

Phát triển một mô hình vật liệu đất có thể mô phỏng ứng xử hóa lỏng của đất dưới tải một chiều và xoay chiều

Huỳnh Nhật Minh^{1,2*}

¹ Bộ môn Thi công và Quản lý Xây dựng, Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách khoa Tp. HCM (HCMUT) - 268 Lý Thường Kiệt, Phường 14, Quận 10, TP.HCM

² Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh (VNU-HCM), Phường Linh Trung, TP. Thủ Đức, TP. HCM

TỪ KHOA

Ứng xử hóa lỏng
Mô hình vật liệu đất
Ứng xử đất
Tải một chiều
Tải xoay chiều
Kết quả thí nghiệm

TÓM TẮT

Hiện nay, việc phát triển một mô hình vật liệu địa kỹ thuật có thể mô phỏng được hiện tượng hóa lỏng là rất quan trọng vì hiện tượng này có thể gây ra các thảm họa khốc liệt và thiệt hại đáng kể cho các cơ sở hạ tầng, nhà cửa và công trình xây dựng. Mặc dù đã có nhiều nghiên cứu về mô hình vật liệu đất có thể mô phỏng ứng xử hóa lỏng, tuy nhiên, hầu hết các mô hình này đều có nhược điểm như chỉ mô phỏng được một số trường hợp tải nhất định hoặc cần phải điều chỉnh thông số đầu vào của mô hình để kết quả gần với kết quả thí nghiệm. Trong nghiên cứu này, tác giả đã phát triển một mô hình vật liệu đất dựa trên mô hình hiệu quả và phổ biến hiện nay, với mục tiêu mô phỏng được ứng xử hóa lỏng của đất dưới tác dụng của tải một chiều và xoay chiều, đồng thời khắc phục tình trạng hệ số Poisson bị điều chỉnh khác với các thí nghiệm thực tế. Mô hình vật liệu đất cải tiến này sử dụng hệ số Poisson thực tế của mẫu đất để làm giá trị cho hệ số Poisson nhập vào mô hình vật liệu, và phương trình về độ giãn nở sẽ được điều chỉnh tương ứng. Tác giả đã so sánh kết quả mô phỏng của hai mô hình và quan sát được mô hình vật liệu cải tiến này có thể khắc phục được vấn đề không mô phỏng được hiện tượng hóa lỏng của đất khi chịu tải trọng lặp, cho phép mô hình mô phỏng được sự tăng đột ngột biến dạng và ứng suất nước lỗ rỗng trong đất, giúp cải thiện tính chính xác của mô hình. Kết quả này có ý nghĩa quan trọng trong việc phát triển mô hình vật liệu đất để mô phỏng hiện tượng hóa lỏng và hỗ trợ các nhà nghiên cứu phát triển mô hình vật liệu này để có thể mô phỏng được các ứng xử khác của đất.

KEYWORDS

Liquefaction behavior
Constitutive model
Soil behaviour
Monotonic loading
Cyclic loading
Experiment result

ABSTRACT

Currently, the development of a constitutive model capable of simulating liquefaction behaviour is crucial as this phenomenon can cause catastrophic disasters and significant damage to infrastructure, buildings, and construction works. Although there have been many studies on material models that can simulate liquefaction behavior, most of these models have limitations, such as only being able to simulate certain loading conditions or requiring adjustments to input parameters to match experimental results. In this study, the author developed a material model based on an efficient and commonly used model, with the aim of simulating liquefaction behavior under uniaxial and cyclic loading, while also addressing the issue of Poisson's ratio being adjusted differently from experiments. This improved material model uses the real Poisson's ratio of the soil sample to set the value of the Poisson's ratio input into the material model, and the equation for the dilation will be adjusted accordingly. We compared the simulation results of the two models and observed that this improved material model can overcome the issue of not being able to simulate liquefaction when subjected to cyclic loading, allowing the model to simulate sudden increases in deformation and pore water pressure in the soil, improving the accuracy of the model. This result has significant implications for the development of constitutive models to simulate liquefaction and supports researchers in developing this material model to simulate other soil behaviors.

1. Giới thiệu

Khi đất dạng hạt chịu tải trọng theo chu kỳ hoặc tải trọng lớn có tính chất tăng nhanh, áp lực nước lỗ rỗng sẽ tăng nhanh, dẫn đến việc

đất bị giảm sức chống cắt. Lúc này, nước lỗ rỗng có xu hướng chịu tải trọng thay cho cấu trúc của đất. Kết quả là ứng suất hữu hiệu giảm xuống gần bằng 0 và đất bắt đầu ứng xử như một chất lỏng, được gọi là hiện tượng hóa lỏng. Hiện tượng đất hóa lỏng thường xảy ra trong

*Liên hệ tác giả: huynhnhatminh@hcmut.edu.vn

Nhận bài ngày 08/12/2023, sửa ngày 08/01/2024, chấp nhận đăng ngày 11/01/2024

Link DOI: <https://doi.org/10.54772/jomc.02.2024.606>

các thảm họa thiên nhiên như động đất, lũ lụt, sóng thần và đã gây ra những thiệt hại thảm khốc cho các công trình, kè, đường xá, đập, cảng và cầu. Hiện tượng này đã được chẩn đoán là nguyên nhân chính gây ra hỏng hóc và mất ổn định của các tòa nhà và cơ sở hạ tầng khi động đất xảy ra. Để giảm thiểu các rủi ro trên, phát triển mô hình vật liệu có thể mô phỏng được ứng xử hóa lỏng là một giải pháp hiệu quả.

