

Phân tích so sánh ảnh hưởng của phương pháp thi công và thời gian chờ cố kết đến ứng xử của tường vây trong công trình ngầm

Lê Đình Mạnh^{1*}

¹ Khoa Cầu đường, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội

TỪ KHOA

Hố đào sâu
Tường vây
Phương pháp thi công
Top-down
Bottom-up
Cố kết nền đất

TÓM TẮT

Ở các đô thị lớn Việt Nam, sự phát triển kinh tế và gia tăng dân số nhanh khiến không gian mặt đất quá tải, thúc đẩy xu hướng phát triển công trình ngầm như tầng hầm, bãi đỗ xe, trung tâm thương mại và giao thông ngầm. Tuy nhiên việc xây dựng các công trình nói trên dẫn đến xuất hiện hàng loạt hố đào sâu có kích thước lớn trong điều kiện địa chất phức tạp (đất yếu, mực nước ngầm cao) dẫn đến những thách thức kỹ thuật đáng kể liên quan đến ổn định tường vây và an toàn tổng thể công trình. Nghiên cứu này áp dụng phương pháp phân tích phần tử hữu hạn bằng phần mềm PLAXIS 2D để mô phỏng hai phương pháp thi công phổ biến, Top-down và Bottom-up, trong điều kiện có xét đến yếu tố biến đổi theo thời gian và quá trình cố kết của đất nền. Bằng việc phân tích theo từng giai đoạn kết hợp với cơ chế thoát nước, nghiên cứu đánh giá định lượng tác động của giải pháp thi công và thời gian chờ cố kết giữa các giai đoạn đến hiệu quả làm việc và độ ổn định kết cấu tường vây.

KEYWORDS

Deep excavation
Diaphragm Wall
Construction Method
Top-down
Bottom-up
Soil Consolidation

ABSTRACT

In major urban areas of Vietnam, rapid economic development and population growth have caused surface space to become overloaded, promoting the trend of developing underground structures such as basements, underground parking lots, underground shopping centers, and underground transportation systems. However, the construction of these structures leads to the appearance of numerous large-scale deep excavations in complex geological conditions (weak soil, high groundwater level), posing significant technical challenges related to diaphragm wall stability and overall structural safety. This study applies the finite element analysis method using PLAXIS 2D software to simulate two common construction methods, Top-down and Bottom-up, under conditions that take into account time-dependent factors and the soil consolidation process. By performing staged construction analysis combined with a drainage mechanism, the study quantitatively evaluates the impact of the construction method and the consolidation waiting time between stages on the working efficiency and structural stability of diaphragm walls.

1. Giới thiệu

Hiện nay, với sự phát triển về kinh tế tại các thành phố lớn ở Việt Nam như: Thành phố Hồ Chí Minh và thành phố Hà Nội. Tuy nhiên quá trình đô thị hóa diễn ra mạnh mẽ, dân số nhập cư tăng cao, hệ thống cơ sở hạ tầng chưa đồng bộ, định hướng quy hoạch đô thị chưa thật sự hiệu quả, đã làm cho giao thông thành phố Hồ Chí Minh và Hà Nội ngày càng phức tạp. Tình trạng ùn tắc giao thông, ô nhiễm tiếng ồn và bụi khí thải không chỉ ảnh hưởng đến chất lượng sống đô thị mà còn tác động tiêu cực đến tăng trưởng kinh tế và xã hội. Việc khai thác không gian ngầm được xem là một giải pháp tất yếu và chiến lược nhằm giảm tải cho bề mặt đô thị và nâng cao hiệu quả sử dụng đất.

Tuy nhiên, việc xây dựng hố đào sâu trong đô thị với mật độ xây dựng dày đặc với kết cấu móng đa dạng, hệ thống cấp thoát nước đô thị, hệ đường giao thông và điều kiện địa chất thủy văn phức tạp sẽ gây khó khăn cho quá trình tính toán thiết kế và thi công hố đào. Nếu nội

lực và chuyển vị trong tường vây không được đánh giá chính xác hoặc thiếu biện pháp bảo vệ thành hố phù hợp, nguy cơ mất ổn định là rất cao, ảnh hưởng đến an toàn lao động và các công trình xung quanh. Khác với công trình trên mặt đất, công trình ngầm còn phải chịu các tải trọng đặc thù như áp lực đất ngang, áp lực nước ngầm và lực đẩy nổi. Do đó, trong thiết kế và thi công hố đào sâu, việc đánh giá chính xác chuyển vị tường vây và lún đất nền là đặc biệt quan trọng, nhất là trong môi trường đô thị [1].

Đã có nhiều nghiên cứu về chuyển vị tường và biến dạng nền đất như: Ou [2] phân tích mối quan hệ giữa lún mặt đất và chuyển vị tường dựa trên số liệu thực địa tại Đài Bắc; Comodromos và cộng sự [3] nghiên cứu mô phỏng 3D phi tuyến kết hợp với ràng buộc tương tác đất - kết cấu nhằm đánh giá ảnh hưởng của trình tự thi công từng panel tường vây. Kết quả cho thấy, trình tự thi công panel ảnh hưởng mạnh đến sự giảm ứng suất ngang đất và chuyển vị tường, đặc biệt trong các loại đất không phân lớp chặt. Kung và cộng sự [4] phát triển một mô

*Liên hệ tác giả: manhn2406008@gmail.com

Nhận ngày 02/10/2025, sửa xong ngày 23/10/2025, chấp nhận đăng ngày 24/10/2025

Link DOI: <https://doi.org/10.54772/jomc.06.2025.1117>

hình mạng neural nhân tạo (ANN) để dự đoán chuyển vị ngang của tường vây trong quá trình thi công hố đào có hệ chống trên nền đất sét mềm - trung bình. Zahmatkesh và Choobbasti [5] kết hợp thực nghiệm và mô phỏng số (FEA hoặc OpenSees) để khảo sát nhiều kích bản đào sâu với các biến thiên về độ cứng tường vây, trạng thái có hoặc không có hệ chống strut; Tan và Wei [6] so sánh kết quả chuyển vị tường vây và lún đất giữa hai mô hình 2D và 3D trong thi công cut-and-cover tại Thượng Hải; Kung [7] so sánh độ võng tường vây giữa hai phương án thi công dựa trên 26 công trình thực địa tại Đài Bắc. Kết quả cho thấy phương pháp Top-down có độ võng lớn hơn từ 10-28% so với Bottom-up, nhưng hiệu ứng creep làm giảm chênh lệch này; Chiu và cộng sự [8] nghiên cứu sử dụng mô phỏng FEM 3D (PLAXIS 3D 2017) để đánh giá hiệu quả của phương pháp thi công phân vùng, bản đỡ và tường ngang chéo, cho thấy chúng đều góp phần rõ rệt trong việc giảm dịch chuyển ngang của tường vây trong khai đào sâu quy mô lớn, nâng cao độ ổn định và an toàn công trình xung quanh.

Tại Việt Nam cũng đã có một vài nghiên cứu chẳng hạn như: Châu Ngọc Ân và Lê Văn Pha [9] phân tích tăng cường hệ tường vây hố đào sâu thông qua tương tác giữa đất nền và kết cấu; Phạm Tuấn Anh và Nguyễn Duy Phích [10] đánh giá ảnh hưởng của khoảng cách giữa các thanh chống thẳng đứng đến chuyển vị tường Barrett trong hố đào. Kết quả cho thấy khoảng cách thanh chống lớn làm tăng khả năng chuyển vị ngang, đề xuất khoảng cách tối ưu để kiểm soát chuyển vị hiệu quả; Nguyễn Dư Tiến và Trần Đức Cường [11] cũng đã so sánh giữa các giải pháp kết cấu chống như tường cử Larsen, Barrette, hệ chống khung thép, phương pháp Top-down, Bottom-up. Đưa ra bản so sánh ưu điểm – hạn chế về kỹ thuật và kinh tế giữa các phương pháp; Bùi Quang Tuấn [12] cũng đề xuất phương pháp thi công Semi Top-down kết hợp với mái đất nhằm chống sự dịch chuyển ngang của tường chắn thì ổn định của mái đất; Phan Quang Vinh và cộng sự [13] đã sử dụng Plaxis 2D và đề xuất phương án thi công phù hợp sử dụng trực

tiếp hệ dầm BTCT của phần ngầm công trình kết hợp với các thanh chống Kingpost chống đỡ tường vây và phần ngầm công trình trong quá trình thi công; Nguyễn Thanh Sơn và cộng sự [14] sử dụng phần mềm Plaxis 2D để nghiên cứu ảnh hưởng của các yếu tố đầu vào tới biến dạng hố đào ứng với địa chất khu vực Hà Nội; Phạm Quang Tú và Nguyễn Ngọc Toàn [15] trình bày nguyên lý phân tích rủi ro khi thi công hố đào sâu và các biện pháp giảm thiểu.

