

Phân tích kết cấu của móng cầu nước sâu chịu tác động của sóng

Nguyễn Trường Chinh^{1*}, Nguyễn Quốc Tới²

¹ Viện Công nghệ GTVT, Trường ĐH Công nghệ

² Khoa công trình, Trường ĐH Công nghệ GTVT

TỪ KHOÁ

Nhóm cọc
Móng cầu
Tác động của sóng
Phần tử hữu hạn
Phần mềm ANSYS

TÓM TẮT

Khi những cây cầu vượt biển có nhịp dài kéo dài đến những vùng biển sâu hơn, cọc cầu có xu hướng tăng độ mảnh và trở nên dễ bị ảnh hưởng bởi sóng hơn. Để nâng cao độ ổn định của kết cấu ở giai đoạn thi công, nghiên cứu này phân tích phản ứng do sóng gây ra của móng. Lý thuyết sóng và phương pháp tính lực sóng trên móng lần đầu tiên được giới thiệu. Sau đó, móng nhóm cọc được lấy làm đối tượng nghiên cứu và các chiều dài cọc khác nhau từ 16 m đến 46 m sẽ được xem xét. Tính toán phản ứng sóng gây ra của cọc và đài cọc. Kết quả cho thấy chuyển vị ở đỉnh móng tăng theo chiều dài cọc tăng cho đến khi phần đài nổi lên khỏi mặt nước và nội lực ở đáy cũng tăng theo.

KEYWORDS

Pile group
Foundations bridges
Effect of waves
Finite element
Software ANSYS

ABSTRACT

As long-span cross-sea bridges extend to deeper sea areas, the bridge pile tends to increase in its slenderness ratio and becomes more susceptible to waves. To improve the structural stability at the construction stage, this study analyses wave induced response of foundations. The wave theory and the method used for computing wave forces on foundations are first introduced. Then, a pile group foundation is taken as the research object, and different pile lengths ranging from 16 m to 46 m are considered. The wave induced response of the piles and the cap is calculated. The results show that the displacement at the top of the foundation increases with the increase in the pile length until the cap partly emerges from water and so does the internal force at the bottom.

1. Giới thiệu

Rõ ràng, việc mô phỏng chính xác tải trọng sóng là cơ sở để đánh giá phản ứng của kết cấu dưới tác dụng của sóng. Đối với việc biểu diễn chuyển động sóng, lý thuyết sóng tuyến tính sử dụng hàm thể năng đã được đề xuất vào năm 1845 [1]. Sóng Stokes giả sử chuyển động sóng là chuyển động thể năng và thuộc lý thuyết biên độ hữu hạn sau đó đã được đề xuất [2]. Tiếp đến, sóng Stokes bậc hai, bậc ba và sóng Stokes bậc năm lần lượt được hình thành [3, 4]. Chuyển động của sóng cũng được mô tả bằng lý thuyết sóng hình sin elip [5]. Trên cơ sở này, lý thuyết đã được các học giả và kỹ sư khác nghiên cứu sâu hơn để có thể áp dụng tốt hơn vào thực tế [6–8]. Với sự phát triển của công nghệ máy tính, mô phỏng số trở thành một phương pháp hiệu quả để đạt được mục tiêu nghiên cứu [4, 9, 10]. Đối với việc tính toán tương tác chất lỏng – kết cấu, phương pháp do Morison và cộng sự đề xuất [11] được sử dụng để tính toán lực sóng lên kết cấu quy mô nhỏ, trong khi lý thuyết nhiễu xạ do MacCamy và Fuchs đưa ra [12] được sử dụng cho kết cấu quy mô lớn.

Móng cầu có nhiều dạng như móng giếng chìm, móng giếng chìm dạng ống, móng giếng chìm hở. Khi nước sâu, móng cọc bao gồm một nhóm cọc khoan nhồi kéo dài xuống đất ở phía dưới và nối với một bệ lớn ở phía trên, đã được sử dụng rộng rãi nhờ kết cấu thuận tiện và khả năng thích ứng tốt [13–15]. Tuy nhiên, rất khó để mô hình hóa

phản ứng động chính xác của móng cọc dưới các tải trọng động khác nhau do kích thước lớn, độ phức tạp của kết cấu và các đặc tính ba chiều [16]. Trên cơ sở móng cầu được thiết kế cho East Sea Bridge, Liu cùng cộng sự [17] đã nghiên cứu các lực sóng lên móng cọc và kiểm tra hiệu ứng nhóm và hệ số suy giảm cho thiết kế kỹ thuật. Yao và cộng sự [18] đã mô phỏng bằng số một móng cọc siêu dài trong đất phân tầng chịu cả tải trọng thẳng đứng và tải trọng ngang và kết luận rằng nhóm cọc bọc thép có thể làm giảm đáng kể chuyển vị ngang. Deng và cộng sự [19] đã nghiên cứu thực nghiệm ảnh hưởng của tương tác chất lỏng – kết cấu đến phản ứng động lực học của trụ cầu được đỡ bởi móng cọc và thấy rằng ảnh hưởng này tăng lên khi mực nước dâng cao, đặc biệt là khi thân trụ chìm trong nước. Deng và cộng sự [20] đã nghiên cứu thực nghiệm sâu hơn về phản ứng động lực học của trụ cầu rỗng với móng cọc chìm trong nước và cung cấp sự hiểu biết tốt hơn về tác động của tương tác chất lỏng – kết cấu. Deng và cộng sự [21] đã nghiên cứu hiệu ứng bề lên tải trọng sóng lên cọc và hiệu ứng tăng lực lên cọc được quan sát thấy khi kích thước bệ tương đối nhỏ. Ngoài ra, Ya và cộng sự [22] nhận thấy rằng phản ứng động của kết cấu đài cọc dưới tác động ngẫu nhiên của sóng biển là lớn nhất.

