

Tối ưu hình dạng kết cấu của nhóm cọc móng cầu nước sâu

Nguyễn Trường Chinh¹, Nguyễn Quốc Tới^{2*}

¹ Viện Công nghệ Giao thông Vận tải, Trường Đại học Công nghệ Giao thông Vận tải

² Khoa Công trình, Trường Đại học Công nghệ Giao thông Vận tải

TỪ KHOÁ

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

TÓM TẮT

Nghiên cứu này phân tích tính toán phản ứng sóng gây ra của cọc và đài cọc. Sau khi hiểu được ảnh hưởng của chiều dài cọc, ba móng tối ưu được đề xuất nhằm mục đích giảm chiều dài tự do của cọc và thiết lập các mô hình phần tử hữu hạn tương ứng để so sánh phản ứng do sóng gây ra của chúng. 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. Việc đặt liên kết ở giữa cọc có thể làm giảm chiều dài tự do của cọc và thuận lợi cho phản ứng do sóng gây ra của móng ngoại trừ lực cắt. Một liên kết cứng hơn cho thấy hiệu quả tốt hơn trong việc cải thiện độ ổn định của móng. Kết luận này cung cấp tài liệu tham khảo cho việc tối ưu hóa móng cọc của các cầu nước sâu.

KEYWORDS

Pile group
Bridge foundation
Wave action
Finite element
ANSYS software

ABSTRACT

This study analyzes the wave-induced response of piles and pile caps. After examining the influence of pile length, three optimized foundations were proposed with the aim of reducing the free length of piles, and corresponding finite element models were established to compare their wave-induced responses. The results show that the displacement at the pile cap increases with pile length until the cap emerges above the water surface, while the internal forces at the pile base also increase accordingly. Introducing an intermediate connection along the pile can reduce its free length and improve the wave-induced response of the foundation, except for shear forces. A stiffer connection demonstrated better effectiveness in enhancing the stability of the foundation. These findings provide a useful reference for optimizing pile foundations of deep-water bridges.

1. Giới thiệu

Với sự phát triển nhanh chóng của công nghệ xây dựng, ngày càng có nhiều cây cầu dài vượt biển được xây dựng, thúc đẩy mạnh mẽ giao thông và kinh tế vùng ven biển. Ví dụ, Cầu Tân Vũ – Lạch Huyện hoàn thành năm 2017 nối liền huyện Cát Hải với Thành phố Hải Phòng; Cầu Thị Nại hoàn thành năm 2006 nối thành phố Quy Nhơn với bán đảo Phương Mai (khu kinh tế Nhơn Hội); Cầu Bãi Cháy hoàn thành năm 2006 nối hai phần của thành phố Hạ Long là Hòn Gai và Bãi Cháy qua vịnh Cửa Lục nơi đổ ra vịnh Hạ Long, thuộc địa phận tỉnh Quảng Ninh ... Do điều kiện thời tiết, môi trường thủy văn phức tạp hơn nên cầu vượt biển có thể chịu gió mạnh, sóng lớn và dễ bị rung, ảnh hưởng đến ổn định kết cấu và an toàn khi chạy xe [1, 2]. Rõ ràng, móng là kết cấu then chốt đỡ trụ và kết cấu phần trên nên phản ứng động của nó gắn chặt với rung động của toàn bộ kết cấu và phương tiện cũng vậy. Nước càng sâu thì móng càng dài và do đó phản ứng động của nó càng trở nên rõ ràng hơn. Trong giai đoạn xây dựng khi đỉnh của nó chưa bị cột giữ lại, móng đứng tự do có thể được coi như một công xôn. Mặc dù phương tiện không liên quan đến tình huống này nhưng rung động có thể có của móng có tác động tiềm tàng đến việc xây dựng trụ cầu. Nhìn chung, sóng đi kèm với gió nhưng móng hầu như hoặc thậm chí chìm hoàn toàn trong nước nên nhạy cảm hơn với

tác động của sóng và ít bị ảnh hưởng bởi gió hơn. Trong giai đoạn sử dụng, nền móng vững chắc, có khả năng chống sóng mạnh tốt hơn cũng có lợi cho sự an toàn của bản thân cũng như sự ổn định của cầu và phương tiện đi qua.

