

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC DÂN LẬP HẢI PHÒNG**

MẠC THANH TÙNG

**NGHIÊN CỨU ỨNG DỤNG CÔNG NGHỆ TƯỜNG TRONG
ĐẤT CÓ NEO VÀO CÔNG TÁC XÂY DỰNG TẦNG HẦM
NHÀ CAO TẦNG TẠI THÀNH PHỐ HẢI PHÒNG**

LUẬN VĂN THẠC SĨ KỸ THUẬT

**CHUYÊN NGÀNH: KỸ THUẬT XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH DÂN DỤNG &
CÔNG NGHIỆP; MÃ SỐ: 60.58.02.08**

NGƯỜI HƯỚNG DẪN KHOA HỌC:

TS. TẠ VĂN PHẤN

HẢI PHÒNG, THÁNG 11 NĂM 2018

LỜI CAM ĐOAN

Tôi xin cam đoan đây là công trình nghiên cứu của riêng tôi. Các số liệu, kết quả trong luận văn là trung thực và chưa từng được ai công bố trong bất kỳ công trình nào khác.

Tác giả luận văn

Mạc Thanh Tùng

LỜI CẢM ƠN

Đề tài “ **nghiên cứu ứng dụng công nghệ tường trong đất có neo vào công tác xây dựng tầng hầm nhà cao tầng tại TP Hải Phòng**” là nội dung tôi chọn để nghiên cứu và làm luận văn tốt nghiệp sau hai năm theo học chương trình cao học chuyên ngành Kỹ thuật xây dựng công trình dân dụng và công nghiệp tại trường Đại học Dân lập Hải Phòng.

Tôi xin trân trọng bày tỏ lòng biết ơn sâu sắc nhất đối với TS. Tạ Văn Phần đã tận tình giúp đỡ và cho nhiều chỉ dẫn khoa học có giá trị cũng như thường xuyên động viên, tạo mọi điều kiện thuận lợi, giúp đỡ tác giả trong suốt quá trình học tập, nghiên cứu hoàn thành luận văn. Tôi xin cảm ơn các nhà khoa học, các chuyên gia trong và ngoài trường Đại học Dân lập Hải phòng đã tạo điều kiện giúp đỡ, quan tâm góp ý cho bản luận văn được hoàn thiện hơn.

Tôi xin trân trọng cảm ơn các cán bộ, giáo viên của Khoa xây dựng, Phòng đào tạo Đại học và Sau đại học - trường Đại học Dân lập Hải phòng, và các đồng nghiệp đã tạo điều kiện thuận lợi, giúp đỡ tác giả trong quá trình nghiên cứu và hoàn thành luận văn.

Xin trân trọng cảm ơn!

Hải Phòng, ngày tháng năm 2018

Tác giả

Mạc Thanh Tùng

MỞ ĐẦU

1. Tính cấp thiết của đề tài:

Trong những năm gần đây ở các thành phố lớn của Việt Nam trong đó có thành phố Hải Phòng, với quỹ đất có hạn, giá đất ngày càng cao, việc sử dụng không gian dưới mặt đất cho nhiều mục đích khác nhau về kinh tế, xã hội, môi trường và an ninh quốc phòng.....Việc thi công xây dựng các công trình nhà cao tầng ngày càng nhiều để đáp ứng nhu cầu phát triển của xã hội; Mặt khác theo tiêu chuẩn Việt Nam, nhà cao tầng phải có tầng hầm là bắt buộc. Do vậy, nghiên cứu ứng dụng tường trong đất có neo trong thi công xây dựng tầng hầm nhà cao tầng tại Thành phố Hải Phòng là biện pháp cần thiết với đặc điểm nền đất yếu, mực nước ngầm cao và có nhiều công trình xây liền kề, nhằm đảm bảo an toàn công trình lân cận cũng như nhiều tiện ích khác.

Trong khuôn khổ của luận văn chỉ trình bày về vấn đề: “Nghiên cứu ứng dụng tường trong đất có neo trong thi công xây dựng tầng hầm nhà cao tầng với điều kiện địa chất Thành phố Hải Phòng.”

2. Mục tiêu đề tài luận văn:

Nghiên cứu, tiếp thu và ứng dụng công nghệ tường trong đất có neo vào công tác xây dựng tầng hầm nhà cao tầng với điều kiện địa chất của Thành phố Hải Phòng.

3. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu:

- Đối tượng nghiên cứu:

Trong phạm vi của luận văn tác giả nghiên cứu về đối tượng tường trong đất, neo đất.

- Phạm vi nghiên cứu:

Luận văn nghiên cứu trong phạm vi thi công xây dựng tầng hầm nhà cao tầng với điều kiện địa chất của thành phố Hải Phòng.

4. Nội dung nghiên cứu của đề tài:

- Tổng quan về tường trong đất có neo trong thi công xây dựng tầng hầm nhà cao tầng.

- Công nghệ thi công tường trong đất và neo đất

- Các phương pháp tính tường trong đất có neo hiện hành

- Các mô hình tính toán và phân tích sự làm việc của neo trong xây dựng tầng hầm nhà cao tầng tại Thành phố Hải Phòng.

5. Phương pháp nghiên cứu:

- Trên cơ sở nghiên cứu lý thuyết về tường trong đất, neo đất, các công nghệ thi công tường trong đất có neo; kết hợp với nghiên cứu phân tích các công trình tầng hầm nhà cao tầng đã được thiết kế - thi công ở thành phố Hải Phòng, Hà Nội

- Sử dụng các phần mềm chuyên dụng trợ giúp.

6. Ý nghĩa khoa học và thực tiễn của đề tài:

Các kết quả nghiên cứu của đề tài luận văn có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo, nghiên cứu và áp dụng cho chuyên ngành địa kỹ thuật, thi công xây dựng công trình tầng hầm nhà cao tầng, đồng thời là cơ sở khoa học để kiến nghị sử dụng ứng dụng tường trong đất có neo trong thi công xây dựng tầng hầm nhà cao tầng tại Thành phố Hải Phòng.

7. Cơ sở tài liệu chủ yếu của luận văn:

- Tài liệu lý thuyết về tường trong đất, neo đất; các công nghệ thi công tường trong đất có neo.

- Tài liệu điều tra cơ bản của Thành phố Hải Phòng hiện có lưu trữ tại đơn vị tư vấn xây dựng, Sở Xây dựng Hải Phòng

- Tài liệu thiết kế, hoàn công, quan trắc của 1 số công trình tầng hầm nhà cao tầng tại các thành phố Hải Phòng, Hà Nội.

- Một số đề tài nghiên cứu, các luận án, luận văn, tạp chí

8. Cấu trúc của Luận văn:

Luận văn ngoài phần mở đầu và kết luận gồm 04 chương, cụ thể là:

- Chương 1. Tổng quan về tường trong đất có neo trong thi công xây dựng tầng hầm nhà cao tầng.
- Chương 2. Công nghệ thi công tường trong đất và neo đất.
- Chương 3. Các phương pháp tính tường trong đất có neo hiện hành.
- Chương 4. Các mô hình tính toán và phân tích sự làm việc của neo trong xây dựng tầng hầm nhà cao tầng tại thành phố Hải Phòng.
- Phân kết luận và kiến nghị.
- Phụ lục tính toán.

CHƯƠNG 1.

TỔNG QUAN VỀ TƯỜNG TRONG ĐẤT CÓ NEO TRONG THI CÔNG XÂY DỰNG TẦNG HẦM NHÀ CAO TẦNG.

1.1. Tổng quan về tường trong đất, neo đất (neo trong đất):

1.1.1. Tổng quan tường trong đất:

* Tường trong đất có nhiều loại được phân chia theo các tiêu chí khác nhau (ví dụ: tường trọng lực, tường công xôn, tường cứng, tường mềm... ngoài ra còn có kiểu đặc biệt như tường làm từ các hàng cọc liên tiếp hay cách quãng, tường trong đất có dự ứng lực).

*Tường trong đất để làm tầng hầm nhà cao tầng thường là tường bê tông đổ tại chỗ, dày 600-800mm để chắn giữ ổn định hố móng sâu trong quá trình thi công. Tường được làm từ các đoạn cọc barette, tiết diện chữ nhật, chiều rộng thay đổi từ 2.6 m đến 5.0m. Các đoạn cọc barrette được liên kết chống thấm bằng gioăng cao su, thép và làm việc đồng thời thông qua dầm đỉnh tường và dầm bo đặt áp sát tường phía bên trong tầng hầm. Trong trường hợp 02 tầng hầm, tường trong đất thường được thiết kế có chiều sâu 16 - 20m tùy thuộc vào địa chất công trình và phương pháp thi công. Khi tường trong đất chịu tải trọng đứng lớn thì tường được thiết kế dài hơn, có thể dài trên 40m để chịu tải trọng như cọc khoan nhồi.

*Tường trong đất bằng bê tông cốt thép quay lại thành đường khép kín với các hệ thanh neo sẽ có thể chắn đất, ngăn nước, rất thuận tiện cho việc thi công hố móng sâu. Có thể kết hợp tường trong đất làm tầng hầm cho các nhà cao tầng hoặc làm kết cấu chịu lực cho công trình.

* Tường trong đất là giải pháp hữu hiệu khi xây dựng tầng hầm của công trình nhà cao tầng. Việc xây dựng tầng hầm nhằm đáp ứng các nhu cầu sử dụng cụ thể như sau:

- Về mặt sử dụng:
- + Làm gara để xe ô tô.

- + Làm tầng phục vụ sinh hoạt công cộng, bể bơi, quầy bar....
- + Làm tầng kỹ thuật đặt các thiết bị máy móc.
- + Làm hầm trú ẩn khi có chiến tranh, hoặc phòng vệ, phục vụ an ninh quốc phòng.

-Về mặt kết cấu:

Giải pháp nhà cao tầng có tầng hầm, trọng tâm của công trình hạ thấp, do đó làm tăng tính ổn định của công trình, đồng thời làm tăng khả năng chịu tải trọng ngang, tải trọng gió và chấn động địa chất, động đất, cũng như khả năng chống thấm tầng hầm cho công trình,...

-Về an ninh quốc phòng:

Sử dụng làm công sự chiến đấu khi có chiến tranh, chứa vũ khí, trang thiết bị, các khí tài quân sự,... nhất là chống chiến tranh oanh tạc hiện đại.

*Việc xây dựng công trình sử dụng tường trong đất là hợp lý và cần thiết. Làm các tầng hầm nhà cao tầng phải trở thành một công việc quen thuộc trong ngành xây dựng ở trên thế giới cũng như ở Việt Nam. Nhà có tầng hầm đảm bảo được yêu cầu vệ sinh môi trường, hạn chế tiếng ồn, sử dụng đa chiều và giải quyết được vấn đề tiết kiệm đất xây dựng. Từ đó cho thấy việc sử dụng tường trong đất cho các nhà cao tầng ở thành phố lớn là một nhu cầu thực tế và ưu việt trong ngành xây dựng.

*Tường trong đất thường được sử dụng khi làm hố móng sâu trên 10m, yêu cầu cao về chống thấm, chống lún và chống chuyển dịch của các công trình xây dựng lân cận hoặc khi tường là một phần của kết cấu chính của công trình hoặc khi áp dụng phương pháp Top - down.

1.1.2. Ưu, nhược điểm của tường trong đất:

- Ưu điểm:

Tường trong đất có ưu điểm nổi bật là độ cứng lớn, tính chống thấm tốt, giúp cho phương pháp này được lựa chọn sử dụng ở nhiều công trình trong những năm gần đây.

- Nhược điểm:

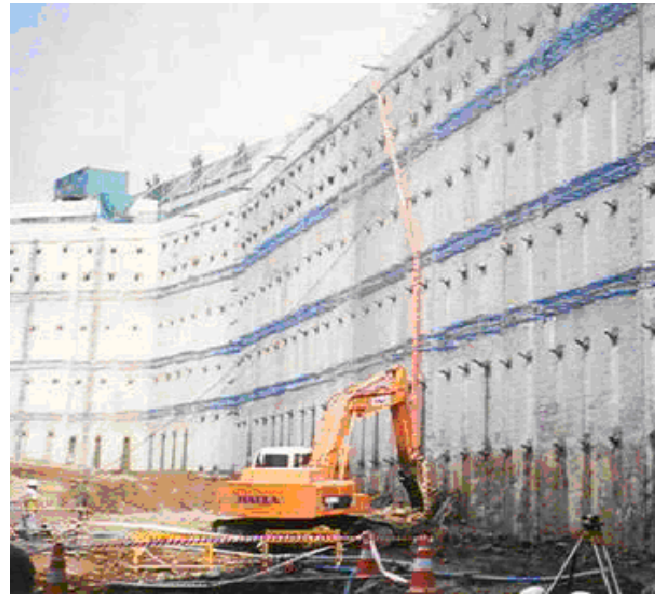
Nhược điểm của tường trong đất chủ yếu là do công nghệ thi công phức tạp, khối lượng vật liệu lớn, đòi hỏi máy móc hiện đại và đội ngũ công nhân tay có nghề cao.



Hình 1.1 : Tường trong đất của tầng hầm nhà cao tầng [22]

1.1.3. Tổng quan về neo đất (neo trong đất):

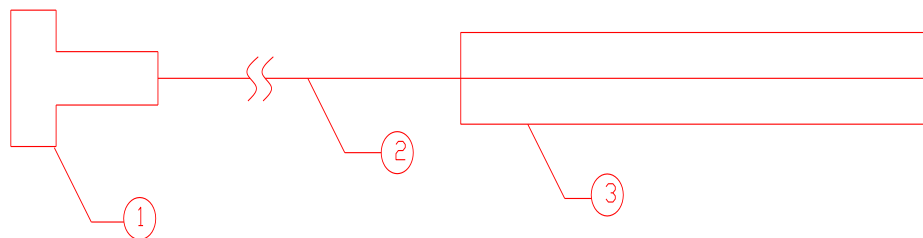
- Neo đất là loại kết cấu hoàn toàn chịu kộ nằm trong đất được sử dụng trong đất để tăng ổn định của vách hố đào, mái dốc hay giữ các kết cấu chịu lực nhỏ. Khả năng chịu kéo được tạo nên bởi ma sát giữa khối neo và đất xung quanh. Đối với neo có sức chịu tải lớn hơn, người ta có thể điều chỉnh lại lực neo do tổn thất võ chuyển vị , cụ thể thay đổi lực neo trong khoảng chịu tải của neo.



Hình 1.2 : Neo đất của tầng hầm nhà cao tầng [22]

- Neo đất được sử dụng để thay thế cho hệ chống đỡ trong việc thi công hố đào trong thành phố, mà ở đây cần kiểm soát giá trị chuyển vị ngang và có thể làm ảnh hưởng đến công trình lân cận.

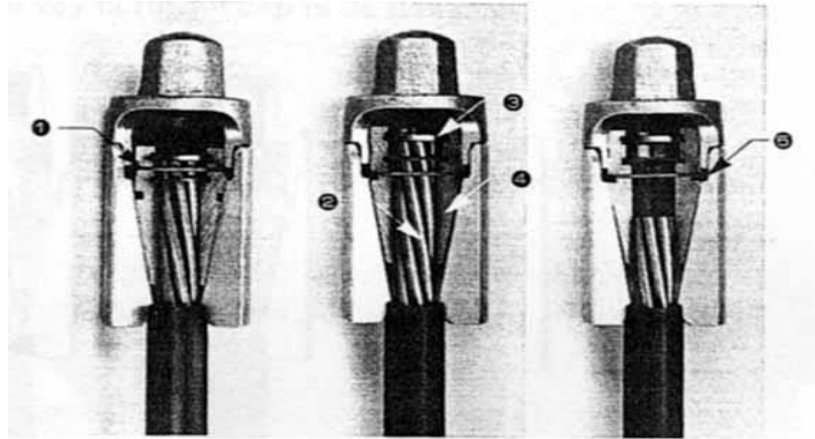
1.1.4. Cấu tạo neo đất:



Hình 1.3: Sơ đồ cấu tạo neo

Ghi chú: 1- Đầu neo; 2 - Dây neo; 3 - Bầu neo

- Đầu neo: Đầu neo có tác dụng gắn kết dây neo với tường. Khi dây neo gồm nhiều sợi các dây neo được khoá vào đầu neo bằng chốt nêm. Khi dây neo là thanh đơn, đầu neo được khoá dây neo bằng bulông.



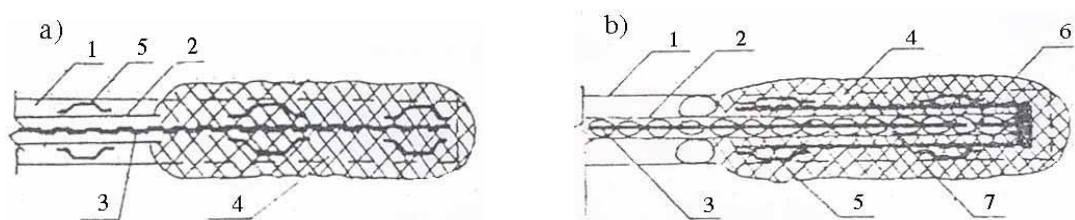
Hình 1.4. Chi tiết đầu neo [7]

- Dây neo: Dây neo có thể là cáp nhiều sợi hoặc thép thanh, được gia công từ thép cường độ cao.

- Bầu neo: Bầu neo đảm bảo truyền lực từ công trình cho đất xung quanh. Có 2 loại bầu neo cơ bản:

+ Bầu neo sử dụng đối với neo tạm thời (Hình 1.5.a): Lực từ dây neo được truyền trực tiếp lên nhân xi măng của bầu liên kết dây neo với đất xung quanh; khi làm việc bầu neo có thể xuất hiện vết nứt vuông góc với trục dây neo.

+ Bầu neo sử dụng đối với neo cố định (Hình 1.5.b): Lực từ dây neo được truyền lên đầu dưới của ống trụ thép nhờ vòng đệm gắn ở đầu cuối dây neo. Bên trong ống trụ, dây neo được phủ lớp chống rỉ và nó tự do di chuyển dọc ống khi tác động lực neo.



Hình 1.5. Các giải pháp kết cấu bầu neo[7]: a- đối với neo tạm thời;

b- đối với neo cố định. 1- lỗ khoan, 2- lớp vỏ bảo vệ, 3- dây neo, 4- nhân xi măng, 5- định tâm; 6- ống trụ thép, 7- mấu chốt bảo vệ chống rỉ.

1.1.5. Ưu, nhược điểm của neo đất:

- Ưu điểm:

Thi công hố đào gọn gàng, có thể áp dụng cho thi công những hố đào rất sâu.

- Nhược điểm:

Số lượng đơn vị thi công xây lắp trong nước có thiết bị này còn ít. Nếu nền đất yếu sâu thì cũng khó áp dụng.

1.1.6. Ứng dụng neo đất:

- Neo tường chắn đất khi thi công các hố đào ở các công trường.
- Tăng độ ổn định của các mặt cắt khi xây dựng con đường mới.
- Ổn định mái dốc.
- Chống lại áp lực đẩy nổi của nước ngầm lên kết cấu.
- Ổn định và tăng khả năng làm việc của hầm.
- Ổn định kết cấu chống lại động đất.
- Ổn định móng trụ cầu, cầu dây văng....

1.2. Giới thiệu khái quát tình hình xây dựng tầng hầm nhà cao tầng trên thế giới, Việt Nam và thành phố Hải Phòng:

1.2.1. Xây dựng tầng hầm nhà cao tầng trên Thế giới:

Ở châu Âu, châu Mỹ và nhiều nước trên thế giới có nhiều công trình nhà cao tầng đều được xây dựng có tầng hầm. Tiêu biểu một số công trình trên thế giới:

- Tòa nhà Chung-Wei-Đài loan-20 tầng: ba tầng hầm
- Tòa nhà Chung-Yan-Đài loan-19 tầng: ba tầng hầm.
- Tòa nhà Cental Plaza-Hồng Kông-75 tầng: ba tầng hầm
- Tòa thư viện Anh-7 tầng: bốn tầng hầm.
- Tòa nhà Commerce Bank-56 tầng: ba tầng hầm.
- Tòa nhà Đại Lâu Điện Tín Thượng Hải-17 tầng: ba tầng hầm.
- Tòa nhà Chung-hava-Đài loan-16 tầng: ba tầng hầm.

Đặc biệt ở thành phố Philadenlphia, Hoa Kỳ, số tầng hầm bình quân trong các tòa nhà của thành phố là 7.

1.2.2. Xây dựng tầng hầm nhà cao tầng ở Việt Nam:

Ở Việt Nam, từ năm 1990 đến nay đó có một số công trình nhà cao tầng có tầng hầm đó và đang được xây dựng:

*Tại Thành phố Hà Nội có các công trình tiêu biểu như:

- Công trình Keangnam Hà Nội Landmark Tower có 4 tầng hầm.
- Trung tâm thương mại và văn phòng, 04 Láng Hạ, Hà Nội: tường Barrette, có 2 tầng hầm.
- Trung tâm thông tin: TTXVN, 79 Lý Thường Kiệt, Hà Nội: tường, có 2 tầng hầm.
- Vietcombank Tower, 98 Trần Quang Khải, Hà Nội: tường Barrette, có 2 tầng hầm.
- Trung tâm thông tin Hàng hải Quốc tế, Kim Liên, Hà Nội: tường bê tông bao quanh, 2 tầng hầm.
- Tòa tháp đôi Vincom, 191 Bà Triệu, Hà Nội: tường Barrette, có 2 tầng hầm.
- Khách sạn Hoàn Kiếm Hà Nội, phố Phan Chu Trinh, Hà Nội: 2 tầng hầm.
- Nhà ở tiêu chuẩn cao kết hợp với văn phòng và dịch vụ, 25 Láng Hạ, Hà Nội: tường Barrette, có 2 tầng hầm.
- Sunway Hotel, 19 Phạm Đôn Hồ, Hà Nội: tường Barrette, có 2 tầng hầm.
- Hacinco-Tower, Hà Nội: tường Barrette, có 2 tầng hầm.
- Khách sạn Fotuna, 6B Láng Hạ, Hà Nội: tường Barrette, có 1 tầng hầm.
- Everfortune, 83 Lý Thường Kiệt, Hà Nội: tường Barrette, có 05 tầng hầm.
- Kho bạc nhà nước Hà Nội, 32 Cát Linh, Hà Nội: tường Barrette, có 2 tầng hầm.

*Tại Thành phố Hồ Chí Minh có những công trình tiêu biểu sau:

- Tòa nhà công nghệ cao, thành phố Hồ Chí Minh: tường Barrette, có 1 tầng hầm.

- Cao ốc văn phòng Phú Mỹ Hưng, thành phố Hồ Chí Minh: tường Barrette, có 2 tầng hầm.

- Tháp Bitexco, thành phố Hồ Chí Minh: tường Barrette, có 02 tầng hầm.

- Harbour View Tower, 35 Nguyễn Huệ, quận 1, thành phố Hồ Chí Minh: tường Barrette, có 2 tầng hầm.

- Sài Gòn Centre, 65 Lò Lội, quận 1, thành phố Hồ Chí Minh: tường Barrette, có 3 tầng hầm.

- Sun Way Tower, thành phố Hồ Chí Minh: tường Barrette, có 2 tầng hầm.

- Trung tâm thương mại Quốc tế, 27 Lê Duẩn, thành phố Hồ Chí Minh: tường Barrette, có 2 tầng hầm.

*Tại Nha Trang cũng có công trình Khách sạn Phương Đông: tường Barrette, có 3 tầng hầm.....

1.2.3. Xây dựng tầng hầm nhà cao tầng thành phố Hải Phòng:

- Công trình Văn phòng cho thuê Thiên Nam - Trần Hưng Đạo - Hải Phòng có 1 tầng hầm.

- Công trình Văn phòng cho thuê Nafomex - Lê Hồng Phong- Hải Phòng có 1 tầng hầm;

- Công trình Khách sạn 5 sao 19 tầng - Khu đô thị mới Hoà Vượng- Hải Phòng có 1 tầng hầm;

1.3. Khái quát điều kiện địa chất công trình tại thành phố Hải Phòng:

1.3.1. Điều kiện địa chất công trình tại thành phố Hải Phòng:

- Theo tài liệu nghiên cứu của Tổng cục địa chất, Thành phố Hải Phòng nằm trong cấu trúc võng địa hào. Nó lọt giữa 2 đứt gãy lớn, chạy theo hướng Tây Bắc - Đông Nam là đứt gãy sông Hồng. Địa tầng tổng quát Thành phố Hải Phòng gồm 2 phần:

+ Phần dưới là tầng móng bao gồm đất đá cổ có tuổi trước kỉ Đệ tứ. Thành phần thạch học bao gồm: Phiến thạch sét, phiến thạch mica sa thạch và đá vôi.

+ Phần trên là tầng phủ khá dày (trên dưới 100m), bao gồm các trầm tích mềm dính có tuổi kỉ Đệ tứ. Trong đó nền đất yếu phân bố hầu như rộng khắp, phát triển từ bề mặt đến độ sâu khoảng 20m và có nơi lớn hơn. Dưới độ sâu này thường gặp những lớp trầm tích Đệ tứ hệ tầng Vĩnh Phúc thành phần chủ yếu là sét, sét pha trạng thái dẻo mềm đến nửa cứng.

Đặc điểm nổi bật của tầng phủ là các lớp đất nằm trên cùng thường là đất yếu, không thuận lợi cho xây dựng.

- Theo kết quả nghiên cứu của Viện khảo sát đo đạc Hải Phòng, mực nước ngầm Thành phố Hải Phòng ổn định ở độ sâu 1,2÷1,5 m.

Sau khi phân tích hoá học các kết quả nghiên cứu cho thấy nước ngầm không có dấu hiệu ăn mòn bê tông các loại. Riêng khu Nam Phong nước ngầm có dấu hiệu ăn mòn bê tông với những loại kết cấu có bề dày quá mỏng (bề dày $\leq 0,5\text{m}$).

1.3.2. Giới thiệu đặc điểm, quy mô, vị trí của công trình áp dụng tính toán với điều kiện địa chất tại thành phố Hải Phòng:

Hiện nay, ở Hải Phòng chưa có công trình nào ứng dụng công nghệ tường trong đất có neo trong thi công xây dựng tầng hầm. Tác giả dự kiến lấy công trình: “Trung tâm Hội nghị Thành phố Hải Phòng” và bổ sung thêm 1 số tầng hầm để áp dụng khảo sát tính toán.

a. Đặc điểm:

Khu vực xây dựng Trung tâm Hội nghị Thành phố Hải Phòng gồm nhiều hạng mục công trình trong đó Đơn nguyên điều trị là một trong những hạng mục cần tiến hành khoan khảo sát địa chất.

b. Quy mô:

- Công trình có chiều cao 05 tầng.
- Diện tích xây dựng khoảng: 200 m².

c. Vị trí và điều kiện tự nhiên của khu vực khảo sát xây dựng:

* Khu đất xây dựng: Nằm trong khuôn viên của Trung tâm Hội nghị Thành phố Hải Phòng, tại vị trí hiện tại.