Xét đến cây cầu nước sâu nhịp dài, bài báo này nghiên cứu phản ứng do sóng gây ra của móng nhóm cọc bằng phần mềm ANSYS. Nội dung chính được tổ chức như sau:

- Tải trọng sóng tác dụng lên cọc và đài móng được tính toán.

*Liên hệ tác giả: chinhnt@utt.edu.vn

Nhận ngày 19/03/2025, sửa xong ngày 22/04/2025, chấp nhận đăng ngày 23/04/2025

Link DOI: <https://doi.org/10.54772/jomc.02.2025.940>

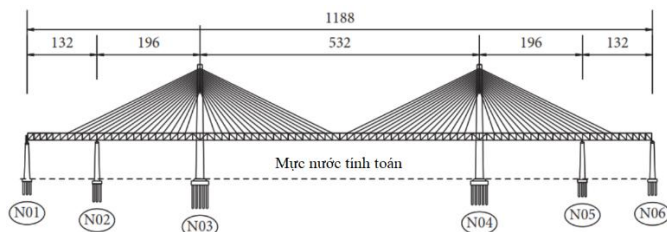
• Năm mô hình phần tử hữu hạn với các chiều dài cọc khác nhau được thiết lập và độ dao động do sóng gây ra của chúng được so sánh và thảo luận.

• Cuối cùng, một số kết luận chính được rút ra.

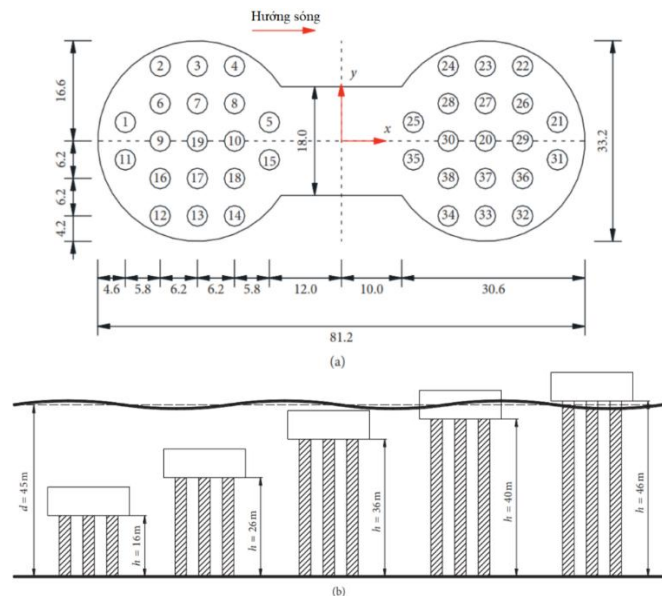
2. Lực sóng tác dụng lên móng

2.1. Mô tả trường hợp

Nền tảng kỹ thuật của bài báo là một cây cầu dây văng có nhịp dài ở vùng nước sâu với tổng chiều dài 1188 m và chiều dài nhịp chính là 532 m. Bố cục tổng thể được thể hiện trên Hình 1. Số liệu đo đạc vị trí cầu cho thấy, trong chu kỳ lặp lại 100 năm, sóng theo hướng ngang cầu có độ cao H lớn nhất là 9,69 m. Chu kỳ sóng T là 10,8 s và tần số sóng $\omega = 0,581$ rad/s. Theo hệ thức tán sắc, bước sóng khoảng 169 m. Dung trọng của nước biển ρ là 1000 kg/m^3 , và độ sâu d của nước được coi là 45 m sau khi xả nước.



Hình 1. Sơ đồ cầu mực tiêu (đơn vị: m).



Hình 2. Tính toán móng cọc với các chiều dài cọc khác nhau.

(a) Mặt cắt ngang; (b) Độ cao.

Cầu được đỡ bởi sáu móng nhóm cọc được đánh dấu N01 ~ N06, trong đó N03 và N04 là móng chính. Mỗi móng trong số sáu móng cọc bao gồm một nhóm cọc và một đài trên đỉnh (Hình 1). Đặc biệt, N03 có chiều dài tự do dài nhất trong nước nên dễ bị tác động bởi lực sóng. Vì

lý do này, các phân tích tiếp theo của bài báo này sẽ được thực hiện xung quanh móng cọc N03. Kích thước đài N03 là $81,2 \text{ m} \times 33,2 \text{ m}$ và dày 7,5 m. Phần đài chìm trong nước và được đỡ bởi 38 cọc khoan nhồi, mỗi cọc có đường kính 3 m. Thiết kế mặt cắt ngang cơ bản và số cọc được thể hiện trong Hình 2(a). Đối với móng cọc nước sâu, chiều dài cọc là thông số quan trọng trong thiết kế vì cọc dài và cọc ngắn đều có những ưu điểm và nhược điểm riêng. Để nghiên cứu ảnh hưởng của chiều dài cọc đến phản ứng do sóng gây ra của móng, chiều dài N03 lần lượt được giảm và tăng. Năm đoạn có chiều dài từ 16 m đến 46 m cho đến khi phần đài nổi lên hoàn toàn khỏi mặt nước được chọn, như trong Hình 2(b). Cần lưu ý rằng nghiên cứu chủ yếu tập trung vào phần móng và sự khác biệt về xây dựng không được xem xét để so sánh.

