

TRƯỜNG ĐẠI HỌC LẠC HỒNG  
KHOA KỸ THUẬT CÔNG TRÌNH



**BÁO CÁO**  
**NGHIÊN CỨU KHOA HỌC**

**ĐỀ TÀI:**

**ĐÁNH GIÁ SỨC CHỊU TẢI**  
**CỦA CỌC BẰNG MÔ HÌNH**  
**TOÁN TRÊN PLAXIS**

**Trần Trung Toàn**

**BIÊN HÒA – 12/2012**

TRƯỜNG ĐẠI HỌC LẠC HỒNG  
KHOA KỸ THUẬT CÔNG TRÌNH



**BÁO CÁO**  
**NGHIÊN CỨU KHOA HỌC**

**ĐỀ TÀI:**

**ĐÁNH GIÁ SỨC CHỊU TẢI**  
**CỦA CỌC BẰNG MÔ HÌNH**  
**TOÁN TRÊN PLAXIS**

**SVTH: Trần Trung Toàn**

**GVHD: TS.Nguyễn Ngọc Phúc**

**BIÊN HÒA – 12/2012**

## LỜI CẢM ƠN

*Trước tiên, em xin gửi lời cảm ơn tới các bậc sinh thành đã tạo mọi điều kiện vật chất và tinh thần cho em trong suốt quá trình học tập, rèn luyện và nghiên cứu khoa học để ngày hôm nay em được đứng đây để thực hiện ước mơ của mình.*

*Em gửi lời cảm ơn đến thầy hiệu trưởng cùng toàn thể các thầy cô bộ môn đã chỉ dạy tận tình trong suốt 4 năm vừa qua. Để từ đó giúp chúng em có đủ kiến thức để thực hiện đề tài.*

*Em cũng xin gửi lời cảm ơn đến quý công ty đã luôn tạo điều kiện để em thực hiện đề tài của mình.*

*Đặc biệt: Em xin cảm ơn giáo viên hướng dẫn thầy TS.Nguyễn Ngọc Phúc đã dành thời gian theo sát giúp đỡ, trực tiếp chỉ bảo tận tình trong suốt quá trình nghiên cứu. Trong thời gian làm việc thì em đã tích lũy được kiến thức, tinh thần làm việc. Những thứ quý báu đó chắc chắn sẽ giúp chúng em vững bước trên con đường phía trước.*

*Cuối cùng xin chúc các vị sức khỏe và lòng biết ơn sâu sắc.*

*Xin trân trọng cảm ơn.*

*Biên Hòa, tháng 12 năm 2012*

*Người thực hiện*

Trần Trung Toàn

# Mục Lục



<b>Phần Mở Đầu</b> .....	1
Lý Do Chọn Đề Tài .....	1
Mục Đích Nghiên Cứu Đề Tài .....	1
Đối Tượng Nghiên Cứu .....	1
Nhiệm Vụ Nghiên Cứu .....	1
Phương Pháp Nghiên Cứu .....	1
Tính Khoa Học Của Đề Tài .....	2
Kết Quả Của Đề Tài .....	2
<b>Phần Nội Dung</b> .....	3
<b>Chương I: Các Phương Pháp Đánh Giá Sức Chịu Tải Của Cọc</b> .....	3
1.1 Nhóm phương pháp tính toán lý thuyết.....	3
1.1.1 Lý thuyết về sức chịu tải thẳng đứng của cọc theo vật liệu .....	3
1.1.2 Lý thuyết về sức chịu tải thẳng đứng của cọc theo đất nền.....	5
1.1.2.1 Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ học của đất nền hay là phương pháp tĩnh học.....	6
1.1.2.2 Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu trạng thái của đất nền còn gọi là phương pháp thống kê.....	14
1.2 Nhóm phương pháp thí nghiệm hiện trường .....	16
1.2.1 Phương pháp tính toán sức chịu tải theo kết quả thí nghiệm xuyên chuẩn SPT.....	16
1.2.2 Phương pháp thí nghiệm bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục .....	18



1.2.2.1 Mục đích thí nghiệm .....	18
1.2.2.2 Phương pháp thí nghiệm .....	18
1.2.2.3 Cấp tải thử .....	20
1.2.2.4 Hệ thống gia tải .....	20
1.2.2.5 Quy trình thí nghiệm .....	22

## **Chương II: Tính Toán Sức Chịu Tải Của Cọc Theo Từng Phương Pháp Cụ Thể**

2.1 Tính toán sức chịu tải cho cọc tương ứng với số liệu địa chất thực tế từ công trình thứ nhất .....	26
2.1.1 Sức chịu tải của cọc theo vật liệu.....	27
2.1.2 Thành phần chịu mũi của cọc theo Terzaghi .....	27
2.1.3 Thành phần chịu mũi của cọc theo Vesic .....	28
2.1.4 Tính toán sức chịu tải cụ thể cho cọc theo phụ lục B TCXD 205:1998 .	29
2.1.5 Tính toán sức chịu tải cụ thể cho cọc theo phụ lục A TCXD 205:1998 .	31
2.1.6 Tính toán sức chịu tải theo kết quả thí nghiệm xuyên chuẩn SPT. ....	32
2.1.7 So sánh sức chịu tải của cọc theo các phương pháp khác nhau.....	33
2.2 Tính toán sức chịu tải cho cọc tương ứng với số liệu địa chất thực tế từ công trình thứ hai .....	35
2.2.1 Sức chịu tải của cọc theo vật liệu.....	36
2.2.2 Thành phần chịu mũi của cọc theo Terzaghi .....	36
2.2.3 Thành phần chịu mũi của cọc theo Vesic .....	37
2.2.4 Tính toán sức chịu tải cụ thể cho cọc theo phụ lục B TCXD 205:1998 .	37
2.2.5 Tính toán sức chịu tải cụ thể cho cọc theo phụ lục A TCXD 205:1998 .	40
2.2.6 Tính toán sức chịu tải theo kết quả thí nghiệm xuyên chuẩn SPT. ....	41

2.2.7 So sánh sức chịu tải của cọc theo các phương pháp khác nhau.....	42	
<b>Chương 3: Phân tích sức chịu tải cọc trên mô hình toán Plaxis .....</b>	<b>45</b>	
3.1 Cơ sở lý thuyết của mô hình toán .....	45	3.
3.1.2 Các bước chạy bài toán trên Plaxis 3D foundation .....	50	
3.2 Phân tích sức chịu tải cọc theo chu trình nén tĩnh bằng mô hình toán .....	51	
3.2.1 Cọc đúc sẵn thi công bằng phương pháp ép theo mô hình toán của Plaxis 3D foundation.....	51	
3.2.2 So sánh kết quả và tìm ra sức chịu tải cho phép . .....	59	
3.2.3 Các phương pháp xác định sức chịu tải của cọc. ....	65	
<b>Chương 4: Kết luận và kiến nghị .....</b>	<b>69</b>	

## Danh Mục Bảng Biểu Và Hình Ảnh



### \* Danh Mục Bảng

Bảng 1.1: Cường độ chịu tải của đất rời .....	17
Bảng 1.2: Hệ số an toàn .....	17
Bảng 1.3: Quy trình gia tải .....	24
Bảng 2.1: Bảng tính toán thành phần ma sát .....	32
Bảng 2.2: Kết quả sức chịu mũi của cọc công trình thứ nhất .....	33
Bảng 2.3: Kết quả sức chịu tải của cọc công trình thứ nhất .....	34
Bảng 2.4: Bảng tính toán thành phần ma sát .....	40
Bảng 2.5: Kết quả sức chịu mũi của cọc công trình thứ hai .....	42
Bảng 2.6: Kết quả sức chịu tải của cọc công trình thứ hai .....	43
Bảng 3.1: Thông số địa chất công trình thứ nhất .....	51
Bảng 3.2: Quy trình gia tải công trình thứ nhất .....	53
Bảng 3.3: Kết quả thử tĩnh cọc bằng mô hình toán Plaxis công trình thứ nhất .....	54
Bảng 3.4: Thông số địa chất công trình thứ hai .....	56
Bảng 3.5: Kết quả thử tĩnh cọc bằng mô hình toán Plaxis công trình thứ hai .....	57
Bảng 3.6: Bảng kết quả so sánh giữa thí nghiệm thực tế và Plaxis công trình thứ nhất .....	59
Bảng 3.7: Sức chịu tải cho phép theo phương pháp lý thuyết công trình thứ nhất .....	61

Bảng 3.8: Kết quả so sánh giữa thí nghiệm thực tế và Plaxis công trình thứ hai .....	62
--	----

Bảng 3.9: Sức chịu tải cho phép theo phương pháp lý thuyết công trình thứ hai .....	64
---	----

#### **\* Danh Mục Hình**

Hình 1.1: Hệ số $\nu$ phụ thuộc liên kết .....	4
Hình 1.2: Sơ đồ các lực của đất tác động trở lại cọc .....	5
Hình 1.3: Các giả thiết về mặt trượt cho công thức tính sức chịu tải .....	6
Hình 1.4: Mặt trượt giải thuyết của Tezaghi.....	7
Hình 1.5: Nền đất xung quanh cọc ở giai đoạn chịu tải cực hạn .....	8
Hình 1.6: Quan hệ giữa $\lambda$ và độ sâu.....	14
Hình 1.7: Hình minh họa ép thử tĩnh cọc .....	19
Hình 1.8: Hình minh họa sử dụng đối trọng để nén tĩnh cọc.....	21
Hình 1.9: Hình minh họa sử dụng neo để nén tĩnh cọc .....	22
Hình 3.1: Mặt bằng bố trí cọc công trình thứ nhất .....	52
Hình 3.2: Mặt bằng bố trí cọc công trình thứ hai .....	56

#### **\* Danh Mục Biểu đồ**

Biểu đồ 2.1: So sánh sức chịu mũi của cọc công trình thứ nhất.....	34
Biểu đồ 2.2: So sánh sức chịu tải của cọc công trình thứ nhất .....	34
Biểu đồ 2.3: So sánh sức chịu mũi của cọc công trình thứ hai.....	43
Biểu đồ 2.4: So sánh sức chịu tải của cọc công trình thứ hai .....	43
Biểu đồ 3.1: Quan hệ tải trọng chuyển vị theo Plaxis công trình thứ nhất..	55
Biểu đồ 3.2: Quan hệ tải trọng chuyển vị theo Plaxis công trình thứ hai ...	58

Biểu đồ 3.3: So sánh quan hệ tải trọng chuyển vị giữa thí nghiệm và Plaxis của công trình thứ nhất .....	<b>60</b>
Biểu đồ 3.4: So sánh quan hệ tải trọng chuyển vị giữa thí nghiệm và Plaxis của công trình thứ hai .....	<b>63</b>
Biểu đồ 3.5: Biểu đồ xác định sức chịu tải của cọc bằng mô hình toán Plaxis của công trình thứ nhất .....	<b>66</b>
Biểu đồ 3.6: Biểu đồ xác định sức chịu tải của cọc bằng mô hình toán Plaxis của công trình thứ hai .....	<b>67</b>

## **PHẦN MỞ ĐẦU**

### **Lý Do Chọn Đề Tài:**

Hiện nay công đoạn đánh giá sức chịu tải cọc chiếm một thời gian rất dài và tốn kém kinh phí vì phải thực hiện các thí nghiệm ngoài hiện trường. Cũng có rất nhiều phương pháp lý thuyết dùng để đánh giá sức chịu tải nhưng hầu hết đều không phản ánh chính xác sức chịu tải của cọc.

Vì thế để giảm bớt thời gian tính toán và kinh phí trong công đoạn đánh giá sức chịu tải của cọc nên em đã chọn đề tài nghiên cứu của mình là: “Đánh giá sức chịu tải của cọc bằng mô hình toán trên Plaxis”.

### **Mục Đích Nghiên Cứu:**

Mục tiêu tìm ra các hệ số sử dụng cho các tiêu chuẩn dùng để xác định sức chịu tải của cọc từ kết quả chuyển vị của mô hình toán trên plaxis.

Giúp đẩy nhanh quá trình tính toán sức chịu tải.

### **Đối Tượng Nghiên Cứu:**

Phân tích sức chịu tải cọc theo chu trình nén tĩnh bằng mô hình toán Plaxis. Cụ thể áp dụng cho loại cọc đúc sẵn thi công bằng phương pháp đóng hoặc ép.

### **Nhiệm Vụ Nghiên Cứu:**

Dựa trên cơ sở lý thuyết về đánh giá sức chịu tải cọc của nền móng công trình và áp dụng các tiêu chuẩn Việt Nam hiện hành để thực hiện các mô hình toán trên Plaxis nhằm tìm ra sức chịu tải của cọc để ứng dụng thiết kế móng, phục vụ cho công tác thi công ép cọc thiết kế móng, nhằm rút ngắn thời gian tính toán.

### **Phương Pháp Nghiên Cứu:**

Thử tĩnh cọc bằng mô hình toán Plaxis 3D dựa trên qui trình thí nghiệm bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục (TCVN 269-2002)

So sánh quan hệ tải trọng và chuyển vị giữa thí nghiệm vật lý và mô hình toán trên plaxis dựa vào các tiêu chuẩn hiện hành rút ra hệ số chuyển vị so với bề rộng cọc qua đó tìm ra được sức chịu tải của cọc bằng mô hình toán Plaxis.

### **Tính Khoa Học Của Đề Tài:**

Đề tài này được thực hiện bởi kiến thức của nhiều môn học của ngành xây dựng như:

Môn nền móng công trình kết hợp với phần mềm Plaxis để xây dựng mô hình toán và tìm ra kết quả sức chịu tải cọc.

Áp dụng tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam (TCVN) 205 – 1998 để đưa các công thức tính toán phù hợp với thực tế ở Việt Nam.

Tính toán dựa theo TCXD VN 269 – 2002 “*cọc – phương pháp thí nghiệm bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục*”.

### **Kết Quả Của Đề Tài:**

Tạo ra sản phẩm là một phương pháp đánh giá sức chịu tải của cọc bằng mô hình toán trên Plaxis theo tiêu chuẩn Việt Nam góp phần vào công tác đánh giá sức chịu tải của cọc và thiết kế móng được nhanh chóng, dễ dàng và tiện lợi.

## PHẦN NỘI DUNG

### CHƯƠNG 1: CÁC PHƯƠNG PHÁP ĐÁNH GIÁ SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC

#### 1.1/ Nhóm phương pháp tính toán lý thuyết

##### 1.1.1/ Lý thuyết về sức chịu tải thẳng đứng của cọc theo vật liệu

Cọc làm việc như một thanh chịu nén đúng tâm, lệch tâm hoặc chịu kéo (khi cọc bị nhổ) và sức chịu tải của cọc theo vật liệu có thể được tính theo công thức sau

$$Q_{VL} = \varphi A_b R_{vl} \quad (1.1)$$

Với  $Q_{VL}$  - Sức chịu tải của cọc theo vật liệu

$A_p$  - Diện tích tiết diện ngang của cọc

$R_{vl}$  - Cường độ chịu nén tính toán của vật liệu làm cọc

$\varphi$  - Hệ số ảnh hưởng bởi độ mảnh của cọc  $\varphi$  (Châu Ngọc Ân, 2010)

Cọc làm việc trong nền đất chịu tác động của áp lực nén của đất xung quanh, nên thông thường người ta không xét đến ảnh hưởng của uốn dọc. Ngoại trừ các trường hợp đặc biệt như cọc quá mảnh hoặc do tác động của sự rung động gây ra sự triệt tiêu áp lực xung quanh hay cọc đi qua lớp đất bùn loãng. Ảnh hưởng của độ mảnh phải được xét đến trong sức chịu tải của cọc theo vật liệu.

Với cọc bê tông cốt thép, sức chịu tải cực hạn của cọc theo vật liệu xác định theo công thức thanh chịu nén có xét đến uốn dọc. Sự uốn dọc được xét như tính cột trong tính toán bê tông.

$$Q_a = \varphi(R_n A_p + R_a A_{at}) \quad (1.2)$$

Với  $R_{at}$  - Sức chịu kéo hay nén cho phép của thép

$R_n$  - Sức chịu nén cho phép của bê tông

$\varphi$  - Hệ số xét đến ảnh hưởng của uốn dọc phụ thuộc độ mảnh và theo thực nghiệm lấy như sau:

$$\varphi = 1.028 - 0.0000288\lambda^2 - 0.0016\lambda \quad (1.3)$$

Hoặc  $\varphi$  (Châu Ngọc Ân, 2010)

Ta có  $\lambda = \frac{\nu l}{d}$

Trong đó:  $r$  – Bán kính của cọc tròn hoặc cạnh cọc vuông

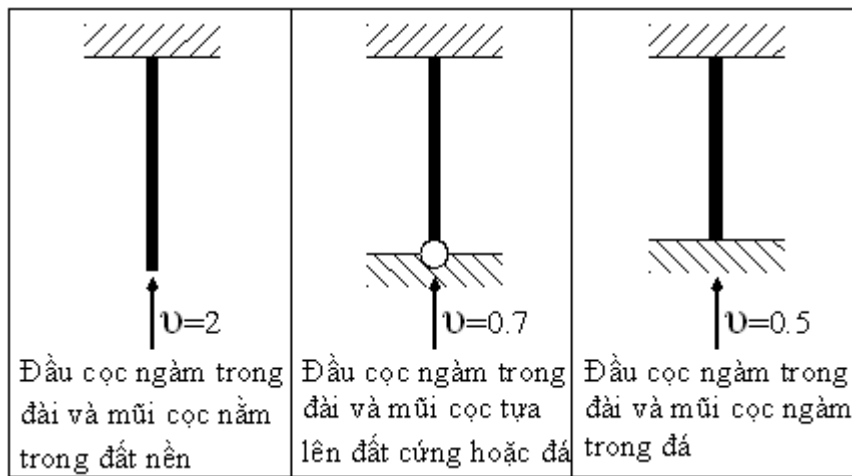


d – Bề rộng của tiết diện chữ nhật.

Chiều dài tính toán cọc:  $l_0 = \nu l$  (1.4)

Với:  $l$  – Chiều dài thực của đoạn cọc khi bắt đầu đóng cọc vào đất tính từ đầu cọc đến điểm ngàm trong đất (cọc thường bị gãy khi đang đóng hoặc ép có đoạn cọc tự do trên mặt đất còn nhiều), hoặc  $l$  được chọn là chiều dày lớp đất yếu có cọc đi ngang qua.

$\nu$  – Là hệ số phụ thuộc liên kết của hai đầu cọc lấy theo hình sau:



**Hình 1.1** Hệ số  $\nu$  phụ thuộc liên kết

Với cọc nhồi

$$Q_{VL} = R_u A_b + R_{an} A_a \quad (1.5)$$

Trong đó:  $R_u$  - Cường độ tính toán của bê tông cọc nhồi;  $R_u = \frac{R}{4.5}$  khi đổ bê tông

dưới nước hoặc dưới bùn, nhưng không lớn hơn 6 Mpa;  $R_u = \frac{R}{4}$  khi đổ bê tông

trong hố khoan, nhưng không lớn hơn 7 Mpa

$R$  - Mác thiết kế của bê tông

$A_b$  - Diện tích tiết diện ngang của bê tông trong cọc

$A_a$  - Diện tích tiết diện ngang của cốt thép trong cọc

$R_{an}$  - Cường độ tính toán cho phép của cốt thép

$$\phi < 28mm, R_{an} = \frac{R_c}{1.5} \text{ nhưng không lớn hơn 220 Mpa.}$$

### 1.1.2/ Lý thuyết về sức chịu tải thẳng đứng của cọc theo đất nền

Khi cọc chịu tải trọng thẳng đứng nền đất rất tốt có thể vật liệu cọc bị phá hoại trước khi nền bị phá hoại. Ngược lại nền sẽ bị phá hoại trước nếu sức chịu tải cực hạn của nền nhỏ hơn sức chịu tải của vật liệu cọc. Sức chịu tải thẳng đứng dưới đây là sức chịu tải cực hạn của nền với giả thuyết vật liệu cọc chưa bị phá hoại. Sức chịu tải theo lý thuyết này bao gồm hai thành phần: Sức chịu tải cực hạn của nền dưới mũi cọc và sức chịu tải cực hạn ma sát thành cọc.

$$Q_u = Q_s + Q_p = A_s f_s + A_p q_p \quad (1.6)$$

Trong đó:  $Q_u$  là sức chịu tải cực hạn của cọc

$Q_p$  là sức chịu tải cực hạn của đất nền dưới mũi cọc

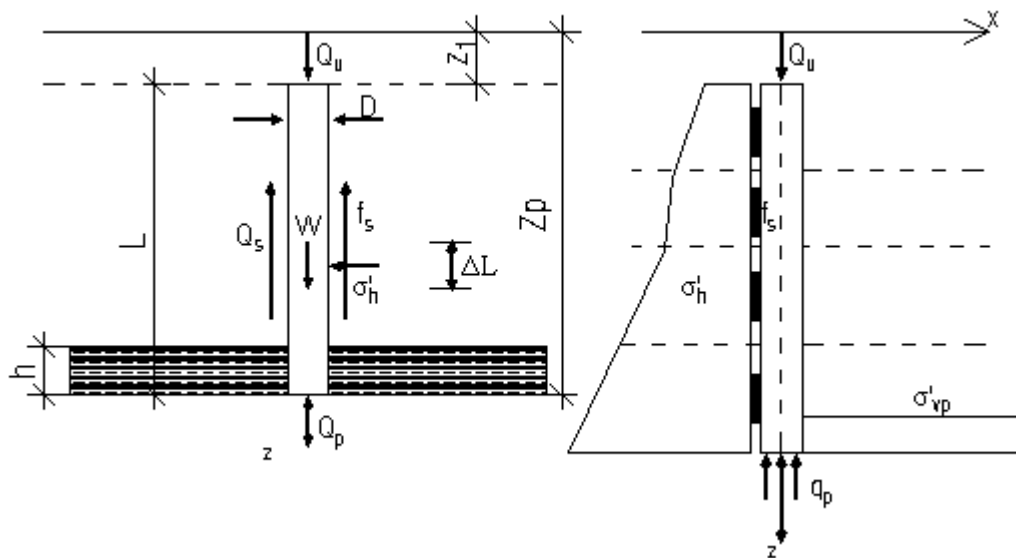
$Q_s$  sức chịu tải cực hạn do ma sát thành cọc

$q_p$  cường độ chịu tải cực hạn dưới mũi cọc

$f_s$  là cường độ ma sát cực hạn trung bình quanh thành cọc

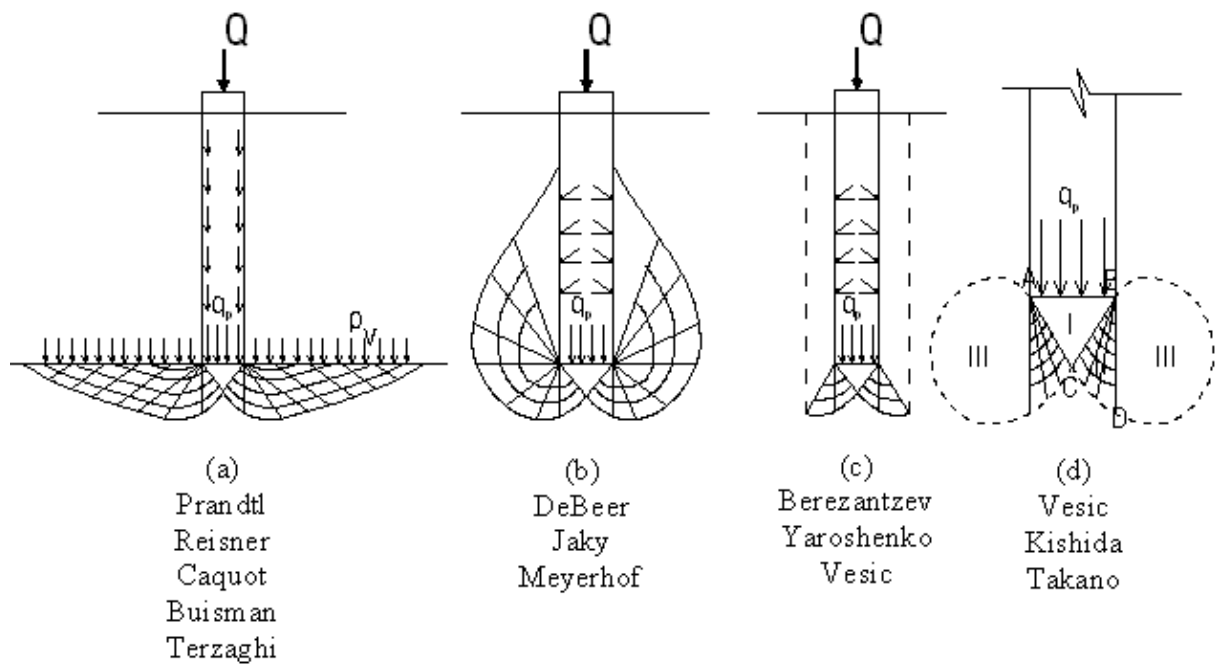
$A_s$  là diện tích xung quanh thành cọc

$A_p$  là diện tích mũi cọc



**Hình 1.2** Sơ đồ các lực của đất tác động trở lại cọc

Sơ đồ trong hình 1.2 diễn tả các thành phần chịu tải của cọc theo đất nền do chịu mũi và ma sát xung quanh.



**Hình 1.3** Các giả thiết về mặt trượt cho công thức tính sức chịu tải

Để tính được sức chịu tải ở mũi cọc cần phải hiểu được trạng thái phá hoại nền dưới mũi cọc, nhưng điểm khó khăn là ta không quan sát được trạng thái này và đo ứng suất để nắm được trạng thái phá hủy cũng khó tiến hành được dù đã có những cố gắng để thực hiện phép đo này. Cho nên các công thức tính toán đều dựa trên giả thuyết.

Một số quan niệm về trạng thái phá hoại nền đã được trình bày ở trên. Dưới đây là phần khai triển cụ thể các công thức tính toán sức chịu tải cực hạn.

Sức chịu tải cực hạn của cọc theo đất nền có thể được dự đoán theo các phương pháp chính sau.

#### 1.1.2.1/ Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ học của đất nền hay là phương pháp tĩnh học

- **Phương pháp tính sức chịu tải cực hạn ở mũi cọc ( $Q_p$ )**

+ **Phương pháp của Terzaghi**

Công thức tính sức chịu tải do Terzaghi đề xuất từ 1943 thực ra chỉ áp dụng cho móng nông (tức là tỷ số bề rộng móng và độ sâu  $B/D_f$  nhỏ hơn 1). Tuy nhiên khi áp dụng công thức này cho cọc công thức của Terzaghi tỏ ra khá sát trong nhiều bài



$$\gamma_1 = \gamma + 2 \frac{f + n\tau}{(n^2 - 1)R} \quad (1.10)$$

Các hệ số  $N_q$ ;  $N_c$ ;  $N_\gamma$  được tính như sau

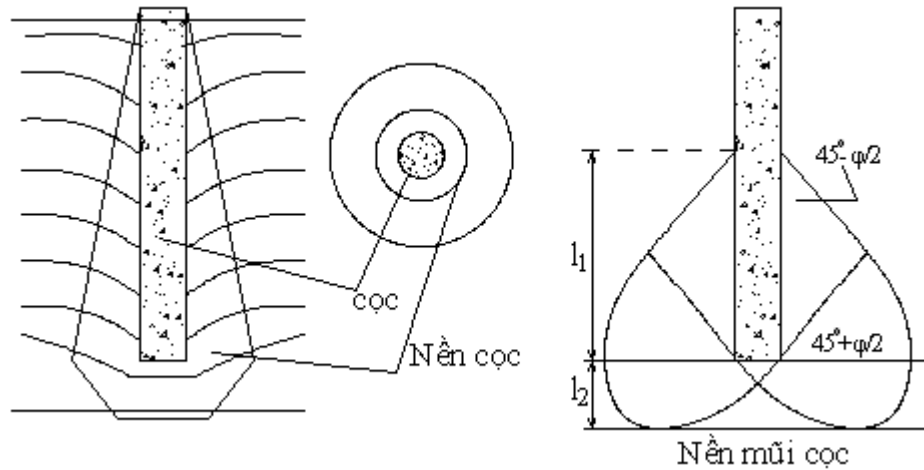
$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - \varphi\right) \tan \varphi}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (1.11)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (1.12)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi) \quad (1.13)$$

Các trị số của hệ số  $N_c$   $N_q$   $N_\gamma$  (Châu Ngọc Ân, 2010)

Hầu hết các nghiên cứu thực nghiệm hoạt động của nền cọc, cho thấy khu vực ảnh hưởng bởi lực ma sát của cọc lan rộng dần từ trên mặt đất đến chiều sâu tới hạn  $Z_c$  và kéo dài xuống mũi cọc, ở mũi cọc phạm vi ảnh hưởng ngang khoảng bằng ba lần đường kính của cọc và phạm vi nền của mũi cọc khoảng  $2D$  dưới mũi cọc và  $4D$  trên mũi cọc.



