GS. TSKH. NGUYỄN VĂN QUẢNG

NỀN MÓNG NHÀ CAO TẦNG

(Xuất bản lần thứ 2 có sửa chữa)

NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT

MỤC LỤC

LỜI NÓI ĐẦU 11

CHƯƠNG I
KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH CHO NHÀ CAO TẦNG 13

I.1. NGHIÊN CỨU LỊCH SỬ THÀNH TẠO ĐỊA CHẤT 13

I.2. TÌM HIỂU KINH NGHIỆM XÂY DỰNG NỀN MÓNG TẠI ĐỊA ĐIỂM XÂY DỰNG 13

I.3. KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH BẰNG PHƯƠNG PHÁP KHOAN 14

I.3.1. Bố trí các điểm khảo sát 14

I.3.2. Xác định chiều sâu khảo sát 15

I.3.3. Đánh giá tính chất đất nền bằng các thí nghiệm trong phòng 17

I.3.4. Đánh giá tính xâm thực của nước dưới đất đối với bê tông 18

I.3.5. Trụ địa chất và mặt cắt địa chất 19

I.3.6. Đánh giá điều kiện địa chất công trình 20

I.4. KHẢO SÁT BẰNG PHƯƠNG PHÁP XUYÊN TĨNH (CPT) 20

I.4.1. Thiết bị và phương pháp xuyên tĩnh 20

I.4.2. Nhận xét tính chất đất nền theo kết quả xuyên tĩnh 22

I.5. KHẢO SÁT BẰNG PHƯƠNG PHÁP XUYÊN TIÊU CHUẨN (SPT) 26

I.5.1. Thiết bị và phương pháp xuyên tiêu chuẩn SPT 26

I.5.2. Nhận xét tính chất đất nền theo SPT 28

I.5.3. Một số tương quan có thể tham khảo 28

CHƯƠNG II
XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC 31

II.1. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO ĐỘ BỀN CỦA VẬT LIỆU LÀM CỌC 31

II.1.1. Sức chịu tải của cọc bê tông cốt thép tiết diện đặc, hình vuông, chịu nén 31

II.1.2. Sức chịu tải của cọc ống bê tông cốt thép, chịu nén 31
II.1.3. Xác định sức chịu tải của cọc nhồi chịu nén 32

II.2. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO TÍNH CHẤT CƠ LÝ CỦA ĐẤT NỀN (theo SNIP 2.02.03.85 hoặc TCXD - 205 - 1998) 32
II.2.1. Sức chịu tải của cọc đơn, theo đất nền. 32
II.2.2. Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc chống 33
II.2.3. Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc ma sát, thi công bằng phương pháp đóng 34
II.2.4. Sức chịu tải chống nhổ của cọc đóng 37
II.2.5. Sức chịu tải của cọc nhồi chịu nén đúng tâm 37
II.2.6. Sức chịu tải của cọc nhồi khi chịu tải trọng nhổ 40

II.3. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC BẰNG KẾT QUẢ XUYÊN TĨNH (theo TCXD - 205 - 1998) 41
II.3.1. Sức chịu của cọc ma sát 41
II.3.2. Sức chống cực hạn ở mũi xuyên 41
II.3.3. Sức chống cực hạn ở mặt bên cọc 41
II.3.4. Một số tương quan có thể tham khảo 42

II.4. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO KẾT QUẢ XUYÊN TIÊU CHUẨN (SPT) 44
II.4.1. Tính theo Meyerhof cho đất rời 44
II.4.2. Tính toán sức chịu tải của cọc trong đất dính (theo David, 1979) 44
II.4.3. Tính toán sức chịu tải của cọc theo công thức của Nhật Bản 45

II.5. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO CÔNG THỨC ĐỘNG 45
II.5.1. Phương pháp của Gersevanov 45
II.5.2. Phương pháp Hilley 48

II.6. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH TẠI HIỆN TRƯỜNG 49

CHƯƠNG III
TÍNH TOÁN CỌC CHỊU TÁC DỤNG ĐỒNG THỜI CỦA LỰC THẲNG ĐỨNG, LỰC NGANG VÀ MÔMEN 51

CHƯƠNG IV
TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CỦA MÓNG CỌC 59

IV.1. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CHO MỘT NHÓM CỌC 59

IV.2. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CHO MÓNG BĂNG CỌC 63

IV.3. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CHO MÓNG BÈ CỌC 64

IV.4. ĐỘ LÚN GIỚI HẠN ĐỐI VỚI NHÀ CAO TẦNG THÔNG THƯỜNG (Theo TCXD – 205 – 1998) 65

CHƯƠNG V
THIẾT KẾ MÓNG CỌC TRONG VÙNG CÓ ĐỘNG ĐẤT 67

V.1. ẢNH HƯỞNG CỦA ĐỘNG ĐẤT ĐẾN CÔNG TRÌNH 67

V.2. NHỮNG ĐIỀU CẦN CHÚ Ý KHI THIẾT KẾ MÓNG CỌC TRONG VÙNG CÓ ĐỘNG ĐẤT 68

CHƯƠNG VI
THIẾT KẾ MÓNG CỌC ĐÓNG 71

VI.1. QUY ĐỊNH VẬT LIỆU LÀM CỌC 71
VI.1.1. Chất lượng bê tông 71
VI.1.2. Cốt thép dọc 71
VI.1.3. Cốt thép đai 71

VI.2. THIẾT KẾ CỌC ĐÓNG BẰNG BÊ TÔNG CỐT THÉP 73
VI.2.1. Chi tiết đầu cọc 73
VI.2.2. Chi tiết mũi cọc 73
VI.2.3. Chi tiết thân cọc 74
VI.2.4. Một số quy cách tham khảo về cọc đóng hình lăng trụ bằng bê tông cốt thép 75

VI.3. THIẾT KẾ ĐÀI CỌC ĐÓNG BẰNG BÊ TÔNG CỐT THÉP 75
VI.3.1. Bố trí cọc trong mặt bằng của đài cọc 75
VI.3.2. Xác định chiều cao của đài cọc 77
VI.3.3. Xác định số lượng cọc trong đài móng 80

VI.4. KIỂM TRA NỀN MÓNG CỌC THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ NHẤT (theo sức chịu tải và ổn định) 82

VI.5. KIỂM TRA MÓNG CỌC MA SÁT THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ HAI (theo điều kiện biến dạng) 83

VI.6. XÁC ĐỊNH CHIỀU CAO VÀ TÍNH THÉP CHO ĐÀI CỌC 87

VI.6.1. Xác định chiều cao đài cọc 87

VI.6.2. Tính thép cho đài cọc 88

VI.7. THÍ DỤ TÍNH TOÁN MÓNG CỌC ĐÓNG 89

CHƯƠNG VII
THIẾT KẾ MÓNG CỌC KHOAN NHỒI 99

Phạm vi áp dụng 99

VII.1. THIẾT KẾ CỌC KHOAN NHỒI 99

VII.1.1. Kích thước cọc thường dùng cho nhà cao tầng 99

VII.1.2. Bê tông cọc nhồi 99

VII.1.3. Cốt thép trong cọc nhồi 99

VII.1.4. Dung dịch khoan 101

VII.2. THIẾT KẾ ĐÀI CỌC KHOAN NHỒI 102

VII.2.1. Đài 1 cọc 102

VII.2.2. Đài 2 cọc 104

VII.2.3. Đài 3 cọc 106

VII.2.4. Đài 4 cọc 108

CHƯƠNG VIII
THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG CỌC BARÉT 111

VIII.1. NHỮNG KHÁI NIỆM CHUNG VỀ CỌC BARÉT 111

VIII.1.1. Định nghĩa cọc barét (Barrettes) 111

VIII.1.2. Tóm tắt về thi công cọc barét 111

VIII.1.3. Sức chịu tải của cọc barét 111

VIII.1.4. Phạm vi áp dụng của cọc barét 111

VIII.2. KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH CHO MÓNG CỌC BARÉT 112
VIII.2.1. Bố trí các điểm khảo sát 112
VIII.2.2. Chiều sâu các điểm khảo sát 112
VIII.2.3. Số lượng các điểm khảo sát 112
VIII.2.4. Các số liệu chủ yếu cần cho thiết kế và thi công cọc barét 112
VIII.2.5. Khảo sát công trình lân cận 113
VIII.2.6. Trách nhiệm về khảo sát 113

VIII.3. TÍNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC BARÉT 113
VIII.3.1. Xác định sức chịu tải của cọc bằng phương pháp Osterberg 114
1. Nguyên lý thí nghiệm Osterberg 114
2. Xác định sức chịu tải của cọc theo biểu đồ nén lún 115
3. Quy trình thí nghiệm 117

VIII.4. MỘT SỐ ĐIỀU CẦN CHÚ Ý KHI TÍNH TOÁN MÓNG CỌC BARÉT 120

VIII.5. THIẾT KẾ CỌC BARÉT 120
VIII.5.1. Vật liệu chủ yếu làm cọc barét 120
VIII.5.2. Tiết diện cọc hình chữ nhật thường dùng 121
VIII.5.3. Một số loại tiết diện có thể thực hiện và sức chịu tải của cọc barét để tham khảo (xem hình VIII–8) 121
VIII.5.4. Bố trí cốt thép cho cọc barét hình chữ nhật 122
VIII.5.5. Thiết kế đài cọc barét 124
1. Bố trí cọc và đài cọc 124
2. Thiết kế đài cọc đơn (móng có 1 cọc) 128
3. Thiết kế đài có hai cọc barét 129
4. Thiết kế đài cọc có 3 cọc barét 130
5. Thiết kế đài cọc dạng móng bè có nhiều cọc barét 132

VIII.6. THI CÔNG CỌC BARÉT 132
VIII.6.1. ĐÀO HỐ CỌC 133
1. Thiết bị đào hố 133
2. Chuẩn bị hố đào 134
3. Chế tạo dung dịch Bentonite (bùn khoan) 135
4. Đào hố cọc barét bằng gầu ngoạm 138

Share-connect.blogspot.com

VIII.6.2. Chế tạo lồng cốt thép và thả vào lòng hố đào cho cọc barét 138
VIII.6.3. Đổ bê tông cọc barét 139

VIII.7. KIỂM TRA CHẤT LƯỢNG BÊ TÔNG CỌC BARÉT 143
VIII.7.1. Thiết bị và phương pháp kiểm tra siêu âm truyền qua 144
VIII.7.2. Nhận xét kết quả kiểm tra 147
VIII.7.3. Số lượng cọc barét cần kiểm tra 148

CHƯƠNG IX
THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG TƯỜNG TRONG ĐẤT 149

IX.1. NHỮNG KHÁI NIỆM CHUNG VỀ TƯỜNG TRONG ĐẤT 149
IX.1.1. Định nghĩa tường trong đất 149
IX.1.2. Tóm tắt về thi công tường trong đất 149
IX.1.3. Phạm vi áp dụng tường trong đất 149

IX.2. MỘT SỐ ĐIỀU CẦN CHÚ Ý VỀ ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH 149

IX.3. THIẾT KẾ TƯỜNG TRONG ĐẤT 150
IX.3.1. Kiểm tra sức chịu của đất nền dưới chân tường 150
IX.3.2. Tính toán tường chắn không neo 152
IX.3.3. Tính toán tường chắn có một hàng neo 153
IX.3.4. Tính toán tường chắn có nhiều hàng neo 154

IX.4. THI CÔNG TƯỜNG TRONG ĐẤT 157
IX.4.1. Đào hố cho panen (barét) đầu tiên: 157
IX.4.2 Hạ lồng cốt thép, đặt gioăng chống thấm và đổ bê tông cho panen (barét) đầu tiên 157
IX.4.3. Đào hố cho panen (barét) tiếp theo và tháo bộ gá lắp gioăng chống thấm 158
IX.4.4. Hạ lồng cốt thép, đặt gioăng chống thấm và đổ bê tông cho panen (barét) thứ hai 158

IX.5. KIỂM TRA CHẤT LƯỢNG TƯỜNG TRONG ĐẤT 163
IX.5.1. Kiểm tra chất lượng bê tông 163
IX.5.2. Kiểm tra chất lượng chống thấm nước qua tường 163

CHƯƠNG X
THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG NEO TRONG ĐẤT 165

X.1. NHỮNG KHÁI NIỆM CHUNG 165
X.1.1. Giới thiệu về "Neo phụt" 165
X.1.2. Phạm vi áp dụng "Neo phụt" 166

X.2. MỘT SỐ ĐIỀU CẦN CHÚ Ý VỀ KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH 167

X.3. THIẾT KẾ NEO PHỤT 168
X.3.1. Những nguyên tắc chung 168
X.3.2. Lý thuyết về sức chịu của neo phụt và ổn định của tường chắn 170
X.3.3. Tính sức chịu của neơ 172
X.3.4 Xác định chiều dài bầu neo L_S 174
X.3.5. Một số điều cần chú ý khi thiết kế neo 177

X.4. THI CÔNG NEO PHỤT 182
X.4.1. Khoan tạo lỗ 182
X.4.2. Phun phụt vữa tạo bầu neo 182
X.4.3. Lắp đặt thanh neo 183
X.4.4. Đặt neo vào chế độ làm việc 184
X.4.5. Thí nghiệm neo 185

TÀI LIỆU THAM KHẢO 188

LỜI NÓI ĐẦU

Nhà cao tầng đã, đang và sẽ được xây dựng nhiều ở Việt Nam. Nền móng là bộ phận rất quan trọng trong nhà cao tầng. Nhiều nhà cao tầng xây dựng trong các thành phố lớn, có nền đất yếu và điều kiện thi công khó. Tác giả đã chọn các giải pháp móng cọc đóng, móng cọc nhồi, móng cọc barét, tường trong đất và neo trong đất để làm móng và các tầng hầm cho nhà cao tầng. Trong cuốn sách này đã giới thiệu rất rõ về phạm vi ứng dụng, tính toán thiết kế, thi công và kiểm tra chất lượng của từng giải pháp nền móng.

Cũng cần nói thêm rằng, tác giả đã không chọn giải pháp móng bè cho nhà cao tầng, vì móng bè có nhiều rủi ro, thiếu an toàn do dễ lún nghiêng và lún gây ảnh hưởng cho các nhà ở xung quanh. Còn giải pháp móng cọc đóng vẫn có thể áp dụng được nếu như việc đóng cọc không gây ảnh hưởng xấu đến các công trình sẵn có.

Móng cọc nhồi tuy đã được dùng phổ biến ở Việt Nam, nhưng cho đến nay chưa có tài liệu nào viết về thiết kế một cách đầy đủ.

Móng cọc barét là một công nghệ tiên tiến đã được áp dụng thành công ở công trình Sài Gòn Centre (25 tầng) tại thành phố Hồ Chí Minh và Vietcombank (22 tầng) tại Hà Nội. Công nghệ tường trong đất cũng là giải pháp hiệu quả và hiện đại, đã áp dụng thành công để xây các tầng hầm cho nhà cao tầng. Tại công trình Sài Gòn Centre đã dùng cọc barét và tường trong đất làm ba tầng hầm, đồng thời thi công bằng phương pháp Top-down, giảm được một phần ba thời gian thi công toàn bộ công trình. Tại công trình Vietcombank đã dùng cọc barét, tường trong đất và neo trong đất để làm móng và hai tầng hầm rất tốt.

Năm 2003 cuốn sách được xuất bản lần đầu tiên ở Việt Nam, giới thiệu một cách hệ thống về khảo sát, thiết kế và thi công móng cọc khoan nhồi, móng cọc barét, tường trong đất và neo trong đất. Sách chuyên khảo này có nội dung hiện đại và sẽ sử dụng tốt cho sinh viên, học viên cao học và nghiên cứu sinh các trường đại học ngành xây dựng, đồng thời cũng giúp ích cho các nhà tư vấn thiết kế và các nhà thầu xây dựng.

Trong lần xuất bản thứ hai này (2006), cuốn sách đã được chỉnh sửa lại nhiều hình vẽ và nội dung, nâng cao thêm chất lượng chuyên môn nhằm phục vụ bạn đọc tốt hơn.

Tác giả hy vọng rằng cuốn sách này sẽ có ích cho bạn đọc. Tuy nhiên do trình độ và kinh nghiệm còn hạn chế, cuốn sách có thể còn những thiếu sót, mong các bạn đọc đóng góp ý kiến. Thư góp ý xin gửi về địa chỉ của Nhà Xuất Bản Khoa Học và Kỹ Thuật tại 28 Đồng Khởi và 12 Hồ Huấn Nghiệp – Quận 1 – thành phố Hồ Chí Minh. Điện thoại số : 8225062 – 8296628 – 8290228.

Tác giả

CHƯƠNG I

KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH CHO NHÀ CAO TẦNG

I.1. NGHIÊN CỨU LỊCH SỬ THÀNH TẠO ĐỊA CHẤT

Trước khi thiết kế xây dựng công trình, cần thiết phải tìm hiểu, nghiên cứu lịch sử thành tạo địa chất tại địa điểm xây dựng.

Thông qua tài liệu khảo sát địa chất ở giai đoạn quy hoạch, có thể biết lịch sử thành tạo địa chất của địa điểm sẽ xây dựng công trình. Cũng có thể tham khảo tài liệu khảo sát địa chất của những công trình xung quanh đã xây dựng trước đây.

Nếu địa điểm xây dựng ở đồng bằng, thì xem mảnh đất này là bồi tích hay trầm tích. Nếu là bồi tích, thì thường gặp đất yếu (thí dụ bồi tích ven sông, ven biển). Nếu là trầm tích, các lớp đất thường bằng phẳng, khả năng gặp đất tốt nhiều hơn (thí dụ đất ở cao nguyên hay đồng bằng cao).

Nếu địa điểm xây dựng ở miền núi, nói chung thường gặp đất tốt, nhưng ở những chỗ sườn tích, phải chú ý vấn đề ổn định trượt của công trình và những tảng đá lăn, đá mồ côi nằm sâu trong lòng đất, gây khó khăn cho việc đóng cọc khi cần thiết.

Nếu địa điểm xây dựng trong thành phố, cần tìm hiểu xem mảnh đất này được thành tạo như thế nào, có thể là đất lấp ao hồ, hoặc đất lấp các bãi rác. Như vậy chắc chắn là nền đất yếu, cần tìm hiểu các công trình đã xây dựng ở xung quanh có bị lún nứt không và nguyên nhân sự cố.

Như vậy, việc tìm hiểu, nghiên cứu lịch sử thành tạo địa chất của địa điểm xây dựng là rất cần thiết cho việc lập đề cương khảo sát cho công trình.

Rất tiếc rằng, trong thực tế vì ít chú trọng vấn đề này, nên đã có những trường hợp phải trả giá đắt.

I.2. TÌM HIỂU KINH NGHIỆM XÂY DỰNG NỀN MÓNG TẠI ĐỊA ĐIỂM XÂY DỰNG

Việc tìm hiểu kinh nghiệm thiết kế và thi công nền móng các công trình xung quanh đã xây dựng trước đây tại địa điểm sẽ xây dựng công trình là rất cần thiết.

Nếu có được tài liệu khảo sát địa chất công trình và thiết kế nền móng của những công trình cũ gần công trình sẽ xây để tham khảo thì rất tốt.

Biết được sơ bộ tình hình địa chất của địa điểm xây dựng, chúng ta sẽ có cơ sở và kinh nghiệm giúp cho việc lập đề cương khảo sát một cách khoa học, thực tế, đầy đủ và tiết kiệm.

Ngoài ra, các giải pháp xử lý nền móng và tình trạng ổn định hoặc sự cố của các công trình xung quanh sẽ là những kinh nghiệm rất tốt cho thiết kế và xây dựng nền móng công trình mới.

Trong thực tế, ở Hà Nội đã có trường hợp: hai công trình có quy mô gần như nhau, xây dựng gần nhau, trên một địa điểm có tình hình địa chất như nhau, nhưng giải pháp nền móng thì rất khác nhau. Một bên dùng cọc nhồi đường kính Φ = 1,40m sâu 42m, còn bên kia chỉ dùng cọc ép sâu 18m với đài cọc dạng băng giao thoa. Hai công trình này đều ổn định và khai thác bình thường, nhưng kinh phí xây dựng thì khác nhau rất nhiều.

Vì vậy, người thiết kế phải hết sức trận trọng kinh nghiệm thực tế, phải nghiên cứu nhiều phương án để chọn được giải pháp tốt ưu.

I.3. KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH BẰNG PHƯƠNG PHÁP KHOAN

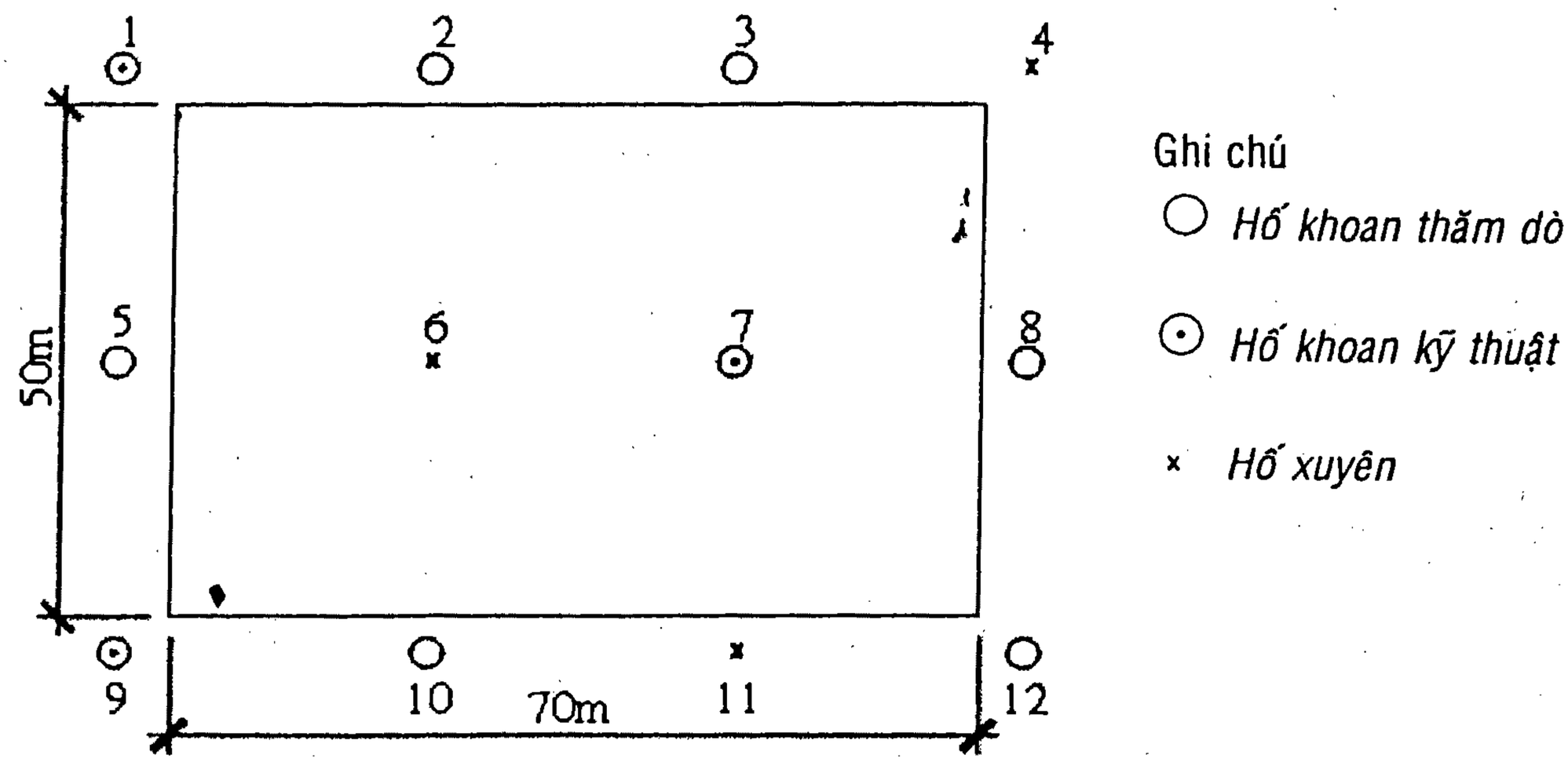
I.3.1. Bố trí các điểm khảo sát

Chú ý:

Đây là giai đoạn khảo sát cho thiết kế kỹ thuật (hay là giai đoạn lập dự án khả thi), nên cự ly giữa các điểm khảo sát phải nhỏ hơn hoặc bằng 30m. Với cự ly ngắn như vậy mới có thể phát hiện được đầy đủ và chính xác cấu tạo địa tầng tại vị trí xây dựng.

Các điểm khảo sát được bố trí theo chu vi móng và trong phạm vi cổng trình.

Có thể tham khảo cách bố trí các điểm khảo sát như hình vẽ I - 1.



Hình I - 1: *Bố trí các điểm khảo sát*

1. Hố khoan thăm dò chỉ lấy mẫu đất xem, không nguyên dạng, chủ yếu để xác định cấu tạo địa tầng.

2. Hố khoan kỹ thuật mục đích lấy các mẫu đất nguyên dạng để thí nghiệm các chỉ tiêu cơ lý của đất.

3. Hố xuyên: Có thể dùng xuyên tĩnh (CPT) hoặc xuyên tiêu chuẩn (SPT) để xác định sức kháng đầu mũi xuyên tĩnh q_c, ma sát thành f_s và chỉ số SPT của đất là N.

Ngoài ra, nếu cần bố trí thí nghiệm cắt cánh tại hiện trường, thì đặt giữa khoảng cách của các điểm khảo sát khác, để xác định sức kháng cắt của đất.

I.3.2. Xác định chiều sâu khảo sát

Chiều sâu khảo sát (chiều sâu hố khoan, hoặc hố xuyên...) phải lớn hơn vùng chịu nén cực hạn Ha dưới móng 2m.

Vùng chịu nén cực hạn Ha kết thúc khi có:

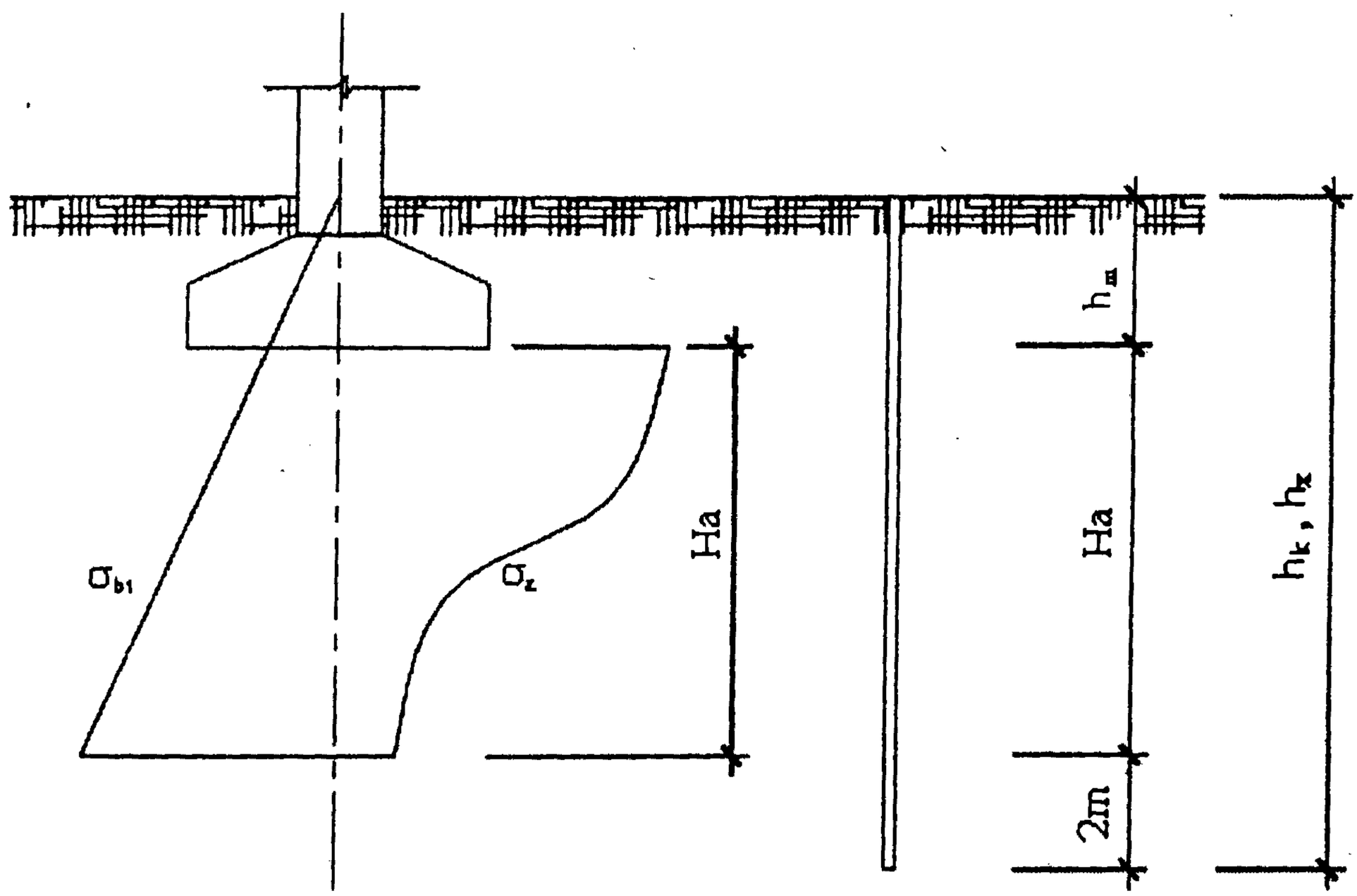
$$\sigma_z \leq 0{,}2\ \sigma_{bt} \qquad (I - 1)$$

Trong đó:

σ_z: Ứng suất nén do tải trọng công trình gây nên

σ_{bt}: Ứng suất nén do trọng lượng bản thân của các lớp đất gây nên

1. Đối với móng nông (móng băng giao thoa, móng bè)



Hình I - 2: *Xác định chiều sâu khảo sát đối với móng nông (móng giao thoa, móng bè)*

Chiều sâu hố khoan h_k và chiều sâu hố xuyên h_x được xác định như sau:

$$h_k = h_x = h_m + Ha + 2m \qquad (I - 2)$$

Ở đây:

hm: Chiều sâu chôn móng

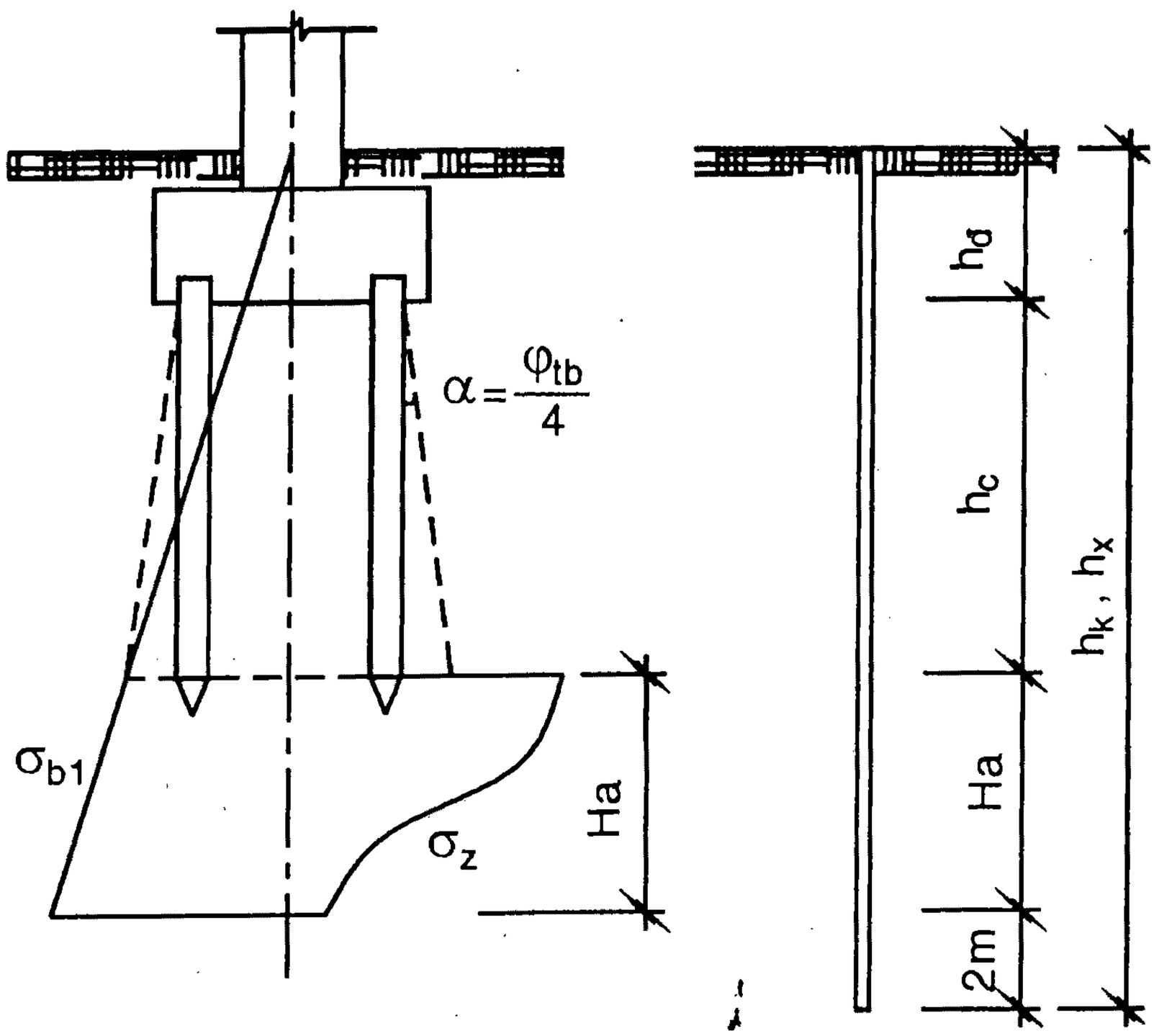
Ha: Chiều sâu vùng chịu nén cực hạn

Đối với móng bè hoặc móng băng giao thoa thì Ha được xác định như sau:

- Nếu nền đất dưới móng là đất sét: Ha = 9m + 0,15B
- Nếu nền đất dưới móng là đất cát: Ha = 7m + 0,15B

(B là chiều rộng của móng bè hoặc chiều rộng của toàn bộ diện tích móng băng giao thoa).

2. Đối với móng cọc



Hình I - 3: *Xác định chiều sâu khảo sát đối với móng cọc*

Chiều sâu hố khoan và hố xuyên được xác định như sau:

$$h_k = h_x = h_c + h_đ + Ha + 2m \qquad (I - 3)$$

Trong đó:

$h_đ$: Chiều cao đài móng và đất lấp trên đài móng

h_c: Chiều dài dự kiến của cọc

Ha: Chiều sâu nén cực hạn dưới mũi cọc

Nếu khảo sát bằng xuyên tiêu chuẩn SPT, chiều sâu khảo sát chỉ được kết thúc khi:

- N > 50 (N là số SPT) và khảo sát tiếp 5 x 1,5 = 7,5m đối với nhà 10 tầng hoặc thấp hơn.

- N > 100 và khảo sát tiếp 5 x 1,50 = 7,50m đối với nhà cao hơn 10 tầng.

Trong mọi trường hợp phải tìm được tầng đất tốt để tựa đầu cọc. Sau khi gặp được tầng đất tốt rồi, còn phải xuyên sâu thêm 7,50m nữa mới được kết thúc. Có như vậy mới có thể tính được sức chịu tải của cọc, tính được độ lún của móng cọc và đảm bảo cho công trình ổn định.

I.3.3. Đánh giá tính chất đất nền bằng các thí nghiệm trong phòng

1. Rây để phân loại cát

- Cát to, chứa hạt lớn hơn 0,50mm trên 50% trọng lượng.
- Cát trung, chứa hạt lớn hơn 0,25mm trên 50% trọng lượng.
- Cát nhỏ, chứa hạt lớn hơn 0,10mm trên 75% trọng lượng.
- Cát bụi, chứa hạt nhỏ hơn 0,10mm trên 75% trọng lượng.

2 . Phân loại đất theo thành phần hạt sét ($\Phi \leq 0,005$mm)

- Đất sét, chứa trên 30% hạt sét.
- Sét pha, chứa 10% ÷ 30% hạt sét.
- Cát pha, chứa 3% ÷ 10% hạt sét.
- Cát, chứa dưới 3% hạt sét.

3. Phân loại đất theo chỉ số dẻo

- Đất sét, có $W_n > 17$.
- Sét pha, có $7 < W_n < 17$.
- Cát pha, có $W_n < 17$.

4. Sàng để phân loại cuội sỏi và đá dăm

- Cuội sỏi: Hạt tròn, có đường kính lớn hơn 2mm chiếm trên 50% theo trọng lượng.
- Đá dăm: Hạt sắc cạnh, có đường kính lớn hơn 2mm chiếm trên 50% theo trọng lượng.

5. Xác định độ chặt của cát theo hệ số rỗng e

a) Đối với cuội sỏi, cát thô, cát trung

- Khi có e < 0,55: trạng thái chặt.
- Khi có 0,55 < e < 0,65: trạng thái chặt vừa.
- Khi có e > 0,65: trạng thái rời xốp.

b) Đối với cát nhỏ

- Khi có e < 0,60: trạng thái chặt.
- Khi có 0,60 < e < 0,70: trạng thái chặt vừa.
- Khi có e > 0,70: trạng thái rời xốp.

c) Đối với cát bụi

- Khi có e < 0,60: trạng thái chặt.

Share-connect.blogspot.com

- Khi có 0,60 < e < 0,80: trạng thái chặt vừa.
- Khi có e > 0,80: trạng thái tơi xốp.

6. Xác định trạng thái của cát theo độ chặt D

- Khi D ≤ 1/ 3: cát ở trạng thái xốp.
- Khi 1/3 ≤ D ≤ 2/3: cát ở trạng thái chặt vừa.
- Khi 2/3 ≤ D ≤ 1: cát ở trạng thái chặt.

7. Xác định trạng thái của đất sét theo độ sệt B (hoặc I_L)

- Đất ở trạng thái rắn khi có B ≤ 0, tức là $W \leq W_p$.
- Đất ở trạng thái nửa rắn khi có B ≤ 0,25.
- Đất ở trạng thái dẻo cứng khi có 0,25 ≤ B ≤ 0,50.
- Đất ở trạng thái dẻo mềm khi có 0,50 ≤ B ≤ 0,75.
- Đất ở trạng thái dẻo nhão khi có 0,75 ≤ B ≤ 1.
- Đất ở trạng thái nhão khi có B > 1.

8. Xác định tính nén của đất theo hệ số nén a (cm^2/ KG)

- Khi có a < 0,001 cm^2/KG thì đất cứng, rất tốt.
- Khi có 0,001< a < 0,01 cm^2/KG thì đất dẻo cứng, tốt.
- Khi có 0,01 < a < 0,05 cm^2/KG thì có tính nén trung bình.
- Khi có a > 0,05 cm^2/KG thì đất có tính nén lún mạnh, đất yếu.

9. Xác định tính chất đất theo môđyn tổng biến dạng E_0

- Khi đất có E_0 < 50 KG/cm^2 (hoặc E_0 < 5000 kPa) là đất yếu.
- Khi đất có 50 < E_0 < 100 KG/cm^2 (hoặc 5000 < E_0 < 10000 kPa) là đất trung bình.
- Khi đất có E_0 > 100 KG/cm^2 (hoặc E0 > 10000 kPa) là đất tốt.
- Khi đất có E_0 > 300 KG/cm^2 (hoặc E0 > 30000 kPa) là đất rất tốt.

10. Xác định tính chất đất theo góc ma sát trong φ^o

- Đất rất yếu: $\varphi^o < 5^o$.
- Đất yếu: $5^o < \varphi^o < 10^o$.
- Đất trung bình: $10^o < \varphi^o < 20^o$.
- Đất tốt: $20^o < \varphi^o < 30^o$.
- Đất rất tốt: $\varphi^o > 30^o$.

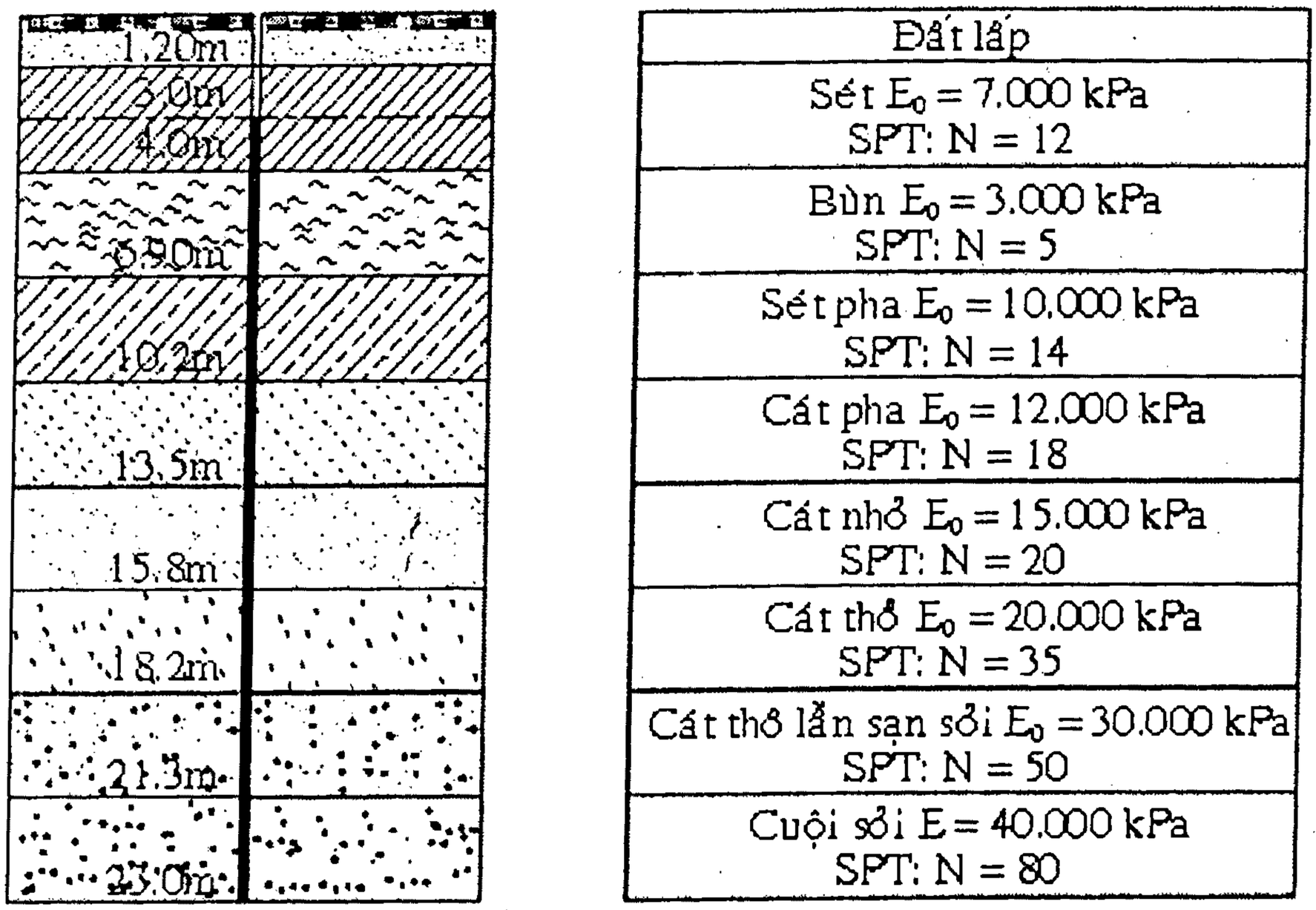
I.3.4. Đánh giá tính xâm thực của nước dưới đất đối với bê tông

Đối với khoan thăm dò, phải lấy mẫu nước dưới đất để đánh giá tính chất và mức độ xâm thực của nước đối với bê tông móng.

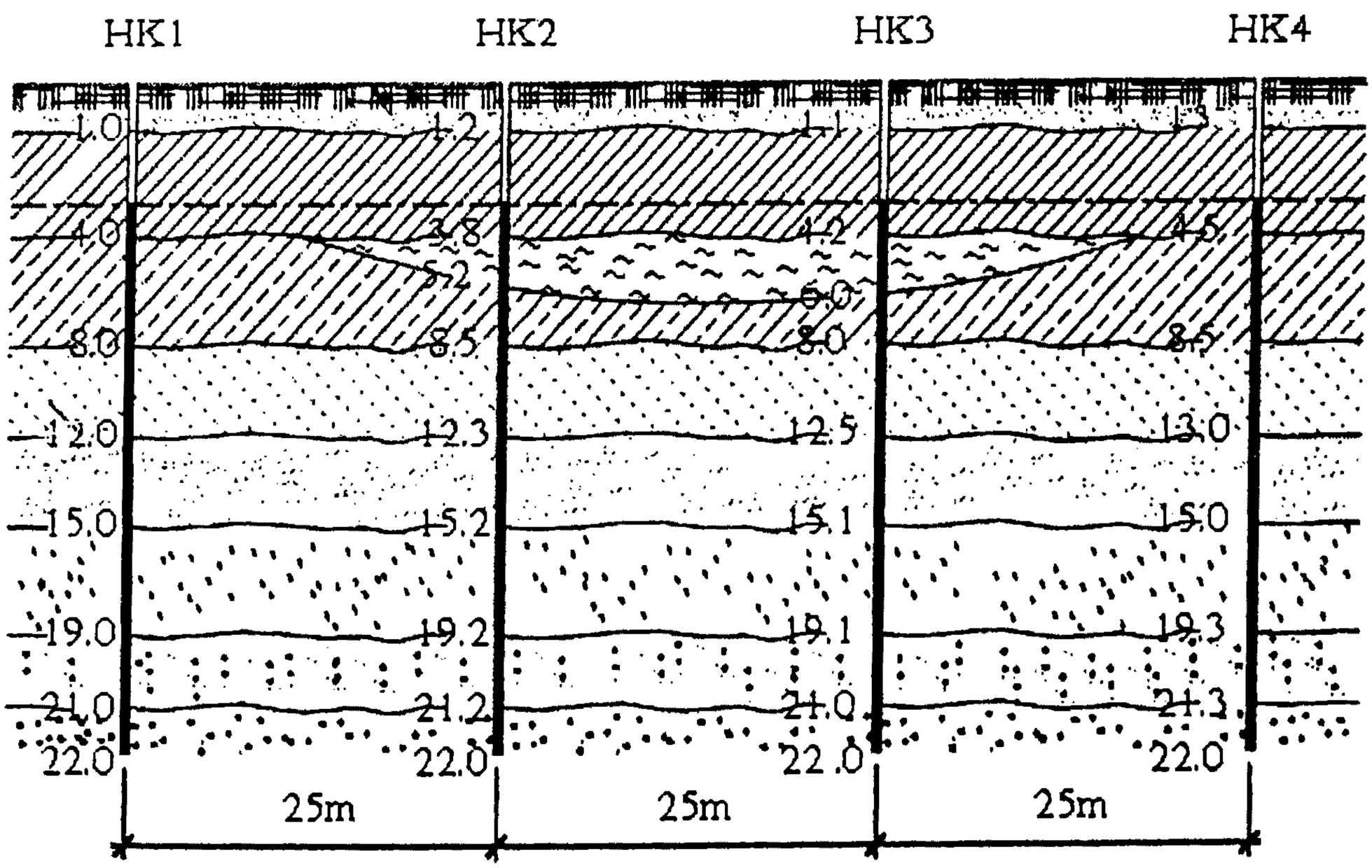
Phòng thí nghiệm sẽ cho kết quả đánh giá tính xâm thực của nước đối với bê tông xi măng Porland - Pouzolan, để có biện pháp phòng chống. Chẳng hạn có thể dùng loại xi măng bền sulfat để đúc bê tông hoặc tầng bảo vệ cốt thép phải dày hơn bình thường.

I.3.5. Trụ địa chất và mặt cắt địa chất

Hai hình vẽ sau đây giới thiệu về một trụ địa chất và một mặt cắt địa chất:



Hình I - 4: *Trụ địa chất*



Hình I - 5: *Mặt cắt địa chất*

I.3.6. Đánh giá điều kiện địa chất công trình

Để có đầy đủ số liệu phục vụ cho thiết kế và thi công nền móng nhà cao tầng, cần thu thập những tài liệu chủ yếu sau đây:

1. Tài liệu về công trình

- Hồ sơ thiết kế kiến trúc
- Hồ sơ thiết kế kết cấu bên trên
- Dự kiến thiết kế kết cấu tầng hầm (nếu có)
- Những tổ hợp tải trọng chính truyền xuống móng

2. Báo cáo tổng hợp về khảo sát địa chất công trình và địa chất thủy văn

- Bản đồ địa hình tỷ lệ 1/200 cho đến 1/500
- Mặt bằng công trình
- Tình hình khí tượng thủy văn
- Tình hình gió bão
- Tình hình động đất
- Tình hình cấu tạo địa chất tại địa điểm xây dựng
- Tính chất cơ lý của các lớp đất đá
- Mực nước dưới đất, động thái và tính xâm thực
- Đánh giá chung về điều kiện địa chất công trình và những ý kiến đề xuất về giải pháp xử lý nền móng để tham khảo

I.4. KHẢO SÁT BẰNG PHƯƠNG PHÁP XUYÊN TĨNH (CPT)

I.4.1. Thiết bị và phương pháp xuyên tĩnh

1. Nguyên tắc thí nghiệm

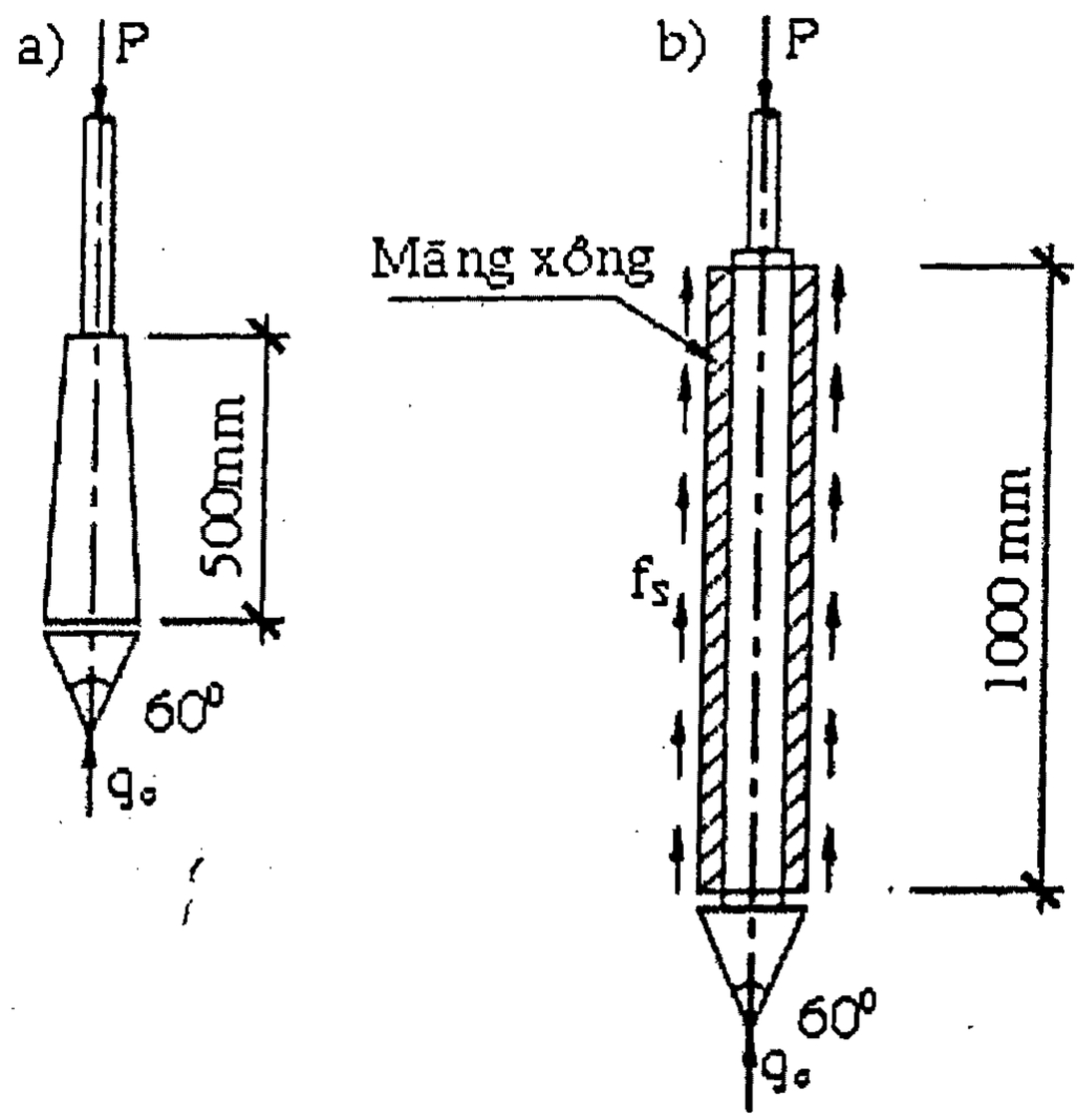
Thí nghiệm xuyên tĩnh là ấn sâu vào đất với tốc độ không đổi một chiếc cọc tròn bằng kim loại có đường kính nhỏ, đầu có mũi xuyên. Trong khi dùng kích ấn cọc xuyên vào đất có thể đo được sức kháng của đất ở đầu mũi xuyên và lực ma sát giữa đất và chu vi thành cọc hoặc ở đoạn măng xông gần mũi xuyên hoặc trên toàn bộ thành cọc xuyên. Trường hợp sau, có thể tính giá trị của lực ma sát dựa trên lực kháng toàn phần và lực kháng mũi xuyên.

2. Mục đích thí nghiệm

Thí nghiệm xuyên tĩnh cho những số liệu sau đây:

- Cấu tạo địa tầng của khu đất khảo sát.
- Độ sâu các lớp đất cứng, vị trí các hang hốc và các cấu trúc không liên tục.
- Tính chất cơ lý của đất thể hiện ở lực kháng của đất ở đầu mũi xuyên và lực ma sát của đất với thành cọc xuyên.
- Dùng kết quả xuyên tĩnh để tính khả năng chịu tải của cọc (với chiều dài tới 30m) cho kết quả khá tin cậy.

3. Một số dạng mũi xuyên



Hình I - 6: *Một số dạng mũi xuyên*

- Đường kính xuyên: Φ = 35,7 mm (xuyên Pilcon và Gouda).
  Φ = 45 mm (xuyên PVS).
- Mũi xuyên có góc mở 60^0.
- Loại mũi xuyên (ở hình I - 6a) không có măng xông, chủ yếu để xác định lực kháng ở đầu mũi xuyên q_c đối với đất rời.
- Loại mũi xuyên (ở hình I - 6b) có măng xông, chủ yếu để xác định lực kháng của đất ở mũi xuyên q_c và lực ma sát của đất với thành măng xông f_s. Loại này dùng thích hợp cho đất dính (loại sét).

4. Các loại máy xuyên hiện có ở Việt Nam

a) Máy xuyên Pilcon và Gouda

Các máy này được đặt trong một rơmoóc nhẹ. Máy Gouda được trang bị một chùy xuyên có côn di động loại Delft với vỏ bảo vệ (măng xông), phản lực được sử dụng bằng neo.

Đặc tính kỹ thuật của côn:

- Góc mũi mở: 60^0.
- Đường kính Φ = 35,7mm.
- Tiết diện: $10cm^2$.
- Chiều dài vỏ măng xông : 98mm.

Đặc tính kỹ thuật của xuyên:

- Sức kháng đầu mũi xuyên tối đa: 10 bars.
- Lực xuyên danh định: 10 tấn.
- Tốc độ quy định: 2 cm/giây.

Chiều sâu thí nghiệm hiệu quả và chính xác là bé hơn hoặc bằng 30m.

b) Máy xuyên tĩnh rung PVS

Máy xuyên PVS được lắp trên thùng một xe tải, trọng lượng toàn bộ là 18 tấn (trong 18 tấn đó có thể sử dụng 10 tấn để làm đối trọng khi xuyên). Ở hệ thống xuyên có lắp 2 máy rung để rung cọc xuyên trong 2 mặt thẳng đứng trực giao.

Đặc tính kỹ thuật của máy xuyên:

- Chùy có côn cố định.
- Đường kính của côn: $\Phi = 45$ mm.
- Tiết diện của côn: 16 cm^2.
- Góc mở ở mũi xuyên: 60°.
- Chiều dài măng xông ma sát: 22 cm.
- Diện tích bề mặt măng xông: 350 cm^2.
- Có bộ phận tự ghi sức kháng ở đầu mũi xuyên q_c và ma sát thành f_s.
- Lực ấn xuyên toàn phần là 100 KN.
- Ứng suất tối đa của mũi xuyên là $q_c = 40$ MPa (hay 400 bars).
- Máy xuyên PVS dùng hiệu quả đến 50m chiều sâu.

I.4.2. Nhận xét tính chất đất nền theo kết quả xuyên tĩnh

1. Các công thức tính toán

a) Ứng lực kháng của đất ở đầu mũi xuyên

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \qquad (I - 4)$$

Trong đó:

q_c: Ứng lực kháng của đất ở đầu mũi xuyên (MPa)

Q_c: Lực kháng ở đầu mũi (MN).

A_c: Diện tích tiết diện của chùy xuyên ở chỗ đường kính lớn nhất của nó (m^2).

b) Ứng lực ma sát của đất với thành ống xuyên

$$f_s = \frac{Q_s}{A_s} \qquad (I - 5)$$

Trong đó:

f_s: Ứng lực ma sát của đất với thành ống xuyên (MPa)

Q_s: Lực đo trên măng xông ma sát (MN)

A_s: Diện tích mặt bên của măng xông ma sát thành (m^2)

2. Nhận xét tính chất đất theo q_c

a) Xác định độ chặt của cát

- Cát bụi rất tơi xốp khi $q_c \leq 1$ MPa.
- Cát bụi rất rời rạc khi $1 \leq q_c \leq 5$ MPa.
- Cát chặt vừa khi $5 \leq q_c \leq 11$ MPa.

- Cát chặt đến rất chặt khi $q_c > 11$ MPa.

b) Xác định độ sệt (trạng thái) của đất loại sét

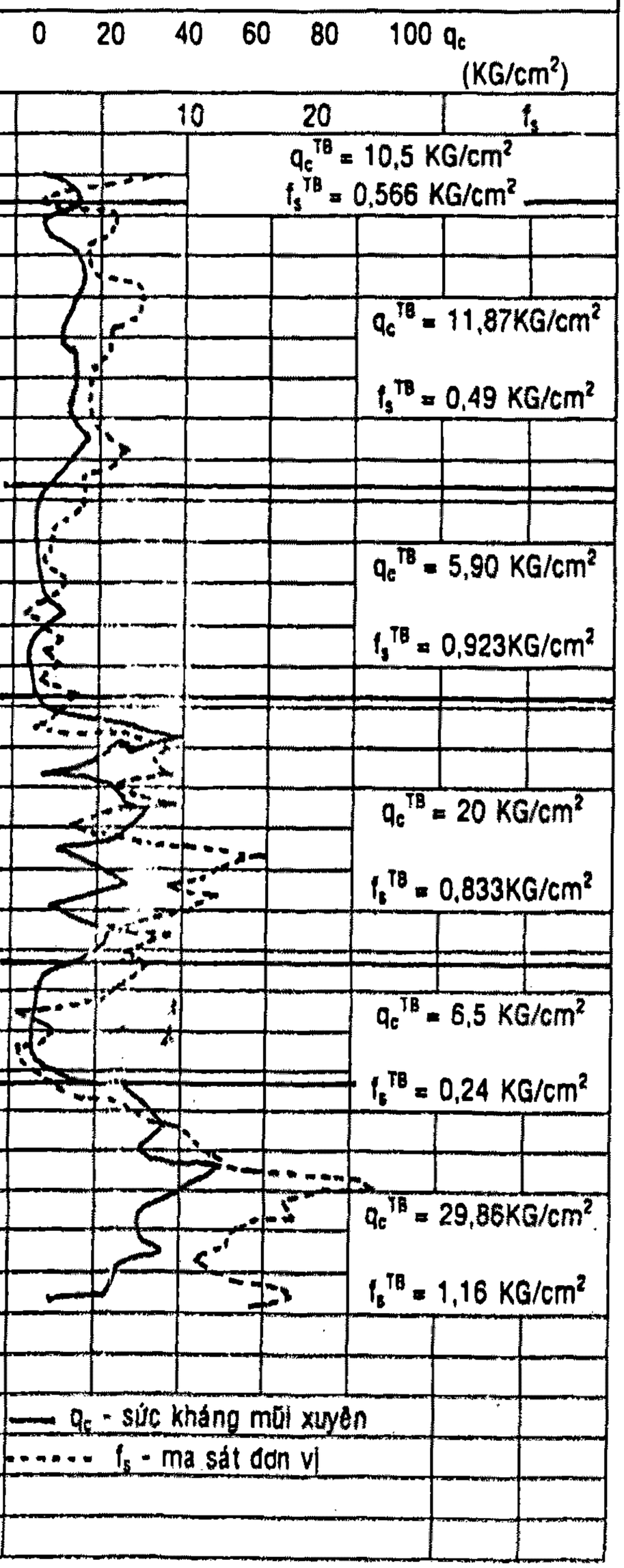
- Đất ở trạng thái dẻo chảy khi có $q_c \leq 0,4$ MPa.
- Đất ở trạng thái dẻo mềm khi có $0,4 \leq q_c \leq 0,8$ MPa.
- Đất ở trạng thái dẻo cứng khi có $1,2 \leq q_c \leq 4$ MPa.
- Đất ở trạng thái cứng khi có $q_c > 4$MPa.

THÍ DỤ: KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM XUYÊN TĨNH

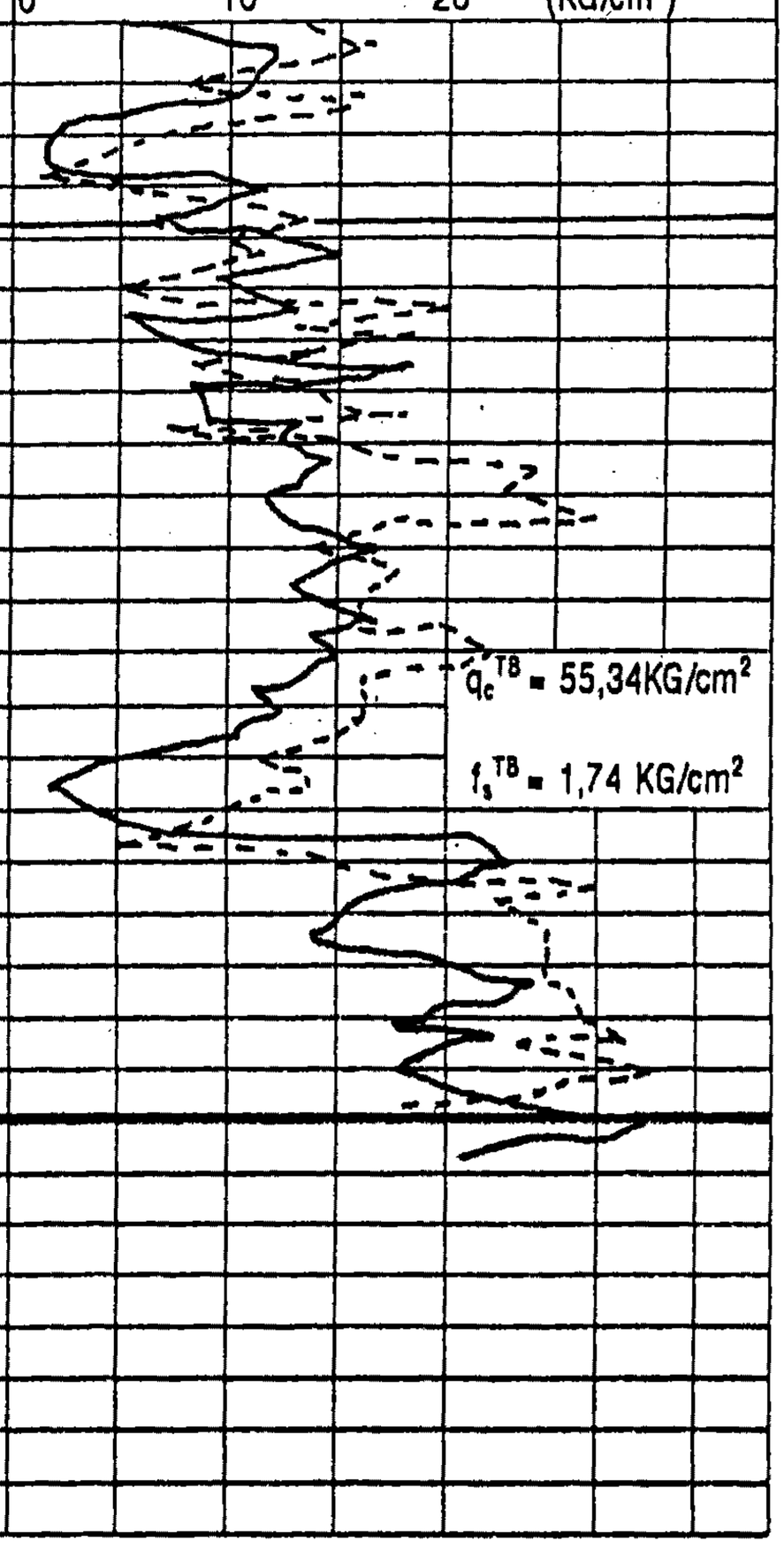
Công trình:
Thiết bị xuyên: Máy xuyên tĩnh Gouda Hà Lan
Phương pháp xuyên: Xuyên tĩnh không liên tục
Có áo ma sát
Người theo dõi

Số hiệu hố xuyên XM3
Cao độ miệng hố 0,00
Tổng độ sâu 26m
Ngày thí nghiệm 27.03.1996
Người thí nghiệm

Độ sâu (m)	Số đọc X	Số đọc Y	Cường độ (KG/cm²) q_c	Cường độ (KG/cm²) f_s	Độ sâu (m)	Số đọc X	Số đọc Y	Cường độ (KG/cm²) q_c	Cường độ (KG/cm²) f_s	Biểu đồ sức kháng xuyên
1,0	2	10	4	1,067	8,0	11	18	27	0,933	1
2	8	9	16	0,133	2	9	15	18	0,800	
4	7	11	14	0,533	4	4	11	8	0,933	2
6	7	8	8	0,533	6	11	15	22	0,533	2
8	5	8	10	0,400	8	11	18	22	0,933	3
2,0	6	9	12	0,400	9,0	14	17	28	0,400	
2	7	10	14	0,400	2	11	19	22	1,067	4
4	8	13	16	0,667	4	7	13	14	1,467	
6	8	13	16	0,667	6	13	20	26	0,933	5
8	7	12	14	0,667	8	8	17	10	1,200	
3,0	5	9	10	0,533	10,0	5	12	10	0,933	6
2	5	9	10	0,533	2	11	15	22	0,533	3
4	6	9	12	0,400	4	11	18	22	0,933	7
6	6	9	12	0,400	6	10	15	20	0,667	
8	5	8	10	0,400	8	7	13	14	0,133	8
4,0	5	8	10	0,400	11,0	4	9	8	0,400	
2	6	10	12	0,533	2	4	5	8	0,133	9
4	7	10	14	0,400	4	3	6	6	0,133	4
6	5	10	10	0,667	6	3	4	6	0,133	10
8	4	7	8	0,400	8	3	4	6	0,133	
5,0	2	5	4	0,400	12,0	3	4	6	0,200	11
2	2,5	4	5	0,200	2	3	4	6	0,400	5
4	2,5	4	5	0,200	4	3	4,5	6	0,933	12
6	2	3,5	4	0,200	6	17	20	34	1,067	
8	3	4	6	0,133	8	19	26	38	1,200	13
6,0	3	5	6	0,267	13,0	17	25	34	2,133	
2	3	5	6	0,267	2	26	35	52	1,600	14
4	6	7	12	0,133	4	18	34	36	1,733	8
6	2	4	4	0,267	6	17	29	34	1,467	15
8	2,5	4	5	0,200	8	16	29	32	1,333	
7,0	3	5	6	0,267	14,0	16	27	32	1,467	
2	3	4	6	0,133	2	18	28	36	0,133	
4	4	7	8	0,400	4	14	22	28	1,067	
6	3	4	6	0,133	6	14	26	28	1,600	
8	21	23	42	0,267	8	7	T8	T4	1,467	



Độ sâu (m)	Số dọc		Cường độ (KG/cm²)		Độ sâu (m)	Số dọc		Cường độ (KG/cm²)		Biểu đồ sức kháng xuyên
	X	Y	q_c	f_s		X	Y	q_c	f_s	
15,0	14	24	28	1,333	21,0	30	46	60	2,133	
2	24	36	48	1,600	2	24	36	48	1,600	
4	22	29	44	0,933	4	25	37	50	1,600	
6	18	30	36	1,600	6	21	33	42	1,600	
8	6	15	12	1,200	8	20	31	40	1,467	
16,0	3	8	6	0,667	22,0	9	17	18	1,067	
2	25	45	5	0,267	2	4	14	8	1,333	
4	7	8	14	0,133	4	5	15	10	1,333	
6	24	28	48	0,533	6	28	31	56	0,400	
8	9	19	18	1,333	8	42	48	84	0,800	
17,0	26	33	52	0,933	23,0	46	57	92	1,467	
2	30	39	60	1,200	2	36	54	22	2,400	
4	18	22	36	0,533	4	32	48	64	2,133	
6	27	42	54	2,000	6	29	46	58	2,267	
8	10	20	20	1,333	8	30	47	60	2,267	
18,0	14	28	28	1,867	24,0	38	55	76	2,267	
2	38	45	76	0,933	2	47	65	94	2,400	
4	18	30	36	1,600	4	45	63	90	2,400	
6	19	33	38	1,867	6	36	55	72		
8	26	31	52	0,667	8	42	58	84		
19,0	24	35	48	1,467	25,0	38	59	76		
2	28	46	56	2,400	2	46	63	92	2,267	
4	23	40	46	2,267	4	15	35	30	2,267	
6	26	46	52	2,267						
8	28	40	56	1,600						
20,0	33	42	66	1,200						
2	24	37	48	1,733						
4	29	41	58	1,600						
6	33	45	66	1,600						
8	28	43	56	2,000						



Bảng I-1: *Thí dụ về kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh*

I.5. KHẢO SÁT BẰNG PHƯƠNG PHÁP XUYÊN TIÊU CHUẨN (SPT)

I.5.1. Thiết bị và phương pháp xuyên tiêu chuẩn SPT

1. Nguyên tắc thí nghiệm

Thiết bị thí nghiệm thường gồm máy khoan địa chất công trình và thiết bị xuyên tiêu chuẩn. Máy khoan làm nhiệm vụ khoan tạo lỗ đến độ sâu cần thí nghiệm, lấy mẫu đất và xác định cấu tạo địa tầng. Thiết bị xuyên gồm có ống xuyên và quả tạ tiêu chuẩn. Ống xuyên có thể lấy được mẫu đất nguyên dạng với đường kính Φ = 50mm và có thể lắp đầu mũi xuyên với góc mở 60^0. Quả tạ tiêu chuẩn có trọng lượng 63,5 KG và chiều cao rơi tự do là 75cm. Quả tạ sẽ đóng cho mũi xuyên ấn sâu vào lòng đất mỗi đợt 30cm. Số lần đóng tạ cho mỗi đợt ký hiệu là N. Chỉ số N càng lớn thì chứng tỏ đất càng tốt và ngược lại.

