

PHÂN TÍCH ẢNH HƯỞNG CỦA NƯỚC NGẦM VÀ QUÁ TRÌNH ĐÀO ĐẤT ĐẾN KẾT CẤU CỌC HÀNG CHẮN GIỮ THÀNH HỐ ĐÀO TRONG XÂY DỰNG CỐNG NGẦM TẠI HÀ NỘI

ANALYSIS OF THE IMPACT OF GROUNDWATER AND DIG THE GROUND PROCESSES ON THE STRUCTURE OF PILE RETAINING SYSTEMS IN UNDERGROUND CULVERT CONSTRUCTION IN HANOI

TS. Trần Anh Bảo - Viện Kỹ thuật công trình đặc biệt, Học viện Kỹ thuật quân sự.
Email: trananhbao@qgdtu.edu.vn

Tóm tắt: Bài báo trình bày các cơ sở lý thuyết và các ví dụ số về việc sử dụng cọc hàng để chắn giữ thành hố đào khi thi công cống hộp thoát nước tại Hà Nội. Nghiên cứu tập trung phân tích ảnh hưởng của nước ngầm và quá trình đào đất đến tính an toàn và ổn định của kết cấu cọc hàng. Trên cơ sở kết quả khảo sát, bài báo tiến hành phân tích, đánh giá và đưa ra các nhận xét, khuyến nghị cho công tác tính toán và sử dụng cọc hàng trong thực tiễn thi công cống hộp thoát nước tại các dự án chống ngập ở Hà Nội hiện nay.

Từ khóa: Cống ngầm, nước ngầm, thành hố đào, cọc hàng.

Abstract: The paper presents the theoretical basis and numerical examples of using piles to support excavation walls during the construction of box culverts in Hanoi. The study focuses on analyzing the influence of groundwater and dig the ground processes on the safety and stability of pile structures. Based on the survey results, the paper analyzes, evaluates, and provides comments and recommendations for the calculation and use of piles in the practical construction of box culverts in current flood control projects in Hanoi.

Keywords: Underground conduit, groundwater, excavation pit walls, row piles.

1. Đặt vấn đề

Trong vài năm gần đây, cứ vào mùa mưa lũ, Hà Nội liên tục đối mặt với áp lực lớn về hạ tầng tiêu thoát nước và tốc độ đô thị hóa nhanh. Sau trận mưa lịch sử năm 2025 khiến hàng trăm điểm ngập xuất hiện, đòi hỏi thành phố phải đẩy nhanh xây dựng hàng loạt công trình chống ngập khẩn cấp, vận hành đồng bộ hồ điều hòa, trạm bơm và hệ thống thoát nước nhằm giảm thiểu nguy cơ úng ngập. Trên nhiều tuyến đường, các nhà thầu đang gấp rút thi công hệ thống cống hộp bê tông kích thước lớn để tăng khả năng tiêu thoát nước (Hình 1.1), thay thế cho hệ thống cống ngầm lạc hậu, xuống cấp và bị bồi lắng, không đủ năng lực tiêu thoát nước cho một thành phố đã mở rộng gấp 4 lần so với trước đây. Thành phố Hà Nội cũng đang tiếp tục hoàn thiện quy hoạch và xây dựng các công trình loại này trong thời gian tới.

Do hạn chế về mặt bằng thi công, một trong các biện pháp chắn giữ thành hố đào để lắp đặt hệ thống cống hộp bê tông kích thước lớn mà các đơn vị thi công đang áp dụng hiện nay là sử dụng cọc hàng liên tục loại bản thép (cừ Larsen). Nước ngầm là một trong những yếu tố kỹ thuật quan trọng nhất ảnh hưởng đến sự làm việc của cừ Larsen trong thi công hố đào sâu, bao gồm cả giai đoạn thi công, sử dụng và tháo dỡ. Nó ảnh hưởng trực tiếp đến nội lực, chuyển vị của kết cấu tường chắn, khả năng chống thấm và sự an toàn, ổn định của hệ thống



Hình 1.1. Hình ảnh thi công cống hộp ngầm thoát nước chống ngập tại Hà Nội

cừ. Cùng với đó, các giai đoạn đào đất trong hố đào cũng gây ảnh hưởng không nhỏ đến nội lực,

chuyển vị và sự làm việc của kết cấu tường chắn. Những yếu tố ảnh hưởng kể trên, nếu không được phân tích, tính toán cụ thể sẽ có nguy cơ gây mất an toàn trong quá trình thi công, phải xử lý kỹ thuật, bổ sung điều chỉnh thiết kế dẫn đến phát sinh khối lượng thi công và làm tăng vốn đầu tư xây dựng công trình. Vì vậy, việc tính toán, phân tích ảnh hưởng của nước ngầm và quá trình đào đất trong hố đào đến kết cấu cọc hàng chắn giữ thành hố đào sâu trong xây dựng cống ngầm tại Hà Nội là vấn đề khoa học có ý nghĩa rất quan trọng và cần thiết.

Trong bài báo này, tác giả giới thiệu những tính toán lý thuyết và ví dụ số về tính toán sử dụng cọc hàng làm tường chắn khi thi công cống hộp thoát nước có kích thước lớn tại Hà Nội, có kể đến ảnh hưởng của nước ngầm và các giai đoạn đào đất trong hố đào. Từ đó phân tích, đánh giá và đưa ra các nhận xét, khuyến nghị, đề xuất giải pháp chống tăng cường bằng hệ thống chống đơn, hoặc nhiều tầng chống để có thể giảm quy mô kết cấu hệ cọc hàng, tiết kiệm được vật liệu, nhân công mà vẫn đảm bảo tốt sự làm việc, an toàn và ổn định của tường chắn. Kết quả nghiên cứu có thể sử dụng để tham khảo trong tính toán thiết kế kết cấu tường chắn và lựa chọn giải pháp thi công, thời điểm thi công các công trình chống ngập ở Hà Nội, phù hợp với đặc điểm địa chất, khí hậu và tình hình thực tế hiện nay.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp tính toán

2.1. Tải trọng tác dụng lên kết cấu tường chắn

Tải trọng tác dụng lên kết cấu tường chắn thông thường có 3 loại sau [1][4]:

- *Tải trọng thường xuyên*: là tải trọng tác dụng lên kết cấu trong suốt thời gian thi công tường chắn cũng như trong quá trình khai thác sử dụng sau này. Ví dụ: trọng lượng bản thân của kết cấu, áp lực đất, áp lực nước...

- *Tải trọng tạm thời*: là tải trọng chỉ tác dụng trong thời gian nhất định sau đó giá trị sẽ giảm dần hoặc mất đi. Ví dụ: tải trọng ô tô, cần trục, tải trọng xếp chồng vật liệu...

