

NGHIÊN CỨU LỰA CHỌN PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH SỨC KHÁNG CẮT CỦA CỌC KHOAN NHỒI

Chu Thị Xuân Hoa, Nguyễn Thái Hoàng

Khoa Công trình, Trường Đại học Thủy lợi

Tóm tắt: Ổn định mái dốc các công trình là một vấn đề quan trọng và phức tạp của địa kỹ thuật. Sử dụng cọc khoan nhồi để giữ ổn định cho các mái dốc đang có xu hướng mất ổn định hay sử dụng cọc như một biện pháp tăng cường ổn định đã trở thành một trong những phương pháp gia cố quan trọng được sử dụng rộng rãi trên thế giới cũng như ở Việt Nam trong thời gian qua. Lựa chọn phương pháp xác định sức kháng cắt của cọc khoan nhồi trong tính toán thiết kế phản ánh chính xác nhất ứng xử thực của cọc. Phần mềm có thể giải bài toán không gian như Plaxis 3D sẽ giải quyết được các hạn chế khi đánh giá ổn định mái dốc được gia cố bằng cọc khoan nhồi như: xét được ảnh hưởng của khoảng cách các cọc, xét được ảnh hưởng của sự thay đổi theo không gian của các chỉ tiêu cơ lý của đất và áp lực nước lỗ rỗng. Ứng dụng trong tính toán thiết kế bờ sông Bùn một cách đồng bộ và đảm bảo ổn định lâu dài bằng tường chắn kết hợp cọc khoan nhồi.

Từ khóa: Ổn định mái dốc, cọc khoan nhồi, sông Bùn, Plaxis 3D

Summary: Slope stability plays a crucial complex role in geotechnical engineering applications. Bored piles are likely to stabilize slopes tending to be changeable and enhance slope stability. This measure has become one of the popular reinforcement methods, widely applied in the world, including Vietnam, over recent years. A method to identify the shear strength of bored piles in design calculations reflects the most accurate actual behavior of bored piles. Such a three-dimensional analysis software as Plaxis 3D will eliminate all the limitations when assessing the stability of slopes reinforced with drilled piers, such as the impact of the distance of drilled piers and the influence of three-dimensional changes of physical indicators of soil and pore water pressure. The method is synchronously applied in designing riverbanks of the Bui River to ensure long-term stability by retaining walls combined with bored piles.

Keywords: Slope stability, bored piles, Bui River, Plaxis 3D

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Ổn định mái dốc các công trình là một vấn đề quan trọng và phức tạp của địa kỹ thuật. Thực tế cho thấy các mái dốc đặc biệt là các bờ kè thường mất ổn định do chịu tác động của nhiều yếu tố như: tính chất cơ lý của đất nền, tác động của dòng chảy, hoạt động của nước ngầm,

Để giữ ổn định mái dốc có nhiều biện pháp

công trình như: đào bạt mái, gia cố, cố kết mái dốc, đắp cơ phân áp, xây dựng tường chắn... Các giải pháp nêu trên tùy từng điều kiện để áp dụng. Tuy nhiên với trường hợp mái bờ sông, mái đê, kè trên nền đất yếu, lòng sông hẹp, các giải pháp nêu trên đều không khả thi để giữ ổn định mái dốc. Công tác đào bạt mái dốc, hạ thấp độ dốc giảm trọng lượng khối trượt cũng là một giải pháp phổ biến và hữu hiệu, tuy nhiên với bờ sông là đê hoặc bờ sông có nhiều nhà cửa xây dựng sát mép sông, khi bị giới hạn về diện tích, chiều cao xây dựng thì giải pháp này không phù hợp. Giải pháp gia cố

Ngày nhận bài: 28/11/2022

Ngày thông qua phản biện: 21/12/2022

Ngày duyệt đăng: 02/3/2023

mái dốc sử dụng các vật liệu địa kỹ thuật giúp mái dốc ổn định được áp dụng phổ biến trong các công trình giao thông, khi áp dụng giữ ổn định mái đê, kè trên nền đất yếu bị giới hạn về phạm vi xây dựng và chi phí thực hiện khiến giải pháp trở lên không phù hợp. Giải pháp sử dụng đá học hộ chân, đắp cơ phản áp, xây dựng tường chắn làm thu hẹp lòng sông, ảnh hưởng đến tiêu thoát lũ.

Cọc khoan nhồi là loại cọc không bị hạn chế về chiều dài và kích thước, cọc có sức chịu tải ngang tốt. Hai ưu điểm này của cọc khoan nhồi đem lại triển vọng, tính khả thi của giải pháp giữ ổn định mái đê, kè sông khi bị giới hạn về phạm vi xây dựng.

Sử dụng cọc khoan nhồi để giữ ổn định cho các mái dốc nói chung và bờ kè nói riêng đang có xu hướng mất ổn định hoặc như một biện pháp tăng cường ổn định đã trở thành một trong những phương pháp gia cố quan trọng được sử dụng rộng rãi trên thế giới cũng như ở Việt Nam trong thời gian qua.