2. Mục đích thí nghiệm

Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn có ba mục đích chính sau đây:

- Khoan sâu để xác định cấu tạo địa tầng thông qua trụ địa chất.
- Đóng mũi xuyên để xác định tính chất của đất thông qua chỉ số N.
- Lấy mẫu đất nguyên dạng trong ống xuyên để xác định các chỉ tiêu cơ lý của đất.

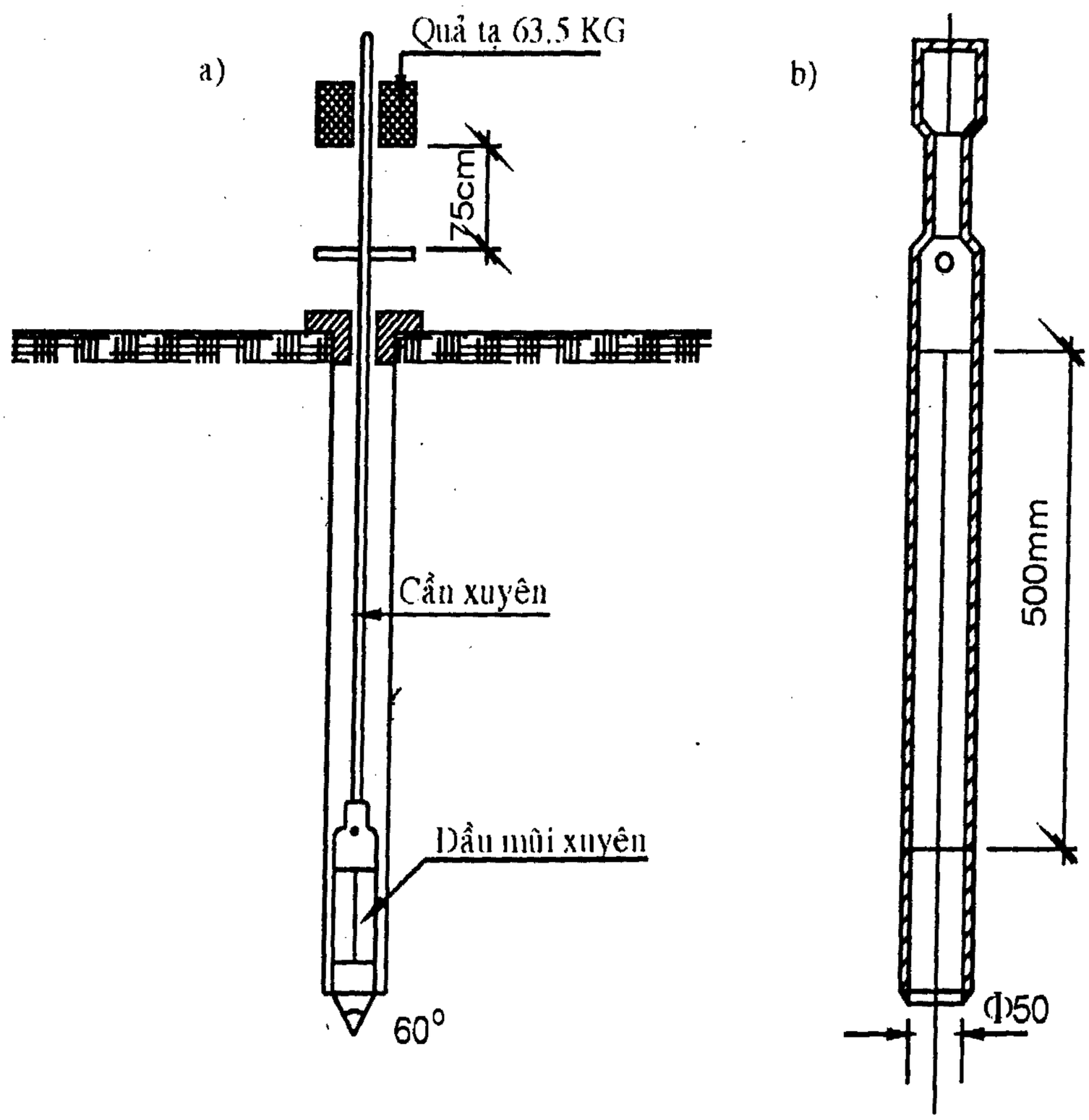
Dùng kết quả xuyên tiêu chuẩn để thiết kế móng cọc là rất thích hợp và có thể thực hiện với chiều sâu khảo sát rất lớn (có thể trên 100m).

Các nước phương Tây dùng phương pháp này rất phổ biến. Ở Việt Nam cũng đã sử dụng SPT tương đối rộng rãi. Tại cầu Mỹ Thuận (bắc qua sông Tiền) đã dùng thiết bị xuyên SPT đến chiều sâu 120m. Khi xây dựng các nhà cao tầng ở Hà Nội và thành phố Hồ Chí Minh người ta đã dùng phổ biến thiết bị SPT để khảo sát địa chất. Có thể nói thiết bị xuyên tiêu chuẩn SPT dùng khá đơn giản, thuận tiện và hiệu quả.

3. Một số dạng mũi xuyên

a) Thiết bị xuyên: Thiết bị xuyên gồm quả tạ tiêu chuẩn nặng 63,5 KG, cho rơi tự do với chiều cao 75cm. Lực nén sẽ truyền qua cần xuyên xuống đầu mũi xuyên. Đầu mũi xuyên có góc nhọn 60^0.

b) Ống lấy mẫu nguyên dạng: Ống có đường kính trong Φ = 50mm, đoạn giữa ống là hai mảnh chẻ đôi để chứa mẫu đất nguyên dạng có chiều dài 500mm.



Hình I - 7a: *Thiết bị xuyên* Hình I - 7b: *Ống lấy mẫu nguyên dạng*

4. Cách tiến hành khảo sát

- Dùng máy khoan có lưỡi xoắn ruột gà Φ110mm (khi không hạ ống chèn) hoặc Φ130mm (khi cần hạ ống chèn) để khoan khảo sát địa tầng và lấy mẫu đất nguyên dạng.

- Khi đến độ sâu cần thí nghiệm xuyên, thì dùng khoan và dùng lưỡi vét để làm sạch đáy hố khoan.

- Lắp thiết bị xuyên vào để tiến hành thí nghiệm theo trình tự sau:

Cho quả tạ tiêu chuẩn 63,5KG rơi tự do 75cm theo cần ty. Vừa đóng tạ, vừa đếm số lần đóng cho đến khi đầu mũi xuyên ấn sâu vào lòng đất đủ 30cm.

Số lần đóng tạ mỗi đợt như vậy gọi là chỉ số SPT, ký hiệu là N. Đất càng tốt thì chỉ số N (tức số lần đóng tạ) càng lớn và ngược lại.

Kết quả thí nghiệm được thể hiện trên bảng I - 2. Đây là thí dụ về một thí nghiệm ở nhà máy xi măng Nghi Sơn (Bảng I - 3).

Share-connect.blogspot.com

I.5.2. Nhận xét tính chất đất nền theo SPT

1. Đối với đất loại sét (sét, sét pha, cát pha)

Bảng I - 2a: *Tính chất đất nền loại sét (sét, sét pha, cát pha)*

N	Trạng thái đất
< 2	Rất mềm
2 ÷ 4	Mềm
4 ÷ 8	Dẻo mềm
8 ÷ 15	Dẻo
15 ÷ 30	Dẻo cứng
> 30	Cứng

2. Đối với đất loại cát

Bảng I - 2b: *Tính chất đất nền loại cát*

N	Độ chặt tương đối	Trạng thái đất
< 4	< 0,15	Rất rời rạc
4 ÷ 10	0,15 ÷ 0,35	Rời rạc
10 ÷ 30	0,35 ÷ 0,65	Chặt vừa
30 ÷ 50	0,65 ÷ 0,85	Chặt
> 50	> 0,85	Rất chặt

I.5.3. Một số tương quan có thể tham khảo

- Đối với đất sét có $E_o = 7q_c$.
- Đối với sét pha có $E_o = 5,5q_c$.
- Đối với cát pha có $E_o = 3,6q_c$.
- Đối với cát lẫn sạn sỏi (theo Begeman, 1974):
  - Có $E_o = 12(N + 6)$ với $N < 15$.
  - Có $E_o = 40 + 12(N + 6)$ với $N > 15$.
- Đối với sạn sỏi (nằm dưới mực nước ngầm): Theo Schmertman (1978) thì $E_o = 15N$.

Ở đây:

E_o: Môđyn tổng biến dạng của đất

q_c: Lực kháng đầu mũi xuyên tĩnh

HÌNH TRỤ HỐ KHOAN - BOREHOLE LOG và SPT

Ký hiệu hố khoan: N8
Borehole number: N8
Công trình: Mặt bằng nhà máy xi măng Nghi Sơn
Project: NghiSon cement plant site
Địa điểm: Tĩnh Gia - Thanh Hóa
Location: TinhGia - ThanhHoa
Ngày bắt đầu: 24/6/1997
Commenced: 24/6/1997
Ngày kết thúc: 27/6/1997
Finished: 27/6/1997
Tờ thứ 1 của 2 tờ

Cao độ: 4,750m
Elevation: 4,750m
Độ sâu: 32,6m
Depth: 32,6m
Máy khoan: UKB - 500
Drilling equipment: UKB - 500
Người mô tả: KS. Nguyễn Văn Toa
Log by: Eng. Nguyen Van Toa
Người kiểm tra: PTS. Tạ Đức Thịnh
Check by: Dr. Ta Duc Thinh
Sheet: 1 of 2

Từ From (m)	Đến To (m)	Chiều dày Thick - ness (m)	Mô tả đất đá Description of soil and rock	Tỷ lệ Scale	Cột địa tầng Log	SPT Số búa/ 10cm Blow/ 10cm	Biểu đồ kết quả xuyên Graphic N - value curve 10 20 30 40 50	Loại mẫu/ độ sâu Sample type/ depth
0,0	4,2	4,2	Đất đá san lấp mặt bằng gồm sét màu nâu đỏ lẫn dăm, sạn. Make evening ground consists redish brown clay, cobbles, gravels.	-1 -2 -3 -4		5.6.4 2.2.2 3.7.9	15 6 19	
4,2	5,0	0,8	Cát hạt mịn xám vàng Yellow fine sand	-5		1.2.2	5	DI 4,2 - 4,4
5,0	8,2	3,2	Bùn sét pha, cát pha, màu xám đen, chảy. Dark grey organic clay, very soft.	-6 -7 -8		1/45cm 1/45cm 1/45cm		
8,2	13,0	4,8	Cát hạt mịn, hạt trung màu xám lẫn sạn, kẹp cát pha, xốp - chặt vừa Grey fine to medium sand mixed gravels, alternated clayey sand Soil is loose - medium dense.	-9 -10 -11 -12 -13		4.2.2 2/45cm 2.2.2 10.7.5 2.3.2	8 2 6 22 7	
13,0	18,5	5,5	Sét màu xám xanh, xám trắng, trạng thái dẻo cứng. Greenish, brightish.	-14 -15 -16		5.5.7 3.5.8 6.7.9	17 16 22	U4 13,2 - 13,4 U5 16,2 - 16,4

Bảng I – 3a: *Thí dụ về hình trụ hố khoan*

HÌNH TRỤ HỐ KHOAN - BOREHOLE LOG và SPT

Ký hiệu hố khoan: N8
Borehole number: N8
Công trình: Mặt bằng nhà máy xi măng Nghi Sơn
Project: NghiSon cement plant site
Địa điểm: Tĩnh Gia - Thanh Hóa
Location: TinhGia - ThanhHoa
Ngày bắt đầu: 24/6/1997
Commenced: 24/6/1997
Ngày kết thúc: 27/6/1997
Finished: 27/6/1997

Cao độ: 4,750m
Elevation: 4,750m
Độ sâu: 32,6m
Depth: 32,6m
Máy khoan: UKB - 500
Drilling equipment: UKB - 500
Người mô tả: KS. Nguyễn Văn Toa
Log by: Eng. Nguyen Van Toa
Người kiểm tra: PTS. Tạ Đức Thịnh
Check by: Dr. Ta Duc Thinh

Tờ thứ 2 của 2 tờ — Sheet: 2 of 2

Từ From (m)	Đến To (m)	Chiều dày Thick - ness (m)	Mô tả đất đá Description of soil and rock	Tỷ lệ Scale	Cột địa tầng Log	SPT Số búa/ 10cm Blow/ 10cm	Biểu đồ kết quả xuyên Graphic N - value curve 10 20 30 40 50	Loại mẫu/ độ sâu Sample type/ depth
13,0	18,5	5,5	grey clay, consistency stiff.	-17 - 18		6.5.6 3.5.5	17 13	U 6 18,2 - 18,4
18,5	22,4	3,9	Sét pha màu nâu, xám xanh, vàng nhạt, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng. Brown, greenish grey, brightish yellow silty clay, very stiff - stiff.	- 19 - 20 - 21 - 22		7.7.12 4.3.5 4.5.7 5.6.7	26 12 16 18	D 7 22,2 - 22,4
22,4	26,5	4,1	Sét pha màu nâu đỏ, loang lổ trắng, vàng, rất cứng rắn. Redish brown, bright, yellow silty clay, very hard.	- 23 - 24 - 25 - 26		50/7cm 50/24cm 50/20cm 50/22cm		R 8 25,2 - 25,4
26,5	28,5	2,0	Sét màu đỏ, nâu vàng, cứng. Red, yellowish brown clay, hard.	- 27 - 28		13.14.15 7.10.12	42 39	
28,5	32,6	4,1	Sét kết, bột kết phong hóa triệt để màu nâu gụ, rắn chắc. Strong weathered dark brown claystone, siltstone, very hard.	- 29 - 30 - 31 - 32		50/27cm 50/26cm 50/7cm 50/10cm		R 9 30,0 - 30,2

Bảng I – 3b: *Thí dụ về hình trụ hố khoan*

CHƯƠNG II

XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC

II.1. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO ĐỘ BỀN CỦA VẬT LIỆU LÀM CỌC

II.1.1. Sức chịu tải của cọc bê tông cốt thép tiết diện đặc, hình vuông, chịu nén

$$Q_c = \varphi\,(R_bF_b + R_aF_a) \qquad \text{(II - 1)}$$

Trong đó:

F_b: Diện tích tiết diện ngang của bê tông cọc

R_b: Cường độ tính toán của bê tông khi nén mẫu hình trụ

R_a: Cường độ tính toán của cốt thép

F_a: Diện tích tiết diện ngang của cốt thép dọc

φ : Hệ số uốn dọc của cọc.

Thông thường có thể lấy $\varphi = 1$, trừ trường hợp cọc xuyên qua các tầng đất yếu (than bùn, bùn, sét yếu), lúc đó hệ số uốn dọc φ có thể tra bảng II - 1.

Bảng II - 1: *Hệ số uốn dọc* φ

L_{tt}/b	14	16	18	20	22	24	26	28	30
L_{tt}/d	12,1	13,9	15,6	17,3	19,1	20,8	22	24,3	26
φ	0,93	0,89	0,85	0,81	0,77	0,73	0,66	0,64	0,59

Ký hiệu:

L_{tt}: Chiều dài tính toán của cọc, không kể phần cọc nằm trong các lớp đất yếu bên trên

b: Chiều rộng cạnh cọc vuông

d: Đường kính cọc tròn

II.1.2. Sức chịu tải của cọc ống bê tông cốt thép, chịu nén

1. Khi tỷ số giữa chiều dài tính toán và đường kính ngoài của cọc $\frac{Ltt}{d} \le 12$

$$Q_v = \varphi\,(R_bF_b + R_aF_a + 2{,}5\,R_{ax}F_{ax}) \qquad \text{(II - 2)}$$

Ở đây:

F_b: Diện tích tiết diện ngang của lõi bê tông (phần bê tông nằm trong cốt đai)

R_{ax}: Cường độ tính toán của cốt thép đai

F_{ax}: Diện tích quy đổi của cốt thép đai

$$F_{ax} = \frac{\pi D_n F_x}{t_x} \qquad \text{(II - 3)}$$

D_n: Đường kính vòng thép đai

F_x: Diện tích tiết diện cốt thép đai

t_x: Khoảng cách giữa các vòng đai

2. Khi tỷ số $\frac{L_u}{d} > 12$ thì không kể đến cốt thép đai xoắn và sức chịu tải của cọc được xác định theo công thức (II - 1).

II.1.3. Xác định sức chịu tải của cọc nhồi chịu nén

$$Q_v = \varphi\,(m_1 m_2 R_b F_b + R_a F_a) \qquad \text{(II - 4)}$$

Trong đó:

φ, R_b, F_b, R_a, F_a như trong công thức (II - 1).

m_1: Hệ số điều kiện làm việc, đối với cọc được đổ bê tông bằng ống dịch chuyển thẳng đứng trémie thì $m_1 = 0,85$.

m_2: Hệ số điều kiện làm việc kể đến phương pháp thi công.

- Khi thi công trong đất sét dẻo, dẻo cứng, khoan và nhồi bê tông không cần ống vách, đồng thời mực nước ngầm nằm thấp hơn mũi cọc thì $m_2 = 1$.

- Khi thi công có dùng ống vách nhưng nước ngầm không xuất hiện trong lỗ khoan khi nhồi bê tông thì $m_2 = 0,90$.

- Khi thi công cần dùng ống vách và đổ bê tông trong dung dịch huyền phù sét (Bentonite) thì $m_2 = 0,70$.

II.2. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO TÍNH CHẤT CƠ LÝ CỦA ĐẤT NỀN (theo SNIP 2.02.03.85 hoặc T CXD. 205.1998)

II.2.1. Sức chịu tải của cọc đơn, theo đất nền

Được tính theo công thức:

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{K_{tc}} \qquad \text{(II - 5)}$$

Trong đó:

Q_a: Sức chịu tải cho phép tính toán của cọc theo đất nền

Q_{tc}: Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc theo đất nền

K_{tc}: Hệ số an toàn được tính như sau:

- $K_{tc} = 1,2$: Nếu sức chịu tải xác định bằng nén tĩnh cọc.

- $K_{tc} = 1,25$: 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.

- K_{tc} = 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.

- Nếu cọc chịu tải trọng nhỏ, tùy thuộc số 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).

Chú ý: Số trong ngoặc đơn là trị số của K_{tc} khi sức chịu tải của cọc đơn được xác định từ kết quả nén tĩnh cọc tại hiện trường.

Ghi chú:

a) Nói chung, các công trình có vốn đầu tư nước ngoài xây dựng ở Việt Nam đều lấy $K_{tc} \geq 2$.

b) Đối với móng chỉ có một cọc đóng mang tải trên 60 tấn (hay 600 KN), hoặc một cọc nhồi mang tải trên 250 tấn (2500 KN) thì:

K_{tc} = 1,0 nếu sức chịu tải xác định theo thử tĩnh cọc, đồng thời đài cọc là móng bè trên bãi cọc.

K_{tc} = 1,4 nếu sức chịu tải xác định theo thử tĩnh cọc.

K_{tc} = 1,6 nếu sức chịu tải xác định theo các phương pháp khác.

II.2.2. Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc chống

Cọc chống là cọc có đầu cắm vào lớp đất cứng hoặc đá có môđyn biến dạng lớn $E \geq 500$ KG/cm^2 (hay $E \geq 50\,000$ kPa). Sức chịu của cọc chống chủ yếu dựa vào cường độ của đất, đá ở mũi cọc và xác định theo công thức:

$$Q_{tc} = mq_pA_p \qquad \text{(II - 6)}$$

Trong đó:

m: Hệ số điều kiện của cọc trong đất, lấy bằng 1

A_p: Diện tích tiết diện ở mũi cọc, được tính như sau:

- Đối với cọc tiết diện đặc, lấy bằng diện tích tiết diện ngang.
- Đối với cọc ống, lấy bằng diện tích tiết diện ngang hình vành khăn của thành cọc. Nếu cọc ống có nhồi bê tông độn ruột phần mũi cọc trên một chiều dài không nhỏ hơn 3 lần đường kính cọc thì lấy bằng diện tích tiết diện ngang của toàn cọc.

q_p: Cường độ của đất ở mũi cọc (T/m^2), lấy như sau:

- Đối với các loại cọc đóng mà mũi cọc chống lên đá kể cả đá tảng, đá cuội, đá dăm, sỏi sạn có lẫn cát cũng như trường hợp cọc chống lên lớp đất sét cứng, thì lấy q_p = 2000 T/m^2 (hay 20 kPa).
- Đối với cọc nhồi và cọc ống có độn ruột bê tông, ngàm vào đá không nhỏ hơn 0,50m, thì q_p tính theo công thức:

$$q_p = \frac{q_{bn}^{tc}}{k_d}\left(\frac{h_n}{d_n} + 1,5\right) \qquad \text{(II - 7)}$$

Trong đó:

q_{bn}^{tc} : Cường độ chịu nén tiêu chuẩn đơn trục của mẫu đá hoặc đất cứng ở trạng thái no nước (T/m^2)

k_d : Hệ số an toàn theo đất, lấy bằng 1,4

h_n : Độ ngàm sâu vào đá hoặc đất cứng của cọc (m)

d_n: Đường kính cọc ở phần ngàm sâu vào đá, đất cứng (m)

- Đối với cọc ống tựa trên mặt đá bằng phẳng không bị phong hóa và được phủ bởi lớp đất không bị xói lở có chiều dày không nhỏ hơn 3 lần đường kính cọc ống, thì tính q_p theo công thức:

$$q_p = \frac{q_{bn}^{tc}}{K_d} \qquad \text{(II - 8)}$$

II.2.3. Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc ma sát, thi công bằng phương pháp đóng

Bảng II - 2: *Hệ số ma sát giữa thành cọc và đất f_s*

Độ sâu trung bình của lớp đất (m)	f_s (T/m^2)								
	Của đất cát chặt vừa								
	Cát to và cát trung	Cát mịn	Cát bụi	–	–	–	–	–	–
	Của đất sét khi chỉ số độ sệt I_L bằng								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	0,4	0,4	0,3	0,2
2	4,2	3,0	2,1	1,7	1,2	0,7	0,5	0,4	0,4
3	4,8	3,5	2,5	2,0	1,1	0,8	0,7	0,6	0,5
4	5,3	3,8	2,7	2,2	1,6	0,9	0,8	0,7	0,5
5	5,6	4,0	2,9	2,4	1,7	1,0	0,8	0,7	0,6
6	5,8	4,2	3,1	2,5	1,8	1,0	0,8	0,7	0,6
8	6,2	4,4	3,3	2,6	1,9	1,0	0,8	0,7	0,6
10	6,5	4,6	3,4	2,7	1,9	1,0	0,8	0,7	0,6
15	7,2	5,1	3,8	2,8	2,0	1,1	0,8	0,7	0,6
20	7,9	5,6	4,1	3,0	2,0	1,2	0,8	0,7	0,6
25	8,6	6,1	4,4	3,2	2,0	1,2	0,8	0,7	0,6
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,1	1,2	0,9	0,8	0,7
35	10	7,0	5,0	3,6	2,2	1,3	0,9	0,8	0,7

Cọc ma sát là cọc không chống được vào tầng đá hoặc đất cứng. Sức chịu tải trọng nén của cọc gồm sức kháng của đất ở đầu mũi cọc và lực ma sát giữa thành cọc và đất. Ở đây có thể tính cho cọc có cạnh của tiết diện đến 0,60 x 0,60m.

Sức chịu tải trọng nén của cọc tính theo công thức:

$$Q_{tc} = m\,(m_R q_p A_p + u\Sigma\, m_f f_s l_i) \qquad \text{(II - 9)}$$

Trong đó:

q_p: Cường độ chịu tải của đất ở mũi của cọc, lấy theo bảng II - 3

f_s: Hệ số ma sát của đất với thành cọc, lấy theo bảng II - 2

m: Hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, lấy bằng 1

m_R, m_f: Các hệ số điều kiện của đất ở mũi cọc và ở mặt xung quanh cọc có kể đến ảnh hưởng của phương pháp hạ cọc được xác định theo bảng II - 4

A_p: Diện tích tiết diện đầu cọc

u: Chu vi thân cọc

Bảng II - 3: *Cường độ chịu tải ở mũi cọc q_p*

Độ sâu của mũi cọc (m)	**Cường độ chịu tải dưới mũi cọc đóng và cọc ống không nhồi bê tông q_p (T/m^2)**						
	Của đất cát chặt vừa						
	Sỏi	**Cát to**	**–**	**Cát trung**	**Cát mịn**	**Cát bụi**	**–**
	Của đất sét với chỉ số sệt I_L bằng						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	750	660/(400)	300	310/(200)	200/(120)	110	60
4	830	680/(510)	380	320/(250)	210/(160)	125	70
5	880	720/(620)	400	340/(280)	220/(200)	130	80
7	970	720/(620)	430	370/(330)	240/(220)	140	85
10	1050	770/(730)	500	400/(350)	260/(240)	150	90
15	1170	820/(750)	560	440/(400)	290	165	100
20	1260	850	620	480/(450)	320	180	110
25	1340	900	680	520	350	195	120
30	1420	950	740	560	380	310	130
35	1500	1000	800	600	410	225	140

Bảng II - 4: *Các hệ số m_R và m_f*

Phương pháp hạ cọc	Hệ số điều kiện làm việc của đất được kể đến khi tính toán sức chịu tải của cọc	
	dưới mũi cọc m_R	ở mặt bên cọc m_f
1. Hạ cọc đặc và cọc rỗng có bịt mũi cọc, bằng búa hơi, búa máy và búa diesel.	1	1
2. Hạ cọc bằng cách đóng vào lỗ khoan mồi với độ sâu mũi cọc không nhỏ hơn 1m dưới đáy lỗ khoan, khi đường kính lỗ khoan mồi:		
a. Bằng cạnh cọc vuông	1	0,5
b. Nhỏ hơn cạnh cọc vuông 5cm	1	0,6
c. Nhỏ hơn cạnh cọc vuông hoặc đường kính cọc tròn 15cm	1	1
3. Hạ cọc có xói nước trong đất cát với điều kiện đóng tiếp cọc ở mép cuối cùng không xói nước.	1	0,8
4. Rung và ép cọc vào:		
a. Đất cát, chặt vừa:		
- Cát to và cát trung	1,2	1
- Cát mịn	1,1	1
- Cát bụi	1,0	1
b. Đất sét có độ sệt $I_L \leq 0,5$:		
- Cát pha	0,9	0,9
- Sét pha	0,8	0,9
- Sét	0,7	0,9
c. Đất sét có độ sệt $I_L \leq 0$	1	1
5. Cọc rỗng hở mũi hạ bằng búa có kết cấu bất kỳ:		
a. khi đường kính lỗ rỗng của cọc ≤ 40cm	1	1
b. khi đường kính lỗ rỗng của cọc > 40cm	0,7	1
6. Cọc tròn rỗng, bịt mũi, hạ bằng phương pháp bất kỳ, đến độ sâu ≥ 10m, sau đó có mở rộng mũi cọc bằng cách nổ mìn trong đất cát chặt vừa và trong đất sét có độ sệt $I_L \leq 0,5$ khi đường kính mở rộng bằng:		
a. 1m, không phụ thuộc vào loại đất ở trên	0,9	1
b. 1,5m trong đất cát và cát pha	0,8	1
c. 1,5m trong sét pha và sét	0,7	1

Ghi chú cho các bảng II - 2, II - 3 và II - 4:

1. Trong bảng II - 3, các giá trị của q_p ở tử số là của cát, ở mẫu số là của sét.

2. Đối với các giá trị trung gian của độ sâu và chỉ số sệt I_L trong bảng II - 2 và II - 3 thì xác định q_p và f_s bằng cách nội suy.

3. Khi xác định ma sát bên f_s theo bảng II - 2, đất nền được chia thành các lớp nhỏ đồng nhất có chiều dày không quá 2 mét.

4. Ma sát bên tính toán f_s của đất cát chặt có thể tăng thêm 30% so với giá trị trình bày trong bảng II - 2.

5. Trong bảng II - 4, hệ số m_R và m_f ở điểm 4 đối với đất sét có độ sệt $0 < I_L < 0,5$ được xác định bằng cách nội suy.

II.2.4. Sức chịu tải chống nhổ của cọc đóng

Khi nhà cao tầng chịu lực ngang của gió và động đất cần kiểm tra khả năng chống nhổ của cọc, xác định theo công thức:

$$Q_{tc}^{nh} = mu\sum m_f l_i f_i \qquad \text{(II - 10)}$$

Trong đó:

u, m_f, f_i, l_i: Ký hiệu giống như trong công thức (II - 9)

m: Hệ số điều kiện làm việc, m = 0,8

II.2.5. Sức chịu tải của cọc nhồi chịu nén đúng tâm

Sức chịu tải của cọc nhồi có và không có mở rộng đáy được xác định theo công thức:

$$Q_{tc} = m\left(m_R q_p A_p + u\sum m_f f_i l_i\right) \qquad \text{(II - 11)}$$

Trong đó:

m: Hệ số điều kiện làm việc

- m = 0,80: nếu đầu cọc tựa trên đất sét có độ bão hòa $G < 0,85$
- m = 1: các trường hợp khác

m_R: Hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc

- Khi có mở rộng đáy cọc bằng phương pháp nổ mìn thì $m_R = 1,3$
- Khi thi công cọc có mở rộng đáy bằng phương pháp đổ bê tông dưới nước lấy $m_R = 0,9$
- Các trường hợp khác lấy $m_R = 1$

A_p: Diện tích mũi cọc (m^2), lấy như sau:

- Đối với cọc nhồi không mở rộng đáy, lấy bằng diện tích tiết diện ngang
- Đối với cọc nhồi có mở rộng đáy, lấy bằng diện tích tiết diện ngang của phần mở rộng có đường kính lớn nhất
- Đối với cọc ống có nhồi bê tông độn ruột, lấy bằng diện tích tiết diện ngang của ống kể cả thành

Share-connect.blogspot.com

Đối với cọc ống không nhồi ruột lấy bằng diện tích tiết diện ngang của thành ống.

f_i: Hệ số ma sát của lớp đất i ở mặt bên của thân cọc (T/m^2), lấy theo bảng II - 3

m_f: Hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên cọc, phụ thuộc vào phương pháp khoan tạo lỗ, lấy theo bảng II - 5

Bảng II - 5: *Hệ số m_f*

Loại cọc và phương pháp thi công cọc	Hệ số điều kiện làm việc của đất m_f trong các loại đất			
	Cát	Cát pha	Sét pha	Sét
1. Cọc chế tạo bằng biện pháp đóng ống thép có bịt kín mũi rồi rút dần ống thép khi đổ bê tông.	0,8	0,8	0,8	0,7
2. Cọc nhồi rung ép	0,9	0,9	0,9	0,9
3. Cọc khoan nhồi, kể cả mở rộng đáy, đổ bê tông:				
a) Khi không có nước trong lỗ khoan (phương pháp khô) hoặc khi dùng ống chống	0,7	0,7	0,7	0,6
b) Dưới nước hoặc dung dịch Bentonite	0,6	0,6	0,6	0,6
c) Hỗn hợp bê tông cứng đổ vào cọc có đầm (phương pháp khô)	0,8	0,8	0,8	0,7
4. Cọc ống hạ bằng rung, có lấy đất ra	1	0,9	0,7	0,6
5. Cọc - trụ	0,7	0,7	0,7	0,6
6. Cọc khoan nhồi, cọc có lỗ tròn rỗng ở giữa, không có nước trong lỗ khoan bằng cách dùng lõi rung	0,8	0,8	0,8	0,7
7. Cọc khoan phun chế tạo có ống chống hoặc bơm hỗn hợp bê tông với áp lực 2 - 4 at	0,9	0,8	0,8	0,8

q_p: Cường độ chịu tải của đất ở đầu mũi cọc (T/m^2), được tính như sau:

- Đối với cọc nhồi, cọc trụ, cọc ống khi hạ cọc có lấy đất khỏi ruột ống, sau đó đổ bê tông cho phép lấy như sau:

- Đối với đất hòn lớn có chất độn là cát và đối với đất cát trong trường hợp cọc nhồi có và không mở rộng đáy, cọc ống hạ có lấy hết nhân đất và cọc trụ, thì tính theo công thức (II - 12).

$$q_p = 0,75\beta(\gamma'_I dA_k^0 + \alpha\gamma_I hB_k^0) \quad \text{(II - 12)}$$

- Trong trường hợp cọc ống hạ có giữ nhân đất nguyên dạng ở chiều cao lớn hơn hoặc bằng 0,50m, có thể tính theo công thức (II - 13).

$$q_p = \beta(\gamma'_I dA_k^0 + \alpha\gamma_I hB_k^0) \quad \text{(II - 13)}$$

Trong đó:

α, β, A_k^0, B_k^0: Những hệ số không thứ nguyên, xác định theo bảng II - 6.

γ'_I: Trị tính toán thứ nhất của trọng lượng riêng của đất tự nhiên ở phía dưới mũi cọc (T/m^3). Đất ở dưới mức nước ngầm phải kể đến đẩy nổi.

γ_I: Trị tính toán trung bình của trọng lượng riêng của đất (T/m^3), nằm phía trên mũi cọc. Nếu đất dưới mực nước ngầm thì kể đến đẩy nổi.

d: Đường kính của cọc hoặc của bầu mở rộng.

h: Chiều sâu của mũi cọc (m).

Bảng II-6: *Các hệ số của công thức (II - 11) và (II - 12)*

Ký hiệu các hệ số		**Các hệ số $A_k^0, B_k^0, \alpha, \beta$ khi các trị tính toán của góc ma sát trong của đất φ_1 (độ) là**								
		23	25	27	29	31	33	35	37	39
A_k^0		9,5	12,6	17,3	24	34,6	48,6	71,3	108	163
B_k^0		18,6	24,8	32,8	45,5	64	87,6	127	185	260
α khi $\frac{h}{d}$ =	4	0,78	0,79	0,8	0,82	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87
	5	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
	7,5	0,68	0,70	0,70	0,44	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84
	10	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
	12,5	0,58	0,64	0,63	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,80
	15	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
	17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
	20	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
	22,5	0,46	0,51	0,55	0,60	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
	≥ 25	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77
β khi d =	≤0,8m	0,31	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,28	0,28
	< 4 m	0,25	0,21	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

Chú ý: Mũi cọc phải cắm vào tầng đất tốt một đoạn lớn hơn đường kính cọc (nếu là cọc có mở rộng đáy thì phải lớn hơn 2m).

Đối với đất sét, trong trường hợp cọc nhồi có và không có mở rộng đáy, cọc ống có lấy lõi đất ra (lấy một phần hoặc lấy hết) rồi nhồi bê tông vào ruột ống và cọc trụ, thì cường độ chịu tải của đất ở đầu mũi cọc q_p lấy theo bảng II - 7.

Cường độ chịu tải q_p (T/m^2) của đất dưới mũi cọc ống không nhồi bê tông mà có nhân đất lưu lại ở giai đoạn sau cùng lúc hạ cọc có chiều cao ≥ 0,5m (với điều kiện là nhân đất được hình thành từ đất có cùng đặc trưng với đất được dùng làm nền ở mũi cọc ống), lấy theo bảng II-3 với hệ số điều kiện làm việc có kể đến phương pháp hạ cọc ống theo bảng II-4. Chú ý sức chống q_p tính toán trong trường hợp này là ứng với diện tích tiết diện ngang của thành cọc ống.

Bảng II-7: *Trị số q_p*

Chiều sâu mũi cọc h (m)	**Cường độ chịu tải q_p (T/m^2), dưới mũi cọc nhồi có và không có mở rộng đáy, cọc trụ và cọc ống hạ có lấy đất rồi nhồi bê tông độn ruột, ở đất sét có độ sệt I_L bằng:**						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	85	75	65	50	10	30	25
5	100	85	75	65	50	40	35
7	115	100	85	75	60	50	45
10	135	120	105	95	80	70	60
12	155	140	125	110	95	80	70
15	180	165	150	130	100	100	80
18	210	190	170	150	130	115	95
20	230	240	190	165	145	125	105
30	330	300	260	230	200	-	-
40	450	400	350	300	250	-	-

Chú ý: Khi hệ số rỗng của đất ở đầu mũi cọc e > 0,60, thì giá trị q_p trong bảng phải giảm đi bằng cách nhân với một hệ số m như sau : m = 1 khi e = 0,60 và m = 0,6 khi e = 1,1. Những giá trị ở giữa xác định bằng cách nội suy.

II.2.6. Sức chịu tải của cọc nhồi khi chịu tải trọng nhổ

Sức chịu tải của cọc nhồi khi chịu tải trọng nhổ xác định theo công thức:

$$Q_{tc}^{nh} = mu\sum m_f f_i l_i + w \qquad \text{(II - 14)}$$

Trong đó :

m: Có ý nghĩa như trong công thức (II - 10), lấy bằng 0,8

u, m_f, f_i, l_i : Ký hiệu giống như trong công thức (II - 9)

w: Trọng lượng của cọc, tính bằng tấn

II.3. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC BẰNG KẾT QUẢ XUYÊN TĨNH (theo TCXD - 205 - 1998)

II.3.1. Sức chịu của cọc ma sát

Xác định theo công thức:

$$Q_{xt} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_s}{2} \qquad \text{(II - 15)}$$

Trong đó:

Q_p : Sức chống cực hạn ở mũi xuyên (kPa)

Q_s : Sức chống cực hạn ở mặt bên cọc (kPa)

Chú ý:

Mũi xuyên phải chế tạo đúng tiêu chuẩn:

- Đường kính mũi xuyên $\Phi = 35,7$mm
- Góc nhọn mũi xuyên bằng 60^0

Nếu sử dụng loại đầu xuyên khác, cần quy đổi giá trị tương đương trên cơ sở các tương quan được xác lập cho từng loại thiết bị.

II.3.2. Sức chống cực hạn ở mũi xuyên

Xác định theo công thức:

$$Q_p = Q_p \cdot q_p \qquad \text{(II - 16)}$$

Giá trị của q_p được xác định theo công thức:

$$q_p = K_c \cdot \overline{q_c} \qquad \text{(II - 17)}$$

Trong đó:

K_c: Hệ số mang tải, lấy theo bảng II - 9

q_c: Sức chống xuyên trung bình, lấy trong khoảng 3d phía trên và 3d phía dưới mũi cọc (d là đường kính cọc).

II.3.3. Sức chống cực hạn ở mặt bên cọc

Xác định theo công thức:

$$Q_s = u\sum h_{si} f_{si} \qquad \text{(II - 18)}$$

Trong đó:

h_{si} : Độ dài của cọc trong lớp đất thứ i (m)

u: Chu vi tiết diện cọc (m)

f_{si} : Ma sát bên đơn vị của lớp đất thứ i và được xác định theo sức chống xuyên đầu mũi q_c ở cùng độ sâu theo công thức:

$$f_{si} = \frac{q_{ci}}{\alpha_i} \qquad \text{(II - 19)}$$

Trong đó:

α_i : Hệ số, lấy theo bảng II – 9

Chú thích cho bảng II-9:

* Cần hết sức thận trọng khi lấy giá trị ma sát bên của cọc trong đất sét dẻo chảy và bùn, vì chỉ cần tác dụng một tải trọng rất nhỏ lên nó, hoặc ngay cả với tải trọng bản thân, cũng làm cho loại đất này lún và tạo ra ma sát âm.

** Các giá trị trong ngoặc có thể sử dụng:

- Đối với cọc nhồi, thành hố khoan được giữ tốt khi thi công và bê tông cọc đạt chất lượng cao.
- Đối với cọc đóng có tác dụng làm chặt đất khi đóng cọc.

II.3.4. Một số tương quan có thể tham khảo

- Tương quan giữa sức chống mũi xuyên q_c và góc ma sát trong của đất φ được cho trong bảng II - 8.
- Tương quan giữa sức chống xuyên q_c và sức chống cắt không thoát nước của đất dính C_u xác định theo công thức:

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_v}{15} \qquad \text{(II - 20)}$$

Trong đó:

σ_v : Áp lực thẳng đứng do tải trọng bản thân của đất nền tại độ sâu đang xét.

Bảng II-8: *Tương quan giữa q_c và φ*

$q_c(10^5Pa)$	φ (độ) ở độ sâu	
	2m	≥ 5m
10	28	26
20	30	28
40	32	30
70	34	32
120	36	34
200	38	36
300	40	38

Bảng II-9: *Hệ số K_c và α*

Loại đất	Sức chống ở mũi xuyên q_c (kPa)	Hệ số mang tải K_c		Hệ số α				Giá trị cực đại q_s (kPa)			
				Cọc nhồi		Cọc đóng		Cọc nhồi		Cọc đóng	
		Cọc nhồi	Cọc đóng	Thành bê tông	Thành ống thép	Thành bê tông	Thành ống thép	Thành bê tông	Thành ống thép	Thành bê tông	Thành ống thép
Đất loại sét chảy, bùn (*)	< 2000	0,4	0,5	30	30	30	30	15	15	15	15
Đất loại sét, cứng vừa	2000-5000	0,35	0,45	40	80	40	80	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35
Đất loại sét cứng đến rất cứng	> 5000	0,45	0,55	60	120	60	120	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35
Cát chảy	0 -2500	0,4	0,5	(60)** 120	150	(60) 80	(120) 60	35	35	35	35
Cát chặt vừa	2500-10000	0,4	0,5	(100) 180	(200) 250	1000	(200) 250	(120) 80	(80) 35	(120) 80	80
Cát chặt đến rất chặt	> 10000	0,3	0,4	150	300 (200)	150	300 (200)	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120
Đá phấn (mềm)	> 5000	0,2	0,3	100	120	100	120	35	35	35	35
Đá phấn phong hóa, mảnh vụn	> 5000	0,2	0,4	60	80	60	80	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120

II.4. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO KẾT QUẢ XUYÊN TIÊU CHUẨN (SPT)

II.4.1. Tính theo Meyerhof cho đất rời

$$Q_u = K_1 N A_p + K_2 N_{tb} A_s \qquad \text{(II - 21)}$$

Trong đó:

Q_u: Sức chịu tải của cọc (KN)

N: Chỉ số SPT trung bình trong khoảng 1d dưới mũi cọc và 4d trên mũi cọc (d là đường kính cọc)

A_p: Diện tích tiết diện mũi cọc (m^2)

N_{tb}: Chỉ số SPT trung bình dọc theo thân cọc trong phạm vi lớp đất rời

A_s: Diện tích mặt bên cọc trong phạm vi lớp đất rời (m^2)

K_1 : Hệ số, lấy bằng 400 cho cọc đóng và bằng 120 cho cọc khoan nhồi

K_2 : Hệ số, lấy bằng 2 cho cọc đóng và bằng 1 cho cọc khoan nhồi

Hệ số an toàn dùng cho sức chịu tải của cọc thường lấy bằng 3, tức là:

$$Q_u^{tt} = \frac{Q_u}{3}$$

II.4.2. Tính toán sức chịu tải của cọc trong đất dính (theo David, 1979)

$$Q_u = RF + f_s F_s \qquad \text{(II - 22)}$$

Trong đó:

Q_u: Sức chịu tải của cọc (KN)

F: Diện tích tiết diện ngang của cọc (m^2)

F_s: Diện tích mặt bên của cọc trong phạm vi đất dính (m^2)

R: Sức kháng đầu mũi xuyên

$$R = C_u . N_c \qquad \text{(II - 23)}$$

Ở đây:

N_c: Hệ số chịu tải, lấy bằng 9

C_u: Lực dính không thoát nước theo SPT

$$C_u = \frac{N}{1,4} \ (T/m^2) \text{ hay } C_u = 7,14N \ (kPa) \qquad \text{(II - 24)}$$

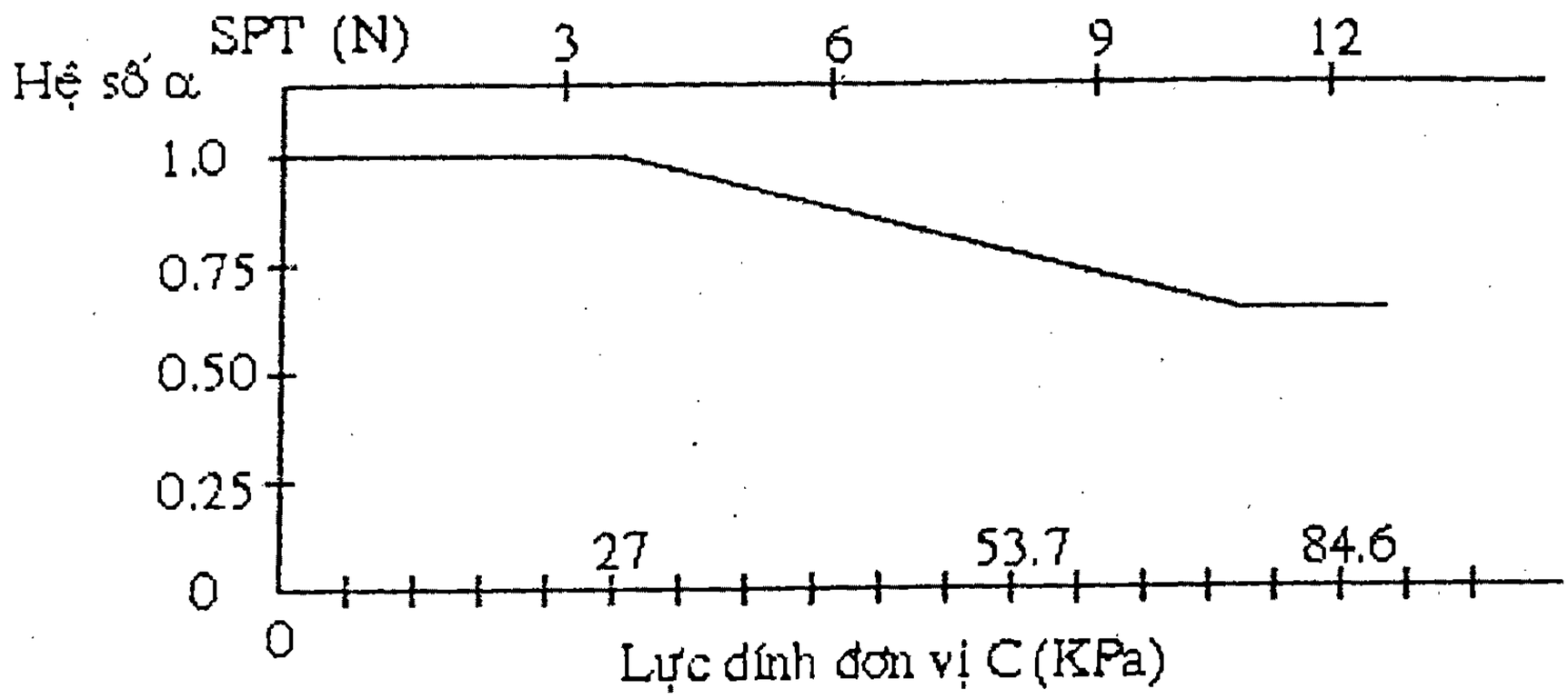
f_s: Lực ma sát giữa đất dính và thành cọc

$$f_s = \alpha . C_u \qquad \text{(II - 25)}$$

α: Hệ số thực nghiệm tra trên đồ thị ở hình II - 1.

Hệ số an toàn dùng cho sức chịu tải của cọc thường lấy bằng 3, tức là

$$Q_u^{tt} = \frac{Q_u}{3} \qquad \text{(II - 26)}$$



Hình II - 1: *Hệ số α (theo David, 1979)*

Ghi chú: Trong thực tế thường gặp 2 trường hợp:

a) Khi cọc xuyên qua các lớp đất sét yếu để cắm được vào các tầng cát và cuội sỏi bên dưới (thí dụ như địa tầng Hà Nội) thì có thể dùng công thức của Meyerhof để xác định sức chịu tải của cọc.

b) Khi cọc xuyên qua các lớp đất yếu (sét nhão chảy, cát mịn) để cắm vào tầng sét cứng bên dưới (thí dụ như địa tầng ở thành phố Hồ Chí Minh) thì có thể dùng công thức của David để xác định sức chịu tải của cọc.

II.4.3. Tính toán sức chịu tải của cọc theo công thức của Nhật Bản

$$Q_u = \frac{1}{3}\left[\alpha N_a F_p + \left(0{,}2N_s L_s + cL_c\right)\pi d\right] \qquad \text{(II - 27)}$$

Trong đó:

N_a: Chỉ số SPT của đất tại mũi cọc

N_s: Chỉ số SPT của các lớp đất cát xung quanh cọc

L_s: Chiều dài đoạn cọc nằm trong đất cát

L_c: Chiều dài đoạn cọc nằm trong đất sét

c: Lực dính của đất sét

α: Hệ số phụ thuộc vào phương pháp thi công cọc, đối với cọc khoan nhồi thì lấy α = 15, đối với cọc đóng α = 30

d: Đường kính cọc

F_p: Diện tích tiết diện cọc ở đầu mũi

II.5. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO CÔNG THỨC ĐỘNG

II.5.1. Phương pháp của Gersevanov

1. Sức chịu tải cho phép của cọc

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{K_{tc}} \qquad \text{(II - 28)}$$

Trong đó:

Q_{tc}: Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc (t)

K_{tc}: Hệ số an toàn, lấy như sau:

K_{tc} = 1,25 nếu sức chịu tải của cọc xác định theo kết quả thử động có kể đến biến dạng đàn hồi của đất.

K_{tc} = 1,40 nếu sức chịu tải của cọc xác định theo kết quả thử động không kể đến biến dạng đàn hồi của đất.

2. Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc theo kết quả thử động

Xác định theo công thức:

$$Q_{tc} = m\frac{Q_u}{K_d} \qquad \text{(II - 29)}$$

Trong đó:

m: Hệ số điều kiện làm việc, lấy như sau:

- m = 1,0 đối với cọc chịu nén
- m = 0,8 đối với cọc chịu nhổ và độ sâu hạ cọc lớn hơn 4m
- m = 0,6 đối với cọc chịu nhổ và độ sâu hạ cọc nhỏ hơn 4m

K_d: Hệ số an toàn theo đất, xác định như sau:

- Lấy $K_d = 1$ và $Q_u = Q_{u\text{-}min}$ khi số cọc được thử ở những điều kiện địa chất như nhau mà ít hơn 6 cái.
- Nếu số cọc thử lớn hơn 6 cọc, thì K_d xác định theo phương pháp thống kê.

Q_u : Sức chịu giới hạn của cọc (t)

3. Sức chịu giới hạn Q_u của cọc

• Nếu độ chối của cọc $e_f \geq 0{,}002$m, thì Q_u xác định theo công thức:

$$Q_u = \frac{nFM}{2}\left[\sqrt{1+\frac{4\,Э_p}{nFe_f}.\frac{W_n+\varepsilon^2(W_c+W_l)}{W_n+W_c+W_l}}-1\right] \qquad \text{(II - 30)}$$

Trong đó:

n: Hệ số lấy bằng 150 T/m^2 đối với cọc bê tông cốt thép có mũ cọc

F: Diện tích tiết diện ngang của cọc (m^2)

M: Hệ số, lấy bằng 1,0 khi đóng cọc bằng búa tác dụng va đập, còn khi hạ cọc bằng phương pháp rung thì M lấy theo bảng II - 10

$Э_p$: Năng lượng tính toán của một va đập của búa (T.m), lấy theo bảng II - 11, hoặc năng lượng tính toán của máy hạ bằng cách rung lấy theo bảng II - 12

e_f: Độ chối thực tế, bằng độ lún của cọc do một va đập của búa; còn khi dùng máy rung e_f là độ lún của cọc do công của máy trong thời gian 1 phút (tính bằng mét)

W_c: Trọng lượng của cọc và mũ cọc (t)

W_l: Trọng lượng của cọc dẫn (t) (khi hạ bằng rung $W_l = 0$)

W_n: Trọng lượng của búa hoặc máy rung (t)

ε: Hệ số phục hồi va đập. Khi đóng cọc và cọc ống bê tông cốt thép bằng búa tác động va đập có dùng mũ đệm bằng gỗ thì lấy $\varepsilon^2 = 0,2$; khi hạ cọc bằng phương pháp rung lấy $\varepsilon^2 = 0$.

• Nếu độ chối của cọc $e_f < 0,002$m thì Q_u xác định theo công thức :

$$Q_u = \frac{1}{2\theta}.\frac{2\lambda_f + C}{\lambda_f + C}\left[\sqrt{1 + \frac{8\,э_p\,(\lambda_f + C)}{(\lambda_f + C)^2}.\frac{W}{W + W_c}\theta} - 1\right] \qquad \text{(II - 31)}$$

Trong đó:

C: Độ chối đàn hồi của cọc (m), xác định bằng máy đo độ chối

W: Trọng lượng của phần va đập của búa (t)

Các số hạng λ_f, $э_p$, W_C xem công thức (II - 30)

θ : Hệ số (1/Tấn), xác định theo công thức:

$$\theta = \frac{1}{4}\left(\frac{n_0}{F} + \frac{n_h}{\Omega}\right)\frac{W}{W + W_C}\sqrt{2g(H - h)} \qquad \text{(II - 32)}$$

Ở đây:

n_0, n_h: Hệ số chuyển từ sức chịu tải động sang sức chịu tải tĩnh của đất

- Đối với đất dưới mũi cọc: $n_0 = 0,0025$ s.m/T
- Đối với đất ở mặt hông cọc: $n_h = 0,25$ s.m/T

Ω: Diện tích mặt bên cọc tiếp xúc với đất (m^2)

g: Gia tốc trọng trường, lấy bằng 9,81 m/sec^2

h: Chiều cao nẩy đầu tiên của phần va đập của búa, đối với búa diesel lấy h = 0,5m

H: Chiều cao rơi thực tế của phần động của búa (m)

Chú ý :

Các giá trị của W_n, W, W_c và W_l dùng trong các công thức trên không có hệ số vượt tải.

Bảng II - 10: *Hệ số M*

Loại đất dưới mũi cọc	Hệ số M
1. Sỏi sạn có chất lấp nhét cát	1,3
2. Cát thô, cát trung chặt vừa và cát pha cứng	1,2
3. Cát mịn, chặt vừa	1,1
4. Cát bụi, chặt vừa	1,0
5. Sét và sét pha dẻo cứng	0,9
6. Sét và sét pha nửa cứng	0,8
7. Sét và sét pha cứng	0,7

Share-connect.blogspot.com

Ghi chú: Đối với cát thô, cát trung, cát mịn, cát bụi ở trạng thái chặt, các giá trị M trong các mục 2,3 và 4 được tăng lên 60%.

Bảng II-11: *Năng lượng tính toán $э_p$ của búa đóng*

Kiểu búa	Năng lượng tính toán va đập của búa $э_p$ (T/m)
1. Búa treo hoặc tác dụng đơn động	WH
2. Búa diesel ống	0,9 WH
3. Búa diesel cần	0,4 WH
1. Búa diesel khi đóng kiểm tra từng nhát một	Q (H - h)

Ghi chú:

Ở mục 4: h là chiều cao nẩy đầu tiên phần va đập của búa diesel do đệm không khí gây ra, xác định theo thước đo (m). Khi tính toán sơ bộ, cho phép lấy h= 0,6m đối với búa kiểu cột và h = 0,4m đối với búa kiểu ống.

Bảng II-12: *Năng lượng tính toán $э_p$ của rung*

Lực kích thích của máy rung (t)	10	20	30	40	50	60	70	80
Năng lượng tính toán $э_p$ (T.m)	4,5	9	13	17,5	22	26,5	31	35

II.5.2. Phương pháp Hilley

1.Sức chịu tải giới hạn của cọc

$$Q_u = \frac{KWh}{\lambda_f + \frac{1}{2}(C_1 + C_2 + C_3)} \cdot \frac{W + e^2 W_C}{W + W_C} \qquad \text{(II - 33)}$$

Trong đó:

K: Hiệu suất cơ học của búa đóng cọc, lấy như sau:

- K = 100% đối với búa rơi tự do điều khiển tự động và búa diesel
- K = 75% đối với búa rơi tự do nâng bằng cáp tời
- K = 75% ÷ 85% đối với các loại búa hơi nước đơn động

W_c: Trọng lượng của cọc (t)

W: Trọng lượng của quả búa (t)

h: Chiều cao búa rơi (m)

e: Hệ số phục hồi, lấy như sau:

- Cọc có đầu bịt bằng thép: e = 0,55
- Cọc thép đệm đầu bằng gỗ mềm: e = 0,40

- Cọc bê tông cốt thép đệm đầu bằng gỗ: e = 0,25

λ_f: Độ chối của cọc khi đóng (m)

C_1: Biến dạng đàn hồi của đầu cọc, đệm đầu cọc, cọc dẫn (m)

C_3: Biến dạng của đất nền, thường lấy bằng 0,005m

C_2: Biến dạng đàn hồi của cọc (m)

$$C_2 = \frac{Q_u L}{AE} \qquad \text{(II - 34)}$$

Ở đây:

L: Chiều dài của cọc (m)

A: Diện tích tiết diện cọc (m^2)

E: Môđyn đàn hồi của vật liệu làm cọc (T/m^2)

2. Sức chịu tải tính toán của cọc

$$Q_{tt} = \frac{Q_u}{F_s} \qquad \text{(II – 35)}$$

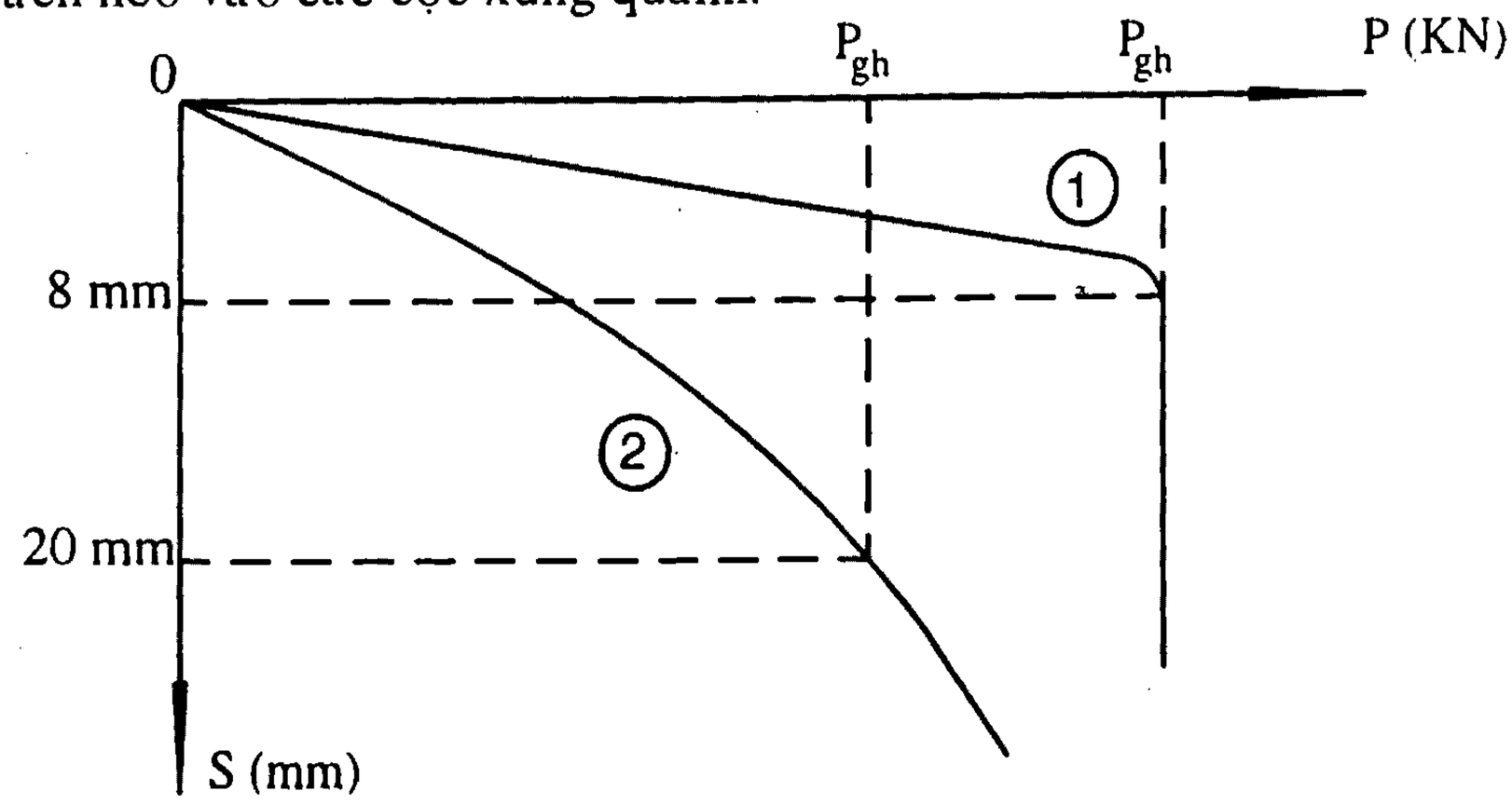
Trong đó:

F_S: Hệ số an toàn, thường lấy bằng 3

II.6. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH TẠI HIỆN TRƯỜNG

Trước khi thiết kế chính thức, cần thí nghiệm nén tĩnh cọc tại hiện trường để xác định kích thước cọc (chiều dài, tiết diện) và sức chịu tải của cọc.

Thường gia tải trên đầu cọc bằng kích thủy lực. Đối trọng thường bằng bàn nén chất các vật nặng (các khối bê tông hoặc các khối gang đúc) hay là bằng cách neo vào các cọc xung quanh.



Hình II – 2: *Biểu đồ nén tĩnh cọc, quan hệ S = f(P)*

(1) Đối với cọc chống

(2) Đối với cọc ma sát

Tải trọng được gia theo từng cấp bằng $\frac{1}{10} \div \frac{1}{15}$ tải trọng giới hạn đã xác định theo tính toán.

Ứng với mỗi cấp tải trọng, người ta đo độ lún của cọc như sau:

Bốn lần đầu ghi số đo trên đồng hồ đo độ lún, mỗi lần cách nhau 15 phút. Hai lần sau cách nhau 30 phút. Tiếp đó cứ sau một giờ lại ghi số đo một lần cho đến khi cọc lún tới hoàn toàn ổn định dưới cấp tải trọng. Cọc được coi là lún đến ổn định khi dưới cấp tải trọng đó nó chỉ lún 0,1mm sau 1 giờ hoặc 2 giờ tùy loại đất dưới mũi cọc. Đối với đất loại cát thì sau 1 giờ, còn loại sét thì sau 2 giờ.

Theo kết quả thí nghiệm, ta có biểu đồ quan hệ giữa độ lún với tải trọng S = f(P) như hình II – 2.

1. Đối với cọc chống

Đối với cọc chống, sức chịu tải của cọc tính theo độ bền của vật liệu làm cọc. Trong thí nghiệm nén tĩnh tại hiện trường, khi tải trọng đạt tới giới hạn thì vật liệu làm cọc bị phá hoại và đường quan hệ S = f(P) sẽ bị gãy đột ngột như đường biểu diễn (1) trên hình II – 2. Độ lún của cọc rất nhỏ, thường không quá 8mm.

Sức chịu tải tính toán của cọc xác định như sau:

$$Q_{tt} = \frac{P_{gh}}{K_{tc}} \qquad \text{(II – 36a)}$$

Trong đó:

K_{tc} : Hệ số tin cậy, hay là hệ số an toàn do người tư vấn thiết kế quy định.

Thường lấy $K_{tc} = 1,4 \div 2$.

2. Đối với cọc ma sát

Đối với cọc ma sát (còn gọi là cọc treo) thì sức chịu tải của cọc tính theo tính chất cơ lý của đất nền. Sức chịu tải của cọc được tạo nên bởi sức chống của đất ở đầu mũi cọc và ma sát của đất quanh thân cọc. Trong thí nghiệm nén tĩnh cọc, đường quan hệ S = f(P) là một đường cong có điểm đột biến không rõ ràng.

Nhiều quy trình của Việt Nam và các nước quy định tải trọng giới hạn P_{gh} tương ứng với độ lún của cọc là 20mm.

Sức chịu tải tính toán của cọc được xác định như sau:

$$Q_{tt} = \frac{P_{gh}}{K_{tc}} \qquad \text{(II - 36b)}$$

Trong đó hệ số an toàn $K_{tc} = 2 \div 2,5$ do tư vấn thiết kế quy định.

CHƯƠNG III

TÍNH TOÁN CỌC CHỊU TÁC DỤNG ĐỒNG THỜI CỦA LỰC THẲNG ĐỨNG, LỰC NGANG VÀ MÔMEN

Khi tính toán cọc chịu tác dụng của lực ngang, đất xung quanh cọc được xem như môi trường biến dạng tuyến tính, được đặc trưng bởi hệ số nền C_z (KN/m^3) tăng theo chiều sâu. Trị số của C_z xác định theo kết quả thí nghiệm hoặc theo công thức:

$$C_z = K.z \qquad \text{(III - 1)}$$

Trong đó:

K: Hệ số tỷ lệ (KN/m^4) phụ thuộc loại đất xung quanh cọc, tra trong bảng III - 1

z: Độ sâu của tiết diện cọc trong đất (m), tính từ mặt đất đối với trường hợp móng cọc đài cao, và tính từ đáy đài đối với móng cọc đài thấp.

Khi tính toán người ta dùng độ sâu tính đổi của tiết diện cọc trong đất z và độ sâu hạ cọc tính đổi $\bar{l}$.

$$\bar{z} = \alpha_b.z \qquad \text{(III - 2)}$$

$$\bar{l} = \alpha_b.l \qquad \text{(III - 3)}$$

l: Khoảng cách thực tế tính từ mũi cọc đến mặt đất khi móng cọc đài cao và đến đáy đài khi móng cọc đài thấp.

α_b: Hệ số biến dạng $\left(\frac{1}{m}\right)$, xác định theo công thức:

$$\alpha_b = \sqrt[5]{\frac{Kb_c}{E_b J}} \qquad \text{(III - 4)}$$

K: Như trong công thức III - 1

E_b: Môđyn đàn hồi ban đầu của bê tông cọc khi nén và khi kéo (kPa) lấy theo quy phạm bê tông cốt thép. Đối với cọc gỗ thì lấy theo quy phạm kết cấu gỗ.