Trong thời đại hiện nay, mô hình vật liệu đất đang trở nên ngày càng phổ biến và quan trọng hơn bao giờ hết. Việc sử dụng mô hình vật liệu đất đóng vai trò quan trọng trong việc mô phỏng và giải quyết các bài toán lớn liên quan đến thảm họa đất như sạt lở đất, giúp ngăn chặn và giảm thiểu tác động xấu đến tính mạng con người và cơ sở hạ tầng. Nhiều nghiên cứu đã được thực hiện để xây dựng và phát triển các mô hình vật liệu đất [1-16], tuy nhiên nhiều mô hình chỉ dựa trên lý thuyết trạng thái tới hạn và bỏ qua khoảng cách hệ số rỗng giữa trạng thái hiện tại và tới hạn của đất nên gặp nhiều hạn chế khi mô phỏng được trạng thái hóa lỏng của đất. Điều này làm cho các mô hình này không thể mô phỏng được ứng xử của vật liệu đất dưới nhiều trạng thái khác nhau. Thực tế cho thấy, khi một mẫu đất bị tác động dưới tải, trạng thái của nó sẽ thay đổi liên tục xuyên suốt quá trình chịu tải. Để giải quyết vấn đề này, một số nghiên cứu đã đề cập đến khoảng cách hệ số rỗng giữa trạng thái hiện tại và tới hạn của đất trong khung cấu trúc mô hình, tiêu biểu là mô hình vật liệu sử dụng bề mặt siêu tải trọng và tải trọng phụ của Asaoka và cộng sự [5]. Tuy nhiên, mô hình này quá phức tạp và khó thực hiện mô phỏng. Mô hình vật liệu tính đến hiệu ứng thay đổi khung hạt đất đề xuất bởi Dafalias và Manzari [6] thì đơn giản hơn và có thể mô phỏng được ứng xử của vật liệu đất dưới nhiều trạng thái khác nhau, kể cả ứng xử hóa lỏng của đất, với một bộ thông số đầu vào. Tuy nhiên, để mô hình này có kết quả mô phỏng gần với kết quả thực nghiệm thì giá trị hệ số Poisson phải được giảm xuống rất nhỏ. Việc này làm cho giá trị hệ số Poisson nhập vào mô hình trở nên không còn là giá trị thực nữa [17]. Vì vậy cần có một mô hình khác phục được những nhược điểm trên để mô phỏng ứng xử hóa lỏng của đất từ những giá trị thực của các thông số đầu vào.

Trong nghiên cứu này, mô hình vật liệu đất sẽ được cải tiến dựa trên mô hình vật liệu đất của Dafalias và Manzari [6] để mô phỏng ứng xử hóa lỏng của đất dưới tác dụng của tải một chiều và tải xoay chiều. Lý do chọn mô hình này là vì nó có khung mô hình đơn giản nhưng hiệu quả và có thể mô phỏng được ứng xử của đất với nhiều trạng thái khác nhau, kể cả trạng thái hóa lỏng của đất, mà chỉ sử dụng một bộ thông số đầu vào. Tuy nhiên, kết quả mô phỏng của mô hình này trên bài báo gốc đã được hiệu chỉnh hệ số Poisson xuống còn rất nhỏ để kết quả gần với kết quả thực nghiệm nhất có thể [17]. Trong bài báo này, giá trị của hệ số Poisson được nhập vào mô hình sẽ là hệ số Poisson thực của đất, và phương trình của hệ số giãn nở sẽ được hiệu chỉnh để có thể mô phỏng ứng xử hóa lỏng của đất dưới tác dụng của tải một chiều và xoay chiều. Để thực hiện được mục tiêu này, mô hình gốc sẽ được mô phỏng với hệ số Poisson thực của đất. Từ ưu khuyết điểm của kết quả mô phỏng, tác giả sẽ cải tiến các phương trình của hệ số tăng bền và hệ số giãn nở trong khung mô hình để có thể khắc phục được những nhược điểm của mô hình gốc nhưng vẫn giữ lại các ưu điểm của mô hình gốc.

2. Các bộ phận cấu thành mô hình vật liệu đất cải tiến

Để phát triển mô hình vật liệu đất trong nghiên cứu này, chúng tôi đã lựa chọn mô hình được đề xuất bởi Dafalias và Manzari [6]. Mô hình sử dụng lý thuyết đàn hồi dẻo và đường tới hạn, cùng với khái niệm về mặt bao. Mô hình này cũng tích hợp sự phát triển của cấu trúc khung hạt đất vào hệ số giãn nở để mô phỏng ứng xử của đất dưới tác dụng của tải xoay chiều. Theo mô hình này, biến dạng của đất được phân thành hai thành phần là biến dạng đàn hồi và biến dạng dẻo. Từ đó, ta có công thức tổng quát để tính tổng biến dạng toàn phần của đất như trong công thức (1), trong đó $d\epsilon^e$ là thành phần biến dạng đàn hồi và $d\epsilon^p$ là thành phần biến dạng dẻo.

$$d\epsilon = d\epsilon^e + d\epsilon^p \quad (1)$$

2.1. Ứng xử đàn hồi

Trong phần 2.1, mô hình ứng xử đàn hồi của đất được mô tả bằng hai thành phần biến dạng độc lập: biến dạng thể tích và biến dạng lệch. Thành phần biến dạng đàn hồi này có thể được biểu diễn dưới dạng tổng của biến dạng thể tích và biến dạng lệch, theo công thức (2) và (3). Trong đó, biến dạng $d\epsilon^v$ là thành phần biến dạng thể tích và biến dạng $d\epsilon^q$ là thành phần biến dạng lệch, và I là tensor đơn vị hai chiều. Các thành phần biến dạng này được tính toán bằng cách sử dụng ứng suất hữu hiệu trung bình p' và ten-xơ ứng suất lệch s với công thức (4). Trong đó, K và G lần lượt là mô-đun thể tích và mô-đun cắt. Các mô-đun này có thể tính toán bằng công thức được đề xuất bởi Richart và cộng sự [18] và Li và Dafalias [19], dưới dạng công thức (5). Trong đó, G_0 là một hằng số tùy thuộc vào loại đất, v là hệ số Poisson, p_{at} là áp suất khí quyển và e là hệ số rỗng.

$$d\epsilon^e = d\epsilon^v I + d\epsilon^q \quad (2)$$

$$d\epsilon^v = \frac{dp'}{K}, \quad d\epsilon^q = \frac{ds}{2G} \quad (3)$$

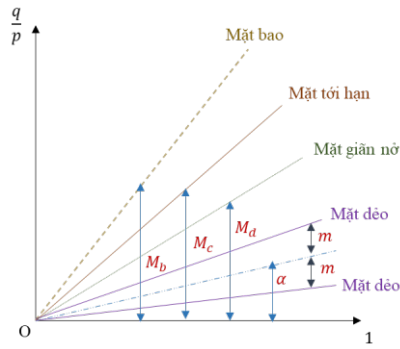
$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}, \quad s' = \sigma' - p'I \quad (4)$$

$$G = G_0 p_{at} \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \left(\frac{p'}{p_{at}} \right)^{\frac{1}{2}}, K = \frac{2(1 + v)}{3(1 - 2v)} G \quad (5)$$

2.2. Ứng xử đàn hồi dẻo

Mặt dẻo là một bề mặt trong đó ứng xử của đất là đàn hồi dẻo và bao gồm cả thành phần biến dạng đàn hồi và biến dạng dẻo, trong khi trong trạng thái nằm bên trong mặt dẻo, ứng xử của đất là đàn hồi với chỉ duy nhất thành phần biến dạng đàn hồi. Mặt dẻo trong mô hình này được mô tả là một hình nón có đỉnh tại gốc tọa độ, như được minh họa trong Hình 1. Phương trình của mặt dẻo được cho như trong công thức (6). Trong đó, α là một ten-xơ hệ số ứng suất lệch thể hiện vị trí của tâm hình nón, m là một hằng số thể hiện bán kính của hình nón. Trong hệ tọa độ nén 3 trục thì mặt dẻo là một hình nêm với α là đường phân giác của hình nêm đó và $2m$ là bề rộng của nêm.

$$f = [(s - p'\alpha) : (s - p'\alpha)]^{\frac{1}{2}} - \sqrt{\frac{2}{3}} mp' \quad (6)$$



Hình 1. Các mặt trong mô hình đề xuất bởi nghiên cứu của Dafalias và Manzari [6].