**Hình 1.5** Nền đất xung quanh cọc ở giai đoạn chịu tải cực hạn

Theo De Beer, mặt trượt của đất nền khu vực dưới mũi cọc có dạng như hình trên

$$l_2 \geq \frac{D}{2} \frac{\cos \varphi}{\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} e^{\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \tan \varphi}$$

$$l_1 > \frac{D}{2} \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \exp(\pi \operatorname{tg} \varphi)$$

+ **Phương pháp của Vesic:**

Vesic đề nghị một phương pháp xác định sức chịu tải của đất nền ở mũi cọc:

$$Q_u = A_p q_p = A_p \left( c N_c^* + \left[ \frac{1+2K_0}{3} \right] q' N_\sigma^* \right) \quad (1.14)$$

$K_0 = (1 - \sin \varphi)$  hệ số áp lực đất ở trạng thái nghỉ

Như vậy  $N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{1+2K_0}$

Mặt khác ta có quan hệ:  $N_c^* = (N_q^* - 1) \cot g \varphi$

Theo Vesic  $N_q^* = f(I_{rr})$

Trong đó  $I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$  chỉ số độ cứng suy giảm

Với chỉ số độ cứng:  $I_r = \frac{E}{2(1+\nu)(c + q' \operatorname{tg} \varphi)} = \frac{G}{(c + q' \operatorname{tg} \varphi)} \quad (1.15)$

$\Delta$  biến dạng thể tích trung bình trong vùng biến dạng dẻo bên dưới mũi cọc.

Như vậy, đối với những điều kiện không có sự thay đổi thể tích, ta có:

$$\Delta = 0 \text{ và } I_r = I_{rr}$$

Vesic giải và thiết lập bảng giá trị  $N_c^*$  &  $N_\sigma^*$  phụ thuộc  $I_{rr}$  và góc ma sát  $\varphi$ .

Với  $\varphi = 0$ , tương ứng với điều kiện không thoát nước

$$N_c^* = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (1.16)$$

Giá trị  $I_r$  có thể ước lượng từ kết quả nén ba trục hoặc nén cố kết tương ứng với các giá trị ứng suất nén khác nhau, hoặc tham khảo các giá trị tổng kết thực nghiệm.

Trong đó:  $I_r$  (Châu Ngọc Ân, 2010)

$N_c^*$  (Châu Ngọc Ân, 2010)

$N_\sigma^*$  (Châu Ngọc Ân, 2010)

Tuy không phù hợp với lý thuyết nhưng được chấp nhận trong tính toán  $Q_p$  nó có thể là không đạt hết giá trị trước khi mũi cọc lún xuống 10-25% bề rộng cọc. Đây là trường hợp nguy hiểm cho nền cát.

**- Phương pháp tính sức chịu tải cực hạn do ma sát thành cọc ( $Q_s$ )**

Tính toán sức chịu tải cực hạn do ma sát gây ra liên quan đến quan niệm về sử dụng ứng suất toàn phần hay ứng suất hữu hiệu. Một số bằng chứng thực nghiệm cho thấy rằng sử dụng ứng suất hữu hiệu cho kết quả gần với thí nghiệm cọc hơn. Mặc dù vậy cả hai quan niệm này vẫn được sử dụng rộng rãi cho tính toán ma sát thành cọc. Dưới đây là ba phương pháp tính ma sát cực hạn trong đất dính có tên  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\lambda$ . Phương pháp  $\beta$  cũng có thể dùng để tính cho đất rời. Các công thức này đều có dạng

$$Q_s = \sum_1^n A_s f_s \quad (1.17)$$

$A_s$  là diện tích xung quanh của cọc tiếp xúc với nền

$f_s$  là cường độ ma sát thành cọc

Thành phần  $Q_s$  có thể xác định bằng cách tích phân lực chống cắt đơn vị  $f_s$  của đất cọc trên toàn bộ mặt tiếp xúc của cọc và đất, lực chống cắt này cho bởi biểu thức quen thuộc của Coulomb.

$$f_s = c_a + \sigma'_h \operatorname{tg} \varphi_a = c_a + K_s \sigma'_v \operatorname{tg} \varphi_a \quad (1.18)$$

Với  $c_a$  lực bám dính giữa cọc và đất

$\varphi_a$  góc ma sát giữa cọc và đất

$\sigma'_h$  ứng suất pháp tuyến hữu hiệu tại mặt bên của cọc.

Tính theo công thức sau

$$\sigma'_h = K_s \sigma'_v = K_s \gamma' z \quad (1.19)$$

Trong đó  $K_s$  là hệ số áp lực ngang, hệ số này rất khó xác định chính xác. Có nhiều khuynh hướng rất khác nhau trong việc ước lượng hệ số áp lực ngang.

**Khuynh hướng 1:** xem đất nền là “vật liệu đàn hồi”

Và 
$$K_s = \xi = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

Với  $\mu$  là hệ số Poisson của đất.

**Khuynh hướng 2:** Hệ số  $K_s$  chọn theo áp lực ngang của đất ở trạng thái tĩnh  $K_0$ , hệ số này đã được Jaky thống kê từ rất nhiều thí nghiệm thực trên các loại đất.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'$$

Với số lượng cọc không nhiều trong móng cọc và các cọc khoan nhồi, đất nền là loại đất cổ kết thường, hệ số áp lực ngang được chọn để tính toán là

$$K_s = K_0 = 1 - \sin \varphi'$$

Với cọc đặt trong nền đất cổ kết trước, hệ số áp lực ngang được chọn để tính toán theo Jaky có dạng như sau

$$K_s = (1 - \sin \varphi') \sqrt{OCR}$$

Với OCR là hệ số cổ kết trước.

**Khuynh hướng 3:** Khi đóng hoặc ép cọc vào nền đất, thể tích cọc chiếm lỗ rỗng của đất và đất gần đạt tới trạng thái cân bằng bị động điều này có nghĩa là hệ số áp lực đất  $K_s$  tiến dần đến giá trị hệ số áp lực bị động  $K_p$ . Và Bowles đề nghị hệ số  $K_s$  là trung bình cộng của áp lực ở trạng thái tĩnh  $K_0$ , hệ số áp lực đất ở trạng thái cân bằng chủ động  $K_a$ , và hệ số áp lực đất ở trạng thái cân bằng bị động  $K_p$ .

$$K_s = \frac{K_a + F_w K_0 + K_p}{2 + F_w}$$

$F_w$  hệ số chọn từ 1 trở lên

Thực tế đo đạc, hệ số  $K_s$  thay đổi theo chiều sâu, theo biến dạng thể tích và độ chặt của đất xung quanh cọc. Ở đầu cọc  $K_s$  gần bằng hệ số áp lực bị động  $K_p$  của Rankine. Ở mũi cọc  $K_s$  gần bằng hệ số áp lực ngang ở trạng thái tĩnh  $K_0$ .

Trong tính toán thực tế có thể lấy *Giá trị  $K_s$  theo B.J.Das* (Châu Ngọc Ân, 2010)



Trường cầu đường Paris (ENPC) giới thiệu kết quả nghiên cứu của Broms về hệ số áp lực ngang  $K_s$  và góc ngoại ma sát của đất cát như *Giá trị  $K_s$  theo ENPC*

(Châu Ngọc Ân, 2010)

Ngoài ra còn có thể kể đến các phương pháp sau:

Phương pháp  $\alpha$

Phương pháp  $\beta$

Phương pháp  $\lambda$

+ **Phương pháp  $\alpha$**

Phương pháp này được Tomlinson đề xuất năm 1971, ông thêm vào thành phần lực dính một hệ số  $\alpha$ , trong công thức xác định lực ma sát xung quanh cọc và đất như sau:

$$f_s = \alpha c_a + \sigma'_h tg \varphi_a = \alpha c_a + K_s \sigma'_v tg \varphi_a$$

Theo viện dầu hỏa Hoa Kỳ (API) hệ số hiệu chỉnh  $\alpha$  được xác định *theo API* (Châu Ngọc Ân, 2010)

Hệ số  $\alpha$  cũng có thể tham khảo các kết quả nghiên cứu của Tomlinson (Châu Ngọc Ân, 2010)

Năm 1992, Sladen đề nghị công thức tính hệ số lực dính  $\alpha$  cho đất cát mịn bão hòa nước có dạng như sau:

$$\alpha = C_1 \left( \frac{\sigma'_v}{s_u} \right)^{0.45} \quad (1.20)$$

Với  $C_1 = 0.4$  đến  $0.5$  cho cọc nhồi và  $C_1 = 0.5$  cho cọc đóng.

+ **Phương pháp  $\beta$**

Phương pháp này được Burland gọi ra năm 1973 trên các giả thuyết sau:

Lực dính của đất giảm đến 0, trong quá trình đóng cọc, do đất bị phá vỡ kết cấu.

Ứng suất hữu hiệu của đất tác dụng lên mặt đứng của cọc sau khi áp lực nước lỗ rỗng thặng dư phân tán hết ít nhất phải bằng ứng suất này ở trạng thái tĩnh, áp lực nước lỗ rỗng thặng dư xuất hiện do thể tích cọc lún chiếm và đất xung quanh cọc bị nén, nhưng hệ số thấm của đất bé nên cần phải có thời gian để nước thoát đi.

Ứng suất chống cắt của đất xung quanh cọc trong quá trình chịu tải chỉ liên quan đến vùng đất mỏng xung quanh cọc, vùng này tùy thuộc dạng cọc và tính thoát nước giữa hai thời điểm đóng cọc và chắt tải lên cọc.

Và công thức xác định lực ma sát đất và cọc có dạng

$$f_s = K_s \sigma'_v \operatorname{tg} \varphi_a \quad (1.21)$$

đặt  $\beta = K_s \operatorname{tg} \varphi_a$

ta được  $f_s = \beta \sigma'_v$

Vì  $\sigma'_v$  là ứng suất do trọng lượng bản thân gây nên khi có ứng suất phụ thêm do tải ngoài đặt trên mặt đất ta có thể hiệu chỉnh

$$f_s = \beta (\sigma'_v + \sigma'_s)$$

$\sigma'_s$  là ứng suất phụ tải gây ra

Theo phương pháp này giá trị  $\beta$  dao động trong khoảng từ 0.25 đến 0.4 nếu ta sử dụng  $K_s = K_0$ .

Một số nghiên cứu khác, của Bhushan 1982 bổ sung cách xác định  $\beta$  như sau

$$\beta = K_s \operatorname{tg} \varphi_a = 0.18 + 0.0065 D_r$$

hoặc

$$K_s = 0.5 + 0.008 D_r$$

Với  $D_r$  là độ chặt tương đối của cát.

#### + Phương pháp $\lambda$

Phương pháp này do Vijavergiya và Focht đưa ra năm 1972 để tính ma sát cực hạn cho cọc nằm trong sét quá áp. Tác giả tuyên bố sai số của phương pháp này so với kết quả thực nghiệm chỉ là 10%. Công thức này được sử dụng rộng rãi cho các công trình biển dọc theo bờ biển của Mỹ và vùng vịnh Mehico trong các dự án khai thác dầu nó dựa trên nghiên cứu thực nghiệm cho cọc.

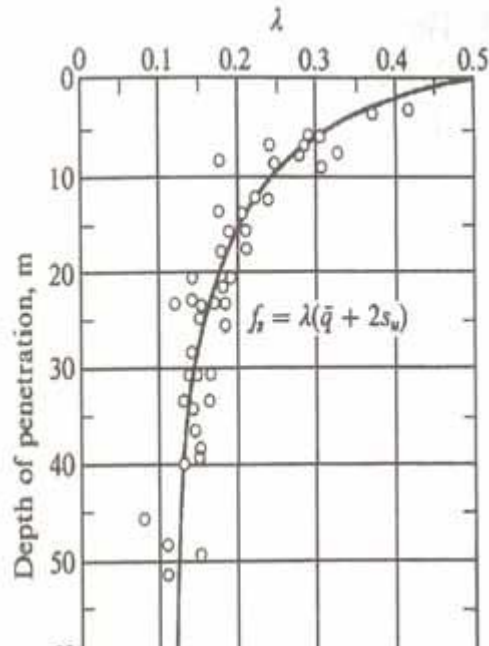
$$f_s = \lambda (p_h + 2s_u) \quad (1.22)$$

$s_u$  là cường độ kháng cắt không thoát nước (kPa)

$p_h$  là ứng suất thẳng đứng trung bình của lớp đất

$\lambda$  là hệ số thực nghiệm phụ thuộc vào độ sâu của mũi cọc.

Quan hệ này được biểu diễn bởi hình 1.6



**Hình 1.6** Quan hệ giữa  $\lambda$  và độ sâu

**1.1.2.2/ Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu trạng thái của đất nền còn gọi là phương pháp thống kê.**

**- Dựa vào chỉ tiêu cường độ của đất nền (Theo phụ lục B; TCXD 205: 1998 )**

Sức chịu tải cực hạn của cọc  $Q_u$

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (1.23)$$

$Q_s$ : Thành phần chịu tải do ma sát

$Q_p$ : Thành phần chịu mũi

Sức chịu tải cho phép

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} \quad (1.24)$$

**+ Thành phần chịu tải do ma sát thành cọc:**

$$Q_s = u \times \sum (f_{si} \times l_i) \quad (1.25)$$

Trong đó:

$u$ : Chu vi tiết diện ngang cọc

$l_i$ : Chiều dài đoạn cọc trong lớp đất  $i$

$f_{si}$ : Ma sát đơn vị trung bình đoạn cọc trong lớp đất  $i$

$$f_{si} = \sigma_{hi} \times \operatorname{tg} \varphi_i + c_i$$

$$\sigma_{hi} = K_{oi} \times \sigma_{vi}$$

$$K_{oi} = (1 - \sin \varphi_i) \sqrt{OCR}$$

$$\Rightarrow f_{si} = \sigma_{vi} \times (1 - \sin \varphi_i) \sqrt{OCR} \times \operatorname{tg} \varphi + c_i$$

$K_{oi}$ : Hệ số áp lực ngang của đất ở trạng thái tĩnh

$\sigma_{vi}$ : Ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân tại điểm tính  $f_{si}$

$\varphi_i, c_i$ : Góc ma sát trong và lực dính lớp đất i

OCR: Tỷ số cố kết trước

**+ Thành phần chịu mũi của cọc:**

$$Q_p = A_p \times q_p$$

$A_p$ : Diện tích tiết diện ngang cọc

$q_p$ : Sức chịu mũi đơn vị

$$q_p = cN_c + \sigma'_{vp}N_q + \gamma d_pN_\gamma \quad (1.26)$$

d: Cạnh cọc vuông

$\varphi, c$ : Góc ma sát trong và lực dính

Với  $\sigma'_{vp} = \gamma D_f (KN / m^2)$

Các trị số của hệ số  $N_c, N_q, N_\gamma$  (Châu Ngọc Ân, 2010)

**- Dựa vào chỉ tiêu cơ lý của đất nền (Theo phụ lục A; TCXD 205: 1998)**

Sức chịu tải của cọc đóng ép

$$Q^{tc} = m_R q_p A_p + u \sum m_{fi} f_{si} l_i$$

(1.27)

Với  $I_L$  từ hồ sơ khảo sát địa chất

$$q_p = \begin{cases} z = (m) \\ I_L \end{cases} \Rightarrow q_p (T / m^2) \text{ (TCXDVN 205:1998, 2002)}$$

$$f_{si} \in \begin{cases} z \\ I_L \end{cases} \text{ (TCXDVN 205:1998, 2002)}$$

$m_f, m_R$  (TCXDVN 205:1998, 2002)

$$Q^{tc} = m_R q_p A_p + u \sum m_{fi} f_{si} l_i$$

=> sức chịu tải cho phép của cọc dựa vào đặc trưng vật lý nền đất

$$Q_a = \frac{Q^{tc}}{K^{tc}} KN$$

(1.28)

$K_{tc}$  – Hệ số an toàn, lấy bằng:

1.2 – Nếu sức chịu tải xác định bằng nén tĩnh cọc tại hiện trường;

1.25 – Nếu sức chịu tải xác định theo kết quả thử động cọc có kể đến biến dạng đàn hồi của đất hoặc theo kết quả thử đất tại hiện trường bằng cọc mẫu;

1.4 – Nếu sức chịu tải xác định bằng tính toán, kể cả theo kết quả thử động cọc mà không kể đến biến dạng đàn hồi của đất;

1.4 (1.250 – Đối với móng mố cầu dài thấp, cọc ma sát, cọc chống, còn khi ở cọc dài cao – Khi cọc chống chỉ chịu tải thẳng đứng, không phụ thuộc số lượng cọc trong móng;

Đối với đài cao hoặc đài thấp mà đáy của nó nằm trên đất có tính nén lớn và đối với cọc ma sát chịu tải trọng nén, cũng như đối với bất kỳ loại đài nào mà cọc treo, cọc chống chịu tải trọng nhỏ, tùy thuộc số lượng cọc trong móng, trị số  $k_{tc}$  lấy như sau:

- Móng có trên 21 cọc:  $k_{tc} = 1.4$  (1.25)
- Móng có từ 11 đến 20 cọc:  $k_{tc} = 1.55$  (1.4)
- Móng có từ 6 đến 10 cọc:  $k_{tc} = 1.65$  (1.5)
- Móng có từ 1 đến 5 cọc:  $k_{tc} = 1.75$  (1.6)

Số trong ngoặc đơn là trị số của  $k_{tc}$  khi sức chịu tải của cọc được xác định từ kết quả nén tĩnh ở hiện trường.

## **1.2/ Nhóm phương pháp thí nghiệm hiện trường**

### **1.2.1/ Phương pháp tính toán sức chịu tải theo kết quả thí nghiệm xuyên chuẩn SPT**

Từ những nghiên cứu của Tshebotarioff, Terzaghi và Peck, ở Mỹ; của Huizigua, Rios và Silva ở Brasil và Nam Mỹ về tương quan giữa các kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh, xuyên động và bèn nén. Meyerhof cũng đã đề nghị sức chịu tải cực hạn của cọc tính theo kết quả thí nghiệm SPT như sau:

$$Q_u = q_p A_p + f_s A_s \quad (1.29)$$

$$q_p \text{ (bars)} = 4N$$

hoặc  $q_p$  (kPa) = 400N cho cọc đóng và  $q_p$  (kPa) = 120N cho cọc nhồi, trong đó N là chỉ số SPT trung bình của đất trong khoảng 1D dưới mũi cọc và 4D trên mũi cọc

$$\begin{aligned} f_s \text{ (kPa)} &= 2N_{tb} \text{ cho cọc đóng} \\ &= N_{tb} \text{ cho cọc nhồi và cọc nhỏ} \end{aligned}$$

### 1.2.1.1/ Theo TCXD 195-1997

*Sức chịu tải của cọc trong đất rời*

- Cường độ chịu tải của đất rời ở mũi cọc

$$q_p = K_1 N (0.1MPa) \quad (1.30)$$

**Bảng 1.1** Cường độ chịu tải của đất rời

Loại đất	$K_1$	Trị số giới hạn của $q_p$ (0.1MPa)
Cát sỏi	1.4	70
Cát hạt thô và trung	1.1	55
Cát mịn	0.80	40

- Lực ma sát bên đơn vị giữa đất rời và cọc

Cho cọc trong cát không sử dụng bentonite khi khoan

$$f_s = 0.018N (0.1MPa)$$

Cho cọc trong cát có sử dụng bentonite khi khoan

$$f_s = 0.03N + 0.1 (0.1MPa)$$

N – Chỉ số xuyên động tiêu chuẩn

Trong cách này các hệ số an toàn có thể chọn như sau:

**Bảng 1.2** Hệ số an toàn

FS	2.5-3
FS <sub>s</sub>	2-2.5
FS <sub>p</sub>	2.5-3

### 1.2.1.1/ Theo TCXD 195

*Sức chịu tải cho phép của cọc trong đất dính và đất rời*

$$Q_a = 1.5 \bar{N} A_p + (0.15 N_c L_c + 0.43 N_s L_s) \Omega - W_p \quad (1.31)$$

với  $N$  – chỉ số xuyên động tiêu chuẩn của đất

$\bar{N}$  - chỉ số xuyên động tiêu chuẩn trung bình của đất trong khoảng 1D dưới mũi cọc và 4D trên cọc. Nếu  $N > 60$ , khi tính toán lấy  $N = 60$ , khi tính toán lấy  $\bar{N} = 60$ ; nếu  $N > 50$  thì trong công thức lấy  $\bar{N} = 50$ .

$N_c$  - Giá trị trung bình của chỉ số xuyên động tiêu chuẩn trong lớp đất rời

$N_s$  - Giá trị trung bình của chỉ số xuyên động tiêu chuẩn trong lớp đất dính

$A_p$  - Diện tích tiết diện mũi cọc; m<sup>2</sup>

$L_s$  - Chiều dài phần thân cọc nằm trong lớp đất dính (m)

$L_c$  - Chiều dài phần thân cọc nằm trong lớp đất rời (m)

$\Omega$  - Chu vi tiết diện cọc

$W_p$  - Hiệu số trọng lượng cọc và trọng lượng đất do cọc thay thế.

Tập đoàn xây dựng nền móng Bachy-Soletanche (Pháp) đề nghị một cách ước lượng  $f_s$ , lực ma sát bên đơn vị giữa đất và cọc và  $q_p$ , cường độ chịu tải của đất ở mũi cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên động chuẩn (SPT) trong công thức tính sức chịu cho phép như sau:

$$f_s = 0.15N \text{ và } q_p = 1.0\bar{N}$$

Với cùng ký hiệu như trên, công thức sức chịu tải cho phép của công ty Bachy-Soletanche có dạng như sau:

$$Q_a = 1.0\bar{N}A_p + 0.15N \times L\Omega \quad (1.29)$$

## **1.2.2/ Phương pháp thí nghiệm bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục (TCXDVN 269:2002)**

### **1.2.2.1/ Mục đích thí nghiệm**

Thí nghiệm nén tĩnh cọc dùng để xác định sức chịu tải của cọc và thiết lập biểu đồ quan hệ tải trọng biến dạng. Thử tải đơn thuần là tìm kiếm những thông số nhằm xác định tính ổn định của nền đất, độ rung, lún, sức chịu tải của cột tính đàn hồi... Những số liệu thu thập được trong giai đoạn này sẽ là cơ sở để các kỹ sư xây dựng tính toán kết cấu móng nền cho công trình.

### **1.2.2.2/ Phương pháp thí nghiệm**



**Hình 1.7 Hình minh họa ép thử tĩnh cọc**

Nén nhanh (thời gian gia tải không đổi; gia tải nhanh; tốc độ chuyển vị không đổi) hoặc giữ tải từng cấp theo chu kỳ

**- Các yêu cầu chung**

- Gồm cả hai trường hợp kéo và nén
- Tiến hành tại địa điểm có địa chất tiêu biểu, trước thi công hay trong quá trình thi công.
- Số lượng cọc thử 0.5 (1% số lượng cọc được thi công và không ít hơn 03 cây).
- Việc quan sát thí nghiệm và đánh giá kết quả phải là cán bộ chuyên môn có nhiều kinh nghiệm thực hiện.

**- Yêu cầu kỹ thuật công tác thử tải trọng tĩnh.**

- Vị trí cọc thử
- Loại cọc được sử dụng
- Kích thước cọc thử
- Biện pháp thi công cọc
- Phương pháp gia tải
- Yêu cầu về sức chịu tải của hệ thống gia tải.
- Chuyển vị lớn nhất đầu cọc dự kiến, phù hợp với hệ thống gia tải và hệ thống quan trắc.



- Thời gian nghỉ của cọc sau khi thi công và hai lần gia tải.
- Các yêu cầu khác

#### **1.2.2.3/ Cấp tải thử**

Chọn  $P_{thử}$  tốt nhất là làm sao với cấp tải đó cọc đã bị tuột thì như thế sẽ phản ánh trung thực hơn môi trường làm việc của đất nền từ đó tính chính xác hơn  $P_{gh}$  đất nền.

Theo một số tài liệu

- Theo TCXDVN 269:2002;  $P_{max}=2.5 P_{tk}$
- Theo ASTM D 1143, LCLP (Pháp) - Cẩm nang Địa Kỹ Thuật của Trần Văn Việt:  $P_{max}=2P_{tk}$
- Theo tài liệu GSTS Nguyễn Văn Đạt:  $P_{max}=3 P_{tk}$

Hiện nay, nhiều báo cáo thí nghiệm thử tĩnh rất ít thấy hiện tượng cọc bị tuột 10%đ khi ở cấp tải  $P_{thử max}$ . Do đó khi  $P_{max}=2.5 P_{tk}$  có lẽ số liệu  $P_{gh}$  đất nền ra chưa được chính xác lắm vì chưa đạt trạng thái giới hạn của đất.

#### **1.2.2.4/ Hệ thống gia tải**

- Hệ thống gia tải cọc cần thiết kế với tải trọng không nhỏ hơn tải trọng lớn nhất dự kiến.
- Nếu dùng neo đất để hình thành hệ thống gia tải cọc, cánh neo cách ít nhất 5 lần đường kính cọc kể từ mặt bên cọc.

#### **- Sử dụng đối trọng để nén tĩnh**

Thông thường sử dụng các đối trọng bằng khối bê tông cốt thép.



**Hình 1.8** Hình minh họa sử dụng đối trọng để nén tĩnh cọc

#### **- Sử dụng neo để nén tĩnh**

Trong một số trường hợp mặt bằng chật hẹp, không dùng được cầu và khối bê tông làm đối trọng có thể sử dụng 04 cọc neo để thí nghiệm nén tĩnh kiểm tra sức chịu tải. Hình ảnh thí nghiệm nén tĩnh cọc D350, gia tải bằng hệ neo 4 cọc D350 chịu nhỏ tại Hà Nội:





**Hình 1.9** Hình minh họa sử dụng neo để nén tĩnh cọc

#### **1.2.2.5/ Quy trình thí nghiệm**

Theo TCXDVN 269:2002; ASTM D1143-81 hoặc theo các tiêu chuẩn riêng do Tư vấn thiết kế quy định

Tiêu chuẩn TCXDVN 269:2002 “Cọc - Phương pháp thí nghiệm bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục” quy định phương pháp thí nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục áp dụng cho cọc đơn thẳng đứng, cọc đơn xiên không phụ thuộc kích thước và phương pháp thi công (đóng, ép, khoan thả, khoan dẫn, khoan nhồi...).

Trong tiêu chuẩn TCXDVN 269:2002 có đưa ra 2 khái niệm : Nén cọc thăm dò (nén phá hoại 250%-300%) và nén cọc kiểm tra (nén không phá hoại  $\leq 200\%$ ). Với nén phá hoại thì ta biết được sức chịu tải giới hạn thực của cọc theo vật liệu hoặc đất nền dựa vào biến dạng theo các lý thuyết khác nhau. Còn nén không phá hoại thì chúng ta phải chấp nhận khái niệm về điểm phá hoại qui ước theo các qui định của tiêu chuẩn để đưa ra sức chịu tải tính toán, thiên về an toàn nên lấy biến dạng toàn bộ.

