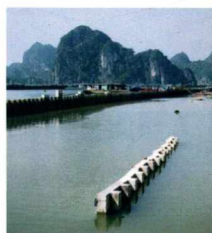




CK.0000068240

THIẾT KẾ & THI CÔNG TƯỜNG CỪ



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

VŨ MINH TUẤN

THIẾT KẾ & THI CÔNG TƯỜNG CỜ

(Tái bản)

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2014

LỜI NÓI ĐẦU

Nước ta nằm trong khu vực địa hình tương đối thấp, sông hồ, kênh rạch nhiều, bờ biển trải dài. Để tận dụng địa thế xây dựng các công trình nhằm phát triển kinh tế, phục vụ xã hội, đảm bảo phát triển bền vững, bảo vệ an ninh quốc phòng, ngành Xây dựng, Giao thông vận tải đã nghiên cứu ứng dụng nhiều công nghệ thiết kế, thi công công trình vào thực tế. Một trong những phương pháp được áp dụng đó là thiết kế và thi công tường cừ.

Nội dung cuốn "**Thiết kế và thi công tường cừ**" được tác giả viết dựa trên cơ sở tham khảo thực tế các công trình đã được thiết kế và thi công, vì vậy rất hữu ích với các nhà nghiên cứu, thiết kế, thi công và quản lý các công trình; đồng thời dùng làm tài liệu tham khảo, giảng dạy, học tập cho giáo viên, sinh viên, học viên cao học và nghiên cứu sinh.

Cuốn sách cũng đã nhận được sự góp ý của các giáo sư, tiến sĩ đầu ngành trong quá trình hoàn thiện.

Chúng tôi hân hạnh giới thiệu cuốn sách tới bạn đọc.

Tác giả

Chương 1

TỔNG QUAN VỀ CỪ VÀ KẾT CẤU TƯỜNG CỪ

1.1. ỨNG DỤNG KẾT CẤU TƯỜNG CỪ

Kết cấu tường cừ là loại kết cấu tường mỏng, được đóng sâu vào trong đất tạo ra thể ổn định. Nguyên tắc tổng quát đảm bảo tính ổn định của tường cừ đó là tổng các lực ngang và lực đứng tác dụng lên kết cấu phải bằng không.

Cừ (Cọc ván) được sử dụng rất rộng rãi với nhiều mục đích có thể liệt kê như dưới đây:

1. *Đối với công trình vĩnh cửu:* Công trình cầu cảng, công trình gia cố bờ sông hoặc kênh rạch, đê chắn sóng, tường chắn, tường chống xói, tường cắt dòng, đập, đê biển, và các công trình khác.
2. *Công trình tạm thời:* Tường chắn đất, tường chống, công trình phục vụ thi công mở trụ cầu, công trình dạng đào và các công trình khác.
3. *Các công trình đặc biệt:* Xilô dầu, công trình bảo vệ ống dẫn dầu, công trình lấp gia cường động đất, công trình chống hóa lỏng, công trình chống biển lấn và các công trình khác.

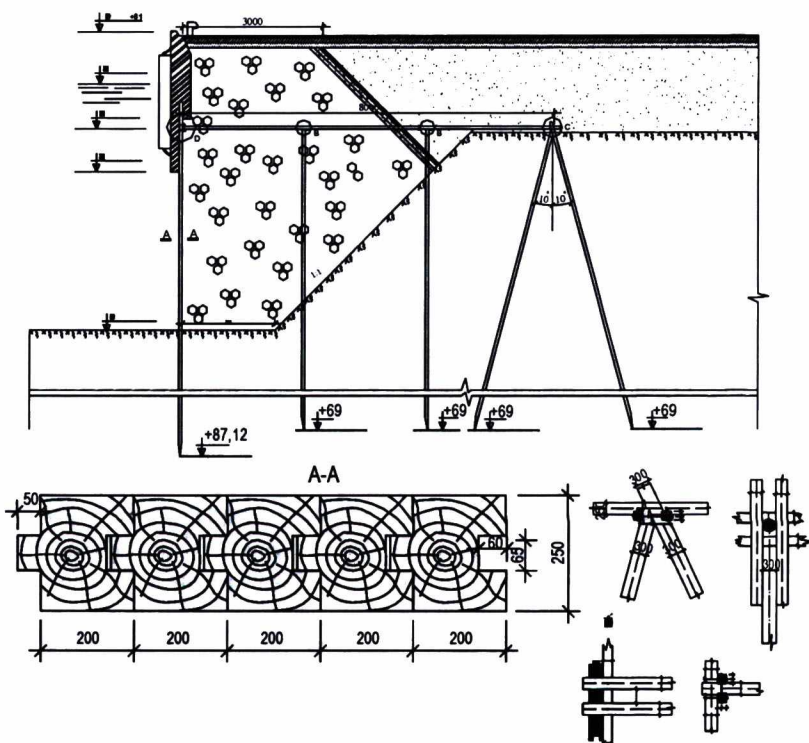
Hiện nay, chủng loại cừ rất đa dạng và phong phú. Nếu phân loại cừ theo vật liệu chế tạo, gồm có: cừ gỗ, thép, bê tông cốt thép và nhựa tổng hợp. Còn nếu phân loại cừ theo hình thức neo giữ, ta có cừ tự do, cừ không neo, cừ một tầng neo và cừ nhiều tầng neo. Về mặt tính toán, có thể phân loại kết cấu tường cừ theo chỉ số mềm (cừ cứng hoặc cừ mềm), hoặc theo đặc trưng liên kết của cừ vào đất: Khớp, ngàm chặt và ngàm đàn hồi.

1.2. KẾT CẤU TƯỜNG CỪ GỖ

Gỗ là loại vật liệu dễ tìm, dễ gia công, dễ chế tạo thành các tiết diện cừ khác nhau. Vì vậy đối với các kết cấu nhỏ và đơn giản, gần nguồn cung cấp gỗ, nước biển xâm thực ít đã tận dụng khả năng đa dạng của loại vật liệu này. Theo kinh nghiệm của các nước Bắc Âu và Bắc Mỹ, tường cừ gỗ nên ứng dụng trong một số điều kiện sau:

- Các kết cấu có chiều sâu nhô $H = 3 \div 5m$;

- Nền đất dễ đóng, không xuất hiện dòng thấm để tránh hiện tượng đất dùn;
- Cố gắng để toàn bộ chiều dài cừ ngập trong nước; tuổi thọ sẽ tăng từ $1,5 \div 2$ lần, trong cùng một điều kiện xâm thực nước như nhau.
- Tiết diện gỗ chế tạo theo hai cách:
 - Gỗ nguyên cây được xẻ thành tiết diện chữ nhật hoặc gần vuông có mộng để nối lại với nhau khi đóng (hình 1.1).
 - Các tấm gỗ dán lại với nhau.



Hình 1.1. Cấu tạo bển tường cừ gỗ có neo vào cọc gỗ chum đôi

Hàng ngàn năm trước, các bản gỗ (cừ) đã được đặt hoặc đóng vào trong đất để làm tường chắn hoặc các con đập đơn giản. Các hàng cừ đôi đi được đóng song song nhau và đất được nhồi vào giữa tạo thành một kết cấu ổn định và cứng hơn. Các cừ gỗ đã đóng được liên kết với nhau bởi dây tạo thành một bức tường. Sau đó, người

ta đã nhận ra rằng, việc tạo ra các mộng âm dương để liên kết các cừ sẽ tốt hơn liên kết bằng dây (hình 1.2). Và cừ liên kết mộng âm dương được chế tạo bởi ba miếng gỗ phẳng. Chúng vẫn được sử dụng cho đến tận ngày nay.

Hiện nay cùng với sự phát triển của vật liệu màng vải lọc phía sau tường, các cừ gỗ đã được ứng dụng rộng rãi trong các bến du thuyền, kè bờ (hình 1.3), kè mỏ hàn (hình 1.4), đê quai, tường chắn v.v...



Hình 1.2. Một số liên kết giữa các cừ gỗ



Hình 1.3. Kè bờ bằng cừ gỗ



Hình 1.4. Cừ gỗ ứng dụng trong kè mỏ hàn

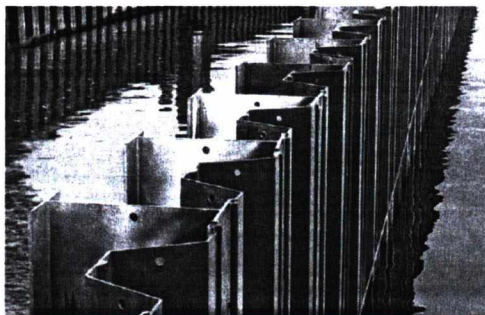
1.3. KẾT CẤU TƯỜNG CỪ THÉP

1.3.1. Tổng quan về cừ thép

Ngày nay, trong lĩnh vực xây dựng, cừ thép (các tên gọi khác là cọc ván thép, cừ Larssen, cọc bản, thuật ngữ tiếng Anh là steel sheet pile) được sử dụng ngày càng phổ biến. Từ các công trình thủy công như cảng, bờ kè, cầu tàu, đê chắn sóng, công trình cải tạo dòng chảy, công trình cầu, đường hầm đến các công trình dân dụng như bãi đậu xe ngầm, tầng hầm nhà nhiều tầng, nhà công nghiệp. Cừ thép không chỉ được sử dụng trong các công trình tạm thời mà còn có thể được xem như một loại vật liệu xây dựng, với những đặc tính riêng biệt, thích dụng với một số bộ phận chịu lực trong các công trình xây dựng.

Cừ thép được sử dụng lần đầu tiên vào năm 1908 tại Mỹ trong dự án Black Rock Harbour, tuy nhiên trước đó người Ý đã sử dụng tường cọc bản bằng gỗ để

làm tường vây khi thi công móng mố trụ cầu trong nước. Bên cạnh gỗ và thép, cọc bần cũng có thể được chế tạo từ nhôm, từ bê tông ứng lực trước. Tuy nhiên với những ưu điểm vượt trội, cừ thép vẫn chiếm tỉ lệ cao trong nhu cầu sử dụng. Cho đến nay cừ thép được sản xuất với nhiều hình dạng, kích thước khác nhau với các đặc tính về khả năng chịu lực ngày càng được cải thiện. Ngoài cừ thép có mặt cắt ngang dạng chữ U, Z thông thường còn có loại mặt cắt ngang Omega (W), dạng tấm phẳng (straight web) cho các kết cấu tường chắn tròn khép kín, dạng hộp (box pile) được cấu thành bởi 2 cọc U hoặc 4 cọc Z hàn với nhau. Tùy theo mức độ tải trọng tác dụng mà tường chắn có thể chỉ dùng cừ thép hoặc kết hợp sử dụng cừ thép với cọc thép hình H (hình 1.5) hoặc cọc ống thép (hình 1.6) nhằm tăng khả năng chịu mômen uốn.



Hình 1.5. Cừ thép với cọc thép hình H



Hình 1.6. Cừ thép với cọc ống thép

Về kích thước, cừ thép có bề rộng bản thay đổi từ 400mm đến 750mm. Sử dụng cọc có bề rộng bản lớn thường đem lại hiệu quả kinh tế hơn so với cọc có bề rộng bản nhỏ vì cần ít số lượng cọc hơn nếu tính trên cùng một độ dài tường chắn. Hơn nữa, việc giảm số cọc sử dụng cũng có nghĩa là tiết kiệm thời gian và chi phí cho khâu hạ cọc, đồng thời làm giảm lượng nước ngấm chảy qua các rãnh khóa của cọc. Chiều dài cừ thép có thể được chế tạo lên đến 30m tại xưởng, tuy nhiên chiều dài thực tế của cọc thường được quyết định bởi điều kiện vận chuyển (thông thường từ 9 đến 15m), riêng cọc dạng hộp gia công ngay tại công trường có thể lên đến 72m.

1.3.2. Ưu, nhược điểm của cừ thép

1.3.2.1. Ưu điểm

Có thể liệt kê một số ưu điểm nổi bật của cừ thép như sau:

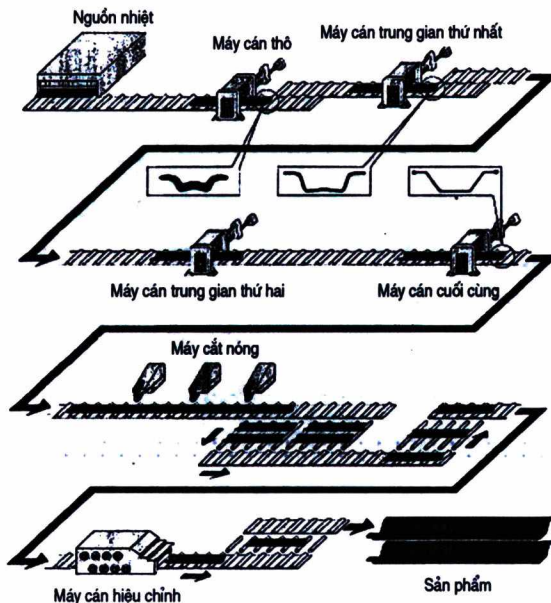
- Khả năng chịu ứng suất động khá cao (cả trong quá trình thi công lẫn trong quá trình sử dụng).

- Khả năng chịu lực lớn trong khi trọng lượng khá bé.
- Cừ thép có thể nối dễ dàng bằng mối nối hàn hoặc bulông nhằm gia tăng chiều dài.
- Cừ thép có thể sử dụng nhiều lần, do đó có hiệu quả về mặt kinh tế.

1.3.2.2. Nhược điểm

Nhược điểm lớn nhất của cừ thép là tính bị ăn mòn trong môi trường làm việc (khi sử dụng cừ thép trong các công trình vĩnh cửu). Tuy nhiên nhược điểm này hiện nay hoàn toàn có thể khắc phục bằng các phương pháp bảo vệ như sơn phủ chống ăn mòn, mạ kẽm, chống ăn mòn điện hóa hoặc có thể sử dụng loại cừ thép được chế tạo từ loại thép đặc biệt có tính chống ăn mòn cao. Ngoài ra, mức độ ăn mòn của cừ thép theo thời gian trong các môi trường khác nhau cũng đã được nghiên cứu và ghi nhận lại. Theo đó, tùy thuộc vào thời gian phục vụ của công trình được quy định trước, người thiết kế có thể chọn được loại cừ thép với độ dày phù hợp đã xét đến sự ăn mòn này.

1.3.3. Phương pháp chế tạo cừ thép

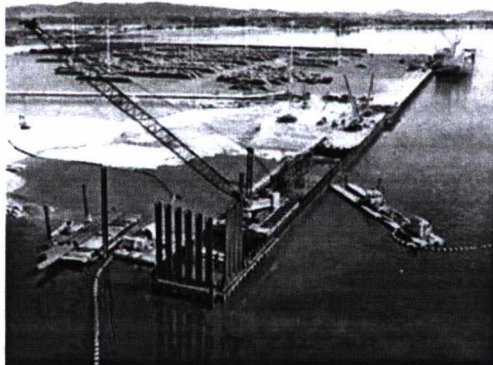


Hình 1.7. Sơ đồ sản xuất cừ thép bằng phương pháp cán nóng

Hiện nay cừ thép được chế tạo theo hai phương pháp khác nhau: phương pháp cán nóng (hình 1.7) và phương pháp dập nguội. Trong phương pháp cán nóng, một khối thép nóng chảy ban đầu (có dạng như khối lập phương) sẽ được di chuyển qua một loạt các máy cán để dần dần trở thành dạng cừ thép, phương pháp này cũng giống như phương pháp chế tạo thép hình hay thép tấm thông thường. Cừ thép được chế tạo theo phương pháp này có dạng mặt cắt ngang rất linh hoạt, độ dày bản cánh và bụng có thể giống hoặc khác nhau, các vị trí góc có thể dày lên để chống hiện tượng tập trung ứng suất, rãnh khóa được chế tạo kín khít để hạn chế đến mức thấp nhất khả năng cho nước chảy qua. Dĩ nhiên với các ưu điểm nổi bật, giá thành của loại cọc này thông thường cũng lớn.

Trong phương pháp dập nguội, một cuộn thép tấm sẽ được kéo qua một dây chuyền bao gồm nhiều trục cán được sắp xếp liên tục nhau, mỗi trục cán có chứa các con lăn có thể thay đổi vị trí, nắn thép tấm từ hình dạng phẳng ban đầu thành dạng gấp khúc như cừ thép. Cừ thép được chế tạo theo phương pháp này phải được kiểm tra nghiêm ngặt khả năng chịu lực cũng như khe hở của rãnh khóa trước khi xuất xưởng. Giá thành của loại cọc này thông thường rẻ hơn so với phương pháp cán nóng.

1.3.4. Ứng dụng của cừ thép



Hình 1.8. Cừ thép áp dụng ở cảng nước sâu ở New Zealand

Với khả năng chịu tải trọng động cao, dễ thấy cừ thép rất phù hợp cho các công trình cảng (hình 1.8), cầu tàu, đê đập, ngoài áp lực đất còn chịu lực tác dụng của sóng biển cũng như lực va đập của tàu thuyền khi cập mạn. Trên thế giới đã có rất

nhiều công trình cảng được thiết kế trong đó cừ thép (thường kết hợp với hệ tường neo và thanh neo) đóng vai trò làm tường chắn, đất được lấp đầy bên trong và bên trên là kết cấu nền cảng bê tông cốt thép với móng cọc ống thép hoặc cọc bê tông cốt thép ứng suất trước bên dưới. Tường cọc thép này cũng được ngàm vào bê tông giống như cọc ống. Hệ tường neo thông thường cũng sử dụng cừ thép nhưng có kích thước và chiều dài nhỏ hơn so với tường chính. Thanh neo (tie rod) là các thanh thép đường kính từ 40mm đến 120mm có thể điều chỉnh chiều dài theo yêu cầu. Việc thiết kế công trình cảng sử dụng cừ thép có thể tiết kiệm về mặt chi phí hơn vì nếu không dùng cừ thép thì số lượng cọc ống bên dưới kết cấu nền cảng sẽ phải tăng lên nhiều và phải thiết kế thêm cọc xiên để tiếp thu hoàn toàn các tải trọng ngang tác dụng vào kết cấu nền cảng.

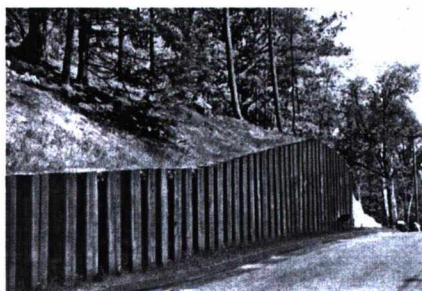
Bên cạnh công trình cảng, nhiều công trình bờ kè, kênh mương (hình 1.9), cải tạo dòng chảy cũng sử dụng cừ thép do tính tiện dụng, thời gian thi công nhanh, độ bền chịu lực tốt.



Hình 1.9. Cừ thép sử dụng trong kè bờ và kênh mương

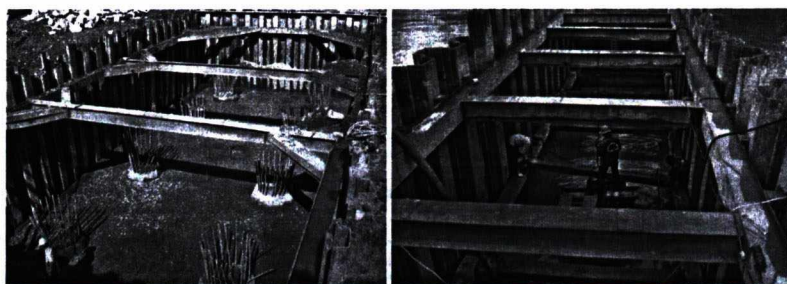
Với các công trình đường bộ, hầm giao thông đi qua một số địa hình đồi dốc phức tạp hay men theo bờ sông thì việc sử dụng cừ thép để ổn định mái dốc (hình 1.10) hay làm bờ bao cũng tỏ ra khá hiệu quả.

Trong các công trình dân dụng, cừ thép cũng có thể được sử dụng để làm tường tầng hầm trong nhà nhiều tầng hoặc trong các bãi đỗ xe ngầm thay cho tường bê tông cốt thép. Khi đó, tương tự như phương pháp thi



Hình 1.10. Cừ thép sử dụng để ổn định mái dốc

công topdown, chính cừ thép sẽ được hạ xuống trước hết để làm tường vây chắn đất phục vụ thi công hố đào (hình 1.11). Bản thân cừ thép sẽ được hàn thép chờ ở mặt trong để có thể bám dính chắc chắn với bê tông của các dầm biên được đổ sau này. Trên các rãnh khóa giữa các cừ thép sẽ được chèn bitum để ngăn nước chảy vào tầng hầm hoặc có thể dùng đường hàn liên tục để ngăn nước (trong trường hợp này nên dùng cọc bản rộng để hạn chế số lượng các rãnh khóa). Trong thiết kế, cừ thép ngoài việc kiểm tra điều kiện bền chịu tải trọng ngang còn phải kiểm tra điều kiện chống cháy để chọn chiều dày phù hợp. Bề mặt của cừ thép bên trong được sơn phủ để đáp ứng tính thẩm mỹ đồng thời cũng để bảo vệ chống ăn mòn cho cừ thép. Cũng không quên nhắc lại lĩnh vực mà cừ thép được sử dụng nhiều nhất đó là làm tường vây chắn đất hoặc nước khi thi công các hố đào tạm thời.



Hình 1.11. Cừ thép được sử dụng làm tường chắn đất phục vụ thi công hố móng

Rõ ràng cừ thép không chỉ đơn thuần là một loại phương tiện phục vụ thi công các hố đào tạm thời mà còn có thể được xem như là một chủng loại vật liệu xây dựng được sử dụng vĩnh cửu trong một số công trình xây dựng. Sản phẩm cừ thép được cung cấp trên thị trường cũng rất đa dạng về hình dáng, kích cỡ (bề rộng bản, độ cao, chiều dày) nên cũng khá thuận tiện cho việc chọn lựa một sản phẩm phù hợp. Tất nhiên, ứng với một công trình cụ thể luôn có nhiều giải pháp thiết kế khác nhau sử dụng các loại vật liệu khác nhau. Và khi đó, việc chọn lựa nên hay không sử dụng cừ thép còn phụ thuộc vào nhiều yếu tố như điều kiện địa hình địa chất, tình trạng mực nước ngầm, giá thành, điều kiện thi công...

1.4. KẾT CẤU TƯỜNG CỪ BÊ TÔNG CỐT THÉP

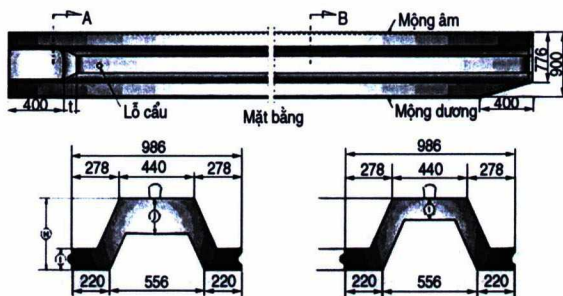
1.4.1. Tổng quan

Cách đây hơn 50 năm, Tập đoàn PS MITSUBISHI (Nhật Bản) đã phát minh ra loại “cừ bê tông cốt thép (BTCT) dự ứng lực” với kiểu dáng hình học dạng sóng của mặt cắt tiết diện và đã được xây dựng thử nghiệm rất có hiệu quả ở Nhật trong nhiều năm qua.

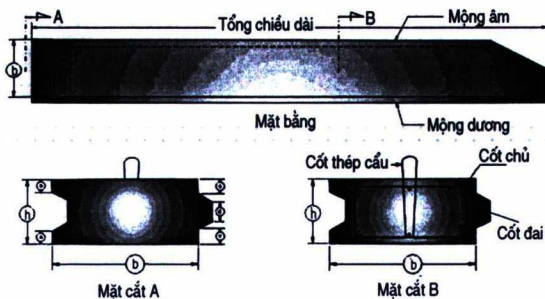
Cừ ván bê tông cốt thép hay còn gọi là cọc ván bê tông cốt thép hay tường cọc ván là một dạng đất biệt của tường chắn đất, thường được sử dụng để bảo vệ các công trình ven sông kết hợp với việc chống xói lở bờ sông. Ở Việt Nam, các công trình bờ kè sử dụng công nghệ này đã được triển khai rất nhiều tại miền Nam. Từ trước đến nay các công trình xây dựng, giao thông, cầu cảng, công trình kè vẫn thường được sử dụng là cọc bê tông và tường chắn để gia cố và bảo vệ bờ nhưng các vật liệu trên ngày nay không còn đáp ứng được nhu cầu sử dụng vì khối lượng vật liệu lớn, thời gian thi công kéo dài ảnh hưởng đến sinh hoạt và cuộc sống của người dân.

Hiện nay, cừ BTCT đã được chế tạo với nhiều mặt cắt điển hình như:

- Dạng sóng (chữ U - Hình 1.12);
- Dạng phẳng (chữ nhật - Hình 1.13);
- Dạng mặt phẳng (Chữ T)/mặt lõm (Chữ H).



Hình 1.12. Cừ BTCT chữ U



Hình 1.13. Cừ BTCT chữ nhật

Cọc ván dự ứng lực có cốt thép đai được bố trí với khoảng cách ($a = 40 \div 50\text{cm}$), cốt chủ thường là cốt thép dự ứng lực loại tao cáp 12.7mm, số lượng tao cáp tùy theo chiều dài cọc loại cọc.

1.4.2. Các đặc trưng cơ lý của cọc ván BTCT dự ứng lực

1.4.2.1. Vật liệu

Theo tiêu chuẩn JISA -5354 (1993) của Ủy Ban TCCL Nhật Bản, yêu cầu chất lượng của vật liệu chế tạo cừ bản bê tông cốt thép dự ứng lực như sau:

- Xi măng: xi măng Porland đặc biệt cường độ cao.
- Cốt liệu: dùng tiêu chuẩn kích thước không lớn hơn 20mm.
- Phụ gia: phụ gia tăng cường độ của bê tông thuộc nhóm G.
- Thép chịu lực: cường độ cao thuộc nhóm SD40.
- Thép tạo ứng suất trong bê tông: các sợi cáp bằng thép loại SWPR -7B đường kính 12.7mm - 15.2mm.

1.4.2.2. Kích thước cơ bản

- Chiều rộng cừ bản: 996 mm.
- Chiều dày: 60 ÷ 120 mm.
- Chiều cao: 120 ÷ 600 mm.
- Chiều dài: 3000 ÷ 21000 mm.

1.4.2.3. Tiêu chuẩn kỹ thuật

- Cường độ bê tông $[R_b] = 725 \text{ kg/cm}^2$.
- Momen chống uốn $[M_c]$ tùy thuộc từng loại kết cấu cừ (Bảng 1.1).

Bảng 1.1. Mômen chống uốn của một số loại cừ BTCT

Loại cừ	W120	W180	W250	W300	W350	W400	W500	W600
$M_c \text{ (Tm)}$	14.1	29.5	57.3	90.6	148.0	223.0	377.0	554.0

1.4.3. Ưu, nhược điểm

1.4.3.1. Ưu điểm

Cọc ván BTCT dự ứng lực có những tính năng vượt trội như sau:

- Rẻ hơn cừ Larsen.
- Dễ hạ cừ nếu không phải trong thành phố thì có thể dùng búa Diezen để đóng, đơn giản rẻ tiền và nhanh.

- Cọc ván bê tông cốt thép dự ứng lực tận dụng được hết khả năng làm việc chịu nén của bê tông và chịu kéo của thép, tiết diện chịu lực ma sát tăng từ $1.5 \div 3$ lần so với loại cọc vuông có cùng tiết diện ngang (khả năng chịu tải của cọc tính theo đất nền tảng).

- Khả năng chịu lực tăng: mô men chống uốn, xoắn cao hơn cọc vuông bê tông thường, do đó chịu được mômen lớn hơn.

- Sử dụng vật liệu cường độ cao (bê tông, cốt thép) nên tiết kiệm vật liệu. Cường độ chịu lực cao nên khi thi công ít bị vỡ đầu cọc, mối nối. Tuổi thọ cao.

- Có thể ứng dụng trong nhiều điều kiện địa chất khác nhau.

- Chế tạo trong công xưởng nên kiểm soát được chất lượng cọc, thi công nhanh, mỹ quan đẹp khi sử dụng ở kết cấu nổi trên mặt đất.

- Chế tạo được cọc dài hơn (có thể đến 24m/cọc) nên hạn chế mối nối.

- Sau khi thi công sẽ tạo thành 1 bức tường bê tông kín nên khả năng chống xói cao, hạn chế nở hông của đất đắp bên trong.

- Kết cấu sau khi thi công xong đảm bảo độ kín, khít. Với bề rộng cọc lớn sẽ phát huy tác dụng chắn các loại vật liệu, ngăn nước. Phù hợp với các công trình có chênh lệch áp lực trước và sau khi đóng cọc như ở mố cầu và đường dẫn.

- Cường độ chịu lực cao: tiết diện dạng sóng và đặc tính dự ứng lực làm tăng độ cứng và khả năng chịu lực của ván.

- Chất lượng cao: do được sản xuất bởi quy trình công nghệ theo tiêu chuẩn JISA 5354 của Nhật, được quản lý chất lượng chặt chẽ trong quá trình sản xuất. Thép được chống gỉ, chống ăn mòn, không bị ôxy hoá trong môi trường nước mặn cũng như nước phèn, chống được thẩm thấu nhờ sử dụng joint bằng vật liệu Vinyl chloride khá bền vững.

- Giá thành dễ chấp nhận so với ứng dụng công nghệ truyền thống, bởi cọc ván BTCT dự ứng lực được sản xuất từ những vật liệu có cường độ cao, khả năng chịu lực tốt nên giảm được rất nhiều trọng lượng vật tư cho công trình (so với công nghệ truyền thống).

- Được sản xuất tại công xưởng nên dễ hiện đại hoá, dễ kiểm tra chất lượng, năng suất cao, sản xuất nhiều giá thành sẽ hạ, có thể sản xuất nhiều chủng loại sản phẩm có quy cách khác nhau, đáp ứng theo nhiều dạng địa hình và địa chất khác nhau.

- Thi công dễ dàng và chính xác, không cần mặt bằng rộng, bởi giải toả mặt bằng rất tốn kém, chỉ cần xà lan và cầu vữa chuyên chở cấu kiện vừa ép cọc là thi công được.

- Tuổi thọ công trình cũng được nâng cao lên, bởi cọc ván BTCT dự ứng lực được sản xuất từ những vật liệu có cường độ cao, khả năng chịu lực tốt nên giảm được rất nhiều trọng lượng vật tư cho công trình, dễ thay thế cọc mới khi những cọc cũ gặp sự cố. Hơn nữa, cũng nhờ thép được chống gỉ, chống ăn mòn, không bị oxy hóa trong môi trường nước cũng như nước phèn, chống được thấm thấu nhờ sử dụng bằng vật liệu Vinyl chloride khá bền vững.

- Trong xây dựng nhà cao tầng ở thành phố dùng móng cọc ép, có thể dùng cọc ván BTCT dự ứng lực ép làm tường chắn chung quanh móng, để khi ép cọc, đất không bị dồn về những phía có thể gây hư hại những công trình cận kề (như làm nứt tường, sập đồ...). Đây là một giải pháp thay thế tường trong đất (dày tối thiểu 600 - với chi phí xây lắp rất cao) hoặc tường cừ larsen trong một số trường hợp như những trường hợp phải để cừ lại (có một số trường hợp cạnh nhà dân, khi rút cừ lên thì nhà dân bị nứt).

1.4.3.2. Nhược điểm

- Gần khu vực nhà dân không dùng đóng ngoài ra nếu thi công phải tránh chấn động

- Trong khu vực xây chen phải khoan mũi rồi mới ép được cọc, nên tiến độ thi công tương đối chậm.

- Công nghệ chế tạo phức tạp hơn cọc đóng thông thường.

- Thi công đòi hỏi độ chính xác cao, thiết bị thi công hiện đại hơn (búa rung, búa thủy lực, máy cắt nước áp lực...).

- Giá thành cao hơn cọc đóng truyền thống có cùng tiết diện.

- Ma sát âm (nếu có) tác dụng lên cọc tăng gây bất lợi khi dùng cọc ván chịu lực như cọc ma sát trong vùng đất yếu.

- Khó thi công theo đường cong có bán kính nhỏ, chi tiết nổi phức tạp làm hạn chế độ sâu hạ cọc.

1.4.4. Phương pháp thi công

Tùy theo điều kiện địa chất và phạm vi công trình mà có các phương pháp thi công như sau: Phương pháp thi công bằng búa rung kết hợp xói nước, đóng bằng búa diesel kiểu ống, búa rung và đập (hình 1.14), đóng bằng búa thủy lực.

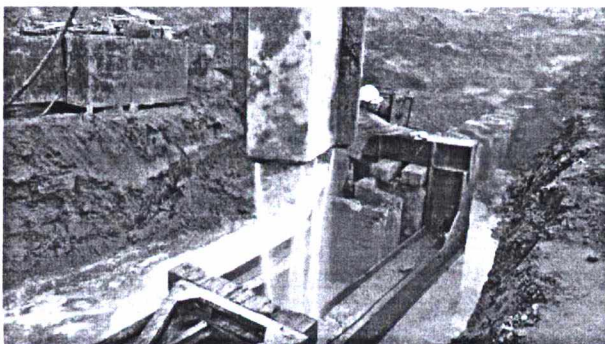
Trong phương pháp thi công bằng búa rung kết hợp với xói thì người ta vừa rung vừa phun nước áp lực cao xuống



Hình 1.14. Thi công đóng cừ BTCT bằng

đáy cừ để xói rửa đất cho cọc hạ xuống (hình 1.15). Dàn búa và xói rửa đó là chuyên dụng phải nhập khẩu từ nước ngoài. Khi đúc cừ người ta đã đặt sẵn 02-06 ống thông từ đầu cừ đến đáy cừ (cỡ D15 ÷ D17). Phương pháp thi công bằng búa rung kết hợp xói nước gồm có các bước chính sau:

- Chuẩn bị gồm cần cầu và búa rung, hệ thống tia nước áp lực rất cao thường là 120 atmôphe.
- Lắp đặt và định vị khung dẫn hướng.
- Dùng cần móc vào phía đỉnh cọc để di chuyển đến vị trí cọc cần đóng.
- Dưới sức nặng của bản thân cọc và sức mạnh của tia nước bắn ra phía mũi cọc mà cọc tự động hạ xuống. Chiều sâu yêu cầu là 20% đến 30% chiều dài cọc. Ở dự án Đại lộ Đông Tây, chiều sâu thi công là 20m.
- Lắp búa rung vào đầu cọc kết hợp với tia nước để hạ cọc đến cao độ thiết kế.
- Đổ bê tông đầm mũ liên kết và ngầm hệ thống đỉnh cừ.



Hình 1.15. Thi công đóng cừ bằng búa rung kết hợp xói nước

1.4.5. Một số công trình đã sử dụng

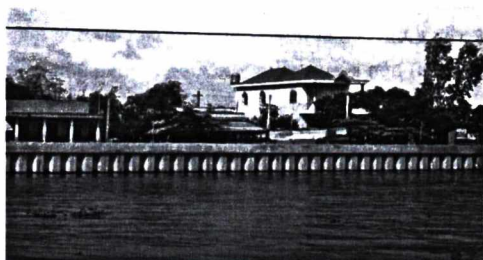
Trong các công trình dân dụng đầu tiên ở Nhà máy điện Phú Mỹ (công nghệ nước ngoài), nhiều công trình khác như Kè Nhơn Trạch (hình 1.16), kè Bạc Liêu, Kiên Giang, bờ kè TP Biên Hòa, kè Tân Thạch, Long An (hình 1.17), bãi rác Cù Chi... kênh Nhiều Lọc Thành phố Hồ Chí Minh (cọc W600 dài 15 đến 18m) (hình 1.18).

- Ở Công trình nhà máy điện Phú Mỹ: có hai lỗ ống D21 chạy dài xuống mũi cọc, dùng máy áp lực cao xói, búa rung 90kW rung xuống một ngày làm 2-3 cọc 18m.

- Các kỹ sư Việt Nam đã cải tiến dùng búa Diesel đóng cho công trình lần biển Kiên Giang 1 ngày có thể thi công 4-5 cọc giá thành rẻ và nhanh.



Hình 1.16. Công trình kè nhà máy nhiệt điện Nhơn Trạch 1, tỉnh Đồng Nai
ứng dụng công nghệ cừ BTCT dự ứng lực



Hình 1.17. Công trình kè thị trấn Tân Thạch, tỉnh Long An
ứng dụng công nghệ cừ BTCT dự ứng lực



Hình 1.18. Đóng cừ kè bờ kênh Nhiều Lọc, TP Hồ Chí Minh

- Ở Hà Nội, đã có công trình ở số 27 Lê Đại Hành, ngã năm Bà Triệu - Lê Đại Hành (Hà Nội), đối diện UBND Quận Hai Bà Trưng, sử dụng cọc ván cừ bằng bê tông cốt thép, dài mỗi đoạn khoảng 11-15m, rộng khoảng 50-70cm, dày khoảng

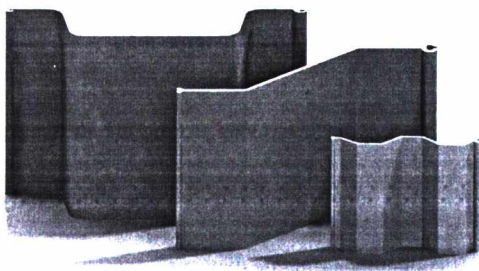
10-20 cm dùng cáp dự ứng lực (căng trước, ở đầu mỗi cọc đều còn vết cắt thép sau khi đã đổ bê tông). Hàng tường cừ này sẽ để lại sau khi thi công xong (để làm tầng hầm). Vừa kết hợp làm cọc chịu lực và tường vây luôn.

1.5. KẾT CẤU TƯỜNG CỪ NHỰA TỔNG HỢP

Trước đây, người ta chỉ biết đến các loại cừ bản bằng gỗ (ván cừ), cừ bản thép, cừ bản bê tông,... Tuy nhiên, các loại cừ này có nhược điểm, như tuổi thọ không cao; giá thành đắt; dễ bị ăn mòn ở các vùng đất mặn, đất phèn; nặng, khó vận chuyển... Để khắc phục những nhược điểm đó, cừ nhựa tổng hợp đã được ra đời.

Cừ nhựa là một loại cừ mới mà có thể được ứng dụng rất rộng rãi trên thế giới trong các đê, kè biển và các kết cấu khác. Nhìn chung, cừ nhựa được sản xuất bằng phương pháp ép đùn từ hỗn hợp nhựa biến tính với các nguyên liệu là nhựa Poly Viny Chlorid, bột độn, bột màu, chất ổn định nhiệt, ozon, oxy, chất chống lão hóa tia từ ngoại, các phụ gia. Nguyên liệu, hợp chất nhựa dẻo, được làm nóng chảy và được đùn vào trong khuôn. Khuôn này sẽ định hình mặt cắt ngang của cừ thông qua việc kết nối với máy tính. Tấm cừ sau đó được làm nguội và cắt theo chiều dài đã định. Các tấm cừ có thể được chế tạo theo chiều dài yêu cầu riêng của tường phạm vi áp dụng.

Cừ nhựa có một số mặt cắt ngang điển hình như chữ U, Z, W (hình 1.19). Phổ biến hơn cả là cừ nhựa chữ Z. Các tấm cừ riêng biệt sẽ có móc khóa cạnh âm và dương. Các cạnh khóa này được đúc như một phần của cừ để đảm bảo ổn định về cường độ của cừ trong suốt chiều dài của kết cấu. Cũng như các loại cừ khác, cừ nhựa cũng yêu cầu về các đoạn chuyển tiếp như các góc và các nút giao. Các đoạn chuyển tiếp này được thiết kế phù hợp với các tấm cừ khác.



Hình 1.19. Một số mặt cắt điển hình của cừ bản nhựa

Cừ nhựa được làm từ nhựa PVC đã được điều chỉnh bằng cách cho thêm một số chất đóng vai trò liên kết vật lý với mạch polymer gốc hoặc gia cường làm xuất

hiện những tính năng mới, giúp loại cừ này có độ bền cơ lý cao, kháng được nấm mốc, côn trùng, không bị ăn mòn, dễ thi công lắp đặt. Cừ nhựa cũng đã chứa một hợp chất để giảm các phá hoại từ tia tử ngoại.

Không chỉ bền với thời tiết, môi trường, cừ nhựa còn giúp tăng thêm vẻ đẹp mỹ quan của công trình. Sản phẩm đã được ứng dụng tại nhiều công trình như: bảo vệ, chống xói lở cho cống biển Hương Mai (Cà Mau); làm cống ngăn mặn Giá Rai (Bạc Liêu); chống thấm cho công trình Đập Tháo Long (Sông Hương - Huế); chống thấm cho công trình cống ngăn triều Bình Triệu, Bà Chiểu (TP.HCM); chống thấm cho công trình cống thủy lợi Mỹ Quan Trang (huyện Hà Trung - Thanh Hóa)...

Tuy nhiên, hạn chế lớn nhất của cừ nhựa nhìn chung là có môđun đàn hồi và cường độ nhỏ hơn cừ thép, do đó độ võng trở thành yếu tố quyết định trong việc thiết kế tường cừ và được xác định cụ thể trong chu trình tính toán.

Ưu điểm:

- Bền thời tiết: không bị lão hoá do bức xạ mặt trời....
- Không bị ăn mòn bởi nước mặn, phèn, ô nhiễm và vi sinh.
- Độ bền cơ lý cao, ổn định với môi trường nhiệt độ môi trường.
- Kết cấu tối ưu dễ thi công, lắp đặt nhanh, vận chuyển gọn nhẹ.

Ứng dụng:

- Chống sạt lở bờ.
- Chống thấm, xoáy mòn chân móng các công trình dưới nước đặt biệt hiệu quả trong điều kiện dòng chảy siết, nước mặn phèn, nước ô nhiễm...
- Tường vây hố móng thi công các công trình.
- Kè để làm đê, đập, hồ nuôi tôm, hồ xử lý nước thải...

Thi công lắp đặt:

Tuỳ thuộc vào đặt điểm địa chất tại công trường mà sử dụng phương pháp thi công thích hợp.

- Đối với đất cát, sỏi sử dụng tia nước áp lực cao phun làm xoáy mòn các và đóng cừ xuống.
- Đối với đất thường dùng búa rung để đóng cừ.
- Đối với đất mềm dùng phương pháp thủ công dùng vồ gõ.

Dưới đây là một số hình ảnh thi công cừ bán nhựa phục vụ kè chống sạt lở huyện U Minh Hạ, Cà Mau do công ty Đạt Hòa chế tạo và thi công.



Đóng cừ



Bắt vít cừ và dầm ốp bằng gỗ

Hình 1.20. Thi công cừ bản nhựa

Chương 2

TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG

2.1. TỔNG QUAN

Trong quá trình thi công cũng như khai thác, kết cấu tường cừ luôn luôn chịu tải trọng tác động. Việc xác định đúng giá trị các loại tải trọng tác dụng cũng như tìm ra các tổ hợp tải trọng nguy hiểm tác động lên kết cấu có ảnh hưởng rất lớn đến kết quả thiết kế và tính toán. Trong chương này, các loại tải trọng có thể tác động lên kết cấu tường cừ sẽ được đề cập đến.

2.1.1. Phân loại

Các tải trọng và tác động trên kết cấu tường cừ được phân thành hai loại: Thường xuyên và tạm thời (gồm tạm thời tác động kéo dài, tạm thời tác động nhanh và tạm thời đặc biệt).

Tải trọng thường xuyên gồm:

- Trọng lượng các cấu kiện công trình;
- Tải trọng do các kết cấu, thiết bị và máy móc đặt cố định trên công trình theo yêu cầu công nghệ;
- Trọng lượng đất;
- Áp lực hông của đất (chủ động, bị động) có xét ảnh hưởng của tải trọng thường xuyên đặt trên mặt đất;
- Tải trọng do ứng suất trước.

Tải trọng tạm thời tác động kéo dài gồm:

- Tải trọng trên mặt đỉnh cừ do các phương tiện bốc xếp và vận tải;
- Tải trọng do hàng hoá xếp trên mặt đỉnh cừ;
- Áp lực hông của đất do ảnh hưởng của tải trọng tạm thời trên mặt đỉnh cừ;
- Áp lực thấm của nước (kể cả áp lực thủy tĩnh) trong điều kiện hệ thống thoát nước ngầm hoạt động bình thường;
- Tác động của sự thay đổi nhiệt độ môi trường;

- Tác động hoá học của nước biển, nước ngầm và các hoá chất khác đối với kết cấu tường cừ;

- Tác động của biến dạng nền không kèm theo sự thay đổi cấu trúc của đất;

- Tác động do thay đổi độ ẩm, co ngót và từ biến của đất nền và vật liệu.

Tải trọng tạm thời tác động nhanh gồm:

- Tải trọng sóng, dòng chảy và gió;

- Tải trọng do tàu (Đối với bến tường cừ);

- Tải trọng trong giai đoạn thi công;

- Tải trọng ngang do cần cẩu.

Tải trọng tạm thời đặc biệt gồm:

- Phần gia tăng áp lực thấm do hoạt động không bình thường của hệ thống thoát nước và chống thấm;

- Tải trọng động đất, sóng thần;

- Tác động do hoả hoạn hoặc do nổ trong hoặc gần tường cừ...

2.1.2. Tổ hợp tải trọng

Trong quá trình làm việc của kết cấu, không phải lúc nào tất cả các loại tải trọng đều tác dụng hay xảy ra đồng thời. Do đó, việc tìm ra các tải trọng cùng tác dụng gây nguy hiểm cho kết cấu cần được xem xét và xác định. Tùy thành phần các tải trọng tính đến, tổ hợp tải trọng gồm có tổ hợp cơ bản và tổ hợp đặc biệt.

Tổ hợp tải trọng cơ bản gồm các tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn.

Tổ hợp tải trọng đặc biệt gồm các tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn, tải trọng tạm thời ngắn hạn có thể xảy ra và một trong các tải trọng đặc biệt.

Tổ hợp tải trọng đặc biệt do tác động của động đất không tính đến tải trọng gió.

Các tổ hợp tải trọng trong giai đoạn xây dựng và sửa chữa công trình phải được quy định phù hợp với trình tự thi công được chọn.

Thành phần và tổ hợp tải trọng cho từng loại tính toán được lấy phù hợp với yêu cầu tính toán của mỗi loại kết cấu công trình bến.

Tổ hợp tải trọng đặc biệt do tác động nổ hoặc do va chạm của các phương tiện giao thông với các bộ phận công trình cho phép không tính đến các tải trọng tạm thời ngắn hạn.

Nếu tổ hợp tải trọng cơ bản có một tải trọng tạm thời thì giá trị của tải trọng tạm thời được lấy toàn bộ.

Tổ hợp tải trọng cơ bản có từ hai tải trọng tạm thời trở lên thì giá trị tính toán của tải trọng tạm thời hoặc các nội lực tương ứng của chúng phải được nhân với hệ số tổ hợp như sau:

- Tải trọng tạm thời dài hạn và tải trọng tạm thời ngắn hạn nhân với hệ số $\psi_1 = 0,9$;
- Khi có thể phân tích ảnh hưởng riêng biệt của từng tải trọng tạm thời ngắn hạn lên nội lực, chuyển vị trong các kết cấu và nền móng thì tải trọng có ảnh hưởng lớn nhất không giảm, tải trọng thứ hai nhân với hệ số 0,8; các tải trọng còn lại nhân với hệ số 0,6.

Tổ hợp tải trọng đặc biệt có hai tải trọng tạm thời thì giá trị của tải trọng tạm thời được lấy toàn bộ. Nếu tổ hợp tải trọng đặc biệt có hai tải trọng tạm thời trở lên, giá trị tải trọng đặc biệt được lấy không giảm, giá trị tính toán của tải trọng tạm thời hoặc nội lực tương ứng của chúng được nhân với hệ số tổ hợp như sau: tải trọng tạm thời dài hạn nhân với hệ số $\psi_1 = 0,95$, tải trọng tạm thời ngắn hạn nhân với hệ số $\psi_1 = 0,8$ trừ những trường hợp đã được nói rõ trong Tiêu chuẩn thiết kế các công trình trong vùng động đất hoặc các Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu và nền móng khác.

Tải trọng dùng để tính toán kết cấu và nền công trình có hai giá trị tiêu chuẩn và tính toán. Việc sử dụng giá trị nào phải tuân theo quy định của từng tính toán cụ thể.

Giá trị tiêu chuẩn của từng loại tải trọng được quy định trên cơ sở quan trắc những yếu tố tạo ra tải trọng đó và chỉnh biên các số liệu quan trắc bằng phương pháp xác suất thống kê.

Giá trị tính toán là tính của giá trị tiêu chuẩn với hệ số độ tin cậy về tải trọng. Hệ số này tính đến khả năng sai lệch bất lợi có thể xảy ra của tải trọng so với giá trị tiêu chuẩn và được xác định phụ thuộc vào trạng thái giới hạn được tính đến.

Trong các tính toán theo nhóm trạng thái giới hạn thứ nhất thì các hệ số độ tin cậy về tải trọng được lấy theo bảng 2.1.

Bảng 2.1. Hệ số độ tin cậy đối với một số tải trọng thường gặp trong tính toán tường cừ

Loại tải trọng	Hệ số độ tin cậy về tải trọng
1	2
+ Khối lượng thể tích của các cấu kiện công trình	1,05(0,95)
+ Khối lượng đất	1,10(0,90)
+ Tải trọng do các phương tiện vận tải và bốc xếp	1,20
+ Tải trọng do hàng hoá xếp trên đỉnh mặt tường cừ	
- Hàng rời đổ đồng	1,30 (I)

Bảng 2.1 (tiếp theo)

1	2
- Các loại hàng khác:	
• Ngoài phạm vi đường cần cầu của các bến hàng hoá	1,30
• Các trường hợp khác	1,20
+ Áp lực thấm (thủy tĩnh) của nước	1,00
+ Tải trọng do sóng	1,00
+ Tải trọng do tàu	1,20
+ Tải trọng do lực ứng suất trước	1,00
+ Tải trọng động đất	1,00

Ghi chú:

1. Các số ghi trong ngoặc dùng cho trường hợp việc giảm tải trọng sẽ bất lợi hơn cho sự làm chịu lực của công trình.
2. Nếu khối lượng đất được tính theo trị số tính toán của khối lượng riêng của đất thì hệ số độ tin cậy đối với khối lượng đất không được đưa vào.
3. Để thuận tiện cho tính toán, hệ số độ tin cậy đối với đất và hàng rời đổ đồng được phép xét đến khi xác định trị số tính toán của khối lượng thể tích của chúng.

2.2. TRỌNG LƯỢNG CỦA KẾT CẤU VÀ ĐẤT

Tải trọng tiêu chuẩn do khối lượng các kết cấu xác định theo số liệu của Tiêu chuẩn và catalogue hoặc theo các kích thước thiết kế và khối lượng thể tích vật liệu, có thể đến độ âm thực tế trong quá trình xây dựng, sử dụng nhà và công trình. Trường hợp công trình nằm dưới mực nước tính toán, xác định khối lượng các cấu kiện phải trừ đi lực đẩy nổi thủy tĩnh tác động lên cấu kiện. Trị số lực đẩy nổi thủy tĩnh bằng khối lượng khối nước bị choán chỗ. Đối với những vật liệu có cấu trúc đặc (kim loại, bê tông, bê tông cốt thép...) khối lượng thể tích của vật liệu nằm dưới nước bằng:

$$\gamma_{dn} = \gamma - 1 \quad (2-1)$$

Trong đó:

γ - Khối lượng thể tích vật liệu trong không khí.

Khối lượng đất lấp tác động trên một đơn vị diện tích bề mặt nằm ngang của công trình lấy bằng tích số giữa khối lượng thể tích của đất và chiều cao lớp đất lấp. Khối lượng thể tích đất trong trạng thái đầy nổi (nằm dưới nước) được xác định có xét đến hệ số rỗng của đất theo công thức:

$$\gamma_{dn} = \frac{\Delta - 1}{1 + e} \quad (2-2)$$

Trong đó:

Δ - Tỷ trọng bình quân của các hạt rắn thông thường, $\Delta = 26,5 \div 27,5 \text{ kN/m}^3$;

ϵ - Hệ số độ rỗng.

Trong tính toán thực tế có thể lấy khối lượng thể tích đầy nổi đối với đất cát là 10 kN/m^3 , đất lấp lòng bến là 10 kN/m^3 , lớp đệm bằng đá dăm hoặc cuội sỏi là 11 kN/m^3 . Hệ số độ tin cậy đối với các tải trọng do khối lượng kết cấu xây dựng và đất quy định trong bảng 2.2.

Bảng 2.2. Hệ số độ tin cậy đối với các tải trọng do khối lượng kết cấu xây dựng và đất

Các kết cấu và đất	Hệ số độ tin cậy
1. Thép	1,05
2. Bê tông có khối lượng thể tích lớn hơn 1600 kg/m^3 , bê tông cốt thép, gạch đá, gạch đá có cốt thép và gỗ	1,1
3. Bê tông có khối lượng thể tích không lớn hơn 1600 kg/m^3 , các vật liệu ngăn cách, các lớp trát và hoàn thiện (tấm, vò, các vật liệu cuộn, lớp phủ, lớp vữa lót...) tùy theo điều kiện sản xuất:	
- Trong nhà máy:	1,2
- Ở công trường:	1,3
4. Đất nguyên thổ	1,1
5. Đất đắp	1,15

Trong thiết kế sơ bộ, nếu dữ liệu địa chất không có tỷ trọng hạt và hệ số độ rỗng, thì áp lực đầy nổi có thể được tính bằng công thức (2-1).

Chú thích:

1) Khi kiểm tra ổn định chống lật, đối với phần khối lượng kết cấu và đất, nếu giảm xuống có thể dẫn đến sự làm việc của kết cấu bất lợi hơn thì hệ số độ tin cậy lấy bằng 0,9;

2) Khi xác định tải trọng của đất tác động lên công trình cần tính đến ảnh hưởng của độ ẩm thực tế, tải trọng vật liệu chất kho, thiết bị và phương tiện giao thông tác động lên đất;

2.3. ÁP LỰC ĐẤT

Hiện nay có rất nhiều các phương pháp tính toán áp lực đất lên tường cừ như: Phương pháp theo trạng thái giới hạn, phương pháp dựa theo lý thuyết Coulomb, các phương pháp có kể đến tính đàn hồi của đất... Tuy nhiên, lý thuyết cổ điển tính áp lực đất của Coulomb cho đến ngày nay vẫn được coi là cơ sở chuẩn, là nền tảng để xây dựng các phương pháp tính khác.