Mặt tới hạn được sử dụng trong mô hình để mô tả trạng thái của đất khi bị phá hoại. Trong mô hình này, khoảng cách giữa trạng thái hiện tại và trạng thái tới hạn được sử dụng làm hệ số trạng thái. Hệ số trạng thái được tính toán bằng công thức (7). Trong đó e là hệ số rỗng hiện tại và e_c là hệ số rỗng tại trạng thái tới hạn với cùng ứng suất trung bình. Hệ số e_c được tính toán bằng công thức (8) sử dụng hàm mũ được đề xuất bởi Li và Wang [20].

$$\psi = e - e_c \quad (7)$$

$$e_c = e_0 - \lambda_c \left(\frac{p'}{p_{at}} \right)^\xi \quad (8)$$

Mặt tới hạn được mô tả là một đường thẳng trong hệ tọa độ ba trục, và trong hệ tọa độ đa trục, mặt tới hạn được phản chiếu thành một mặt tới hạn mới bằng cách sử dụng góc Lode θ . Mặt tới hạn mới có phương trình như công thức (9), trong đó M là giá trị tan của góc của đường thẳng tới hạn trong mặt phẳng $p-q$, n là ten-xơ đơn vị của ứng suất lệch, được tính theo công thức (10) và $g(\theta, c)$ là một hàm của góc Lodge θ và hằng số c . Hàm $g(\theta, c)$ được tính toán bằng công thức (11) và $\cos 3\theta$ được tính toán bằng công thức (12). Hằng số c được tính toán bằng công thức (13), trong đó M_e và M_c là các hằng số.

$$\alpha_\theta^c = \sqrt{\frac{2}{3}} [g(\theta, c)M - m]n \quad (9)$$

$$n = \frac{(s - p'\alpha)}{[(s - p'\alpha):(s - p'\alpha)]^{\frac{1}{2}}}, \quad (10)$$

$$g(\theta, c) = \frac{2c}{(1+c) - (1-c)\cos 3\theta'} \quad (11)$$

$$\cos 3\theta = \sqrt{6} \text{tr}(n^3) \quad (12)$$

$$c = \frac{M_e}{M_c} \quad (13)$$

2.3. Tích hợp với cấu trúc khung hạt đất

Cấu trúc khung hạt đất phát triển thông qua việc tích lũy biến dạng thể tích dẻo được mô tả bằng một biến đơn giản, theo công thức (14). Trong đó, z là hệ số cấu trúc khung hạt đất, ε_v^p là biến dạng thể tích dẻo, c_z và z_{max} là các hằng số phụ thuộc vào từng loại vật liệu đất, n là ten-xơ lệch của ten-xơ vuông góc với mặt dẻo.

$$dz = -c_z (-d\varepsilon_v^p)(z_{max}n + z) \quad (14)$$

2.4. Sự thay đổi hệ số tăng bền

Mặt bao là mặt mà khi hệ số ứng suất $\eta = p/q$ chạm đến mặt bao thì hệ số ứng suất đó là hệ số ứng suất lớn nhất khi mẫu đất dưới tải một chiều. Mô hình tính toán hệ số tăng bền K_p được đề xuất bởi Dafalias và Popov [21], và Dafalias [22], trong đó mô-đun tăng bền được tính bằng phương trình (15). Trong đó, α_b là mặt bao trong hệ tọa độ đa trục và được tính toán bằng công thức (16), với n^b là hằng số cho mỗi loại vật liệu đất, và h là hệ số tăng bền được tính bằng công thức (17).

$$K_p = \frac{2}{3} p' h (\alpha_b - \alpha) n \quad (15)$$

$$\alpha_\theta^b = \sqrt{\frac{2}{3}} [g(\theta, c) \text{Mexp}(-n^b \psi) - m] n \quad (16)$$

$$h = \frac{b_0}{|\eta - \eta_{in}|} \quad (17)$$

Huỳnh Nhật Minh [23] đã nhận thấy mối liên hệ giữa ứng suất trung bình hữu hiệu ban đầu của mỗi mẫu đất và độ tăng bền, và để suất h được cải tiến bằng cách tính đến ứng suất trung bình hữu hiệu ban đầu. Trong nghiên cứu này công thức của h được áp dụng theo nghiên cứu đề xuất bởi Huỳnh Nhật Minh [23] với công thức (18). Trong đó, h_0 và c_h là hằng số cho mỗi loại vật liệu đất, p'_0 là ứng suất trung bình hữu hiệu ban đầu, p'_{ref} là ứng suất tham khảo phụ thuộc vào từng loại vật liệu đất và giá trị của p'_0 , và b_0 được tính theo công thức (19).

$$h = \left(\frac{p'_0 + p'_{ref}}{p_{at}} \right) \frac{b_0}{|\eta - \eta_{in}|} \quad (18)$$

$$b_0 = G_0 h_0 (1 - c_h e) \left(\frac{p'}{p_{at}} \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (19)$$

2.5. Sự thay đổi thể tích

Mặt giãn nở là mặt mà khi trạng thái ứng suất của mẫu đất dưới tải một chiều đi qua mặt này thì thể tích của mẫu đất sẽ chuyển từ trạng thái nén sang trạng thái giãn. Thuyết giãn nở của Rowe [24] đề xuất rằng hệ số giãn nở D của vật liệu đất tỉ lệ với khoảng cách giữa trạng thái ứng suất hiện tại và mặt giãn nở. Phương trình (20) thể hiện cách tính hệ số giãn nở, trong đó, α_θ^d là mặt giãn nở trong hệ tọa độ đa trục và được tính bằng công thức (21), với n^d là hằng số phụ thuộc vào từng loại vật liệu đất. A_d là hệ số của thành phần giãn nở phụ thuộc vào cấu trúc khung hạt đất. Mô hình vật liệu đất gốc có công thức tính A_d như trong công thức (22). Trong đó, A_0 là hằng số phụ thuộc vào từng loại vật liệu đất. Dấu ngoặc trong $\langle n: f \rangle$ có ý nghĩa rằng nếu $n: f \geq 0$ thì $\langle n: f \rangle = n: f$, còn nếu $n: f < 0$ thì $\langle n: f \rangle = 0$.

