

MỘT PHƯƠNG PHÁP ĐƠN GIẢN HÓA CHO VIỆC TÍNH TOÁN MỔ CẦU CHẮN NỀN ĐẮP CAO TRÊN MÓNG CỌC QUA ĐẤT YẾU

ThS. PHẠM ANH TUẤN

Trường Đại học Bách khoa - Đại học Đà Nẵng

Tóm tắt: Mục tiêu chính của bài báo này là giới thiệu phương pháp SAPA để phục vụ cho việc phân tích và dự tính chuyển vị, momen uốn của mố cầu chắn nền đắp cao được xây dựng trên móng cọc qua nền đất yếu. Nghiên cứu cũng cho thấy rằng, kết quả từ phương pháp trình bày SAPA đã đạt được một sự phối hợp tốt và hợp lý với dữ liệu thí nghiệm centrifuge và phần mềm Plaxis 3D. Do đó, các kết quả của nghiên cứu này hướng tới để có thể cung cấp một số hướng dẫn cơ bản cho các nhà thiết kế, mang lại cái nhìn thực tế hơn về cơ chế tương tác vào trong quá trình thiết kế.

Từ khóa: SAPA phương pháp; ứng suất cắt; mố cầu; tương tác đất nền-kết cấu, ứng xử đất yếu.

1. Đặt vấn đề

Vấn đề thiết kế mố cầu chắn nền đắp cao trên móng cọc đi qua nền đất yếu là một vấn đề khó khăn và thách thức đối với các kỹ sư địa kỹ thuật bởi cường độ chịu nén và kháng cắt thấp, tính nén lún cao và hệ số thấm thấp của nền sét yếu. Mức độ cố kết của lớp sét yếu bởi tải trọng phụ phía trên và hiện tượng dồn đất giữa các cọc là những nguyên nhân gây ra chuyển vị và momen uốn của cọc. Trong một số trường hợp thì khả năng chịu tải bị vượt quá giới hạn và sự phá hoại kết cấu sẽ xảy ra [1,2].

De Bear and Wallays [2] và Tschebotarioff [3] đã khuyến nghị về việc sử dụng mô hình phân bố áp lực bên xem như liên tục và có dạng tam giác trong nền sét yếu. Polous [4] đã tiến hành nghiên cứu thông qua phương pháp sai phân hữu hạn cho cọc đơn để xem xét sự chuyển động của đất xung quanh cọc từ việc thay đổi các yếu tố mà có ảnh hưởng đến chuyển vị và momen của cọc. Oteo [5] đã phát triển các biểu đồ thiết kế đơn giản cho việc dự tính độ võng và momen uốn trong cọc do tải trọng phụ phía trên gây ra.

Một vài phương pháp đã được đề xuất trước đây cho việc tính toán chuyển vị và momen uốn

của cọc chẳng hạn như Spring-man (1997), Ellis(1996) và Steward et.al(1993), Polous (1973). Tuy nhiên một số yếu tố như sự chuyển tiếp ứng suất từ nền đắp vào móng cọc, sự tương tác giữa nền đắp - đất yếu và độ cứng tương đối của cọc - đất nền chưa được xem xét trong các phương pháp trước đây.

Một trong những mục đích chính của bài báo này là xây dựng và phát triển một phương pháp phân tích cải tiến đơn giản gọi là SAPA. Ở đó có xem xét tới cơ chế chuyển tiếp ứng suất từ nền đắp vào móng cọc, sự tương tác giữa nền đắp - đất yếu - kết cấu và độ cứng tương đối của cọc - đất nền bởi việc sử dụng mô hình áp lực đất tương đương, được áp dụng để tính toán momen uốn của cọc và chuyển vị ngang của cọc. Kết quả tính toán của phương pháp cũng được so sánh với các kết quả phân tích số và dữ liệu thí nghiệm ly tâm.

2. Sơ đồ thí nghiệm và mô phỏng số

2.1 Thí nghiệm centrifuge

Ellis [6] đã nghiên cứu sự tương tác giữa kết cấu - đất với nền đắp sau lưng tường mố có chiều cao lớn đã đưa ra chuyển vị thẳng đứng của cọc qua lớp sét yếu. Bốn thí nghiệm ly tâm (EAE4-EAE5-EAE6-EAE7) đã được tiến hành để nghiên cứu ảnh hưởng của chiều dày của lớp sét và tỷ lệ chiều cao nền đắp xây dựng sau lưng tường mố cầu. Việc thoát nước thẳng đứng đã được sử dụng trong 3 thí nghiệm để đẩy nhanh quá trình phân tán áp lực nước lỗ rỗng. Elish [6], Elish and Spring- man [7] đã mô tả chi tiết của chương trình thí nghiệm, những hướng dẫn và quá trình mô hình. Những điểm mấu chốt của thí nghiệm centrifuge được tổng quan như sau:

- Bốn thí nghiệm ly tâm được kí hiệu là EAE4-EAE5-EAE6-EAE7 với các thông số được trình bày trong hình 1. Việc xây dựng nền đắp được hoàn thành trong 21 ngày (EAE4-EAE6) đối với

mô hình đắp nhanh và 210 ngày (EAE5-EAE7; hình 1c) đối với mô hình đắp chậm.

- Thời kỳ cố kết cuối cùng được tính toán là 1000 ngày kể từ lúc bắt đầu xây dựng (tương đương 2.4h đối với tỷ lệ của mô hình) cho toàn bộ thí nghiệm.