Phản ứng động của các kết cấu ngoài khơi đã thu hút sự chú ý lớn của các nhà thiết kế và học giả, đặc biệt là đối với các tuabin gió ngoài khơi [3, 4]. Tải trọng sóng tác dụng lên phần dưới mặt nước và tải trọng gió tác dụng lên phần trên phía trên mặt nước đóng vai trò quan trọng. Adhikari và Bhattacharya [5] cho thấy tần số tự nhiên của tháp tuabin giảm khi độ cứng của móng giảm và tải trọng trực tăng. Zhang và cộng sự [6] đã nghiên cứu phản ứng động của bệ nổi của tuabin ở độ sâu 60 m và chỉ ra rằng bệ nổi bán chìm có thể hoạt động với chiều cao sóng đáng kể nhỏ hơn 4 m. Wei và cộng sự [7] đã tính toán công suất của các tuabin gió đơn cột và tuabin gió được chống đỡ bằng jacket và phát hiện ra rằng phản ứng cấu trúc có thể bị chi phối bởi gió hoặc sóng tùy thuộc vào đặc điểm cấu trúc và điều kiện địa điểm. Wang và cộng sự [8] đã nghiên cứu phản ứng động của tuabin gió được chống đỡ một cột chịu các tác động của gió, sóng và động đất và chỉ ra rằng cần phải xem xét sự kết hợp của ba tác động này trong thiết kế của một tuabin như vậy. Bachynski và cộng sự [9] đã nghiên cứu sâu hơn về phản ứng của tuabin gió được chống đỡ đơn cột chịu tải trọng sóng không đều và kết quả thực nghiệm đã nêu bật phản ứng

*Liên hệ tác giả: toinq@utt.edu.vn

Nhận ngày 29/09/2025, sửa xong ngày 17/10/2025, chấp nhận đăng ngày 20/10/2025

Link DOI: <https://doi.org/10.54772/jomc.06.2025.1108>

cộng hưởng của tua bin gió đơn cột khi chịu tải trọng sóng nghiêm trọng. Sarmiento và cộng sự [10] đã xác nhận một sàn nổi đa dụng kết hợp bộ chuyển đổi năng lượng sóng và thu năng lượng gió. Wu và cộng sự [11] đã thảo luận các vấn đề về địa kỹ thuật và cấu trúc ảnh hưởng đến móng của tuabin gió ngoài khơi. Người ta kết luận rằng nền móng là một trong những thách thức chính trong thiết kế.

Các nghiên cứu nói trên đã nâng cao hiểu biết của chúng ta về phản ứng động của móng cọc, nhưng việc tối ưu hóa hình dạng vẫn chưa được nghiên cứu đầy đủ. Với những cây cầu có nhịp dài kéo dài đến vùng biển sâu hơn, chiều dài của cọc phải tăng lên, dẫn đến nền móng mảnh và mềm dẻo hơn. Để giảm phản ứng động của kết cấu, việc tối ưu hóa móng cọc với cọc dài hơn trở nên quan trọng. 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 và tối ưu hóa hơn nữa hình thức kết cấu.

2. Tối ưu hóa hình dạng 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/m³, và độ sâu d của nước được coi là 45 m sau khi xả nước.

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 m $\times$ 33,2 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.

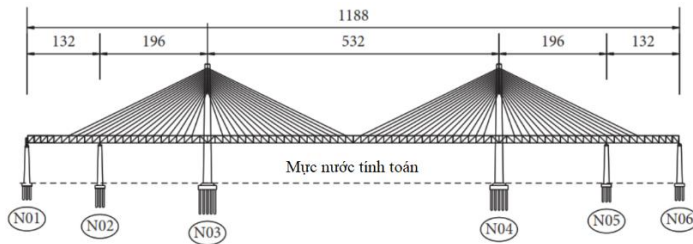
Trong quá trình mô phỏng, các điều kiện biên được thiết lập để phản ánh chính xác sự tương tác giữa móng cọc và môi trường nước – đất bao quanh. Biên đáy được cố định hoàn toàn theo ba phương dịch chuyển ($U_x = U_y = U_z = 0$), đảm bảo mô phỏng chính xác điều kiện nền cứng bên dưới. Các biên bên được gán điều kiện không cho phép chuyển vị ngang nhưng cho phép chuyển vị đứng nhằm hạn chế phản xạ sóng ứng suất tại ranh giới mô hình. Kết cấu móng được mô hình hóa trong phần mềm ANSYS sử dụng phần tử không gian 3D, kết hợp các phần tử dầm cho cọc và phần tử khối cho đài. Môi trường nước được mô phỏng thông qua áp lực sóng tác dụng theo phương ngang với biên độ và pha xác định từ phương trình Morison. Để kiểm chứng độ tin cậy của mô hình, các kết quả chuyển vị và nội lực của móng được so sánh với các số liệu tính toán theo tiêu chuẩn TCVN 10304:2025 và các kết quả công bố trong các nghiên cứu quốc tế [7], [8], [15]. Sai số tương đối nhỏ hơn 10