Cũng giống như mái dốc chưa được gia cố bằng cọc, để đánh giá ổn định của mái dốc được gia cố cần xác định hệ số an toàn ổn định. Rất nhiều phương pháp tính toán được phát triển đánh giá ổn định của mái dốc gia cố bằng cọc khoan nhồi [1-5]. Các phương pháp này có thể chia thành hai nhóm chính: nhóm các phương pháp cân bằng giới hạn và nhóm các phương pháp số (phương pháp phần tử hữu hạn và phương pháp sai phân hữu hạn).

Cọc khoan nhồi giữ ổn định cho các mái dốc thường chịu tác dụng của các lực ngang do xu hướng dịch chuyển của khối đất khi tiến đến trạng thái giới hạn. Tương tác giữ cọc và đất là một quá trình phức tạp bị ảnh hưởng bởi nhiều yếu tố như đặc tính biến dạng, các thông số về độ bền của cả cọc và đất. Áp lực của đất tác dụng lên cọc phụ thuộc nhiều vào chuyển dịch tương đối giữa đất và cọc. Tính toán thiết kế

cọc khoan nhồi gia cố ổn định cho mái dốc theo [6] cần phải qua 3 bước:

+ Bước 1: Tính toán sức kháng cắt cần thiết để tăng hệ số ổn định của mái dốc đến hệ số an toàn yêu cầu.

+ Bước 2: Xác định sức kháng cắt lớn nhất của mỗi cọc.

+ Bước 3: Tính toán xác định số lượng cọc và vị trí tối ưu.

Đối với bước thứ nhất là bài toán đánh giá ổn định mái dốc chưa được gia cố, từ sự chênh lệch giữa hệ số an toàn ổn định thực tế và hệ số an toàn ổn định cần đạt có thể xác định được giá trị lực kháng cắt cần thiết.

Bước thứ hai chính là bài toán xác định phản lực ngang của cọc cũng chính là sức kháng cắt của cọc. Đối với vấn đề này nhiều phương pháp kinh nghiệm và phương pháp số đã được đề xuất. Các phương pháp này có thể chia thành 3 nhóm sau đây:

+ Nhóm các phương pháp dựa trên áp lực (pressure-based methods);

+ Nhóm các phương pháp dựa trên chuyển vị (displacement-based methods);

+ Nhóm các phương pháp liên tục (continuum methods).

Hiện nay ở Việt Nam hầu như chưa có nghiên cứu nào về việc xác định sức kháng cắt của cọc khoan nhồi khi sử dụng để gia cố các mái dốc nói chung và bờ kè nói riêng. Các đơn vị thiết kế hiện nay chủ yếu vận dụng 22 TCN 207-1992 [7] là tiêu chuẩn đã cũ với phương pháp tính có nhiều hạn chế như: giả thiết cọc bị ngàm cứng giữa hai mặt phẳng, mặt trượt cố định, áp lực đất phân bố đều trên đoạn cọc giữa hai mặt phẳng ngàm. Những giả thiết này không phản ánh chính xác ứng xử thực của cọc, dẫn đến độ chính xác khi tính toán sức kháng cắt theo phương pháp này có nhiều hạn chế, ảnh hưởng đến an toàn của công trình.

Việc nghiên cứu so sánh các phương pháp để lựa chọn phương pháp xác định chính xác sức kháng cắt của cọc khoan nhồi thuận tiện cho việc áp dụng thực tế đóng vai trò quan trọng đối với giải pháp thiết kế chống sạt lở có sử dụng cọc khoan nhồi nói chung.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

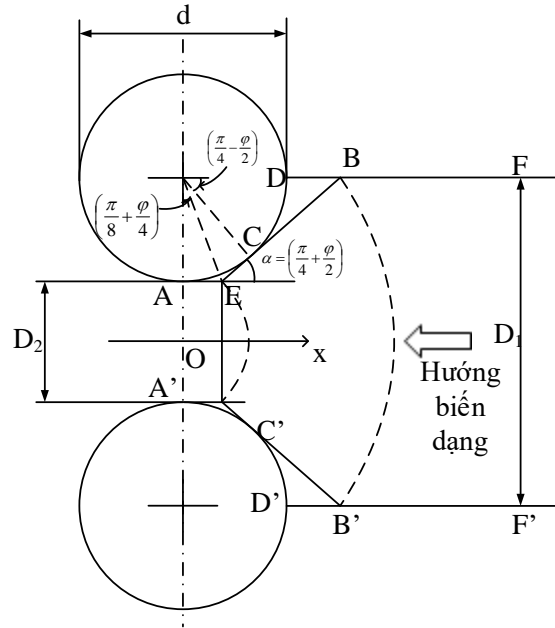
2.1. Tổng quan các phương pháp xác định sức kháng cắt của cọc khoan nhồi sử dụng gia cố mái dốc

2.1.1 Nhóm các phương pháp dựa trên áp lực

Ito và cộng sự trong [1] đã đề xuất phương pháp cân bằng giới hạn để giải quyết vấn đề ổn định của mái dốc được gia cố bằng cọc khoan nhồi. Phương pháp này giả thiết đất xung quanh cọc trải qua hai trạng thái dẻo: (1) biến dạng dẻo và (2) chảy dẻo. Giai đoạn đầu thỏa mãn tiêu chuẩn dẻo Mohr-Coulomb và trong giai đoạn thứ hai, đất nền được coi là chất rắn dẻo nhớt. Do đó, biến dạng dẻo có thể được so sánh với các lớp đất cứng và sự chảy dẻo có thể được so sánh với biến dạng từ biến của lớp đất yếu.