#### **- Thứ tự các bước thực hiện:**

Bước 1. Gia công đầu cọc và đặt hệ kích

Bước 2. Cất tủy đầu cọc đến phần bê tông đặc chắc, tạo phẳng bề mặt

Bước 3. Lắp đặt hệ kích và căn chỉnh

Bước 4. Gia cố nền và lắp đặt gối đỡ, dàn tải trọng

Bước 5. Lắp đặt dầm chính, dầm phụ, lắp đặt đối trọng

Bước 6. Lắp đặt hệ đồng hồ đo chuyển vị, lắp đặt máy trắc đạc (nếu có yêu cầu)

Bước 7. Lắp đặt hệ bơm, đồng hồ thủy lực

Bước 8. Gia tải theo quy trình và ghi chép số liệu hiện trường

**- Báo cáo kết quả thí nghiệm:**

Bước 1. Tên, vị trí công trình

Bước 2. Chủ đầu tư, Tư vấn thiết kế/giám sát, nhà thầu thi công cọc, đơn vị thí nghiệm

Bước 3. Hồ sơ cọc thí nghiệm

Bước 4. Số liệu ghi chép hiện trường

Bước 5. Biểu đồ quan hệ tải trọng và độ lún

Bước 6. Biểu đồ quan hệ tải trọng, độ lún và thời gian

Bước 7. Các nhận xét trong đó có đưa ra tải trọng giới hạn theo De Beer, Chin

**- Khả năng đáp ứng chuyển dịch lớn nhất của đầu cọc.**

- Chuyển dịch trên thông thường lấy khoảng 15% chiều dài cọc cộng với biến dạng đàn hồi cọc cộng chuyển vị cho phép của hệ thống gia tải (thiết bị đo với độ chính xác 0.1 mm).

- Chuyển vị cho phép của hệ gia tải: 25mm đối với cọc neo, 100mm khi dùng hệ dầm chất tải.

- Có khả năng gia tải và giảm tải trong khoảng 10 (25 kN).

- Có khả năng gia tải tối thiểu là 6 giờ.

**- Biến dạng đàn hồi thân cọc**

- Trong thí nghiệm nén tĩnh cần xét tới biến dạng đàn hồi bản thân cọc nhồi. Biến dạng đàn hồi bản thân cọc nhồi xác định như sau:

$$\delta = k \times \frac{PL}{EA}$$

Trong đó:

Hệ số k là hệ số giảm tính nén co của cọc do cọc nằm trong môi trường đất đá khác so với công thức tính nén của thanh dầm mô tả trong Sức Bền Vật Liệu. Hệ số này thay đổi tùy theo sự làm việc của cọc: cọc chống k = 1; ma sát k = 0.5; vừa chống vừa ma sát k = 0.67 là hệ số xét đến độ giảm lực dọc theo chiều dài thân cọc do lực ma sát thân cọc.

- **Ví dụ:** Nếu cọc được gia tải tới 1000T làm việc vừa chống vừa ma sát k = 0.67 với độ lún tổng sau 2 chu kỳ gia tải là 30mm thì lún của nền đất dưới mũi cọc là:

$$\delta = 30 - 0.67 \times \frac{PL}{EA} = 0.67 \times \frac{1000 \times 50}{2.4 \times 10^6 \times 0.785} = 30 - 18 = 12mm$$

**- Quy trình gia tải**

Cọc được nén theo từng cấp, tính tăng của tải trọng thiết kế. Tải trọng được tăng lên cấp mới nếu sau 1 giờ quan trắc độ lún của cọc nhỏ hơn 0.20 mm và giảm dần sau mỗi lần đọc trong thời gian trên.

Tùy theo yêu cầu thiết kế, cọc có thể gia tải đều 200% tải trọng thiết kế. Thời gian ở cấp 100%, 150% và 200% có thể kéo dài hơn 6 giờ đến 12 hay 24 giờ.

Tại cấp tải 100% được giữ tải 6 giờ có thể giảm tải về 0% để quan trắc độ lún đàn hồi và độ lún dư tương ứng với cấp tải trọng thiết kế.

Ghi chép cẩn thận trong khi đọc thí nghiệm và các hiện tượng lạ. Nếu có thể hợp các thành viên trong nhóm để đưa ra giải pháp hợp lý cho từng hiện tượng lạ.

**Bảng 1.3 Quy trình gia tải**

Cấp tải (tấn)	Thời gian giữ tải
Chu kỳ 1	
10	1 giờ hoặc lớn hơn để đạt ổn định qui ước, < 2h
20	Như trên
30	Như trên
40	Như trên
20	60 phút
0	60 phút
Chu kỳ 2	

20	30 phút
40	30 phút
50	1 giờ hoặc lớn hơn để đạt ổn định qui ước, < 2h
60	Như trên
70	Như trên
80	Như trên
90	Như trên
100	Như trên
110	24 giờ hoặc lớn hơn để đạt ổn định qui ước, < 2h
100	30 phút
80	30 phút
60	30 phút
40	30 phút
20	30 phút
0	60 phút

***-Kết luận về kết quả thử tải.***

Sức chịu tải cho phép của cọc có thể rút ra từ thí nghiệm này:

- Tải trọng tương ứng với chuyển vị đầu cọc là 8 mm chia cho hệ số 1.25.
- Tải trọng tương ứng với chuyển vị đầu cọc 10% chiều rộng cọc, hoặc tải trọng lớn nhất đạt được trong thí nghiệm chia cho hệ số an toàn là 2.
- Thời gian nghỉ giữa thi công và thử cọc phải thỏa: Cường độ vật liệu khi gia cố đầu cọc phải chịu được cường độ gia tải mà không phá hoại; thời gian nghỉ từ khi thi công đến lúc gia tải đối với đất dính, bụi là 7 ngày và có khi lên đến 4 tuần.
- Thí nghiệm nén tĩnh nên tiến hành trước khi thiết kế móng để không thay đổi các thông số của móng cọc nhiều, làm ảnh hưởng đến giá thành công trình và có thời gian giải quyết các sự cố nếu có tránh hiện tượng phải dừng tiến độ thi công hàng tháng để giải quyết vấn đề này.

## CHƯƠNG 2: TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO TỪNG TRƯỜNG HỢP CỤ THỂ

### 2.1/ Tính toán sức chịu tải cho cọc tương ứng với số liệu địa chất thực tế từ công trình thứ nhất

- **Công trình:** “Sửa chữa cải tạo trụ sở làm việc phòng cảnh sát giao thông đường bộ (PC 26) công an tỉnh Đồng Nai”.

- **Địa điểm:** Phường Tân Tiến–Thành phố Biên Hòa–Tỉnh Đồng Nai.

✚ Thông số của cọc:  $L = 12.5 \text{ m}$

$$D = 0.3 \text{ m}$$

✚ Cho số liệu địa chất như sau

Lớp đất đắp: *Dăm cuội sạn sỏi gạch đá cát xây dựng và sét xám vàng nâu, cứng chặt*

$$h_A = 2.1 \text{ m}; \gamma_A = 20 \text{ kN/m}^3$$

Lớp 1 : *sét màu xám vàng nâu, trạng thái dẻo mềm*

$$h_1 = 1.65 \text{ m}; \gamma_1 = 19.1 \text{ kN/m}^3; \gamma'_1 = 9.1 \text{ kN/m}^3; c_1 = 41.1 \text{ kN/m}^2;$$

$$\phi_1 = 15^\circ; I_L = 0.23$$

Lớp 2: *Sét màu nâu đỏ, loang lổ xám xanh lẫn ít sạn sỏi laterit, trạng thái dẻo mềm- dẻo cứng*

$$h_2 = 2.05 \text{ m}; \gamma_2 = 20 \text{ kN/m}^3; \gamma'_2 = 10 \text{ kN/m}^3; c_2 = 29.9 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_2 = 18^\circ 3'; I_L = 0.16$$

Lớp 3: *Á sét màu xám xanh nhạt, trạng thái dẻo mềm.*

$$h_3 = 2.15 \text{ m}; \gamma_3 = 19.9 \text{ kN/m}^3; \gamma'_3 = 9.9 \text{ kN/m}^3; c_3 = 24.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_3 = 21^\circ 12'; I_L = 0.03$$

Lớp 4: *Á cát màu xám xanh nhạt, vàng nâu nhạt, lẫn ít sạn thạch anh, trạng thái dẻo, kết cấu chặt vừa-chặt.*

$$h_4 = 3.3 \text{ m}; \gamma_4 = 20.7 \text{ kN/m}^3; \gamma'_4 = 10.7 \text{ kN/m}^3; c_4 = 11.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_4 = 26^\circ 47'; I_L = 0.56$$

MNN nằm ở độ sâu 7.35m

*Lớp 5: Sét lẫn dăm sạn sỏi laterit màu nâu đỏ vân xám xanh nhạt, trạng thái dẻo cứng-dẻo nửa cứng, chặt vừa-chặt.*

$$h_5 = 5.35 \text{ m}; \gamma_5 = 19.7 \text{ kN/m}^3; \gamma'_5 = 9.7 \text{ kN/m}^3; c_5 = 33.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi_5 = 19^\circ 57'; I_L = 0.24$$

*Lớp 6: Sét nâu nhạt, vàng nhạt, xanh nhạt, trạng thái dẻo cứng.*

$$h_6 = 4.2 \text{ m}; \gamma_6 = 18.3 \text{ kN/m}^3; \gamma'_6 = 8.3 \text{ kN/m}^3; c_6 = 13.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi_6 = 12^\circ 1'; I_L = 0.16$$

### **2.1.1/ Sức chịu tải của cọc theo vật liệu**

$$Q_{avl} = \varphi(R_b A_b + R_s A_s)$$

Trong đó:

$$R_s = 280000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$R_b = 13000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$A_s = 16.08 \cdot 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A_p = 0.09 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A_b = A_p - A_s = 0.09 - 16.08 \cdot 10^{-4} = 0.088 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\lambda = \frac{vl}{d} = \frac{0.7 \times 12.5}{0.3} = 29.17$$

$$\varphi = 1.028 - 0.0000288 \times \lambda^2 - 0.0016 \times \lambda$$

$$= 1.028 - 0.0000288 \times 29.17^2 - 0.0016 \times 29.17 = 0.957$$

$$\Rightarrow Q_{avl} = Q_{a1} = 0.957 \times (13000 \times 0.088 + 280000 \times 16.08 \times 10^{-4}) = 1525.7 \text{ (kN)}$$

### **2.1.2/ Thành phần chịu mũi của cọc theo Terzaghi:**

$$Q_p = A_p \times q_p = D^2(1.3cN_c + p_v N_q + 0.4\gamma B_p N_\gamma)$$

$A_p$ : Diện tích tiết diện ngang cọc

$$A_p = 0.09 \text{ m}^2$$

$q_p$ : Sức chịu mũi đơn vị

$$q_p = 1.3cN_c + p_v N_q + 0.4\gamma d_p N_\gamma$$

$d$ : Cạnh cọc vuông

$$d = 0.3 \text{ m}$$



$\varphi, c$ : Góc ma sát trong và lực dính

$$\varphi = 19^{\circ}57' \Rightarrow \begin{cases} N_c = 17.63 \\ N_q = 7.402 \\ N_\gamma = 2.5 \end{cases}$$

$$c = 33.4 \text{ kN/m}^2$$

$p_v = \gamma D_f$ : Ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân đất nền gây ra tại mũi cọc

$$\sigma_{vi} = 20 \times 2.1 + 19.1 \times 1.65 + 20 \times 2.05 + 19.9 \times 2.15 + 20.7 \times 3.3 + 19.7 \times 1.25$$

$$-(0.6 + 3.3 + 1.25) \times 10 = 198.74 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$\Rightarrow q_p = 1.3 \times 33.4 \times 17.63 + 198.74 \times 7.402 + 0.4 \times 9.7 \times 0.3 \times 2.5 = 2167.93 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$Q_p = 0.09 \times 2167.93 = 195.11 \text{ kN}$$

**2.1.3/ Thành phần chịu mũi của cọc theo Vesic:**

$$Q_p = A_p \left[ c N'_c + \left( \frac{1 + 2K_0}{3} \right) q' N_\sigma^* \right]$$

$A_p$ : Diện tích tiết diện ngang cọc

$$A_p = 0.09 \text{ m}^2$$

$d$ : Cạnh cọc vuông

$$d = 0.3 \text{ m}$$

$\varphi, c$ : Góc ma sát trong và lực dính

$$c = 33.4 \text{ KN/m}^2$$

$p_v = q'$ : Ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân đất nền gây ra tại mũi cọc

$$\sigma_{vi} = 20 \times 2.1 + 19.1 \times 1.65 + 20 \times 2.05 + 19.9 \times 2.15 + 20.7 \times 3.3 + 19.7 \times 1.25$$

$$-(0.6 + 3.3 + 1.25) \times 10 = 198.74 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$\text{Cho } I_{tr} = 100, \text{ với } \varphi = 19^{\circ}57' \Rightarrow N_c^* = 44.33$$

$$\text{Cho } I_{tr} = 100, \text{ với } \varphi = 19^{\circ}57' \Rightarrow N_\sigma^* = 17.108$$

$$\sigma'_0 = \frac{1 + 2K_0}{3} q'$$

$$\text{với } K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 19^{\circ}57' = 0.659$$

$$\Rightarrow \sigma'_0 = \frac{1 + 2 \times 0.659}{3} \times 198.74 = 153.56 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$Q_p = A_p \left[ cN'_c + \left( \frac{1+2K_0}{3} \right) q'N_\sigma^* \right] = 0.09 [33.4 \times 44.33 + 153.56 \times 17.108] = 369.7 \text{ kN}$$

#### 2.1.4/ Tính toán sức chịu tải cụ thể cho cọc theo phụ lục B TCXD 205:1998

##### 2.1.4.1/ Thành phần chịu tải do ma sát:

$$Q_s = u \times \sum (f_{si} \times l_i)$$

Trong đó:

u: Chu vi tiết diện ngang cọc

$l_i$ : Chiều dài đoạn cọc trong lớp đất i

$f_{si}$ : Ma sát đơn vị trung bình đoạn cọc trong lớp đất i

$$f_{si} = \sigma_{hi} \times \tan \varphi_i + c_i$$

$$\sigma_{hi} = K_{oi} \times \sigma_{vi}$$

$$K_{oi} = (1 - \sin \varphi_i) \sqrt{OCR}$$

$$\Rightarrow f_{si} = \sigma_{vi} \times (1 - \sin \varphi_i) \sqrt{OCR} \times \tan \varphi + c_i$$

$K_{oi}$ : Hệ số áp lực ngang của đất ở trạng thái tĩnh

$\sigma_{vi}$ : Ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân tại điểm tính  $f_{si}$

$\varphi_i, c_i$ : Góc ma sát trong và lực dính lớp đất i

OCR: Tỷ số cố kết trước

+ Lớp 1

L = 1.65 m

$$\sigma_{vi} = 20 \times 2.1 + 19.1 \times \frac{1.65}{2} = 57.76 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$f_{si} = 57.76 \times (1 - \sin 15^\circ) \times \sqrt{1} \times \tan 15^\circ + 41.1 = 52.57 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

+ Lớp 2

L = 2.05 m

$$\sigma_{vi} = 20 \times 2.1 + 19.1 \times 1.65 + 20 \times \frac{2.05}{2} = 94.02 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$f_{si} = 83.21 \times (1 - \sin 18^\circ 3') \times \sqrt{1} \times \tan 18^\circ 3' + 29.9 = 51.05 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

+ Lớp 3

$$L = 2.15 \text{ m}$$

$$\sigma_{vi} = 20 \times 2.1 + 19.1 \times 1.65 + 20 \times 2.05 + 19.9 \times \frac{2.15}{2} = 135.71 (kN/m^2)$$

$$f_{si} = 116.71 \times (1 - \sin 21^\circ 12') \times \sqrt{1} \times \tan 21^\circ 12' + 24.2 = 53.1 (kN/m^2)$$

+ Lớp 4

$$L = 3.3 \text{ m}$$

$$\sigma_{vi} = 20 \times 2.1 + 19.1 \times 1.65 + 20 \times 2.05 + 19.9 \times 2.15 + 20.7 \times \frac{3.3}{2}$$

$$-(0.6 + \frac{3.3}{2}) \times 10 = 168.76 (kN/m^2)$$

$$f_{si} = 168.76 \times (1 - \sin 26^\circ 47') \times \sqrt{1} \times \tan 26^\circ 47' + 11.8 = 58.6 (kN/m^2)$$

+ Lớp 5

$$L = 1.25 \text{ m}$$

$$\sigma_{vi} = 20 \times 2.1 + 19.1 \times 1.65 + 20 \times 2.05 + 19.9 \times 2.15 + 20.7 \times 3.3 + 19.7 \times \frac{1.25}{2}$$

$$-(0.6 + 3.3 + \frac{1.25}{2}) \times 10 = 192.67 (kN/m^2)$$

$$f_{si} = 192.67 \times (1 - \sin 19^\circ 57') \times \sqrt{1} \times \tan 19^\circ 57' + 33.4 = 79.47 (kN/m^2)$$

$$\Rightarrow Q_s = u \times \sum (f_{si} \times l_i) = 1.2 \times (52.57 \times 1.65 + 51.05 \times 2.05 + 53.1 \times 2.15 + 58.6 \times 3.3 + 79.47 \times 1.25) = 717.93 kN$$

#### 2.1.4.2/ Thành phần chịu mũi của cọc:

$$Q_p = A_p \times q_p$$

$A_p$ : Diện tích tiết diện ngang cọc

$$A_p = 0.09 \text{ m}^2$$

$q_p$ : Sức chịu mũi đơn vị

$$q_p = cN_c + \sigma'_{vp} N_q + \gamma d_p N_\gamma$$

d: Cạnh cọc vuông

$$d = 0.3 \text{ m}$$

$\varphi, c$ : Góc ma sát trong và lực dính

$$\varphi = 19^{\circ}57' \Rightarrow \begin{cases} N_c = 17.63 \\ N_q = 7.402 \\ N_\gamma = 2.5 \end{cases}$$

$$c = 33.4 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma'_{vp}$ : Ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân đất nền gây ra tại mũi cọc

$$\sigma_{vi} = 20 \times 2.1 + 19.1 \times 1.65 + 20 \times 2.05 + 19.9 \times 2.15 + 20.7 \times 3.3 + 19.7 \times 1.25$$

$$-(0.6 + 3.3 + 1.25) \times 10 = 198.74 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$\Rightarrow q_p = 33.4 \times 17.63 + 198.74 \times 7.402 + (19.7 - 10) \times 0.3 \times 2.5 = 2067.2 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$Q_p = 0.09 \times 2067.2 = 186.05 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$  Sức chịu tải cực hạn của cọc  $Q_u$

$$Q_u = Q_s + Q_p = 717.93 + 186.05 = 903.98 \text{ kN}$$

- Sức chịu tải cho phép cọc dựa vào đặc trưng cơ học nền đất

$$Q_{a2} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{903.98}{2} = 451.99 \text{ kN}$$

### **2.1.5/ Tính toán sức chịu tải cụ thể cho cọc theo phụ lục A TCXD 205:1998**

$$Q^{tc} = m_R q_p A_p + u \sum m_{fi} f_{si} l_i$$

$$I_L = 0.24$$

$$q_p = \begin{cases} z = 12.5 \text{ m} \\ I_L = 0.24 \end{cases} \Rightarrow q_p = 486 (\text{T} / \text{m}^2)$$

$$f_{si} \in \begin{cases} z \\ I_L \end{cases}$$

$$m_f, m_R$$

Chia lớp đất có cọc đi qua thành nhiều lớp dày 1m và lập bảng tính toán

**Bảng 2.1** Bảng tính toán thành phần ma sát

Lớp	Z (m)	$L_i$ (m)	$I_L$	$f_{si}$	$m_f$	$f_{si} \times m_f \times L_i$
1	2.1	1	0.23	3.897	0.9	3.507
	2.925	0.65	0.23	4.367	0.9	2.555
2	3.754	1	0.16	5.177	0.9	4.659
	4.754	1	0.16	5.526	0.9	4.973
	5.279	0.05	0.16	5.656	0.9	0.255
3	5.804	1	0.03	5.761	0.9	5.185
	6.804	1	0.03	5.961	0.9	5.365
	7.379	0.15	0.03	6.076	0.9	0.82
4	7.954	1	0.56	2.178	0.9	1.96
	8.954	1	0.56	2.199	0.9	1.979
	9.954	1	0.56	2.219	0.9	1.997
	10.604	0.3	0.56	2.232	0.9	0.603
5	11.254	1	0.24	5.896	0.9	5.306
	11.879	0.25	0.24	5.973	0.9	51.344
$\sum f_{si} \times m_f \times L_i$						85.535

$$Q^{tc} = m_R q_p A_p + u \sum m_{fi} f_{si} l_i \lim_{x \rightarrow \infty}$$

$$= 0.7 \times 486 \times 0.09 + 1.2 \times 85.535 = 133.26(T) = 1332.6kN$$

$\Rightarrow$  sức chịu tải cho phép của cọc dựa vào đặc trưng vật lý nền đất

$$Q_{a3} = \frac{Q^{tc}}{K^{tc}} = \frac{133.26}{1.55} = 85.97T = 859.7kN$$

#### 2.1.6/ Tính toán sức chịu tải theo kết quả thí nghiệm xuyên chuẩn SPT.

Theo kết quả xuyên SPT của hồ sơ khảo sát địa chất ta có:

- Lớp 1: Giá trị sức kháng xuyên  $N = 8$  búa
- Lớp 2: Giá trị sức kháng xuyên  $N = 12$  búa
- Lớp 3: Giá trị sức kháng xuyên  $N = 10$  búa
- Lớp 4: Giá trị sức kháng xuyên  $N = 9$  búa
- Lớp 5: Giá trị sức kháng xuyên  $N = 18$  búa

- Lớp 6: Giá trị sức kháng xuyên  $N = 29$  búa

Meyerhof đã đề nghị sức chịu tải cực hạn của cọc tính theo kết quả thí nghiệm SPT như sau:

$$Q_u = q_p A_p + f_s A_s$$

Đối với cọc đóng:  $q_p$  (kPa) = 400N

Từ thông số đầu vào của cọc ta có:

$$D = 0.3\text{m}; L = 12.5\text{m}$$

$$A_p = 0.09\text{m}^2; A_s = 1.2\text{m}^2$$

Trong đó  $N$  là chỉ số SPT trung bình của đất trong khoảng  $1D = 0.3\text{m}$  dưới mũi cọc và  $4D = 1.2\text{m}$  trên mũi cọc

Mà chiều sâu đáy lớp 4 = 9.15m ; lớp 5 = 14.5m

$\Rightarrow N \in$  lớp 5 có giá trị kháng xuyên  $N = 18$  búa

$$\text{Vậy } q_p (\text{kPa}) = 400N = 400 \times 18 = 7200\text{kN} / \text{m}^2$$

Đối với cọc đóng:  $f_s$  (kPa) =  $2N_{tb}$

$$\text{Ta có } N_{tb} = \frac{8+12+10+9+18}{5} = 11.4$$

$$\text{Vậy } f_s (\text{kPa}) = 2N_{tb} = 2 \times 11.4 = 22.8\text{kN} / \text{m}^2$$

Sức chịu tải cực hạn của cọc là:

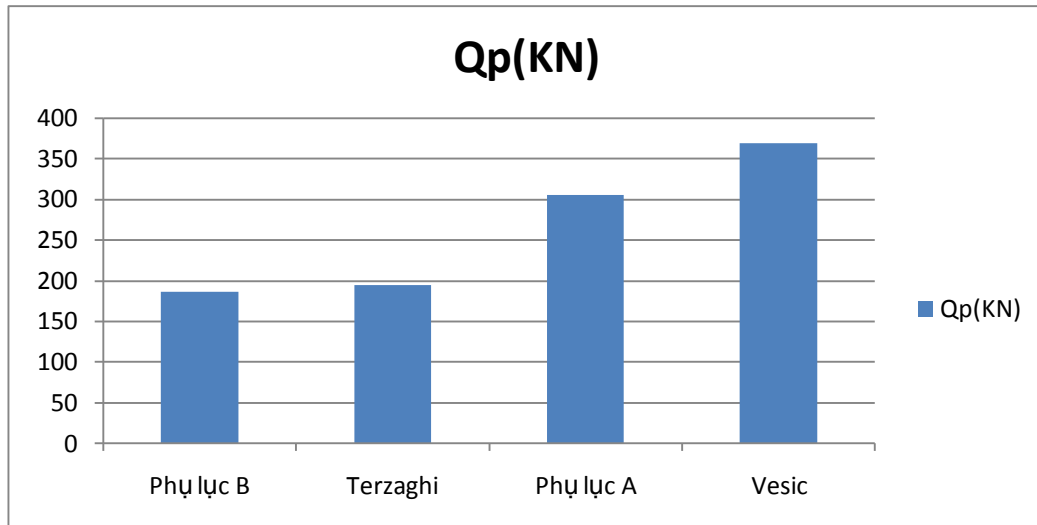
$$Q_u = q_p A_p + f_s A_s = 7200 \times 0.09 + 22.8 \times 1.2 = 675.36\text{kN}$$

## 2.1.7/ So sánh sức chịu tải của cọc theo các phương pháp

### 2.1.7.1/ So sánh sức chịu mũi của cọc theo các phương pháp

**Bảng 2.2** Kết quả sức chịu mũi của cọc công trình thứ nhất

Công thức	Phụ lục B	Terzaghi	Phụ lục A	Vesic
$Q_p$ (kN)	186.05	195.11	306.18	369.7

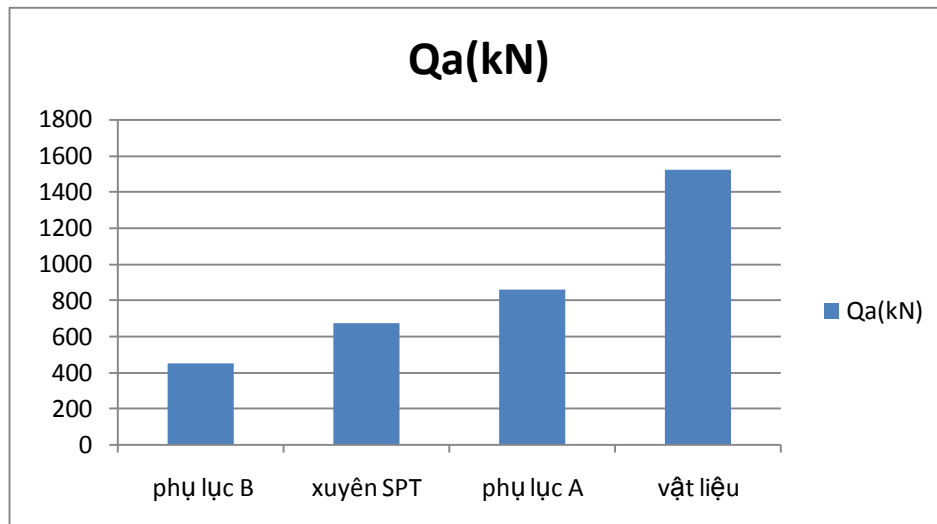


**Biểu đồ 2.1** So sánh sức chịu mũi của cọc công trình thứ nhất

**2.1.7.2/ So sánh sức chịu tải của cọc theo các phương pháp**

**Bảng 2.3** Kết quả sức chịu tải của cọc công trình thứ nhất

Phương pháp	phụ lục B	xuyên SPT	phụ lục A	vật liệu
Qa(kN)	451.99	675.36	859.7	1525.7



**Biểu đồ 2.2** So sánh sức chịu tải của cọc công trình thứ nhất

**2.2/ Tính toán sức chịu tải cho cọc tương ứng với số liệu địa chất thực tế từ công trình thứ hai.**

**- Công trình:** “Nhà thi đấu đa năng và sân bóng đá trường đại học Tôn Đức Thắng”.

**- Địa điểm:** Phường Tân phong – Quận 7 – Tp. Hồ Chí Minh.

✚ Thông số của cọc:  $L = 30 \text{ m}$

$$D = 0.4 \text{ m}$$

✚ Cho số liệu địa chất như sau

Lớp đất đắp: *Dăm cuội sạn sỏi gạch đá cát xây dựng và sét xám vàng nâu, cứng chặt*

$$h_A = 1.7 \text{ m}; \gamma_A = 20 \text{ kN/m}^3$$

*Lớp 1: sét màu xám xanh, trạng thái dẻo mềm*

$$h_1 = 1.1 \text{ m}; \gamma_1 = 17.7 \text{ kN/m}^3; \gamma'_1 = 7.7 \text{ kN/m}^3; c_1 = 21.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_1 = 9^\circ 44'; I_L = 0.56$$

MNN nằm ở độ sâu 0.55m

*Lớp 2: Bùn sét màu xám xanh, xám đen đôi chỗ lẫn cát, trạng thái chảy*

$$h_2 = 11.3 \text{ m}; \gamma_2 = 15.3 \text{ kN/m}^3; \gamma'_2 = 5.3 \text{ kN/m}^3; c_2 = 7.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_2 = 3^\circ 23'; I_L = 1.74$$

