

Nghiên cứu ảnh hưởng mô hình ứng xử của vật liệu đến kết quả tính toán và phân tích ổn định mái dốc đứng gia cố bằng công nghệ đinh đất (soil nail)

■ TS. ĐÀO PHÚC LÂM

Trường Đại học Công nghệ giao thông vận tải

■ PHẠM THỊ NHÀN; PHẠM VĂN TUẤN; TS. BÙI VĂN ĐỨC

Trường Đại học Mở - Địa chất

■ ThS. NCS. NGUYỄN THỊ DỊU

Trường Đại học Giao thông vận tải

■ ThS. HOÀNG VĂN MẠNH

Sở Giao thông vận tải tỉnh Bắc Kạn

■ KS. TÀO VĂN NGÂN

Công ty Cổ phần Xây dựng FUCONS

TÓM TẮT: Bài báo trình bày ảnh hưởng của một số mô hình vật liệu phổ biến được tích hợp trong phần mềm số, bao gồm mô hình đàn hồi tuyến tính Mohr-Coulomb, mô hình tăng bền Hardening Soil và mô hình biến dạng nhỏ (HS small) đến kết quả tính toán và phân tích ổn định mái dốc đứng gia cố bằng công nghệ đinh đất. Kết quả nghiên cứu cho thấy, việc lựa chọn mô hình vật liệu số có ảnh hưởng không đáng kể đến hệ số ổn định tổng thể và lực kháng nhổ tính toán của đinh đất. Tuy nhiên, giá trị chuyển vị ngang của mái ta-luy và chuyển vị đứng của đất nền đường chân mái ta-luy phụ thuộc đáng kể vào việc lựa chọn mô hình vật liệu và khối lượng đào bóc đất mái ta-luy, trong đó giá trị chuyển vị lớn nhất nhận được từ mô hình MC và nhỏ nhất khi sử dụng mô hình HS small.

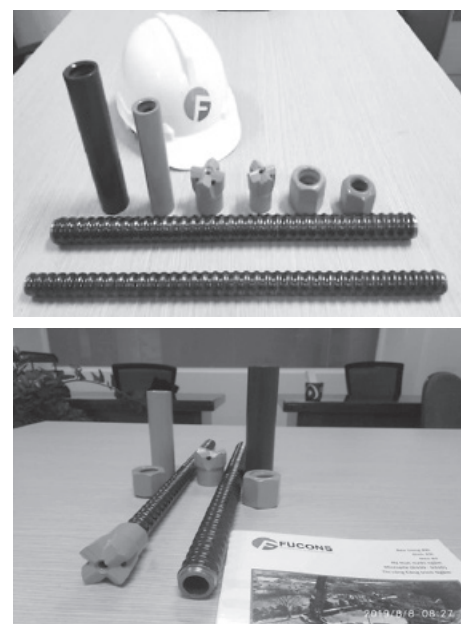
TỪ KHÓA: Ổn định mái dốc, neo ống rỗng, đinh đất, mô hình vật liệu số, Plaxis 2D.

ABSTRACT: The paper presents a case study on the evaluation of the effects of soil material models including MC, HS and HSS on the performances of steep slope reinforced by soil nail technique. The computation results indicate that the use of both conventional model and advanced models has trivial impact on the estimating magnitude of overall factor of safety. However, the use of conventional model, MC model for example, could lead to more strikingly estimate the magnitude of base heave than the advanced ones. Similarly, the horizontal displacement obtained from the conventional model is larger than that from two advanced models.

KEYWORDS: Slope stability, hollow threaded bar, soil nails, numerical material models, Plaxis 2D.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Nằm trong nhóm phương pháp kỹ thuật đất có cốt, công nghệ “đinh đất” hay còn gọi “neo ống rỗng” được nghiên cứu từ đầu thập niên 60 của thế kỷ 20 tại châu Âu (Byrne et al., 1996; Shaw-Shong, 2005). Cho đến nay, công nghệ đinh đất đã được sử dụng rộng rãi ở các nước châu Âu và nhiều nước châu Á trong các hạng mục công trình như gia cố mái ta-luy, mái hố móng công trình; trong đó đinh đất thường được sử dụng như là một kết cấu chống giữ tạm thời, thậm chí tại khá nhiều các ta-luy mái dốc trong những công trình giao thông thì đinh đất đã và đang được sử dụng như một loại kết cấu chống vĩnh cửu (C. Lazarte & Baecher, 2003). Thành phần chính của công nghệ đinh đất gồm: ống rỗng kim loại, vữa xi măng, kết cấu mặt tường bê tông phun ((Byrne et al., 1996)).



