

Phân phối lại áp lực đất do chuyển vị của công trình bến cảng

PGS. TSKH. NGUYỄN NGỌC HUỆ
Tổng công ty Hàng Hải Việt Nam

Tóm tắt: Phân phối lại áp lực đất khi công trình bến cảng có biến dạng - điều này luôn luôn xảy ra trong quá trình xây dựng và khai thác cảng biển là một bài toán khó. Để nhận được biểu đồ áp lực đất gần sát với thực tế khi xảy ra sự phân phối lại áp lực đất do chuyển vị công trình, tác giả đã đề xuất phương pháp giải quyết trên cơ sở lý thuyết về môi trường đất kết hợp việc điều chỉnh bằng các hệ số được rút ra từ nghiên cứu thí nghiệm. Đây là phương pháp lý thuyết kết hợp thực nghiệm nhằm giải một trong những bài toán khó của cơ học đất.

Abstract: The redistribution of soil pressure as of port facility deformation is what happens during seaport construction and exploitation. The determination of soil pressure redistribution is a difficult issue. In order to obtain a soil pressure graph closed to the actual figure when the redistribution of soil pressure as of port facility transposition occurred, the author proposed a solution on the basis of theory on soil environment in collaboration with an adjustment on factors achieved from experimental researches. This is a theoretical and practical method aimed at solving one of the difficult problems of soil mechanics.