*Lớp 3: Sét màu xám xanh, xám nâu, xám vàng, trạng thái dẻo mềm.*

$$h_3 = 2.9 \text{ m}; \gamma_3 = 19.3 \text{ kN/m}^3; \gamma'_3 = 9.3 \text{ kN/m}^3; c_3 = 29.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_3 = 12^\circ 40'; I_L = 0.3$$

*Lớp 4: Cát pha màu xám trắng, nâu vàng, trạng thái dẻo.*

$$h_4 = 3.5 \text{ m}; \gamma_4 = 19.6 \text{ kN/m}^3; \gamma'_4 = 9.6 \text{ kN/m}^3; c_4 = 18 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_4 = 24^\circ 44'; I_L = 0.83$$

*Lớp 5: Sét màu xám xanh, nâu vàng, nâu đỏ, đôi chỗ lẫn laterite, trạng thái dẻo cứng- nửa cứng.*

$$h_5 = 13.55 \text{ m}; \gamma_5 = 19.5 \text{ kN/m}^3; \gamma'_5 = 9.5 \text{ kN/m}^3; c_5 = 35.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_5 = 12^\circ 18'; I_L = 0.25$$

*Lớp 6: Cát pha, nâu đỏ, nâu vàng, đôi chỗ lẫn sỏi sạn, trạng thái dẻo..*



$$h_6 = 15.95 \text{ m}; \gamma_6 = 20.1 \text{ kN/m}^3; \gamma'_6 = 10.1 \text{ kN/m}^3; c_6 = 6 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi_6 = 22^\circ 26'; I_L = 0.56$$

### 2.2.1/ Sức chịu tải của cọc theo vật liệu

$$Q_{avl} = \varphi(R_b A_b + R_s A_s)$$

Trong đó:

$$R_s = 280000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$R_b = 13000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$A_s = 16.08 \cdot 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A_p = 0.16 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A_b = A_p - A_s = 0.16 - 16.08 \cdot 10^{-4} = 0.158 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\lambda = \frac{vl}{d} = \frac{0.7 \times 30}{0.4} = 52.5$$

$$\varphi = 1.028 - 0.0000288 \times \lambda^2 - 0.0016 \times \lambda$$

$$= 1.028 - 0.0000288 \times 52.5^2 - 0.0016 \times 52.5 = 0.895$$

$$\Rightarrow Q_{avl} = Q_{a1} = 0.895 \times (13000 \times 0.158 + 280000 \times 16.08 \times 10^{-4}) = 2241.3 \text{ (kN)}$$

### 2.2.2/ Thành phần chịu mũi của cọc theo Terzaghi:

$$Q_p = A_p \times q_p = D^2(1.3cN_c + p_v N_q + 0.4\gamma B_p N_\gamma)$$

$A_p$ : Diện tích tiết diện ngang cọc

$$A_p = 0.16 \text{ m}^2$$

$q_p$ : Sức chịu mũi đơn vị

$$q_p = 1.3cN_c + p_v N_q + 0.4\gamma d_p N_\gamma$$

$d$ : Cạnh cọc vuông

$$d = 0.4 \text{ m}$$

$\varphi, c$ : Góc ma sát trong và lực dính

$$\varphi = 12^\circ 18' \Rightarrow \begin{cases} N_c = 10.957 \\ N_q = 3.392 \\ N_\gamma = 1.2 \end{cases}$$

$$c = 35.4 \text{ kN/m}^2$$

$p_v = \gamma D_f$ : Ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân đất nền gây ra tại mũi cọc

$$\begin{aligned}\sigma_{vi} &= 20 \times 0.55 + (20 - 10) \times 1.15 + (17.7 - 10) \times 1.1 + (15.3 - 10) \times 11.3 \\ &+ (19.3 - 10) \times 2.9 + (19.6 - 10) \times 3.5 + (19.5 - 10) \times 9.5 = 241.68 (kN/m^2) \\ \Rightarrow q_p &= 1.3 \times 35.4 \times 10.957 + 241.68 \times 3.392 + 0.4 \times 9.5 \times 0.4 \times 1.2 = 1325.84 kN/m^2 \\ Q_p &= 0.16 \times 1325.84 = 212.13 kN\end{aligned}$$

### 2.2.3/ Thành phần chịu mũi của cọc theo Vesic:

$$Q_p = A_p \left[ cN'_c + \left( \frac{1+2K_0}{3} \right) q' N_\sigma^* \right]$$

$A_p$ : Diện tích tiết diện ngang cọc

$$A_p = 0.16 \text{ m}^2$$

d: Cạnh cọc vuông

$$d = 0.4 \text{ m}$$

$\varphi, c$ : Góc ma sát trong và lực dính

$$c = 35.4 \text{ kN/m}^2$$

$p_v = q'$ : Ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân đất nền gây ra tại mũi cọc

$$\begin{aligned}q' = \sigma_{vi} &= 20 \times 0.55 + (20 - 10) \times 1.15 + (17.7 - 10) \times 1.1 + (15.3 - 10) \times 11.3 \\ &+ (19.3 - 10) \times 2.9 + (19.6 - 10) \times 3.5 + (19.5 - 10) \times 9.5 = 241.68 (kN/m^2)\end{aligned}$$

Cho  $I_{tr} = 100$ , với  $\varphi = 12^\circ 18' \Rightarrow N'_c = 26.75$

Cho  $I_{tr} = 100$ , với  $\varphi = 12^\circ 18' \Rightarrow N_\sigma^* = 7.63$

$$\sigma'_0 = \frac{1+2K_0}{3} q'$$

với  $K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 12^\circ 18' = 0.787$

$$\Rightarrow \sigma'_0 = \frac{1+2 \times 0.787}{3} \times 241.68 = 207.36 kN/m^2$$

$$Q_p = A_p \left[ cN'_c + \left( \frac{1+2K_0}{3} \right) q' N_\sigma^* \right] = 0.16 [35.4 \times 26.75 + 207.36 \times 7.63] = 404.66 kN$$

### 2.2.4/ Tính toán sức chịu tải cụ thể cho cọc theo phụ lục B TCXD 205:1998

#### 2.2.4.1/ Thành phần chịu tải do ma sát:

$$Q_s = u \times \sum (f_{si} \times l_i)$$

Trong đó:

u: Chu vi tiết diện ngang cọc

$l_i$ : Chiều dài đoạn cọc trong lớp đất i

$f_{si}$ : Ma sát đơn vị trung bình đoạn cọc trong lớp đất i

$$f_{si} = \sigma_{hi} \times \operatorname{tg} \varphi_i + c_i$$

$$\sigma_{hi} = K_{oi} \times \sigma_{vi}$$

$$K_{oi} = (1 - \sin \varphi_i) \sqrt{OCR}$$

$$\Rightarrow f_{si} = \sigma_{vi} \times (1 - \sin \varphi_i) \sqrt{OCR} \times \operatorname{tg} \varphi + c_i$$

$K_{oi}$ : Hệ số áp lực ngang của đất ở trạng thái tĩnh

$\sigma_{vi}$ : Ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân tại điểm tính  $f_{si}$

$\varphi_i, c_i$ : Góc ma sát trong và lực dính lớp đất i

OCR: Tỷ số cố kết trước

+ Lớp 1

L = 1.1 m

$$\sigma_{vi} = 20 \times 0.55 + (20 - 10) \times 1.15 + (17.7 - 10) \times \frac{1.1}{2} = 26.74 (kN / m^2)$$

$$f_{si} = 26.74 \times (1 - \sin 9^{\circ}44') \times \sqrt{1} \times \operatorname{tg} 9^{\circ}44' + 21.1 = 24.91 (kN / m^2)$$

+ Lớp 2

L = 11.3 m

$$\sigma_{vi} = 20 \times 0.55 + (20 - 10) \times 1.15 + (17.7 - 10) \times 1.1 + (15.3 - 10) \times \frac{11.3}{2}$$

$$= 60.92 (kN / m^2)$$

$$f_{si} = 60.92 \times (1 - \sin 3^{\circ}23') \times \sqrt{1} \times \operatorname{tg} 3^{\circ}23' + 7.4 = 10.79 (kN / m^2)$$

+ Lớp 3

L = 2.9 m

$$\sigma_{vi} = 20 \times 0.55 + (20 - 10) \times 1.15 + (17.7 - 10) \times 1.1 + (15.3 - 10) \times 11.3 \\ + (19.3 - 10) \times \frac{2.9}{2} = 104.35 (kN / m^2)$$

$$f_{si} = 104.35 \times (1 - \sin 12^\circ 40') \times \sqrt{1} \times \tan 12^\circ 40' + 29.1 = 47.4 (kN / m^2)$$

+ Lớp 4

$$L = 3.5 \text{ m}$$

$$\sigma_{vi} = 20 \times 0.55 + (20 - 10) \times 1.15 + (17.7 - 10) \times 1.1 + (15.3 - 10) \times 11.3 \\ + (19.3 - 10) \times 2.9 + (19.6 - 10) \times \frac{3.5}{2} = 134.63 (kN / m^2)$$

$$f_{si} = 134.63 \times (1 - \sin 24^\circ 44') \times \sqrt{1} \times \tan 24^\circ 44' + 18 = 54.07 (kN / m^2)$$

+ Lớp 5

$$L = 9.5 \text{ m}$$

$$\sigma_{vi} = 20 \times 0.55 + (20 - 10) \times 1.15 + (17.7 - 10) \times 1.1 + (15.3 - 10) \times 11.3 \\ + (19.3 - 10) \times 2.9 + (19.6 - 10) \times 3.5 + (19.5 - 10) \times \frac{9.5}{2} = 196.56 (kN / m^2)$$

$$f_{si} = 196.56 \times (1 - \sin 12^\circ 18') \times \sqrt{1} \times \tan 12^\circ 18' + 35.4 = 69.13 (kN / m^2)$$

$$\Rightarrow Q_s = u \times \sum (f_{si} \times l_i) = 1.6 \times (24.91 \times 1.1 + 10.79 \times 11.3 + 47.4 \times 2.9 \\ + 54.07 \times 3.5 + 69.13 \times 9.5) = 1812.43 kN$$

#### 2.2.4.2/ Thành phần chịu mũi của cọc:

$$Q_p = A_p \times q_p$$

$A_p$ : Diện tích tiết diện ngang cọc

$$A_p = 0.09 \text{ m}^2$$

$q_p$ : Sức chịu mũi đơn vị

$$q_p = cN_c + \sigma'_{vp}N_q + \gamma d_pN_\gamma$$

$d$ : Chiều dài cọc vuông

$$d = 0.3 \text{ m}$$

$\varphi, c$ : Góc ma sát trong và lực dính

$$\varphi = 12^\circ 18' \Rightarrow \begin{cases} N_c = 10.957 \\ N_q = 3.392 \\ N_\gamma = 1.2 \end{cases}$$

$$c = 35.4 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma'_{vp}$ : Ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân đất nền gây ra tại mũi cọc

$$\begin{aligned} \sigma_{vi} &= 20 \times 0.55 + (20 - 10) \times 1.15 + (17.7 - 10) \times 1.1 + (15.3 - 10) \times 11.3 \\ &+ (19.3 - 10) \times 2.9 + (19.6 - 10) \times 3.5 + (19.5 - 10) \times 9.5 = 241.68 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ \Rightarrow q_p &= 35.4 \times 10.957 + 241.68 \times 3.392 + 9.5 \times 0.4 \times 1.2 = 1212.22 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_p = 0.16 \times 1212.22 = 193.96 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$  Sức chịu tải cực hạn của cọc  $Q_u$

$$Q_u = Q_s + Q_p = 1812.43 + 193.96 = 2006.39 \text{ kN}$$

- Sức chịu tải cho phép cọc dựa vào đặc trưng cơ học nền đất

$$Q_{a2} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{2006.39}{2} = 1003.2 \text{ kN} = 100.32 T$$

### 2.2.5/ Tính toán sức chịu tải cụ thể cho cọc theo phụ lục A TCXD 205:1998

$$Q^{tc} = m_R q_p A_p + u \sum m_{fi} f_{si} l_i$$

$$I_L = 0.25$$

$$q_p = \begin{cases} z = 30m \\ I_L = 0.25 \end{cases} \Rightarrow q_p = 695 (T / \text{m}^2)$$

$$f_{si} \in \begin{cases} z \\ I_L \end{cases}$$

$$m_f, m_R$$

Chia lớp đất có cọc đi qua thành nhiều lớp dày 2m và lập bảng tính toán

**Bảng 2.4** Bảng tính toán thành phần ma sát

Lớp	Z (m)	$L_i$ (m)	$I_L$	$f_{si}$	$m_f$	$f_{si} \times m_f \times L_i$
1	1.7	1.1	0.56	1.214	0.9	1.202

2	2.25	2	1.74	0.425	0.9	0.765
	4.25	2	1.74	0.725	0.9	1.305
	6.25	2	1.74	0.6	0.9	1.08
	8.25	2	1.74	0.6	0.9	1.08
	10.25	2	1.74	0.6	0.9	1.08
	11.9	1.3	1.74	0.6	0.9	0.702
3	13.55	2	0.03	6.997	0.9	12.595
	15	0.9	0.03	7.2	0.9	5.832
4	16.45	2	0.83	0.77	0.9	1.386
	18.2	1.5	0.83	0.77	0.9	1.04
5	19.95	2	0.25	6.744	0.9	12.139
	21.95	2	0.25	6.984	0.9	12.571
	23.95	2	0.25	7.224	0.9	13.003
	25.95	2	0.25	7.464	0.9	13.435
	27.7	1.5	0.25	7.674	0.9	10.36
$\sum f_{si} \times m_f \times L_i$						89.575

$$Q^{tc} = m_R q_p A_p + u \sum m_{fi} f_{si} l_i$$

$$= 0.7 \times 695 \times 0.16 + 1.6 \times 89.575 = 221.16(T) = 2211.6kN$$

⇒ sức chịu tải cho phép của cọc dựa vào đặc trưng vật lý nền đất

$$Q_{a3} = \frac{Q^{tc}}{K^{tc}} = \frac{221.16}{1.55} = 142.68T = 1426.8kN$$

#### 2.2.6/ Tính toán sức chịu tải theo kết quả thí nghiệm xuyên chuẩn SPT.

Theo kết quả xuyên SPT của hồ sơ khảo sát địa chất ta có:

- Lớp 1: Giá trị sức kháng xuyên N = 5 búa
- Lớp 2: Giá trị sức kháng xuyên N = 2 búa
- Lớp 3: Giá trị sức kháng xuyên N = 13 búa
- Lớp 4: Giá trị sức kháng xuyên N = 9 búa
- Lớp 5: Giá trị sức kháng xuyên N = 19 búa
- Lớp 6: Giá trị sức kháng xuyên N = 19 búa

Meyerhof đã đề nghị sức chịu tải cực hạn của cọc tính theo kết quả thí nghiệm SPT như sau:

$$Q_u = q_p A_p + f_s A_s$$

Đối với cọc đóng:  $q_p$  (kPa) = 400N

Từ thông số đầu vào của cọc ta có:

$$D = 0.4\text{m}; L = 30\text{m}$$

$$A_p = 0.16\text{m}^2; A_s = 1.6\text{m}^2$$

Trong đó N là chỉ số SPT trung bình của đất trong khoảng  $1D = 0.4\text{m}$  dưới mũi cọc và  $4D = 1.6\text{m}$  trên mũi cọc

Mà chiều sâu đáy lớp 4 = 20.5m ; lớp 5 = 34.05m

$\Rightarrow N \in$  lớp 5 có giá trị kháng xuyên  $N = 19$  búa

$$\text{Vậy } q_p \text{ (kPa)} = 400N = 400 \times 19 = 7600\text{kN} / \text{m}^2$$

Đối với cọc đóng:  $f_s$  (kPa) =  $2N_{tb}$

$$\text{Ta có } N_{tb} = \frac{5 + 2 + 13 + 9 + 19}{5} = 9.6$$

$$\text{Vậy } f_s \text{ (kPa)} = 2N_{tb} = 2 \times 9.6 = 19.2\text{kN} / \text{m}^2$$

Sức chịu tải cực hạn của cọc là:

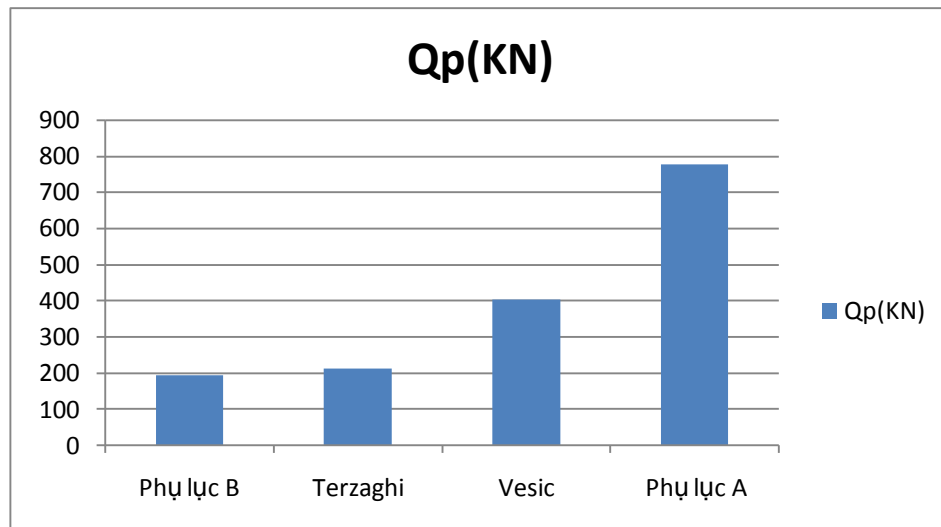
$$Q_u = q_p A_p + f_s A_s = 7600 \times 0.16 + 19.2 \times 1.6 = 1246.72\text{kN}$$

## 2.2.7/ So sánh sức chịu tải của cọc theo các phương pháp

### 2.2.7.1/ So sánh sức chịu mũi của cọc theo các phương pháp

**Bảng 2.5** Kết quả sức chịu mũi của cọc công trình thứ hai

Công thức	Phụ lục B	Terzaghi	Vesic	Phụ lục A
$Q_p$ (kN)	193.96	212.13	404.66	778.4

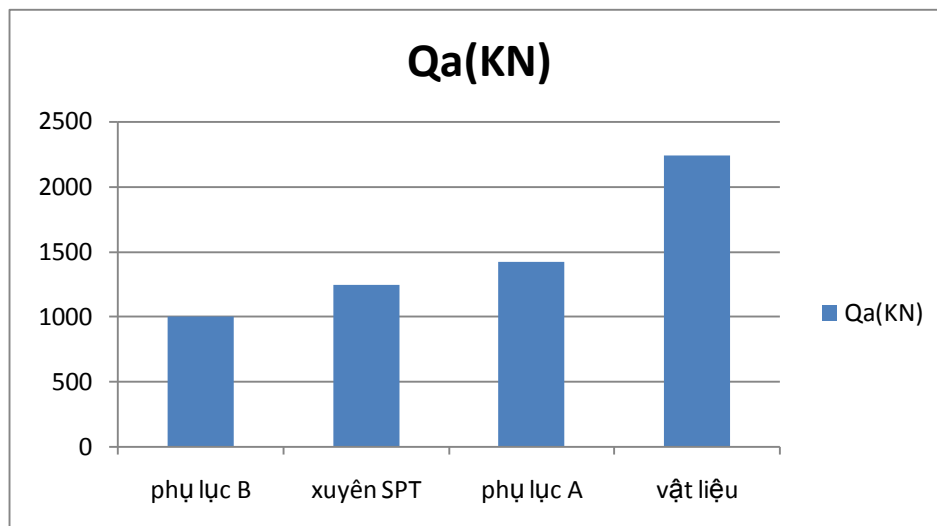


**Biểu đồ 2.3** So sánh sức chịu mũi của cọc công trình thứ hai

#### 2.2.7.2/ So sánh sức chịu tải của cọc theo các phương pháp

**Bảng 2.6** Kết quả sức chịu tải của cọc công trình thứ hai

Phương pháp	phụ lục B	xuyên SPT	phụ lục A	vật liệu
Qa(kN)	1003.2	1246.72	1426.8	2241.3



**Biểu đồ 2.4** So sánh sức chịu tải của cọc công trình thứ hai

❖ **Kết luận:** Trong quá trình tính toán để tìm sức chịu tải của cọc cần kết hợp tính bằng nhiều phương pháp, nhiều công thức khác nhau để qua đó có thể so



sánh các kết quả và rút ra sức chịu tải cho phép an toàn nhất cho cọc. So sánh kết quả tính toán được từ 4 phương pháp:

- Phụ lục B TCXD 205:1998
- Xuyên SPT
- Phụ lục A TCXD 205:1998
- Vật liệu

Ta thấy tính toán sức chịu tải theo phụ lục B cho sức chịu tải nhỏ hơn nhiều so với tính toán theo phụ lục A, xuyên SPT và theo Vật liệu. Ta có thể thấy có rất nhiều phương pháp lý thuyết tính toán sức chịu tải cho cọc, nhưng mỗi phương pháp cho ra một kết quả khác xa nhau. Vì thế ta cần phải tiến hành tính toán theo nhiều phương pháp lý thuyết khác nhau để có thể lựa chọn ra một sức chịu tải cọc hợp lý và an toàn nhất => Có thể chọn sức chịu tải theo phụ lục B làm  $P_{tk}$ .

### CHƯƠNG 3: PHÂN TÍCH SỨC CHỊU TẢI CỌC TRÊN MÔ HÌNH TOÁN PLAXIS

#### 3.1/ Cở sở lý thuyết của mô hình toán

##### 3.1.1/ Lý thuyết biến dạng

Trong phần này sẽ giới thiệu các phương trình cân bằng biến dạng của đất nền trên cơ sở lý thuyết cơ học liên tục. Với giả thiết các biến dạng được xét tới là nhỏ. Lý thuyết cơ học liên tục được trình bày dưới dạng phương pháp phần tử hữu hạn (PGS.TS. Đỗ Văn Đệ, 2011).

##### 3.1.1.1/ Các phương trình biến dạng cơ bản của môi trường liên tục

Phương trình cơ bản của phân tích biến dạng liên tục ở trạng thái tĩnh:

$$\underline{\underline{L}}^T \underline{\underline{\sigma}} + \underline{\underline{p}} = 0 \quad (3.1)$$

Các phương trình quan hệ của 6 thành phần ứng suất trong không gian gắn với vectơ  $\underline{\underline{\sigma}}$ , 3 thành phần lực khối, gắn với vectơ  $\underline{\underline{p}}$ .  $\underline{\underline{L}}^T$  là ma trận chuyển vị của toán tử vi phân, được định nghĩa như sau:

$$\underline{\underline{L}}^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

Ở trạng thái cân bằng, mỗi liên hệ động học được xác định theo phương trình:

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{L}} \underline{\underline{u}} \quad (3.3)$$

Với 6 thành phần biến dạng, gắn với vectơ  $\underline{\underline{\varepsilon}}$ , là cơ sở của 3 thành phần chuyển vị, gắn với vectơ  $\underline{\underline{u}}$ , được sử dụng để định nghĩa toán tử vi phân  $\underline{\underline{L}}$ . Mỗi quan hệ giữa đẳng thức (3.1) và (3.3) được tạo thành từ mỗi quan hệ cân bằng, thể hiện sự làm việc của vật liệu. Có thể biểu thị một cách tổng quát thông qua hệ thức sau:

$$\dot{\underline{\underline{\sigma}}} = \underline{\underline{M}} \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} \quad (3.4)$$

Kết hợp 3 phương trình (3.1), (3.3) và (3.4) ta sẽ đưa ra một phương trình sau:

$$\int \delta \underline{u}^T (\underline{L}^T \underline{\sigma} + \underline{p}) dV = 0 \quad (3.5)$$

Áp dụng định lý Green cho tích phân riêng từng phần trong phương trình (3.5) đưa ra được phương trình liên tục ở trạng thái cân bằng:

$$\int \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{u}^T \underline{p} dV + \int \delta \underline{u}^T \underline{t} dS \quad (3.6)$$

Với:  $\underline{t}$  là vec tơ phản lực tại các biên

Sự phát triển của trạng thái ứng suất  $\underline{\sigma}$  được xác định:

$$\begin{aligned} \underline{\sigma}^i &= \underline{\sigma}^{i-1} + \Delta \underline{\sigma} \\ \Delta \underline{\sigma} &= \int \underline{\dot{\sigma}} dt \end{aligned} \quad (3.7)$$

Trong đó:

$\underline{\sigma}^i$  - Trạng thái ứng suất thực chưa biết;

$\underline{\sigma}^{i-1}$  - Trạng thái ứng suất ban đầu đã biết;

$\Delta \underline{\sigma}$  - Số gia ứng suất (biến thiên ứng suất trong một đơn vị thời gian).

Nếu phương trình (3.7) xác định  $\underline{\sigma}^i$  ở bước tính toán thứ  $i$ ,  $\underline{\sigma}^{i-1}$  được xác định theo phương trình:

$$\int \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{u}^T \underline{p}^i dV + \int \delta \underline{u}^T \underline{t}^i dS - \int \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (3.8)$$

Nên chú ý đến số lượng của tất cả các đại lượng xuất hiện trong phương trình từ (3.1) đến (3.8) được đặc trưng bởi các vị trí trong không gian 3 chiều.

### 3.1.1.2/ Rời rạc hóa theo lưới phần tử hữu hạn

Theo phương pháp phần tử hữu hạn, một vật thể liên tục có thể được rời rạc thành các phần tử nhỏ hơn. Mỗi phần tử bao gồm một số nút, mỗi nút có số bậc tự do xác định, thông qua số bậc tự do của nút, xác định được điều kiện biên và có thể giải bài toán. Theo lý thuyết về biến dạng, số bậc tự do tương ứng với các thành phần chuyển vị. Trường chuyển vị của một phần tử  $\underline{u}$  nhận được từ các giá trị riêng biệt trong vec tơ  $\underline{v}$  sử dụng hàm nội suy thể hiện trong ma trận  $\underline{N}$ , khi đó:

$$\underline{u} = \underline{N} \underline{v} \quad (3.9)$$

Hàm nội suy trong ma trận  $N$  giống như một hàm hình dạng. Sự thay thế của phương trình (3.9) trong mối quan hệ động học đưa ra:

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{L}} \underline{\underline{N}} \underline{\underline{v}} = \underline{\underline{B}} \underline{\underline{v}} \quad (3.10)$$

Với  $B$  là ma trận nội suy của biến dạng, bao gồm các thành phần không gian của hàm nội suy. Phương trình (3.9) và (3.10) có vai trò giống nhau. Phương trình (3.8) được biến đổi thành phương trình sau:

$$\int (\underline{\underline{B}} \delta \underline{\underline{v}})^T \Delta \underline{\underline{\sigma}} dV = \int (\underline{\underline{N}} \delta \underline{\underline{v}})^T \underline{\underline{p}}^i dV + \int (\underline{\underline{N}} \delta \underline{\underline{v}})^T \underline{\underline{t}}^i dS - \int (\underline{\underline{B}} \delta \underline{\underline{v}})^T \Delta \underline{\underline{\sigma}}^{i-1} dV \quad (3.11)$$

Chuyển vị riêng rẽ của các nút khi xét đến đầy đủ các yếu tố:

$$\delta \underline{\underline{v}}^T \int \underline{\underline{B}}^T \Delta \underline{\underline{\sigma}} dV = \delta \underline{\underline{v}}^T \int \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{p}}^i dV + \delta \underline{\underline{v}}^T \int \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{t}}^i dS - \delta \underline{\underline{v}}^T \int \underline{\underline{B}}^T \Delta \underline{\underline{\sigma}}^{i-1} dV \quad (3.12)$$

Rút gọn cả 2 vế cho  $\delta \underline{\underline{v}}^T$  được phương trình (3.13)

$$\int \underline{\underline{B}}^T \Delta \underline{\underline{\sigma}} dV = \int \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{p}}^i dV + \int \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{t}}^i dS - \int \underline{\underline{B}}^T \Delta \underline{\underline{\sigma}}^{i-1} dV \quad (3.13)$$

Phương trình trên chi tiết hoá điều kiện cân bằng trong các mẫu rời rạc. Sự chênh lệch giữa vec tơ ngoại lực và vec tơ phản lực được cân bằng bởi số gia  $\Delta \underline{\underline{\sigma}}$ .

