

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

PHẠM TRẦN TRUNG

**NGHIÊN CỨU XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU BẰNG BÁC
THẨM CHO CÔNG TRÌNH BÊ CHỮA TẠI QUẢNG
NINH**

**LUẬN VĂN THẠC SĨ KỸ THUẬT XÂY DỰNG CÔNG
TRÌNH DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP**

CHUYÊN NGÀNH: KỸ THUẬT XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH DD&CN

MÃ SỐ: 60.58.02.08

NGƯỜI HƯỚNG DẪN KHOA HỌC:

PGS.TS.NGUYỄN ĐỨC NGUÔN

Hải Phòng, 2017

LỜI CẢM ƠN

Đầu tiên tôi xin gửi tới các thầy: PGS.TS Nguyễn Đức Nguôn, Ban chủ nhiệm khoa Sau đại học, Ban giám hiệu trường Đại học Dân Lập Hải Phòng lời chúc sức khỏe và lời cảm ơn chân thành nhất. Các thầy đã hướng dẫn, giúp đỡ tôi trong suốt quá trình học tập, nghiên cứu và làm luận văn.

Trong thời gian làm luận văn, tôi luôn cố gắng để tránh những sai sót, nhưng điều đó vẫn có thể xảy ra trong luận văn này. Rất mong được sự góp ý của các thầy cô và bạn đọc.

Xin chân thành cảm ơn!

Quảng Ninh, tháng năm 2016

Tác giả luận văn

Phạm Trần Trung

LỜI CAM ĐOAN

Tôi xin cam đoan luận văn thạc sỹ này là công trình nghiên cứu khoa học độc lập của tôi. Các số liệu khoa học, kết quả nghiên cứu của luận văn là trung thực và có nguồn gốc rõ ràng.

TÁC GIẢ LUẬN VĂN

Phạm Trần Trung

DANH MỤC BẢNG, BIỂU

| Số hiệu bảng, biểu | Tên bảng, biểu |
|---------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <i>Bảng 2.1</i> | <i>Các giá trị của hệ số thời gian T_v</i> |
| <i>Bảng 2.2</i> | <i>Các hệ số để tìm T_v trong trường hợp hình thang</i> |
| <i>Bảng 2.3</i> | <i>Hệ số thời gian không thứ nguyên T_h khi gia tải tức thời của nền đất có các thiết bị tiêu nước thẳng đứng</i> |
| <i>Bảng 2.4</i> | <i>Biến thiên T_v theo U_{av}</i> |
| <i>Bảng 3.1</i> | <i>Kết quả tính toán độ lún cố kết khi chưa có bắc thấm tại khu vực lỗ khoan BH1</i> |
| <i>Bảng 3.2</i> | <i>Kết quả tính toán độ lún cố kết khi chưa có bắc thấm tại khu vực lỗ khoan BH2</i> |
| <i>Bảng 3.3</i> | <i>Kết quả tính toán dự báo độ lún cố kết theo thời gian của nền đất khi dùng bắc thấm tại khu vực BH1</i> |
| <i>Bảng 3.4</i> | <i>Kết quả tính toán dự báo độ lún cố kết theo thời gian của nền đất khi dùng bắc thấm tại khu vực BH2</i> |
| <i>Bảng 3.5</i> | <i>Độ lún lệch theo thời gian tại hai khu vực</i> |
| <i>Bảng 3.6</i> | <i>Cường độ đất yếu được gia tăng sau giai đoạn 1</i> |
| <i>Bảng 3.7</i> | <i>Cường độ đất yếu được gia tăng sau giai đoạn 2</i> |
| <i>Bảng 3.8</i> | <i>Cường độ đất yếu được gia tăng sau giai đoạn 3</i> |
| <i>Bảng 3.9</i> | <i>Cường độ đất yếu được gia tăng sau giai đoạn 4</i> |
| <i>Bảng 3.10</i> | <i>Cường độ đất yếu được gia tăng sau giai đoạn 5</i> |
| <i>Bảng 3.11</i> | <i>Cường độ đất yếu được gia tăng sau giai đoạn 6</i> |

DANH MỤC HÌNH VẼ, ĐỒ THỊ

| Số hiệu hình | Tên hình |
|------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <i>Hình 1.1</i> | <i>Bể chứa trụ đứng</i> |
| <i>Hình 1.2</i> | <i>Cấu tạo nền dưới đáy bể</i> |
| <i>Hình 1.3</i> | <i>Cấu tạo đáy bể</i> |
| <i>Hình 1.4</i> | <i>Nối các tấm thân bể</i> |
| <i>Hình 1.5</i> | <i>Các dạng mái bể chứa</i> |
| <i>Hình 1.6</i> | <i>Tác dụng của tải trọng lên nền đất của công trình bể chứa và móng công trình thông thường</i> |
| <i>Hình 1.7</i> | <i>Cấu tạo bậc thấm</i> |
| <i>Hình 2.1</i> | <i>Mô hình cốt kết một chiều của lớp đất sét bão hòa nước</i> |
| <i>Hình 2.2</i> | <i>Sơ đồ mô tả sự biến đổi của áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất hữu hiệu theo thời gian và chiều sâu trong thí nghiệm cốt kết một chiều</i> |
| <i>Hình 2.3</i> | <i>Các sơ đồ cốt kết để tính lún theo thời gian</i> |
| <i>Hình 2.4</i> | <i>Sơ đồ giải bài toán cốt kết cho nền hai lớp bằng phương pháp sai phân hữu hạn</i> |
| <i>Hình 2.5</i> | <i>Sơ đồ nguyên lý cốt kết thoát nước đối xứng trục bằng bậc thấm</i> |
| <i>Hình 2.6</i> | <i>Sơ đồ tính toán đường kính tương đương của bậc thấm</i> |
| <i>Hình 2.7</i> | <i>Sơ đồ bố trí bậc thấm</i> |
| <i>Hình 2.8</i> | <i>Đồ thị tính toán mức độ cốt kết tùy thuộc vào tác dụng của thiết bị tiêu nước thẳng đứng trong nền đất yếu bão hòa nước</i> |
| <i>Hình 2.9</i> | <i>Đồ thị quan hệ $U_{av} = f(T_v)$</i> |
| <i>Hình 2.10</i> | <i>Thi công ép bậc thấm</i> |
| <i>Hình 2.11</i> | <i>Hệ số chịu tải N_c của nền đắp có chiều rộng B trên nền đất yếu có chiều dày H_y</i> |
| <i>Hình 3.1</i> | <i>Bản đồ vị trí địa lý thành phố Quảng Ninh</i> |
| <i>Hình 3.2</i> | <i>Bản đồ địa hình thành phố Quảng Ninh</i> |

| | |
|-----------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Hình 3.3 | Mặt cắt địa chất công trình |
| Hình 3.4 | Sơ đồ tính toán tổng độ lún của nền theo phương pháp tổng các phân tử tại khu vực lỗ khoan BH1 |
| Hình 3.5 | Sơ đồ tính toán tổng độ lún của nền theo phương pháp tổng các phân tử tại khu vực lỗ khoan BH2 |
| Hình 3.6 | Mô hình tính toán và các thông số đầu vào |
| Hình 3.7 | Áp lực nước trong đất |
| Hình 3.8 | Ứng suất ban đầu trong đất |
| Hình 3.9 | Tổng độ lún công trình |
| Hình 3.10 | Thời gian đạt cố kết 90% của nền đất |
| Hình 3.11 | Biểu đồ quan hệ giữa chiều cao bể chứa H (m^3) và thời gian t (năm) nền đất đạt độ cố kết $U=90\%$ |
| Hình 3.12 | Biểu đồ ảnh hưởng hệ số thấm ngang trong cùng xáo động đến thời gian đạt cố kết 90%, t (năm) |
| Hình 3.13 | Ảnh hưởng sự xáo động đất nền khi đóng bấc thấm đến thời gian cố kết |

MỞ ĐẦU

1. Lý do chọn đề tài:

Bể chứa đóng vai trò quan trọng trong đời sống sinh hoạt của người dân. Đồng thời nó cũng là một bộ phận không thể thiếu trong ngành công nghiệp hóa dầu nói riêng và trong các ngành công nghiệp nói chung. Bể chứa thường được sử dụng để chứa các sản phẩm dầu (xăng, dầu hỏa...), khí hóa lỏng, nước, axit, cặn công nghiệp, nước thải công nghiệp... Nó có nhiệm vụ tích trữ nguyên liệu và sản phẩm, giúp nhà sản xuất nhận biết được lượng tồn trữ, tạo điều kiện thuận lợi để tiến hành kiểm tra chất lượng, số lượng, phân tích các chỉ tiêu của sản phẩm. Cùng với tốc độ phát triển kinh tế nhanh của cả nước, Quảng Ninh đang trong giai đoạn phát triển nhanh của sự nghiệp công nghiệp hóa – hiện đại hóa. Với đặc điểm là một thành phố duyên hải, Quảng Ninh có tới 20 cảng lớn nhỏ khác nhau như: cảng Cẩm phả, cảng Hòn Gai, cảng Cái Lân... Điều này đã và đang tạo điều kiện thuận lợi cho việc hàng loạt dự án, khu công nghiệp, nhà máy ra đời. Và nhu cầu sử dụng bể chứa trong các khu công nghiệp, nhà máy cũng không ngừng gia tăng. Hơn nữa, khi mà đời sống nhân dân ngày một nâng cao thì nhu cầu sử dụng xăng dầu, khí gas cũng tăng vọt, dẫn tới nhu cầu sử dụng bể chứa đã và đang trở nên cấp thiết và xây dựng khá phổ biến trong các công trình thuộc tầm quan trọng cấp I, cấp II. Tuy nhiên do đặc điểm về vị trí địa lý, Quảng Ninh là một vùng có sự phân bố rộng rãi các loại đất yếu. Khi xây dựng công trình trên nền đất yếu nếu lựa chọn các biện pháp xử lý nền móng không hợp lý sẽ dẫn đến tăng chi phí đầu tư xây dựng công trình hoặc sẽ gây ra các biến dạng làm hư hỏng công trình. Nghiên cứu các biện pháp xử lý nền đất yếu có mục đích cuối cùng là làm tăng cường độ của đất, làm giảm tổng độ lún và độ lún lệch, rút ngắn thời gian thi công và giảm chi phí đầu tư xây dựng. Trong những năm gần đây, biện pháp xử lý nền được áp dụng nhiều là sử dụng băng thoát nước thẳng đứng chế tạo sẵn có hoặc không có vải địa kỹ thuật kết hợp gia tải. Biện pháp này một phần tăng được tốc độ cố kết lún, một phần tăng cường khả năng tiếp nhận tải trọng ban đầu của đất yếu do đó tạo điều kiện triển khai sớm các hạng mục liên quan, rút ngắn thời gian thi công, sớm đưa công trình vào sử dụng. Mặt khác, vật liệu gia cố chính được sản xuất công nghiệp cho phép chuẩn hóa được quá trình thi công, giảm thiểu được ảnh hưởng đến môi trường.

2. Mục đích nghiên cứu:

Kết quả nghiên cứu sẽ làm sáng tỏ cấu trúc và đặc tính địa chất công trình của các loại đất yếu khác nhau phân bố trong khu vực tỉnh Quảng Ninh và ảnh hưởng của nó tới việc xây dựng các công trình bể chứa.

Khả năng áp dụng biện pháp xử lý nền bằng bác thấm cho các dạng đất yếu khác nhau trong khu vực tỉnh Quảng Ninh.

3. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu:

Các dạng nền đất yếu tiêu biểu trong khu vực tỉnh Quảng Ninh.

Giải pháp xử lý nền đất yếu bằng bác thám cho công trình bể chứa tại tỉnh Quảng Ninh.

4. Các vấn đề cần giải quyết:

Cơ sở lý thuyết tính toán bác thám.

Giải quyết các bài toán liên quan đến bác thám.

Phạm vi áp dụng bài toán xử lý nền bằng bác thám.

5. Ý nghĩa khoa học và thực tiễn:

5.1- Đề xuất giải pháp xử lý nền đất yếu bằng bác thám cho công trình bể chứa tại thành phố Quảng Ninh.

5.2- Đưa ra các bài toán liên quan trong việc xử lý nền đất yếu bằng bác thám

CHƯƠNG 1

TỔNG QUAN VỀ PHƯƠNG PHÁP XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU CHO CÔNG TRÌNH BÊ CHỮA

1.1. Khái niệm về đất yếu

Đất yếu là loại đất có sức chịu tải kém (nhỏ hơn $0,5 - 1,0 \text{ kG/cm}^2$), dễ bị phá hoại, biến dạng dưới tác dụng của tải trọng công trình, dựa trên những số liệu về chỉ tiêu cơ lý cụ thể để phân loại đất yếu.

+ Dựa vào chỉ tiêu vật lý, đất được gọi là yếu khi :

- Dung trọng : $\gamma_w \leq 1,7 \text{ T/m}^3$.
- Hệ số rỗng : $e \geq 1$.
- Độ sệt $I > 1$.
- Độ ẩm : $W \geq 40\%$.
- Độ bão hòa : $G \geq 0,8$.

+ Dựa vào các chỉ tiêu cơ học :

- Modun biến dạng : $E_0 \leq 50 \text{ kG/cm}^2$.
- Hệ số nén : $a \geq 0,01 \text{ cm}^2/\text{kG}$.
- Góc ma sát trong : $\varphi \leq 10^\circ$.
- Lực dính (đối với đất dính): $c \leq 0,1 \text{ kG/cm}^2$.

Đất yếu là một thuật ngữ được sử dụng khá phổ biến trong lĩnh vực xây dựng. Hiện nay, tồn tại một số quan niệm khác nhau về đất yếu. Dựa trên các quan niệm đó và các tiêu chuẩn hiện hành của Việt Nam như TCXD 245-2000, 22TCN 262-2000, tham khảo các tiêu chuẩn phân loại đất của ASTM, BS, theo tác giả đất yếu là loại đất có một số đặc điểm cơ bản sau đây:

- Là loại đất có khả năng chịu tải thấp (sức chịu tải nhỏ hơn $1,0 \text{ kG/cm}^2$), mô đun biến dạng nhỏ ($E_0 < 50 \text{ kG/cm}^2$);

- Dễ bị biến dạng khi có tải trọng tác dụng, có độ lún lớn (thường hệ số rỗng ban đầu $e_0 > 1$); có lực chống cắt thấp ($C_u < 0,15 \text{ kG/cm}^2$), giá trị xuyên tiêu chuẩn $N_{\text{SPT}} < 5$ búa, sức kháng xuyên đơn vị $q_c < 10 \text{ kG/cm}^2$.

- Là loại đất được thành tạo từ các vật liệu trầm tích trẻ (từ 10.000 đến 15.000 năm tuổi vẫn đang trong quá trình cố kết trong điều kiện môi trường khác nhau (bồi tích ven biển, đầm phá, cửa sông, đầm lầy...).

Trên cơ sở các đặc điểm về địa chất công trình (thành phần, tính chất cơ lý...), đất yếu có thể được chia ra các loại chính sau:

(1) Đất sét mềm bồi tụ ở bờ biển hoặc gần biển (đầm phá, cửa sông, đồng bằng tam giác châu thổ...) loại này có thể lẫn hữu cơ trong quá trình trầm tích (hàm lượng hữu cơ có thể lên tới 10% - 12%)^[5]. Đối với loại này, được xác định là đất yếu ở trạng thái tự nhiên, độ ẩm của chúng gần bằng hoặc cao hơn giới hạn nhão, hệ số rỗng lớn (sét $e_0 > 1,5$; á sét $e_0 > 1$)^[5], lực dính C theo kết quả cắt nhanh không thoát nước $C_u < 35 \text{ kG/cm}^2$ ^[16], góc nội ma sát $\varphi < 10^\circ$ ^[5].

(2) Than bùn và đất hữu cơ có nguồn gốc đầm lầy, nơi tích đọng thường xuyên, mực nước ngầm cao. Tại đây, xác của các loài thực vật bị thối rữa và phân hủy, tạo ra các vật lắng hữu cơ lẫn với các khoáng vật từ vật liệu. Loại này thường được gọi là đất đầm lầy, than bùn, hàm lượng hữu cơ chiếm tới 20% - 80%, thường có màu xám đen hay nâu xẫm, cấu trúc không mịn (vì lẫn các tàn dư thực vật). Trong điều kiện tự nhiên, than bùn có độ ẩm rất cao trung bình $W = 85\% - 95\%$. Than bùn là loại đất thường xuyên nén lún lâu dài, không đều, hệ số nén lún có thể đạt $3-10 \text{ cm}^2/\text{daN}$, vì thế thường phải thí nghiệm than bùn trong các thiết bị nén với các mẫu cao ít nhất $40 - 50 \text{ cm}$. Đất yếu đầm lầy than bùn còn được phân theo hàm lượng hữu cơ của chúng:

Hàm lượng hữu cơ từ 20% - 30%: đất nhiễm than bùn^[5].

Hàm lượng hữu cơ từ 30% - 60%: đất than bùn^[5].

Hàm lượng hữu cơ trên 60%: than bùn^[5].

(3) Bùn là các lớp đất mới được hình thành trong môi trường nước ngọt hoặc nước biển, gồm các hạt rất mịn ($< 200\mu\text{m}$). Đặc điểm về thành phần và kết cấu của nó là thành phần khoáng vật thay đổi và thường có kết cấu tổ ong. Hàm lượng hữu cơ thường dưới 10%. Đất bùn là những trầm tích hiện đại, được thành tạo chủ yếu do kết quả tích lũy các vật liệu phân tán mịn bằng con đường cơ học hoặc hóa học ở tại đáy biển hoặc vũng vịnh, hồ bãi lầy, hồ chứa nước hoặc bãi bồi của sông. Vì vậy thường phân biệt bùn biển, bùn vũng, bùn hồ, bùn lầy và bùn bồi tích. Bùn luôn no nước và rất yếu về mặt chịu lực. Cường độ của bùn nhỏ, biến dạng lớn, mô đun biến dạng chỉ vào khoảng $1-5 \text{ kG/cm}^2$ với bùn sét; từ $10-25 \text{ kG/cm}^2$ với bùn pha cát và bùn cát pha sét; hệ số nén lún chỉ có thể đạt lên tới $2-3 \text{ cm}^2/\text{daN}$. Như vậy, bùn là loại trầm tích nén chưa chặt, dễ bị thay đổi kết cấu tự nhiên. Do vậy khi xây dựng công trình bê chứa chất lỏng trên đất nền là bùn cần áp dụng các biện pháp xử lý nền phù hợp.

1.2. Mục tiêu xử lý nền đất yếu

Việc xử lý nền đất yếu nhằm hướng đến 3 mục tiêu chủ yếu sau:

- Tăng khả năng chịu lực của nền đất [4].
- Tăng khả năng chống biến dạng của nền đất [4].
- Giảm tính thấm nước cho đất [4].

Để đạt được các mục tiêu trên việc xử lý nền đất yếu có thể thực hiện theo các hướng chính sau:

* *Tăng độ chặt đất nền*: theo hướng này có thể sử dụng:

+ Các phương pháp cơ học: đây là một trong những nhóm phương pháp phổ biến nhất, bao gồm các phương pháp làm chặt bằng việc sử dụng tải trọng tĩnh (phương pháp nén trước), sử dụng tải trọng động (đâm chân động), sử dụng các cọc không thấm, phương pháp làm chặt bằng giếng cát, các loại cọc vật liệu rời (cọc cát, cọc xi măng đất, cọc vôi ...) để gia cố nền bằng tác nhân cơ học. Trong đó việc sử dụng phương pháp tải trọng động được sử dụng khá phổ biến và hiệu quả cho các loại đất hạt rời, đặc biệt là cát xốp như dùng các máy đầm rung, đầm lăn. Tuy nhiên

chúng chỉ có thể tăng độ chặt cho các lớp đất trên bề mặt. Các loại cọc tre, cừ tràm, cọc gỗ chắc thường được áp dụng cho các công trình dân dụng.

+ Hạ mực nước ngầm: hạ mực nước ngầm giúp cho quá trình cố kết nhanh tạo khả năng giảm độ rỗng của các lớp đất nhờ tăng trọng lượng của khối đất bên trên.

* *Biến đổi cấu trúc đất nền bằng các phương pháp hóa – lý – sinh:*

+ Phương pháp nhiệt học: là một phương pháp độc đáo có thể sử dụng kết hợp với một số phương pháp khác trong điều kiện tự nhiên cho phép. Sử dụng khí nóng trên 800°C để làm biến đổi đặc tính lý hóa của nền đất yếu. Phương pháp này chủ yếu sử dụng cho điều kiện đất nền là đất sét hoặc cát mịn. Phương pháp này đòi hỏi lượng năng lượng không nhỏ nhưng cho kết quả nhanh và tương đối khả quan.

+ Phương pháp hóa học: là một trong những phương pháp rất được chú ý trong thời gian gần đây. Sử dụng hóa chất để tăng cường liên kết trong đất như xi măng, thủy tinh, phương pháp silicat hóa...Hoặc một số hóa chất đặc biệt phục vụ mục đích điện hóa. Phương pháp xi măng hóa và sử dụng cọc xi măng đất là những phương pháp được sử dụng tương đối phổ biến.

+ Phương pháp sinh học: đây là một phương pháp mới, người ta sử dụng các vi sinh vật để làm đầy các lỗ rỗng của đất nền từ đó làm giảm hệ số rỗng hoặc gắn kết các hạt đất lại với nhau để làm tăng lực dính đơn vị của đất. Tuy nhiên, phương pháp này ít được sự quan tâm do yêu cầu thời gian thi công tương đối dài mặc dù được khá nhiều ủng hộ về mặt kinh tế.

* *Thay thế lớp đất ngay dưới đế móng bằng loại đất khác tốt hơn:* đây là một phương pháp ít được sử dụng. Để khắc phục vướng mắc do gặp lớp đất yếu phân bố ngay dưới đáy móng, người ta thay một phần hoặc toàn bộ nền đất yếu bằng lớp đất mới có tính bền cơ học cao, như làm gổi cát, đệm cát. Phương pháp này đòi hỏi kinh phí đầu tư lớn và thời gian thi công lâu dài.

* *Điều chỉnh tiến độ thi công:* tăng tải dần hoặc xây dựng từng bộ phận công trình theo từng giai đoạn nhằm cải thiện khả năng chịu lực của nền đất, cân bằng độ lún giữa các bộ phận của kết cấu công trình.

Việc lựa chọn phương pháp xử lý nền hợp lý phụ thuộc vào tính chất của đất nền, loại và tải trọng công trình, loại móng, thiết bị và điều kiện thi công, yêu cầu tiến độ. Các phương pháp trên có thể sử dụng riêng biệt hoặc kết hợp với nhau để đạt hiệu quả cao nhất.

1.3. Tổng quan về công trình bê chứa [6]

1.3.1. Giới thiệu chung

Bê chứa đóng vai trò hết sức quan trọng trong đời sống sinh hoạt của người dân, đồng thời là một dạng công trình không thể thiếu trong ngành công nghiệp hóa dầu nói riêng và trong các ngành công nghiệp nói chung. Nó có nhiệm vụ tích trữ nguyên liệu và sản phẩm, giúp nhà sản xuất nhận biết được số lượng tồn trữ. Tại đây nhà sản xuất thực hiện tất cả các hoạt động kiểm tra chất lượng, số lượng, phân tích các chỉ tiêu trước khi xuất hàng.

1.3.2. Phân loại bể chứa

Căn cứ theo qui mô, loại, và vật liệu chế tạo mà bể chứa thường được chia ra thành một số loại sau:

a. Theo chiều cao xây dựng:

- Bể ngầm: được đặt dưới mặt đất.
- Bể nổi: được xây trên mặt đất.
- Bể nửa ngầm: loại bể có một nửa chiều cao nhô lên mặt đất.
- Bể ngoài khơi: được thiết kế nổi trên mặt nước, có thể di chuyển từ nơi này sang nơi khác dễ dàng.

b. Phân loại theo áp suất:

- Bể cao áp: áp suất chịu đựng trong bể > 200mmHg.
- Bể áp lực trung bình: áp suất thường từ 20 – 200mmHg.
- Bể áp thường: áp suất bằng 20mmHg.

c. Phân loại theo vật liệu xây dựng:

- Bể kim loại: làm bằng thép, áp dụng cho các loại bể lớn hiện nay.
- Bể phi kim: làm bằng vật liệu như gỗ, composite, nhựa, bê tông ... nhưng chỉ áp dụng cho các bể nhỏ.

d. Phân loại theo mục đích:

- Bồn trung chuyển.
- Bồn cấp phát.

e. Phân loại theo hình dạng:

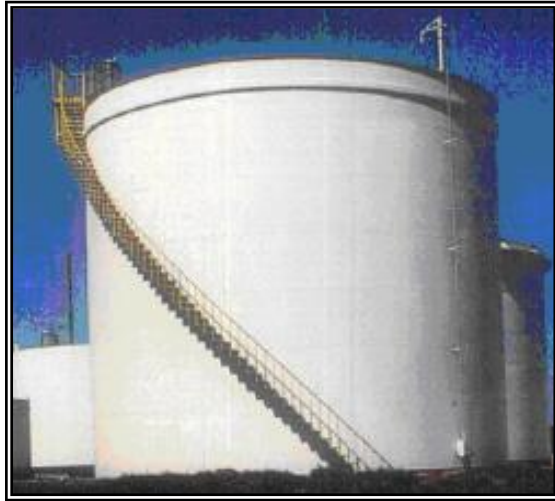
- Bể trụ đứng.
- Bể trụ nằm.
- Bể hình cầu, hình giọt nước.

Trong khuôn khổ luận văn của mình, tác giả chỉ tập trung vào nghiên cứu một loại bể được sử dụng khá phổ biến hiện nay, đó là bể chứa trụ đứng áp lực thấp.

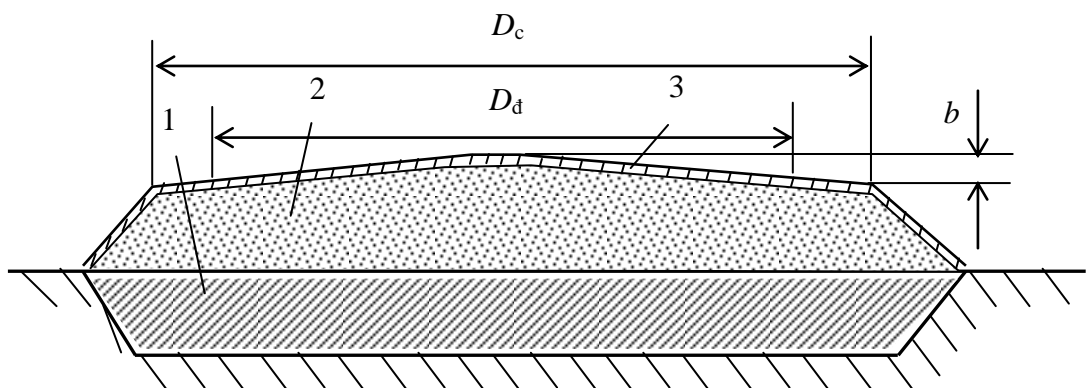
1.3.3. Bể chứa trụ đứng áp lực thấp

Bể chứa trụ đứng mái tĩnh thường dùng để chứa các sản phẩm dầu mỏ có hơi đàn hồi áp lực thấp. Thể tích có thay đổi từ 100 đến 20.000m³ (chứa xăng), thậm chí có thể lên tới 50.000m³ (chứa dầu, mazut ...). Các bộ phận chính của bể gồm: thân, đáy và mái bể. Đáy bể được đặt trên nền cát đầm chặt có phủ lớp cách nước. Ngoài ra còn có các bộ phận phụ khác như: ống để nạp và xả chất lỏng, cầu thang, trên mái đặt thiết bị đo mức chất lỏng, lỗ nhìn, van an toàn, lan can...