2.3.1. Áp lực đất ở trạng thái tĩnh

Công thức xác định áp lực đất ở trạng thái tĩnh σ_s :

$$\sigma_s = \left(\sum_1^n \gamma_i \cdot h_i + q_0 \right) \lambda_s \quad (2-3)$$

Trong đó:

λ_s - Hệ số áp lực đất ở trạng thái tĩnh, được xác định như sau:

Nếu $\sigma = 0$:
$$\lambda_s = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

Trong đó:

μ - Hệ số nở hông của đất.

Nếu $\sigma \neq 0$ thì dùng phương pháp tra bảng để tính λ_s theo δ và μ . Trong đó, δ là góc ma sát của đất lên mặt phẳng tiếp nhận áp lực đất chủ động.

γ_i - Khối lượng thể tích đất ở trạng thái tự nhiên, bị đẩy nổi hoặc bão hòa nước tùy theo mực nước trong đất và loại đất;

h_i - Chiều cao lớp đất thứ i có cùng đặc trưng cơ lý;

q_0 - Tải trọng phân bố đều trên mặt đỉnh tường cừ.

2.3.2. Áp lực đất chủ động, bị động

Khi không kể đến ma sát giữa công trình và đất, các công thức xác định cường độ áp lực đất chủ động σ_a và bị động σ_p :

$$\sigma_a = \left(\sum_1^n \gamma_i \cdot h_i + q_0 \right) \lambda_{ai} - 2c_i \cdot \text{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi_i}{2} \right) \quad (2-4)$$

$$\sigma_p = \left(\sum_1^n \gamma_i \cdot h_i + q_0 \right) \lambda_{pi} + 2c_i \cdot \text{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi_i}{2} \right) \quad (2-5)$$

Trong đó:

γ_i, q_0, h_i - Như trên;

c_i - Lực dính của lớp đất thứ i ;

ϕ_i - Góc nội ma sát của lớp đất thứ i ;

$\lambda_{ai}; \lambda_{pi}$ - Lần lượt là các hệ số áp lực chủ động và bị động của đất ứng với góc ma sát ngoài bằng không ($\delta = 0$), được xác định như sau:

$$\lambda_{ai} = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_i}{2} \right) \quad (2-6)$$

$$\lambda_{pi} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_i}{2} \right) \quad (2-7)$$

Khi có xét đến ma sát giữa đất và công trình bằng cách đưa vào hệ số giảm áp lực chủ động k' và hệ số tăng áp lực bị động k như trong bảng 2.3. Như vậy, các công thức xác định áp lực đất chủ động σ_a và bị động σ_p :

$$\sigma_a = \left(\sum_1^n \gamma_i \cdot h_i + q_0 \right) k' \cdot \lambda_{ai} - 2c_i \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi_i}{2} \right) \quad (2-8)$$

$$\sigma_p = \left(\sum_1^n \gamma_i \cdot h_i + q_0 \right) k \cdot \lambda_{pi} + 2c_i \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi_i}{2} \right) \quad (2-9)$$

Bảng 2.3. Giá trị hai hệ số k' và k

φ (độ)	40	35	30	25	20	15
k'	0.35	0.41	0.47	0.55	0.64	0.75
k	2.0	2.0	2.0	1.75	1.50	1.25

2.4. ÁP LỰC THỦY TĨNH CỦA NƯỚC NGẦM

Áp lực thủy tĩnh nước ngầm cũng có thể không cần xét đến trong những trường hợp sau:

- Bền có kết cấu tường trọng lực đặt trên đệm đá với chiều dày đệm trên 0,5m (không phụ thuộc vào độ thấm nước của nền đất và giải pháp kết cấu đã dùng để ngăn không cho đất lọt qua khe tiếp giáp giữa các cấu kiện).

- Bền dạng tường góc hoặc tường cừ có các khe tiếp giáp đặt cách nhau nhỏ hơn 4m theo chiều dài bền và có tầng lọc ngược (không phụ thuộc vào độ thấm nước của nền).

Áp lực thủy tĩnh của nước ngầm thường xuất hiện ở các công trình bền dạng tường cừ bằng thép đóng vào tầng đất sét, dưới chân tường có tầng sét hoặc tầng đất có tác dụng như tầng không thấm nước. Tầng đất được coi là tầng không thấm nước khi hệ số thấm của lớp đất đó nhỏ hơn 1/10 hệ số thấm của lớp đất đắp phía trên.

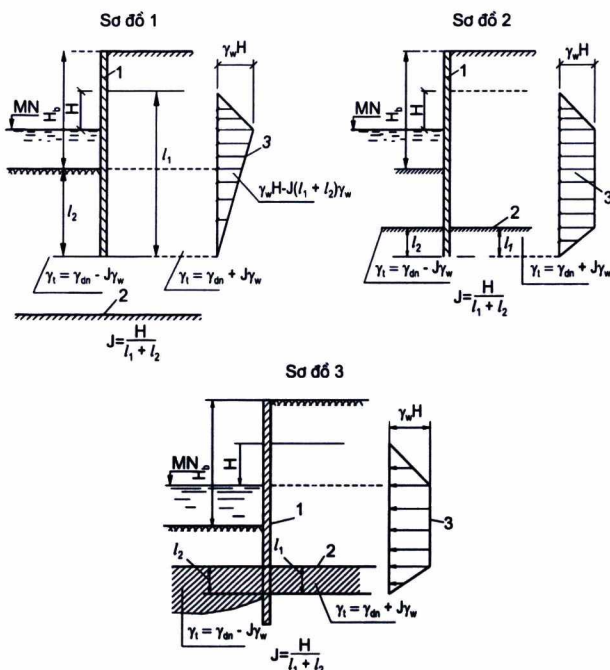
Trong các chỉ dẫn trên các hình 2.1 thì:

γ_w - Khối lượng thể tích tính toán của nước,

J - Gradient cột nước, xác định theo các công thức ghi ở hình 2.1,

l_1, l_2, l_3 - Chiều dài đường thấm phía sau, phía trước và bên dưới công trình bền.

Tải trọng thẳng đứng của áp lực thấm trong các tính toán độ bền và ổn định công trình tường cừ được tính vào khối lượng thể tích của đất nằm dưới mực nước ngầm và trong phạm vi các chiều cao của các đường viền thấm l_1, l_2 :



Hình 2.1. Các sơ đồ tải trọng do áp lực thấm dùng để tính toán độ bền của công trình bến dạng tường cừ và bản tường góc

1. Tường cừ; 2. Tầng cách nước; 3. Biểu đồ tải trọng nằm ngang của áp lực thấm.

Trong phạm vi chiều cao l_1 sau bến:

$$\gamma_t = \gamma_{dn} + J\gamma_w \quad (2-10)$$

Trong phạm vi chiều cao l_2 trước bến:

$$\gamma_t = \gamma_{dn} - J\gamma_w \quad (2-11)$$

Trong đó:

γ_t - Khối lượng thể tích tính toán của đất trong phạm vi chiều cao tính toán.

γ_{dn} - Khối lượng thể tích tính toán của đất có xét đến đầy nổi của mực nước trong phạm vi tính toán.

Chú ý:

1. Nếu tầng thấm nước nằm sâu hơn đáy công trình hoặc sâu hơn chân cọc cừ một đoạn lớn hơn $l = 2H_b$ thì trong các sơ đồ tính toán độ sâu của tầng cách nước tính toán phải lấy bằng l (H_b - Chiều cao tính từ độ sâu trước bến thiết kế đến đỉnh bến).

2. Các lớp kẹp sét dày nhỏ hơn 20cm và các lớp kẹp á sét dày nhỏ hơn 40cm không được coi là tầng cách nước.

3. Trường hợp nền có cấu tạo địa chất phức tạp thì áp lực nước thấm cần được xác định bằng phương pháp mạng lưới thủy động.

4. Để xác định cột nước H tại công trình cần có đường quá trình trung bình của mực nước trước bến theo mùa hoặc theo ngày ứng với mực nước cao nhất tính toán.

2.5. TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG CỦA SÓNG

Khi tính toán công trình chịu tải trọng sóng cần xét đến:

- Độ bền và độ ổn định khi chịu các tải trọng lớn nhất.
- Tần số dao động riêng của công trình hoặc bộ phận công trình có thể bị cộng hưởng với tần số sóng đến.
- Khi ứng suất lớn nhất do sóng gây ra vượt quá 40% của ứng suất lớn nhất tổng cộng thì cần phải kiểm tra độ bền mỏi.

Nói chung, tải trọng do sóng phụ thuộc vào:

- + Hình dáng mặt cắt đứng của công trình: Thẳng đứng hoặc nghiêng, kín hoặc hở...
- + Các thông số của sóng;
- + Độ sâu nước trước công trình theo mực nước tính toán;
- + Hướng sóng đến công trình;
- + Biểu đồ áp lực sóng và giá trị các tung độ cho từng trường hợp tính toán có thể tham khảo trong Tiêu chuẩn ngành thiết kế 22TCN 222-95, hoặc British Standard Code of Practice for Maritime Structures Part 1- Part 7. 1984 - 1991.

Áp lực sóng khi trước công trình là chân sóng có thể không xét đến trong các trường hợp sau:

- Đối với tường cừ không neo khi chiều cao sóng $< 0,5\text{m}$;
- Đối với các loại công trình bến cảng khác khi chiều cao sóng $< 1,0\text{m}$.

2.6. TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG DO TÀU

Tải trọng do tàu tác động lên công trình gồm ba loại chính: Khi cập bến gây tải trọng va tàu, khi đậu tại bến gây ra tải trọng neo tàu và tựa tàu do ảnh hưởng của gió, dòng chảy và sóng tác động lên tàu. Tải trọng này chỉ có trong các tính toán với kết cấu bến sử dụng tường cừ.

2.6.1. Tải trọng do gió, dòng chảy và sóng tác động lên vật nổi

a) Tải trọng do gió

Thành phần ngang W_q (kN) và thành phần dọc W_n (kN) của tải trọng gió tác động lên vật nổi cần được xác định theo công thức sau:

- Đối với tàu và bến phao có tàu đang neo đậu:

$$W_q = 73,6 \cdot 10^{-5} \cdot A_q \cdot v_q^2 \cdot \xi \quad (2-12)$$

$$W_n = 49,0 \cdot 10^{-5} \cdot A_n \cdot v_n^2 \cdot \xi \quad (2-13)$$

- Đối với ụ nổi: $W_q = 79,5 \cdot 10^{-5} \cdot A_q \cdot v_q^2 \quad (2-14)$

$$W_n = 79,5 \cdot 10^{-5} \cdot A_n \cdot v_n^2 \quad (2-15)$$

Trong đó:

A_q và A_n - Diện tích cản gió theo hướng ngang và theo hướng dọc của vật nổi, m^2 .

v_q và v_n - Thành phần nằm ngang và dọc của tốc độ gió có xuất đảm bảo 2%, m/s.

ξ - Hệ số lấy theo bảng 2.4 trong đó a_h là kích thước nằm ngang lớn nhất của mặt cản gió theo hướng dọc của của vật nổi.

Bảng 2.4

Chiều dài của hình chiếu tàu lên mặt phẳng vuông góc với hướng gió (a_h) tính bằng m.	≤ 2	50	100	≥ 200
Hệ số ξ	1,00	0,80	0,65	0,50

+ Diện tích cản gió theo hướng ngang của tàu A_q (m^2) có thể xác định theo công thức sau đây tùy thuộc vào loại tàu và chiều dài lớn nhất $L_{t,max}$ của tàu tính toán:

$$A_q = \alpha_q L_{t,max}^2 \quad (2-16)$$

Trong đó:

α_q - Hệ số xác định theo bảng 2.5.

+ Diện tích cản gió theo hướng dọc của tàu A_n (m^2) có thể xác định theo công thức sau đây tùy thuộc vào loại tàu và chiều rộng B_t của tàu tính toán:

$$A_n = \alpha_n B_t^2 \quad (2-17)$$

Trong đó:

α_n - Hệ số xác định theo bảng 2.6.

Bảng 2.5

Loại tàu	Hệ số α_q khi chiều dài lớn nhất $L_{t,max}$ (m) của tàu bằng					
	≤ 50	100	150	200	250	≥ 300
Tàu chở khách và hàng	$\frac{0,10}{0,12}$	$\frac{0,10}{0,12}$	$\frac{0,10}{0,12}$	$\frac{0,09}{0,11}$	$\frac{0,09}{0,11}$	$\frac{0,09}{0,10}$
Tàu chở hàng khô	$\frac{0,06}{0,10}$	$\frac{0,06}{0,10}$	$\frac{0,06}{0,10}$	$\frac{0,06}{0,10}$	-	-
Tàu dầu, tàu chở quặng	$\frac{0,08}{0,16}$	$\frac{0,06}{0,10}$	$\frac{0,05}{0,10}$	$\frac{0,05}{0,09}$	$\frac{0,04}{0,08}$	$\frac{0,04}{0,08}$
Tàu đánh cá	$\frac{0,09}{0,13}$	$\frac{0,09}{0,12}$	$\frac{0,09}{0,11}$	$\frac{0,08}{0,11}$	$\frac{0,08}{0,10}$	-

Ghi chú: Trong bảng 2.5, từ số là giá trị của hệ số α_q đối với các tàu chở đầy hàng, còn mẫu số là đối với các tàu chưa có hàng.

Bảng 2.6

Loại tàu	Hệ số α_n	
	Tàu đầy hàng	Tàu chưa có hàng
Tàu chở khách và hàng	1,20	1,30
Tàu chở hàng khô	0,95	1,20
Tàu dầu, tàu chở quặng	0,90	1,20
Tàu đánh cá	1,10	1,30

b) Tải trọng do dòng chảy

Thành phần ngang Q_w (kN) và thành phần dọc N_w (kN) của tải trọng do dòng chảy tác động lên tàu hoặc vật nổi được xác định theo công thức sau:

$$Q_w = 0,59 \cdot A_1 v_t^2 \quad (2-18)$$

$$N_w = 0,59 \cdot A_1 v_l^2 \quad (2-19)$$

Trong đó:

A_1 và A_l - Tương ứng là diện tích chắn nước theo hướng ngang và hướng dọc của tàu hoặc vật nổi, m^2 , được xác định theo các công thức:

$$A_1 = L \cdot T; A_l = B \cdot T$$

L - Chiều dài của tàu, m; B : Chiều rộng của tàu, m; T : Mớn nước của tàu, m;

v_1, v_t - Tương ứng là thành phần ngang và thành phần dọc của tốc độ dòng chảy với tần suất 2%, m/s.

c) Tải trọng do sóng

Trị số lớn nhất của thành phần nằm ngang Q_s (kN) và của thành phần dọc N_s (kN) của lực nằm ngang do sóng tác động lên ụ nổi hoặc bến phao có tàu đang neo cập ở bên phải xác định theo công thức:

$$Q_s = \chi \cdot \gamma_1 \cdot \rho \cdot g \cdot h \cdot A_1 \quad (2-20)$$

$$N_s = \chi \cdot \rho \cdot g \cdot h \cdot A_t \quad (2-21)$$

Trong đó:

A_t, A_1 - Như trên;

h - Chiều cao của sóng, m;

χ - Hệ số lấy theo đồ thị 32 Tiêu chuẩn 22TCN 222 : 1995.

γ_1 - Hệ số lấy theo bảng 2.7, trong đó a_t - kích thước nằm ngang lớn nhất của bề mặt chắn nước theo chiều dọc của vật nổi, m.

Bảng 2.7

$a_t / \bar{\lambda}$	$\leq 0,5$	1	2	3	≥ 4
Hệ số	1	0,73	0,5	0,42	0,4

2.6.2. Tải trọng va khi tàu cập bến

Tải trọng va tàu hình thành khi tàu bắt đầu tiếp xúc với công trình bến khi cập tàu, trị số tăng dần và đạt tới giá trị lớn nhất khi toàn bộ động năng của tàu đã chuyển thành thế năng biến dạng của công trình bến và thiết bị đệm tàu. Động năng cập tàu được xác định theo công thức sau:

$$E_q = \Psi \frac{Dv^2}{2} \quad (2-22)$$

Trong đó:

D - Lượng rẽ nước của tàu tính toán, tấn;

Ψ - Hệ số, lấy theo bảng 2.8; trong đó nếu tàu cập bến là tàu rỗng hoặc chỉ có nước đối trọng thì các giá trị Ψ phải giảm đi 15%;

v - Thành phần vuông góc với mép bến của tốc độ cập tàu, m/s, lấy theo bảng 2.9.

Tải trọng va tàu gồm thành phần vuông góc và thành phần song song với mặt bến.

Bảng 2.8. Hệ số Ψ

Kết cấu công trình bến	Hệ số Ψ	
	Tàu biển	Tàu sông
- Bến liền bờ có mặt trước dạng tường kín (các loại bến trọng lực, bến bằng cọc ống đường kính lớn, bến cừ, bến bệ cọc có cừ trước).	0,50	0,3
- Bến liền bờ trên nền cọc có mái dốc dưới gầm bến	0,55	0,4
- Bến nhô, trụ cập tàu.	0,65	0,45
- Trụ cập tàu ở đầu bến hoặc trụ quay tàu	1,6	-

Bảng 2.9. Vận tốc cập tàu

Tàu	Thành phần vuông góc của tốc độ cập tàu v (m/s) Với lượng rẽ nước tính toán D (1000 tấn)						
	≤ 2	5	10	20	40	100	≥ 200
Tàu biển	0,22	0,15	0,13	0,11	0,1	0,09	0,08
Tàu sông	0,2	0,15	0,10	-	-	-	-

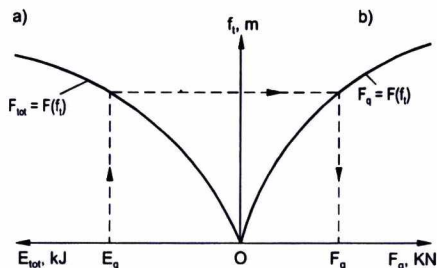
Ghi chú: Khi xác định động năng và của tàu biển có lượng rẽ nước $D \leq 5000T$ cập bến ở khu nước không được che chắn thì thành phần vuông góc của tốc độ cập tàu ở bảng 3 phải tăng lên 1,5 lần.

a) Thành phần vuông góc

Thành phần vuông góc của tải trọng và phụ thuộc vào:

- Động năng cập bến; Độ lệch tâm khi va chạm;
- Các đặc trưng tải trọng - biến dạng của tàu.

Thành phần vuông góc với mép bến F_q (kN) của lực va khi tàu cập vào công trình phải xác định căn cứ vào trị số năng lượng và tàu E_{tot} (kJ) đã tính được và các đồ thị vẽ theo sơ đồ hình 2.2.



Hình 2.2. Sơ đồ dựng đồ thị quan hệ giữa độ biến dạng của thiết bị đệm (và công trình bến) f_l với năng lượng va tàu E_q và lực va tàu F_q

Tổng năng lượng biến dạng E_{tot} (kJ) phải bao gồm năng lượng biến dạng của thiết bị đệm E_d và năng lượng biến dạng của công trình bến E_b (kJ) ; khi $E_d \geq 10E_b$ thì được phép bỏ qua E_b :

$$E_{\text{tot}} = E_d + E_b \quad (2-23)$$

Và
$$\Delta_\gamma = \Delta_d + \Delta_b \quad (2-24)$$

Trong đó:

E_d, E_b - Năng lượng biến dạng của đệm và của bến;

Δ_γ - Biến dạng của toàn bộ hệ thống

Δ_d, Δ_b - Biến dạng của hệ đệm tàu và của công trình bến.

Các đặc trưng của đệm E_d, Δ_d do các nhà sản xuất cung cấp dưới dạng biểu đồ quan hệ giữa $E \sim \Delta \sim F_q$ là tải trọng tác động lên đệm theo hướng vuông góc với mép bến tức là thành phần vuông góc với mép bến của tải trọng va tàu.

E_b, Δ_b có thể tính trực tiếp tùy theo độ cứng của kết cấu công trình bến, theo công thức sau:

$$E_B = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_q^2}{k} \quad (2-25)$$

$$\Delta_b = F_q / k \quad (2-26)$$

Trong đó k là hệ số độ cứng của công trình bến theo hướng nằm ngang vuông góc với mép bến, kN/m.

b) Thành phần song song

Thành phần song song phụ thuộc vào hệ số ma sát giữa hai bề mặt va chạm: tàu và hệ đệm tàu. Thành phần song song với mép bến của tải trọng va tàu F_n (kN) được xác định theo công thức sau:

$$F_n = \mu \cdot F_q \quad (2-27)$$

Trong đó: μ - Hệ số ma sát, phụ thuộc vào vật liệu lớp mặt của thiết bị đệm tàu:

- Khi bề mặt bê tông hoặc cao su $\mu = 0,5$;
- Khi bề mặt là gỗ $\mu = 0,4$.

2.6.3. Tải trọng neo tàu

Tải trọng neo tàu được truyền lên kết cấu công trình bến qua các thiết bị neo bố trí trên bến. Trên hình 2.3 là sơ đồ phân bố tải trọng neo tàu trên một bích neo.

Đối với một công trình bến nói chung, tải trọng neo tàu được xác định bằng cách phân phối thành phần tải trọng vuông góc mép bến của lực Q_{tot} cho các bích neo. Lực Q_{tot} bao gồm các lực do gió và lực do dòng chảy tác động lên một tàu tính toán.

$$Q_{\text{tot}} = W_q + Q_w \quad (2-28)$$

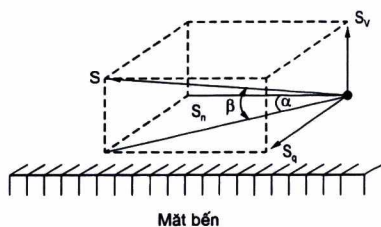
Lực S (kN) là tải trọng neo tàu tác động lên một bích neo (hoặc vòng neo), không phụ thuộc vào số lượng tàu buộc dây vào bích neo đó, thì S được xác định theo công thức sau:

$$S = \frac{Q_{\text{tot}}}{n \cdot \sin \alpha \cdot \cos \beta} \quad (2-29)$$

Trong đó:

n - Số lượng bích neo làm việc lấy theo bảng 2.10;

α, β - Góc nghiêng của dây neo (xem hình 2.4) lấy theo bảng 2.11, hoặc căn cứ điều kiện neo đậu thực tế của tàu tại công trình bến.



Hình 2.3. Sơ đồ phân phối lực neo trên một bích neo

Bảng 2.10

Chiều dài tàu lớn nhất L_{max} (m)	≤ 50	150	250	≥ 300
Khoảng cách lớn nhất giữa các bích neo, l_s (m)	20	25	30	30
Số lượng bích neo làm việc	2	4	6	8

Bảng 2.11

Tàu	Vị trí bích neo	Góc nghiêng của dây neo		
		α	β	
			Tàu đầy hàng	Tàu rỗng
Tàu biển	Tại mép bến Phía sau bến	30	20	40
		40	10	20
Tàu sông chở khách hoặc chở khách và hàng hoá	Tại mép bến	45	0	0
Tàu sông chở hàng	Tại mép bến	30	0	0
Ghi chú: Khi bích neo đặt trên các móng đứng riêng rẽ thì lấy $\beta = 30^\circ$				

Các hình chiếu của tải trọng neo S lên các phương vuông góc với mép bến S_q , song song với mép bến S_n và thẳng đứng S_v được xác định theo công thức sau:

$$S_q = \frac{Q_{\text{tot}}}{n} \quad (2-30)$$

$$S_n = S \cdot \cos \alpha \cdot \cos \beta \quad (2-31)$$

$$S_v = S \cdot \sin \beta \quad (2-32)$$

Đối với các tàu sông, ngoài cách tính trực tiếp từ tàu tính toán, tải trọng neo S có thể lấy theo bảng 2.12.

Bảng 2.12

Lượng rẽ nước của tàu tính toán đầy hàng D, tấn	Tải trọng neo tàu lên một bích neo (S), kN	
	Tàu khách, tàu khách và tàu hàng, tàu kỹ thuật có kết cấu bên trên bến	Tàu hàng và tàu kỹ thuật có kết cấu phần trên bờ
≤100	50	30
110-500	100	50
510-1000	145	100
1100-2000	195	125
2100-3000	245	145
3100-5000	-	195
5100-10000	-	245
> 10000	-	295

2.6.4. Tải trọng tựa tàu

Bảng 2.13

Góc tới của sóng so với trục dọc của tàu, α°	Chiều cao sóng cho phép $n_{5\%}$ m, đối với tàu có lượng rẽ nước tính toán D (1000 tấn) bằng						
	≤ 2	5	10	20	40	100	≥200
≤ 45	0,6	0,7	0,9	1,1	1,2	1,5	1,8
90	0,9	1,2	1,5	1,8	2	2,5	3,2

Ghi chú: Đối với tuyến bến chỉ gồm các mố và trụ thì tải trọng tựa tàu chỉ phân bố lên những mố hoặc trụ nào nằm trong phạm vi đoạn thẳng của thành tàu.

Tải trọng tựa tàu phân bố đều theo chiều dài công trình bến trên toàn bộ đoạn tiếp xúc giữa thành tàu và mặt trước bến. Tải trọng phân bố q (kN/m) do tàu đang neo đậu ở bến tựa trên công trình dưới tác động của gió, dòng chảy và sóng có trị số lớn hơn trị số cho phép theo bảng 2.13, xác định theo công thức:

$$q = 1,1 \frac{Q_{tot}}{l_d} \quad (2-33)$$

Trong đó:

Q_{tot} - Lực ngang do tác động tổng hợp của gió, dòng chảy và sóng;

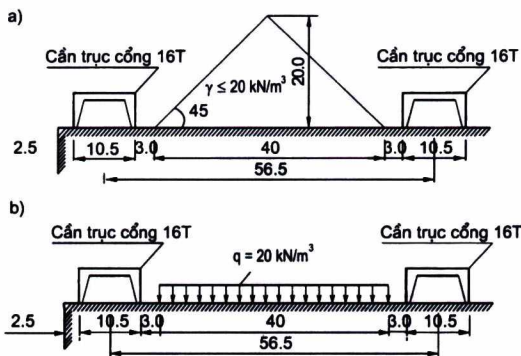
l_d - Chiều dài đoạn tiếp xúc giữa tàu và công trình bến, m. Tùy theo quan hệ giữa chiều dài bến L và chiều dài đoạn thẳng của thành tàu l , trị số l_d được lấy như sau:

- Khi $L \geq l$ thì $l_d = l$;
- Khi $L < l$ thì $l_d = L$.

2.7. TẢI TRỌNG DO THIẾT BỊ BỐC XẾP, PHƯƠNG TIỆN VẬN TẢI VÀ HÀNG HOÁ ĐẶT TRÊN BẾN ĐƯỢC

Tải trọng do thiết bị bốc xếp, phương tiện vận tải và hàng hoá đặt trên bến được xác định cụ thể khi thiết kế căn cứ theo nhiệm vụ của cảng sử dụng kết cấu tường cừ, sơ đồ công nghệ bốc xếp đã được chọn và phải tính đến khả năng phát triển trong tương lai cảng.

Theo quy trình thiết kế cảng sông, nếu các bến trang bị cần cầu công thì giá trị tiêu chuẩn của các tải trọng ở vùng mép bến do cần cầu và hàng hoá phải lấy không nhỏ hơn giá trị xác định theo sơ đồ chất tải trên hình 2.4.



Hình 2.4. Các sơ đồ tải trọng tiêu chuẩn trên vùng mép bến

a) Đối với hàng rời đổ đồng; b) Đối với các loại hàng khác, trừ hàng rời đổ đồng.

Tải trọng do cần cầu và đoàn tàu hoá được xem là phân bố cho cả hai phía đường ray và theo chiều rộng hầm dưới đường cần cầu hoặc theo chiều dài tà vẹt, được xác định như sau:

$$q_i^{tc} = \frac{P_i^{tc}}{b} \quad (2-34)$$

Trong đó:

P_i^{tc} - Tải trọng trên một mét dài (dọc ray) do cần cầu hoặc đoàn tàu hoá;

b - Bề rộng ray hoặc chiều dài tà vẹt.

Đối với đoàn tàu hoả P_i^{tc} có thể tra theo bảng phân loại đoàn tàu.

Đối với cần cầu công, giá trị tiêu chuẩn của tải trọng trên một mét dài (dọc ray) P_i^{tc} do cần cầu được phép xác định theo công thức:

$$P_{cc}^{tc} = \frac{Q_1^{tc} + Q_2^{tc}}{l} \quad (2-35)$$

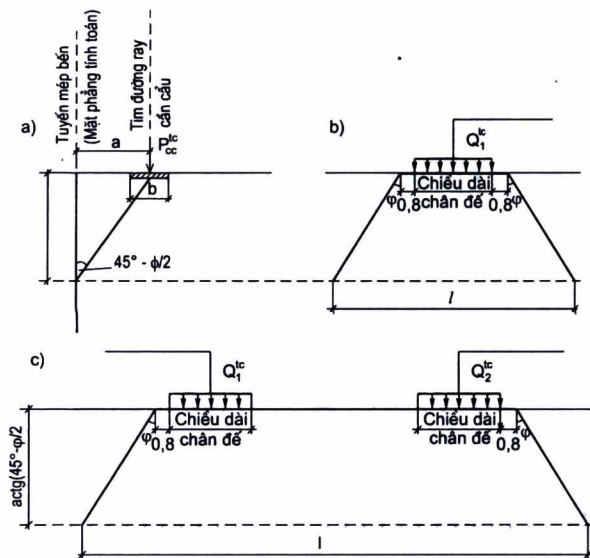
Trong đó:

Q_1^{tc} - Tải trọng lớn nhất trên một chân cần cầu;

Q_2^{tc} - Tải trọng có thể đặt đến trên một chân cần cầu đứng bên cạnh;

Nếu trên bến chỉ đặt một cần cầu thì $Q_2^{tc} = 0$ (hình 2.5);

l - Chiều dài phân đoạn phân bố tải trọng dọc theo bến, xác định theo các sơ đồ hình 2.6.



Hình 2.5. Sơ đồ xác định tải trọng trên một mét dài dưới chân cần cầu P_i^{tc}

a) Sơ đồ tải trọng dưới chân cần cầu theo hướng chiều rộng bến;

b) Sơ đồ phân bố tải trọng dọc bến dưới một chân cần cầu;

c) Sơ đồ phân bố tải trọng dọc bến dưới hai chân của hai cần cầu đứng cạnh nhau

- Khi tính toán độ bền của tường cừ một tầng neo và bến tường góc có thể thay thế tải trọng do cần cầu và đoàn tàu hoá bằng một tải trọng phân bố đều tương đương.

- Tải trọng ngang do cần cầu được đặt ở cao độ đỉnh công trình bến và phân bố đều cho một phân đoạn.

- Nếu không có các số liệu cho trước thì giá trị tiêu chuẩn của tải trọng ngang do cần cầu tác động theo hướng vuông góc với mép bến ra phía khu nước có thể lấy bằng $0,1 G_{cc}^{tc}$ (trong đó G_{cc}^{tc} - trọng lượng tiêu chuẩn của cần cầu).

- Tải trọng trên các bến hành khách do đồ án thiết kế quy định, nhưng trong mọi trường hợp giá trị tiêu chuẩn của tải trọng này không được lấy thấp hơn $20kPa$ ($2T/m^2$).

2.8. TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT VÀ TÁC ĐỘNG

2.8.1. Tổng quát

Tải trọng động đất phải được tính bằng một ứng lực nằm ngang được xác định trên cơ sở hệ số đáp ứng đàn hồi C_{sm} (được quy định trong Mục 2.8.6) và trọng lượng tương đương của kết cấu phần trên W và được chỉnh lý bằng hệ số điều chỉnh đáp ứng R (quy định trong Mục 2.8.7.a).

$$EQ = W.C_{sm}/R \quad (2-36)$$

Trong đó:

EQ: Tải trọng động đất (kN);

W: Trọng lượng tương đương của kết cấu (kN).

2.8.2. Hệ số gia tốc

Khi áp dụng các quy định này hệ số “A” phải được xác định từ bản đồ đẳng trị trong hình 2.6. Khi vị trí công trình nằm giữa hai đường đẳng trị hoặc giữa một đường đẳng trị và một điểm tối đa hoặc tối thiểu phải nội suy tuyến tính.

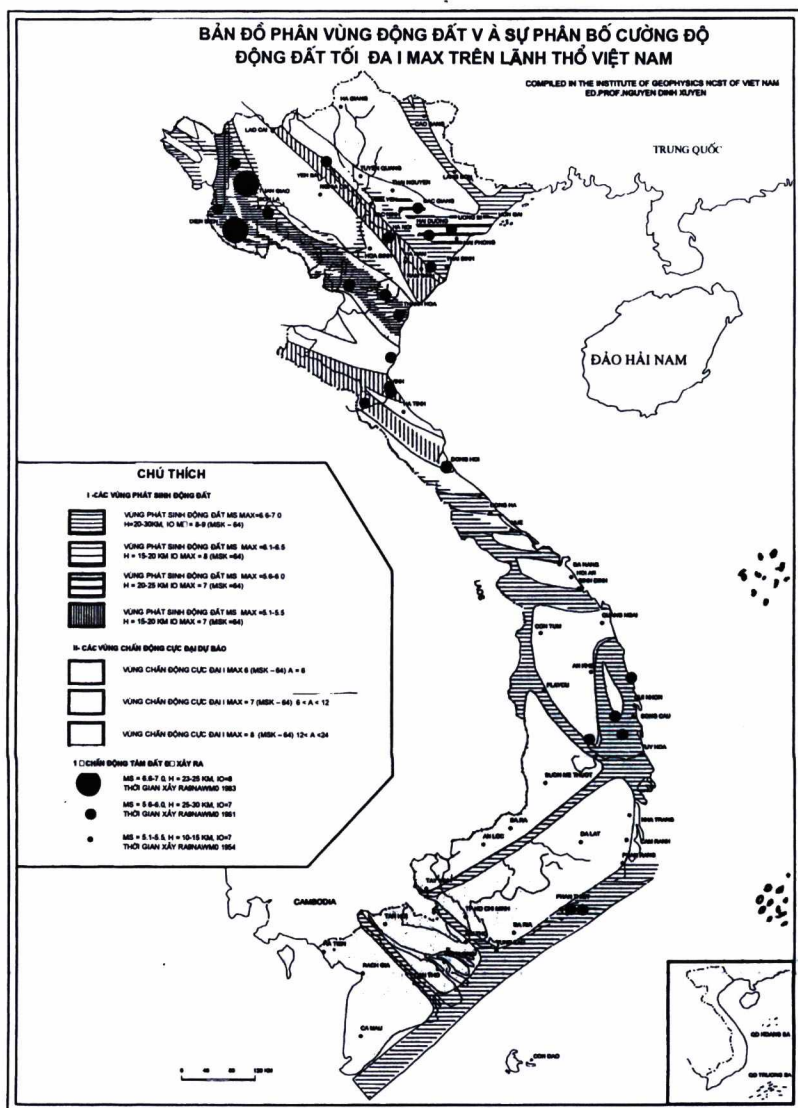
Phải tiến hành những nghiên cứu riêng do chuyên gia giỏi thực hiện để xác định các hệ số gia tốc riêng theo vị trí và kết cấu nếu tồn tại bất kỳ một điều kiện nào dưới đây:

- Vị trí ở gần một đứt gãy đang hoạt động.
- Có thể có những động đất kéo dài trong vùng.
- Do tầm quan trọng của công trình cần xét đến một chu kỳ phổ ra dài hơn (tức chu kỳ tái xuất hiện).

Tác động của các điều kiện đất tại chỗ được xét trong Mục 2.8.5.

BẢN ĐỒ PHÂN VÙNG ĐỘNG ĐẤT VÀ SỰ PHÂN BỐ CƯỜNG ĐỘ ĐỘNG ĐẤT TỐI ĐA I MAX TRÊN LÃNH THỔ VIỆT NAM

COMPILED IN THE INSTITUTE OF GEOPHYSICS NCST OF VIET NAM
ED. PROF. NGUYEN DINH XUYEN



Hình 2.6. Các hệ số gia tốc

2.8.3. Các mức độ quan trọng

Để tính toán về động đất, Chủ đầu tư phải xếp loại công trình đang xét vào một trong ba mức độ quan trọng như sau:

- Các công trình đặc biệt quan trọng,
- Các công trình thiết yếu, hoặc
- Các công trình thông thường.

Cơ sở để xếp loại phải bao gồm các yêu cầu xã hội/sự sống còn và an ninh/quốc phòng. Trong việc phân loại công trình cần xét đến những thay đổi có thể trong tương lai về các điều kiện và các yêu cầu.

2.8.4. Vùng động đất

Mỗi công trình phải được xếp vào một trong 3 vùng động đất phù hợp với bảng 2.14.

Bảng 2.14. Vùng động đất

Hệ số gia tốc	Vùng động đất	Cấp (MSK - 64)
$A \leq 0,09$	1	Cấp $\leq 6,5$
$0.09 < A \leq 0,19$	2	$6,5 < \text{Cấp} \leq 7,5$
$0.19 < A < 0,29$	3	$7,5 < \text{Cấp} \leq 8$

2.8.5. Các ảnh hưởng của vị trí công trình

a) Tổng quát

Ảnh hưởng của vị trí công trình phải được đưa vào trong việc xác định các tải trọng động đất cho công trình.

Hệ số thực địa S quy định trong bảng 2.15 phải dựa trên loại đất được xác định trong các Mục b đến e.

Bảng 2.15. Hệ số thực địa

Hệ số thực địa	Loại đất			
	I	II	III	IV
S	1,0	1,2	1,5	2,0

Ở những vị trí công trình không biết đầy đủ chi tiết về tính chất của đất để xác định loại đất, hoặc khi đất không khớp với một trong 4 loại, thì hệ số thực địa S phải lấy theo đất loại II.

b) Đất loại I

Đất được xếp vào loại I gồm:

- Đá các loại hoặc là đá sit dạng kết tinh, hoặc
- Đất cứng có bề dày nhỏ hơn 60m và đất phủ trên nền đá là cát, sỏi cuội hoặc sét cứng trầm tích ổn định.

c) Đất loại II

Đất dính cứng hoặc đất rời sâu có bề dày vượt quá 60m và loại đất phủ trên nền đá là cát, sỏi cuội hay sét cứng trầm tích ổn định được xếp vào loại II.

d) Đất loại III

Đất sét mềm đến nửa cứng và cát được đặc trưng bởi lớp dày 9 m hay hơn nữa là sét mềm hay nửa cứng, có hoặc không có xen lẫn các lớp cát hoặc đất rời khác được xếp vào loại III.

e) Đất loại IV

Đất sét mềm hoặc bùn dày hơn 12 m được xếp vào loại IV.

2.8.6. Hệ số đáp ứng động đất đàn hồi

a) Tổng quát

Ngoài quy định khác Mục b hệ số đáp ứng động đất đàn hồi C_{sm} cho dạng thức dao động thứ m được lấy theo:

$$C_{sm} = \frac{1,2AS}{T_m^{2/3}} \leq 2,5A \quad (2-37)$$

Trong đó:

T_m - Chu kỳ dao động kiểu thứ m (s)

A - Hệ số gia tốc lấy theo Mục 2.8.2

S - Hệ số thực địa lấy theo Mục 2.8.5

b) Các trường hợp khác

Đối với đất loại III và IV và đối với các kiểu dao động khác với kiểu cơ bản có chu kỳ nhỏ hơn 0,3 giây, thì C_{sm} phải lấy theo:

$$C_{sm} = A (0,8 + 4,0 T_m) \quad (2-38)$$

Nếu chu kỳ dao động của một kiểu bất kỳ lớn hơn 4,0 giây thì trị số C_{sm} của kiểu đó phải lấy theo:

$$C_{sm} = \frac{3AS}{T_m^{4/3}} \quad (2-39)$$

2.8.7. Hệ số điều chỉnh đáp ứng

a) Tổng quát

Hệ số R được quy định trong bảng 2.16 cho kết cấu phần móng và các liên kết, các mối nối ướt giữa các bộ phận kết cấu và các kết cấu, chẳng hạn như liên kết cột với bộ móng.

Nếu phương pháp lịch sử thời gian phi đàn hồi được dùng để phân tích, thì hệ số điều chỉnh đáp ứng R sẽ lấy bằng 1,0 cho mọi kết cấu phần móng và liên kết.

Bảng 2.16. Hệ số điều chỉnh đáp ứng R - Kết cấu phần phía dưới công trình

Kết cấu	Mức độ quan trọng		
	Tối hạn	Chủ yếu	Khác
Phần dưới			
Tường chắn có kích thước lớn	1,5	1,5	2,0
Bệ cọc BTCT			
• Chi có cọc thẳng	1,5	2,0	3,0
• Có cả cọc xiên	1,5	1,5	2,0
Cột đơn	1,5	2,0	3,0
Cọc thép hay thép liên hợp và bộ cọc BTCT			
• Chi có cọc thẳng	1,5	3,5	5,0
• Có cả cọc xiên	1,5	2,0	3,0
Móng nhóm cột	1,5	3,5	5,0

Bảng 2.17. Hệ số điều chỉnh đáp ứng R - Các liên kết

Liên kết	Tất cả các cấp quan trọng
Kết cấu nhịp với móng	0,8
Khe co giãn trong nhịp của kết cấu phần trên	0,8
Cột trụ hay bộ cọc với dầm mũ hay kết cấu phần trên	1,0
Cột hay trụ với móng	1,0

b) Áp dụng

Tải trọng động đất được giả thiết tác dụng trong mọi phương ngang.

Hệ số R được dùng cho cả hai trục trực giao của kết cấu phần dưới.

2.8.8. Tổ hợp các ứng lực động đất

Các ứng lực động đất đàn hồi trên mỗi trục chính của một cấu kiện được rút ra từ tính toán theo hai phương thẳng góc phải được tổ hợp thành hai trường hợp tải trọng sau:

- 100% của giá trị tuyệt đối của các ứng lực theo một trong các chiều vuông góc thứ nhất được tổ hợp với 30% của giá trị tuyệt đối của các ứng lực trong chiều vuông góc thứ hai.

- 100% của giá trị tuyệt đối của các ứng lực trong chiều vuông góc thứ hai được tổ hợp với 30% của giá trị tuyệt đối của các ứng lực trong chiều vuông góc thứ nhất.

Chương 3

TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH

3.1. TỔNG QUAN VỀ ỔN ĐỊNH KẾT CẤU TƯỜNG CỪ

Ổn định có ý nghĩa quyết định đến tuổi thọ và sự làm việc bình thường của kết cấu. Đối với kết cấu tường cừ, tính toán ổn định thực chất là tìm ra hệ số an toàn và so sánh với các hệ số cho phép. Hay nói cách khác, bài toán ổn định của tường cừ là trường hợp riêng của bài toán ổn định mái dốc với góc nghiêng là 90° . Ngoài ra còn xét đến điều kiện làm việc của thanh neo nếu có.

Phân tích ổn định mái dốc là tính hệ số an toàn tại trạng thái cân bằng giới hạn khi khối đất của mái dốc trở nên không ổn định do trọng lượng bản thân của đất đá và tải trọng chất thêm. Phương pháp tính toán được sử dụng trong phân tích ổn định mái dốc có thể được sử dụng để nghiên cứu khả năng chịu tải của móng, vì chúng được dự định kiểm tra ổn định của khối đất.

Hệ số an toàn trong ổn định mái dốc là tỷ lệ giữa cường độ cắt của đất và ứng suất cắt sinh ra trên mặt trượt giả định. Vì giá trị của hệ số an toàn khác nhau giữa mặt trượt giả định này với mặt trượt khác nên hệ số an toàn đối với hư hỏng trượt của mái dốc là hệ số nhỏ nhất trong các giá trị thu được bằng cách giả thiết các mặt trượt khác nhau dưới các điều kiện đưa ra. Như tiêu chuẩn, một hệ số an toàn lớn hơn 1,30 cho điều kiện thông thường nên được duy trì trong ổn định mái dốc phân tích cho mục đích thiết kế. Tuy nhiên hệ số an toàn giữa 1,10 và 1,30 có thể được chấp nhận dưới điều kiện mà thông số thiết kế được cho là có độ tin cậy cao dựa trên tính năng có thực trong các điều kiện đất nền tương tự và công tác thi công được tiến hành với quan trắc một cách chi tiết các chuyển vị và ứng suất của đất nền.

3.1.1. Phân tích ổn định sử dụng phương pháp cung tròn mặt trượt

3.1.1.1. Phương pháp phân tích ổn định sử dụng phương pháp Fellenius đã được sửa đổi

Có nhiều phương pháp tính được đưa ra cho phương pháp trượt. Chúng khác nhau trong các giả thiết về lực tác dụng lên mặt phẳng thẳng đứng giữa các khối. Phương pháp Fellenius sửa đổi giả thiết rằng phương của lực tác dụng lên mặt phẳng thẳng đứng giữa các khối song song với đáy các khối. Phương pháp này

tham khảo phương pháp đơn giản hoá hay phương pháp Tschebotarioff. Khi một cung tròn và một khối như chỉ ra trong hình 3.1, hệ số an toàn theo phương pháp Fellenius sửa đổi có thể thu được từ phương trình:

$$F_s = \frac{R \sum (cl + W' \cos \alpha \cdot \tan \varphi)}{\sum Wx + \sum Ha} \\ = \frac{\sum (cb + W' \cos^2 \alpha \cdot \tan \varphi) \sec \alpha}{\sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum Ha}$$

Với:

F_s - Hệ số an toàn đối với hư hỏng trượt theo cung tròn theo phương pháp Fellenius sửa đổi;

R - Bán kính của cung trượt (m);

c - Cường độ cắt chưa thoát nước của đất cổ kết hoặc độ cổ kết ngoài của đất cát trong điều kiện thoát nước (kN/m^2);

L - Chiều dài của đáy khối (m);

W' - Trọng lượng có hiệu của một khối trên một đơn vị chiều dài (tổng trọng lượng bản thân của đất và tải trọng chất thêm, cho phần bị ngập, sử dụng trọng lượng đơn vị bị ngập (kN/m);

α - Góc của đáy khối so với phương ngang ($^\circ$);

φ - Bằng 0 cho đất cổ kết hoặc góc ma sát trong của đất cát trong điều kiện thoát nước ($^\circ$);

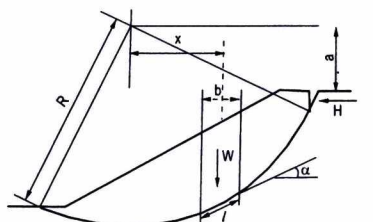
W - Tổng trọng lượng của một khối trên đơn vị chiều dài (tổng trọng lượng bản thân, trọng lượng nước và tải trọng chất thêm) (kN/m);

X - Khoảng cách theo phương ngang giữa tim của trọng lực của một khối và tim cung trượt (m);

H - Ngoại lực theo phương ngang tác dụng lên khối đất bên trong cung trượt (áp lực nước, lực địa chấn, lực sóng và các lực khác) (kN/m);

a - Chiều dài cánh tay đòn của ngoại lực theo phương ngang H đối với tim của cung trượt (m);

b - Chiều rộng của khối (m).



Hình 3.1. Phân tích cung tròn sử dụng phương pháp Fellenius

(3-1)

3.1.1.2. Phương pháp phân tích ổn định sử dụng phương pháp Bishop

Bishop đưa ra một phương trình để tính hệ số an toàn lấy tính toán lực cắt và lực nằm ngang tác dụng lên mặt phẳng thẳng đứng của các khối. Trong các tính toán thực tế, một phương pháp sử dụng thông thường giả thiết các lực cắt thẳng đứng là cân bằng. Đây là phương pháp Bishop đơn giản hoá. Hệ số an toàn bằng phương pháp Bishop đơn giản hoá F_s được tính theo phương trình (3-2):

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H_a} \sum \frac{(cb + W' \tan \varphi) \cdot \sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \varphi) / F_s} \quad (3-2)$$

Với:

- F_s - Hệ số an toàn đối với hư hỏng trượt theo cung tròn theo phương pháp Bishop;
- R - Bán kính của cung trượt (m);
- W' - Trọng lượng có hiệu của một khối trên một đơn vị chiều dài (tổng trọng lượng bản thân của đất và tải trọng chất thêm, cho phần bị ngập, sử dụng trọng lượng đơn vị bị ngập (kN/m);
- W - Tổng trọng lượng của một khối trên một đơn vị chiều dài (tổng trọng lượng của bản thân của đất, trọng lượng của nước và tải trọng chất thêm) (kN/m);
- b - Bề rộng của khối trượt (m);
- α - Góc của đáy khối so với phương ngang ($^\circ$);
- c - Cường độ cắt chưa thoát nước của đất cổ kết hoặc độ cổ kết ngoài của đất cát trong điều kiện thoát nước (kN/m²);
- φ - Bằng 0 cho đất cổ kết hoặc góc ma sát trong của đất cát trong điều kiện thoát nước ($^\circ$);
- H - Ngoại lực theo phương ngang tác dụng lên khối đất bên trong cung trượt (áp lực nước, lực địa chấn, lực sóng và các lực khác) (kN/m).

3.1.1.3. Áp dụng các phương pháp phân tích ổn định

Hệ số an toàn được tính từ phương pháp Fellenius sửa đổi và phương pháp Bishop thống nhất với nhau cho đất cổ kết với trường hợp $\varphi = 0$, nhưng đôi khi các hệ số này khác nhau khi cung trượt cắt qua lớp đất cát.

Tuy nhiên, khi toàn bộ nền là lớp đất cát hoặc khi cung trượt cắt xuyên qua nền gồm một lớp cát dày ở trên và lớp đất cổ kết ở bên dưới, thì phương pháp Fellenius sửa đổi được xác nhận là cho hệ số an toàn có độ tin cậy tương đối thấp. Phương pháp Bishop đưa ra cách giải quyết có độ chính xác cao hơn trong cùng một điều

kiện - đang được xem xét từ quan điểm của các nguyên tắc cơ bản của các phương pháp tính ổn định. Thực ra, phương pháp Bishop nên được sử dụng riêng cho những vấn đề về khả năng chịu lực của tầng đá (sỏi cuội...), trong trường hợp lực được đặt nghiêng và lệch tâm. Phương pháp Bishop có thiếu sót là nó đánh giá quá cao hệ số an toàn khi tải chất thêm được đặt thẳng đứng trên lớp đất cát mà những lớp đất này hầu như nằm theo phương ngang. Trong cùng một trường hợp, các phương pháp tính toán ổn định có thể được thực hiện, nhờ vào tỉ số giữa lực thẳng đứng và lực ngang giữa các khối được giả định là 1/3,5 góc của đáy khối so với phương ngang. Hệ số an toàn trong cách tính toán này được đánh giá qua phương trình sau:

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H_a} \sum \left\{ \frac{(ncb + W' \tan \varphi) \sec \alpha}{n + [\tan \alpha - \tan(\beta \alpha)] \cdot \tan \varphi / F} \right\} \quad (3-3)$$

Trong đó:

$$n = 1 + \tan \alpha \cdot \tan(1 - \beta \alpha).$$

Thông số β định nghĩa là tỉ số của lực thẳng đứng và lực ngang theo mặt phẳng thẳng đứng của khối đất, và được đưa ra như là $\beta = 1/3.5$. Những kí hiệu khác giống như phương trình (3-2).

3.1.2. Phân tích ổn định với mặt trượt giả định khác với mặt trượt dạng cung tròn

Ngoài các quy định được trình bày trong các phần trước, mặt trượt còn được giả định ở dạng phẳng hoặc dạng liên hợp trong phân tích ổn định khi điều kiện địa chất (nền móng) dễ xảy ra dạng trượt với mặt trượt khác dạng cung tròn ví dụ như mặt trượt phẳng, gãy khúc, mặt trượt cả cung tròn và gãy khúc...

Khi giả thiết mặt trượt phẳng, hệ số an toàn đối với hư hỏng trượt của mái dốc được tính theo phương trình sau:

$$F = \frac{\sum \{cl + (W' \cos \alpha - H \sin \alpha) \tan \varphi\}}{\sin \alpha \sum W' + \cos \alpha \sum H} \quad (3-4)$$

Trong đó:

F - Hệ số an toàn theo phương pháp mặt trượt phá hoại phẳng;

c - Lực dính của đất (kN/m^2);

φ - Góc ma sát trong của đất ($^\circ$);

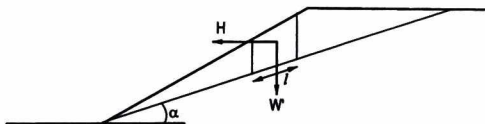
l - Chiều dài của đáy khối (m);

W' - Trọng lượng có hiệu của một khối trên một đơn vị chiều dài (cho phần bị ngập, sử dụng trọng lượng đơn vị bị ngập) (kN/m);

α - Góc nghiêng của đáy khối (góc dương được chỉ ra theo hình 3.2) (°);

H - Ngoại lực theo phương ngang trên một đơn vị chiều dài tác dụng lên mái dốc (áp lực nước, lực địa chấn, lực sóng và các lực khác) (kN/m).

Hệ số an toàn nhỏ nhất đối với hư hỏng trượt của mái dốc được lấy bằng 1,2 trong điều kiện thông thường và 1 trong trường hợp động đất.



Hình 3.2. Phân tích ổn định mái dốc sử dụng phương pháp mặt trượt phẳng

3.2. KIỂM TRA ĐIỀU KIỆN QUAY QUANH ĐIỂM GẮN NEO CỦA TƯỜNG CỪ

Đối với tường cừ có neo, điều kiện quanh của cừ quanh điểm neo cần được kiểm tra để đảm bảo rằng chân cừ không chuyển vị với chiều dài cừ tính toán.

- Từ biểu đồ áp lực tổng hợp tác dụng lên cừ ta chia nhỏ thành các phần, mỗi phần coi như một lực tập trung ($P_1, P_2, P_3 \dots P_n$) đặt tại tâm của biểu đồ hợp lực, khoảng cách từ các lực này đến điểm gắn neo A là ($h_1, h_2, h_3, \dots, h_n$) được thể hiện trong hình 3.3.