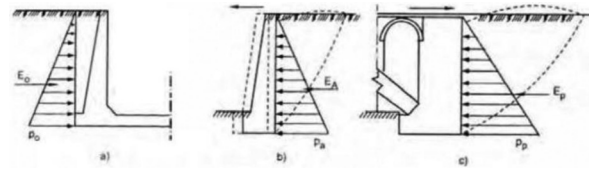
- *Tải trọng đặc biệt*: là tải trọng mà trong thời gian xây dựng và sử dụng của kết cấu không nhất thiết xuất hiện, nhưng nếu xuất hiện thì trị số rất lớn và thời gian duy trì tương đối ngắn. Ví dụ: động đất, va đập...

Nghiên cứu về tải trọng tác dụng lên tường chắn trong quá trình thi công, thấy rằng kết cấu tường chắn chịu tác dụng của hai loại tải trọng chủ yếu là áp lực đất và áp lực nước.

2.1.1 Áp lực đất

Khi tính toán kết cấu tường chắn, áp lực đất là áp lực tác động vào bề mặt tiếp xúc của kết cấu chắn

giữ với thể đất, phản ánh trạng thái ứng suất của đất. Tỷ số giữa ứng suất theo phương ngang và ứng suất theo phương thẳng đứng ở độ sâu bất kỳ so với mặt đất được thể hiện bằng hệ số áp lực ngang K . Có ba loại áp lực đất là: Áp lực đất tĩnh; Áp lực đất chủ động; Áp lực đất bị động.



Hình 2.1. Ba loại áp lực đất. a) Áp lực đất tĩnh; b) Áp lực đất chủ động; c) Áp lực đất bị động

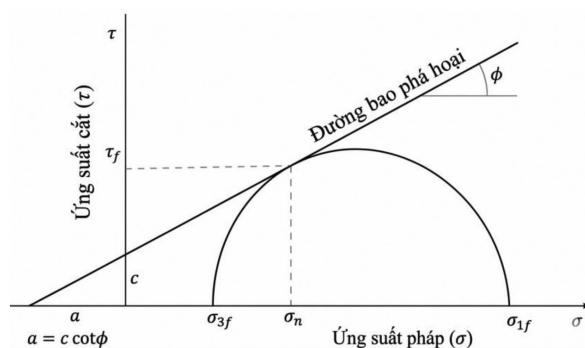
Áp lực đất đối với bất kỳ hệ thống cấu trúc đất xác định nào đó có thể biến thiên từ trạng thái ứng suất ban đầu gọi là trạng thái nghỉ K_0 đến trạng thái giới hạn nhỏ nhất gọi là trạng thái chủ động K_a hoặc trạng thái giới hạn lớn nhất gọi là trạng thái bị động K_p . Độ lớn của áp lực đất tác dụng lên tường chắn phụ thuộc vào sự tương tác lẫn nhau giữa thuộc tính vật lý và sức chịu tải của đất, sự tương tác ở bề mặt cấu trúc của đất, điều kiện nước xung quanh và biến dạng cấu trúc đất. Các trạng thái giới hạn này được xác định bởi sức kháng cắt của đất [4][11]:

$$\tau_f = c + \sigma_n \cdot \tan \varphi \quad (2.1)$$

Trong đó:

- τ_f, σ_n : Lực cắt và ứng suất pháp trên mặt phẳng giới hạn;

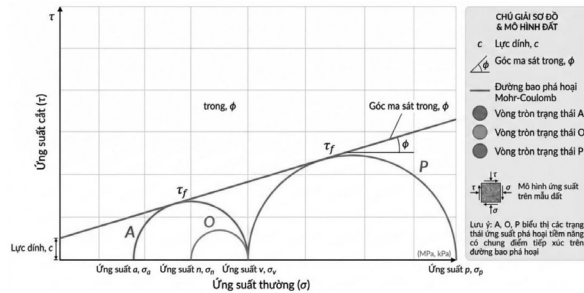
- c, φ : Hệ số kháng cắt của đất (lực dính) và góc ma sát trong của đất.



Hình 2.2. Biểu đồ sức kháng cắt của đất

a. Áp lực đất tĩnh

Áp lực đất tĩnh được hiểu là trạng thái ứng suất mà ở đó không có sự dịch chuyển xung quanh hoặc biến dạng của khối đất. Trong trường hợp này, áp lực đất xung quanh chính là áp lực tồn tại xung quanh trước khi thi công tường chắn. Trạng thái ứng suất này được thể hiện trên hình 2.3 là hình tròn O trên biểu đồ Mohr.



Hình 2.3. Biểu đồ Mohr mô tả áp lực đất tĩnh, chủ động và bị động

b. Áp lực chủ động

Áp lực đất chủ động là giá trị nhỏ nhất có thể của áp lực đất theo phương ngang ở độ sâu bất kỳ. Áp lực này xuất hiện khi tường dịch chuyển hoặc quay do sự nở ngang của đất theo hướng chuyển động của tường. Trạng thái ứng suất trong trường hợp này được thể hiện trên hình 2.3 là vòng tròn A.

c. Áp lực bị động

Áp lực đất bị động là áp lực ngang lớn nhất có thể, nó xuất hiện ở bất kỳ độ sâu nào khi tường dịch chuyển hoặc quay và làm nén đất theo phương ngang. Kết quả trạng thái ứng suất này được thể hiện trên hình 2.3 là vòng tròn P.

d. Ảnh hưởng của chuyển vị thân tường đối với áp lực đất

Khi tường chắn dịch chuyển về phía trước, áp lực đất dần giảm nhỏ đi cho đến trị số nhỏ nhất (áp lực đất chủ động), còn khi tường ép về phía đất đắp thì áp lực đất dần tăng lên cho đến trị số lớn nhất (áp lực đất bị động). Khi nền đất là hoàn toàn không chuyển vị, hai bên tường tính là áp lực đất tĩnh.

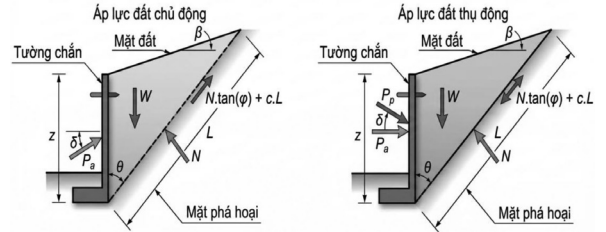
e. Lực ma sát và lực dính ở tường chắn

Bổ sung thêm vào chuyển vị ngang, chuyển vị đứng tương đối dọc theo bề mặt tường. Kết quả trong trường hợp trượt đứng gây ra áp lực tác dụng lên tường gọi là lực ma sát (trong trường hợp đất rời) hay lực dính (trong trường hợp đất dính).

