■Ngày nhận bài: 25/5/2026 ■Ngày sửa bài: 08/6/2026 ■Ngày chấp nhận đăng: 19/6/2026

Sự phân bố lớp đất yếu ảnh hưởng đến vùng biến dạng dẻo và tải trọng giới hạn của nền đất tự nhiên dưới nền đường đắp

The distribution of weak soil layers affects the plastic deformation zone and the limit load of the natural soil under the embankment

>TS NGUYỄN MINH KHOA[1,*], TS ĐỖ MINH NGỌC[1], THS NGÔ MINH ĐỨC[2]
[1]Trường Đại học Công nghệ Giao thông vận tải
[2]Thanh tra TP Hải Phòng
[*]Email: minhkhoa.nguyen@utt.edu.vn

TÓM TẮT

Dùng phương pháp sai phân hữu hạn và phần mềm Matlab để giải bài toán phẳng trạng thái ứng suất giới hạn trong nền đất tự nhiên 3 lớp dưới tác dụng của tải trọng nền đường đắp với giả thiết mới về điều kiện nền đất ổn định, kết hợp với một số tính chất cơ học của đất và tải trọng ngoài, đưa ra kết quả tin cậy cao. Có thể dùng bài toán này để khảo sát ảnh hưởng của sự phân bố của lớp đất yếu đến vùng biến dạng dẻo và tải trọng giới hạn của nền đất tự nhiên. Kết quả cho thấy trạng thái ứng suất giới hạn của nền đất tự nhiên không chỉ phụ thuộc vào tải trọng ngoài mà còn phụ thuộc và vị trí phân bố lớp đất khác nhau: Vùng biến dạng dẻo phát triển rộng trong lớp đất yếu, chiều rộng hơn tải trọng nền đắp và có biên tiếp giáp với mặt thoáng nền đất; nếu lớp đất trên cùng có chiều dày lớn hơn 0,75 - 1,75 chiều rộng nền đường, có thể coi nền đất thiên nhiên là đồng nhất với các đặc tính của lớp đất trên cùng để tính tải trọng giới hạn.

Từ khóa: Tải trọng giới hạn; nền đất tự nhiên 3 lớp; ảnh hưởng của lớp đất yếu; ứng suất tiếp lớn nhất đạt giá trị nhỏ nhất.

ABSTRACT

Using the finite difference method and Matlab software to solve the limit stress state problem in a three-layer natural soil under embankment loads, with new assumptions about soil stability conditions combined with mechanical properties and external loads, highly reliable results are obtained. The problem effectively investigates the influence of weak soil layer distribution on the plastic deformation zone and limit load. Results show that the limit stress state depends not only on external load but also on the location of soil layers. The plastic deformation zone develops widely in weak layers, exceeding the embankment width and extending to the free soil surface. If the top layer thickness exceeds 0.75 - 1.75 times the embankment width, the natural soil foundation can be considered homogeneous with top layer characteristics for limit load calculation.

Keywords: Limit load; 3-layer natural soil; influence of weak soil layer; maximum shear stress reaches minimum value.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Các công trình xây dựng đều truyền tải trọng thông qua móng và sức chịu tải của nền đất đảm bảo cho công trình ổn định. Tải trọng giới hạn là một đặc trưng cho sức chịu tải của nền đất, nó không những phụ thuộc vào tính chất địa kỹ thuật của nền đất mà còn phụ thuộc vào đặc điểm của công trình, của móng và các giải pháp nâng cao sức chịu tải.