Hình 1.1: Bể chứa trụ đứng



- Cấu tạo đáy bể: đáy bể tựa trên nền cát và chịu áp lực chất lỏng. Ứng suất tính toán trong đáy bể không đáng kể nên chiều dày của đáy được chọn theo các yêu cầu cấu tạo khi hàn và chống ăn mòn. Phần chính của đáy gồm các tấm thép có kích thước lấy theo định hình sản xuất thép tấm, ví dụ với bể có thể tích bé hơn 10.000m^3 dùng tấm $1500 \times 6000\text{mm}$. Chiều dày tối thiểu của đáy $\delta_{\text{đmin}} = 4\text{mm}$ (khi thể tích bé hơn 1000m^3). Khi thể tích lớn hơn dùng $\delta_{\text{đ}} = 5\text{mm}$, hoặc $\delta_{\text{đ}} = 6\text{mm}$ khi đường kính đáy $D_{\text{đ}} > 25\text{m}$. Khi thể tích của bể $V \geq 2000\text{m}^3$ chiều dày các tấm biên của đáy lớn hơn chiều dày các tấm giữa từ 1 đến 2mm. Đường hàn cạnh ngắn giữa các tấm dùng đường hàn đối đầu, đường hàn giữa các cạnh dài là đường hàn góc liên kết chồng (các bản chồng lên nhau từ 30 đến 60mm). Khi $\delta_{\text{đ}} = 6\text{mm}$ có thể hàn đối đầu. Để nâng cao chất lượng đường hàn, tăng tính công nghiệp hóa khi lắp ghép bể, các tấm đáy được hàn tại nhà máy sau đó cuộn lại để dễ vận chuyển. Tại công trường dùng máy trải phẳng cuộn thép tại vị trí xây dựng bể. Tùy theo thể tích bể, khả năng thi công có thể chia đáy thành nhiều cuộn lắp ghép.



Hình 1.2: Cấu tạo nền dưới đáy bể

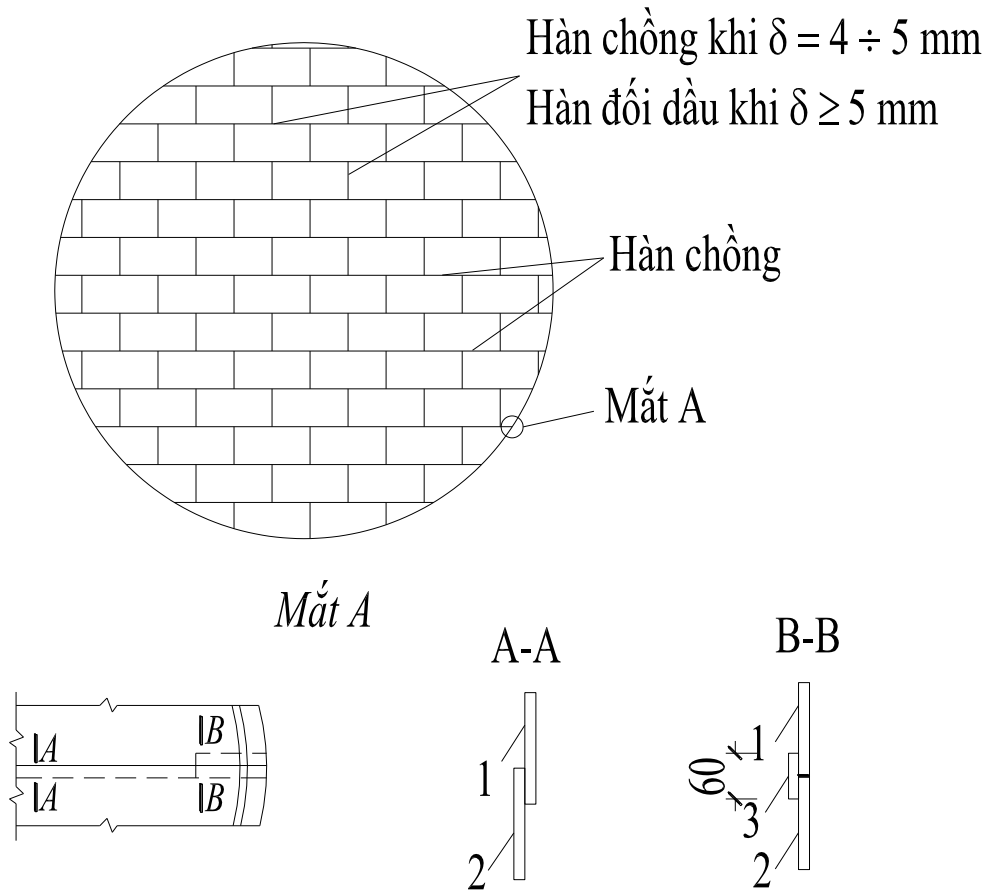
1. Đất đắp; 2. Đệm cát; 3. Lớp cách nước

D_c : đường kính đệm cát; $D_{\text{đ}}$: đường kính đáy bể

Khi hàn trực tiếp tấm đáy trên nền cát của bể (phương pháp bán tấm), cho phép hàn đối đầu một phía và để giảm biến hình hàn, trình tự hàn như sau: hàn các

tấm giữa đáy, hàn các tấm vành biên, hàn thân bể với thành biên, hàn khu giữa với thành biên.

Để thân bể tỉ sát trên đáy, tại vành biên đáy chuyển liên kết chông giữa các tấm thành liên kết đối đầu như sau (Hình 1.3): cắt thép tấm 1, đập phẳng mép hai tấm 1 và 2, hàn đối đầu trên bản lót 3 (cắt từ tấm 1).



Hình 1.3: Cấu tạo đáy bể

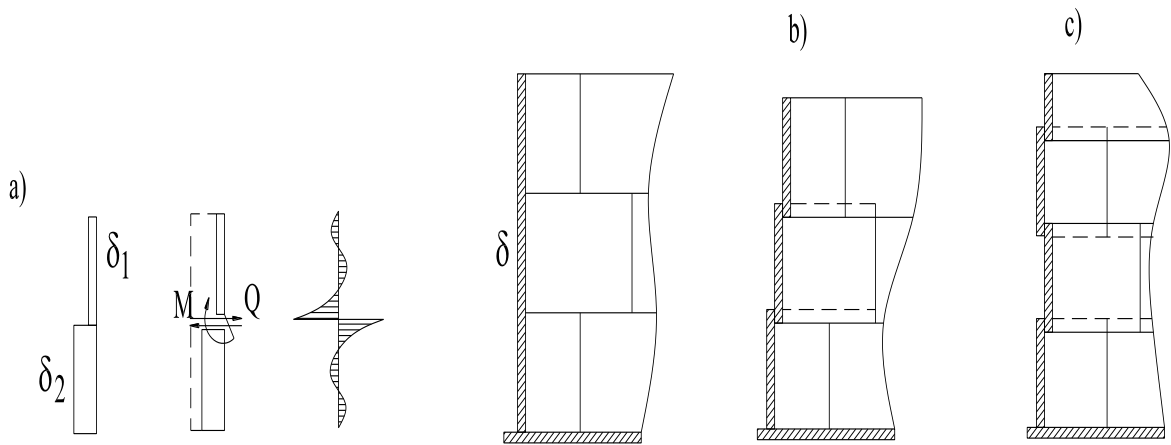
Đường kính đáy thường lớn hơn đường kính thân khoảng 100 mm.

- Cấu tạo thân bể: thân bể là bộ phận chính chịu lực gồm nhiều đoạn khoang thép tấm hàn lại. Chiều cao của mỗi đoạn thân chính bằng chiều rộng của tấm thép định hình, thường dùng tấm 1500×6000mm. Đường hàn thẳng đứng nối các tấm thép trong cùng một đoạn thân là đường hàn đối đầu, liên kết giữa các đoạn thân (đường hàn vòng) dùng đường hàn đối đầu (khi chiều dày thép $\delta > 6$ mm) hoặc liên kết chông.

Khi dùng liên kết chông các đoạn thân có thể lồng vào nhau hoặc có thể thành các bậc. Đường hàn vòng phía ngoài là đường hàn chịu lực, đường hàn phía trong dán đoạn (dài 100mm cách nhau 300mm) để dựng lắp, khi yêu cầu chống gỉ cao thì cả hai đường hàn đều liên tục. Chiều dày tối thiểu của thân bể $\delta_{\min} = 4$ mm. Nối thân bể với đáy bể dùng đường hàn góc.

Khi hàn phải tuân theo yêu cầu gia công mép bản thép được quy định theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép. Thân bể có thể sản xuất tại nhà máy theo phương pháp cuộn (như đáy) hoặc hàn từng tấm trên công trường. Trong các trường hợp sau các đường hàn đứng bố trí lệch nhau. Lắp ráp bể theo phương pháp cuộn thép giảm

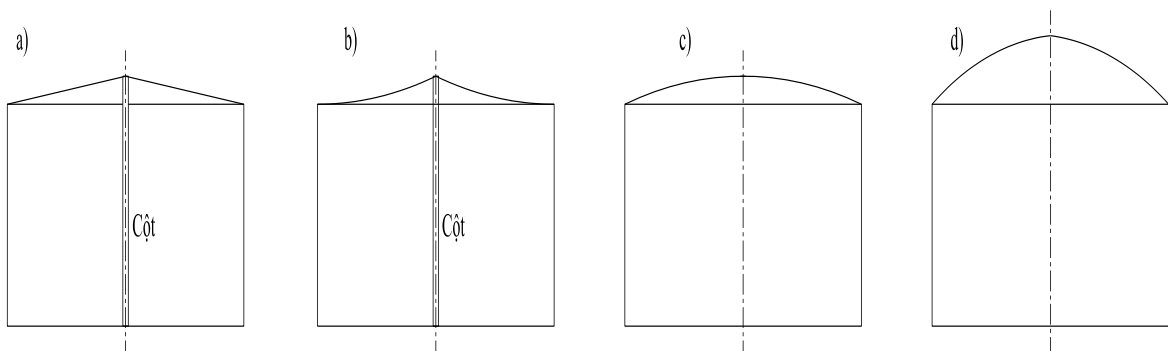
thời gian xây dựng 1,7 đến 2 lần, giá thành chung giảm 30%. Biện pháp thi công theo phương pháp cuộn chỉ thực hiện được khi chiều dày bể $\delta \leq 17\text{mm}$. Với bể chứa thể tích lớn ($V \geq 50.000\text{m}^3$) để vẫn dùng được phương pháp cuộn, thân bể được tăng cường bằng sợi thép cường độ cao bằng thép hoặc bể hai lớp.



Hình 1.4: Nối các tấm thân bể

a) Nối đối đầu b) Nối lồng c) Nối dạng bậc

- Cấu tạo mái bể: mái bể chứa trụ đứng có một số hình dạng chính sau: mái nón, mái treo, mái cầu, mái trụ cầu.



Hình 1.5: Các dạng mái bể chứa

a) Mái nón b) Mái treo c) Mái cầu d) Mái trụ cầu

Việc chọn hình dạng mái phụ thuộc chiều tác dụng của tải trọng mái và thể tích bể. Khi chiều tải trọng hướng từ trên xuống (trọng lượng mái, các lớp cách nhiệt, chân không) và thể tích bể chứa $V \leq 5000\text{m}^3$ dùng mái nón, mái treo. Khi thể tích bể chứa lớn hơn dùng mái cầu. Khi chiều tải trọng hướng từ dưới lên (áp lực dư lớn) dùng mái cầu hoặc mái trụ cầu.

Mái nón có độ dốc $i = 1/20$ được lắp ghép từ các tấm chế tạo sẵn. Một đầu tấm tựa lên tấm mũ tròn của cột trung tâm, một đầu tấm tựa lên thân bể. Tùy theo độ lớn của mái mà hình dạng và số lượng các tấm mái khác nhau. Tấm mái gồm thép bản dày 2,5 đến 3mm hàn lên khung chịu lực là các thép hình I, C. Khi thi công theo phương pháp cuộn, các tấm mái được lắp đặt đồng thời với thân bể rất tiện lợi cho việc định vị thân. Cột trung tâm thường làm bằng thép ống (khi thể tích bể chứa $V = 1000 \div 5000\text{m}^3$) hoặc thép góc (khi $V < 1000\text{m}^3$).

Mái treo gồm các dải thép tấm một đầu liên kết với mũ cột trung tâm (hình d), đầu kia vào vành hình hộp ở thân bể. Khi chịu tải trọng đứng mặt mái không có

momen, chỉ chịu kéo nên mái treo nhẹ hơn mái tẩm 10-15% . Lực kéo tăng dần từ ngoài vào nên các tấm biên có chiều dày ($\delta = 3\text{mm}$) nhỏ hơn khu giữa ($\delta = 5\text{mm}$).

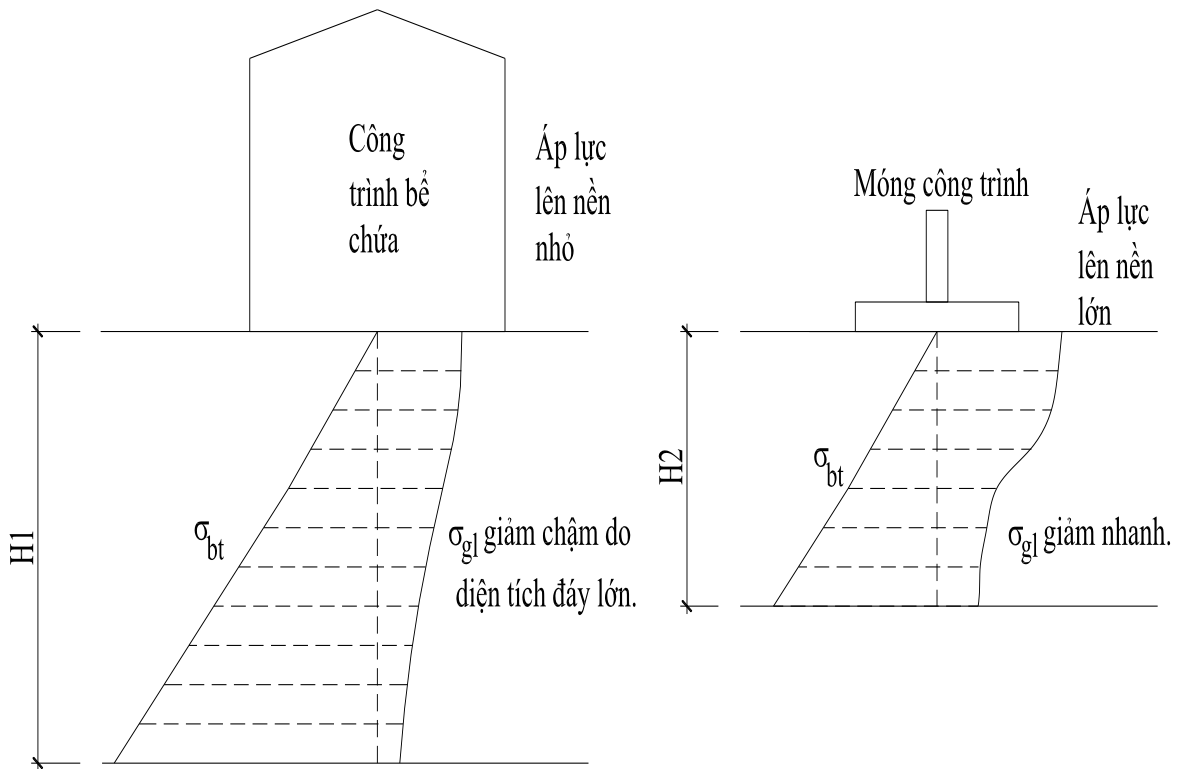
Khi thể tích bể chứa $V > 5000\text{m}^3$ mái treo sẽ không kinh tế nữa. Với bể chứa có thể tích $V = 10000 \div 20000 \text{m}^3$ dùng mái cầu hợp lý hơn. Mái cầu có kết cấu dạng cupôn sườn vòng được lắp ghép từ các tấm định hình với bản thép dày từ 2,5 đến 4 mm. Một đầu tấm tựa lên vành ngoài, đầu kia tựa lên vành trong, cột trung tâm để đỡ vành trong chỉ dùng trong quá trình lắp ghép các tấm.

1.4. Các phương pháp xử lý nền móng thường sử dụng cho công trình bể chứa

1.4.1. Đặc điểm phân bố tải công trình bể chứa lên nền đất

Các công trình bể chứa thường được xây dựng tại những khu vực có hệ thống giao thông thuận tiện, nhất là hệ thống giao thông đường thủy, vì vậy thường nằm trên các vùng đất yếu hoặc trên các khu vực mà cấu trúc địa chất phức tạp.

Đường kính bể chứa thường lớn, chiều cao không lớn (khoảng 10 – 12m), nên tải lên nền không lớn nhưng ảnh hưởng lún tới chiều sâu lớn vì vậy việc cải tạo đất bằng các phương pháp cọc cát, giếng cát, cọc đất xi măng, cọc đất vôi, cọc tre, cọc tràm, đệm cát, bắc thấm là thích hợp.



Hình 1.6: Tác dụng của tải trọng lên nền đất của công trình bể chứa và móng công trình thông thường

1.4.2. Phương pháp xử lý nền đất yếu bằng cọc cát

Phương pháp nén chặt đất dưới sâu bằng cọc cát là phương pháp tạo ra các cọc cát có đường kính tương đối lớn và được đầm chặt trong nền đất yếu được gia cố.

Cọc cát có các tác dụng sau:

- Cọc cát giúp cho nền đất thoát nước nhanh, đẩy nhanh quá trình cố kết của nền đất và nhanh chóng ổn định độ lún công trình.

- Cọc cát chiếm một phần thể tích lỗ rỗng trong nền, giúp giảm lỗ rỗng làm cho đất chặt hơn, tăng khả năng chịu lực và giảm độ lún cho công trình.

- Cọc cát có khả năng làm chặt đất đến độ sâu khá lớn, nên có thể sử dụng cho các công trình có tải trọng khá lớn tác dụng lên nền.

Đường kính cọc thường từ 20 đến 60cm. Chiều sâu của cọc cát thường được tính theo yêu cầu ổn định và độ lún. Khoảng cách giữa các cọc được tính dựa trên tính chất cơ lý của nền đất, khoảng tính không giữa các cọc không nên vượt quá 4 lần đường kính cọc.

Nền sau khi thi công xong cọc cát cần phải được kiểm tra cẩn thận bằng cách: khoan lấy mẫu đất giữa các cọc để xác định sự biến đổi của các chỉ tiêu cơ lý của chúng (độ ẩm, hệ số rỗng, khối lượng thể tích, các chỉ tiêu về sức kháng cắt...) sau khi đất đã được gia cố. Kiểm tra độ chặt của cọc cát và đất giữa các cọc bằng thí nghiệm xuyên tĩnh để đánh giá mức độ hiệu quả và khả năng tăng sức chịu tải của nền đất sau khi gia cố bằng cọc cát.

Sử dụng phương pháp gia cố nền bằng cọc cát có một số ưu nhược điểm sau:

Ưu điểm:

- Phương pháp nén chặt đất bằng cọc cát sẽ làm tăng sức chịu tải của đất nền đối với đất rời.

- Cọc cát làm cho độ lỗ rỗng, độ ẩm của nền đất giảm và góc ma sát trong tăng lên. Vì nền đất được nén lại nên sức chịu tải của đất nền tăng lên, độ lún và biến dạng không đều của đất dưới đáy móng công trình giảm đi đáng kể.

- Khi dùng cọc cát trị số mô đun biến dạng ở trong cọc cát cũng như vùng đất được nén lại xung quanh cọc sẽ giống nhau vì vậy sự phân bố ứng suất trong nền đất được nén chặt bằng cọc cát có thể xem như nền thiên nhiên.

- Khi dùng cọc cát quá trình cố kết của đất nền xảy ra nhanh hơn nhiều so với nền thiên nhiên hay nền gia cố cọc cứng.

Nhược điểm:

- Dễ sản sinh co ngót trong quá trình thi công và khai thác.

- Độ chặt của đất phụ thuộc vào kích thước ống lỗ.

- Cần trang bị các thiết bị thi công nặng và dài.

- Tốn kém, thời gian thi công kéo dài gây xáo trộn cấu trúc nền đất và khó kiểm tra được chất lượng của cọc cát.

1.4.3. Phương pháp xử lý nền đất yếu bằng cọc đất xi măng hoặc cọc đất vôi

Đây là phương pháp sử dụng đất tại chỗ kết hợp với chất kết dính vô cơ, xi măng hoặc vôi làm tăng cường khả năng chịu tải của đất yếu và giảm độ lún. Kết quả của việc trộn xi măng, vôi với đất là làm tăng cường độ, độ cứng, mô đun biến dạng của đất được gia cố. Hiệu ứng này có thể ngay lập tức và được phát triển lâu dài. Hiệu ứng gia cố được xác định bằng tỷ lệ giữa cường độ của lớp đất đã gia cố và cường độ của đất chưa gia cố. Hiệu ứng này với đất sét là từ 10 – 40 lần (phụ

thuộc vào hàm lượng gia cố), thông thường là từ 50 – 250 kg chất gia cố cho 1m³ đất. Phương pháp này áp dụng cho các lớp đất sét yếu, lớp đất cát mịn bão hòa nước và bùn có chiều dày lớn.

Việc trộn chất kết dính vào đất được thực hiện bằng cách ép đầu phun xi măng và cánh trộn đến một độ sâu tính toán nhất định. Khi rút cánh trộn lên thì đồng thời bơm nhồi bột khô hoặc bột xi măng xuống. Cánh trộn sẽ trộn vôi bột hoặc xi măng với đất đã bị cắt toí tạo thành một cột hỗn hợp đất vôi hoặc đất xi măng trong lòng đất. Vôi hoặc xi măng sẽ tác dụng với nước (phản ứng thủy hóa), một mặt hút bớt nước làm giảm lượng nước trong đất, mặt khác sau khi thủy hóa cùng với cốt đất tạo thành một hỗn hợp cứng có sức chịu tải tăng lên nhiều lần so với đất ban đầu. Mặt khác khi các cột đất vôi, xi măng này chiếm thêm một thể tích trong đất bắt buộc các phần đất nằm giữa hai cột bị nén ép lại, đồng thời với việc nước trong đất tham gia vào việc thủy hóa vôi hoặc xi măng làm đất chặt hơn và cũng làm tăng khả năng kháng cắt và khả năng chịu tải về tổng thể của nền đất yếu.

Phương pháp này có một số ưu nhược điểm chính sau:

Ưu điểm:

- Phạm vi áp dụng rộng, phù hợp với mọi loại đất từ bùn, sét đến sỏi cuội.
- Thi công được trong điều kiện ngập nước.
- Mặt bằng thi công nhỏ, ít chấn động, ít tiếng ồn, hạn chế tối đa ảnh hưởng đến các công trình lân cận.
- Thi công nhanh, kỹ thuật thi công không phức tạp, yếu tố rủi thấp.
- Giảm thiểu vấn đề ô nhiễm môi trường.
- Thiết bị nhỏ gọn có thể thi công trong không gian chiều cao hạn chế.
- Khả năng xử lý sâu.

Nhược điểm:

- Phụ thuộc nhiều vào công nghệ thi công nên yêu cầu có hệ thống quy chuẩn, quy định các quy trình thi công nghiêm ngặt và quy trình kiểm tra nghiệm thu hoàn thiện. Yêu cầu công nghệ máy móc thiết bị hiện đại.
- Không phù hợp với điều kiện thủy văn phức tạp.
- Khả năng chịu cắt kém.
- Trong vùng đất cát, xi măng hóa không đạt yêu cầu. Tuy nhiên trong thực tế chúng ta luôn tiếp xúc với loại nền đất cát có thành phần cấp phối hạt khác nhau và độ chặt của chúng cũng khác nhau.

1.4.4. Phương pháp xử lý nền đất yếu bằng giếng cát

Giếng cát là phương pháp kỹ thuật thoát nước thẳng đứng kết hợp gia tải trước. Giếng cát thường có đường kính từ 20 đến 60cm được sử dụng với mục tiêu tạo điều kiện thoát nước nhanh cho tầng đất yếu, tăng nhanh quá trình cố kết giúp cho công trình nhanh chóng ổn định lún. Phía trên giếng cát thường bố trí một lớp đệm cát để tạo điều kiện thoát nước tốt và công trình lún đều hơn. Chiều dày lớp đệm cát thường lấy trong khoảng 30 đến 50cm. Vật liệu chọn làm lớp đệm cát trên giếng cát thường sử dụng cát hạt trung đến hạt to. Khoảng cách giữa các giếng cát

tùy thuộc vào tình hình thoát nước của đất nền. Thông thường khoảng cách giữa các giếng từ 1,5 đến 5m. Khả năng thoát nước của nền càng kém thì khoảng cách đó càng nhỏ hơn. Một số ưu nhược điểm của phương pháp này như sau:

Ưu điểm:

- Mang giá trị kinh tế cao.
- Tăng độ cố kết cho nền đất.

Nhược điểm:

- Kéo dài thời gian thi công.
- Gây chấn động tới công trình xung quanh.
- Có khả năng bị tắt hay ngắt đường thấm.

1.4.5. Phương pháp xử lý nền đất yếu bằng đệm cát

Xử lý nền đất yếu bằng đệm cát là phương pháp thay thế lớp đất yếu nằm ngay dưới đế móng bằng lớp cát hạt trung hoặc hạt to (có thể dùng sỏi, đá dăm, không nên dùng cát hạt nhỏ) tới độ sâu nào đó. Lớp đệm cát thay thế lớp đất yếu nằm trực tiếp dưới đáy móng, đệm cát đóng vai trò như một lớp chịu tải, tiếp thu tải trọng công trình và truyền tải trọng đó tới các lớp đất bên dưới. Việc sử dụng đệm cát có tác dụng làm giảm độ lún và lún lệch của công trình. Một số ưu nhược điểm của phương pháp này như sau:

Ưu điểm:

- Giảm được chiều sâu chôn móng nên giảm được khối lượng vật liệu làm móng.
- Làm tăng nhanh quá trình cố kết của đất nền do vậy làm tăng nhanh khả năng chịu tải của đất nền và tăng nhanh thời gian ổn định về lún cho công trình.
- Biện pháp thi công đơn giản, không đòi hỏi thiết bị thi công phức tạp.

Nhược điểm:

- Chỉ áp dụng được cho các công trình có tải trọng vừa và nhỏ xây dựng trên nền đất yếu có chiều dày bé hơn 3m.
- Khó khăn khi sử dụng trong trường hợp nền có mực nước dưới đất nằm cao và nước có áp.

1.4.6. Phương pháp xử lý nền đất yếu bằng cọc tre, cọc tràm

Cọc tre, cọc tràm là giải pháp công nghệ mang tính truyền thống để xử lý cho công trình nhỏ trên nền đất yếu. Chiều dài cọc tre thông thường từ 1,5 – 2,5m, còn cọc tràm có thể từ 2,5 – 4m. Các cọc tre, cọc tràm được đóng để gia cường nền đất với mục đích làm tăng khả năng chịu tải và giảm độ lún. Cọc tre, cọc tràm thường được sử dụng với mật độ 25 cọc/m², đường kính thường từ 60 – 80cm. Cọc tre, cọc tràm thường được sử dụng kết hợp với đệm cát để tăng chiều sâu xử lý nền đất. Một số ưu nhược điểm của phương pháp này như sau:

Ưu điểm:

- Biện pháp thi công đơn giản.
- Vật liệu sẵn có, giá thành rẻ.

Nhược điểm:

- Chỉ phù hợp cho các công trình nhỏ.
- Chỉ áp dụng được trong đất nền có mực nước ngầm cao.