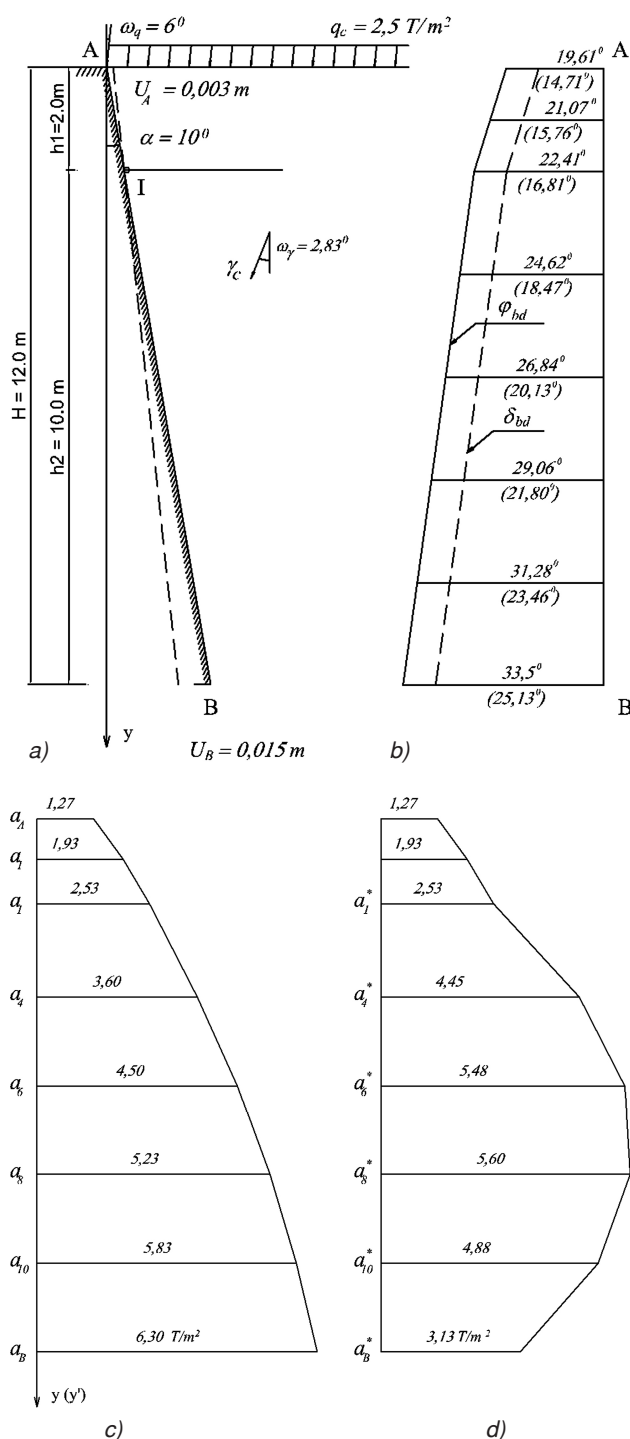
I. Đặt vấn đề

Đối với công trình bến cảng cũng như tường chắn nói chung luôn luôn tồn tại một thực tế - đó là sự phân phối lại áp lực đất. Điều này xảy ra vì mặt sau của công trình, tường chắn không bao giờ cố định: Các điểm trên tường mặt chuyển dịch theo phương nằm ngang và theo phương thẳng đứng. Trong các công trình bến trọng lực, chuyển vị của mặt sau thường xuất hiện do biến dạng của nền móng dưới tác động của tải trọng khai thác trên bề mặt gây nền. Nói chung bài toán xác định sự ảnh hưởng của dịch vị công trình lên áp lực đất là bài toán thực tiễn quan trọng và luôn luôn là một trong những bài toán khó nhất của lý thuyết về môi trường đất.

II. Cơ sở lý thuyết và phương pháp tính toán

Dựa trên các kết quả nghiên cứu thực nghiệm và sử dụng phương pháp xác định áp lực đất ở trạng thái tiền tới hạn trong phạm vi “áp lực chủ động - lực kháng bị động” của GS. Iacovlev [1], tác giả đề xuất phương pháp giải bài toán tương quan giữa chuyển vị công trình và phân phối lại giá trị áp lực đất. Cần lưu ý rằng áp lực chủ động và bị động ứng với trạng thái phá hoại, trong thực tế áp lực lên công trình hoặc lên từng bộ phận riêng biệt của chúng đều là ở trạng thái tiền tới hạn.

Ta xem xét ý tưởng của phương pháp được đề xuất trên bài toán xây dựng biểu đồ áp lực đất lên tường cứng quay xung quanh điểm neo, loại kết cấu công trình này được áp dụng khá phổ biến trong thực tế xây dựng cảng biển.



a) Sơ đồ tường chắn; b) Biểu đồ biến đổi φ_{bd} , δ_{bd}
c) Biểu đồ áp lực đất phân phối lại
d) Biểu đồ áp lực đất phân phối lại điều chỉnh
Hình 1: Sơ đồ tính toán để xác định áp lực có xét đến chuyển vị của tường chắn khi $k_c = 1$

Giả thiết điểm dưới cùng B dịch chuyển theo hướng rời khỏi khối đất đắp (Hình 1a). Trong trường hợp tổng quát chuyển vị điểm dưới $U_B = k_c \Delta a$, trong đó $\Delta a = k_a h_2$ - Chuyển vị tương ứng với áp lực chủ động. Dựa trên kết quả thí nghiệm cho đến thời điểm hiện nay có thể lấy $k_a = 0,0015$.

Giá thiết rằng điểm neo I luôn luôn cố định, ta xét trường hợp khi $k_c \leq 1$. Điểm I bất kì của tường sẽ chuyển động rời khỏi đất đắp một khoảng cách

$$U_i = U_B \frac{y_i - h_1}{h} \text{ và điểm A sẽ chuyển động tương ứng}$$

$$\text{một đại lượng } U_A = -\frac{U_B h_1}{h_2} \text{ (dấu trừ có nghĩa là tường}$$

chuyển dịch lên khỏi đất đắp).

