

Phần 2 Bến cảng kiểu mở trên nền cọc (Bản hiệu đính)

Tháng, 2025

Tham khảo

1. Chỉ dẫn kỹ thuật

1-1. Đặc điểm của bến kiểu mở trên nền cọc

Cầu bến kiểu mở trên nền cọc (sau đây gọi “bến cầu tàu” hoặc “bến cầu tàu trên nền cọc”) là các công trình neo đậu tàu bao gồm phần kết cấu chính là cầu bến và phần tường chắn đất sau bến. Tường chắn đất bao gồm phần kết cấu kê mái dốc gằm bến và phần tường chắn để giữ đất và chống trượt. Bến cầu tàu trên nền cọc là dạng kết cấu nhẹ với bản mặt cầu bằng bê tông được đặt trên nền cọc đứng hoặc các cọc xiên.

Cọc xiên có độ ổn định cao hơn so với cọc đứng và có thể giảm thiểu sự dịch chuyển đầu cọc, giúp tăng khả năng chịu động đất và phù hợp với điều kiện nước sâu, nền đất yếu. Tuy nhiên, cọc xiên thường được sử dụng kết hợp với cọc đứng, điều này có thể khiến việc quản lý thi công trở nên phức tạp hơn, đồng thời đòi hỏi chi phí vật liệu và nhân công cao hơn so với cọc đứng. Ví dụ thiết kế cọc xiên được trình bày trong Phần 5 – Sàn công tác và Trụ neo.

1-2. Nội dung cơ bản về xác minh tính năng

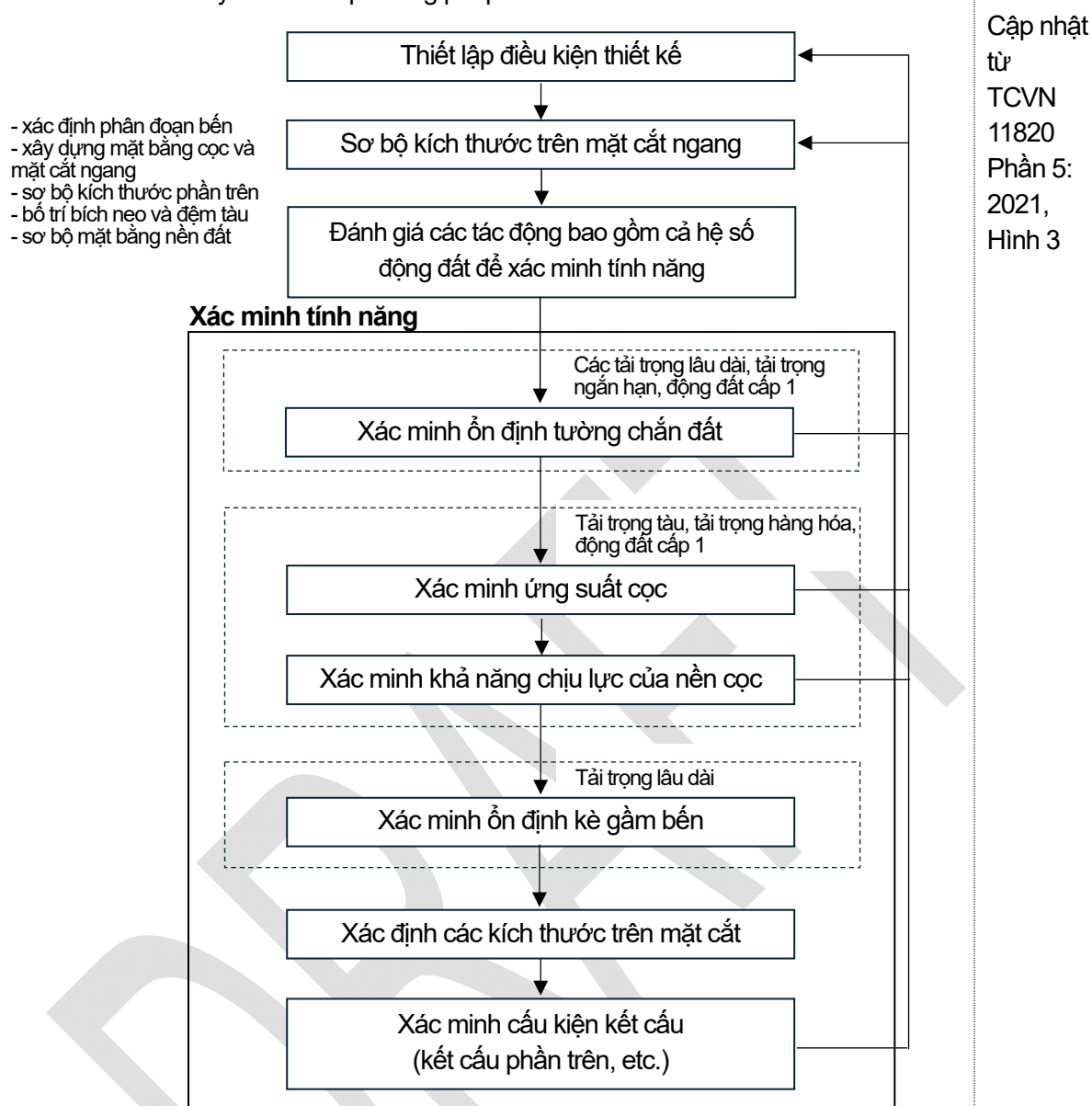
Tất cả các cầu tàu trên nền cọc phải đáp ứng các yêu cầu về khả năng sử dụng đối với các dạng tải trọng ngắn hạn như các tác động từ tàu, tải trọng hàng hóa, tải trọng động đất và tác động của sóng. Quy trình xác minh tính năng tiêu chuẩn cho cầu tàu trên nền cọc được thể hiện trong Hình 1.1.

Khi đánh giá tính năng của bến cầu tàu cần lưu ý các điểm sau:

- ✓ Quy trình xác minh tính năng được thể hiện trong Hình 1.1 không bao gồm đánh giá ảnh hưởng của hiện tượng hóa lỏng do động đất gây ra.
- ✓ Việc xác minh tính năng của cầu cảng dựa trên nguyên tắc rằng sự biến dạng của tường chắn không truyền ảnh hưởng đến kết cấu của cầu cảng. Do đó, các thông số kỹ thuật kết cấu và/hoặc biện pháp thi công cần phải xét đến nguyên tắc này.
- ✓ Khi lắp đặt thiết bị xếp dỡ hàng hóa như cầu trục container, về nguyên tắc nên lắp đặt thiết bị một cách độc lập trên mặt boong cầu cảng hoặc trên tường chắn. Nếu chân cầu bắt buộc phải đặt lên cả mặt boong cầu cảng và tường chắn, cần thi công nền móng phù hợp (chẳng hạn như móng cọc) để tránh hiện tượng lún lệch.
- ✓ Khi lắp đặt thiết bị xếp dỡ hàng hóa như cầu container, cần tiến hành phân tích ứng xử của kết cấu do động đất có xét đến hiện tượng cộng hưởng giữa thiết bị và kết cấu cầu cảng.
- ✓ Bến cầu tàu thường hoạt động trong môi trường khắc nghiệt, và do sự suy giảm vật liệu như hư hỏng bê tông do muối hoặc ăn mòn thép, hiệu suất của các bộ phận cấu kiện dễ bị suy giảm. Do đó, cần tính toán kỹ đến công tác bảo trì trong suốt vòng đời sử dụng ngay từ giai đoạn thiết kế.
- ✓ Khi đánh giá các tác động, nếu xét thấy cần thiết phải tính đến hiện tượng xoay của bản mặt cầu, thì cần bổ sung nghiên cứu cả yếu tố này.

Phân tích kết cấu ba chiều cho phép xem xét tính liên tục theo phương vuông góc và mô men xoắn của các phân đoạn do tải trọng lệch tâm gây ra, từ đó giúp đánh giá một cách thực tế hơn. Ngược lại, phân tích hai chiều có ưu điểm là sử dụng các mô hình đơn giản, đồng thời quy trình tính toán rõ ràng giúp tăng tính linh hoạt. Trong bối cảnh mô hình hóa ba chiều ngày càng phổ biến trên thế giới, ví dụ được trình bày trong Sổ

tay này có vai trò quan trọng trong việc kiểm chứng các mô hình ba chiều cũng như nâng cao hiểu biết của kỹ sư về các phương pháp thiết kế.



Lưu ý: Việc đánh giá ảnh hưởng của hiện tượng hóa lỏng và lún không được thể hiện trong sơ đồ này; do đó, cần tiến hành đánh giá các ảnh hưởng này một cách riêng biệt. Việc xác minh phải được thực hiện đối với các công trình yêu cầu khả năng chống động đất cao, ứng với chuyển động nền đất trong động đất cấp độ 2.

Nguồn: từ TCVN 11820-5-2021.

Hình 1.1- Lưu đồ xác minh tính năng

1-3. Điều kiện thiết kế

(1) Xác định kích thước phân đoạn bến

Kích thước của phân đoạn bến được xác định dựa trên việc xem xét các yếu tố sau:

- ✓ Điều kiện nền đất, như sự ổn định mái dốc của bờ kè
- ✓ Tải trọng tĩnh và tải trọng động
- ✓ Khoảng cách giữa các cọc và hàng cọc, cũng như hình dạng và kích thước của cọc
- ✓ Mức độ thuận tiện khi thi công ván khuôn và đà giáo
- ✓ Mức nước triều

- ✓ Vị trí bố trí bích neo (bollard), và/hoặc hình dạng và kích thước của thiết bị chống va (fender)

(2) Thông số kỹ thuật của cọc

Bến cầu tàu trên nền cọc thường dùng một hoặc kết hợp các loại cọc khác nhau.

1) Cọc ly tâm bê tông cường độ cao ứng suất trước (PHC piles)

- ✓ Chiều dài tối đa của mỗi cọc tại Việt Nam tính đến năm 2024 là khoảng 60 mét hoặc hơn. Tuy nhiên, chiều dài từng đoạn có thể được quyết định dựa trên khả năng thi công nâng hạ và đóng cọc.
- ✓ Cọc PHC khác với cọc bê tông đúc sẵn có cốt thép ở khả năng chịu lực kéo tốt hơn trong quá trình thi công, đóng cọc và sử dụng.
- ✓ Các mối nối cọc cần có khả năng chịu mô men uốn thích hợp và được bảo vệ chống ăn mòn.
- ✓ Các nghiên cứu gần đây cho thấy rằng, ngoài phần cốt thép bên trong, khi cắt đầu cọc PHC, chỉ nên loại bỏ phần bê tông phía trên mặt cắt, giữ lại một phần cốt thép hoặc thanh dự ứng lực (PC bar) để đảm bảo liên kết chắc chắn với kết cấu phía trên.

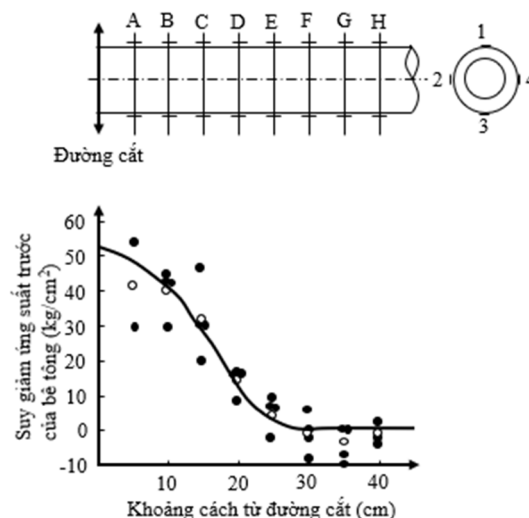
Cọc PHC được sử dụng phổ biến tại Việt Nam, và các kỹ sư đã giải quyết nhiều vấn đề trong thiết kế. Tuy nhiên, một số thách thức trong thi công như cắt cọc do gặp lớp đất cứng (high refusal) và hiện tượng nứt cọc vẫn có thể gây ra các vấn đề nghiêm trọng. Dưới đây là một số ví dụ về cách xử lý các thách thức thi công này.

i) Cắt cọc do gặp lớp đất cứng (high refusal)

Việc cắt cọc PHC dẫn đến sự suy giảm cục bộ lực ứng suất trước (prestress), do đó cần gia cường tại các khu vực bị ảnh hưởng. Phạm vi suy giảm cục bộ được tham khảo từ các kết quả nghiên cứu sau: trong các thí nghiệm cắt cọc thể hiện ở Hình 1.20 và Bảng 1.15, phạm vi suy giảm cục bộ lực dự ứng suất do cắt đầu cọc PHC nằm trong khoảng từ 20 đến 30 lần đường kính thanh thép dự ứng lực (PC bar).

Ngoài ra, theo "Quy chuẩn thiết kế cầu đường bộ" của Hiệp hội Đường bộ Nhật Bản, khi cắt đầu cọc PHC, khu vực trong phạm vi 50ϕ (ϕ là đường kính thanh thép dự ứng lực) tính từ vị trí cắt được coi là mất hoàn toàn lực dự ứng suất và được xử lý như một tiết diện bê tông cốt thép thông thường. Nói cách khác, khi cắt đầu cọc, phần này phải được chôn hoàn toàn vào bên trong bản mặt cầu hoặc được gia cường bằng các biện pháp như đổ thêm bê tông cốt thép.

Chỉ dẫn kỹ thuật cầu cao tốc: 2012



Nguồn: Q&A cho thiết kế và thi công cọc đúc ứng suất trước: 2009

Hình 1.2- Thí nghiệm kiểm tra cắt cọc

Bảng 1.1- Tổng hợp thí nghiệm cắt cọc

STT	1	2	3	4	Trung bình
A	135 (54)	- (-)	75 (30)	- (-)	105 (42)
B	110 (44)	105 (42)	105 (42)	75 (30)	99 (40)
C	75 (30)	115 (46)	75 (30)	50 (20)	79 (32)
D	40 (16)	40 (16)	35 (14)	20 (8)	34 (14)
E	15 (6)	20 (8)	15 (6)	-5 (-2)	11 (4)
F	15 (6)	-5 (-2)	-20 (-8)	0 (0)	-3 (-1)
G	0 (0)	-20 (-8)	-25 (-10)	0 (0)	-11 (-4)
H	5 (2)	-10 (-4)	-5 (-2)	0 (0)	-3 (-1)

Ghi chú: Đơn vị: μ , kg·cm² như là suy giảm ứng suất trước, mẫu: 21 ngày,

Đường kính thép UST: 9,0mm, Ứng suất hữu hiệu: 53kg/cm²

Nguồn: Q&A cho thiết kế và thi công cọc đúc ứng suất trước: 2009

ii) Nứt trong quá trình thi công

Hiện tượng nứt trong quá trình thi công nói chung không được phép xảy ra do các lý do sau:

- ✓ Khó kiểm soát bề rộng của vết nứt phát sinh trong quá trình thi công
- ✓ Khó kiểm soát biến dạng sau khi kết cấu mất độ cứng do bị nứt
- ✓ Thiếu dữ liệu về hiện tượng co ngót và từ biến trong vùng chịu nén của bê tông đã bị nứt tại trạng thái giới hạn sử dụng

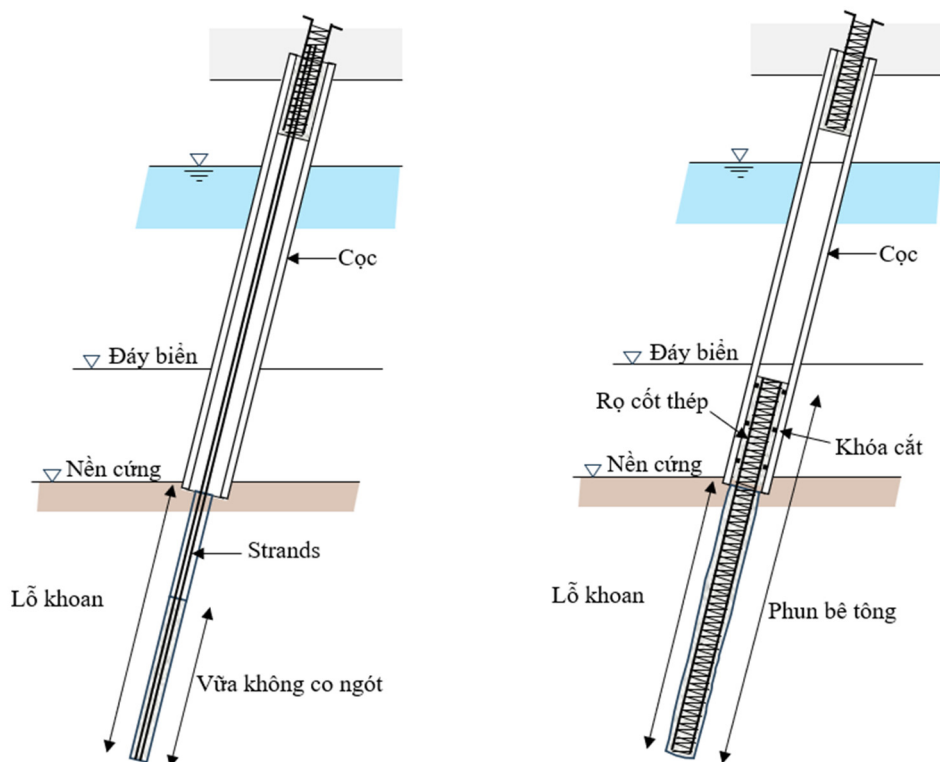
Tuy nhiên, nếu tất cả các vấn đề trên được xử lý một cách đầy đủ và thỏa đáng, thì có thể chấp nhận hiện tượng nứt trong thi công.

2) Cọc khoan nhồi

- ✓ Cọc khoan nhồi tại chỗ đặc biệt thích hợp khi sử dụng làm cọc ma sát không dịch chuyển trong điều kiện đất sét cứng hoặc đá phong hóa yếu, hoặc để đạt được sức chịu tải lớn nhờ đường kính thân cọc lớn hoặc bằng cách mở rộng chân cọc (under-reaming).
- ✓ Các yêu cầu thi công và nghiệm thu phải tuân thủ theo TCVN 9395.
- ✓ Việc kiểm tra sức chịu tải của cọc khoan nhồi phải tuân thủ theo TCVN 11820-4-1:2019.

3) Cọc thép

- ✓ Cọc thép có trọng lượng tương đối nhẹ, dễ thi công và có thể đóng được trong hầu hết các loại nền đất, bao gồm cả nhiều loại đá phong hóa.
- ✓ Cọc hình H cũng hữu ích khi sử dụng làm cọc chịu kéo nhờ khả năng xuyên sâu tốt. Cọc ống tròn thích hợp hơn khi cần chịu tải trọng lớn theo phương trục và mô men uốn. Trong điều kiện nền đá phong hóa, có thể tận dụng ưu điểm của từng loại cọc trong cấu hình cọc hỗn hợp, với phần đáy là cọc H để chịu lực nhỏ và được hàn vào bên trong đoạn ống tròn phía trên nhằm chịu tải trọng đứng và ngang.
- ✓ Cọc thép có khả năng hấp thụ năng lượng tốt, vì vậy có thể sử dụng để chống lại các tải trọng ngang khi được đóng thẳng đứng. Nếu cần bọc bê tông để chống ăn mòn, cần lưu ý giới hạn về biến dạng tối đa, vì điều này có thể làm giảm khả năng hấp thụ năng lượng được phép.
- ✓ Khi lớp chịu tải nông, đầu cọc ống thép có thể được gia cố bằng phương pháp mở rộng chân cọc (underreaming) để đảm bảo sức chịu tải chống nhổ, như thể hiện ở Hình 1.3. Có thể sử dụng các dạng neo (anchor) hoặc ống cắm (socket) được lắp đặt bằng cách khoan vào trong thân cọc thép.



Nguồn: Nhóm chuyên gia JICA

Hình 1.3- Phương pháp liên kết chân cọc với đất nền

(3) Thông số kỹ thuật của kết cấu phần trên

Các thông số kỹ thuật của kết cấu phần trên được xác định dựa trên các yếu tố sau:

- ✓ Khoảng cách giữa các cọc và khoảng cách giữa các hàng cọc, cùng với hình dạng và kích thước của cọc
- ✓ Tải trọng tĩnh và tải trọng hoạt tải
- ✓ Mức triều và điều kiện sóng như lực nâng (uplift force)
- ✓ Các vấn đề thi công liên quan đến ván khuôn và giàn giáo
- ✓ Vị trí bố trí các bích neo tàu (mooring bollards)
- ✓ Vị trí, hình dạng và kích thước của hệ chống va (fender)

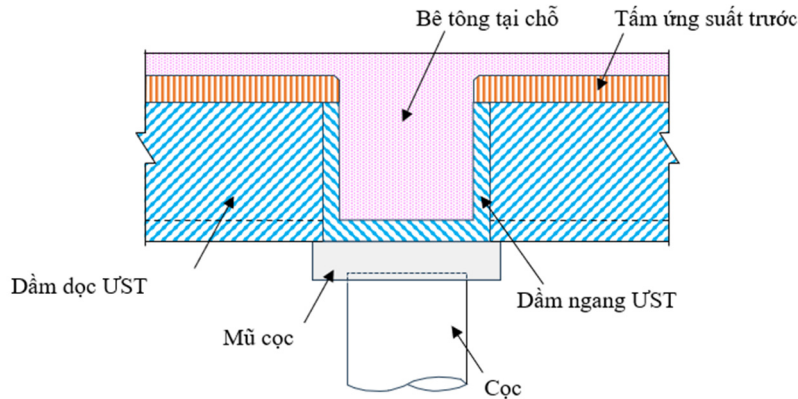
Kết cấu phần trên của cầu cảng thường sử dụng kết cấu bê tông cốt thép đổ tại chỗ. Theo các tài liệu trước đây, đối với các cầu cảng thông thường (phục vụ tàu khoảng 10.000 tấn) có bố trí cầu, kích thước tiêu chuẩn của kết cấu phần trên cầu cảng như sau:

- ✓ Độ dày mặt đường: 10 cm (bê tông mặt đường)
- ✓ Độ dày bản mặt cầu: 25 đến 40 cm
- ✓ Chiều cao dầm chính: 100 đến 200 cm
- ✓ Bề rộng dầm chính: xấp xỉ bằng đường kính cọc
- ✓ Độ vươn ra ngoài (console): 1,5 đến 2,0 mét tính từ tâm cọc trụ đỡ

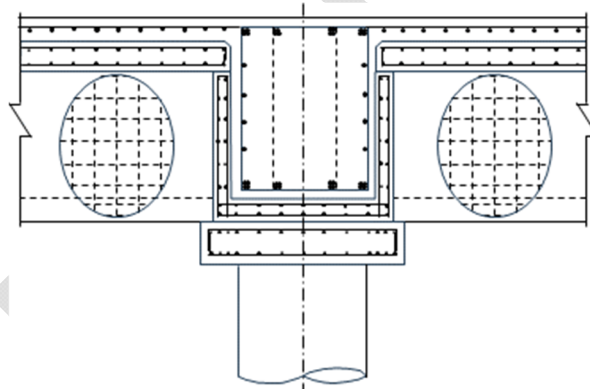
Tại Việt Nam, một phần kết cấu phần trên có thể sử dụng cấu kiện bê tông đúc sẵn. Kích thước kết cấu phần trên sẽ thay đổi tùy thuộc vào điều kiện thực tế tại công trình như năng lực xếp dỡ và khoảng cách cọc. Do đó, ví dụ thiết kế này không bao gồm kết cấu phần trên bằng bê tông đúc sẵn. Tuy nhiên, các ví dụ về hệ đúc sẵn được trình bày ở Hình 1.4 và 1.5.

Dầm dọc đúc sẵn và/hoặc dầm ngang đúc sẵn có thể được sử dụng làm kết cấu tạm

bằng cách giảm lớp bê tông bảo vệ cốt thép. Tuy nhiên, có nguy cơ bong tróc bê tông và xuất hiện vết nứt bên trong do ăn mòn cốt thép. Nếu dầm dọc và/hoặc dầm ngang đúc sẵn được sử dụng làm kết cấu vĩnh viễn, cần xem xét kỹ các yếu tố sau: Khả năng chịu lực trong quá trình thi công và sử dụng, khả năng liên kết với bê tông đổ tại chỗ, sự liên tục của cốt thép tại các vị trí nối nhịp, khả năng xuất hiện và kiểm soát nứt trên dầm đúc sẵn.



Hình 1.4- Mặt cắt ngang bê tông điển hình của kết cấu đúc sẵn



Nguồn: Nhóm chuyên gia JICA

Hình 1.5- Bố trí cốt thép điển hình của kết cấu đúc sẵn

(4) Bố trí các thiết bị phụ trợ (kết cấu phần trên bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ)

Đệm tàu (fender) và trụ neo / bích neo tàu (mooring post / bollard) nên được bố trí sao cho giảm thiểu tối đa lực lệch tâm tác động lên một phân đoạn bản mặt cầu. Thông thường, mỗi phân đoạn bản mặt (có chiều dài khoảng 20 đến 30 mét) sẽ được lắp đặt một trụ neo / móc neo và hai đệm cao su chống va làm thiết bị giảm chấn.

(5) Mặt đáy biển già định

1) Xác định độ dốc mái

Khi bố trí kết cấu tường chắn phía sau kè mái dốc gầm bến, vị trí của chúng cần được xác định hợp lý nhằm đảm bảo ổn định mái dốc. Trong trường hợp nền đất yếu, cần đánh giá khả năng mất ổn định mái dốc theo cơ chế trượt tròn.

Các mái dốc của cầu tàu trên nền cọc thường không được cấu tạo từ lớp đất sét yếu mà chủ yếu là đất cát hoặc đá hộc (riprap). Khi bố trí kết cấu chắn đất phía sau mái dốc, cần tránh bố trí chúng phía trước mặt mái dốc được vẽ theo độ dốc được chỉ ra trong Công thức (1.1).

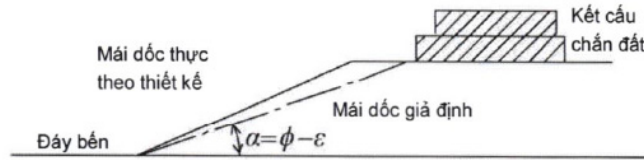
$$\alpha = \phi - \epsilon$$

(1.1)

TCVN
11820

Trong đó:

- α : Góc nghiêng của mái dốc so với mặt phẳng nằm ngang (°)
 ϕ : Góc kháng cắt của vật liệu chính cấu thành mái dốc (°)
 ϵ : $\tan^{-1}k_h'$
 k_h' : Hệ số động đất biểu kiến theo phương ngang



Nguồn: TCVN 11820-5-2021

Hình 1.6- Vị trí của kết cấu chắn đất phía sau mái dốc.

Ghi chú:

Công thức (1.1) không áp dụng đối với lớp đất cứng hoặc mái dốc trên nền đá gốc.

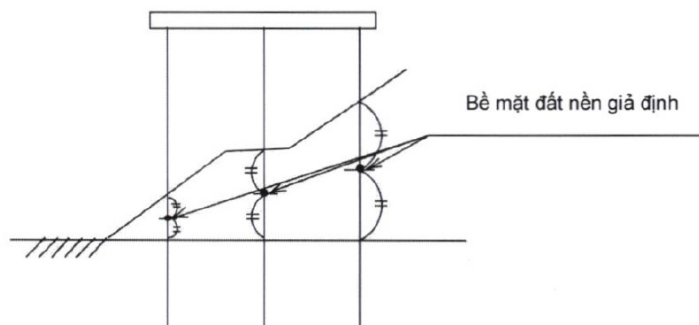
Góc nghiêng được đặt trong Công thức (1.1) là giới hạn khi xây dựng công trình phía sau đỉnh mái dốc. Trong thực tế thiết kế, góc nghiêng của mặt cắt thiết kế thường dốc hơn so với góc α trong Công thức. Ví dụ, nếu phần móng của kết cấu chắn đất và mặt mái dốc được cấu tạo từ đá hộc, thì tỷ lệ thường được thiết lập vào khoảng 1:1,5 đến 1:2. Điều này nhằm đảm bảo mái dốc phía trước kết cấu chắn đất đủ thoải, tránh để hiện tượng xói lở và sụp lún cục bộ ảnh hưởng đến mũi chân phía trước của công trình.

2) Bề mặt đất nền giả định (Virtual Ground Surface)

Khi tính toán sức kháng ngang và sức chịu tải của cọc, cần xác định mặt đất nền giả định tại độ cao phù hợp đối với từng cọc.

Phương pháp tính sức kháng ngang sử dụng trong phân tích cầu cảng trên nền cọc đóng thẳng đứng ban đầu được áp dụng cho bề mặt đất ngang. Do đó, khi tính cho cọc được đóng nghiêng theo mái dốc, cần có điều chỉnh phù hợp.

Để đơn giản hóa quá trình tính toán sức kháng ngang hoặc sức chịu tải, mặt đất ảo cho mỗi cọc có thể được giả định tại vị trí trung bình giữa độ sâu mực nước phía trước và mái dốc thực tế dọc theo trục cọc (xem Hình 1.7). Tuy nhiên, với những cầu cảng có bề rộng lớn hơn 20 mét hoặc mái dốc quá dài, phương pháp này có thể không phù hợp, và nên sử dụng các phương pháp khác để tính toán.



Nguồn: TCVN 11820-5-2021

Hình 1.7- Bề mặt đất nền giả định

Phần 5:
2021
Công thức
(69)

TCVN
11820
Phần 5:
2021
Hình 61

TCVN
11820
Phần 5:
2021
Hình 62

3) Hệ số phản lực theo phương ngang của đất nền (Coefficient of Horizontal Subgrade Reaction)

Khi tính toán sức kháng ngang của cọc, việc xác định hệ số phản lực nền của đất nền thông qua các thử nghiệm tải trọng ngang trên cọc tại hiện trường là điều được quan tâm. Khi không thực hiện thử nghiệm tải trọng ngang trên cọc, hệ số này có thể được xác định thông qua các phương pháp tính toán thích hợp, được rút ra từ kết quả thử nghiệm sức kháng ngang.

Đối với các cọc, chẳng hạn như cọc trong bến cầu tàu, nơi mà các lực ngang được áp dụng gần điểm chày của cọc, có một số giá trị kinh nghiệm của hệ số phản lực nền ngang liên quan đến giá trị N . Tuy nhiên, việc ước tính chính xác hệ số phản lực nền từ giá trị N là rất khó khăn, vì vậy nên lấy giá trị này thông qua các thử nghiệm tải trọng ngang tại hiện trường.

Nếu không thể thực hiện thử nghiệm tải trọng, nên sử dụng giá trị trung bình giữa giới hạn thấp và giá trị trung vị thu được từ các phép tính ngược lại từ các thử nghiệm kháng ngang của cọc. Khi sử dụng phương pháp của Chang, có thể áp dụng Công thức (1.2).

Tuy nhiên, các quan sát tại hiện trường chỉ ra rằng hệ số phản lực nền ngang đối với đồng đá học thấp hơn giá trị thu được từ Công thức (1.2). Theo phương pháp của Chang, hệ số phản lực nền ngang được coi là 3.000 đến 4.000 kN/m³.

$$k_{CH}=1500N \quad (1.2)$$

Trong đó:

- k_{CH} : Hệ số phản lực ngang của nền (kN/m³)
- N : N -Giá trị SPT của nền từ mặt đến khoảng cách $1/\beta$
- β : Tham chiếu điểm ngầm giả định

Tham khảo:

Các giá trị N sau đây có thể được áp dụng khi tính toán hệ số phản lực nền ngang:

- ✓ Đá học đổ (rubble mound): $N = 2$ đến 10
- ✓ Đất cát (sandy ground): Kết quả SPT
- ✓ Đất sét (clayey ground): $q_u = 33,3N$ (đối với hệ số phản lực nền ngang)

Hệ số phản lực theo phương ngang của đất nền tính theo Công thức (1.2) là một giá trị tĩnh và có thể được sử dụng khi kiểm tra tải trọng trên cọc thông qua phân tích khung tĩnh. Tuy nhiên, nó không thể áp dụng cho nền đất bị hoá lỏng. Ngoài ra, có một số báo cáo cho thấy việc gấp đôi giá trị thu được từ Công thức (1.2) và sử dụng mặt đất thực tế thay vì mặt đất giả định khi tính toán chu kỳ dao động tự nhiên của cầu cảng mang lại kết quả gần với giá trị thực tế.

Vì đất không phải là vật liệu đàn hồi, mối quan hệ giữa lực ngang và biến dạng của cọc thường là phi tuyến tính, và khi lực ngang tăng lên, giá trị của k_{CH} giảm xuống. Khi suy ra Công thức (1.2) từ kết quả thử nghiệm kháng ngang, nên đặt giá trị thấp hơn cho k_{CH} để tính đến đặc tính này.

4) Điểm ngầm giả định của cọc trong đất nền

Đối với bến cầu tàu trên nền cọc, điểm ngầm giả định của cọc trong đất nền có thể lấy tại vị trí bằng khoảng $1/\beta$ tính từ mặt đất giả định. β có thể được tính từ Công thức (1.3).

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_{CH}D}{4EI}} \quad (1.3)$$

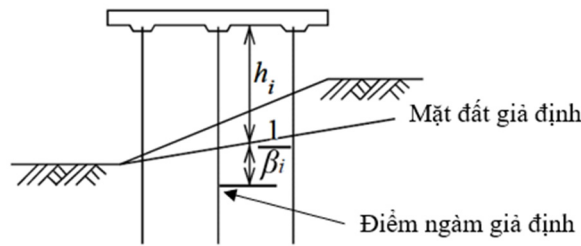
TCVN
11820
Phần 5:
2021
Công thức
(70)

TCVN
11820
Phần 5:

Trong đó:

- β : Hệ số đặc tính cọc (m^{-1})
 k_{CH} : Hệ số phản lực nền ngang (kN/m^3)
 D : Đường kính hoặc kích thước cạnh của cọc (m)
 E : Mô đun đàn hồi của vật liệu cọc (kN/m^2)
 I : Mô men quán tính tiết diện cọc (m^4)

Phương pháp sử dụng điểm ngàm giả định (virtual fixed point) từ lâu đã được áp dụng để thuận tiện xác định mô-men tại đầu cọc, mặc dù phương pháp này không có lý do rõ ràng. Do đó, có thể đề xuất các phương pháp khác để xác định điểm ngàm giả định, hoặc mô-men tại đầu cọc và các tham số khác có thể được xác định mà không cần sử dụng điểm ngàm giả định.



Nguồn: OCDI 2020

Hình 1.8- Điểm ngàm giả định

Trong các khu vực có nguy cơ xói mòn, nên lắp đặt các vật liệu ngăn xói mòn như mái đá, mái nhựa asphalt, và các vật liệu khác tại chân của mái dốc. Hơn nữa, ở những khu vực có nguy cơ bị nạo vét, nên đặt các vật liệu như vải địa kỹ thuật lên trên nền đáy biển để giảm thiểu tác động.

1-4. Tải trọng và tác động

(1) Tải trọng cần xem xét

Các tải trọng tác động lên kết cấu tường chắn đất cần được tính toán hợp lý như các kết cấu tường trọng lực hoặc tường cọc ván thép. Các tải trọng tác động lên cầu cảng trên nền cọc cần được xác định theo điều kiện vận hành. Các tải trọng và tác động điển hình cần xem xét được trình bày trong Bảng 1.2.