Có thể thấy các bài báo ở trên đã nghiên cứu chuyển vị tường vây, lún bề mặt cũng như so sánh lý thuyết, mô phỏng số bằng phần tử hữu hạn và các biện pháp mới. Nhưng chưa có hướng nghiên cứu nào quan tâm đến xét hiệu ứng cố kết nền đất theo thời gian bằng PLAXIS 2D, đặc biệt trong điều kiện địa chất Hà Nội, vẫn còn rất hạn chế. Nghiên cứu này nhằm mục tiêu bổ sung vào khoảng trống đó bằng việc áp dụng mô hình phần tử hữu hạn để phân tích có xét đến yếu tố thời gian và quá trình cố kết của đất nền.

1.1. Hai phương pháp thi công tầng hầm phổ biến hiện nay

Với sự phát triển của khoa học kỹ thuật và công nghệ hiện đại, việc thi công phần ngầm đã có thể thực hiện với nhiều phương pháp khác nhau, trong đó có hai phương pháp phổ biến nhất là Top-Down và Bottom-up (Hình 1). Mỗi phương pháp thi công đều có những đặc điểm riêng về quy trình, trình tự xây dựng, yêu cầu kỹ thuật cũng như hiệu quả thi công, và được lựa chọn tùy thuộc vào điều kiện công trình, địa chất khu vực, tiến độ thi công và các yếu tố môi trường xung quanh. Việc lựa chọn phương pháp thi công phù hợp đóng vai trò quan trọng trong việc đảm bảo an toàn kết cấu, giảm thiểu rủi ro lún, chuyển vị của tường vây, cũng như giảm thiểu ảnh hưởng đến các công trình lân cận trong môi trường đô thị chật hẹp. Các công trình lân cận này có thể bao gồm nhà ở dân dụng, công trình cao tầng hiện hữu, hệ thống giao thông liên kết.



Hình 1. Hai biện pháp thi công Top-down (bên trái) và Bottom-up (bên phải).

a. Phương pháp Top - Down (thi công từ trên xuống)

Là một kỹ thuật thi công công trình ngầm trong tường vây được chống đỡ bằng các dầm sàn. Phương pháp này đã được nghiên cứu và triển khai rộng rãi trên thế giới [16, 17] và ở Việt Nam [18]. Trình tự

thi công cơ bản bắt đầu bằng việc thi công tường vây và cọc barrette hoặc cọc khoan nhồi, sau đó thi công bản nắp hầm (sàn tầng trệt). Khi bản nắp hoàn thành và đạt đủ cường độ, việc đào đất bên dưới bản nắp sẽ được thực hiện theo từng đợt, kết hợp thi công các sàn tầng hầm từ trên xuống cho đến đáy hố đào. Công tác đào đất chỉ được thực hiện

sau khi đã thi công sàn mái tầng hầm và hệ tường chắn cùng hệ thanh chống ngang (đặc biệt cần thiết đối với các tầng hầm có chiều cao lớn). Các ô cầu thang hoặc lỗ mở kỹ thuật được tận dụng làm vị trí đào đất và vận chuyển đất ra ngoài để tiếp tục thi công các tầng hầm bên dưới. Sau khi hoàn tất việc thi công sàn đáy tầng hầm, các tường hông sẽ được xây dựng hoặc tận dụng chính tường chắn đã thi công ban đầu để làm tường hông. Đồng thời, hệ chống ngang sẽ được tháo dỡ dần từ dưới lên trên theo tiến độ hoàn thiện kết cấu. Cuối cùng, các lỗ đào đất trên sàn mái sẽ được bịt lại, đồng thời quá trình thi công kết cấu các tầng bên trên có thể diễn ra song song với các tầng hầm bên dưới.

b. Phương pháp Bottom - up (Thi công từ dưới lên)

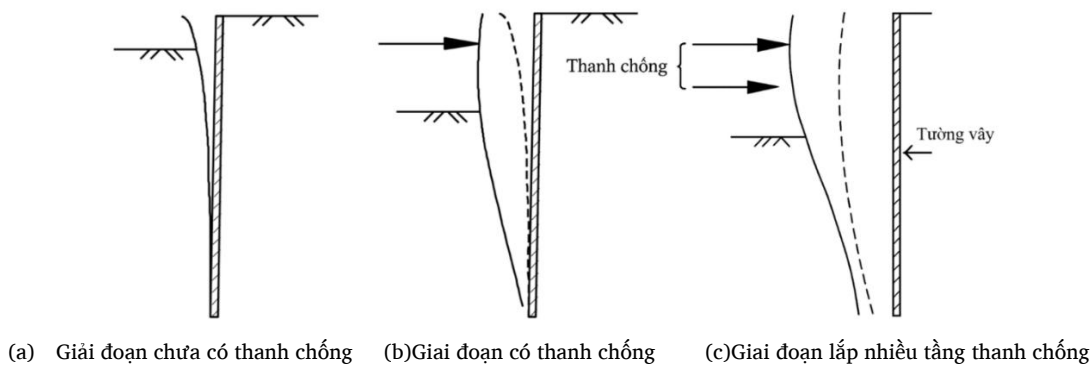
Là phương pháp thi công truyền thống và phổ biến nhất trong xây dựng công trình ngầm. Trình tự thi công bắt đầu bằng việc đào đất đến cao trình đáy tầng hầm, sau đó tiến hành thi công kết cấu móng và các tầng hầm theo thứ tự từ dưới lên trên. Cuối cùng là thi công các tầng nổi phía trên mặt đất. Việc đảm bảo ổn định thành hố trong suốt quá trình đào đất là yếu tố then chốt để đảm bảo an toàn và tiến độ công trình. Khi chưa có các tầng sàn cố định như trong phương pháp Top-down để tạo giằng ngang, hệ chống tạm thời như Shoring-Kingpost được sử dụng rộng rãi để kiểm soát chuyển vị tường vây và ngăn ngừa sụt lở đất [10, 9, 11]. Hệ Shoring-Kingpost bao gồm: Cọc Kingpost (thường là thép hình I, H hoặc cọc bê tông) được thi công sớm theo chu vi hố đào; Hệ thanh giằng ngang hoặc giằng chéo được lắp đặt tại các cao trình thiết kế khi đào đến

độ sâu tương ứng. Hệ này tạo thành kết cấu khung chống đỡ tạm thời, chịu tác dụng của áp lực đất và nước ngầm lên thành hố đào. Nhưng hệ Shoring-Kingpost hạn chế cơ giới hoá, độ cứng tổng thể nhỏ, thời gian thi công kéo dài chi phí thi công cao.

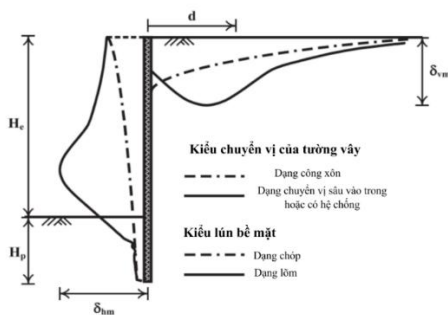
1.2. Chuyển vị tường vây và nền đất xung quanh hố đào sâu

1.2.1. Các nhân tố ảnh hưởng đến chuyển vị ngang của tường vây trong hố đào sâu

Chuyển vị ngang của tường vây và nền đất xung quanh hố đào sâu là một trong những chỉ tiêu quan trọng cần được kiểm soát nhằm đảm bảo ổn định cho hệ kết cấu chống đỡ cũng như an toàn của các công trình lân cận trong suốt quá trình thi công. Biến dạng này chịu ảnh hưởng tổng hợp từ nhiều yếu tố, bao gồm: đặc trưng cơ lý của đất nền, loại hình hệ chống đỡ tường chắn (chẳng hạn như hệ chống ngang hoặc hệ neo) và chất lượng thi công tại hiện trường. Hình 3 minh họa chuyển vị và biến dạng điển hình của tường vây trong hố đào sâu thông qua so sánh giữa dữ liệu thực đo và kết quả mô phỏng số. Theo Ou [19] chuyển vị của tường chắn có thể được phân loại thành hai dạng chính: dạng công xôn và dạng chuyển sâu vào trong (đặc trưng của các hố đào có sử dụng hệ chống). Hình 2 thể hiện các kiểu biến dạng đặc trưng của tường vây tại từng giai đoạn bao gồm: Giai đoạn chưa có thanh chống ở Hình 2(a), Giai đoạn có thanh chống ở Hình 2(b) và giai đoạn lắp nhiều tầng thanh chống ở Hình 2(c).



