

PHÂN TÍCH KHẢ NĂNG CHỊU LỰC CỦA TƯỜNG CỪ DỰ ỨNG LỰC RỖNG TRONG KẾT CẤU CHẮN GIỮ HỒ ĐÀO SÂU

Đỗ Tuấn Nghĩa¹

Tóm tắt: Nghiên cứu này khảo sát khả năng chịu lực (momen uốn lớn nhất) của tường cừ dự ứng lực rỗng trong kết cấu chắn giữ hồ đào 3 tầng hầm tại Hà Nội. Hệ kết cấu chắn giữ hồ đào này bao gồm tường cừ bê tông cốt thép đúc sẵn thân rỗng và 2 tầng sàn hầm dày 0.22 m. Mỗi cọc cừ trong tường chắn có tiết diện chữ I kích thước 50x52 cm, thân dạng 2 nửa lỗ tròn. Khả năng chịu moment uốn của mỗi cừ là 491kNm. Để sử dụng tường cừ làm kết cấu chắn giữ dài hạn, vữa xi măng được chèn vào khoảng rỗng tròn tạo giữa các thân cừ để ngăn nước rò qua thân cừ vào hầm. Hồ đào nghiên cứu có chiều sâu lớn nhất 14.6 m, được thực hiện phần lớn trong đất cát mịn chặt vừa. Trong quá trình thi công hồ đào, chuyển vị lớn nhất của tường chắn là tương đối nhỏ khoảng 8.0 cm. Phần mềm PLAXIS 3D cũng được sử dụng để mô phỏng quá trình thi công hồ đào. Kết quả phân tích cho thấy chuyển vị tường dự đoán rất phù hợp với giá trị quan trắc và momen uốn lớn nhất trong tường nhỏ hơn khả năng chịu tải của tường.

Từ khóa: Hồ đào sâu, tường chắn, phân tích ứng suất biến dạng, phương pháp phần tử hữu hạn.

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Các hồ đào sâu trong thi công phần ngầm của khu vực đô thị ngày nay đã và đang trở thành một phần không thể thiếu của việc tận dụng không gian ngầm cho nhiều mục đích khác nhau như bãi đỗ xe, khu mua sắm, giao thông ngầm, v.v. Để giữ ổn định hồ đào, tường chắn bê tông cốt thép loại tường barrett thường được sử dụng. Đặc điểm của loại tường này là có độ cứng chống uốn lớn, chịu được momen lớn và chiều dày tường có thể thay đổi theo yêu cầu về chịu lực. Tuy nhiên, tường cần được thi công theo công nghệ khoan và đổ bê tông tại chỗ. Công nghệ này đòi hỏi thời gian thi công dài và gây ô nhiễm môi trường do lượng bùn thải của dung dịch giữ thành lớn. Để giải quyết vấn đề này, công nghệ ép cừ dự ứng lực có thể được áp dụng. Vì các loại tường cừ hiện nay chưa đạt được khả năng chịu uốn và momen lớn (mặc dù đã cải thiện nhiều so với tường cừ thép) nên chiều sâu hồ đào chắn giữ bị hạn chế trong khoảng 10m. Cừ dự

ứng lực thông thường có khả năng chống thấm kém. Để giải quyết cả hai vấn đề khả năng chịu lực và thi công, giải pháp tường cừ dự ứng lực rỗng đã được áp dụng thành công trong kết cấu chắn giữ một hồ đào 3 tầng hầm tại Hà Nội. Hồ đào có chiều sâu lớn nhất 14.6 m, được thực hiện phần lớn trong đất cát mịn chặt vừa. Trong quá trình thi công hồ đào, chuyển vị lớn nhất của tường chắn khá nhỏ, khoảng 8.0 cm. Để chống thấm tường trong giai đoạn sử dụng, vữa xi măng được bơm chèn vào giữa các cọc cừ.

