

PHÂN TÍCH TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT CỦA KHỐI ĐẮP NỀN ĐƯỜNG THEO LÝ THUYẾT ĐÀN HỒI

ThS. **PHẠM ĐỨC TIỆP**, ThS. **CAO VĂN HÒA**

Học viện kỹ thuật Quân sự

Tóm tắt: Bài báo trình bày lời giải tích xác định trạng thái ứng suất của khối đắp nền đường theo lý thuyết đàn hồi, từ đó xem xét, phân tích bức tranh tổng thể trạng thái ứng suất đồng thời của khối đắp và nền tự nhiên.

Từ khóa: Trạng thái ứng suất, lý thuyết đàn hồi, biến dạng dẻo.

Abstract: This paper presents the analytical solution to determine the stress state of the road embankment based on the elastic theory. Then, the general state of the stress distribution of embankment and natural foundation soil is considered and analyzed.

Key words: stress state, elastic theory, plastic deformation.

1. Đặt vấn đề

Hiện nay trong các tài liệu cơ học đất của Việt Nam cũng như tiêu chuẩn thiết kế nền đường chủ yếu chỉ xem xét trạng thái ứng suất biến dạng của nền tự nhiên, trạng thái ứng suất này được tính toán theo sơ đồ tính đơn giản là quy toàn bộ khối đắp nền đường thành tải trọng phân bố đều hoặc

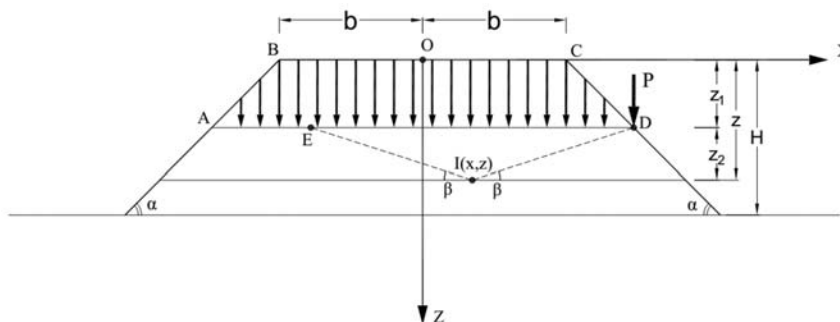
hình thang mà chưa đề cập đến việc xem xét đồng thời trạng thái ứng suất thực của khối đắp nền đường. Nghiên cứu trạng thái ứng suất thực của khối đắp nền đường đặc biệt với khối đắp có chiều cao lớn trên nền đất yếu có ý nghĩa thực tế.

2. Nội dung lời giải bài toán xác định trạng thái ứng suất của khối đắp nền đường theo lý thuyết đàn hồi

2.1 Cơ sở lý thuyết

Xác định trạng thái ứng suất của khối đắp nền đường trên cơ sở đề xuất của giáo sư Dobrov E.M. như sau: với mỗi điểm tính toán ứng suất $I(x,z)$ cần tìm điểm D trên mái dốc thỏa mãn điều kiện lực P nào đó đặt tại D gây ra ứng suất tại I xấp xỉ bằng 0 hoặc nhỏ đến mức trong thực hành tính toán có thể bỏ qua. Nói cách khác, từ I ta có thể xác định được 2 tia là ID và IE, mà 2 tia này sẽ giới hạn vùng phát triển ứng suất (hay còn gọi là phễu thu tải trọng).

