

# THÍ NGHIỆM BA TRỤC NÉN (CK<sub>o</sub>UC), KÉO (CK<sub>o</sub>UE) THEO ĐIỀU KIỆN CỐ KẾT K<sub>o</sub> CHO ĐẤT SÉT NGHI SƠN THANH HÓA

## ANISOTROPICALLY CONSOLIDATED UNDRAINED TRIAXIAL COMPRESSION (CK<sub>o</sub>UC) AND EXTENSION (CK<sub>o</sub>UE) FOR SOFT SOIL AT NGHI SƠN THANH HOA

Trần Quang Hộ\*, Dương Toàn Thịnh\*\*

### TÓM TẮT

Thí nghiệm *UU* có thể cho kết quả sức chống cắt không thoát nước có giá trị quá cao hoặc quá nhỏ do những ảnh hưởng tốc độ biến dạng, sự bất đẳng hướng cũng như sự xáo trộn của mẫu không kiểm soát được. Còn thí nghiệm nén ba trục cố kết đẳng hướng không thoát nước *CIU* cũng ít hiệu quả đối với bài toán ổn định trong điều kiện không thoát nước vì giá trị sức chống cắt từ thí nghiệm cho kết quả phân tích không an toàn do sự xáo trộn của mẫu; và quan hệ ứng suất biến dạng không mô phỏng được ứng xử của đất ở công trường vì *K<sub>o</sub>* ít khi bằng đơn vị. Ngoài ra sự thay đổi phương ứng suất chính dọc theo cung trượt cần được mô phỏng qua cơ chế cắt theo điều kiện mẫu chịu kéo và mẫu chịu nén. Để vượt qua những hạn chế từ thí nghiệm *UU* cũng như *CIU* và xét đến sự thay đổi phương ứng suất chính cần phải nghiên cứu ứng xử của đất trong thí nghiệm ba trục cố kết theo điều kiện *K<sub>o</sub>* và tiến hành cắt mẫu theo cơ chế thí nghiệm nén (*CK<sub>o</sub>UC*) và cắt mẫu theo cơ chế thí nghiệm kéo (*CK<sub>o</sub>UE*)

**Từ khóa:** Thí nghiệm nén, thí nghiệm kéo

### ABSTRACT

The results from *UU* compression tests can be either seriously too high or too low due to the uncontrollable effects of strain rates, anisotropy, and sample disturbance. *CIU* compression tests have little value because the undrained shear strength values will be unsafe for stability analysis because of anisotropy and also sample disturbance; and the stress-strain data seldom simulate insitu behaviour because *K<sub>o</sub>* is rarely equal to unity. Moreover the change of major principal stress directions along the slip surface should be simulated by modes of shearing in undrained triaxial compression and extension tests. To overcome the demerits from *UU* and *CIU* tests and include the change of major principal stress directions it's necessary to study soil behaviours in *K<sub>o</sub>* consolidated, undrained triaxial compression (*CK<sub>o</sub>UC*) and extension (*CK<sub>o</sub>UE*) tests.

**Key words:** compression test, extension test

---

\* Trường Đại học Bách Khoa, Tp. Hồ Chí Minh, Việt Nam  
268 Lý Thường Kiệt, P.14, Quận 10. Tp.HCM

Email: [tqho@hcmut.edu.vn](mailto:tqho@hcmut.edu.vn)

\*\* Công ty TNHH Địa Kỹ Thuật Portcoast

328 Nguyễn Trọng Tuyển P. 12. Q. Tân Bình, Tp. HCM

Email: [thinh.dt@portcoastgeo.com](mailto:thinh.dt@portcoastgeo.com)

## 1. TỔNG QUAN

Trạng thái ứng suất và sự thay đổi ứng suất có thể được xác định được trong thí nghiệm Ba trục nhờ vào sự cải tiến thiết bị và phương pháp thí nghiệm. Sự tự động hóa của thiết bị như các cảm biến đo lực, biến dạng và các cảm biến đo áp suất cùng với phần mềm điều khiển đặc biệt viết riêng cho hệ thống trên nền tảng Window cho phép thực hiện bất kì lộ trình ứng suất, biến dạng nào.

Các chu trình thí nghiệm như bão hòa, cố kết theo điều kiện  $K_0$ , nén và kéo với tốc độ biến dạng không đổi được tiến hành hoàn toàn tự động bằng phần mềm điều khiển, tự động thu thập số liệu, tự động xuất kết quả báo cáo khi kết thúc thí nghiệm.