Mục đích của nghiên cứu này là phân tích khả năng chịu lực (momen uốn lớn nhất) của tường cừ dự ứng lực rỗng trong hồ đào sâu sử dụng phần mềm phân tích mặt cắt kết cấu XTRACT. Phân tích ngược sử dụng phần mềm PLAXIS 3D được áp dụng để so sánh chuyển vị tường dự đoán và kết quả quan trắc thực tế. Ngoài ra, momen uốn dự đoán được so sánh với khả năng chịu tải (momen uốn lớn nhất) của tường chắn. Toàn bộ hệ thống kết cấu chắn giữ gồm tường chắn, sàn hầm, trụ chống trung tâm, và quy trình đào sẽ được kể đến trong quá trình mô hình.

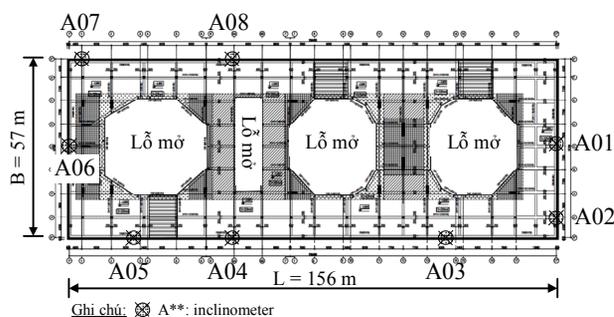
¹ Khoa Công trình-Đại học Thủy lợi

2. GIỚI THIỆU VỀ CÔNG TRÌNH VÀ ĐIỀU KIỆN BIÊN CỦA BÀI TOÁN

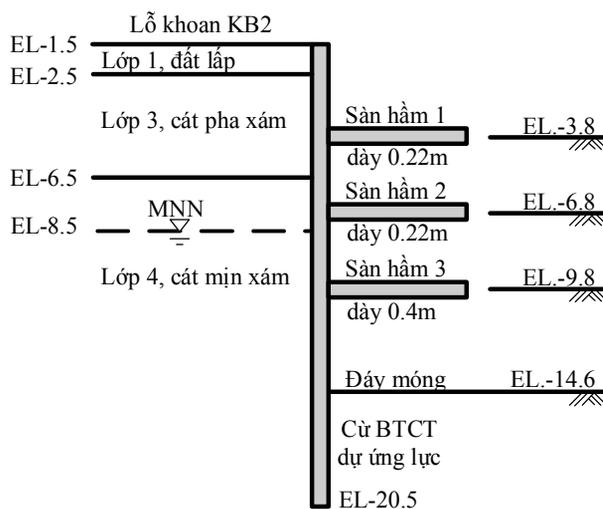
Hố đào trong nghiên cứu là công trình tại khu vực Hà Đông. Mặt bằng công trình có kích thước 57x156m như Hình 1. Hình 2 trình bày mặt cắt tiêu biểu của hố đào, trong đó chiều sâu đào lớn nhất là 14.6m và được thực hiện theo 4 giai đoạn đào tương ứng với cốt -3.8m, -6.8m, -9.8m, và -14.6m bằng công nghệ thi công semi top-down. Để hạn chế chuyển vị của đất khi đào sâu, hệ tường chắn gồm tường cừ dự ứng lực rộng dài 19.2m và 2 tầng sàn hầm dày 0.22m tại các cốt -3.8m, -6.8m. Mặt bằng lỗ mở sàn cho thi công được thể hiện trong Hình 1 và 3, tổng diện tích lỗ mở chiếm khoảng 50% tổng mặt bằng công trình.