Cũng theo ý tưởng trên thì khối đất đắp nền đường gây ra ứng suất tại điểm tính toán $I(z,x)$ sẽ được chia thành 2 phần (hình 1):



Hình 1. Sơ đồ tính toán ứng suất trong khối đắp nền đường

- Phần thứ nhất với chiều dày z_1 gây ra ứng suất tại I tương tự như do tải trọng ngoài phân bố hình thang ABCD;

- Phần thứ hai với chiều dày z_2 gây ra ứng suất tại I tương tự như trường hợp của ứng suất bản thân trong bán không gian vô hạn;

Góc β tạo bởi tia ID, IE với trục nằm ngang như

(hình 1) và được xác định như sau:

- Trên nền tảng của lý thuyết môi trường hạt rời

$$[4]: \operatorname{tg} \beta = \frac{1}{4.5 \sqrt{\xi}} \quad (\xi \text{ là hệ số áp lực hông của đất,}$$

$$\xi = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \text{ Nếu } \varphi = 20^\circ \div 42^\circ \text{ thì } \beta = 17.6^\circ \div 26.5^\circ;$$

- Trên nền tảng của lý thuyết đàn hồi [4], nếu

$$\frac{\sigma_z}{P} = 3\% \div 5\% \text{ thì } \beta = 16.7^\circ \div 20^\circ;$$

Vậy công thức xác định ứng suất tại $I(z,x)$ như sau:

$$\sigma_z = \sigma'_z + \gamma \cdot z_2 \quad (1)$$

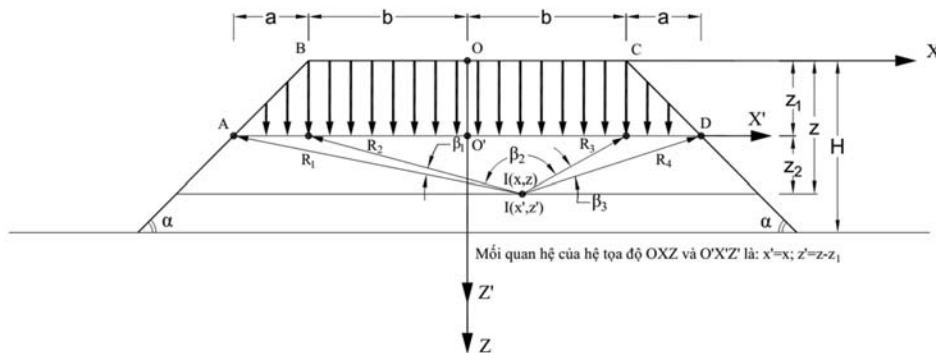
$$\sigma_x = \sigma'_x + \xi \cdot \gamma \cdot z_2 \quad (2)$$

$$\tau_{zx} = \tau'_{zx} \quad (3)$$

Trong đó:

- $\sigma'_z, \sigma'_x, \tau'_{zx}$ - thành phần ứng suất tại $I(z,x)$ do tải trọng hình thang ABCD gây ra (cường độ lớn nhất tải hình thang $p_{\max} = \gamma \cdot z_1$);

- γ - trọng lượng riêng của khối đất đắp.



Hình 2. Sơ đồ tính toán ứng suất trong khối đắp nền đường do tải trọng ngoài phân bố hình thang gây ra

Theo [3] công thức xác định các thành phần ứng suất tại điểm $I(x,z)$ do tải trọng ngoài phân bố hình thang ABCD như sau:

$$\sigma'_z = \frac{\gamma \cdot z_1}{\pi \cdot a} \left[a \cdot (\beta_1 + \beta_2 + \beta_3) + b \cdot (\beta_1 + \beta_3) + x \cdot (\beta_1 - \beta_3) \right] \quad (4)$$

$$\sigma'_x = \sigma'_z - 2 \cdot z_2 \cdot \left(\ln \frac{R_1 \cdot R_4}{R_2 \cdot R_3} \right) \cdot \frac{\gamma \cdot z_1}{\pi \cdot a} \quad (5)$$

$$\tau'_{zx} = \frac{\gamma \cdot z_1}{\pi \cdot a} \cdot (\beta_1 - \beta_3) \quad (6)$$

2.2 Xây dựng chương trình tính

Trên cơ sở lý thuyết như đã trình bày ở trên, để thuận tiện cho quá trình tính toán và khảo sát bài toán các tác giả đã sử dụng ngôn ngữ lập trình Matlab để xây dựng chương trình tính toán trạng thái ứng suất của khối đắp nền đường.