Các lực này sẽ ảnh hưởng đến cường độ nhỏ nhất và lớn nhất của áp lực đất theo phương ngang. Trong trường hợp áp lực đất nhỏ nhất hay trạng thái chủ động, lực ma sát hoặc lực dính sẽ làm giảm không đáng kể áp lực ngang của đất. Trường hợp áp lực lớn nhất hay trạng thái bị động, lực ma sát hay lực dính sẽ làm tăng đáng kể áp lực ngang của đất.

f. Tính toán áp lực đất theo lý thuyết Coulomb [1]

Lý thuyết Coulomb đánh giá áp lực đất dựa trên giả thiết xuất hiện mặt phá hoại trong khối đất, theo đó lực cắt và lực pháp tuyến được liên hệ bởi biểu thức độ bền cắt (2.1). Phân tích sự cân bằng lực được thể hiện trên hình 2.4 cho lực chủ động P_a hay lực bị động P_p , được biểu thị qua mối liên hệ hình học và độ bền cắt.



Hình 2.4. Tính áp lực đất theo lý thuyết Coulomb

Trong đó:

- γ : Trọng lượng đơn vị của đất đồng nhất;
- φ : Góc ma sát trong;
- c : Lực dính của đất;
- δ : Góc ma sát tường – nền;
- θ : Góc giữa tường và mặt phá hoại;
- z : Chiều sâu bên dưới mặt đất;
- β : Góc nghiêng của bề mặt đất.

Ở trạng thái giới hạn nhỏ nhất hoặc lớn nhất (chủ động hoặc bị động), góc i , góc giới hạn ở mặt phá hoại được tính từ $dP/d\theta = 0$. Như vậy áp lực đất ở độ sâu Z được tính từ $P = dP/dz$.

Kết quả tính toán giá trị áp lực chủ động được xác định bởi:

$$P_a = \gamma \cdot z \cdot K_A - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_A} \quad (2.2)$$

Và giá trị áp lực bị động được xác định bởi:

$$P_p = \gamma \cdot z \cdot K_p - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \quad (2.3)$$

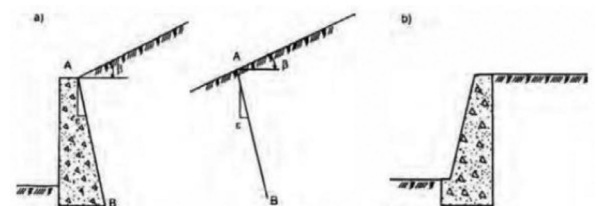
Ở đây K_A và K_p là hệ số áp lực đất chủ động và bị động được xác định theo công thức:

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\varphi + \delta) \cdot \left[1 - \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \varphi) \cdot \cos(\beta - \varphi)} \right]^2} \quad (2.4)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\varphi + \delta) \cdot \left[1 - \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \varphi) \cdot \cos(\beta - \varphi)} \right]^2} \quad (2.5)$$

f. Tính toán áp lực đất theo lý thuyết Rankine [1]

Lý thuyết Rankine cho rằng có thể dùng tường chắn đất để thay thế một bộ phận của thể đất bán vô hạn mà không ảnh hưởng đến tình trạng ứng suất trong thể đất. Do đó, cân bằng giới hạn theo lý thuyết Rankine, chỉ có một điều kiện biên tức là tình trạng bề mặt của thể đất vô hạn mà không kể đến điều kiện biên trên mặt tiếp xúc lưng tường với thể đất.



Hình 2.5. Lý thuyết áp lực đất Rankine

Kết quả tính toán giá trị áp lực chủ động được xác định bởi:

Đất cát:

$$p_a = \gamma z \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \gamma z K_a \quad (2.6)$$

Đất có tính sét:

$$p_a = \gamma z \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \gamma z K_a - 2c K_a \quad (2.7)$$

Trong đó:

- K_a : hệ số áp lực đất chủ động:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

- γ : trọng lượng đất (kN/m^3);

- c, φ : lực dính kết (kPa) và góc ma sát trong của đất;

- z : độ sâu từ điểm tính toán đến mặt đất lấp (m).

Kết quả tính toán giá trị áp lực bị động được xác định bởi:

Đất cát:

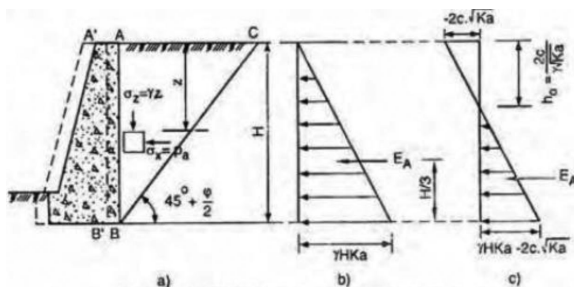
$$p_p = \gamma z \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \gamma z K_p \quad (2.8)$$

Đất sét:

$$p_p = \gamma z \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \gamma z K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad (2.9)$$

Trong đó:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$



Hình 2.6 Tính áp lực đất chủ động Rankine

a) Tường chắn dịch chuyển ra ngoài; b) Đất cát; c) Đất sét

Từ công thức trên có thể biết, áp lực đất bị động P_p phân bố thành đường thẳng theo độ sâu z , như hình 2.7 b, c. Hợp lực E_p của áp lực đất bị động tác dụng trên lưng tường có thể tìm được bằng diện tích hình phân bố của P_p :

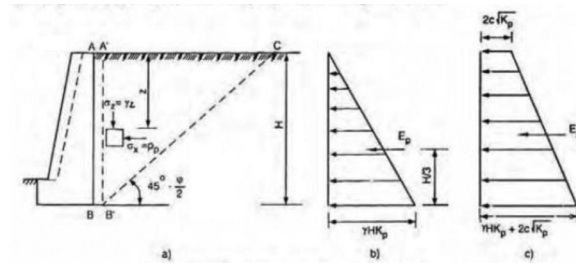
Đất cát:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (2.10)$$

Đất sét:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2cH \sqrt{K_p} \quad (2.11)$$

Góc kẹp giữa mặt trượt BC với mặt phẳng ngang là $45^\circ - \varphi/2$.



