

# Xác định sức chịu tải nền đất bằng phương pháp số có xét đến tính lưu biến của nền đất

Determination of the long-term bearing capacity by analytical method taking into account rheological properties of soils

> NGUYỄN HUY HIỆP<sup>1</sup>, ĐÀM HỮU HƯNG<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Viện Kỹ thuật công trình đặc biệt - Trường Đại học Kỹ thuật Lê Quý Đôn

<sup>2</sup> Đại học xây dựng nghiên cứu quốc gia Matxcova - 26 đại lộ Yaroslavskoye- Matxcova- Liên bang Nga

Email: huyhienguyen@lqdtu.edu.vn; hungdh1992@gmail.com

## TÓM TẮT:

Hiện nay, việc tính toán khả năng chịu lực theo tiêu chuẩn thiết kế móng nhà và công trình 9362:2012 của Việt Nam được thực hiện dựa trên sự hình thành các vùng dẻo dưới chân móng với giả thiết là hệ số áp lực đất tại điểm nghỉ  $K_0 = 1$  và không có các đặc tính lưu biến của đất. Trên thực tế, hệ số áp lực đất ở trạng thái nghỉ  $K_0$  có thể thay đổi với các giá trị khác nhau tùy thuộc vào trạng thái ứng suất ban đầu của môi trường đất (đối với đất cố kết thường và đất quá cố kết) và trạng thái tới hạn của các phần tử đất chịu tải có liên quan đến đặc tính lưu biến của đất gây ra bởi sự thay đổi của các thông số cường độ theo thời gian. Bài báo trình bày một giải pháp phân tích để xác định khả năng chịu lực dài hạn của móng băng có tính đến các giá trị khác nhau của hệ số áp lực đất khi nghỉ và sự giảm cố kết của đất. Kết quả là đạt được đường cong phụ thuộc khả năng chịu lực của móng dài theo thời gian, là cơ sở để kiểm soát kết quả thu được theo phương pháp phần tử hữu hạn.

**Từ khóa:** Sức chịu tải dài hạn; lưu biến, hệ số áp lực đất; đất cố kết thông thường; đất quá cố kết

## ABSTRACT:

Nowadays, the calculation of bearing capacity according to Vietnamese specifications for design of foundations for buildings and structures 9362:2012 is carried out based on the formation of plastic zones under footings with the assumption of the coefficient of earth pressure at rest  $K_0 = 1$  and the absence of rheological properties of soil. In fact, the coefficient of earth pressure at rest  $K_0$  can vary with different values depending on the initial stress state of the soil medium (for normally consolidated and overconsolidated soils) and the critical state of loaded soil elements is in relevance to the rheological behaviour of soil caused by the changes of strength parameters over time. The article demonstrates an analytical solution for determining the long-term bearing capacity of strip footing taking into account various values of the coefficient of earth pressure at rest and the decrease in soil cohesion. As a result, a dependency curve of the bearing capacity of strip foundations on time is achieved, which is the basis of controlling the results gained by the finite element method.

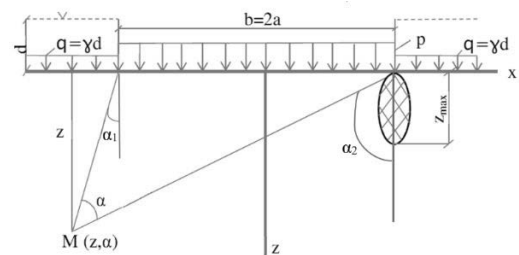
**Keywords:** long-term bearing capacity, rheological properties, coefficient of earth pressure, normally-consolidated soil, overconsolidated soil.

