

BỘ QUỐC PHÒNG
HỌC VIỆN KỸ THUẬT QUÂN SỰ

NGUYỄN MINH KHOA

**NGHIÊN CỨU TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT GIỚI HẠN
TRONG NỀN ĐẤT TỰ NHIÊN DƯỚI TÁC DỤNG CỦA
TẢI TRỌNG NỀN ĐƯỜNG ĐÁP VÀ BỆ PHẢN ÁP**

Chuyên ngành: Kỹ thuật xây dựng công trình giao thông
Mã số : 62 58 02 05

LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

HÀ NỘI - 2013

**CÔNG TRÌNH ĐƯỢC HOÀN THÀNH TẠI
HỌC VIỆN KỸ THUẬT QUÂN SỰ - BỘ QUỐC PHÒNG**

Người hướng dẫn khoa học:

TS Hoàng Đình Đạm - Học viện Kỹ thuật Quân sự

Phản biện 1:

GS. TS Phạm Huy Khang - Đại học GTVT HN

Phản biện 2:

GS. TS Nguyễn Văn Lệ - Đại học Thủy lợi

Phản biện 3:

GS. TSKH Nguyễn Đăng Bích - Viện KH & CN Xây dựng

Có thể tìm hiểu luận án tại:

- Thư viện Học viện Kỹ thuật Quân sự
- Thư viện Quốc gia

DANH MỤC CÁC CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ CÔNG BỐ

1. Nguyễn Minh Khoa, Hoàng Đình Đạm (2012), “Trạng thái ứng suất trong nền đất dưới tác dụng của tải trọng nền đường đắp”, Tạp chí Giao thông vận tải - 5/2012, HN (Tr.23-25).

2. Nguyễn Minh Khoa, Hoàng Đình Đạm (2012), “Nghiên cứu tải trọng giới hạn nền đất chịu tác dụng của tải trọng nền đường đắp”, Tạp chí Giao thông vận tải - 6/2012, HN (Tr.21-22 và Tr.32).

3. Nguyễn Minh Khoa, Hoàng Đình Đạm (2012), “Trạng thái ứng suất trong nền đất chịu tải trọng nền đường đắp và bộ phản áp”, Tạp chí Cầu đường Việt Nam - 8/2012, HN (Tr.34-36 và Tr.46).

4. Nguyễn Minh Khoa, Hoàng Đình Đạm (2012), “Tải trọng giới hạn nền đất chịu tải trọng nền đường đắp và bộ phản áp”, Tạp chí Cầu đường Việt Nam - 9/2012, HN (Tr.18-21).

5. Nguyễn Minh Khoa, Hoàng Đình Đạm (2013), “Nghiên cứu bộ phản áp tăng cường tải trọng giới hạn nền đất yếu chịu tải trọng của nền đường đắp”, Tạp chí Cầu đường Việt Nam - 3/2013, HN (Tr.15-18).

MỞ ĐẦU

1. Tính cấp thiết của đề tài

Lý thuyết tính toán hiện nay thường giả thiết đất là vật liệu đàn hồi, đàn - dẻo, cứng - dẻo để dựa vào lời giải các bài toán đàn hồi, đàn - dẻo hoặc dựa theo lý thuyết cân bằng giới hạn với lời giải không xét trọng lượng nền đất đối với tải trọng móng cứng của L. Prandtl và các phương pháp gần đúng, như phương pháp mặt trượt giả định, xét tới trọng lượng nền đất. Các lý thuyết này đã giải quyết được nhiều vấn đề cụ thể mà thực tế đặt ra nhưng vẫn còn những hạn chế.

Tuy vậy, giả thiết đất là một vật liệu mang các tính chất của môi trường hạt rời là tương đối phù hợp và sử dụng phương pháp đã có xem nền đất ổn định theo điều kiện ứng suất tiếp lớn nhất đạt giá trị nhỏ nhất, xét được trọng lượng bản thân để xác định trạng thái ứng suất sẽ cho ta kết quả phù hợp hơn, nhưng các nghiên cứu theo phương pháp này còn ít.

Trạng thái ứng suất của nền đất phụ thuộc không những vào tính chất địa kỹ thuật của nền đất mà còn phụ thuộc vào đặc tính của công trình hay tải trọng ngoài. Do nền đất tự nhiên dưới tác dụng của tải trọng nền đắp được xem như là dưới tác dụng của móng mềm, vì thế không thể áp dụng cách tính là dưới tác dụng của móng cứng như hiện nay sử dụng. Nghiên cứu xây dựng và giải bài toán trạng thái ứng suất của nền đất tự nhiên dưới tải trọng móng mềm, đặc biệt nghiên cứu ở trạng thái giới hạn để từ đó xác định tải trọng giới hạn của nền đất làm cơ sở thiết kế nền đường đắp là vấn đề mới và cấp thiết.

Bộ phản áp là một giải pháp lâu đời được sử dụng nhiều, thực tế đã chứng minh hiệu quả tăng cường ổn định, đặc biệt làm tăng tải trọng giới hạn của nền đất yếu. Với công nghệ thi công đơn giản và tận dụng được vật liệu tại chỗ, bộ phản áp đã được xây dựng với nền đường đắp qua vùng đất yếu và sửa chữa nền đường mất ổn định. Tuy nhiên tính toán thiết kế bộ phản áp của nền đường đắp còn dựa vào kinh nghiệm và các phương pháp gần đúng. Do đó có thể dùng cách

tính toán mới về tải trọng giới hạn của nền đất chịu tải trọng móng mềm để khảo sát ảnh hưởng của bộ phận áp, hợp lý hoá thiết kế kích thước, tìm cách khắc phục nhược điểm để có thể vận dụng tiết kiệm và hiệu quả vào thực tế.

Từ những vấn đề nêu trên đặt ra việc nghiên cứu xác định trạng thái ứng suất giới hạn của nền đất yếu nói riêng, nền đất tự thiên nói chung với những giả thiết hợp lý hơn với thực tế làm việc của nền đất chịu tác dụng của tải trọng nền đường đắp và bộ phận áp sẽ góp phần bổ sung lý thuyết nghiên cứu, góp phần tích cực vào thực tế xây dựng nền đường đắp, mạng lưới giao thông và sự phát triển ngày nay.

2. Mục đích nghiên cứu

Xác định trạng thái ứng suất giới hạn trong nền đất tự thiên dưới tác dụng của tải trọng nền đường đắp và bộ phận áp, với giả thiết nền đất mang tính chất của môi trường hạt rời và ổn định theo điều kiện ứng suất tiếp lớn nhất đạt giá trị nhỏ nhất, nền đất tự nhiên chịu tác dụng của tải trọng móng mềm và tìm phương pháp toán hợp lý để xét trọng lượng bản thân nền đất.

Từ bài toán trạng thái ứng suất giới hạn, nghiên cứu bộ phận áp làm tăng tải trọng giới hạn hay sức chịu tải của nền đất yếu.

3. Phạm vi nghiên cứu

Bài toán phẳng để xác định trạng thái ứng suất, đặc biệt ở trạng thái giới hạn của nền đất tự nhiên đồng nhất có mặt thoáng nằm ngang. Trạng thái ứng suất nghiên cứu là ứng suất hữu hiệu.

4. Phương pháp nghiên cứu

Nghiên cứu lý thuyết, sử dụng phương pháp sai phân hữu hạn và lập trình bằng ngôn ngữ Matlab để giải, với thuật toán được dùng là quy hoạch phi tuyến. Bài toán được đánh giá bằng cách so sánh với một số kết quả đã có.

5. Bố cục của luận án

Luận án bao gồm: phần mở đầu, 4 chương, phần kết luận và kiến nghị với 125 trang thuyết minh, nghiên cứu 23 bài toán, cùng với 20

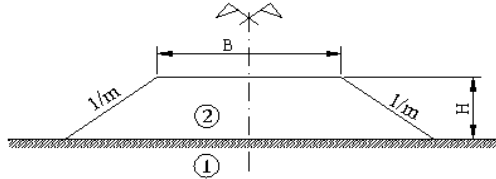
bảng, 61 hình vẽ đồ thị, 62 tài liệu tham khảo và phần phụ lục gồm 3 chương trình tính với 27 trang viết bằng ngôn ngữ lập trình Matlab.