Hình 2.7 Tính áp lực đất bị động Rankine - a) Tường chắn đất dịch chuyển về phía đất lấp; b) Đất cát; c) Đất sét

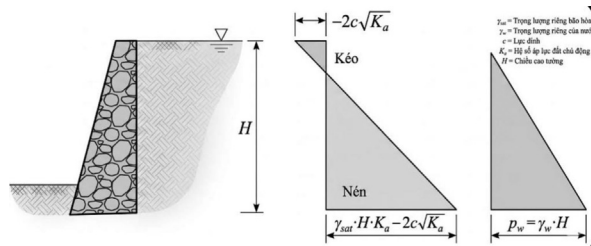
2.1.2. Áp lực nước ngầm

Tải trọng tác dụng lên kết cấu tường chắn, ngoài áp lực đất còn có áp lực của nước ngầm dưới mặt đất. Khi tính toán áp lực nước thường lấy trọng lượng riêng của nước là $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$. Áp lực nước có liên quan đến các nhân tố: sự thay đổi cao độ mực nước ngầm phía trước và sau tường, sự thay đổi mùa, độ kín khít của tường chắn trong quá trình thi công đào hố móng, độ sâu của tường cọc ván trong đất...

Để tính áp lực nước có thể sử dụng hai phương pháp: tính riêng áp lực nước ngầm, áp lực đất (tính riêng áp lực nước và áp lực đất rồi cộng lại) và phương pháp áp lực nước đất tính chung. Đối với đất có tính cát, đất bột nên sử dụng phương pháp nước đất tính riêng. Đối với đất dính thì có thể sử dụng phương pháp tính chung.

a. Phương pháp tính riêng áp lực nước đất

Phương pháp nước đất tính riêng áp dụng trọng lượng đẩy nổi để tính áp lực đất, dùng áp lực tính để tính áp lực nước, sau đó cộng tác dụng lại sẽ được áp lực tác dụng lên tường chắn.



Hình 2.8 Tính áp lực đất và áp lực nước

Ta có công thức xác định áp lực chủ động và bị động:

$$P_a = \lambda_{dn} \cdot H \cdot K_a - 2c \cdot \sqrt{K_a} + \gamma_w \cdot H \quad (2.12)$$

$$P_p = \lambda_{dn} \cdot H \cdot K_p + 2c \cdot \sqrt{K_p} + \gamma_w \cdot H \quad (2.13)$$

b. Phương pháp áp lực đất ướt tính chung

Trong phương pháp này sử dụng trọng lượng bão hòa của nước, đất. Biểu thức áp lực chủ động và bị động được xác định như sau:

$$P_a = \lambda_{sat} \cdot H \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (2.14)$$

$$P_p = \lambda_{sat} \cdot H \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \quad (2.15)$$

Ngoài hai phương pháp trên, để tính áp lực nước còn nhiều phương pháp khác như: phương pháp lưới thấm, phương pháp tỷ lệ đường thấm, phương pháp đồ giải.

2.2. Tính toán kết cấu tường chắn bằng cọc hàng

Kết cấu tường chắn bằng cọc hàng có thể chia thành mấy loại sau đây [1][4]: (1) Kết cấu chắn giữ không có chống (conson): khi độ sâu đào hố móng không lớn và có thể lợi dụng được tác dụng conson để chắn giữ được thể đất ở phía sau tường. (2) Kết cấu chắn giữ một tầng chống: khi độ sâu đào hố móng lớn hơn, không thể dùng được kiểu không có chống thì có thể dùng một hàng chống đơn ở trên đỉnh của kết cấu chắn giữ. (3) Kết cấu chắn giữ nhiều tầng chống: khi độ sâu đào hố móng là khá sâu, có thể đặt nhiều tầng chống, nhằm giảm bớt nội lực của tường chắn.

Hiện nay, có nhiều phương pháp tính toán kết cấu tường chắn bằng cọc hàng tùy thuộc vào loại kết cấu. Với kết cấu chắn giữ không có chống (conson: phương pháp cân bằng tĩnh; phương pháp Blum; phương pháp đường đàn hồi (đồ giải); phương pháp hệ số nền. Với kết cấu chắn một tầng chống: phương pháp cân bằng; phương pháp tường đàn hồi; phương pháp dầm đẳng trị. Với kết cấu chắn giữ nhiều tầng chống: phương pháp dầm liên tục; phương pháp chia đôi tải trọng thanh chống; phương pháp có kể đến quá trình đào...

Tuy nhiên, ngoài các phương pháp tính toán giải tích, để tận dụng được sự hỗ trợ của máy tính, giản tiện và linh hoạt trong quá trình tính toán, chúng ta có thể sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn (Finite Element Method - FEM) là phương pháp số giúp giải gần đúng các phương trình vi phân phức tạp. Phần tiếp theo của bài báo sẽ sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH) với quan niệm kết cấu tường chắn cọc hàng là hệ thanh trên nền đàn hồi để tính toán kết cấu tường chắn và phân tích các yếu tố ảnh hưởng. [1][8]

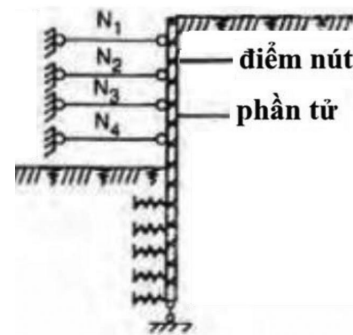
Phương pháp phần tử hữu hạn để tính hệ thanh trên nền đàn hồi là một loại phương pháp số xây dựng trên mối quan hệ dựa trên tính chất đàn hồi tuyến tính của đất. Nguyên lý tính toán là giả thiết kết cấu tường chắn từ đáy móng trở lên là các phần tử dầm, từ đáy móng trở xuống là các phần tử dầm trên nền đàn hồi, chống hoặc neo là phần tử gối tựa đàn hồi, tải trọng là áp lực đất hướng ngang, áp lực

nước ngầm và tải trên mặt đất.

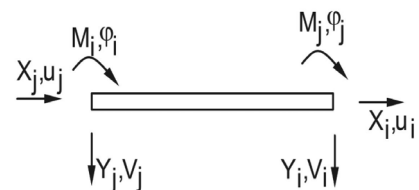
Quá trình phân tích theo phương pháp phần tử hữu hạn tính hệ thanh trên nền đàn hồi:

Rời rạc kết cấu => Hình thành ma trận độ cứng của phần tử => Ma trận độ cứng phần tử gộp thành ma trận độ cứng tổng => Lợi dụng phương trình cân bằng để tìm ra chuyển vị của nút.

Chia thanh theo chiều đứng kết cấu đất thành hữu hạn các phần tử. Để giản tiện tính toán, chỗ đột biến về mặt cắt hoặc tải trọng của kết cấu, đoạn biến đổi hệ số nền của nền đàn hồi và điểm tác dụng của chống hoặc neo, đều lấy làm điểm nút.