Hình 2. Các dạng chuyển vị ngang của tường [19].



Hình 3. Chuyển vị và biến dạng điển hình của tường trong hố đào sâu so sánh giữa thực tế và tính toán [19].

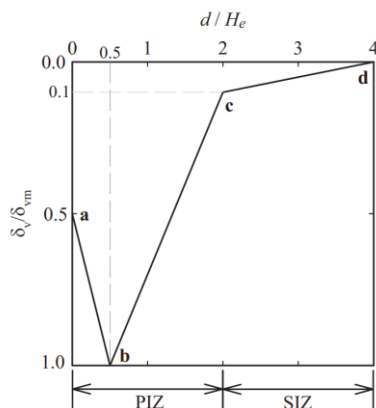
Ngoài ra, chuyển vị bề mặt đất do quá trình đào hố gây ra có thể được chia thành hai dạng chính. Theo Hsieh và Ou [20] đó là: Dạng chóp (Hình 3) trong đó độ lún bề mặt lớn nhất xảy ra gần tường chắn và dạng lồi (Hình 3) trong đó độ lún bề mặt lớn nhất xảy ra tại một khoảng cách xa tường chắn. Theo Ou [19] cho rằng, dạng lún bề mặt chóp thường xuất hiện khi tường chắn có kiểu chuyển vị dạng công xôn, trong khi dạng lún bề mặt lồi thường xảy ra khi tường chắn có kiểu chuyển vị sâu vào trong.

Biến dạng tường vây trong thi công hố đào sâu có thể được phân thành hai nhóm chính: biến dạng trong (do đặc trưng hệ kết cấu) chịu ảnh hưởng trực tiếp bởi độ cứng của hệ tường chắn và hệ chống đỡ.

Các yếu tố như độ dày tường, chiều sâu chôn, mô đun đàn hồi vật liệu, cũng như khoảng cách giữa các tầng sàn hoặc thanh chống, đều tác động đến khả năng kháng chuyển vị của hệ kết cấu. Tường càng dày và càng chôn sâu thì độ cứng tổng thể càng lớn, tuy nhiên điều này cũng làm tăng chi phí và chiếm không gian thi công. Ngoài ra, hình dạng và kích thước hố đào, đặc biệt là chiều sâu và chiều rộng có thể ảnh hưởng đến phân bố nội lực trong đất nền, từ đó làm thay đổi mô hình chuyển vị tường vây. Hố đào càng sâu, độ không ổn định càng cao và phạm vi vùng biến dạng trong đất càng mở rộng; Biến dạng ngoài: Xuất phát từ tác động địa chất và tải trọng bên ngoài công trình. Ngoài ra, đặc tính cơ lý của đất nền và mực nước ngầm. Đất yếu như sét mềm dễ gây chuyển vị lớn hơn do khả năng kháng cắt thấp. Áp lực đất và áp lực nước lỗ rỗng tăng cao khi chưa có hệ chống, khiến tường dịch chuyển vào trong. Biến dạng này thường không phục hồi hoàn toàn và tích lũy qua từng giai đoạn thi công

1.2.2. Dự đoán lún bề mặt nền đất xung quanh hố đào bằng kinh nghiệm

Phương pháp kinh nghiệm đầu tiên để dự đoán lún mặt đất do hố đào gây ra được đề xuất bởi Peck [21]. Dựa trên cơ sở dữ liệu quan trắc từ nhiều công trình thực tế, Peck đã thiết lập mối quan hệ giữa lún mặt đất, loại đất, độ sâu đào và chất lượng thi công. Tuy nhiên, dữ liệu quan trắc mà Peck áp dụng chủ yếu đến từ thí nghiệm tường cọc ván thép hoặc cọc cừ I vốn khác biệt đáng kể so với các phương pháp thi công hiện đại ví dụ: tường vây (có hệ chống hoặc neo). Trên thực tế, Ou [19] đã nhận định rằng phương pháp của Peck có thể không áp dụng được cho mọi loại kết cấu hố đào. Tương tự phương pháp của Peck, Clough và O'Rourke [22] đã đề xuất tập hợp các đường cong lún mặt đất chi tiết hơn, do hố đào gây ra. Hình dạng và độ lớn của đường cong lún này phụ thuộc vào: Loại đất, độ sâu hố đào (H_e), độ chuyển vị ngang lớn nhất của tường vây (δ_{hm}). Tiếp theo Hsieh và Ou [20] tiếp tục cải tiến phương pháp của Clough và O'Rourke bằng cách đưa ra hai vùng ảnh hưởng chính: Vùng ảnh hưởng chính (PIZ-Primary Influence Zone) và vùng ảnh hưởng phụ (SIZ- Secondary Influence Zone) như Hình 4. Độ lún bề mặt trong các vùng PIZ và SIZ lần lượt được dự đoán bằng công thức (1) và (2) [20].



Hình 4. Ước tính độ lún bề mặt nền đất của dạng lõm [20].

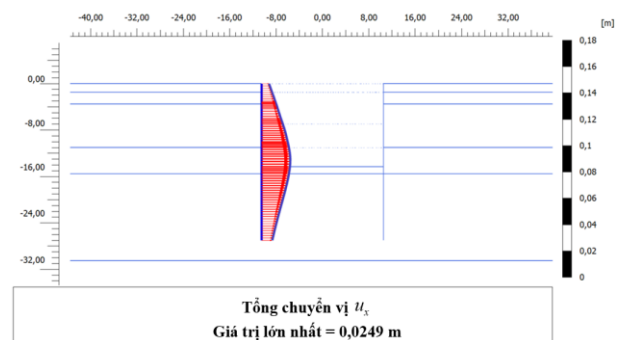
$$\delta_v = \left(-0,636 \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 1 \right) \times \delta_{vm}, \text{ nếu } \frac{d}{H_e} \leq 2 \quad (1)$$

$$\delta_v = \left(-0,171 \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 0,342 \right) \times \delta_{vm}, \text{ nếu } 2 \leq \frac{d}{H_e} \leq 4 \quad (2)$$

trong đó: d là khoảng cách từ mép tường vây đến điểm xét; δ_v là độ lún bề mặt; δ_{vm} là độ lún bề mặt tối đa.

2. Kiểm chứng độ tin cậy phần mềm phần tử hữu hạn

Để kiểm chứng và đánh giá độ tin cậy của phương pháp mô phỏng, mô hình được so sánh với số liệu đo đạc thực tế từ một công trình đã thi công. Các thông số đầu vào, bao gồm đặc trưng cơ học của đất nền, thông số vật liệu tường vây, hệ thanh chống, cũng như kích thước tường và hố đào, được lựa chọn tương đồng với luận văn của Nguyễn Văn Dũng [23] đã được công bố và bảo vệ. Việc phân tích được thực hiện bằng phần mềm Plaxis 2D với dữ liệu đầu vào sát với điều kiện thực nghiệm, từ đó thu được kết quả chuyển vị ngang của tường vây theo từng giai đoạn thi công (Hình 6) và biểu đồ phân bố chuyển vị ngang tại giai đoạn đào sâu 14,3 m (Hình 5). So sánh giữa kết quả mô phỏng và số liệu quan trắc thực tế được trình bày trong Bảng 1 cho thấy sai số tuyệt đối nhỏ, dao động trong khoảng 0,1–0,4 mm, tương ứng sai số tương đối dưới 5 %. Đặc biệt, tại giai đoạn đào sâu 14,3 m, chênh lệch giữa kết quả mô phỏng và đo thực tế của chuyển vị tường vây chỉ khoảng 0,4 %. Với sai số nhỏ và ổn định này, có thể khẳng định rằng mô hình mô phỏng bằng phương pháp phần tử hữu hạn trong Plaxis 2D đạt độ tin cậy cao, hoàn toàn có thể áp dụng để dự báo và đánh giá chuyển vị tường vây trong điều kiện thi công hố đào sâu trên nền đất yếu.