*Vị trí địa lý: Khu đất quy hoạch nằm trên địa bàn thành phố Hải Phòng nên có điều kiện tự nhiên, khí hậu của Thành phố Hải Phòng. Với toạ độ: Giới hạn cực Bắc $20^{\circ}40'$; cực Nam $19^{\circ}90'$; cực Đông $106^{\circ}45'$; cực Tây $105^{\circ}92'$.

d. Kết quả khảo sát địa chất công trình trung tâm Hội nghị Thành phố Hải Phòng

Tuổi lớp đất	Số hiệu lớp đất	Độ sâu đáy lớp (m)	Cao độ đáy lớp (m)	Bề dày lớp (m)	Mặt đất và cấu trúc lỗ khoan Tỷ lệ 1:100	Mô tả đất đá	Độ sâu MN ngầm Ngày đo	Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)						Số hiệu mẫu TN Độ sâu lấy mẫu (m)
								Số hiệu và độ sâu (m)	Số búa 15cm			N/30cm	Biểu đồ SPT	
									M1	M2	M3			
Q	1	2.0	2.00	2.0		Đất sét pha màu xám, xám đen, xám hợp các mảnh cát mịn.	-1.20 21/05/10	SPT01 2.7 3.15	2	3	4	7		UD01 2.5 2.7
	2	10.1	10.50	8.5			Đất sét pha màu xám, xám đen, Tương thái dẻo.	SPT02 5.7 6.15	2	3	5	8		UD02 5.5 5.7
					SPT03 7.7 8.15			3	4	6	10	UD03 7.5 7.7		
					SPT04 10.0 10.45			3	4	5	6	UD04 9.8 10.0		
					SPT05 12.0 12.45			<1	<1	1	1	UD05 11.8 12.0		
	3	18.0	18.00	7.5		Đất sét pha màu xám, xám đen, xám hợp các mảnh cát mịn. Tương thái dẻo mềm.	SPT06 15.0 15.45	<1	1	1	2	UD06 14.8 15.0		
							SPT07 17.7 18.15	1	1	1	2	UD07 17.5 17.7		
4	26.1	26.50	8.5		Đất sét pha màu xám, xám đen, xám hợp các mảnh cát mịn. Tương thái dẻo chảy.	SPT08 20.0 20.45	1	1	2	3	UD08 19.8 20.0			
						SPT09 22.7 23.15	1	1	2	3	UD09 22.7 22.7			
						SPT10 25.0 25.45	1	2	2	4	UD10 24.8 25.0			
5	30.1	30.50	4.0		Đất sét pha màu xám, xám đen, xám hợp các mảnh cát mịn. Tương thái dẻo mềm.	SPT11 27.7 28.15	2	3	3	6	UD11 27.5 27.7			
						SPT12 30.0 30.45	2	3	5	8	UD12 29.8 30.0			
6	36.0	36.00	3.5		Cát bột mịn màu xám, xám đen, xám hợp các mảnh cát mịn. Tương thái chảy vữa.	SPT13 32.5 33.95	5	8	6	17	UD13 32.5 32.7			
						SPT14 35.5 35.95	6	9	10	19	UD14 35.5 35.7			
7			6.0		Đất sét pha màu xám, xám đen, xám hợp các mảnh cát mịn. Tương thái dẻo mềm.	SPT15 37.7 38.15	2	3	4	7	UD15 37.5 37.7			
						SPT16 40.0 40.45	3	4	5	6	UD16 38.8 40.0			

GK chỉ: UD: Máy gõ yếm đang ■ Vị trí lấy mẫu đất
 D : Máy không gõ yếm đang
 SPT: Tải trọng máy gõ yếm chuẩn

Tuổi công nhân	Số hiệu công nhân	Độ sâu đáy công (m)	Cao độ đáy công (m)	Bề dày công (m)	Mặt cắt và cấu trúc lỗ khoan Tỷ lệ 1:100	Mô tả đất đá	Độ sâu MN ngầm Ngày đo	Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)				Số hiệu mẫu TN Độ sâu lấy mẫu (m)		
								Số hiệu và độ sâu (m)	Số búa 15cm				N/30cm	Biểu đồ SPT
									M1	M2	M3			
O	7	45.0	45.00	9.0		Đất cát pha sét mềm, xám nâu, sẫm đỏ, kết cấu dính cát pha, trung hạt đến mịn.		SPT17 42.7 43.15	3	4	5	6		
		SPT18 45.0 45.45	3	5				6	11	UB 18 44.8 45.0				

Ghi chú: UD: Đất nguyên dạng V: rỗng; mất dính
D : Đất không nguyên dạng
SPT: Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn

Hình 1.6. Trụ lỗ khoan địa chất công trình trung tâm Hội nghị TPHP[21]

CHƯƠNG 2

CÔNG NGHỆ THI CÔNG TƯỜNG TRONG ĐẤT VÀ NEO ĐẤT

Tường trong đất để làm tầng hầm nhà cao tầng, được chia thành các panels được nối với nhau bằng các cạnh ngấn của tiết diện, giữa các cạnh ngấn của panels có gioăng chống thấm. Trình tự thi công tường trong đất bằng phương pháp đổ bê tông tại chỗ được thực hiện theo qui trình sau:

2.1. Công nghệ thi công xây dựng tường trong đất :

2.1.1. Thiết bị thi công đào đất:

Hiện nay các công trình thi công phần ngầm ở Việt Nam thường sử dụng thiết bị đào đất chủ yếu như: các máy dùng gầu đào và máy dùng gầu cắt.

-Máy đào hào dùng gầu kiểu dăng cáp: loại máy này được sản xuất ở các nước như Pháp, Ý, Đức, Mỹ.

Bảng 2.1: Một số loại gầu thừng hóng Bachy[9]

Bề dày gầu (mm)	Tên kiểu gầu và trọng lượng gầu (tấn)				
	KL	KE	KF	KJ	BAG
400	6,5	-	-	-	-
600	7,0	6,8	6,6	-	-
800	7,5	7,2	-	-	-
1000	9,0	8,5	-	12	16
1200	11	10	-	12	16,5
1500	-	-	-	12	17
Bề rộng gầu (m)	1,8	2,2	2,8	2,8	3,6

- Máy đào hào dùng gầu thủy lực: Trên thế giới có nhiều hãng sản xuất: Bachy (Pháp), Masago(Pháp) và Bauer (Đức).

Bảng 2.2: Các thông số kỹ thuật của gầu DH6. Hãng Bauer sản xuất[9]

Thôn gầu	Loại A			Loại B			Loại C		
	80T			(80ũ120)T			(120ũ180)T		
Lực xanh	Chiều	Trọng	Thể	Chiều	Trọng	Thể	Chiều	Trọng	Thể

	dài (mm)	lượng (kg)	tích (lót)	u dài (mm)	lượng (kg)	tích (lót)	dài (mm)	lượng (kg)	tích (lót)
350	7.200	7000	500						
600	7.200	8200	840	7400	12000	840			
800				7400	13000	1150	7425	14800	1150
1000				7400	14000	1400	7425	18600	1400
1200				7400	15000	1700	7425	19500	1700
1500							7425	21000	2100

- Máy đào hào dùng gầu cắt: Loại máy này được sản xuất tại hãng Bachy của Pháp và Bauer của Đức: Cấu tạo thân gầu là khung cắt nặng có tác dụng như khung dẫn hướng. Trên khung có gắn hai bánh răng cắt gồm nhiều bánh răng nhỏ, các bánh răng này có tác dụng nghiền cắt đất đá, hai bánh răng này hoạt động quay ngược chiều nhau; bố trí một máy hút bùn đặt giữa hai bánh răng, máy hút bùn và hút mùn cùng dung dịch Bentonite lên đưa tới bể lọc, các bánh răng cùng máy hút bùn được điều khiển bằng hệ thống thủy lực và được xuất phát từ máy cơ sở.

2.1.2. Vật liệu giữ thành hố đào khi thi công

Để giữ thành hố đào ổn định không sạt lở, sử dụng dung dịch Bentonite.

Theo tiêu chuẩn TCVN206-1998, một dung dịch mới trước lúc sử dụng phải có các đặc tính sau đây:

Bảng 2.3. Đặc tính dung dịch Bentonite[9]

Thông số	Giá trị
Trọng lượng riêng	1,05 1,15T/m ³
Độ nhớt	18 45s
Hàm lượng cát	<6%
Tỷ lệ chất keo	>95%
Lượng mất nước	30 ml/30 phút
Độ dày của áo sét	30 mg/30 phút

Lực cắt tĩnh: + 1 phút	20 30mg/cm ²
+ 10 phút	20 30mg/cm ²
Trị số pH	7 9

Bentonite bột được chế tạo sẵn trong nhà máy và thường được đóng thành từng bao 50 kg một. Theo yêu cầu kỹ thuật khoan nhồi và tính chất địa tầng mà hũu tan từ 20kg đến 50kg bột Bentonite vào 1m³ nước (theo yêu cầu thiết kế). Ngoài ra, tùy theo yêu cầu kỹ thuật cụ thể, mà có thể thêm vào dung dịch một số chất phụ gia nhằm mục đích làm cho nặng thêm để khắc phục khả năng vón cục của Bentonite, tăng thêm độ sệt hoặc ngược lại làm giảm độ sệt bằng cách chuyển thành thể lỏng, chống lại sự nhiễm bẩn do xi măng hoặc thạch cao, giảm độ pH hoặc tăng lên và làm giảm tính tách nước, .v.v...Sau khi hòa tan Bentonite bột vào nước ta đổ dung dịch mới vào bể chứa bằng thép, bể chứa xây gạch hay bể chứa bằng cao su có khung thép hoặc bằng silô (tùy theo từng điều kiện cụ thể mà sử dụng loại bể chứa).

Trong khi đào hào, dung dịch Bentonite bị nhiễm bẩn do đất, cát thờ việc giữ ổn định thành hố đào không tốt, do đó phải thay thế. Để làm việc đó phải hút bùn bẩn từ hố đào lên để đưa về trạm xử lý. Có thể sử dụng loại bơm chõm đặt ở đáy hố đào hoặc bơm hút có màng lọc để ở trên mặt đất chuyển dung dịch Bentonite về trạm xử lý, các tạp chất bị khử đi còn lại là dung dịch Bentonite như mới để tái sử dụng.

2.1.3. Tạo lồng cốt thép:

Gia công, chế tạo lồng cốt thép được thực hiện tại xưởng trên công trình hoặc bên ngoài công trình. Lồng cốt thép sẽ được đánh dấu rõ ràng trên công trường để biểu thị phương hướng chính xác cho công việc đưa vào hố đào. Lồng cốt thép phải được gia công theo đúng thiết kế, cốt thép sẽ được cố định chắc chắn tránh hư hại trong suốt quá trình thực hiện, các sai số cho phép về kích thước hình học của lồng cốt thép như sau:

+ Cự li giữa các cốt thép chủ: ±10mm

+Cự li giữa các cốt thép đai: $\pm 20\text{mm}$

Chiều dài của mỗi đoạn lồng cốt thép tùy thuộc vào khả năng của cần cẩu, thông thường lồng cốt thép có chiều dài từ $6\div 11,7\text{m}$. Ngoài việc phải tổ hợp lồng cốt thép như thiết kế, tùy tình hình thực tế, nếu cần cũng có thể tăng cường các thép đai chéo có đường kính lớn hơn cốt đai để gông lồng cốt thép lại cho chắc chắn, không bị xô xệch khi vận chuyển, nâng hạ .

Trước khi lắp đặt lồng cốt thép vào hố đào phải tiến hành đặt các ống siêu âm truyền qua để kiểm tra chất lượng bê tông của các panen. Các ống siêu âm sẽ được cố định chắc chắn vào các lồng cốt thép và được bố trí phân bố đều trên panels để có thể đo được, khoảng cách giữa các ống đo siêu âm $\leq 1,5\text{m}$, đường kính ống siêu âm khoảng $60\div 100\text{mm}$.

2.1.4. Quy trình thi công tường trong đất:

Tường trong đất được chia thành các panels được nối với nhau bằng các cạnh ngấn của tiết diện, giữa các cạnh ngấn của panels có gioăng chống thấm. Trình tự thi công tường trong đất bằng phương pháp đổ bê tông tại chỗ được thực hiện theo qui trình sau:

a. Công tác chuẩn bị:

*Công tác chuẩn bị hệ thống điện, nước phục vụ thi công

- Hệ thống điện: Cung cấp điện cho thi công bao gồm các loại tiêu thụ: Điện chạy máy, điện phục sản xuất và điện phục vụ sinh hoạt. Kiểm tra công suất điện để lựa chọn đường dây, nguồn cung cấp và các thiết bị điện. Sử dụng hệ thống điện trong khi thi công phải đảm bảo an toàn cho người và thiết bị máy móc bằng cách có hệ tiếp địa đúng yêu cầu. Trong quá trình sử dụng điện lưới thì vẫn phải bố trí một máy phát điện dự phòng với công suất tương ứng để đảm bảo nguồn điện liên tục trong 24 giờ.

- Nước sử dụng trong thi công phải là nước sạch, không có chất hữu cơ, muối hòa tan và các hợp chất gây hại khác. Lượng nước dùng cho sản xuất, sinh hoạt và cứu hỏa đảm bảo cung ứng đầy đủ và liên tục 24 giờ trong ngày.

- Thoát nước: Bố trí bề sử lý nước thải và hệ thống rãnh, ống thoát nước trong công trình hợp lý. Trong quá trình thi công, cũng như về mùa mưa nước không bị ngập úng trong công trình, nhằm đảm bảo cho việc thi công và vệ sinh môi trường xung quanh.

- Máy móc và thiết bị thi công: Thiết bị thi công là cơ sở vật chất kỹ thuật quan trọng trong quá trình thi công, nó ảnh hưởng trực tiếp đến tiến độ và chất lượng công trình. Việc chọn các thiết bị máy móc thi công hợp lý là cần thiết và phù hợp với yêu cầu thi công của từng công trình.

*Công tác chuẩn bị các thiết bị và vật tư phục vụ thi công:

- Trạm trộn Bentonite hoặc SuperMud và các máy khuấy trộn.
- Hệ thống rãnh và đường ống thu hồi Bentonite
- Máy sàng cát dụng trong việc tái sử dụng Bentonite.
- Ống đổ bê tông (Tremie)
- Bản thép chặn bờ tường hoặc tấm vinyl chặn bờ tường.
- Bản thép, ván thép.
- Ống siêu âm.
- Máy bơm đặt chõm và đường ống để khuấy Bentonite.
- Thước dây cáp có bấm móc chia mét và thước thộp.
- Gioăng chống thấm (CWS) đảm bảo chất lượng và các đặc tính kỹ thuật cần thiết theo yêu cầu thiết kế.

*Công tác chuẩn bị vật tư, vật liệu:

Tất cả các loại vật tư, vật liệu được đưa vào sử dụng cho công trình phải đảm bảo đúng chủng loại theo yêu cầu của thiết kế.

- Vật liệu thép: Được đưa về công trường xếp trên các giá kê cao trên mặt đất, đánh số chủng loại và được che chắn để tránh hư hỏng do thời tiết. Thép phải có nguồn gốc sản xuất đúng với yêu cầu thiết kế. Thép được thí nghiệm phải có kết quả đảm bảo cường độ và các chỉ tiêu cơ lý thỏa mãn tiêu chuẩn Việt Nam: TCVN 5574-1991 (Kết cấu bê tông cốt thép) và TCVN 1651-1985 (Thép cốt bê tông).

- Vật liệu xi măng: Xi măng được bảo quản trong kho, nên được kê cao tránh ẩm, được sắp xếp theo trình tự lô sản xuất. Có giấy chứng nhận nhãn mác và phù hợp TCVN.2682-1992.

- Vật liệu đá: Đá dùng cho bê tông đảm bảo cường độ phù hợp TCVN.1771-1986, đá không lẫn với tạp chất, các hạt mềm và phong hóa trong đá không được quá 5%, các hạt thoi dẹt không được quá 30% và phải có nguồn gốc của nhà sản xuất.

- Vật liệu cát: Cát dùng trong bê tông phải phù hợp với TCVN.1770-1986, cát có đường kính đều và không lẫn với tạp chất.

- Sử dụng Bentonite: Phải đảm bảo các đặc tính sau:

+ Tỷ trọng: 1,2 gam/ml.

+ Độ nhớt: Marsh khoảng 30~40 giöy.

+ Độ tách nước < 40cm³.

+ Độ pH trong khoảng 7÷10.

+ Hàm lượng cát ≤ 5%.

*Thiết bị kiểm tra tại hiện trường:

- Thiết bị trắc đạc: Máy kinh vĩ, máy thủy bình.

- Thiết bị kiểm tra hố đào: Thước đo dây cáp có bấm mốc chia mét và thước thép.

- Thiết bị kiểm tra dung dịch Bentonite:

+ Cân tỷ trọng BAROID và cân bùn để đo tỷ trọng.

+ Phễu tiêu chuẩn (có vài lỗ chảy đường kính 4,75mm để cho dung dịch Bentonite chảy qua trong thời gian phải lớn hơn 35 giây) để đo độ nhớt Marsh.

+ Dụng cụ “Élutriomètre”, bộ sàng cát để đo hàm lượng cát.

+ Dụng cụ lọc ép BAROID dưới áp lực 0,7Mpa trong 30 phút để đo độ tách nước.

+ Giấy pH để đo độ pH.

- Thiết bị kiểm tra bê tông:

- + Phễu tiêu chuẩn kiểm tra độ sụt.
- + Khuôn đúc mẫu: $15 \times 15 \times 15$ cm, theo tiêu chuẩn Việt Nam.
- + Khuôn đúc mẫu trụ: (15×30), theo tiêu chuẩn Mỹ.
- + Khuôn đúc mẫu trụ: (15×32), theo tiêu chuẩn Pháp.
- + Máy siêu âm của hãng PDI (Mỹ), Model: CHA.....

b. Chuẩn bị mặt bằng thi công:

- Lập tổng mặt bằng thi công: Phải thể hiện đầy đủ các nội dung công việc trên cơ sở tính toán nhằm phục vụ thi công thuận lợi nhất.

- Trên tổng mặt bằng phải thể hiện đầy đủ sự bố trí các công trình tạm như: Đường thi công, các khu vực gia công tại công trường, hệ thống đường điện, đường nước ống vách, nơi bố trí vật liệu, hệ thống ống dẫn hoặc mương thu hồi dung dịch Bentonite. Trong quá trình thi công, mặt bằng thi công đó được thực hiện theo đúng phương án đó được duyệt.

- Củng cố kiểm tra:

+ Kiểm tra trước khi thi công: Hệ thống điện nước phục vụ cho thi công và phục vụ sinh hoạt.

+ Kiểm tra và chạy thử máy móc và các thiết bị kỹ thuật.

+ Nghiên cứu thiết kế bản vẽ kỹ thuật.

+ Hướng thi công cho tường dẫn và tường Barrette, trên cơ sở tính toán kỹ tuyến đi lại của các phương tiện thi công như máy đào đất, xe vận chuyển đất, xe vận chuyển bê tông và các loại phương tiện khác..., chuẩn bị phương tiện xúc và vận chuyển đất từ đáy hố đào, chuẩn bị nơi đổ đất phế thải của công trình.

+ Xác định trình tự đào thi công cho toàn công trình.

+ Đảm bảo yêu cầu giao thông trên công trường không bị cản trở, đảm bảo được tiến độ và chất lượng công trình.

- Mặt bằng xây dựng phải được bố trí trên cơ sở bố trí máy thi công, kho vật liệu, cầu rửa xe bê tông và đường vận chuyển đất phế thải cũng như vật liệu cung cấp cho công trình, phải bố trí hợp lý.

c. Chuẩn bị hố đào:

- Trước khi đào hào phải tiến hành trắc địa cho toàn bộ công trình, định vị đường dẫn, đảm bảo yêu cầu đào đúng vị trí và hướng đào thẳng góc. Công tác đánh dấu mốc định về tọa độ, về độ cao phải được chuẩn bị kỹ và phải lập biên bản nghiệm thu trước khi thi công.

- Đào tường dẫn theo mặt bằng dọc tuyến hào định vị theo thiết kế kỹ thuật, đặt vào tường dẫn một khung cữ bằng thép được chế tạo sẵn. Tường dẫn bằng bê tông cốt thép hoặc xây bằng gạch XM max ≥ 75 định vị ở hai bên với chiều cao và chiều sâu để đảm bảo kích thước hố đào và thiết bị thi công không bị ảnh hưởng trong quá trình thi công.

- Với điều kiện địa chất nếu mực nước ngầm thấp hơn mặt đất ($1 \div 1.5$) tường định vị được xây trong hố, móng đào dọc trục công trình với độ sâu ($70 \div 100$)cm. Nền của hố móng phải bằng phẳng và đầm chặt.

- Trường hợp đất yếu mực nước ngầm ≤ 1 m sử dụng tường bê tông cốt thép max 200 sâu 200cm.

- Khu vực địa chất có nước ngầm cao, mặt bằng phải đắp cát thì tường định vị được đặt lên nền đất tự nhiên hoặc đất đắp được đầm chặt và cao hơn mặt nền công trường từ ($10 \div 20$)cm, trên mặt đất phải đặt một lớp đệm lót để thiết bị đi lại được thuận tiện.

- Phân chia từng phần hào đào cho phù hợp với điều kiện thực tế mặt bằng và điều kiện địa chất tại hiện trường để việc thi công có hiệu quả nhất, việc phân chia từng đợt thi công được tiến hành ngay trên tường định vị. -

- Đào hố panels đầu tiên:

+ Bước 1: Dùng gầu đào thích hợp để đảm bảo được kích thước định hình sẵn, đào một phần hố đến chiều sâu thiết kế, có thể đào cả hố khi kích thước hố đào nhỏ, đào đến đâu phải kịp thời cung cấp dung dịch Bentonite đến đó.

+ Bước 2: Đào phần hố bên cạnh, cách phần hố đầu một đợt.

+ Bước 3: Đào nốt phần còn lại (Đào trong dung dịch Bentonite) để hoàn thành một panels đầu tiên theo thiết kế.

+ Bước 4: Đặt gioăng chống thấm CWS vào hố đào sẵn (có thể sử dụng dụng cụ được thiết kế phù hợp) trong dung dịch Bentonite, sau đó hạ lồng thép vào hố móng.

+ Bước 5: Đổ bê tông theo phương pháp vữa đồng.

+ Bước 6: Hoàn thành đổ bê tông cho toàn bộ panels thứ nhất. Đào hố cho panels tiếp theo và tháo bộ giá lắp gioăng chống thấm.

+ Bước 7: Đào một phần hố đến độ sâu thiết kế. Đào cách panels đầu tiên một đót sau khi bê tông của panels trước đó đã liên kết được khoảng 12 giờ.

+ Bước 8: Đào tiếp đến sát panels số 1.

+ Bước 9: Gỡ bộ giá lắp gioăng chống thấm bằng gầu đào khỏi cạnh panels số 1, nhưng gioăng chống thấm CWS vẫn nằm tại chỗ tiếp giáp giữa hai panen

+ Bước 10: Hạ lồng cốt thép xuống hố đào chứa đầy dung dịch Bentonite. Đặt bộ giá lắp cùng với gioăng chống thấm vào vị trí.

+ Bước 11: Đổ bê tông cho panels thứ hai bằng phương pháp vữa dâng như panels số 1.

+ Bước 12: Tiếp tục đào hố cho panels thứ ba ở phía bên kia của panels số một. Việc thực hiện đặt bộ giá lắp cùng với gioăng chống thấm và hạ lồng cốt thép, đổ bê tông cho panels thứ ba giống như đó thực hiện cho các panels trước.

-Tiếp tục thi công theo qui trình thi công như vậy để hoàn thành toàn bộ bước tường trong đất như thiết kế.

* Chú ý:

-Khi có bê tông xong, phải đập nắp các ống đổ để dị vật khỏi rơi vào

-Chỉ tiến hành kiểm tra chất lượng bê tông Barrette sau 28 ngày.

-Nhận xét kết quả kiểm tra:

Đánh giá chất lượng bê tông trong tường Barrette bằng phương pháp truyền siêu âm qua được căn cứ vào các số liệu sau đây:

+Theo biểu đồ truyền sóng. Nếu biểu đồ truyền sóng đều đều, biến đổi ít trong một biên độ nhỏ, chứng tỏ chất lượng bê tông đồng đều, nếu biên độ truyền sóng biến đổi lớn và đột ngột chứng tỏ bê tông có khuyết tật.

+Căn cứ vào vận tốc âm truyền qua:

Vận tốc sóng âm truyền qua bê tông càng nhanh chứng tỏ bê tông càng đặc chắc và ngược lại.

Có thể căn cứ vào số liệu trong bảng sau đây:

Bảng 2.4 . Bảng đánh giá chất lượng bê tông theo vận tốc âm[9]

Vận tốc ỏm (m/sec)	< 2000	2000ỏ3000	3000ỏ3500	3500ỏ4000	> 4000
Chất lượng bê tông	Rất kém	Kém	Trung bình	Tốt	Rất tốt

-Số lượng cọc Barrette cần kiểm tra

+Số cọc cần đặt ống siêu âm là 50%.

+ Số cọc cần kiểm tra ngẫu nhiên là 25%.

2.2. Công nghệ thi công neo đất:

Thi công neo đất để gia cố thành hố đào tường trong đất tạo điều kiện sử dụng tối đa diện tích mặt bằng để xây dựng phần việc ngầm của công trình.

Trình tự thi công neo đất được thực hiện theo qui trình sau:

2.2.1. Thiết bị thi công :

- Thiết bị khoan tạo lỗ cho neo:

Thiết bị khoan tạo lỗ cho neo phổ biến dùng các máy khoan MDL 120D1; Ziph - 300M, XBA - 500, UKB - 200/300, XNB - 2,

Ví dụ thụng số kỹ thuật máy khoan neo MDL 120D1:

+Xuất xứ: Trung Quốc

+Đặc tính kỹ thuật: CS=61.5 KW; 150-250 mm; H = 100-140 m

+Đường kính lỗ khoan: 120-300 (mm)

+Chiều dài lỗ khoan(ứng với đường kính lỗ): 50 m (Ø 120)

15 m (Ø 300)

+Góc độ lỗ khoan (chéch lên 200, trước 100)

+Áp lực tối đa : 26000 (N)

+Tốc độ gia áp : 16 (m/min)

+Lực võng : 34000 (N)

+Tốc độ nâng : 24 (m/min)

- Thiết bị kéo căng dây neo:

Thường sử dụng kích để kéo căng dây neo như: YCQ25Q-200, DX- 63 - 315, DP - 63 - 315, XM - 537, DGP - 230....

2.2.2. Quy trình thi công neo đất:

a. Tóm tắt quy trình thi công neo đất:

- Bước 1: Khoan tạo lỗ bằng máy khoan đến độ sâu thiết kế, thành lỗ được giữ ổn định bằng dung dịch Bentonite.

- Bước 2: Hạ neo vào lỗ khoan.

- Bước 3:Tiến hành bơm vữa xi măng qua ống bơm vào lỗ khoan theo phương pháp vữa dâng.

- Bước 4:Sử dụng kích để kéo căng dây neo sau khi vữa xi măng đã đạt cường độ theo thiết kế.

- Bước 5: + Khóa đầu neo (neo cố định).

+ Tháo rút cáp (neo tạm thời).

b. Các chú ý khi thi công neo đất:

- Không làm hư hỏng lớp bảo vệ cáp.

-Tránh làm bắn cáp bởi bụi và môi trường khi di chuyển cáp ở công trường.

- Tránh làm hư hại hố khoan khi lắp cáp.

c. Thí nghiệm kiểm tra neo đất:

- Thiết bị để thí nghiệm kiểm tra neo đất chủ yếu gồm kích để kéo thanh neo có đồng hồ đo lực, dây inva và đồng hồ đo chuyển vị của dây neo.

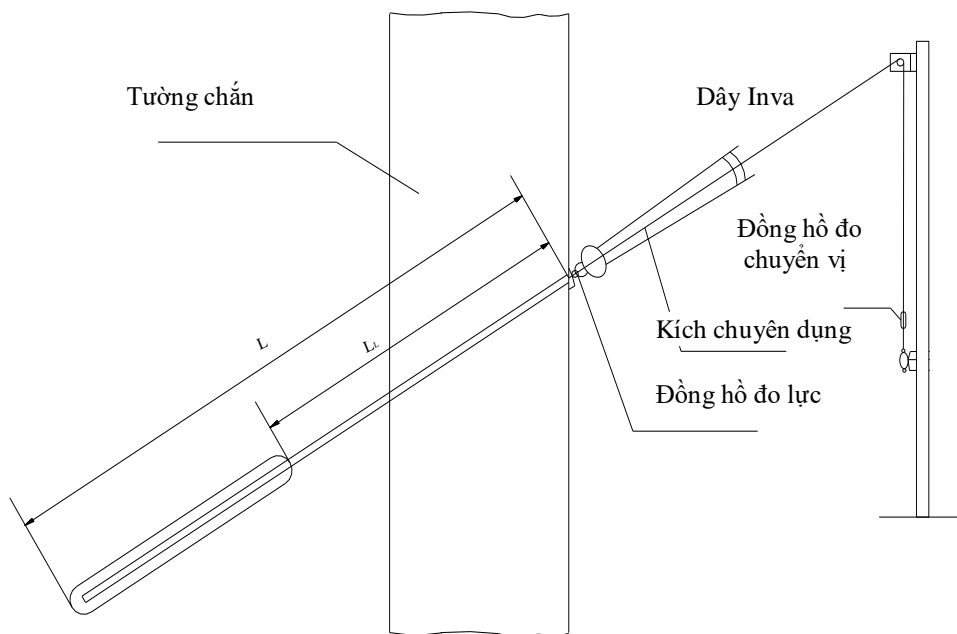
- Lực thử $T_{\max} \leq 0,75T_p$ (T_p : lực kéo tới hạn ở trạng thái dẻo của thép).

Như vậy tiết diện cốt thép được chọn phải đủ lớn để cho neo bị phá hoại không phải do cốt thép bị đứt mà do bầu neo bị phá hoại.

d. Thí nghiệm đến phá hoại, để xác định sức chịu tối đa của neo:

- Gia tải từng cấp, mỗi cấp bằng $10\%T_{\max}$ cho đến khi neo bị phá hoại, thời gian thí nghiệm kéo dài khoảng 60 phút. Lực kéo lớn nhất khi neo bị phá hoại là sức chịu tối đa của neo R_{\max} hay là sức kéo giới hạn T_u của cả neo.

Khi đó quy định sức kéo sử dụng là: $T_s = \frac{R_{\max}}{2} = \frac{T_u}{2}$



Hình 2.1: Sơ đồ thí nghiệm neo[2]

- Thí nghiệm để kiểm tra, xác định sức chịu đại trà của neo để xác định lực kéo sử dụng T_s .

Bảng 2.5. Số lượng neo thí nghiệm[2]

Tổng số lượng neo	Số lượng neo cần thí nghiệm
Lỗ 200	2 cái

20lỗ 500	3 cái
50lỗ 1000	4 cái
100lỗ 2000	5 cái
200lỗ 4000	6 cái

Lực thử: $T_e = 1,15 T_s$.