- Kiểm tra theo công thức sau:

$$n_c \cdot n \cdot m_d \cdot M_q \leq \frac{m}{k_n} M_g \quad (3-5)$$

Trong đó:

n_c - Hệ số tổ hợp tải trọng, lấy bằng:

1,0 đối với tổ hợp cơ bản;

0,9 đối với tổ hợp đặc biệt;

0,95 đối với tổ hợp tải trọng trong giai đoạn thi công;

n - Hệ số vượt tải;

m_d - Hệ số phụ điều kiện làm việc, xác định theo bảng 12, 13, 14 trong 22TCN207-92;

m - Hệ số điều kiện làm việc, lấy theo TCVN 4253-86;

k_n - Hệ số bảo đảm xét đến tầm quan trọng và cấp công trình, lấy bằng:

1,25 đối với công trình cấp I;

1,20 đối với công trình cấp II;

1,15 đối với công trình cấp III;

1,10 đối với công trình cấp IV.

M_g - Mô men của áp lực bị động và lực chủ động phía trên thanh neo, giữ cho tường mặt khỏi quay quanh điểm gắn neo.

$$M_g = \sum_{i=1}^n P_{pi} \cdot h_{pi} \quad (3-6)$$

P_{pi} - Lực thay thế đoạn áp lực bị động hoặc áp lực chủ động phía trên thanh neo thứ i ;

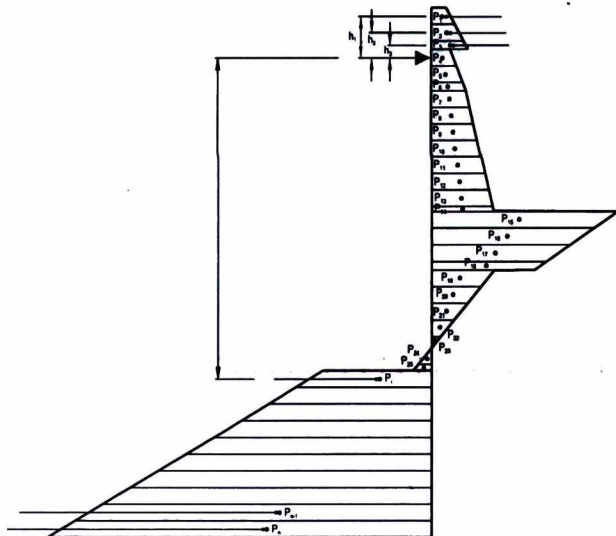
h_{pi} - Cánh tay đòn tương ứng của lực P_{pi} đối với điểm neo;

M_q - Mô men của các lực chủ động làm quay tường mặt quanh điểm gắn neo.

$$M_q = \sum_{i=1}^n P_{ai} \cdot h_{ai} \quad (3-7)$$

P_{ai} - Lực thay thế đoạn áp lực chủ động thứ i

h_{ai} - Cánh tay đòn tương ứng của lực P_{ai} đối với điểm neo



Hình 3.3. Chia nhỏ biểu đồ áp lực tổng hợp

3.3. KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TRƯỢT PHẪNG

Trượt phẳng có neo của cừ được xác định đến cả khối đất giữa cừ và bản neo (hình 3.4). Điều kiện ổn định là:

$$\sum_{i=1}^{n-1} W_i + E_a + H_w \leq m.(E_p + W_n) \quad (3-8)$$

Trong đó:

m - Như trong công thức (3-5);

H_w - Hợp lực của áp lực sóng;

E_a, E_p - Lực chủ động tác động lên bản neo và lực bị động tác động lên cừ;

W_i - Lực gây trượt trong từng phần tử thứ i có bề rộng là b_i ($i = 1 + n - 1$) nằm trong lăng thể trượt chủ động của đất do chính trọng lượng bản thân G_i ; Lực dính của đất $C_i(T/m^2)$; góc ma sát trong φ_i của chính nguyên tố đó sinh ra;

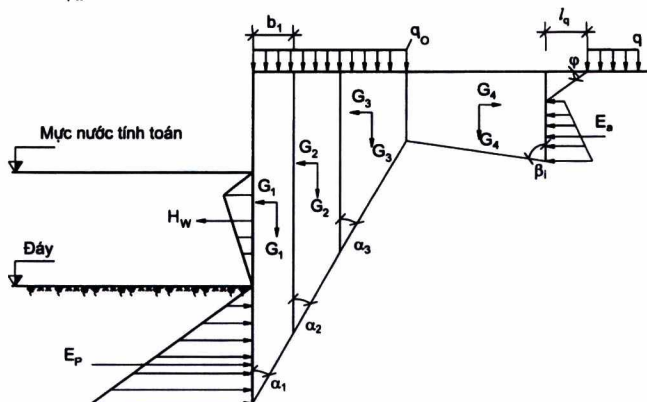
$$W_i = \frac{G_i}{\operatorname{tg}(\alpha_i + \varphi_i)} - \frac{C_i \cdot b_i}{\sin^2 \alpha_i + \sin \alpha_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i} \quad (3-9)$$

α_i - Góc trượt, lấy $\alpha_i = 45^\circ - \varphi_i/2$;

W_n - Lực giữ do lăng thể bị động của bản giữ neo, xác định theo công thức sau:

$$W_n = \frac{G_n}{\operatorname{tg}(\alpha_n + \varphi_n)} - \frac{C_n \cdot b_n}{\sin^2 \alpha_n + \sin \alpha_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \operatorname{tg} \varphi_n} \quad (3-10)$$

với $\alpha_n = 45^\circ + \varphi_n/2$



Hình 3.4. Biểu đồ kiểm tra trượt phẳng

Đối với các kết cấu tường cừ, mặt trượt phẳng đi qua chân cừ là những mặt trượt khả dĩ nhất.

3.4. KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TRƯỢT SÂU

3.4.1. Trượt cung tròn

Khi tính toán ổn định theo mặt trượt cung tròn thì trong phạm vi bề rộng đáy tường cừ phải đưa các đại lượng sau đây vào biểu đồ lực thẳng đứng: trọng lượng bản thân công trình, trọng lượng vật liệu đắp, hoạt tải trên mặt đỉnh cừ. Tải trọng khai thác trên mặt đỉnh cừ phải đặt theo sơ đồ trên hình 3.5.

Khi tính toán ổn định chung của công trình theo sơ đồ trượt sâu với giả thiết mặt trượt cung tròn (phương pháp Terzaghi) cần thỏa mãn điều kiện sau đây:

$$n_c \cdot n \cdot m_d \cdot M_{tr} \leq \frac{m}{k_n} M_g \quad (3-39)$$

Trong đó:

n_c, n, m_d, m, k_n - Như trong công thức (3-5);

M_{tr} và M_g - tương ứng là các tổng mômen của các lực gây trượt và lực giữ ứng với tâm cung trượt nguy hiểm nhất, xác định theo các công thức sau:

$$M_{tr} = R \sum g_i \sin \alpha_i + \sum W_i Z_i \quad (3-40)$$

$$M_g = R \left[\sum g_i \cos \alpha_i \cdot \text{tg} \varphi_{ii} + \sum c_{ii} l_i \right] \quad (3-41)$$

Trong đó:

R - Bán kính cung trượt;

g_i - Tổng trọng lượng của các lớp đất, của các cấu kiện công trình và của hoạt tải trong phạm vi cột đất thứ i ;

α_i - Góc nghiêng so với đường nằm ngang của đường tiếp tuyến với cung trượt ở giao điểm của cung trượt với đường tác động của lực g_i , đó cũng là góc giữa đường thẳng đứng với bán kính R vẽ qua giao điểm trên:

$$\alpha_i = \arcsin \frac{r_i}{R} \quad (3-42)$$

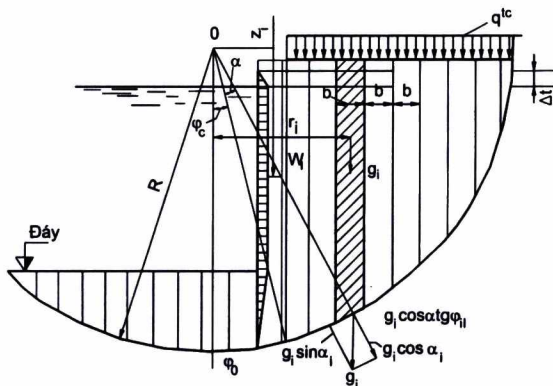
r_i - Khoảng cách theo đường nằm ngang từ tâm quay O đến đường tác động của lực g_i ;

φ_{ii} và c_{ii} - Tương ứng là góc nội ma sát và lực dính của đất ở đáy cột đất thứ i ;

l_i - Chiều dài đoạn cung ở đáy cột thứ i ;

w_i - Áp lực thủy động, trong bên khối xếp w_i thường bằng 0 vì $\Delta h = 0$;

z_i - Khoảng cách từ tâm cung trượt đến lực w_i .



Hình 3.5. Sơ đồ tính toán ổn định chung của công trình với mặt trượt cung tròn

Đối với bài toán ổn định chung của công trình tường cừ theo giả thiết mặt trượt cung tròn, hai bước quan trọng nhất ảnh hưởng đến độ chính xác của kết quả cần phải thực hiện đó là xác định các tâm trượt nguy hiểm nhất và xác định bán kính R của cung tròn. Qua thực tế thấy rằng mặt trượt cung tròn khả dĩ nhất là mặt trượt đi qua chân cừ. Như vậy, nếu xác định được tâm trượt, thì bán kính R của cung tròn sẽ dễ dàng được xác định bằng chiều dài đoạn thẳng nối giữa tâm trượt và chân cừ.

Việc xác định các tâm trượt nguy hiểm nhất có thể thực hiện theo hai phương pháp sau đây.

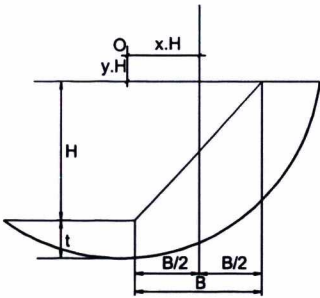
3.4.1.1. Phương pháp Fellenius

Tâm O đầu tiên có thể chọn theo đề nghị của Fellenius (bảng 3.1 và bảng 3.2).

Bảng 3.1. Tọa độ tâm quay O khi công trình tường đứng trượt sâu theo mặt trượt cung tròn

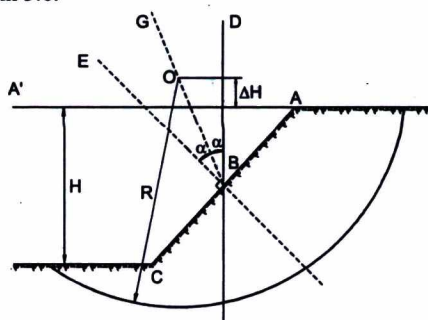
Sơ đồ	$\frac{q}{\gamma \cdot H_t}$	$\frac{t}{H_t}$	Tọa độ tương đối của tâm O	
			x/H_t	y/H_t
	0	$\begin{cases} 0,5 \\ 1,0 \end{cases}$	$\begin{cases} 0,25 \\ 0,33 \end{cases}$	$\begin{cases} 0,26 \\ 0,41 \end{cases}$
	0,5	$\begin{cases} 0,5 \\ 1,0 \end{cases}$	$\begin{cases} 0,31 \\ 0,41 \end{cases}$	$\begin{cases} 0,35 \\ 0,53 \end{cases}$

Bảng 3.2. Tọa độ tâm quay O khi công trình mái nghiêng trượt sâu theo mặt trượt cung tròn

Sơ đồ	Độ dốc mái 1 : m	$\frac{t}{H}$	Tọa độ tương đối của tâm O	
			x/H	y/H
	1 : 1	0,25	0,75	0,25
		1,0	0,5	0,13
		1,5	0,25	0,25
	1 : 2	0,25	0,55	0,35
		1,0	0,6	0,2
		1,5	0,5	0,5
	1 : 3	0,25	0,6	1,15
		1,0	0,4	0,6
		1,5	0,4	0,5

3.4.1.2. Phương pháp Grisin

Phương pháp xác định tâm cung trượt nguy hiểm theo Grisin được minh họa khá chi tiết trong hình 3.6.



Hình 3.6. Sơ đồ chọn tâm trượt ban đầu O

- Bước 1: Tại điểm B nằm giữa AC, kẻ một đường thẳng đứng BD và đường BE vuông góc với mái dốc.
- Bước 2: Cũng tại B, kẻ một đường phân giác của góc $DBE = 2\alpha$.
- Bước 3: Tâm ban đầu O được lấy theo nguyên tắc: nằm trên đường phân giác BG và phía trên đường nằm ngang AA' một đoạn: $\Delta H = (0,2 \div 0,5)H$.

3.4.2. Trượt gãy khúc

Trượt gãy khúc xảy ra khi nền công trình là nền cứng (đá, cuội sỏi...) hoặc nền công trình có các lớp kẹp đất yếu hơn so với khối đất chính (Hình 3.7). Theo điều 13.22 của Tiêu chuẩn 22 TCN 207-92, việc tính toán công trình bên kiểu trọng lực về ổn định theo giả thiết ép trời sâu (Phương pháp Gerxevanov), được phép thực hiện theo công thức :

$$n_c \cdot n \cdot m_d \cdot E_a \leq \frac{m}{k_n} \cdot E_{\min} \quad (3-43)$$

Trong đó:

n_c, n, m_d, m, k_n - Như trong công thức (3-5);

E_a - Áp lực chủ động lên tường;

$E_{\min}$ - Lực kháng trượt của lăng thể đất ở nền công trình, được tạo ra do áp lực bị động và thành phần nằm ngang của phản lực ở nền của lăng thể đất, xác định theo công thức:

$$E_{\min} = \frac{b_p}{2} \cdot \frac{Az^3 + Bz^2 + Cz + D}{1 + fz} \quad (3-44)$$

$$b_p = b + 0,585 h_n \quad (3-45)$$

$$A = \gamma \lambda_{pl} f \cdot b_p \quad (3-46)$$

$$B = \gamma (\lambda_{pl} - 1) b_p + 2g_1 f \lambda_{pl} \quad (3-47)$$

$$C = \gamma f b_p - 2g_0 + 2g_1 \lambda_{pl} \quad (3-48)$$

$$D = 2f \cdot g_0 \quad (3-49)$$

$f = \tan \varphi_1$ - Hệ số ma sát tính toán theo đất nền;

b - Bề rộng nền công trình;

h_n - Chiều dày lớp đệm;

γ - Dung trọng đất;

$\lambda_{pl} = \tan^2 (45^\circ + 0,5\varphi_1)$ - Hệ số thành phần ngang của áp lực đất bị động;

$g_0 = \sigma'_{\max}$ - Xác định theo điều 14.7 tiêu chuẩn 22TCN207-92;

$g_1 = \gamma_k h_n$ - Áp lực do trọng lượng lớp đệm;

$z = \tan \theta$ - Xác định qua việc giải phương trình bậc 3 bằng cách chọn nghiệm của phương trình:

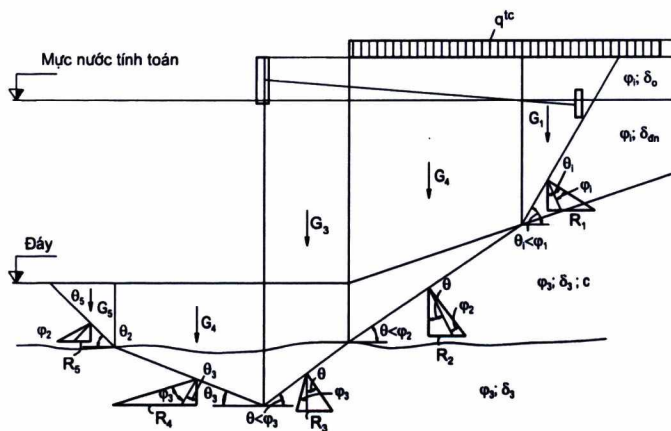
$$z^3 + uz^2 + vz + \omega = 0 \quad (3-50)$$

θ - Góc nghiêng của mặt trượt trong nền dưới lớp đệm;

$$u = \frac{3A + Bf}{2f} \quad (3-51)$$

$$v = \frac{2B}{2Af} \quad (3-52)$$

$$\omega = \frac{C - Df}{2Af} \quad (3-53)$$



Hình 3.7. Sơ đồ tính toán ổn định chung của công trình theo giả thiết mặt trượt gãy khúc

Chương 4

QUY TRÌNH THIẾT KẾ KẾT CẤU TƯỜNG CỬ

4.1. NGUYÊN TẮC CHUNG TÍNH TOÁN TƯỜNG CỬ

Việc tính toán kết cấu tường cử cũng như các loại kết cấu trọng lực, kết cấu bê cọc đài cao bao gồm ba phần tính toán chính: tính ổn định, tính sức chịu tải của nền, tính độ bền của các cấu kiện. Tùy theo cấu tạo từng loại kết cấu mà tỷ lệ tính toán một trong ba phần trên có khác nhau. Nằm trong lịch sử chung phát triển các phương pháp tính toán các công trình xây dựng, kết cấu tường cử lần lượt từ trước đến nay tính toán theo:

- Trạng thái phá hoại,
- Ứng suất cho phép,
- Trạng thái giới hạn,
- Lý thuyết độ tin cậy.

Theo phần lớn các tài liệu hay tiêu chuẩn của Việt Nam, kết cấu tường cử được tính theo lý thuyết trạng thái giới hạn: Nhóm I và nhóm II.

Giải bài toán tường cử tức là tìm nội lực của cử, tìm chiều sâu chôn cử, tính lực neo và phản lực của nền E_p đặt ở chân cử. Bài toán giải cử là bài toán phẳng ứng với tải trọng tĩnh, vì vậy còn có tên gọi "giải tĩnh lực tường cử". Để giải bài toán này, hiện nay, cũng có rất nhiều phương pháp như:

- Phương pháp giải tích,
- Phương pháp đồ giải,
- Phương pháp phần tử hữu hạn...

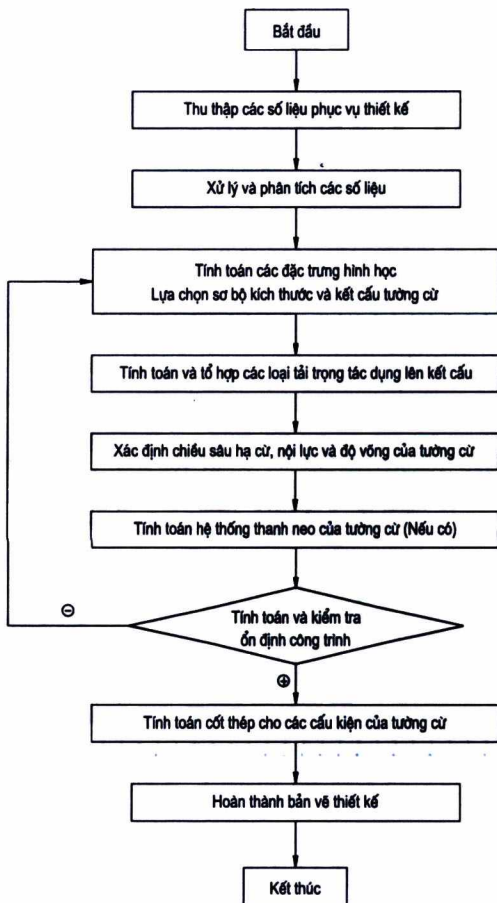
Mỗi phương pháp giải cử đều có những ưu nhược điểm và phạm vi áp dụng khác nhau. Việc lựa chọn phương pháp nào, phải dựa trên các điều kiện và yêu cầu của bài toán. Trong cuốn sách này, tác giả tập trung vào việc áp dụng phương pháp đồ giải để giải cử. Đồ giải là một phương pháp phổ biến, rất trực quan, dễ thực hiện và có độ chính xác tương đối cao. Tuy nhiên, quan trọng nhất đó là phương pháp này được quy định rất rõ trong các tiêu chuẩn thiết kế của Việt Nam. Đó là văn bản chính tắc mà tất cả các kỹ sư thiết kế phải tuân theo khi thiết kế công trình có sử dụng tường cử.

Nội dung tính toán bến tường cừ theo phương pháp đồ giải được thể hiện trong hình 4.1.

Các bước tính toán được trình bày cụ thể trong những bước sau đây.

Bước 1. Phân tích và tổng hợp số liệu

- Các số liệu về tàu thiết kế, địa hình, địa chất, khí tượng thủy văn;
- Số liệu về thiết bị bốc xếp và tải trọng...



Hình 4.1. Sơ đồ tính toán kết cấu tường cừ

Bước 2. Xác định các đặc trưng hình học của kết cấu tường cừ

- Cao trình đỉnh cừ;
- Độ sâu nước trước tường cừ;
- Cao trình đáy phía trước tường cừ, chiều cao từ đỉnh cừ đến đáy;
- Lựa chọn sơ bộ cao độ chân cừ...

Bước 3. Tính toán tải trọng và tổ hợp tải trọng tác dụng lên công trình

- Áp lực đất chủ động, áp lực đất bị động;
- Trọng lượng bản thân;
- Tải trọng do tàu;
- Tải trọng do sóng;
- Tải trọng do thiết bị bốc xếp, hàng hoá trên mặt tường cừ;
- Tải trọng do động đất...

Bước 4. Xác định chiều sâu hạ cừ, nội lực và độ võng (chuyển vị) của tường cừ

- Xác định chiều sâu hạ cừ, nội lực và chuyển vị của tường cừ theo phương pháp đồ giải.

- Lựa chọn sơ bộ chủng loại cừ.

Bước 5. Tính toán hệ thống thanh neo của tường cừ

- Tính toán chiều dài, đường kính tiết diện thanh neo (chỉ có đối với tường cừ có neo);

- Lựa chọn sơ bộ bản neo, tường neo hoặc cọc neo, (chỉ có đối với tường cừ có neo).

Bước 6. Tính toán ổn định công trình

- Kiểm tra ổn định lật với điểm neo (chỉ có đối với tường cừ có neo);
- Kiểm tra ổn định trượt phẳng;
- Kiểm tra ổn định chung của công trình.

Bước 7. Tính toán cốt thép cho các cấu kiện của tường cừ

- Tính toán cốt thép dầm mũ;
- Chọn tiết diện cừ và tính toán cốt thép (chỉ có bước này nếu là cừ BTCT);
- Tính toán cốt thép bản neo, tường neo hoặc cọc neo, (chỉ có đối với tường cừ có neo).

4.2. TÍNH TOÁN CÁC CẤU KIỆN CHÍNH CỦA KẾT CẤU TƯỜNG CỪ

Các cấu kiện chính gồm: cừ, thanh neo, bộ phận giữ neo, dầm ốp, dầm mũ. Độ bền của các cấu kiện này dù cấu tạo bằng gỗ, thép hay BTCT đều được tính theo lý

thuyết trạng thái với những kết quả nội lực và chuyển vị từ các bài toán giải cừ bằng phương pháp đồ giải.

4.2.1. Tính toán cừ

Sau khi xác định được mô men tính toán từ kết quả của phương pháp đồ giải, tiến hành tính toán cừ. Trước tiên cần chọn tiết diện cừ cho phù hợp với mô men đã tính:

$$W = \frac{M_{tt}}{m \cdot k_o \cdot [\sigma]} \quad (4-1)$$

Trong đó:

M_{tt} - Mô men tính toán

m - Hệ số điều kiện làm việc

k_o - Hệ số đồng nhất của vật liệu làm cừ.

$[\sigma]$ - Ứng suất uốn - kéo hoặc uốn - nén cho phép của vật liệu

W - Mô men kháng của tiết diện cừ.

Tìm được W từ công thức (4-1) từ đó dễ dàng tìm ra được các kích thước hình học của tiết diện cừ đã chọn (vuông, chữ nhật, chữ T, chữ I, chữ Z, hình máng, Larssen v.v...).

Đối với cừ thép và cừ bê tông cốt thép (BTCT) dự ứng lực, việc tính toán rất đơn giản vì chỉ cần sử dụng W để tìm ra tiết diện và chủng loại cừ thỏa mãn điều kiện thiết kế. Tuy nhiên, việc tính toán cừ bê tông cốt thép thường thì cần phải thêm bước tính toán và bố trí cốt thép. Tính toán cốt thép cho cừ bê tông cốt thép được tiến hành theo những quy định của Tiêu chuẩn thiết kế bê tông cốt thép thủy công TCVN 4116-85 và được trình bày chi tiết trong phần dưới đây.

Riêng cừ BTCT tiết diện chữ T, cần phải kiểm tra mô men cánh có chiều dài l (hình 4-2) do áp lực đất ứng với từng mặt cắt.

$$M_{cl} = \frac{\sigma_I \cdot l^2}{2} \quad (4-2)$$

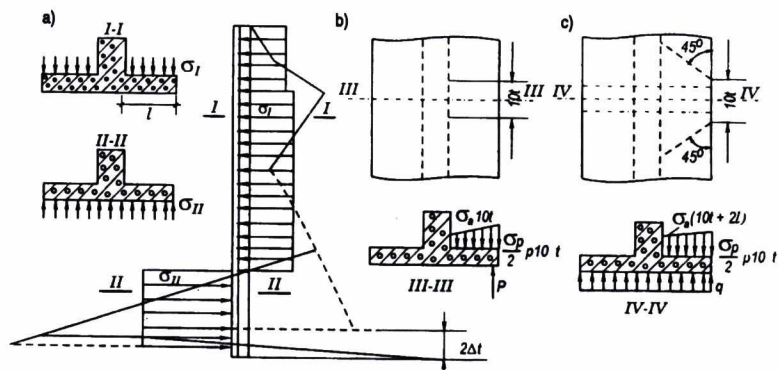
$$M_{cII} = \frac{\sigma_{II} \cdot l^2}{2} \quad (4-3)$$

Trong đó: σ_I , σ_{II} lần lượt là cường độ áp lực đất trung bình ứng với mặt cắt I - I (Mặt cắt chịu tác dụng của áp lực đất chủ động) và mặt cắt II - II (Chịu tải trọng của áp lực đất bị động).

Ngoài ra, cánh còn chịu tác dụng lực xô của tàu P với giả thiết đặt ở mép cánh (hình 4.2b) và chịu lực tựa tàu với giả thiết phân bố đầu q (hình 4.2). Phạm vi

chiều rộng chịu ảnh hưởng của hai lực trên ở mép cánh là $10.t$ (t là chiều dày cánh) còn ở sát sườn $10.t$ cho lực P và $(10t + 2l)$ cho lực q .

Mô men cánh do hai lực P và q có tác dụng ngược chiều với mô men của áp lực đất từ trong dầm ra. Tại mép cánh do lực P hoặc q ép vào, do đó lấy cường độ áp lực đất bị động σ_p , còn sát sườn của chữ T, do không bị ép nên lấy cường độ áp lực đất chủ động σ_a (hình 4.2 b và c).



Hình 4.2. Sơ đồ kiểm tra mô men cánh của cừ

Sau khi tính toán được nội lực của cừ BTCT, tiến hành tính toán và bố trí cốt thép cho tiết diện cừ theo trình tự như sau:

- Xác định mômen lớn nhất $M_{\max}$ để tính toán cho toàn mặt cắt.
- Xác định mômen tính toán M_{tt} theo công thức sau:

$$M_{tt} = M_{\max} \cdot k_n \cdot n_c \cdot n_d \quad (4-4)$$

- Chọn khoảng cách từ mép ngoài của cốt thép đến mép của tiết diện bê tông gần nhất: a.
- Chọn Mác bê tông, loại cốt thép.
- Chiều cao làm việc của tiết diện h_0 :

$$h_0 = h - a \quad (4-5)$$

Bước 1: Cấu kiện chịu uốn, có tiết diện chữ nhật $b \times h$ (cm), chiều cao vùng chịu nén x được xác định theo công thức sau:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 \cdot k_n \cdot n_c \cdot M_{tt}}{m_b R_n \cdot b}} \quad (4-6)$$

Trong đó: k_n - Hệ số đảm bảo phụ thuộc vào cấp công trình:

Cấp I, $k = 1,25$; Cấp III, $k = 1,15$

Cấp II, $k = 1,20$; Cấp IV, $k = 1,10$

n_c - Hệ số tổ hợp tải trọng;

R_n - Cường độ chịu nén của loại bê tông sử dụng;

m_b - Hệ số điều kiện làm việc của bê tông;

n - Hệ số vượt tải;

m_d - Hệ số phụ điều kiện làm việc;

m_a - Hệ số điều kiện làm việc của cốt thép;

M_{tt} - Mômen tính toán.

Bước 2: Xác định diện tích cốt thép tạm thời.

Ta có trị số giới hạn: $\xi = x/h_0$.

- Nếu $x < 2a'$ và $\xi < \xi_R$: Tính toán với tiết diện đặt cốt đơn, diện tích thép chịu kéo F_a :

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_n \cdot b}{m_a \cdot R_a} \cdot x \quad (4-7)$$

- Nếu $2a' \leq x \leq \xi_R \cdot h_0$: Tính toán với tiết diện đặt cốt kép.

+ Khi biết F'_a :

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 \cdot (k_n \cdot n_c \cdot M - m_a \cdot R_a \cdot F'_a \cdot (h_0 - a'))}{m_b \cdot R_n \cdot b}}; \quad (4-8)$$

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x + m_a \cdot R_a \cdot F'_a}{m_a \cdot R_a} \quad (4-9)$$

+ Nếu chưa biết F'_a , bố trí cốt thép đối xứng thì:

$$F'_a = F_a = \frac{k_n \cdot n_c \cdot M}{m_a \cdot R_a (h_0 - a')} \quad (4-10)$$

- Nếu $x > \xi_R \cdot h_0$: tăng kích thước tiết diện hoặc tăng Mác bê tông.

Bước 3: Sau khi tìm ra diện tích cốt thép F_a , ta kiểm tra sự hình thành và mở rộng vết nứt theo công thức sau:

$$\sigma_t = k \cdot C_d \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_a - \sigma_{bt}}{E_a} \cdot 7(4 - 100\mu) \sqrt{d} \leq [a_n] \quad (4-11)$$

Trong đó:

k - Hệ số đối với cấu kiện chịu uốn và nén lệch tâm lấy bằng 1, đối với cấu kiện chịu kéo đúng tâm và lệch tâm là 1,2; khi đặt cốt thép nhiều lớp là 1,2;

C_d - Hệ số, khi tính với tải trọng ngắn hạn lấy bằng 1; tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn là 1,3;

η - Hệ số, với cốt thép thanh có gờ lấy bằng 1; trơn là 1,4; với thép sợi có gờ là 1,2; trơn là 1,5;

σ_a - Ứng suất trong cốt thép chịu kéo,

$$\sigma_a = \frac{M_{tc}}{F_a \cdot (h_0 - x/2)} \quad (4-12)$$

M_{tc} - Mô men tiêu chuẩn, $M_{tc} = M_{max}$;

σ_0 - Ứng suất kéo ban đầu trong cốt thép do sự trương nở của bê tông, đối với kết cấu nằm trong nước $\sigma_0 = 200 \text{ kG/cm}^2$, đối với kết cấu bị phơi khô lâu, kể cả thời gian thi công, $\sigma_0 = 0$;

μ - Hàm lượng cốt thép của mặt cắt, lấy $\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0}$ nhưng không lớn hơn 0,02;

d: Đường kính của thanh cốt thép (mm);

E_a - Mô đun đàn hồi của cốt thép;

$[a_n] \leq 0,05 \cdot k \cdot (\text{mm})$, (k là hệ số cấp công trình):

Với công trình cấp I: $k = 1,0$

Với công trình cấp II: $k = 1,3$

Với công trình cấp III: $k = 1,6$

Với công trình cấp IV: $k = 2,0$

Nếu diện tích cốt thép đã chọn không thoả mãn điều hình thành và mở rộng vết nứt, ta giả thiết lại đường kính và tính lại diện tích cốt thép theo công thức sau:

$$\frac{M_{tc}}{F_a \cdot (h_0 - 0.5x)} = \frac{[a_t] \cdot E_a}{k \cdot C_d \cdot \eta \cdot 7 \cdot (4 - 100\mu) \sqrt{d}} + 200 \quad (4-13)$$

4.2.2. Tính toán thanh neo

Tính toán thanh neo gồm hai nội dung: Chọn tiết diện hoặc đường kính và chiều dài.

4.2.2.1. Xác định đường kính thanh neo

- Thanh neo thép coi là cấu kiện chỉ chịu kéo đúng tâm, nên tiết diện F được kiểm tra theo khả năng chịu kéo:

$$F = \frac{R_{tt}}{m_b \cdot [\sigma_k]} \quad (4-14)$$

Trong đó:

R_{tt} - Lực neo tính toán, xác định theo công thức sau:

$$R_{tt} = m_a \cdot R_a \cdot l_a \quad (4-15)$$

m_a - Hệ số xét đến sự phân bố lại áp lực lên tường mặt và lực căng không đều trong các thanh neo, lấy bằng:

1,3 - Đối với tường có căng trước các thanh neo;

1,5 - Đối với các tường và bản không căng trước thanh neo;

1,25 - Khi tính toán độ bền của dầm phân bố và các chi tiết của dầm này;

l_a - Bước thanh neo dọc tuyến bản;

R_a - Lực căng thanh neo trên một mét chiều dài tường cừ và được xác định trên đa giác dây;

m_b - Hệ số điều kiện làm việc, để xét tác động sóng, khi xác định nội lực trong thanh neo, $m_b = 0.9$;

$[\sigma_k]$ - Ứng suất kéo cho phép của vật liệu làm thanh neo.

Do đó, đường kính thanh neo được xác định theo công thức sau:

$$d = \sqrt{\frac{4m_a \cdot l_a \cdot R_a}{\pi [\sigma_k] m_b}} \quad (4-16)$$

- Đối với các thanh neo bằng BTCT ngoài chịu kéo, còn thêm uốn. Mômen uốn xác định như một dầm có hai gối ở đầu và cuối thanh neo gây ra bởi lực phân bố đều. q - chính là tải trọng đất ở phía trên thanh neo:

$$M = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (4-17)$$

$$q = \frac{38H}{5} \cdot \frac{f \cdot B}{L^4} \quad (4-18)$$

Trong đó:

L - Chiều dài thanh neo;

B - Độ cứng của thanh neo:

$$B = \theta \cdot E \cdot I \quad (4-19)$$

θ - Hệ số tính tới khả năng dẻo và từ biến của BTCT; $\theta = 0.65 \div 0.5$;

E - Mô đun đàn hồi của vật liệu làm thanh neo;

I - Mômen quán tính;

f - Hiệu số giữa các giá trị độ lún của đất tại giữa điểm neo Δh và độ võng ngược chiều của thanh neo;

Độ lún của đất Δh tính theo công thức sau:

$$\Delta h = h \cdot \frac{(\varepsilon_0 - \varepsilon_1)}{(\varepsilon_0 + 1)} \quad (4-20)$$

h - Chiều dày lớp đất đắp ở giữa điểm neo;

ε_0 - Hệ số độ rỗng ban đầu của đất - $\varepsilon_0 = 0.60 \div 0.65$;

ε_1 - Hệ số độ rỗng cuối cùng của đất - $\varepsilon_1 = \varepsilon_0 - a \cdot (\gamma \cdot h + q_0)$

γ - Dung trọng lớp đất đắp;

q_0 - Tải trọng phân bố đều trên mặt kết cấu tường cừ;

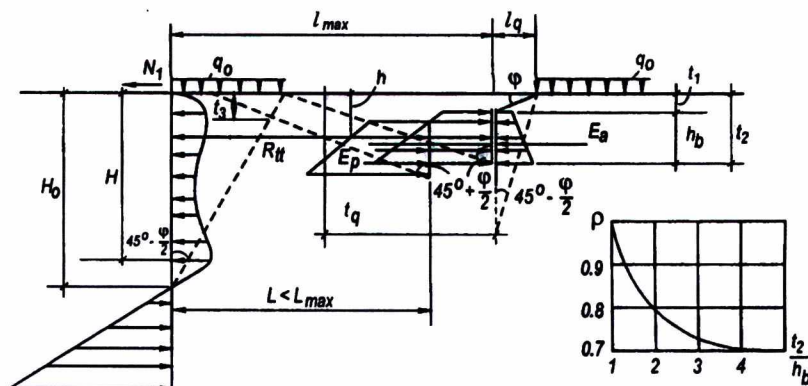
a - Hệ số nén được định hướng, $a = 0.01 \div 0.025 \text{ cm}^2/\text{kG}$.

4.2.2.2. Xác định chiều dài thanh neo

Chiều dài $L_{\max}$ của thanh neo được tính từ giả thiết hai mặt trượt chủ động sau cừ và bị động phía trước bản neo gặp nhau ở cao trình mặt bãi (hình 4.3).

$$L_{\max} = H_0 \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) + 0,85 \cdot t_2 \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4-21)$$

Trong đó: ϕ là góc ma sát trong của đất.



Hình 4.3. Sơ đồ hình chiều dài thanh neo L
và đồ thị $\rho = f(t_2/h_b)$

4.2.3. Tính toán bộ phận giữ neo

Bộ phận giữ neo có thể là:

- Bàn neo đơn: Cứ một neo gắn vào một bàn giữ neo;
- Bàn neo kép: Cứ hai neo gắn vào một bàn giữ neo;
- Bàn liên tục: Hình thành một đường liên tục để giữ neo;
- Trụ neo (cọc neo).

4.2.3.1. Bàn neo

Tính toán các bàn neo thẳng đứng bao gồm:

- Tính toán ổn định;
- Tính toán về biến dạng;
- Tính toán độ bền;
- Tính toán các bàn neo bê tông cốt thép về mở rộng vết nứt.

Các tính toán về ổn định và về độ bền, cũng như các tính toán về biến dạng của các bàn neo trong các kết cấu bến tường cừ, phải tiến hành theo các trạng thái giới hạn thứ nhất về cường độ. Các tính toán khác được thực hiện theo nhóm các trạng thái giới hạn thứ hai về sử dụng.

a) Tính toán ổn định

Đầu tiên phải giả thiết các chiều sâu t_1 của đỉnh bàn (từ cao trình mặt đất đến cao trình đỉnh bàn neo) và t_{bn} của đáy bàn (từ cao trình mặt đất đến cao trình đáy bàn neo); Sau đó dựa vào trạng thái giới hạn thứ I để kiểm tra ổn định các bàn neo thẳng đứng khi góc nghiêng của thanh neo $\leq 15^\circ$ so với đường nằm ngang:

$$n_c(T_{n,b} + \rho E_{a,n}) \leq \frac{m \cdot m_d}{k_n} \rho \cdot E_{n,n} \quad (4-22)$$

Trong đó:

$T_{n,b}$ - Thành phần nằm ngang của nội lực trong thanh neo truyền sang bàn neo; trị số $T_{n,b}$ có thể xác định theo công thức sau:

$$T_{n,b} = R_n l_n - \frac{\gamma_{ldl} h_{tb} L \cdot d}{4} \quad (4-23)$$

R_n - Phản lực ngang tại điểm thanh neo liên kết với cấu kiện tường mặt (cho 1m dài công trình), xác định theo chỉ dẫn tính toán từng loại công trình bến;

l_n - Khoảng cách giữa các thanh neo;

$\gamma_{\text{đl}}$ - Trọng lượng riêng của đất lấp nằm cao hơn các thanh neo, được xác định với hệ số đảm bảo của tải trọng là $n = 0,9$;

h_{tb} - Chiều dày trung bình của lớp đất bên trên thanh neo;

L - Chiều dài thanh neo, xác định theo chỉ dẫn tính toán từng loại công trình bến;

d - Đường kính hoặc bề dày thanh neo có xét cả lớp chống gi;

ρ - Hệ số giảm sức chống trượt của bản, $\rho = 0.7 \div 0.9$;

$E_{a,n}$ - Thành phần nằm ngang của áp lực đất chủ động;

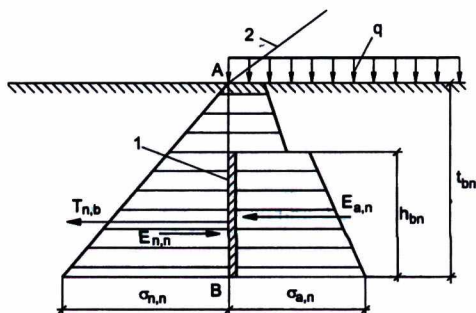
m_d - Hệ số phụ điều kiện làm việc, lấy bằng 1;

$E_{n,n}$ - Thành phần nằm ngang của áp lực đất bị động;

Các giá trị R_n , $E_{a,n}$ và $E_{n,n}$ được tính toán với mực nước cao nhất trước bến.

* Xác định áp lực đất chủ động $E_{a,n}$:

Áp lực đất chủ động $E_{a,n}$ được xác định cho bề mặt tính toán AB (hình 4.4) trong phạm vi độ chôn sâu $t_{b,n}$ của bản neo, trong đó hoạt tải trên mặt bến được đặt từ mặt phẳng tính toán trở vào.



Hình 4.4. Sơ đồ tính toán ổn định bản neo thẳng đứng
1. Bản neo; 2. Đồng hàng rời đồ trên bãi

Khi mặt bến là mặt nằm ngang, với hoạt tải phân bố đều q đặt từ bản neo trở vào và khoảng hở giữa các bản neo $\leq 0,2l_n$ thì thành phần nằm ngang $E_{a,n}$ của áp lực chủ động của đồng hàng đất đồng nhất trên một bản neo được tính theo công thức:

$$E_{a,n} = (q + 0,5\gamma_{\text{đl}} \cdot t_1) \lambda_{a,n1} t_1 \cdot l_n + (q + \gamma_{\text{đl}} \cdot t_1 + 0,5\gamma_{\text{đl}} \cdot h_{b,n}) h_{b,n} \cdot \lambda_{a,n2} l_n \quad (4-24)$$

Trong đó:

$\gamma_{\text{đl}}$ - Trọng lượng riêng của đất lấp nằm cao hơn các thanh neo, được xác định với hệ số đảm bảo của tải trọng là $n = 1,1$;

t_1 - Khoảng cách từ mặt đất lấp đến đỉnh bản neo;

h_{bn} - Chiều cao bản neo;

$\lambda_{a,n1}, \lambda_{a,n2}$ - Các hệ số thành phần nằm ngang của áp lực đất chủ động

* Xác định áp lực đất bị động $E_{n,n}$:

Áp lực đất bị động $E_{n,n}$ được xác định cho bề mặt tính toán AB (hình 4.4) trong phạm vi độ chôn sâu $t_{b,n}$ của bản neo, khi đó không xét đến hoạt tải trên mặt nền.

Khi mặt nền là mặt nằm ngang, với hoạt tải phân bố đều q đặt từ bản neo trở vào và khoảng hở giữa các bản neo $\leq 0,2l_n$ thì thành phần nằm ngang $E_{a,n}$ của áp lực bị động của đồng đất đồng nhất trên một bản neo được tính theo công thức:

$$E_{n,n} = 0,5\gamma_{ldl} \cdot t_{bn}^2 \lambda_{n,n} \cdot l_n \quad (4-25)$$

Trong đó:

γ_{ldl} - Trọng lượng riêng của đất lấp trước bản neo, được xác định với hệ số đảm bảo của tải trọng là $n = 0,9$;

$\lambda_{n,n}$ - Hệ số thành phần nằm ngang của áp lực đất bị động.

b) Tính toán về biến dạng

Tính toán biến dạng của các bản neo được tiến hành từ điều kiện độ lún S phải nhỏ hơn độ lún cho phép S_n :

$$S \leq S_n;$$

$$S = \frac{T_{n,b} + \rho E_{a,n}}{h_{bn} \cdot b_{bn} \cdot C_v} \quad (4-26)$$

Vậy ta có:

$$h_b = \frac{T_{n,b} + \rho E_{a,n}}{S_n \cdot l_b \cdot C_v} \quad (4-27)$$

Trong đó:

C_v - Hệ số nền của đất trước bản neo, đối với cát có thể lấy bằng 800 t/m^3 ;

b_{bn} - Chiều rộng của bản neo.

Chiều cao bản neo phải lấy bằng hoặc lớn hơn $\frac{1}{3} t_{bn}$.

c) Tính toán độ bền

Tính toán độ bền của các bản neo được tiến hành với các nội lực sinh ra do tác động chủ yếu của lực căng thanh neo (hình 4.5). Các nội lực mô men M và lực cắt Q trong các bản neo bằng BTCT có sườn được xác định như sau:

- Trong bản: Xác định như trong dầm trên hai gối có hai đầu công xôn chịu tải trọng phân bố đều trên 1m, tức là:

$$q_b = \frac{(l_b + \Delta).R_a}{l_b \cdot h_b} \quad (4-28)$$

- Trong sườn: Xác định như trong dầm hẫng ngàm ở cao độ gắn thanh neo (ở giữa chiều cao bản neo), chịu tải trọng phân bố đều trên 1m công xôn, tức là:

$$q_p = \frac{0,5.(l_b + \Delta).R_a}{h_b} \quad (4-29)$$

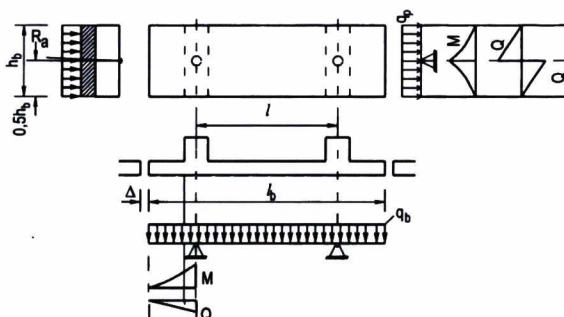
Trong đó:

l_b - Chiều dài bản neo;

h_b - Chiều cao bản neo;

R_a - Lực căng thanh neo và lực neo tàu tính trên 1m dài của tường cừ;

Δ - Khoảng hở thiết kế giữa các bản neo.



Hình 4.5. Sơ đồ tính toán để xác định nội lực trong các bản neo có sườn

4.2.3.2. Trụ neo (cọc neo)

Thường sử dụng hai cọc tạo thành một trụ neo: xiên âm, xiên dương để giữ một thanh neo, vì vậy cần tìm lực nén dọc trục N_n và lực kéo dọc trục N_k bằng giải tích hoặc đồ giải.

Xuất phát từ hình 4.6, ta có các công thức xác định N_n và N_k :

$$N_n = V \cdot \frac{\sin \alpha_k}{\sin(\alpha_n + \alpha_k)} + R_n \cdot \frac{\cos \alpha_k}{\sin(\alpha_n + \alpha_k)} + P_{ci} \quad (4-30)$$

$$N_k = V \cdot \frac{\sin \alpha_n}{\sin(\alpha_n + \alpha_k)} + R_n \cdot \frac{\cos \alpha_n}{\sin(\alpha_n + \alpha_k)} + P_{ci} \quad (4-31)$$

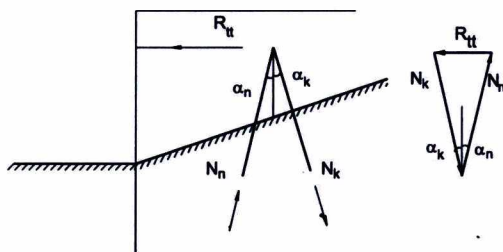
Trong đó:

V - Tải trọng đứng, lấy trên một chiều dài bằng khoảng cách giữa các trụ neo bằng cọc chụm đầu, do trọng lượng đầm mũ, trọng lượng đầm mũ, trọng lượng đất trên đầm mũ, còn đối với cọc chịu nén còn tính thêm hoạt tải khai thác;

R_{tt} - Lực căng thanh neo tính toán;

α_k, α_n - Tương ứng là các góc nghiêng so với phương đứng của cọc chịu kéo và cọc chịu nén;

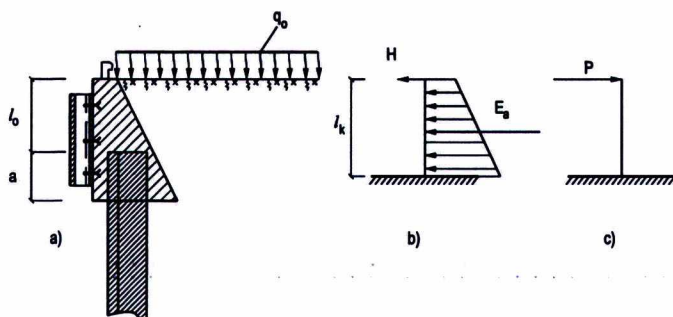
P_{ci} - Trọng lượng của cọc tính toán.



Hình 4.6. Sơ đồ tính N_n và N_k của hai cọc giữ neo

4.2.4. Tính toán đầm mũ và các cấu kiện khác

4.2.4.1. Tính toán đầm mũ



Hình 4.7. Sơ đồ tính toán đầm mũ

a) Kết cấu đầm mũ; b) Tổ hợp lực hướng ra; c) Tổ hợp lực hướng vào

Đầm mũ được tính như một dầm công xôn (hình 4.7a) chịu tác dụng của một

- Tổ hợp các lực hướng ra phía nước gồm: Áp lực đất, lực neo tàu đều nằm trong phạm vi 1m chiều dài bến tường cừ (hình 4.7b). Tổ hợp này ứng với giai đoạn khai thác của kết cấu.

- Tổ hợp các lực hướng vào phía đất thường chỉ tính với lực va của tàu khi cập bến. Đó là lực tập trung P đặt ngay trên đỉnh mép bến tường cừ (hình 4.7c). Trường hợp này chỉ xảy ra khi phía trong tiến hành sửa chữa, đất bị đào bới sâu hết đoạn $l_k = l_0 + \frac{a}{2}$.

Từ đó, nội lực được tính toán theo dầm giản đơn một đầu ngàm và một đầu tự do. Cốt thép trong dầm mũ được lựa chọn và xác định theo mục 4.2.1.

4.2.4.2. Các cấu kiện khác

a) Bích neo

Việc bố trí các bích neo dọc tuyến bến và xác định tải trọng trên các bích neo phải thực hiện trên cơ sở của Tiêu chuẩn về tải trọng và tác động trên công trình thủy 22TCN222-95. Bích neo phải bố trí dọc theo tuyến mép bến ở mỗi phân đoạn công trình bến, hoặc bố trí đối xứng qua đường trục vuông góc với mép bến. Khoảng cách giữa các bích neo được lựa chọn theo bảng 4.1.

Bảng 4.1. Khoảng cách đặt bích neo

Chiều dài tàu lớn nhất, l_{max} , m	≤ 50	150	250	≥ 300
Khoảng cách tối thiểu giữa các bích neo, l , m	20	25	30	30
Số bích neo chịu lực, n	2	4	6	8

Xuất phát từ yêu cầu khai thác, ở các phân đoạn ngoài cùng của công trình bến nên đặt các bích neo bổ sung. Các bích neo này đặt càng gần đầu cuối công trình bến càng tốt.

b) Đệm tàu

Độ nhô ra phía trước của thiết bị đệm so với mặt tường của kết cấu phần trên cần đủ để tàu neo đậu an toàn ở bến; độ nhô này được tính toán sao cho khoảng hở giữa phần ngập nước của vỏ tàu và các bộ phận nhô ra ngoài của công trình (hoặc của mái dốc gằm bến) không nhỏ hơn 20cm. Khi đó phải xét đến độ nén ép của thiết bị đệm dưới tải trọng tàu và độ nghiêng ngang của tàu trong giới hạn cho phép theo các chỉ dẫn trong Tiêu chuẩn thiết kế công nghệ cảng biển.

Các chi tiết chôn sẵn để lắp đặt thiết bị đệm không được để nhô ra ngoài mặt trước công trình. Việc chọn thông số các loại đệm tàu, có thể tham khảo trong Phụ

lục 6 - Tiêu chuẩn Tải trọng và tác động (do sóng và do tàu lên công trình thủy) 22TCN222-95 hoặc phần Phụ lục cuối sách này.

c) Hào công nghệ

Khi thiết kế kết cấu công trình bến cần căn cứ vào yêu cầu công nghệ để trù tính trước việc lắp đặt các hệ thống công trình kỹ thuật (ống dẫn nước, ống dẫn khí, cáp điện v.v...), và cả các điểm cấp nước, cấp điện trên bến.

Không cho phép đặt các điểm phân phối của các mạng công trình kỹ thuật (cáp điện, cấp nước v.v...) cách bố trí bích neo tàu dưới 3m.

Kích thước hố để đặt các thiết bị phân phối được lấy tùy thuộc vào sơ đồ đầu nối vào các mạng công trình kỹ thuật và kết cấu công trình bến.

Vị trí, cao độ và kích thước các đường hào phải lấy theo sơ đồ công nghệ của các mạng công trình kỹ thuật. Tuy nhiên, trong thực tế đường hào công nghệ thường đặt cách mép bến một khoảng 100÷200 cm. Hào sâu 50 cm, rộng 50 cm, có nắp đậy bằng tấm BTCT dày $\delta=10\div20$ cm.

d) Thang công tác

Thang leo ở các công trình bến thường làm bằng thép cán (thép góc hoặc thép tròn). Bề rộng thang: không nhỏ hơn 40cm, khoảng cách giữa các nấc thang: 25÷30cm, khoảng cách đến mặt tường: không nhỏ hơn 15cm. Thang thường đặt trong các rãnh đứng, không để nhô ra ngoài mặt tường bến.

e) Gờ an toàn

Khi trên những công trình bến có các phương tiện vận tải chạy trên bánh làm việc thì dọc mép bến phải đặt các gờ chắn cố định hoặc tháo lắp được. Các gờ này cần phân biệt bằng màu sắc bằng cách sơn hoặc dán màng mỏng có màu. Gờ thường có chiều rộng 20÷30 cm, cao 25÷40 cm.

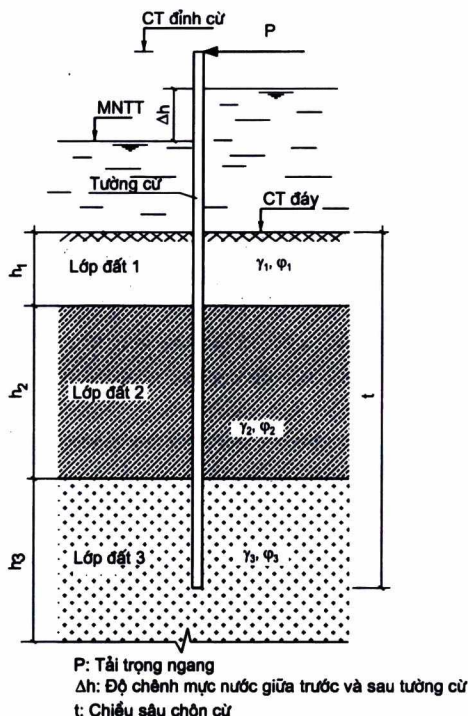
4.3. TƯỜNG CỬ TỰ DO VÀ VÍ DỤ

4.3.1. Lý thuyết tính toán

Cửa tự do được sử dụng chủ yếu cho một số công trình đặc biệt như: trụ giá đỡ độc lập, trụ định hướng, cột tín hiệu v.v...

