

*Bộ giáo dục và đào tạo*

*Trường đại học dân lập Hải Phòng*



**ISO 9001 : 2008**

# **ĐỀ TÀI NGHIÊN CỨU KHOA HỌC**

**Tên đề tài:**

## **NGHIÊN CỨU GIẢI PHÁP CỌC CÁT ĐỂ GIA CỐ TẦNG ĐẤT YẾU KHU VỰC THÀNH PHỐ HẢI PHÒNG**

*ThS Nguyễn Đình Đức*

*Hải Phòng, tháng 8 năm 2009*

*tr- ờng đại học dân lập Hải Phòng*

*Bộ môn xây dựng*

.....



**ISO 9001 : 2008**

## **ĐỀ TÀI NGHIÊN CỨU KHOA HỌC**

**Tên đề tài :**

### **NGHIÊN CỨU GIẢI PHÁP CỌC CÁT ĐỂ GIA CỐ TẦNG ĐẤT YẾU KHU VỰC THÀNH PHỐ HẢI PHÒNG**

***Chñ nhiÖm ®Ò tui : Th'c sü . NguyÔn §xnh §øc***

Các thành viên tham gia:

***Kü S- . TrÇn Tröng BÝnh***

Thạc sỹ. Trịnh Công Cần

Kỹ s- . Đào Hữu Đồng

Hải phòng, tháng 8 năm 2009



## LỜI GIỚI THIỆU

Trong điều kiện nh- n- ớc ta, công tác xây dựng cơ bản ngày càng phát triển mạnh thì việc sử dụng nền đất yếu càng trở nên cần thiết hơn bao giờ hết.

Tính phức tạp của việc sử dụng loại đất yếu làm nền xây dựng các công trình theo quan điểm của viện sĩ *N.A.Tsutovitr, I.U.Zarevsky, v.v...*(1967) đã kết luận rằng: độ lún của công trình xây dựng trên loại đất yếu có thể đạt tới trị số rất lớn ( $S \geq 2,5m$ ) và thời gian ổn định lún xảy ra trong vòng vài chục năm. Nhiệm vụ lại trở nên vô cùng phức tạp khi phải tiến hành xây dựng các công trình giao thông, sân bay và đặc biệt là các công trình ngầm có kích th- ớc lớn trong điều kiện tầng đất nén lún mạnh có chiều dày lớn hơn  $6 \div 8m$ .

Có nhiều ph- ơng pháp gia c- ờng nền đất yếu bão hoà n- ớc nén lún mạnh, nhiều n- ớc trên thế giới đã dùng ph- ơng pháp cọc cát (Sand Pile - SP) để gia c- ờng nền đất này. Ph- ơng pháp SP gia c- ờng nền đất yếu bão hoà n- ớc có tác dụng vừa thoát nhanh, vừa làm tăng khả năng chịu tải, đồng thời làm giảm mức độ lún của nền đất d- ối công trình. Tính - u việt của nền đ- ợc gia c- ờng bằng SP còn đ- ợc thể hiện qua khả năng kháng hoá lỏng của đất nền trong những vùng có động đất.

Là một ng- ời đã từng tham gia tính toán, thiết kế và thi công xử lý một số nền đất yếu bằng vật thoát n- ớc thẳng đứng (ví dụ nh- bắc thăm, giếng cát ...) đồng thời được chứng kiến nhiều diễn biến phức tạp trong quá trình thi công xử lý nền đất yếu ở khu vực Hải Phòng. Bằng kinh nghiệm thực tế và qua kiến thức thu nhập đ- ợc trong những năm nghiên cứu giảng dạy tại Bộ môn Xây dựng - Tr- ờng tr- ờng Đại học Dân lập Hải Phòng, chính vì vậy tác giả chọn đề tài nghiên cứu "***Nghiên cứu giải pháp cọc cát để gia cố tầng đất yếu khu vực thành phố Hải Phòng***". Nội dung đề tài đi sâu vào bài toán cố kết thấm đối xứng trục trong điều kiện cấu trúc nền đất yếu của khu vực Hải Phòng và giảm độ lún cố kết nền đất yếu sau khi đ- ợc gia c- ờng bằng cọc cát. Đề tài này tr- ớc hết nh- là một tổng kết về quá trình nghiên cứu, giảng dạy tại Bộ môn Xây dựng tr- ờng Đại học Dân lập Hải Phòng, sau cùng để đóng góp một phần nhỏ vào công cuộc xây dựng cơ bản ở thành phố Hải Phòng . Để làm giảm nhẹ và tăng cao hiệu quả tính toán, phân thiết kế gia cố nền đất yếu bằng cọc cát, nhóm tác giả đã sử dụng phần mềm máy tính Plaxis.

Nội dung của đề tài đ- ọc hoàn thành bao gồm 87 trang nội dung và 45 trang phụ lục, đ- ọc sắp xếp thành các phần sau:

**Mở đầu:** Nêu đ- ọc sự cần thiết của đề tài, mục đích, đối t- ợng, phạm vi, ph- ơng pháp nghiên cứu và những đóng góp của đề tài.

**Ch- ơng 1:** Tổng quan về lịch sử phát triển ph- ơng pháp gia c- ờng nền đất yếu bằng cọc cát.

**Ch- ơng 2:** Điều kiện địa chất công trình tầng đất yếu khu vực Hải Phòng

**Ch- ơng 3:** Một số khái niệm cơ bản về các bài toán cố kết thấm

**Ch- ơng 4:** Lý thuyết về Cọc cát

**Ch- ơng 5:** Ph- ơng pháp tính toán - thiết kế và các kết quả nghiên cứu thực tế

Mặc dù, tác giả và nhóm nghiên cứu đã có nhiều cố gắng trong quá trình nghiên cứu đề tài , nh- ng do khả năng có hạn nên đề tài không tránh khỏi những sai sót. Rất mong đ- ọc sự góp ý của các độc giả.

Chủ nhiệm đề tài và nhóm nghiên cứu xin chân thành cảm ơn:

GS. TS. NGUYỄN Trần Hữu Nghị – Hiệu tr- ợng tr- ờng đại học Dân lập Hải Phòng, ng- ời đã tạo mọi điều kiện cả về kinh phí, thời gian và cổ vũ tinh thần để nhóm nghiên cứu hoàn thành đề tài này.

PGS. TS Nguyễn Ngọc Bích tr- ờng Đại học Xây Dựng Hà Nội. KS. Nguyễn Đức Nghinh – Tr- ợng ban thanh tra tr- ờng đại học Dân Lập Hải Phòng đã có nhiều góp ý về nội dung nghiên cứu của đề tài.

TS. Đỗ Minh Đức – Phó chủ nhiệm khoa Địa chất –Tr- ờng đại học Khoa học Tự nhiên - đại học Quốc gia Hà Nội, GS. TSKH. Phạm Xuân – Liên hiệp khảo sát xử lý nền móng bộ Xây dựng .

Kỹ s- Nguyễn Trọng Thoáng – P.Giám đốc Trung tâm Thí nghiệm và Kiểm định Xây dựng Hải Phòng và cán bộ nhận viên phòng thí nghiệm Las-32 đã công tác, giúp đỡ cung cấp nhiều số liệu thí nghiệm về tính chất cơ lý của đất đá.

NCS.ThS. Ngô Văn Hiển, NCS.ThS. Đoàn Văn Duẩn và toàn thể cán bộ giảng viên bộ môn xây dựng – tr- ờng đại học Dân lập Hải Phòng.

Tiến sỹ Giang Hồng Tuyến và cán bộ phòng Quản lý Khoa học và Đối ngoại - tr- ờng đại học Dân Lập Hải Phòng đã có nhiều giúp đỡ trong quá trình thực hiện đề tài.

**Chủ nhiệm đề tài & Nhóm nghiên cứu**

# MỞ ĐẦU

## 1. SỰ CẦN THIẾT CỦA ĐỀ TÀI

Đất yếu hầu nh- có mặt rộng khắp mọi nơi ở các vùng đồng bằng của Việt Nam nh- đồng bằng Sông Hồng và đồng bằng sông Cửu Long. Đất yếu phân bố phổ biến và có tính phức tạp nhất ở Đồng bằng Sông Hồng phải kể đến các khu vực thuộc các tỉnh và thành phố vùng ven biển nh- Thành phố Hải Phòng. Do đặc tính phức tạp của đất yếu nên việc thi công xây dựng các công trình giao thông, các bến cảng trên các vùng đất yếu luôn phải đối mặt với các vấn đề kỹ thuật về xử lý nền. Các công trình giao thông trọng điểm nh- quốc lộ 10, quốc lộ 5, đ- ờng ra đảo Đình Vũ, các hệ thống cảng Đình Vũ, cảng Chùa Vẽ ...là các minh chứng cụ thể. Đặc biệt theo định h- ớng phát triển của thành phố Hải Phòng trong thời gian tới trung tâm đô thị thành phố sẽ mở rộng, các khu công nghiệp sẽ đ- ợc đầu t- xây dựng ra các vùng ngoại thành trên những địa hình bãi bồi có cấu trúc nền đất yếu phức tạp. Do đó vấn đề cần quan tâm tr- ớc tiên là việc lựa chọn tìm ra các giải pháp gia cố nền đất một cách hợp lý và hiệu quả đảm bảo cho việc xây dựng công trình đ- ợc ổn định và an toàn góp phần thúc đẩy sự nghiệp công nghiệp hoá hiện đại hoá của thành phố Hải Phòng theo chủ ch- ơng nghị quyết Trung - ơng VII của đảng và nhà n- ớc CHXHCN Việt Nam.

Để mở rộng hệ thống các ph- ơng pháp xử lý nền, việc nghiên cứu khả năng áp dụng các ph- ơng pháp mới trong điều kiện thực tế Địa chất ở Việt Nam cũng nh- ở khu vực Hải Phòng là thực sự cần thiết.

Chính vì vậy, nhóm tác giả đã chọn đề tài nghiên cứu: "*Nghiên cứu giải pháp cọc cát để gia cố tầng đất yếu khu vực thành phố Hải Phòng*".

## 2. MỤC ĐÍCH NGHIÊN CỨU CỦA ĐỀ TÀI

- Nghiên cứu làm sáng tỏ cấu trúc nền đất yếu và đặc tính địa chất công trình của các dạng đất yếu khác nhau có trong khu vực thành phố Hải Phòng

và ảnh hưởng của nó tới việc xây dựng các công trình giao thông, bãi cảng, thủy lợi

- Khả năng áp dụng giải pháp cọc cát trong gia cố nền đất yếu cho các dạng nền đất có cấu trúc khác nhau ở khu vực thành phố Hải Phòng

- Áp dụng khoa học công nghệ tin học - kỹ thuật máy tính trong tính toán
- thiết kế cọc cát gia cố nền đất yếu.

### **3. ĐỐI TƯỢNG NGHIÊN CỨU**

- Nền đất yếu đồng nhất và không đồng nhất nhiều lớp, dị hướng về tính thấm nước

- Giải pháp cọc cát gia cố nền đất yếu

### **4. PHẠM VI NGHIÊN CỨU**

- Các dạng cấu trúc nền đất yếu tiêu biểu trong khu vực Hải Phòng và giải pháp cọc cát gia cố.

- Dùng phần mềm Plaxis để giải bài toán cố kết đối xứng trục cho các dạng nền đất yếu tiêu biểu có trong khu vực nghiên cứu.

### **5. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU**

- Phương pháp địa chất - địa mạo : Nghiên cứu các đặc điểm địa mạo và cấu trúc địa chất.

- Phương pháp thực nghiệm: Xác định tính chất cơ lý của đất và một số tính chất biến dạng của đất yếu.

- Phương pháp tính toán lý thuyết: Tính toán định lượng xác định mức độ cố kết, mức độ biến dạng, các giá trị ứng suất của nền đất.

- Phương pháp mô hình hóa : Mô hình hoá các đối tượng địa chất thực tế thông qua việc sử dụng phần mềm tin học Plaxis chạy trên máy tính điện tử để giải các bài toán cố kết đối xứng trục cho nền gia cố bằng cọc cát

- Phương pháp logic : Sử dụng để phân tích logic các vấn đề lý thuyết, các vấn đề nghiên cứu cũng như các hiện tượng thực tế nhằm rút ra các kết luận cần thiết.

### **6. NHỮNG ĐÓNG GÓP CỦA ĐỀ TÀI**

- Phân chia các kiểu cấu trúc đất yếu trong khu vực Hải Phòng và xác định quy luật phân bố của chúng làm cơ sở để định hướng nghiên cứu và khảo sát địa chất công trình chi tiết hơn. Việc đưa ra bảng về khả năng áp dụng các giải pháp xử lý nền cho các dạng đất yếu có trong cấu trúc nền nhằm giúp cho việc lựa chọn các giải pháp kỹ thuật hợp lý xử lý nền đất yếu và khai thác hiệu quả nguồn tài nguyên đất xây dựng.

- Đưa ra phương pháp giải bài toán cố kết thấm đối xứng trục vận dụng trong tính toán thiết kế giải pháp cọc cát gia cường nền đất yếu.

- Qua việc tìm hiểu, nắm vững, đồng thời đưa ra các bước khai thác sử dụng phần mềm Plaxis của công ty PLAXIS BV Hà Lan để phục vụ tính toán thiết kế giải pháp cọc cát trong gia cường nền đất yếu giúp cho công tác thiết kế nhanh và hiệu quả.

- Kiểm chứng khả năng áp dụng phần mềm Plaxis cho việc tính toán thiết kế giải pháp cọc cát trong việc xử lý nền đất yếu (thông qua việc so sánh kết quả của hai phương pháp tính tay và tính toán có sử dụng phần mềm Plaxis).

- Xác lập được các mối quan hệ giữa sự biến đổi của các yếu tố như tỷ số thay thế và độ lún với chiều dài và khoảng cách cọc cát, giá trị biến đổi của hệ số tập trung ứng suất là tài liệu quan trọng giúp cho việc tính toán thiết kế giải pháp cọc cát gia cố nền đất yếu ở khu vực Hải Phòng và ở Việt Nam đạt hiệu quả.



## Ch- ong 1

# TỔNG QUAN VỀ LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN PH- ONG PHÁP GIA CỐ NỀN ĐẤT YẾU BẰNG CỌC CÁT

### 1.1. KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ ĐẤT YẾU

Khi xây dựng công trình trên nền đất, d- ới tải trọng tác dụng của công trình nền đất bị biến dạng nh- lún quá mức cho phép gây phá huỷ kết cấu công trình thì ta nói nền đất là yếu, nh- ng cũng với nền đất đó ta xây dựng công trình có tải trọng vừa và nhỏ lên, d- ới tải trọng này có thể nền đất và công trình không bị biến dạng hoặc biến dạng d- ới mức cho phép thì nền đó là đủ khả năng chịu lực.

Nh- vậy, không thể đ- a ra một khái niệm tuyệt đối về nền đất yếu mà khái niệm đó phải đ- ợc xét trên mối t- ong quan phụ thuộc giữa trạng thái vật lý, khả năng chịu lực của đất và tải trọng mà công trình truyền lên . Với cách nhìn nhận đó, trong xây dựng một nền đất được coi là yếu với những đặc tr- ng sau:

Đất yếu là đất có khả năng chịu tải nhỏ (vào khoảng 0,5 - 1,0 Kg /cm<sup>2</sup>) có tính nén lún lớn, hầu nh- bão hoà n- ớc, có hệ số rỗng lớn ( $e > 1$ ), mô đun biến dạng thấp (th- ờng thì  $E_0 \leq 50 \text{ Kg/cm}^2$ ), lực chống cát nhỏ. Nếu không có biện pháp xử lý đúng đắn thì việc xây dựng công trình trên nền đất yếu này rất khó khăn hoặc không thể thực hiện đ- ợc.

Đất yếu là các vật liệu mới hình thành (từ 10000 đến 15000 năm tuổi), các loại đất này đều đ- ợc bồi tụ trong n- ớc một cách khác nhau theo các điều kiện thuỷ lực t- ong ứng: bồi tích ven biển, đầm phá, cửa sông, ao hồ. vv. Trên cơ sở đặc điểm về đặc tính địa chất công trình (thành phần, tính chất) đất yếu có thể đ- ợc chia thành các loại sau:

- Đất sét mềm bồi tụ ở bờ biển hoặc gần biển (đầm phá, tam giác châu; cửa sông..tạo thành một họ đất yếu phát triển nhất ở Việt Nam, phân bố chủ yếu ở các khu vực thuộc đồng bằng Bắc Bộ nh- thành phố Hải Phòng và Đồng bằng của các tỉnh phía Nam. Ở trạng thái tự nhiên độ ẩm của chúng th- ờng bằng hoặc lớn hơn giới hạn chảy, hệ số rỗng lớn (đất sét mềm  $e \geq 1,5$ , đất á sét bụi

$e \geq 1$ , lực dính không thoát nước  $C_u \leq 0,15 \text{ Kg/cm}^2$ , góc nội ma sát  $\varphi_o < 6^\circ$ , độ sệt  $I_L > 0,50$  (trạng thái chảy đến dẻo mềm).

- Than bùn và đất hữu cơ (amb, bm, ab) có nguồn gốc đầm lầy thường hình thành từ các trầm tích lẫn hữu cơ ở nơi đọng nước thường xuyên hoặc có mực nước ngầm cao, các loại thực vật phát triển thối rữa và phân huỷ, tạo ra các trầm tích hữu cơ lẫn với trầm tích khoáng vật loại này thường gọi là đất đầm lầy than bùn, hàm lượng hữu cơ chiếm tới 20 đến 80%.

Trong điều kiện tự nhiên, than bùn có độ ẩm rất cao trung bình  $W = 85\% - 95\%$  và có thể lên tới vài trăm phần trăm. Than bùn là loại đất thường nén lún lâu dài, không đều và mạnh nhất; hệ số nén lún có thể đạt  $3 - 8 - 10 \text{ cm}^2/\text{daN}$ , vì thế thường phải thí nghiệm than bùn trong các thiết bị nén với các mẫu cao ít nhất 40 đến 50 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.

Hàm lượng hữu cơ từ 30 - 60%: đất than bùn.

Hàm lượng hữu cơ trên 60%: than bùn.

- Bùn là các lớp đất mới được tạo thành trong môi trường nước ngọt hoặc nước biển, gồm các hạt rất mịn ( $< 200 \mu\text{m}$ ) với tỷ lệ phần trăm các hạt  $< 2 \text{ mm}$  cao, bản chất khoáng vật thay đổi và thường có kết cấu tổ ong. Hàm lượng hữu cơ thường dưới 10%.

Bùn thường tạo thành do sự bồi lắng tại các đáy vũng, vịnh, hồ hoặc các cửa sông nhất là các cửa sông chịu ảnh hưởng của thủy triều phân bố rộng khắp ở các đồng bằng ven biển Bắc và nam Bộ. Bùn luôn no nước và rất yếu về mặt chịu lực. Cường độ của bùn rất nhỏ biến dạng rất lớn, mô đun biến dạng chỉ vào khoảng  $1 - 5 \text{ Kg/cm}^2$  với bùn sét và từ  $10 - 25 \text{ Kg/cm}^2$  với bùn sét pha cát và bùn cát pha sét và hệ số nén lún chỉ có thể lên tới  $2 - 3 \text{ cm}^2/\text{daN}$ . Như vậy bùn là loại trầm tích nén chặt, dễ bị thay đổi kết cấu tự nhiên do đó việc xây dựng trên bùn chỉ có thể thực hiện sau khi áp dụng các biện pháp xử lý đặc biệt.

## **1.2. LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN PH- ƠNG PHÁP GIA C- ỜNG NỀN ĐẤT YẾU BẰNG CỌC CÁT (SAND PILE - SP)**

### **1.2.1. Trên thế giới**

Ph- ơng pháp gia c- ờng nền đất yếu bằng trụ vật liệu rời, cũng nh- ư bằng cọc cát, nó xuất hiện gắn liền với kết quả công trình nghiên cứu về cố kết thấm của đất sét no n- ớc, mà ng- ời đầu tiên đề cập tới là Tepzaghi, khi ông tìm ra ph- ơng trình vi phân cố kết thấm một chiều vào năm 1925.

Ở Liên Xô, vấn đề cố kết thấm cũng đ- ược nghiên cứu sâu rộng thể hiện ở các công trình của V.A. Florin, S.A. Rôza, A.A. Nhichipôrovích.

ở các n- ớc nh- ư Mỹ, Pháp, ph- ơng pháp cọc cát cũng đ- ược nghiên cứu ở các mặt kỹ thuật và ph- ơng pháp thi công và đ- ược ứng dụng trong gia cố nền các công trình cầu đ- ờng, bến cảng.

Ở Nhật, do tính - u việt của cọc cát nên đ- ược nhiều các công ty xây dựng của Nhật ứng dụng ph- ơng pháp này. Chỉ tính riêng một Công ty ở Nhật Bản tr- ớc năm 1996 tổng cộng chiều dài giếng cát gia cố nền đất yếu bão hoà n- ớc nén lún mạnh trên đất liền là 15 triệu mét, và ở d- ới biển là 40 triệu mét dùng để cố kết thoát n- ớc nền công trình, dùng 6 triệu và 20 triệu mét cọc cát lần l- ợt trên đất liền, d- ới biển để làm chặt đất đạt độ tin cậy cao, ph- ơng pháp giếng cát thẳng đứng để cố kết thoát n- ớc và cọc cát làm chặt nền đất yếu bão hoà n- ớc phục vụ xây dựng công trình th- ờng đ- ược áp dụng để làm ổn định các đê chắn sóng, móng cầu bê chứa, và sân bay . vv....

Ví dụ điển hình:

Sân bay quốc tế Kansai, cảng biển Kôbê, nhà máy nhiệt điện Matsura và một hòn đảo để đổ chất thải ở vịnh Tôkyô hiện nay đang đ- ược tiến hành gia cố bằng cọc cát.

Tại Singapore, một Công ty xây dựng của Nhật Bản đang thi công cọc cát làm chặt đất (Sand Compaction pile - scp) nhằm cải tạo nền đất bùn làm bãi chứa Container.

Trận động đất ngày 15/1/1995 ở Vùng Ôsaka - Kôbê Nhật Bản đã gây tai hoạ rất lớn cho cảng Kôbê và những quận lân cận. Rất may trong trận thảm

hoà đó ch- a xảy ra hiện t- ợng hoá lỏng (xúc biến) nền đất, nên trong các khu vực đ- ợc gia cố bằng cọc cát thiệt hại xảy ra ít hơn. Điều này càng chứng minh rõ nét tính hiệu quả của chúng. Do đó một loạt công trình lớn sắp đ- ợc mở ra ở Nhật Bản, trong đó ph- ợng án mở rộng sân bay Kansai sẽ đ- ợc chính phủ nhật chấp thuận ph- ợng án cọc cát để làm chặt đất nền công trình.

Ở Thái Lan, ph- ợng pháp cọc cát (SP) sử dụng đã đ- ợc Tiến sĩ Bergado (1988, 1990a), Enriquez (1989) thuộc viện kỹ thuật Châu Á (AIT) đã tiến hành nghiên cứu và ứng dụng ph- ợng pháp cọc cát vào xử lý nền đất yếu ở Thái Lan. Trong suốt những năm từ 1986 đến 1990, trong quá trình nghiên cứu, Bergado đã tiến hành nhiều thực nghiệm để đánh giá khả năng gia cố nền đất yếu của giải pháp cọc cát trong việc gia cố nền đất yếu ở Thái Lan nh- : thí nghiệm chất tải trên cọc vật liệu rời, thí nghiệm nghiên cứu sự biến đổi độ lún với tỉ số thay thế  $a_s$ , thí nghiệm nghiên cứu khả năng giữ ổn định mái dốc hố móng và hàng loạt các thí nghiệm nghiên cứu về ph- ợng pháp thi công.

Kết luận của quá trình nghiên cứu tiến sĩ Bergado đã rút ra kết luận: "Ph- ợng pháp cọc cát trong gia cố nền đất yếu ở Băng cốc có tác dụng nâng cao về khả năng chịu lực, giảm độ lún và c- ờng độ đất nền tăng lên"

### **1.2.2. Ở Việt Nam**

Tại Việt Nam, ph- ợng pháp cọc cát đã có những áp dụng mang tính thí nghiệm tuy nhiên ch- a đ- ợc áp dụng mang tính đại trà. Năm 1963, Sở xây dựng Hà Nội đã áp dụng ph- ợng pháp cọc cát gia cố nền công trình trụ sở làm việc 5 tầng của Bộ Ngoại th- ợng. Từ năm 1977, nhờ có thiết bị rung hạ cọc, cọc cát đã đ- ợc sử dụng cho một số công trình khác tại Hà Nội. Nh- đ- ờng cao tốc Láng Hòa Lạc và Gần đây nhất, cọc cát đ- ợc sử dụng tại "Trung tâm hội nghị quốc gia" d- ới sự tính toán và thiết kế của tự vấn Đức GMP một hãng t- vấn nổi tiếng trên toàn thế giới. Tuy vậy đến nay việc áp dụng cọc cát cũng ch- a đ- ợc phổ biến, ở Hải Phòng trong thời gian qua cũng mới dừng lại ở ph- ợng pháp bác thăm là chủ yếu.

Các lý thuyết tính toán thí nghiệm của bác thăm đã đ- ợc xây dựng và phổ biến thành sách học, tiêu chuẩn h- ớng dẫn cho các kỹ s- và thạc sĩ

chuyên ngành cơ học đất - nền móng các công trình dân dụng và công nghiệp, xây dựng nền móng các mố và trụ cầu hay nền đ-ờng, còn ph-ong pháp cọc cát thì ch- a và lại không thể hiện đ-ợc vai trò của nó tại Việt Nam dù nó có những - u điểm hơn hẳn so với bác thấm (sẽ đ-ợc trình bày chi tiết ở ch- ong 5). Theo tác giả điều này do một số nguyên nhân sau:

- Không có ph-ong pháp chuẩn để kiểm tra chất l- ợng của cọc cát
- Không có ph-ong pháp chuẩn để thiết kế và kiểm toán cọc cát
- Thiếu thiết bị chuyên dụng thi công cọc cát.
- Ch- a có những nghiên cứu và đánh giá đầy đủ về khả năng áp dụng giải pháp cọc cát trong điều kiện địa chất thực tế tại các khu v- c của Việt Nam.

### **1.3. KẾT LUẬN**

Cọc cát là một ph-ong pháp gia cố nền đ-ợc áp dụng rộng rãi ở n- ớc ngoài đến mức "công nghệ này trở thành tự nhiên trong ý nghĩ của các kỹ s- " (Betrand Soyeyz - Phòng thí nghiệm Cầu đ-ờng Trung - ong - Pari - 1985) nhờ những - u điểm về mọi mặt cả kỹ thuật và kinh tế của ph-ong pháp. Tuy ch- a đ-ợc phát triển nhiều tại Việt Nam, nh- ng trong t- ơng lai, khi hội nhập WTO, với sự hỗ trợ của các t- vấn và nhà thầu n- ớc ngoài, chắc chắn chúng ta sẽ có một ph-ong pháp gia c- ờng nền bằng các cọc cát hiệu quả và kinh tế hơn. Với đề tài này nhóm nghiên cứu cũng hi vọng có thể góp một phần vào việc thiết kế và chuyển giao công nghệ thi công cọc cát cũng là để thúc đẩy quá trình phát triển của ph-ong pháp này ở TP Hải Phòng cũng nh- ở Việt Nam trong thời gian tới.

## **Ch- ong 2**

### **ĐẶC ĐIỂM ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH KHU VỰC HẢI PHÒNG**

#### **2. 1. ĐẶC ĐIỂM ĐIỀU KIỆN ĐỊA LÝ TỰ NHIÊN**

Trên bản đồ địa lý vùng nghiên cứu thuộc khu vực Hải Phòng có vị trí giới hạn bởi kinh độ, vĩ độ nh- sau:

Vĩ độ: 20<sup>0</sup> 51' 27" (N) - 20<sup>0</sup>52'30" N)

Kinh độ: 106<sup>0</sup>44'00" (E) - 106<sup>0</sup>45'10(E)

### **1. Địa hình:**

Khu vực nghiên cứu nằm ở phía Đông Bắc đồng bằng Sông Hồng với diện tích tự nhiên khoảng 1503km<sup>2</sup> đ- ợc tạo bởi 4 dạng địa hình chính. Địa hình Karst, địa hình đồi núi thấp, địa hình đồi núi sót, địa hình đồng bằng và đảo ven biển.

Địa hình Karst tạo nên bởi các hang hốc đá vôi. Karst có mặt ở các đảo Cát Bà và phía Bắc Thủy Nguyên.

Địa hình đồi núi thấp gồm các núi cao khoảng 100 - 400m phân bố ở Bắc Thủy Nguyên, Kiên An.

Địa hình đồi núi sót là các núi với quy mô không lớn, cao khoảng 100 - 150m nằm rải rác ở các vùng đồng bằng nh- Kiên An, Núi Đèo, Kiếm Thủy.

Dạng địa hình chính trong khu vực là địa hình đồng bằng chiếm một diện tích khá lớn khoảng 1007km<sup>2</sup>. Ngoài ra, do đặc tr- ng về vị trí địa lý của Hải Phòng, ở đây còn có dạng địa hình đảo ven biển nh- đảo Cát Bà, Cát Hải.

### **2. Thủy văn**

#### **a. Sông ngòi:**

Trong khu vực có mặt các dòng sông lớn nh- sông Bạch Đằng, sông Thái Bình, Văn Úc, Lạch Tray, sông Cấm với tổng chiều dài là 280km. Mật độ trung bình là 0,18 km/ km<sup>2</sup>. Các dòng sông chảy chủ yếu theo ph- ơng Tây Bắc - Đông Nam.

#### **b. Thủy văn biển:**

Thủy triều ở đây theo chế độ nhật triều. Mỗi tháng có hai lần c- ờng và lần n- ớc kém. Độ lớn triều trung bình trên d- ới 3,5m. Vào kỳ triều c- ờng mực n- ớc lên xuống nhanh có thể đạt tới 0,5m/h.

### **3. Khí hậu:**

Hải phòng chịu ảnh h- ưởng của khí hậu nhiệt đới gió mùa, có hai mùa rõ rệt.

Mùa mưa từ tháng 4 đến tháng 10 , mùa khô từ tháng 11 đến tháng 3 năm sau, nhiệt độ trung bình mùa đông là 19<sup>o</sup>c , mùa nóng 27<sup>o</sup>c.

## 2.2. ĐẶC ĐIỂM ĐỊA MẠO

Địa hình nghiên cứu đ-ợc chia ra 14 bề mặt, trong đó có 10 bề mặt nguồn gốc tích tụ và 4 bề mặt có nguồn gốc bóc mòn xâm thực.

### 2.2.1. Nhóm các bề mặt nguồn gốc tích tụ

Các bề mặt thuộc bãi bồi thấp đ-ợc tạo thành từ các trầm tích nguồn gốc sông, biển, sông - biển, đầm lầy, sông - đầm lầy, biển - gió thuộc trầm tích Thái Bình - phụ tầng trên (am, amb, ab, mv,  $Q_2^3tb_2$ ) có độ cao tuyệt đối nhỏ (1,5m), phân bố chủ yếu ở vùng ven biển, ven sông lớn đ-ợc xác định có tuổi chung là Holoxen muộn ( $Q_2^3$ ). Bề mặt thuộc bãi bồi cao đ-ợc thành tạo từ tầng trầm tích Thái Bình - phụ tầng d-ới ( $amQ_2^3$ ) có độ cao 1 - 2m, tuổi Holoxen muộn ( $Q_2^3$ ).

Bề mặt thêm bậc I đ-ợc thành tạo từ trầm tích Hải H-ng ( $mbQ_2^{1-2}hh_1$ ) có độ cao 2 - 4 tuổi thành tạo Holoxen giữa ( $Q_2^{1-2}$ ).

Bề mặt tích tụ có độ cao tuyệt đối lớn nhất trong khu vực nghiên cứu đó là các thêm hỗn hợp đ-ợc tạo từ trầm tích sông biển bậc II thuộc tầng TT ( $maQ_1^3vp$ ) có độ cao 8 - 12 m tuổi Pleistoxen muộn. Các bề mặt tích tụ s-ờn tích, tích tụ Karst phân bố ở đảo Cát Bà, Thủy Nguyên.