Các giả định chung của lý thuyết biến dạng dẻo của Ito và Matsui (1975) là: 1. AEB và A'E'B' là hai mặt trượt tạo một góc $(\pi/4 + \varphi/2)$ với trục x khi lớp đất bị biến dạng như hình 1; 2. Trong phần diện tích AE'BB'E'A' đất trong trạng thái cân bằng dẻo, tức thỏa

mãn tiêu chuẩn dẻo Mohr-Coulomb; 3. Áp lực đất tác dụng lên làn AA'; 4. Lớp đất ở trạng thái biến dạng phẳng theo chiều sâu; 5. Cọc được coi là cứng tuyệt đối; Lực ma sát trên bề mặt AEB và A'E'B' được bỏ qua, khi xem xét sự phân bố ứng suất trong đất AE'BB'E'A'.



Hình 1: Giai đoạn biến dạng dẻo trong đất xung quanh cọc

Giả sử tiêu chuẩn dẻo Mohr-Coulomb quy định biến dạng dẻo của phần diện tích EBB'E' và AEE'A', áp lực tác dụng lên một đơn vị chiều dày cọc (q) được xác định theo công thức sau:

$$q = A_c \left(\frac{1}{N_\varphi \tan \varphi} \left\{ e^{\left[\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right] - 2\sqrt{N_\varphi} \tan \varphi - 1} \right\} + \frac{2 \tan \varphi + 2\sqrt{N_\varphi} + \frac{1}{\sqrt{N_\varphi}}}{\sqrt{N_\varphi} \tan \varphi + N_\varphi - 1} \right) - c \left(D_1 \frac{2 \tan \varphi + 2\sqrt{N_\varphi} + \frac{1}{\sqrt{N_\varphi}}}{\sqrt{N_\varphi} \tan \varphi + N_\varphi - 1} - 2D_2 \frac{1}{\sqrt{N_\varphi}} \right) + \frac{\gamma z}{N_\varphi} \left\{ A e^{\left[\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right] - D_2} \right\}$$

Trong đó: c là lực dính; φ là góc ma sát trong; γ là trọng lượng riêng của đất; D_1 là khoảng cách giữa trọng tâm các cọc; D_2 là khoảng mở giữa các cọc; z là độ sâu; N_φ và A được xác định như sau:

$$N_\varphi = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

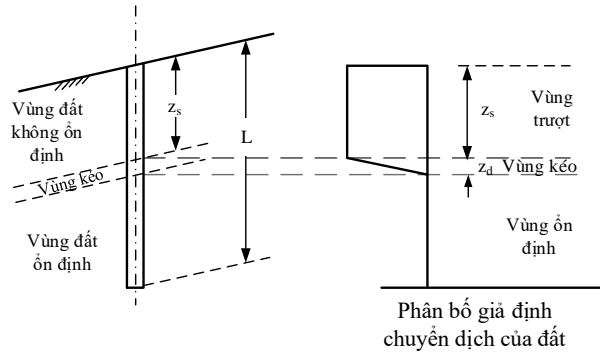
$$A = D_1 \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{\sqrt{N_\varphi \tan \varphi + N_\varphi + 1}}$$

2.1.2 Nhóm các phương pháp dựa trên chuyển vị (displacement-based methods)

Phương pháp này dựa trên việc xác định phản ứng của cọc đối với các dịch chuyển của đất. Do đó khi áp dụng phương pháp này thì các dịch chuyển của đất cần phải được xác định trước. Có thể sử dụng dữ liệu đo độ nghiêng hoặc kết quả phân tích bằng cách tiếp cận phần tử hữu hạn để mô phỏng cơ chế tương tác giữa đất và cọc.

Poulos [2] đã trình bày một cách tiếp cận để xác định phản ứng của cọc chịu tải ngang bằng cách sử dụng phân tích tương tác đất và cọc trong đó xem xét chuyển động của đất qua cọc. Cách tiếp cận được trình bày sử dụng phương pháp phần tử biên được đơn giản hóa trong đó cọc được mô hình hóa dưới dạng dầm đàn hồi và đất như một khối liên tục đàn hồi. Các chuyển vị bên cho mỗi phần tử của cọc phụ thuộc độ cứng chống uốn của nó và lực tương tác giữa cọc và đất. Dịch chuyển ngang của phần tử đất tương ứng phụ thuộc vào độ cứng của đất, lực tương tác giữa cọc đất và trường tự do dịch chuyển theo phương ngang của đất. Có thể xác định giới hạn ứng suất của cọc và đất cho phép phá hủy cục bộ đất để có thể thu được phản ứng phi tuyến.