Mối quan hệ giữa ứng suất – biến dạng thường là mối quan hệ phi tuyến. Biến dạng thường không tính toán trực tiếp được, tuy nhiên phương pháp lặp có thể giải quyết được bài toán trên dựa vào phương trình cân bằng (3.13) cho mọi chất điểm. Phương pháp lặp được trình bày chi tiết trong phần 3.1.1.3.

### 3.1.1.3/ Vật liệu đàn hồi

Số gia ứng suất  $\Delta \underline{\underline{\sigma}}$  thu được từ phương trình (3.7) được viết lại như sau:

$$\Delta \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{D}}^e \left( \Delta \underline{\underline{\varepsilon}} - \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^p \right) \quad (3.14)$$

Với  $\underline{\underline{D}}^e$  là ma trận đàn hồi của vật liệu. Số gia biến dạng  $\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}$  thu được từ số gia chuyển vị  $\Delta \underline{\underline{v}}$  sử dụng ma trận nội suy biến dạng  $B$ , giống như phương trình (3.10).

Đối với vật liệu đàn hồi, số gia biến dạng dẻo  $\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^p$  bằng 0. Đối với vật liệu dẻo  $\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^p$  được tính như sau:

$$\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^p = \Delta \lambda \left[ (1-w) \left( \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \right)^{i-1} + w \left( \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \right)^i \right] \quad (3.15)$$

Trong đó:

$\Delta\lambda$  - Số gia của hệ số dẻo

W – Tham số chỉ ra loại tích phân thời gian (W = 0 – tích phân hàm hiện; W = 1 tích phân hàm ẩn).

Với W = 1, phương trình (3.15) có thể rút gọn thành:

$$\Delta \underline{\varepsilon}^p = \Delta \lambda \left( \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \quad (3.16)$$

Thay biểu thức (3.16) vào phương trình (3.14) được phương trình (3.17):

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{tr} - \Delta \lambda \underline{D}^e \left( \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \text{ với } \underline{\sigma}^{tr} = \underline{\sigma}^{i-1} + \underline{D}^e \Delta \underline{\varepsilon} \quad (3.17)$$

Trong đó:

$\underline{\sigma}^{tr}$  - Vec tơ ứng suất phụ, giống như ứng suất đàn hồi hoặc ứng suất thử, là trạng thái ứng suất mới khi coi vật liệu hoàn toàn là vật liệu đàn hồi tuyến tính;

$\Delta\lambda$  - Số gia của hệ số dẻo, có thể giải được từ điều kiện mà trạng thái ứng suất mới thỏa mãn điều kiện chảy dẻo.

$$f(\underline{\sigma}^i) = 0 \quad (3.18)$$

Đối với các mẫu có tính dẻo lý tưởng và tuyến tính, số gia của hệ số dẻo có thể viết lại như sau :

$$\Delta \lambda = \frac{f(\underline{\sigma}^i)}{d + h} \quad (3.19)$$

Với:

$$d = \left( \frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}} \right)^{\underline{\sigma}^{tr}} \underline{D}^e \left( \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \quad (3.20)$$

Với: h – hệ số cứng, bằng 0 đối với các mẫu dẻo lý tưởng, không đổi khi mẫu dẻo có tính độ cứng tuyến tính. Trong các trường hợp sau trạng thái ứng suất mới có thể được tính như sau:

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{tr} = \frac{\langle f(\underline{\sigma}^i) \rangle}{d + h} \underline{D}^e \left( \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \quad (3.21)$$

Dấu  $\langle \rangle$  được gọi là dấu vuông Me Cauly, được quy ước như sau:

$\langle x \rangle = 0$  với  $x \leq 0$  và  $\langle x \rangle = x$  với  $x > 0$

#### 3.1.1.4/ Phương pháp tính lặp

Mối quan hệ giữa sự gia tăng ứng suất và sự gia tăng biến dạng trong phương trình (1-13),  $\Delta \underline{\sigma} = M \Delta \underline{\varepsilon}$  được biến đổi lại như sau:

$$\underline{\underline{K}}^i \Delta \underline{v}^i = \underline{f}_{\text{ex}}^i - \underline{f}_{\text{in}}^{j-1} \quad (3.22)$$

Trong đó:

$\underline{\underline{K}}$  – Ma trận độ cứng;

$\Delta \underline{v}$  - Số gia vec tơ chuyển vị;

$\underline{f}_{\text{ex}}^i$  - Vec tơ ngoại lực;

$\underline{f}_{\text{in}}^{j-1}$  - Vec tơ phản lực;

$i$  – Thứ tự bước lặp.

Tuy nhiên quan hệ giữa ứng suất và biến dạng là quan hệ phi tuyến, ma trận độ cứng không thể tìm ra một cách chính xác. Do đó, chu trình lặp tổng quát phải thỏa mãn cả điều kiện cân bằng và quan hệ về cấu tạo. Chu trình lặp tổng quát được viết như sau:

$$\underline{\underline{K}}^j \Delta \underline{v}^i = \underline{f}_{\text{ex}}^i - \underline{f}_{\text{in}}^{j-1} \quad (3.23)$$

Với:  $j$  - Số vòng lặp

Chuyển vị của bước thứ  $i$ :

$$\Delta \underline{v}^i = \sum_{j=1}^n \delta \underline{v}^i \quad (3.24)$$

Với:  $\delta \underline{v}$  - Số gia của chuyển vị

Ma trận độ cứng  $\underline{\underline{K}}$  được sử dụng trong phương trình (1-23) thể hiện một cách gần đúng tính chất của vật liệu. Để chính xác hơn ma trận độ cứng, một vài bước lặp đòi hỏi đạt được trạng thái cân bằng trong phạm vi dung sai cho phép.

Dạng đơn giản nhất của  $\underline{\underline{K}}$  trong trường hợp đáp ứng điều kiện của vật liệu đàn hồi tuyến tính. Trong trường hợp đó, ma trận độ cứng có thể được tính như sau:

$$\underline{\underline{K}} = \int \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{D}}^e \underline{\underline{B}} dV \quad (3.25)$$

Trong đó:

$\underline{\underline{D}}^e$  - Ma trận của vật liệu đàn hồi tuân theo định luật Hooke;

$\underline{\underline{B}}$  - Ma trận nội suy của biến dạng.

Sử dụng ma trận độ cứng của vật liệu đàn hồi nhằm vòng lặp đủ dài trong khi độ cứng của vật liệu không tăng, thậm chí khi sử dụng cả các mô hình không liên kết dẻo. Đối với các vật liệu đàn hồi tuyến tính, như mô hình Mohr-Coulomb, việc sử dụng ma trận độ cứng đặc biệt thuận tiện, tuy nhiên cần phải được phân tích trước bước tính toán đầu tiên.

### **3.1.2/ Các bước chạy bài toán trên Plaxis 3D foundation**

#### **- Giai đoạn 1: Thiết lập mô hình của bài toán**

*Bước 1: Thiết lập tổng thể*

*Bước 2: Thiết lập mặt bằng làm việc*

*Bước 3: Thiết lập đường bao hình dạng kết cấu*

*Bước 4: Khai báo tải trọng*

*Bước 5: Khai báo lỗ khoan và các tính chất vật liệu*

*Bước 6: Chia lưới phần tử*

#### **- Giai đoạn 2: Quá trình tính toán**

*Bước 7: Thiết lập giai đoạn tính toán*

*Bước 8: Chọn điểm*

*Bước 9: Tính toán*

#### **- Giai đoạn 3: Xem kết quả đầu ra**

*Bước 10: Xem và xuất kết quả nội lực, chuyển vị, ứng suất của kết cấu.*

(PGS.TS. Đỗ Văn Độ , 2011)

### 3.2/ Phân tích sức chịu tải cọc theo chu trình nén tĩnh bằng mô hình toán

#### 3.2.1/ Cọc đúc sẵn thi công bằng phương pháp ép theo mô hình toán của Plaxis 3D foundation.

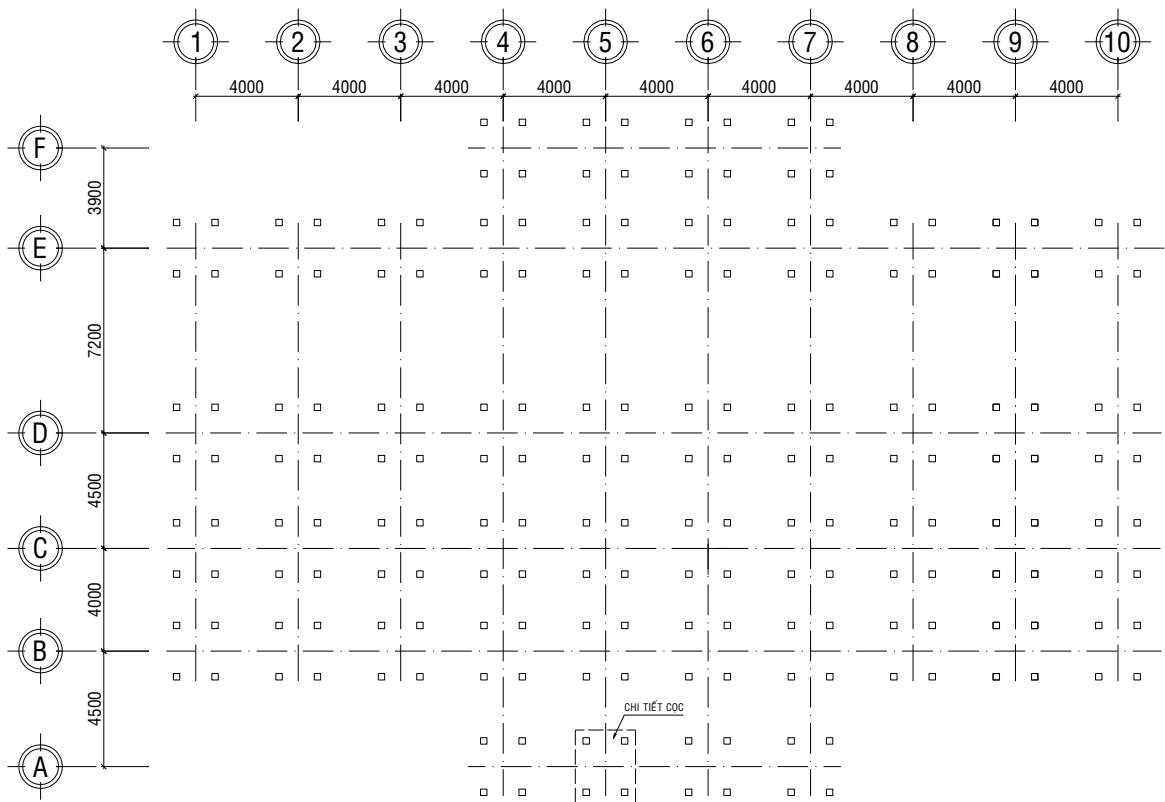
##### 3.2.1.1/ Thông số đầu vào công trình thứ nhất

- **Công trình:** Sửa chữa cải tạo trụ sở làm việc Phòng CSGT (PC 26) Công an Tỉnh Đồng Nai
- **Địa điểm:** Phường Tân Tiến – Thành Phố Biên Hòa - Tỉnh Đồng Nai
- Cọc ống BTCT 30x30cm Với  $E = 29.2 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- Chiều sâu mũi cọc: 12.5m
- Tải trọng thiết kế: 40 tấn
- Cọc thí nghiệm số: 2 – Trục: 5
- + Tải trọng thí nghiệm max: 110 tấn

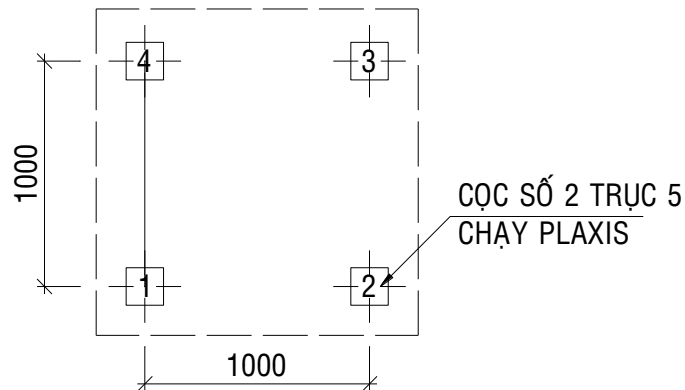
**Bảng 3.1** Thông số địa chất công trình thứ nhất

Thông số	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3	Lớp 4	Lớp 5	Lớp 6
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.5	20.1	20	20.9	19.8	18.6
$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.1	20	19.9	20.7	19.7	18.3
c (kN/m <sup>2</sup> )	41.1	29.9	24.2	11.8	33.4	33.3
$\phi$ (°)	15 <sup>0</sup>	18 <sup>0</sup> 3'	21 <sup>0</sup> 12'	26 <sup>0</sup> 47'	19 <sup>0</sup> 57'	12 <sup>0</sup> 1'
v	0.35	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$E_{oed}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2135	2820	4869	8330	10076	5192
H (m)	1.65	2.05	2.15	3.3	5.35	4.2
$R_{inter}$	1	1	1	1	1	1
$\psi$	0	0	0	0	0	0





MẶT BẰNG BỐ TRÍ CỌC  
TL: 1/100



CHI TIẾT BỐ TRÍ CỌC

TL: 1/50

**Hình 3.1:** Mặt bằng bố trí cọc công trình thứ nhất

➤ **Bảng quy trình thử tải cọc**

- Công trình: Sửa chữa, cải tạo trụ sở làm việc Phòng cảnh sát giao thông đường bộ (PC 26) Công an Tỉnh Đồng Nai – P. Tân Tiến – TP. Biên Hòa – T. Đồng Nai.
- Cọc BTCT 30x30cm – tải trọng thiết kế: 40 tấn – Tải trọng thử Pmax: 110 tấn

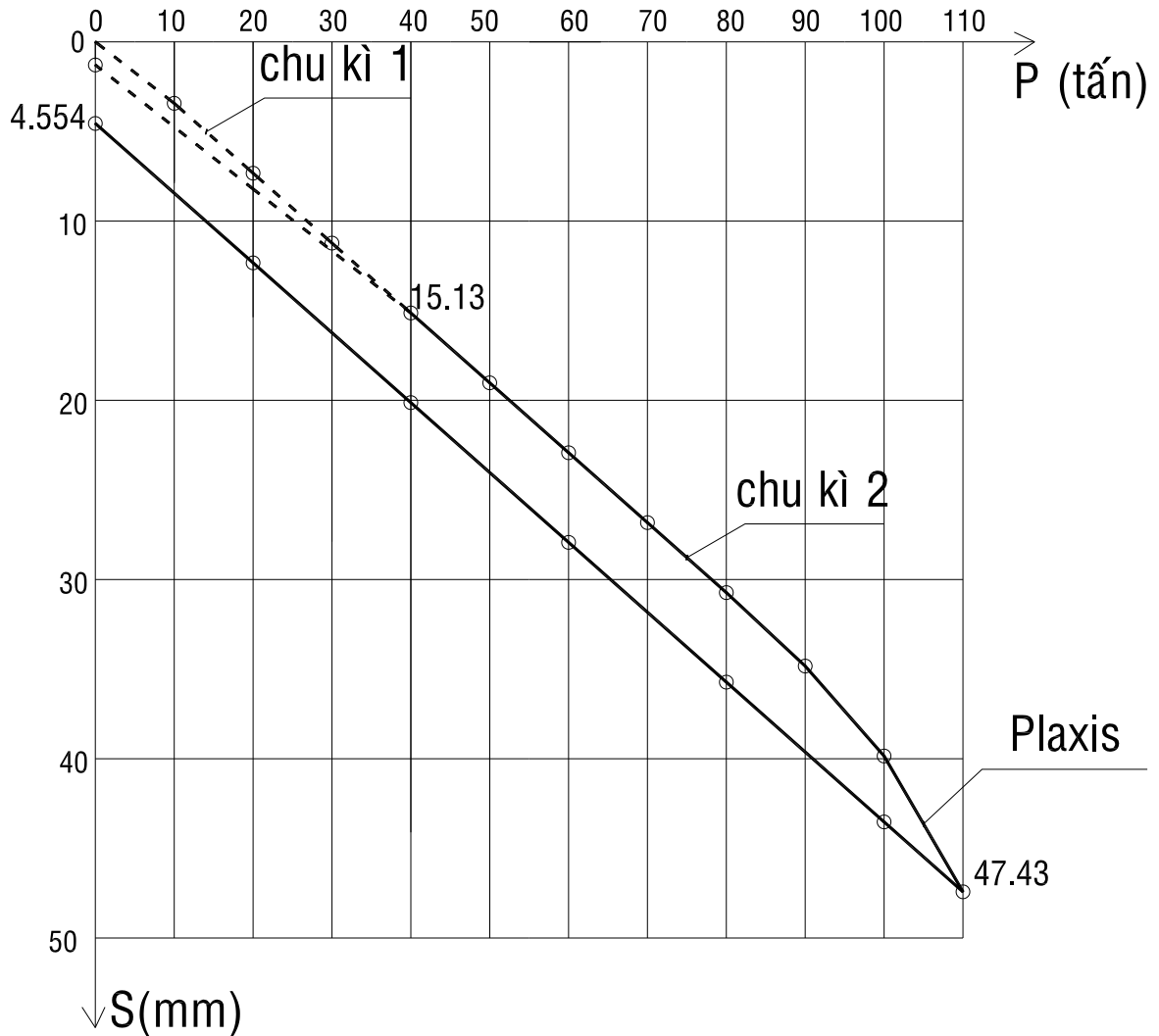
- Kích thủy lực và đồng hồ đo áp suất 250 tấn

**Bảng 3.2** Quy trình gia tải công trình thứ nhất

Cấp tải (tấn)	Thời gian giữ tải
Chu kỳ 1	
10	1 giờ hoặc lớn hơn để đạt ổn định qui ước, < 2h
20	Như trên
30	Như trên
40	Như trên
20	60 phút
0	60 phút
Chu kỳ 2	
20	30 phút
40	30 phút
50	1 giờ hoặc lớn hơn để đạt ổn định qui ước, < 2h
60	Như trên
70	Như trên
80	Như trên
90	Như trên
100	Như trên
110	24 giờ hoặc lớn hơn để đạt ổn định qui ước, < 2h
100	30 phút
80	30 phút
60	30 phút
40	30 phút
20	30 phút
0	60 phút

**Bảng 3.3** Kết quả thử tĩnh cọc bằng mô hình toán Plaxis công trình thứ nhất

Tải trọng (tấn)	Thời gian giữ tải (phút)	Chuyển vị Plaxis (mm)
10	60	3.429
20	60	7.328
30	60	11.228
40	60	15.127
20	30	7.328
0	60	1.29
20	30	7.328
40	30	15.127
50	60	19.026
60	60	22.925
70	60	26.825
80	60	30.73
90	60	34.829
100	60	39.848
110	1440	47.424
100	30	43.525
80	30	35.726
60	30	27.928
40	30	20.129
20	30	12.331
0	60	4.554



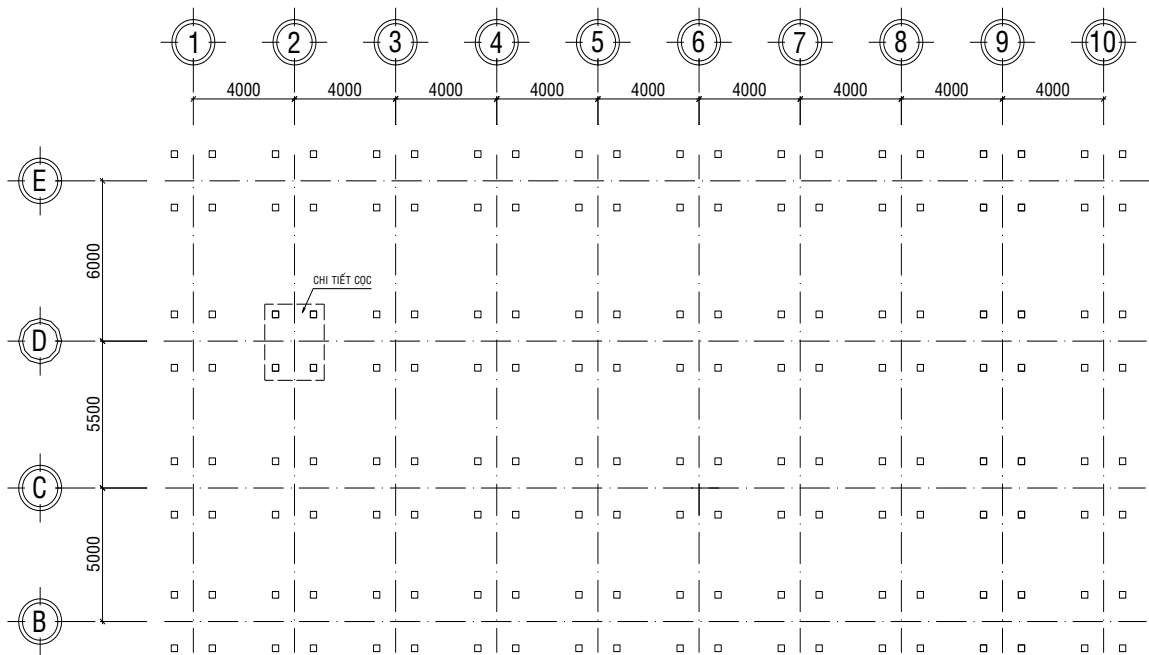
**Biểu đồ 3.1** Quan hệ tải trọng chuyển vị theo Plaxis công trình thứ nhất

### 3.2.1.2/ Thông số đầu vào công trình thứ hai

- **Công trình:** Nhà thi đấu đa năng và sân bóng đá trường đại học Tôn Đức Thắng
- **Địa điểm:** Phường Tân Phong – Quận 7 – Thành phố Hồ Chí Minh
- **Cọc ống BTCT 40x40cm** Với  $E = 29.2 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- Chiều sâu mũi cọc: 30 m
- Tải trọng thiết kế: 90 tấn
- Cọc thí nghiệm số: 1
- + Tải trọng thí nghiệm max: 225 tấn

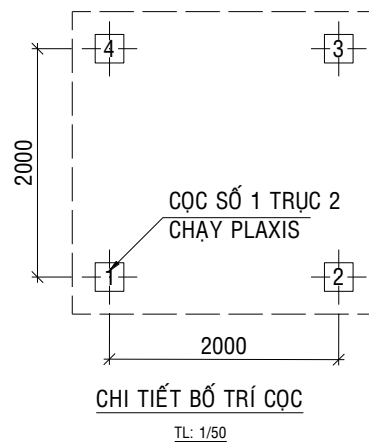
**Bảng 3.4** Thông số địa chất công trình thứ hai

Thông số	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3	Lớp 4	Lớp 5	Lớp 6
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.9	15.4	19.6	19.9	19.8	20.5
$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.7	15.3	19.3	19.6	19.5	20.1
c (kN/m <sup>2</sup> )	21.1	7.4	29.1	18	35.4	6
$\phi$ (°)	9°44'	3°23'	12°40'	24°44'	12°18'	22°26'
v	0.35	0.45	0.35	0.3	0.3	0.3
$E_{oed}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1707	1070	8051	8099	9393	9499
H (m)	2.8	11.3	2.9	3.5	13.55	7.7
$R_{inter}$	1	1	1	1	1	1
$\psi$	0	0	0	0	0	0



**MẶT BẰNG BỐ TRÍ CỘT**

TL: 1/100

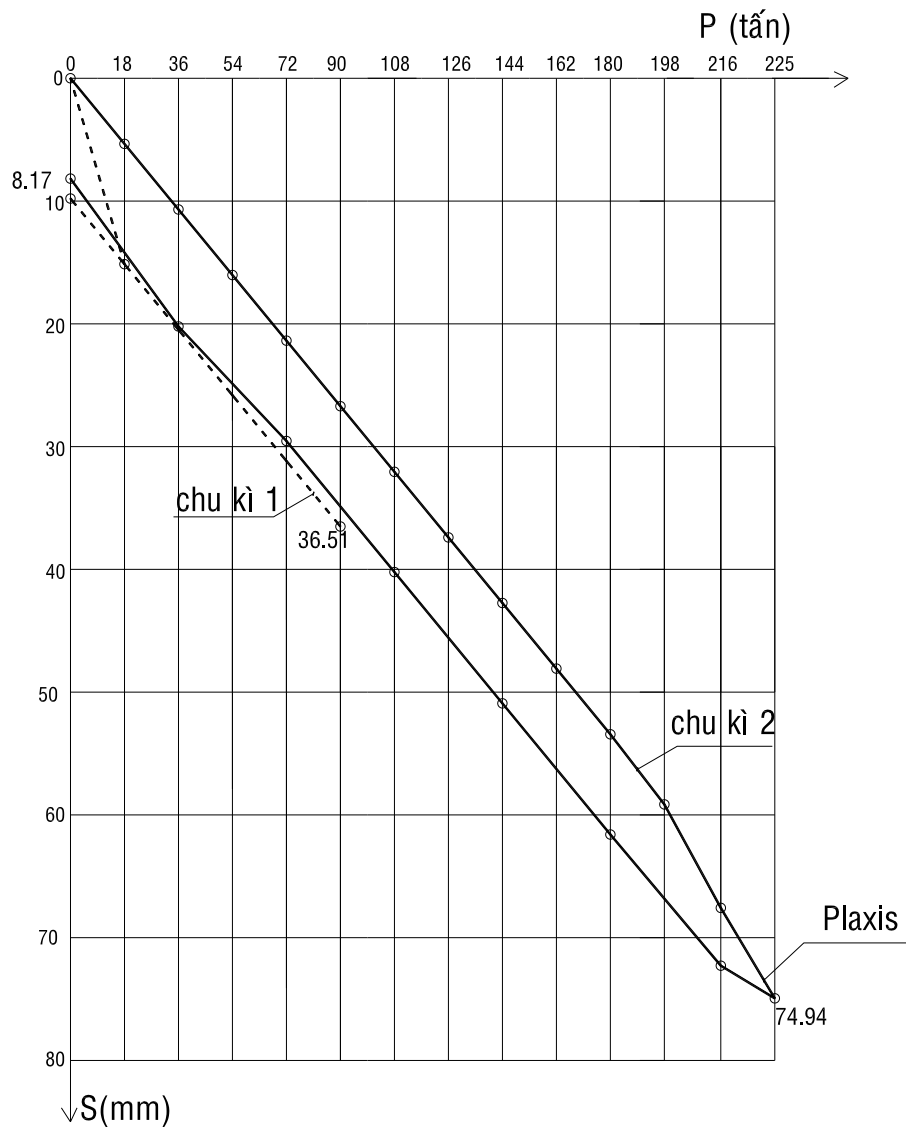


**Hình 3.2:** Mặt bằng bố trí cọc công trình thứ hai

**Bảng 3.5** Kết quả thử tĩnh cọc bằng mô hình toán Plaxis công trình thứ hai

Tải trọng (tấn)	Thời gian giữ tải (phút)	Chuyển vị Plaxis (mm)
18	60	15.14
36	60	20.48
54	60	25.82
72	60	31.17
90	60	36.51
72	15	31.17
36	15	20.48
0	15	9.797
36	60	10.685
72	60	21.369
90	360	26.712
108	60	32.054
126	60	37.397
144	60	42.74
162	60	48.083
180	60	53.433
198	60	59.143
216	60	67.573

225	1440	74.94
216	15	72.28
180	15	61.597
144	15	50.913
108	15	40.22
72	15	29.543
36	15	20.213
0	15	8.173