### 2.2.2. Nhóm các bề mặt nguồn gốc bóc mòn xâm thực.

Bao gồm các bề mặt s-ờn (s-ờn rửa trôi, s-ờn xâm thực, s-ờn karst và các bề mặt san bằng mức cao 100 - 150, 200 - 400m. Các s-ờn rửa trôi, xâm thực, bề mặt san bằng mức cao 200 - 400 tồn tại d-ới dạng các mảng địa hình sót trên đỉnh núi khu vực đảo Cát Bà, bề mặt san bằng mức 100 - 150m tồn tại d-ới dạng bề mặt phẳng, các cổng trời, hang treo trên đỉnh các núi sót Đồ Sơn, Phủ Liễn, Núi Voi, Núi Đèo, các đỉnh núi của các dải núi phía Bắc, các bề mặt mức 200 - 400m xác định tuổi Plioxen muộn ( $N_2$ ) còn bề mặt mức 100 - 150 có tuổi pleistocen sớm ( $Q_1$ ).

## 2.3. CÁC THÀNH TẠO ĐẤT ĐÁ TRONG CẤU TRÚC NỀN ĐẤT YẾU VÀ ĐẶC TÍNH ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH CỦA CHÚNG.

Trên cơ sở đặc tr-ng về nguồn gốc và tuổi (thời gian thành tạo) các trầm tích, địa tầng trong khu vực nghiên cứu đ-ợc chia thành 6 phức hệ địa tầng.

Từ các phức hệ chia tầng cùng nguồn gốc, dựa vào đặc điểm về thành phần và trạng thái chính của đất để chia các lớp có đặc tính địa chất công trình và khả năng xây dựng riêng.

### **2.3.1. Các trầm tích Holocen và tích chất cơ lý**

#### ***1. Phức hệ địa tầng nguồn gốc nhân sinh tuổi Holocen ( $anQ_2$ )***

Phức hệ dày 0,5 - 1,5 - 2m gồm cát, sét pha, sét lẫn các phế liệu xây dựng và sinh hoạt.

Vì thành phần hỗn tạp, không đồng nhất, phải loại bỏ hoặc xử lý khi xây dựng công trình.

#### ***2. Trầm tích tuổi Holocen sớm - giữa hệ tầng Thái Bình phần giữa, nguồn gốc sông ( $aQ_2^3 tb_2$ )***

Trầm tích này phân bố chủ yếu dọc theo các sông Văn Úc, sông Thái Bình, Sông Hoá, Thành phần là cát pha, sét pha màu nâu, đất có trạng thái chảy, thuộc loại bùn sét, bùn sét pha với hệ số rỗng khoảng 1,02 - 1,43. Tính nén lún cao thể hiện là hệ số nén lún  $a = 0,078 - 0,026 \text{cm}^2/\text{kg}$ .

#### ***3. Trầm tích tuổi Holocen muộn, hệ tầng Thái Bình, phần trên, nguồn gốc sông - đầm lầy ( $abQ_2^3 tb_2$ )***

Trầm tích phân bố với một diện tích không lớn ven theo các con sông nhỏ, thường bị ngập nước, chỉ khoảng 1 - 3m, thành phần chủ yếu là bùn sét, bùn sét chứa mùn xám đen, xám tro, chiều dày nhỏ nên không lấy mẫu thí nghiệm tính chất cơ lý.

#### ***4. Trầm tích tuổi Holocen muộn hệ tầng Thái Bình, phần trên, nguồn gốc sông biển - đầm lầy ( $ambQ_2^3 tb_2$ )***

Thành phần bùn sét, bùn cát pha màu xám nâu, chứa mùn thực vật phân bố ở cửa sông Lạch Tray, Văn Úc. Qua việc lấy mẫu nghiên cứu các đặc tính địa chất công trình cho thấy trạng thái đất thay đổi từ dẻo chảy đến dẻo mềm, thể hiện độ sệt có giá trị 0,54 - 1,4, sức chịu tải ( $R_o$ ): 0,5 - 0,7 Kg/cm<sup>2</sup>. Tiếp xuống dưới thành phần chuyển sang sét pha, cát pha, sức chịu tải tăng lên ( $R_o$ ) 1,7 - 1,8 Kg/cm<sup>2</sup>.



**5. Trầm tích tuổi Holocen muộn hệ tầng Thái Bình, phần trên nguồn gốc biển ( $mQ_2^3 tb_2$ ).**

Phân bố thành dải hẹp từ Đồ Sơn đến cửa sông Văn Úc, ven đảo Cát Bà, cửa sông Thái Bình. Bề dày trung bình 5m, trầm tích thuộc loại cát lẫn bụi màu xám (cát chiếm 50,4%, bụi 47,6%), trạng thái dẻo thể hiện độ sệt B = 0,65. Tính nén lún thấp: sức chịu tải đạt đ- ợc 2,2 kg/cm<sup>2</sup>.

**6. Trầm tích tuổi Holocen muộn hệ tầng Thái Bình, phần d- ới nguồn gốc sông- biển ( $amQ_2^3 tb_1$ )**

Trầm tích là sét pha, cát pha màu xám nâu, xám đen. Phân bố rộng khắp trên hầu hết diện tích các huyện Thủy Nguyên, An Hải, Tiên Lãng, Vĩnh Bảo và nội thành Hải Phòng. Bề dày trầm tích trung bình khoảng 17m.

Trong một mặt cắt hoàn chỉnh, trầm tích có 3 tập từ d- ới lên nh- sau:

- Tập 1: Cát pha sét trạng thái chảy, màu xám nâu trong đó hàm l- ợng cát và bụi chiếm - u thế, còn sét chỉ chiếm trung bình 9%. Tính nén lún trung bình và sức chịu tải ( $R_0$ ): 1,6 kg/cm<sup>2</sup>.

- Tập 2: Sét pha, trạng thái dẻo mềm đến dẻo chảy, tính nén lún trung bình, sức chịu tải quy - ớc  $R_0$  nằm trong khoảng 1,3 - 1,4 kg/cm<sup>2</sup>.

- Tập 3: Bùn sét, bùn sét pha, hệ số rỗng ( $e_0$ ): 1,1 - 1,4. Trạng thái chảy. Tính nén lún cao: 0,06 - 0,09cm<sup>2</sup>/kg. Sức chịu tải nhỏ  $R_0$  chỉ đạt 0,45 kg/cm<sup>2</sup>

**7. Trầm tích tuổi Holocen muộn hệ tầng Thái Bình, phần d- ới nguồn gốc biển ( $mQ_2^3 tb_1$ )**

Thành phần chủ yếu là cát, cát pha màu vàng, vàng nâu, xám nâu, hạt nhỏ đến vừa lẫn vỏ sò ốc biển. Trầm tích này phân bố thành dải hẹp song song với bờ biển hiện tại, do chiều dày trầm tích mỏng trung bình 2,6m nên không lấy mẫu xác định tính chất cơ lý.

**8. Trầm tích tuổi Halocen sớm - giữa, hệ tầng Hải H- ng, phần trên, nguồn gốc biển ( $mQ_2^{1-2} hh_2$ )**

Lộ ra trên diện tích khá rộng ở vùng An Hải, bắc Thủy Nguyên, ven rìa dãy núi Phủ Liên, Núi Voi và gặp ở nhiều lỗ khoan khác, bề dày thay đổi 1 - 16,6m (trung bình 2 - 5m). Thành phần là sét, sét pha, cát pha.

Theo chiều từ d-ới lên, trong mặt cắt đầy đủ trầm tích gồm 3 tập:

- Tập 1: Cát pha, trạng thái dẻo, tính nén lún trung bình đến thấp và sức chịu tải quy - ớc ( $R_0$ )  $1,6 \text{ kg/cm}^2$

- Tập 2: Sét lẫn bụi, trạng thái dẻo chảy, tính nén lún trung bình, sức chịu tải ( $R_0$ ) khoảng  $1,7 \text{ kg/cm}^2$

- Tập 3: Sét, trạng thái dẻo mềm, hệ số nén lún trung bình, sức chịu tải khoảng  $2 \text{ kg/cm}^2$ .

**9. Trầm tích tuổi Holocen sớm - giữa hệ số tầng Hải H- ng, phần d-ới, nguồn gốc biển - đầm lầy ( $mbQ_2^{1-2}hh_1$ ).**

Trầm tích này không lộ ra trên mặt chỉ gặp trong các lỗ khoan vùng nội thành và các nơi khác, chiều dày trầm tích lớn nhất đạt 24m. Thành phần là cát bùn, bùn cát chứa hữu cơ, tính dẻo thấp, trạng thái dẻo chảy, các tính chất cơ lý cho thấy đất có độ rỗng lớn, tính nén lún cao và khả năng chịu tải thấp, sức chịu tải quy - ớc lớn ( $R_0$ ) trung bình chỉ đạt  $0,5 \text{ kg/cm}^2$

### **2.3.2. Trầm tích Pleistocen và tính chất cơ lý.**

Trong khu v- c nghiên cứu các thành tạo có tuổi Pleistocen th- ờng phân bố d-ới sâu gặp ở độ sâu từ 30 đến 45 m nên chỉ ảnh h- ưởng đến các công trình có tải trọng lớn, các công trình xây dựng có giải pháp móng đặt sâu nh- móng cọc vv, còn các công trình có tải trọng vừa và phân bố trên phạm vi rộng nh- nền đ- ờng, bãi cảng thì phạm vi ảnh h- ưởng của các trầm tích này ít hơn. Do vậy trong phạm vi nghiên cứu của luận văn không đề cập nhiều tới các trầm tích này và chỉ nêu sơ bộ trên cơ sở những kết quả nghiên cứu của đề tài điều tra địa chất công trình khu vực Hải Phòng năm 1993.

**1. Trầm tích Pleistocen muộn, hệ tầng Vĩnh Phúc, phần trên, nguồn gốc sông biển ( $maQ_1^2vp_2$ ).**

Gặp trong hầu hết các lỗ khoan mà còn lộ ra trên mặt ở ven rìa các đồi núi thấp ở vùng bắc Thuỷ Nguyên, bề dày từ 3 - 5m. Thành phần là sét pha, sét màu xám, xám vàng loang lổ, vàng đỏ. Bề mặt phong hoá của hệ tầng là ranh giới giữa các phức hệ thạch học tuổi Pleistocen muộn và Holocen. Theo chiều từ d-ới lên mặt cắt trầm tích gồm 2 tập:

- Tập 1: Sét pha, tính dẻo thấp, trạng thái dẻo chảy đều dẻo mềm. Tính nén lún thấp đến trung bình, sức chịu tải ( $R_0$ ) trong khoảng 1,9 - 2,2kg/cm<sup>2</sup>

- Tập 2: Bùn sét pha, tính dẻo thấp, trạng thái chảy, tính nén lún trung bình, sức chịu tải thấp, chỉ đạt 0,6kg/cm<sup>2</sup>

**2. Trầm tích Pleistocen muộn, hệ tầng Vĩnh Phúc, phần d-ới, nguồn gốc sông biển ( $amQ_1^2vp_2$ ).**

Trầm tích Pleistocen muộn, hệ tầng Vĩnh Phúc, phần d-ới ( $amQ_1^2vp_2$ ) trầm tích không lộ ra ở trên mặt mà nằm d-ới sâu phủ tục tiếp lên trầm tích của hệ tầng Hà Nội ( $amQ_1^1$ ). Thành phần cát lẫn sỏi, sạn bụi sét ít tàn tích thực vật, màu xám, xám vàng, chiều dày mỏng 4 - 6cm, nên không có mẫu thí nghiệm tính chất cơ lý.

**3. Trầm tích tuổi Pleistocen giữa đầu Pleistocen muộn, hệ tầng Hà Nội ( $amQ_1^1hn$ ).**

Thành phần cát pha, sét pha, màu xám, xám đen, có chiều dày không lớn, nhỏ hơn 10m nằm sâu nên không lấy mẫu thí nghiệm cơ lý.

**4. Trầm tích tuổi Pleistocen giữa - đầu Pleistocen muộn, hệ tầng Hà Nội d-ới ( $aQ_1^1hn$ )**

Thành phần chủ yếu tạo bởi các trầm tích hạt thô nh- cuội, sạn, sỏi, cát hạt thô, trong khu vực nghiên cứu các trầm tích này không lộ trên mặt chỉ gặp ở những lỗ khoan sâu địa chất thủy văn nên không có mẫu thí nghiệm tính chất cơ lý.

**5. Trầm tích tuổi Pleistocen sớm, hệ tầng Lệ Chi nguồn gốc sông biển ( $amQ_1^1lc$ )**

Thành phần cát lẫn sỏi cuội, cát pha, sét pha nằm ở sâu d-ới hệ tầng Hà Nội nên không có mẫu thí nghiệm cơ lý đất.

Vấn đề cần chú ý đối với xây dựng là hiện tượng ngập úng kéo dài và mực nước ngầm thay đổi theo thủy triều là một trong những động lực gây tác động huỷ hoại nền móng của công trình xây dựng trên địa bàn thành phố Hải Phòng.

Bảng 2.1. Bảng tính chất cơ lý của các trầm tích Holocen

TT	Chỉ tiêu		Ký hiệu	Đơn vị	Các phụ hệ tầng trầm tích Halocen và loại đất			
					Sét pha (mb Q <sub>2</sub> <sup>1-2</sup> hh <sub>1</sub> )	Sét (m Q <sub>2</sub> <sup>1-2</sup> hh <sub>2</sub> )	Bùn sét (am Q <sub>2</sub> <sup>3</sup> tb <sub>1</sub> )	Sét pha (amb Q <sub>2</sub> <sup>3</sup> tb <sub>2</sub> )
1	Thành phần hạt	Cát		%	26,79	16,62	13,2	19,3
2		Bụi		%	50,4	49,65	52,2	56,3
3		Sét		%	22,8	33,73	34,6	24,4
4	Độ ẩm tự nhiên		W	%	43,65	33,73	50,7	39
5	Khối lượng thể tích		γ	g/cm <sup>3</sup>	1,74	1,85	1,65	1,8
6	Khối lượng thể tích khô		γ <sub>C</sub>	g/cm <sup>3</sup>	1,22	1,38	1,0	1,3
7	Khối lượng riêng		Δ	g/cm <sup>3</sup>	2,7	2,7	2,69	2,69
8	Hệ số rỗng		e		0,09	0,95	1,5	0,95
9	Độ lỗ rỗng		n	%	52,3	48,8	59	54,6
10	Độ bão hòa		G	%	92,5	95,0	95	92
11	Giới hạn chảy		W <sub>L</sub>	%	34,6	40,4	44,3	35
12	Giới hạn dẻo		W <sub>P</sub>	%	22,1	22,0	25	20
13	Chỉ số dẻo		I <sub>P</sub>	%	12,4	18,4	19,7	14,4
14	Độ sệt		B		1,8	0,64	1,3	1,3
15	Lực dính kết		c	Kg/cm <sup>2</sup>	0,054	0,13	0,059	0,06
16	Góc ma sát trong		φ	độ	9 <sup>0</sup>	9 <sup>0</sup>	3	8
17	Hệ số nén lún		a <sub>1-2</sub>	cm <sup>2</sup> /Kg	0,09	0,073	0,09	0,057
18	Sức chịu tải		R <sub>0</sub>	Kg/cm <sup>2</sup>	0,5	2,0	0,4	0,6

## 2.4. ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT THUYẾT VĂN

Ở Hải Phòng n-ớc chứa trong các tầng ch-a n-ớc lỗ hổng, tầng chứa n-ớc khe nứt, khe nứt karst, khe nứt vĩa.

### 2.4.1. Các tầng chứa n-ớc lỗ hổng

#### 1. Tầng chứa n-ớc Holoxen trên ( $qh_2$ )

Các trầm tích này phân bố hầu hết vùng nghiên cứu nh-ng chủ yếu tập trung trên các đồng ruộng, ven bờ biển, ven các cửa sông. Bề dày thay đổi từ vài ba mét đến hàng chục mét. Thành phần đất đá chứa trong n-ớc chủ yếu là cát, cát sét. Độ chứa n-ớc phần lớn là nghèo, tỷ l- u l- ợng  $q < 0,211/\text{sm}$ , không có ý nghĩa cung cấp n-ớc. Chất l- ợng n-ớc không tốt, M th- ờng  $< 0,5\text{g/l}$ . Loại hình hoá học chủ yếu là Clorua - bicarbonat, hàm l- ợng Fe cao. Mực n-ớc chủ yếu thay đổi theo mùa và thủy triều. Nguồn cung cấp chủ yếu là n-ớc m- a, n-ớc mặt.

#### 2. Tầng chứa n-ớc Holoxen d- ới ( $qh_1$ )

Tầng chứa n-ớc này chỉ phát hiện đ- ợc ở các công trình khai đào. Diện phân bố khá rộng rãi trong khu vực, chiều dày tầng chứa n-ớc thay đổi từ vài ba mét đến vài chục mét, trung bình là 13m. Đất chủ yếu là cát, cát sét màu xám xanh.

Độ giàu của n-ớc thuộc loại trung bình nghèo, n-ớc ở đây bị nhiễm mặn, độ tổng khoáng hoá thay đổi từ 1,2g/l đến 7,3g/l, hàm l- ợng Fe khá cao, đa phần từ 7mg/l đến 25,4 mg/l.

Loại hình hoá học chủ yếu của n-ớc là Clorua - Natri. Động thái của n-ớc phụ thuộc vào thủy triều và mùa. Nguồn cung cấp là n-ớc mặt và n-ớc m- a.

#### 3. Tầng chứa n-ớc Pleistoxen.

Có mặt hầu hết diện tích đồng bằng vùng nghiên cứu. Chiều dày tầng chứa n-ớc thay đổi từ 5m đến 50m, trung bình 35m. Thành phần đất đá chức n-ớc chủ yếu là cuội sỏi lẫn cát và dĩa sạn.

Đặc tính chứa n-ớc biến đổi từ rất giàu đến nghèo tùy theo khu vực. Tỷ l- u l- ợng từ 0,16 đến 6,08 l/sm.

Khu vực đồng bằng sông Cấm có độ giàu n- ớc từ giàu đến nghèo từ l- u l- ợng  $q = 0,04 \rightarrow 1,041$  l/sm

Khu vực trung tâm (nam sông Cấm - bắc sông Văn Úc) có độ giàu n- ớc từ giàu đến nghèo, tỷ l- u l- ợng  $q = 0,16$  đến  $6,081$ /sm. Khu vực phía nam sông Văn Úc có độ giàu n- ớc từ rất giàu đến trung bình, tỷ l- u l- ợng  $q = 0,84 - 3,41$ /sm chất l- ợng trong trầm tích pleitocen có đặc điểm sau:

Khu vực phía bắc sông Cấm n- ớc lợ chuyển sang mặn với tổng độ khoáng hoá  $M = 3,08 - 9,07$ g/l. Càng về bắc giáp Núi Đèo càng mặn.

Khu vực trung tâm (nam sông Cấm - bắc sông Văn Úc) ngoài hai khu Kiến An - An Hải đến Hải Phòng - Kiến Thụy - Đồ Sơn n- ớc d- ới đất có chất l- ợng tốt. N- ớc từ siêu nhạt đến nhạt. Tổng độ khoáng hoá  $M$  hầu hết  $< 1$ g/l, th- ờng gặp  $M = 0,2$  đến  $0,6$  g/l hàm l- ợng Fe  $1 - 5$ mg/l, trung bình  $3$ mg/l; còn lại các nơi khác đều bị mặn với tổng độ khoáng hoá  $M = 1,2 - 8$ g/l, đa phần  $4 - 5$ g/l.

Động thái n- ớc thay đổi theo mùa, biên độ dao động từ  $+0,5 - 3$ m.

Nguồn cung cấp chủ yếu là n- ớc m- a, miền thoát địa ph- ơng qua các sông lớn trong vùng.

#### **4. Các tầng chứa n- ớc khe nứt, khe nứt karst**

##### **a. Tầng chứa n- ớc Plioxen**

Trầm tích Plioxen phân bố từ dãy núi Kiến An về nam dãy núi Kiến Thụy về phía Thái Bình chiều dày tầng chứa n- ớc thay đổi từ vài chục mét đến hàng trăm mét. Đất đá chủ yếu là cát kết cuội gắn kết yếu. Đây là tầng chứa n- ớc thuộc loại n- ớc giàu n- ớc. N- ớc đều thuộc loại n- ớc mặn  $M = 1,6$  đến  $4,9$ g/l. Loại hình hoá học của n- ớc là Clorua - Natri - Kali.

Động thái của n- ớc thay đổi theo mùa, đây là tầng chứa n- ớc áp lực, mực n- ớc đều cao hơn mặt đất  $0,3 - 0,4$ m.

##### **b. Tầng chứa n- ớc khe nứt - khe nứt karst**

Tầng chứa n- ớc này lộ ra ở bắc Thuỷ Nguyên, Kiến An và Đồ Sơn, ngoài đảo Cát bà là chủ yếu. Còn lại bị các trầm tích trẻ hơn phủ kín. Chiều dày của tầng thay đổi từ vài chục đến hàng trăm mét. Thành phần đất đá chủ yếu là đá vôi và đá vôi silic xen kẹp sét vôi.

Độ giàu n- óc từ rất giàu đến nghèo theo từng khu vực khác nhau.

Tỷ l- u l- ợng thay đổi theo vùng, q từ 0,06 đến 5,4l/sm. Chất l- ợng n- óc cũng thay đổi: ở núi Mi Sơn M = 0,78g/l, Kiến An M < 1g/l; ở Tràng Kênh thì n- óc lại bị nhiễm mặn M = 7,65g/l.

N- óc thuộc loại bị bicacbonat - Clurua - Canxi. Động thái của n- óc cũng thay đổi theo mùa. Nguồn cung cấp chủ yếu là n- óc m- a và các tầng chứa n- óc nằm trên.

c. Tầng chứa n- óc khe nứt - khe nứt vĩa

Các trầm tích này phân bố ở núi Đèo, Thuỷ Nguyên, Kiến An và toàn bộ các dãy núi Đồ Sơn.

Chiều dày của tầng chứa n- óc thay đổi từ vài chục đến hàng trăm mét. Đất đá chủ yếu là cát kết dạng quaczit, sạn kết, xen kẹp các lớp sét kết.

Độ chứa n- óc của tầng này thay đổi từ giàu đến nghèo q = 0,02 đến 1,8l/sm.

Chất l- ợng n- óc khá tốt đa phần M < 1g/l.

N- óc th- ờng có kiểu bicarbonat - Clurua - Canxi - Natri - Kali.

Động thái của n- óc phụ thuộc theo mùa, nguồn cung cấp chủ yếu là n- óc m- a và n- óc của các tầng chứa n- óc nằm trên.

#### **2.4.2. Các thực thể địa chất cách n- óc**

##### ***1. Các trầm tích cách n- óc thuộc tầng Thái Bình ( $Q_{IV}^3$ ) và Hải H- ng ( $Q_2^{1-2}hh_2$ )***

Các trầm tích này lộ trên một diện tích khá rộng ở An Hải, bắc Thuỷ Nguyên, ven rìa dãy núi An Lão - Kiến An, một phần ở khu vực Tiên Lãng, Chùa Vẽ. Phần còn lại bị trầm tích trẻ hơn phủ kín.

Thành phần đất đá chủ yếu là sét, sét bột, bột sét, sét cát lẫn mùn thực vật.

Chiều dày thay đổi từ vài ba mét đến vài chục mét, trung bình 15m. Khả năng chứa n- óc kém q thay đổi từ 0,025 đến 0,047l/sm.

##### ***2. Trầm tích cách n- óc Pleistoxen trên ( $Q_1^2vp_2$ )***

Trầm tích này phân bố hầu hết vùng nghiên cứu. Chúng chỉ lộ ra ở rìa các dãy núi thấp theo khu bắc Thủy Nguyên và thung lũng gia lượn đảo Cát Bà, còn lại bị các trầm tích trẻ hơn phủ kín.

Thành phần đất đá chủ yếu là sét, sét bột, sét pha cát, màu xám vàng, xám trắng loang lổ chiều dày thay đổi từ 0,5 đến 20m.

Khả năng chứa n-ớc kém (coi là trầm tích cách n-ớc) với  $q < 0,00751/\text{sm}$ .

### **2.4.3. Đặc tính ăn mòn của n-ớc d-ới đất**

Đặc tính ăn mòn của n-ớc d-ới đất đ-ợc đánh giá theo 4 loại chính: ăn mòn axit, ăn mòn carbonic, ăn mòn rửa lữa, ăn mòn sulfat theo các tiêu chuẩn.

Ăn mòn axit khi  $\text{PH} < 5$ .

Ăn mòn cacbonic:  $\text{CO}_2$  xâm thực  $> 3\text{mg/l}$ .

Ăn mòn rửa lữa  $\text{HCO}_3 > 2\text{mg dl/l}$ .

Ăn mòn sunfat  $\text{SO}_4^{2-} > 250 \text{ mg/l}$ .

Qua kết quả phân tích mẫu n-ớc do Liên đoàn địa chất II thực hiện tại tầng chứa lỗ hồng tuổi Holoxen cho thấy n-ớc không thể ăn mòn axit nh-ng có khả năng ăn mòn cacbonic, rửa lữa. Cho nên trong quá trình thi công và thiết kế xử lý nền móng của công trình xây dựng bằng vật liệu, bê tông cốt thép cần chú ý đến đặc tính ăn mòn của n-ớc.

## **2.5. CÁC QUÁ TRÌNH VÀ HIỆN T- ỌNG ĐỊA CHẤT ĐỘNG LỰC**

### **2.5.1. Quá trình và hiện t- ọng liên quan đến hoạt động nội lực**

#### **1. Nứt đất**

Nứt đất ở Hải Phòng đ-ợc sinh thành liên quan chặt chẽ với hoạt động của các hệ đứt gãy kiến tạo trẻ của vùng. Chúng tập trung thành các dải, phát triển dọc theo các hệ thống đứt gãy kiến tạo hoạt động mạnh mẽ trong giai đoạn tân kiến tạo và kiến tạo hiện đại, đặc biệt là các nút giao l-u của các hệ thống, đứt gãy theo các ph- ơng khác nhau. Các điểm nứt đất phát hiện tại các vùng Thủy Nguyên, Hoàng Tân, Quang Yên, rìa bắc địa phận Hải Phòng, Cát Hải, bắc Đồ Sơn, phía đông nam Vĩnh Bảo phản ánh rất rõ hiện t- ọng nói trên. Ở Cát Hải nứt đất kết hợp với hoạt động sụt lún trong giai đoạn hiện đại đã gây nên hiện t- ọng xói lở bờ biển phía nam của đảo.



Do diện tích Hải Phòng hầu nh- bị phủ bởi các trâm tích nên nứt đất ở đây bộc lộ không rõ ra trên mặt mà có khả năng phát triển nứt ngầm.

## **2. Động đất**

Đây là hậu quả của các biểu hiện vận động hiện đại của vỏ trái đất, gắn liền với các đới đứt gãy kiến tạo trẻ. Hải Phòng gần đới đứt gãy Sông Hồng, Sông Chảy, Sông Lô, đứt gãy Đông Triều, Mạo Khê Quang Ninh.

Theo tài liệu quan trắc ở các trạm trên lãnh thổ Việt Nam và tài liệu lịch sử ở Hải Phòng, Hà Nội và các vùng lân cận đã ghi đ- ọc trên 150 trận động đất, có 2 trận cấp từ 7 đến 8; 3 trận cấp 7; 40 trận cấp 6 và chủ yếu là nhỏ hơn cấp 6.

### **2.5.2. Các tai biến liên quan đến hoạt động ngoại lực**

#### **1. Hoạt động của dòng chảy**

Hoạt động này gây ra các hiện t- ượng xói lở bờ của các dòng sông, xói mòn bề mặt, hiện t- ượng m- ơng xói mòn trong khu vực nghiên cứu hoạt động của dòng chảy ra xói mòn lở bờ của sông nh- cửa Luộc, Văn Úc, sông Thái Bình.

Hiện t- ượng xói mòn bề mặt phát triển chủ yếu ở địa hình đồi núi sót ở bắc Thủy Nguyên, vùng Kiến An, Đồ Sơn trên nền đá lục nguyên. Hoạt động của các quá trình xâm thực bóc mòn tạo ra các khe rãnh, suối nhỏ, tác động trên các địa hình này là đã làm cuốn trôi các sản phẩm phong hoá từ trên xuống tạo cho đất trở nên cằn cỗi.

Hiện t- ượng m- ơng xói phát triển ở núi Đèo, núi D- ồng Động theo cơ chế xâm thực giạt lùi diễn ra mạnh mẽ ở các s- ườn đồi có độ dốc  $> 20^0$ . Hậu quả là làm cho s- ườn núi chia cắt các lớp đất bề mặt bị cuốn dãn, đá gốc lộ ra.

#### **2. Hoạt động phá hoại bờ biển**

Hoạt động của thủy triều kết hợp với những tác động của sóng, của dòng chảy ven bờ đã gây ra các hiện t- ượng xói ở lở bờ biển, hiện t- ượng bồi tụ.

Bờ biển Hải Phòng có thể chia làm hai bộ phận xói lở, hiện t- ượng bồi tụ khác nhau:

Phần bắc bán đảo Đồ Sơn là vùng bờ biển đang diễn ra các quá trình hoạt động xói lở, di chuyển vật liệu ven bờ, bồi tụ, gây ra những biến động đ- ồng

bờ khá mạnh mẽ. Các phần bờ bị lở mạnh điển hình có thể kể đến bờ nam đảo Cát Hải, đảo Đình Vũ. Bên cạnh đó, tại một số nơi các bãi triều vẫn tiếp tục đ- ọc bồi tụ nh- từ cửa Lạch Tray đến cửa Nam Triệu.

Phần cửa nam bán đảo Đồ Sơn t- ơng đối ổn định hơn với xu thế chung là lục địa lấn dần ra biển, tốc độ bồi tụ từ 30 m/ năm đến 40 m/năm.

### **3. Hiện t- ợng ngập úng.**

Khi mực n- ớc triều dâng cao từ 0,1 đến 2m làm ngập các địa hình thấp (trũng ven biển). N- ớc triều dâng cũng đồng thời làm mực n- ớc ngầm dâng cao có khi dâng cao cách mặt đất từ 0,1m đến 0,3m. Sự dâng cao của thủy triều, n- ớc ngầm, cùng với thời điểm m- a to kéo dài đã gây ngập úng nhiều vùng thuộc khu vực. Các vị trí th- ờng bị ngập úng nh- các phố Cầu Đất, Lạch Tray, Lê Lợi, Trần Nguyên Hãn. Nhiều nơi ngập sâu từ 0,8 đến 1m.

### **4. Hiện t- ợng tr- ợt lở**

Ở Hải Phòng các hiện t- ợng tr- ợt lở mang tính chất tai biến hoặc tai biến tiềm ẩn tập trung ở phía Bắc Thủy Nguyên, phía Nam núi Đèo, tại các s- ườn núi Xuân Sơn, Kiến An.

Nguyên nhân của hiện t- ợng: Ngoài nguyên nhân kiến tạo liên quan đến hoạt động của các đứt gãy kiến tạo trẻ, phải kể đến hoạt động phá rừng của con ng- ời. Hoạt động của con ng- ời đã góp phần thúc đẩy tính tích cực của quá trình tr- ợt lở khu vực.

### **5. Hoạt động Karst**

Trên các địa phận thuộc khu vực nghiên cứu, hoạt động Karst tập trung chủ yếu ở đảo Cát Bà, rải rác ở một số khối đá nhỏ có biểu hiện Karst ở phía bắc Thủy Nguyên, các quá trình hoạt động Karst mặt đã tạo nên các địa hình Karst nh- địa hình tai mèo, địa hình Karst tạo rãnh, luống, phiểu Karst, giếng phiểu Karst, các s- ườn địa hình phiểu Karst th- ờng dốc trên  $50^{\circ}$ . Các quá trình phiểu Karst ngầm tạo nên hệ thống các hang động ở những độ cao khác nhau.

Các tai biến do quá trình hoạt động Karst gây ra không phải lúc nào cũng xuất hiện mà các quá trình hoạt động này th- ờng tạo những tai biến

mang tính tiềm ẩn, gặp các hoàn cảnh thuận lợi sẽ xảy ra bất ngờ. Vì vậy cần lưu ý khi xây dựng các công trình trên vùng này.

### **6. Hiện tượng phong hoá**

Vỏ phong hoá ở vùng gò đồi thành phố Hải Phòng khá phát triển, chúng phân bố ở vùng Đồ Sơn, Kiến An, Kiến Thụy và Bắc Thủy Nguyên. Quá trình phong hoá trong điều kiện khí hậu nhiệt đới ẩm đã tạo cho vùng gò đồi có vỏ phong hoá dày, đa dạng về thành phần vật chất và cấu tạo mặt cắt.

Đá gốc thành tạo ở vùng Hải Phòng chủ yếu là đá trầm tích lục nguyên thuộc các hệ tầng Xuân Sơn ( $S_2 - D_{1xs}$ ), D-ông Động ( $D_{1-2dd}$ ) và Đồ Sơn ( $D_3ds$ ). Quá trình phong hoá hoá học theo cơ chế tàn d- và thấm đọng đã biến đổi các đá trầm tích thành các sản phẩm dạng sét.

