

PHÂN TÍCH SỰ TÁC ĐỘNG TƯƠNG HỒ GIỮA ĐẤT VÀ TƯỜNG CỌC BẢN CỐ 1 NEO TRONG NỀN ĐẤT CÁT A-ANCHORED SHEET PILING WALL DESIGN IN SAND BY THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION METHOD (SSI) OF ANALYSIS

Lê Văn Pha, Văn Hữu Huệ *

Ủy ban nhân dân quận 5, Tp.Hồ Chí Minh, Việt Nam
*Sở Nông nghiệp và Phát triển nông thôn, tỉnh Vĩnh Long, Việt Nam

BẢN TÓM TẮT

Trong trường hợp TCB có chiều cao chênh lệch giữa mặt đất trước và sau tường lớn hơn 10m thì việc sử dụng TCB có neo sẽ hiệu quả hơn. Phương pháp tính toán xác định chiều sâu chôn cọc tối thiểu của TCB phổ biến nhất trong trường hợp bài toán đơn giản là phương pháp cân bằng giới hạn dựa trên lý thuyết áp lực đất của Coulomb và dùng phương pháp giải tích để giải (LEM). Một phương pháp tính toán khác là tính toán có xét đến sự làm việc đồng thời giữa đất nền và TCB. Ngoài việc kiểm tra ổn định của TCB, kết quả tính toán còn cho ta dự đoán được mức độ biến dạng và chuyển vị của TCB và đất nền với sự trợ giúp của phần mềm PLAXIS 7.2.

ABSTRACT

When the height of the backfill material behind a sheet pile wall exceeds about 10m, anchored sheet piling wall becomes more economical. The classical method which is used to denite the minimized depth of required penetration of sheet pile in simple condition is the limited equilibrium method (LEM) based on Coulomb's earth pressure theory and used algebraic method to solve. An other method to solve this problem is the soil-structure interaction method (SSI) of analysis. In addition to controlling stability of sheet pile wall, this method gives us to predict deformation of sheet pile wall and the soil. Plaxis 7.2 software is used to analysis soil-structure interaction.

1. MỤC ĐÍCH BÀI TOÁN, CÁC GIẢ THIẾT BAN ĐẦU VÀ ĐIỀU KIỆN CỤ THỂ CỦA BÀI TOÁN

Tính toán TCB dạng có 1 neo, đầu tự do bằng phương pháp giải tích dựa trên lý thuyết áp lực đất của Coulomb (LEM) và phương pháp SSI với việc sử dụng phần mềm PLAXIS 7.2. Phân tích kết quả thu nhận được từ 2 phương pháp tính trên. Ngoài ra nghiên cứu ảnh hưởng đối với chuyển vị và nội lực phát sinh trong TCB và thanh neo khi thay đổi những thông số cơ bản của hệ TCB, thanh neo hoặc đất nền.

1.2. Các giả thiết ban đầu

1.2.1.Các giả thiết chung cho 2 phương pháp tính:

- Đất nền là đồng nhất là đẳng hướng; mặt đất nằm ngang; cân bằng áp lực thủy tĩnh trước và sau tường.TCB là vật liệu bê tông cốt thép.
- Để so sánh kết quả ta không đưa vào hệ số an toàn.

1.2.2. Các giả thiết riêng

1.2.1.1.Trường hợp giải bằng phương pháp LEM

- Xét bài toán ở trạng thái cân bằng giới hạn. TCB là vật liệu tuyệt đối cứng.

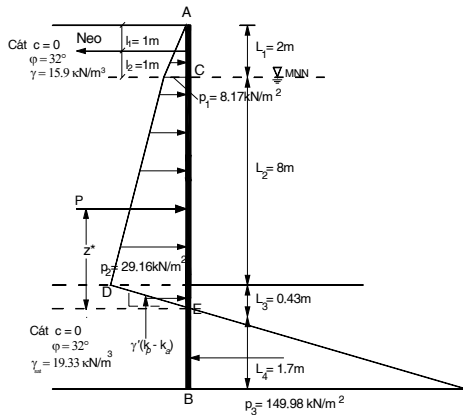
1.2.1.2. Trường hợp giải bằng FEM sử dụng PLAXIS 7.2.

- TCB là vật liệu đàn hồi chịu uốn; neo có định và liên kết với TCB bằng thanh thép chịu kéo, đàn hồi.

- Đất nền là vật liệu đàn hồi dẻo, ứng xử của đất nền tuân theo qui luật Hardening soil.

