



**Tạp chí Khoa học và Kinh tế Phát triển**  
**Trường Đại học Nam Cần Thơ**

Website: [jsde.nctu.edu.vn](http://jsde.nctu.edu.vn)



**Xây dựng mô hình tính toán ổn định của cọc bê tông cốt thép chịu tải trọng ngang**  
Đặng Công Danh<sup>1\*</sup>, Nguyễn Vũ Hào<sup>2</sup>, Nguyễn Trường An<sup>2</sup>, Nguyễn Tấn Hưng<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Trường Đại học Nam Cần Thơ

<sup>2</sup>Trường Đại học Kỹ thuật-Công nghệ Cần Thơ

\*Người chịu trách nhiệm bài viết: Đặng Công Danh (email: [congdanhdang78@gmail.com](mailto:congdanhdang78@gmail.com))

Ngày nhận bài: 20/5/2023

Ngày phản biện: 10/6/2023

Ngày duyệt đăng: 27/7/2023

**Title:** Building a stable calculation model of construction concrete piles resistance of horizontal weight

**Keywords:** concrete piles, horizontal weight, model

**Từ khóa:** cọc bê tông, mô hình, tải trọng ngang

**ABSTRACT**

A pile foundation is a widely used structure today in construction works. In the past, when computer technology did not develop yet so calculation was mainly done by hand with simple models. The connection between the pile and the foundation was modeled according to the appropriate conventions, not to mention the influence of the soil background, or if it was mentioned, so there were many limitations that led to inaccurate calculations. Currently, the application of computational software according to the finite element method is used more when calculating the foundation design for the work because the calculation results are more reliable, from which the study of calculating the model is derived. Pile construction working simultaneously with the foundation also becomes necessary.

**TÓM TẮT**

Móng cọc là kết cấu được sử dụng phổ biến rộng rãi hiện nay trong các công trình xây dựng. Trước đây, khi công nghệ máy tính chưa phát triển việc tính toán chủ yếu bằng thủ công với những mô hình đơn giản, liên kết giữa cọc và nền được mô hình hóa theo các quy ước phù hợp nhưng chưa kể đến ảnh hưởng của đất nền hoặc nếu có kể đến nhưng còn nhiều hạn chế dẫn đến việc tính toán chưa được chính xác rõ ràng. Hiện nay việc ứng dụng phần mềm tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn được sử dụng nhiều hơn khi tính toán thiết kế nền móng cho công trình vì kết quả tính toán đáng tin cậy hơn, từ đó việc nghiên cứu tính toán mô hình cọc làm việc đồng thời với nền cũng trở nên cần thiết.

## 1. GIỚI THIỆU

Do nhu cầu thực tế hiện nay tại các tỉnh Đồng bằng sông Cửu Long nói chung và thành phố Cần Thơ nói riêng đang phát triển về hạ tầng và đô thị hóa các khu đô thị, khu công nghiệp, đồng nghĩa với việc những công trình có quy mô lớn như những tòa nhà cao tầng, chung cư, cao ốc văn phòng,... đã được các nhà đầu tư đang dần triển khai xây dựng, nhằm kịp thời đáp ứng nhu cầu cho xã hội hiện nay, vì vậy với đề tài này là một giải pháp để giải quyết các vấn đề liên quan đến nền móng của những công trình đặt trên nền đất yếu có sức chịu tải thấp và độ lún lớn đa phần là bùn sét, bùn sét hữu cơ, bùn sét pha, cát pha, chiều dày lớp đất yếu lớn. Việc lựa chọn được một giải pháp xử lý nền nhằm đáp ứng được các yêu cầu kỹ thuật và phù hợp với điều kiện đất yếu thực tế ở khu vực Đồng bằng sông Cửu Long là một yêu cầu cấp thiết, nhằm đảm bảo được khả năng chịu lực cho công trình,...

Môn học Nền móng công trình [1],[2],[3] có tính toán cọc bê tông cốt thép chịu tải trọng ngang vì vậy cần cung cấp thêm kiến thức cho sinh viên ngành kỹ thuật xây dựng Trường Đại học Nam Cần Thơ về phương pháp tính toán nền móng công trình bằng phương pháp phần tử hữu hạn (phần mềm Plaxis 2D – v8.5) [4] sau khi tốt nghiệp ra trường, cũng phải hiểu, biết và tính toán thiết kế được nền móng công trình bằng phương pháp này. Nhằm nâng cao chất lượng đào tạo cho sinh viên ngành xây dựng, nâng cao kỹ năng sử dụng phần mềm trong tính toán công trình.

## 2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

- Nghiên cứu tài liệu, cập nhật những tài liệu có liên quan đến nền móng công trình, xử lý nền đất yếu,...

- Thu nhận số liệu địa chất từ các công trình trước.

- Mô phỏng bằng phần mềm Plaxis 2D – v8.5 để tính toán phân tích ổn định và chuyển vị của đầu cọc [4].

- Đánh giá kết quả nghiên cứu và đưa ra các giải pháp xử lý, các kiến nghị khi đưa vào ứng dụng thực tế cũng như áp dụng cho việc giảng dạy sinh viên ngành kỹ thuật xây dựng tại Trường Đại học Nam Cần Thơ.