Ở sườn dốc phía tây dải Đồ Sơn vùng núi đèo và núi D-ông Động, quá trình phong hoá vật lý chiếm ưu thế. Tại đây đã tạo vỏ phong hoá Saprolit với việc đá gốc mới chớm bị phong hoá dở dang. Ở những nơi thực vật kém phát triển, đá gốc trơ ra ở sườn núi dốc.

Ở miền núi thoải hơn hoặc được chia nhỏ thoải ở vùng Đồ Sơn, Kiến An và Bắc Thủy Nguyên gặp hiện tượng sét hoá ở khe nứt và mặt phân lớp của đá bột kết, sét kết. Ở những chỗ này tạo nên vỏ phong hoá sialit sắt với chiều dày 2 - 2,5m.

Diện tích còn lại ở vùng gò đồi, núi thấp Hải Phòng là vỏ phong hoá ferosialit chúng phân bố chủ yếu ở chân núi, sườn núi tại vùng Đồ Sơn, Kiến An và Bắc Thủy Nguyên. Chiều dày của vỏ này thay đổi từ 1,8 - 3,5m. Đất phát triển trên kiểu vỏ này có chứa các nguyên tố vi lượng NPK, chất mùn, thuận lợi cho việc trồng các loại cây ăn quả, chè, dưa.

### **2.6. PHÂN LOẠI CẤU TRÚC NỀN ĐẤT YẾU KHU VỰC THÀNH PHỐ HẢI PHÒNG**

Khả năng xây dựng của đất yếu không chỉ phụ thuộc vào thành phần và tính chất của bản thân đất yếu, mà còn phụ thuộc nhiều vào điều kiện tồn tại của chúng trong cấu trúc nền và môi trường địa chất. Do vậy muốn đánh giá

đ- ọc đúng khả năng xây dựng của đất yếu trong điều kiện tự nhiên, cần phải nghiên cứu đầy đủ các đặc điểm cấu trúc của nền đất.

Thuật ngữ cấu trúc nền đ- ọc hiểu là phân t- ơng tác giữa công trình và môi tr- ờng địa chất, đ- ọc xác định bởi quy luật phân bố trong không gian, khả năng biến đổi theo thời gian của các thành tạo đất đá có tính chất địa chất công trình đ- ọc xác định diễn ra trong vùng ảnh h- ưởng của công trình.

Nh- vậy cấu trúc nền đất yếu là cấu trúc nền có sự tham gia trực tiếp của các thành tạo đất yếu, đất yếu đóng vai trò trung tâm và có ý nghĩa quyết định đặc tính và khả năng xây dựng của cấu trúc nền.

Với quan điểm đó trong khu vực nghiên cứu cấu trúc nền đ- ọc tạo bởi các lớp đất thuộc trầm tích của các hệ tầng có tuổi Holocen là chính nh- hệ tầng Hải H- ng, hệ tầng Thái Bình.

Dựa vào sự có mặt của các phức hệ địa tầng nguồn gốc đất yếu trong cấu trúc nền. Dựa vào đặc điểm bất đồng nhất của các yếu tố về bề dày, sự đồng nhất, không đồng nhất để chia thành các kiểu, dạng khác nhau.

Trong quá trình nghiên cứu tác giả đã dựa vào các đặc điểm về sự có mặt hay không có mặt các trầm tích có nguồn gốc khác của hệ tầng Hải H- ng và hệ tầng Thái Bình để phân thành các kiểu và phụ kiểu.

Tiếp theo đó việc phân chia các dạng là trên cơ sở đặc điểm về bề dày của các trầm tích có nguồn gốc sông, sông biển, sông đầm lầy, biển đầm lầy của hệ tầng Thái Bình, cụ thể việc phân chia nh- sau:

- **Kiểu I:** Đất yếu trong cấu trúc nền có mặt phức hệ địa tầng nguồn gốc, biển đầm lầy tuổi Holocen sớm - giữa, hệ tầng Hải H- ng, phân d- ới ( $bm Q^{1-2}_2$   $hh_1$ )

và không có mặt các trầm tích biển của hệ tầng Hải H- ng trên ( $m Q^{1-2}_2$   $hh_2$ ). Thành phần đất đá lá sét, sét pha, sức chịu tải thấp, điều kiện địa chất công trình phức tạp. Ở kiểu I, dựa vào sự có mặt của các trầm tích có nguồn gốc sông biển, sông biển đầm lầy của hệ tầng Thái Bình ( $am Q^3_2tb_1$ ,  $amb Q^3_2tb_2$ ) để chia thành hai phụ kiểu a và b.

+ *Phụ kiểu a*: Có mặt các trầm tích nguồn gốc sông biển của hệ tầng Thái Bình ( $am Q^3_2 tb_1$ ), phụ kiểu a thường tạo bởi các trầm tích có bề dày lớn hơn 10m xếp vào dạng 2.

+ *Phụ kiểu b*: Có mặt các trầm tích nguồn gốc sông biển đầm lầy của hệ tầng Thái Bình ( $amb Q^3_2 tb_2$ ), phụ kiểu b được tạo bởi các trầm tích có bề dày lớn hơn 10m thuộc vào dạng 3, còn bề dày trầm tích từ 5 – 10m xếp vào dạng 2, và bề dày trầm tích nhỏ hơn 10m xếp vào dạng 1.

- **Kiểu II**: Đất yếu trong cấu trúc nền kiểu này có mặt phức hệ địa tầng nguồn gốc biển, tuổi Holocen sớm – giữa hệ tầng Hải H- ng, phần trên ( $m Q^{1-2}_2 hh_2$ ) và không có mặt các trầm tích nguồn gốc biển - đầm lầy hệ tầng Hải H- ng dưới ( $bm Q^{1-2}_2 hh_1$ ), kiểu II chia thành hai phụ kiểu a và b.

+ *Phụ kiểu a*: Trong cấu trúc địa tầng có mặt các trầm tích nguồn gốc sông biển tuổi Holocen muộn hệ tầng thái bình phần dưới ( $am Q^3_2 tb_1$ ).

+ *Phụ kiểu b*: Trong cấu trúc địa tầng có mặt các trầm tích nguồn gốc sông biển đầm lầy và trầm tích sông biển của hệ tầng Thái Bình ( $amb Q^3_2 tb_2$ ) Những nơi bề dày trầm tích nhỏ hơn 5m xếp vào dạng 1, những nơi mà bề dày trầm tích từ 5 – 10 xếp vào dạng 2, bề dày lớn hơn 10 xếp vào dạng 3.

- **Kiểu III**: Đất yếu trong cấu trúc nền có mặt đầy đủ trầm tích nguồn gốc biển và nguồn gốc biển đầm lầy tuổi Holocen hệ tầng Hải H- ng, ( $bm Q^{1-2}_2 hh_1, m Q^{1-2}_2 hh_2$ ). Thành phần gồm sét, sét pha trạng thái chảy

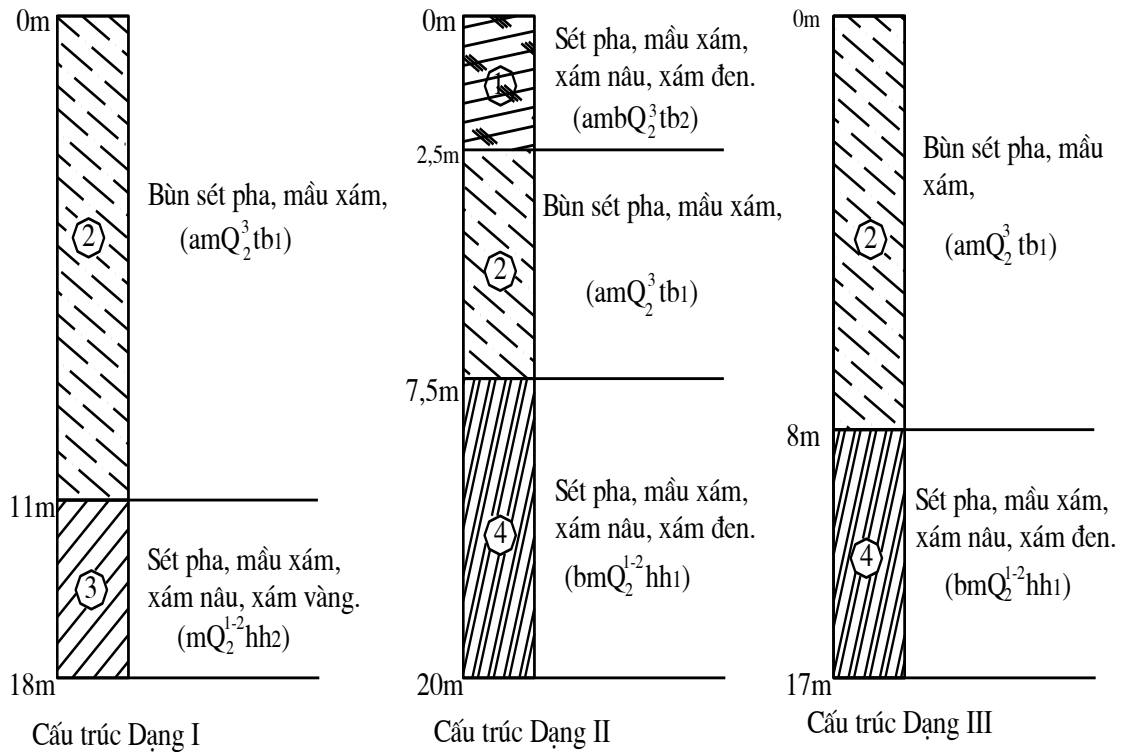
. Ở kiểu III dựa vào sự có mặt của các trầm tích có nguồn gốc khác nhau của hệ tầng Thái Bình để chia thành hai phụ kiểu a và b và cũng trên đặc điểm bề dày trầm tích ta chia ra 3 dạng (dạng 1, dạng 2, dạng 3).

Tính chất cơ lý của các trầm tích trong cấu trúc nền thể hiện bảng 2.1 và phân bố theo sơ đồ hình 2.3.

## 2.7. KẾT LUẬN.

Qua việc phân loại trên ta thấy trong khu vực nghiên cứu tồn tại ba kiểu, 2 phụ kiểu và ba dạng nền. Sự tổ hợp của các kiểu, phụ kiểu và dạng nền cho ta 10 dạng cấu trúc nền khác nhau, nh- ng trong đó cần chú ý nhất là 3 dạng

cấu trúc nền nh- hình 2.3 đây là các dạng phổ biến nhất trong khu vực nghiên cứu.



Hình 2.4. Các cấu trúc nền tiêu biểu trong khu vực nghiên cứu

Phạm vi áp dụng các giải pháp gia cố không những phụ thuộc vào quy mô công trình, tải trọng mà còn phụ thuộc đặc điểm của cấu trúc nền đất yếu.

Qua công tác xây dựng thực tế tại khu vực Hải Phòng trong thời gian qua, sơ bộ có thể đúc kết ra bảng 2.2 về khả năng áp dụng các giải pháp khác nhau cho các loại đất yếu ở Hải Phòng,

Với đặc tr- ng cấu trúc nền đất yếu ở khu vực Hải Phòng nh- đã chỉ ra ở bảng 2.1, tạo bởi các trầm tích sét, bùn sét có độ dẻo cao, tính thấm nhỏ thì việc cải tạo đất bằng gia cố (cọc cát đầm chặt), bằng vật liệu trộn, ph- ong pháp trộn sâu và bằng thoát n- ớc (tiêu n- ớc thẳng đứng) là thích hợp.

Bảng 2.2. Phạm vi ứng dụng ph- ơng pháp kỹ thuật cải tạo các loại đất yếu khác nhau ở khu vực Hải Phòng .

Cơ chế cải tạo	Tạo cốt	Trộn hỗn hợp hay bơm phụt vữa	Đầm chặt	Thoát (tiêu) n- ớc
Thời gian cải tạo	Phụ thuộc vào chất chôn vùi	T- ơng đối ngắn	Lâu dài	Lâu dài
Đất hữu cơ ( $amb Q_2^3 tb_2, bm Q_2^{1-2} hh_1$ )	↑	↑		↑
Đất sét có độ dẻo cao ( $am Q_2^3 tb_1, amb Q_2^3 tb_2, m Q_2^{1-2} hh_2$ )	↑	↑		↑
Đất sét có độ dẻo thấp ( $am Q_2^3 tb_1, amb Q_2^3 tb_2, m Q_2^{1-2} hh_2$ )	↓	↓		↓
Đất bùn ( $am Q_2^3 tb_1$ )			↑	
Đất cát ( $m Q_2^{1-2} hh_2$ )				
Đất sạn - sỏi ( $a Q_2^3 tb_1, a Q_2^3 tb_2, m Q_2^{1-2} hh_2$ )			↓	
Trạng thái của đất đ- ợc cải tạo	T- ơng tác giữa đất và chất chôn vùi	Xi măng hoá	Dung trọng tăng cao do hệ số rỗng giảm	
	Không thay đổi trạng thái đất	Làm thay đổi trạng thái của đất		

Trong phạm vi của nội dung luận văn thạc sỹ không có điều kiện đi sâu tìm hiểu nghiên cứu cụ thể các giải pháp gia cố trong điều kiện nền đất yếu ở khu vực Hải Phòng. Do vậy, tác giả chỉ tập trung vào nghiên cứu và đánh giá hiệu quả của việc áp dụng giải pháp cọc cát vừa có tác dụng thoát tiêu n- ớc kết hợp nén chặt trong việc gia cố nền đất yếu tại khu vực Hải Phòng.

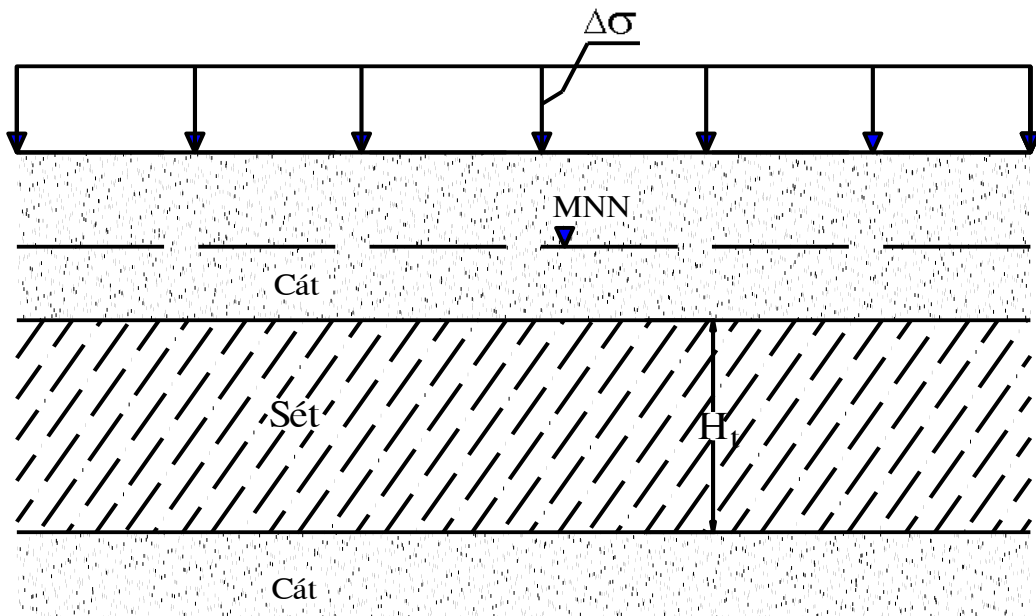
### Chương 3

## MỘT SỐ KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ CÁC BÀI TOÁN CỐ KẾT THẤM

### 3.1. CÁC KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ BÀI TOÁN CỐ KẾT THẤM

Khi có một lớp đất chịu một ứng suất nén, giống như quá trình xây dựng công trình, sẽ xảy ra sự sắp xếp lại các hạt và ép nước và không khí ra khỏi các lỗ rỗng của lớp đất đó. Theo Terzaghi (1943): "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 3.1.

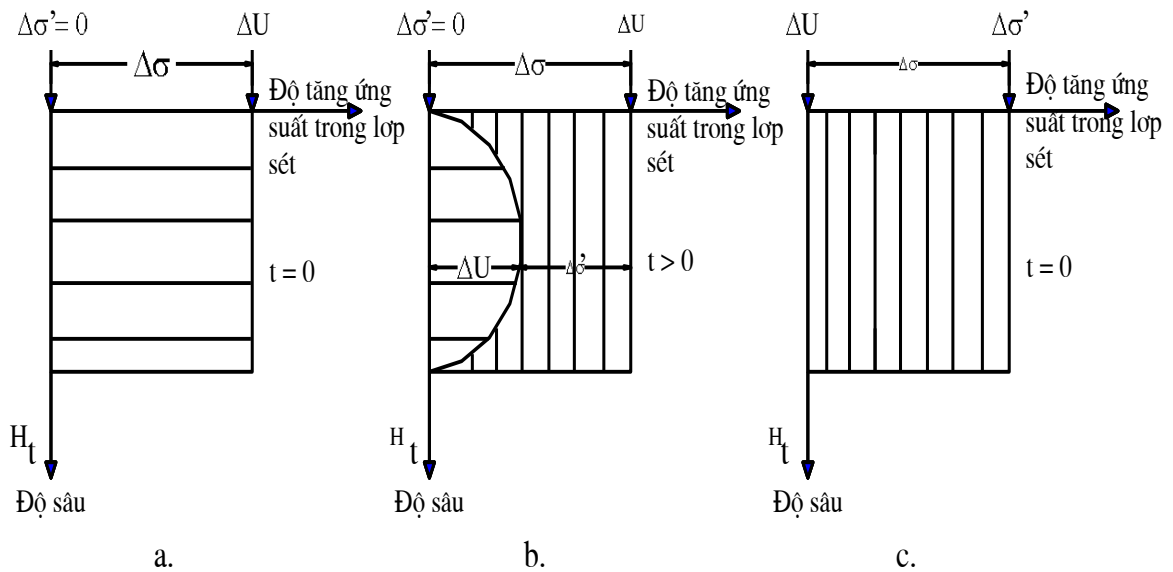


Hình 3.1. Mô hình cố kết một chiều của nền đất

Giả sử một tải trọng có giá trị  $\Delta\sigma$  tác dụng lên bề mặt của nền đất sét bão hòa nước, dưới tác dụng của tải trọng này thì áp lực nước lỗ rỗng hình thành trong đất là  $\Delta U$ , 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 ta xác định được 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 3.2.





Hình 3.2. Sơ đồ thay đổi áp lực n-ớc lỗ rỗng và ứng suất hữu hiệu trong lớp sét đ-ợc trình bày trong hình 3.1. do quá trình gia tải.

Nh- vậy, một loại đất sét bão hoà n-ớc khi d-ới dạng tải trọng nén của công trình, thì áp lực n-ớc trong lỗ rỗng của nó lập tức tăng lên. Nh-ng do tính thấm của đất sét rất nhỏ, nên quá trình ép tách n-ớc ra khỏi các lỗ rỗng trong đất xảy ra chậm chạp và dẫn tới hiện t-ợng lún xảy ra kéo dài theo thời gian, để tăng tốc độ thoát n-ớc ra khỏi lỗ rỗng của đất sét và tăng nhanh quá trình cố kết của nền đất, nền đất đ-ợc nhanh ổn định, công trình sớm đ-ợc xây dựng và xây dựng một cách đ-ợc an toàn. Với mục đích nh- vậy các nhà khoa học kỹ thuật xây dựng trên thế giới và Việt Nam đã tìm ra lời giải cho các dạng bài toán về cố kết thấm của đất yếu loại sét từ đó làm cơ sở cho việc đề suất ph-ơng án tính toán thiết kế xây dựng công trình nh- bài toán cố kết của nền đất đồng nhất, nền đồng nhất phân lớp.

### 3.2. LÝ THUYẾT CỐ KẾT THẤM MỘT CHIỀU TRONG NỀN ĐẤT ĐỒNG NHẤT

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

- Lớp đất sét là đồng nhất.
- Lớp đất sét bão hoà n-ớc.

- Tính nén lún của lớp sét chỉ do sự thay đổi thể tích mà sự thay đổi này lại do ép tách n- ớc ra khỏi lỗ rỗng của đất.

- Hoàn toán tuân theo định luật Darcy.

- Biến dạng của đất chỉ xảy ra d- ới ph- ơng tác dụng của tải trọng.

- Hệ số cố kết ( $C_v = \frac{K}{\gamma_w m_v}$ ) là hằng số trong quá trình cố kết.

Từ các điều kiện biên trên đây và bằng lý thuyết, Terzaghi đã đ- a đ- ợc ph- ơng trình vi phân cơ bản sau:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{K}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3.1)$$

Lời giải của ph- ơng trình vi phân (2.1) có thể viết d- ới dạng chuỗi Fourrier:

$$U(z,t) = \frac{4}{\pi} \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{1}{2m+1} \sin \left[ \frac{(2m+1)\pi}{2h} Z \right] \exp \left[ -(2m+1)^2 \pi^2 \frac{T_v}{4} \right] \quad (3.2)$$

Trong đó:

$U(z,t)$  : là áp lực n- ớc lỗ rỗng tại độ sâu  $z$  vào thời gian  $t$ .

$K$  : là hệ số thấm n- ớc của đất.

$\gamma_w$  : là trọng l- ợng đơn vị của n- ớc.

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

là hệ số rỗng ban đầu của đất)

$T_v = (C_v/h^2).t$  : là hệ số thời gian không thứ nguyên.

$h$  : là chiều dài phân thoát n- ớc.

Mức độ cố kết trung bình của lớp đất sét thoát n- ớc cả hai phía (lên trên và xuống d- ới) đ- ợc viết d- ới dạng:

$$U_{av} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v) \quad (3.3)$$

Trong đó:

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

Các trị số  $U_{av}$  Theo  $T_v$  có thể tra bảng 3.1 hay tra trên đồ thị  $U_{av} = f(T_v)$

Bảng 3.1. Biến thiên của  $T_v$  theo  $U_{av}$  (lập trên cơ sở của ph- ơng trình 3.3)

$U_{av}, \%$	$T_v$	$U_{av}, \%$	$T_v$
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	$\infty$

### 3.3. BÀI TOÁN CỐ KẾT THẤM TRONG NỀN ĐẤT KHÔNG ĐỒNG NHẤT PHÂN LỚP

Hiện nay, ch- a có khả năng đ- a ra đ- ợc lời giải đúng đắn cho cố kết trong nền đất không đồng nhất nhiều lớp, bởi lý do có một số giá trị về tính chất của đất (ví dụ nh- : hệ số thấm n- ớc ( $K_i$ ), chiều dày của các lớp đất ( $h_i$ ), và hệ số cố kết ( $C_v$ )) luôn luôn thay đổi.

D- ới đây, chúng ta xét bài toán cố kết thấm của nền đất hai lớp khác nhau nh- hình 3.3.

Theo Scott (1963), từ ph- ơng trình (3.1) có thể viết:

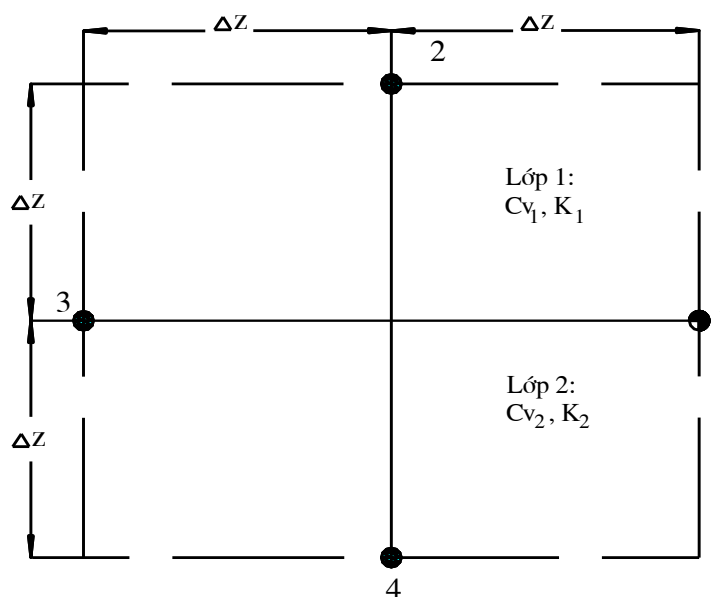
$$\frac{K}{C_v} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} = K \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3.4)$$

Tham khảo hình 3.4 bằng lời giải sai phân hữu hạn và giả thiết:  $\frac{1}{t_R} = \frac{C_{v1}}{z_R^2}$

Ta có:

$$\bar{U}_{0,t+\Delta t} = \frac{1 + K_2 / K_1}{1 + (K_2 / K_1)(C_{v1} / C_{v2})} \cdot \frac{\Delta \bar{t}}{(\Delta z)^2} \left[ \frac{2K_1}{K_1 + K_2} \bar{U}_{1,\bar{i}} + \frac{2K_2}{K_1 + K_2} \bar{U}_{3,\bar{i}} - 2\bar{U}_{0,\bar{i}} \right] + \bar{U}_{0,\bar{i}} \quad (3.5)$$

Muốn ph- ơng trình (3.5) có nghiệm (hay hội tụ), thì  $\frac{\Delta \bar{t}}{(\Delta z)^2} < 0,5$



Hình 3.3. Sơ đồ giải bài toán cố kết cho nền hai lớp bằng phương pháp sai phân hữu hạn.

### 3.4. BÀI TOÁN CỐ KẾT THẨM ĐỐI XỨNG TRỰC

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

Từ việc nghiên cứu bài toán cố kết một chiều của Terzaghi, nhiều nhà nghiên cứu đã phát triển lý thuyết này và mở rộng xây dựng nên bài toán cố kết thẩm 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.

Nội dung của bài toán như sau:

Để đẩy nhanh quá trình cố kết của nền đất sét yếu ta đưa vào trong nền đất những trụ tròn tạo bởi những vật liệu có tính thấm cao như cát, 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 đứng và phương ngang như hình 3.4. Thoát nước theo phương ngang xảy ra bởi các trụ thoát

n-ớc, do vậy quá trình tiêu tan áp lực n-ớc lỗ rỗng d- thừa bởi tác dụng của tải trọng ngoài và từ đó xuất hiện lún tăng lên.

Để khảo sát bài toán trên ta tách ra trong nền đất sét yếu một trụ đơn vị gồm có trụ thoát n-ớc và phạm vi vùng ảnh h-ởng xung quanh nh- chỉ ra trên hình 3.5.

Ph-ơng trình cân bằng thể tích của một phân tử đất (dx, dy, dz) đ-ợc viết trong hệ toạ độ Đề các với trục oz trùng với trục của tâm trụ tròn thoát n-ớc.

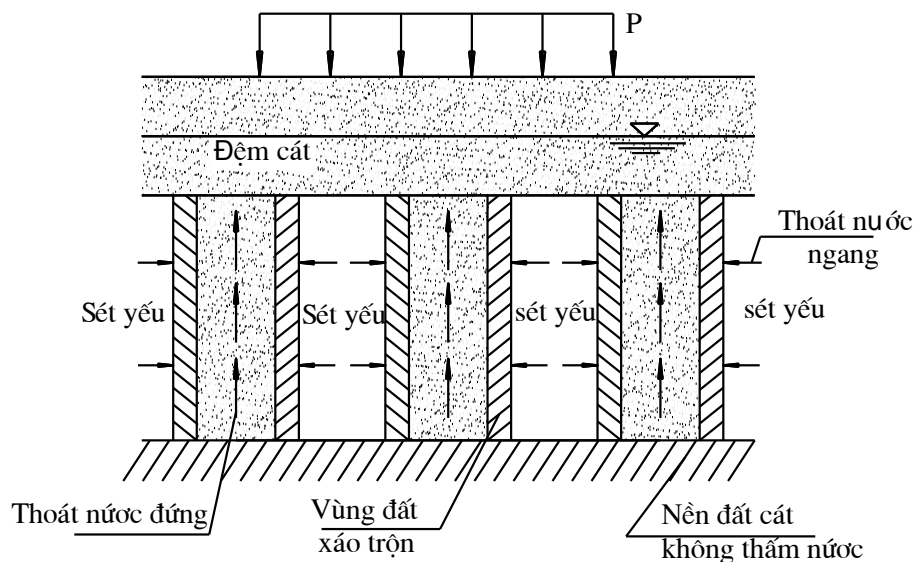
Trong đó:  $V_x$ ,  $V_y$  và  $V_z$  là các vận tốc thấm theo các ph-ơng x, y và z t-ơng ứng và chúng đ-ợc xác định:

$$V_x = \frac{K_x}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \quad (3.7a)$$

$$V_y = \frac{K_y}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial y} \quad (3.7b)$$

$$V_z = \frac{K_z}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (3.7c)$$

$$\text{và} \quad \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} [-a_v(P-U)] = a \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3.7d)$$



Hình 3.4. Sơ đồ nguyên lý cấu kết thoát n-ớc đối xứng trục bằng cọc vật liệu rời (VLR).

Sau khi thay các ph-ơng trình (3.7a) đến (3.7d) vào ph-ơng trình (3.6) ta có:

$$\frac{K_x}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{K_y}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{K_z}{Y_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3.8)$$

Ph- ơng trình (3.8) là ph- ơng trình cố kết thấm trong tr- ờng hợp bài toán cố kết thấm không gian ba chiều viết trong hệ tọa độ Đêcac. Để chuyển ph- ơng trình (3.8) sang hệ tọa độ trụ tròn, thì một điểm bất kỳ trong không gian có tọa độ (x,y,z) đ- ợc tải trong hệ tọa độ trụ bằng (r,z), với  $r = \sqrt{x^2 + y^2}$  là khoảng cách từ điểm đang xét với trục z. Khi đó, ta có thể viết đ- ợc:

$$\frac{K_x}{\gamma_w} \left[ \frac{x^2}{x^2 + y^2} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{y^2}{(x^2 + y^2)\sqrt{x^2 + y^2}} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} \right] + \frac{K_y}{\gamma_w} \left[ \frac{y^2}{x^2 + y^2} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{x^2}{(x^2 + y^2)\sqrt{x^2 + y^2}} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} \right] + \frac{K_z}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3.9)$$

Trong đó:

$K_x$  và  $K_y$  là các hệ số thấm theo ph- ơng ngang, và đ- ợc ký hiệu chung là  $K_h$ .

$K_z$  là hệ số thấm theo ph- ơng đứng, ký hiệu là  $K_v$ . Khi đó, ph- ơng trình (3.9) đ- ợc viết d- ối dạng:

$$\frac{\partial U}{\partial t} = C_h \left( \frac{\partial U}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} \right) + C_v \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \quad (3.10)$$

Ở đây:  $C_v = \frac{K_v}{\gamma_w \cdot m_v}$  : là hệ số cố kết theo ph- ơng đứng và

$C_h = \frac{K_h}{\gamma_w \cdot m_v}$  : là hệ số cố kết thấm ph- ơng ngang

N. Carillo (1942), bằng ph- ơng pháp tích phân xác định ph- ơng trình (3.10) đã đ- a ra lời giải tổng quát sau:

$$U = 1 - (1 - U_h) (1 - U_v) \quad (3.11)$$

Trong đó:

U: tổng mức độ cố kết, %

$U_h$ : mức độ cố kết theo ph- ơng ngang h- ớng vào tâm trụ VLR, %.

$U_v$ : mức độ cố kết theo ph- ơng đứng dọc trục trụ VLR, %.

Trong điều kiện lý t- ờng (đất xung quanh trụ VLR không bị xáo động)

R.A. Barron (1948) đã đ- a ra lời giải tính sau:

$$U_h = 1 - \exp\left[\frac{-8T_h}{F(n)}\right] \quad (3.12)$$

Trong đó:

$T_h = (C_h / D_c^2) * t$  : là hệ số thời gian không thứ nguyên theo ph- ơng ngang.

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

$n = D/d$  : là tỷ số Barron.

$D_c$ : đ- ờng kính vùng ảnh h- ưởng của trụ VLR

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v) \quad (3.13)$$

Trong đó:

$$m = (2m + 1) \pi / 2 \quad (m : \text{là số nguyên})$$

$T_v = \frac{C_v}{H_t^2} t$  : là hệ số thời gian không thứ nguyên theo ph- ơng đứng.

Ph- ơng trình (3.13) chỉ đúng cho tr- ờng hợp biến thiên của áp lực lỗ rỗng có dạng tuyến tính theo độ sâu.

Trong tr- ờng hợp, biến thiên của áp lực n- ớc lỗ rỗng có dạng hình Sin theo độ sâu, thì mức độ cố kết trung bình theo ph- ơng đứng là:

$$U_v = 1 - \exp\left(\frac{-\pi T_v}{4}\right) \quad (3.14)$$

Biến thiên của  $U_h$  theo  $T_h$  và  $U_h$  theo  $T_v$  có thể tra bảng.