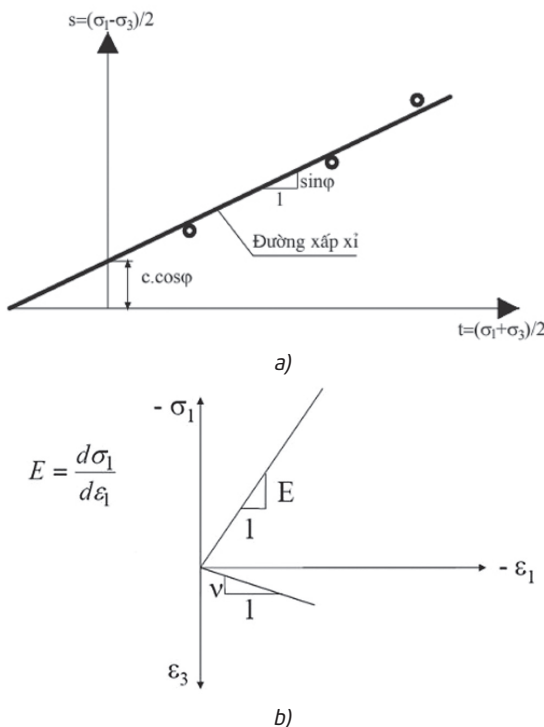
Hình 1.1: Neo ống rỗng (đinh đất) và phụ kiện (<http://fucons.com.vn/>)

Trong lĩnh vực nghiên cứu ứng xử của mái dốc gia cố bằng cốt đất thì phương pháp số thường được sử dụng để đánh giá tương tác giữa đất và kết cấu đất cũng như đánh giá ứng xử của khối đất gia cố (Singh & Sivakumar Babu, 2010; Sivakumar Babu et al., 2002), trong đó mô hình Mohr-Coulomb (Kim et al., 1997; Zhang et al., 1999), tiếp đến là mô hình tăng bền HS (Hardening Soil) đã được đưa vào sử dụng. Một số kết quả nghiên cứu bước đầu cho thấy ứng xử của khối đất gia cố phụ thuộc đáng kể vào việc lựa chọn mô hình vật liệu. Bên cạnh đó, theo (R. Brinkgreve et al., 2006), độ cứng của đất ở trạng thái biến dạng nhỏ đóng vai trò quan trọng đến ứng xử của khối đất khi dỡ tải. Tuy nhiên, nghiên cứu ứng xử mái dốc gia cố bằng đĩnh đất sử dụng mô hình mô tả ứng xử vật liệu trạng thái biến dạng nhỏ còn tương đối hạn chế. Để làm sáng tỏ ảnh hưởng của mô hình ứng xử vật liệu đến ứng xử của mái dốc gia cố bằng công nghệ đĩnh đất, bài báo sử dụng một số mô hình vật liệu phổ biến như MC, HS và HS small tích hợp trong phần mềm địa kỹ thuật Plaxis 2D.

2. MỘT SỐ MÔ HÌNH VẬT LIỆU SỐ

2.1. Mô hình đàn hồi dẻo Mohr-Coulomb (MC model)

Mô hình MC được xây dựng dựa trên định luật Hook kết hợp với tiêu chuẩn phá hoại Mohr-Coulomb để mô tả và tính toán gần đúng các ứng xử (quan hệ ứng suất-biến dạng) của đất ở giai đoạn đầu. Trong mô hình MC, mối quan hệ giữa ứng suất và tốc độ biến dạng được phân tích thành hai thành phần: phần đàn hồi và phần thuần dẻo. Mô hình MC gồm 5 thông số cơ bản: mô-đun đàn hồi E, hệ số Poisson ν , lực dính của đất c, góc ma sát trong φ và góc nở của đất ψ .



Hình 2.1: Xác định các tham số trong mô hình MC

Ngoài ra, mô-đun đàn hồi E có thể xác định từ kết quả thí nghiệm SPT và CPT như sau:

Bảng 2.1. Xác định mô-đun đàn hồi E từ thí nghiệm SPT và CPT

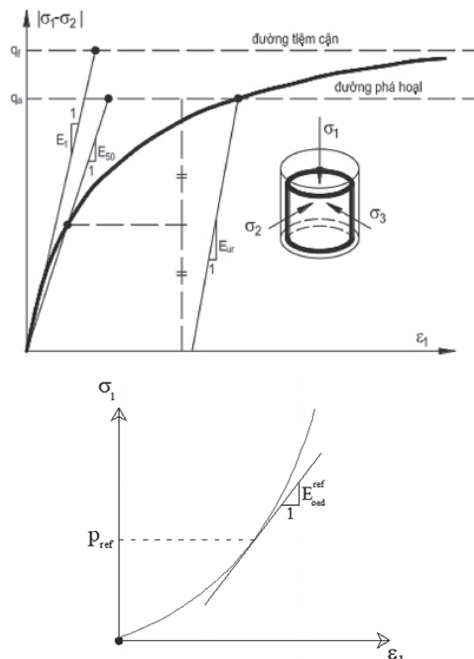
Phân loại đất	Thí nghiệm SPT	Thí nghiệm CPT
Cát cứng kết thường	$E_s = 500(N + 15)$ $E_s = 7000\sqrt{(N)}$ $E_s = 6000N$ $E_s = (1500 - 22000) \ln N$	$E_s = (2 - 4)q_c$ $E_s = 8000q_c$ $E_s = 1.2(3D_s^2 + 2)q_c$ $E_s = (1 + D_s^2)q_c$
Cát bão hòa	$E_s = 250(N + 15)$	$E_s = Fq_c$ $e = 1.0, F = 3.5$ $e = 0.6, F = 7.0$
Cát quá cứng kết	$E_{s(OCR)} = E_s, nc\sqrt{OCR}$	$E_s = (6 - 30)q_c$
Sét pha cát	$E_s = 320(N + 15)$	$E_s = (3 - 6)q_c$
Bùn, cát bùn, bùn sét	$E_s = 300(N + 6)$	$E_s = (1 - 2)q_c$
Sét yếu hay bùn sét	$E_s = 300(N + 6)$	$E_s = (3 - 8)q_c$

Giá trị hệ số poisson của sét quá cứng kết nện:

$$\nu = 0,25 + 0,00225(PI) \tag{1}$$

2.2. Mô hình tăng bền Hardening Soil (HS model)

Để khắc phục được một trong những hạn chế của lý thuyết đàn hồi dẻo cổ điển là không mô phỏng được ứng xử đàn hồi dẻo của đất nền, Schanz và cộng sự đã cải tiến và phát triển mô hình tăng bền Hardening Soil (R. B. Brinkgreve, 2005), theo đó ứng xử của đất theo đường cong hyperbol gồm hai phần: phần đàn hồi và phần dẻo, trong đó phần đàn hồi sử dụng hai mô-đun độ cứng là mô-đun cát tuyến E_{50}^{ref} và mô-đun gia tải E_{ur}^{ref} , còn phần dẻo tuân theo quy luật chảy phi tuyến và tiêu chuẩn tái bền đẳng hướng. Một số nghiên cứu cho thấy rằng, trong giai đoạn ứng suất dỡ tải và gia tải lại, quan hệ độ lệch ứng suất và biến dạng dọc trục vẫn có dạng hyperbolic với giá trị của mô-đun cát tuyến E_{50}^{ref} lớn hơn trong thí nghiệm nén ba trục thông thường (không dỡ tải và chất tải).



a) - E50 và Eur trong thí nghiệm nén ba trục thoát nước;

b) - E₅₀^{ref} trong thí nghiệm nén một trục

Hình 2.2: Xác định độ cứng trong mô hình HS

Các tham số chính trong mô hình HS bao gồm:

- Tham số về cường độ: Góc ma sát trong, góc lệch, lực dính kết;

- Tham số về độ cứng: E_{50}^{ref} , E_{ur}^{ref}

- Tham số mũ m thể hiện sự phụ thuộc của độ cứng vào trạng thái ứng suất của đất nền, theo (Von Soos, 1990) giá trị của m nằm trong khoảng (0 - 1).

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cot g\varphi - \sigma'_3}{c \cot g\varphi + p^{ref}} \right)^m \quad (2)$$

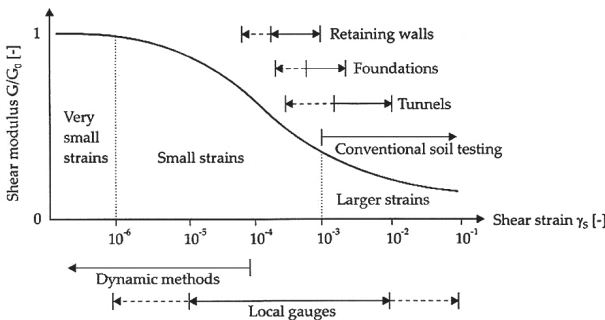
$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cot g\varphi - \sigma'_3}{c \cot g\varphi + p^{ref}} \right)^m \quad (3)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cot g\varphi - \sigma'_3}{c \cot g\varphi + p^{ref}} \right)^m \quad (4)$$

2.3. Mô hình biến dạng nhỏ (HSS model)

(Benz, 2007) đã thực hiện một số hiệu chỉnh trong mô hình HS để xem xét ảnh hưởng của việc tăng độ cứng của vật liệu ở trạng thái biến dạng nhỏ, theo đó để xét tới ảnh hưởng của tốc độ tăng độ cứng phi tuyến ở trạng thái biến dạng nhỏ thì mô hình biến dạng nhỏ được phát triển và đưa thêm hai hệ số mô-đun cắt ban đầu ở trạng thái biến dạng nhỏ G_0 (MPa) và biến dạng (trượt) cắt: γ , trong đó $\gamma = 10^{-6} - 10^{-3}$.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5)$$