J: Mômen quán tính tiết diện ngang cọc (m^4)

b_c: Bề rộng quy ước của cọc (m) được lấy như sau:

- Đối với cọc ống, cọc trụ và cọc nhồi có đường kính $d \geq 0,8m$ thì $b_c = d + 1m$
- Đối với các loại cọc khác và kích thước khác thì $b_c = 1,5d + 0,5m$

d: Đường kính ngoài của cọc tròn hoặc cạnh của cọc tiết diện vuông, chữ nhật theo hướng vuông góc với mặt phẳng tác dụng của lực (m)

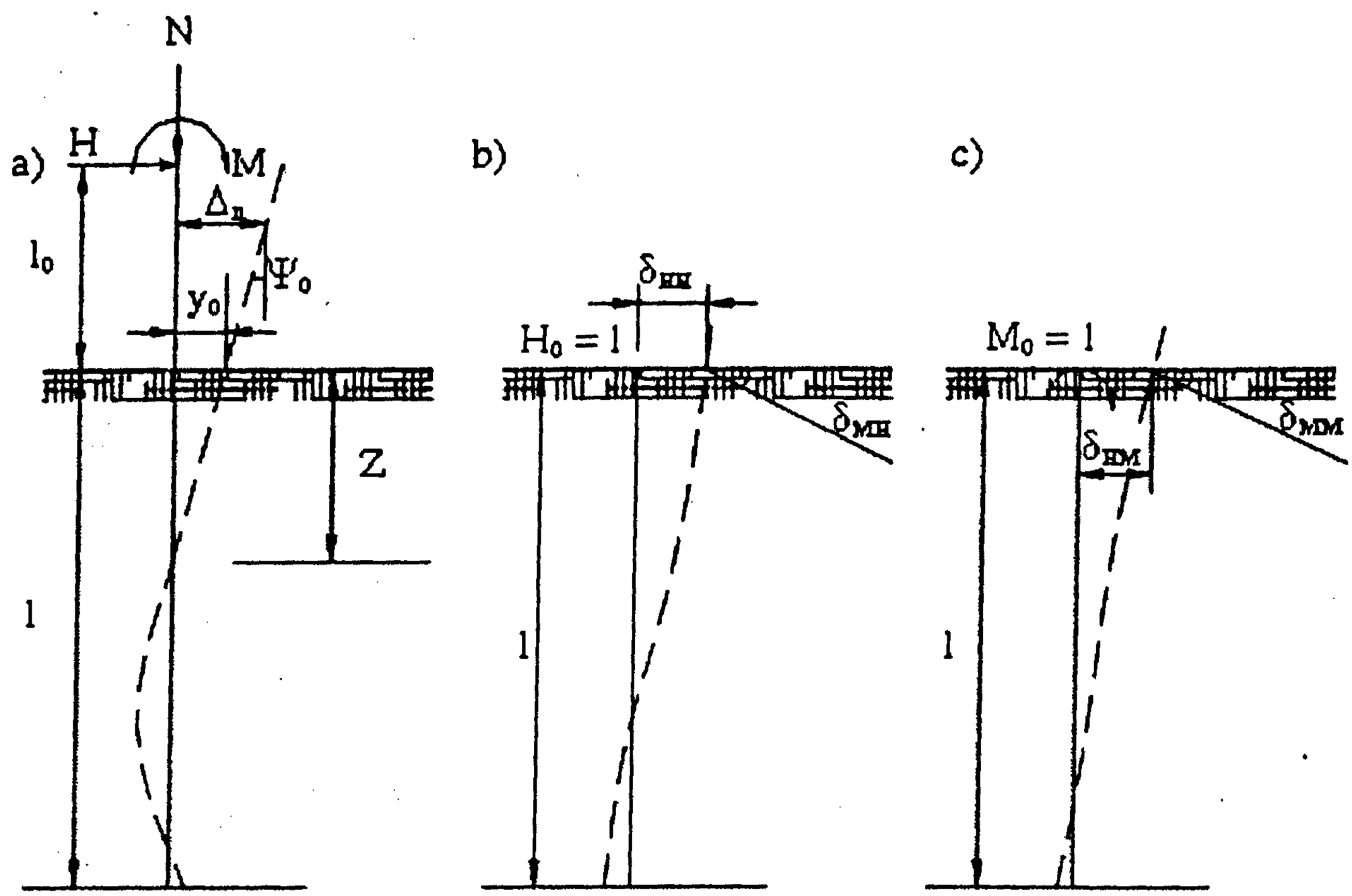
Ghi chú:

1) I_L: Độ sệt

e: Hệ số rỗng của đất

2) Đối với cát chặt thì trị số K (đối với cọc ống và cọc nhồi) lấy tăng lên 30% so với trị số lớn nhất ghi trong bảng của loại đất tương ứng.

Dưới tác dụng đồng thời của lực dọc, lực ngang và mômen thì cọc, cọc ống, cọc nhồi được tính toán theo biến dạng, theo ổn định của đất xung quanh cọc, và kiểm tra tiết diện cọc.



Hình III-1: *Chuyển vị của cọc khi chịu tác dụng đồng thời của lực đứng, lực ngang và mômen*

a) Các tải trọng tác dụng lên cọc

b) Chuyển vị của cọc do lực ngang $H_0 = 1$ tác dụng ở mặt đất gây ra

c) Chuyển vị của cọc do mômen $M_0 = 1$ gây ra

Tính toán cọc theo biến dạng và nhằm kiểm tra điều kiện:

$$\Delta_n \le S_{gh}, \psi \le \psi_{gh}$$

Trong đó:

S_{gh}, ψ_{gh}: Là trị số giới hạn cho phép của chuyển vị ngang đầu cọc và góc xoay của cọc, được quy định trong nhiệm vụ thiết kế nhà hay công trình

Δ_n, ψ: Tuần tự là chuyển vị ngang của đầu cọc (m) và góc xoay của cọc (rad) xác định theo công thức:

$$\Delta_n = y_0 + \psi_0 l_0 + \frac{Hl_0^3}{3E_bJ} + \frac{Ml_0^2}{2E_bJ} \qquad \text{(III - 5)}$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{Hl_0^2}{2E_bJ} + \frac{Ml_0}{E_bJ} \qquad \text{(III - 6)}$$

Trong đó:

H, M: Trị tính toán của lực ngang (KN) và mômen uốn (KN.m) do đài tác dụng lên đầu cọc

l_0: Chiều dài của đoạn cọc (m) tính từ đế đài lên mặt đất

E_b, J: Như công thức (III - 4)

y_0, ψ_0: Chuyển vị ngang và góc xoay của tiết diện ngang cọc tại mặt đất trong trường hợp đài cao và tại đáy đài trong trường hợp đài thấp

Ở đây, mômen và lực ngang tác dụng ở đầu cọc được coi là dương nếu mômen hướng theo chiều kim đồng hồ và lực ngang hướng sang phải.

Mômen uốn và lực ngang tại tiết diện cọc coi là dương nếu mômen và lực ngang truyền từ phần cọc bên trên xuống phần dưới tại tiết diện tưởng tượng cắt ra, hướng theo chiều kim đồng hồ và hướng sang bên phải.

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc và góc xoay của cọc coi là dương nếu chúng hướng sang phải và theo chiều kim đồng hồ.

$$y_0 = H_0\delta_{HH} + M_0\delta_{HM} \qquad \text{(III - 7a)}$$

$$\psi_0 = H_0\delta_{MH} + M_0\delta_{MM} \qquad \text{(III - 7b)}$$

H_0, M_0: Trị tính toán của lực ngang và mômen uốn. Tại tiết diện đang xét lấy $H_0 = H$ và $M_0 = M + Hl_0$

δ_{HH}: Chuyển vị ngang của tiết diện (m/KN), do lực $H_0 = 1$ gây ra

$$\delta_{HH} = \frac{A_0}{a_b^3E_bJ} \qquad \text{(III-8a)}$$

δ_{HM}: Góc xoay của tiết diện cọc $\left(\frac{1}{KN}\right)$, do mômen $M_0 = 1$ gây ra

δ_{MH}: Góc xoay của tiết diện cọc $\left(\frac{1}{KN}\right)$, do mômen $H_0 = 1$ gây ra

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = \frac{B_0}{a_b^2E_bJ} \qquad \text{(III-8b)}$$

δ_{MM}: Góc xoay của tiết diện cọc $\left(\frac{1}{KNm}\right)$, do mômen $M_0 = 1$ gây ra

$$\delta_{MM} = \frac{C_0}{a_bE_bJ} \qquad \text{(III-8c)}$$

A_0, B_0, C_0: Các hệ số không thứ nguyên, lấy theo bảng III - 2 phụ thuộc vào $\bar{l}$.

Tính toán ổn định của nền xung quanh cọc:

Để bảo đảm cho đất nền xung quanh cọc được ổn định thì phải thỏa mãn điều kiện:

$$a_z \le \eta_1\eta_2 \frac{4}{\cos\varphi_1}(\gamma_1 z tg\varphi_1 + \xi_1 C_1) \qquad \text{(III - 9)}$$

Trong đó:

γ_1: Trị tính toán thứ nhất của trọng lượng riêng của đất ở trạng thái nguyên thổ, đối với đất bão hòa nước thì phải kể đến hiện tượng đẩy nổi

φ_1, C_1: Trị tính toán thứ nhất của góc ma sát trong và lực dính của đất

ξ: Hệ số

- Đối với cọc đóng và cọc ống: $\xi = 0,6$

- Đối với các trường hợp khác: $\xi = 0,3$

η_1: Hệ số

- $\eta_1 = 1$

- Riêng khi tính móng các công trình chống thì $\eta_1 = 0,7$

η_2: Hệ số

$$\eta_2 = \frac{M_{tx} + M_{tt}}{\bar{n}M_{tx} + M_{tt}} \qquad \text{(III - 10)}$$

M_{tx} : Mômen do trị tính toán của các lực thường xuyên gây ra tại độ sâu mũi cọc

M_{tt} : Mômen do trị tính toán của các lực tạm thời gây ra tại độ sâu mũi cọc

$\bar{n}$: Hệ số. $\bar{n} = 2,5$ trừ các trường hợp sau:

- Đối với các công trình đặc biệt quan trọng:
  - khi $\bar{l} \le 2,5$ thì $\bar{n} = 4$
  - khi $\bar{l} \ge 5$ thì $\bar{n} = 2,5$
  - khi $2,5 < \bar{l} < 5$ thì $\bar{n}$ xác định bằng phương pháp nội suy

- Đối với móng có một hàng cọc chịu lực dọc đặt lệch tâm thì $\bar{n} = 4$ không phụ thuộc vào $\bar{l}$

σ_z: Áp lực tính toán (kPa) xuất hiện trong đất xung quanh cọc tại các độ sâu z tính từ mặt đất khi đài cao, từ đáy đài khi đài thấp. Khi $\bar{l} \le 2,5$ tại hai độ sâu $z = \frac{1}{z}$, $z = 1$ và khi $\bar{l} > 2,5$ tại độ sâu $\bar{z} = \frac{0,85}{\alpha_b}$, giá trị của σ_z tính theo công thức:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_b}\bar{z}\left(y_0 A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_b}B_1 + \frac{M_0}{\alpha_b^2 E_b J}C_1 + \frac{H_0}{\alpha_b^2 E_b J}D_1\right) \qquad \text{(III - 11)}$$

Trị tính toán của mômen uốn M, lực ngang Q và lực dọc N tác dụng tại tiết diện cọc ở độ sâu x:

$$M_z = \alpha_b^2 E_0 J y_0 A_3 - \alpha_b E_b J \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_b} D_3 \qquad \text{(III - 12)}$$

$$M_z = \alpha_b^2 E_0 J y_0 A_4 - \alpha_b^2 E_b J \psi_0 B_4 + \alpha_b M_0 C_4 + H_0 D_4 \qquad \text{(III - 13)}$$

Trong đó:

K: Hệ số tỷ lệ, tra bảng III - 1

$\alpha_b, E_b, J, \bar{z}, H_0, M_0, l_0, y_0, \psi_0$: Như trong các công thức trên.

$A_1, B_1, C_1, D_1, A_3, B_3, C_3, D_3, A_4, B_4, C_4, D_4$: Các hệ số tra theo bảng III-3

N: Lực dọc trục tác dụng tại đầu cọc

Khi cọc được ngàm chặt vào đài làm cho đầu cọc không thể chuyển vị được thì trị tính toán của mômen tại ngàm được xác định theo công thức:

$$M_n = -\frac{\delta_{MH} + l_0 \delta_{MM} + \dfrac{l_0^2}{2E_0 JH}}{\delta_{MM} + \dfrac{l_0}{E_b J}} \qquad \text{(III - 14)}$$

Dấu trừ cho biết khi lực ngang H hướng từ trái qua phải sẽ truyền mômen lên đầu cọc tại ngàm và mômen này hướng theo chiều ngược kim đồng hồ.

Bảng III - 1: *Hệ số tỷ lệ K*

Tên gọi và đặc trưng của đất	**Hệ số tỷ lệ K** (KN/m^4)	
	Đối với cọc đóng	Đối với cọc ống, cọc nhồi và bản
Sét và á sét dẻo chảy $0,75 < I_L \le 1,0$	650 ÷ 2500	500 ÷ 2000
Sét, á sét dẻo mềm ($0,5 < I_L \le 0,75$), á cát dẻo ($0 < I_L \le 1,0$), cát bụi ($0,6 < e \le 0,80$)	2500 ÷ 5000	2000 ÷ 4000
Sét, á sét dẻo cứng, nửa cứng ($0 < I_L \le 0,5$), á cát cứng ($I_L < 0$), cát nhỏ ($0,6 \le e \le 0,75$), cát hạt trung ($0,55 \le e \le 0,7$)	5000 ÷ 8000	4000 ÷ 6000
Sét, á sét cứng ($I_L < 0$), cát thô ($0,55 \le e \le 0,7$)	8000 ÷ 13000	6000 ÷ 10000
Cát sỏi ($0,55 \le e \le 0,7$), sỏi và cuội có độn cát		10000 ÷ 12000

Chú thích:

1) I_L: Độ sệt; e: Hệ số rỗng

2) Đối với cát chặt thì trị số K (đối với cọc ống và cọc nhồi) lấy tăng lên 30% so với trị số lớn nhất ghi trong bảng của loại đất tương ứng.

Bảng III-2: *Giá trị các hệ số A_0, B_0, C_0*

$\bar{l}$	Khi cọc tì lên đất			Khi cọc tì lên đá			Khi cọc ngàm vào đá		
	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0
0,5	72,004	192,026	576,243	48,006	96,037	192,291	0,042	0,125	0,500
0,6	50,007	111,149	278,069	33,344	55,609	92,942	0,072	0,180	0,600
0,7	36,745	70,023	150,278	24,507	35,059	50,387	0,114	0,244	0,699
0,8	28,140	46,943	88,279	18,775	23,533	29,763	0,170	0,319	0,798
0,9	22,244	33,008	55,307	14,851	16,582	18,814	0,241	0,402	0,896
1,0	18,030	24,106	36,486	12,049	12,149	12,582	0,329	0,494	0,992
1,1	14,916	18,160	25,123	9,983	9,196	8,836	0,434	0,593	1,086
1,2	12,552	14,041	17,944	8,481	7,159	6,485	0,556	0,698	1,176
1,3	10,717	11,102	13,235	7,208	5,713	4,957	0,695	0,807	1,262
1,4	9,266	8,954	10,050	6,257	4,664	3,937	0,849	0,918	1,342
1,5	8,101	7,349	7,838	5,498	3,889	3,240	1,014	1,028	1,415
1,6	7,154	6,129	6,268	4,887	3,308	2,758	1,186	1,134	1,480
1,7	6,375	5,189	5,133	4,391	2,868	2,419	1,361	1,232	1,535
1,8	5,730	4,456	4,299	3,985	2,533	2,181	1,532	1,321	1,581
1,9	5,190	3,878	3,679	3,653	2,277	2,012	1,693	1,397	1,617
2,0	4,737	3,418	3,213	3,381	2,081	1,894	1,841	1,460	1,644
2,2	4,032	2,756	2,591	2,977	1,819	1,758	2,080	1,545	1,675
2,4	3,526	2,327	2,227	2,713	1,673	1,701	2,240	1,586	1,685
2,6	3,163	2,048	2,013	2,548	1,600	1,687	2,330	1,596	1,687
2,8	2,905	1,869	1,889	2,543	1,572	1,693	2,371	1,593	1,687
3,0	2,727	1,758	1,818	2,406	1,568	1,707	2,358	1,586	1,691
3,5	2,502	1,641	1,757	2,394	1,591	1,739	2,389	1,584	1,711
≥ 4	2,441	1,621	1,751	2,419	1,618	1,755	2,401	1,600	1,732

Bảng III-3: *Giá trị các hệ số* $A_1, B_1, C_1, D_1, A_3, B_3, C_3, D_3, A_4, B_4, C_4, D_4$

$\overline{Z}$	Các hệ số											
	A_1	B_1	C_1	D_1	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
0	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000
0,1	1,000	0,100	0,005	0,000	0,000	0,000	0,000	0,100	-0,005	0,000	0,000	1,000
0,2	1,000	0,200	0,020	0,001	-0,001	0,000	1,000	0,200	-0,020	-0,003	0,000	1,000
0,3	1,000	0,300	0,045	0,005	-0,005	-0,001	1,000	0,300	-0,045	-0,009	-0,001	1,000
0,4	1,000	0,400	0,080	0,011	-0,011	-0,002	1,000	0,400	-0,080	-0,021	-0,003	1,000
0,5	1,000	0,500	0,125	0,021	-0,021	-0,005	0,999	0,500	-0,125	-0,042	-0,008	0,999
0,6	0,999	0,600	0,180	0,036	-0,036	-0,011	0,998	0,600	-0,180	-0,072	-0,016	0,997
0,7	0,999	0,700	0,245	0,057	-0,057	-0,020	0,996	0,699	-0,245	-0,114	-0,030	0,994
0,8	0,997	0,799	0,320	0,085	-0,085	-0,034	0,992	0,799	-0,320	-0,171	-0,051	0,989
0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	-0,121	-0,055	0,985	0,897	-0,404	-0,243	-0,082	0,980
1,0	0,992	0,997	0,499	0,167	-0,167	-0,083	0,975	0,994	-0,499	-0,333	-0,125	0,967
1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	-0,222	-0,122	0,960	1,090	-0,603	-0,443	-0,183	0,946
1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	-0,287	-0,173	0,938	1,183	-0,716	-0,575	-0,259	0,917
1,3	0,969	1,287	0,841	0,365	-0,365	-0,238	0,907	1,273	-0,838	-0,730	-0,356	-0,876
1,4	0,955	1,377	0,974	0,456	-0,455	-0,319	0,866	1,358	-0,967	-0,910	-0,479	-0,821
1,5	0,937	1,468	1,115	0,560	-0,559	-0,420	0,811	1,437	-1,105	-1,116	-0,630	-0,747
1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	-0,676	-0,543	0,739	1,507	-1,248	-1,350	-0,815	-0,652
1,7	0,882	1,663	1,421	0,812	-0,808	-0,691	0,646	1,566	-1,396	-1,613	-1,036	-0,529
1,8	0,843	1,706	1,584	0,961	-0,955	-0,867	0,530	1,612	-1,547	-1,906	-1,299	-0,374
1,9	0,975	1,770	1,752	1,126	-1,118	-1,074	0,385	1,640	-1,699	-2,227	-1,608	-0,181
2,0	0,735	1,823	1,924	1,308	-1,295	-1,314	0,207	1,646	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057
2,2	0,575	1,887	2,272	1,720	-1,693	-1,966	-0,271	1,575	-2,125	-3,360	-2,849	-0,692
2,4	0,347	1,874	2,609	2,195	-2,141	-2,663	-0,949	1,352	-2,339	-4,228	-2,973	-1,592
2,6	0,333	1,755	2,907	2,724	-2,621	-3,600	-1,877	0,917	-2,437	-5,140	-5,355	-2,821
2,8	-0,335	1,490	3,128	3,288	-3,103	-4,718	-3,108	0,197	-2,346	-6,023	-6,990	-4,445
3,0	-0,928	1,037	3,225	3,858	-3,540	-6,000	-4,688	-0,891	-1,969	-6,765	-8,840	-6,520
3,5	-2,928	-1,272	2,463	4,980	-3,919	-9,440	-10,340	-5,854	1,074	-6,789	-13,692	-13,826
4,0	-5,853	-5,941	-0,927	4,548	-1,614	-11,713	17,919	-15,076	9,244	-0,358	-15,611	-23,140

Share-connect.blogspot.com

CHƯƠNG IV

TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CỦA MÓNG CỌC

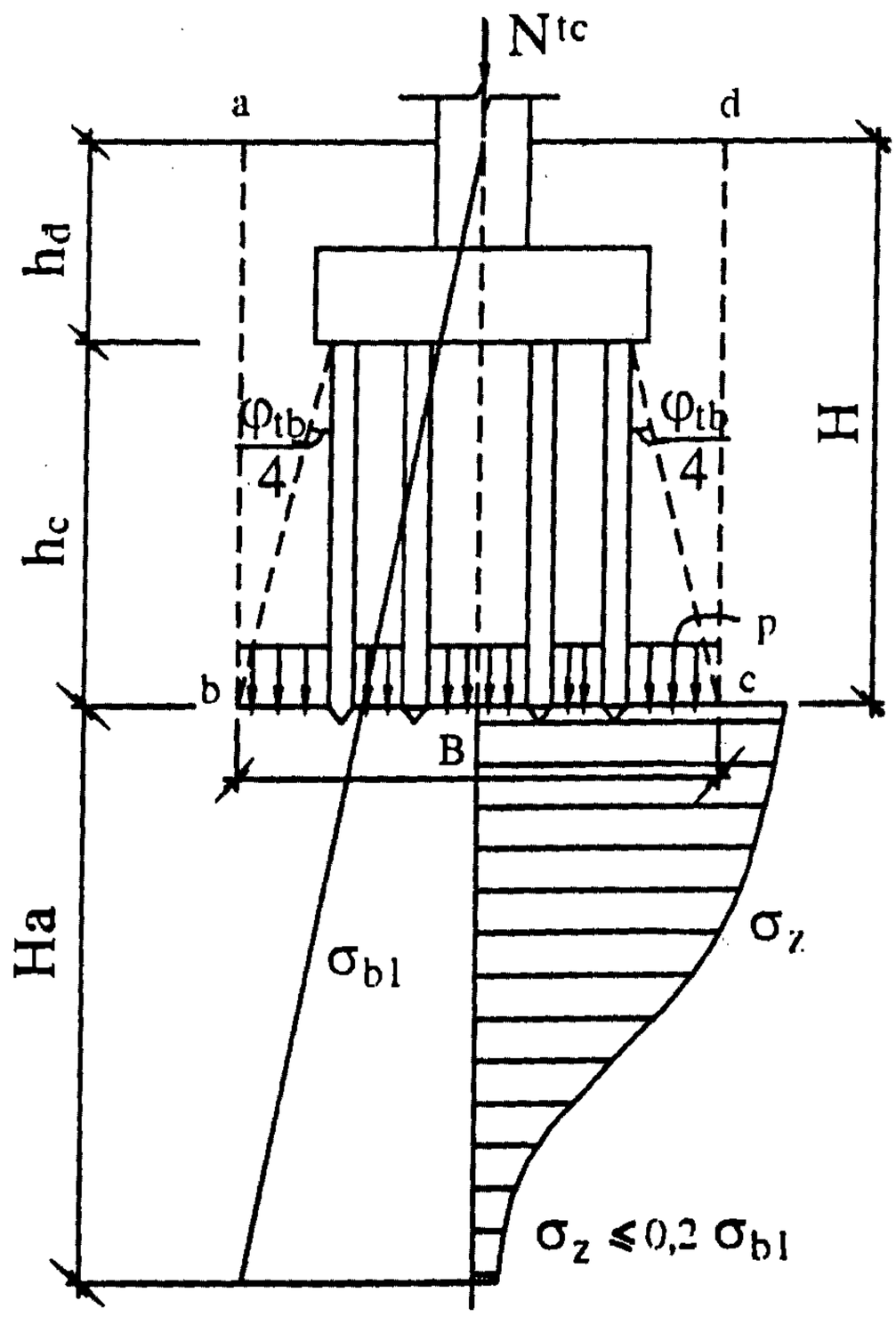
Nguyên tắc chung

Việc tính lún chỉ thực hiện cho móng cọc ma sát. Móng cọc chống không phải tính lún.

IV.1. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CHO MỘT NHÓM CỌC

Nhóm cọc được liên kết với nhau bởi một đài cọc. Khoảng cách giữa tim của các cọc ≥ 3d (d là đường kính của cọc hay cạnh của cọc). Khi cạnh của đài cọc nhỏ thua 10m thì tính lún theo trường hợp này.

Tính lún cho móng cọc là tính lún cho nền đất nằm dưới mũi cọc. Nền của móng cọc gồm các lớp đất nằm trong chiều sâu chịu nén cực hạn Ha (xem hình IV - 1).



Hình IV - 1: Sơ đồ tính lún của móng cọc

Độ lún của nền đất dưới mũi cọc do tải trọng của móng khối qui ước **abcd** gây nên. Tải trọng đó là trọng lượng của đài cọc, của cọc và của đất trong khối qui ước **abcd**.

Móng khối qui ước là một khối lập phương có đáy là B x L và chiều cao là H. Nếu đáy vuông thì B = L.

Sau đó tiến hành tính lún cho móng cọc như tính lún cho một móng nông. "Móng nông" này là móng khối qui ước **abcd** đặt tại độ sâu H.

Để tính lún, cần xác định và vẽ các biểu đồ σ_Z (áp lực do tải trọng công trình và móng khối qui ước gây nên) và σ_{bt} (áp lực do các lớp đất gây nên, còn gọi là áp lực bản thân).

Chiều sâu chịu nén cực hạn Ha kết thúc khi có $\sigma_Z \leq 0,2\ \sigma_{bt}$.

σ_Z tính theo công thức:

$$\sigma_Z = K_0 P \qquad \text{(IV - 1)}$$

Trong đó :

P: Áp lực do tải trọng công trình và móng khối quy ước gây nên (T/m^2 hay kPa)

K_0: Hệ số góc tại tâm diện tích tải trọng, tra bảng IV – 1

Bảng IV - 1: *Giá trị hệ số K_0 để xác định trực tiếp các ứng suất lớn nhất dưới tâm diện tích chịu tải*

$\beta = \frac{Z}{B}$	**Tỷ số cạnh của chữ nhật $\alpha = \frac{L}{B}$**							
	1	**1,5**	**2**	**3**	**6**	**10**	**20**	**Bài toán phẳng**
0,25	0,898	0,904	0,908	0,912	0,934	0,940	0,960	0,96
0,50	0,696	0,716	0,734	0,762	0,789	0,792	0,820	0,82
1,00	0,336	0,428	0,479	0,500	0,518	0,522	0,549	0,55
1,50	0,194	0,257	0,288	0,348	0,360	0,373	0,397	0,40
2,00	0,114	0,157	0,188	0,240	0,268	0,279	0,308	0,31
3,00	0,058	0,076	0,108	0,147	0,180	0,188	0,290	0,21
5,00	0,008	0,025	0,040	0,076	0,096	0,106	0,129	0,13

Ghi chú: Z là chiều sâu điểm tính ứng suất.

σ_{bt} tính theo công thức:

$$\sigma_{bt} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i \qquad \text{(IV - 2)}$$

Trong đó:

γ_i : Dung trọng thiên nhiên của lớp đất thứ i

h_i : Chiều dày của lớp đất thứ i

Chú ý: Nếu lớp đất nằm dưới mực nước dưới đất thì phải tính $\gamma_{đẩy\ nổi}$ ($\gamma_{đn}$):

$$\gamma_{đn} = (\gamma_s - \gamma_n)(1 - n) \qquad \text{(IV - 3)}$$

Ở đây:

γ_s: Tỷ trọng hay dung trọng hạt đất

γ_n: Dung trọng của nước

n: Độ rỗng của đất

Sau đó, tính lún của móng cọc theo phương pháp chia tầng lấy tổng như đối với móng khối quy ước đặt trên nền đất có chiều dày Ha:

$$S = \sum_{i=1}^{n} h_i a_{0i} \sigma_i = \sum_{i=1}^{Ha} h_i \frac{\beta}{E_{0i}} \sigma_i \qquad \text{(IV - 4)}$$

Trong đó:

h_i: Chiều dày lớp đất thứ i

a_{0i}: Hệ số nén tương đối của tầng đất thứ i

σ_i: Ứng suất nén tại tầng đất thứ i

β: Hệ số có xét đến nở hông, lấy bằng 0,80

E_{0i}: Môđyn tổng biến dạng của lớp đất thứ i

Cuối cùng, kiểm tra độ lún chênh lệch giữa các móng:

$$\Delta S = \frac{S_1 - S_2'}{L} \qquad \text{(IV - 5)}$$

Ở đây:

S_1: Độ lún của móng 1

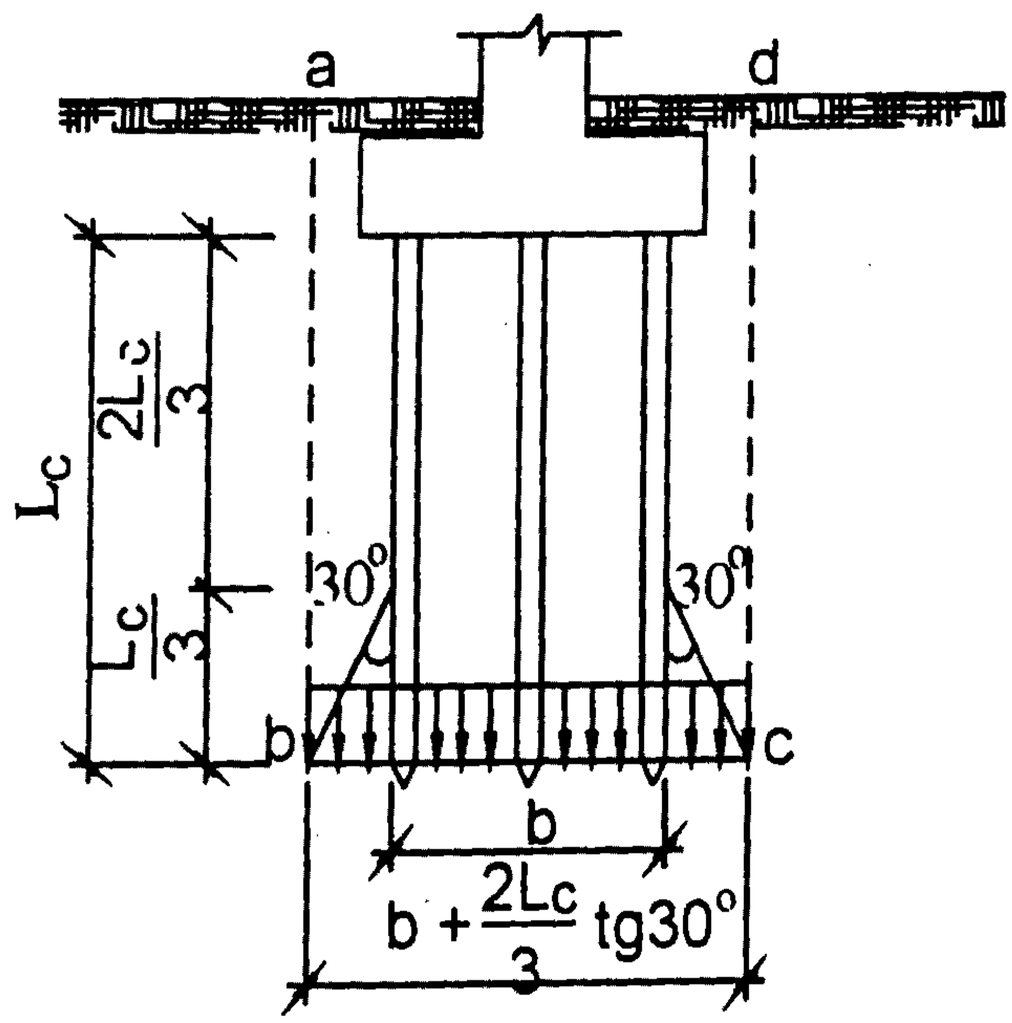
S_2: Độ lún của móng 2

L: Khoảng cách giữa hai móng

Một số cách khác xác định kích thước móng khối quy ước

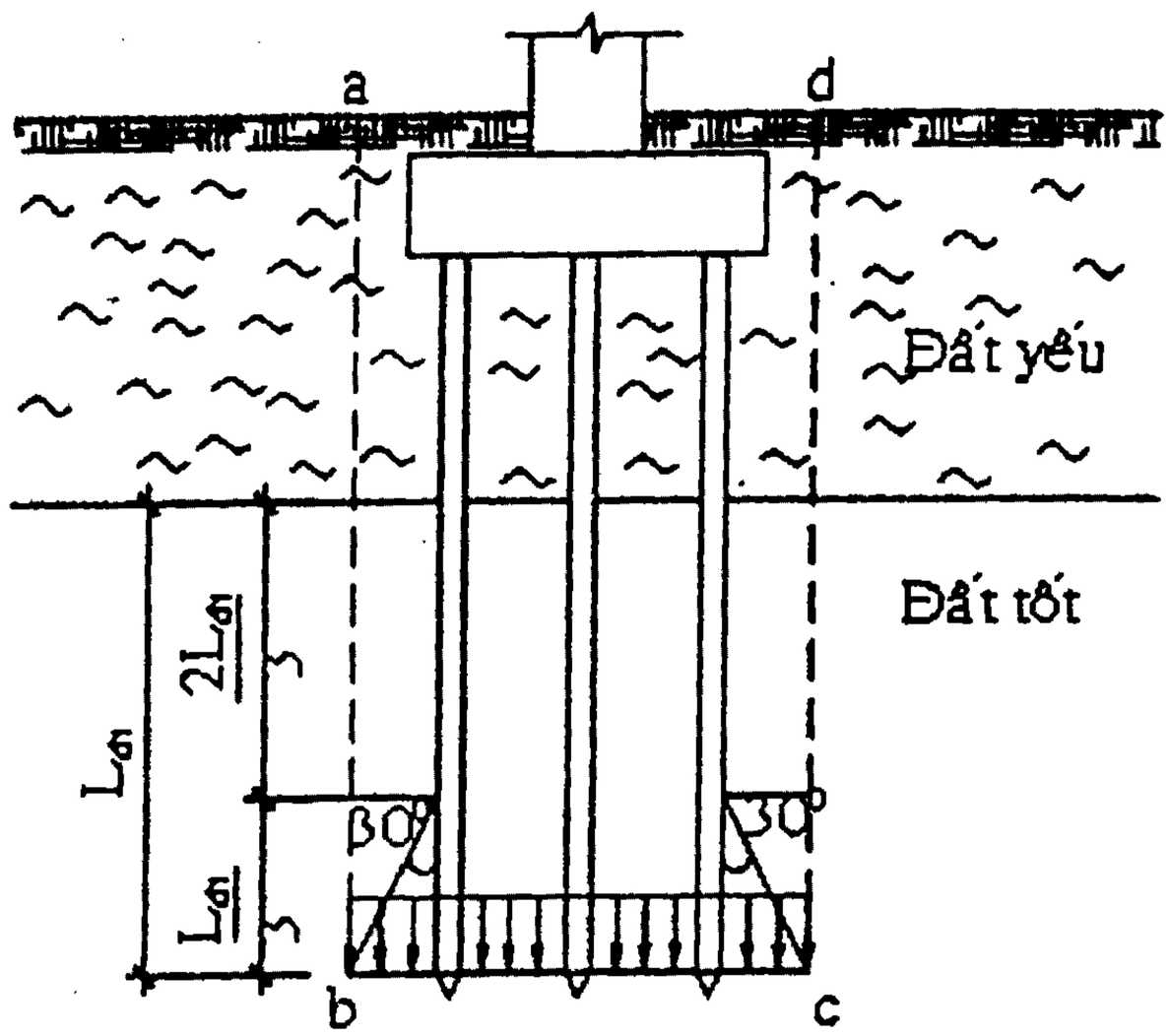
Ngoài phương pháp thông dụng để xác định kích thước của móng khối quy ước đã nêu trên, người ta còn có thể xác định bằng phương pháp được trình bày sau đây.

1. Đối với nền đồng nhất



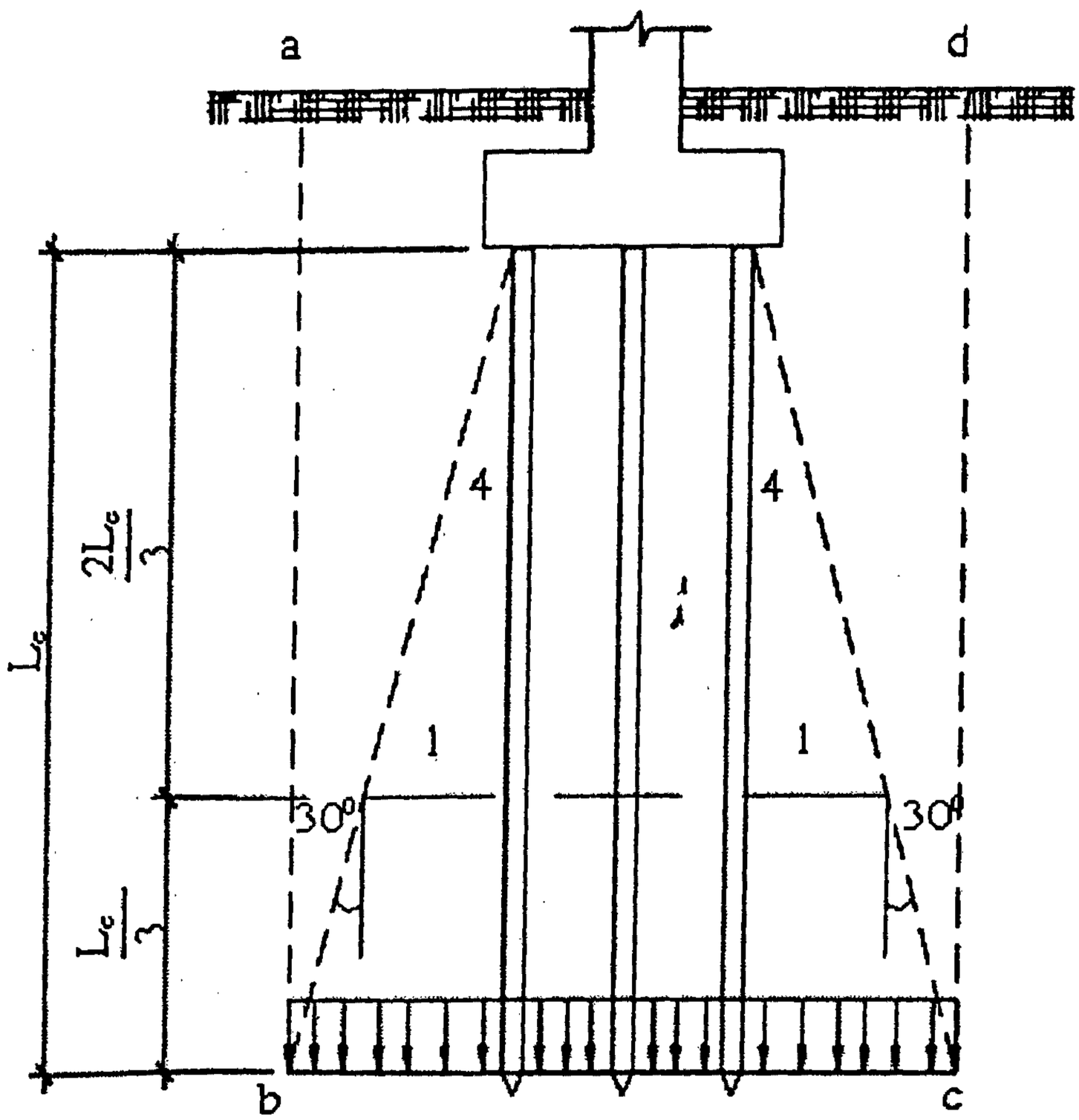
Hình IV - 2: *Xác định kích thước móng khối quy ước đối với nền đồng nhất*

2.Đối với nền có tầng đất yếu



Hình IV - 3: *Xác định kích thước móng khối quy ước khi trong nền có tầng đất yếu*

3.Đối với nền đất nhiều lớp



Hình IV - 4: *Xác định kích thước móng khối quy ước đối với nền đất nhiều lớp*

IV.2. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CHO MÓNG BĂNG CỌC

Móng băng cọc là móng có đài cọc hình băng dài và các cọc bố trí theo dãy dài dưới đó.

Độ lún S (tính bằng m) của móng băng với 1 hoặc 2, 3 hàng cọc (khi khoảng cách giữa tim các cọc ≥ 3d) được tính theo công thức:

$$S = \frac{P\left(1 - v^2\right)}{\pi E_0}\delta_0 \qquad \text{(IV - 6)}$$

Trong đó:

P: Tải trọng phân bố đều trên mét dài (KN/m hoặc KG/cm) có kể đến trọng lượng của móng trong khối đất và cọc với ranh giới như sau:

Phía trên là cốt nền; phía cạnh là các mặt phẳng đứng đi qua hàng cọc ngoài cùng; phía dưới là mặt phẳng đi qua mũi cọc (xem hình IV - 5)

E_0 và v: Giá trị môđyn tổng biến dạng và hệ số poat-xông của đất nền dưới mũi cọc trong vùng chịu nén cực hạn Ha

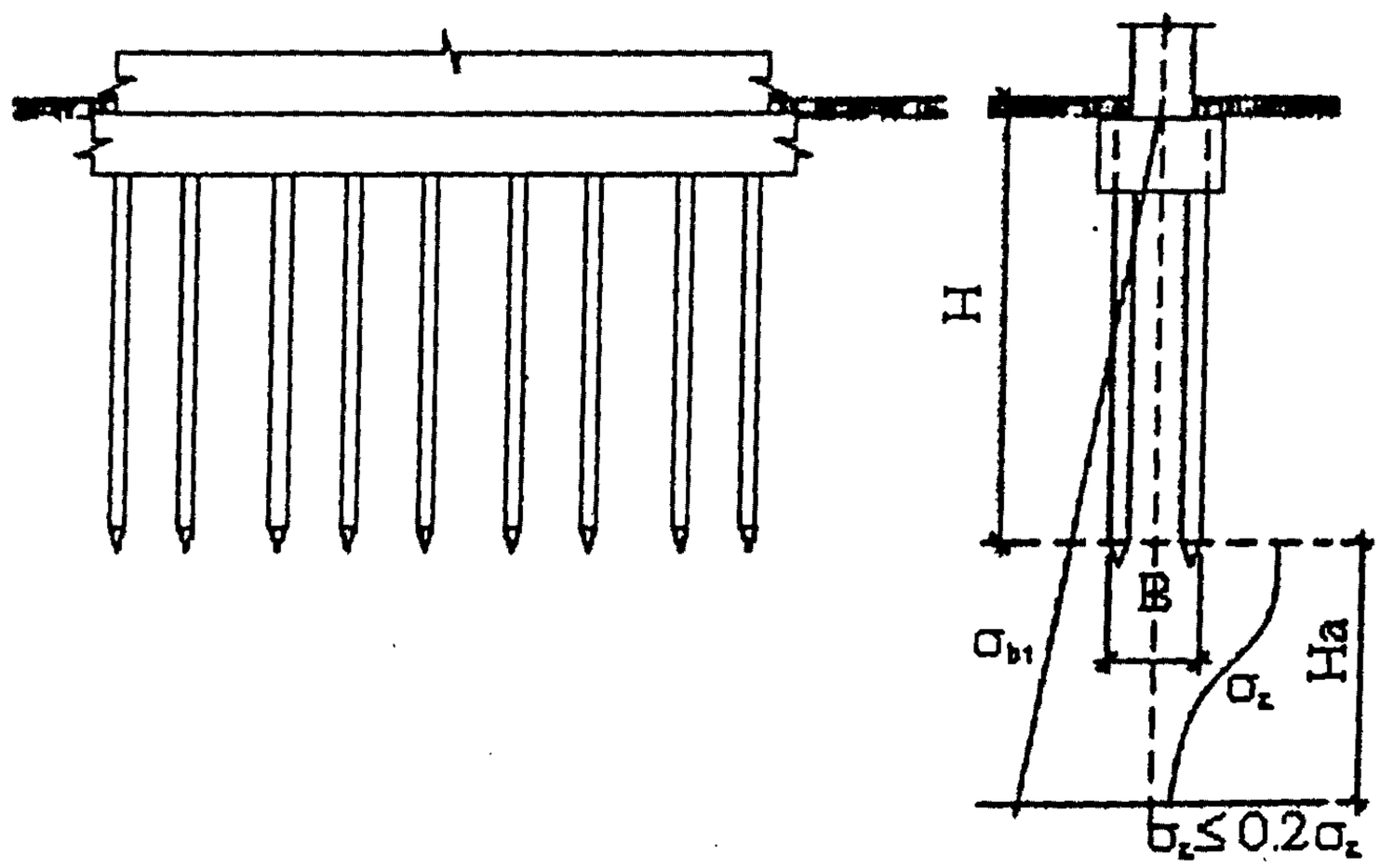
δ_0: Hệ số, lấy theo biểu đồ hình IV - 6, phụ thuộc vào hệ số poat-xông v, bề rộng quy đổi của móng $\overline{B} = \frac{B}{H}$ và độ dày quy đổi của các lớp đất chịu nén $\frac{Ha}{H}$

Trong đó:

B: Bề rộng của móng khối quy ước lấy tới mép ngoài của hàng cọc biên

H: Chiều sâu từ cốt nền đến mũi cọc

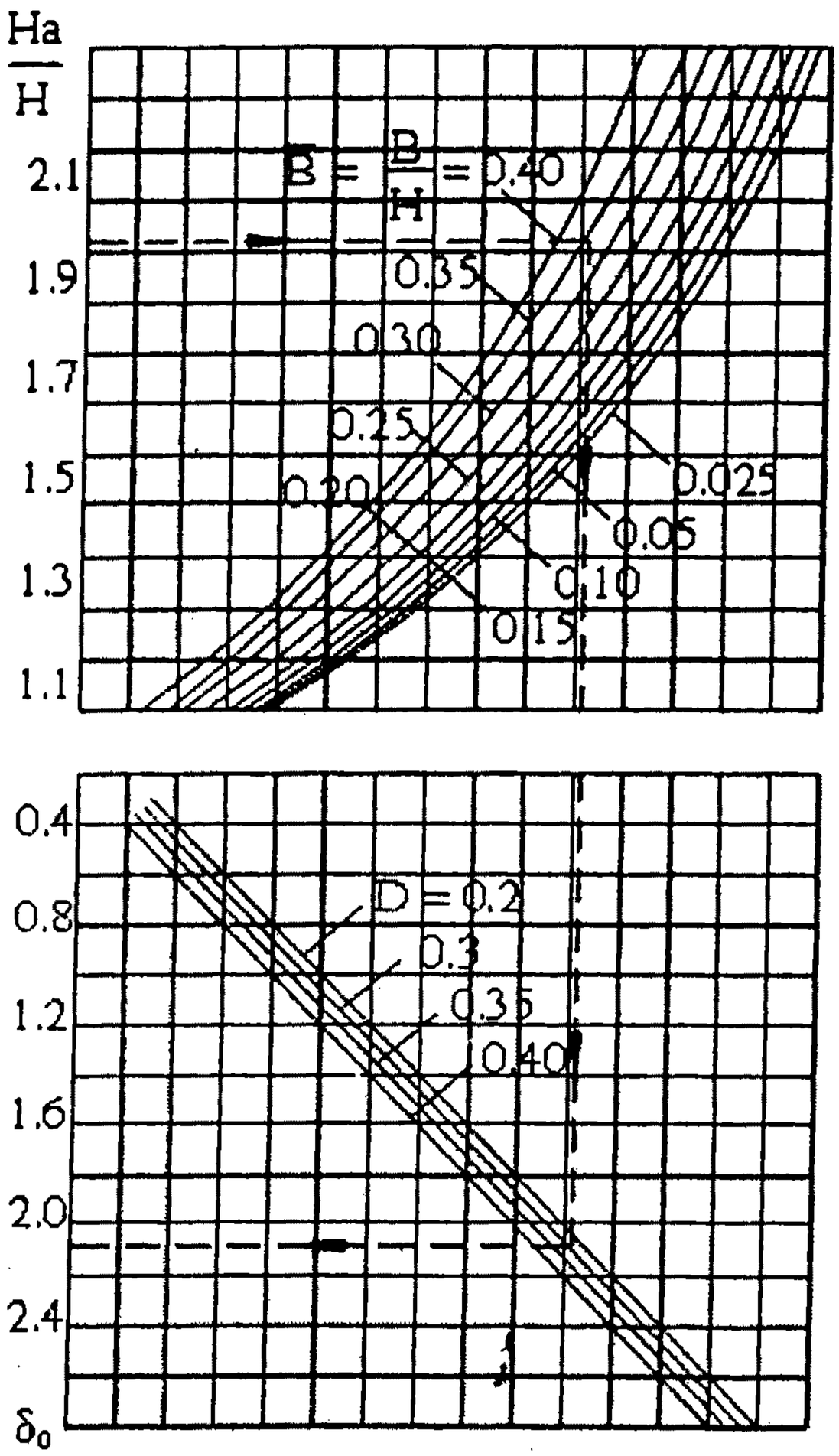
Ha: Chiều sâu chịu nén cực hạn



Hình IV - 5: *Sơ đồ tính lún cho móng băng cọc*

Giá trị của δ_0 xác định theo biểu đồ bằng cách sau đây:

Trên đồ thị, vẽ qua điểm ứng với $\frac{Ha}{H}$ một đường thẳng song song với trục hoành cắt đường cong $\overline{B}$ tương ứng. Từ giao điểm này vẽ đường vuông góc đến gặp đường v. Từ đó vẽ một đường song song với trục hoành đến trục tung, đây chính là giá trị của hệ số δ_0.



Hình IV-6: *Biểu đồ xác định δ_0*

IV.3. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CHO MÓNG BÈ CỌC

Móng bè cọc có đài cọc là một móng bè có cạnh lớn hơn 10m hay có diện tích lớn hơn $100m^2$. Các cọc dưới móng bè bố trí cách nhau những khoảng lớn hơn hoặc bằng 3d và tạo thành một trường (bãi) cọc.

Độ lún của móng bè cọc do độ lún của nền đất dưới mũi cọc gây nên. Nền đất là do một hay nhiều lớp đất tạo thành. Chiều sâu chịu nén của nền đất

dưới mũi cọc (còn gọi là chiều sâu chịu nén cực hạn Ha) được lấy bằng cạnh hay đường kính móng bè: Ha = B.

Lớp đất nền dưới mũi cọc (hay là lớp đất nền cho đầu cọc tựa vào) phải là đất tốt, có Môđyn tổng biến dạng $E_0 \geq 20$ MPa.

Độ lún của móng bè cọc được tính theo công thức:

$$M = \frac{0,12P.B}{E_{0tb}} \qquad \text{(IV - 7)}$$

Trong đó:

P: Áp lực trung bình lên nền ở đáy đài (T/m^2 hay KG/cm^2)

B: Chiều rộng hay đường kính móng (m hay cm)

E_{0tb}: Môđyn tổng biến dạng trung bình của các lớp đất dưới mũi cọc với chiều dày Ha = B (MPa, T/m^2 hay KG/cm^2)

$$E_{0tb} = \frac{1}{B}\left[E_{01}h_1K_1 + E_{02}h_2K_2 + ... + E_{0i}h_iK_i\right] \qquad \text{(IV - 8)}$$

Ở đây:

$E_{01}, E_{02}, ..., E_{0i}$: Môđyn tổng biến dạng của các lớp đất 1, 2, ..., i

$h_1, h_2, ..., h_i$: Chiều dày các lớp đất 1, 2, ..., i

$k_1, k_2, ..., k_i$: Hệ số tùy thuộc độ sâu đáy lớp, lấy theo bảng IV – 2

Bảng IV - 2: *Trị số K*

Độ sâu của đáy lớp đất (Phần lẻ của B)	(0 – 0,2)B	(0,2 – 0,4)B	(0,4 – 0,6)B	(0,6 – 0,8)B	(0,8 – 1)B
Hệ số K	1	0,85	0,6	0,5	0,4

IV.4. ĐỘ LÚN GIỚI HẠN ĐỐI VỚI NHÀ CAO TẦNG THÔNG THƯỜNG (Theo TCXD - 205 - 1998)

Bảng IV - 3: *Biến dạng giới hạn của nền*

Công trình	**Độ lún lệch tương đối** $\Delta S/L$	**Độ lún lớn nhất** S_{max} (cm)
Nhà dân dụng cao tầng có kết cấu khung hoàn toàn:		
- bằng bê tông cốt thép	0,002	8
- bằng thép	0,004	[illegible]

CHƯƠNG V

THIẾT KẾ MÓNG CỌC TRONG VÙNG CÓ ĐỘNG ĐẤT

V.1. ẢNH HƯỞNG CỦA ĐỘNG ĐẤT ĐẾN CÔNG TRÌNH

Trên thế giới nhiều nơi có động đất mạnh. Năm 1970 động đất đã hầu như phá hủy hoàn toàn thủ đô Tasken của Udơbêkistan (thuộc Liên Xô cũ). Năm 1995 phần lớn thành phố Côbê của Nhật Bản bị phá hoại nặng nề do động đất... Ở Việt Nam cũng có động đất. Vào khoảng năm 1962 tại Nghĩa Lộ có động đất cấp 7 đến cấp 8, ở Bắc Giang có động đất cấp 6 đến cấp 7 làm hỏng 3 ngôi nhà 3 tầng (bằng kết cấu tường gạch chịu lực) do tường gạch bị rạn nứt lớn.

Hiện nay ở nước ta đã có bản đồ phân vùng động đất. Thông thường người ta phân động đất thành 12 cấp (độ MSK - 64). Chỉ cần thiết kế kháng chấn cho công trình với động đất từ cấp 7 trở lên. Thực tế là chỉ có biện pháp thiết kế kháng chấn cho công trình từ cấp 7 đến cấp 9. Còn từ cấp 9 đến cấp 12 là trường hợp bất khả kháng.

Đối với nền đất yếu và những nơi có địa hình bất lợi như sườn dốc núi, bờ sông, bờ vực thì khi thiết kế kháng chấn người ta phải cộng thêm một cấp động đất. Thí dụ nơi có động đất cấp 7 thì phải thiết kế với cấp 8. Ở Hà Nội, đối với các công trình quan trọng như Lăng Hồ Chủ Tịch, Bảo tàng Hồ Chí Minh, Cung văn hóa Việt - Xô, cầu Thăng Long người ta đã thiết kế với động đất cấp 8.

Khi có động đất, công trình sẽ bị dao động và làm xuất hiện lực quán tính.

Trị số của lực động đất xác định theo công thức:

$$S = \alpha \frac{Q}{g} a = \alpha K_C Q \qquad (V - 1)$$

Trong đó:

Q: Trọng lượng của bộ phận công trình và tải trọng tác dụng lên nó

g: Gia tốc trọng trường

a: Gia tốc động đất, lấy theo các số liệu của trạm đo địa chấn, tra trong bảng V - 1

α: Hệ số phụ thuộc các tính chất động lực học của công trình và được xác định theo quy trình thiết kế, $\alpha = 1 \div 2$

$K_C = \frac{a}{g}$ gọi là hệ số động đất, xem trong bảng V – 1

Lực động đất xác định theo công thức trên có thể có hướng bất kỳ. Do đó cần chọn hướng bất lợi nhất đối với nền, móng công trình. Hướng bất lợi có thể là hướng ngang, làm cho móng bị đẩy ngang, gây ra trượt và lật đổ công trình.

Share-connect.blogspot.com

Hướng bất lợi cũng có thể hướng lên trên làm tăng lực nhổ, có hại cho các công trình có neo chịu lực nhổ.

Bảng V - 1: *a và K_C theo các cấp động đất*

Lực chấn động theo cấp	Gia tốc động đất a (cm/sec^2)	Hệ số động đất K_C
7	10 ÷ 25	1/40
8	25 ÷ 50	1/20
9	50 ÷ 100	1/10

Chấn động do động đất gây ra làm tăng áp lực đất chủ động và làm giảm áp lực đất bị động lên tường chắn đất.

Động đất làm giảm cường độ R của đất ở chân cọc (mũi cọc) và làm giảm ma sát thành f của đất ở mặt xung quanh cọc, do đó làm giảm sức chịu tải của cọc.

V.2. NHỮNG ĐIỀU CẦN CHÚ Ý KHI THIẾT KẾ MÓNG CỌC TRONG VÙNG CÓ ĐỘNG ĐẤT

- Kết cấu bên trên của nhà nên dùng loại lõi vách cứng kết hợp với khung bê tông cốt thép đổ tại chỗ liên kết với sàn bê tông cốt thép (2 lớp thép) một cách vững chắc. Hoặc dùng khung thép hình liên kết bằng bu lông cường độ cao.

Bảng V - 2: *Hệ số m_{c1} và m_{c2}*

Cấp động đất tính toán	Hệ số m_{c1} để liệu chỉnh q_p						Hệ số m_{c2} để liệu chỉnh f_i				
	Cát chặt		Cát chặt vừa		Sét bụi ở độ sệt		Cát chặt và chặt vừa		Sét bụi ở độ sệt		
	Ẩm và ít ẩm	No nước	Ẩm và ít ẩm	No nước	$I_L < 0$	$0 \le I_L \le 0,5$	Ẩm và ít ẩm	No nước	$I_L < 0$	$0 \le I_L \le 0,75$	$0,75 \le I_L \le 1$
7	1/(0,90)	0,9/–	0,95/(0,85)	0,80/–	1/(1)	0,95/(0,90)	0,95/(0,85)	0,90/–	0,95/–	0,85/(0,80)	0,75/(0,75)
8	0,90/(0,80)	0,80/–	0,85/(0,75)	0,70/–	0,95/(0,95)	0,90/(0,80)	0,85/(0,75)	0,80/–	0,90/(0,80)	0,80/(0,70)	0,70/(0,65)
9	0,80/(0,70)	0,70/–	0,75/(0,60)	–	0,90/(0,85)	0,85/(0,70)	0,75/(0,65)	0,70/–	0,85/(0,65)	0,70/(0,60)	0,60/–

Chú thích: Trị số ở tử số dùng cho cọc đóng, ở mẫu số dùng cho cọc nhồi.

- Móng cọc là móng cọc chống và có đài cọc là móng bè, móng băng giao thoa hoặc móng đơn nhưng có hệ giằng móng vững chắc.

- Khi thiết kế nền móng trong vùng có động đất, phải tính theo tổ hợp tải trọng đặc biệt, theo trạng thái giới hạn thứ nhất về sức chịu tải và ổn định.

- Khi tính toán sức chịu tải của cọc làm việc dưới tác dụng của tải trọng nén hoặc nhổ, giá trị của sức chống đầu mũi cọc q_p và sức ma sát thành f_i, cần nhân với hệ số giảm thấp điều kiện làm việc của đất nền m_{c1} và m_{c2} cho trong bảng V - 2, trừ trường hợp cọc chống trên đá hoặc đất hòn lớn.

- Ngoài m_{c1} ra, q_p còn phải nhân với hệ số điều kiện làm việc m_{c3}. Lấy $m_{c3} = 1$ khi $\bar{l} \geq 3$ là chiều dài tính đổi của cọc, xác định theo công thức III - 3.

Đồng thời ma sát bên f_i trong khoảng cách từ giữa mặt đất đến độ sâu h_{tt} lấy bằng 0.

$$h_{tt} = \frac{4}{\alpha_b} \qquad (V - 2)$$

Trong đó:

α_b: Hệ số biến dạng, tính theo công thức (III - 4)

- Trong tính toán, giá trị của góc ma sát trong của đất φ_I có kể đến động đất, cần giảm đi như sau: đối với động đất cấp 7, giảm φ_I đi 2 độ, cấp 8 giảm đi 4 độ, cấp 9 giảm đi 7 độ.

- Đối với móng trong vùng động đất, cho phép dùng tất cả các loại cọc, trừ cọc không có cốt thép ngang.

Khi thiết kế móng cọc trong vùng có động đất, cần phải đưa mũi cọc tựa lên loại đá hoặc đất tốt (đất hòn lớn, cuội sỏi, cát chặt hoặc chặt vừa, đất sét cứng có độ sệt $I_L < 0,5$).

CHƯƠNG VI

THIẾT KẾ MÓNG CỌC ĐÓNG

Trong chương VI tác giả chỉ giới thiệu loại cọc đóng thông dụng dùng trong ngành xây dựng là loại cọc bằng bê tông cốt thép có tiết diện vuông.

VI.1. QUY ĐỊNH VẬT LIỆU LÀM CỌC

VI.1.1. Chất lượng bê tông

- Thông thường dùng bê tông mác 300#
- Khi độ chối nhỏ (e ≤ 2mm), dùng R 400#
- Trong trường hợp môi trường đóng cọc có độ ăn mòn cao thì nên dùng loại xi măng bền sulfat.

VI.1.2. Cốt thép dọc

Thường dùng loại AII hoặc AIII.

Tác dụng:

- Chịu uốn khi vận chuyển
- Chịu mômen và lực ngang, lực nhổ

Hàm lượng thép dọc:

- Thông thường: ≥ 0,8%
- Đối với nhà cao tầng: 1 ÷ 1,2%

Kích thước:

Đường kính cốt thép Φ ≥ 14mm

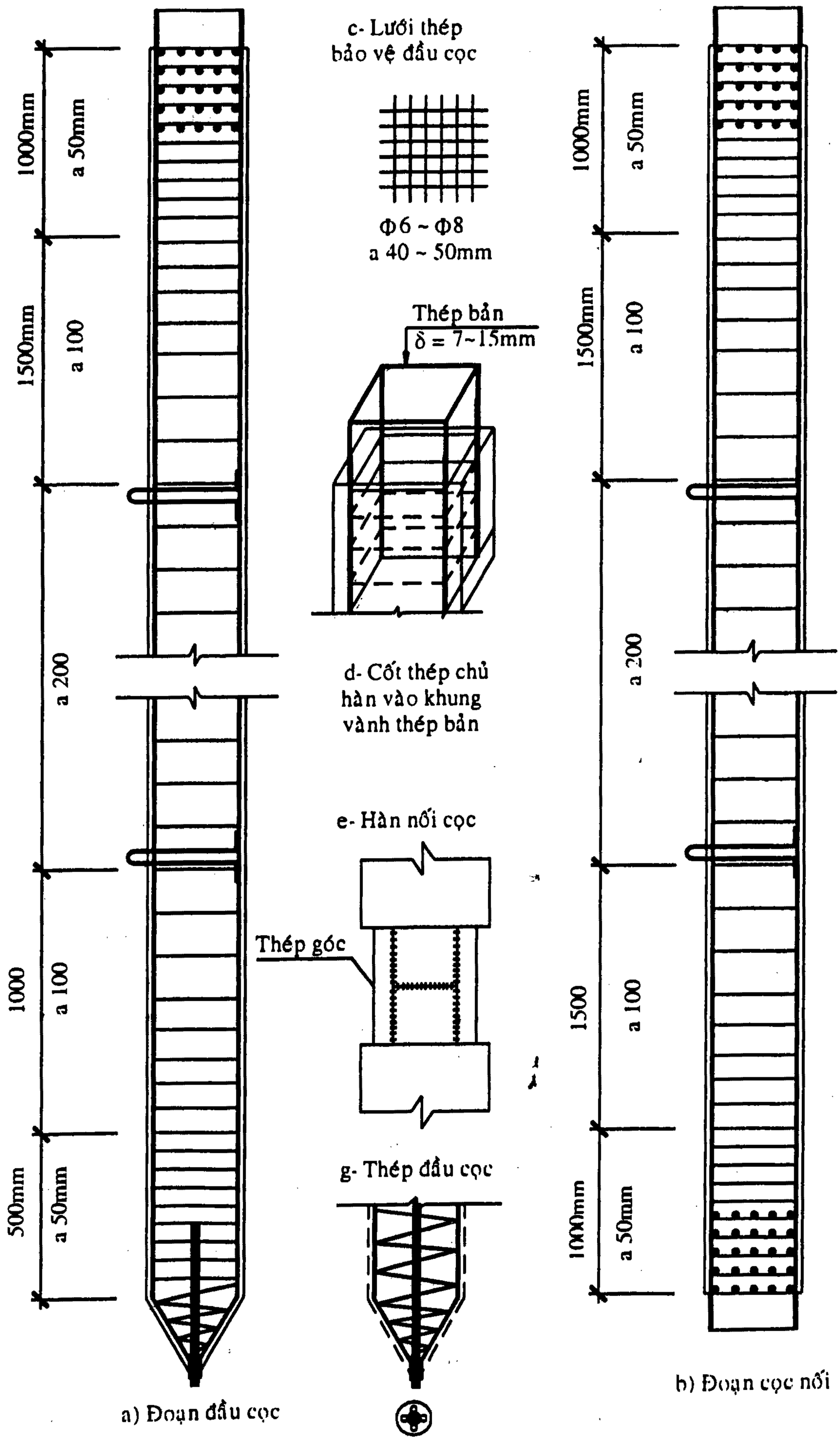
VI.1.3. Cốt thép đai

Thường dùng loại AI.

- Hàm lượng thép ở hai đoạn đầu cọc ≥ 0,6%
- Hàm lượng thép ở thân cọc ≥ 0,2% với khoảng cách cốt đai ≤ 1/2d (d là đường kính hay cạnh cọc nếu là cọc vuông)

Bố trí cốt thép trong cọc được mô tả theo hình vẽ VI – 4 a và b.

Cấu tạo thép trong đài cọc đóng được mô tả theo hình VI – 1 a và b trang



Hình VI - 1: *Cấu tạo thép trong cọc đóng*

VI.2. THIẾT KẾ CỌC ĐÓNG BẰNG BÊ TÔNG CỐT THÉP

Hình dạng và cấu tạo cọc bê tông cốt thép thông dụng được trình bày ở hình vẽ VI -1.

Sau đây là một số quy cách cần lưu ý.

VI.2.1. Chi tiết đầu cọc (xem hình VI - 2)

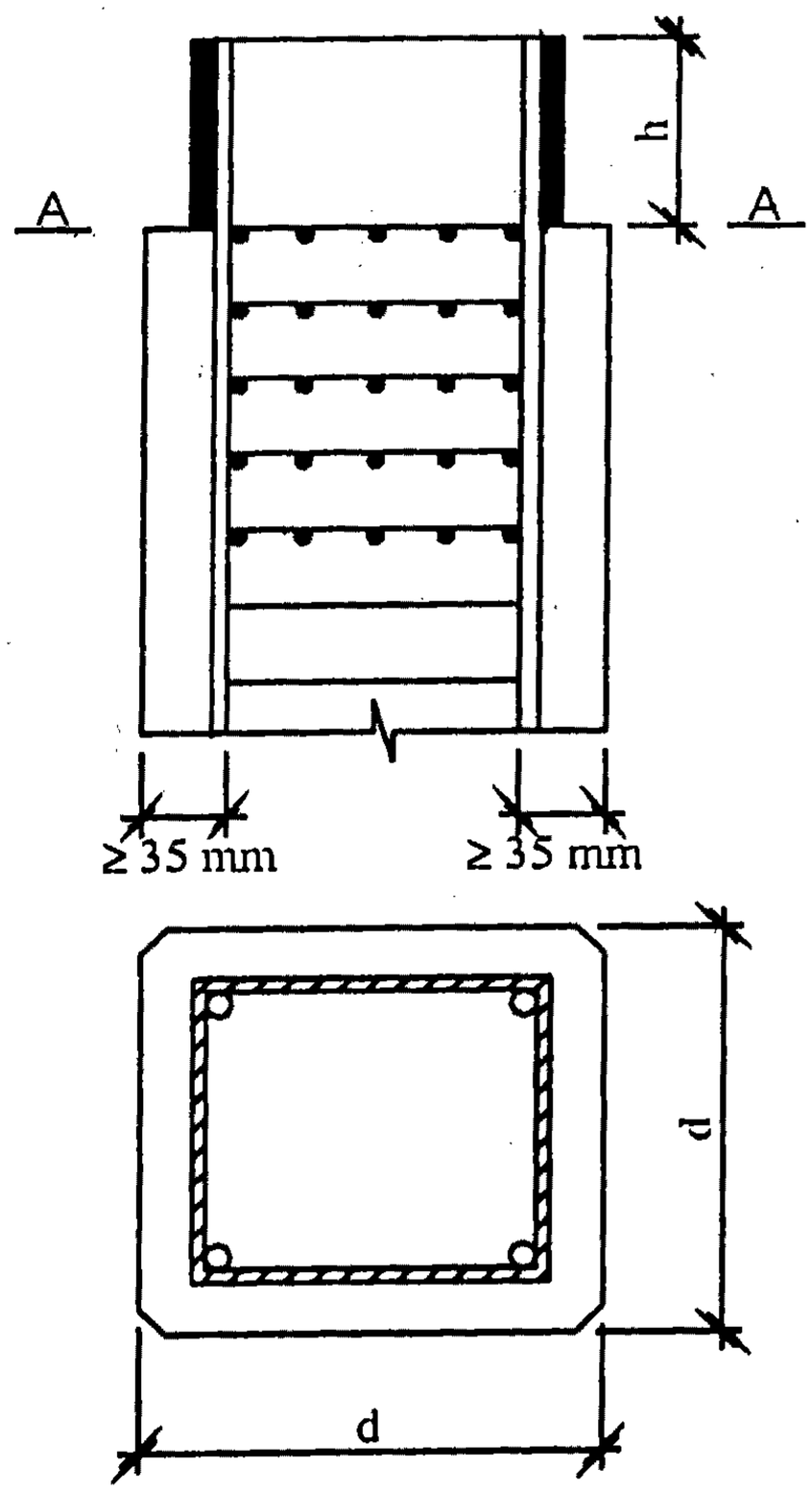
- Dùng thép bản có chiều dày khoảng 7mm đến 15mm uốn thành khung hình vuông. Cọc càng to thì bản thép càng dày.

- Các thép chủ được hàn chặt vào khung bản thép.

- Chiều cao của bản thép: $h = \left(\frac{1}{2} \div \frac{2}{3}\right) d$ (d là đường kính hai cạnh cọc)

- Dùng 5 lưới thép hàn có $\Phi = 6 \div 8$mm, $a = 40 \div 50$mm hàn vào thép chủ để chịu lực va đập đầu cọc, tránh cho cọc không bị vỡ đầu khi đóng.

