

# Mô hình 2D trong tính toán ổn định hố đào sâu cho dự án 6 tầng hầm tại trung tâm Hà Nội

2D numerical modelling for stabilizing deep excavation of 6-basement construction in the central area of Hanoi

Nguyễn Ngọc Thanh<sup>(1)</sup>, Phạm Đức Quang<sup>(2)</sup>

## Tóm tắt

Bài báo này tập trung giới thiệu mô hình 2D tính toán ổn định hố đào sâu khi xây dựng tầng hầm trong điều kiện xây chen tại khu vực trung tâm thủ đô Hà Nội. Các phân tích bàn luận về lựa chọn thông số đầu vào, mô hình đất nền và so sánh kết quả dự tính chuyển vị ngang và lún mặt nền từ mô hình tính toán với kết quả quan trắc dịch chuyển trong quá trình thi công cho một công trình có chiều sâu hố đào lớn nhất Hà Nội tính tới thời điểm hiện tại (với 06 tầng hầm và hàng trăm công trình lân cận xung quanh tại Hàng Bài, Hoàn Kiếm) sẽ được giới thiệu.

**Từ khóa:** Hố đào sâu, mô hình, xây chen, trung tâm Hà Nội

## Abstract

This paper focuses on introducing 2D numerical modeling for stabilizing deep excavation for basement construction in high-rise adjoined buildings conditions in the area central to the Hanoi capital. Discusses, analysis for the selection of input parameters, and soil model and compare the estimated results of horizontal displacement and ground settlement from the numerical modeling with the results of monitoring during construction for a project with the largest excavation depth in Hanoi up to now (with 06 basements and about hundred mid-high rise building around in Hang Bai, Hoan Kiem) will be introduced.

**Key words:** Deep excavation, Numerical modeling, adjoined building, Central area of Hanoi

## 1. Đặt vấn đề

Hiện nay các công trình nhà cao tầng có từ 1 đến 3 tầng hầm khá phổ biến tại Hà Nội và các thành phố lớn trong cả nước, được các kỹ sư của chúng ta giải quyết tương đối thành công. Trong các khu vực trung tâm Hà Nội, do quy hoạch và giới hạn chiều cao công trình nên việc tăng cường sử dụng không gian ngầm là một trong những giải pháp để tăng diện tích sử dụng, vì thế ta thường thấy số lượng tầng hầm cho các công trình tại trung tâm thường nhiều, có thể tới 5-6 tầng hầm. Tuy nhiên, đối với những khu vực này ta luôn gặp nhiều vấn đề bất lợi như mật độ các công trình xây chen hiện hữu lớn, lại thêm chịu ảnh hưởng của mực nước ngầm, thi công trong điều kiện chật hẹp... vì thế việc lựa chọn giải pháp ổn định và thi công hầm sâu luôn là một thách thức không nhỏ đối với các kỹ sư. Đối với các công trình này, ngoài các vấn đề kinh nghiệm thiết kế và thi công chưa nhiều do các kỹ sư chưa được thực hành nhiều, đa phần vẫn là kinh nghiệm đưa giải pháp cho từ 1 tới 3 tầng hầm. Để có được một giải pháp hữu hiệu, ít ảnh hưởng nhất tới các công trình hiện hữu xung quanh ta cần hết sức chú ý đến vấn đề an toàn, ổn định hố đào theo từng bước thi công. Điều đó chỉ có thể thành công khi ta cần phân tích lựa chọn mô hình nền đất, các thông số đầu vào và phân tích trường ứng suất và chuyển vị trong đất một cách tỉ mỉ và thận trọng nhất. Không những thế, việc thi công cũng cần phải tuân thủ nghiêm ngặt biện pháp cũng như quy trình hạ thấp mực nước dưới đất. Bài báo sẽ tập trung giới thiệu các bàn luận và phân tích về mô hình tính toán tại một công trình có chiều sâu tầng hầm được xem là một trong những công trình có độ sâu lớn nhất Hà Nội nói riêng và cả nước nói chung tính tới thời điểm hiện tại, tại dự án "Công trình hỗn hợp thương mại văn phòng và nhà ở bán" ở địa điểm số 22-24 Hàng Bài, Quận Hoàn Kiếm. Đây là khu vực trung tâm thủ đô Hà Nội, xung quanh công trình có hàng trăm nhà hiện hữu nằm trong bán kính 50m từ mép hố đào và giáp 2 mặt đường Hàng Bài và Hai Bà Trưng. Phần ngầm công trình được xây dựng trên khu đất rộng khoảng 4072.9m<sup>2</sup> (khoảng 103.9m x 34.56m). Công trình có 6 tầng hầm: cốt sàn tầng hầm 1 là -3.60 m, cốt sàn tầng hầm 2 -9.9m, cốt sàn tầng hầm 3 là -13.1m, cốt sàn tầng hầm 4 là -16.5m, cốt sàn tầng hầm 5 cách mặt đất tự nhiên là -19.8m, cốt sàn tầng hầm 6 là -23.1m, độ sâu lớn nhất của hố đào lên tới -26.2m. Công trình được thi công bằng phương pháp semi top down, sử dụng hệ tường vây bê tông cốt thép dày 1000mm chiều dài 45m kết hợp với hệ sàn chống là sàn bê tông cốt thép của tầng hầm dày 200mm để giữ thành hố đào trong suốt quá trình thi công.