2.2 Mô hình phần tử hữu hạn (FE Model)

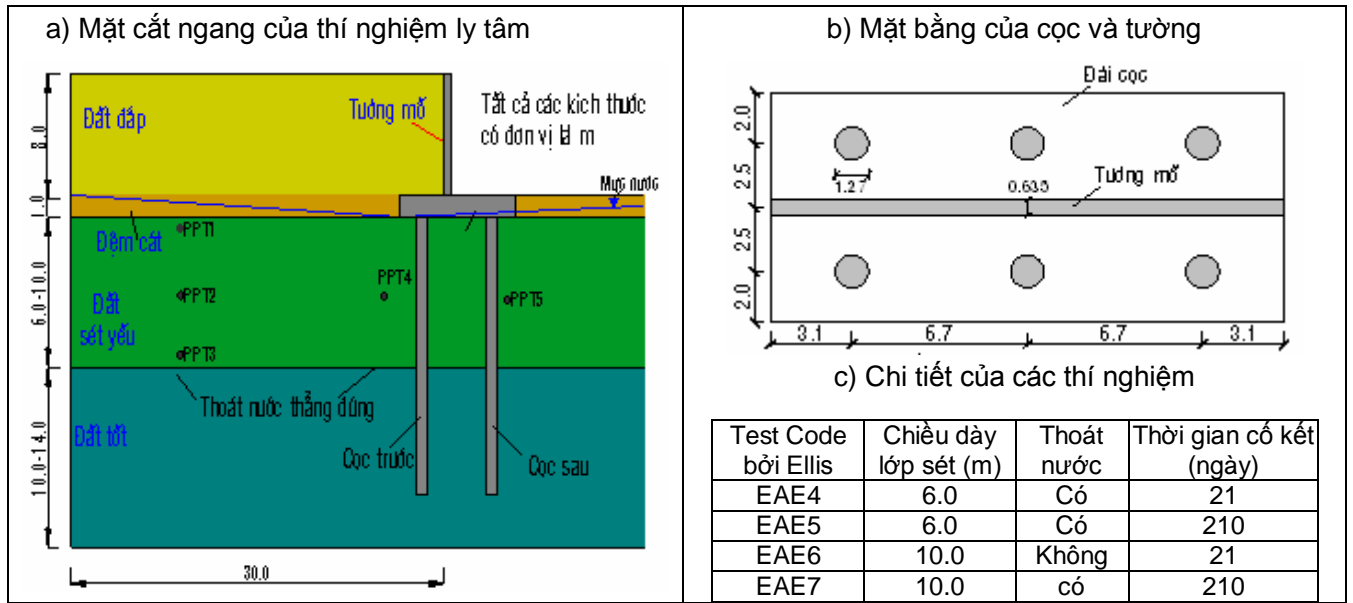
Toàn bộ bốn mô hình thí nghiệm centrifuge (EAE4-EAE5-EAE6-EAE7) đã được mô hình và phân tích với việc sử dụng phần mềm FE Plaxis 3D Foundation v2.1 [8]. Sơ đồ địa chất, các phần tử kết cấu và được minh họa trên hình 1 và bảng 1.

Kí hiệu

F_r Lực ngang do áp lực đất bị động gây ra (kN/m);	w Bề rộng đài cọc (m);
F_c Lực ma sát giữa đài cọc và nền đất (kN/m);	γ Dung trọng riêng đơn vị của đất, (kN/m ³)
F_f Lực ngang do áp lực đất chủ động gây ra (kN/m);	k Hệ số thấm của đất;
F_p Tổng lực cắt ở đầu cọc tính cho 1m bề rộng (H/s), (kN/m);	C_c Chỉ số nén;
F_w Lực cắt giữa mặt tiếp xúc tường và đài cọc (kN/m) ;	C_s Chỉ số dẫn nở
F_t Tải trọng nằm ngang tác dụng lên đài cọc (kN/m);	C_α Chỉ số từ biến;
H_f Lực cắt ở đỉnh của hàng cọc trước (kN/m) ;	e_{init} Hệ số rỗng ban đầu của đất
H_r Lực cắt ở đỉnh của hàng cọc sau (kN/m) ;	c Lực dính của đất (kN/m ²);
H_p Tổng lực cắt ở đỉnh của hàng cọc trước và sau (KN);	φ Góc nội ma sát của lớp đất yếu(độ);
H Tổng lực ngang tương đương tác dụng lên đài cọc; bao gồm sự truyền ứng suất cắt vào đài cọc	ψ Góc trương nở (độ);
p_m Giá trị trung bình của áp lực đất nằm ngang (kN/m) ;	μ Hệ số poisson
q Tải trọng phụ thêm(m);	d Đường kính của vật liệu (m);
G_m Môđun kháng cắt ở giữa tâm của lớp sét yếu(kN/m ²)	E Mô đun đàn hồi của vật liệu(kN/m ²);
G_r Môđun kháng cắt suy giảm của nền đất bên cọc	E_{ref} Môđun đàn hồi của đất (kN/m ²);
D Đường kính cọc (m);	K_a Hệ số áp lực đất chủ động,
s Khoảng cách cọc (m);	K_p Hệ số áp lực đất bị động
	K_t Hệ số áp lực đất tương đương