## 1. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CÓ XÉT ĐẾN HỆ SỐ ÁP LỰC HÔNG

### 1.1. Đặt vấn đề

Bài toán xác định sức chịu tải nền đất theo TCVN 9362 :2012 [1, 4, 5] được xác định theo sơ đồ sau:

Trên hình 1: hố móng băng có chiều rộng  $b=2a$ ; chiều sâu hố móng  $d$ , tải hông  $q=\gamma d$ ;  $\gamma$ - trọng lượng riêng của đất,  $p$ - ứng suất đáy móng. Dựa theo lời giải của Punzurevski sức chịu tải nền đất  $R$  được xác định theo điều kiện phát triển của vùng biến dạng dẻo  $z_{max}=b/4$ . Điều kiện biên của bài toán này là hệ số áp lực hông  $K_0=1$ . Trên thực tế, hệ số áp lực hông của nền đất có thể nhỏ hơn hoặc lớn hơn 1.



Hình 1. Sơ đồ bài toán xác định sức chịu tải nền đất dựa theo vùng biến dạng dẻo

Tác giả đã dựa trên lời giải theo tài liệu [1, 4] cập nhật bổ sung, xây dựng công thức xác định sức chịu tải nền đất trọng trường hợp  $K_0 \neq 1$ .

### 1.2. Xây dựng lý thuyết giải tích

Xét sơ đồ bài toán hình 1 trong trường hợp  $K_0 \neq 1$ .

\*) Ứng suất do trọng lượng bản thân đất (ở trạng thái nguyên sinh) theo các phương  $x, y, z$ :

$$\sigma_{xg} = \sigma_{yg} = K_0 \cdot \sigma_{zg} \quad (1)$$

Ở trạng thái ban đầu được coi là vật thể bán vô hạn nên ứng suất cắt ban đầu  $\tau_{xzg} = \tau_{zcg} = 0$

trong đó:

$$\sigma_{zg} = \gamma(d+z) \quad (2)$$

\*) Ứng suất tăng thêm trong nền đất dưới tác dụng của ứng suất đáy móng  $p$  [1]:

$$\sigma_{xp} = \frac{p-\gamma d}{2\pi} [2(\alpha_1 - \alpha_2) - \sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2] \quad (3)$$

$$\sigma_{yp} = \frac{p-\gamma d}{2\pi} [2(\alpha_1 - \alpha_2) + \sin 2\alpha_1 - \sin 2\alpha_2] \quad (4)$$

$$\tau_{xyp} = \frac{p-\gamma d}{2\pi} (\cos 2\alpha_1 - \cos 2\alpha_2) \quad (5)$$

\*) Ứng suất tổng được xác định như sau:

$$\sigma_x = \sigma_{xg} + \sigma_{xp} \quad (6)$$

$$\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp} \quad (7)$$

$$\tau_{xz} = \tau_{xzg} + \tau_{xzp} \quad (8)$$

\*) Áp dụng điều kiện cân bằng Mohr có:

$$\frac{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma_x + \sigma_z + 2c \cdot \text{tg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi \quad (9)$$

Vùng biến dạng dẻo  $z$  là hàm số phụ thuộc:

$$z = f(\alpha_1, \alpha_2, c, \varphi, \gamma, K_0, d) \quad (10)$$

Rút ra được phương trình:

$$\frac{[\sigma_x - \sigma_z + \gamma(d+z)(1-K_0)]^2 + 4\tau_{xz}^2}{[\sigma_x + \sigma_z + 2c \cdot \text{tg} \varphi + \gamma(d+z)(1+K_0)]^2} = \sin^2 \varphi \quad (11)$$

Biến đổi (11) được phương trình sau:

$$A(p - \gamma d)^2 + B(p - \gamma d) + C = 0 \quad (12)$$

Giải phương trình (12) được nghiệm:

$$p_{1,2} = \gamma d - \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (13)$$

trong đó:

$$A = \frac{4}{\pi^2} [\sin^2(\alpha_1 - \alpha_2) - \sin^2 \varphi (\alpha_1 - \alpha_2)^2] \quad (14)$$

$$B = \frac{2}{\pi} (\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1) \gamma (d+z)(1-K_0) - 2(\alpha_1 - \alpha_2) \sin^2 \varphi \quad (15)$$

$$C = [\gamma(d+z)(1-K_0)]^2 - [2c \cdot \text{tg} \varphi + \gamma(d+z)(1-K_0)]^2 \sin^2 \varphi \quad (16)$$