Bảng 1.2- Tải trọng và tác động

Tải trọng đứng	Tải trọng ngang
1) trọng lượng bản thân (cọc và kết cấu phần trên) 2) Tải trọng trên bến: - hàng hóa; - tải trọng trên ray; - tải trọng phương tiện; - tải trọng cần trục; - các hoạt tải 3) lực kéo tàu 4) lực nâng 5) lực ma sát âm trên cọc	1) tải trọng động đất tác động lên cọc và kết cấu phần trên 2) tải trọng động đất lên hàng hóa 3) tải trọng động đất tác động lên thiết bị và cầu trục 4) tải trọng sóng, gió, dòng chảy 5) phản lực va tàu 6) lực kéo tàu

Trọng lượng bản thân trong Bảng 1.2 và lực quán tính bao gồm trọng lượng bản thân của từng cọc và lực động đất tác động lên trọng lượng bản thân của cọc. Để tính toán

2021

Công thức
(71)

OCDI

2020

Phần III

Chương 5

Hình 5.2.8

trọng lượng bản thân của kết cấu bê tông cốt thép phần trên, cần giả định kích thước của kết cấu phần trên, tính toán thể tích và sau đó nhân với trọng lượng đơn vị.

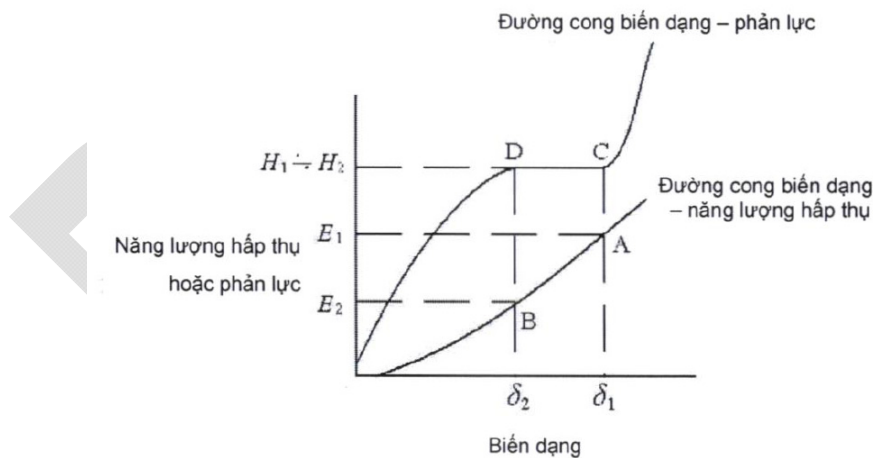
Xác minh tính năng của cọc của bến cầu tàu được thực hiện dựa trên nhiều phép tính thử dần, và kích thước kết cấu phần trên được xác định thông qua đánh giá tính năng của kết cấu, trọng lượng bản thân của kết cấu bê tông cốt thép phần trên có thể giả định là 21 kN mỗi 1,0 m². Trọng lượng đơn vị 21 kN/m² được căn cứ vào các hồ sơ từ các công trình bến neo đậu tàu lớn. Khi khoảng cách giữa các cọc rộng hơn bình thường, khi có kế hoạch lắp đặt thiết bị bốc xếp hàng hóa lớn trên bến như trong các bến container, hoặc khi sử dụng cọc cừ ván thép ống làm kết cấu chắn đất cho các cọc đất phía bên đất của cầu cảng, nên tính toán thể tích riêng để xác định trọng lượng bản thân của kết cấu thượng tầng.

Lực động đất do hoạt tải thường được xem là tác động lên mặt bến. Tuy nhiên, nếu có tải trọng đặc biệt nặng với trọng tâm nằm trên cao, thì cần lưu ý xem xét lực quán tính ngang tác động tại độ cao của trọng tâm của lực. Hoạt tải của các thiết bị chạy trên ray dưới tác động của động đất được tính bằng cách nhân hệ số động đất với trọng lượng bản thân. Lực ngang có thể được xem là truyền từ bánh xe đến mặt cầu cảng.

(2) Phản lực và của đệm tàu

Phản lực và của đệm cập tàu có thể được tính toán bằng cách giả định việc hấp thụ năng lượng cập cảng tại một điểm của đệm tàu. Vì việc hấp thụ năng lượng do sự dịch chuyển của cầu cảng thường chiếm dưới 10% tổng năng lượng cập cảng, nên năng lượng hấp thụ do sự dịch chuyển của cầu cảng thường không được tính đến.

Đường cong năng lượng hấp thụ theo sự dịch chuyển và đường cong phản lực từ đệm tàu được trình bày trong Hình 1.9.



Nguồn: TCVN 11820-5-2021

Hình 1.9- Quan hệ giữa năng lượng hấp thụ và biến dạng của đệm cao su

Quan hệ "đường cong biến dạng - năng lượng" và "đường cong biến dạng - phản lực" của đệm cao su. Nếu một đệm đơn hấp thụ một năng lượng cập cảng là E_1 , biến dạng của đệm tương ứng, δ_1 , sẽ được xác định. Sau đó, sử dụng đường cong còn lại, ta có thể xác định phản lực tương ứng tác động lên bến cảng là H_1 ($\delta_1 \rightarrow C \rightarrow H_1$). Tuy nhiên, nếu các đệm được lắp đặt quá gần nhau và năng lượng cập cảng được hấp thụ bởi hai đệm, năng lượng tiếp cận tác động lên một đệm tàu sẽ trở thành $E_2 = E_1/2$ và điều này sẽ gây ra biến dạng đệm tàu tương ứng là δ_2 . Như có thể thấy từ Hình 1.9 ($\delta_2 \rightarrow D \rightarrow H_2$), phản lực tác động lên bến cảng gần như giống trường hợp đệm đơn do đặc tính của đệm cao su. Vì vậy, phản lực ngang tác động lên bến cảng trở thành $2H_2=2H_1$, điều này có nghĩa là lực ngang cần sử dụng trong thiết kế sẽ gấp đôi. Khi sử

TCVN
11820
Phần 5:
2021
Hình 60

dụng các đệm có đặc tính như vậy, cần phải xem xét kỹ lưỡng ứng xử của đệm tàu và phản lực này trong quá trình thiết kế và lắp đặt các đệm cập tàu.

1) Năng Lượng va tàu

Các tác động gây ra bởi tàu cập bến sẽ được tính toán từ năng lượng cập bến của tàu theo Công thức tổng quát. Năng lượng cập bến của một tàu có thể được tính toán bằng Công thức (1.4), với các yếu tố bao gồm khối lượng tàu, vận tốc cập tàu cập bến, hệ số khối lượng ảo, hệ số lệch tâm, hệ số độ mềm, và hệ số hình dạng bến. Trong Công thức này, chỉ số k chỉ ra các giá trị đặc trưng.

$$E_{fk} = \frac{1}{2} M_{sk} V_{bk}^2 C_{mk} C_{ek} C_{sk} C_{ck} \quad (1.4)$$

Trong đó:

- E_f : Năng lượng va tàu (kJ)
- M_s : Khối lượng tàu (t)
- V_b : Vận tốc cập tàu (m/s)
- C_m : Hệ số khối lượng ảo
- C_e : Hệ số lệch tâm
- C_s : Hệ số độ mềm
- C_c : Hệ số hình dạng bến
- k : Giá trị đặc trưng

TCVN
11820
Phần 2:
2025
Công
thức
(269)

2) Khối lượng tàu

Công thức (1.5) có thể được sử dụng như các Công thức quan hệ giữa các giá trị đặc trưng của lượng choán nước khi đầy tải (DT) của các loại tàu tương ứng với trọng tải tàu (DWT) hoặc tổng tải trọng tàu (GT).

$$\begin{aligned} \text{Tàu tổng hợp: } DT_k &= 2,920 DWT^{0,924} \\ \text{Tàu Container: } DT_k &= 1,634 DWT^{0,986} \\ \text{Tàu dầu: } DT_k &= 1,688 DWT^{0,976} \\ \text{Tàu chở ô tô (RORO): } DT_k &= 8,728 GT^{0,790} \\ \text{Tàu chở ô tô chuyên dụng (PCC): } DT_k &= 1,946 GT^{0,898} \\ \text{Tàu LPG carriers: } DT_k &= 4,268 GT^{0,914} \\ \text{Tàu LNG carriers: } DT_k &= 1,601 GT^{0,970} \\ \text{Tàu khách: } DT_k &= 2,730 GT^{0,871} \\ \text{Phà ven biển (khoảng cách dưới 300 km):} \\ DT_k &= 4,980 GT^{0,855} \\ \text{Phà đường dài (khoảng cách lớn hơn 300 km):} \\ DT_k &= 15,409 GT^{0,735} \end{aligned} \quad (1.5)$$

TCVN
11820
Phần 2:
2025
Công
thức
(270)

Trong đó:

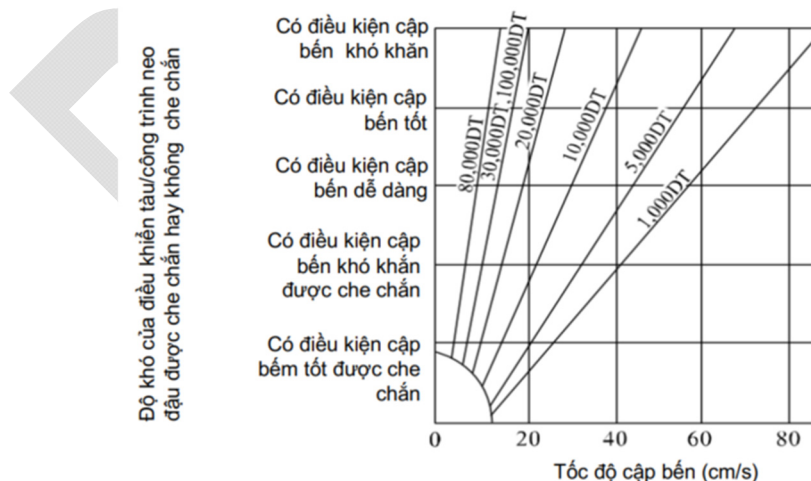
- DT : Lượng dẫn nước của tàu đầy tải (tấn)
- DWT : Trọng tải tàu (tấn)
- GT : Tổng trọng tải tàu (tấn)

3) Vận tốc Cập Cảng

- ✓ Vận tốc cập bến của tàu cần được xác định dựa trên các số liệu đo thực tế hoặc dữ liệu đo lường sẵn có về vận tốc cập cảng, với các yếu tố cần xem xét như loại tàu và điều kiện tải trọng của tàu thiết kế, vị trí và cấu trúc của các cơ sở buộc tàu,

có hay không có sự hỗ trợ của tàu kéo, kích thước của tàu, và các điều kiện khí tượng và thủy văn.

- ✓ Tàu hàng lớn và tàu chở dầu cập cảng tại các công trình neo tàu theo cách thức sao cho trục tàu sẽ tạm dừng tại các vị trí song song với tuyến mép bến dưới sự hỗ trợ của các tàu đẩy. Nếu có gió mạnh thổi ngược lại các hệ thống neo, có thể xảy ra trường hợp tàu hàng lớn hoặc tàu chở dầu tiếp cận bến với sự hỗ trợ của tàu kéo. Khi áp dụng phương pháp cập cảng có sự hỗ trợ của tàu kéo/đẩy như trên, vận tốc cập cảng thường được thiết lập vào khoảng 10 đến 15 cm/s dựa trên các số liệu đo đạc.
- ✓ Tàu đặc biệt như phà, tàu RORO, hoặc tàu hàng nhỏ có thể yêu cầu phương pháp cập cảng khác với các tàu lớn, ví dụ như cập cảng mà không có sự hỗ trợ của tàu kéo hoặc tiếp cận bến theo hướng song song với đường dẫn của bến (ramps) ở mũi tàu hoặc đuôi tàu. Vì vậy, vận tốc cập cảng của tàu này cần được xác định kỹ càng dựa trên các đo đạc thực tế và các điều kiện khác với sự tập trung đặc biệt vào phương pháp cập bến của tàu.
- ✓ Đối với tàu nhỏ, như tàu hàng nhỏ, có thể cập bến mà không cần sự hỗ trợ của tàu kéo, cần lưu ý rằng vận tốc cập cảng của chúng thường lớn hơn vận tốc của các tàu lớn và có thể vượt quá 30 cm/s. Vì vậy, vận tốc cập bến của tàu nhỏ cần được xác định cẩn thận dựa trên các đo đạc thực tế và các yếu tố khác.
- ✓ Đối với vận tốc cập bến của tàu trọng tải trung bình và nhỏ, trong trường hợp cập bến thiếu trang bị hoặc cập bến trong điều kiện chịu ảnh hưởng của dòng chảy, cần phải xác định vận tốc cập cảng dựa trên dữ liệu đo lường sẵn có và xem xét vận tốc trôi dạt của tàu.
- ✓ Hình 1.10 cho thấy mối quan hệ giữa điều kiện điều khiển tàu, kích thước tàu, và vận tốc cập cảng được xây dựng trên cơ sở dữ liệu thực nghiệm. Hình này cho thấy cần thiết lập vận tốc cập cảng lớn hơn khi tàu cập cảng tại các cơ sở neo không có kè chắn sóng hoặc khi kích thước của tàu thiết kế trở nên nhỏ hơn.



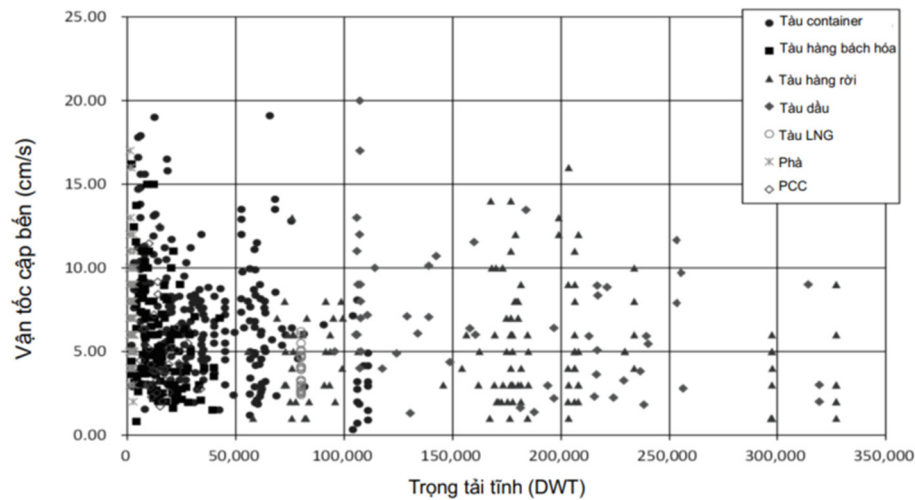
TCVN
11820
Phần 2:
2025
Hình 132

Nguồn: TCVN 11820-2-2025

Hình 1.10 – Quan hệ giữa điều kiện cập cảng, kích thước tàu, và vận tốc cập cảng

- ✓ Báo cáo nghiên cứu về vận tốc cập bến cho thấy điều kiện tải trọng của tàu có ảnh hưởng đáng kể đến vận tốc cập cảng. Vận tốc cập bến giảm khi tàu có tải trọng đầy và khoảng dưới sóng tàu nhỏ, trong khi đó vận tốc cập cảng tăng lên khi tàu có tải trọng nhẹ và khoảng dưới sóng tàu lớn.
- ✓ Mối quan hệ giữa vận tốc cập cảng và kích thước tàu đã được nghiên cứu dựa trên dữ liệu đo đạc thu thập từ các nghiên cứu trước đây về vận tốc cập cảng của

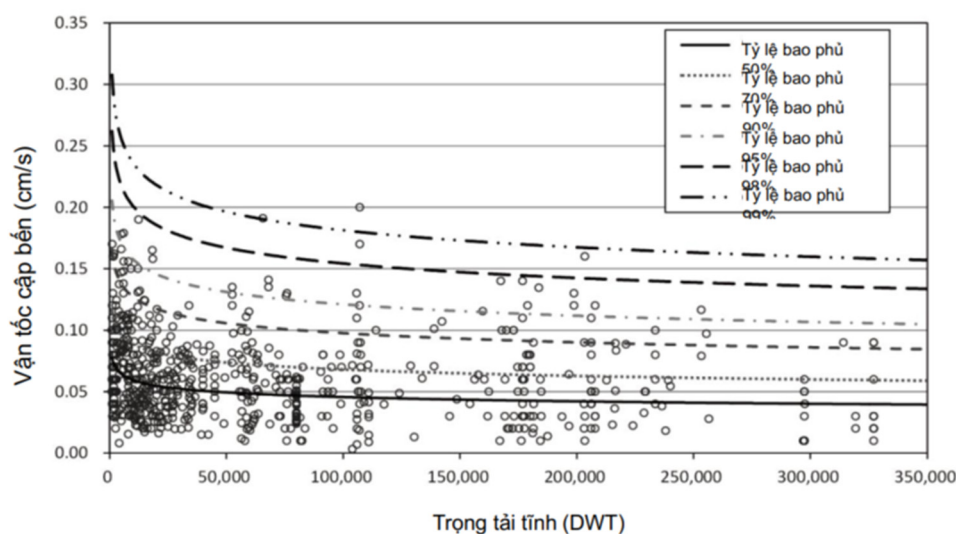
tàu. Hình 1.11 trình bày mối quan hệ giữa giá trị đo đặc của vận tốc cập cảng và kích thước tàu cho các loại tàu tương ứng. Hình này cho thấy có một xu hướng chung là vận tốc cập bến giảm khi kích thước tàu tăng và vận tốc cập bến dao động trong khoảng 20 cm/s tối đa, với phạm vi phân bố rộng từ 5 đến 15 cm/s và có sự biến thiên lớn.



Nguồn: TCVN 11820-2-2025

Hình 1.11- Giá trị đo đặc vận tốc cập tàu (bởi loại tàu)

- ✓ Về mối quan hệ giữa vận tốc cập bến và kích thước tàu, các Công thức hồi quy xem xét đường bao theo từng cấp độ cũng đã được đề xuất. Hình 1.12 trình bày các Công thức hồi quy với đường bao theo các cấp độ khác nhau, được ghép lên đồ thị mối quan hệ giữa giá trị đo đặc của vận tốc cập cảng và kích thước tàu. Phân bố xác suất của vận tốc cập cảng của tàu thường tuân theo phân phối chuẩn logarithmic (log-normal distribution), và mối quan hệ giữa vận tốc cập cảng và kích thước tàu có thể được biểu diễn bằng các Công thức hồi quy dưới dạng hàm số mũ. Cần lưu ý rằng các Công thức hồi quy này thể hiện vận tốc cập cảng rất lớn đối với các tàu nhỏ có trọng tải tàu dưới 10.000 DWT.



Nguồn: TCVN 11820-2-2025

Hình 1.12-Mối quan hệ giữa giá trị đo của vận tốc cập tàu và Công thức hồi quy

TCVN
11820
Phần 2:
2025
Hình 133

TCVN
11820
Phần 2:
2025
Hình 134

4) Hệ số khối lượng ảo

Hệ số khối lượng ảo C_m có thể được tính bằng công thức sau:

$$C_m = 1 + \frac{\pi}{2C_b} \frac{d}{B} \quad (1.6)$$

$$C_b = \frac{\nabla}{L_{pp} B d} \quad (1.7)$$

Trong đó:

- C_m : Hệ số khối lượng ảo
- C_b : Hệ số hình dạng tàu
- ∇ : Lượng dẫn nước (m^3)
- L_{pp} : Chiều dài giữa hai đường vuông góc (m)
- B : Chiều rộng tàu (m)
- d : Mớn nước đầy tải (m)

Khi tàu cập bến, vận tốc của tàu không chỉ có khối lượng của tàu M_s mà còn của khối lượng khối nước xung quanh tàu M_w cũng giảm đồng thời. Do đó, lực quán tính do khối lượng của khối nước cần phải được cộng vào chuyển động của tàu. Vì lý do này, yếu tố khối lượng ảo có thể được định nghĩa bởi Công thức (1.8).

$$C_m = \frac{M_s + M_w}{M_s} \quad (1.8)$$

Trong đó:

- C_m : Hệ số khối lượng ảo
- M_s : Khối lượng tàu (t)
- M_w : Khối lượng nước xung quanh tàu (added mass) (t)

Ueda và các cộng sự đã đề xuất Công thức (1.6) dựa trên kết quả của các thử nghiệm mô hình thủy lực và các phép đo thực địa. Thành phần thứ hai của Công thức tương ứng với M_w/M_s trong Công thức (1.8).

5) Hệ số lệch tâm

Hệ số lệch tâm C_e có thể được xác định bằng công thức sau:

$$C_e = \frac{1}{1 + \left(\frac{l}{r}\right)^2} \quad (1.9)$$

Trong đó:

- C_e : Hệ số lệch tâm
- l : khoảng cách được đo từ điểm tiếp xúc của tàu đến trọng tâm của tàu theo hướng song song với đường pháp tuyến của mép bến (m)
- r : bán kính quay quanh trục thẳng đứng đi qua trọng tâm của tàu (m)

Trong quá trình cập bến, các con tàu tiếp bến mà không hoàn toàn song song với tuyến bến. Do đó, tàu bắt đầu quay quanh trục dọc trong mặt phẳng ngang và xoay quanh trục dài khi chúng tiếp xúc với mép bến (đệm cao su). Kết quả là, việc quay và xoay sẽ tiêu tốn một phần năng lượng động học của tàu. Xét thấy lượng năng lượng tiêu tốn bởi xoay là nhỏ hơn rất nhiều so với quay, Công thức (1.9) chỉ xem xét việc tiêu tốn năng lượng động học do quay.

r/L_{pp} là một hàm của hệ số hình dạng tàu C_b và có thể được lấy từ Hình 1.13. Công thức (1.10), lấy xấp xỉ tuyến tính của đường cong trong hình, kết quả:

TCVN
11820
Phần 2:
2025
Công
thức
(271)
(272)

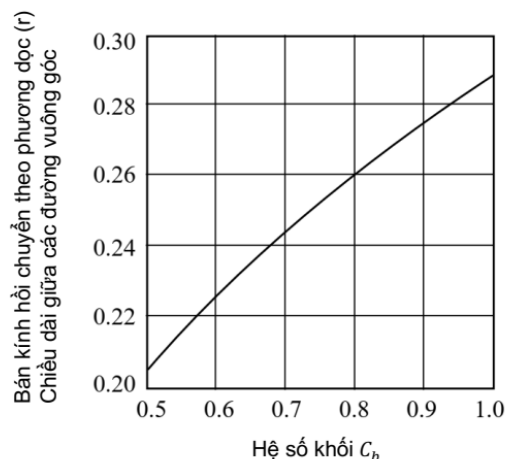
TCVN
11820
Phần 2:
2025
Công
thức
(273)

TCVN
11820
Phần 2:
2025
Công
thức
(274)

$$r=(0,19C_b+0,11)L_{pp} \quad (1.10)$$

Trong đó:

- r : bán kính quay (còn được gọi là bán kính quán tính, với mỗi quan hệ $I_z = Mr^2$, trong đó I_z là mô men quán tính quanh trục thẳng đứng của tàu)
 C_b : Hệ số hình dạng tàu
 L_{pp} : Chiều dài giữa hai đường vuông góc (m)



Nguồn: TCVN 11820-2-2025

Hình 1.13- Quan hệ giữa bán kính quán tính theo phương dọc và hệ số hình dạng (Block Coefficient)

Như thể hiện trong Hình 1.14, khi tàu tiếp cận gần nhất với tuyến bến tại điểm P và tiếp xúc với các đệm va F_1 và F_2 , khoảng cách l được đo từ điểm tiếp xúc đến trọng tâm của tàu theo hướng song song với tuyến bến có thể được tính bằng Công thức (1.11) hoặc (1.12). Ở đây, giá trị của l cần lấy là L_1 khi $k > 0,5$, L_2 khi $k < 0,5$, và chọn một trong hai giá trị L_1 hoặc L_2 khi $k = 0,5$, tùy thuộc vào biến nào làm cho giá trị C_e trong Công thức (1.9) lớn hơn.

$$L_1 = \{0.5\alpha + e(1-k)\}L_{pp}\cos\theta \quad (1.11)$$

$$L_2 = \{0.5\alpha - ek\}L_{pp}\cos\theta \quad (1.12)$$

Trong đó:

- L_1 : khoảng cách được đo từ điểm tiếp xúc đến trọng tâm của tàu theo hướng song song với công trình neo khi tàu tiếp xúc với đệm va F_1 (m)
 L_2 : khoảng cách được đo từ điểm tiếp xúc đến trọng tâm của tàu theo hướng song song với công trình neo khi tàu tiếp xúc với đệm va F_2 (m)
 θ : góc va tàu (thường bằng 0 to 10°)
 e : tỷ lệ khoảng cách giữa các đệm va đo theo phương dọc của tàu so với chiều dài giữa các đường vuông góc
 α : tỷ lệ chiều dài của cạnh song song của tàu tại độ cao của điểm tiếp xúc với đệm va so với chiều dài giữa các đường vuông góc (tỷ lệ này

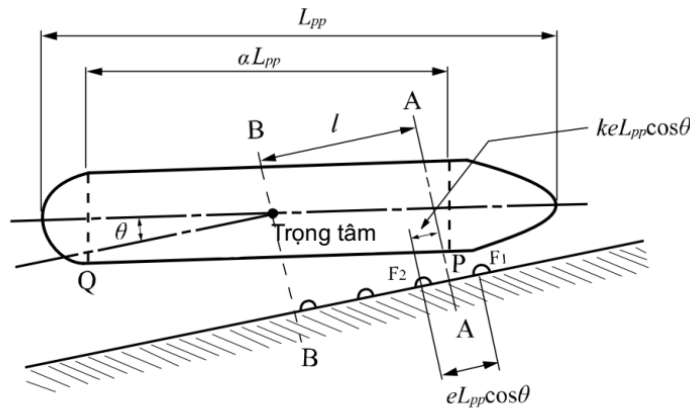
TCVN
11820
Phần 2:
2025
Công
thức
(275)

TCVN
11820
Phần 2:
2025
Hình
135

TCVN
11820
Phần 2:
2025
Công
thức
(276)
(277)

thay đổi tùy theo loại tàu và hệ số khối đầy, nhưng thường được quy định trong khoảng từ 1/3 đến 1/2, hoặc có thể được đặt ở khoảng 1/3 đối với tàu có bề rộng nhỏ, như tàu container và tàu khách, hoặc khoảng 1/2 đối với tàu có bề rộng lớn, như tàu hàng và tàu chở dầu).

k : tham số biểu thị điểm nằm giữa các đệm va F_1 và F_2 , nơi tàu tiếp cận gần nhất với tuyến bến (được đặt trong khoảng $0 < k < 1$ hoặc thông thường có thể lấy là 0,5)



TCVN
11820
Phần 2:
2025
Hình 136

Nguồn: TCVN 11820-2-2025

Hình 1.14- Mô tả mặt bằng vị trí cập bến

6) Hệ số độ mềm (Flexibility Factor)

Hệ số độ mềm C_s là tỷ lệ giữa năng lượng cập cảng hấp thụ bởi sự biến dạng của thân tàu và năng lượng cập cảng của tàu. Giả sử không có sự hấp thụ năng lượng bởi sự biến dạng của thân tàu, giá trị đặc trưng của hệ số linh hoạt C_{sk} thường được thiết lập là 1,0.

7) Hệ số hình dạng Bến (Berth Configuration Factor)

Khối nước bị nén giữa tàu và công trình bến, nước có vai trò như một lớp đệm và tạo ra tác dụng làm giảm năng lượng động học của tàu, cuối cùng được hấp thụ bởi các đệm tàu fender. Hệ số hình dạng bến C_c cần được xác định bằng cách xem xét tác động này. Hơn nữa, phản ứng của khối nước được cho là chịu ảnh hưởng bởi các góc cập cảng, hình dạng thân tàu, khoảng hở giữa đáy tàu và đáy biển (clearance dưới đáy tàu), và tốc độ cập cảng. Tuy nhiên, giá trị đặc trưng của hệ số cấu hình bến C_{sk} thường được thiết lập là 1,0.

8) Lựa chọn đệm tàu (Fender)

Đệm tàu cao su và đệm tàu khí nén được lựa chọn với các yếu tố sau:

- ✓ Đảm bảo rằng lực phản hồi của đệm nằm trong giới hạn cho phép của thân tàu.
- ✓ Xem xét sự di chuyển của tàu neo, đặc biệt là ở các khu vực bị ảnh hưởng bởi sóng.
- ✓ Chọn đệm tàu phù hợp dựa trên góc cập cảng và các điều kiện cập cảng khác.
- ✓ Không chỉ xem xét đặc tính của chính đệm tàu mà còn phải xem xét tính chất cấu trúc tổng thể của công trình bến khi lựa chọn đệm tàu phù hợp.

Năng lượng hấp thụ của các đệm tàu được tính theo Công thức (1.13), trong đó chỉ số "d" chỉ giá trị thiết kế.

$$E_{sd} = \varphi E_{cat} \geq E_{fd} \quad (1.13)$$

Trong đó:

- E_s : Năng lượng hấp thụ của đệm tàu (kN·m)
- φ : Dung sai chế tạo đệm (10% in general)
- E_{cat} : Giá trị tiêu chuẩn năng lượng hấp thụ của đệm (kN·m)
- E_f : Năng lượng va tàu (kN·m)

Ngoài ra, nếu bến có dạng kết cấu bị ảnh hưởng đáng kể bởi phản lực va tàu, hoặc nếu áp lực cho phép lên thân tàu thiết kế bị giới hạn dưới 700 kN/m², thì cần phải xem xét các yếu tố ảnh hưởng đến tính năng của đệm va cao su (gồm góc nghiêng, vận tốc, nhiệt độ và yếu tố lão hóa).

Tham khảo:

Hướng dẫn của PIANC khuyến nghị nhân năng lượng cập hiệu dụng với hệ số từ 1.1 đến 2.0 như một yếu tố cho tác động bất thường khi năng lượng hấp thụ vượt quá năng lượng cập cảng hiệu dụng do lỗi trong vận hành tàu, gió mạnh bất ngờ hoặc dòng chảy, v.v. Hướng dẫn của PIANC cũng khuyến nghị sử dụng các yếu tố điều chỉnh tốc độ và nhiệt độ để điều chỉnh sự hấp thụ năng lượng và lực phản lực của đệm tàu. Các yếu tố này tính đến sự biến đổi do các tốc độ cập cảng tàu khác nhau, nhiệt độ môi trường và loại cao su được sử dụng trong các đệm tàu. Hướng dẫn cũng đề xuất rằng áp lực bề mặt cho phép tối đa nên nằm trong khoảng từ 200 đến 400 kN/m².

Tiêu chuẩn BS 6349 Phần 4 cũng khuyến nghị nhân hệ số năng lượng cập cảng với giá trị từ 1,5 đến 2,0 theo cách tiếp cận dựa trên rủi ro.

Giống như các hướng dẫn của PIANC, BS6349 cũng cung cấp hướng dẫn về áp lực lên thân tàu, nhưng các giá trị được khuyến nghị trong BS6349 bảo thủ hơn so với những giá trị trong hướng dẫn của PIANC.

(3) Hệ số động đất

Đối với các công trình có chu kỳ dao động tự nhiên dài và tính linh hoạt cao (ví dụ: các bến tàu kiểu cọc dọc, v.v.), có thể chú ý đến đặc tính dao động, tính toán hợp lý chu kỳ tự nhiên của mode dao động bậc thấp mà có thể ảnh hưởng đến tổn thương, và áp dụng phương pháp mô tả trong TCVN 9386-1: 2012.

Hệ số động đất được xác định tùy thuộc vào điều kiện địa chất và gia tốc nền đất theo các tiêu chí phân loại động đất của TCVN 9386-1: 2012.

Lưu ý:

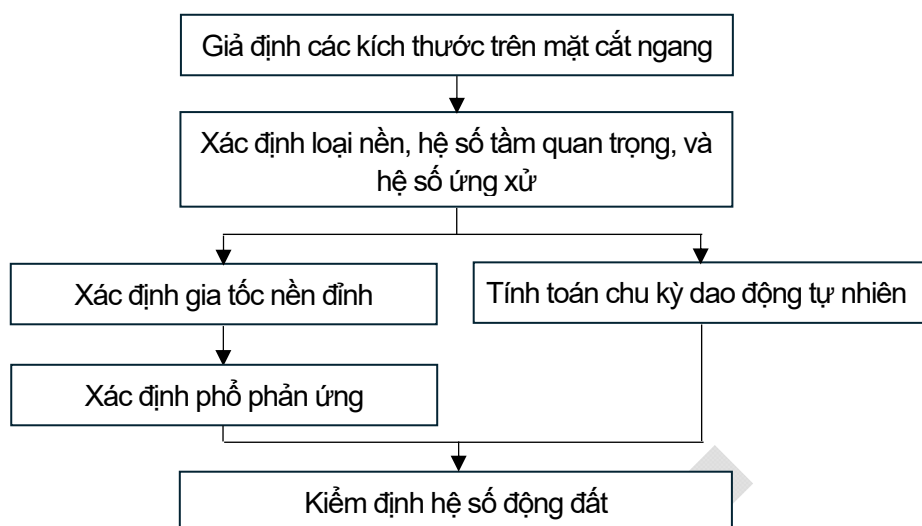
Tại nhiều quốc gia, bao gồm cả Việt Nam, phân tích kết cấu ba chiều được thực hiện trên các bến cầu tàu trên nền cọc. Chuyển động động đất chủ yếu được đưa vào theo các hướng dọc và ngang sử dụng phổ động đất như hình dưới. Do Việt Nam có ít dữ liệu về động đất, khi thực hiện phân tích phản ứng theo thời gian, cần phải xác minh phân tích với các chuyển động động đất đầu vào có các chu kỳ và tần số khác nhau.

OCDI
2020
Phần III
Chương 5
Công thức
(9.2.4)

PIANC
MarCom
WG33:
2002

BS 6349
Phần 4:
2014

TCVN
11820
Phần 2:
2025
5.13.4.4)



Hình 1.15- Ví dụ về trình tự xác định hệ số động đất

1) Loại nền

Các loại nền đất A, B, C, D và E, được mô tả bởi các hồ sơ lớp đất và các tham số được cung cấp trong Bảng 1.3 và sẽ được mô tả dưới đây, có thể được sử dụng để tính toán ảnh hưởng của điều kiện nền đất vị trí dự án khi xem xét động đất.

Bảng 1.3- Phân loại đất nền

Loại nền	Mô tả đặc trưng nền đất	Tham số		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (nhát/30cm)	c_u (kPa)
A	Đá hoặc các dạng địa chất tương tự đá khác, bao gồm tối đa 5 mét lớp vật liệu yếu hơn ở bề mặt.	> 800	-	-
B	Các lớp trầm tích gồm cát rất chặt, sỏi, hoặc đất sét rất cứng có bề dày ít nhất vài chục mét, đặc trưng bởi sự gia tăng dần các đặc tính cơ học theo chiều sâu.	360 - 800	> 50	> 250
C	Các lớp trầm tích sâu gồm cát chặt hoặc trung bình, sỏi hoặc đất sét cứng, với bề dày từ vài chục đến hàng trăm mét.	180 - 360	15-50	70-250
D	Các lớp trầm tích gồm đất rời đến trung bình không liên kết (có hoặc không có một số lớp đất dính mềm), hoặc chủ yếu là đất dính mềm đến trung bình cứng.	< 180	< 15	< 70
E	Địa tầng gồm lớp phù sa bề mặt có giá trị V_s thuộc loại C hoặc D, với bề dày thay đổi từ 5 m đến 20 m, phía dưới là lớp vật liệu cứng hơn với $V_s > 800$ m/s			
S_1	Các lớp trầm tích bao gồm, hoặc	<100	-	10-20

TCVN
9386-1:
2012
Bảng 3.1

	chứa một lớp dày ít nhất 10 m, đất sét hoặc bùn sét mềm có chỉ số dẻo cao ($PI > 40$) và hàm lượng nước cao.	(Ước lượng)		
S_2	Các lớp trầm tích gồm đất có khả năng hóa lỏng, đất sét nhạy cảm, hoặc bất kỳ mặt cắt địa chất nào khác không thuộc các loại A–E hoặc S_1 .			