4.3.1.1. Mô hình tính toán của tường cửa tự do

Sơ đồ tính toán tường cửa tự do được thể hiện trong hình 4.8.



Hình 4.8. Mô hình tính toán của cừ tự do

4.3.1.2. Các bước cơ bản của phương pháp đồ giải

a) Bước 1: Xây dựng biểu đồ áp lực đất tổng hợp (hình 4.9.a) từ biểu đồ áp lực đất chủ động và bị động.

Các giá trị áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động được xác định theo Mục 3.1.4 của Chương 3.

b) Bước 2: Thay biểu đồ áp lực đất phân bố bằng các lực tập trung ($P_1, P_2, \dots, P_n$) bằng cách sau:

- + Chia nhỏ biểu đồ áp lực đất tổng hợp với một đoạn dài nhất định dọc theo chiều dài tường (thường lấy 1m);
- + Tính diện tích mỗi phần biểu đồ đã được chia nhỏ đó;
- + Mỗi diện tích đó thay bằng một lực tập trung và điểm đặt lực được tính toán theo các công thức hình học đơn giản (xem hình 4.9.a, b).

c. Bước 3: Xây dựng đa giác lực

- + Chọn một giá trị bất kỳ của khoảng cách cực η , thường chọn $\eta = 10T$ hoặc $20T$;
- + Quy đổi các giá trị của các lực tập trung theo η ;
- + Chọn một tâm O bất kỳ;
- + Biểu diễn các giá trị $P_1, P_2, \dots, P_n$ lần lượt trên một đường thẳng cách tâm O một khoảng là η (xem hình 4.9.d). Điểm xuất phát của lực P_1 nằm trên đường thẳng đó và thường lệch về phía bên trái của điểm O một đoạn bằng lực ngang P;
- + Nối tâm O với điểm đầu và cuối của các lực biểu diễn $P_1, P_2, \dots, P_n$ ta được một đa giác lực như trên hình 4.9.d;

d) Bước 4: Xây dựng đa giác dây với đường khép kín là đường thẳng đứng

- + Từ điểm A (nằm trên đường dóng của lực P), lần lượt vẽ các tia song song với các đường nối tâm O và các lực $P_1, P_2, \dots, P_n$ trên đa giác lực (xem hình 4.9.c);
- + Vẽ đường thẳng đứng xuất phát từ điểm A để khép kín đa giác dây tại điểm B.

e) Bước 5: Từ đa giác lực và đa giác dây, xác định các đại lượng cần tìm theo các công thức:

$$+ \text{Chiều sâu chôn cừ: } t_{\max} = t_0 + \Delta t = (1,1 + 1,2) \cdot t_0$$

$$+ E'_p = \sum_{i=1}^n P_i - P$$

$$+ \text{Nội lực của cừ: } M_{\max} = y_{\max} \cdot \eta$$

f) Bước 6: Thay biểu đồ đa giác dây bằng biểu đồ lực tập trung giả tưởng P'_i (m^2):

- + Chia nhỏ biểu đồ đa giác dây với một đoạn dài nhất định dọc theo chiều dài tường (thường lấy 1m);
- + Tính diện tích mỗi phần biểu đồ mà đã được chia nhỏ đó, giá trị lực tập trung giả tưởng P'_i bằng diện tích từng phần của biểu đồ đa giác dây (hình 4.10a);

g) Bước 7: Xây dựng đa giác lực giả tưởng từ biểu đồ lực tập trung giả tưởng:

- + Chọn một giá trị bất kỳ của khoảng cách cực η_0 (m^2), thường chọn $\eta = 5m^2$; $10m^2$ hoặc $20m^2$;
- + Quy đổi các giá trị của các lực tập trung theo η_0 ;
- + Chọn một tâm O bất kỳ;
- + Vẽ tia đầu tiên từ tâm O, tia đầu tiên là tia thẳng đứng ;
- + Vẽ đa giác lực giả tưởng theo các lực tập trung giả tưởng từ dưới lên trên. Tia số 1 là lực tập trung cuối cùng trên biểu đồ lực tập trung (hình 4.10b).

h) *Bước 8:* Xây dựng biểu đồ đa giác dây giả tường từ biểu đồ đa giác lực giả tường:
 + Khi xây dựng đa giác dây này phải vẽ từ dưới lên trên với tia đầu tiên (số 1) xuất phát từ đường dóng của lực giả tường cuối cùng (hình 4.10c);

+ Từ biểu đồ đa giác dây giả tường, xác định $y'_{\max}$.

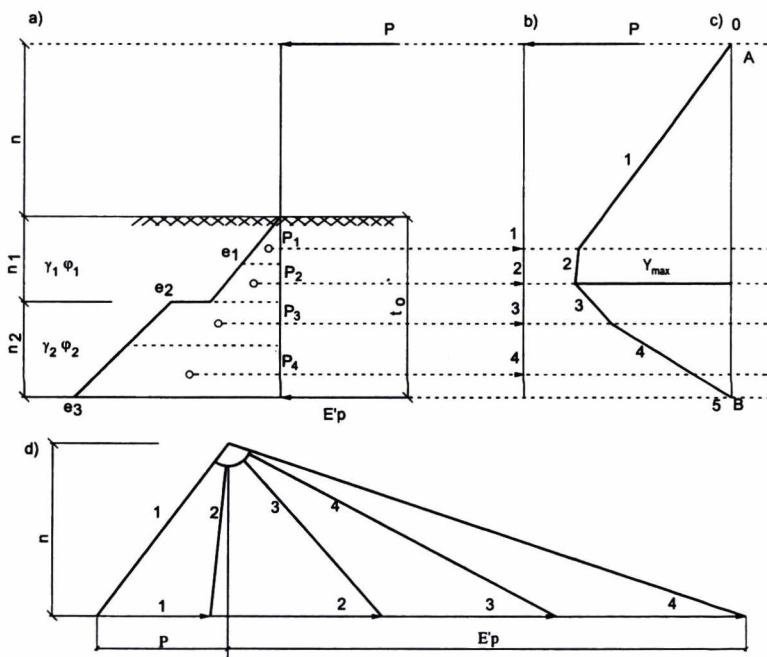
i) *Bước 9:* Xác định các giá trị và vẽ biểu đồ độ võng (Chuyển vị):

+ Xác định các giá trị độ võng f_i tại các tọa độ khác nhau dọc theo chiều dài của tường cừ;

+ Vẽ biểu đồ độ võng từ kết quả tính toán (hình 4.10d);

+ Xác định vị trí có độ võng lớn nhất.

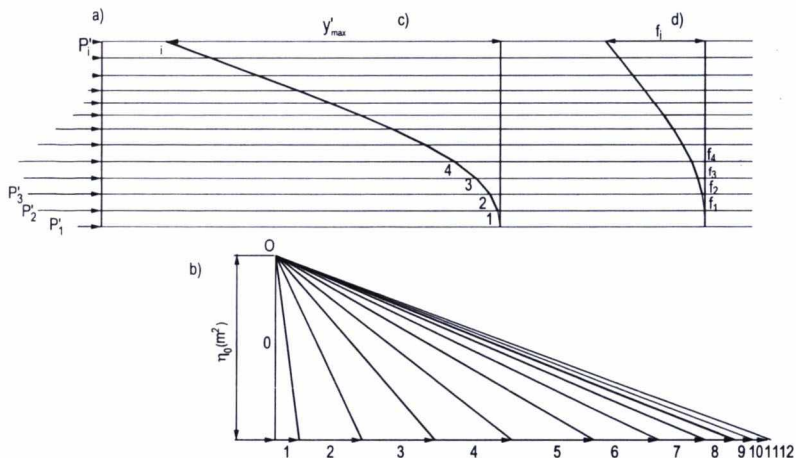
Quá trình tính toán tường cừ tự do được thể hiện trong hình 4.9 và 4.10.



Hình 4.9. Sơ đồ giải cừ tự do bằng phương pháp đồ giải

a) Biểu đồ áp lực đất; b) Các lực tập trung tương đương của áp lực đất;

c) Đa giác dây; d) Đa giác lực.



Hình 4.10. Sơ đồ xác định độ võng theo phương pháp đồ giải
a) Biểu đồ lực tập trung giả tường; b) Biểu đồ đa giác lực giả tường;
c) Biểu đồ đa giác dây giả tường; d) Biểu đồ độ võng

4.3.1.3. Xác định các đại lượng trong phương pháp đồ giải

a) Áp lực đất

* Áp lực đất chủ động

Công thức tính:

$$\sigma_{ai} = \lambda_{ai} \cdot \sum \gamma_i \cdot h_i - c_i \cdot \lambda_{aci} \quad (4-32)$$

Trong đó:

γ_i , c_i , h_i , ϕ_i , λ_{ai} - Như mục 2.3.2,

λ_{aci} - Hệ số áp lực chủ động do lực dính được xác định như sau: $\lambda_{aci} = 2 \cdot \sqrt{\lambda_{ai}}$

* Áp lực đất bị động

Công thức tính:

$$\sigma_{pi} = \lambda_{pi} \cdot \sum \gamma_i \cdot h_i + c_i \cdot \lambda_{pci} \quad (4-33)$$

Trong đó:

γ_i , c_i , h_i , ϕ_i , λ_{pi} - Như mục 2.3.2

λ_{pci} - Hệ số áp lực bị động do lực dính được xác định như sau:

$$\lambda_{pci} = 2 \cdot \sqrt{\lambda_{pi}}$$

Nếu lớp đất thứ i nằm dưới mực nước ngầm thì áp lực đất được tính theo dung trọng đẩy nổi γ_{dn} như trong mục 2.2.

b) *Tính chiều sâu chôn cừ*

$$t_{\max} = t_0 + \Delta t \quad (4-34)$$

Trong đó:

t_0 - Độ sâu chôn cừ theo tính toán đồ giải, tính từ đáy bển đến giao điểm của đường khép kín với đa giác dây

Δt - Gia số chôn sâu của tường mặt đối với tường cừ tự do, $\Delta t = (0.1 \div 0.2)t_0$ hoặc được xác định theo công thức sau:

$$\Delta t = \frac{E'_p}{2 \cdot t_0 \cdot \gamma (\lambda_p - \lambda_a)} \quad (4-35)$$

E'_p - Tổng phản lực đất tại chân cừ, được xác định bằng đa giác lực.

c) *Xác định độ võng của cừ*

- Độ võng của cừ được xác định theo công thức sau:

$$f_i = \frac{M_{\varphi i}}{B_k} = \frac{\eta \cdot \eta_0 \cdot y'_i}{E \cdot I} \quad (4-36)$$

Trong đó:

η - Tọa độ cực của đa giác lực, (T);

η_0 - Tọa độ cực của đa giác lực giả tường, (m^2);

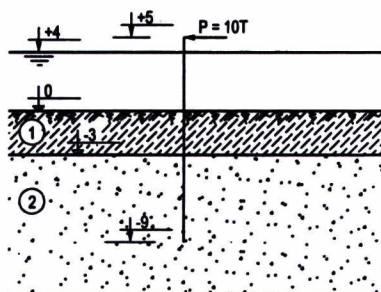
y'_i - Chiều dài từng đoạn đo được trong đa giác dây giả tường, (m);

E - Mô đun đàn hồi của vật liệu làm cừ, (kG/cm^2);

I - Mô men quán tính của tiết diện cừ, (cm^4).

4.3.2. Ví dụ tính toán

Cho sơ đồ bài toán như hình 4.11.



Hình 4.11. Sơ đồ bài toán ví dụ tính toán tường cừ tự do

4.3.2.1. Số liệu đầu vào

a) Cao trình

- Cao trình đỉnh cừ: C.H. = +5.0m.
- Cao trình đáy: D.L. = 0.0m.
- Mức nước thiết kế: W.L. = +4.0m.

b) Đất

Bảng 4.2. Thông số địa chất

Lớp	h (m)	γ_i (T/m ³)	φ_i (độ)	Δ	ε	C_i (T/m ²)
1	3	1,72	10	2,2	0,67	0,5
2	∞	1,8	19	2,3	0,63	3

c) Tải trọng ngang: 10 T

d) Cừ thép FSP - VI_L

- Bề rộng: w = 50 cm;
- Chiều cao: h = 22,5 cm;
- Mô men kháng uốn: $W_x = 3,82 \cdot 10^3 \text{ cm}^3$;
- Mô men quán tính: $I = 86000 \text{ cm}^4$.

4.3.2.2. Tính toán các đại lượng của phương pháp đồ giải

Để vẽ các biểu đồ áp lực đất tổng hợp, đầu tiên các giá trị áp lực đất phải được tính toán. Kết quả tính toán áp lực đất bị động và chủ động được thể hiện trong các bảng dưới.

Bảng 4.3. Giá trị áp lực đất chủ động

TT	Cao trình	h_i (m)	Δ	ε	γ_i (T/m ³)	$h_i \cdot \gamma_i$ (T/m ²)	$\sum \gamma_i h_i$ (T/m ²)	C_i (T/m ²)	φ_i (Độ)	λ_{ai}	σ_a (T/m ²)
1	0	0	2.2	0.67	0.719	0	0	0.4	10	0.7041	0
2	-3	3	2.2	0.67	0.719	2.156	2.1557	0.4	10	0.7041	0.847
3	-3	0	2.3	0.63	0.798	0	2.1557	0.5	19	0.5088	0.383
4	-9	6	2.3	0.63	0.798	4.785	6.941	0.5	19	0.5088	2.818

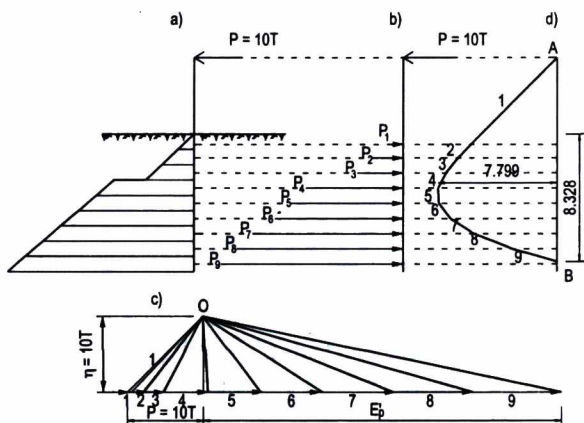
Bảng 4.4. Giá trị áp lực đất bị động

TT	Cao trình	h_i (m)	Δ	ε	γ_{dn} (T/m ³)	γ_i (T/m ³)	$h_i \cdot \gamma_i$ (T/m ²)	$\sum \gamma_i h_i$ (T/m ²)	C_i (T/m ²)	φ_i (Độ)	λ_{pi}	σ_p (T/m ²)
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-3	3	2.2	0.67	0.719	1.72	2.156	2.16	0.4	10	1.4203	4.015
3	-3	0	2.3	0.63	0.798	1.8	0	2.16	0.5	19	1.9655	5.639
4	-9	6	2.3	0.63	0.798	1.8	4.785	6.94	0.5	19	1.9655	15.044

4.3.2.3. Kết quả đầu ra

a) Xác định nội lực và chiều sâu chôn cừ trong đất

- Sử dụng phương pháp đồ giải, ta thu được các biểu đồ như trong hình 4.12.



Hình 4.12. Sơ đồ giải cừ tự do bằng phương pháp đồ giải

a) Biểu đồ áp lực đất tổng hợp; b) Biểu đồ lực tập trung P_i

c) Đa giác lực; d) Đa giác dây

Từ hình 4.12, ta có:

- Chiều sâu chôn cừ $t_{\max}$: $t_{\max} = 1,2 \cdot t_0 = 8,328 \cdot 1,2 = 9,994 \approx 10$ m

- Mô men lớn nhất: $M_{\max} = \eta \cdot y_{\max} = 10 \cdot 7,8 = 78$ T.m

- Kiểm tra hệ số an toàn k của cừ theo tiêu chuẩn Việt Nam:

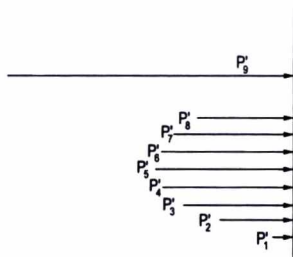
$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{780 \cdot 10^6}{3,82 \cdot 10^6} = 204,2 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow k = \frac{[R]}{\sigma_{\max}} = \frac{230}{204,2} = 1,13$$

$[R] = 230 \text{ N/mm}^2$: Cường độ cho phép của vật liệu làm cừ.

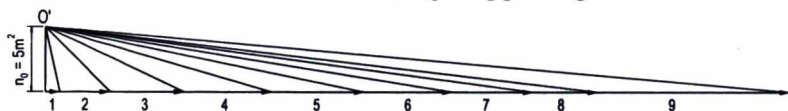
Do đó, cừ thỏa mãn điều kiện an toàn để làm việc bình thường.

b) Xác định độ võng của tường cừ

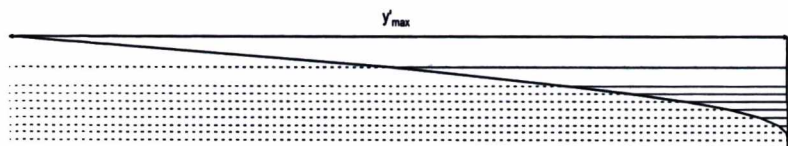
Tiếp tục sử dụng phương pháp đồ giải, ta thu được các kết quả được thể hiện từ hình 4.13 đến 4.16.



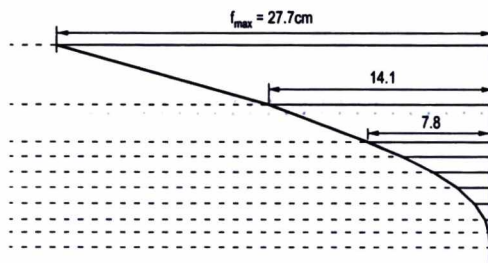
Hình 4.13. Biểu đồ lực tập trung giả tường



Hình 4.14. Đa giác lực giả tường



Hình 4.15. Đa giác dây giả tường



Hình 4.16. Biểu đồ độ võng

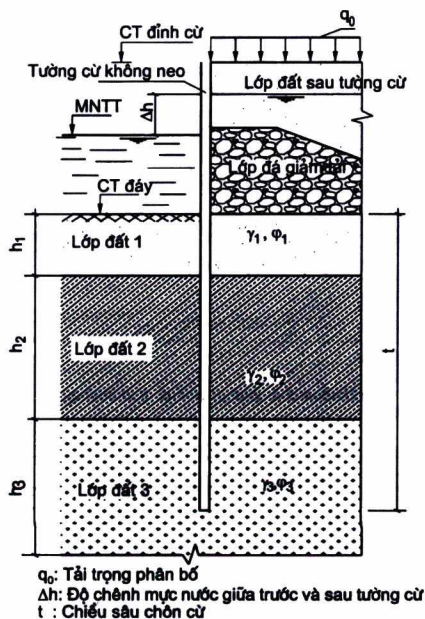
Từ kết quả trong hình 4.16, dễ dàng nhận thấy rằng độ võng lớn nhất là: 27,7 cm tại vị trí đỉnh cừ.

4.4. TƯỜNG CỪ KHÔNG NEO VÀ VÍ DỤ

4.4.1. Lý thuyết tính toán

4.4.1.1. Mô hình tính toán của tường cừ không neo

Sơ đồ tính toán tường cừ không neo được thể hiện trong hình 4.17.



Hình 4.17. Mô hình tính toán của cừ không neo

4.4.1.2. Các bước cơ bản của phương pháp đồ giải

- Xây dựng biểu đồ áp lực đất chủ động và bị động;
- Thay biểu đồ áp lực đất phân bố bằng các lực tập trung ($P_1, P_2, \dots, P_n$);
- Xây dựng đa giác lực;
- Xây dựng đa giác dây với đường khép kín là đường thẳng đứng.
- Xác định các đại lượng cần tìm theo các công thức:

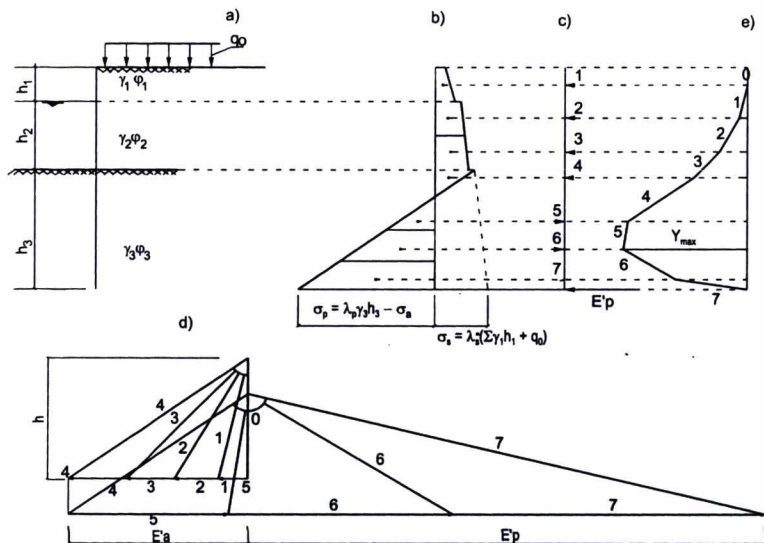
$$+ \text{Chiều sâu chôn cừ: } t_{\min} = t_0 + \Delta t = t_0 \cdot (1,1 + 1,2)$$

$$+ E'_p$$

$$+ \text{Nội lực của cừ: } M_{\max} = y_{\max} \cdot \eta$$

- Xác định các giá trị và vẽ biểu đồ độ võng được tiến hành tương tự như đối với tường cừ tự do.

Quá trình tính toán tường cừ không neo được thể hiện trong hình 4.18.



Hình 4.18. Sơ đồ giải cừ không neo bằng phương pháp đồ giải

a) Sơ đồ tường cừ; b) Biểu đồ áp lực đất;

c) Các lực tập trung tương đương của áp lực đất; d) Đa giác lực; e) Đa giác dây.

4.4.1.3. Xác định các đại lượng trong phương pháp đồ giải

a) Áp lực đất

* Áp lực đất chủ động

Áp lực đất chủ động được xác định:

$$\sigma_{ai} = \lambda_{ai} \cdot (q_i^{tc} + \sum \gamma_i \cdot h_i) - c_i \cdot \lambda_{aci} \quad (4-37)$$

Trong đó:

q_i^{tc} : Hoạt tải phân bố đều phía trên mặt tường (T/m^2).

* Áp lực đất bị động

Áp lực đất bị động được xác định:

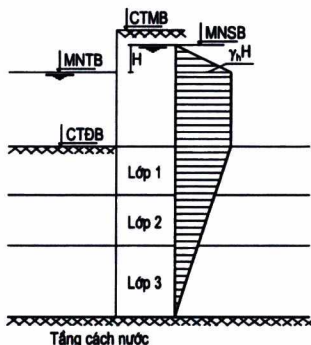
$$\sigma_{pi} = \lambda_{pi} \cdot (q_i^{tc} + \sum \gamma_i \cdot h_i) + c_i \cdot \lambda_{pci} \quad (4-38)$$

Trong đó: $q_i^{tc} = 0$ (T/m²).

Nếu lớp đất thứ i nằm dưới mực nước ngầm thì tính theo dung trọng đầy nổi.

b) *Áp lực thủy tĩnh do nước ngầm*

Áp lực thủy tĩnh do nước ngầm xảy ra khi có độ chênh mực nước và sau tường cừ (hình 4.19) vì hệ thống thoát nước hư hỏng hoặc do nhiều nguyên nhân khác.



Hình 4.19. Biểu đồ áp lực thấm

Áp lực thủy tĩnh lớn nhất sau tường:

$$\sigma_{max} = \gamma_n \cdot H$$

Trong đó:

H - Độ chênh cột nước trước và sau tường cừ,

γ_n - Dung trọng riêng của nước.

Do vậy, áp lực chủ động tổng cộng:

$$\sigma_{ai} = (q_i^{tc} + \sum \gamma_i h_i) \lambda_a - C_i \cdot \lambda_{ai} + \sigma_{thấm} \quad (4-39)$$

c) *Tính chiều sâu chôn cừ*

$$t_{min} = t_0 + \Delta' t \quad (4-40)$$

Trong đó:

t_0 - Chiều sâu hạ cừ được xác định thông qua đa giác dây, là đoạn thẳng từ cao trình đáy đến điểm giao giữa đa giác dây và đường thẳng đứng;

$\Delta't$ - Gia số chôn sâu của tường mặt đối với cừ không neo và được xác định như sau:

$$\Delta't = \frac{E'_p}{2[\gamma t_0 \cdot (k \cdot \lambda_p - \lambda_a) - \sigma_B]} \quad (4-41)$$

σ_B - Cường độ áp lực chủ động của đất tại giao điểm của cừ và cao trình đáy phía ngoài.

d) *Xác định mômen của cừ: M_{max}*

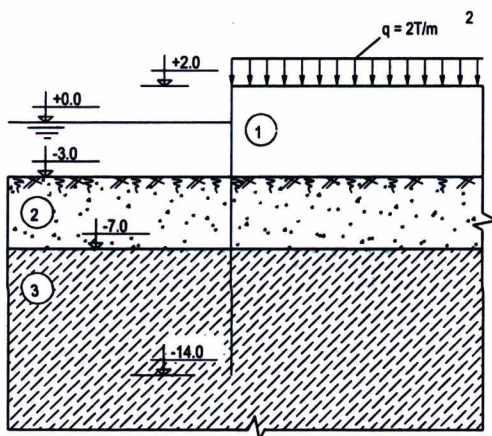
Mômen uốn lớn nhất M_{max} được xác định theo công thức sau:

$$M_{max} = \eta \cdot y_{max} \quad (4-42)$$

Trong đó: η, y_{max} - Như trên.

4.4.2. Ví dụ tính toán

Cho sơ đồ bài toán như hình 4.20.



Hình 4.20. Sơ đồ bài toán ví dụ tính toán tường cừ không neo

4.4.2.1. Số liệu đầu vào

a) *Cao trình*

- Cao trình đỉnh cừ: C.H. = +2.00m
- Cao trình đáy: D.L. = -3.0m
- Mực nước tính toán: L.W.L. = ±0.00m

b) Đất

Bảng 4.5. Thông số địa chất

Lớp	h_i (m)	γ_i (T/m ³)	φ_i (độ)	Δ	ε	C_i (T/m ²)
1	5	1,8	30	2,3	0,62	0
2	4	1,79	24	2,4	0,69	0,2
3	∞	1,85	16	2,43	0,68	2

c) Tải trọng phân bố: 2 T/m²

d) Cừ chữ U bê tông cốt thép dự ứng lực

- Loại: W-600-A-1000B;

- Bề rộng: w = 99,6 cm;

- Chiều cao: h = 60 cm;

- Bề dày: t = 12 mm;

- Mô đun đàn hồi của vật liệu làm cừ: $E = 3.10^5$ kG/cm²;

- Mô men quán tính: $I = 765907$ cm⁴.

4.4.2.2. Tính toán các đại lượng của phương pháp đồ giải

Để vẽ các biểu đồ áp lực đất tổng hợp, đầu tiên các giá trị áp lực đất phải được tính toán. Kết quả tính toán áp lực đất bị động và chủ động được thể hiện trong các bảng 4.6 và 4.7.

Bảng 4.6. Giá trị áp lực đất chủ động

T	Cao T	h_i trình (m)	Δ	ε	γ_i (T/m ³)	$h_i \cdot \gamma_i$ (T/m ²)	$\sum \gamma_i h_i$ (T/m ²)	C_i (T/m ²)	q_0 T/m ²	φ_i (Độ)	λ_{ai}	σ_a (T/m ²)
1	2	0	2.3	0.62	1.8	0	0	0	2	30	0.333	0.67
2	0	2	2.3	0.62	1.8	3.6	3.6	0	2	30	0.333	1.87
3	0	0	2.3	0.62	0.802	0	3.6	0	2	30	0.333	1.87
4	-3	3	2.3	0.62	0.802	2.41	6.01	0	2	30	0.333	2.67
5	-3	0	2.4	0.69	0.828	0	6.01	0.2	2	24	0.422	3.12
6	-7	4	2.4	0.69	0.828	3.31	9.32	0.2	2	24	0.422	4.51
7	-7	0	2.43	0.68	0.851	0	9.32	2	2	16	0.568	3.41
8	-14	7	2.43	0.68	0.851	5.96	15.28	2	2	16	0.568	6.80

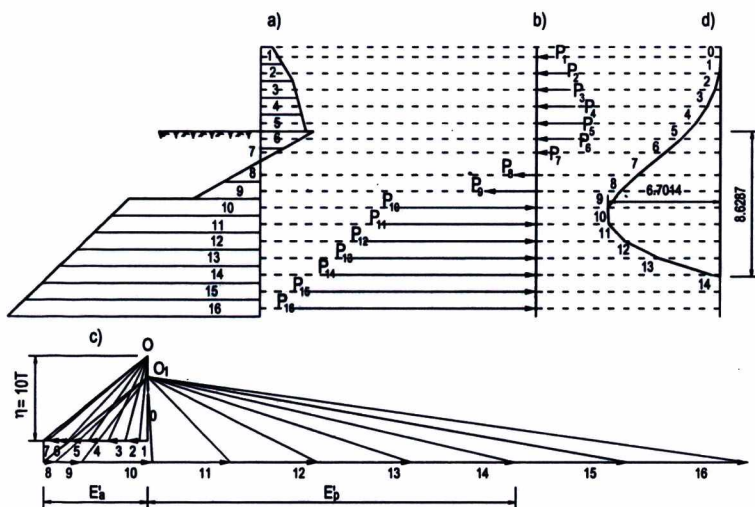
Bảng 4.7. Giá trị áp lực đất bị động

TT	Cao trình	h_i (m)	Δ	ε	γ_{dn} (T/m ³)	$h_i \cdot \gamma_i$ (T/m ²)	$\sum \gamma_i h_i$ (T/m ²)	C_i (T/m ²)	φ_i (Độ)	λ_{pi}	σ_p (T/m ²)
1	-3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-7	4	2.4	0.69	0.828	3.31	3.31	0.2	24	2.37	8.47
3	-7	0	2.43	0.68	0.851	0	3.31	2	16	1.76	11.14
4	-14	7	2.43	0.68	0.851	5.96	9.27	2	16	1.76	21.64

4.4.2.3. Kết quả của phương pháp đồ giải

a) Xác định nội lực và chiều sâu chôn cừ trong đất

Sử dụng phương pháp đồ giải, ta thu được các biểu đồ như trong hình 4.21.



Hình 4.21. Sơ đồ giải cừ không neo bằng phương pháp đồ giải

a) Biểu đồ áp lực đất tổng hợp; b) Biểu đồ lực tập trung P_i ;

c) Đa giác lực; d) Đa giác dây

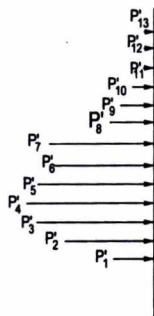
Từ hình 4.21, ta có:

- Chiều sâu chôn cừ $t_{\max}$: $t_{\max} = 1,2 \cdot t_0 = 8,629 \cdot 1,15 \approx 10 \text{ m}$

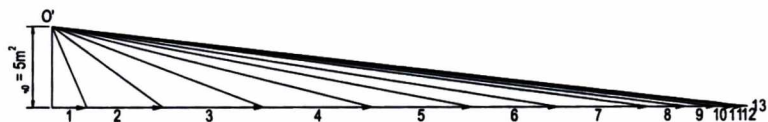
- Mô men lớn nhất: $M_{\max} = \eta \cdot y_{\max} = 10 \cdot 6,7 = 67 \text{ T.m}$

b) Xác định độ võng của tường cừ

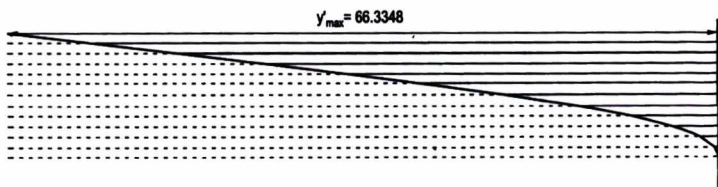
Tiếp tục sử dụng phương pháp đồ giải, kết quả được thể hiện từ hình 4.22 đến 4.25.



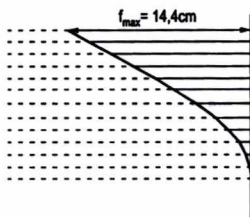
Hình 4.22. Biểu đồ lực tập trung giá tường



Hình 4.23. Đa giác lực giá tường



Hình 4.24. Đa giác dây giá tường



Hình 4.25. Biểu đồ độ võng

Từ kết quả trong hình 4.25, dễ dàng nhận thấy rằng độ võng lớn nhất là: 14,4 cm tại vị trí đỉnh cừ.

4.4.2.4. Kiểm tra ổn định tổng thể của tường cừ

Vì địa chất công trình không tồn tại những lớp đất yếu xen kẽ cũng như lớp đá, nên ta kiểm tra ổn định trượt cung tròn. Kiểm tra ổn định trượt cung tròn theo công thức (3-5):

$$n_c \cdot n \cdot m_d \cdot M_{tr} \leq \frac{m}{k_n} \cdot M_g$$

Công trình chỉ ổn định khi và chỉ khi:

$$k = \frac{M_g}{M_{tr}} \geq \frac{k_n \cdot n_c \cdot n \cdot m_d}{m} = 1$$

Trong đó:

n_c - Hệ số tổ hợp tải trọng, $n_c = 1,0$ đối với tổ hợp cơ bản;

n - Hệ số vượt tải, $n = 1,25$;

m_d - Hệ số phụ điều kiện làm việc, $m_d = 0,8$;

m - hệ số điều kiện làm việc, $m = 1,15$;

k_n - Hệ số bảo đảm xét đến tầm quan trọng và cấp công trình, $k_n = 1,15$;

Kiểm tra ổn định với mặt trượt đi qua chân cừ. Xác định tâm trượt theo phương pháp Fellenius trong Mục 3.4.1.1. Ta có:

Với tâm: O_1

$$X_1 = 0,34.5 = 1,7 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0,42.5 = 2,1 \text{ m}$$

$$R_1 = 17,2 \text{ m}$$

Với tâm : O_2

$$X_2 = 0,4.5 = 2,0 \text{ m}$$

$$Y_2 = 0,5.5 = 2,5 \text{ m}$$

$$R_2 = 17,6 \text{ m}$$

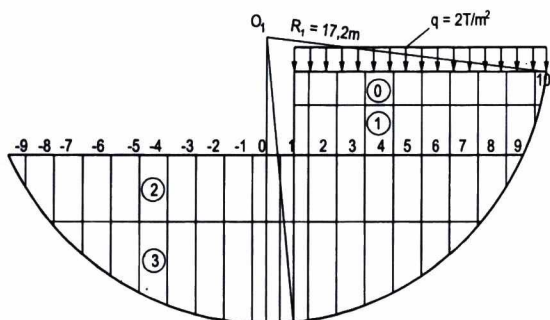
Với tâm: O_3

$$X_3 = 0,36.5 = 1,8 \text{ m}$$

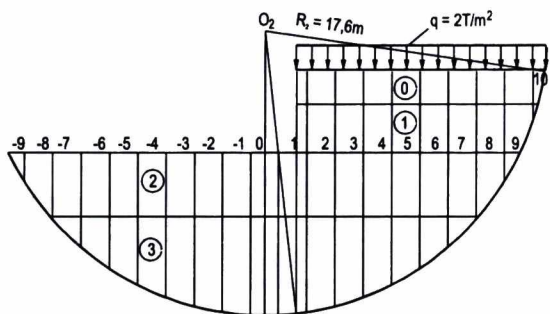
$$Y_3 = 0,46.5 = 2,3 \text{ m}$$

$$R_3 = 17,4 \text{ m}$$

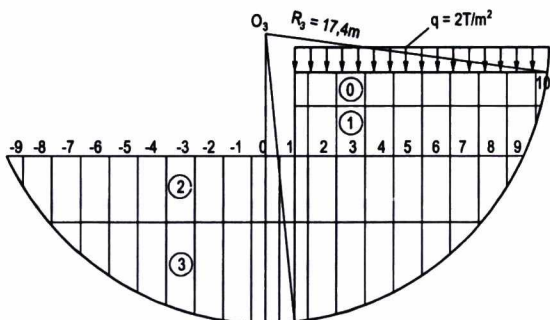
Ta kiểm tra ổn định trượt sâu lần lượt với ba tâm O_1 , O_2 , O_3 . Kết quả được thể hiện trong phần dưới đây.



Hình 4.26. Kiểm tra ổn định với tâm O_1



Hình 4.27. Kiểm tra ổn định với tâm O_2



Hình 4.28. Kiểm tra ổn định với tâm O_3

Bảng 4.8. Tính ổn định tâm O_1

TT	Tên đài	h (m)	C_i (T/m ²)	A_0 (m ²)	A_1 (m ²)	A_2 (m ²)	A_3 (m ²)	γ_0 (T/m ³)	γ_1 (T/m ³)	γ_2 (T/m ³)	γ_3 (T/m ³)	g_i (T)	n_i (m)	R (m)	α_i (T.m)	ϕ_i (T.m)	M_0 (T.m)	M_i (T.m)
1	-9	2.1894	0.2	0	0	1.04	0	1.8	0.802	0.828	0.851	0.86	-15	17.2	-60.5	24	10.7907	-12.94
2	-8	2.8932	0.2	0	0	5.44	0	1.8	0.802	0.828	0.851	4.50	-13.7	17.2	-52.6	24	30.9083	-61.45
3	-7	2.4184	2	0	0	6.88	1.96	1.8	0.802	0.828	0.851	7.37	-12	17.2	-44.2	16	109.239	-88.35
4	-6	2.1549	2	0	0	6.88	4.52	1.8	0.802	0.828	0.851	9.54	-10.3	17.2	-36.8	16	111.83	-98.19
5	-5	1.9889	2	0	0	6.88	6.48	1.8	0.802	0.828	0.851	11.21	-8.58	17.2	-29.9	16	116.332	-96.20
6	-4	1.8785	2	0	0	6.88	7.98	1.8	0.802	0.828	0.851	12.48	-6.87	17.2	-23.5	16	121.075	-85.74
7	-3	1.8043	2	0	0	6.88	9.09	1.8	0.802	0.828	0.851	13.43	-5.15	17.2	-17.4	16	125.262	-69.18
8	-2	1.7564	2	0	0	6.88	9.85	1.8	0.802	0.828	0.851	14.08	-3.43	17.2	-11.5	16	128.474	-48.37
9	-1	1.7294	2	0	0	6.88	10.3	1.8	0.802	0.828	0.851	14.47	-1.72	17.2	-5.7	16	130.478	-24.84
10	0	1.7207	2	0	0	6.88	10.5	1.8	0.802	0.828	0.851	14.59	0	17.2	0	16	131.159	0
11	1	1.7294	2	1.76	2.64	6.88	10.3	1.8	0.802	0.828	0.851	21.51	1.804	17.2	6.0	16	164.997	38.80
12	2	1.7564	2	3.44	5.16	6.88	9.85	1.8	0.802	0.828	0.851	27.85	3.437	17.2	11.5	16	195.019	95.72
13	3	1.8043	2	3.44	5.16	6.88	9.09	1.8	0.802	0.828	0.851	27.20	5.155	17.2	17.4	16	190.052	140.20
14	4	1.8785	2	3.44	5.16	6.88	7.98	1.8	0.802	0.828	0.851	26.26	6.872	17.2	23.5	16	183.327	180.43
15	5	1.9889	2	3.44	5.16	6.88	6.48	1.8	0.802	0.828	0.851	24.98	8.589	17.2	30.0	16	175.16	214.55
16	6	2.1549	2	3.44	5.16	6.88	4.52	1.8	0.802	0.828	0.851	23.31	10.3	17.2	36.8	16	166.185	240.20
17	7	2.4184	2	3.44	5.16	6.88	1.96	1.8	0.802	0.828	0.851	21.14	12.02	17.2	44.3	16	157.785	253.99
18	8	2.8932	0.2	3.44	5.16	5.44	0	1.8	0.802	0.828	0.851	18.27	13.72	17.2	52.9	24	94.3409	250.66
19	9	4.0986	0.2	4.579	3.44	1.04	0	1.8	0.802	0.828	0.851	15.31	15.38	17.2	63.4	24	66.5662	235.41
20	10	3.3038	0	1.104	0.222	0	0	1.8	0.802	0.828	0.851	3.60	16.6	17.2	74.8	30	9.36527	59.70
21									Σ								2398.2	1139.07

Bảng 4.9. Tính ổn định tâm O₂

TT	Tên đai	l _i (m)	C _i (T/m ²)	A ₀ (m ²)	A ₁ (m ²)	A ₂ (m ²)	A ₃ (m ²)	γ ₀ (T/m ³)	γ ₁ (T/m ²)	γ ₂ (T/m ²)	γ ₃ (T/m ³)	g _i (T)	n _i (m)	R (m)	α _i (Độ)	φ _i (Độ)	M _g (T.m)	M _t (T.m)	
1	-9	2.0474	0.2	0	0	0.919	0	1.8	0.802	0.828	0.851	0.76	-15.293	17.6	-60.3	24	10.1582	-11.64	
2	-8	2.7357	0.2	0	0	5.366	0	1.8	0.802	0.828	0.851	4.44	-13.9667	17.6	-52.5	24	30.8159	-62.06	
3	-7	2.4705	2	0	0	7.04	1.880	1.8	0.802	0.828	0.851	7.43	-12.27	17.6	-44.2	16	113.841	-91.15	
4	-6	2.2029	2	0	0	7.04	4.546	1.8	0.802	0.828	0.851	9.70	-10.5306	17.6	-36.8	16	116.757	-102.13	
5	-5	2.034	2	0	0	7.04	6.594	1.8	0.802	0.828	0.851	11.44	-8.7808	17.6	-29.9	16	121.637	-100.46	
6	-4	1.9215	2	0	0	7.04	8.159	1.8	0.802	0.828	0.851	12.77	-7.027	17.6	-23.5	16	126.739	-89.76	
7	-3	1.8459	2	0	0	7.04	9.32	1.8	0.802	0.828	0.851	13.76	-5.2713	17.6	-17.4	16	131.233	-72.54	
8	-2	1.7971	2	0	0	7.04	10.121	1.8	0.802	0.828	0.851	14.44	-3.5146	17.6	-11.5	16	134.677	-50.76	
9	-1	1.7696	2	0	0	7.04	10.592	1.8	0.802	0.828	0.851	14.84	-1.7574	17.6	-5.7	16	136.824	-26.09	
10	0	1.7607	2	0	0	7.04	10.747	1.8	0.802	0.828	0.851	14.98	0	17.6	0	16	137.553	0	
11	1	1.7696	2	1.28	1.92	7.04	10.592	1.8	0.802	0.828	0.851	19.97	1.8438	17.6	6.0	16	162.503	36.82	
12	2	1.7971	2	3.52	5.28	7.04	10.121	1.8	0.802	0.828	0.851	28.53	3.5164	17.6	11.5	16	204.353	100.33	
13	3	1.8459	2	3.52	5.28	7.04	9.32	1.8	0.802	0.828	0.851	27.85	5.2743	17.6	17.4	16	199.072	146.89	
14	4	1.9215	2	3.52	5.28	7.04	8.159	1.8	0.802	0.828	0.851	26.86	7.0317	17.6	23.5	16	191.92	188.90	
15	5	2.034	2	3.52	5.28	7.04	6.594	1.8	0.802	0.828	0.851	25.53	8.7883	17.6	30.0	16	183.234	224.38	
16	6	2.2029	2	3.52	5.28	7.04	4.546	1.8	0.802	0.828	0.851	23.79	10.5433	17.6	36.8	16	173.67	250.81	
17	7	2.4705	2	3.52	5.28	7.04	1.880	1.8	0.802	0.828	0.851	21.52	12.2948	17.6	44.3	16	164.672	264.58	
18	8	2.7357	0.2	3.52	5.28	5.366	0	1.8	0.802	0.828	0.851	18.53	14.0371	17.6	52.9	24	97.2387	260.16	
19	9	4.1591	0.2	3.52	4.5576	0.919	0	1.8	0.802	0.828	0.851	14.27	15.7339	17.6	63.4	24	64.757	224.56	
20	10	3.1272	0	1.065	0.166	0	0	1.8	0.802	0.828	0.851	3.48	16.9757	17.6	74.7	30	9.34118	59.12	
21	Σ																	2491.5	1164.55

Bảng 4.10. Tính ổn định tâm O_3

TT	Tên đài	h (T/m ²)	C _i (m ²)	A ₀ (m ²)	A ₁ (m ²)	A ₂ (m ²)	A ₃ (T/m ³)	γ ₀ (T/m ³)	γ ₁ (T/m ³)	γ ₂ (T/m ³)	γ ₃ (T)	g _i (m)	r _i (m)	R (Độ)	α _i (Độ)	φ _i (T.m)	M ₀ (T.m)	M _i
																		(T/m ²)
1	-9	2.106	0.2	0	0	0.969	0	1.8	0.802	0.828	0.851	0.80	-15	17.4	-60.4	24	10.3986	-12.14
2	-8	2.680	0.2	0	0	5.368	0	1.8	0.802	0.828	0.851	4.44	-13.8	17.4	-52.5	24	30.2051	-61.38
3	-7	2.445	2	0	0	6.96	1.908	1.8	0.802	0.828	0.851	7.39	-12.1	17.4	-44.2	16	111.516	-89.60
4	-6	2.179	2	0	0	6.96	4.52	1.8	0.802	0.828	0.851	9.61	-10.4	17.4	-36.7	16	114.257	-100.03
5	-5	2.012	2	0	0	6.96	6.53	1.8	0.802	0.828	0.851	11.32	-8.68	17.4	-29.9	16	118.957	-98.26
6	-4	1.900	2	0	0	6.96	8.06	1.8	0.802	0.828	0.851	12.62	-6.95	17.4	-23.5	16	123.857	-87.72
7	-3	1.825	2	0	0	6.96	9.2	1.8	0.802	0.828	0.851	13.59	-5.21	17.4	-17.4	16	128.221	-70.81
8	-2	1.777	2	0	0	6.96	9.98	1.8	0.802	0.828	0.851	14.26	-3.48	17.4	-11.5	16	131.523	-49.61
9	-1	1.750	2	0	0	6.96	10.44	1.8	0.802	0.828	0.851	14.65	-1.74	17.4	-5.7	16	133.597	-25.49
10	0	1.741	2	0	0	6.96	10.59	1.8	0.802	0.828	0.851	14.77	0	17.4	0	16	134.294	0
11	1	1.750	2	1.62	2.43	6.96	10.44	1.8	0.802	0.828	0.851	21.13	1.83	17.4	6.0	16	165.734	38.67
12	2	1.777	2	3.48	5.22	6.96	9.98	1.8	0.802	0.828	0.851	28.19	3.48	17.4	11.5	16	199.623	98.09
13	3	1.825	2	3.48	5.22	6.96	9.2	1.8	0.802	0.828	0.851	27.52	5.21	17.4	17.4	16	194.537	143.39
14	4	1.900	2	3.48	5.22	6.96	8.06	1.8	0.802	0.828	0.851	26.55	6.95	17.4	23.5	16	187.576	184.54
15	5	2.012	2	3.48	5.22	6.96	6.53	1.8	0.802	0.828	0.851	25.25	8.69	17.4	30.0	16	179.154	219.43
16	6	2.179	2	3.48	5.22	6.96	4.52	1.8	0.802	0.828	0.851	23.54	10.4	17.4	36.8	16	169.9	245.29
17	7	2.445	2	3.48	5.22	6.96	1.908	1.8	0.802	0.828	0.851	21.32	12.2	17.4	44.3	16	161.168	259.22
18	8	2.680	0.2	3.48	5.22	5.365	0	1.8	0.802	0.828	0.851	18.39	13.9	17.4	52.9	24	95.1697	255.24
19	9	4.136	0.2	3.48	4.559	0.969	0	1.8	0.802	0.828	0.851	14.20	15.6	17.4	63.4	24	63.6375	220.99
20	10	3.197	0	1.075	0.187	0	0	1.8	0.802	0.828	0.851	3.50	1.26	17.4	4.2	30	35.1152	4.42
21	Σ																	1143.33

Từ bảng tính toán ta có:

+ Tâm O_1 : $R = 17,2 \text{ m}$

$$M_g = 2398,2 \text{ (T.m)}; M_t = 1139,07 \text{ (T.m)}$$

$\Rightarrow k = 2,1 > 1 \Rightarrow$ Công trình ổn định trượt sâu.

+ Tâm O_2 : $R = 17,6 \text{ m}$

$$M_g = 2491,5 \text{ (T.m)}; M_t = 1164,55 \text{ (T.m)}$$

$\Rightarrow k = 2,14 > 1 \Rightarrow$ Công trình ổn định trượt sâu.

+ Tâm O_3 : $R = 17,4 \text{ m}$

$$M_g = 2442,9 \text{ (T.m)}; M_t = 1143,33 \text{ (T.m)}$$

$\Rightarrow k = 2,13 > 1 \Rightarrow$ Công trình ổn định trượt sâu.

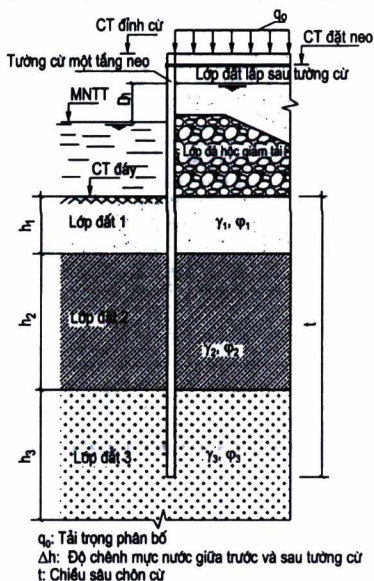
Vậy công trình đảm bảo ổn định trượt sâu.

4.5. TƯỜNG CỬ MỘT TẦNG NEO

4.5.1. Lý thuyết tính toán

4.5.1.1. Mô hình tính toán của tường cử một tầng neo

Sơ đồ tính toán tường cử một neo được thể hiện trong hình 4.29.



Hình 4.29. Mô hình tính toán của cử một tầng neo

4.5.1.2. Các bước cơ bản của phương pháp đồ giải

a) *Bước 1:* Xây dựng biểu đồ áp lực đất tổng hợp (hình 4.30.a) từ biểu đồ áp lực đất chủ động và bị động.

Các giá trị áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động được xác định theo Mục 2.3.2.

b) *Bước 2:* Xây dựng biểu đồ lực tập trung từ biểu đồ áp lực đất tổng hợp

+ Chia nhỏ biểu đồ áp lực đất tổng hợp với một đoạn dài nhất định dọc theo chiều dài tường (thường lấy 1m);

+ Tính diện tích mỗi phần biểu đồ mà đã được chia nhỏ đó;

+ Mỗi diện tích đó thay bằng một lực tập trung ($P_1, P_2, \dots, P_n$) và điểm đặt lực được tính toán theo các công thức hình học đơn giản (xem hình 4.30.a, b, c).

c) *Bước 3:* Xây dựng các đa giác lực với các P_i và η

+ Chọn một giá trị bất kỳ của khoảng cách cực η , thường chọn $\eta = 10T$ hoặc $20T$;

+ Quy đổi các giá trị của các lực tập trung P_i theo η . Lấy tỉ lệ lực tương đương ví dụ $10m \approx 10T$ hoặc $20T$, rồi từ đó quy đổi các lực tập trung ra các khoảng cách.

+ Chọn một tâm O_1 bất kỳ;

+ Biểu diễn các giá trị $P_1, P_2, \dots, P_n$ lần lượt trên một đường thẳng cách tâm O một khoảng là η (xem hình 4.30.d). Điểm xuất phát của lực P_1 nằm trên đường thẳng đó và thường lệch về phía bên trái của điểm O_1 một đoạn bằng $(2/3)\eta$. Chiều mũi tên trên đa giác lực trùng với chiều của lực trên biểu đồ lực tập trung;

+ Nối tâm O_1 với điểm đầu và cuối của các lực biểu diễn $P_1, P_2, \dots, P_n$ ta được một đa giác lực thứ nhất như trên hình 4.30.d;

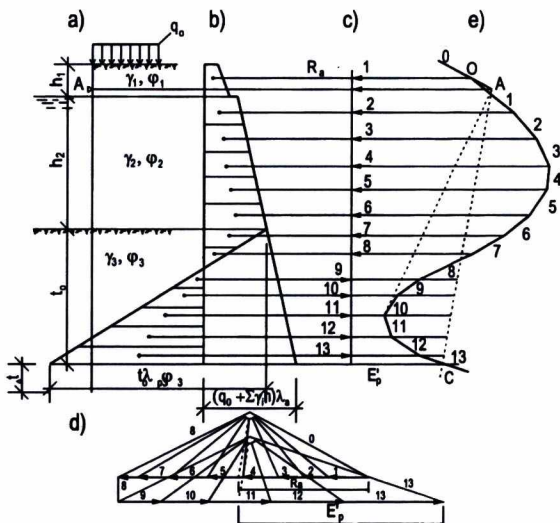
+ Bởi vì biểu đồ lực tập trung đổi chiều, do đó, tiếp tục vẽ đa giác lực thứ hai với tâm O_2 . Từ tâm O_1 , vẽ đường thẳng đứng có độ dài bằng khoảng bằng $1/3\eta$, xác định O_2 . Tia lực đầu tiên của đa giác lực thứ hai sẽ bắt đầu từ điểm cách tia cuối cùng của đa giác lực thứ nhất một khoảng vuông góc $(1/3)\eta$. Nối tâm O_2 với các điểm đầu vào cuối của các lực biểu diễn còn lại, đa giác lực thứ hai được xác định.

d) *Bước 4:* Xây dựng đa giác dây

+ Từ điểm một điểm bất kỳ nằm trên đường dóng của lực P_1 , lần lượt vẽ các tia song song với các đường nối tâm O_1 và O_2 và các lực $P_1, P_2, \dots, P_n$ trên đa giác lực (hình 4.30.e);

+ Vẽ đường thẳng song song với tia đầu tiên (O) cắt đường dây neo tại điểm A.