Theo Poulos [2], phân tích phản ứng bên đòi hỏi thông tin về sự phân bố mô men của đất, trường chuyển động ngang tự do và sự phân bố theo độ sâu của áp lực đất/cọc giới hạn. Bài toán cơ bản của cọc trong mái dốc không ổn định được trình bày trong Hình 2.



Hình 2: Cọc trong mái dốc không ổn định theo Poulos (1995)

Người ta đã giả thiết rằng đất phía trên như một cố thể chuyển động hướng xuống, một vùng nhỏ bên dưới được gọi là vùng kéo và vùng ổn định là đứng yên. Các thông số chính của đất liên quan đến phương pháp này là mô đun Young và áp lực bên giới hạn. Các thông số này chủ yếu được đánh giá bằng sự tương quan, do đó giá trị của chúng có thể không chính xác.

Phân tích lý thuyết của Poulos [2] đã chỉ ra sự tồn tại của bốn dạng hư hỏng của cọc; (1) Dạng hư hỏng chảy; (2) dạng hư hỏng cọc ngắn; (3) dạng hư hỏng cọc trung bình; (4) dạng hư hỏng cọc dài. Ba chế độ đầu tiên tương ứng với các chế độ hư hỏng của đất trong khi chế độ cuối cùng đề cập đến sự hư hỏng của bản thân cọc.

1. Dạng hư hỏng chảy: Mặt trượt nông và phần đất mất ổn định chảy xung quanh cọc;
2. Dạng hư hỏng cọc ngắn: Mặt trượt tới hạn sâu và chiều dài của cọc trong lớp đất không ổn định là nông và toàn bộ cường độ của đất phần ổn định được huy động;
3. Dạng hư hỏng cọc trung bình: Cường độ đất ổn định và không ổn định được huy động theo chiều dài cọc;
4. Dạng hư hỏng cọc dài: Mô men uốn lớn nhất đạt đến mô men giới hạn chảy của tiết diện cọc và cọc bị chảy.

Poulos [2] xác định rằng lực kháng cắt do cọc

cung cấp để ổn định mái dốc sẽ lớn hơn nếu là dạng hư hỏng cọc trung bình. Ngoài ra, cần gia cố cọc thích hợp để tránh dạng hư hỏng cọc dài. Poulos [2] và Lee [8] giới thiệu một phương pháp sử dụng dạng đơn giản của phương pháp phần tử biên [9] để nghiên cứu phản ứng của một hàng cọc khoan nhồi bị động được kết hợp trong lời giải của phương pháp cân bằng giới hạn đánh giá ổn định mái dốc. Trong phương pháp này cọc khoan nhồi được mô phỏng như một dầm đàn hồi (elastic beam) và đất là môi trường liên tục đàn hồi. Phương pháp này xác định sức kháng cắt lớn nhất mà mỗi cọc khoan nhồi có thể cung cấp dựa trên giả định chuyển dịch tự do của môi trường đất và tính toán phản ứng khi chịu lực xô ngang của cọc. Các chuyển động quy định của đất được sử dụng bằng cách xem xét sự tương thích của chuyển động ngang của cọc và đất tại mỗi phần tử. Trong khi các đặc tính về độ cứng và cường độ của cọc và đất được xét đến khi tính toán áp lực đất - cọc trong phương pháp này thì các hiệu ứng nhóm, cụ thể là khoảng cách giữa các cọc lại không được xem xét trong phân tích tương tác giữa đất và cọc.

2.1.3 Nhóm các phương pháp liên tục (continuum methods)

Ausilio và cộng sự trong [10] đã sử dụng phương pháp tiếp cận động học của phân tích giới hạn để đánh giá ổn định mái dốc được gia cố bằng cọc khoan nhồi. Trường hợp mái dốc chưa được gia cố bằng cọc khoan nhồi được xem xét trước tiên với giả thiết mặt trượt có dạng logarit. Một lời giải được đề xuất để xác định hệ số an toàn ổn định của mái dốc bằng cách giảm các thông số cường độ kháng cắt. Sau đó ổn định của mái dốc có cọc khoan nhồi được nghiên cứu. Để kể đến ảnh hưởng của cọc, một lực ngang và một mô men được giả định tác dụng ở độ sâu của bề mặt trượt tiềm năng. Để đánh giá lực kháng trượt được cung cấp bởi các cọc trong một hàng nhằm đạt được giá trị mong muốn của hệ số an toàn của mái dốc, một quy trình lặp được sử dụng nhằm giải

hệ phương trình thu được bằng cách cân bằng tỷ lệ công của ngoại lực do trọng lượng đất và tải trọng biên phụ tải đến tốc độ tiêu tán năng lượng dọc theo mặt trượt tiềm năng. Nian và cộng sự [11] đã phát triển phương pháp tương tự để phân tích độ ổn định của mái dốc với cọc gia cố trong đất không đồng nhất và dị hướng. Cai và Ugai [12] đã trình bày một phương pháp phân tích sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn giảm cường độ cắt dẻo đàn hồi ba chiều, qua đó có thể phân tích tương tác của đất/cọc.