Tại điểm I, tường chắn chịu tác động của áp lực tĩnh được xác định theo công thức với $\delta = 0$; giá trị thực của góc nghiêng tường chắn α ; của bề mặt đất đắp β và góc ma sát trong tương đối được xác định theo công thức [2]:

$$\varphi_{id} = \arcsin \frac{1 - \xi_0}{1 + \xi_0}$$

- Trong đó, hệ số ξ_0 áp lực đất ở trạng thái tĩnh có thể xác định theo công thức:

$$\xi_0 = 1 - \sin \varphi$$

Như vậy ta nhận được

$$\varphi_{id} = \arcsin \frac{\sin \varphi}{2 - \sin \varphi} \quad (1)$$

Tại điểm A tường chắn chịu hoặc là áp lực bị động khi $\frac{U_A}{\Delta p} \geq 1$ hoặc là áp lực tiền tới hạn khi $\frac{U_A}{\Delta p} < 1$, trong

đó $\Delta p = k_p h_1$ - Chuyển vị tương ứng với áp lực bị động, dựa trên kết quả thí nghiệm có thể lấy $k_p = 0,03$.

Các giá trị của φ và δ nằm giữa áp lực chủ động và bị động được xem như là góc ma sát trong biến đổi φ_{bd} và góc ma sát mặt biến đổi δ_{bd} , có nghĩa là sau khi nhận được sơ đồ tính toán ta tạm thời quên bản chất vật lý của góc φ và góc δ và trong phép tính tĩnh học ta xem φ_{bd} và δ_{bd} đơn giản là đưa vào tính toán các góc lệch của phản áp tổng hợp trên mặt phẳng trượt giả định và trên mặt sau tường chắn tương tự như trong phương pháp Cu-lông. Như vậy, trong tất cả các công thức φ , δ được thay bằng φ_{bd} , δ_{bd} .

Tiếp theo ta xây dựng biểu đồ biến diễn sự biến đổi của φ_{bd} và δ_{bd} trên mặt sau tường chắn từ điểm trên cùng A đến điểm neo I (nghĩa là $0 \leq y \leq h_1$) và từ điểm neo I đến điểm dưới cùng B (nghĩa là $h_1 \leq y \leq h_1 + h_2$).

Ở phần trên của tường (từ điểm A đến điểm neo I) φ_{bd} , δ_{bd} được xác định theo công thức:

$$\varphi_{ibd} = \frac{U_A}{\Delta p} \left(1 - \frac{y_i}{h_1}\right) (\varphi + \varphi_{bd}) + \varphi_{bd}$$

$$\text{nếu } \frac{U_A}{\Delta p} > 1 \text{ ta lấy } \frac{U_A}{\Delta p} = 1; \quad (2)$$

$$\delta_{ibd} = k \varphi_{ibd} \quad (3)$$

Trong đó: k - Hệ số phụ thuộc vào độ nhám mặt sau tường chắn khi xác định áp lực chủ động được lấy theo khuyến nghị của tiêu chuẩn ($\delta = k\varphi$, trong đó $k = 0; 0,25; 0,33; 0,5; 0,75; 1,0$).

Ở phần dưới của tường chắn (từ điểm I đến điểm B) φ_{bd} được xác định theo công thức:

$$\varphi_{ibd} = \frac{y_i - h_1}{h_2} \frac{U_B}{\Delta a} (\varphi - \varphi_{id}) + \varphi_{id} \quad (4)$$

$$\text{Khi } \frac{U_B}{\Delta a} > 1 \text{ ta lấy } \frac{U_B}{\Delta a} = 1$$

Còn δ_{ibd} được xác định theo (3).

Trong trường hợp $\frac{U_B}{\Delta a} = 1$ quy luật biến đổi φ_{bd} và

δ_{bd} được thể hiện trong dạng biểu đồ trên Hình 1b. Như vậy, tại mỗi một điểm trên mặt sau tường chắn có thể xác định φ_{ibd} và δ_{ibd} .