+ Từ A vẽ đường khép kín đa giác dây. Nếu tường cừ được xác định là cứng, thì đường khép kín tiếp tuyến với đoạn cong phía dưới của đa giác dây (hình 4.32). Nếu tường cừ là mềm, thì đường khép kín đa giác dây phải thỏa mãn sao cho $y_1 = (1+1,1)y_2$, (hình 4.33).



Hình 4.30. Sơ đồ giải cừ một tầng neo bằng phương pháp đồ giải

a) Sơ đồ tường bển; b) Biểu đồ áp lực đất;

c) Các lực tập trung tương đương của áp lực đất; d) Đa giác dây; e) Đa giác lực

e) **Bước 5:** Từ đa giác lực và đa giác dây, xác định các đại lượng cần tìm theo các công thức:

+ Chiều sâu chôn cừ: $t_{\max} = t_0 + \Delta t = (1,1 + 1,2).t_0$

+ Tổng phản lực đất tại chân cừ E_p' và lực căng thanh neo ứng với 1m chiều dài bển R_a .

+ Nội lực của cừ: $M_{\max} = y_{\max} \cdot \eta$

f) **Bước 6:** Thay biểu đồ đa giác dây bằng biểu đồ lực tập trung giả tường $P_i'(m^2)$

+ Chia nhỏ biểu đồ đa giác dây với một đoạn dài nhất định dọc theo chiều dài tường (thường lấy 1m);

+ Tính diện tích mỗi phần biểu đồ mà đã được chia nhỏ đó, giá trị lực tập trung giả tường P_i' bằng diện tích từng phần của biểu đồ đa giác dây (hình 4.31a);

g) **Bước 7:** Xây dựng đa giác lực giả tường từ biểu đồ lực tập trung giả tường

+ Chọn một giá trị bất kỳ của khoảng cách cực $\eta_0(m^2)$, thường chọn $\eta = 10$ hoặc $20m^2$;

+ Quy đổi các giá trị của các lực tập trung theo η_0 ;

+ Chọn một tâm O_1 bất kỳ;
 + Vẽ tia đầu tiên từ tâm O_1 , tia đầu tiên là tia thẳng đứng từ tâm O . Vẽ đa giác lực theo các lực tập trung từ dưới lên trên. Tia số 1 là lực tập trung cuối cùng của biểu đồ lực tập trung (hình 4.31b).

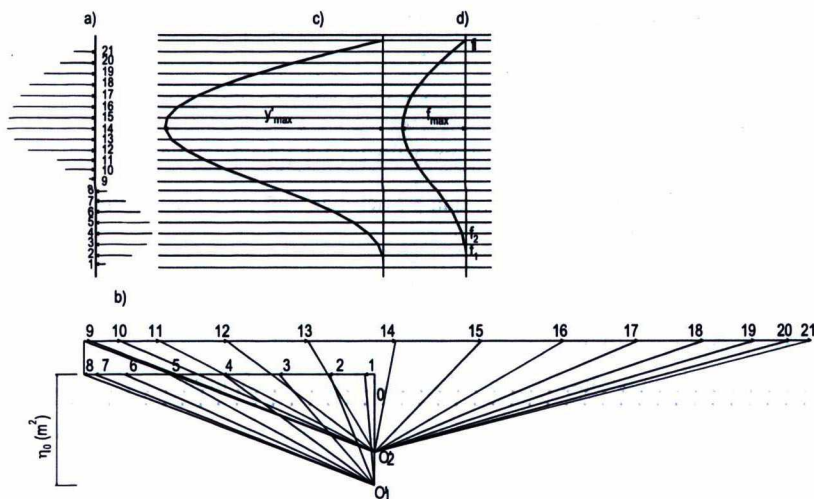
h) Bước 8: Xây dựng biểu đồ đa giác dây giả tưởng từ biểu đồ đa giác lực giả tưởng

+ Khi xây dựng đa giác dây này phải vẽ từ dưới lên trên với tia đầu tiên (số 1) xuất phát từ đường dóng của lực giả tưởng cuối cùng (hình 4.31c);

+ Từ biểu đồ đa giác dây giả tưởng, ta xác định được các y'_i (m).

+ Đối với tường cừ mềm (ngầm tại chân và điểm neo) đường cong đa giác ở phía trên phải cắt tia đầu tiên ở cao độ gần thanh neo. Nếu không đạt được điều này cần tiến hành tính toán lại lần thứ hai, bắt đầu từ việc thay đổi vị trí đường khép kín trong đa giác dây đầu tiên bằng cách tăng mômen nhịp và giảm mômen ngầm ở chân.

+ Đối với tường cừ bằng các cấu kiện có độ cứng cao thì độ võng tương đối được xác định bằng khoảng cách (theo đường nằm ngang) giữa đường cong đa giác dây và tia song song với tia thứ nhất (tia của lực dưới cùng) và đi qua giao điểm giữa đa giác dây và đường thanh neo.



Hình 4.31. Sơ đồ xác định độ võng theo phương pháp đồ giải

a) Biểu đồ lực tập trung giả tưởng; b) Đa giác lực giả tưởng;

c) Đa giác dây giả tưởng; d) Biểu đồ độ võng

i) *Bước 9:* Xác định các giá trị và vẽ biểu đồ độ võng (Chuyển vị) (hình 4.d)

+ Xác định các giá trị độ võng f_i tại các tọa độ khác nhau dọc theo chiều dài của tường cừ;

+ Vẽ biểu đồ độ võng từ kết quả tính toán (hình 4.31d);

+ Xác định vị trí có độ võng lớn nhất.

4.5.1.3. Xác định các đại lượng trong phương pháp đồ giải

a) Áp lực đất

* Áp lực đất chủ động

Áp lực đất chủ động được xác định theo Mục 2.3.2.

* Áp lực đất bị động

Áp lực đất bị động được xác định theo Mục 2.3.2.

b) Áp lực thủy tĩnh do nước ngầm

Áp lực thủy tĩnh do nước ngầm được xác định theo Mục 2.4.

c) Tính chiều sâu chôn cừ

* Xác định chỉ số mềm của tường cừ

Đối với cừ BTCT, chỉ số mềm được xác định như sau:

$$n = \frac{\delta}{t} \quad (4-43)$$

Trong đó:

t - Chiều sâu chôn cừ

δ - Chiều cao của tiết diện đưa về tiết diện chữ nhật tương đương, được xác định:

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{12I}{b + \Delta}} \quad (4-44)$$

I - Mômen quán tính cấu kiện cừ

Δ - Khoảng hở thiết kế giữa hai cấu kiện cừ theo mép tường

+ Nếu $n = \frac{\delta}{t_{\max}} \leq 0,06$ cừ được coi như mềm, chân cừ được tính toán và giả thiết ngầm hoàn toàn.

+ Nếu $n = \frac{\delta}{t_{\min}} > 0,06$ cừ được coi như độ cứng lớn, chân cừ được tính toán và giả thiết tựa tự do.

* Đối với tường cừ cứng

$$t = t_{\min} + \Delta t \quad (4-45)$$

Trong đó:

$t_{\min}$ - Độ sâu chôn cừ theo tính toán đồ giải, tính từ đáy tường đến tiếp điểm phía giữa của đường khép kín với đa giác dây;

Δt - Gia số chôn sâu của tường mặt, xác định theo công thức:

$$\Delta t = \frac{E'_p}{2 \cdot (\sigma_p - \sigma_a)} \quad (4-46)$$

E'_p - Hợp lực của áp lực bị động, xác định theo đa giác lực trong tính toán đồ giải;

σ_p, σ_a - Cường độ áp lực đất bị động và chủ động ứng với cao độ tiếp điểm của đường khép kín với đa giác dây.

* Đối với tường cừ mềm

$$t = t_{\max} + \Delta t \quad (4-47)$$

Trong đó:

$t_{\max}$ - Độ sâu chôn cừ theo tính toán đồ giải, tính từ đáy tường đến tiếp điểm phía giữa của đường khép kín với đa giác dây.

d) *Xác định mômen tính toán của cừ: M_{tt}*

Giá trị mômen ở nhịp trong một cấu kiện tường mặt được xác định như sau:

$$M_{tt} = (M_{\max} \cdot m_c + \Delta M_k)(b + \Delta) \quad (4-47)$$

Trong đó:

$M_{\max}$: Mômen uốn lớn nhất ở nhịp tường mặt theo tính toán đồ giải.

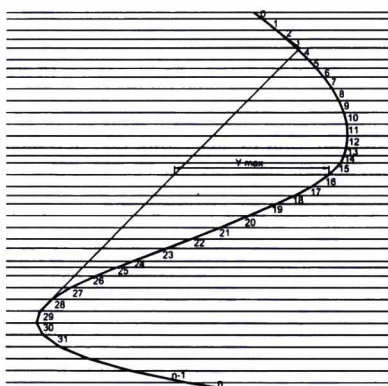
$M_{\max} = \eta \cdot y_{\max}$ (đối với tường cừ cứng thể hiện trong hình 4.32);

$M_{\max} = \eta \cdot y_1$ (đối với tường cừ mềm thể hiện trong hình 4.33);

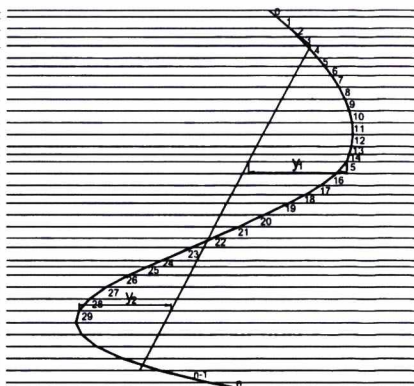
$y_{\max}$ - Khoảng cách lớn nhất ở nhịp của đa giác dây lấy theo tỷ lệ độ dài;

m_c - Hệ số xét đến sự phân bố lại áp lực lên tường cừ do bị biến dạng và chuyển vị tra bảng trong 22TCN 207 - 92;

ΔM_k - Gia số momen uốn trong tường mặt do lực tựa tàu và lực va tàu khi cập bến. Tính cho mặt cắt ở cao trình có tung độ lớn nhất của đa giác dây. Gia số này chỉ đưa vào để tính toán các dạng đặc biệt của cừ có neo.



Hình 4.32. Đa giác dây của tường cừ cứng để xác định y_{max}



Hình 4.33. Đa giác dây của tường cừ mềm để xác định y_l

4.5.2. Ví dụ thiết kế tường cừ có một tầng neo

Kết cấu tường cừ một tầng neo (hay một tầng neo) được sử dụng rất phổ biến trong kè bảo vệ bờ, ta lấy đặc biệt trong các công trình bến cảng với ưu điểm nổi bật là chịu được tải trọng lớn và thích hợp với nền đất yếu. Do đó, trong ví dụ này, kết cấu tường cừ một tầng neo đã được sử dụng để thiết kế bến cảng.

A. THÔNG SỐ ĐẦU VÀO

1. Các cao trình thiết kế

- Cao trình đỉnh bến: +6,4 m;
- Cao trình đáy bến: -8,6 m;
- Cao trình thanh neo: +3,0 m.

2. Số liệu về tàu thiết kế

Tàu chở quặng D = 10000 (T) theo tiêu chuẩn 22TCN - 222 - 95, có kích thước như trong bảng 4.11.

Bảng 4.11. Kích thước tàu thiết kế

D (T)	L (m)	B (m)	T_{max} (m)	T_{min} (m)	G (T)
10000	124	16,3	7,2	2,8	6500

3. Số liệu địa chất

Lớp địa chất bắt đầu từ cao trình đỉnh bến.

Bảng 4.12. Các thông số địa chất

Lớp	h_i (m)	γ_i (T/m ³)	φ_i (độ)	C_i (T/m ²)
Cát lấp	2,4	1,85	30	0
Đá hộc	12,6	1,75	45	0
1	8,3	1,76	6	0,26
2	14,5	1,82	10	0,30
3	40,0	1,93	14	0,18

4. Số liệu khí tượng, thủy hải văn

- Mức nước cao thiết kế: +5,4 (m)
- Mức nước thấp thiết kế: + 0,2 (m)
- Mức nước trung bình: + 2,9 (m)
- Tốc độ gió dọc tàu: 18 (m/s) ;
- Tốc độ gió vuông góc tàu: 14 (m/s);
- Tốc độ dòng chảy dọc tàu: 0,9 (m/s);
- Tốc độ dòng chảy vuông góc tàu: 1,4 (m/s);
- Chiều cao sóng: $h = 1,0$ (m), $T = 5$ (s), $\lambda = 25$ (m).

5. Thiết bị bốc xếp và tải trọng

- Tải trọng thiết bị và hàng hóa phân bố đều: 3 T/m²

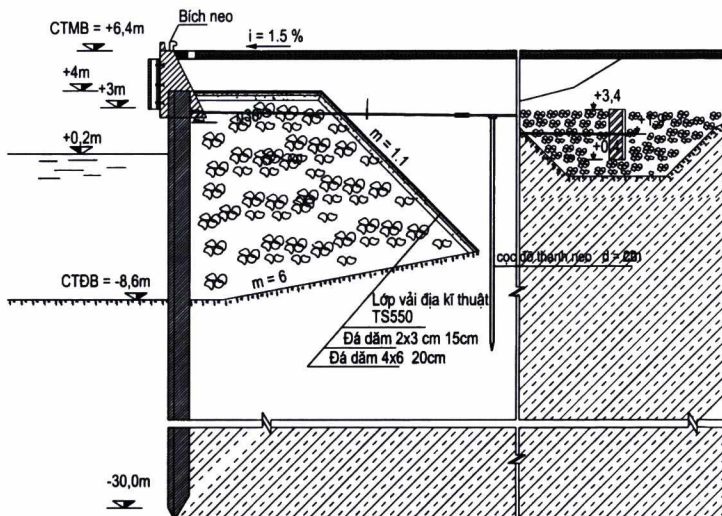
6. Mô tả kết cấu bến và chọn chủng loại cừ

Lựa chọn kết cấu bến kiểu tường cừ bê tông cốt thép thường M350, mặt cắt tiết diện chữ T. Phía sau tường cừ đổ lớp đá hộc giảm tải, tầng lọc ngược và phía trên cùng đổ cát hạt thô để san lấp bãi.

Dầm mũ được đổ tại chỗ và nằm trên đỉnh các cừ. Bích neo sẽ được lắp đặt ngay trên dầm mũ để neo tàu. Hệ tường cừ được ổn định nhờ sử dụng kết cấu neo dạng bản được đặt ở cao trình +0,4m. Đá hộc đổ xung quanh bản neo nhằm tăng ổn định của bản.

Sơ bộ chọn chiều sâu chôn cừ $t_0 = 21,4$ (m), có nghĩa rằng chân cừ nằm ở cao trình -30m.

Kết cấu sơ bộ công trình bến tường cừ được thể hiện trên hình 4.34.



Hình 4.34. Một cắt ngang kết cấu bến tường cừ một tầng neo

B. TRÌNH TỰ THIẾT KẾ

1. Tải trọng tác dụng lên công trình

1.1. Tải trọng và tác động do tàu

Khi tàu được neo đậu tại bến, tàu tác dụng tải trọng lên kết cấu bến thông qua bích neo và đệm tựa tàu. Tàu tác động lên bến là do tàu chịu tải trọng gió và dòng chảy.

1.1.1. Gió tác dụng lên tàu

Gió tác dụng lên tàu theo 2 phương ngang và dọc tàu. Tải trọng của gió tác dụng lên tàu được xác định theo Mục 2.6 và kết quả được thể hiện trong bảng 4.13. Trong đó vận tốc gió theo phương ngang và dọc tàu lần lượt là $V_n = 18$ (m/s) và $V_q = 14$ (m/s).

Bảng 4.13. Lực tác dụng do gió lên tàu

Trạng thái	A_q (m^2)	A_n (m^2)	V_n (m/s)	V_q (m/s)	W_n (kN)	W_q (kN)
Tàu không hàng	1500	320	18	14	33,02	140,65
Tàu đầy hàng	890	240	18	14	24,77	84,45

1.1.2. Dòng chảy tác dụng lên tàu

Dòng chảy tác dụng lên tàu cũng theo 2 phương ngang và dọc tàu. Tải trọng của dòng chảy tác dụng lên tàu được xác định theo Mục 2.6 và kết quả được thể hiện trong bảng 4.14. Trong đó vận tốc dòng chảy theo phương ngang và dọc tàu lần lượt là $V_1 = 0,9$ (m/s) và $V_1 = 1,4$ (m/s).

Bảng 4.14. Lực tác dụng do dòng chảy lên tàu

Trạng thái	A_1 (m ²)	A_t (m ²)	V_1 (m/s)	V_t (m/s)	Q_w (kN)	N_w (kN)
Tàu không hàng	347,2	45,64	1,4	0,9	165,93	52,78
Tàu đầy hàng	892,8	117,36	1,4	0,9	426,67	135,72

Bảng 4.15. Tổng hợp lực do gió và dòng chảy tác dụng lên tàu

Trường hợp	Hướng ngang (kN)	Hướng dọc (kN)
Đầy hàng	511,12	160,49
Không hàng	306,58	85,8

1.2. Lực neo tàu

Tải trọng neo tác dụng lên một bích neo được xác định bằng cách phân phối thành phần vuông góc mép bến hợp lực do gió và dòng chảy. Chọn số bích neo chịu lực là 4. Khoảng cách bé nhất giữa các bích neo là 25(m).

Lực neo (S) được xác định bởi công thức (2-29):

$$S = \frac{Q_w}{n_1 \sin \alpha \cos \beta}$$

Khi tàu không hàng: $\alpha = 30^\circ$, $\beta = 40^\circ$

$$S = \frac{306,58}{4 \cos 40 \sin 30} = 200,11 \text{ (kN)}$$

Khi tàu đầy hàng: $\alpha = 30^\circ$, $\beta = 20^\circ$

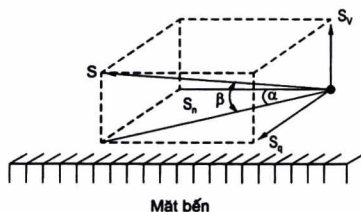
$$S = \frac{511,12}{4 \cos 20 \sin 30} = 271,96 \text{ (kN)}$$

Hình chiếu của lực neo S lên các phương với mép bến là:

- Theo phương vuông góc với mép bến (hình 4.35):

$$\text{Đầy hàng: } S_q = \frac{Q_w}{n} = \frac{511,12}{4} = 127,78 \text{ (kN)}$$

$$\text{Không hàng: } S_q = \frac{Q_w}{n} = \frac{306,58}{4} = 76,65 \text{ (kN)}$$



Hình 4.35. Các thành phần của lực neo

Lực neo cho 1 m chiều dài bến (theo phương vuông góc với mép bến) là:

$$S_l = \frac{S_g}{n} = \frac{128}{4} = 32 \text{ (KN/m)}$$

- Theo phương song song với mép bến (hình 4.35):

Đầy hàng: $\alpha = 30^\circ$, $\beta = 20^\circ$

$$S_n = S \cdot \cos \alpha \cdot \cos \beta = 271,96 \cdot \cos 30^\circ \cdot \cos 20^\circ = 221,32 \text{ (kN)}$$

Không hàng: $\alpha = 30^\circ$, $\beta = 40^\circ$

$$S_n = S \cdot \cos \alpha \cdot \cos \beta = 200,11 \cdot \cos 30^\circ \cdot \cos 40^\circ = 132,76 \text{ (kN)}$$

- Theo phương thẳng đứng (hình 4.35):

$$S_v = S \cdot \sin \beta$$

Đầy hàng: $S_v^{dh} = 271,96 \cdot \sin 20^\circ = 93,02 \text{ (kN)}$

Không hàng: $S_v^{kh} = 200,11 \cdot \sin 40^\circ = 128,63 \text{ (kN)}$

So sánh kết quả, ta thấy tàu không hàng có lực neo nhỏ hơn khi neo tàu đầy hàng. Nên ta chọn $S = 271,96 \text{ (kN)} = 27,2 \text{ T}$ để tính toán.

1.3. Tải trọng do va tàu

1.3.1. Động năng va của tàu

Động năng va của tàu được xác định theo công thức (2-22):

$$E_q = \psi \cdot \frac{Dv^2}{2}$$

Trong đó: $D = 10000 \text{ (T)}$; $v = 0,13 \text{ (m/s)}$; $\psi = 0,5$;

$$E_q = 0,5 \cdot \frac{10000 \cdot 0,13^2}{2} = 42,25 \text{ (KJ)}$$

1.3.2. Tải trọng do va tàu

Từ E tra phụ lục 6 (22TCN222 - 95), ứng với đệm tàu đã chọn ta được trị số phản lực: $F_q = 275 \text{ (kN)}$.

Thành phần song song với mép bến $F_n(\text{kN})$ của lực va tàu khi tàu cập vào công trình được xác định theo công thức: $F_n = \mu \cdot F_q$ với $\mu = 0,5$.

Do vậy thành phần song song với mép bến do lực va gây nên:

$$F_n = 0,5 \cdot 275 = 137,5 \text{ (kN)}$$

1.4. Tải trọng do tựa tàu

Tải trọng phân bố q (KN/m) do tàu đang neo đậu ở bến tựa lên công trình dưới tác động của gió, dòng chảy được xác định theo công thức (2-33):

$$q = 1,1 \cdot \frac{Q_{\text{at}}}{l_d}$$

Trong đó: $Q_{\text{tot}} = W_q + N_w + Q \text{ (T)}$

Đầy hàng: $Q_{\text{tot}} = 84,45 + 426,67 + 1471,4 = 1982,52(\text{kN})$

Không hàng: $Q_{\text{tot}} = 140,65 + 165,93 + 953,7 = 1260,28(\text{kN})$

l_d - Chiều dài đoạn tiếp xúc giữa tàu và công trình (m);

$L_b = 154 \text{ (m)} > L_t = 124 \text{ (m)} \Rightarrow l_d = 56 \text{ (m)}$

Khi đầy hàng: $q = 1,1 \cdot \frac{1982,52}{56} = 38,94 \text{ (KN/m)}$

Khi không hàng: $q = 1,1 \cdot \frac{1260,28}{56} = 24,76 \text{ (KN/m)}$

1.5. Tải trọng do thiết bị, hàng hoá trên mặt bến

Tải trọng hàng hoá và thiết bị phân bố đều trên mặt bến có trị số độ lớn là: $q_0 = 3 \text{ (T/m}^2\text{)}$.

1.6. Áp lực đất

1.6.1. Áp lực đất chủ động

Áp lực đất chủ động tác dụng lên tường cừ được xác định theo công thức (2-8). Trong công thức này, có sử dụng hệ số giảm áp lực chủ động k' . Kết quả được thể hiện trong bảng 4.16.

Khi tính toán áp lực đất chủ động, chọn mực nước tính toán là mực nước thấp nhất. Đây là trường hợp nguy hiểm hơn so với mực nước cao, vì lúc này áp lực chủ động của đất tác dụng lên tường cừ là lớn nhất.

Để đơn giản cho tính toán thì từ cao trình +4 (m) trở lên chịu áp lực của đất cát, dưới cao trình +4 (m) chịu áp lực của đá và từ MNTTK = +0,2 (m) trở xuống tính với $\gamma_{\text{đn}}$.

Bảng 4.16. Xác định áp lực chủ động của đất

TT	Cao trình	h_i (m)	γ_i (T/m ³)	$h_i \cdot \gamma_i$ (T/m ²)	$\sum \gamma_i h_i$ (T/m ²)	C_i (T/m ²)	q_0 (T/m ²)	λ_{ai}	k'	σ_a (T/m ²)
1	+6,4	0		0	0	0	3	0,333	0,47	0,47
2	+4	2,4	1,85	4,44	4,44	0	3	0,333	0,47	1,16
2	+4	0	1,75	0	4,44	0	3	0,172	0,35	0,45
3	+0,2	3,8	1,75	6,65	11,09	0	3	0,172	0,35	0,85
4	-8,6	8,8	0,75	6,6	17,69	0	3	0,172	0,35	1,25
4	-8,6	0	0,82	0	17,69	0,3	3	0,704	0,75	10,42
5	-16,4	7,8	0,82	6,4	24,09	0,3	3	0,704	0,75	13,8
5	-16,4	0	0,93	0	24,09	0,18	3	0,61	0,75	12,12
6	-30	13,6	0,93	12,65	36,74	0,18	3	0,61	0,75	17,9

1.6.2. Áp lực bị động

Áp lực bị động của đất lên tường cừ được xác định theo công thức (2-9). Trong công thức này có sử dụng hệ số tăng áp lực bị động k . Kết quả được thể hiện trong bảng 4.17.

Bảng 4.17. Xác định áp lực bị động của đất

TT	Cao trình	h_i (m)	γ_{dn} (T/m ³)	$h_i \cdot \gamma_i$ (T/m ²)	$\sum \gamma_i h_i$ (T/m ²)	k	C_i (T/m ²)	λ_{pi}	σ_p (T/m ²)
1	-8,6	0	0,82	0	0	1,25	0,3	1,42	0
2	-16,4	7,8	0,82	6,4	6,4	1,25	0,3	1,42	12,08
2	-16,4	0	0,93	0	6,4	1,25	0,18	1,64	13,58
3	-30	13,6	0,93	12,65	19,05	1,25	0,18	1,64	39,51

1.7. Tải trọng nằm ngang của sóng đứng tác động lên mặt tường cừ

Kết cấu tường cừ chịu tác động của sóng theo hai trường hợp: Chịu đỉnh sóng và chịu chân sóng. Khi chịu tác động của đỉnh sóng, tường cừ có xu hướng dịch chuyển vào phía trong bờ. Ngược lại, khi chịu tác động của chân sóng, tường cừ có xu hướng dịch chuyển ra phía ngoài khu nước.

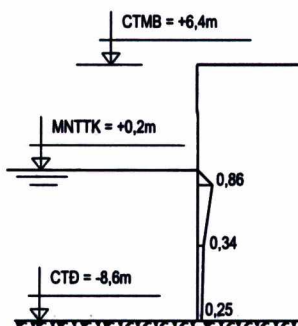
Nhìn về mặt ổn định tổng thể, ta thấy trường hợp tường cừ chịu chân sóng sẽ có tác động bất lợi lên kết cấu. Áp lực do chân sóng tác dụng cùng chiều với áp lực chủ động của đất, do đó sẽ làm tăng áp lực chủ động tổng cộng lên tường cừ.

Tải trọng của sóng được xác định theo tiêu chuẩn 22TCN 222-95 và kết quả được thể hiện trong bảng 4.18. Tải trọng sóng được xác định tại mực nước thấp thiết kế +0,2m.

Bảng 4.18. Giá trị áp lực do sóng tác dụng

Điểm	Độ sâu z của các điểm, (m)	Trị số áp lực sóng P (T/m ²)
Khi chịu đỉnh sóng		
1	$n_t = 0,875$	$P_1 = 0$
2	0	$p_2 = k_2 \cdot \rho \cdot gh = 0,54$
3	$0,25.H = 2,2$	$p_3 = k_3 \cdot \rho \cdot gh = 0,34$
4	$0,5.H = 4,4$	$p_4 = k_4 \cdot \rho \cdot gh = 0,15$
5	$H = 8,8$	$p_5 = k_5 \cdot \rho \cdot gh = 0,05$
Khi chịu chân sóng		
6	0	$p_6 = 0$
7	$n_t = 0,875$	$P_7 = -\rho \cdot gn_t = -0,86$
8	$0,5.H = 4,4$	$p_8 = -k_8 \cdot \rho \cdot gh = -0,34$
9	$H = 8,8$	$p_9 = -k_9 \cdot \rho \cdot gh = -0,25$

Biểu đồ áp lực sóng lên tường cừ được thể hiện trong hình 4.36.



Hình 4.36. Biểu đồ áp lực sóng lên tường cừ khi chịu chân sóng

2. Tính toán các kích thước và nội lực của cừ và hệ neo

Sử dụng phương pháp đồ giải như trình bày trong Mục 4.5.1, để xác định các kích thước cụ thể và nội lực của tường cừ và hệ neo. Các kích thước này bao gồm: Chiều dài thanh và đường kính thanh neo, chiều dài cừ.

Trước khi tiến hành giải cừ bằng phương pháp đồ giải, ta phải xác định chỉ số mềm của cừ η với chiều sâu hạ cừ giả thiết ban đầu. Xác định chỉ số mềm của cọc cừ η theo công thức (4-43):

$$\eta = \frac{\delta}{t}$$

Trong đó: $t = 21,4$ (m); $I = 0,1937$ (m^4); $b = 1,5$ (m); $\Delta = 0$;

$$\Rightarrow \delta = \sqrt[3]{\frac{12.0,1937}{1,5}} = 1,157 \text{ (m)}$$

$$\Rightarrow \eta = \frac{1,157}{21,4} = 0,054 < 0,06$$

Vậy, tường cừ là tường cừ mềm và ngàm chặt trong đất. Từ đó, ta xác định được đường khép kín của đa giác dây như trong hình 4.37d.

Trình tự và kết quả tính toán giải cừ một tầng neo được thể hiện trong hình 4.37 và 4.38.

2.1. Xác định chiều sâu hạ cừ và chiều dài cừ

Từ đa giác dây và đường khép kín đa giác dây (hình 4.37), chiều sâu hạ cừ tính toán được xác định theo công thức (4-45):

$$t_p = t_0 + \Delta t$$

Trong đó:

t_0 - độ sâu chôn cừ theo tính toán đồ giải, tính từ đáy bến đến giao điểm phía dưới giữa đường khép kín với đa giác dây đó, $t_0 = 18,82$ (m)

Δt - Gia số chôn sâu của tường mặt để đảm bảo cho tường ngàm hoàn toàn,
 $\Delta t = (0,1 + 0,2)t_0$

Do đó: $t_p = 1,2t_0 = 22,6$ (m).

Chiều dài tổng cộng của cừ được xác định như sau:

$$T = t_1 + t_2 + t_p$$

Trong đó:

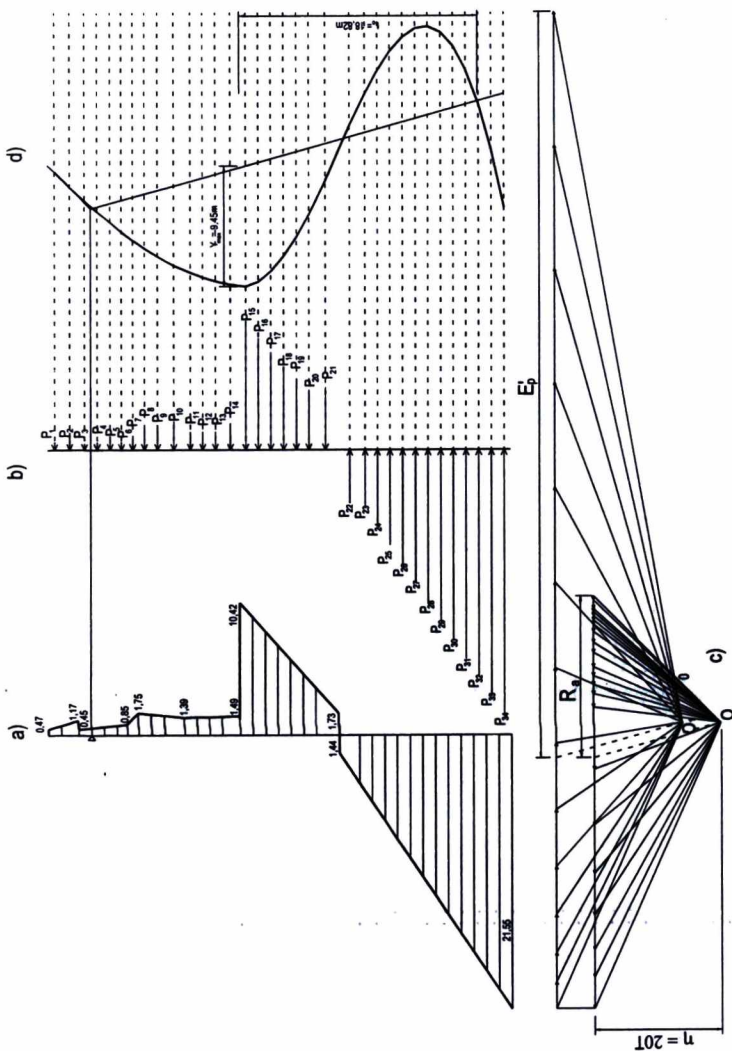
t_1 - Chiều dài đoạn phía trên thanh neo, $t_1 = 1,5$ (m);

t_2 - Chiều dài cừ từ điểm gắn thanh neo đến cao trình đáy bến, $t_2 = 11,6$ (m);

t_p - Chiều dài đoạn cừ hạ xuống đất, $t_p = 22,6$ (m)

Do đó: $T = 22,6 + 11,6 + 1,5 = 35,7$ (m)

Vậy chọn cừ có chiều dài là 36 (m).



Hình 4.37. Sơ đồ giải cừ không neo bằng phương pháp độ giải
a. Biểu đồ áp lực đất tổng hợp; b. Biểu đồ lực tập trung P_i ; c. Đa giác lực; d. Đa giác dẩy.

Hình 4.38. Xác định chuyển vị của tường cừ bằng phương pháp đồ giải

a. Biểu đồ lực tập trung giả tường P'; b. Đa giác dây giả tường; c. Đa giác lực giả tường; d. Biểu đồ độ võng

2.2. Xác định nội lực của cừ

Mômen uốn lớn nhất ở nhịp tường mặt được xác định theo công thức sau:

$$M_{\max} = \eta \cdot y_{\max}$$

Trong đó:

η - Khoảng cách cực trong đa giác lực lấy theo tỉ lệ lực, $\eta = 20\%$;

$y_{\max}$ - Khoảng cách lớn nhất ở nhịp của đa giác dây lấy theo tỉ lệ độ dài (hình 43.7d):

$$y_{\max} = 9,45(\text{m})$$

Do đó: $M_{\max} = \eta \cdot y_{\max} = 20 \cdot 9,45 = 189 (\text{T.m})$.

2.3. Xác định chuyển vị của cừ

Phương pháp đồ giải tiếp tục được sử dụng để xác định độ võng của kết cấu tường cừ. Từ biểu đồ đa giác dây (hình 4.37d), xây dựng biểu đồ lực tập trung giả tường, đa giác lực giả tường và đa giác dây giả tường. Trên đa giác dây giả tường, độ lớn của các tung độ y'_i lần lượt được xác định.

Độ võng của cừ được xác định theo công thức sau:

$$f_i = \frac{\eta \cdot \eta_0 \cdot y'_i}{E \cdot I}$$

Trong đó:

η - Tọa độ cực của đa giác lực, $\eta = 20\%$;

η_0 - Tọa độ cực của đa giác lực giả tường, $\eta_0 = 10\text{m}^2$;

y'_i - Chiều dài từng đoạn đo được trong đa giác dây giả tường, (m) (hình 4.38c);

E - Mô đun đàn hồi của vật liệu bê tông làm cừ, $E = 3,1 \cdot 10^5 (\text{kG/cm}^2)$;

I - Mô men quán tính của tiết diện cừ, $I = 0,1937 (\text{m}^4)$.

Từ các giá trị của động võng f_i , vẽ biểu đồ độ võng (hình 4.38d). Trên biểu đồ độ võng, dễ dàng nhận thấy rằng $f_{\max} = 17\text{cm}$ tại điểm cách đỉnh bến 14,9 m.

2.4. Xác định lực căng trong thanh neo

Trị số thành phần ngang nội lực trong thanh neo được xác định theo công thức:

$$R_{tt} = m_b \cdot m_a \cdot R_a \cdot l_a$$

Trong đó:

m_b - Hệ số điều kiện làm việc, $m_b = 1$;

m_a - Hệ số xét đến sự phân bố lại áp lực lên tường mặt và lực căng không đều của các thanh neo, $m_a = 1,5$ (Đối với tường và bản không căng trước thanh neo);

R_a - Thành phần lực căng thanh neo trên một mét dài của tường cừ, xác định từ đa giác dây (hình 4c), $R_a = 25,5$ (T);

l_a - Bước thanh neo dọc tuyến mép bến. Chọn $l_a = \Delta = 1,5$ (m)

Vậy, lực kéo một thanh neo phải chịu là:

$$R_{tt} = m_b \cdot m_a \cdot R_a \cdot l_a = 1.1.5.25.1.5 = 57,4 \text{ (T)}.$$

2.5. Tính toán kích thước của hệ thống thanh neo

2.5.1. Xác định đường kính thanh neo

Diện tích mặt cắt ngang của tiết diện thanh neo được xác định như sau:

$$F_a = \frac{R_{tt}}{[\sigma] \cdot m}$$

Trong đó:

R_{tt} - Lực căng thanh neo tính toán, $R_{tt} = 57,4$ (T);

$[\sigma]$ - Ứng suất kéo cho phép của vật liệu thép làm thanh neo,
 $[\sigma] = 2800 \text{ kG/cm}^2$;

m - Hệ số điều kiện làm việc, $m = 0,8$.

$$F_a = \frac{57,4 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 2800} = 25,6 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Vậy, chọn $d = 60$ (mm).

2.5.2. Tính toán chiều cao bản h_c của bản neo

Trong ví dụ này ta chọn sơ bộ chiều cao của bản neo $h = 3$ (m) và kiểm tra theo công thức sau:

$$n_c \cdot n \cdot m_d \cdot R_a \leq \frac{m}{k_n} (E_p - E_a)$$

Trong đó:

n_c - Hệ số tổng hợp tải trọng, $n_c = 1$;

n - Hệ số vượt tải, $n = 1,25$ (với công trình bến cảng biển);

m_d - Hệ số phụ thuộc vào điều kiện, xác định theo Bảng 16-22TCN 207-92,
 $m_d = 1,5$;

R_a - Lực căng thanh neo, xác định trên đa giác dây, $R_a = 25,5$ (T);

m - Hệ số phụ thuộc điều kiện làm việc, $m = 1,15$;

k_n - Hệ số phụ thuộc vào cấp công trình, $k_n = 1,25$;

E_p - Hợp lực của áp lực bị động từ cao trình mặt bãi đến chân bản neo do trọng lượng bản thân của đất lấp;

E_a - Hợp lực của áp lực chủ động trong phạm vi từ cao trình mặt bãi đến chân bản neo do trọng lượng bản thân của đất lấp và hoạt tải nằm ngoài lăng phá hoại.

Để xác định được E_p và E_a , ta tiến hành những bước dưới đây.

Áp lực chủ động tác dụng lên bản neo được xác định như sau:

$$\sigma_a = (q_i^{tc} + \sum \gamma_i^{tc} h_i) \lambda_a - 2.c.tg\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Áp lực bị động tác dụng lên bản neo được xác định như sau:

$$\sigma_p = \sum \gamma_i^{tc} h_i \lambda_p + 2.c.tg\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Giá trị tiêu chuẩn của tải trọng phân bố đều trên mặt bến: $q_i^{tc} = q_o = 3 \text{ (T/m}^2\text{)}$.

Điểm đặt bản neo cách mặt đất khoảng 6 (m). Từ mặt bãi đến đỉnh bản neo, được đổ cát lấp. Xung quanh bản neo (từ đỉnh bản neo đến đáy bản neo), đổ cát để tăng độ an toàn cho hệ làm việc. Kết quả tính toán áp lực đất chủ động và bị động thể hiện trong bảng 4.19 và 4.20.

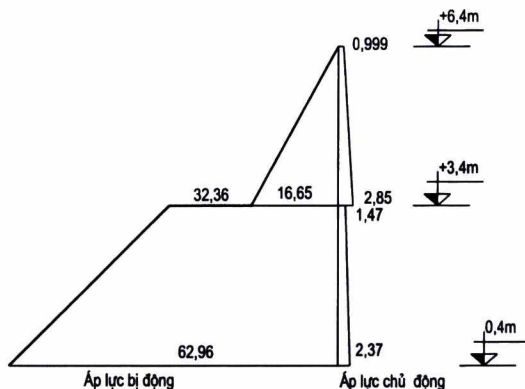
Bảng 4.19. Tính áp lực chủ động

TT	Cao trình	q_i (t/m ²)	γ_i (t/m ³)	h_i (m)	$\gamma_i \cdot h_i$	$\sum \gamma_i \cdot h_i$	c_i (t/m ²)	$q_i + \sum \gamma_i h_i$	λ_{ai}	σ_{ai} (t/m ²)
1	+6,4	3	1,85	0	0	0	0	3	0,333	0,999
2	+3,4	3	1,85	3	5,55	5,55	0	8,55	0,333	2,847
3	+3,4	3	1,75	0	0	5,55	0	8,55	0,172	1,471
4	+0,4	3	1,75	3	5,25	10,8	0	13,8	0,172	2,374

Bảng 4.20. Tính áp lực bị động

TT	Cao trình	γ_i (t/m ³)	h_i (m)	$\gamma_i \cdot h_i$	$\sum \gamma_i h_i$	c_i (t/m ²)	λ_{ai}	σ_{ai} (t/m ²)
1	+6,4	1,85	0	0	0	0	3	0
2	+3,4	1,85	3	5,55	5,55	0	3	16,65
3	+3,4	1,75	0	0	5,55	0	5,83	32,36
4	+0,4	1,75	3	5,25	10,8	0	5,83	62,96

Xây dựng biểu đồ áp lực đất chủ động và bị động (hình 4.39) từ kết quả áp lực đất trong hai bảng trên.



Hình 4.39. Biểu đồ áp lực đất chủ động và bị động tác dụng lên bản neo

Từ biểu đồ áp lực đất chủ động và bị động, ta tính toán được hợp lực của chúng như sau:

$$E_a = 11,53 \text{ (T)}$$

$$E_p = 167,96 \text{ (T)}$$

Kiểm tra điều kiện:

$$V_p = \frac{m}{K_n} (E_p - E_a) = \frac{1,15}{1,25} (167,96 - 11,53) = 143,92 \text{ (T)}$$

$$V_t = n_c \cdot n_d \cdot R_a = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,5 \cdot 25,5 = 47,8 \text{ (T)}.$$

Vậy: $V_p > V_t$

Kết luận: Bản neo với chiều cao 3(m), sâu từ đỉnh bãi đến đỉnh bản neo là 3(m), đủ chịu lực.

2.5.3. Xác định chiều dài thanh neo

Chiều dài thanh neo $L_{\max}$ của thanh neo được tính từ giả thiết hai mặt trượt chủ động sau chùy và bị động trước bản neo gặp nhau ở cao trình mặt bến như hình 4.40.

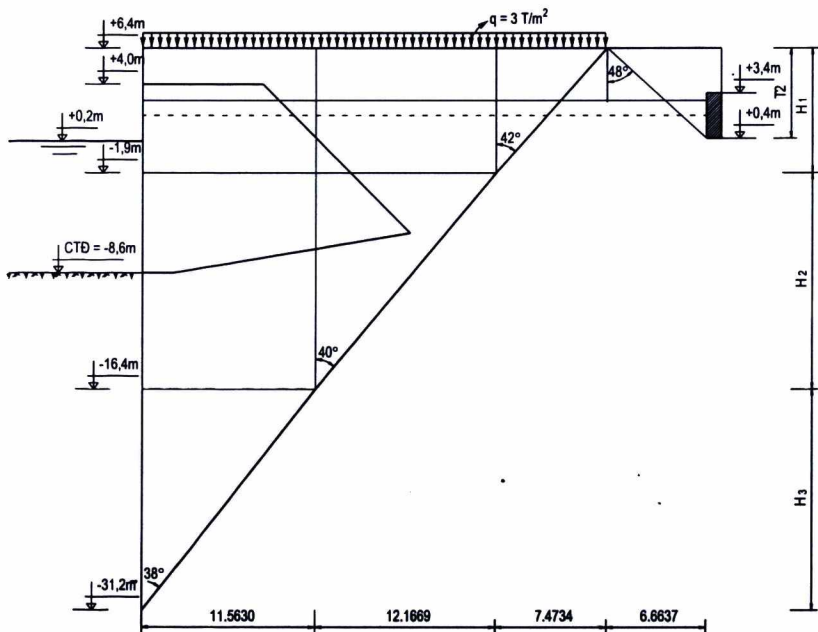
$$L_{\max} = \Sigma h_{ci} \cdot \text{Tg}(45^\circ - \frac{\phi_{ii}}{2}) + \Sigma t_i \cdot \text{tg}(45^\circ + \frac{\phi_{ii}}{2})$$

$$L_{\max} = T_2 \cdot \text{tg}48^\circ + H_1 \cdot \text{tg}42^\circ + H_2 \cdot \text{tg}40^\circ + H_3 \cdot \text{tg}38^\circ$$

$$L_{\max} = 6 \cdot \text{tg}48^\circ + 8,3 \cdot \text{tg}42^\circ + 14,5 \cdot \text{tg}40^\circ + 14,8 \cdot \text{tg}38^\circ = 37,87 \text{ (m)}$$

Do thanh neo neo xiên góc $\alpha \approx 5^\circ$, nên chiều dài thực thanh neo:

$$L_{\text{neo}} = L_{\max} / \cos 5^\circ = 38 \text{ (m)}$$



Hình 4.40. Sơ đồ xác định chiều dài thanh neo

3. Kiểm tra ổn định của công trình

Sau khi xác định được kích thước chính xác của kết cấu nền tường cừ, ta tiến hành kiểm tra ổn định của công trình. Điều này phải được tiến hành trước khi tính toán cốt thép cho các cấu kiện.

3.1. Kiểm tra điều kiện tường cừ quay quanh điểm neo

Sơ đồ kiểm tra điều kiện quay quanh điểm neo của cừ được thể hiện trong hình 4.41.

Khi được ngàm một phần hay tựa tự do, thì cừ phải được kiểm tra theo điều kiện quay quanh điểm thanh neo theo công thức sau:

$$n_c \cdot n \cdot m_d \cdot M_q \leq \frac{m}{k_n} M_g$$

Trong đó:

$$n_c = 1, n = 1,25, k_n = 1,20, m_d = 1,05, m = 1,15;$$

M_q - Mômen của các lực chủ động làm quay tường mặt quanh điểm gắn thanh neo, được xác định như sau:

$$M_q = \sum_{i=1}^n P_{ai} \cdot h_{ai}$$

$$\Rightarrow M_q = 2,47.1,095 + 1,1374.3,288 + 5,54.5,37 + 6,36.9,43 + 94,46.15,68 + 225,92.27,31 = 7747,2 \text{ (T.m)}$$

M_g - Mômen của các lực bị động và chủ động phía trên thanh neo giữ cho tường khỏi quay quanh điểm gắn thanh neo, được xác định như sau:

$$M_g = \sum_{i=1}^n P_{pi} \cdot h_{pi}$$

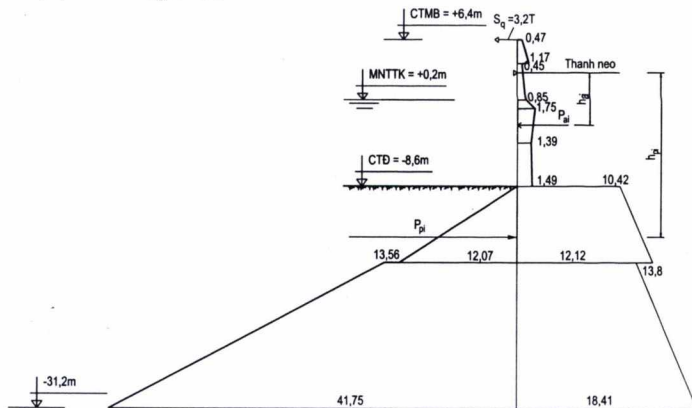
$$\Rightarrow M_g = 3,2.3,4 + 1,97.2,03 + 47,07.16,8 + 409,3.28,06 = 12290,6 \text{ (T.m)}$$

$$n_c \cdot n_m \cdot M_q = 1.1.25.1,05.7747,2 = 10168,2 \text{ (T.m)}$$

$$\frac{m}{k_n} M_g = \frac{1,15}{1,2} \cdot 12290,6 = 11778,5 \text{ (T.m)}$$

$$n_c \cdot n_m \cdot M_q = 10168,2 \text{ (T.m)} < \frac{m}{k_n} M_g = 11778,5 \text{ (T.m)}$$

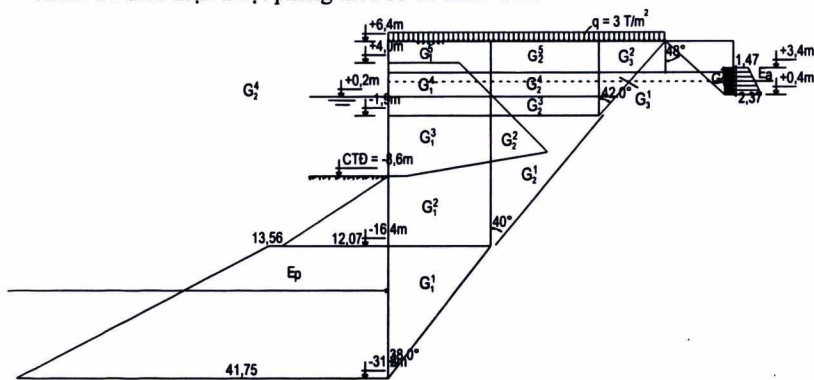
Như vậy chiều sâu tính toán t_p của tường cửu thoả mãn điều kiện cửu ngầm không xoay quanh điểm gắn neo.



Hình 4.41. Sơ đồ kiểm tra điều kiện quay quanh điểm neo

3.2. Kiểm tra điều kiện trượt phẳng

Kiểm tra điều kiện trượt phẳng theo sơ đồ hình 4.42.



Hình 4.42. Sơ đồ tính toán ổn định trượt phẳng

Trượt phẳng có neo của cừ được xác định đến cả khối đất giữa cừ và bản neo:

Điều kiện ổn định là:

$$\sum_{i=1}^{n-1} W_i + E_a + H_w \leq m.(E_p + W_n)$$

Trong đó:

H_w - Hợp lực của áp lực sóng. Trong trường hợp ví dụ này, $H_w = 3,79$ (T);

E_a, E_p - Tổng áp lực chủ động của đất tác động lên bản neo và tổng áp lực bị động của đất tác động lên cừ; $E_p = 456,33$ (T), $E_a = 5,76$ (T)

G_i - Trọng lượng bản thân của khối đất i , $G_i = 1.S.\gamma_i$ với S là diện tích của khối đất:

γ_i - Dung trọng của khối đất thứ i ;

W_i - Lực gây trượt trong từng phân tổ thứ i có bề rộng là b_i ($i = 1 \div n$);

$$W_i = \frac{G_i}{\operatorname{tg}(\alpha_i + \phi_i)} - \frac{C_i \cdot b_i}{\sin^2 \alpha_i + \sin \alpha_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \phi_i}$$

C_i - Lực dính của khối đất thứ i , (T/m^2);

α_i - Góc trượt, $\alpha_i = 45^\circ - \varphi_i/2$;

W_n - Lực giữ do lăng thể bị động của bản giữ neo:

$$W_n = \frac{G_n}{\operatorname{tg}(\alpha_n + \phi_n)} - \frac{C_n \cdot b_n}{\sin^2 \alpha_n + \sin \alpha_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \operatorname{tg} \alpha_n}, \text{ với } \alpha_n = 45^\circ + \phi_n/2$$

Ta có:

$$G_1^1 = 1.85,57.0,93 = 79,58 \text{ (T)}$$

$$G_1^2 = 1.0,82.97,81 = 80,2 \text{ (T)}$$

$$G_1^3 = 1.0,75.94,13 = 70,6 \text{ (T)}$$

$$G_1^4 = 1.1,75.37,6 = 65,8 \text{ (T)}$$

$$G_1^5 = 1.1,85.2,4.11,563 + 1.6,35.1,76 + 3.11,56 = 97,2 \text{ (T)}$$

$$G_2^1 = 1.0,82.67,2 = 55,1 \text{ (T)}$$

$$G_2^2 = 1.0,75.23,72 = 17,79 \text{ (T)}$$

$$G_2^3 = 1.0,76.22,85 = 17,37 \text{ (T)}$$

$$G_2^4 = 1.1,76.32,82 = 57,76 \text{ (T)}$$

$$G_2^5 = 1.1,85.12,17.2,4 + 3.12,17 = 90,51 \text{ (T)}$$

$$G_3^1 = 1.1,76.10,37 = 18,25 \text{ (T)}$$

$$G_3^2 = 1.1,85.20,64 + 3.7,47 = 60,59 \text{ (T)}$$

$$G_4^1 = 1.1,76.3,47 = 6,1 \text{ (T)}$$

$$G_4^2 = 1.1,85.19,52 = 36,11 \text{ (T)}$$

$$W_n = \frac{G_4^1 + G_4^2}{\operatorname{tg}(48^\circ + 30^\circ)} = \frac{6,1 + 36,11}{\operatorname{tg}(48^\circ + 30^\circ)} = 8,97 \text{ (T)}$$

$$W_1 = \frac{G_1^1}{\operatorname{tg}(38^\circ + 14^\circ)} - \frac{0,18.11,563}{\sin 38^\circ + \sin 38^\circ \cdot \cos 38^\circ \cdot \operatorname{tg} 14^\circ} = 59,35 \text{ (T)}$$

$$W_2 = \frac{G_1^2}{\operatorname{tg}(38^\circ + 10^\circ)} - \frac{0,3.11,563}{\sin 38^\circ + \sin 38^\circ \cdot \cos 38^\circ \cdot \operatorname{tg} 10^\circ} = 59,35 \text{ (T)}$$

$$W_3 = \frac{G_1^3 + G_1^4}{\operatorname{tg}(38^\circ + 45^\circ)} = \frac{70,6 + 65,8}{\operatorname{tg}(38^\circ + 45^\circ)} = 16,75 \text{ (T)}$$

$$W_4 = \frac{G_1^5}{\operatorname{tg}(38^\circ + 30^\circ)} = \frac{97,2}{\operatorname{tg}(38^\circ + 30^\circ)} = 39,3 \text{ (T)}$$

$$W_5 = \frac{G_2^1}{\operatorname{tg}(40^\circ + 10^\circ)} - \frac{0,3.12,17}{\sin 40^\circ + \sin 40^\circ \cdot \cos 40^\circ \cdot \operatorname{tg} 10^\circ} = 41,23 \text{ (T)}$$

$$W_6 = \frac{G_2^2}{\operatorname{tg}(40^\circ + 45^\circ)} = \frac{17,79}{\operatorname{tg}(40^\circ + 45^\circ)} = 1,56 \text{ (T)}$$

$$W_7 = \frac{G_2^3 + G_2^4}{\operatorname{tg}(40^\circ + 6^\circ)} - \frac{0,26.12,17}{\sin 40^\circ + \sin 40^\circ \cdot \cos 40^\circ \cdot \operatorname{tg} 6^\circ} = 69 \text{ (T)}$$

$$W_8 = \frac{G_2^5}{\operatorname{tg}(40^\circ + 30^\circ)} = \frac{90,51}{\operatorname{tg} 70^\circ} = 32,94 \text{ (T)}$$

$$W_9 = \frac{G_3^2}{\operatorname{tg}(42^\circ + 30^\circ)} = \frac{60,59}{\operatorname{tg} 72^\circ} = 19,7 \text{ (T)}$$

$$W_{10} = \frac{G_3^1}{\operatorname{tg}(42^\circ + 6^\circ)} - \frac{0,26.7,47}{\sin 42^\circ + \sin 42^\circ \cdot \cos 42^\circ \cdot \operatorname{tg} 6^\circ} = 13,74 \text{ (T)}$$

Do đó:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^{n-1} W_i + E_a + H_w &= (59,35 + 67,27 + 16,75 + 39,3 + 41,23 + 1,56 + 69 + \\ &\quad + 32,94 + 19,7 + 13,74) + 5,76 + 3,79 \\ &= 370,4 \text{ (T)} \end{aligned}$$

$$m.(E_p + W_n) = 1,2.(456,33 + 8,97) = 558,4 \text{ (T)}.$$

$$\Rightarrow \sum_{i=1}^{n-1} W_i + E_a + H_w = 370,4 \text{ (T)} < m.(E_p + W_n) = 558,4 \text{ (T)}.$$

Vậy, đảm bảo điều kiện ổn định không bị trượt phẳng.