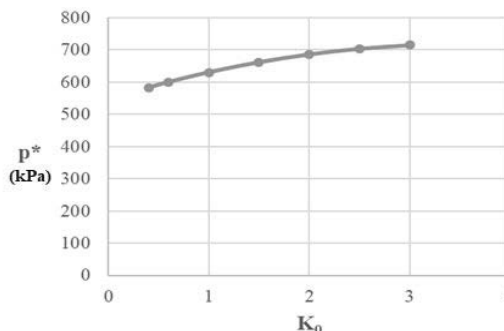
### 1.3. Thử nghiệm số

Tính toán số liệu trên phần mềm Mathcad xác định sức chịu tải của nền đất khi  $z = z_{\max} = b/4$ . Dữ liệu đầu vào của bài toán như sau:  $c=15\text{T/m}^2$ ;  $\varphi=0,262$  rad;  $\gamma=1,96$  T/m<sup>3</sup>;  $d=3\text{m}$ ;  $b=4\text{m}$ . Thông số xác định sức chịu tải nền đất khi:  $M$  ở dưới mép móng tức là  $\alpha_1=0$  và  $\alpha_2=\arctg(b/z)$ .

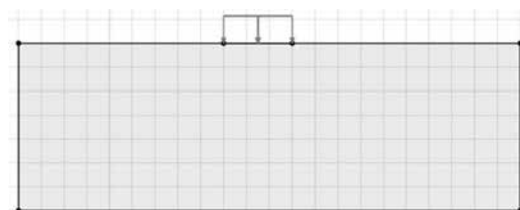
Hiện nay, với sự trợ giúp của phần máy tính, các phần mềm thương mại như: Plaxis, Geostudio có thể trợ giúp các kỹ sư tính toán các bài toán xác định sức chịu tải nền đất có kể đến các hệ số áp lực hông khác nhau.

Mô phỏng bài toán phân tích trạng thái ứng suất và biến dạng với đầu vào với số liệu của bài toán giải tích trên với ba trường hợp  $K_0=0,5$ ; 1; 2. Điểm khác biệt giữa lời giải giải tích và phương pháp số

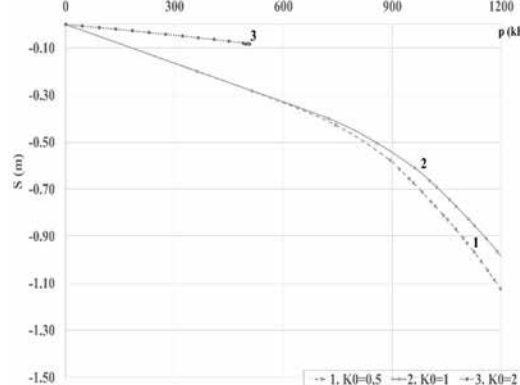
là: khả năng mang tải của nền trong công thức (13) tính theo sự phát triển của vùng biến dạng dẻo. Còn phương pháp số: tính theo trạng thái cực hạn. Để thu được lời giải trạng thái ứng suất- biến dạng bằng phương pháp giải tích là tương đối khó khăn.



Hình 2. Sức chịu tải nền đất theo giá trị  $K_0$  khác nhau, tính theo công thức (13)



Hình 3. Sơ đồ bài toán xác định sức chịu tải nền đất bằng phần mềm Plaxis 2D V 2021



Hình 4. Sức chịu tải nền đất mô phỏng bằng phần mềm Plaxis theo giá trị  $K_0$

Kết quả hình 2 chỉ ra rằng: với lời giải bằng giải tích hệ số áp lực hông có ảnh hưởng đến khả năng mang tải của nền đất, giá trị  $K_0$  càng tăng thì sức chịu tải nền đất càng tăng. Kết quả trên hình 4 chỉ ra rằng: với kết quả mô phỏng bằng phương pháp số trên phần mềm Plaxis 2D V2021 hệ số áp lực hông càng tăng thì độ lún của nền đất càng giảm, chứng minh khả năng chịu tải của nền đất tăng theo hệ số áp lực hông.