## 2. MÔ TẢ ĐỊA CHẤT

Dự án Tổ Hợp Lọc Hóa Dầu Nghi Sơn nằm trên Huyện Tĩnh Gia Tỉnh Thanh Hóa. Nơi có đặc điểm địa chất là trầm tích biến đổi phức tạp với tầng đất yếu là sét, sét pha xám đen. Về mặt cấu tạo tự nhiên thì đất sét khu vực này được phân loại là  $CH$  và  $CL$ , có độ ẩm từ 36% tới 58%, giới hạn chảy  $W_L$  từ 36% cho tới 59%, chỉ số dẻo  $PI \approx 19\%$  tới 32%, độ sệt  $I_L \approx 1$  (theo phương pháp Casagrande). Hệ số rỗng  $\approx 1.3$ . Chỉ số nén  $C_c \approx 0.45$ , chỉ số nén lại  $C_r \approx 0.11$ .

## 3. GIỚI THIỆU VỀ THÍ NGHIỆM BA TRỤC THEO ĐIỀU KIỆN CỐ KẾT $K_0$ .

Thí nghiệm  $CK_0UC$ .

Mẫu đất được nén cố kết bất đẳng hướng theo điều kiện  $K_0$  và cắt mẫu không thoát nước theo lộ trình chất tải.

Thí nghiệm  $CK_0UE$

Mẫu đất được nén cố kết bất đẳng hướng theo điều kiện  $K_0$  và cắt mẫu không thoát nước theo lộ trình dỡ tải.

Thiết bị và quy trình thí nghiệm

Quá trình nén lại mẫu theo điều kiện  $K_0$  và mô tả quan hệ giữa ứng suất - cường độ -

biến dạng trong các thí nghiệm  $CK_0UC$  và  $CK_0UE$  được tiến hành trên thiết bị thí nghiệm ba trục theo cơ chế hoàn toàn tự động, Hình 1.



Hình 1: Thiết bị thí nghiệm Ba trục tự động

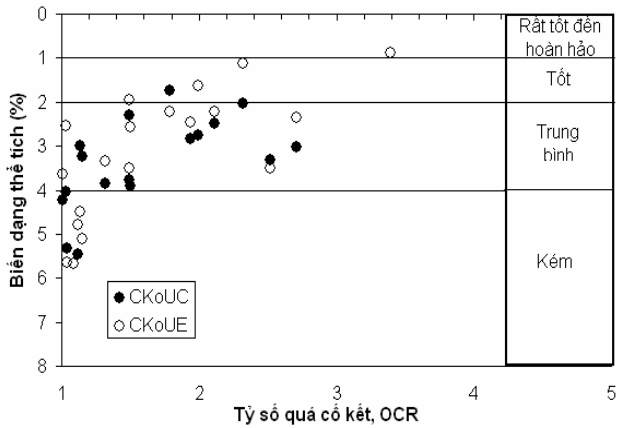
Sử dụng phương pháp bão hòa ướt bằng cách dung áp lực ngược với cấp áp lực bão hòa là 200 kPa. cho đến khi hệ số áp lực lỗ rỗng Skempton B đạt được từ 0.95 đến 0.99 thì mẫu đất được xem là bão hòa hoàn toàn. Quá trình cố kết, giá trị  $K_0$  được xác định dựa theo Lade (1971a). Trong suốt quá trình cố kết theo điều kiện  $K_0$  ứng suất được phân bố sao cho không xuất hiện biến dạng ngang trên thân mẫu, tức tiết diện ngang của mẫu là không đổi. Quá trình cắt mẫu theo tốc độ biến dạng là 0.02%/min cho thí nghiệm nén và 0.4%/h. cho thí nghiệm kéo. Mẫu đất được cắt tới khi bị phá hoại (20% biến dạng).

Trong thí nghiệm ba trục nén và kéo giá trị hiệu chỉnh của giấy thấm gần bằng 8kPa và của màng cao su gần bằng 3kN/mm (tương đương khoảng 10kPa).