Bảng 1. Các thông số của đất và kết cấu được sử dụng trong phân tích số FE

	γ (kN/m ³)	k_x, k_z (m/s)	k_y (m/s)	C_c	C_s	C_α	e_{init}	c' (kPa)	φ' (°)	ψ (°)	μ
Clay	16.6	2.66×10^{-9}	1.33×10^{-9}	0.43	0.07	0.006	1.33	1.0	23	0.0	0.35
	γ (kN/m ³)	k_x, k_z, k_y (m/s)	E_{ref}^* (kPa)	E_{inc} (kPa)	e_{init}	c' (kPa)	φ' (°)	ψ (°)	μ		
Đất Cát	19.5	Drain material	26.0/57.0	7.8	0.67	1.0	35	5	0.3		
Đất đắp	17.5	Drain material	10.5	1.3	0.50	1.0	35	5	0.3		

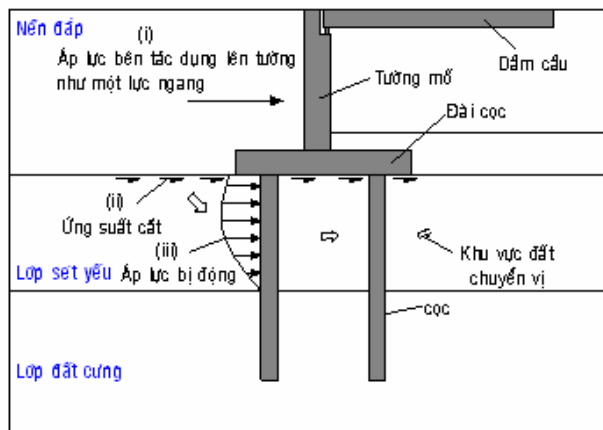


Hình 1. Trình bày sơ lược mô hình thí nghiệm ly tâm (mô hình gốc của Ellis [6])

3. Phân tích và tính toán mô cầu bằng phương pháp SAPA

3.1 Phương pháp SAPA

Phương pháp SAPA (Simple Advanced Pile Analysis method) là phương pháp được phát triển và đơn giản hóa dựa trên mô hình áp lực đất tương đương (hình 2) và một số đặc điểm tương tự với phân tích đã được trình bày bởi Springman and Bolton [9].

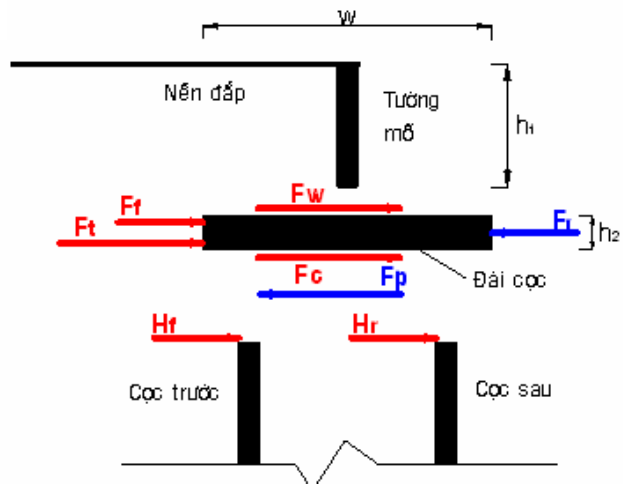


Hình 2. Mô hình áp lực đất tác dụng lên cọc

Áp lực đất bị động xung quanh cọc được xác định theo phương trình (1), ở đó ảnh hưởng của độ cứng nền đất, khoảng cách cọc và độ cứng tương đối giữa nền đất-cọc đã được tính bởi (1).

$$P_m = \frac{q}{\left[3 \left(\frac{G_m}{G_r} \right) \left(\frac{d}{h} \right) + \frac{d}{s} + 0.71 \left(\frac{G_m d h^3}{E_p I_p} \right) \right]} \quad (1)$$

Tuy nhiên, do ảnh hưởng của hiệu ứng vòm và sự truyền ứng suất cắt từ nền đắp vào chân tường của mố cầu do sự biến dạng của lớp sét



Hình 3. Sơ đồ các lực ngang tương tác

yếu đã tác động đáng kể đến áp lực đất chủ động của tường và áp lực đất bị động của cọc. Điều này là nguyên nhân của tải trọng ngang phụ thêm xung quanh đầu cọc và tải trọng phụ thêm này sẽ tăng dần theo thời gian. Sơ đồ tính toán tải trọng lên mũ cọc được thể hiện trên hình 3 và phương trình (2).

$$F_t = F_r + F_p - F_c - F_f - F_w \quad (2)$$

Tải trọng ngang tác dụng lên tường mố do ảnh hưởng của hiệu ứng vòm một lượng là $(F_f + F_w)$.

Ở đây:

- F_c là lực ma sát nằm ngang giữa đài cọc và nền đất yếu như trong phương trình (3).

$$F_c = w \cdot C_{mod} \quad (3)$$

($C_{mod} = 2/3c_u$) và bề rộng của đài cọc ($w=9m$).

Khi nền đắp được xây dựng nhanh thì F_c tăng lên theo tải trọng nền đắp. Thêm vào đó, khi chiều dày của lớp sét càng lớn thì F_c cũng tăng lên. Vào thời điểm cuối của quá trình xây dựng nền đắp đối với các thí nghiệm đắp nhanh. Ellis [6] đã tính toán F_c xấp xỉ bằng 60kN/m và 40kN/m cho nền sét dày 10m và 6m tương ứng. Giá trị F_c đã đạt được từ phân tích số 3D là 40kN/m và 25kN/m.