- Chiều dày của tầng bảo vệ bê tông (ngoài cốt thép) thông thường là 35mm; nếu môi trường có tính ăn mòn thì tầng bảo vệ phải dày 50mm.



Hình VI-2: *Chi tiết đầu cọc*

VI.2.2. Chi tiết mũi cọc (xem hình VI - 1)

- Các thép dọc được uốn xuống để hàn chụm vào một thanh thép dẫn hướng có đường kính $\Phi = 25 \div 35$mm bằng thép loại AII hoặc AIII. Chiều dài thanh thép dẫn hướng bằng $2 \div 3d$ (d là đường kính cọc).

- Cốt thép đai Φ6 đến Φ8 (cọc to có thể dùng Φ10) là loại thép AI, thường dùng thép xoắn như hình vẽ.

- Nếu cọc đóng có mũi cắm vào đá thì phải cấu tạo đặc biệt bằng thép rất khỏe.

VI.2.3. Chi tiết thân cọc

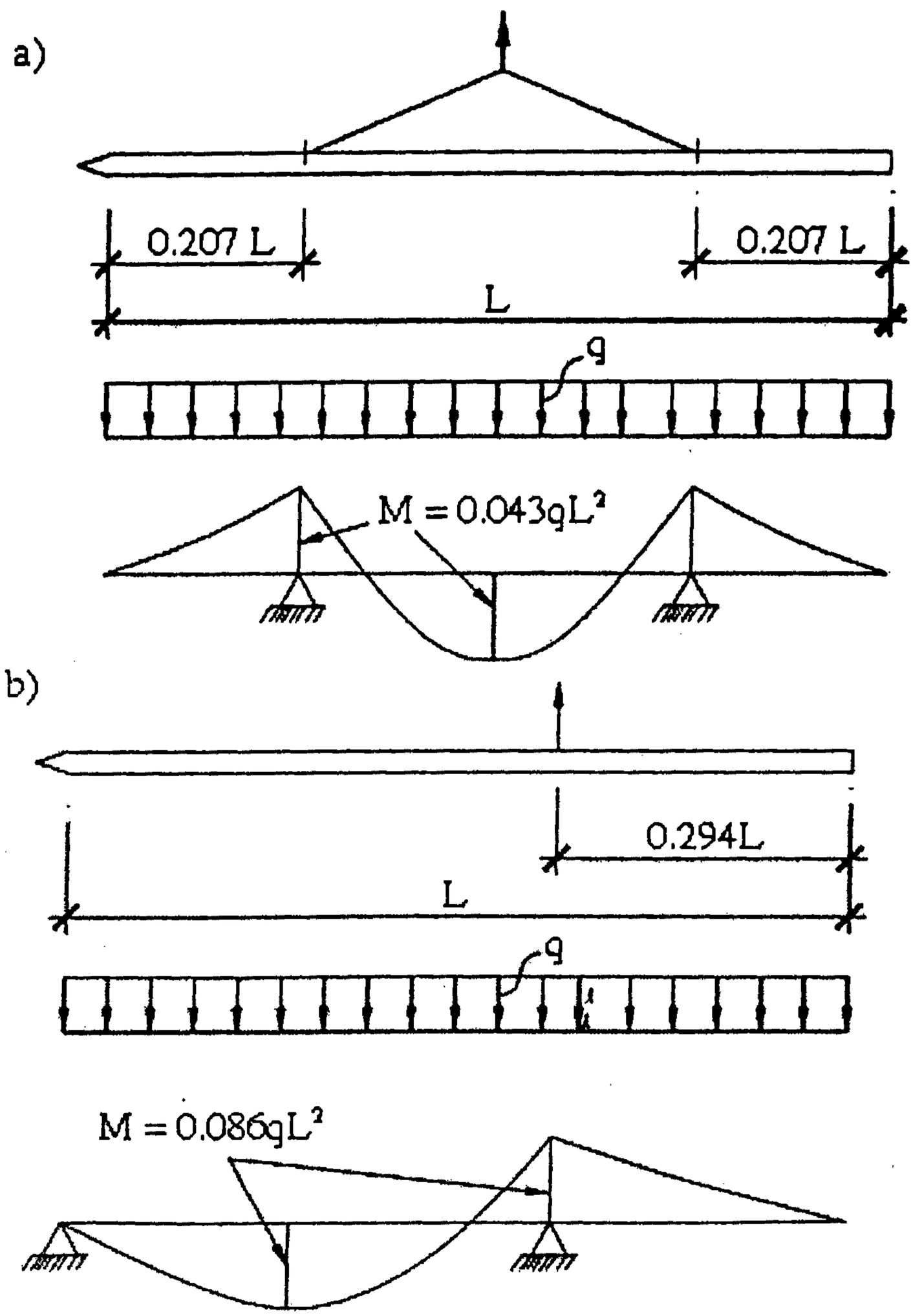
- Thép chủ có $\Phi \geq 14$mm, dùng loại AII hoặc AIII.

- Thép đai có $\Phi = 6 \div 8$mm (cọc to lớn hơn 45 x 45cm, có khi $\Phi 10$).

Khoảng cách $a \leq \frac{1}{2}d$, thường dùng $a \leq 200$.

- Có hai móc thép để cẩu cọc từ bãi đúc lên xe hoặc vận chuyển cọc trong công trường. Có một móc thép để móc cẩu đưa cọc lên thiết bị đóng cọc.

Vị trí của 2 loại móc cẩu này được xác định như ở hình VI - 3.



Hình VI-3: *Sơ đồ tính toán để đặt móc cẩu*

a) Móc cẩu vận chuyển

b) Móc cẩu để đưa cọc lên thiết bị đóng cọc

VI.2.4. Một số quy cách tham khảo về cọc đóng hình lăng trụ bằng bê tông cốt thép

- Đối với nhà cao tầng, loại cọc này thường được chế tạo với các loại kích thước như sau:

Tiết diện	Gồm các đoạn cọc có chiều dài
30 x 30cm	9 ÷ 12m
35 x 35cm	13 ÷ 15m
40 x 40cm và 45 x 45cm	≤ 16m

- Đối với cọc 30 x 30cm thì thường dùng 4Φ14 AII
- Đối với cọc 35 x 35cm thì thường dùng 4Φ18 AII
- Đối với cọc 40 x 40cm thì thường dùng 8Φ16 AII
- Đối với cọc 45 x 45cm thì thường dùng 8Φ20 AII
- Khi chiều dài mỗi đoạn cọc lớn hơn 16m, thường dùng bê tông dự ứng lực (bê tông ứng suất trước). Nếu dùng bê tông ứng suất trước thì có thể chế tạo mỗi đoạn cọc có chiều dài đến 25m.

Chú ý: Mỗi cọc chỉ được dùng 3 đoạn cọc và có 2 mối nối.

VI.3. THIẾT KẾ ĐÀI CỌC ĐÓNG BẰNG BÊ TÔNG CỐT THÉP

VI.3.1. Bố trí cọc trong mặt bằng của đài cọc

- Khoảng cách giữa trục các cọc đứng phải lớn hơn hoặc bằng 3d, trong đó d là đường kính cọc tròn hay cạnh cọc vuông.
- Đối với móng nhà, khoảng cách từ mép đài đến mép hàng cọc ngoài cùng quy định bằng 0,7d.
- Cọc có thể bố trí như sau:
  + Mạng ô vuông đều nhau, a ≥ 3d (xem hình VI - 4a).
  + Mạng ô cờ có a ≥ 3d và b ≥ 2,6d (xem hình VI - 4b).
  + Mạng không đều khi móng chịu tải lệch tâm (xem hình VI - 4c).
  + Móng có 3 cọc (xem hình VI - 4d).
- Trong móng cọc dạng băng dưới tường, các cọc được bố trí theo một, hai hoặc ba hàng cọc. Khoảng cách giữa các cọc trong một hàng được xác định từ điều kiện tải trọng do công trình truyền xuống (kể cả trọng lượng của tường và đài cọc) trên đoạn có chiều dài C_l bằng sức chịu tải của các cọc trong phạm vi chiều dài đó.

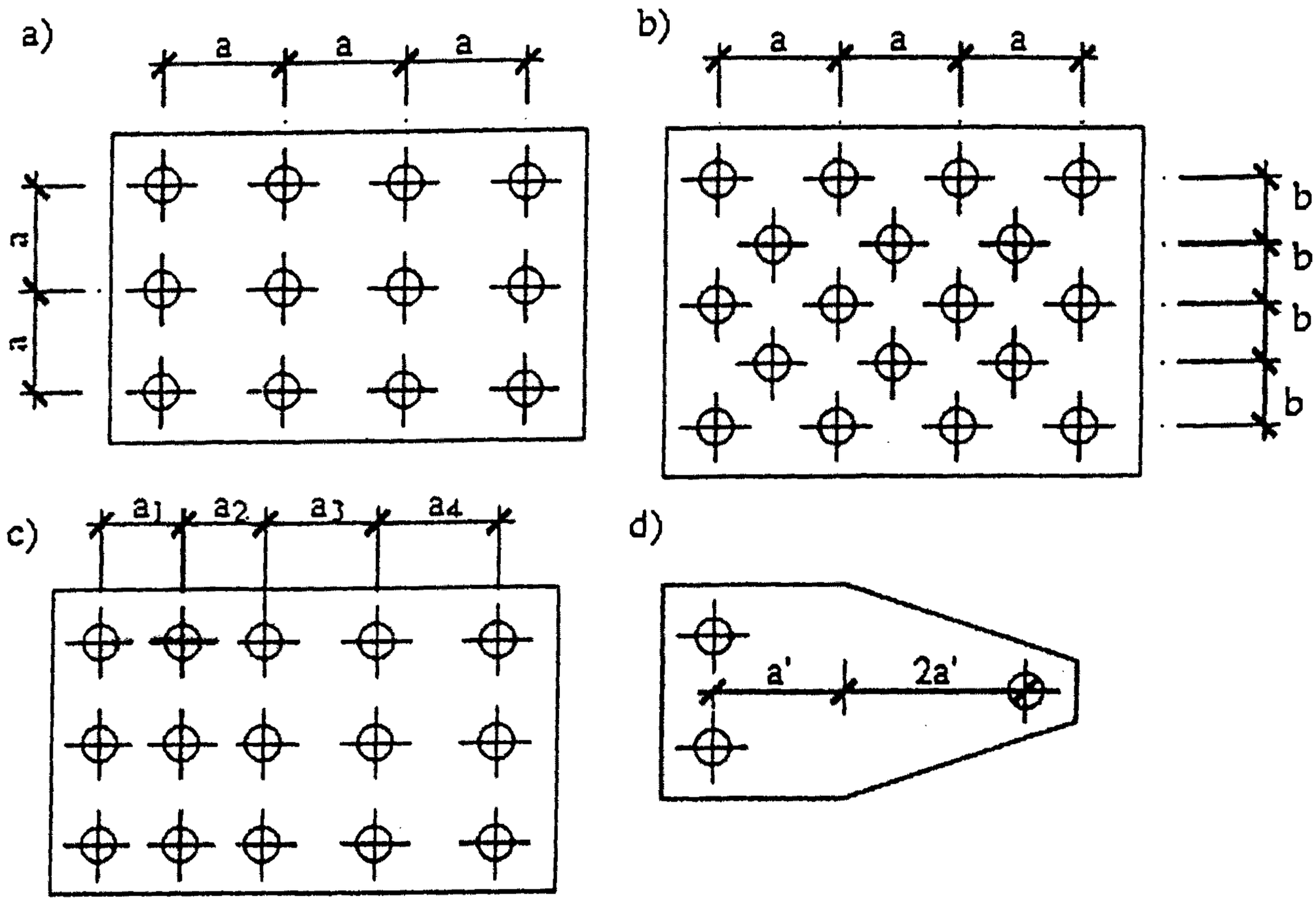
$$C_l = \frac{mP}{N} \qquad \text{(VI - 1)}$$

Trong đó:

m: Số dãy cọc

P: Sức chịu tải của cọc

N: Tải trọng tính toán của công trình và trọng lượng bản thân của đài tập hợp trên 1m dọc theo tường.



Hình VI - 4: *Bố trí cọc trong đài cọc*

a) theo mạng ô vuông *b) theo mạng ô cờ*

c) theo mạng không đều *d) móng có 3 cọc*

Khi bề rộng của móng băng đủ lớn, khoảng cách giữa các dãy cọc là a ≥ 3d và khoảng cách giữa các cọc trong dãy là C_1 (xem hình VI - 5a).

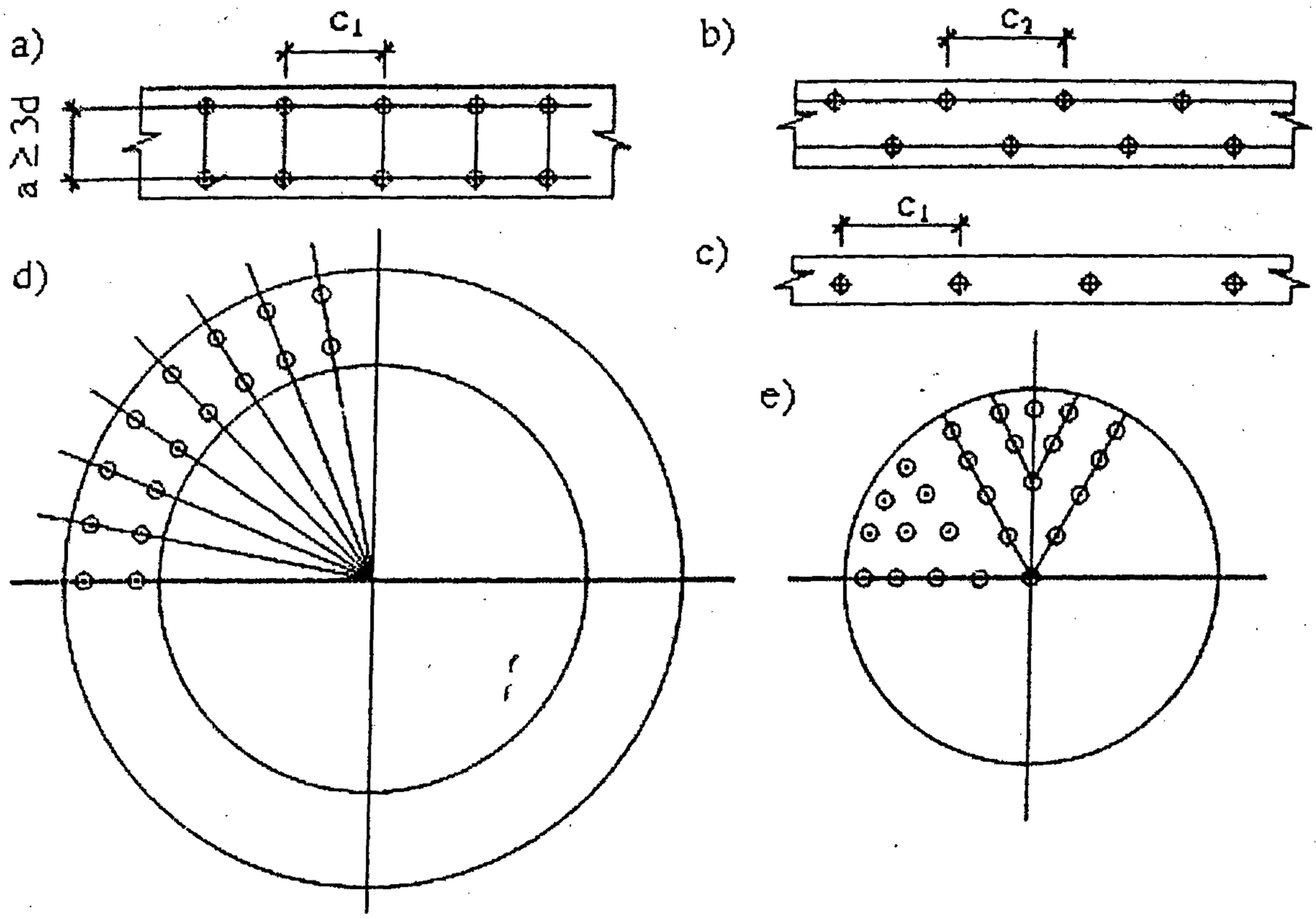
Khi bề rộng của móng băng hẹp, bố trí cọc theo dạng ô cờ, có khoảng cách giữa các dãy cọc là a < 3d và khoảng cách giữa các cọc trong dãy là C_2 (xem hình VI - 5b).

$$C_2 = 2\sqrt{(3d)^2 - a^2} \qquad \text{(VI - 2)}$$

Khi móng băng rất hẹp, chỉ bố trí được 1 dãy cọc, thì khoảng cách giữa các cọc là C_1 (Xem hình VI - 5c).

- Trong móng hình vành khăn thì cọc được bố trí cách nhau một đoạn ≥ 3d (xem hình VI - 5d).

- Trong móng hình tròn thì cọc được bố trí cách nhau một đoạn ≥ 3d (Xem hình VI - 5e).



Hình VI-5: *Bố trí cọc trong móng băng (a, b, c);móng vành khuyên (d) và móng tròn (e)*

VI.3.2. Xác định chiều cao của đài cọc

1.Tính toán đài cọc dưới cột

Tính toán đài cọc dưới cột gồm tính toán chiều cao đài cọc và tính toán cốt thép cho đài cọc.

a). Tính toán chiều cao đài cọc

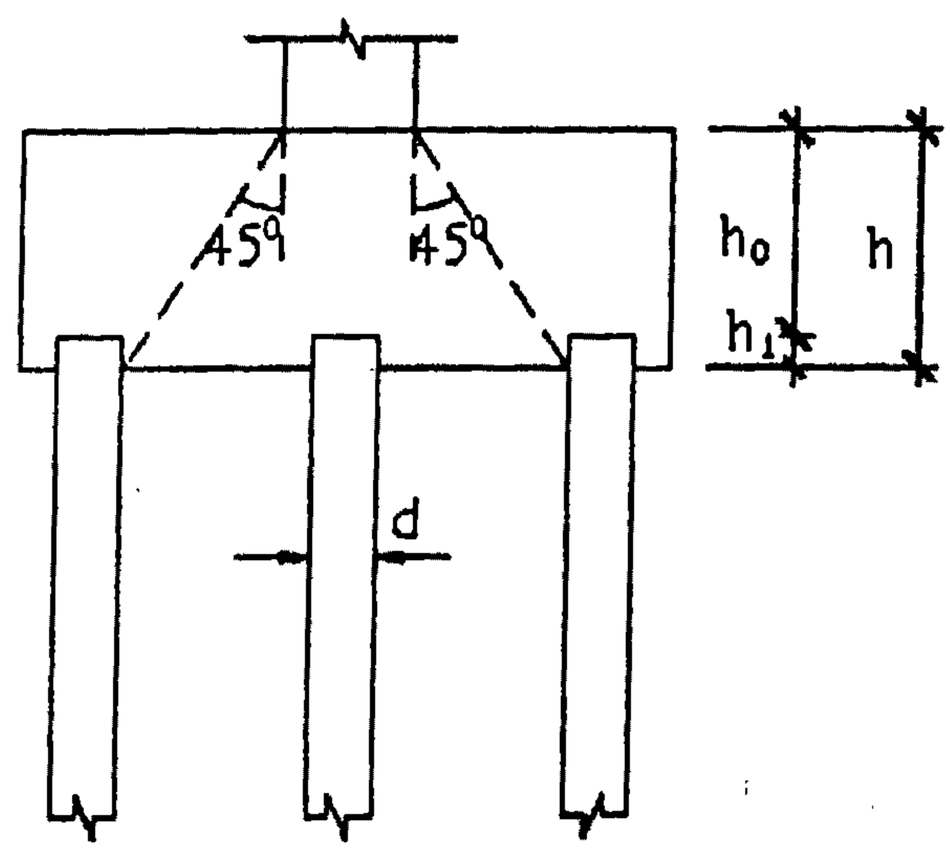
Thông thường đầu cọc cần ngàm vào đài một đoạn $h_1 = 15 \div 20$cm.

Chiều cao làm việc của đài h_0 được xác định từ điều kiện:

$$h_0 \geq \frac{P_{ct}}{0,75R_K b_{th}} \quad \text{(VI - 3)}$$

Trong đó:

P_{ct} : Lực chọc thủng, được lấy như sau:



Hình VI - 6: *Đài cọc dưới cột*

Share-connect.blogspot.com

- Khi móng cọc có đài hình vuông chịu tải trung tâm thì P_{ct} lấy bằng tổng phản lực của các cọc ngoài tháp chọc thủng 45^0 (xem hình VI - 6).

- Khi móng cọc có đài chữ nhật hay chịu tải lệch tâm thì P_{ct} là tổng phản lực của các đầu cọc nằm ngoài đáy tháp chọc thủng ở phía có phản lực max.

b_{tb}: Được lấy như sau:

Khi móng cọc có đáy hình vuông chịu tải trung tâm thì b_{tb} là trung bình cộng của chu vi đáy trên và đáy dưới của tháp chọc thủng.

Khi móng cọc có đài hình chữ nhật hoặc chịu tải lệch tâm thì b_{tb} là trung bình cộng của cạnh ngắn đáy trên và đáy dưới của tháp chọc thủng.

R_K: Cường độ chịu kéo tính toán của bê tông làm đài cọc.

Theo kinh nghiệm của chúng tôi thì chiều cao làm việc của đài cọc $h_0 \geq 3d$ là thích hợp, trong đó d là cạnh hay đường kính cọc.

b) Tính toán cốt thép cho đài cọc

Khi tính toán kết cấu chịu uốn, người ta quan niệm đài cọc như những dầm công sơn ngàm vào các tiết diện đi qua mép cột và bị uốn bởi phản lực các đầu cọc.

Mômen tại ngàm xác định theo công thức:

$$M = \sum_{i=1}^{n} r_i P_i \qquad \text{(VI - 4)}$$

Trong đó:

n: Số lượng cọc trong phạm vi công sơn

P_i: Phản lực của đầu cọc thứ i

r_i: Khoảng cách từ mặt ngàm đến trục cọc thứ i

Diện tích cốt thép cho đáy đài cọc là:

$$F_a = \frac{M}{0{,}9 h_0 R_a} \qquad \text{(VI - 5)}$$

Trong đó:

M: Mômen tại tiết diện đang xét

h_0: Chiều cao làm việc của đài tại tiết diện đó

R_a: Cường độ tính toán của thép

c) Tính toán đài cọc dạng băng

Đài cọc dạng băng có bề rộng bằng bề rộng chân tường hoặc tường tầng một, nhưng không bé hơn 0,4m.

Ở đây chỉ xét phương án tính toán đài cọc cho trường hợp các cọc được phân bố theo một hàng. Đài cọc như vậy là một dầm kê trên các cọc và chịu tải trọng do tường truyền xuống.

Tính toán đài cọc trong trường hợp này bằng cách lật ngược, coi như dầm trên nền đàn hồi, trong đó nền đàn hồi là tường còn lực tác dụng là phản lực của các đầu cọc.

Biểu đồ áp lực xuống đài có dạng đường cong. Để cho đơn giản và thực tế, chúng ta có thể thay những đường cong đó bằng những biểu đồ tam giác có đỉnh nằm trên mép cọc. Đối với tất cả các biểu đồ (xem hình VI - 7), chiều dài một nửa đáy của biểu đồ tải trọng được xác định theo công thức:

$$d_0 = 3{,}3\sqrt{\frac{EJ}{E_t b_t}} \qquad \text{(VI - 6)}$$

Trong đó:

EJ: Độ cứng của đài cọc

E_t: Môđyn đàn hồi của khối xây tường

b_t: Bề rộng tường

Tung độ lớn nhất của biểu đồ tải trọng trên mép cọc xác định theo công thức:

$$P_0 = \frac{qL_t}{d_0} \qquad \text{(VI - 7)}$$

Trong đó

q: Tải trọng tính toán phân bổ đều do nhà truyền xuống đài móng cọc (gồm tải trọng tường, sàn, tải trọng hữu ích...)

L_t: Nhịp tính toán lấy bằng 1,05L

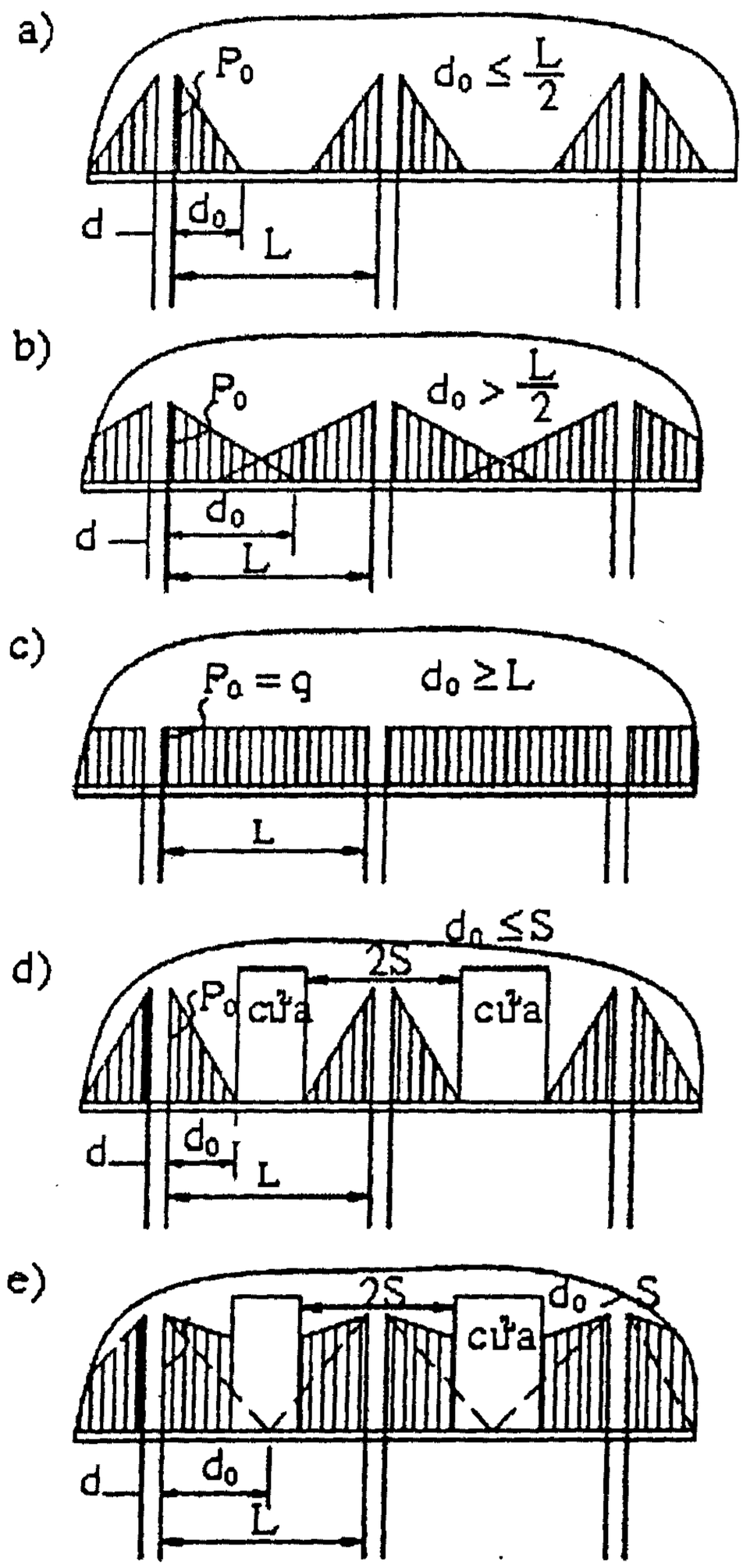
L: Khoảng cách giữa hai mép gần nhất của hai cọc cạnh nhau

Trị tính toán P_0 đối với biểu đồ hình VI - 7c là q.

Mômen tại mép cọc M và lực cắt Q đối với các biểu đồ hình VI - 7a, b, d và e được xác định như sau:

$$M = -\frac{P_0 d_0^2}{12}\left(2 - \frac{d_0}{L_t}\right) \qquad \text{(VI - 8)}$$

$$Q = \frac{P_0 d_0}{2} \qquad \text{(VI - 9)}$$



Hình VI - 7: *Biểu đồ tải trọng tác dụng xuống đài cọc dạng băng*

Đối với biểu đồ hình VI - 7c:

$$M = -q\frac{L_t^2}{12} \qquad \text{(VI - 10)}$$

$$Q = \frac{qL_t}{2} \qquad \text{(VI - 11)}$$

Theo trị số của mômen M và lực cắt Q, tiến hành tính tiết diện đài cọc và chọn thép.

Độ bền chống cắt của khối xây trên đài cọc kiểm tra theo điều kiện:

$$\frac{P_0}{b_t} \leq 2R_K \qquad \text{(VI - 12)}$$

Trong đó R_K là cường độ chịu tải tính toán của khối xây.

VI.3.3. Xác định số lượng cọc trong đài móng

Việc bố trí các cọc trong đài cọc đã nói ở phần trên. Ở đây là phương pháp xác định số lượng cọc cần thiết bố trí trong đài cọc để đảm bảo cho móng cọc làm việc an toàn và ổn định. Để cho nhóm cọc làm việc có hiệu quả, các cọc được bố trí có tim cách nhau một đoạn ≥ 3d (d là đường kính hay cạnh cọc). Các cọc được bố trí theo mạng ô vuông, ô cờ hay mạng không đều.

Áp lực tính toán do phản lực đầu cọc tác dụng lên đáy đài:

$$P^{tt} = \frac{Q^{tt}}{(3d)^2} \qquad \text{(VI - 13)}$$

Trong đó:

Q^{tt}: Sức chịu tải tính toán của cọc, lấy giá trị nhỏ nhất của sức chịu tải cọc tính theo vật liệu, theo đất nền và theo kết quả xuyên.

Diện tích sơ bộ của đáy đài:

$$F_{Sb} = \frac{N_0^{tt}}{P^{tt} - \gamma_{tb}\, hn} \qquad \text{(VI - 14)}$$

Ở đây:

N_0^{tt}: Lực dọc tính toán xác định tại cốt đỉnh đài

h: Độ sâu đặt đáy đài

n: Hệ số vượt tải, n = 1,1

γ_{tb}: Trị trung bình của trọng lượng riêng đài cọc và đất trên các bậc dài, $\gamma_{tb} = 20 \div 22$ KN/m^3

Trọng lượng tính toán sơ bộ của đài và đất trên các bậc :

$$N_{Sb}^{tt} = nF_{Sb}h\gamma_{tb} \qquad \text{(VI - 15)}$$

Số lượng cọc sơ bộ:

$$n_c^{Sb} = \frac{N_0^{tt} + N_{Sb}^{tt}}{P} \qquad \text{(VI - 16)}$$

Sau khi tính được số lượng cọc sơ bộ n_c^{Sb}, căn cứ thêm vào khả năng chịu tải lệch tâm, ta chọn số lượng cọc chính thức n_c^{tt} . Bố trí các cọc trong đài cọc với khoảng cách giữa các tim cọc ≥ 3d và khoảng cách từ tim cọc biên đến mép đài ≥ 0,7d. Sau đó xác định được diện tích thực tế của đài F_d^{tt} .

Trọng lượng tính toán thực tế của đài và đất trên các bậc:

$$N_d^{tt} = nF_d^{tt} h\gamma_{tb} \qquad \text{(VI - 17)}$$

Xác định lực truyền xuống cọc khi móng cọc chịu tải trung tâm:

$$P^{tt} = \frac{N_o^{tt} + N_d^{tt}}{n_c^{tt}} \qquad \text{(VI - 18)}$$

Kiểm tra lực truyền xuống cọc:

$$P^{tt} \le Q_v \qquad \text{(VI - 19)}$$

và $$P^{tt} + P_c \le Q_d \qquad \text{(VI - 20)}$$

Trong đó:

Q_v: Sức chịu tải của cọc theo vật liệu

Q_d: Sức chịu tải của cọc theo đất nền, theo xuyên hoặc theo nén tĩnh

P_c: Trọng lượng của cọc

Nếu lực truyền xuống cọc không đảm bảo các điều kiện (VI - 19) và (VI - 20) thì cần tăng số cọc lên hoặc tăng sức chịu tải của cọc lên bằng cách tăng chiều dài cọc hoặc tăng tiết diện cọc.

Khi móng cọc chịu tải lệch tâm tổng quát thì xác định lực truyền xuống các cọc dãy biên theo công thức:

$$P_{\substack{max\\min}}^{tt} = \frac{N_0^{tt} + N_d^{tt}}{n_c^{tt}} \pm \frac{M_x^{tt} y_{max}}{\sum_{i=1}^{n_c^{tt}} y_i^2} \pm \frac{M_y^{tt} x_{max}}{\sum_{i=1}^{n_c^{tt}} x_i^2} \qquad \text{(VI - 21)}$$

Trong đó:

n_c^{tt} : Số lượng cọc trong móng

M_x^{tt}, M_y^{tt}: Mômen tính toán tương ứng với trục x và trục y

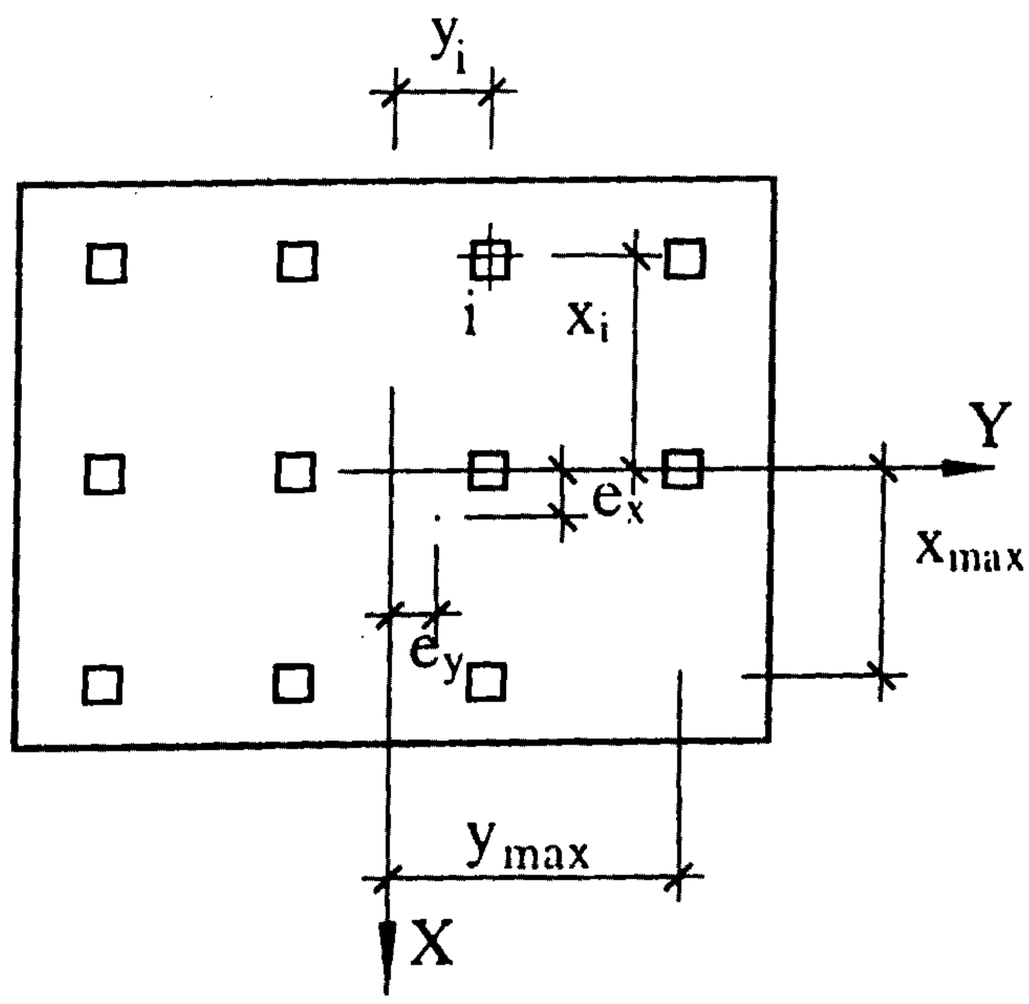
$M_x^{tt} = N^{tt} e_y$

$M_y^{tt} = N^{tt} e_x$

$N^{tt} = N_0^{tt} + N_d^{tt}$

x_{max}, y_{max}: Khoảng cách từ tim cọc biên đến trục y, trục x

x_i, y_i: Khoảng cách từ tim cọc thứ i đến các trục đi qua trọng tâm diện tích tiết diện các cọc tại mặt phẳng đáy đài.



Hình VI - 8: *Sơ đồ xác định lực xuống cọc*

Lực truyền xuống cọc thứ i cũng xác định theo công thức (VI - 21) nhưng thay x_{max} bằng x_i và y_{max} bằng y_i. Chú ý các dấu cộng và trừ cho phù hợp.

Kiểm tra lực truyền xuống cọc:

$$P^{tt}_{max} \le Q_v \qquad \text{(VI - 22)}$$

$$P^{tt}_{max} + P_c \le Q^{*}_{d} \qquad \text{(VI - 23)}$$

Trường hợp móng cọc chống thì:

$$P^{tt}_{max} + P_c \le Q_v \qquad \text{(VI - 24)}$$

$$P^{tt}_{max} + P_c \le Q^{*}_{d}$$

Chú ý: Ở đây Q^{*}_{d} là mức chịu tải của cọc chống.

VI.4. KIỂM TRA NỀN MÓNG CỌC THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ NHẤT (theo sức chịu tải và ổn định)

Đối với móng cọc chống có n_c cọc, sức chịu tải giới hạn của móng xác định theo công thức:

$$N_{gh} = R_{gh} F_c n_c \qquad \text{(VI - 25)}$$

Trong đó:

R_{gh}: Cường độ giới hạn của nền dưới chân cọc chống ứng với khi hình thành xong mặt trượt trong nền

F_c: Diện tích tiết diện ngang của cọc

Để cho nền móng cọc chống ổn định thì:

$$N_{gh} \ge 1{,}2\left(N^{tt}_0 + N^{tt}_d + n_c P_c\right) \qquad \text{(VI - 26)}$$

Đối với móng cọc ma sát, kiểm tra ổn định của móng có đáy là đường nối mép ngoài các cọc biên; lúc đó sức tải giới hạn của móng:

$$N_{gh} = R_{gh} F' + u \sum f_i h_i \qquad \text{(VI - 27)}$$

Trong đó:

R_{gh}: Cường độ giới hạn của nền dưới móng cọc ma sát ứng với trạng thái cân bằng giới hạn của nền, tức là khi đã hình thành mặt trượt trong nền.

F': Diện tích đáy móng tạo bởi các đường nối mép ngoài của các biên

u: Chu vi của móng có diện tích đáy F'

f_i: Ma sát thành đơn vị của lớp đất thứ i có chiều dày l_i mà cọc xuyên qua

Để nền được ổn định thì phải có:

$$N_{gh} \ge 1{,}2\left(N^{tt}_0 + N^{tt}_M\right) \qquad \text{(VI - 28)}$$

Ở đây:

N^{tt}_M: Trọng lượng tính toán của khối có diện tích đáy F' và có chiều cao từ chân cọc đến cốt nền

Theo phương pháp mặt trượt trụ tròn: Mặt trượt có thể cắt qua cọc, đi qua chân cọc biên hoặc đi qua nền phía dưới.

Hệ số ổn định trượt xác định theo công thức:

$$K = \frac{\sum M_{igiu}}{\sum M_{igaytruot}} \qquad \text{(VI - 29)}$$

Trong đó:

$\sum M_{igiu}$: Tổng mômen cản lại sự trượt

$\sum M_{igaytruot}$: Tổng mômen gây trượt

Khi mặt trượt trụ tròn đi qua các cọc, sức chống lực cắt của các cọc sẽ cản lại sự trượt, nhưng trong tính toán có thể bỏ qua để tăng thêm độ an toàn.

Giả thiết hàng loạt tâm trượt bất kỳ, vì các mặt trượt tương ứng, xác định các hệ số K tương ứng. Đây là phương pháp cổ điển.

Để nền móng cọc ma sát được ổn định thì phải có:

$K_{min} \geq 1,2$

Ngày nay, nhờ phương tiện máy tính điện tử, người ta có thể dùng phương pháp Bishop để có thể vẽ được rất nhiều mặt trượt trụ tròn và tìm được mặt trượt nguy hiểm nhất gần với thực tế. Với phương pháp Bishop, hệ số ổn định phải đạt $K_{min} \geq 1,4$.

VI.5. KIỂM TRA MÓNG CỌC MA SÁT THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ HAI (theo điều kiện biến dạng)

Nền của móng cọc chống biến dạng rất ít, luôn thỏa mãn điều kiện biến dạng, nên không cần phải tính lún. Móng cọc ma sát cần phải kiểm tra điều kiện biến dạng, tức là phải tính lún.

Người ta quan niệm rằng nhờ ma sát giữa mặt xung quanh cọc và đất, tải trọng của móng được truyền trên diện tích rộng hơn, xuất phát từ mép ngoài cọc tại đáy đài (khi móng cọc đài thấp) và nghiêng một góc $\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$.

Trong đó:

$$\varphi_{tb} = \frac{\varphi_{II1}h_1 + \varphi_{II2}h_2 + ... + \varphi_{IIn}h_n}{h_1 + h_2 + ... + h_n} \qquad \text{(VI - 30)}$$

Ở đây:

φ_{IIi} : Trị tính toán thứ hai của góc ma sát trong lớp đất thứ i có chiều dày h_i mà cọc cắm qua

Như đã nói ở phần trước, độ lún của móng cọc ma sát là độ lún của nền đất dưới đầu các cọc. Độ lún đó là độ lún của móng khối quy ước **abcd** (xem hình VI - 9).

Muốn có độ lún của móng cọc ở trong giới hạn cho phép (ví dụ, thông thường $S_{gh} \leq 8cm$) thì ứng suất tiêu chuẩn dưới đáy móng quy ước σ^{tc} phải nhỏ hơn áp lực tiêu chuẩn của đất nền R_M.

Đối với móng chịu tải đúng tâm:

$$\sigma^{tc} \leq R_M \qquad \text{(VI - 31)}$$

Đối với móng chịu tải lệch tâm:

$$\sigma^{tc}_{max} \leq 1,2\ R_M \qquad \text{(VI - 32)}$$

và

$$\sigma^{tc}_{tb} \leq R_M \qquad \text{(VI - 33)}$$

Ở đây:

Trong các công thức (VI - 31), (VI - 32) và (VI - 33) thì:

R_M: Cường độ tính toán của đất ở đáy móng khối quy ước

$$\sigma^{tc} = \frac{N^{tc}_0 + N^{tc}_{abcd}}{F_M} \qquad \text{(VI - 34)}$$

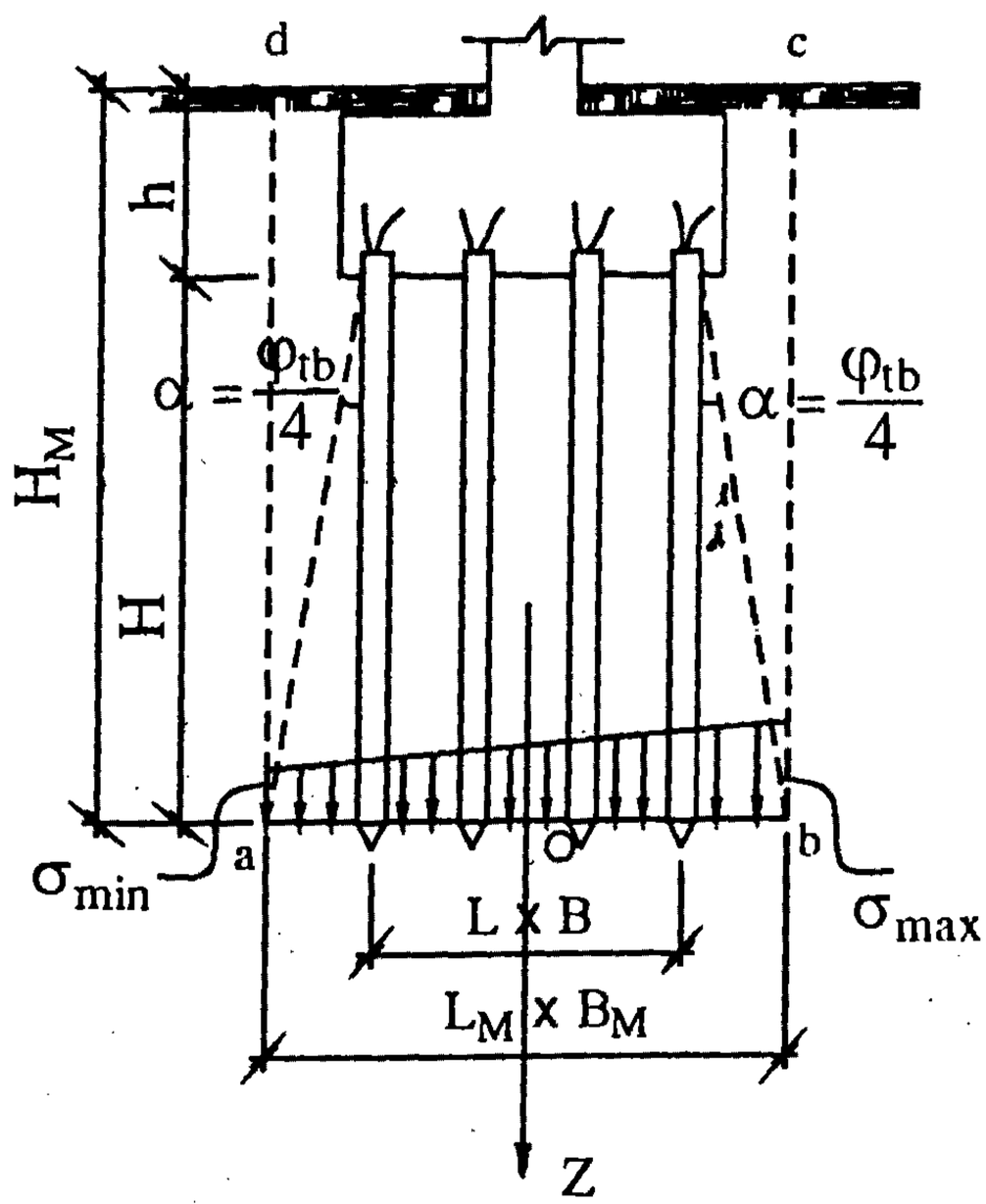
Diện tích đáy móng khối quy ước:

$$F_M = L_M B_M$$

$$L_M = L + 2Htg\frac{\varphi_{tb}}{4}$$

$$B_M = B + 2Htg\frac{\varphi_{tb}}{4}$$

$$\sigma^{tc}_{tb} = \frac{\sigma^{tc}_{max} + \sigma^{tc}_{min}}{2}$$



Hình VI - 9: *Sơ đồ móng khối qui ước*

$$\sigma^{tc}_{\substack{max\\min}} = \frac{N_0^{tc} + N_{abcd}^{tc}}{L_M B_M}\left(1 \pm \frac{6e_L}{L_M} \pm \frac{6e_B}{B_M}\right) \qquad \text{(VI - 35)}$$

Khi lệch tâm theo một trục thì:

$$\sigma^{tc}_{\substack{max\\min}} = \frac{N_0^{tc} + N_{abcd}^{tc}}{L_M B_M}\left(1 \pm \frac{6e_L}{L_M}\right) \qquad \text{(VI - 36)}$$

Trong đó:

N_0^{tc}: Tải trọng tiêu chuẩn của công trình tác dụng lên đỉnh đài

N_{abcd}^{tc}: Trọng lượng tiêu chuẩn của khối móng quy ước có mặt cắt abcd và có hai cạnh đáy là L_M và B_M

Độ lệch tâm theo một trục là:

$$e_L = \frac{M^{tc}}{N_0^{tc} + N_{abcd}^{tc}}$$

Ở đây:

M^{tc}: Mômen tiêu chuẩn tương ứng với trọng tâm đáy móng khối quy ước.

Trường hợp móng cọc đóng thì:

$$R_M = \frac{m_1 m_2}{K_{tc}}(1{,}1AB_M\gamma_{II} + 1{,}1BH_M\gamma'_{II} + 3DC_{II}) \qquad \text{(VI - 37)}$$

Trong đó:

m_1, m_2: Các hệ số phụ thuộc tính chất đất nền và tính chất kết cấu công trình tra trong bảng VI - 2.

γ_{II}, γ'_{II}: Trị tính toán thứ hai của trọng lượng riêng đất tuần tự dưới đáy khối quy ước và từ đáy khối quy ước trở lên. Trị số 1,1 là kể đến sự tăng trọng lượng riêng đất do đóng cọc.

C_{II}: Trị tính toán thứ hai của lực dính đơn vị của đất ngay dưới đáy khối quy ước. Số 3 kể đến sự tăng lực dính C.

A, B, D: Những hệ số tra bảng VI - 1 dựa theo trị tính toán thứ hai của góc ma sát trong của đất ở đáy khối quy ước.

Các trị số 1,1 và 3 chỉ đối với đất ở chân cọc đóng trong phạm vi 3d kể từ chân cọc trở xuống, còn dưới sâu hơn thì không có sự tăng trọng lượng riêng γ_{II} và lực dính đơn vị của đất φ_{II}.

Bảng VI - 1: *Hệ số A, B, C*

Trị tính toán của góc ma sát trong φ_{II} (độ)	Các hệ số			Trị tính toán của góc ma sát trong φ_{II} (độ)	Các hệ số		
	A	B	C		A	B	C
0	0	1	3,14	23,5	0,69	3,76	6,31
2	0,03	1,12	3,32	24	0,72	3,87	6,50
3	0,04	1,19	3,14	24,5	0,75	4	6,56
3,5	0,05	1,22	3,46	25	0,78	4,11	6,67
4	0,06	1,25	3,51	25,5	0,81	4,24	6,78
4,5	0,07	1,28	3,56	26	0,84	4,37	6,90
5	0,08	1,31	3,61	26,5	0,87	4,51	7,02
5,5	0,09	1,35	3,66	27	0,90	4,65	7,11
6	0,10	1,39	3,71	27,5	0,94	4,79	7,27
6,5	0,11	1,43	3,76	28	0,98	1,93	7,40
7	0,12	1,47	3,81	28,5	1,02	5,08	7,53
7,5	0,13	1,51	3,87	29	1,06	5,24	7,67
8	0,14	1,55	3,93	29,5	1,10	5,41	7,81
8,5	0,15	1,59	3,99	30	1,15	5,59	7,95
9	0,16	1,63	4,05	30,5	1,20	5,78	8,16
9,5	0,17	1,68	4,11	31	1,21	5,97	8,25
10	0,18	1,73	4,17	31,5	1,29	6,16	8,40
10,5	0,19	1,78	4,23	32	1,34	6,35	8,55
11	0,20	1,83	4,29	32,5	1,39	6,56	8,71
11,5	0,21	1,88	4,35	33	1,44	6,78	8,87
12	0,23	1,91	4,42	33,5	1,49	6,99	9,01
12,5	0,24	1,99	4,49	54	1,55	7,21	9,21
13	0,25	2,05	4,56	34,5	1,61	7,44	9,4
13,5	0,27	2,11	4,62	35	1,67	7,69	9,59
14	0,29	2,17	4,69	35,5	1,71	7,96	9,78
14,5	0,30	2,23	4,77	36	1,81	8,25	9,98
15	0,32	2,29	4,85	36,5	1,88	8,51	10,18
15,5	0,34	2,36	4,92	37	1,95	8,81	10,38
16	0,36	2,49	5,00	37,5	2,03	9,11	10,59
16,5	0,37	2,50	5,08	38	2,11	9,41	10,8
17	0,39	2,57	5,15	38,5	2,19	9,76	11,03
17,5	0,41	2,61	5,23	39	2,28	10,1	11,26
18	0,43	2,72	5,31	39,5	2,37	10,6	11,5
18,5	0,45	2,80	5,39	40	2,46	10,81	11,71
19	0,47	2,88	5,48	40,5	2,56	11,23	11,99
19,5	0,49	2,97	5,57	41	2,66	11,63	12,25
20	0,51	3,06	5,66	41,5	2,77	12,06	12,51
20,5	0,53	3,15	5,75	42	2,87	12,5	12,77
21	0,55	3,21	5,81	42,5	3	13	13,05
21,5	0,58	3,34	5,91	43	3,12	13,5	13,31
22	0,61	3,44	6,01	43,5	3,21	14	13,61
22,5	0,63	3,54	6,11	44	3,37	14,5	13,96
23	0,66	3,65	6,21	45	3,65	15,61	14,64

Bảng VI - 2: *Hệ số m_1, m_2*

Loại đất	Hệ số m_1	Hệ số m_2 đối với nhà và công trình có sơ đồ kết cấu cứng với tỷ số giữa chiều dài của nhà hoặc từng đơn nguyên với chiều cao L/H bằng	
		≥ 4	≤ 1,5
Đất hòn lớn có chất nhét là cát và đất cát, không kể đất phấn và bụi	1,4	1,2	1,2
Cát mịn:			
- Khô và ít ẩm	1,3	1,1	1,3
- No nước	1,2	1,1	1,3
Cát bụi:			
- Khô và ít ẩm	1,2	1,0	1,2
- No nước	1,1	1,0	1,2
- Đất hòn lớn có chất nhét là sét và đất sét có chỉ số chảy $I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
- Khi $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Ghi chú về bảng VI - 2:

1. Sơ đồ kết cấu cứng là những nhà và công trình mà kết cấu của nó có khả năng đặc biệt để chịu nội lực thêm gây ra bởi biến dạng của nền. Muốn vậy phải gia cường kết cấu.

2. Đối với nhà có sơ đồ kết cấu mềm, thì lấy $m_2 = 1$.

3. Khi tỷ số chiều dài trên chiều cao của nhà, công trình nằm giữa các trị số trên thì hệ số m_2 xác định bằng nội suy.

Như vậy, sau khi xác định được kích thước của móng khối quy ước, xác định được tải trọng và thỏa các điều kiện (VI - 31), (VI - 32), (VI - 33), tiến hành tính lún cho móng (xem chương IV của cuốn sách này).

VI.6. XÁC ĐỊNH CHIỀU CAO VÀ TÍNH THÉP CHO ĐÀI CỌC

VI.6.1. Xác định chiều cao đài cọc

Chiều cao làm việc của đài cọc được xác định theo điều kiện chống đâm thủng:

$$N_{ct} \leq 0,75 R_K h_0 b_{tb} \quad \text{(VI-38)}$$

Từ đó :

$$\boxed{h_0 \geq \frac{N_{ct}}{0,75 R_K b_{tb}}} \quad \text{(VI-39)}$$

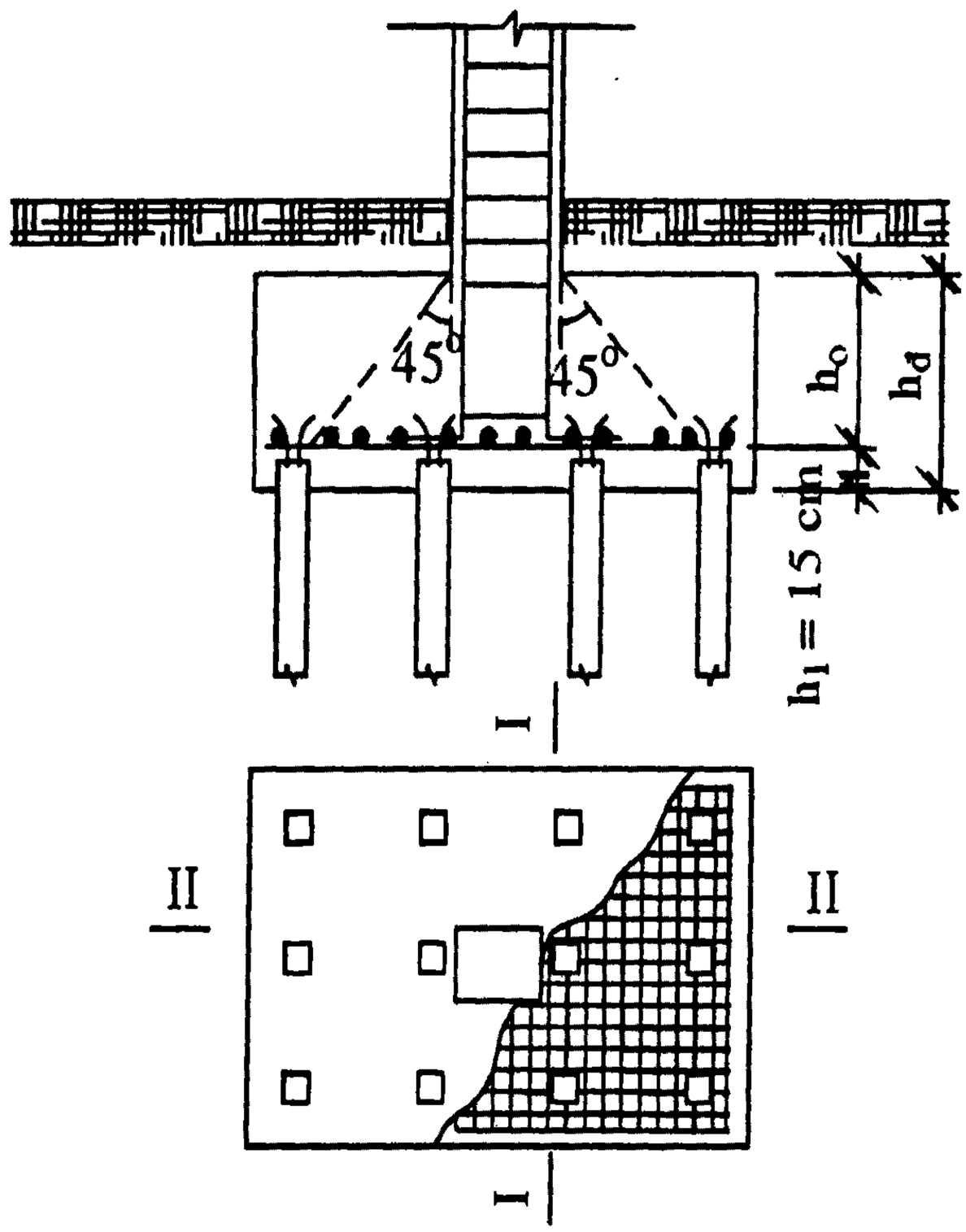
Share-connect.blogspot.com

Ở đây

N_{ct}: Lực gây đâm thủng bằng tổng phản lực các đầu cọc nằm ngoài phạm vi đáy thấp đầu thủng ở một phía cạnh đài của cọc (khi móng cọc chịu tải lệch tâm, thì tính cho phía có phản lực max của cọc) .

R_K: Cường độ chịu kéo của bê tông.

b_{tb}: Chiều dài trung bình của đáy trên và đáy dưới tháp chọc thủng.



Hình VI - 10: Bố trí thép cho đài cọc

Chiều cao đài cọc :

$$h_d = h_0 + h_1 \qquad \text{(VI - 40)}$$

Trong đó:

h_1: độ sâu chôn cột vào đài, thường dùng $h_1 = 15$cm.

Chú ý:

Chiều cao của đài cọc (xem mục VI.3.), theo kinh nghiệm thường lấy $h_d \geq 3d$ (d là đường kính cọc, hay cạnh cọc).

VI.6.2. Tính thép cho đài cọc

Thép đặt cho đài cọc để chịu mômen uốn. Người ta coi cánh đài được ngàm vào các tiết diện đi qua chân cột và bị uốn bởi phản lực các đầu cọc nằm ngoài mặt ngàm qua chân cột.

Mômen quay quanh mặt ngàm I-I:

$$M_I = \Sigma P_i r_i \quad \text{(VI - 41)}$$

Trong đó:

r_i: Khoảng cách từ mặt ngàm đến tim cọc thứ i

P_i: Phản lực đầu cọc thứ i tác dụng lên đáy đài

Mômen quay quanh mặt ngàm II-II:

$$M_{II} = \Sigma P_i r_i' \quad \text{(VI - 42)}$$

Trong đó:

r_i': Khoảng cách từ tim cọc thứ i đến mặt ngàm II-II qua chân cột

Diện tích tiết diện ngang cốt thép chịu M_I, M_{II}:

$$F_{aI} = \frac{M_I}{0,9h_0R_a} \quad \text{(VI - 43)}$$

$$F_{aII} = \frac{M_{II}}{0,9h_0R_a} \quad \text{(VI - 44)}$$

Ở đây:

R_a: Cường độ chịu uốn của cốt thép

VI.7. THÍ DỤ TÍNH TOÁN MÓNG CỌC ĐÓNG

1. Thí dụ

Tính toán, thiết kế móng cọc đóng cho dãy cột giữa của nhà văn phòng làm việc, kết cấu khung bê tông cốt thép có tường chèn cao 18 tầng. Tiết diện cột là 0,70m x 0,40m. Nền nhà cốt ±0,00 tôn cao hơn mặt đất thiên nhiên trung bình 0,45m. Tải trọng tại đỉnh đài ở cốt -1,00m, có cặp nội lực bất lợi nhất thuộc tổ hợp cơ bản:

$N_0^{tt} = 4450KN$; $M_0^{tt} = 685KNm$; $Q^{tt} = 160KN$

$N_0^{tc} = 3708KN$; $M_0^{tc} = 571KNm$; $Q^{tc} = 160KN$

2. Điều kiện địa chất công trình

Bảng VI - 3: *Các chỉ tiêu cơ lý của đất*

Thứ tự	Tên đất	Dung trọng thiên nhiên γ (KN/m^3)	Tỷ trọng γ_s (KN/m^3)	Hệ số rỗng e_0	Độ ẩm W%	Giới hạn nhão W%	Giới hạn dẻo W%	Độ sệt I_L	Lực dính C_{II} (kPa)	Góc ma sát trong φ_{II}^0	Môđyn tổng biến dạng E_0 (kPa)	Chỉ số SPT
1	Đất lấp	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Sét yếu	18,2	27,1	1,0	45	46	28	0,9	18	10	5000	10
3	Sét pha	18,5	26,8	0,7	33,2	36	22	0,6	12	14	8000	18
4	Cát pha	19,2	26,5	0,6	20	24	18	0,4	18	18	14000	25
5	Cát trung	20,1	26,4	0,3	16	-	-	-	-	38	40000	50

Cấu tạo địa tầng như sau:

- Đất lấp dày 0,60m
- Sét yếu dày 6,00m
- Sét pha dày 8,50m
- Cát pha dày 10,00m
- Cát trung dày 15m

Mực nước ngầm cách mặt đất 3m.

3. Chọn cọc

Tiết diện cọc 40 x 40cm, dài 30m, đầu cọc cắm vào lớp cát trung khoảng 4 - 5m. Bê tông cọc mác 300#; cọc gồm 3 đoạn (mỗi đoạn 10m); cọc có thép dọc chịu lực 8Φ25 AII, cốt đai Φ8.

4. Tính toán sức chịu tải của cọc

a) Sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc

$$Q_v^{tt} = \varphi(R_b F_b + R_a F_a)$$

$$Q_v^{tt} = 1[(13000,4.0,4) + (2,8.10^5.40.10^{-5})]$$

$$Q_v^{tt} = 2160KN$$

b) Sức chịu tải của cọc theo đất nền

$$Q_d^{tc} = m(m_K q_p A_p + u\sum m_f f_{si} l_i)$$

Ở đây:

m: Hệ số điều kiện làm việc, lấy bằng 1

m_R = 1 (dùng búa đóng cọc diesel, tra bảng II - 4)

m_f = 1 (dùng búa đóng cọc diesel, tra bảng II - 4)

q_p: Sức chống ở mũi cọc (tra bảng II - 2), q_p = 560 T/m^2 =56700 kPa

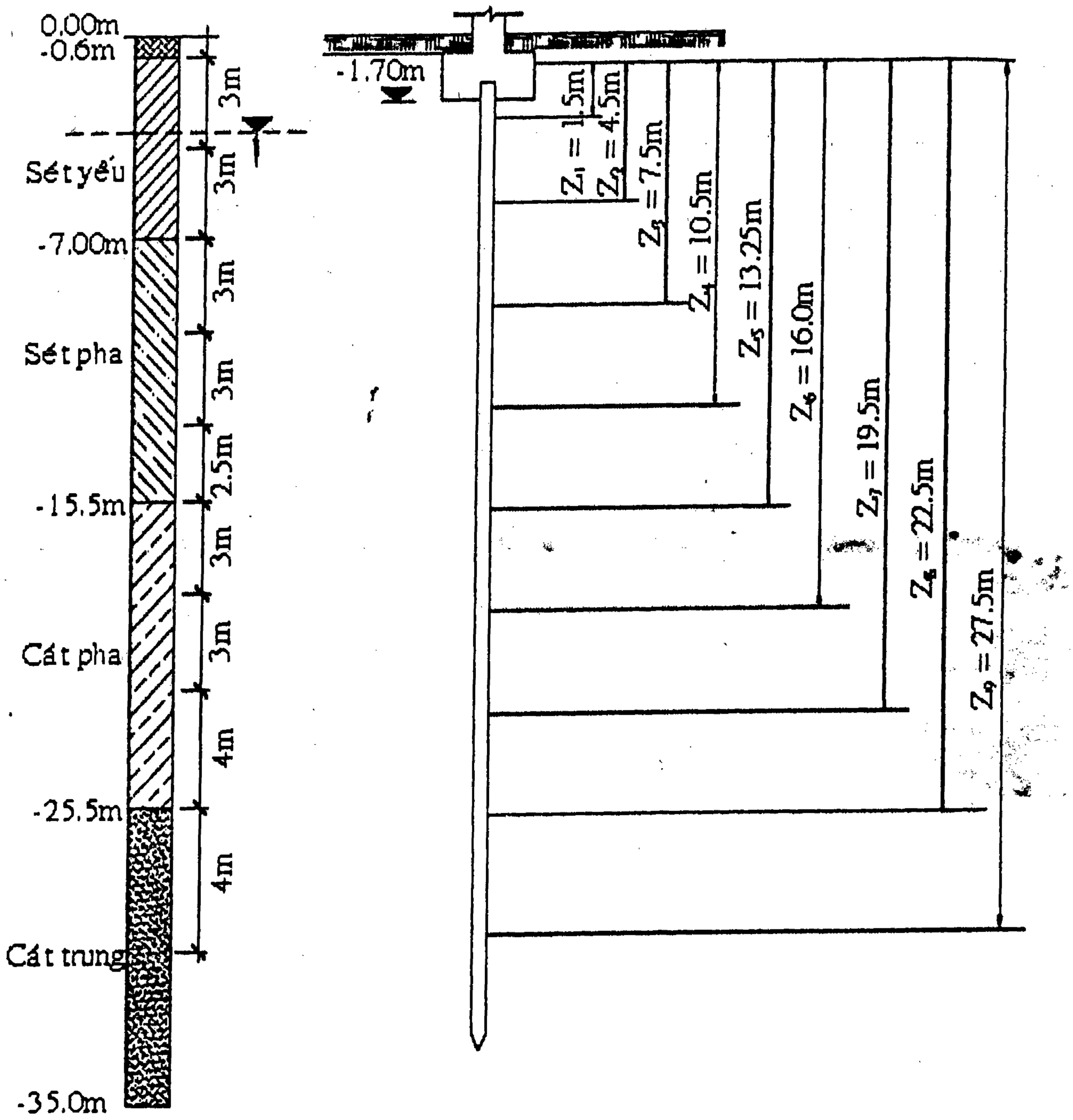
Tra bảng II - 3 ta có:

Z_1 = 1,50m	f_1 = 3,5 kPa
Z_2 = 4,50m	f_2 = 7,0 kPa
Z_3 = 7,50m	f_3 = 18,5 kPa
Z_4 = 10,50m	f_4 = 19,0 kPa
Z_5 = 13,25m	f_5 = 19,0 kPa
Z_6 = 16,0m	f_6 = 39,0 kPa
Z_7 = 19,50m	f_7 = 42,0 kPa
Z_8 = 22,50m	f_8 = 43,0 kPa
Z_9 = 27,50m	f_9 = 90,0 kPa

$$Q_d^{tt} = 1[(1.5600.0,4.0,4) + 1,6(3,5.3 + 7.3 + 18,5.3 + 19.3 + 19.2,5 + 39.3 + 42.3 + 43.4 + 90.4)]$$

$$Q_d^{tt} = 2242 \text{ KN}$$

$$Q_d^{tt} = \frac{Q_d^{tt}}{1,4} = \frac{2242KN}{1,4} = 1747KN$$



Hình VI - 11: *Thí dụ*

c) Tính sức chịu tải của cọc theo xuyên SPT:

$$Q_x^{tt} = \frac{1}{3}\left[\alpha N_a F_p + (0,2N_s L_S + CL_c)\pi d\right]$$

$$Q_x^{tt} = \frac{1}{3}[30.50.\ 0,4.\ 0,4 + (0,2.\ 50.\ 4 + 12.\ 8,5 + 18.\ 10).\ 3,14.\ 0,4]$$

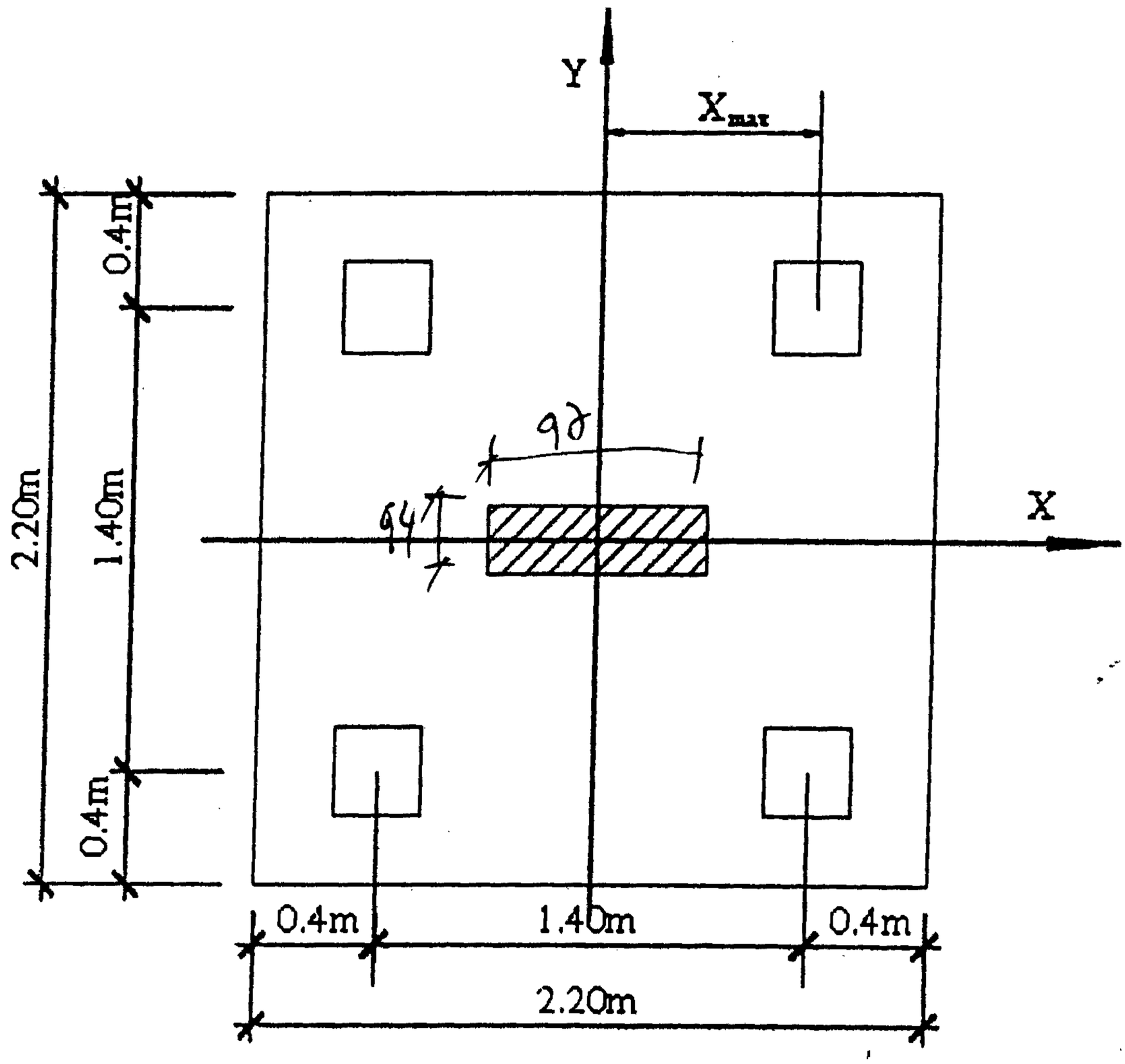
$$= 200\ T$$

$$Q_x^{tt} = 2000KN$$

Vậy chọn Q_d^{tt} = 1747 KN để tính toán.