Hình 2.9 Rời rạc hữu hạn kết cấu tường chắn

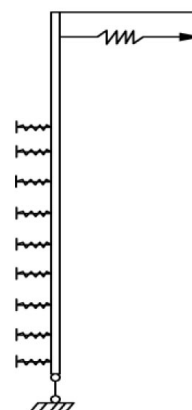


Hình 2.10 Sơ đồ tính phần tử dầm

Mối quan hệ giữa tải trọng phần tử phải chịu với chuyển vị của nút phần tử được xác định bằng ma trận độ cứng của phần tử $[K]^e$, tức: $\{F\}^e = [K]^e \cdot \{\delta\}^e$

Trong đó

- $\{F\}^e$: Lực nút của phần tử;
- $[K]^e$: Chuyển vị của nút.



Hình 2.11 Sơ đồ tính toán phần tử hữu hạn hệ thanh

Đối với phần tử dầm, mỗi nút có ba bậc tự do (u, v, ϕ), lấy đường tim của dầm làm trục x (hình 2.10), thì quan hệ giữa tải trọng phần tử phải chịu với chuyển vị nút của phần tử được biểu diễn như sau:

$$\begin{Bmatrix} X_i \\ Y_i \\ M_i \\ X_j \\ Y_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \frac{EI}{l} \begin{bmatrix} A/I & 0 & 12/l^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 12/l^2 & 6/l & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 6/l & 4 & 0 & 0 & 0 \\ -A/I & 0 & 0 & A/I & 0 & 0 \\ 0 & -12/l^2 & -6/l & 0 & 12/l^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -6/l & 4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \phi_i \\ u_j \\ v_j \\ \phi_j \end{Bmatrix} \quad (2.16)$$

Trong đó:

- X_i, Y_i : Lực trục ở nút i, j ;
- Y_i, Y_j : Lực cắt ở nút i, j ;
- M_i, M_j : Mô men ở nút i, j ;
- u_i, u_j : Chuyển vị hướng trục ở nút i, j ;
- ϕ_i, ϕ_j : Góc xoay ở nút i, j ;
- v_i, v_j : Chuyển vị hướng ngang ở nút i, j ;
- E : Mô đun đàn hồi của vật liệu kết cấu tường chắn;
- I : Mô men quán tính mặt cắt kết cấu tường chắn;
- A : Diện tích mặt cắt kết cấu tường chắn;
- l : Độ dài phần tử.

Đối với chống hoặc neo, mỗi nút có một bậc tự do, ma trận độ cứng phần tử là:

$$[K]^e = \frac{EA}{l} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

Trong đó:

- E : Mô đun đàn hồi của vật liệu chống hoặc neo;
- A : Diện tích mặt cắt thanh chống hoặc neo;
- l : Độ dài chống hoặc neo.

Với phần tử dầm trên nền đàn hồi, ma trận độ cứng có hai loại giả định.

Ở mỗi điểm nút của phần tử dầm trên nền đàn hồi đặt một thanh gối tựa đàn hồi phụ, thì độ cứng là:

$$K = K_h \cdot B l \quad (2.18)$$

Trong đó:

- K_h : Hệ số nền theo hướng ngang của đất nền;
- B : Bề rộng tính toán của dầm, thường lấy 1m hoặc một đoạn tiêu chuẩn;
- l : Độ dài phần tử.

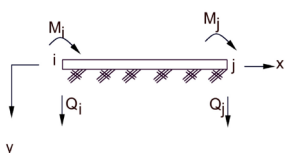
Trong trường hợp độ dài phần tử là tương đối nhỏ, dùng giả định này thì độ chính xác có thể đáp ứng yêu cầu.

Dùng phần tử dầm trên nền đàn hồi Winkler, như hình 2.12, lấy đường tim của dầm làm trục x , thì phương trình vi phân của đường cong đàn hồi là:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -Ky + q \quad (2.19)$$

Trong đó:

- q : Cường độ tải trọng trên dầm.



Hình 2.12 Phần tử dầm trên nền đàn hồi Winkler

Sử dụng phương pháp thông số ban đầu có thể giải hệ thức:

$$\begin{Bmatrix} M_{xi} \\ Q_i \\ M_{zi} \\ M_{xj} \\ M_{zj} \end{Bmatrix} = \frac{2EI}{l^3} \begin{bmatrix} 1 & 0 & \gamma_1 & 0 & 0 \\ 0 & l\beta_1 & l^2\alpha_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & l & 0 \\ 0 & -\gamma_2 & -l\beta_2 & 0 & \gamma_1 \\ 0 & l\beta_2 & l^2\alpha_2 & 0 & -l & l^2\alpha_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_{xi} \\ y_i \\ \theta_{zi} \\ \theta_{xj} \\ y_j \\ \theta_{zj} \end{Bmatrix} \quad (2.20)$$

Trong đó:

- M_{xi}, M_{xj} : Mô men quanh trục x ở nút i, j ;
- Q_i, Q_j : Lực cắt ở nút i, j ;
- M_{zi}, M_{zj} : Mô men quanh trục z ở nút i, j ;
- θ_{xi}, θ_{zj} : Góc xoay quanh trục z ở nút i, j ;
- E : Mô đun đàn hồi của vật liệu kết cấu chắn đất;
- I_z : Mô men quán tính mặt cắt kết cấu chắn đất;
- l : Độ dài phần tử dầm.

$\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2, \gamma_1, \gamma_2$ - là các hệ số tính theo công thức sau:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{\text{ch}\lambda l \text{ch}\lambda l - \cos\lambda l \sin\lambda l}{\text{sh}^2\lambda l - \sin^2\lambda l} \\ \alpha_2 &= \frac{\text{ch}\lambda l \sin\lambda l - \text{sh}\lambda l \cos\lambda l}{\text{sh}^2\lambda l - \sin^2\lambda l} \lambda l \\ \beta_1 &= \frac{\text{ch}^2\lambda l - \cos^2\lambda l}{\text{sh}^2\lambda l - \sin^2\lambda l} (\lambda l)^2 \\ \beta_2 &= \frac{2\text{sh}^2\lambda l \sin\lambda l}{\text{sh}^2\lambda l - \sin^2\lambda l} (\lambda l)^2 \\ \gamma_1 &= 2(\alpha_1\beta_1 - \alpha_2\beta_2) \\ \gamma_2 &= 2(\alpha_1\beta_2 - \alpha_2\beta_1) \end{aligned}$$

Trong đó:

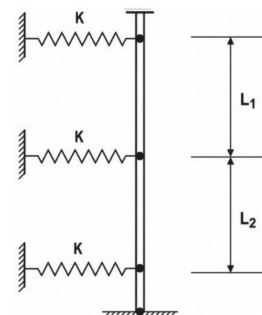
$$\lambda = \sqrt{\frac{Kb}{4EI}} \text{ là đặc trưng đàn hồi của dầm.}$$

Áp dụng giả định của công thức 2.20 cho kết quả tính toán chính xác hơn giả định của công thức 2.18.