Các ứng xử tương tự cũng được theo dõi và phân tích cho các thí nghiệm đắp chậm nhưng giá trị F_c đạt được là rất thấp, chỉ khoảng 10kN/m trong mọi giai đoạn và thậm chí bằng 0 vào cuối thời điểm cố kết. Điều này cho thấy sự cần thiết phải xem lại các giả thiết ban đầu về sự chuyển dịch và lực ma sát F_c . Giá trị 50kN/m và 10kN/m đã được sử dụng cho toàn bộ các thí nghiệm đắp nhanh vào cuối thời kỳ xây dựng và cuối thời kỳ cố kết tương ứng. Tương tự, giá trị 10kN/m và 0 được sử dụng cho các thí nghiệm đắp chậm tương ứng (bảng 2).

- (F_w+F_f) là tải trọng ngang chủ động tác dụng trên tường móng và mặt trước của đài cọc là được gửi đến trong phương trình 4.

$$F_f + F_w = \frac{\gamma \cdot K_a}{2} (h_1 + h_2)^2 \quad (4)$$

$$F_r = \frac{\gamma \cdot K_p}{2} h_2^2 \quad (5)$$

- F_p là tổng lực ngang chủ động tác dụng lên đỉnh của cọc trước (front) và cọc sau (rear).

$$F_p = (H_f + H_r)/s \quad (6)$$

- F_t là lực ngang tác dụng lên đài cọc do ứng suất cắt gây ra tại mặt tiếp xúc của nền đắp - lớp đệm. Giá trị F_t được tính toán cho toàn bộ các mô hình thí nghiệm như trong bảng 2.

3.2 Áp lực bị động tác dụng lên hàng cọc sau móng

Các kết quả thí nghiệm centrifuge và các kết quả phân tích số từ phần mềm Plaxis 3D đã được tiến hành trong nghiên cứu này cho thấy rằng chuyển vị tương đối giữa đất - cọc đã giảm đi bởi vì sự suy giảm thể tích của lớp sét và chuyển vị của kết cấu móng cầu là lớn hơn đáng kể vào cuối thời kỳ cố kết. Do vậy, áp lực đất bị động tác dụng lên hàng cọc sau móng được giả thiết là bằng 0 vào cả cuối thời kỳ xây dựng và cuối thời kỳ cố kết nền đắp.

3.3 Hệ số áp lực đất tương đương K_t

Để thể hiện ảnh hưởng của việc truyền ứng suất cắt vào móng cầu, hệ số áp lực đất tương đương K_t được sử dụng trong phương pháp SAPA để đánh giá sự làm việc thực tế của hệ kết cấu - đất nền.

$$K_t = \frac{2 \cdot F_t}{\gamma_s (h_1 + h_2)^2} \quad (7)$$

Tổng lực ngang tác dụng lên đài cọc được tính toán theo công thức (8) với s là khoảng cách cọc.

$$H = s \cdot (F_t + F_c + F_f + F_w - F_r) \quad (8)$$

Thay thế các công thức (3) - (7) vào công thức (8) ta được công thức cuối cùng (9) như dưới đây.

$$H = s \cdot \left[\left(\frac{K_a + K_t}{2} \right) \gamma_s (h_1 + h_2)^2 + F_c - \frac{K_p \gamma_s h_2^2}{2} \right] \quad (9)$$

Hệ số áp lực đất tương đương K_t cũng đã được xem xét thông qua các kết quả thí nghiệm EAE4 và EAE6 và cho thấy việc dự tính tải trọng tác dụng lên nhóm cọc là khá gần với kết quả tính toán theo phương pháp SAPA (bảng 2) vào cuối thời kỳ xây dựng (trong khoảng giữa 344 và 360kN/m). F_p đã tăng lên khoảng 45% vào cuối thời kỳ cố kết cho các thí nghiệm đắp nhanh (EAE4 và EAE6). Tuy nhiên hàng cọc sau móng đã không chịu áp lực đất bị động bởi quá trình cố kết của nền đất giữa các hàng cọc trong và sau quá trình xây dựng đối với thí nghiệm đắp chậm (EAE5). Do vậy, lực cắt (448kN/m) đã tác dụng lên hàng cọc sau móng tăng đến 27% vào cuối thời kỳ cố kết. Giá trị F_p đã tăng lên tối đa là 66.67%(291- 485kN/m) đối với thí nghiệm không

ĐỊA KỸ THUẬT - TRẮC ĐỊA

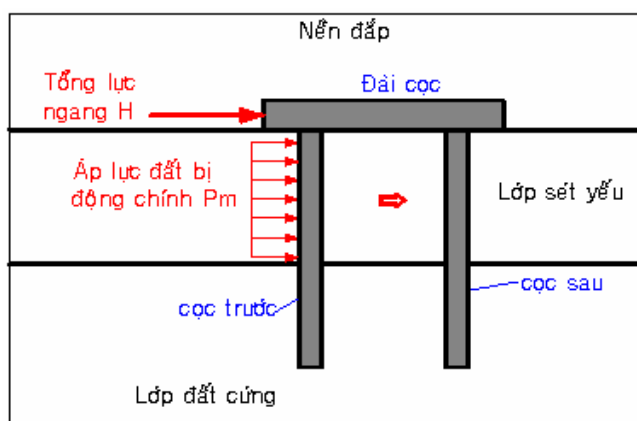
thoát nước EAE6. Từ đó, hệ số áp lực đất chủ động ($K_a=0.27$) và các hệ số áp lực đất tương đương được tính toán ở trạng thái chảy dẻo theo

công thức (7) lần lượt là 0.77 và 0.72 cho thí nghiệm đắp nhanh EAE4 và EAE6, bằng 0.68 cho thí nghiệm đắp chậm (EAE5).