1.4.7. Phương pháp xử lý nền đất yếu bằng bác thấm [8]

a. Lịch sử phát triển phương pháp xử lý nền đất yếu bằng bác thấm

Bác thấm còn được gọi là Geodrain do Viện Địa kỹ thuật Thủy Điện đề xuất từ những năm 1970. Tại Việt Nam, ngay từ những năm 80 thế kỷ XX đã sử dụng bác thấm để gia cố nền đất yếu. Đó là những băng thoát nước thẳng đứng thi công bằng máy Volvo của Thủy Điện với chiều sâu tối đa lúc đó là 10m. Công nghệ này được sử dụng để xử lý nền đất yếu cho một số ngôi nhà từ 4 đến 6 tầng tại Hà Nội, Quảng Ninh và Hải Dương. Do độ lún cố kết lớn và việc gia tải nén trước rất phức tạp nên công nghệ này không phát triển. Đến những năm 1990 trở lại đây việc sử dụng bác thấm trở nên khá phổ biến trong các công trình xây dựng đường bộ và cảng biển như: Dự án nâng cấp đường Quốc lộ 5, đường quốc lộ 51 (đoạn Thành phố Hồ Chí Minh đi Vũng Tàu), đường cao tốc Láng – Hòa Lạc, tôn nền nhà máy xi măng Quảng Ninh mới (ở Trảng kên), Nhà máy khí hóa lỏng LPG (kho Cảng) ở Bà Rịa Vũng Tàu ... ngoài ra còn được sử dụng để xử lý nền đất trong xây dựng một số công trình thủy lợi như Dự án hồ chứa nước Khe Ngang huyện Hương Trà, tỉnh Thừa Thiên Huế ... Thiết bị thi công ngày càng hiện đại, bác thấm phong phú và đa dạng có thể thi công đến độ sâu 20m, 30m.

b. Tổng quan về phương pháp xử lý nền đất yếu bằng bác thấm

Xử lý nền bằng bác thấm là phương pháp kỹ thuật thoát nước thẳng đứng bằng bác thấm (thiết bị tiêu nước chế tạo sẵn) kết hợp với gia tải trước.

Bác thấm gồm hai phần: phần lõi chất dẻo (hay bìa cứng) được bao ngoài bằng vật liệu tổng hợp (thường là vải địa kỹ thuật polypropylene hay polyester không dệt ...).



Hình 1.7: Cấu tạo bắc thấm

Bắc thấm có những đặc trưng như sau:

- Cho nước trong lỗ rỗng của đất thấm qua lớp vải địa kỹ thuật bao ngoài vào lõi chất dẻo.
- Lõi chất dẻo chính là đường tập trung nước và dẫn chúng ra ngoài khỏi nền đất yếu bão hòa nước.
- Lớp vải địa kỹ thuật bọc ngoài là polypropylene và polyester không dệt hay vật liệu giấy tổng hợp. Chúng có chức năng ngăn cách giữa lõi chất dẻo và đất xung quanh, đồng thời là bộ phân lọc, hạn chế cát hạt mịn chui vào lõi làm tắc thiết bị. Lõi chất dẻo có hai chức năng quan trọng: vừa đỡ lớp bao bọc ngoài, vừa tạo đường cho nước thấm dọc chúng ngay cả khi áp lực xung quanh lớn. Đây chính là ưu thế của bắc thấm so với giếng cát và cọc cát.

Nếu so sánh hệ số thấm nước giữa bắc thấm thoát nước thẳng đứng với đất sét yếu bão hòa cho thấy rằng: bắc thấm thoát nước thẳng đứng có hệ số thấm ($K=1 \times 10^{-4}$ m/giây) lớn gấp nhiều lần so với hệ số thấm của đất sét yếu ($K=1 \times 10^{-5}$ m/ng.đ). Do đó bắc thấm thoát nước thẳng đứng dưới tải trọng nén tức thời đủ lớn có thể ép nước trong lỗ rỗng của đất sét thoát tự do ra ngoài.

Kết quả so sánh năng suất làm việc của bắc thấm thoát nước thẳng đứng và giếng cát đã chỉ ra rằng: một giếng cát đường kính 50cm có hiệu quả bằng 3 đến 4 ống tiêu nước thẳng đứng có chiều sâu tương đương.

Để cắm bắc thấm vào đất người ta dùng máy chuyên dụng tự hành. Sau khi thi công cắm bắc, tiến hành gia tải nén trước. Để nước thoát ra dễ dàng từ đầu bắc thấm người ta phủ lên phía trên mặt lớp đất một lớp vải địa kỹ thuật và trên lớp vải địa kỹ thuật đắp một lớp cát hạt to làm lớp thoát nước.

c. Ưu, nhược điểm của phương pháp xử lý nền đất yếu bằng bác thấm

**Ưu điểm:*

- Bác thấm được sản xuất công nghiệp nên dễ dàng kiểm tra được chất lượng, chuẩn hóa quá trình thi công, giảm thiểu ảnh hưởng đến môi trường.
- Giảm thiểu sự xáo trộn các lớp đất.
- Khả năng tương thích cao của lõi cũng như vỏ của bác thấm với nhiều loại đất.
- Dễ dàng thi công, hiệu suất có thể đạt 8000m/ngày. Rút ngắn được thời gian thi công.
- Không cần cấp nước khi thi công.
- Bác có thể cắm sâu đến 40m.
- Tiết kiệm được khối lượng đào đắp.
- Giảm được chi phí vận chuyển, chi phí thi công.
- Phù hợp với công trình bê chứa vì công tác gia tải đơn giản và dễ dàng.

**Nhược điểm:*

- Kém hiệu quả khi chiều dày lớp đất yếu quá dày.
- Thời gian chờ đợi khá nhiều.
- Dễ hư hại khi cắm vào đất.
- Sẽ không hiệu quả nếu không có phương pháp gia tải kết hợp phù hợp.
- Vật liệu phải nhập ngoại.

Nhận xét: Công trình bê chứa là công trình có áp lực tác dụng lên nền không lớn, có diện chịu tải lớn, vùng chịu nén sâu. Với đặc điểm bê chứa thường dùng chứa chất lỏng nên có thể tận dụng nó để gia tải (thay cho việc phải sử dụng vật liệu cát để gia tải). Với các đặc tính về loại công trình, đặc điểm về vị trí đặt công trình (khu vực cảng ven biển), để gia cố nền đất yếu dưới móng công trình bê chứa, tác giả cho rằng sử dụng phương pháp xử lý nền bằng bác thấm kết hợp với gia tải trước là một biện pháp hoàn toàn có tính khả thi.

CHƯƠNG 2

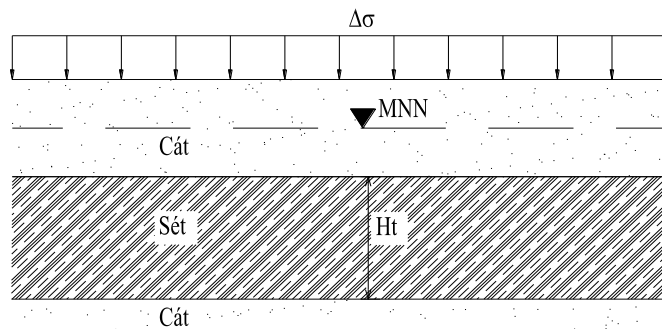
CƠ SỞ LÝ THUYẾT XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU BẰNG BÁC THẤM

2.1. Một số khái niệm cơ bản về các bài toán cố kết thắm

2.1.1. Các khái niệm cơ bản về bài toán cố kết thắm[10]

Khi một lớp đất chịu ứng suất nén, cũng giống như quá trình nó chịu tác dụng của tải trọng công trình, sẽ xảy ra sự sắp xếp lại các hạt, nước và không khí bị ép ra khỏi các lỗ rỗng của đất. Tác giả Tarzaghi (1943) đưa ra nhận xét: “Giảm một lượng nước của một loại đất bão hòa nước mà không có khả năng thay thế nó bằng không khí, được gọi là một quá trình cố kết”.

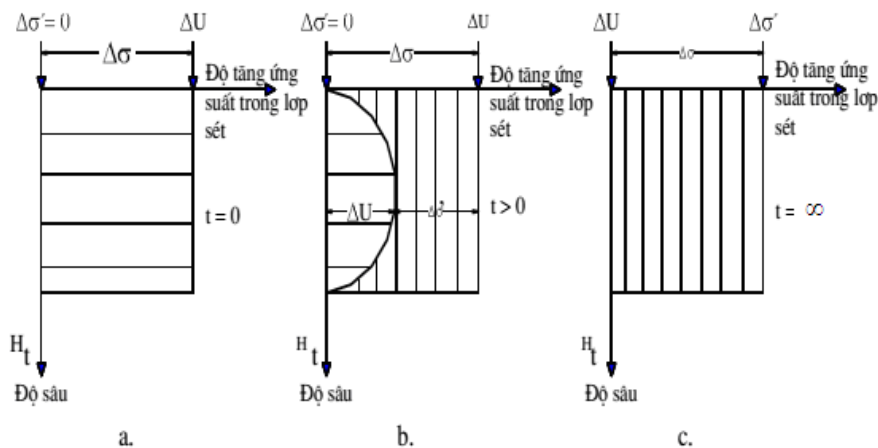
Để làm sáng tỏ quá trình trên, ta xét một nền đất có cấu tạo địa chất như Hình 2.1.



Hình 2.1: Mô hình cố kết một chiều của lớp đất sét bão hòa nước

Giả sử tải trọng thẳng đứng có giá trị $\Delta\sigma$ phân bố đều vô hạn tác dụng lên bề mặt của nền đất nghiên cứu. Dưới tác dụng của tải trọng này thì áp lực nước lỗ rỗng hình thành trong đất là Δu , còn ứng suất hữu hiệu là $\Delta\sigma'$. Ta có quan hệ $\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$.

Theo thời gian của tải trọng tác dụng, giá trị của áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất hữu hiệu như sau: tại thời điểm $t = 0$, ta có $\Delta u = \Delta\sigma$; còn vào thời điểm $t > 0$ có $\Delta u < \Delta\sigma$, khi $t = \infty$, $\Delta u = 0$, theo sơ đồ Hình 2.2.



Hình 2.2: Sơ đồ mô tả sự biến đổi của áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất hữu hiệu theo thời gian và chiều sâu trong thí nghiệm cố kết một chiều

Như vậy, một loại đất sét bão hòa nước khi chịu tác dụng của tải trọng nén của công trình, thì áp lực nước trong lỗ rỗng của nó lập tức tăng lên. Nhưng do tính thắm của đất sét rất nhỏ, nên quá trình thoát nước ra khỏi lỗ rỗng trong đất xảy ra

chậm chạp và dẫn tới hiện tượng lún xảy ra kéo dài theo thời gian. Để tăng tốc độ thoát nước ra khỏi lỗ rỗng của đất (tăng nhanh quá trình cố kết), nền đất được nhanh ổn định, công trình sớm được xây dựng các nhà địa kỹ thuật đã tìm lời giải cho bài toán cố kết thấm của đất sét yếu bão hòa nước. Qua đó làm cơ sở cho việc đề xuất phương án tính toán thiết kế nền móng công trình như bài toán cố kết nền đồng nhất, nền đồng nhất phân lớp.

2.1.2. Lý thuyết thấm một chiều trong nền đất đồng nhất

Lý thuyết về tốc độ cố kết một chiều theo thời gian lần đầu tiên được Terzaghi đưa ra năm 1925. Dưới đây là các giả thiết cơ bản cho bài toán cố kết của Terzaghi:

- Đất bão hòa hoàn toàn và đồng nhất.
- Cả nước và hạt đất đều không chịu nén.
- Sự thay đổi thể tích là một chiều theo phương của tải trọng tác dụng.
- Hoàn toàn tuân theo định luật Darcy.
- Biến dạng của đất chỉ xảy ra dưới phương tác dụng của tải trọng.
- Hệ số cố kết ($C_v = \frac{k}{\gamma_w m_w}$) là hằng số trong quá trình cố kết.

Từ các điều kiện trên và bằng lý thuyết, Terzaghi đã đưa ra được phương trình vi phân cơ bản sau:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w m_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.1)$$

Giải phương trình (2.1) cho kết quả như sau:

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \sin(MZ) e^{-M^2 T_v} \quad (2.2)$$

Trong đó:

u: áp lực nước lỗ rỗng.

k: hệ số thấm của đất.

γ_w : trọng lượng đơn vị của nước.

m_v : hệ số nén thể tích, $m_v = \frac{a_v}{1+e_0}$ (với a_v là hệ số nén lún của đất, e_0 là hệ số

rỗng ban đầu của đất).

T_v : là hệ số thời gian không thứ nguyên, $T_v = (C_v/h^2).t$ (với h là chiều dài phần thoát nước).

$M = (2m+1) \frac{\pi}{2}$ với m là một số nguyên.

Trên đây là độ cố kết tương ứng với độ sâu riêng biệt z. Độ cố kết trung bình trong lớp được tính như sau:

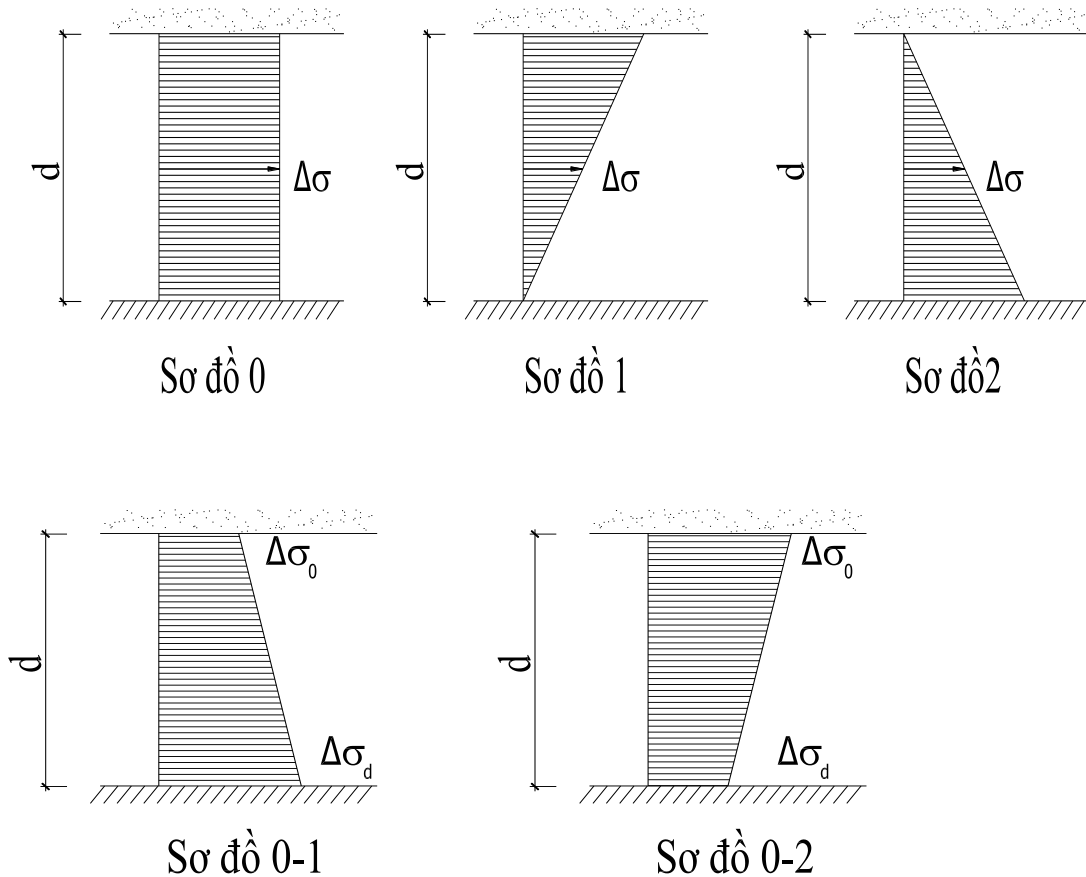
$$\bar{U} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad (2.3)$$

Trong đó: $\bar{U} = \frac{S_t}{S_f}$

S_t : độ lún do cố kết tại thời điểm t tương ứng với giá trị riêng biệt của T_v .

S_f : độ lún cuối cùng do cố kết.

- Xét sự ảnh hưởng của ứng suất ban đầu trong bài toán cơ bản là lớp đất có chiều dày d trên tầng đá không thấm nước người ta đưa ra năm trường hợp như sau:



Hình 2.3: Các sơ đồ cố kết để tính lún theo thời gian

+ Trường hợp 0 (sơ đồ 0): trường hợp này thường gặp trong thực tế khi tải trọng tác dụng phân bố đều liên tục hoặc khi kích thước móng lớn hơn nhiều so với chiều dày lớp đất cố kết. Cũng có thể sử dụng sơ đồ này để tính lún cho lớp đất thoát nước về hai phía lên trên và xuống dưới mà biểu đồ phân bố ứng suất tăng thêm hình thang hoặc hình tam giác, khi đó chiều dài đường thấm lấy bằng nửa chiều dày lớp đất. Ta có độ cố kết trong trường hợp này là:

$$U_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2} (e^{-(\pi^2/4)T_v} + \frac{1}{9} e^{-(9\pi^2/4)T_v} + \frac{1}{25} e^{-(25\pi^2/4)T_v} + \dots) \quad (2.4)$$

+ Trường hợp 1 (sơ đồ 1): đây là trường hợp đất được cố kết dưới tác dụng của tải trọng bản thân, ứng suất tăng thêm theo quy luật bậc nhất. Ta có độ cố kết trong trường hợp này là:

$$U_1 = 1 - \frac{32}{\pi^3} (e^{-(\pi^2/4)T_v} + \frac{1}{27} e^{-(9\pi^2/4)T_v} + \frac{1}{125} e^{-(25\pi^2/4)T_v} + \dots) \quad (2.5)$$

+ Trường hợp 2 (sơ đồ 2): đây là trường hợp cố kết của lớp đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài và biểu đồ ứng suất phụ thêm phân bố theo quy luật tuyến tính theo chiều sâu. Ta có độ cố kết trong trường hợp này là:

$$U_2 = 1 - \frac{16}{\pi^3} ((\pi - 2)e^{-(\pi^2/4)T_v} + \frac{1}{27} (3\pi - 2)e^{-(9\pi^2/4)T_v} + \frac{1}{125} (5\pi - 2)e^{-(25\pi^2/4)T_v} + \dots) \quad (2.6)$$

Từ đó, rút ra được mối liên hệ của độ cố kết giữa các sơ đồ như sau;

$$U_2 = 2U_0 - U_1 \quad (2.7)$$

Để việc tính toán có thể thực hiện đơn giản, giá trị T_v tương ứng với một khoảng giá trị U đã được tính đối với ba trường hợp cho trong bảng 2.1.

+ Trường hợp 0-1 (sơ đồ 0-1):

$$T_v = T_{v(0)} + (T_{v(0)} - T_{v(1)}) I_{01} \quad (2.8)$$

+ Trường hợp 0-2 (sơ đồ 0-2):

$$T_v = T_{v(0)} + (T_{v(0)} - T_{v(2)}) I_{02} \quad (2.9)$$

Ở đây, các giá trị $T_{v(0)}$, $T_{v(1)}$, $T_{v(2)}$ tương ứng với trường hợp 1, 2, 3 và các giá trị hệ số I_{01} , I_{02} nhận được theo bảng 2.2.

Bảng 2.1: Các giá trị của hệ số thời gian T_v

| Độ cố kết trung bình $\bar{U} = S_s / S_f$ | Hệ số thời gian T_v | | |
|-----------------------------------------------|-----------------------|--------------|--------------|
| | Trường hợp 0 | Trường hợp 1 | Trường hợp 2 |
| 0,1 | 0,008 | 0,047 | 0,003 |
| 0,2 | 0,031 | 0,100 | 0,009 |
| 0,3 | 0,071 | 0,158 | 0,024 |
| 0,4 | 0,126 | 0,221 | 0,048 |
| 0,5 | 0,197 | 0,294 | 0,092 |
| 0,6 | 0,287 | 0,383 | 0,160 |
| 0,7 | 0,403 | 0,500 | 0,271 |
| 0,8 | 0,567 | 0,665 | 0,440 |
| 0,9 | 0,848 | 0,940 | 0,720 |
| 1,0 | ∞ | ∞ | ∞ |
| Khi $T_v=2,0$ | 0,994 | 0,993 | 0,996 |

Bảng 2.2: Các hệ số để tìm T_v trong trường hợp hình thang

| Trường hợp 0-1 | | Trường hợp 0-2 | |
|-----------------------------------|----------|-----------------------------------|----------|
| $\Delta\sigma_0 / \Delta\sigma_d$ | I_{01} | $\Delta\sigma_0 / \Delta\sigma_d$ | I_{02} |

| | | | |
|-----|------|-----|------|
| 0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| 0,1 | 0,84 | 1,5 | 0,83 |
| 0,2 | 0,69 | 2,0 | 0,71 |
| 0,3 | 0,56 | 2,5 | 0,62 |
| 0,4 | 0,46 | 3,0 | 0,55 |
| 0,5 | 0,36 | 3,5 | 0,50 |
| 0,6 | 0,27 | 4,0 | 0,45 |
| 0,7 | 0,19 | 5,0 | 0,39 |
| 0,8 | 0,12 | 7,0 | 0,30 |
| 0,9 | 0,06 | 10 | 0,23 |
| 1,0 | 0 | 20 | 0,13 |

2.1.3. Bài toán cố kết thấm trong nền đất không đồng nhất phân lớp [10]

Hiện nay, người ta vẫn chưa đưa ra được lời giải đúng đắn cho bài toán cố kết trong nền đất không đồng nhất nhiều lớp. Lý do là vì có một số giá trị về tính chất của đất (ví dụ như: hệ số thấm K_i , chiều dày của các lớp đất h_i , và hệ số cố kết C_v) luôn luôn thay đổi.

Dưới đây, tác giả chỉ đề cập tới bài toán cố kết thấm của nền đất hai lớp khác nhau như trong **Hình 2.4**.

Theo Scott (1963), từ phương trình (2.1) có thể viết:

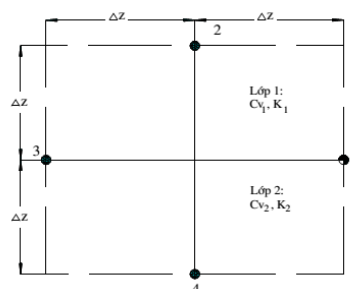
$$\frac{K}{C_v} \frac{\partial u}{\partial t} = K \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.10)$$

Bằng lời giải sai phân hữu hạn và giả thiết: $\frac{1}{t_R} = \frac{C_{v1}}{z_R^2}$

Ta có:

$$\bar{U}_{0,t+\Delta t} = \frac{1 + K_2 / K_1}{1 + (K_2 / K_1)(C_{v1} / C_{v2})} \frac{\Delta \bar{t}}{(\Delta z)^2} \left[\frac{2K_1}{K_1 + K_2} \bar{U}_{1,i} + \frac{2K_2}{K_1 + K_2} \bar{U}_{3,i} - 2\bar{U}_{0,i} \right] + \bar{U}_{0,i} \quad (2.11)$$

Muốn phương trình (2.5) có nghiệm (hay hội tụ), thì $\frac{\Delta \bar{t}}{(\Delta z)^2} < 0,5$



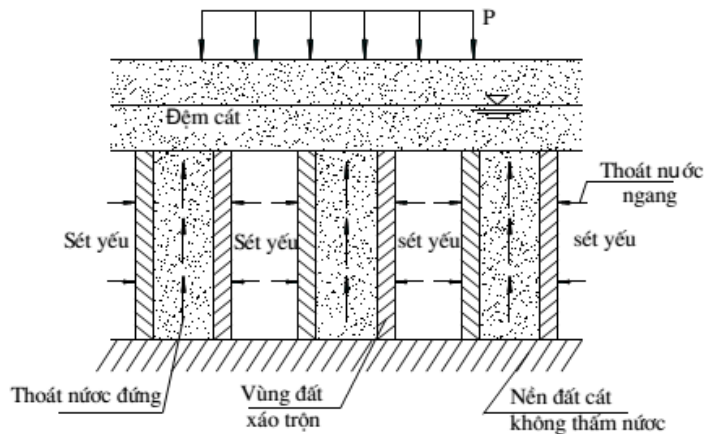
Hình 2.4: Sơ đồ giải bài toán cốt kết cho nền hai lớp bằng phương pháp sai phân hữu hạn

2.1.4. Bài toán cốt kết thấm đối xứng trục [10]

Ở các bài toán cốt kết cơ bản đã xét ở trên cho thấy rằng quá trình cốt kết không những phụ thuộc vào tải trọng công trình, thời gian tác dụng của tải trọng, hệ số thấm K, hệ số cốt kết của đất nền mà còn phụ thuộc vào quan hệ giữa tầng đất sét yếu bão hòa và các tầng đất có tính thấm nước mạnh trong cấu trúc địa tầng của tầng chịu tải.

Từ việc nghiên cứu bài toán cốt kết một chiều của Terzaghi, nhiều nhà nghiên cứu đã phát triển lý thuyết này và mở rộng xây dựng nên bài toán cốt kết thấm đối xứng trục và đã đúc kết thành lý thuyết làm cơ sở cho việc thiết kế một số giải pháp kỹ thuật xử lý nền đất yếu trong xây dựng.

Liên quan tới nội dung nghiên cứu của luận văn, tác giả tiến hành khảo sát bài toán cốt kết cơ bản trong trường hợp ngoài các mặt thoát nước như trong bài toán cơ bản của Terzaghi còn có biên thoát nước hình trụ tròn bằng vật liệu rời có tính thấm cao như cát, sạn, sỏi ... Sau đó tác dụng tải trọng lên (tải trọng này có thể tạo ra do xây dựng công trình bên trên hoặc chất tải bằng các loại đất). Dưới tải trọng tác dụng trên mặt đất, áp lực nước lỗ rỗng trong nền đất sét tăng lên và xảy ra hiện tượng thoát nước theo phương ngang và phương đứng như Hình 2.5. Thoát nước theo phương ngang xảy ra bởi các trụ thoát nước, do vậy quá trình tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng dư thừa bởi tác dụng của tải trọng ngoài và từ đó xuất hiện lún tăng lên. Để hiểu rõ hơn bản chất của bài toán trên, ta tách ra trong nền đất sét yếu một trụ đơn vị gồm có trụ thoát nước và phạm vi vùng ảnh hưởng xung quanh.



Hình 2.5: Sơ đồ nguyên lý cốt kết thoát nước đối xứng trục bằng bác thấm.

Phương trình cân bằng thể tích của một phân tử đất (dx, dy, dz) được viết trong hệ tọa độ Đề-các với trục Oz trùng với trục tâm trụ tròn thoát nước:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.12)$$

Trong đó v_x, v_y, v_z là các vận tốc thấm theo phương x, y, z tương ứng và chúng được xác định theo:

$$v_x = \frac{K_x}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x};$$

$$v_y = \frac{K_y}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial y};$$

$$v_z = \frac{K_z}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z};$$

$$\text{Và } \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} [-a_v(P-U)] = a \frac{\partial u}{\partial t};$$

Thay vào phương trình (2.12) ta có:

$$\frac{K_x}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{K_y}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{K_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.13)$$

Phương trình (2.13) là phương trình cô kết thấm trong trường hợp bài toán cô kết thấm không gian ba chiều viết trong hệ tọa độ Đề-các. Để chuyển phương trình (2.13) sang hệ tọa độ trụ tròn, thì một điểm bất kỳ trong không gian có tọa độ (x, y, z) được chuyển sang hệ tọa độ trụ bằng (r, z), với $r = \sqrt{x^2 + y^2}$ là khoảng cách từ điểm đang xét tới trục z. Khi đó ta có thể viết được:

$$\frac{K_x}{\gamma_w} \left[\frac{x^2}{x^2 + y^2} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{y^2}{(x^2 + y^2)\sqrt{x^2 + y^2}} \frac{\partial u}{\partial r} \right] + \frac{K_y}{\gamma_w} \left[\frac{x^2}{x^2 + y^2} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{x^2}{(x^2 + y^2)\sqrt{x^2 + y^2}} \frac{\partial u}{\partial r} \right] + \frac{K_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.14)$$

Trong đó:

K_x, K_y : là các hệ số thấm theo phương ngang và được ký hiệu chung là K_h .

K_z : là các hệ số thấm theo phương đứng và được ký hiệu chung là K_v .

Khi đó phương trình (2.14) được viết dưới dạng:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \left(\frac{\partial u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.15)$$

Ở đây: $C_v = \frac{K_v}{\gamma_w m_v}$: là hệ số cô kết theo phương đứng.