CHƯƠNG 1

TỔNG QUAN VỀ TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT VÀ TẢI TRỌNG GIỚI HẠN CỦA NỀN ĐẤT TỰ NHIÊN DƯỚI TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG NỀN ĐƯỜNG ĐẮP

1.1. Nền đường đắp

Nền đường đắp thường là một công trình bằng đất, ổn định toàn khối và cường độ của nó phụ thuộc phần lớn vào nền đất tự nhiên ở phía dưới. Trắc ngang thông thường của nó như hình 1.1 với B và H - là chiều rộng và chiều cao nền đắp; $1/m$ - là độ dốc ta luy.



Hình 1.1. Trắc ngang của nền đường đắp
(1 - nền đất tự nhiên; 2 - nền đường đắp)

1.2. Nền đất yếu

Đất yếu rất phổ biến ở Việt Nam, với đặc điểm cơ lý và trạng thái thường gặp của đất yếu thì sức chịu tải hay tải trọng giới hạn nhỏ và rất khó đảm bảo chịu được tải trọng nền đường đắp bên trên, khi đó hiện tượng mất ổn định theo dạng phình trồi dễ dàng xảy ra nhất.

Nguy cơ mất ổn định càng lớn khi đất yếu phân bố ngay trên bề mặt nền và dễ xảy ra trong hoặc ngay sau quá trình đắp nền đường.

1.3. Tải trọng của nền đường đắp tác dụng lên nền đất tự nhiên

Đối với nền đất tự nhiên chịu tác dụng tải trọng nền đường đắp, thì tải trọng nền đường đắp được xem là tải trọng móng mềm, áp lực tại mỗi điểm trên mặt thoáng chính bằng trọng lượng cột đất ở phía trên.

1.4. Trạng thái ứng suất và tải trọng giới hạn của nền đất

- Lý thuyết biến dạng tuyến tính

Trạng thái ứng suất trong bài toán phẳng, được đặc trưng bằng ba thành phần σ_x , σ_z , τ_{xz} thỏa mãn hai điều kiện:

+ Điều kiện cân bằng tĩnh:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = \gamma \\ \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \end{cases} \quad (1.4)$$

trong đó: γ - trọng lượng thể tích của đất.

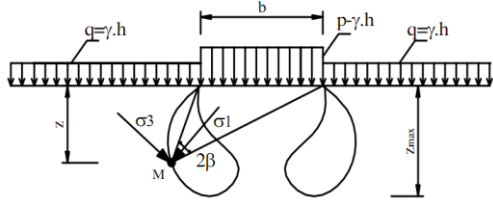
+ Điều kiện liên tục:

$$\nabla^2 (\sigma_z + \sigma_x) = 0 \quad (1.5)$$

với: ∇^2 - toán tử Laplace.

Điều kiện tăng tải một chiều, các bài toán đàn hồi, ví dụ bài toán Boussinesq, bài toán Flamant, bài toán bản nén... trong lý thuyết đàn hồi đều được ứng dụng trong cơ học đất và thường dựa vào điều kiện phá hoại Mohr – Coulomb để xác định khu vực biến dạng dẻo.

Xét bài toán như hình 1.6 với: p và b - là tải trọng và chiều rộng đáy móng và q - là tải trọng bên. N. P. Puzryevsky đã giải với giả thiết ứng suất do trọng lượng bản thân gây ra $\sigma_z^0 = \sigma_x^0$ hay hệ số áp lực ngang $k=1,0$.



Hình 1.6. Bài toán phẳng

Tìm tải trọng giới hạn p_{gh} khi điểm biến dạng dẻo vừa mới xuất hiện ở hai mép đáy móng. Nếu xét nền đất có $c \neq 0$, $\varphi = 0$, $\gamma = 0$ ta có:

$$p_{gh} = \pi c \quad (1.26)$$

với: c - lực dính đơn vị của đất.

Ngoài ra, còn có các nghiên cứu khác như của N. N. Maslov; I. V. Iaropolxki; V. A. Florin, M. V. Malusev; M. I. Gorbunov – Poxadov; Sakhunhian; Đặng Hữu...

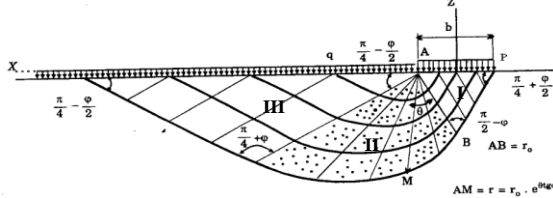
Hạn chế của lý thuyết này là bởi nếu đất bị trượt thì một phần nền đất không còn nằm trong giai đoạn biến dạng tuyến tính nữa. Thực tế, để áp dụng được người ta quy định chiều sâu phát triển tối đa của khu vực biến dạng dẻo là 1/4 chiều rộng tải trọng.

- Lý thuyết cân bằng giới hạn

+ Cơ sở của lý thuyết: dùng mô hình cứng - dẻo; công nhận thuyết phá hoại Mohr – Coulomb; giả thiết khi khối đất bị phá hoại thì mọi điểm của khối đất đều cùng đạt trạng thái ứng suất giới hạn.

+ Các lời giải của hệ phương trình cơ bản:

Lời giải của L. Prandtl (móng cứng có chiều rộng b , đáy móng trơn nhẵn và không xét trọng lượng nền đất $\gamma = 0$) như hình 1.9.



Hình 1.9. Sơ đồ các vùng cân bằng giới hạn và các mặt trượt

Nếu xét nền đất có góc ma sát trong $\varphi = 0$, ta có:

$$p_{gh} = (\pi+2)c+q \quad (1.25)$$

và các lời giải điển hình khác của Novotortsev, V. V. Sokolovski ...

Thực tế xây dựng và thí nghiệm mô hình đã chứng tỏ rằng khi khối đất bị phá hoại, các điểm của khối đất không đạt trạng thái phá hoại cùng lúc mà có nơi đang ở trạng thái cân bằng bền. Mặc dù vậy, lý thuyết này vẫn mô phỏng một cách gần đúng sự làm việc của nền khi mất ổn định.

- Lý thuyết đàn - dẻo dùng cho khối đất

Lý thuyết đàn - dẻo xét đến ứng xử đàn hồi trước khi đất đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn. Lý thuyết này đã xét đến thực tế ứng xử khách quan của khối đất. Các công trình nghiên cứu V. A. Florin, D. E. Plosin, I. V. Iaropoxki... đặc biệt là lý thuyết Cam - Clay.

- Các phương pháp dùng mặt trượt giả định

Đặc điểm là không căn cứ trực tiếp vào tình hình cụ thể của tải trọng và tính chất cơ lý của nền đất quy định mặt trượt cho nền đất, như các phương pháp sau:

+ Phương pháp mặt trượt giả định mặt phẳng;

+ Phương pháp mặt trượt trụ tròn: được 22TCN262-2000 sử dụng;

+ *Phương pháp mặt trượt theo lý luận cân bằng với nền đồng nhất*: Dựa vào lời giải của Prandtl mà chia khối đất thành ba vùng I, II và III (hình 1.9), mỗi vùng được coi như vật thể rắn và kết hợp với thực nghiệm. Các nghiên cứu của K. Terzaghi, V. G. Berezansev, Vesic, P. D. Ebdokimov, Phan Trường Phiệt... đưa về biểu thức:

$$p_{gh} = N_\gamma \gamma b + N_q q + N_c c \quad (1.31)$$

với: N_γ , N_q , N_c - là các hệ số không thứ nguyên, phụ thuộc vào φ .

Nghiên cứu của P. D. Ebdokimov được TCVN 4253-1986 và SNiP - 85 quy định dùng.

Từ công thức (1.31) có thể thấy tải trọng giới hạn của nền đất còn phụ thuộc vào đặc tính của công trình (b và q).