Cường độ a_i thành phần nằm ngang của áp lực đất có xét đến lực động đất được xác định theo các công thức [3] mà tác giả đã tìm được trước đây (Khi các giá trị φ_{ibd} và δ_{ibd} có giá trị âm trước căn thức của công thức λ_{ayc}^H cần phải đặt dấu trừ).

$$a_i = y_i \gamma_c \lambda_{\gamma c}^H + q_c \lambda_{qc}^H \quad (5)$$

Trong đó:

$$\lambda_{\gamma c}^H = \frac{\cos^2(\varphi_{ibd} - \alpha - \omega_\gamma - \rho) \cos \rho \cos(\alpha + \delta_{ibd})}{\cos(\alpha + \delta_{ibd} + \omega_\gamma + \rho) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_{ibd} + \delta_{ibd}) \sin \varphi_{ibd} - \omega_\gamma - \rho}{\cos(\alpha + \delta_{ibd} + \omega_\gamma + \rho) \cos \alpha}} \right]^2}$$

$$\gamma_c = \frac{\gamma}{\cos \omega_\gamma}; \lambda_{qc}^H = \lambda_{\gamma c}^H \frac{\cos(\omega_q - \omega_\gamma - \rho)}{\cos \alpha \cos \rho};$$

$$\rho = \arctg \frac{q_c \sin(\omega_q - \omega_\gamma)}{q_c \cos(\omega_q - \omega_\gamma) + \frac{H}{2} \gamma_c}$$

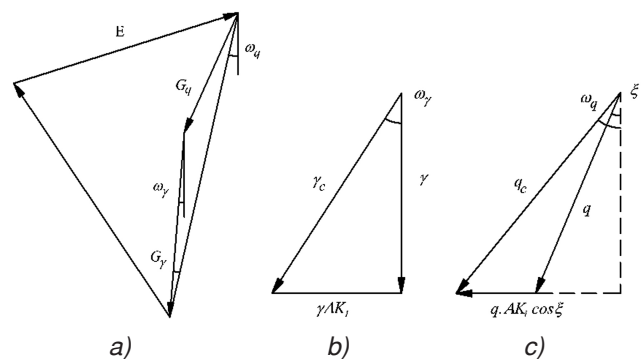
Trong đó:

ω_γ - Góc nghiêng của tổng hợp lực trọng lượng bản thân và lực động đất so với phương thẳng đứng, được xác định theo biểu thức $\omega_\gamma = \arctg AK_1$ (Hình 2a,b)

ω_q - Góc nghiêng của tổng hợp lực tải trọng trên bề mặt và lực động đất so với phương thẳng đứng được xác định theo biểu thức: $\omega_q = \arctg(AK_1 + tg\xi)$;

$$q_c = q \frac{\cos \xi}{\cos \omega_q} \quad (\text{Hình 2a,c})$$

ξ - Góc nghiêng của tải trọng bề mặt trước động đất (Hình 2c)



a) Tam giác lực xác định áp lực đất; b) Góc nghiêng của trọng lượng bản thân đất đắp trong động đất;

c) Góc nghiêng của tải trọng ngoài động đất

Hình 2: Sơ đồ tính toán để xác định góc nghiêng λ_c và q_c trong động đất

Trên Hình 1c là biểu đồ cường độ thành phần nằm ngang của áp lực đất lên tường chắn tương ứng với các giá trị φ_{ibd} và δ_{ibd} đã tìm được. Tuy nhiên, để thuận tiện cho việc sử dụng trong tính toán biểu đồ cường độ chỉ thể hiện dưới dạng các đoạn thẳng gãy khúc thay cho biểu đồ có dạng hình cong liên tục.

Kết quả nghiên cứu thí nghiệm cho thấy, tung độ áp lực tại đáy tường và toàn bộ biểu đồ thay đổi phụ thuộc vào giá trị và dạng chuyển vị và có thể có sự sai khác so với các giá trị tìm được bằng lý thuyết trên

Hình 1c. Bởi vậy, đối với tung độ đáy ta đưa vào hệ số biến đổi hình dạng biểu đồ k_d . Với $U_B = 0$ lấy $k_d = 1$; với $U_B \geq \Delta a$ lấy $k_d = 0,5$; với các giá trị trung gian của U_B , giá trị k_d lấy theo phương pháp nội suy. Giá trị của hệ số k_d có thể được lấy chính xác hơn khi có bổ sung kết quả nghiên cứu thực nghiệm.