$$D = A_d (\alpha_\theta^d - \alpha) n \quad (20)$$

$$\alpha_\theta^d = \sqrt{\frac{2}{3}} [g(\theta, c) \text{Mexp}(n^d \psi) - m] n \quad (21)$$

$$A_d = A_0 (1 + \langle n: f \rangle) \quad (22)$$

Huỳnh Nhật Minh [23] đã nhận thấy mối liên hệ giữa độ giãn nở của đất và hệ số lỗ rỗng, do đó Huỳnh Nhật Minh [23] đã cải tiến công thức tính A_d bằng cách nhân với hệ số lỗ rỗng. Tuy nhiên, khi sử dụng

công thức tính A_d vào việc mô phỏng ứng xử của đất dưới tải xoay chiều thì mô hình không thể hiện đúng được ứng xử hóa lỏng của đất, cũng như kết quả mô phỏng không gần được kết quả thí nghiệm. Vì vậy, trong nghiên cứu này, nhóm tác giả đề xuất việc tính A_d bằng cách nhân với một hệ số k_e , được thể hiện trong công thức (23). Hệ số này là một hàm của hệ số lỗ rỗng e . Giá trị của hệ số này dưới tác dụng của tải một chiều là hệ số lỗ rỗng, còn đối với tải xoay chiều là một hàm của hệ số lỗ rỗng, như trong công thức (24). Với e_z là giá trị hệ số lỗ rỗng tham khảo, tùy vào mức mức độ thích nghi của mẫu đất dưới tác dụng của tải xoay chiều.

$$A_d = k_e A_0 (1 + \langle n: f \rangle) \quad (23)$$

$$\begin{cases} k_e = e \\ k_e = e(e - e_z) \end{cases} \text{ nếu } \begin{cases} \text{tải một chiều} \\ \text{tải xoay chiều} \end{cases} \quad (24)$$

2.6. Quy tắc dòng

Trong mô hình cấu trúc đất, biến dạng dẻo được tạo thành bằng phương trình (25). Trong đó, R là hướng của ten-xơ biến dạng dẻo $d\varepsilon^p$. Tương tự như thành phần biến dạng đàn hồi, thành phần biến dạng dẻo

Bảng 1. Mô hình vật liệu đất đôi mới có thêm thông số p'_{ref} và e_z , nếu tính cả hai thông số này thì sẽ có 17 thông số đầu vào. Tuy nhiên, tác giả không xem p'_{ref} và e_z là một thông số đầu vào của mô hình, mà là một giá trị tham khảo để mô phỏng ứng xử của vật liệu đất với các giá trị p'_0 cần mô phỏng và các điều kiện tải khác nhau. Trong nghiên cứu này, giá trị p'_{ref} được lấy là 3000 kPa và $e_z = 0,45$.

Các thông số h_0 , c_h , và A_0 được xác định bằng cách thử nghiệm, tức là thử các giá trị để kết quả mô phỏng gần với kết quả thí nghiệm nhất. Đối với các thông số kết cấu khung hạt đất, f_{max} và c_z , cũng được thử nghiệm, nhưng khác ở chỗ chỉ thử sao cho kết quả mô phỏng đất dưới tải xoay chiều gần với kết quả thí nghiệm nhất. Loại đất được sử dụng trong nghiên cứu này là cát Toyoura, với hầu hết các thông số giống với nghiên cứu của Dafalias và Manzari [6].

Bảng 1. Thông số đầu vào.

Nhóm thông số	Kí hiệu	Mô hình gốc	Mô hình cải tiến
Đàn hồi	G_0	125	125
	ν	0,05	0,25
Trạng thái tới hạn	M	1,25	1,25
	c	0,712	0,712
	λ_c	0,019	0,019
	e_0	0,934	0,934
	ξ	0,7	0,7
	m	0,01	0,01
Mặt dẻo và độ tăng bền	h_0	7,05	0,128
	c_h	0,968	0,968
	n^b	1,1	1,1
	n^d	3,5	3,5
Thay đổi thể tích	A_0	0,704	0,41
	n^d	3,5	3,5

cũng bao gồm thành phần biến dạng lệch và thành phần biến dạng thể tích. Do đó, R cũng được phân thành hai thành phần: phần lệch $Bn - C(n^2 - 1/3)$ và phần thể tích $DI/3$. Hệ số tải dẻo $d\lambda$ được tính toán từ phương trình vi phân của mặt dẻo $df = 0$, với công thức (26). Trong đó, $N = \alpha: n + \sqrt{(2/3)m}$

$$d\varepsilon^p = d\lambda R \quad (25)$$

$$d\lambda = \frac{2Gd\varepsilon_q: n - KNd\varepsilon_v}{K_p + 2G \left[B - C \left(n^2 - \frac{1}{3}I \right) : n \right] - KDN} \quad (26)$$

3. Thông số đầu vào

Thông số đầu vào của mô-đun đàn hồi có thể được xác định từ thí nghiệm cắt trực tiếp hoặc thí nghiệm cột đất cộng hưởng. Hệ số Poisson được lấy là 0,25 từ thí nghiệm [2, 14], vì thế mà không được coi như là một thông số để hiệu do không bị giảm đến giá trị rất nhỏ là 0,05 như trong mô hình gốc.

Cả hai mô hình vật liệu đất gốc và đôi mới đều có 15 thông số đầu vào được liệt kê trong

Các thông số trạng thái tới hạn được lấy từ các thí nghiệm nén cố kết thoát nước và không thoát nước với những giá trị hệ số lỗ rỗng ban đầu và ứng suất trung bình ban đầu khác nhau. Thông số λ_c , e_0 và ξ được lấy từ thí nghiệm nén cố kết thoát nước, và các thông số M_c và M_e được tính toán từ góc nội ma sát của đất. Thông số n^b và n^d được xác định từ công thức (27). Trong đó, M^b và ψ^b là hệ số ứng suất và hệ số trạng thái của trạng thái đất đạt hệ số ứng suất lớn nhất, M^d và ψ^d là hệ số ứng suất và hệ số trạng thái của trạng thái mà xu hướng thay đổi thể tích chuyển từ co sang giãn nở. Giá trị của thông số n^b và n^d là giá trị trung bình của các mẫu đất để kết quả mô phỏng gần với kết quả thí nghiệm nhất. Thông số mặt dẻo m được lấy từ 0,01M đến 0,05M [2, 6].