Bảng 2. Kết quả các thông số tính toán được sử dụng trong phương pháp SAPA

Thông số tính toán	EAE4-6m-Drain		EAE5-6m-Drain		EAE6-10m-No Drain		EAE7-10m-Drain	
	21 ngày	1000 ngày	210 ngày	1000 ngày	21 ngày	1000 ngày	210 ngày	1000 ngày
F_r (kN/m)	33.0	33.0	33.0	33.0	33.0	33.0	33.0	33.0
F_p (kN/m)	366.0	522.0	351.0	448.0	291.0	485.0	269.0	321.0
F_c (kN/m)	50.0	10.0	10.0	0.0	50.0	10.0	10.0	0.0
$F_r + F_w$ (kN/m)	192.0	192.0	192.0	192.0	192.0	192.0	192.0	192.0
F_t (kN/m)	157.0	353.0	182.0	289.0	82.0	216.0	100.0	162.0
K_t	0.22	0.50	0.26	0.41	0.12	0.45	0.14	0.23
H (kN)	2452.7	3497.9	2352.2	3002.1	1950.2	3250.0	1802.8	2151.2
P_m (kPa)	105.1		105.1		85.4		85.4	

3.4. Mô phỏng với phương pháp SAPA



Hình 4. Mô hình các lực ngang tác dụng lên hệ kết cấu

Các phân tích SAPA đã được tiến hành cho toàn bộ các thí nghiệm EAE4-EAE5-EAE6-EAE7 với tải trọng ngang tác dụng lên cọc - đài cọc - tường móng bởi lực ngang H như trong hình 4. Lực ngang H được tính theo công thức (9). Các thông số đầu vào của lực tác dụng bao gồm (F_t , F_r , F_f , F_w , F_c) để dự tính lực ngang H được thể hiện trong bảng 2. Nếu các thông số này chưa biết thì lực ngang H có thể được tính toán theo công thức (9) cùng với hệ số (K_a+K_t) được tính theo công thức (7). Công thức (1) được áp dụng để tính toán áp lực đất áp lực đất tác dụng lên cọc trong lớp đất sét yếu.

4. So sánh kết quả giữa centrifuge, SAPA, Plaxis

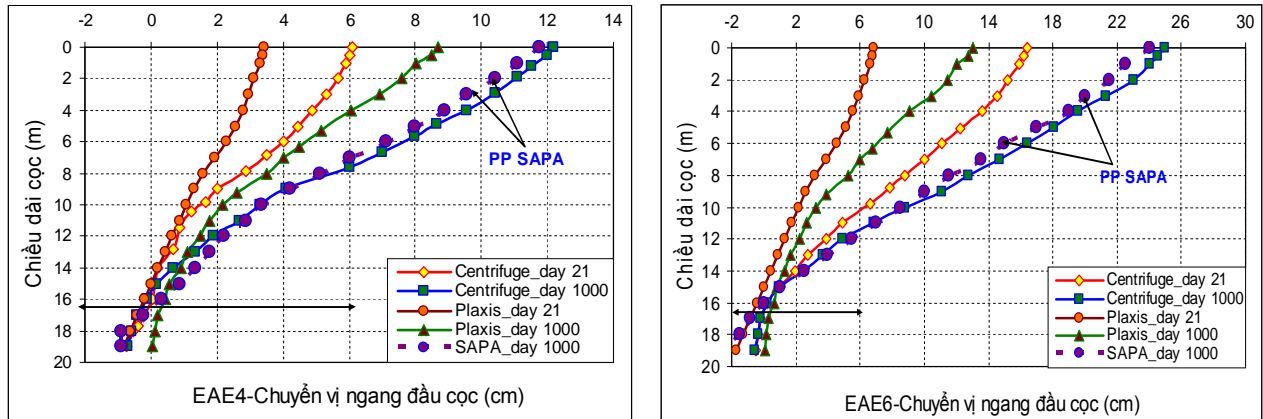
4.1 Chuyển vị ngang của móng cầu

Hình 6, 7 thể hiện kết quả sơ lược về chuyển vị ngang của cọc từ dữ liệu thí nghiệm lý tâm, phương pháp SAPA và phần mềm Plaxis 3D cho hàng cọc phía trước (front row) và hàng cọc phía sau (rear row) xuyên qua các lớp sét dày 6m và 10m ở cuối giai đoạn xây dựng (21 ngày) và ở cuối giai đoạn cố kết (1000 ngày) tương ứng. Tuy nhiên, đã có một sự sai khác đáng kể giữa kết quả tính toán (Plaxis 3D) và đo đạc (thí nghiệm lý tâm) cho chuyển vị ngang đầu cọc. Sự khác biệt giữa hai kết quả tính toán và đo đạc chuyển vị ngang đầu cọc là khoảng 50% ÷ 65%, điều này có mối liên kết chặt chẽ với chuyển vị ngang của đất (50% ÷ 60%). Mô hình đất đẳng hướng SSC (soft

soil creep) đã ảnh hưởng mạnh mẽ đến việc tính toán chuyển vị ngang đầu cọc khi mô phỏng nền đất sét ứng xử dị hướng.