Căn cứ vào điều kiện cùng chuyển vị của nút kết cấu và của mỗi phần tử nối liền trong cùng một nút ấy, thì ma trận độ cứng phần tử $[K]^e$ hợp thành ma trận tổng độ cứng $[K]$.

Lò xo thể hiện hệ số đàn hồi của nền không xem là phần tử. Sau khi hình thành ma trận tổng độ cứng $[K]$, có thể căn cứ vào sơ đồ tính toán của các giai đoạn thi công để đem trị K của hệ số đàn hồi chống lên vị trí tương ứng của tổng độ cứng, tức là lấy K' thay cho K chống lên tổng độ cứng tương ứng (hình 2.13):

$$K' = \frac{L_1 + L_2}{2} K$$



Hình 2.13 Cách xác định hệ số đàn hồi của nền

Căn cứ vào điều kiện cân bằng tĩnh, tải trọng bên ngoài tác động vào nút kết cấu bắt buộc phải cân bằng với tải trọng bên trong của kết cấu. Nếu tải trọng bên ngoài đã biết thì có thể tìm được chuyển vị nút của kết cấu còn đang chưa biết, khi dùng phương trình cân bằng cơ bản theo công thức sau:

$$[K] \cdot \{\delta\} = \{R\} \quad (2.21)$$

Trong đó:

- $[K]$: Ma trận độ cứng;
- $\{\delta\}$: Ma trận chuyển vị;
- $\{R\}$: Ma trận tải trọng.

3. Ví dụ số và kết quả khảo sát

3.1. Ví dụ tính toán hệ tường chắn đất bằng cọc hàng bản thép

3.1.1. Số liệu tính toán

Tiến hành tính toán cho trường hợp cụ thể, dựa vào thực tế thi công tại công trình thoát nước chống ngập bằng cống hộp BTCT tuyến đường Võ Chí Công, Hà Nội đã áp dụng phương pháp thi công có sử dụng tường chắn bằng cọc hàng liên tục bản thép (cừ Larsen) để chắn giữ thành hố đào trong quá trình xây dựng, số liệu địa chất như sau:

Theo kết quả báo cáo địa chất thủy văn khu vực xây dựng:

- + Nước mặt tồn tại trong các hệ thống thoát nước sinh hoạt của các công trình lân cận.
- + Mực nước ngầm xuất hiện tại cao độ trung bình -1,5m.
- + Thời điểm thi công vào khoảng tháng 5 đến tháng 9 thường có mưa lớn làm ảnh hưởng tới quá trình thi công.

3.1.2. Lựa chọn cừ Larsen

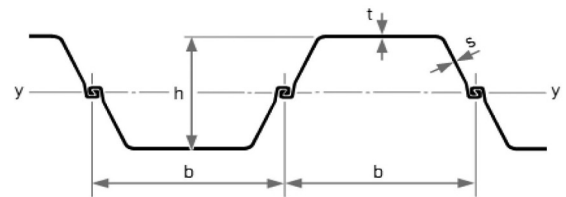
Lựa chọn cừ Larssen số hiệu IV dài 12m làm kết cấu chắn giữ, có các thông số như:

- t : Chiều dày tường;
- h : Tổng chiều cao;
- A : Diện tích mặt cắt ngang trên 1m tường;
- E_{steel} : Mô đun đàn hồi của thép;
- γ_{steel} : Trọng lượng riêng của thép;

$$E_1 = \frac{12 \cdot E_{steel} \cdot I_1}{h^3} \quad E_2 = \frac{12 \cdot E_{steel} \cdot I_2}{h^3}$$

Trong đó:

- I_1 : Moment quán tính chống uốn trục 1;
- I_2 : Moment quán tính chống uốn trục 2.



Hình 3.1 Thông số cơ bản của tường cừ Larsen

3.1.3. Các trường hợp tính toán

Trên cơ sở lời giải bài toán bằng phương pháp phần tử hữu hạn, tiến hành lập sơ đồ khối và xây dựng chương trình tính bằng ngôn ngữ Matlab [8].

Chương trình có thể tính được nội lực chuyển vị của tường chắn, tính toán khi có sự thay đổi mực nước ngầm, tính toán theo các giai đoạn thi công, lắp dựng thanh chống.

Với chiều dài 1 thanh cừ Larsen là 12m, tiến hành chia thanh cừ thành 60 phần tử và có 61 nút, mỗi phần tử có chiều dài 0,2m. Giá trị chuyển vị đỉnh cừ cần thiết để gây ra biến dạng của đất theo tường cừ (điều kiện cùng biến dạng) là: $\delta = 0,004H = 0,004 \cdot 12m = 0,048m$. Giá trị siêu tải mặt đất lấy $g = 20kN/m^2$. Áp lực đất chủ động q_a tính theo lý

thuyết Rankine, từ đáy hố đào trở lên phân bố theo hình thang, từ đáy hố đào trở lên phân bố theo hình chữ nhật. Trong quá trình đào đất chia ra thành nhiều giai đoạn đào, tại mỗi giai đoạn đó đều có thể xác định được nội lực, chuyển vị của từng nút trên thanh cừ. Trong ví dụ tính toán, chia làm 02 trường hợp để khảo sát:

- Trường hợp 1: Tính toán nội lực, chuyển vị của tường cừ không có chống (conson). Lấy kết quả tính ứng với độ sâu đào đất hố đào là 4m, 5m, 6m, 7m,

Bảng 3.1. Các đặc trưng cơ lý của đất tại khu vực xây dựng

Lớp đất	Bề dày (m)	Chiều sâu (m)	γ (kN/m^3)	c (kN/m^2)	ϕ (độ)	N_c	N_q	N_γ	K_h (kN/m^2)
Lớp 1	1	1	16	10	15	10.97	3.9	1.2	7268.00
	1	2	16	10	15	10.97	3.9	1.2	9764.00
Lớp 2	1	3	18	22.9	6.68	7.15	1.86	0.2	10639.00
	1	4	18	22.9	6.68	7.15	1.86	0.2	11978.20
	1	5	18	22.9	6.68	7.15	1.86	0.2	13317.40
Lớp 3	1	6	17.9	14.4	10.5	8.35	2.55	0.41	15911.18
	1	7	17.9	14.4	10.5	8.35	2.55	0.41	17736.98
	1	8	17.9	14.4	10.5	8.35	2.55	0.41	19562.78
Lớp 4	1	9	13.5	5.6	6.67	7.15	1.86	0.2	10695.20
	1	10	13.5	5.6	6.67	7.15	1.86	0.2	11699.60
	1	11	13.5	5.6	6.67	7.15	1.86	0.2	12704.00
Lớp 5	1	12	18.6	11.3	6.16	7.13	1.84	0.19	19720.96