% chứng tỏ mô hình thiết lập có độ tin cậy cao, phù hợp để phân tích phản ứng động của móng trong điều kiện sóng gió mạnh.

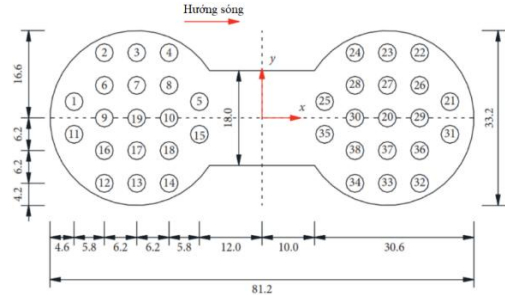
2.2. Hình dạng kết cấu và đặc tính động lực học

Để giảm bớt hoạt động ở vùng nước sâu và ảnh hưởng đến giao thông thủy, móng cao hơn với cọc dài hơn có vẻ phù hợp hơn ở những vùng nước sâu có sóng mạnh hơn. Tuy nhiên, có thể thấy từ phân tích trước đó rằng việc tăng chiều dài cọc làm cho độ cứng kết cấu giảm và tần số tự nhiên của kết cấu cũng giảm. Dưới tác động của sóng, phản ứng động của móng trở nên rõ ràng hơn. Dựa trên sự hiểu biết, việc giảm chiều dài tự do của cọc có thể thuận lợi cho việc cải thiện độ ổn định của kết cấu và do đó ba dạng tối ưu được so sánh. Lấy móng có chiều dài cọc 36 m làm ví dụ, sơ đồ đầu tiên là đặt một đài móng khác ở giữa cọc và được gọi là móng đài đôi. Đài dưới có chiều dày 8,0 m, cùng kích thước mặt cắt với đài trên. Mô hình phần tử hữu hạn của móng sử dụng cấu trúc khung cứng hai đài. Tuy nhiên, lực sóng trên móng đài đôi tăng lên do đài dưới cũng chịu tác động của sóng. Để giảm diện tích khối của đài dưới nhưng không làm suy yếu nghiêm trọng độ cứng tổng thể của móng, đài dưới được chia thành hai đài riêng biệt có đường kính 33,2 m. Vì có ba đài riêng biệt bao gồm một đài trên và hai đài dưới nên móng này được gọi là đài móng ba. Trong phương án thứ ba, đài dưới tách biệt được thay thế bằng kết cấu lưới thép, được lắp đặt giữa các cọc và tạo thành một tổng thể thống nhất, nhằm giảm hơn nữa diện tích khối, và móng này được gọi là móng cọc nổi. Kết cấu lưới thép gồm nhiều ống thép hình tròn có đường kính 1 m, dày 18 mm. Sơ đồ của ba móng được tối ưu hóa và các mô hình phần tử hữu hạn tương ứng được thể hiện trong Hình 3.