### 3.5. KẾT LUẬN

- Kết quả của việc giải bài toán về cố kết với nhiều ph- ơng pháp khác nhau cho thấy sự phát triển không ngừng của ph- ơng pháp luận khoa học

trong lĩnh vực nghiên cứu về cơ học đất nền móng nhằm giải quyết tốt các vấn đề về xây dựng đặt ra.

- Trong quá trình giải các bài toán với điều kiện địa chất nền đất phức tạp phụ thuộc vào nhiều yếu tố, do vậy việc đề cập bài toán mà xét tới toàn diện các yếu tố là khó thực hiện đ-ợc. Trong các bài toán cố kết có lý t-ởng hóa một số điều kiện về nền đất là cần thiết nhằm giảm nhẹ tính phức tạp của bài toán và kết quả giúp sử dụng tính toán đ-ợc thuận lợi.

- Kết quả của việc giải các bài toán cố kết, đặc biệt là bài toán cố kết thấm đối xứng trục làm cơ sở cho việc tính toán dự báo độ lún và độ ổn định của nền đất yếu nhằm phục vụ tốt cho công tác thiết kế và đề xuất các giải pháp xử lý nền móng công trình nhằm đáp ứng đ-ợc các điều kiện thực tế đặt ra.

- Trong số các ph-ơng pháp xử lý nền móng thực tế đã sử dụng lời giải của các bài toán trên phải kể đến ph-ơng pháp cọc cát, trụ đá, bắc thấm. Vấn đề này sẽ đ-ợc đề cập ở ch-ơng 4 và ch-ơng 5.

## **Ch-ơng 4**

### **LÝ THUYẾT VỀ CỌC CÁT**

#### **4.1. MỞ ĐẦU**

Để có thể áp dụng đ-ợc ph-ơng pháp cọc cát một cách tinh tế và đảm bảo chất l-ợng, cần xây dựng lý thuyết để tính toán các vấn đề liên quan đến bao gồm độ bền, các hiệu quả kỹ thuật tính toán, thiết kế hoàn chỉnh ph-ơng án xử lý nền đất yếu bằng cọc cát. Các lý thuyết này đã đ-ợc chứng minh bằng các thí nghiệm mô hình và các kết quả áp dụng thực tế ở các n-ớc trên thế giới.

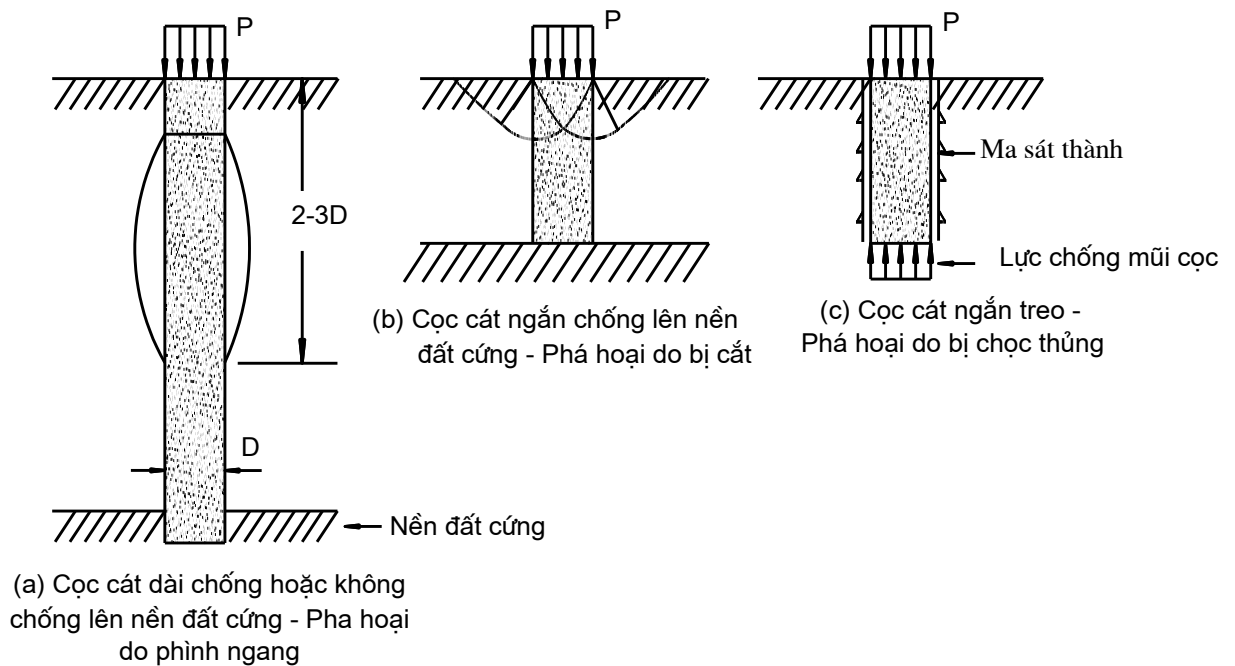
#### **4.2. CÁC CƠ CHẾ PHÁ HOẠI**

##### **4.2.1. Cọc cát đơn**

Cọc cát đơn có ba loại phá hoại chính, phá hoại do phình ngang trong đoạn chiều sâu từ mặt đất đến ba lần đ-ờng kính cọc cát, phá hoại do bị tr-ợt và phá hoại lớp đất d-ới chân cọc. Phá hoại do phình ngang th-ờng xảy ra với cả cọc treo và cọc chống.



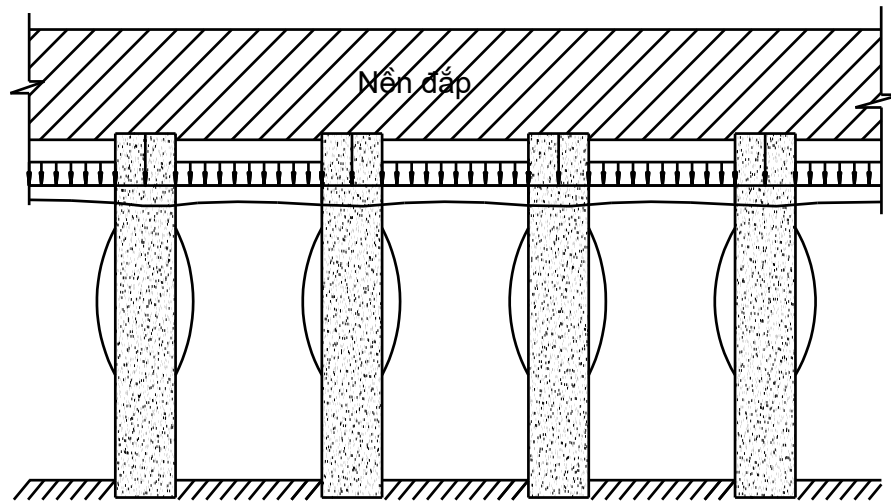
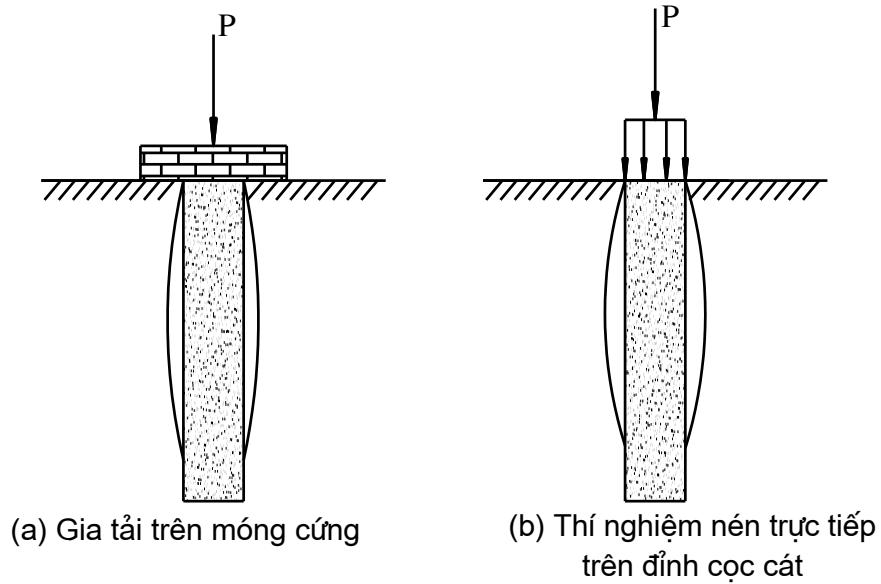
Trong khoảng cách từ mặt đất đến chiều sâu bằng ba lần đường kính cọc (hình 4.1a). Phá hoại do trượt thòong xảy ra với cọc ngắn (hình 4.1b). Phá hoại do chọc thủng thòong xảy ra với các cọc treo có chiều dài ngắn hơn 2 đến 3 lần đường kính (hình 4.1c). Tùy theo điều kiện thực tế, các phá hoại này có thể xảy ra, tuy nhiên theo thống kê và tính toán thì phá hoại do phình ngang là thòong gặp nhất.



Hình 4.1. Các dạng phá hoại cọc cát đơn

Từ thí nghiệm mô hình người ta đã chứng minh được khả năng chịu tải và độ lún của cọc cát đơn phụ thuộc vào phương pháp chất tải (các hình thức gia tải đối với cọc cát xem hình 4.2).

Phương pháp chất tải trên tấm cứng có diện tích lớn hơn cọc làm tăng ứng suất trong đất xung quanh. Diện chịu tải tăng giúp cho cọc cát giảm khả năng bị phá hoại và tăng khả năng chịu tải. Với diện chịu tải hình vuông có diện tích gấp bốn lần cọc cát thì khả năng chịu tải tăng 1.7 lần.



(c) Tải trọng khối đất đắp

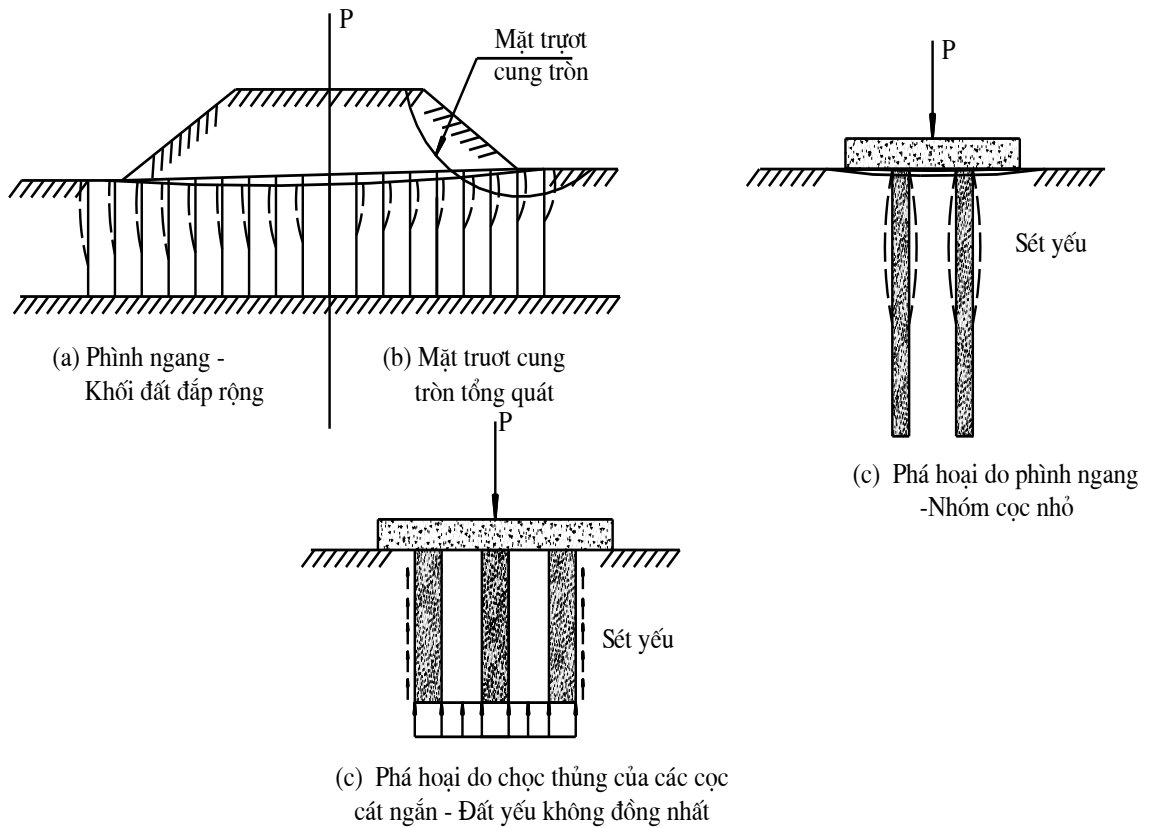
Hình 4.2. Các dạng tải trọng khác nhau tác dụng lên các cọc cát

#### 4.2.2 Nhóm các cọc cát

Cọc cát đơn có khả năng chịu tải thấp hơn khả năng chịu tải trung bình của một cọc cát trong nhóm cọc. Trong nhóm cọc cát, các cọc cát lân cận có tác dụng làm tăng độ cứng của nhau. Thí nghiệm đã thử ra rằng với nhóm trụ đá bố trí thành một hàng hay hai hàng chỉ làm tăng đ-ợc rất ít sức chịu tải trung bình của trụ, tuy nhiên với số hàng cọc nhiều hơn hai hiệu quả này đ-ợc thể hiện rõ rệt.

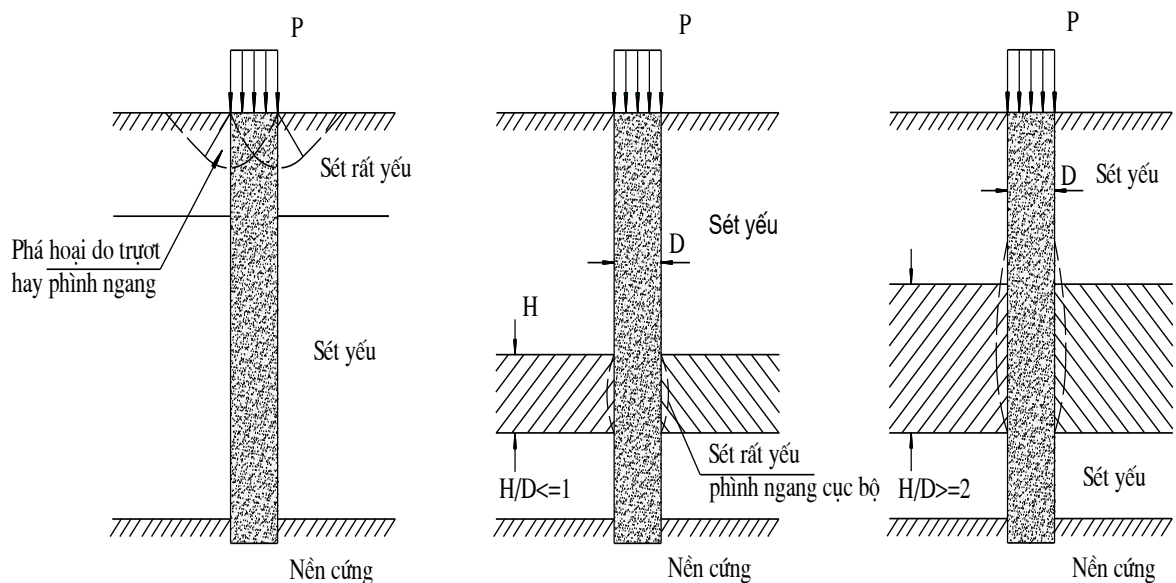
Nghiên cứu tải trọng truyền trên móng mềm và rộng (nền đắp), Vautrain chỉ ra rằng độ lún cả cọc cát và độ lún của đất xung quanh là gần nh- bằng nhau. Khi tiến hành thi công nền đắp trên nền đất yếu, đất d-ới đáy móng bị

nén và trôi sang hai bên. Đây là dạng phá hoại thứ nhất đối với nhóm cọc cát - phá hoại do trượt. (xem hình 4.3a, 4.3b).



Hình 4.3. Các dạng phá hoại của các nhóm cọc cát.

Phá hoại do phình ngang của nhóm cọc đã được minh họa ở hình 4.3c. Nhóm cọc ngắn cũng có thể bị phá hoại do chọc thủng tương tự như phá hoại của cọc đơn, hình 4.3d.



Hình 4.4. Các cơ chế phá hoại của cọc cát trong nền đất dính không đồng nhất.

Các cơ chế phá hoại trên đây là các phá hoại lí t- ởng dựa trên giả thiết nền đất là đồng nhất. Với nền không đồng nhất, cơ chế phá hoại của cọc cát cũng dựa trên các nguyên tắc đã trình bày nh- trên tuy nhiên sẽ có một số sai khác phụ thuộc theo tính chất của nền đất đó. Ví dụ nh- với sự phá hoại do phình ngang trong nền không đồng nhất có thể xuất hiện tại cả vị trí sâu và nông nếu nh- tại đó đất xung quanh là yếu nhất, xem hình 4.4. Nếu có một lớp đất rất yếu ở trên mặt dày từ 1-3m, lớp đất này sẽ có ảnh h- ởng rất lớn đến độ lún và sức bền tới hạn của cả cọc đơn và nhóm cọc. Nhìn chung khi xuất hiện một lớp đất rất yếu có chiều dày lớn hơn hay bằng đ- ờng kính của cọc cát sẽ ảnh h- ởng nghiêm trọng đến điều kiện ổn định của cọc cát nói riêng và của nền gia c- ởng nói chung.

### 4.3. CÁC T- ỞNG QUAN CƠ BẢN

#### 4.3.1. Khái niệm trụ đơn vị và tập trung ứng suất

##### 1. Trụ đơn vị và trụ đơn lý t- ởng

Trụ đơn vị đ- ợc định nghĩa là phần trụ đ- ợc giới hạn bởi diện tích đối ảnh h- ởng của cọc cát, trụ đơn vị bao gồm hai phần cọc cát và trụ đất bao quanh nằm trong đối ảnh h- ởng của nó (hình 4.5).

Trụ đơn vị th- ởng đ- ợc xem xét là có tải trọng và mặt cắt ngang đối xứng, do đó cọc đ- ợc coi là lý t- ởng với các giải thiết

- Cọc đơn vị không có biến dạng ngang
- Lực cắt tại đ- ờng bao của cọc đơn vị không tồn tại.
- Độ lún của cọc cát và độ lún của đất là nh- nhau trong quá trình cố kết.
- Sử dụng đ- ợc kết quả thí nghiệm nén một chiều cho trụ lý t- ởng.

##### 2. Đ- ờng kính t- ởng đ- ờng

Là đ- ờng kính của đ- ờng tròn có diện tích t- ởng đ- ờng với diện tích mặt cắt ngang của trụ đơn vị, kí hiệu là  $D_c$  (xem hình 4.5)

$$\text{Với cách bố trí cọc cát theo l- ới tam giác đều : } D_c = 1.05S \quad (4.1)$$

$$\text{Với cách bố trí l- ới ô vông: } D_c = 1.13S \quad (4.2)$$

$$\text{Với cách bố trí l- ới lục giác đều: } D_c = 1.29S \quad (4.3)$$

Trong đó:

S : là khoảng cách giữa các tâm cọc cát (Xem hình 4.6)

### 3. Tỷ số diện tích thay thế, $a_s$ ,

$$a_s = A_s/A \quad (4.4)$$

Trong đó:

$A_s$  : là diện tích cọc cát chiếm chỗ,

$A$  : là diện tích của trụ đơn vị,

T-ong tự ta có tỷ số diện tích đất bằng:

$$a_c = 1 - a_s = A_c/A \quad (4.5)$$

Trong đó:

$A_c$  : là diện tích đất trong trụ đơn vị,

### 4. Tập trung ứng suất

Khi tải trọng tác dụng lên trụ đơn vị, sẽ có một phần tải trọng tác dụng lên cọc cát, một phần tác dụng lên đất. Do cọc cát cứng hơn vật liệu đất xung quanh nên khi phân bố lực tác dụng, tải trọng tập trung vào cọc cát, làm giảm lực tác dụng cũng nh- ứng suất trong đất so với tr-ờng hợp không gia c-ờng bằng cọc cát. Gọi  $n$  hệ số tập trung ứng suất tính bằng tỷ số giữa ứng suất trong cọc cát và ứng suất trong đất xung quanh, ta có:

$$n = \sigma_s / \sigma_c \quad (4.6)$$

Trong đó:

$\sigma_s$ : là ứng suất trong cọc cát,

$\sigma_c$ : là ứng suất trong đất;

Qua khái niệm trên ta có ứng suất trung bình trong trụ đơn vị có thể tính nh- sau:

$$\sigma = \sigma_s a_s + \sigma_c (1 - a_s) \quad (4.7)$$

$$\text{Suy ra:} \quad \sigma_c = \sigma / [1 + (n - 1)a_s] = \mu_c \sigma \quad (4.8b)$$

$$\sigma_s = n\sigma / [1 + (n-1)a_s] = \mu_s \sigma \quad (4.8b)$$

Trong đó:

$\mu_s$ : là hệ số tăng ứng suất của cọc cát,

$\mu_c$ : là hệ số giảm ứng suất của đất xung quanh,

### 4.3.2. Phân tích khả năng chịu tải tới hạn

#### 1. Cọc cát đơn thẳng đứng

a. Cọc đơn thông th- ờng

Hầu hết cọc cát có chiều dài lớn hơn đ- ờng kính từ 4 - 6 lần đã đ- ợc xây dựng đều bị phình ngang, phá hoại này xảy ra với cả cọc chống và cọc treo. Hiện t- ợng phình ngang phát triển ở độ sâu 2 đến 3 lần đ- ờng kính d- ới mặt đất. Moreau chỉ ra rằng rất ít tải trọng tác dụng truyền đ- ợc đến chân cọc khi chiều dài của cọc lớn hơn 2 lần đ- ờng kính của nó. Đó là do tải trọng truyền vào cọc đ- ợc truyền vào đất xung quanh của cọc đó. Khi cọc bị phình ngang và di chuyển xuống, cọc cát truyền áp lực vào đất xung quanh.

Có một số lý thuyết tính toán khả năng chịu tải tới hạn của cọc cát đơn đ- ợc h- ớng đ- ợc bao quanh bằng đất rất yếu (Jones, J.S, và R.E. Brown 1978 và v.v...). Đại đa số các lời giải thích trước đây đều giả thiết tồn tại trạng thái ứng suất ba trục trong cọc cát và cả cọc cát lẫn đất bao quanh nó đều bị phá hoại (Datye, k.R, và S.S Nagaraju, 1975; Datye, N.P, 1981).

Ứng suất nén ngang ( $\sigma_3$ ) có vai trò hỗ trợ cọc cát chống phình ngang th- ờng đ- ợc lấy giá trị bằng áp lực bị động tới hạn mà đất xung quanh cọc cát có thể tạo ra khi cọc cát bị biến dạng phình ngang. Khi cọc ở trạng thái phá hoại, ứng suất tới hạn theo ph- ơng đứng ( $\sigma_1$ ) bằng hệ số áp lực bị động trong cọc cát  $K_p$  nhân với ứng suất giới hạn bên ( $\sigma_3$ ) và thể hiện qua công thức sau:

$$K_p = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi} = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi_s}{2}) \quad (4.9)$$

Trong đó:

$\phi_s$ : là góc nội ma sát của cọc cát

Tỷ số  $\sigma_1/\sigma_3$ : là hệ số áp lực bị động của cọc cát ( $K_p$ ).

Theo lý thuyết của Vesic có thể tính  $\sigma_3$  theo công thức:

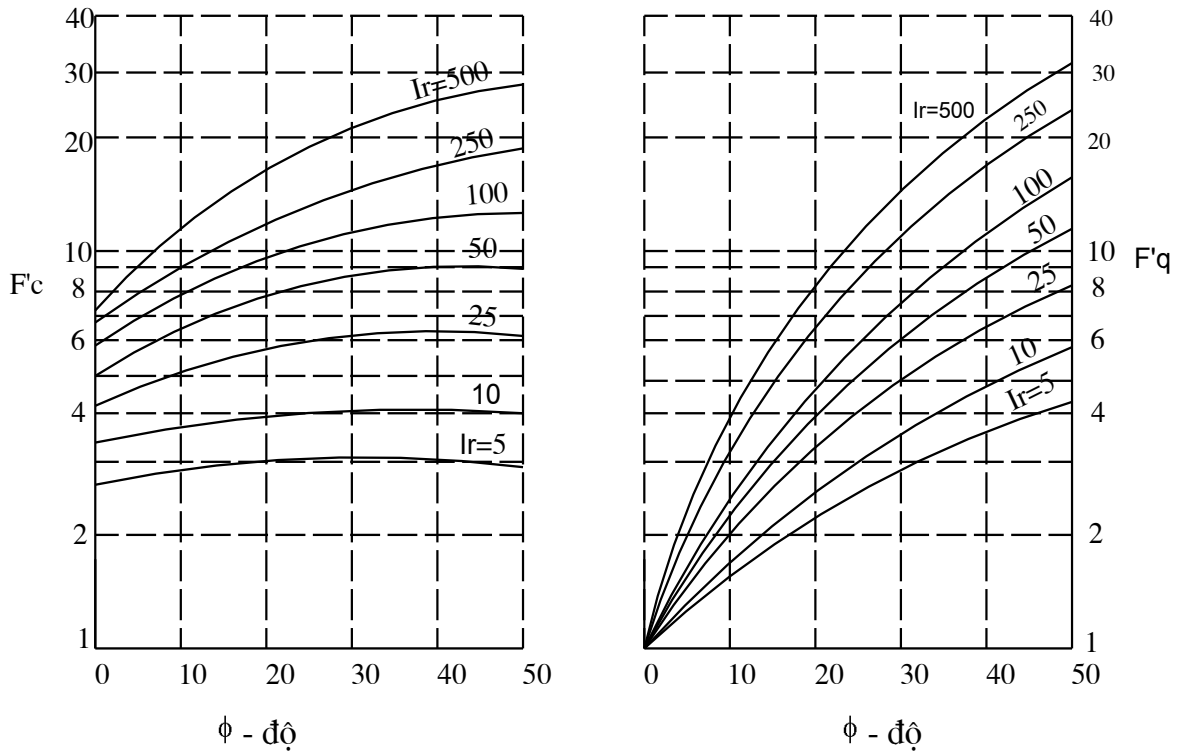
$$\sigma_3 = cF'_c + qF'_q \quad (4.10)$$

Trong đó:

c: là lực dính của đất

q: là ứng suất trung bình bằng  $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$  tại chiều sâu phá hoại.

$F'_c, F'_q$ : là hệ số tra theo toán đồ hình 4.7 là hàm số của góc nội ma sát của đất và chỉ số độ cứng  $I_r$ .



Hình 4.7. Toán đồ tra các hệ số  $F'_c$  và  $F'_q$  của Vesic

Chỉ số độ cứng ( $I_r$ ) đ-ợc xác định theo công thức:

$$I_r = \frac{E}{2(1+\nu)(c + qtg\phi_c)} \quad (4.11)$$

Trong đó:

$E$ : là modun đàn hồi của đất xung quanh,

$c$ : là lực dính của đất,

$\nu$ : là hệ số Poission,

$q$ : là ứng suất trung bình tại chiều sâu phá hoại;

Sau khi thay ph-ơng trình (4.10) vào ph-ơng trình (4.9) và đặt  $q_{ult}$  bằng  $\sigma_1$ , khi đó ứng suất tối hạn tác dụng lên cọc cát đ-ợc viết:

$$q_{ult} = (cF'_c + qF'_q) \left( \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s} \right) \quad (4.12)$$

#### b. Cọc ngắn

Cọc ngắn có thể bị phá hoại cắt tổng thể và cục bộ hoặc chọc thủng vào đất yếu. Khả năng chịu tải tới hạn do chọc thủng có thể xác định bằng tính lực chống đầu mũi. Phá hoại tổng thể xảy ra ngay trên bề mặt do áp lực tầng phủ là nhỏ nhất. Madhav và Vitkar đã giới thiệu bài toán ứng suất phẳng để tính khả năng chịu tải tới hạn này.

$$q_{ult} = \frac{\gamma_c B}{2} N_\gamma + c N_c + D_f \gamma_c N_q \quad (4.13)$$

Trong đó:

$N_\gamma, N_c, N_q$ : là các hệ số khả năng chịu tải xác định theo hình 4.8.

## 2. Nhóm các cọc cát

Với nhóm cọc cát, các giả thiết để xác định khả năng chịu tải tới hạn của nó là:

- Tải trọng tác dụng nhanh lên nền đất sao cho sức kháng cắt không thoát nước trong đất dính có góc nội ma sát là không đáng kể.
- Bỏ qua lực dính trong cọc cát.
- Độ bền cắt của nền là tổng độ bền của cọc cát và đất bao quanh nó.

Phân tích khả năng chịu tải của nhóm cọc cát gia cường nền đất yếu như hình 4.9.

Theo các giả thiết trên công thức tính góc nội lực ma sát và lực dính trung bình của đất hỗn hợp như sau:

$$[tg\phi]_{avg} = \mu_s a_s tg\phi_s \quad (4.14)$$

$$c_{avg} = (1 - a_s)c \quad (4.15)$$

Suy ra: 
$$\phi_{avg} = tg^{-1}(\mu_s a_s tg\phi_s) \quad (4.16)$$

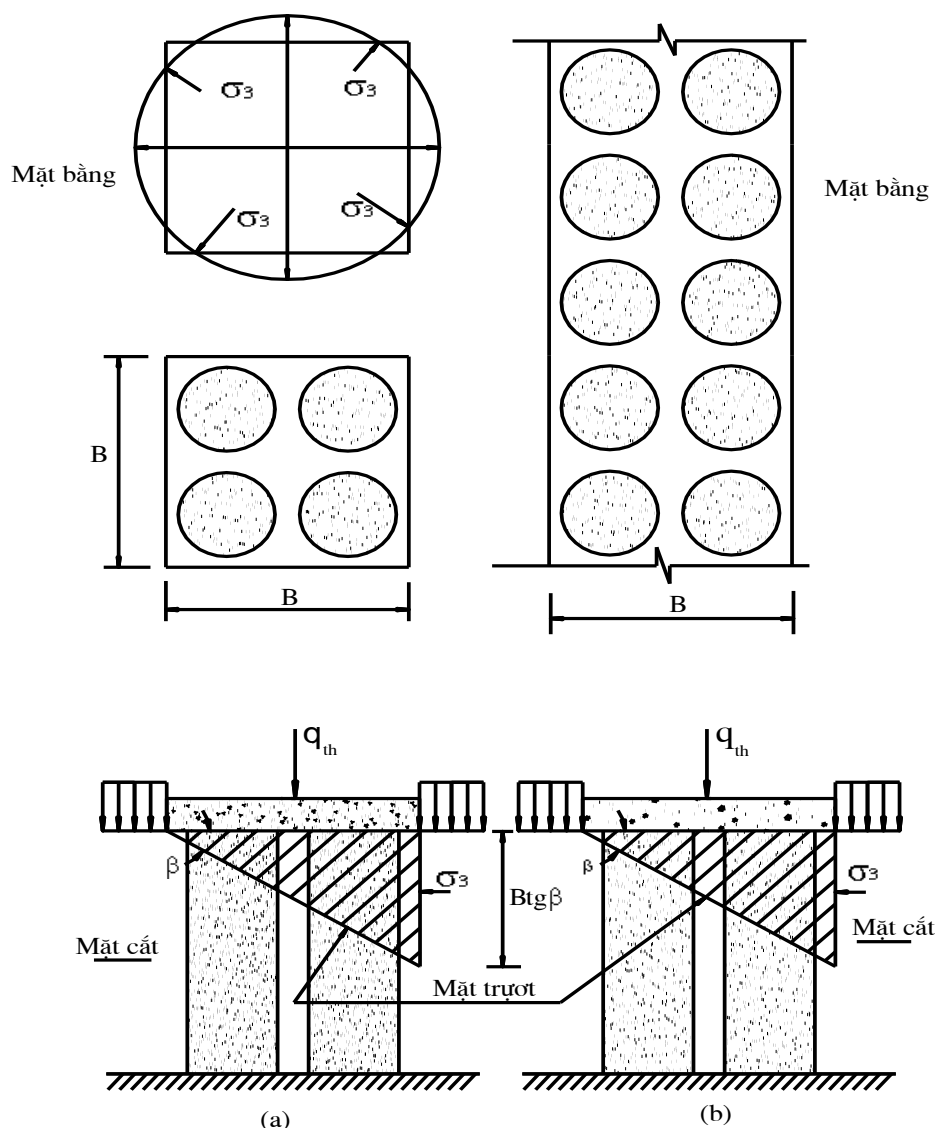
Góc tạo bởi mặt trượt và phương nằm ngang của đáy móng  $\beta$  (góc trượt) của đất hỗn hợp được xác định theo công thức:

$$\beta = 45 + \frac{\phi_{avg}}{2} \quad (4.17)$$

Khả năng chịu tải tới hạn của nhóm cọc cát gia cường nền đất dính ( $q_{ult}$ ) được xác định như sau:

$$q_{ult} = \sigma_3 tg^2\beta + 2c_{avg} tg\beta \quad (4.19)$$





Hình 4.9. Khả năng chịu tải tới hạn của nhóm cọc cát:

*a*: nhóm cọc cát bố trí hình vuông, *b*: nhóm cọc cát bố trí băng dài vô hạn.