5. Tính số lượng cọc và xác định tiết diện đài cọc

Bố trí cọc như hình vẽ VI - 12 dưới đây:



Hình VI - 12: *Bố trí cọc*

Áp lực tính toán giả định tác dụng lên đế đài do phản lực đầu cọc gây ra:

$$P^{tt} = \frac{Q_d^{tt}}{(3d)^2} = \frac{1747KN}{(3.0,4)^2} = 1213,20KPa$$

Diện tích sơ bộ của đế đài:

$$F_d = \frac{N_0^{tt}}{P_{tt} - \gamma_{tb}.h.n} = \frac{4450KN}{1213,20 - 20.1,70.1,1} = 3,78m^2$$

Trọng lượng của đài và đất trên đài:

$$N_d^{tt} = n.\ F_d.h.\gamma_{tb} = 1,1.\ 3,78.\ 1,70.\ 20 = 141,37\ KN$$

Lực dọc tính toán xác định đến cốt đế đài:

$$N^{tt} = N_0^{tt} + N_d^{tt} = 4450KN + 141,37KN = 4591,37KN$$

Lượng cọc sơ bộ:

$$n_c = \frac{N^{tt}}{Q_d^{tt}} = \frac{4591,37KN}{1747KN} = 2,62\ \text{cọc}$$

Do mômen lớn, chọn số cọc chính thức là $n_c' = 4$ cọc.

6. Kiểm tra điều kiện chịu tải móng cọc

Diện tích thực tế của đài cọc:

$$F_d' = 2,20m \times 2,20m = 4,40m^2$$

Trọng lượng thực tế của đài và đất trên đài:

$$N_d^{tt} = n \,.\, F_d' \,.\, h.n = 1,1.\ 4,4.\ 1,70.\ 20 = 164,56 \text{ KN}$$

Lực dọc tính toán thực tế xác định đến cốt đế đài:

$$N^{tt} = 4450 + 164,56 = 4614,56 \text{ KN}$$

Mômen tính toán xác định tương ứng với trọng tâm diện tích tiết diện tích tiết diện các cọc tại đế đài:

$$M^{tt} = M_0^{tt} + Q^{tt}.h_d$$

h_d: Chiều cao của đài cọc, chọn $h_d = 1,20$

$$M^{tt} = 685 + 160 \,.\, 1,20 = 877 \text{ KNm}$$

Lực truyền xuống các cọc đáy biên:

$$P_{\substack{max\\min}}^{tt} = \frac{N^{tt}}{n_c'} \pm \frac{M_y^{tt}\, x_{max}}{\sum\limits_{i=1}^{n} x_i^2}$$

$$P_{\substack{max\\min}}^{tt} = \frac{4614,56}{4} \pm \frac{877 \,.\, 0,70}{4 \,.\, 0,70^2} = 1153,64 \pm 313,21$$

$$P_{max}^{tt} = 1153,64 + 313,21 = 1466,85\text{KN}$$

$$P_{min}^{tt} = 1153,64 - 313,21 = 840,43\text{KN}$$

Trọng lượng tính toán của cọc:

$$P_c = 0,4.0,4.29.25.1,1 = 127,6 \text{ KN}$$

Ở đây:

$$P_{max}^{tt} + P_c = 1466,85 + 127,6 = 1594,45\text{KN}$$

Như vậy: $P_{max}^{tt} + P_c = 1594,45\text{KN} < Q_d^{tt} = 1747\text{KN}$

Do đó đã thỏa mãn điều kiện lực max truyền xuống dãy cọc biên và $P_{min}^{tt} = 840,43\text{KN} > 0$ nên không phải kiểm tra điều kiện chống nhổ.

Tóm lại, điều kiện chịu tải của móng cọc đã được kiểm tra, thỏa mãn và móng làm việc trong điều kiện an toàn.

7. Kiểm tra độ lún của móng cọc

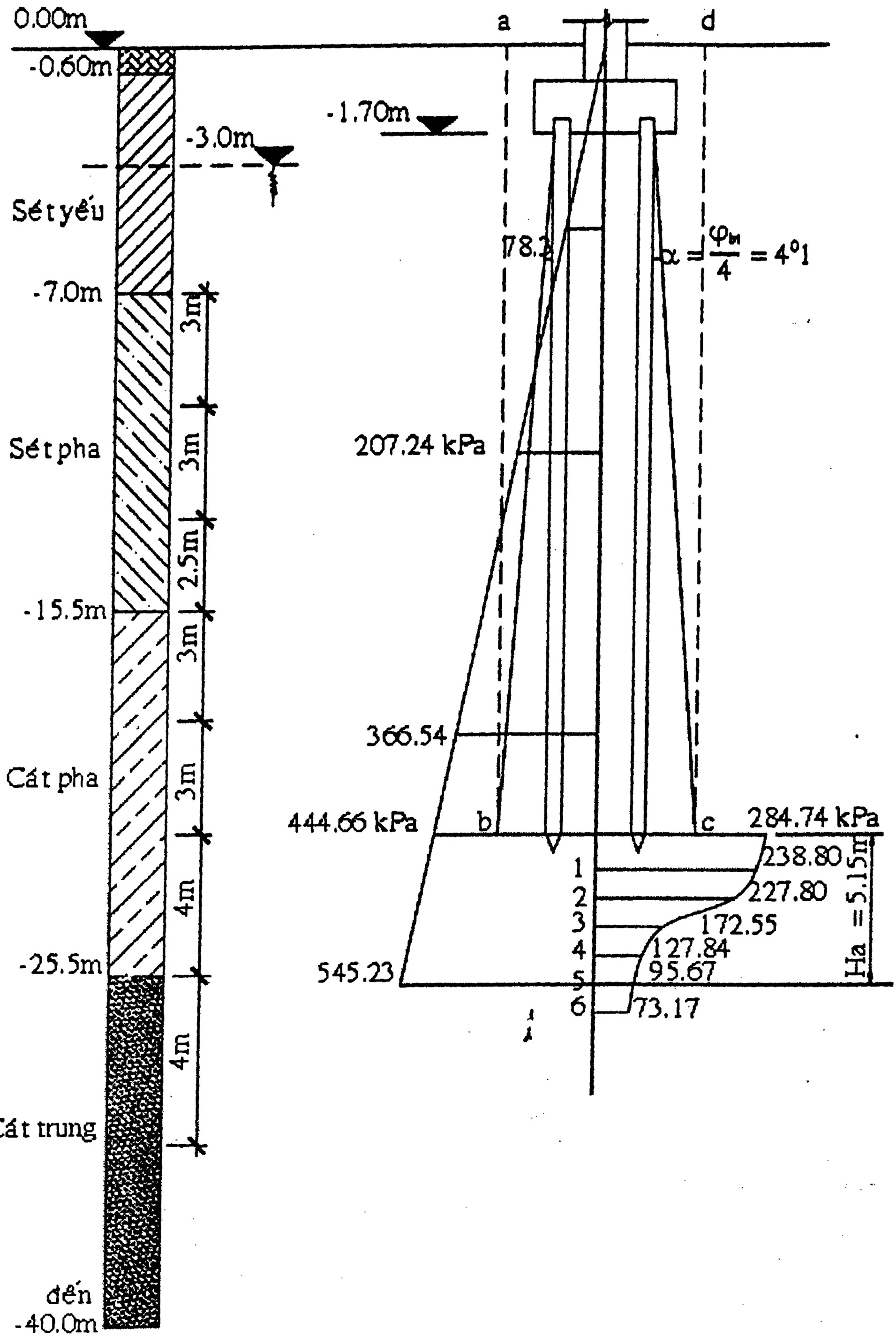
Sơ đồ tính lún của móng cọc được trình bày ở hình vẽ dưới đây:

Đây là móng cọc ma sát. Độ lún của nền móng cọc được tính theo độ lún của nền móng khối quy ước abcd.

Trong đó:

$$\varphi_{tb} = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \cdots + \varphi_n h_n}{h_1 + h_2 + \cdots + h_n}$$

$$\varphi_{tb} = \frac{10.5 + 14.8,5 + 18.10 + 38.4}{5 + 8,5 + 10 + 4} = 16^0 4'$$



Hình VI - 13: *Sơ đồ tính lún cho móng cọc*

do đó $\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = 4^0 1'$

Chiều dài khối móng qui ước:

$$L_M = 1,4 + 2.\frac{0,4}{2} + 2,29.\ tg40,1 = 5,16\ m$$

Chiều rộng khối móng qui ước: $B_M = L_M = 5,16m$.

Chiều cao khối móng qui ước : $H_M = 29,5m$

Trọng lượng khối móng qui ước:

$$N_M^{tc} = L_M B_M H_M \gamma_{tb}$$

$$N_M^{tc} = 5,16.\ 5,16.\ 29,5.\ 20 = 15709\ KN$$

Trị tiêu chuẩn lực dọc xác định đến đáy khối móng qui ước:

$$N_{tc} = N_0^{tc} + N_M^{tc} = 3708 + 15709 = 19417\ KN$$

Mômen tiêu chuẩn tương ứng trọng tâm đáy khối qui ước:

$$M_{tc} = M_0^{tc} + Q_0^{tc}.28,5 = 571 + 133.28,5 = 4361,5\ KNm$$

Độ lệch tâm:

$$e = \frac{M^{tc}}{N^{tc}} = \frac{4361,5}{19417} = 0,2246m$$

Áp lực tiêu chuẩn ở đáy khối móng qui ước:

$$\sigma_{\substack{max\\min}}^{tc} = \frac{N_0^{tc} + N_M^{tc}}{L_M x B_M}\left(1 \pm \frac{6e}{L_M}\right)$$

$$\sigma_{\substack{max\\min}}^{tc} = \frac{3708 + 15709}{5,16x5,16}\left(1 \pm \frac{6.0,2246}{5,16}\right)$$

$$\sigma_{max}^{tc} = 729,41(1 + 0,26) = 919,05kPa$$

$$\sigma_{min}^{tc} = 729,41(1 - 0,26) = 539,76kPa$$

$$\sigma_{tb}^{tc} = 729,41kPa$$

Cường độ tính toán của đất nền ở đáy móng khối qui ước:

$$R_M = \frac{m_1 m_2}{K_{tc}}(1,1AB_M\gamma_{II} + 1,1BH_M\gamma'_{II} + 3DC_{II})$$

Hệ số độ tin cậy $K_{tc} = 1$ vì các chỉ tiêu cơ lý đất lấy theo số liệu thí nghiệm trực tiếp đối với đất.

Tra bảng VI - 2 ta có: $m_1 = 1,4$ và $m_2 = 1,2$.

Lớp đất cát dưới móng khối qui ước có $\varphi_{II} = 38^0$, tra bảng VI - 1 ta có:

A =2,11; B = 9,41; D = 10,8.

γ_{II}: Dưới móng khối qui ước : $\varphi_{II} = 20,1\ KN/m^3$.

γ'_{II}: Dung trọng bình quân của các lớp đất từ đáy móng khối qui ước abcd đến cốt mặt đất thiên nhiên:

$$\gamma_{II} = \frac{20,1.4 + 19,2.10 + 18,5.8,5 + 18,2.6 + 16.0,6}{4 + 10 + 8,5 + 6,0 + 0,6}$$

$\gamma_{II} = 18,84\ KN/m^3$.

$$R_M = \frac{1,4\ .\ 1,2}{1}(1,1.2,1.5,167.20,1 + 1,1.9,41.29,5.18,84 + 3.10,8.1,8)$$

$R_M = 10167,20$ kPa

$1,2\ R_M = 12200,64$ kPa

Như vậy các điều kiện đều thỏa mãn :

$\sigma^{tc}_{max} = 919,05$ kPa $< 1,2R_M = 12200,64$ kPa

$\sigma^{tc}_{tb} = 729,41$ kPa $< R_M = 10167,20$ kPa

Do đó có thể tính toán độ lún của nền đất dưới móng cọc (tức là dưới móng khối qui ước) theo quan niệm nền biến dạng đàn hồi tuyến tính.

Tính độ lún của móng cọc trong trường hợp này như độ lún của móng khối qui ước trên nền thiên nhiên.

Ứng suất bản thân theo các chiều sâu xem trong sơ đồ tính lún.

- Ứng suất bản thân ở đáy lớp sét yếu (cốt -7m):

$$\gamma_{đn} = \frac{\sigma_s - 1}{1 + e}$$

Ở đây $\gamma_{đn} = \frac{27,1 - 1}{1 + 1,0} = 13,05KN / m^3$

$$\sigma^{bt} = \gamma_{đn}\ .\ h_i$$

Ở đây $\sigma^{bt}_1 = 13,05\ .\ 6 = 78,3$kPa

- Ứng suất bản thân ở đáy lớp sét pha (cốt -15,5m):

$$\gamma^2_{đn} = \frac{26,8 - 1}{1 + 0,7} = 15,17KN / m^3$$

Do đó: $\sigma^{bt}_2 = 78,3 + 15,17\ .\ 8,5 = 207,24$kPa

- Tại cốt -25,50m:

$$\gamma^3_{đn} = \frac{26,5 - 1}{1 + 0,6} = 15,93KN / m^3$$

$$\sigma^{bt}_3 = 207,24 + 15,93\ .\ 10 = 366,54kPa$$

- Ứng suất bản thân tại đáy khối qui ước (cốt -29,5m):

$$\gamma^4_{đn} = \frac{26,4 - 1}{1 + 0,3} = 19,53KN / m^3$$

$$\sigma^{bt}_4 = 366,54 + 19,53\ .\ 4 = 444,66\ kPa$$

- Ứng suất gây lún tại đáy móng khối qui ước:

$$\sigma^{gl}_{z=0} = \sigma^{tc}_{tb} - \sigma^{bt} = 729,40 - 4444,66 = 284,74kPa$$

- Ứng suất bản thân tại độ sâu 3,09m dưới đáy móng khối qui ước:

$$\sigma^{bt}_{3,09} = 444,66 + 19,53.3,09 = 505,00 \text{ kPa}$$

- Ứng suất bản thân tại độ sâu 5,15m dưới đáy móng khối qui ước:

$$\sigma^{bt}_{5,15} = 505,00 + 19,53.2,06 = 545,23 \text{ kPa}$$

Chia đất nền dưới đáy móng khối qui ước thành các lớp bằng nhau có chiều dày $\frac{B_M}{5} = \frac{5,16m}{5} = 1,03m$.

Bảng VI - 4

Điểm	Độ sâu Z (m)	$\frac{L_M}{B_M}$	$\frac{2Z}{B_M}$	K_0	σ^{gl}_{Zi} (kPa)	σ^{bt} (kPa)
0	0	1	0	1,000	284,74	444,66
1	1,03	1	0,4	0,960	238,80	
2	2,06	1	0,8	0,800	227,80	
3	3,09	1	1,2	0,606	172,55	505,00
4	4,12	1	1,6	0,449	127,84	
5	5,15	1	2,0	0,336	95,67	545,23

Chiều sâu chịu nén cực hạn dưới đáy móng kết thúc tại độ sâu có $\sigma^{gl} \leq 0,2\sigma^{bt}$.

Ở đây, tại độ sâu 5,15m dưới đáy móng khối qui ước có:

$$\sigma^{gl} = 95,67 < 0,2\,\sigma^{bt} = 545,23 \text{ kPa}.$$

Vậy Ha = 5,15m.

Độ lún của móng cọc (tức móng khối qui ước):

$$S = \sum_{i=1}^{5} \frac{0,8}{E} \sigma^{gl}_{Zi}.h_i$$

$$S = \frac{0,8x1,03}{40.000}\left(\frac{284,74}{2} + 238,80 + 227,80 + 172,55 + 127,84 + \frac{95,67}{2}\right)$$

S = 0,0185m = 1,85cm

Như vậy là độ lún dự báo của móng thỏa mãn điều kiện cho phép:

$$S = 1,85cm < S_{gh} = 8cm.$$

8. Tính toán độ bền và cấu tạo đài cọc

Dùng cọc 0,40 x 0,40m mác bê tông 300#, thép dọc AII, thép đai AI.

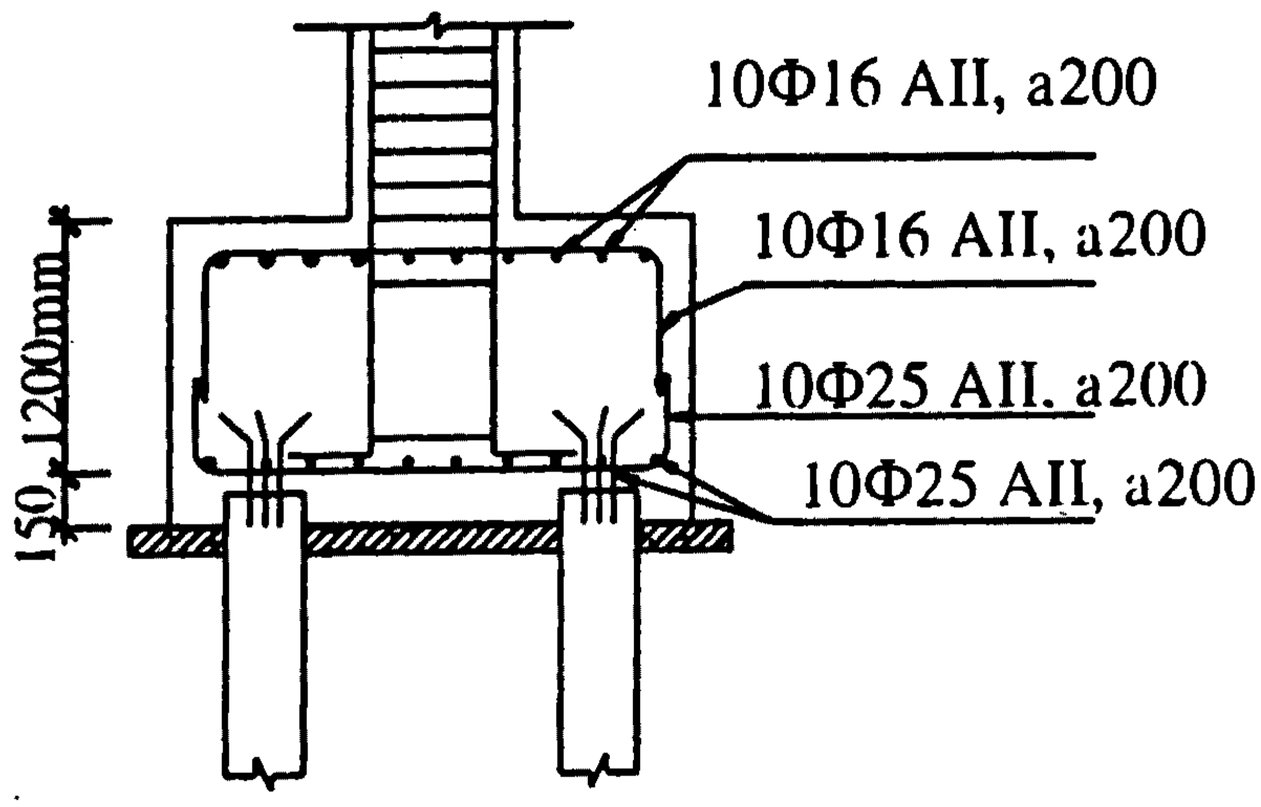
Đài cọc dùng bê tông mác 300#, thép AII.

Đài cọc cao 1,35m; cọc cắm vào đài 0,15; râu thép của cọc cắm vào đài dài 50cm. Bê tông lót dày 10cm, mác 75#.

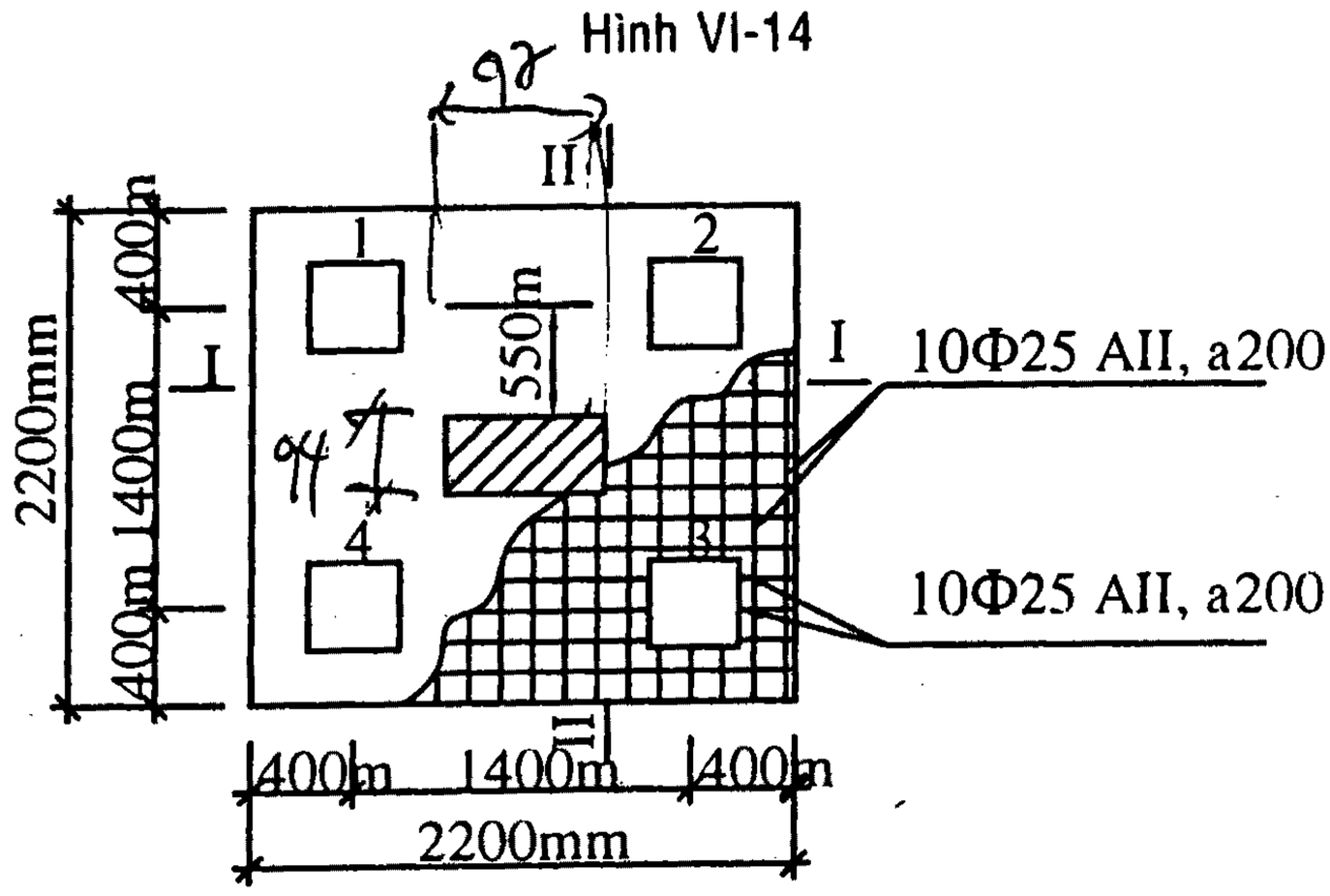
Share-connect.blogspot.com

Với chiều cao của đài như vậy, tháp chọc thủng 45° từ chân cột trùm ra ngoài các tim cọc, nên không cần phải kiểm tra điều kiện chọc thủng.

Mômen tương ứng với mặt ngàm I-I và II-II gần như nhau, nên lấy $M_I = M_{II}$.



Hình VI-14



Hình VI-15

$M_I = r_1 (P_2 + P_3)$

Có $r_1 = 0,55$

$P_2 = P_3 = P_{max} = 1466,85$ KN

$M_I = 0,55\ (1466,85 + 1466,85) = 1613,53$ KNm

$$F_{aI} = F_{aII} = \frac{M_I}{0,9h_0xR_a} = \frac{1466,85}{0,9x1,2x28.10^4} = 0,0485m^2$$

Chọn 10Φ25 có $F_a = 0,0490\ m^2$.

Ở đây đài cọc đặt theo 2 chiều ngang, dọc, mỗi chiều 10Φ25 AII a 200 (xem hình vẽ VI - 14).

Ở đỉnh đài, đặt theo cấu tạo chống mômen tốt hơn, 10Φ16 AII a 200 (xem hình vẽ VI - 15).

CHƯƠNG VII

THIẾT KẾ MÓNG CỌC KHOAN NHỒI

Phạm vi áp dụng

Cọc nhồi được sử dụng trong trường hợp tải trọng công trình lớn (nhà cao tầng, cầu,...) và công trình xây dựng trong khu dân cư. Cọc nhồi có ưu điểm là sức chịu tải lớn, khi thi công không gây chấn động mạnh và tiếng ồn lớn. Tuy vậy cọc nhồi có nhược điểm là giá thành cao và việc kiểm tra chất lượng phức tạp.

Ở nước ta các công trình nhà cao tầng đã xây dựng trong các thành phố lớn như Hà Nội, thành phố Hồ Chí Minh hầu hết đều dùng móng cọc nhồi. Thực tế cho thấy việc sử dụng móng cọc khoan nhồi cho nhà cao tầng là hợp lý.

VII.1. THIẾT KẾ CỌC KHOAN NHỒI

VII.1.1. Kích thước cọc thường dùng cho nhà cao tầng

Đường kính cọc 0,60m; 0,80m; 1,00m; 1,20m; 1,40m. Chiều dài cọc tùy theo điều kiện địa chất công trình từng địa điểm xây dựng. Thí dụ ở Hà Nội, cọc nhồi thường cắm vào tầng cát lẫn cuội sỏi ở độ sâu 40 ÷ 50m; ở thành phố Hồ Chí Minh, cọc nhồi thường cắm vào tầng sét pha nửa cứng ở độ sâu 30 ÷ 50m.

VII.1.2. Bê tông cọc nhồi

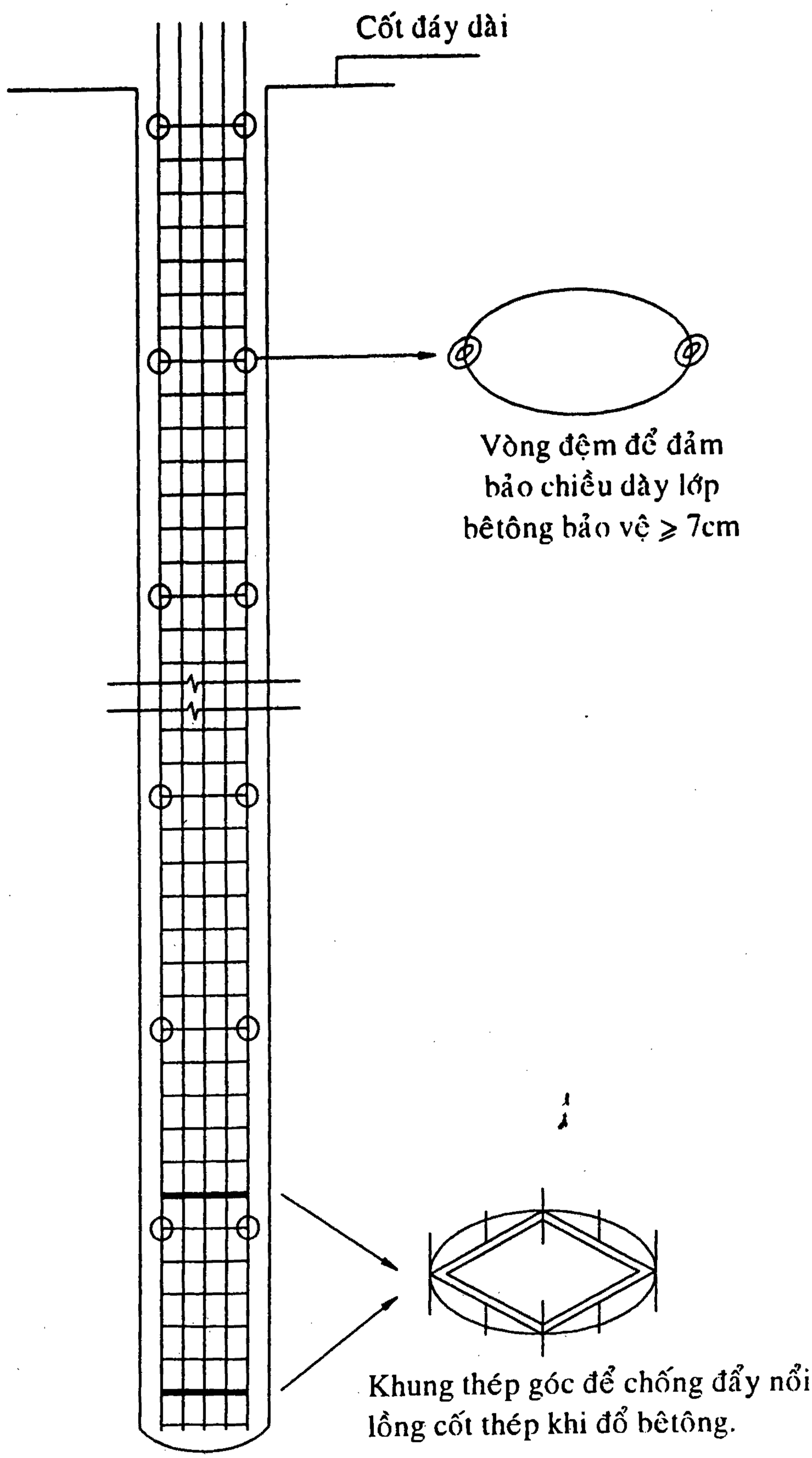
Bê tông phải có mác R ≥ 250#, thường dùng mác 300#, dùng khoảng 425 KG xi măng cho $1m^3$ bê tông.

Độ sụt thông thường từ 12 đến 17.

VII.1.3. Cốt thép trong cọc nhồi

Cốt thép được thiết kế theo quy định sau đây:

- Cốt thép được bố trí theo tính toán.
- Nếu cọc chịu nén đúng tâm thì cốt thép chỉ cần bố trí đến 1/3 chiều dài cọc (ở phía đầu cọc).
- Nếu cọc chịu uốn, chịu kéo, chịu nhổ thì cần bố trí cốt thép hết cả chiều dài cọc (xem hình VII – 1).
- Cọc chịu nén có hàm lượng thép chủ (thép dọc) ≥ 0,2 ÷ 0,4%.
- Cọc chịu uốn, chịu kéo, chịu nhổ có hàm lượng thép chủ ≥ 0,4 ÷ 0,65%.
- Cốt thép chủ bố trí theo chu vi cọc có đường kính tối thiểu Φ ≥ 12mm.
- Cốt thép đai Φ6 ÷ 10mm đặt cách nhau 200 ÷ 300mm có thể dùng cốt đai đơn hoặc vòng xoắn liên tục. Vòng xoắn liên tục chỉ nên dùng cho loại cọc nhỏ (D = 60cm và D = 80cm).



Hình VII - 1 : *Cấu tạo lồng cốt thép*

- Nếu lồng cốt thép dài hơn 4m thì cứ cách nhau mỗi đoạn 2m cần bổ sung một thép đai có đường kính lớn hơn (thí dụ Φ12 hoặc Φ14) để tăng cường cho lồng cốt thép, đồng thời để gắn các miếng kê bảo vệ cốt thép bằng bê tông.

- Lớp bê tông bảo vệ cốt thép không được nhỏ hơn 5cm, thông thường là 7cm.

- Khoảng cách giữa các cốt thép dọc (thép chủ) không được nhỏ hơn 10cm.

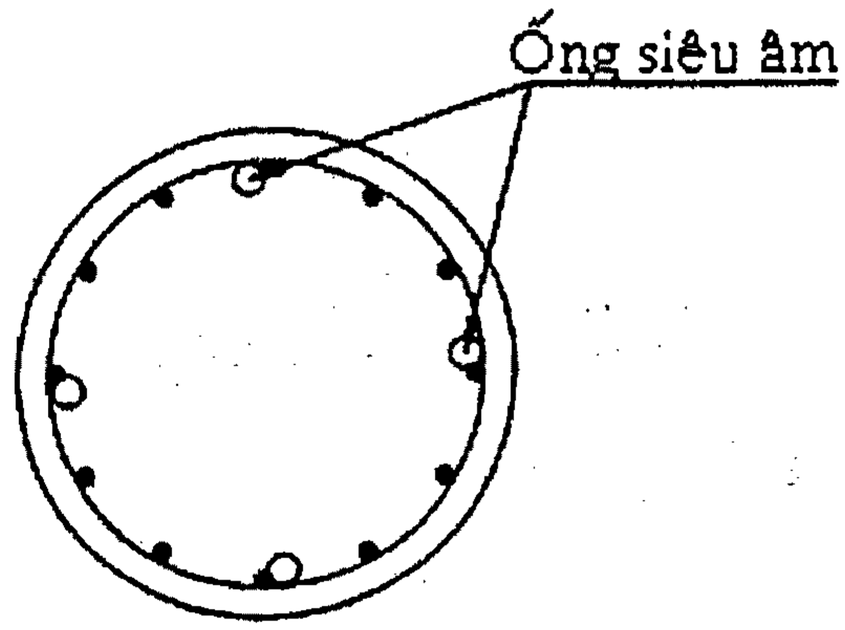
- Nếu tiết diện của cọc nhỏ hơn $0,5m^2$, thì hàm lượng cốt thép dọc không được nhỏ hơn 0,5%. Nếu tiết diện cọc từ $0,5m^2 \div 1m^2$, thì hàm lượng cốt thép dọc thường vào khoảng 0,25%.

- Để chống đẩy trồi lồng cốt thép khi đổ bê tông (bằng phương pháp vữa dâng) thì cần bố trí hai khung thép hình ở đầu mũi cọc cách nhau 2m (xem hình VII– 1).

- Nối cốt thép cọc không được hàn hơi, chỉ được buộc hoặc hàn chấm bằng điện.

- Buộc nối ống dẫn đầu thu và đầu phát siêu âm (kiểm tra chất lượng bê tông cọc nhồi) vào thép chủ (xem hìnhVII – 2).

Số lượng các ống siêu âm được bố trí tùy theo tiết diện cọc.



Hình VII - 2: *Đặt ống siêu âm*

- Cọc có đường kính $D \leq 1,00m$ thì dùng 3 ống.
- Cọc có đường kính $D = 1,00m \div 1,30m$ thì dùng 4 ống.
- Cọc có đường kính $D = 1,30 \div 1,50m$ thì dùng 5 ống.
- Cọc có đường kính $D > 1,5m$ thì dùng 6 ống.

VII.1.4. Dung dịch khoan

Dung dịch khoan thường dùng Bentonite để giữ cho thành hố khoan không bị sập.

Dùng Bentonite, cần chú ý những điểm sau:

- Dung dịch khoan phải phù hợp với các đặc tính lý hóa của đất và của nước dưới đất.

- Một dung dịch mới trước khi sử dụng phải có các đặc tính sau:

+ Độ nhớt Marsh > 35 giây

+ Hàm lượng cát bằng 0

+ Độ tách nước dưới $30cm^3$

+ Đường kính hạt dưới 3mm

+ Dung trọng $\gamma = 1,01 \div 1,05$ (trừ trường hợp đặc biệt khi dùng loại dung dịch sét nặng Super moss).

- Khi thu hồi Bentonite để dùng lại hàm lượng cát phải nhỏ hơn $3 \div 5\%$.

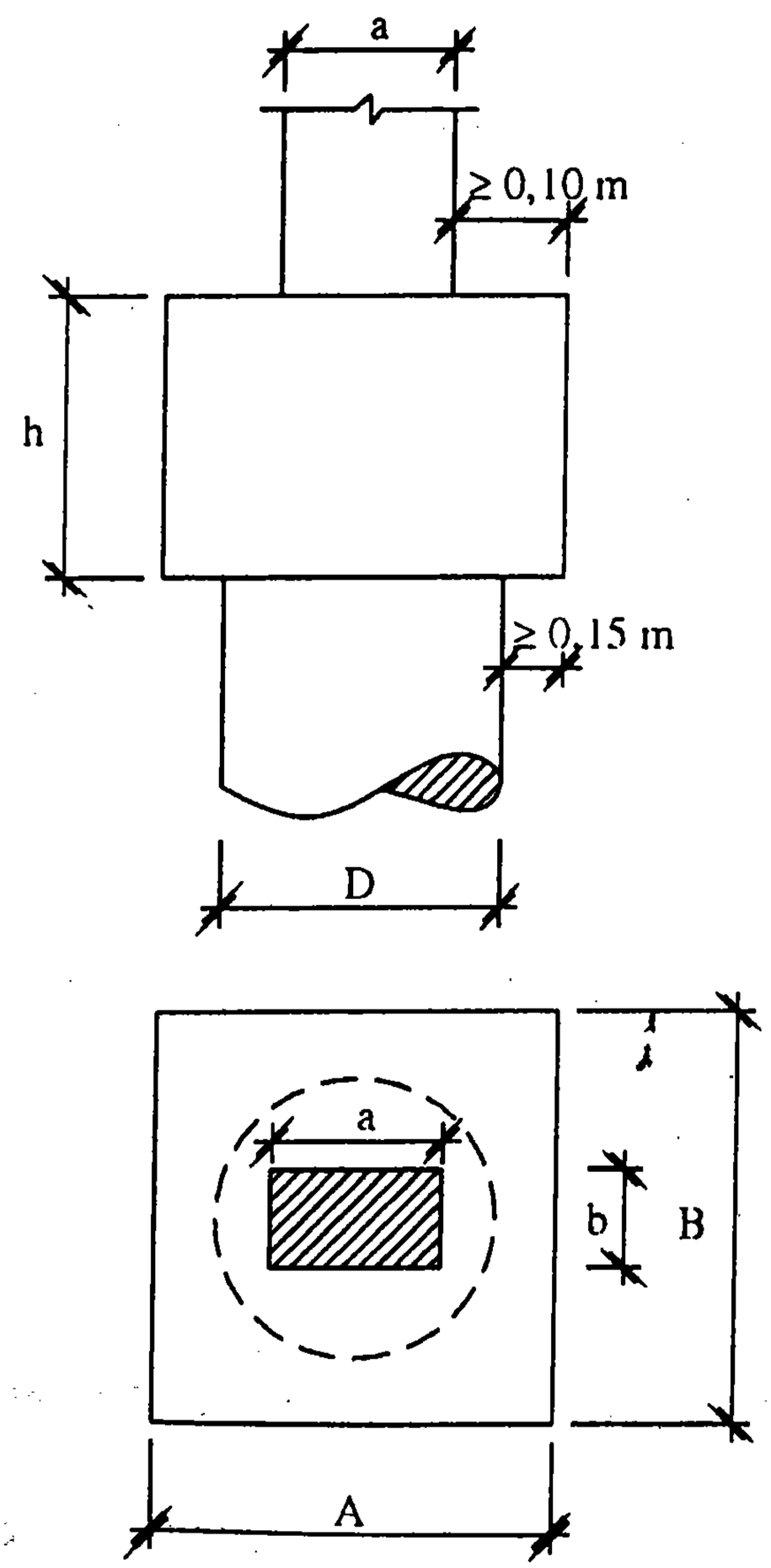
Chú ý :

Việc dùng dung dịch khoan (Bentonite) là của người thi công nhưng những người thiết kế phải quy định vì người thiết kế biết rõ cấu tạo địa tầng.

VII.2. THIẾT KẾ ĐÀI CỌC KHOAN NHỒI

Đài cọc có chức năng truyền tải trọng của kết cấu bên trên xuống cọc và lên kết các cọc gần nhau lại để chúng cùng làm việc như một nhóm cọc. Sau đây, tôi sẽ giới thiệu cách thiết kế đài cọc của 1 cọc, đài cọc của 2 cọc, đài cọc của 3 cọc và đài cọc của 4 cọc.

VII.2.1. Đài 1 cọc



Hình VII - 3: *Cấu tạo đài cọc của 1 cọc*

Chiều cao của đài cọc $h = h_0 + 5cm$ (xem hình VII – 3 và VII – 4).

Trong đó h_0 là chiều cao hữu ích của đài cọc (tính từ mặt cốt thép đến mặt trên của đài cọc) còn 5cm là chiều dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép.

$$\left.\begin{aligned} & h_0 \geq \frac{C-b}{4} \\ \text{Và} \quad & h_0 \geq \frac{C-a}{4} \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VII - 1)}$$

a, b đã tính

Ở đây: C là một kích thước ngang tương đương của cọc

$$C = \sqrt{\frac{\pi D^2}{4}} \qquad \text{(VII - 2)}$$

(Các ký hiệu a, b, D xem trên hình vẽ VII - 3)

Cốt thép cần thiết cho đài 1 cọc:

$$\left.\begin{aligned} & F_a \geq \frac{P(C-b)}{8h_0R_a} \\ \text{Và} \quad & F_a \geq \frac{P(C-a)}{8h_0R_a} \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VII - 3)}$$

Trong đó:

P: là tải trọng ở chân cột

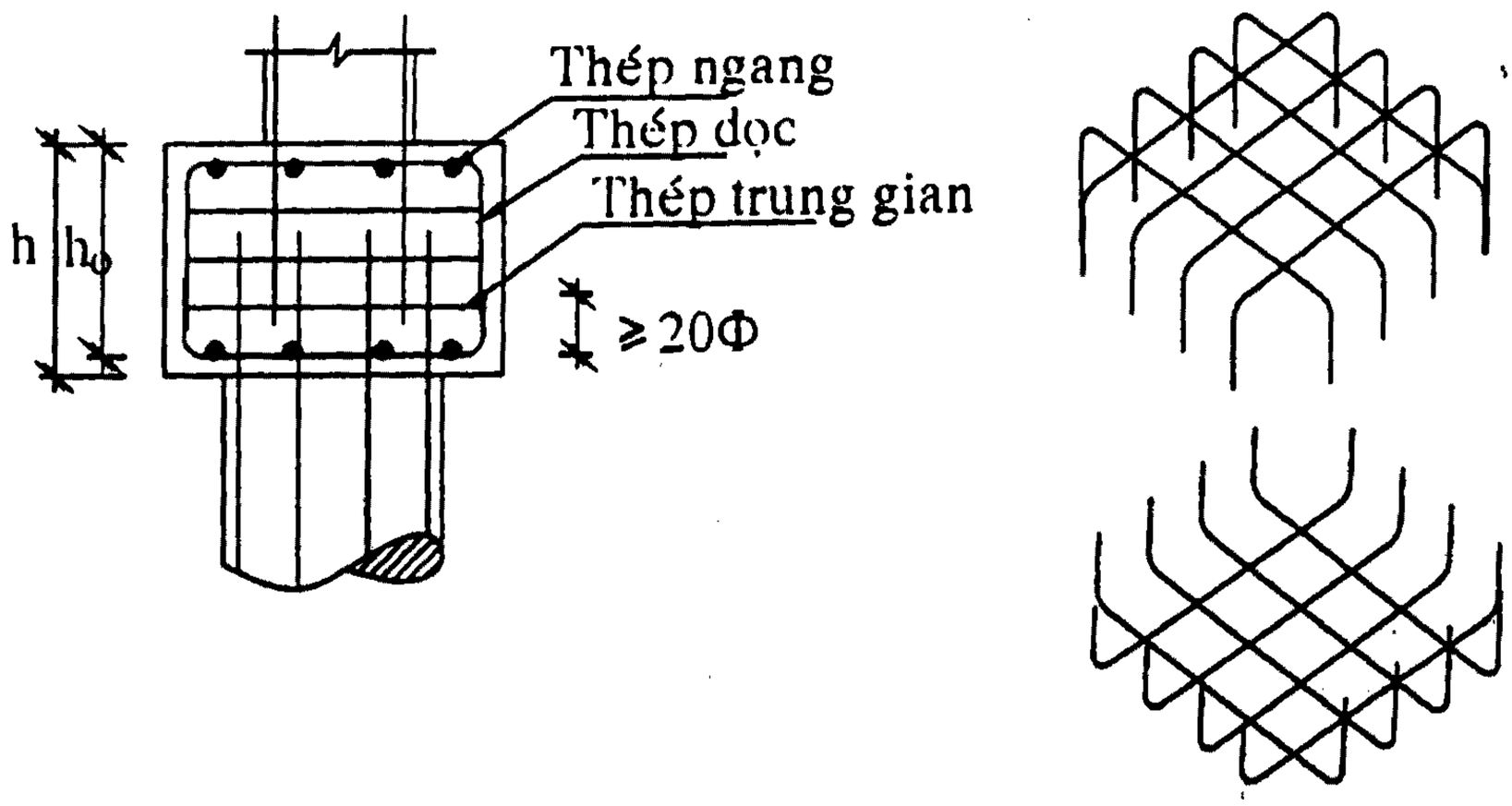
R_a: là cường độ tính toán của cốt thép

Theo kinh nghiệm diện tích cốt thép tối thiểu được bố trí như sau:

- Cốt thép ngang thường dùng khoảng $4cm^2$ cho mỗi mét chiều rộng của đài.

Cốt thép dọc thường dùng khoảng $2h\ cm^2$ cho mỗi mét bề mặt cạnh của đài (h là chiều cao của đài cọc tính bằng mét).

- Cốt thép trung gian thường dùng khoảng $3cm^2$ cho mỗi mét bề mặt cạnh của đài.



Hình VII - 4: *Bố trí cốt thép cho đài 1 cọc*

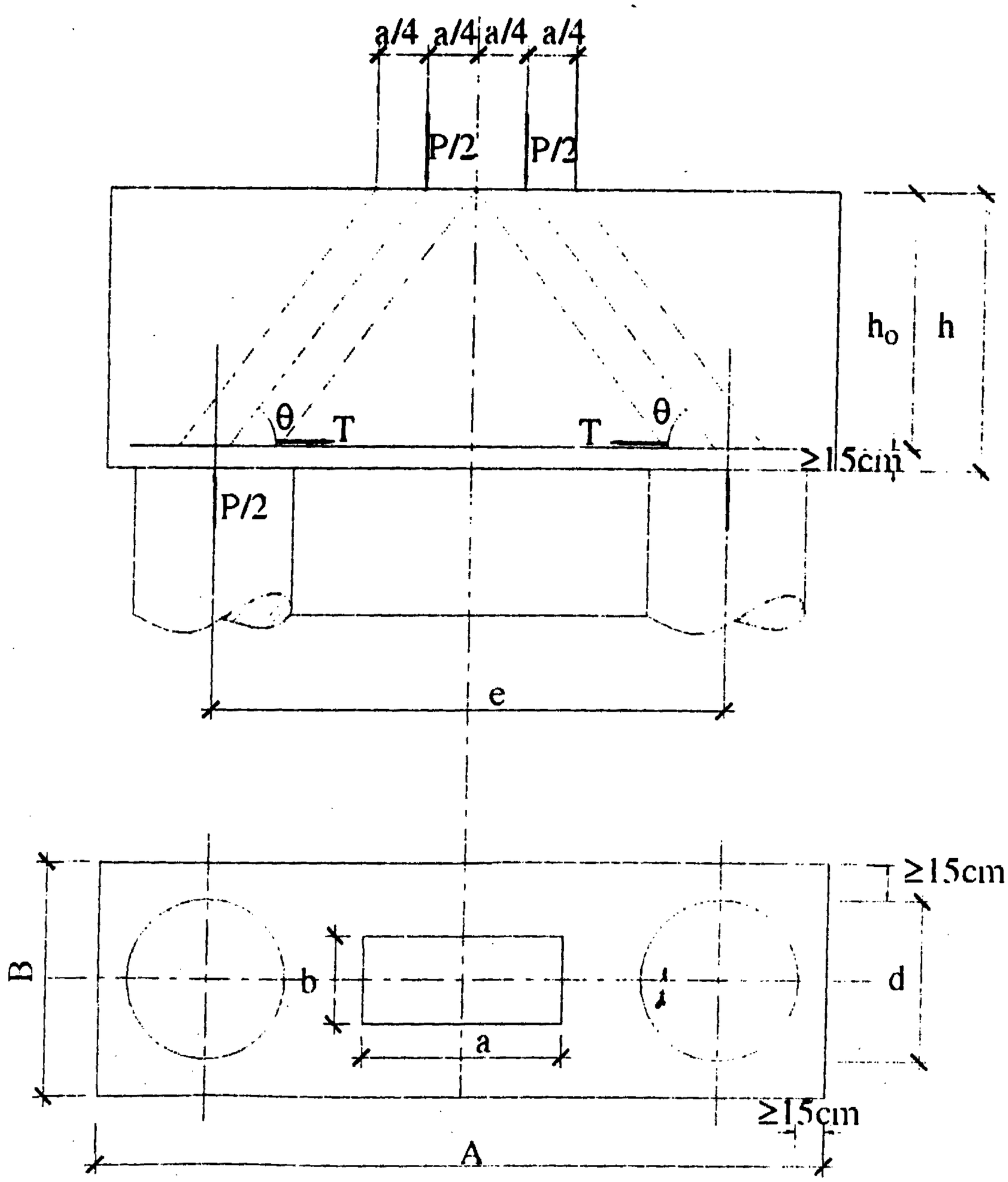
(Thép ngang, thép dọc dùng $\Phi \geq 12$mm, thép trung gian $\Phi \geq 8$mm).

Theo kinh nghiệm, có thể dùng kích thước đài của một cọc nhồi như sau (với mác bê tông thông dụng $250^{\#} \div 300^{\#}$).

- Chiều cao đài cọc: $h = d + 10$cm (d là đường kính cọc).
- Diện tích đài cọc: $A = B = d + 40$cm.

VII.2.2. Đài 2 cọc

Cấu tạo đài hai cọc như hình vẽ VII - 5.



Hình VII - 5: *Cấu tạo đài 2 cọc*

Các kích thước chủ yếu của đài cọc như sau:

- Chiều cao hữu ích của đài cọc:

$$h_0 = 1{,}4\left(\frac{e}{2} - \frac{a}{4}\right) \qquad \text{(VII - 4)}$$

Trong đó:

e: khoảng cách giữa hai tim cọc: $e \geq 3d$

a: cạnh dài của tiết diện cột

(Các kích thước đều có thứ nguyên là mét).

- Chiều cao đài cọc:

$$h = h_0 + 0{,}05m \qquad \text{(VII - 5)}$$

Chiều dày tầng bê tông bảo vệ cốt thép ≥ 5cm.

Theo kinh nghiệm, các kích thước của đài cọc thường xác định như sau:

- Chiều cao đài hai cọc:

$$h \geq 2d + 10cm \qquad \text{(VII - 6)}$$

(d là đường kính của cọc)

- Diện tích đài cọc:

+ Cạnh dài:

$$A = e + d + f \qquad \text{(VII - 7)}$$

+ Cạnh ngắn:

$$B = d + f \qquad \text{(VII - 8)}$$

Với f là tầng bảo vệ của bê tông ngoài cốt thép, f ≥ 30cm.

- Mác bê tông đài cọc: $250^{\#} \div 300^{\#}$.
- Cốt thép trong đài thường dùng loại AII.
- Cốt thép ở đáy đài được tính toán theo lực cắt T:

$$T = 0{,}5\ P\ \text{cotg}\theta \qquad \text{(VII - 9)}$$

Trong đó:

P: Tải trọng thẳng đứng từ cột truyền xuống móng;

Góc θ thường dùng: $50^o < \theta < 54^o$.

Diện tích cốt thép ở đáy đài:

$$F_a \geq \frac{T}{R_a} \qquad \text{(VII - 10)}$$

Trong đó:

R_a: Cường độ tính toán của cốt thép.

- Bố trí cốt thép trong đài cọc như hình vẽ VII - 6:

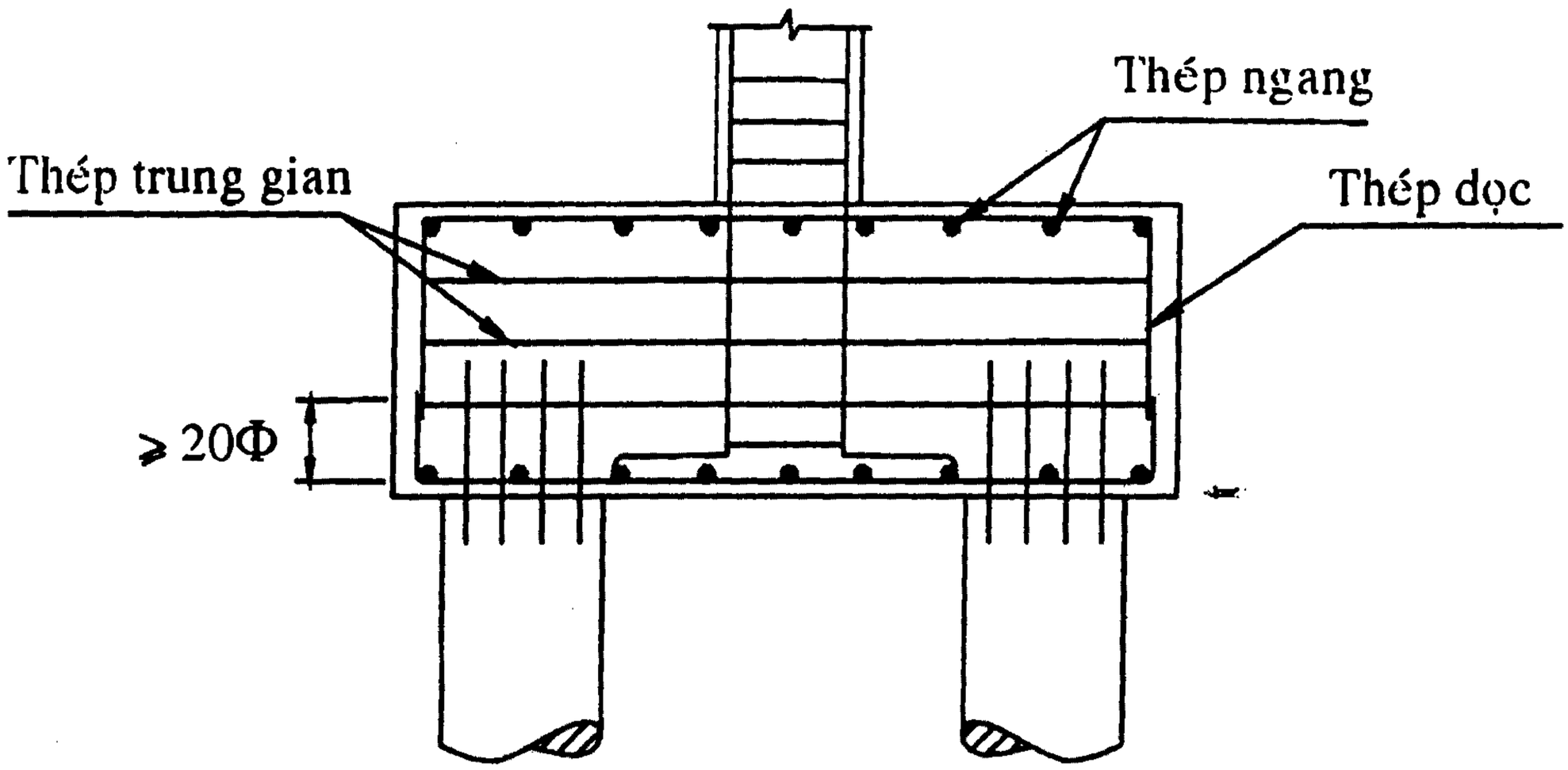
Theo kinh nghiệm, có thể bố trí cốt thép như sau:

- Cốt thép ngang (ở đỉnh đài và đáy đài) thường dùng ≥ $5cm^2$ cho mỗi mét chiều dài của đài.

- Cốt thép dọc, thường dùng ≥ 3h cm^2 cho mỗi mét bề mặt cạnh của đài (h là chiều cao đài cọc, tính bằng mét).

- Cốt thép trung gian, thường dùng khoảng $4cm^2$ cho mỗi mét là mặt cạnh của đài.

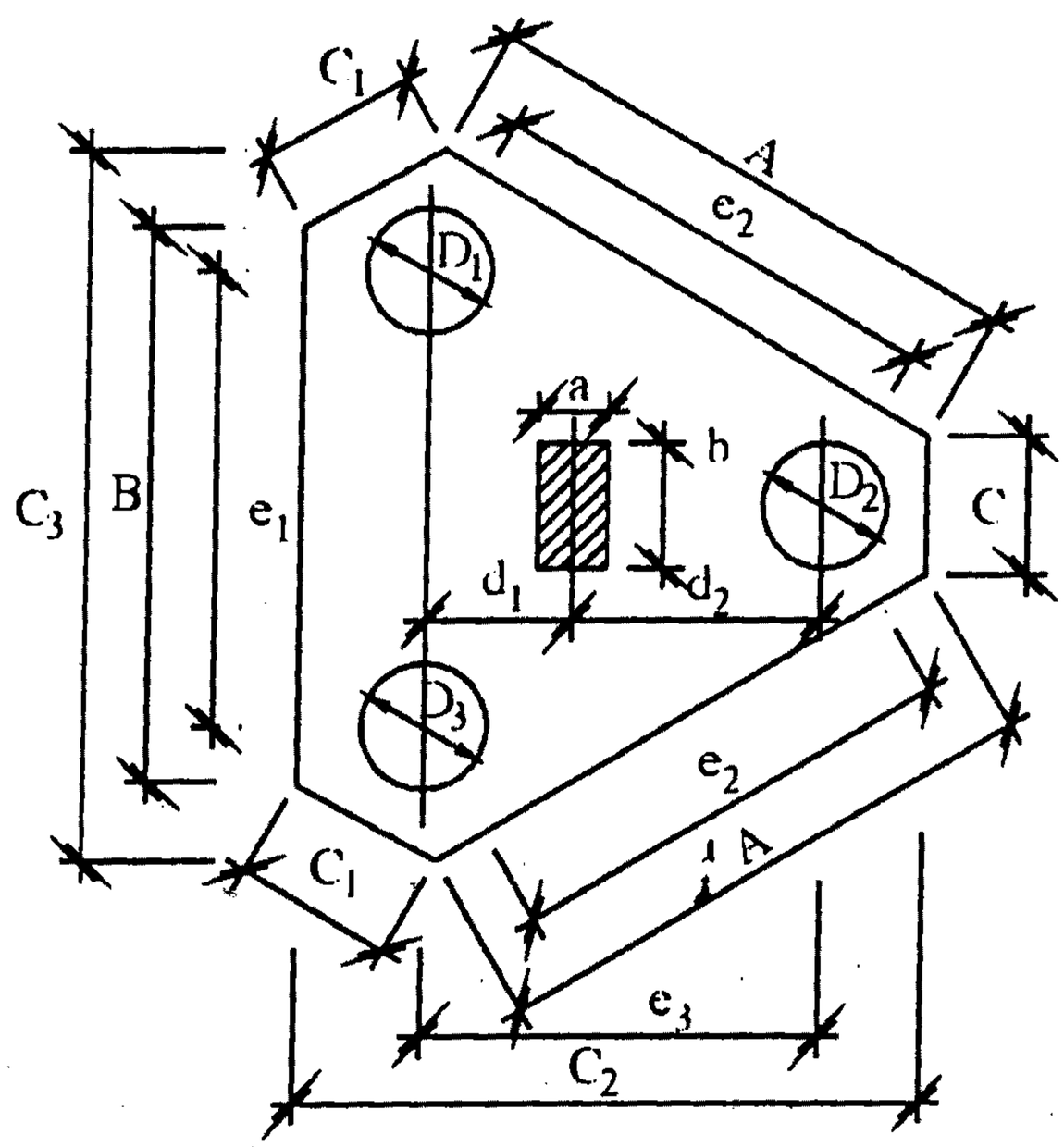
(Thép ngang, thép dọc dùng Φ ≥ 14mm, thép trung gian Φ ≥ 10mm).



Hình VII - 6: *Bố trí cốt thép đài 2 cọc*

VII.2.3. Đài 3 cọc

Cấu tạo mặt bằng đài cọc, thông thường được thể hiện như ở hình vẽ VII – 7.



Hình VII - 7: *Cấu tạo mặt bằng đài cọc*

- Những kích thước hình học của mặt bằng đài cọc thông thường:

$$D_1 = D_2 = D_3$$

$$e = e_1 = e_2 \geq 3D$$

$$e_3 = 3\frac{\sqrt{3}}{2}$$

$$A = B = e + (D + 0,30)\frac{\sqrt{3}}{3}$$

$$C = C_1 = (D + 0,30)\frac{\sqrt{3}}{3}$$

$$C_2 = e\frac{\sqrt{3}}{2} + D + 0,30$$

$$C_3 = e + 2(D + 0,30)\frac{\sqrt{3}}{3}$$

(D là đường kính cọc, e là khoảng cách giữa các tim cọc).

- Chiều cao đài cọc: $h \geq 2D + 10$ cm (VII – 11)
- Bê tông đài cọc mác $R^{\#} = 250 \div 300$
- Cốt thép thường dùng loại AII.
- Cốt thép ở đáy đài phải lớn hơn lực cắt do phản lực đầu cọc gây nên:

$$T = F_P\frac{\cot g\theta}{3} = \frac{P\cot g\theta}{3} \quad \text{(VII – 12)}$$

Trong đó:

P: Tải trọng thẳng đứng ở chân cột

F_P: Phản lực ở đài cọc

θ: Góc tạo bởi đường nối giữa tim chân cột tại đỉnh dài đến tim đầu cọc ở đáy đài với mặt phẳng.

- Diện tích cốt thép ở đáy đài:

$$F_a \geq \frac{T}{R_a} \quad \text{(VII – 13)}$$

Trong đó:

R_a: Cường độ tính toán của cốt thép

- Lực cắt đối với cốt thép ở vành khung chu vi biên đáy đài cọc:

$$T_c = \frac{T\sqrt{3}}{3} = \frac{P\sqrt{3}}{9}\cot g\theta \quad \text{(VII – 14)}$$

- Diện tích cốt thép ở vành khung chu vi biên đài cọc ở đáy đài:

$$F_{ac} \geq \frac{T_a}{R_a} \quad \text{(VII – 15)}$$

Theo kinh nghiệm, thường bố trí thép như sau:

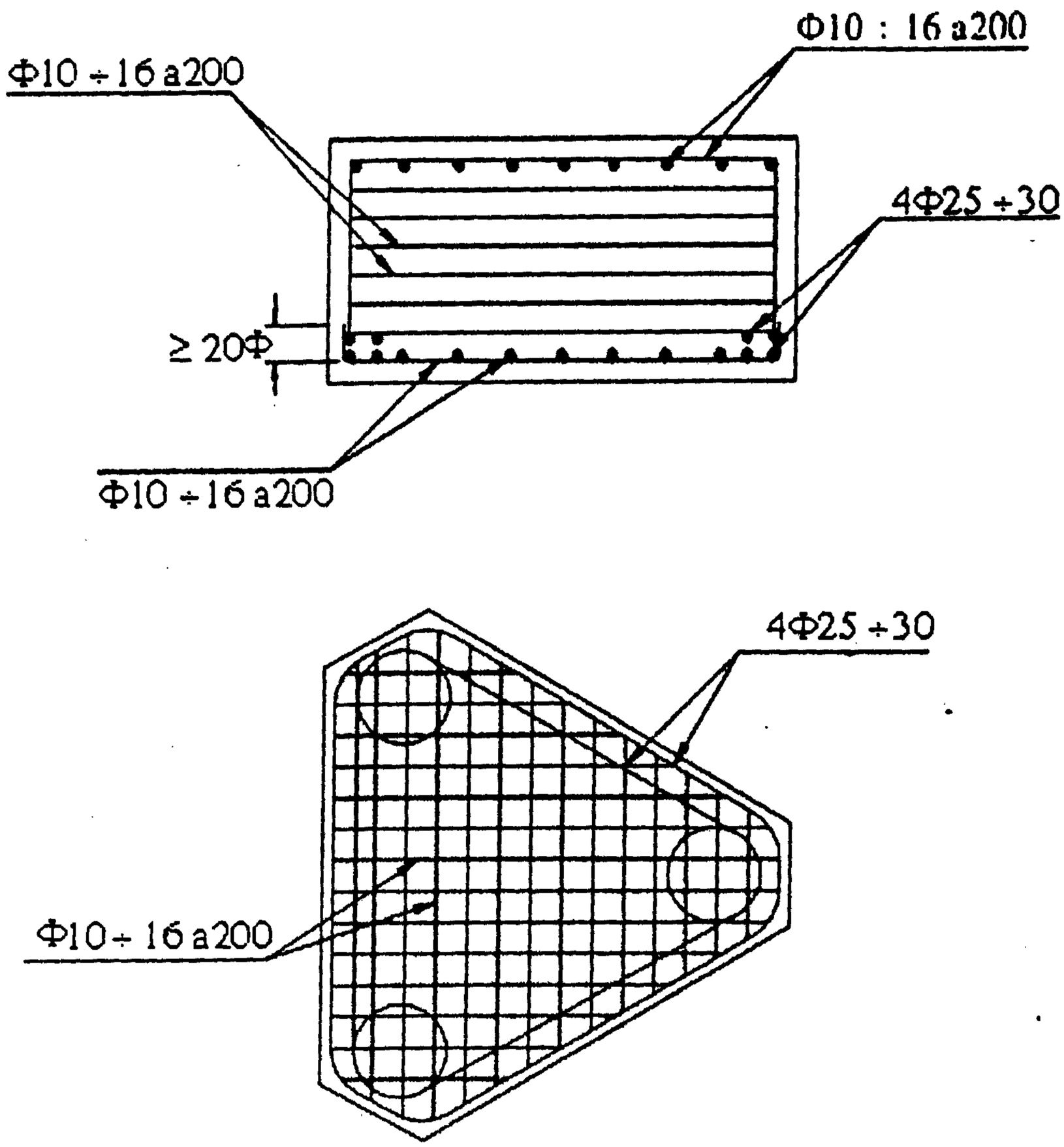
- Dùng 4Φ25 đến 4Φ30 ở chu vi biên đáy đài cọc.
- Lưới thép ở mặt trên, mặt đáy và mặt cạnh của đài cọc dùng Φ10 đến Φ16 đặt cách đều nhau 20cm.

Bố trí thép đài cọc có thể tham khảo hình VII – 8.