3. Thử nghiệm số

Số liệu đầu vào:

- Chiều cao nền đường $H=6\text{m}$; bề rộng mặt đường $2b=2 \times 6\text{m}$; độ dốc nền đường $\alpha=45^\circ$;

- Trọng lượng riêng của khối đất đắp $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$; Góc ma sát trong $\varphi=30^\circ$; lực dính $C=0$.

Để xác định trạng thái ứng suất của nền đường đắp với số liệu như trên nhóm tác giả sử dụng chương trình đã thiết lập đồng thời so sánh với kết

quả tính toán từ phần mềm Plaxis (tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn - PP PTHH).

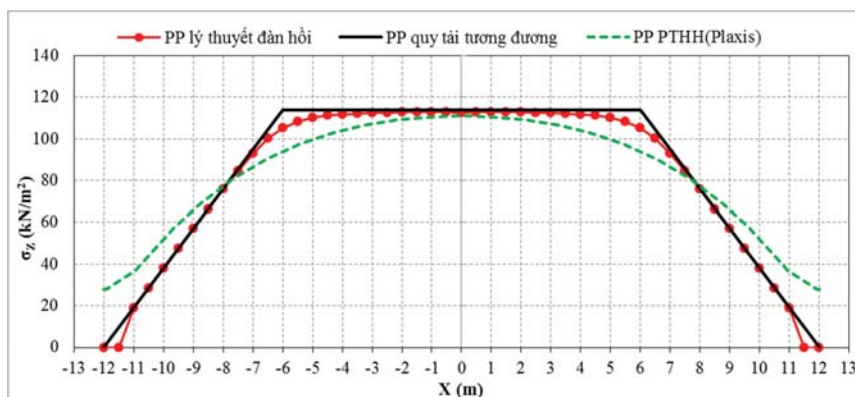
3.1 Ứng suất của khối đắp

Kết quả tính toán áp lực thẳng đứng tác dụng lên nền tự nhiên được chia ra làm 2 trường hợp:

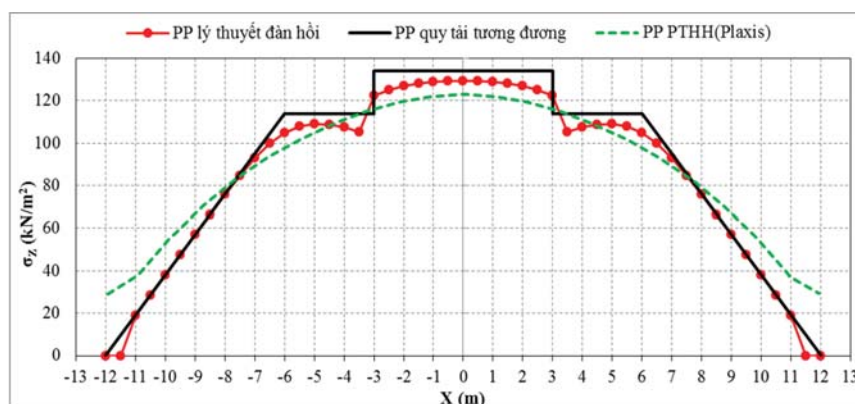
- Trường hợp 1: không xét đến tải trọng phương tiện giao thông, theo (hình 3) ta thấy chênh lệch giữa 2 phương pháp quy tải tương đương hình thang và phương pháp giải tích (PP lý thuyết đàn hồi) là không đáng kể;

- Trường hợp 2: có xét đến tải trọng phương tiện giao thông ($P=20 \text{ kN/m}^2$) phân bố đối xứng với chiều rộng chất tải 6m, theo (hình 4) ta thấy chênh lệch giữa 3 phương pháp thể hiện rõ ràng hơn. Phương pháp quy tải tương đương dạng hình thang cho kết quả lớn hơn so với phương pháp lý thuyết đàn hồi và phương pháp PTHH (Plaxis).