**Biểu đồ 3.2** Quan hệ tải trọng chuyển vị theo Plaxis công trình thứ hai

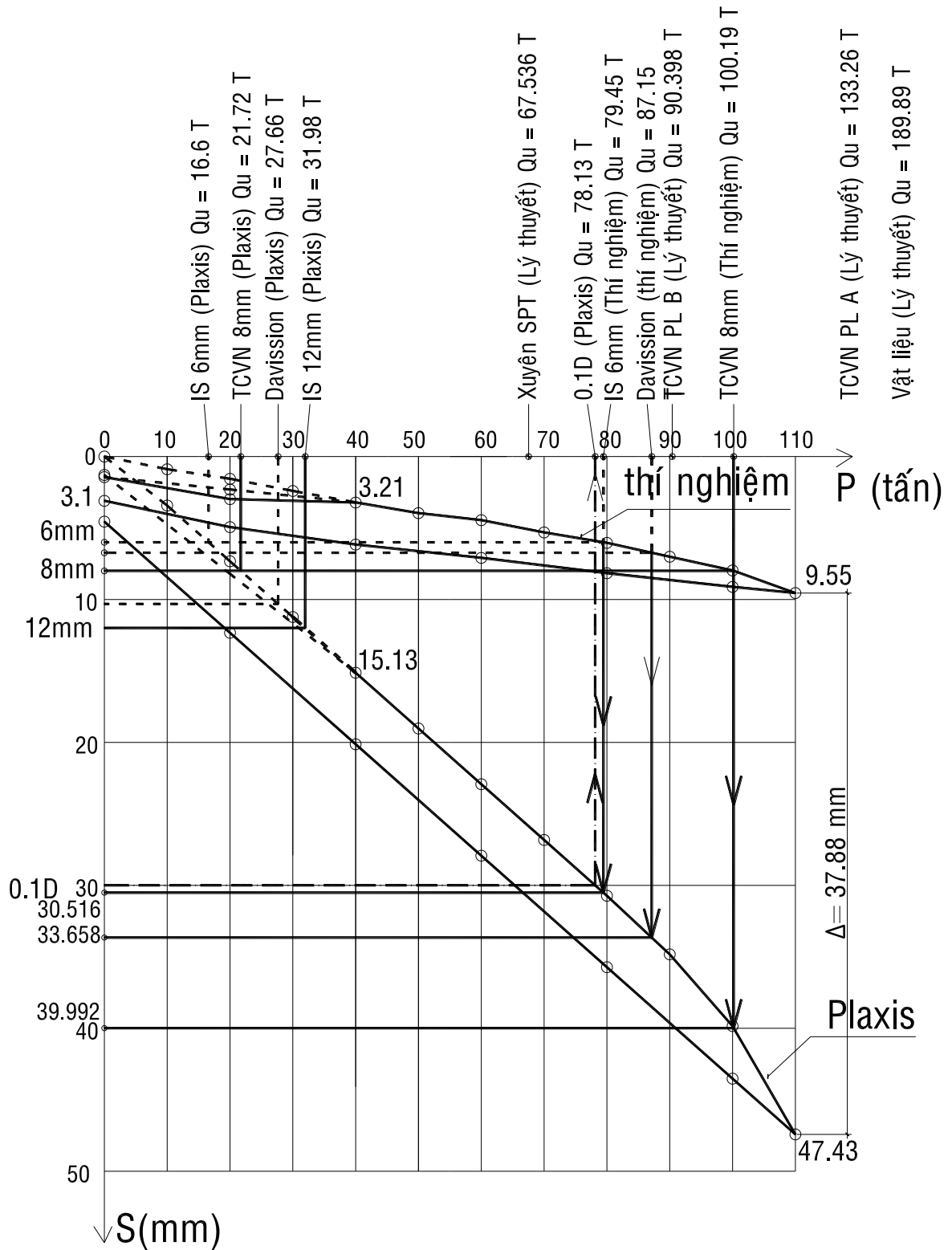
### 3.2.2/ So sánh kết quả và tìm ra sức chịu tải cho phép

#### 3.2.2.1/ So sánh kết quả chuyển vị của công trình thứ nhất

**Bảng 3.6** Bảng kết quả so sánh giữa thí nghiệm thực tế và Plaxis công trình thứ nhất

Tải trọng (tấn)	Chuyển vị thí nghiệm (mm)	Chuyển vị Plaxis (mm)
10	0.89	3.429
20	1.56	7.328
30	2.41	11.228
40	3.21	15.127
20	2.31	7.328
0	1.44	1.29
20	2.98	7.328
40	3.22	15.127
50	3.96	19.026
60	4.45	22.925
70	5.31	26.825
80	6.04	30.73
90	7.01	34.829
100	7.97	39.848
110	9.55	47.424
100	9.12	43.525
80	8.16	35.726
60	7.09	27.928
40	6.16	20.129
20	4.94	12.331
0	3.1	4.554





**Biểu đồ 3.3** So sánh quan hệ tải trọng - chuyển vị giữa thí nghiệm và Plaxis của công trình thứ nhất

**3.2.2.2/ Sức chịu tải cho phép  $Q_a$  được tính theo một trong các phương pháp sau:**

➤ **Theo phương pháp lý thuyết**

**Bảng 3.7 Sức chịu tải cho phép theo phương pháp lý thuyết công trình thứ nhất**

Phương pháp	phụ lục B	xuyên SPT	phụ lục A	vật liệu
$Q_a(T)$	45.199	67.536	85.97	189.89

➤ **Theo IS, tải cho phép của cọc được xác định theo các tiêu chuẩn sau:**

- Lấy 2/3 tải ứng với độ lún tổng 12 mm

$$Q_a = \frac{2}{3} Q_u = \frac{2}{3} \times 31.98 = 21.32T \text{ (Plaxis)}$$

- Lấy 2/3 tải ứng với độ lún rỗng 6 mm

$$Q_a = \frac{2}{3} Q_u = \frac{2}{3} \times 16.6 = 11.07T \text{ (Plaxis)}$$

$$Q_a = \frac{2}{3} Q_u = \frac{2}{3} \times 79.45 = 52.97T \text{ (Thí nghiệm)}$$

- Lấy 1/2 tải ứng với độ lún tổng bằng  $D/10$

$$Q_a = \frac{1}{2} Q_u = \frac{1}{2} \times 78.13 = 39.07T \text{ (Plaxis)}$$

➤ **Theo TCVN**

- Lấy  $\frac{2}{2.5}$  tải ứng với độ lún rỗng 8 mm

$$Q_a = \frac{2}{2.5} Q_u = \frac{2}{2.5} \times 21.72 = 17.376T \text{ (Plaxis)}$$

$$Q_a = \frac{2}{2.5} Q_u = \frac{2}{2.5} \times 100.19 = 80.152T \text{ (Thí nghiệm)}$$

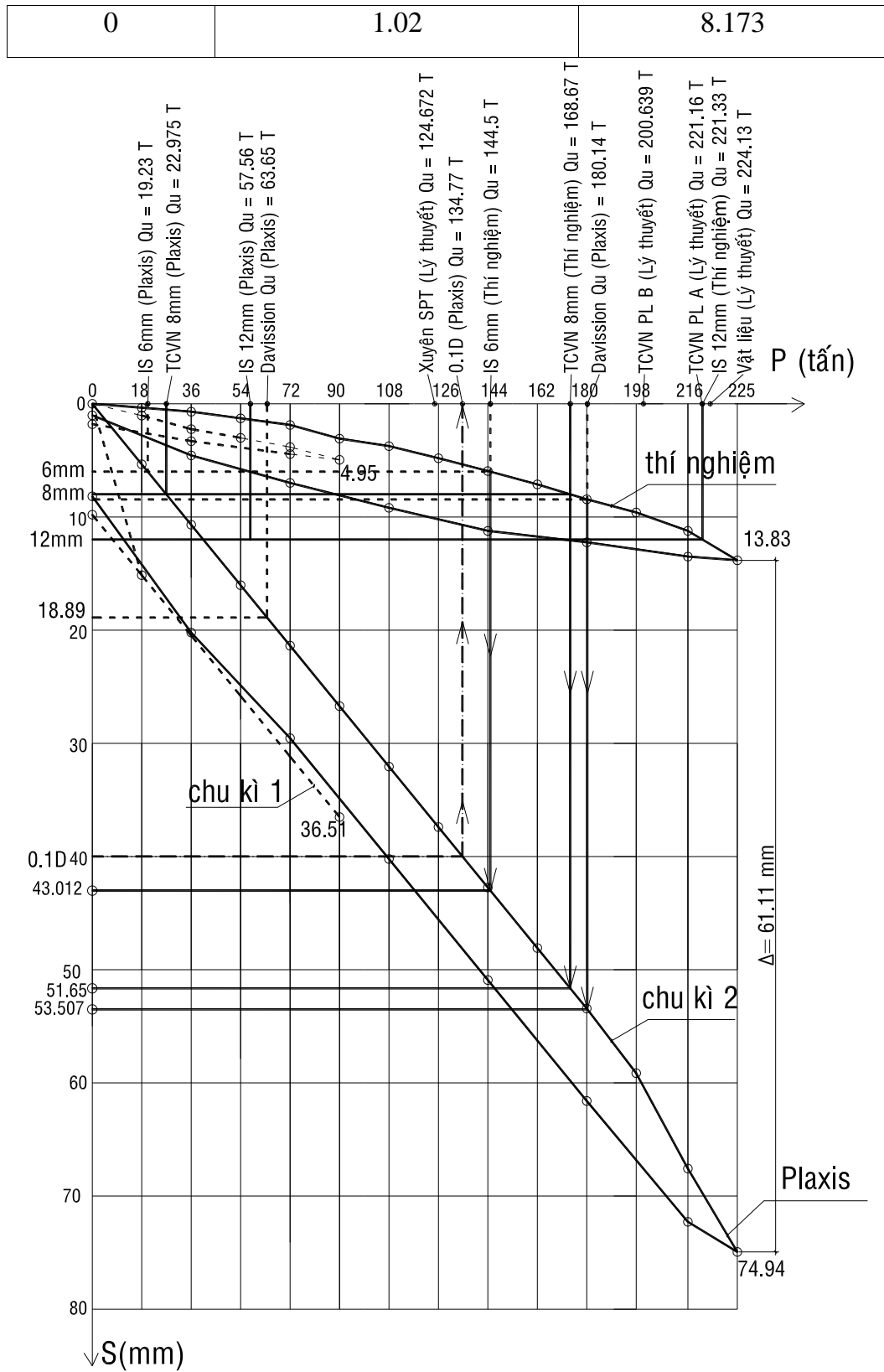
- Lấy 1/2 tải ứng với độ lún tổng bằng  $D/10$

$$Q_a = \frac{1}{2} Q_u = \frac{1}{2} \times 78.13 = 39.07T \text{ (Plaxis)}$$

### 3.2.2.3/ So sánh kết quả chuyển vị của công trình thứ hai

**Bảng 3.8** Kết quả so sánh giữa thí nghiệm thực tế và Plaxis công trình thứ hai

Tải trọng (tấn)	Chuyển vị thí nghiệm (mm)	Chuyển vị Plaxis (mm)
18	1.04	15.14
36	2.24	20.48
54	3.01	25.82
72	3.82	31.17
90	4.95	36.51
72	4.44	31.17
36	3.3	20.48
0	1.8	9.797
36	0.7	10.685
72	1.87	21.369
90	3.08	26.712
108	3.74	32.054
126	4.81	37.397
144	5.94	42.74
162	7.12	48.083
180	8.44	53.433
198	9.6	59.143
216	11.23	67.573
225	13.83	74.94
216	13.5	72.28
180	12.24	61.597
144	11.23	50.913
108	9.19	40.22
72	6.99	29.543
36	4.56	20.213



**Biểu đồ 3.4** So sánh quan hệ tải trọng - chuyển vị giữa thí nghiệm và Plaxis của công trình thứ hai

**3.2.2.3/ Sức chịu tải cho phép  $Q_a$  được tính theo một trong các phương pháp sau:**

➤ **Theo phương pháp lý thuyết**

**Bảng 3.9** Sức chịu tải cho phép theo phương pháp lý thuyết công trình thứ hai

Phương pháp	phụ lục B	xuyên SPT	phụ lục A	vật liệu
$Q_a(T)$	100.32	124.672	142.68	224.13

➤ **Theo IS, tải cho phép của cọc được xác định theo các tiêu chuẩn sau:**

- Lấy 2/3 tải ứng với độ lún tổng 12 mm

$$Q_a = \frac{2}{3} Q_u = \frac{2}{3} \times 57.56 = 38.37T \text{ (Plaxis)}$$

$$Q_a = \frac{2}{3} Q_u = \frac{2}{3} \times 221.33 = 147.55T \text{ (Thí nghiệm)}$$

- Lấy 2/3 tải ứng với độ lún rỗng 6 mm

$$Q_a = \frac{2}{3} Q_u = \frac{2}{3} \times 19.23 = 12.82T \text{ (Plaxis)}$$

$$Q_a = \frac{2}{3} Q_u = \frac{2}{3} \times 144.5 = 96.33T \text{ (Thí nghiệm)}$$

- Lấy 1/2 tải ứng với độ lún tổng bằng  $D/10$

$$Q_a = \frac{1}{2} Q_u = \frac{1}{2} \times 134.77 = 67.385T \text{ (Plaxis)}$$

➤ **Theo TCVN**

- Lấy  $\frac{2}{2.5}$  tải ứng với độ lún rỗng 8 mm

$$Q_a = \frac{2}{2.5} Q_u = \frac{2}{2.5} \times 22.975 = 18.38T \text{ (Plaxis)}$$

$$Q_a = \frac{2}{2.5} Q_u = \frac{2}{2.5} \times 168.67 = 134.936T \text{ (Thí nghiệm)}$$

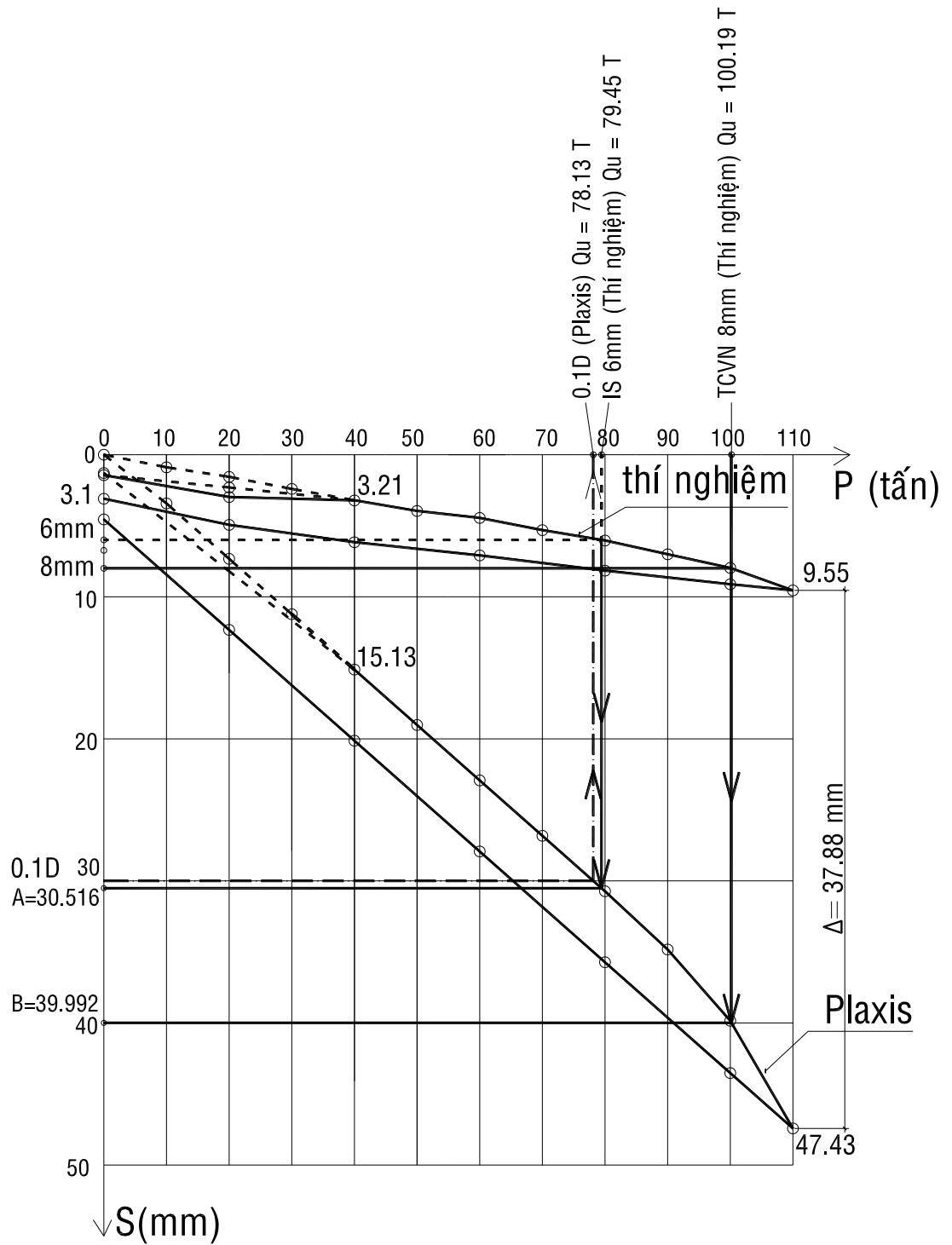
- Lấy 1/2 tải ứng với độ lún tổng bằng  $D/10$

$$Q_a = \frac{1}{2} Q_u = \frac{1}{2} \times 134.77 = 67.385T \text{ (Plaxis)}$$

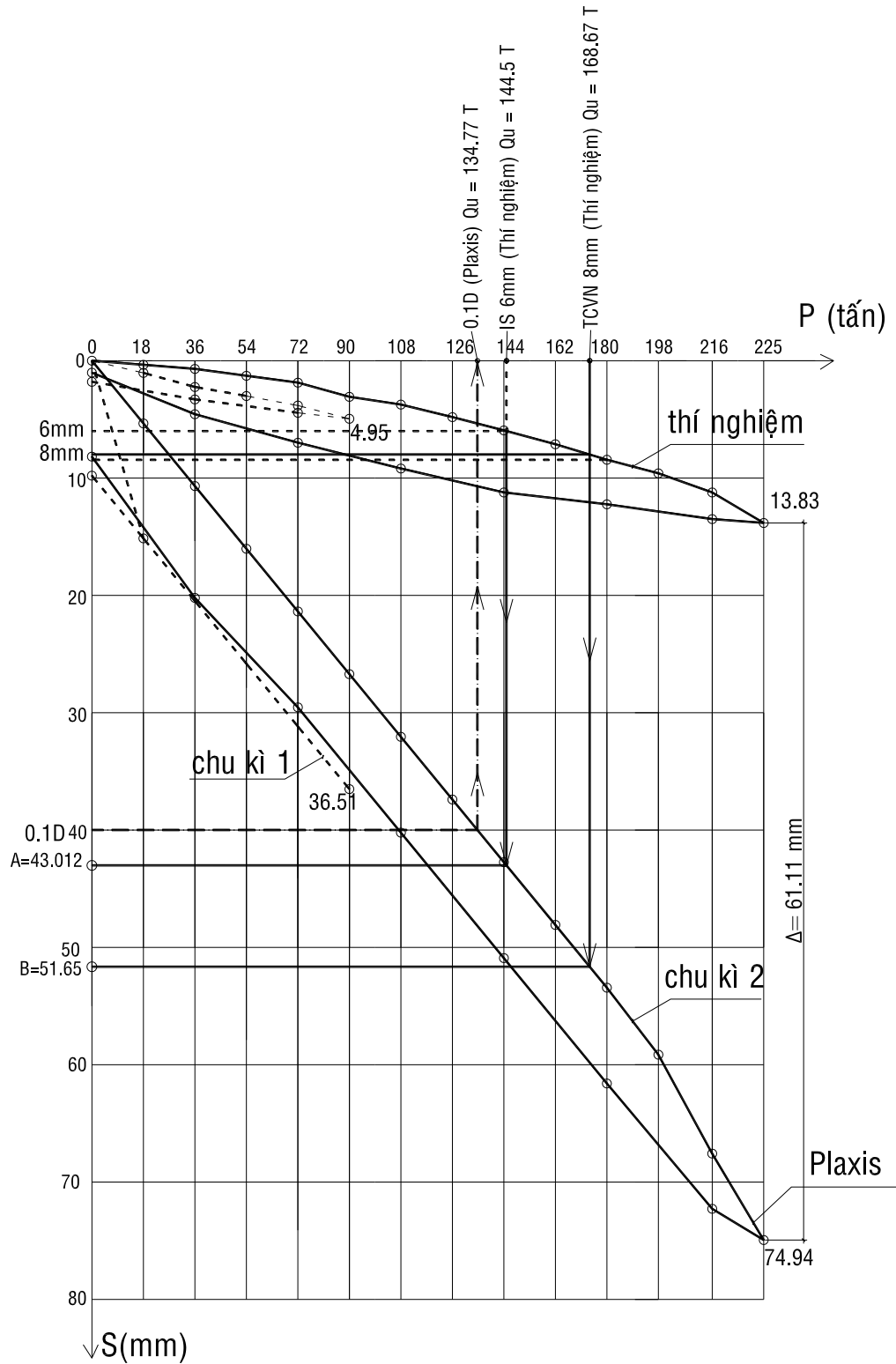
### **3.2.3/ Các phương pháp xác định sức chịu tải của cọc**

Từ *biểu đồ 3.3* và *biểu đồ 3.4* so sánh quan hệ tải trọng – chuyển vị trong mô hình toán với thí nghiệm vật lý, Ta chọn 3 phương pháp để tìm sức chịu tải của cọc là:

- TCVN tải ứng với độ lún rỗng 8 mm
- Theo IS tải ứng với độ lún rỗng 6 mm
- TCVN và theo IS tải ứng với độ lún tổng bằng 0,1D



**Biểu đồ 3.5** Biểu đồ xác định sức chịu tải của cọc bằng mô hình toán Plaxis của công trình thứ nhất



**Biểu đồ 3.6** Biểu đồ xác định sức chịu tải của cọc bằng mô hình toán Plaxis của công trình thứ hai



Sức chịu tải cho phép của cọc theo mô hình toán Plaxis có thể dùng để xác định sức chịu tải của cọc theo các lời giải giải tích bằng các phương pháp sau:

### **3.2.3.1/ Theo TCVN tải ứng với độ lún rỗng 8 mm**

Từ giá trị trên biểu đồ so sánh tải trọng – chuyển vị

Công trình thứ nhất (PC 26) giá trị sức chịu tải cực hạn tại vị trí chuyển vị :

$$A = 39,99(mm) = 1.33 \times 0,1D \quad (1)$$

Công trình thứ hai (Đại học Tôn Đức Thắng) giá trị sức chịu tải cực hạn tại vị trí chuyển vị :

$$A = 51,65(mm) = 1.29 \times 0,1D \quad (2)$$

- Từ (1) và (2) lấy P tương ứng với chuyển vị tại  $1,25 \times 0,1D$  đối với cọc đóng
- Sức chịu tải cho phép vẫn áp dụng  $P^{tt} = \frac{P}{FS} = \frac{P}{1,25}$  cho tất cả các loại cọc

### **3.2.3.2/ Theo IS tải ứng với độ lún rỗng 6 mm**

Từ giá trị trên biểu đồ so sánh tải trọng – chuyển vị

Công trình thứ nhất (PC 26) giá trị sức chịu tải cực hạn tại vị trí chuyển vị :

$$B = 30,52(mm) = 1.02 \times 0,1D \quad (3)$$

Công trình thứ hai (Đại học Tôn Đức Thắng) giá trị sức chịu tải cực hạn tại vị trí chuyển vị :

$$B = 43,01(mm) = 1.07 \times 0,1D \quad (4)$$

- Từ (3) và (4) lấy P tương ứng với chuyển vị tại  $0,1D$  đối với cọc đóng
- Sức chịu tải cho phép vẫn áp dụng  $P^{tt} = \frac{P}{FS} = \frac{2P}{3}$  cho tất cả các loại cọc

### **3.2.3.3/ Theo TCVN và theo IS tải ứng với độ lún tổng bằng 0,1D**

- Lấy P tương ứng với chuyển vị tại  $0,1D$  đối với cọc đóng
- Sức chịu tải tính toán vẫn áp dụng  $P^{tt} = \frac{P}{FS} = \frac{P}{2}$  cho tất cả các loại cọc

## **CHƯƠNG 4: KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ**

### **4.1/ Kết luận**

- Kết quả đạt được là đưa ra được các phương pháp xác định sức chịu tải cho mô hình toán như:
  1. Theo TCVN tải ứng với độ lún rỗng 8 mm lấy sức chịu tải  $P$  tương ứng với chuyển vị cọc tại  $1,25 \times 0,1D$  ( $D$ : bề rộng cọc)
  2. Theo IS tải ứng với độ lún rỗng 6 mm lấy sức chịu tải  $P$  tương ứng với chuyển vị cọc tại  $0,1D$
  3. Theo TCVN và theo IS lấy sức chịu tải  $P$  tương ứng với chuyển vị cọc tại  $0,1D$
- Tạo ra sản phẩm là một phương pháp đánh giá sức chịu tải của cọc bằng mô hình toán trên Plaxis theo tiêu chuẩn Việt Nam góp phần vào công tác dự báo, đánh giá sức chịu tải của cọc và thiết kế móng được nhanh chóng, dễ dàng và tiện lợi.
- Bên cạnh đó đề tài vẫn còn hạn chế, biểu đồ quan hệ tải trọng – biến dạng trong mô hình toán còn khác so với thí nghiệm vật lý bởi vì hai lí do chính sau:
  1. Mô hình toán trong Plaxis hiện nay chưa mô tả được sự dính kết giữa cọc và đất.
  2. Trong quá trình thi công cọc, tất yếu có sự biến đổi của vùng đất nền xung quanh cọc. Song hiện nay vẫn chưa có kết quả nghiên cứu từ thực nghiệm đến lý thuyết để mô tả vấn đề này.

### **4.2/ Kiến nghị**

- Cần có thêm các kết quả khảo sát vùng đất xung quanh cọc để có thể xây dựng mô hình toán chính xác hơn. Chẳng hạn như các thông số cơ bản như dung trọng, sức chống cắt, hệ số rỗng, module...

### **Tài Liệu Tham Khảo**

- Châu Ngọc Ân (2010), *Nền móng*, Nhà xuất bản Đại Học Quốc Gia TP Hồ Chí Minh.
- PGS.TS. Đỗ Văn Đệ (2011), *Phần mềm Plaxis 3D foundation ứng dụng vào tính toán móng và công trình ngầm*, Nhà xuất bản Xây Dựng.
- TCXDVN 205:1998 (2002), *Móng Cọc – Tiêu Chuẩn Thiết Kế*, Nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội.
- TCXDVN 269:2002 (2002), *Cọc – phương pháp thí nghiệm bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục*, Nhà xuất bản Xây Dựng, Hà Nội.