Trong đó:

$$\sigma_3 = \frac{\gamma_c B t g \beta}{2} + 2C$$

Ở đây:

$\sigma_3$ : áp lực nén ngang trung bình;

$\gamma_c$ : là trọng lượng đơn vị bão hòa hay ẩm của đất dính.

$B$ : là chiều rộng của móng băng dài vô hạn;

$\beta$ : là góc nghiêng của mặt trượt với đáy móng (phương trình 4.17);

$C$ : là độ bền cắt không thoát nước của đất dính chưa gia công,

Phương pháp trên đây chưa xét tới khả năng phá hoại hình thành bên cục bộ của các cọc cát đơn. Chính vì vậy, phương pháp này chỉ áp dụng

cho các loại đất rắn chắc và có độ bền không thoát nước cao ( $C_u \geq 30 \div 40$  KN/m<sup>2</sup>).

Đối với tr-ờng hợp là các loại đất sét yếu, khả năng chịu tải của nhóm cọc cát đ-ợc tính bằng khả năng chịu tải của từng cọc làm việc độc lập rồi nhân với tổng số l-ợng cọc nằm trong nhóm (Barksdale & Bachus, 1983). Khả năng chịu tải của cọc cát đơn trong tr-ờng hợp này, đ-ợc xác định:

$$q_{th} = C.N_c^*$$

Trong đó:

$N_c^*$ : là hệ số khả năng chịu tải của đất hỗn hợp, trị số  $N_c^* = 18 \div 20$  khi đất nền là sét yếu hay rất yếu sau khi đ-ợc gia c-ờng bằng các cọc cát.

### 4.3.3. Các ph- ơng pháp tính lún

Hiện nay trên thế giới đang tồn tại nhiều ph- ơng pháp tính lún, ví dụ: ph- ơng pháp cân bằng của Aboshi và cộng sự (1987) và Barksdale ( 1981), ph- ơng pháp Priebe (1974), ph- ơng pháp Greenwood ( 1975), ph- ơng pháp phân tử hữu hạn của Balaam, Brown và Poulos (1978), ph- ơng pháp số gia của Goughnour và Bayuk (1979).

Trong số những ph- ơng pháp tính lún nêu trên, tác giả thấy có hai ph- ơng pháp tính lún thông dụng đ- ợc sử dụng nhiều trên thế giới đó là ph- ơng pháp cân bằng và ph- ơng pháp phân tử hữu hạn có máy tính điện tử hỗ trợ.

D- ới đây chúng tôi xin trình bày những nội dung chính của hai ph- ơng pháp đã lựa chọn.

#### 1. Ph- ơng pháp cân bằng

Đ- ợc Aboshi và Barksdale đ- a ra. Đây là một ph- ơng pháp kết hợp giữa các tính toán lý thuyết và các kết quả thực nghiệm mang tính kinh nghiệm, ph- ơng pháp đ- ợc sử dụng để tính toán khả năng giảm độ lún của đất sau khi gia c- ờng bằng cọc cát đ- ợc áp dụng rộng rãi tại Nhật.

##### a. Các giải thiết tính toán

- Trụ đơn vị là lý t- ờng
- Tải trọng tác dụng lên trụ đơn vị bằng tổng tải trọng tác dụng lên đất và cọc cát.

- Ứng suất thẳng đứng phân bố đều do tải trọng ngoài gây ra duy trì suốt chiều dài cọc cát, hay nói cách khác có thể dùng phương pháp tính tổng độ lún của từng lớp đất phân bố đã chia.

b. Phương pháp tính

Công thức tính độ lún cố kết cuối cùng của đất sét theo thí nghiệm nén một chiều là:

$$S_t = \left( \frac{C_c}{1+e_0} \right) \log_{10} \left( \frac{\bar{\sigma}_0 + \sigma_c}{\sigma_0} \right) H \quad (4.20)$$

Trong đó:

$S_t$ : là độ lún cố kết ban đầu của lớp đất (sơ cấp) trong phạm vi chiều dày H được xử lý bằng cọc cát gia cường nền đất sét.

H: là chiều dày của lớp đất được xử lý bằng cọc cát.

$\bar{\sigma}_0$ : là ứng suất hữu hiệu trung bình ban đầu trong lớp đất sét.

$\sigma_c$ : là số gia tăng ứng suất do tải trọng ngoài gây ra trong đất sét.

$C_c$ : là chỉ số nén lún của đất sét trong thí nghiệm nén một chiều,

$e_0$ : hệ số rỗng ban đầu của đất,

Từ phương trình (4.20) ta có tỉ số giữa các độ lún của nền được gia cường cọc cát ( $S_t$ ) với nền chưa được gia cường (S) như sau:

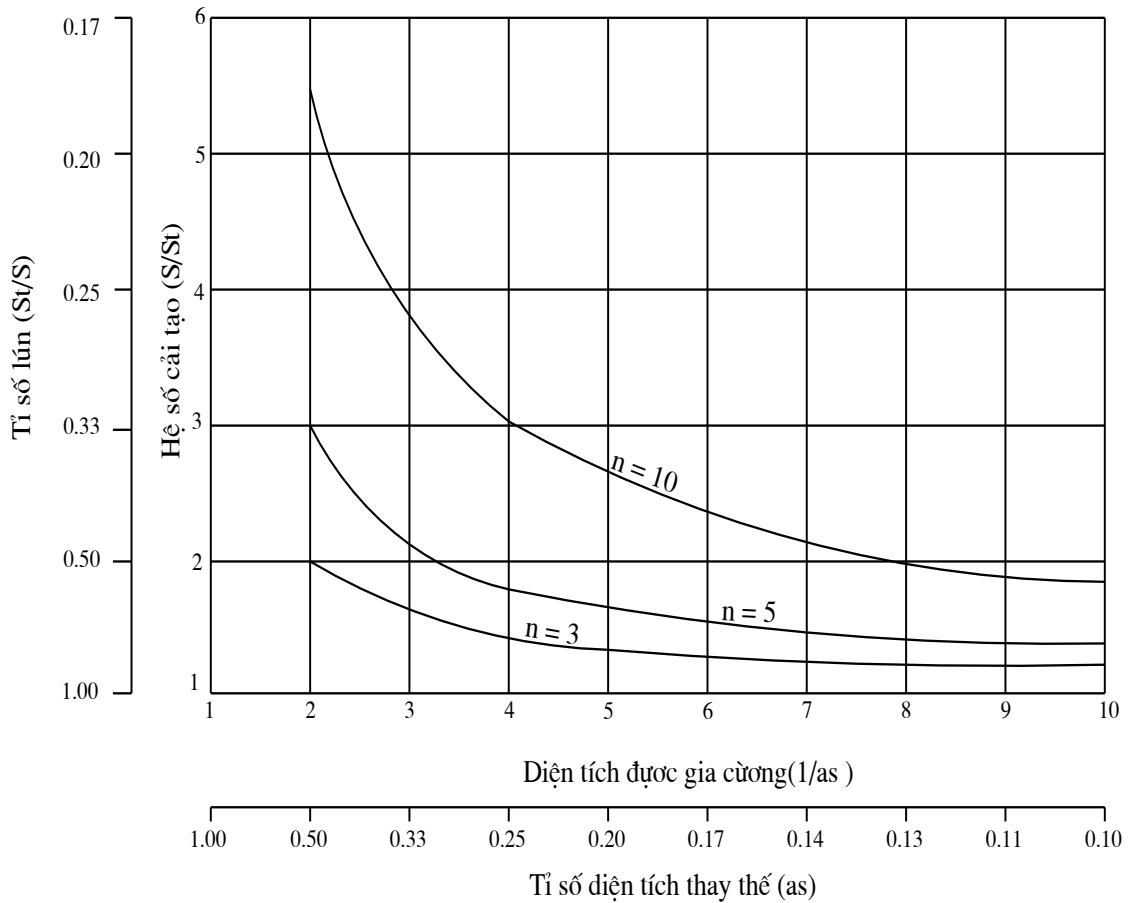
$$\frac{S_t}{S} = \frac{\log_{10} \left( \frac{\bar{\sigma}_0 + \mu_c \sigma_c}{\sigma_0} \right)}{\log_{10} \left( \frac{\bar{\sigma}_0 + \sigma_c}{\sigma_0} \right)} \quad (4.21)$$

Qua công thức (4.21), tỉ số  $\frac{S_t}{S}$  phụ thuộc vào ba yếu tố là  $\bar{\sigma}_0$ ,  $\sigma_c$ ,  $\mu_c$ .

Trong trường hợp  $\bar{\sigma}_0$  vô cùng lớn so với  $\sigma_c$ , hay cọc cát có chiều dài lớn và ứng suất do tải trọng ngoài rất nhỏ khi đó công thức (4.21) được viết lại thành:

$$\frac{S_t}{S} = \frac{1}{1 + \mu_c} = \mu_c \quad (4.22)$$

Phương trình (4.22) có thể được biểu diễn dưới dạng đồ thị như chỉ ra trên hình 4.10, sơ đồ này làm giảm nhẹ đáng kể cũng giúp chúng ta tính toán nhanh chóng độ lún của nền đất sau khi được gia cường bằng cọc cát.



Hình 4.10. Độ giảm lún lớn nhất khi gia cường bằng cọc cát sử dụng phương pháp phân tích cân bằng.

## 2. Phương pháp phần tử hữu hạn

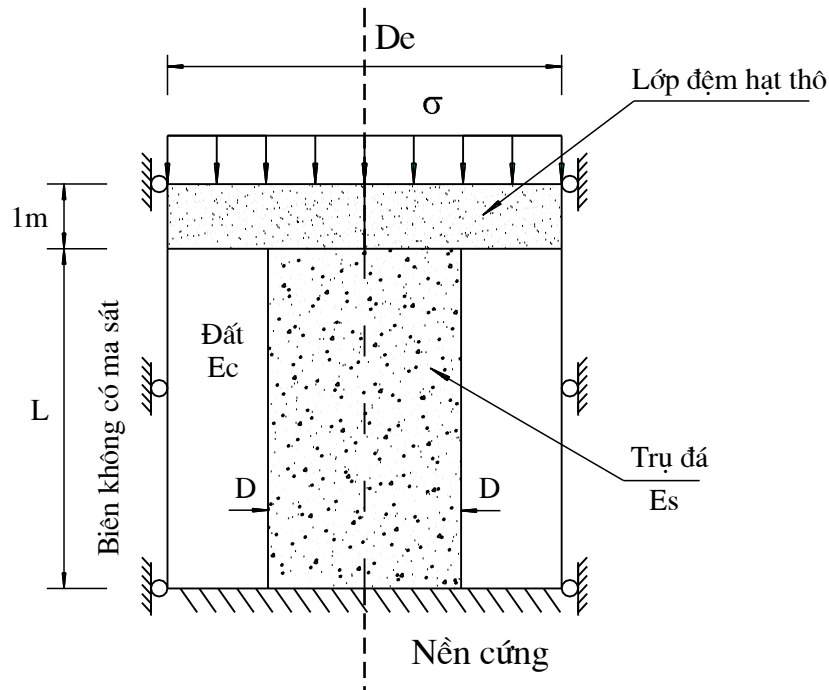
Mô hình tính toán bằng phương pháp phần tử hữu hạn đ-ợc phát triển bởi Balaam, Poulos và Brown (1978) và Balaam và Poulos (1983).... Trong đó các vấn đề hạn chế trong các tính toán lý thuyết nh- modul đàn hồi dẻo, tính biến dạng không tuyến tính của vật liệu .... đ-ợc khắc phục trong từng mô hình riêng biệt. Theo nghiên cứu thì bài toán này có thể sử dụng hai mô hình cơ bản tùy thuộc theo loại đất đ-ợc cải tạo.

a. Mô hình thứ nhất áp dụng dựa trên giả thiết đàn hồi tuyến tính (hình 4.11).

Các loại đất áp dụng cho mô hình này nhìn chung có tỉ số modul đàn hồi với trụ đá  $\frac{E_s}{E_c} \leq 10$  với dạng cát và  $\frac{E_s}{E_c} \leq 30$  với dạng sét, trong đó  $E_s$  là modul đàn hồi của cọc cát,  $E_c$  là modul đàn hồi của đất. Hệ số poisson của cát là 0.3, của đất là 0.35. Các kết quả tính lún đ-ợc lập thành các toán đồ từ hình 4.12

đến hình 4.14. Mỗi toán đồ đ-ợc lập t-ơng ứng với một tỉ số thay thế diện tích  $a_s$  lần l-ợt bằng 0.1, 0.15 và 0.25 và các tỉ số  $L/D$  bằng 5, 10, 15, 20.

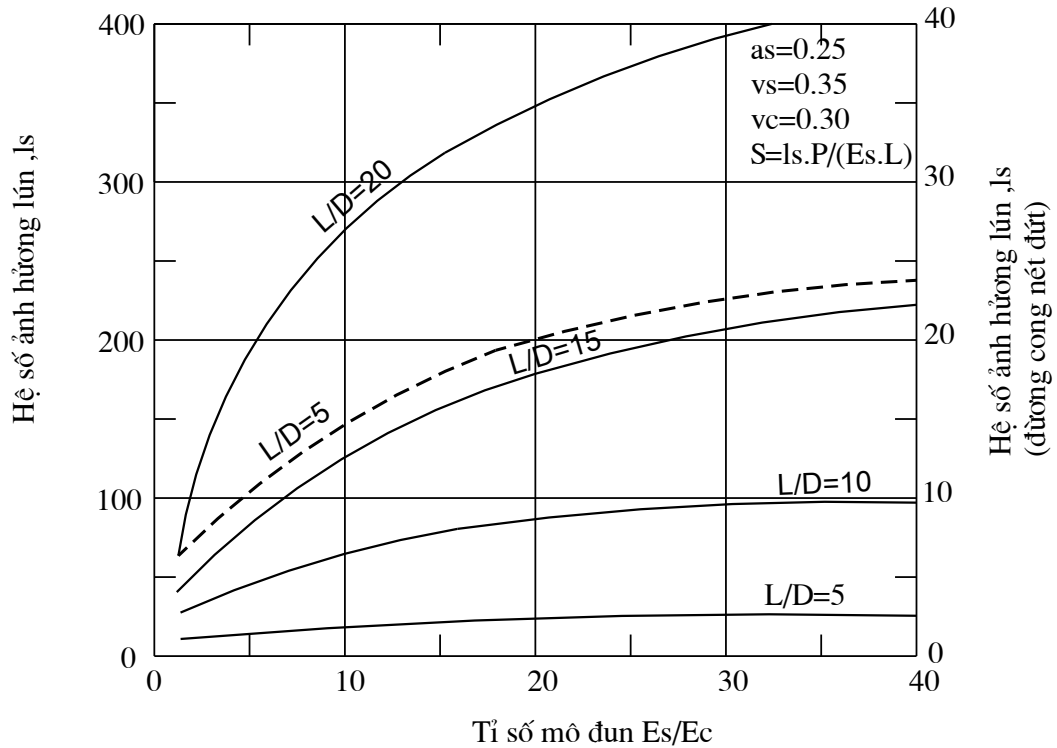
Với mô hình đàn hồi, hệ số tập trung ứng suất  $n$  tỉ lệ thuận với tỉ số  $\frac{E_s}{E_c}$  đem lại kết quả khá chính xác (xem hình 4.14 và hình 4.15). Qua các công trình thực tế, quan hệ giữa  $n$  và tỉ số  $\frac{E_s}{E_c}$  đ-ợc xây dựng thành biểu đồ hình 4.17.



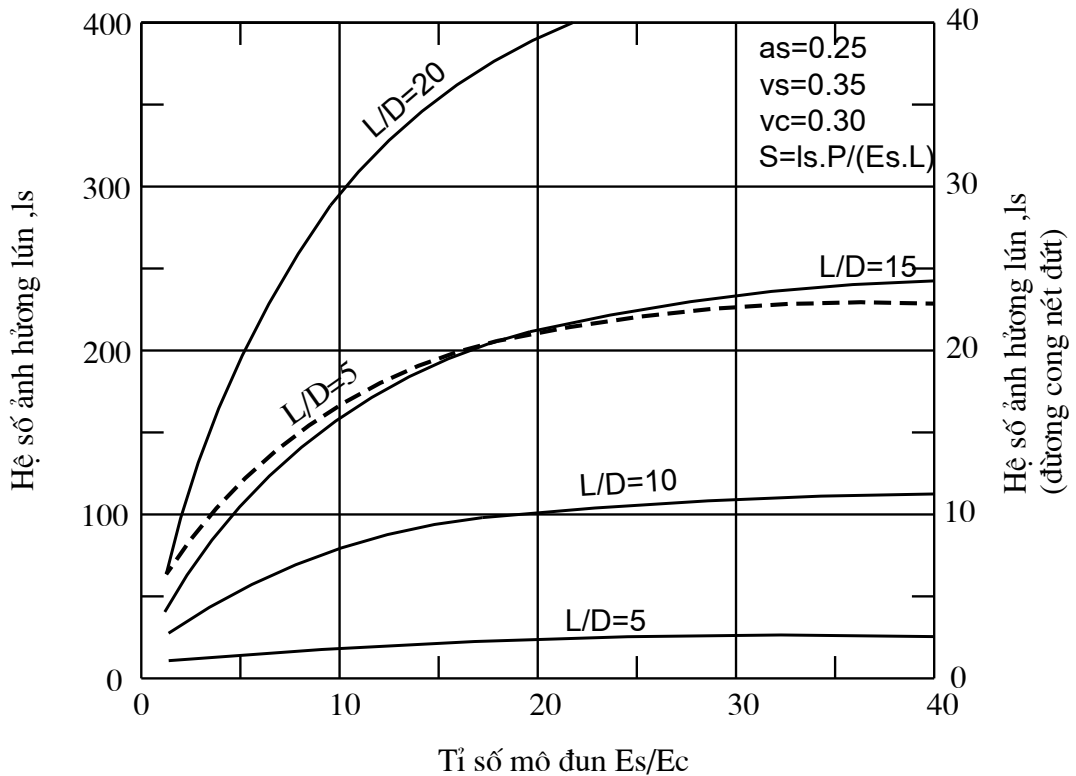
Hình 4.11. Mô hình đàn hồi tuyến tính cho trụ cát đơn vị

#### b. Mô hình thứ hai

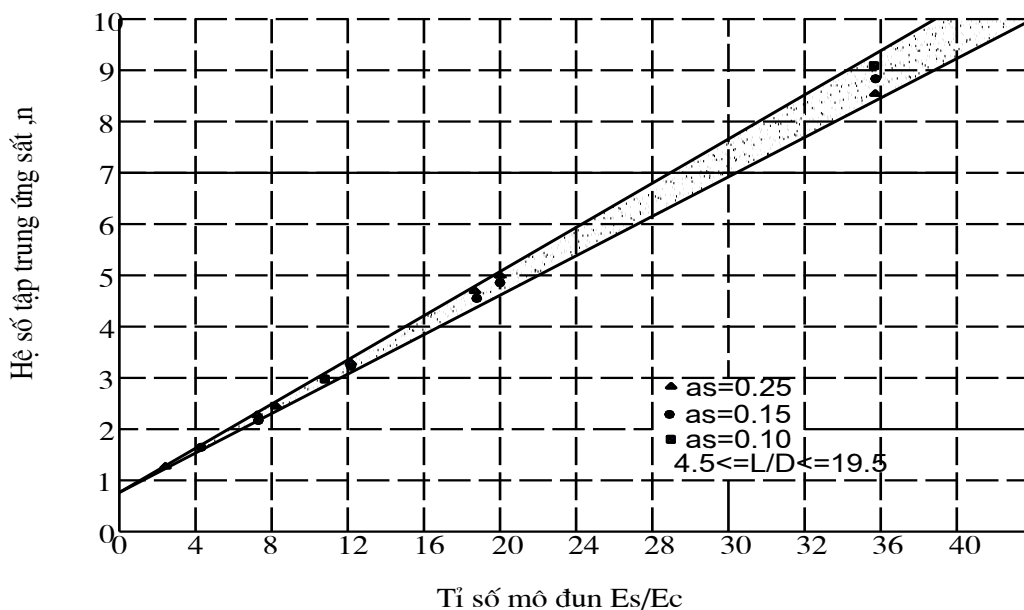
Mô hình này chỉ áp dụng cho các loại đất sét, mô hình coi đất là vật liệu đàn hồi không tuyến tính hay nói cách khác là đàn hồi dẻo. Mô hình này mang lại kết quả đàn hồi khi có hệ số  $\frac{E_s}{E_c}$  lớn (khoảng từ 20 lần trở đi). Trong mô hình này, đất khá yếu nên đất cũng không có vai trò hỗ trợ cho cọc cát chống lại biến dạng ngang, do đó đất đ-ợc coi là đàn hồi dẻo, tính chất của cát phụ thuộc vào ứng suất có trong cọc cát.



Hình 4.12. Hệ số ảnh hưởng lún đàn hồi tuyến tính với  $a_s = 0,15$   
– Mô hình trụ đơn vị.

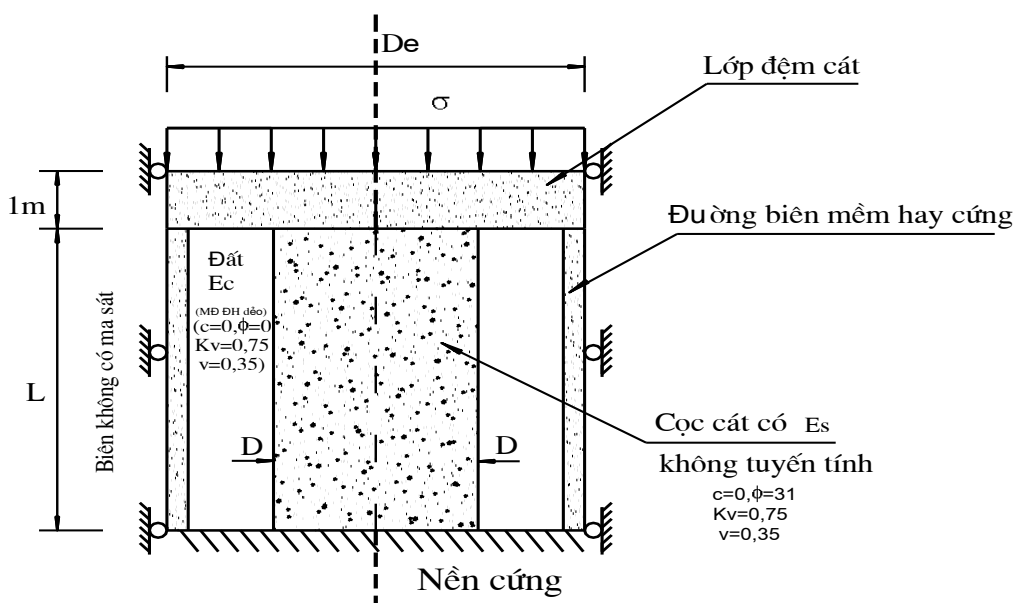


Hình 4.13. Hệ số ảnh hưởng lún đàn hồi tuyến tính với  $a_s = 0,25$   
– Mô hình trụ đơn vị.



Hình 4.14. Quan hệ giữa hệ số tập trung ứng suất và tỷ số Modul đàn hồi tuyến tính.

Trong phần đất yếu bao quanh cọc cát nằm phía d-ới khối đất đắp, hiện tượng phình ngang của cọc cát có thể làm tăng tổng độ lún thẳng đứng có khi lên trên 50% (Schwab, E.F, 1963). Bằng mô hình lý thuyết, hiện tượng phình ngang của cọc cát còn làm giảm khả năng chống ngang do biến của trụ đơn vị tạo ra. Để có đ-ợc những ảnh h-ởng phình ngang giống nhau, phải tạo ra biên mềm xung quanh trụ đơn vị sao cho có biến dạng ngang chấp nhận đ-ợc. Sau khi sử dụng ô phân tử hữu hạn, một mô hình với biên dày 25mm có môđun đàn hồi bằng 83KN/m<sup>2</sup> thì biến dạng ngang lớn nhất gây nên bởi khả năng phình ngang mà tại đó có thể xảy ra cắt trụ đơn vị (xem hình 4.16).



Hình 4.15. Mô hình không tuyến tính cho trụ đơn vị

Các kết quả tính toán của mô hình này đ- ợc diễn giải bằng các toán đồ từ hình 4.16. đến hình 4.18 trong tính toán cho mô hình này môđun đàn hồi của đất đ- ợc xác định từ kết quả thí nghiệm nén cố kết một trục:

$$E = \frac{(1+\nu) \cdot (1-2\nu) \cdot (1+e_0) \cdot \sigma_{va}}{0.435 \cdot (1-\nu) \cdot C_c} \quad (4.23)$$

Trong đó:

$C_c$ : là chỉ số nén lún của đất sét trong thí nghiệm nén một chiều

$e_0$ : là hệ số rỗng ban đầu

$\nu$ : là hệ số Poisson của đất

$\sigma_{va}$ : là ứng suất thẳng đứng trung bình

Theo Baleam và Pouslos (1983) bằng ph- ơng pháp phân tử hạn, các ông đã đ- a ra ph- ơng trình tính lún của nền đất hỗn hợp nh- sau:

$$[K_E] \cdot \Delta\sigma^{(m+1)} = \Delta F_E + [K_c] \cdot \Delta\sigma^{(m)} + \Delta F_{DN} \quad (4.24)$$

Trong đó:

$[K_E]$  : là ma trận độ cứng đàn hồi

$\{\Delta\sigma^{(m+1)}\}$ : là véctơ số gia độ uốn;

$\{\Delta F_E\}$ : là véctơ số gia các lực tại nút do lực kéo tạo ra;

$[K_c^{(m)}](\Delta\sigma^{(m)})$ : là véctơ hiệu chỉnh lún của cọc cát hay đất;

$\{\Delta F_{DN}^{(m)}\}$ : là véctơ số gia các lực tại nút kép dọc ranh giới tiếp xúc giữa cọc cát và đất sét.

Ph- ơng trình (4.24) đ- ợc giải nhờ hỗ trợ của máy tính điện tử (xem ch- ơng 5)

Các toán đồ kết quả trên sử dụng số hiệu đầu vào nh- sau:

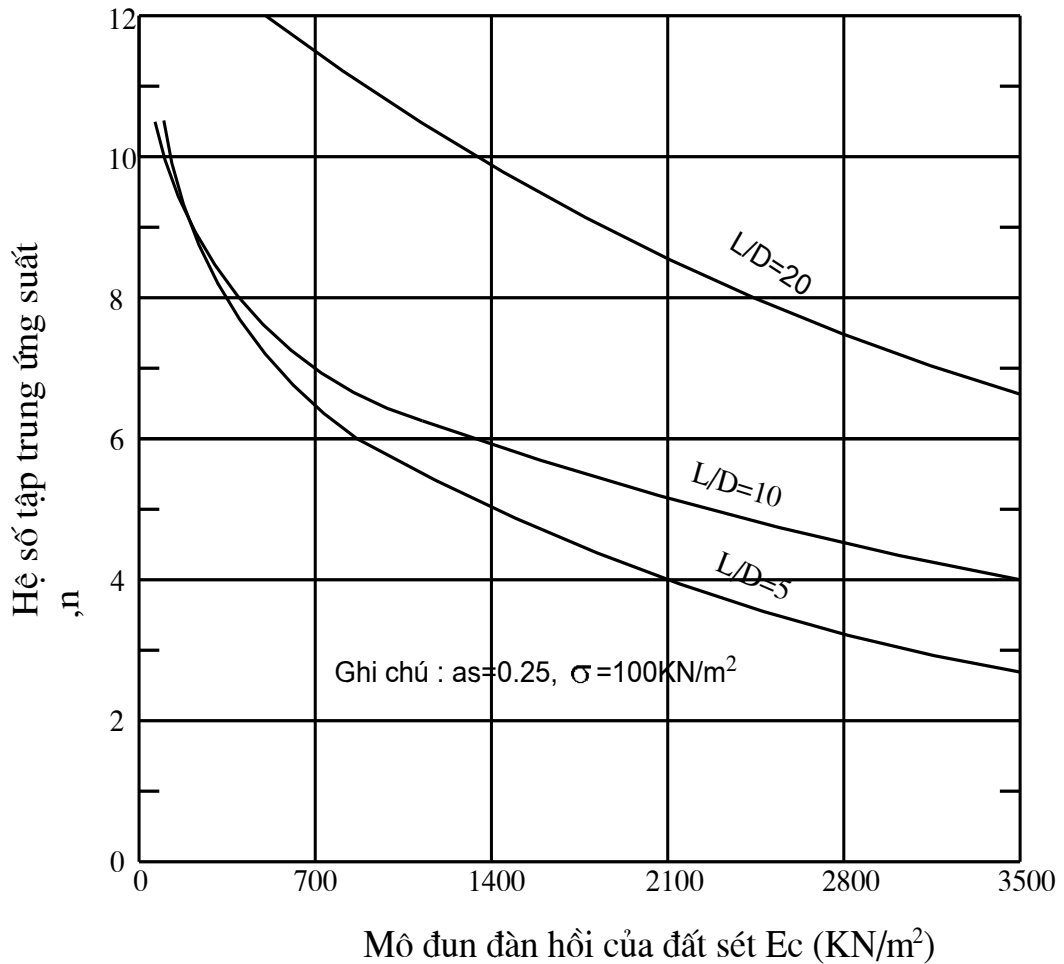
- Góc nội ma sát của cát  $\phi_s = 31^\circ$

- Hệ số áp lực tĩnh của đất và cát  $K_0 = 0.75$



- Đất có  $E_c < 1100 \text{ kN/m}^2$ , sức bền chống cắt bằng  $19 \text{ kN/m}^2$
- Không xảy ra phá hoại đất do trôi, do đó sức bền chống cắt của đất không ảnh hưởng đến kết quả tính lún.

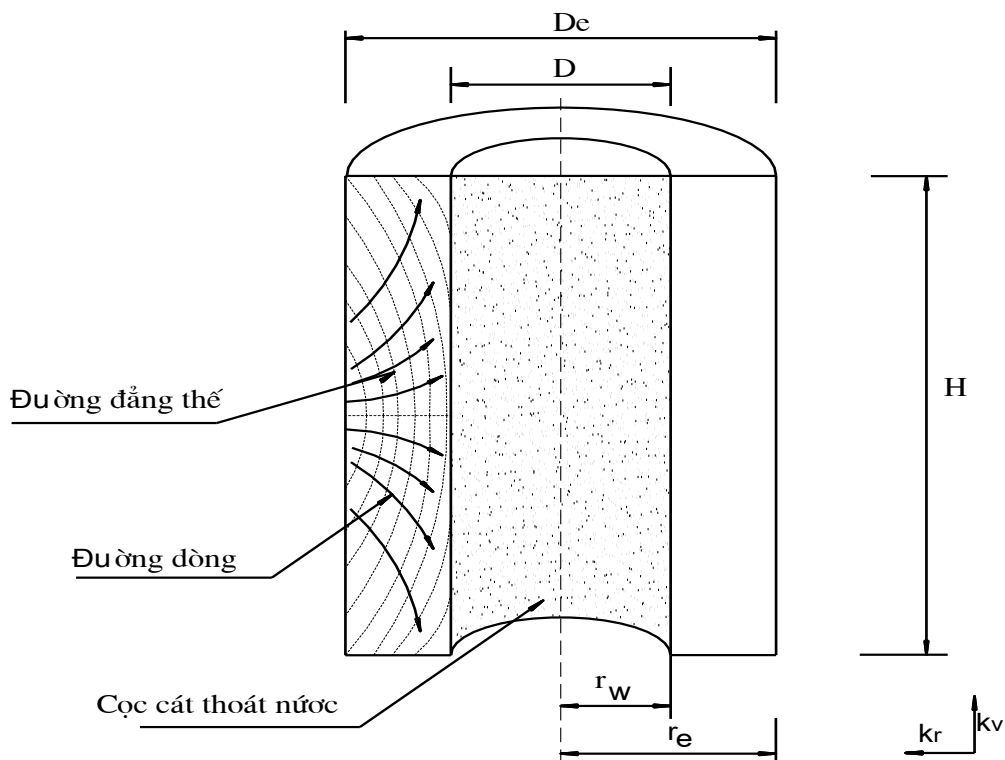
Hệ số tập trung ứng suất lấy theo toán đồ hình 4.16.