## 2. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CÓ XÉT ĐẾN TÍNH LƯU BIẾN CỦA NỀN ĐẤT

### 2.1. Khái niệm chung về lưu biến của mẫu đất

Tính chất lưu biến của một vật liệu được biểu hiện dưới dạng: tính từ biến, tính chùng ứng suất và độ bền lâu dài dưới tác dụng lâu dài của tải trọng. Tính chất lưu biến của đất dính được khởi đầu nghiên cứu vào năm 1925 với K. Terzaghi và sau đó được nhiều nhà khoa học phát triển thêm như Pugiurevskii N.P., Gherxevanov N.M., Vialov X.X., Phlorin V.A., Tsutovits N.A., Skempton A.W., Haefeli R., Bishop A.W., ... Các nghiên cứu tính chất lưu biến của đất thường theo hai hướng [2, 3]:

- Một là nghiên cứu biến dạng cắt xuất hiện trong khối đất để

giải quyết các vấn đề thuộc về ổn định lâu dài các mái dốc, các tường chắn, các đập áp lực...tức là vấn đề độ bền lâu.

- Hai là nghiên cứu sự phát triển các biến dạng thể tích của khối đất theo thời gian gây ra do trượt khung đất để giải quyết các vấn đề liên quan đến quá trình lún lâu dài của đất nền dưới tải trọng, tức là quá trình từ biến.

Trong nội dung bài báo, tác giả trình bày phương pháp xác định lịch sử kết theo thời gian, dựa vào độ bền lâu dài theo thời gian.

**2.2. Xác định lịch sử kết của mẫu đất theo thời gian dựa vào độ bền lâu dài**

Độ bền lâu dài của vật liệu được hiểu là khả năng của vật liệu đó chống lại sự phá hủy dưới tác dụng của tải trọng tác dụng lâu dài. Từ lâu các quan sát đã thấy một số các công trình xây dựng đã bị phá hỏng sau một thời gian dài sử dụng cho dù tải trọng tác dụng là nhỏ hơn độ bền xác định được khi chịu tải ngắn hạn. Điều này có thể xảy ra do dưới tác dụng của tải trọng, đất chịu biến dạng từ biến tăng tiến với tốc độ tăng dần và dẫn đến phá hoại (dòn hoặc dẻo). Khi thí nghiệm gia tải nhanh cho tới phá hoại trên vật liệu có tính từ biến, chúng ta thu được giá trị độ bền tức thời của vật liệu đó. Khi gia tải với tải trọng nhỏ hơn độ bền tức thời cũng trên vật liệu này, sự phá hoại không xảy ra ngay mà phải qua một khoảng thời gian nhất định. Tải trọng tác dụng càng nhỏ, thời gian cần thiết để phá hoại vật liệu càng dài cho đến khi tải trọng tác dụng là đủ nhỏ để biến dạng từ biến là tắt dần. Quá trình giảm giá trị ứng suất phá hoại theo thời gian là quá trình giảm độ bền. Độ bền lâu dài của vật liệu là giá trị độ bền mà dưới tác dụng lâu dài của tải trọng có giá trị bằng hoặc nhỏ hơn chúng, vật liệu phát triển biến dạng từ biến theo dạng ổn định, tắt dần không dẫn tới phá hoại. Giá trị độ bền lâu dài bao giờ cũng nhỏ hơn độ bền xác định tức thời và phụ thuộc vào thời gian xảy ra phá hoại. Thời gian phá hoại càng lâu, giá trị độ bền lâu dài càng sai khác nhiều với độ bền tức thời và ngược lại [2, 3].