Ghi chú: Shear modulus: Mô-đun cắt; Shear strain: Biến dạng trượt; Larger strain: Biến dạng lớn; Small strain: Biến dạng nhỏ; Very small strain: Biến dạng rất nhỏ; Conventional soil testing: Thí nghiệm đất truyền thống; Tunnels: Công trình ngầm; Foundations: Nền móng; Retaining walls: Tường chắn

Hình 2.3: Giá trị biến dạng cắt γ cho một số bài toán địa kỹ thuật (Viggiani & Atkinson, 1995)

Thông thường, giá trị biến dạng cắt γ được xác định tại thời điểm giá trị mô-đun cắt $G = 0,7 G_0$.

3. THÔNG SỐ VẬT LIỆU VÀ ĐIỀU KIỆN BIÊN MÔ HÌNH

3.1. Xây dựng thông số gia cố mái dốc

Một số thông số cơ bản của vật liệu đất sử dụng trong bài báo được xác định trong Phòng Thí nghiệm và Kiểm định chất lượng công trình Lab XD1679 Thanh Trì - Hà Nội, các thông số khác được tính toán thông qua các công thức kinh nghiệm với loại đất có tính chất và chỉ số thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT tương tự và tham khảo từ các công trình nghiên cứu khác về biến dạng nhỏ (Xuan et al., 2009), giá trị cụ thể của các thông số vật liệu như sau:

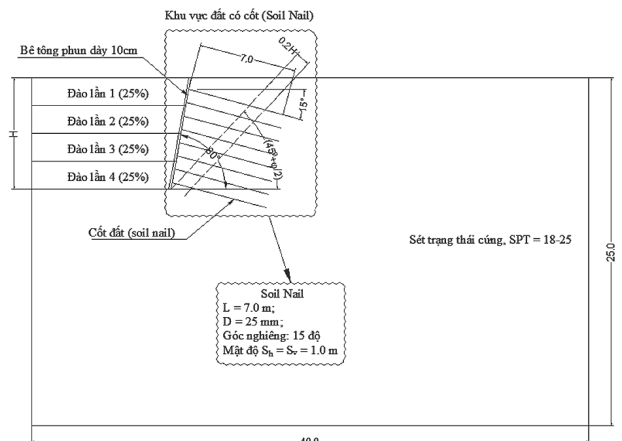
Bảng 3.1. Thông số địa kỹ thuật của vật liệu

Thông số	Mô hình mô phỏng ứng xử vật liệu			Đơn vị
	MC	HS	HSS	
Lực dính kết	17,0	17,0	17,0	kN/m ²
Góc ma sát trong	16,5	16,5	16,5	Độ
Góc lệch	0	0	0	Độ
Khối lượng thể tích	18,5	18,5	18,5	kN/m ³
Mô-đun đàn hồi, E	2,2E4	-	-	kN/m ²
Độ cứng E_{50}^{ref}	-	2,2E4	2,2E4	kN/m ²
Độ cứng E_{oed}^{ref}	-	2,2E4	2,2E4	kN/m ²
Độ cứng dỡ tải và gia tải lại E_{ur}^{ref}	-	6,6E4	6,6E4	kN/m ²
Áp lực buông P_{ref}	-	100	100	kN/m ²
γ_0 ở $0,7G_0$	-	-	0,0002	
Hệ số poisson's ν	0,35	-	-	
Hệ số poisson's dỡ tải và gia tải, ν_{ur}	-	0,2	0,2	
Tham số mũ độ cứng m	-	0,5	0,5	



Hình 3.1: Thí nghiệm xác định một số chỉ tiêu cơ lý của đất

Phương án kết cấu gia cố mái dốc bằng công nghệ đinh đất được xây dựng theo Tiêu chuẩn AASHTO, 2015 (C. A. Lazarte et al., 2015), cụ thể như sau (Hình 3.2):

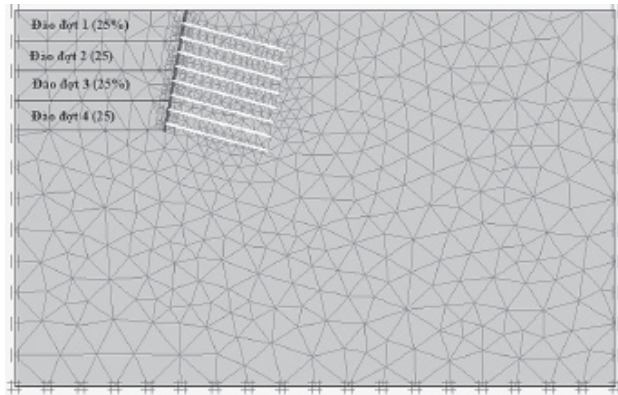


Hình 3.2: Xây dựng phương án kết cấu và trình tự thi công mái dốc đứng gia cố bằng đinh đất