Vậy với tải trọng tác dụng lên nền tự nhiên tính theo phương pháp quy tải tương đương sẽ đưa ra giá trị độ lún của nền tự nhiên là lớn nhất so với các phương pháp còn lại.



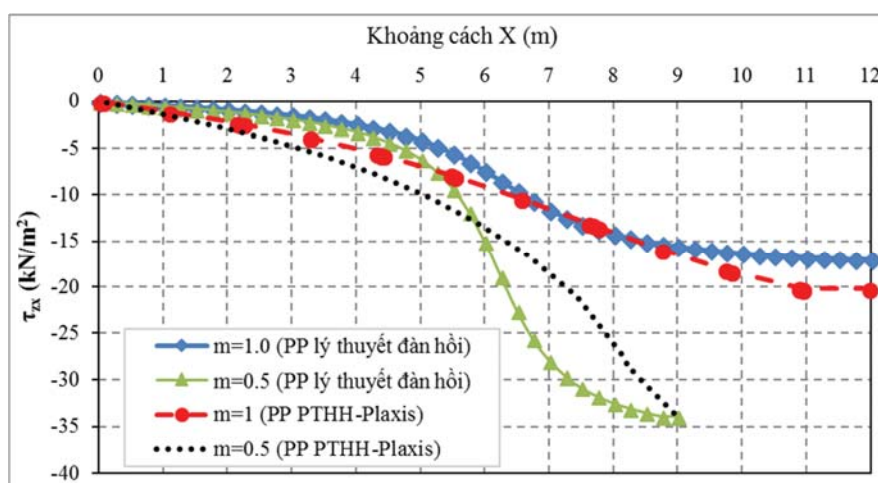
Hình 3. Biểu đồ áp lực thẳng đứng tác dụng lên nền tự nhiên khi không có tải trọng phương tiện giao thông $P=0 \text{ kN/m}^2$



Hình 4. Biểu đồ áp lực thẳng đứng tác dụng lên nền tự nhiên khi có tải trọng phương tiện giao thông $P=20 \text{ kN/m}^2$

Sử dụng chương trình đã thiết lập nhóm tác giả tiến hành khảo sát một số yếu tố ảnh hưởng đến trạng thái ứng suất của khối nền đắp như: góc nghiêng mái dốc α ($m=1/\text{tg}\alpha$), chiều cao nền đường (H):

- Các mái dốc có cùng chiều cao và bề rộng nền đường nhưng có góc nghiêng α khác nhau, kết quả ứng suất tiếp tại đáy của khối đắp nền đường thể hiện trên hình 5.



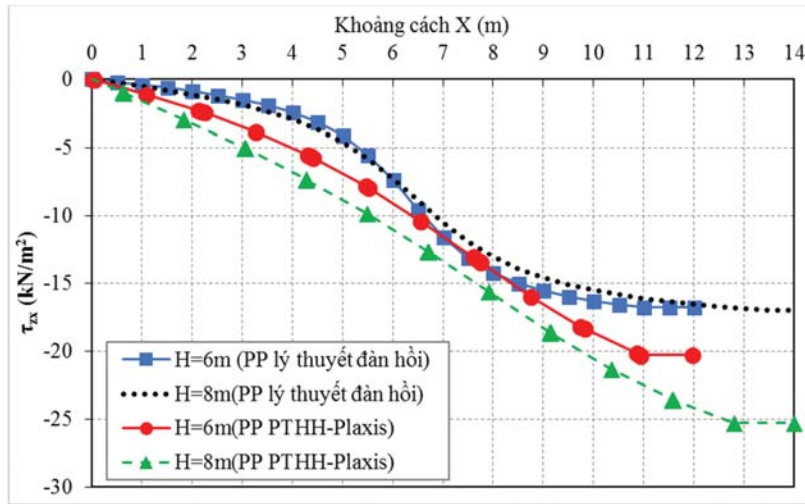
Hình 5. Ảnh hưởng độ nghiêng của mái dốc (m) đến ứng suất tiếp tại đáy của khối đắp nền đường

Qua kết quả khảo sát sử dụng cả phương pháp PTHH và lý thuyết đàn hồi ta nhận thấy góc nghiêng mái dốc càng cao thì càng tăng ứng suất

tiếp tại đáy khối đắp, ứng suất này gây mất ổn định cục bộ và biến dạng ngang cho khối đắp và nền tự nhiên.