## 2. Cơ sở lựa chọn giải pháp thi công hầm

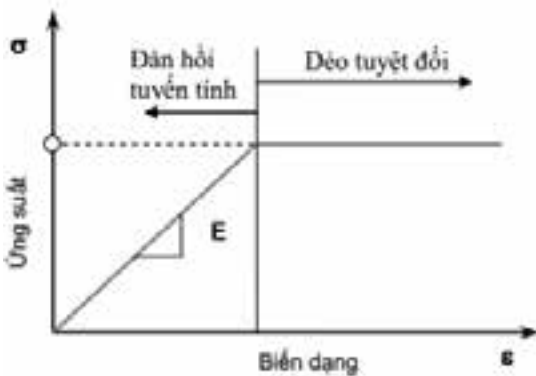
Nhìn chung, các giải pháp thi công tầng hầm thường được lựa chọn trên cơ sở phân tích ưu nhược điểm của 3 phương pháp sau [1].

- Phương pháp thi công từ dưới lên (bottom up)
- Phương pháp thi công từ trên xuống (top down)
- Phương pháp thi công semi top down

Trong đó thi công tầng hầm theo phương pháp semi top down là phương pháp kết hợp của 2 phương pháp từ dưới lên và từ trên xuống sẽ khá phù hợp trong điều kiện thi công chật hẹp tại các khu vực có nhiều công trình lân cận hiện hữu. Theo phương pháp này, phần xung quanh mặt bằng tầng hầm (thường là 1 bước cột) được thi công theo phương pháp từ trên xuống và được thi công trước. Phần còn lại phía trong được thi công theo phương pháp từ dưới lên và được thi công sau. Phần tầng hầm thi công từ trên xuống cùng với tường vây tạo thành hệ kết cấu đủ khả năng chống lại sự dịch chuyển của đất nền xung quanh hố đào, đảm bảo an toàn cho các công trình lân cận. Ưu điểm chính của phương pháp này là đã khắc phục được một số nhược điểm

(1) TS, Giảng viên, khoa Xây dựng, Trường đại học Kiến trúc Hà Nội, Email: <thanhn@hau.edu.vn>

(2) Công ty TNHH Tư vấn Đại học Xây Dựng, Email: <phamducquang1990@gmail.com>

**Hình 1. Hình ảnh thi công hố đào tại 22-24 Hàng Bài****Hình 2. Sự làm việc mô hình Mohr Coulomb**

của phương pháp thi công Top down và Bottom up: thời gian thi công được rút ngắn hơn, an toàn cho các công trình lân cận, khá phù hợp với công trình có từ 03 tầng hầm trở lên, mặt bằng thi công trung bình và lớn. Trong khi đó nhược điểm là yêu cầu máy móc thi công hiện đại, đặc biệt là công tác đào đất. Quá trình thi công không liên tục, toàn khối từ dưới lên trên mà phải chia tách phân đoạn nên khó đảm bảo được kích thước hình học cũng như chất lượng cấu kiện, không an toàn khi chiều sâu hố đào quá lớn. Hệ vắng chống chính là sàn bê tông cốt thép của công trình nên mặt bằng thi công tầng phía dưới chật hẹp, điều kiện làm việc một số khu vực thiếu ánh sáng và không khí. Thực tế tại các dự án đã triển khai tại Hà Nội trong điều kiện nhiều tầng hầm 4-5 tầng hầm thì đa phần là lựa chọn giải pháp sử dụng tường liên tục trong đất kết hợp với hệ thống chống đỡ là chính kết cấu dầm sàn hoặc kết hợp thêm chống để phục vụ thi công hầm. Ta có thể kể tới các công trình đã áp dụng thành công phương án này như Lotte Center, Royal City, Metropolis - 29 Liễu Giai, 56 Nguyễn Chí Thanh, Hanoi Aqua Central - 44 Yên Phụ,... Chính vì có những ưu điểm và đã ứng dụng thành công ở nhiều dự án nêu trên, nên giải pháp thi công semi top down là gợi ý đầu tiên khi ta lựa chọn các biện pháp thi công hầm trong điều kiện hố đào có chiều sâu 20 -30m và với điều kiện địa chất của Hà Nội ta có thể lựa chọn kích thước của tường vây bê tông cốt thép có chiều dày từ 0.8-1.2m và độ sâu từ 30-45m. Đối với các công trình xây dựng trong điều kiện xây chen trong khu trung tâm thành phố Hà Nội nơi tập trung rất

nhều các công trình hiện hữu có tuổi thọ công trình cao, kết cấu yếu, nhiều công trình sử dụng móng nông, chứa đựng nhiều yếu tố rủi ro thì các yêu cầu về khống chế chuyển vị là bắt buộc và ta nên lựa chọn chuyển vị ngang lớn nhất là H/350 (khoảng giữa H/200 ÷ H/500 trong đó H là độ sâu hố đào) nhằm giảm ảnh hưởng tới các công trình lân cận hiện hữu. Để kiểm soát rủi ro cho hố đào, ta thiết lập hệ thống quan trắc biến dạng cho công trình xây dựng bao gồm quan trắc dọc thân tường bằng Inclinomater, quan trắc đỉnh tường vây bằng toàn đạc, quan trắc lún của nền xung quanh hố đào, quan trắc lún và quan trắc nghiêng cho các công trình lân cận để làm cơ sở so sánh đối chiếu với các kết quả tính toán mô hình.