$$n^b = \frac{1}{\psi^b} \ln \left(\frac{M}{M^b} \right), n^d = \frac{1}{\psi^d} \ln \left(\frac{M^d}{M} \right) \quad (27)$$

Khung cấu trúc khung hạt đất	Z_{max} c_z	4 600	4 600
------------------------------	--------------------	----------	----------

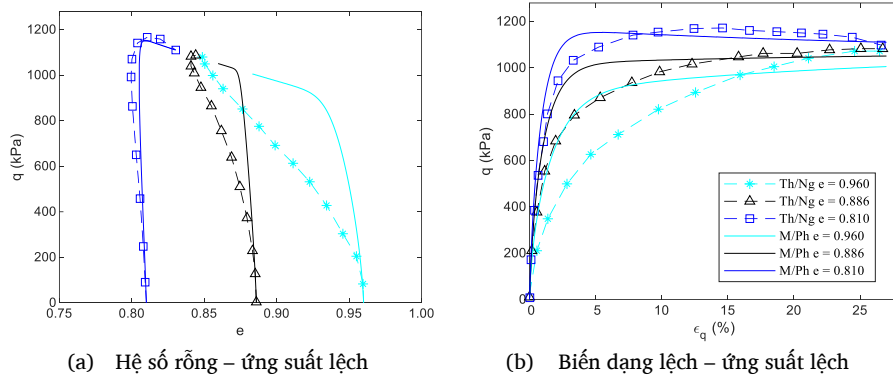
4. Kết quả mô phỏng

Trong phần này, chúng ta sẽ trình bày kết quả mô phỏng của hai mô hình vật liệu đất gốc và mô hình vật liệu đất cải tiến dưới tác dụng của tải một chiều và tải xoay chiều. Kết quả này sẽ bao gồm mô phỏng của đất cát Toyoura ở các trạng thái khác nhau, bao gồm cả trạng thái nén cố kết thoát nước và không thoát nước, với nhiều giá trị hệ số lỗ rỗng ban đầu và ứng suất hữu hạn trung bình ban đầu khác nhau. Các kết quả thí nghiệm sẽ được lấy từ nghiên cứu của Verdugo và Ishihara [25] và Dafalias và Manzari [6]. Chúng tôi sẽ thể hiện kết quả mô phỏng của từng mô hình trên cùng một biểu đồ cho mỗi điều kiện tải khác nhau, như là tải một chiều không thoát nước, tải một chiều thoát nước và tải xoay chiều không thoát nước, để việc so sánh kết quả mô phỏng với kết quả thực nghiệm được thực hiện thuận tiện hơn, chú trọng vào việc đánh giá được khả năng mô phỏng ứng xử hóa lỏng của đất.

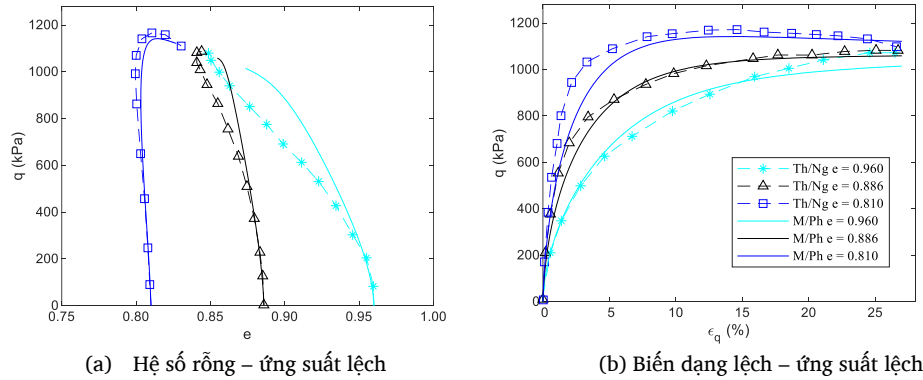
4.1. Nén cố kết thoát nước một chiều

Ở điều kiện nén cố kết thoát nước một chiều, kết quả mô phỏng của mẫu đất của mô hình vật liệu gốc và kết quả thí nghiệm được thể

hiện trong Hình 2, và kết quả mô phỏng của mẫu đất của mô hình vật liệu cải tiến và kết quả thí nghiệm được thể hiện trong Hình 3. Từ kết quả mô phỏng trong Hình 2, có thể thấy rằng mô hình vật liệu đất gốc có thể mô phỏng được cơ chế phát triển ứng suất và cơ chế thay đổi thể tích của đất dưới tác dụng của điều kiện nén cố kết thoát nước với nhiều trạng thái ban đầu khác nhau sử dụng một bộ giá trị thông số đầu vào. Tuy nhiên, kết quả mô phỏng của mô hình gốc vẫn còn nhiều hạn chế trong việc mô phỏng giá trị thí nghiệm của mẫu đất, đặc biệt là đối với mẫu không chặt và mẫu đất xốp. Cụ thể là mô hình gốc đánh giá thấp độ tăng bền của mẫu đất khi đất mới bị chịu tải và mô hình gốc cho kết quả mô phỏng thái quá sự biến dạng thể tích của đất trong quá trình đất bị nén. Những nhược điểm này sẽ được khắc phục trong mô hình vật liệu đất cải tiến, nhưng mô hình cải tiến vẫn giữ được những ưu điểm đã kể trên của mô hình vật liệu gốc. Hình 3 thể hiện kết quả mô phỏng của mô hình vật liệu cải tiến cùng với kết quả thí nghiệm của mẫu đất. Kết quả mô phỏng của mô hình vật liệu cải tiến không chỉ kế thừa những ưu điểm của mô hình vật liệu gốc mà còn khắc phục được nhược điểm về đánh giá thấp độ tăng bền của mẫu đất khi mới chịu tải và mô phỏng thái quá sự biến dạng thể tích của mẫu đất dưới điều kiện nén một chiều.



Hình 2. Kết quả mô phỏng của mô hình vật liệu đất gốc và kết quả thí nghiệm dưới tải nén cố kết thoát nước một chiều, ứng suất hữu hiệu ban đầu $p'_0 = 500$ kPa, các chữ viết tắt “Th/Ng” và “M/Ph” lần lượt là “thí nghiệm” và “mô phỏng”.