## Phụ lục



*Bảng sức chịu nén của vật liệu làm cọc*

Vật liệu	$R_{vl}$ (Mpa)	Ghi chú
Gỗ thông	10	
Gỗ tràm	4-4.5	
Thép	Theo giới hạn chảy của thép 210 (thép loại CI) 270 (thép loại CII) 340 (thép loại CIII) 500 (thép loại CIV)	
Bê tông	Theo mác bê tông 8.5 (mác 200) 11.5 (mác 250) 13 (mác 300)	(*)

*Bảng hệ số  $\varphi$  theo Jacobson*

$\lambda = L/r$	50	70	85	105	120	140
$\varphi$	1	0.8	0.588	0.41	0.31	0.23

*Bảng các hệ số sức chịu tải  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  của Terzaghi*

$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5
10	9.6	2.7	1.2
15	12.9	4.4	2.5
20	17.7	7.4	5.0
25	25.1	12.7	9.7
30	37.2	22.5	19.7
34	52.6	36.5	36.0
35	57.8	41.4	42.4
40	95.7	81.3	100.4
45	172.3	173.3	297.5

48	258.3	287.9	780.1
50	347.5	415.1	1153.2

*Bảng giá trị  $I_r$*

Loại đất	$I_r$
Cát	70-150
Bột và sét (không thoát nước)	50-100
Sét (có thoát nước)	100-200

*Bảng giá trị  $N_c^*$*

$\varphi^{(o)}$	$I_{rr}$				
	10	50	100	200	500
0	6.97	9.12	10.04	10.97	12.19
5	8.99	12.82	14.69	16.69	19.59
10	11.55	17.99	21.46	25.43	31.59
20	18.83	34.53	44.44	56.97	78.78
30	30.03	63.21	86.64	118.53	178.98
35	37.65	84	118.22	166.15	260.15
40	47.04	110.48	159.13	228.97	370.04
45	53.66	144.11	211.79	311.04	516.6

*Bảng giá trị  $N_q^*$*

$\varphi^{(o)}$	$I_{rr}$				
	10	50	100	200	500
0	1	1	1	1	1
5	1.72	2.12	2.28	2.46	2.71
10	3.04	3.04	4.78	5.48	6.57
20	7.85	7.85	17.17	21.73	29.67
30	18.34	18.34	51.02	69.43	104.33
35	27.36	27.36	83.78	117.34	183.16
40	40.47	40.47	134.53	193.13	311.5
45	59.66	145.11	212.79	312.04	517.6

*Bảng giá trị  $K_s$  (theo B.J.Das)*

Cọc khoan nhồi $K_s = K_0 = 1 - \sin \varphi$
Cọc đóng có thể tích đất bị chiếm chỗ nhỏ $K_s = K_0$ (giới hạn dưới) $K_s = 1.4K_0$ (giới hạn trên)

Cọc đóng có thể tích đất bị chiếm chỗ lớn  
 $K_s = K_0$  (giới hạn dưới)  
 $K_s = 1.8K_0$  (giới hạn trên)

*Bảng giá trị  $K_s$  (theo ENPC)*

Loại cọc	$\varphi_a$	$K_s$ (cát chặt trung bình)	$K_s$ (cát chặt)
Cọc thép	20°	0.5	1
Cọc bê tông	3/4φ	1	2
Cọc nhồi	3/4φ	0.5	0.5
Cọc gỗ	2/3φ	1.5	4

*Bảng giá trị  $\alpha$  (theo API)*

Lực chống cắt không thoát nước $c_u$ (kPa)	Hệ số $\alpha$
<25	1
25-75	1-0.5 (các giá trị trung gian nội suy)
>75	0.5

*Bảng giá trị  $\alpha$  (theo Tomlinson)*

Loại đất	L/D	Hệ số $\alpha$
1- cát chặt hoặc sét cứng	<20 >20	1.25 $C_u < 75 : \alpha = 1.25$ $C_u = 75-180 : \alpha = 1.25-0.4$
2- Sét mềm, silt và đất dính cứng	8-20 >20	0.4 $C_u = 0-25 : \alpha = 1.25-0.7$ $C_u > 25 : \alpha = 0.7$
3- Sét cứng	8-20	0.4 $C_u = 0-30 : \alpha = 1.25-1$ $C_u = 30-80 : \alpha = 1$ $C_u = 80-130 : \alpha = 1-0.4$ $C_u > 130 : \alpha = 0.4$

*Bảng giá trị  $\alpha$  (theo Peck, 1974)*

Lực chống cắt không thoát nước $c_u$ (kPa)	Hệ số lực dính $\alpha$
0	1
50	0.95
100	0.8
150	0.65
200	0.6
250	0.55
300	0.5

*Bảng thời gian tác dụng các cấp tải trọng*

% Tải trọng thiết kế	Thời gian giữ tải tối thiểu
Chu kỳ 1	
25	1 giờ hoặc lớn hơn để đạt ổn định qui ước
50	Như trên
75	Như trên
100	Như trên
50	30 phút
25	30 phút
0	30 phút
Chu kỳ 2	
50	30 phút
100	30 phút
125	1 giờ hoặc lớn hơn để đạt ổn định qui ước
150	Như trên
175	Như trên
200	Như trên
225	Như trên
250	24 giờ hoặc lớn hơn để đạt ổn định qui ước

225	1h
200	30 phút
150	30 phút
100	30 phút
50	30 phút
0	1h



**CÔNG TY CỔ PHẦN KIỂM ĐỊNH CHẤT LƯỢNG CÔNG TRÌNH S9**  
.....

## **BÁO CÁO KẾT QUẢ KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH**

**CÔNG TRÌNH : SỬA CHỮA CẢI TẠO TRỤ SỞ LÀM VIỆC PHÒNG  
CẢNH SÁT GIAO THÔNG ĐƯỜNG BỘ (PC 26)  
CÔNG AN TỈNH ĐỒNG NAI.**

**ĐỊA ĐIỂM : P. TÂN TIỀN – TP. BIÊN HÒA – T. ĐỒNG NAI**

**Lập báo cáo**



**Trịnh Xuân Hòa**

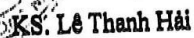
**Kiểm tra**



**KS. Nguyễn Minh Hoàng**

**Ngày 21 tháng 03 năm 2010**

**Giám đốc**



**KS. Lê Thanh Hải**

# HK1

		Địa điểm:		THÀNH PHỐ BIÊN HÒA - TỈNH ĐỒNG NAI		
		Đơn vị thực hiện:		CTY CỔ PHẦN KIỂM ĐỊNH CHẤT LƯỢNG CÔNG TRÌNH S9		
Tổng số mẫu: Đất - Đá	Tổng số lần đóng SPT:	Độ sâu hố khoan, m	Cao độ miệng hố (giả định), m	Mực nước ngầm m	Ngày khởi công	Ngày hoàn thành
06 - 00	06	20.8	0.0	7.1	10-03-2010	11-03-2010
Cao độ đáy lớp (m)	Độ sâu đáy lớp (m)	Bề dày đáy lớp (m)	Số búa đóng SPT (N)	Hình trụ hố khoan Tỷ lệ: 1/100	Mô tả sơ lược	Biểu đồ SPT
	2.3				Đất đắp: Dăm cuội sạn sỏi gạch đá cát xây dựng và sét xám vàng nâu, cứng chặt.	
	2.3	1.2	3		Sét màu xám vàng nâu, trạng thái dẻo mềm.	HK1-1 2.5-2.7
	3.5	1.3	4		Sét màu nâu đỏ, loang lổ xám xanh lẫn ít sạn sỏi laterit, trạng thái dẻo mềm - dẻo cứng.	HK1-2 4.0-4.2
	4.8		6		Á sét màu xám xanh nhạt, trạng thái dẻo mềm.	HK1-3 6.0-6.2
	7.0		4		Á cát màu xám xanh nhạt, vàng nâu nhạt, lẫn ít sạn thạch anh, trạng thái dẻo, kết cấu chặt vừa - chặt.	HK1-4 7.8-8.0
	10.2		3		Á cát màu xám xanh nhạt, vàng nâu nhạt, lẫn ít sạn thạch anh, trạng thái dẻo, kết cấu chặt vừa - chặt.	HK1-5 9.3-9.5
	11.8	1.6	8		Sét lẫn dăm sạn sỏi laterit màu nâu đỏ lẫn xám xanh nhạt, trạng thái dẻo cứng - dẻo nửa cứng, chặt vừa - chặt.	HK1-6 10.8-11.0
	13.6	1.8	7		Literit vón kết, màu đỏ, nâu đen; khá cứng chắc.	
	16.1	2.5	10		Sét lẫn dăm sạn sỏi laterit màu nâu đỏ lẫn xám xanh nhạt, trạng thái dẻo cứng - dẻo nửa cứng, chặt vừa - chặt.	HK1-7 14.0-14.2 HK1-8 15.3-15.5
	20.8	4.7	18		Sét màu nâu nhạt, xanh nhạt, trạng thái dẻo cứng.	HK1-9 17.3-17.5 HK1-10 19.5-19.7

Địa điểm:	THÀNH PHỐ BIÊN HÒA - TỈNH ĐỒNG NAI			
Đơn vị thực hiện:	CTY CỔ PHẦN KIỂM ĐỊNH CHẤT LƯỢNG CÔNG TRÌNH S9			
Độ sâu hố khoan, m	Cao độ miệng hố (giả định), m	Mức nước ngầm m	Ngày khởi công	Ngày hoàn thành
20.8	0.50	7.6	11-03-2010	11-03-2010

Tổng số mẫu: Đất - Đá	Tổng số lần đóng SPT:	Độ sâu hố khoan, m	Cao độ miệng hố (giả định), m	Mực nước ngầm m	Ngày khởi công	Ngày hoàn thành
06 - 00	06	20.6	0.50	7.6	11-03-2010	11-03-2010

Cao độ đáy lớp (m)	Độ sâu đáy lớp (m)	Bề đáy lớp (m)	Số lần đóng SPT (N)	Hình trụ hố khoan Tỷ lệ: 1/100	Mô tả sơ lược	Điểm đo SR	Số hiệu mẫu đất	Số hiệu mẫu đá
1.9	1.9				Đất đắp: Dầm cuối sạn sỏi gạch đá cát xây dựng và sét xám vàng nâu, cứng chặt.			
2.1	4.0		3 4		Sét màu xám vàng nâu, trạng thái dẻo mềm.	7	HK2-1 2.5-2.7	
2.8	6.8		6 7		Sét màu nâu đỏ, loang lổ xám xanh lẫn ít sạn sỏi laterit, trạng thái dẻo mềm - dẻo cứng.	13	HK2-2 5.0-5.2	
2.1	8.9		5 6		Á sét màu nâu tím, xám xanh nhạt, trạng thái dẻo mềm.	11	HK2-3 7.3-7.5	
3.4	12.3		4 5		Á cát màu xám xanh nhạt, vàng nâu nhạt, lẫn ít sạn thạch anh, trạng thái dẻo, kết cấu chặt vừa - chặt.	9	HK2-4 9.4-9.6	
1.7	14.0		4 6		Á sét màu nâu tím, xám xanh nhạt, trạng thái dẻo mềm.	10	HK2-5 10.8-11.0	
3.1	17.1		8 10		Literit vón kết, màu đỏ, nâu đen; khá cứng chắc.	18	HK2-6 14.5-14.7	
3.1	17.1		9 11		Sét lẫn dầm sạn sỏi laterit màu nâu đỏ lẫn xám xanh nhạt, trạng thái dẻo cứng - dẻo nửa cứng, chặt vừa - chặt.	20	HK2-7 15.3-15.5	
3.5	20.6		12 16		Sét màu nâu nhạt, xanh nhạt, trạng thái dẻo cứng.	28	HK2-8 16.5-16.7	
			13 17			29	HK2-9 18.1-18.3	
						30	HK2-10 19.8-20.0	

Bảng tổng hợp thông số địa chất công trình thứ nhất

Thông số	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3	Lớp 4	Lớp 5	Lớp 6
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.5	20.1	20	20.9	19.8	18.6
$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.1	20	19.9	20.7	19.7	18.3
c (kN/m <sup>2</sup> )	41.1	29.9	24.2	11.8	33.4	33.3
$\varphi$ (°)	15°	18°3'	21°12'	26°47'	19°57'	12°1'
v	0.35	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$E_{oed}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2135	2820	4869	8330	10076	5192
H (m)	1.65	2.05	2.15	3.3	5.35	4.2
$R_{inter}$	1	1	1	1	1	1
$\psi$	0	0	0	0	0	0

CHI NHÁNH CÔNG TY CỔ PHẦN TƯ VẤN  
CÔNG NGHỆ THIẾT BỊ VÀ KIỂM ĐỊNH XÂY DỰNG

CỘNG HÒA XÃ HỘI CHỦ NGHĨA VIỆT NAM

Độc Lập - Tự Do - Hạnh Phúc

-----oOo-----

-----oOo-----

Số: 81 /TVKD

Thành phố Hồ Chí Minh ngày 12 tháng 04 năm 2010

## BÁO CÁO KẾT QUẢ THỬ TẢI CỌC BẰNG PHƯƠNG PHÁP NÉN TĨNH

CÔNG TRÌNH : SỬA CHỮA CẢI TẠO TRỤ SỞ LÀM VIỆC PHÒNG CẢNH SÁT GIAO THÔNG  
ĐƯỜNG BỘ (PC 26) CÔNG AN TỈNH ĐỒNG NAI

ĐỊA ĐIỂM : PHƯỜNG TÂN TIẾN - THÀNH PHỐ BIÊN HOÀ - TỈNH ĐỒNG NAI

CHỦ ĐẦU TƯ : CÔNG AN TỈNH ĐỒNG NAI

TƯ VẤN THIẾT KẾ : CÔNG TY TNHH KIỂM ĐỊNH VÀ TƯ VẤN XÂY DỰNG

TƯ VẤN GIÁM SÁT : CÔNG TY CỔ PHẦN XÂY DỰNG SÔNG BỐ

ĐƠN VỊ THI CÔNG : CÔNG TY TNHH MINH MINH ĐẠT

ĐƠN VỊ THÍ NGHIỆM : CHI NHÁNH CÔNG TY CỔ PHẦN TƯ VẤN CÔNG NGHỆ THIẾT BỊ  
& KIỂM ĐỊNH XÂY DỰNG - CONINCO (TP. HÀ NỘI)

Nhóm thí nghiệm :

1/Nguyễn Đức Lâm

2/Nhữ Công Sỹ

Kiểm tra : Kỹ sư Lê Kim Liệu

Chủ trì thí nghiệm : Kỹ sư Nguyễn Thành Đức

CHI NHÁNH CÔNG TY CỔ PHẦN TƯ VẤN  
CÔNG NGHỆ THIẾT BỊ VÀ KIỂM ĐỊNH XÂY DỰNG



PHÓ GIÁM ĐỐC  
Nguyễn Trung Thành

CHI NHÁNH CÔNG TY CỔ PHẦN TƯ VẤN CÔNG NGHỆ  
THIẾT BỊ VÀ KIỂM ĐỊNH XÂY DỰNG

**BIỂU TÍNH ĐỘ LÚN CỌC THÍ NGHIỆM**

Công trình : Sửa chữa cải tạo trụ sở làm việc Phòng CSGT (PC 26) Công an Tỉnh Đồng Nai

Địa điểm : Phường Tân Tiến - Tp. Biên Hòa - Tỉnh Đồng Nai

Cọc ống BTCT 30x30cm

Cọc thí nghiệm số: 2 - Trục: 5

Ngày hạ cọc: 19/03/2010

Bắt đầu: 16 giờ 10 phút - Ngày 04/04/2010

Chiều sâu mũi cọc: 12.5 m

Kết thúc: 8 giờ 30 phút - Ngày 06/04/2010

Tải trọng thiết kế: 40 tấn

Tải trọng thí nghiệm max: 110 tấn

Chủ trì thí nghiệm: Kỹ sư Nguyễn Thành Đức

Người thực hiện: Nguyễn Đức Lâm - Nhữ Công Sỹ

Người kiểm tra: Nguyễn Đình Thi

Ngày tháng	Giờ phút	Tải (tấn)	Số đọc các đồng hồ đo				Độ lún đầu cọc (mm)				Độ lún cọc(mm)	Ghi chú
			A(mm)	B(mm)	C(mm)	D(mm)	A(mm)	B(mm)	C(mm)	D(mm)		
4/4	16h10	0	2.00	2.00	2.00	2.00						
	16h10	2	2.21	2.65	2.90	2.86						
	20	2	2.23	2.66	2.91	2.87						
	16h20	0	2.11	2.25	2.17	2.30						
	30	0	2.10	2.23	2.16	2.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
												Chu kỳ 1
	16h30	10	2.80	2.85	3.20	3.10	0.70	0.62	1.04	0.82	0.80	Bắt đầu
	40	10	2.82	2.87	3.22	3.12	0.72	0.64	1.06	0.84	0.82	gia tải
	50	10	2.84	2.88	3.23	3.14	0.74	0.65	1.07	0.86	0.83	
	17h00	10	2.86	2.90	3.25	3.16	0.76	0.67	1.09	0.88	0.85	
	15	10	2.87	2.92	3.27	3.18	0.77	0.69	1.11	0.90	0.87	
	30	10	2.89	2.94	3.28	3.20	0.79	0.71	1.12	0.92	0.89	
	17h30	20	3.77	3.52	3.80	3.60	1.67	1.29	1.64	1.32	1.48	
	40	20	3.78	3.54	3.81	3.62	1.68	1.31	1.65	1.34	1.50	
	50	20	3.79	3.56	3.81	3.63	1.69	1.33	1.65	1.35	1.51	
	18h00	20	3.81	3.57	3.83	3.65	1.71	1.34	1.67	1.37	1.52	
	15	20	3.83	3.58	3.85	3.67	1.73	1.35	1.69	1.39	1.54	
	30	20	3.84	3.61	3.87	3.69	1.74	1.38	1.71	1.41	1.56	
	18h30	30	4.52	4.97	4.40	4.10	2.42	2.74	2.24	1.82	2.31	
	40	30	4.53	4.98	4.42	4.12	2.43	2.75	2.26	1.84	2.32	
	50	30	4.55	5.01	4.44	4.13	2.45	2.78	2.28	1.85	2.34	
	19h00	30	4.56	5.03	4.47	4.15	2.46	2.80	2.31	1.87	2.36	
	15	30	4.58	5.05	4.50	4.17	2.48	2.82	2.34	1.89	2.38	
	30	30	4.60	5.08	4.51	4.20	2.50	2.85	2.35	1.92	2.41	

CHI NHÁNH CÔNG TY CỔ PHẦN TƯ VẤN CÔNG NGHỆ  
THIẾT BỊ VÀ KIỂM ĐỊNH XÂY DỰNG

BIỂU TÍNH ĐỘ LÚN CỌC THÍ NGHIỆM SỐ 2- TRỤC 5

Ngày tháng	Giờ phút	Tải (tấn)	Số đọc các đồng hồ đo				Độ lún đầu cọc (mm)				Độ lún cọc(mm)	Ghi chú
			A(mm)	B(mm)	C(mm)	D(mm)	A(mm)	B(mm)	C(mm)	D(mm)		
4/4	19h30	40	5.32	5.81	5.10	4.98	3.22	3.58	2.94	2.70	3.11	
	40	40	5.34	5.84	5.14	5.01	3.24	3.61	2.98	2.73	3.14	
	50	40	5.35	5.86	5.15	5.03	3.25	3.63	2.99	2.75	3.16	
	20h00	40	5.37	5.88	5.18	5.06	3.27	3.65	3.02	2.78	3.18	
	15	40	5.39	5.88	5.21	5.10	3.29	3.65	3.05	2.82	3.20	
	30	40	5.41	5.89	5.23	5.12	3.31	3.66	3.07	2.84	3.22	
												Giảm tải
	20h30	20	5.27	5.54	5.06	4.99	3.17	3.31	2.90	2.71	3.02	
	40	20	5.26	5.51	5.05	4.97	3.16	3.28	2.89	2.69	3.01	
	50	20	5.24	5.49	5.04	4.96	3.14	3.26	2.88	2.68	2.99	
	21h00	20	5.23	5.47	5.02	4.95	3.13	3.24	2.86	2.67	2.98	
	21h00	0	3.96	4.01	3.54	3.43	1.86	1.78	1.38	1.15	1.54	
	10	0	3.93	3.98	3.51	3.39	1.83	1.75	1.35	1.11	1.51	
	20	0	3.90	3.96	3.49	3.37	1.80	1.73	1.33	1.09	1.49	
	30	0	3.88	3.94	3.48	3.36	1.78	1.71	1.32	1.08	1.47	
	45	0	3.87	3.92	3.46	3.35	1.77	1.69	1.30	1.07	1.46	
	22h00	0	3.86	3.90	3.45	3.33	1.76	1.67	1.29	1.05	1.44	
												Chu kỳ 2
	22h00	20	4.65	4.74	4.25	4.13	2.55	2.51	2.09	1.85	2.25	Bắt đầu
	10	20	4.66	4.76	4.28	4.15	2.56	2.53	2.12	1.87	2.27	giảm tải
	20	20	4.68	4.77	4.30	4.18	2.58	2.54	2.14	1.90	2.29	
	30	20	4.69	4.79	4.31	4.21	2.59	2.56	2.15	1.93	2.31	
	22h30	40	5.42	5.51	5.27	5.18	3.32	3.28	3.11	2.90	3.15	
	40	40	5.43	5.53	5.29	5.21	3.33	3.30	3.13	2.93	3.17	
	50	40	5.44	5.54	5.31	5.23	3.34	3.31	3.15	2.95	3.19	
	23h00	40	5.46	5.55	5.33	5.25	3.36	3.32	3.17	2.97	3.21	
	23h00	50	6.05	6.15	6.01	5.97	3.95	3.92	3.85	3.69	3.85	
	10	50	6.07	6.18	6.05	6.01	3.97	3.95	3.89	3.73	3.89	
	20	50	6.09	6.20	6.07	6.04	3.99	3.97	3.91	3.76	3.91	
	30	50	6.11	6.22	6.09	6.05	4.01	3.99	3.93	3.77	3.93	
	45	50	6.14	6.23	6.11	6.07	4.04	4.00	3.95	3.79	3.95	
	5/4 0h00	50	6.15	6.23	6.13	6.08	4.05	4.00	3.97	3.80	3.96	
	0h00	60	6.54	6.71	6.56	6.45	4.44	4.48	4.40	4.17	4.37	
	10	60	6.56	6.72	6.58	6.46	4.46	4.49	4.42	4.18	4.39	
	20	60	6.58	6.73	6.59	6.46	4.48	4.50	4.43	4.18	4.40	
	30	60	6.59	6.75	6.61	6.48	4.49	4.52	4.45	4.20	4.42	
	45	60	6.61	6.77	6.63	6.49	4.51	4.54	4.47	4.21	4.43	
	1h00	60	6.62	6.79	6.64	6.50	4.52	4.56	4.48	4.22	4.45	

CHI NHÁNH CÔNG TY CỔ PHẦN TƯ VẤN CÔNG NGHỆ  
THIẾT BỊ VÀ KIỂM ĐỊNH XÂY DỰNG

BIỂU TÍNH ĐỘ LÚN CỌC THÍ NGHIỆM SỐ 2- TRỤC 5

Ngày tháng	Giờ phút	Tải (tấn)	Số đọc các đồng hồ đo				Độ lún đầu cọc (mm)				Độ lún cọc(mm)	Ghi chú
			A(mm)	B(mm)	C(mm)	D(mm)	A(mm)	B(mm)	C(mm)	D(mm)		
5/4	1h00	70	7.37	7.59	7.45	7.23	5.27	5.36	5.29	4.95	5.22	
	10	70	7.38	7.61	7.49	7.25	5.28	5.38	5.33	4.97	5.24	
	20	70	7.39	7.64	7.51	7.28	5.29	5.41	5.35	5.00	5.26	
	30	70	7.41	7.65	7.53	7.29	5.31	5.42	5.37	5.01	5.28	
	45	70	7.43	7.66	7.54	7.33	5.33	5.43	5.38	5.05	5.30	
	2h00	70	7.45	7.67	7.55	7.35	5.35	5.44	5.39	5.07	5.31	
	2h00	80	8.07	8.30	8.24	7.91	5.97	6.07	6.08	5.63	5.94	
	10	80	8.11	8.31	8.27	7.92	6.01	6.08	6.11	5.64	5.96	
	20	80	8.14	8.33	8.29	7.94	6.04	6.10	6.13	5.66	5.98	
	30	80	8.15	8.35	8.32	7.95	6.05	6.12	6.16	5.67	6.00	
	45	80	8.17	8.38	8.34	7.97	6.07	6.15	6.18	5.69	6.02	
	3h00	80	8.18	8.39	8.36	7.99	6.08	6.16	6.20	5.71	6.04	
	3h00	90	9.10	9.23	9.14	9.01	7.00	7.00	6.98	6.73	6.93	
	10	90	9.11	9.26	9.16	9.04	7.01	7.03	7.00	6.76	6.95	
	20	90	9.12	9.28	9.18	9.05	7.02	7.05	7.02	6.77	6.97	
	30	90	9.14	9.31	9.18	9.07	7.04	7.08	7.02	6.79	6.98	
	45	90	9.16	9.31	9.19	9.09	7.06	7.08	7.03	6.81	7.00	
	4h00	90	9.18	9.32	9.21	9.10	7.08	7.09	7.05	6.82	7.01	
	4h00	100	9.95	10.11	10.01	10.23	7.85	7.88	7.85	7.95	7.88	
	10	100	9.97	10.15	10.04	10.25	7.87	7.92	7.88	7.97	7.91	
	20	100	9.99	10.17	10.05	10.28	7.89	7.94	7.89	8.00	7.93	
	30	100	10.00	10.18	10.06	10.28	7.90	7.95	7.90	8.00	7.94	
	45	100	10.03	10.19	10.07	10.29	7.93	7.96	7.91	8.01	7.95	
	5h00	100	10.05	10.20	10.09	10.31	7.95	7.97	7.93	8.03	7.97	
	5h00	110	11.14	11.25	11.19	11.41	9.04	9.02	9.03	9.13	9.06	
	10	110	11.15	11.28	11.21	11.43	9.05	9.05	9.05	9.15	9.08	
	20	110	11.17	11.31	11.25	11.45	9.07	9.08	9.09	9.17	9.10	
	30	110	11.18	11.32	11.27	11.46	9.08	9.09	9.11	9.18	9.12	
	45	110	11.20	11.34	11.29	11.48	9.10	9.11	9.13	9.20	9.14	
	6h00	110	11.27	11.38	11.34	11.52	9.17	9.15	9.18	9.24	9.19	
	7h00	110	11.31	11.45	11.39	11.58	9.21	9.22	9.23	9.30	9.24	
	8h00	110	11.35	11.48	11.43	11.61	9.25	9.25	9.27	9.33	9.28	
	9h00	110	11.38	11.50	11.46	11.64	9.28	9.27	9.30	9.36	9.30	
	10h00	110	11.40	11.52	11.48	11.66	9.30	9.29	9.32	9.38	9.32	
	11h00	110	11.42	11.53	11.51	11.67	9.32	9.30	9.35	9.39	9.34	
	12h00	110	11.44	11.55	11.53	11.69	9.34	9.32	9.37	9.41	9.36	
	13h00	110	11.45	11.56	11.53	11.71	9.35	9.33	9.37	9.43	9.37	
	14h00	110	11.47	11.58	11.54	11.73	9.37	9.35	9.38	9.45	9.39	
	15h00	110	11.49	11.61	11.55	11.74	9.39	9.38	9.39	9.46	9.41	
	16h00	110	11.50	11.62	11.57	11.76	9.40	9.39	9.41	9.48	9.42	
	17h00	110	11.52	11.64	11.59	11.78	9.42	9.41	9.43	9.50	9.44	



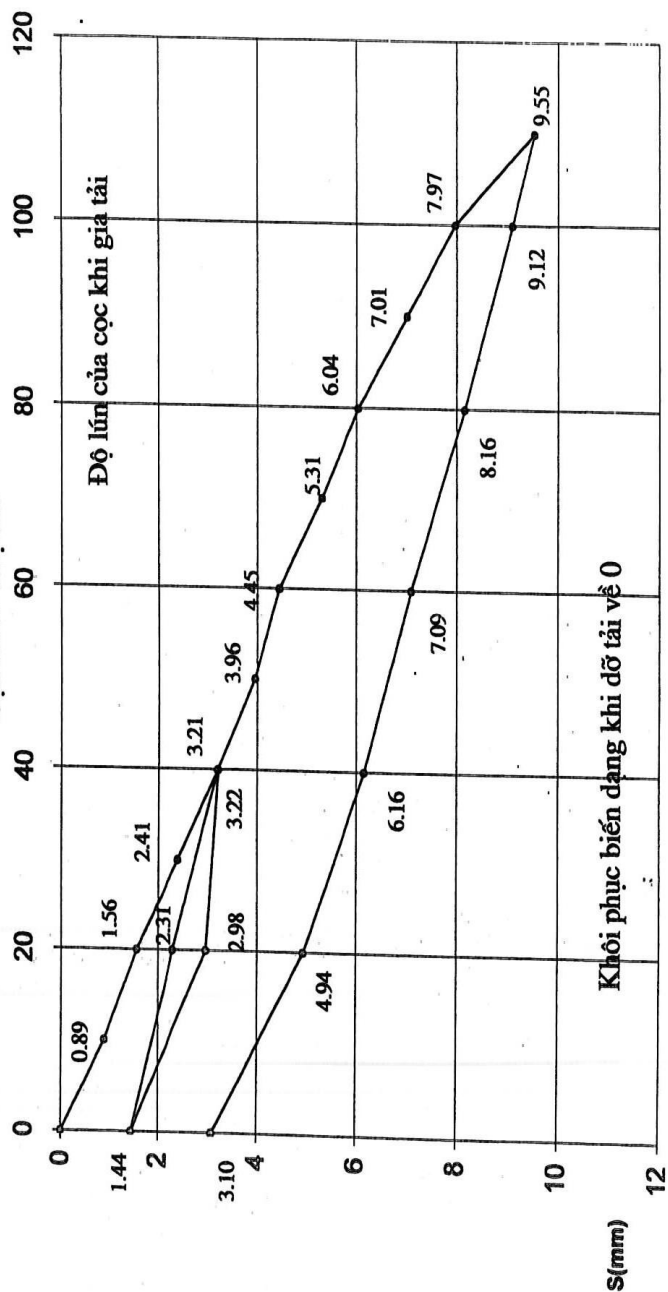
CHI NHÁNH CÔNG TY CỔ PHẦN TƯ VẤN CÔNG NGHỆ  
THIẾT BỊ VÀ KIỂM ĐỊNH XÂY DỰNG