Hình 5. Biểu đồ phân bố chuyển vị ngang của tường vây ở giai đoạn đào 14,3 m trong phần mềm Plaxis 2D.

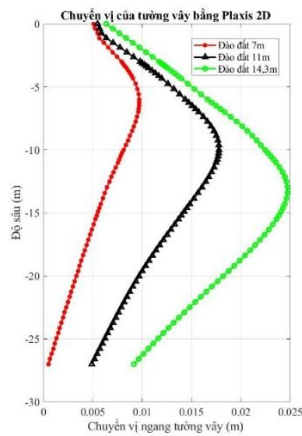
Bảng 1. Bảng so sánh độ tin cậy của kết quả thí nghiệm thực tế và Plaxis 2D.

Kết quả	Đào 7 (m)	Đào 11 (m)	Đào 14,3 (m)
Luận văn (mm)	9,3	17,6	24,8
Plaxis 2D (mm)	9,7	17,8	24,9
Độ tin cậy	4,3 %	1,14 %	0,4 %

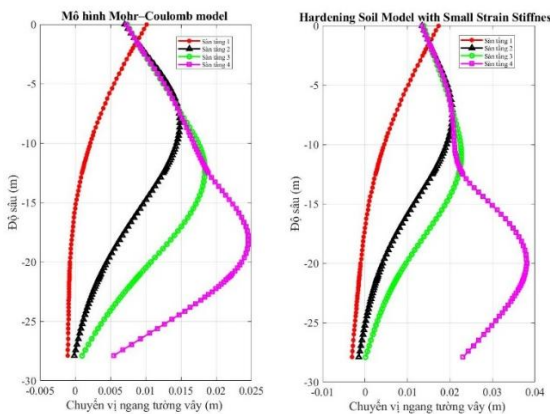
Để có thể kiểm chứng và đánh giá thêm về độ tin cậy kết quả Plaxis 2D, tác giả sẽ tiếp tục tiến hành so sánh với một dữ liệu kết quả

đo thực tế ở trong bài báo đã được công bố của Likitlersuang và cộng sự [24]. Trong quá trình phân tích các thông số đầu vào, điều kiện biên và trình tự thi công được khai báo và thực hiện giống hệt trong bài báo gốc. Ngoài ra hai mô hình lớp đất khác nhau: Mohr-Coulomb và mô hình Hardening Soil with Small Strain Stiffness cũng đã được khai báo để so sánh với kết quả thực nghiệm của bài báo gốc. Kết quả phân tích cho thấy chuyển vị ngang của tường vây đối với từng mô hình lớp đất, được thể hiện trong Hình 7 bao gồm 4 giai đoạn thi công chính (Sàn tầng 1 đến tầng 4). Về độ tin cậy của phần mềm, có thể thấy đối với mô hình đất Hardening Soil with Small Strain Stiffness thì chuyển vị ngang tường vây ở giai đoạn thi công sàn tầng cuối (tức càng đào sâu) cho độ chính xác tương đối 95 %. Còn mô hình đất Mohr-Coulomb, chuyển vị ngang tường vây ở giai đoạn thi công từng sàn thì cho độ chính xác đến 90 %. Cả 2 so sánh này cũng đã phù hợp như trong bài báo gốc [24].

Như vậy, kết quả phân tích từ phần mềm Plaxis 2D cho độ tin cậy cao so với dữ liệu thí nghiệm thực tế trong nghiên cứu của Likitlersuang và cộng sự [24]. Do đó mô hình số được thiết lập là đáng tin cậy cao và có thể sử dụng để đánh giá ảnh hưởng của các thông số thiết kế đến biến dạng tường vây.



Hình 6. Biểu đồ chuyển vị ngang của tường vây qua từng giai đoạn đào 7 m, 11 m và 14,3 m bằng Plaxis 2D.



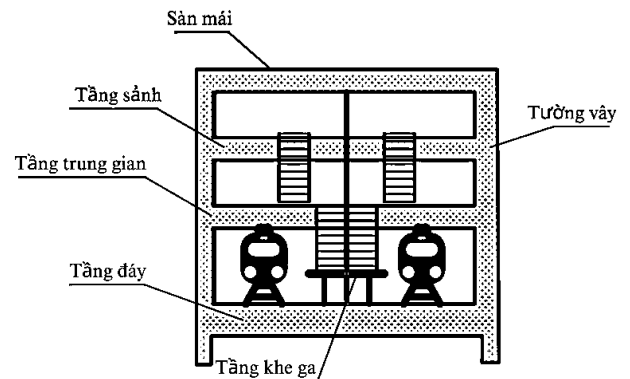
Hình 7. Biểu đồ phân bố chuyển vị ngang của tường vây qua từng giai đoạn thi công của hai mô hình lớp đất.

3. Mô hình phân tích

3.1. Đối tượng nghiên cứu

Các thông số vật liệu chất tại Hà Nội được tham khảo ở công trình luận văn đã khảo sát thực tế [25], trong đó mô hình gồm 6 lớp đất địa chất được xác định dựa trên kết quả khảo sát địa chất tại khu vực trung tâm đô thị Hà Nội. Các lớp đất này được thể hiện trong Bảng 4 và mô phỏng trong phần mềm Plaxis 2D. Với mục tiêu phân tích quá trình cố kết trong đất yếu, mô hình Mohr-Coulomb được lựa chọn nhờ khả năng đơn giản hóa bài toán và đảm bảo hội tụ. Mặc dù mô hình Hardening Soil phản ánh tốt hơn nhưng do thiếu thông số đặc trưng của đất sét yếu nên chưa được áp dụng trong nghiên cứu này. Trong khu vực đô thị, quy hoạch phát triển hệ thống giao thông công cộng bằng đường sắt thường tận dụng các hành lang tuyến sẵn có và được triển khai dưới ba dạng chính: trên mặt đất, hầm ngầm và trên cao. Nghiên cứu này lựa chọn một nhà ga ngầm (Hình 8) làm đối tượng phân tích biến dạng tường vây trong quá trình thi công, với đặc điểm độ sâu đào lớn, tường vây dài và nằm trong khu vực mật độ công trình cao. Do đó, việc lựa chọn nhà ga sẽ giúp đánh giá được mức độ ảnh hưởng của điều kiện thi công sâu và phức tạp tới chuyển vị ngang của tường vây. Đây cũng là cơ sở quan trọng để có thể hiệu chỉnh mô hình phân tích và đề xuất giải pháp kiểm soát biến dạng trong các dự án tương tự tại khu vực đô thị Việt Nam.

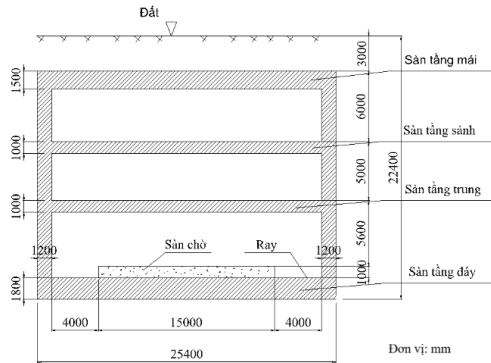
Nhà ga gồm 3 tầng chính, được bao quanh bởi hệ tường vây dày 1,2 m, sâu 34 m với vật liệu bê tông được lựa chọn là M400 vừa đảm nhiệm chức năng giữ ổn định hố đào vừa làm vách ngăn tầng hầm. Bảng thông số đầu vào ở Bảng 5. Kích thước mặt cắt nhà ga thể hiện trong Hình 9 và Bảng 2. Trong bài báo này lựa chọn mực nước ngầm cách mặt đất tự nhiên -3 m. Khu vực nghiên cứu có địa tầng chủ yếu là đất sét yếu trong đó lớp sét chảy có độ thấm thấp và mô đun biến dạng nhỏ, dễ phát sinh cố kết kéo dài. Mực nước ngầm nằm ở khoảng -3 m, khiến các lớp đất bên dưới rơi vào trạng thái bão hòa hoàn toàn. Điều này làm tăng áp lực nước lỗ rỗng, giảm lực kháng trượt và có thể gây mất ổn định bản đáy nếu không kiểm soát tốt. Sự kết hợp giữa đất yếu và mực nước ngầm cao sẽ làm gia tăng chuyển vị tường vây, làm ảnh hưởng đến ổn định công trình lân cận. Từ đó, giúp đánh giá đúng được hiện tượng cố kết trong nền đất yếu.