## 4. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM

Tổng cộng có 34 mẫu sét yếu thực hiện thí nghiệm Ba trục, trong đó 16 mẫu nén và 18 mẫu kéo. Những mẫu đất này đều có hệ số quá cố kết (OCR) từ 1 đến 3, có độ sâu lấy mẫu từ 3.0m đến 14.65m, có hàm lượng cát khoảng

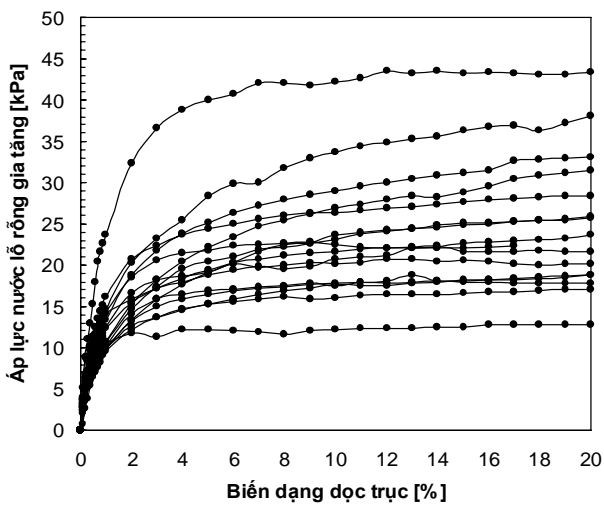
14.8%, hàm lượng bụi khoảng 37.4%, hàm lượng sét khoảng 47.8%. Chất lượng của mẫu được đánh giá từ biến dạng thể tích của sét yếu trong quá trình cố kết không đẳng hướng đến ứng suất có hiệu tại hiện trường (Lacasse và Berre, 1988), Hình 2.



Hình 2: Đánh giá chất lượng mẫu theo Lacasse và Berre, 1988.

Theo đó các mẫu làm thí nghiệm có chất lượng mẫu rất tốt đến hoàn hảo chiếm 2.7%, chất lượng tốt chiếm 10.81%, chất lượng trung bình chiếm 59.46%. Hình 2 cho thấy tỷ số quá cố kết (OCR) càng lớn thì mẫu ít bị xáo trộn. Phần lớn các mẫu đem làm thí nghiệm là quá cố kết nhẹ (LOC).

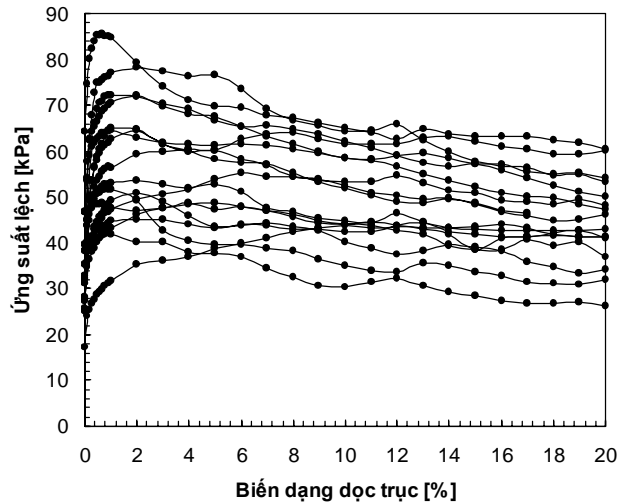
**Thí nghiệm nén ba trục (CK<sub>o</sub>UC)**



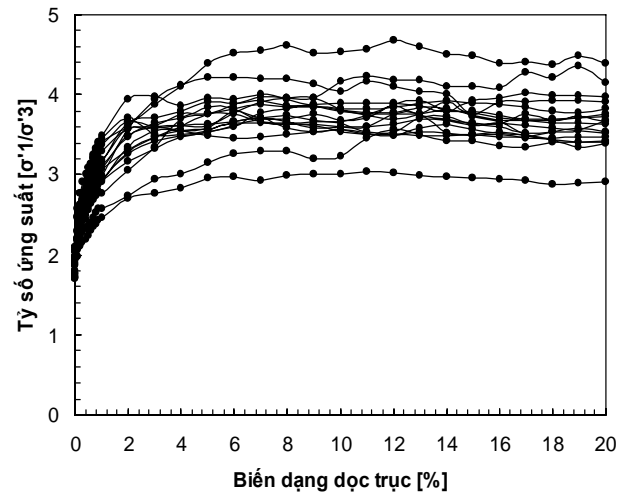
Hình 3: Áp lực nước lỗ rỗng gia tăng theo biến dạng dọc trục

Áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình thí nghiệm đều gia tăng và có giá trị dương, Hình 3