2.2. Lực sóng tác dụng lên cọc

Như đã thảo luận trước đây, việc mô phỏng chính xác tải trọng sóng là cơ sở để đánh giá phản ứng của kết cấu. Ở đây, hai chỉ số H/gT^2 và d/gT^2 ; trong đó các tham số đã được xác định và các giá trị tương ứng tại vị trí cầu được đưa ra trong mục 2.1 được tính toán. Theo bản đồ và lý thuyết của Le M'ehaut'e [23], kết quả cho thấy lý thuyết sóng tuyến tính có thể áp dụng được khi nước đủ sâu (Hình 3(a)). Với mục đích so sánh phản ứng sóng gây ra đối với các dạng móng khác nhau, lý thuyết sóng tuyến tính được áp dụng trong bài báo này. Do đó, vận tốc u_x và gia tốc a_x của sóng có thể được biểu thị bằng các phương trình sau khi xét đến mối quan hệ phân tán:

$$u_x = \frac{\partial \Phi}{\partial x} = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cos(kx - \omega t) \quad (1)$$

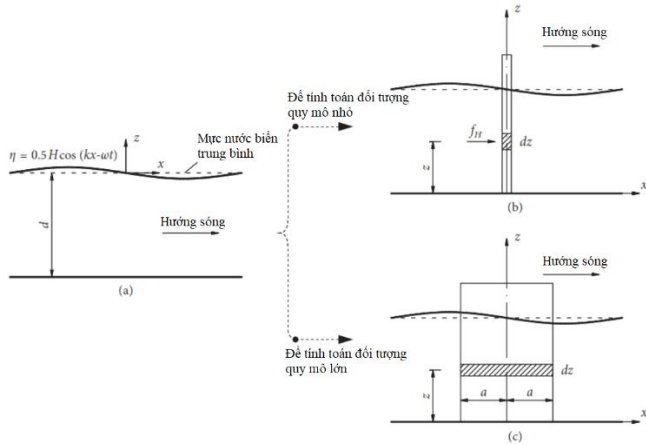
$$a_x = \frac{\partial u_x}{\partial t} = \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \sin(kx - \omega t) \quad (2)$$

trong đó: Φ là hàm thế năng vận tốc; z là độ sâu của chất điểm nước khi đặt gốc tọa độ trên mặt thủy tĩnh, k là số dao động của chiều dài 2π ; x là tọa độ ngang; và các thông số còn lại không thay đổi.

Đối với hình trụ, kết cấu có $D/L \leq 0,2$ thường được xác định là kết cấu tỷ lệ nhỏ và kết cấu có $D/L > 0,2$ được xác định là kết cấu tỷ lệ lớn, trong đó D là kích thước ngang của kết cấu và L là bước sóng. Đặc biệt cọc N03 có D/L bằng 0,018 nên lực sóng có thể tính toán theo lý thuyết của Morison đề xuất như trên Hình 3(b). Khi lấy gốc tọa độ ở đáy biển, lực sóng của cọc đơn ở độ cao z được biểu thị như sau:

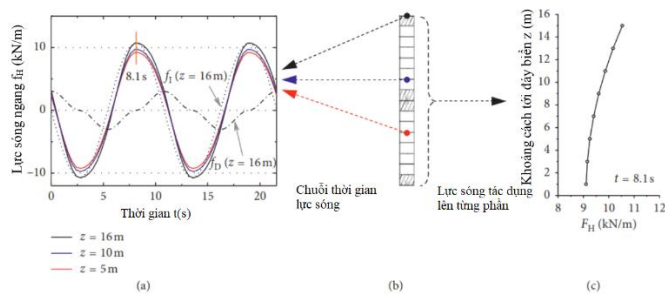
$$f_H = f_D + f_I = \frac{1}{2} C_D \cdot \rho \cdot A \cdot u_x \cdot |u_x| + C_M \cdot \rho \cdot V_0 \frac{du_x}{dt} \quad (3)$$

trong đó: f_D và f_I là lực cản và lực quán tính; C_D và C_M lần lượt là các hệ số tương ứng, được đặt là 1,2 và 2,0 theo Tiêu chuẩn Trung Quốc [24]. Lấy cọc của N03 làm ví dụ và chia nó thành các phần khác nhau, mỗi phần có chiều dài đơn vị (Hình 4(b)), chuỗi thời gian của f_D và f_I ở trên được thể hiện trên Hình 4(a) bằng các nét đứt. Có một sự khác biệt nhất định về giai đoạn giữa hai chuỗi. Vì giá trị cực đại và tốc độ thay đổi của f_I lớn hơn f_D nên lực sóng f_H bị f_I chi phối và chúng gần như đạt cực đại cùng một lúc.



Hình 3. Tính toán lực sóng.

(a) Sơ đồ nguyên lý của lý thuyết sóng tuyến tính. (b) Đối với vật có kích thước nhỏ. (c) Đối với vật có kích thước lớn.

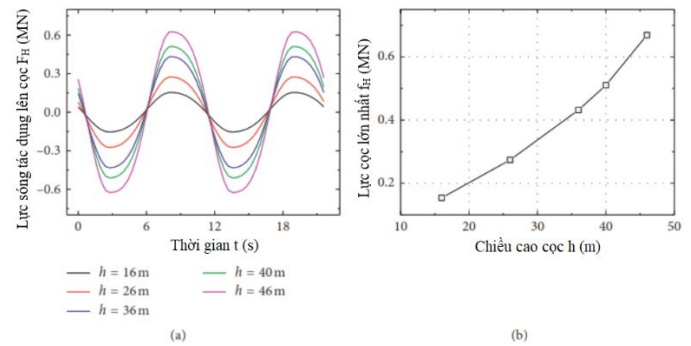


Hình 4. Lực sóng ngang tác dụng lên cọc.