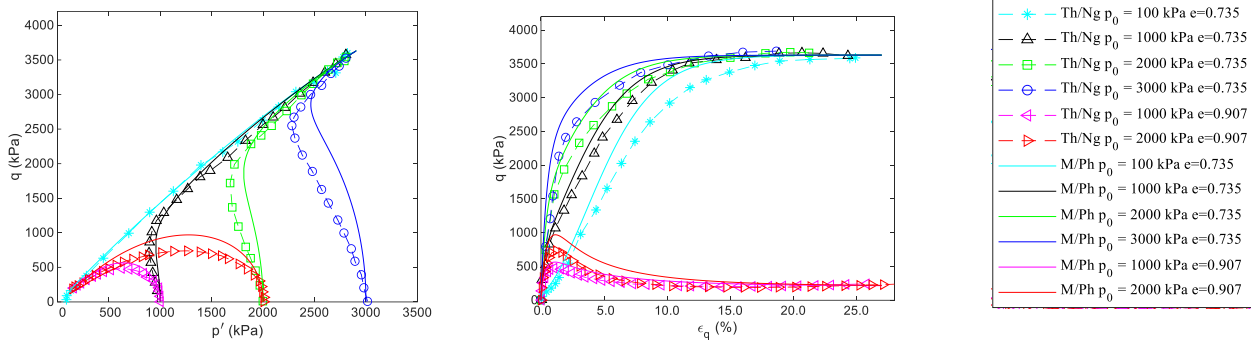


Hình 3. Kết quả mô phỏng của mô hình vật liệu đất cải tiến và kết quả thí nghiệm dưới tải nén cổ kết thoát nước một chiều, ứng suất hữu hiệu ban đầu $p'_0 = 500$ kPa, các chữ viết tắt “Th/Ng” và “M/Ph” lần lượt là “thí nghiệm” và “mô phỏng”.

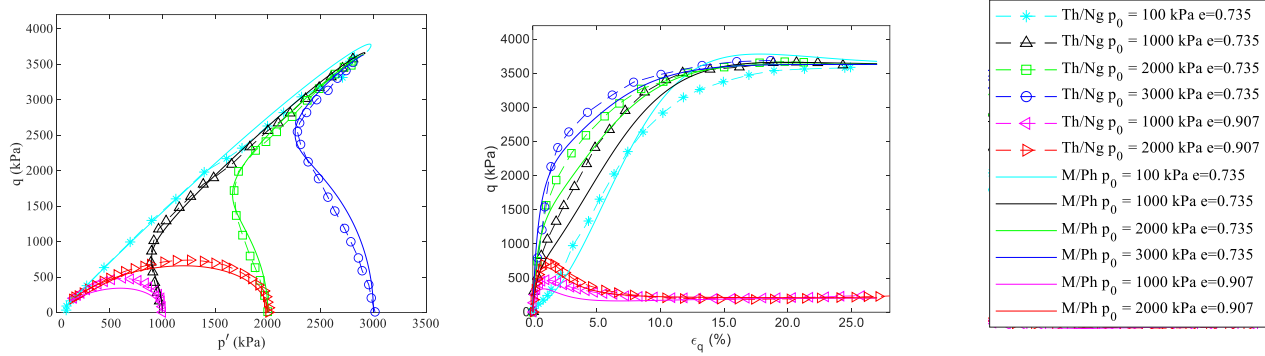
4.2. Nén cổ kết không thoát nước một chiều

Ở điều kiện nén cổ kết không thoát nước một chiều, kết quả từ mô phỏng của mô hình vật liệu gốc và từ thí nghiệm của các mẫu đất với các trạng thái ban đầu khác nhau, được thể hiện trong Hình 4, và kết quả từ mô phỏng của mô hình vật liệu cải tiến và từ thí nghiệm của các mẫu đất với các trạng thái ban đầu khác nhau, được thể hiện trong Hình 5. Như được thấy trong Hình 4, mô hình vật liệu gốc mô tả thái quá độ tăng bền dưới kiểu kiến nén cổ kết không thoát nước, nhưng đánh giá thấp quá trình thay đổi thể tích của mẫu đất. Vì vậy, kết quả mô phỏng chưa gần với kết quả thí nghiệm. Tuy nhiên, sau khi phát

triển mô hình gốc bằng cách sửa đổi phương trình giãn nở, mô hình vật liệu cải tiến đã khắc phục được những nhược điểm trên. Mô hình vật liệu cải tiến vẫn giữ được ưu điểm của mô hình vật liệu gốc trong việc mô tả cơ chế phát triển ứng suất và thể tích cho các mẫu đất dưới điều kiện nén cổ kết không thoát nước với nhiều trạng thái ban đầu khác nhau. Hơn nữa, mô hình cải tiến đã khắc phục được vấn đề về thái quá độ tăng bền và đánh giá thấp độ tăng ứng suất nước lỗ rỗng dưới điều kiện nén cổ kết không thoát nước, giúp kết quả mô phỏng gần hơn với kết quả thí nghiệm so với mô hình vật liệu gốc. Đặc biệt, mô hình vật liệu cải tiến có kết quả mô phỏng ứng xử hóa lỏng của đất gần với thí nghiệm hơn kết quả mô phỏng của mô hình vật liệu gốc.



Hình 4. Kết quả mô phỏng của mô hình vật liệu đất gốc và kết quả thí nghiệm dưới tải nén cổ kết không thoát nước một chiều, hệ số rỗng ban đầu $e = 0.735$, các chữ viết tắt “Th/Ng” và “M/Ph” lần lượt là “thí nghiệm” và “mô phỏng”.