Nguồn: TCVN 9386-1-2012

2) Hệ số tầm quan trọng

Sự phân loại độ tin cậy được thực hiện bằng cách phân loại các công trình vào các cấp quan trọng khác nhau. Hệ số tầm quan trọng γ_I được gán cho mỗi cấp quan trọng. Khi có thể, hệ số này nên được xác định sao cho tương ứng với một giá trị cao hơn hoặc thấp hơn của chu kỳ lặp lại của động đất (so với chu kỳ lặp lại tham chiếu) sao cho phù hợp với thiết kế của loại công trình cụ thể. Các thuật ngữ về các hệ số và hệ số quan trọng được đưa ra trong Phụ lục E của TCVN 9386-1: 2012.

Bảng 1.4- Cấp và hệ số tầm quan trọng

Mức độ quan trọng		Dạng công trình	Hệ số tầm quan trọng γ_I
Đặc biệt	Công trình có tầm quan trọng đặc biệt, không được phép bị hư hại do động đất.	N/A	Được thiết kế theo gia tốc lớn nhất có thể xảy ra
I	Công trình có tầm quan trọng sống còn đối với việc bảo vệ cộng đồng, chức năng không được phép gián đoạn trong quá trình động đất.	Kho chứa hoặc đường ống liên quan đến chất độc hại, chất dễ cháy, hoặc chất dễ nổ.	1,25
II	Công trình có tầm quan trọng trong việc ngăn ngừa hậu quả do động đất, nếu sụp đổ sẽ gây thiệt hại lớn về người và tài sản.	Công trình giao thông III-3, III-5 trong PHỤ LỤC F III-5 Công trình đường thủy a) Bến cảng b) Cảng cho tàu, xưởng đóng và sửa chữa tàu c) Cảng tàu d), e)	1,0
III	Công trình không thuộc cấp đặc biệt và các cấp I, II, IV.	N/A	0,75
IV	Công trình có tầm quan trọng thứ yếu đối với an toàn tính mạng con người.	N/A	Không cần tính toán chống động đất

Nguồn: Cập nhật TCVN 9386-1-2012

Cập nhật
TCVN
9386-1:
2012
Phụ lục E

3) Hệ số ứng xử

Sức kháng và khả năng tiêu tán năng lượng được thiết kế cho công trình có liên quan đến mức độ phản ứng/ứng xử phi tuyến trong quá trình khai thác. Về mặt khai thác, sự cân bằng giữa sức kháng và khả năng tiêu tán năng lượng này được đặc trưng bởi các giá trị của hệ số ứng xử q và ứng với khả năng phục hồi, được đưa ra trong các phần có liên quan của tiêu chuẩn này. Trong trường hợp giới hạn, đối với thiết kế các công trình được phân loại là ít tiêu tán, không tính đến sự tiêu tán năng lượng do hiện tượng trễ và hệ số ứng xử không được coi là lớn hơn giá trị 1,5 được xem xét để tính đến độ mạnh vượt trội.

Hệ số ứng xử phải được xác định một cách thận trọng dựa trên yếu tố kỹ thuật và tham khảo các tiêu chuẩn thích hợp. Khi chọn hệ số ứng xử, cần thiết phải phân loại các bộ phận của công trình như cột hình trụ đặc theo ASCE hoặc các phần Loại 1/L loại 2 theo Eurocode. Cần có cốt thép bao bọc cho các vùng dự đoán xảy ra khớp dẻo trong các cọc bê tông, và cần bảo vệ khả năng chịu cắt của cọc. Thêm vào đó, khả năng chịu lực của kết cấu phần trên cũng phải được bảo vệ. Do đó, các kỹ sư phải tuân thủ các yêu cầu bổ sung được quy định trong các quy chuẩn và tiêu chuẩn đã được áp dụng.

Tham khảo:

Eurocode 8-2: 2005 giới thiệu giá trị tối đa của hệ số ứng xử đối với trụ cầu trong Bảng 1.5.

Bảng 1.5- Các giá trị ứng xử lớn nhất của kết cấu

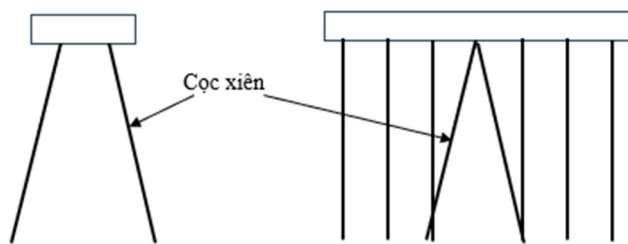
Loại các phần tử dẻo	Ứng xử động đất	
	Giới hạn dẻo	Chỉ số dẻo
Trụ bê tông cốt thép		
Trụ đứng chịu uốn	1,5	$3,5 \lambda(\alpha_s)$
Thanh xiên chịu uốn	1,2	$2,1 \lambda(\alpha_s)$
Trụ thép		
Trụ đứng chịu uốn	1,5	3,5
Thanh xiên chịu uốn	1,2	2,0
Trụ với thanh giằng thông thường	1,5	2,5
Trụ với thanh giằng lệch tâm	-	3,5
Mố cầu được kết nối cứng với mặt bản		
Thông thường	1,5	1,5
Cố định vào kết cấu	1,0	1,0
Vòm	1,2	2,0
$\alpha_s = L_s/h$ là tỷ lệ chiều dài vùng cắt của trụ, trong đó L_s là khoảng cách từ khớp dẻo đến điểm có mô men bằng không và h là chiều sâu của mặt cắt theo phương uốn cong của khớp dẻo. đối với $\alpha_s \geq 3$ $\lambda(\alpha_s) = 1,0$, $3 > \alpha_s \geq 1,0$ $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{(\alpha_s/3)}$		

Eurocode
8-2 Cầu:
2005
Bảng 4.1

Nguồn: Eurocode 8-2-2005

Tài liệu tham khảo:

ASCE 61-14 đưa ra hệ số điều chỉnh phản ứng tương tự như hệ số ứng xử. Hệ số điều chỉnh phản ứng cho cọc bê tông cốt thép đặc và cọc ống thép là 2.0, trong khi đó cọc xiên có giá trị là 1.0. Ví dụ về các bến cầu tàu trên cọc với cọc xiên được thể hiện trong Hình 1.16 và Bảng 1.6.



Nguồn: ASCE 61-14-2014

Hình 1.16- Ví dụ về dạng nền trụ và cầu trên nền cọc xiên

Bảng 1.6- Các hệ số ứng xử với các dạng kết cấu

Phần tử dầm	Hệ số điều chỉnh phản ứng R	Hệ số khuếch đại biến dạng C_s
Cọc BTCT ứng suất trước đặc	2	2
Cọc ống thép	2	2
Những liên kết không thuộc Chương 7 Cọc liên kết với bản mặt trong ASCE 61-14	1	1
Cọc xiên	1	1

Nguồn: Cập nhật từ ASCE 61-14-2014

Cập nhật
từ
ASCE
61-14:
2014
Bảng 5-1

4) Định Gia tốc nền

Tham chiếu định gia tốc nền đất loại A, $\alpha_g R$, sử dụng tại Việt Nam được quy định trong TCVN 9386-1:2012, Phụ lục G, Phần 1 hoặc có thể được tính toán từ các bản đồ phân vùng động đất ở một số khu vực được các cơ quan có thẩm quyền phê duyệt. Tuy nhiên, Hình 1.17 chỉ ra gia tốc cho chu kỳ lặp lại 500 năm, và đối với xác minh tính năng mức 1 với chu kỳ lặp lại 75 năm, gia tốc có thể được lấy thấp hơn. Vì không có bản đồ gia tốc với chu kỳ lặp lại 75 năm tại Việt Nam, các tư vấn được kỳ vọng sẽ xác định gia tốc nền thiết kế sau khi xem xét kỹ lưỡng và/hoặc tham khảo ý kiến các chuyên gia động đất.

Tham khảo:

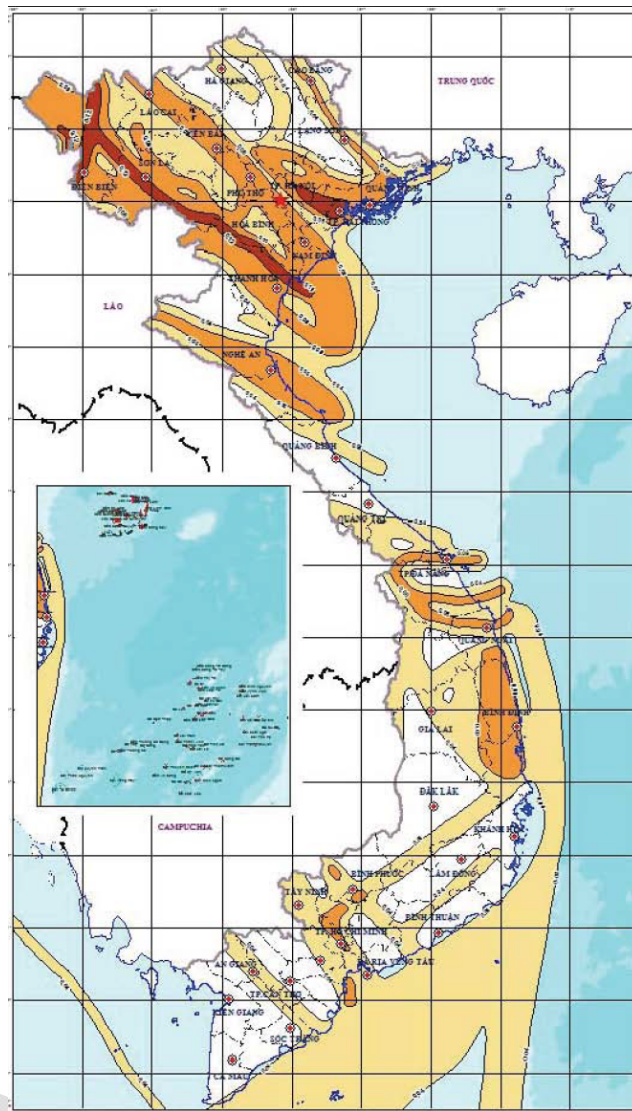
Báo cáo PIANC WG34 “Hướng dẫn Thiết kế Động đất cho Các Công trình Cảng” khuyến nghị việc áp dụng tải trọng động đất ở hai mức độ:

✓ Mức 1:

Các công trình không được có sự biến dạng dư đáng kể sau động đất và phải có thể hoạt động ngay lập tức. Chu kỳ lặp lại Mức 1 là 75 năm, tương ứng với xác suất vượt quá 50% trong suốt tuổi thọ thiết kế là 50 năm.

✓ Mức 2:

Các công trình cần có thể hoạt động sau khi sửa chữa. Các công trình không được bị biến dạng, sập hay lật. Chu kỳ lặp lại Mức 2 là 475 năm, tương ứng với xác suất vượt quá 10% trong suốt tuổi thọ thiết kế là 50 năm.



Nguồn: TCVN 9386-1-2012

Hình 1.17- Bản đồ phân vùng gia tốc nền Việt Nam (chu kỳ lặp: 500 năm)

5) Phổ phản ứng

Đối với các thành phần tác động ngang của động đất, phổ phản ứng đàn hồi thiết kế $S_d(T)$ được xác định theo các Công thức sau và Hình 1.18

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

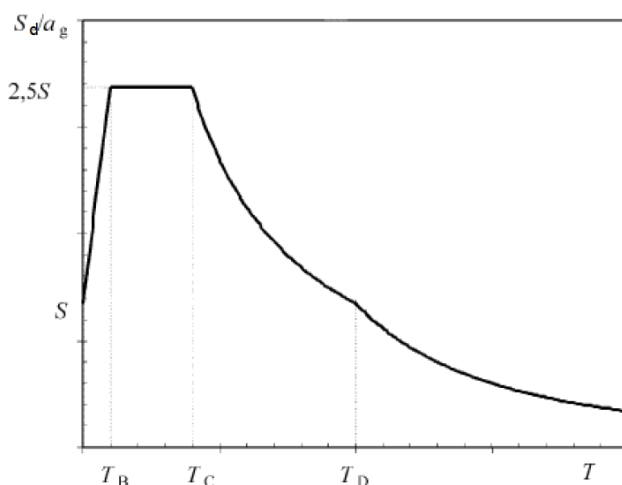
$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (1.14)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Trong đó:

TCVN
9386-1:
2012
Công thức
(3.13),
(3.14),
(3.15),
(3.16)

- $S_d(T)$: Phổ phản ứng thiết kế trong giai đoạn đàn hồi
 T : Chu kỳ riêng của hệ một bậc tự do tuyến tính
 a_g : Gia tốc nền thiết kế trên nền đất loại A
 T_B : Giới hạn dưới của chu kỳ phổ gia tốc đoạn nằm ngang
 T_C : Giới hạn trên của chu kỳ phổ gia tốc đoạn nằm ngang
 T_D : giá trị xác định điểm bắt đầu của miền phản ứng dịch chuyển không đổi trong phổ phản ứng
 S : Hệ số nền đất
 q : Hệ số ứng xử
 β : Hệ số giới hạn dưới cho phổ thiết kế theo phương ngang



Nguồn: cập nhật từ TCVN 9386-1-2012

Hình 1.18- Hình dạng phổ phản ứng trong giai đoạn đàn hồi

Bảng 1.7- Giá trị tham số mô tả phổ phản ứng đàn hồi

Loại nền đất	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Nguồn: TCVN 9386-1-2012

6) Chu kỳ dao động riêng

Việc tính toán chu kỳ dao động riêng của bển dạng cọc (open-type wharf) có thể được thực hiện bằng cách thiết lập hệ số đàn hồi (spring constant) từ mối quan hệ giữa tác động (lực) và biến dạng thu được thông qua phân tích khung (frame analysis), và sau đó sử dụng Công thức (1.15).

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \quad (1.15)$$

Trong đó:

- T_s : Chu kỳ dao động riêng của trụ cọc
 W : Tổng trọng lượng kết cấu phần trên với các tải trọng trên bển (kN)
 g : Gia tốc trọng trường (m/s^2)
 K : Hằng số đàn hồi của bển cọc (kN/m)

TCVN
9386-1:
2012
Hình 3.1

TCVN
9386-1:
2012
Bảng 3.2

OCDI
2020
Phần III
Chương 5
Công thức
(5.2.5)

Chu kỳ dao động riêng của bển cọc phải được tính toán dựa trên gia tốc lớn nhất trong các trường hợp sau đây:

Trường hợp 1: gia tốc mặt đất thực tế + $2k_{CH}$

Trường hợp 2: gia tốc mặt đất thực tế + k_{CH}

Trường hợp 3: mặt nền ảo + $2k_{CH}$

Trường hợp 4: mặt nền ảo + k_{CH}

k_{CH} : Công thức (1.2)

Chu kỳ riêng của trụ cầu trên nền cọc có thể được tính bằng cách thiết lập độ cứng lò xo dựa trên mối quan hệ giữa lực và biến dạng thu được từ phân tích khung, và chu kỳ riêng có thể được xác định bằng Công thức (1.15). Trong trường hợp ứng xử động như khi xảy ra động đất, giá trị xấp xỉ $2k_{CH}$ của Trường hợp 1 được sử dụng, nhưng trong trường hợp ứng xử tĩnh, cần sử dụng k_{CH} .

(4) Tải trọng sóng

Các phần tử kết cấu như cọc có đường kính nhỏ so với bước sóng thường không làm ảnh hưởng nhiều đến sự lan truyền của sóng. Lực sóng tác động lên các phần tử này có thể được tính bằng công thức Morison, như được thể hiện trong Công thức (1.16), trong đó lực sóng được biểu diễn là tổng của lực kéo theo (*drag force*), tỉ lệ thuận với bình phương vận tốc của các hạt nước, và lực quán tính (*inertia force*), tỉ lệ thuận với gia tốc.

$$\vec{f}_n = \frac{1}{2} C_D \rho_0 |\vec{u}_n| \vec{u}_n D \Delta S + C_M \rho_0 \vec{a}_n A \Delta S \quad (1.16)$$

Trong đó:

- $\vec{f}_n$: Lực tác dụng lên một đoạn ΔS (m) theo phương trục dọc của cấu kiện, trong đó hướng của lực này nằm trong mặt phẳng chứa trục cấu kiện và hướng chuyển động của các hạt nước, và vuông góc với trục của cấu kiện (kN).
- $\vec{u}_n, \vec{a}_n$: Các thành phần của vận tốc (m/s) và gia tốc (m/s²) của hạt nước, theo thứ tự, trong phương vuông góc với trục của cấu kiện và nằm trong mặt phẳng chứa trục cấu kiện và hướng chuyển động của các hạt nước (tức là cùng hướng với $\vec{f}_n$); các thành phần này được tính đối với sóng tới không bị ảnh hưởng bởi sự hiện diện của cấu kiện.
- $|\vec{u}_n|$: Giá trị tuyệt đối của $\vec{u}_n$ (m/s)
- C_D : Hệ số cản
- C_M : Hệ số quán tính
- D : Chiều rộng của cấu kiện theo phương vuông góc với trục cấu kiện khi nhìn từ hướng của $\vec{f}_n$ (m)
- A : Diện tích mặt cắt ngang cấu kiện (m²)
- ρ_0 : Mật độ nước biển (1,03 t/m³)

Mặc dù tổng áp lực sóng thay đổi do sự khác biệt pha giữa các sóng, nhưng có thể chấp nhận việc tính toán lực sóng mà không xem xét sự khác biệt pha.

(5) Lực Dòng Chảy

Lực do dòng chảy gây ra, tác động lên các kết cấu và các bộ phận nằm trên móng cọc ngập nước hoặc gần mặt nước như trụ cầu, ống dẫn hoặc lớp vật liệu phủ móng đá học, có giá trị tỉ lệ thuận với bình phương vận tốc dòng chảy.

TCVN
11820
Phần 2:
2025
Công
thức
(225)

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 A U^2 \quad (1.17)$$

Trong đó:

- F_D : Lực dòng chảy tác dụng lên vật thể theo hướng dòng chảy (kN)
 C_D : Hệ số cản
 ρ_0 : Mật độ nước biển (trung bình 1,03 t/m³)
 A : Diện tích của vật thể theo hướng dòng chảy (m²)
 U : Vận tốc dòng chảy (m/s)

TCVN
11820
Phần 2:
2025
Công thức
(36)

(6) Lực nâng tác động lên cầu cảng trên nền cọc

Đối với các công trình nằm gần mặt nước tĩnh, như kết cấu phần trên của cầu tàu trên nền cọc hoặc các trụ neo kiểu cọc (pile-type dolphins), đặc biệt là các công trình có bề mặt dưới song song với mặt nước, có nguy cơ mặt sóng dâng lên và chạm vào bề mặt dưới của công trình, gây ra một lực sóng xung kích (lực nâng). Trường hợp này đặc biệt nguy hiểm khi chiều cao sóng lớn và khoảng cách từ mặt nước tĩnh đến bề mặt dưới của kết cấu nhỏ.

Ngoài ra, nếu phía sau công trình có tường phản xạ như trong kết cấu cầu cảng trên nền cọc (open-type wharf), sóng có thể tạo thành sóng đứng, làm tăng mức độ dâng của mặt sóng và do đó làm tăng lực xung kích. Nếu có nguy cơ xuất hiện loại lực va đập này, cần phải tính toán lực nâng xung kích bằng phương pháp thích hợp, ví dụ như thử nghiệm mô hình thủy lực.

Ngoài ra, cần đặc biệt lưu ý rằng ngoài lực nâng xung kích, còn có lực nâng thông thường (không phải lực xung kích) cũng tác động lên mặt đáy của những kết cấu dạng này. TCVN 11820-2:2025 đã giới thiệu nhiều phương pháp tính lực nâng khác nhau, vì vậy cần lựa chọn phương pháp phù hợp nhất tùy theo điều kiện xây dựng của công trình và điều kiện sóng.

(7) Tải Trọng Nhiệt Độ

Các tác động nhiệt độ có thể được xem xét để đánh giá ảnh hưởng của hiện tượng co ngót và biến dạng dài hạn (creep) của bê tông, cũng như sự chênh lệch nhiệt độ (dương và âm) giữa bề mặt trên và dưới của bản mặt cầu nhằm đánh giá ứng suất uốn trong bản sàn.

Khi thực hiện phân tích kết cấu bằng phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) ba chiều, việc nhập điều kiện nhiệt độ trở nên tương đối dễ dàng, cho phép thiết lập các tham số môi trường chi tiết tùy theo phần mềm được sử dụng.

Các tiêu chuẩn nước ngoài như Tiêu chuẩn Anh quốc cũng có các phương pháp phân tích chi tiết liên quan đến tải trọng nhiệt độ và có thể được sử dụng như tài liệu tham khảo hữu ích.

1-5. Xác minh tính năng Công Trình

(1) Xác minh ổn định

Đối với việc xác minh tính năng của cầu cảng dạng cọc thẳng đứng, cần lựa chọn và xem xét các hạng mục phù hợp từ Bảng 1.8 đến Bảng 1.11.

Khi xác minh tính năng của cầu cảng dạng cọc thẳng đứng đối với chuyển động động đất cấp độ 1 (Level 1), nguyên tắc chung là không có sự truyền tải nội lực từ kết cấu tường chắn đất (retaining structure).

Ngoài ra, hệ số động đất được tính từ giá trị phổ phản ứng gia tốc tương ứng với chu

kỳ riêng của cầu cảng. Tuy nhiên, vì chu kỳ riêng của cầu cảng không thể xác định được nếu chưa biết thông số của cọc, nên cần tiến hành quy trình tính toán như sau: Giả định trước các thông số cọc, tính toán hệ số động đất từ phổ phản ứng gia tốc tương ứng với chu kỳ riêng giả định, thực hiện xác minh tính năng, nếu kết quả không đạt yêu cầu, thì điều chỉnh lại thông số của cọc và lặp lại quy trình.

Mặc dù biến dạng của cầu cảng không được quy định rõ ràng, nhưng có thể đặt ra giới hạn biến dạng dựa trên các yếu tố thực tế, chẳng hạn như đảm bảo rằng cầu dẫn (access bridge) không bị tách khỏi vị trí kết nối.

Bảng 1.8- Các hạng mục xác minh tính năng và chỉ số tiêu chuẩn để cung cấp giá trị giới hạn trong mỗi trường hợp thiết kế liên quan đến kết cấu phần trên của bến cọc

Yêu cầu tính năng	Tổ hợp thiết kế			Hạng mục xác minh	Chỉ số tiêu chuẩn cung cấp giá trị giới hạn
	Trường hợp	Tải trọng chi phối	Tải trọng đi kèm		
Khả năng sử dụng	Tải trọng ngắn hạn	Va neo tàu	Tải trọng bản thân, hàng hóa	Phá hoại mặt cắt ngang của kết cấu phần trên	Lực kháng mặt cắt
		Động đất cấp 1	Bản thân, hàng hóa		
		Tải trọng hàng hóa (không bao gồm các hoạt tải trong quá trình bốc xếp)	Bản thân, tải trọng gió tác động nên hàng hóa, thiết bị, và tàu		
		Tải trọng hàng hóa (không bao gồm các hoạt tải trong quá trình bốc xếp)	Bản thân, hàng hóa	Chiều rộng vết nứt của kết cấu phần trên	Giá trị giới hạn chiều rộng vết nứt
		Hàng hóa	Bản thân	Phá hoại mối của kết cấu phần trên	Sức kháng mối
		Tải trọng sóng	Bản thân	Phá hoại mặt cắt ngang của kết cấu phần trên	Lực kháng mặt cắt ngang

Nguồn: từ OCDI 2020

Bảng 1.9- Các hạng mục xác minh tính năng và chỉ số tiêu chuẩn để cung cấp giá trị giới hạn trong mỗi trường hợp thiết kế liên quan đến cọc của bến cầu tàu

Yêu cầu tính năng	Tổ hợp thiết kế			Hạng mục xác minh	Chỉ số tiêu chuẩn cung cấp giá trị giới hạn
	Trường hợp	Tải trọng chi phối	Tải trọng đi kèm		
Khả năng sử dụng	Tải trọng ngắn hạn	Va neo tàu	Tải trọng bản thân, hàng hóa	Lực dọc trục cọc	Tỷ số sức kháng và tải trọng liên quan đến sức
		Động đất cấp 1	Bản thân, hàng hóa		

OCDI
2020
Phần III
Chương 5
Bảng
11-22

OCDI
2020
Phần III
Chương 5
Bảng 11-
23

		Tải trọng hàng hóa (không bao gồm các hoạt tải trong quá trình bốc xếp)	Bản thân, tải trọng gió tác động nên hàng hóa, thiết bị, và tàu		chịu tải
		Va neo tàu	Bản thân, hàng hóa	Mô men cọc	ứng suất chịu uốn thiết kế
		Động đất cấp 1	Bản thân, hàng hóa		
		Tải trọng hàng hóa (không bao gồm các hoạt tải trong quá trình bốc xếp)	Bản thân		
		Tải trọng sóng	Bản thân	Lực dọc cọc	Tỷ số sức kháng và tải trọng liên quan đến sức chịu tải

Nguồn: từ OCDI 2020

Bảng 1.10- Các hạng mục xác minh tính năng và chỉ số tiêu chuẩn để cung cấp giá trị giới hạn trong mỗi trường hợp thiết kế liên quan đến cầu dẫn của bến cầu tàu

Yêu cầu tính năng	Tổ hợp thiết kế			Hạng mục xác minh	Chỉ số tiêu chuẩn cung cấp giá trị giới hạn
	Trường hợp	Tải trọng chi phối	Tải trọng đi kèm		
Khả năng sử dụng	Tải trọng ngắn hạn	Tải trọng sóng	Tải trọng bản thân	Lực nâng lên cầu dẫn	Sức kháng mặt cắt ngang

Nguồn: chỉnh sửa từ OCDI 2020

Bảng 1.11- Các hạng mục xác minh tính năng và chỉ số tiêu chuẩn để cung cấp giá trị giới hạn trong mỗi trường hợp thiết kế liên quan đến kết cấu có thanh cứng

Yêu cầu tính năng	Tổ hợp thiết kế			Hạng mục xác minh	Chỉ số tiêu chuẩn cung cấp giá trị giới hạn
	Trường hợp	Tải trọng chi phối	Tải trọng đi kèm		
Khả năng sử dụng	Ngắn hạn	Va neo tàu	Bản thân, hàng hóa	Uốn	Sức kháng cắt và kháng uốn thiết kế
		Động đất cấp 1	Bản thân, hàng hóa	Phá hoại liên kết tại các điểm nối	Sức kháng cắt thiết kế
		Tải trọng hàng hóa (không bao gồm các hoạt tải trong quá trình bốc xếp)	Bản thân, hàng hóa, tải trọng gió tác dụng lên tàu	Chọc thủng tại liên kết	Sức kháng cắt thiết kế
		Hàng hóa	Bản thân	Phá hoại mối tại mối nối	Khả năng chịu mỏi
		Sóng	Bản thân	Phá hoại liên kết tại mối nối	Sức kháng cắt thiết kế

Nguồn: từ OCDI 2020

OCDI
2020
Phần III
Chương 5
Bảng
11-24

OCDI
2020
Phần III
Chương 5
Bảng
11-25

(2) Xác minh tính năng Đối Với Ứng Suất Trong Cọc

Việc xác minh tính năng đối với ứng suất trong cọc cần được thực hiện trong các tình huống tải trọng ngắn hạn, bao gồm:

- ✓ tải trọng hàng hóa mặt bến,
- ✓ lực va tàu khi cập bến,
- ✓ lực neo từ tàu,
- ✓ và lực động đất.

Các ứng suất phát sinh trong cọc của cầu tàu trên nền cọc có thể được kiểm tra bằng công thức (1.18).

Trong các công thức sau, các hệ số phân biệt đặc trưng (ký hiệu k) và thiết kế (ký hiệu d) được áp dụng, với các hệ số thành phần (partial factors) tương ứng. Các giá trị hệ số thành phần được trình bày trong Bảng 1.12.

Các giá trị biểu thị bằng dấu "-" trong Bảng 1.12 cho thấy có thể kiểm tra sử dụng các giá trị nằm trong ngoặc đơn () để thuận tiện hơn.

Trường hợp lực dọc trục là lực kéo, các giá trị S_k và R_k có thể được tính bằng các công thức (1.18 (b)) và (1.18 (c)) tương ứng, và mỗi giá trị này phải thoả mãn điều kiện trong Công thức (1.18).

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k \quad (1.18)$$

- ✓ khi lực dọc trục là lực nén,

$$S_k = \left(\frac{\sigma_{ck}}{red} + \sigma_{bc_k} \right) \quad R_k = \sigma_{by_k} \quad (1.18(a))$$

- ✓ khi lực dọc trục là lực kéo,

$$S_k = \sigma_{tk} + \sigma_{bt_k} \quad R_k = \sigma_{ty_k} \quad (1.18(b))$$

$$S_k = -\sigma_{tk} + \sigma_{bc_k} \quad R_k = \sigma_{by_k} \quad (1.18(c))$$

Trong đó:

- red : Hệ số được định nghĩa là giá trị ứng suất uốn nén dọc trục (tham khảo Bảng 1.14) chia cho giá trị đặc trưng của ứng suất chảy.
- σ_t và σ_c : Ứng suất kéo do lực kéo dọc trục tác dụng lên mặt cắt và ứng suất nén do lực nén dọc trục, tương ứng (N/mm²)
- σ_{bt} và σ_{bc} : Ứng suất kéo lớn nhất và ứng suất nén lớn nhất do mômen uốn tác dụng lên mặt cắt, tương ứng (N/mm²)
- σ_{ty} và σ_{cy} : Ứng suất chảy kéo dọc trục và ứng suất chảy nén dọc trục, tương ứng. (N/mm²)
- σ_{by} : Ứng suất chảy nén do uốn (N/mm²)
- R : Thành phần kháng (N/mm²)
- S : Thành phần tác động (N/mm²)
- γ_R : Hệ số thành phần được nhân với thành phần sức chịu tải.
- γ_S : Hệ số thành phần được nhân với thành phần tải trọng.
- m : Hệ số điều chỉnh

OCDI
2020
Phần III
Chương 5
Công
thức
(5.2.6)
(5.2.6(a))
(5.2.6(b-
1))
(5.2.6(b-
2))

Bảng 1.12-Hệ số thành phần sử dụng cho xác minh ứng suất cọc của bển trụ

Mục tiêu xác minh	Chiều sâu bển	Hệ số thành phần nhân với sức kháng: γ_R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng: γ_S	Hệ số điều chỉnh: m
Ứng suất xuất hiện trong các cọc của bển trụ cọc (tải trọng hh tạm thời (trong quá trình vận hành)).	Mọi độ sâu	- (1,00)	- (1,00)	1,67
Ứng suất xuất hiện trong các cọc của bển trụ cọc (tải trọng hh tạm thời (trong điều kiện bão)).	Mọi độ sâu	- (1,00)	- (1,00)	1,12
Ứng suất xuất hiện trong các cọc của bển trụ cọc (tác động biến đổi do lực kéo của tàu).	Mọi độ sâu	- (1,00)	- (1,00)	1,67
Ứng suất nén xuất hiện trong các cọc của bển trụ cọc (tác động biến đổi do lực cập bển của tàu).	Dưới 12m	0,97	1,34	- (1,00)
	12m và sâu hơn	1,01	1,29	
Ứng suất kéo xuất hiện trong các cọc của bển trụ cọc (tác động biến đổi do lực cập bển của tàu).	Mọi độ sâu	- (1,00)	- (1,00)	1,67
Ứng suất xuất hiện trong các cọc của bển trụ cọc (tác động do động đất cấp 1).	Mọi độ sâu	- (1,00)	- (1,00)	1,12

Nguồn: Chính sửa từ OCDI 2020

Các hệ số thành phần được sử dụng để xác minh ứng suất nén phát sinh trong các cọc của cầu cảng dạng cọc tại thời điểm tàu cập bển, như thể hiện trong Bảng 1.12, là các hệ số được xác định thông qua quá trình hiệu chỉnh tiêu chuẩn (code calibration).

Mục tiêu của việc hiệu chỉnh này là để đảm bảo rằng các kích thước tiết diện thu được theo phương pháp thiết kế hiện hành có độ tương đương trung bình với các tiết diện của các cầu cảng trên nền cọc đứng được thiết kế theo các phương pháp thiết kế cũ. Ngoài ra, các hệ số thành phần liên quan đến các trạng thái thiết kế khác cũng được thiết lập dựa trên các ứng suất cho phép của các cấu kiện thép theo các phương pháp thiết kế trước đây.

Giá trị thiết kế trong Công thức (1.18) sẽ được tính toán theo Công thức (1.19).

$$\sigma_{t_k} = \frac{P_k}{A}, \quad \sigma_{c_k} = \frac{P_k}{A} \quad (1.19)$$

$$\sigma_{bt_k} = \frac{M_k}{Z}, \quad \sigma_{bc_k} = \frac{M_k}{Z}$$

Trong đó:

- A : diện tích mặt cắt ngang của cọc (mm²)
- P : Lực dọc trục (N)
- Z : Mô đun tiết diện của cọc (mm³)
- M : Mô men uốn cọc (N·mm)

Bảng 1.13- Giá trị đặc trưng ứng suất chảy của cọc thép

Thép	TCVN 9245: 2012	TCVN 9246: 2012
	SPP400	SPP490

OCDI
2020
Phần III
Chương 5
Bảng 5.2.1

OCDI
2020
Phần III
Chương 5
công thức
(5.2.7)

Chính sửa
từ
TCVN

ứng suất kéo dọc trục (diện tích mặt cắt cọc)	235	315
ứng suất kéo uốn (diện tích mặt cắt cọc)	235	315
ứng suất nén uốn (tổng diện tích mặt cắt cọc)	235	315
ứng suất cắt (tổng diện tích mặt cắt cọc)	136	182

11820
Phần 3:
2019
Bảng 5.5

Nguồn: Chính sửa từ TCVN 11820-5-2015

Tham khảo:

Ứng suất uốn nén dọc trục của các cọc ống thép thông dụng tại Việt Nam có thể được tính bằng công thức được nêu trong Bảng 1.14 theo tài liệu OCDI 2020.

Đối với chiều dài uốn hiệu dụng của các cấu kiện, có thể sử dụng khoảng cách từ đầu dưới của kết cấu phần trên đến điểm cách mặt đất giả định một đoạn bằng $1/\beta$, như minh họa trong Hình 1.19.

Bảng 1.14- Ứng suất nén dọc trục cọc

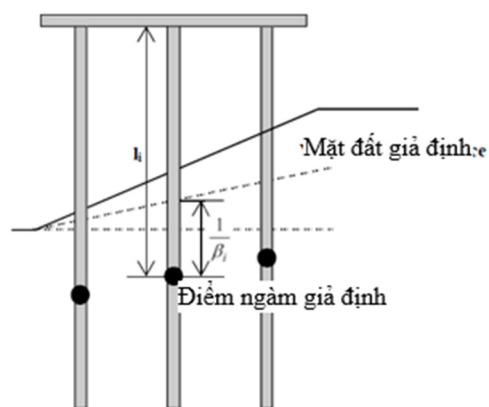
SPP400	SPP490
a) Khi $\frac{l}{r} \leq 19$ 235	a) Khi $\frac{l}{r} \leq 16$ 315
b) Khi $19 < \frac{l}{r} \leq 93$ $235 - 1.4 \left(\frac{l}{r} - 19 \right)$	b) Khi $16 < \frac{l}{r} \leq 80$ $315 - 2.1 \left(\frac{l}{r} - 16 \right)$
c) Khi $\frac{l}{r} > 93$ $\frac{2.0 \cdot 10^6}{6.7 \cdot 10^3 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$	c) Khi $\frac{l}{r} > 80$ $\frac{2.0 \cdot 10^6}{5.0 \cdot 10^3 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$

Chính sửa
từ
OCDI
2020
Phần III
Chương 5
Bảng 5.2.2

Nguồn: Chính sửa từ OCDI 2020

Trong đó:

- l : chiều dài uốn hiệu dụng của cấu kiện (mm)
 r : bán kính quán tính của tiết diện toàn phần của cấu kiện (mm)



OCDI
2020
Phần III
Chương 5
Hình
5.2.12

Nguồn: OCDI 2020

Hình 1.19- Chiều dài uốn hữu hiệu cọc

Đối với bến cầu tàu trên nền cọc, các cọc thường được bố trí theo nhóm và thường được liên kết cứng với kết cấu phần trên. Trong những trường hợp như vậy, kết cấu thường được phân tích như một kết cấu khung, được đánh giá thông qua các lò xo đàn hồi đại diện cho nền đất.