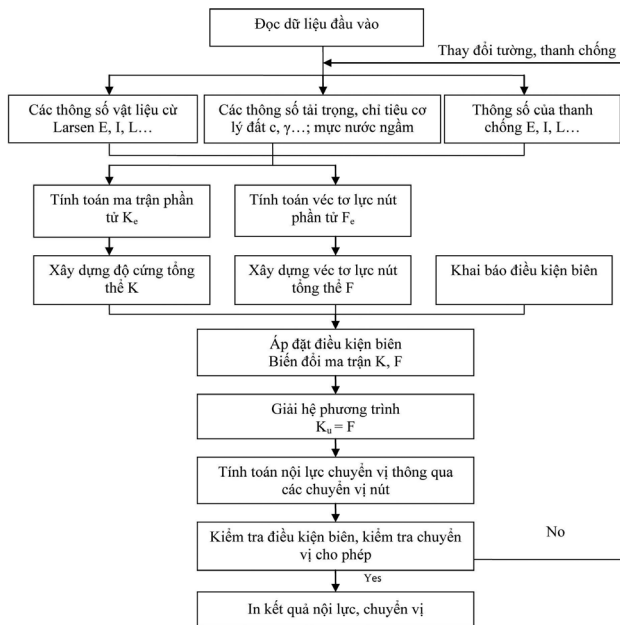
8m để thể hiện sự thay đổi nội lực và chuyển vị của thanh cừ trong quá trình thi công.

- *Trường hợp 2:* Tính toán nội lực, chuyển vị của tường cừ có thanh chống. Sử dụng thép hình I-20 làm thanh chống. Theo chiều sâu cứ 4 m có một hệ thanh chống.

Sử dụng chương trình tính có tính đến ảnh hưởng của nước ngầm với cao độ mực nước ngầm cách mặt đất 1,5m, trong các trường hợp: không dùng thanh chống; có 1 hệ thanh chống; có 2 hệ thanh chống.

Bảng 3.2 Thông số kỹ thuật của thép hình I200

Số hiệu	Diện tích	J_x	W_x	Ea	W
I	cm ²	cm ⁴	cm ³	kN/m ²	kN/m
200	26.8	1840	184	2.07E+04	5.55E+04

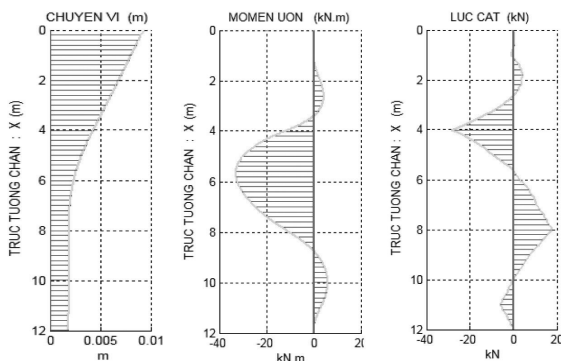


Hình 3.2. Sơ đồ khối tính toán nội lực và chuyển vị tường chắn đất

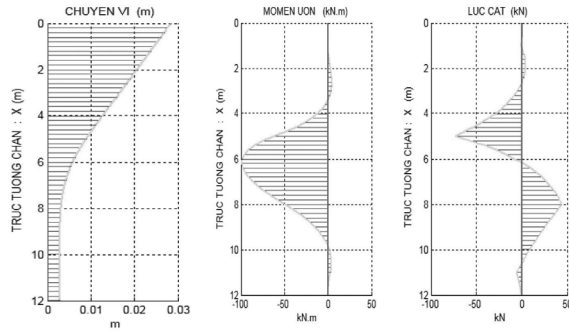
3.1.4. Các kết quả tính toán

4. Nhận xét và thảo luận

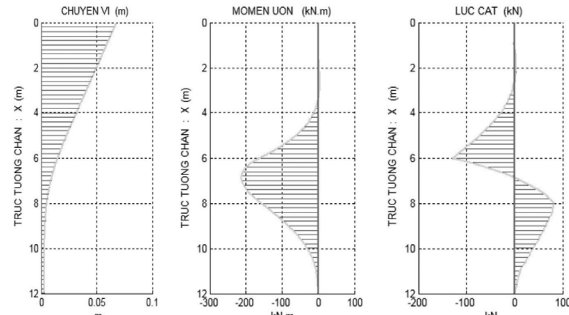
Qua kết quả tính toán và các biểu đồ mô tả giá trị



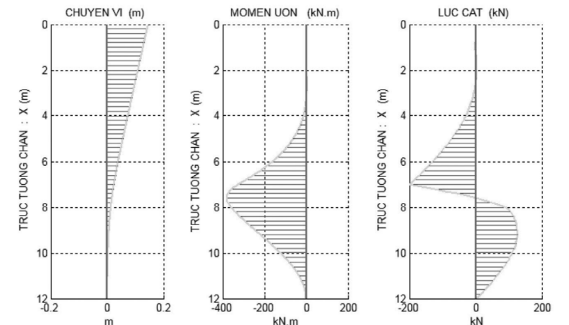
Hình 3.3 Biểu đồ nội lực, chuyển vị tường cừ khi đào 4m



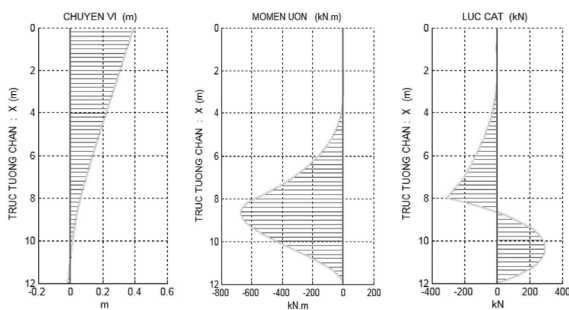
Hình 3.4 Biểu đồ nội lực, chuyển vị tường cừ khi đào 5m