Các cấp gia tải là $10\%T_e$, thực hiện trong 60 phút. Các cấp dỡ tải là 10% , thực hiện trong 60 phút.

Chất lượng neo: Với lực thử $T_e = 1,15 T_s$, độ giãn dài hay chuyển vị của neo là $\Delta e = 10^{-4} L_L$. (Với L_L là chiều dài tự do của thanh neo).

- Ghi chú:

+ Trừ các neo thí nghiệm, tất cả các neo trước khi đưa vào sử dụng đều phải kéo thử với lực kéo sử dụng T_s .

+ Trong thực tế, việc thi công đúng qui trình và đảm bảo chất lượng của từng công đoạn, thì bao giờ cũng phải thỏa mãn điều kiện $\Delta e \leq L_L / 10^4$. Nếu không đảm bảo được điều kiện đó, chứng tỏ neo không đảm bảo chất lượng, thì tư vấn thiết kế cần phải xử lý.

+ Những neo thực hiện thí nghiệm kiểm tra đạt yêu cầu, được dùng vào công trình.

+ Những neo tạm thời dùng để neo tầng hầm nhà cao tầng trong thời gian thi công, khi xây dựng xong tầng hầm cần phải giải phóng neo bằng cách tháo bulông khóa đầu neo hoặc chốt nêm khóa đầu neo. Tẩy sạch đầu neo, trát xi măng cát mác cao, rồi hoàn thiện bề mặt tường tầng hầm.

CHƯƠNG 3

CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH

TƯỜNG TRONG ĐẤT CÓ NEO HIỆN HÀNH

Hiện nay, tồn tại nhiều phương pháp cả giải tích lẫn đồ thị để tính toán tường trong đất có neo. Sự khác nhau về nguyên tắc giữa các phương pháp, trước tiên nằm ở mức độ ảnh hưởng biến dạng tường lên giá trị áp lực tiếp xúc của đất. Các lý thuyết chặt chẽ tiến tới xét đến điều kiện thực tác động công trình với khối đất thường dẫn đến nhiều khó khăn và phức tạp trong tính toán. Để giải các bài toán này cần phải sử dụng các phương pháp số dựa trên các chương trình máy tính.

Tường trong đất có neo được tính toán theo các sơ đồ khác nhau phụ thuộc vào giai đoạn và phương pháp thi công, công nghệ thi công và vật liệu tường, trình tự thi công công trình. Dưới đây ta xem xét các phương pháp tính toán đơn giản, có tính chất cơ sở.

3.1. Dùng phương pháp giải tích:

3.1.1. Tính toán tường trong đất có một tầng neo:

Khi tính toán tường trong đất hạ vào khối đất không phá hoại cần xét đến liên kết gối tựa đầu dưới của chúng trong đất. Có thể xảy ra 3 trường hợp liên kết gối tựa sau đây:

- Tựa tự do;
- Ngàm hoàn toàn trong đất;
- Ngàm từng phần.

Khi tựa tự do, nghĩa là giả thiết tường xoay tự do ở phía chân tường vì thế không có sức kháng bị động ở phía sau tường và đất dưới hố đào chỉ gây nên sức kháng trôi từ mặt trước tường. Trong tường xuất hiện mô men uốn lớn nhất, còn độ sâu hạ tường trong đất nhỏ nhất (h.3.1). Sơ đồ làm việc này

thường thích hợp khi xây dựng tường trong đất sét, cát bụi và cát xốp do mức độ cố định chân tường không chắc chắn.

Khi ngàm hoàn toàn, nghĩa là giả thiết ngàm chống lại sự xoay của tường, trong trường hợp này sức kháng xuất hiện ở cả 2 phía của tường. Như vậy cần tính toán độ sâu hạ tường sao cho trong đó xuất hiện mô men nhịp nhỏ nhất, còn phản lực của đất tác dụng lên mặt sau tường lớn nhất. Biểu đồ mô men trong tường có hai dấu vì trục đàn hồi tường có điểm uốn (h.3.1c). Sơ đồ làm việc này chỉ xảy ra trong đất cát và sỏi cuội chặt do sức kháng bị động khá lớn đủ để tạo nên ngàm.

Ngàm từng phần là trạng thái trung gian giữa tựa tự do và ngàm hoàn toàn. Tương ứng với sơ đồ này mô men uốn và độ sâu ngàm có giá trị trung gian giữa 2 sơ đồ trên (h.3.1.b).

Tính toán tường gia cường neo 1 tầng thường tiến hành theo 2 sơ đồ: sơ đồ tựa tự do E.K Iakobi và sơ đồ đường đàn hồi Blima-Lomeiera.

Lựa chọn sơ đồ tính toán cho các trường hợp trên cần dựa vào độ cứng phân bố theo chiều dài của tường n , được xác định từ quan hệ :

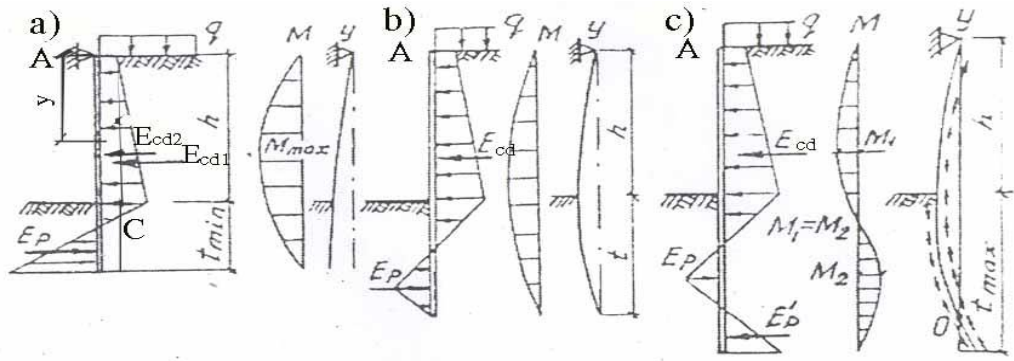
$$N = \frac{d_{av}}{t} \quad (3.1)$$

trong đó: t - độ sâu hạ tường xác định theo sơ đồ Blima-Lomeiera, m ; d_{av} - chiều cao quy đổi của tiết diện tường, m , bằng:

$$d_{av} = 3 \sqrt{\frac{12I}{D + j}} \quad (3.2)$$

trong đó: I và D - mô men quán tính, m^4 và đường kính cọc (chiều rộng tường, cừ), m ; j - khe hở giữa các cọc hoặc các cừ lân cận.

Khi $n \geq 0,06$ tường được coi như có độ cứng hữu hạn và được tính toán theo sơ đồ E.K Iakobi. Khi $n < 0,06$ tường được tính như tường mềm theo sơ đồ Blima-Lomeiera.



H.3.1. Các sơ đồ làm việc tường móng neo khi độ sâu hạ khác nhau:

a – khi tựa tự do, b- khi ngầm từng phần, c- khi ngầm toàn phần.

Theo sơ đồ E.K Iakobi, tường được xem như dầm tựa tự do tại vị trí gia cường neo và tại vị trí đặt tổng hợp lực của áp lực đất bị động E_p . Trong đó tất cả phần ngấp vào nền của tường chuyển vị về hướng hố đào. Giá trị t_{min} được xác định từ điều kiện cân bằng mô men từ áp lực chủ động và bị động đối với điểm gia cường neo. Biểu đồ mô men trong tường đơn đầu (h.3.1a). Tính toán để xác định độ chôn sâu của tường t_{MIN} và lực kéo tại điểm neo (phản lực gối tựa), cũng như giá trị mô men uốn trong tường có thể sử dụng phương pháp cân bằng lực.

Theo sơ đồ Blima-Lomeiera, phần tường chôn sâu vào nền có điểm uốn tại điểm 0 và gần đáy hố đào chuyển dịch theo hướng hố đào, còn thấp hơn điểm 0 - về hướng ngược lại. Phản lực bị động xuất hiện cả từ mặt đứng lẫn mặt sau tường. Điều đó tạo nên hai biểu đồ đơn đầu của mô men uốn (h.3.1c).

Để xác định độ chôn sâu của tường t_{MIN} và lực kéo tại điểm neo (phản lực gối tựa), cũng như giá trị mô men uốn trong tường theo sơ đồ này, ta giả thiết rằng cường độ sức kháng bị động của đất tăng tuyến tính cùng với chiều sâu và sức kháng phản lực ngược của đất từ mặt sau tường thấp hơn điểm xoay 0 của nó tác dụng trong dạng lực tập trung E'_p đặt tại điểm xoay. Tường có một thanh neo trong trường hợp này được tính toán như dầm tĩnh định tựa trên hai gối - tại điểm gia cường neo và tại điểm đặt lực tập trung E'_p . Dầm chịu tải trọng từ áp lực chủ động và bị động.

* Sau đây giới thiệu phương pháp tính toán bằng phương pháp đồ thị đường đàn hồi (theo sơ đồ E.K Iakobi và Blima-Lomeiera): Phương pháp này được thực hiện theo trình tự sau.

Trên hình vẽ (h.3.2) thể hiện sơ đồ từng lớp địa chất và vị trí điểm gia cường neo. Sau đó xây dựng biểu đồ áp lực chủ động và bị động của đất. Tung độ biểu đồ được xác định theo công thức (3.3) và (3.4). Giá trị áp lực bị động chính xác hơn được xác định theo lý thuyết B.B. Xokolôpxki lấy $\delta = \varphi$, nhưng không lớn hơn 30^0 .

Biểu đồ áp lực đất lên tường khi tính toán được xây dựng trên cơ sở chiều sâu hạ dự kiến, định hướng lấy bằng $0,5h$ đối với cát và $0,75$ đối với đất sét.

Tiếp theo, tung độ biểu đồ σ_{ah} và σ_{ph} triệt tiêu lẫn nhau, còn biểu đồ kết quả được chia thành các hình thang đơn vị chiều cao $0,5-1,0m$. Sau đó trừ các lực cân bằng, các diện tích tỷ lệ của các hình thang đơn vị và đặt chúng tại tâm trọng lực của các hình thang (h.3.2c.).

Theo các lực đó xây dựng đa giác lực (h.3.2d) và đa giác dây (h.3.2e). Đường khép kín của đa giác dây A'C khi tính toán theo sơ đồ Blima-Lomeiera được kẻ qua điểm A' cắt tia 0 với đường ngang đi qua mức neo gia cường tới tường sao cho thoả mãn điều kiện

$$y_1 = (1 + 1,1)y_2 \quad (3.3)$$

Điểm C cắt đường khép kín A'C với đa giác dây xác định độ sâu tính toán hạ t_0 , tương ứng với ngàm tường trong đất. Giá trị tung độ biểu đồ mô men trong tường xác định theo công thức

$$M = \eta y, \quad (3.4)$$

trong đó: η - khoảng cách toạ độ cực trong tỷ lệ lực, N; y - tung độ đa giác dây trong tỷ lệ tuyến tính của hình vẽ, m.

Theo đa giác lực (h.3.2g) thể hiện giá trị E_p' và lực trong neo Q_{ah} . Giá trị Q_{ah} bằng giá trị đoạn nền đa giác lực nằm giữa tia cuối cùng của nó và tia kẻ song song với đường khép kín A'C, có xét đến tỷ lệ lực tương ứng. Khi

ngiêng dây neo với đường nằm ngang 1 góc α , lực neo trong đó bằng $Q_{ah}/\cos\alpha$.

Phản lực E'_p xác định bằng đoạn nền đa giác lực nằm giữa tia cuối của nó (số 13) và tia kẻ song song với đường khép kín A'C đặt ở mức điểm C. Sự trùng khớp điểm dưới cắt đường khép kín với đường dây cong và giới hạn dưới của biểu đồ tải trọng đạt được bằng cách tiếp cận liên tục. Nếu đường khép kín cắt với đường dây cong cao hơn mức đặt lực E'_p , thì chiều sâu chấp nhận hạ tường ban đầu cần được giảm xuống.

Theo giá trị E'_p xác định chiều dài đoạn tường thấp hơn điểm C, cần thiết để điều chỉnh phản lực ngược E'_p

$$\Delta t = \frac{E'_p}{2\bar{q} (k' \lambda_{ph} - \lambda_{ah})} \quad (3.5)$$

trong đó: $\bar{q} = \sum \gamma_i h_i + q$ - ứng suất thẳng đứng trong khối đất tại mức đặt lực E'_p ; k' - hệ số xét đến sự giảm cường độ phản lực do tác dụng của lực ma sát theo tường hướng lên phía trên (chúng được thể hiện bằng các mũi tên trên sơ đồ trục đàn hồi trên h.3.3c).

Giá trị k' xác định theo bảng 3.1

Bảng 3.1. Hệ số xét đến sự giảm cường độ phản lực do tác dụng của lực ma sát theo tường hướng lên phía trên

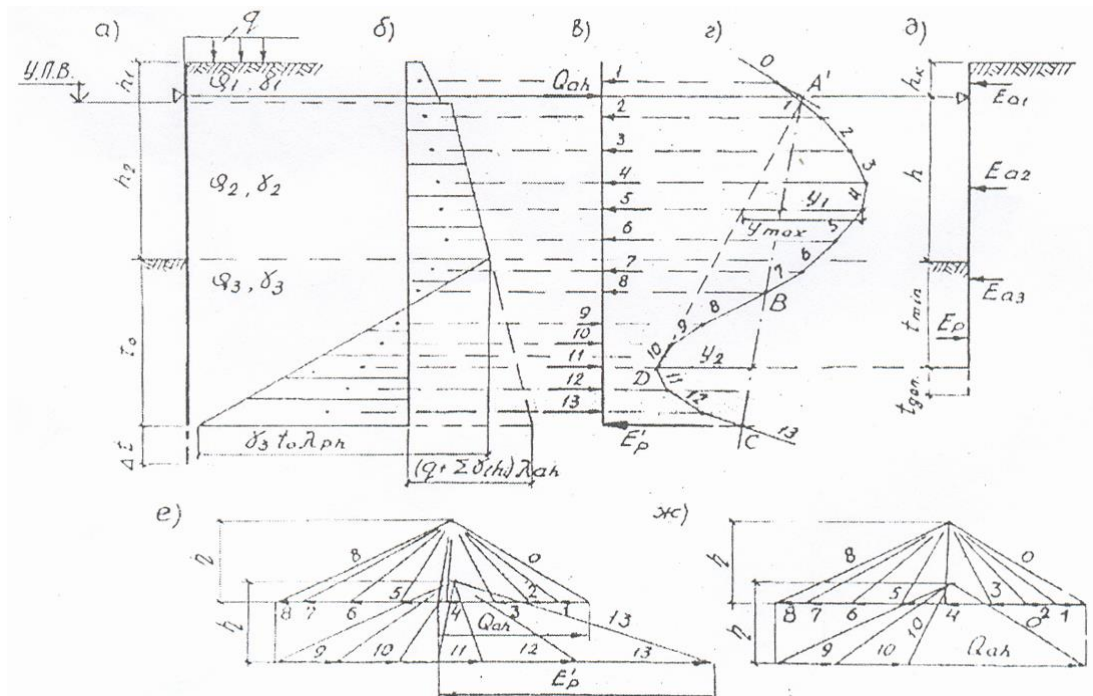
φ , độ	15	20	25	30	35	40
K'	0.75	0.64	0.55	0.47	0.41	0.35

$$\text{Độ sâu hạ tường toàn bộ bằng } t = t_0 + \Delta t \quad (3.13)$$

Trong tính toán thực tế thường lấy $t = (1,15 - 1,2)t_0$

Khi tính toán theo sơ đồ Iakobi đường khép kín A'D kẻ theo tiếp tuyến đến đa giác dây (đường chấm chấm trên h.3.2d). Trong đó, sao cho hệ lực tác dụng lên tường nằm trong sự cân bằng, hướng tia 10 của đa giác lực và hướng

đường khép kín A'D cân phải trùng nhau. Lực Q_{ah} theo sơ đồ Iakobi bằng giá trị đoạn đa giác lực trên h.3.3m, nằm giữa tia 8 của nó và tia 10 song song với A'D. Mô men uốn trong tường theo sơ đồ đó có giá trị lớn nhất $M_{max} = y_{max}\eta$. Điểm D xác định độ sâu tính toán tối thiểu hạ tường t_{min} , tương ứng với tựa tự do đầu dưới của tường lên đất. Trong trường hợp đó, tường nằm trong trạng thái giới hạn về ổn định, để tăng mức độ an toàn chiều sâu hạ thực tế lấy $t = 1,2 t_0$.



Hình 3.2. Các sơ đồ tính toán đồ thị tường neo theo Blumi-Lomeiera và Iakobi: a- sơ đồ tường, b- biểu đồ tải trọng, c- sơ đồ tải trọng quy đổi trong dạng lực tập trung theo Blumi-Lomeiera, d- sơ đồ xây dựng đa giác dây, e- sơ đồ lực khi xoay tường xung quanh điểm gia cường neo theo Iakobi, l- đa giác lực theo Blumi-Lomeiera, m- đa giác lực theo Iakobi.

Khi bố trí đường khép kín giữa các đường A'C và A'D tường sẽ bị ngàm từng phần trong đất. Đối với ngàm như vậy, biểu đồ tải trọng và mô men trình bày trên h.3.2b. Tính toán tường theo sơ đồ Blima-Lomeiera, “Tường trong đất” có độ sâu “du” nên cần phải chỉnh lý trên cơ sở các số liệu thử nghiệm. Kết quả thử nghiệm cho thấy, biểu đồ thực tế của áp lực chủ động và

bị động phụ thuộc vào tính biến dạng của đất, tường, tính biến dạng của neo gia cường và có thể khác với các dự kiến trong tính toán. Giá trị mô men uốn của nhịp và lực neo trong tường với các trụ neo không chuyên vị cần được xác định theo công thức điều chỉnh sau đây:

$$M_{TT} = M_{m\grave{a}} \cdot k_d \quad (3.6)$$

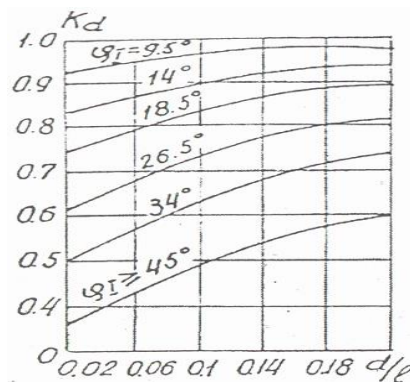
$$Q_{ahTT} = 1,4 \cdot Q_{ah} \quad (3.7)$$

trong đó: K_d - hệ số xác định theo đồ thị (h.3.3) phụ thuộc vào giá trị góc ma sát trong và tỷ lệ chiều dày d của tường đối với chiều dài nhịp l .

Trên hình 3.2 ứng với tường từ cừ BTCT, chiều dày d_{av} đối với các loại tường khác cần xác định theo công thức (3.1). Chiều dài nhịp l lấy định hướng như khoảng cách A'B trên đa giác dây. Góc ma sát trong của đất trong

giới hạn nhịp l xác định theo công thức : $\varphi_{li} = \sum_{i=1}^n \varphi_{li} h_i / l \quad (3.8)$

trong đó: φ_{li} và h_i – góc ma sát trong và chiều dày lớp đất thứ i .

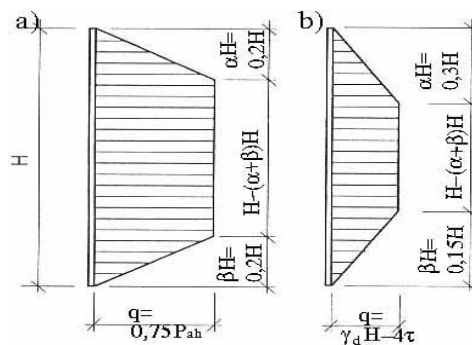


Hình.3.3. Đồ thị để xét ảnh hưởng độ cứng tường
đến giá trị mô men uốn trong tường

Đối với kết cấu có tải trọng phân bố trên mặt đất cần xét 2 trường hợp tính toán. Thứ nhất - khi tải trọng liên tục trên bề mặt tạo nên mô men công xôn cực đại ở mức gia cường neo và giá trị lực neo lớn nhất, trường hợp thứ 2 - khi tải trọng q bắt đầu trên khoảng cách $a = h_{ktg}(45^0 - \varphi/2)$ kể từ tường trong đó: h_K - chiều cao phần công xôn tường. Trong trường hợp đó xuất hiện mô men uốn cực đại trong phần nhịp tường.

3.1.2. Tính toán tường trong đất có nhiều tầng neo:

Áp lực đất lên tường chắn phụ thuộc vào độ cứng của tường, thời gian và trình tự lắp đặt neo. Có nhiều giả thiết về dạng biểu đồ áp lực đất và giá trị của nó (xem bảng 3.2), biểu đồ áp lực đất cho tường chắn nhiều tầng neo trình bày trên hình 3.4.



Hình 3.4. Biểu đồ áp lực bên của đất lên
tường chắn có nhiều tầng neo theo Terzaghi

a) cho đất rời b) cho đất dính

Phương pháp đồ thị tính toán tường 2 neo theo sơ đồ Blima-Lomeiera do A.Ph.Novinkop soạn thảo trình bày trong sổ tay Budrin A.Ia., Demin G.A[..].

Khi tồn tại 3 tầng neo (gối tựa) hoặc lớn hơn, tường công trình ngầm được tính toán theo nhiều phương pháp: phương pháp dầm thay thế, phương pháp lực chống không thay đổi hoặc thay đổi trong quá trình đào, phương pháp dầm liên tục, phương pháp tính toán như tấm trên nền đàn hồi bằng

cách sử dụng lý thuyết biến dạng tổng thể hoặc cục bộ, tính toán bằng phương pháp phần tử hữu hạn theo chương trình trên máy tính điện tử.

Bảng 3.2. Áp lực đất tác dụng lên tường chắn có nhiều tầng neo

Tác giả	Cát			Sét		
	θ	β	q	θ	β	q
K. Terzaghi	0,2	0,2	$0,8\gamma K_a H \cos\varphi_0$	0,3	0,15	$\gamma H - 4c$
P.Pek	-	-	-	0,3	0,15	$\gamma H - 4c$
G.P. Tschebotariof	0,1	0,2	$0,2\gamma H$	0,6- 0,75	0,4- 0,25	$(0,3-0,375)\gamma H$
A. Spinker	0,2	0,2	$0,8\gamma K_a H$	-	-	-
K. Flaot	0	0	$0,65\gamma K_a H$	0,25	0	$\gamma H - mc$ $(1,6 < m < 4)$

Ghi chú:

+ Theo G. P. Tschebotarioff và K. Flaot trị số giới hạn dưới của q đối với đất sét cho tường chắn tạm thời, còn giới hạn trên cho tường vĩnh cửu

+ Các ký hiệu γ - dung trọng đất; K_a - hệ số áp lực đất chủ động; H- độ sâu hố đào; φ_0 - góc ma sát giữa đất và tường; c- lực dính của đất.

Trên hình 3.4 trình bày sơ đồ tính toán tường có nhiều thành neo theo phương pháp dầm liên tục. Các vị trí neo tốt nhất bố trí đều nhau. Tải trọng chuyển lên tường giữa 2 nhịp neo theo Terzaghi có thể lấy phân bố đều như sau:

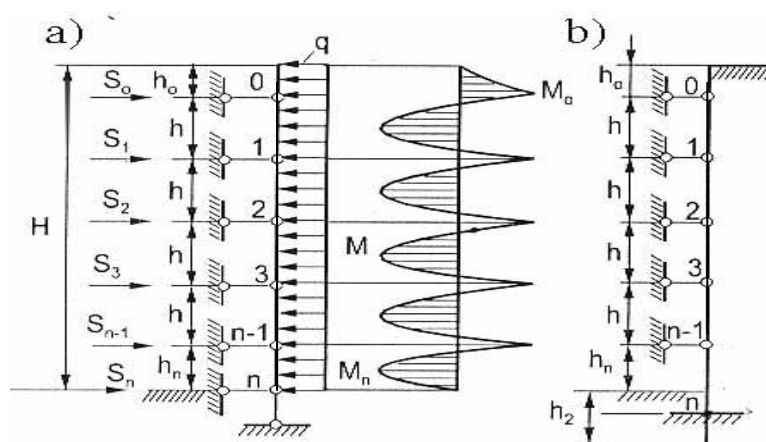
Đối với cát: $q = 0,8\gamma H \lambda_{ca} \cos\varphi_0$;

Đối với sét: $q = \gamma H - 4c$.

trong đó: γ - trọng lượng của đất; H- độ sâu hố đào; c- lực dính của đất sét; φ_0 - góc ma sát giữa đất và tường.

Độ chôn sâu của tường vào đáy hồ đào cần phải đủ để cân bằng với áp lực bị động $S=0,5qh$. Chiều cao của nhịp trên h_0 và nhịp dưới cùng (tới thanh neo dưới cùng) h_n có thể lấy sơ bộ bằng $h_0= 0,354h$ và $h_n=0,808h$. Trong trường hợp đất tốt vị trí ngàm quy ước có thể lấy khoảng $(1/3 - 1/2) h_2$ sâu hơn so với đáy hồ đào, lúc này nhịp cuối h_n là khoảng cách từ thanh neo cuối tới ngàm quy ước.

Các giá trị mô men uốn tác dụng lên tường và phản lực gối tựa (lực tác dụng lên thanh neo) xác định như dầm liên tục trong bài toán cơ học kết cấu.



Hình 3.5. Sơ đồ tính toán trụ cứng nhiều nhịp như dầm liên tục

Khi tính toán tường gia cường bằng neo dự ứng lực xét đến lực bổ sung xuất hiện trong tường khi căng neo.

Để đơn giản hoá tính toán người ta coi độ cứng là tuyệt đối, nghĩa là không tính đến ảnh hưởng của độ võng lên sự phân bố phản lực đất xuất hiện khi căng neo. Khối đất được coi như nền đàn hồi thoả mãn lý thuyết Vinkler với sự thay đổi hệ số nền tuyến tính theo chiều sâu.

Mô men uốn M_{ZQ} và lực cắt Q_{ZQ} trong tường từ ứng suất neo xác định theo công thức sau:

$$M_{ZQ} = \sum_{n=1}^k S_n \theta - (Z/L)^3 \{2Q_s L [1,5 - (Z/L)] - 3M_s [1,333 - (Z/L)]\} \quad (3.9)$$

$$Q_{ZQ} = \sum_{k=1}^k \eta S_n - (Z/L)^2 \{8Q_s [1,125 - (Z/L)] - 12(M_s / L) [1 - (Z/L)]\} \quad (3.10)$$

Trong đó: S_n - thành phần nằm ngang của lực căng neo trong dây thứ n lên 1m dài tường, N/m; Z - khoảng cách từ đỉnh tường đến tiết diện đang xét, m; k - số lượng dây neo theo chiều cao tường; n - số thứ tự dây neo khi đánh số từ trên xuống dưới ($n=1, 2, 3 \dots$); L - chiều cao tường từ đỉnh đến đáy, m;

$$Q_s = \sum_{n=1}^k S_n ; \quad M_s = \sum_{n=1}^k S_n a_n ;$$

A_n – khoảng cách từ đỉnh tường đến dây neo thứ n ;

$$\theta = \begin{cases} Z - a_n, & \text{nếu } Z > a_n; \\ 0, & \text{nếu } Z \leq a_n; \end{cases}$$

$$\eta = \begin{cases} I, & \text{nếu } Z > a_n; \\ 0, & \text{nếu } Z \leq a_n. \end{cases}$$

Lực toàn bộ trong tường được xác định bằng cách cộng các lực nhận được trong tính toán thông thường cho tường có n số lượng trụ chịu chuyên vị ngang và lực từ ứng suất neo:

$$M_Z = M_{ZQ} + M_{Z0}; \quad Q_Z = Q_{Za} + Q_{Z0}; \quad Q_{ah} = S_n + Q_{ah0} \quad (3.11)$$

trong đó: M_{Z0} , Q_{Z0} , Q_{ah0} - tương ứng mô men uốn, lực cắt và thành phần phản lực ngang trong neo lên 1 mét dài tường nhận được khi tính toán tường không có ứng suất trước của neo.

*Trong thực tế xây dựng, công trình ngầm nhiều tầng có tỷ lệ kích thước chiều dài và chiều rộng không lớn, công trình có thể coi như hệ không gian làm việc đồng thời với đất nền xung quanh. Tường công trình ngầm có kích thước mỏng so với chiều sâu, được giữ ổn định bằng nhiều gối tựa (sàn, dầm các tầng, neo). Thi công các loại tường này nói riêng và công trình ngầm nhiều tầng nói chung thường sử dụng phương pháp "Tường trong đất" kết hợp

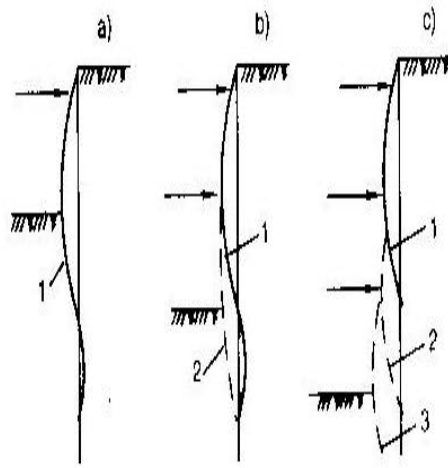
phương pháp thi công sàn "từ trên xuống", hoặc hố đào sâu kết hợp neo. Tường loại này, như trên đã nêu được giữ ổn định bằng hệ thanh neo- gối tựa, lần lượt lắp đặt trong quá trình thi công. Do độ sâu "ngàm" quy ước của tường trong đất trong quá trình thi công thay đổi, số lượng và vị trí gối tựa được bổ sung, tải trọng lên tường tăng dần nên sơ đồ tính toán tường và nội lực xuất hiện trong tường theo từng giai đoạn thi công cũng thay đổi.