(a) Chuỗi thời gian ở các độ cao khác nhau. (b) Sơ đồ phân chia. (c) Lực sóng lớn nhất dọc theo cọc.

Hình 4(a) cũng biểu diễn chuỗi thời gian của f_H ở các độ cao 5 m, 10 m và 16 m, đồng thời có thể thấy rằng các lực sóng có pha và chu kỳ tương tự nhau. Khoảng cách từ vị trí tính toán tới đáy biển càng dài thì biên độ f_H càng lớn. Hình 4(c) cho thấy thêm sự thay đổi biên độ của f_H dọc theo hướng độ cao và có thể thấy rằng gia tốc tăng dần khi độ cao tăng và vận tốc nước cũng vậy. Đối với cọc đơn, tổng lực sóng lớn nhất f_H là 154,18 kN.

Khi chiều dài cọc tăng lên, chuỗi thời gian f_H trên một cọc đơn được tính theo cách tương tự và kết quả được thể hiện trong Hình 5(a). Trong 5 trường hợp, cọc móng được ngập trong nước nên hoàn toàn chịu tải trọng sóng. Khi chiều dài cọc tăng từ 16 m lên 46 m, chu kỳ của lực sóng tác dụng lên cọc giữ nguyên nhưng biên độ tăng dần, lần lượt là 154 kN, 274 kN, 432 kN, 510 kN và 669 kN, như trong Hình 5(b). Hơn nữa, có thể thấy biên độ tăng của lực sóng rõ ràng là lớn hơn biên độ tăng của chiều dài cọc. Chẳng hạn, chiều cao cọc tăng 1,88 lần từ mức tối thiểu đến mức tối đa, nhưng lực sóng tăng 3,34 lần. Hiện tượng này xảy ra do vận tốc nước tăng theo khoảng cách từ vị trí tính toán đến đáy biển. Kết quả là hiệu ứng sóng tác dụng lên móng có cọc dài hơn trở nên rõ ràng hơn, không có lợi cho sự ổn định của kết cấu.



Hình 5. Tổng lực sóng tác dụng lên cọc có chiều dài khác nhau.

(a) Chuỗi thời gian. (b) Giá trị lớn nhất.

Các tính toán trước đây về tải trọng sóng tập trung vào một cọc. Tuy nhiên, móng N03 có 38 cọc nên hiệu ứng nhóm cọc phải được xét đến trong phân tích sau. Để làm được điều này, độ lệch pha của lực sóng trên 38 cọc được điều chỉnh theo mối quan hệ vị trí không gian của chúng. Khi đó, hệ số cọc nhóm K liên hệ với tỉ số giữa khoảng cách tìm l giữa hai cọc liền kề với đường kính D của chúng được đưa vào để xét đến sự can thiệp giữa các cọc. Đối với cọc bố trí song song, tức là hướng thẳng đứng với hướng dòng nước, tỷ số D/l bằng khoảng 2 nên $K = 1,5$ được lấy theo tiêu chuẩn [24]. Đối với các cọc bố trí nối tiếp, nghĩa là hướng song song với hướng dòng nước, hiệu ứng màn che của cọc phía thượng lưu lên cọc hạ lưu không được xem xét một cách bảo toàn và $K = 1,0$ được chấp nhận.

2.3. Lực sóng tác dụng lên đài

Đối với phần đài móng, mặt cắt ngang kiểu quả tạ được quy đổi thành mặt cắt ngang hình tròn tính theo diện tích tương đương. Diện tích mặt cắt ngang ban đầu của đài là 2.028,52 m² nên đường kính D của mặt cắt ngang hình tròn tương đương là 50,8 m. Khi $D/L = 0,3 > 0,2$, đài thuộc về một cấu trúc quy mô lớn mà trên đó lực sóng có thể được tính toán theo phương pháp do MacCamy và Fuchs đề xuất. Như trên Hình 3(c), khi đặt gốc trục tọa độ ở đáy biển, lực sóng tiến của nó ở độ cao z được biểu thị như sau:

$$F_H(z) = -\frac{2\rho \cdot g \cdot H}{k} \cdot \frac{\cosh(kz)}{\cosh(kd)} \cdot A(k, a) \cdot \sin(\omega t - \alpha) \quad (4)$$

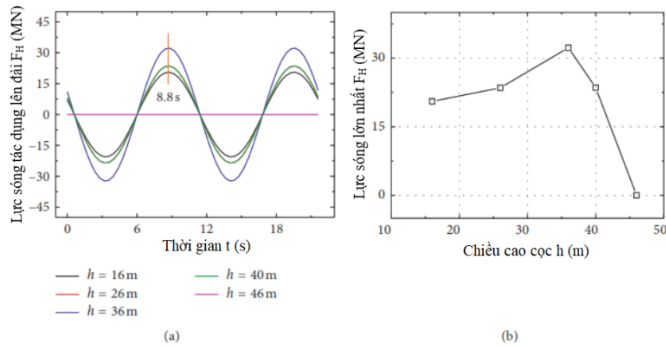
$$A(k, a) = \frac{1}{\sqrt{[J_1'(k \cdot a)]^2 + [Y_1'(k \cdot a)]^2}} \quad (5)$$

$$\tan(\alpha) = \frac{J_1'(k \cdot a)}{Y_1'(k \cdot a)} \quad (6)$$

trong đó: J_1' và Y_1' lần lượt là đạo hàm của hàm Bessel lớp thứ nhất bậc nhất và hàm Bessel lớp thứ nhất bậc hai; a là bán kính của đài; và α là góc trễ pha.