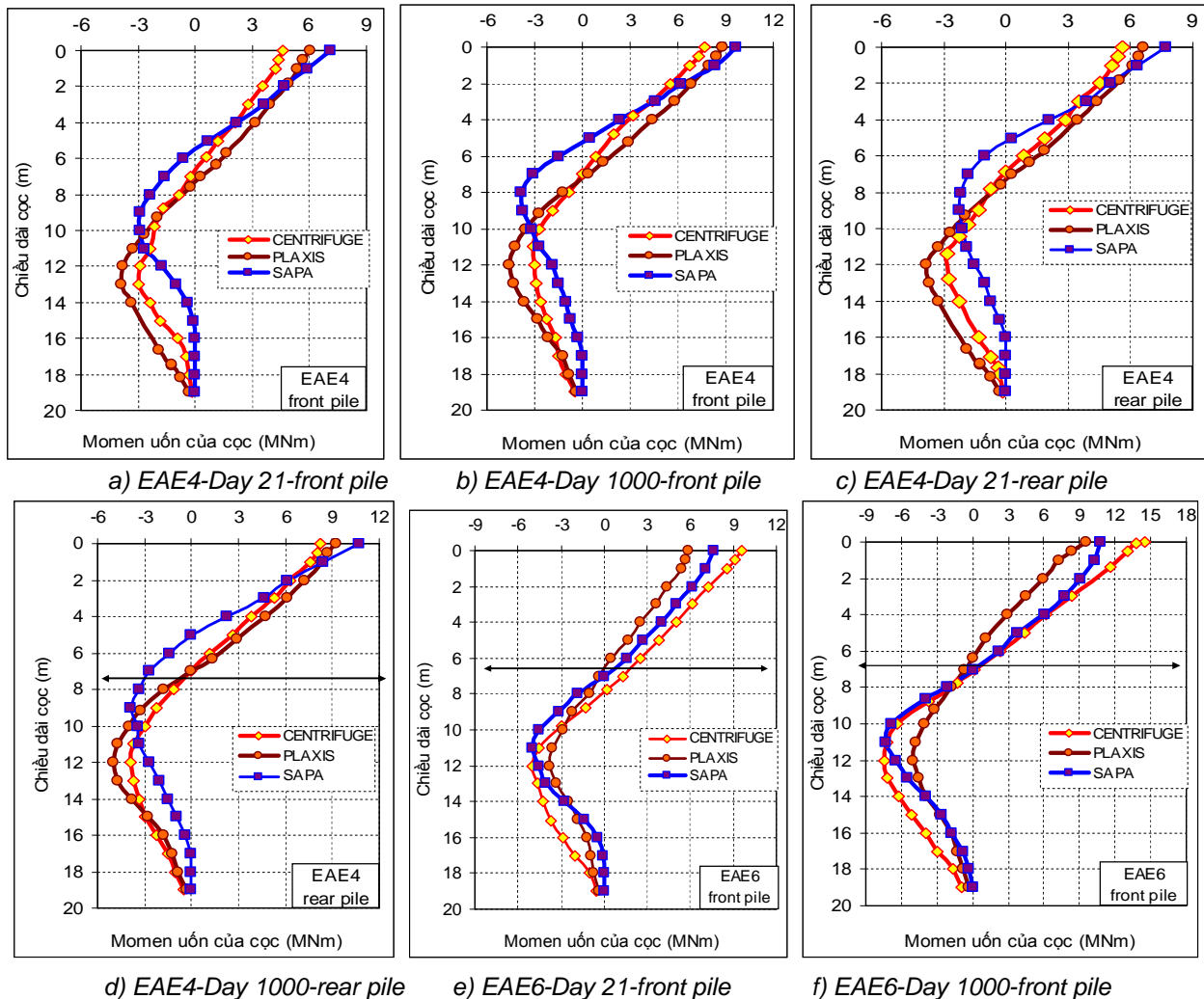
Không chỉ giá trị chuyển vị đạt được từ phân tích Plaxis 3D nhỏ hơn mà kết quả tính toán từ phương pháp SAPA cũng thấp hơn nhưng có sự phù hợp tốt với kết quả từ thí nghiệm ly tâm. Sai số chuyển vị của phương pháp SAPA tại thời điểm

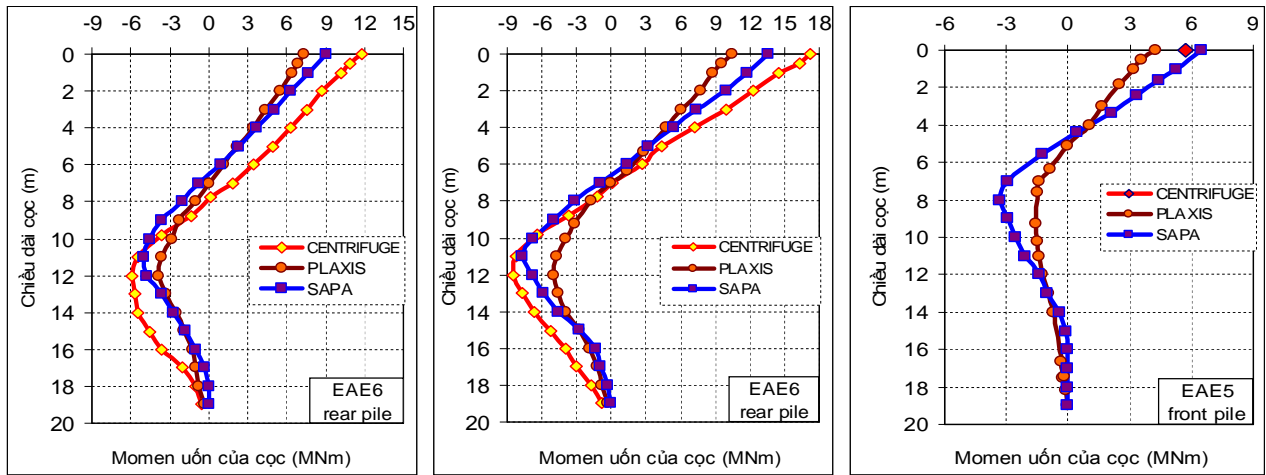
cuối cố kết so với dữ liệu đo đạc từ thí nghiệm ly tâm là $\approx 5\%$ (EAE4), $\approx 8\%$ (EAE6), trong khi sai số chuyển vị từ Plaxis 3D so với dữ liệu đo đạc từ thí nghiệm ly tâm là $\approx 32\%$ (EAE4), $\approx 36\%$ (EAE6). Kết quả phân tích cũng cho thấy điểm xoay của cọc là khoảng 16.5m phía dưới đài cọc với góc xoay trung bình là 0.23 và 0.51 độ tương ứng cho mô hình EAE4 và EAE6.