Việc sử dụng các phần mềm phân tích bài toán theo phương pháp phần tử hữu hạn được sử dụng khá phổ biến nhưng mới chỉ dừng lại ở các bài toán phẳng. Phần mềm có thể giải bài toán không gian như Plaxis 3D sẽ giải quyết được các hạn chế khi tính toán sức kháng cắt của cọc khoan nhồi bằng các phương pháp khác.

2.2. Phân tích lựa chọn phương pháp

Có thể thấy có nhiều phương pháp tính toán ổn định mái dốc gia cố bằng cọc khoan nhồi đã được đề xuất mỗi phương pháp đều có các ưu nhược điểm và phạm vi ứng dụng riêng.

Nhóm các phương pháp dựa trên áp lực xem mặt trượt là cố định trong khi trên thực tế mặt trượt này sẽ thay đổi khi bổ sung cọc, [13,14]. Trong phương pháp này cọc được coi là cứng tuyệt đối có chiều dài vô hạn và đất được giả thiết có thể biến dạng dẻo xung quanh cọc. Phương pháp này bị hạn chế do không mô phỏng được tương tác thực tế của đất/cọc. Phương pháp này chỉ áp dụng được trong khoảng giới hạn nhất định về khoảng cách giữa các cọc. Khi khoảng cách này quá lớn hoặc quá bé cơ chế chảy của đất qua các cọc được đề xuất bởi Ito và Matsui không còn phù hợp.

Nhóm các phương pháp dựa trên chuyển vị có xét đến tương tác giữa cọc và đất tuy nhiên không xét được ảnh hưởng của khoảng cách và cách bố trí các cọc trong không gian. Nhóm

các phương pháp liên tục thì quá phức tạp để áp dụng rộng rãi trong thực tế.

Một hướng tiếp cận khác cũng khá phổ biến hiện nay là sử dụng các phần mềm phân tích bài toán theo phương pháp phần tử hữu hạn. Tuy nhiên các phần mềm thương mại có thể giải bài toán không gián khả hạn chế chủ yếu là đưa về bài toán phẳng ví dụ Plaxis 2D. Trong bài toán phẳng, hàng cọc trong đất được xem như một tường cọc bản tương đương. Độ cứng chống uốn và độ cứng khi nén của tường phụ thuộc vào độ cứng của cọc và đất cùng khoảng cách giữa các cọc [15]. Có thể thấy khi giải quyết bài toán phẳng, thay thế hàng cọc trong đất bằng hệ tường cọc bản tương đương đã bỏ qua khả năng đất có thể dịch chuyển qua khoảng giữa của các cọc. Vì thế cách tiếp cận này có những hạn chế nhất định.

Phần mềm có thể giải bài toán không gian như Plaxis 3D sẽ giải quyết được các hạn chế khi đánh giá ổn định mái dốc được gia cố bằng cọc khoan nhồi như: xét được ảnh hưởng của khoảng cách các cọc, xét được ảnh hưởng của sự thay đổi theo không gian của các chỉ tiêu cơ lý của đất và áp lực nước lỗ rỗng.

3. ỨNG DỤNG PHƯƠNG PHÁP SỐ TRONG TÍNH TOÁN SỨC KHÁNG CẮT CỦA CỌC KHOAN NHỒI BẢO VỆ MÁI DỐC

3.1. Tổng quan về phần mềm PLAXIS 3D

Phần mềm địa kỹ thuật PLAXIS được phát triển từ năm 1987 tại trường đại học kỹ thuật DELFT Hà lan, với mục tiêu để giải các bài toán địa kỹ thuật. Phần mềm Plaxis 3D là một trong những phần mềm mạnh được nhiều nước trên thế giới dùng để giải quyết các bài toán về móng, công trình giao thông, công trình cảng-đường thủy, phần ngầm các công trình xây dựng và các công trình ngầm tương tác với nền đất.

Phần mềm plaxis 3D mô tả được tương tác của cọc với đất nền theo không gian, ứng xử đàn

hồi của phần tử cọc được quy định bởi các thông số sau::

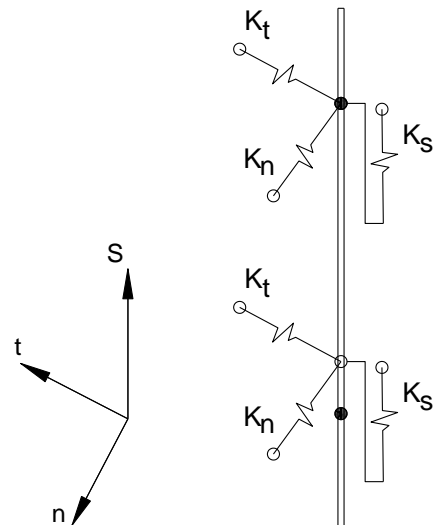
A: Diện tích cọc; E: Mô đun đàn hồi của cọc;
 I_2 : Mô men quán tính xoay quanh trục thứ hai;
 I_3 : Mô men quán tính xoay quanh trục thứ ba;