Hình 4.16. Quan hệ giữa modul đàn hồi của đất và  $n$  trong mô hình không tuyến tính.

#### 4.3.4. Tốc độ lún cố kết ban đầu

Trong đất dính được gia cố bằng các cọc cát, dòng ngầm vận động đến cọc cát thoát nước dưới dạng các dòng cong như chỉ ra trên hình 4.18.



Hình 4.17. Đ- ờng thấm của n- ớc trong trụ đơn vị đến cọc cát thoát n- ớc thẳng đứng (Richart, F.E, 1959)

Richart (1959) đã chỉ ra rằng, lời giải biến dạng đều (móng cứng) và lời giải biến dạng tự do (móng mềm) ứng với mức độ cố kết lớn hơn 50% là hoàn toàn giống nhau, hai lời giải này chỉ khác nhau khi mức độ cố kết nhỏ hơn 50%. Mặt khác Vautrain (1977) bằng phương pháp phân tử hữu hạn đã chỉ ra rằng, độ lún cố kết xảy ra trong nền đất yếu đ- ợc gia c- ờng bằng các cọc cát cho cả móng mềm và móng cứng là xấp xỉ nhau. Do vậy, việc dùng lời giải biến dạng đều nhau (móng cứng) để tính toán độ lún cố kết ban đầu của nền đất yếu gia c- ờng bằng cọc cát là hoàn toàn chấp nhận đ- ợc.

Thật vậy, tốc độ lún cố kết ban đầu tại thời gian t của lớp đất dính đ- ợc gia c- ờng bằng các cọc cát là:

$$S_c^t = U \cdot S_t \quad (4.25)$$

Trong đó:

$S_c^t$ : là độ lún cố kết ban đầu tại thời gian t.

$S_t$ : là độ lún cố kết ban đầu tới hạn của nền đất đã đ- ợc gia c- ờng.

U: là tổng mức độ cố kết trung bình đ- ợc xác định theo ph- ơng trình (3.11).

#### 4.3.5. Độ nén lún thứ cấp

Vì n- ớc thoát rất chậm chạp ra khỏi các lỗ rỗng của đất dính d- ới tác dụng của tải trọng nén. Khi đó ứng suất hữu hiệu tăng lên và cố kết ban đầu (sơ cấp) xảy ra. Sau khi áp lực n- ớc lỗ rỗng d- thừa sinh ra bởi tải trọng ngoài dần dần bị tiêu tan, sẽ dẫn đến độ lún của đất dính d- ới ứng suất hữu hiệu không đổi (Leonards, 1962). Kiểu thay đổi thể tích đất này xảy ra d- ới ứng suất hữu hiệu không đổi, đ- ợc gọi là nén lún thứ cấp (hay còn gọi là cố kết thứ cấp). Nén lún thứ cấp thực chất đ- ợc bắt đầu ngay trong quá trình của pha lún cố kết ban đầu.

Dựa trên kết quả nghiên cứu của Mesri (1973) độ lún thứ cấp ( $S_s$ ) có thể xác định bằng công thức:

$$S_s = C_\alpha \cdot H_\alpha \cdot \log \frac{t_2}{t_1} \quad (4.25)$$

Trong đó:

$C_\alpha$  : là hằng số vật lý đ- ợc xác định bằng thí nghiệm cố kết một chiều tiếp ngay sau khi kết thúc cố kết ban đầu với số gia tải trọng thích hợp.

$H_\alpha$ : là chiều dày lớp đất bị nén bắt đầu quá trình cố kết thứ cấp =  $H_t - S_c$

$t_1$ : là thời gian bắt đầu xuất hiện cố kết thứ cấp, thời gian t- ơng ứng với 90% cố kết ban đầu.

#### 4.3.6. Khả năng tăng độ bền cắt của đất do cố kết

Độ bền cắt của đất dính yếu đ- ợc tăng trong và sau khi thi công khối đất đắp, bể chứa hay móng công trình trên đất này. Độ chênh ứng suất do tải trọng ngoài sẽ làm gia tăng áp lực n- ớc lỗ rỗng, tiếp đó quá trình cố kết thoát n- ớc sẽ kéo theo khả năng gia tăng độ bền kháng cắt của đất nền. Tốc độ thi công nền đất đắp th- ờng đ- ợc kiểm tra để cho phép độ bền cắt của nền đất yếu tăng lên sao cho bảo đảm đ- ợc hệ số an toàn cho công trình trên nó ổn định (Xem ch- ơng 5)

Độ bền cắt không thoát n-ớc của đất sét cố kết bình th-ờng có thể tăng lên một cách tuyến tính với áp lực hữu hiệu tăng phủ (Leonards, G.A 1962) nh- chỉ ra trên hình 4.19.

Đối với loại đất mềm dính, độ bền cắt không thoát n-ớc có thể đ-ợc biểu diễn nh- sau:

$$C = K_1 \cdot \sigma'_0 \quad (4.26)$$

Trong đó:

$C$  : là độ bền cắt không thoát n-ớc;

$\sigma'_0$ : là áp lực hữu hiệu tăng phủ;

$K_1$ : là hằng số tỷ lệ:  $K_1 = \frac{C}{\sigma'_0}$ .

Một loại đất dính có trị số gia tăng độ bền cắt một cách tuyến tính theo  $\sigma'_0$  thì số gia tăng độ bền cắt không thoát n-ớc theo thời gian ( $\Delta C_t$ ) do quá trình cố kết của nền đất đ-ợc gia c-ờng bằng cọc cát có thể đ-ợc biểu diễn d-ới dạng:

$$\Delta C_t = K_1 \cdot (\sigma \cdot \mu_c) \cdot (U) = \frac{C}{\sigma'_0} \cdot (\sigma \cdot \mu_c) \cdot (U) \quad (4.27)$$

Trong đó:

$\Delta C_t$ : là số gia độ bền cắt tại thời điểm  $t$  của đất sét do cố kết sinh ra.

$\sigma$  : là số gia ứng suất thẳng đứng trung bình trong một trụ đơn vị tại vị trí bề mặt tr-ợt do tải trọng ngoài gây ra.

$\mu_c$ : là hệ số tập trung ứng suất trong đất sét tại thời điểm  $t$ .

$U$ : là mức độ cố kết của đất sét tại thời điểm  $t$ .

Ph-ong trình (4.27) là một biểu thức rất thuận tiện cho việc xác định trị số gia tăng độ bền cắt của đất dính tại thời gian bất kỳ sau khi có đ-ợc  $K_1$  từ thí nghiệm hiện tr-ờng.

Ph-ong trình thực nghiệm xác định độ bền cắt của đất mềm dính tăng lên do cố kết đ-ợc viết:

$$\tau_t = C_u + 0,22 \cdot (\sigma) \cdot (U) \quad (4.28)$$

Trong đó: 0,22 là hệ số thực nghiệm.

Đối với các trầm tích sét tự nhiên có kết bình thường, Skempton (1957) đã đưa ra công thức qua giữa độ bền cắt không thoát nước với áp lực hữu hiệu tầng phủ dưới dạng biểu thức sau:

$$\frac{C_u}{\sigma'_0} = 0,11 + 0,0037 \cdot I_p \quad (4.29)$$

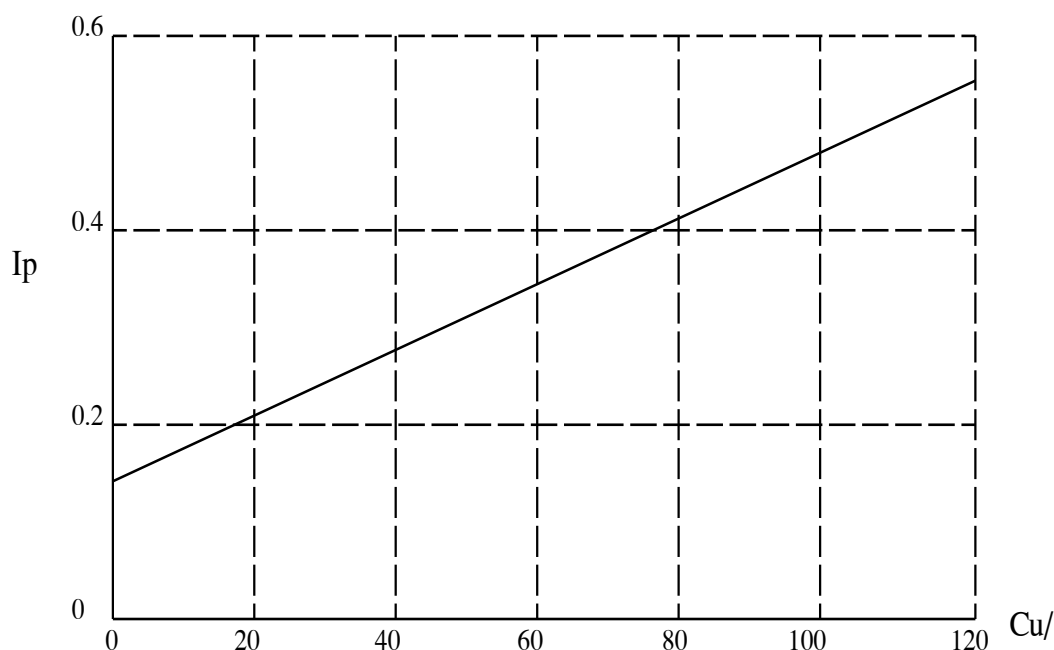
Trong đó:

$C_u$  : là lực dính không thoát nước của đất

$\sigma'_0$  : là áp lực hữu hiệu tầng phủ

$I_p$  : là chỉ số dẻo

Biến thiên của hệ số độ bền cắt ( $\frac{C_u}{\sigma'_0}$ ) theo chỉ số dẻo ( $I_p$ ) của đất sét có kết bình thường được giới thiệu trên hình 4.18 (Skempton, A. W. 1957).



Hình 4.18. Biến thiên của hệ số độ bền cắt ( $\frac{C_u}{\sigma'_0}$ ) theo chỉ số dẻo  $I_p$

- Đất sét có kết bình thường (Skempton, AW, 1957).

#### 4.4. KẾT LUẬN

Phương pháp cọc cát là một phương pháp gia cố nền đất yếu mang lại nhiều hiệu quả kỹ thuật như: tăng khả năng chịu tải của nền đất, giảm thời gian lún cố kết, giảm độ lún cuối cùng .... Các ưu điểm này đã được minh chứng trên các công trình của thế giới từ Mỹ, Nhật đến Châu Âu, cũng qua đó các lý thuyết tính toán đã được xây dựng đầy đủ để đánh giá hiệu quả của phương pháp này.

Tuy vậy, các phương pháp đánh giá ch-a mang lại kết quả đầy đủ do ch-a đánh giá được hết phạm vi áp dụng của phương pháp này. Ví dụ như khi tính khả năng giảm độ lún, phương pháp phần tử hữu hạn là phương pháp tiên tiến nhất hiện nay đã đề cập đến vấn đề mô hình đàn hồi tuyến tính phù hợp với đất không quá yếu tuy nhiên vẫn đưa ra biểu đồ tính cho những nền đất có tỉ số  $\frac{E_S}{E_C}$  là rất lớn lên đến 40. Như vậy là trái ngược với ngay lý thuyết do phương pháp đó đề ra.

### **Chương 5:**

## **PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN - THIẾT KẾ VÀ CÁC KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU THỰC TẾ**

### **5.1. GIỚI THIỆU CHUNG**

Với đặc điểm điều kiện địa chất công trình ở Hải Phòng tạo bởi các lớp đất yếu có tính thấm nhỏ, bề dày lớn như ở chương 2 đã đề cập đến thì các phương pháp cải tạo sâu như bắc thấm, giếng cát, cọc cát, trụ đá, là thích hợp. Trong số các phương pháp này thì phương pháp xử lý bằng cọc cát có thể rút ngắn được thời gian thi công, công trình nhanh được xây dựng và đưa vào sử dụng.

Hiệu quả của nó cũng đã được minh chứng ở nhiều nước trên thế giới như Nhật, Pháp, Mỹ, Thái Lan v.v. Như ở khu vực Hải Phòng cũng như ở Việt Nam cho đến nay thì việc áp dụng phương pháp cọc cát trong gia cố nền đất yếu còn hạn chế.

Có nhiều nguyên nhân, một trong số nguyên nhân chủ yếu đó là:

- Thứ nhất là ch-a có những hướng dẫn và phương pháp tính toán cụ thể làm dẫn chứng cho công tác tính toán, thiết kế của phương pháp gia cố trong điều kiện nền đất yếu ở Hải Phòng, và ch-a có sự vận dụng đa dạng hoá các phương pháp tính toán đặc biệt là ch-a có sử dụng công nghệ phần mềm tin học vào trong tính toán thiết kế.

- Thứ hai là ch-a có những kết quả minh chứng cho hiệu quả của công việc gia cố nền đất yếu ở khu vực Hải Phòng bằng giải pháp cọc cát và các kết quả tính toán ch-a có dẫn liệu để đối sánh.

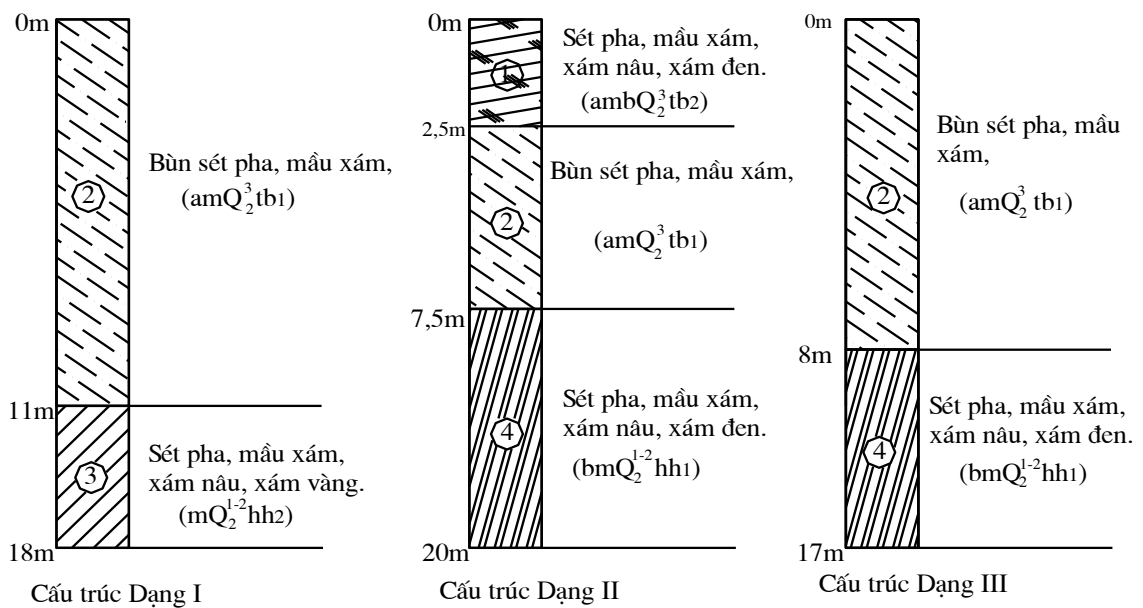
Để góp phần từng bước hiện đại hoá phương pháp tính toán thiết kế nhằm nâng cao hiệu quả của công việc, và độ chính xác của kết quả, trong chương này tác giả tập trung vào việc làm sáng tỏ một số phương pháp tính toán thiết kế gia cố nền đất yếu, đó là phương pháp tính tay và phương pháp tính có sự hỗ trợ của phần mềm tin học, kết quả tính toán của 2 phương pháp có thể dùng so sánh với nhau.

Bảng 5.1. Bảng tổng hợp các chỉ tiêu cơ lý của đất yếu thuộc cấu trúc nền đất (dạng I, II, III)

Tham số \ Tên đất	Bùn sét (am Q <sup>3</sup> <sub>2</sub> tb <sub>1</sub> )	Sét sét pha (amb Q <sup>3</sup> <sub>2</sub> tb <sub>2</sub> )	Sét pha (bm Q <sup>1-2</sup> <sub>2</sub> hh <sub>1</sub> )	sét (m Q <sup>1-2</sup> <sub>2</sub> hh <sub>2</sub> )	Cát đềm	Đơn vị	Ghi chú
Mô hình vật liệu	MC	MC	MC	MC	MC		
Trọng lượng đơn vị khô ( $\gamma_d$ )	10,72	13,7	12,3	13,8	18,0	KN/m <sup>3</sup>	
Trọng lượng đơn vị ẩm ( $\gamma_w$ )	16,3	18,1	17,4	18,5	21,0	KN/m <sup>3</sup>	
Hệ số thấm ngang ( $K_x$ )	1,38*10 <sup>-4</sup>	0,7*10 <sup>-4</sup>	2,0*10 <sup>-4</sup>	3,4*10 <sup>-4</sup>	1m/ngày	m/ngày đêm	
Hệ số thấm đứng ( $K_y$ )	0,69*10 <sup>-4</sup>	0,35*10 <sup>-4</sup>	1,0*10 <sup>-4</sup>	1,7*10 <sup>-4</sup>	1m/ngày	m/ngày đêm	
Môđun đàn hồi ( $E_o$ )	1960	2714	2148	1656	20000	KN/m <sup>2</sup>	
Hệ số Poisson ( $\nu$ )	0,33	0,35	0,33	0,35	0,3		
Lực dính đơn vị ( $c$ )	6	6	5,4	13	1	KN/m <sup>2</sup>	
Góc ma sát trong ( $\varphi$ )	3	8	39,3	9	31	độ	
Chỉ số nén lún ( $C_c$ )	0,33	0,0715	0,19	0,33			
Hệ số rỗng ban đầu ( $e_o$ )	1,518	0,95	0,09	0,95			
Hệ số cố kết ( $C_h = 2C_v$ )	0,01	0,016	0,017	0,0178		m <sup>2</sup> /ngày đêm	

## 5.2. PHẠM VI NGHIÊN CỨU CỦA BÀI TOÁN GIA CỐ NỀN ĐẤT YẾU BẰNG CỌC CÁT Ở KHU VỰC HẢI PHÒNG.

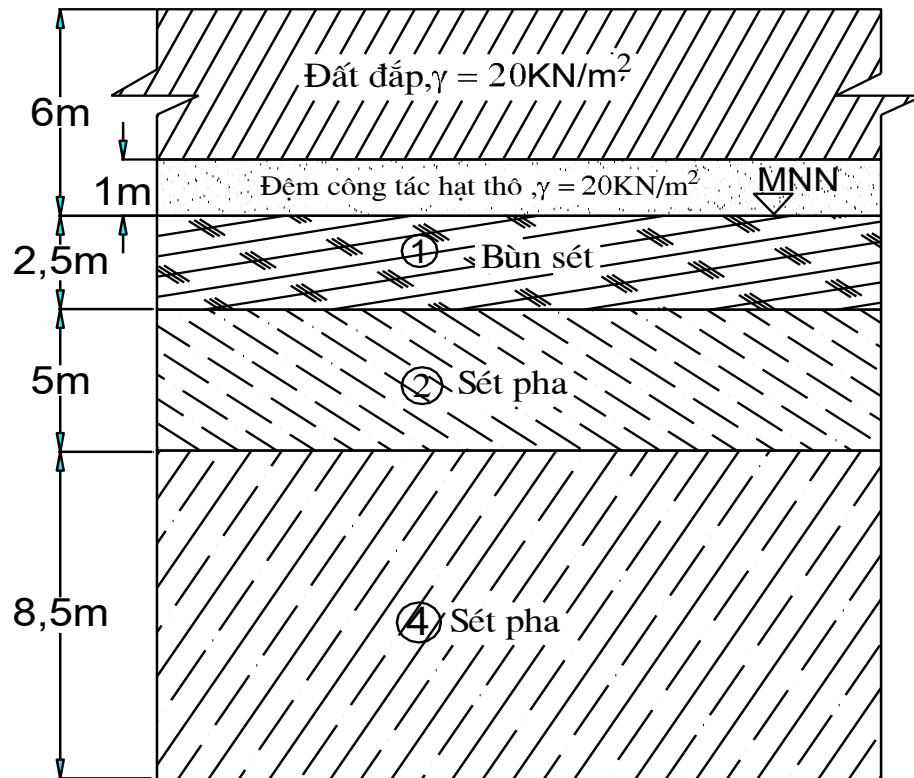
Đối tượng nghiên cứu là khu vực có nền đất yếu khá phức tạp và chịu tác dụng của các dạng tải trọng khác nhau. Do vậy việc nghiên cứu giải pháp cọc cát trong việc xử lý nền đất yếu của khu vực Hải Phòng để đáp ứng đầy đủ các yêu cầu thực tế là khó thực hiện được, nên trong phạm vi nội dung đề tài luận văn chỉ tập trung vào bài toán nghiên cứu đánh giá khả năng xử lý nền đất yếu của giải pháp cọc cát đối với 3 dạng nền tiêu biểu có đặc điểm địa chất nh- bảng 5.1. và hình 5.1, trong tr- ờng hợp điển hình nhất và phổ biến nhất là nền đất chịu tải trọng phân bố đều trên diện tích chịu tải.



Hình 5.1. Các mặt cắt địa chất tiêu biểu cho dạng nền I, II, III ở khu vực Hải Phòng.

Tải trọng phân bố đều trong bài toán đ- ợc mô hình hoá bởi một khối đất đắp cao 5 m cộng với 1m đệm công tác hạt thô là  $P = 6 \text{ m} \times 20 \text{ KN/m}^3 = 120 \text{ KN/m}^3$  nh- chỉ ra trên hình 5.2.





Hình 5.2. Mô hình nền đất yếu dạng II ch- a gia c- ờng chịu tác dụng của tải trọng.

### 5.3. PH- ƠNG PHÁP TÍNH TAY

#### 5.3.1. Tính tổng độ lún

##### 1. Nền đất yếu nhiều lớp ch- a đ- ợc gia cố bằng cọc cát d- ới tác dụng của tải trọng công trình.

Tiêu biểu cho việc tính toán thiết kế giải pháp gia cố của ba dạng nền phân bố phổ biến nhất ở khu vực Hải Phòng đó là dạng nền II với cấu trúc nền đất tạo bởi ba lớp yếu khác nh- hình 5.2, chịu tải trọng của khối đất đắp.

Tổng độ lún cuối cùng của nền đất yếu d- ới tải trọng phân bố đều của khối đất đắp phía trên đ- ợc xác định theo công thức

$$S_{\Sigma} = S_i + S_c + S_s \quad (5.1)$$

Trong đó:

$S_{\Sigma}$ : tổng độ lún ổn định cuối cùng, m, (mm).

$S_i$ : độ lún tức thời, m, (mm).

$S_c$ : độ lún cố kết ban đầu, m, (mm).

$S_s$ : độ lún thứ cấp; m, (mm).

Hiện nay có nhiều phương pháp tính tổng độ lún  $S_\Sigma$  cũng như các trị số độ lún thành phần ( $S_\Sigma$ ,  $S_c$ ,  $S_s$ ) như phương pháp cộng lớp, phương pháp lớp đất tầng tầng, phương pháp cân bằng, phương pháp phần tử hữu hạn. Dưới đây tác giả luận văn xin trình bày một trong số phương pháp tính toán nói trên đó là phương pháp cộng lớp tầng tầng và phương pháp cân bằng để xác định tổng độ lún cuối cùng của nền đất yếu dưới tải trọng khối đất đắp phía trên.

Để thuận lợi cho việc kiểm chứng các kết quả giữa hai phương pháp tính tay và tính máy có sự hỗ trợ của phần mềm Plaxis tác giả luận văn sử dụng mô hình hoá trụ tròn đơn vị đất để tính.

Giả thiết trụ tròn có đường kính  $B = 2b = 1,9\text{m}$ . Chịu tải trọng phân bố đều là  $p = 120 \text{ KN/m}^2$ . Khi đó ta có sơ đồ ứng suất như hình 5.3.

Tổng độ lún của nền ba lớp được tính toán theo công thức (5.1) các trị số độ lún thành phần được xác định như sau:

a. Độ lún tức thời

Theo phương pháp gần đúng của Janbu cải tiến, ta có :

$$S_i = \mu_0 * \mu_1 \frac{P * B}{E_s^*} \quad (5.2)$$

Trong đó:

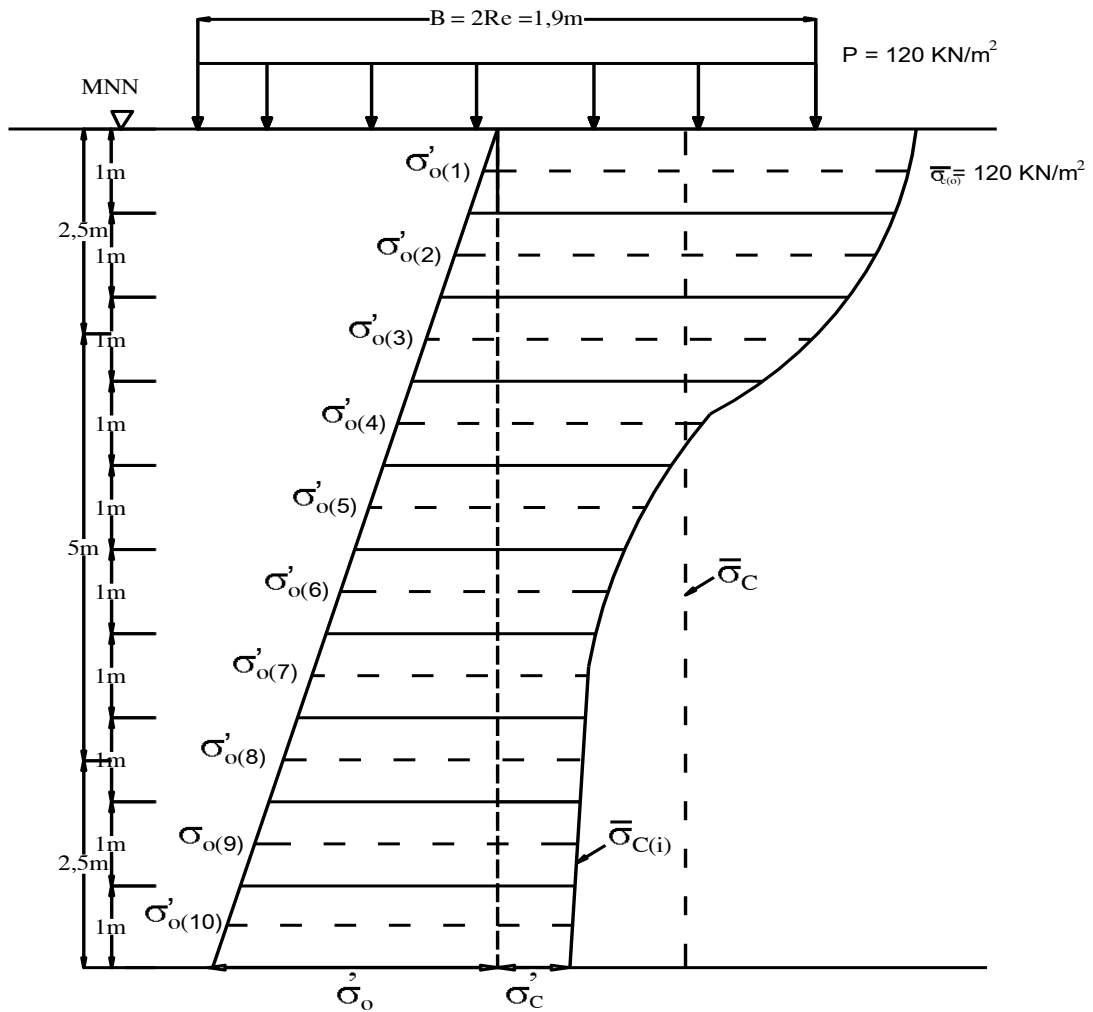
$\mu_0$ : là hệ số ảnh hưởng đối với độ sâu chôn móng so với bề dày mặt đất (D); ở đây:

$D/B = 0$  nên ta có  $\mu_0 = 1,0$ .

$\mu_1$ : là hệ số ảnh hưởng đối với hình dạng móng, bài toán đang xét có tiết diện móng hình tròn, và  $H/B = 16/1,9 = 8,4$  nên ta được  $\mu_1 = 0,57$ .

$$E_s^* = \frac{\sum_1^n E_{oi} h_i}{\sum_1^n h_i}$$

$$E_s^* = \frac{2714 * 2,5 + 1622 * 5 + 2148 * 2,5}{2,5 + 5 + 2,5} = 2027 \text{ KN/m}^2$$



Hình 5.3. Sơ đồ tính toán tổng độ lún của nền đất yếu nhiều lớp theo phương pháp cân bằng.

Thay các trị số tìm được vào phương trình (5.2) ta nhận được :

$$S_1 = 1,0 * 0,57 * \frac{120 * 1,9}{2027} = 0,064\text{m}$$

Vậy  $S_1 = 0,063\text{m}$

b. Độ lún cố kết ban đầu ( $S_c$ )

Theo phương pháp cân bằng, ta có:

$$S_i = \sum_1^n e_i * \Delta H_i \quad (5.3)$$

Trong đó:

$$\Delta e_i^* = \frac{C_{ci}}{1 + e_{oi}} \log \left[ \frac{\sigma'_{oi} + \sigma_{ci}}{\sigma_{oi}} \right] \quad (5.4)$$

$\Delta H_i$ : chiều dày từng lớp đất phân tố, trong trường hợp bài toán này lấy  $\Delta H_i = 1\text{m}$ .

$\sigma'_{oi}$ : ứng suất hữu hiệu tầng phủ ở giữa từng lớp đất phân tố đã chia;

Kết quả tính độ lún cố kết ban đầu ( $S_c$ ) được lập thành bảng dưới đây (xem bảng 5.2)

Ghi chú:

$$\bar{C}_c = \frac{\sum_1^n C_{ci} * h_i}{\sum_1^n h_i} = 0,24$$

$$\bar{e}_0 = \frac{\sum_1^n e_{oi} * h_i}{\sum_1^n h_i} = 1,25$$

$$\frac{\bar{C}_c}{1 + \bar{e}_0} = \frac{0,24}{1 + 1,25} = 0,129$$

Kết quả tính toán độ lún cố kết ban đầu trình bày trong bảng sau:

*Bảng 5.2. Kết quả tính toán độ lún cố kết ban đầu của nền có cấu trúc dạng II ch-a được gia cố bằng cọc cát.*

Lớp thứ (i)	$\Delta H$ (m)	$\sigma_{oi}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{ci}$ (KN/ m <sup>2</sup> )	$\Delta e_i^*$	$S_c = \sum_1^n \Delta e_i^* \Delta H_i$
1	1	4	107,9	0,187	0,187
2	1	12	47,6	0,090	0,090
3	1	20	22,0	0,042	0,042
4	1	26	12,1	0,021	0,021
5	1	32	7,6	0,012	0,012
6	1	38	5,2	0,007	0,007
7	1	44	3,7	0,005	0,005
8	1	50	2,8	0,003	0,003
9	1	57	2,2	0,002	0,002
10	1	64	1,8	0,002	0,002
Tổng cộng :					$S_c = 0,37\text{m}$

c. Độ lún thứ cấp ( $S_s$ )

Giả sử  $S_s = 0,25 \times S_c = 0,25 \times 0,37 = 0,093$  m.

Vậy độ lún của nền tạo bởi 3 lớp đất yếu d-ới tác dụng của tải trọng 120 KN/m<sup>2</sup> do khối đất đắp phía trên gây ra là:

$$S_{\Sigma} = 0,064 + 0,37 + 0,093 = 0,52\text{m}$$

Vậy tổng độ lún là:  $S_{\Sigma} = 520$  mm

## **2. Nén đất yếu nhiều lớp d-ợc gia cố bằng cọc cát**

Giả thiết các cọc cát gia c-ờng nền đất yếu đ-ợc bố trí theo sơ đồ tam giác đều, tỉ số diện tích thay thế  $a_s = 0,1 \div 0,45$ , tỉ số giữa chiều dài cọc cát với đ-ờng kính của nó  $L/D = 5 \div 20$ .

Vật liệu cát làm cọc có tính chất nh- bảng 5.1. Với  $E_0 = 20000$  KN/m<sup>2</sup>

Do khối l-ợng tính toán lớn, nên trong luận văn này, tác giả đi vào tính toán cụ thể tr-ờng hợp gia c-ờng ba dạng nền đất yếu (dạng I, dạng II, dạng III), bằng giải pháp cọc cát với giá trị  $a_s = 0,1$ ,  $L = 10\text{m}$ ,  $L/D = 20$

Trong đó chỉ trình bày chi tiết các b-ớc tính toán cho tr-ờng hợp nền không đồng nhất 3 lớp (dạng II).