Hình 8. Mặt cắt ngang điển hình của một nhà ga.

Bảng 2. Chiều rộng nhà ga dùng để phân tích.

	Ke ga	Chiều rộng sàn chờ	Chiều rộng tường vây
Chiều rộng (m)	4	15	1,2



Hình 9. Mặt cắt ngang mô hình nhà ga dùng để phân tích.

Bài báo này xem xét hai trình tự thi công phổ biến là Top-down và Bottom-up. Mô hình được xây dựng bằng phần mềm PLAXIS 2D theo mặt cắt vuông góc với hố đào, áp dụng giả thiết biến dạng phẳng. Đất nền được mô phỏng bằng phần tử tam giác 15 nút nhằm đảm bảo độ chính xác tại các vùng tập trung biến dạng. Kết cấu tường vây được mô phỏng bằng phần tử tấm với mô hình vật liệu đàn hồi tuyến tính, trong đó các đặc trưng chống nén và chống uốn được khai báo theo Bảng 5. Hệ thống thanh chống được biểu diễn bằng phần tử liên kết nút-nút với đặc trưng

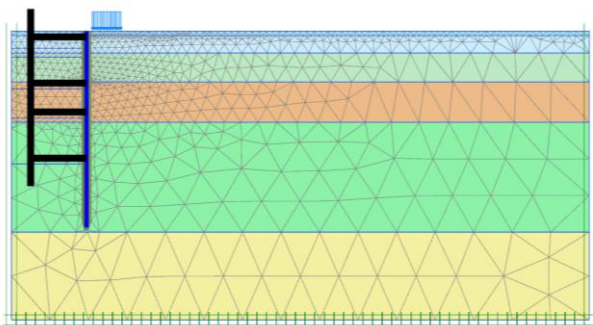
độ cứng dọc trục EA (kN) (Bảng 5). Cấu tạo nhà ga (Hình 9) và kích thước mô tả như sau: Tầng mái được bố trí nằm cách mặt đất 3 m, có chiều dày 1,5 m; tầng sảnh có chiều dày 1,0m; chiều dày tầng sàn trung gian là 1 m; chiều dày bản đáy có tổng chiều dày lớp sàn đáy chịu lực là 1,8 m. Cả 4 tầng sàn đều sử dụng bê tông M400 làm vật liệu cho các tầng sàn với môđun đàn hồi $E = 3,25 \times 10^7$ (kN/m²). Các thông số khai báo đầu vào như Bảng 3. Đối với hệ thống điều kiện biên được thiết lập như sau: Biên dưới cùng được mô hình hóa dưới dạng liên kết ngàm, hạn chế toàn bộ chuyển vị theo cả hai phương X và Y ($U_x = U_y = 0$), nhằm mô phỏng lớp đất nền ổn định không bị dịch chuyển. Hai biên bên được áp dụng điều kiện đối xứng, hạn chế chuyển vị ngang ($U_x = 0$) nhưng cho phép chuyển vị thẳng đứng tự do ($U_y \neq 0$), phản ánh chính xác cơ chế biến dạng lún thực tế của khối đất. Bề mặt đất tự nhiên được xác định là biên tự do, không chịu bất kỳ ràng buộc chuyển vị nào. Đối với kết cấu tường vây, mô hình sử dụng được khai báo liên kết chặt để mô phỏng tương tác toàn diện giữa tường và khối đất xung quanh, với phần chân tường được cắm sâu vào lớp đất chặt nhằm đảm bảo điều kiện ổn định tổng thể cho toàn bộ công trình. Bên cạnh đó thời gian chờ cố kết của từng giai đoạn lần lượt là 85 ngày cho Thi công tường vây và các tải trọng ngoài (Bottom - up) và Thi công tường vây và các tải trọng ngoài; Thi công cọc khoan nhồi; Lắp đặt cột thép, được cắm vào đầu cọc khoan nhồi để tạo thành cọc định vị (Top-down). 14 ngày cho các giai đoạn đào sâu và 20 ngày là giai đoạn thi công cuối cùng. Việc lựa chọn các giá trị thời gian chờ cố kết 85, 14 và 20 ngày trong nghiên cứu không phải là một quyết định mang tính cảm tính hay kinh nghiệm thuần túy, mà được định lượng dựa trên nền tảng lý thuyết cố kết cổ điển của Terzaghi và Olson [26, 27].

Bảng 3. Bảng thông số đầu vào của các sàn.

Đặc trưng vật liệu	Đơn vị	Sàn mái	Sàn tầng sảnh	Sàn tầng trung	Sàn tầng đáy	Cột thép (0,8m)	Cọc khoan nhồi (1,8m)
EA	kN/m	$4,875 \times 10^7$	$3,25 \times 10^7$	$3,25 \times 10^7$	$5,85 \times 10^7$	$1,712 \times 10^6$	$3,852 \times 10^6$
EI	kNm ² /m	$91,41 \times 10^5$	$27,08 \times 10^5$	$27,08 \times 10^5$	$157,95 \times 10^5$	$9,13 \times 10^4$	$1,04 \times 10^6$
w	kN/m/m	25	25	25	45	25	25
ν		0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15

3.2. Trình tự thi công của hai phương pháp thi công

3.2.1. Phương pháp thi công Bottom-up



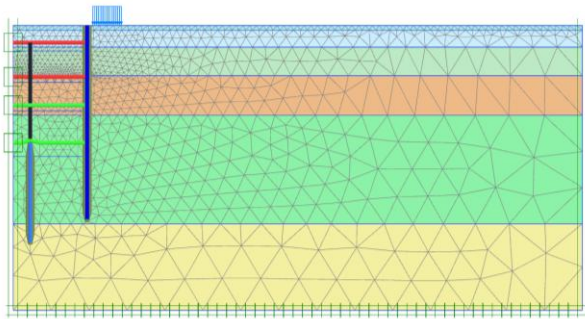
Hình 10. Lưới phần tử mô hình trong Plaxis 2D của phương pháp thi công Bottom-up.

Trình tự thi công nhà ga theo phương pháp thi công Bottom-up khai báo trong Plaxis 2D gồm các giai đoạn sau: Giai đoạn 1: Thi công tường vây và các tải trọng ngoài; Giai đoạn 2: Cố kết (85 ngày); Giai đoạn 3: Tiến hành đào 4,5 m; Giai đoạn 4: Lắp thanh chống 1; Giai đoạn 5: Cố kết (14 ngày); Giai đoạn 6: Tiến hành đào 10m; Giai đoạn 7: Lắp thanh chống; Giai đoạn 8: Cố kết (14 ngày); Giai đoạn 9: Tiến hành đào 15 m; Giai đoạn 10: Lắp thanh chống; Giai đoạn 11: Cố kết (14 ngày); Giai đoạn 12: Đào 23 m; Giai đoạn 13: Lắp thanh chống; Giai đoạn 14: Cố kết (20 ngày). Lưới phần tử hữu hạn mô phỏng cho toàn bộ quá trình thi công trên được thiết lập trong phần mềm Plaxis 2D (Hình 10).