Hiện nay, người ta thường sử dụng 2 phương pháp đơn giản, thông dụng để tính toán tường kể đến quá trình thi công là: phương pháp của Nhật Bản trên cơ sở các giả thiết của Sacchipana và phương pháp tính toán tường như dầm trên nền đàn hồi.

3.1.3 Phương pháp Sachipana :

*Phương pháp này dựa trên kết quả đo đạc nội lực và biến dạng thực của tường làm căn cứ, cụ thể:

- Sau khi đặt tầng neo dưới, lực dọc trục của tầng neo trên hầu như không đổi, hoặc thay đổi không đáng kể;
- Chuyển dịch của thân tường từ điểm neo dưới trở lên, phần lớn đã xảy ra trước khi lắp đặt tầng neo dưới (xem hình 3.6);
- Giá trị mômen uốn trong thân tường do các điểm neo trên gây nên chỉ là phần dư lại từ trước khi lắp đặt tầng neo dưới;
- Trong đất dính, thân tường xem là đàn hồi dài vô hạn;
- Áp lực đất thân tường từ mặt đào trở lên phân bố hình tam giác, từ mặt đào trở xuống phân bố theo hình chữ nhật (do đã triệt tiêu áp lực đất tĩnh ở bên phía đất đào);



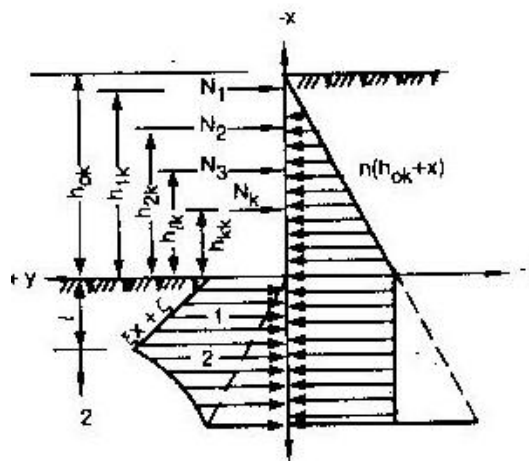
1,2,3: Chuyển dịch thân tường sau lần đào 1,2,3;

a,b,c: Quá trình đào

Hình 3.6: Sơ đồ quan hệ của neo với chuyển dịch của thân tường trong quá trình đào đất

-Trên cơ sở các kết quả đo thức tế này, Sachipana đưa ra phương pháp tính lực dọc trục thanh neo và mômen thân tường trong quá trình đào đất với những giả thiết cơ bản như sau (xem hình 3.7):

+ Điểm neo được coi là bất động sau khi lắp thanh neo;



1: Vùng dỏ 2: Vùng đàn hồi

Hình 3.7: Sơ đồ tính toán chính xác theo phương pháp Sachipana.

+Phản lực hướng ngang của đất bên dưới mặt đào chia thành hai vùng: vùng dỏ đạt tới áp lực đất bị động có chiều cao l và vùng đàn hồi có quan hệ đường thẳng với biến dạng của thân tường;

+ Sau khi lắp đặt tầng neo dưới thì trị số lực dọc trục của tầng neo trên không đổi.

* Theo chiều cao toàn bộ tường có thể chia thành ba vùng: vùng từ hàng neo thứ k cho đến mặt đào, vùng dèo và vùng đàn hồi từ mặt đào trở xuống, từ đó lập được phương trình vi phân đàn hồi cho trục tường. Căn cứ vào điều kiện biên và điều kiện liên tục ta có thể tìm được công thức tính lực dọc trục N_k của tầng neo thứ k, cũng như công thức tính nội lực và chuyển vị của nó. Với những lập luận và giả thiết trên, kết quả tính toán nhận được khá chính xác, nhưng do công thức có chứa hàm bậc 5 nên tính toán khá phức tạp.

- Để đơn giản tính toán, sau khi nghiên cứu Sachipana đã đưa ra phương pháp gần đúng nhưng đơn giản hơn với các giả thiết cơ bản sau (xem minh họa hình 3.7):

+Phản lực chống hướng ngang của đất lấy bằng áp lực đất bị động, trong đó $(\xi x + \zeta)$ là trị số áp lực bị động sau khi trừ đi áp lực đất tĩnh

+Điểm neo được coi là bất động sau khi lắp thanh neo;

+Sau khi lắp đặt tầng neo dưới thì trị số lực dọc trục của tầng neo trên không đổi

+ Điểm mômen uốn thân tường bên dưới mặt đào $M=0$ xem là một khớp và bỏ qua lực cắt trên thân tường từ khớp ấy trở xuống.

Phương pháp giải gần đúng chỉ cần dùng hai phương trình cân bằng tĩnh học sau:

$$+ \sum Y = 0$$

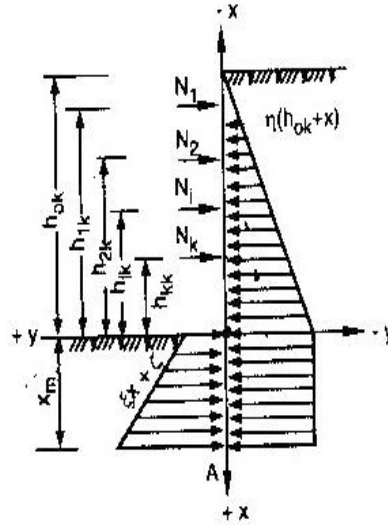
$$+ \sum M_A = 0$$

Do $\sum Y = 0$, nên:

$$N_k = \frac{1}{2} \eta h_{ok}^2 + \eta h_{ok} x_m - \sum_1^{k-1} N_i - \zeta x_m - \frac{1}{2} \xi x_m^2 \quad (1)$$

Do $\sum M_A = 0$ và từ công thức (3.1), sau khi đơn giản ta có:

$$\frac{1}{3}\xi_m^3 - \frac{1}{2}(\eta h_{ok} - \zeta - \xi_{kk})x_m^2 - (\eta h_{ok} - \zeta)h_{kk}x_m - \left[\sum_1^{k-1} N_i h_{ik} - h_{kk} \sum_1^{k-1} N_i + \frac{1}{2}\eta h_{ok}^2 \left(h_{kk} - \frac{1}{2}h_{ok} \right) \right] = 0 \quad (2)$$



Hình 3.8: Sơ đồ tính toán gần đúng theo phương pháp Sachipana

- Các bước tính toán của phương pháp giải gần đúng này như sau:

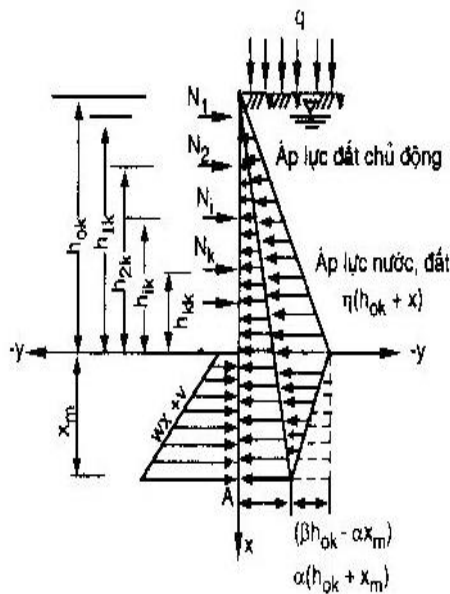
+ Bước1: ở giai đoạn đào thứ nhất, kí hiệu dưới chân của công thức (1) và công thức (2) lấy k=1, còn N_1 lấy bằng không, từ công thức (2) tìm ra x_m sau đó thay vào công thức (1) để tìm ra N_1 .

+Bước2: ở sau giai đoạn đào thứ hai, kí hiệu dưới chân của công thức (1) và công thức (2) lấy k=2, còn N_1 chỉ có một N_1 là số đã biết, từ công thức (2) tìm ra x_m sau đó thay vào công thức (1) tìm ra N_2 .

+Bước3: ở sau giai đoạn đào thứ ba, k =3, có hai N_i , tức N_1, N_2 là số đã biết, từ công thức (2) tìm ra x_m , sau đó thay vào công thức (1) tìm được N_3

Tiếp tục như vậy, sau khi tìm được lực dọc trục của các tầng thanh neo, nội lực thân tường cũng sẽ dễ dàng xác định.

Mô men thân tường trong phương pháp giải gần đúng (trừ phần mômen âm ra), có hình dạng tương tự như phương pháp giải chính xác, trị số mômen lớn nhất lớn hơn phương pháp giải chính xác khoảng trên 10%, tức là thiên về an toàn.



Hình 3.9. Một sơ đồ tính khác của phương pháp giải gần đúng Sachipana.

Trên hình 3.9 trình bày sơ đồ tính toán của một phương pháp tương tự như phương pháp Sachipana, nhưng áp lực nước, đất phía sau tường thì khác, áp lực nước bên dưới mặt đào giảm tới không. Lực chống của đất ở bên bị động đạt tới áp lực đất bị động, để phân biệt với phương pháp Sachipana phần áp lực đất tính được giảm đi, lấy $(wx+v)$ thay cho $(\xi x + \zeta)$.

3.1.4. Phương pháp phần tử hữu hạn:

*Phương pháp phần tử hữu hạn để tính hệ thanh trên nền đàn hồi được xây dựng trên mối quan hệ đàn hồi tuyến tính của đất và tải trọng tác dụng lên nó. Nguyên lý tính toán là giả thiết kết cấu chắn đất từ mặt đáy móng trở lên là phần tử dầm, phần tử từ đáy móng trở xuống là phần tử dầm trên nền đàn hồi, neo là phần tử gối tựa đàn hồi, tải trọng là áp lực chủ động của đất theo phương ngang và áp lực nước. Nhờ các phần tử hữu hạn của hệ thanh có thể xét các loại nhân tố trong quá trình đào đất (thanh neo được tăng theo với độ sâu đào, việc thay đổi số lượng đặt neo, chuyển vị của kết cấu chắn đất trước khi neo, ảnh hưởng của lực trục tăng trước đối với sự biến đổi nội lực trong kết cấu chắn đất...). Mặc dù giữa kết quả tính toán so với số liệu thực đo có

chênh lệch nhất định nhưng đây là một phương pháp tính toán kết cấu chắn đất có tính thực dụng và giản tiện trong tính toán.

*Áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn của hệ thanh để tính kết cấu tường trong đất có neo. Phương pháp phần tử hữu hạn để tính hệ thanh trên nền đàn hồi được xây dựng trên mối quan hệ đàn hồi tuyến tính của đất và tải trọng tác dụng lên nó. Nguyên lí tính toán là giả thiết kết cấu chắn đất từ mặt đáy móng trở lên là phần tử dầm, phần tử từ đáy móng trở xuống là phần tử dầm trên nền đàn hồi, neo là phần tử gối tựa đàn hồi, tải trọng là áp lực chủ động của đất theo phương ngang và áp lực nước. Nhờ các phần tử hữu hạn của hệ thanh có thể xét các loại nhân tố trong quá trình đào đất (thanh neo được tăng theo với độ sâu đào, việc thay đổi số lượng đặt neo, chuyển vị của kết cấu chắn đất trước khi neo, ảnh hưởng của lực trục tăng trước đối với sự biến đổi nội lực trong kết cấu chắn đất...). Mặc dù giữa kết quả tính toán so với số liệu thực đo có chênh lệch nhất định nhưng đây là một phương pháp tính toán kết cấu chắn đất có tính thực dụng và giản tiện trong tính toán.

* Phân tích phương pháp phần tử hữu hạn ứng dụng tính hệ thanh trên nền đàn hồi:

Cũng giống như các phương pháp phân tích phần tử hữu hạn khác, phương pháp phần tử hữu hạn tính hệ thanh trên nền đàn hồi cần được thực hiện theo quá trình như sau: Rời rạc kết cấu -> hình thành ma trận độ cứng của phần tử -> ma trận độ cứng phần tử gộp thành ma trận cứng tổng -> sử dụng phương trình cân bằng của hệ giải để tìm ra chuyển vị của nút. Tiến hành phân tích kết hợp đào hố móng với quá trình lấp đất trở lại.

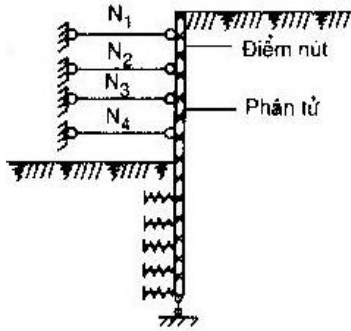
- Bước 1: Xác định tải trọng:

g - Tải mặt đất.

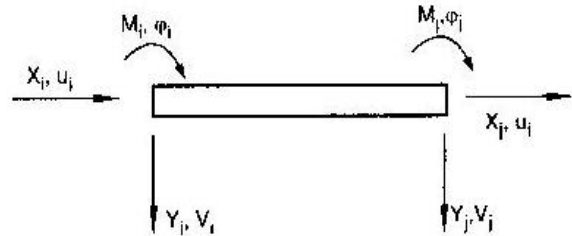
q_a - áp lực đất chủ động, tính theo lí thuyết Rankine, từ đáy móng trở lên phân bố theo hình thang, từ đáy móng trở xuống phân bố hình chữ nhật.

-Bước 2: Rời rạc phần tử kết cấu chắn đất (hình 3.10).

Chia theo chiều đứng kết cấu chắn giữ đất thành hữu hạn các phần tử, xét tới độ chính xác của việc tính toán, cứ cách 1-2m chia thành một phần tử. Để giản tiện tính toán, vị trí đột biến về mặt cắt, tải trọng, hệ số nền của nền đàn hồi và điểm neo, đều lấy làm điểm liên kết (nút).



Hình 3.10: Rời rạc hữu hạn kết cấu tường chắn



Hình 3.11: Sơ đồ tính phần tử dầm

- Bước 3: Xác định ma trận độ cứng của mỗi phần tử.

Mối quan hệ giữa tải trọng tác dụng lên phần tử với chuyển vị của nút phần tử được xác định bằng ma trận độ cứng của phần tử $\{K\}^e$:

$$[F]^e = [K]^e \{ \delta \}^e \quad (3.3) ; \text{trong đó:}$$

- + $[F]^e$ - Lực tại nút của phần tử;
- + $\{ \delta \}^e$ - Chuyển vị của nút;
- + $[K]^e$ - Ma trận độ cứng phần tử;

Áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn của hệ thanh để tính kết cấu tường chắn, thông thường sử dụng hai sơ đồ tính toán sau đây:

Hình 3.11a là sơ đồ tính toán thông dụng của kết cấu tường chắn phân tích theo phương pháp phần tử hữu hạn hệ thanh. Bộ phận kết cấu tường chắn từ mặt đáy hố móng trở lên áp dụng phần tử dầm, bộ phận từ mặt đáy hố móng trở xuống áp dụng phần tử dầm trên nền đàn hồi, thanh kéo là phần tử gối đàn hồi. Tải trọng là áp lực chủ động của đất và áp lực nước ngầm.

U_i, u_j - Chuyển vị hướng trục ở nút i, j .

V_i, v_j - Chuyển vị hướng ngang ở nút i, j .

φ_i, φ_j - Góc xoay ở nút i, j .

E - Mômen đàn hồi của vật liệu kết cấu tường chắn

I - Mômen quán tính mặt cắt kết cấu tường chắn

A - Diện tích mặt cắt kết cấu tường chắn, l - Độ dài phần tử

• Đối với neo: Mỗi nút có 1 bậc tự do ma trận độ cứng phần tử là:

$$[K]^e = \frac{EA}{l} \begin{pmatrix} 0 & \text{Đôi} & & & & & \\ 0 & 1 & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & \text{xúng} & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & & & \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & & \\ 0 & 0 & \delta & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

trong đó:

E - Môđun đàn hồi của vật liệu neo.

A - Diện tích mặt cắt thanh neo.

L - Độ dài thanh neo.

• Với phần tử dầm trên nền đàn hồi, ma trận độ cứng có 2 loại giả định.

Ở mỗi điểm nút của phần tử dầm trên nền đàn hồi đặt một thanh gối tựa đàn hồi phụ, thì độ cứng là: $K = K_h B l$ (3.4)

trong đó:

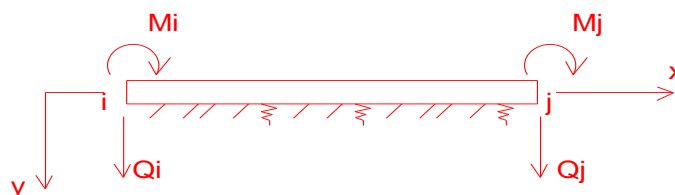
K_h - Hệ số nền theo hướng ngang của đất nền.

B - Chiều rộng tính toán của dầm, thường lấy 1m. L - Chiều dài dầm.

Dùng phần tử dầm trên nền đàn hồi Winkler, như hình 3.13 lấy đường trục của dầm làm trục x thì phương trình vi phân của đường cong đàn hồi là:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -Ky + q$$

trong đó: q cường độ tải trọng trên dầm.



Hình 3.13: Phần tử dầm trên nền đàn hồi Winkler

Lợi dụng phương pháp thông số ban đầu có thể giải hệ thức

$$\begin{Bmatrix} M_{xi} \\ Q_i \\ M_{zj} \\ M_{ij} \\ Q_j \\ M_{zj} \end{Bmatrix} = \frac{2EI_z}{l^3} \begin{Bmatrix} 1 & & & & & & \\ & \gamma_1 & & & & & \\ & & 0 & l\beta_1 & l^2\alpha_1 & & \\ & & 0 & 0 & 0 & 1 & \\ & & 0 & -\gamma_2 & -l\beta_2 & 0 & \gamma_1 \\ & & 0 & l\beta_2 & l^2\alpha_2 & 0 & -l\beta_1 & l^2\alpha_1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_{xi} \\ Y_i \\ \theta_{xi} \\ \theta_{xj} \\ Y_j \\ \theta_{xj} \end{Bmatrix}$$

trong đó:

M_{xi}, M_{xj} - Mômen quanh trục x ở nút i,j

Q_i, Q_j - Lực cắt ở nút i,j

M_{zi}, M_{zj} - Mômen quanh trục z ở nút i,j

θ_{xi}, θ_{xj} - Góc xoay quanh trục x ở nút i,j

Y_i, y_j - Chuyển vị ngang ở nút i,j

θ_{zi}, θ_{zj} - Góc xoay quanh trục z ở nút i,j

E - Môđun đàn hồi của vật liệu kết cấu chấn đất;

I_z - Mômen quán tính mặt cắt kết cấu chấn đất

l - Độ dài phần tử dầm

$\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2, \gamma_1, \gamma_2$ - Là các hệ số tính theo công thức sau:

$$\alpha_1 = \frac{ch\lambda ch\lambda l - \cos \lambda l \sin \lambda l}{sh^2 \lambda l - \sin^2 \lambda l} \lambda l;$$

$$\alpha_2 = \frac{ch\lambda l \sin \lambda l - sh\lambda l \cos \lambda l}{sh^2 \lambda l - \sin^2 \lambda l} \lambda l;$$

$$\beta_1 = \frac{ch^2 \lambda l - \cos^2 \lambda l}{sh^2 \lambda l - \sin^2 \lambda l} (\lambda l)^2;$$

$$\beta_2 = \frac{2sh^2 \lambda l \sin \lambda l}{sh^2 \lambda l - \sin^2 \lambda l} (\lambda l)^2;$$

$$\gamma_1 = 2(\alpha_1\beta_1 - \alpha_2\beta_2);$$

$$\gamma_2 = 2(\alpha_1\beta_2 - \alpha_2\beta_1);$$

trong đó:

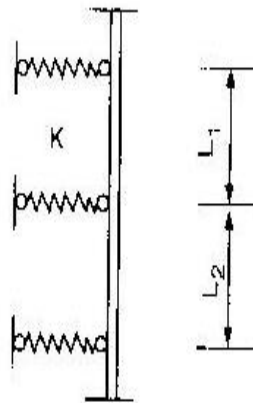
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{KB}{4EI}}$$

- Bước 4: Ma trận độ cứng tổng:

Căn cứ vào điều kiện biến dạng đồng điệu (tức là chuyển vị của nút kết cấu và chuyển vị trí của mỗi một phần tử trong cùng một nút là như nhau), thì ma trận độ cứng phần tử $[K]^e$ hợp thành ma trận tổng độ cứng $[K]$.

Đối với lò so đại diện cho hệ đàn hồi của nền không xem là phần tử, sau khi hình thành tổng ma trận độ cứng $[K]$ có thể căn cứ vào sơ đồ tính toán của các giai đoạn thi công để xem trị K của hệ số đàn hồi nền chồng lên vị trí tương ứng của tổng độ cứng. Khi đó cần phải chú ý là, căn cứ hệ số K đã lấy sử dụng cần phải nhân với trị bình quân của hai cự li lò xo liền kề, tức là:

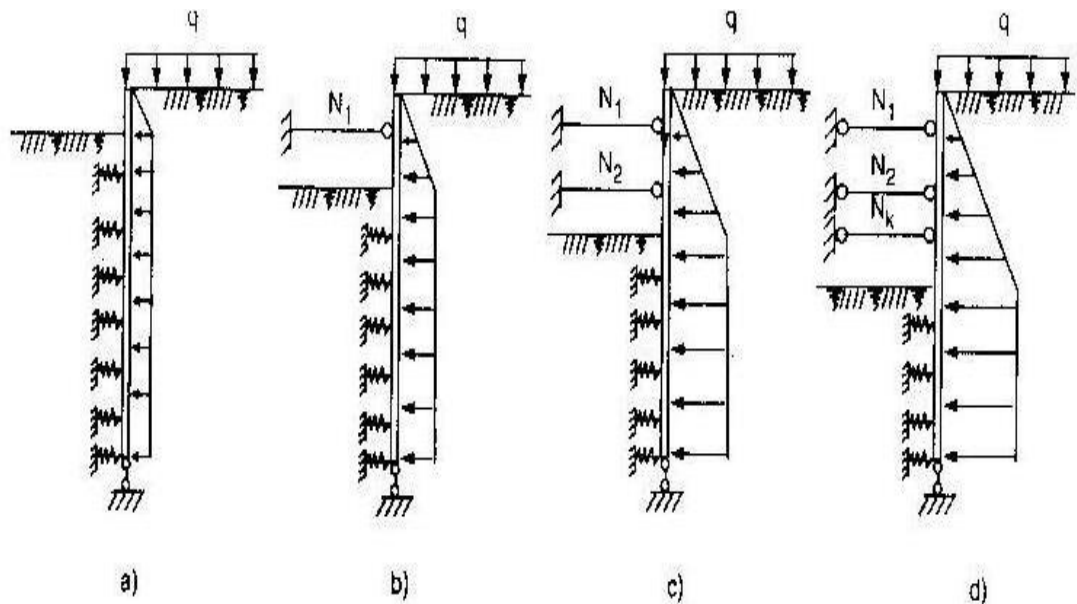
$$K' = \frac{L_1 + L_2}{2} K \quad \text{nếu hình 3.14}$$



Hình 3.14: Cách xác định hệ số đàn hồi K của nền.

Lấy K' thay cho K chồng lên tổng độ cứng tương ứng

- Bước 5: Căn cứ vào điều kiện cân bằng tĩnh tải trọng bên ngoài tác động vào nút kết cấu bắt buộc phải cân bằng với tải trọng bên trong của kết cấu.



Hình 3.15: Sơ đồ tính toán kết cấu có xét tới quá trình đào đất

Nếu tải trọng bên ngoài đã biết thì có thể tìm được chuyển vị nút của kết cấu theo công thức sau:

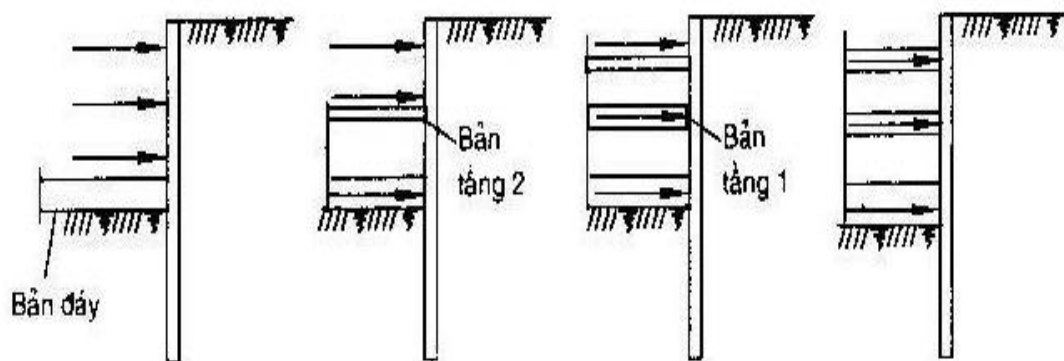
$$[K] \{ \delta \} = \{ R \}$$

trong đó:

$[K]$ - Ma trận tổng độ cứng.

$\{ \delta \}$ - Ma trận chuyển vị.

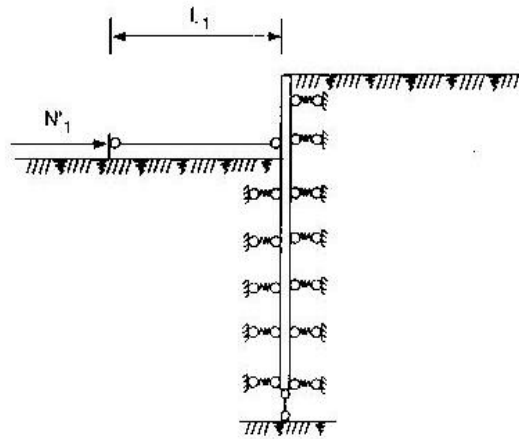
$\{ R \}$ - Ma trận tải trọng.



Hình 3.16: Sơ đồ tính toán kết cấu có xét tới việc tháo lắp neo

Để xét đến yếu tố thi công một cách chính xác, cần tiến hành nghiên cứu ảnh hưởng của việc lắp dựng hệ neo. Từ quan hệ chuyển vị và nội lực của kết

cầu tường chắn với vị trí điểm neo, căn cứ vào sơ đồ tính toán trong các hình 3.16 - 3.18 lặp lại các bước đã nêu từ bước 1 đến 5, có thể tìm được chuyển vị, mômen, lực cắt và lực trục của kết cấu chắn đất trong các giai đoạn khác nhau.



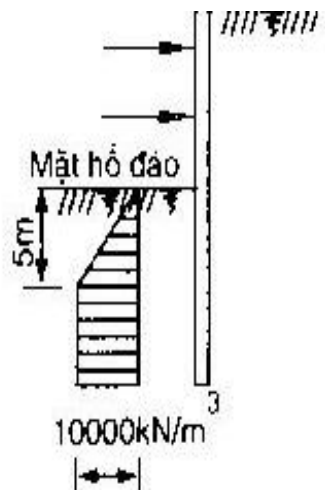
Hình 3.17: Lực trục tăng trước cho neo

Lấy hình bao nội lực của các giai đoạn đào để làm căn cứ thiết kế cuối cùng cho kết cấu tường chắn. Ngay trước khi lắp neo, kết cấu chắn đất đã bị biến dạng rất lớn tại vị trí đó, còn sau khi lắp neo thì biến dạng ở điểm ấy là rất nhỏ, tức là chuyển vị của kết cấu chắn đất phần lớn đã xảy ra trước khi lắp neo và đã ảnh hưởng đến nội lực của kết cấu chắn đất, do đó cần có sự điều chỉnh (h3.20-3.21).

Giả sử trước khi lắp neo, kết cấu tường chắn đã có giá trị chuyển vị δ_1 tại điểm đó (hình 3.15a), sau khi lắp neo và đào đất đến điểm neo tiếp theo (hình 3.15b) phải tiến hành điều chỉnh chuyển vị đối với hệ thanh neo tương ứng, lượng điều chỉnh là δ_1 , kết quả tính toán của giai đoạn này có thể tính toán dựa vào quan hệ nội lực của hệ thanh và biến dạng tương đối. Trong công trình thực tế, một thanh neo thường chống cho cả hai bên thành hố đào nên độ dài tính toán L_1 có thể lấy bằng một nửa của độ dài thanh neo. Khi kết cấu chắn đất ở trong vùng có công trình xây dựng mật độ cao, hay đường ống quanh đó bố trí dày chặt, thì thường phải khống chế chuyển vị của khối đất.