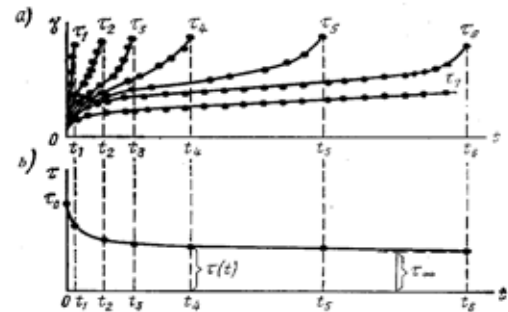
Đồ thị giảm độ bền của vật liệu theo thời gian có thể thu được trên cơ sở các đường cong từ biến (Hình 5). Dựa vào họ đường cong từ biến  $\gamma - t$  (Hình 5a), xây dựng được khi thí nghiệm mẫu đất ở các tải trọng  $\tau_i$  ( $\tau_1 > \tau_2 > \tau_3 > \dots$ ), thời điểm tại đó mẫu đất bị phá hoại  $t_1$  ( $t_1 < t_2 < t_3 < \dots$ ) được xác định và qua đó đường cong độ bền lâu dài được thiết lập  $\tau - t$ , là đường cong biểu diễn mối quan hệ giữa ứng suất phá hoại và thời điểm phá hoại (Hình 5b).

Trên đường cong độ bền lâu dài có thể phân biệt các giá trị độ bền:

- Độ bền tức thời  $\tau_0$ : giá trị độ bền lớn nhất trên đường cong tại  $t=0$ , đặc trưng cho sức kháng phá hoại nhanh tức thời của vật liệu;
- Độ bền lâu dài  $\tau(t)$ : đặc trưng bằng ứng suất gây phá hoại vật liệu tại thời điểm chịu tải bất kỳ, xác định bởi tung độ bất kỳ trên đường cong độ bền lâu dài;
- Độ bền lâu dài giới hạn  $\tau_{\infty}$ : tương ứng với ứng suất, nhỏ hơn giá trị này, biến dạng có đặc trưng tắt dần, không dẫn tới phá hoại tại bất cứ thời điểm chịu tải nào và nếu lớn hơn giá trị này biến dạng từ biến có đặc trưng không tắt dần, dẫn tới phá hoại tại thời điểm xác định. Đây là tung độ của tiệm cận ngang với đường cong độ bền lâu dài.

Lịch sử sự cố công trình đã nhiều lần ghi lại nhiều công trình bị hư hỏng được xác định có nguyên nhân là sự giảm độ bền theo thời gian khai thác sử dụng. Một số ví dụ sau đây đã chứng tỏ điều này: một loạt các mái dốc của mương đào trong đất sét nguồn gốc băng hà London đã bị mất ổn định và trượt sau 13-54 năm khai thác. Thiết kế tính toán trên cơ sở số liệu thí nghiệm trong phòng bằng nén ba trục xác định độ bền của đất cho hệ số ổn định trượt của bờ dốc trong khoảng 1,18-1,35. Bằng phép tính ngược với giả thiết rằng hệ số ổn định của mái dốc bằng 1 khi bị trượt và độ bền của đất bị giảm chỉ do giảm lực dính còn góc ma sát giữ nguyên không thay đổi, Henkel Đ đã phát hiện thấy, tại thời điểm hư hỏng, lực dính đã giảm tới 65-35% tương ứng với 13-54 năm sử dụng. Rõ ràng độ bền của

đất đã bị giảm mạnh theo thời gian và dẫn tới mái dốc bị mất ổn định.



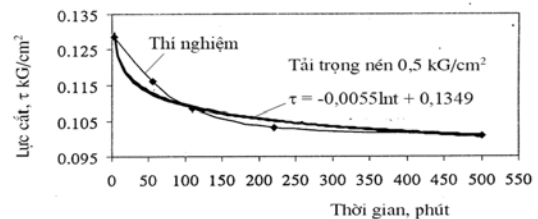
Hình 5. Đường cong từ biến (a) và đường cong độ bền lâu dài (b)