3.2.3. Phương pháp thi công Top-Down

Trình tự thi công nhà ga theo phương pháp thi công Top-down khai báo trong Plaxis 2D gồm các giai đoạn sau: Giai đoạn 1: Thi công

tường vây và các tải trọng ngoài; Giai đoạn 2: Thi công cọc khoan nhồi; Giai đoạn 3: Lắp đặt cốt thép, được cắm vào đầu cọc khoan nhồi để tạo thành cọc định vị; Giai đoạn 4: Cố kết (85 ngày); Giai đoạn 5: Đào đất đến độ sâu 4,5 m; Giai đoạn 6: Tiến hành thi công sàn mái; Giai đoạn 7: Cố kết (14 ngày); Giai đoạn 8: Đào đất đến độ sâu 10 m; Giai đoạn 9: Thi công sàn tầng sảnh; Giai đoạn 10: Cố kết (14 ngày); Giai đoạn 11: Đào đất đến độ sâu 15 m; Giai đoạn 12: Thi công sàn tầng trung; Giai đoạn 13: Cố kết (14 ngày); Giai đoạn 14: Đào đất đến độ sâu 23 m; Giai đoạn 15: Thi công sàn tầng đáy; Giai đoạn 16: Cố kết (20 ngày). Lưới phần tử hữu hạn mô phỏng cho toàn bộ quá trình thi công trên được thiết lập trong phần mềm Plaxis 2D (Hình 11).

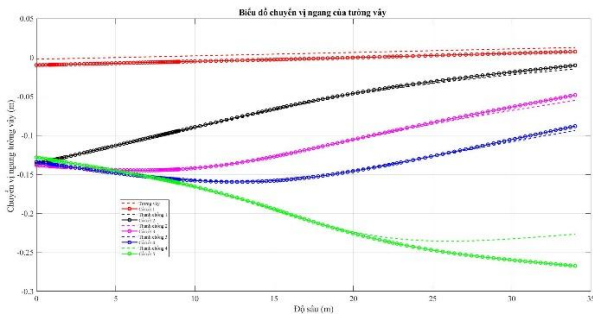


Hình 11. Lưới phần tử mô hình trong Plaxis 2D của phương pháp thi công Top-down.

4. Kết quả và thảo luận

4.1. Kết quả phân tích với trình tự thi công Bottom-up

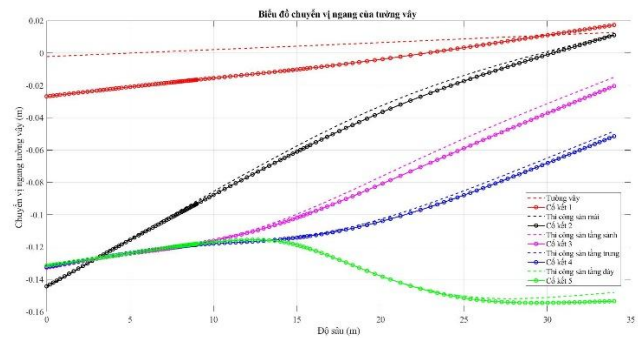
Từ kết quả chuyển vị ngang của tường vây (Hình 12). Có thể thấy giai đoạn đào rồi lắp thanh chống lần lượt từ bề mặt cho đến 15 m thì tại các lớp 2, 3 và 4 đều có hệ số thấm thấp, đặc trưng của đất sét dẻo mềm và dẻo chảy, nhưng mô đun biến dạng lại nhỏ ($E' = 6400 - 2200(\text{kN/m}^2)$) trong khi chân tường vây được thi công được cắm sâu vào lớp đất cứng hơn. Trong quá trình đào, do mất đi sự chống đỡ ngang từ khối đất xung quanh, tường vây sẽ có xu hướng chuyển vị vào trong hố đào. Lúc này biến dạng chủ yếu tập trung vào tường thân (vùng nằm trong đất yếu do đặc tính biến dạng tức thời khi chịu tải) thể hiện rõ ở Hình 12.



Hình 12. Biểu đồ chuyển vị ngang của tường vây qua từng giai đoạn đào và cố kết với phương pháp thi công Bottom-up.

Ngược lại, vị trí chân tường vây được cắm sâu vào đất chặt nên biến dạng thấp hơn đáng kể. Sau khi hoàn tất quá trình đào và lắp thanh chống, bước sang giai đoạn cố kết. Tuy nhiên do lớp 2, 3 và 4 là đặc trưng của đất sét dẻo mềm và dẻo chảy, dẫn đến hiện tượng biến dạng tập trung sớm ngay từ lúc đào. Do đó, khi bắt đầu giai đoạn cố kết, lượng chuyển vị bổ sung gần như không tăng hoặc giảm nhẹ. Hiện tượng này xuất phát từ việc một phần ứng suất đã được giải phóng khi đào và cấu trúc đất đã tự điều chỉnh lại trạng thái ứng suất sau đào, nên không còn phát sinh biến dạng lớn trong quá trình thoát nước. Đối với chân tường vây, đất nền đã đủ cứng để không còn khả năng biến dạng thêm đáng kể. Ngoài ra, sự tái phân bố ứng suất theo chiều sâu có thể dẫn đến phản ứng đàn hồi nhẹ từ nền đất cứng tại chân tường, tạo nên xu hướng chuyển vị giảm nhẹ tại khu vực này.

4.2. Kết quả phân tích với trình tự thi công Top - down



Hình 13. Biểu đồ chuyển vị ngang của tường vây qua từng giai đoạn đào và cố kết với phương pháp thi công Top-down.

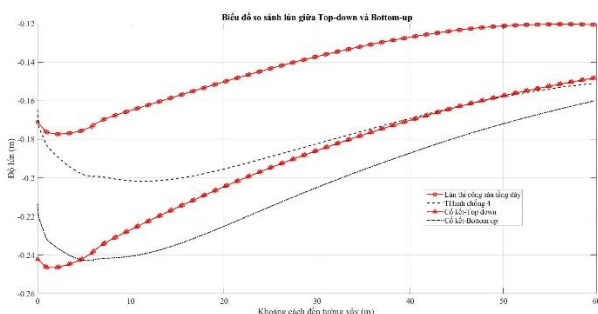
Với kết quả chuyển vị của tường vây qua từng giai đoạn đào và cố kết trong phương pháp thi công Top-down (Hình 13), có thể thấy ảnh hưởng của mỗi giai đoạn cố kết, chuyển vị đều tăng so với ngay sau khi thi công bản sàn. Trong phương pháp thi công này, các bản sàn được thi công lần lượt từ trên xuống và đóng vai trò như các thanh chống tạm thời tại từng tầng. Ngay sau khi thi công bản sàn, áp lực đất tác dụng lên tường vây sẽ được chia sẻ một phần cho bản sàn thông qua liên kết kết cấu. Nội lực phát sinh trong bản sàn (chủ yếu là lực kéo và nén trong mặt phẳng) đóng vai trò như một hệ chống ngang, góp phần hạn chế biến dạng ngang tức thời của tường vây tại khu vực đang chịu tải. Tuy nhiên, ở giai đoạn cố kết, quá trình thoát nước từ đất nền, đặc biệt là tại các lớp đất yếu như: Sét dẻo mềm hoặc dẻo chảy. Bắt đầu diễn ra mạnh mẽ, làm thay đổi phân bố ứng suất hiệu dụng trong nền. Hậu quả là đất có xu hướng lún thêm hoặc chuyển vị ngang vào phía hố đào, từ đó gây ra lực đẩy bổ sung lên hệ tường vây. Mặc dù bản sàn đã được thi công trước đó, nhưng do chưa hình thành hệ khung không gian toàn khối, khả năng kìm hãm chuyển vị vẫn còn hạn chế. Do đó, tường vây vẫn có thể tiếp tục biến dạng thêm trong suốt giai đoạn cố kết. Điều đó có thể thấy rõ ở biểu đồ ở Hình 13 trong đó các đường cong chuyển vị tại giai đoạn cố kết đều vượt qua chuyển vị ngay sau

thi công sàn. Điều này đã phản ánh rõ tác động của quá trình cổ kết chậm trong phương pháp thi công Top-down.

4.3. So sánh và đánh giá kết quả chuyển vị của hai phương pháp thi công

Dựa trên biểu đồ chuyển vị ngang của tường vây (Hình 12) và (Hình 13), có thể thấy rằng phương pháp Top-down cho kết quả chuyển vị nhỏ hơn so với Bottom-up. Cụ thể, chuyển vị lớn nhất của Top-down đạt khoảng 0,153 m, trong khi đó Bottom-up là 0,267 m và kết quả chuyển vị lớn nhất đều ghi nhận tại giai đoạn cổ kết cuối cùng. Như vậy, tổng chuyển vị của tường vây trong phương pháp Top-down giảm khoảng 43 % so với Bottom-up.