$C_h = \frac{K_h}{\gamma_w m_v}$: là hệ số cô kết theo phương ngang.

N. Carillo (1942), bằng phương pháp tích phân xác định phương trình (2.15) đã đưa ra được lời giải tổng quát như sau:

$$U = 1 - (1 - U_h) (1 - U_v) \quad (2.16)$$

Trong đó:

U: tổng mức độ cô kết (%).

U_h : mức độ cô kết theo phương ngang hướng vào tâm trụ vật liệu rời.

U_v : mức độ cô kết theo phương đứng dọc trục trụ vật liệu rời.

Trong điều kiện lý tưởng (đất xung quanh trụ vật liệu rời không bị xáo động)

R. A. Barron (1948) đã đưa ra lời giải như sau:

$$U_h = 1 - \exp\left[\frac{-8T_h}{F(n)}\right] \quad (2.17)$$

Trong đó:

$T_h = \frac{C_h}{D_e^2} t$ là hệ số thời gian không thứ nguyên theo phương ngang.

$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1}\right) \ln(n) - \left(\frac{3n^2 - 1}{4n^2}\right)$ là hệ số Barron.

$n = \frac{D_e}{d}$ là tỷ số Barron.

D_e : đường kính vùng ảnh hưởng của trụ vật liệu rời.

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v) \quad (2.18)$$

Trong đó:

$M = (2m+1) \frac{\pi}{2}$ với m là một số nguyên.

$T_v = \frac{C_v}{D_e^2} t$ là hệ số thời gian không thứ nguyên theo phương đứng.

Phương trình (2.18) chỉ đúng cho trường hợp biến thiên của áp lực lỗ rỗng có dạng tuyến tính theo độ sâu.

Trong trường hợp biến thiên của áp lực nước lỗ rỗng có dạng hình sin theo độ sâu thì mức độ cố kết trung bình theo phương đứng là:

$$U_v = 1 - \exp\left(\frac{-\pi T_v}{4}\right) \quad (2.19)$$

2.2. Cơ sở lý thuyết xử lý nền đất yếu bằng bắc thấm

2.2.1. Nguyên lý chung

Xử lý nền đất yếu bằng bắc thấm là một trong những phương pháp kỹ thuật thoát nước thẳng đứng bằng bắc thấm kết hợp công tác gia tải trước cho nền đất.

Bắc thấm (PVD) là một thiết bị tiêu nước chế tạo sẵn có tính thấm cao được chèn một cách nhân tạo vào nền đất có tính thấm kém để cải thiện tính thấm của đất làm cho quá trình cố kết diễn ra nhanh chóng hơn, rút ngắn được thời gian lún, tạo điều kiện triển khai các hạng mục công trình liên quan một cách nhanh chóng, sớm đưa công trình vào sử dụng. Với sự có mặt của bắc thấm, nền đất yếu khi chịu tải sẽ nhanh chóng kết thúc quá trình cố kết thấm nhờ khả năng thoát nước được tăng cường không những theo phương đứng mà cả theo phương ngang, đặc biệt thấm ngang với đường thấm được rút ngắn. Hiệu quả thời gian phụ thuộc rất nhiều vào khoảng cách giữa các bắc thấm. Tuy nhiên do ảnh hưởng của thi công bắc thấm đối với kết cấu của đất, khoảng cách giữa các bắc thấm càng ngắn thì sự phá hoại kết cấu đất một cách tương đối càng nhiều làm cho hiệu quả càng bị giảm, lún tổng

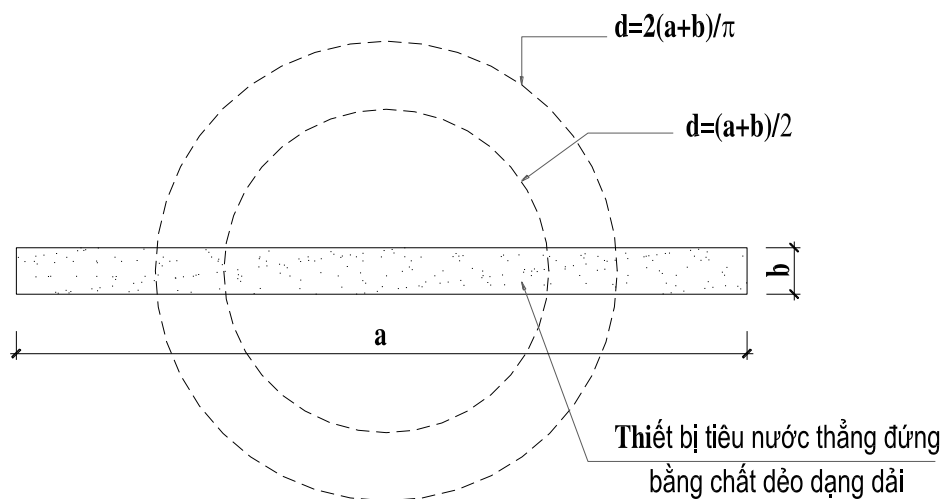
cộng tăng lên đáng kể. Sự tăng trưởng nhanh chóng quá trình cố kết thắm làm cho ứng suất hữu hiệu do tải trọng ngoài gây ra nhanh chóng đạt đến giá trị cuối cùng, cũng có nghĩa là nhanh chóng kết thúc giai đoạn lún cố kết sơ cấp. Điều này đặc biệt quan trọng khi xây dựng công trình trên nền đất có tính thắm kém. Một mặt thời gian chờ đợi để triển khai hạng mục liên quan được rút ngắn, mặt khác ứng suất hữu hiệu tăng làm cho sức kháng cắt của đất tăng nhanh, khả năng ổn định của nền nhanh chóng đạt đến giá trị lớn nhất có thể có, tránh được tình trạng công trình mất ổn định ngay trong quá trình thi công.

2.2.2. Lún cố kết [10]

Cơ chế làm việc của thiết bị tiêu nước thẳng đứng bằng bắc thắm và giếng cát là tương tự nhau. Điều khác nhau cơ bản giữa các thiết bị này là về tốc độ thoát nước, kích thước cũng như vùng ảnh hưởng của chúng đối với nền đất được gia cố.

- Khi tiêu nước theo phương ngang (hướng tâm), lý thuyết cố kết coi đất được tiêu nước bằng bắc thắm có mặt cắt ngang là hình tròn. Năm 1979, Hansbo đề nghị dùng công thức tính toán đường kính tương đương của bắc thắm như sau:

$$d = \frac{2(a+b)}{\pi} \quad (2.20)$$



Hình 2.6: Sơ đồ tính toán đường kính tương đương của bắc thắm

Năm 1986, bằng phương pháp phần tử hữu hạn, Rixner đưa ra cách tính đường kính tương đương của PVD, đồng thời đã được tác giả Hansbo (1987) xác nhận là:

$$d = \frac{(a+b)}{2} \quad (2.20a)$$

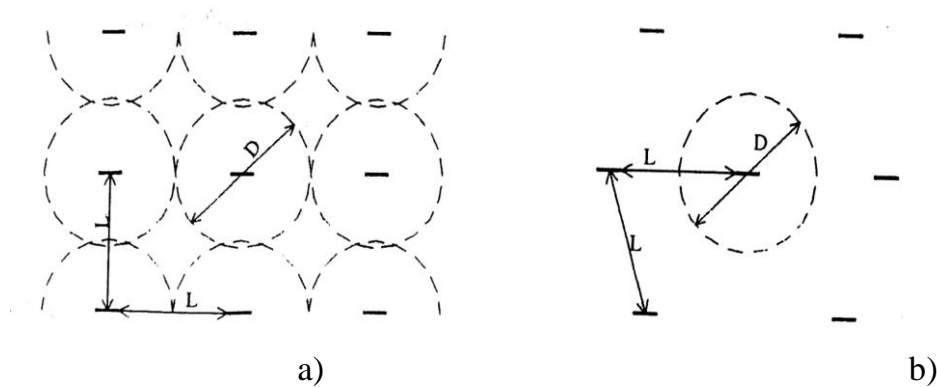
Trong đó:

a: chiều rộng mặt cắt ngang của bắc thắm.

b: chiều dày mặt cắt ngang của bắc thắm.

- Vùng ảnh hưởng của bắc thắm:

Tương tự như phương pháp giếng cát và cọc cát, việc bố trí các thiết bị tiêu nước thẳng đứng bằng bắc thắm thường theo hai sơ đồ chính: hình vuông hay tam giác đều.



Hình 2.7: Sơ đồ bố trí bắc thấm

a) Theo sơ đồ hình vuông b) Theo sơ đồ tam giác đều

Bố trí theo sơ đồ hình vuông, có đường kính đối ảnh hưởng D_e là:

$$D_e = 1.13 L \quad (2.21)$$

Bố trí theo sơ đồ tam giác đều:

$$D_e = 1.05 L \quad (2.22)$$

Trong đó:

L: khoảng cách giữa tâm các bắc thấm nằm cạnh nhau;

D_e : đường kính đối ảnh hưởng của của bắc thấm.

- Tỷ số Barron:

$$n = \frac{D_e}{d} \quad (2.23)$$

- Khi tính toán cố kết nền đất sét yếu bão hòa nước có bắc thấm (các thiết bị tiêu nước thẳng đứng chế tạo sẵn), kết hợp gia tải trước, có thể phân ra hai sơ đồ: biến dạng tự do và biến dạng đều.

+ Sơ đồ biến dạng tự do: trong sơ đồ này giả thiết rằng, tải trọng phân bố trong đối tác dụng của bắc thấm là không đổi trong quá trình cố kết, nhưng bề mặt xung quanh bắc thấm sẽ có độ lún khác nhau. Phần đất nằm gần, độ lún sẽ xảy ra nhanh hơn so với độ lún của đất nằm xa bắc thấm một đoạn nhất định. Đệm cát nằm phía trên sẽ không phân bố lại tải trọng ngoài, tức là đệm cát và công trình xây trên nó sẽ là dẻo tuyệt đối. Sơ đồ này tương ứng với điều kiện làm việc của mặt đường sân bay, mặt đường ô tô khi khoảng cách giữa các bắc thấm lớn^[2].

Phương pháp tính toán độ lún cố kết theo sơ đồ biến dạng tự do không có vùng xáo động cho nền đất sét yếu bão hòa nước gia cường bằng bắc thấm trước hết dựa trên lời giải các phương trình cố kết của K.Terzaghi và L.Rundullik.

Theo K.Terzaghi (1925) đã giới thiệu phương trình cơ bản của lý thuyết cố kết thấm một chiều theo phương đứng là:

$$\frac{\partial U}{\partial t} = \frac{K}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} = C_v \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} \quad (2.24)$$

Đối với lý thuyết cố kết một chiều theo phương ngang (hướng tâm), K.Terzaghi (1925) đưa ra phương trình sau:

$$\frac{\partial U}{\partial t} = C_h \left(\frac{\partial^2 U}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial U}{\partial r} \right) \quad (2.25)$$

Trong đó:

U: áp lực nước lỗ rỗng dư thừa;

r: bán kính tương đương của bậc thấm;

C_v : hệ số cố kết theo phương đứng, và $C_v = \frac{K_v}{\gamma_w m_v}$;

C_h : hệ số cố kết theo phương ngang (hướng tâm), và $C_h = \frac{K_h}{\gamma_w m_v}$;

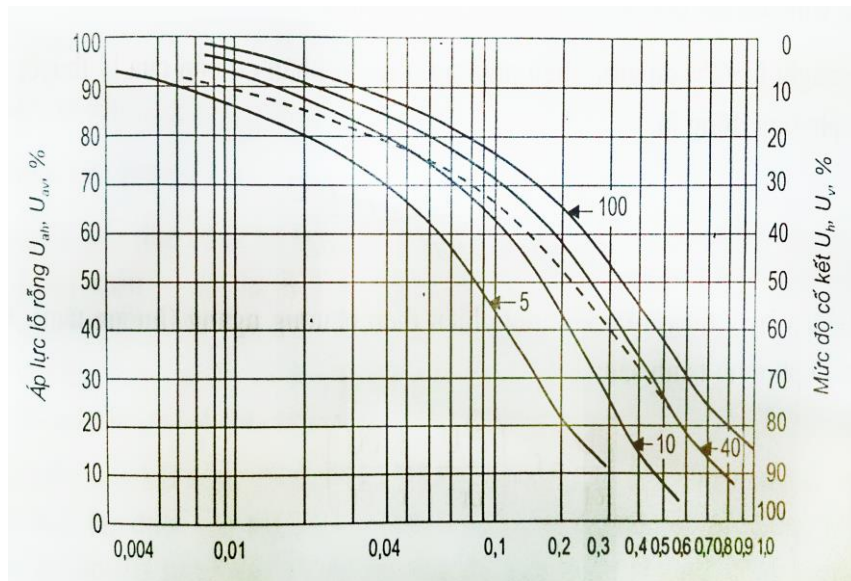
γ_w : trọng lượng đơn vị của nước;

K_h : hệ số thấm nước của đất theo phương ngang;

m_v : hệ số nén thể tích, $m_v = \frac{a_0}{1+e} = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma(1+e)}$;

a_0 : hệ số nén lún của đất;

\bar{e} : hệ số rỗng trung bình của đất dưới các cấp tải trọng ngoài.



Hình 2.8: Đồ thị tính toán mức độ cố kết tùy thuộc vào tác dụng của thiết bị tiêu nước thẳng đứng trong nền đất yếu bão hòa nước

Yếu tố thời gian $T_h = \frac{C_h}{D_e^2} t$; $T_v = \frac{C_v}{H^2} t$;

Để giải các phương trình trên ta có thể dùng phương pháp đồ thị (**Hình 2.8**). Tùy thuộc vào yếu tố thời gian T_v , T_h mà hai yếu tố này là hàm số của hệ số cố kết C_v , thời gian làm việc của bậc thấm tiêu nước t , khoảng cách giữa các bậc thấm (đôi ảnh hưởng của từng bậc thấm D_e). Mặt khác, sau khi biết tỷ số của đường kính đôi ảnh hưởng D_e , với đường kính tương đương của bậc thấm d : $n = \frac{D_e}{d}$, chúng ta xác định được mức độ cố kết của một lớp đất yếu bão hòa nước sau thời gian t . Nếu

mức độ cố kết của đất chưa đạt, có thể giảm khoảng cách giữa các bậc thấm. Mức độ cố kết xem là đạt, nếu nó bằng hay lớn hơn 0,9 so với độ lún cuối cùng, tức là thỏa mãn điều kiện:

$$U = \frac{S_t}{S} \geq 0,9 \quad (2.26)$$

+ Sơ đồ biến dạng đều nhau: sơ đồ này được thực hiện ở chỗ, đệm cát sẽ tạo ra cân bằng đáng kể các biến dạng không đều nhau. Do vậy, trong quá trình nén chặt nền đất, quan sát thấy độ lún thực tế của nó là đều nhau. Sơ đồ tính toán các biến dạng đều nhau hoàn toàn phù hợp với điều kiện làm việc của đất bão hòa nước. Khi chiều dày của đệm cát thoát nước phía trên quá lớn thì nền công trình được gia cường bằng bậc thấm sẽ làm việc theo sơ đồ biến dạng đều^[2].

Phương pháp tính toán độ lún cố kết theo sơ đồ biến dạng đều nhau không có vùng xáo trộn. Phương trình vi phân của bài toán cố kết không gian nền đất được sử dụng cho các biến dạng đều nhau không xáo trộn như sau:

$$\frac{\partial U}{\partial t} = C_h \left(\frac{\partial^2 U}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial U}{\partial r} \right) + C_v \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} \quad (2.27)$$

Trong đó:

C_h, C_v : các hệ số số kết hướng tâm và thẳng đứng dọc trục tương ứng;

r : bán kính tương đương của bậc thấm;

U : áp lực nước lỗ rỗng dư thừa.

Lời giải cho bài toán trên cơ bản dựa trên định lý phân chia dòng chảy tỏa tia không gian ra dòng chảy phẳng và thẳng (N.Carrilo, 1942), đồng thời bằng phương pháp tích phân xác định (tích phân số) sẽ nhận được những số liệu để xây dựng nên đồ thị mức độ cố kết: hướng tâm U_h , dọc trục U_v , và mức tổng độ cố kết U_Σ .

Theo định lý của N.Carrilo, sau khi kết hợp hiệu quả tiêu nước theo phương ngang và tiêu nước theo phương thẳng đứng đã nhận được lời giải sau:

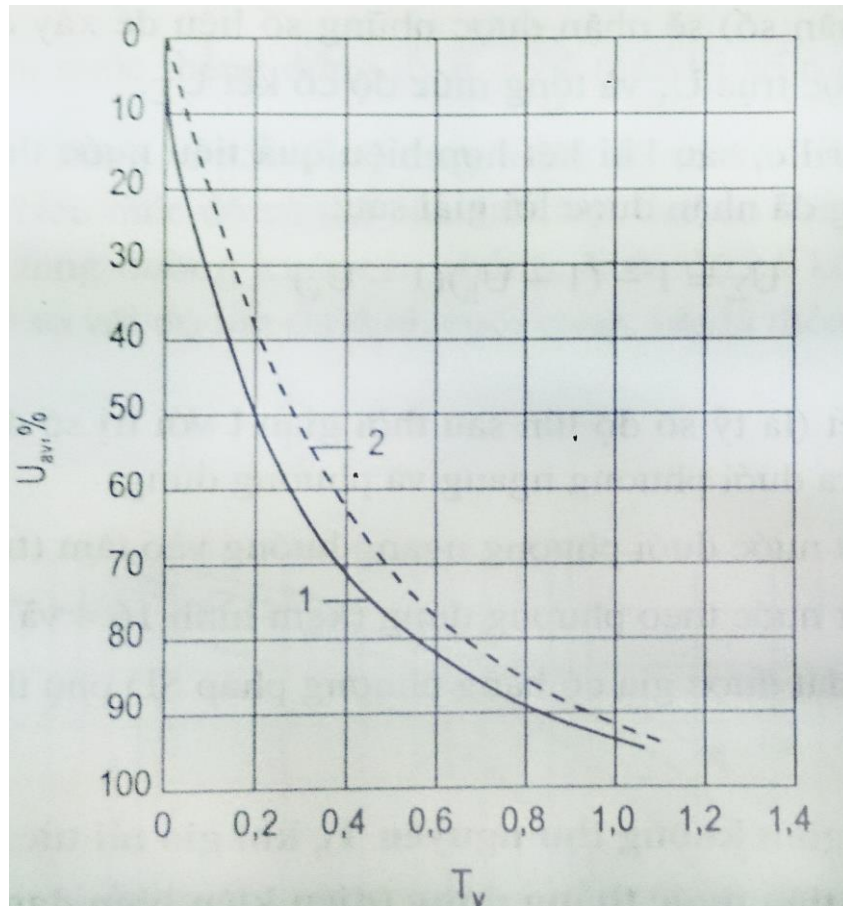
$$U_\Sigma = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v) \quad (2.28)$$

Trong đó:

U_Σ : tổng mức độ cố kết (là tỷ số giữa độ lún sau thời gian t với trị số độ lún cuối cùng) khi có sự ép tách nước ra dưới phương ngang và phương đứng;

U_h : mức độ cố kết thoát nước dưới phương ngang hướng vào tâm (tra Bảng 2.3);

U_v : mức độ cố kết thoát nước dưới phương đứng (xem **Hình 2.9**, và Bảng 2.4).



Hình 2.9: Đồ thị quan hệ $U_{av} = f(T_v)$

1- Cho điều kiện thoát nước một chiều có $U_i = U_o = \text{const}$ và thoát nước hai chiều có $U_i = U_1 - U_2 \frac{H-Z}{H}$;

2- Cho điều kiện thoát nước hai chiều (lên trên-xuống dưới) có $U_i = U_3 \sin \frac{\pi Z}{2H}$.

Bảng 2.3: Hệ số thời gian không thứ nguyên T_h khi gia tải tức thời của nền đất có các thiết bị tiêu nước thẳng đứng

| U_h | T_h ứng với các trị số $n = D_e/d$ | | | | | | | | | | |
|-------|--------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 40 | 50 | 60 | 80 | 100 |
| 5 | 0,006 | 0,010 | 0,013 | 0,014 | 0,016 | 0,017 | 0,019 | 0,020 | 0,021 | 0,032 | 0,025 |
| 10 | 0,012 | 0,021 | 0,026 | 0,030 | 0,032 | 0,035 | 0,039 | 0,042 | 0,044 | 0,048 | 0,051 |
| 15 | 0,019 | 0,032 | 0,040 | 0,046 | 0,050 | 0,054 | 0,060 | 0,062 | 0,068 | 0,074 | 0,079 |

| | | | | | | | | | | | |
|----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 20 | 0,026 | 0,044 | 0,055 | 0,063 | 0,069 | 0,074 | 0,082 | 0,088 | 0,092 | 0,101 | 0,107 |
| 25 | 0,034 | 0,055 | 0,072 | 0,081 | 0,089 | 0,094 | 0,106 | 0,114 | 0,120 | 0,121 | 0,139 |
| 30 | 0,042 | 0,070 | 0,088 | 0,101 | 0,110 | 0,118 | 0,131 | 0,141 | 0,149 | 0,162 | 0,172 |
| 35 | 0,050 | 0,085 | 0,106 | 0,121 | 0,133 | 0,143 | 0,158 | 0,170 | 0,180 | 0,196 | 0,208 |
| 40 | 0,060 | 0,101 | 0,125 | 0,144 | 0,158 | 0,170 | 0,188 | 0,202 | 0,214 | 0,232 | 0,246 |
| 45 | 0,070 | 0,118 | 0,147 | 0,169 | 0,185 | 0,198 | 0,230 | 0,236 | 0,250 | 0,291 | 0,288 |
| 50 | 0,081 | 0,137 | 0,170 | 0,195 | 0,214 | 0,230 | 0,255 | 0,274 | 0,290 | 0,315 | 0,334 |
| 55 | 0,094 | 0,157 | 0,197 | 0,225 | 0,247 | 0,265 | 0,294 | 0,316 | 0,334 | 0,363 | 0,385 |
| 60 | 0,107 | 0,180 | 0,226 | 0,258 | 0,283 | 0,304 | 0,337 | 0,362 | 0,383 | 0,416 | 0,441 |
| 65 | 0,123 | 0,207 | 0,259 | 0,296 | 0,325 | 0,348 | 0,386 | 0,415 | 0,439 | 0,477 | 0,506 |
| 70 | 0,137 | 0,231 | 0,289 | 0,330 | 0,362 | 0,389 | 0,431 | 0,463 | 0,490 | 0,532 | 0,564 |
| 75 | 0,162 | 0,273 | 0,342 | 0,391 | 0,429 | 0,460 | 0,510 | 0,548 | 0,579 | 0,629 | 0,668 |
| 80 | 0,118 | 0,317 | 0,397 | 0,453 | 0,498 | 0,534 | 0,592 | 0,636 | 0,673 | 0,730 | 0,775 |
| 85 | 0,222 | 0,373 | 0,467 | 0,534 | 0,587 | 0,629 | 0,697 | 0,750 | 0,793 | 0,861 | 0,914 |
| 90 | 0,270 | 0,455 | 0,567 | 0,649 | 0,712 | 0,764 | 0,847 | 0,911 | 0,963 | 1,046 | 1,100 |
| 95 | 0,351 | 0,590 | 0,738 | 0,884 | 0,926 | 0,994 | 1,102 | 1,185 | 1,253 | 1,360 | 1,444 |
| 99 | 0,539 | 0,907 | 1,135 | 1,298 | 1,423 | 1,528 | 1,693 | 1,821 | 1,925 | 2,091 | 2,219 |

Bảng 2.4: Biến thiên T_v theo U_{av}

| $U_{av}, \%$ | T_v | $U_{av}, \%$ | T_v |
|--------------|-------|--------------|----------|
| 0 | 0 | 60 | 0,287 |
| 10 | 0,008 | 65 | 0,342 |
| 20 | 0,031 | 70 | 0,403 |
| 30 | 0,071 | 75 | 0,478 |
| 35 | 0,096 | 80 | 0,567 |
| 40 | 0,126 | 85 | 0,684 |
| 45 | 0,159 | 90 | 0,848 |
| 50 | 0,197 | 95 | 1,127 |
| 55 | 0,238 | 100 | ∞ |

Ngoài ra để tính toán các thành phần mức độ cố kết theo phương ngang (hướng vào tâm) U_h và phương đứng dọc trục thiết bị tiêu nước chế tạo sẵn, U_v , hiện nay đang tồn tại các phương pháp khác sau đây:

* Phương pháp của Barron:

Xét trong điều kiện lý tưởng (không có vùng xáo động và không có sức cản của giếng tiêu nước), Barron (1948) đã đưa ra lời giải như sau:

$$U_h = 1 - \exp\left(\frac{-8T_h}{F(n)}\right) \quad (2.29)$$

Trong đó:

$$T_h = \frac{C_h}{D_e^2} t;$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}.$$

* Phương pháp Hansbo:

Hansbo (1979) đã biến đổi các phương trình của Barron (1948) để áp dụng riêng cho bậc thấm. Biến đổi này được thực hiện chủ yếu do đơn giản hóa về kích thước và các đặc trưng vật lý của bậc thấm. Biểu thức tổng quát cho mức độ cố kết trung bình theo phương ngang (hướng vào tâm) bậc thấm (xét cả vùng xáo động và sức cản của bậc thấm):

$$U_h = 1 - \exp\left(\frac{-8T_h}{F}\right) \quad (2.30)$$

Trong đó:

$$F = F(n) + F_s + F_r;$$

$F(n)$: hệ số khoảng cách của bậc thấm, được tính như sau;

$$F(n) = \ln\left(\frac{D_e}{d}\right) - \frac{3}{4};$$

F_s : hệ số xáo động, được tính như sau:

$$F_s = \left[\left(\frac{K_h}{K_s}\right) - 1 \right] \ln\left(\frac{d_s}{d}\right);$$

F_r : hệ số sức cản của bậc thấm (với giả thiết của định luật Darcy vẫn đúng cho dòng thấm dọc trục thẳng đứng của thiết bị), được tính như sau:

$$F_r = \pi Z(H - Z) \frac{K_h}{q_w};$$

Với:

d_s : đường kính của đới xáo động xung quanh bậc thấm;

K_h : hệ số thấm nước theo phương ngang (hướng tâm);

K_s : hệ số thấm nước của đất trong vùng bị xáo động;

Z : khoảng cách tính từ điểm bắt đầu kết thúc tiêu nước của thiết bị;

H : chiều dài của thiết bị tiêu nước, và $H=h$ khi tiêu nước một chiều (lên trên hay xuống dưới); $H=2h$ khi tiêu nước cả hai chiều (cả lên trên và xuống dưới); h : chiều dày tầng đất được gia cường;

q_w : lưu lượng nước thoát ra qua thiết bị tiêu nước dưới gradient thủy lực $I=1$.

- Hansbo (1979) đã đưa ra công thức tính thời gian cố kết nền đất yếu được gia cường bằng bậc thấm như sau:

$$t = \frac{D_e^2}{8C_h} \left[\frac{\ln(D_e/d)}{1 - (d/D_e)^2} - \frac{3 - (d/D_e)^2}{4} \right] \ln\left(\frac{1}{1 - U_h}\right) \quad (2.31)$$

- Sức cản của thiết bị tiêu nước thẳng đứng:

Sức cản của thiết bị tiêu nước chế tạo sẵn (bắc thấm) có thể do những nguyên nhân sau đây:

+ Áp lực ngang (áp lực hông) tăng lên, khi đó lớp vải địa kỹ thuật bao bọc ngoài bị ép sát vào lõi chất dẻo, làm giảm tiết diện ngang của ống dẫn nước.

+ Thiết bị tiêu nước bị cong (không thẳng đứng) do tác dụng của áp lực nước thẳng đứng lớn, khi đó tốc độ dòng thấm giảm đáng kể.

+ Các hạt nhỏ lấp nhét vào trong lõi chất dẻo sẽ cản trở khả năng dẫn thoát nước theo phương thẳng đứng của bắc thấm.