Khi đánh giá các tác động, nếu cần xem xét đến sự xoay của phân đoạn bến ví dụ như trong trường hợp có tải trọng lệch tâm theo phương ngang do lực va từ kết cấu đệm và thì có thể sử dụng Công thức (1.21). Nếu có kết hợp với cọc nghiêng, thì áp dụng TCVN 11820 Phần 5, mục 8.5.4 để tính toán.

i. Trong trường hợp phân đoạn không xoay

$$H_i = \frac{K_{Hi}}{\sum_i K_{Hi}} H \quad (1.20)$$

ii. Trong trường hợp xoay

$$H_i = \frac{K_{Hi}}{\sum_i K_{Hi}} H + \frac{K_{Hi} x_i}{\sum_i K_{Hi} x_i^2} eH \quad (1.21)$$

Trong đó:

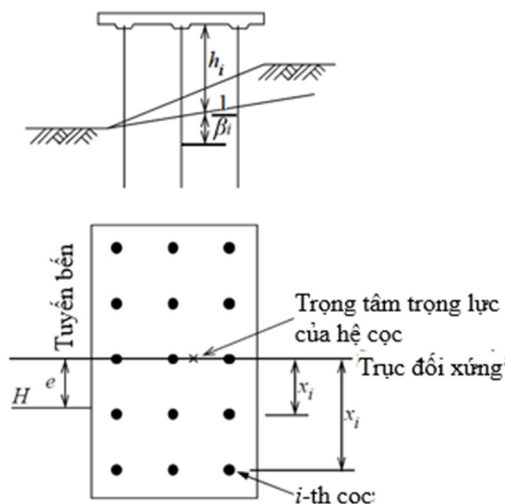
- H : Lực ngang trên một phân đoạn (kN)
 H_i : Lực ngang trên đầu cọc (kN)
 K_{Hi} : Hệ số đàn hồi ngang của cọc (kN/m)

$$K_{Hi} = \frac{12EI_i}{(h_i + 1/\beta_i)^3} \quad (1.22)$$

Trong đó:

- h_i : Khoảng cách giữa đầu cọc và mặt đất giả định (m)
 β_i : nghịch đảo của khoảng cách giữa mặt đất ảo và điểm ngàm giả định của cọc (m⁻¹)
 EI_i : Độ cứng uốn của cọc (kN·m²)
 e : Khoảng cách giữa trục đối xứng của phân đoạn và lực ngang (m)
 x_i : Khoảng cách giữa trục đối xứng của phân đoạn và từng cọc (m)

Ký hiệu i cho cọc thứ i



Nguồn: OCDI 2020

Hình 1.20- Khoảng cách giữa trọng tâm của phân đoạn và từng cọc

Về ứng suất mặt cắt ngang của cọc, cần xem xét đến ứng suất trong quá trình hạ cọc và hiện tượng mất ổn định (buckling) trong quá trình thi công, cũng như ma sát âm trong trường hợp dự kiến xảy ra lún cổ kết.

Khi sử dụng cọc bê tông, mômen uốn được ghi trong catalogue thường không xét

OCDI
2020
Phần III
Chương 5
Công
thức
(5.2.4)

OCDI
2020
Phần III
Chương 5
Hình 5.2.7

đến lực dọc trục. Tuy nhiên, cọc cầu cảng chịu lực dọc trục lớn, vì vậy cần kiểm tra xem có tồn tại lực dọc trục hay không.

(3) Xác minh tính năng khả năng chịu tải của cọc trong các trạng thái thiết kế

Sức chịu tải của cọc trong bộ cọc cao có thể được kiểm tra bằng Công thức (1.23). Ký hiệu là hệ số thành phần tương ứng với từng tham số, trong đó các tham số k và d lần lượt biểu thị giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế. Đối với các hệ số thành phần trong công thức liên quan, có thể sử dụng các giá trị được thể hiện trong Bảng 1.15. Các giá trị được ký hiệu là "-" trong Bảng 1.15 biểu thị rằng các giá trị có thể được kiểm tra bằng các giá trị trong ngoặc đơn () để đảm bảo thuận lợi.

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k \quad (1.23)$$

Trong đó:

- m : Hệ số điều chỉnh
- S : Giá trị đặc trưng của tải trọng (kN/m)
- R : Giá trị đặc trưng của sức kháng (kN/m)
- γ_S : Hệ số thành phần nhân với thành phần tải trọng
- γ_R : Hệ số thành phần nhân với thành phần sức kháng

Lực kháng ngang của cọc có thể được tính toán như một lớp đất hữu hiệu dưới mặt đất giả định, và ở những vị trí dự kiến có sóng tác động vào mặt sàn, nên tính đến sức kháng nhỏ của cọc để chống lại áp lực nâng của sóng.

Lực kháng dọc trục nên được xác định bằng thử nghiệm tải cọc, nhưng nếu khó thực hiện thử nghiệm tải trước khi thi công, có thể ước tính dựa trên công thức ước tính sau. Tuy nhiên, ngay cả khi sử dụng công thức ước tính, vẫn cần thử nghiệm tải cọc trong giai đoạn thi công.

Bảng 1.15- Các hệ số thành phần được sử dụng để xác minh tính năng liên quan khả năng chịu tải của cọc

Mục tiêu xác minh	Loại cọc	Hệ số thành phần nhân với thành phần sức kháng: γ_R	Hệ số thành phần nhân với thành phần tải trọng: γ_S	Hệ số điều chỉnh: m
Khả năng chịu tải của bộ cọc cao sử dụng cọc thẳng đứng (trường hợp tải trọng thay đổi do tác động của tàu)	Cọc chịu kéo	- (1,00)	- (1,00)	3,00
	Cọc chịu nén	- (1,00)	- (1,00)	2,50
Khả năng chịu tải của bộ cọc cao sử dụng cọc thẳng đứng (Trường hợp tải trọng thay đổi do bão, sóng lớn và chuyển động nền đất trong động đất cấp độ 1)	Cọc chịu kéo	- (1,00)	- (1,00)	2,50
	Cọc chịu nén (Cọc chống)	- (1,00)	- (1,00)	1,50
	Cọc chịu nén (Cọc ma sát)	- (1,00)	- (1,00)	2,00

Nguồn: Điều chỉnh từ OCDI 2020

OCDI
2020
Phần III
Chương 5
Công
thức
(5.2.8)

OCDI
2020
Phần III
Chương 5
Bảng 5.2.3

1) Khả năng chịu lực nén dọc trục

Như được thể hiện trong Công thức (1.24), giá trị đặc trưng của khả năng chịu nén của cọc theo phương dọc trục được biểu thị bằng tổng các giá trị đặc trưng của cọc gồm sức kháng nền và lực ma sát mặt bên.

$$R_{tk} = R_{pk} + R_{fk} \quad (1.24)$$

Trong đó:

- R_{fk} : giá trị đặc trưng của khả năng chịu nén của cọc theo phương dọc trục (kN)
 R_{pk} : giá trị đặc trưng của lực kháng nền của cọc (kN)
 R_{fk} : giá trị đặc trưng của lực ma sát mặt bên cọc (kN)

i) Lực kháng nền của cọc trong nền cát

Giá trị đặc trưng của lực kháng nền của cọc thi công bằng phương pháp đóng búa và có nền cát làm địa tầng chịu lực có thể ước tính theo công thức (1.25).

$$R_{pk} = 300NA_p \quad (1.25)$$

Trong đó:

- A_p : diện tích mặt cắt ngang đáy cọc (m²)
Nếu đường kính cọc là B ,
 $A_p = \pi B^2/4$
 N : Giá trị SPT- N của đất xung quanh đáy cọc

$$N = \frac{N_1 + \overline{N_2}}{2} \quad (1.26)$$

Trong đó:

- N_1 : Giá trị SPT- N của nền đất tại đáy cọc ($N_1 \leq 50$)
 $\overline{N_2}$: Giá trị SPT- N trung bình trong khoảng từ trên đáy cọc đến khoảng cách $4B$ ($N_2 \leq 50$)
 B : đường kính hoặc chiều rộng cọc (m)

ii) Lực kháng nền của cọc trong nền đất sét

Giá trị đặc trưng của lực kháng nền của cọc thi công bằng phương pháp đóng búa và đáy cọc cắm vào nền đất sét có thể ước tính theo công thức (1.27).

$$R_{pk} = 6c_p A_p \quad (1.27)$$

Trong đó:

- c_p : sức kháng cắt không thoát nước trong đất tại vị trí đáy cọc (kN/m²)

iii) Lực kháng nền của cọc trong đá mềm

Trường hợp lớp nền chịu lực là đá mềm, đất sét cứng, đá gốc hoặc các loại địa chất tương tự, lực kháng đẩy của cọc theo phương trục dọc cần được xác định thông qua thử nghiệm tải do hiện tại còn thiếu dữ liệu tin cậy liên quan đến sức kháng đẩy của cọc thi công bằng phương pháp đóng búa.

Tương tự, do hiểu biết về lực ma sát thành cọc trong điều kiện địa chất như vậy còn hạn chế, nên khi thiết kế, không nên tính đến lực ma sát bề mặt, hoặc nếu có, cần xác nhận thông qua thí nghiệm thử tải.

Tham khảo:

Sức kháng nền và/hoặc lực ma sát bề mặt có thể được ước tính bằng các phương

TCVN

11820

Phần 2:

2025

Công thức

(A24)

TCVN

11820

Phần 2:

2025

Công thức

(A26)

TCVN

11820

Phần 2:

2025

Công thức

(A27)

pháp được mô tả trong các tài liệu hoặc báo cáo sau:

- ✓ Tomlinson MJ, Thiết kế và thi công nền móng
- ✓ Báo cáo CIRIA 181, Nền cọc trong đá yếu

iv) Tỷ lệ bịt mũi cọc

Giá trị đặc trưng của lực kháng đáy cọc ước tính theo công thức (1.25) hoặc (1.27) giả định đáy cọc được đóng kín hoàn toàn. Các giá trị đặc trưng được ước lượng bằng các Công thức này là quá lớn đối với cọc hở đầu, tức là cọc có đáy hở, chẳng hạn như cọc ống thép.

Ứng xử của đáy cọc hở khá khác so với ứng xử của đáy cọc kín. Tuy nhiên, ứng xử của đất nền vùng lân cận đáy cọc hở và tương tác giữa cọc với đất vẫn đang trong quá trình nghiên cứu, chưa xây dựng được công thức tính linh hoạt về lực kháng nền của cọc hở. Như vậy, trong thực tế, lực kháng nền của cọc kín ước tính từ công thức (1.25) hoặc (1.27) được giảm đi bằng cách nhân một hệ số gọi là tỷ lệ bịt mũi cọc, như trong công thức (1.28) và được dùng làm giá trị ước tính sức kháng nền của cọc hở đầu cọc.

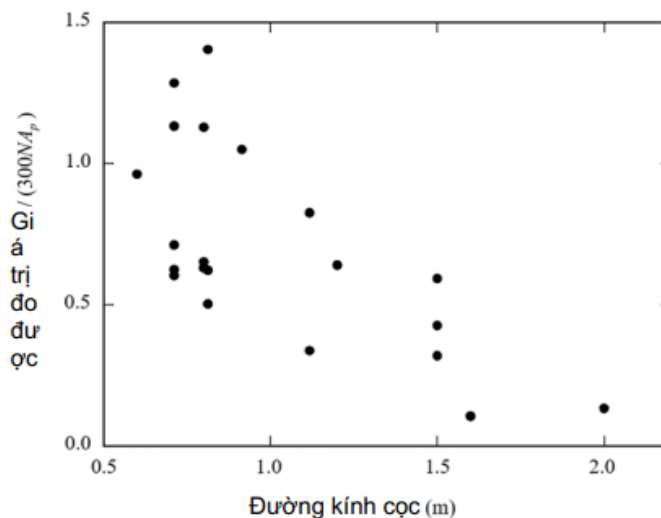
$$R_{pok} = \eta \cdot R_{pk} \quad (1.28)$$

Trong đó:

- R_{pok} : Giá trị đặc trưng của lực kháng đáy cọc hở (kN)
 η : tỷ lệ bịt mũi cọc

Tỷ lệ bịt mũi cọc bị ảnh hưởng bởi các yếu tố khác nhau như đường kính cọc, chiều dài chôn cọc, đặc tính của nền đất và phương pháp thi công. Mặc dù các phương pháp khác nhau để ước tính tỷ lệ bịt mũi cọc có tính đến các yếu tố này đã được xem xét nhưng hiện tại chưa có phương pháp tiêu chuẩn nào được thiết lập. Vì vậy, khi sử dụng cọc hở cần ước tính lực kháng mũi của cọc theo phương dọc trục bằng phương pháp thử tải. Các thông số kỹ thuật của đáy cọc và điều kiện thi công khi thử tải phải sát với thực tế cọc nhất có thể.

Tính năng trước đây cho thấy tỷ lệ bịt kín có thể được coi là 100% với điều kiện đường kính cọc từ 60 cm trở xuống đối với cọc ống thép và cạnh ngắn từ 40 cm trở xuống đối với cọc thép hình chữ H. Cọc ống thép đường kính lớn thường được sử dụng trong các công trình cảng được cho là có ảnh hưởng đáng kể của đường kính cọc đến tỷ lệ bịt mũi cọc và có thể được tham khảo như trong Hình 1.21.



Nguồn: TCVN 11820-2-2025

Hình 1.21- Mối liên hệ giữa đường kính cọc hở và tỷ lệ bịt mũi cọc (Kikuchi và các cộng sự, được bổ sung và thay đổi)

TCVN
11820
Phần 2:
2025
Công thức
(A28)

TCVN
11820
Phần 2:
2025
Hình A.13

Tham khảo:

BS 8004 cũng chỉ ra rằng đối với cọc ống hoặc cọc hộp có đầu mở mà không hình thành nút đất trong quá trình đóng, không thể lấy toàn bộ diện tích mặt bằng A.

v) Lực ma sát bề mặt

Như trình bày trong công thức (1.29), giá trị đặc trưng của lực ma sát mặt cọc được coi là xác định bằng cách nhân lực ma sát mặt trên một đơn vị diện tích tiếp xúc của thân cọc và mặt đất với diện tích bề mặt chu vi của cọc.

$$R_{fk} = \sum \overline{V_{fki}} A_{si} \quad (1.29)$$

Trong đó:

$\overline{V_{fki}}$: lực ma sát bề mặt trung bình trên một đơn vị diện tích tiếp xúc của cọc và nền ở lớp thứ i (kN/m²)

A_{si} : diện tích tiếp xúc của cọc và nền ở lớp thứ i (m²)

$$A_{si} = U_{si} l_i$$

U_{si} : chiều dài chu vi tiết diện cọc ở lớp thứ i (m)

l_i : chiều dài cọc ở lớp thứ i (m)

vi) Đối với nền cát:

$$\overline{V_{fki}} = 2\overline{N} \quad (1.30)$$

Trong đó:

$\overline{N}$: Giá trị SPT- N trung bình ở lớp thứ i

vii) Đối với nền đất sét:

$$\overline{V_{fki}} = \overline{c_a} \quad (1.31)$$

Trong đó:

$\overline{c_a}$: lực dính trung bình của cọc và nền ở lớp thứ i

Lực dính trung bình của cọc và đất được xác định bằng công thức:

$$\overline{c_a} = \begin{cases} c & c \leq 100 \\ 100 & c > 100 \end{cases} \quad (1.32)$$

Trong đó:

c : sức chống cắt không thoát nước của đất ở lớp thứ i (kN/m²)

Ngoài ra, nếu có nguy cơ xảy ra cổ kết xung quanh cọc, phải xem xét riêng lực ma sát bề mặt âm khi xác định sức kháng dọc trục tĩnh cực đại.

2) Khả năng chịu kéo của cọc theo phương dọc trục

Giá trị đặc trưng của sức cản chịu kéo của cọc theo phương dọc trục của nó được biểu thị bằng tổng giá trị đặc trưng của lực ma sát mặt cọc và giá trị đặc trưng của trọng lượng bản thân (trọng lượng dưới nước nếu ở trong nước) của cọc. Giá trị đặc trưng của lực ma sát mặt cọc được coi là xác định bằng cách nhân lực ma sát mặt trên một đơn vị diện tích tiếp xúc của thân cọc và mặt đất với diện tích bề mặt chu vi của cọc như trong trường hợp sức cản đẩy của cọc theo phương dọc trục của nó (xem công thức (1.29)).

TCVN

11820

Phần 2:

2025

Công thức

(A25)

TCVN

11820

Phần 2:

2025

Công thức

(A29)

TCVN

11820

Phần 2:

2025

Công thức

(A30)

TCVN

11820

Phần 2:

2025

Công thức

(A31)

3) Kiểm tra Chiều dài ngàm cọc cho Sức kháng ngang

Chiều dài ngàm của cọc thẳng đứng có thể được xác định theo phương pháp phân tích sức kháng ngang của cọc. Chiều dài ngàm của cọc thẳng đứng thường được thiết lập bằng $3/\beta$ tính từ mặt đất giả định dựa trên kết quả phân tích sức kháng ngang của cọc.

Phương pháp nêu trên có thể được áp dụng như một phương pháp phân tích cho một cọc đơn chịu tải từ phương vuông góc, bằng cách thiết lập điểm ngàm giả định tại vị trí $1/\beta$ theo phương pháp Chang, trong trường hợp tiến hành phân tích ổn định dưới tác động của lực ngang. Nói cách khác, phương pháp Chang có thể nghiệm thu được khi giả định chiều dài phần cọc ngàm trong đất là vô hạn.

Ngoài ra, phạm vi áp dụng phương pháp này cho các cọc có chiều dài ngàm hữu hạn cũng đã được khảo sát, và kết quả cho thấy không phát sinh sai số lớn ngay cả khi giả thiết các cọc hữu hạn có chiều dài tương đương cọc vô hạn, miễn là chiều dài ngàm của cọc đạt $3/\beta$ trở lên.

Nếu phạm vi gần đúng giữa cọc có chiều dài vô hạn và cọc có chiều dài hữu hạn được mở rộng trong phương pháp Chang, thì chiều dài chôn sâu đến $2/\beta$ có thể được chấp nhận đối với cọc thẳng đứng. Tuy nhiên, nên tránh sử dụng chiều dài chôn sâu ngắn hơn $2/\beta$ tính từ mặt đất giả định (virtual ground surface).

Ngay cả khi sử dụng phương pháp Chang, nếu áp dụng phương pháp giải với điều kiện biên là chiều dài ngàm hữu hạn, thì không nhất thiết phải tuân thủ theo phương pháp Chang.

Trong trường hợp phân tích sức kháng ngang của cọc theo phương pháp PHRI, thì chiều dài chôn sâu tối thiểu của cọc có thể lấy bằng $1.5l_m$. Trong đó, l_m là khoảng cách tính từ mặt đất đến điểm thứ hai mà mômen uốn bằng 0 trên cọc đầu cố định. (Phương pháp PHRI: Theo OCDI 2020, Phần 3, Chương 2, Mục 3.4.8)

4) Kiểm tra các mối nối cọc

Khi cần nối cọc trong quá trình thi công, cần đảm bảo rằng mối nối có khả năng ổn định trước ứng suất va đập phát sinh trong quá trình đóng cọc.

Vị trí của mối nối cọc phải được xác định cẩn thận, tránh đặt tại khu vực có ứng suất quá mức. Nên bố trí mối nối ở độ sâu sâu hơn vị trí có moment uốn cực đại chia đôi (vị trí $1/2M_{max}$) hoặc sâu hơn độ sâu của moment uốn cực đại $l_m F$ nhân với 1,2 ($1,2l_m F$).

5) Thay đổi chiều dày thành ống hoặc vật liệu của cọc ống thép

Cần xem xét cẩn thận độ bền tại các vị trí mối nối và khu vực có thay đổi chiều dày tấm thép, do có một số trường hợp thực tế cho thấy cọc của bến cầu tàu bị uốn cong tại các vị trí này do biến dạng của nền đất sâu, mặc dù tại đó không phát sinh ứng suất uốn dưới điều kiện tải trọng thông thường.

(4) Xác minh tính năng cho các bộ phận kết cấu của kết cấu phần trên

Về nguyên tắc, việc tính toán bố trí cốt thép cho kết cấu bê tông cốt thép hoặc bê tông ứng suất trước của kết cấu phần trên phải được thực hiện dựa trên phương pháp thiết kế trạng thái giới hạn. Cần cung cấp đủ cốt thép chịu lực chống lại sự phá hủy do cắt của kết cấu phần trên nhằm đảm bảo rằng phá hoại do cắt không xảy ra trước phá hoại do uốn.

Do kết cấu phần trên chịu tác động môi trường khắc nghiệt hơn so với các kết cấu khác, cần áp dụng các biện pháp thích hợp để đảm bảo yêu cầu về chi tiết kết cấu như chiều dày lớp bê tông bảo vệ và cốt thép kiểm soát vết nứt theo trạng thái giới hạn khả năng sử dụng, nhằm đảm bảo kết cấu có độ bền lâu thích hợp.

1) Xác minh tính năng cho chiều dài ngàm cọc trong đài

Trong quá trình xác minh tính năng của bệ cọc cao, phân tích được thực hiện với giả thiết các đầu cọc liên kết cứng với dầm bê tông. Ngoài ra, cần đảm bảo rằng mômen uốn tại đầu cọc có thể phân phối một cách trơn tru giữa đầu cọc và dầm bê tông. Mômen uốn có thể phân phối sang dầm M_{ud} có thể được tính toán theo Công thức (1.33), bỏ qua ảnh hưởng của các tấm kết nối cốt thép hoặc gân dọc (vertical ribs) (nếu có lắp đặt). Trong công thức dưới đây, chỉ số d biểu thị giá trị thiết kế.

$$M_{ud} = \frac{DL^2 f'_{cd}}{6\gamma_b} \quad (1.33)$$

Trong đó:

- M_{ud} : mômen uốn được truyền bởi cọc chôn trong dầm (N·mm)
- D : Đường kính của cọc (mm)
- L : Chiều dài ngàm cọc (mm)
- f'_{cd} : giá trị thiết kế của cường độ chịu nén của bê tông dầm (N/mm²)
- γ_b : Hệ số thành phần (có thể coi bằng 1,15)

Tham khảo:

Giả định rằng lực dọc trục chỉ được phân bổ thông qua liên kết (bond) giữa bề mặt ngoài của cọc và bê tông, cũng như các gân dọc (vertical ribs) nếu có lắp đặt khi cần thiết.

Trong trường hợp này, lực dọc trục có thể được phân phối, ký hiệu là P_{ud} , có thể được tính toán theo Công thức (1.34). Trong công thức dưới đây, chỉ số d thể hiện giá trị thiết kế

$$P_{ud} = \frac{1}{\gamma_b} (L \cdot \varphi + 2A_p) f_{bod} \quad (1.34)$$

Trong đó:

- P_{ud} : Lực dọc trục được phân bổ tới phần cọc được ngàm (N)
- L : Chiều dài ngàm cọc của cọc ống thép (mm)
- φ : chu vi ngoài của cọc ống thép (mm)
- f_{bod} : giá trị thiết kế của cường độ bám dính giữa cọc và bê tông (N/mm²)
 $f_{bod} = 0,11 f'_{cd}{}^{2/3} / \gamma_c$
- f'_{cd} : giá trị đặc trưng của cường độ chịu nén của bê tông (N/mm²)
- γ_c : hệ số vật liệu của bê tông (= 1,3)
- A_p : diện tích bề mặt của các gân đứng có liên kết bám dính với bê tông (mm²)
- γ_b : hệ số thành phần có thể được coi là 1,0

Cần xác minh rằng không xảy ra hiện tượng phá hoại do “punching shear forces” theo hướng ngang ở dầm, tại đầu nơi ngàm cọc ống thép.

Punching shear forces là lực cắt ở đầu cọc gây ra phá hoại bê tông ở đầu dầm nơi cọc thép được ngàm vào (xem hình 1.22)

TCVN

11820

Phần 11:

2025

Công thức

(4.3.10)

OCDI

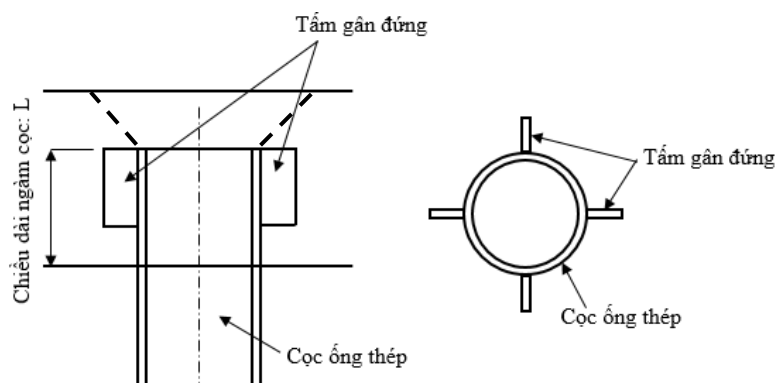
2020

Phần III

Chương 5

Công thức

(5.2.13)



Hình 1.22- Chiều dài ngàm cọc và tấm gân đứng

2) Tổ hợp tải và hệ số thành phần

Các hệ số thành phần được liệt kê trong Bảng 1.16 có thể được sử dụng để xác minh các bộ phận kết cấu. Bảng này trình bày các giá trị tiêu chuẩn cho các hệ số thành phần; các phương pháp khác có thể được sử dụng khi cần thiết để xác định các hệ số thành phần.

3) Tổ hợp tải cho thiết kế kết cấu phần trên

Trong thiết kế kết cấu phần trên, các tổ hợp tải được liệt kê trong Bảng 1.16 nên được sử dụng và kết cấu phần trên phải an toàn chống lại các tác động của chúng.

i) Tấm mặt sàn và cầu nổi

- Trọng tải và tải trọng tĩnh
- Trọng tải và tải trọng động
- Trọng tải và lực nâng

ii) Dầm

- Trọng tải và tải trọng tĩnh
- Trọng tải và tải trọng động
- Trọng tải moment sinh ra tại đầu cọc do tác động của lực ngang, và tải trọng tĩnh khi lực ngang đang tác động
- Tải do lún đàn hồi của cọc

Bảng 1.16- Danh sách các hệ số thành phần

	Hệ số thành phần	Phá hoại mặt cắt ngang	Phá hoại mỗi	Khác
Hệ số vật liệu γ_m	Bê tông	1,3	1,3	1.0
	Cốt thép thanh và các bộ phận thép	1,0	1,05	1.0
	PC	1,0	1,05	1.0
	Các bộ phận thép khác	1,05	1,05	1.0
Hệ số tải trọng γ_f	Tác động thường xuyên	1,0-1,1 (0,9-1,0)	1,0	1.0
	Tác động biến đổi			
	Lực sóng	1,2	1,0	1.0
	Các tác động khác với lực sóng	1,0-1,2 (0,8-1,0)	1,0	1.0
	Tác động sự cố	1,0	-	-
	Tác động trong quá trình xây dựng	1,0	-	-
Hệ số phân tích kết cấu γ_a		1.0	1,0	1,0

TCVN
11820
Phần 1:
2025
Bảng.B.1

TCVN
11820
Phần 6:
2023
Bảng B.1

TCVN
11820
Phần 11:

Hệ số cấu kiện y_b	1,1-1,3	1,0-1,3	1,0
Hệ số kết cấu y_i	1,0-1,2	1,0-1,1	1,0

Lưu ý 1: Các số liệu trong ngoặc đơn trong bảng được áp dụng khi một tác động nhỏ hơn dẫn đến rủi ro lớn.

Lưu ý 2: Các giá trị dưới đây có thể được sử dụng cho hệ số cấu kiện khi kiểm tra phá hoại mặt cắt ngang:

- Khi tính toán mô men uốn và lực dọc trục: 1,1
- Khi tính giá trị lớn nhất của lực nén dọc trục: 1,3
- Khi tính toán khả năng chịu cắt của bê tông: 1,3
- Khi tính toán khả năng chịu cắt do thanh cốt thép chịu cắt: 1,1

Lưu ý 3: Do sự biến động trong mức độ hư hỏng do môi tích lũy trong các bộ phận kết cấu hiện có cần được xem xét trong các thiết kế để cải tiến, hệ số cấu kiện được đặt thành giá trị thích hợp trong khoảng từ 1,0 đến 1,3 khi kiểm tra hư hỏng do môi.

Lưu ý 4: Khi kiểm tra phá hoại mặt cắt ngang, các giá trị sau có thể được sử dụng làm hệ số kết cấu:

		Trường hợp thường xuyên	Trường hợp tạm thời	Trường hợp sự cố
Kết cấu phần trên của bản bệ cọc cao (slab beams)	Dầm sàn	1,2	1,2	1,0
		1,1	1,1	1,0
Đề chấn sóng		1,0	1,1	1,0
Tường bên (thùng chìm, ...)		1,0	1,1 (1,0 chỉ trong trường hợp động đất)	1,0
Các loại khác (tường cừ)		1,0	1,0	1,0

Nguồn: Chỉnh sửa từ TCVN 11820-1-2025, TCVN 11820-6-2023, TCVN-11-2025, OCDI 2020

Bảng 1.17- Tổ hợp tải cho thiết kế tấm sàn và cầu nổi

Xác minh phá hoại mặt cắt ngang	Xác minh khả năng sử dụng	Xác minh phá hoại môi
1,1(0,9)D+1,2(0,8)S	1,0D+0,5S	-
1,1(0,9)D+1,2(0,8)L	1,0D+0,5L	1,0D+1,0L
1,1(0,9)D+1,2(0,8)S+1,2(0,8)B	1,0D+0,5S+0,5B	-
0,9(1,1)D+1,0U	-	-
1,0D+1,0S+1,0L+1,0E	-	-

Trong đó:

D: Trọng tải, S: Tải trọng bề mặt, L: Tải trọng hoạt động như tải xe và/hoặc tải thiết bị, B: Lực cập bến, U: Lực nâng, E: Chuyển động động đất

Nguồn: TCVN 11820-11-2025

4) Tính toán nội lực

i) Phương pháp tính toán bản bê tông

Phương pháp tính toán bản bê tông được thực hiện dựa trên tỷ lệ giữa nhịp ngắn và nhịp dài của bản như sau:

- Tỷ lệ nhịp = nhịp ngắn / nhịp dài < 0,4: Tấm được đỡ bởi các tường bên
- Tỷ lệ nhịp = nhịp ngắn / nhịp dài ≥ 0,4: Tấm cố định trên bốn cạnh

Chiều rộng hiệu quả của tấm bản được đỡ bởi các tường bên được tính bằng công thức sau (tham khảo Hình 1.23).

$$b_e = a' + 2,4x \left(1 - \frac{x}{l}\right) \quad (1.35)$$

Trong đó:

b_e : Chiều rộng hiệu quả (m)

2025
Bảng 4.1.1

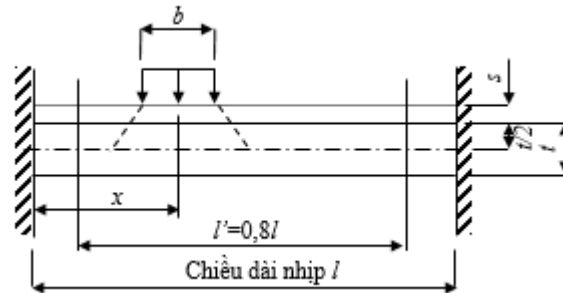
OCDI
2020
Phần III
Chương 5
Bảng 1.1.1

TCVN
11820
Phần 11:
2025
Bảng 4.3.7

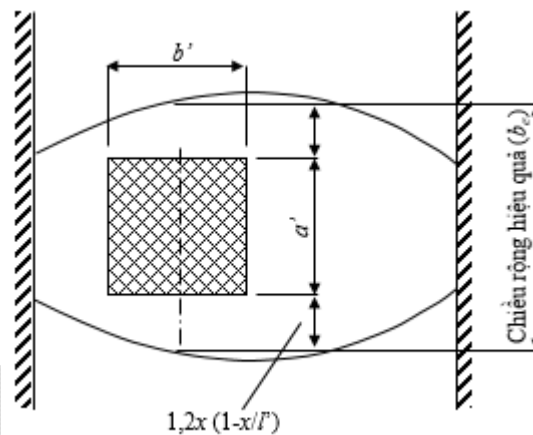
TCVN
11820
Phần 11:
2025

- a' : Chiều rộng phân bố của tác động (m)
 x : Khoảng cách từ điểm tác động của tải trọng tập trung đến gối tựa gần nhất (m)
 l' : Chiều dài điểm uốn ($l'=0,8l$) (m)
 l : Chiều dài nhịp (m)
 s : Độ dày tấm phủ (m)

Công thức
(4.3.2)



TCVN
11820
Phần 11:
2025
Hình
4.3.22



Nguồn: TCVN 11820-11-2025

Hình 1.23- Chiều rộng hiệu quả của tấm bản được đỡ bởi tường bên

ii) Nội lực do tải trọng bánh xe

Mômen uốn tại các tiết diện bản do tải trọng bánh xe từ xe tải, rơ-moóc, xe nâng, v.v... có thể được tính toán theo hai phương pháp: Một phương pháp chuyển tải trọng bánh xe thành tải trọng phân bố đều và tính toán mômen uốn dựa trên sơ đồ tính của bản liên kết bốn cạnh và phương pháp còn lại chuyển tải trọng bánh xe thành tải trọng phân bố cục bộ và tính toán bằng biểu đồ Pigeaud.

Giá trị lớn hơn trong hai kết quả tính toán có thể được sử dụng làm mômen uốn thiết kế. Cần lưu ý rằng việc chuyển đổi thành tải trọng phân bố đều hoặc tải trọng phân bố cục bộ được thực hiện như minh họa trong Hình 1.24 và 1.25.