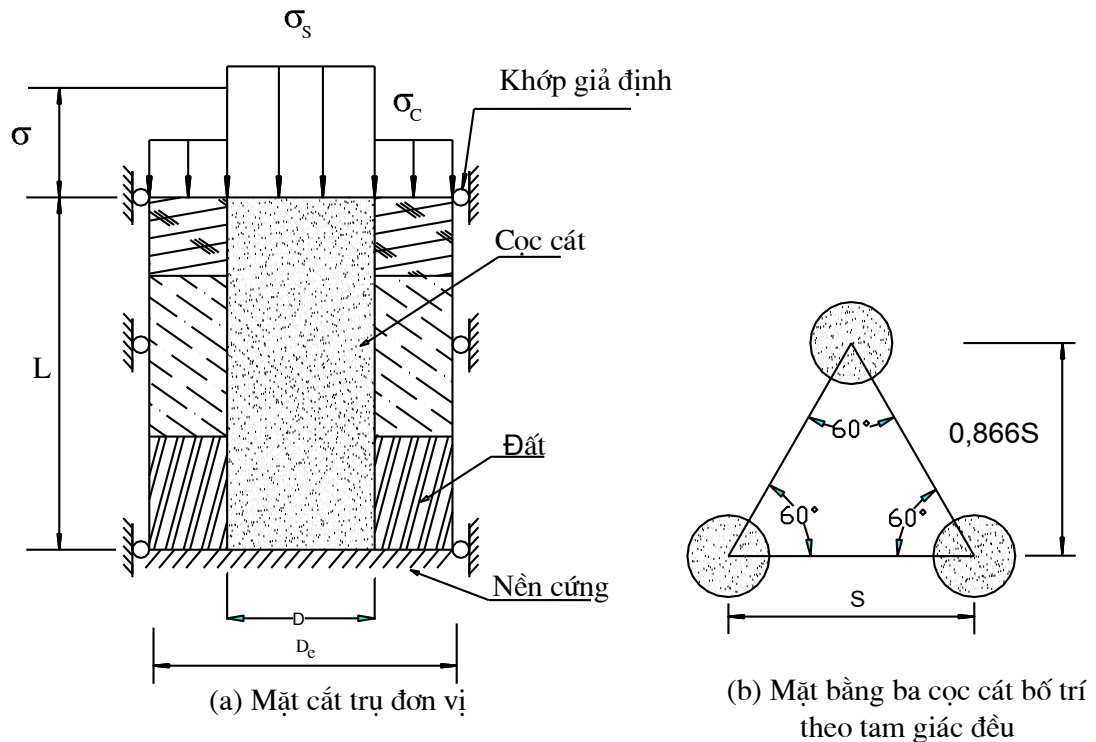
Ta có:  $a_s = 0,907(D/S)^2$

$$a_s = 0,907(0,6/1,8)^2 = 0,1$$

$$D_c = 1,05.S = 1,05 \times 1,8\text{m} = 1,9\text{m}$$

$$R_c = 0,95\text{m}$$

Sơ đồ trụ đơn vị và mặt bằng bố trí ba cọc cát theo hình tam giác đều nh- chỉ ra trên hình 5.4.



Hình 5.4. Sơ đồ trụ đơn vị (a) và mặt bằng bố trí ba cọc cát theo tam giác đều (b).

a. Tính hệ số tập trung ứng suất

Ta có Môđun đàn hồi  $\bar{E}_c$  của nền đất là:

$$\bar{E}_c = \frac{\sum_1^n E_i}{n} = 2274 \text{ KN/m}^2$$

Vậy có tỷ số  $\frac{E_s}{E_c} = \frac{20000}{2274} = 9$

Theo mối t-ơng quan giữa n và tỉ số  $\frac{E_s}{E_c}$  ở hình 4.15 ta tìm đ-ợc  $n = 2,4$

Hệ số giảm ứng suất trong đất sét yếu bao quanh cọc cát ( $\mu_c$ ) đ-ợc tính

$$\mu_c = \frac{1}{1 + 0,4 - 1 \cdot 0,1} = \frac{1}{1 + 0,3} = 0,87$$

b. Tính độ lún cố kết ban đầu

Độ lún cố kết ban đầu của nền đất yếu đã gia c-ờng bằng cọc cát d-ới tác dụng của khối đắp bên trên có giá trị  $P = 120 \text{ KN/m}^2$  đ-ợc tính theo công thức (4.21) hoặc (4.22), kết quả đ-ợc lập thành bảng sau:

Bảng 5.3. Kết quả tính toán độ lún cố kết ban đầu cho nền có cấu trúc dạng II đã gia cố bằng cọc cát

Lớp thứ i	$\Delta H_i$ (m)	$\sigma'_{o(i)}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{c(i)}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\mu_c * \sigma_{c(i)}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta e_i$	$S_c = \sum_1^n \Delta e_i * \Delta H_i$
1.	1	4	107,9	94,6	0,18	0,18
2.	1	12	47,6	41,8	0,084	0,084
3.	1	20	22,0	19,3	0,038	0,038
4.	1	26	12,1	14,6	0,019	0,019
5.	1	32	7,6	6,7	0,011	0,011
6.	1	38	5,2	4,5	0,006	0,006
7.	1	44	3,7	3,3	0,004	0,004
8.	1	50	2,8	2,5	0,003	0,003
9.	1	57	2,2	1,9	0,002	0,002
10.	1	64	1,8	1,6	0,001	0,001
Tổng cộng :					$S'_c =$	0,35m

### 5.3.2. Tính toán tốc độ lún cố kết ban đầu theo thời gian

#### 1. Tính toán hệ số cố kết ngang và đứng

- Tính toán hệ số cố kết trung bình theo phương ngang ( $\bar{C}_h$ )

$$\bar{C}_h = \frac{\sum_1^n h_i * \sqrt{C_{hi}}}{\sum_1^n h_i^2} \quad (5.5)$$

Hay: 
$$\bar{C}_h = \frac{1,5\sqrt{0,016} + 1\sqrt{0,01} + 1,5\sqrt{0,017}}{1,5^2 + 1^2 + 1,5^2}$$

$$\bar{C}_h = 0,014 \text{ (m}^2\text{/ngày đêm)}$$

- Tính toán hệ số cố kết trung bình theo phương đứng  $\bar{C}_v$

$$\bar{C}_v = \frac{\sum_1^n h_i^2}{\sum_1^n \left( \frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right)^2} \quad (5.6)$$

Theo điều kiện bài toán ta có:

$$C_{hi} = 2C_{vi} \rightarrow C_{vi} = \frac{C_{hi}}{2}$$

Thay số  $\bar{C}_v = \frac{\bar{C}_h}{2} = \frac{0,014}{2} = 0,007$  (m<sup>2</sup>/ngày đêm)

- Tổng mức độ cố kết trung bình theo phương ngang và phương đứng (U) được xác định theo công thức (3.11) như sau:

$$U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v) \quad (5.7)$$

Trong đó:

$U_h$ : mức độ cố kết theo phương ngang, được xác định:

$$U_h = 1 - \exp\left[\frac{-8T_h}{F(n)}\right] \quad (5.8)$$

$$T_h = \frac{\bar{C}_h}{D_c^2} \cdot t$$

Các cọc cát được bố trí theo sơ đồ tam giác đều với khoảng cách cọc là:

$$S = 1,9\text{m}$$

Ta có  $D_c = 1,05 * S = 1,05 * 1,8 = 1,9\text{m}$

Xét thời gian cố kết  $t = 90$  ngày đêm khi đó ta có:

$$T_h = \frac{0,014 * 90}{1,9^2} = 0,35$$

$F(n)$ : hệ số Barron

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

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

$$F(3) = 0,51$$

Thay giá trị  $F(3)$  vừa tìm được vào công thức (5.8) ta nhận được:

$$U_h = 1 - \exp\left[\frac{-8 \cdot 0,35}{0,51}\right]$$

$$U_h = 1 - \exp(-55) = 0,99$$

$$U_h = 0,99$$

+  $U_v$ : là mức độ cố kết theo phương đứng



$$U_v = 1 - \sum \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v)$$

Ở đây:  $M = \frac{(2m+1)\pi}{2}$  (m là một số nguyên)

$T_v$  : là hệ số không thứ nguyên theo phương đúng

$$T_v = \frac{\bar{C}_v}{H^2} t \text{ hay } T_v = \frac{0,007}{12^2} \cdot 90 = 0,0044$$

Với  $T_v = 0,0044$  tra bảng ta được  $U_v = 10\% = 0,1$

Thay các giá trị  $U_h = 0,99$

và  $U_v = 0,1$  vào công thức (5.7) ta được:

$$U = 1 - (1 - 0,99)(1 - 0,1) = 1 \approx 100\%$$

## 2. Tính tốc độ lún cố kết ban đầu

- Tốc độ lún cố kết ban đầu sau  $t = 90$  ngày đêm của nền đất yếu trước khi gia cố là:

$$S_t^0 = S_c \cdot U_v = 0,37 \cdot 0,1 = 0,037\text{m}$$

- Tốc độ lún cố kết ban đầu sau  $t = 90$  ngày đêm của nền đất yếu sau khi gia cố là:

$$S_t = S_c^t \cdot U = 0,35 \cdot 1 = 0,35 \text{ (m)}$$

Nh- vậy qua tính toán cho thấy nền đất sau khi được gia cố bằng cọc cát và có nén với tải trọng  $P = 120\text{KN/m}^2$  tương ứng với một khối đất cao 6m với  $\gamma = 20\text{KN/m}^3$  thì trong khoảng thời gian 90 ngày đêm (3 tháng) đã cố kết xong với  $U = 100\%$ .

### 5.3.3. Độ lún thứ cấp $S_s$ của nền đất đã gia cố bằng cọc cát

Áp dụng công thức (4.25), ta có:

$$S_s = C_{\alpha} \cdot H_{\alpha} \cdot \log_{10} \frac{t_2}{t_1}$$

Trong đó:  $C_{\alpha} = 0,005$

$$H_{\alpha} = H - S_c^t = 10 - 0,35 = 9,65\text{m}$$

$t_1$ : thời gian bắt đầu lún thứ cấp (thời gian đạt độ lún cố kết được 90%),  
 $t_1 = 90$  ngày đêm.

$t_2$ : thời gian xảy ra độ lún thứ cấp, giả thiết kéo dài 10 năm.

Vậy độ lún thứ cấp sau 10 năm ( $t_2 = 10 \times 365$  ngày đêm)

$$S_s = (0,005) \cdot (9,65) \cdot \log_{10} \left( \frac{10 \cdot 365}{90} \right) = 0,093 \text{ m}$$

Vậy tổng độ lún của nền đã gia cố bằng cọc cát sau 10 năm là:

$$S_\Sigma = S_s + S_c^t = 0,093 + 0,35 = 0,43 \text{ m}$$

#### 5.3.4. Trị số gia tăng độ bền của nền đất sau khi gia cố bằng cọc cát

Trị số gia cố độ bền cốt theo thời gian ( $\Delta C_t$ ) do quá trình cố kết của đất nền sau khi được gia cố bằng cọc cát được tính theo công thức:

$$\Delta C_t = K_1 (\sigma' \cdot \mu_c) (U) = \frac{C}{\sigma'} \cdot \mu_c \cdot \bar{U}$$

Kết quả tính toán với từng lớp có chiều dày 1m và lập thành bảng dưới đây:

*Bảng 5.4. Kết quả tính toán trị số gia tăng độ bền cốt do quá trình cố kết của nền đất yếu có cấu trúc dạng II sau thời gian  $t = 90$  ngày đêm.*

Lớp thứ i	$\Delta H_i$ (m)	C (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{o(i)}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{c(i)}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\mu_c \cdot \sigma_{c(i)}$ (KN/m <sup>2</sup> )	U	$\Delta C_{90}$
1.	1	6	4	107,9	94,6	0,95	134,8
2.	1	6	12	47,6	41,8	0,95	19,8
3.	1	6	20	22,0	19,3	0,95	5,5
4.	1	6	26	12,1	10,6	0,95	2,3
5.	1	6	32	7,6	6,7	0,95	1,2
6.	1	6	38	5,2	4,5	0,95	0,7
7.	1	6	44	3,7	3,3	0,95	0,4
8.	1	6	50	2,8	2,5	0,95	0,3
9.	1	5,4	57	2,2	1,9	0,95	0,2
10.	1	5,4	64	1,8	1,6	0,95	0,1

Qua tính toán trị số gia tăng độ bền cốt ta thấy độ bền cốt của nền đất chỉ tăng trong phạm vi tính từ mặt đất đến độ sâu 8,5m, đây cũng là độ sâu làm việc có hiệu quả của cọc cát.

### 5.3.5. Kết quả tính toán

Qua quá trình tính toán đối với giải pháp cọc cát trong việc gia cố nền đất yếu có cấu trúc thuộc dạng II ở khu vực Hải Phòng cho các kết quả thể hiện trong bảng 5.5, nh- sau:

*Bảng 5.5. Tốc độ cố kết của nêncoc cấu trúc dạng II tr- ớc và sau khi gia cố bằng cọc cát.*

Thời gian cố kết t (ngày đêm)	Nền ch- a gia cố cọc cát	Nền đã gia cố bằng cọc cát
	Độ cố kết U%	Độ cố kết U%
90	10	95
200	12	Giai đoạn lún thứ cấp ( Bắt đầu từ t = 90 đến t = 3650 ngày đêm )
1000	25	
2000	35	
3650	48	
7300	65	
14600	85	
18250	95	
Độ lún cố kết ban đầu	0,37m	0,35m
Tổng độ lún	0,53m	0,43m

## 5.4. PH- ONG PHÁP TÍNH CÓ SỰ HỖ TRỢ PHẦN MỀM PLAXIS

### 5.4.1. Các b- ớc tiến hành của phần mềm plaxis

Đây là phần mềm đ- ợc cung cấp bởi hãng phần mềm của Công ty Koxhiyoki Kabuto - Nhật Bản. Phần mềm này đã đ- ợc đánh giá có chất l- ợng qua rất 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](http://www.plaxis.com)

## ***1. Mô hình hoá bài toán gia c- ờng nền đất yếu bằng cọc cát***

Hiện nay đa số các kết quả thí nghiệm hay đ- ọc sử dụng th- ờng cho ta kết quả về vật liệu đất và cát nh- một vật liệu đàn hồi, bên cạnh đó do thời gian thực hiện nghiên cứu có hạn, tác giả tập trung vào nghiên cứu mô hình đàn hồi để đ- a ra các tính toán hiệu quả kỹ thuật của ph- ơng pháp gia c- ờng nền đất yếu bằng cọc cát

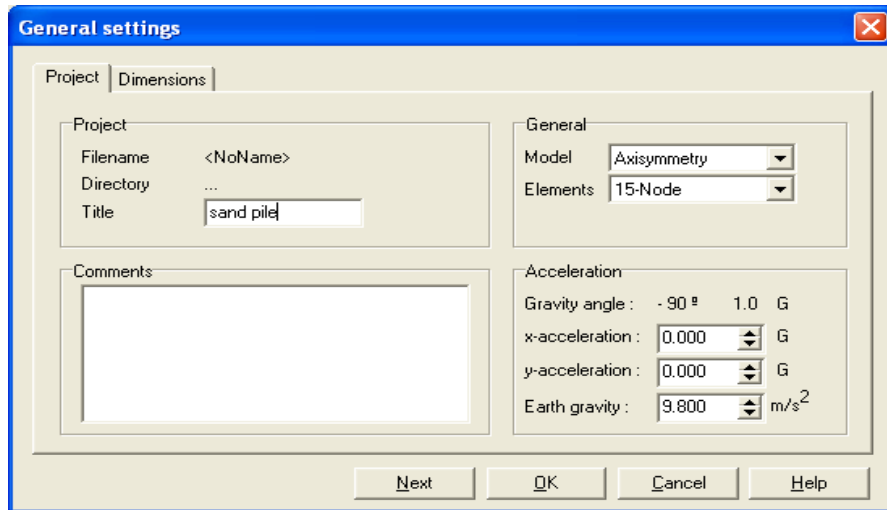
Mô hình đ- a vào để tính toán trong Plaxis dựa trên các nhận xét trong phân lý thuyết đã đề cập. Đó là coi nh- cọc cát và vùng đất ảnh h- ờng là một trụ đơn vị lý t- ờng nh- đã trình bày trong mục 4.1.1. ch- ơng 4, mô hình này phù hợp với điều kiện số l- ợng cọc cát là rất lớn trải trên diện rộng và chịu tải đều, đây là điều kiện rất phù hợp với công trình đ- ờng khi có mặt cắt ngang nền là lớn (Ví dụ nh- mặt cắt ngang đ- ờng đô thị hoặc đ- ờng cao tốc). Bài toán cọc cát trở thành bài toán đối xứng trục, tuy nhiên do cọc cát hình tròn nên ta cũng sẽ có kết quả giải bài toán phẳng t- ờng tự nh- bài toán không gian.

## ***2. Các b- ớc sử dụng phần mềm Plaxis***

Ch- ơng trình Plaxis đ- ọc khởi động bằng cách nhấp đúp chuột vào biểu t- ờng Plaxis (Plaxis input). Khi đó một cửa sổ hội thoại xuất hiện, ch- ơng trình cho phép thiết lập bài toán mới (New Project) hay làm việc với bài toán đã có tr- ớc (Existing Project). Nếu lựa chọn New Project và kích nút OK thì cửa sổ General settings xuất hiện.

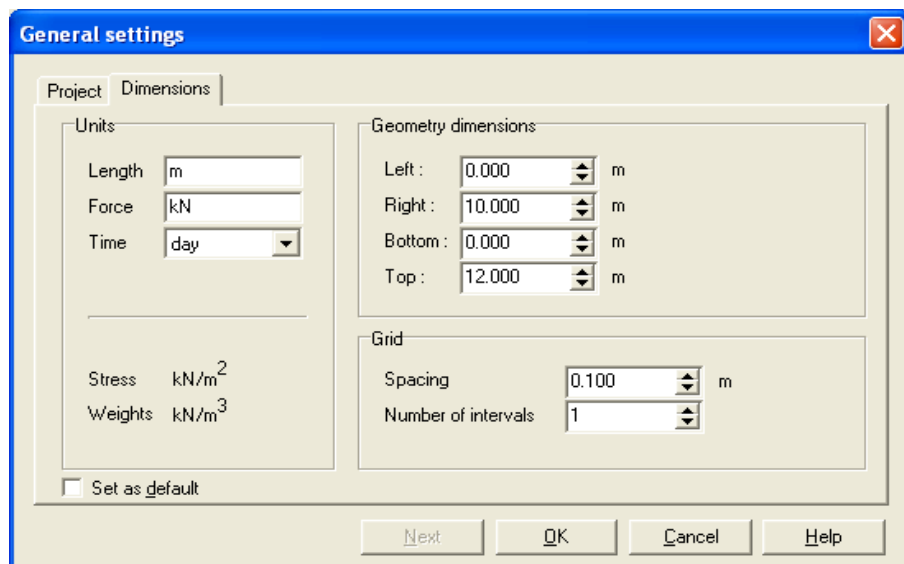
### ***- B- ớc 1: Thiết lập chung - General settings***

Cửa sổ General settings hiện ra nh- hình phía tr- ớc. Cửa sổ gồm 2 bảng nhập dữ liệu. Trong bảng Project ta nhập tên bài toán vào hộp Title, mô hình tính toán vào hộp Model, chọn mô hình đối xứng trục Axisymmtry, số nút tính toán vào hộp Elements chọn 15 node.



Hình 5.5. Cửa sổ thiết lập chung

- Trong bảng Dimensions minh họa ở hình 5.5, giữ nguyên đơn vị trong hộp Units.
- Trong hộp Geometry Dimensions nhập các giá trị (0),(10); (0),(12) vào các hộp Left, Right, Bottom và Top.
- Trong hộp Grid điền giá trị 0,1 vào hộp Spacing và 1 hộp Number of interval



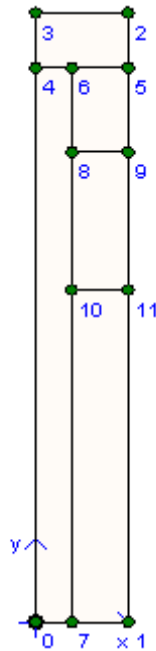
Hình 5.6. Cửa sổ thiết lập đơn vị, kích thước

**- B- ớc 2: Tạo đ- ờng bao mô hình, các lớp và các cấu trúc**

Khi phân thiết lập chung hoàn thành, vùng đồ họa xuất hiện với một điểm gốc và các trục tọa độ. Kích con trỏ lên 1- ợt vào các điểm (0,0); (0,1.5),

(1.5,11);(11,0). Khi đó Plaxis sẽ nhận mô hình này và sẽ tạo ra cho mô hình một màu sáng nhẹ.

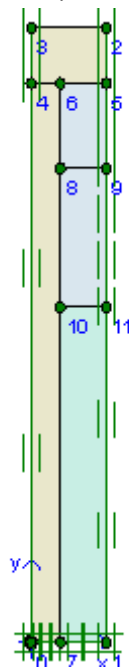
Để tạo các lớp đất ta kích con trỏ vào các điểm (0,6);(1.5,6);(0,8.5), (1.5,8.5); (0,10);(1.5,10).



Hình 5.7 Cấu trúc mô hình

**- B- óc 3: Tạo các điều kiện biên**

Để thiết lập điều kiện biên cho bài toán này ta kích con trỏ vào nút (Standard fixities) trên thanh công cụ hoặc chọn chức năng Standard fixities từ thực đơn Load để thiết lập những điều kiện biên chuẩn.



Hình 5.8. Thiết lập điều kiện biên

#### **- B- ớc 4: Thiết lập đặc tính của vật liệu**

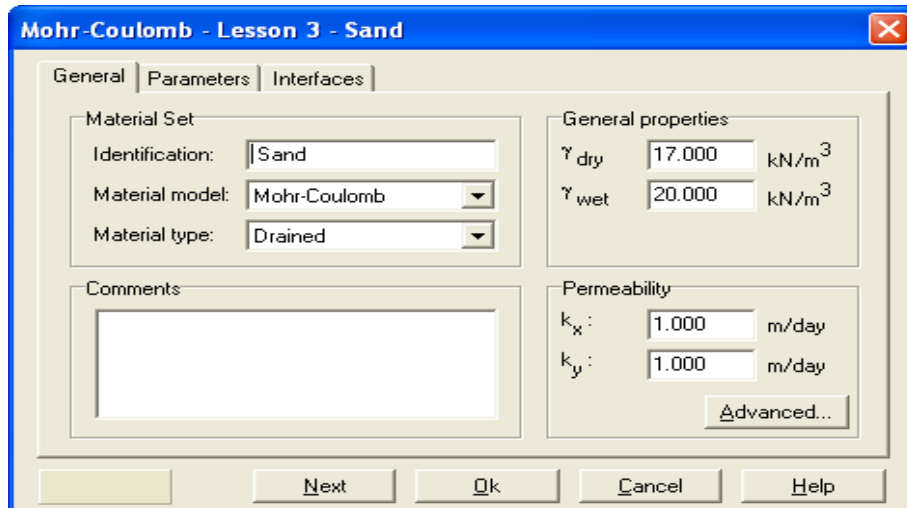
Tính chất của vật liệu đ- ợc nhập trong cửa sổ Material sets trên thanh công cụ hoặc chọn chức năng Soil & Interfaces trong thực đơn Materials. Chọn New ở phía d- ới cửa sổ Material sets, khi đó xuất hiện một hộp thoại mới và 3 trang có tiêu đề: General, Parameters và Interfaces (Xem minh hoạ các hình 5.5, 5.6, 5.7,

- Trong hộp General, gõ tên lớp địa chất vào ô Identification, chọn Mohr - Coulomb trong hộp Materials model và chọn UnDrained trong hộp Material type.

- Nhập các giá trị cơ lý của các lớp địa chất vào hộp General properties và hộp Parameters (gồm các thông số  $\gamma_{dry}$ ,  $\gamma_{wet}$ ,  $K_x$ ,  $K_y$ ,  $R_{ref}$ ,  $v$ ,  $c_{ref}$ ,  $\phi$ ). Kích nút OK để nhận những thông số vật liệu hiện thời.

- Kéo dòng dữ liệu các lớp địa chất từ cửa sổ Material sets (Chọn và giữ chuột trái kéo xuống) tới mô hình trong vùng đồ hoạ và thả chuột. nếu dòng dữ liệu đó đ- ợc đặt đúng vị trí thì vùng đó sẽ thay đổi màu sắc.

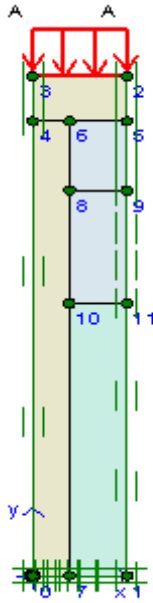
- Kích con trỏ vào nút OK ở cửa sổ Material sets để kết thúc việc nhập dữ liệu.



Hình 5.9. Thiết lập về đặc tính vật liệu

#### **- B- ớc 5: Xác lập tải trọng tác dụng**

Kích vào nút Tractions - Load system A trên thanh công cụ. Di chuyển con trỏ và kích vào các điểm (0,11), 1.5,11). Khi đó tải trọng đ- ợc xác lập, trực tiếp vào tải trọng và thay các giá trị -20 vào giá trị y.



Hình 5.10. Xác lập tải trong

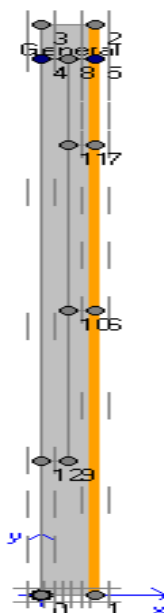
**- B- ớc 6: Tạo l- ới phần tử hữu hạn**

Kích con trỏ vào nút Generate mesh trên thanh công cụ hoặc chọn chức năng Generate từ thực đơn Mash. Sau quá trình tạo lập một cửa sổ mới xuất hiện (Output -indow), l- ới phần tử hữu hạn đ- ợc tạo ra trong cửa sổ này. Chọn Medium trong hộp.

Kích con trỏ vào nút update để quay lại chế độ nhập mô hình.

**- B- ớc 7: Những điều kiện ban đầu**

Kích con trỏ vào nút Initial conditions trên thanh công cụ hoặc chọn chức năng Initial condition trong thực đơn Initial.



Hình 5.11. Tạo lập biên không thấm



Một cửa sổ xuất hiện với giá trị mặc định đơn vị dung trọng của n-ớc là  $10\text{KN/m}^3$ . Kích vào nút OK để chấp nhận giá trị mặc định. Khi trạng thái Ground water conditions đ-ợc kích hoạt thì nút Phreatic line cũng đ-ợc lựa chọn. Di chuyển con trỏ và kích vào điểm (0,11), (3,11), khi đó đ-ờng bão hoà chung đ-ợc tạo lập ngay trên mặt đất. Kích vào nút Closed consolidation boundary, sau đó kích vào các điểm (1.5,11), (1.5,0). Khi đó một biên không thấm đ-ợc tạo lập.

Kích vào nút Ground water pressures trên thanh công cụ, xuất hiện cửa sổ waterr pressures generation. Trong cửa sổ này chọn nút Phreatic line trong hộp thoại Generate by và kích nút OK. Sau khi tạo áp lực n-ớc cửa sổ Output sẽ đ-ợc hiển thị. Kích vào nút Update để quay lại trạng thái Ground water conditions.

Để tiếp tục quá trình Geometry Configuration kích vào nút Switch (Initial stresses and geometry configuration) trên thanh công cụ.

Kích con trỏ vào nút Generate Initial stresses (Dấu + màu đỏ trên thanh công cụ) hoặc chọn chức năng Initial stresses từ thực đơn Generate. Khi đó hộp thoại  $K_0$  - procedure xuất hiện. Giữ tổng bội số của trọng l-ợng đất ( $\Sigma M_{weight}$ ) bằng 1. Chấp nhận giá trị mặc định của  $K_0$  và kích nút OK.

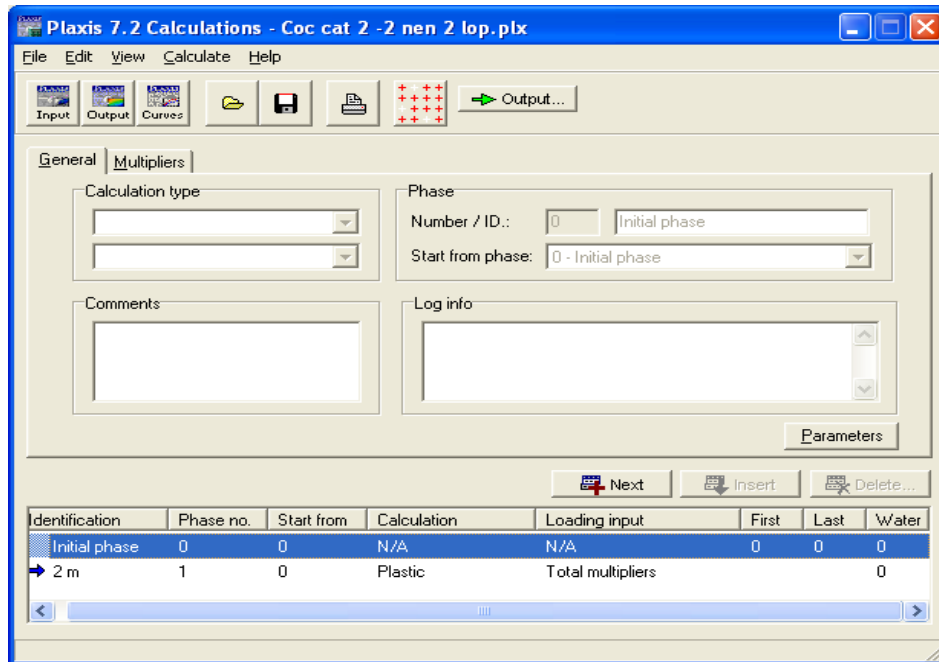
Sau khi tạo ứng suất ban đầu thì cửa sổ Output xuất hiện trong đó ứng suất hiệu quả đ-ợc biểu thị là ứng suất chính. Kích vào nút Update để quay lại mô hình dữ liệu.

Lúc này việc tính toán đ-ợc xác định. Sau khi kích chuột vào nút Calculate ch-ợng trình sẽ hỏi có ghi dữ liệu vào ổ cứng không. Kích vào nút Yes và nhập tên file cho đúng rồi kích con trỏ vào nút Save.

#### **- B-ớc 8: Tính toán**

Sau khi kích con trỏ vào nút Calculate ch-ợng trình nhập dữ liệu sẽ đóng lại và khởi động ch-ợng trình tính toán.

Trong trang General, ở ổ Calculation type chọn Plastic hoặc Consolidation ở dòng dữ liệu đầu, chọn Load advancement level ở dòng dữ liệu thứ hai.



Hình 5.12. Thiết lập tính toán

Trong trang Paramates giữ giá trị mặc định lớn nhất của Additional steps là 100 trong ô Control parameters và chọn Standard settings trong ô Iterative procedure.

Chọn Total multiplier trong ô Loading input. Kích con trỏ vào nút Define hoặc vào dòng tiêu đề Multipliers. Nhập các giá trị tải trọng  $t$ - ứng vào hộp  $\Sigma$  - MloadA.

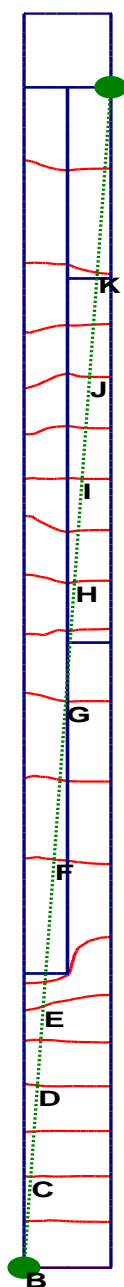
Kích con trỏ vào nút Set points for Curve trên thanh công cụ, một cửa sổ mở ra cho thấy tất cả những nút trong mô hình phần tử hữu hạn. Chọn một nút ở bên phía góc trái, nút đ-ợc chọn sẽ đ-ợc đánh dấu là A. Kích chuột vào nút update để quay về cửa sổ tính toán.