Điều kiện địa chất của khu vực xây dựng được thể hiện trong các Hình 2 và 4. Theo đó, lớp trên cùng là đất lấp dày 1.0m (lớp 1). Bên dưới là lớp cát pha xám, xám vàng trạng thái dẻo kẹp dải sét (lớp 3) dày 4m với $PI = 7.5\%$, $W = 25.0\%$, $\gamma_{tn} = 19.7kN/m^3$, $c = 15.4kN/m^2$, $\phi = 20.2^\circ$, $N_{spt} = 4$. Lớp 4 là lớp cát mịn xám, xám vàng kẹp dải sét, cát pha trạng thái xốp đến chặt vừa. Lớp sét xen kẹp tầng từ độ sâu 20m tới 24m. Lớp 4 có $G_s = 2.64$, $\gamma_{max} = 19.9kN/m^3$, $\gamma_{min} = 17.1kN/m^3$, $\phi = 29.3^\circ$, $N_{SPT} = 3 \sim 33$. Đây là lớp có ảnh hưởng lớn tới chuyển vị tường chắn hố đào. Lớp 5 là sét, sét pha xám hồng lẫn hữu cơ trạng thái dẻo mềm dày 3m với $PI = 18\%$, $W = 37.1\%$, $\gamma_{tn} = 18.5kN/m^3$, $c = 21.0kN/m^2$, $\phi = 5.2^\circ$, $N_{spt} = 9$. Lớp 6 là Sét xám, xám vàng loang lổ trạng thái nửa cứng dày 6m với $PI = 18.6\%$, $W = 26.7\%$, $\gamma_{tn} = 20.0kN/m^3$, $c = 46.0kN/m^2$, $\phi = 7.4^\circ$, $N_{spt} = 13 \sim 20$. Lớp 7 là cát hạt trung xám, xám vàng lẫn sạn sỏi trạng thái xốp đến chặt vừa với $G_s = 2.67$, $\gamma_{max} = 20.7kN/m^3$, $\gamma_{min} = 17.7kN/m^3$, $\phi = 36.3^\circ$, $N_{SPT} = 33 \sim 37$. Bên dưới lớp 7 là các tầng đất cứng. Lưu ý rằng các giá trị c , ϕ được lấy từ thí

ngiệm cắt trực tiếp. Mục nước ngầm nằm cách mặt đất 7.0m.



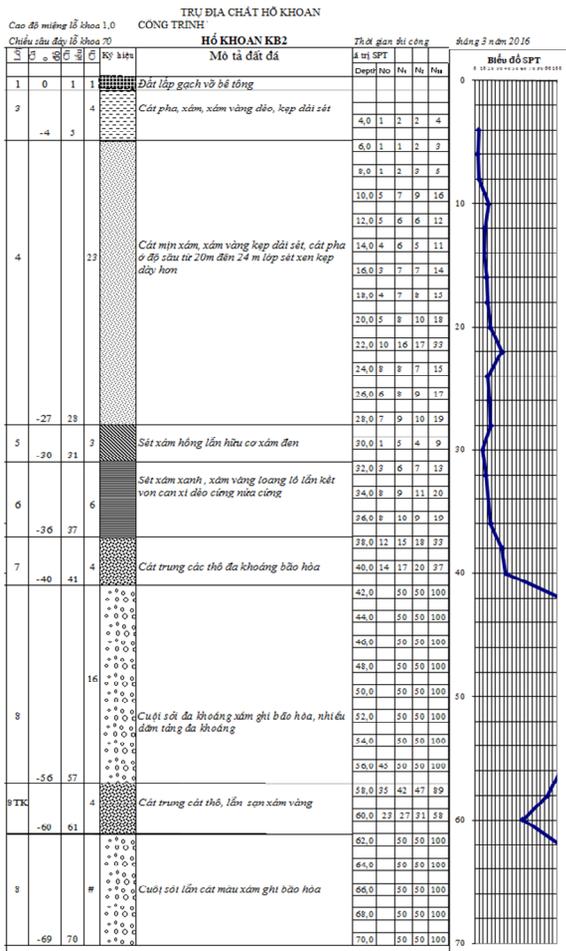
Hình 1. Mặt bằng hố đào và các điểm khảo sát