1.3. Điều kiện cụ thể của bài toán

Bài toán là công trình TCB bảo vệ công trình ven sông, có kích thước như hình 1. Mực nước ngầm cách mặt đất là 2m, neo được bố trí cách mặt đất là 1m. Đất nền được xem là đồng nhất, đẳng hướng có lực dính $c=0$; góc ma sát trong $\varphi = 32^\circ$; trọng lượng riêng tự nhiên $\gamma_w=15,9\text{kN/m}^3$ và trọng lượng riêng bão hòa $\gamma_{\text{sat}}=19,33\text{kN/m}^3$. Góc ma sát giữa đất và tường là $\delta=22^\circ$ (hệ số $R_{\text{inter}}=0.67$).



Hình 1

2. GIẢI BÀI TOÁN

2.1. Theo phương pháp cân bằng giới hạn dựa trên lý thuyết áp lực đất của Coulomb (LEM)

Trình tự giải bài toán theo LEM được trình bày trong các tài liệu [1],[4].

Hệ số áp lực chủ động và bị động:

$$k_a = \frac{\sin^2(90^\circ + \varphi)}{\sin(90^\circ - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\sin(90^\circ - \delta)}} \right]^2} = 0,274;$$

$$k_p = \frac{\sin^2(90^\circ - \varphi)}{\sin(90^\circ + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\sin(90^\circ + \delta)}} \right]^2} = 7,574$$

$$p_1 = \gamma * L_1 * k_a = 15,9 * 2 * 0,274 = 8,71 \text{ kN/m}^2.$$

$$p_2 = p_1 + (\gamma_{\text{sat}} - 10) * L_2 * k_a$$

$$= (8,71 + 9,33 * 8 * 0,274) = 29,16 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Đặt } A = (\gamma_{\text{sat}} - 10)(k_p - k_a) \\ = (19,33 - 10)(7,574 - 0,274) = 68,11.$$

$$L_3 = \frac{p_2}{A} = \frac{29,16}{68,11} \approx 0,43 \text{ m}$$

Tính lực P:

$$P = \frac{p_1 L_1}{2} + p_1 L_2 + (p_2 - p_1) \frac{L_2}{2} + \frac{p_2 L_3}{2} \\ = \frac{8,71 * 2}{2} + 8,71 * 8 + (29,16 - 8,71) * \frac{8}{2} + \frac{29,16 * 0,43}{2} \\ = 166,46 \text{ kN}$$

Tìm Z^* từ phương trình (1) như sau:

$$\frac{p_1 L_1}{2} * (L_1 + L_2 + L_3 - \frac{2}{3} L_1) + p_1 L_2 (\frac{L_2}{2} + L_3) \\ + (p_2 - p_1) \frac{L_2}{2} (\frac{L_2}{3} + L_3) + p_2 \frac{L_3}{2} \frac{2}{3} L_3 - P Z^* = 0$$

Thế các số liệu vào phương trình 1, ta có:

$$Z^* = 3,86 \text{ m.}$$

Lập phương trình xác định L_4

$$L_4^3 + 1,5 L_4^2 (l_2 + L_2 + L_3) - \\ \left\{ \frac{3P [L_1 + L_2 + L_3 - (z^* + l_1)]}{A} \right\} = 0 \quad (2)$$

Tương tự, thế các số liệu vào phương trình 2, ta tìm được phương trình bậc ba sau:

$$L_4^3 + 14,145 L_4^2 - 40,839 = 0 \quad (3)$$

Giải gần đúng phương trình 3 như sau:

Bảng 1

L_4 thử	Vế trái phương trình 3
2	23,74
1,6	-0,53
1,7	4,95

Chọn giá trị gần đúng $L_4 = 1,70 \text{ m}$.

Chiều sâu chôn cọc theo lý thuyết

$$D = L_3 + L_4 = 0,43 + 1,70 = 2,13 \text{ m.}$$

Lực neo F_{neo} :

$$F_{\text{neo}} = P - \frac{1}{2} A * L_4^2 = 166,46 - 0,5 * 68,11 * 1,70 \\ = 68,04 \text{ kN}$$

Tìm vị trí z có M_{max} theo phương trình (4) sau:

$$\frac{1}{2} p_1 L_1 - F + p_1 (Z - L_1) + \frac{1}{2} k_a (\gamma_{\text{sat}} - 10) (Z - L_1)^2 = 0$$