### 3. Mô hình 2D tính toán ổn định hố đào sâu

Việc tính toán thiết kế biện pháp ổn định hố đào sâu trong thi công tầng hầm nhà cao tầng luôn đòi hỏi năng lực và kinh nghiệm của các kỹ sư với việc vận dụng nhiều phương pháp tính toán khác nhau như phân tích tính toán lý thuyết, phương pháp kinh nghiệm / bán kinh nghiệm kết hợp với mô hình tính toán. Theo Strom và Ebeling [5], các phương pháp chính thường được sử dụng để tính toán, phân tích ứng xử của hệ tường chắn, bao gồm:

Phương pháp RIGID (Dầm tựa trên gối cứng): Tường được giả sử như một phần tử đàn hồi liên tục (EI là hằng số) trên các gối đỡ cố định tại các vị trí neo hoặc chống trong đất. Áp lực đất được xác định trước và không phụ thuộc vào chuyển vị của tường. Vì vậy, phương pháp RIGID không xét sự phân bố lại áp lực đất do chuyển vị của tường. Tải trọng đất tác dụng vào tường có thể theo biểu đồ hình thang hoặc phân bố theo biểu đồ hình tam giác thông thường. Đất nền phía trước tường được giả thiết tác dụng lên tường như một gối giả tại điểm có tổng áp lực đất tác dụng vào tường bằng 0 nhằm khống chế chuyển vị của tường.

Phương pháp WINKLER (Dầm tựa trên gối đàn hồi) là phương pháp dầm tựa trên nền đàn hồi. Phương pháp này dựa vào phần tử hữu hạn một chiều đại diện cho hệ thống tường/đất. Tường chắn được xem như phần tử dẻo liên tục có độ cứng EI và được mô hình như những phần tử dầm-cột đàn hồi phi tuyến có độ cứng K, phân bố gần sát nhau để mô hình cho đất nền.

Phương pháp phần tử hữu hạn: Phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) là phương pháp được sử dụng để phân tích

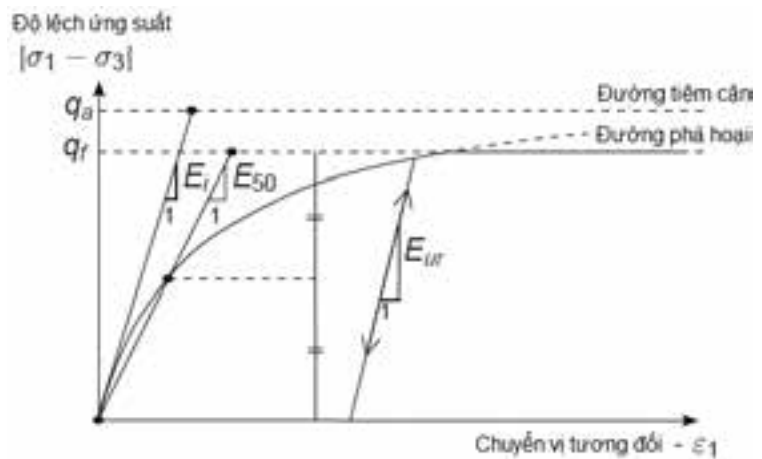
sự tương tác phức tạp, xảy ra giữa đất và kết cấu. Phương pháp FEM cần nhiều thông số đầu vào để đạt được ứng xử chính xác của đất lên bề mặt kết cấu. Loại phân tích này gọi là phân tích tương tác đất-kết cấu (SSI). Trong phân tích FEM SSI, đất và tường được mô hình như là các phần tử hữu hạn tuân theo quan hệ giữa ứng suất và biến dạng phù hợp. SSI có thể sử dụng để mô hình quá trình thi công thực tế. Các giai đoạn thi công trong suốt quá trình phân tích được mô hình gia tăng dần ứng với các bước thi công. Quá trình này để mô phỏng ứng xử ứng suất-biến dạng xảy ra trong mỗi chu kỳ tác dụng tải.

Một đặc điểm quan trọng nữa của phân tích FEM SSI là nó cho phép phân tích được ứng xử giữa đất và kết cấu bằng cách sử dụng phần tử tiếp xúc. Đặc điểm này cho phép tính toán chính xác áp lực và ứng suất tiếp tác dụng vào kết cấu tường chắn. Không giống như các phương pháp cân bằng giới hạn thông thường, phương pháp SSI không yêu cầu xác định trước biểu đồ áp lực đất tác dụng vào kết cấu nhưng cho phép tính chuyển vị dựa vào sự tương tác giữa đất-kết cấu trong suốt quá trình thi công. Sau đây, ta sẽ phân tích 2 mô hình thông dụng nhất là mô hình Mohr Coulomb và Hardening Soil thường được sử dụng trong tính toán phân tích hố đào.