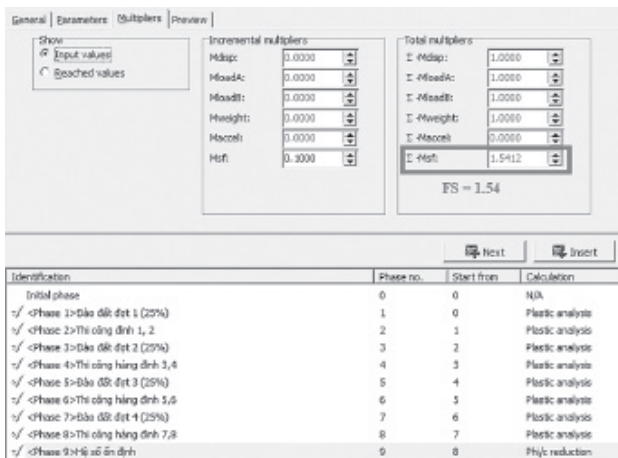
3.2. Mô hình số

Để nghiên cứu ảnh hưởng của mô hình mô phỏng

ứng xử của vật liệu đến kết quả nghiên cứu ứng xử của mái dốc gia cố bằng công nghệ đinh đất, bài báo sử dụng phần mềm Địa kỹ thuật Plaxis 2D sử dụng bài toán phẳng và phần tử tam giác 15 nút để tạo lưới tính toán. Điều kiện biên và khối lượng thi công từng giai đoạn được thể hiện tại Hình 3.3. Trình tự các bước tính toán được thể hiện tại Hình 3.4.



Hình 3.3: Điều kiện biên mô hình mái dốc gia cố đinh đất



Hình 3.4: Trình tự các bước tính toán

Đinh đất được mô phỏng bằng phần tử vải geogrid, trong đó giá trị của mô-đun độ cứng của phần tử geogrid sử dụng trong mô hình xác định như sau:

$$E_{td} = E_n \left(\frac{A_n}{A} \right) + E_g \left(\frac{A_g}{A} \right) \quad (6)$$

Trong đó:

- E_n - Mô-đun đàn hồi của đinh đất (kPa);
- E_g - Mô-đun đàn hồi của vữa (kPa);
- A_n - Diện tích mặt cắt ngang của cốt đinh đất, m²;
- A - Diện tích mặt cắt ngang của lỗ khoan, m²;
- A_g - Diện tích vữa, m².

Do đó, độ cứng dọc trục EA của đinh đất như sau:

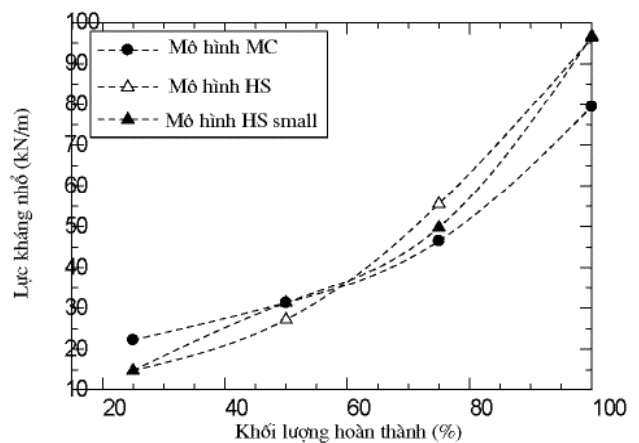
$$EA = \frac{E_{td}}{S_h} \left(\frac{\pi D_{td}^2}{4} \right) \quad (7)$$