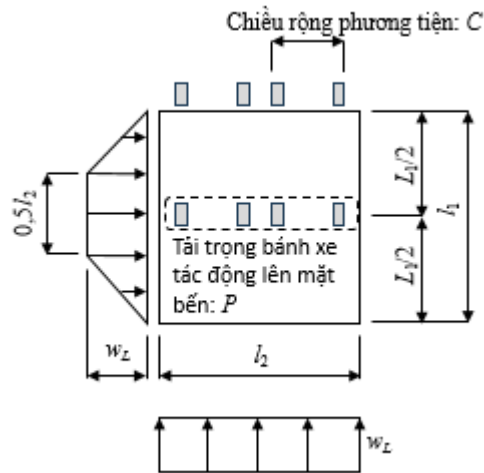
- ✓ Chuyển đổi sang tải trọng phân bố đều

$$w_L = \frac{P}{(0,5L_1 + 0,25L_2)C} \quad (1.36)$$

TCVN
11820
Phần 11:
2025
Công thức
(4.3.3)

Trong đó:

- w_L : Tải trọng phân bố tương đương (kN/m^2)
 P : Tải trọng bánh xe (kN)
 C : Chiều rộng một làn xe (chiều rộng phương tiện, m)
 L_1 : Chiều dài nhịp dài (m)
 L_2 : Chiều dài nhịp ngắn (m)



Nguồn: TCVN 11820-11-2025

Hình 1.24- Chuyển đổi sang tải trọng phân bố đều

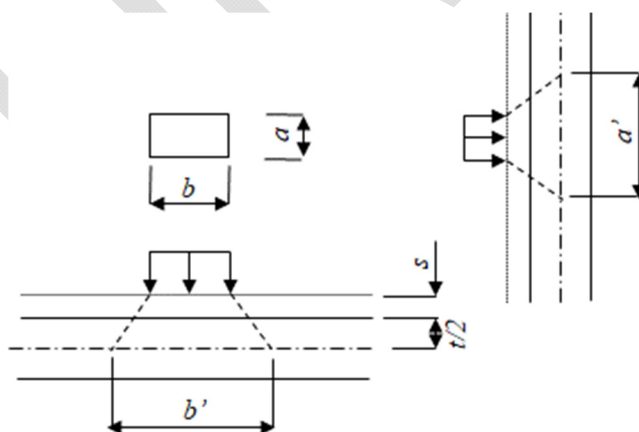
- ✓ Chuyển đổi sang tải trọng phân bố cục bộ

$$\left. \begin{aligned} w &= \frac{P}{a' \times b'} \\ a' &= a + 2 \left(s + \frac{t}{2} \right) \\ b' &= b + 2 \left(s + \frac{t}{2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (1.37)$$

Trong đó:

- w : Tải trọng phân bố tương đương (kN/m²)
 P : Tải trọng bánh xe (N)
 a, b : Chiều rộng phân bố tải trọng (m)
 s : Độ dày lớp phủ (m)
 t : Độ dày tấm sàn (m)
 a', b' : Chiều rộng phân bố tải trọng sau khi quy đổi (m)

TCVN
11820
Phần 11:
2025
Công thức
(4.3.4)



Nguồn: TCVN 11820-11-2025

Hình 1.25- Chuyển đổi sang tải trọng phân bố cục bộ

Mômen uốn trên bản do phản lực chân chống của cần cầu xe tải có thể được quy đổi thành tải trọng phân bố cục bộ và được xác định bằng biểu đồ Pigeaud.

TCVN
11820
Phần 11:
2025
Hình
4.3.24

iii) Tải trọng tác động lên dầm

Các tải trọng tĩnh và tải trọng động tác động lên dầm đỡ tấm cố định trên bốn cạnh được xem xét dưới dạng tải trọng phân bố tương đương như được thể hiện trong Hình 1.24, và được tính theo công thức sau:

- ✓ Tải trọng phân bố tương đương cho nhịp ngắn

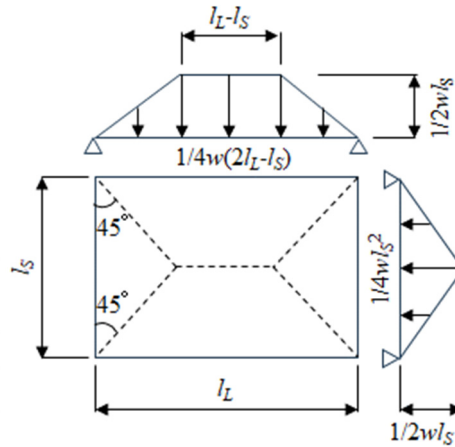
$$W = \frac{wL_s}{3} \quad (1.38)$$

- ✓ Tải trọng phân bố tương đương cho nhịp dài

$$W = \frac{wL_s}{3} \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{L_s^2}{L_L^2} \right) \quad (1.39)$$

Trong đó:

- W : Tải trọng phân bố tương đương tác động lên dầm (kN/m)
 w : tải trọng phân bố tác động lên tấm (kN/m²)
 L_s : Chiều dài nhịp ngắn (m)
 L_L : Chiều dài nhịp dài (m)



Nguồn: TCVN 11820-11-2025

Hình 1.26- Tải trọng tĩnh và tải trọng động tác động lên dầm

5) Tính toán mômen uốn

- i) Tấm được đỡ bởi các tường bên

$$\left. \begin{aligned} M_A &= \frac{wl^2}{12} \\ M_a &= \frac{wl^2}{24} \end{aligned} \right\} \quad (1.40)$$

trong đó:

- M_A : mômen uốn tại gối đỡ (kN·m)
 M_a : mômen uốn lớn nhất trong nhịp (kN·m)

- ii) Tấm cố định trên bốn cạnh

- ✓ $\lambda \leq 1$

$$\left. \begin{aligned} M_x &= Xql_x^2 \\ M_y &= Yql_x^2 \end{aligned} \right\} \quad (1.41)$$

TCVN

11820

Phần 11:

2025

Công thức

(4.3.8)

(4.3.9)

TCVN

11820

Phần 11:

2025

Hình

4.3.25

TCVN

11820

Phần 11:

2025

Công thức

(4.3.5)

TCVN

11820

Phần 11:

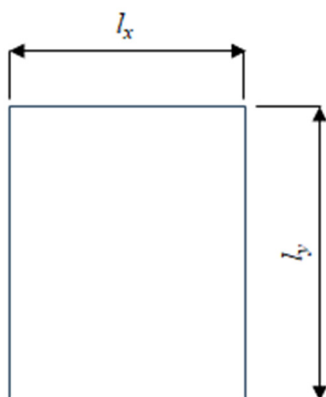
2025

✓ $\lambda > 1$

$$\begin{aligned}M_x &= Xql_y^2 \\M_y &= Yql_x^2\end{aligned}\quad (1.42)$$

trong đó:

λ : l_x/l_y
 M_x, M_y : mômen uốn theo phương x và y (kN·m/m)
 X, Y : hệ số mômen uốn theo phương x và y
 l_x, l_y : chiều dài tấm theo phương x và y (m)
 q : tải trọng phân bố tác dụng lên tấm (kN/m²)



Hình 1.27- Chiều dài nhịp

(5) Thiết kế bảo vệ chống ăn mòn cho các cấu kiện thép

1) Tổng quan

Theo quy trình tiêu chuẩn trong TCVN 11820 Phần 3: 2019, phương pháp phủ bảo vệ/lớp phủ được áp dụng đến cao trình L.W.L. -1,0 m, và phương pháp bảo vệ điện hóa (cathodic protection) được áp dụng đến cao trình M.L.W.L. (mức nước trung bình thấp nhất).

Khi sử dụng phương pháp phủ/bọc dưới nước, cần đặc biệt chú ý đến độ bền khi chọn vật liệu phủ và các nguy cơ hư hỏng, chẳng hạn như trong quá trình thi công hoặc va chạm với các vật trôi nổi (như gỗ mục, rác trôi).

2) Phương pháp bảo vệ catốt

Bảo vệ điện hóa (Cathodic protection) là một phương pháp chống ăn mòn bằng cách áp dụng dòng điện bảo vệ vào kết cấu thép. Phương pháp phổ biến nhất là phương pháp anot hy sinh (galvanic anode method) — lắp đặt các anot hợp kim nhôm trên bề mặt thép — do có ưu điểm dễ bảo trì. Trong phương pháp này, các electron (e^-) sinh ra từ quá trình hòa tan của nhôm (Al) trong nước biển sẽ di chuyển qua kết cấu thép, gây ra phản ứng khử oxy trên bề mặt thép, từ đó tạo ra hiệu ứng bảo vệ điện hóa.

Do đó, chỉ các bề mặt ngoài của cọc ống thép tiếp xúc trực tiếp với nước biển hoặc đất dưới đáy biển mới được bảo vệ khỏi ăn mòn. Theo các khảo sát thực hiện tại Nhật Bản, mật độ dòng điện bảo vệ chạy vào bề mặt thép được xác định khoảng 100–130 mA/m² trong môi trường nước biển và 20–26 mA/m² trong môi trường đất dưới đáy biển.

Trong thiết kế hệ thống bảo vệ điện hóa cho kết cấu thép cảng biển, tỷ lệ kiểm soát ăn mòn tại hoặc dưới cao trình M.L.W.L. được quy định là không dưới 90%, được tính theo công thức: Tỷ lệ kiểm soát ăn mòn = (tốc độ ăn mòn khi không có bảo vệ – tốc độ

Công thức
(4.3.6)

TCVN
11820

Phần 11:
2025

Công thức
(4.3.7)

TCVN
11820

Phần 3:
2019

Chương
5.3.3.2

TCVN
11820

Phần 3:

ăn mòn khi có bảo vệ) / tốc độ ăn mòn khi không có bảo vệ.

Ví dụ: nếu tốc độ ăn mòn không có bảo vệ là 0,2 mm/năm, thì tốc độ ăn mòn có bảo vệ cần đạt được là 0,02 mm/năm.

Lưu ý: Khi anot bị tiêu hao hoàn toàn ($\approx$ đạt đến tuổi thọ thiết kế), cần thay mới hoặc bổ sung anot để đảm bảo hiệu quả bảo vệ.

3) Phương pháp bọc/phủ

Lớp phủ bảo vệ (Protective coating) là một phương pháp nhằm che chắn vật liệu được bảo vệ (thép) khỏi các yếu tố môi trường ăn mòn. Thông thường, có năm loại phương pháp phủ được áp dụng cho các kết cấu thép trong công trình cảng biển: (a) Sơn (b) Phủ hữu cơ (c) Phủ petrolatum (d) Phủ vô cơ (e) Phủ kim loại. Khi thiết kế lớp phủ bảo vệ, cần lựa chọn phương pháp phủ hợp nhất dựa trên tính dễ thi công, tuổi thọ dự kiến và các yếu tố liên quan khác.

Hiện nay tại Việt Nam, chưa có đủ dữ liệu về tốc độ ăn mòn của thép trong môi trường biển, vì vậy có thể tham khảo các giá trị tốc độ ăn mòn của thép được trình bày trong Bảng 1.18.

Bảng 1.18- Giá trị tiêu chuẩn của tốc độ ăn mòn cho thép

Môi trường ăn mòn		Tốc độ ăn mòn (mm/năm)
Nước biển	Mức nước triều cao (HWL) trở lên	0,3
	Từ mức nước triều cao (HWL) đến thấp hơn mức nước triều thấp (LWL) 1 mét	0,1 - 0,3
	Từ thấp hơn LWL 1 mét đến đáy biển	0,1 - 0,2
	Dưới đáy biển	0,03
Đất liền	Trên mặt đất và tiếp xúc với không khí	0,1
	Dưới mặt đất (từ mức nước dư trở lên)	0,03
	Dưới mặt đất (từ mức nước dư trở xuống)	0,02

Nguồn: TCVN 11820-3-2019

(6) Thử nghiệm tải cọc

1) Tổng quan

Thí nghiệm tải trọng động cọc, được triển khai nhằm giám sát quá trình thi công đóng cọc, là phương pháp áp dụng tải trọng động (ví dụ như các cú đập từ búa đóng cọc) lên đầu cọc trong một khoảng thời gian rất ngắn ($T_r < 5$). Do thời gian tác động ngắn, tải trọng này tạo ra hiện tượng sóng lan truyền trong thân cọc, dẫn đến trạng thái ứng suất khác với các phương pháp thí nghiệm nén chậm hoặc nén nhanh. Trong các thí nghiệm này, thành phần lực kháng động chiếm tỷ trọng lớn hơn trong tổng lực kháng của nền đất.

Thử nghiệm bao gồm việc lắp đặt các cảm biến biến dạng và gia tốc kế trên đầu cọc để đo dạng sóng biến dạng và gia tốc do tác động của búa, phân tích kết quả bằng lý thuyết sóng động học. Phương pháp phân tích phổ biến sử dụng phương pháp khớp dạng sóng dựa trên lý thuyết sóng động học một chiều.

$$T_r = \frac{t_L}{2L/C} \quad (1.43)$$

Trong đó:

- T_r : Thời gian gia tải tương đối
- t_L : Thời gian gia tải (giây)
- L : Chiều dài cọc (m)
- C : Vận tốc lan truyền của sóng phân kỳ

2019

Bảng 4

Công thức

(1), (2)

TCVN

11820

Phần 3:

2019

Bảng A.1

2) Thời điểm thực hiện thử nghiệm tải động

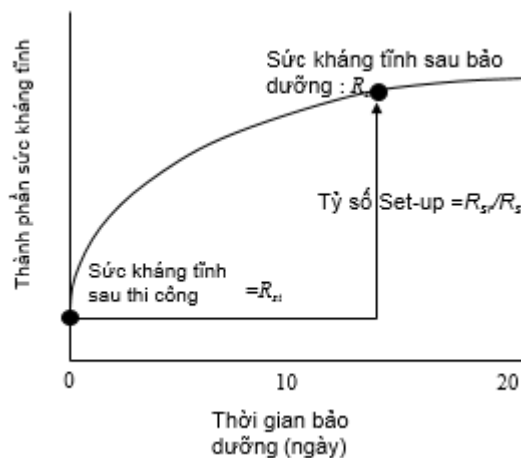
Thử nghiệm tải động cọc sau khi đóng cọc có thể được thực hiện theo hai cách do tính khả dụng trong giai đoạn thi công:

- Thử nghiệm tải động sau khi thi công, được tiến hành ngay sau khi hoàn tất công tác đóng cọc;
- Thử nghiệm tải động sau khi bảo dưỡng, được tiến hành sau khi kết thúc thời gian bảo dưỡng được quy định trước đó.

Thử nghiệm sau khi thi công thường được thực hiện ngay sau khi công tác đóng cọc hoàn thành, trong khi thử nghiệm sau khi bảo dưỡng được tiến hành sau một khoảng thời gian để nền đất bị xáo trộn do đóng cọc có thể phục hồi lại độ bền. Sự phục hồi này diễn ra nhờ quá trình tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng dư thừa, làm tăng ứng suất hữu hiệu trong nền đất – hiện tượng này được gọi là “set-up”. Mức tăng sức kháng tĩnh do hiện tượng set-up có thể được định lượng bằng “tỷ số set-up” (tham khảo Hình 1.28), giúp ước tính sức kháng tĩnh sau khi bảo dưỡng dựa trên kết quả của thử nghiệm sau khi thi công.

Thời gian bảo dưỡng được khuyến nghị tối thiểu là 5 ngày đối với đất cát và 14 ngày đối với đất dính. Tuy nhiên, thời gian bảo dưỡng kéo dài có thể gây khó khăn do khả năng búa không đủ cho sức kháng đất đã phục hồi, dẫn đến thời gian bảo dưỡng thực tế ngắn hơn, từ vài ngày đến một tuần. Thử nghiệm sau bảo dưỡng cũng có thể được lặp lại với các khoảng thời gian bảo dưỡng khác nhau để có kết quả chính xác hơn.

Khi thực hiện thử nghiệm sau bảo dưỡng trên các cọc thực tế, nên kiểm tra các dung sai trong tổng chiều dài cọc và chiều dài của các khu vực bảo vệ chống ăn mòn nặng, đặc biệt nếu độ cao của đầu cọc sau khi đóng thấp hơn thiết kế.



Nguồn: OCDI 2020

Hình 1.28- Khái niệm tỷ số Set-up

3) Kết quả thử nghiệm

Trong thử nghiệm tải động, sức kháng của cọc được xác định bằng phân tích dữ liệu từ các phép đo biến dạng và gia tốc tại đầu cọc. Các phép đo này giúp tính toán lực dọc trục, vận tốc và dịch chuyển của thân cọc. Bằng cách áp dụng lý thuyết sóng động học một chiều, sóng đầu vào và sóng phản xạ trong hướng dọc trục được tính toán từ các giá trị này, đại diện tương ứng cho tải trọng tác động của búa và trạng thái sức kháng của đất.

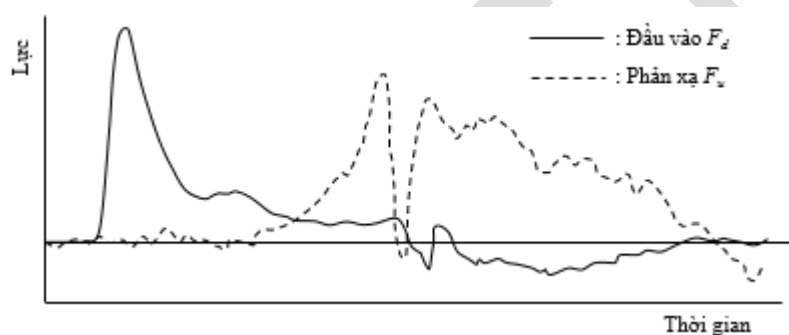
Các phương pháp phân tích như phương pháp CASE và phân tích đối chiếu dạng sóng như CAPWAP được sử dụng để diễn giải các dạng sóng này. Phương pháp CASE cung cấp phép đo sức kháng đất thời gian thực trong quá trình thử nghiệm, mặc dù độ chính xác thấp hơn. Ngược lại, phân tích đối chiếu dạng sóng mô hình hóa cọc và đất

OCDI
2020
Phần V
Chương 1
Hình
3.10.18

xung quanh để mô phỏng thử nghiệm và thực hiện phân tích ngược để xác định chính xác các thành phần sức kháng tĩnh, cho phép xác định lực ma sát qua các lớp đất khác nhau.

Trong khi thử nghiệm tải động thường báo cáo các giá trị sức kháng cọc như sức kháng đẩy dọc trục, sức kháng đầu cọc và lực ma sát bề mặt, các mối quan hệ giữa sức kháng và dịch chuyển thường không được minh họa. Các phân tích số học nâng cao có thể ước tính các đường cong thể hiện mối quan hệ này dựa trên kết quả phân tích dạng sóng, nhưng các phương pháp này hiếm khi được áp dụng, đặc biệt trong các thử nghiệm tải cọc cho các cơ sở cảng. Do đó, các giới hạn sức kháng chi tiết thường vẫn không được xác định.

Dù có thể gặp vấn đề như năng lượng tác động không đủ, thử nghiệm tải động vẫn có giá trị để ước tính sức kháng dọc trục của cọc và thường xuyên được lặp lại do sự đơn giản của chúng. Các thử nghiệm này cũng được sử dụng như các thử nghiệm xác nhận thi công, với những nỗ lực liên tục để nâng cao độ chính xác giám sát thi công thông qua việc phân tích tinh chỉnh dữ liệu thử nghiệm tích lũy.



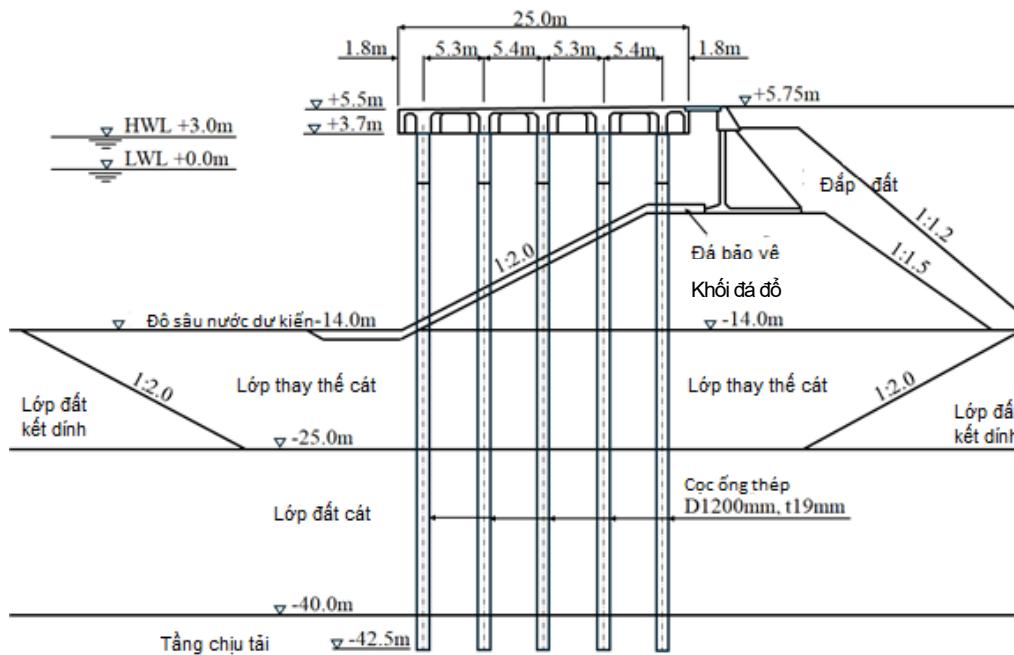
Nguồn: OCDI 2020

Hình 1.29- Ví dụ về các đường cong thể hiện mối quan hệ giữa sóng đầu vào và thời gian, và giữa sóng phản xạ và thời gian

OCDI
2020
Phần V
Chương 1
Hình
3.10.23

2. Ví dụ thiết kế

2-1. Mặt cắt điển hình cho xác minh tính năng



Hình 2.1- Mặt cắt điển hình của ví dụ thiết kế

2-2. Điều kiện thiết kế

(1) Điều kiện quy hoạch

- Độ sâu nước dự kiến: *D.L.* – 14,00 m
- Độ sâu nước thiết kế: *D.L.* – 14,10 m
- Loại: I (chiều cao tường là 19,5m)

Vì việc lắp đặt đá bảo vệ để ngăn chặn xói mòn được giả định ở mặt trước của bên cảng, mức độ chính xác trung bình của việc san lấp thô các viên đá (từ 0 đến -20 cm) được đưa vào tính toán độ sâu nước dự kiến.

- Chiều cao đỉnh sàn: *D.L.* +5,50 m
- Chiều dài sàn: $L = 20,00$ m mỗi nhịp
- Chiều rộng sàn: $B = 25,00$ m
- Độ dốc sàn: $i = 1,00$ %

(2) Điều kiện sử dụng

1) Kích thước của tàu thiết kế

- Tàu chở hàng tổng hợp: 50.000 DWT
- Chiều dài tổng: $Loa = 203,00$ m
- Bề ngang thân tàu: $B = 32,3$ m
- Mớn nước đầy tải: $d = 12,60$ m
- Tổng trọng tải: $GT = 0,529DWT = 0,529 \times 50.000 = 26.450$ t

2) Tuổi thọ thiết kế và biện pháp chống ăn mòn

- Tuổi thọ thiết kế: 50 năm
- Biện pháp chống ăn mòn

Bảo vệ catốt:

Giả định 50 năm. Tỷ lệ kiểm soát ăn mòn giả định là 90 %.

Lớp phủ bảo vệ:

Lớp phủ chống ăn mòn nặng được áp dụng cho vùng thủy triều của cọc ống thép từ L.W.L. -1,00 m đến đáy của các dầm sàn. Hiệu quả bảo vệ chống ăn mòn trong trường hợp này giả định là 100 %.

(3) Điều kiện tự nhiên

1) Mức nước thủy triều

- Mức nước cao thiết kế: *D.L.* +3,00 m
- Mức nước biển trung bình: *D.L.* +1,50 m
- Mức nước thấp thiết kế: *D.L.* ±0,00 m

2) Điều kiện nền đất

D.L. -14,00 m (Độ sâu nước dự kiến)

Lớp đất kết dính

$\gamma' = 6,0 \text{ kN/m}^3$, $c = 20,0 + 3,0 Z \text{ (kN/m}^2\text{)}$

D.L. -25,00 m

Lớp đất cát

$\gamma' = 10,0 \text{ kN/m}^3$, $N = 20$, $\varphi = 33^\circ$

D.L. -40,00 m

Lớp đất cát (tầng chịu tải)

$\gamma' = 10,0 \text{ kN/m}^3$, $N = 50$, $\varphi = 40^\circ$

- Lớp thay thế cát
Lớp đất cát: $\gamma' = 10,0 \text{ kN/m}^3$, $N = 8$, $\varphi = 30^\circ$

- Lớp đá đổ
Lớp đất đá: $\gamma' = 10,0 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 40^\circ$

Khi tính toán hệ số phản lực ngang của đất, giả định $k_{CH} = 3.000 \text{ kN/m}^3$ trong đánh giá. Mặc dù có nhiều cách tiếp cận khác nhau đối với lực ma sát bề mặt của cọc trong đá dăm, bao gồm việc bỏ qua lực ma sát bề mặt, trong ví dụ này, giá trị, $N = 2$ ($= 3.000/1.500$) được thiết lập bằng cách tính ngược từ $k_{CH} = 1.500$ N như một cách tiếp cận thận trọng.

2-3. Hệ số động đất

- Loại đất: Loại D
- Hệ số tầm quan trọng: 1,0 (Bến cảng)
- Gia tốc nền: 0,10g
- Hệ số hành vi: 2 (Bến cảng cọc thẳng đứng)

Hệ số động đất dùng để xác minh trong điều kiện biến đổi được xác định dựa trên chu kỳ dao động tự nhiên ước tính và dạng của phổ phản ứng đàn hồi được thể hiện trong Hình 2.2.

Giá trị N áp dụng được ước tính là trung bình của lớp đất

- Lớp đá dăm: $N = 2$
- Lớp thay thế cát: $N = 8 \rightarrow N_{avg} = 5$

(1) Hằng số đàn hồi phương ngang

Hằng số đàn hồi ngang (k_{CH}) và nghịch đảo của khoảng cách từ mặt đất giả định đến điểm ngàm giả định của cọc (β) để tính toán điểm ngàm giả định ($1/\beta$) được xác định như sau:

$$k_{CH} = 1500 N_{avg} = 1500 \times 5 = 7.500 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[4]{\frac{k_{CH} D}{4EI}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{7.500 \times 1,20}{4 \times 2,0 \times 10^8 \times 1,16 \times 10^{-2}}} \\ &= 0,176 \text{ m}^{-1}\end{aligned}$$

I : mômen quán tính của tiết diện cọc (m^4), bao gồm ăn mòn 1,0mm
 $D1.200 \times t19\text{mm}$ với ăn mòn 1,0mm, $I = 1,16 \times 10^{-2} (\text{m}^4)$

$$1/\beta = 1/0,176 = 5,67 \text{ m}$$

Bảng 2.1- Điểm ngàm giả định

Nội dung	Hàng 1	Hàng 2	Hàng 3	Hàng 4	Hàng 5
Khoảng cách thẳng đứng giữa đầu cọc và mặt đất ảo h_i (m)	17,25	15,93	14,58	13,25	12,20
$1/\beta$ (m)	5,67	5,67	5,67	5,67	5,67
Chiều dài tự do cọc l_i (m)	22,92	21,60	20,25	18,92	17,87
Điểm ngàm cố định (DL, m)	-19,22	-17,90	-16,55	-15,22	-14,17

Hằng số đàn hồi ngang của mỗi cọc được tính như sau:

$$K_{Hi} = \frac{12EI_i}{(h_i + 1/\beta_i)^3} = \frac{12EI_i}{l_i^3}$$

$$\text{Hàng 1: } K_{H1} = \frac{12 \times 2,0 \times 10^8 \times 1,16 \times 10^{-2}}{22,92^3} = 2.316 \text{ kN/m}$$

$$\text{Hàng 2: } K_{H2} = \frac{12 \times 2,0 \times 10^8 \times 1,16 \times 10^{-2}}{21,60^3} = 2.767 \text{ kN/m}$$

$$\text{Hàng 3: } K_{H3} = \frac{12 \times 2,0 \times 10^8 \times 1,16 \times 10^{-2}}{20,25^3} = 3.358 \text{ kN/m}$$

$$\text{Hàng 4: } K_{H4} = \frac{12 \times 2,0 \times 10^8 \times 1,16 \times 10^{-2}}{18,92^3} = 4.117 \text{ kN/m}$$

$$\text{Hàng 5: } K_{H5} = \frac{12 \times 2,0 \times 10^8 \times 1,16 \times 10^{-2}}{17,87^3} = 4.887 \text{ kN/m}$$

$$K_{Hi} \text{ /đơn vị} = \Sigma K_{Hi} = 17.445 \text{ kN/m}$$

$$K_{Hi}/\text{nhịp} = \Sigma K_{Hi} = 17.445 \times 5 \text{ hàng} = 87.225 \text{ kN/m}$$

(2) Chu kỳ dao động tự nhiên

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}}$$

Trong đó:

- T_s : Chu kỳ dao động tự nhiên của bộ cọc (giây)
- W : Tổng trọng lượng của kết cấu phần trên của bển và tải trọng trong trường hợp động đất (kN)
- g : Gia tốc trọng trường (m/s^2)
- K : Hằng số đàn hồi phương ngang của bộ cọc (kN/m)

1) Chu kỳ dao động tự nhiên không bao gồm cần cầu

$$W = 20,0(\text{chiều dài nhịp}) \times 25,0(\text{Chiều rộng nhịp}) \times 30 \text{ kN/m}^2 + 20,0 \times 25,0 \times 10 \text{ kN/m}^2 = 20.000 \text{ kN}$$

$$\Sigma K_{Hi} = 17.445 \times 5 \text{ hàng} = 87.225 \text{ kN/m}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} = 2\pi \sqrt{\frac{20.000}{9,81 \times 87.225}} = 0,96 \text{ giây}$$

2) Chu kỳ dao động tự nhiên bao gồm cần cầu

$$W = 20,0 \times 25,0 \times 30 \text{ kN/m}^2 + 20,0 \times 25,0 \times 10 \text{ kN/m}^2 + 12.200 \text{ kN} = 32.200 \text{ kN}$$

$$\Sigma K_{Hi} = 17.445 \times 5 \text{ hàng} = 87.225 \text{ kN/m}$$

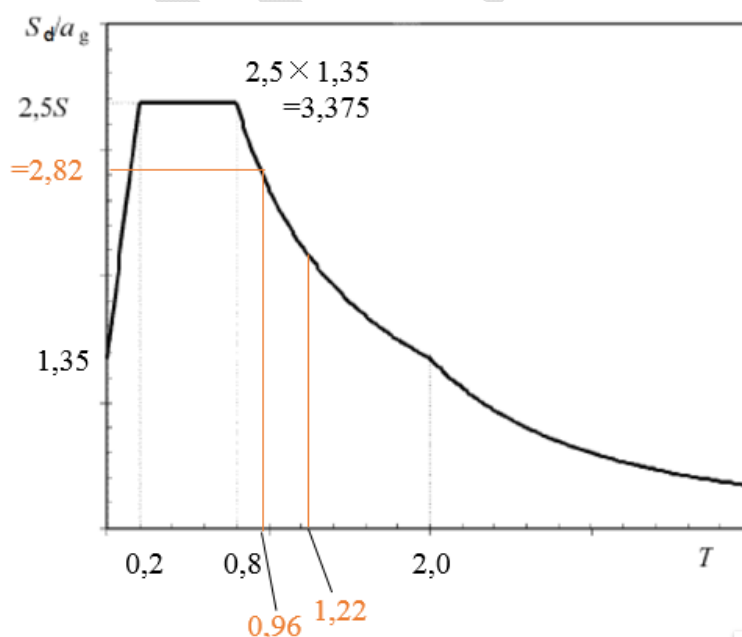
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} = 2\pi \sqrt{\frac{32.200}{9,81 \times 87.225}} = 1,22 \text{ giây}$$

(3) Hệ số động đất

Gia tốc đỉnh: $0,10g \times 2,820 = 0,282g$

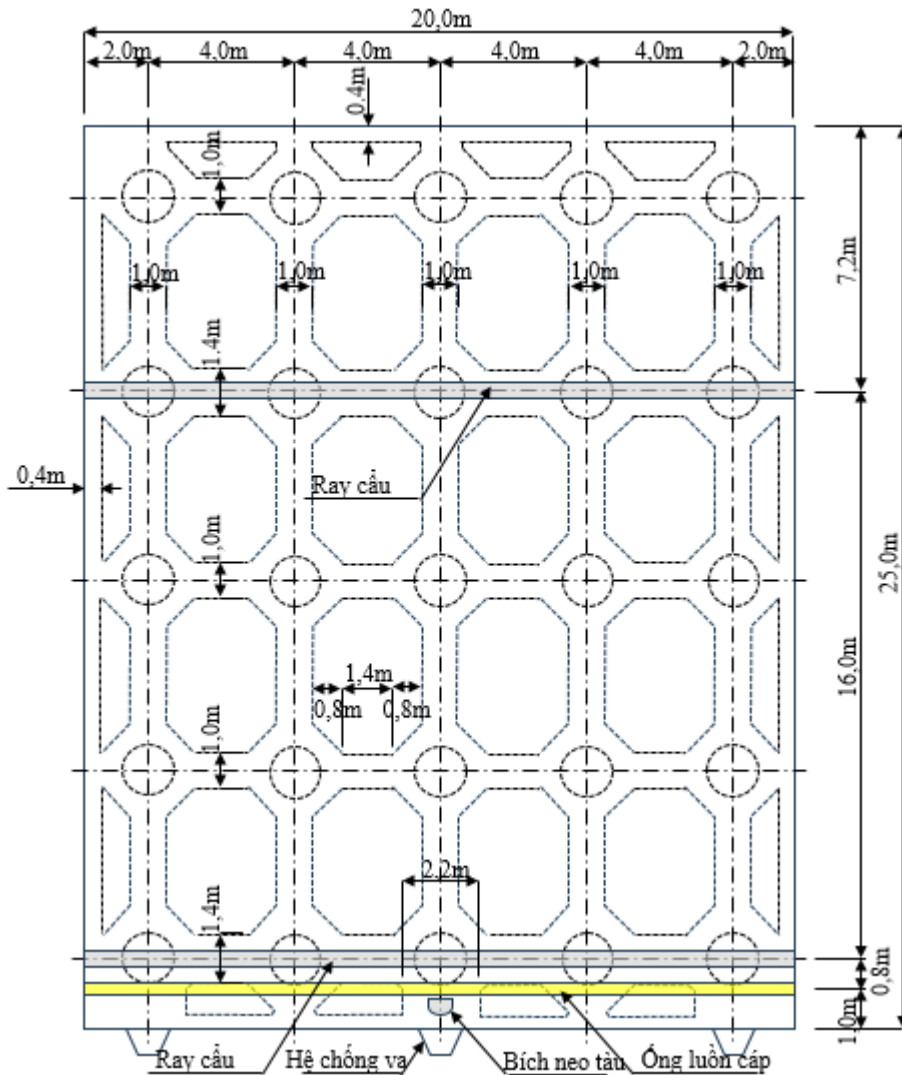
Loại nền: Loại D

Hệ số động đất: $k_h = 0,282 / q (=2, \text{ hệ số ứng xử}) = 0,141$



Hình 2.2- Dạng phổ phản ứng đàn hồi

2-4. Tóm tắt về tải trọng và tác động



Hình 2.3- Kích thước của kết cấu phần trên của bến cọc và sơ đồ bố trí cọc ống thép

(1) Trọng lượng đơn vị của bê tông

- Bê tông không cốt thép: $\gamma_c = 22,6 \text{ kN/m}^3$
- Bê tông cốt thép: $\gamma_c = 24,0 \text{ kN/m}^3$
- Bê tông mặt đường: $\gamma_c = 24,0 \text{ kN/m}^3$

(Tương tự như bê tông cốt thép vì mặt đường và bản sàn được xây dựng như một kết cấu tích hợp.)