### 3.1. Mô hình Mohr – Coulomb

Mô hình Mohr-Coulomb (MC) là một mô hình đàn hồi - thuần dẻo, biến dạng và tốc độ biến dạng được phân tích thành hai thành phần: phần đàn hồi ( $\epsilon_e$ ) và phần thuần dẻo ( $\epsilon_p$ ). Định luật Hooke được sử dụng để thể hiện mối quan hệ giữa gia tăng ứng suất và biến dạng. Khi trạng thái đất đã vượt ra giai đoạn làm việc đàn hồi này thì xem như đất bị phá hoại hoàn toàn, tức là biến dạng phát triển lớn đến vô cùng trong khi ứng suất không tăng [4].

Mô hình này biểu thị trạng thái ứng suất phẳng của một điểm, vòng tròn ứng suất của điểm đó chưa vượt ra khỏi



Hình 3. Sự làm việc mô hình Hardening Soil

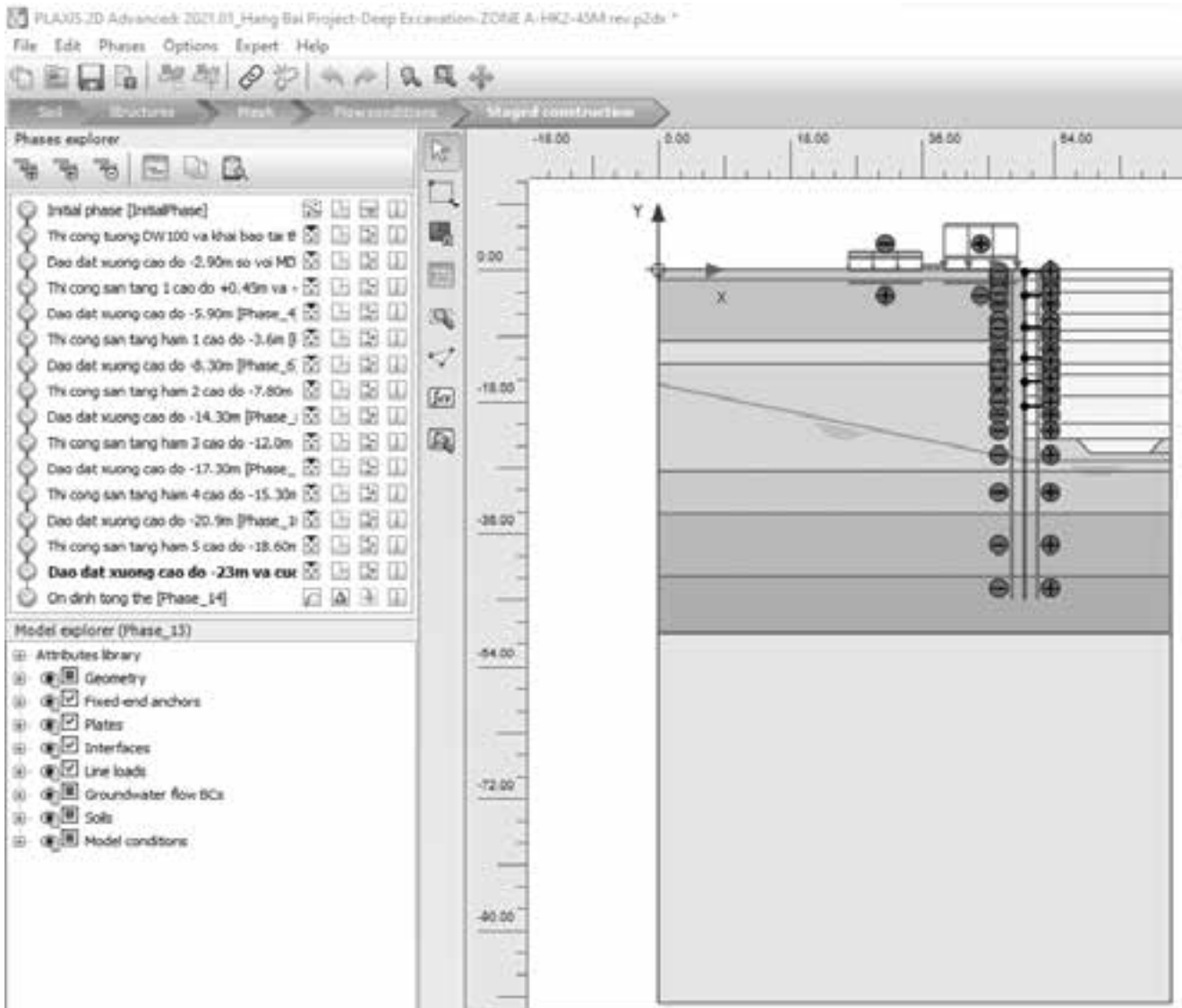
đường bao phá hoại thì vật làm việc đàn hồi [2]. Sự phá hủy của vật liệu chỉ xuất hiện khi vòng tròn ứng suất tại một điểm bất kỳ trong vật liệu tiếp tuyến với đường bao phá hoại. Trong không gian ứng suất, mặt phá hoại MC phát triển tới vô cùng, và bất kì điểm nào có trạng thái ứng suất nằm trong không gian này thì theo tiêu chuẩn phá hoại tương ứng sẽ làm việc đàn hồi (Hình 2). Các tham số cho mô hình nền MC gồm các thông số chính sau:  $E_{ref}$  Mô đun Young;  $E_{oed}$  Mô đun tiếp tuyến lấy từ thí nghiệm nén 1 trục;  $c$  Lực dính hữu hiệu;  $\varphi$ : Góc ma sát trong;  $s_u$  ( $c_u$ ): Sức kháng cắt không thoát nước;  $\psi$  Góc giãn nở;  $\mu$  Hệ số Poisson.