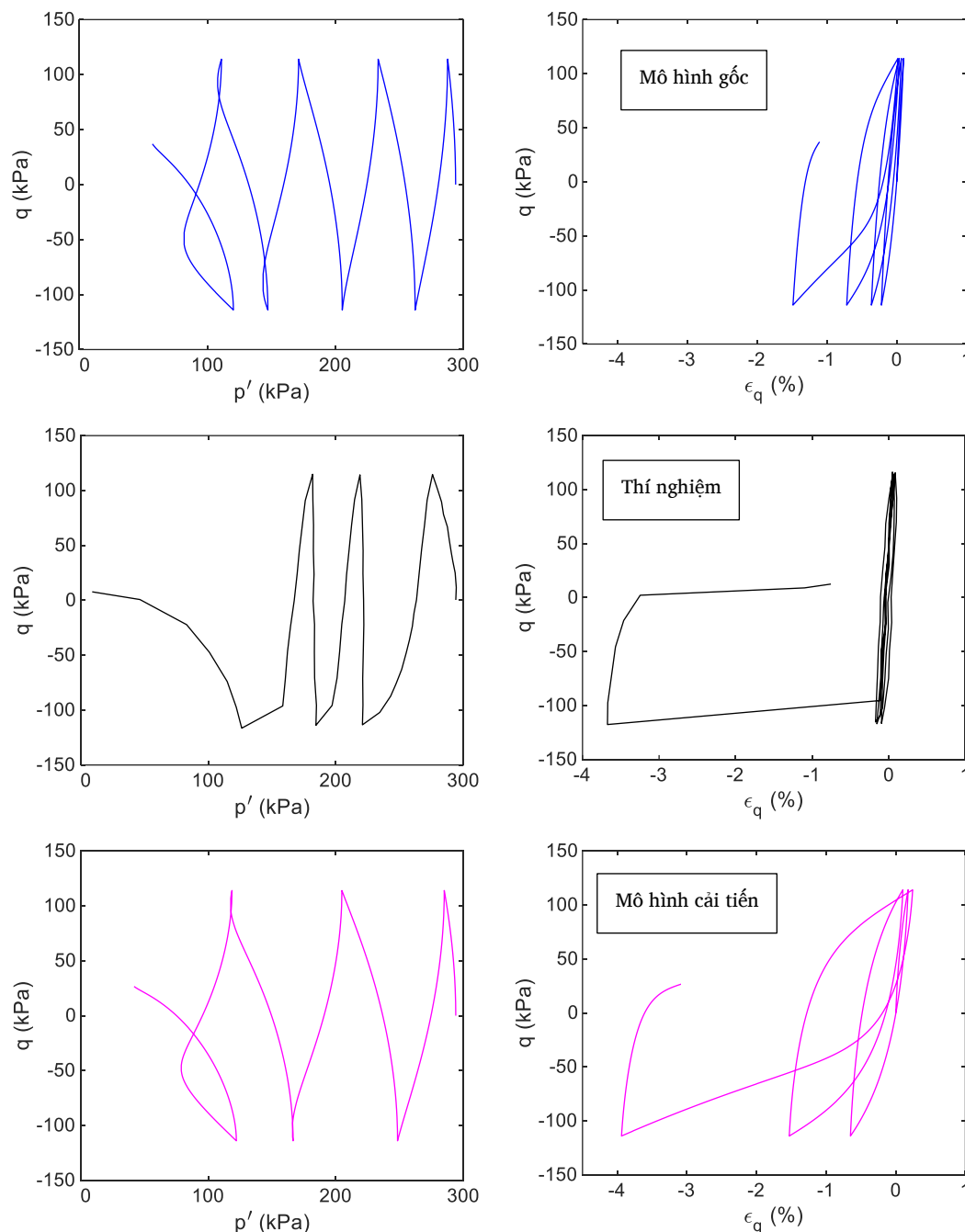
Hình 5. Kết quả mô phỏng của mô hình vật liệu đất cải tiến và kết quả thí nghiệm dưới tải nén cố kết không thoát nước một chiều, hệ số rỗng ban đầu $e = 0.735$, các chữ viết tắt “Th/Ng” và “M/Ph” lần lượt là “thí nghiệm” và “mô phỏng”.

4.3. Nén cố kết không thoát nước xoay chiều

Ở phần này, kết quả mô phỏng của hai mô hình vật liệu, mô hình vật liệu đất gốc và mô hình vật liệu đất cải tiến sẽ được thể hiện và so sánh với kết quả thí nghiệm ở

Hình 6. Kết quả thí nghiệm sẽ được lấy trong nghiên cứu của Ishihara và đồng nghiệp [26] và được tham khảo bởi nghiên cứu của Dafalias và Manzari [6], với điều kiện tải nén cố kết không thoát nước xoay chiều với ứng suất hữu hiệu trung bình ban đầu $p'_0 = 294 \text{ kN/m}^2$, hệ số rỗng $e = 0.808$ và ứng suất lệch lớn nhất $q_{max} = 114,2 \text{ kN/m}^2$. Mô hình vật liệu đất gốc phải trải qua 4 vòng lặp tải xoay chiều thì hiện tượng hóa lỏng mới bắt đầu xảy ra, trong khi mẫu đất trong thí nghiệm chỉ trải qua 3 vòng lặp tải xoay chiều thì hiện tượng hóa lỏng mới xảy ra. Thêm vào đó, biến dạng sau khi trải qua các vòng lặp tải xoay chiều đạt trạng thái hóa lỏng thì sấp xỉ -1,5%, trong khi trong thí nghiệm là sấp xỉ -3,7%. Bên cạnh đó, mô hình vật liệu đất gốc thể hiện ứng xử hóa

lỏng một cách từ từ, trong khi ứng xử hóa lỏng ở kết quả thí nghiệm xảy ra một cách đột ngột, biến dạng của mẫu đất đột ngột tăng trước khi trạng thái hóa lỏng xảy ra. Ở mô hình vật liệu đất cải tiến, kết quả mô phỏng ứng xử hóa lỏng của đất gần với kết quả thí nghiệm hơn kết quả mô phỏng của mô hình vật liệu đất gốc. Mô hình vật liệu đất cải tiến trải qua 3 vòng lặp tải xoay chiều trước khi mẫu đất bị hóa lỏng, điều này giống với kết quả thí nghiệm. Ngoài ra, biến dạng của mẫu đất trước khi trạng thái hóa lỏng chảy ra sấp xỉ -3,9%, gần với giá trị -3,7% của kết quả thí nghiệm. Đồng thời, mô hình vật liệu đất cải tiến đã khắc phục được một phần về tính chất đột ngột của ứng xử hóa lỏng của mô hình vật liệu gốc, làm cho kết quả mô hình vật liệu cải tiến gần với kết quả thí nghiệm hơn. Mặc dù đã cải thiện về mặt định tính và mặt định lượng so với mô hình vật liệu đất gốc, mô hình vật liệu cải tiến vẫn còn hạn chế trong mô phỏng ứng xử hóa lỏng của đất ở những vòng tải ban đầu, biến dạng xảy ra còn khá lớn so với thí nghiệm. Thách thức này chúng tôi sẽ tiếp tục cố gắng khắc phục trong những nghiên cứu tiếp theo.



Hình 6. Kết quả mô phỏng của mô hình vật liệu đất cải tiến và mô hình vật liệu đất gốc, và kết quả thí nghiệm dưới tải nén cố kết không thoát nước xoay chiều.