Bề mặt cọc được mô tả như phần tử interface, thể hiện sự liên kết giữa cọc và đất, có phương trình như sau [16]:

$$\begin{bmatrix} t_s \\ t_n \\ t_t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_s & 0 & 0 \\ 0 & K_n & 0 \\ 0 & 0 & K_t \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_n^p & u_s^s \\ u_n^p & u_n^s \\ u_t^p & u_t^s \end{bmatrix} \quad (6)$$

Trong đó: u^p là chuyển vị của cọc; u^s là chuyển vị của đất; K_s là độ cứng đàn hồi của phần tử đất xung quanh bề mặt cọc; K_n , K_t là độ cứng đàn hồi của phần tử bề mặt cọc.

$$K_n = K_t = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} K_s \quad (7)$$



Hình 3: Độ cứng phần tử bề mặt cọc

3.2. Áp dụng phần mềm Plaxis 3D đánh giá ổn định cho kè Hòa Chính, huyện Chương Mỹ, thành phố Hà Nội

a. Đặc điểm tự nhiên và địa chất khu vực nghiên cứu

Công trình kè Hòa Chính bảo vệ khu dân cư ven sông Đáy thuộc địa phận xã Hòa Chính, huyện Chương Mỹ, thành phố Hà Nội. Công trình nằm ở vị trí ngã ba sông, tại khu vực giao

thoa giữa hai dòng chảy, chế độ thủy lực rất phức tạp. Phía trước cửa Đình Lưu Xá, bờ tả sông Đáy và phía bên phải đình Lưu Xá, bờ hữu sông Bùi tại khu vực này đã được kè cứng bằng đá học lát khan trong khung bê tông, làm cho năng lượng dòng chảy càng tập trung gây xói khu vực chưa được kè gia cố là bờ hữu sông Đáy và bờ tả sông Bùi. Dòng chảy gây xói, sạt lở, nhiều vị trí hàm ếch rất nguy hiểm.

Hai bên bờ sông có nhiều nhà dân xây dựng, khu vực này lòng sông rộng từ 35÷40m và giao thông đường thủy phát triển. Địa chất khu vực ngã ba sông rất phức tạp, các lớp đất yếu có chiều dày lớn, bao gồm cả lớp đất á sét trạng thái chảy – dẻo chảy và dẻo mềm xen kẽ lớp cát hạt nhỏ.

Địa chất nền công trình bao gồm 6 lớp

- Lớp D1: Đất đắp-Hỗn hợp á cát, á sét màu xám nâu lẫn gạch đá vụn;
- Lớp D2: Cát san lấp-Cát hạt nhỏ màu xám, xám nâu, kết cấu xốp;
- Lớp 1a: Bùn sét màu xám, xám đen;

- Lớp 1b: Lớp bồi tích (aQ)-Đất á sét màu xám nâu, trạng thái dẻo mềm;

- Lớp 2: Cát hạt mịn màu xám, xám ghi, trạng thái xốp;

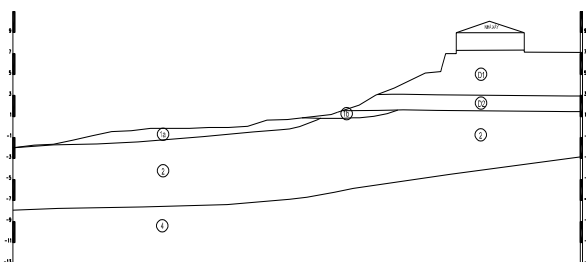
- Lớp 4: Cát hạt nhỏ màu xám, xám ghi đôi chỗ lẫn sạn, trạng thái chặt vừa.

Đặc trưng cơ lý của các lớp đất nền được trình bày trong bảng 1.

Do địa chất nền phức tạp, mặt bằng xây dựng công trình bị giới hạn, vì vậy các biện pháp thường xây dựng và bảo vệ bờ kè như: Thả đá học hộ chân, tường rọ đá, đập cơ phản áp, đào bạt mái không phù hợp để áp dụng, khi sử dụng các biện pháp này sẽ lấn chiếm diện tích lòng sông, diện tích khu vực nhà dân, làm co hẹp dòng chảy, gây ảnh hưởng khả năng tiêu thoát lũ và giao thông đường thủy. Để giải quyết được vấn đề hạn chế mặt bằng xây dựng và đảm bảo ổn định công trình, bảo đảm an toàn cho người và tài sản nhân dân, giải pháp sử dụng hệ cọc khoan nhồi được nghiên cứu áp dụng.