Chú ý:

Đường kính cọc càng lớn thì thép trong đài càng lớn.

Share-connect.blogspot.com



Hình VII - 8: *Cấu tạo cốt thép đài 3 cọc*

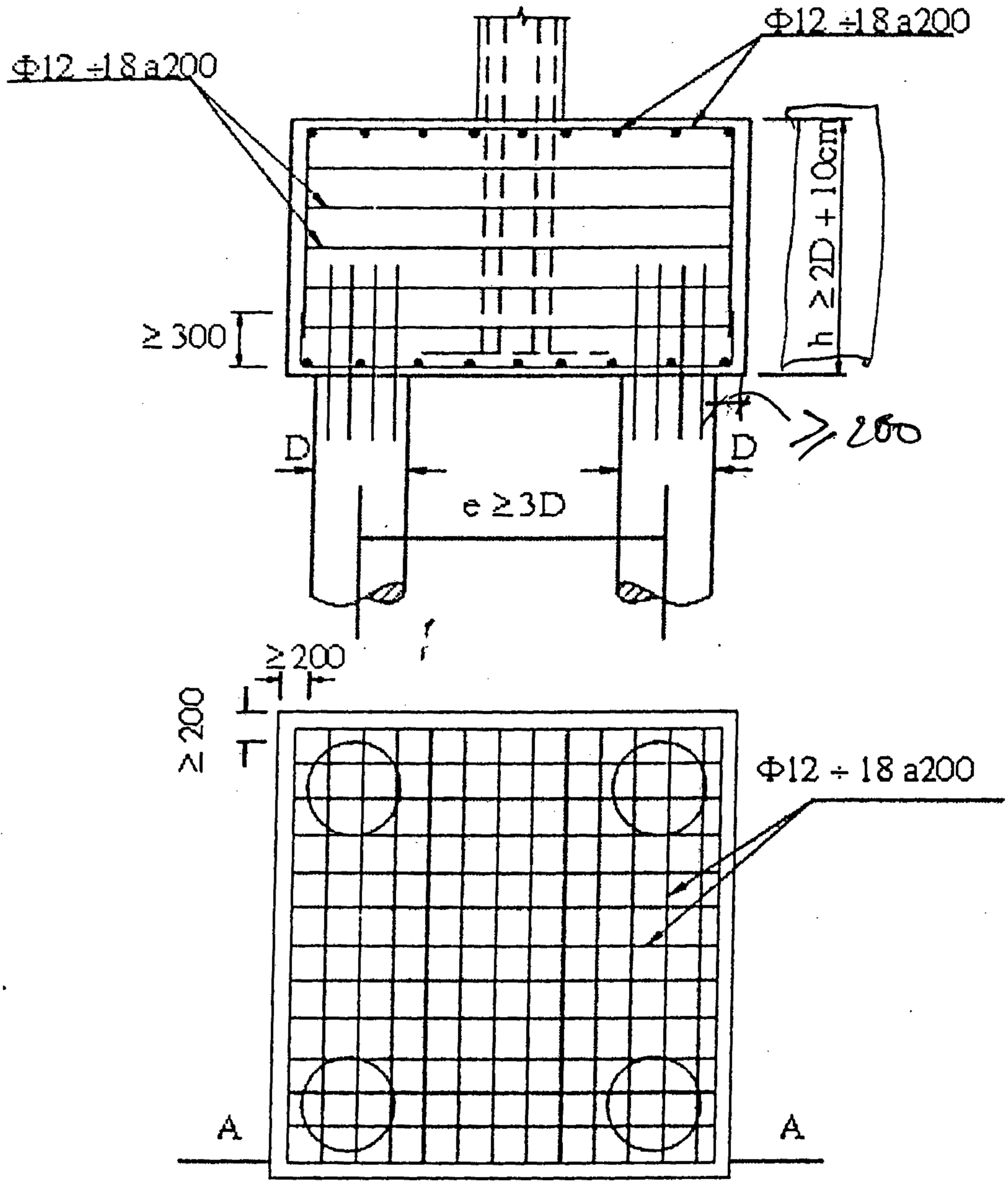
VII.2.4. Đài 4 cọc

Cấu tạo cốt thép đài 4 cọc xem hình VII – 9.

- Chiều cao đài cọc h ≥ 2D + 10cm.

(D là đường kính cọc, tầng bảo vệ của bê tông là 5cm).

- Khoảng cách từ mép cọc đến mép đài ≥ 200mm.
- Khoảng cách giữa các tim cọc e ≥ 3D.
- Thép bố trí ở mặt trên, mặt dưới và mặt cạnh của đài cọc thường $6cm^2$/1 mét dài bề mặt, tức là dùng khoảng Φ12 ÷18 a200. Tùy theo đường kính cọc càng lớn, thì dùng đường kính cốt thép càng lớn. Thép thường dùng là loại AII.



Hình VII - 9: *Cấu tạo cốt thép đài 4 cọc*

CHƯƠNG VIII

THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG CỌC BARÉT

VIII.1. NHỮNG KHÁI NIỆM CHUNG VỀ CỌC BARÉT

VIII.1.1. Định nghĩa cọc barét (Barrettes)

Cọc barét là một loại cọc khoan nhồi, không thi công bằng lưỡi khoan hình tròn, mà bằng loại gầu ngoạm hình chữ nhật. Cọc barét thông thường có tiết diện hình chữ nhật, với chiều rộng từ 0,60m đến 1,50m và chiều dài từ 2,20m đến 6,00m. Cọc barét còn có thể có các loại tiết diện khác như:

Chữ thập +, chữ T, chữ I, hình góc L, hình ba chạc ⅄ , v.v...

Tùy theo điều kiện địa chất công trình và tải trọng công trình, mà cọc barét có thể có chiều dài từ vài chục mét đến một trăm mét hoặc hơn.

VIII.1.2. Tóm tắt về thi công cọc barét

Thi công cọc barét cũng giống như thi công cọc khoan nhồi. Sử dụng thiết bị thi công chuyên dụng, với các gầu ngoạm phù hợp với kích thước tiết diện cọc barét để đào các hố sâu. Đồng thời cho dung dịch Bentonite vào hố đào để giữ cho thành hố khỏi bị sập lở. Sau đó đặt lồng cốt thép vào hố đào, rồi tiến hành đổ bê tông vào hố theo phương pháp vữa dâng. Dung dịch Bentonite sẽ trào lên khỏi hố và được thu hồi lại để xử lý. Khi bê tông đông cứng là hình thành xong cọc barét.

VIII.1.3. Sức chịu tải của cọc barét

Sức chịu tải của cọc barét thường rất lớn. Tùy theo điều kiện địa chất công trình, tùy theo kích thước và hình dáng của cọc mà sức chịu tải của cọc barét có thể đạt từ 600 tấn đến 3600 tấn/mỗi cọc.

VIII.1.4. Phạm vi áp dụng của cọc barét

Cọc barét thường dùng làm móng cho nhà cao tầng.

Thí dụ tại tháp đôi Petronas Towers (Malaysia) cao trên 100 tầng đã dùng cọc barét 1,20m x 2,80m sâu tới 125m, có hầm nhiều tầng với chiều sâu 20m. Tại công trình Sài Gòn Centre, có 3 tầng hầm và 25 tầng lầu, dùng cọc barét có kích thước từ 0,80m x 2,80m đến 1,20m x 6,00m sâu 50m. Tại công trình Vietcombank Hà Nội, có 2 tầng hầm và 22 tầng lầu, dùng cọc barét 0,80m x 2,80m sâu 55m.

Cọc barét còn có thể dùng làm móng cho các tháp cao, cho các cầu dẫn, cầu vượt, v.v...

VIII.2. KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH CHO MÓNG CỌC BARÉT

Công việc khảo sát được thực hiện theo quy định trong tiêu chuẩn "Khảo sát địa kỹ thuật phục vụ cho thiết kế và thi công móng cọc" TCXD 160:1987. Trong cuốn chỉ dẫn kỹ thuật này, chỉ quy định cho giai đoạn khảo sát phục vụ thiết kế kỹ thuật.

VIII.2.1. Bố trí các điểm khảo sát

Các điểm khảo sát như khoan, xuyên, nén ngang, cắt cánh... cần bố trí trong phạm vi xây dựng công trình.

Khoảng cách giữa các điểm khảo sát là $\leq$ 30m.

VIII.2.2. Chiều sâu các điểm khảo sát

Chiều sâu khảo sát phải vượt qua vùng chiều sâu chịu nén cực hạn của các lớp đất nền dưới mũi cọc tối thiểu 2 mét.

Phải tìm được lớp đá hoặc lớp đất tốt để tựa đầu mũi cọc vào.

Có thể tham khảo các chỉ tiêu sau đây để xác định các lớp đất tốt:

- Đất có môdyn tổng biến dạng $E_0 \geq 300$ KG/cm^2.
- Đất có góc ma sát trong $\varphi \geq 40^0$.
- Đất có chỉ số xuyên tiêu chuẩn SPT là $N \geq 50$.
- Đất cát chặt có sức chống xuyên tĩnh đầu mũi $q_c \geq 110$ KG/cm^2.
- Đất sét cứng có sức chống xuyên tĩnh đầu mũi $q_c \geq 50$ KG/cm^2.

Nếu gặp đá, cần khoan 3 điểm vào đá với độ sâu 6 mét.

VIII.2.3. Số lượng các điểm khảo sát

Trong mỗi hạng mục công trình không được ít hơn 3 điểm cho mỗi loại khảo sát.

Thí dụ trên một hạng mục công trình dùng cả khoan, xuyên và cắt cánh, thì mỗi thứ phải có từ 3 điểm trở lên.

Công tác khoan là nhất thiết phải thực hiện.

Nếu chiều sâu mũi cọc nhỏ hơn 30m thì nên khảo sát bằng xuyên tĩnh (CPT).

Nếu chiều sâu mũi cọc lớn hơn 30m thì nên khảo sát bằng xuyên tiêu chuẩn (SPT).

VIII.2.4. Các số liệu chủ yếu cần cho thiết kế và thi công cọc barét

- Trụ địa chất, mặt cắt địa chất thể hiện rõ cấu trúc địa tầng.
- Những chỉ tiêu cơ lý của tất cả các lớp đất bằng thí nghiệm các mẫu đất nguyên dạng trong phòng thí nghiệm, như: Phân tích thành phần hạt, dung trọng thiên nhiên của đất γ_w KN/m^3. Tỷ trọng của đất γ_s KN/m^3; độ ẩm W%; giới hạn

chảy W_L%; giới hạn dẻo W_P%; chỉ số dẻo W_n; độ sệt I_L; hệ số rỗng e_0; hệ số thấm K m/sec; góc ma sát trong φ^0; lực dính C (kPa); hệ số nén a (m^2/KN); Môdyn tổng biến dạng E_o (kPa); cường độ chịu nén tức thời một trục của đá R (kPa).

- Những chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất bằng thí nghiệm hiện trường như: Chỉ số N của xuyên tiêu chuẩn SPT; giá trị sức chống đầu mũi q_c và ma sát bên f_s của thí nghiệm xuyên tĩnh CPT; giá trị sức chống cắt không thoát nước C_u.

- Chế độ nước dưới đất và tính chất ăn mòn của nó.

VIII.2.5. Khảo sát công trình lân cận

Các công trình lân cận khu vực xây dựng gồm có: Nhà, cầu, đường, công trình ngầm, hệ thống ống kỹ thuật v.v... Cần khảo sát hiện trạng của chúng để lập biện pháp thiết kế và thi công móng cọc tránh ảnh hưởng bất lợi cho các công trình đó.

VIII.2.6. Trách nhiệm về khảo sát

Việc khảo sát địa chất công trình do chủ đầu tư chịu trách nhiệm. Tư vấn thiết kế lập nhiệm vụ khảo sát, đơn vị chuyên nghiệp khảo sát lập đề cương cụ thể (được chủ đầu tư và tư vấn thiết kế chấp nhận) rồi tiến hành công tác khảo sát và thí nghiệm. Cuối cùng lập báo cáo tổng kết về kết quả khảo sát.

VIII.3. TÍNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC BARÉT

Tính sức chịu tải của cọc barét, về cơ bản cũng giống như tính sức chịu tải của cọc khoan nhồi, chỉ khác nhau về tiết diện ngang của cọc: Cọc khoan nhồi có tiết diện hình tròn, còn cọc barét có tiết diện hình chữ nhật là chủ yếu. Do đó có thể tham khảo phần phụ lục của *Tiêu chuẩn thiết kế móng cọc TCXD 205:1998.*

Trong chương II của cuốn sách này có trình bày lý thuyết tính toán sức chịu tải của cọc nhồi được vận dụng cho cọc barét.

- Công thức (II - 3) xác định sức chịu tải của cọc nhồi chịu nén theo vật liệu làm cọc.

- Các công thức (II - 5); (II - 6) xác định sức chịu tải của cọc nhồi khi chống vào đá hoặc đất rất tốt (sét cứng, cuội sỏi...).

- Các công thức (II - 10); (II - 11) và (II - 12) xác định sức chịu tải của cọc nhồi chịu nén đúng tâm khi làm việc theo loại cọc ma sát.

- Công thức (II - 13) xác định sức chịu tải của cọc nhồi khi chịu tải trọng nhổ.

- Các công thức (II - 14) đến (II - 19) xác định chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tĩnh.

- Công thức (II - 23) xác định sức chịu tải của cọc nhồi theo phương pháp Nhật Bản dựa vào thí nghiệm SPT.

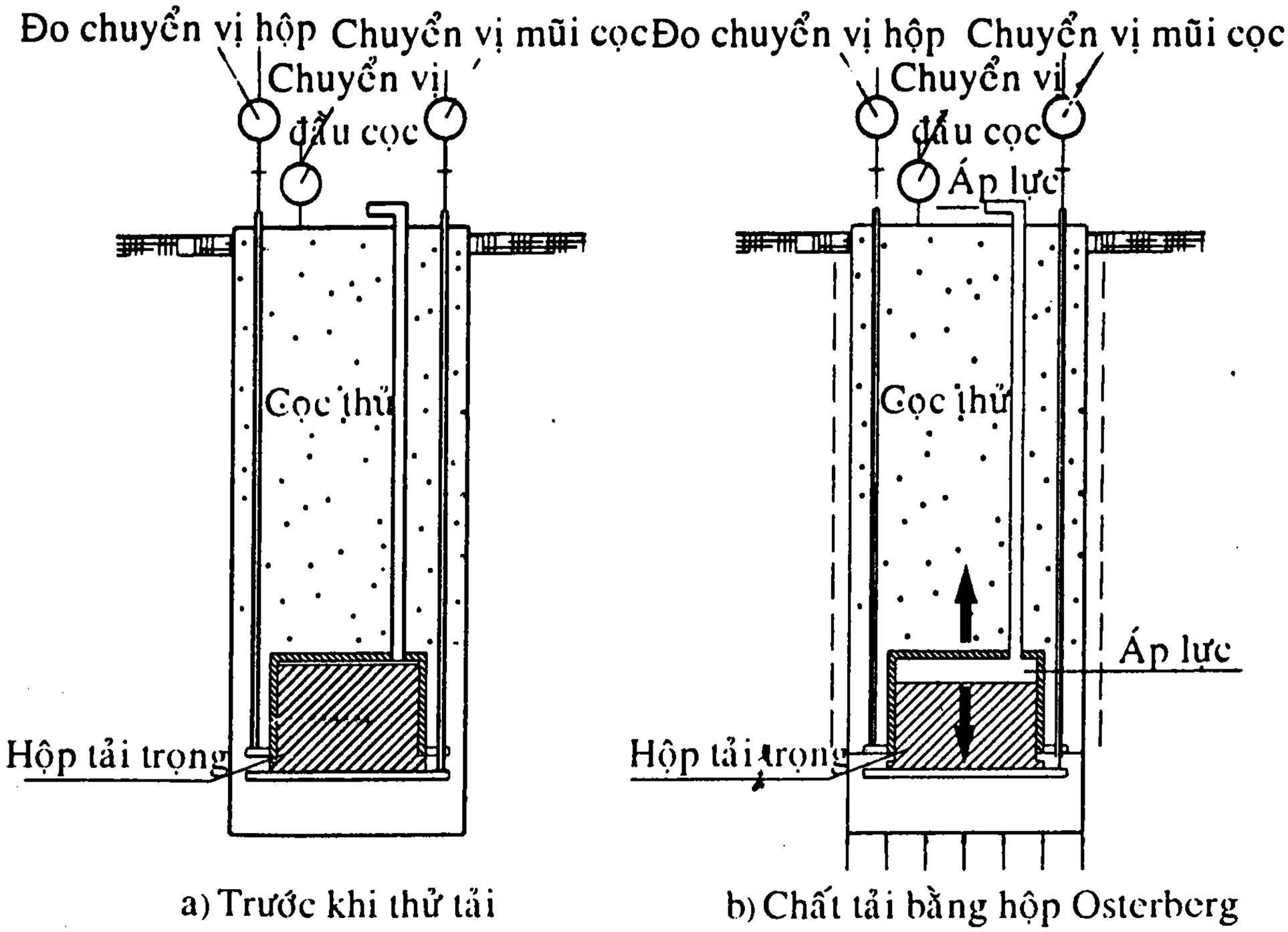
Ngoài việc xác định sức chịu tải của cọc theo các công thức lý thuyết nhất định phải thí nghiệm nén tĩnh cọc tại hiện trường.

Đối với cọc barét, thí nghiệm bằng phương pháp Osterberg là thích hợp nhất.

Xác định sức chịu tải của cọc bằng phương pháp Osterberg

Phương pháp thử tĩnh bằng hộp Osterberg do giáo sư người Mỹ Jorj O.Osterberg phát minh từ đầu những năm 80. Đến nay, phương pháp này đã được áp dụng rộng rãi ở nhiều nước. Ở Việt Nam cũng đã áp dụng phương pháp Osterberg thành công ở cầu Mỹ Thuận và công trình Vietcombank. Tại cầu Mỹ Thuận đã thử với sức tải 3600 tấn và ở công trình Vietcombank Tower đã thử với sức tải 2400 tấn.

1. Nguyên lý thí nghiệm Osterberg



a) Trước khi thử tải

b) Chất tải bằng hộp Osterberg

Hình VIII - 1: *Sơ đồ bố trí thiết bị và chất tải theo phương pháp thử tĩnh bằng hộp Osterberg*

Trong quá trình thi công, người ta đặt hộp tải trọng Osterberg vào đáy cọc cùng với các thiết bị đo (xem hình VIII-1).

Thực chất hộp tải trọng Osterberg chỉ là một loại kích thủy lực lớn, có tiết diện hình tròn, hình vuông hay hình chữ nhật. Sau 28 ngày, bê tông cọc đã ninh kết xong, thì có thể tiến hành thí nghiệm.

Khi tăng áp lực bằng cách bơm dầu vào hộp Osterberg, thì đối trọng của nó chính là trọng lượng bản thân của cọc.

Một lực thẳng đứng hướng xuống dưới do hộp Osterberg gây nên sẽ xác định được sức chống của đất nền lên mũi cọc; đồng thời một lực thẳng đứng hướng lên trên cũng do hộp Osterberg gây nên sẽ xác định được lực ma sát của đất vào thành cọc. Từ đó, xác định được sức chịu tải của cọc là bằng tổng số của sức chống đầu mũi và sức ma sát thành.

Theo nguyên lý cân bằng lực, ta có các hệ phương trình sau:

$$P_0 = G + P_{ms} < G + P_{ms}^{gh} \qquad \text{(VIII – 1)}$$

$$\text{Hoặc } P_0 = P_m < P_{ms}^{gh} \qquad \text{(VIII – 2)}$$

Trong đó:

P_0: Lực do hộp Osterberg gây nên

G: Trọng lượng bản thân của cọc

P_{ms}: Sức ma sát của đất vào thành cọc

P_{ms}^{gh}: Sức ma sát giới hạn của đất vào thành cọc

P_m: Sức chống của đất nền ở mũi cọc

P_{ms}^{gh}: Sức chống giới hạn của đất nền ở mũi cọc

Cọc thí nghiệm sẽ đạt đến phá hoại khi đạt đến cân bằng của một trong hai biểu thức trên, tức là đất nền dưới mũi cọc bị phá hoại trước, hoặc là ma sát thành của đất xung quanh mặt bên cọc bị phá hoại trước.

Dĩ nhiên, cũng như nén tĩnh truyền thống, nhất là đối với cọc barét, người ta không bao giờ nén đến phá hoại, mà chỉ gia tải đến cấp tải trọng bằng khoảng 2 lần sức chịu tải tính toán dùng để thiết kế của cọc là đủ.

Cọc barét thường có sức chịu tải lớn, nên áp dụng phương pháp Osterberg là rất thích hợp.

2. Xác định sức chịu tải của cọc theo biểu đồ nén lún

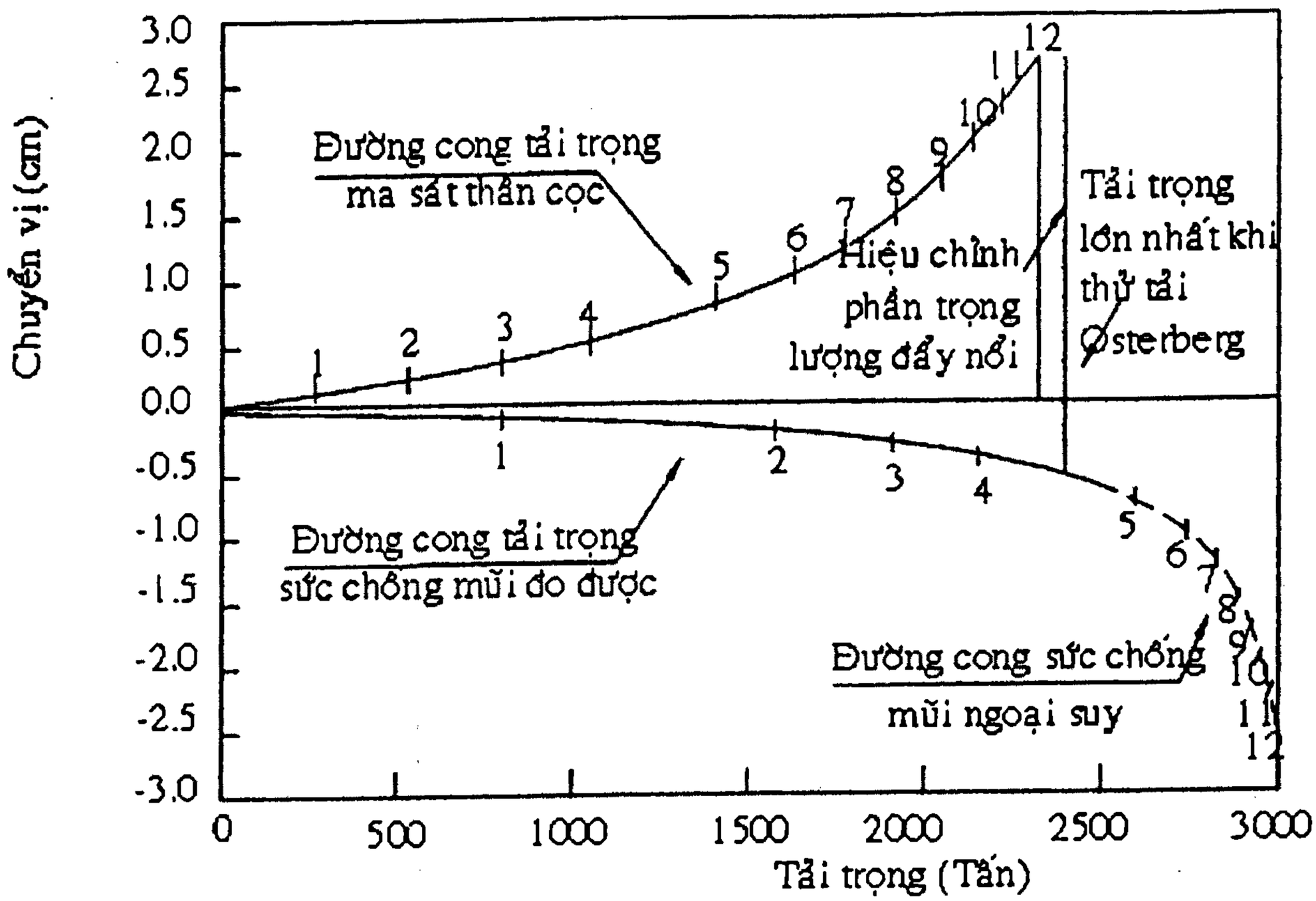
Căn cứ vào những số đo trong quá trình thí nghiệm, người ta thiết lập được các biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và chuyển vị của cọc.

Hình VIII – 2 là một thí dụ khi chuyển vị đã đạt đến ma sát bên giới hạn.

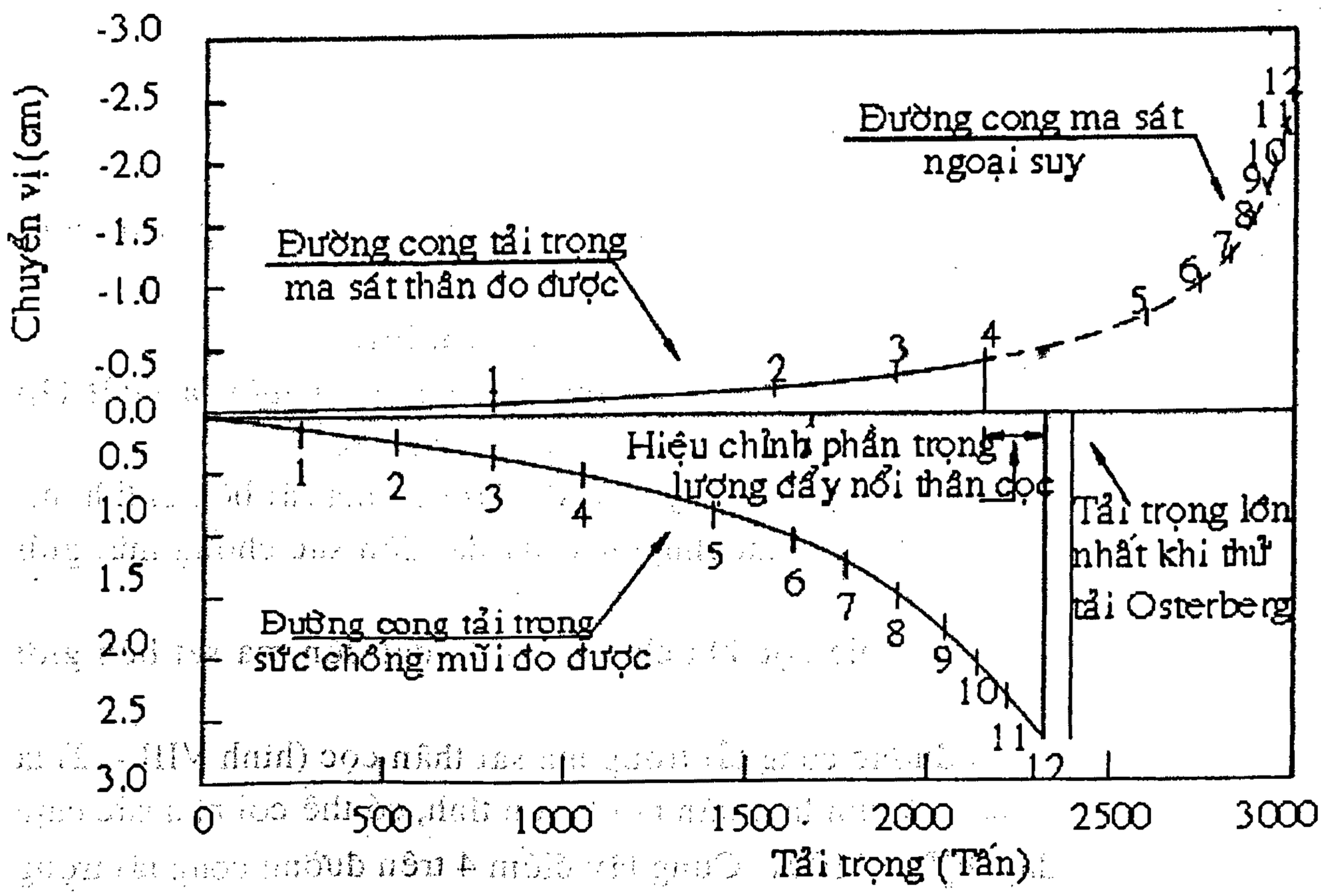
Hình VIII – 3 là một thí dụ khi chuyển vị đã đạt đến sức chống mũi giới hạn.

Xác định sức chịu tải của cọc khi chuyển vị đã đạt đến ma sát bên giới hạn như sau:

Nhìn trên biểu đồ đường cong tải trọng ma sát thân cọc (hình VIII – 2) ta thấy điểm 4 là điểm nằm ở giới hạn đàn hồi tuyến tính, có thể coi như sức chịu tải tới hạn (P_{th}), ở đây P_{th}^{ms} = 1100T. Cũng lấy điểm 4 trên đường cong tải trọng sức chống mũi đo được, ta có $P_{th}^{mũi}$ = 2200T. Như vậy sức chịu tải tới hạn của cọc là: $P_{th} = P_{th}^{ms} + P_{th}^{mũi}$ = 1100T + 2200T = 3300T.



Hình VIII - 2: *Các đường cong tải trọng - chuyển vị đã đạt đến ma sát bên giới hạn*



Hình VIII - 3: *Các đường cong tải trọngchuyển vị đã đạt đến sức chống mũi giới hạn*

Nếu lấy hệ số an toàn bằng 2, thì ta có sức chịu tải sử dụng cho thiết kế là:

$$P = \frac{P_{th}}{2} = \frac{3300T}{2} = 1650T$$

Sau đó, so sánh với sức chịu tải của cọc tính theo chuyển vị đã đạt đến sức chống mũi giới hạn, xác định như sau:

Trên đường cong tải trọng sức chống mũi đo được (hình VIII – 3), tại điểm 4 là điểm nằm ở giới hạn đàn hồi tuyến tính, ta xác định được sức chống đầu mũi của cọc là $P_{th}^{mũi} = 1050T$; Rồi cũng từ điểm 4 trên đường cong tải trọng ma sát thân đo được, xác định được sức chịu tới hạn do ma sát thành gây nên là $P_{th}^{ms} = 2150T$. Như vậy sức chịu tới hạn của cọc khi đạt tới sức chống mũi giới hạn là $P_{th} = P_{th}^{mũi} + P_{th}^{ms} = 1050T + 2150T = 3200T$. Lấy hệ số an toàn là 2 ta có: $P = 1600T$.

Cuối cùng, lấy trị số nhỏ, ta dùng sức chịu tải của cọc để thiết kế là:

$P_{tk} = 1600T/cọc$.

3. Quy trình thí nghiệm

a) Hộp tải trọng Osterberg

Hộp tải trọng Osterberg có cấu tạo như một kích thủy lực, có tiết diện hình tròn, hình vuông hay hình chữ nhật. Hiện nay công ty LOADTEST của Mỹ giữ độc quyền về công nghệ này. Khả năng tạo tải của mỗi hộp Osterberg có thể từ 200T đến 3000T.

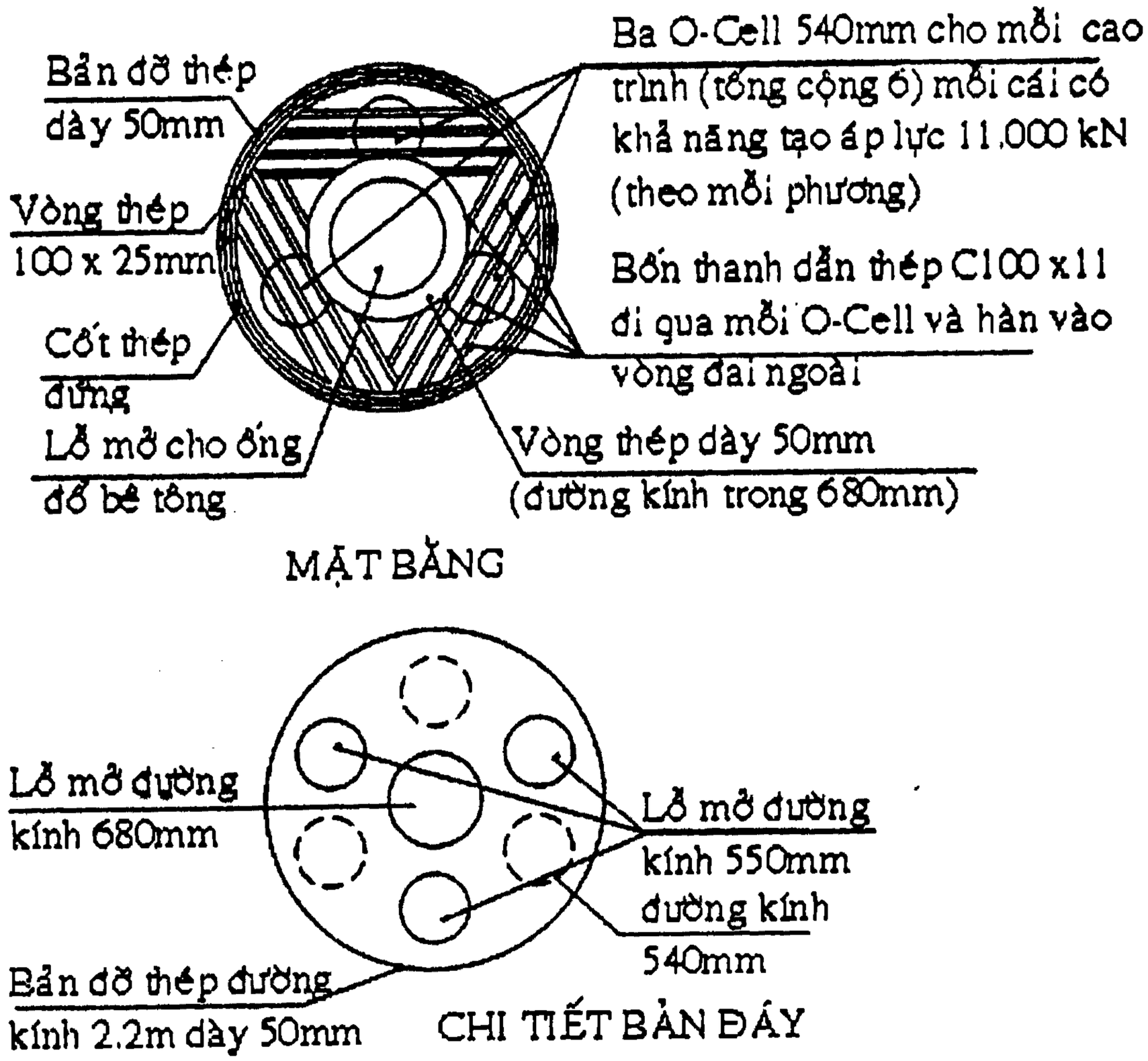
b) Các thiết bị khác gồm

- Máy bơm cao áp và hệ thống dẫn phục vụ cho hộp tải trọng.
- Hệ thống đo chuyển vị đầu cọc và mũi cọc.
- Hệ thống đo áp lực và chuyển vị của hộp tải trọng.
- Máy bơm vữa áp lực cao và hệ thống ống dẫn vữa có măng-sét chôn sẵn trong cọc khi thi công.
- Thiết bị ghi nhận số liệu và xử lý tại chỗ.
- Máy tính với phần mềm sử dụng kết quả.

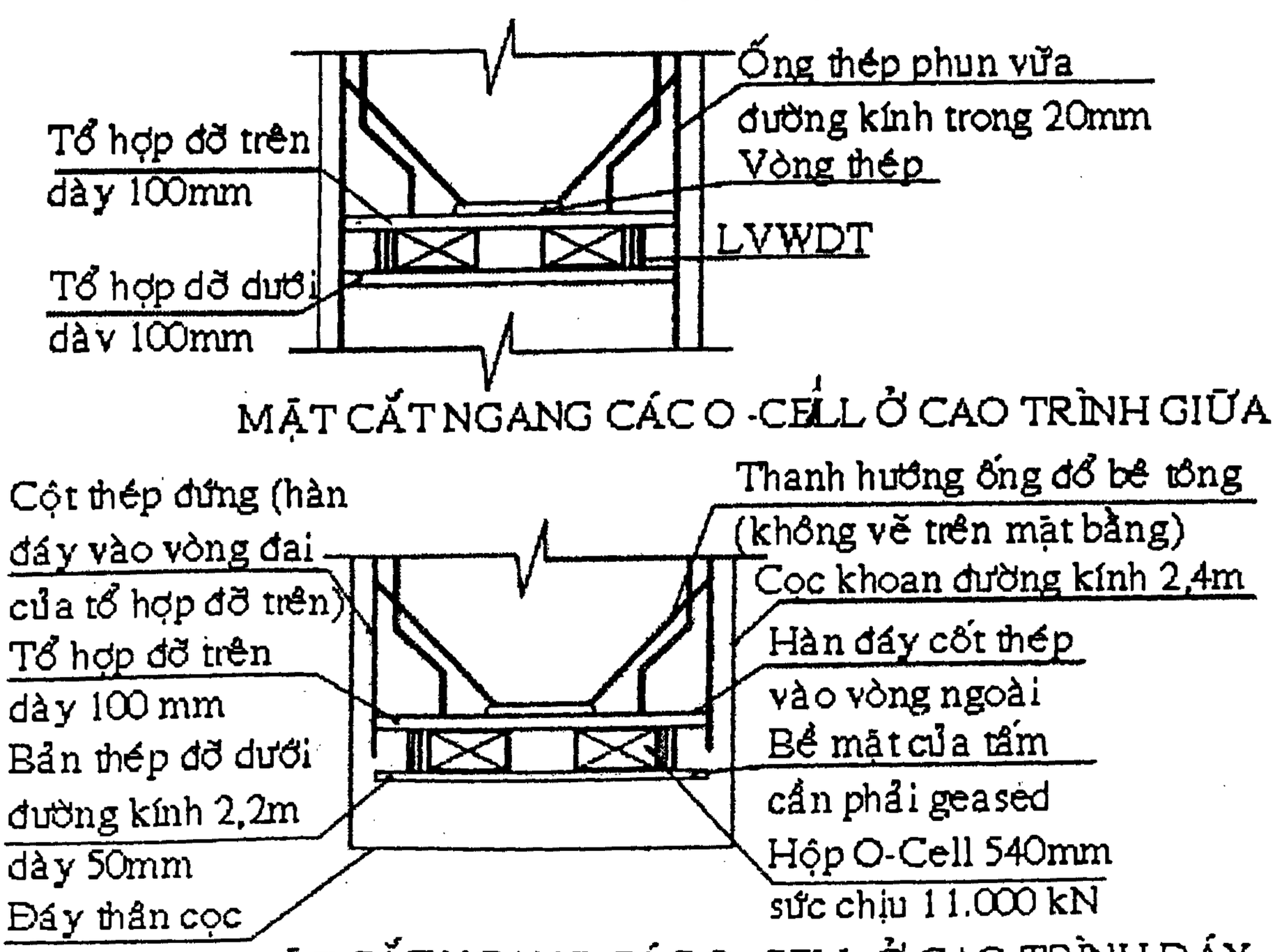
c) Các bước tiến hành

• Bước 1: Hàn các bản gia cường đỡ hộp tải trọng với tất cả thép chủ của cọc; hàn các hộp tải trọng vào bản gia cường; hàn các đường ống dẫn áp lực và các thiết bị đo vào khung cốt thép cọc. Trường hợp có đặt tầng hộp tải trọng ở giữa cọc (khi cọc quá sâu), thì phải cắt rời hoàn toàn cốt thép chủ để đảm bảo cho hai đoạn cọc có thể chuyển dịch tương đối và trái chiều nhau (xem các hình VIII – 4, VIII – 5, III – 6, III – 7).

Share-connect.blogspot.com



Hình VIII - 4: *Chi tiết các bản gia cường đỡ hộp Osterberg*



Hình VIII - 5: *Bố trí các hộp Osterberg cho các vị trí mũi và giữa thân cọc*

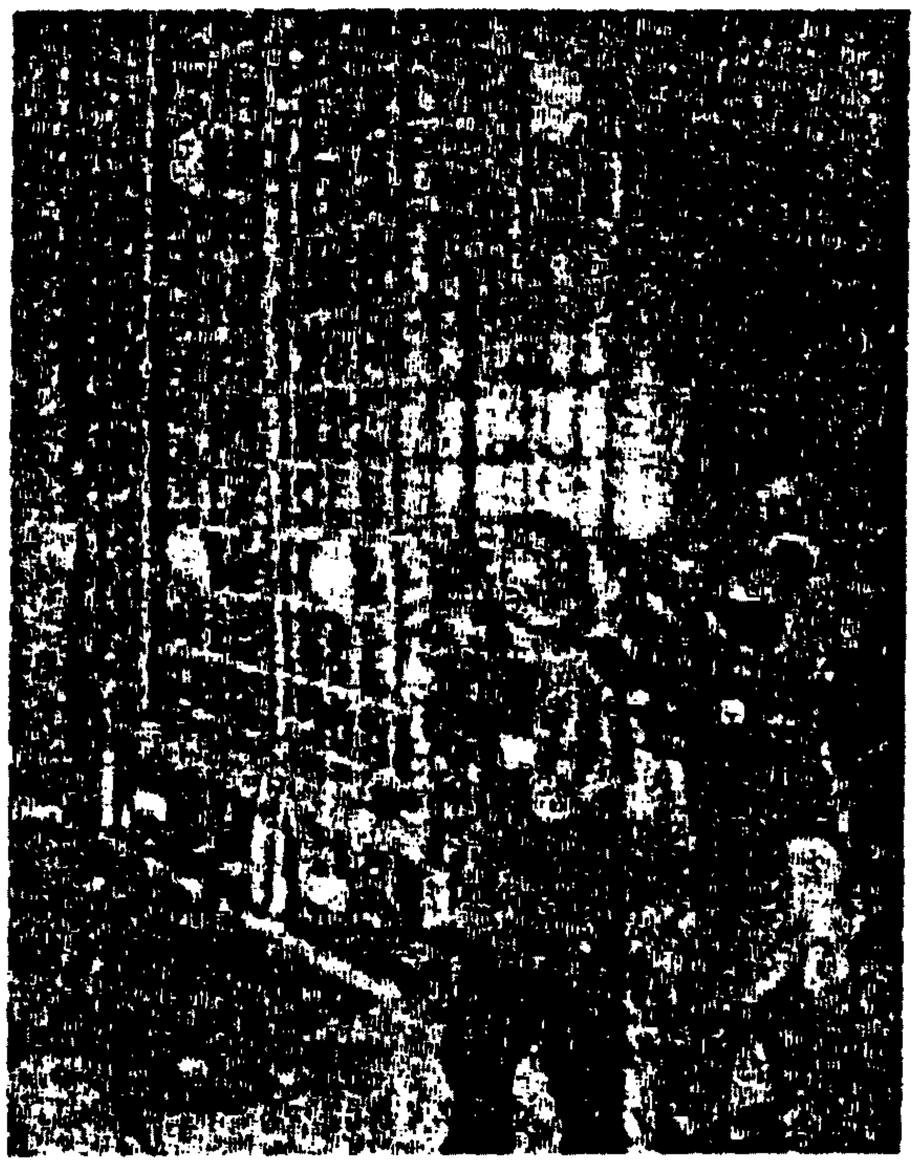
- Bước 2: Đặt lồng cốt thép đã hàn lắp đầy đủ hộp tải trọng, hệ thống ống dẫn và các thiết bị đo nói trên vào hố đào có chứa đầy Bentonite. Để đảm bảo cho khung cốt thép đặt đúng vị trí và ổn định, cần đổ trước vào đáy hố một lớp bê tông tươi để gắn chặt khung cốt thép trước khi đổ bê tông cọc.
- Bước 3: Tiến hành đổ bê tông cọc bằng phương pháp vữa dâng như đối với cọc khoan nhồi thông thường.
- Bước 4: Tiến hành thí nghiệm: Tăng tải được thực hiện theo các qui định trong ASTM D – 1143; theo dõi các đồng hồ và các thiết bị đo. Ban đầu cần đặt các bước tải bằng 5% sức chịu tải giới hạn của cọc thử. Sau đó tùy theo tình hình chuyển vị của cọc mà quyết định các cấp gia tải tiếp theo. Tại từng cấp tải trọng (khi gia tải cũng như khi giảm tải) cần đọc và ghi các đồng hồ đo tại các khoảng thời gian 1; 2 và 4 phút khi cấp tải trọng được giữ không đổi.

Các đồng hồ đo chuyển vị cần có hành trình ít nhất là 10cm và độ chính xác đến 0,025mm.

Tình hình thí nghiệm, các thông số và kết quả thí nghiệm đều được hệ thống ghi nhận số liệu, xử lý tại chỗ và máy tính cùng với phần mềm sẽ xử lý kết quả nhanh chóng chính xác.

- Bước 5: Phun vữa xi măng để lấp đầy khoảng trống do đặt hộp tải trọng Osterberg và nối liền giữa hai đoạn cọc đã bị cắt rời khi thí nghiệm, đảm bảo cho cọc làm việc bình thường.

Hình VIII - 6: *Bố trí hộp tải trọng và các thiết bị đo, phun vữa cho cọc khoan nhồi*



Hình VIII - 7: *Lắp đặt hộp Osterberg 1200T để thử tải đến 2150T cho cọc barét sâu 28,2m*

VIII.4. MỘT SỐ ĐIỀU CẦN CHÚ Ý KHI TÍNH TOÁN MÓNG CỌC BARÉT

1. Tính cọc dưới tác dụng đồng thời của tải trọng đứng, tải trọng ngang và mômen (xem chương III).

2. Tính toán độ lún của móng cọc (xem chương IV).

3. Tính toán móng trong vùng có động đất (xem chương V).

4. Khi cọc xuyên qua các lớp đất yếu như than bùn, bùn sét dẻo nhão; khi lớp đất tôn nền quy hoạch có chiều dày trên 1 mét; có sự lún ướt của đất khi tăng độ ẩm thì phải chú ý đến ma sát âm làm giảm sức chịu tải của cọc.

Trong các trường hợp đó, thì ma sát thành giữa đất và cọc xác định như sau:

- Đối với than bùn, đất than bùn và bùn thì $f_s = 0$

- Đối với sét, sét pha, cát pha ở trạng thái dẻo nhão (có độ sệt $I_L > 0,75$) thì giá trị sức ma sát thành f_s lấy dấu âm.

VIII.5. THIẾT KẾ

VIII.5.1. Vật liệu chủ yếu làm cọc barét:

- Bê tông thường dùng mác 300# đến 450# (dùng khoảng 450 KG xi măng PC30 cho 1 m^3 bê tông).

- Cốt thép:

• Thép chủ thường dùng Φ16 đến Φ32 loại AII.

• Thép đai thường dùng Φ12 đến Φ16 loại AI hoặc AII.

VIII.5.2. Tiết diện cọc hình chữ nhật thường dùng

Kích thước cọc của Công ty liên quốc gia Bachy Soletanche hay dùng: (hiện nay đã có Công ty liên doanh Bachy Soletanche – Việt Nam):

Bảng VIII – 1: *Các thông số kích thước cọc*

Cạnh dài a (m)	2,20	2,20	2,80	2,80	2,80	3,60	3,60	3,60
Cạnh ngắn b (m)	0,80	1,00	0,80	1,00	1,20	1,00	1,20	1,50
Diện tích S (m^2)	1,76	2,20	2,24	2,80	3,24	3,60	4,30	5,40

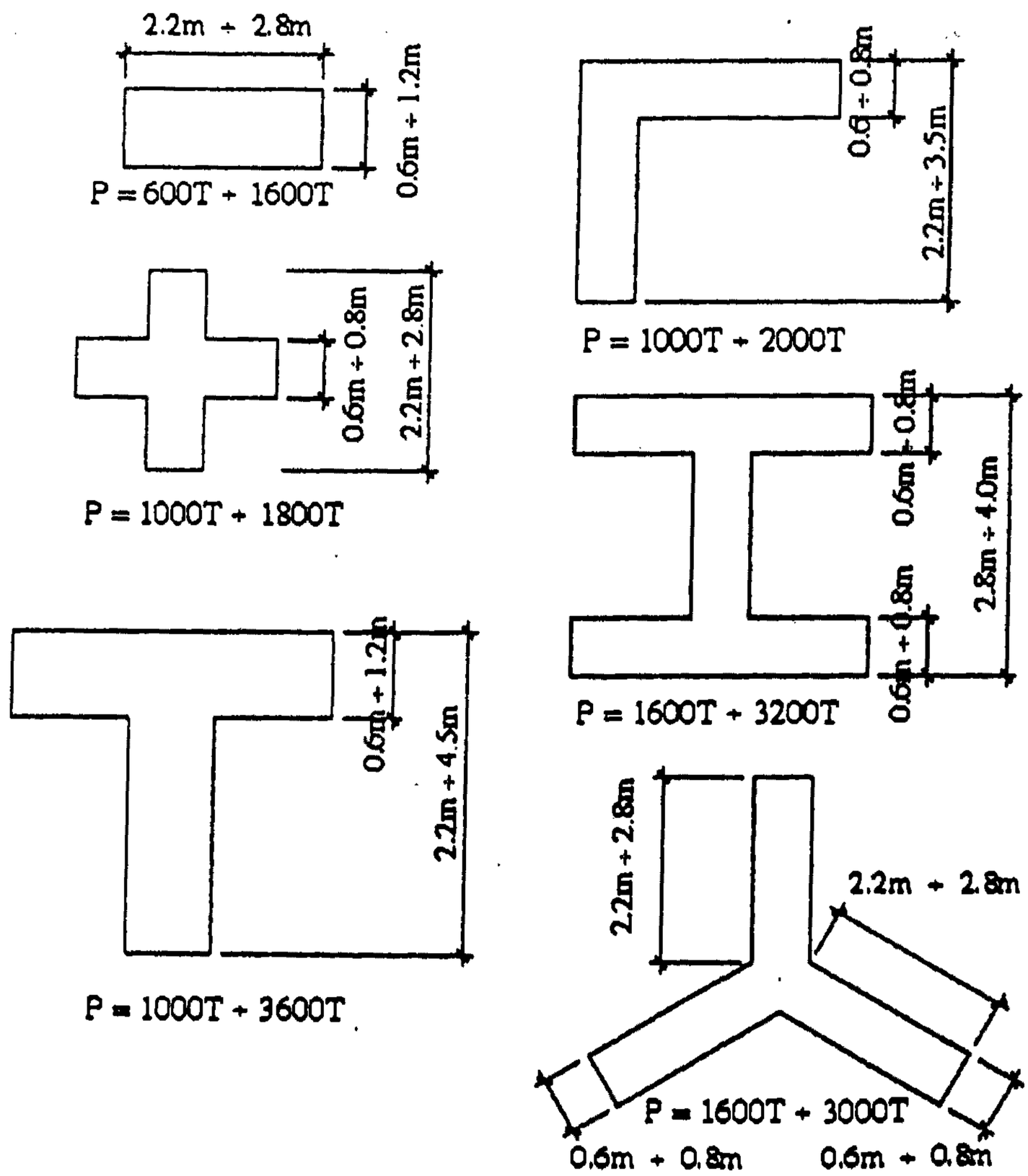
Ghi chú:

(1) Tiết diện cọc thông dụng nhất là hình chữ nhật.

(2) Các loại tiết diện khác chỉ dùng trong những trường hợp cần thiết theo yêu cầu của công trình.

(3) Chiều sâu của cọc phải có phần mũi cọc cắm đủ dài vào tầng đất tốt hoặc đá nguyên khối (đá gốc).

VIII.5.3. Một số loại tiết diện có thể thực hiện và sức chịu tải của cọc barét để tham khảo (xem hình VIII – 8)



Hình VIII - 8: *Các dạng tiết diện của cọc barét*

VIII.5.4. Bố trí cốt thép cho cọc barét hình chữ nhật

Cọc barét thường dùng cho nhà cao tầng (có chiều cao ≥ 40m) và cầu dẫn, cầu vượt, nên cọc thường chịu cả lực dọc N, mômen M và lực cắt Q, do đó phải bố trí cốt thép cho toàn bộ chiều dài cọc.

Thông thường lồng cốt thép cho cọc barét được cấu tạo như sau:

1. Cốt thép dọc (cốt thép chủ) thường dùng đường kính Φ = 16mm ÷ 32mm, loại thép AII; cọc càng to, càng dài thì dùng đường kính càng lớn và ngược lại. Khoảng cách giữa các tim trục cốt thép chủ thường bằng 200mm. Hàm lượng cốt thép μ ≥ 0,4 ÷ 0,65%

2. Cốt thép đai thường dùng đường kính Φ = 12mm ÷ 16mm, loại thép AI hoặc AII; cọc càng to, càng dài thì dùng đường kính càng lớn và ngược lại. Khoảng cách giữa các tim trục cốt thép đai thường bằng 300mm theo chiều dài cọc.

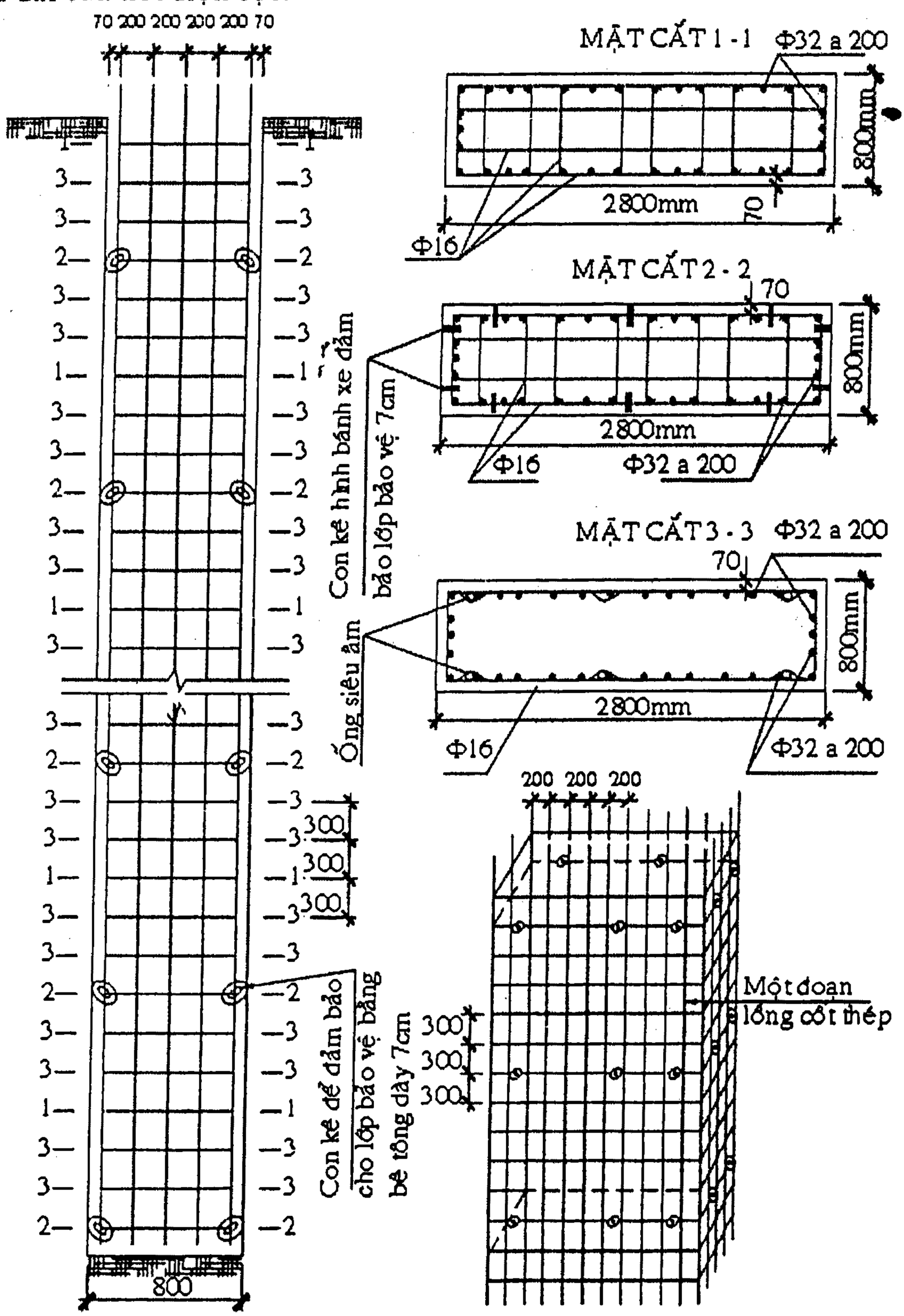
3. Cốt thép đai giằng ngắn đặt trong cùng mỗi tiết diện để gia cường lồng cốt thép, cũng dùng đường kính Φ = 12mm ÷ 16mm, loại thép AI hoặc AII. Những cốt thép này thường đặt theo cạnh ngắn, vuông góc với cạnh dài của tiết diện cọc và cách nhau ≥ 300mm. Chú ý đặt những cốt thép đai ngắn này không làm ảnh hưởng đến việc đặt ống đổ bê tông trong suốt chiều dài cọc, khi cho ống đổ bê tông xuống đến sát đáy hố và rút lên đến mặt đất.

4. Cốt thép cọc barét phải cấu tạo thành lồng cốt thép (xem hình VIII – 9). Chiều dài toàn bộ của lồng cốt thép cho cọc barét được nối bởi nhiều đoạn. Kích thước mỗi đoạn thường có chiều dài từ 6m đến 12m tùy theo khả năng của cần cẩu. Tổ hợp để cấu tạo lồng cốt thép tại hiện trường. Khi cấu tạo lồng cốt thép chủ yếu phải dùng cách buộc bằng những sợi thép nhỏ chuyên dụng. Phải buộc thật chặt khít để lồng cốt thép được vững chắc, không xộc xệch khi vận chuyển. Không được dùng hàn hơi, mà chỉ dùng hàn điện để định vị tại một ít điểm. Phải có những cái móc để cẩu lồng cốt thép khi di chuyển.

Để đảm bảo cho lớp bê tông bảo vệ cốt thép dày ≥ 7cm phải đặt các con kê (tốt nhất là dạng bánh xe có lỗ ở giữa để luồn cốt thép đai vào như trục quay của bánh xe). Con kê nên đúc bằng bê tông, nhưng không dễ bị vỡ. Các con kê thường đặt cách nhau khoảng 1m theo chiều ngang và 2m theo chiều dọc trên các mặt bên của cọc (xem hình VIII – 9). Nếu trong môi trường đất, mà nước ngầm hoặc nước mặt có tính ăn mòn yếu thì lớp bê tông bảo vệ có thể dày 10cm; nếu nước ăn mòn mạnh thì nên dùng bê tông chế tạo bằng xi măng bền sulffat.

Để kiểm tra chất lượng của cọc barét, cần thiết phải đặt các ống dẫn bằng kim loại hoặc bằng chất dẻo có đường kính khoảng 60mm (xem hình VIII – 9). Các ống này dùng để thả các đầu phát và đầu thu của thiết bị siêu âm truyền qua. Các ống đó phải buộc chặt vào lồng cốt thép trong suốt chiều dài cọc. Nếu phải nối các đoạn lồng cốt thép, thì khi thả từng đoạn xuống hố đào có chứa đầy

Bentonite, người ta buộc các đoạn lồng cốt thép để nối dài thêm, đồng thời cũng nối các ống để siêu âm bê tông bằng các măng-xông bên ngoài để cho chúng được nối liền đồng tâm và cùng tiết diện. Các ống siêu âm này đặt đối xứng với nhau qua chiều rộng của tiết diện cọc và có khoảng cách ≤ 1,5m theo chiều dài của tiết diện cọc.

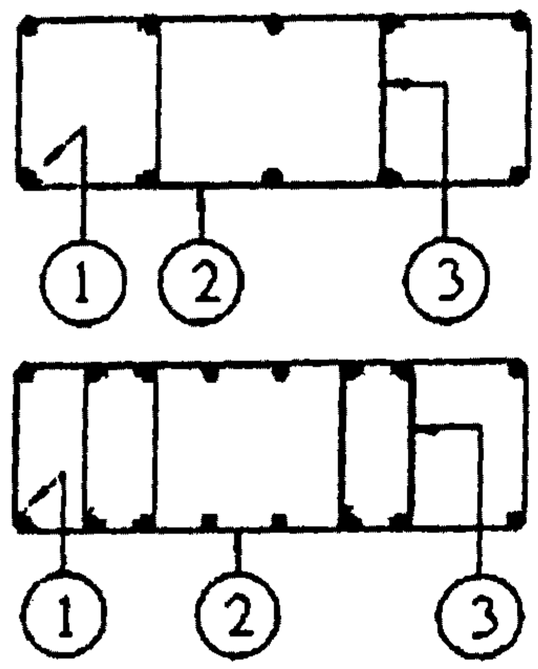


Hình VIII - 9: *Sơ đồ cấu tạo lồng cốt thép trong cọc barét (một thí dụ về cọc barét 0,8m x 2,8m sâu 55m tại nhà 22 tầng, có 2 tầng hầm của công trình Vietcombank Tower ở Hà Nội)*

Ghi chú:

Cấu tạo của lồng cốt thép thì rất đa dạng, tùy theo tư vấn thiết kế; tùy theo kích thước cọc barét, tùy theo điều kiện địa chất, tùy theo tải trọng công trình và tùy theo thiết kế thi công mà có thể thay đổi cho phù hợp, nhưng về cơ bản phải đảm bảo như các quy định tại các điểm a, b, c, d.

Sau đây sẽ giới thiệu tiết diện lồng cốt thép của hai cọc ngắn hơn:



Cọc barét 1,0m x 2,2m dài 20m
(1) 10Φ16AII, (2) Φ16AII, (3) Φ16AII.

Cọc barét 1,0m x 2,2m dài 30m
(1) 16Φ20AII, (2) Φ16AII, (3) Φ16AII.

Hình VIII - 10: *Tiết diện lồng cốt thép*

VIII.5.5. Thiết kế đài cọc barét

Do cọc barét có tiết diện rất đa dạng nên đài cọc barét cũng có cấu tạo đa dạng. Ở đây chỉ giới thiệu những loại đài cọc thông dụng cho cọc barét hình chữ nhật. Những loại đài cọc này có thể là đài cọc cho một cọc đơn, đài cọc cho một nhóm cọc và đài cọc cho một tổ hợp cho nhiều cọc (dạng móng bè).

1. Bố trí cọc và đài cọc

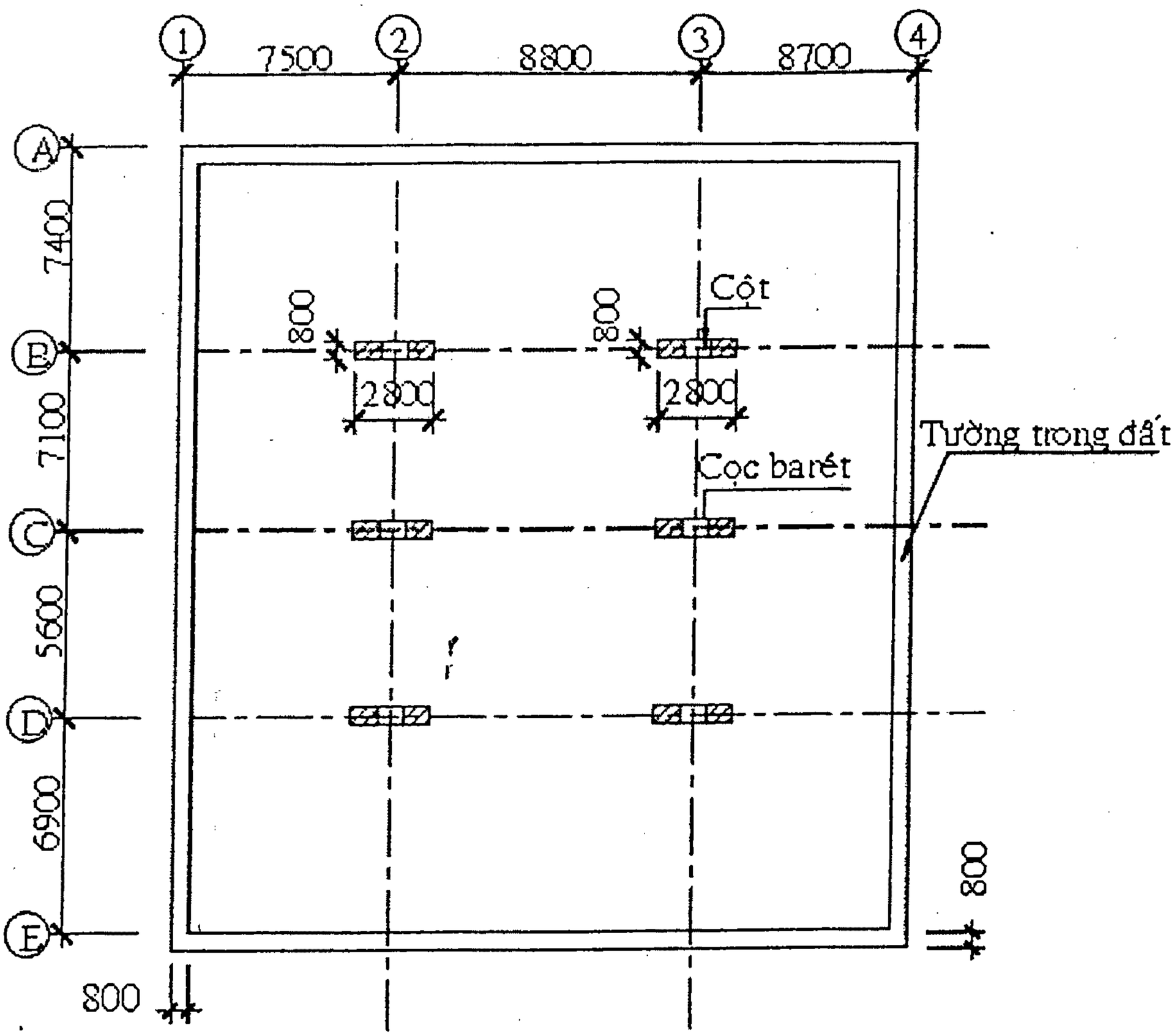
a. Bố trí cọc đơn

Thí dụ tại công trình Harbour View Tower (thành phố Hồ Chí Minh) dùng 3210m^2 tường trong đất dày 0,60m sâu 30m để làm 2 tầng hầm. Dùng 6 cọc barét 0,80m x 2,80m, sâu 44,50m ÷ 46,5m. Công trình cao 19 tầng. Bố trí cọc barét như ở hình VIII -11.

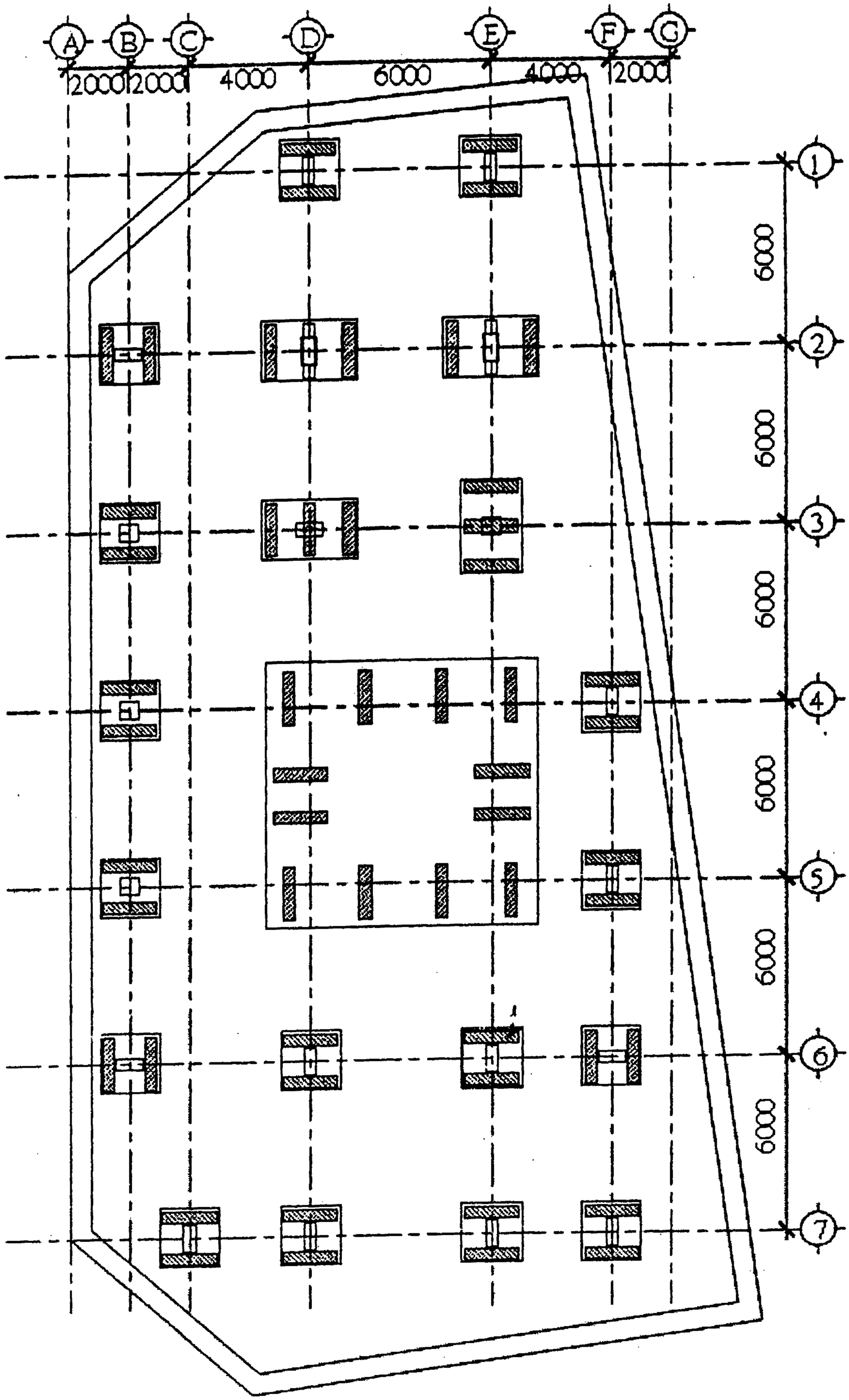
b. Bố trí đài cọc của các nhóm cọc

Thí dụ bố trí đài cọc của các nhóm cọc ở công trình Vietcombank Tower tại Hà Nội có hai tầng hầm và 22 tầng lầu (hình VIII – 12).