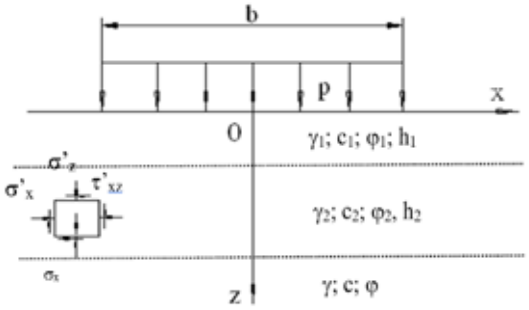
Các tiêu chuẩn đưa ra yêu cầu đầu tiên là phải ổn định khi xây dựng nền đắp trên nền đất yếu [3, 8]. Để tính toán ổn định cường độ, có thể dựa vào việc kiểm soát vùng biến dạng dẻo trong nền đất yếu hoặc phương pháp mặt trượt giả định, như phương pháp Bishop với mặt trượt trụ tròn cắt sâu xuống vùng đất yếu [8]. Theo lý thuyết cân bằng giới hạn, điển hình L.Prandtl khi xác định tải trọng giới hạn đã giả thiết tất cả các điểm trong nền đất đều bị biến

dạng dẻo, tiếp theo có nhiều phương pháp khác xác định tải trọng giới hạn dựa trên các dạng mặt trượt của phương pháp này [3, 4, 5]. L.K.Iugenxon đã đưa ra công thức tính tải trọng giới hạn khi lớp đất yếu tương đối mỏng, giả thiết khi phá hoại không hình thành mặt trượt được mà biến dạng dẻo sẽ bao trùm toàn bộ bề dày đất yếu trong phạm vi dưới nền đắp và đất yếu sẽ bị ép đẩy trồi ra hai bên [3]. Một số nghiên cứu giả thiết nền đất tự nhiên ổn định theo điều kiện ứng suất tiếp lớn nhất đạt giá trị nhỏ nhất [1]. Bằng cách này sẽ xét được trọng lượng bản thân để xác định trạng thái ứng suất, vùng biến dạng dẻo hữu hạn ở trạng thái giới hạn. Kết quả khá phù hợp như nghiên cứu nền đất tự nhiên đồng nhất hoặc 2 lớp chịu tải trọng móng cứng hoặc tải trọng móng mềm [1, 2]. Nhưng các nghiên cứu này còn ít, chưa thể khảo sát được ảnh hưởng của lớp đất yếu trong nền đất tự nhiên nhiều lớp mà đây là trường hợp thường gặp trong thực tế. Chính vì vậy, trong bài báo này sẽ nghiên cứu xây dựng và giải bài toán trạng thái ứng suất giới hạn của nền đất tự nhiên gồm nhiều lớp chịu tải trọng là móng mềm, từ đó đánh giá vùng biến dạng dẻo, tải trọng giới hạn khi xét đến vị trí và chiều dày của lớp đất yếu trong nền đất tự nhiên, làm cơ sở thiết kế nền đường đắp và giải pháp chống mất ổn định trượt trồi.

2. BÀI TOÁN TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT GIỚI HẠN

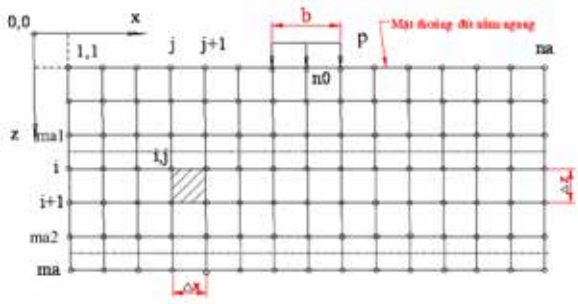
2.1. Sử dụng phương pháp sai phân hữu hạn

Xét bài toán nền đất tự nhiên gồm 3 lớp với lớp ở phía trên có có trọng lượng thể tích γ_1 (kN/m^3), lực dính đơn vị c_1 (kPa), góc ma sát trong φ_1 (°) và chiều dày h_1 (m); tương tự lớp đất ở giữa có γ_2 (kN/m^3), c_2 (kPa), φ_2 (°) và h_2; lớp đất ở phía dưới có γ (kN/m^3), c (kPa) và φ (°) (giả định chiều dày vô hạn). Tải trọng của nền đường đắp là tải trọng hình băng có cường độ bằng trọng lượng cột đất bên trên p (kPa) và chiều rộng là khoảng cách giữa 2 điểm giữa của mái dốc b (m). Các ứng suất hữu hiệu gắn với hệ tọa độ x0z là σ'_x, σ'_z và τ'_{xz} [5, 6] (Hình 1).