Do đó, trong thi công thường hay áp dụng công nghệ tăng trước lực trục của thanh neo để hạn chế biến dạng của kết cấu và hạn chế sinh ra mômen quá lớn, lực trục tăng trước thường có thể lấy bằng 30%-60% lực trục của thanh neo. ảnh hưởng của lực trục tăng trước đối với nội lực của kết cấu chắn đất có thể thực hiện bằng phương pháp sau đây: Cho lực trục tăng trước sau khi lắp hệ thống neo và trước khi đào bước tiếp sau là N_t sơ đồ tính toán tương ứng như hình 3.18. Từ hình 3.18 có thể biết, N_t nên tăng về phía gối tựa bên trái của thanh neo vì áp lực đất đá ở trạng thái cân bằng khi tăng trước lực dọc trục, hệ số phản lực K của lớp đất có thể lấy theo thí nghiệm ở hiện trường hoặc tra bảng có sẵn. Để tính toán biến dạng của khối đất ở gần mặt đào với độ an toàn dự trữ nhất định ta sử dụng sơ đồ trình bày trên hình 3.18.

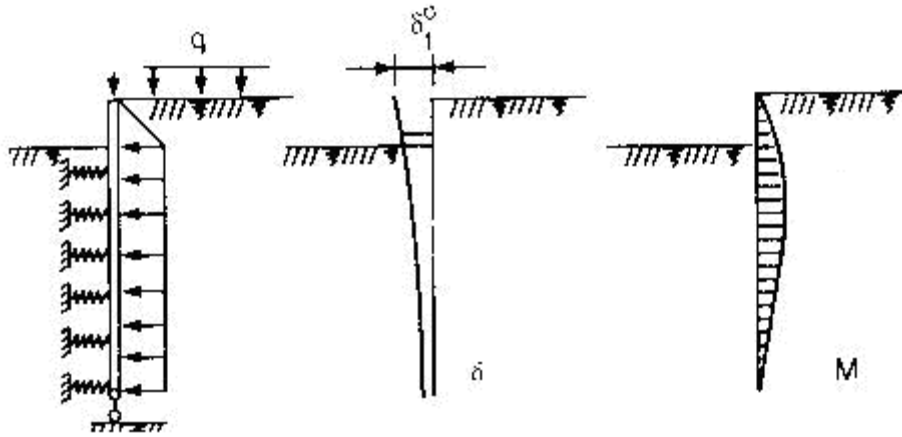
$$K = \begin{cases} 0 \div 1000 \text{ kN/m}^3, & z=0 \div 5 \text{ m} \\ 1000 \text{ kN/m}^3, & z > 5 \text{ m}. \end{cases}$$



Hình 3.18: Sơ đồ tính toán hệ số phản lực K

Lò xo nền đất phải xử lý như là lò xo chịu lực một chiều, tức là chỉ có thể nén chứ không thể kéo. Trị chuyển vị nội lực có được từ hình 3.19 phải chồng lên với kết quả trước khi chưa có lực trục tăng trước, rồi lại lấy trị số sau khi chồng lên ấy để điều chỉnh lại sự chịu lực của giai đoạn thi công sau.

*Trước khi lắp neo (sơ đồ như hình 3.19).



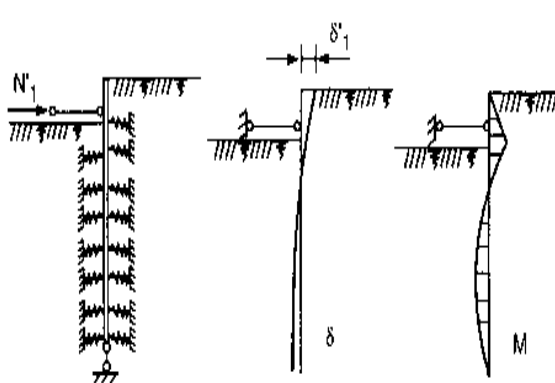
Hình 3.19: Sơ đồ trước khi lắp neo

- Yêu cầu: tính toán nội lực chuyển vị của kết cấu tường chắn công xon, vẽ sơ đồ chuyển vị lực cắt và mômen tương ứng:

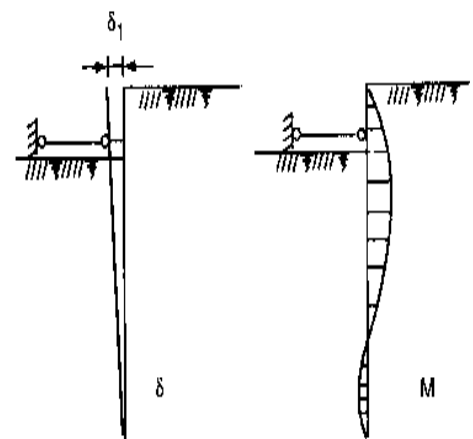
-Trình tự tiến hành như sau:

+Bước 1. Tăng trước lực trục N_1' , tìm sơ đồ chuyển vị và nội lực của tường chắn tương ứng như hình 3.19.

+Bước 2. Đem kết quả thu được sau khi cộng nội lực và chuyển vị của hình 3.18 tương ứng với hình 3.20 thu được kết quả như hình 3.22. Nếu không tăng trước lực dọc trục thì có thể không cần xét đến ảnh hưởng của lực trục tăng trước, hoặc cho $N_1' = 0$.



Hình 3.20. Sơ đồ tính toán lực trục tăng trước của tầng neo thứ nhất



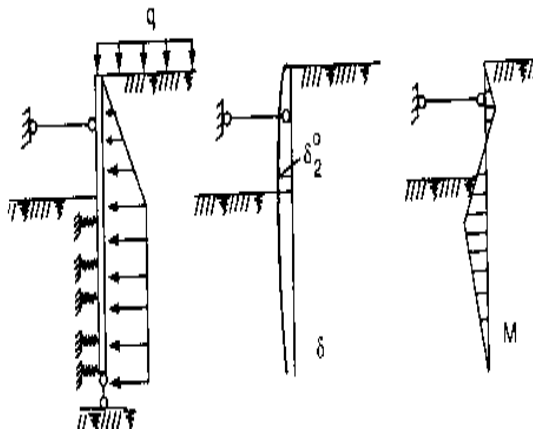
Hình 3.21. Kết quả cộng nội lực và chuyển vị

+Bước 3. Ở giai đoạn đào thứ 2, trị số chuyển vị phải điều chỉnh là δ_1 (hình 3.15) tại vị trí gối tựa tách khỏi thanh neo. Kết quả thu được xem hình 3.17 (lực trục tăng trước N'_1 không cộng chồng);

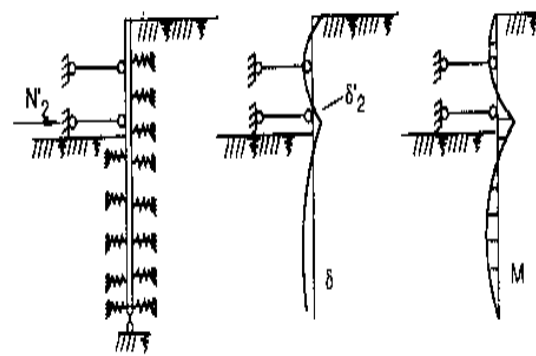
+Bước 4. Nếu tầng neo thứ 2 cần tăng trước lực dọc trục N'_2 thì sơ đồ tính toán và sơ đồ nội lực như hình 3.23

+Bước 5. Cộng nội lực và chuyển vị của hình 3.20 với hình 3.21 kết quả như hình 3.22, trong đó $\delta'_2 = \delta_2^0 + \delta_2$

+Bước 6. Ở giai đoạn đào thứ 3, giá trị điều chỉnh chuyển vị phải là δ_2 (hình 3.19), còn giá trị điều chỉnh δ_1 ở chỗ tầng neo thứ 1 không thay đổi, vị trí điều chỉnh đều ở gối tựa kết cấu tường chắn tách khỏi thanh neo. Sơ đồ tính toán và kết quả thu được như hình 3.26



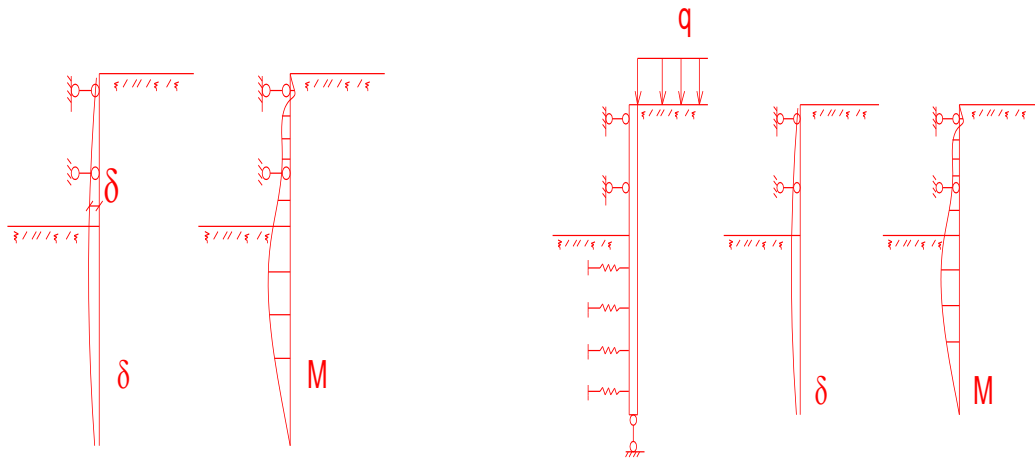
Hình 3.22: Sơ đồ
tính toán khi đào bước 2



Hình 3.23: Sơ đồ tính toán
tăng trước lực của tầng neo thứ 2

Trạng thái chịu lực của giai đoạn đào thể hiện theo sơ đồ đường bao cho các giá trị chuyển vị và trị nội lực. Căn cứ vào giá trị nội lực và chuyển vị lớn nhất tại vị trí các mặt cắt thu được để thiết kế mặt cắt cho kết cấu tường chắn và lựa chọn thanh neo.

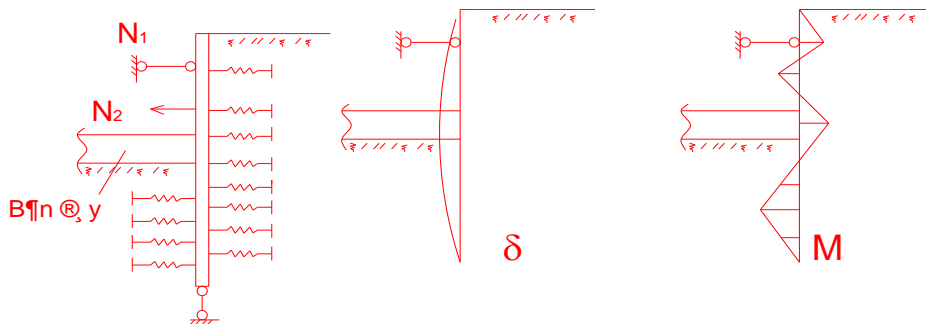
Đối với kết cấu tường chắn, ngoài việc xét đến quá trình đào, còn phải xét đến sự biến đổi nội lực trong quá trình tháo dỡ thanh neo. Ta xét sơ đồ có 2 hàng neo như ví dụ trên.



Hình 3.24: Kết quả cộng chồng nội lực và chuyển vị sau khi đặt tầng neo thứ 2

Hình 3.25: Sơ đồ tính toán bước đào thứ 3

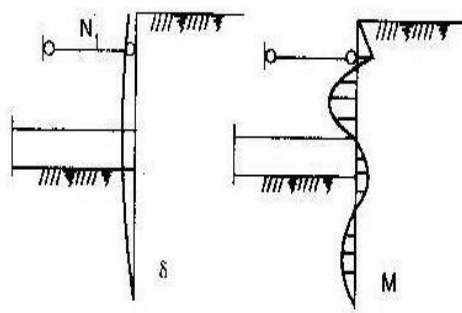
Hình 3.25 thể hiện hố móng đã đào đến cốt của đáy móng, tiến hành đổ bê tông bản đáy và dỡ bỏ tầng chông thứ 2. Lợi dụng nguyên lí cân bằng lực tại tầng neo thứ 2 tác động một lực N_2 có độ lớn bằng nhau còn chiều thì ngược lại, có thể tìm được nội lực và chuyển vị, khi tháo thanh neo như hình vẽ 3.26



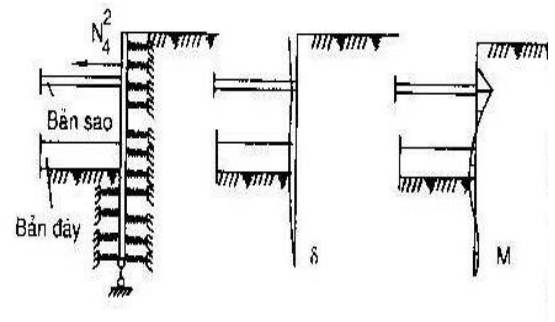
Hình 3.26. Sơ đồ tính toán khi dỡ bỏ tầng neo thứ 2

Nội lực trong kết cấu tường chắn và trong thanh neo sau khi tháo dỡ tầng neo thứ 2 có thể tìm được bằng cách cộng trị số nội lực của hình 3.20 với hình 3.21, kết quả trên hình 3.27 trong đó:

$$N_1^2 = N_1 + N_2$$



Hình 3.27. Kết quả cộng chồng nội lực sau khi dỡ bỏ tầng neo thứ 2



Hình 3.28. Sơ đồ tính toán sau khi dỡ bỏ tầng neo thứ nhất

Sau đó, đổ bê tông bản sàn đỉnh và dỡ bỏ hàng neo thứ nhất. Tại vị trí điểm tương ứng, tác động một lực có độ lớn bằng với N_1^2 và có chiều ngược lại, kết quả thu được như hình 3.28. Nội lực khi đó phải lấy bằng tổng nội lực của hình 3.27 và hình 3.28.

3.2. Dùng phương pháp số:

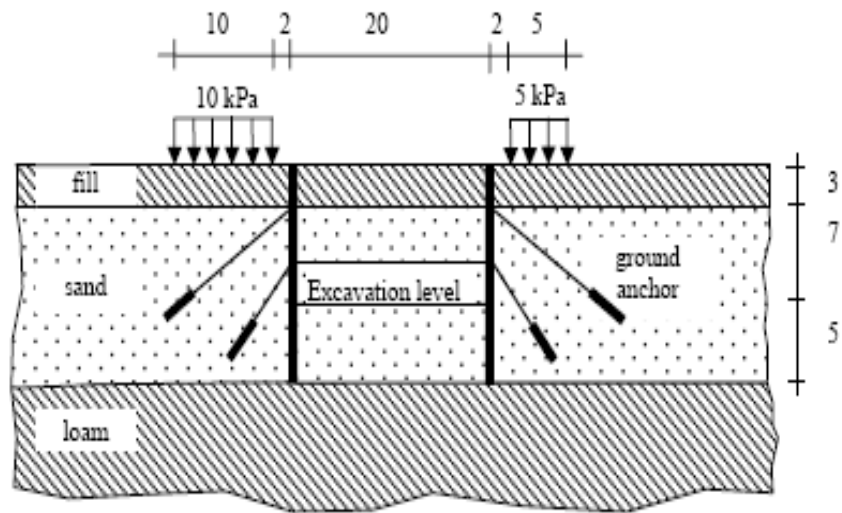
Plaxis 8.2 là một phần mềm được phát triển dựa trên cơ sở thuật toán phần tử hữu hạn để phân tích sự biến dạng và ổn định trong lĩnh vực địa chất công trình. Thủ tục đồ họa nhập vào đơn giản cho phép tạo mô hình phần tử hữu hạn phức tạp, tính năng được cải thiện cho phép cung cấp chi tiết những kết quả tính toán. Chức năng tính toán hoàn toàn tự động và dựa trên thủ tục số hoá mạnh mẽ.

3.2.1. Phạm vi áp dụng:

- Phân tích sự biến dạng và ổn định tường chắn đất có neo.
- Phân tích sự biến dạng và ổn định móng móng băng.
- Ứng dụng phân tích sự biến dạng và ổn định trong giai đoạn thi công xây dựng ngầm.
- Phân tích sự biến dạng và ổn định đê sông.
- Ứng dụng phân tích sự biến dạng và ổn định đường bộ.

3.2.2. Một số mô hình được thiết lập sẵn trong Plaxis 8.2:

a. Mô hình tính tường chắn đất có neo (h.3.30)



Hình 3.29. Mô hình tính tường chắn đất có neo

- Bước 1: Nhập dữ liệu đầu vào:

+ Mở file mô hình tính tường chắn đất có neo đã được lập thiết sẵn

+ Nhập các số liệu về các lớp đất (chiều dày, E , c , γ , ϕ , k , v)

+ Nhập các thông số tường chắn (EA , EI , v , d)

+ Nhập các thông số neo đất (EA , L_s , F_{max})

+ Nhập các tải trọng tác động.

+ Chia lưới phần tử tính toán hình tam giác.

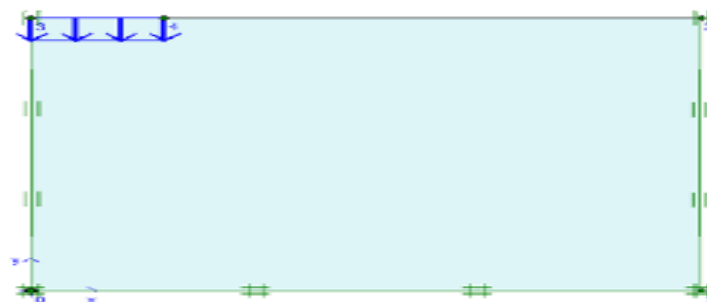
- Bước 2: Tính toán:

Bắt đầu tính toán bằng cách nhấn nút <Calculate>. Nhập cỡ thưng tin cần thiết vào hộp thoại tính toán.

- Bước 3: Xuất dữ liệu đầu ra:

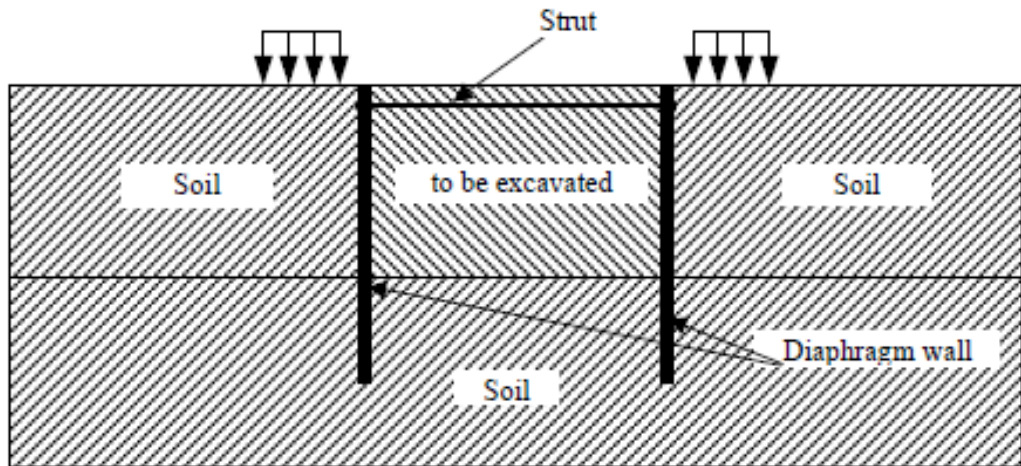
Kết quả dữ liệu đầu ra được biểu diễn qua đồ thị hoặc các bảng giá trị chuyển vị, ứng suất, nội lực; và xuất kết quả theo mặt cắt.

b. Mô hình tính móng băng (h.3.30)



Hình 3.30. Mô hình tính móng tiết băng

c. Mô hình tính trong giai đoạn thi công xây dựng ngầm (h.3.31)



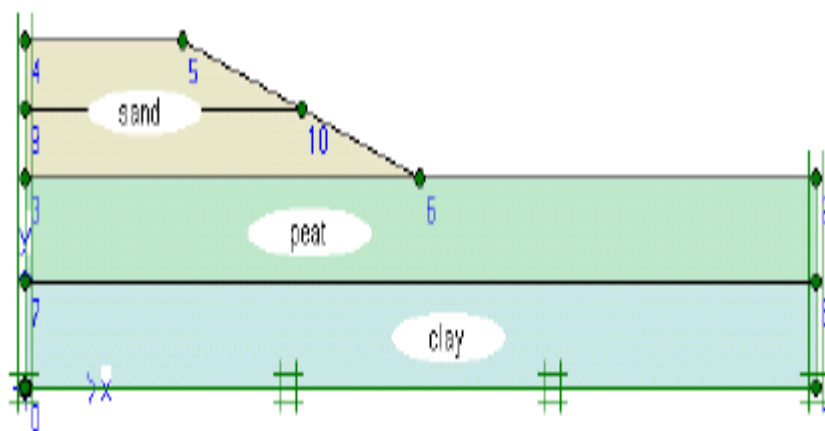
Hình 3.31. Mô hình tính trong giai đoạn thi công xây dựng ngầm

d. Mô hình tính đê sông (h.3.32)



Hình 3.32. Mô hình tính đê sông

e. Mô hình tính đường bộ (h.3.33)



Hình 3.33. Mô hình tính đường bộ

CHƯƠNG 4

CÁC MÔ HÌNH TÍNH TOÁN VÀ PHÂN TÍCH SỰ LÀM VIỆC CỦA NEO TRONG XÂY DỰNG TẦNG HẦM NHÀ CAO TẦNG TẠI THÀNH PHỐ HẢI PHÒNG

Tính toán neo đất bao gồm xác định chiều dài của chúng, độ nghiêng, khả năng chịu lực, độ bền từng chi tiết neo (dây neo, đầu neo, khoá, đế, ống trụ...). Dưới đây ta xem xét các mô hình tính toán neo đất:

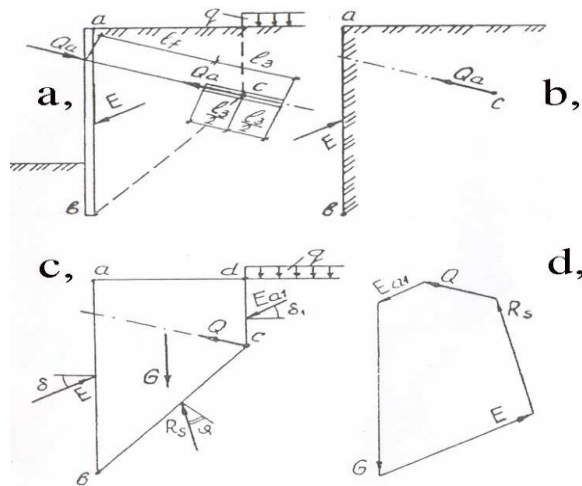
4.1. Các mô hình tính:

4.1.1. Mô hình tính neo đất theo phương pháp giải tích:

-Chiều dài và góc nghiêng của neo được xác định từ tính toán ổn định hệ “tường - đất -neo”.

-Sức chịu tải của neo đối với đất chủ yếu phụ thuộc vào bầu neo. Khả năng chịu tải của neo theo đất nền được cấu thành từ 2 thành phần:

- + Ma sát thanh bên của neo với đất.
- + Sức kháng của đất đối với gương neo (mặt trước của bầu neo).

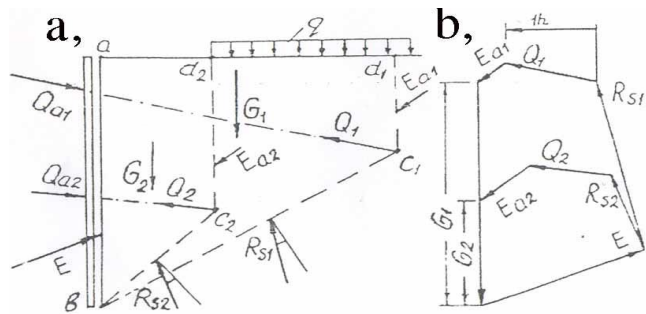


Hình 4.1. Mô hình tính toán ổn định hệ

“tường- đất- neo” theo phương pháp mặt trượt phẳng 1 neo

-Bầu neo nằm trong đất càng tốt thì sức chịu tải của neo càng lớn. Để đảm bảo hiệu quả kinh tế, cũng như khả năng chịu lực tin cậy của neo cần

chọn lớp đất tốt để đặt bầu neo. Không nên bố trí bầu neo trong đất yếu. Trong mọi trường hợp phải bố trí bầu neo vượt ra ngoài vùng trượt.

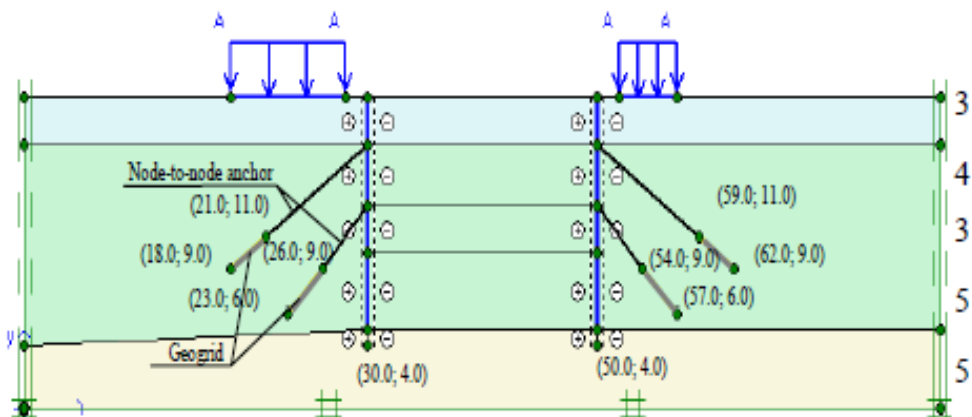


Hình 4.2. Mô hình tính toán ổn định hệ

“tường- đất- neo” theo phương pháp mặt trượt phẳng 2 neo

4.1.2. Mô hình tính neo đất trong phần mềm Plaxis 8.2:

Ta tính neo đất từ mô hình tính toán tường chắn đất có neo đã được xây dựng trong phần mềm Plaxis (Sơ đồ minh hoạ như hình 4.3)



Hình 4.3. Mô hình tính neo đất

4.2. Lời giải tính toán neo đất:

4.2.1. Phương pháp giải tích:

*Tính toán ổn định hệ “tường - đất -neo”.

Tính toán ổn định được thực hiện theo mặt trượt trụ tròn hoặc trượt phẳng.

Khi tính toán theo phương pháp mặt trượt phẳng - phương pháp Kranx- cho rằng mặt trượt sâu đi qua tâm phần làm việc của neo C và điểm b- điểm xoay tường trong khối đất (h.4.2).

Trong sơ đồ trên h.4.2b trình bày lực đặc trưng cho tác động của hệ “tường- đất” lên khối đất. Quy ước rằng, lực neo được đặt ở giữa phần làm việc của neo - tại điểm C.

Mục tiêu tính toán - xác định vị trí tối ưu điểm C, trong đó đảm bảo điều kiện ổn định của hệ” tường- đất - neo” và chi phí nhỏ nhất cho việc sản xuất neo.

Tính toán được tiến hành bằng phương pháp đúng dần.

Vị trí tối ưu của điểm C được lựa chọn trong quá trình tính toán ổn định khối abcd (h.4.2c), xuất phát từ điều kiện độ bền đất chống trượt theo mặt phẳng trượt bc. Trong trạng thái giới hạn có các lực sau tác động lên lăng thể abcd: E- áp lực tường neo; E_a- áp lực chủ động của đất (có xét đến gia tải) lên tường ảo dc, đi qua điểm c; G - trọng lượng lăng thể abcd; R_S – phản lực khối đất; Q - lực bảo đảm cân bằng giới hạn lăng thể.

Giá trị lực R_S và Q chưa biết, nhưng đã biết hướng tác động của chúng, vì vậy tính toán đơn giản nhất là tiến hành theo phương pháp đồ thị đa giác lực (h.4.2d). Tìm được giá trị lực Q so sánh nó với lực Q_a. Nếu Q=Q_a thì hệ “tường - đất- neo” nằm ở trạng thái cân bằng giới hạn về ổn định.

Độ ổn định của hệ “tường- đất-neo” sẽ đảm bảo tin cậy khi thoả mãn các điều kiện sau:

Đối với neo gia cường một tầng:

$$K_y = \frac{Q}{Q_a} \geq \gamma_d \quad (4.1)$$

Đối với gia cường neo nhiều tầng có độ nghiêng và chiều dài neo khác nhau:

$$K_{y_j} = \frac{Q_{ik}}{\sum_i^n Q_{aik}} \geq \gamma_d \quad (i, j = 1, 2, 3 \dots) \quad (4.2)$$

trong đó: K_{yy} - hệ số ổn định lăng thể trượt thứ i ; γ_d – hệ số độ tin cậy theo đất, lấy bằng 2,0 đối với neo tạm thời và 2,5 đối với neo cố định; Q_{ik} – lực thành phần ngang đảm bảo cân bằng giới hạn lăng thể trượt thứ i ; Q_{a1K} – thành phần nằm ngang của lực neo, điểm đặt của nó C_j nằm trong giới hạn chu vi lăng thể trượt thứ i bao gồm cả đường chu vi

Sơ đồ tính toán và đa giác lực đối với 1 trong những phương án bố trí neo khi gia cường 2 tầng neo cho tường h.4.2.