Tuy nhiên, trong những điều kiện phức tạp của nền đất và tải trọng thì phương pháp dùng mặt trượt giả định vẫn được dùng để xác định sức chịu tải hay tải trọng giới hạn của nền đất.

- Phương pháp phân tích giới hạn

Nhờ dùng hai định lý phân tích giới hạn mà không cần đi sâu vào phân tích dẻo cho phép không những xác định được tải trọng giới hạn của nền đất mà cả trạng thái ứng suất giới hạn.

- Phương pháp xác định ứng suất theo điều kiện ứng suất tiếp lớn nhất đạt giá trị nhỏ nhất trong nền đất

Nghiên cứu đất với giả thiết là vật liệu hạt rời, xem nền đất ổn định theo điều kiện ứng suất tiếp lớn nhất đạt giá trị nhỏ nhất, Ngô Thị Thanh Hương đã bổ sung điều kiện (1.32) để xác định trạng thái ứng suất. Đây là phương pháp mới, mô tả tương đối phù hợp điều kiện làm việc của nền đất.

$$Z = \int_V \frac{1}{G} \tau_{\max}^2 dV \rightarrow \min \quad (1.32)$$

trong đó: τ_{\max} - ứng suất tiếp lớn nhất tại điểm đang xét;

G - mô đun trượt của đất;

V - miền lấy tích phân hoặc thể tích khối đất được xét.

Trong bài toán phẳng thì kết hợp (1.32) với (1.4). Bài toán này đã chứng tỏ có nghiệm duy nhất. Tuy vậy, các nghiên cứu theo phương

pháp này còn ít.

1.5. Giải pháp tăng cường sức chịu tải (tải trọng giới hạn) của nền đất yếu

Giải pháp công nghệ xây dựng nền đắp trên đất yếu có thể chia thành hai nhóm: nhóm 1 - các giải pháp tác động đến nền đường đắp; nhóm 2 - các giải pháp tác động đến nền đất yếu.

Bộ phận áp thuộc nhóm 1, là một giải pháp lâu đời được sử dụng nhiều để làm tăng tải trọng giới hạn nền đất yếu dưới nền đường đắp, giải pháp này có nhiều tác dụng và ưu điểm. Tuy vậy, tính toán thiết kế còn dựa vào kinh nghiệm và các phương pháp gần đúng.

1.6. Kết luận

Nghiên cứu trạng thái ứng suất nền đất tự nhiên dưới tác dụng của tải trọng nền đường đắp, với giả thiết tải trọng nền đường đắp là móng mềm. Đặc biệt là nghiên cứu ở trạng thái ứng suất giới hạn, với giả thiết đất là vật liệu hạt rời, tìm phương pháp toán xét được đầy đủ trọng lượng bản thân nền đất để thiết kế nền đường đắp, bao gồm cả việc thiết kế bộ phận áp là vấn đề mới, mang ý nghĩa khoa học và tính thực tế cấp thiết.

CHƯƠNG 2

NGHIÊN CỨU TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT TRONG NỀN ĐẤT TỰ NHIÊN DƯỚI TÁC DỤNG CỦA TRỌNG LƯỢNG BẢN THÂN VÀ TẢI TRỌNG NỀN ĐƯỜNG ĐẮP

2.1. Đặt vấn đề

Đất là vật liệu hạt rời, liên kết giữa các hạt rất yếu nên độ bền kéo rất nhỏ và thường cho bằng không. Vì vậy, nghiên cứu trạng thái ứng suất hữu hiệu trong nền đất, bằng việc bổ sung điều kiện ổn định (1.32) là phù hợp quá trình hình thành và tồn tại của nền đất tự nhiên.

Trên nền đường đắp thường có xe cộ chạy. Tuy nhiên, khi nền đường đắp đủ chiều cao có thể xem tải trọng của nền đường đắp trên nền đất tự nhiên là tải trọng tĩnh, có phương thẳng đứng.

2.2. Xây dựng bài toán trạng thái ứng suất trong nền đất tự nhiên dưới tải trọng của nền đường đắp

- Việc bổ sung điều kiện (1.32) với hệ phương trình (1.4) tạo thành bài toán quy hoạch có ràng buộc. Bài toán này có thể xem là bài toán biến phân, thực hiện phép tính biến phân sẽ nhận được ba phương trình xác định ba ẩn σ_x , σ_z , τ_{xz} như sau:

$$\begin{cases} \nabla^2(\sigma_z - \sigma_x) = 0 \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = \gamma \\ \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \end{cases} \quad (2.26)$$

Tuy vậy, khi xây dựng các bài toán sau này còn có chứa các bất đẳng thức và để có thể sử dụng những thành tựu mới về toán quy hoạch, ta chọn cách giải trực tiếp hàm mục tiêu (1.32) với ràng buộc là hệ phương trình (1.4) để xác định trạng thái ứng suất hữu hiệu.

- Xét bài toán phẳng như hình 2.3, trong đó tải trọng nền đường đắp là tải trọng phân bố đều, có cường độ p , phương thẳng đứng, chiều rộng b . Xác định trạng thái ứng suất hữu hiệu σ'_x , σ'_z và τ'_{xz} là bài toán tìm cực tiểu của hàm mục tiêu:

$$Z = \int_V \frac{1}{G} \left[\left(\frac{\sigma'_z - \sigma'_x}{2} \right)^2 + \tau'^2_{xz} \right] dV \rightarrow \min \quad (2.28)$$

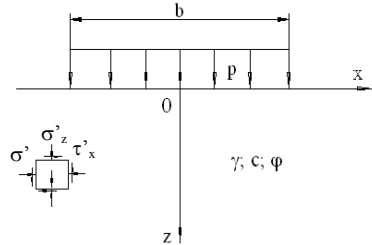
thỏa mãn các ràng buộc sau:

+ Điều kiện cân bằng tĩnh:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau'_{xz}}{\partial x} = \gamma \\ \frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau'_{xz}}{\partial z} = 0 \end{cases} \quad (2.27)$$

+ Đất là vật liệu không chịu kéo:

$$\sigma'_x \geq 0 \quad \text{và} \quad \sigma'_z \geq 0 \quad (2.29)$$



Hình 2.3. Bài toán phẳng

+ Điều kiện bền Mohr – Coulomb:

$$f(k) = \sqrt{\left(\frac{\sigma'_z - \sigma'_x}{2}\right)^2 + \tau'^2_{xz}} - \frac{\sigma'_z + \sigma'_x}{2} \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (2.30)$$

+ Điều kiện biên mặt thoáng của bài toán:

$$\begin{cases} |x| - \frac{b}{2} > 0 \rightarrow \sigma'_z = 0; \quad \tau'_{xz} = 0; \quad \sigma'_x - \text{là ẩn số} \\ |x| - \frac{b}{2} \leq 0 \rightarrow \sigma'_z = p; \quad \tau'_{xz} = 0; \quad \sigma'_x - \text{là ẩn số} \end{cases} \quad (2.31)$$

Đây là bài toán quy hoạch phi tuyến.

2.3. Phương pháp giải bài toán trạng thái ứng suất trong nền đất tự nhiên dưới tải trọng của nền đường đắp

- Lời giải bằng phương pháp sai phân hữu hạn và lập trình bằng ngôn ngữ Matlab với thuật toán được dùng là quy hoạch phi tuyến. Chương trình có tên là Damk1.

Nghiệm của bài toán xác định trạng thái ứng suất trong đất ở trạng thái chưa giới hạn. Đồng thời tính được giá trị bền $f(k)$, theo phương trình 2.30 và xác định được vùng biến dạng dẻo (vùng có $f(k) = 0$).