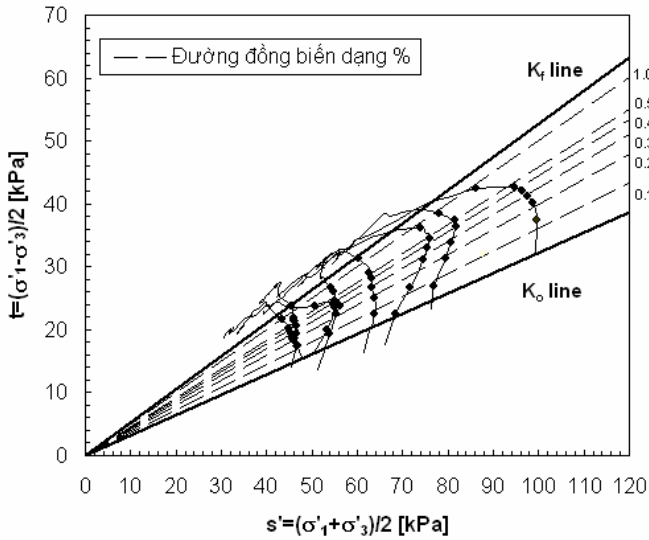
Hình 4 cho thấy vì các mẫu có OCR lớn hơn 1 cho nên ứng xử của đất là suy bền trong quá trình chịu cắt và tiến đến trạng thái phá hoại.



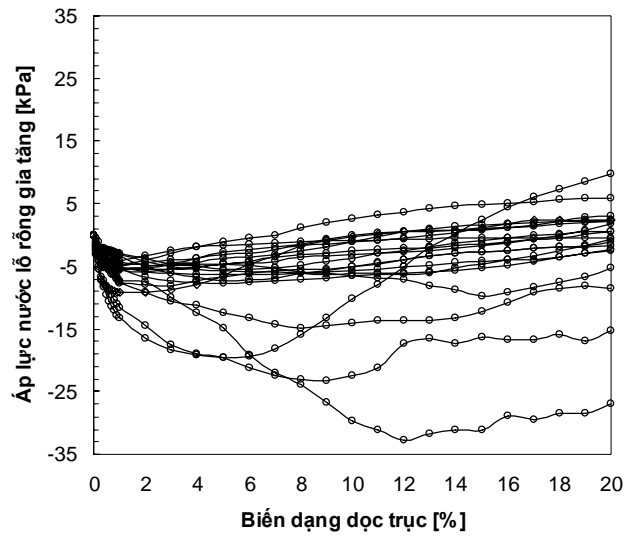
Hình 4: Quan hệ giữa ứng suất lệch và biến dạng dọc trục.



Hình 5: Quan hệ giữa tỉ số ứng suất và biến dạng dọc trục.



Hình 6: Lộ trình ứng suất và đường đồng biến dạng trong thí nghiệm nén.

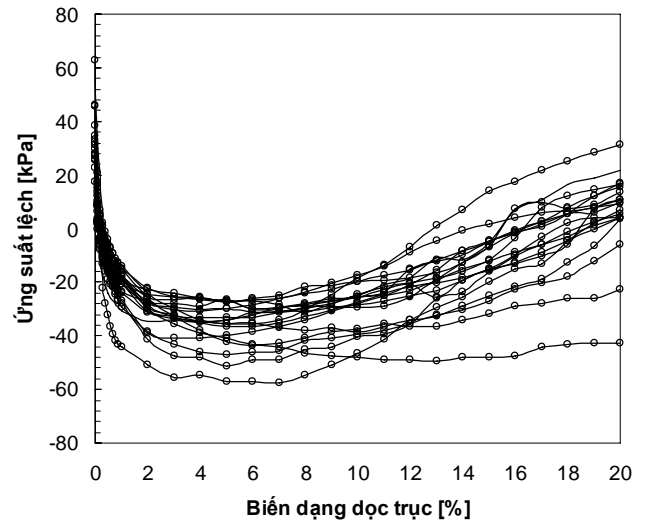


Hình 7: Sự biến đổi áp lực nước lỗ rỗng theo biến dạng dọc trục (-ε%)

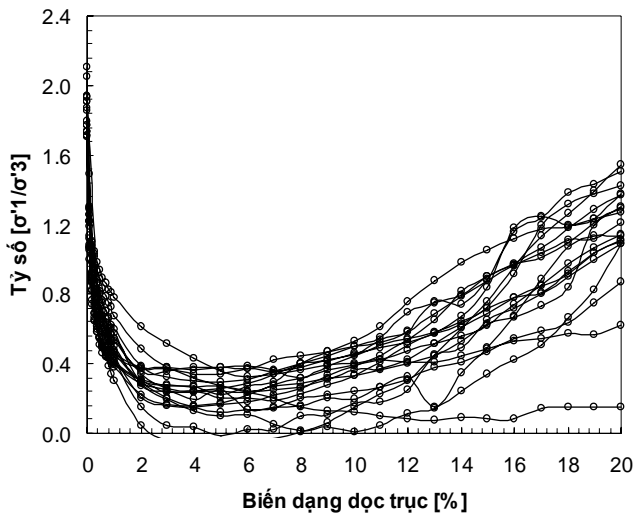
### Thí nghiệm kéo ba trục (CK<sub>0</sub>UE)