Với mục tiêu nhận được biểu đồ tính toán gần sát với biểu đồ thực nghiệm, ta thay biểu đồ tìm được trên Hình 1c bằng biểu đồ parabol có giá trị tương đương. Để đạt được điều đó sử dụng hàm số bậc 2 có dạng:

$$f(y) = Ay^2 + By + C$$

Để xác định hệ số A (T/m^4), B (T/m^3) và C (T/m^2) ta đã có giá trị tung độ áp lực tại điểm I và B và tổng áp lực bằng diện tích S của biểu đồ đã có (Hình 1c). Coi điểm I là gốc tọa độ ta có thể viết:

$$\left. \begin{aligned} f(0) &= A \cdot 0 + B \cdot 0 + C = a_1 \\ f(h_2) &= Ah_2^2 + Bh_2 + C = k_d \cdot a_B \\ \int_0^{h_2} (Ay^2 + By + C) dy &= S \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

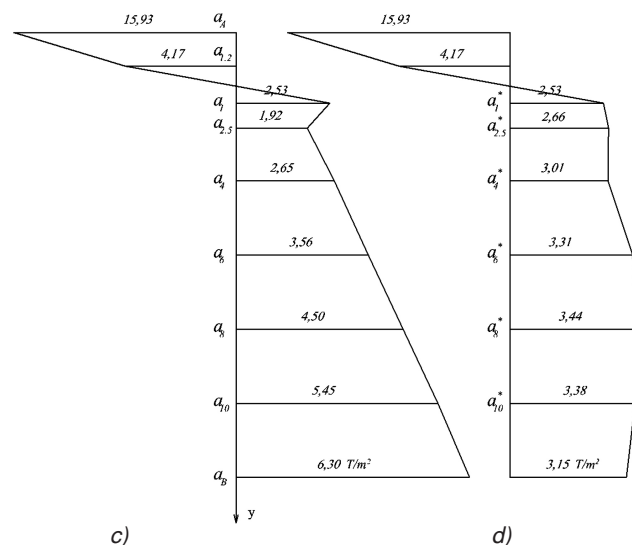
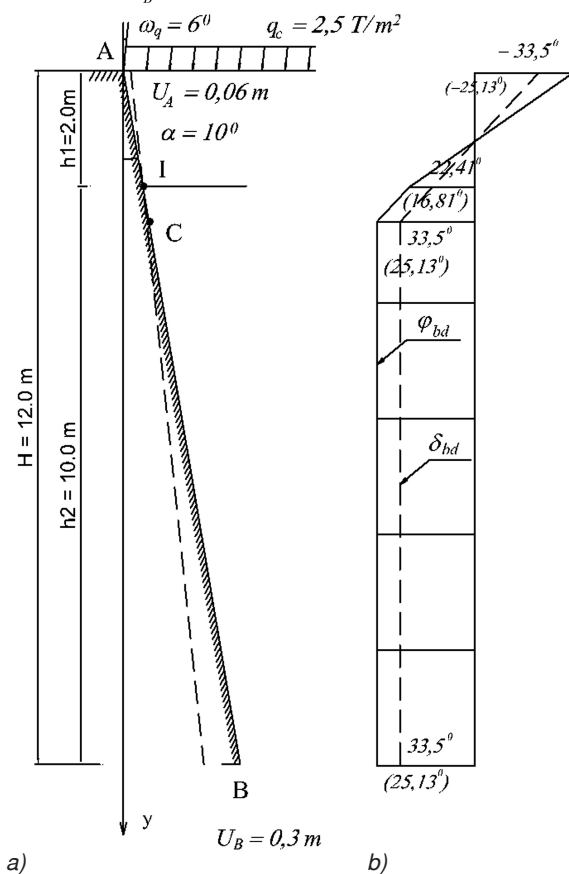
Thay C = a_1 vào (6) ta nhận được hệ phương trình sau:

$$\left. \begin{aligned} Ah_2^2 + Bh_2 + C &= k_d \cdot a_B \\ \frac{1}{3} Ah_2^3 + \frac{1}{2} Bh_2^2 + C \cdot h_2 &= S \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Giải hệ phương trình (7), ta tìm được hệ số A, B và dựa vào hàm $f(y)$ xác định được tung độ biểu đồ thành phần nằm ngang áp lực chủ động. Để thuận tiện cho việc tính toán thực tế ta thay biểu đồ có dạng parabol thành biểu đồ có dạng đường gãy khúc Hình 1d.

Trong trường hợp Hình 3, trước hết ta xác định vị trí dịch chuyển của điểm C tương ứng với áp lực chủ động. Khi đó ta có:

$$y_C = h_1 + \frac{\Delta a}{U_B} h_2 \quad (8)$$



a) Sơ đồ tường chắn, b) Biểu đồ biến đổi φ_{bd} , δ_{bd} ,

c) Biểu đồ áp lực đất phân phối lại,

d) Biểu đồ áp lực đất phân phối lại điều chỉnh

Hình 3: Sơ đồ tính toán để xác định áp lực có xét đến chuyển vị của tường chắn khi $k_c > 1$

Tương tự như đã nêu ở trên, áp lực tại điểm I là áp lực tính được xác định thông thường. Dưới điểm C nơi $U > \Delta a$ ta coi φ_{bd} và δ_{bd} không thay đổi và $\varphi_{bd} = \varphi$; $\delta_{bd} = \delta$. Quy luật biến đổi φ_{ibd} và δ_{ibd} được biểu diễn trên Hình 3b. Như vậy, đối với mỗi điểm trên mặt sau tường chắn có thể xác định được giá trị φ_{ibd} , δ_{ibd} theo biểu đồ trên.

Các nghiên cứu thí nghiệm cho thấy, khi chuyển vị lớn hơn Δ_a , áp lực đất sẽ bị giảm. Để xét đến sự giảm áp lực đó ta đưa vào hệ số chiết giảm k_g . Đối với trường hợp $k_c > 1$ hệ số biến đổi hình dạng k_d được lấy như trước đây bằng 0,5.

Tương tự như ở trên khi $k_c > 1$ biểu đồ thành phần nằm ngang có xét đến sự phân phối lại áp lực dưới điểm I được biểu diễn bằng hàm bậc hai:

$$f(y) = Ay^2 + By + C$$

Như vậy, hệ số A, B (C = a_1) có thể được xác định từ hệ phương trình sau:

Với kết quả thí nghiệm có được cho đến nay, các hệ số trên có thể lấy như sau: Khi $k_c \leq 1$, $k_g = 1$; khi $k_c \geq 20$, $k_g = 0,8$. Các giá trị trung gian xác định theo phương pháp nội suy. Giải hệ phương trình trên ta tìm hàm $f(y)$ để xác định tung độ biểu đồ thành phần nằm ngang áp lực chủ động tác dụng lên tường chắn. Để thuận tiện cho việc tính toán ta thay biểu đồ parabol bằng biểu đồ đường gãy khúc (Hình 3d). Sau khi tìm được biểu đồ thành phần nằm ngang ta dễ dàng xác định được biểu đồ thành phần thẳng đứng áp lực đất theo phương pháp thông thường.