2.4. Trạng thái ứng suất trong nền đất tự nhiên

2.4.1. Trạng thái ứng suất trong nền đất tự nhiên chịu trọng lượng bản thân

Khảo sát nền đất tự nhiên có mặt thoáng nằm ngang, khi không chịu tải trọng ngoài, cho thấy:

- So sánh σ'_z với γz cho sai lệch rất nhỏ, $\tau'_{xz} \approx 0$. Do đó, có thể coi trong nền đất tự nhiên đồng nhất có mặt thoáng nằm ngang thì $\sigma'_z = \sigma'_x = \gamma z$, $\tau'_{xz} = 0$;

- Giá trị bền $f(k) < 0$, khi đất có $\varphi = 0$ thì $f(k) = -c$ tại mọi điểm trong nền đất, còn khi $\varphi \neq 0$ thì $f(k)$ càng xuống sâu càng giảm (giá trị âm) cho thấy trong nền đất không có điểm bị biến dạng dẻo và đất càng ổn định khi ở độ sâu càng lớn.

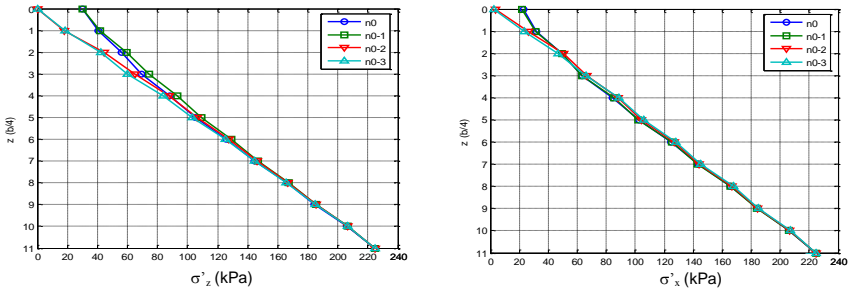
Nhận thấy, kết quả phản ánh thực tế điều kiện làm việc của nền đất, đồng thời so sánh với một số kết quả đã có và thấy là việc xây

dựng mô hình, lời giải bài toán hợp lý và có thể sử dụng để nghiên cứu các trường hợp khác.

2.4.2. Trạng thái ứng suất trong nền đất tự nhiên dưới tải trọng của nền đường đắp

Xét nền đất tự nhiên có $c = 15 \text{ kPa}$, $\varphi = 5^\circ$ và $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$; tải trọng nền đắp có $b = 8 \text{ m}$ và $p = 2c$.

Kết quả được biểu đồ ứng suất σ'_z và σ'_x như hình 2.14.



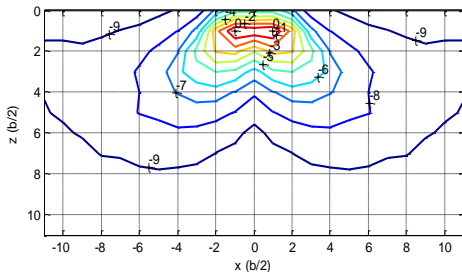
Hình 2.14. Biểu đồ ứng suất σ'_z và σ'_x

(n0; n0-1; n0-2 và n0-3 – phương đứng tương ứng tại tim, mép, cách mép tải trọng nền đường đắp $b/2$ và b)

2.4.3. Khảo sát sự xuất hiện và phát triển vùng biến dạng dẻo

Xét nền đất tự nhiên có $c = 10 \text{ kPa}$; $\varphi = 0$ và $\gamma = 0$; tải trọng nền đắp có chiều rộng b . Cho p tăng dần từ 0 lên để khảo sát sự xuất hiện và thay đổi của vùng biến dạng dẻo. Kết quả như sau:

- Khi $p = 0$ đến $3,00c$ trong nền đất không có điểm biến dạng dẻo; khi $p = 3,01c$ thì xuất hiện đầu tiên hai điểm biến dạng dẻo dưới hai mép tải trọng ở độ sâu $b/2$, đồ thị đường đẳng bền như hình 2.15.

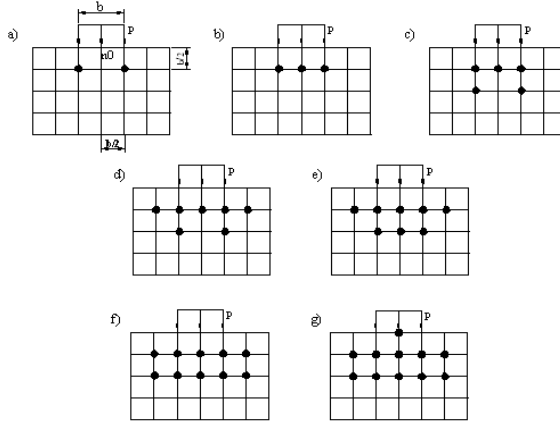


Hình 2.15. Đường đẳng bền $f(k)$

Trên hình 2.15 ta thấy điểm bị biến dạng dẻo có giá trị bền $f(k) = 0$ và càng xa hai vị trí này thì giá trị bền $f(k)$ càng giảm (giá trị âm) cho thấy đất càng ổn định;

Điểm biến dạng dẻo đầu tiên xuất hiện khác vị trí (độ sâu) so với vị trí hai mép móng của N. P. Puzyrevski nhưng giá trị tải trọng giới hạn sai lệch nhỏ (khoảng 4,1%);

- Khi tăng dần $p = 3,01c$ đến $p = 4,29c$ thì sơ đồ xuất hiện và phát triển của các điểm bị biến dạng dẻo lần lượt là a, b, c, d, e, f, g trên hình 2.16.



Hình 2.16. Sơ đồ các điểm chảy dẻo
(• - điểm bị biến dạng dẻo)

Trên hình 2.16 ta thấy khi tải trọng p tăng lên thì các điểm biến dạng dẻo bắt đầu phát triển rộng ra mọi phía để nhập vào làm một vùng, diện tích lớn dần lên và phát triển lên mặt thoáng ngay dưới tải trọng nền đường đắp.

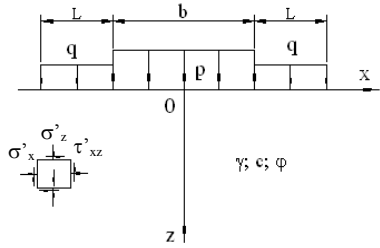
CHƯƠNG 3

NGHIÊN CỨU TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT GIỚI HẠN TRONG NỀN ĐẤT TỰ NHIÊN DƯỚI TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG NỀN ĐƯỜNG ĐẮP VÀ BỆ PHẢN ỨNG

3.1. Nghiên cứu trạng thái ứng suất trong nền đất tự nhiên dưới tác dụng của tải trọng nền đường đắp và bộ phản áp

3.1.1. Xây dựng bài toán

Bài toán phẳng như hình 3.1, trong đó tải trọng bề phân áp phân bố đều có cường độ q (kPa) và chiều rộng L (m). Xét trạng thái ứng suất hữu hiệu, gồm σ'_x , σ'_z và τ'_{xz} .



Hình 3.1. Bài toán phẳng

Nhận thấy, trước khi chịu tải trọng ngoài, nền đất tự nhiên ổn định và chịu các ứng suất do trọng lượng bản thân gây ra, gồm σ^{o}_x ; σ^{o}_z τ^{o}_{xz} . Chọn hệ so sánh là trạng thái ứng suất này và sử dụng phương pháp nguyên lý cực trị Gauss, ta được:

$$\begin{cases} \frac{\partial(\sigma'_z - \sigma^{o}_z)}{\partial z} + \frac{\partial(\tau'_{xz} - \tau^{o}_{xz})}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial(\sigma'_x - \sigma^{o}_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\tau'_{xz} - \tau^{o}_{xz})}{\partial z} = 0 \end{cases} \quad (3.5b)$$

Giả sử, đã biết σ^{o}_x , σ^{o}_z , τ^{o}_{xz} thì hệ phương trình (3.5b) có vô số nghiệm. Do đó, ta kết hợp hệ này với điều kiện (2.28).