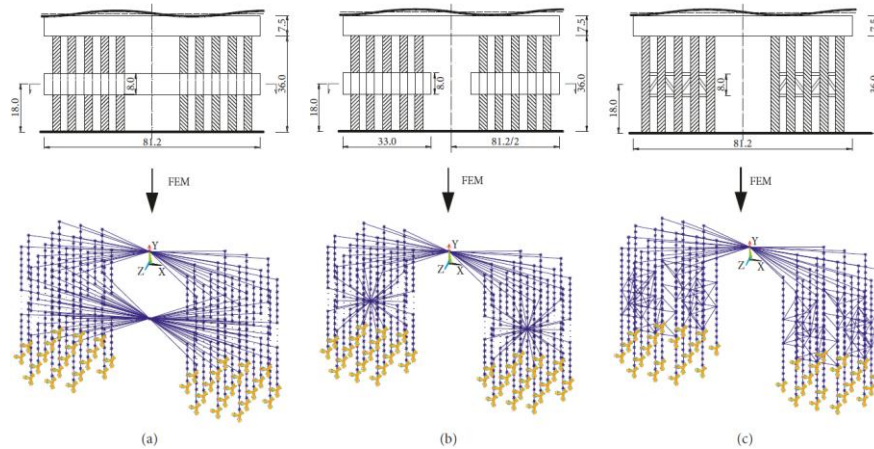
Các đặc tính động lực học của bốn mô hình đầu tiên được liệt kê trong Bảng 1. Kết quả cho thấy kết cấu được thêm vào có thể tăng cường ràng buộc lên móng và cải thiện tần số tự nhiên của nó. Tác dụng liên kết của sơ đồ đài kép là rõ ràng nhất, vì mức tăng ở bốn tần số đầu tiên là lớn nhất với mức tăng phần trăm trung bình là 111,7 %. Sơ đồ ba đài với mức tăng phần trăm trung bình là 94,4 % chiếm vị trí thứ hai. Phương án cọc nổi có tỷ lệ tăng trung bình là 20,6 % có tác dụng liên kết yếu nhất. Đối với mô hình đầu tiên tương ứng với chuyển vị của đài trên về phía trục y , tần số tăng dần khi hiệu ứng liên kết tăng. Sự cải thiện của sơ đồ đài kép là cao nhất, nhưng cao hơn một chút so với sơ đồ ba đài. Xu hướng của mô hình thứ hai và thứ ba, tương ứng với sự tịnh tiến về phía trục x và xoay quanh trục z của đài trên, tương tự như xu hướng của mô hình thứ nhất. Đặc biệt, đài dưới trong sơ đồ đài đôi liên kết nhóm cọc bên trái và nhóm cọc bên phải, do đó nó có sự hạn chế mạnh về chuyển động quay quanh trục z và làm cho mô hình này xảy ra ở bậc cao hơn. Đối với mô hình thứ tư tương ứng với việc quay đài trên quanh trục x , tần số vẫn được tăng lên theo ba sơ đồ tối ưu hóa. Tuy nhiên, hiệu quả của sơ đồ đài đôi trở nên hạn chế và thậm chí còn kém hơn so với sơ đồ cọc nổi. Lý do có thể xảy ra là đài thấp hơn trong sơ đồ đài kép có tác dụng hạn chế, nhưng khối lượng lớn hơn được đặt ở vị trí giữa với chuyển vị mô hình tối đa khiến tần số mô hình giảm cùng lúc.



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



Hình 2. Mặt cắt ngang cơ bản.



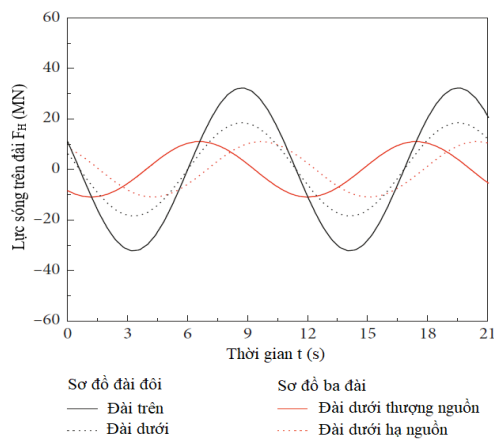
Hình 3. Nền móng tối ưu (đơn vị: m). (a) Móng đài kép. (b) Móng ba đài. (c) Móng cọc liên kết.

Bảng 1. Đặc tính động của móng với các dạng khác nhau.