3.3. Kiểm tra điều kiện trượt sâu

Công trình ổn định trượt cung tròn khi thỏa mãn điều kiện sau:

$$K_n \leq m \cdot \frac{M_g}{M_t} = K_t$$

Trong đó:

K_n - Hệ số đảm bảo, với cấp công trình cấp III, $K_n = 1,15$.

m - Hệ số điều kiện làm việc, $m = 1,15$

M_t - Mô men của các lực gây trượt đối với tâm O_i , xác định theo công thức (3-40);

M_g - Mô men của các lực giữ đối với tâm O_i , xác định theo công thức (3-41).

Phương pháp xác định tâm trượt và bán kính cung trượt tương tự như trong mục tường cừ không neo.

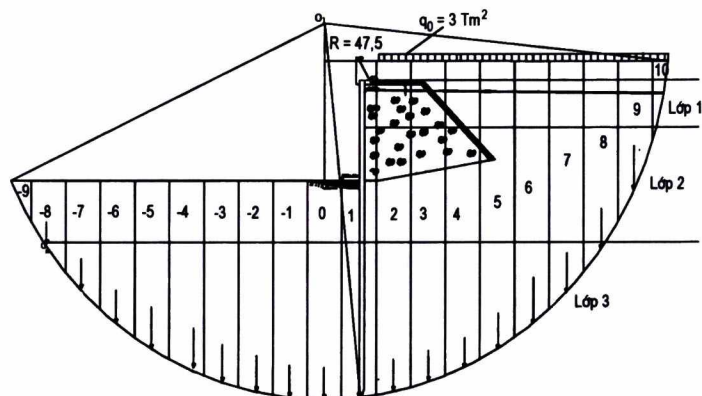
3.3.1. Kiểm tra ổn định với tâm O_1

Tâm O_1 có tọa độ tương ứng thỏa mãn điều kiện:

$$x = 0,29 \Rightarrow x.H_t = 4,35 \text{ (m)}$$

$$y = 0,32 \Rightarrow y.H_t = 4,8 \text{ (m)}$$

Chia lăng thể thành 18 phần như hình 4.43 với $R = 47,5 \text{ (m)}$.



Hình 4.43. Sơ đồ tính toán ổn định trượt với tâm O_1

Bảng 4.21. Tính lực trượt và lực giữ cho mặt trượt cung tròn tâm O_1

TT	Tên dải	l_i	C_i	R	α_i	G_i	$\cos \alpha_i$	$Tg \varphi_i$	M_g	$\sin \alpha_i$	M_t
		(m)	(T/m ²)	(m)	(độ)	(T)			(T.m)		(T.m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	-8	7.97	0.3	47.5	-53	32.8	0.6	0.176	278.10	-0.8	-1246.40
2	-7	6.67	0.18	47.5	-44	57.59	0.7141	0.249	543.46	-0.7	-1914.87
3	-6	5.94	0.18	47.5	-36	75.81	0.8	0.249	768.10	-0.6	-2160.59
4	-5	5.49	0.18	47.5	-30	89.77	0.866	0.249	966.44	-0.5	-2132.04
5	-4	5.18	0.18	47.5	-23	100.44	0.9165	0.249	1133.06	-0.4	-1908.36
6	-3	4.98	0.18	47.5	-17	108.34	0.9539	0.249	1264.94	-0.3	-1543.85
7	-2	4.85	0.18	47.5	-11	113.8	0.9798	0.249	1360.23	-0.2	-1081.10
8	-1	4.77	0.18	47.5	-5	116.98	0.995	0.249	1417.42	-0.1	-555.66

Bảng 4.21 (tiếp theo)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
9	0	4.75	0.18	47.5	0	118.02	1	0.249	1436.49	0	0.00
10	1	4.77	0.18	47.5	5	142.63	0.995	0.249	1719.27	0.1	677.49
11	2	4.85	0.18	47.5	11	193.95	0.9798	0.249	2289.05	0.2	1842.53
12	3	4.98	0.18	47.5	17	188.95	0.9539	0.249	2174.43	0.3	2692.54
13	4	5.18	0.18	47.5	23	181.9	0.9165	0.249	2016.09	0.4	3456.10
14	5	5.49	0.18	47.5	30	172.5	0.866	0.249	1813.83	0.5	4096.88
15	6	5.94	0.18	47.5	36	158.54	0.8	0.249	1550.89	0.6	4518.39
16	7	6.67	0.18	47.5	44	140.32	0.7141	0.249	1242.24	0.7	4665.64
17	8	7.97	0.3	47.5	53	115.55	0.6	0.176	693.17	0.8	4390.90
18	9	11.2	0.3	47.5	64	83.26	0.4359	0.176	463.57	0.9	3559.37
19									23130.8		18603.38

Ta có: $M_g = 23130,8(\text{T.m})$, $M_t = 18603,4 (\text{T.m})$

$$\Rightarrow k_1 = M_g/M_t = 23130,8/18603,4 = 1,24 > 1$$

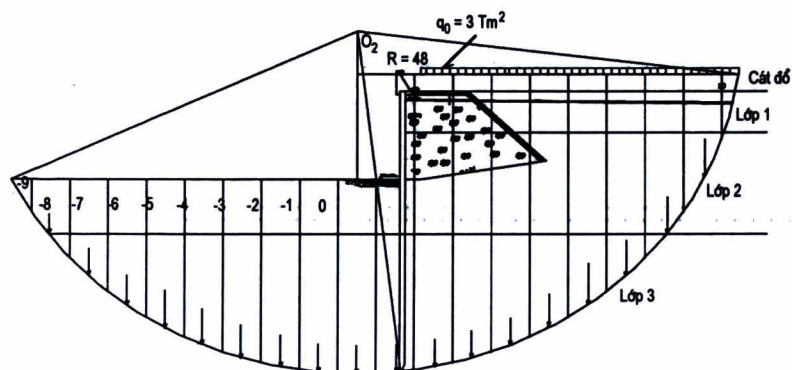
3.3.2. Kiểm tra ổn định với tâm O_2

Tâm O_2 có tọa độ tương ứng thỏa mãn điều kiện:

$$x = 0,33 \Rightarrow x.H_t = 4,95 (\text{m});$$

$$y = 0,41 \Rightarrow y.H_t = 6,15 (\text{m})$$

Chia lãnh thể thành 18 phần như hình 10 với $R = 48,8 (\text{m})$ như trong hình 4.44.



Hình 4.44. Sơ đồ tính ổn định trượt với tâm O_2

Bảng 4.22. Tính lực trượt và lực giữ cho mặt trượt cung tròn tâm O₂

TT	Tên dải	l_i	C_i	R	α_i	G_i	$\text{Cos}\alpha_i$	$\text{Tg}\varphi_i$	M_g	$\text{Sin}\alpha_i$	M_t
		(m)	(T/m ²)	(m)	(độ)	(T)			(T.m)		(T.m)
1	-8	8.16	0.3	48.8	-53	31.87	0.6	0.176	283.70	-0.8	-1244.20
2	-7	6.84	0.18	48.8	-44	57.69	0.714	0.249	560.70	-0.7	-1970.69
3	-6	6.1	0.18	48.8	-36	76.89	0.8	0.249	801.03	-0.6	-2251.34
4	-5	5.64	0.18	48.8	-30	91.59	0.866	0.249	1013.36	-0.5	-2234.80
5	-4	5.33	0.18	48.8	-23	102.8	0.917	0.249	1191.67	-0.4	-2006.66
6	-3	5.12	0.18	48.8	-17	111.13	0.954	0.249	1333.13	-0.3	-1626.94
7	-2	4.98	0.18	48.8	-11	116.87	0.98	0.249	1435.15	-0.2	-1140.65
8	-1	4.91	0.18	48.8	-5	120.25	0.995	0.249	1496.98	-0.1	-586.82
9	0	4.88	0.18	48.8	0	121.39	1	0.249	1517.90	0	0.00
10	1	4.91	0.18	48.8	5	141.29	0.995	0.249	1751.35	0.1	689.50
11	2	4.98	0.18	48.8	11	198.62	0.98	0.249	2408.44	0.2	1938.53
12	3	5.12	0.18	48.8	17	193.21	0.954	0.249	2284.55	0.3	2828.59
13	4	5.33	0.18	48.8	23	186.54	0.917	0.249	2124.26	0.4	3641.26
14	5	5.64	0.18	48.8	30	176.59	0.866	0.249	1907.83	0.5	4308.80
15	6	6.1	0.18	48.8	36	161.88	0.8	0.249	1627.21	0.6	4739.85
16	7	6.84	0.18	48.8	44	142.69	0.714	0.249	1298.30	0.7	4874.29
17	8	8.16	0.3	48.8	53	116.89	0.6	0.176	721.83	0.8	4563.39
18	9	11.47	0.3	48.8	64	81.02	0.436	0.176	471.24	0.9	3558.40
19									24228.6		19324.70

Ta có:

$$M_g = 24228,6(\text{T.m}), M_t = 19324,7(\text{T.m}) \Rightarrow k_1 = M_g/M_t = 1,25 > 1$$

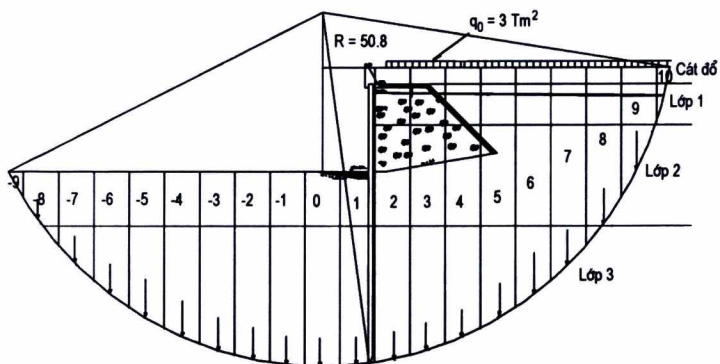
3.3.3. Kiểm tra ổn định với tâm O₃

Tâm O₃ có tọa độ tương ứng thỏa mãn điều kiện:

$$x = 0,41 \Rightarrow x.H_t = 6,15(\text{m});$$

$$y = 0,53 \Rightarrow y.H_t = 7,95(\text{m})$$

Chia lăng thể thành 18 phần như hình 4.45 với R₃ = 50,8 (m).



Hình 4.45. Sơ đồ tính ổn định trượt với tâm trượt O_3

Bảng 4.23. Tính lực trượt và lực giữ cho mặt trượt cung tròn tâm O_3

TT	Tên đãi	l_i	C_i	R	α_i	G_i	$\cos\alpha_i$	$Tg\phi_i$	M_g	$\sin\alpha_i$	M_t
		(m)	(T/m ²)	(m)	(độ)	(T)			(T.m)		(T.m)
1	-8	8.52	0.3	50.8	-53	30.16	0.6	0.176	291.64	-0.8	-1225.70
2	-7	7.13	0.18	50.8	-44	57.86	0.714	0.249	587.86	-0.7	-2057.50
3	-6	6.36	0.18	50.8	-36	78.69	0.8	0.249	854.45	-0.6	-2398.47
4	-5	5.87	0.18	50.8	-30	94.66	0.866	0.249	1090.62	-0.5	-2404.36
5	-4	5.54	0.18	50.8	-23	106.85	0.917	0.249	1289.38	-0.4	-2171.19
6	-3	5.33	0.18	50.8	-17	115.87	0.954	0.249	1446.88	-0.3	-1765.86
7	-2	5.19	0.18	50.8	-11	122.11	0.98	0.249	1560.83	-0.2	-1240.64
8	-1	5.11	0.18	50.8	-5	125.79	0.995	0.249	1629.88	-0.1	-639.01
9	0	5.08	0.18	50.8	0	127.02	1	0.249	1653.15	0	0.00
10	1	5.11	0.18	50.8	5	125.79	0.995	0.249	1629.88	0.1	639.01
11	2	5.19	0.18	50.8	11	207.91	0.98	0.249	2624.20	0.2	2112.37
12	3	5.33	0.18	50.8	17	198.37	0.954	0.249	2442.36	0.3	3023.16
13	4	5.54	0.18	50.8	23	195.16	0.917	0.249	2313.17	0.4	3965.65
14	5	5.87	0.18	50.8	30	183.14	0.866	0.249	2059.88	0.5	4651.76
15	6	6.36	0.18	50.8	36	167.17	0.8	0.249	1749.81	0.6	5095.34
16	7	7.13	0.18	50.8	44	146.34	0.714	0.249	1387.13	0.7	5203.85
17	8	8.52	0.3	50.8	53	118.68	0.6	0.176	766.50	0.8	4823.16
18	9	12.02	0.3	50.8	64	82.52	0.436	0.176	504.78	0.9	3772.81
19									25882.4		20610.07

$$M_g = 25882,4(\text{T.m}), M_t = 20610,07 (\text{T.m})$$

$$\Rightarrow k_1 = \frac{M_g}{M_t} = \frac{25882,4}{20610,07} = 1,26 > 1$$

Do đó, công trình ổn định về trượt.

4. Tính toán cốt thép của các cấu kiện chính bến tường cừ

4.1. Tính toán và chọn tiết diện cừ

Giá trị mô men ở nhịp trong một cấu kiện tường mặt được xác định như sau:

$$M_{tt} = (M_{\max} \cdot m_c + \Delta M_k)(b + \Delta)$$

Trong đó:

$M_{\max}$ - Mômen uốn lớn nhất ở nhịp tường mặt tính theo đồ giải, $M_{\max} = 189 (\text{T})$;

m_c - Hệ số xét đến sự phân bố lại áp lực lên tường cừ do bị biến dạng và chuyển vị, $m_c = 0,75$;

ΔM_k - Gia số mô men uốn trong tường mặt do lực tựa tàu và lực va tàu khi cập khi cập bến, $\Delta M_k = 0$;

b - Bề rộng tiết diện cừ, $b = 1,5 (\text{m})$;

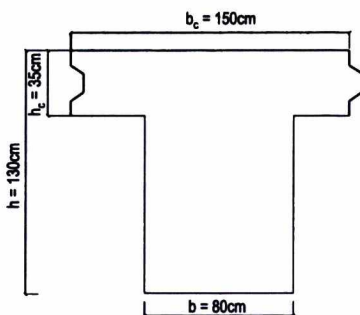
Δ - Khoảng hở giữa hai tiết diện cừ, $\Delta = 0 (\text{m})$;

Với cừ bê tông cốt thép hình chữ T:

$$b + \Delta = 1,5 + 0 = 1,5 (\text{m})$$

$$\Rightarrow M_{tt} = 0,75 \cdot 189 \cdot 1,5 = 212,63 (\text{T.m})$$

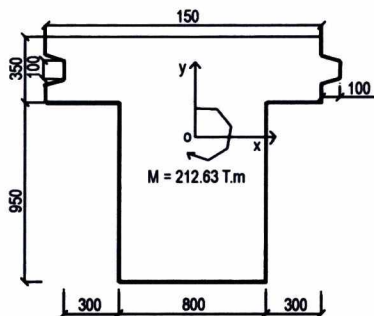
Chọn tiết diện cừ chữ T có kích thước như trong hình 4.46. Tiết diện chữ T gồm có cánh và sườn. Trong quá trình làm việc, cánh của cừ có thể nằm trong vùng nén hoặc trong vùng kéo. Khi cánh nằm trong vùng chịu kéo, vì bê tông không được tính cho chịu kéo nên về mặt cường độ nó chỉ có giá trị như tiết diện chữ nhật $b \times h$. Khi cánh nằm trong vùng chịu nén, diện tích bê tông chịu nén được tăng thêm so với tiết diện chữ nhật $b \times h$. Do vậy tiết diện tính toán lúc này là tiết diện chữ nhật $b_c \times h$.



Hình 4.46. Tiết diện mặt cắt ngang cừ

4.1.1. Tính toán khả năng chịu lực của tiết diện MC 1-1

Tính toán tiết diện chữ T có cánh trong vùng chịu kéo (hình 4.47).



Hình 4.47. Mặt cắt ngang tiết diện chữ T khi cánh chịu kéo

4.1.1.1. Tính toán cốt thép theo trạng thái giới hạn (TTGH) I: Về cường độ

Mô men tính toán của tiết diện:

$$M_{tt} = 189.0.75.1,5 = 212,63 \text{ (T.m)}$$

Chọn bê tông chế tạo cầu có M350, $R_{np} = 155 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ và sử dụng thép AII, $R_k = 2800 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$.

Chọn lớp bê tông bảo vệ cốt thép là: 5 (cm).

$$\Rightarrow h_0 = h - a = 130 - 5 = 125 \text{ (cm)}$$

$$b = 80 \text{ (cm)}$$

Xác định chiều cao vùng nén của bê tông:

$$\begin{aligned} x &= h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 \cdot k_n \cdot n_c \cdot M_{tt}}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} \\ &= 125 - \sqrt{125^2 - \frac{2 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 212,63 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 155 \cdot 80}} = 18,97 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

$$\text{Xét } \frac{x}{h_0} = \frac{18,97}{125} = 0,152 < \xi_R = 0,5$$

Như vậy chỉ cần tính cốt đơn:

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b}{m_a \cdot R_k} \cdot x = \frac{0,9 \cdot 155 \cdot 80}{1,1 \cdot 2800} \cdot 18,97 = 68,74 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Chọn 7 ϕ 36 có $F_a = 71,25 \text{ (cm}^2\text{)}$.

4.1.1.2. Tính toán cốt thép theo TTGH II: Về sử dụng

Kiểm tra điều kiện mở rộng vết nứt:

$$a_t = k.C.n. \frac{\sigma_a - \sigma_{bd}}{E_a} \cdot 7(4 - 100\mu) \cdot \sqrt{d}$$

Trong đó:

$$k = 1; c = 1,5; n = 1; \sigma_{bd} = 200(\text{kg/cm}^2); d = 36 \text{ (mm)}$$

$$\sigma_a = \frac{M_{tc}}{F_a \cdot z} = \frac{M_{tc}}{F_a \cdot (h_0 - 0,5x)} = \frac{189.10^5}{71,25 \cdot (125 - 0,5 \cdot 18,97)} = 2296,4(\text{KG/cm}^2)$$

$$\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{71,25}{80.125} \cdot 100\% = 0,713\%$$

$$\Rightarrow a_t = 1.1.5.1. \frac{2296,4 - 200}{2,1.10^6} \cdot 7 \cdot (4 - 0,713) \sqrt{36} = 0,21 \text{ (mm)} > [a_t] = 0,08(\text{mm})$$

Vậy không thỏa mãn điều kiện cho phép mở rộng vết nứt.

Do đó phải tính lại cốt thép theo điều kiện mở rộng vết nứt:

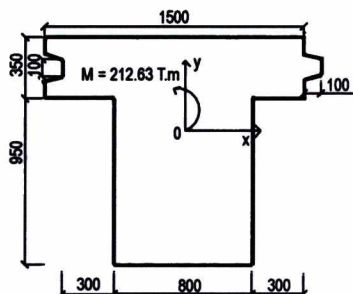
$$\frac{M_{tt}}{F_a \cdot (h_0 - 0,5x)} = \frac{[a_t] \cdot E_a}{k.c.n.7 \cdot (4 - 100\mu)\sqrt{d}} + 200$$

$$\Leftrightarrow \frac{212,63.10^5}{F_a \cdot (125 - 0,5 \cdot 18,97)} = \frac{[0,08] \cdot 2,1.10^6}{1.1.5.1.7 \cdot (4 - 100 \frac{F_a}{80.125})\sqrt{36}} + 200$$

$$\Rightarrow F_a = 146,9 \text{ (cm}^2\text{)}. \text{ Chọn } 16\phi 36 \text{ có } F_a = 162,88 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

4.1.2. Tính toán khả năng chịu lực của MC2-2

Tính toán tiết diện chữ T có cánh trong vùng chịu nén (hình 4.48).



Hình 4.48. Mặt cắt ngang tiết diện chữ T có cánh trong vùng chịu nén

4.1.2.1. Tính toán cốt thép theo trạng thái giới hạn (TTGH) I: Về cường độ

Mô men tính toán của tiết diện:

$$M_{tt} = 189.0,75.1,5 = 212,63 \text{ (T.m)}$$

Chọn bê tông chế tạo có M350, $R_{np} = 155(\text{kg/cm}^2)$ và sử dụng thép AII, $R_k = 2800 (\text{kg/cm}^2)$.

Chọn lớp bê tông bảo vệ cốt thép là: 5 (cm).

$$\Rightarrow h_0 = h - a = 130 - 5 = 125 \text{ (cm)}$$

$$b = 80 \text{ (cm)}, b_c = 150 \text{ (cm)}$$

Xác định chiều cao vùng nén của bê tông:

$$\begin{aligned} x &= h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2.k_n.n_c.M}{m_b.R_{np}.b}} \\ &= 125 - \sqrt{125^2 - \frac{2.1,15.1.212,63.10^5}{0,9.155.150}} = 9,73 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

$$\text{Xét } \frac{x}{h_0} = \frac{9,73}{125} = 0,07 < \xi_R = 0,5$$

Như vậy chỉ cần tính cốt đơn:

$$F_a = \frac{m_b.R_{np}.b}{m_a.R_a} x = \frac{0,9.155.150}{1,1.2800} . 9,73 = 66,1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Chọn 7φ36 có $F_a = 71,25(\text{cm}^2)$.

4.1.2.2. Tính toán cốt thép theo TTGH II: Về sử dụng

Kiểm tra điều kiện mở rộng vết nứt:

$$a_t = k.C.n. \frac{\sigma_a - \sigma_{bd}}{E_a} . 7(4 - 100\mu) . \sqrt{d}$$

Trong đó:

$$k = 1; c = 1,5; n = 1; d = 36 \text{ (mm)}; \sigma_{bd} = 200(\text{kg/cm}^2);$$

$$\sigma_a = \frac{M_{tc}}{F_a.z} = \frac{M_{tc}}{F_a.(h_0 - 0,5x)} = \frac{189.10^5}{71,25(125 - 0,5.9,73)} = 2208(\text{KG/cm}^2);$$

$$\mu = \frac{F_a}{b.h_0} . 100\% = \frac{71,25}{150.125} . 100\% = 0,38\%;$$

Suy ra:

$$a_t = 1.1.5.1. \frac{2208 - 200}{2.1.10^6} \cdot (4 - 0,38) \cdot 7. \sqrt{36} = 0,22 \text{ (mm)} > [a_t] = 0,08 \text{ (mm)}$$

Vậy không thoả mãn điều kiện cho phép mở rộng vết nứt.

Do đó, cốt thép phải được tính lại theo điều kiện mở rộng vết nứt:

$$\frac{M_{tt}}{F_a \cdot (h_0 - 0.5x)} = \frac{[a_t] \cdot E_a}{k.c.n.7.(4 - 100\mu)\sqrt{d}} + 200$$

$$\Leftrightarrow \frac{212,63.10^5}{F_a \cdot (125 - 0,5.9,73)} = \frac{[0,08].2.1.10^6}{1.1.5.1.7.(4 - 100 \frac{F_a}{150.125})\sqrt{36}} + 200$$

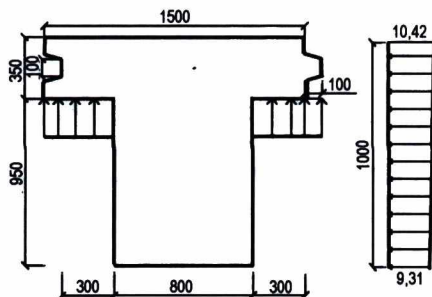
Giải ra ta được ; $F_a = 167,28 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Chọn 18φ36 có $F_a = 183,24 \text{ (cm}^2\text{)}$.

4.1.3. Tính toán độ bền bản thân cánh khi chịu áp lực ngang của đất

4.1.3.1. Cắt 1 mét theo chiều dài cọc có áp lực ngang chủ động lớn nhất

Giá trị áp lực ngang chủ động của đất lớn nhất tác dụng lên cừ là: $\sigma_1 = 9,31 \text{ (T/m}^2\text{)}$, $\sigma_2 = 10,42 \text{ (T/m}^2\text{)}$ (hình 4.49).



Hình 4.49. Sơ đồ tính toán độ bền của cừ khi chịu áp lực ngang chủ động lớn nhất

Áp lực chủ động trung bình của đất σ_{a1} được xác định như sau:

$$\sigma_{a1} = (\sigma_1 + \sigma_2)/2 = 9,865 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

Mô men do áp lực chủ động gây ra được xác định theo công thức:

$$M = M_1 = (b_c - b)^2 \cdot \frac{\sigma_{a1}}{4} = (1,5 - 0,8)^2 \cdot \frac{9,865}{4} = 1,21 \text{ (T.m)}$$

Mô men tính toán của tiết diện:

$$M_{tt} = M_1 \cdot k_n \cdot n_c \cdot n_m$$

Trong đó:

n_c, n, k_n, m_d, m - Như trên: $n_c = 1, n = 1,25, k_n = 1,15, m_d = 1,05$;

$$\Rightarrow M_{tt} = 1,21 \cdot 1,25 \cdot 1,15 \cdot 1,05 \cdot 1 = 1,83 \text{ (T.m)}$$

a) Tính toán cốt thép theo trạng thái giới hạn (TTGH) I: Về cường độ

Dùng thép AII. Chọn lớp bê tông bảo vệ cốt thép là: 5 (cm).

$$\Rightarrow h_0 = h - a = 35 - 5 = 30 \text{ (cm)}$$

Xác định chiều cao vùng nén của bê tông:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 \cdot k_n \cdot n_c \cdot M}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} = 30 - \sqrt{30^2 - \frac{2 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1,83 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 155 \cdot 100}} = 0,51 \text{ (cm)}$$

$$\text{Xét } \frac{x}{h_0} = \frac{0,51}{30} = 0,017 < \xi_R = 0,5$$

Như vậy chỉ cần tính cốt đơn:

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b}{m_a \cdot R_a} \cdot x = \frac{0,9 \cdot 155 \cdot 100}{1,1 \cdot 2800} \cdot 0,51 = 2,31 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Chọn 4 ϕ 12 a300 có $F_a = 4,52 \text{ (cm}^2\text{)}$.

b) Tính toán cốt thép theo TTGH II: Về sử dụng

Kiểm tra điều kiện mở rộng vết nứt:

$$a_t = k \cdot C \cdot n \cdot \frac{\sigma_a - \sigma_{bd}}{E_a} \cdot 7(4 - 100\mu) \cdot \sqrt{d}$$

Trong đó:

$$k = 1; c = 1,5; n = 1; d = 12 \text{ (mm)};$$

$$\sigma_a = \frac{M}{F_a \cdot z} = \frac{M}{F_a \cdot (h_0 - 0,5x)} = \frac{1,21 \cdot 10^5}{4,52 \cdot (30 - 0,5 \cdot 0,51)} = 900 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

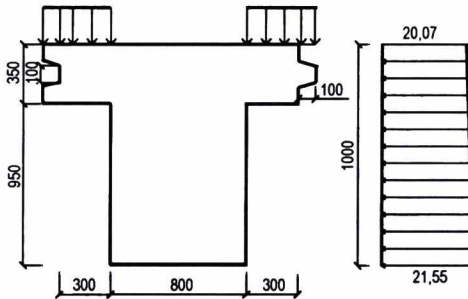
$$\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{4,52}{100 \cdot 30} \cdot 100\% = 0,15\%; \sigma_{bd} = 200 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\Rightarrow a_t = 1,1 \cdot 5,1 \cdot \frac{900 - 200}{2,1 \cdot 10^6} \cdot 7 \cdot (4 - 0,15) \cdot \sqrt{12} = 0,047 \text{ (mm)} < [a_t] = 0,08 \text{ (mm)}$$

Do đó thoả mãn điều kiện cho phép mở rộng vết nứt.

4.1.3.2. Cắt 1 mét theo chiều dài cừ có áp lực ngang bị động lớn nhất

Giá trị áp lực ngang bị động của đất lớn nhất tác dụng lên cừ là: $\sigma_1 = 21,55$ (T/m²), $\sigma_2 = 20,07$ (T/m²) (hình 4.50).



Hình 4.50. Sơ đồ tính toán độ bền của cánh cừ khi chịu áp lực ngang bị động lớn nhất

Áp lực bị động trung bình của đất σ_{pII} được xác định như sau:

$$\sigma_{pII} = (\sigma_1 + \sigma_2)/2 = 20,81 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

Mô men do áp lực bị động gây ra được xác định theo công thức:

$$M = M_{II} = (b_c - b)^2 \cdot \frac{\sigma_{pII}}{4} = (1,5 - 0,8)^2 \cdot \frac{20,81}{4} = 2,55 \text{ (T.m)}$$

Mô men tính toán của tiết diện:

$$M_{tt} = M_I \cdot k_n \cdot n_c \cdot n \cdot m_d$$

Trong đó:

$$n_c = 1, n = 1,25, k_n = 1,15, m_d = 1,05;$$

$$\Rightarrow M_{tt} = 2,55 \cdot 1,25 \cdot 1,15 \cdot 1,05 \cdot 1 = 3,85 \text{ (T.m)}$$

a. Tính toán cốt thép theo trạng thái giới hạn (TTGH) I: Về cường độ

Dùng thép AII. Chọn lớp bê tông bảo vệ cốt thép là: 5 (cm).

$$\Rightarrow h_0 = h - a = 35 - 5 = 30 \text{ (cm)}$$

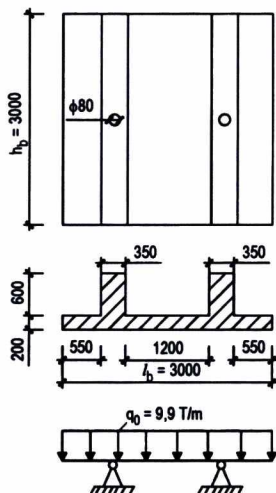
Xác định chiều cao vùng nén của bê tông:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 \cdot k_n \cdot n_c \cdot M}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} = 30 - \sqrt{30^2 - \frac{2 \cdot 1,15 \cdot 1,3 \cdot 85 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 155 \cdot 100}} = 1,08 \text{ (cm)}$$

$$\text{Xét } \frac{x}{h_0} = \frac{1,08}{30} = 0,036 < \xi_R = 0,5$$

- Chọn chiều dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép: $a = 5 \text{ (cm)}$;
- Chọn kết cấu của bản neo là bản neo kép, có nghĩa là trên một bản có thể neo hai thanh neo.

Sơ đồ tính toán bản neo được thể hiện trong hình 4.52.



Hình 4.52. Sơ đồ tính toán cốt thép cho bản neo

4.2.1. Tính toán cốt thép phần bản

Trên bản xác định như dầm trên 2 gối tựa, có đầu là côngxôn, chịu tải trọng phân bố đều được xác định như sau:

$$q_b = \frac{(l_b + \Delta)R'_a}{l_b \cdot h_b}$$

Trong đó:

h_b - Chiều cao bản neo, $h_b = 3(\text{m})$;

l_b - Chiều dài bản neo, $l_b = 3(\text{m})$;

R'_a - Lực căng thanh neo và lực neo tàu trên 1m dài dọc tường,

$$R'_a = 25,5 + 3,2 = 28,7(\text{T});$$

Δ - Khoảng hở thiết kế giữa các thanh neo, $\Delta = 0,1 \text{ (m)}$.

$$\Rightarrow q_b = \frac{(3 + 0,1) \cdot 28,7}{3,3} = 9,9 \text{ (T/m)}$$

Mô men do tải trọng tác dụng lên bản neo được xác định như sau:

$$M_{\max} = ql^2/2 = \frac{9,9 \cdot (0,55 + 0,35/2)^2}{2} = 2,6 \text{ (T.m)}$$

Mô men tính toán của tiết diện: $M_{tt} = M_1 \cdot k_n \cdot n_c \cdot n \cdot m_d$

Trong đó:

$$n_c = 1, n = 1,25, k_n = 1,15, m_d = 1,05;$$

$$\Rightarrow M_{tt} = 2,6 \cdot 1,25 \cdot 1,15 \cdot 1,05 \cdot 1 = 3,93 \text{ (T.m)}$$

a. Tính toán cốt thép theo trạng thái giới hạn (TTGH) I: Về cường độ

Xác định chiều cao vùng nén:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 \cdot k_n \cdot \eta_c \cdot M}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} = 15 - \sqrt{15^2 - \frac{2 \cdot 1,15 \cdot 1,3 \cdot 93 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 135 \cdot 100}} = 2,73 \text{ (cm)}$$

$$\text{Xét } \frac{x}{h_0} = \frac{2,73}{15} = 0,18 < \xi_R = 0,5$$

Như vậy chỉ cần tính cốt đơn:

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b}{m_a \cdot R_a} \cdot x = \frac{0,9 \cdot 135 \cdot 100}{1,1 \cdot 2800} \cdot 2,73 = 10,77 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Chọn 12φ14a80 bố trí trên 1(m) bề rộng có $F_a = 18,48 \text{ (cm}^2\text{)}$.

b. Tính toán cốt thép theo TTGH II: Về sử dụng

Kiểm tra điều kiện mở rộng vết nứt:

$$a_t = k \cdot c_d \cdot h \cdot \frac{\sigma_a - \sigma_{bd}}{E_a} \cdot 7 \cdot (4 - 100\mu) \cdot \sqrt{d}$$

Trong đó:

$$k = 1; c = 1,5; n = 1; d = 14 \text{ (mm)};$$

$$\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{18,48}{100 \cdot 15} \cdot 100\% = 1,232\%; \sigma_{bd} = 200 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{F_a \cdot z} = \frac{M}{F_a \cdot (h_0 - 0,5x)} = \frac{2,6 \cdot 10^5}{18,48 \cdot (15 - 0,5 \cdot 2,73)} = 1032 \text{ (kg/cm}^2\text{)}.$$

$$\Rightarrow a_t = 1,1 \cdot 5 \cdot 1 \cdot \frac{1032 - 200}{2 \cdot 1 \cdot 10^6} \cdot 7 \cdot (4 - 1,232) \cdot \sqrt{14} = 0,043 \text{ (mm)} < [a_t] = 0,08 \text{ (mm)}$$

Vậy lượng cốt thép chọn trên đã thỏa mãn điều kiện cho phép mở rộng vết nứt.

4.2.2. Tính toán cốt thép phần sườn của bản neo

Tính toán phần sườn của bản neo như trong dầm hằng ngàm ở cao độ gấn thanh neo (ở giữa chiều cao bản neo). Phần sườn chịu tải trọng phân bố đều được xác định như sau:

$$q_b = \frac{0,5 \cdot (l_b + \Delta) R_a'}{h_b} (T/m)$$

Trong đó:

$$h_b = 3(m); l_b = 3 (m); \Delta = 0,1 (m);$$

R_a' - Lực căng thanh neo và lực neo tàu trên một mét dài dọc tường,

$$R_a' = 28,7 (T)$$

$$\Rightarrow q_b = \frac{0,5 \cdot (3 + 0,1) \cdot 28,7}{3} = 14,83 (T/m)$$

Mô men do tải trọng tác dụng lên bản neo được xác định như sau:

$$M_{max} = q^2/2 = 14,83 \cdot 1,5^2/2 = 16,7 (T.m)$$

Mô men tính toán của tiết diện: $M_{tt} = M_1 \cdot k_n \cdot n_c \cdot n_m$

Trong đó:

$$n_c = 1, n = 1,25, k_n = 1,15, m_d = 1,05;$$

$$\Rightarrow M_{tt} = 16,7 \cdot 1,25 \cdot 1,15 \cdot 1,05 \cdot 1 = 25,2 (T.m)$$

a) Tính toán cốt thép theo trạng thái giới hạn (TTGH) I: Về cường độ

Chọn lớp bê tông bảo vệ cốt thép:

$$a = 5 (cm) \Rightarrow h_0 = h - a = 80 - 5 = 75 (cm).$$

Xác định chiều cao vùng chịu nén:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_n \cdot \eta_c \cdot M}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} = 75 - \sqrt{75^2 - \frac{2 \cdot 1,15 \cdot 1,25 \cdot 2 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 135 \cdot 35}} = 9,72 (cm)$$

$$\text{Xét } \frac{x}{h_0} = \frac{9,72}{75} = 0,13 < \xi_r = 0,6$$

Như vậy chỉ cần tính cốt đơn:

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b}{m_a \cdot R_a} \cdot x = \frac{0,9 \cdot 135 \cdot 35}{1,1 \cdot 2800} \cdot 9,72 = 13,42 (cm^2)$$

Chọn 8φ20 có $F_a = 25,13 (cm^2)$.

b) Tính toán cốt thép theo TTGH II: Về sử dụng

Kiểm tra điều kiện mở rộng vết nứt:

$$a_t = k \cdot c_d \cdot h \cdot \frac{\sigma_a - \sigma_{bd}}{E_a} \cdot 7 \cdot (4 - 100\mu) \cdot \sqrt{d}$$

Trong đó:

$$k = 1; c = 1,5; n = 1; d = 20 \text{ (mm)};$$

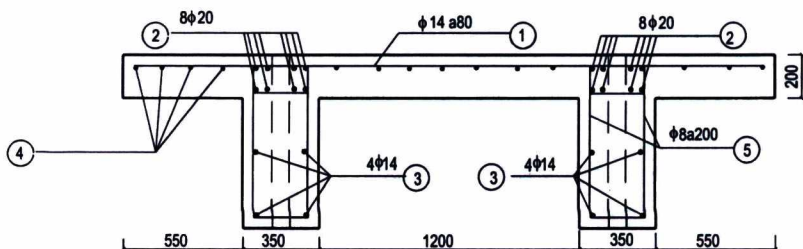
$$\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{25,13}{35 \cdot 75} \cdot 100\% = 0,96\%; \sigma_{bd} = 200 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{F_a \cdot z} = \frac{M}{F_a \cdot (h_0 - 0,5x)} = \frac{16,7 \cdot 10^5}{25,13 \cdot (75 - 0,5 \cdot 9,72)} = 948 \text{ (kg/cm}^2\text{)}.$$

$$\Rightarrow a_t = 1,1 \cdot 5,1 \cdot \frac{948 - 200}{2 \cdot 1,10^6} \cdot 7 \cdot (4 - 0,96) \sqrt{20} = 0,05 \text{ (mm)} < [a_t] = 0,08 \text{ (mm)}$$

Vậy lượng cốt thép chọn trên đã thỏa mãn điều kiện cho phép mở rộng vết nứt.

Kết quả tính toán cốt thép của bản neo được thể hiện trên hình 4.53.



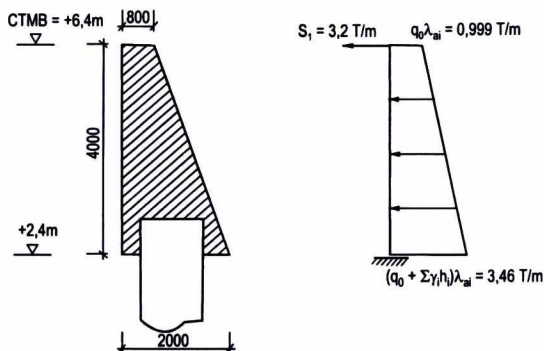
Hình 4.53. Bố trí cốt thép bản neo

4.3. Tính toán cấu tạo dầm mũ

Dầm mũ trên cử bê tông cốt thép được coi như dầm công xôn ngàm chặt một đầu còn đầu kia tự do. Tổ hợp tải trọng gồm có lực neo tàu và áp lực chủ động của đất khi đặt tải trọng hàng hoá tối đa trên phạm vi 1 (m) bến. Do vậy cắt 1 mét dọc bến để tính toán. Sơ đồ tính toán được thể hiện trong hình 4.54.

Sử dụng các vật liệu sau để chế tạo dầm mũ:

- Cốt thép nhóm A_{II} có R_a = 2800 (KG/cm²);
- Bê tông mác M300 có R_n = 135 (KG/cm²);
- Chọn chiều dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép: a = 5 (cm) ⇒ h_o = 45 (cm).



Hình 4.54. Sơ đồ tính toán dầm mũ

Lực neo tính toán cho 1(m) chiều dài bên: $S_1 = 3,2 \text{ (T/m)}$

$$\sigma_{a1} = q_0 \cdot \lambda_{ai} = 3,0333 = 0,999 \text{ (T/m)}$$

$$\sigma_{a2} = (q_0 + \sum \gamma_i h_i) \lambda_{ai} = (3 + 1,85 \cdot 4) \cdot 0,333 = 3,46 \text{ (T/m)}$$

Mô men do các tải trọng tác dụng lên dầm mũ gây ra là:

$$M_A = 3,2 \cdot 4 + 0,999 \cdot 4 \cdot 0,5 \cdot 4 + (3,46 - 0,999) \cdot 0,5 \cdot 4 \cdot \frac{1}{3} = 27,4 \text{ (T.m)}$$

Mô men tính toán của tiết diện: $M_{tt} = M_1 \cdot k_n \cdot n_c \cdot n_m$

Trong đó:

$$n_c = 1, n = 1,25, k_n = 1,15, m_d = 1,05;$$

$$\Rightarrow M_{tt} = 27,4 \cdot 1,25 \cdot 1,15 \cdot 1,05 = 41,4 \text{ (T.m)}$$

4.3.1. Tính toán cốt thép theo trạng thái giới hạn (TTGH) I: Về cường độ

Xác định chiều cao vùng chịu nén:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_n \cdot \eta_c \cdot M}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} = 45 - \sqrt{45^2 - \frac{2 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 41,4 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 135 \cdot 100}} = 9,8 \text{ cm}$$

$$\text{Xét } \frac{x}{h_0} = \frac{9,8}{45} = 0,22 < \xi_R = 0,6$$

Như vậy chỉ cần tính cốt đơn:

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b}{m_a \cdot R_a} \cdot x = \frac{0,9 \cdot 135 \cdot 100}{1,1 \cdot 2800} \cdot 9,8 = 38,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Chọn 16φ20 có $F_a = 50,24 \text{ (cm}^2\text{)}$.

4.3.2. Tính toán cốt thép theo TTGH II: Về sử dụng

Kiểm tra điều kiện mở rộng vết nứt:

$$a_t = k.c_d. h. \frac{\sigma_a - \sigma_{bd}}{E_a} \cdot 7 \cdot (4 - 100\mu) \cdot \sqrt{d}$$

Trong đó:

$$k = 1; c = 1,5; n = 1; d = 20 \text{ (mm)};$$

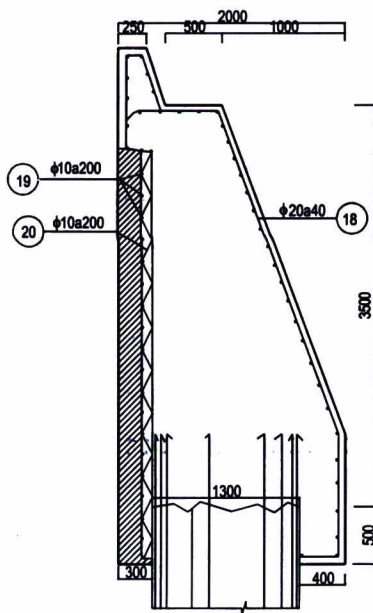
$$\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{50,24}{100 \cdot 45} \cdot 100\% = 1,12\%; \sigma_{bd} = 200 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{F_a \cdot z} = \frac{M}{F_a \cdot (h_0 - 0,5x)} = \frac{27,4 \cdot 10^5}{50,24 \cdot (45 - 0,5 \cdot 9,8)} = 1360 \text{ (kg/cm}^2\text{)}.$$

$$\Rightarrow a_t = 1,1 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot \frac{1360 - 200}{2,1 \cdot 10^6} \cdot 7 \cdot (4 - 1,12) \sqrt{20} = 0,075 \text{ (mm)} < [a_t] = 0,08 \text{ (mm)}$$

Vậy lượng cốt thép chọn trên đã thỏa mãn điều kiện cho phép mở rộng vết nứt.

Kết quả tính toán cốt thép của bản neo được thể hiện trên hình 4.55.



Hình 4.55. Bố trí cốt thép dầm mũ

5. Một số công trình phụ trợ của bến

5.1. Thiết bị neo tàu - bích neo

- Với lực căng dây neo $S = 27,2$ (T), chọn loại bích neo HW30 có các tính năng kỹ thuật như sau:

- + Số hiệu bu lông: số 7.
- + Lực căng dây neo tối đa: 30(T).
- Bố trí 6 bích neo trên suốt chiều dài bến.
- Ngoài ra để phục vụ cho các tàu nhỏ hơn vào bến được neo cập dễ dàng, ta bố trí các cầu thang lên xuống.

5.2. Thiết bị đệm tàu

- Bố trí thiết bị đệm đảm bảo cho tàu cập bến tương ứng với những thời kỳ lên xuống khác nhau của mực nước.

- Mỗi đệm chịu một động năng va là: $E_{q0} = 42,25$ (kJ).

- Chọn loại đệm V 800 H, lực va của tàu theo phương vuông góc với mép bến được tra theo đồ thị quan hệ (E_q, F_q, f_i) có giá trị: $F_q = 170$ (kN). Vậy loại đệm tàu đã được chọn là đủ chịu lực.

- Các tính năng của đệm:

- + Vật liệu: Cao su.
- + Hình dạng: Hình chữ nhật.
- + Phương pháp treo: Liên kết cứng.
- + Chiều dài đệm tiêu chuẩn: $L = 3,0$ (m).
- + Chiều cao: $h = 800$ (mm) = 0,8 (m).
- + Trị số biến dạng giới hạn: 360 (mm).
- + Dung năng biến dạng: $E_e = 47$ (kJ).
- + Phản lực vuông góc với mép bến: $F_q = 175$ (kN).
- Bố trí đệm trên suốt chiều dài bến. Hai đệm cách nhau 3 (m).
- Bố trí 36 đệm trên suốt chiều dài bến.

5.3. Thang lên xuống

- Bố trí 4 thang lên xuống bằng thép cho toàn bộ chiều dài bến.

- Thang có cấu tạo:

- + Chiều cao thang: $H = CTMB - MNTTK - 0,1 = 6,4 - 0,2 - 0,1 = 6,1$ (m)
- + Chiều rộng thang: $B = 60$ (cm).
- + Chiều cao bậc: $h = 30$ (cm).

- + Số bậc: $n = 20$ (bậc).
- + Thang đặt cách đệm là 100 (cm).

5.4. Một số thiết bị phụ trợ khác

- Đường hào công nghệ:
 - + Đặt cách mép bên một khoảng 50 (cm).
 - + Hào sâu 50 (cm), rộng 50 (cm), có nắp đậy bằng tấm BTCT dày $\delta = 8$ (cm).
- Gờ an toàn: Cao 50 (cm), rộng 25 (cm).
- Lớp phủ mặt bên:
 - + Bê tông at phan: 10 (cm).
 - + Đá dăm: 10 (cm).
 - + Đá đệm: 30 (cm).
- Tầng lọc ngược:
 - + Lớp vải địa kỹ thuật TS 550.
 - + Đá dăm 2×3 cm dày 15 cm.
 - + Đá dăm 4×6 cm dày 20 cm.

Chương 5

QUY TRÌNH THI CÔNG KẾT CẤU TƯỜNG CỬ

5.1. TỔNG QUAN

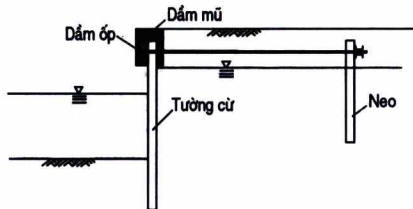
Cửa thường được sử dụng trong nhiều loại kết cấu khác nhau, như bến cảng tường cử, tường chắn đất, đê vây, vòng vây cử trong thi công cầu... Ưu điểm của bến tường cử là kết cấu giản đơn, các công đoạn thi công không nhiều, sử dụng thiết bị thi công ít, tốc độ thi công nhanh, lượng vật liệu dùng ít, giá thành thi công thấp. Tùy theo tình hình mặt đất ban đầu, có thể khối lượng đất đào không nhiều hoặc không đào đất trong khi đóng cọc cử, nên có thể giảm giá thành. Nhược điểm là khả năng kháng chấn kém, khó sửa chữa khi bị hư hỏng do chấn động; khả năng chống sóng phía sau tường cử trước khi lấp đất kém, không thuận lợi cho thi công trong điều kiện không được che chắn; trong quá trình thi công tường cử dễ bị nghiêng về phía trước, sau khi bị nghiêng thì không dễ hay không cho phép xử lý điều chỉnh trở lại.

Theo vật liệu và cấu tạo của tường cử, hệ thống neo và phương pháp thi công, có thể chia làm nhiều loại kết cấu tường cử, ở đây chỉ đề cập đến thi công tường cử thông dụng bằng cử thép hoặc bằng cử BTCT có thanh neo. Các dạng kết cấu tường cử khác như tự do hay không neo được thi công tương tự và có phần đơn giản hơn.

5.2. TRÌNH TỰ THI CÔNG

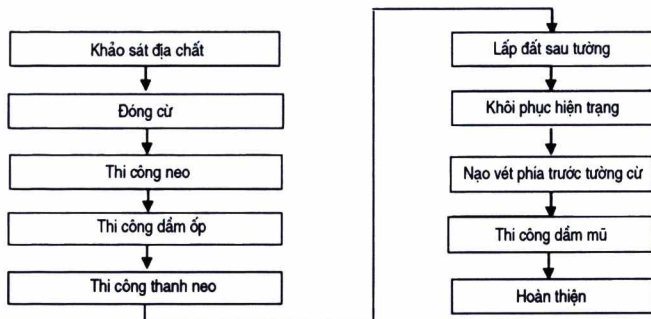
5.2.1. Kết cấu tường cử có neo

Tường cử một tầng neo nhìn chung có cấu tạo như trong hình 5.1.



Hình 5.1. Kết cấu tường cử thép có neo

5.2.2. Sơ đồ thi công tường cừ có neo



Hình 5.2. Sơ đồ thi công tường cừ có neo

5.2.3. Đặc điểm thi công kết cấu tường cừ

5.2.3.1. Khi tuyến tường cừ nằm trong vùng nước

- Phải dùng tàu đóng cọc để thi công đóng tường cừ.

- Dựa vào tình hình mực nước, nếu độ sâu lớn có thể thỏa mãn yêu cầu môn nước của tàu đóng cọc, nên thi công đóng cừ trước (hình thành tổng thể) rồi mới nạo vét. Nếu mực nước nông, độ sâu nạo vét lại lớn thì nên chọn tàu nạo vét thoải đáng, chia làm hai giai đoạn nạo vét, nạo vét lần một đến độ sâu cần thiết cho tàu đóng cọc, sau khi thi công xong tường cừ thì tiến hành nạo vét lần hai. Làm như vậy vừa đảm bảo được ổn định của kết cấu, lại có thể tiến hành nạo vét ít hay lấp đất phía sau tường cũng ít.

- Để kết cấu tường cừ được từng bước hình thành vững chắc, tránh tình trạng tường cũ đã đóng xong do tác động cộng hưởng của chấn động hạ cọc và chấn động của khối đất mà sinh ra nghiêng lệch quá lớn về phía trước, cần tiến hành thi công kịp thời hệ thống neo và thi công lắp đặt sau tường cũ.

5.2.3.2. Khi tuyến tường cừ nằm trên cạn

- Trước hết thi công phần chủ thể của tường cừ, sau đó nạo vét.

- Thi công trên bờ phần chủ thể của tường cừ thì đơn giản, dễ bảo đảm chất lượng.

- Nếu độ sâu nạo vét lớn thì nên chia làm 2 đợt, giữa 2 đợt nạo vét phải có thời gian nghỉ cần thiết để cho tường cừ phát triển nghiêng về phía trước từ từ nhằm giảm bớt lượng lệnh nghiêng.

Ngoài ra, bất kể tuyến cừ nằm trong khu vực nước hay khu đất, đều cần đặc biệt chú ý:

- Nạo vét sau khi chủ thể của tường cừ hoàn công cũng nên tiến hành đều theo phương dọc tường và cần để phòng va vào tường và vượt quá độ sâu. Nếu độ sâu vượt quá yêu cầu thiết kế thì cần dùng vật liệu thích hợp (cát) tiến hành lấp bổ sung để giảm áp lực bị động trước tường.

- Thi công đầm mủ (khi không kết hợp với đầm ốp) nên tiến hành sau khi nạo vét trước bến, chuyển vị trí đỉnh tường gần như ổn định, để tránh điều chỉnh kích thước đầm mủ, làm cho vị trí tuyến bến có sai số phù hợp với tiêu chuẩn chất lượng và có thể phòng ngừa đầm mủ bị nứt theo phương thẳng đứng.

- Trong quá trình nạo vét cần tiến hành quan trắc chuyển vị của tường cừ và kết cấu neo.