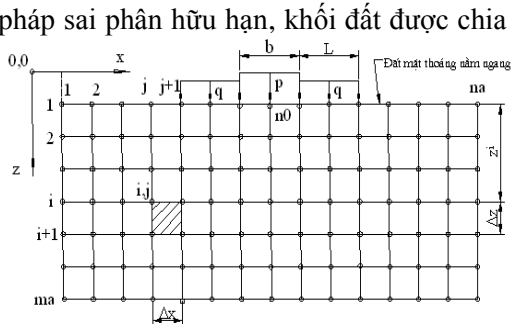
Như vậy, bài toán xác định trạng thái ứng suất là tìm cực tiểu của hàm mục tiêu (2.28) với các ràng buộc:

- Hệ phương trình (3.5b): sử dụng kết quả nghiên cứu ở mục 2.4.1 của chương 2 ta có $\sigma^{o}_x = \sigma^{o}_z = \gamma z$; $\tau^{o}_{xz} = 0$;
- Các điều kiện (2.29); (2.30) và điều kiện biên mặt thoáng.

3.1.2. Xây dựng phương pháp giải bài toán

- Lời giải bằng phương pháp sai phân hữu hạn, khối đất được chia thành sơ đồ lưới sai phân hữu hạn như hình 3.3.

Trong hình 3.3 ký hiệu: Δx , Δz và n_a ; m_a - kích thước của ô lưới và của lưới sai phân; n_0 - điểm giữa của lưới ở mặt thoáng, với $n_0 = (1 + n_a)/2$;



Hình 3.3. Sơ đồ lưới sai phân hữu hạn

i và j - vị trí hàng i và cột j của nút trong lưới sai phân.

Viết các phương trình bài toán dạng sai phân hữu hạn (gồm cả điều kiện biên của khối đất được viết dưới dạng bình phương tối thiểu) và lập trình tính bằng ngôn ngữ Matlab với thuật toán được dùng là quy hoạch phi tuyến. Chương trình có tên là Damk3.

3.1.3. *Trạng thái ứng suất trong nền đất tự nhiên*

Để so sánh với nghiên cứu ở mục 2.4.2 và 2.4.3 ta khảo sát các bài toán có chỉ tiêu tương tự về nền đất (c , φ , γ) và tải trọng nền đường đắp (p , b), chỉ khác là có thêm tải trọng bề mặt áp với $L = b/2$ và $q = c$. Cho thấy, theo sự tăng lên của p , điểm biến dạng dẻo xuất hiện đầu tiên trên trục tìm tải trọng nền đắp ở độ sâu $b/2$ trong nền đất, sau đó phát triển rộng ra các phía và phát triển lên mặt thoáng ngay dưới tải trọng nền đường đắp.

3.2. Nghiên cứu trạng thái ứng suất giới hạn trong nền đất tự nhiên dưới tác dụng của tải trọng nền đường đắp và bề mặt áp

3.2.1. *Đặt vấn đề*

Giá trị lớn nhất của tải trọng ngoài tương ứng với một cơ cấu phá hỏng cho phép chính là tải trọng giới hạn, chẳng hạn như căn cứ vào phát triển vùng biến dạng dẻo. Cách làm này là tiêu chuẩn phá hoại khó xác định và có nhiều quan điểm khác nhau. Vì vậy, để xác định tải trọng giới hạn và trạng thái ứng suất tương ứng hay trạng thái ứng suất giới hạn ta sử dụng định lý giới hạn dưới.

3.2.2. *Xây dựng bài toán trạng thái ứng suất giới hạn*

Theo định lý phân tích giới hạn, khi tăng tải trọng ngoài p (là tải trọng nền đường đắp) thì trạng thái ứng suất tăng lên. Giả sử mỗi điểm trong đất đều có khả năng đạt trạng thái ứng suất giới hạn, theo điều kiện bền Mohr – Coulomb thì $f(k) = 0$, trạng thái ứng suất giới hạn trong nền đất được xác định dưới dạng bình phương tối thiểu như sau:

$$Z_{\max} = \int_V \frac{1}{G} \left[\sqrt{\left(\frac{\sigma'_z - \sigma'_x}{2} \right)^2 + \tau'^2_{xz}} - \frac{\sigma'_z + \sigma'_x}{2} \sin \varphi - c \cos \varphi \right]^2 dV \quad (3.11)$$

$$- p \rightarrow \min$$

trong đó: p - giá trị lớn nhất của tải trọng nền đường đắp để nền đất tự nhiên ở trạng thái giới hạn.

Kết hợp phương trình (3.11) với bài toán ở mục 3.1.1 được bài toán xác định trạng thái ứng suất giới hạn là tìm cực tiểu của hàm mục tiêu:

$$\begin{aligned}
 Z = & \int_V \frac{1}{G} \left[\left(\frac{\sigma'_z - \sigma'_x}{2} \right)^2 + \tau_{xz}^2 \right] dV \\
 & + \int_V \frac{1}{G} \left[\sqrt{\left(\frac{\sigma'_z - \sigma'_x}{2} \right)^2 + \tau_{xz}^2} - \frac{\sigma'_z + \sigma'_x}{2} \sin \varphi - c \cos \varphi \right]^2 dV \quad (3.12) \\
 & - p \rightarrow \min
 \end{aligned}$$

Hàm mục tiêu (3.12) cần thỏa mãn các ràng buộc sau:

- Hệ phương trình (3.5b);
- Các điều kiện (2.29); (2.30);
- Điều kiện biên mặt thoáng của bài toán, như sau:

$$\begin{cases}
 |x| > \left(\frac{b}{2} + L \right) \rightarrow \sigma'_z = 0; \quad \tau'_{xz} = 0; \quad \sigma'_x - \text{là ẩn số} \\
 \frac{b}{2} < |x| \leq \left(\frac{b}{2} + L \right) \rightarrow \sigma'_z = q; \quad \tau'_{xz} = 0; \quad \sigma'_x - \text{là ẩn số} \\
 |x| \leq \frac{b}{2} \rightarrow \tau'_{xz} = 0; \quad \sigma'_z = p - \text{là ẩn số} \quad \sigma'_x - \text{là ẩn số}
 \end{cases} \quad (3.13)$$

Đây cũng là bài toán quy hoạch phi tuyến, tính phi tuyến thể hiện ở hàm mục tiêu (3.12) và phương trình (2.30).

3.2.3. Phương pháp giải bài toán trạng thái ứng suất giới hạn

- Lời giải bằng phương pháp sai phân hữu hạn và lập trình bằng ngôn ngữ Matlab với thuật toán được dùng là quy hoạch phi tuyến. Chương trình có tên là Damk4.

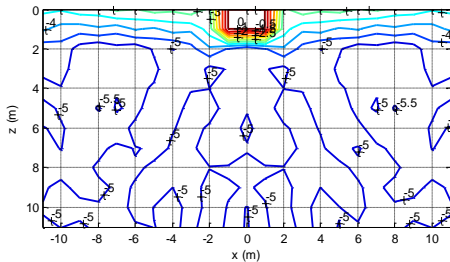
3.3. Trạng thái ứng suất giới hạn trong nền đất tự nhiên dưới tác dụng của tải trọng nền đường đắp và bộ phản áp

3.3.1. Khảo sát ảnh hưởng của lưới sai phân hữu hạn đến tải trọng giới hạn

Tải trọng giới hạn sai lệch nhỏ khi thay đổi kích thước ô lưới (Δx và Δz) và lưới sai phân hữu hạn (n_x và n_z), hay số nút trên lưới trên hình 3.3 (sai lệch nhỏ hơn 1%). Cho thấy được lời giải bài toán bằng phương pháp sai phân hữu hạn là ổn định và để thuận tiện có thể chọn $\Delta x = \Delta z = 1$ m và $n_x = 25$, $n_z = 13$ để cho các tính toán sau.

3.3.2. Khảo sát đánh giá kết quả bài toán trạng thái ứng suất giới hạn

Không xét trọng lượng nền đất tự nhiên ($\gamma = 0$) và chiều rộng tải trọng nền đường đắp, khảo sát bài toán để so sánh với của L. Prandtl. Cho thấy trường hợp $\varphi = 0$ còn $q = 0 \div 3c$ thì sai lệch từ +1,41% đến +13,96%; trường hợp $q = 0$ và $\varphi = 0 \div 25^\circ$ thì sai lệch +1,41% đến -16,88% và φ càng lớn thì tải trọng giới hạn càng nhỏ hơn của Prandtl. Có thể coi sự sai lệch này không lớn. Tuy nhiên, ở trạng thái giới hạn trong nền đất chỉ xuất hiện một vùng biến dạng dẻo hữu hạn như hình 3.11, là khác với của Prandtl khi coi mọi điểm trong nền đất đều bị biến dạng dẻo. Những điều đó có thể thấy được tính hợp lý của bài toán và lời giải chính xác.