+ Khi xét ảnh hưởng của sự xáo động đến thời gian cố kết t ứng với mức độ cố kết xác định, được viết dưới dạng biểu thức như sau:

$$t = \frac{D_e^2}{8C_h} \left[\left\{ \ln\left(\frac{D_e}{d}\right) - \frac{3}{4} \right\} + \left(\frac{K_h}{K_s}\right) \ln\left(\frac{d_s}{d}\right) \right] \ln\left(\frac{1}{1-U_h}\right) \quad (2.32)$$

2.2.3. Lựa chọn loại bắc thấm[8]

Người ta thường dùng các bắc thấm có đường kính quy đổi $d = 50-70$ (mm). Không nên dùng các loại có đường kính quy đổi $d < 50$ mm (Rixner,...,1986). Tóm lại, việc lựa chọn các loại bắc thấm phải có khả năng thoát nước ít nhất là $100\text{m}^3/\text{năm}$ khi gradient áp lực bằng 1 và dưới áp suất nén không nở ngang là cực đại.

Bộ lọc (lớp vải địa kỹ thuật bọc ngoài lớp chất dẻo) phải vừa có độ thấm cao, vừa ngăn chặn được các hạt cát nhỏ chui qua.

Trong điều kiện tới hạn, độ thấm của bộ lọc phải cao hơn độ thấm của nền đất bao quanh nó (Holtz, 1987), cụ thể là:

$$\frac{O_{95}}{D_{85}} < 2 \div 3 \quad (\text{Calhoun, 1972}) \quad (2.33)$$

$$\frac{O_{90}}{D_{50}} < 1,7 \div 3 \quad (\text{Schober và Teindl, 1979}) \quad (2.34)$$

$$\frac{O_{90}}{D_{85}} < 1,3 \div 1,8 \quad (\text{Chen và Chen, 1986}) \quad (2.35)$$

$$\frac{O_{50}}{D_{50}} < 10 \div 12 \quad (\text{Chen và Chen, 1986}) \quad (2.36)$$

Trong đó:

O_{50} , O_{90} , O_{95} : đường kính lỗ bộ lọc chiếm 50%, 90%, 95% toàn bộ diện tích lọc;

D_{50} , D_{85} : đường kính hạt đất ứng với hàm lượng tích lũy là 50%, 85%;

2.2.4. Các bài toán liên quan trong giải pháp xử lý nền đất yếu bằng bắc thấm

(1) Bài toán thứ nhất:

Cho biết thời gian t sau khi xây dựng công trình; yêu cầu tìm độ lún S_t đối với thời gian đó. Trong trường hợp này dựa vào các số liệu đã cho (như a , K , e , h) xác định hệ số C_v và trị số T_v . Sau đó dựa vào sơ đồ cố kết tương ứng với bài toán

cụ thể mà tra bảng được độ cố kết U . Từ đó sử dụng công thức $S_t=U.S_f$ tìm ra độ lún tại thời gian t [5].

(2) Bài toán thứ 2:

Cho biết độ cố kết U , yêu cầu tìm thời gian cần thiết ứng với độ cố kết đó. Từ độ cố kết U phụ thuộc vào sơ đồ cố kết ta tra bảng được giá trị T_v . Từ đó xác định được hệ số C_v . Sau khi đã có trị số C_v tùy thuộc vào số liệu đã cho của đất nền (s, K, e, h) ta tính được thời gian t [5].

2.3. Quy trình thi công bậc thềm

2.3.1. Quy trình thi công bậc thềm

- Chuẩn bị mặt bằng: toàn bộ mặt bằng phải có cao độ lớn hơn cao độ ngập nước tại khu vực thi công là 1m. Mặt bằng thi công phải ổn định vững chắc đảm bảo cho xe, máy di chuyển dễ dàng không lún lầy. Độ dốc mặt bằng thi công $0,5\% < I < 3\%$.

- Định vị mặt bằng thi công: đây là một chỉ tiêu rất quan trọng, nó ảnh hưởng đến cả các thông số ổn định nền sau này. Tổ trắc địa cần chuẩn bị các cột mốc, các bản vẽ chi tiết cho từng khu vực thi công. Các mốc này phải được các bên kiểm tra kỹ lưỡng và cùng nhất trí thống qua. Toàn bộ các cọc mốc phải được duy trì cho đến khi kết thúc công trình. Mốc cho các trục chính được làm bằng thép $\Phi 20$ có chiều dài chôn sâu 1m và nhô lên khỏi mặt đất 7,5cm, được bao bọc bởi khối bê tông có kích thước $300 \times 300 \times 300$ (mm).

- Kho bãi: kho bãi chứa vật tư bậc thềm đảm bảo khô ráo, không bị ngập nước, xa chất dễ cháy. Toàn bộ các cuộn bậc trước khi đưa vào thi công phải được kiểm tra do các cán bộ kỹ thuật có chuyên môn. Sau khi đã chuẩn bị các bước trên, việc thi công có thể tiến hành.

- Thi công ép bậc thềm: trên công trường có thể có nhiều máy thi công cùng một lúc, các máy thi công được bố trí di chuyển tịnh tiến, tránh di chuyển cùng pha, vì các máy có chiều cao rất lớn không đảm bảo an toàn trong quá trình thi công, khoảng cách giữa các máy phải lớn hơn chiều cao của giàn công tác. Máy di chuyển theo hướng lùi dần để tránh đè lên các vị trí bậc đã được ép trước đó, mỗi vệt máy di chuyển có thể ép được nhiều hàng, chiều dài bậc thềm còn chừa lại trên mặt đất là 15cm. Sau khi ép hết mỗi cuộn bậc, cuộn mới được nối với cuộn cũ bằng cách nối măng sông, phần măng sông dài 30cm và phải được kẹp lại chắc chắn bằng ghim bấm. Để đảm bảo cho quá trình thi công được liên tục, yêu cầu phải giữ cho cuộn bậc không bị xô lệch, trật ra ngoài băng dẫn bậc. Trước khi bậc được ép xuống, bậc được neo vào một tấm thép kích thước $1,2 \times 80 \times 160$ (mm), tấm thép này có tác dụng giữ bậc lại trong lòng đất.

- Quản lý thi công: trong quá trình thi công, việc quản lý hồ sơ kỹ thuật, khối lượng và kỹ thuật thi công là điều hết sức quan trọng. Lập một mặt bằng thi công chính xác cho các khu vực, các bản vẽ chi tiết cho từng vị trí ép bậc, mỗi vị trí được định vị và làm dấu bằng cây thép $\Phi 4$ cắm sâu dưới đất 15cm phần trên mặt đất là 3cm và được sơn đỏ. Bậc được ép xuống phải theo phương thẳng đứng, muốn

kiểm tra phương thẳng đứng người ta dùng một thước thủy NIVO theo phương ngang và một thước đo độ theo phương thẳng đứng. Trong quá trình ép bấc có thể bấc không xuống được đến độ sâu thiết kế do gặp chướng ngại vật hoặc nền đất cứng ta phải báo ngay cho cán bộ tư vấn giám sát để có hướng giải quyết kịp thời, hợp lý.



Hình 2.10: Thi công ép bấc thấm

- Bố trí nhân lực: nhân lực cho một ca làm việc cho một máy ép như sau: 01 công nhân lái xe vận hành, 04 công nhân thao tác, 01 công nhân kỹ thuật. Để cho công việc thi công được liên tục cần 01 kỹ sư trắc địa và 04 công nhân làm công tác lấy tìm điểm và vận chuyển bấc từ trong kho ra ngoài công trường.

2.3.2. Quy trình gia tải[8]

- Tổng giá trị gia tải nén trước phải $\geq 1,2$ lần tổng tải trọng thiết kế của công trình.

- Khi tiến hành gia tải phải đắp theo từng giai đoạn. Tải trọng của từng giai đoạn đắp phải đảm bảo nền luôn trong điều kiện ổn định, có thể tính gần đúng theo phương pháp xuất phát từ công thức xác định tải trọng giới hạn của lớp đất yếu như ở toán đồ **Hình 2.11**.

+ Trường hợp: $\frac{B}{H_y} \leq 1,49$

Tính theo công thức:

$$H_{di} = \frac{\pi + 2}{\gamma F} C_{ui} \quad (2.37)$$

+ Trường hợp: $\frac{B}{H_y} > 1,49$

Tính theo công thức:

$$H_{di} = \frac{N_c}{\gamma F} C_{ui} \quad (2.38)$$

H_{di} : chiều dày lớp đất thứ i ;

B : bề rộng nền đắp;

H_y : chiều dày lớp đất yếu;

γ : dung trọng đất đắp;

C_{ui} : lực cắt không thoát nước của lớp đất yếu;

F : hệ số an toàn (trong quá trình đắp có thể lấy $F = 1,05 - 1,1$).

- Cường độ lớp đất yếu được gia tăng sau cố kết tính theo công thức:

$$\Delta C_u = \Delta P_i U t g \varphi \quad (2.39)$$

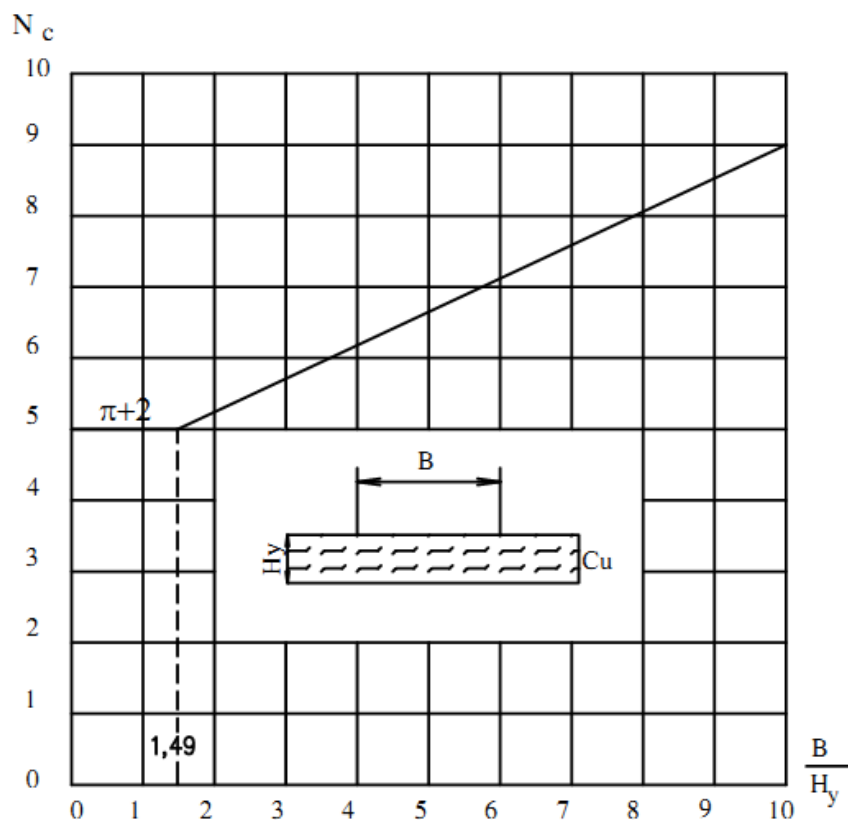
Trong đó:

ΔP_i : ứng suất nén do tải trọng đắp đất gây nên ở lớp thứ i ;

U : độ cố kết đạt được ở thời điểm tính toán;

φ : góc ma sát trong các đất yếu.

- Thời gian lưu tải của toàn bộ tải trọng gia tải phải đảm bảo cho quá trình cố kết hoàn thành, nền đất lún đến ổn định. Nghĩa là chỉ được dỡ tải khi nền đất yếu được gia cố bằng bậc thấm đạt độ cố kết yêu cầu.



Hình 2.11: Hệ số chịu tải N_c của nền đắp có chiều rộng B trên nền đất yếu có chiều dày H_y

2.3.3. Quy trình quan trắc lún

Khi sử dụng bác thăm phải có hệ thống quan trắc để kiểm tra các dự báo thiết kế và điều chỉnh bổ sung khi cần thiết. Phương án thiết kế đo độ lún công trình như sau:

a. Thiết kế hệ thống mốc đo [8]:

- Mốc chuẩn: là mốc để khống chế độ cao, là cơ sở để xác định độ lún của công trình. Mốc chuẩn cần thỏa mãn các yêu cầu sau:

- + Giữ được độ cao ổn định trong suốt quá trình đo lún công trình.
- + Cho phép kiểm tra một cách tin cậy độ ổn định của các mốc khác.
- + Cho phép dẫn độ cao đến các mốc đo lún một cách thuận lợi.

Vị trí mốc chuẩn cần được đặt vào lớp đất tốt, ổn định, cách nguồn gây ra chấn động lớn hơn chiều sâu của mốc (đối với mốc chôn sâu). Khoảng cách từ mốc chuẩn đến công trình (công trình dân dụng và công nghiệp) thường từ 50 đến 100m. Tùy theo tính chất, diện tích mặt bằng và tầm quan trọng của công trình số lượng mốc chuẩn cần ít nhất 03 mốc tạo thành lưới để kiểm tra lẫn nhau.

- Mốc đo lún: là mốc được gắn trực tiếp vào các vị trí đặc trưng của các kết cấu chịu lực trên nền móng hoặc thân công trình dùng để quan sát độ trôi lún của công trình. Mốc đo lún được phân loại như sau:

- + Mốc gắn tường cột.
- + Mốc nền móng.
- + Các mốc chôn sâu dùng để đo độ lún theo lớp đất.

Mốc đo lún cần được bố trí sao cho phản ánh một cách đầy đủ nhất về độ lún của toàn công trình và đảm bảo được điều kiện đo đạc. Mốc đo lún phải được đặt sao cho có thể chuyển độ cao trực tiếp từ mốc này sang mốc khác, đặc biệt là ở các vị trí có liên quan đến sự thay đổi kết cấu, đồng thời có thể đo nối với mốc chuẩn một cách thuận tiện. Mốc đo lún phải được đặt ở các vị trí đặc trưng về độ lún không đều, các vị trí dự đoán lún mạnh, các vị trí chịu lực khác nhau, những vị trí thay đổi địa chất công trình, thay đổi tải trọng. Khi đặt các mốc lún cần lưu ý đến các độ cao của mốc so với mặt nền xung quanh và khoảng cách từ đầu mốc đến mặt phẳng của tường hay cột để cho việc đặt mia được thuận tiện. Đối với các loại mia dựng trên đầu mốc, nên đặt mốc ở độ cao từ 15 đến 20cm so với mặt nền, còn các loại mia treo nên đặt mốc ở độ cao từ 80 đến 200cm so với mặt nền. Khoảng cách từ mốc tới đầu tường hoặc cột khoảng 3 đến 4cm.

Số lượng mốc đo lún cho nhà dân dụng và công trình công nghiệp ước tính theo công thức tổng quát sau:

$$N = \frac{P}{L} \quad (2.40)$$

Trong đó:

N: là số lượng mốc đo lún;

P: chu vi hoặc chiều dài móng;

L: khoảng cách giữa các mốc đo lún.

Đối với các công trình xây trên móng cọc hoặc móng bè. Số lượng mốc đo lún tính theo công thức sau:

$$N = \frac{S}{F} \quad (2.41)$$

Trong đó:

S: diện tích mặt móng (m^2);

F: diện tích không chế của cột mốc (m^2), thường lấy $100m^2$ đến $150m^2$.

b. *Xác lập cấp đo, thiết kế sơ đồ đo, chu kỳ đo [8]*

- Xác lập cấp đo:

Việc đo lún công trình được chia làm ba cấp: cấp I, cấp II, cấp III. Độ chính xác yêu cầu của từng cấp được đặc trưng bởi sai số trung phương nhận được từ hai chu kỳ đo.

+ Đối với cấp I: ± 1 mm.

+ Đối với cấp II: ± 2 mm.

+ Đối với cấp III: ± 5 mm.

Độ chính xác của việc đo lún công trình được tính theo công thức:

$$m_{s,ti} = \frac{S_{ti} - S_{t(i-1)}}{\varepsilon} \quad (2.42)$$

Trong đó:

$m_{s,ti}$: là yêu cầu độ chính xác đo lún tại thời điểm t_i ;

S_{ti} : độ lún (dự báo) ở thời điểm t_i ;

$S_{t(i-1)}$: độ lún (dự báo) ở thời điểm $t_{(i-1)}$;

ε : hệ số đặc trưng cho độ tin cậy của kết quả quan trắc, thông thường lấy từ 4 đến 6.

Khi ước tính độ chính xác để xác định cấp đo lún cho công trình cần đảm bảo các chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật. Cấp đo hợp lý cần thỏa mãn các biểu thức sau đây:

$$\mu = \frac{m_s}{\sqrt{2 \frac{1}{P_{Hyeu}}}} \quad (2.42)$$

Hoặc

$$\mu = \frac{m_{\Delta S}}{\sqrt{2 \frac{1}{P_{Hyeu}}}} \quad (2.42)$$

Trong đó:

μ : giá trị dự kiến của sai số trung phương trọng số đơn vị;

$m_s, m_{\Delta S}$: sai số trung phương yêu cầu xác định độ lún S hoặc hiệu số độ lún giữa hai điểm;

$\frac{1}{P_{Hyeu}}$: trọng số đối độ cao của điểm yếu.

Việc xác định trọng số đối độ cao của điểm yếu được dựa trên sơ đồ mạng lưới đo lún và thực hiện theo một trong các phương pháp sau:

- + Phương pháp thay thế trọng số tương đương.
- + Phương pháp nhích dần.
- + Phương pháp ước tính theo các chương trình được lập trên máy tính.

Trọng số trên một đoạn đo trong đo độ lún công trình được tính theo số trạm máy và tính theo công thức:

$$P = \frac{c}{n} \quad (2.43)$$

Trong đó:

n: số trạm máy;

c: là hằng số, nếu chọn $c=1$ thì $m_{h/tram} = \mu$.

- Căn cứ vào hệ thống mốc đã thiết kế, yêu cầu về độ chính xác, xác định độ lún và khả năng nhìn thấy của các mốc, để thiết kế tuyến đo, xác lập sơ đồ mạng hình lưới và lựa chọn cấp đo hợp lý.

- Tùy thuộc vào từng công trình mà dự kiến chu kỳ đo. Chu kỳ đo được tính sao cho kết quả thu được phản ánh đúng thực chất quá trình làm việc của nền móng và sự ổn định của công trình. Có thể phân chia chu kỳ đo thành ba giai đoạn:

+ Giai đoạn thi công xây dựng: công trình lún nhiều nên đặt mốc và đo chu kỳ đầu tiên sau khi thi công phần móng. Các chu kỳ tiếp theo tùy theo từng công trình cụ thể và tốc độ xây dựng. Có thể xác định bằng (%) tải trọng, nên đo vào các giai đoạn công trình đạt 25%, 50%, 75% và 100% tải trọng bản thân công trình. Khi tiến độ xây dựng đều thì có thể bố trí đo theo tuần hoặc tháng.

+ Giai đoạn độ lún giảm dần: tùy thuộc vào dạng móng, loại nền đất mà quyết định chu kỳ đo thích hợp. Các chu kỳ đầu của giai đoạn này có thể tiến hành từ 3 tháng đến 6 tháng. Các chu kỳ tiếp theo được quyết định trên cơ sở độ lún của chu kỳ gần nhất đã xác định. Số lượng chu kỳ trong giai đoạn này tùy thuộc vào giá trị và tốc độ lún của công trình mà quyết định.

+ Giai đoạn tắt lún và ổn định: được đo theo chu kỳ từ một năm đến hai năm, cho đến khi giá trị lún của công trình nằm trong giới hạn ổn định.

Đối với các công trình có tải trọng động, các chu kỳ đo thường được tăng cường khi chất tải, khi dỡ tải, ..., trước khi công trình đưa vào vận hành, khi vận hành và sau khi vận hành.

2.4. Phạm vi áp dụng phương pháp xử lý nền đất yếu bằng bác thấm

Bác thấm kết hợp gia tải trước được sử dụng để gia cố nền đất yếu, trong thời gian ngắn có thể đạt 90% độ ổn định dài hạn, tạo khởi động cho quá trình ổn định tự nhiên ở giai đoạn sau. Các công trình có thể sử dụng bác thấm để xử lý nền đất yếu rất đa dạng, bao gồm đường cao tốc, đường dẫn đầu cầu, đường sân bay, đường sắt, bến cảng, kho xăng dầu, bể chứa, mặt bằng chứa vật liệu, kho chứa một tầng, các công trình dân dụng và công nghiệp loại nhỏ có tải trọng phân bố trên diện rộng ... xây dựng trên nền đất yếu và có tải trọng động.

Bác thấm được sử dụng để xử lý các loại đất yếu thường gặp là bùn, đất loại sét (sét, sét pha, cát pha). Những loại đất này thường có độ sệt lớn ($I_L > 1$)^[12], có hệ

số rỗng lớn ($e_0 > 1$)^[12], có góc ma sát trong nhỏ ($\varphi < 10^0$)^[12], có lực dính theo kết quả cắt nhanh không thoát nước $C < 0,15 \text{ daN/cm}^2$ ^[12], có lực dính theo kết quả cắt cánh tại hiện trường $C_u < 0,35 \text{ daN/cm}^2$ ^[12], có sức chống mũi xuyên tiêu chuẩn $q_c < 0,1 \text{ MPa}$ ^[12], có chỉ số xuyên tiêu chuẩn SPT là $N < 5$ ^[12]. Ngoài ra, bác thám còn sử dụng để xử lý các loại đất nhão thường thấy tại các khu vực chôn lấp rác, và tẩy rửa đất các khu vực bị ô nhiễm, bằng công nghệ hút chân không, hút nước ngầm thấm qua các lớp đất bị ô nhiễm lên bề mặt để xử lý.

CHƯƠNG 3

NGHIÊN CỨU ỨNG DỤNG XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU BẰNG BÁC THẨM CHO CÔNG TRÌNH CỤ THỂ TẠI TP QUẢNG NINH.

3.1. Đặc điểm điều kiện địa chất công trình khu vực Quảng Ninh

3.1.1. Đặc điểm điều kiện vị trí địa lý và địa chất tự nhiên

a. Đặc điểm về vị trí địa lý, dân cư, kinh tế

Quảng Ninh là một tỉnh ở địa đầu phía đông bắc Việt Nam, có dáng một hình chữ nhật lệch nằm chéch theo hướng Đông Bắc - Tây Nam. Phía Tây tựa lưng vào núi rừng trùng điệp. Phía Đông nghiêng xuống nửa phần đầu vịnh Bắc bộ với bờ biển khúc khuỷu nhiều cửa sông.

Quảng Ninh có toạ độ địa lý khoảng 106 độ 26' đến 108 độ 31' kinh độ đông và từ 20 độ 40' đến 21 độ 40' vĩ độ bắc. Bề ngang từ Đông sang Tây, nơi rộng nhất là 195 km. Bề dọc từ Bắc xuống Nam khoảng 102 km. Điểm cực Bắc là dãy núi cao thuộc thôn Mỏ Toòng, xã Hoàn Mô, huyện Bình Liêu. Điểm cực Nam ở đảo Hạ Mai thuộc xã Ngọc Vũng, huyện Vân Đồn. Điểm cực Tây là sông Vàng Chua ở xã Bình Dương và xã Nguyễn Huệ, huyện Đông Triều. Điểm cực Đông trên đất liền là mũi Gót ở đông bắc xã Trà Cổ, thị xã Móng Cái.

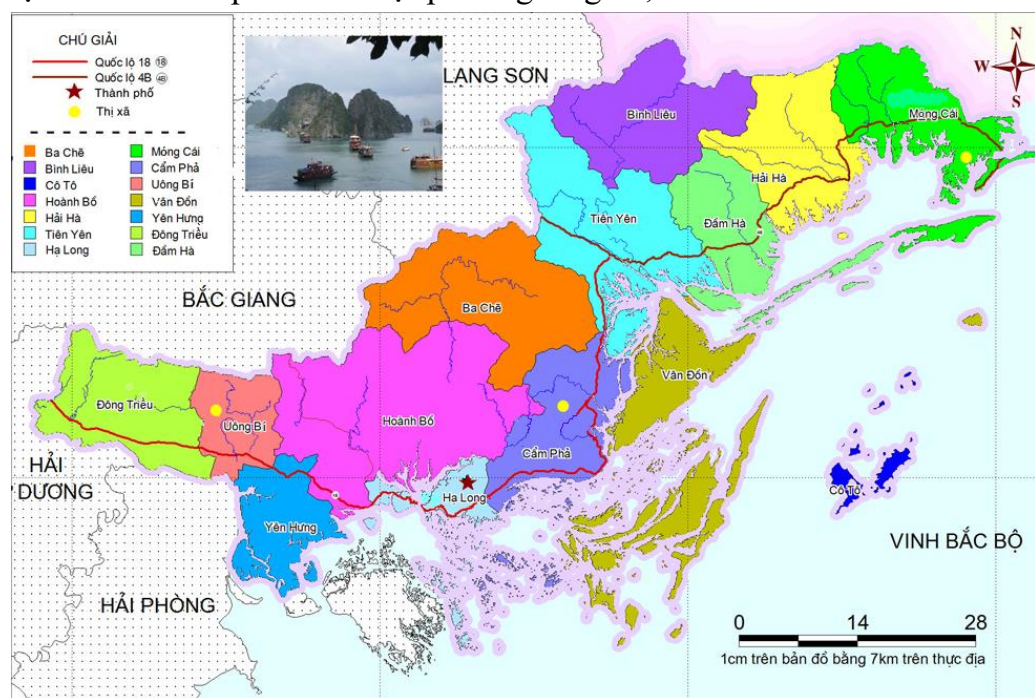
Quảng Ninh có biên giới quốc gia và hải phận giáp giới nước Cộng hoà Nhân dân Trung Hoa. Trên đất liền, phía bắc của tỉnh (có các huyện Bình Liêu, Hải Hà và thị xã Móng Cái) giáp huyện Phòng Thành và thị trấn Đông Hưng, tỉnh Quảng Tây với 132,8 km đường biên giới; phía đông là vịnh Bắc Bộ; phía tây giáp các tỉnh Lạng Sơn, Bắc Giang, Hải Dương; phía nam giáp Hải Phòng. Bờ biển dài 250 km.

Quảng Diện tích tự nhiên toàn tỉnh Quảng Ninh là tính đến ngày 1-10-1998 là 611.081,3 ha. Trong đó đất nông nghiệp 243.833,2 ha, đất chuyên dùng 36.513 ha, đất ở 6.815,9 ha, đất chưa sử dụng 268.158,3 ha.

Theo kết quả điều tra sơ bộ của cuộc Tổng điều tra dân số và nhà ở năm 2012, dân số toàn tỉnh Quảng Ninh đạt gần 1.177.200 người, trong đó nữ có 569.850 người.

Kết cấu dân số ở Quảng Ninh có mấy nét đáng chú ý. Trước hết là "dân số trẻ", tỉ lệ trẻ em dưới 15 tuổi chiếm tới 37,6%. Người già trên 60 tuổi (với nam) và trên 55 tuổi (với nữ) là 7,1%. Các huyện miền núi tỉ lệ trẻ em dưới tuổi lao động còn lên tới 45%. Nét đáng chú ý thứ hai là ở Quảng Ninh, nam giới đông hơn nữ giới (nam chiếm 50,9 %, nữ chiếm 49,1%). Ngược với tỷ lệ toàn quốc. Ở các địa phương có ngành công nghiệp mỏ, tỷ lệ này còn cao hơn, ví dụ: Cẩm Phả, nam 53,2%, nữ 46,8%.

Mật độ dân số của Quảng Ninh hiện là 193 người/km vuông (năm 1999 là 196 người/ km vuông), nhưng phân bố không đều. Trong đó dân số sống tại thành thị đạt gần 620.200 người dân số sống tại nông thôn đạt 557.000 người. Tỷ lệ tăng tự nhiên dân số phân theo địa phương tăng 11,5 %.