Hình 2. Mặt cắt hố đào



Hình 3. Lỗ mở sàn thực tế



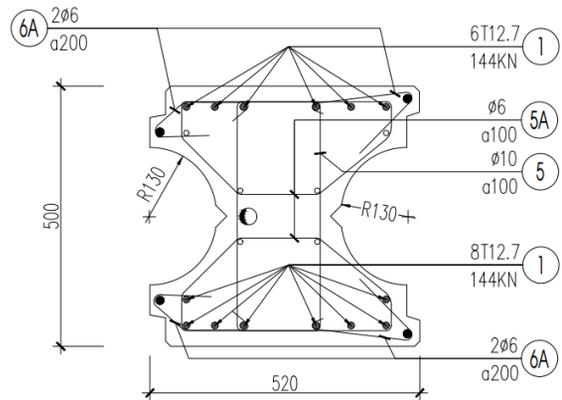
Hình 4. Trụ lỗ khoan KB2

3. KẾT CẤU CỪ DỰ ỨNG LỰC RỖNG VÀ PHÂN TÍCH MÔ PHỎNG

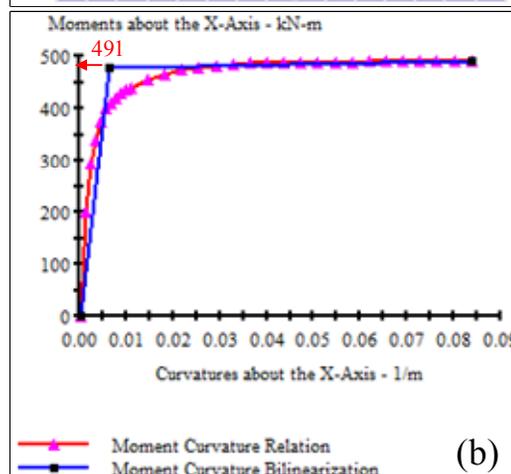
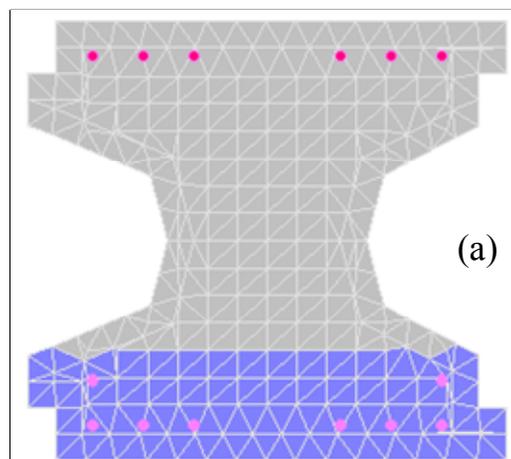
Tiết diện của cừ dự ứng lực rỗng được thể hiện trong Hình 5. Mỗi tấm cừ có kích thước 50x52cm. Cốt thép dự ứng lực gồm 6 cáp D12.7 loại grade 270 đặt ở mặt ngoài hố đào và 8 cáp 12.7 đặt ở mặt trong hố đào. Lực căng trước của mỗi cáp là 144 kN. Thép đai của cừ là $\phi 6$ khoảng cách 20cm. Bê tông cừ là loại M600 (B45).

Hình 6a là mô hình của 1 tấm cừ trong phần mềm XTRACT. Kết quả phân tích cho thấy khi momen uốn tăng, độ cong của tấm cừ ban đầu tăng dần (Hình 6b) và sau đó phát triển đột ngột khi momen đạt 491kNm. Do đó, momen lớn nhất mà cừ chịu được là 491kNm. Vì vậy, khi được sử dụng làm tường chắn, 1m dài tường chịu được momen lớn nhất là 944 kNm. Theo kinh nghiệm của tác giả, tường chắn barrette dày 0.5m thông

thường chịu được momen uốn tối đa 500 kNm. Do đó, tường cừ dự ứng lực trên có khả năng chịu lực lớn hơn tường chắn thông thường. Lưu ý rằng momen uốn lớn nhất xác định theo phần mềm XTRACT không phải momen kháng nứt của cừ.