Hình 1. Sơ đồ tính toán

Dùng phương pháp sai phân hữu hạn để giải bài toán phẳng trạng thái ứng suất giới hạn theo định lý giới hạn dưới với giả thiết nền đất tự nhiên ổn định theo điều kiện ứng suất tiếp lớn nhất đạt giá trị nhỏ nhất kết hợp với một số điều kiện khác (gọi tắt là bài toán) [1 ,2]. Khối đất được chia thành sơ đồ lưới sai phân hữu hạn (Hình 2).



Hình 2. Sơ đồ lưới sai phân hữu hạn

Trong Hình 2: na và ma là kích thước của lưới sai phân hữu hạn theo phương trục x và z; Δx và Δz - kích thước của ô lưới; ma1 và ma2 là hàng lưới sai phân xác định lớp đất trên cùng và lớp đất ở giữa; n0 - điểm giữa của lưới ở mặt thoáng, với n0 = (1 + na)/2; i và j - vị trí hàng i và cột j của nút trong lưới sai phân. Có thể chọn Δx=Δz=1 m, na= 25 và ma=13 để tính toán [1, 2]. Tại các điểm nút (i, j) có các thành phần ứng suất $\sigma'^{(i,j)}_x$, $\sigma'^{(i,j)}_z$, $\tau'^{(i,j)}_{xz}$. Sơ đồ lưới sai phân chọn sao cho ứng suất của các nút trong khối đất cũng như trên biên đều nằm trong các phương trình cân bằng và hàm mục tiêu:

- Hàm mục tiêu viết cho mỗi nút lưới:

$$Z \approx \sum_i \sum_j \frac{1}{G^{(i,j)}} \left[\left(\frac{\sigma_z^{(i,j)} - \sigma_x^{(i,j)}}{2} \right)^2 + \tau_{xz}^{(i,j)2} \right] \Delta x \Delta z + \sum_i \sum_j \frac{1}{G^{(i,j)}} \left[\sqrt{\left(\frac{\sigma_z^{(i,j)} - \sigma_x^{(i,j)}}{2} \right)^2 + \tau_{xz}^{(i,j)2}} \cdots - \frac{\sigma_z^{(i,j)} + \sigma_x^{(i,j)}}{2} \sin \varphi^{(i,j)} - c^{(i,j)} \cos \varphi^{(i,j)} \right]^2 \Delta x \Delta z - p \rightarrow min \quad (1)$$

Với $G^{(i,j)}$ là mô-đun trượt của đất tại các nút lưới. Các bài toán sau chọn G là hằng số.

- Hàm mục tiêu cần thỏa mãn 4 ràng buộc sau:

1 - Hệ phương trình có được từ cực tiểu lượng cưỡng bức theo phương pháp nguyên lý cực trị Gauss [2], viết cho điểm giữa của ô lưới sai phân.