### 2.1 Cơ sở lý thuyết

#### 2.1.1 Giới thiệu phần mềm Plaxis

Phần mềm Plaxis là phần mềm phổ biến hiện nay được sử dụng trong tính toán biến dạng và ổn định các công trình địa kỹ thuật dựa trên phương pháp phần tử hữu hạn [4]. Chương trình ứng dụng rộng rãi để tính toán các bài toán về mái dốc, hố đào, hầm (tunnel), đường hầm giao thông, đường hào kỹ thuật (collector), đường tàu điện ngầm và các dạng công trình ngầm khác. Chương trình cho phép mô phỏng, xác định trạng thái ứng suất – biến dạng do tải trọng công trình, đất nền xung quanh và các quá trình tương tác giữa công trình và đất nền. Phần mềm Plaxis hỗ trợ để tính toán các bài toán với nhiều mô hình khác nhau như: Mohr-Coulomb, mô hình Soft Soil, mô hình Hardening soil, mô hình Cam Clay [4],... Mỗi mô hình có ưu điểm riêng phù hợp với bài toán cần mô phỏng để nền ứng xử gần giống với thực tế sử dụng.

#### 2.1.2 Lý thuyết về biến dạng của Plaxis

+ Phương trình cơ bản của biến dạng liên tục [4]: Phương trình cân bằng tĩnh học của môi trường liên tục có thể diễn tả theo công thức:

$$\underline{L}^T = \underline{\sigma} + \underline{p} = \underline{O} \quad (1)$$

Phương trình quan hệ của 6 thành phần ứng suất trong vector  $\delta$ , với 3 thành phần của tải trọng bản thân tập hợp trong vector  $p$ .  $L^T$  là ma trận chuyển của vi phân toán tử, định nghĩa như sau:

$$\underline{L}^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (2)$$

Ở trạng thái cân bằng, mỗi liên hệ động học có thể diễn tả theo công thức:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{u} \quad (3)$$

Công thức này diễn tả sáu thành phần biến dạng thể hiện trong vector  $\varepsilon$ , cũng như đạo hàm của 3 thành phần chuyển vị trong vector  $u$ , sử dụng định nghĩa vi phân toán tử  $L$ , kết hợp giữa (1) và (3) ta được mối quan hệ cân bằng thể hiện sự làm việc của vật liệu theo công thức:

$$\underline{\sigma} = \underline{M} \underline{\varepsilon} \quad (4)$$

Kết hợp các công thức trên sẽ dẫn đến công thức liên hệ vi phân của vector chuyển vị  $u$ .

$$\int \delta \underline{u}^T (\underline{L}^T \underline{\sigma} + \underline{P}) dV \quad (5)$$

Trong công thức này dù là sự thay đổi đặc trưng động học có thể chấp nhận được của các thành phần chuyển vị. Theo định lý Green công thức (5) [4], dẫn đến:

$$\int \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{u}^T \underline{p} dV + \int \delta \underline{u}^T \underline{t} dS \quad (6)$$

Điều này dẫn đến sự hình thành một biến tích phân trong biên kéo thể hiện trong vector. Công thức (6) cũng liên quan đến công thức ảo.

Sự phát triển trạng thái ứng suất có thể được đánh giá trong một quá trình:

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{i-1} + \Delta \underline{\sigma} \quad \Delta \underline{\sigma} = \int \underline{\sigma} dt \quad (7)$$

Từ công thức (7) xác định  $\delta^i$  ở bước tính toán thứ  $i$  thì  $\delta^{i-1}$  được xác định theo phương trình (8):

$$\int \delta \underline{\varepsilon}^T \Delta \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{u}^T \underline{p}^i dV + \int \delta \underline{u}^T \underline{t}^i dS - \int \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV$$

+ Rời rạc hóa theo lưới phần tử hữu hạn:

Theo phương pháp phần tử hữu hạn một vật thể liên tục được chia thành một số phần tử. Mỗi phần tử bao gồm một số nút. Mỗi nút lại có một số bậc tự do tương ứng với số thành phần chuyển vị chưa biết theo điều kiện biên của bài toán. Trong một phần tử vector trường chuyển vị  $u$  thu được từ giá trị vector chuyển vị  $v$  tại các nút tương ứng bằng cách sử dụng các hàm nội suy tập hợp trong ma trận  $N$  [4]:

$$\underline{u} = \underline{N} \underline{v} \quad (9)$$

Các hàm nội suy trong ma trận  $N$  thường được biểu thị như các hàm hình dạng. Từ công thức (9) và (3), ta có [4]:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{N} \underline{v} = \underline{B} \underline{v} \quad (10)$$

Trong đó:

-  $B$ : là ma trận tính biến dạng, bao gồm đạo hàm của các hàm nội suy (11).

$$\int (\underline{B} \delta \underline{v})^T \Delta \underline{\sigma} dV = \int (\underline{N} \delta \underline{v})^T \underline{p}^i dV + \int (\underline{N} \delta \underline{v})^T \underline{t}^i dS - \int (\underline{B} \delta \underline{v})^T \underline{\sigma}^{i-1} dV$$