- Khi thực hiện khảo sát với sự lựa chọn giống nhau bề rộng nền đường ($2xb$) và góc nghiêng mái dốc (α) nhưng chiều cao mái

dốc khác nhau, kết quả ứng suất tiếp tại đáy của khối đắp nền đường thể hiện trên (hình 6).



Hình 6. Ảnh hưởng chiều cao của mái dốc đến ứng suất tiếp tại đáy của khối đắp nền đường

Như vậy ứng suất tiếp tính toán theo phương pháp lý thuyết đàn hồi và phương pháp phần tử hữu hạn nói chung là lệch nhau không quá nhiều trong phạm vi xa chân mái dốc. Tuy vậy có một số điểm cần lưu ý về quy luật phân bố theo 2 lời giải này là: theo kết quả phương pháp PTHH mái dốc càng cao thì ứng suất tiếp càng tăng theo suốt toàn bộ phạm vi nền đắp. Quy luật này được bảo tồn đối với lời giải lý thuyết đàn hồi chỉ trong phạm vi bề rộng nền đường. Tuy vậy trong phạm vi gần chân mái dốc lời giải lý thuyết đàn hồi lại cho kết quả ngược lại. Biểu hiện quy luật ứng suất tiếp như vậy là không sát với thực tế, nhược điểm của lời giải này do khi xác định phổ thu tải trọng tại mỗi điểm tính ứng suất chỉ căn cứ vào điều kiện lan truyền của ứng suất pháp mà không chú ý đến ứng suất tiếp.

Qua hai kết quả khảo sát về mức độ ảnh hưởng của yếu tố hình học khối đắp có thể kết luận rằng: yếu tố chủ yếu làm tăng ứng suất tiếp khối đắp là góc nghiêng của phần mái dốc.

3.2 Đánh giá mức độ phát triển vùng biến dạng dẻo xuất hiện trong khối đắp

Tiếp theo để đánh giá mức độ phát triển vùng biến dạng dẻo xuất hiện trong khối nền đắp, chúng tôi tìm hệ số ổn định cục bộ của các điểm trong khối đất. Tại mỗi điểm $I(z,x)$ khi biết σ_z , σ_x , τ_{zx} theo các công thức (1), (2) và (3), mặt khác khi dựa vào vòng tròn Mohr sẽ có các quan hệ sau [1];

$$\sigma_{1-2} = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2} \quad (7)$$

$$\sigma_\alpha = \sigma_1 \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_2 \cdot \sin^2 \alpha \quad (8)$$

$$\tau_\alpha = (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (9)$$

Trong đó: σ_1 , σ_2 - ứng suất chính tại điểm I và σ_α , τ_α - ứng suất pháp và tiếp trên một hướng bất kỳ qua I . Hướng này làm với mặt phẳng chính 1 góc là α .

Muốn cho trong khối đất đắp nền đường tại điểm I bất kỳ không phát sinh biến dạng dẻo thì cần bảo đảm theo bất cứ hướng nào qua I đều phải thỏa mãn điều kiện [3]:

$$\tau_\alpha \leq \sigma_\alpha \cdot \tan \varphi + c \quad (10)$$

Trong đó: φ - góc ma sát trong của đất đắp, c - lực dính của đất đắp.