Trong thí nghiệm kéo ba trục đã cho thấy ở biến dạng nhỏ áp lực nước lỗ rỗng âm sau đó tăng dần cho đến khi phá hoại và có thể trở nên dương, Hình 7. Tuy nhiên một số mẫu phá hoại khi áp lực nước lỗ rỗng vẫn còn ở trong giai đoạn âm. Điều này cho kết tương tự như kết quả của đất sét Bangkok (Balasubramiam, 1977).

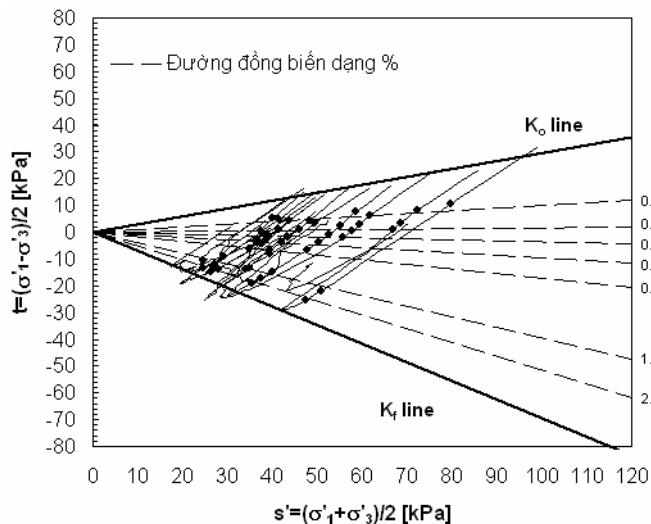
Quan hệ giữa ứng suất lệch và biến dạng dọc trục được trình bày trong Hình 8. Quan hệ giữa tỉ số ứng suất ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ ) theo biến dạng cho thấy mối quan hệ này phụ thuộc vào tỉ số quá cố kết OCR đối với đất sét quá cố kết nhẹ, không phải là quan hệ duy nhất như đất sét cố kết thường, Hình 9. Lộ trình ứng suất có hiệu trong thí nghiệm bắt đầu từ đường  $K_o$  và kết thúc trên đường  $K_f(E)$  như trong Hình 10



Hình 8: Quan hệ giữa ứng suất lệch và biến dạng dọc trục (-ε%)



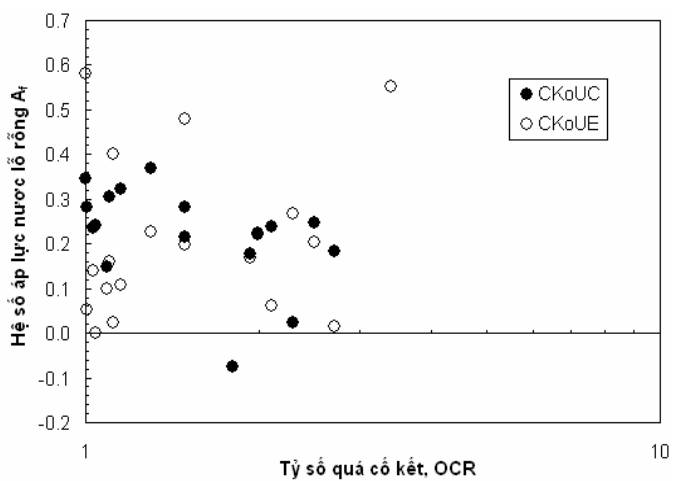
Hình 9: Quan hệ giữa tỉ số ứng suất  $\sigma'_1/\sigma'_3$  với biến dạng dọc trục ( $-\epsilon\%$ )