Chuỗi thời gian của lực sóng tác dụng lên đài ở các vị trí khác nhau được thể hiện trong Hình 6(a). Đối với năm trường hợp, giá trị lớn nhất của F_H được quan sát thấy ở 8,8 giây so với Hình 6(b). Khi đài chìm hoàn toàn trong nước, F_H tăng khi khoảng cách từ vị trí tính toán

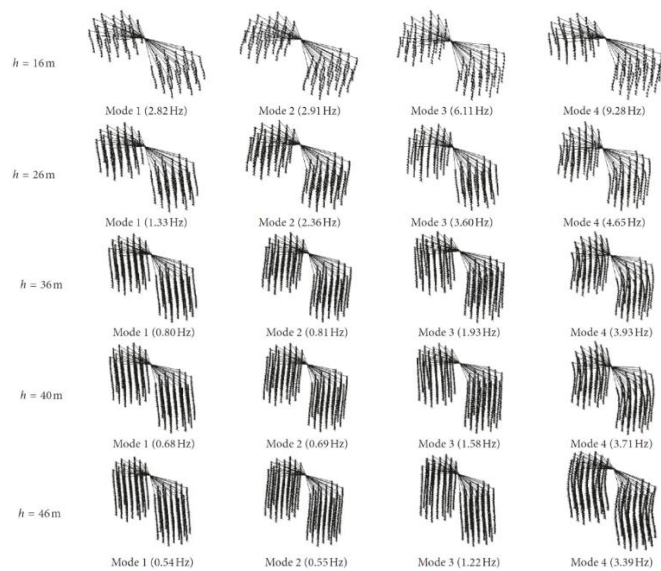
đến đáy biển tăng và vận tốc nước cũng tăng. Có thể thấy tổng giá trị F_H trên đài lớn hơn F_H trên tất cả các cọc. Khi đài nổi lên khỏi mặt nước, lực sóng ở phần vượt quá mực nước biển không còn được xét đến nữa, và do đó F_H giảm nhanh cho đến khi đài nổi hoàn toàn khỏi mặt nước và lực sóng trên đài biến mất. Lúc này, lực sóng tác dụng lên móng bị F_H tác dụng lên cọc chiếm ưu thế dần.



Hình 6. Tổng lực sóng tác dụng lên đài có chiều dài cọc khác nhau.
(a) Chuỗi thời gian. (b) Giá trị lớn nhất.

3. Phản ứng do sóng của móng

3.1. Đặc tính động kết cấu



Hình 7. Đặc tính động của móng với các chiều cao cọc khác nhau.

Năm mô hình phần tử hữu hạn của móng với chiều dài cọc khác nhau được thiết lập bằng phần mềm ANSYS. Các phần tử Beam4 và Mass21 được sử dụng và Hình 7 hiển thị bốn chế độ đầu tiên bao gồm hình dạng mô hình và tần số của chúng. Đối với mỗi móng trong số năm móng, chế độ bậc một và bậc hai tương ứng với sự dịch chuyển của đài dọc theo trục y và trục x (Hình 2(a)), tương ứng. Tần số của hai mô hình gần nhau, đặc biệt đối với chiều dài cọc lớn hơn. Khi chiều dài cọc lớn hơn 36 m thì sự chênh lệch giữa hai tần số chỉ khoảng 0,1 Hz nên dao động do sóng gây ra có thể xảy ra theo cả hai hướng. Mô hình

bậc 3 và bậc 4 tương ứng với các chuyển động xoay của đài quanh trục x và trục z nhưng đổi chỗ cho nhau khi chiều cao cọc bằng hoặc lớn hơn 26 m chứng tỏ độ cứng xoắn quanh trục z giảm nhanh hơn. Như có thể thấy trong Hình 7, khi chiều cao cọc tăng từ 16 m lên 46 m, tần số cơ bản của móng giảm đáng kể từ 2,82 Hz xuống 0,54 Hz. Mặc dù tần số cơ bản vẫn lớn hơn tần số sóng, tức là 0,09 Hz, nhưng móng có cọc dài hơn rõ ràng trở nên mềm dẻo và dễ bị sóng tác động hơn.

3.2. Phản ứng kết cấu với chiều dài cọc khác nhau

Dưới tác dụng của lực sóng, phản ứng của móng với các chiều dài cọc khác nhau được phân tích bằng phần mềm ANSYS trong miền thời gian. Như đã trình bày ở phần giới thiệu, móng có thể được coi là kết cấu đúc hẫng trong giai đoạn thi công nên phản ứng của phần đài là rõ ràng nhất.