Bảng 2: Bảng chỉ tiêu cơ lý các lớp đất

TT	Tên lớp	γ (kg/cm ³)	c (kG/cm ²)	φ (độ)	E (kG/cm ²)
1	Lớp D1	1.95	0.151	20 ⁰ 42'	104.10
2	Lớp D2	1.95	0	28 ⁰ 00'	104
3	Lớp 1a	1.72	0.075	12 ⁰ 25'	19.95
4	Lớp 1b	1.73	0.119	10 ⁰ 32'	54.05
5	Lớp 2	1.90	0	24 ⁰ 02'	110.00
6	Lớp 4	1.90	0	30 ⁰ 00'	150.00



Hình 4: Mặt cắt địa chất bờ sông tại vị trí bị sạt lở

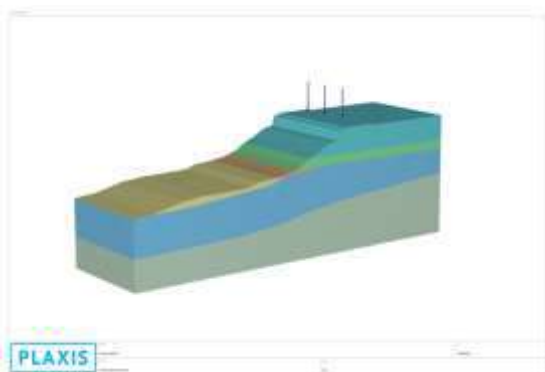
b) Sử dụng phần mềm Plaxis 3Dv21 để phân tích ổn định mái kè

Tổ hợp tải trọng công trình được xét trong 2 trường hợp là tổ hợp cơ bản và tổ hợp thi công. Đất nền sử dụng mô hình Mohr-Coulomb, cọc khoan nhồi được mô hình bằng phần tử kết cấu cọc.

Bảng 3: Bảng thông số cọc

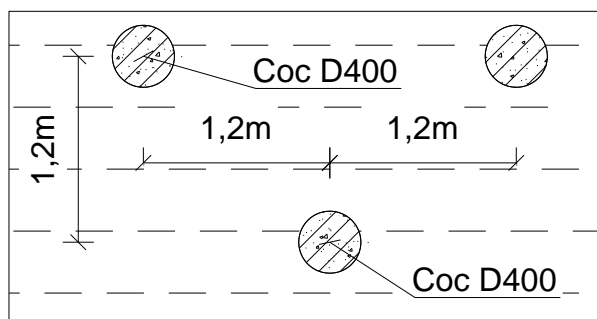
Thông số	Ký hiệu	Đơn vị	Giá trị
Young's modulus	E	kN/m ²	3,00E+07
Unit weight	$\square \gamma$	kN/m ³	24
Pile type	-	-	Predefined
Predefined pile type	-	-	Massive circular pile
Diameter	Diameter	m	0,4
Skin resistance	Type	-	Layer dependent

Mô hình bài toán hiện trạng bằng phần mềm Plaxis 3D đánh giá hiện trạng và xu hướng biến dạng của mái kè.



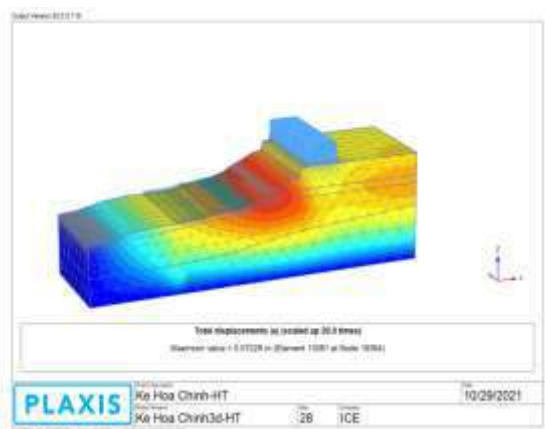
Hình 5: Mô hình hiện trạng mái kè tại vị trí sụt lở

Để xử lý ổn định mái kè, phương án thiết kế sử dụng 2 hàng cọc khoan nhồi D400 kết hợp thả đá hoặc hộ chân gia cố chân mái chống xói lở. Mái kè lát các tấm bê tông đúc sẵn chống xói mặt.

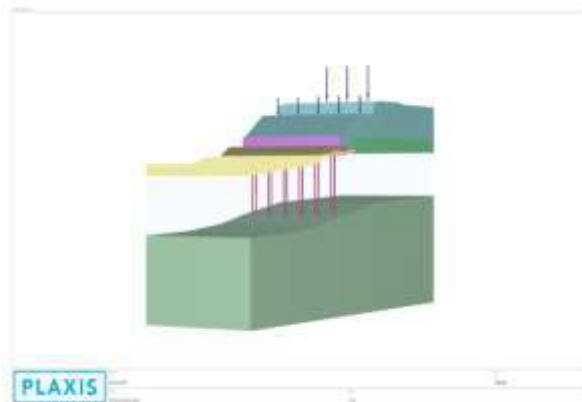


Hình 7: Sơ đồ bố trí cọc khoan nhồi

Bài toán được xét trong trường hợp hiện trạng, phía trên đỉnh kè có nhà dân sinh sống. Mực nước trong sông là mực nước kiệt, tần suất 95%. Kết quả cho thấy các điểm bị phá hoại – trượt xuất hiện tại chân mái kè – vị trí xói lở.