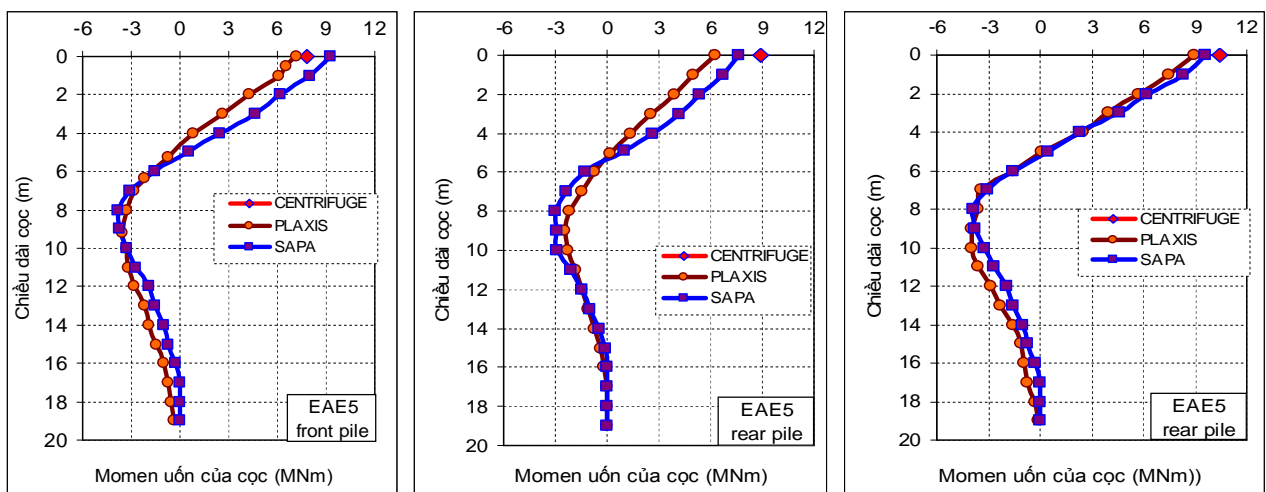
Hình 5. Chuyển vị ngang đầu cọc cho trường hợp EAE4 và EAE6

4.2. Momen uốn của cọc





g) EAE6-Day 21-rear pile h) EAE6-Day 1000-rear pile i) EAE5-Day 210-front pile



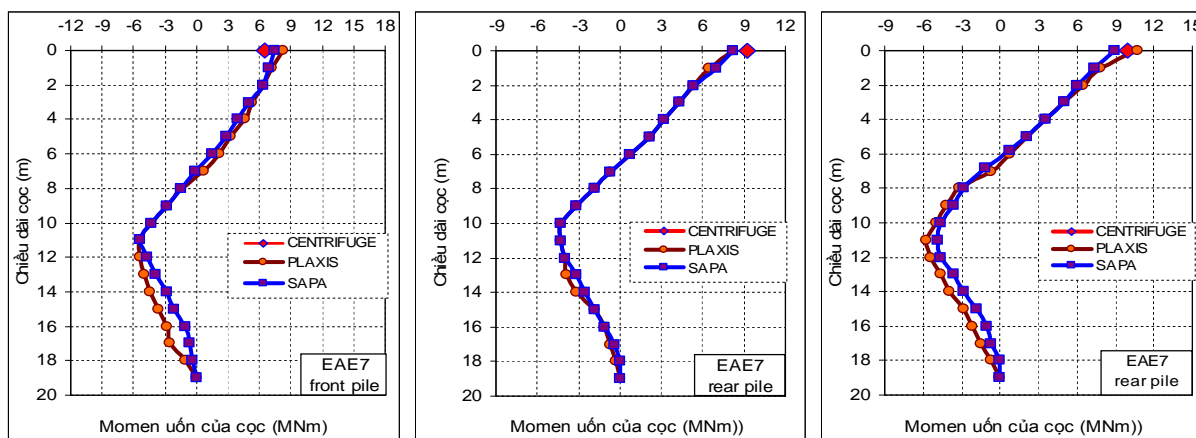
k) EAE5-Day 1000-front pile l) EAE5-Day 210-rear pile m) EAE5-Day 1000-rear pile

Hình 6. *Momen uốn của cọc cho mô hình đắp nhanh EAE4-EAE6 và mô hình đắp chậm EAE5*

Momen uốn của hàng cọc trước và hàng cọc sau trong mô cầu đạt được từ các phương pháp khác nhau (Centrifuge-SAPA-Plaxis 3D) là được gửi đến trong hình 6, 7 cho quá trình đắp nhanh và đắp chậm tương ứng, cũng như cho thời điểm cuối giai đoạn xây dựng và quá trình cố kết. Không giống như kết quả trước đây (sự phân bố áp lực nước lỗ rỗng, chuyển vị ngang của đất, cọc), sự phân bố momen uốn của cọc theo các phương pháp là khá tương tự và có sự phối hợp tốt với nhau.