Thí dụ tính toán 1: Xây dựng biểu đồ áp lực đất lên tường cứng có neo (Hình 1a) với những dữ liệu cho trước như sau: Chiều cao tường $H=12m$; $h_1=2m$; $h_2=10m$; $\varphi=33,30^\circ$; $\alpha=10^\circ$; $\gamma=1,515T/m^3$; $q=2,5T/m^2$; động đất cấp 8, nghĩa là $AK_1=0,05$ và $\omega_1=2,83^\circ$; $\xi=3,2^\circ$; $\omega_a = \arctg(0,05 + \tg 3,2^\circ) = 6^\circ$; $\gamma_c = \frac{\gamma}{\cos \omega_\gamma} = 1,517T/m^3$;

$$q_c = \frac{q \cos \xi}{\cos \omega_q} = 2,5T/m^2; \delta = 0,75\varphi; U_B = \Delta a = k_d h_2 = 0,0015.10$$

$$= 0,015m \text{ (tương đương với trường hợp khi } k_c = 1);$$

(Xem tiếp trang 64)

PHÂN PHỐI LẠI ÁP LỰC ĐẤT...

(Tiếp theo trang 21)

$$\varphi_{td} = \arcsin \frac{\sin 33,5^\circ}{2 - \sin 33,5^\circ} = 22,41^\circ. \text{ Tiến hành tính toán}$$

theo các công thức đã dẫn ta thu được kết quả biểu diễn trên Hình 1.

Thí dụ tính toán 2. Xây dựng biểu đồ áp lực đất lên tường cứng có neo (Hình 3a) với những dữ liệu cho trước tương tự như ở thí dụ 1 nhưng với hệ số $k_c = 20$, có nghĩa là $U_B = 20.0,0015.10 = 0,3m$. Tiến hành tính toán theo các công thức đã dẫn ta thu được kết quả biểu diễn trên Hình 3.

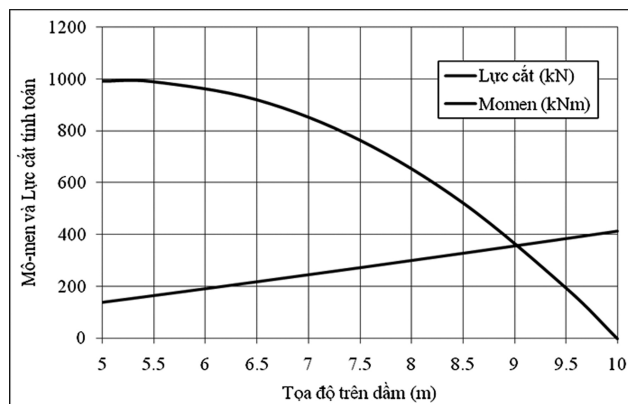
III. Kết luận

Phân phối lại áp lực đất khi công trình bến cảng có biến dạng - điều này luôn luôn xảy ra trong quá trình xây dựng và khai thác cảng biển là một bài toán khó. Để nhận được biểu đồ áp lực đất gần sát với thực

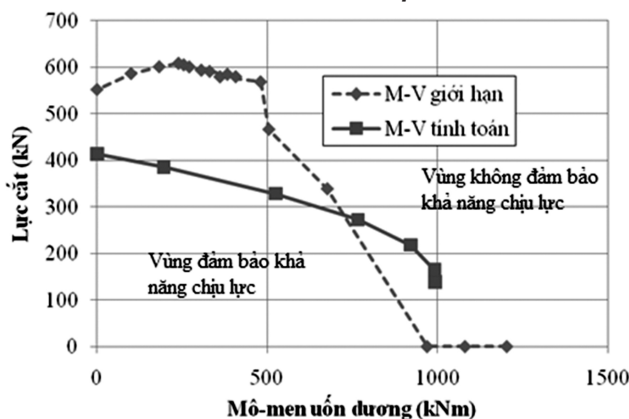
TÍNH TOÁN THIẾT KẾ...

(Tiếp theo trang 27)

mô-men uốn giới hạn và lực cắt giới hạn (biểu đồ M-V) của mặt cắt ngang dầm chủ. Hai biểu đồ này được vẽ trên cùng một tọa độ cho chúng ta biểu đồ so sánh giữa tổ hợp M-V tính toán và M-V giới hạn cho dầm chủ như ở Hình 10.