Các chuyển vị riêng được thể hiện theo công thức (12):

$$\delta \underline{v}^T \int \underline{B}^T \Delta \underline{\sigma} dV = \delta \underline{v}^T \int \underline{N}^T \underline{p}^i dV + \delta \underline{v}^T \int \underline{N}^T \underline{t}^i dS - \delta \underline{v}^T \int \underline{B}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV$$

Công thức (12) có thể áp dụng trong các điều kiện động học với lượng thay đổi chuyển vị cho phép  $d\mathbf{v}^T$ , công thức trên có thể viết như sau (13):

$$\int \underline{B}^T \Delta \underline{\sigma} dV = \int \underline{N}^T \underline{p}^i dV + \int \underline{N}^T \underline{t}^i dS - \int \underline{B}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV$$

Công thức này được lập dựa trên điều kiện cân bằng lực. Sự khác biệt giữa vector ngoại lực và vector nội lực được cân bằng bởi vector gia số ứng suất  $\Delta \delta$ . Quan hệ giữa gia số ứng suất và gia số biến dạng thường là phi tuyến. Kết quả của sự gia tăng biến dạng thường không thể tính trực tiếp mà phải tiến hành tính lặp theo công thức (13) đối với tất cả các điểm vật liệu.

+ Vật liệu đàn hồi:

Gia số ứng suất tính được bằng cách tích phân tốc độ ứng suất theo công thức (7). Đối với các mô hình dẻo khác nhau gia số ứng suất có thể viết chung dưới dạng:

$$\Delta \underline{\sigma} = \underline{D}^e (\Delta \underline{\varepsilon} - \Delta \underline{\varepsilon}^p) \quad (14)$$

Trong đó:

-  $D^e$  là ma trận đàn hồi của vật liệu. Gia số biến dạng  $\Delta \varepsilon$  thu được từ chuyển vị  $\Delta v$  sử dụng ma trận nội suy biến dạng  $B$ .

- Đối với vật liệu đàn hồi, gia số biến dạng dẻo  $\Delta \underline{\varepsilon}^p = 0$ .

- Đối với vật liệu dẻo, gia số biến dạng dẻo  $\Delta \underline{\varepsilon}^p$  được tính theo công thức:

$$\Delta \underline{\varepsilon}^p = \Delta \lambda \left[ (1 - \omega) \left( \frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{\sigma}} \right)^{i-1} \right] \quad (15)$$

Vermeer (1979) đã chỉ ra rằng việc sử dụng tích phân hàm ẩn ( $\omega = 1$ ) có một số thuận lợi lớn, khắc phục được vấn đề phải cập nhật ứng suất tại bề mặt cong, trong trường hợp chuyển tiếp từ tính chất đàn hồi sang tính chất đàn dẻo. Hơn nữa, nó có thể chứng minh được hàm ẩn trong điều kiện xác định, dẫn tới sự đối xứng và xác định vi phân ma trận  $\partial \varepsilon / \partial \sigma$ , điều đó có tác dụng tích cực trong quá trình lặp. Do đó, khi  $\omega = 1$  công thức (15) được đơn giản thành:

$$\Delta \underline{\varepsilon}^p = \Delta \lambda \left( \frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \quad (16)$$

Thế công thức (16) vào công thức (14) và kết hợp công thức (7) ta có:

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{tr} - \Delta \lambda \underline{D}^e \left( \frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \quad (17)$$

Trong mỗi liên hệ nội suy  $\underline{\delta}^{tr}$  là một vectơ ứng suất phụ, xem như ứng suất đàn hồi hoặc ứng suất thử, mà trạng thái ứng suất mới coi như ứng xử thực của vật liệu là đàn hồi tuyến tính.

$\Delta \lambda$  gia của hệ số dẻo, gia trọng công thức (17), có thể được tính toán từ điều kiện trạng thái ứng suất mới, phải thỏa mãn điều kiện biến dạng:

$$f(\underline{\sigma}^i) = 0 \quad (18)$$

Đối với mô hình đàn dẻo lý tưởng và mô hình cứng phải tuyến tính gia số của hệ số dẻo có thể viết như sau:

$$\Delta \lambda = \frac{f(\underline{\sigma}^{tr})}{d + h} \quad (19)$$

Trong đó:  $d = \left( \frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}} \right)^{\underline{\sigma}^{tr}} \underline{D}^e \left( \frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \quad (20)$

$h=0$  biểu thị hệ số cứng mô hình đàn dẻo lý tưởng

$h=\cos nt$  biểu thị hệ số cứng tuyến tính. Trong trường hợp sau, trạng thái ứng suất mới có thể viết dưới dạng công thức:

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{tr} - \frac{\langle f(\underline{\sigma}^{tr}) \rangle}{d + h} \underline{D}^e \left( \frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \quad (21)$$

Giá trị trong dấu  $\langle \rangle$  theo McCauley, quy ước như sau:

$$\begin{aligned} \langle x \rangle &= 0 & \text{với } x \leq 0 \\ \langle x \rangle &= x & \text{với } x > 0 \end{aligned}$$

+ Phương pháp tính lặp:

Thay thế quan hệ giữa gia số của ứng suất v gia số của biến dạng trong phương trình,  $\Delta \underline{\sigma} = \underline{M} \Delta \underline{\varepsilon}$  biến đổi thành.

$$\underline{K}^i \Delta \underline{v}^i = \underline{f}_{ex}^i - \underline{f}_{in}^{i-1} \quad (22)$$

Tuy nhiên, quan hệ giữa gia số ứng suất và gia số biến dạng nói chung là phi tuyến, ma trận độ cứng không thể lập trước một cách chính xác. Do đó, thủ tục lặp tổng thể cần thỏa mãn cả hai điều kiện cân bằng và quan hệ cơ bản. Thủ tục lặp tổng thể có thể viết như sau:

$$\underline{K}^j \delta \underline{v}^j = \underline{f}_{ex}^j - \underline{f}_{in}^{j-1} \quad (23)$$

Chỉ số j thể hiện số bước lặp.

$\delta \underline{v}$  gia số chuyển vị, nó góp phần tạo thành gia số chuyển vị của bước i:

$$\Delta \underline{v}^i = \sum_{j=1}^n \delta \underline{v}^j \quad (24)$$

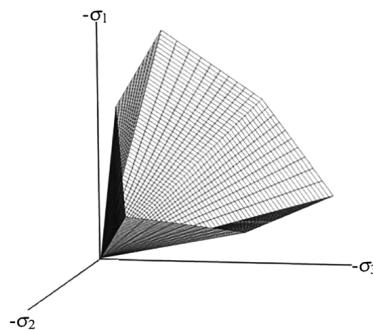
Ma trận độ cứng K, sử dụng trong công thức (23) thể hiện ứng xử của vật liệu trong cùng một loại xấp xỉ. Càng chính xác ma trận độ cứng, một vài bước lặp để đạt được điều kiện cân bằng với một dung sai cho phép.

Trong đó, ví dụ đơn giản nhất là ma trận độ cứng K kiểu tuyến tính. Trường hợp này ma trận xác định theo công thức:

$$\underline{K} = \int \underline{B}^T \underline{D}^e \underline{B} dV \quad (25)$$

### 2.1.3 Mô hình Mohr - Coulomb

Mô hình Mohr - Coulomb là một mô hình đàn dẻo lý tưởng. Mô hình này là sự kết hợp giữa định luật Hooke và tiêu chuẩn tổng quát về phá hoại của Coulomb. Mô hình Mohr - Coulomb (Hình 1) mô phỏng tốt ứng xử về độ bền, ứng xử phá hoại trong điều kiện không thoát nước của đất nhưng nó mô phỏng không tốt ứng xử về độ cứng của đất trước khi đạt đến cường độ chống cắt tại những vị trí cục bộ. Thực ra ứng xử độ cứng bên trong mặt phá hoại dẻo được giả thiết là đàn hồi tuyến tính theo định luật Hooke thông qua Module Young và hệ số Poisson. Cho nên mô hình này bị hạn chế trong việc mô phỏng chính xác ứng xử biến dạng trước phá hoại, đặc biệt trong những trường hợp sự thay đổi ứng suất rất đáng kể hoặc theo nhiều lộ trình khác nhau [2],[3].



**Hình 1. Mặt giới hạn Mohr – Coulomb trong không gian ứng suất chính (c=0)**

*Những thông số cơ bản của mô hình Mohr – Coulomb:*

Mô hình Mohr – Coulomb bao gồm 5 thông số, hai thông số đàn hồi từ định luật Hooke (thông số độ cứng): Module Young  $E$  và hệ số Poisson  $\nu$  hai thông số từ tiêu chuẩn phá hoại Mohr – Coulomb (thông số độ bền): góc ma sát  $\varphi$  và lực dính  $c$ ; góc giãn nở  $\psi$  [5].

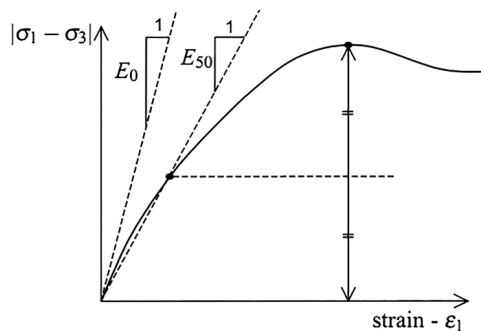
*Module Young  $E$  có ba dạng:*

- Module tiếp tuyến ban đầu  $E_0$ , sử dụng với vật liệu đàn hồi;
- Module tiếp tuyến ban đầu  $E_{50}$ , sử dụng

cho đất khi gia tải;

- Module tiếp tuyến ban đầu  $E_{ur}$ , sử dụng khi thiết kế đường hầm hay hố đào;

Đối với đất, Module  $E_0$  và  $E_{ur}$  đều có xu hướng tăng theo áp lực hông, nên giá trị của các Module này ở lớp đất sâu hơn sẽ lớn hơn. Ngoài ra, độ cứng còn phụ thuộc vào lộ trình ứng suất. Độ cứng trong trường hợp dỡ tải và gia tải lại sẽ lớn hơn rất nhiều so với lần gia tải đầu tiên. Sử dụng một Module độ cứng không đổi để diễn tả ứng xử của đất nên chọn giá trị phù hợp với độ lớn và lộ trình của ứng suất như (Hình 2).