(2) Tải trọng hàng hóa

- Trạng thái thường xuyên (trong quá trình vận hành): 20 kN/m^2 Chuyển động động đất: 10 kN/m^2

(3) Hoạt tải

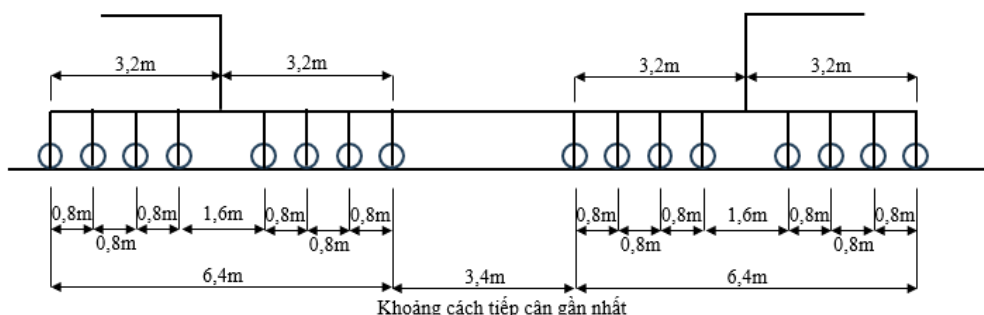
- Tải trọng xe (xe tải)
- Tải trọng xe (rơ móc)
- Tải trọng xe nâng hàng
- Tải trọng cần cẩu

Loại: Cần cẩu cầu trục di chuyển trên ray

Trọng lượng làm việc: 11.000 kN

TCVN
11820
Phần 2:
2025
Bảng 49

Khoảng cách tiếp cận gần nhất giữa các cần cầu: 3,40 m



Hình 2.4- Bố trí bánh xe cần cầu

Bảng 2.2 trình bày các tải trọng bánh xe được thiết lập dựa trên các tiêu chuẩn nêu trên. Trong ví dụ này, giá trị hệ số động đất $k_h = 0,20$ của tải trọng bánh xe trong điều kiện động đất, được tính theo tiêu chuẩn kết cấu cần cầu, v.v..., với tải trọng bánh xe được xét đến tương tác động giữa cần cầu và các công trình neo tàu, lớn hơn hệ số động đất dùng để kiểm tra kết cấu ($k_h = 0.14$). Do đó, giá trị $k_h = 0.20$ đã được chọn làm giá trị thận trọng hơn.

Bảng 2.2- Tải trọng bánh xe cần cầu

Hướng tác động		Biển→Đất liền	Đất liền→Biển	
Tải trọng đứng	Trong quá trình vận hành (tốc độ gió 16 m/s)	Phía biển	346	523
		Phía bờ	418	241
	Trong bão (tốc độ gió 55 m/s)	Phía biển	76	551
		Phía bờ	635	160
	Khi xảy ra động đất (hệ số động đất ngang kh=0,20)	Phía biển	81	764
		Phía bờ	683	-19
Tải trọng ngang	Trong quá trình vận hành (tốc độ gió 16 m/s)	Phía biển	35	52
		Phía bờ	42	24
	Trong bão (tốc độ gió 55 m/s)	Phía biển	14	99
		Phía bờ	114	29
	Khi xảy ra động đất (hệ số động đất ngang kh=0,20)	Phía biển	16	153
		Phía bờ	137	-4

Trong số các tải trọng di động, tải trọng chính ảnh hưởng đến việc kiểm tra tiết diện cọc móng là tải trọng của cần cẩu. Ở đây, sẽ thực hiện tính toán lực phản lực lớn nhất tại điểm gối đỡ A và điểm gối liên kết B trong một kết cấu dầm liên tục 4 nhịp.

Đối với các trạng thái biến đổi liên quan đến quá trình thi công và chuyển động do động đất, giá trị phản lực lớn nhất tại điểm gối đỡ được xác định bằng tính toán máy tính, giả định rằng có một hoặc hai cần cầu đang hoạt động trên cầu cảng.

- Giá trị ảnh hưởng của phản lực tại điểm gối đỡ A 5,665

Vì giá trị tại điểm A lớn hơn trong kết quả tính toán, tải trọng bánh xe của cần cầu tại điểm A sẽ được sử dụng.

Trong quá trình làm việc và khi xảy ra động đất, tải trọng bánh xe được tăng thêm 10%, giả định rằng tốc độ di chuyển của cần cầu là 1 m/s. Ví dụ tính toán tải trọng bánh xe trong quá trình làm việc (biển→đất liền) như sau.

- Lực thẳng đứng trong quá trình làm việc (biển→đất liền)
 - Phía biển 346 kN/bánh xe $\times 1,10$ (hệ số tăng thêm) $\times 5,665 = 2.156,17$ kN
 - Phía bờ 418 kN/bánh xe $\times 1,10$ (hệ số tăng thêm) $\times 5,665 = 2.604,85$ kN
- Lực ngang trong quá trình làm việc (biển→đất liền)
 - Phía biển 35 kN/bánh xe $\times 1,10$ (hệ số tăng thêm) $\times 5,665 = 218,11$ kN
 - Phía bờ 42 kN/bánh xe $\times 1,10$ (hệ số tăng thêm) $\times 5,665 = 261,73$ kN

Trong điều kiện bão, tải trọng bánh xe được tính như sau vì giá trị ảnh hưởng của lực phản lực lớn nhất của cọc khi cần cầu được đặt ở vị trí cố định là 5,384.

- Lực đứng trong bão (biển→đất liền)
 - Phía biển 76 kN/bánh xe $\times 5,665 = 430,55$ kN
 - Phía bờ 635 kN/bánh xe $\times 5,665 = 3.597,39$ kN
- Lực ngang trong bão (biển→đất liền)
 - Phía biển 14 kN/bánh xe $\times 5,665 = 79,31$ kN
 - Phía bờ 114 kN/bánh xe $\times 5,665 = 645,83$ kN

Các giá trị đặc trưng của tải trọng bánh xe cần cầu được tính theo phương pháp trên được thể hiện trong Bảng 2.3: Tải trọng bánh xe cần cầu tác dụng lên cọc (tải tại vị trí đầu bánh xe).

Bảng 2.3- Giá trị đặc trưng của tải trọng bánh xe cần cầu Đơn vị: kN

Hướng tác động			Biển→Đất liền	Đất liền→Biển
Lực đứng	Trong quá trình vận hành (tốc độ gió 16 m/s)	Phía biển	2.156,17	3.259,18
		Phía bờ	2604,85	1.501,84
	Trong bão (tốc độ gió 55 m/s)	Phía biển	430,55	3.121,51
		Phía bờ	3.597,39	906,43
	Khi xảy ra động đất (hệ số động đất ngang $k_h=0,20$)	Phía biển	504,77	4.808,86
		Phía bờ	4.256,25	1,41
Lực ngang	Trong quá trình vận hành (tốc độ gió 16 m/s)	Phía biển	218,11	-324,05
		Phía bờ	261,73	-149,56
	Trong bão (tốc độ gió 55 m/s)	Phía biển	79,31	-560,85
		Phía bờ	645,83	-164,29
	Khi xảy ra động đất (hệ số động đất ngang $k_h=0,20$)	Phía biển	99,71	-963,03
		Phía bờ	853,74	-0,30

(4) Lực neo tàu

Vì tổng trọng tải (GT) của tàu chở hàng, là tàu thiết kế trong ví dụ này, là 26.450 t nên lực neo T_k của tàu được xác định như sau, giả định tàu thuộc nhóm từ 20.000 GT đến 50.000 GT.

- Lực neo tác dụng lên bích neo $T_k = 1.000 \text{ kN}$

Bảng 2.4- Giá trị tiêu chuẩn lực kéo của tàu

GT của tàu (tấn)	Lực tác động lên bích neo (kN)	Lực tác động lên trụ neo (kN)
Trên 200 và lớn hơn 500	150	150
Trên 500 và lớn hơn 1,000	250	250
Trên 1,000 và lớn hơn 2,000	250	350
Trên 2,000 và lớn hơn 3,000	350	350
Trên 3,000 và lớn hơn 5,000	350	500
Trên 5,000 và lớn hơn 10,000	500	700
Trên 10,000 và lớn hơn 20,000	700	1,000
Trên 20,000 và lớn hơn 50,000	1,000	1,500
Trên 50,000 và lớn hơn 100,000	1,000	2,000

TCVN
11820
Phần 2:
2025
Bảng 48

Nguồn: TCVN 11820-2-2025

(5) Lực va tàu khi cập bến

1) Tính toán năng lượng cập bến

Giá trị đặc trưng (E_k) của năng lượng cập bến của tàu được tính bằng công thức sau (tham khảo công thức (1.4)).

$$E_{fk} = \frac{1}{2} M_{sk} V_{bk}^2 C_{mk} C_{ek} C_{sk} C_{ck}$$

Trong đó:

- E_f : năng lượng cập bến của tàu (kJ)
- M_s : khối lượng tàu (t)
- V_b : Vận tốc cập bến của tàu (m/s)
- C_m : Hệ số khối lượng giả định
- C_e : Hệ số lệch tâm
- C_s : Hệ số độ mềm = 1.0
- C_c : Hệ số hình dạng bến = 1.0

- Khối lượng tàu

$$M_{sk} = DT = 2,920 \times 50.000^{0,924} = 64.155 \text{ t}$$

- Vận tốc cập bến của tàu

$$V_{bk} = 0,10 \text{ m/s}$$

- Hệ số hình dạng

Chiều dài giữa hai đường vuông góc $L_{pp} = 195,0 \text{ m}$

Hệ số hình dạng (C_b) của tàu được tính theo công thức sau.

$$C_{bk} = \frac{\nabla}{L_{bb} B d} = \frac{64.155/1,03}{195,0 \times 32,3 \times 12,6} = 0,785$$

- Hệ số khối lượng ảo

$$C_{mk} = 1 + \frac{\pi d}{2 C_{bk} B} = 1 + \frac{\pi}{2 \times 0,785} \times \frac{12,6}{32,3} = 1,78$$

- Hệ số lệch tâm

Bán kính quay r

$$r = (0,19 C_{bk} + 0,11) L_{pp} = (0,19 \times 0,785 + 0,11) \times 195,0 = 50,53 \text{ m}$$

Khoảng cách L_i từ điểm cập bến của tàu dọc theo đường pháp tuyến của công trình neo đậu đến trọng tâm của tàu

$$L_1 = \{0,5\alpha + e(1-k)\} L_{pp} \cos\theta$$

$$= \{0,5 \times 0,50 + 0,051 \times (1 - 0,5)\} \times 195,0 \times \cos 3^\circ = 53,65 \text{ m}$$

$$L_2 = (0,5\alpha - ek) L_{pp} \cos\theta$$

$$= (0,5 \times 0,50 - 0,051 \times 0,5) \times 195,0 \times \cos 3^\circ = 43,72 \text{ m}$$

$$e = \text{Khoảng cách giữa các đệm va (ở đây là 10,0m)} / L_{pp} \cos\theta$$

$$= 10,0 / (195,0 \times \cos 3^\circ) = 0,051$$

Trong đó:

θ : Góc cập tàu 3°

e : Tỷ số giữa khoảng cách các đệm va và chiều dài giữa hai đường vuông góc

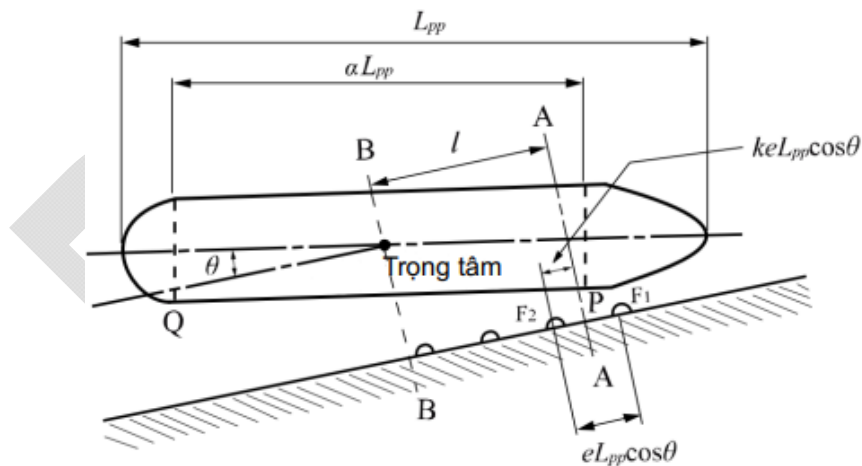
α : Tỷ số giữa chiều dài phần thân tàu song song và chiều dài giữa hai đường vuông góc (0,50)

Khi giả định rằng chiều dài phần thân tàu song song thường là αL (L : chiều dài tàu), có thể sử dụng hướng dẫn là khoảng 1/2 cho hệ số song song α khi tàu thiết kế là tàu chở hàng.

Do đó, $\alpha = 0,50$ được sử dụng trong trường hợp này.

k : tham số (0,50)

$$C_{ek} = \frac{1}{1 + \left(\frac{l}{r}\right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{43,72}{50,53}\right)^2} = 0,572$$



Nguồn: TCVN 11820-2-2025

Hình 2.5- Sơ đồ minh họa việc cập tàu

Theo đó, năng lượng cập tàu E_f của tàu được tính như sau.

$$E_{f_k} = \frac{1}{2} M_{s_k} V_{b_k}^2 C_{m_k} C_{e_k} C_{s_k} C_{c_k}$$

$$= \frac{1}{2} \times 64.155 \times 0,10^2 \times 1,78 \times 0,572 \times 1,0 \times 1,0$$

$$= 326,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) Lựa chọn đệm va cao su

Ở đây, sử dụng đệm va cao su hình chữ V (vật liệu cao su tự nhiên). Các đệm va được đặt sao cho thỏa mãn Công thức sau. Chỉ số dưới d biểu thị giá trị thiết kế.

$$E_{sd} = \varphi E_{cat} \geq E_{fd}$$

Trong đó:

- E_s : năng lượng hấp thụ của đệm va (kN·m)
- φ : sai số chế tạo của đệm va (thường là 10%)
- E_{cat} : giá trị tiêu chuẩn của năng lượng hấp thụ của đệm va (kN·m)
- E_f : năng lượng cập bến của tàu (kN·m)

$$E_{cat} = K_e K H^2 L = 245 K H^2 L$$

Trong đó:

- K_e : hệ số phụ thuộc vào hình dạng (= 245)
- K : hệ số phụ thuộc vào vật liệu cao su (= 0,7 đến 1,3; ở đây, $K = 1,0$)
- H : chiều cao của đệm va (m)
- L : chiều dài của đệm va (m)

Phản lực R_{cat} của đệm va cao su hình chữ V được tính theo công thức sau.

$$R_{cat} = K_f K H L = 735 K H L$$

Trong đó:

- R_{cat} : phản lực cực đại của đệm va (kN)
- K_f : hệ số phụ thuộc vào hình dạng (= 735)

Công thức được trình bày ở trên áp dụng cho trường hợp độ nén thiết kế được đặt ở mức 45% chiều cao đệm va hoặc thấp hơn, sử dụng đệm va hình chữ V (với vật liệu là cao su tự nhiên). Do các hệ số và điều kiện khác nhau tùy thuộc vào loại đệm va, nên tài liệu kỹ thuật của nhà sản xuất đã được sử dụng làm tài liệu tham khảo. Về sai số chế tạo, khi lựa chọn đệm cao su, các giá trị sau được áp dụng: $\varphi = 0.9$ cho năng lượng hấp thụ và $\varphi = 1.1$ cho lực phản ứng. Năng lượng hấp thụ và lực phản ứng cần thiết tương ứng với các loại đệm V-800H và V-1000H đã được tính toán theo các công thức sau. Kết quả được thể hiện trong Bảng 2.5.

- Năng lượng hấp thụ của đệm va
 $E_s = 245 H^2 L \cdot \varphi = 220,50 H^2 L$ (kN·m)
- Lực phản ứng của đệm va
 $R = 735,0 H L \cdot \varphi = 808,5 H L$ (kN)

Bảng 2.5- Xác minh đệm va

Chiều cao	Chiều dài (m)	E_s (kN·m)	Đánh giá	Lực phản ứng R (kN)
V-800 H	2,50	352,80	$\geq E_f$	1.617,00
V-1000 H	1,50	330,75	$\geq E_f$	1.212,75

Kết quả so sánh giữa hai loại đệm va V-800H và V-1000H cho thấy V-1000H có hiệu quả kinh tế cao hơn. Do đó, loại V-1000H $\times$ 1,50 m được lựa chọn làm đệm va.

Nếu áp lực tác dụng lên thân tàu là vấn đề đáng lo ngại, thì nên sử dụng đệm va hình nón (cone fender) với khung chắn thép phía trước lớn hơn.

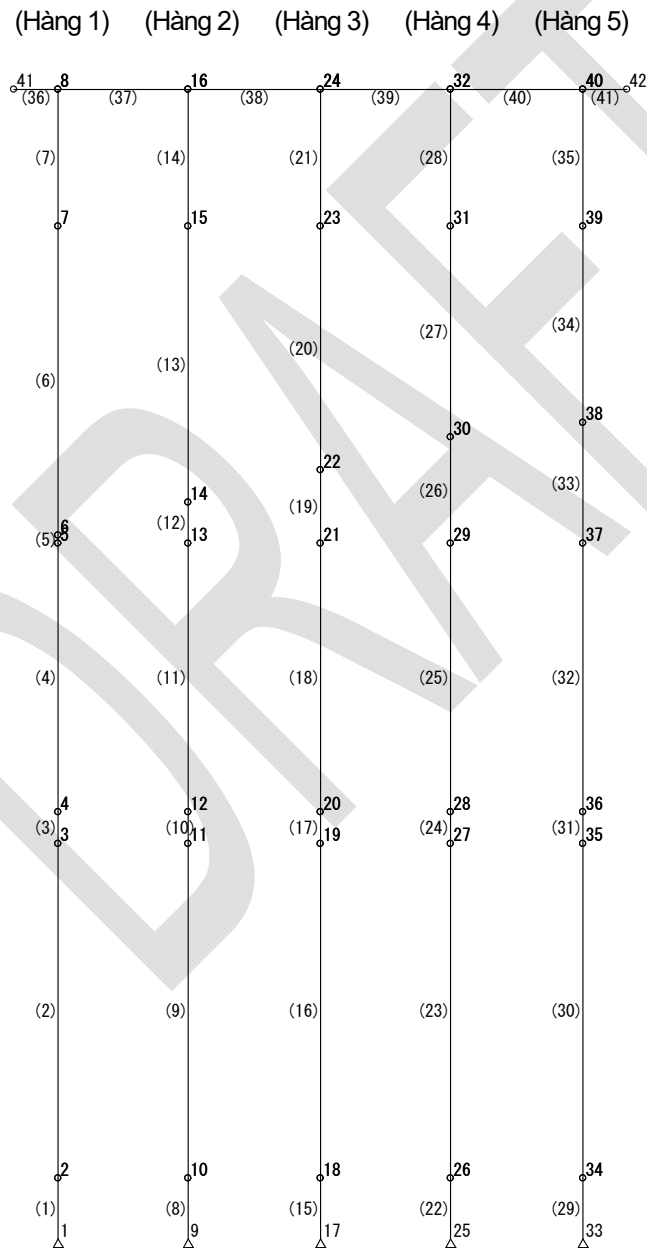
2-5. Phân tích kết cấu

(1) Mô hình phân tích

Phân tích khung tuyến tính được thực hiện dựa trên các tác động và điều kiện kết cấu đã thiết lập ở trên nhằm tính toán nội lực của các cọc móng. Mô hình phân tích được thể hiện trong Hình 2.6, và ví dụ về dữ liệu đầu vào được trình bày trong Bảng 2.6. Trong ví dụ tính toán này, các yếu tố sau không được xem xét.

- ✓ Trọng lượng của nước bên trong cọc và lực quán tính của nó.
- ✓ Áp lực thủy động tác dụng lên cọc.
- ✓ Lực nổi tác dụng lên phần cọc nằm dưới mực nước.
- ✓ Lực sóng và lực dòng chảy tác dụng lên cọc

Ngoài ra, các phần tiếp theo sẽ trình bày kết quả đánh giá khả năng chịu lực, sử dụng ống thép là trường hợp đại diện sau khi đã tính đến ăn mòn.



Hình 2.6- Mô hình phân tích khung

Bảng 2.6- Ví dụ về dữ liệu đầu vào tiết diện (sau ăn mòn)

STT	Điểm		Mô đun đàn hồi E (kN/m ²)	Diện tích tiết diện A (m ²)	Mô men quán tính I (m ⁴)
	i	j			
1	1	2	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
2	2	3	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
3	3	4	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
4	4	5	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
5	5	6	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
6	6	7	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
7	7	8	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
8	9	10	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
9	10	11	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
10	11	12	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
11	12	13	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
12	13	14	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
13	14	15	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
14	15	16	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
15	17	18	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
16	18	19	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
17	19	20	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
18	20	21	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
19	21	22	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
20	22	23	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
21	23	24	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
22	25	26	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
23	26	27	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
24	27	28	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
25	28	29	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
26	29	30	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
27	30	31	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
28	31	32	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
29	33	34	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
30	34	35	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
31	35	36	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
32	36	37	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
33	37	38	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
34	38	39	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
35	39	40	$2,0 \times 10^8$	$6,673 \times 10^{-2}$	$1,162 \times 10^{-2}$
36	41	8	$2,8 \times 10^7$	2,310	$8,489 \times 10^{-1}$
37	8	16	$2,8 \times 10^7$	2,310	$8,489 \times 10^{-1}$
38	16	24	$2,8 \times 10^7$	2,310	$8,489 \times 10^{-1}$
39	24	32	$2,8 \times 10^7$	2,310	$8,489 \times 10^{-1}$
40	32	40	$2,8 \times 10^7$	2,310	$8,489 \times 10^{-1}$
41	40	42	$2,8 \times 10^7$	2,310	$8,489 \times 10^{-1}$

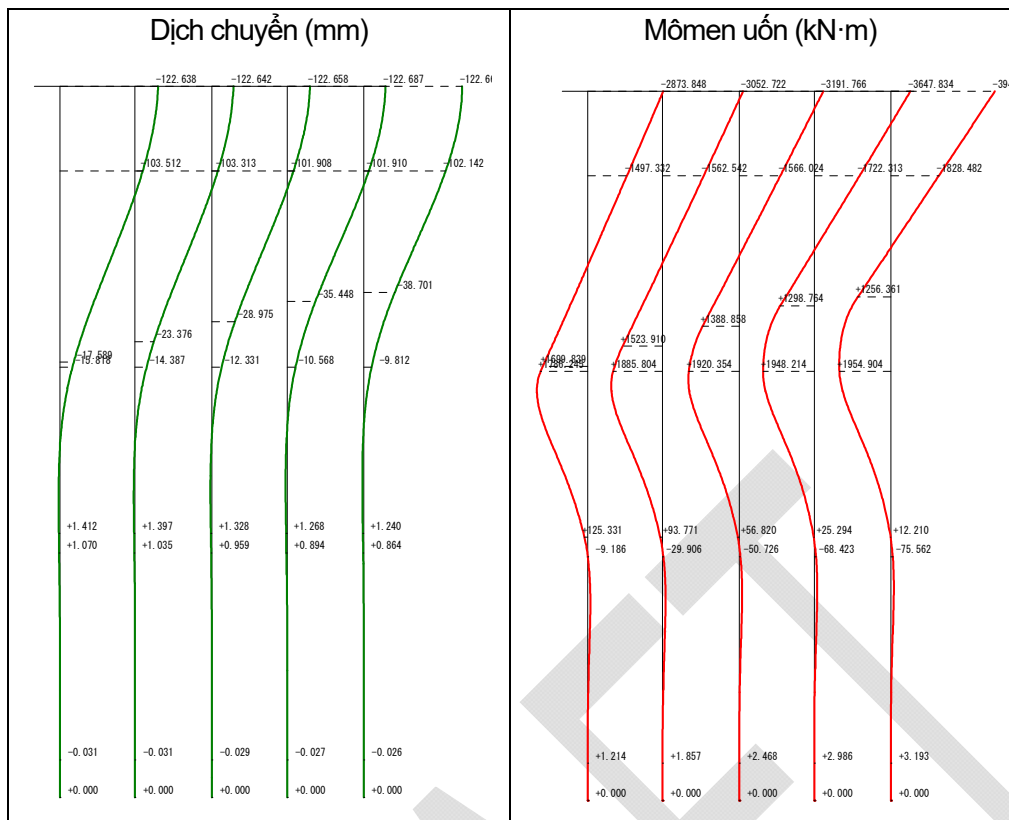
(2) Nội lực

Kết quả tính toán nội lực thu được từ phân tích khung được trình bày trong Bảng 2.7. Như một ví dụ về kết quả phân tích, sơ đồ phân bố chuyển vị và mô men uốn trong điều kiện động đất theo hướng từ biển vào đất liền được thể hiện trong Hình 2.7.

Bảng 2.7- Bảng tóm tắt về nội lực

Điều kiện tác động		Hạng mục	Hàng 1	Hàng 2	Hàng 3	Hàng 4	Hàng 5
Khai thác (hàng hóa)	Đầu cọc	Lực dọc trục, P (kN)	917,80	1.037,25	1.078,61	1.041,13	925,21
		Mô men, M (kNm)	39,12	23,23	1,10	-19,78	-39,75
	Phía trên đáy biển	Lực dọc trục, P (kN)	948,20	1.067,65	1.109,00	1.071,52	955,61
		Mô men, M (kNm)	25,12	14,68	0,52	-12,27	-24,13
	Trong đất	Lực dọc trục, P (kN)	1.027,51	1.148,88	1.186,87	1.154,60	1.029,11
		Mô men, M (kNm)	-9,65	-5,73	-0,70	3,45	6,99
	Mũi cọc	Lực dọc trục, P (kN)	1.173,46	1.292,91	1.334,27	1.296,79	1.180,87
		Mô men, M (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Động đất (biển đến bờ)	Đầu cọc	Lực dọc trục, P (kN)	488,82	757,42	840,69	881,96	1.031,10
		Mô men, M (kNm)	-1.081,23	-1.187,75	-1.301,81	-1.400,43	-1.415,53
	Phía trên đáy biển	Lực dọc trục, P (kN)	519,22	787,82	871,09	912,36	1.061,50
		Mô men, M (kNm)	-575,89	-624,54	-662,76	-673,75	-654,25
	Trong đất	Lực dọc trục, P (kN)	592,45	862,91	948,39	984,58	1.131,74
		Mô men, M (kNm)	744,34	764,11	768,05	754,24	741,09
	Mũi cọc	Lực dọc trục, P (kN)	744,48	1.013,08	1.096,35	1.137,62	1.286,76
		Mô men, M (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Động đất (bờ đến biển)	Đầu cọc	Lực dọc trục, P (kN)	979,67	902,18	885,08	783,843	449,235
		Mô men, M (kNm)	1.143,82	1.224,92	1.303,57	1.368,77	1.351,93
	Phía trên đáy biển	Lực dọc trục, P (kN)	1.010,06	932,58	915,47	814,24	479,63
		Mô men, M (kNm)	616,08	648,02	663,59	654,12	615,64
	Trong đất	Lực dọc trục, P (kN)	1.083,18	1.007,60	992,78	886,53	541,70
		Mô men, M (kNm)	-759,29	-772,99	-769,16	-749,21	-731,55
	Mũi cọc	Lực dọc trục, P (kN)	1.235,33	1.157,84	1.140,73	1.039,50	704,89
		Mô men, M (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vận hành cần trục (biển đến bờ)	Đầu cọc	Lực dọc trục, P (kN)	2.306,48	1.767,43	1.791,87	2.107,00	1.788,23
		Mô men, M (kNm)	-1.061,30	-1.030,84	-918,07	-1.076,76	-1.256,02
	Phía trên đáy biển	Lực dọc trục, P (kN)	2.336,88	1.797,83	1.822,27	2.137,40	1.818,63
		Mô men, M (kNm)	-574,50	-539,56	-443,49	-505,72	-592,61
	Trong đất	Lực dọc trục, P (kN)	2.409,82	1.872,83	1.899,96	2.209,74	1.887,55
		Mô men, M (kNm)	604,76	594,15	556,18	564,14	582,83
	Mũi cọc	Lực dọc trục, P (kN)	2.562,14	2.023,09	2.047,53	2.362,66	2.043,89
		Mô men, M (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vận hành cần trục (bờ đến biển)	Đầu cọc	Lực dọc trục, P (kN)	3.628,55	2.108,60	1.547,36	1.502,74	973,77
		Mô men, M (kNm)	617,54	824,90	1.143,74	1.214,58	1.113,81
	Phía trên đáy biển	Lực dọc trục, P (kN)	3.658,94	2.139,00	1.577,76	1.533,14	1.004,17
		Mô men, M (kNm)	268,99	387,86	562,34	563,97	479,20
	Trong đất	Lực dọc trục, P (kN)	3.733,44	2.214,91	1.655,29	1.605,60	1.067,57
		Mô men, M (kNm)	-567,56	-612,85	-665,19	-652,09	-624,47
	Mũi cọc	Lực dọc trục, P (kN)	3.884,21	2.364,26	1.803,02	1.758,40	1.229,43
		Mô men, M (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Động đất +cần trục (biển đến bờ)	Đầu cọc	Lực dọc trục, P (kN)	299,10	1.093,19	1.953,83	2.771,67	2.643,22
		Mô men, M (kNm)	-2.873,85	-3.052,72	-3.191,77	-3.647,83	-3.945,42
	Phía trên đáy biển	Lực dọc trục, P (kN)	329,50	1.123,59	1.984,23	2.802,07	2.673,62
		Mô men, M (kNm)	-1.497,33	-1.562,54	-1.566,02	-1.722,31	-1.828,48
	Trong đất	Lực dọc trục, P (kN)	402,88	1.198,87	2.061,83	2.874,40	2.743,47

	Mũi cọc	Mô men, M (kNm)	1.926,54	1.958,06	1.940,29	1.948,62	1.959,29
		Lực dọc trục, P (kN)	554,76	1.348,85	2.209,49	3.027,33	2.898,88
		Mô men, M (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Động đất +cần trục (bờ đến biển)	Đầu cọc	Lực dọc trục, P (kN)	5.188,86	2.352,57	992,99	489,54	-213,69
		Mô men, M (kNm)	2.461,87	2.883,88	3.460,15	3.824,49	3.838,82
	Phía trên đáy biển	Lực dọc trục, P (kN)	5.219,25	2.382,96	1.023,39	519,94	-183,29
		Mô men, M (kNm)	1.208,64	1.430,77	1.707,69	1.800,00	1.731,90
	Trong đất	Lực dọc trục, P (kN)	5.293,11	2.458,51	1.100,92	592,31	-121,17
		Mô men, M (kNm)	-1.908,52	-1.996,49	-2.069,03	-2.054,01	-2.017,07
	Mũi cọc	Lực dọc trục, P (kN)	5.444,52	2.608,23	1.248,65	745,20	41,97
		Mô men, M (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neo	Đầu cọc	Lực dọc trục, P (kN)	1.154,62	951,79	898,31	748,14	247,14
		Mô men, M (kNm)	1.940,80	2.081,25	2.219,31	2.332,55	2.310,62
	Phía trên đáy biển	Lực dọc trục, P (kN)	1.185,01	982,19	928,71	778,53	277,54
		Mô men, M (kNm)	1.006,67	1.065,11	1.097,69	1.087,16	1.027,91
	Trong đất	Lực dọc trục, P (kN)	1.258,41	1.057,43	1.006,18	850,96	339,98
		Mô men, M (kNm)	-1.250,15	-1.275,23	-1.272,38	-1.242,41	-1.215,94
	Mũi cọc	Lực dọc trục, P (kN)	1.410,27	1.207,45	1.153,97	1.003,80	502,80
		Mô men, M (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Va	Đầu cọc	Lực dọc trục, P (kN)	558,80	933,07	1.048,35	1.113,52	1.346,26
		Mô men, M (kNm)	-1.591,59	-1.738,28	-1.893,44	-2.025,29	-2.040,18
	Phía trên đáy biển	Lực dọc trục, P (kN)	589,20	963,47	1.078,75	1.143,91	1.376,65
		Mô men, M (kNm)	-817,42	-884,90	-936,55	-949,08	-918,45
	Trong đất	Lực dọc trục, P (kN)	662,69	1.038,76	1.156,22	1.216,28	1.438,71
		Mô men, M (kNm)	1.051,96	1.079,74	1.085,45	1.066,28	1.048,32
	Mũi cọc	Lực dọc trục, P (kN)	814,46	1.188,73	1.304,01	1.369,18	1.601,92
		Mô men, M (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Bão (biển đến bờ)	Đầu cọc	Lực dọc trục, P (kN)	610,88	1.124,55	1.806,67	2.423,09	2.062,75
		Mô men, M (kNm)	-1.330,42	-1.391,62	-1.417,43	-1.725,44	-1.980,62
	Phía trên đáy biển	Lực dọc trục, P (kN)	641,28	1.154,95	1.837,07	2.453,49	2.093,14
		Mô men, M (kNm)	-679,52	-696,30	-674,47	-807,36	-927,07
	Trong đất	Lực dọc trục, P (kN)	714,81	1.230,40	1.914,90	2.525,87	2.162,41
		Mô men, M (kNm)	891,71	902,29	887,64	911,34	935,97
	Mũi cọc	Lực dọc trục, P (kN)	866,54	1.380,21	2.062,33	2.678,75	2.318,41
		Mô men, M (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Bão (bờ đến biển)	Đầu cọc	Lực dọc trục, P (kN)	3.468,21	1.849,98	1.179,03	1.023,09	507,63
		Mô men, M (kNm)	1.093,77	1.329,64	1.669,74	1.807,43	1.748,96
	Phía trên đáy biển	Lực dọc trục, P (kN)	3.498,61	1.880,37	1.209,42	1.053,49	538,03
		Mô men, M (kNm)	514,63	643,95	818,42	841,36	770,41
	Trong đất	Lực dọc trục, P (kN)	3.572,73	1.956,08	1.286,98	1.125,92	600,77
		Mô men, M (kNm)	-878,56	-928,97	-978,27	-965,28	-938,28
	Mũi cọc	Lực dọc trục, P (kN)	3.723,87	2.105,63	1.434,68	1.278,75	763,29
		Mô men, M (kNm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



Hình 2.7- Sơ đồ phân bố dịch chuyển và moment uốn
(Chuyển động động đất, xem xét đến cần cẩu, từ biển vào đất liền)

2-6. Xác minh ứng suất và sức chịu tải của cọc

(1) Xác minh ứng suất cọc

Ứng suất nén uốn dọc trục của từng cọc được trình bày trong Bảng 2.8. Ngoài ra, các ví dụ về kết quả đánh giá cường độ ứng suất của cọc được thể hiện trong Bảng 2.9 và 2.10. Hệ số an toàn đối với tải trọng tác dụng thấp nhất là 0,854 đối với nhóm cọc năm hàng (cọc phía bờ cảng (trên đất liền)) trong điều kiện động đất.