Hệ số ổn định cường độ tại điểm I theo một hướng bất kỳ qua I là:

$$K = \frac{\sigma_\alpha \cdot \tan \varphi + c}{\tau_\alpha} = \Phi(\sigma_1, \sigma_2, \alpha) \quad (11)$$

Muốn biết theo hướng nào (α bằng bao nhiêu) là nguy hiểm nhất tức là trên hướng đó có hệ số ổn định cường độ nhỏ nhất ($K_{\min}$) cần lập và giải phương trình:

$$\frac{dK}{d\alpha} = 0 \quad (12)$$

Từ đó rút ra được α tương ứng với $K_{\min}$ và thay trị số vào biểu thức của K ta được:

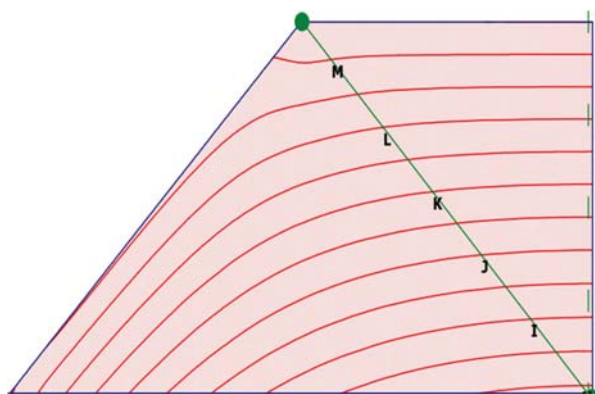
$$K_{\min} = 2\sqrt{A(A - \operatorname{tg}\varphi)} \quad (13)$$

Trong đó: $A = \frac{\sigma_1 \operatorname{tg}\varphi + c}{\sigma_1 - \sigma_2}$

Nếu $K_{\min}^I > 1$ thì ở tại điểm I chắc chắn không phát sinh biến dạng dẻo, ngược lại tại điểm I phát sinh biến dạng dẻo. Tập hợp các điểm I mà có $K_{\min}^I \leq 1$

sẽ xác định vùng biến dạng dẻo trong khối đất đắp nền đường và hình dạng mặt trượt tổng thể của nó.

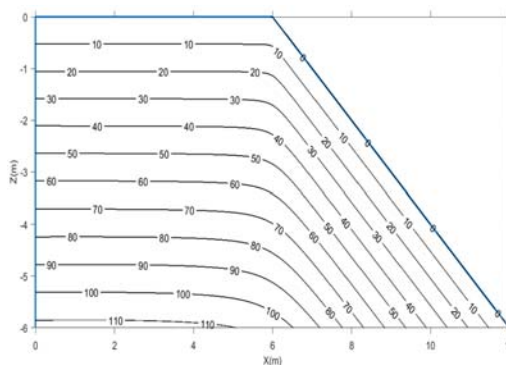
Với số liệu đã cho như trên chúng tôi sẽ đưa ra bức tranh trạng thái ứng suất của khối đắp nền đường và hệ số ổn định cục bộ $K_{\min}$ của các điểm thông qua các hình 7 ÷ 10.



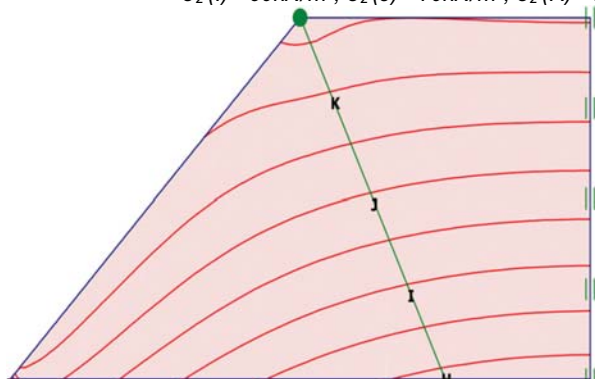
a. Tính toán theo phương pháp PTHH (Plaxis)

Hình 7. Các đường đẳng ứng suất pháp σ_z (khi $H=6m$; $2xb=2x6m$; $\alpha=45^\circ$; $\gamma=19kN/m^2$; $\varphi=30^\circ$; $c=0$)

$\sigma_z(I) = 90kN/m^2$; $\sigma_z(J) = 70kN/m^2$; $\sigma_z(K) = 50kN/m^2$; $\sigma_z(L) = 30kN/m^2$; $\sigma_z(M) = 10kN/m^2$