**Hình 2. Xác định  $E_0$  và  $E_{50}$  từ kết quả thí nghiệm nén 3 trục**

*Hệ số Poisson  $\nu$ :*

Đối với mô hình Mohr – Coulomb, hệ số Poisson giữ vai trò quan trọng khi xác định lộ trình  $K_0$  (hệ số áp lực đất ở trạng thái tĩnh) trong điều kiện nén một trục. Với điều kiện nén 1 trục và từ định luật Hooke, suy ra  $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ . Hệ số Poisson có thể xác định ngược lại từ giá trị  $K_0$  đã biết:

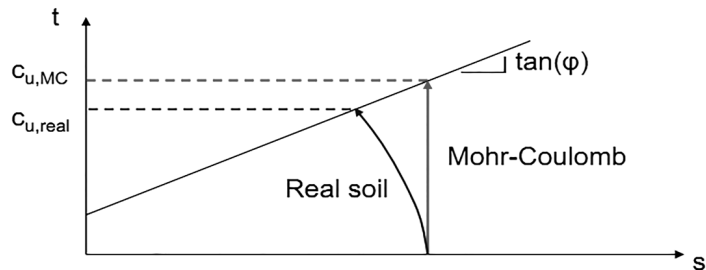
$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \approx \frac{1 - \sin \varphi}{2 - \sin \varphi} \quad (26)$$

Trong điều kiện chất tải lần đầu thì hệ số Poisson có giá trị nằm trong khoảng 0,30 đến 0,35. Trong điều kiện dỡ tải, hệ số Poisson nằm trong khoảng 0,1 đến 0,25. Trong điều kiện không thoát nước, hệ số Poisson dùng để mô phỏng tính chất không chịu nén của đất không thoát nước bằng cách chọn giá trị cho  $\nu \approx 0,5$ . Tuy nhiên,  $\nu = 0,5$  sẽ gặp trở ngại về giải thuật toán nên thường lấy  $\nu = 0,495$  và để đảm bảo Module thể tích của nước lớn hơn so với Module

thể tích của khung hạt  $K_w \geq nK'$  thì nên chọn  $\nu \leq 0,35$ . Giá trị hệ số Poisson  $\nu$  cũng có thể xác định được dựa vào tỷ số biến dạng thể tích và biến dạng dọc trục từ thí nghiệm 3 trục.

**Lực dính c:**

Lực dính c tỷ lệ với ứng suất. Hầu hết các mô hình để sử dụng lực dính c' và góc ma sát  $\varphi'$



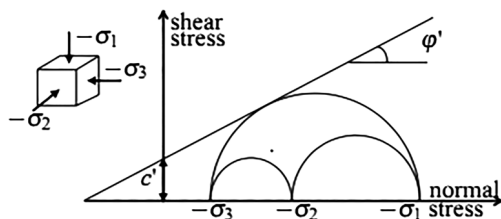
**Hình 3. Các đường ứng suất trong hệ tọa độ t-s' khi tăng tải không thoát nước ứng dụng cho mô hình Mohr – Coulomb**

$$c_u = c' \cos \varphi' + s' \sin \varphi' = c' \cos \varphi' + \frac{1}{2} (\sigma'_{vo} + \sigma'_{h_0}) \sin \varphi' \tag{27}$$

$$c_u = c' \cos \varphi' + s' \sin \varphi' = c' \cos \varphi' + \frac{1}{2} \sigma'_{vo} (1 + K_0) \sin \varphi' \tag{28}$$

Plaxis có thể tính toán với các loại cát có lực dính  $c = 0$ , nhưng để tránh phức tạp trong tính toán nên sử dụng giá trị  $c \geq 0,2 kN / m^2$ .

**Góc nội ma sát  $\varphi$ :**



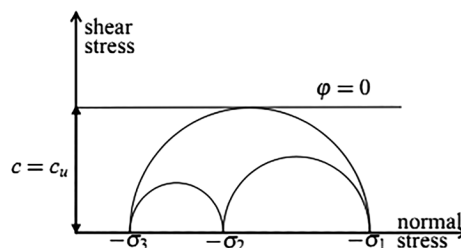
a. Thông số sức chống cắt hiệu

nhưng cũng có một số mô hình sử dụng sức chống cắt không thoát nước  $c_u$  ( $\varphi_u=0$ ) để mô phỏng sức chống cắt của đất. Đối với mô hình Mohr – Coulomb, quan hệ giữa sức chống cắt không thoát nước và các thông số ứng suất có hiệu được xác định như (Hình 3).

Nếu tính toán với bài toán ứng suất tổng thì  $\varphi_u = 0$  ( $c_u = S_u$ ).

Nếu tính toán với bài toán ứng suất hiệu thì nhập  $\varphi'$  và  $c'$  cho đất thoát nước hoặc không thoát nước.