### 3.2. Mô hình Hardening Soil

Đây là mô hình đất hyperbol nâng cao được xây dựng trong khuôn khổ của độ dẻo cứng. Sự khác biệt chính với mô hình MC là cách tiếp cận độ cứng của nền đất (Hình 3). Ứng xử của đất là ứng xử không phục hồi được, có hiện tượng chảy dẻo và giãn nở khi chịu trượt. Đây là mô hình số

Bảng 1. Thông số các lớp đất khi sử dụng HSM và MC

Thông số	Kí hiệu	1. Đất lấp	2.Sét pha đẻo mềm	3.Sét pha đẻo mềm	4.Sét pha đẻo mềm	5.Cát pha đẻo	6.Cát vừa chất vừa	7.Sỏi cuội chặt	8.Sỏi sạn rất chặt	Đơn vị
Mô hình nền	Mô hình	HSM	HSM	HSM	HSM	MC	MC	MC	MC	-
Loại ứng xử	Loại	Thoát nước	Không t n	Không t n	Không t n	Thoát nước	Thoát nước	Thoát nước	Thoát nước	-
Dung trọng tự nhiên	$\gamma_{nat}$	18.0	18.0	17.9	17.5	18.2	18.0	18.0	18.0	kN/m <sup>3</sup>
Dung trọng bão hòa	$\gamma_{sat}$	18.5	18.1	18.2	17.7	19.8	18.5	18.5	18.5	kN/m <sup>3</sup>
Hệ số thấm phương x	$k_x$	0.001	0.001	0.001	0.001	0.864	0.864	0.864	0.864	m/d
Hệ số thấm phương y	$k_y$	0.001	0.001	0.001	0.001	0.864	0.864	0.864	0.864	m/d
Mô đun Young	$E_{50}^{ref}$	10000	9375	13125	15000	32000	54000	100000	100000	kN/m <sup>2</sup>
Mô đun Oedometer	$E_{oed}^{ref}$	10000	9375	13125	15000	-	-	-	-	m/d
Mô đun đàn hồi	$E_{1ur}^{ref}$	30000	28125	39375	45000	-	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
Hệ số mũ	$m$	0.5	0.7	0.72	0.72	0.5	0.5	0.5	0.5	-
Hệ số Poisson	$\nu$	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	-
Ứng suất tham chiếu	$P_{ref}$	100	100	100	100	100	100	100	100	kN/m <sup>2</sup>
Lực dính	$c$	10.0	31.25	37.5	37.5	1.0	1.0	1.0	1.0	kN/m <sup>2</sup>
Góc ma sát trong	$\varphi$	15	7.26	16.1	17.39	30	33	35	35	°
Góc trương nở	$\Psi$	0	0	0	0	0	3	5	5	°
Hệ số tiếp xúc	$R_{inter}$	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	-
$K_0^{nc}$	$K_0=1-sin\varphi$	0.741	0.874	0.723	0.701	0.500	0.455	0.426	0.426	-



Hình 4. Mô hình 2D với từng bước đào thi công

cho phép mô tả ứng xử không đàn hồi phức tạp và các điều kiện tiếp xúc khác nhau, ứng với các điều kiện địa chất và các đặc tính khác nhau của đất. Hardening Soil (HSM) là mô hình đa mặt dẻo, cụ thể là đó là một mô hình hai mặt dẻo kết hợp, mặt dẻo trượt và mặt dẻo hình chóp mũ. Sự tăng bền phụ thuộc vào cả biến dạng dẻo và biến dạng thể tích. Khác với mô hình đàn hồi dẻo lý tưởng, mặt chảy dẻo của mô hình HSM không cố định trong không gian ứng suất chính mà nó giãn ra do biến dạng dẻo. Có thể phân ra thành hai loại tăng bền là tăng bền trượt và tăng bền nén. Tầng bền trượt được dùng để mô phỏng biến dạng không phục hồi do ứng suất lệch gây ra được đặc trưng bởi mô đun biến dạng trong thí nghiệm ba trục và được mô hình bằng mặt dẻo trượt. Trong khi đó tầng bền nén được dùng để mô phỏng biến dạng không phục hồi do ứng suất nén đẳng hướng gây ra được đặc trưng bởi mô đun biến dạng trong thí nghiệm nén Oedometer và được mô hình bằng mặt dẻo hình chóp mũ [3]. Mặt dẻo trượt sử dụng quy luật chảy dẻo không tích hợp và mặt dẻo chóp mũ sử dụng quy luật chảy dẻo tích hợp [2]; [4]. Trong mô hình HSM, không phải chỉ có một độ cứng như các mô hình MC mà nó có xét đến độ cứng của lần đầu chất tải, sự khác nhau giữa độ cứng dỡ tải và tái chất tải. Các thông

số đầu vào của mô hình HSM bao gồm c: lực dính (có hiệu),  $\phi$ : góc ma sát trong;  $\psi$ : góc trương nở. Các thông số cơ bản cho độ cứng của đất:

$E_{50}^{ref}$ : độ cứng cát tuyến trong thí nghiệm ba trục;

$E_{oed}^{ref}$ : độ cứng tiếp tuyến trong thí nghiệm oedometer;

m: số mũ biểu thị quan hệ ứng suất - độ cứng;

$E_{ur}^{ref}$ : độ cứng dỡ tải/ chất tải (mặc định  $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$ );

$p^{ref}$ : ứng suất chọn để tính độ cứng (mặc định  $p^{ref} = 100$  kPa);

$K_0^{nc}$ : giá trị trong nén cố kết thường (mặc định  $K_0^{nc} \approx 1 - \sin \phi$ );

### 3.3. Khảo sát mô hình 2D cho dự án 22-24 Hàng Bài

Để thực hiện tính toán hố đào sâu ta thực hiện mô hình theo từng bước thi công đào trình tự thi công chia làm 7 bước kết hợp với thi công 7 hệ kết cấu chống ngang ở 6 cao độ để chắn giữ thành hố đào (Hình 4): (i) Đào đất từ cốt  $\pm 0.00m$  đến cốt  $-2.9m$ , bước đào  $2.90m$ , thi công sàn tầng 1 tại cao độ  $+0.45m$  (ngoài nhà) và  $+0.30m$  (trong nhà); (ii) Đào đất từ cốt  $-2.90m$  đến cốt  $-5.90m$ , bước đào  $3.0m$ , thi công sàn hầm 1 tại cao độ  $-3.60m$ ; (iii) Đào đất từ cốt  $-5.90m$  đến

**Bảng 2: Thông số cơ lý của các lớp đất khi sử dụng MC**

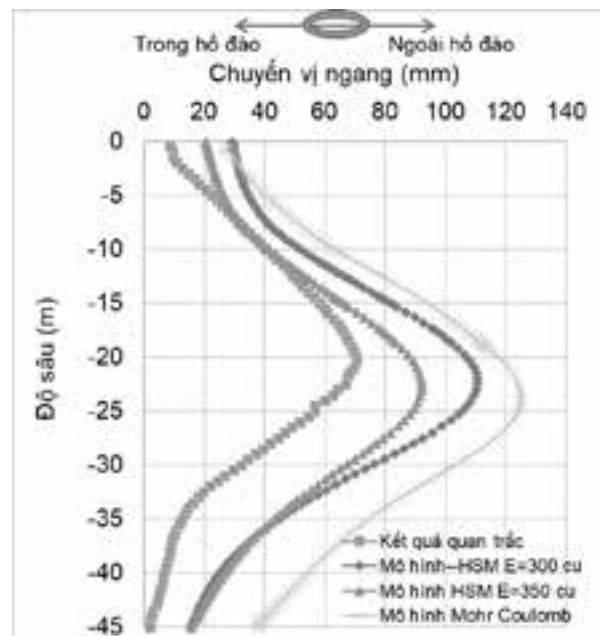
Thông số	Kí hiệu	1 Đất lấp	2 Sét pha dẻo mềm	3 Sét pha dẻo mềm	4 Sét pha dẻo mềm	5 Cát pha dẻo	6 Cát vừa chặt vừa	7 Sỏi cuội chặt	8 Sỏi sạn rất chặt	Đơn vị
Mô hình nền	Mô hình	MC	MC	MC	MC	MC	MC	MC	MC	-
Loại ứng xử	Loại	Thoát nước	Không t.n	Không t.n	Không t.n	Thoát nước	Thoát nước	Thoát nước	Thoát nước	-
Dung trọng tự nhiên	$\gamma_{nat}$	18.0	18.0	17.9	17.5	18.2	18.0	18.0	18.0	kN/m <sup>3</sup>
Dung trọng bão hòa	$\gamma_{sat}$	18.5	18.1	18.2	17.7	19.8	18.5	18.5	18.5	kN/m <sup>3</sup>
Hệ số thấm phương x	$k_x$	0.001	0.001	0.001	0.001	0.864	0.864	0.864	0.864	m/d
Hệ số thấm phương y	$k_y$	0.001	0.001	0.001	0.001	0.864	0.864	0.864	0.864	m/d
Mô đun Young	E	10000	9375	13125	15000	32000	54000	100000	100000	kN/m <sup>2</sup>
Hệ số Poisson	$\nu$	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	-
Lực dính	c	10	31.25	37.5	37.5	1	1	1	1	kN/m <sup>2</sup>
Góc ma sát trong	$\phi$	15	7.26	16.1	17.39	30	33	35	35	o
Góc trương nở	$\psi$	0	0	0	0	0	3	5	5	o
Hệ số tiếp xúc	$R_{inter}$	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	-

cốt -10.40m, bước đào 4.5m, thi công sàn hầm 2 tại cao độ -9.90m; (iv) Đào đất từ cốt -10.40m đến cốt -13.60m, bước đào 3.2m, thi công sàn hầm 3 tại cao độ -13.10m; (v) Đào đất từ cốt -13.60m đến cốt -17.00m, bước đào 3.4m, thi công sàn tầng hầm 4 cao độ -16.50m; (vi) Đào đất từ cao độ -17.00m đến cao độ -22.10m, bước đào 5.1m, thi công sàn tầng hầm 5 cao độ -19.80m; (vii) Đào đất từ cao độ -22.10m đến cao độ -24.20m và cục bộ đến đáy đài 26.20m, bước đào 4.1m, thi công sàn tầng hầm 6 cao độ -23.10m khi thi công đào đất xong, tiến hành thi công kết cấu đài giằng, sàn tầng hầm 6 và đài thang máy; Sử dụng phần mềm Plaxis 2D 2020, ta sẽ khảo sát bài toán với mô hình đất nền là MC và HSM để đánh giá trường ứng suất – biến dạng trong đất.