Hình 5. Tiết diện cừ dự ứng lực rỗng



Hình 6. Quan hệ giữa momen uốn và độ cong của cừ: (a) mô hình; (b) kết quả

4. MÔ HÌNH PHẦN TỬ HỮU HẠN

Để mô phỏng ứng xử của đất, mô hình tăng bền (Hardening Soil) được sử dụng. Mô hình này được phát triển bởi Schanz (1999). Về cơ bản, mối quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của đất được giả sử tuân theo hình hyperbol cổ điển. Tuy nhiên, một số cải tiến được áp dụng như: (1) Sử dụng lý thuyết về độ dẻo thay cho lý thuyết đàn hồi; (2) Xét tới biến dạng nở của đất (dilatancy); (3) Sử dụng mũ dẻo để mô phỏng ứng xử của đất khi chịu ứng suất nén dạng khối; (4) Xét tới độ cứng của đất và sự phụ thuộc của thông số này trong phạm vi biến dạng nhỏ. Thông số đầu vào của đất được tổng hợp trong Bảng 1. Trong đó,

$$E_{50}^{ref} = 2E_{oed}^{ref} = \frac{E_{ur}^{ref}}{3}$$

với các lớp đất loại sét và

$$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = \frac{E_{ur}^{ref}}{3}$$

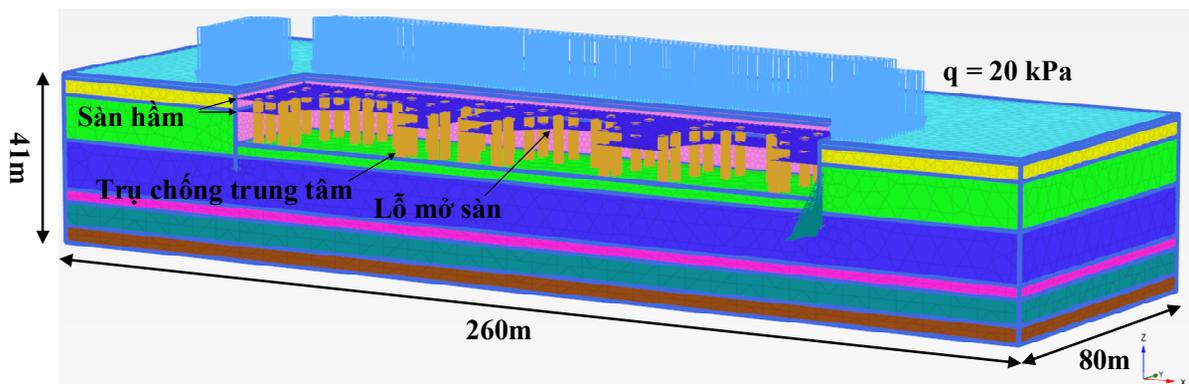
với các lớp đất loại cát, E_{oed}^{ref} được xác định từ N_{spt} theo tiêu chuẩn TCVN

9351-2012. Các thông số cường độ của đất được xác định theo thí nghiệm cắt trực tiếp.

Do tính chất đối xứng, một nửa hố đào được mô phỏng trong tính toán như thể hiện trong Hình 7. Trong đó, chiều rộng, chiều dài và chiều dày của mô hình lần lượt là 80m, 260m, và 41m. Tường chắn và sàn hầm được mô phỏng bằng phần tử tấm (hệ dầm được bỏ qua để đơn giản hóa mô hình). Các thanh chống trung tâm của hố đào cũng được mô phỏng bằng phần tử cọc để đỡ hệ sàn. Tải trọng thi công xung quanh hố đào được giả sử là 20 kPa. Do công trình lân cận nằm cách xa hố đào (trên 20m), ảnh hưởng của hố đào tới các công trình này được bỏ qua trong mô hình. Quy trình thi công đào sâu được mô phỏng theo các giai đoạn trong Bảng 2 với giả sử rằng mỗi giai đoạn đào được tiến hành đồng đều trên toàn bộ mặt bằng hố và trong thời gian rất ngắn.