Tại công trình Vietcombank Tower đã dùng 2500m^2 tường trong đất dày 0,80m, sâu khoảng 22m và 58 cọc barét 0,80m x 2,8m sâu 55m. Nói chung, phần lớn các loại đài cọc đều của hai nhóm cọc gồm 2 đến 3 cọc barét, riêng lõi nhà chứa cầu thang máy có đài cọc dạng móng bè gồm nhiều cọc barét và đặc biệt có một móng đơn và một móng chữ T.



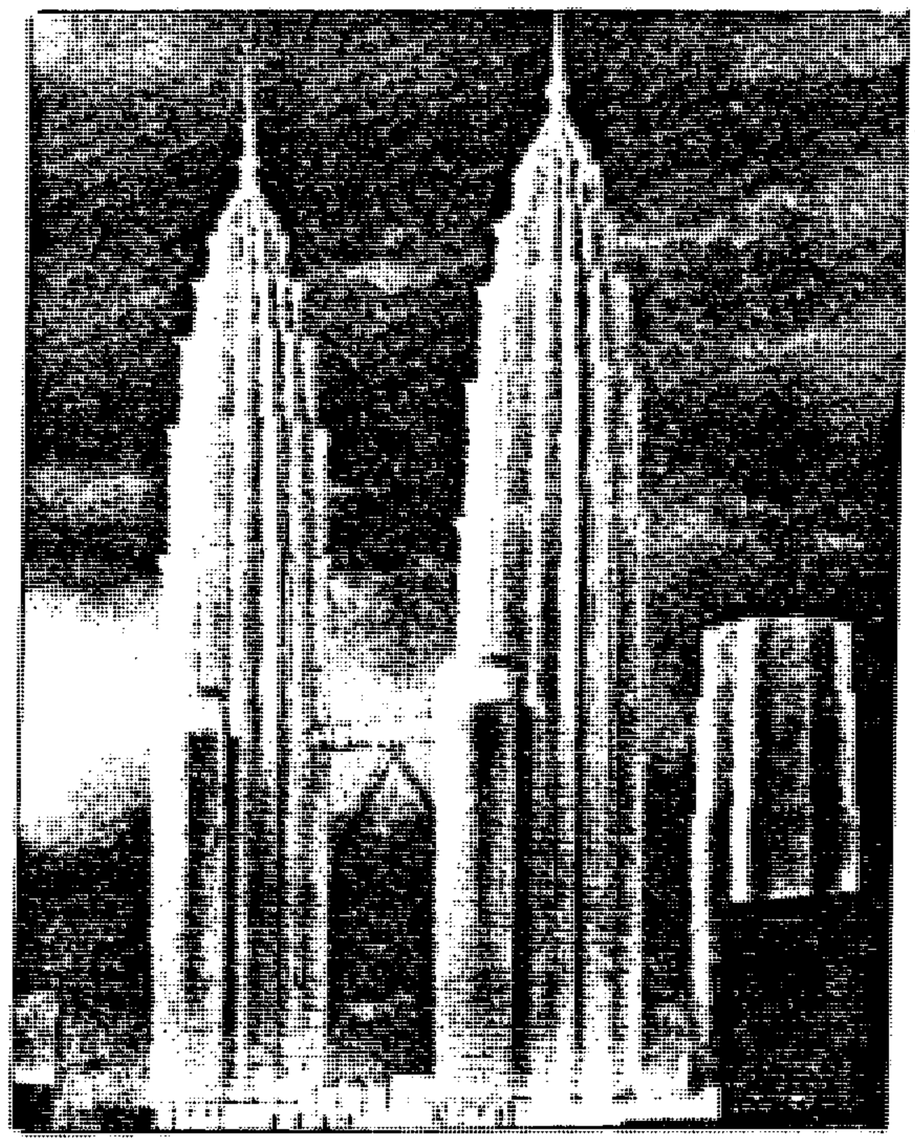
Hình VIII – 11: *Bố trí cọc barét đơn chiếc*



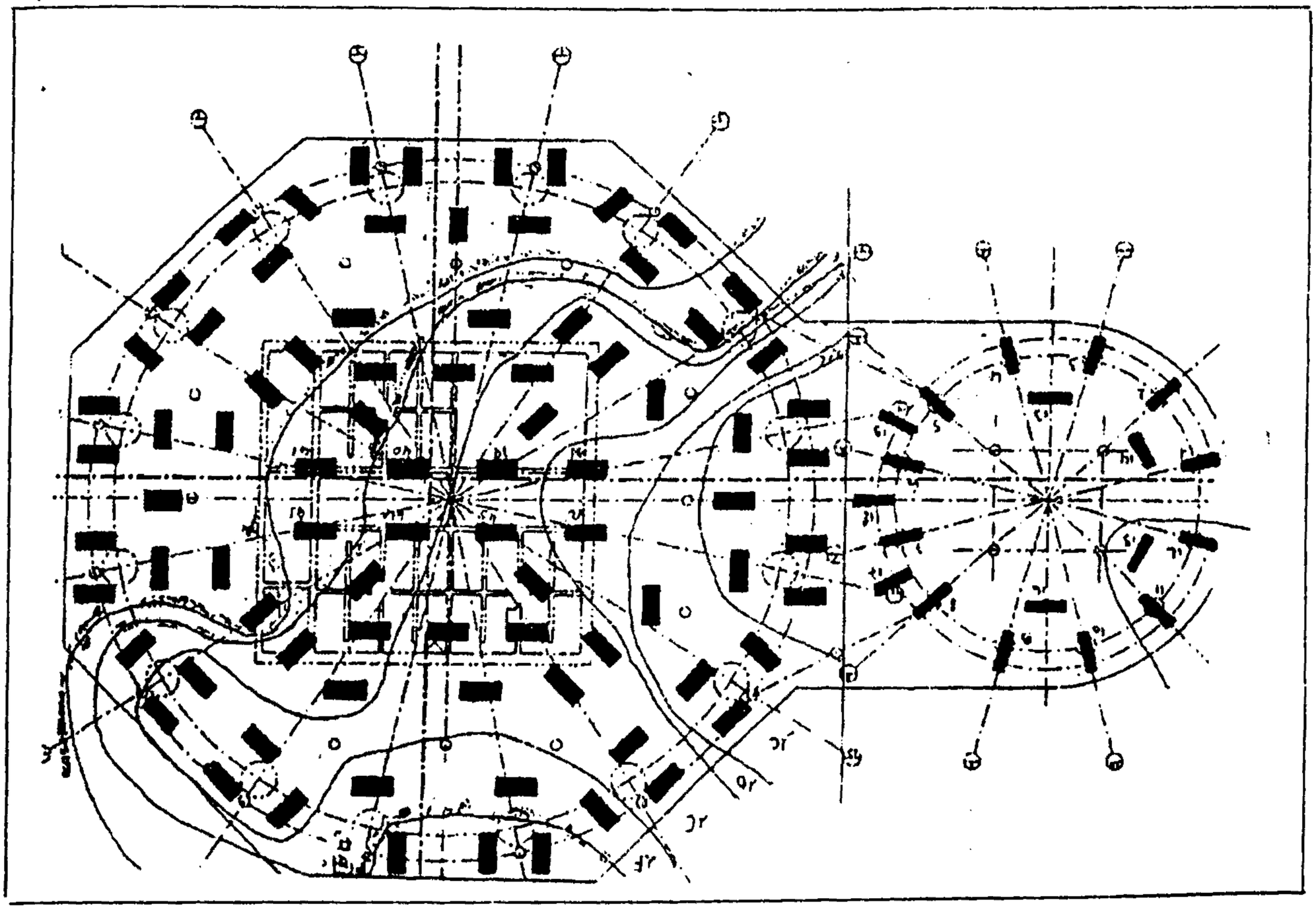
Hình VIII - 12: *Bố trí đài cọc cho các nhóm cọc barét*

c. Bố trí đài cọc cho tổ hợp nhiều cọc barét (dạng móng bè)

Thí dụ dưới đây là móng bè cọc barét của tháp Petronas (Malaysia) nổi tiếng (hình VIII – 14).



Hình VIII - 13: *Petronas Tower (Malayxia)*



Hình VIII - 14: *Móng bè cọc barét của tháp Petronas Tower (Malayxia)*

Share-connect.blogspot.com

Tháp đôi Petronas nổi tiếng của Malaysia cao 1476 feet tức là khoảng 450m. Ở công trình này đã dùng 29000m^2 tường trong đất bằng bê tông cốt thép dày 0,80m, sâu 30m để làm các tầng hầm. Đã dùng hai loại cọc barét 1,20m x 2,80m sâu từ 60m đến 125m và cọc 0,80m x 2,80m sâu từ 40m đến 60m. Đài cọc của các cọc barét này là loại móng bè dày 4,50m làm bằng bê tông cốt thép. Tường trong đất có chân đặt vào lớp sét cứng, còn tất cả các cọc barét đều chống vào đá gốc nên rất vững chắc. Tháp Petronas hoàn thành vào năm 1996, hiện nay vào loại cao nhất thế giới.

2. Thiết kế đài cọc đơn (móng có 1 cọc)

Khi thi công cọc barét, người ta phải dùng Bentonite để đảm bảo cho thành hố đào bằng gầu cạp không bị sập lở; do đó khi đổ bê tông cọc bằng phương pháp vữa dâng, thì bao giờ trên đầu cọc cũng có một đoạn bê tông xấu (đoạn bê tông xấu này thường cao 1,50m). Như vậy phải đập lớp bê tông xấu này đi cho đến lớp bê tông tốt đúng với yêu cầu thiết kế. Lớp bê tông xấu thường có mác thấp (khoảng 100$^{\#}$) vì nó lẫn với Bentonite và đất mùn cặn. Chỉ cần đập bỏ bê tông xấu, còn cốt thép vẫn giữ nguyên để cắm vào, cấu tạo vào đài cọc. Do đó trong mọi trường hợp dù là cọc đơn cũng phải làm đài cọc.

a. Vật liệu làm đài cọc

- Bê tông thường dùng mác 250$^{\#}$ ÷ 350$^{\#}$.
- Cốt thép thường dùng Φ12 ÷ Φ32 loại AII.

b. Kích thước đài cọc

- Chiều cao đài cọc $h_d \geq 1,5b$ (b là chiều rộng tiết diện cọc barét).
- Kích thước tiết diện đài cọc:

Cạnh dài $A \geq a + 2$ (250 ÷ 300mm)

Cạnh ngắn $B \geq b + 2$ (250 ÷ 300mm)

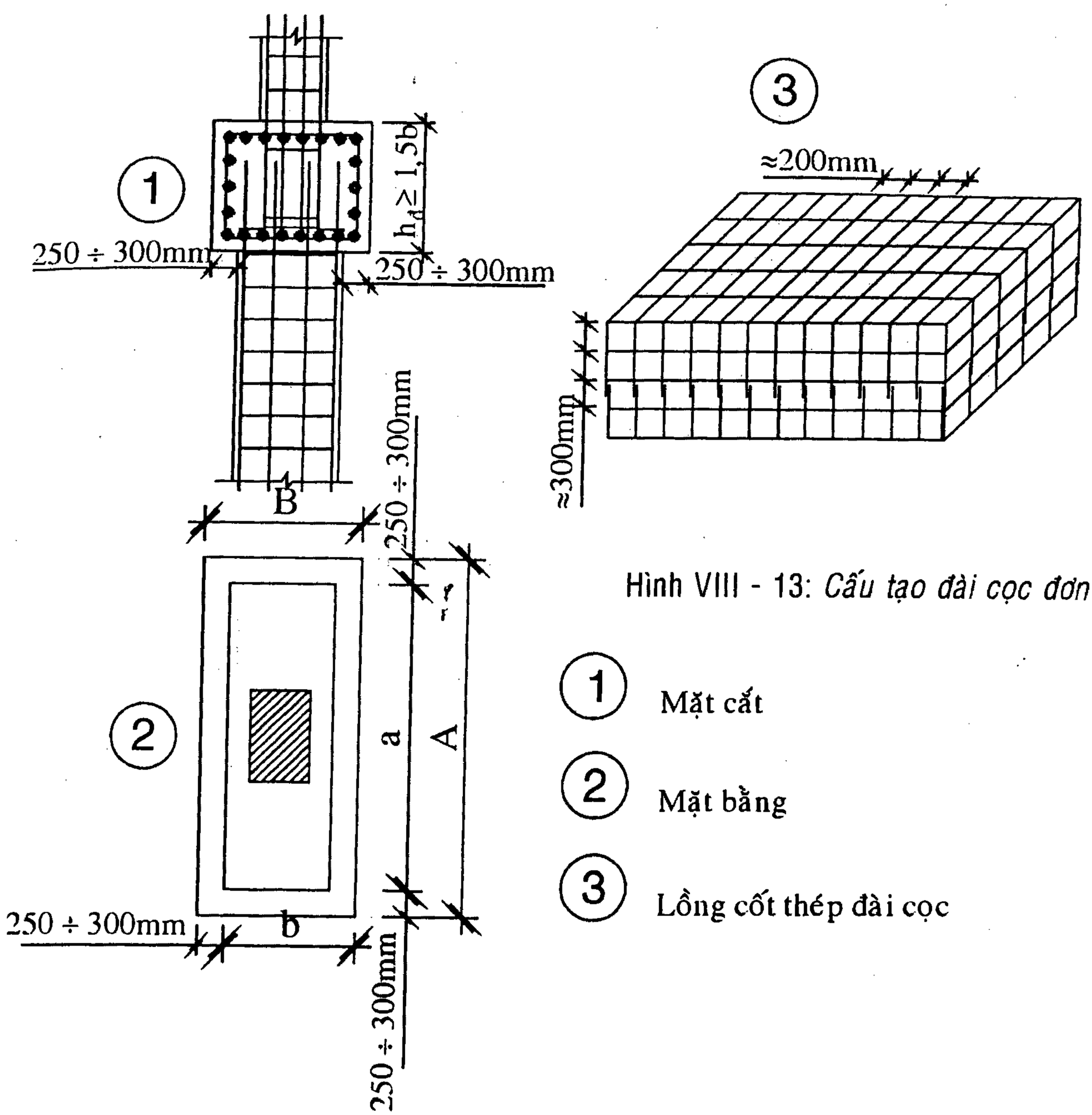
Trong đó a là cạnh dài của tiết diện cọc barét.

c. Bố trí cốt thép

- Ở mặt trên và mặt dưới của đài cọc, dùng thép Φ12 đến Φ32 loại AII (đài càng lớn thì dùng thép có đường kính càng lớn và ngược lại) đặt thép có trục tim cách nhau ≈ 200mm.

- Ở 4 mặt bên của đài cọc, cũng dùng thép Φ12 đến Φ32 loại AII (đài càng lớn thép càng to và ngược lại), đặt thép có trục tim cách nhau ≈ 300mm.

Thép đài cọc thường cấu tạo thành hai nửa mảng khung, rồi nối với nhau. Kích thước và bố trí cốt thép cho đài cọc đơn xem hình VIII – 15.



Hình VIII - 13: *Cấu tạo đài cọc đơn*

3. Thiết kế đài có hai cọc barét

Loại đài cọc có hai cọc barét rất phổ biến trong nhiều công trình.

a. Vật liệu làm đài cọc

- Thường dùng bê tông mác 250# đến 350#.
- Cốt thép thường dùng Φ12 đến Φ32 loại AII.

b. Kích thước đài cọc (xem hình VIII - 16)

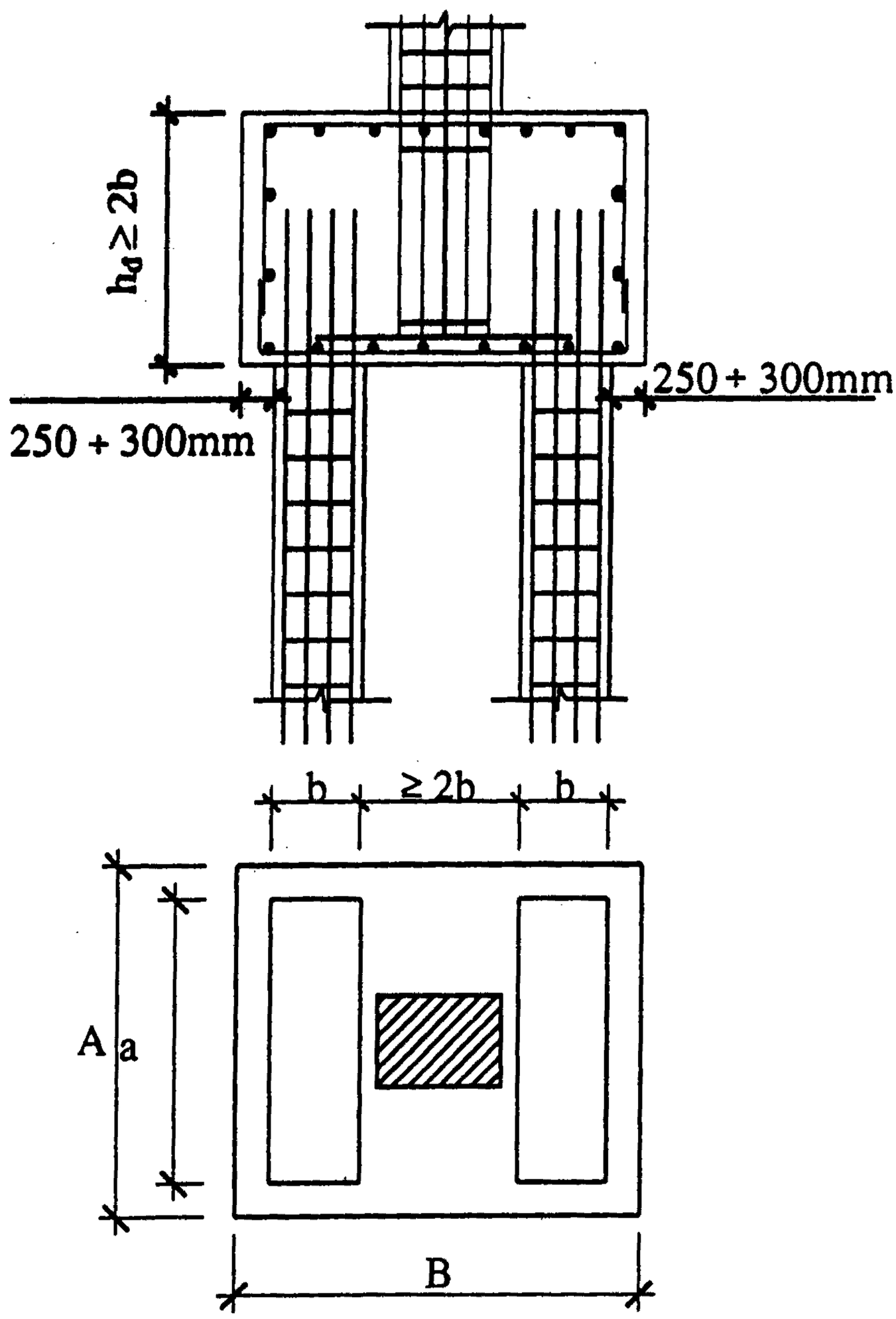
- Chiều cao đài cọc $h_d \geq 2b$ (b là chiều rộng cọc barét).
- Kích thước tiết diện đài cọc

Cạnh dài $A \geq a + 2$ (250 ÷ 300mm)

Cạnh ngắn $B \geq 4b + 2$ (250 ÷ 300mm)

Chú ý:

Khoảng cách giữa hai mép cọc barét ≥ 2b.



Hình VIII - 16: *Cấu tạo đài cọc có 2 cọc barét*

c. Bố trí cốt thép

- Ở mặt trên và mặt dưới của đài cọc, dùng thép Φ12 đến Φ32 loại AII (đài càng lớn thì dùng thép có đường kính càng lớn và ngược lại), đặt thép có tim trục cách nhau ≈ 200mm.

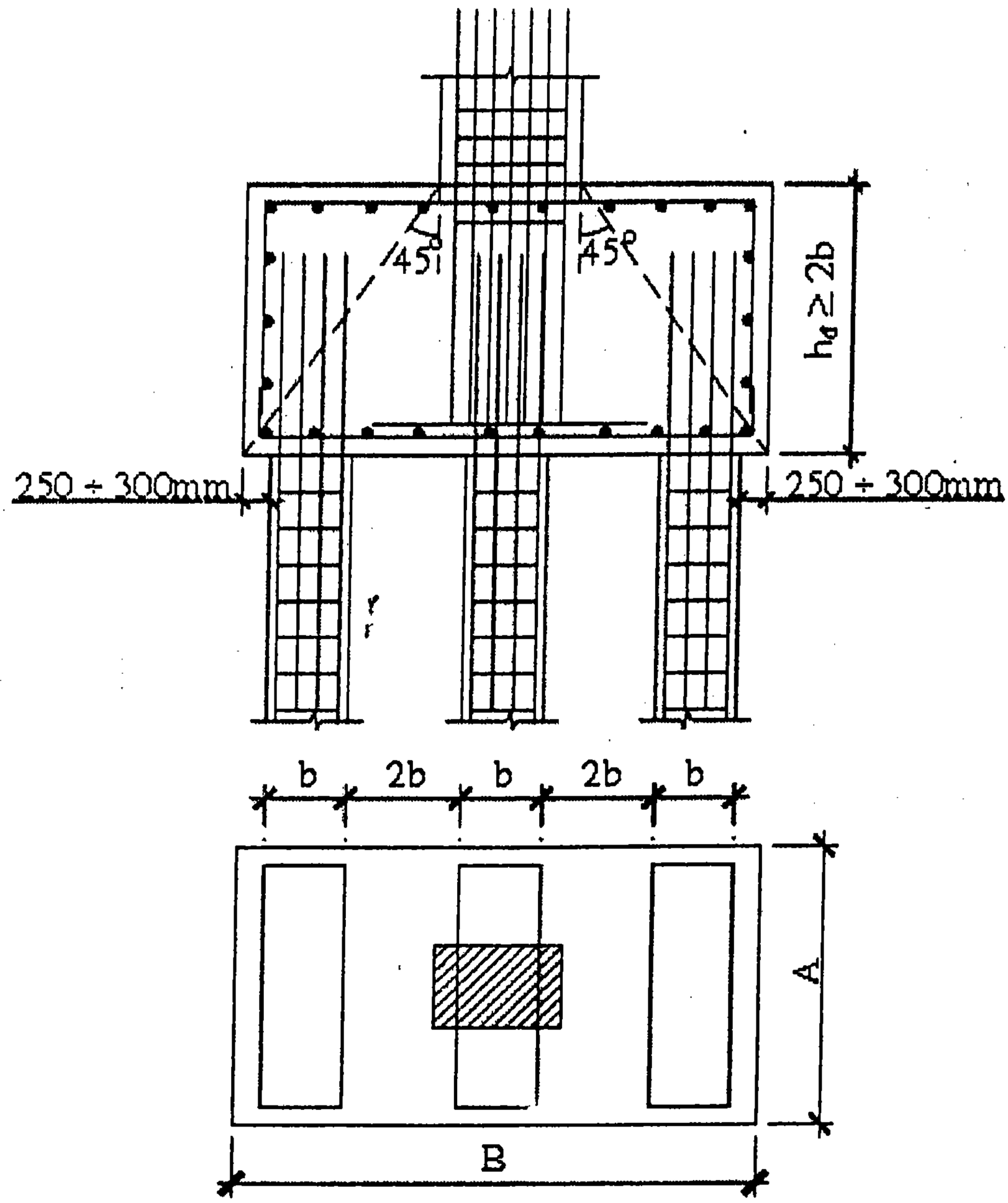
- Ở 4 mặt bên của đài cọc, cũng dùng thép Φ12 đến Φ32 loại AII (đài càng to thì dùng thép càng lớn), đặt thép có tim trục cách nhau khoảng ≈300mm.

Lồng cốt thép đài cọc cấu tạo từ hai mảng nửa khung nối với nhau, giống như đài 1 cọc (xem hình 3 của VIII – 15).

4. Thiết kế đài cọc có 3 cọc barét

Loại đài có 3 cọc barét thường gặp trong các công trình lớn.

Cấu tạo đài cọc (xem hình VIII – 17).



Hình VIII - 17: *Cấu tạo đài có 3 cọc barét*

a. Vật liệu làm cọc barét và đài cọc barét như nhau

- Bê tông thường dùng mác 250# đến 350#.
- Cốt thép thường dùng Φ12 đến Φ32 loại AII.

b. Kích thước đài cọc (xem hình VIII – 17)

- Chiều cao đài cọc:

  $h_d \geq 2,5b$ (đối với cọc có b = 0,60m và b = 0,80m).

  $h_d \geq 2b$ (cho cọc có b = 1,0m; b = 1,2m và b = 1,5m).

- Kích thước tiết diện đài cọc:

  Cạnh dài $A \geq a + 2$ (250 ÷ 300mm)

  Cạnh ngắn $B \geq 7b + 2$ (250 ÷ 300mm)

Chú ý:

Khoảng cách giữa hai mép cọc barét ≥ 2b.

c. Bố trí cốt thép

- Ở mặt trên và mặt dưới của đài cọc thường dùng thép Φ12 đến Φ32 loại AII (đài càng lớn thì dùng cốt thép có đường kính càng lớn và ngược lại), đặt thép có tim trục cách nhau ≈ 200mm.

- Ở 4 mặt bên của đài cọc, cũng dùng thép Φ12 đến Φ32 loại AII (đài càng to thì dùng thép càng lớn) đặt thép có tim trục cách nhau khoảng ≈300mm. Lồng cốt thép đài cọc cấu tạo từ hai mảng nửa khung nối với nhau, giống như đài 1 cọc (xem hình 3 của VIII – 15).

5. Thiết kế đài cọc dạng móng bè có nhiều cọc barét

Dạng móng bè có nhiều cọc barét chỉ dùng cho lõi cứng chứa lồng cầu thang máy của nhà cao tầng (xem hình VIII – 12), hoặc dùng móng toàn khối của tất cả cọc barét trong móng các công trình tháp rất lớn và rất cao (xem hình VIII – 14).

Thí dụ ở công trình Vietcombank Hà Nội (hình VIII – 12) có móng cho lõi cứng chứa lồng cầu thang cấu tạo bởi đài cọc dạng móng bè rộng 12,60m x 13,15m, dày 2,40m và 12 cọc barét có kích thước 0,8m x 2,8m sâu 55m.

Ở tháp Petronas (Malaysia, xem hình VIII – 14), phần tháp chính có móng bè cọc với đài cọc có đường kính 50m, dày 4,50m; với 170 cọc barét 1,20m x 2,80m sâu từ 60m đến 125m (do mặt lớp đá gốc rất thay đổi).

Tùy theo tình hình cụ thể, tư vấn thiết kế nghiên cứu, cân nhắc và quyết định kích thước đài cọc cho thích hợp. Tuy nhiên, có thể chấp nhận 2 điều quy định cơ bản sau đây:

1. Khoảng cách giữa các cọc barét (theo cạnh ngắn của tiết diện cọc) là 2b tính theo mép cọc, hoặc ≥ 3b tính theo trục tim cọc (b là cạnh ngắn của tiết diện cọc barét).

2. Chiều dày của đài cọc $h_đ \geq 3b$.

Còn cốt thép bố trí trong đài cọc thì tùy theo tính toán mà quyết định. Tuy nhiên cần bố trí ở mặt trên và mặt dưới của đài cọc các lưới thép ô vuông có khoảng cách giữa các trục tim thanh thép khoảng ≈ 200mm và các lưới thép ở cạnh bên hoặc chu vi đài cọc có khoảng cách ≈ 300mm.

Tùy theo kích thước của đài cọc mà dùng đường kính và loại thép cho thích hợp. Nên dùng thép Φ16 đến Φ32 loại AII.

Chú ý: Hiện nay các công ty chuyên nghiệp đã có các chương trình tính thép cho các loại đài cọc.

VIII.6. THI CÔNG CỌC BARÉT

Quy trình thi công cọc barét về cơ bản giống như thi công cọc khoan nhồi, chỉ khác là ở thiết bị thi công đào hố và hình dạng lồng cốt thép. Thi công cọc khoan nhồi thì dùng lưỡi khoan hình ống tròn và lồng cốt thép hình ống tròn,

còn thi công cọc barét thì dùng loại gầu ngoạm hình chữ nhật và lồng cốt thép có tiết diện hình chữ nhật.

Các công việc thi công cọc barét như sau:

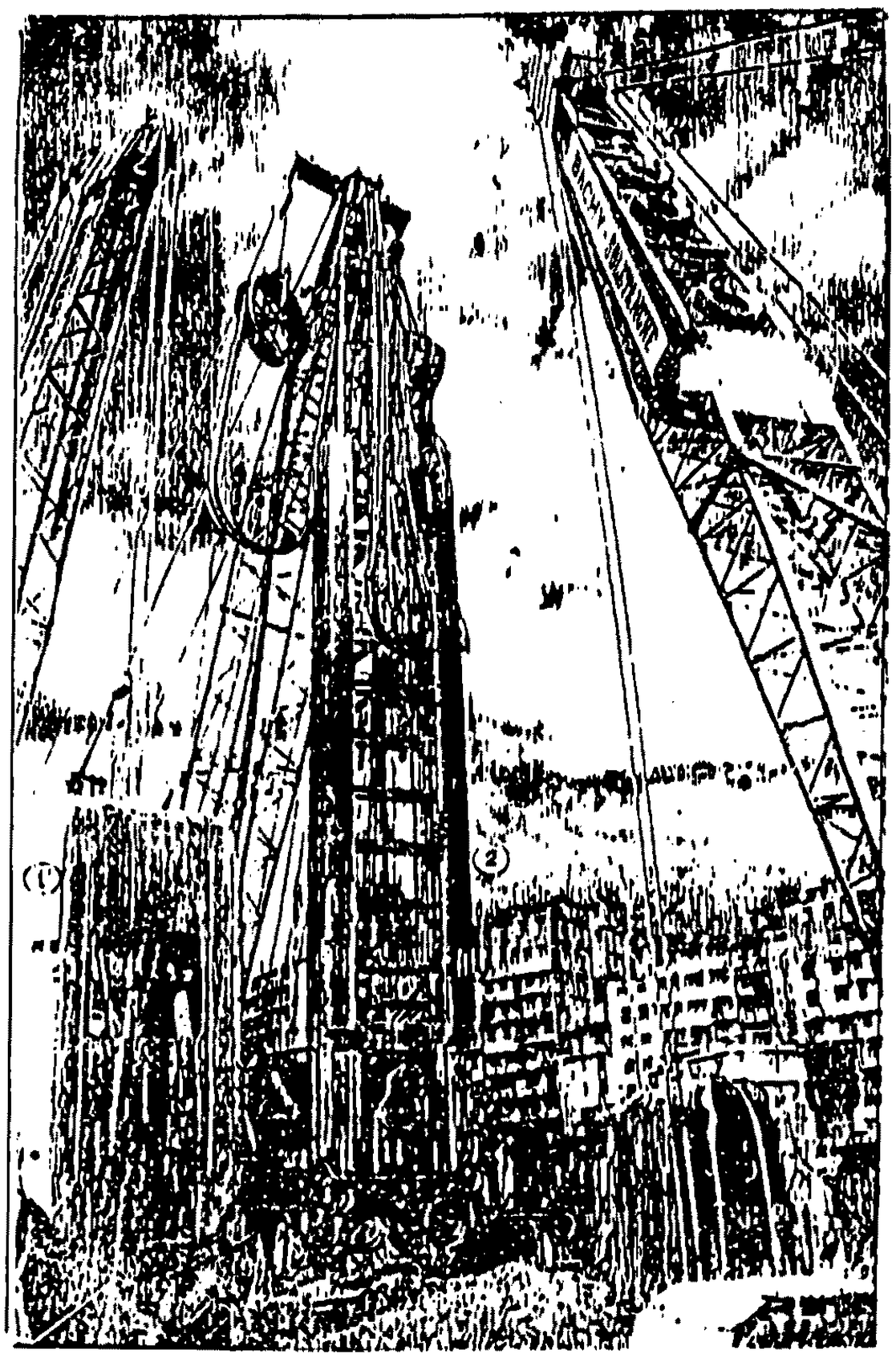
- Đào hố cọc
- Chế tạo lồng cốt thép và thả vào lòng hố đào cho cọc barét
- Đổ bê tông cọc barét

VIII.6.1. Đào hố cọc

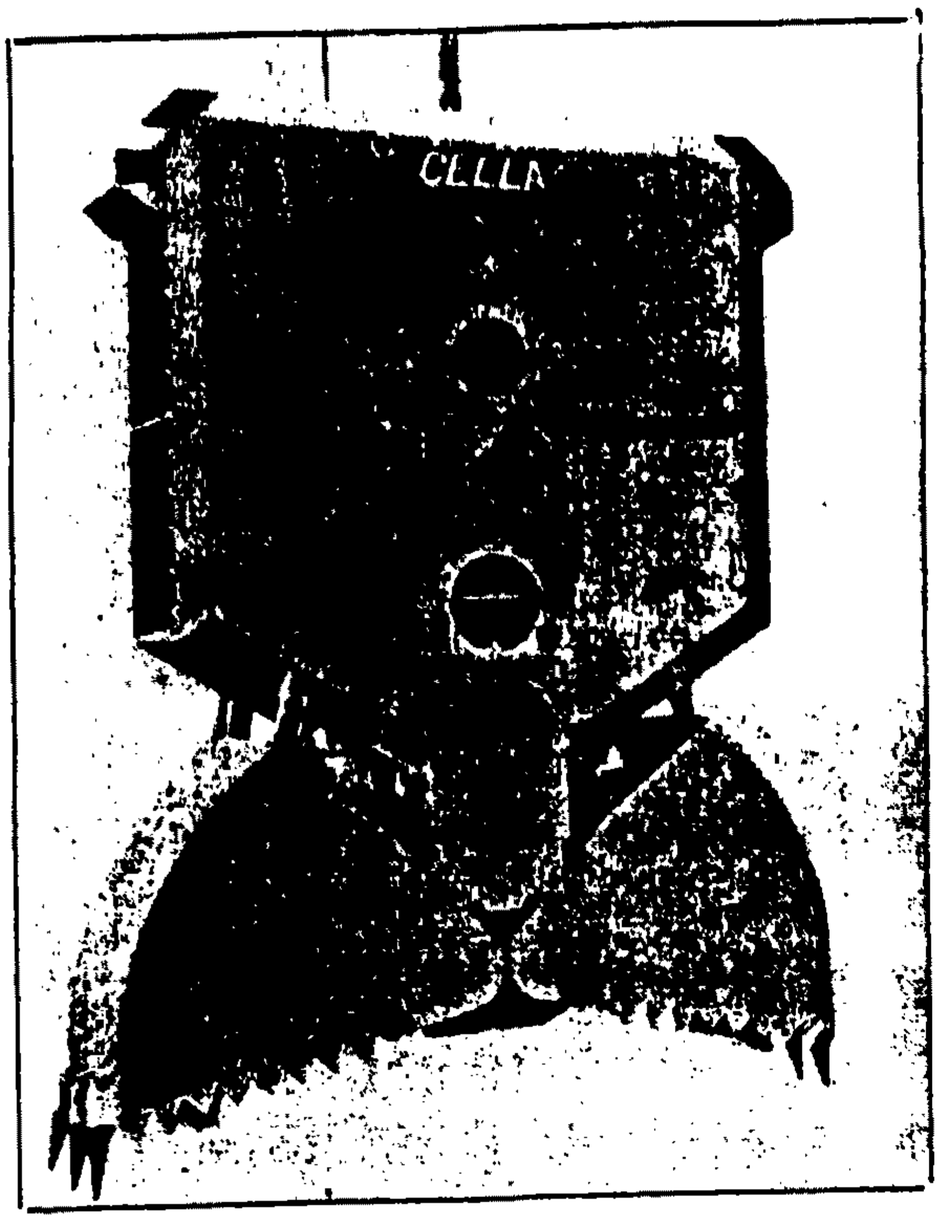
1. Thiết bị đào hố

Có thể nói, hiện nay thiết bị đào hố cọc barét rất đa dạng. Ở nước ngoài, mỗi Tổng công ty chuyên nghiệp có thể có các loại riêng. Tuy nhiên nói chung thì các loại gầu ngoạm để đào hố có tiết diện hình chữ nhật với cạnh ngắn từ 0,60m ÷ 1,50m, cạnh dài từ 2,00m ÷ 4,00m (đại bộ phận là 3,00m), còn chiều cao thì có thể từ 6,00m ÷ 12,00m.

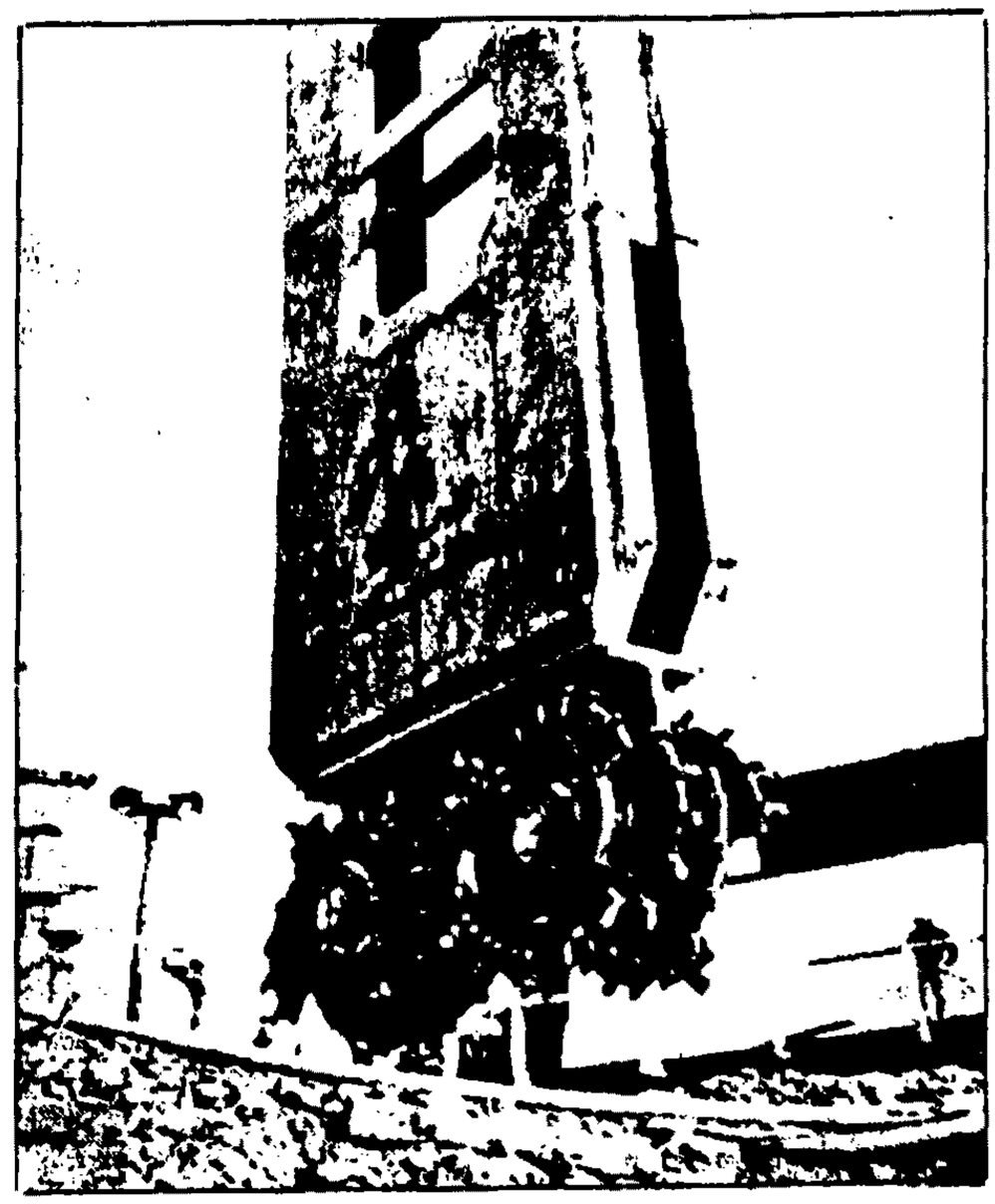
Thiết bị đào có loại gầu ngoạm để đào đất loại sét và loại cát. Còn khi cần phá đá thì dùng loại đầu phá với những bánh xe răng cưa cỡ lớn có gắn lưỡi kim cương (xem hình VIII – 18, một loại thiết bị của hãng Bachy Soletanche – Pháp).



Hình VIII - 18: *Thiết bị đào hố làm cọc barét (1) gầu đào (2) gầu phá đá.*
(chi tiết của gầu đào và gầu phá đá xem hình VIII – 19 và hình VIII – 20)



Hình VIII - 19: *Gầu đào*



Hình VIII - 20: *Gầu phá*

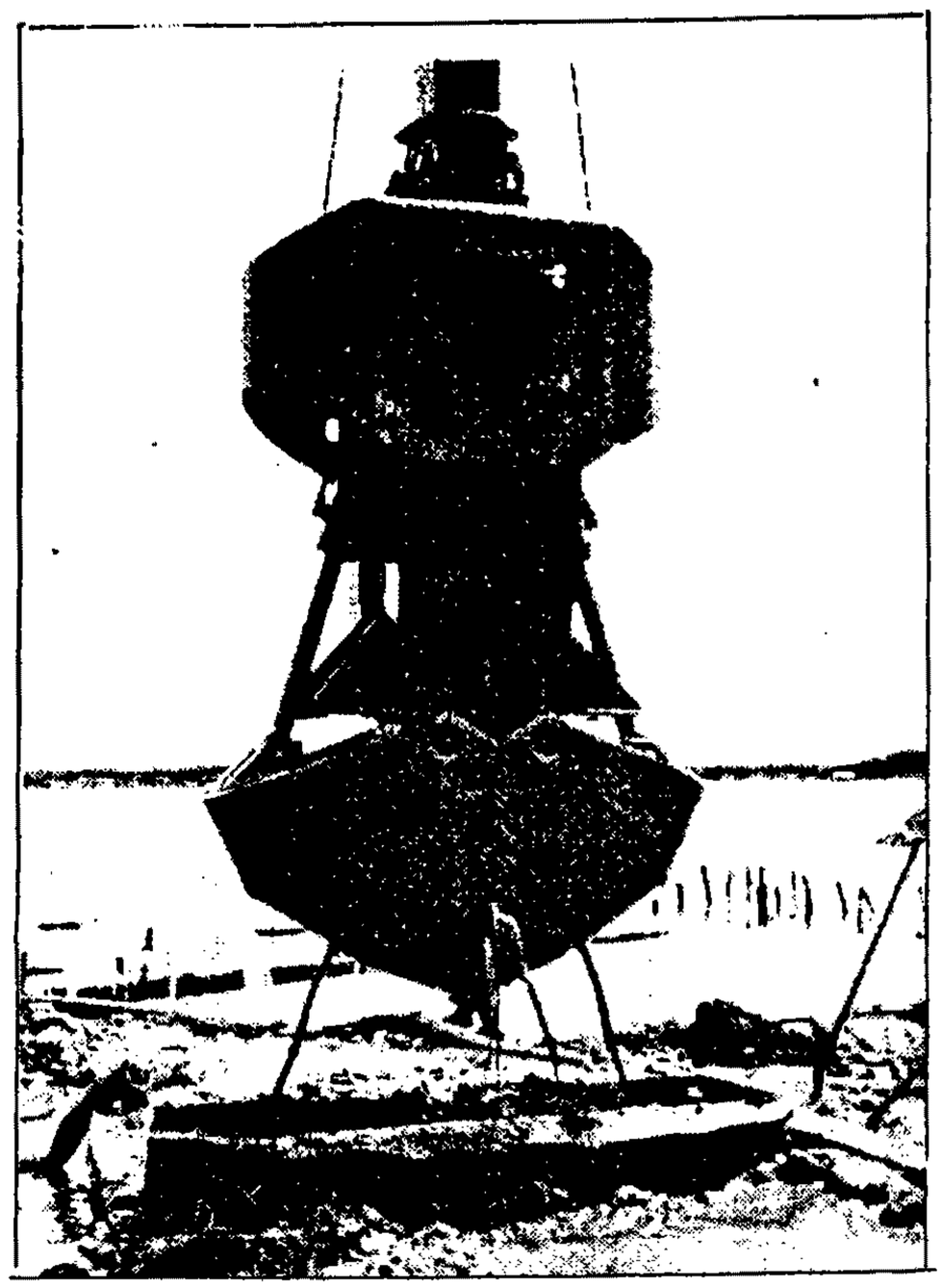
2. Chuẩn bị hố đào

Để đảm bảo cho gầu đào đúng vị trí và xuống thẳng, cần phải làm như sau:

a. Đào bằng tay một hố có tiết diện đúng bằng kích thước thiết kế của tiết diện cọc barét và sâu khoảng 0,80m ÷ 1,00m.

b. Đặt vào hố đào nói trên một khung cữ bằng thép chế tạo sẵn (xem chi tiết (1) trên hình VIII – 21).

c. Nếu không có khung cữ bằng sắt chế tạo sẵn, thì có thể đổ bằng bê tông hoặc xây bằng gạch tốt với xi măng mác cao.



Hình VIII - 21: *Đặt cữ định hướng hố đào*

Sau khi đổ bê tông cọc xong thì bỏ khung cữ bằng sắt ở miệng hố ra hoặc đập bỏ phần bê tông hoặc gạch xây cữ định hướng này đi (lớp bê tông dày khoảng 14cm, hoặc lớp gạch dày khoảng 20cm).

Cần chú ý thêm rằng để đảm bảo đào hố đúng kỹ thuật, thì phải có công nhân điều khiển thiết bị thành thạo và tay nghề cao.

3. Chế tạo dung dịch Bentonite (bùn khoan)

Dung dịch Bentonite để giữ cho thành hố đào của cọc barét không bị sạt lở.

a. Tính chất dung dịch Bentonite mới (trước khi dùng)

Bentonite bột được chế tạo sẵn trong nhà máy, thường đóng thành từng bao 50 KG (giống như bao xi măng). Hiện nay nước ta phải nhập Bentonite từ nước ngoài, chủ yếu từ Đức do Công ty Erbsloh chế tạo. Tùy theo yêu cầu kỹ thuật khoan, đào và tính chất địa tầng, mà hòa tan từ 20 KG đến 50 KG bột Bentonite vào $1m^3$ nước.

Một dung dịch mới, trước lúc sử dụng phải có các đặc tính sau đây:

- Tỷ trọng nằm trong khoảng từ 1,01 đến 1,05 (trừ trường hợp loại bùn sét đặc biệt, có thể có tỷ trọng đến 1,15)
- Độ nhớt Marsh > 35 giây.
- Độ tách nước dưới $30cm^3$.
- Hàm lượng cát bằng 0.
- Đường kính hạt dưới 3mm.

Ghi chú:

- Tỷ trọng thông thường được đo bằng cân tỷ trọng (thí dụ cân BAROID).
- Độ nhớt Marsh được đo trong một cái phễu tiêu chuẩn có vòi lỗ chảy đường kính 4,75mm để cho 1 lít dung dịch Bentonite chạy qua. Thời gian chạy hết 1 lít dung dịch Bentonite phải lớn hơn 35 giây.
- Độ tách nước được đo bởi một dụng cụ lọc ép BAROID dưới áp lực 0,7 MPa trong 30 phút.
- Hàm lượng cát được đo bởi một dụng cụ "êlutriomêtre".
- Đường kính hạt đo bằng rây tiêu chuẩn có đường kính lỗ rây thích hợp.

b. Sử dụng và xử lý dung dịch Bentonite (bùn khoan)

Quá trình chế tạo, sử dụng, thu hồi, xử lý và tái sử dụng dung dịch Bentonite (dung dịch khoan, bùn khoan) được thể hiện trên sơ đồ tại hình VIII – 22.

Quá trình thực hiện như sau :

Chế tạo dung dịch Bentonite mới gồm

(a) Các bao Bentonite bột được chứa trong kho (bao) hoặc trong SILO (bột).

(b) Chế tạo dung dịch Bentonite:

- Có thể dùng phễu trộn đơn giản (hình VIII – 22b1).
- Có thể dùng máy trộn (hình VIII – 22b2).

Thường trộn 20 KG đến 50 KG bột Bentonite với $1m^3$ nước (tùy theo yêu cầu của thiết kế). Ngoài ra tùy theo yêu cầu kỹ thuật cụ thể, mà có thể cho thêm vào dung dịch một số chất phụ gia mục đích làm cho nó nặng thêm, khắc phục khả năng vón cục của nó, tăng thêm độ sệt của nó; hoặc ngược lại giảm

độ sệt bằng cách chuyển nó thành thể lỏng, chống lại sự nhiễm bẩn của nó bởi xi măng hoặc thạch cao, giảm độ pH của nó hoặc tăng lên, giảm tính tách nước của nó, v.v...

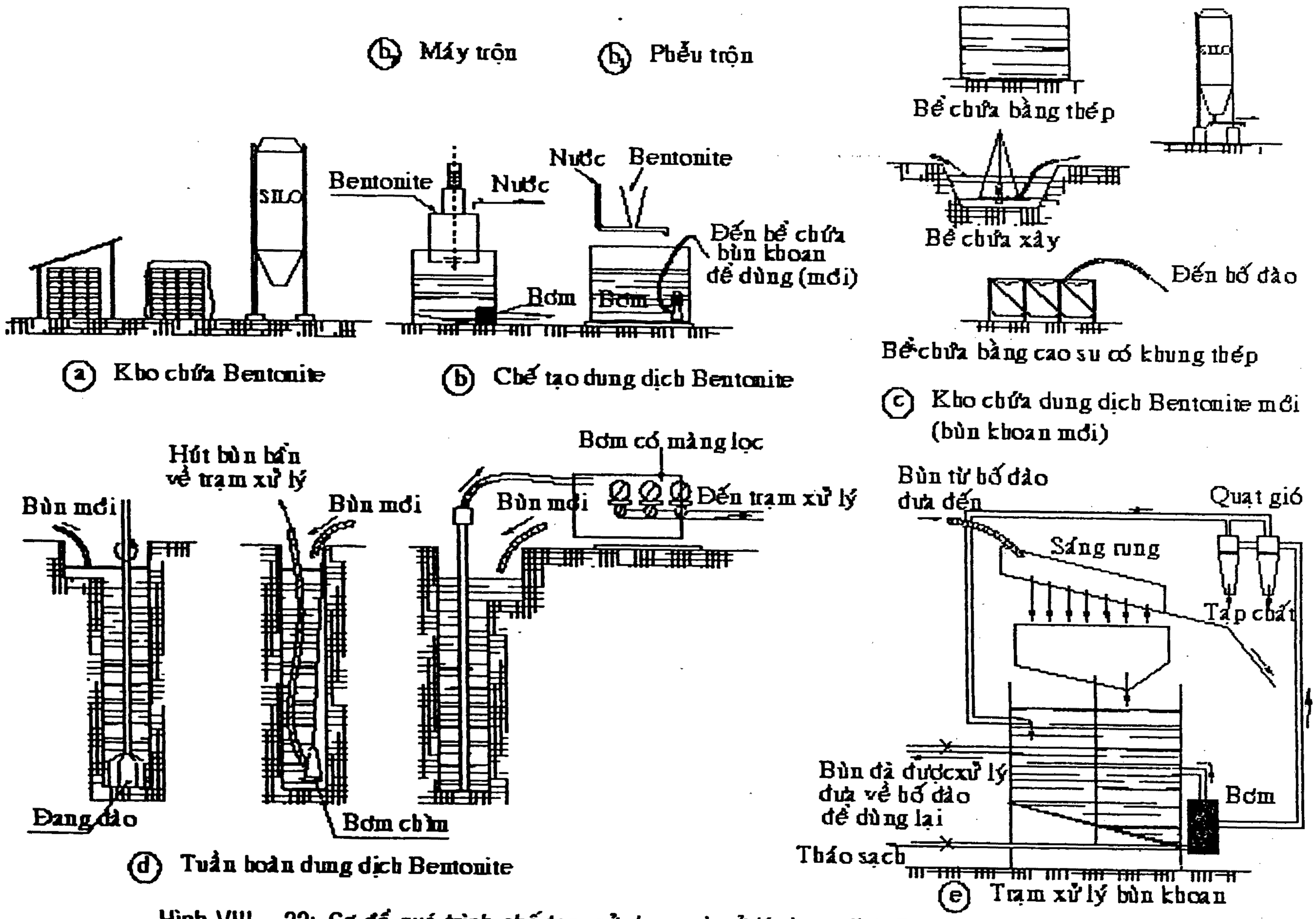
(c) Sau khi đổ dung dịch khoan mới được chứa vào bể chứa bằng thép, bể chứa xây gạch, bể chứa bằng cao su có khung thép hoặc là bằng SILO (tùy từng điều kiện cụ thể mà sử dụng loại bể chứa nào).

Sử dụng dung dịch Bentonite một cách tuần hoàn: xem hình VIII – 22, chi tiết d). Trong khi khoan hoặc đào hố phải luôn luôn đổ đầy dung dịch khoan trong hố. Dung dịch khoan này là dung dịch mới. Gầu đào xuống sâu đến đâu thì phải bổ sung dung dịch khoan ngay cho đầy hố. Trong khi đào thì dùng dung dịch Bentonite bị nhiễm bẩn, mà đã nhiễm bẩn (do đất, cát) thì giữ ổn định thành hố không tốt, do đó phải thay thế. Để làm việc đó, phải hút bùn bẩn từ hố khoan, đào lên để đưa về trạm xử lý. Có thể dùng loại bơm chìm đặt ở đáy hố đào hoặc bơm hút có màng lọc để ở trên mặt đất.

Dung dịch khoan (bùn khoan) được đưa về trạm xử lý (e). Các tạp chất bị khử đi, còn lại là dung dịch khoan như mới để tái sử dụng.

Dung dịch sau khi được xử lý phải có các đặc tính sau:

- Tỷ trọng dưới 1,2 (trừ loại dung dịch nặng đặc biệt).
- Độ nhớt Marsh nằm giữa 35 và 40 giây.
- Độ tách nước dưới 40cm^3.
- Hàm lượng cát $\leq 5\%$.



Hình VIII – 22: *Sơ đồ quá trình chế tạo, sử dụng và xử lý dung dịch Bentonite (bùn khoan)*

Share-compact.blogspot.com

4. Đào hố cọc barét bằng gầu ngoạm

Dùng loại kích thước gầu đào thích hợp để đảm bảo được kích thước hố đào đúng với kích thước cọc barét theo thiết kế. Gầu đào phải thả đúng cữ định hướng đặt sẵn (như hình VIII – 21). Hố đào phải đảm bảo đúng vị trí và thẳng đứng. Hiện nay đã có thiết bị kiểm tra kích thước hình học và độ thẳng đứng của hố khoan, hố đào (ví dụ tại Viện khoa học – công nghệ Giao thông vận tải).

Trong lúc đào, phải cung cấp thường xuyên dung dịch Bentonite (bùn khoan) mới, tốt vào đầy hố đào. Mặt khác, mức cao của dung dịch Bentonite trong hố đào bao giờ cũng cao hơn mực nước ngầm ngoài hố đào tối thiểu là 2m. Dung dịch Bentonite được tuần hoàn và xử lý trong hố đào thường xuyên để có dung dịch Bentonite tốt, sạch, mới (như mục 3). Phải đảm bảo cho kích thước hình học (tiết diện và chiều sâu) hố đào đúng thiết kế và không bị sạt lở thành hố. Muốn vậy, phải đảm bảo cho dung dịch Bentonite thu hồi chỉ chứa cặn lắng đất cát dưới 5%. Đồng thời cũng có thể kiểm tra độ thẳng đứng và hiện tượng sạt lở hố đào thường xuyên một cách đơn giản bằng dây dọi với đầu dây là quả dọi đủ nặng.

Khi đào đến độ sâu thiết kế, phải tiến hành thổi rửa bằng nước có áp để làm sạch đáy hố. Có thể dùng loại bơm chìm để hút cặn lắng bằng đất, cát nhỏ lên. Còn cát to, cuội sỏi, đá vụn thì dùng gầu ngoạm vét sạch rồi đưa lên. Lượng cặn lắng thường rất khó vét sạch được hoàn toàn, do đó trong thực tế có thể cho phép chiều dày lớp cặn lắng dưới đáy hố đào nhỏ hơn 10cm.

Để kiểm tra chiều dày lớp cặn lắng có thể dùng dây dọi với quả nặng đủ để người đo có thể cảm nhận được hoặc dùng thiết bị đo bằng phương pháp chênh lệch điện trở kiểu CZ.IIB do Trung Quốc mới chế tạo.

Chú ý: Việc thổi rửa đáy hố đào rất quan trọng và phải hết sức cẩn thận. Do đó phải sử dụng thiết bị chuyên dùng, thích hợp và người thực hiện phải có tay nghề thành thạo, có kinh nghiệm và có tinh thần trách nhiệm. Đảm bảo được đáy hố càng sạch, thì sức chịu tải của cọc càng tốt.

Sau khi đào xong hố cọc barét, phải kiểm tra lại lần cuối cùng kích thước hình học của nó. Kích thước cạnh ngắn của tiết diện chỉ được phép sai số ± 5cm, kích thước cạnh dài của tiết diện chỉ được phép sai số ± 10cm, chiều sâu hố chỉ được sai số trong khoảng ± 10cm và độ nghiêng của hố theo cạnh ngắn chỉ được sai số trong khoảng 1% so với chiều sâu hố đào.

VIII.6.2 Chế tạo lồng cốt thép và thả vào lòng hố đào cho cọc barét

Chế tạo lồng cốt thép theo đúng thiết kế (xem mục VIII.5.4).

Sai số cho phép về kích thước hình học của lồng cốt thép như sau:

- Cự ly giữa các cốt thép chủ: ± 1mm.
- Cự ly giữa các cốt thép đai: ± 2mm.
- Kích thước cạnh ngắn tiết diện: ± 5mm.
- Kích thước cạnh dài tiết diện: ±10mm.

- Độ dài tổng cộng của lòng cốt thép: ± 50mm.

Chiều dài của mỗi đoạn lòng cốt thép, tùy theo khả năng của cẩu, thường dài từ 6m đến 12m. Ngoài việc phải tổ hợp lồng cốt thép như thiết kế, tùy tình hình thực tế, nếu cần còn có thể tăng cường các thép đai chéo (có đường kính lớn hơn cốt đai) để gông lồng cốt thép lại cho chắc chắn, không bị xộc xệch khi vận chuyển.

Khi thả từng đoạn lồng cốt thép vào hố đào sẵn cho cọc barét, phải cân chỉnh cho chính xác, phải thẳng đứng và không được va chạm vào thành hố đào.

Nối các đoạn lồng cốt thép với nhau khi thả xong từng đoạn có thể dùng phương pháp buộc (nếu cọc chỉ chịu nén) và dùng phương pháp hàn điện (nếu cọc chịu cả lực nén, lực uốn và lực nhổ).

Chú ý:

• Khi thả xong từng đoạn lồng cốt thép xuống hố đào, phải có các thanh thép hình đủ khỏe ngáng giữ vào miệng hố để nó khỏi rơi xuống hố.

• Trong trường hợp đỉnh của lồng cốt thép nằm dưới mặt đất, hoặc nằm dưới mức của dung dịch Bentonite, thì phải có dấu hiệu để biết được vị trí của lồng cốt thép.

Hình VIII - 23: *Thả lồng cốt thép vào hố để làm cọc barét*

VIII.6.3. Đổ bê tông cọc barét

Sau khi vét sạch đáy hố (trong dung dịch Bentonite), trong khoảng thời gian không quá 3 giờ, phải tiến hành đổ bê tông. Đổ bê tông bằng phương pháp vữa dâng hay còn gọi là đổ bê tông trong nước.

Cấp phối bê tông thông thường như sau: Dùng cốt liệu nhỏ (1x2cm hoặc 2x3cm) bằng sỏi hay đá dăm; cát vàng khoảng 45%, tỷ lệ nước trên xi măng khoảng 50%; dùng lượng xi măng PC30 khoảng 370 đến 400 KG cho mỗi m^3 bê tông. Độ sụt của bê tông trong khoảng từ 13 đến 18cm.

Có thể dùng thêm phụ gia, nhưng phải thận trọng.

Trước khi đổ bê tông phải lập đường cong đổ bê tông cho mọi cọc barét, theo từng ôtô bê tông một. Một đường cong đổ bê tông có ít nhất 5 điểm phân bố đều đặn trên chiều dài cọc.

Đổ bê tông bằng phễu hoặc máng nghiêng nối với ống dẫn. Ống dẫn làm bằng kim loại, có đường kính trong lớn hơn đường kính của cốt liệu hạt và thường ≥ 120mm. Ống dẫn được tổ hợp bằng các đoạn ống có chiều dài khoảng 2 đến 3m, được nối với nhau rất kín khít bằng ren, nhưng đồng thời dễ tháo lắp.

Trước khi đổ bê tông vào phễu hoặc máng nghiêng, phải có nút tạm (bằng vữa xi măng cát ướt) ở đầu ống dẫn. Khi bê tông đã đầy ắp phễu, trọng lượng bê tông sẽ đẩy nút vữa xuống để dòng bê tông chảy liên tục xuống hố cọc. Làm như vậy để tránh cho bê tông bị phân tầng.

Ống đổ bê tông có chiều dài toàn bộ bằng chiều dài cọc. Trước lúc đổ bê tông, nó chạm đáy, sau đó được nâng lên khoảng 15cm để dòng bê tông (sau khi bỏ nút tạm) chảy liên tục xuống đáy hố cọc và dâng dần lên trên.

Khi bê tông từ dưới đáy hố dâng lên dần dần, thì cũng rút ống dẫn bê tông dần dần lên, nhưng luôn luôn đảm bảo cho đầu ống dẫn ngập trong bê tông tươi một đoạn từ 2m đến 3m. Làm như vậy để bê tông không bị phân tầng và sau khi ninh kết xong thì bê tông không bị khuyết tật.

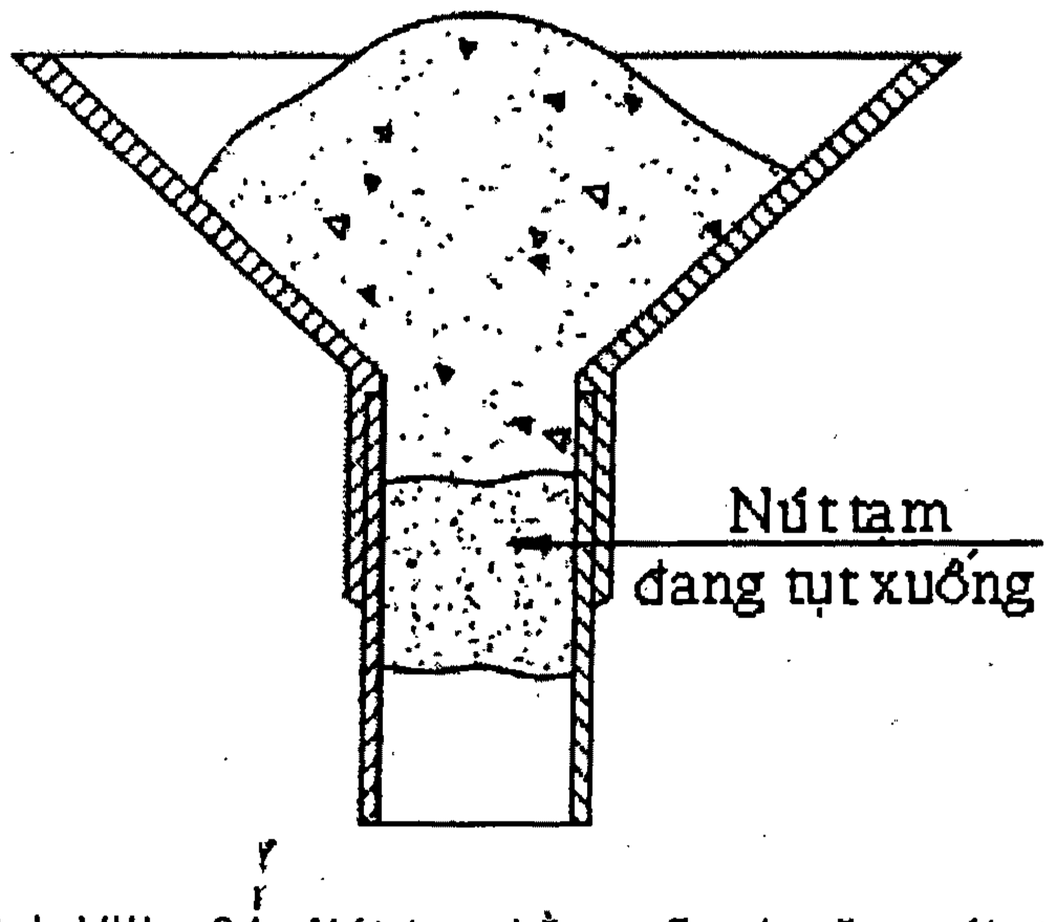
Tốc độ đổ bê tông không được chậm quá và cũng không được nhanh quá. Tốc độ đổ bê tông hợp lý là 0,60m^3/phút.

Không nên bắt đầu đổ bê tông vào ban đêm mà nên bắt đầu đổ bê tông cho mỗi cọc vào buổi sáng sớm. Phải đổ bê tông liên tục (không được ngưng nghỉ) cho từng cọc trong một ngày.

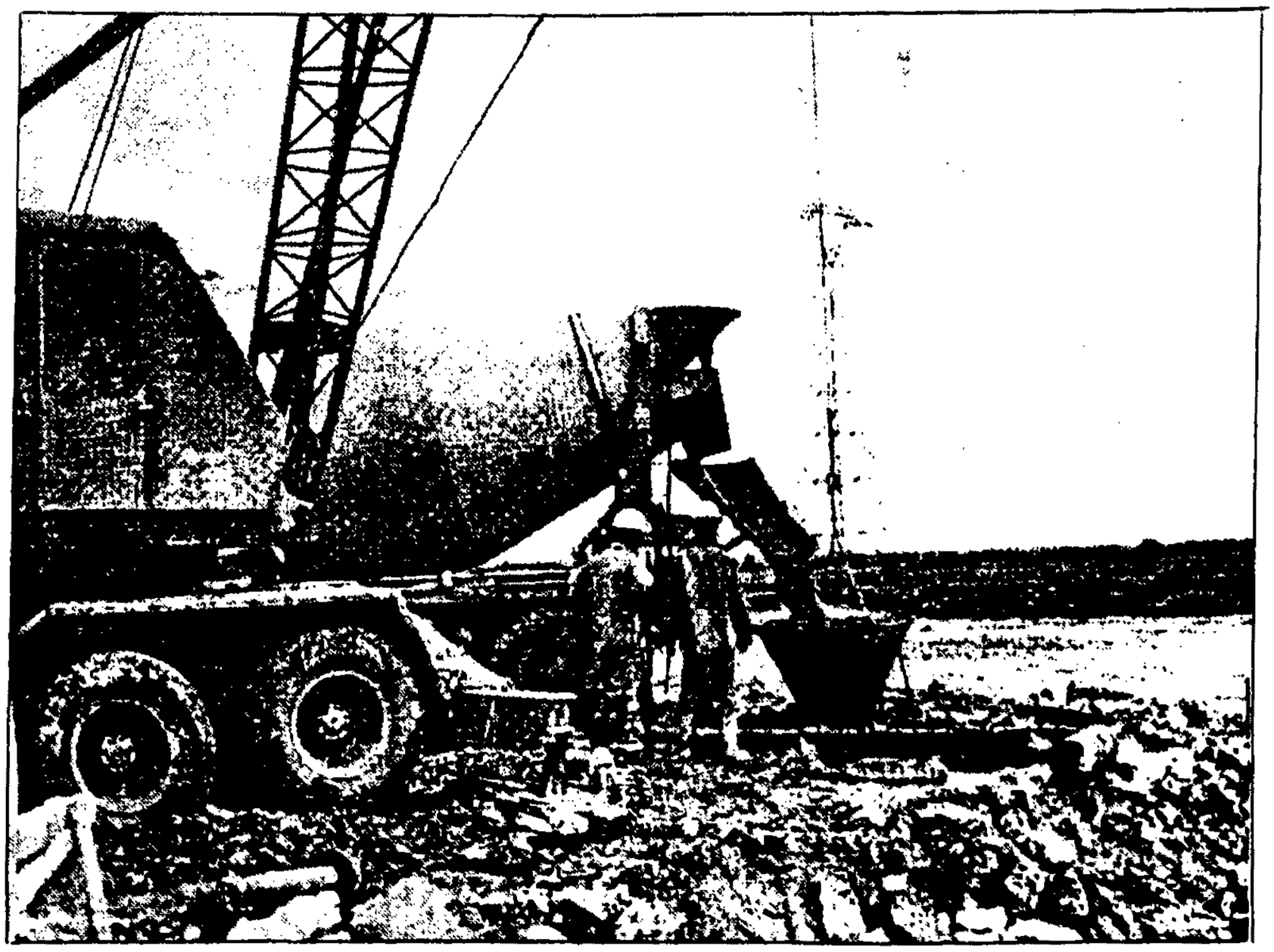
Phải thường xuyên theo dõi và ghi chép mực cao của mặt bê tông tươi dâng lên sau mỗi xe ô tô (mích) đổ bê tông vào hố cọc. Phải tính được khối lượng bê tông cần thiết để đổ xong cho mỗi cọc; như vậy có thể chủ động trong việc chuẩn bị số xe bê tông cần thiết một cách hợp lý, đầy đủ và kịp thời.