Đặt $x = z - L_1$, phương trình (4) trở thành:

$$x^2 + 6,81x - 46,42 = 0 \quad (5)$$

Giải phương trình (5), tìm được $x = 4,21\text{m}$.
 Tìm giá trị Môment max (M_{\max}) theo công thức sau:

$$M_{\max} = \frac{p_1 L_1}{2} \left[\frac{1}{3} L_1 + x \right] + p_1 * x \frac{x}{2} - F_{neo} (x + l_2) + \frac{1}{2} k_a (\gamma_{sat} - 10) \frac{x^3}{3}$$

$$= \frac{8,71 * 2}{2} \left(\frac{1}{3} * 2 + 4,21 \right) + 8,71 \frac{4,21^2}{2} - 68,04 * (4,21 + 1) + 0,5 * 0,274 * 9,33 * \frac{4,21^3}{3}$$

$$= 203,11 \text{ kNm}$$

2.2. Theo phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) và sử dụng phần mềm PLAXIS 7.2

Để tính toán bằng FEM, ta cần xác định thêm một số thông số vật liệu như sau:

- Cọc bản BTCT mác 400 có $E_{bt} = 3.5 * 10^7 \text{ kN/m}^2$. Xem TCB là có tiết diện chữ nhật một cạnh dài là 1m (bài toán phẳng), cạnh ngắn là d. Với kết quả nội lực phát sinh tìm được bằng LEM và phù hợp với điều kiện TCB tuyệt đối cứng, ta chọn $d = 0,45\text{m}$. Thép neo là loại thép AII, $R_a = 2700 \text{ kg/cm}^2$, $E_{neo} = 2,1 * 10^8 \text{ kN/m}^2$, có khoảng cách các neo là 1m và chiều dài thanh thép neo là 20m. Trong trường hợp nghiên cứu này, ta chưa xét đến cấu tạo neo nên chọn loại neo một đầu cố định.

- Đất nền làm việc theo mô hình Hardening Soil; tính trong điều kiện thoát nước. Các thông số nền được chọn như sau:

Bảng 2

Thông số	Đơn vị tính	Giá trị
γ_w	kN/m^3	15,90
γ_{sat}	kN/m^3	19,33
E_{50}^{ref}	kN/m^2	30.000
Lực dính c	kN/m^2	0
Góc ma sát trong φ	độ	32
Góc dẫn nở ψ	độ	0
Số mũ m	-	0,65
Tỉ số phá hoại	-	0,9

Các giá trị khác theo công thức và giá trị mặc định của phần mềm PLAXIS 7.2. Phân lưới loại rất mịn (very fine).

2.2.1. Phân tích ảnh hưởng của biến dạng neo

Từ các số liệu đầu vào trên, ta thay đổi giá trị EA của thanh neo để xác định mức độ biến dạng của thanh neo phù hợp với điều kiện khối đất trước tường đạt đến cân bằng chủ động. Chiều dày tường được chọn khá lớn để có thể phù hợp với giả thiết TCB cứng tuyệt đối theo cách tính LEM. Kết quả tính toán được trình bày ở bảng 3 như sau:

Bảng 3

Thông số	Đơn vị tính	Giá trị EA_{neo} thanh neo ($E+4\text{kN}$)			
		7,55	3,55	3,30	3,10
M_{\max}	kNm	280,1	270,8	269,6	265,6
z	m	6,80	6,80	6,80	6,80
u_d	cm	1,45	3,97	4,18	4,63
u_{ch}	cm	0,20	0,18	0,18	0,18
u_{neo}	cm	1,56	3,89	4,08	4,49
F_{neo}	kN	97,5	101,3	101,8	101,9

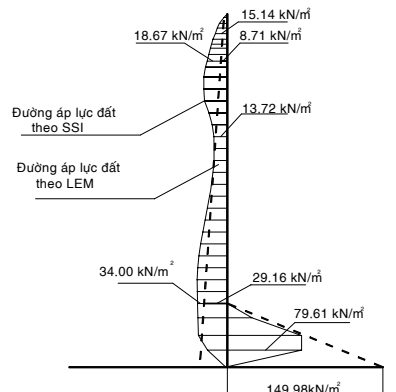
Ghi chú:

- EA_{neo} : độ cứng chịu kéo của thanh neo
 - u_d ; u_{ch} ; u_{neo} : chuyển vị ngang đầu cọc; chân cọc và thân cọc tại vị trí thanh neo.

z: vị trí tính từ đầu cọc có M_{\max}

Đơn vị tính các đại lượng không đổi trong suốt bài báo.