Hình 9: Biểu đồ Mô-men và lực cắt tính toán và giới hạn cho nửa dầm bên phải



Hình 10: Đường cong M-V giới hạn của mặt cắt và Đường cong M-V tính toán

Quan sát Hình 10, chúng ta nhận thấy rằng nếu kiểm toán dầm chủ theo các quy định thông thường ($M_{tt} \leq M_{gh}$ và $V_{tt} \leq V_{gh}$) thì dầm chủ thiết kế thỏa mãn

tế khi xảy ra sự phân phối lại áp lực do chuyển vị công trình, tác giả đã đề xuất phương pháp giải quyết trên cơ sở lý thuyết về môi trường đất kết hợp việc điều chỉnh bằng các hệ số được rút ra từ nghiên cứu thí nghiệm. Đây là phương pháp lý thuyết kết hợp thực nghiệm nhằm giải một trong những bài toán khó của cơ học đất □

Tài liệu tham khảo

[1]. Яковлев П.И., Устойчивость транспортных гидротехнических сооружений, -М.: Транспорт, 1986 - 191с.

[2]. Клейн Г. К., Строительная механика сыпучих тел, -М.: - Стройиздат, 1977-256с.

[3]. Nguyễn Ngọc Huệ, Áp lực đất lên công trình cảng trong động đất, NXB. GTVT, 2014-449 trang.

Ngày nhận bài: 29/5/2014

Ngày chấp nhận đăng: 10/6/2014

Người phản biện: PGS. TS. Phạm Văn Giáp
TS. Bùi Việt Đông

điều kiện chịu lực. Thật vậy, lực cắt tính toán lớn nhất xuất hiện trong dầm bằng 414.38 kN là nhỏ hơn lực cắt giới hạn bằng xấp xỉ 609 kN; đồng thời mô-men tính toán lớn nhất xuất hiện trong dầm bằng 993.25 kNm là nhỏ hơn mô-men giới hạn bằng 1203.2 kNm. Tuy nhiên, khi xét sự làm việc của dầm chủ chịu tác dụng đồng thời của mô-men uốn và lực cắt, một phần của dầm chủ có tổ hợp lực cắt - uốn tính toán vượt khỏi giới hạn chịu lực của dầm chủ, phần này tương ứng với phạm vi từ 2.5 - 7.5m giữa dầm.

3. Kết luận chung và kiến nghị

Từ việc phân tích một kết cấu chịu lực thực tế, chúng ta nhận thấy việc thiết kế dầm chủ BTCT và BTCT ứng suất trước theo các công thức kiểm toán thông thường xét riêng rẽ khả năng chịu uốn và khả năng chịu cắt của dầm có thể dẫn đến việc thiết kế không đảm bảo khả năng chịu lực vì thực tế khi mặt cắt phải chịu đồng thời lực uốn và lực cắt, mặt cắt không thể huy động được tối đa khả năng chịu uốn hay chịu cắt như mô hình chịu uốn hoặc cắt thuần túy. Do vậy, việc kiểm toán dầm chủ theo điều kiện chịu cắt và uốn đồng thời là cần thiết □

Tài liệu tham khảo

[1]. Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements by Evan C. Bentz, Frank J. Vecchio and Michael P. Collins.

[2]. Vecchio, F. J and Collins, M. P., The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses, Publication No.82-03.

[3]. Lê Đình Tâm, Cầu Bê tông cốt thép (tập 1), NXB. Xây Dựng, 2009.

[4]. A. Ibrahimbegovic, Nonlinear Solid Mechanics: Theoretical Formulations and Finite Element Solution Methods, Springer, 2009.

[5]. M.Ortiz and E.P.Popov, Accuracy and stability of integration algorithms for elastoplastic constitutive relations, International Journal for Numerical Methods in Engineering, vol.21, no. 9, pp. 1561-1576, 1985.

Ngày nhận bài: 10/5/2014

Ngày chấp nhận đăng: 6/6/2014

Người phản biện: TS. Hoàng Việt Hải
TS. Hồ Xuân Nam