Mô hình tường và mô hình sàn chống được sử dụng với mô hình đàn hồi tuyến tính. Phần tử tiếp xúc được sử dụng với giả định  $R_{inter} = 0,85$  (tương ứng đất / bê tông). Các tải công trình lân cận được mô hình đầy đủ tùy thuộc vào số tầng, kích thước và mật độ, với công trình này ta sử dụng các loại tải xung quanh hố đào lần lượt là 50 kPa (tải trọng do các công trình lân cận 4-5 tầng) và 20 kPa (hoạt tải thi công). Mức nước ngầm trong khảo sát là -16m và được giả thuyết sẽ được hạ thấp theo từng bước thi công bước đào. Để khảo sát ảnh hưởng của việc lựa chọn mô hình nền đất và các thông số địa kỹ thuật ta thực hiện mô hình với giả thuyết các lớp đất phía trên trong phạm vi hố đào (ngoại trừ lớp đất lấp phía trên) được sử dụng với mô hình HSM hoặc dùng mô hình MC. Với mô hình Hardening Soil ta lại lựa chọn mô hình đất nền không thoát nước với các giá trị  $E_{50}$  lần lượt nhận giá trị là  $300c_u$  và  $350c_u$  (cu là lực dính không thoát nước của đất). Thông số chỉ tiêu cơ lý của đất nền theo mô hình HSM được thể hiện ở bảng 1 và MC được thể hiện ở bảng 2.

**4. So sánh kết quả tính toán từ mô hình 2D với kết quả quan trắc**

Kết quả tính toán phân tích từ mô hình cho phép ta so sánh với kết quả chuyển vị ngang của tường vây theo từng bước đào từ kết quả quan trắc từ inclinometer (thí nghiệm cho phép đo chuyển vị của tường vây). Các kết quả thu được cho thấy chuyển vị ngang của tường vây khi tính toán phân tích sử dụng mô hình HS và mô hình MC đều cho dạng chuyển vị cơ bản phù hợp với dạng chuyển vị từ kết quả quan trắc, tuy vị trí đạt giá trị lớn nhất chuyển vị của tường vây có sự khác biệt về vị trí và giá trị khi so sánh tính toán từ mô hình và kết quả quan trắc. Tuy nhiên, điều này có thể



**Hình 5. Biểu đồ chuyển vị ngang của tường vây ở bước đào lớn nhất**

giải thích là ta đang xét bài toán là bài toán phẳng 2D (Hình 5). Theo kết quả phân tích này ta thấy rằng khi sử dụng mô hình HSM với giả thuyết  $E_{50} = 350c_u$  thì kết quả chuyển vị tường vây là sát nhất với kết quả quan trắc. Trong khi đó kết quả từ mô hình MC thì cho ta kết quả khác biệt lớn hơn. Vấn đề này có thể được hiểu là do mô hình HSM có kể đến quá trình dỡ tải, quan hệ ứng suất – biến dạng là quan hệ phi tuyến, đường hyperbol nên khá phù hợp với các bước đào. Điều này cũng khá phù hợp với nhiều nghiên cứu của các nhà khoa học khác là khi sử dụng tường vây và phương án Semi top-down, thì chuyển vị ngang của tường vây khi quan trắc thường nhỏ hơn các giá trị dự tính từ tính toán lý thuyết hoặc mô hình hóa. Lý giải về sự khác biệt này có thể do một số nguyên nhân sau: (i) độ cứng của kết cấu chống đỡ thực tế lớn hơn độ cứng trong mô hình; (ii) các lớp đất lấp ở trên đã được cố kết, có cường độ và mô đun biến dạng lớn hơn so với các thông số trong mô hình; (iii) nền đất ở khu vực chân tường vây có độ cứng lớn hơn nhiều so với các thông số; (iv)

do chưa kể tới ảnh hưởng của các cọc hiện hữu đã thi công trước; (v) điều kiện mực nước dưới đất ở thời điểm thi công không quá bất lợi như trong mô hình tính toán.

Một vấn đề khác mà ta quan tâm là lún bề mặt trong tính toán mô hình 2D là 5.0 cm, chuyển vị này có xu hướng tăng dần khi đi ra xa hố đào trong phạm vi 30m. Các quan trắc lún bề mặt và lún công trình lân cận cho thấy giá trị lún lớn nhất là 4.0 cm. Hệ số ổn định tổng thể từ tính toán  $M_{sf} = 1.68 > 1.5$  nên hố đào được xem là ổn định và phù hợp với yêu cầu của dự án.