Theo số liệu quan trắc, bằng phép tính ngược, Skempton đã xác định được giá trị của các thành phần ứng suất pháp, ứng suất cắt hữu hiệu tác dụng trên mặt phẳng trượt tại thời điểm sự cố và Sucle kết hợp với kết quả thí nghiệm trong phòng xác định sức kháng cắt tức thời cũng như các quan trắc góc dốc của mái dốc tự nhiên ổn định đã phân tích và tính toán được sự giảm sức kháng cắt của đất tạo mái dốc theo thời gian. Kết quả thu được, độ bền lâu dài giới hạn giảm rất mạnh theo thời gian và chỉ bằng 0,35 giá trị độ bền tức thời xác định trong phòng thí nghiệm ( $\tau_{\infty}/\tau_0 = 0,35$ ). Kasagrande A. và Winson S. ngay từ năm 1951 đã phát hiện thấy hiện tượng mẫu đất bị phá hoại ở tải trọng chỉ bằng 80-40% (có khi chỉ 25%) độ bền tức thời với thời gian tới phá hoại đến 30 ngày và qua đó ông đã tìm thấy nguyên nhân gây sự cố trượt hông bờ kênh dẫn nước tại khu vực Pannam (Mỹ) sau vài năm sử dụng vì khi tính toán thiết kế đã không kể đến sự giảm độ bền theo thời gian.

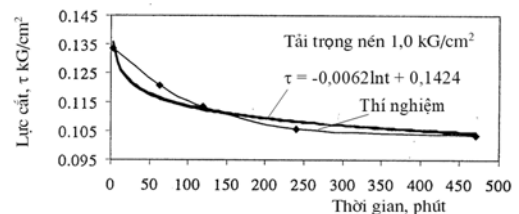
Hai phương pháp thí nghiệm được áp dụng là phương pháp cắt trực tiếp với sự tác dụng đồng thời cả áp lực nén, cắt và phương pháp nén một trục nở hông với vòng ứng biến. Quy trình cụ thể như sau đây (trong trường hợp này góc ma sát trong của đất  $\phi=0$ ):

- Phương pháp cắt trực tiếp: với phương pháp này, cần 3 tổ mẫu thí nghiệm, mỗi tổ gồm 5 mẫu. Đối với một tổ mẫu, áp lực nén có giá trị như nhau nhưng áp lực cắt phải lựa chọn và tác dụng sao cho các mẫu bị cắt phá hoại ở các thời gian khác nhau. Quy trình cắt được lựa chọn là cắt ứng biến, không có kết.

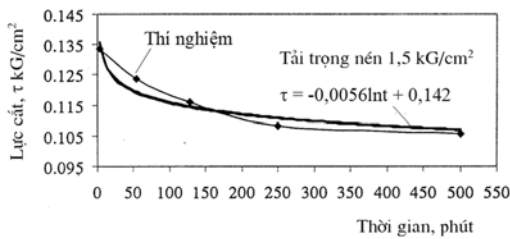
Mẫu thí nghiệm với đường kính 63 mm, chiều cao 20 mm. Cấp tải nén thẳng đứng lựa chọn là: 0,5 -1,0 -1,5  $\text{kg/cm}^2$ . Lực cắt được tác dụng với tốc độ biến dạng cắt là không đổi sao cho mỗi mẫu cắt được cắt phá hoại ở thời gian khác nhau [2].



Hình 6. Đường biểu diễn quan hệ lực cắt  $\tau$ - thời gian, khi tải trọng nén thẳng đứng  $\sigma_1=0,5 \text{ kg/cm}^2$



Hình 7. Đường biểu diễn quan hệ lực cắt  $\tau$ - thời gian, khi tải trọng nén thẳng đứng  $\sigma_2=1 \text{ kg/cm}^2$



**Hình 8.** Đường biểu diễn quan hệ lực cắt  $\tau$ - thời gian, khi tải trọng nén thẳng đứng  $\sigma_3=1,5 \text{ kG/cm}^2$

Lực dính kết  $c$  được xác định theo công thức sau [1, 4]:

$$c = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \sum_{i=1}^n \sigma_i \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left( \sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2} \quad (17)$$