5. Kết luận

Mục tiêu của nghiên cứu này là phát triển một mô hình đất cải tiến để mô tả ứng xử hóa lỏng của đất dưới tải một chiều và xoay chiều. Mô hình này được xây dựng dựa trên mô hình vật liệu đất được đề xuất

bởi Dafalias và Manzari [6], với sự khắc phục những hạn chế của mô hình gốc về việc mô phỏng thái quá về mặt thay đổi thể tích trong quá trình nén cố kết thoát nước một chiều, không thoát nước một chiều và không thoát nước xoay chiều khi sử dụng đúng thông số hệ số Poisson đầu vào. Mô hình vật liệu đất cải tiến đã được chỉnh sửa phương trình của độ giãn nở thể tích để đạt được kết quả mô phỏng gần với kết quả

*Liên hệ tác giả: huynhnhatminh@hcmut.edu.vn

Nhận bài ngày 08/12/2023, sửa ngày 08/01/2024, chấp nhận đăng ngày 11/01/2024

Link DOI: <https://doi.org/10.54772/jomc.02.2024.606>

thí nghiệm hơn so với mô hình vật liệu đất gốc. Tuy nhiên, ở mô hình vật liệu đất cải tiến, trong việc mô phỏng ứng xử hóa lỏng của đất ở những vòng tải ban đầu dưới tác dụng của tải xoay chiều, biến dạng xảy ra vẫn khá lớn so với thực nghiệm. Mặc dù đã có cải thiện so với mô hình vật liệu đất gốc, mô hình vật liệu cải tiến vẫn còn hạn chế. Chúng tôi sẽ tiếp tục nghiên cứu để khắc phục thách thức này trong các nghiên cứu tiếp theo.

Lời cảm ơn

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Trường Đại học Bách Khoa – ĐHQG-HCM trong khuôn khổ đề tài mã số T-KTXD-2022-04. Chúng tôi xin cảm ơn Trường Đại học Bách khoa, ĐHQG-HCM đã hỗ trợ cho nghiên cứu này.

Tài liệu tham khảo

- [1]. R. Boulanger and K. Ziotopoulou, "Formulation of a sand plasticity plane-strain model for earthquake engineering applications," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 53, pp. 254-267, 2013.
- [2]. M. R. Abkenar, "A Critical State Two-Surface Plasticity Model for Simulation of Flow Liquefaction and Cyclic Mobility," Ph.D Thesis, Civil and Environmental Engineering, The George Washington University, 2017.
- [3]. Y. Zhang, X. Zhou, and Y. Wen, "Constitutive Theory for Sand Based on the Concept of Critical Fabric Surface," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 146, no. 4, p. 04020019, 2020.
- [4]. A. G. Papadimitriou and G. D. Bouckovalas, "Plasticity model for sand under small and large cyclic strains: a multiaxial formulation," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 22, no. 3, pp. 191-204, 2002.
- [5]. A. ASAOKA, T. NODA, E. YAMADA, K. KANEDA, and M. NAKANO, "An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils," *Soils and Foundations*, vol. 42, no. 5, pp. 47-57, 2002.
- [6]. Y. F. Dafalias and M. T. Manzari, "Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects," *Journal of Engineering mechanics*, vol. 130, no. 6, pp. 622-634, 2004.
- [7]. S. I. Woo and R. Salgado, "Bounding surface modeling of sand with consideration of fabric and its evolution during monotonic shearing," *International Journal of Solids and Structures*, vol. 63, pp. 277-288, 2015.
- [8]. Z. Gao, J. Zhao, X. S. Li, and Y. F. Dafalias, "A critical state sand plasticity model accounting for fabric evolution," *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol. 38, no. 4, pp. 370-390, 2014.
- [9]. Z. Gao and J. Zhao, "A non-coaxial critical-state model for sand accounting for fabric anisotropy and fabric evolution," *International Journal of Solids and Structures*, vol. 106, pp. 200-212, 2017.
- [10]. X. S. Li and Y. F. Dafalias, "Anisotropic critical state theory: role of fabric," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 138, no. 3, pp. 263-275, 2011.
- [11]. J. Zhao and Z. Gao, "Unified anisotropic elastoplastic model for sand," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 142, no. 1, p. 04015056, 2015.
- [12]. Z. Gao and J. Zhao, "Constitutive modeling of anisotropic sand behavior in monotonic and cyclic loading," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 141, no. 8, p. 04015017, 2015.
- [13]. A. G. Papadimitriou, G. D. Bouckovalas, and Y. F. Dafalias, "Plasticity model for sand under small and large cyclic strains," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 127, no. 11, pp. 973-983, 2001.
- [14]. K. I. Andrianopoulos, A. G. Papadimitriou, and G. D. Bouckovalas, "Bounding surface plasticity model for the seismic liquefaction analysis of geostructures," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 30, no. 10, pp. 895-911, 2010.
- [15]. A. Asaoka, M. Nakano, and T. Noda, "Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior," *Soils and Foundations*, vol. 40, no. 2, pp. 99-110, 2000.
- [16]. F. Zhang, B. Ye, and G. Ye, "Unified description of sand behavior," *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*, vol. 5, no. 2, pp. 121-150, 2011.
- [17]. M. Taiebat and Y. F. Dafalias, "SANISAND: Simple anisotropic sand plasticity model," *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 32, no. 8, pp. 915-948, 2008.
- [18]. F. Richard, R. Woods, and J. Hall Jr, "Vibration of soils and foundations," 1970.
- [19]. X. S. Li and Y. F. Dafalias, "Dilatancy for cohesionless soils," *Geotechnique*, vol. 50, no. 4, pp. 449-460, 2000.
- [20]. X.-S. Li and Y. Wang, "Linear representation of steady-state line for sand," *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 124, no. 12, pp. 1215-1217, 1998.
- [21]. Y. Dafalias and E. Popov, "A model of nonlinearly hardening materials for complex loading," *Acta mechanica*, vol. 21, no. 3, pp. 173-192, 1975.
- [22]. Y. F. Dafalias, "Bounding surface plasticity. I: Mathematical foundation and hypoplasticity," *Journal of engineering mechanics*, vol. 112, no. 9, pp. 966-987, 1986.
- [23]. H. N. Minh, "Phát triển một mô hình vật liệu đất có thể mô phỏng ứng xử của đất dưới tải một chiều," *Tạp chí Vật liệu & Xây dựng-Bộ Xây dựng*, vol. 13, no. 01, pp. 88-Trang 94, 2023.
- [24]. P. W. Rowe, "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact," *Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences*, vol. 269, no. 1339, pp. 500-527, 1962.
- [25]. R. Verdugo and K. Ishihara, "The steady state of sandy soils," *Soils and foundations*, vol. 36, no. 2, pp. 81-91, 1996.
- [26]. K. Ishihara, F. Tatsuoka, and S. Yasuda, "Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses," *Soils and foundations*, vol. 15, no. 1, pp. 29-44, 1975.