Plaxis không tính toán sự thay đổi của góc nội ma sát với ứng suất trung bình. Góc nội ma sát được nhập vào có thể là góc ma sát đỉnh hoặc góc ma sát ổn định. Khi góc nội ma sát  $\varphi > 35^0$  có thể kéo dài thời gian tính toán như (Hình 4) [6].



b. Thông số sức chống cắt không thoát nước

**Hình 4. Đồ thị ứng suất hiệu quả và ứng suất tổng**

**Góc giãn nở  $\psi$ :**

Thông số này có ý nghĩa đối với đất cát chặt hoặc đất sét quá cô kết. Đối với đất cát thì góc giãn nở xác định từ thí nghiệm nén ba trục chuẩn, thông qua mối quan hệ giữa biến dạng thể tích và biến dạng dọc trục.

Đối với đất cát thạch anh:  $\psi = \varphi - 30^0$ .

Trường hợp  $\varphi < 30^0$  thì  $\psi = 0$ . Giá trị  $\psi = 0$  tương ứng với vật liệu đàn dẻo tuyệt đối, không có sự giãn nở khi vật liệu đạt đến sự chảy

đeo, thích hợp cho vật liệu là sét hoặc cát có độ chặt yếu hoặc trung bình dưới tác dụng của ứng suất tương đối lớn.

2.1.4 Mô hình nền Winkler

Xác định momen và chuyển vị ngang của một cọc dọc theo trục thẳng đứng chịu tác động của momen  $M_0$  và lực ngang  $H_0$  tại cao trình mặt đất. Cũng như ổn định của nền đất này xung quanh cọc được Tarzaghi đề cập đến trong các bài báo và trong giáo trình [7].

Khi tính toán cọc chịu tải ngang, đất xung quanh cọc được xem như môi trường đàn hồi tuyến tính được mô phỏng bằng mô hình Winkler.

$$P'' = \frac{P_1 + \sigma_z}{n} + \frac{\sum M_x y_i}{\sum y_i^2} \quad (29)$$

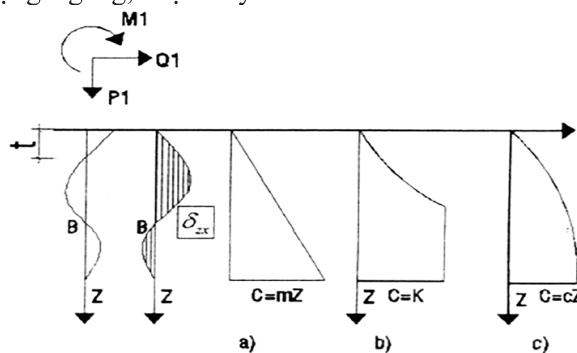
Tính toán nội lực và chuyển vị thân cọc dưới tác dụng của tải trọng ngang, hiện nay

tương đối phổ biến khi xem cọc là dầm trên nền đàn hồi, theo giả thuyết hệ số nền Winkler phản lực của đất ở bất cứ điểm nào của thân cọc cũng đều tỷ lệ với điểm ấy của thân cọc. Phương pháp này gọi là phương pháp dầm trên nền đàn hồi.

Dưới tác động của tải trọng ngang, chuyển vị ngang của cọc càng lớn khi áp lực (tức là phản lực đàn hồi của đất)  $\sigma$  càng lớn, mà độ lớn của áp lực quyết định bởi tính chất của đất, độ cứng của thân cọc, hình dạng mặt cắt của cọc vào trong đất,... độ lớn của áp lực có thể biểu diễn bằng công thức sau đây:

$$\sigma'_y = C'_y y \quad (30)$$

Trong đó:  $C'_y$  là hệ số nền (Hình 5) theo chiều ngang của đất (gọi tắt là hệ số nền).



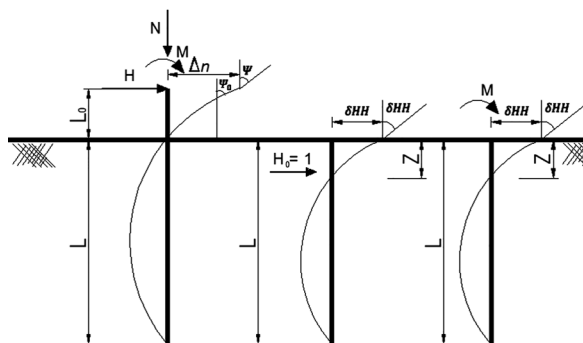
Hình 5. Quy luật biến đổi của hệ số nền

Ta coi cọc như dầm có độ cứng EI dưới tác dụng của tải trọng phân bố theo quy luật nào đó, phương trình vi phân của đường cong đàn hồi của cọc có dạng chung là:

$$EI \frac{d^4 U}{dz^4} + \sigma_y^z = 0$$

Với hệ số nền theo phương ngang:

$$C_y^z = KZ \quad (31)$$



Hình 6. Sơ đồ tác động của Moment và tải trọng ngang lên cọc

Các chuyển vị  $\delta_{HH}, \delta_{MH}, \delta_{HM}, \delta_{MM}$  của cọc ở cao trình mặt đất do các ứng lực đơn vị gây ra tại cao trình này [8]:

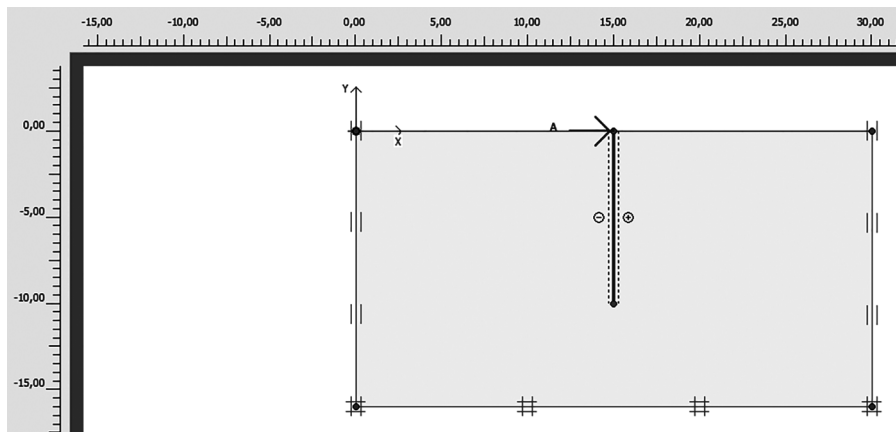
$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^3 E_b I} A_0 \quad (32)$$

$$\delta_{MH} = \delta_{MH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 E_b I} B_0 \quad (33)$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha_{bd} E_b I} C_0 \quad (34)$$

### 2.2 Xây dựng mô hình tính toán

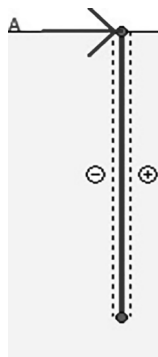
Trong nghiên cứu này, cọc có tiết diện tròn chịu tải trọng ngang trong nền cát pha được mô phỏng bằng phần mềm Plaxis 2D v8.5



Hình 7. Mô hình mô phỏng bằng phần mềm Plaxis 2D v8.5

#### 2.2.1 Thông số vật liệu cọc

Cọc BTCT có tiết diện tròn được mô phỏng bằng phần tử plate.



Hình 8. Mô phỏng bằng phần tử plate

Bảng 1. Thông số vật liệu cọc BTCT

D (m)	E (KN/m <sup>2</sup> )	EI (KNm <sup>2</sup> /m)	EA (KN/m)
0,5	23000	70,563	4516,039



2.2.2 Đất nền

Với đề tài này tác giả nghiên cứu địa chất công trình thuộc tỉnh Hậu Giang.

**Bảng 2. Thông số đất nền**

Chiều dày lớp đất	Mô tả địa chất	Độ ẩm W (%)	Dung trọng (KN/m <sup>3</sup> )			Tỉ trọng Δ (KN/m <sup>3</sup> )	Hệ số rỗng e	Độ rỗng n (%)	Độ bão hòa G (%)
			g <sub>w</sub>	g <sub>k</sub>	g <sub>đn</sub>				
16 m	Cát pha màu vàng, xám trắng, xám nâu, trạng thái dẻo.	15,0	18,9	16,4	10,28	26,7	0,625	38,0	64,0

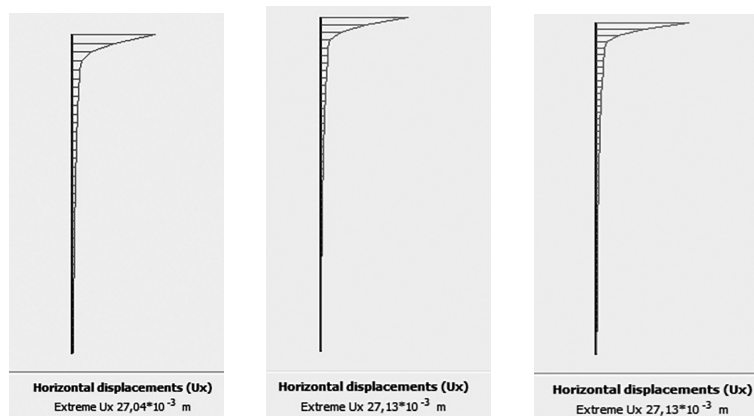
Chỉ số dẻo Wn (%)	Góc ma sát trong φ (Độ)	Lực dính C (kN/m <sup>2</sup> )	Giới hạn chảy		Hệ số nén (cm <sup>2</sup> /KG)	Độ sệt B	E <sub>o</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	Khả năng chịu tải (R) (KN/cm <sup>2</sup> )
			W <sub>c</sub> (%)	W <sub>d</sub> (%)				
8,8	27	6,4	20,7	14,6	0,03	0,07	9.000	200

**3. KẾT QUẢ VÀ THẢO LUẬN**

Từ mô hình cọc chịu tải trọng ngang đã xây dựng dựa trên cơ sở lý thuyết tính toán và phần mềm Plaxis 2D v8.5, tác giả đã tính toán chuyển vị ngang đầu cọc và nội lực khi thay đổi đường kính cọc và chiều dài cọc.