Dựa vào 3 cấp tải xác định độ bền lâu dài trên hình 6,7,8 [2]:

$$\sigma_1=0,5 \text{ kG/cm}^2; \tau_1(t) = -0,00551nt + 0,1349 \quad (18)$$

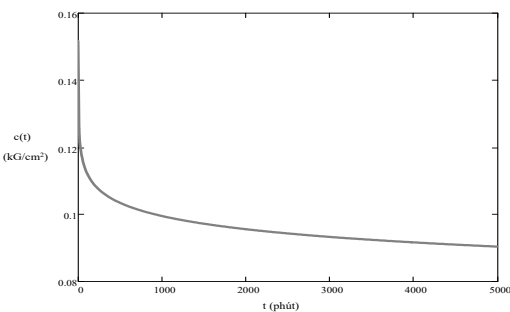
$$\sigma_2=1 \text{ kG/cm}^2; \tau_2(t) = -0,00621nt + 0,1424 \quad (19)$$

$$\sigma_3=1,5 \text{ kG/cm}^2; \tau_3(t) = -0,00561nt + 0,142 \quad (20)$$

Thay (18), (19) và (20) vào (17) Lực dính kết  $c$  được xác định theo độ bền lâu của đất:

$$c(t) = \frac{\sum_{i=1}^3 \tau_i(t) \sum_{i=1}^3 \sigma_i^2 - \sum_{i=1}^3 \sigma_i \sum_{i=1}^3 \tau_i(t) \times \sigma_i}{3 \sum_{i=1}^3 \sigma_i^2 - \left( \sum_{i=1}^3 \sigma_i \right)^2} \quad (21)$$

Theo kết quả của thí nghiệm trên có đồ thị xác định lực kết theo thời gian với sự trợ giúp phần mềm Mathcad:



**Hình 9.** Đồ thị lực dính kết theo thời gian, tính theo độ bền lâu dài của đất theo phương trình (21)

Trong trường hợp này, việc gia tải không chờ cố kết và gia tải theo tốc độ biến dạng được coi là phương pháp xác định độ bền lâu bằng phương pháp thí nghiệm "nhanh" nên coi phi không đổi. Bằng phương pháp tương tự, cũng có thể thiết lập quy luật xác định góc ma sát trong của đất thay đổi theo thời gian, có xét đến tính lưu biến của đất.

Độ bền lâu dài nhỏ nhất được xác định theo quy luật loga:

$$\tau_{\infty} \approx \beta / \ln(t_p/T) \quad (22)$$

trong đó:

$\beta$ ,  $t_p$ ,  $T$  là các hệ số theo kết quả thí nghiệm [2].

Xử lý kết quả thí nghiệm trên theo công thức (22) (phương pháp bình phương cực tiểu) được giá trị  $\beta$  và  $T$  theo các trường hợp cấp tải nén thẳng đứng:

$$\sigma_1=0,5 \text{ kG/cm}^2, \beta=2,2828, T=1355,64$$

$$\sigma_1=1 \text{ kG/cm}^2, \beta=2,2811, T=1470,56$$

$$\sigma_1=1,5 \text{ kG/cm}^2, \beta=2,4168, T=1269,72$$

Độ bền lâu dài nhỏ nhất theo bảng 1 [2]:

**Bảng 1: Các thông số độ bền lâu (Theo phương pháp cắt trực tiếp)**

Tổ mẫu	Tải trọng nén, kG/cm <sup>2</sup>	Độ bền lâu, $\tau_{\infty}$ , kG/cm <sup>2</sup>	
		Các giá trị	Trung bình
1	0,5	0,0700	0,0690
		0,0681	
2	1,0	0,0701	0,0692
		0,0683	
3	1,5	0,0740	0,0732
		0,0725	

Từ đồ thị hình 9 và bảng 1: xác định lực dính ban đầu  $c_0=0,14 \text{ kG/cm}^2$  và lực dính nhỏ nhất (cuối cùng)  $c_{\infty}=0,066 \text{ kG/cm}^2$  (tính theo công thức 21).