$$\begin{cases} \left(\frac{\left(\sigma_z^{(i+1,j+1)} - \sigma_0^{(i+1)} \right) + \left(\sigma_z^{(i+1,j)} - \sigma_0^{(i)} \right)}{2} \cdots - \frac{\left(\sigma_z^{(i,j+1)} - \sigma_0^{(i)} \right) + \left(\sigma_z^{(i,j)} - \sigma_0^{(i)} \right)}{2} \right) \frac{1}{\Delta z} \Delta x \Delta z \cdots \\ + \left(\frac{\tau_{xz}^{(i+1,j+1)} + \tau_{xz}^{(i,j+1)}}{2} - \frac{\tau_{xz}^{(i+1,j)} + \tau_{xz}^{(i,j)}}{2} \right) \frac{1}{\Delta x} \Delta x \Delta z = 0 \\ \left(\frac{\left(\sigma_x^{(i+1,j+1)} - \sigma_0^{(i+1)} \right) + \left(\sigma_x^{(i,j+1)} - \sigma_0^{(i)} \right)}{2} \cdots - \frac{\left(\sigma_x^{(i+1,j)} - \sigma_0^{(i+1)} \right) + \left(\sigma_x^{(i,j)} - \sigma_0^{(i)} \right)}{2} \right) \frac{1}{\Delta x} \Delta x \Delta z \cdots \\ + \left(\frac{\tau_{xz}^{(i+1,j+1)} + \tau_{xz}^{(i+1,j)}}{2} - \frac{\tau_{xz}^{(i,j+1)} + \tau_{xz}^{(i,j)}}{2} \right) \frac{1}{\Delta z} \Delta x \Delta z = 0 \end{cases} \quad (2)$$

Với nền đất tự nhiên có mặt thoáng nằm ngang thì áp lực nghỉ k0 = 1,0. Do đó, lớp đất ở trên cùng: $\sigma_0^i = \gamma_1 (i-1)\Delta z$; lớp đất ở giữa: $\sigma_0^i = \gamma_1 (m_{a1}-1)\Delta z + \gamma_2 (i-m_{a1})\Delta z$; lớp đất ở dưới cùng: $\sigma_0 = \gamma_1 (m_{a1}-1)\Delta z + \gamma_2 (m_{a2}-m_{a1})\Delta z + \gamma (i-m_{a2})\Delta z$.

2 - Đất là vật liệu không chịu kéo, tại mỗi điểm nút lưới: $\sigma'^{(i,j)}_x \geq 0$ và $\sigma'^{(i,j)}_z \geq 0$

3 - Trạng thái của đất thỏa mãn điều kiện bền Mohr - Coulomb [4, 5], viết cho mỗi điểm nút:

$$f(k)^{(i,j)} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_z^{(i,j)} - \sigma_x^{(i,j)}}{2} \right)^2 + \tau_{xz}^{(i,j)2}} - \frac{\sigma_z^{(i,j)} + \sigma_x^{(i,j)}}{2} \sin \varphi^{(i,j)} - c^{(i,j)} \cos \varphi^{(i,j)} \leq 0 \quad (3)$$

4 - Điều kiện biên của bài toán:

+ Điều kiện biên tại mặt thoáng (ma = 1), với các nút không chịu tác dụng của tải trọng: $\sigma'^{(1,j)}_z = 0$; $\tau'^{(1,j)}_{xz} = 0$, còn các nút chịu tác dụng của tải trọng nền đường đắp: $\tau'^{(1,j)}_{xz} = 0$; $\sigma'^{(1,j)}_z = p$

+ Điều kiện biên dưới và hai bên khối đất: Nhận thấy, khi ở xa điểm đặt lực thì các ứng suất tại các nút liền kề theo phương đứng và phương ngang xấp xỉ bằng nhau. Vì thế, điều kiện biên dưới và hai bên khối đất được viết: $(\sigma'^{(i,j)}_x - \sigma'^{(i,j+1)}_x)^2 \rightarrow$ min và $(\sigma'^{(i,j)}_z - \sigma'^{(i+1,j)}_z)^2 \rightarrow$ min.

Ngoài các ứng suất tại mặt thoáng nói trên, các ứng suất còn lại tại các nút là chưa biết. Các ứng suất chưa biết này là các ẩn số được đưa vào hàm mục tiêu và các ràng buộc. Tải trọng nền đường đắp p ứng với giá trị lớn nhất để nền đất ở trạng thái giới hạn cũng là ẩn số của bài toán, giá trị $p = \sigma'^{(1,j)}_z$ tìm được này là tải trọng giới hạn hay sức chịu tải của nền đất tự nhiên, ký hiệu p_{gh} (kPa).