4. KẾT QUẢ TÍNH TOÁN VÀ PHÂN TÍCH ẢNH HƯỞNG CỦA MÔ HÌNH VẬT LIỆU TRONG TÍNH TOÁN GIA CỐ MÁI DỐC

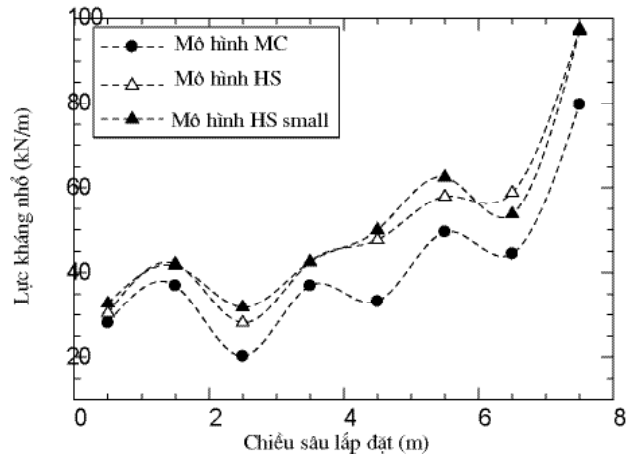
4.1. Lực dọc trục

Dự báo được sự phát triển lực dọc trục của cốt đất

đinh đất đóng vai trò quan trọng trong việc đánh giá sức chống nhổ của cốt đất khi chịu tải thẳng đứng nói riêng và phân tích mất ổn định nội bộ của mái dốc gia cố nói chung. Thực hiện các tính toán xem xét sự phát triển lực dọc trục của cốt đất với ba mô hình mô phỏng ứng xử của vật liệu khác nhau cho thấy việc sử dụng các mô hình vật liệu khác nhau cho kết quả tính toán lực dọc trục cơ bản tương tự nhau, trong đó lực dọc trục tính toán từ mô hình MC thấp hơn so với hai mô hình còn lại khi khối lượng đào bóc đất mái ta-luy lớn hơn 50% (Hình 4.1). Bên cạnh đó, kết quả tính toán cũng cho thấy sự phát triển của lực dọc trục trong cốt đất phụ thuộc vào khối lượng đào bóc đất đá mái dốc và chiều sâu lấp đặt cốt đất, cụ thể lực dọc trục trong cốt đất tăng với chiều sâu đào bóc lớp đất mặt ta-luy mái dốc (Hình 4.2).



Hình 4.1: Ảnh hưởng của khối lượng thi công đến lực kháng nhổ tính toán của đinh đất



Hình 4.2: Ảnh hưởng của mô hình đến lực kháng nhổ tính toán của đinh đất

Theo (C. A. Lazarte et al., 2015; Office (GEO), 2008), lực dọc trục trong cốt đất đinh đất được xác định như sau:

$$T_{max} = K_a \sigma_z S_h S_v \quad (10)$$

Trong đó:

- K_a - Hệ số áp lực chủ động của đất;
- σ_z - Áp lực thẳng đứng tác dụng lên cốt đất;
- $S_h S_v$ - Khoảng cách giữa các cốt đất theo phương ngang và phương thẳng đứng.

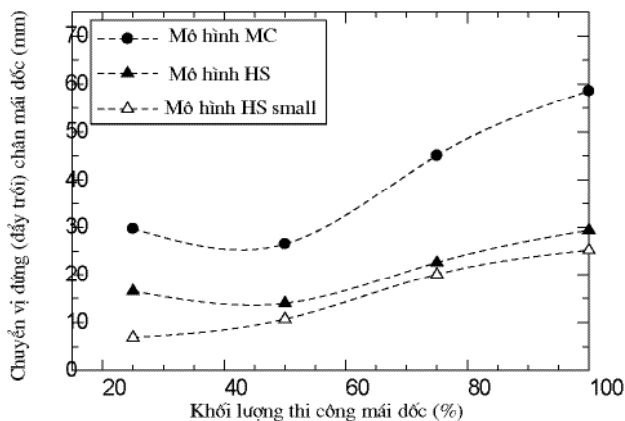
Từ công thức xác định lực dọc trục cốt đất (10) có

thể nhận thấy rằng, cốt đất đỉnh đất được lắp đặt ở độ sâu càng lớn thì tải trọng tác dụng theo phương thẳng đứng lên cốt đất càng cao, điều này đồng nghĩa với việc lực dọc trục phát triển trong cốt đất tăng với chiều sâu lắp đặt cốt đất.