Chọn sự phân bố áp lực đất trong trường hợp $EA_{neo} = 3,1E4\text{kN}$ để so sánh. Kết quả được trình bày hình 2.



Hình 2

Theo [4] thì để khối đất trước tường đạt trạng thái chủ động thì mức độ chuyển vị từ $(0,001 \div 0,005)H$ với H là chiều cao tường. Với chiều cao tường 10m, độ dịch chuyển đầu cọc khoảng 50mm. Qua kết quả tính toán theo bảng 3, ta có thể xem với độ dẫn dài của thanh neo ứng với $EA_{neo}=3,1 \cdot 10^4 kN$ là 4,49cm thì đất nền có thể xem đã đạt trạng thái giới hạn chủ động.

Nhận xét:

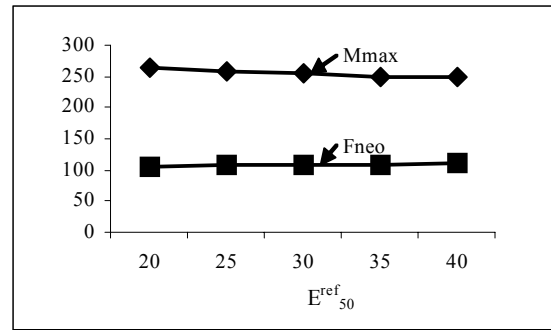
- Áp lực đất không phân bố tuyến tính như trong giả thiết tính toán theo phương pháp LEM.
- Áp lực đất ở gần đầu cọc và vị trí thanh neo tính theo SSI có giá trị lớn hơn nhiều so với kết quả tính LEM.
- Lực neo tính theo SSI có giá trị lớn hơn so với cách tính theo phương pháp LEM.

2.2.2. Phân tích ảnh hưởng của sự thay đổi E_{50}

Để nghiên cứu ảnh hưởng khả năng biến dạng của đất nền lên nội lực và chuyển vị của TCB và thanh neo, ta giữ cố định các thông số đầu vào của TCB, thanh neo và chỉ tiêu cơ lý khác của đất và thay đổi giá trị E_{50} thông qua giá trị E_{50}^{ref} . Ta chọn $d=0,3m$, $EA_{neo}=3,1E+4kN$. Kết quả tính toán khi thay đổi E_{50}^{ref} theo bảng 4 và hình 3.

Bảng 4

Thông số	Giá trị E_{50}^{ref} ($E+3kN/m^2$)				
	20	25	30	35	40
M_{max}	265,0	258,4	253,7	249,3	248,9
z	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80
u_d	4,11	4,40	4,63	4,75	5,01
u_{ch}	0,13	0,09	0,18	0,06	0,06
F_{neo}	104,8	106,9	108,0	108,3	111,0
u_{neo}	4,57	4,84	5,01	5,15	5,41



Hình 3. Đồ thị biểu diễn sự thay đổi M_{max} và F_{neo} theo E_{50}^{ref}

Nhận xét:

- Khi E_{50}^{ref} tăng dần:
- M_{max} giảm dần, trong khi đó lực kéo của thanh neo có tăng nhưng không thay đổi đáng kể.
 - Biến dạng và chuyển vị của TCB không thay đổi lớn.

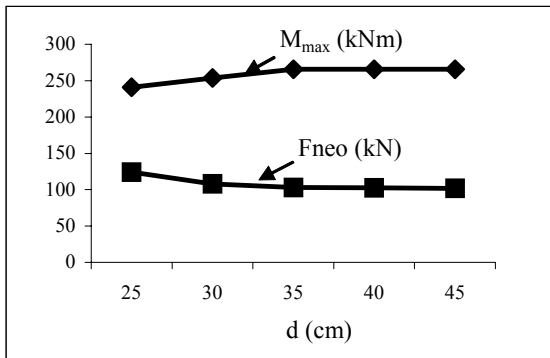
2.2.3. Phân tích ảnh hưởng của sự thay đổi độ cứng TCB

Tương tự trong trường hợp này ta cho thay đổi độ cứng (d) của TCB trong khi các thông số đầu vào ban đầu không thay đổi. Kết quả tính toán khi độ cứng của TCB được trình bày bảng 5.