Như vậy, bài toán xác định trạng thái ứng suất trong đất theo phương pháp sai phân hữu hạn là tìm cực tiểu của hàm mục tiêu (1) thỏa mãn các điều kiện ràng buộc (2), các điều kiện đất là vật liệu không chịu kéo, điều kiện bền Mohr - Coulomb và điều kiện biên của khối đất.

Bài toán này có thể sử dụng các phương pháp giải toán quy hoạch phi tuyến khác nhau. Về mặt toán học, khi mà hàm mục tiêu là hàm lồi và điều kiện ràng buộc cũng lồi thì bài toán có nghiệm duy nhất. Thuật toán quy hoạch phi tuyến phát triển mạnh mẽ trong những năm gần đây, một số đã có sẵn thành các chương trình tính trong các phần mềm toán học. Ở đây, đặc biệt sử dụng hàm fmincon(…) có trong phần mềm Matlab [7] để giải.

Bài toán chứng tỏ có nghiệm duy nhất, xác định được trạng thái ứng suất giới hạn và từ điều kiện Mohr - Coulomb, tính f(k) tại từng điểm theo công thức (3), sau đó nối các điểm có cùng giá trị f(k) gọi là đường đẳng bền. Khi f(k) = 0 thì đất đã bị biến dạng dẻo. Vùng biến dạng dẻo là tập hợp các điểm bị biến dạng dẻo, có chiều rộng lớn nhất b_d (m).

2.2. Đánh giá bài toán

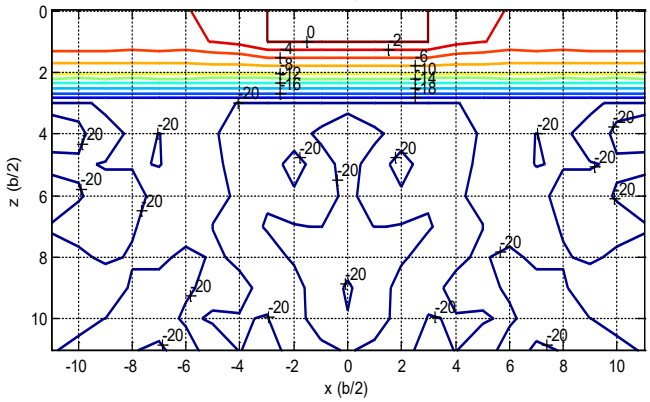
Trường hợp móng cứng nằm ngang và đáy trơn nhẵn thì lời giải giải tích theo lý thuyết cân bằng giới hạn (L. Prandtl, 1920) và các phương pháp mặt trượt cho nền đất đồng nhất trong bài toán phẳng, ta thấy nếu γ = 0 (hoặc b = 0) và không có tải trọng bên thì p_{gh}/c phụ thuộc vào ϕ. Do đó, xét nền đất tự nhiên đồng nhất (coi γ = 0) cho ϕ lần lượt bằng 0; 5°; 10°; 15°; 20° để xác định tải trọng giới hạn đường thẳng. Sau đó, so sánh kết quả này với một số nghiên cứu điển hình [4, 5, 6], cho p_{gh}/c tương đối bằng nhau theo ϕ, chỉ có phương pháp của K. Terzaghi cao hơn các phương pháp còn lại. Cụ thể, kết quả của bài toán sai lệch (+1,04 ÷ -14,36%) so với của V. V. Sokolovski, Vesic, P. D. Ebdokimov, TCVN 4253; sai lệch (-8,52 ÷ -28,21%) so với của K. Terzaghi; sai lệch -15,89 % so với của V. G. Berezansev ở ϕ = 20°; ϕ càng lớn thì P_{gh}/c của bài toán càng nhỏ hơn các nghiên cứu khác. Mặc dù kết quả vẫn có sự sai lệch nhỏ những vẫn có thể dùng bài toán này để nghiên cứu nền đất tự nhiên và khảo sát ảnh hưởng của lớp đất yếu.