Bên cạnh đó biến dạng tường vây tập trung chủ yếu ở giai đoạn đào. Tại mỗi cao trình đào đất, tường vây chịu áp lực ngang lớn do mất đi sự chống đỡ từ khối đất và chỉ được kiểm soát sau khi lắp đặt thanh chống. Do đó, chuyển vị tăng rõ rệt ngay sau đào và sau đó bị chững lại khi đã có thanh chống. Khi bước sang giai đoạn cổ kết, do đất yếu ở phía trên (lớp 2 – 4) có độ cứng thấp nhưng đã biến dạng gần như hết trong quá trình đào nên lượng chuyển vị bổ sung sau cổ kết thường nhỏ, thậm chí có xu hướng giảm nhẹ tại chân tường, nơi có nền đất cứng hơn. Trong khi đó, với phương pháp Top-down, các bản sàn được đổ lần lượt từ trên xuống giúp chống đỡ tường vây sớm hơn và hiệu quả hơn. Do đó làm giảm chuyển vị ngay sau khi đào, nhưng lại hạn chế khả năng giải phóng áp lực nước dư trong đất yếu. Hệ quả là trong giai đoạn cổ kết, đất nền bắt đầu thoát nước và điều chỉnh lại trạng thái ứng suất, dẫn đến gia tăng chuyển vị từ từ theo thời gian. Vì vậy chuyển vị trong giai đoạn cổ kết tại phương pháp Top-down thường lớn hơn giai đoạn đào so với Bottom-up, nhất là ở vùng giữa thân đến chân tường vây. Ngoài ra, có thể thấy tại giai đoạn đào đến các lớp đất tiếp theo, cả hai phương pháp đều có hệ chống: Sàn mái cho phương pháp Top-down, thanh chống cho phương pháp Bottom-up. Tuy nhiên, dụng thanh chống có độ cứng trục nhỏ hơn đáng kể so với bản sàn, khả năng khống chế biến dạng kém hiệu quả hơn. Điều này lý giải vì sao tại cùng cao trình và cùng có hệ chống, chuyển vị tường vây trong Bottom-up vẫn lớn hơn đáng kể so với Top-down.

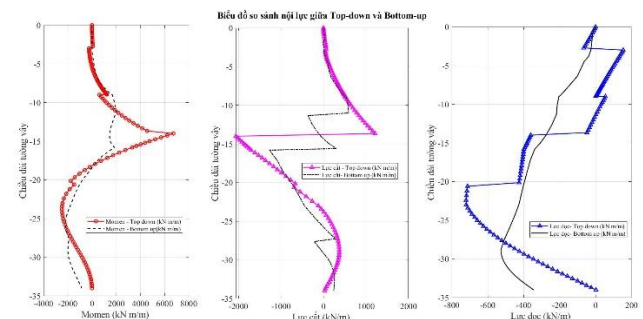


Hình 14. Biểu đồ so sánh độ lún bề mặt giữa hai phương pháp thi công.

Biểu đồ (Hình 14) cho thấy phương pháp Top-down kiểm soát độ lún hiệu quả hơn nhờ việc thi công sàn tầng hầm diễn ra đồng thời với quá trình đào, tạo thành hệ khung chống sớm và hiệu quả. Giúp giảm

biến dạng nền đất (lún nhỏ nhất -0,178 m so với -0,202 m của Bottom-up). Tuy nhiên, trong giai đoạn cổ kết, độ lún của Top-down lại lớn hơn (0,246 m) do quá trình tiêu thoát nước bị cản trở bởi các bản sàn, trong khi Bottom-up đạt lún cổ kết thấp hơn (0,242 m) nhờ điều kiện thoát nước tốt hơn sau đào.

Thông qua biểu đồ kết quả nội lực ở giai đoạn cổ kết của hai phương pháp (Hình 15) ta thấy phương pháp Top-down biểu đồ lực cắt xuất hiện các đoạn “thay đổi đột ngột” rõ rệt tại vị trí sàn tầng do sự thay đổi đột ngột điều kiện biên khi đổ sàn. Mỗi bản sàn thi công đóng vai trò như một gối đỡ tạm thời, khiến phân bố lực cắt không liên tục, tạo ra vùng ứng suất cắt tập trung. Với giá trị cực đại dương 1215 kN/m và âm 2064 kN/m, cao hơn đáng kể so với Bottom-up (dương 592 kN/m, âm 1270 kN/m). Không chỉ lực cắt, các nội lực khác như mômen uốn và lực dọc cũng cho thấy sự khác biệt rõ rệt. Mômen trong Top-down có giá trị lớn hơn và phân bố không đều, đặc biệt tập trung tại vùng giữa thân tường, với mômen nén cực đại đạt tới 6724 (kNm/m). Trong khi đó, mômen trong Bottom-up phân bố ổn định hơn nhờ trình tự đào chống liên tục và không thay đổi điều kiện biên cục bộ. Về lực dọc, Top-down có xu hướng xuất hiện lực kéo lớn hơn tại phần trên của tường do các bản sàn liên kết sớm tạo phản lực ngược chiều, trong khi Bottom-up chủ yếu phát sinh lực nén dọc tăng dần theo chiều sâu do tải trọng truyền đều từ đáy lên.



Hình 15. Biểu đồ so sánh nội lực ở giai đoạn cổ kết cuối cùng của hai phương pháp thi công.

5. Kết luận

Trong thực tế, bài toán hố đào sâu là bài toán không gian 3D với điều kiện biên, kết cấu và trình tự thi công phức tạp. Nhưng để có thể đơn giản hóa việc tính toán thì mô hình tính toán được giải định theo 2D vuông góc với hố đào sâu. Việc mô hình hóa 2D chấp nhận một số giả thiết gần đúng như: tải trọng và điều kiện đất nền phân bố đều theo phương ngang, biến dạng theo mặt phẳng. Dù vậy, mô hình 2D vẫn cho phép đánh giá chính xác xu hướng biến dạng, ứng xử nền đất và chuyển vị tường vây trong mặt cắt điển hình.

Bài báo đã phân tích và so sánh chuyển vị ngang của tường vây theo hai phương pháp thi công Top-down và Bottom-up có xét đến quá trình cổ kết của đất nền. Kết quả phân tích cho thấy phương pháp Top-down kiểm soát tốt chuyển vị ngang tường vây và độ lún ở bề mặt trong

giai đoạn thi công, nhờ các bản sàn tầng được thi công sớm đóng vai trò như hệ chống cứng, góp phần hạn chế biến dạng tức thời. Tuy nhiên, trong giai đoạn cổ kết, Top-down lại gây biến dạng nền đất lớn hơn, do các bản sàn cản trở quá trình thoát nước theo phương đứng, dẫn đến tích lũy lún theo thời gian, đặc biệt trong điều kiện đất yếu. Ngược lại, phương pháp Bottom-up có độ lún ban đầu lớn hơn do quá trình đào đất liên tục không có hệ sàn trung gian, nhưng về lâu dài lại ổn định hơn nhờ điều kiện thoát nước thuận lợi, giúp quá trình cổ kết diễn ra sớm.

Ngoài ra, nội lực trong tường vây khi thi công theo Bottom-up thường phân bố đơn giản và dễ kiểm soát, trong khi Top-down lại tạo ra mômen và lực cắt lớn, tập trung tại các vị trí liên kết với sàn. Do đó, việc xem xét toàn bộ quá trình cổ kết trong các giai đoạn thi công là cần thiết để lựa chọn phương án thi công tối ưu, vừa đảm bảo ổn định công trình, vừa hạn chế chuyển vị và tác động đến các công trình lân cận. Kết quả nghiên cứu có thể đóng vai trò là tài liệu tham khảo hữu ích cho việc lựa chọn biện pháp thi công nhà ga ngầm và các công trình ngầm tương tự.