Hình 3.1: Bản đồ vị trí địa lý tỉnh Quảng Ninh

b. Địa hình



Hình 3.2: Bản đồ địa hình tỉnh Quảng Ninh

Quảng Ninh là tỉnh miền núi - duyên hải. Hơn 80% đất đai là đồi núi. Hơn hai nghìn hòn đảo nổi trên mặt biển cũng đều là các quả núi.

Vùng núi chia làm hai miền: Vùng núi miền Đông từ Tiên Yên qua Bình Liêu, Hải Hà, Đầm Hà đến Móng Cái. Đây là vùng nối tiếp của vùng núi Thập Vạn Đại Sơn từ Trung Quốc, hướng chủ đạo là Đông Bắc - Tây Nam. Có hai dãy núi chính: dãy Quảng Nam Châu (1.507 m) và Cao Xiêm (1.330 m) chiếm phần lớn diện tích tự nhiên các huyện Bình Liêu, Hải Hà, Đầm Hà, dãy Ngàn Chi (1.166 m) ở phía bắc huyện Tiên Yên. Vùng núi miền Tây từ Tiên Yên qua Ba Chẽ, Hoàn Bô, phía bắc thị xã Uông Bí và thấp dần xuống ở phía bắc huyện Đông Triều. Vùng núi này là những dãy nối tiếp hơi uốn cong nên thường được gọi là cánh cung núi Đông Triều với đỉnh Yên Tử (1.068 m) trên đất Uông Bí và đỉnh Am Váp (1.094 m) trên đất Hoàn Bô.

Vùng trung du và đồng bằng ven biển gồm những dải đồi thấp bị phong hoá và xâm thực tạo nên những cánh đồng từ các chân núi thấp dần xuống các triền sông và bờ biển. Đó là vùng Đông Triều, Uông Bí, bắc Yên Hưng, nam Tiên Yên, Đầm Hà, Hải Hà và một phần Móng Cái. ở các cửa sông, các vùng bồi lắng phù sa tạo nên những cánh đồng và bãi triều thấp. Đó là vùng nam Uông Bí, nam Yên Hưng (đảo Hà Nam), đông Yên Hưng, Đông Rui (Tiên Yên), nam Đầm Hà, đông nam Hải Hà, nam Móng Cái. Tuy có diện tích hẹp và bị chia cắt nhưng vùng trung du và đồng bằng ven biển thuận tiện cho nông nghiệp và giao thông nên đang là những vùng dân cư trù phú của Quảng Ninh.

Vùng biển và hải đảo của Quảng Ninh là một vùng địa hình độc đáo. Hơn hai nghìn hòn đảo chiếm hơn 2/3 số đảo cả nước (2078/ 2779), đảo trải dài theo đường ven biển hơn 250 km chia thành nhiều lớp. Có những đảo rất lớn như đảo Cái Bàu, Bản Sen, lại có đảo chỉ như một hòn non bộ. Có hai huyện hoàn toàn là đảo là huyện Vân Đồn và huyện Cô Tô. Trên vịnh Hạ Long và Bái Tử Long có hàng ngàn đảo đá vôi nguyên là vùng địa hình karst bị nước bào mòn tạo nên muôn nghìn hình dáng bên ngoài và trong lòng là những hang động kỳ thú.

Vùng ven biển và hải đảo Quảng Ninh ngoài những bãi bồi phù sa còn những bãi cát trắng tấp lên từ sóng biển. Có nơi thành mỏ cát trắng làm nguyên liệu cho công nghệ thủy tinh (Vân Hải), có nơi thành bãi tắm tuyệt vời (như Trà Cổ, Quan Lạn, Minh Châu, Ngọc Vũng...)

Địa hình đáy biển Quảng Ninh, không bằng phẳng, độ sâu trung bình là 20 m. Có những lạch sâu là di tích các dòng chảy cổ và có những dải đá ngầm làm nơi sinh trưởng các rạn san hô rất đa dạng. Các dòng chảy hiện nay nối với các lạch sâu đáy biển còn tạo nên hàng loạt luồng lạch và hải cảng trên dải bờ biển khúc khuỷu kín gió nhờ những hành lang đảo che chắn, tạo nên một tiềm năng cảng biển và giao thông đường thủy rất lớn.

3.1.2. Các thành tạo địa chất trong cấu trúc nền đất và đặc tính địa chất công trình của chúng[11]

Theo trật tự từ trên xuống dưới, từ trẻ đến già, cấu trúc nền đất khu vực thành phố Quảng Ninh được mô tả dưới đây:

a. *Trầm tích nhân tạo (đất đắp, đất lấp)*: dày 0,5 – 2m gồm cát, sét pha, sét lẫn các phế liệu xây dựng và sinh hoạt. Vì thành phần hỗn tạp, độ chặt rất không đồng đều nên thường phải bóc bỏ hoặc được tiến hành xử lý trước khi xây dựng.

b. *Trầm tích sông gồm các phức hệ thạch học*:

- Cát pha, sét pha màu nâu thuộc hệ tầng Thái Bình trên tuổi Holocen muộn (aQ_{IV}^3 tb₂), phân bố chủ yếu dọc theo sông Văn Úc, sông Thái Bình, sông Hóa, sông Mối. Phần trên mặt, đất ở trạng thái chảy thuộc loại bùn sét pha, bùn sét. Đất có hệ số rỗng khoảng $e_0 = 1,023 - 1,43$; hệ số nén lún $a_{1-2} = 0,026 - 0,078$ cm²/kG; sức chịu tải qui ước $R_0 = 0,5 - 0,7$ kG/cm².

- Cuội, sạn, sỏi, cát hạt thô thuộc phụ hệ tầng dưới hệ tầng Hà Nội tuổi Pleistocen giữa – đầu Pleistocen muộn (aQ_{II-III}^1 hn). Các trầm tích thuộc tầng này không lộ gần trên mặt, chỉ gặp ở những lỗ khoan sâu địa chất, địa chất thủy văn.

c. *Trầm tích sông biển gồm các hệ thạch học*

- Sét pha, cát pha màu xám thuộc hệ tầng Thái Bình trên tuổi Holocen muộn (mQ_{IV}^3 tb₂), phân bố hẹp ở ven sông Văn Úc, Thái Bình, Cửa Cấm, dày trên 3,5m.

- Sét pha, cát pha màu xám nâu thuộc hệ tầng Thái Bình dưới tuổi Holocen muộn (amQ_{IV}^3 tb₁), phân bố rộng khắp trên tỉnh Quảng Ninh, bề dày lên đến 17m. Tùy thuộc vào địa hình cao hoặc thấp mà chúng ở trạng thái từ dẻo cứng đến chảy, chuyển thành bùn sét, bùn sét pha, thuộc loại đất yếu. Hệ số rỗng khoảng $e_0 = 1,13$

– 1,4; hệ số nén lún $a_{1-2} = 0,063 - 0,091 \text{ cm}^2/\text{kG}$; sức chịu tải qui ước $R_0 = 0,4 - 0,5 \text{ kG/cm}^2$.

- Sét pha, sét màu xám, xám vàng loang lổ, vàng đỏ thuộc hệ tầng Vĩnh Phúc trên, tuổi Pleistocen muộn ($maQ_{III}^2 \text{ vp}_2$), không chỉ bắt gặp ở hầu hết các lỗ khoan mà còn lộ ra trên mặt ở ven rìa các đồi núi thấp ở tỉnh Quảng Ninh, dày 3 - 5m. Bề mặt phong hóa là ranh giới giữa các phức hệ thạch học tuổi Pleistocen muộn và Holocen. Đôi khi trong điều kiện độ ẩm cao các trầm tích này chuyển sang bùn sét pha hoặc cát pha. Hệ số rỗng từ $e_0 = 0,687 - 1,336$; hệ số nén lún $a_{1-2} = 0,008 - 0,067 \text{ cm}^2/\text{kG}$; sức chịu tải $R_0 = 0,6 - 1,9 \text{ kG/cm}^2$.

- Cát lẫn sỏi, sạn bụi sét ít tàn tích thực vật, xám vàng thuộc phụ hệ tầng Vĩnh Phúc trên, tuổi Pleistocen muộn ($amQ_{III}^2 \text{ vp}_1$), chiều dày mỏng 4 – 6m, nằm sâu và phủ trực tiếp lên trầm tích của hệ tầng Hà Nội ($amQ_{II-III}^1 \text{ hn}$).

d. Trầm tích đầm lầy ven biển, sông biển đầm lầy gồm các phức hệ thực vật

- Bùn sét, bùn sét pha chứa mùn xám đen, xám tro thuộc hệ tầng Thái Bình trên, tuổi Holocen muộn ($abQ_{IV}^3 \text{ tb}_2$), chiếm diện tích nhỏ ven theo các sông nhỏ, thường thấp và bị ngập nước, dày 1 - 3m.

- Bùn sét, bùn cát pha màu xám nâu, xám đen chứa mùn thực vật thuộc hệ tầng Thái Bình trên, tuổi Holocen muộn ($ambQ_{IV}^3 \text{ tb}_2$), phân bố ở cửa sông Lạch Tray, Văn Úc, ..., dày 12,8m. Hệ số rỗng khoảng $e_0 = 1,19 - 1,53$; hệ số nén lún $a_{1-2} = 0,057 - 0,08 \text{ cm}^2/\text{kG}$; sức chịu tải qui ước $R_0 = 0,5 - 0,6 \text{ kG/cm}^2$.

- Bùn các loại, than bùn xám đen thuộc hệ tầng Hải Hưng dưới tuổi Holocen sớm – giữa ($mbQ_{IV}^{1-2} \text{ hh}_1$), không lộ ra trên mặt, chỉ gặp trong lỗ khoan ở vùng nội thành và các nơi khác, chiều dày 3,5 – 23m. Hệ số rỗng khoảng $e_0 = 1,162 - 2,66$; hệ số nén lún $a_{1-2} = 0,09 - 1,115 \text{ cm}^2/\text{kG}$; sức chịu tải qui ước $R_0 = 0,4 - 0,5 \text{ kG/cm}^2$.

3.1.3. Điều kiện địa chất thủy văn[11]

Ở Quảng Ninh theo môi trường tồn tại, nước dưới đất thường được chứa trong các tầng chứa nước lỗ hổng, tầng chứa nước khe nứt, khe nứt karst, khe nứt vỉa.

3.2. Phạm vi nghiên cứu của bài toán xử lý nền đất yếu bằng bác thấm cho công trình bể chứa tại Uông Bí tỉnh Quảng Ninh.

Trong phạm vi lãnh thổ Thành Phố Uông Bí tỉnh Quảng Ninh phân bố rất nhiều loại đất có tuổi và nguồn gốc khác nhau. Cấu trúc nền đất rất phức tạp, hầu hết diện tích thành phố có kiểu nền nhiều lớp và đều có mặt lớp đất yếu. Với đặc điểm về điều kiện địa chất công trình phức tạp.

3.3. Ví dụ tính toán cụ thể

Công trình bể chứa là công trình có áp lực nền không lớn, có diện chịu tải lớn, vùng chịu nén sâu, đồng thời phương án gia tải cho bể chứa đơn giản (có thể dùng nước để gia tải). Ngoài ra, với đặc trưng nền đất yếu khu vực Thành phố Uông Bí tỉnh Quảng Ninh chủ yếu được tạo thành bởi các trầm tích sét, bùn sét có

độ dẻo cao, tính thấm nhỏ thì việc cải tạo đất bằng các phương pháp giếng cát, cọc cát và bắc thấm là thích hợp. Trong khuôn khổ nội dung luận văn, tác giả sẽ trình bày việc áp dụng biện pháp xử lý nền đất yếu bằng bắc thấm kết hợp gia tải trước cho công trình loại này.

3.3.1. Giới thiệu về công trình

Công trình được tác giả lựa chọn làm ví dụ tính toán, thiết kế xử lý nền đất có các đặc điểm cơ bản như sau:

a. Kết cấu công trình:

- Bể chứa xăng dầu 6250m^3 , có kết cấu bằng thép bản.
- Nắp bể có hệ đỡ bằng dầm thép.
- Đáy bể bằng thép.

b. Điều kiện tải trọng:

- Đường kính bể 30m.
- Chiều cao 9m.
- Tổng tải trọng thiết kế 166,4 tấn.
- Tổng tải trọng chất lỏng 6250 tấn.
- Lớp bê tông nhựa asfal dày 15 cm, tổng tải trọng lớp bê tông nhựa 190,75 tấn.
- Lớp đệm cát dày 50cm+80cm bù lún, tải trọng phân bố của lớp đệm cát $3,47\text{ t/m}^2$.

c. Đánh giá điều kiện địa chất công trình khu vực đặt bể:

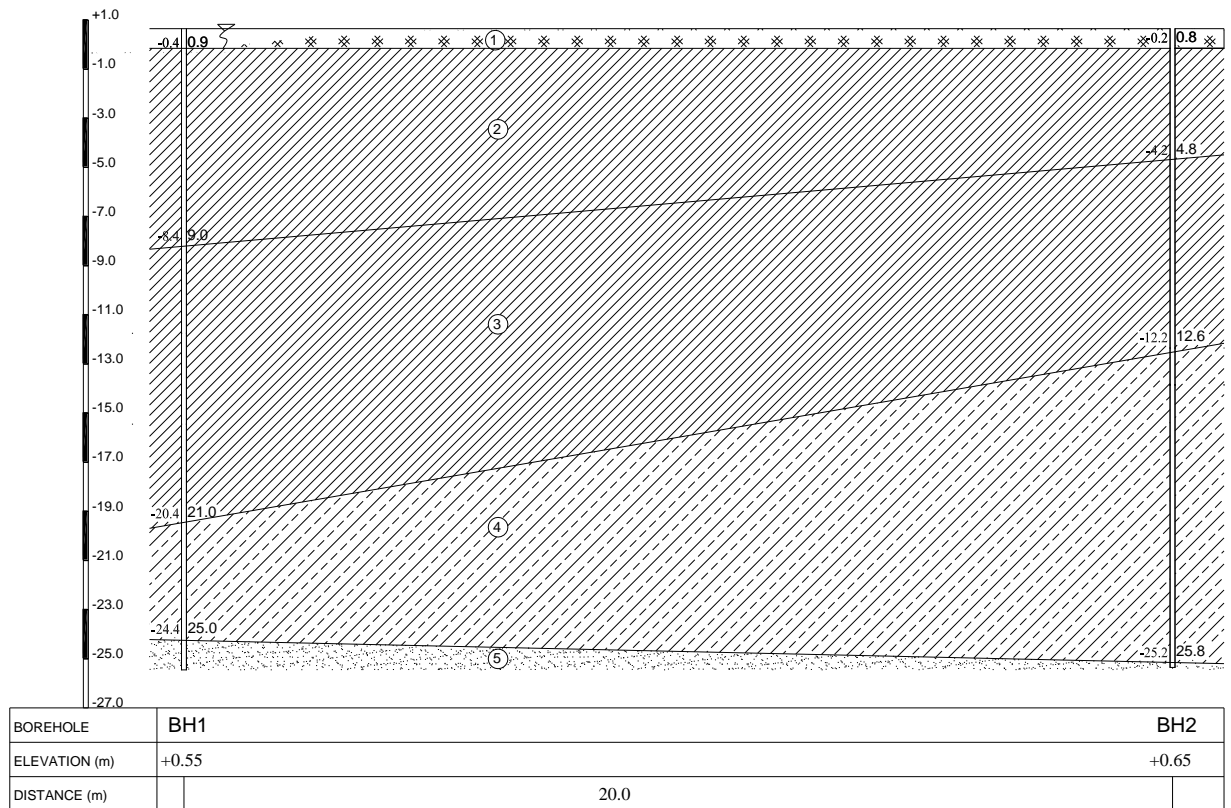
Công trình được xây dựng nằm trong khu công nghiệp thuộc TP Uông Bí, tỉnh Quảng Ninh. Dựa vào kết quả khảo sát ngoài hiện trường, kết quả thí nghiệm mẫu đất trong phòng và tham khảo tài liệu địa chất công trình khu vực, mặt cắt địa chất công trình như **Hình 3.3**

. Theo thứ tự từ trên xuống dưới, địa tầng khu vực gồm các lớp đất sau:

- Lớp 1: Cát hạt mịn san lấp. Dung trọng tự nhiên $\gamma_w=26,6\text{ kN/m}^3$.
- Lớp 2: Bùn sét. Hệ số rỗng $e = 1,4$; dung trọng tự nhiên $\gamma_w=16,5\text{ kN/m}^3$; lực dính $c = 0,059\text{ kG/cm}^2$; góc ma sát trong $\varphi = 2^{\circ}11'$; sức kháng cắt không thoát nước $C_u=22\text{ kPa}$; áp lực tiền cố kết $\sigma_{pz}= 0,72\text{ kG/cm}^2$; chỉ số nén lún $C_c=0,206$; chỉ số nở $C_r=0,014$; hệ số nén lún $a_{v1.0-2.0}=0,082.10^{-3}\text{ cm}^2/\text{s}$; hệ số thấm $K_v=0,87.10^{-5}\text{ cm/s}$; hệ số cố kết $c_{v1.0-2.0}=0,79.10^{-3}\text{ cm}^2/\text{s}$.
- Lớp 3: Sét pha. Hệ số rỗng $e = 0,875$; dung trọng tự nhiên $\gamma_w=18,5\text{ kN/m}^3$; lực dính $c = 0,115\text{ kG/cm}^2$; góc ma sát trong $\varphi = 10^{\circ}32'$; sức kháng cắt không thoát nước $C_u=24\text{ kPa}$; áp lực tiền cố kết $\sigma_{pz}= 1,02\text{ kG/cm}^2$; chỉ số nén lún $C_c=0,145$; chỉ số nở $C_r=0,009$; hệ số nén lún $a_{v1.0-2.0}= 0,024\text{ cm}^2/\text{s}$; hệ số thấm $K_v=0,14.10^{-5}\text{ cm/s}$; hệ số cố kết $c_{v1.0-2.0}=0,78.10^{-3}\text{ cm}^2/\text{s}$.
- Lớp 4: Sét, đôi chỗ bùn sét, màu xám xanh trạng thái dẻo cứng. Hệ số rỗng $e = 1,492$; dung trọng tự nhiên $\gamma_w=16,8\text{ kN/m}^3$; lực dính $c = 0,154\text{ kG/cm}^2$; góc ma sát trong $\varphi = 1^{\circ}25'$; sức kháng cắt không thoát nước $C_u=14,9\text{ kPa}$; áp lực tiền cố kết

$\sigma_{pz} = 7,3 \text{ kG/cm}^2$; chỉ số nén lún $C_c = 0,429$; chỉ số nở $C_r = 0,023$; hệ số nén lún $a_{v1.0-2.0} = 0,135 \text{ cm}^2/\text{s}$; hệ số thấm $K_v = 0,43 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$; hệ số cố kết $c_{v1.0-2.0} = 0,8 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$.

- Lớp 5: Cát hạt nhỏ. Hệ số rỗng $e = 0,855$; dung trọng tự nhiên $\gamma_w = 18,9 \text{ kN/m}^3$; lực dính $c = 0,047 \text{ kG/cm}^2$; góc ma sát trong $\varphi = 17^{\circ}28'$.



Hình 3.3: Mặt cắt địa chất công trình.

d. Điều kiện nước dưới đất.

Cách mặt đất thiên nhiên 1,0m.

3.3.2 Giải pháp xử lý nền đất bằng bác thấm kết hợp gia tải trước theo phương pháp thông thường

- Đường kính bể 30 m, diện tích bể 706.5 m².
- Tổng tải trọng thiết kế 166,4 tấn.
- Tổng tải trọng chất lỏng 6250 tấn.
- Lớp bê tông nhựa asfal dày 15 cm, tổng tải trọng lớp bê tông nhựa 190.75 tấn.

- Lớp đệm cát dày 50cm + 80cm bù lún, tải trọng phân bố của lớp đệm cát 3,47 t/m².

Tổng tải trọng phân bố tác dụng lên nền 12,82 t/m².

a. Dự tính lún tổng cộng khi nền chưa có bác thấm

- Tính độ lún cố kết S_c : Độ lún cố kết của nền được tính theo phương pháp tổng các lớp phân tổ cho hai khu vực có lỗ khoan BH1 và BH2.

$$S_c = \sum_1^n \frac{h_i}{1 + e_0^i} \left[c_c^i \log \frac{\delta_z^i + \delta_{vz}^i}{\delta_{pz}^i} + c_r^i \log \frac{\delta_{pz}^i}{\delta_v^i} \right]$$

Trong đó:

h_i : chiều dày lớp đất tính lún thứ i , $h_i=2m$;

e_0^i : là hệ số rỗng của lớp đất thứ i ở trạng thái tự nhiên ban đầu (khi chưa đắp nền lên trên);

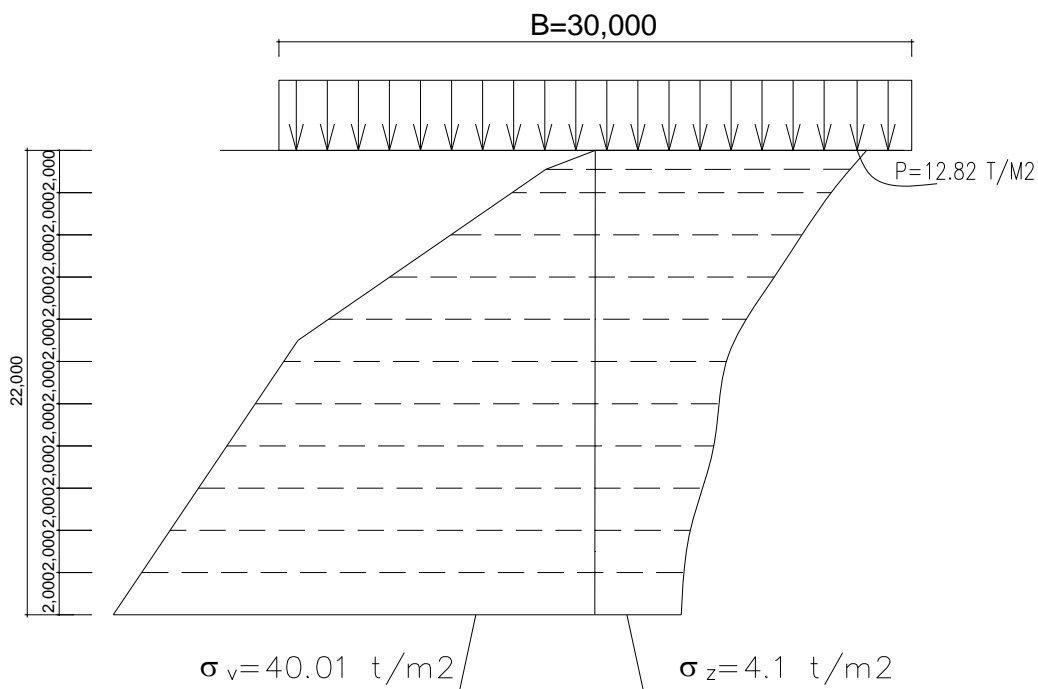
c_c^i : là chỉ số nén lún hay độ dốc của đoạn đường cong nén lún (biểu diễn dưới dạng $e \sim \log \sigma$) trong phạm vi $\sigma^i < \sigma_{pz}^i$;

c_r^i : là chỉ số nén lún hay độ dốc của đoạn đường cong nén lún trong phạm vi $\sigma^i > \sigma_{pz}^i$;

$\sigma_{vz}^i, \sigma_{pz}^i, \sigma_z^i$: là áp lực do trọng lượng bản thân các lớp đất tự nhiên nằm trên lớp i , áp lực tiền cố kết ở lớp i , áp lực do tải trọng ngoài gây ra ở lớp i .

Bảng 3.1: Kết quả tính toán độ lún cố kết khi chưa có bắc thấm tại khu vực lỗ khoan BH1

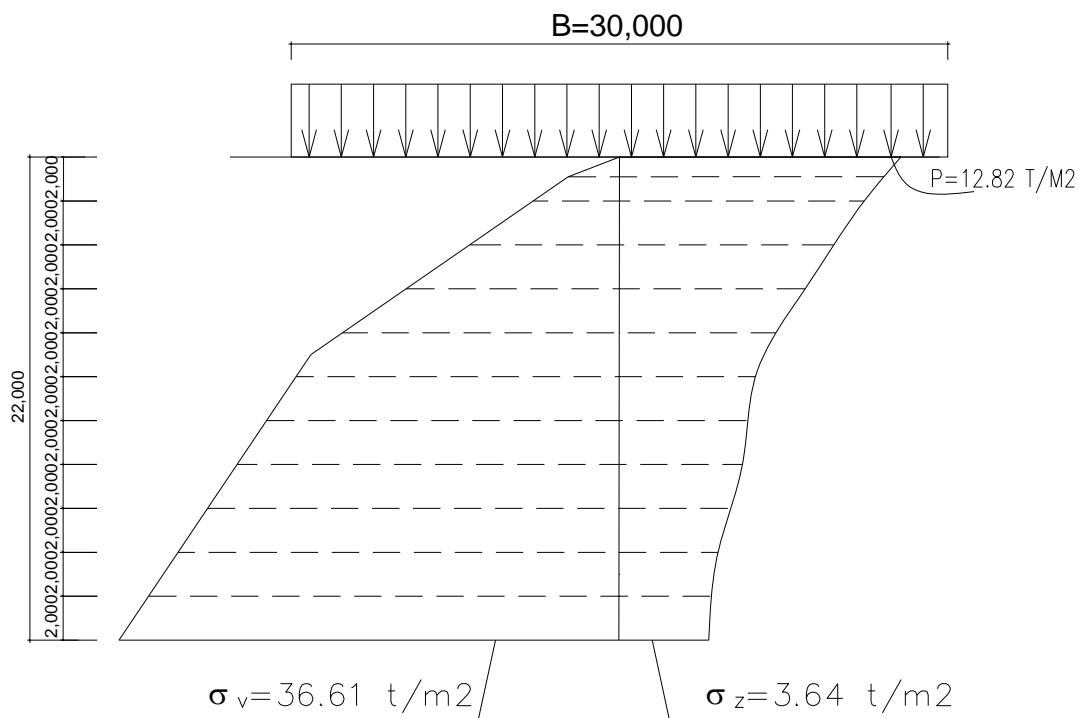
| Lớp thứ i | h_i (m) | σ_{vz}^i (t/m ²) | σ_z^i (t/m ²) | S_c (m) |
|-------------|-----------|-------------------------------------|----------------------------------|-----------|
| 1 | 2 | 4.21 | 12.31 | 0.036 |
| 2 | 2 | 7.51 | 11.80 | 0.073 |
| 3 | 2 | 10.81 | 11.57 | 0.083 |
| 4 | 2 | 14.11 | 10.05 | 0.091 |
| 5 | 2 | 17.81 | 8.82 | 0.065 |
| 6 | 2 | 21.51 | 7.82 | 0.070 |
| 7 | 2 | 25.21 | 6.55 | 0.075 |
| 8 | 2 | 28.91 | 5.86 | 0.079 |
| 9 | 2 | 32.61 | 4.62 | 0.084 |
| 10 | 2 | 36.31 | 3.64 | 0.088 |
| Tổng cộng: | | | | 0.838 |



Hình 3.4: Sơ đồ tính toán tổng độ lún của nền theo phương pháp tổng các phân tử tại khu vực lỗ khoan BH1

Bảng 3.2: Kết quả tính toán độ lún có kết khi chưa có bắc thăm tại khu vực lỗ khoan BH2

| Lớp thứ i | h_i (m) | σ_{vz}^i (t/m ²) | σ_z^i (t/m ²) | S_c (m) |
|------------|-----------|-------------------------------------|----------------------------------|-----------|
| 1 | 2 | 4.21 | 12.31 | 0.039 |
| 2 | 2 | 7.51 | 11.80 | 0.073 |
| 3 | 2 | 11.05 | 11.57 | 0.031 |
| 4 | 2 | 14.75 | 10.05 | 0.090 |
| 5 | 2 | 18.45 | 8.82 | 0.064 |
| 6 | 2 | 22.15 | 7.82 | 0.069 |
| 7 | 2 | 25.85 | 6.55 | 0.074 |
| 8 | 2 | 29.55 | 5.86 | 0.079 |
| 9 | 2 | 32.14 | 4.62 | 0.057 |
| 10 | 2 | 36.61 | 3.64 | 0.067 |
| Tổng cộng: | | | | 0.643 |



Hình 3.5: Sơ đồ tính toán tổng độ lún của nền theo phương pháp tổng các phân tử tại khu vực lỗ khoan BH2

Độ lún tổng cộng được tính theo công thức kinh nghiệm như sau:

$$S = m.S_c$$

Trong đó: m là hệ số kể đến sự phá hỏng kết cấu đất khi thi công bác thăm và sự dịch chuyển ngang của nền đất yếu. Với m trong khoảng từ 1,1 đến 1,4, nếu m có các biện pháp hạn chế nền đất bị đẩy trôi ngang dưới tải trọng đắp thì dùng $m=1,1$. Ngoài ra, đất nền càng yếu và tải trọng tác dụng càng lớn thì dùng trị số m càng cao.