### 2.3. Chỉ dẫn mô phỏng sức chịu tải của nền đất bằng phương pháp số có xét tính đến lưu biến của đất

Khi tính toán sức chịu tải nền đất có xét tính đến lưu biến của đất bằng các phương pháp số có thể thiết lập tham số lực dính kết tại thời điểm bất kỳ như một lớp đất [6], trong quá trình tính toán sức chịu tải nền đất thay thế lớp đất tương ứng với thời lực dính kết tương ứng. Tính toán mô phỏng số với giá trị lực dính ban đầu  $c_0=0,14 \text{ kG/cm}^2$  và lực dính cuối cùng  $c_{\infty}=0,066 \text{ kG/cm}^2$  cho thấy kết quả chênh nhau 2 lần. Do đó, khi tính toán ổn định nền, đặc biệt là nền móng gần mái dốc cần tính toán kể đến các tham số lưu biến của mẫu đất.

### 3. KẾT LUẬN VÀ KHUYẾN NGHỊ

Hệ số áp lực hông và tính lưu biến của nền đất có ảnh hưởng đáng kể đến sức chịu tải của nền đất. Trong nội dung bài báo, đã xây dựng được công thức giải tích (13) xác định sức chịu tải nền đất theo hệ số áp lực hông  $K_0$ . Giả thiết vùng biến dạng dẻo xảy ra ngay bên dưới mép móng:  $\alpha_1=0$  và  $\alpha_2=\arctg(b/z)$  không hoàn toàn giống với thực tế, cần nghiên cứu thêm các trường hợp khác để bổ sung hoàn thiện phương pháp tính.

Hiện nay có rất nhiều phần mềm địa kỹ thuật: Plaxis, Geostudio, Itasca Flac... được dùng để xác định sức chịu tải nền đất với điều kiện biên phức tạp trong đó có giá trị  $K_0$  thay đổi. Để xác định sức chịu tải nền đất cần tiến hành thí nghiệm hiện trường để xác định giá trị  $K_0$ . Mặt khác, để phòng ngừa sự cố công trình, cần hiểu rõ quá trình lưu biến của nền đất.

Khi tính toán sức chịu tải nền đất cần nghiên cứu độ bền lâu dài. Từ kết quả thí nghiệm trong tài liệu [2], bằng công thức (21) có thể xác định lực dính kết theo thời gian và lực dính kết cuối cùng (giá trị nhỏ nhất), làm cơ sở tính toán ổn định công trình có xét đến quá trình lưu biến của đất. Kết quả chỉ ra rằng, lực dính kết cuối cùng của nền mẫu đất có thể giảm tới 47 %.

Cần tiến hành nghiên cứu thí nghiệm xác định các tham số của mẫu đất trên thí nghiệm nén ba trục với các giá trị  $K_0$  khác nhau, từ đó làm cơ sở xác định chính xác thời điểm xảy ra sự cố công trình hoặc tìm biện pháp phòng ngừa sự cố.

**Lời cảm ơn:** bài báo được hoàn thành với sự hỗ trợ của đề tài cấp Tổng cục Hậu cần mã số TCHC.2021.01.

### TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Châu Ngọc Ẩn, 2010, *Cơ học đất*, NXB ĐHQG.TP. HCM.
2. Đoàn Thế Tường, 2006, *Báo cáo đề tài cấp Bộ Xây dựng "Nghiên cứu tính chất từ biến và độ bền lâu của đất"*, Mã số RD 97-16.
3. Vialov X.X, 1978, *Cơ sở lưu biến của cơ học đất*, nhà xuất bản "высшая школа" Moxkva.
4. Xư-tô-vích, 1987, *Cơ học đất*, Bản dịch, Nhà xuất bản Nông nghiệp- Hà nội.
5. TCVN 9362:2012. Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình.
6. Manuals Plaxis 2D V 2021.