Trong đa giác lực để tính toán ổn định lăng thể abc_1d_1 ($i=1$) bao gồm G_1 - trọng lượng lăng thể; lực E và E_{Q1} ; R_{S1} - phản lực khối đất theo đường trượt bc_1 ; Q_1 – lực đảm bảo điều kiện cân bằng giới hạn.

Độ ổn định khối đất abc_1d_1 được xác định theo công thức (4.2)

$$K_{1y} = \frac{Q_{1K}}{Q_{a1K} + Q_{a2K}} \quad (4.3)$$

Độ ổn định khối đất abc_2d_2 ($i=2$) cũng được đánh giá như trên đối với gia cường 1 neo.

Hệ số ổn định được xác định theo công thức (4.1):

$$K_{2y} = \frac{Q_2}{Q_{a2}} \quad (4.4)$$

Khi xây dựng đa giác lực có thể gặp trường hợp hướng véc tơ Q_i ngược với chỉ dẫn trên hình 4.2. Kết quả tính toán như vậy cho thấy chiều dài neo thứ i không đủ.

Phương pháp tính toán ổn định của Kranxa thoả mãn tốt điều kiện làm việc của neo có ngàm loại A, trong khối đất của nó xuất hiện ứng suất kéo.

Để tính toán neo có ngàm loại B, trong thân của chúng chỉ xuất hiện ứng suất nén, thực tế và hợp lý hơn cả là sơ đồ tính toán có mặt trượt đi qua đế neo.

*Tính toán khả năng chịu tải của neo.

Tính toán neo theo khả năng chịu tải và độ bền từng chi tiết của nó được tiến hành theo tải trọng Q_Q - lực dọc tác dụng lên đỉnh neo từ công trình gia

cường trong điều kiện tổ hợp tải trọng bất lợi nhất có xét đến ứng suất sơ bộ của neo (neo ứng suất trước).

Tải trọng tính toán lên neo cần thỏa mãn điều kiện:

$$Q_Q \leq P_n \quad (4.5)$$

trong đó: P_n - tải trọng tính toán cho phép tác dụng lên neo.

Khi lựa chọn loại và kết cấu neo, số lượng tầng neo, khoảng cách giữa các tầng, khoảng cách giữa các neo trong tầng trong giai đoạn đầu thiết kế, tải trọng làm việc tính toán lên neo được xác định trên cơ sở tính toán sơ bộ, xuất phát từ lý thuyết khả năng chịu tải của neo theo đất P_d , và chấp nhận rằng:

$$\gamma_k P_n \leq P_d \quad (4.6)$$

trong đó: γ_k – hệ số độ tin cậy về ý nghĩa công trình bằng 1,4 - đối với neo cố định; 1,2 - đối với neo tạm thời.

Sức chịu tải của neo theo đất nền có thể xác định như tổng sức kháng của đất theo mặt bên và mặt trước (gương): $P_d = P_{d1} + P_{d2}$

trong đó: P_{d1} - sức kháng trượt của đất theo mặt bên; P_{d2} - sức kháng trượt của đất theo mặt gương.

Phụ thuộc vào kết cấu neo, giá trị P_d , được xác định xuất phát từ sức kháng trượt của đất theo mặt bên của toàn bộ lỗ khoan hoặc chỉ trong vùng neo.

- Sức kháng trượt của đất theo mặt bên xác định như sau:

$$P_{d1} = K_0 \Pi \cdot m_f \cdot f^H \cdot l \quad (4.7)$$

trong đó: $K_0 = 0,6$ – Hệ số đồng nhất của đất; Π - Chu vi lỗ khoan cho neo khoan (πd_{LK}) hoặc chu vi vòng bơm cho neo bơm (πd_{u3}); m_f – Hệ số phụ thuộc vào loại đất và dạng neo ($m_f = 1$ cho neo bơm; $m_f = 0,6$ cho neo khoan hình trụ và neo mở rộng trong cát; $m_f = 0,5$ cho tất cả các loại neo trong á cát, á sét, sét); l – Chiều sâu lỗ khoan hoặc vùng bơm; f^H – Sức chống trượt tiêu chuẩn của đất theo mặt bên lỗ khoan lấy theo bảng 4.1.

Nếu neo nằm trong đất nhiều loại khác nhau, giá trị tích $m_f \cdot f^H \cdot l$ được xác định bằng phương pháp cộng từng lớp.

Khi tính toán neo bơm, đường kính bầu neo có thể xác định theo công thức:

$$D = 2 \sqrt{\frac{(1 + \varepsilon)V}{\pi \cdot \varepsilon \cdot l_H}} \quad (4.8)$$

trong đó: ε - Hệ số độ rỗng của đất; V - Thể tích vữa thâm nhập khi bơm; l_H - Chiều dài vùng bơm (bầu neo).

- Sức kháng của bầu neo hoặc phần khoan mở rộng của neo theo mặt gương, có thể xác định theo công thức kinh nghiệm:

$$P_{d2} = K_0 (Ac^H + B \gamma h_d) (S - S_c) \quad (4.9)$$

Trong đó: A, B - Hệ số phụ thuộc góc ma sát trong của đất lấy theo bảng 4.2.

c^H - lực dính riêng tiêu chuẩn của đất sét hoặc các thông số tuyến tính của đất cát; h_d - chiều sâu đặt tâm vùng bơm hoặc phần mở rộng; S, S_c - Diện tích làm việc của phần mở rộng và diện tích mặt cắt lỗ khoan, γ - Trọng lượng riêng của đất.

Đối với neo hình trụ có phần mở rộng - khả năng chịu tải tính toán của neo theo đất P_d là sức kháng tổng cộng của đất theo mặt trước (gương) và mặt bên bầu neo:

$$P_d = P_{d1} + P_{d2} = K_0 \Pi \cdot m_f \cdot f^H \cdot l + K_0 (Ac^H + B \gamma h) (S - S_c) \quad (4.10)$$

Đối với neo khoan hình trụ không có phần mở rộng - sức kháng của đất chỉ tính theo mặt bên của neo:

$$P_d = P_{d1} = K_0 \Pi \cdot m_f \cdot f^H \cdot l \quad (4.11)$$

Bảng 4.1. Lực ma sát của đất f^H

Chiều sâu trung bình của lớp	f^H của đất cát, độ chặt trung bình MPa					
	Cát hạt trung, hạt thô	Cát nhỏ	Cát bụi			
	Đất sét có độ sệt I_L					
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
3	0,048	0,035	0,025	0,02	0,008	0,004
5	0,056	0,040	0,029	0,024	0,010	0,006
7	0,060	0,043	0,032	0,025	0,011	0,007
10	0,065	0,046	0,034	0,026	0,012	0,008
15	0,072	0,051	0,038	0,028	0,014	0,010
20	0,079	0,056	0,041	0,030	0,016	0,012
25	0,086	0,061	0,044	0,032	0,018	-

Bảng 4.2. Các giá trị A và B

φ^0	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
A	7,1	7,7	8,6	9,6	11,1	13,5	16,8	21,2	26,9	43,4	44,6	59,6
B	2,8	3,3	3,8	4,5	5,5	7,0	9,2	12,2	16,5	22,5	31,0	44,4

Giá trị sức chịu tải sơ bộ của neo theo đất P_d cũng có thể xác định theo công thức sau:

+ Đối với neo hình trụ có phần mở rộng:

$$P_d = \pi \cdot \gamma_C [d_C \sum \gamma_{CF} l_i f_i + 0,25 \gamma_{CR} (\alpha_1 C_I + \alpha_2 \gamma h) \cdot (D^2 - d_T^2)], \quad (4.12)$$

+ Đối với neo bơm phụt:

$$P_d = \pi \cdot \gamma_C [D \cdot \sum \gamma_{CF} l_i f_i + 0,25 \gamma_{CR} (\alpha_1 C_I + \alpha_2 \gamma h) \cdot (D^2 - d_T^2)], \quad (4.13)$$

trong đó: γ_C – hệ số điều kiện làm việc, bằng 0,8; γ_{CF} và γ_{CR} – các hệ số điều kiện làm việc phụ thuộc vào phương pháp mở lỗ khoan và phương pháp tạo bầu neo; d_T - đường kính thanh neo; d_C - đường kính lỗ khoan thi công neo, m; D - đường kính bầu neo hoặc vùng quy ước bơm phụt xung quanh thanh neo, m (đường kính vùng quy ước bơm phụt đối với tính toán sơ bộ lấy bằng $3d_C$); f_i – sức kháng tính toán của lớp đất thứ i theo mặt bên, KPa; l_i – chiều dày lớp đất thứ i tiếp xúc với mặt bên của neo, m; α_1, α_2 – hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào giá trị tính toán góc ma sát trong của đất tiếp xúc với mặt mở rộng của bầu neo; C_I - giá trị tính toán lực dính riêng của đất

trong vùng bầu neo, KPa; γ_i - trọng lượng riêng của đất KN/m³; h - chiều sâu đặt trọng tâm phần mở rộng kể từ mặt đất, m. Các giá trị γ_{CR} , f_i và α_1 , α_2 có thể tham khảo trong XNIP 2.02.03-85.

Kết quả chính xác hơn có thể nhận được từ tính toán neo trong đất cùng với đất xung quanh bằng phương pháp cơ học môi trường liên tục hoặc phương pháp số.

Giá trị tính toán cần so sánh với giá trị P_n , xác định theo kết quả thử nghiệm neo tại hiện trường. Giá trị tính toán lựa chọn cuối cùng cần lấy giá trị nhỏ nhất trong các giá trị đó.

Ứng suất kéo trong thanh neo không được lớn hơn 95% giới hạn chảy σ_T - của vật liệu khi tác dụng tải trọng thử nghiệm giới hạn P_i .

Diện tích tiết diện ngang của thanh neo A_S chịu kéo (đứt) được xác định theo công thức sau:

Đối với neo cố định:

$$A_S \geq \frac{1,58P_n}{\sigma_T}, \quad (P_i = 1,58 P_n) \quad (4.14a)$$

Đối với neo tạm thời:

$$A_S \geq \frac{1,3P_n}{\sigma_T}, \quad (P_i = 1,3 P_n) \quad (4.14b)$$

Khác với giằng neo làm việc chủ yếu chịu nén, neo tiếp nhận lực kéo, giá trị của chúng được xác định như hình chiếu trong các trụ khớp Q_{QIK} đỡ cọc (cừ) (hình 4.2.c, d).

$$Q_{QIK} = P_n \cos \alpha / k l_a \quad (4.15).$$

ở đây: $k = 1,5$ - Hệ số an toàn; α - Góc nghiêng của neo với mặt phẳng ngang, độ; l_a - bước neo.

Khi thiết kế neo, vấn đề quan trọng nhất là xác định đúng chiều dài ngàm l_z . Chiều dài ngàm neo phụ thuộc vào tính chất của đất, áp lực bơm và có giá trị vào khoảng 4-10m. Trong đất không phải đá, chiều dài bầu neo lấy từ tính

toán, khoảng 0,2KN/m, sau đó chính xác hoá trong điều kiện cụ thể của khu vực xây dựng.

Về sự ảnh hưởng giá trị áp lực bơm vữa xi măng lên khả năng chịu lực của bầu neo có thể lý giải theo số liệu trong bảng 4.3.

Bảng 4.3. Sự ảnh hưởng giá trị áp lực bơm
vữa xi măng lên khả năng chịu lực của bầu neo

Đất	Giá trị lực đỉnh C, MPa	Khả năng chịu lực giới hạn của bầu neo, (KN/m)	
		Đối với vữa xi măng N/X=2:1,2,5:1 khi áp lực bơm vữa	
		1MPa	2,5MPa
Đất yếu	-	0,2- 0,4	0,8-1,0
Mergel	0,03-0,08	0,4- 0,8	1.0-1,3
Đá phấn	0,6-0,7	0,6- 0,7	1,5-1,7
Aliuvi	-	0.9- 1,3	1.9- 2,4
Đá vôi	15,0	lớn hơn 4,0	lớn hơn 6

Khoảng cách giữa các neo không nên nhỏ hơn 4D (D- đường kính lớn nhất của bầu neo), thông thường không nên nhỏ hơn 1,5m sao cho chúng không bị ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của nhau. Phần trên bầu neo được hạ sâu không nhỏ hơn 4m kể từ mặt đất.

Các neo dự ứng lực bao gồm các neo có thanh căng gắn vào đỉnh và được căng trước, theo nguyên tắc lớn hơn 30% tải trọng tính toán P_n . Công tác kéo căng được tiến hành ở cuối quá trình tiến hành thử nghiệm kiểm tra hoặc nghiệm thu. Lực trong thanh neo gắn trong đỉnh neo được gọi là tải trọng hợp khối P_δ . Khi thiết kế neo ứng suất trước, lực tính toán cần lấy sao cho sau quá trình làm việc dài, khi trong neo đã xuất hiện toàn bộ tổn thất ứng suất trước.

Theo số liệu của nhiều quan sát thực tế trên các công trình đã xây dựng, người ta xác định được rằng, tổn thất ứng suất trong neo là hậu quả của trùng ứng suất trong thép, sụt hoặc từ biến của vữa xi măng trong vùng bầu neo, từ biến của đất xung quanh vùng bầu neo, cố kết của khối đất trong vùng tựa kết cấu neo. Tất cả những hiện tượng đó dẫn đến giảm mạnh ứng suất

trước. Trong đất mềm, tổn thất ứng suất trước có thể đạt tới 50% và lớn hơn so với giá trị lực ban đầu P_δ .

Trong đá nứt nẻ, khi vữa ngấm có thể chảy theo vết nứt trước khi bố trí neo, lỗ khoan được kiểm tra khả năng thấm. Nếu tốc độ nước chảy lớn hơn 1lít/phút trên một m chiều dài lỗ khoan khi áp lực nước 1MPa, lỗ khoan được xi măng hoá sơ bộ.

Chiều dài ngấm neo l_3 trong đất, đá theo sự tiếp xúc “vữa xi măng - kim loại được xác định theo công thức:

$$l_3 = \frac{Q_a}{q_a \pi d_a} \quad (4.16)$$

Theo sự tiếp xúc vữa xi măng- đá được xác định theo công thức:

$$l_3 = \frac{Q_a}{q_s \pi D_C} \quad (4.17)$$

trong đó Q_a - lực tính toán trong neo lấy không lớn hơn $Q_o/2$; q_a - lực dính kim loại neo với vữa xi măng; d_a - đường kính lỗ khoan; q_s - lực ma sát của đất, đá; D_C - đường kính bầu neo.

Các thông số q_a và q_s phụ thuộc vào nhiều yếu tố bao gồm mức vữa, độ nhám mặt tiếp xúc, cường độ khoáng chất, áp lực bơm phụt...Để tính toán sơ bộ có thể lấy $C_a = 3,0 \dots 5,0 \text{MPa}$; q_s - có thể xác định sơ bộ theo kết quả thí nghiệm của M Bustamante theo bảng 4.4.

Theo M.Bustamante đường kính lỗ khoan và đường kính bầu neo có quan hệ sau:

$$D_C = \alpha d_a \quad (4.18)$$

α - xác định theo bảng 4.4.

Bảng 4.4. Hệ số α để xác định đường kính bầu neo d_s (theo Bustamante)

Loại đất	Hệ số α	Điều kiện bơm vữa xi măng
----------	----------------	---------------------------

	Bơm phun IRS $P_i \geq P_j$	Bơm phun IGU $P_i \leq P_j$	Thể tích vữa thực tế cần dùng V_i	Tỷ lệ nước/X. M
Cuội sỏi	1,8	1,3-1,4	1,5 V_s	
Cuội sỏi lẫn cát	1,6-1,8	1,2-1,4	1,5 V_s	
Cát lẫn cuội sỏi	1,5-1,6	1,3-1,4	1,5 V_s	
Cát hạt thô	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 V_s	1,7-2.4
Cát hạt trung	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 V_s	
Cát hạt nhỏ	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 V_s	
Cát bụi	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5-2 V_s cho IRS; 1,5 cho IGU	
Cát pha nhẹ	1,4-1,6	1,1-1,2	1,5-2 V_s cho IRS; 1,5 V_s cho IGU	1,7-2.4
Sét và sét pha	1,8-2,0	1,2	2,5-3 V_s cho IRS; 1,5-2 V_s cho IGU	
Đá Marnes	1,8	1,1-1,2	1,5-2 V_s đối với tầng cứng	
Đá vôi	1,8	1,1-1,2	2-6 V_s đối với tầng nứt gãy	1,7-2.4
Đá vôi biến chất hoặc mảnh vụn	1,8	1,1-1,2	1,1-1,5 V_s đối với tầng có nứt nhỏ	
Đá phong hoá hoặc mảnh vụn	1,2	1,1	$\geq 2V_s$ đối với tầng nứt gãy	1,7-2.4

Ghi chú: P_i - áp lực phun ở đầu lỗ khoan; P_j - áp lực giới hạn của đất (xác định theo Presiometre); V_s - thể tích vữa theo lý thuyết đối với bầu neo.

IRS- bơm ép vữa lặp nhiều lần với áp suất $\leq 4\text{MPa}$ và IGU- Bơm ép vữa 1 lần với áp suất $\approx 1\text{MPa}$. Cả hai trường hợp số măng sét trong mỗi mét dài của ống bơm phải có 2-3 cái để bơm vữa.

Khả năng chịu tải và chiều dài ngàm neo cuối cùng được xác định bằng cách thí nghiệm thử đã miêu tả đối với neo đất.

*Chú ý: Tính toán neo khi có động đất:

+ Khoảng cách L_e giữa neo và tường phải vượt quá khoảng cách yêu cầu L_s khi không xét đến động đất.

+Khoảng cách L_e với các neo ngàm trong đất có các đặc trưng tương tự với đất phía sau tường và với các điều kiện về độ cao mặt đất, có thể đánh giá theo biểu thức sau:

$$L_e = L_s (1 + 1,5 \alpha S) \quad (4.19)$$

+Tất cả các cấu kiện phải được kiểm tra để đảm bảo rằng chúng thoả mãn điều kiện sau: $R_d > E_d$, trong đó: R_d - giá trị thiết kế độ bền của cấu kiện, được đánh giá như trong các trường hợp không động đất; E_d - giá trị thiết kế của các hiệu ứng tác động thu được từ các kết quả phân tích trên.

4.2.2. Phương pháp số:

Sử dụng phần mềm Plaxis 8.2 để tính toán neo đất theo các bước:

-Bước 1: Nhập dữ liệu đầu vào:

+Mở file mô hình tính tường chắn đất có neo đã được lập thiết sẵn

Bảng 4.5. Nhập các số liệu về các lớp đất trong phần mềm Plaxis 8.2

Parameter	Name	Soil	Unit
Material model	<i>Model</i>	MC	-
Type of material behaviour	<i>Type</i>	Drained	-
Soil unit weight above p.l.	γ_{unsat}	17	kN/m ³
Soil unit weight below p.l.	γ_{sat}	20	kN/m ³
Horizontal permeability	k_x	0.5	m/day
Vertical permeability	k_y	0.5	m/day
Young's modulus	E_{ref}	30000	kN/m ²
Poisson's ratio	ν	0.30	-
Cohesion	c_{ref}	1.0	kN/m ²
Friction angle	φ	34	°
Dilatancy angle	ψ	4.0	°
Interface reduction factor	R_{inter}	0.70	-

+ Nhập các số liệu về các lớp đất (chiều dày, E, c, γ , φ , k, ν) (Bảng 4.5)

+ Nhập các thông số tường chắn (EA, EI, w, v, d) (Bảng 4.6)

Bảng 4.6. Nhập các thông số tường chắn trong phần mềm Plaxis

Parameter	Name	Value	Unit
Type of behaviour	<i>Material type</i>	Elastic	-
Normal stiffness	EA	$12 \cdot 10^6$	kN/m
Flexural rigidity	EI	$0.12 \cdot 10^6$	kNm ² /m
Equivalent thickness	d	0.346	m

Weight	w	8.3	kN/m/m
Poisson's ratio	v	0.15	-

+ Nhập các thông số neo đất (EA , L_s , F_{max}) (Bảng 4.7)

Bảng 4.7. Nhập các thông số neo đất trong phần mềm Plaxis

Parameter	Name	Value	Unit
Type of behaviour	<i>Material type</i>	Elastic	-
Normal stiffness	<i>EA</i>	$2 \cdot 10^5$	kN
Spacing out of plane	<i>L_s</i>	2.5	m
Maximum force	<i>$F_{max,comp}$</i>	$1 \cdot 10^{15}$	kN
	<i>$F_{max,tens}$</i>	$1 \cdot 10^{15}$	kN

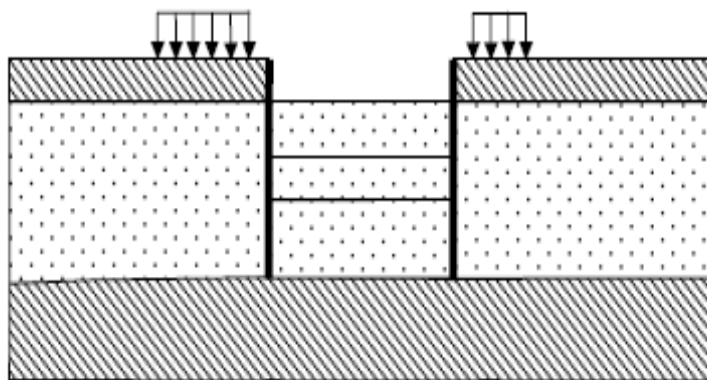
+ Nhập các tải trọng tác động.

- Bước 2: Tính toán:

Bắt đầu tính toán bằng cách nhấn nút <Calculate>. Nhập các thông tin cần thiết vào hộp thoại tính toán:

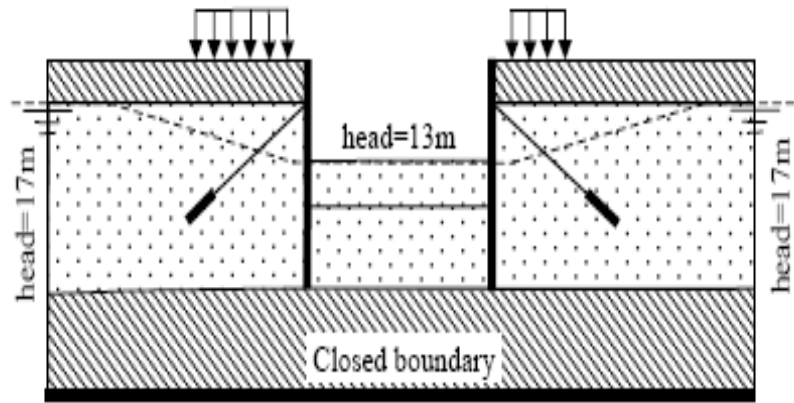
+ Định nghĩa các giai đoạn đào ứng với các quá trình thi công hố đào:

Giai đoạn 1 (quá trình đào đất khi chưa thi công tầng neo):



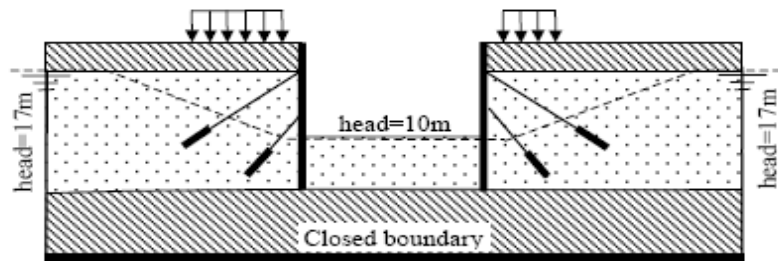
Hình 4.4. Giai đoạn đào thứ nhất

Giai đoạn 2 (đào đất khi thi công tầng neo thứ 1):



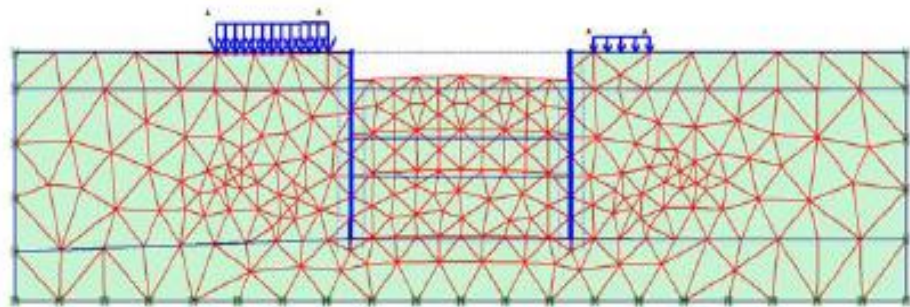
Hình 4.5. Giai đoạn đào thứ hai

Giai đoạn 3 (đào đất khi thi công tầng neo thứ 2):



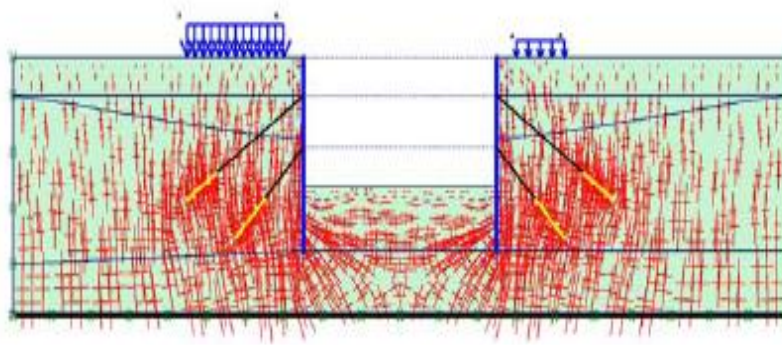
Hình 4.6. Giai đoạn đào thứ ba

+Chia lưới phần tử hữu hạn hình tam giác theo giai đoạn đào.



Hình 4.7. Chia lưới phần tử hữu hạn

- Bước 3: Xuất dữ liệu đầu ra



Hình 4.8. Trạng thái ứng suất nền, neo

Kết quả dữ liệu đầu ra được biểu diễn qua đồ thị hoặc các bảng giá trị chuyển vị, ứng suất, nội lực; và xuất kết quả theo mặt cắt.

4.3. So sánh kết quả tính toán bằng phương pháp giải tích và phương pháp số:

- Tính neo đất theo phương pháp giải tích tương đối đơn giản nhưng độ chính xác không cao do dựa trên nhiều giả thiết chung chung như giả thiết nền đất đồng nhất, thân tường tuyệt đối cứng; nhằm đơn giản tính toán nhưng cũng làm giảm độ chính xác của phương pháp.

- Tính neo đất theo phương pháp số khắc phục được đáng kể những nhược điểm trên, phản ánh sự làm việc kết cấu gần hơn so với thực tế:

+ Xét tới sự biến đổi địa chất phức tạp của nền đất với nhiều lớp đất có những chỉ tiêu cơ lý khác nhau. Các lớp đất khác nhau có giá trị hệ số nền khác nhau nên phản lực đàn hồi của đất được xét 1 cách cụ thể hơn.

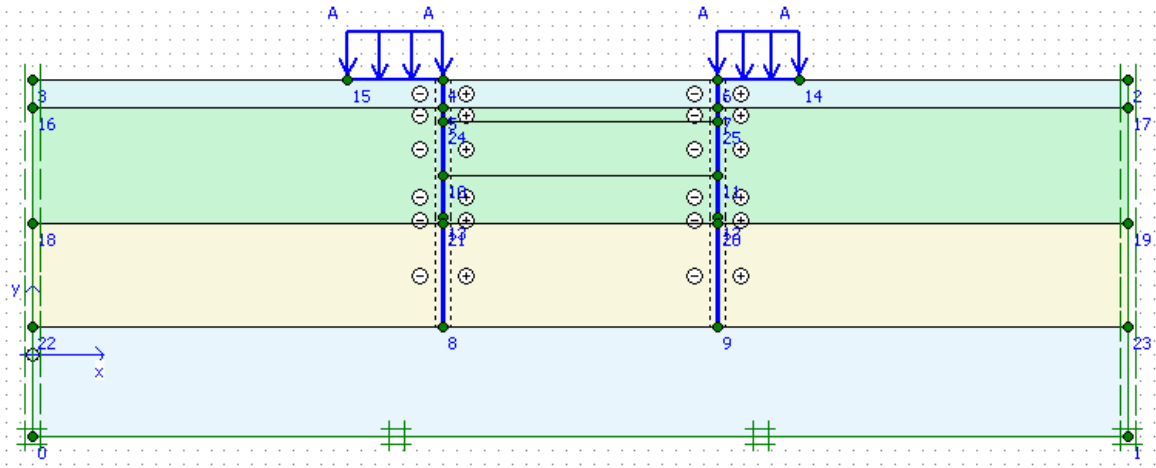
+ Neo được mô phỏng bằng liên kết lò xo, độ cứng, chiều dài neo đều được xét tới.