Chọn $m = 1,25$.

Độ lún tổng cộng là của nền đất tại khu vực lỗ khoan BH1 là:

$$S=1,25.0,838= 1,047 \text{ (m)}.$$

Độ lún tổng cộng là của nền đất tại khu vực lỗ khoan BH2 là:

$$S=1,25.0,643= 0.803 \text{ (m)}.$$

Độ lún tức thời tại khu vực lỗ khoan BH1 được dự tính như sau:

$$S_t = (m-1).S_c=(1,25-1).0,838=0,209 \text{ (m)}.$$

Độ lún tức thời tại khu vực lỗ khoan BH2 được dự tính như sau:

$$S_t = (m-1).S_c=(1,25-1).0,643=0,161 \text{ (m)}.$$

Độ lún lệch cuối cùng của nền đất theo dự tính độ lún tại hai vị trí đặt lỗ khoan là:

$$\Delta s=(1,047-0,803)/30=0,0082 > [\Delta s]=0,004;$$

Độ lún lệch của công trình vượt quá giới hạn cho phép theo TCVN 9362-2012, Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình.

b. Dự báo độ lún cố kết theo thời gian của nền đất khi dùng bác thăm kết hợp gia tải trước

Chọn bác thăm chiều rộng $a = 100(\text{mm})$, chiều dày $b = 4 \text{ (mm)}$. Bố trí theo sơ đồ tam giác, chiều sâu đóng bác thăm là 22m. Bác thăm được bố trí đều khắp

công trình mở rộng ra phía ngoài công trình theo các hướng một khoảng $0,2B=6.0m$.

Giả sử nền đạt cố kết $U = 90\%$ sau thời gian t .

- Tính khoảng cách bố trí bậc thấm:

$$L = \frac{\alpha}{\lambda} D^2 \sqrt{\frac{D\gamma_n}{\Delta P} \left(\frac{1}{\sqrt{1-U}} - 1 \right)}$$

Trong đó:

$\lambda = (0,5 \div 1) \cdot C_v$;

C_v : là hệ số cố kết thấm ($m^2/năm$);

$C_{v1} = 2,491 m^2/năm$;

$C_{v2} = 2,460 m^2/năm$;

$C_{v3} = 2,523 m^2/năm$;

α : hệ số phụ thuộc $n = D/d_w$;

γ_n : là trọng lượng nước tự nhiên lấy bằng $1 t/m^3$;

ΔP : là tải trọng công trình hay tải tọng nén trước, $\Delta P = 12,82(t)$;

Đường kính tương đương:

$$d_w = 2 \cdot (a+b)/\pi = 2 \cdot (0,1+0,004)/3,14 = 0,066 (m).$$

Vì bậc thấm được bố trí theo sơ đồ tam giác nên:

$$L = D/1,05.$$

Khoảng cách bậc thấm ở hai khu vực BH1 và BH2 được tính và chọn sao cho độ lún tại hai khu vực có độ lún lệch không quá độ lún lệch giới hạn cho phép $[\Delta s]=0,004$ trong suốt thời gian cố kết.

Kết quả tính toán ta được:

Khoảng cách bậc thấm tại khu vực lỗ khoan BH1: $L = 2,9 (m)$.

Khoảng cách bậc thấm tại khu vực lỗ khoan BH2: $L = 3,3 (m)$.

- Dự báo lún cố kết của nền đất khi dùng bậc thấm kết hợp gai tải trước.

Độ lún cố kết U đạt được sau thời gian t kể từ lúc gia tải được xác định theo công thức sau:

$$U = 1 - (1-U_v)(1-U_h).$$

Trong đó:

U_v : là độ cố kết theo phương thẳng đứng;

U_h : là độ cố kết theo phương ngang.

- Xác định độ cố kết theo phương thẳng đứng:

Độ cố kết theo phương thẳng đứng phụ thuộc vào yếu tố thời gian T_v , được xác định như sau:

$$T_v = C_v^{tb} t / H^2.$$

Trong đó:

C_v^{tb} : là hệ số cố kết trung bình theo phương thẳng đứng của các lớp đất yếu trong phạm vi chiều sâu chịu nén H_a ;

Tại khu vực BH1:

$$C_{v1}^{tb} = H_a^2 / (\sum \frac{h_h}{C_{vi}})^2 = 2,477 \text{ (m}^2/\text{năm)};$$

Tại khu vực BH2:

$$C_{v2}^{tb} = H_a^2 / (\sum \frac{h_h}{C_{vi}})^2 = 2,494 \text{ (m}^2/\text{năm)};$$

H_i : là chiều dày các lớp đất yếu trong phạm vi vùng chịu nén H_a ;

C_{vi} : là hệ số cố kết thẳng đứng của lớp đất thứ i ;

H : chiều sâu thoát nước theo phương thẳng đứng.

Ta có giá trị yếu tố thời gian T_v là:

Tại khu vực BH1:

$$T_v = C_v^{tb} t / H^2 = 2,477.t / 22^2 = 0,0051.t$$

Tại khu vực BH2:

$$T_v = C_v^{tb} t / H^2 = 2,494.t / 22^2 = 0,0052.t$$

Giá trị U_v tra bảng B.1 [8].

- Xác định độ cố kết theo phương ngang U_h :

$$U_h = 1 - \exp\left[-\frac{8T_h}{F(n) + F_s + F_r}\right]$$

+ T_h là nhân tố thời gian theo phương ngang, được tính như sau:

$$T_h = \frac{C_h}{D^2} t$$

Trong đó:

D : là đường kính ảnh hưởng của bắc thăm, $D_1=3,08$ (m); $D_2=3,53$ (m);

C_h : là hệ số cố kết theo phương ngang:

$$C_h = (2 \div 5). C_v^{tb};$$

$$C_{h1}=4. C_{v1}^{tb}=4.2,477=9,908;$$

$$C_{h2}=4. C_{v2}^{tb}=4.2,494=9,976;$$

Ta có giá trị nhân tố thời gian theo phương ngang:

$$T_{h1} = \frac{C_{h1}}{D} t = \frac{9,907}{3,08^2} t = 1,045.t;$$

$$T_{h2} = \frac{C_{h2}}{D} t = \frac{9,976}{3,08^2} t = 0,802.t;$$

+ $F(n)$ – nhân tố xét đến ảnh hưởng của khoảng cách bắc thăm:

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2};$$

Tại khu vực BH1, với $n=D/d_w=46$ ta có $F(n)=3,091$;

Tại khu vực BH2, với $n=D/d_w=53$ ta có $F(n)=3,226$;

+ F_s là nhân tố xét đến ảnh hưởng xáo động đất nền khi đóng bắc thăm:

$$F_s = \left(\frac{k_n}{k_s} - 1 \right) \ln \left(\frac{d_s}{d_w} \right) = 0,693$$

Trong đó:

k_n : là hệ số thấm của đất theo phương ngang khi chưa đóng bậc thấm;

k_s : là hệ số thấm của đất theo phương ngang sau khi đóng bậc thấm;

Lấy $k_n/k_s=2$;

d_s : là đường kính tương đương của vùng đất bị xáo động xung quanh bậc thấm;

Lấy $d_s/d_w=2$.

+ F_r : là nhân số xét đến sức cản của bậc thấm:

$$F_r = \frac{2}{3} \pi H^2 \frac{k_n}{q_w} = \frac{2}{3} 3,14.22^2 \frac{8,7.10^{-10}}{0,000045} = 0,019588$$

Trong đó:

H : chiều dài tính toán của bậc thấm (m), $H=22$ (m);

q_w : là khả năng thoát nước của bậc thấm tương đương với gradient thủy lực bằng 1, lấy theo chứng chỉ xuất xưởng của bậc thấm $q_w= 0,000045$ m³/s.

k_n : hệ số thấm của đất theo phương ngang khi chưa đóng bậc thấm;

$k_n = 2.k_v = 2.8,7.10^{-10} = 1,74.10^{-10}$ (m/s).

- Độ lún cố kết của nền đất yếu được gia cố bằng bậc thấm sau thời gian t như sau:

$$S_t = S_c.U$$

Kết quả tính toán được lập thành bảng sau:

Bảng 3.3: Kết quả tính toán dự báo độ lún cố kết theo thời gian của nền đất khi dùng bậc thấm tại khu vực BHI

| t (năm) | T_v | U_v | T_h | U_h | U | S_t |
|---------|---------|--------|---------|---------|-------|-------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0,2 | 0,00102 | 0,0204 | 0,20906 | 0,35578 | 0,369 | 0,309 |
| 0,4 | 0,00205 | 0,0410 | 0,41812 | 0,58498 | 0,602 | 0,504 |
| 0,6 | 0,00307 | 0,0614 | 0,62719 | 0,73264 | 0,749 | 0,628 |
| 0,8 | 0,00409 | 0,0805 | 0,83625 | 0,82776 | 0,842 | 0,705 |
| 1,0 | 0,00512 | 0,0867 | 0,04531 | 0,88904 | 0,899 | 0,753 |
| 1,2 | 0,00614 | 0,0928 | 1,25437 | 0,92852 | 0,935 | 0,784 |
| 1,4 | 0,00716 | 0,0990 | 1,46343 | 0,95395 | 0,959 | 0,803 |
| 1,6 | 0,00819 | 0,1050 | 1,6725 | 0,97033 | 0,973 | 0,816 |
| 1,8 | 0,00921 | 0,1104 | 1,88156 | 0,98089 | 0,983 | 0,824 |
| 2,0 | 0,01024 | 0,1158 | 2,09062 | 0,98769 | 0,989 | 0,829 |

Bảng 3.4: Kết quả tính toán dự báo độ lún cố kết theo thời gian của nền đất khi dùng bậc thấm tại khu vực BH2

| t (năm) | T _v | U _v | T _h | U _h | U | S _t |
|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|--------|----------------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0,2 | 0,00103 | 0,02061 | 0,16044 | 0,278081 | 0,293 | 0,273 |
| 0,4 | 0,00206 | 0,04122 | 0,32087 | 0,478833 | 0,5003 | 0,467 |
| 0,6 | 0,00309 | 0,06183 | 0,48131 | 0,623759 | 0,647 | 0,604 |
| 0,8 | 0,00412 | 0,08073 | 0,64174 | 0,728385 | 0,7503 | 0,700 |
| 1,0 | 0,00515 | 0,08692 | 0,80218 | 0,803916 | 0,821 | 0,766 |
| 1,2 | 0,00618 | 0,0931 | 0,96261 | 0,858443 | 0,8716 | 0,813 |
| 1,4 | 0,00721 | 0,09928 | 1,12305 | 0,897807 | 0,908 | 0,847 |
| 1,6 | 0,00824 | 0,10528 | 1,28348 | 0,926225 | 0,934 | 0,872 |
| 1,8 | 0,00928 | 0,11069 | 1,44392 | 0,94674 | 0,9526 | 0,889 |
| 2,0 | 0,01031 | 0,1161 | 1,60435 | 0,961551 | 0,966 | 0,901 |

*Tại khu vực BH1:

Độ lún cố kết của nền đất sau 1,2 năm khi chưa dùng bậc thấm là:

$$S_{t0} = U_{v1} \cdot S_c = 0,0928 \cdot 0,838 = 0,0777 \text{ (m)}.$$

Độ lún cố kết của nền đất sau 1,2 năm khi có sử dụng bậc thấm là:

$$S_{ts} = U \cdot S_c = 0,935 \cdot 0,838 = 0,784 \text{ (m)}.$$

*Tại khu vực BH2:

Độ lún cố kết của nền đất sau 1,4 năm khi chưa dùng bậc thấm là:

$$S_{t0} = U_{v1} \cdot S_c = 0,09928 \cdot 0,933 = 0,08688 \text{ (m)}.$$

Độ lún cố kết của nền đất sau 1,2 năm khi có sử dụng bậc thấm là:

$$S_{ts} = U \cdot S_c = 0,908 \cdot 0,933 = 0,8134 \text{ (m)}.$$

Nhận xét: Tốc độ cố kết của nền đất tăng lên rất nhiều khi được gia cường bằng bậc thấm.

* Độ lún lệch theo thời gian tại hai khu vực là:

Bảng 3.5: Độ lún lệch theo thời gian tại hai khu vực

| T (năm) | 0 | 0,2 | 0,4 | 0,6 | 0,8 | 1,0 | 1,2 | 1,4 |
|---------|---|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|
| Δs | 0 | 0,002 | 0,002 | 0,001 | 0,0002 | 0,0006 | 0,0014 | 0,0021 |

Nhận xét: Độ lún lệch theo thời gian tại hai khu vực đảm bảo yêu cầu về độ lún lệch cho phép.

c. Kiểm tra ổn định nền

Bề rộng nền B=30 (m).

Chiều sâu cắm bậc thấm H=22 (m).

Tỷ số B/H = 1,36.

Áp lực giới hạn bất lợi nhất cho nền đất yếu:

$$q_{gh} = N_c \cdot C_u(\min) = 5,14 \cdot 2,2 = 11,308 \text{ (t/m}^2\text{)}.$$

Áp lực tải trọng ngoài gây ra tại tim nền được gia tải: $\sigma = 12,82 \text{ (t/m}^2\text{)}$.

Ta có: $q_{gh}/\sigma = 0,88 < 1,4 \rightarrow$ Nền đất có khả năng bị lún trôi, ta không thể gia tải một lần, cần phải tiến hành gia tải theo từng cấp.

- Giai đoạn 1: Công trình vừa thi công xong không chứa chất lỏng.

Bề rộng nền B=30 (m).

Chiều sâu cắm bác thăm H=22 (m).

Tỷ số B/H = 1,36.

Áp lực giới hạn bất lợi nhất cho nền đất yếu:

$$q_{gh} = N_c \cdot C_u(\min) = 5,14 \cdot 2,2 = 11,308 \text{ (t/m}^2\text{)}.$$

Áp lực tải trọng ngoài gây ra tại tim nền được gia tải: $\sigma = 3,98 \text{ (t/m}^2\text{)}$.

Ta có: $q_{gh}/\sigma = 2,77 > 1,4 \rightarrow$ Nền đất không bị lún trôi.

Thời gian cố kết dự kiến: 0,2 năm.

Độ cố kết sau thời gian 0,2 năm: U= 36,9%.

Cường độ đất yếu được gia tăng sau cố kết:

$$\Delta C_{ui} = \Delta P \cdot U_t \cdot \text{tg}\phi.$$

Bảng 3.6: Cường độ đất yếu được gia tăng sau giai đoạn 1

| $\Delta C_{ui} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $\Delta C_{ui} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $C_{ui} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $C_{ui} \text{ (t/m}^2\text{)}$ |
|----------------------------------------|----------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| 0 | 0 | 2,2 | 2,4 |
| 0,0424 | 0,0145 | 2,2424 | 2,4145 |

- Giai đoạn 2: Gia tải cho bể 1250m³ nước.

Bề rộng nền B=30 (m).

Chiều sâu cắm bác thăm H=22 (m).

Tỷ số B/H = 1,36.

Áp lực giới hạn bất lợi nhất cho nền đất yếu:

$$q_{gh} = N_c \cdot C_u(\min) = 5,14 \cdot 2,2424 = 11,526 \text{ (t/m}^2\text{)}.$$

Áp lực tải trọng ngoài gây ra tại tim nền được gia tải: $\sigma = 5,23 \text{ (t/m}^2\text{)}$.

Ta có: $q_{gh}/\sigma = 2,21 > 1,4 \rightarrow$ Nền đất không bị lún trôi.

Thời gian cố kết dự kiến: 0,2 năm.

Độ cố kết sau thời gian 0,2 năm: U= 60,2%.

Cường độ đất yếu được gia tăng sau cố kết:

$$\Delta C_{ui} = \Delta P \cdot U_t \cdot \text{tg}\phi.$$

Bảng 3.7: Cường độ đất yếu được gia tăng sau giai đoạn 2

| $\Delta C_{ui} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $\Delta C_{ui} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $C_{ui} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $C_{ui} \text{ (t/m}^2\text{)}$ |
|----------------------------------------|----------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| 0 | 0 | 2,2604 | 2,4212 |
| 0,0999 | 0,0342 | 2,3423 | 2,4487 |

- Giai đoạn 3: Gia tải cho bể thêm 1250m³ nước, lúc này bể chứa 2500m³ nước.

Bề rộng nền B=30 (m).

Chiều sâu cắm bác thăm H=22 (m).

Tỷ số B/H = 1,36.

Áp lực giới hạn bất lợi nhất cho nền đất yếu:

$$q_{gh} = N_c \cdot C_u(\min) = 5,14 \cdot 2,3423 = 12,039 \text{ (t/m}^2\text{)}.$$

Áp lực tải trọng ngoài gây ra tại tim nền được gia tải: $\sigma = 6,48 \text{ (t/m}^2\text{)}$.

Ta có: $q_{gh}/\sigma = 1,86 > 1,4 \rightarrow$ Nền đất không bị lún trôi.

Thời gian cố kết dự kiến: 0,2 năm.

Độ cố kết sau thời gian 0,2 năm: U= 75,9%.

Cường độ đất yếu được gia tăng sau cố kết:

$$\Delta C_{ui} = \Delta P \cdot U_t \cdot tg\phi.$$

Bảng 3.8: Cường độ đất yếu được gia tăng sau giai đoạn 3

| $\Delta C_{ui} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $\Delta C_{ui} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $C_{ui} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $C_{ui} \text{ (t/m}^2\text{)}$ |
|----------------------------------------|----------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| 0 | 0 | 2,3801 | 2,4633 |
| 0,1626 | 0,0557 | 2,5048 | 2,5043 |

- Giai đoạn 4: Gia tải cho bể thêm 1250m³ nước, lúc này bể chứa 3750m³ nước.

Bề rộng nền B=30 (m).

Chiều sâu cắm bác thăm H=22 (m).

Tỷ số B/H = 1,36.

Áp lực giới hạn bất lợi nhất cho nền đất yếu:

$$q_{gh} = N_c \cdot C_u(\min) = 5,14 \cdot 2,5043 = 12,872 \text{ (t/m}^2\text{)}.$$

Áp lực tải trọng ngoài gây ra tại tim nền được gia tải: $\sigma = 7,73 \text{ (t/m}^2\text{)}$.

Ta có: $q_{gh}/\sigma = 1,86 > 1,4 \rightarrow$ Nền đất không bị lún trôi.

Thời gian cố kết dự kiến: 0,2 năm.

Độ cố kết sau thời gian 0,2 năm: U= 84,2%.

Cường độ đất yếu được gia tăng sau cố kết:

$$\Delta C_{ui} = \Delta P \cdot U_t \cdot tg\phi.$$

Bảng 3.9: Cường độ đất yếu được gia tăng sau giai đoạn 4

| $\Delta C_{ui} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $\Delta C_{ui} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $C_{ui} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $C_{ui} \text{ (t/m}^2\text{)}$ |
|----------------------------------------|----------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| 0 | 0 | 2,3801 | 2,4633 |
| 0,2257 | 0,0773 | 2,7305 | 2,5816 |

- Giai đoạn 5: Gia tải cho bể thêm 1250m³ nước, lúc này bể chứa 5000m³ nước.

Bề rộng nền B=30 (m).

Chiều sâu cắm bác thăm H=22 (m).

Tỷ số B/H = 1,36.

Áp lực giới hạn bất lợi nhất cho nền đất yếu:

$$q_{gh} = N_c \cdot C_u(\min) = 5,14 \cdot 2,5816 = 13,27 \text{ (t/m}^2\text{)}.$$

Áp lực tải trọng ngoài gây ra tại tim nền được gia tải: $\sigma = 8,98 \text{ (t/m}^2\text{)}.$

Ta có: $q_{gh}/\sigma = 1,55 > 1,4 \rightarrow$ Nền đất không bị lún trôi.

Thời gian cố kết dự kiến: 0,2 năm.

Độ cố kết sau thời gian 0,2 năm: $U = 89,87\%.$

Cường độ đất yếu được gia tăng sau cố kết:

$$\Delta C_{ui} = \Delta P \cdot U_t \cdot \text{tg}\phi.$$

Bảng 3.10: Cường độ đất yếu được gia tăng sau giai đoạn 5

| $\Delta C_{u1} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $\Delta C_{u1} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $C_{u1} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $C_{u1} \text{ (t/m}^2\text{)}$ |
|----------------------------------------|----------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| 0 | 0 | 2,8211 | 2,6183 |
| 0,2869 | 0,0825 | 3,0173 | 2,6641 |

- Giai đoạn 6: Gia tải cho bể thêm 1250m^3 nước, lúc này bể chứa 6250m^3 nước.

Bề rộng nền $B=30 \text{ (m)}.$

Chiều sâu cắm bấc thăm $H=22 \text{ (m)}.$

Tỷ số $B/H = 1,36.$

Áp lực giới hạn bất lợi nhất cho nền đất yếu:

$$q_{gh} = N_c \cdot C_u(\min) = 5,14 \cdot 2,6641 = 13,694 \text{ (t/m}^2\text{)}.$$

Áp lực tải trọng ngoài gây ra tại tim nền được gia tải: $\sigma = 9,58 \text{ (t/m}^2\text{)}.$

Ta có: $q_{gh}/\sigma = 1,43 > 1,4 \rightarrow$ Nền đất không bị lún trôi.

Thời gian cố kết dự kiến: 0,2 năm.

Độ cố kết sau thời gian 0,2 năm: $U = 93,5\%.$

Cường độ đất yếu được gia tăng sau cố kết:

$$\Delta C_{ui} = \Delta P \cdot U_t \cdot \text{tg}\phi.$$

Bảng 3.11: Cường độ đất yếu được gia tăng sau giai đoạn 6

| $\Delta C_{u1} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $\Delta C_{u1} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $C_{u1} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $C_{u1} \text{ (t/m}^2\text{)}$ |
|----------------------------------------|----------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| 0 | 0 | 2,8211 | 2,6183 |
| 0,3463 | 0,0858 | 3,3636 | 2,750 |

d. Quy trình quan trắc lún

- Xác lập cấp đo: Công trình được xây dựng trên nền đất có tính biến dạng cao, theo TCVN 9360-2012, cấp đo lún công trình trong trường hợp này là cấp II, sai số cho phép $\pm 2\text{mm}.$

- Quan trắc lún bề mặt:

+ Mốc chuẩn: Dùng 03 mốc chuẩn loại C đặt thành hình tam giác xung quanh công trình, khoảng cách từ mỗi mốc đến công trình từ 50 đến 100m.

+ Mốc đo lún: Bố trí 08 mốc đo lún theo chu vi bể, cách đáy bể 2m.

+ Chu kỳ đo: Ngay khi vừa xây dựng xong công trình bể chứa, ta tiến hành lắp đặt các mốc đo vào thành bể chứa theo chu vi bể và đo lấy số liệu quan trắc lần

1. Các lần đo tiếp theo thực hiện trong suốt các giai đoạn gia tải với chu kỳ 1 lần/ 3 ngày. Tại mỗi lần đo, lấy số liệu quan trắc, so sánh với kết quả tính toán lý thuyết để có biện pháp xử lý thích hợp, đưa ra quyết định cho công tác tiếp theo.

- Quan trắc độ lún từng lớp: Sau khi đã xây dựng xong công trình bể chứa, đặt 8 mốc đo lún từng lớp theo chu vi bể, khoảng cách kiểm tra giữa các sensor cảm ứng là 2m. Tiến hành đo lấy kết quả quan trắc lần 1. Các lần đo tiếp theo thực hiện trong suốt quá trình gia tải với chu kỳ đo là 1 lần/ 3 ngày.

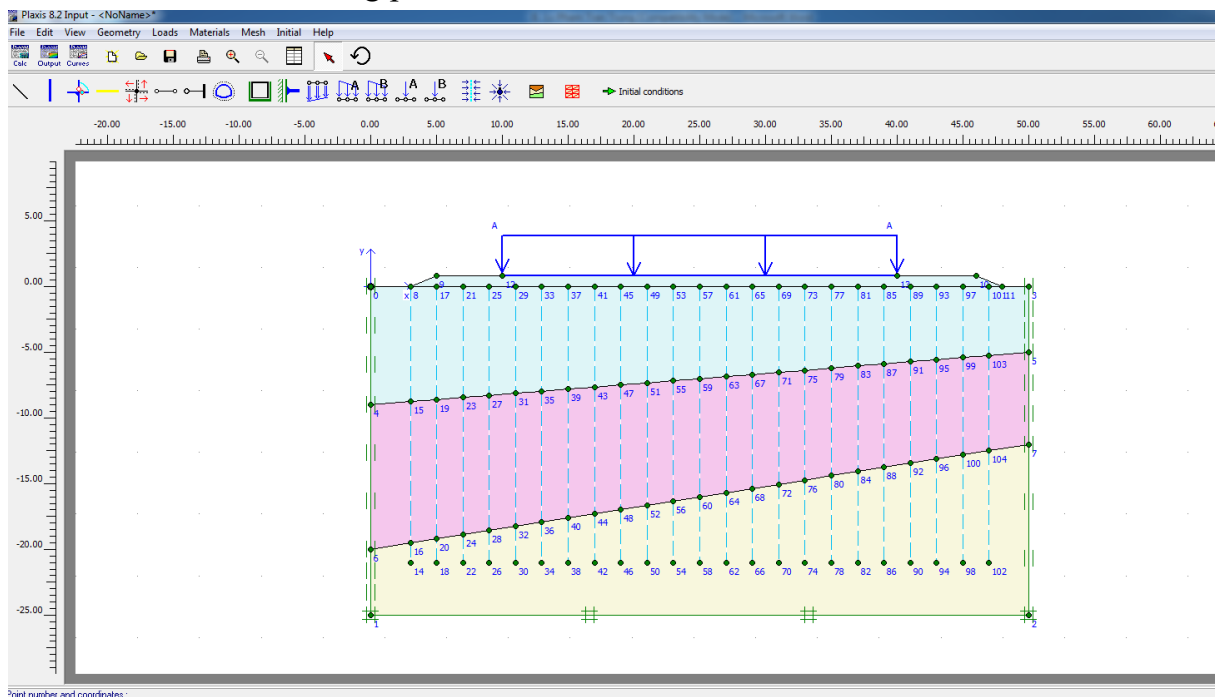
- Quan trắc nước lỗ rỗng: Trong phạm vi gia cố bậc thềm đặt 3 điểm đo áp lực nước lỗ rỗng theo chu vi bể, các đầu đo áp lực nước lỗ rỗng đặt cách nhau 3m theo chiều sâu. Ngoài ra, bố trí thêm 2 điểm đo áp lực lỗ rỗng ngoài phạm vi gia cố nhằm đánh giá ảnh hưởng của quá trình gia tải đến các khu vực xung quanh. Tiến hành đo áp lực nước lỗ rỗng khi bắt đầu xây dựng công trình bể chứa với chu kỳ đo 1 lần/ 3 ngày.

- Quan trắc chuyển vị ngang: Sử dụng 8 ống đo chuyển vị ngang tại các vị trí biên ngoài của vùng xử lý, sai số thẳng đứng của ống dẫn đo độ nghiêng nhỏ hơn 1,5%, ống đo độ nghiêng phải cao hơn mặt đất 0,5m và phải có nắp bảo vệ. Chu kỳ đo 1 lần/ 3 ngày từ khi bắt đầu xây dựng công trình bể chứa.