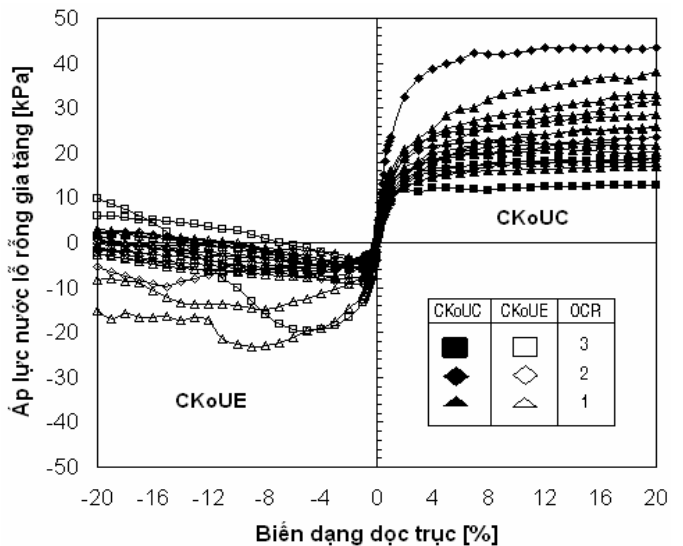
Hình 10: Lộ trình ứng suất và đường đồng biến dạng thí nghiệm kéo

### So sánh hai thí nghiệm CK<sub>o</sub>UE & CK<sub>o</sub>UC

✓ **Áp lực nước lỗ rỗng:** trong thí nghiệm nén, áp lực nước lỗ rỗng tăng theo biến dạng và có xu hướng không đổi khi tiến đến cường độ kháng cắt đỉnh, Hình 12. Trong thí nghiệm kéo áp lực nước lỗ rỗng giảm dần đến cường độ kháng cắt đỉnh, sau đó có xu hướng tăng trở lại đến khi mẫu đất phá hoại. Tuy nhiên có một số trường hợp áp lực nước lỗ rỗng vẫn giữ giá trị âm. Điều này cho kết tương tự như kết quả của đất sét Bangkok (Balasubramiam, 1977)



Hình 11: Hệ số áp lực nước lỗ rỗng  $A_f$  và OCR

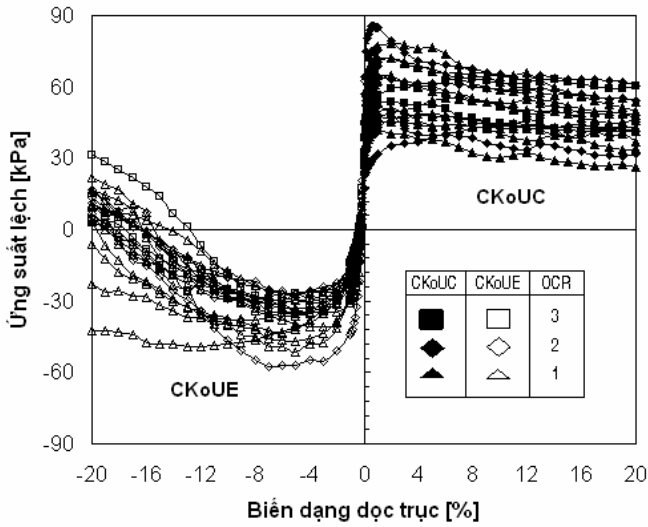


Hình 12: Áp lực nước lỗ rỗng thay đổi theo biến dạng dọc trục trong hai loại thí nghiệm.

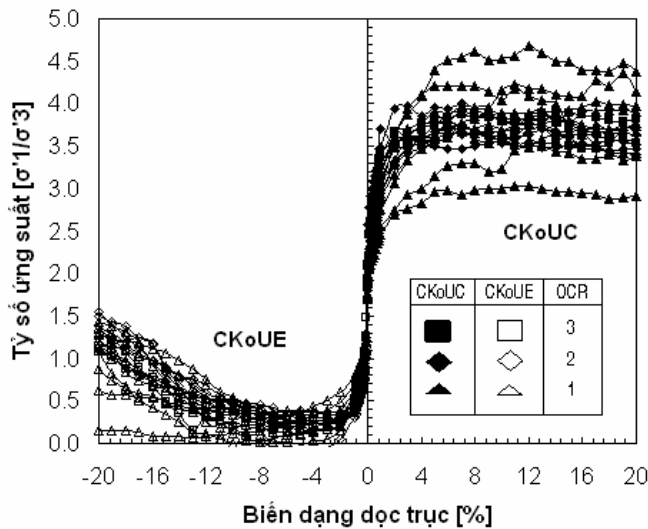
✓ **Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng:** Hình 13 trình bày mối quan hệ giữa ứng suất lệch và biến dạng dọc trục. Suốt trong quá trình mẫu biến dạng kéo mẫu đã hình thành một eo nhỏ làm giảm tiết diện mẫu và gia tăng biến dạng làm cho mẫu trở nên yếu đi và mất ổn định. Ngược lại với quá trình kéo mẫu, quá trình nén mẫu do tăng lực dọc trục đến khi mẫu đất yếu đi và phá hoại. Có thể thấy đối với mẫu đất có kết thường hay có kết nhẹ đều cho thấy tính suy bền của chúng sau khi đạt cường độ kháng cắt đỉnh cả trong trường hợp nén và trong trường hợp kéo. Hình 14 trình bày mối quan hệ

giữa tỉ số ứng suất với biến dạng dọc trục. Hình 15 trình bày các lộ trình ứng suất di chuyển từ đường  $K_0$  đến đường  $K_f$ . Tất cả kết quả từ ba hình 13, 14, 15 đều cho thấy khi mẫu chịu biến dạng kéo đất lại có khuynh hướng