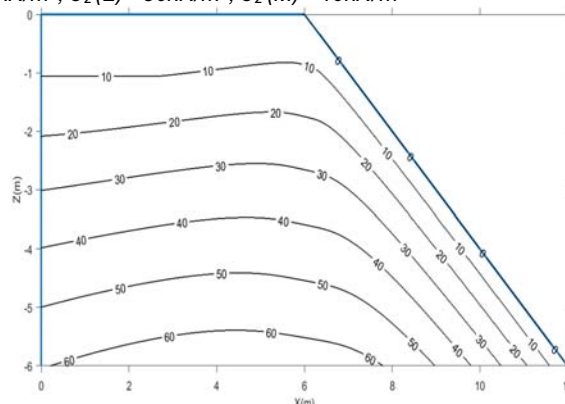
b. Tính toán theo lý thuyết đàn hồi



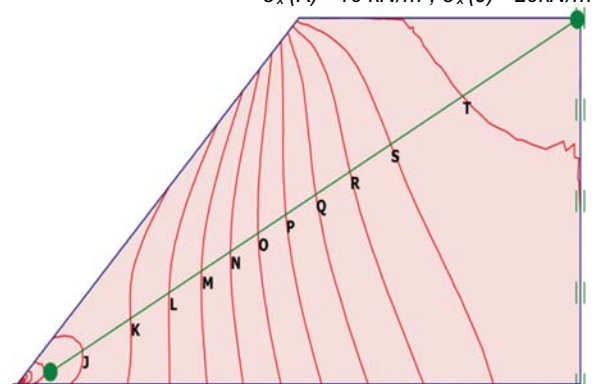
a. Tính toán theo phương pháp PTHH (Plaxis)

Hình 8. Các đường đẳng ứng suất pháp σ_x (khi $H=6m$; $2xb=2x6m$; $\alpha=45^\circ$; $\gamma=19kN/m^2$; $\varphi=30^\circ$; $c=0$)

$\sigma_x(K) = 10kN/m^2$; $\sigma_x(J) = 20kN/m^2$; $\sigma_x(I) = 30kN/m^2$; $\sigma_x(H) = 40kN/m^2$;