Mô hình	Tần số (Hz) (hình dạng mô hình)			
	Móng đài kép	Móng ba đài	Móng cọc nổi	Móng ban đầu
1	1,87 (trục T-y)	1,86 (trục T-y)	0,99 (trục T-y)	0,80 (trục T-y)
2	2,11 (Trục T-x)	2,08 (trục T-x)	1,04 (trục T-x)	0,81 (trục T-x)
3	4,08 (trục R-x)	3,38 (trục R-z)	2,41 (trục R-z)	1,93 (trục R-z)
4	5,55 (trục R-y)	4,45 (trục R-x)	4,14 (Trục R-x)	3,93 (trục R-x)

T biểu thị chuyển vị tịnh tiến của đài trên về phía trục x hoặc y và R biểu thị chuyển động quay của đài trên quanh trục x, y hoặc z.

2.3. Lực sóng trên các hình dạng được tối ưu hóa



Hình 4. Lực sóng tác dụng lên các đài khác nhau.

Do ba móng được tối ưu hóa có được bằng cách lắp đặt các kết cấu phụ trên móng ban đầu nên lực sóng trên các kết cấu phụ phải được xác định trước khi phân tích phản ứng do sóng gây ra của chúng. Đối với sơ đồ cọc nổi, các cấu kiện lưới thép có đường kính nhỏ hơn và chiều dài ngắn hơn so với cọc hoặc đài cọc nên lực sóng tác dụng lên chúng cũng nhỏ hơn. Kết quả cho thấy lực sóng lớn nhất tác dụng lên các cấu kiện có trục thẳng đứng với hướng dòng chảy của nước thay đổi từ 11 kN đến 15 kN, trong khi các cấu kiện có trục song song với hướng dòng chảy thậm chí còn nhận được lực sóng ít hơn. Vì vậy, lực sóng tác dụng lên kết cấu lưới thép bị bỏ qua. Đối với sơ đồ đài đôi và đài ba, lực sóng ở đài dưới của chúng được tính toán, như trong Hình 4. Cụ thể, đài trên và đài dưới trong sơ đồ đài đôi có cùng kích thước hình học, do đó lực sóng trên chúng có cùng pha nhưng biên độ khác nhau. Lực sóng lớn nhất ở đài dưới là 18,50 MN và lực sóng lớn nhất

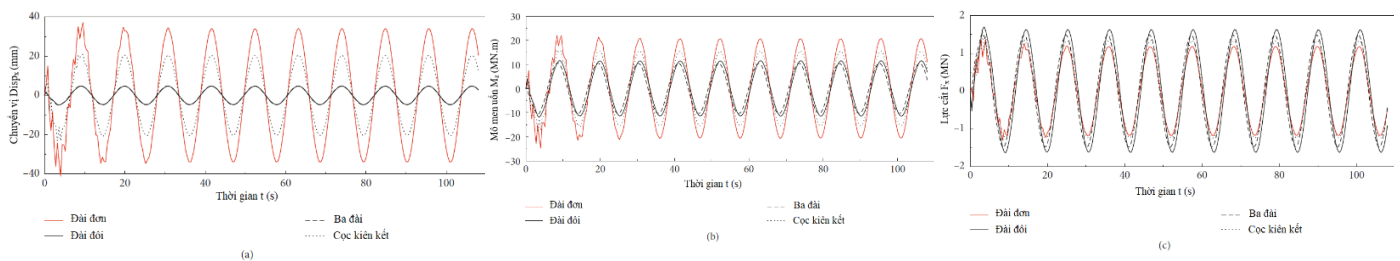
ở đài trên là 32,29 MN. Đài dưới trong sơ đồ ba đài bao gồm hai đài riêng biệt được đặt tên là đài dưới phía dòng vào và đài dưới phía dòng ra theo hướng dòng chảy. Vì giá trị D/L của chúng bằng 0,196 và nhỏ hơn 0,2 nên các đài tách biệt thuộc về các cấu trúc quy mô nhỏ và phương trình Morison phù hợp để tính lực sóng tác dụng lên chúng. Lực sóng lớn nhất trên mỗi đài trong số hai đài tách biệt là 10,94 MN, nhưng tổng lực sóng có giá trị lớn nhất là 13,8 MN do độ lệch pha giữa hai đài. Tóm lại, mặc dù tần số cơ bản của kết cấu tăng nhưng móng tối ưu phải chịu lực sóng lớn hơn và cần phải hiệu chỉnh yếu tố nào có ảnh hưởng nhiều hơn đến độ ổn định của kết cấu.