BIỂU TÍNH ĐỘ LÚN CỌC THÍ NGHIỆM SỐ 2- TRỤC 5

Ngày tháng	Giờ phút	Tải (tấn)	Số đọc các đồng hồ đo				Độ lún đầu cọc (mm)				Độ lún cọc(mm)	Ghi chú
			A(mm)	B(mm)	C(mm)	D(mm)	A(mm)	B(mm)	C(mm)	D(mm)		
5/4	18h00	110	11.54	11.65	11.60	11.78	9.44	9.42	9.44	9.50	9.45	
	19h00	110	11.55	11.68	11.62	11.79	9.45	9.45	9.46	9.51	9.47	
	20h00	110	11.56	11.68	11.64	11.79	9.46	9.45	9.48	9.51	9.48	
	21h00	110	11.58	11.69	11.66	11.79	9.48	9.46	9.50	9.51	9.49	
	22h00	110	11.60	11.69	11.66	11.80	9.50	9.46	9.50	9.52	9.50	
	23h00	110	11.61	11.71	11.68	11.81	9.51	9.48	9.52	9.53	9.51	
6/4	0h00	110	11.61	11.71	11.68	11.82	9.51	9.48	9.52	9.54	9.51	
	1h00	110	11.61	11.73	11.68	11.84	9.51	9.50	9.52	9.56	9.52	
	2h00	110	11.63	11.74	11.69	11.85	9.53	9.51	9.53	9.57	9.54	
	3h00	110	11.64	11.75	11.70	11.86	9.54	9.52	9.54	9.58	9.55	
	4h00	110	11.64	11.75	11.70	11.86	9.54	9.52	9.54	9.58	9.55	
	5h00	110	11.64	11.76	11.70	11.86	9.54	9.53	9.54	9.58	9.55	S < 30mm
												Giảm tải
	5h00	100	11.24	11.45	11.38	11.42	9.14	9.22	9.22	9.14	9.18	
	10	100	11.22	11.42	11.35	11.40	9.12	9.19	9.19	9.12	9.16	
	20	100	11.21	11.40	11.34	11.37	9.11	9.17	9.18	9.09	9.14	
	30	100	11.19	11.38	11.32	11.34	9.09	9.15	9.16	9.06	9.12	
	5h30	80	10.34	10.52	10.47	10.25	8.24	8.29	8.31	7.97	8.20	
	40	80	10.32	10.49	10.45	10.23	8.22	8.26	8.29	7.95	8.18	
	50	80	10.31	10.48	10.44	10.22	8.21	8.25	8.28	7.94	8.17	
	6h00	80	10.29	10.46	10.44	10.20	8.19	8.23	8.28	7.92	8.16	
	6h00	60	9.31	9.41	9.46	9.13	7.21	7.18	7.30	6.85	7.14	
	10	60	9.29	9.39	9.44	9.12	7.19	7.16	7.28	6.84	7.12	
	20	60	9.28	9.39	9.43	9.11	7.18	7.16	7.27	6.83	7.11	
	30	60	9.25	9.37	9.42	9.10	7.15	7.14	7.26	6.82	7.09	
	6h30	40	8.34	8.48	8.64	8.09	6.24	6.25	6.48	5.81	6.20	
	40	40	8.33	8.46	8.61	8.07	6.23	6.23	6.45	5.79	6.18	
	50	40	8.32	8.45	8.60	8.06	6.22	6.22	6.44	5.78	6.17	
	7h00	40	8.31	8.44	8.59	8.06	6.21	6.21	6.43	5.78	6.16	
	7h00	20	7.11	7.25	7.33	6.97	5.01	5.02	5.17	4.69	4.97	
	10	20	7.09	7.23	7.30	6.96	4.99	5.00	5.14	4.68	4.95	
	20	20	7.09	7.22	7.29	6.95	4.99	4.99	5.13	4.67	4.95	
	30	20	7.08	7.21	7.29	6.94	4.98	4.98	5.13	4.66	4.94	
	7h30	0	5.28	5.41	5.59	5.10	3.18	3.18	3.43	2.82	3.15	
	40	0	5.27	5.40	5.56	5.09	3.17	3.17	3.40	2.81	3.14	
	50	0	5.26	5.38	5.54	5.09	3.16	3.15	3.38	2.81	3.13	
	8h00	0	5.25	5.36	5.52	5.08	3.15	3.13	3.36	2.80	3.11	
	15	0	5.25	5.35	5.51	5.07	3.15	3.12	3.35	2.79	3.10	
	30	0	5.25	5.34	5.50	5.06	3.15	3.11	3.34	2.78	3.10	Số dư

# **Biểu đồ quan hệ Tải trọng - Độ lún**

Cọc số: 2- Trục: 5



Bắt đầu 16h10 ngày 4/4/10

Kết thúc lúc 8h30 ngày 6/4/10

P(tấn)



CÔNG TY CỔ PHẦN ĐỊA KỸ THUẬT & XÂY DỰNG HỆ MẶT TRỜI

Số / Ref : ..... / LAS-XD1030

**BÁO CÁO  
KẾT QUẢ KHOAN KHẢO SÁT  
ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH**

**CÔNG TRÌNH: NHÀ THI ĐẤU ĐA NĂNG VÀ SÂN BÓNG ĐÁ**

**ĐỊA ĐIỂM: Đ. Nguyễn Hữu Thọ, P. Tân Phong, Q.7, Tp.HCM**

THỰC HIỆN BÁO CÁO:  
CHỦ TRÌ KHẢO SÁT :

KS. PHAN LONG  
KS. NGUYỄN TRUNG CÂN

*Phan Long*  
*Nguyễn Trung Cân*

Thành Phố Hồ Chí Minh 10/2011

CÔNG TY CỔ PHẦN ĐKT & XD HỆ MẶT TRỜI  
ĐIỂM ĐỐC



*Đàm Xuân Thế*  
**ĐÀM XUÂN THẾ**

# HÌNH TRỤ HỐ KHOAN

Công trình: NHÀ THI ĐẤU ĐA NĂNG VÀ SÂN BÓNG ĐÁ

Địa điểm: Đường Nguyễn Hữu Thọ, P. Tân Phong, Q.7

Lỗ khoan : HK1

Ngày khoan : 23/09/2011

Cao độ hố khoan (Giả định): 0.0m

Ngày hoàn thành : 23/09/2011

Mức nước (Sau 24h) : 0.5m

Tỷ lệ: 1/300



Phụ lục: 2  
Tờ số: 1/2

Khoan bằng máy XY-1, theo phương pháp khoan xoay có dung dịch rửa bentonite

Tỷ lệ (m)	Tên lớp	Cao độ	Độ sâu lớp (m)	Độ dày lớp	TRỤ CẮT	Số hiệu và độ sâu mẫu	MÔ TẢ	THÍ NGHIỆM XUYỀN TIÊU CHUẨN					Số hiệu và độ sâu SPT		
								Số búa ứng với mỗi 15cm			N	Biểu đồ SPT			
								15cm	15cm	15cm					
0.0	Đ	0.00	0.00	1.7		HK1-1	Đất đá san lấp: Cát mịn								SPT-1
1.0		-1.70	1.70	1.3		HK1-2	Sét, xám xanh, trạng thái dẻo mềm	2	2	3	5				2.0 - 2.43
2.0	1	-3.00	3.00			HK1-3		0	0	1	1				SPT-2
3.0						HK1-4		0	0	1	1				4.0 - 4.43
4.0	2			11.5		HK1-5	Bùn sét, xám xanh, xám đen, đôi chỗ lẫn cát	0	0	1	1				SPT-3
5.0						HK1-6		0	0	1	1				6.0 - 6.43
6.0	3	-14.50	14.50	2.5		HK1-7		0	0	1	1				SPT-4
7.0						HK1-8		0	0	1	1				8.0 - 8.43
8.0	4	-17.00	17.00	4.5		HK1-9	Sét, xám xanh nâu vàng, trạng thái dẻo cứng	1	1	2	3				SPT-5
9.0						HK1-10		5	6	8	14				14.0 - 14.43
10.0	5	-21.50	21.50	13.0		HK1-11	Cát pha, xám trắng nâu vàng, trạng thái dẻo	3	3	4	7				SPT-6
11.0						HK1-12		4	5	6	11				11.0 - 11.43
12.0	6			8.0		HK1-13		4	7	7	14				SPT-7
13.0						HK1-14		4	7	7	14				14.0 - 14.43
14.0	7	-34.50	34.50	7.5		HK1-15	Sét, xám xanh, nâu vàng, nâu đỏ, đôi chỗ lẫn sỏi sạn, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng	4	5	6	11				SPT-8
15.0						HK1-16		4	5	7	12				12.0 - 12.43
16.0	8					HK1-17		4	5	7	12				SPT-9
17.0						HK1-18		4	5	7	12				12.0 - 12.43
18.0	9	-34.50	34.50			HK1-19		6	8	9	17				SPT-10
19.0						HK1-20		5	7	9	16				16.0 - 16.43
20.0	10					HK1-21		4	5	7	12				SPT-11
21.0						HK1-22		4	5	7	12				12.0 - 12.43
22.0	11	-42.50	42.50			HK1-23		10	12	16	28				SPT-12
23.0						HK1-24		8	11	12	23				23.0 - 23.43
24.0	12					HK1-25		8	11	12	23				SPT-13
25.0						HK1-26		10	13	14	27				27.0 - 27.43
26.0	13					HK1-27	Cát hạt trung đến thô, nâu đỏ, nâu vàng, lẫn sỏi sạn, kết cấu chặt vừa	6	7	10	17				SPT-14
27.0						HK1-28		6	7	10	17				17.0 - 17.43
28.0	14					HK1-29		9	10	14	24				SPT-15
29.0						HK1-30		9	10	14	24				24.0 - 24.43
30.0	15	-42.50	42.50			HK1-31		8	9	12	21				SPT-16
31.0						HK1-32		8	9	12	21				21.0 - 21.43
32.0	16					HK1-33		7	8	11	19				SPT-17
33.0						HK1-34		7	8	11	19				19.0 - 19.43
34.0	17					HK1-35	Cát pha, nâu đỏ, nâu vàng, đôi chỗ lẫn sỏi sạn, trạng thái dẻo	6	8	10	18				SPT-18
35.0						HK1-36		6	8	10	18				18.0 - 18.43
36.0	18					HK1-37		8	10	12	22				SPT-19
37.0						HK1-38		8	10	12	22				22.0 - 22.43
38.0	19	-50.0	50.0			HK1-39									SPT-20
39.0						HK1-40									50.0 - 50.43
40.0	20					HK1-41	Kết thúc lỗ khoan tại độ sâu: 50.0m								
41.0						HK1-42									

# HÌNH TRỤ HỐ KHOAN

Công trình: NHÀ THI ĐẤU ĐA NĂNG VÀ SÂN BÓNG ĐÁ

Địa điểm: Đường Nguyễn Hữu Thọ, P. Tân Phong, Q.7

Lỗ khoan : HK2

Cao độ hố khoan (Giả định): 0.0m

Mức nước (Sau 24h) : 0.6m

Ngày khoan : 24/09/2011

Ngày hoàn thành : 25/09/2011

Tỷ lệ: 1/300

Phụ lục: 2  
Tờ số: 2/2



Khoan bằng máy XY-1, theo phương pháp khoan xoay có dung dịch rửa bentonite

Tỷ lệ (cm)	Tên lớp	Cao độ	Độ sâu lớp (m)	Độ dày lớp	TRỤ CẮT	Số hiệu và độ sâu mẫu	MÔ TẢ	THÍ NGHIỆM XUYỀN TIÊU CHUẨN					Số hiệu và độ sâu SPT				
								Số búa ứng với mỗi 15cm			N	Biểu đồ SPT					
								15cm	15cm	15cm							
												10	20	30	40	50	
0	Đ	0.00	0.00	1.7		HK2-1	Đất đá san lấp: Cát mịn										SPT 1-1
		-1.70	1.70	0.9		HK2-2	Sét, xám xanh, trạng thái dẻo mềm	2	3	3	6						2.0 - 2.43
10		-2.60	2.60			HK2-3		0	0	1	1						SPT 1-2
						HK2-4		0	0	1	1						4.0 - 4.43
10	2			11.1		HK2-5	Bùn sét, xám xanh, xám đen, đôi chỗ lẫn cát	0	0	1	1						SPT 1-3
						HK2-6		0	1	1	2						6.0 - 6.43
10						HK2-7		0	1	1	2						SPT 1-4
						HK2-8		0	1	1	2						8.0 - 8.43
10		-13.70	13.70			HK2-9		4	5	8	13						SPT 1-5
	3			3.3		HK2-10	Sét, xám xanh nâu vàng, trạng thái dẻo cứng	4	5	7	12						10.0 - 10.43
10		-17.00	17.00			HK2-11		4	5	7	12						SPT 1-6
						HK2-12		3	4	6	10						12.0 - 12.43
10	4			2.5		HK2-13	Cát pha, xám trắng nâu vàng, trạng thái dẻo	3	4	6	10						SPT 1-7
		-19.50	19.50			HK2-14		5	7	9	16						14.0 - 14.43
10						HK2-15		6	9	10	19						SPT 1-8
						HK2-16		6	9	10	19						16.0 - 16.43
10						HK2-17		6	8	9	17						SPT 1-9
						HK2-18		5	7	9	16						18.0 - 18.43
10	5			14.1		HK2-19	Sét, xám xanh, nâu vàng, nâu đỏ, đôi chỗ lẫn sỏi sạn, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng	5	7	9	16						SPT 1-10
						HK2-20		4	6	8	14						20.0 - 20.43
10						HK2-21		4	5	8	13						SPT 1-11
						HK2-22		4	5	8	13						22.0 - 22.43
10		-33.60	33.60			HK2-23		3	5	7	12						SPT 1-12
						HK2-24		5	8	9	17						24.0 - 24.43
10						HK2-25		5	7	9	16						SPT 1-13
						HK2-26		5	7	9	16						26.0 - 26.43
10						HK2-27		5	8	9	17						SPT 1-14
						HK2-28		5	7	9	16						28.0 - 28.43
10	6			7.4		HK2-29	Cát hạt trung đến thô, nâu đỏ, nâu vàng, lẫn sỏi sạn, kết cấu chặt vừa	5	7	8	15						SPT 1-15
						HK2-30		5	7	8	15						30.0 - 30.43
10		-41.00	41.00			HK2-31		5	6	8	14						SPT 1-16
						HK2-32		4	6	7	13						32.0 - 32.43
10						HK2-33		5	6	8	14						SPT 1-17
						HK2-34		5	6	8	14						34.0 - 34.43
10						HK2-35		5	7	8	15						SPT 1-18
						HK2-36		5	7	8	15						36.0 - 36.43
10						HK2-37		5	6	8	14						SPT 1-19
						HK2-38		4	6	7	13						38.0 - 38.43
10		-49.00	49.00			HK2-39		5	6	8	14						SPT 1-20
						HK2-40		5	6	8	14						40.0 - 40.43
10						HK2-41		5	6	8	14						SPT 1-21
						HK2-42		5	6	8	14						42.0 - 42.43
10						HK2-43		5	6	8	14						SPT 1-22
						HK2-44		5	6	8	14						44.0 - 44.43
10	7			9.0		HK2-45	Cát pha, nâu đỏ, nâu vàng, đôi chỗ lẫn sỏi sạn, trạng thái dẻo	5	7	8	15						SPT 1-23
						HK2-46		5	7	8	15						46.0 - 46.43
10						HK2-47		6	8	10	18						SPT 1-24
						HK2-48		9	11	13	24						48.0 - 48.43
10						HK2-49											SPT 1-25
						HK2-50											50.0 - 50.43
0		-50.0	50.0				Kết thúc lỗ khoan tại độ sâu: 50.0m										

Bảng tổng hợp thông số địa chất công trình thứ hai

Thông số	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3	Lớp 4	Lớp 5	Lớp 6
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.9	15.4	19.6	19.9	19.8	20.5
$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.7	15.3	19.3	19.6	19.5	20.1
c (kN/m <sup>2</sup> )	21.1	7.4	29.1	18	35.4	6
$\phi$ (°)	9°44'	3°23'	12°40'	24°44'	12°18'	22°26'
v	0.35	0.45	0.35	0.3	0.3	0.3
$E_{oed}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1707	1070	8051	8099	9393	9499
H (m)	2.8	11.3	2.9	3.5	13.55	7.7
$R_{inter}$	1	1	1	1	1	1
$\psi$	0	0	0	0	0	0



# **BÁO CÁO KẾT QUẢ CHƯƠNG TRÌNH THỬ TẢI TÍNH CỌC D400**

## **REPORT ON PILE STATIC LOADING TEST PROGRAM**

**CÔNG TRÌNH : NHÀ THI ĐẤU ĐA NĂNG & SÂN BÓNG ĐÁ  
TRƯỜNG ĐẠI HỌC TÔN ĐỨC THẮNG**

**ĐỊA ĐIỂM : Phường Tân Phong, Quận 7, Tp. Hồ Chí Minh**

**CHỦ ĐẦU TƯ : TRƯỜNG ĐẠI HỌC TÔN ĐỨC THẮNG**

- Đơn vị tư vấn giám sát : **CÔNG TY TNHH TV – XD SƠN LONG**  
Giám sát :
- Đơn vị thiết kế : **CÔNG TY CP TƯ VẤN ĐẦU TƯ VÀ XD LẬP VIỆT**  
Giám sát :
- Đơn vị thi công : **CÔNG TY CP SX – XD HÙNG LONG PHƯỚC**

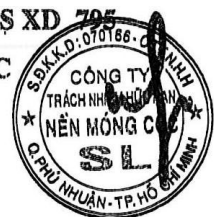
• **CƠ QUAN THỬ TẢI CHUYÊN NGHIỆP:**

**CÔNG TY TNHH NỀN MÓNG CỌC SL – LAS XD 796**

**CÔNG TY CP SX – XD HÙNG LONG PHƯỚC**

**Chủ trì : GSTS Nguyễn Văn Đạt**

**KTV đo đạc : Trần Đức Minh Nhựt**



*Hoàn thành ngày 25 tháng 01 năm 2012*



**CÔNG TY NỀN MÓNG CỌC SL**  
**SL PILE FOUNDATION Co, Ltd (SLOPICO)**  
VP : 178/17A PHAN ĐĂNG LƯU - P.3 - QUẬN PHÚ NHUẬN - TP. HỒ CHÍ MINH  
ĐT/Fax: (08) 38440859 - Email: pilovn@yahoo.com.  
**ĐĂNG KÝ LAS - XD 795 THỰC HIỆN CÁC PHÉP THỬ**  
**THỬ TẢI CỌC, SIÊU ÂM CỌC KHOAN NHỒI, THÍ NGHIỆM PDA, PIT**

**CHƯƠNG TRÌNH THỬ TẢI TĨNH CỌC**  
**PILE STACTIC LOADING TEST PROGRAM**

**BẢNG GHI SỐ LIỆU THÍ NGHIỆM**

**cọc: 1**

Vị Trí: Tim thử số 1

**Đặc trưng cọc: D400**

Chiều dài cọc: L = 30 m

Ngày: 05/01/2012

**Công trình: TRƯỜNG ĐẠI HỌC TÔN ĐỨC THẮNG**

**Địa điểm:**

Thời điểm đo (Date & time)	Thời gian lưu tải (phút) Duration (Min)	Tải (T) (Load)	Chỉ số áp đồng hồ áp lực kgf/cm <sup>2</sup> (PRSS Read)	Số đọc trên đồng hồ chuyển vị (10 <sup>-2</sup> mm) (Reading in micrometer)					Ghi chú (Remarks)
				M1	M2	M3	M4	M (AVN)	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
<b>CHU TRÌNH PHỤ:</b>									
Bắt đầu thí nghiệm lúc: 17h ngày 13/01/2012				Thử tải kích với 5 % P <sub>TK</sub> =			Điều kiện chuyển cấp tải T, trả về 0 ΔS/h < 0,1mm		
	0	0	0	0	0	0	0	0	
17h	0	18	34,9	106	96	109	104	104	
13/01/2012	15			106	96	109	104	104	
	15			106	96	109	104	104	
	15			106	96	109	104	104	
	15			106	96	109	104	104	
18h	0	36	68	199	182	200	294	218	
	15			199	184	201	295	219	
	15			202	184	203	297	221	
	15			204	185	204	299	223	
	15			205	186	206	301	224	



Thời điểm đo (Date & time)	Thời gian lưu tải (phút) Duration (Min)	Tải (T) (Load)	Chỉ số áp đồng hồ áp lực kg/cm <sup>2</sup> (PRSS Read)	Số đọc trên đồng hồ chuyển vị (10 <sup>-2</sup> mm) (Reading in micrometer)					Ghi chú (Remarks)
				M1	M2	M3	M4	M (AVN)	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
19h	0	54	101	272	285	272	372	300	
	15			272	285	274	372	300	
	15			273	285	274	373	301	
	15			273	285	274	373	301	
	15			273	285	274	373	301	
20h	0	72	134,2	347	370	345	450	378	
	15			350	370	347	451	379	
	15			351	372	348	453	381	
	15			352	373	349	455	382	
	15			352	373	349	455	382	
21h	0	90	167,2	463	484	458	559	491	
P = P <sub>TK</sub>	15			464	485	460	561	493	
	15			464	486	460	562	493	
	15			466	486	462	564	494	
	15			468	487	463	564	495	
22h	0	72	134,2	412	431	420	516	445	
	15			410	431	420	515	444	
	0	36	68	305	317	306	396	331	
	15			304	316	306	395	330	
	0	0	0	170	181	156	221	182	
22h45	15			169	180	152	220	180	
<b>CHU TRÌNH 2</b>									
	0	0	0	0	0	0	0	0	
23h	0	18	34,9	12	13	14	16	13	
	15			12	14	14	16	14	
	15			14	16	15	16	15	
	15			15	16	15	16	15	
	15			15	16	15	16	15	

Thời điểm đo (Date & time)	Thời gian lưu tải (phút) Duration (Min)	Tải (T) (Load)	Chỉ số áp đồng hồ áp lực kgf/cm <sup>2</sup> (PRSS Read)	Số đọc trên đồng hồ chuyển vị (10 <sup>-2</sup> mm) (Reading in micrometer)					Ghi chú (Remarks)
				M1	M2	M3	M4	M (AVN)	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
	15			15	16	15	16	15	
0h	0	36	68	74	65	67	70	69	
14/01/2012	15			75	67	67	72	70	
	15			75	67	67	72	70	
	15			75	67	67	74	70	
	15			75	67	67	74	70	
1h	0	54	101	127	118	115	120	120	
	15			128	120	116	120	121	
	15			128	122	119	123	123	
	15			130	122	119	123	123	
	15			130	122	120	123	123	
2h	0	72	134.2	193	187	185	176	185	
	15			194	188	186	178	186	
	15			196	188	186	178	187	
	15			197	189	186	178	187	
	15			197	189	186	178	187	
3h	0	90	167.2	300	286	288	278	288	
	15			302	287	290	279	289	
	15			302	287	290	280	289	
	15			306	287	292	280	291	
4	15			306	289	293	282	292	
	30			310	294	296	285	296	
5h	30			313	297	299	300	302	
	60			313	297	302	303	302	
	60			315	300	306	303	306	
	60			315	304	306	307	308	
9h	60			315	304	306	307	308	
9h	0	108	200.3	375	367	366	369	369	
	15			377	367	368	371	371	

Thời điểm đo (Date & time)	Thời gian lưu tải (phút) Duration (Min)	Tải (T) (Load)	Chỉ số áp đồng hồ áp lực kgf/cm <sup>2</sup> (PRSS Read)	Số đọc trên đồng hồ chuyển vị (10 <sup>-2</sup> mm) (Reading in micrometer)					Ghi chú (Remarks)
				M1	M2	M3	M4	M (AVN)	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
	15			377	369	369	373	372	
	15			379	371	369	373	373	
	15			381	371	369	375	374	
10h	0	126	233.4	489	482	470	473	478	
	15			490	482	473	475	480	
	15			492	484	473	475	481	
	15			492	484	473	475	481	
	15			492	485	474	475	481	
11h	0	144	266.5	599	594	578	590	590	
	15			601	596	580	590	592	
	15			602	596	581	593	593	
	15			604	597	581	595	594	
	15			604	597	581	595	594	
12h	0	162	299.6	720	713	693	704	707	
	15			721	714	694	704	708	
	15			724	714	696	706	710	
	15			724	716	697	707	711	
	15			726	717	697	707	712	
13h	0	180	332.7	856	846	825	832	840	
	15			857	848	828	834	841	
	15			857	848	828	834	841	
	15			860	850	830	837	844	
	15			861	850	830	837	844	
14h	0	198	365.8	980	964	935	950	957	
	15			982	966	936	953	959	
	15			982	967	936	954	960	
	15			982	967	936	956	960	
	15			982	967	937	956	960	

Thời điểm đo (Date & time)	Thời gian lưu tải (phút) Duration (Min)	Tải (T) (Load)	Chỉ số áp đồng hồ áp lực kgf/cm <sup>2</sup> (PRSS Read)	Số đọc trên đồng hồ chuyển vị (10 <sup>-3</sup> mm) (Reading in micrometer)					Ghi chú (Remarks)
				M1	M2	M3	M4	M (AVN)	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
15h	0	216	398.9	1177	1145	1010	1140	1118	
	15			1180	1148	1013	1142	1120	
	15			1181	1148	1014	1143	1121	
	15			1181	1148	1014	1143	1121	
	15			1182	1150	1014	1145	1123	
16h	0	225	415.4	1310	1300	1157	1280	1262	
	15			1313	1302	1160	1282	1264	
	15			1315	1302	1161	1283	1265	
	15			1315	1303	1162	1284	1266	
	15			1315	1304	1162	1284	1266	
17h30	30			1329	1315	1174	1297	1279	
	30			1341	1327	1187	1311	1292	
19h	60			1352	1338	119	1323	1303	
	60			1362	1349	1210	1332	1313	
	60			1371	1358	1218	1341	1322	
	60			1380	1368	1227	1350	1331	
	60			1388	1375	1235	1359	1339	
0h	60			1395	1382	1242	1366	1346	
15/01/2012	60			1403	1390	1250	1373	1354	
	60			1411	1397	1257	1380	1361	
	60			1419	1403	1263	1387	1368	
	60			1425	1409	1270	1393	1374	
	120			1430	1415	1275	1398	1379	
	120			1433	1415	1275	1398	1380	
	120			1436	1415	1275	1398	1381	
	120			1436	1415	1275	1398	1381	
	120			1436	1419	1277	1398	1382	
16h	120			1437	1421	1277	1398	1383	
16h	0	216	398.9	1428	1405	1259	1335	1356	
	15			1428	1404	1257	1314	1350	
	0	180	332.7	1280	1275	1150	1230	1234	

Thời điểm đo (Date & time)	Thời gian lưu tải (phút) Duration (Min)	Tải (T) (Load)	Chỉ số áp đồng hồ áp lực kgf/cm <sup>2</sup> (PRSS Read)	Số đọc trên đồng hồ chuyển vị (10 <sup>-2</sup> mm) (Reading in micrometer)					Ghi chú (Remarks)
				M1	M2	M3	M4	M (AVN)	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
	15			1271	1268	1138	1219	1224	
	0	144	266.5	1178	1167	1031	1140	1129	
	15			1173	1163	1025	1134	1123	
	0	108	200.3	975	966	830	940	927	
	15			965	958	822	932	919	
	0	72	134.2	755	747	618	727	711	
	15			741	735	605	714	699	
	0	36	68	505	500	373	482	465	
	15			496	492	365	473	456	
	0	0	0	120	145	85	112	115	
	15			105	130	70	104	102	

Kết thúc thí nghiệm 18h00 ngày 15/01/2012

Đại diện chủ đầu tư

Đại diện đơn vị thí nghiệm

Phan Đào Hoàng Hiệp

Trần Đức Minh Nhựt

**CÔNG TRÌNH**  
**NHÀ THI ĐẤU ĐA NĂNG & SÂN BÓNG ĐÁ TRƯỜNG ĐẠI HỌC TÔN ĐỨC THẮNG**