Bảng 1. Thông số đầu vào của đất

Thông số	Đơn vị	Lớp 3	Lớp 4 trên	Lớp 4 dưới	Lớp 5	Lớp 6	Lớp 7
Ứng xử		Thoát nước			Không thoát nước		Thoát nước
γ_{unsat}	kN/m ³	17.0	17.0	17.0	16.0	18.0	17.7
γ_{sat}	kN/m ³	19.9	19.9	19.9	18.8	20.0	20.7
E_{50}^{ref}	kN/m ²	3500	5660	17650	2250	5500	22450
E_{oed}^{ref}	kN/m ²	3500	5660	17650	4500	11000	22450
E_{ur}^{ref}	kN/m ²	10500	16980	52950	6750	16500	67350
m		0.5	0.5	0.5	1	1	0.5
c	kN/m ²	15.4	0	0	21	46	0
ϕ	độ	20.2	29.3	29.3	5.2	7.4	36.3
R_{int}		0.67	0.67	0.67	0.5	0.5	0.5



Hình 7. Mô hình PTHH của hố đào

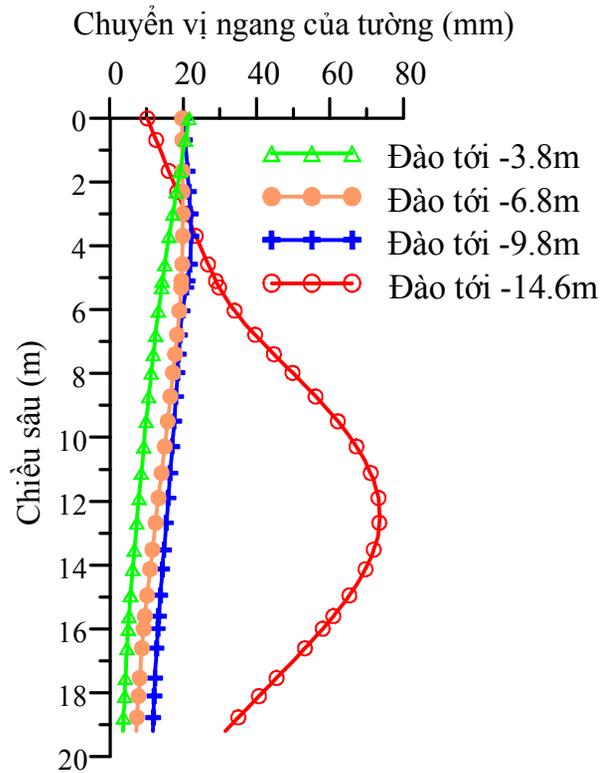
Bảng 2. Quy trình thi công đào sâu

Giai đoạn	Công tác thi công
1	Thi công tường
2	Đào tới -3.8m
3	Thi công sàn hầm 1
4	Đào tới -6.8m
5	Thi công sàn hầm 2
6	Đào tới -9.8m
7	Đào tới -14.6m