3. KHẢO SÁT SỐ BÀI TOÁN TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT GIỚI HẠN

3.1. Đường đẳng bền và vùng biến dạng dẻo

- *Bài toán 1:* Xét nền đường đắp có chiều rộng b, nền đất tự nhiên 3 lớp (Hình 1), với lớp đất ở phía trên cùng có c_1 = 5 kPa, φ_1 = 0, γ_1 = 5 kN/m³ và h_1 = =0,75b; lớp đất ở giữa có c_2 = 15 kPa, φ_2 = 0, γ_2 = 10 kN/m³ và h_2 = 0,5b; lớp đất ở dưới cùng có c = 40 kPa, φ = 0, γ = 17 kN/m³.

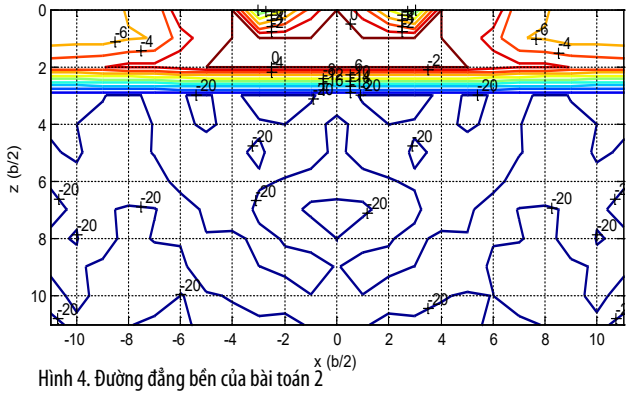
Kết quả được tải trọng giới hạn, p_{gh}= 26,1674 kPa, đường đẳng bền f(k) và vùng biến dạng dẻo có b_d= 3b (Hình 3).



Hình 3. Đường đẳng bền của bài toán 1

- *Bài toán 2:* Gần tương tự bài toán 2, nhưng ở đây cho: c_1 = 15 kPa, φ_1 = 0, γ_1 = 10 kN/m³ và h_1 = 0,75b; c_2 = 5 kPa, φ_2 = 0, γ_2 = 5 kN/m³ và h_2 = 0,5b; c = 40 kPa, φ = 0, γ = 17 kN/m³.

Kết quả được tải trọng giới hạn, p_{gh}= 56,3725 kPa, đường đẳng bền f(k) và vùng biến dạng dẻo có b_d= 5b (Hình 4).



Hình 4. Đường đẳng bền của bài toán 2

Nhận xét từ kết quả của Bài toán 1 và 2:

- Sự thay đổi đáng kể của trạng thái ứng suất giới hạn và vùng biến dạng dẻo khi thay đổi vị trí của các lớp đất; vùng biến dạng dẻo phát triển rộng trong lớp đất có lực dính đơn vị nhỏ và vùng biến dạng dẻo này có chiều rộng lớn hơn tải trọng nền đắp, có biên tiếp giáp với mặt thoáng nền đất tự nhiên (Hình 3, Hình 4). Ngay dưới tải trọng nền đường đắp, với mô tả là móng mềm không hình thành "lõi đất".

- Khi thay đổi vị trí hai lớp đất bên trên cho thấy khi lớp đất có lực dính đơn vị c và trọng lượng thể tích γ lớn ở trên cùng thì chiều rộng vùng biến dạng tăng từ 3b lên 5b và tải trọng giới hạn tăng thêm 115,43%.

3.2. Khảo sát ảnh hưởng của lớp đất yếu

3.2.1. Vị trí lớp đất yếu phân bố trong nền đất tự nhiên

- *Bài toán 3:* Xét nền đất tự nhiên, không xét góc ma sát trong (φ = 0) và trọng lượng thể tích (γ = 0 kN/m³), chịu tác dụng của tải trọng nền đường đắp có chiều rộng b.