3.3.3 Tính toán xử lý nền đất bằng bậc thềm kết hợp gia tải trước bằng phần mềm Plaxis

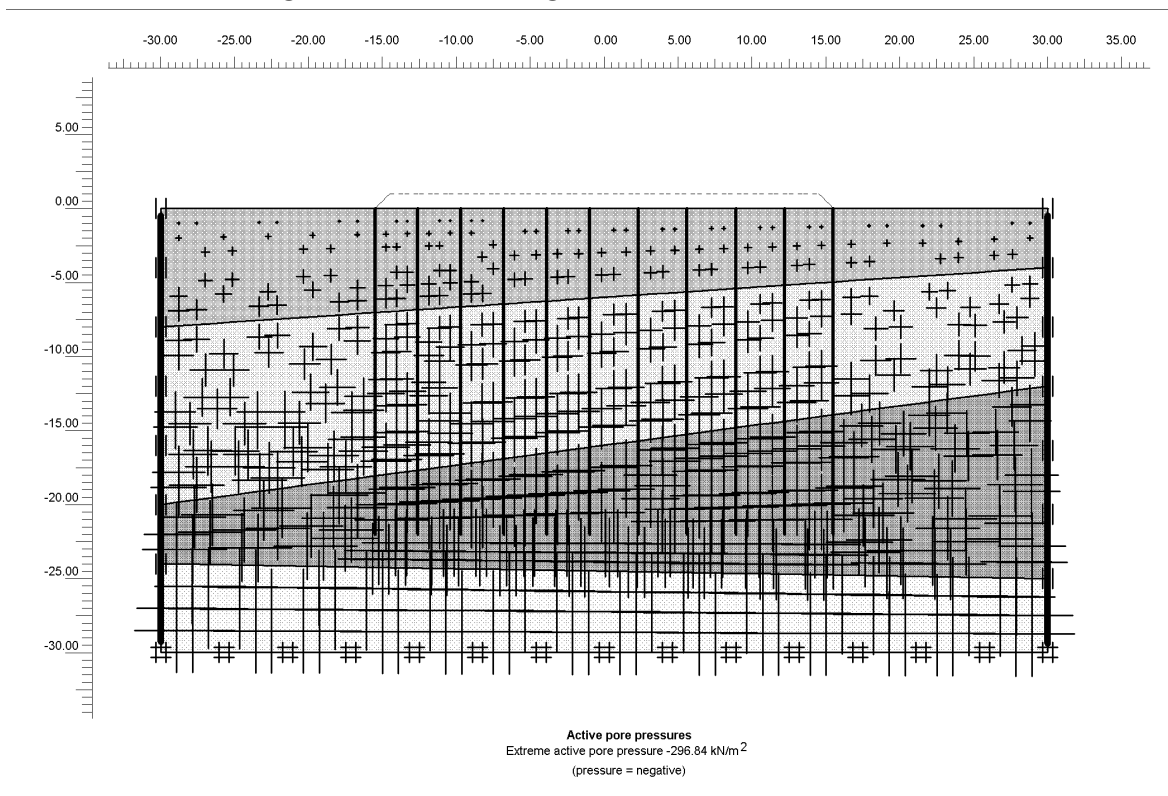
Đây là phần mềm được cung cấp bởi hãng phần mềm của công ty Koxhiyoki Kabuto – Nhật Bản. Phần mềm này được đánh giá cao qua nhiều công trình trên toàn thế giới. Các kết quả do phần mềm này tạo ra khá phù hợp với các kết quả kiểm nghiệm bằng mô hình thực tế. Những thông tin về phần mềm này có thể tham khảo trực tuyến tại trang web www.plaxis.com.

* Các bước sử dụng phần mềm Plaxis:

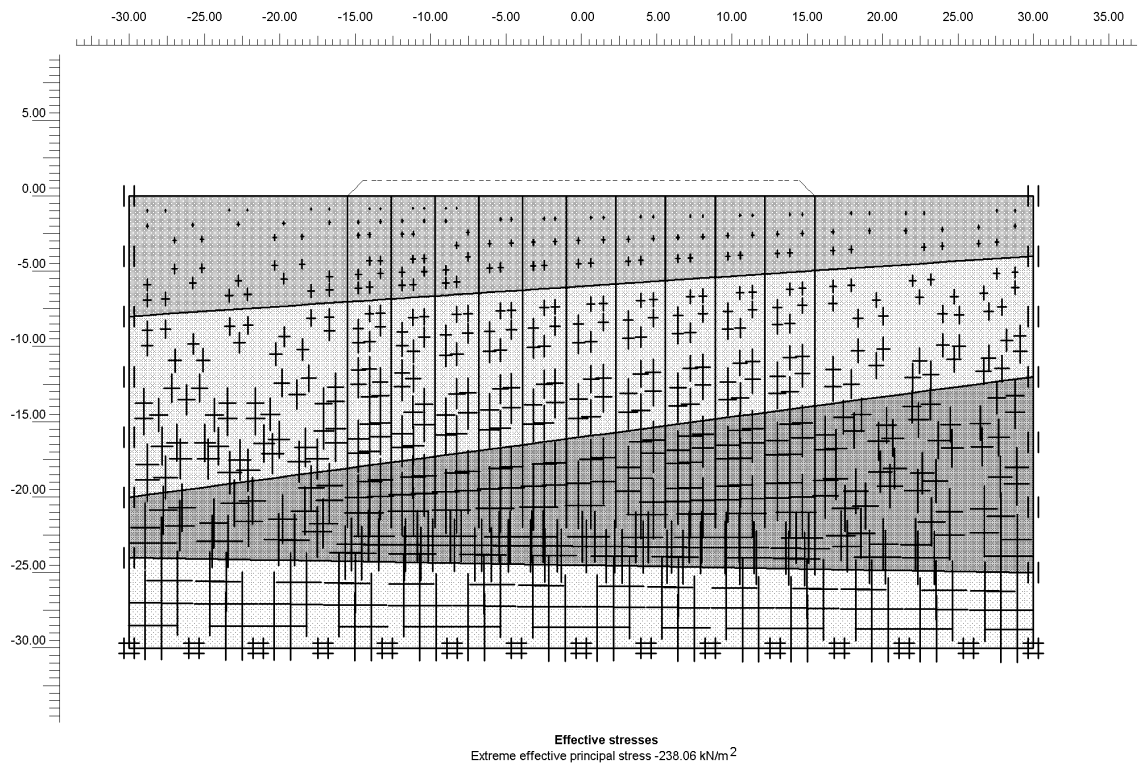


Hình 3.6: Mô hình tính toán và các thông số đầu vào

- Khai báo thông số đầu vào:
 - + Khai báo các thông số tổng thể của bài toán.
 - + Khai báo mô hình tính toán.
 - + Khai báo đặc trưng vật liệu.
 - + Chia lưới tính toán.
- Khai báo điều kiện ban đầu:
 - + Khai báo mực nước ngầm.
 - + Khai báo biên không thấm.
 - + Khai báo biên của vùng cố kết.
 - + Tự sinh áp lực nước.
 - + Tự sinh ứng suất ban đầu trong đất.

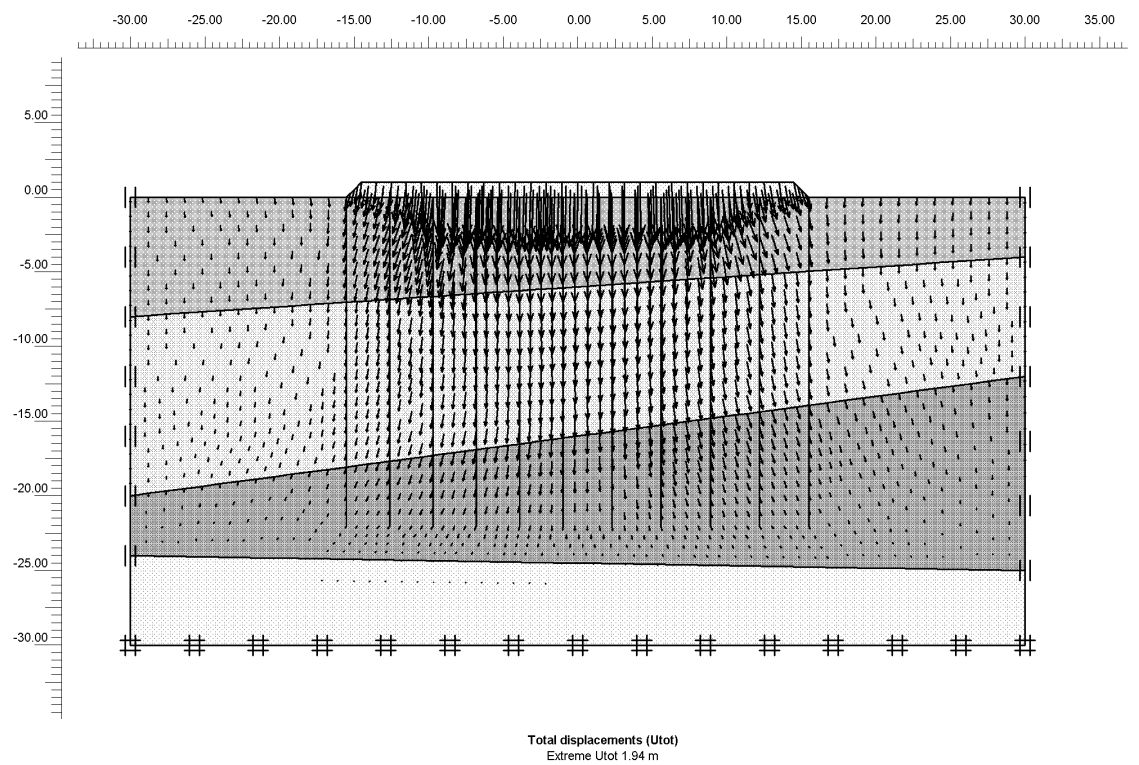


Hình 3.7: Áp lực nước trong đất.



Hình 3.8: Ứng suất ban đầu trong đất.

- Tính toán:
- Hiện thị kết quả:



Hình 3.9: Tổng độ lún công trình.

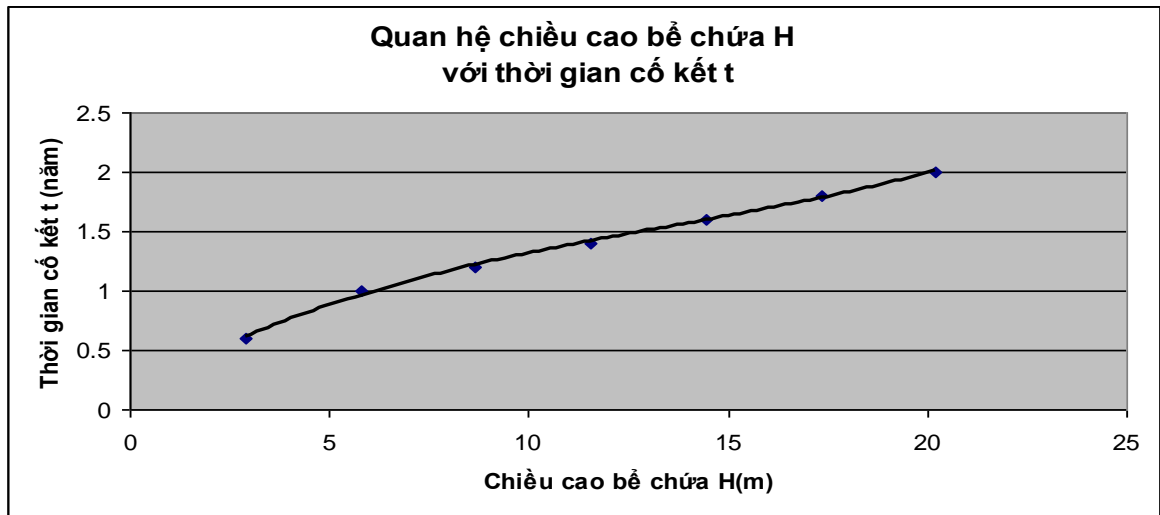
| PLAXIS - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses | | | | |
|---------------------------------------------------------|---------------------------|--------|----------------|---------------------|
| Project description | : XU LY NEN BANG BAC THAM | | | PLAXIS 8.0 |
| User name | : Kozhiyoki Kabuto, Japan | | | |
| Project name | : BAC THAM 7 | | | Date : 5/19/2015 |
| Output | : Calculation information | | | Step : 185 Page : 1 |
| Step info | | | | |
| Step 185 of 185 CONSOLIDATION STEP | Incremental Multipliers | | 1.000 0.069 | |
| Prescribed displacements | Mdisp: | 0.000 | Σ-Mdisp: | 1.000 |
| Load system A | MloadA: | 0.000 | Σ-MloadA: | 1.000 |
| Load system B | MloadB: | 0.000 | Σ-MloadB: | 1.000 |
| Soil weight | Mweight: | 0.000 | Σ-Mweight: | 1.000 |
| Acceleration | Maccel: | 0.000 | Σ-Maccel: | 0.000 |
| Strength reduction factor | Msf: | 0.000 | Σ-Msf: | 1.000 |
| Time | Increment: | 20.000 | End time: | 642.480 |
| Staged construction | | | | |
| Active proportion total area | Marea : | 0.000 | ΣMarea : | 1.000 |
| Active proportion of stage | Mstage : | 0.000 | ΣMstage : | 0.000 |

Hình 3.10: Thời gian đạt cố kết 90% của nền đất.

3.4. Khảo sát ảnh hưởng của một số tham số đến sự cố kết của công trình bể chứa xây dựng tại Ưng Bí tỉnh Quảng Ninh

- Xét mối quan hệ giữa chiều cao bể chứa cùng đường kính với thời gian nền đất đạt độ cố kết $U=90\%$, $t = f(H)$.

Giữ nguyên đường kính bể chứa, thay đổi dung tích bằng cách thay đổi chiều cao. Thực hiện bài toán cố kết thấm để tìm ra quan hệ giữa chiều cao bể chứa H (m) có cùng đường kính với thời gian nền đất đạt độ cố kết $U=90\%$, t (năm). Ta được kết quả như **Hình 3.11**.



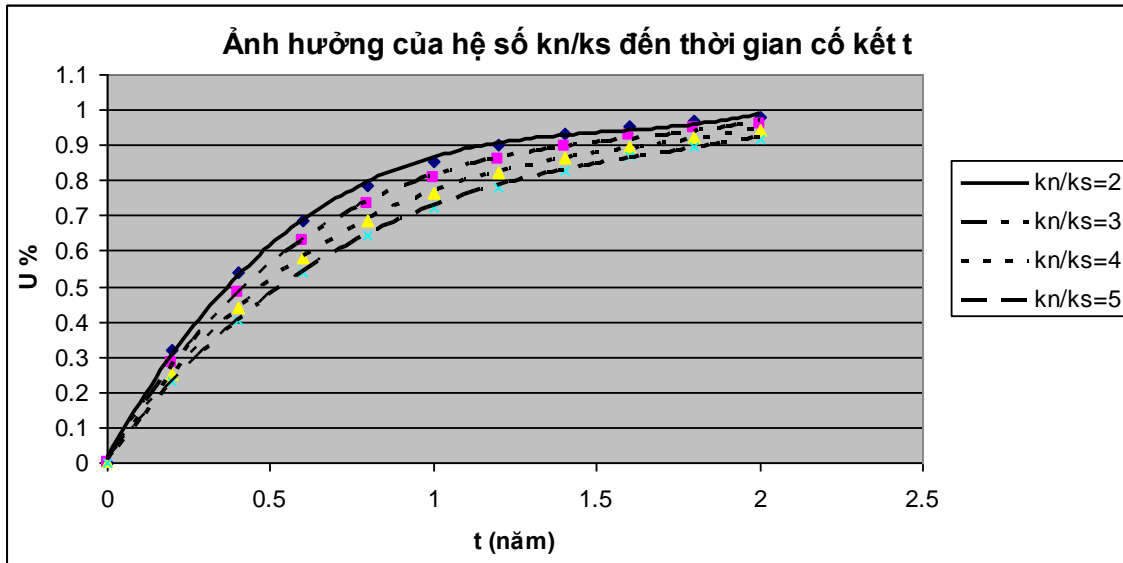
Hình 3.11: Biểu đồ quan hệ giữa chiều cao bể chứa H (m^3) và thời gian t (năm) nền đất đạt độ cố kết $U= 90\%$

Kết quả tính toán trên **Hình 3.11** cho thấy, quan hệ giữa chiều cao bể chứa có cùng đường kính với thời gian đạt cố kết 90% của nền đất là quan hệ đồng biến. Khi Chiều cao bể chứa càng tăng thì thời gian để nền đạt cố kết 90% càng lớn.

- Xét sự ảnh hưởng của hệ số thấm ngang trong vùng xáo động đến thời gian đạt cố kết 90%, t (năm).

Ảnh hưởng của hệ số thấm ngang trong vùng xáo động được xác định bằng cách thay đổi tỷ số hệ số thấm ngang trước và sau khi đóng bấc thấm $k_n/k_s = 2 \div 5$ trong khi các giá trị khác giữ nguyên.

Trong đó: k_n là hệ số thấm ngang trước khi đóng bắc thấm; k_s là hệ số thấm ngang sau khi đóng bắc thấm. Kết quả xem **Hình 3.12**.



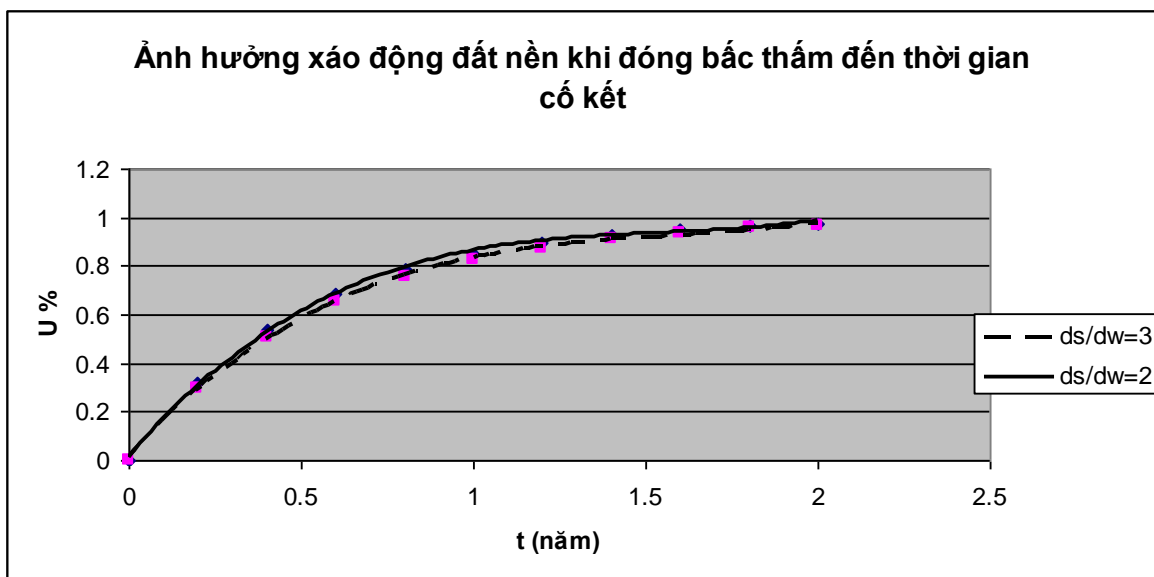
Hình 3.12: Biểu đồ ảnh hưởng hệ số thấm ngang trong cùng xáo động đến thời gian đạt cố kết 90%, t (năm)

Qua kết quả **Hình 3.12** cho ta thấy khi tỷ số k_n/k_s càng tăng thì thời gian để nền đất đạt cố kết 90% càng lớn.

- Xét sự ảnh hưởng xáo động đất nền khi đóng bắc thấm đến thời gian đạt cố kết 90%, t (năm).

Ảnh hưởng của sự xáo động đất nền khi đóng bắc thấm đến thời gian cố kết được xác định bằng cách thay đổi hệ số $d_s/d_w = 2 \div 3$ trong khi các giá trị khác giữ nguyên.

Trong đó: d_w là đường kính tương đương của bắc thấm; d_s là đường kính tương đương của vùng đất bị xáo động xung quanh bắc thấm. Kết quả xem **Hình 3.13**.



Hình 3.13: Ảnh hưởng sự xáo động đất nền khi đóng bắc thấm đến thời gian cố kết

Qua kết quả **Hình 3.13** cho thấy độ xáo động càng lớn thì thời gian để nền đất đạt độ cố kết 90% càng lớn.

So sánh kết quả: Sau khi thực hiện tính toán xử lý nền đất bằng bác thấm kết hợp gia tải trước theo phương pháp thông thường và bằng phần mềm Plaxis 2D tác giả nhận thấy:

Phương pháp xử lý nền bằng bác thấm kết hợp gia tải trước theo phương pháp thông thường:

- Ưu điểm: Tính toán có tuần tự, dễ kiểm soát các số liệu đầu vào.
- Nhược điểm: Quy trình tính phức tạp, dễ nhầm lẫn, kết quả cho độ chính xác không cao, không mô tả hết được các tính chất của đất nền.

Phương pháp xử lý nền bằng bác thấm kết hợp gia tải trước bằng phần mềm Plaxis 2D:

- Ưu điểm: Mô tả được các tính chất và mô hình hóa được điều kiện làm việc của đất nền, tính toán cho kết quả có độ chính xác cao.
- Nhược điểm: Chưa mô tả được các đặc tính của bác thấm cũng như các ảnh hưởng của việc đóng bác thấm đến đất nền.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Kết luận:

1. Bể chứa là một dạng công trình xây dựng có tính đặc thù riêng và tùy theo công năng sử dụng mà có nhiều dạng bể chứa khác nhau. Hầu hết các công trình bể chứa được xây dựng ở các khu vực ven biển, ven sông, nơi mà sự phân bố của các lớp đất yếu rất phổ biến. Do đó việc nghiên cứu lựa chọn các giải pháp nền móng đòi hỏi phải có luận chứng hết sức đầy đủ về điều kiện đất nền và tính năng của công trình.

2. Thông qua việc phân tích điều kiện địa chất ở các khu vực khác nhau tại tỉnh Quảng Ninh, tác giả nhận thấy việc sử dụng bác thâm kết hợp gia tải trước để xử lý nền cho công trình bể chứa xây dựng tại TP Uông Bí tỉnh Quảng Ninh là một giải pháp hoàn toàn khả thi, không gây ô nhiễm môi trường, tiết kiệm kinh phí xây dựng, có thể tiến hành nghiên cứu tính hợp lý để đưa vào áp dụng rộng rãi.

3. Qua ví dụ tính toán một công trình bể chứa đứng bằng thép có dung tích 6250 m^3 tại khu vực thành phố Uông Bí, Quảng Ninh cho thấy tốc độ cố kết của nền đất được gia cố bằng bác thâm kết hợp gia tải trước tăng gần 10 lần so với nền không được gia cố bằng bác thâm (cụ thể 9,28% so với 90% sau 1,2 năm). Trong trường hợp công trình bị lún lệch, có thể tăng hoặc giảm khoảng cách giữa các bác thâm để xử lý. Ngoài ra, việc sử dụng chất lỏng sẽ được chứa trong bể làm vật liệu gia tải giúp giảm chi phí rất nhiều so với sử dụng vật liệu gia tải khác (cát).

4. Luận văn đã khảo sát mối quan hệ giữa chiều cao bể chứa có cùng đường kính với thời gian cố kết $t=f(H)$, xét sự ảnh hưởng của hệ số k_n/k_s , d_s/d_w đến thời gian cố kết của công trình bể chứa 6250 m^3 xây dựng trên địa chất khu vực TP Uông Bí tỉnh Quảng Ninh. Bằng việc xét mối quan hệ giữa chiều cao bể chứa có cùng đường kính với thời gian cố kết, tác giả đã đưa được nhận định sơ bộ về thời gian đạt cố kết 90% của các bể chứa có dung tích khác nhau nhưng có cùng đường kính. Xét sự ảnh hưởng của các hệ số k_n/k_s , d_s/d_w đến thời gian cố kết nhằm đưa ra lựa chọn thích hợp các hệ số k_n/k_s , d_s/d_w khi xét đến ảnh hưởng của việc thi công bác thâm.

5. Trong thiết kế xử lý nền cần xét đến khả năng lún lệch của bể bằng cách điều chỉnh khoảng cách bác thâm. Khi đặt bể phát hiện lún lệch cần gia tải phía đối diện phần ngoài bể để cân bằng độ lún cho bể.

Kiến nghị:

1. Việc sử dụng phần mềm Plaxis 2D để tính toán xử lý nền đất yếu bằng bác thâm có những hạn chế nhất định, mặt khác phần mềm này chưa xét đến ảnh hưởng của tính chất và điều kiện thi công của bác thâm. Kiến nghị trong những nghiên cứu tiếp theo tiếp tục hoàn thiện bằng cách sử dụng phần mềm Plaxis 3D.

2. Trong nội dung nghiên cứu của mình, tác giả chỉ mới tính toán thiết kế xử lý nền cho một công trình bể chứa được xây dựng độc lập. Trong thực tế, có những công trình thường gồm tổ hợp nhiều bể chứa được đặt gần nhau, do đó công tác tính

toán thiết kế xử lý nền sẽ có những khác biệt nhất định. Ở những nghiên cứu tiếp theo cần tiếp tục hoàn thiện.

3. Trong các qui phạm quốc gia hiện hành vẫn chưa đề cập đến nội dung yêu cầu của công tác khảo sát địa kỹ thuật cho công trình bể chứa. Do đặc điểm về vị trí xây dựng và đặc thù công trình bể chứa, tác giả kiến nghị cần có những nghiên cứu chi tiết và nhiều hơn nữa để có thể đưa ra bộ qui phạm dành riêng cho công tác thiết kế xử lý nền móng công trình bể chứa.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Lê Quý An, Nguyễn Công Mẫn, Nguyễn Văn Quý (1970), *Cơ học đất*, Nhà xuất bản Đại học và trung học chuyên nghiệp, Hà Nội.
2. Nguyễn Ngọc Bích, Lê Thị Thanh Bình và 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.
3. Vũ Quang Minh (2006), *Nghiên cứu lựa chọn giải pháp lựa chọn nền móng hợp lý cho công trình dân dụng và công nghiệp từ 3 – 10 tầng phù hợp với địa chất thành phố Hải Phòng*, Luận văn thạc sỹ kỹ thuật, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, Hà Nội.
4. Nguyễn Đức Nguyên (2008), *Bài giảng Nền móng trong điều kiện phức tạp*, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, Hà Nội.
5. Vương Văn Thành (1995), *Bài giảng Cơ học đất*, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, Hà Nội.
6. Trần Nhật Tiến (2008), *Kỹ thuật đường ống và bể chứa*, Nhà xuất bản Đà Nẵng, Đà Nẵng.
7. Tiêu chuẩn quốc gia TCVN 4200:2012 (2012), *Đất xây dựng – Phương pháp xác định tính nén lún trong phòng thí nghiệm*, Bộ Khoa học và công nghệ, Hà Nội.
8. Tiêu chuẩn quốc gia TCVN 9355:2012 (2012), *Gia cố nền đất yếu bằng bác thấm thoát nước*, Bộ Khoa học và công nghệ, Hà Nội.
9. Tiêu chuẩn quốc gia TCVN 5641:2012 (2012), *Bể chứa bằng bê tông cốt thép – Thi công và nghiệm thu*, Bộ Khoa học và công nghệ, Hà Nội.
10. Nguyễn Đình Đức (2009), *Nghiên cứu giải pháp cọc cát để gia cố tầng đất yếu khu vực thành phố Hải Phòng*.
11. Nguyễn Đức Đại, Ngô Quang Toàn (1995), *Chuyên đề phân vùng địa chất công trình thành phố Hải Phòng*