5.2.4. Khảo sát địa chất

Trước khi thi công kết cấu tường cừ, cần tiến hành công tác khảo sát địa chất tại vị trí dự định xây dựng. Mục đích của công tác này là cung cấp các thông số địa chất cần thiết nhằm đánh giá nền đất trước khi đóng cừ và so sánh với bước thiết kế. Từ đó, sẽ giúp tránh được những rủi ro trong quá trình thi công, cũng như chỉnh sửa lại thiết kế cho kịp thời. Các thông số địa chất cần thiết để phục vụ cho công tác thi công cừ theo bảng 5.1.

Bảng 5.1. Khảo sát địa chất cho việc xây dựng tường cừ có neo

Mục đích	Đối tượng nền đất	Thông số khảo sát	Phương pháp thí nghiệm và khảo sát
Tìm hiểu cấu tạo thành phần của các lớp đất	Cả nền đất	Thành phần cấu tạo các lớp đất	Phương pháp khoan, dò sâu, lấy mẫu
Thiết kế tường cừ thép	Cả nền đất	Các thông số của đất (γ, c, ϕ, N) Mức nước ngầm Mức nước thủy triều	γ : Khối lượng thể tích của đất. SPT: Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn. c, ϕ : Thí nghiệm cắt trực tiếp, thí nghiệm nén 3 trục
Đánh giá ảnh hưởng vùng lân cận của nền đất	Đánh giá theo yêu cầu	Lún, biến dạng của nền	Đo lún và đo biến dạng của nền.
Đánh giá ảnh hưởng của mực nước ngầm	Đánh giá theo yêu cầu	Cao độ mực nước ngầm. Chất lượng của nước ngầm	Đo cao độ mực nước ngầm. Đo các chỉ tiêu chất lượng mực nước ngầm

5.2.5. Trình tự xây dựng tường cừ có neo

Trình tự xây dựng kết cấu tường cừ có neo được tiến hành như sau:

* Chuẩn bị công trường

- Giải phóng mặt bằng.
- Thu dọn và định vị mặt bằng xây dựng.
- Cắm tuyến xác định giới hạn địa giới khu vực xây dựng.
- Làm đường nội bộ.
- Tiến hành san lấp tạo mặt bằng khu đất.
- Xây dựng nhà tạm, kho, bãi, lắp đặt điện nước phục vụ cho quá trình thi công.
- Vận chuyển nguyên vật liệu, máy móc thiết bị thi công cừ đến công trường.

* Thi công công trình

- Cắm tuyến định vị công trình, xác định phân đoạn thi công.
- Chế tạo ván khuôn và cốt thép.
- Đúc các cấu kiện BTCT như: bản neo, cừ (nếu là cừ BTCT).
- Lắp dựng hệ sàn đạo và khung định hướng.
- Đóng cừ bằng búa máy dựng trên sà lan (nếu thi công dưới nước) hoặc cần trục tự hành (nếu thi công trên cạn).
- Lắp dựng hệ thanh neo và bản neo (hoặc đóng cọc neo).
- Đổ đá lấp thể giảm tải phía sau cừ và xung quanh bản neo hoặc cọc neo.
- San lấp đất sau tường cừ.
- Nạo vét tạo độ sâu trước tường cừ.
- Thi công đầm mủ.
- Lắp đặt bích neo và đệm tàu (nếu có).

* Hoàn thiện công trình

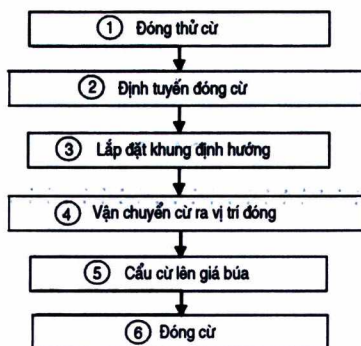
- Hoàn thiện, thu dọn công trình.
- Bàn giao, nghiệm thu công trình.

5.2.5.1. Đóng cừ

Trình tự đóng cừ theo sơ đồ hình 5.3.

a) Công tác đóng thử cừ

Tùy theo giá trị của SPT có thể lựa chọn đóng cừ hay không, tuy nhiên trong trường hợp nền là đất sét hoặc cát và sỏi



Hình 5.3. Sơ đồ đóng cừ

sạn với kích thước lớn thì khó có thể đề xuất biện pháp đóng cừ nếu chỉ căn cứ vào giá trị SPT.

Trong các trường hợp khác, việc đóng cọc thử cần được tiến hành, sau đó sẽ đánh giá khả năng đóng cừ đại trà, lựa chọn chính xác thông số của thiết bị đóng cừ, mặt cắt ngang và chiều dài của cừ và quyết định các phương pháp phụ trợ như xói thủy lực hoặc khoan nếu cần.

b) Định vị hàng cừ

Đường định tuyến hay tuyến mép tường cừ là đường chuẩn làm cơ sở cho việc đóng cừ, và thường thì lấy đường mặt chính của cừ là đường định tuyến, trong một vài trường hợp có thể là đường dọc tâm của tường cừ.

Chi tiết được diễn tả trong Mục 5.6.

c) Lắp đặt khung định hướng

Khung định hướng dùng để cố định chính xác vị trí đóng cọc và giữ ổn định trong quá trình thi công cừ. Kết cấu của khung định hướng phụ thuộc vào vị trí xây dựng như là trên đất liền hay trên biển.

Chi tiết được diễn tả trong Mục 5.6.

d) Chuẩn bị lắp đặt cừ

Cừ được vận chuyển đến công trường sẽ được sắp xếp, để có thể được cầu lắp một cách dễ dàng và nhanh chóng.

Việc xác định chính xác loại, số lượng, và chiều dài của mỗi cừ trước khi đóng là rất cần thiết.

Chi tiết được diễn tả trong Mục 5.6.

e) Lắp đặt cừ

Cừ cần phải được treo thẳng đứng theo chiều cao một cách cẩn thận, không để bị nghiêng và các khóa nối giữa các cọc phải được lắp đặt ăn khớp với nhau.

Chi tiết được diễn tả trong Mục 5.6.

f) Đóng cừ

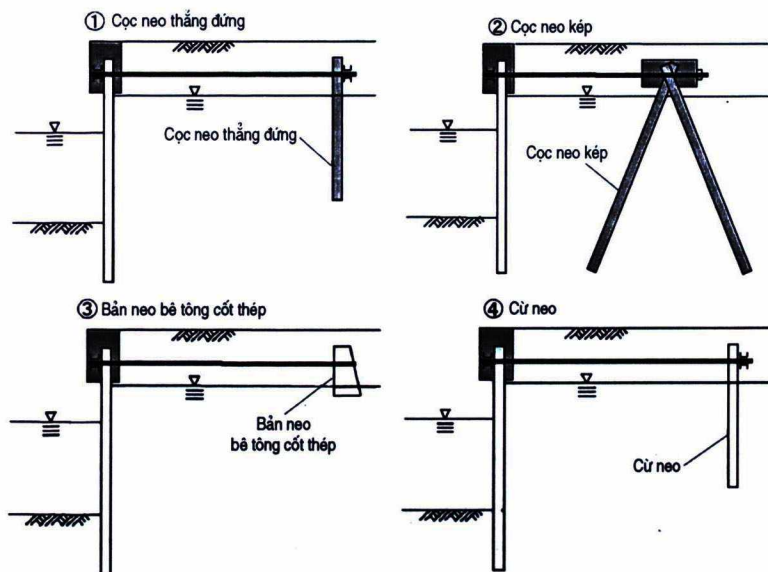
Tùy theo điều kiện thi công mà cừ được phân loại thành cừ đóng trên cạn và cừ đóng trong nước.

Theo phương pháp đóng cọc thì được phân loại thành đóng từng cừ đơn và đóng thành từng mảng (thường gồm 10-12 cừ tạo thành một mảng hoặc bè được đóng cùng lúc).

Chi tiết được diễn tả trong Mục 5.6.

5.2.5.2. Thi công thanh neo

Kết cấu các loại neo được thể hiện ở hình 5.4.



Hình 5.4. Kết cấu các loại neo

Chi tiết các loại neo tham khảo Mục 5.7.

5.2.5.3. Thi công các dầm ốp

Dầm ốp được sử dụng để liên kết các cừ và tạo hình dạng thẳng tắp cho kết cấu tường cừ. Điều đó đảm bảo các cừ đơn sẽ làm việc đồng thời với nhau, tăng cường độ của kết cấu.

Cần thi công dầm ốp và tiến hành ngay sau khi đã đóng xong cừ.

Chi tiết tham khảo Mục 5.7.

5.2.5.4. Thi công thanh neo

Vật liệu dùng cho thanh neo là loại vật liệu chịu kéo, có 2 loại là: thanh chịu kéo và cáp sợi chịu kéo.

Tiến hành thi công thanh neo ngay sau khi đóng cừ xong, lắp đặt neo và thi công khối bê tông dầm mũ.

Chi tiết tham khảo Mục 5.7.

5.2.5.5. Khôi lấp đất đá

Khi thi công khôi đất đắp sau tường cần phải xem xét đến thời gian gấn thanh neo, ổn định của cừ và điều kiện thời tiết ở vùng gần biển.

Thường thì đất đắp cần được tiến hành sau khi thi công thanh neo, lúc này cần phải chú ý để tránh làm hư hỏng thanh neo, đặc biệt là khi thi công đổ đá khối giảm tải.

Chi tiết tham khảo Mục 5.3.

5.2.5.6. Khôi phục hiện trạng

Theo nguyên tắc, sự khôi phục trả lại hiện trạng của tường cừ được tiến hành sau khi hoàn tất việc thi công khôi đất đắp.

Chi tiết tham khảo Mục 5.3.

5.2.5.7. Công tác nạo vét bùn

Thường thì công tác nạo vét bùn ở mặt trước của tường cừ sẽ được tiến hành sau khi hoàn tất việc đóng cừ, thi công xong neo, thanh neo và lớp đất đắp.

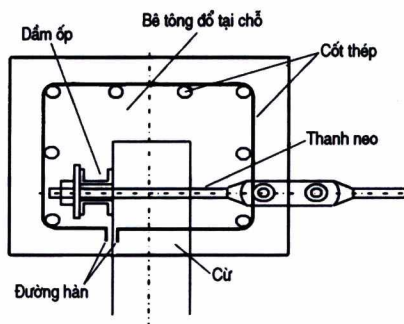
Chi tiết tham khảo Mục 5.3.

5.2.5.8. Thi công khối bê tông đầm mũ trên đỉnh tường cừ

Đầm mũ được xây dựng sau khi hoàn thành các công tác đất đắp, khôi phục hiện trạng, nạo vét bùn và tường cừ không còn chuyển vị.

Điểm liên kết giữa đầm mũ bê tông và cừ sẽ được xác định một cách chính xác, và điểm liên kết này xem như không phụ thuộc vào vị trí của điểm liên kết giữa cừ và thanh neo.

Kết cấu đầm mũ bằng bê tông đổ tại chỗ được thể hiện trong hình 5.5.



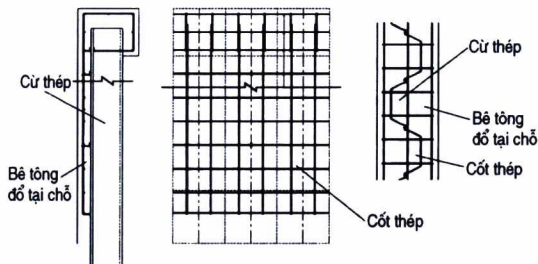
Hình 5.5. Kết cấu đỉnh tường bằng bê tông đổ tại chỗ

5.2.5.9. Trang trí và hoàn thiện tường cừ

Khi tường cừ được sử dụng như một kết cấu tường chắn vĩnh cửu của đường hoặc bờ sông tại khu vực đô thị, ngoài các kết cấu ổn định mái dốc khác, việc trang trí và hoàn thiện kết cấu sẽ làm cho kết cấu hài hòa với cảnh quan và môi trường xung quanh.

Các phương pháp trang trí của tường cừ: dùng bê tông đổ tại chỗ, các panel bê tông đúc sẵn, sơn phủ.

Minh họa cho việc trang trí hoàn thiện bằng bê tông đổ tại chỗ được thể hiện trong hình 5.6.

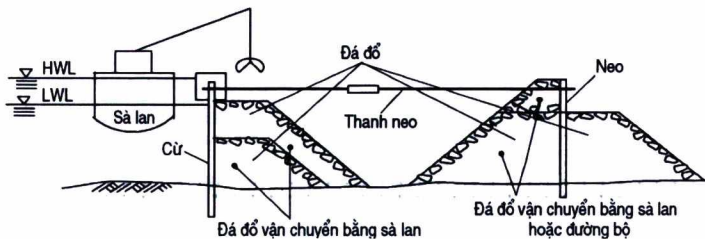


Hình 5.6. Ví dụ cho việc trang trí hoàn thiện bằng bê tông đổ tại chỗ

5.3. CÔNG TÁC ĐÁT

5.3.1. Đổ đá

Đổ đá sau tường cừ cần tiến hành sau khi lắp đặt thanh neo và hệ neo giữ, trình tự lấp đất nên tận dụng lấp phần áp lực bị động trước, rồi mới lấp phần sau bán neo.



Hình 5.7. Công tác đổ đá sau tường

Phần dưới nước và ngay phía sau tường cừ có thể dùng băng chuyền hay cần cầu có gàu ngoạm đặt trên sà lan ở phía trước bến để tiến hành đổ đá (hình 5.7). Phần trên khô dùng phương pháp đổ từ trên bờ bằng cần trục ngoạm và máy ủi.

Đường di chuyển của máy ủi và cần trục nên song song với thanh neo, tránh va chạm và làm xước thanh neo. Trong quá trình đổ đá, luôn luôn quan sát chuyển vị và biến dạng của tường cừ cũng như của hệ neo.

5.3.2. San lấp lòng bãi

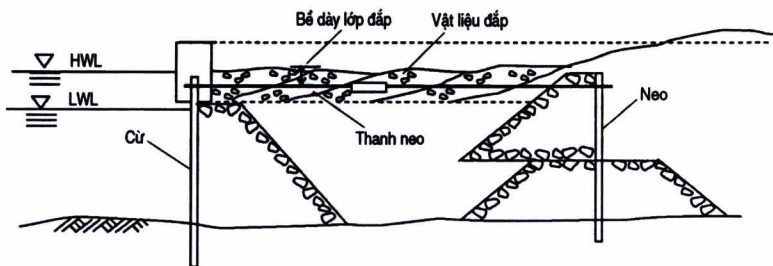
Công tác này được tiến hành sau khi công tác đổ đá lấp giảm tải hoàn thành. Đất lấp sau tường cừ ngoài việc hình thành mặt bãi, còn liên quan đến việc phát huy tác dụng của hệ thống neo.

Cũng tương tự như thi công đổ đá học, phần thi công lấp đất dưới nước và ngay sau tường cừ có thể dùng cần trục gầu ngoạm đặt trên sà lan để tiến hành đổ đất. Còn phần trên khô, thì kết hợp máy đầm và máy ủi. Lúc này máy ủi và cần trục đều nên tiến hành theo phương song song với thanh neo, chỉ đến khi trên thanh neo đã lấp đất đá được một độ dày nhất định mới có thể tiến hành theo phương vuông góc thanh neo để tránh thanh neo bị ép cong và chìm xuống. Trong quá trình đầm, xét đến đất có lực ép nén nhất định đối với tường cừ, cần thường xuyên quan sát tình hình biến dạng và chuyển vị của tường cừ và hệ neo giữ.

Khi đắp từng lớp song song theo thanh neo, thì chiều dày lớp phủ trên thanh neo nên $\geq 1\text{m}$, và khi vuông góc với hướng của thanh neo thì chiều dày này nên $\geq 1.5\text{m}$.

Khi dùng biện pháp bơm cát từ tàu để lấp lòng bãi, nên chú ý đến vấn đề thoát nước với mục đích là tránh lượng nước dư (áp lực nước lỗ rỗng), và lượng nước rò gáy ra áp lực đất lên tường chắn.

Đối với vật liệu lấp, phần dưới nước nên dùng cát sỏi, đá là các loại vật liệu có tính thoát nước tốt, phần trên cạn có thể lấp bằng vật liệu cát đá cũng có thể lấp bằng đất sét có tính xâm thực và tính trương nở. Nếu nền đất yếu, tránh thi công quá nhanh, lớp đất yếu chưa kịp cố kết gây ra hiện tượng đẩy cừ. Đối với vùng có địa chấn cấp 6 trở lên thì không nên lấp bằng loại đất dễ bị lưu hoá như cát bụi, cát nhỏ hay á cát, nghiêm cấm dùng loại đất có tính xâm thực lấp sau tường và quanh thanh neo.



Hình 5.8. San lấp lòng bãi

5.3.3. Nạo vét bùn

Việc nạo vét cần được thực hiện với cùng một chiều sâu tại mặt cắt phía trước tường chắn, trong trường hợp khối lượng nạo vét lớn nên chia ra thành nhiều giai đoạn nạo vét khác nhau.

Khi việc nạo vét được thực hiện, chú ý rằng áp lực đất bị động sẽ giảm.

Khi sử dụng thiết bị nạo vét thì nên đảm bảo khoảng cách an toàn ít nhất là 5m trước tường cừ để tránh gây hư hỏng trong suốt quá trình thi công.

5.4. THIẾT BỊ VÀ DỤNG CỤ THI CÔNG

5.4.1. Phân loại và phạm vi áp dụng của các phương pháp đóng cọc

Khi đóng cừ có thể dùng các dụng cụ đóng sau: búa diesel, búa hơi nước, búa rơi tự do, búa rung. Trong khu vực đông dân, các phương pháp thi công có tiếng ồn và rung động thấp như phương pháp rung và ép thường được sử dụng.

Bảng 5.2. Phân loại và áp dụng của các phương pháp đóng

	Loại “Đóng”				Loại “Rung”	Loại “Ép”	
	Búa Diesel	Búa hơi nước	Búa thủy lực	Búa rơi	Búa rung	Máy ép thủy lực	Kết hợp máy ép thủy lực dùng với máy khoan đất
Cơ chế	Khối nặng được nện xuống đầu cọc do hành trình có chu kỳ của piston khi đốt cháy nhiên liệu dầu diesel	Khối nặng được nện xuống đầu cọc do hành trình có chu kỳ của piston do năng lượng của hơi nước	Khối nặng được nện xuống đầu cọc do hệ thống máy thủy lực	Sự rơi tự do của một vật nặng được kéo bằng ròng rọc	Lực rung động lên và xuống của búa	Cọc được ép xuống bằng máy ép thủy lực	Lực nén bằng máy ép thủy lực
Áp dụng cho loại cừ	Tất cả các loại	Tất cả các loại	Tất cả các loại	Tất cả các loại	Tất cả các loại	Tất cả các loại	Tất cả các loại

Bảng 5.2. Phân loại và áp dụng của các phương pháp đóng (tiếp)

		Loại “Đóng”				Loại “Rung”	Loại “Ép”	
		Búa Diesel	Búa hơi nước	Búa thủy lực	Búa rơi	Búa rung	Máy ép thủy lực	Kết hợp máy ép thủy lực dùng với máy khoan đất
Điều kiện đất nền	Đất sét mềm	Không phù hợp	Không phù hợp	Không phù hợp	Phù hợp	Phù hợp	Phù hợp	Phù hợp
	Đất sét	Phù hợp	Phù hợp	Phù hợp	Phù hợp	Phù hợp	Phù hợp	Phù hợp
	Đất cát	Phù hợp	Phù hợp	Phù hợp	Không phù hợp	Phù hợp	Phù hợp	Phù hợp
	Đất sét cứng	Có thể áp dụng	Có thể áp dụng	Có thể áp dụng	Không có thể áp dụng	Có thể áp dụng	Không phù hợp	Có thể áp dụng
Điều kiện làm việc	Kích thước của thiết bị	Lớn	Lớn	Lớn	Nhỏ	Lớn	Vừa	Lớn
	Ảnh hưởng của tiếng ồn	Lớn	Lớn	Vừa	Vừa	Vừa	Nhỏ	Nhỏ
	Ảnh hưởng của dao động	Lớn	Lớn	Lớn	Vừa	Lớn	Nhỏ	Nhỏ
	Năng lượng đóng cọc	Lớn	Lớn	Lớn	Nhỏ	Lớn	Vừa	Vừa
	Tốc độ đóng cọc	Nhanh	Nhanh	Nhanh	Chậm	Chậm	Vừa	Vừa

Bảng 5.3. Đặc điểm của phương pháp đóng

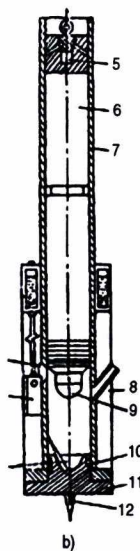
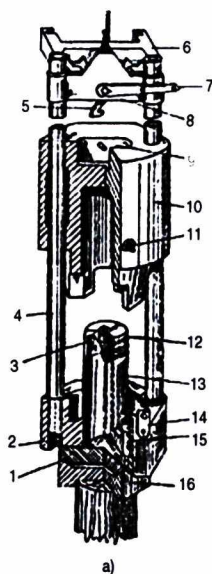
	Loại “Đóng”				Loại “Rung”	Loại “Ép”	
	Búa Diesel	Búa hơi nước	Búa thủy lực	Búa rơi	Búa rung	Máy ép thủy lực	Kết hợp máy ép thủy lực dùng với máy khoan đất
Ưu điểm	Hiệu quả làm việc cao	Lực đóng có thể điều chỉnh được	Lực đóng có thể điều chỉnh được	Lực đóng có thể điều chỉnh được Không cần thiết bị lớn	Sử dụng cho cả đóng và nhổ cọc	Tiếng ồn và dao động thấp Sử dụng cho cả đóng và nhổ cọc	Tiếng ồn và dao động thấp Sử dụng cho cả đóng và nhổ cọc
Nhược điểm	- Tiếng ồn và dao động lớn. - Xảy ra hiện tượng tràn dầu, nhớt...	Tiếng ồn và dao động lớn	Dao động lớn	Hiệu quả làm việc thấp	Tiếng ồn và dao động lớn	Hiệu quả làm việc tương đối thấp	Hiệu quả làm việc tương đối thấp

5.4.2. Phương pháp dùng búa đóng

Hiện nay ở Việt Nam, phần lớn sử dụng búa diesel làm búa đóng cọc cừ vì nhiều ưu điểm. Kết cấu búa tương đối đơn giản, trọng lượng nhỏ dễ thao tác, dễ lắp đặt, tháo lắp dễ dàng, nhiều phụ tùng thay thế, di chuyển tiện lợi, lực xung kích lớn, chi phí mua sắm và sử dụng thấp.

Búa diesel có loại một cột dẫn, loại hai cột dẫn (hình 5. 9a) và loại ống dẫn (hình 5. 9b). Loại cột dẫn do năng lượng xung kích nhỏ, tuổi thọ thấp, hiện nay đã rất ít dùng, phần nhiều dùng loại ống dẫn.

Khi đóng cừ bằng búa diesel có thể dẫn đến toét các đầu cừ hoặc lệch đầu cừ. Để khắc phục điều đó, đệm đầu cọc được sử dụng để bảo vệ đầu cừ và giữ thẳng góc đầu cừ trong quá trình đóng.



- a) Kiểu hai cột dẫn:
1. Bộ đỡ trên;
 2. Răng cưa;
 3. Miệng phun;
 4. Thanh dẫn;
 5. Móc treo;
 6. Xà ngang;
 7. Tay đòn;
 8. Thanh treo móc cầu;
 9. Chốt;
 10. Búa;
 11. Chốt;
 12. Piston;
 13. Ống dẫn;
 14. Thanh đóng mở;
 15. Bơm dầu;
 16. Bộ đỡ dưới;

- b) Kiểu ống dẫn:
1. Lỗ lòng chảo;
 2. Bơm dầu;
 3. Cánh tay đòn;
 4. Thùng dầu dự trữ;
 5. Ngăn chứa dầu nhớt;
 6. Piston;
 7. Cylinder;
 8. Ống nối;
 9. Mũ hình cầu;
 10. Vòng xiết chặt;
 11. Bộ;
 12. Chốt.

Hình 5.9. Cấu tạo búa diesel

Trước khi đóng cừ bằng búa diesel, việc lựa chọn khả năng đóng của búa rất quan trọng. Khi lựa chọn khả năng đóng, cần chú ý các thông số sau:

- Loại cừ (cừ thép, bê tông cốt thép, cừ bản nhựa...).
- Tổng chiều dài và chiều sâu chôn trong đất của cừ.
- Mức độ cứng của đất trong quá trình đóng (SPT,...).
- Phương pháp đóng cừ (cừ đơn hay nhiều cừ cùng một lúc).

Việc lựa chọn khả năng của búa dựa trên ba điều kiện chủ yếu dưới đây.

5.4.2.1. Chọn theo năng lượng xung kích của búa E (kGm)

Năng lượng xung kích của búa được xác định như sau:

$$E = \frac{Qv^2}{2g} \quad (5-1)$$

Trong đó:

Q - Trọng lượng phần búa (kg);

v - Vận tốc rơi của búa (m/s);

g - Gia tốc trọng trường (m/s²).

Năng lượng xung kích của búa đóng phần lớn tiêu hao để hạ cừ, phần còn lại tiêu hao vô ích làm biến dạng đầu cừ (nứt, vỡ...). Do vậy chọn búa theo năng lượng xung kích cần thiết:

$$E \geq 25P \text{ (kGm)} \tag{5-2}$$

Trong đó:

P - Sức chịu tải của cọc cừ, được xác định theo đất nền hoặc vật liệu chế tạo cọc cừ.

5.4.2.2. Kiểm tra hệ số thích dụng của búa đã chọn

Hệ số thích dụng được xác định theo công thức:

$$K = \frac{Q + q + q_1}{E} \tag{5-3}$$

Trong đó:

Q - Trọng lượng toàn bộ của búa (kg);

q - Trọng lượng của cọc cừ (kg);

q₁ - Trọng lượng của mũ và đệm cọc cừ (kg);

E - Năng lượng xung kích của búa (kGm).

Hệ số thích dụng K phải nằm trong phạm vi được quy định cho từng loại búa như trong bảng 5.4.

Bảng 5.4. Hệ số thích dụng K

Loại búa	Cọc gỗ	Cọc thép	Cọc BTCT
Búa song động, búa diezen kiểu ống	5	5,5	6
Búa đơn động, búa diezen kiểu cột	3,5	4	5
Búa treo	2	2,5	3

- Khi K nhỏ hơn trị số trên thì búa không đủ nặng so với trọng lượng cọc cừ, nên tốc độ và hiệu quả đóng cọc sẽ kém, cọc cừ đóng không xuống, cọc cừ có thể bị vỡ khi đóng.

- Khi K lớn hơn trị số trên thì búa quá nặng so với cọc cừ, cọc cừ sẽ xuống nhanh, có thể làm hỏng lực ma sát giữa cọc cừ và nền đất, cọc cừ xuống hết chiều dài thiết kế mà vẫn chưa đạt được độ chối thiết kế, muốn đạt độ chối thiết kế thường phải đóng cọc sâu hơn chiều dài thiết kế, vì vậy gây lãng phí...

Theo kinh nghiệm để đóng cọc cừ có hiệu quả thì: $Q = (1,5 \div 2)q$.

Đối với cừ bê tông cốt thép, khi đóng bằng búa Diezel, có thể sơ bộ chọn trọng lượng đầu búa theo kinh nghiệm sau:

+ Khi chiều dài cừ $L \leq 12\text{m}$ khi đó $\frac{Q}{q} \geq 1,25 \div 1,5$;

+ Khi chiều dài cừ $L > 12\text{m}$ khi đó $\frac{Q}{q} \geq 0,75 \div 1,0$.

5.4.2.3. Kiểm tra độ chối khi đóng cọc cừ

Độ chối khi hạ cọc cừ phải nhỏ hơn độ chối thiết kế: $e \leq e_{ik}$.

Xác định độ chối e khi đóng cọc cừ:

$$e = \frac{n.F.Q.H}{mP.(mP + nF)} \cdot \frac{Q + K^2(q + q_1)}{Q + q + q_1} \quad (5-4)$$

Trong đó:

m - Hệ số an toàn, $m = 2$;

n - Hệ số phụ thuộc vật liệu làm cọc cừ và phương pháp đóng, xem bảng 5.5;

Q, q, q_1 - Như trên;

H - Độ cao nâng búa (m);

F - Diện tích tiết diện ngang của cọc cừ (m^2);

P - Sức chịu tải của cọc (T);

K^2 - Hệ số tùy thuộc vào vật liệu và nhau:

Giữa thép và gỗ, $K^2 = 0,2$;

Giữa thép và thép, $K^2 = 0,4$.

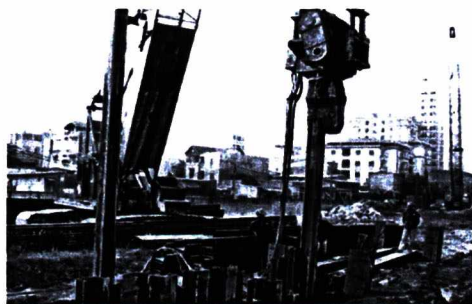
Bảng 5.5. Hệ số n

Loại cọc	Cách đóng	n (kg/cm^2)
Cọc cừ gỗ	Có đệm	8
Cọc cừ gỗ	Không có đệm	10
Cọc cừ BTCT	Có mũ cọc	15
Cọc cừ thép	Có đệm gỗ	20
Cọc cừ thép	Có đệm thép và có mũ cọc	30
Cọc cừ thép	Có mũ cọc và không có đệm	50

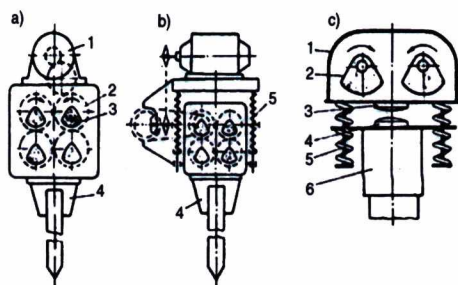
5.4.3. Phương pháp dùng búa rung

Nhược điểm lớn nhất của phương pháp đóng là gây ra tiếng ồn, rung động lớn và hay làm vỡ hoặc toét đầu cọc cừ. Do đó, thiết bị hạ cừ gây ra tiếng ồn và dao động thấp đã được nghiên cứu phát triển và ứng dụng trong thực tế. Búa rung có hai loại đó là búa dùng điện và dùng thủy lực. Loại dùng thủy lực cần dùng cụ chuyên dụng.

Búa rung và cừ liên kết cứng thành một khối tạo thành hệ rung, dưới tác dụng của lực ly tâm một chiều do máy chấn động sinh ra gây nên chấn động lên xuống theo chiều thẳng đứng, khắc phục lực ma sát của đất xung quanh cọc, dựa vào trọng lượng của bản thân và lực quán tính, cọc sẽ được hạ dần vào trong đất (hình 5.10). Do không sử dụng lực kích động lớn nên đầu cọc cừ không bị gây hại, hiệu quả đóng cọc cao, có thể dùng cho cả đóng và nhổ cừ. Trong trường hợp đất cứng, sử dụng búa rung gặp khó khăn, khi đó nên kết hợp với các thiết bị xói thủy lực.



Hình 5.10. Đóng cọc ván thép bằng búa rung



Hình 5.11. Cấu tạo máy chấn động hạ cọc (búa rung)

a) Loại nối cứng: 1. Động cơ; 2. Đĩa lệch tâm; 3. Khối nặng.

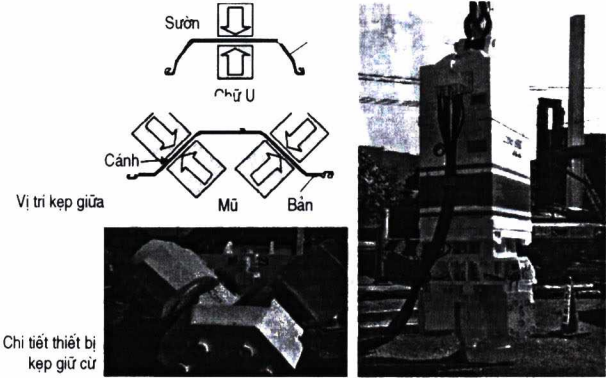
b) Loại nối mềm: 4. Mũ cọc; 5. Lò xo (spring);

c) Loại va rung: 1. Võ máy; 2. Đĩa lệch tâm; 3, 4. Bệ va đập; 5. Lò xo; 6. Mũ cọc.

Dùng phương pháp búa chấn động có thể hạ được các loại cọc vào trong đất sét và đất cát, hiệu suất thường rất cao, nhất là đối với loại cọc ống, cừ nếu dùng phương pháp đóng cọc thì rất khó thực hiện. Tốc độ hạ cọc bằng phương pháp chấn động có thể tăng 5 ÷ 6 lần so với phương pháp đóng. Ngoài ra, phương pháp chấn động hạ cọc còn có ưu điểm là cọc xuống ổn định, vị trí cọc chính xác, đầu

cọc không bị vỡ, khả năng chịu lực của cọc tốt hơn, trọng lượng búa bé, di chuyển thuận tiện. Theo tài liệu thực tế đo được ở hiện trường thì ứng suất kéo trong cọc khi dùng búa hơi là $40 \div 60 \text{ kg/cm}^2$, trong khi đó búa rung thì chỉ $6 \div 13 \text{ kg/cm}^2$. Cấu tạo búa rung được thể hiện trong hình 5.11.

Khi đóng các loại cừ đặc biệt như cừ thép hình mũ, thiết bị chuyên dụng kẹp cừ thép hình mũ sẽ được sử dụng kẹp hai vị trí để đóng cọc tại trọng tâm của cọc (hình 5.12).



Hình 5.12. Thiết bị chuyên dụng kẹp cừ thép hình "HAT"

Ba điều kiện cơ bản quyết định yêu cầu kỹ thuật đối với búa rung để làm cho công suất tiêu hao ít nhất mà lại có lợi cho tốc độ hạ cọc và đạt được độ sâu hạ cọc cần thiết là: Biên độ chấn động, tần suất chấn động và áp lực hạ cọc. Do vậy, việc chọn lựa khả năng của búa dựa trên ba điều kiện đó.

5.4.3.1. Biên độ chấn động

Biên độ chấn động phải lớn hơn biên độ cần thiết gọi là biên độ bắt đầu A_0 thì mới có thể hạ được cọc. Trị số A_0 phụ thuộc vào tần suất chấn động, loại đất và kích thước cọc. Tần suất chấn động càng bé và mặt cắt ngang của cọc càng lớn thì A_0 càng lớn. Biên độ chấn động yêu cầu A của cọc càng nhanh, nhưng trong thực tế thì công lại yêu cầu tốc độ hạ cọc không được quá lớn hay quá bé. Thường thì tốc độ hạ cọc trong đất cát có thể là $4 \div 6 \text{ m/phút}$, trong đất sét dẻo là $1 \div 2 \text{ m/phút}$.

Biên độ công tác của hệ thống chấn động phải thoả mãn công thức:

$$A = \frac{\xi M}{Q + q} \geq A_0 \tag{5-5}$$

Trong đó:

M - Mô men chấn động lớn nhất của búa khi đóng cọc cừ (kg.cm);

Q - Trọng lượng búa chấn động (kg);

q - Trọng lượng cừ (kg);

A - Biên độ chấn động yêu cầu (cm).

ξ - Hệ số duy trì dao động, xem bảng 5.6;

Bảng 5.6. Hệ số đàn hồi của đất

Loại cọc, cừ	β_1	β_2	α	ξ
Ván cừ, cừ thép	0,15	0,5	1	0,8
Cọc nhẹ, cọc gỗ, ống thép	0,3	0,6		
Cọc nặng, cọc bê tông cốt thép	0,4	1	0,6÷0,8	1

A_o: Biên độ chấn động cần thiết (cm), khi hạ cừ trong cát bão hoà và sét dẻo mềm được xác định theo bảng 5.7;

Bảng 5.7. Biên độ chấn động hạ cừ

Tần suất chấn động (lần/phút)	Biên độ chấn động cần thiết A _o (mm)	
	Khi tiết diện cọc cừ bé hơn 100cm ²	Khi tiết diện cọc cừ từ 400 ÷ 1000cm ²
400 ÷ 600	8 ÷ 15	10 ÷ 20
1200 ÷ 1500	3 ÷ 4	5 ÷ 6
2300 ÷ 2500	1,5 ÷ 3	3,5 ÷ 4

5.4.3.2. Tần suất chấn động

Tần suất chấn động phải lớn hơn tần suất phá hoại. Tần suất chấn động có thể làm cho lực ma sát giữa đất và cọc bị phá hoại và cừ hạ tự do được gọi là tần suất phá hoại. Lúc này lực kích động của búa chấn động trên đơn vị diện tích mặt bên cọc cừ gọi là lực cản giới hạn. Lực kích động P_H (kG) không được bé hơn lực cản ma sát của đất:

$$P_H = \frac{M_{cl}\omega^2}{g} \geq \alpha T \quad (5-6)$$

Trong đó:

M_{cl} - Mô men cực lệch tâm (kG.cm), được tra trong bảng thông số của búa;

ω - Vận tốc của cực lệch tâm - $\omega = \frac{n}{9,55}$;

g - Gia tốc trọng trường, g = 981 cm/s²;

α - Hệ số đàn hồi của đất, xem bảng 5.6.

T - Lực cản chống cắt tới hạn của đất ở độ sâu lớn nhất:

$$T = u \sum \tau_{i, h_i} \text{ đối với cọc;}$$

$$T = \sum \tau'_{i, h_i} \text{ đối với cừ.}$$

u - Chu vi tiết diện cọc cừ, (cm);

τ_i, τ'_i - Lực cản chống cắt đơn vị, (kG/cm²), xem bảng 5.8.

Bảng 5.8. Lực cản chống cắt của đất

Loại đất	Trị số lực cản chống cắt				
	Đối với cọc τ (kG/cm ²)			Đối với cừ τ' kG/cm ²	
	Gỗ, ống thép	Bê tông cốt thép	Ống BTCT đầu dưới giếng chìm	Thép loại nhẹ	Thép loại nặng
Đất cát bão hòa nước, đất thịt dẻo	0,06	0,07	0,05	12	14
Như trên, nhưng lẫn lớp đất thịt chắc, sỏi cuội	0,08	0,01	0,07	17	20
Đất thịt ít dẻo	0,15	0,18	0,1	20	25
Đất thịt rắn chắc	0,25	0,3	0,2	40	50

5.4.3.3. Áp lực hạ cọc cừ

Áp lực hạ cọc cừ phải khắc phục được lực cản ở mũi cọc cừ. Trọng lượng cọc cừ và búa tạo nên áp lực hạ cọc. Ta thấy, áp lực hạ cọc phải lớn hơn một trị số P_0 gọi là áp lực hạ cọc ban đầu thì mới hạ được cọc. Áp lực hạ cọc càng lớn, tốc độ hạ cọc càng nhanh nhưng khi quá giới hạn hữu hiệu P_δ thì tốc độ tăng rất chậm. Trị số P_δ tùy thuộc vào tính chất đất, hình dạng kích thước cọc. Đối với cát bão hoà và sét mềm có thể dùng áp lực cần thiết hạ cọc cừ như bảng 5.9.

Bảng 5.9. Áp lực hạ cọc cừ

Hình dáng mặt cắt cọc	Tiết diện cọc (cm ²)	Áp lực hạ cọc (kg/cm ²)	
		Áp lực ban đầu P_0	Áp lực cần thiết P_δ
Cọc tròn	< 100	0,8 ÷ 1,2	1 ÷ 2
Cọc tròn	400 ÷ 800	3,0 ÷ 4,0	4 ÷ 5
Cọc vuông	1400 ÷ 1600	4,0 ÷ 5,0	6 ÷ 7

Áp lực hạ cọc không được nhỏ hơn áp lực cần thiết:

$$\left. \begin{array}{l} \beta_1 P_H \\ P_\delta F \end{array} \right\} \leq Q \leq \beta_2 P_H \quad (5-7)$$

Trong đó:

P_δ - Áp lực cần thiết lên cừ, có thể tham khảo trong bảng 5.9 (kG/cm²);

$Q = Q_{búa} + q + q_1$ - Trọng lượng búa, cừ, thiết bị treo búa, (kg);

β_1, β_2 - Hệ số chịu tải của cọc cừ, xem bảng 5.6;

P_H - Lực kích động của máy chấn động, (kg).

Tùy theo tình hình cụ thể, dựa vào ba điều kiện trên để xác định trị số thích đáng nhất của mô men chấn động, tần suất biên độ, trọng lượng của búa rung rồi tra bảng chọn loại búa đảm bảo yêu cầu kỹ thuật.

5.4.4. Phương pháp dùng máy ép thủy lực kết hợp với khoan đất

Phương pháp dùng máy ép thủy lực kết hợp với khoan đất (hình 5.13) là một loại máy đóng cọc có 3 chân đỡ, khoan đất, tháo lắp dễ dàng.

Phương pháp này không cần nhiều thiết bị máy móc, cả việc khoan và ép đều dùng máy thủy lực làm cho cọc được nén xuống theo phương thẳng góc. Phương pháp này cũng không gây ra nhiều tiếng ồn và dao động lớn.

Đặc điểm của phương pháp:

- Thi công được trong điều kiện đòi hỏi tiếng ồn và dao động thấp (khu vực đông dân cư)

- Áp dụng cho hầu hết mọi loại đất.

- Cọc ít bị xoắn vặn trong quá trình thi công.

- Vì cọc được đóng tương đối thẳng, nên ít xảy ra tình trạng phải nhổ cọc lên.

- Mặt bằng công trường phải rộng để đủ chỗ đặt thiết bị đóng và sắp xếp, di chuyển cừ.

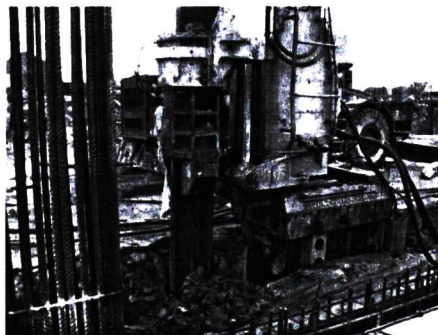


Hình 5.13. Phương pháp dùng máy ép thủy lực kết hợp với khoan đất

5.4.4.1. Phương pháp nén cừ

- Cọc được nén bởi máy thủy lực do có một cơ cấu kẹp vào thân cọc và có một cơ cấu kẹp vào các cừ trước đã được đóng. (xem hình 5.14).

- Máy đóng cọc được bấm chặt vào các cừ đã được đóng trước đó, không cần cần cẩu. Mặt dù vậy cần cẩu cũng được sử dụng để treo cừ.
- Áp dụng được trong điều kiện thi công cần tiếng ồn và rung động thấp.
- Khi nền đất quá cứng, khó ép, có thể sử dụng kết hợp với xói nước.



Hình 5.14. Phương pháp nén

5.4.4.2. Sử dụng kết hợp với phương pháp xói nước

Khi đóng cừ vào những lớp đất có nhiều sỏi sạn hoặc đất cứng thì có thể sử dụng kết hợp với phương pháp xói nước. Cừ có thể được đóng hiệu quả hơn. Tại công trường, cần phải có máy nén khí, để tạo ra áp lực nước cao.

Cách bố trí các ống xói nước được thể hiện trong bảng 5.10.

Bảng 5.10. Cách bố trí các ống xói nước

Số ống bố trí	Chữ U	Mũ
1. Ống		
2. Ống		

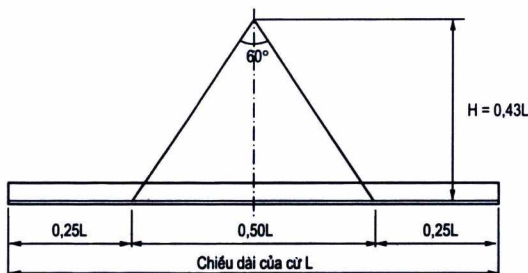
5.5. XẾP DỠ VÀ VẬN CHUYỂN CỪ

5.5.1. Những điểm chú ý khi xếp dỡ cừ

- Trước khi đóng cừ thì cừ thép phải được xếp dỡ và vận chuyển, trong quá trình này nên cẩn thận tránh các lực tác dụng vào cừ và tránh để rơi cừ. Cần chú ý đến chiều dài cừ và điểm kê trên cừ tránh cừ chịu mô men quá lớn gây hư hại cho cừ.

- Nên móc treo cừ tại 2 đến 3 vị trí, tùy theo loại và chiều dài của cừ, khoảng cách giữa hai điểm treo được xác định với mục đích sao cho độ võng do trọng lượng bản thân cừ sinh ra là nhỏ nhất.

- Trong trường hợp móc treo cừ tại hai điểm (hình 5.15), mômen do trọng lượng bản thân gây ra sẽ nhỏ nhất khi treo cừ tại một điểm $1/4$ của cừ tính từ hai đầu.



Hình 5.15. Phương pháp móc treo cừ tại hai điểm

- Khi cừ được xếp thành đống, nên chèn các thanh gỗ vào giữa các cừ vào giữa các lớp và tổng chiều cao nên nhỏ hơn 2m.

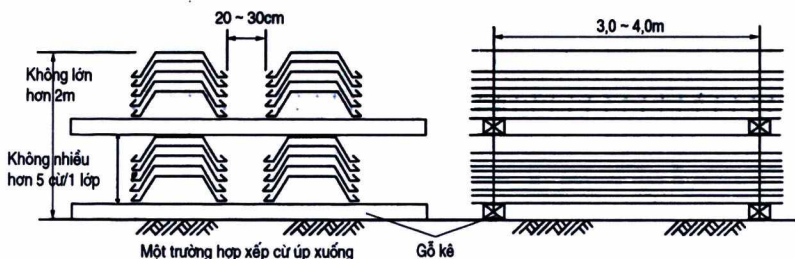
- Khoảng cách giữa các thanh gỗ nên nhỏ hơn 3m, trong trường hợp loại cừ có sườn thẳng và nhỏ hơn 4m cho các loại cừ khác.

- Khoảng cách giữa hai cừ thép cạnh nhau nên từ 20 đến 50cm, để có thể đưa các dây treo vào một cách dễ dàng.

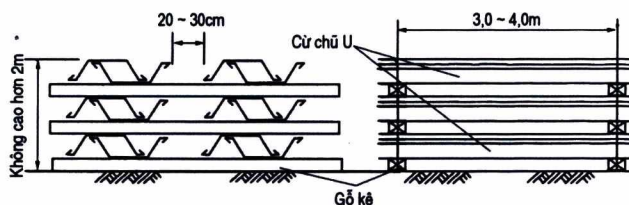
- Nên cất giữ bảo quản cừ tại nơi bằng phẳng, rộng, thoáng và khô ráo.

5.5.2. Các cách xếp cừ

5.5.2.1. Xếp cừ thép loại “U”

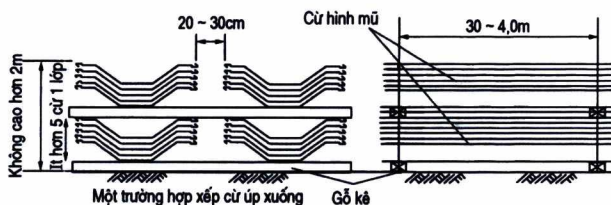


Hình 5.16. Ví dụ 1 cất giữ cừ loại “U”



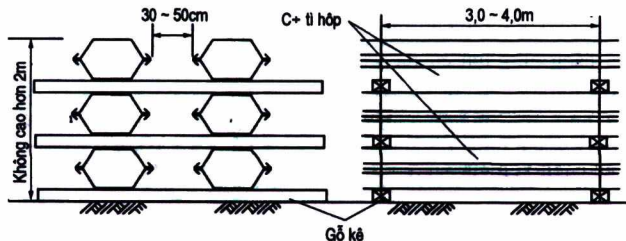
Hình 5.17. Ví dụ 2 cẩu giữ cừ loại “U”

5.5.2.2. Xếp cừ thép loại “HAT”

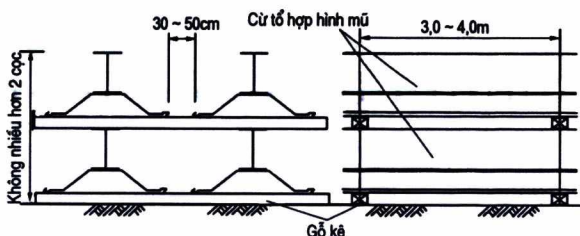


Hình 5.18. Ví dụ cẩu giữ cừ loại “HAT”

5.5.2.3. Xếp cừ thép loại tổ hợp

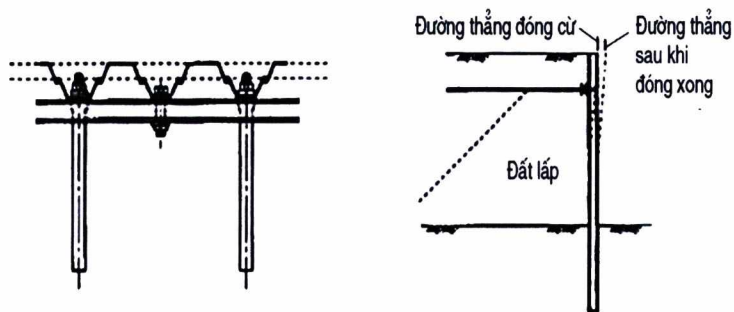


Hình 5.19. Ví dụ cẩu giữ cừ tổ hợp



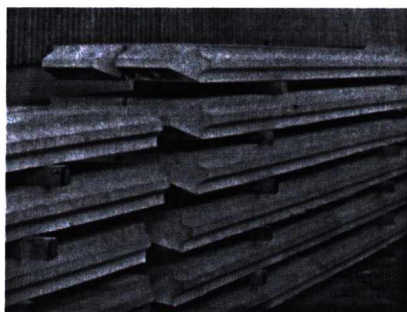
Hình 5.20. Ví dụ cẩu giữ cừ loại “HAT” tổ hợp

5.5.2.4. Xếp cừ thép loại “sườn thẳng”



Hình 5.21. Một ví dụ cắt giữ cừ loại “sườn thẳng”

5.5.2.5. Xếp cừ bê tông tiết diện hình chữ nhật



Hình 5.22. Một ví dụ xếp cừ BTCT tiết diện chữ nhật

5.5.2.6. Xếp cừ bê tông tiết diện hình chữ U



Hình 5.23. Một ví dụ xếp cừ BTCT tiết diện chữ U

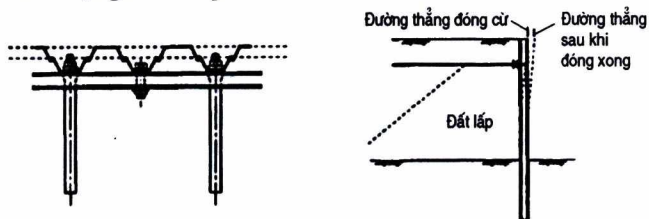
5.6. CÁC PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG

5.6.1. Thiết lập đường định tuyến thẳng để đóng cừ

Bởi vì cừ có thể nghiêng do áp lực do đất lấp và đất cải tạo, do đó trong một vài trường hợp đường định tuyến để đóng cừ được thiết lập lùi sau khoảng 5cm đến 10 cm hướng về phía bờ (hình 5.24).

Sau khi đường định tuyến thẳng để đóng cừ được xác định, trong công trường, điểm đầu và điểm cuối của đường định tuyến cừ được thiết lập và điểm quan sát cho đường thẳng này cũng được thiết lập trên đường mở rộng.

Khi đường này được thiết lập trên mặt nước, thì cần phải lắp đặt hệ thống dàn giáo tạm thời hoặc giá đỡ để quan sát.



Hình 5.24. Xác định đường định tuyến thẳng để đóng cừ
a) Đường mặt cừ; b) Đường dọc tâm

5.6.2. Khung định hướng

5.6.2.1. Đối với công tác đóng cừ trên mặt đất

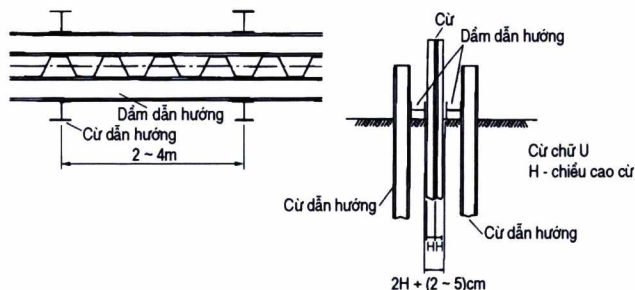
Khung định hướng nhanh được sử dụng rất phổ biến (hình 5.25). Hai đường thẳng của các cừ định hướng được đóng song song với tường cừ cách từ 2 đến 4m xen giữa một cái, và phía trong chúng, các dầm định hướng sẽ được gắn lên và chạy dọc tường cừ.

Với khung định hướng và dầm định hướng, thép hình chữ H có kích thước từ 250 đến 350mm được sử dụng.

Theo điều kiện công trường, khung định hướng một phía có thể được sử dụng. Nhưng khi cừ có mặt cắt rộng và chiều dài lớn được đóng, về cơ bản loại nhanh sẽ được chấp nhận.

Trong trường hợp loại nhanh, khoảng cách giữa các dầm định hướng và tường cừ cần được mở rộng từ 2 đến 5cm để việc đóng cừ không bị vướng hoặc gây ra ma sát thân cừ.

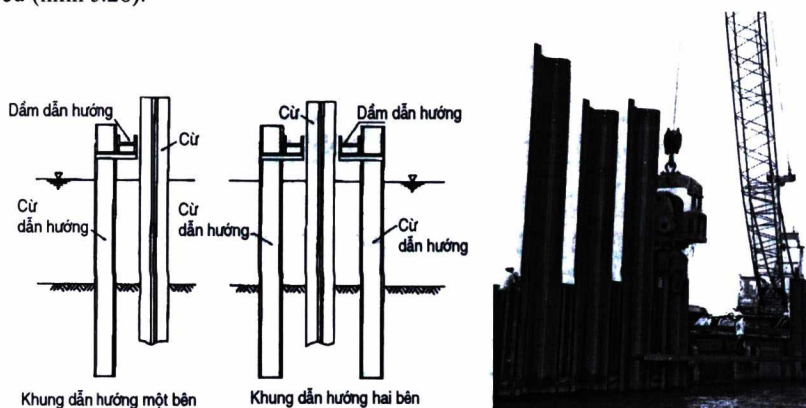
Các dầm định hướng được thiết lập thấp hơn vị trí đỉnh cừ từ 30 đến 50cm để búa đóng không chạm đến chúng nếu các cừ được đóng đến cao trình thiết kế.