- Trường hợp 3.1: Xét lớp đất ở giữa có c_2 = 10 kPa và h_2 = 0,5b, được phân bố trong nền đất tự nhiên có lực dính đơn vị c = 40 kPa (hay c_1 = c_3 = 40 kPa).

- Trường hợp 3.2: Xét lớp đất ở giữa có c_2 = 40 kPa và h_2 = 0,5b, được phân bố trong nền đất tự nhiên có lực dính đơn vị c = 10 kPa (hay c_1 = c_3 = 10 kPa).

Thay đổi độ sâu h_1 (từ bề mặt của lớp đất xem xét đến bề mặt nền đất tự nhiên cũng chính là chiều dày lớp đất bên trên), để khảo sát tải trọng giới hạn (Bảng 1).

Bảng 1. Quan hệ giữa tải trọng giới hạn (kPa) với độ sâu của lớp đất xem xét (h_1/b)

m_{a1}	m_{a2}	h_1/b	Trường hợp 3.1		Trường hợp 3.2	
			p_{gh} (kPa)	b_d	p_{gh} (kPa)	b_d
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
1	2	0,25	107,9211	3b	106,8826	6b
2	3	0,75	130,2574	4b	49,1824	2b
3	4	1,25	177,1591	5b	48,9980	2b
4	5	1,75	194,3881	3b	48,9206	2b
5	6	2,25	195,4268	2b	48,9335	2b
6	7	2,75	196,2029	2b	48,9415	2b

Từ Bảng 1 của Bài toán 3:

- Trường hợp 3.1 có thể coi là trường hợp lớp đất yếu (c = 10 kPa) phân bố trong nền đất tốt (c = 40 kPa), tải trọng giới hạn luôn tăng khi tăng độ sâu của lớp đất yếu. Cột (4) cho thấy, khi $h_1/b \geq 1,75$ thì tải trọng giới hạn không tăng đáng kể. Có thể cho rằng ở chiều sâu này, lớp đất yếu không còn ảnh hưởng đến tải trọng giới hạn hay sức chịu tải của nền đất tự nhiên.

- Trường hợp 3.2 có thể coi là trường hợp lớp đất tốt (c = 40 kPa) phân bố trong nền đất yếu (c = 10 kPa) tải trọng giới hạn luôn giảm khi tăng độ sâu của lớp đất cứng. Cột (6) cho thấy khi $h_1/b \geq 0,75$ thì tải trọng giới hạn giảm không đáng kể. Có thể cho rằng ở chiều sâu này, ảnh hưởng của lớp đất tốt trong nền đất yếu không còn.

- Kết quả ở cột (5) và (7) cho thấy chiều rộng vùng biến dạng dẻo thay đổi trong phạm vi khá lớn, $b_d = 2b \div 6b$. Kết quả này khác với L.K.Iugenxon cho rằng vùng biến dạng dẻo sẽ bao trùm toàn bộ bề dày đất yếu trong phạm vi dưới nền đắp, $b_d = b$.

3.2.2. Chiều dày lớp đất yếu phân bố trong nền đất tự nhiên

- Bài toán 4: Xét bài toán này gần giống trường hợp 3.1 của Bài toán 3, chỉ khác là chiều dày lớp đất ở giữa ở hai trường hợp:

- Trường hợp 4.1: Xét khi $h_2 = b$.

- Trường hợp 4.2: Xét khi $h_2 = 1,5b$.

Thay đổi độ sâu h_1, để khảo sát tải trọng giới hạn của nền đất tự nhiên (Bảng 2).

Bảng 2. Quan hệ giữa tải trọng giới hạn (kPa) với độ sâu của lớp đất xem xét (h_1/b)

ma1	h_1/b	Trường hợp 4.1		Trường hợp 4.2	
		m_{a2}	p_{gh} (kPa)	m_{a2}	p_{gh} (kPa)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
1	0,25	3	59,5290	4	59,2229
2	0,75	4	111,4534	5	110,9901
3	1,25	5	170,7704	6	170,3067
4	1,75	6	193,4791	7	193,1874

Nhận xét:

- Kết quả cột (2) với cột (4) và cột (6) của Bảng 2 và với cột (4) của Bảng 1, có thể thấy được khi $h_2 < b$ đã ảnh hưởng đến tải trọng giới hạn.