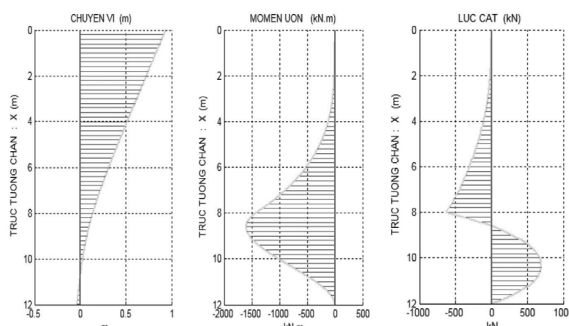
Hình 3.5 Biểu đồ nội lực, chuyển vị tường cừ khi đào 6m



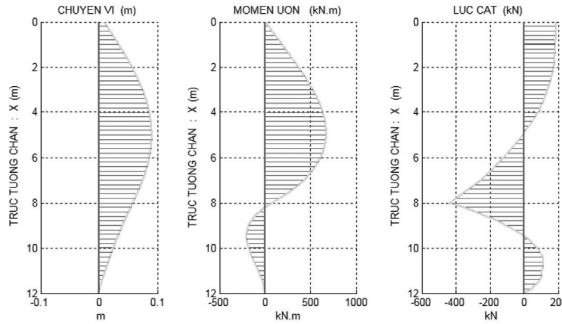
Hình 3.6 Biểu đồ nội lực, chuyển vị tường cừ khi đào 7m



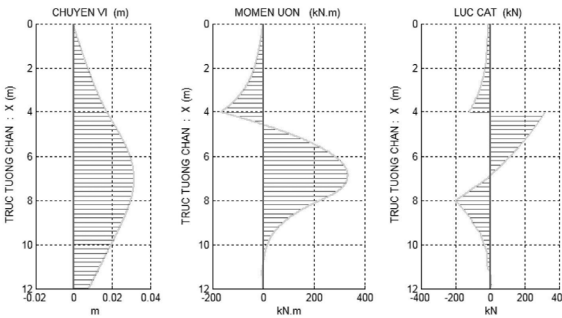
Hình 3.7 Biểu đồ nội lực, chuyển vị tường cừ khi đào 8m



Hình 3.8 Biểu đồ nội lực, chuyển vị tường cừ khi đào 8m có nước ngầm



Hình 3.9 Biểu đồ nội lực, chuyển vị tường cử khi đào 8m, có nước ngầm, 1 hệ thanh chống



Hình 3.10 Biểu đồ nội lực chuyển vị tường cử khi đào 8m, có ảnh hưởng nước ngầm, 2 hệ thanh chống

nội lực, chuyển vị tường cử khi không chống ngang và chưa có nước ngầm, có thể thấy rằng chiều sâu đào đất có ảnh hưởng rất lớn đến chuyển vị và nội lực của thanh cử Larsen. Đỉnh tường cử luôn có xu hướng chuyển vị ra ngoài và giá trị này tăng rất nhanh khi độ sâu đào tăng; khi độ sâu đào đạt 8m, chuyển vị đỉnh cử đạt -0,4m. Nội lực tại các vị trí trên thanh cử luôn thay đổi trong quá trình đào đất. Giá trị mômen uốn trong thanh cử Larsen luôn đạt giá trị lớn nhất tại vị trí gần sát với mặt đáy hố đào; giá trị lực cắt đạt lớn nhất tại mặt đáy hố đào. Vì vậy, nếu độ sâu của đáy cống hộp ngầm từ 4m trở lên thì phải sử dụng ít nhất 1 hệ thanh chống tại đỉnh cử.

Nội lực và chuyển vị của tường cử tăng lên rất lớn, khoảng 233÷238%, khi có tác động của nước ngầm. Qua đó cho ta thấy trong tính toán thiết kế hệ tường chắn đất để thi công cống ngầm nhất thiết phải kể đến các ảnh hưởng của nước ngầm trong môi trường đất xung quanh hố đào.

Khi bố trí tăng cường hệ thanh chống thì giá trị của nội lực, chuyển vị tường cử phân bố lại theo chiều hướng giảm xuống, đảm bảo yêu cầu về chuyển vị và độ bền. Qua đó có thể thấy phương án dùng tường cử đơn có tăng cường hệ thanh chống đảm bảo yêu cầu thiết kế, có lợi hơn về mặt thi công cũng như kinh tế. Khi độ sâu của đáy cống hộp ngầm từ 6÷8m, trong điều kiện bị ảnh hưởng bởi nước ngầm (các biện pháp hạ mực nước ngầm

không thể thực hiện được) thì nên sử dụng 2 hệ thanh chống để đảm bảo ổn định của tường chắn và an toàn cho thi công.

Các kết quả trên tương đối phù hợp với sự làm việc của tường cử trên thực tế. Dựa vào kết quả tính toán này, tùy theo từng trường hợp cụ thể, ta có thể đưa ra phương án bổ sung hệ thanh chống hoặc neo gia cường tại các vị trí có giá trị mômen, lực cắt lớn trên biểu đồ cho phù hợp. □

Tài liệu tham khảo

- [1]. Nguyễn Bá Kế, Thiết kế và thi công hố móng sâu, Nhà xuất bản Xây dựng, số 385, 2002.
- [2]. Nguyễn Thế Phùng, Nguyễn Ngọc Tuấn, Thi công hầm và Kỹ thuật, 1997.
- [3]. Nguyễn Xuân Trọng, Thi công hầm và công trình ngầm, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, 2004.
- [4]. Vũ Công Ngủ, Nguyễn Văn Dũng, Cơ học đất, Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật, Hà Nội, 2006.
- [5]. Hoàng Văn Tân, Trần Đình Ngô, Phan Xuân Trường, Phạm Xuân, Nguyễn Hải, Những phương pháp xây dựng công trình trên nền đất yếu, Nhà xuất bản Giao thông Vận tải, TP. Hồ Chí Minh, 2006.
- [6]. Đặng Trung Thành, Đặng Văn Quân, Gia cố đất đá và thi công công trình ngầm trong điều kiện đặc biệt, NXB Xây dựng, 2018.
- [7]. Đỗ Ngọc Thái, Phạm Thị Nhân, Thi công công trình ngầm, NXB Xây dựng, 2021.
- [8]. Phạm Văn Đạt, Tính toán kết cấu hệ thanh theo phương pháp phần tử hữu hạn, NXB Xây dựng, 2017.
- [9]. Nguyễn Hoàng Hải, Nguyễn Việt Anh, Lập trình MATLAB và ứng dụng, Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 2005.
- [10]. Malcom Puller, Deep excavation: a practical manual, Thomas Telford, London, 1996.
- [11]. Kai S. Wong, Deep excavation in clay, Ashort course, Hanoi, 2001.