Bảng 2.8- Hệ số suy giảm ứng suất nén uốn dọc trục

Hàng cọc	Cọc	Vật liệu	L (m)	r (m)	L/r	ứng suất nén dọc trục (MPa)	red
Hàng 1	D1200×19t	SPP490	23,464	0,418	56,1	230,895	0,733
Hàng 2	D1200×19t	SPP490	22,527	0,418	53,9	235,305	0,747
Hàng 3	D1200×19t	SPP490	21,573	0,418	51,6	240,345	0,763
Hàng 4	D1200×19t	SPP490	20,636	0,418	49,4	244,755	0,777
Hàng 5	D1200×19t	SPP490	20,212	0,418	48,4	246,960	0,784

Bảng 2.9- Ví dụ kết quả xác minh ứng suất cọc
(Dao động do động đất, tải trọng cần trục, biển đến bờ)

Đầu cọc: $\gamma_S = 1,00$, $\gamma_R = 1,00$, $m = 1,12$						
Mục		Hàng 1	Hàng 2	Hàng 3	Hàng 4	Hàng 5
Vật liệu		SPP490	SPP490	SPP490	SPP490	SPP490
Lực dọc trục, P	(kN)	299,10	1.093,19	1.953,83	2.771,67	2.643,22
Mô men uốn, M	(kNm)	2.873,85	3.052,72	3.191,77	3.647,83	3.945,42
$1/\beta$	(m)	5,214	5,602	5,998	6,386	6,562
L	(m)	23,464	22,527	21,573	20,636	20,212

r	(m)	0,418	0,418	0,418	0,418	0,418
L/r		56,1	53,9	51,6	49,4	48,4
γ_{ed}		0,733	0,747	0,763	0,777	0,784
Tiết diện, A	(cm ²)	704,9	704,9	704,9	704,9	704,9
Mô đun kháng uốn, Z	(cm ³)	20.500	20.500	20.500	20.500	20.500
ứng suất, σ_{cd}, σ_{td}	(N/mm ²)	4,243	15,508	27,716	39,318	37,496
ứng suất, σ_{bd}	(N/mm ²)	140,188	148,913	155,696	177,943	192,459
S_k	(N/mm ²)	145,977	169,673	192,021	228,545	240,286
R_k	(N/mm ²)	315,000	315,000	315,000	315,000	315,000
S_d	(N/mm ²)	145,977	169,673	192,021	228,545	240,286
R_d	(N/mm ²)	315,000	315,000	315,000	315,000	315,000
$m(S_d/R_d)$		0,519	0,603	0,683	0,813	0,854
Đánh giá		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Vị trí trên đáy biển: $\gamma_S = 1,00$, $\gamma_R = 1,00$, $m = 1,12$						
Hạng mục		Hàng 1	Hàng 2	Hàng 3	Hàng 4	Hàng 5
Vật liệu		SPP490	SPP490	SPP490	SPP490	SPP490
Lực dọc trục, P	(kN)	398,16	1.123,59	1.984,23	2.802,07	2.673,62
Mô men uốn, M	(kNm)	1.699,84	1.562,54	1.566,02	1.722,31	1.828,48
$1/\beta$	(m)	5,214	5,602	5,998	6,386	6,562
L	(m)	23,464	22,527	21,573	20,636	20,212
r	(m)	0,417	0,417	0,417	0,417	0,417
L/r		56,3	54,0	51,7	49,5	48,5
γ_{ed}		0,731	0,747	0,762	0,777	0,783
Tiết diện, A	(cm ²)	667,3	667,3	667,3	667,3	667,3
Mô đun kháng uốn, Z	(cm ³)	19.400	19.400	19.400	19.400	19.400
ứng suất, σ_{cd}, σ_{td}	(N/mm ²)	5,967	16,839	29,737	41,993	40,068
ứng suất, σ_{bd}	(N/mm ²)	87,621	80,543	80,723	88,779	94,252
S_k	(N/mm ²)	95,784	103,085	119,748	142,824	145,424
R_k	(N/mm ²)	315,000	315,000	315,000	315,000	315,000
S_d	(N/mm ²)	95,784	103,085	119,748	142,824	145,424
R_d	(N/mm ²)	315,000	315,000	315,000	315,000	315,000
$m(S_d/R_d)$		0,341	0,367	0,426	0,508	0,517
Đánh giá		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Trong nền đất: $\gamma_S = 1,00$, $\gamma_R = 1,00$, $m = 1,12$						
Hạng mục		Hàng 1	Hàng 2	Hàng 3	Hàng 4	Hàng 5
Vật liệu		SPP490	SPP490	SPP490	SPP490	SPP490
Lực dọc trục, P	(kN)	402,88	1.198,87	2.061,83	2.874,40	2.743,47
Mô men uốn, M	(kNm)	1.926,54	1.958,06	1.940,29	1.948,62	1.959,29
$1/\beta$	(m)	5,214	5,602	5,998	6,386	6,562
L	(m)	23,464	22,527	21,573	20,636	20,212
r	(m)	0,418	0,418	0,418	0,418	0,418
L/r		56,1	53,9	51,6	49,4	48,4
γ_{ed}		0,733	0,747	0,763	0,777	0,784
Tiết diện, A	(cm ²)	699,3	699,3	699,3	699,3	699,3
Mô đun kháng uốn, Z	(cm ³)	20.300	20.300	20.300	20.300	20.300
ứng suất, σ_{cd}, σ_{td}	(N/mm ²)	5,761	17,144	29,485	41,105	39,232

ứng suất, σ_{bd}	(N/mm ²)	94,903	96,456	95,581	95,991	96,517
S_k	(N/mm ²)	102,762	119,406	134,225	148,893	146,558
R_k	(N/mm ²)	315,000	315,000	315,000	315,000	315,000
S_d	(N/mm ²)	102,762	119,406	134,225	148,893	146,558
R_d	(N/mm ²)	315,000	315,000	315,000	315,000	315,000
$m(S_d/R_d)$		0,365	0,425	0,477	0,529	0,521
Đánh giá		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

**Bảng 2.10- Ví dụ kết quả đánh giá ứng suất cọc
(Động đất, Cản trực, đất đến biển)**

Đầu cọc: $\gamma_S = 1.00$, $\gamma_R = 1.00$, $m = 1.12$						
Mục		Hàng 1	Hàng 2	Hàng 3	Hàng 4	Hàng 5
Vật liệu		SPP490	SPP490	SPP490	SPP490	SPP490
Lực dọc trục, P	(kN)	5.188,86	2.352,57	992,99	489,54	-213,69
Mô men uốn, M	(kNm)	2.461,87	2.883,88	3.460,15	3.824,49	3.838,82
$1/\beta$	(m)	5,214	5,602	5,998	6,386	6,562
L	(m)	23,464	22,527	21,573	20,636	20,212
r	(m)	0,418	0,418	0,418	0,418	0,418
L/r		56,1	53,9	51,6	49,4	48,4
γ_{ed}		0,733	0,747	0,763	0,777	—
Tiết diện, A	(cm ²)	704,9	704,9	704,9	704,9	704,9
Mô đun kháng uốn, Z	(cm ³)	20.500	20.500	20.500	20.500	20.500
ứng suất, σ_{cd} , σ_{td}	(N/mm ²)	73,607	33,373	14,086	6,944	-3,031
ứng suất, σ_{bd}	(N/mm ²)	120,091	140,677	168,788	186,560	187,259
S_k	(N/mm ²)	220,510	185,353	187,249	195,497	190,290
R_k	(N/mm ²)	315,000	315,000	315,000	315,000	315,000
S_d	(N/mm ²)	220,510	185,353	187,249	195,497	190,290
R_d	(N/mm ²)	315,000	315,000	315,000	315,000	315,000
$m(S_d/R_d)$		0,784	0,659	0,666	0,695	0,677
Đánh giá		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Vị trí trên đáy biển: $\gamma_S = 1.00$, $\gamma_R = 1.00$, $m = 1.12$						
Mục		Hàng 1	Hàng 2	Hàng 3	Hàng 4	Hàng 5
Vật liệu		SPP490	SPP490	SPP490	SPP490	SPP490
Lực dọc trục, P	(kN)	5.287,92	2.444,44	1.023,39	519,94	-183,29
Mô men uốn, M	(kNm)	1.710,04	1.580,72	1.707,69	1.800,00	1.731,90
$1/\beta$	(m)	5,214	5,602	5,998	6,386	6,562
L	(m)	23,464	22,527	21,573	20,636	20,212
r	(m)	0,417	0,417	0,417	0,417	0,417
L/r		56,3	54,0	51,7	49,5	48,5
γ_{ed}		0,731	0,747	0,762	0,777	—
Tiết diện, A	(cm ²)	667,3	667,3	667,3	667,3	667,3
Mô đun kháng uốn, Z	(cm ³)	19.400	19.400	19.400	19.400	19.400
ứng suất, σ_{cd} , σ_{td}	(N/mm ²)	79,247	36,633	15,337	7,792	-2,747
ứng suất, σ_{bd}	(N/mm ²)	88,147	81,480	88,025	92,783	89,273
S_k	(N/mm ²)	196,556	130,520	108,152	102,811	92,020
R_k	(N/mm ²)	315,000	315,000	315,000	315,000	315,000
S_d	(N/mm ²)	196,556	130,520	108,152	102,811	92,020

R_d	(N/mm ²)	315,000	315,000	315,000	315,000	315,000
$m(S_d/R_d)$		0,699	0,464	0,385	0,366	0,327
Đánh giá		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Trong nền đất: $\gamma_S = 1,00$, $\gamma_R = 1,00$, $m = 1,12$						
Mục		Hàng 1	Hàng 2	Hàng 3	Hàng 4	Hàng 5
Vật liệu		SPP490	SPP490	SPP490	SPP490	SPP490
Lực dọc trục, P	(kN)	5.293,11	2.458,51	1.100,92	592,31	-121,17
Mô men uốn, M	(kNm)	1.908,52	1.996,49	2.069,03	2.054,01	2.017,07
$1/\beta$	(m)	5,214	5,602	5,998	6,386	6,562
L	(m)	23,464	22,527	21,573	20,636	20,212
r	(m)	0,418	0,418	0,418	0,418	0,418
L/r		56,1	53,9	51,6	49,4	48,4
γ_{ed}		0,733	0,747	0,763	0,777	—
Tiết diện, A	(cm ²)	699,3	699,3	699,3	699,3	699,3
Mô đun kháng uốn, Z	(cm ³)	20.300	20.300	20.300	20.300	20.300
ứng suất, σ_{cd} , σ_{td}	(N/mm ²)	75,693	35,157	15,743	8,470	-1,733
ứng suất, σ_{bd}	(N/mm ²)	94,016	98,349	101,923	101,183	99,363
S_k	(N/mm ²)	197,281	145,413	122,556	112,084	101,096
R_k	(N/mm ²)	315,000	315,000	315,000	315,000	315,000
S_d	(N/mm ²)	197,281	145,413	122,556	112,084	101,096
R_d	(N/mm ²)	315,000	315,000	315,000	315,000	315,000
$m(S_d/R_d)$		0,701	0,517	0,436	0,399	0,359
Đánh giá		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

(2) Xác minh sức chịu tải của cọc

Việc xác minh sức chịu tải của cọc dưới tác động của động đất sẽ được thực hiện theo Công thức (1.23).

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

trong đó:

- m : Hệ số điều chỉnh
- S : Giá trị đặc trưng cuat tải trọng (kN/m)
- R : Giá trị đặc trưng của sức kháng (kN/m)
- γ_S : Hệ số thành phần nhân với về tải trọng
- γ_R : Hệ số thành phần nhân với về sức kháng

Mục tiêu xác minh	Loại cọc	Hệ số thành phần sức kháng: γ_R	Hệ số thành phần tải trọng: γ_S	Hệ số điều chỉnh: m
Sức chịu tải của cọc đứng bên cầu tàu (tải trọng hàng hóa và va neo tàu)	Chịu nhỏ	- (1,00)	- (1,00)	3,00
	Chịu nén	- (1,00)	- (1,00)	2,50
Sức chịu tải của cọc đứng bên cầu tàu	Chịu nhỏ	- (1,00)	- (1,00)	2,50

(tải trọng sóng và động đất cấp 1)	Chịu nén (cọc chống)	- (1,00)	- (1,00)	1,50
	Chịu nén (cọc ma sát)	- (1,00)	- (1,00)	2,00

$$R_k = R_{pk} + R_{fk}$$

Trong đó:

R_{fk} : Giá trị đặc trưng của cọc kháng nén theo phương dọc trục (kN)

R_{pk} : Giá trị đặc trưng sức kháng nén mũi cọc (kN)

R_{fk} : Giá trị đặc trưng sức kháng ma sát thành cọc (kN)

1) Giá trị đặc trưng sức kháng nén mũi (R_{pk})

$$R_{pk} = 300N \times \alpha \times A_p$$

Trong đó:

$$N_1 = 50$$

$$N_2 = (2,30 \times 20 + 2,5 \times 50) / (4 \times 1,2) = 35,6$$

$$N = (N_1 + N_2) / 2 = (50 + 35,6) / 2 = 42,8$$

$$A_p = \pi \times 1,1997^2 / 4 = 1,13 \text{ (m}^2\text{)}$$

α : hệ số bít mũi cọc (theo kinh nghiệm lấy = 0,50)

khi đó,

$$R_{pk} = 300 \times 42,8 \times 1,13 \times 0,5 = 7.254,6 \text{ (kN)}$$

2) Giá trị đặc trưng ma sát thành cọc (R_{fk})

$$R_{fk} = \sum \bar{Y}_{fki} \times A_{si} = 2 \sum \bar{N}_i \times A_{si}$$

Trong đó:

$$A_{si} = \pi \times 1,1997 \times l_i = 3,769 \times l_i \text{ (m}^2\text{)}$$

- Sức kháng ma sát của hàng cọc 1

$$R_{fk} = (2 \times 2 \times 0,350 + 2 \times 8 \times 11,0 + 2 \times 20 \times 15,0 + 2 \times 50 \times 2,5) \times 3,769 = 3.872,3 \text{ (kN)}$$

- Sức kháng ma sát của hàng cọc 2

$$R_{fk} = (2 \times 2 \times 1,675 + 2 \times 8 \times 11,0 + 2 \times 20 \times 15,0 + 2 \times 50 \times 2,5) \times 3,769 = 3.892,2 \text{ (kN)}$$

- Sức kháng ma sát của hàng cọc 3

$$R_{fk} = (2 \times 2 \times 3,025 + 2 \times 8 \times 11,0 + 2 \times 20 \times 15,0 + 2 \times 50 \times 2,5) \times 3,769 = 3.912,6 \text{ (kN)}$$

- Sức kháng ma sát của hàng cọc 4

$$R_{fk} = (2 \times 2 \times 4,350 + 2 \times 8 \times 11,0 + 2 \times 20 \times 15,0 + 2 \times 50 \times 2,5) \times 3,769 = 3.932,6 \text{ (kN)}$$

- Sức kháng ma sát của hàng cọc 5

$$R_{fk} = (2 \times 2 \times 4,950 + 2 \times 8 \times 11,0 + 2 \times 20 \times 15,0 + 2 \times 50 \times 2,5) \times 3,769 = 3.941,6 \text{ (kN)}$$

3) Giá trị đặc trưng sức kháng dọc trục (R_{tk})

- Sức kháng dọc trục hàng 1: (cọc nén)
 $R_{tk} = 7.254,6 + 3.872,3 = 11.126,9$ (kN)
- Sức kháng dọc trục hàng 2: (cọc nén)
 $R_{tk} = 7.254,6 + 3.892,2 = 11.146,8$ (kN)
- Sức kháng dọc trục hàng 3: (cọc nén)
 $R_{tk} = 7.254,6 + 3.912,6 = 11.167,2$ (kN)
- Sức kháng dọc trục hàng 4: (cọc nén)
 $R_{tk} = 7.254,6 + 3.932,6 = 11.187,2$ (kN)
- Sức kháng dọc trục hàng 5: (cọc nén)
 $R_{tk} = 7.254,6 + 3.941,6 = 11.196,2$ (kN)

Giá trị thiết kế của lực kháng dọc trục được tính từ sức chịu tải tại mũi cọc và lực ma sát thành cọc của từng cọc, và kết quả xác minh liên quan đến sức chịu tải của cọc được trình bày trong Bảng 2.11.

Bảng 2.11-Kết quả xác minh sức chịu tải của cọc

Điều kiện	Hàng cọc	Trường Hợp	m	Tải trọng (kN)	Sức kháng (kN)	$m(S_d/R_d)$	Đánh giá
Khai thác (hàng hóa)	Hàng 1	nén	2,5	1.173,46	11.126,9	0,264	O.K.
	Hàng 2	nén	2,5	1.292,91	11.146,8	0,290	O.K.
	Hàng 3	nén	2,5	1.334,27	11.167,2	0,299	O.K.
	Hàng 4	nén	2,5	1.296,79	11.187,2	0,290	O.K.
	Hàng 5	nén	2,5	1.180,87	11.196,2	0,264	O.K.
Động đất (biển đến bờ)	Hàng 1	nén	2,0	744,48	11.126,9	0,134	O.K.
	Hàng 2	nén	2,0	1.013,08	11.146,8	0,182	O.K.
	Hàng 3	nén	2,0	1.096,35	11.167,2	0,196	O.K.
	Hàng 4	nén	2,0	1.137,62	11.187,2	0,203	O.K.
	Hàng 5	nén	2,0	1.286,76	11.196,2	0,230	O.K.
Động đất (bờ đến biển)	Hàng 1	nén	2,0	1.235,33	11.126,9	0,222	O.K.
	Hàng 2	nén	2,0	1.157,84	11.146,8	0,208	O.K.
	Hàng 3	nén	2,0	1.140,73	11.167,2	0,204	O.K.
	Hàng 4	nén	2,0	1.039,50	11.187,2	0,186	O.K.
	Hàng 5	nén	2,0	704,89	11.196,2	0,126	O.K.
Khai thác +cần trục (biển đến bờ)	Hàng 1	nén	2,5	2.562,14	11.126,9	0,576	O.K.
	Hàng 2	nén	2,5	2.023,09	11.146,8	0,454	O.K.
	Hàng 3	nén	2,5	2.047,53	11.167,2	0,458	O.K.
	Hàng 4	nén	2,5	2.362,66	11.187,2	0,528	O.K.
	Hàng 5	nén	2,5	2.043,89	11.196,2	0,456	O.K.
Khai thác +cần trục (bờ đến biển)	Hàng 1	nén	2,5	3.884,21	11.126,9	0,873	O.K.
	Hàng 2	nén	2,5	2.364,26	11.146,8	0,530	O.K.
	Hàng 3	nén	2,5	1.803,02	11.167,2	0,404	O.K.
	Hàng 4	nén	2,5	1.758,40	11.187,2	0,393	O.K.
	Hàng 5	nén	2,5	1.229,43	11.196,2	0,275	O.K.
Động đất +cần trục (biển đến	Hàng 1	nén	2,0	554,76	11.126,9	0,100	O.K.
	Hàng 2	nén	2,0	1.348,85	11.146,8	0,242	O.K.
	Hàng 3	nén	2,0	2.209,49	11.167,2	0,396	O.K.

bờ)	Hàng 4	nén	2,0	3.027,33	11.187,2	0,541	O.K.
	Hàng 5	nén	2,0	2.898,88	11.196,2	0,518	O.K.
Động đất +cần trục (bờ đến biển)	Hàng 1	nén	2,0	5.444,52	11.126,9	0,979	O.K.
	Hàng 2	nén	2,0	2.608,23	11.146,8	0,468	O.K.
	Hàng 3	nén	2,0	1.248,65	11.167,2	0,224	O.K.
	Hàng 4	nén	2,0	745,20	11.187,2	0,133	O.K.
	Hàng 5	nén	2,0	41,97	11.196,2	0,007	O.K.
	Hàng5	kéo	2,5	(-)213,69	3.941,6	0,054	O.K.
Neo	Hàng 1	nén	2,5	1.410,27	11.126,9	0,317	O.K.
	Hàng 2	nén	2,5	1.207,45	11.146,8	0,271	O.K.
	Hàng 3	nén	2,5	1.153,97	11.167,2	0,258	O.K.
	Hàng 4	nén	2,5	1.003,80	11.187,2	0,224	O.K.
	Hàng 5	nén	2,5	502,80	11.196,2	0,112	O.K.
Va	Hàng 1	nén	2,5	814,46	11.126,9	0,183	O.K.
	Hàng 2	nén	2,5	1.188,73	11.146,8	0,267	O.K.
	Hàng 3	nén	2,5	1.304,01	11.167,2	0,292	O.K.
	Hàng 4	nén	2,5	1.369,18	11.187,2	0,306	O.K.
	Hàng 5	nén	2,5	1.601,92	11.196,2	0,358	O.K.
Bảo (biển đến bờ)	Hàng 1	nén	2,0	866,54	11.126,9	0,156	O.K.
	Hàng 2	nén	2,0	1.380,21	11.146,8	0,248	O.K.
	Hàng 3	nén	2,0	2.062,33	11.167,2	0,369	O.K.
	Hàng 4	nén	2,0	2.678,75	11.187,2	0,479	O.K.
	Hàng 5	nén	2,0	2.318,41	11.196,2	0,414	O.K.
Bảo (bờ đến biển)	Hàng 1	nén	2,0	3.723,87	11.126,9	0,669	O.K.
	Hàng 2	nén	2,0	2.105,63	11.146,8	0,378	O.K.
	Hàng 3	nén	2,0	1.434,68	11.167,2	0,257	O.K.
	Hàng 4	nén	2,0	1.278,75	11.187,2	0,229	O.K.
	Hàng 5	nén	2,0	763,29	11.196,2	0,136	O.K.

2-7. Xác minh cấu kiện kết cấu

(1) Điều kiện thiết kế

1) Điều kiện vật liệu

Vì vật liệu có thể được cung ứng sẽ thay đổi tùy theo điều kiện thi công, sổ tay này áp dụng các loại vật liệu được quy định trong OCDI 2020. Do đó, các đơn vị tư vấn cần kiểm tra và xác nhận tính phù hợp của các vật liệu áp dụng.

i) Bê tông

- Giá trị đặc trưng cường độ thiết kế $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Cường độ chịu nén thiết kế $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,3 = 23,1 \text{ N/mm}^2$
- Mô đun đàn hồi $E_c = 28 \text{ kN/mm}^2$

ii) Cốt thép (SD345)

- Cường độ kéo uốn thiết kế $f_{yd} = 345 \text{ N/mm}^2$
- Mô đun đàn hồi $E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$

2) Điều kiện tải trọng

i) Tải trọng bản thân

- Bê tông không cốt thép $\gamma_c = 22,6 \text{ kN/m}^3$
- Bê tông cốt thép $\gamma_c = 24,0 \text{ kN/m}^3$

- Bê tông mặt $\gamma_c = 24,0 \text{ kN/m}^3$
(được lấy như bê tông cốt thép vì liên kết với bản mặt cầu)
- ii) Tải trọng động
 - Tải trọng thường xuyên: 20 kN/m^2
 - Động đất: 10 kN/m^2
- iii) Tải trọng di động
 - Tải trọng ô tô
 - Đầu kéo
 - Xe nâng hàng
 - Cần trục

Mô tả được lược bỏ vì đã được bao gồm trong các điều kiện thiết kế cơ sở.

(2) Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng

Tổ hợp và hệ số tải trọng theo tiêu chuẩn được tập hợp trong Bảng 2.12

Bảng 2.12- Hệ số tải trọng

Xác minh phá hoại mặt cắt	Xác minh khả năng sử dụng	Xác minh phá hoại mỏi
1,1(0,9)D+1,2(0,8)S	1,0D+0,5S	-
1,1(0,9)D+1,2(0,8)L	1,0D+0,5L	1,0D+1,0L
1,1(0,9)D+1,2(0,8)S+1,2(0,8)B	1,0D+0,5S+0,5B	-
0,9(1,1)D+1,0U	-	-
1,0D+1,0S+1,0L+1,0E	-	-

Các giá trị trong ngoặc đối với xác minh phá hoại mặt cắt ngang thể hiện tác động hiệu dụng so với tải trọng thiết kế.

Hệ số 0,5 nhân với tải trọng ngắn hạn (tải trọng hoạt tải, tải trọng di chuyển, v.v.) nhằm phản ánh ảnh hưởng của ăn mòn thép do độ rộng vết nứt gây ra bởi tải trọng thường xuyên. Đây là một hằng số (k_V) dùng để xét đến tác động của độ rộng vết nứt do tải trọng thường xuyên lên sự ăn mòn của thép.

Danh sách các tải trọng tác dụng lên kết cấu phần trên được trình bày trong Bảng 2.13. Các tổ hợp tải trọng cần kiểm tra được thể hiện trong Bảng 2.14.

Trong ví dụ này, việc xác minh hư hỏng do mỏi được lược bỏ vì tỷ số ứng suất khi tải trọng di chuyển tác dụng trong quá trình vận hành là nhỏ và không chiếm ưu thế trong các xác minh phá hoại mặt cắt ngang và xác minh khả năng sử dụng.

Bảng 2.13- Các hạng mục tải trọng

Hạng mục		Ký hiệu	
Tải trọng lâu dài		A	
Hàng hóa	Khai thác	B	
	Động đất	C	
Tải trọng di động		D	
Cần trục	Khai thác	E	
	Động đất	F	
Mô men đầu cọc	Hoạt tải cần trục		G
	Động đất	Tải trọng lâu dài	H
		Tải lâu dài+hàng hóa	I
		Cần trục	J
	Bảo (tải trọng cần trục)		K
	Va tàu		L

	Neo tàu	M
	Lực nâng	N

Bảng 2.14- Trường hợp xác minh

Trường hợp	Tổ hợp	Dầm ngang		
		Xác minh phá hoại mặt cắt	Xác minh khả năng sử dụng	Xác minh phá hoại mối
Trường hợp -1	A+B	○	○	
Trường hợp -2	A+B+G	○	○	
Trường hợp -3	A+D	○	○	
Trường hợp -4	A+E	○	○	
Trường hợp -5	A+D+G	○	○	
Trường hợp -6	A+B+L	○	○	
Trường hợp -7	A+C+I+J	○		
Trường hợp -8	A+M	○	○	
Trường hợp -9	A+N	○		

(3) Chiều rộng vết nứt cho phép

Việc xác minh khả năng sử dụng nhìn chung nhằm đảm bảo rằng độ rộng vết nứt của cấu kiện, phát sinh do các giá trị thiết kế của tải trọng không vượt quá giới hạn cho phép của độ rộng vết nứt.

Bảng 2.15- Giá trị giới hạn về chiều rộng vết nứt

Phân loại môi trường	Lớp bê tông bảo vệ, c (mm)	Giá trị giới hạn của chiều rộng vết nứt (mm)
Môi trường ăn mòn nghiêm trọng	70	0,0035c
Môi trường ăn mòn	50	0,0040c
Môi trường bình thường	50	0,0050c

2-8. Ví dụ xác minh kết cấu dầm

(1) Mô hình điển hình

Nhịp điển hình của kết cấu phần trên được thể hiện trong Hình 2.8. Trong ví dụ này, dầm TB2 theo phương mặt cắt ngang được xem xét để xác minh.

Bảng 2.17- Giá trị thiết kế của mô men uốn (Dầm TB2)
(Xác minh phá hoại mặt cắt ngang)

Mô men thiết kế		Gối 1	Gối 2	Gối 3	Gối 4	Gối 5
Max	(+)	3.326,9	3.014,2	1.985,8	2.234,7	2.816,7
Min	(-)	-2.493,7	-2.173,9	-2.643,2	-4.143,3	-5.296,7

Mô men thiết kế		Nhịp 1	Nhịp 2	Nhịp 3	Nhịp 4
Max	(+)	1.585,0	1.090,8	1.063,3	1.203,1
Min	(-)	-786,0	-169,9	-628,7	-1.769,9

(Xác minh khả năng sử dụng)

Mô men thiết kế		Gối 1	Gối 2	Gối 3	Gối 4	Gối 5
Max	(+)	1.224,8	1.140,9	715,5	830,6	1.038,2
Min	(-)	-1.156,4	-991,6	-1.183,3	-1.813,5	-2.324,3

Mô men thiết kế		Nhịp 1	Nhịp 2	Nhịp 3	Nhịp 4
Max	(+)	699,7	516,3	498,2	580,6
Min	(-)	-282,1	0,0	-177,3	-667,1

Bảng 2.18- Giá trị thiết kế của lực cắt (Dầm TB2)
(Xác minh phá hoại mặt cắt ngang)

Lực cắt thiết kế		Gối 1	Gối 2	Gối 3	Gối 4	Gối 5
Max	(+)	1.319,4	1.320,3	1.309,6	1.320,8	1.259,7
Min	(-)	-1.259,7	-1.309,7	-1.573,1	-1.563,1	-1.544,8

Lực cắt thiết kế		Nhịp 1	Nhịp 2	Nhịp 3	Nhịp 4
Max	(+)	557,1	641,1	704,6	657,9
Min	(-)	-835,3	-1.034,8	-1.143,3	-1.113,9

(Xác minh khả năng sử dụng)

Lực cắt thiết kế		Gối 1	Gối 2	Gối 3	Gối 4	Gối 5
Max	(+)	661,6	658,7	650,1	652,3	613,4
Min	(-)	-613,4	-692,8	-762,7	-757,7	-757,5

Lực cắt thiết kế		Nhịp 1	Nhịp 2	Nhịp 3	Nhịp 4
Max	(+)	238,5	267,8	292,4	269,1
Min	(-)	-338,4	-430,4	-477,2	-470,1

(3) Phân tích kết cấu thanh

Đối với mômen uốn âm tại các gối (vị trí cọc), như đã trình bày trong Công thức (2.1), cho phép áp dụng giảm mômen. Do đó, trong trường hợp thiết kế này, giá trị thiết kế của mômen uốn âm tại gối được lấy bằng 0,9Md.

Giá trị mômen thiết kế đã giảm (Md) có thể được tính theo công thức sau:

$$\begin{aligned} M_d &= M_{od} - rv^2/8 \\ M_d &\geq 0,9M_{od} \end{aligned} \quad (2.1)$$

Trong đó:

- M_d : Mômen thiết kế đã giảm tại gối giữa
 M_{od} : Mômen thiết kế tại gối giữa được tính như tại gối kê

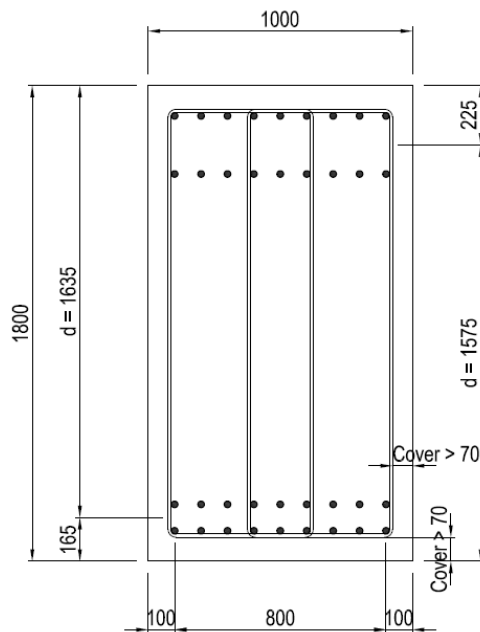
TCVN
11820
Phần 11:
2025
Công thức

$$r : R_{od}/v \quad (4.2.3)$$

R_{od} : Phản lực thiết kế tại gối giữa
 v : Chiều rộng phân bố giả định của phản lực gối dọc theo trục trung hòa của cầu kiện

1) Xác minh an toàn

i) Mặt cắt ngang hiệu dụng:



Hình 2.9- Nhịp điển hình của dầm

ii) Xác minh mô men

Việc xác minh an toàn đối với mômen uốn được thực hiện bằng cách đảm bảo rằng giá trị thiết kế của khả năng chịu mômen uốn (M_{ud}) lớn hơn giá trị thiết kế của mômen uốn tác dụng (M_d).

$$\frac{\gamma_i \cdot M_d}{M_{ud}} \leq 1,0 \quad (2.2)$$

Diện tích cốt thép (A_{sn}) khi $\gamma_i M_d / M_{ud} = 1.0$ được tính toán theo công thức sau:

$$A_{sn} = \frac{A_n \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{4\gamma_b \gamma_i M_d}{A_n}} \right)}{2f_{yd}} \quad (2.3)$$

Trong đó:

- d : Chiều cao hiệu dụng của dầm (mm)
- γ_b : Hệ số bộ phận (1,10)
- γ_c : Hệ số vật liệu bê tông (1,3)
- γ_s : Hệ số vật liệu thép (1,0)
- γ_i : Hệ số kết cấu
1,0 cho tải trọng sự cố
1,1 cho các trường hợp khác
- A_n : $A_n = 1,7b_w f'_{cd}$
- b_w : Chiều rộng cánh bản (web) của cầu kiện (mm)
- f'_{cd} : Cường độ nén thiết kế của bê tông

$$f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c = 30 / 1,3 = 23,1 \text{ N/mm}^2$$

f_{yd} : Cường độ chảy của cốt thép chịu kéo

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 345 / 1,0 = 345 \text{ N/mm}^2$$

Giá trị thiết kế của khả năng chịu mômen uốn (M_{ud}) được tính như sau:

$$M_{ud} = A_s f_{yd} d \left(1 - \frac{\rho_w}{1,7} \times \frac{f_{yd}}{f'_{cd}} \right) / \gamma_b \quad (2.4)$$

Trong đó:

A_s : Diện tích cốt thép chịu kéo (mm^2)

ρ_w : Tỷ lệ cốt thép ($= A_s / (b_w \cdot d)$)

Ví dụ: Tính toán cho gô 1 của dầm TB2

- Giá trị thiết kế của mô men uốn:

Phía trên: $-M_1 = -2.493,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Phía dưới: $+M_1 = 3.326,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$

- Chiều cao hiệu dụng của dầm:

Phía trên: $d = 1.575 \text{ mm}$

Phía dưới: $d = 1.635 \text{ mm}$

- $A_n = 1,7 b_w f'_{cd} = 1,7 \times 1.000 \times 23,1 = 39.270 \text{ N/mm}$

- Kiểm tra cốt thép phía trên

$$A_{sn} = \frac{39.270 \left(1.575 - \sqrt{1.575^2 - \frac{4 \times 1,1 \times 1,0 \times 2.493,7}{39.270 \times 10^{-6}}} \right)}{2 \times 345,0} = 5.199,2 \text{ mm}^2$$

Cốt thép: 2 lớp bước 10cm

Lớp 1: 9 thanh $\times$ D32

Lớp 2: 9 thanh $\times$ D25

Tổng cộng: $A_s = 11.708,1 \text{ mm}^2$

$\rho_w = 11.708,1 / (1.000 \times 1.575) = 0,007434$

Giá trị thiết kế của mô men uốn:

$$M_{ud} = 11.708,1 \times 345 \times 1.575 \times \left(1 - \frac{0,007434}{1,7} \times \frac{345}{23,1} \right) / 1,1$$

$$M_{ud} = 0,54058 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} = 5.405,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Kiểm tra mô men uốn:

$$1,0 \times 2.493,7 / 5.405,8 = 0,461 \leq 1,0 \text{ OK}$$

- Kiểm tra lớp dưới

$$A_{sn} = \frac{39.270 \left(1.635 - \sqrt{1.635^2 - \frac{4 \times 1,1 \times 1,0 \times 3.326,9}{39.270 \times 10^{-6}}} \right)}{2 \times 345,0} = 6.731,6 \text{ mm}^2$$

TCVN

11820

Phần 11:

2025

Công thức

(4.1.7)

Cốt thép: 2-lớp bước 10cm
 Lớp 1: 9 thanh × D25
 Lớp 2: 6 thanh × D25
 Tổng cộng: $A_s = 7.600,5 \text{ mm}^2$
 $\rho_w = 7.600,5 / (1.000 \times 1.635) = 0,004649$

Giá trị thiết kế của khả năng chịu mô men uốn:

$$M_{ud} = 7600,5 \times 345 \times 1635 \times \left(1 - \frac{0,004649}{1,7} \times \frac{345}{23,1}\right) / 1,1$$

$$M_{ud} = 0,37382 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 3738,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kiểm tra mô men uốn:

$$1,0 \times 3326,9 / 3738,2 = 0,890 \leq 1,0 \text{ OK}$$

Các phép tính tiếp theo được thực hiện tương tự cho từng điểm, và kết quả cho dầm được trình bày trong Bảng 2.19.