2.4. Phản ứng cấu trúc với các hình dạng khác nhau

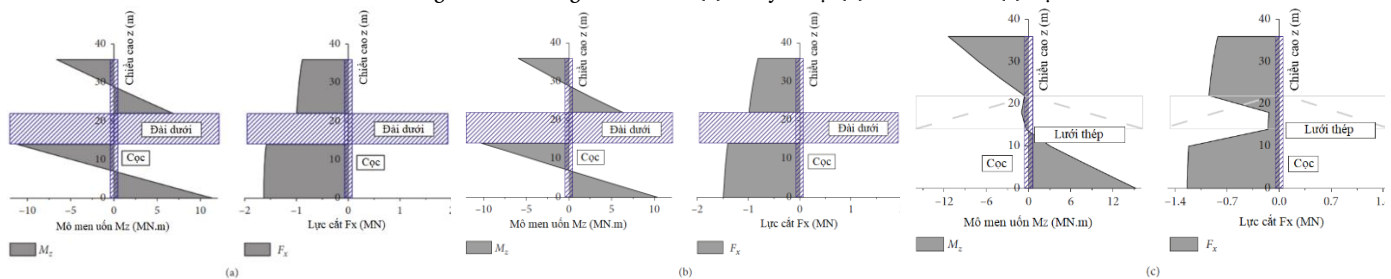
Dao động do sóng của các móng được tối ưu hóa được tính toán và chuỗi thời gian của các chuyển vị, mômen uốn và lực cắt của chúng được thể hiện trên Hình 5. Như có thể thấy từ hình, phản ứng tần số cao hơn cũng được quan sát thấy trong giai đoạn đầu, và nó gần với tần số cơ bản của cấu trúc. Khi hiệu ứng ràng buộc của cấu trúc bổ sung tăng lên và tần số cơ bản của cấu trúc cũng tăng lên thì phản ứng tần số cao hơn sẽ biến mất dần dần. Hình 5(a) so sánh phản ứng chuyển vị của móng với các dạng khác nhau ở phần trên. Khi độ cứng được cải thiện sau khi thêm đài dưới hoặc kết cấu lưới thép, phản ứng chuyển vị của móng được tối ưu hóa sẽ giảm đáng kể. Móng hai đài và móng ba đài có hiệu suất gần như giống nhau trong việc tối ưu hóa chuyển vị và tỷ lệ phần trăm giảm chuyển vị lớn nhất của chúng lần lượt là 86,2 % và 85,9 %. Móng cọc nổi có tác dụng yếu hạn chế chuyển vị và phần trăm giảm

chuyển vị lớn nhất là 39,9 %. Hình 5(b) so sánh phản ứng mômen uốn của cọc 1 ở phía dưới với các ràng buộc khác nhau. Móng được tối ưu hóa sẽ triệt tiêu mômen uốn một cách hiệu quả, đặc biệt đối với móng ba đài có mômen uốn lớn nhất giảm từ giá trị ban đầu là 20,6 MNm xuống còn 10,4 MNm. Mặc dù móng đôi có tác dụng hạn chế tốt hơn nhưng lực sóng lớn hơn ở phần dưới sẽ làm tăng mômen uốn lớn nhất một chút. Hình 5(c) so sánh phản ứng lực cắt của cọc 1 ở đáy với các ràng buộc khác nhau. Tuy nhiên, ba móng được tối ưu hóa đều có tác động bất lợi đến lực cắt của chúng. Lực cắt tối đa tăng từ 1,18 MN đối với sơ đồ ban đầu lên 1,34 MN đối với sơ đồ cọc nổi, 1,49 MN đối với sơ đồ ba đài và 1,63 MN đối với sơ đồ hai đài. Không giống như phản ứng chuyển vị và mômen uốn, hiệu ứng ràng buộc lên móng càng mạnh thì lực cắt ở đáy càng lớn.