- Trong Bảng 2, tại cột (4) và cột (6) thì tải trọng giới hạn ở hai trường hợp của bài toán này gần như trùng nhau, cho thấy chiều dày lớp đất yếu đã không còn ảnh hưởng đến tải trọng giới hạn khi $h_2 > b$. Tương ứng, độ sâu trung bình của đáy lớp đất thứ 2 là 1,75b. Điều này thêm khẳng định kết quả nhận xét kết quả ở Bài toán 3.

4. KẾT LUẬN

Sử dụng phương pháp đã có xem nền đất tự nhiên ổn định theo điều kiện ứng suất tiếp lớn nhất đạt giá trị nhỏ nhất, tác giả nghiên cứu trạng thái ứng suất giới hạn và tải trọng giới hạn của nền đất tự nhiên gồm 3 lớp đất, chịu tải trọng của nền đường đắp với giả thiết là nền đất chịu tải trọng trên móng mềm là hợp lý và mang ý nghĩa thực tiễn để khảo sát ảnh hưởng của sự phân bố lớp đất yếu.

Trạng thái ứng suất giới hạn phụ thuộc vào phân bố lớp đất khác nhau:

- Tải trọng giới hạn thay đổi. Vùng biến dạng dẻo phát triển rộng trong lớp đất có lực dính đơn vị nhỏ (có thể coi đây là lớp đất yếu) và rộng hơn chiều rộng nền đắp $b_d = 2b \div 6b$ và có biên tiếp giáp với mặt thoáng nền đất, cho thấy được phạm vi cần xử lý nền đất yếu.

- Nếu lớp đất trên cùng có chiều dày lớn hơn 0,75 - 1,75 chiều rộng nền đắp, có thể coi nền đất tự nhiên là đồng nhất với các đặc tính của lớp đất trên cùng để tính tải trọng giới hạn. Điều này khác với các khuyến nghị sử dụng của L. Prandtl là lớn hơn 1,5 chiều rộng nền đường [3]. Do đó, tùy theo trường hợp cụ thể mà xác định chiều sâu khảo sát tính toán và không nên quy định cụ thể là ứng suất do tải trọng ngoài bằng 0,1 - 0,2 ứng suất do trọng lượng bản thân gây ra để tính toán lún.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Ngô Thị Thanh Hương. Nghiên cứu tính toán tải trọng tới hạn của nền đất. Tạp chí Địa kỹ thuật, số 02, 2011.

[2] Nguyễn Minh Khoa, Đỗ Minh Ngọc, Nguyễn Anh Trình. Khảo sát ổn định trượt trồi nền đất yếu bằng bệ phản áp có xét ảnh hưởng của lớp đất cứng ở phía dưới nền đường đắp. Tạp chí Giao thông vận tải, số 10, 2024.

[3] Dương Học Hải, Nguyễn Xuân Trục. Thiết kế đường ô tô, tập 2. NXB. Xây dựng, 2002.

[4] Phan Trường Phiệt. Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn. NXB. Xây dựng, Hà Nội, 2010.

[5] Arnold Verruijt. Soil mechanics. Delft University of Technology, 2001.

[6] Karl Terzaghi & Ralph B. Peck & Gholamreza Mesri. Soil Mechanics in Engineering Practice. University of Illinois, 1996.

[7] MathWorks. Latlab - Optimization ToolboxTM. User' s guide R2011b, Stanford, California, USA, 2011.

[8] Tổng cục Đường bộ Việt Nam. Tiêu chuẩn khảo sát, thiết kế nền đường ô tô trên nền đất yếu. TCCS41:2022/TCĐBVN.