Thêm vào đó, giá trị momen uốn lớn nhất là cao hơn ở hàng cọc phía sau (rear row) so với hàng cọc phía trước (front pile) trong tất cả các kết quả tính toán. Điều này đã bị ảnh hưởng bởi

vị trí số lực cắt ở trên đỉnh của hàng cọc sau cao hơn hàng cọc trước và bởi áp lực đất bị động trong lớp sét. Giá trị momen uốn ở trên đỉnh cọc đã tăng lên vào cuối giai đoạn cố kết $\approx 43\% \div 56\%$ cho nền sét dày 6m và $\approx 22\% \div 53\%$ cho nền sét dày 10m, tương ứng cho nền đắp nhanh. Mức tăng này là khoảng $16\% \div 22\%$ cho nền đắp chậm, trong khi giá trị momen uốn ở cuối giai đoạn cố kết trong mô hình đắp chậm lại nhỏ hơn so với mô hình đắp nhanh. Như vậy phương pháp SAPA đã mang lại một kết quả phù hợp với kết quả thí nghiệm lý tâm cũng như Plaxis 3D. Và điều này sẽ đưa đến một kỹ thuật mô phỏng đơn giản và hợp lý hơn cho người kỹ sư.



a) EAE7-Day 1000-front-pile b) EAE7-Day 210-rear pile c) EAE7-Day 1000-rear pile

Hình 7. Momen uốn của cọc cho mô hình đắp chậm EAE7

5. Kết luận

Phương pháp SAPA đã mang lại kết quả phù hợp tốt với kết quả từ thí nghiệm lý tâm trong việc dự tính chuyển vị ngang của cọc, sai số chỉ là 5% - 8%.

Trị số momen uốn của cọc đạt được từ phương pháp SAPA là hoàn toàn thích hợp với kết quả đo đạc và phân tích số 3D. Điều này sẽ mang lại một cơ hội tiếp cận dễ dàng và kỹ thuật mô hình đơn giản hơn cho các kỹ sư thiết kế.

Không chỉ duy nhất chuyển vị ngang của nền đất mà giá trị chuyển vị ngang của cọc từ mô phỏng số cũng nhỏ hơn so với giá trị đo đạc. Bởi vì trong mô hình đã giả thiết là không có sự xoay nghiêng ở đầu cọc. Nếu thêm điều kiện này vào mô hình thì một kết quả thích hợp hơn có thể đạt được.

Sự phân bố momen uốn trên các hàng cọc trước và sau là có sự phù hợp tốt với dữ liệu thí nghiệm lý tâm. Thêm vào đó, giá trị momen uốn lớn nhất ở hàng cọc phía sau (rear row) là cao hơn so với hàng cọc phía trước (front row) trong tất cả các kết quả tính toán. Điều này đã bị ảnh hưởng bởi vì trị số lực cắt ở trên đỉnh của hàng cọc sau cao hơn hàng cọc trước.

Quá trình đắp nhanh thoát nước đưa đến kết quả chuyển vị ngang và momen uốn của cọc nhỏ hơn so với quá trình đắp chậm không thoát nước, nhưng giá trị momen uốn ở cuối giai đoạn cố kết trong mô hình đắp chậm lại nhỏ hơn so với mô hình đắp nhanh.

Mô hình Soft soil Creep (SSC) và Hardening soil (HC) là khá thích hợp để mô tả cho các lớp sét yếu.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Moulton LK, Ganga Rao HVS, Halvorsen GT (1985). *Tolerable movement criteria for*

highway bridges. Federal Highway Administration, Washington; Report no. FHWA/RD-85/107.

[2] De Beer EE, Wallays M (1972). "Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles". In: *Proceedings of 5th European conference on soilmechanics and foundation engineering*, Madrid. p. 325–32.

[3] Tschebotarioff GP (1973). *"Foundations, retaining and earth structures"*. 2nd ed. New York: McGraw-Hill. p. 365–414.

[4] Poulos HG (1973). "Analysis of piles undergoing lateral soil movement". *J Soil Mech Found Eng ASCE* 1973;99:391–406.

[5] Oteo CS (1997). "Horizontally loaded piles-deformation influence". In: *Proceeding of 9th European conference on soil mechanics and foundation engineering*, Tokyo, 1977. p. 101–6.

[6] Ellis EA (1977). *"Soil-structure interaction for full-height piled bridge abutments constructed on soft clay"*. PhD thesis, University of Cambridge.

[7] Ellis EA, Springman SM (2001). "Full-height bridge abutments constructed on soft clay" *Computer Geotechnique* 2001;51:3–14.

[8] Stewart DP, Jewell RJ, Randolph MF (1993). "Numerical modelling of piles bridge abutments on soft grounds". *Computer Geotech* 1993;15:21–46.

[9] Springman SM, Bolton MD (1996). *The effect of surcharge loading adjacent to pile groups*. Final contact's Report to UK Transport. University of Cambridge.

Ngày nhận bài: 19/01/2016.

Ngày nhận bài sửa lần cuối: 25/02/2016.