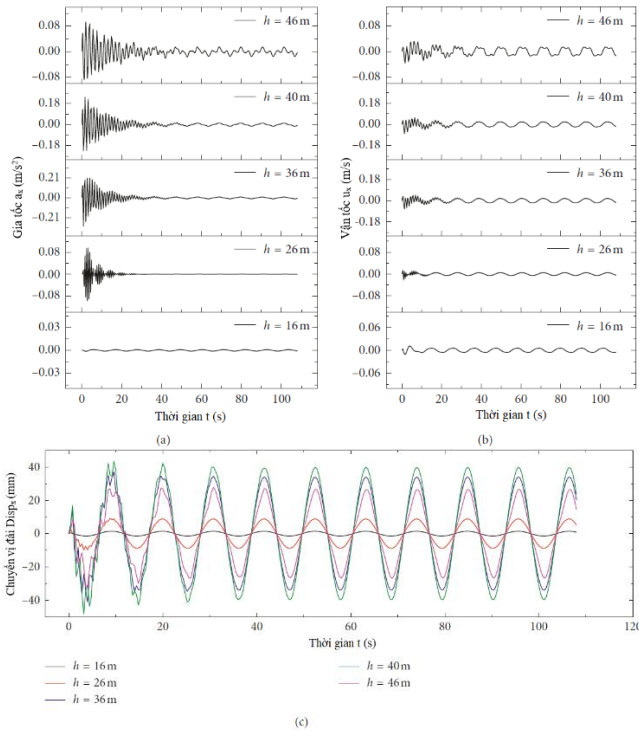
Kết quả được thể hiện trên Hình 8, bao gồm chuỗi thời gian của gia tốc, vận tốc và chuyển vị tại đỉnh móng. Như có thể thấy từ hình, chuỗi thời gian bao gồm hai thành phần, đáp ứng tần số cao hơn trong giai đoạn đầu và đáp ứng tần số thấp hơn trong giai đoạn ổn định, điều này đặc biệt rõ ràng trong chuỗi gia tốc. Ngoài ra phân tích phổ trên chuỗi thời gian cho thấy tần số cao hơn gần với tần số cơ bản của móng, trong khi tần số thấp hơn phù hợp với tần số sóng. Hiện tượng này có thể được xác minh bằng phân tích mô hình kết cấu tất dần trong động lực học kết cấu. Mặc dù gia tốc và vận tốc của móng thay đổi rất nhiều trong giai đoạn ban đầu, dao động giảm đi phần lớn trong giai đoạn ổn định do không có năng lượng bên ngoài đưa vào. Nghiên cứu sau đây sẽ tập trung vào phản ứng cấu trúc ở giai đoạn ổn định.

Kết quả cho thấy, móng có chiều dài cọc 40 m khi phần đài nổi lên khỏi mặt nước là nhạy cảm nhất với tác động của sóng mặc dù lực sóng tác dụng lên phần đài giảm đi một phần. Một lý do là lực sóng tác dụng lên cọc tiếp tục tăng, và một lý do khác là móng ngày càng trở nên mềm dẻo hơn. Kết quả là phản ứng lớn nhất của móng xảy ra trong tình huống này. Hơn nữa, lực sóng tác dụng lên đài không còn được xét đến khi nó nổi lên hoàn toàn khỏi nước, và chuỗi thời gian của gia tốc và vận tốc có nhiều tần số chi phối.

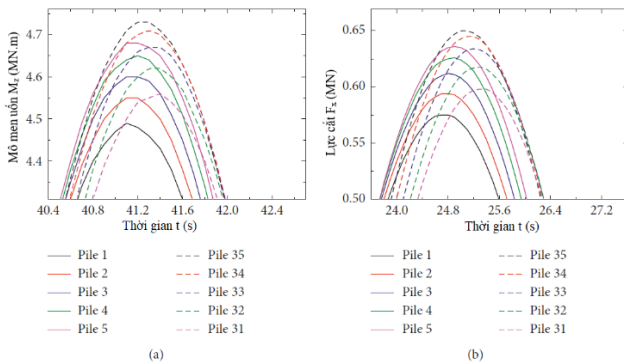
Trong ba thông số, phản ứng chuyển vị là thông số trực quan nhất để đánh giá độ ổn định của kết cấu dưới sóng. Có thể thấy trên Hình 8(c) biên độ đáp ứng chuyển vị của đài tăng từ 1,46 mm khi chiều dài cọc là 16 m đến 39,5 mm khi chiều dài cọc là 40 m nhưng sau đó giảm xuống còn 27,1 mm khi chiều dài cọc là 46m. Đối với cọc, chuyển vị lớn nhất được quan sát ở đỉnh cọc và gần bằng chuyển vị của đài do liên kết cố định. Do đó, trong nghiên cứu sau đây, phản ứng chuyển vị của cọc được bỏ qua để cho ngắn gọn trong khi phản ứng nội lực tại đáy cọc được nghiên cứu sâu hơn.

Nghiên cứu bắt đầu bằng việc so sánh nội lực ở đáy của các cọc khác nhau. Lấy chiều dài cọc 16 m làm ví dụ, đỉnh mômen uốn và lực cắt của cọc 1–5 (Hình 2(a)) ở phía thượng lưu và cọc 31–35 ở phía hạ lưu được thể hiện trên Hình 9. Đối với các cọc khác nhau, do lực sóng có pha khác nhau nên thời gian tương ứng khi nội lực đạt đến đỉnh cũng khác nhau. Lực sóng tác dụng lên các cọc đặt ở giữa có độ lệch

pha nhỏ hơn lực sóng ở phần đầu nên các cọc này thể hiện nội lực cao hơn. Trong số 10 cọc, có thể thấy cọc 35 có mô men uốn lớn nhất là 4,69 MNm và lực cắt lớn nhất là 0,64 MN. Cọc 1 có mômen uốn nhỏ nhất là 4,43 MNm và lực cắt nhỏ nhất là 0,57 MN. Mặc dù Hình 9 chỉ thể hiện một đỉnh của chuỗi thời gian, nhưng các kết quả này mang tính điển hình vì nội lực thay đổi theo chu kỳ.