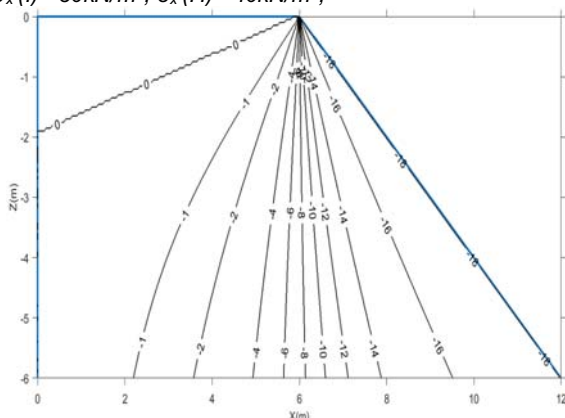
b. Tính toán theo lý thuyết đàn hồi



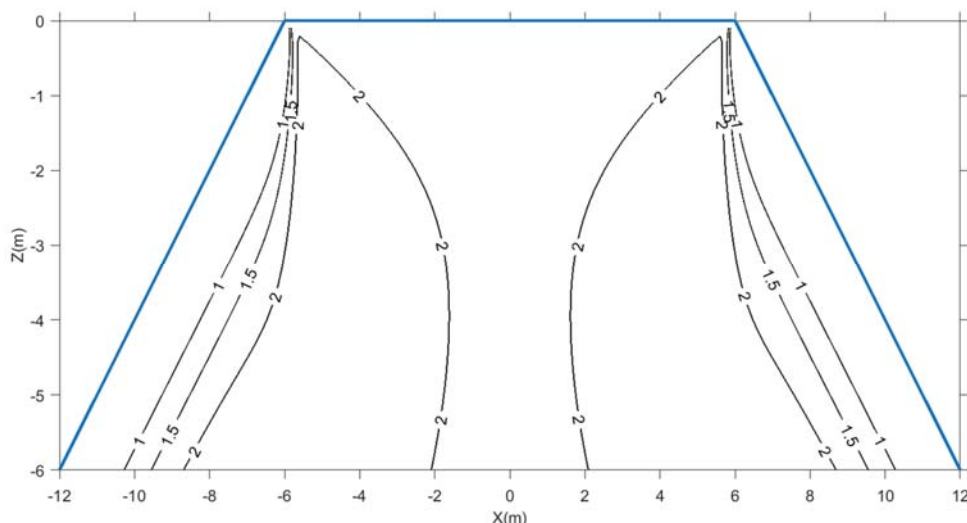
a. Tính toán theo phương pháp PTHH (Plaxis)

Hình 9. Các đường đẳng ứng suất tiếp τ_{zx} (khi $H=6m$; $2xb=2x6m$; $\alpha=45^\circ$; $\gamma=19kN/m^2$; $\varphi=30^\circ$; $c=0$)

$\tau_{zx}(T) = 0kN/m^2$; $\tau_{zx}(R) = -4kN/m^2$; $\tau_{zx}(P) = -8kN/m^2$; $\tau_{zx}(N) = -12kN/m^2$; $\tau_{zx}(L) = -16kN/m^2$;
 $\tau_{zx}(J) = -20kN/m^2$.



b. Tính toán theo lý thuyết đàn hồi



Hình 10. Các đường đẳng hệ số ổn định K_{min}
(khi $H=6m$; $2xb=2 \times 6m$; $\alpha=45^\circ$; $\gamma=19kN/m^3$; $\varphi=30^\circ$; $c=0$)

Từ (hình 10) ta thấy vùng biến dạng dẻo phát triển ở phần nghiêng của mái dốc của khối đắp nền đường. Ranh giới của vùng biến dạng dẻo là đường cong có đáy mở rộng ở chân mái dốc và không phát triển lên đến đỉnh mái dốc. Hình dạng này khác với hình dạng cung trượt tổng thể của mái dốc được xác định theo các phương pháp cân bằng giới hạn của Fellenius, Bishop... (mở rộng ở đỉnh mái dốc và thu hẹp ở chân mái dốc). Vậy việc giả định trước hình dạng cung trượt mà không xét đến trạng thái ứng suất thực của khối đắp là một nhược điểm của các phương pháp cân bằng giới hạn.

4. Kết luận

Khi xem xét trạng thái ứng suất của nền đường tự nhiên mà chỉ đơn giản quy tải trọng nền đắp ra tải trọng tương đương dạng hình thang luôn cho kết quả lớn hơn, dẫn đến giá trị tính lún và vùng biến dạng dẻo của nền tự nhiên sẽ không thực tế mà quá thiên an toàn.

Nếu nền tự nhiên là nền đất yếu, việc phân tích

đồng thời trạng thái ứng suất cả nền tự nhiên và khối đất đắp sẽ thể hiện rõ được sự phát triển của vùng biến dạng dẻo là một khối liên tiếp từ nền đắp phát triển xuống nền tự nhiên là cơ sở để xác định được hình dạng thực của mặt trượt có thể xảy ra.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Dương Học Hải, Nguyễn Xuân Trúc (2005), Thiết kế đường ô tô - Tập hai, Nhà xuất bản giáo dục.
- [2]. Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu – 22TCN-262-2000.
- [3]. Добров Э.М. Механика грунтов. 2-е изд. М. ИЦ «Академия», 2015-256с.
- [4]. Семдяев Л.И., Иванова Н.А. «Программы для решения задач дорожного строительства ЭВМ - Оценка напряженного состояния земляного полотна автомобильных дорог на основе теории упругости». Москва – 1982г.

Ngày nhận bài: 09/4/2018.

Ngày nhận bài gửi lần cuối: 15/5/2018.