Hình 3.11. Đồ thị đường đẳng bền $f(k)$

3.3.3. Khảo sát ảnh hưởng của chiều rộng tải trọng nền đắp đến tải trọng giới hạn

Khi thay đổi chiều rộng tải trọng nền đường đắp $b = 2 \div 18$ m ứng với trường hợp nền đất có $\gamma = 0 \div 10$ kN/m³ và $\varphi = 0 \div 10^\circ$ thì tải trọng giới hạn thay đổi nhỏ hơn 1,69%. Như vậy, có thể coi tải trọng giới hạn không phụ thuộc vào chiều rộng tải trọng nền đường đắp b , kể cả việc có xét γ ;

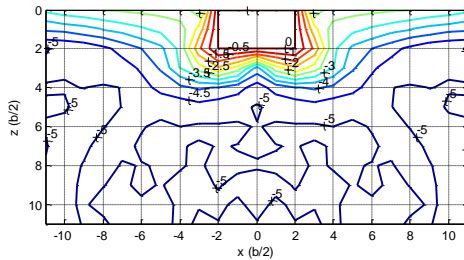
3.3.4. Khảo sát ảnh hưởng của trọng lượng nền đất đến tải trọng giới hạn

Xét nền đất có $\varphi = 0 \div 10^\circ$ thì tải trọng giới hạn tăng lên khi có xét γ . Tuy vậy mức độ tăng phụ thuộc vào φ . Khi φ nhỏ ($\varphi \approx 0$) thì tải trọng giới hạn tăng tuyến tính với c mà không phụ thuộc vào γ .

3.3.5. Khảo sát đường đẳng bền và vùng biến dạng dẻo

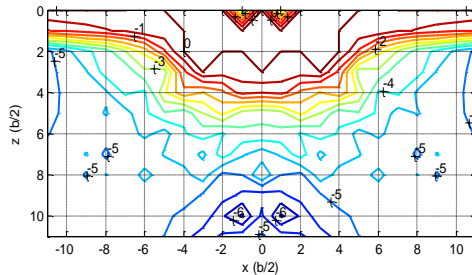
Xét nền đất có $\gamma = 0 \div 10 \text{ kN/m}^3$ và $\varphi = 0 \div 10^\circ$, tải trọng bên có $q = 0 \div c$ và $L = 0 \div +\infty$ thì ở trạng thái giới hạn thì vùng biến dạng dẻo liên tục sát mặt thoáng dưới tải trọng nền đắp có chiều rộng lớn nhất từ $2b \div 5b$, chiều sâu từ $b \div 1,5b$. Một số ví dụ về đường đẳng bền $f(k)=0$ như sau:

- Khi xét $c = 10 \text{ kPa}$, $\gamma = 0$, $\varphi = 0$; b ; $q = 0$ và $L = 0$, hình 3.15.



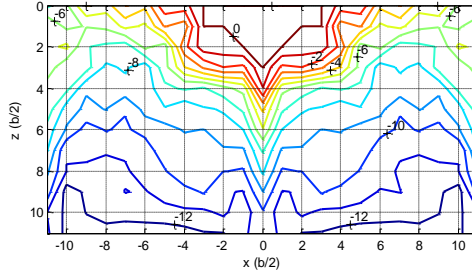
Hình 3.15. Đồ thị đường đẳng bền $f(k)$

- Khi xét $c = 10 \text{ kPa}$, $\gamma = 0$, $\varphi = 10^\circ$; b ; $q = c$ và $L = b/2$, hình 3.20.



Hình 3.20. Đồ thị đường đẳng bền $f(k)$

- Khi xét $c = 10 \text{ kPa}$, $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 10^\circ$; b ; $q = c$ và $L = +\infty$, hình 3.24.



Hình 3.24. Đồ thị đường đẳng bên $f(k)$

Dưới đây tải trọng nền đường đắp không thấy tồn tại "lõi đất" hay "nêm đất". Cho thấy sự khác biệt so với dưới móng cứng.

3.3.6. Khảo sát ảnh hưởng của tải trọng bộ phận áp đến vùng biến dạng dẻo

Xét nền đất có $c \neq 0$, $\varphi = 0$, $\gamma = 0$, cho $q = c$ và L tăng lên thì chiều rộng và chiều sâu lớn nhất của vùng biến dạng dẻo (b_d và h_d) tăng lên nhưng sau đó lại giảm xuống và tồn tại L để phạm vi tải trọng ngoài bằng với b_d , còn khi cho $L = b/2$ và q tăng lên thì b_d và h_d tăng lên.

Mặc dù xét một trường hợp riêng nhưng cũng có thể thấy tải trọng bộ phận áp ảnh hưởng phức tạp đến vùng biến dạng dẻo nền đất tự nhiên nói chung.

CHƯƠNG 4

NGHIÊN CỨU BỘ PHẬN ÁP ĐỂ LÀM TĂNG TẢI TRỌNG GIỚI HẠN CỦA NỀN ĐẤT YẾU DƯỚI TẢI TRỌNG NỀN ĐƯỜNG ĐẮP

4.1. Đặt vấn đề

Với quan điểm tăng cường sức chịu tải hay làm tăng tải trọng giới hạn, sử dụng bài toán trạng thái ứng suất giới hạn ở trên để nghiên cứu bộ phận áp cho nền đường đắp trên đất yếu.

Lưu ý một số kết quả ở chương 3.

- Khi xét γ thì p_{gh} của nền đất tăng lên. Tuy nhiên nếu φ trong nhỏ thì mức độ tăng rất ít. Nếu nền đất có $\varphi = 10^\circ$, thì tải trọng giới hạn ở

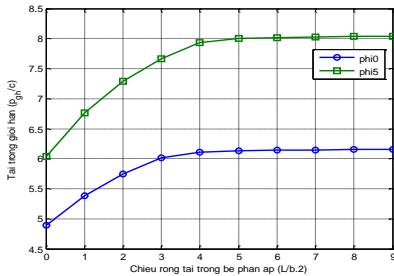
trường hợp $\gamma = 10 \div 17,5 \text{ kN/m}^3$ so sánh với trường hợp $\gamma = 0$ thì tăng thêm khoảng $9,2 \div 16,2\%$.

- Ảnh hưởng của φ đến p_{gh} của nền đất là rất lớn. Nếu nền đất có $\gamma = 0$ thì tải trọng giới hạn ở trường hợp $\varphi = 0$ so sánh với trường hợp $\varphi = 10^\circ$ thì tăng thêm lớn ($55,10 \div 73,39\%$).

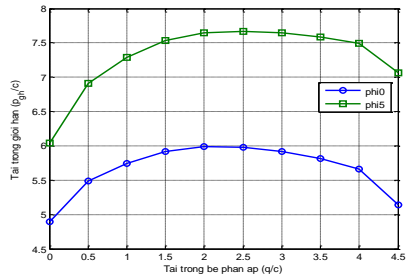
Với đặc điểm cơ lý của đất yếu, đặc biệt khi ở trạng thái bão hoà hoặc gần bão hoà nước. Cho thấy có thể không xét γ của đất bùn, than bùn, đất đầm lầy, hồ ao và đất yếu nói chung để tính toán bộ phận áp làm tăng tải trọng giới hạn hay tăng cường sức chịu tải.