Hình 5.25. Khung định hướng cho công tác đóng cừ trên mặt đất

5.6.2.2. Với trường hợp thi công đóng cừ dưới nước

Khi thi công đóng cừ dưới nước, khung định hướng cũng tương tự như đối với đóng cừ trên cạn. Tuy nhiên, trên khung định hướng đó, cần thêm bộ phận sàn đạo để đỡ các dầm định hướng và cầu công tác cho công nhân đi lại dọc tuyến tường cừ (hình 5.26).



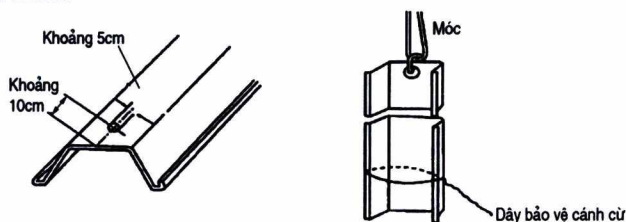
Hình 5.26. Khung định hướng cho công tác đóng cừ dưới nước

5.6.3. Cầu và lắp đặt cừ

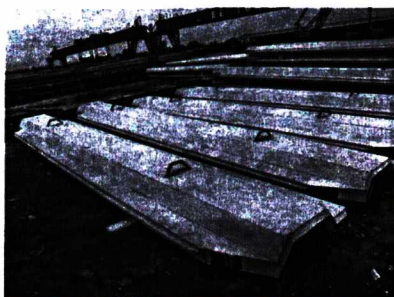
5.6.3.1. Công tác cầu treo cừ

Đối với cừ thép, cần phải tạo lỗ cho việc cầu cừ. Lỗ này được tạo ra bởi nhiệt độ cao do khí gas và tại vị trí thấp hơn đỉnh cừ trên đường tâm 10cm, và đường kính của lỗ đó khoảng 5cm (hình 5.27). Còn đối với cừ BTCT, dây treo được lồng vào móc cầu được chế tạo sẵn khi đúc cừ (hình 5.28).

Trước khi cù được treo lên, cần sử dụng một cái đai để nối dây cầu với cù chắc chắn. Ngoài ra, còn một dây khác được gắn tại đáy cù để không chế cù không dùng đưa nhiều.

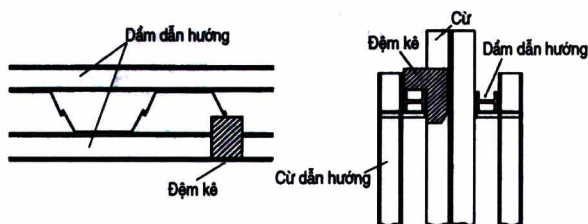


Hình 5.27. Công tác cầu cù thép



Hình 5.28. Vị trí móc cầu của cù BTCT

5.6.3.2. Lắp đặt cù vào khung định hướng



Hình 5.29. Lắp dựng cù vào khung định hướng

Việc lắp đặt cù vào khung định hướng (hình 5.29) ảnh hưởng đến độ chính xác khi đóng. Bởi vì cù đầu tiên được đóng có vai trò quyết định sự thành công cho các cái sau, nên nó phải được lắp đặt cẩn thận, chắc chắn vị trí chính xác và không bị nghiêng lệch hay không bị dịch chuyển v.v... Trong suốt quá trình thi công, cù

không nên bị kéo nghiêng dẫn đến bị xoắn và phá hủy liên kết xảy ra. Do đó, đệm chêm thường được sử dụng để chống lại sự dịch chuyển và xoay của cừ trong khi thi công.

Cừ nên được đóng chắc chắn ngàm sâu trong đất để không bị đổ. Khi liên kết giữa các cừ ở trên cao, công nhân luôn luôn phải chú ý an toàn.

5.6.4. Đóng cừ

Trong trường hợp đóng cừ dưới nước, có thể sử dụng bộ quan sát và khung định hướng. Phương pháp này có nhược điểm là công tác đóng chịu tác động bởi sóng, nhưng có ưu điểm là chiều dài đóng thực tế có thể giảm đi theo chiều sâu nước. Ngoài ra, có thể xây dựng các trụ làm việc tạm thời từ bờ ra và cừ được đóng bằng búa đặt trên đó. Phương pháp đóng cừ bằng búa đặt trên trụ có ưu điểm là đóng cừ chính xác được thực hiện bởi vì búa đóng cừ không bị ảnh hưởng bởi mực nước dao động. Tuy nhiên, phương pháp này có nhược điểm là giá xây dựng trụ trên nền đất yếu đắt hơn.

Đóng cừ đơn là phương pháp mà một hoặc hai tấm cừ được đóng xuống đến một vị trí thích hợp và đóng đến độ sâu cuối cùng cho đến những tấm cừ cuối cùng (hình 5.30). Phương pháp này có ưu điểm là tải trọng của búa nhỏ, nhưng có nhược điểm là chuyển vị, xoay và chao đảo của cừ có thể xuất hiện dễ dàng.



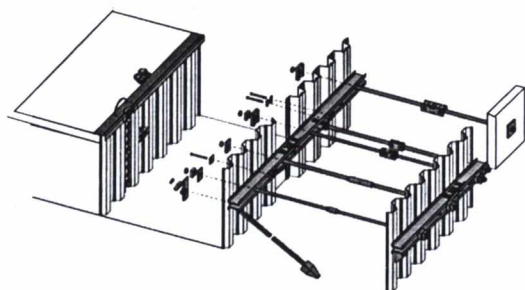
Hình 5.30. Phương pháp đóng cừ đơn

Đóng cừ mảng là phương pháp mà đầu tiên từ 20 đến 30 tấm cừ được đóng đến độ sâu thiết kế mà không cần sự hỗ trợ của khung định hướng, và 1 hoặc 2 tấm ở hai đầu tường được đóng trước, sau đó các cừ ở giữa được đóng đến cùng một độ sâu. Bằng việc lặp lại quá trình đó và chia công tác đóng cừ ra thành nhiều khoảng thời gian, toàn bộ các tấm cừ sẽ được đóng đến độ sâu cuối cùng. Mỗi lần đóng cừ sẽ được giới hạn từ 2 đến 3m.

Đóng cừ mảng có nhược điểm là công trường yêu cầu rộng và thi công liên tục bởi vì búa đóng cừ cần được di chuyển rất nhiều. Mặt khác, nó phù hợp với việc đóng cừ chính xác bởi vì nó có thể tránh được việc dịch chuyển, xoay và chao đảo của cừ.

5.7. HỆ THỐNG NEO

Trong kết cấu tường cừ, hệ thống neo (hình 5.31) là hệ thống cuối cùng chịu áp lực đất sau tường. Thi công hệ thống neo là công đoạn rất quan trọng trong thi công kết cấu tường cừ, cần được đặc biệt coi trọng.

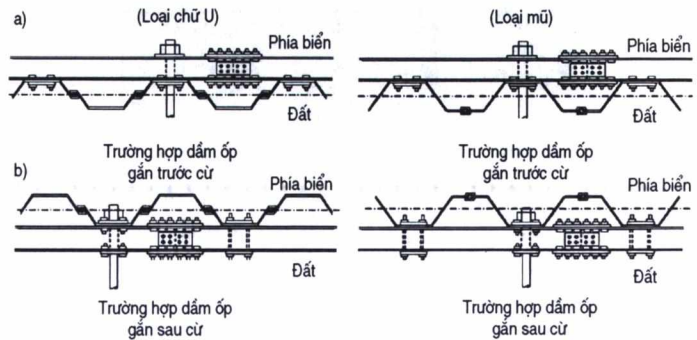


Hình 5.31. Hệ thống neo và phụ kiện

5.7.1. Công tác gắn dầm ốp

Thép hình chữ I, H hoặc cừ lòng máng có thể được sử dụng làm dầm ốp. Chiều dài của một dầm ốp thường lớn hơn 4 lần khoảng cách giữa các thanh neo.

Có hai phương pháp gắn dầm ốp, một là gắn dầm ốp phía trước cừ (hình 5.32a) và một cách khác là gắn dầm ốp phía sau cừ (hình 5.32b).



Hình 5.32. Công tác gắn thanh neo

Khi dầm ốp được gắn phía trước cừ, lực trên cừ ngay lập tức tác dụng lên thanh neo. Mặt khác, khi thanh neo được gắn phía sau chúng, lực không tác dụng trực tiếp lên thanh neo. Do đó, các bu lông kẹp chặt nên được vận khít để nối dầm ốp và cừ.

5.7.2. Thi công và lắp đặt hệ neo giữ

Việc thi công và lắp đặt hệ neo giữ phụ thuộc vào từng chủng loại và tính chất làm việc. Thường có ba loại neo giữ đó là: Neo dạng bản, neo dạng tường cừ hay cọc đứng và neo dạng cọc chéo.

- *Neo dạng bản*: Móng bản cần dầm chặt, làm phẳng, bản liên tục thì dầm ván khuôn đổ bê tông tại hiện trường, bản không liên tục có thể đúc sẵn. Đất hay đá phía trước bản sẽ hình thành áp lực bị động và đất lấp phía sau bản cần theo đúng yêu cầu kỹ thuật, bảo đảm xác thực đúng chất lượng thi công.

- *Neo dạng tường cừ hay cọc đứng*: Neo dạng tường cừ hay cọc đứng đều nằm trong khu đất, phương pháp thi công chúng giống như phần thi công đóng cọc cừ từ trên bờ chỉ khác là chất lượng đóng có thể khác hơn một chút.

- *Neo dạng cọc neo chéo*: Nếu tuyến tường cừ nằm ở khu nước thì trước hết đóng cọc chéo, sau đó đóng tường cọc cừ tiến hành theo từng phân đoạn so le nhau. Cột cọc chéo nằm ở trên mái dốc, dễ bị ảnh hưởng của chấn động đóng cọc và của chấn động mái dốc, dễ bị nghiêng lệch chuyển vị nên sau khi đóng xong cần kẹp cọc kịp thời. Nếu tuyến tường cừ nằm ở khu đất, do cọc neo chéo gần với tường, để tránh làm tường cọc cừ bị nghiêng do sức ép ngang của đất cũng nên đóng cọc chéo trước, sau đó mới đóng cọc cừ của tường.

Bất kể thi công đoạn neo nào cũng cần làm sao cho lỗ luôn thanh neo trên hệ neo phải nằm trên đường thi công của thanh neo sau khi đã đóng xong tường. Ngoài ra khi thi công đổ bê tông dầm mũ, mũ cọc, để tránh ảnh hưởng chấn động của đóng cọc thì mặt bằng thi công nên nằm ngoài phạm vi đóng cọc $20 \div 30$ m.

5.7.3. Gắn các thanh neo

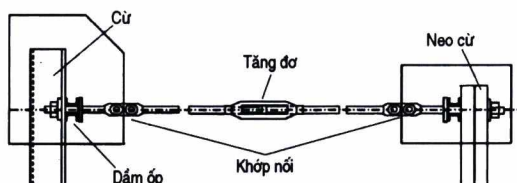
5.7.3.1. Tổng quan

Thanh neo là cấu kiện truyền lực giữa tường cừ và bộ neo. Thanh neo thường có hai loại là thanh neo và cáp neo. Nếu thanh neo dài dưới 10m thì có thể chỉ làm một khớp và đặt gần tường, nếu tương đối dài thì nên chia đoạn, mỗi đoạn không quá 10m, giữa các đoạn nối với nhau bằng tăng đỡ để tiện vận chuyển và lắp ghép. Bản đệm dùng thép tấm (thanh neo nằm ngang) hoặc đệm nghiêng (thanh neo xiên).

Trong quá trình cầu lắp, việc vận chuyển và xếp kho cần bố trí thoả đáng điểm cầu, điểm kê, dùng vật liệu bao tải bao bọc đoạn có răng cưa để tránh thanh neo bị biến dạng và va hỏng đoạn răng cưa.

Xử lý phòng gỉ thanh neo thường dùng cách sau khi cạo gỉ thì quét lớp sơn chống gỉ, bên ngoài quấn sợi dây pha lê tẩm bitum. Để giảm bớt khối lượng công việc phòng chống gỉ sau khi lắp đặt và để tiện thao tác, nên làm tốt công tác phòng chống gỉ thanh neo tại bãi chứa.

Việc gắn các thanh neo nên được tiến hành ngay sau khi đóng cừ, thiết lập hệ neo và gắn các dầm ố. Phương pháp tiêu chuẩn của công tác gắn thanh neo, khớp nối và tăng đỡ được thể hiện trong hình 5.33. Điều rất quan trọng là các thanh neo phải được đặt vuông góc với đường thẳng của tường cừ và độ nghiêng điều chỉnh hoặc phương dọc. Khi luồn thanh neo, cần tránh va hông ren hoặc làm nhør ren.

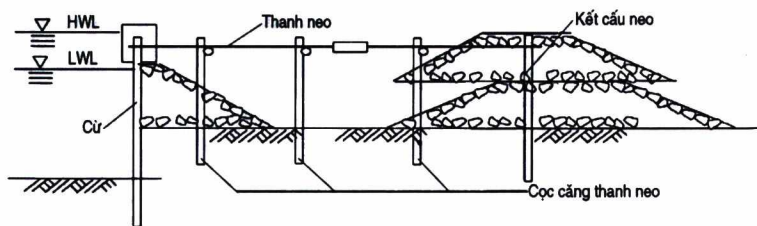


Hình 5.33. Gắn các thanh neo

5.7.3.2. Chống đỡ các thanh neo

Khi các thanh neo được gắn trên mặt đất, chúng sẽ được lắp ráp sau khi đất lấp được đắp lên đến một độ cao yêu cầu, được san bằng phẳng và được đầm chặt.

Khi các thanh neo được gắn dưới nước hoặc trên mặt nước, chúng sẽ được chống đỡ bằng các cừ hoặc các cọc (hình 5.34) .v.v... Ngoài ra, các cọc này sẽ giảm bớt hay loại trừ ứng suất tăng thêm do trọng lượng thanh neo.



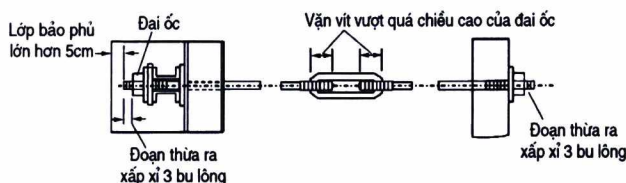
Hình 5.34. Chống đỡ các thanh neo

5.7.3.3. Phương pháp điều chỉnh chiều dài thanh neo

a) Trong trường hợp kéo dài

Khi khoảng cách từ tường cừ đến hệ neo dài hơn giá trị thiết kế, thanh neo sẽ được kéo dài trong một khoảng chiều dài tối thiểu cần thiết của các phần đinh vít

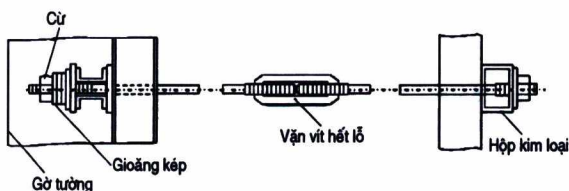
của cừ, hệ neo và tăng đỡ, trong đó luôn luôn giữ khoảng cách lớp bao phủ 5cm giữa đường thẳng của gờ bản và thanh neo (hình 5.35).



Hình 5.35. Phương pháp điều chỉnh chiều dài thanh neo (trong trường hợp kéo dài)

b) Trong trường hợp rút ngắn

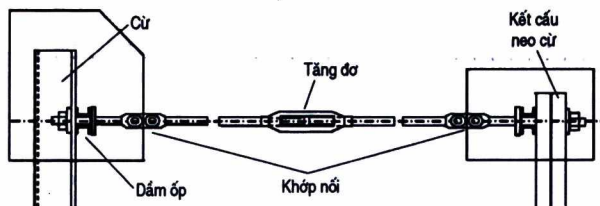
Khi khoảng cách từ tường cừ đến hệ neo trở nên ngắn hơn giá trị thiết kế, thanh neo sẽ được vặn vít trong tăng đỡ đến khi không vặn được nữa và được làm chặt bằng việc lắp thêm một hộp kim loại hoặc nhiều gioăng trên các đầu thanh neo (hình 5.36).



Hình 5.36. Phương pháp điều chỉnh chiều dài thanh neo (trong trường hợp rút ngắn)

5.7.3.4. Gắn các khớp nối

Khớp nối được gắn vào để bảo vệ chống lại mômen uốn sinh ra do áp lực đất phía trên thanh neo và phần đất lấp. Thông thường, hai khớp nối sẽ được lắp đặt tại phía của tường cừ và phía hệ neo (hình 5.37). Khớp nối sẽ được lắp ráp chính xác và được gắn để nó có thể xoay lên và xuống.



Hình 5.37. Gắn khớp nối

5.7.3.5. Siết chặt thanh neo

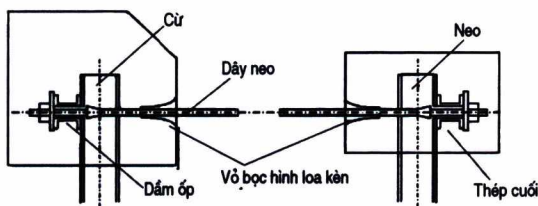
Sau khi gắn các thanh neo, chúng sẽ được siết chặt bằng cách kéo căng thích hợp trong khi điều chỉnh chiều dài tổng bằng tăng đơ và đai ốc. Nói chung, việc siết chặt cuối cùng sẽ được tiến hành bằng tăng đơ hoặc đai ốc neo tại phía hệ neo.

Tuy nhiên, không nên vặn chặt quá, vì nếu chặt quá thì không những làm cho thanh neo có lực căng trước mà còn tăng áp lực đất đối với tường đơ.

5.7.3.6. Công tác gắn dây neo

Dây neo bao gồm bó cáp PC hoặc cáp thép cứng và được bọc Polyethylene và được hợp nhất bằng cách bọc lớp kim loại cuối cùng (hình 5.38). Dây neo được neo giữ bởi đai ốc giống như thanh neo.

Dây neo có một ưu điểm vượt trội đó là nó nhẹ và linh hoạt và không cần khớpp nổi và tăng đơ.



Hình 5.38. Công tác gắn dây neo

5.8. MỘT SỐ VẤN ĐỀ HAY GẶP KHI ĐÓNG CỬ VÀ CÁCH KHẮC PHỤC

Khi thi công đóng cửa, có một số vấn đề sau hay gặp phải:

- Sự dịch chuyển của cửa;
- Sự kéo xuống của cửa;
- Độ mở rộng và co ngán với chiều dài tường thiết kế;
- Sự thiếu hụt chiều sâu chôn cửa;
- Sự ngắt quãng của các khóa móc liên kết cửa.

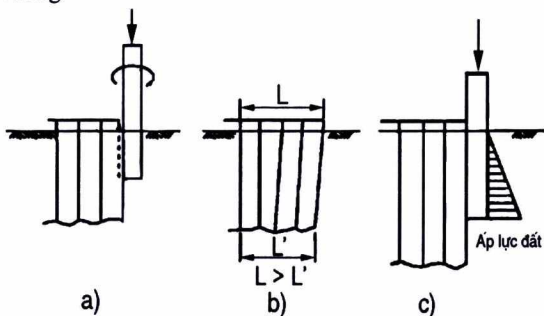
5.8.1. Sự nghiêng lệch cửa

5.8.1.1. Nguyên nhân sự nghiêng lệch của cửa

- Bởi vì vị trí mà lực búa tác động lên khác vị trí mà ma sát tại móc liên kết giữ giữa các cửa tác động, lực xoay xuất hiện ở đó và các tấm cửa nghiêng về phía đường mở cửa thẳng tường (hình 5.39a). Mặc dù các cửa được đóng bình thường tại mặt đất, nhưng chúng có thiên hướng xoay một vài độ và chao đảo tại đáy.

- Do đó đỉnh của các cừ tiếp tục nghiêng hơn là ở đáy, và cừ có thể nghiêng hướng dần đến đường thẳng tường (hình 5.39b).

- Áp lực đất càng lớn hơn, càng sâu hơn tác dụng lên tường cừ, thì cừ càng có xu hướng giảm bề rộng (hình 5.39c). Mặt khác, đỉnh các cừ có xu hướng mở rộng chịu tác dụng của búa đóng. Điều đó định đến cừ nghiêng dần theo hướng của đường thẳng tường.



Hình 5.39. Nguyên nhân sự nghiêng lệch của cừ

5.8.1.2. Biện pháp đối phó với sự nghiêng lệch của cừ

Sự nghiêng lệch của cừ làm tăng ma sát ở móc khóa mà sẽ trở thành một lực rất lớn khi cừ tiếp theo được đóng.

a) Biện pháp khi cừ nghiêng ít

- Đỉnh của cừ đã được đóng sẽ được kéo theo hướng ngược với hướng nghiêng bởi bàn tời v.v...(hình 5.40a).

- Trong trường hợp đóng cừ đơn, biện pháp đóng cừ sẽ được thay đổi thành đóng cừ tấm để làm giảm độ nghiêng.

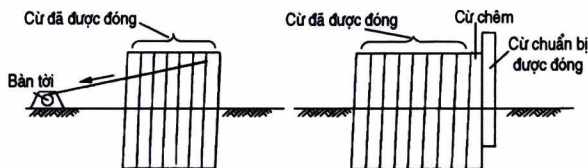
b) Biện pháp khi độ nghiêng tăng làm vượt quá bề rộng một cừ mặc dù biện pháp nêu trên đã được áp dụng

- Độ nghiêng sẽ được sửa chữa bằng việc sử dụng một cừ chêm vào thêm mà có bề rộng ở đỉnh khác bề rộng ở đáy (hình 5.40b).

- Cần thiết phải kiểm tra cường độ kết cấu của tấm cừ chêm vào bởi vì nó sẽ có các mô đun mặt cắt khác nhau so với cừ thông thường.

- Không được sử dụng các tấm cừ chêm liên tục nhau.

- Khi cần thiết phải chế tạo cừ chêm thêm vào, sự chuẩn bị nhanh cừ chêm nên được thực hiện để quá trình đóng cừ không bị gián đoạn.



Hình 5.40. Biện pháp làm giảm độ nghiêng lệch của cửa

5.8.2. Cửa bị kéo xuống

5.8.2.1. Nguyên nhân và các biện pháp phòng chống cửa bị kéo xuống

- Trong suốt quá trình đóng cửa, cửa cạnh nhau thỉnh thoảng bị kéo xuống với các tấm đang được đóng. Sự kéo xuống là một thiên hướng xuất hiện trong nền đất yếu hoặc hiện tượng cửa bị cong xảy ra.

- Sự kéo xuống được xem xét khi ma sát khóa của cửa tăng lên lớn hơn sức chịu tải của cửa bên cạnh mà bao gồm ma sát bề mặt và sức chịu tải của đầu.

5.8.2.2. Biện pháp đối phó khi cửa bị kéo xuống

Khi sự kéo xuống xảy ra, các biện pháp sau đây có thể có hiệu quả:

- Khi cửa nghiêng, khắc phục nghiêng nên được tiến hành đầu tiên.

- Trong trường hợp nền đất yếu, cửa nên được dùng đến vị trí cao hơn cao độ thiết kế trong giới hạn biên xem xét. Nếu sự kéo xuống không xuất hiện, cửa nên được đóng ngay sau đó xuống đến cao độ cuối cùng.

- Nó cũng hiệu quả với việc nối tạm thời với cửa bên cạnh bằng cách hàn các khóa móc hoặc sử dụng bu lông.

5.8.3. Sự mở rộng và rút ngắn so với chiều dài tường thiết kế

5.8.3.1. Nguyên nhân của sự mở rộng và rút ngắn so với chiều dài thiết kế của cửa

- Khóa cửa được thiết kế có một khoảng trống từ 2 đến 3mm để tạo thuận lợi cho công tác đóng cửa. Nó dẫn đến sự mở rộng hoặc rút ngắn chiều dài tường cửa được đóng; khi các cửa được đóng trong điều kiện nén, sự rút ngắn có khả năng xảy ra. Mặt khác, trong điều kiện kéo, sự mở rộng lại có thể xuất hiện.

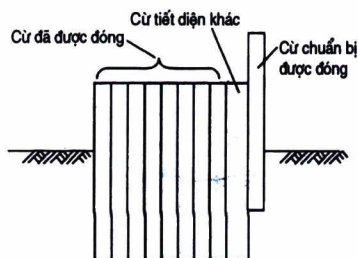
- “Sự mở rộng hay rút ngắn” có thể dẫn đến việc điều chỉnh lại về yêu cầu số lượng cửa.

- Ngoài ra, trong trường hợp xây dựng một tường cửa một neo, tâm phía trước của cửa có thể không trùng với tâm của bộ phận neo, và nó sẽ dẫn đến một vài sự cố khó khăn trong khi lắp đặt thanh neo do sự điều chỉnh của góc thanh neo.

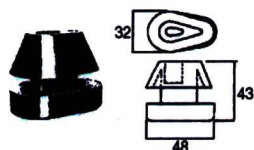
5.8.3.2. Các biện pháp phòng chống việc mở rộng và rút ngắn so với chiều dài tường cừ thiết kế

Các biện pháp sau đây có thể được áp dụng:

- Trong trường hợp mở rộng, cừ được xem xét để được đóng trong điều kiện kéo, do đó, nó sẽ được đóng trong điều kiện nén, ví dụ, trong khi cừ nghiêng lệch so với tường cừ được đóng trước đó.
- Trong trường hợp thi công, biện pháp đối phó được tiến hành ngược lại.
- Nói chung, sự nghiêng lệch của cừ sẽ được kiểm tra trong khoảng 20 đến 30 tấm cừ.
- Khi nguyên nhân chính được xem xét là quay hoặc “đi như rắn”, đệm kê tương ứng sẽ được kê vào giữa cừ và dầm dẫn hướng.
- Khi các biện pháp nêu trên không có hiệu quả, biện pháp sau đây sẽ được thực hiện: Với việc mở rộng, cừ chế tạo sẵn mà có bề rộng nhỏ hơn cừ bình thường sẽ được đóng để điều chỉnh chiều dài tường. Với việc co ngắn, cừ chế tạo sẵn có bề rộng lớn hơn (hình 5.41) cừ bình thường hoặc một cừ bình thường thêm vào sẽ được đóng để điều chỉnh chiều dài tường.



Hình 5.41. Biện pháp phòng chống sự mở rộng và co ngắn so với chiều dài tường thiết kế



Vật liệu làm mũ: Cao su cứng SBR
Nguồn: Catalog của Công ty cứu Marufuji

Hình 5.42. Mũ mặt cắt

5.8.4. Sự thiếu hụt chiều sâu chôn cừ

Bởi vì sự thiếu hụt chiều sâu chôn cừ có thể dẫn đến sự cản trở trong thiết kế, cần thiết phải khắc phục bằng cách kiểm tra lại phương pháp đóng cừ.

Các biện pháp phòng chống:

- Búa đóng cừ sẽ được thay đổi để có năng suất lớn hơn hoặc một biện pháp thêm để giảm khả năng đóng sẽ được thực hiện.
- Sự hữu ích của máy cắt phun nước và máy khoan thường được sử dụng các biện pháp để giảm thiểu khả năng kháng đóng của đất nền.

5.8.5. Sự ngất quãng của móc khóa liên kết cừ

- Cần phải tránh sự ngất quãng khóa liên kết cừ theo quan điểm của cường độ cơ học của tường cừ và khả năng chống thấm nước.

- Khi các cừ được đóng đến lớp cát mà có kích thước hạt đồng đều, thỉnh thoảng đất lọt vào bên trong khóa cừ đã được đóng trở nên khó khăn bởi sự hút nước và ma sát liên kết. Điều đó được gọi là hiện tượng biên và có thể dẫn đến sự ngất quãng của khóa móc.

Biện pháp phòng chống:

- Sự xâm nhập của cát vào trong không gian mở rộng của khóa cừ là một nguyên nhân gây ra sự ngất quãng của móc khóa cừ. Trong những trường hợp đó, gấn mũ tại đáy của khóa như dưới hình 5.42 là một biện pháp hiệu quả. Những bu lông nhỏ có thể là một phương án lựa chọn.

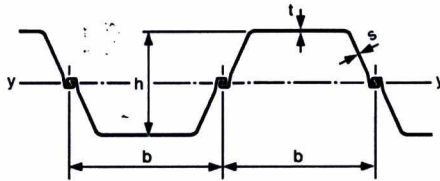
- Tia nước sẽ được sử dụng để đất không trở nên cứng.

- Đóng cừ đơn sẽ được thay đổi thành đóng cừ tấm, và mỗi chiều sâu chôn cừ sẽ được giới hạn từ 2 đến 3m để sự kháng đóng được giảm xuống nhờ tăng sự khừ nước trong đất.

PHỤ LỤC

PHỤ LỤC 1. THÔNG SỐ KỸ THUẬT CỦA MỘT SỐ LOẠI CỬ THÉP (Nguồn: Công ty Hoesch Spundwand und Profil GmbH - Liên Bang Đức)

1.1. Cờ Larssen



Bảng 1. Thông số kỹ thuật cờ Larssen

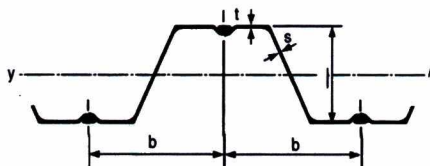
Loại cử Kí hiệu	Mômen kháng		Trọng lượng		Mômen quán tính	Kích thước			
	W_y cm ³ /m	W_y cm ³	kg/m ²	kg/m	I_y cm ⁴ /m	b	h	t	s
Đơn vị	Tường	Cử đơn	Tường	Cử đơn	Tường	mm	mm	mm	mm
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
LARSEN 755	2000	580	127.5	95.6	45000	750	450	11.7	10.0
LARSEN 703	1210	414	96.4	67.5	24200	700	400	9.5	8.0
LARSEN 703 K	1300	426	103.0	72.1	25950	700	400	10.0	9.0
LARSEN 703 10/10	1340	437	108.0	75.6	26800	700	400	10.0	10.0
LARSEN 704	1600	529	115.0	80.5	35200	700	440	10.2	9.5
LARSEN 600	510	109	94.0	56.4	3840	600	150	9.5	9.5
LARSEN 600 K	540	123	99.0	59.4	4050	600	150	10.0	10.0
LARSEN 601	745	251	77.2	46.3	11520	600	310	7.5	6.4
LARSEN 602	830	265	89.0	53.4	12870	600	310	8.2	8.0
LARSEN 603	1200	330	108.0	64.8	18600	600	310	9.7	8.2
LARSEN 603 K	1240	340	113.5	68.1	19220	600	310	10.0	9.0

Bảng 1 (tiếp theo)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
LARSEN 603 10/10	1260	350	116.0	69.6	19530	600	310	10.0	10.0
LARSEN 604	1620	425	124.2	74.5	30710	600	380	10.5	9.0
LARSEN 605	2020	520	139.2	83.5	42370	600	420	12.5	9.0
LARSEN 605 K	2030	549	144.5	86.7	42550	600	420	12.2	10.0
LARSEN 606 n	2500	605	157.0	94.2	54375	600	435	14.4	9.2
LARSEN 607 n	3200	649	190.0	114.0	72320	600	452	19.0	10.6
LARSEN 22 10/10	1300	369	130.0	65.0	22100	500	340	10.0	10.0
LARSEN 23	2000	527	155.0	77.5	42000	500	420	11.5	10.0
LARSEN 24	2500	547	175.0	87.5	52500	500	420	15.6	10.0
LARSEN 24/12	2550	560	185.4	92.7	53610	500	420	15.6	12.0
LARSEN 25	3040	562	206.0	103.0	63840	500	420	20.0	11.5
LARSEN 43	1660	483	166.0	83.0	34900	500	420	12.0	12.0
LARSEN 430	6450	-	234.5	83.0	241800	708	750	12.0	12.0

Chiều dài lớn nhất: từ 30 đến 36m theo yêu cầu.

1.2. Cừ HOESCH



Bảng 2. Thông số kỹ thuật cừ HOESCH

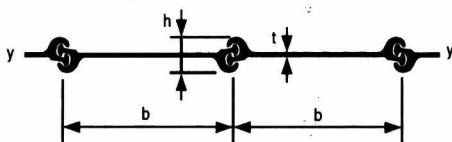
Loại cừ Kí hiệu	Mômen kháng		Trọng lượng		Mômen quán tính	Kích thước			
	W_y cm ³ /m	W_y cm ³	kg/m ²	kg/m	I_y cm ⁴ /m	b	h	t	s
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Đơn vị	Tường	Cừ đơn	Tường	Cừ đơn	Tường	mm	mm	mm	mm
HOESCH 2506	2500	1688	143.0	96.5	55000	675	440	12.6	11.2
HOESCH 2606	2600	1754	150.0	101.3	57200	675	440	13.2	12.0
HOESCH 2706	2700	1823	157.5	106.3	59400	675	440	13.9	12.9
HOESCH 3406	3420	2308	166.1	112.1	82940	675	485	13.5	10.8

Bảng 2 (tiếp theo)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
HOESCH 3506	3500	2363	171.7	115.9	84880	675	485	14.0	11.4
HOESCH 3606	3600	2370	177.0	119.5	87300	675	485	14.5	12.0
HOESCH 3706	3700	2497	183.9	124.1	89730	675	485	15.1	12.7
HOESCH 3806	3780	2498	188.5	127.2	91665	675	485	15.5	13.2
HOESCH 1105	1100	633	101.0	58.1	14300	575	260	8.8	8.8
HOESCH 1205	1140	655	107.0	61.5	14820	575	260	9.5	9.5
HOESCH 1205 K	1200	690	112.5	64.7	15600	575	260	10.2	10.2
HOESCH 1255	1250	719	118.0	67.9	16250	575	260	10.8	10.8
HOESCH 1605	1600	920	107.0	61.5	28000	575	350	9.2	8.1
HOESCH 1705	1720	989	116.0	66.7	30100	575	350	10.0	9.0
HOESCH 1705 K	1700	978	117.0	67.3	29750	575	350	9.5	9.5
HOESCH 1805	1800	1035	125.0	71.9	31500	575	350	10.8	9.9
HOESCH 2305	2320	1334	142.3	81.8	40600	575	350	11.5	8.4
HOESCH 2405	2400	1380	148.0	85.1	42000	575	350	12.1	9.0
HOESCH 2505	2480	1426	152.0	87.4	43400	575	350	12.5	9.5
HOESCH 2555 K	2540	1460	155.0	89.1	44450	575	350	12.8	10.0
HOESCH 2555	2550	1466	158.0	90.9	44625	575	350	13.0	10.0
HOESCH 2605	2600	1495	162.3	93.3	45500	575	350	13.3	10.3
HOESCH 1706	1700	1148	110.8	74.8	32300	675	380	8.7	8.4
HOESCH 1806	1800	1215	117.5	79.3	34200	675	380	9.5	9.3
HOESCH 1856 K	1860	1256	123.7	83.5	35340	675	380	10.1	10.0
HOESCH 1906	1900	1283	126.3	85.3	36200	675	380	10.4	10.3

Chiều dài lớn nhất: từ 30 đến 36m theo yêu cầu.

1.3. Cờ tấm phẳng UNION

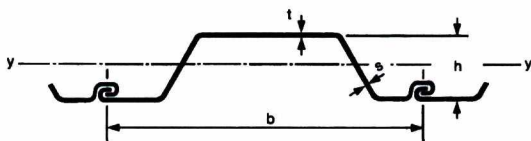


Bảng 3. Thông số kỹ thuật cờ UNION

Loại cờ	Mômen kháng		Trọng lượng		Mômen quán tính	Kích thước		
	W_y cm ³ /m	W_y cm ³	kg/m ²	kg/m	I_y cm ⁴ /m	b	h	t
Đơn vị	Tường	Cờ đơn	Tường	Cờ đơn	Tường	mm	mm	mm
FL 511	90	48	135	67.5	-	500	88	11.0
FL 512	90	48	141	70.5	-	500	88	12.0
FL 512.7	90	48	145	72.5	-	500	88	12.7

Chiều dài lớn nhất: từ 30 đến 36m theo yêu cầu.

1.4. Cờ trọng lượng nhẹ



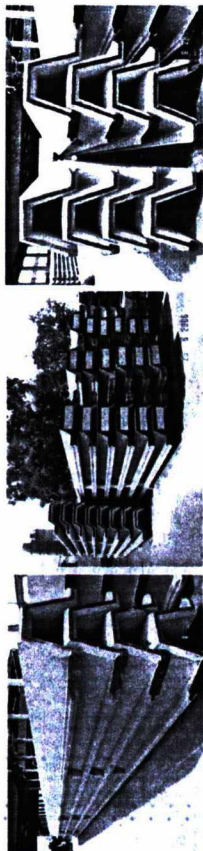
Bảng 4. Thông số kỹ thuật cờ trọng lượng nhẹ

Loại cờ	Mômen kháng	Trọng lượng		Mômen quán tính	Kích thước			
	W_y cm ³ /m	kg/m ²	kg/m	I_y cm ⁴ /m	b	h	t	s
Đơn vị	Tường	Tường	Cờ đơn	Tường	mm	mm	mm	mm
KL 3/5	339	55.8	39.1	2502	700	147	5.0	5.0
KL 3/6	410	66.0	46.2	3080	700	148	6.0	6.0
KL 3/8	540	88.0	61.5	4050	700	150	8.0	8.0

Chiều dài lớn nhất: từ 12 đến 14m theo yêu cầu.

PHỤ LỤC 2. THÔNG SỐ KỸ THUẬT CỦA MỘT SỐ LOẠI CỪ BTCT DỪL

2.1. Một số loại cừ BTCT của BT620



Bảng 5. Thông số kỹ thuật cừ BTCT DỪL

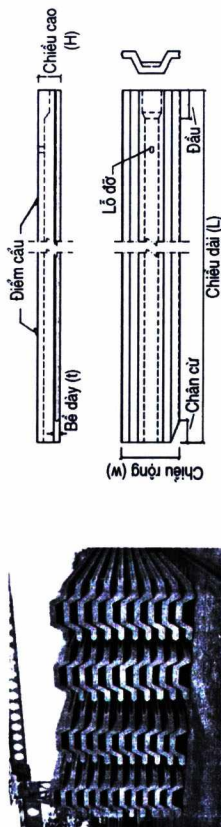
TT	Loại cừ	Dài (m)	Rộng (mm)	Cao (mm)	Dây (mm)	Cấp DUL		CT dọc thường		C. Độ bền T. Kế (MPa)	Mô men gãy nứt (T.m)	T. Trọng (T)
						S.L	ĐK (mm)	S.L	ĐK (mm)			
1	2	3	4	6	7	8	9	10	11	12	13	14
01	SW-120	SW-120-5M	5.00	120	60	8	9.53	4	6	50	1.19	0.83
		SW-120 L = 3M → 7M	L = 3M → 7M									
02	SW-160	SW-160-6M	6.00	160	80	8	9.53	8	6	50	1.75	1.30
		SW-160 L = 4M → 8M	L = 4M → 8M									
03	RUNG ĐỒNG	SW-225-8M	8.00	225	100	8	11.11	12	8	60	3.73	2.38
		SW-225 L = 5M → 9M	L = 5M → 9M									
04	RUNG ĐỒNG	SW-300-10M	10.00	300	110	10	12.70	12	10	60	8.27	3.38
		SW-300 L = 7M → 12M	L = 7M → 12M									
05	RUNG ĐỒNG	SW-350A-13M	13.00	350	120	14	12.70	12	12	60	12.78	5.00
		SW-350A L = 9M → 15M	L = 9M → 15M									

Bảng 5 (tiếp theo)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
06	SW-350B	RUNG ĐỒNG	SW-350B-14M	996	350	120	16	12.70	12	12	60	14.08	5.38
			L=10M→15M										-
07	SW-400A	RUNG ĐỒNG	SW-400A-15M	996	400	120	16	12.70	12	12	60	17.26	6.28
			L=10M→16M										-
08	SW-400B	RUNG ĐỒNG	SW-400B-16M	996	400	120	18	12.70	12	12	60	18.81	6.68
			L=11M→16M										-
09	SW-450A	RUNG ĐỒNG	SW-450A-16M	996	450	120	18	12.70	16	14	60	21.38	7.65
			L=11M→17M										-
10	SW-450B	RUNG ĐỒNG	SW-450B-17M	996	450	120	16	15.24	16	14	60	25.90	8.13
			L=12M→17M										-
11	SW-500A	RUNG ĐỒNG	SW-500A-17M	996	500	120	16	15.24	16	14	60	30.14	8.13
			L=12M→17M										-
12	SW-500B	RUNG ĐỒNG	SW-500B-18M	996	500	120	20	15.24	16	14	60	35.55	8.58
			L=13M→18M										-
13	SW-600A	RUNG ĐỒNG	SW-600A-19M	996	600	120	20	15.24	16	14	60	44.15	10.38
			L=14M→20M										-
14	SW-600B	RUNG ĐỒNG	SW-600B-20M	996	600	120	24	15.24	16	14	60	50.72	10.88
			L=15M→21M										-
15	SW-740	RUNG ĐỒNG	SW-740-21M	996	740	160	26	15.24	16	16	60	69.70	14.55
			L=16M→24M										-
16	SW-840	RUNG ĐỒNG	SW-840-22M	996	840	160	32	15.24	16	16	60	95.20	16.35
			L=17M→25M										-

2.2. Một số loại cừ BTCT của Wika Beton - Indonesia

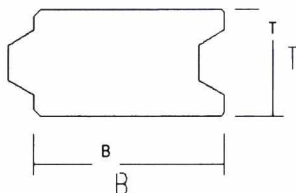
2.2.1. Cừ BTCT DUL hình mũ



Bảng 6. Thông số kỹ thuật cừ BTCT DUL hình mũ

Chung loại	Chiều dài (L) (m)	Chiều cao (H) (mm)	Chiều rộng (W) (mm)	Bề dày (t) (mm)	Diện tích mặt cắt ngang (cm ²)	Mô men quán lĩnh (cm ⁴)	Mô men gây nứt (T.m)	Khối lượng (T/m)
W-325-A-1000	8÷13	325	996	110	1315	134261	11,4	0,329
W-325-B-1000	8÷14						13,3	
W-350-A-1000	9÷15	350	996	120	1468	169432	15,6	0,368
W-350-B-1000	10÷15						17	
W-400-A-1000	10÷16	400	996	120	1598	248685	20,1	0,4
W-400-B-1000	11÷16						23,4	
W-450-A-1000	11÷17	450	996	120	1835	353354	26,9	0,459
W-450-B-1000	12÷17						30,7	
W-500-A-1000	12÷17	500	996	120	1818	462362	35,2	0,455
W-500-B-1000	13÷18						40,4	
W-600-A-1000	14÷20	600	996	120	2078	765907	50,6	0,525
W-600-B-1000	15÷21						59,6	

2.2.2. Cừ BTCT hình chữ nhật



Bảng 7. Thông số kỹ thuật cừ BTCT hình chữ nhật

Chung loại	Chiều dài (L)	Chiều rộng (B)	Bề dày (t)	Trọng lượng	Mô men uốn	
	(m)	(mm)	(mm)	(T/m)	Gãy nứt (T.m)	Cực hạn (T.m)
	(m)	(mm)	(mm)	(T/m)	(T.m)	(T.m)
FPC-220 A 500	6 ÷ 14	500	220	0.28	3.32	5.39
FPC-220 B 500					3.70	6.74
FPC-220 C 500					4.05	8.09
FPC-220 D 500					4.39	9.44
FPC-220 E 500					4.71	10.79
FPC-220 F 500					5.22	10.96
FPC-220 G 500					5.97	13.70
FPC-320 A 500	6 ÷ 14	500	220	0.40	6.05	7.85
FPC-320 B 500					6.65	9.81
FPC-320 C 500					7.24	11.77
FPC-320 D 500					7.81	13.73
FPC-320 E 500					8.37	15.69
FPC-320 F 500					8.91	17.65
FPC-320 G 500					9.43	19.61
FPC-320 H 500					9.94	21.57
FPC-320 I 500					10.43	23.54
FPC-320 J 500					10.91	25.50
FPC-320 K 500					11.37	27.46
FPC-320 L 500					11.81	29.42
FPC-320 M 500					12.24	31.38
FPC-320 N 500					13.88	31.88

PHỤ LỤC 3. THÔNG SỐ KỸ THUẬT CỦA MỘT SỐ LOẠI CỬ BẢN NHỰA

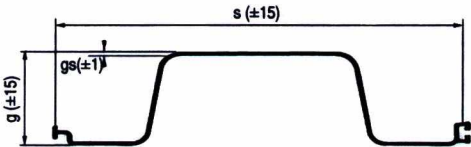
(Nguồn: Sản phẩm của công ty Pietrucha-Ba Lan)

3.1. Cờ hình chữ Z

Bảng 8. Thông số kỹ thuật cờ bản nhựa hình chữ Z

Loại	Chiều rộng (mm)	Chiều cao (mm)	Chiều dày (mm)	Dung trọng (kg/m³)	Mô đun đàn hồi (MPa)	Mô men quán tính (cm⁴/m)	Mô men lớn nhất (kNm/m)
GW-270/3,5	270	155,5	3,5	1450-1550	2600	480	2,51
GW-270/5,5	270	155,5	4,5	1450-1550	2600	2626	14,28
GW-300/5,5	300	115	5,5	1450-1550	2600	1800	12,8
GW-458/12,0	458	254	11,7	1450-1550	2600	21080	74
GW-580/7,0	290	240	7	1450-1550	2600	15652	49,17
GW-580/9,0	290	240	9	1450-1550	2600	22223	69,9
GW-580/11,0	290	240	11	1450-1550	2600	24847	78

3.2. Cờ hình mũ



Bảng 9. Thông số kỹ thuật cờ bản nhựa hình mũ

Loại	Chiều rộng (mm)	Chiều cao (mm)	Chiều dày (mm)	Dung trọng (kg/m³)	Mô đun đàn hồi (MPa)	Mô men quán tính (cm⁴/m)	Mô men lớn nhất (kNm/m)
GW-460/5,5	460	130	5,5	1450-1550	2600	2413	15,3
GW-610/6,4	606	180	6,4	1450-1550	2600	5174	23,1
GW-610/7,2	606	200	7,2	1450-1550	2600	7895	31,2
GW-610/9,0	606	230	9	1450-1550	2600	12576	44,1

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Phạm Văn Giáp, Nguyễn Hữu Đầu, Nguyễn Ngọc Huệ. *Công trình bến cảng*. Nhà xuất bản xây dựng - Hà Nội, 1998.
2. *TCVN 4116 - 1985. Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thủy công*. Nhà xuất bản xây dựng - Hà Nội, 1985.
3. *22TCN - 207 - 92 Tiêu chuẩn thiết kế Công trình bến cảng biển*. Hà Nội, 1992.
4. *22TCN - 219 - 94 Tiêu chuẩn thiết kế Công trình bến cảng sông*. Hà Nội, 1994.
5. *22TCN - 222 - 95 Tiêu chuẩn thiết kế Tải trọng tác động (do sóng và do tàu)*. Hà Nội - 1995.
6. *TCVN - 2737 - 1995 Tiêu chuẩn thiết kế Tải trọng tác động*. Hà Nội, 1995.
7. *TCXDVN 205 - 1998 Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế*. Hà Nội, 1998.
8. Vũ Minh Tuấn. *Thiết kế công trình bến cảng*. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, 2010.
9. Đại học Giao thông Vận Tải - Tập đoàn Nippon Steel. *Hướng dẫn thiết kế kết cấu cọc ván thép*. Nhật Bản, 11/2009.

MỤC LỤC

Trang

Lời nói đầu

Chương 1. TỔNG QUAN VỀ CỬ VÀ KẾT CẤU TƯỜNG CỬ

1.1. Ứng dụng kết cấu tường cử	5
1.2. Kết cấu tường cử gỗ	5
1.3. Kết cấu tường cử thép	7
1.3.1. Tổng quan về cử thép	7
1.3.2. Ưu, nhược điểm của cử thép	8
1.3.3. Phương pháp chế tạo cử thép	9
1.3.4. Ứng dụng của cử thép	10
1.4. Kết cấu tường cử bê tông cốt thép	12
1.4.1. Tổng quan	12
1.4.2. Các đặc trưng cơ lý của cọc ván BTCT dự ứng lực	14
1.4.3. Ưu, nhược điểm	14
1.4.4. Phương pháp thi công	16
1.4.5. Một số công trình đã sử dụng	17
1.5. Kết cấu tường cử nhựa tổng hợp	19

Chương 2. TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG

2.1. Tổng quan	22
2.1.1. Phân loại	22
2.1.2. Tổ hợp tải trọng	23
2.2. Trọng lượng của kết cấu và đất	25
2.3. Áp lực đất	26
2.3.1. Áp lực đất ở trạng thái tĩnh	27
2.3.2. Áp lực đất chủ động, bị động	27
2.4. Áp lực thủy tĩnh của nước ngầm	28
2.5. Tải trọng và tác động của sóng	30
2.6. Tải trọng và tác động do tàu	30
2.6.1. Tải trọng do gió, dòng chảy và sóng tác động lên vật nổi	31

2.6.2. Tải trọng va khi tàu cập bến	33
2.6.3. Tải trọng neo tàu	35
2.6.4. Tải trọng tựa tàu	37
2.7. Tải trọng do thiết bị, phương tiện và hàng hóa	38
2.8. Tải trọng động đất và tác động	40
2.8.1. Tổng quát	40
2.8.2. Hệ số gia tốc	40
2.8.3. Các mức độ quan trọng	42
2.8.4. Vùng động đất	42
2.8.5. Các ảnh hưởng của vị trí công trình	42
2.8.6. Hệ số đáp ứng động đất đàn hồi	43
2.8.7. Hệ số điều chỉnh đáp ứng	44
2.8.8. Tổ hợp các ứng lực động đất	44
Chương 3. TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH	
3.1. Tổng quan về ổn định kết cấu tường cừ	46
3.1.1. Phân tích ổn định sử dụng phương pháp cung tròn mặt trượt	46
3.1.2. Phân tích ổn định với mặt trượt giả định khác với mặt trượt dạng cung tròn	49
3.2. Kiểm tra điều kiện quay quanh điểm gắn neo của tường cừ	50
3.3. Kiểm tra ổn định trượt phẳng	52
3.4. Kiểm tra ổn định trượt sâu	53
3.4.1. Trượt cung tròn	53
3.4.2. Trượt gãy khúc	56
Chương 4. QUY TRÌNH THIẾT KẾ KẾT CẤU TƯỜNG CỪ	
4.1. Nguyên tắc chung tính toán tường cừ	58
4.2. Tính toán các cấu kiện chính của kết cấu tường cừ	60
4.2.1. Tính toán cừ	61
4.2.2. Tính toán thanh neo	64
4.2.3. Tính toán bộ phận giữ neo	67
4.2.4. Tính toán dầm mũ và các cấu kiện khác	71
4.3. Tường cừ tự do và ví dụ	73
4.3.1. Lý thuyết tính toán	73
4.3.2. Ví dụ tính toán	78

4.4. Tường cừ không neo và ví dụ	82
4.4.1. Lý thuyết tính toán	82
4.4.2. Ví dụ tính toán	85
4.5. Tường cừ một tầng neo	94
4.5.1. Lý thuyết tính toán	94
4.5.2. Ví dụ thiết kế tường cừ có một tầng neo	100
A. Thông số đầu vào	100
B. Trình tự thiết kế	102
Chương 5. QUY TRÌNH THI CÔNG KẾT CẤU TƯỜNG CỪ	
5.1. Tổng quan	140
5.2. Trình tự thi công	140
5.2.1. Kết cấu tường cừ có neo	140
5.2.2. Sơ đồ thi công tường cừ có neo	141
5.2.3. Đặc điểm thi công kết cấu tường cừ	141
5.2.4. Khảo sát địa chất	142
5.2.5. Trình tự xây dựng tường cừ có neo	143
5.3. Công tác đất	147
5.3.1. Đào đá	147
5.3.2. San lấp lòng bãi	148
5.3.3. Nạo vét bùn	149
5.4. Thiết bị và dụng cụ thi công	149
5.4.1. Phân loại và phạm vi áp dụng của các phương pháp đóng cọc	149
5.4.2. Phương pháp dùng búa đóng	151
5.4.3. Phương pháp dùng búa rung	154
5.4.4. Phương pháp dùng máy ép thủy lực kết hợp với khoan đất	159
5.5. Xếp dỡ và vận chuyển cừ	160
5.5.1. Những điểm chú ý khi xếp dỡ cừ	160
5.5.2. Các cách xếp cừ	161
5.6. Các phương pháp thi công	164
5.6.1. Thiết lập đường định tuyến thẳng để đóng cừ	164
5.6.2. Khung định hướng	164
5.6.3. Cầu và lắp đặt cừ	165
5.6.4. Đóng cừ	167
	189

5.7. Hệ thống neo	168
5.7.1. Công tác gắn dầm ốp	168
5.7.2. Thi công và lắp đặt hệ neo giữ	169
5.7.3. Gắn các thanh neo	169
5.8. Một số vấn đề hay gặp khi đóng cừ và cách khắc phục	172
5.8.1. Sự nghiêng lệch cừ	172
5.8.2. Cừ bị kéo xuống	174
5.8.3. Sự mở rộng và rút ngắn so với chiều dài tường thiết kế	174
5.8.4. Sự thiếu hụt chiều sâu chôn cừ	175
5.8.5. Sự ngất quãng của móc khóa liên kết cừ	176

PHỤ LỤC

Phụ lục 1. Thông số kỹ thuật của một số loại cừ thép	177
Phụ lục 2. Thông số kỹ thuật của một số loại cừ BTCT DƯỠ	181
Phụ lục 3. Thông số kỹ thuật của một số loại cừ bản nhựa	185

TÀI LIỆU THAM KHẢO

THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG TƯỜNG CỜ

(Tái bản)

Chịu trách nhiệm xuất bản:

TRỊNH XUÂN SƠN

Biên tập: NGUYỄN THU DUNG

Chế bản: TRẦN KIM ANH

Sửa bản in: NGUYỄN THU DUNG

Vẽ bìa: VŨ BÌNH MINH

In 300 cuốn khổ 19 x 27cm tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng ký kế hoạch xuất bản số 120-2014/CXB/1181-04/XBXD ngày 16-1-2014. Quyết định xuất bản số 14-2014/QĐ-XBXD ngày 8-7-2014. In xong nộp lưu chiểu tháng 7-2014.