Tài liệu tham khảo

- [1]. Ân, C. N., *Cơ học đất*. Nhà xuất bản Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh, 2011.
- [2]. Ou, C.Y., Hsieh, P.G., & Chiou, D.C, "Characteristics of ground surface settlement during excavation," *Canadian Geotechnical Journal*, 30, 5, 758–767, 1993. DOI: <https://doi.org/10.1139/t93-068>.
- [3]. Comodromos, E. M., Papadopolou, M. C., & Konstantinidis, G. K., "Effects from diaphragm wall installation to surrounding soil and adjacent buildings," *Computers and Geotechnics*, 53, 106–121, 2013. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2013.05.003>.
- [4]. Kung, G. T. C., Hsiao, E. Y. T., & Hsieh, P. G, "A neural network approach to estimating deflection of diaphragm walls caused by excavation in clays," *Computers and Geotechnics*, 34, 6, 385–396, 2007. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2007.06.005>.
- [5]. Zahmatkesh, A., Choobbasti, A. J., "Evaluation of wall deflections and ground surface settlements in deep excavations," *Arabian Journal of Geosciences*, 8, 8, 6087–6096, 2015. DOI: <https://doi.org/10.1007/s12517-014-1419-6>.
- [6]. Tan, Y., Wei, B, "Observed behaviors of a long and deep excavation constructed by cut-and-cover technique in Shanghai soft clay," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138, 1, 214–223, 2012. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000553](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000553).
- [7]. Kung, G. T. C., "Comparison of excavation-induced wall deflection using top-down and bottom-up construction methods in Taipei silty clay," *Computers and Geotechnics*, 36, 4, 611–622, 2009. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2008.10.007>.
- [8]. Chiu, H. W., Wu, J. T., & Hsieh, P. G., "Influence of different construction methods on lateral displacement of diaphragm walls in large-scale unsupported deep excavation," *Buildings*, 14, 1, 23, 2024. DOI: <https://doi.org/10.3390/buildings14010023>.
- [9]. Ân, C. N., Pha, L. V., "Tính toán hệ kết cấu bảo vệ hố móng sâu bằng phương pháp xét sự làm việc đồng thời giữa đất nền và kết cấu," *Tạp chí Phát triển Khoa học và Công nghệ*, 10, 10, 52–61, 2007.
- [10]. Anh, P. T., Phích, N. D, "Phân tích chuyển vị của tường Barrett khi thay đổi khoảng cách các thanh chống theo phương đứng," *Tạp chí Khoa học Lạc Hồng*, Special Issue, 68-72, 2017.
- [11]. Tiến, N. D., Cường, T. D, "Các giải pháp thiết kế và thi công tầng hầm nhà cao tầng," *Tạp chí Xây dựng*, 10, 28–32, 2006.
- [12]. Tuấn, B. Q, "Semi top-down kết hợp với mái đất: Một phương pháp thi công tầng hầm hiệu quả," *Tạp chí Xây dựng và Đô thị*, 24, 9, 85–88, 2015.
- [13]. Vinh, P. Q., Bình, T. T., & Phúc, V. Đ. H, "Phương pháp Top-down hệ dầm tầng hầm thay thế hệ Shoring chống vách tầng hầm," *Tạp chí Xây dựng*, 2023.
- [14]. Sơn, N. T., Ngân, Đ. H., Anh, P. V., & Việt, L. N., "Đánh giá ảnh hưởng một số yếu tố đến biến dạng hố đào sâu khu vực địa chất Hà Nội," *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (TCKHCN XD) - ĐHXDHN*, 8, 5, 78–85, 2014. DOI: <https://stce.huce.edu.vn/index.php/vn/article/view/234>.
- [15]. Tú, P. Q., Toàn, N. N., "Phân tích rủi ro trong thi công hố đào sâu," *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (TCKHCN XD) - ĐHXDHN*, 14, 5V, 101-117, 2020. DOI: [https://doi.org/10.31814/stce.nuce2020-14\(5V\)-09](https://doi.org/10.31814/stce.nuce2020-14(5V)-09).
- [16]. Tan, Y., Zhu, H., Peng, F., Karlsrud, K., & Wei, B., "Characterization of semi-topdown excavation for subway station in Shanghai soft ground," *Tunn. Undergr. Space Technol.*, 68, 244–261, 2017. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2017.05.028>.
- [17]. Weng, Q., Xu, Z., Wu, Z., & Liu, R, "Design and performance of the deep excavation of a substation constructed by top-down method in Shanghai soft soils," *Procedia Engineering*, 165, 682–694, 2016. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.11.766>.
- [18]. Minh, N. P, "Phương pháp thi công Top-down áp dụng cho công trình có tầng hầm," *Tạp chí Khoa học – Đại học Đồng Nai*, 18, 121–130, 2020.
- [19]. Ou, C. Y, *Deep excavation: Theory and practice*. Taylor & Francis Group, 2006.
- [20]. Hsieh, P. G., Ou, C. Y., "Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation," *Canadian geotechnical journal*, 35, 6, 1004–1017, 1998. DOI: <https://doi.org/10.1139/t98-056>.
- [21]. Peck, B. B., "Deep excavation and tunnelling in soft ground, State of the art volume," *In 7th ICSMFE*, 4, 225–290, 1969.
- [22]. Clough, G.W., O'Rourke, T.D, "Construction Induced movements of insitu wall, design and performance of earth retaining structure," *In ASCE*, 439–479, 1990.
- [23]. Dũng, N. V, "Phân tích ảnh hưởng hạ mực nước ngầm đến ứng xử của tường barrette và đất nền quanh hố đào thi công bằng phương pháp Bottom-up," Luận văn thạc sĩ, Trường Đại học Bách Khoa – Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh, 2014.
- [24]. Likitlersuang, S., Surarak, C., Wanatowski, D., Oh, E., & Balasubramaniam, A., "Finite element analysis of a deep excavation: A case study from the Bangkok MRT," *Soils and foundations*, 53, 5, 756–773, 2013. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2013.08.013>.
- [25]. Tuấn, T. M., "Phương pháp số và ứng dụng mô hình nền trong tính toán ảnh hưởng của hố đào sâu đến công trình lân cận," Luận văn thạc sĩ kỹ thuật, chuyên ngành Địa kỹ thuật xây dựng – Trường Đại học Xây dựng, 2011.
- [26]. Olson, R. E., Yong, R. N., & Townsend, F. C., *Consolidation of soils: Testing and evaluation*. Philadelphia: ASTM, 1986.
- [27]. Terzaghi, K.V., *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York., 1943.

PHỤ LỤC

Bảng 4. Bảng thông số đầu vào của lớp sét tại Hà Nội với mô hình đất là Mohr–Coulomb (MC) [25].

Tên lớp	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3	Lớp 4	Lớp 5	Lớp 6
	Đất đắp	Đất sét	Sét pha xám nâu đẻo mềm	Sét pha xám nâu, đẻo chảy	Sét pha xám xanh, đẻo cứng	Cát pha nâu vàng, trạng thái dẻo
Chiều dày	0-0,8	0,8-3,8	3,8-8,8	8,8-15,8	15,8-34,8	34,8-50
Ứng xử vật liệu	Drained	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained
γ_{sat} (kN/m ³)	18	15,2	17,8	17,56	18,64	18,15
γ_{unsat} (kN/m ³)	16	15,2	13,05	12,85	14,32	14,91
c' (kN/m ²)	5	11	11	6,9	19,61	4,9
k_x (m/day)	1	0,00864	$2,94 \times 10^{-3}$	$6,05 \times 10^{-4}$	$7,02 \times 10^{-4}$	1
k_y (m/day)	1	0,00864	$2,94 \times 10^{-3}$	$6,05 \times 10^{-4}$	$7,02 \times 10^{-4}$	1
ϕ' (°)	10	25,2	6,5	5,33	15,5	30,85
v'	0,3	0,3	0,33	0,35	0,28	0,3
E' (kN/m ²)	2500	5500	6400	2200	11700	8200
R_{inter}	0,6	0,5	0,5	0,6	0,6	1

Bảng 5. Bảng thông số đầu vào tường vây.

Tên cấu kiện	Đặc trưng vật liệu	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Tường vây 1200mm	Tính chất vật liệu	Material Type	Elastic	
	Môđun đàn hồi	E	$3,25 \times 10^7$	kN/m ²
	Độ cứng chống nén	EA	$3,9 \times 10^7$	kN/m
	Độ cứng chống uốn	EI	$46,8 \times 10^5$	kNm ² /m
	Trọng lượng	w	25	kN/m/m
	Hệ số Poisson	ν	0,15	
Thanh chống H350x350	Tính chất vật liệu	Material Type	Elastic	
	Độ cứng chống nén	EA	3.438.000	kN
	Khoảng cách	L_s	5	m
Thanh chống 2H350x350	Độ cứng chống nén	EA	6.876.000	kN
	Khoảng cách	L_s	5	m