Sau đó, sự thay đổi mômen uốn và lực cắt dọc theo cọc 1 được nghiên cứu và kết quả của ba móng tối ưu được thể hiện trên Hình 6. Đối với sơ đồ hai đài và sơ đồ ba đài, do sự tồn tại của đài dưới, cọc có thể được coi là hai phần, phần trên nằm giữa đài trên và đài dưới và phần dưới giữa đài dưới và mặt đất. Mỗi bộ phận có thể được coi là một bộ phận được cố định ở hai phía của nó, tại đó nội lực lần lượt là lớn nhất và nhỏ nhất. Mômen uốn ở hai bên trái dấu và đối dấu ở vị trí chính giữa, trong khi lực cắt cùng dấu. Mômen uốn của phần dưới lớn hơn phần trên. Lực cắt của phần dưới cũng lớn hơn do có đài dưới làm tăng lực sóng tác dụng lên móng. Tuy nhiên, đối với sơ đồ cọc liên kết, sự phân bố mômen uốn và lực cắt dọc theo cọc là khác nhau. Có vẻ như kết cấu lưới thép tạo ra một ràng buộc khớp nối lên cọc vì mômen uốn ở vùng này gần bằng không



Hình 5. Phản ứng của các móng khác nhau. (a) Chuyển vị. (b) Momen uốn. (c) Lực cắt.



Hình 6. So sánh nội lực trên các móng khác nhau. (a) Móng đài đôi. (b) Móng ba đài. (c) Móng cọc liên kết.

2.5. Ảnh hưởng của vật liệu và điều kiện nền

Tính chất cơ học của cọc, đài và nền đóng vai trò quan trọng trong việc quyết định đáp ứng động của hệ móng. Khi mô đun đàn hồi của nền tăng (đất cứng hơn), chuyển vị đỉnh của móng giảm đáng kể,

đồng thời phân bố nội lực dọc theo thân cọc trở nên đều hơn. Ngược lại, đối với nền mềm, chuyển vị và mômen uốn tăng nhanh, dẫn đến tập trung ứng suất tại vùng tiếp giáp giữa cọc và đài.

Vật liệu kết cấu cũng có ảnh hưởng lớn đến tần số dao động riêng và độ ổn định tổng thể. Khi sử dụng vật liệu có độ cứng cao hơn (ví dụ: bê

tổng mức cao hoặc cọc thép), tần số dao động riêng tăng, giúp giảm biên độ chuyển vị do sóng gây ra. Tuy nhiên, độ cứng lớn cũng làm gia tăng lực cắt tại đáy cọc, đòi hỏi bố trí cốt thép hoặc biện pháp gia cường phù hợp.

Ngoài ra, trong điều kiện nền yếu, hiệu quả của các phương án móng tối ưu (dài kép, ba dài, cọc nổi) giảm so với trường hợp nền tốt, do độ lún tổng thể lớn và mất ổn định có thể xảy ra sớm hơn. Điều này cho thấy tầm quan trọng của việc xem xét điều kiện địa chất nền khi lựa chọn giải pháp tối ưu.

3. 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 dạng kết cấu đến chuyển vị và nội lực của móng được nghiên cứu và rút ra các kết luận chính sau đây.

(1) Việc đặt toàn bộ dài dưới, hai dài dưới tách biệt hoặc lưới thép ở độ cao giữa của móng có thể làm giảm chiều dài tự do của cọc và cải thiện tần số kết cấu ở các mức độ khác nhau. Dài dưới và lưới thép lần lượt cung cấp ràng buộc cố định và ràng buộc khớp nối trên cọc. Rõ ràng, dài dưới có tác dụng ràng buộc mạnh hơn và làm giảm chuyển vị cũng như phản ứng mômen uốn của móng một cách hiệu quả. Tuy nhiên, lực sóng ở dài dưới tăng lên, giúp tăng cường phản ứng lực cắt.

(2) Nghiên cứu chủ yếu tập trung vào phản ứng do sóng gây ra của bản thân móng, đồng thời cũng cần xem xét các điều kiện thi công thực tế khi xác định dạng kết cấu móng nhóm cọc của cầu nước sâu.