4.2. Khảo sát quan hệ giữa tải trọng giới hạn của nền đất yếu với tải trọng bộ phận áp

Nền đất yếu có $c = 10 \text{ kPa}$, $\gamma = 0$; $\varphi = 0$; và $\varphi = 5^\circ$; b. Cho $q = c$ còn L thay đổi kết quả hình 4.1 và cho $L = b$ còn q thay đổi được kết quả hình 4.2 như sau:



Hình 4.1. Quan hệ giữa p_{gh} với L



Hình 4.2. Quan hệ giữa p_{gh} với q

(phi0, phi5- trường hợp $\varphi=0$, $\varphi=5^\circ$) (phi0, phi5- trường hợp $\varphi=0$, $\varphi=5^\circ$)

Tồn tại giá trị chiều rộng và cường độ hợp lý của tải trọng bộ phận áp (L_{hl} , q_{hl}) hay chiều cao hợp lý của bộ phận áp (h_{hl}) và giá trị hợp lý này phụ thuộc vào φ hay loại đất yếu.

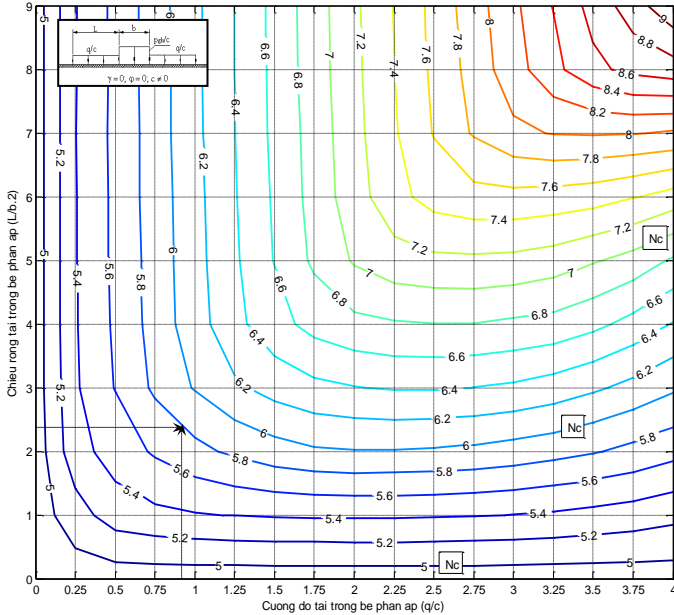
4.3. Nghiên cứu tải trọng bộ phận áp làm tăng tải trọng giới hạn của nền đất yếu dưới tải trọng nền đường đắp

4.3.1. Trường hợp không xét góc ma sát trong của đất yếu

4.3.1.1. Xây dựng toán đồ thiết kế bộ phận áp

Nền đất yếu có $c = 10 \text{ kPa}$; $\varphi = 0$ và $\gamma = 0$; tải trọng nền đường đắp có chiều rộng b . Bằng cách cho thay đổi q và L để khảo sát p_{gh} của nền

đất yếu. Các số liệu p_{gh} biểu thị thành toán đồ, hình 4.3.



Hình 4.3. Toán đồ xác định tải trọng giới hạn của nền đất

Cách tra toán đồ: Từ chiều rộng $(L/b)^2$ và cường độ q/c của tải trọng bộ phận áp dụng theo đường mũi tên xác định được N_c - hệ số sức chịu tải hay là p_{gh}/c .

Trên toán đồ ở hình 4.3 cho thấy ứng với L khác nhau có q_{hl} khác nhau và ngược lại

4.3.1.2. Nghiên cứu tải trọng bộ phận áp dụng hợp lý

- Chiều rộng hợp lý của tải trọng bộ phận áp dụng ứng với cường độ nhất định là chiều rộng cho tải trọng giới hạn của nền đất, mà nếu ta tăng tiếp chiều rộng lên thì giá trị tải trọng giới hạn sẽ tăng lên không đáng kể (tăng nhỏ hơn 1%). Kí hiệu: L_{hl} ;

- Cường độ hợp lý của tải trọng bộ phận áp dụng ứng với chiều rộng nhất định là cường độ cho tải trọng giới hạn của nền đất lớn nhất, mà nếu ta tăng hoặc giảm cường độ này thì tải trọng giới hạn sẽ giảm. Kí hiệu: q_{hl} .

* *Xây dựng các phương trình quan hệ chiều rộng và tải trọng hợp lý*

Từ số liệu để xây dựng toán đồ (hình 4.3), sử dụng phương pháp xấp xỉ đa thức để viết các phương trình quan hệ, ta được.

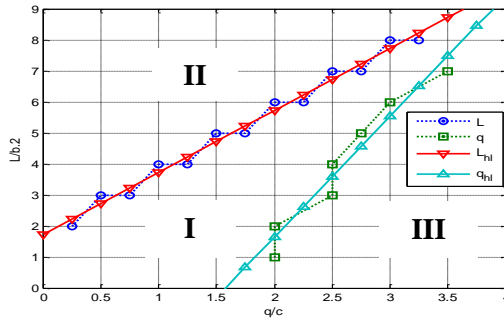
- *Đường chiều rộng hợp lý của tải trọng bộ phận áp:*

$$L = \left(\frac{q}{c} + 0,87 \right) b \quad (4.1b)$$

- *Đường cường độ hợp lý của tải trọng bộ phận áp*

$$q = \left(\frac{L}{b} + 3,08 \right) \frac{c}{1,95} \quad (4.4b)$$

Biểu diễn đường chiều rộng và cường độ hợp lý (các phương trình 4.1b và 4.4b) và đường số liệu (số liệu để xác định các phương trình quan hệ 4.1b và 4.4b) lên cùng hình vẽ, hình 4.5.



Hình 4.5. Đường chiều rộng và cường độ hợp lý của tải trọng bộ phận áp (q_{hl} và q - đường cường độ hợp lý và số liệu; L_{hl} và L - đường chiều rộng hợp lý và số liệu)

* *Vùng giới hạn quan hệ chiều rộng và cường độ tải trọng bộ phận áp*

- Xuất phát từ hai đường chiều rộng và cường độ hợp lý chia hình 4.5 ra thành ba vùng I, II và III (kí hiệu trên hình), ta gọi:

Vùng I: là vùng giới hạn bởi hai đường chiều rộng và cường độ hợp lý, cho ta các quan hệ cường độ và chiều rộng hợp lý của tải trọng bộ phận áp;

Vùng II: là vùng ở phía trái đường chiều rộng hợp lý, cho ta chiều rộng không hợp lý của tải trọng bộ phận áp;

Vùng III: là vùng ở phía phải đường cường độ hợp lý, cho ta cường độ không hợp lý của tải trọng bộ phản áp .

Nhận thấy lựa chọn bộ phản áp không những ảnh hưởng đến tải trọng giới hạn của nền đất mà còn ảnh hưởng lớn đến việc chiếm dụng mặt bằng và tổn vật liệu đắp bộ phản áp. Cần chọn tải trọng bộ phản áp có các thông số (q và L) thuộc vùng I của hình 4.5 hoặc điều kiện (4.8) sau:

$$\begin{cases} L \leq \left(\frac{q}{c} + 0,87 \right) b \\ q \leq \left(\frac{L}{b} + 3,08 \right) \frac{c}{1,95} \end{cases} \quad (4.8)$$

Điều kiện (4.8) được suy ra từ công thức (4.1b) và (4.4b).

4.3.2. Trường hợp xét góc ma sát trong của nền đất yếu

Để thuận tiện cho việc tính toán bộ phản áp khi có xét đến góc ma sát trong của nền đất yếu, thông qua việc tra toán đồ và bảng biểu, kiến nghị công thức xác định tải trọng giới hạn như sau:

$$q_{gh} = q_{gh}^0 f(\varphi) \quad (4.9)$$

trong đó:

q_{gh}^0 - tải trọng giới hạn của nền đất yếu khi không xét trọng lượng bản thân và góc ma sát trong, tra toán đồ ở hình 4.3;

$f(\varphi)$ - hệ số xét đến ảnh hưởng của góc ma sát trong, $f(\varphi) \geq 1,0$.
Xác định theo bảng 4.5 của luận án.