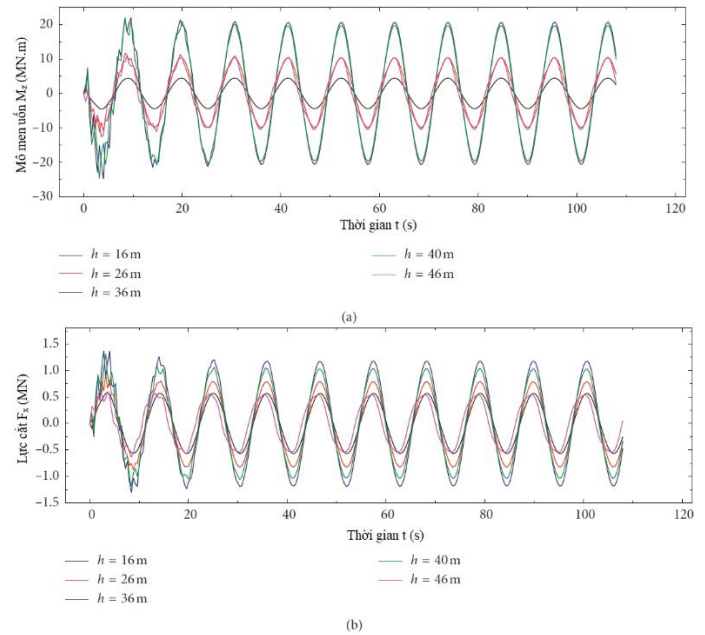
Hình 8. Phản ứng theo chuỗi thời gian dưới tác động của sóng.
(a) Gia tốc. (b) Vận tốc. (c) Chuyển vị.



Hình 9. Nội lực của cọc. (a) Momen uốn. (b) Lực cắt.

Sau đó, nội lực tại đáy cọc đối với các chiều dài cọc khác nhau sẽ được so sánh. Lấy cọc 1 làm ví dụ, chuỗi thời gian của mô men uốn và lực cắt của năm móng có chiều cao khác nhau được thể hiện trên Hình 10. Khi đài chìm hoàn toàn trong nước, biên độ nội lực tăng theo chiều dài cọc. Khi đài nổi lên khỏi mặt nước một phần, biên độ nội lực giảm, đặc biệt là lực cắt. Khi đài nổi hoàn toàn khỏi mặt nước và chiều dài cọc là 46 m thì lực cắt thậm chí còn nhỏ hơn giá trị với

chiều dài cọc là 16 m. Có thể thấy, nội lực cực đại ở phía dưới quan sát được với chiều dài cọc là 36 m, còn chuyển vị cực đại ở phía trên được quan sát được với chiều dài cọc là 40 m. Nói cách khác, với việc tăng chiều dài cọc từ 36 m lên 40 m, phản ứng chuyển vị càng tăng mặc dù nội lực đã giảm, điều này chứng tỏ tác động bất lợi của việc giảm độ cứng của móng, như đã thảo luận ở trên.



Hình 10. Nội lực của 5 móng. (a) Momen uốn. (b) Lực cắt.

Tóm lại, móng thấp hơn với cọc ngắn hơn cho thấy tính năng cơ học tốt hơn và dao động do sóng gây ra tương đối nhỏ. Tuy nhiên, việc xây dựng loại móng này phức tạp hơn. Ví dụ, phần móng phía dưới có thể yêu cầu đề quai lớn hơn. Đề quai như vậy cũng chịu tác động của sóng và tạo ra tải trọng bổ sung lên nền móng, và có thể cần một hệ thống neo để giữ cho đề quai ổn định. Với việc tăng chiều dài cọc khi đỉnh cọc gần hoặc vượt mức nước biển, khó khăn trong việc thi công phần móng có thể giảm đi phần nào. Tuy nhiên, móng cao hơn với cọc dài hơn sẽ trở nên mềm dẻo và nhạy cảm hơn với sóng.

4. Kết luận

Bài báo này nghiên cứu phản ứng do sóng gây ra của móng nhóm cọc ở vùng nước sâu nhằm nâng cao ổn định kết cấu ở giai đoạn thi công. Ảnh hưởng của chiều dài cọc đến chuyển vị và nội lực của móng được nghiên cứu và rút ra các kết luận chính sau đây.

(1) Đối với độ sâu nước xác định, lực sóng tác dụng lên cọc tăng theo chiều dài cọc và phạm vi tăng của lực sóng trước rõ ràng là lớn hơn phạm vi tăng của lực sóng sau. Trong khi đó, lực sóng tác dụng lên đài cũng tăng lên trước khi nổi lên khỏi mặt nước và lớn hơn tổng lực sóng tác dụng lên 38 cọc. Ngược lại, móng có cọc dài hơn rõ ràng sẽ trở nên mềm dẻo và tần số tự nhiên của nó giảm đáng kể mặc dù tần số cơ bản vẫn lớn hơn tần số sóng.

(2) Móng thấp hơn với cọc ngắn hơn cho thấy tính năng cơ học tốt hơn. Phản ứng do sóng gây ra của móng bao gồm chuyển vị và nội lực tương đối nhỏ nhưng kết cấu của nó có thể phức tạp hơn. Móng cao hơn, cọc dài hơn thuận tiện cho việc thi công. Khi lực sóng tăng và tần số tự nhiên giảm, móng trở nên nhạy cảm hơn với sóng, đặc biệt khi phần dài của nó nhô lên khỏi mặt nước.