Tài liệu tham khảo

- [1]. TCVN 10304:2025, *Thiết kế móng cọc*.
- [2]. TCVN 9394:2012, *Đóng và ép cọc – Thi công và nghiệm thu*.
- [3]. TCVN 9395:2012, *Cọc khoan nhồi – Thi công và nghiệm thu*.
- [4]. TCVN 11823:2017, *Thiết kế cầu đường bộ*.
- [5]. Phạm Tuấn Anh, Nguyễn Đức Tịnh, “Nghiên cứu sự làm việc của nhóm cọc chịu tải trọng đứng với các cọc có chiều dài khác nhau”, *Tạp chí KHCN Xây dựng* (số 3/2018).
- [6]. Phạm Tuấn Anh, PGS.TS. Nguyễn Tương Lai, TS. Trịnh Việt Cường, “Phân tích hiệu ứng nhóm của móng cọc chịu tải trọng ngang bằng lời giải Mindlin”, *Tạp chí KHCN Xây dựng* (số 1/2017).
- [7]. C. Fang, Y. Li, K. Wei, J. Zhang, and C. Liang, “Vehicle-bridge coupling dynamic response of sea-crossing railway bridge under correlated wind and wave conditions,” *Advances in Structural Engineering*, vol. 22, no. 4, pp. 893–906, 2019.
- [8]. H. Tang, K. M. Shum, and Y. Li, “Investigation of flutter performance of a twin-box bridge girder at large angles of attack,” *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 186, pp. 192–203, 2019.
- [9]. F. Liu, S. Gao, H. Han, Z. Tian, and P. Liu, “Interference reduction of high-energy noise for modal parameter identification of offshore wind turbines based on iterative signal extraction,” *Ocean Engineering*, vol. 183, pp. 372–383, 2019.
- [10]. B. Y. Dagli, Y. Tuskan, and “U. G’okkus,” “Evaluation of offshore wind turbine tower dynamics with numerical analysis,” *Advances in Civil Engineering*, vol. 2018, Article ID 3054851, 11 pages, 2018.
- [11]. S. Adhikari and S. Bhattacharya, “Dynamic analysis of wind turbine towers on flexible foundations,” *Shock and Vibration*, vol. 19, no. 1, pp. 37–56, 2012.
- [12]. R. Zhang, Y. Tang, J. Hu, S. Ruan, and C. Chen, “Dynamic response in frequency and time domains of a floating foundation for offshore wind turbines,” *Ocean Engineering*, vol. 60, pp. 115–123, 2013.
- [13]. K. Wei, S. R. Arwade, and A. T. Myers, “Incremental windwave analysis of the structural capacity of offshore wind turbine support structures under extreme loading,” *Engineering Structures*, vol. 79, pp. 58–69, 2014.
- [14]. P. Wang, M. Zhao, X. Du, J. Liu, and C. Xu, “Wind, wave and earthquake responses of offshore wind turbine on monopile foundation in clay,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 113, pp. 47–57, 2018.
- [15]. E. Bachynski, M. -ys, and V. Delhay, “Dynamic response of a monopile wind turbine in waves: experimental uncertainty analysis for validation of numerical tools,” *Applied Ocean Research*, vol. 89, pp. 96–114, 2019.
- [16]. J. Sarmiento, A. Iturrioz, V. Ayll’on, R. Guanche, and I. J. Losada, “Experimental modelling of a multi-use floating platform for wave and wind energy harvesting,” *Ocean Engineering*, vol. 173, pp. 761–773, 2019.
- [17]. X. Wu, Y. Hu, Y. Li et al., “Foundations of offshore wind turbines: a review,” *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, vol. 104, pp. 379–393, 2019.
- [18]. Chen, Q., Liu, H., & Zhang, J. (2021). Numerical analysis of soil–structure interaction under complex loading conditions. *Computers and Geotechnics*, 136, 104246.
- [19]. Park, J., Lee, S., & Kim, Y. (2020). Effect of boundary conditions on the dynamic response of foundation systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 136, 106231.
- [20]. Wang, L., Wang, X., & Zhang, Y. (2022). Parametric study on the influence of soil stiffness on foundation settlement. *Engineering Structures*, 267, 114663.
- [21]. Li, J., & Xu, G. (2023). Advanced numerical modeling of geotechnical systems considering nonlinear soil behavior. *Computers and Geotechnics*, 154, 105046.
- [22]. Nguyen, T. T., & Pham, H. V. (2023). Influence of subgrade stiffness on the bearing behavior of shallow foundations. *Geotechnical Engineering Journal of SEAGS & AGSSEA*, 54(2), 45–56.