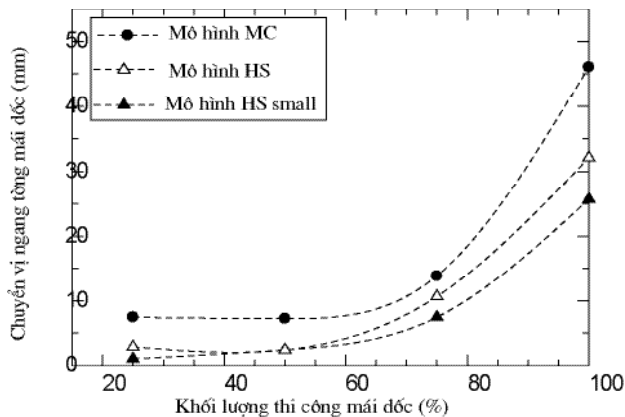
4.2. Chuyển vị

4.2.1. Chuyển vị đứng khu vực chân mái dốc

Trong công nghệ gia cố mái dốc bằng kỹ thuật đất có cốt đỉnh đất việc kiểm toán ổn định (trượt, trôi) của đất nền khu vực chân mái ta-luy gia cố bằng công nghệ đỉnh đất là một trong những vấn đề cần được thực hiện, đặc biệt khi mái dốc nằm trong khu vực có điều kiện địa chất phức tạp, nền đất yếu (C. A. Lazarte et al., 2015). Kết quả tính toán chuyển vị đứng (đẩy trôi) khu vực chân mái ta-luy với các mô hình vật liệu khác nhau cho thấy mô hình MC cho giá trị lớn nhất với độ lớn chuyển vị đứng lớn hơn hai mô hình HS và HSS từ (1.5-2.0) lần (Hình 4.3) và giá trị chuyển vị đứng tăng cùng với khối lượng đào bóc đất mặt mái ta-luy. Nguyên nhân của sự chênh lệch về độ lớn của giá trị chuyển vị đứng tính toán giữa mô hình MC so với hai mô hình HS và HSS liên quan đến giả thuyết về ứng xử của vật liệu đất trước giai đoạn phá hủy. Cụ thể, mô hình MC giả thiết vật liệu đất có ứng xử đàn hồi tuyến tính và sử dụng một giá trị mô-đun độ cứng E, còn hai mô hình HS và HSS giả thiết vật liệu đất có ứng xử phi tuyến và sử dụng hai mô-đun độ cứng E trước giai đoạn phá hủy.



Hình 4.3: Ảnh hưởng của mô hình vật liệu đến chuyển vị đứng (đẩy trôi) của đất nền chân mái ta-luy



Hình 4.4: Ảnh hưởng của mô hình vật liệu đến chuyển vị ngang của mái dốc

4.2.2. Chuyển vị ngang của mái dốc

Hình 4.4 trình bày kết quả tính chuyển vị ngang của mái dốc sử dụng ba mô hình vật liệu khác nhau, kết quả tính toán cho thấy giá trị chuyển vị ngang tăng với khối lượng thi công mái dốc và mô hình MC cho kết quả tính toán chuyển vị ngang lớn hơn so với hai mô hình HS và HSS. Kết quả này liên quan tới việc xem xét sự ảnh hưởng của giá trị độ cứng ở trạng thái biến dạng khác nhau trong các mô hình tính (Benz, 2007), trong đó mô hình HSS giả thuyết rằng độ cứng của vật liệu đất tăng ở trạng thái biến dạng nhỏ, còn mô hình MC chỉ sử dụng một giá trị độ cứng E, độ cứng càng lớn thì biến dạng (chuyển vị) của vật liệu nói riêng và khối đất gia cố càng giảm. Bên cạnh đó, trong thực tế, độ cứng và cường độ kháng cắt của đất thường tăng theo chiều sâu và phụ thuộc trạng thái ứng suất, với giá trị của mô-đun độ cứng và cường độ kháng cắt thật của đất được xác định như sau:

$$E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{increment} \tag{11}$$

$$c_{actual} = c_{ref} + (y_{ref} - y)c_{increment} \tag{12}$$

Trong đó:

$E_{actual} = c_{actual}$ - Mô-đun độ cứng và cường độ kháng cắt thật của vật liệu đất, kPa;

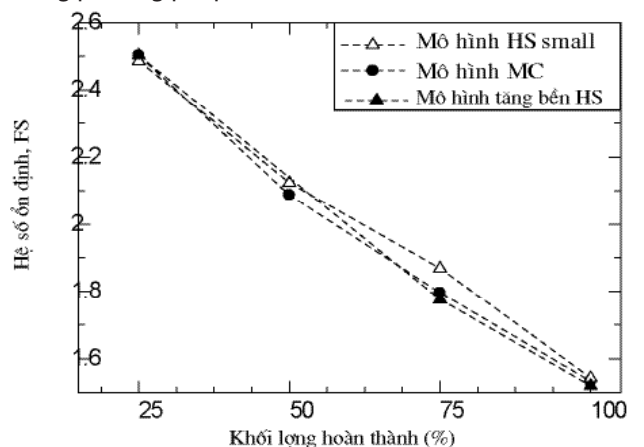
$E_{ref} = c_{ref}$ - Mô-đun độ cứng và cường độ kháng cắt của vật liệu ở độ sâu bắt đầu xuất hiện lớp vật liệu, kPa;

y_{ref} - Độ sâu bắt đầu xuất hiện lớp vật liệu;

$E_{increment} = c_{increment}$ - Số gia mô-đun độ cứng.

4.3. Hệ số ổn định tổng thể

Sử dụng phương pháp suy giảm cường độ “phi/C” để phân tích ổn định tổng thể của mái dốc gia cố bằng đỉnh đất với các mô hình mô phỏng ứng xử vật liệu khác nhau cho giá trị tính toán của hệ số ổn định tổng thể là tương tự nhau, điều này cho thấy không có sự khác biệt lớn giữa mô hình cổ điển MC và các mô hình cải tiến HS và HSS khi được sử dụng để phân tích ổn định mái dốc trong phương pháp số.