### 5. Kết luận

Với các hố đào có độ sâu rất lớn lên tới 6 tầng hầm trong điều kiện xây chen tại trung tâm thành phố Hà Nội có mặt bằng xây dựng thường không quá lớn, xung quanh lại nhiều các công trình thấp tầng được xây dựng từ lâu, có kết cấu yếu thì phương án semi top-down là một trong những gợi ý tốt về giải pháp thi công hầm sâu.

Kết quả khảo sát bằng mô hình hóa trong Plaxis 2D để tính toán ổn định hố đào sâu tại dự án 22-24 Hàng Bài cho kết quả chuyển vị ngang của tường vây cơ bản phù hợp với các kết quả quan trắc trên công trường nhất là khi sử dụng

mô hình Hardening Model và đặc biệt là khi ta sử dụng mô đun  $E_{50} = 350 c_u / I$ .

### Tài liệu tham khảo

1. Nguyễn Bá Kế (2012), *Thiết kế và thi công hố móng sâu. Nhà xuất bản xây dựng*
2. Brinkgreve R. B. J. (2005), *Selection of Soil Models and Parameters for Geotechnical Engineering Application, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE;*
3. Janbu N., (1963) *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In: Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden; 1963. p. 19-25;*
4. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. and Brinkgreve R. B. J. (1999), *Hardening Soil Model: Formulation and Verification, Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam, pp. 281-290;*
5. Strom, R. W., Ebeling, R. M. (2001) *State of the practice in the design of tall, stiff, and flexible tieback retaining walls. Technical Report ERDC/ITL TR-01-1, U.S. Army Corps of Engineers.*

## Thiết kế phương án quan trắc độ lún các nhà máy điện gió...

(tiếp theo trang 18)

Trụ WT-23								
Tên điểm	Chu kỳ 1		Chu kỳ 2		Chu kỳ 3		Chu kỳ 4	
	11-07-2021		12-09-2021		07-12-2021		18-02-2022	
	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)	Độ cao (m)	Độ lún (mm)
MWT23-1	3,43091	0,00	3,42939	-1,52	3,42878	-2,13	3,42833	-2,58
MWT23-2	3,43097	0,00	3,42940	-1,57	3,42860	-2,37	3,42863	-2,34
MWT23-3	3,43547	0,00	3,43443	-1,04	3,43241	-3,06	3,43254	-2,93
MWT23-4	3,45085	0,00	3,44957	-1,28	3,44772	-3,13	3,44652	-4,33

- Trong 1 trụ độ lún lệch nhỏ dao động nhiều nhất là khoảng 3mm.

Tuy nhiên từ khi vận hành đến giờ mới được 06 tháng nên khả năng chưa đánh giá hết được giá trị độ lún tổng thể nên cần phải quan trắc thêm theo đúng đề cương và quy trình bảo trì theo thiết kế.

### 4. Kết luận

Đối với các công trình điện gió thì công tác quan trắc độ lún trong quá trình vận hành là yêu cầu bắt buộc, thời gian quan trắc ít nhất là 5 năm (Tham khảo quy định bảo trì của một số nhà máy).

Hệ thống mốc chuẩn nên được xây dựng theo mật độ ít nhất 03 mốc trên 1 cụm, khoảng cách tối đa từ mốc chuẩn đến trụ quan trắc xa nhất là 300 để đảm bảo độ chính xác quan trắc cấp 2 theo TCVN 9360:2012.

Hệ thống mốc quan trắc được gắn mỗi trụ 04 mốc theo đúng hướng Đông, Tây, Nam, Bắc sẽ dễ dàng cho việc đánh giá và tính toán độ nghiêng nếu có.

Do đặc điểm của công trình điện gió nên hệ thống mốc chuẩn nhiều khi phải xây dựng rất nhiều dẫn đến tốn kém về mặt kinh tế, vì vậy tùy thuộc vào từng dự án, từng mặt bằng vị trí các trụ tua bin mà thiết kế, bố trí hệ thống mốc chuẩn cho hợp lý nhất./

### Tài liệu tham khảo

1. Bài giảng quan trắc công trình xây dựng theo phương pháp Trắc địa, Nhà xuất bản xây dựng, 2016
2. TCVN 9398: 2012 “ Công tác trắc địa trong xây dựng – Yêu cầu chung”
3. TCVN 9360:2012 “Quy trình kỹ thuật quan trắc lún nhà và công trình công nghiệp bằng phương pháp đo cao hình học
4. <https://tapchicongthuong.vn/bai-viet/dien-gio-tai-viet-nam-nhan-dien-thach-thuc-va-de-xuat-giai-phap-phat-trien-86192.htm>
5. [http://gizenergy.org.vn/media/app/media/Bao%20cao%20nghien%20cuu/Status\\_of\\_wind\\_power\\_development\\_and\\_financing\\_of\\_these\\_projects\\_in\\_Vietnam\\_VN\\_09042012.pdf](http://gizenergy.org.vn/media/app/media/Bao%20cao%20nghien%20cuu/Status_of_wind_power_development_and_financing_of_these_projects_in_Vietnam_VN_09042012.pdf)
6. <http://www.hacomholdings.vn/vi/du-an/nha-may-dien-gio-hoa-binh-5-giai-doan-1>