Trong cửa sổ tính toán kích con trỏ vào nút Calculate để bắt đầu các b-ớc tính toán. Khi quá trình tính toán kết thúc thì danh sách các b-ớc tính hiện ra trong hộp nhật ký Loginfo. Hộp nhật ký này cho ta biết quá trình tính toán đã hoàn tất hay ch- a. Khi hộp nhật ký cho ra một thông báo là No Error thì quá trình tính toán đã hoàn thành. Các giai đoạn có thể chèn vào hoặc xoá đi bằng cách kích vào nút Next, Insert hay Delete trong cửa sổ tính toán.

**- B-ớc 9: Hiện thị kết quả đầu ra.**

Khi quá trình tính toán hoàn thành thì những kết quả sẽ đ-ợc thể hiện trong ch-ong trình Output Program. Kích con trỏ vào giai đoạn tính cuối cùng trong

cửa sổ tính toán và kích vào nút Output trên thanh công cụ, chương trình Output sẽ khởi động.



**Total displacements**  
Extreme total displacement  $79.34 \cdot 10^{-3}$  m

*Hình 5.13. Biểu đồ kết quả về áp lực n-ớc*

Chọn chức năng Total displacements trong thực đơn Deformations, sơ đồ thể hiện tổng chuyển vị của các nút bằng những mũi tên cùng với một chỉ dẫn về độ lớn. Trong hộp kết hợp ta có thể chọn một trong 3 cách thể hiện là mũi tên (Arrows); đồng mức (Contours) hay phổ màu (Shadings). Ngoài tổng

chuyển vị trong thực đơn Deformations còn cho phép ta hiển thị những chuyển vị gia tăng - Incremental displacements.

Chọn chức năng Effective stresses từ thực đơn Stresses. Sơ đồ biểu thị ứng suất hiệu quả là ứng suất chính cùng với một lời chỉ dẫn về độ lớn.

Chọn chức năng Excess pore pressures trong thực đơn Stresses. Sơ đồ biểu thị áp lực n-ớc lỗ rỗng cùng với độ lớn.

Kích con trỏ vào nút Table trên thanh công cụ. Một cửa sổ mới đ-ợc mở ra trong đó có 1 bảng các giá trị ứng suất tại mỗi điểm của tất cả các phần tử.

Trong Curves biểu thị các biểu đồ liên hệ giữa thời gian, chuyển vị, tải trọng tác dụng, áp lực n-ớc lỗ rỗng.

#### 5.4.2. Kết quả tính tổng độ lún của nền đất yếu nhiều lớp d-ới khối đất đắp

##### 1. Nền đất yếu nhiều lớp ch-a đ-ợc gia c-ờng bằng các cọc cát.

Bằng ph-ơng pháp mô hình thông qua việc sử dụng phần mềm tin học Plaxis để nghiên cứu sự biến dạng cho các dạng nền có cấu trúc địa chất dạng I, dạng II và dạng III.

##### a. Điều kiện tải trọng

Tải trọng tác dụng lên nền đất ch-a gia c-ờng có giá trị là  $P = 120 \text{ KN/m}^2$  Đ-ợc quy đổi d-ới dạng một khối đất đắp cao 5m bề rộng 45 m. Có dung trọng  $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$  và một lớp đệm công tác dày 1m.

Để đảm bảo cho việc tính toán đ-ợc sát với thực tế thi công ta tiến hành đắp từng mét một và đợi cho lún ổn định sau đó đắp lớp tiếp theo. Giá trị độ lún thu đ-ợc là độ lún cố kết ( $S_c^1$ ).

##### b. Kết quả tính toán.

Sau khi nhập số liệu và tính toán với các b-ớc nh- giới thiệu phần (5.4.1)

Ta thu đ-ợc kết quả cho 3 dạng nền cụ thể nh- sau.

Bảng 5.6. Kết quả tính toán tổng độ lún, biến dạng cho 3 dạng nền.

(đơn vị: mm)

Loại nền	Độ lún tổng $S_c^1$	Chuyển vị ngang	Độ sâu kết thúc biến dạng
Dạng nền I	673	343	$12 \cdot 10^3$
Dạng nền II	557	333	$10 \cdot 10^3$
Dạng nền III	612	527	$14 \cdot 10^3$

Qua bảng kết quả trên cho thấy kết quả tính toán bằng ph-ong pháp mô hình thông qua việc sử dụng phần mềm Plaxis cho kết quả độ lún cố kết phù hợp với kết quả của ph-ong pháp tính toán lý thuyết (bằng tay) thể hiện ở kết quả độ lún của nền dạng II qua việc tính toán bằng 2 ph-ong pháp cũng cho kết quả nh- nhau là 35 mm và phạm vi tất lún ở phần tính tay là tới độ sâu 8,5m cũng trùng với phạm vi mà ở đó có sự kết thúc biến dạng ngang trong phần tính toán có sử dụng phần mềm Plaxis.

Kết quả tính toán cũng cho thấy việc áp dụng phần mềm Plaxis vào tính toán giải quyết bài toán cố kết đối xứng trục thông qua việc thiết kế giải pháp cọc cát trong gia c-ờng nền đất yếu là rất phù hợp và hiệu quả cho kết quả tin cậy. Với việc kiểm chứng ở trên cho phép ta có thể ứng dụng phần mềm Plaxis vào việc giải quyết các bài toán cố kết đối xứng trục, do đó ở phần sau khi tính toán với các dạng nền đã gia c-ờng bằng cọc cát tác giả chủ yếu sử dụng phần mềm Plaxis hỗ trợ trong việc tính toán thiết kế.

## **2. Nền đất yếu nhiều lớp khi đ-ợc gia c-ờng bằng các cọc cát.**

### **a. Vật liệu làm cọc (cát).**

Để tăng cao khả năng chịu lực của nền, tăng mức độ cố kết ta tiến hành gia c-ờng cho ba dạng nền dạng I, dạng II, dạng III, có tính chất ở bảng (5.1) bằng vật liệu rời là cát có tính chất cơ lý nh- sau:

$$- \gamma_{\text{dry}} = 18 \text{ KN/ m}^3, \quad \gamma_{\text{wet}} = 21 \text{ KN/ m}^3$$

$$- K_x = K_y = 1 \text{ m/ngđ}, \quad E = 20.000 \text{ KN/ m}^2$$

$$- c_{\text{ref}} = 1 \text{ KN/ m}^2, \quad \mu = 0,3, \quad \varphi = 31^\circ$$

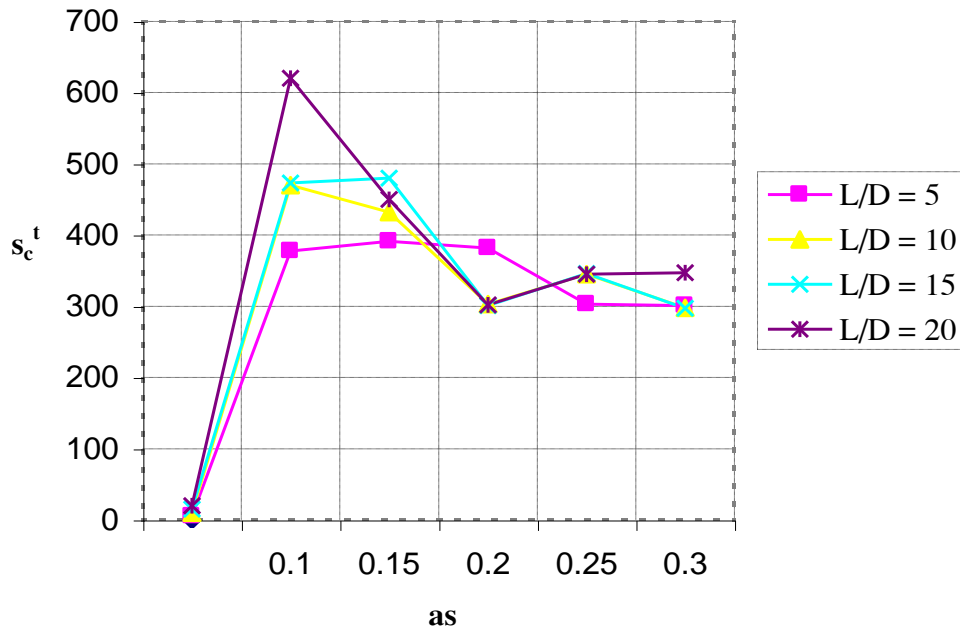
### **b. Kết quả tính toán**

Để có thể đánh giá một cách toàn diện về ph-ong pháp cọc cát trong gia c-ờng nền đất, tác giả đ- a ra nhiều ph-ong án thiết kế giải pháp cọc cát. Thể hiện qua việc tính toán gia cố nền trong các tr-ờng hợp tỷ số thay thế (as) biến đổi nhận các giá trị.

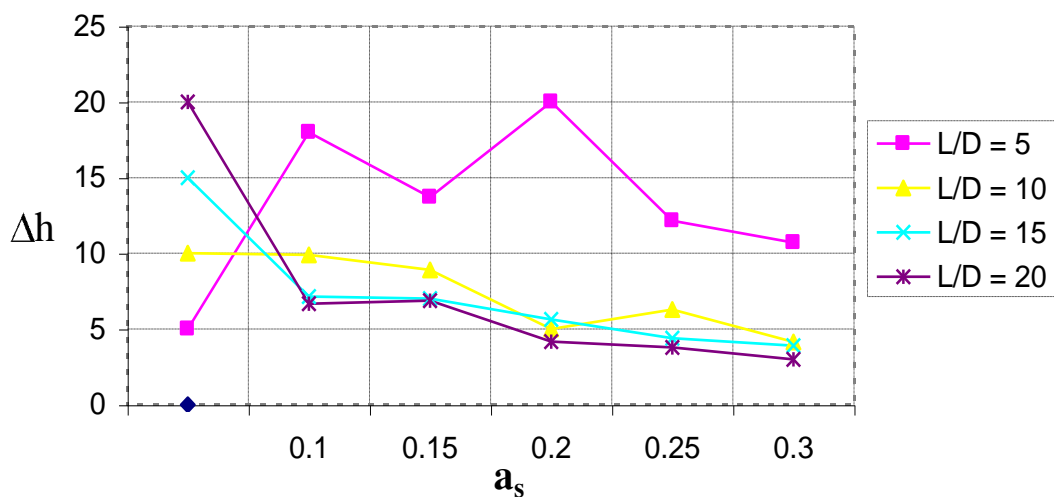
$a_s = 0,1; 0,2; 0,25; 0,3$ . Và tỷ số giữa chiều dài và đường kính cọc (L/D) bằng 5; 10; 15; 20.

Bằng việc sử dụng phần mềm Plaxis trong tính toán và sau khi xử lý, tổng hợp số liệu cho kết quả về độ biến dạng của các dạng nền sau khi được gia cường bằng giải pháp cọc cát thể hiện qua các đồ thị sau:

**- Kết quả tính toán cho nền đất có cấu trúc dạng I**

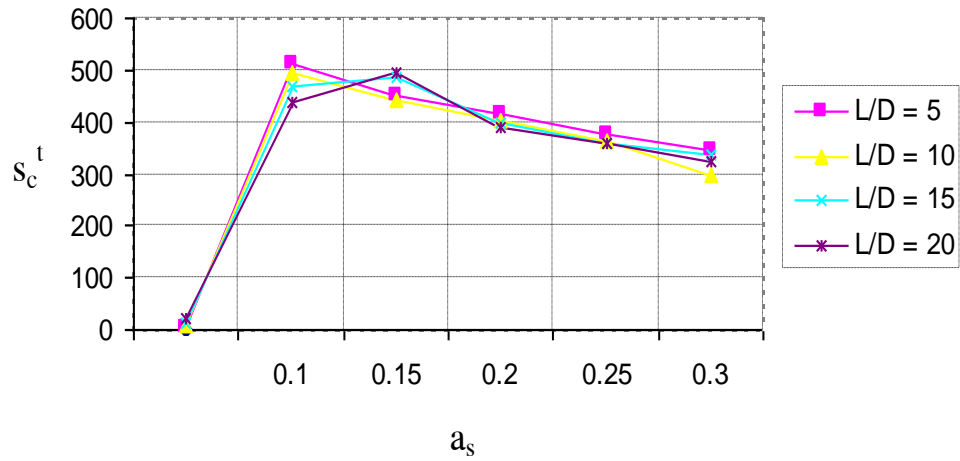


Hình 5.14. Kết quả tính toán độ lún cổ kết

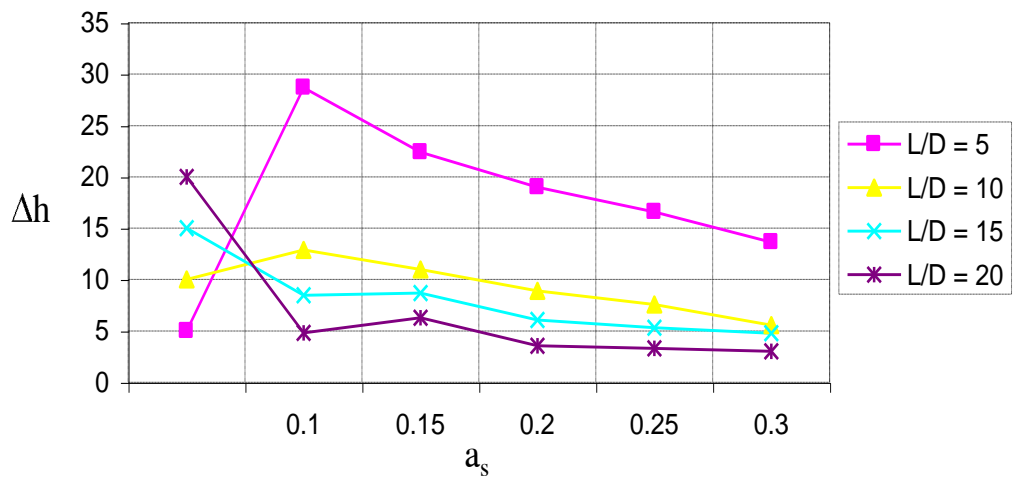


Hình 5.15. Kết quả tính toán chuyển vị ngang

**- Kết quả tính toán cho nền đất có cấu trúc dạng II**

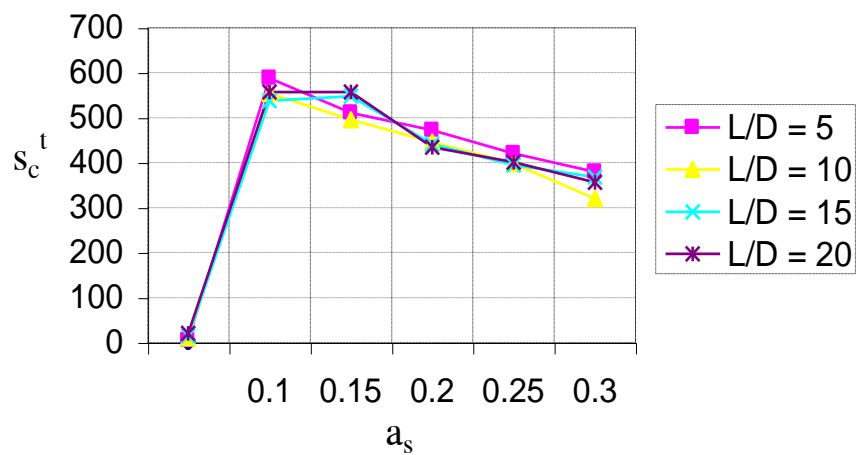


Hình 5.16. Kết quả tính toán độ lún cổ kết

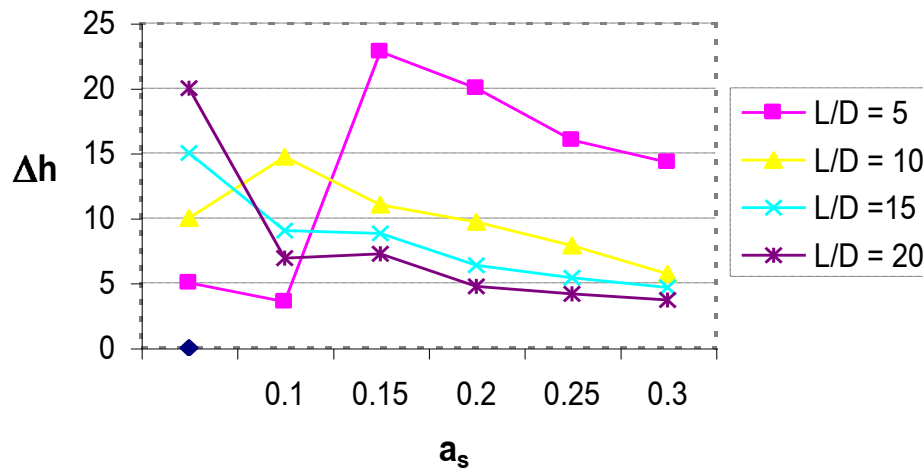


Hình 5.17. Kết quả tính toán chuyển vị ngang

**- Kết quả tính toán cho nền đất có cấu trúc dạng III**



Hình 5.18. Kết quả tính toán độ lún cố kết



Hình 5.19. Kết quả tính toán chuyển vị ngang

Thông qua việc tính toán bằng phần mềm Plaxis cũng xác định được giá trị tập trung ứng suất ( $n$ ) của nền đất và cọc có đặc điểm sau:

Khi nền được gia cố bằng cọc cát thì ứng suất tập trung vào cọc cát lớn hơn vào trong đất yếu theo tính toán đối với ba dạng nền đất trong khu vực nghiên cứu thì giá trị tập trung ứng suất nằm trong khoảng  $1 \leq n < 3$ .

Tại chân cọc cát thì giá trị  $n = 1$  tức là tại đó ứng suất tập trung vào cọc cát và đất là nhau hay nói cách khác ở độ sâu của cọc cát mà ở đó giá trị tập trung ứng suất  $n = 1$  là độ sâu làm việc không hiệu quả của cọc. Như vậy qua việc tính toán mức độ biến dạng ngang ta có thể xác định được độ sâu cọc cát cần để gia cố nền đất, cụ thể việc xác định độ sâu của các cọc cát cho việc gia cố ba dạng nền như sau:

Dạng I chiều dài cọc cát là:  $L = 12 \text{ m}$

Dạng II chiều dài cọc cát là:  $L = 10 \text{ m}$

Dạng III chiều dài cọc cát là:  $L = 14 \text{ m}$

- Qua tính toán cho thấy trong trường hợp cấu trúc nền tạo bởi các lớp đất yếu, tốt xem kẹp nhau. Thì tại các lớp đất yếu giá trị tập trung ứng suất là lớn nhất tức là tải trọng tập trung vào cọc cát là chủ yếu, đây là ưu điểm của giải pháp cọc cát trong gia cố nền đất yếu.

- Các kết quả và biểu đồ chi tiết của các bài toán xem phụ lục kèm theo.



## KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

1. Qua việc nghiên cứu về đặc tính địa chất công trình và sự phân bố của các trầm tích đất yếu trong Holocen có thể sơ bộ phân chia nền đất khu vực nghiên cứu ra ba dạng cấu trúc nền, ba phụ kiểu và 10 dạng nền (ch- ơng 2).

2. Đối với đặc tr- ng về tính chất địa chất công trình của các lớp đất yếu trong khu vực Hải Phòng thì việc áp dụng các giải pháp gia cố nh- : bác thấm, tạo cốt (cọc xi măng đất , cọc vôi đất) và cọc cát là hiệu quả,

3. Với kết quả tính toán trên ta thấy, ph- ơng pháp gia c- ờng nền đất yếu bằng cọc cát làm giảm đáng kể độ lún của nền. Trị số giảm độ lún của nền giảm khi tăng tỷ số thay thế diện tích  $a_s$  (Ví dụ tr- ờng hợp nền đất yếu nhiều lớp không gia c- ờng với tải trọng đắp phía trên 6m lún 0,53m; tr- ờng hợp nếu có gia c- ờng bằng các cọc cát với tỷ số diện tích thay thế  $a_s = 0,1$  vẫn với tải trọng đó lún còn 0,44m. Nh- vậy độ lún có thể giảm đ- ợc tới hơn 12%. Còn nếu tỉ số thay thế diện tích tăng lên đến 0,3 thì độ lún có thể giảm đến gần 70%).

4. Cơ chế phá hoại do hình ngang của cọc cát đúng nh- lý thuyết đã nêu ra. Cọc cát sẽ phá hoại trong phạm vi lớp đất yếu nhất. Bởi vì tại lớp đất rất yếu, áp lực đất xung quanh tác dụng vào cọc cát là rất nhỏ, do đó hiện t- ợng phá hoại hình ngang của cọc cát sẽ diễn ra tại lớp đó (Xem biểu đồ chuyển vị ngang của cọc cát).

5. Tốc độ lún của nền đ- ợc gia cố bằng cọc cát diễn ra nhanh hơn rất nhiều so với nền không đ- ợc gia cố ( cụ thể với nền có cấu trúc dạng II khi ch- a gia cố trong thời gian 90 ngày đầu chỉ mới cố kết đ- ợc 10% và sau một thời gian 18.250 ngày độ cố kết mới đạt 95%, còn khi nền đ- ợc gia cố bằng cọc cát thì 90 ngày đầu độ cố kết đã đạt 95%) .

6. Với các giá trị n tính toán đ- ợc ta thấy hoàn toàn phù hợp với thực tế. Lớp đất nào yếu thì tỷ số tập trung ứng suất tại đó sẽ lớn. Điều đó có nghĩa là tại lớp đất yếu ứng suất sẽ tập trung vào cọc cát nhiều.

7. Theo kết quả tính lún bằng phần mềm Plaxis có thể chứng minh một điều: Với tỷ số  $a_s = \text{const}$  nh- ng L/D biến thiên thì tổng độ lún của nền hỗn hợp thay đổi không nhiều. Điều này cho thấy trị số của tỷ số diện tích thay thế  $a_s$  là vô cùng quan trọng với nền đất yếu đ- ợc gia c- ờng bằng cọc cát cho cả mục đích kỹ thuật và kinh tế.

8. Khi nền đất đ- ợc gia c- ờng bằng cọc cát thì chuyển vị ngang giảm và giá trị này tỷ lệ nghịch với sự biến đổi của tỷ diện tích thay thế ( $a_s$ )., căn cứ vào độ sâu có chuyển vị ngang, biến dạng đứng để xác định chiều dài cọc cát cần để gia cố nền.

9. Với nền đ- ợc gia cố bằng các cọc cát thì giá trị tập trung ứng suất  $n$  thay đổi theo độ sâu. Giá trị này dần dần tiến tới một giá trị xác định tại chân cọc cát. đối với đất yếu ở khu vực Hải Phòng thì giá trị  $n$  từ 2 đến 3 và tại chân cọc cho giá trị  $n$  bằng 1. Nh- vậy với cách tính toán bằng tay ta lựa chọn  $n$  bằng một giá trị cho toàn bộ cọc cát là ch- a chính xác. Về vấn đề này chúng tôi hy vọng còn tiếp tục nghiên cứu sâu hơn trong t- ơng lai.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Lê Quy An, Nguyễn Công Mẫn, Nguyễn Văn Quý (1970), *Cơ học đất*, Nhà xuất bản Đại học và trung học chuyên nghiệp, Hà Nội.
2. Đinh Xuân Bảng, Vũ Công Ngữ, Lê Đức Thắng (1995), *Sổ tay thiết kế nền móng* (Tài liệu dịch), Tr- ờng Đại học Kiến trúc,.
3. Nguyễn Ngọc Bích, Lê Thị Thanh Bình, Vũ Đình Phụng, *Đất xây dựng - Địa chất công trình và Kỹ thuật cải tạo đất trong xây dựng*,....
4. Lê Thị Thanh Bình (2001), *Độ lún và áp lực n- ớc lỗ rỗng trong nền đất yếu khi xử lý bằng bác thấm*, báo cáo khoa học, Hà Nội.
5. Vũ Công Ngữ, Nguyễn Văn Dũng (1995), *Cơ học đất*, NXB khoa học và kỹ thuật, Hà Nội.
6. Whitlow R, *Cơ học đất*, 1996, Tập 1& 2 (Dịch sang tiếng Việt), NXB Giáo dục, Hà Nội.
7. Kannitham Soulyphan (2002), *Biến dạng của đất dính mềm có xét đến định h- ớng cố kết thấn và ph- ơng pháp xác định các hệ số cố kết của đất*, Luận án Tiến sĩ Kỹ thuật.Tr- ờng đại học Xây dựng.
8. Hoàng Văn Tân, Trần Đình Ngô, Phan Xuân Tr- ờng, Nguyễn Hải (1997), *Những ph- ơng pháp xây dựng công trình trên nền đất yếu*, NXB Xây dựng, Hà Nội.
9. D.T. Bergan - J.C .Chai - MC. Alfaro - A. S Balasubramaniam (1994), *Những biện pháp kỹ thuật mới cải tiến đất yếu trong xây dựng*, tài liệu tham khảo (Dịch sang tiếng Việt), NXB Giáo dục, Hà Nội.
10. Tiêu chuẩn xây dựng. TCXD 245 : 2000 *Gia cố nền đất yếu bằng Bác thấm thoát n- ớc*, NXB Xây dựng, Hà Nội.
11. Tiêu chuẩn ngành 22 TCN 244 -- 98, (2000), *Quy trình thiết kết xử lý nền đất yếu bằng bác thấm trong xây dựng nền đ- ờng bội*, NXB Xây dựng, Hà Nội.

12. *Hiện tượng cố kết và các phương pháp xác định độ lún của nền đất*, Tài liệu tham khảo, Trường Đại học xây dựng,

13. *Công độ và độ ẩm nền đất có xử lý bằng bác thấm*, tài liệu tham khảo Công ty cầu lớn hầm, Hà Nội 2000.

14. Đoàn Thế Trường, Đỗ Trọng Đông (Viện KHKT xây dựng, Bộ xây dựng). Các dạng đất nền, tự nhiên lẫn thổ thành phố Hà Nội và sử dụng nó cho thiết kế nền móng. Tuyển tập Hội nghị Địa Kỹ thuật quốc tế, 10/1992 từ trang 173 đến 176.

15. Tiêu chuẩn về khảo sát và đo đạc xây dựng, NXB xây dựng, Hà Nội, 2000.

16. PGS. Nguyễn Đức Đại, KS Ngô Quang Toàn và nhóm nghiên cứu. Báo cáo kết quả khảo sát địa chất của đề án khảo sát địa chất công trình Hà nội – Hải Phòng năm 1993

17. Bergado D.T, Chai J.C., Alfaro M.C., ... Những biện pháp kỹ thuật mới cải tạo đất yếu trong xây dựng. NXB Giáo dục, 1996.

**Tiếng Anh:**

18. Braja M.Das. Advance Soil Mechanics(1983). The University of Texas at El Paso - Printed in Singapore, Copyright, 510pp.

19. FHWA - SA - 97 - 076. Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways. Volume I - Design Principles, May 1997.

20. FHWA - SA - 97 - 077. Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highway. Volume II - Design Examples, May 1997.

21. Braja M.Das (1985), Principles of Geotechnical Engineering, Copyright by PWS Publishers.

## **PHỤ LỤC**

### **PHỤ LỤC 2**

**Các kết quả tính toán bằng Plaxis với nền đất yếu  
không đồng nhất 3 lớp, có gia cố bằng cọc cát.  
Tr- ờng hợp  $a_s = 0,1$ ;  $L/D = 20$**

### **PHỤ LỤC 3**

**Thể hiện sự biến đổi hệ số tập trung ứng suất theo chiều sâu.  
(Tr- ờng hợp nền đất yếu Hải Phòng dạng II)**

## DANH MỤC BIỂU BẢNG

Bảng 2.1. Bảng tính chất cơ lý của các trầm tích Holocen.

Bảng 2.2. Phạm vi ứng dụng các phương pháp kỹ thuật cải tạo các loại đất yếu khác nhau ở khu vực thành phố Hải Phòng .

Bảng 3.1. Biến thiên của  $T_v$  theo  $U_{av}$  (lập trên cơ sở của phương trình 3.3)

Bảng 5.1. Bảng tổng hợp các chỉ tiêu cơ lý của đất yếu thuộc cấu trúc nền (dạng I, II, III).

Bảng 5.2. Kết quả tính toán độ lún cố kết ban đầu của nền có cấu trúc dạng II ch- a đã gia cố bằng cọc cát.

Bảng 5.3. Kết quả tính toán độ lún cố kết ban đầu cho nền đã gia cố bằng cọc cát.

Bảng 5.4. Kết quả đã tính toán trị số gia tăng độ bền cắt do quá trình cố kết của nền đất yếu sau thời gian  $t = 90$  ngày đêm.

Bảng 5.5. Tốc độ cố kết của nền trước và sau khi gia cố bằng cọc cát.

Bảng 5.6. Kết quả tính toán biến dạng của 3 dạng nền.

## DANH MỤC HÌNH VẼ

- Hình 2.4. Các cấu trúc nền đất tiêu biểu trong khu vực nghiên cứu
- Hình 3.1. Mô hình cốt kết một chiều của nền đất
- Hình 3.2. Sơ đồ thay đổi áp lực n-ớc lỗ rỗng và ứng suất hữu hiệu trong lớp sét đ-ợc trình bày trong hình 3.1. do quá trình gia tải.
- Hình 3.3. Sơ đồ giải bài toán cốt kết cho nền hai lớp bằng ph-ơng pháp phân tử hữu hạn.***
- Hình 3.4. Sơ đồ nguyên lý cốt kết thoát n-ớc đối xứng trục
- Hình 4.1. Các dạng phá hoại cọc cát đơn
- Hình 4.2. Các dạng tải trọng khác nhau tác dụng lên các cọc cát
- Hình 4.3. Các dạng phá hoại của các nhóm cọc cát.
- Hình 4.4. Các cơ chế phá hoại của cọc cát trong nền đất dính không đồng nhất.
- Hình 4.7. Toán đồ tra các hệ số  $F'_c$  và  $F'_q$  của Vesic
- Hình 4.9. Khả năng chịu tải tới hạn của nhóm cọc cát:
- Hình 4.10. Độ giảm lún lớn nhất khi gia c-ờng bằng cọc cát sử dụng ph-ơng pháp phân tích cân bằng.
- Hình 4.11. Mô hình đàn hồi tuyến tính cho trụ cát đơn vị
- Hình 4.12. Hệ số ảnh h-ởng lún đàn hồi tuyến tính với  $a_s = 0,15$  – Mô hình trụ đơn vị.
- Hình 4.13. Hệ số ảnh h-ởng lún đàn hồi tuyến tính với  $a_s = 0,25$  – Mô hình trụ đơn vị.
- Hình 4.14. Quan hệ giữa hệ số tập trung ứng suất và tỷ số Modul đàn hồi tuyến tính.
- Hình 4.15. Mô hình không tuyến tính cho trụ đơn vị
- Hình 4.16. Quan hệ giữa modul đàn hồi của đất và n trong mô hình không



tuyến tính.

Hình 4.17. Đồ thị thấm của nước trong trụ đơn vị đến cọc cát thoát nước thẳng đứng (Richart, F.E, 1959)

Hình 4.18. Biến thiên của hệ số độ bền cắt ( $\frac{C_u}{\sigma_o}$ ) theo chỉ số dẻo  $I_p$

- Đất sét cổ kết bình thường (Skempton, AW, 1957).

Hình 5.1. Các mặt cắt địa chất tiêu biểu cho dạng nền I, II, III ở khu vực thành phố Hải Phòng.

Hình 5.2. Mô hình nền đất yếu dạng II chia thành ba tầng chịu tác dụng của tải trọng.

Hình 5.3. Sơ đồ tính toán tổng độ lún của nền đất yếu nhiều lớp theo phương pháp cân bằng.

Hình 5.4. Sơ đồ trụ đơn vị (a) và mặt bằng bố trí ba cọc cát theo tam giác đều (b).

Hình 5.5. Cửa sổ thiết lập chung

Hình 5.6. Cửa sổ thiết lập đơn vị, kích thước

Hình 5.7. Cấu trúc mô hình

Hình 5.8. Thiết lập điều kiện biên

Hình 5.9. Thiết lập về đặc tính vật liệu

Hình 5.10. Xác lập tải trọng

Hình 5.11. Tạo lập biên không thấm

Hình 5.12. Thiết lập tính toán

Hình 5.13. Biểu đồ kết quả về áp lực nước

Hình 5.14. Kết quả tính toán độ lún cổ kết cho nền đất có cấu trúc dạng I

Hình 5.15. Kết quả tính toán chuyển vị ngang cho nền đất có cấu trúc dạng I

Hình 5.16. Kết quả tính toán độ lún cổ kết cho nền đất có cấu trúc dạng II

Hình 5.17. Kết quả tính toán chuyển vị ngang cho nền đất có cấu trúc dạng II

Hình 5.18. Kết quả tính toán độ lún cổ kết cho nền đất có cấu trúc dạng III

Hình 5.19. Kết quả tính toán chuyển vị ngang cho nền đất có cấu trúc dạng III