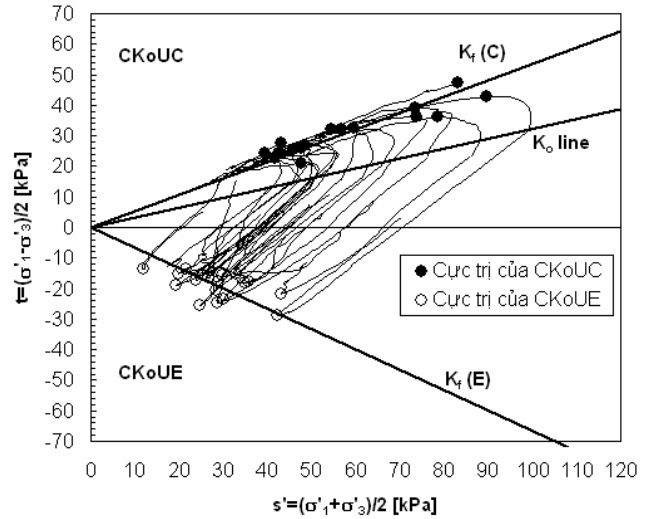
suy bền vì theo định đề Drucker  $\dot{\sigma} \dot{\varepsilon} < 0$  thì vật liệu dẻo suy bền. Điều này trái với giả thiết trong các mô hình MIT-E1 cũng như MIT-E3 là đất không có xu thế suy bền khi chịu kéo



Hình 13: Ứng suất lệch thay đổi theo biến dạng dọc trục trong hai loại thí nghiệm

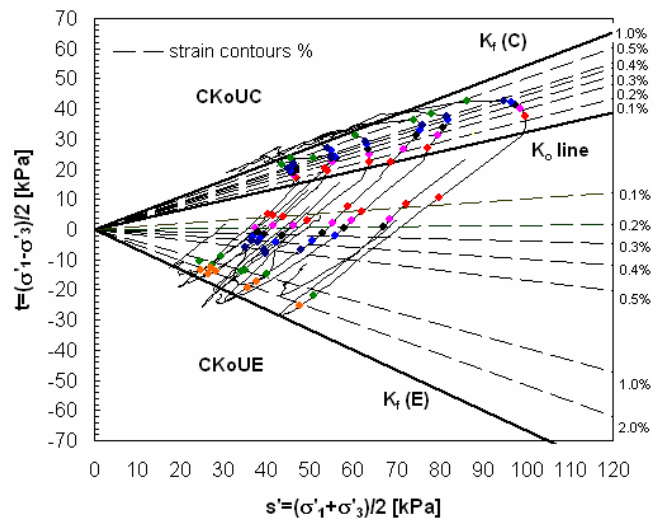


Hình 14: Tỉ số ứng suất thay đổi theo biến dạng dọc trục trong hai loại thí nghiệm

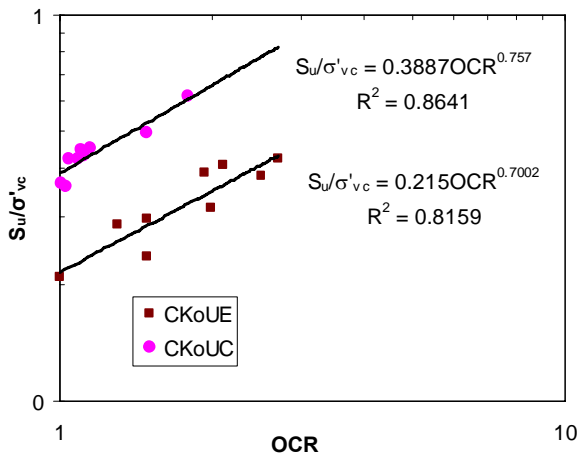


Hình 15: Lộ trình ứng suất trong hai loại thí nghiệm.