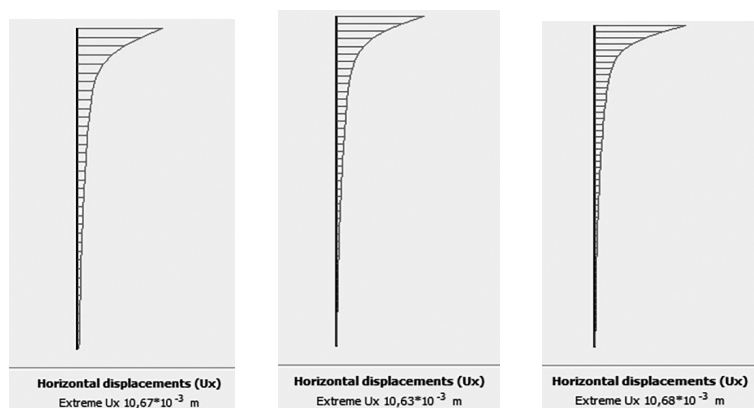
Cọc bê tông cốt thép có tiết diện và chiều dài khác nhau được tác dụng lực ngang giống nhau là P = 20 T. Kết quả các trường hợp tính toán được thể hiện:

+ Trường hợp 1: Đường kính cọc là 0,5 m chiều dài cọc thay đổi lần lượt từ 10 m; 12 m; 14 m



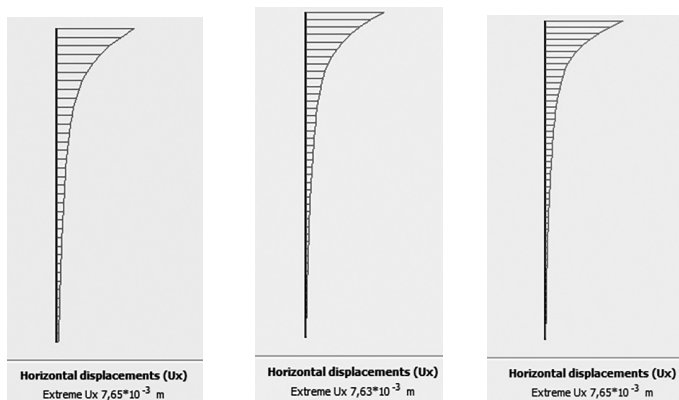
**Hình 9. Kết quả so sánh trường hợp 1**

+ Trường hợp 2: Đường kính cọc là 1,0 m chiều dài cọc thay đổi lần lượt từ 10 m; 12 m; 14 m



**Hình 10. Kết quả so sánh trường hợp 2**

+ Trường hợp 3: Đường kính cọc là 1,5 mm  
chiều dài cọc thay đổi lần lượt từ 10 m; 12 m; 14 m



**Hình 11. Kết quả so sánh trường hợp 3**

#### 4. KẾT LUẬN VÀ ĐỀ NGHỊ

Đường kính cọc có ảnh hưởng đáng kể đến chuyển vị ngang của đầu cọc. Cọc có đường kính lớn hơn cho kết quả chuyển vị ngang đầu cọc ít hơn. Tiết diện cọc thay đổi sẽ ảnh hưởng đến thông số độ cứng của vật liệu cọc EA, EI. Khi thay đổi chiều dài cọc thì chuyển vị ngang của cọc không thay đổi nhiều. Có thể kết luận

rằng chiều dài cọc có ảnh hưởng không đáng kể đến ứng xử của cọc BTCT chịu tải trọng ngang. Cần có kiểm chứng bằng phương pháp thí nghiệm trong phòng và thực nghiệm tại hiện trường để kiểm chứng với kết quả tính toán. Đồng thời, kết quả của nghiên cứu cần so sánh với kết quả tính toán phương pháp phần tử hữu hạn 3D.

#### TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Bộ Xây dựng. (2002). *TCXD 205-1998: Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế*. NXB Xây dựng, Hà Nội.
- [2] Châu Ngọc Ân (2002). *Nền Móng*. NXB Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.
- [3] Vũ Công Ngữ, Nguyễn Thái (2006). *Móng cọc – phân tích và thiết kế*. NXB Khoa học và Kỹ thuật Hà Nội.
- [4] Đỗ Văn Đệ, Nguyễn Ngọc Hưng, Đỗ Tiên Dũng, Vũ Minh Tuấn, Nguyễn Sĩ Han,

- Nguyễn Thành Thắng, Nguyễn Hải Nam (2013). *Phần mềm PLAXIS Ứng dụng vào tính toán các công trình thủy*. NXB Xây dựng Hà Nội.
- [5] American Petroleum Institute (API - RP2A - WSD). (2000). *Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing. Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design - 21st Edition*, USA.
- [6] Jae Chung, Anand Patil, E.I., Henry Bollmann, P.E, & Multiplier, F.B. (2022). *API soil model validation*. Bridge Software Institute (BSI).
- [7] Võ Phán (2012). *Phân tích và tính toán móng cọc*. Nhà xuất bản Đại học quốc gia TP HCM.
- [8] Nguyễn Anh Dân. *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng* năm thứ 42, số 3/2014 (166) ISSN 1859 – 1566. Bộ Xây Dựng, Viện KHCN Xây dựng.