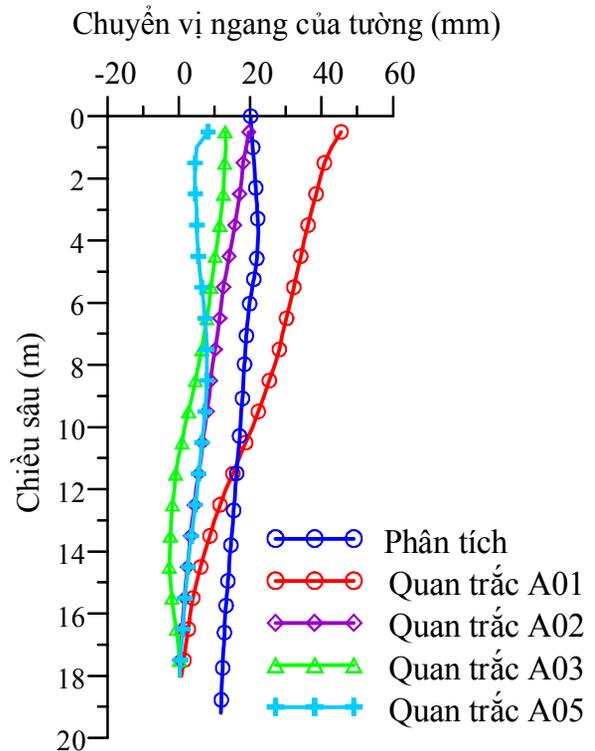
5. KẾT QUẢ VÀ THẢO LUẬN

Hình 8 trình bày chuyển vị ngang của tường chắn theo các giai đoạn đào khác nhau. Vị trí lấy kết quả chuyển vị là ở giữa hố đào trên cạnh dài. Từ hình trên ta có thể thấy rằng khi tiến hành đào sâu, ban đầu tường chắn có chuyển vị dạng công xôn khi đào tới -3.8m (do chưa có sàn chống) sau đó chuyển sang dạng lồi, đặc biệt khi đào tới -14.6m với chuyển vị lớn nhất tại gần mức đào. Chuyển vị ngang lớn nhất của tường về cơ bản tăng dần theo chiều sâu đào. Giá trị chuyển vị lớn nhất là 8cm. Khi đào từ cốt -3.8m tới -9.8m, chân tường có dịch chuyển nhỏ. Tuy nhiên, khi đào tới cốt -14.6m, dịch chuyển của chân tường tăng đột ngột lên 3cm. Về mặt tổng thể, chuyển vị ngang của tường trong phân tích khá nhỏ.

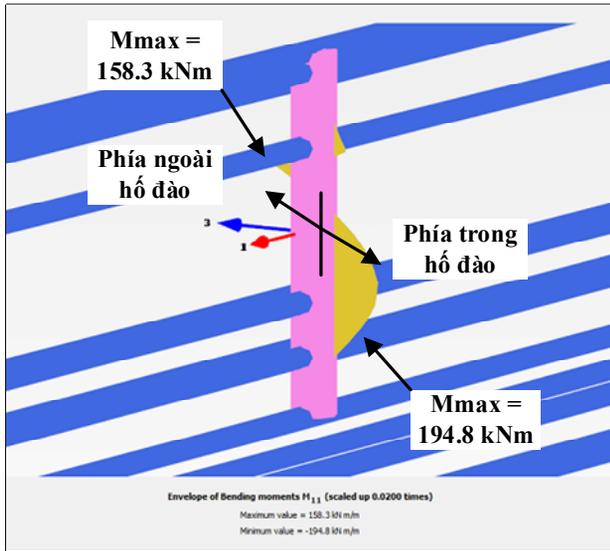
Hình 9 là kết quả so sánh chuyển vị ngang của tường chắn tại cốt đào -9.8m trong tính toán cho vị trí giữa hố đào trên cạnh dài và giá trị quan trắc tại các vị trí khác nhau bao gồm A01, A02, A03, và A05. Vị trí của các trạm đo được thể hiện trong Hình 1, trong đó A01 và A02 nằm trên cạnh ngắn và A03, A05 nằm trên cạnh dài của hố đào. Do số liệu quan trắc khi đào tới cốt -14.6m chưa thu thập được nên tác giả chỉ đưa ra giá trị so sánh cho giai đoạn đào tới cốt -9.8m. Dựa vào kết quả so sánh, ta có thể thấy chuyển vị ngang lớn nhất của tường theo phân tích số là 2cm, nằm trong phạm vi kết quả quan trắc từ 1cm (tại A05) tới 5cm (tại A01). Tuy nhiên, chân tường chắn trong phân tích có dịch chuyển khá lớn so với kết quả quan trắc.