Hình 15 trình bày những điểm mẫu phá hoại theo ứng suất lệch cực đại và các đường phá hoại  $K_f(C)$  và  $K_f(E)$ . Hình 16 cho thấy những đường đồng biến dạng trong thí nghiệm  $CK_0UE$  cũng như  $CK_0UC$  gần như một đường thẳng và có khuynh hướng đi qua gốc tọa độ. Hình 17 trình bày quan hệ SHANSEP (Ladd et al., 1974) cho hai loại thí nghiệm. Kết quả cho thấy Hệ số  $S$  và mũ  $m$  trong công thức SHANSEP xác lập từ thí nghiệm  $CK_0UE$  đều nhỏ hơn  $CK_0UC$ .



Hình 16: Lộ trình ứng suất và đường đồng biến dạng trong hai loại thí nghiệm.



Hình 17: Quan hệ giữa tỷ số  $S_u/\sigma'_{vc}$  và tỷ số quá cố kết OCR

Thực tế từ kết quả thí nghiệm 34 mẫu đất cho thấy cường độ kháng cắt không thoát nước của thí nghiệm Ba trục kéo chỉ bằng 50% đến 60% so với cường độ kháng cắt không thoát nước của thí nghiệm Ba trục nén. Kết quả này phù hợp với các kết quả thí nghiệm tại một số phòng thí nghiệm Châu Á.

## 5. KẾT LUẬN

- ✓ Sức chống cắt  $S_u$  trong thí nghiệm  $CK_{oUE}$  chỉ bằng 50% đến 60% của thí nghiệm  $CK_{oUC}$ .
- ✓ Hệ số  $S$  và mũ  $m$  trong công thức *SHANSEP* tính sức chống cắt từ thí nghiệm  $CK_{oUE}$  đều nhỏ hơn  $CK_{oUC}$ .
- ✓ Các đường đồng biến dạng trong hai loại thí nghiệm đều có khuynh hướng là đường thẳng.
- ✓ Hệ số  $A_f$  trong hai loại thí nghiệm đều nhỏ hơn 0,6.
- ✓ Trái với giả thiết trong mô hình MIT-E1 cũng như MIT-E3 (Whittle, 1987) là đất không có giai đoạn suy bền trong quá trình chịu kéo, thí nghiệm kéo được thực hiện trong dự án này cho thấy đất vẫn có khuynh hướng suy bền vì ở cuối giai đoạn thí nghiệm kéo có  $\sigma'_e < 0$  thì theo định đề Drucker (Drucker, 1951) vật liệu dẻo được xem là suy bền.

✓ Việc thực hiện các mẫu thí nghiệm này đòi hỏi thiết bị và các phương tiện đo lường phải có độ chính xác và khả năng tự động hóa cao. Do vậy giá thành thí nghiệm lớn hơn rất nhiều so với các thí nghiệm *UU* và *CIU*. Tuy nhiên, giá trị sức chống cắt không thoát nước từ thí nghiệm này lại đáng tin cậy và phù hợp hơn nhiều lần so với thí nghiệm *UU* và *CIU*.

## 6. THAM KHẢO

- ✓ Balasubramaniam, A. S.(1977). Deformation characteristics of weathered Bangkok Clay in triaxial extension. *Geotechnique* 27, No. 1, 75-92.
- ✓ Berre, T. (1996), Suggested International Code of Soil Engineering Practice for Triaxial Compression Test, Preliminary Draft #3, .
- ✓ Bishop, A.W. Henkel, D.J.,(1962) The measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, 2<sup>nd</sup> ed., Arnold, London..
- ✓ Bjerrum, L. and Landva, A., (1966). Direct Simple Shear Tests on Norwegian Quick Clay” *Geotechnique*, Vol.16, No.1, 1966, pp. 1-20.
- ✓ Drucker. D.C., (1951). A more fundamental approach to plastic stress-strain relations. Proc., 1<sup>st</sup> U.S National Congress on Applied Mechanics. ASME. Pp. 487-491
- ✓ Ladd C. C., and Roger Foott (1974).,“New Design Procedure for Stability of Soft Clays” *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, No. GT7, July, 1974.
- ✓ Whittle, A. J. (1987). A Constitutive Model For Overconsolidated Clays With Application to the Cyclic Loading of Friction Piles, Sc. D. Thesis, Dept. of Civil Engrg., MIT, Cambridge, MA., 641p
- ✓ Báo Cáo Địa Kỹ Thuật Dự án Tổ Hợp Lọc Hóa Dầu Nghi Sơn – Thanh Hóa của công ty Portcoast.