Bảng 2.19- Kết quả xác minh mô men uốn – Phá hoại mặt cắt ngang (Dầm TB2)

Thiết kế cho mô men uốn	Gối 1		Gối 2		Gối 3		Gối 4		Gối 5	
	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới
Chiều rộng dầm $b \text{ (mm)}$	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Chiều cao hữu hiệu $d \text{ (mm)}$	1575	1635	1575	1635	1575	1635	1575	1635	1575	1635
Mô men thiết kế $M_d (\text{kN} \cdot \text{m})$	2493.7	3326.9	2173.9	3014.2	2643.2	1985.8	4143.3	2234.7	5296.7	2816.7
Tiết diện cần thiết $A_{st} (\text{mm}^2)$	5199.2	6731.6	4514.6	6076.5	5521.0	3956.7	8822.2	4465.2	11455.3	5665.5
Hệ số thanh γ_b	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
Hệ số kết cấu γ_i	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Lớp 1 $(D \times \text{Bars})$	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars
Lớp 2 $(D \times \text{Bars})$	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars
Diện tích cốt thép thiết kế $A_s (\text{mm}^2)$	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5
Tỷ lệ diện tích cốt thép ρ_w	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649
Cường độ thiết kế bê tông $f_{cd} (\text{N/mm}^2)$	23.1	23.1	23.1	23.1	23.1	23.1	23.1	23.1	23.1	23.1
Cường độ thiết kế cốt thép $f_{yd} (\text{N/mm}^2)$	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345
Mô men tới hạn của mặt cắt $M_{ud} (\text{kN} \cdot \text{m})$	5405.45	3738.171	5405.45	3738.171	5405.45	3738.171	5405.45	3738.171	5405.45	3738.171
$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud}$	0.461	0.89	0.402	0.806	0.489	0.531	0.767	0.598	0.98	0.754
Kết quả kiểm tra	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

Thiết kế cho mô men uốn	Nhịp 1		Nhịp 2		Nhịp 3		Nhịp 4	
	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới
Chiều rộng dầm $b \text{ (mm)}$	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Chiều cao hữu hiệu $d \text{ (mm)}$	1575	1635	1575	1635	1575	1635	1575	1635
Mô men thiết kế $M_d (\text{kN} \cdot \text{m})$	786.0	1585.0	169.9	1090.8	628.7	1063.3	1769.9	1203.1
Tiết diện cần thiết $A_{st} (\text{mm}^2)$	1605.5	3144.2	344.7	2370.1	1281.9	2309.5	3657.7	2617.6
Hệ số thanh γ_b	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
Hệ số kết cấu γ_i	1.0	1.0	1.0	1.1	1.0	1.1	1.0	1.1
Lớp 1 $(D \times \text{Bars})$	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars
Lớp 2 $(D \times \text{Bars})$	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars
Diện tích cốt thép thiết kế $A_s (\text{mm}^2)$	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5
Tỷ lệ diện tích cốt thép ρ_w	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649
Cường độ thiết kế bê tông $f_{cd} (\text{N/mm}^2)$	23.1	23.1	23.1	23.1	23.1	23.1	23.1	23.1
Cường độ thiết kế cốt thép $f_{yd} (\text{N/mm}^2)$	345	345	345	345	345	345	345	345
Mô men tới hạn của mặt cắt $M_{ud} (\text{kN} \cdot \text{m})$	5405.5	3738.2	5405.5	3738.2	5405.5	3738.2	5405.5	3738.2
$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud}$	0.145	0.424	0.031	0.321	0.116	0.313	0.327	0.354
Kết quả kiểm tra	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

vi) Xác minh lực cắt

Việc kiểm tra an toàn đối với lực cắt được thực hiện bằng cách đảm bảo rằng giá trị thiết kế của khả năng chịu lực cắt (V_{yd}) lớn hơn giá trị thiết kế của lực cắt (V_d) nhân với

hệ số kết cấu (γ_i).

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$
$$V_{cd} = \beta_d \beta_p f_{vcd} b_w d / \gamma_b \quad (2.5)$$

Trong đó:

V_{cd} : Giá trị thiết kế khả năng chịu cắt bê tông (N)

$$f_{vcd} = 0,20 \times (f_{cd})^{1/3}, (\text{N/mm}^2) \quad , \quad f_{vcd} \leq 0,72 (\text{N/mm}^2)$$

$$\beta_d = (1000/d)^{1/4}, (d; \text{mm})$$

Khi $\beta_d > 1,5$, β_d lấy bằng 1,5.

$$\beta_p = (100\rho_w)^{1/3}$$

Khi $\beta_p > 1,5$, β_p lấy bằng 1,5.

M_d : Mô men uốn thiết kế (N·m)

M_o : Mô men uốn giới hạn gây ra ứng suất kéo trong tiết diện (N·m)

b_w : Chiều rộng cánh bản (mm)

d : Chiều cao hữu hiệu (mm)

ρ_w : $\rho_w = A_s / (b_w \cdot d)$

A_s : Diện tích mặt cắt của cốt thép kéo (mm²)

f_{cd} : Cường độ chịu nén thiết kế của bê tông (N/mm²)

γ_b : Hệ số cấu kiện (1,3 cho lực cắt)

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s\} z / \gamma_b \quad (2.6)$$

Trong đó:

V_{sd} : Giá trị thiết kế của khả năng chịu lực cắt do cốt thép (N)

A_w : Tổng diện tích cốt thép chịu cắt s_s (mm²)

f_{wyd} : Cường độ chảy thiết kế của cốt thép chịu cắt ($\leq 400 \text{ N/mm}^2$)

z : Khoảng cách từ vị trí tác dụng của lực tổng hợp của ứng suất nén đến trọng tâm của cốt thép kéo (có thể lấy $= d/1,15$)

α_s : Góc giữa cốt thép cắt và trục cấu kiện

s_s : Khoảng cách giữa các cốt thép chịu cắt (mm)

γ_b : Hệ số cấu kiện (có thể lấy bằng 1,10)

Khả năng chịu nén chéo thiết kế V_{wcd} đối với lực cắt trong bê tông cánh có thể được tính bằng công thức sau:

$$V_{wcd} = f_{wcd} b_w d / \gamma_b$$
$$f_{wcd} = 1,25 f'_{cd}^{1/2} \quad (2.7)$$

Trong đó:

γ_b : Hệ số cấu kiện (có thể lấy bằng 1,3)

Ví dụ: Kiểm tra gối 1 của dầm TB2

- Giá trị lực cắt thiết kế:

Phía trên: $S_1 = 1.259,7 \text{ kN}$

Phía dưới: $S_1 = 1.319,4 \text{ kN}$

TCVN

11820

Phần 11:

2025

Công thức

(4.1.8)

(4.1.9)

(4.1.10)

TCVN

11820

Phần 11:

2025

Công thức

(4.1.11)

TCVN

11820

Phần 11:

2025

Công thức

(4.1.12)

- Chiều cao hữu hiệu:

Phía trên: $d = 1.575 \text{ mm}$; $p_w = 0,007434$

Phía dưới: $d = 1.635 \text{ mm}$; $p_w = 0,004649$

- Phía trên

Giá trị thiết kế khả năng chịu cắt bê tông:

$$f_{vcd} = 0,2 \times 23,1^{1/3} = 0,569$$

$$\beta_d = (100/157,5)^{1/4} = 0,893$$

$$\beta_p = (100 \times 0,007434)^{1/3} = 0,906$$

$$V_{cd} = 0,893 \times 0,906 \times 0,569 \times 1.000 \times 1.575 / 1,3 = 557.736 \text{ N} = 557,7 \text{ kN}$$

Giá trị thiết kế của khả năng chịu lực cắt do cốt thép cắt chịu:

Bố trí cốt đai: D13, 200 x 02

$$A_s = 506,7 \text{ mm}^2$$

$$f_{wyd} = f_{wyk} / \gamma_s = 345 / 1,0 = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$z = 1.575 / 1,15 = 1.370 \text{ mm}$$

$$\alpha_s = 90^\circ$$

$$V_{sd} = \{506,7 \times 345 \times (\sin 90 + \cos 90) / 200\} \times 1.370 / 1,1 = 1.088.598 \text{ N} = 1.088,5 \text{ kN}$$

Khả năng chịu cắt:

$$V_{yd} = 557,7 + 1.088,5 = 1.646,2 \text{ kN}$$

Kiểm tra cắt:

$$1,1 \times 1.259,7 / 1.646,2 = 0,842 \leq 1,0 \text{ OK}$$

Xét đến khả năng phá hoại do nén xiên của bê tông lõi

$$f_{wyd} = 1,25 / 23,1^{1/2} = 6,005 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{wcd} = 6,005 \times 1.000 \times 1.575 / 1,3 = 7.275.288 \text{ N} = 7.275,3 \text{ kN}$$

Kiểm tra phá hoại nén xiên:

$$1,1 \times 1.259,7 / 7.275,3 = 0,190 \leq 1,0 \text{ OK}$$

- Lưới dưới

Khả năng chịu cắt bê tông

$$f_{vcd} = 0,2 \times 23,1^{1/3} = 0,569$$

$$\beta_d = (100/163,5)^{1/4} = 0,884$$

$$\beta_p = (100 \times 0,004649)^{1/3} = 0,775$$

$$V_{cd} = 0,884 \times 0,775 \times 0,569 \times 1.000 \times 1.635 / 1,3 = 490.276 \text{ N} = 490,3 \text{ kN}$$

Giá trị thiết kế của khả năng chịu lực cắt do cốt thép cắt chịu:

Bố trí cốt đai D13, 200 x 02 set

$$A_s = 506,7 \text{ mm}^2$$

$$f_{wyd} = f_{wyk} / \gamma_s = 345 / 1,0 = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$z = 1.635 / 1,15 = 1.422 \text{ mm}$$

$$\alpha_s = 90^\circ$$

$$V_{sd} = \{506,7 \times 345 \times (\sin 90 + \cos 90) / 200\} \times 1.422 / 1,1 = 1.129.917 \text{ N} = 1.129,9 \text{ kN}$$

Khả năng chịu cắt:

$$V_{yd} = 490,3 + 1.129,9 = 1.620,2 \text{ kN}$$

Kiểm tra cắt:

$$1,1 \times 1.319,4 / 1.620,2 = 0,896 \leq 1,0 \text{ OK}$$

Xét đến khả năng phá hoại do nén xiên của bê tông lõi

$$f_{wyd} = 1,25/23,1^{1/2} = 6,005 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{wcd} = 6,005 \times 1.000 \times 1.635/1,3 = 7.552.442 \text{ N} = 7.552,4 \text{ kN}$$

Kiểm tra phá hoại nén xiên:

$$1,1 \times 1.319,4 / 7.552,4 = 0,192 \leq 1,0 \text{ OK}$$

Các phép tính tiếp theo được thực hiện tương tự cho từng điểm, và kết quả đối với dầm được trình bày trong Bảng 2.20.

Bảng 2.20- Kết quả xác minh lực cắt – Phá hoại mặt cắt ngang (Dầm TB2)

Thiết kế cho lực cắt	Gối 1		Gối 2		Gối 3		Gối 4		Gối 5	
	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới
Chiều rộng dầm b (mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Chiều cao hữu hiệu d (mm)	1575	1635	1575	1635	1575	1635	1575	1635	1575	1635
Lực cắt thiết kế $V_d(\text{kN})$	1259.7	1319.4	1309.7	1320.3	1573.1	1309.6	1563.1	1320.8	1544.8	1259.7
Diện tích cốt thép thiết kế $A_s(\text{mm}^2)$	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5
Hệ số diện tích cốt thép pw	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649
β_d	0.893	0.884	0.893	0.884	0.893	0.884	0.893	0.884	0.893	0.884
β_p	0.906	0.775	0.906	0.775	0.906	0.775	0.906	0.775	0.906	0.775
β_n	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
$f_{vcd}(\text{N/mm}^2)$	0.569	0.569	0.569	0.569	0.569	0.569	0.569	0.569	0.569	0.569
$f_{wyd}(\text{N/mm}^2)$	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345
Hệ số thanh γ_b	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
Hệ số kết cấu γ_i	1.1	1.1	1.1	1.1	1.0	1.1	1.0	1.1	1.0	1.1
Đường kính cốt thép và khoảng cách thanh	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm
Diện tích cốt thép chịu cắt $A_w(\text{mm}^2)$	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8
Góc so với trục thanh $\alpha_s(\text{deg})$	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
Hệ số thanh thép chịu cắt γ_b	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
Cường độ chịu cắt của thép $V_{sd}(\text{kN})$	1088.5	1129.9	1088.5	1129.9	1088.5	1129.9	1088.5	1129.9	1088.5	1129.9
Cường độ chịu cắt của bê tông $V_{cd}(\text{kN})$	557.7	490.3	557.7	490.3	557.7	490.3	557.7	490.3	557.7	490.3
Cường độ chịu cắt của tiết diện $V_{ytd}(\text{kN})$	1646.2	1620.2	1646.2	1620.2	1646.2	1620.2	1646.2	1620.2	1646.2	1620.2
$\gamma_i \cdot V_d/V_{ytd}$	0.842	0.896	0.875	0.896	0.956	0.889	0.949	0.897	0.938	0.855
Kết quả kiểm tra	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
$f_{vcd}(\text{N/mm}^2)$	6.005	6.005	6.005	6.005	6.005	6.005	6.005	6.005	6.005	6.005
Lực nén phá hoại xiên $V_{wcd}(\text{kN})$	7275.3	7552.4	7275.3	7552.4	7275.3	7552.4	7275.3	7552.4	7275.3	7552.4
$\gamma_i \cdot V_d/V_{wcd}$	0.19	0.192	0.198	0.192	0.216	0.191	0.215	0.192	0.212	0.183
Kết quả kiểm tra	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

Thiết kế cho lực cắt	Nhịp 1		Nhịp 2		Nhịp 3		Nhịp 4	
	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới
Chiều rộng dầm b (mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Chiều cao hữu hiệu d (mm)	1575	1635	1575	1635	1575	1635	1575	1635
Lực cắt thiết kế $V_d(\text{kN})$	835.3	557.1	1034.8	641.1	1143.3	704.6	1113.9	657.9
Diện tích cốt thép thiết kế $A_s(\text{mm}^2)$	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5
Hệ số diện tích cốt thép pw	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649
β_d	0.893	0.884	0.893	0.884	0.893	0.884	0.893	0.884
β_p	0.906	0.775	0.906	0.775	0.906	0.775	0.906	0.775
β_n	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
$f_{vcd}(\text{N/mm}^2)$	0.569	0.569	0.569	0.569	0.569	0.569	0.569	0.569
$f_{wyd}(\text{N/mm}^2)$	345	345	345	345	345	345	345	345
Hệ số thanh γ_b	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
Hệ số kết cấu γ_i	1.0	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.1
Đường kính cốt thép và khoảng cách thanh	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm
Diện tích cốt thép chịu cắt $A_w(\text{mm}^2)$	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8
Góc so với trục thanh $\alpha_s(\text{deg})$	90	90	90	90	90	90	90	90
Hệ số thanh thép chịu cắt γ_b	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
Cường độ chịu cắt của thép $V_{sd}(\text{kN})$	1088.5	1129.9	1088.5	1129.9	1088.5	1129.9	1088.5	1129.9
Cường độ chịu cắt của bê tông $V_{cd}(\text{kN})$	557.7	490.3	557.7	490.3	557.7	490.3	557.7	490.3
Cường độ chịu cắt của tiết diện $V_{ytd}(\text{kN})$	1646.2	1620.2	1646.2	1620.2	1646.2	1620.2	1646.2	1620.2
$\gamma_i \cdot V_d/V_{ytd}$	0.507	0.378	0.629	0.396	0.695	0.435	0.677	0.447
Kết quả kiểm tra	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
$f_{vcd}(\text{N/mm}^2)$	6.005	6.005	6.005	6.005	6.005	6.005	6.005	6.005
Lực nén phá hoại xiên $V_{wcd}(\text{kN})$	7275.3	7552.4	7275.3	7552.4	7275.3	7552.4	7275.3	7552.4
$\gamma_i \cdot V_d/V_{wcd}$	0.115	0.081	0.142	0.085	0.157	0.093	0.153	0.096
Kết quả kiểm tra	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

2) Xác minh khả năng sử dụng

Xác minh/ khả năng sử dụng chủ yếu được thực hiện bằng cách đảm bảo rằng độ rộng vết nứt của cấu kiện, phát sinh từ các giá trị phản ứng thiết kế tại trạng thái giới hạn của nó, nằm dưới giá trị giới hạn cho phép của độ rộng vết nứt.

i) Kiểm tra trạng thái sử dụng theo mômen uốn

Việc tính toán độ rộng vết nứt (w) được thực hiện theo công thức sau:

$$w = 1,1 \times k_1 \times k_2 \times k_3 \times \{4 \times c + 0,7 \times (c_s - \varphi)\} \times (\sigma_{se} / E_s + \varepsilon'_{csd}) \quad (2.8)$$

Trong đó:

- w : Chiều rộng vết nứt tính toán (mm)
- k_1 : Hệ số biểu thị ảnh hưởng của hình dạng bề mặt cốt thép đến độ rộng vết nứt (với cốt thép có gờ = 1,0)
- k_2 : Hệ số biểu thị ảnh hưởng của chất lượng bê tông đến độ rộng vết nứt $k_2 = 15 / (f'_c + 20) + 0,7 = 15 / (30 + 20) + 0,7 = 1,0$
- f'_c : Cường độ nén bê tông (= 30N/mm²)
Có thể được lấy = f_{cd}'
- k_3 : Hệ số biểu thị ảnh hưởng của số lớp cốt thép kéo, $k_3 = 5(n + 2) / (7n + 8)$
- n : Số lớp cốt thép chịu kéo
- c : Chiều dày lớp bảo vệ (mm)
- c_s : Khoảng cách giữa các tâm của các thanh cốt thép (mm)
- φ : Đường kính của cốt thép chịu kéo, đường kính danh định của thanh cốt thép nhỏ nhất (mm)
- E_s : Mô đun đàn hồi cốt thép (200 kN/mm²)
- ε'_{csd} : Giá trị xét đến sự gia tăng độ rộng vết nứt do co ngót và từ biến của bê tông (đối với công trình thường xuyên ngập nước = 0; công trình tiếp xúc với không khí = 0.00010)
- σ_{se} : Sự tăng ứng suất của cốt thép gần bề mặt:
 $\sigma_{se} = M_s / (A_s \cdot j \cdot d)$
- M_s : Giá trị thiết kế của mô men uốn (kNm)
- A_s : Tiết diện cốt thép (mm²)
- j : $j = 1 - k/3$
- k : Tỷ lệ trục trung hòa (Neutral Axis Ratio)
 $k = \sqrt{2np_w + (np_w)^2} - np_w$
- n : Hệ số mô đun đàn hồi
 $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,0 \times 10^6}{2,8 \times 10^5} = 7,1$
- p_w : Tỷ lệ cốt thép
 $p_w = \frac{A_s}{b \times d}$
- b_w : Chiều rộng dầm (mm)
- d : Chiều cao hữu hiệu (mm)

TCVN

11820

Phần 1:

2025

Công thức
(I.10)

TCVN

11820

Phần 11

:2025

Công

thức

(4.1.20)

TCVN

11820

Phần 1:

2025

Công thức
(I.11)

TCVN

11820

Phần 11:

2025

Công thức
(4.1.21)

Giới hạn giá trị độ rộng vết nứt w_a cho các phần trên và dưới như sau:

- cốt thép trên (môi trường ăn mòn)
 $w_a = 0,0040 \times c = 0,0040 \times 84 = 0,336 \text{ mm}$
- cốt thép phía dưới (môi trường ăn mòn nghiêm trọng)
 $w_a = 0,0035 \times c = 0,0035 \times 87 = 0,305 \text{ mm}$

Ví dụ: Kiểm tra gối 1 dầm TB2

- Mô men thiết kế
Phía trên: $-M_1 = -1.156,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Phía dưới: $+M_1 = 1.224,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Chiều cao hữu hiệu của dầm:
Phía trên: $d = 1.575 \text{ mm}$
Phía dưới: $d = 1.635 \text{ mm}$
- Phía trên
Cốt thép: Bố trí 2 lớp bước 10cm
Lớp 1: 9 thanh $\times$ D32
Lớp 2: 9 thanh $\times$ D25
Tổng cộng: $A_s = 11.708,1 \text{ mm}^2$
 $k_3 = 5(2 + 2) / (7 \times 2 + 8) = 0,909$
 $\rho_w = 11.708,1 / (1.000 \times 1.575) = 0,007434$
 $k = \{2 \times 7,1 \times 0,007434 + (7,1 \times 0,007434)^2\}^{1/2} - 7,1 \times 0,007434 = 0,277$
 $j = 1 - 0,277/3 = 0,908$
 $\sigma_{se} = 1.156,4 \times 10^6 / (11.708,1 \times 0,908 \times 1.575) = 69,06 \text{ N/mm}^2 = 0,069 \text{ kN/mm}^2$

Kiểm tra nứt:
 $w = 1,1 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,909 \times \{4 \times 84 + 0,7 \times (100 - 32)\} \times (69,06 / (200 \times 10^3) + 0,0001)$
 $= 0,173 \text{ mm} \leq 0,336 \text{ mm OK}$
- Phía dưới
Cốt thép: Bố trí 2 lớp bước 10cm
Lớp 1: 9 thanh $\times$ D25
Lớp 2: 6 thanh $\times$ D25
Tổng cộng: $A_s = 7.600,5 \text{ mm}^2$
 $k_3 = 5(2 + 2) / (7 \times 2 + 8) = 0,909$

$$p_w = 7.600,5 / (1.000 \times 1.635) = 0,004649$$

$$k = \{2 \times 7,1 \times 0,004649 + (7,1 \times 0,004649)^2\}^{1/2} - 7,1 \times 0,004649 = 0,227$$

$$j = 1 - 0,227/3 = 0,924$$

$$\sigma_{se} = 1.224,8 \times 10^6 / (7.600,5 \times 0,924 \times 1.635) = 106,67 \text{ N/mm}^2 = 0,107 \text{ kN/mm}^2$$

Kiểm tra chiều rộng vết nứt:

$$w = 1,1 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,909 \times \{4 \times 87 + 0,7 \times (100 - 25)\} \times (106,7 / (200 \times 10^3) + 0,0001) = 0,254 \text{ mm} \leq 0,305 \text{ mm OK}$$

Việc tính toán độ rộng vết nứt được thực hiện tương tự cho từng điểm. Kết quả tính toán cho dầm được trình bày trong Bảng 2.21.

Bảng 2.21- Kết quả xác minh chiều rộng nứt (Dầm TB2)

Kiểm tra chiều rộng vết nứt	Gối 1		Gối 2		Gối 3		Gối 4		Gối 5	
	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới
Chiều rộng dầm b (mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Chiều cao hữu hiệu d (mm)	1575	1635	1575	1635	1575	1635	1575	1635	1575	1635
Mô men thiết kế $M_d(\text{kN} \cdot \text{m})$	1156.4	1224.8	991.6	1140.9	1183.3	715.5	1813.5	830.6	2324.3	1038.2
Diện tích cốt thép thiết kế $A_{st}(\text{mm}^2)$	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5
Lớp 1 (D x Bars)	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars
Lớp 2 (D x Bars)	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars
k_1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
k_2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
k_3	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909
Chiều dày bê tông bảo vệ c (mm)	84	87	84	87	84	87	84	87	84	87
$c_o(\text{mm})$	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Tỷ lệ diện tích cốt thép p_w	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649
Hệ số trục trung hòa k	0.277	0.227	0.277	0.227	0.277	0.227	0.277	0.227	0.277	0.227
$j = 1 - k / 3$	0.908	0.924	0.908	0.924	0.908	0.924	0.908	0.924	0.908	0.924
Ứng suất kéo tăng lên $\sigma_{se}(\text{kN/mm}^2)$	0.069	0.107	0.059	0.099	0.071	0.062	0.108	0.072	0.139	0.09
Chiều rộng vết nứt W (mm)	0.173	0.254	0.153	0.238	0.177	0.164	0.249	0.184	0.309	0.22
Chiều rộng vết nứt cho phép $W_{lim}(\text{mm})$	0.336	0.305	0.336	0.305	0.336	0.305	0.336	0.305	0.336	0.305
Kết quả kiểm tra	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

Kiểm tra chiều rộng vết nứt	Nhịp 1		Nhịp 2		Nhịp 3		Nhịp 4	
	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới
Chiều rộng dầm b (mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Chiều cao hữu hiệu d (mm)	1575	1635	1575	1635	1575	1635	1575	1635
Mô men thiết kế $M_d(\text{kN} \cdot \text{m})$	282.1	699.7	0.0	516.3	177.3	498.2	667.1	580.6
Diện tích cốt thép thiết kế $A_{st}(\text{mm}^2)$	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5
Lớp 1 (D x Bars)	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars	D32 x 9 bars	D25 x 9 bars
Lớp 2 (D x Bars)	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars	D25 x 9 bars	D25 x 6 bars
k_1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
k_2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
k_3	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909
Chiều dày bê tông bảo vệ c (mm)	84	87	84	87	84	87	84	87
$c_o(\text{mm})$	100	100	100	100	100	100	100	100
Tỷ lệ diện tích cốt thép p_w	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649
Hệ số trục trung hòa k	0.277	0.227	0.277	0.227	0.277	0.227	0.277	0.227
$j = 1 - k / 3$	0.90764	0.924458	0.90764	0.924458	0.90764	0.924458	0.90764	0.924458
Ứng suất kéo tăng lên $\sigma_{se}(\text{kN/mm}^2)$	0.017	0.061	0	0.045	0.011	0.043	0.04	0.051
Chiều rộng vết nứt W (mm)	0.072	0.162	0.039	0.13	0.06	0.126	0.117	0.142
Chiều rộng vết nứt cho phép $W_{lim}(\text{mm})$	0.336	0.305	0.336	0.305	0.336	0.305	0.336	0.305
Kết quả kiểm tra	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

ii) Xác minh khả năng sử dụng chịu cắt

Khi xét đến các cấu kiện chịu lực cắt, nếu lực cắt thiết kế V_d nhỏ hơn 70% khả năng chịu cắt của bê tông V_{cd} , thì không cần xem xét đến độ rộng vết nứt do lực cắt. Tuy nhiên, trong trường hợp này, hệ số cấu kiện γ_b thường được lấy bằng 1.0.

Nếu cần thiết phải xem xét đến vết nứt do lực cắt, thì phải tiến hành kiểm tra bằng các phương pháp thích hợp.

Ngược lại, nếu lực cắt thiết kế V_d lớn hơn 70% khả năng chịu cắt của bê tông V_{cd} , thì việc kiểm tra có thể được thực hiện bằng cách đảm bảo rằng mức ứng suất của cốt thép chịu cắt σ_{se} không vượt quá giá trị giới hạn về tăng ứng suất trong cốt thép được trình bày trong Bảng 2.22.

Ngoài ra, ứng suất trong đai cốt thép (stirrups) có thể được xác định theo công thức sau:

$$\sigma_{wpd} = \frac{(V_d + V_{rd} - k_r V_{cd}) \times s}{A_w z (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)} \times \frac{V_{pd} + V_{cd}}{V_d + V_{rd} + V_{cd}} \quad (2.9)$$

Trong đó:

- σ_{wpd} : Ứng suất thiết kế trong cốt thép chịu cắt do tác dụng lâu dài (tải trọng tĩnh)
- V_d : Lực cắt thiết kế do tải trọng lâu dài (permanent load)
- V_{rd} : Lực cắt thiết kế do tải trọng ngắn hạn (variable load)
- V_{cd} : Lực cắt thiết kế tác dụng lên cấu kiện thanh không có cốt thép chịu cắt. trong đó hệ số γ_b có thể lấy bằng 1,0
- A_w : Tổng diện tích tiết diện ngang của cốt thép chịu cắt trong khoảng cách s
- s : Khoảng cách cốt thép chịu cắt
- z : Khoảng cách từ vị trí tác dụng của lực nén tổng hợp đến trọng tâm của cốt thép chịu kéo, Giá trị này có thể lấy bằng $d / 1,15$
- d : Chiều cao hữu hiệu
- α_s : Góc giữa cốt thép chịu cắt và trục của cấu kiện
- k_r : Hệ số xét đến ảnh hưởng của tải trọng thay đổi
Thông thường lấy bằng 0,5, Tuy nhiên có thể lấy bằng 1 nếu ảnh hưởng của tải trọng gây mỗi là đáng kể,

TCVN
11820
Phần 11:
2025
Công thức
(4.1.23)

Bảng 2.22- Giá trị giới hạn của cường độ ứng suất cốt thép (N/mm²)

Loại thép	Giá trị giới hạn
Thép hình	120
Thép tròn	100
Thép PC	100

Ví dụ: Kiểm tra gối 1 dầm TB2

- Giá trị lực cắt thiết kế:
Phía trên: $V_d = 613,4$ kN
Phía dưới: $V_d = 661,6$ kN
- Chiều cao hữu hiệu của dầm:
Phía trên: $d = 1.575$ mm
Phía dưới: $d = 1.635$ mm

- Phía trên

Cốt thép: bố trí 2 lớp bước 10cm

Lớp 1: 9 thanh × D32

Lớp 2: 9 thanh × D25

Tổng diện tích: $A_s = 11.708,1 \text{ mm}^2$

$$\rho_w = 11.708,1 / (1.000 \times 1.575) = 0,007434$$

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$f_{vcd} = 0,2 \times 30,0^{1/3} = 0,621$$

$$\beta_d = (100/157,5)^{1/4} = 0,893$$

$$\beta_p = (100 \times 0,007434)^{1/3} = 0,906$$

$$V_{cd} = 0,893 \times 0,906 \times 0,621 \times 1.000 \times 1.575 / 1,0 = 791.319 \text{ N} = 791,3 \text{ kN}$$

$$0,7 \times V_{cd} = 0,7 \times 791,3 = 553,9 \text{ kN} < V_d = 613,4 \text{ kN}$$

Do đó việc kiểm tra mức độ ứng suất của đai thép chịu cắt cần được thực hiện.

Cường độ ứng suất thiết kế của cốt thép chịu cắt (stirrups):

$$\sigma_{wpd} = \frac{(613,4 - 1,0 \times 791,3) \times 200}{506,8 \times 1.370 (\sin 90 + \cos 90)} \frac{163,4 + 791,3}{613,4 + 791,3} \times 10^3$$

$$= -34,85 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{se} = 120 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$

- Phía dưới

Cốt thép: bố trí 2 lớp bước 10cm

Lớp 1: 9 thanh × D25

Lớp 2: 6 thanh × D25

Tổng diện tích: $A_s = 7.600,5 \text{ mm}^2$

$$\rho_w = 7.600,5 / (1.000 \times 1.635) = 0,004649$$

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$f_{vcd} = 0,2 \times 30,0^{1/3} = 0,621$$

$$\beta_d = (100/163,5)^{1/4} = 0,884$$

$$\beta_p = (100 \times 0,004649)^{1/3} = 0,775$$

$$V_{cd} = 0,884 \times 0,775 \times 0,621 \times 1.000 \times 1.635 / 1,0 = 695.606 \text{ N} = 695,6 \text{ kN}$$

$$0,7 \times V_{cd} = 0,7 \times 695,6 = 486,9 \text{ kN} < V_d = 661,6 \text{ kN}$$

Do đó việc kiểm tra mức độ ứng suất của đai thép chịu cắt cần được thực hiện.

Cường độ ứng suất thiết kế của cốt thép chịu cắt (stirrups):

$$\sigma_{wpd} = \frac{(661,6 - 1,0 \times 695,6) \times 200}{506,8 \times 1.422 (\sin 90 + \cos 90)} \frac{206,4 + 695,6}{661,6 + 695,6} \times 10^3$$

$$= -6,277 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{se} = 120 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$

Các phép tính tương tự được thực hiện cho từng điểm. Kết quả tính toán cho dầm được trình bày trong Bảng 2.23.

Bảng 2.23- Kết quả xác minh chiều rộng vết nứt do lực cắt (Dầm TB2)

Thiết kế cho lực cắt	Gối 1		Gối 2		Gối 3		Gối 4		Gối 5	
	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới
Chiều rộng dầm b (mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Chiều cao hữu hiệu d (mm)	1575	1635	1575	1635	1575	1635	1575	1635	1575	1635
Lực cắt thiết kế $V_d(\text{kN})$	613.4	661.6	692.8	658.7	762.7	650.1	757.7	652.3	757.5	613.4
Diện tích cốt thép thiết kế $A_s(\text{mm}^2)$	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5
Hệ số diện tích cốt thép pw	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649
β_d	0.893	0.884	0.893	0.884	0.893	0.884	0.893	0.884	0.893	0.884
β_p	0.906	0.775	0.906	0.775	0.906	0.775	0.906	0.775	0.906	0.775
β_n	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
$f_{vcd}(\text{N/mm}^2)$	0.621	0.621	0.621	0.621	0.621	0.621	0.621	0.621	0.621	0.621
Đường kính cốt thép chịu cắt và khoảng cách	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm
Diện tích cốt thép chịu cắt $A_w(\text{mm}^2)$	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8
Góc so với trục thanh $\alpha_s(\text{deg})$	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
Cường độ chịu cắt bê tông $V_{cd}(\text{kN})$	791.3	695.6	791.3	695.6	791.3	695.6	791.3	695.6	791.3	695.6
$V_{cd} \times 70\%$ (kN)	553.9	486.9	553.9	486.9	553.9	486.9	553.9	486.9	553.9	486.9
Lực cắt dưới tải trọng lâu dài $V_{pd}(\text{kN})$	163.4	206.4	182.8	200.5	197.9	192.8	196.5	188.2	210.2	163.4
Hệ số ảnh hưởng của hoạt tải k_2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Ứng suất cắt $\sigma_{wd}(\text{N/mm}^2)$	-34.849	-6.277	-18.63	-6.774	-5.256	-8.339	-6.178	-7.885	-6.301	-14.979
Giá trị giới hạn của ứng suất (N/mm^2)	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120
Kết quả kiểm tra	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

Thiết kế cho lực cắt	Nhịp 1		Nhịp 2		Nhịp 3		Nhịp 4	
	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới	Phía trên	Phía dưới
Chiều rộng dầm b (mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Chiều cao hữu hiệu d (mm)	1575	1635	1575	1635	1575	1635	1575	1635
Lực cắt thiết kế $V_d(\text{kN})$	338.4	238.5	430.4	267.8	477.2	292.4	470.1	269.1
Diện tích cốt thép thiết kế $A_s(\text{mm}^2)$	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5	11708.1	7600.5
Hệ số diện tích cốt thép pw	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649	0.007434	0.004649
β_d	0.893	0.884	0.893	0.884	0.893	0.884	0.893	0.884
β_p	0.906	0.775	0.906	0.775	0.906	0.775	0.906	0.775
β_n	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
$f_{vcd}(\text{N/mm}^2)$	0.621	0.621	0.621	0.621	0.621	0.621	0.621	0.621
Đường kính cốt thép chịu cắt và khoảng cách	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm	D13 @200 mm
Diện tích cốt thép chịu cắt $A_w(\text{mm}^2)$	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8
Góc so với trục thanh $\alpha_s(\text{deg})$	90	90	90	90	90	90	90	90
Cường độ chịu cắt bê tông $V_{cd}(\text{kN})$	791.3	695.6	791.3	695.6	791.3	695.6	791.3	695.6
$V_{cd} \times 70\%$ (kN)	553.9	486.9	553.9	486.9	553.9	486.9	553.9	486.9
Lực cắt dưới tải trọng lâu dài $V_{pd}(\text{kN})$	0	11.818	0	1.306	1.846	0	10.973	0
Hệ số ảnh hưởng của hoạt tải k_2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Ứng suất cắt $\sigma_{wd}(\text{N/mm}^2)$	—	—	—	—	—	—	—	—
Giá trị giới hạn của ứng suất (N/mm^2)	—	—	—	—	—	—	—	—
Kết quả kiểm tra	—	—	—	—	—	—	—	—

- Kết thúc -