Hình 6: Kết quả tính toán chuyển vị bài toán hiện trạng



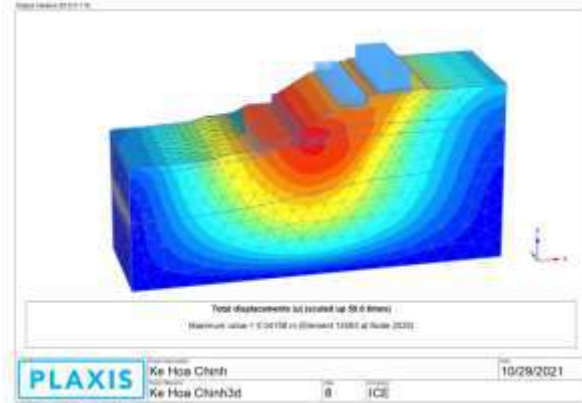
Hình 8: Mô hình 3D hệ cọc khoan nhồi

Để kiểm tra sự làm việc của hệ cọc khoan nhồi liên kết với đất nền xung quanh, xét 2 trường hợp tính toán. Trường hợp 1, không có cọc khoan nhồi. Trường hợp 2, có sử dụng 2 hàng cọc khoan nhồi.

Kết quả tính toán mái kè khi không có cọc

khoan nhồi, biến dạng lớn nhất phía chân mái khoảng 36cm. Các điểm bị phá hoại – trượt tập trung tại mái kéo dài xuống chân mái.

Kết quả phân tích mái kè khi sử dụng 2 hàng cọc khoan nhồi D400, biến dạng lớn nhất chân mái 4,2cm, nằm trong giới hạn cho phép. Hiệu quả của hệ cọc khoan nhồi giúp ngăn cản sự dịch chuyển của đất dưới chân mái và giữ mái kè ổn định.



Hình 9: Kết quả tính biến dạng khi có cọc

4. KẾT LUẬN

Sau khi lựa chọn phương pháp tính sức kháng cắt cho cọc khoan nhồi và ứng dụng cho kè Hòa Chính bảo vệ mái dốc bờ sông Bùi thì nhóm tác giả đưa ra một số nhận xét sau:

- Để đảm bảo ổn định mái dốc bờ sông Bùi thì giải pháp dùng hai hàng cọc khoan nhồi D400 là phù hợp với điều kiện tự nhiên vùng nghiên cứu.

- Việc tính toán sức kháng cắt của cọc khoan nhồi bằng mô hình 3D đã tính đến sự liên kết với nền và sự ảnh hưởng với các cọc xung quanh. Hệ cọc khoan nhồi giúp ngăn cản sự dịch chuyển của đất dưới chân và giữ được mái kè ổn định.

- Phương pháp số tính toán sức kháng cắt của cọc theo nhóm tác giả là đáng tin cậy, cần thực hiện cho nhiều nhóm số liệu thực nghiệm nữa để đưa ra khuyến cáo hợp lý nhằm tiết kiệm chi phí cho công trình mà vẫn đảm bảo sự an toàn ổn định cho công trình.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Ito T, Matsui T, Hong PW. Design method for stabilizing piles against landslide one row of piles. *Soils Found* 1981;21(1):21–37.
- [2] Poulos HG. Design of reinforcing piles to increase slope stability. *Can Geotech J* 1995;32:808–18.
- [3] Chen LT, Poulos HG. Piles subjected to lateral soil movements. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 1997;123(9):802–11.
- [4] Zeng S, Liang R. Stability analysis of drilled shafts reinforced slope. *Soils Found* 2002;42(2):93–102.
- [5] Won J, You K, Jeong S, Kim S. Coupled effects in stability analysis of soil–pile systems. *Comput Geotech* 2005;32(4):304–15.
- [6] Viggiani, C. (1981). “Ultimate lateral load on piles used to stabilized landslides.” 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 3, pp 555-560
- [7] 22 TCN 207-1992 Công trình cảng biển
- [8] Lee CY, Hull TS, Poulos HG. Simplified pile-slope stability analysis. *Comput Geotech* 1995;17(1):1–16.
- [9] Poulos HG. Analysis of piles in soil undergoing lateral movement. *J Soil Mech Found Div ASCE* 1973;99(5):391–406.

- [10] Ausilio E, Conte E, Dente G. Stability analysis of slopes reinforced with piles. *Comput Geotech* 2001;28(8):591–611.
- [11] Nian TK, Chen GQ, Luan MT, Yang Q, Zheng DF. Limit analysis of the stability of slopes reinforced with piles against landslide in nonhomogeneous and anisotropic soils. *Can Geotech J* 2008;45(8):1092–103.
- [12] Cai, F., and Ugai, K. (2000). “Numerical analysis oh the stability of a slope reinforced with piles.” *Soils and Foundations*, 40(1), 73–84.
- [13] Ito T, Matsui T. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles. *Soils Found* 1975;15(4):43–59.
- [14] Hassiotis S, Chameau JL, Gunaratne M. Design method for stabilization of slopes with piles. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 1997;123(4):314–23.
- [15] Nguyễn Minh Tâm, Hàn Thị Xuân Thảo. Ứng xử của cọc bê tông cốt thép trong kết cấu kè bảo vệ bờ sông khu vực quận 2 thành phố Hồ Chí Minh. *Tạp chí Kết Cấu – Công Nghệ Xây Dựng*, số 2/2014, tr. 19-27.
- [16] *Plaxis 3D reference manual*, 2022.