4.4. Nghiên cứu bộ phản áp rộng vô hạn để làm tăng tải trọng giới hạn của nền đất yếu dưới nền đường đắp

Với nền đất cụ thể mà vì một điều kiện nào đó ta chọn quan hệ giữa q và L nằm phía trái đường chiều rộng hợp lý thì tải trọng giới hạn của nền đất không phụ thuộc vào chiều rộng của tải trọng bộ phản áp, khi đó có thể xem bộ phản áp có chiều rộng vô hạn.

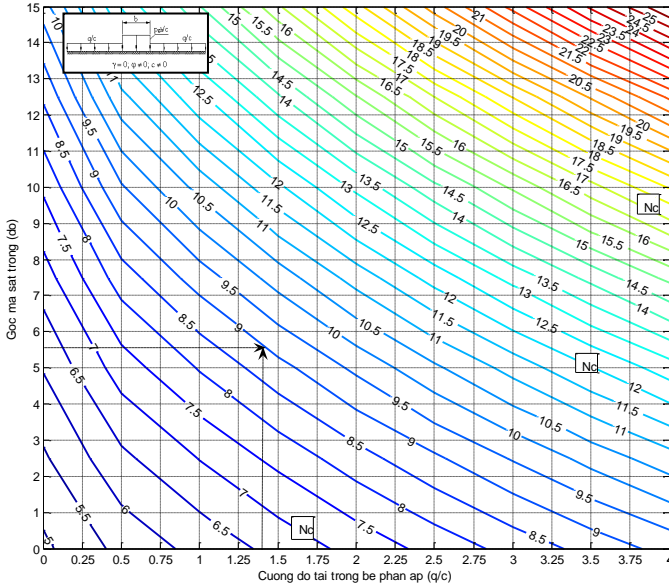
4.4.1. Quan hệ giữa tải trọng giới hạn của nền đất yếu và cường độ tải trọng bộ phản áp rộng vô hạn

Nhận thấy khi q tăng thì tải trọng giới hạn nền đất liên tục tăng lên; mức độ tăng còn phụ thuộc vào φ .

4.4.2. Xây dựng toán đồ thiết kế bộ phận áp rộng vô hạn

Xét nền đất yếu có $c = 10 \text{ kPa}$; $\gamma = 0$; tải trọng nền đường đắp có chiều rộng b ; tải trọng bộ phận áp có $L = +\infty$.

Bằng cách cho thay đổi q và φ để khảo sát sự thay đổi của p_{gh} . Các số liệu p_{gh} biểu thị thành toán đồ, hình 4.7.



Hình 4.7. Toán đồ xác định tải trọng giới hạn của nền đất

Cách tra toán đồ: Từ góc ma sát trong φ ($^{\circ}$) và cường độ tải trọng bộ phận áp q/c dóng theo đường mũi tên được N_c - hệ số sức chịu tải hay là p_{gh}/c .

Trên toán đồ ở hình 4.7 ta thấy tải trọng giới hạn nền đất yếu luôn tăng khi tăng cường độ tải trọng bộ phận áp chiều rộng vô hạn hoặc khi tăng góc ma sát trong.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Kết luận chung

1 - Sử dụng phương pháp xem nền đất là môi trường hạt rời và ổn

định theo điều kiện ứng suất tiếp lớn nhất đạt giá trị nhỏ nhất, tác giả nghiên cứu trạng thái ứng suất và tải trọng giới hạn của nền đất tự nhiên chịu tải trọng của nền đường đắp và bộ phản áp với giả thiết là nền đất chịu tải trọng của móng mềm là hợp lý và mang ý nghĩa thực tiễn.

2 - Tác giả đã xây dựng ba bài toán nghiên cứu và chọn phương pháp sai phân hữu hạn, lập trình tính toán bằng ngôn ngữ Matlab để giải các bài toán dạng quy hoạch phi tuyến này, các chương trình có tên gọi Damk1, Damk3 và Damk4. Tính đúng đắn của việc xây dựng bài toán và lời giải chính xác được đánh giá thông qua việc so sánh với một số kết quả đã có. Lời giải cho kết quả ổn định khi thay đổi kích thước ô lưới và lưới sai phân hữu hạn. Các kết quả này được công bố ở các công trình số [1], [2] và [4] của tác giả.

3 - Bằng cách sử dụng hệ so sánh là trạng thái ứng suất do trọng lượng bản thân, tác giả xây dựng bài toán xác định trạng thái ứng suất của nền đất dưới tác dụng của tải trọng nền đường đắp và bộ phản áp, đặc biệt sử dụng định lý giới hạn dưới để nghiên cứu bài toán này ở trạng thái giới hạn cho phép không những xác định được tải trọng giới hạn mà còn xác định được trạng thái ứng suất giới hạn. Các kết quả này được công bố ở các công trình số [3] và [4] của tác giả.

4 - Các bài toán này xác định được cơ chế xuất hiện và phát triển của vùng biến dạng dẻo trong nền đất dưới tác dụng của tải trọng nền đường đắp và bộ phản áp. Đặc biệt ở trạng thái giới hạn, tác giả xác định được vùng biến dạng dẻo trong nền đất phát triển liên tục lên bề mặt nền đất tự nhiên và ở ngay phía dưới tải trọng nền đường đắp không tồn tại “lõi đất” hay “nêm đất”. Điều này cho thấy khác biệt so với dưới móng cứng. Các kết quả này được công bố ở các công trình số [2], [3] và [4] của tác giả.

5 - Khảo sát bài toán trạng thái ứng suất giới hạn cho thấy:

- Khi thay đổi chiều rộng tải trọng nền đường đắp thì tải trọng giới hạn của nền đất thay đổi rất nhỏ, có thể xem là không đổi;

- Khi xét trọng lượng bản thân của nền đất thì tải trọng giới hạn tăng lên. Tuy nhiên, nếu góc ma sát trong nhỏ thì mức độ tăng rất ít. Điều này thêm khẳng định có thể không xét trọng lượng bản thân, nếu góc ma sát trong nhỏ để tính tải trọng giới hạn của nền đất yếu;

- Khi có bộ phận áp thì tải trọng giới hạn của nền đất lớn hơn khi không có. Do đó, bộ phận áp có vai trò tăng cường sức chịu tải cho nền đất yếu dưới nền đường đắp;

- Tải trọng bộ phận áp ảnh hưởng phức tạp của đến vùng biến dạng dẻo trong nền đất. Khi chiều rộng tải trọng bộ phận áp tăng lên thì chiều rộng và chiều sâu lớn nhất của vùng biến dạng dẻo tăng lên nhưng sau đó lại giảm xuống.

Các kết quả này được công bố ở các công trình số [4] và [5] của tác giả.

6 - Dựa vào bài toán trạng thái ứng suất giới hạn ở trên và đặc điểm cơ lý, trạng thái thường gặp của đất yếu, tác giả xây dựng được các toán đồ xác định được tải trọng giới hạn phụ thuộc vào bộ phận áp (q , L) và nền đất yếu (c , φ). Đồng thời qua khảo sát thấy là tồn tại chiều rộng hợp lý (L_{hl}) và cường độ hợp lý (q_{hl}) của tải trọng bộ phận áp để từ đó kiến nghị lựa chọn;

Từ phương pháp tính cũng như các toán đồ (hình 4.3 và hình 4.7) và các bảng tra (bảng 4.5) cho thấy đây là phương pháp mới tính toán thiết kế bộ phận áp của nền đường đắp trên nền đất yếu. Các kết quả này được công bố ở các công trình số [4] và [5] của tác giả.

Kiến nghị

1 - Có thể sử dụng bài toán trạng thái ứng suất giới hạn để đánh giá sức chịu tải hoặc ổn định nền đất tự nhiên dưới tác dụng của tải trọng nền đường đắp và thiết kế bộ phận áp;

2 - Cũng với phương pháp trên nghiên cứu ổn định nền đường đắp cao và nền đất yếu có nhiều lớp đất khác nhau;

3 - Kết hợp với lý thuyết cổ kết để nghiên cứu trạng thái biến dạng và chuyển vị của nền đất tự nhiên.