Bảng 5

Thông số	Giá trị chiều cao tiết diện cọc d (m)				
	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
$E_{bt}A_{cọc}$	8,7E6	1,1E7	1,2E7	1,4E7	1,6E7
$E_{bt}I_{cọc}$	4,6E4	7,9E4	1,3E5	1,9E5	2,7E5
M_{max}	240,8	253,7	265,7	265,7	265,6
z	6,40	6,80	6,80	6,80	6,80
u_d	5,16	4,64	4,48	4,56	4,63
u_{ch}	0,03	0,07	0,12	0,15	0,18
F_{neo}	124,0	108,0	103,2	102,5	101,9
u_{neo}	6,15	5,01	4,63	4,56	4,49

Ghi chú: $A_{cọc}$: diện tích tiết diện ngang cọc;
 $I_{cọc}$: mômen kháng uốn của cọc.



Hình 4. Đồ thị biểu diễn sự thay đổi M_{max} và F_{neo} theo độ cứng cọc d

Nhận xét: Khi độ cứng của TCB tăng dần thì:

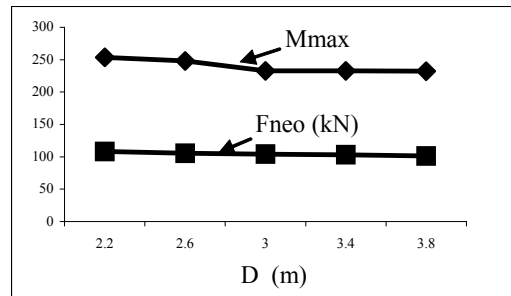
- M_{max} cũng tăng dần lên nhưng lực neo giảm dần. Nhưng cả hai có xu hướng đạt giá trị ổn định khi độ cứng của TCB tăng.
- Chuyển vị đầu cọc giảm và chuyển vị chân cọc tăng lên.

2.2.4. Nghiên cứu ảnh hưởng của sự thay đổi độ sâu chôn cọc D

Tương tự hai trường hợp trên ta giữ không đổi các thông số đầu vào và thay đổi độ sâu chôn cọc D. Trường hợp này tương tự như khi tính toán theo LEM, sau khi tìm được D theo lý thuyết, nhiều tác giả đề nghị lấy D thiết kế bằng $(1,2 \div 1,5)D$ lý thuyết. Kết quả tính toán được trình bày ở bảng 6 và hình 6.

Bảng 6

Thông số	Giá trị chiều sâu chôn cọc D (m)				
	2,20	2,60	3,00	3,40	3,80
M_{max}	253,7	247,9	232,9	232,5	232,2
z	6,80	6,80	6,40	6,40	6,40
u_d	4,64	4,38	4,35	4,16	3,99
u_{ch}	0,07	-0,06	-0,12	-0,17	-0,21
F_{neo}	108,0	105,3	104,2	102,9	101,4
u_{neo}	5,01	4,80	4,76	4,56	4,36



Hình 6. Đồ thị biểu diễn sự thay đổi của M_{max} và F_{neo} theo độ sâu chôn cọc D

Nhận xét: Khi D tăng dần:

- M_{max} và lực neo có xu hướng giảm. Tuy nhiên giá trị M_{max} và F_{neo} dần tới ổn định khi D tăng lên. Qua nghiên cứu sự phân bố áp lực đất, chuyển vị của đất nền và biểu đồ môment tác dụng lên cọc bản thì khi tăng $D_{thiết\ kế} = (1,2 \div 1,5)D$ lý thuyết thì TCB làm việc theo sơ đồ ngàm ở chân cọc.
- Chuyển vị cũng có xu hướng giảm và đạt ổn định khi D tăng dần.

3. Kết Luận:

- Khi xét đến sự làm việc đồng thời giữa TCB và đất nền, giữa chuyển vị, nội lực phát sinh trong cọc và biến dạng đất nền có mối liên hệ với nhau.
- Các nội lực phát sinh trong TCB và lực neo tính theo SSI có giá trị lớn hơn so với tính theo LEM.
- Đối với loại đất nền nhất định, cần tính toán tối ưu giữa độ cứng cọc và chiều sâu chôn cọc hợp lý nhằm đảm bảo an toàn công trình và tính kinh tế (không nên tăng quá lớn độ cứng và tăng chiều sâu chôn cọc quá sâu).

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Châu Ngọc Ân :(2005), *Nền móng*, NXB Đại học Quốc gia TP.HCM.
2. Pierre Lareal, Nguyễn Thanh Long, Lê Bá Lương.....: (2001), *Công trình trên đất yếu trong điều kiện Việt nam*, NXB. Xây dựng.
3. John N. Cernica:(2000), *Foundation Design*, Wiley.
4. Braja M.Das:(1984), *Principle of foundation engineering*, PWS-KENT Publishing Company.