+ Thân tường chắn được mô phỏng bằng phần tử dầm, độ cứng tường chắn là hữu hạn thông qua khai báo vật liệu cho phần tử thanh dầm trong Plaxis.

*Ví dụ: Tính toán so sánh tường trong đất có neo và không có neo trong xây dựng tầng hầm bằng phần mềm Plaxis 8.2:

- Tính toán hố đào sâu 7m trong 2 trường hợp có neo và không có neo: Chiều rộng hố đào 20m, tường trong đất sâu 20m dày 0.8m, $q_A=2\text{KN/m}$.

+ *Tường trong đất không có neo:*

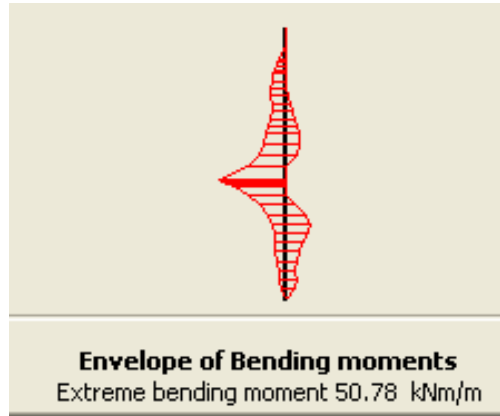


Hình 4.9. Sơ đồ tính tường trong đất không có neo

Bảng 4.8. Toạ độ các nút trong sơ đồ tính tường trong đất không có neo

Point	X [m]	Y [m]
0	0	-6
1	80	-6
2	80	20
3	0	20
4	30	20
5	30	18
6	50	20
7	50	18
8	30	2
9	50	2
10	30	13
11	50	13
12	50	10
13	30	10
14	56	20
15	23	20
16	0	18
17	80	18
18	0	9.5
19	80	9.5
20	50	9.5
21	30	9.5
22	0	2
23	80	2
24	30	17
25	50	17

Kết quả: U_x tv max=5.62cm > $[U_x]=4$ cm; M_{tv} max =50,78KNm/m



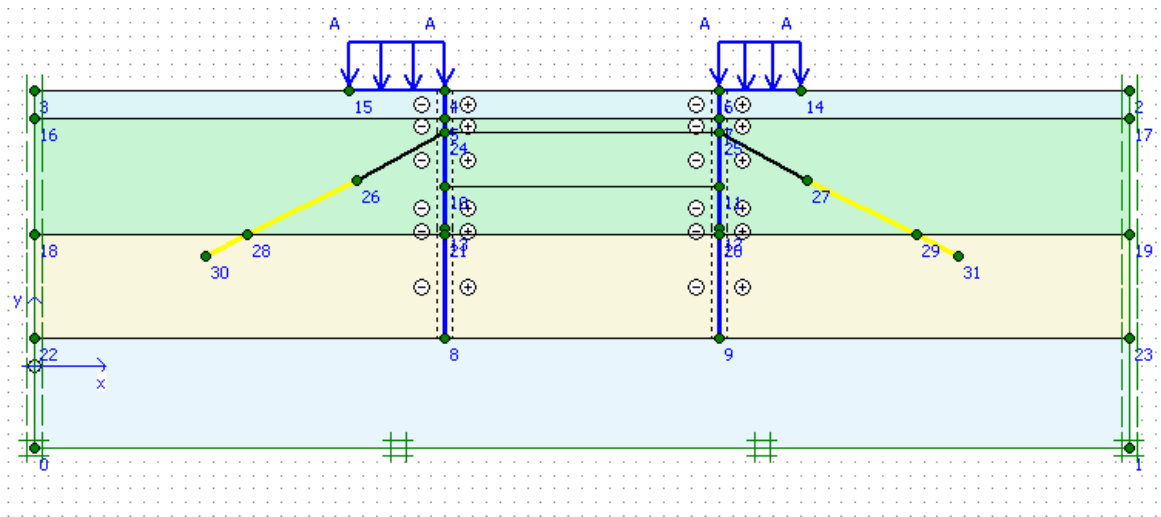
Hình 4.10. Biểu đồ bao moment tường trong đất không có neo

Bảng 4.9. Giá trị moment tại các điểm của tường trong đất không có neo

	Node	X	Y	M
		[m]	[m]	[kNm/m]
	2538	30	15	-8.6999888
	2539	30	14.5	-10.204776
	2540	30	14	-11.716937
	2541	30	13.5	-13.262851
	2542	30	13	-14.873761
	2497	30	17	-3.3387225
	2498	30	16.5	-4.5041186
	2499	30	16	-5.8137466
	2500	30	15.5	-7.2268505
	2538	30	15	-8.6999888
	2482	30	18	-1.1377627
	2479	30	17.75	-1.710877
	2480	30	17.5	-2.2645533
	2481	30	17.25	-2.8050772
	2497	30	17	-3.3387225
	2542	30	13	-14.873761
Plate1	2520	30	12.25	-17.945473
	2521	30	11.5	-21.358611
	2522	30	10.75	-29.83073
	2570	30	10	-48.86286
	2347	30	20	0
	2348	30	19.5	-0.002774944
	2349	30	19	0.08152825
	2350	30	18.5	-0.14528622
	2482	30	18	-1.1377627
	2570	30	10	-48.86286
	2571	30	9.875	-50.783537
	2572	30	9.75	-48.475884
	2573	30	9.625	-42.908385
	2574	30	9.5	-35.664872
	2585	30	7	17.190374
	2586	30	6.375	16.164645
	2587	30	5.75	13.307028
	2588	30	5.125	10.0344
	2681	30	4.5	7.4783818

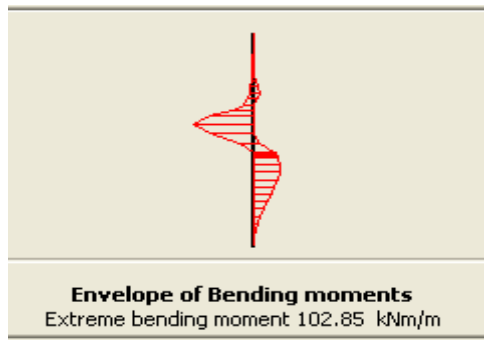
	2574	30	9.5	-35.664872
	2552	30	8.875	-9.6084365
	2553	30	8.25	6.2214576
	2554	30	7.625	14.252669
	2585	30	7	17.190374
	2681	30	4.5	7.4783818
	2682	30	3.875	6.3236729
	2683	30	3.25	7.3287044
	2684	30	2.625	6.6812917
	2791	30	2	0

+Tường trong đất có neo (01 tầng neo):



Hình 4.11. Sơ đồ tính tường trong đất có neo

Kết quả: $U_{x_{tv \max}} = 3.1 \text{ cm} < [U_x] = 4 \text{ cm}$; $M_{tv \max} = 102,85 \text{ kNm/m}$



Hình 4.12. Biểu đồ bao moment tường trong đất có neo

Bảng 4.10. Giá trị moment tại các điểm của tường trong đất có neo

Plate 1	Node	X	Y	M_
		[m]	[m]	[kNm/m]

2946	30	15	-8.7896114
2870	30	14.5	-11.201327
2871	30	14	-17.506464
2872	30	13.5	-35.931177
2869	30	13	-74.949655
2962	30	17	-5.1106538
2943	30	16.5	-4.3817336
2944	30	16	-5.6787991
2945	30	15.5	-7.1124618
2946	30	15	-8.7896114
2966	30	18	-3.2449336
2963	30	17.75	-4.349822
2964	30	17.5	-5.060436
2965	30	17.25	-5.3295124
2962	30	17	-5.1106538
2869	30	13	-74.949655
2852	30	12.25	-102.84896
2853	30	11.5	-73.850831
2854	30	10.75	-24.498841
2851	30	10	0
2929	30	20	-1E-12
2930	30	19.5	-0.01026193
2931	30	19	-0.12802151
2932	30	18.5	-0.88478254
2966	30	18	-3.2449336
2851	30	10	0
2832	30	9.875	0
2833	30	9.75	0
2834	30	9.625	0
2831	30	9.5	0
2813	30	7	0
2728	30	6.375	0
2729	30	5.75	0
2730	30	5.125	0
2773	30	4.5	0
2831	30	9.5	0
2814	30	8.875	0
2815	30	8.25	0
2816	30	7.625	0
2813	30	7	0
2773	30	4.5	0
2774	30	3.875	0
2775	30	3.25	0
2776	30	2.625	-0.77923725
2973	30	2	0

*Nhận xét: + Chuyển vị $U_{x_{tv \max}}$ của trong đất có neo < không có neo
+ $M_{tv \max}$ của trong đất có neo > không có neo

*Ví dụ tính toán tường trong đất bằng phương pháp giải tích và phương pháp số:

a. Tính toán tường trong đất bằng phương pháp giải tích:

Kết cấu tường chắn dày 0.6 m, dài 15m. Đặt 1 tầng neo. Độ sâu đào hố móng là -7.7m. Tìm mômen thân tường.

• Tính áp lực chủ động và áp lực nước vào lưng tường (tính theo lý thuyết Rankin cho 1m thân tường):

+Tại độ sâu $z = -1,5\text{m}$:

$$p_a = (q + \gamma z) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

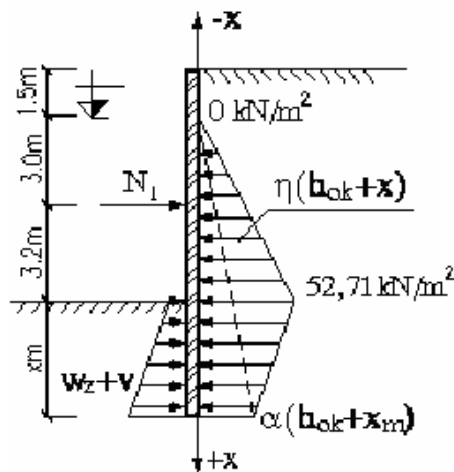
$$= (18 + 16,9 \cdot 1,5) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{6,9}{2}\right) - 2 \cdot 7 \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{6,9}{2}\right)$$

$$= -0,9365 \text{ (kN/m}^2\text{)} . \text{ Lấy bằng } 0.$$

+Tại độ sâu $z = -2\text{m}$:

$$p_a = (q + \gamma_{\text{đn}} z) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$= (18 + 10,9 \cdot 2) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{6,9}{2}\right) - 2 \cdot 7 \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{6,9}{2}\right) = 2,365 \text{ (kN/m}^2\text{)} .$$



Hình 4.13. Sơ đồ tính tường trong đất bằng phương pháp giải tích

+Tại độ sâu $z = -4,5\text{m}$:

$$p_a = (q + \gamma_{\text{đn}} z) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$= (18 + 10,5 \cdot 4,5) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{20,01}{2}\right) - 2 \cdot 6,7 \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{20,01}{2}\right) = 24,80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

+Tại độ sâu $z = -7,7\text{m}$:

$$p_a = (q + \gamma_{dn}z) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

$$= (18 + 10,5 \cdot 7,7) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{20,1}{2}) - 2 \cdot 6,7 \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{20,1}{2}) = 52,71 \text{ (kN/m}^2\text{)} .$$

$$\eta = \alpha = \frac{52,71}{7,7} = 6,85 ; \beta = 0$$

- Tính áp lực đất bị động trước tường:

$$P_b = \gamma x_m \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) + 2c \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = 20,38 \cdot x_m + 35,15$$

Vậy, $w = 20,38$; $v = 35,15$.

Lực dọc và mômen theo giai đoạn đào như sau:

- Giai đoạn đào thứ nhất:

- Sâu 7,7m, một tầng chống. Số thanh chống $k = 1$; $h_{ok} = 7,7\text{m}$; $h_{kk} = h_{1k} = 3,2\text{m}$, $N_k = N_1$,

- Tìm x_m :

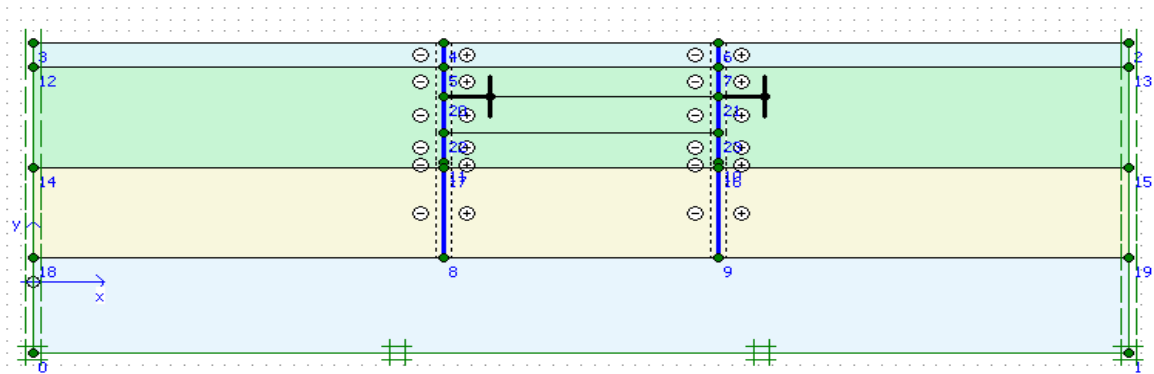
$$\frac{1}{3}(20,38 - 6,85)x_m^3 - (\frac{1}{2}6,85 \cdot 7,7 - \frac{1}{2}35,15 + \frac{1}{2}6,85 \cdot 3,2 - \frac{1}{2}20,38 \cdot 3,2)x_m^2 - (6,85 \cdot 7,7 - 35,15)3,2 \cdot x_m - [\frac{1}{2}6,85 \cdot 7,7^2(3,2 - \frac{7,7}{3})]x_m^3 + 2,85x_m^2 - 5,3x_m - 28,51 = 0 .$$

Giải phương trình ta được $x_m = 2,77\text{m}$.

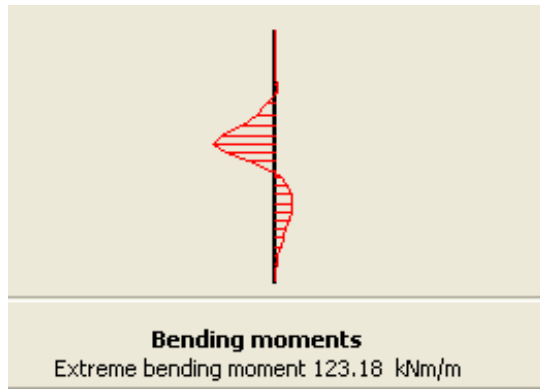
- Mômen uốn thân tường:

$$M_1 = (\frac{7,7 \cdot 52,71}{2} \cdot \frac{1}{3}7,7) - 199,9 \cdot 3,2 = -378,19 \text{ kN.m/m}$$

b. Tính toán tường trong đất bằng phương pháp số:



Hình 4.14. Sơ đồ tính tường trong đất bằng phương pháp số



Hình 4.15. Biểu đồ moment của tường trong đất

Kết quả: $M_{\max}=123.18 \text{ kN.m/m}$

Bảng 4.11. Số liệu moment của tường trong đất

Plate	Node	X	Y	M_min	M_max
		[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
I	2726	30	12.5	-105.46865	3.3354778
	2700	30	11.875	-123.17538	2.0587512
	2701	30	11.25	-99.663307	0.28467231
	2702	30	10.625	-55.323068	0
	2699	30	10	-12.279669	13.087352
	2805	30	15.5	-31.584787	41.814114
	2723	30	14.75	-19.732899	20.643937
	2724	30	14	-39.971492	7.1568675
	2725	30	13.25	-66.128228	3.766665
	2726	30	12.5	-105.46865	3.3354778
	2828	30	18	-9.1383551	1.136541
	2806	30	17.375	-11.742554	4.5867167
	2807	30	16.75	-11.363072	12.506297
	2808	30	16.125	-15.4651	24.762268
	2805	30	15.5	-31.584787	41.814114
	2824	30	20	0	2E-12
	2825	30	19.5	-0.00447679	0.24189046
	2826	30	19	-0.39840012	0.66939559
	2827	30	18.5	-3.0110929	0.94201921
	2828	30	18	-9.1383551	1.136541
2699	30	10	-12.279669	13.087352	
2672	30	9.875	-6.1061024	15.112521	
2673	30	9.75	-5.0633669	18.028394	
2674	30	9.625	-5.2809532	20.783328	
2671	30	9.5	-5.342966	23.299719	

2531	30	7	-2.2381695	30.409028
2475	30	6.375	-1.6481508	26.016289
2476	30	5.75	-1.1483008	20.593762
2477	30	5.125	-0.73256931	14.7298
2478	30	4.5	-0.39518828	9.0927859
2671	30	9.5	-5.342966	23.299719
2532	30	8.875	-4.5242284	30.478586
2533	30	8.25	-3.69714	33.351901
2534	30	7.625	-2.9184837	33.162777
2531	30	7	-2.2381695	30.409028
2478	30	4.5	-0.39518828	9.0927859
2314	30	3.875	-0.12674882	4.2323576
2315	30	3.25	0	0.72971294

*Nhận xét: Mtv max tính toán bằng phương pháp số < phương pháp giải tích.

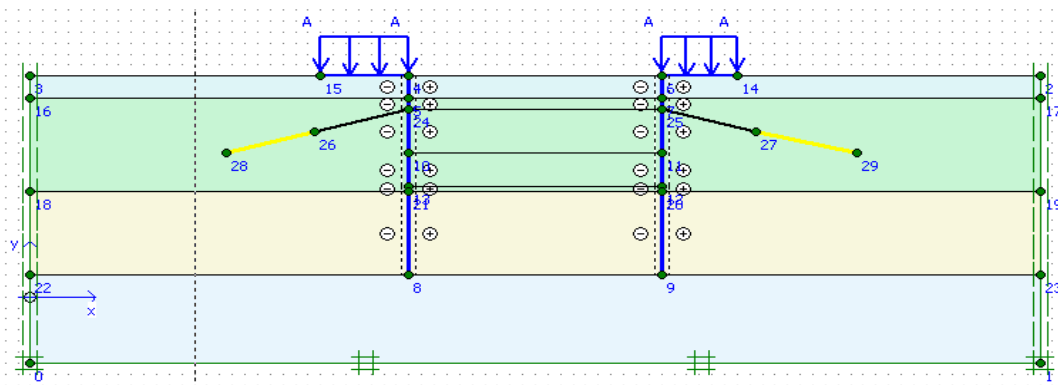
4.4. Các trường hợp khảo sát số:

Vận dụng lý thuyết đã trình bày ở phần trên, ta tiến hành khảo sát số tính neo với trường hợp địa chất tại thành phố Hải Phòng bằng sử dụng phần mềm Plaxis 8.2:

4.4.1. Khảo sát sự ảnh hưởng của chiều dài bầu neo và góc nghiêng neo:

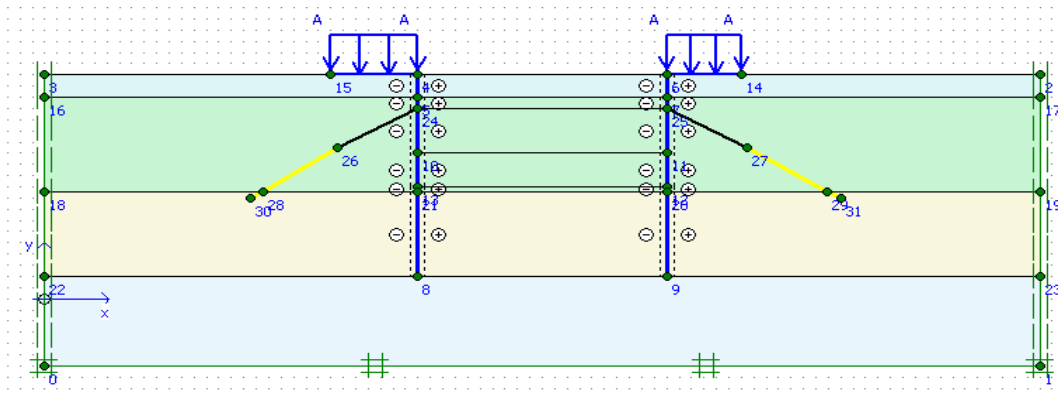
- Khảo sát sự ảnh hưởng của góc nghiêng neo:

$+\alpha=10^0$:

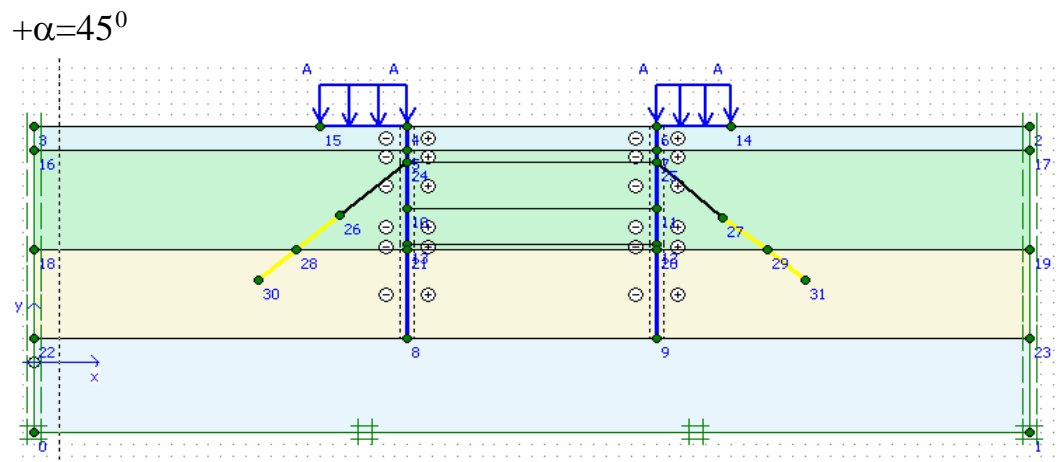


Hình 4.16. Sơ đồ tính tường trong đất khi góc nghiêng neo $\alpha=10^0$

$+\alpha=30^0$



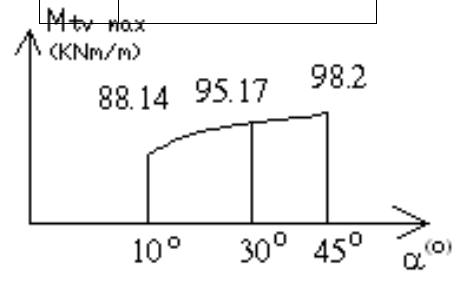
Hình 4.17. Sơ đồ tính tường trong đất trường hợp góc nghiêng neo $\alpha=30^0$



Hình 4.18. Sơ đồ tính tường trong đất khi góc nghiêng neo $\alpha=45^0$

Bảng 4.12. Số liệu tổng hợp Mtv max - α

α	Mtv max
10^0	88.14KNm/m
30^0	95.17KNm/m
45^0	98.2KNm/m

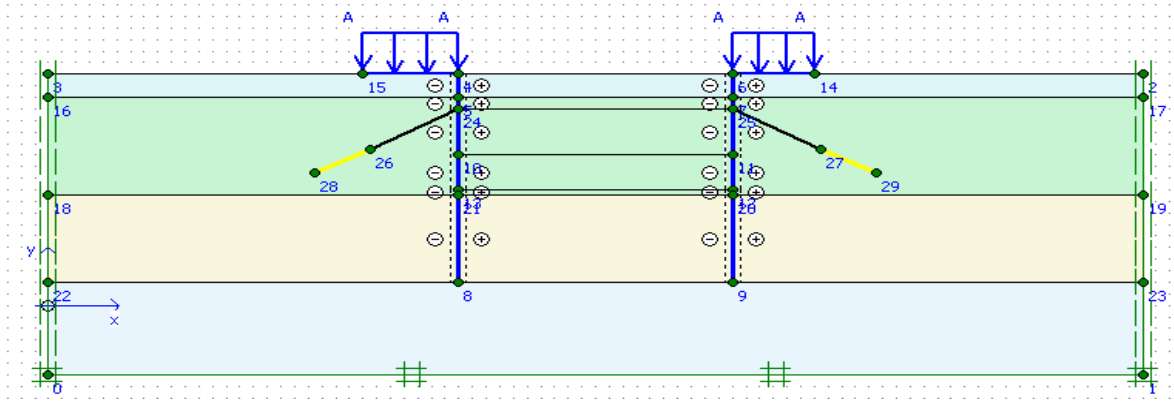


Hình 4.19. Biểu đồ Mtv max - α

*Nhận xét: Khi ta tăng α thì Mtv max tăng.

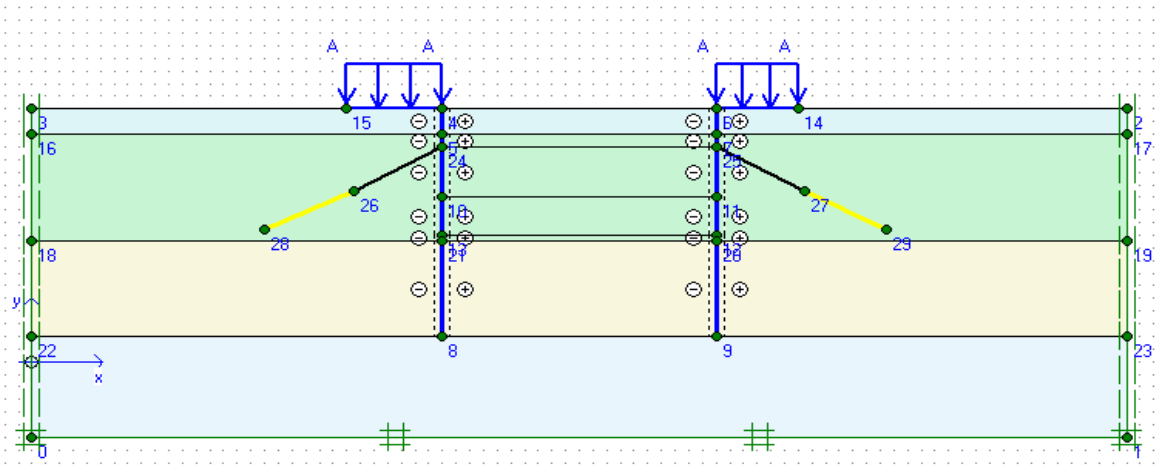
- Khảo sát sự ảnh hưởng của chiều dài bầu neo:

+Ls=4m:



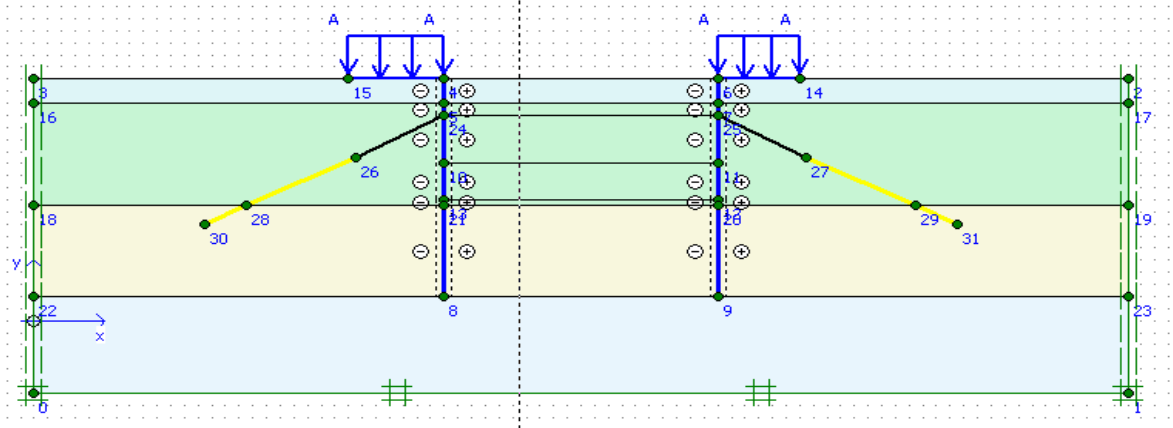
Hình 4.20. Sơ đồ tính tường trong đất khi góc nghiêng neo Ls=4m

+ Ls=6m:



Hình 4.21. Sơ đồ tính tường trong đất khi góc nghiêng neo Ls=6m

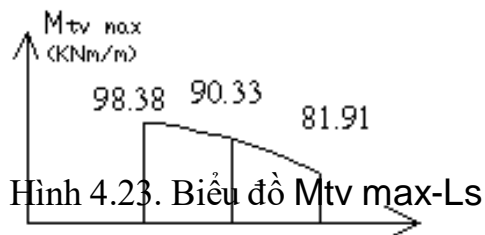
+Ls=10m:



Hình 4.22. Sơ đồ tính tường trong đất khi góc nghiêng neo $L_s=10m$

Bảng 4.13. Số liệu tổng hợp $M_{tv \max} - L_s$

L_s	$M_{tv \max}$
4m	98.38KNm/m
6m	90.33KNm/m
10m	81.91 KNm/m



Hình 4.23. Biểu đồ $M_{tv \max} - L_s$

*Nhận xét: Khi ta tăng L_s thì $M_{tv \max}$ giảm theo

4.4.2. Tính toán thiết kế tường trong đất có neo trong xây dựng tầng hầm (xem phụ lục 2).

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

1. Kết luận:

Tóm lại, ứng dụng công nghệ tường trong đất có neo trong thi công xây dựng tầng hầm nhà cao tầng với điều kiện địa chất tại Thành phố Hải Phòng là giải pháp rất thực tiễn; vì công nghệ này áp dụng có hiệu quả cao trong điều kiện địa chất của Thành phố Hải Phòng với đặc điểm nổi bật của tầng phủ là các lớp đất nằm trên cùng thường yếu, không thuận lợi cho xây dựng. Mặt khác công nghệ thi công neo đất đơn giản, thi công hố đào gọn gàng, có thể áp dụng cho thi công những hố đào rất sâu.