Hình 8. Chuyển vị tường theo các giai đoạn đào



Hình 9. Chuyển vị tường theo các giai đoạn đào



Hình 10. Đường bao momen uốn tác dụng lên tường

Hình 10 là đường bao momen uốn tác dụng lên tường trong quá trình đào sâu tại vị trí giữa hố đào trên cạnh dài. Khi đào từ cốt -3.8m tới -14.6m, do tác dụng của áp lực đất bên ngoài hố đào và áp lực đất bên trong và dưới bề mặt đào nên tường chắn chịu biến dạng ở cả 2 mặt trong và ngoài hố đào. Vì vậy, momen uốn xuất hiện ở cả mặt trong và ngoài hố đào trên tường chắn. Kết quả trên Hình 10 cho thấy giá trị momen lớn nhất là 194.8 kNm và 158.3 kNm (cho 1m dài tường) lần lượt tại các mặt tường ở trong và ngoài hố đào. Momen ở mặt trong hố đào lớn hơn ở mặt ngoài do tường có chuyển vị

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- Tiêu chuẩn quốc gia TCVN 9351:2012. *Đất xây dựng-Phương pháp thí nghiệm hiện trường-Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)*.
- Chadwell CB, Imbsen & Associates (2002) *XTRACT-cross section analysis software for structural and earthquake engineering*. California
- Schanz T, Vermeer PA, Bonnier PG (1999). *The hardening soil model: formulation and verification*. In: Beyond 2000 in computational geotechnics. Rotterdam: Balkema.

bê cong hướng vào trong hố. Theo kết quả phân tích ở mục 4, khi sử dụng cừ dự ứng lực rỗng trên làm tường chắn, 1m dài tường chắn chịu được momen uốn tối đa 944 kNm. Vì vậy, tường chắn đủ khả năng chịu momen uốn trong quá trình đào.

6. KẾT LUẬN

Dựa vào kết quả phân tích công trình thực tế áp dụng cừ dự ứng lực rỗng làm tường chắn, một số kết luận có thể được rút ra như sau:

- i. Cừ dự ứng lực rỗng có khả năng chịu momen uốn lớn hơn tường chắn barrette thông thường với cùng chiều dày.
- ii. Với hố đào nghiên cứu, chuyển vị ngang của tường chắn trong phân tích tương đối nhỏ và phù hợp với giá trị quan trắc tại cốt đào -9.8m. Ngoài ra, tường chắn có đủ khả năng chịu momen uốn phát sinh trong quá trình đào. Do đó, tường cừ dự ứng lực rỗng đã được áp dụng thành công cho hố đào nghiên cứu.
- iii. Ngoài khả năng chịu lực (momen uốn lớn nhất) lớn, tường cừ dự ứng lực rỗng có thể được đúc sẵn tại nhà máy giúp tăng tiến độ thi công và giảm chi phí xây dựng. Vì vậy, người nghiên cứu đề xuất sử dụng loại tường trên thay thế tường chắn bê tông cốt thép toàn khối trong hố đào sâu.

Abstract:
**BEARING CAPACITY OF PRESTRESSED AND PRECAST
HOLLOW PILE TO RETAINING WALL OF DEEP EXCAVATIONS**

This study investigated the bearing capacity of prestressed and precast hollow pile to retaining wall of a 3-basement excavation in Hanoi. The retaining system was composed of prestressed and precast hollow piles and two 0.22m-thick basements. Each of piles had a cross-section of 50x52cm in semi-circle shape. The maximum bending moment that they could bear was 491 kNm. In order to adopt the piles as a permanent wall, grout should be inserted into the hollows between them to resist groundwater leakage. The studied case had a maximum excavation depth of 14.6m, at which most of subsoil was medium dense fine sand. During the course of excavation, the maximum wall displacement was small at 8.0cm. PLAXIS 3D computer software was employed to model the excavation. Results showed that the predicted wall displacement was compatible with the measured one and the bending moment was smaller than the wall capacity.

Keywords: Deep excavation, ground settlement, stress-deformation analysis, finite element method.

Ngày nhận bài: 08/10/2021

Ngày chấp nhận đăng: 10/11/2021