Hình 4.5: Ảnh hưởng của mô hình vật liệu đến kết quả tính toán hệ số ổn định

5. KẾT LUẬN

Kết quả nghiên cứu cho thấy:

- Việc sử dụng mô hình cải tiến có ảnh hưởng không đáng kể tới kết quả tính toán giá trị hệ số ổn định tổng thể mái dốc đất gia cố bằng công nghệ đỉnh đất;

- Khi nền đất khu vực mái dốc gia cố bất lợi (nền đất yếu), việc sử dụng mô hình cải tiến cho kết quả dự báo giá trị đẩy trôi đất nền khu vực chân mái dốc phù hợp hơn với ứng xử thật của vật liệu đất. Tuy nhiên, với những bài toán hoặc trong một số điều kiện khi giá trị chuyển vị ngang của mái dốc không phải là yếu tố lớn chính so với việc mất ổn định tổng thể thì việc sử dụng mô hình MC phục vụ xây dựng và kiểm toán cho phương án gia cố mái dốc sẽ an toàn hơn.

Tài liệu tham khảo

- [1]. Benz, T. (2007), *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences (Vol. 5)*, Univ. Stuttgart, Inst. f. Geotechnik Stuttgart.
- [2]. Brinkgreve, R. B. (2005), *Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application*, In *Soil constitutive models: Evaluation, selection and calibration* (pp.69-98).
- [3]. Brinkgreve, R., Bakker, K., & Bonnier, P. (2006), *The relevance of small-strain soil stiffness in numerical simulation of excavation and tunneling projects*, pp.133-139.
- [4]. Byrne, R. J., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlag, C., & Ueblacker, G. (1996), *Manual for Design and Construction Monitoring of soil nailing Walls (dot:42092)*, FHWA-SA-96-069, <https://rosap.nrl.bts.gov/view/dot/42092>.
- [5]. Kim, J. S., Kim, J. Y., & Lee, S. R. (1997), *Analysis of soil nailing earth slope by discrete element method*, *Computers and Geotechnics*, 20(1), 1-14, [https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(96\)00010-9](https://doi.org/10.1016/S0266-352X(96)00010-9).
- [6]. Lazarte, C. A., Robinson, H., Gómez, J. E., Baxter, A., Cadden, A., & Berg, R. (2015), *Soil nailing walls reference manual*.
- [7]. Lazarte, C., & Baecher, G. B. (2003), *LRFD for soil nailing design and specifications*, LSD2003: International Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering Practice.
- [8]. Office (GEO), G. E. (2008), *Guide to soil nailing design and construction*, In *Geoguide 7*, Geotechnical Engineering Office Hong Kong.
- [9]. Shaw-Shong, L. (2005), *Soil nailing for slope strengthening*, Geotechnical Engineering, Gue & Partners Sdn Bhd, Kuala Lumpur, Malaysia, pp.30-31.
- [10]. Singh, V. P., & Sivakumar Babu, G. L. (2010), *2D Numerical Simulations of soil nailing Walls*, *Geotechnical and Geological Engineering*, 28(4), pp.299-309, <https://doi.org/10.1007/s10706-009-9292-x>.
- [11]. Sivakumar Babu, G. L., Srinivasa Murthy, B. R., & Srinivas, A. (2002), *Analysis of construction factors influencing the behaviour of soil-nailed earth retaining walls*, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, 6(3), pp.137-143, <https://doi.org/10.1680/grim.2002.6.3.137>.
- [12]. Viggiani, G., & Atkinson, J. H. (1995), *Stiffness of fine-grained soil at very small strains*, *Géotechnique*, 45(2), pp.249-265.

[13]. Von Soos, P. (1990), *Properties of soil and rock*, *Grundbautaschenbuch Part, 4*.

[14]. Xuan, F., Xia, X., & Wang, J. (2009), *The application of a small strain model in excavations*, *Journal of Shanghai Jiaotong University (Science)*, 14(4), 418-422, <https://doi.org/10.1007/s12204-009-0418-3>.

[15]. Zhang, M., Song, E., & Chen, Z. (1999), *Ground movement analysis of soil nailing construction by three-dimensional (3-D) finite element modeling (FEM)*, *Computers and Geotechnics*, 25(4), pp.191-204, [https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(99\)00025-7](https://doi.org/10.1016/S0266-352X(99)00025-7).

Ngày nhận bài: 11/6/2020

Ngày chấp nhận đăng: 22/7/2020

**Người phản biện: TS. Hoàng Đình Phúc
TS. Phan Đức Thọ**