(3) Tất cả các cọc của móng có cùng chuyển vị lớn nhất ở đỉnh nơi chúng bị ràng buộc bởi đài cứng, nhưng chuỗi thời gian của nội lực có biên độ và pha khác nhau. Nội lực của cọc lớn hơn khi lực sóng tác dụng lên cọc có độ lệch pha nhỏ hơn so với lực của đài cọc.

Tài liệu tham khảo

- [1]. G. B. Airy, *Tides and Waves*, Vol. 5, Encyclopedia Metropolitan, London, UK, 1845.
- [2]. G. Stokes, "On the theory of oscillatory waves," in *Transactions of the Cambridge Philosophical Society*, vol. 8, no. 310, pp. 441–473, 1880.
- [3]. T. Sarpkaya, M. Isaacson, and J. V. Wehausen, *Mechanics of Wave Forces on Offshore Structures*, Van Nostrand Reinhold Co., New York, NY, USA, 1981.
- [4]. M. M. Larmaei and T.-F. Mahdi, "Simulation of shallow water waves using VOF method," *Journal of Hydro-Environment Research*, vol. 3, no. 4, pp. 208–214, 2010.
- [5]. R. G. Dean and R. A. Dalrymple, *Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists*, Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ, USA, 1984.
- [6]. G. H. Keulegan, "Spatially variable discharge over a sloping plane," *Transactions, American Geophysical Union*, vol. 25, no. 6, pp. 956–959, 1944.
- [7]. J. B. Keller, A. D. D. Craik, J. T. Stuart, P. L. Christiansen, and R. K. Bullough, "Soliton generation and nonlinear wave propagation," *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, vol. 315, no. 1533, pp. 367–377, 1985.
- [8]. Y. Xu, X. Xia, and J. Wang, "Calculation and approximation of the cnoidal function in cnoidal wave theory," *Computers & Fluids*, vol. 68, pp. 244–247, 2012.
- [9]. P. De Palma, M. D. de Tullio, G. Pascazio, and M. Napolitano, "An immersed-boundary method for compressible viscous flows," *Computers & Fluids*, vol. 35, no. 7, pp. 693–702, 2006.
- [10]. A. Sawicki and R. Staroszczyk, "Wave-induced stresses and pore pressures near a mudline," *Oceanologia*, vol. 50, no. 4, pp. 539–555, 2008.
- [11]. J. R. Morison, J. W. Johnson, and S. A. Schaaf, "The force exerted by surface waves on piles," *Journal of Petroleum Technology*, vol. 2, no. 5, pp. 149–154, 1950.
- [12]. R. C. MacCamy and R. A. Fuchs, "Wave forces on piles: a diffraction theory," Report No. 69, U.S. Army Corps of Engineers, Beach Erosion Board, Washington, DC, USA, 1954.
- [13]. K. Wei, W. Yuan, and N. Bouaanani, "Experimental and numerical assessment of the three-dimensional modal dynamic response of bridge pile foundations submerged in water," *Journal of Bridge Engineering*, vol. 18, no. 10, pp. 1032–1041, 2013.
- [14]. T. J. Ingham, S. Rodriguez, R. Donikian, and J. Chan, "Seismic analysis of bridges with pile foundations," *Computers & Structures*, vol. 72, no. 1-3, pp. 49–62, 1999.
- [15]. S. S. AbdelSalam, S. Sritharan, and M. T. Suleiman, "Current design and construction practices of bridge pile foundations with emphasis on implementation of LRFD," *Journal of Bridge Engineering*, vol. 15, no. 6, pp. 749–758, 2010.
- [16]. C. Liu, S. Zhang, and E. Hao, "Joint earthquake, wave and current action on the pile group cable-stayed bridge tower foundation: an experimental study," *Applied Ocean Research*, vol. 63, pp. 157–169, 2017.
- [17]. S.-x. Liu, Y.-c. Li, and G.-w. Li, "Wave current forces on the pile group of base foundation for the east sea bridge, China," *Journal of Hydrodynamics*, vol. 19, no. 6, pp. 661–670, 2007.
- [18]. W.-J. Yao, W.-X. Yin, J. Chen, and Y.-Z. Qiu, "Numerical simulation of a super-long pile group under both vertical and lateral loads," *Advances in Structural Engineering*, vol. 13, no. 6, pp. 1139–1151, 2010.
- [19]. Y. Deng, Q. Guo, and L. Xu, "Experimental and numerical study on modal dynamic response of water-surrounded slender bridge pier with pile foundation," *Shock and Vibration*, vol. 2017, Article ID 4769637, 20 pages, 2017.
- [20]. Y. Deng, Q. Guo, Y. I. Shah, and L. Xu, "Study on modal dynamic response and hydrodynamic added mass of watersurrounded hollow bridge pier with pile foundation," *Advances in Civil Engineering*, vol. 2019, Article ID 1562753, 23 pages, 2019.
- [21]. L. Deng, W. Yang, Q. Li, and A. Li, "CFD investigation of the cap effects on wave loads on piles for the pile-cap foundation," *Ocean Engineering*, vol. 183, pp. 249–261, 2019.
- [22]. L. Ya, C. Zekun, and N. Qinqin, "Dynamic response of pile-cap structure under random sea wave action," *Procedia Engineering*, vol. 116, pp. 1027–1035, 2015.
- [23]. B. Le M'ehaut'e, *An Introduction to Hydrodynamics and Water Waves*, Springer, New York, NY, USA, 1976.
- [24]. CCCC First Harbor Consultants Co Ltd., *JTS 145-2015 Code of Hydrology for Harbor and Waterway*, China Communications Press Co Ltd, Beijing, China, 2015, in Chinese.