2. Kiến nghị:

- Cần có nghiên cứu, khảo sát, đánh giá hiệu quả, ưu, nhược điểm của công nghệ xây dựng tường trong đất có neo trên phạm vi toàn quốc nhằm có tài liệu tham khảo để phục vụ công tác khảo sát, thiết kế và thi công xây dựng tường trong đất có neo. Phải nâng cao chất lượng công tác khảo sát địa chất công trình và địa chất thủy văn để đảm bảo có đầy đủ số liệu tin cậy về cấu tạo địa tầng, các chỉ tiêu cơ lý, động thái và tính chất hóa học của nước dưới đất cho việc xử lý nền móng và thiết kế cũng như thi công tường trong đất có neo.

- Khi dùng tường trong đất có neo làm tường tầng hầm thì cần chú ý những điều sau đây:

+ Chân tường trong đất có neo phải đặt vào tầng đất loại sét (sét, sét pha) tốt, có trạng thái dẻo cứng, nửa cứng và cứng để đảm bảo ổn định cho tầng hầm và chống thấm tốt cho hố đào sâu và cho tầng hầm

+ Khi thi công tường trong đất có neo phải dùng Bentonite thích hợp để tránh sạt lở hố đào. Nếu nền đất loại cát nhỏ và cát pha nước thì phải dùng loại Bentonite đặc biệt có dung trọng $\gamma = 1.15\text{g/cm}^3$

+ Phải thực hiện nghiệm tùy qui trình thi công bê tông để đảm bảo chất lượng, tránh khuyết tật và bê tông xấu. Phải có gioăng chống thấm tốt giữa

các barét, và chất lượng bê tông tốt ,đặc chắc với mác ≥ 300 của tường trong đất thì mới đảm bảo chống thấm tốt cho công trình.

+Khi bơm hút hạ mực nước ngầm phải chú ý đảm bảo ổn định của các công trình lân cận.

+Phải kiểm tra chất lượng bê tông (tốt nhất là dùng phương pháp sonic) đầy đủ số lượng theo tiêu chuẩn ($\geq 25\%$) để phát hiện được các khuyết tật bê tông (nếu có), có biện pháp xử lý kịp thời .

TÀI LIỆU THAM KHẢO

Tiếng Việt:

1. Nguyễn Ngọc Bích, Lê Thị Thanh Bình, Vũ Đình Phụng (2005), *Đất xây dựng, địa chất công trình và kỹ thuật cải tạo đất trong xây dựng*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
2. Đỗ Đình Đức (2002), *Thi công hố đào cho tầng hầm nhà cao tầng trong đô thị Việt Nam*, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Hà nội.
3. Nguyễn Bá Kế (2001), *Hướng dẫn thiết kế và thi công kết cấu chống giữ hố đào*, báo cáo đề tài cấp nhà nước RN01.
4. Nguyễn Bá Kế (2009), *Thiết kế và thi công hố móng sâu*, Nxb Xây dựng, Hà Nội.
5. Bùi Danh Lưu (1999), *Neo trong đá*, Nhà xuất bản GTVT, Hà Nội.
6. Vũ Công Ngữ (1998), *Cơ học đất*, Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội.
7. Nguyễn Đức Nguôn (2008), *Địa kỹ thuật trong xây dựng công trình ngầm dân dụng và công nghiệp*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
8. Nguyễn Văn Quảng(1998), *Chỉ dẫn thiết kế và thi công cọc Barét-tường trong đất*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
9. Nguyễn Văn Quảng (2009), *Chỉ dẫn thiết kế và thi công Cọc Barét tường trong đất và neo trong đất*, Nxb Xây dựng (tái bản).
10. Nguyễn Minh Tâm, Hui-Joon Kim, Du-Hwoe Jung, *Experimental study on strength of cement stabilized clay*, Lab. of Advanced Soil Testing, Civil Engineering, Pukyong National University, Tuyển tập hội nghị Khoa học & Công nghệ lần thứ 9, Trường Đại Học Bách Khoa TP. Hồ Chí Minh.
11. Tiêu chuẩn xây dựng 45 (1978), *Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
12. Tiêu chuẩn xây dựng 40 (1987), *Kết cấu xây dựng và nền*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.

13. Tiêu chuẩn xây dựng 5573 (1991), *Kết cấu gạch đá và gạch đá cốt thép*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
14. Đoàn Thế Tường (2004), *Thí nghiệm đất và nền móng công trình*, Nhà xuất bản Giao thông vận tải, Hà Nội.
15. Nguyễn Thái, Vũ Công Ngữ (2003), *Móng cọc phân tích và thiết kế*, Nhà xuất bản khoa học & kỹ thuật, Hà Nội.
16. Đỗ Như Tráng(2002), *Cơ học đá và tương tác hệ kết cấu vỏ hàm-Môi trường đất đá*, Nhà xuất bản Quân đội nhân dân, Hà Nội.
17. Đỗ Như Tráng (1998), *Phương pháp PTHH trong các bài toán cơ học đá T1 & T2*; Học viện Kỹ thuật Quân sự - TT sau đại học .
18. Đỗ Như Tráng (2001), *Giáo trình công trình ngầm phần III - Thi công công trình ngầm*, Nhà xuất bản Quân đội nhân dân, Hà Nội.
19. Đỗ Như Tráng (1997), *Áp lực đất đá và tính toán kết cấu công trình ngầm*, Học viện Kỹ thuật Quân sự - TT sau đại học .
20. Đỗ Như Tráng, Nguyễn Bá Kế, Nguyễn Tiến Cường (2006), *Các phương pháp đào kín trong thi công các công trình ngầm đô thị*, Tập bài giảng chuyên đề Viện Địa Kỹ thuật.
21. Luận văn có sử dụng một số tài liệu của Công ty CP tư vấn thiết kế xây dựng Hải Phòng.
22. Luận văn có sử dụng một số tài liệu, ảnh tư liệu hiện trường trên trang web <http://cauduongbkdn.com> .

Tiếng Anh:

23. BS 8081(1989), *Code of practice for ground anchorages*, BSI.

PHỤ LỤC

1. Phụ lục Báo cáo kết quả Khảo sát địa chất công trình trung tâm Hội nghị Thành phố Hải Phòng - Đường Hoàng Diệu - TP. Hải Phòng [21]:

1.1. Vị trí:

Vị trí các lỗ khoan bố trí vào chu vi công trình và được thể hiện ở bản vẽ phụ lục 1 “Sơ đồ vị trí lỗ khoan”.

1.2. Khối lượng:

-Đơn vị khảo sát thi công theo đúng nhiệm vụ và phương án kỹ thuật đã được cơ quan thiết kế thống nhất và chủ đầu tư chấp thuận.

-Khối lượng công việc được thực hiện như sau:

Bảng 1.1. Khối lượng công việc thực hiện khảo sát thi công

TT	Công việc	Đơn vị tính	Cấp đất	Khối lượng
1	Khoan 01 lỗ khoan	m	I - III	45
2	Lấy và thí nghiệm mẫu đất	mẫu		18
3	Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn	lần	I - III	18

1.3. Các số liệu khảo sát địa chất công trình như sau:

- Lớp đất kí hiệu 1:

Bảng 1.2. Số liệu khảo sát địa chất công trình lớp đất 1

STT	Các chỉ tiêu cơ lý	Kí hiệu	Đơn vị	Giá trị
1	Độ ẩm tự nhiên	W	%	40.9
2	Khối lượng thể tích tự nhiên	g^w	g/cm^3	1.69
3	Khối lượng thể tích khô	g^c	g/cm^3	1.20
4	Khối lượng riêng	Δ	g/cm^3	2.66
6	Độ lỗ rỗng	n	%	54.9
5	Độ bão hoà	G	%	89.3
6	Giới hạn chảy	W_{ch}	%	40.0
7	Giới hạn dẻo	W_d	%	25.0

8	Chỉ số dẻo	W_n	%	15.0
9	Độ sệt	B	-	1.06
10	Góc nội ma sát	φ	độ	$6^{\circ}54'$
11	Lực dính kết	C	KN/m ²	7
12	Hệ số rỗng dưới áp lực	e		
	+P = 0.0	e_0		1.218
	+P = 0.5	$e_{0.5}$		1.027
	+P = 1.0	$e_{1.0}$		0.942
	+P = 1.5	$e_{1.5}$		0.895
	+P = 2.0	$e_{2.0}$		0.860
13	Hệ số nén lún	$a_{1.0-2.0}$	cm ² /Kg	0.082
14	Sức chịu tải quy ước	R_0	Kg/cm ²	0.62
15	Mô đun đàn hồi	E_0	Kg/cm ²	30

- Lớp đất kí hiệu 2:

Bảng 1.3. Số liệu khảo sát địa chất công lớp đất 2

STT	Các chỉ tiêu cơ lý	Kí hiệu	Đơn vị	Giá trị
1	Độ ẩm tự nhiên	W	%	30.4
2	Khối lượng thể tích tự nhiên	g^w	g/cm ³	1.85
3	Khối lượng thể tích khô	g^c	g/cm ³	1.42
4	Khối lượng riêng	Δ	g/cm ³	2.66
6	Độ lỗ rỗng	N	%	46.8
5	Độ bão hoà	G	%	91.8
6	Giới hạn chảy	W_{ch}	%	32.3
7	Giới hạn dẻo	W_d	%	27.0
8	Chỉ số dẻo	W_n	%	5.3
9	Độ sệt	B	-	0.64
10	Góc nội ma sát	φ	độ	$20^{\circ}05'$

11	Lực dính kết	C	KN/m ²	6.7
12	Hệ số nén lún	a _{1.0-2.0}	cm ² /Kg	0.021
13	Sức chịu tải quy ước	R ₀	Kg/cm ²	1.03
14	Mô đun đàn hồi	E ₀	Kg/cm ²	94.0

- Lớp đất kí hiệu 3:

Bảng 1.4. Số liệu khảo sát địa chất công lớp đất 3

STT	Các chỉ tiêu cơ lý	Kí hiệu	Đơn vị	Giá trị
1	Độ ẩm tự nhiên	W	%	33.9
2	Khối lượng thể tích tự nhiên	g ^w	g/cm ³	1.82
3	Khối lượng thể tích khô	g ^c	g/cm ³	1.36
4	Khối lượng riêng	Δ	g/cm ³	2.67
6	Độ lỗ rỗng	n	%	49.2
5	Độ bão hoà	G	%	93.6
6	Giới hạn chảy	W _{ch}	%	38.3
7	Giới hạn dẻo	W _d	%	23.5
8	Chỉ số dẻo	W _n	%	14.8
9	Độ sệt	B	-	0.71
10	Góc nội ma sát	φ	độ	10 ⁰⁰⁶ /
11	Lực dính kết	C	KN/m ²	13.4
12	Hệ số nén lún	a _{1.0-2.0}	cm ² /Kg	0.049
13	Sức chịu tải quy ước	R ₀	Kg/cm ²	0.90
14	Mô đun đàn hồi	E ₀	Kg/cm ²	47.0

- Lớp đất kí hiệu 4:

Bảng 1.5. Số liệu khảo sát địa chất công lớp đất 4

STT	Các chỉ tiêu cơ lý	Kí hiệu	Đơn vị	Giá trị
-----	--------------------	---------	--------	---------

1	Độ ẩm tự nhiên	W	%	38.5
2	Khối lượng thể tích tự nhiên	g^w	g/cm^3	1.75
3	Khối lượng thể tích khô	g^c	g/cm^3	1.27
4	Khối lượng riêng	Δ	g/cm^3	2.66
6	Độ lỗ rỗng	n	%	52.5
5	Độ bão hoà	G	%	92.9
6	Giới hạn chảy	W_{ch}	%	39.3
7	Giới hạn dẻo	W_d	%	25.0
8	Chỉ số dẻo	W_n	%	14.3
9	Độ sệt	B	-	0.94
10	Góc nội ma sát	φ	độ	$7^{\circ}30'$
11	Lực dính kết	C	KN/m^2	7.6
12	Hệ số nén lún	$a_{1.0-2.0}$	Cm^2/Kg	0.056
13	Sức chịu tải quy ước	R_0	Kg/cm^2	0.58
14	Mô đun đàn hồi	E_0	Kg/cm^2	21.0

- Lớp đất kí hiệu 5:

Bảng 1.6. Số liệu khảo sát địa chất công lớp đất 5

STT	Các chỉ tiêu cơ lý	Kí hiệu	Đơn vị	Giá trị
1	Độ ẩm tự nhiên	W	%	33.5
2	Khối lượng thể tích tự nhiên	g^w	g/cm^3	1.82
3	Khối lượng thể tích khô	g^c	g/cm^3	1.36
4	Khối lượng riêng	Δ	g/cm^3	2.68
6	Độ lỗ rỗng	n	%	49.2
5	Độ bão hoà	G	%	92.5
6	Giới hạn chảy	W_{ch}	%	38.0
7	Giới hạn dẻo	W_d	%	23.0
8	Chỉ số dẻo	W_n	%	15.0
9	Độ sệt	B	-	0.70
10	Góc nội ma sát	φ	độ	$9^{\circ}26'$
11	Lực dính kết	C	KN/m^2	11.8
12	Hệ số nén lún	$a_{1.0-2.0}$	Cm^2/Kg	0.052
13	Sức chịu tải quy ước	R_0	Kg/cm^2	0.82
14	Mô đun đàn hồi	E_0	Kg/cm^2	44.0

- Lớp đất kí hiệu 6 :

Bảng 1.7. Số liệu khảo sát địa chất công lớp đất 6

STT	Các chỉ tiêu cơ lý	Kí hiệu	Đơn vị	Giá trị
1	Thành phần hạt	P	%	
	+Hạt cát	Pc	%	78.0
	+Hạt bụi	Pb	%	19.5
	+Hạt sét	Ps	%	2.5
2	Độ ẩm tự nhiên	W	%	28.1
3	Khối lượng riêng	Δ	g/cm ³	2.66
4	Góc nghỉ ma sát của cát khi khô	φ_k	độ	33 ⁰ 31'
5	Góc nghỉ ma sát của cát khi ướt	φ_w	độ	26 ⁰ 41'
6	Sức chịu tải quy ước	R ₀	Kg/cm ²	1.20
7	Mô đun đàn hồi	E ₀	Kg/cm ²	120.0

- Lớp đất kí hiệu 7:

Bảng 1.8. Số liệu khảo sát địa chất công lớp đất 7

STT	Các chỉ tiêu cơ lý	Kí hiệu	Đơn vị	Giá trị
1	Độ ẩm tự nhiên	W	%	33.9
2	Khối lượng thể tích tự nhiên	g^w	g/cm^3	1.82
3	Khối lượng thể tích khô	g^c	g/cm^3	1.36
4	Khối lượng riêng	Δ	g/cm^3	2.67
6	Độ lỗ rỗng	n	%	49.2
5	Độ bão hoà	G	%	93.6
6	Giới hạn chảy	W_{ch}	%	38.3
7	Giới hạn dẻo	W_d	%	23.5
8	Chỉ số dẻo	W_n	%	14.8
9	Độ sệt	B	-	0.71
10	Góc nội ma sát	φ	độ	$10^006'$
11	Lực dính kết	C	KN/m^2	13.4
12	Hệ số nén lún	$a_{1.0-2.0}$	cm^2/Kg	0.049
13	Sức chịu tải quy ước	R_0	Kg/cm^2	0.90
14	Mô đun đàn hồi	E_0	Kg/cm^2	47.0

1.4. Đặc điểm địa chất thuỷ văn:

-Nước mặt:

Tại vị trí xây dựng công trình không có ao hồ chứa nước.

-Nước dưới đất:

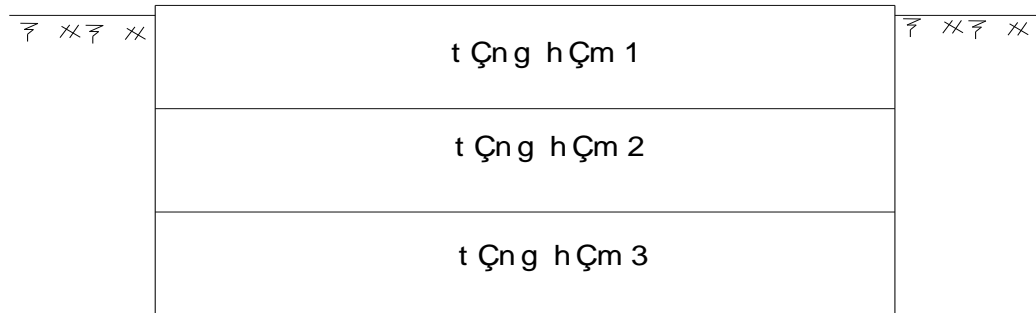
Theo kết quả tài liệu khảo sát ngoài hiện trường, độ sâu mực nước ngầm là 1.5 mét. Đây là nước tồn tại trong lớp đất cát pha, cát hạt mịn.

2. Phụ lục tính toán thiết kế tường trong đất có neo trong xây dựng tầng hầm:

*Thiết kế 03 tầng hầm (chiều sâu hố đào 10m):

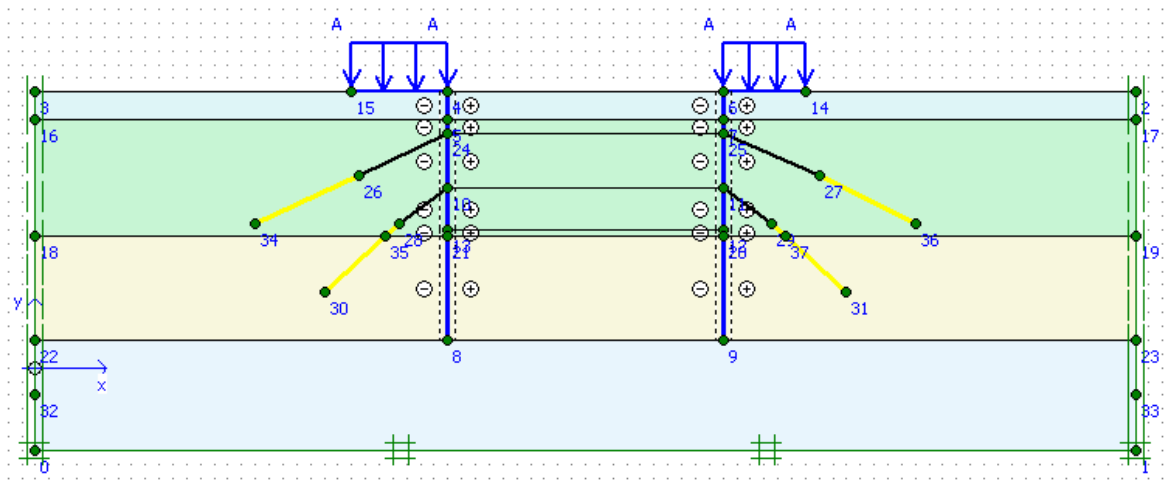
+Chiều rộng hố đào 20m, tường trong đất sâu 20m, dày 0.6m

+02 tầng neo.



Hình 2.1. Sơ đồ 03 tầng hầm

2.1. Nhập dữ liệu đầu vào (hình vẽ):



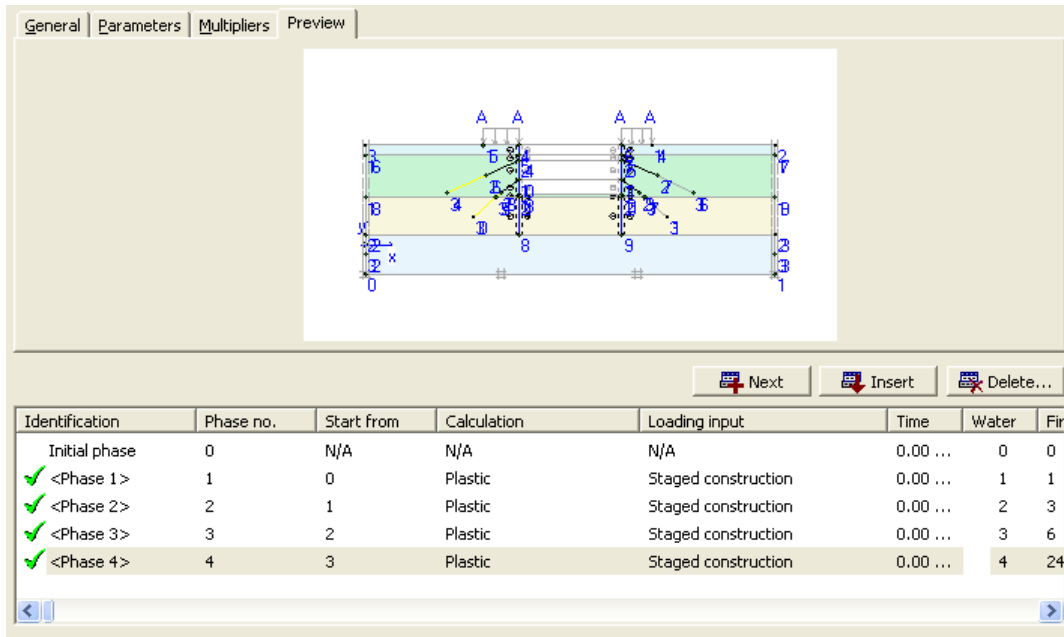
Hình 2.2. Sơ đồ tính tường trong đất của 03 tầng hầm

Bảng 2.1. Tọa độ các nút trong sơ đồ tính tường trong đất của 03 tầng hầm

Point	X	Y
	[m]	[m]
0	0	-6
1	80	-6
2	80	20
3	0	20
4	30	20
5	30	18
6	50	20
7	50	18
8	30	2

9	50	2
10	30	13
11	50	13
12	50	10
13	30	10
14	56	20
15	23	20
16	0	18
17	80	18
18	0	9.5
19	80	9.5
20	50	9.5
21	30	9.5
22	0	2
23	80	2
24	30	17
25	50	17
26	23.5	14
27	57	14
28	26.5	10.5
29	53.5	10.5
30	21	5.5
31	59	5.5
32	0	-2
33	80	-2
34	16	10.5
35	25.5	9.5
36	64	10.5
37	54.5	9.5

2.2. Tính toán (Calculations)

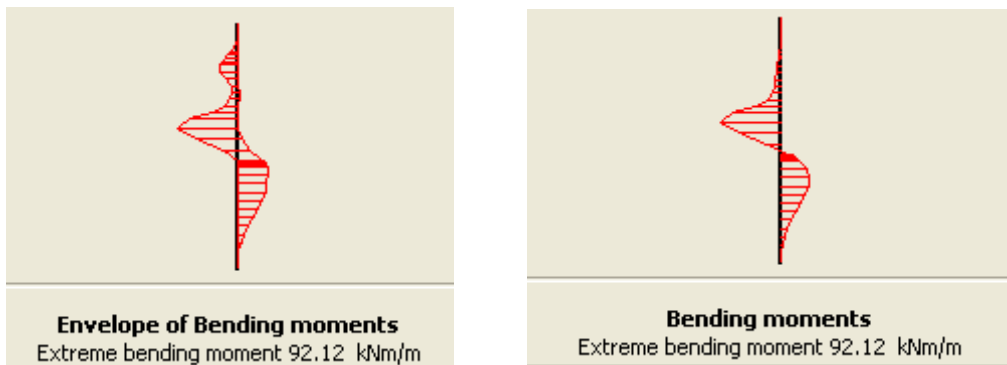


Hình 2.2. Sơ đồ tính tường trong đất của 03 tầng hầm bằng Plaxis8.2

2.3. Kết quả chạy phần mềm Plaxis:

*Tường trong đất:

-Mômen uốn trong tường:



Hình 2.3. Biểu đồ moment tường trong đất của 03 tầng hầm

$M_{\max}=92.12\text{KNm/m}$ (Kiểm tra bằng phần mềm tính thép: cốt thép chỉ cần đặt theo cấu tạo)

Bảng 2.2. Giá trị moment tại các điểm của tường trong đất của 03 tầng hầm

Plate	Node	X	Y	M_min	M_max
		[m]	[m]	-15.2086	2.026097
I	2866	30	15	-17.3103	2.259439
	2774	30	14.5	-20.2697	0.109543
	2775	30	14	-37.3167	0.208398
	2776	30	13.5	-72.8213	0.136716
	2773	30	13	-28.2144	0
	2882	30	17	-27.3931	0
	2863	30	16.5	-19.8983	0
	2864	30	16	-13.0451	0
	2865	30	15.5	-15.2086	2.026097
	2866	30	15	-10.7569	0
	2886	30	18	-14.9178	0
	2883	30	17.75	-19.0147	0
	2884	30	17.5	-23.3367	0
	2885	30	17.25	-28.2144	0
	2882	30	17	-72.8213	0.136716
	2773	30	13	-92.1197	0.728746
	2756	30	12.25	-63.6826	4.919851
	2757	30	11.5	-30.835	17.36917
	2758	30	10.75	-52.8603	35.78277
	2755	30	10	-1E-12	1E-12
	2849	30	20	-0.09571	0.183503
	2850	30	19.5	-0.92743	0.157378
	2851	30	19	-3.9886	0
	2852	30	18.5	-10.7569	0
	2886	30	18	-52.8603	35.78277
	2755	30	10	-55.6138	38.31691
	2720	30	9.875	-54.0317	40.68824
	2721	30	9.75	-48.9263	42.61707
	2722	30	9.625	-41.6933	44.00575
	2719	30	9.5	0	35.96642
	2701	30	7	-0.47253	29.57174
	2564	30	6.375	-2.69138	22.67543
	2565	30	5.75	-5.2069	15.87857
2566	30	5.125	-6.01609	9.757998	
2596	30	4.5	-41.6933	44.00575	
2719	30	9.5	-17.5961	44.60184	

2702	30	8.875	-5.57813	43.25381
2703	30	8.25	-0.85064	40.8366
2704	30	7.625	0	35.96642
2701	30	7	-6.01609	9.757998
2596	30	4.5	-5.54593	4.664232
2593	30	3.875	-15.2086	2.026097
2594	30	15	-17.3103	2.259439
2595	30	14.5	-20.2697	0.109543
2783	30	14	-37.3167	0.208398

- Chuyển vị tường $U_x \max = 25.7 \text{ mm} = 2.57 \text{ cm} < [U_x] = 4 \text{ cm}$

Bảng 2.3. Giá trị Chuyển vị tại các điểm của tường trong đất của 03 tầng hầm

Plate	Node	X	Y	Ux	Uy
		[m]	[m]	[m]	[m]
I	2866	30	15	0.011284	0.004391
	2774	30	14.5	0.011386	0.004394
	2775	30	14	0.011492	0.004396
	2776	30	13.5	0.01603	0.004399
	2773	30	13	0.0172	0.004403
	2882	30	17	0.01913	0.004385
	2863	30	16.5	0.01002	0.004386
	2864	30	16	0.01093	0.004388
	2865	30	15.5	0.01187	0.004389
	2866	30	15	0.01284	0.004391
	2886	30	18	0.0074	0.004383
	2883	30	17.75	0.00783	0.004384
	2884	30	17.5	0.00826	0.004384
	2885	30	17.25	0.0087	0.004385
	2882	30	17	0.00913	0.004385
	2773	30	13	0.0172	0.004403
	2756	30	12.25	0.01907	0.004409
	2757	30	11.5	0.0211	0.004416
	2758	30	10.75	0.0233	0.004425
	2755	30	10	0.02574	0.004434
	2849	30	20	0.00397	0.004382
	2850	30	19.5	0.003483	0.004382
	2851	30	19	0.00569	0.004382
	2852	30	18.5	0.00655	0.004383
	2886	30	18	0.0074	0.004383
	2755	30	10	0.012574	0.004434

2720	30	9.875	0.012619	0.004436
2721	30	9.75	0.012666	0.004437
2722	30	9.625	0.012715	0.004438
2719	30	9.5	0.012766	0.00444
2701	30	7	0.013837	0.004462
2564	30	6.375	0.014091	0.004467
2565	30	5.75	0.014336	0.004472
2566	30	5.125	0.014575	0.004476
2596	30	4.5	0.014808	0.00448
2719	30	9.5	0.012766	0.00444
2702	30	8.875	0.023031	0.004446
2703	30	8.25	0.023303	0.004451
2704	30	7.625	0.023573	0.004457
2701	30	7	0.023837	0.004462
2596	30	4.5	0.024808	0.00448
2593	30	3.875	0.025038	0.004484
2594	30	3.25	0.025267	0.004487
2595	30	2.625	0.025491	0.00449
2783	30	2	0.025712	0.004492