Khối lượng bê tông thực tế thường nhiều hơn khối lượng bê tông tính toán (theo kích thước hình học của hố đào cho cọc) khoảng từ 5% đến 20%. Nếu quá 20% thì phải báo cáo cho thiết kế kiểm tra lại.

Quá trình đổ bê tông cọc barét được thể hiện ở các hình vẽ sau:



Hình VIII - 24: *Nút tạm bằng vữa xi măng cát ướt*



Hình VIII - 25: *Đổ bê tông cọc barét*

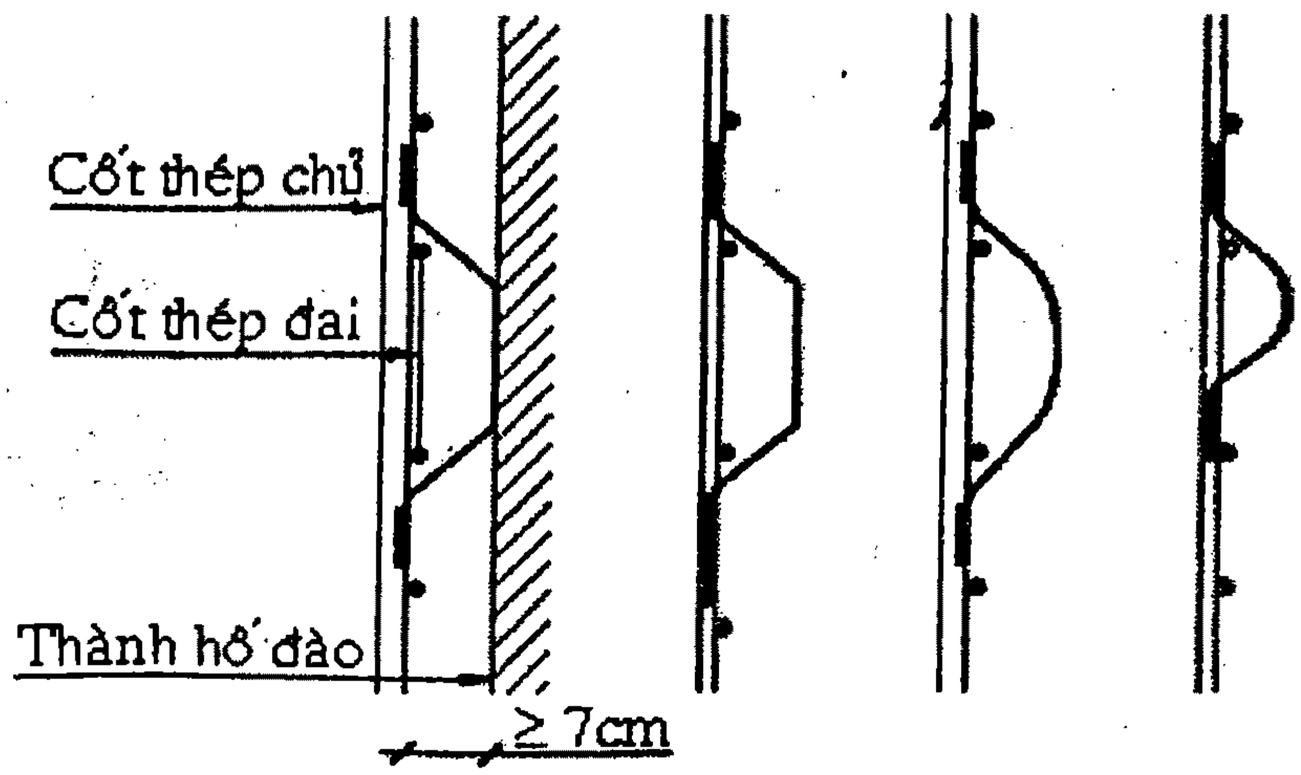
Hình VIII - 26: *Vừa đổ bê tông vừa rút ống dẫn lên từ từ*

Một số điểm cần chú ý thêm:

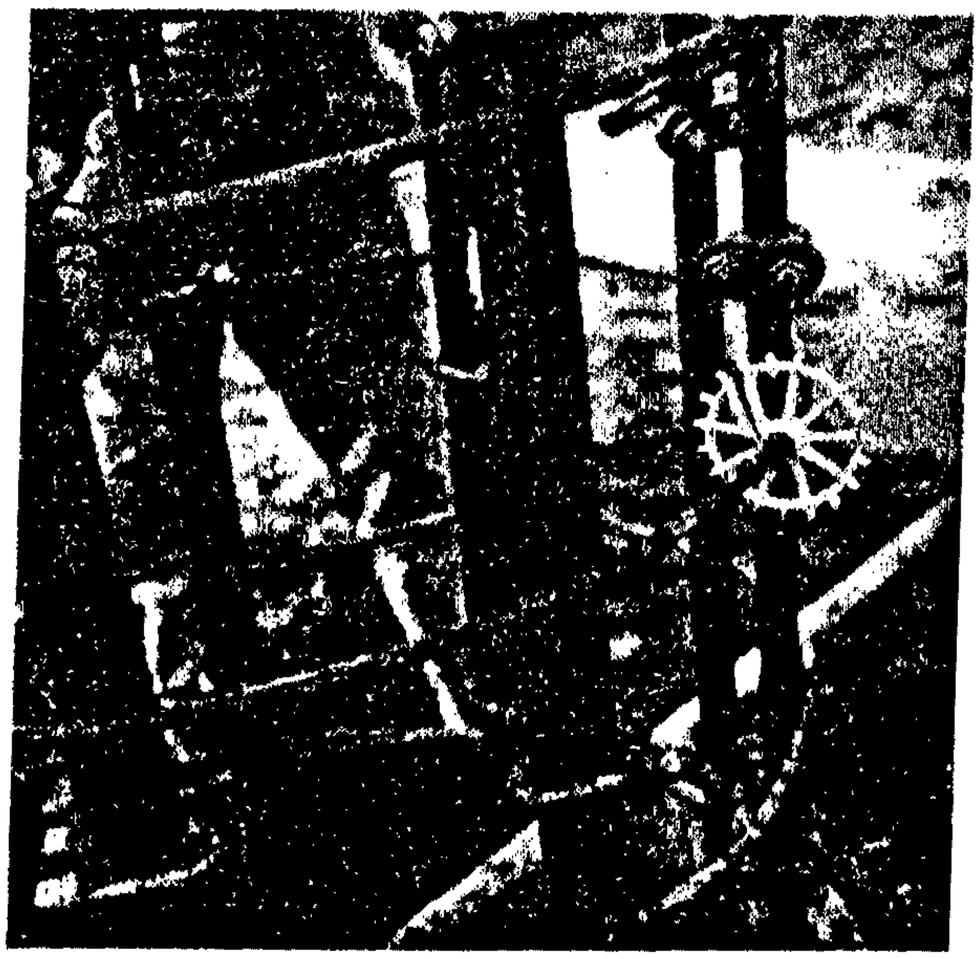
- Khi đổ bê tông đến vài ba mét ở đỉnh cọc thì ống dẫn bê tông chỉ cần ngập trong bê tông tươi khoảng 1m.

- Nên đổ bê tông cao hơn mức đỉnh cọc lý thuyết khoảng 5cm. Khi rút ống dẫn ra khỏi cọc phải nhẹ nhàng, từ từ để tránh cho bê tông khỏi bị xáo trộn.

- Phải đảm bảo cho lớp bê tông bảo vệ cốt thép dầy hơn hay tối thiểu cũng là 7cm. Có thể làm như hình VIII – 27 hoặc VIII – 28.



Hình VIII - 27: *Làm cữ bằng thép để đảm bảo cho lớp bê tông bảo vệ ≥7cm*



Hình VIII - 28: *Bánh xe làm cữ bằng chất dẻo*

- Chỉ được đào hố cọc bên cạnh hố đang đổ bê tông cọc với điều kiện:

• Khoảng cách giữa 2 mép cạnh cọc barét ≥ 2b (trong đó b là cạnh ngắn của tiết diện cọc).

• Bê tông ở cọc đã đổ xong trên 6 tiếng đồng hồ (vì sau 6 giờ thì bê tông cọc mới đủ độ cứng cần thiết).

- Chiều cao giới hạn để cắt đầu cọc (đoạn bê tông xấu để lòi cốt thép cấu tạo vào đài cọc) tính từ giữa mặt phẳng đài cọc theo lý thuyết và đài cọc lúc kết thúc là:

• 0,3 (Z + 1)m, khi cao độ lý thuyết của mặt phẳng đài cọc nằm ở chiều sâu Z (m) dưới mặt sàn công tác nhỏ hơn 5m.

• Bằng 1,8m, khi cao độ lý thuyết của mặt phẳng đầu cọc nằm ở chiều sâu dưới mặt sàn công tác, lớn hơn 5m. Chiều cao tối thiểu để cắt đầu cọc được xác định bởi người thi công, sao cho bê tông ở đầu cọc thực tế là tốt.

- Khi đào hố thi công cọc và lúc đổ bê tông cọc phải chú ý không được thực hiện khi trong chiều sâu của cọc có dòng nước ngầm đang chảy, vì nó sẽ làm sụt lở thành hố và hỏng bê tông. Trong trường hợp này phải báo cho tư vấn thiết kế để xử lý. Có thể xử lý bằng cách hạ ống vách bằng thép.

VIII.7. KIỂM TRA CHẤT LƯỢNG BÊ TÔNG CỌC BARÉT

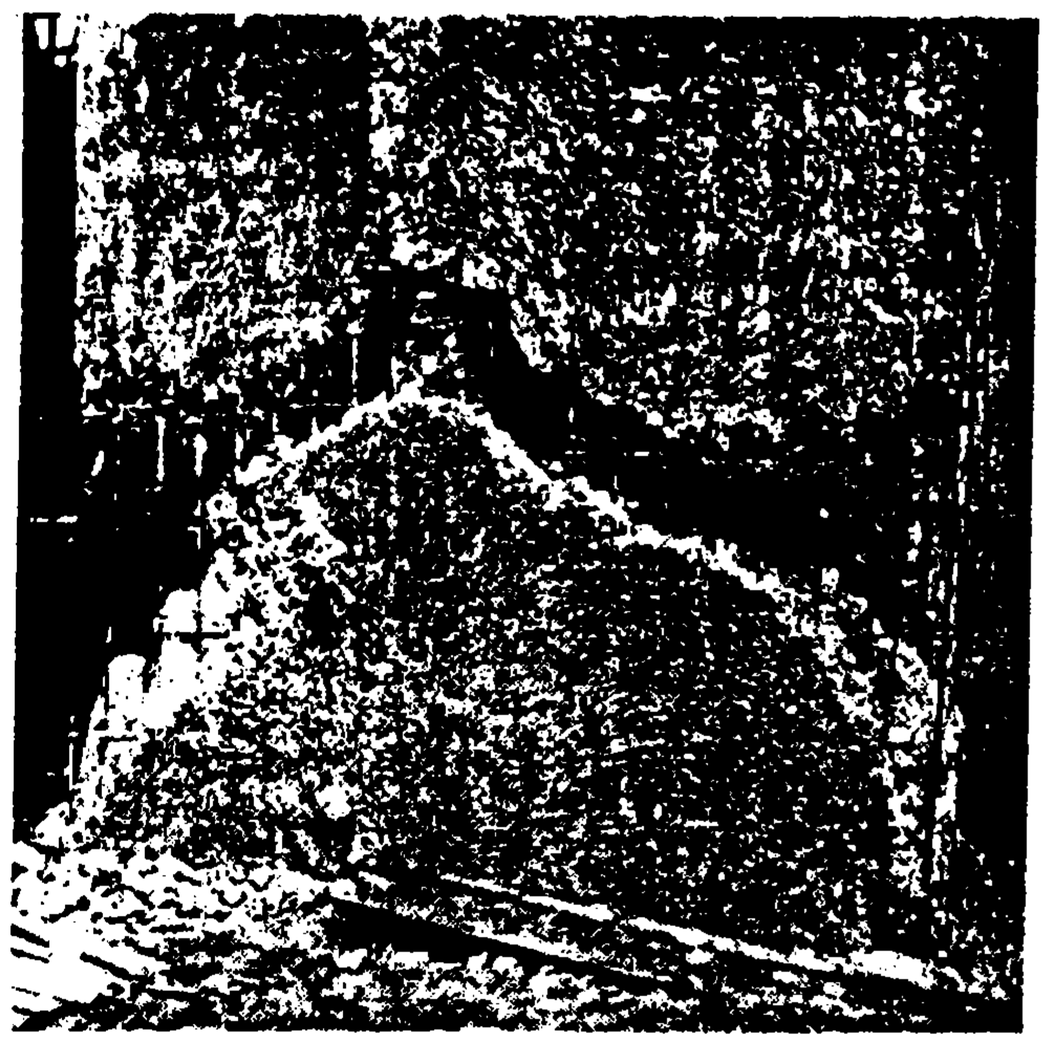
Quy trình đảm bảo chất lượng thi công cọc barét cũng giống như cọc khoan nhồi, thực hiện theo TCXD. 206: 1998 – Cọc khoan nhồi – yêu cầu về chất lượng thi công. Khi bê tông đã ninh kế xong (sau 28 ngày) thì kiểm tra chất lượng bằng phương pháp không phá hủy.

Có nhiều phương pháp để kiểm tra chất lượng bê tông cọc, nhưng chúng tôi chỉ giới thiệu một phương pháp phổ biến nhất và đảm bảo độ tin cậy hơn cả – đó là phương pháp siêu âm truyền qua.

Nhờ phương pháp siêu âm truyền qua, người ta đã phát hiện được các khuyết tật của bê tông trong thân cọc một cách tương đối chính xác.

Sau đây là hai hình ảnh thí nghiệm thực tế; qua kiểm tra bằng siêu âm, người ta phát hiện được cọc barét bị hỏng nghiêm trọng, rồi quyết định đào ra để xem (hình VIII – 29 và hình VIII - 30).

Hình VIII - 29: *Một đoạn cọc barét bị mất lớp bê tông bảo vệ và thủng nhiều chỗ*



Hình VIII - 30: *Một đoạn cọc barét bị đứt khúc*

VIII.7.1. Thiết bị và phương pháp kiểm tra siêu âm truyền qua

1. Nguyên lý cấu tạo thiết bị

Thiết bị kiểm tra chất lượng bê tông cọc nhồi, cọc barét, tường trong đất, v.v... theo phương pháp siêu âm truyền qua có sơ đồ cấu tạo như trong xem hình VIII – 31 và hình VIII – 32.

- Một đầu đo phát sóng dao động đàn hồi (xung siêu âm) có tần số truyền sóng từ 20 đến 100KHz.

- Một đầu đo thu sóng: đầu phát và đầu thu được điều khiển lên xuống đồng thời nhờ hệ thống cáp tời điện và nằm trong hai ống đựng đầy nước sạch.

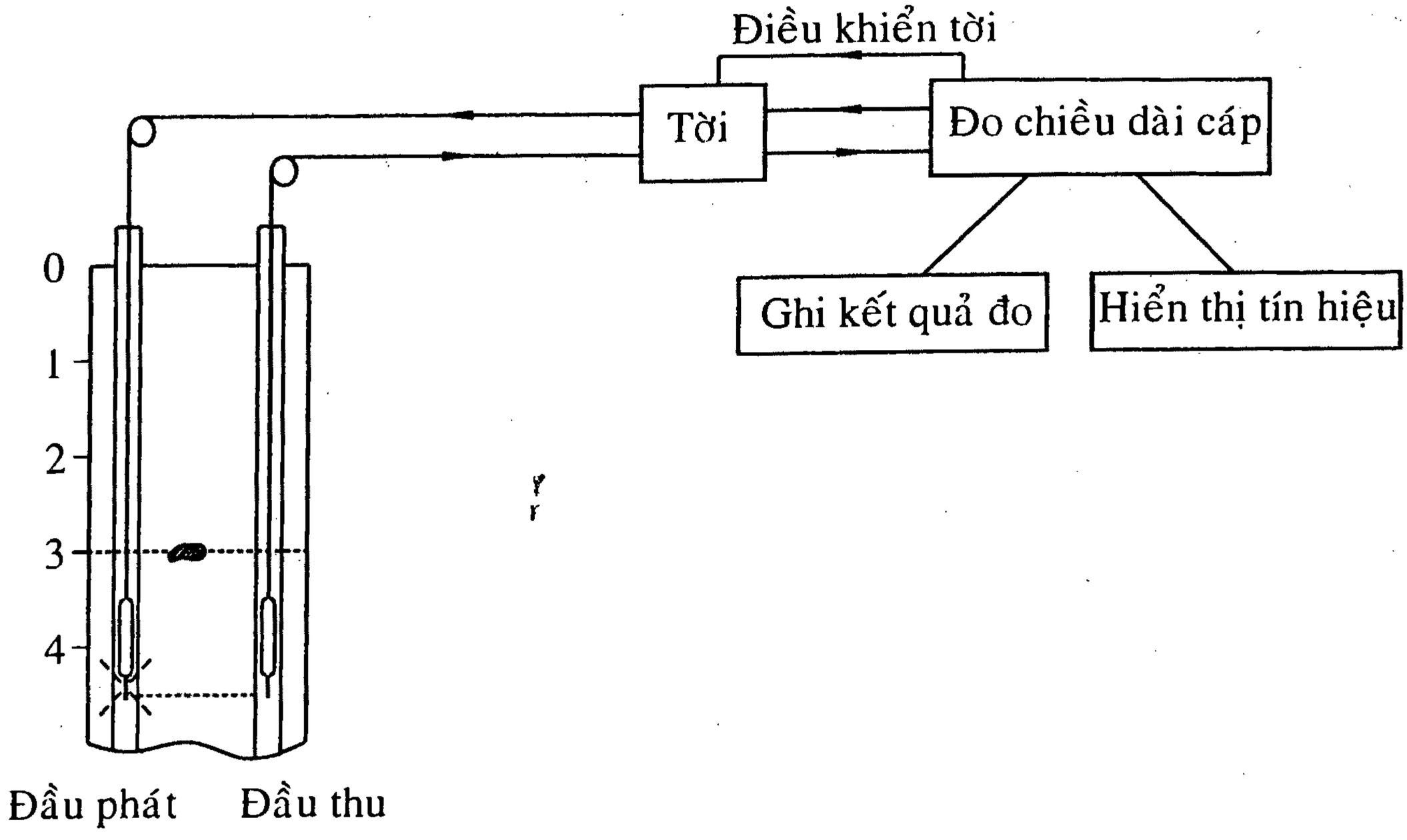
- Một thiết bị điều khiển các dây cáp được nối với các đầu đo cho phép tự động đo chiều sâu hạ đầu đo.

- Một bộ thiết bị điện tử để ghi nhận và điều chỉnh tín hiệu thu được.

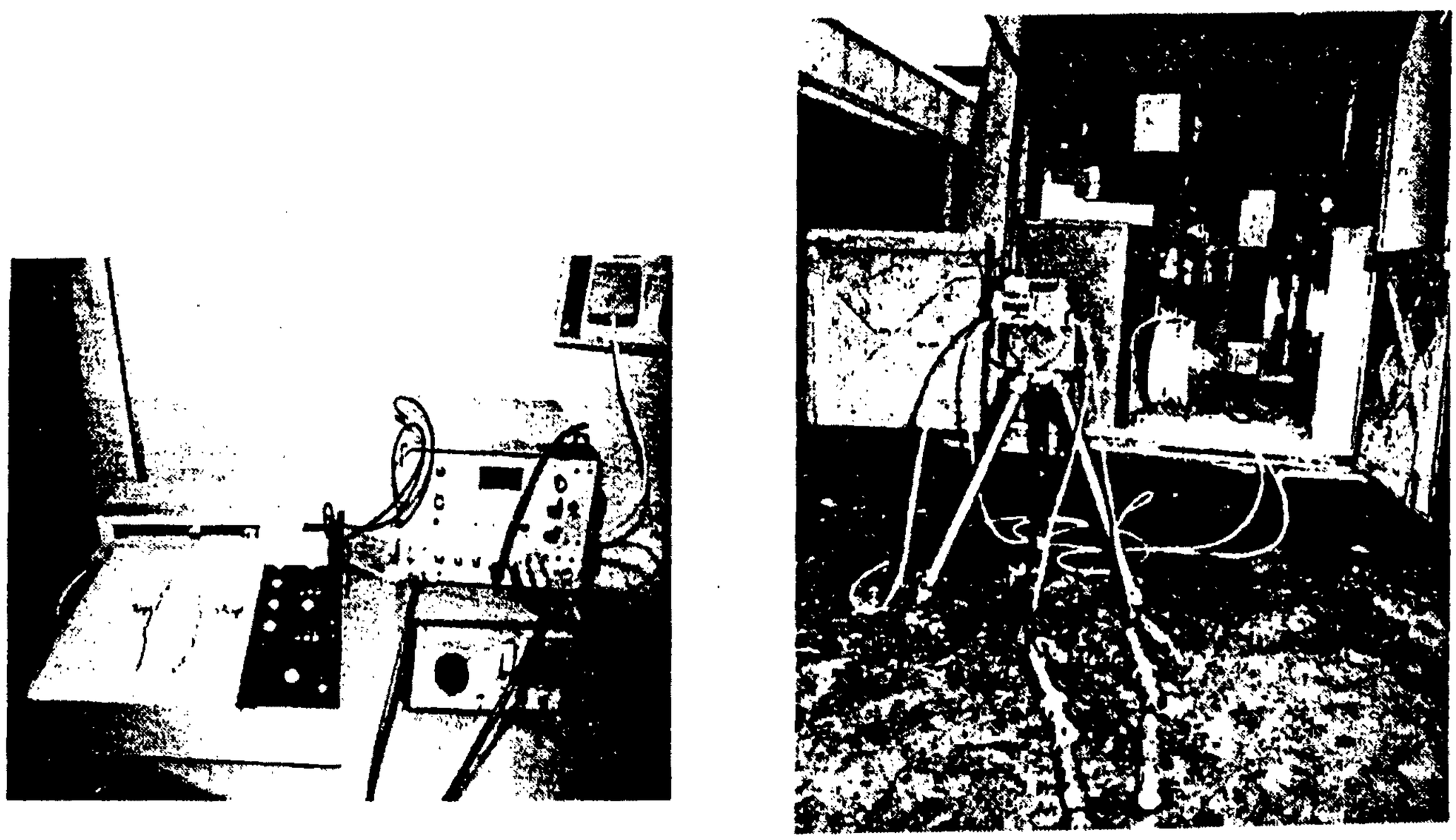
- Một hệ thống hiển thị tín hiệu.

- Một hệ thống ghi nhận và biến đổi tín hiệu thành những đại lượng vật lý đo được.

- Cơ cấu định tâm cho hai đầu đo trong ống đo.



Hình VIII - 31: *Sơ đồ cấu tạo thiết bị siêu âm truyền qua*

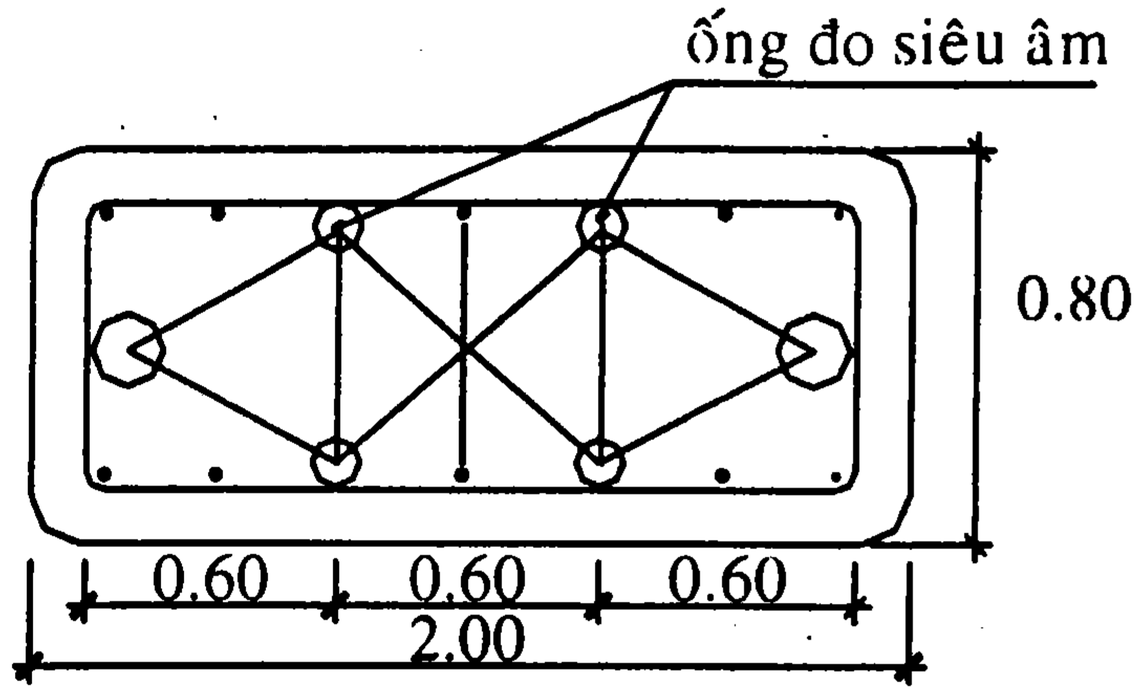


Hình VIII - 32: *Bộ thiết bị kiểm tra chất lượng bêtông cọc nhồi, cọc barét và tường trong đất bằng siêu âm truyền qua*

2. Bố trí ống đo siêu âm truyền qua

Bố trí ống đo siêu âm truyền qua để kiểm tra chất lượng bê tông cọc barét thực hiện như bản vẽ thiết kế.

Khoảng cách giữa các ống đo siêu âm phải ≤ 1,5m (xem hình VIII – 33).



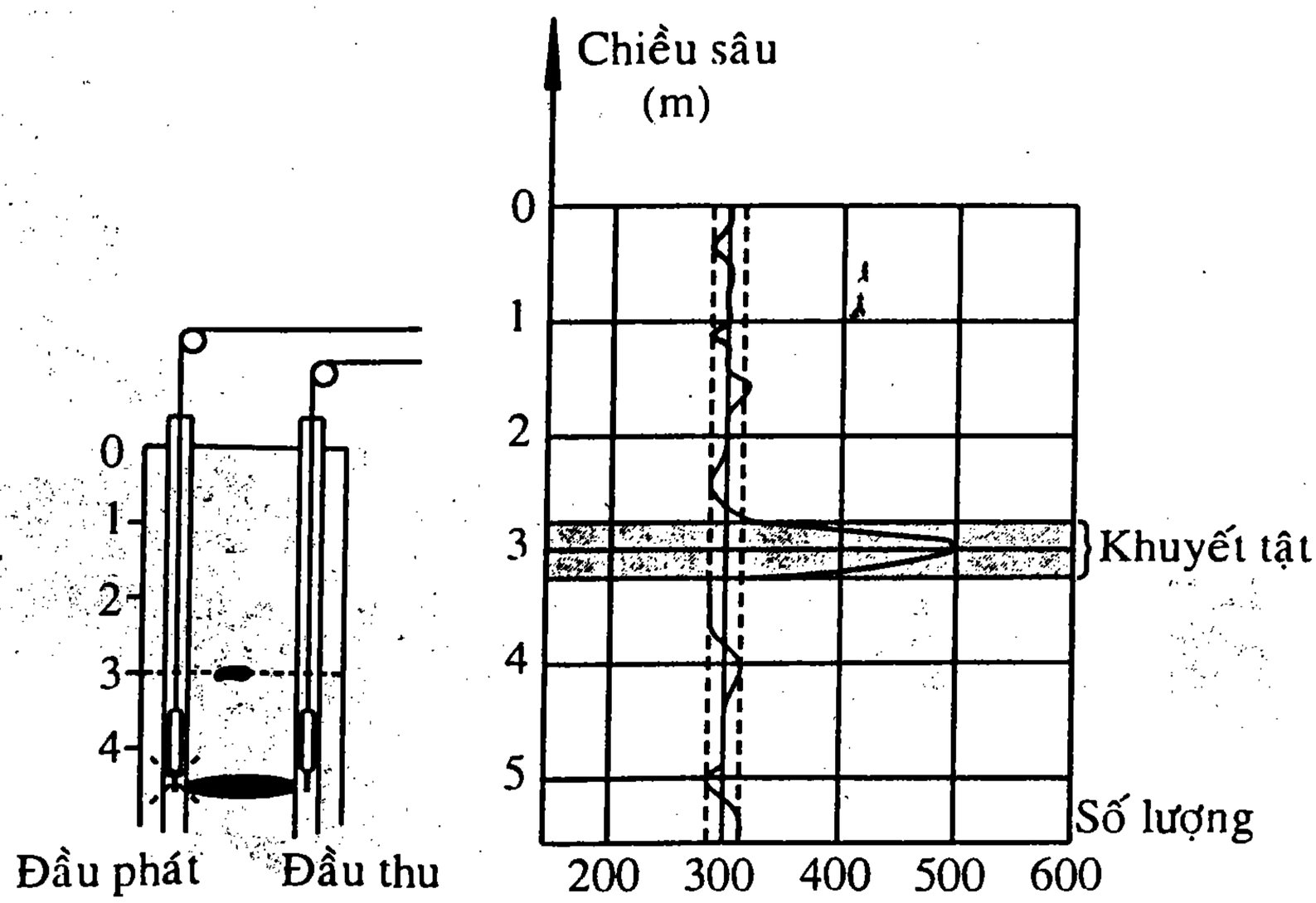
Hình VIII - 33: *Bố trí ống đo siêu âm truyền qua trong cọc barét*

3. Phương pháp kiểm tra

Các bước tiến hành như sau:

- Phát xung siêu âm từ một đầu đo đặt trong ống đo đựng đầy nước sạch và truyền qua bê tông cọc.
- Thu sóng siêu âm ở một đầu đo thứ hai đặt trong một ống đo khác cũng chứa đầy nước sạch, ở cùng mức cao độ với đầu phát.
- Đo thời gian truyền sóng giữa hai đầu đo trên suốt chiều dài của ống đặt sẵn, từ đầu cọc đến chân cọc (mũi cọc).
- Ghi sự biến thiên biên độ của tín hiệu thu được (trong ca-ta-lô của máy ghi rõ cách điều khiển thiết bị).

Quá trình đo siêu âm và hiển thị kết quả như một thí dụ ở hình VII – 34.



Hình VIII - 34: *Quá trình đo siêu âm và hiển thị kết quả*

Nhờ sóng siêu âm truyền qua mà thiết bị có thể ghi lại ngay tình hình truyền sóng qua bê tông của cọc và các khuyết tật của bê tông trong cọc.

Trong cọc, người ta tiến hành đo siêu âm từng đôi ống đo gần nhau để xác định được chất lượng bê tông của toàn bộ cọc.

Ghi chú:

- Khi đổ bê tông xong mỗi cọc, phải đậy nắp các ống đổ để các dị vật khỏi rơi vào.

- Chỉ tiến hành kiểm tra chất lượng bê tông cọc sau khi ninh kết xong (sau 28 ngày).

VIII.7.2 Nhận xét kết quả kiểm tra

Đánh giá chất lượng bê tông trong cọc nhồi, cọc barét, tường bê tông trong đất qua kết quả kiểm tra bằng phương pháp siêu âm truyền qua căn cứ vào các số liệu sau đây:

a. Theo biểu đồ truyền sóng (xem hình VIII - 34).

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

b. Căn cứ vào vận tốc âm truyền qua

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

Có thể căn cứ vào các số liệu trong bảng VIII - 2:

Bảng VIII - 2: *Đánh giá chất lượng bê tông thân cọc theo vận tốc truyền âm.*

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

c. Quan hệ giữa cường độ bê tông và vận tốc âm

Có thể tham khảo tài liệu sau đây của TS. Nguyễn Hữu Đẩu (Viện khoa học - Công nghệ giao thông vận tải).

Bảng VIII - 3: *Quan hệ giữa cường độ bê tông và vận tốc âm.*

Vận tốc âm (m/sec)	**Cường độ nén** MPa	**Vận tốc âm** (m/sec)	**Cường độ nén** MPa
3000 ÷ 3250	20	3500 ÷ 3750	30
3250 ÷ 3500	25	3750 ÷ 4000	35

Share-connect.blogspot.com

VIII.7.3. Số lượng cọc barét cần kiểm tra

Căn cứ TCXD.206: 1998 "Cọc khoan nhồi – Yêu cầu về chất lượng thi công" có thể thực hiện như sau:

- Số cọc cần đặt ống siêu âm là 50%.
- Số cọc cần kiểm tra ngẫu nhiên là 25%.

CHƯƠNG IX

THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG TƯỜNG TRONG ĐẤT

IX.1. NHỮNG KHÁI NIỆM CHUNG VỀ TƯỜNG TRONG ĐẤT

IX.1.1 Định nghĩa tường trong đất

Tường trong đất là một bộ phận kết cấu công trình bằng bêtông cột thép được đúc tại chỗ hoặc lắp ghép (bằng các tấm panen đúc sẵn) trong đất.

Tên của loại kết cấu này thường được gọi như sau:

- Tiếng Việt: Tường trong đất.
- Tiếng Pháp: Paroi moulée dans le sol.
- Tiếng Anh: Diaphragm wall.
- Tiếng Nga: СТЕНА В ГРУНТЕ

Trong cuốn chỉ dẫn kỹ thuật này chỉ giới thiệu loại tường trong đất đúc tại chỗ, là loại phổ biến nhất.

IX.1.2. Tóm tắt về thi công tường trong đất

Thi công tường trong đất thực chất là thi công các barét, được nối liền nhau qua các gioăng chống thấm để tạo thành một bức tường trong đất, bằng bê tông cốt thép.

Các barét thường có tiết diện hình chữ nhật, với chiều rộng từ 0,50m đến 1,50m, chiều dài từ 2,50m đến 3,00m và chiều sâu thông thường từ 12m đến 30m, cá biệt có những cái sâu đến 100m. Việt Nam đã làm 4 công trình có tường trong đất rộng từ 0,60m đến 0,80m và sâu từ 18 đến 22m.

IX.1.3. Phạm vi áp dụng tường trong đất

Tường trong đất có thể áp dụng trong các trường hợp sau:

- Làm tường tầng hầm cho nhà cao tầng.
- Làm các công trình ngầm như: Đường tàu điện ngầm, đường cầu chui, cống thoát nước lớn, các gara ô tô ngầm dưới đất v.v...
- Làm kè bờ cảng, làm tường chắn đất v.v...

Trong cuốn chỉ dẫn kỹ thuật này chỉ chủ yếu giới thiệu về việc áp dụng tường trong đất để làm các tầng hầm cho nhà cao tầng.

IX.2. MỘT SỐ ĐIỀU CẦN CHÚ Ý VỀ ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

Công tác khảo sát địa chất công trình cho tường trong đất về cơ bản cũng giống như cho cọc barét (xem mục VIII.2)

Ngoài ra, cần chú ý các vấn đề sau:

1. Căn cứ vào tính chất làm việc của tường trong đất

Khi dùng tường trong đất làm tường tầng hầm cho nhà cao tầng, thì tường trong đất có tác dụng và bảo đảm các yêu cầu:

- Bảo vệ thành hố đào sâu, đồng thời bảo vệ nền móng công trình lân cận.
- Đảm bảo cho nước ngầm không vào được tầng hầm trong quá trình thi công cũng như sử dụng.
- Đảm bảo cho tường trong đất được ổn định, nghĩa là không bị nghiêng, không bị lún quá giới hạn cho phép.

2. Những ngoại lực tác dụng vào tường trong đất

- Áp lực đất lên mặt tường.
- Áp lực nước dưới đất lên mặt tường.
- Tải trọng công trình.
- Tác dụng của lực chống hoặc neo vào tường.

3. Khi khảo sát, phải xác định cho được một tầng đất sét hoặc sét pha đủ dầy và đủ cứng để dựa chân tường trong đất vào đó. Có như vậy, thì mới có thể chắn được nước dưới đất vào tầng hầm và đảm bảo cho tường không bị lún quá giới hạn cho phép.

Đất loại sét và sét pha là loại đất có hệ số thấm nước rất nhỏ nên cách nước tốt. Đất này phải có trạng thái dẻo cứng, nửa cứng và cứng để chịu được tốt tải trọng do công trình và do bản thân bức tường truyền xuống. Chiều dày của lớp đất sét này dưới chân tường phải $\geq 4b$ (trong đó b là chiều rộng của tường trong đất). Đất sét và sét pha phải có độ sệt $I_L \leq 0,30$ và có hệ số thấm nước $K \leq 3x10^{-10}$m/sec.

4. Xác định cao trình và sự thay đổi mực nước dưới đất theo các mùa trong năm, xác định tính chất ăn mòn của nước.

IX.3. THIẾT KẾ TƯỜNG TRONG ĐẤT

Trong phần này chỉ trình bày giải pháp thiết kế cho tường trong đất dùng làm tường tầng hầm cho nhà cao tầng. Nội dung các công việc thiết kế như sau:

IX.3.1. Kiểm tra sức chịu của đất nền dưới chân tường

Tường trong đất khi dùng làm tường tầng hầm cho nhà cao tầng, thì có thể hoặc không chịu tải trọng thẳng đứng N^{tc} do công trình bên trên gây nên.

Trường hợp tổng quát, thì phải đảm bảo cho sức chịu của đất nền dưới chân tường lớn hơn tải trọng của công trình cộng với tải trọng bản thân của bức tường gây nên tại chân tường, tức là:

$$P^{tc} = \frac{N^{tc} + G^{tc}}{b} \leq R^{tc} \qquad (IX - 1)$$

Trong đó:

P^{tc}: Áp lực tiêu chuẩn dưới chân tường (T/m^2).

N^{tc}: Tải trọng công trình trên mỗi mét dài (T/m).

G^{tc}: Trọng lượng bản thân của mỗi mét dài tường (T/m).

R^{tc}: Sức chịu của đất nền dưới chân tường (T/m^2).

b: Chiều rộng của tường trong đất

Xác định theo công thức:

$$R^{tc} = Ab\gamma + Bh\gamma' + DC^{tc} \quad (IX - 2)$$

Trong đó:

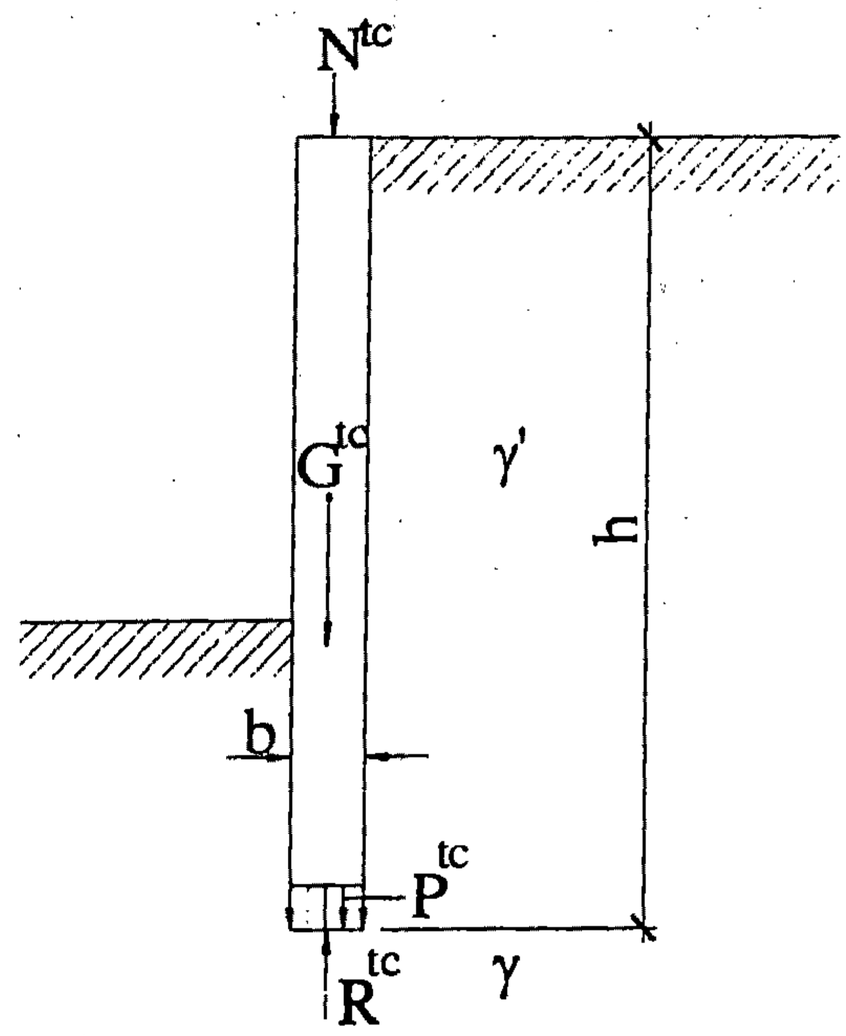
b: Chiều rộng bức tường (chiều rộng barét) (m).

h: Chiều sâu bức tường (m).

γ : Dung trọng lớp đất dưới chân tường (T/m^3).

γ': Dung trọng bình quân của các lớp đất từ chân tường đến mặt đất (T/m^3).

C^{tc}: Lực dính tiêu chuẩn của lớp đất dưới chân tường (T/m^2).



Hình IX - 1: *Sơ đồ kiểm tra sức chịu của đất nền dưới chân tường trong đất*

A, B, D: Các thông số phụ thuộc góc ma sát trong φ^0 của lớp đất dưới chân tường, tra theo bảng IX – 1.

Bảng IX - 1 : *Các thông số A, B, C phụ thuộc* φ^0

φ^0	A	B	D	φ^0	A	B	D
0	0	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,35	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,21	9,21
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,25	9,98
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	5,00	40	2,46	10,84	11,73
18	0,43	0,72	5,31	42	2,87	12,50	12,77
20	0,51	3,06	5,66	44	3,37	14,48	13,96
22	0,61	3,34	6,04	46	3,66	15,64	14,64

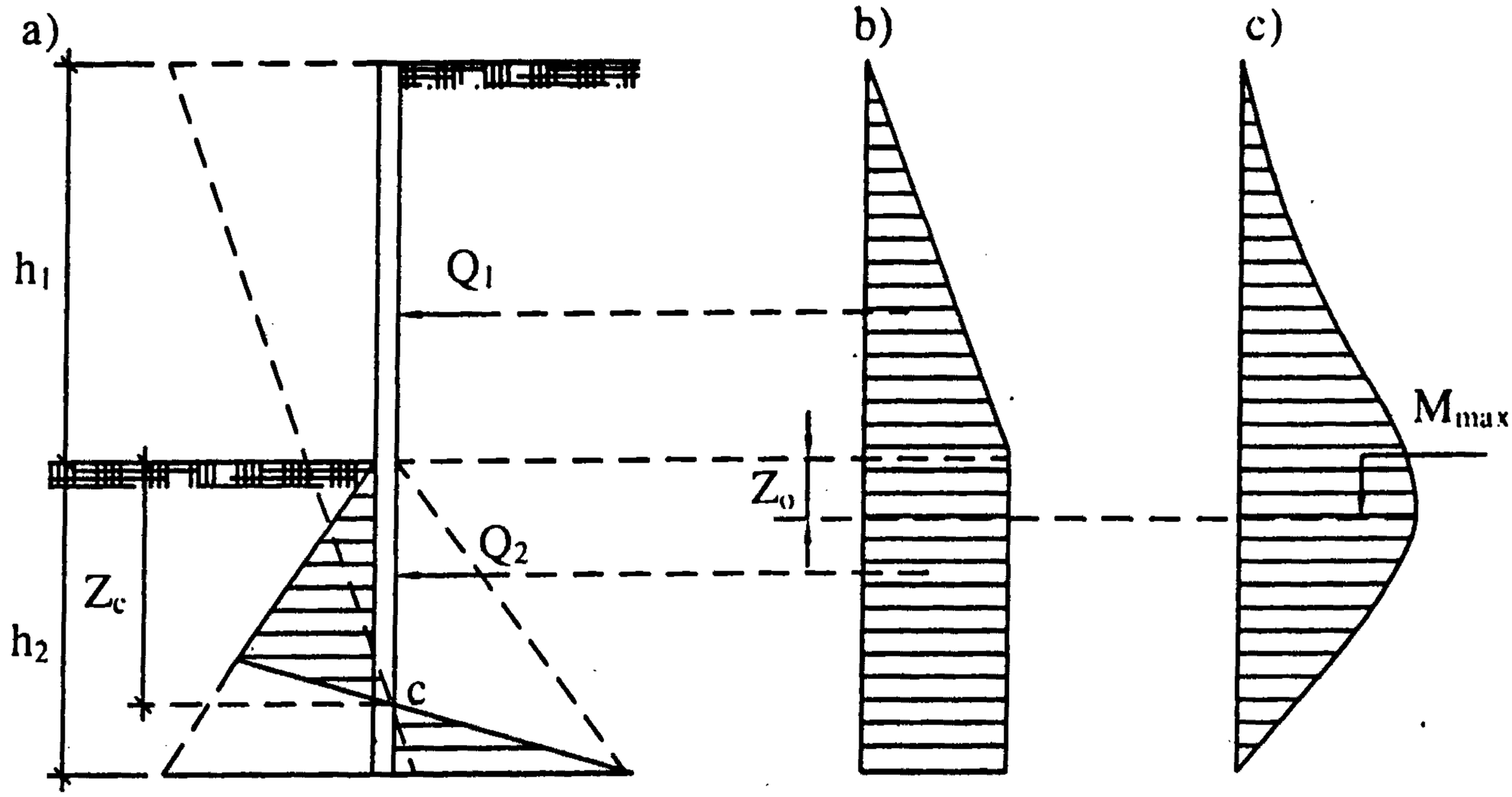
Ghi chú:

Tường trong đất bằng bê tông cốt thép gồm các barét nối liền với nhau qua các gioăng chống thấm, cho nên có thể tính cho mỗi mét dài tường hay tính cho mỗi cái barét cũng được.

IX.3.2. Tính toán tường chắn không neo

Trường hợp này chỉ áp dụng cho nhà có tầng hầm không sâu hơn 4m.

Sơ đồ tính được trình bày trong hình IX – 2 dưới đây:



Hình IX - 2: *Sơ đồ tính toán tường tầng hầm không neo*
a) Sơ đồ tường; b) Sơ đồ áp lực đất; c) Biểu đồ momen

Quan niệm rằng tường bằng bê tông cốt thép là một vật cứng, nên dưới tác dụng của áp lực đất, thì nó sẽ bị quay quanh một đểm C, gọi là điểm ngàm, cách đáy hố đào một đoạn là $Z_c = 0,8h_2$ (trong đó h_2 là chiều sâu tường dưới đáy hố đào).

Ở đây phải xác định hai số liệu quan trọng, đó là độ sâu cần thiết của tường và mômen uốn M_{max} để tính cốt thép cho tường. Trình tự tiến hành như sau:

a). Xác định các hệ số áp lực chủ động và áp lực bị động của đất vào tường:

- Hệ số áp lực chủ động:

$$\lambda_a = tg^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad (IX - 3)$$

- Hệ số áp lực bị động:

$$\lambda_p = tg^2\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right) \qquad (IX - 4)$$

- Hiệu số của hai hệ số áp lực chủ động và áp lực bị động là:

$$\lambda = \lambda_p - \lambda_a$$

b). Xác định áp lực giới hạn của đất nền dưới chân tường:

$$q_{gh} = \gamma[(h_1 - h_2) - h_2\lambda_a] \qquad (IX - 5)$$

c). Áp lực chủ động của đất ở sau tường:

$$Q_1 = \frac{\gamma h_2^{\,2} \cdot \lambda_a}{2} \qquad (IX - 6)$$

$$Q_2 = \gamma Z_c \cdot \lambda_a \qquad (IX - 7)$$

d). Lực đẩy ngang lớn nhất dưới chân tường vào đất:

$$q_{max} = \frac{\left[\gamma h_2^2\lambda - 2(Q_1 + Q_2)\right]^2}{\gamma h_2^3\lambda - 2Q_1(h_1 + 3h_2) - 3Q_2(2h_2 - Z_c)} - \gamma h_2\lambda \qquad (IX - 8)$$

Ghi chú: Trong các công thức trên

γ: Dung trọng của đất.

φ: Góc ma sát trong của đất.

e). Chiều sâu ngàm của bức tường vào đất cần thiết để cho tường được ổn định khi đảm bảo điều kiện:

$$q_{max} \leq q_{gh} \qquad (IX - 9)$$

g). Xác định mômen uốn lớn nhất M_{max} của tường. Mômen lớn nhất M_{max} tác dụng vào điểm nằm dưới đáy hố đào một đoạn Z_0:

$$Z_0 = h_1\frac{\lambda_a}{\lambda}\left[1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{\lambda_a}}\right] \qquad (IX - 10)$$

$$M_{max} = Q_1\left[\frac{h_1}{2} + Z_0 + \frac{Z_0^2}{h_1}\right] - \frac{\gamma\lambda}{6}Z_0^3 \qquad (IX - 11)$$

Coi tường là một kết cấu công-sơn, từ M_{max} tính được cốt thép chủ cho tường theo phương pháp thông thường của kết cấu bê tông cốt thép.

IX.3.3. Tính toán tường chắn có một hàng neo

Sơ đồ tính toán được thể hiện trên hình IX – 3 dưới đây:

Sơ đồ tính này thường áp dụng cho nhà cao tầng có hai tầng hầm (với hố đào sâu khoảng 8 đến 10m).

Điều kiện cân bằng ổn định của tường như sau:

$$Q_1\left[\frac{2}{3}(h_1 + h_2) - a\right] \leq mQ_2\left[h_1 + \frac{2}{3}h_2 - a\right] \qquad (IX - 12)$$

Trong đó:

Q_1: Áp lực chủ động của đất

Q_2: Áp lực bị động của đất

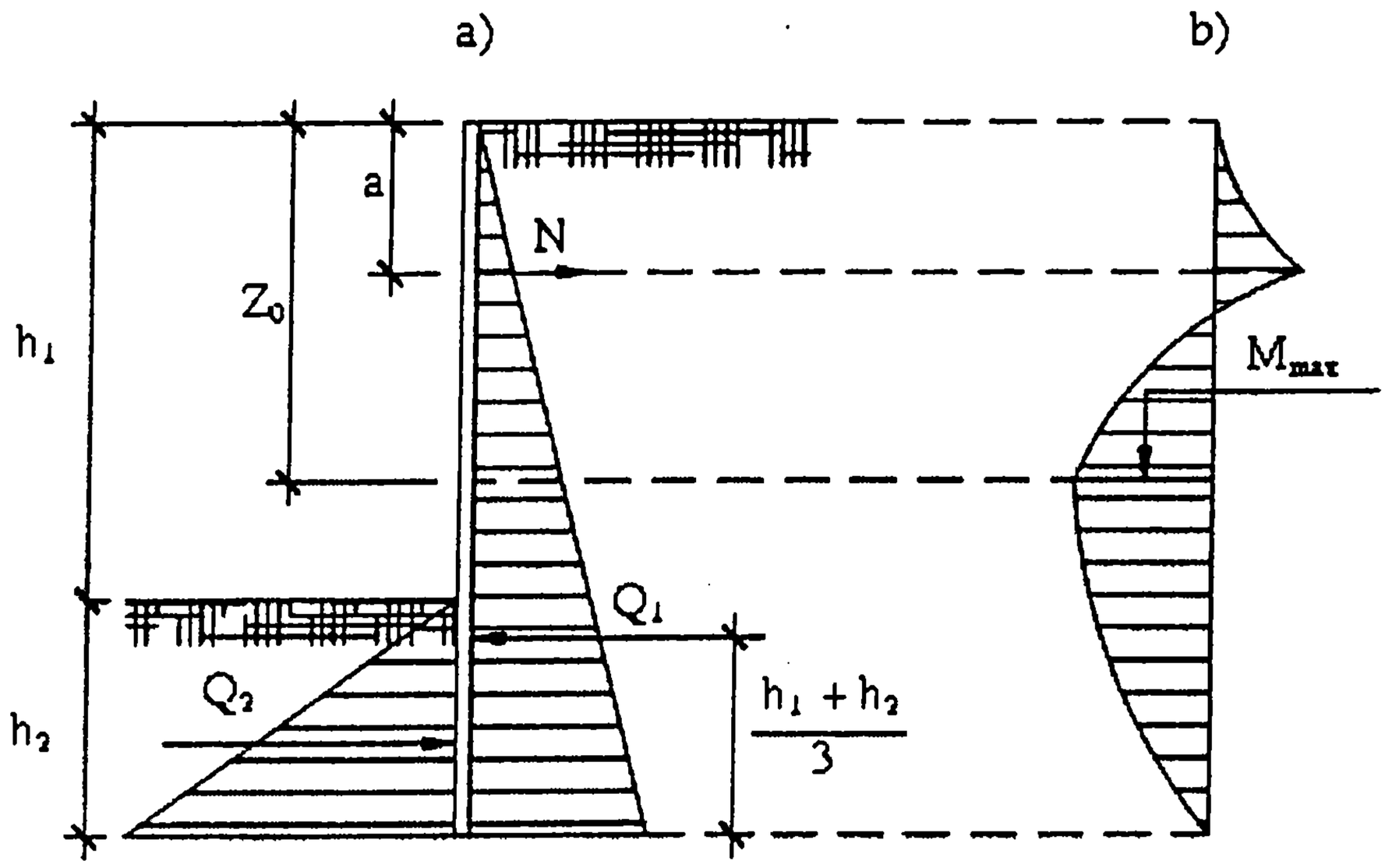
m: Hệ số điều kiện làm việc, m = 0,7 ÷ 1

Phản lực của neo là:

$$N = Q_1 - Q_2 \qquad (IX - 13)$$

Điểm tác dụng của mômen uốn lớn nhất vào tường là điểm cách mặt đất một đoạn Z_0.

$$Z_0 = \sqrt{\frac{2N}{\gamma\lambda_a}} \qquad \text{(IX – 14)}$$



Hình IX - 3: *Sơ đồ tính toán tường có một hàng neo*
a) Sơ đồ tính; b) Biểu đồ mômen

Ở đây:

γ: Dung trọng của đất

λ_a: Hệ số áp lực chủ động

Giá trị của mômen uốn lớn nhất vào tường M_{max}:

$$M_{max} = N(Z_0 - a) - \frac{\gamma\lambda_a}{6} Z_0^3 \qquad \text{(IX – 15)}$$

Từ M_{max} tính được cốt thép chủ do tường chịu uốn theo phương pháp thông thường của kết cấu bê tông cốt thép.

IX.3.4. Tính toán tường chắn có nhiều hàng neo

Áp lực đất lên tường cừ được xác định theo phương pháp của K.Tersaghi. Biểu đồ rút gọn áp lực bên của đất lên tường có nhiều gối (do các thanh chống khi thi công) hoặc có nhiều neo (tạm thời hay lâu dài) đối với đất rời và đất dính được thể hiện ở hình IX – 4.

Trị số cực đại áp lực ngang của đất tác dụng lên tường chắn đối với đất rời:

$$P_{max} = 0,75\, P_a \qquad \text{(IX – 16)}$$

Đối với đất dính:

$$P_{max} = \gamma_d.H - 4\,\tau \qquad \text{(IX – 17)}$$

Trong đó:

γ_d: Dung trọng tự nhiên của đất.

τ: Kháng lực cắt của đất dính.

P_a: Áp lực chủ động của đất lên tường.

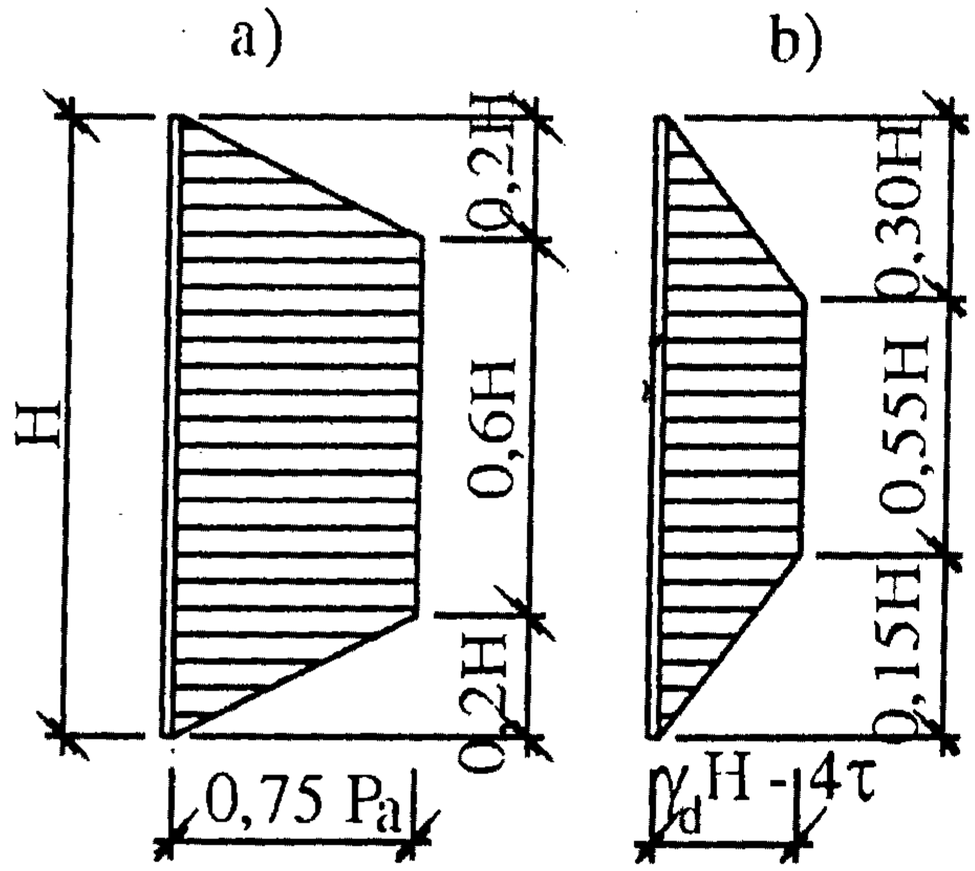
$$P_a = \gamma_d Z tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad \text{(IX - 18)}$$

Ở đây:

Z: Khoảng cách từ tiết diện của tường đang xét đến đỉnh tường.

φ: Góc ma sát trong của đất.

Dùng P_{max} để xác định các nội lực trong tường chắn.



Hình IX - 4: *Biểu đồ rút gọn áp lực bên của đất lên tường chắn có nhiều hàng neo.*

a) Đất rời

b) Đất dính

Các mômen uốn trong tường và các phản lực ở gối (hoặc neo) được xác định như trong những dầm một nhịp có chiều dài bằng khoảng cách giữa các gối (hoặc neo). Phần trên cùng của tường được tính như một dầm công-sơn có chiều dài bằng khoảng cách từ đỉnh tường đến hàng gối tựa (hoặc neo) thứ nhất. Gối tựa dưới cùng đặt tại đáy hố móng.

Khi tính toán các tường cừ có neo ứng suất trước, thì phải tính các ứng suất phụ phát sinh trong tường và neo do việc căng neo.

Khi tính toán các ứng lực do căng trước neo, để đơn giản tính toán, người ta xem tường như cứng tuyệt đối, tức là không xét ảnh hưởng của độ võng tường đến sự phân bố của phản lực đất phát sinh khi căng neo, còn đất sau tường coi là nền đàn hồi Winkler với hệ số nền thay đổi tuyến tính theo chiều sâu.

Sơ đồ lực tác dụng vào tường khi có các neo ứng suất trước được trình bày trên hình IX - 5.

Mômen M_{Zu} và lực cắt Q_{Zu} trong tường cừ do căng trước neo được xác định theo công thức kinh nghiệm của V.M.Zubkov:

$$M_{Za} = \sum_{n=1}^{K} S_n.\theta - \left(\frac{Z}{L}\right)^3 \left\{2Q_S L\left[1{,}5 - \frac{Z}{L}\right] - 3M_S\left[1{,}33 - \frac{Z}{L}\right]\right\} \qquad \text{(IX – 19)}$$

$$Q_{Za} = \sum_{n=1}^{K} \eta S_n.\theta - \left(\frac{Z}{L}\right)^2 \left\{8Q_S\left[1{,}25 - \frac{Z}{L}\right] - 12\left(\frac{M_S}{L}\right)\left[1 - \frac{Z}{L}\right]\right\} \qquad \text{(IX – 20)}$$

Trong đó:

S_n: Thành phần nằm ngang của lực căng neo ở hàng thứ n trên một mét dài tường (N/m)

Z: Khoảng cách từ đỉnh tường đến tiết diện đang xét (m)

K: Số lượng hàng neo theo chiều cao tường

n: Số liệu của hàng neo (n = 1,2,3 ...k)

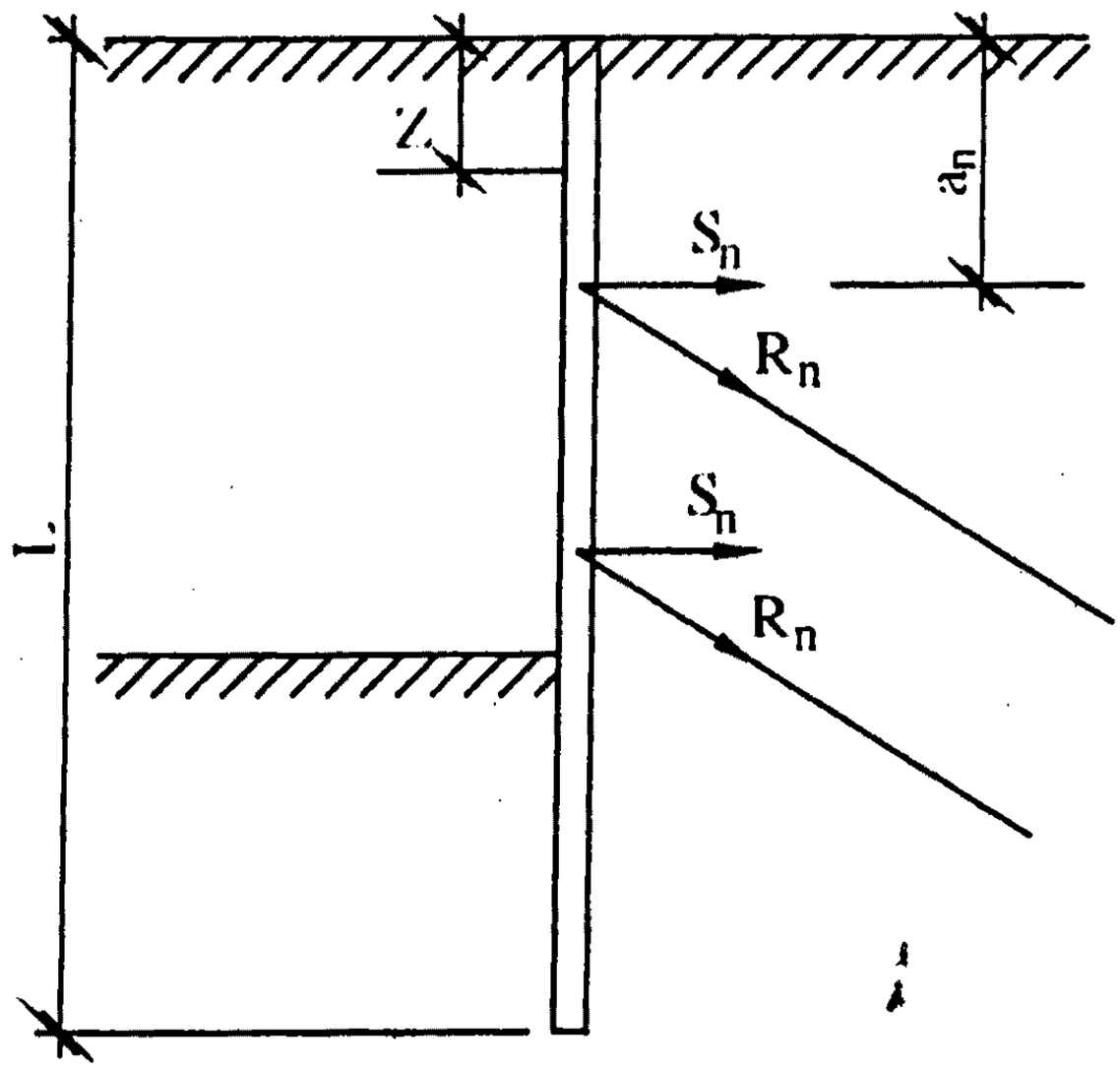
L: Chiều sâu tường (khoảng cách từ đỉnh tường đến chân tường) (m)

$$\theta = \begin{Bmatrix} Z - a_n & \text{nếu } Z > a_n \\ 0 & \text{nếu } Z \le a_n \end{Bmatrix}$$

a_n: Khoảng cách từ đỉnh tường đến neo thứ nhất (m)

$$\eta = \begin{Bmatrix} 1 & \text{nếu } Z > a_n \\ 0 & \text{nếu } Z \le a_n \end{Bmatrix}$$

$$Q_S = \sum_{n=1}^{K} S_n \quad ; \quad M_S = \sum_{n=1}^{K} S_n a_n$$



Hình IX - 5: *Sơ đồ lực tác dụng vào tường cừ khi có các neo ứng suất trước*

Nội lực tổng cộng trong tường và neo:

$$M_Z = M_{Z0} + M_0$$

$$Q_Z = M_{Z0} + Q_0$$

$$R_n = S_n + R_0$$

Ở đây M_{Z0}, Q_{Z0} và R_0 tương ứng là mômen, lực cắt và ứng lực trong neo nhận được khi tính toán bình thường tường tựa lên gối kê mà không có neo dự ứng lực.

Từ M_Z, tính ra thép chủ và từ Q_Z tính ra thép đai cho mỗi mét dài tường trong đất bằng bê tông cốt thép theo phương pháp thông thường của kết cấu bê tông cốt thép.

Về cơ bản cấu tạo thép trong tường, trong đất cũng giống như trong barét (xem mục VIII.5.4).

Chú ý : Có loại tường trong đất thi công bằng cách đổ bê tông ngay tại chỗ, trên hiện trường và còn có loại đúc sẵn trong công xưởng rồi lắp ghép tại hiện trường. Loại tường lắp ghép thường không sâu bằng tường đúc tại chỗ. Khi tính thép cho tường lắp ghép cần phải chú ý việc vận chuyển và cẩu lắp các barét nên cốt thép trong tường lắp ghép có nhiều hơn trong tường đúc tại chỗ.

IX.4. THI CÔNG TƯỜNG TRONG ĐẤT

Về cơ bản, thi công tường trong đất cũng giống như thi công cọc barét (xem mục VIII.6). Tường trong đất là gồm các barét được nối với nhau theo cạnh ngắn của tiết diện; giữa các barét có gioăng chống thấm.

Trình tự thi công tường trong đất bằng phương pháp đổ bê tông tại chỗ được thực hiện như sau:

IX.4.1. Đào hố cho panen (barét) đầu tiên

Đào hố cho panen đầu tiên phải thực hiện 3 bước:

- Bước 1: Dùng gầu đào thích hợp đào một phần hố đến chiều sâu thiết kế. Chú ý, đào đến đâu, phải kịp thời cung cấp dung dịch Bentonite đến đó cho đầy hố đào, để giữ cho thành hố đào khỏi bị sụt lở (xem phần 1, hình IX - 6).

- Bước 2: Đào phần hố bên cạnh, cách phần hố đầu tiên một dải đất. Làm như vậy để cung cấp dung dịch Bentonite vào hố sẽ không làm lở thành hố cũ (xem phần 2, hình IX - 6).

- Bước 3: Đào nốt phần đất còn lại (đào trong dung dịch Bentonite) để hoàn thành một hố cho panen đầu tiên theo thiết kế (xem phần 3, hình IX - 6).

IX.4.2. Hạ lồng cốt thép, đặt gioăng chống thấm và đổ bê tông cho panen (barét) đầu tiên

Các bước thực hiện như sau:

- Bước 4: Hạ lồng cốt thép vào hố đào sẵn trong dung dịch Bentonite. Sau đó đặt gioăng chống thấm CWS (nhờ có bộ gá lắp bằng thép chuyên dụng) vào vị trí (xem phần 4, hình IX - 7).

Gioăng chống thấm CWS và bộ gá lắp chuyên dụng của hãng Bachy - Soletanche trình bày trên hình IX - 7a.

- Bước 5: Đổ bê tông theo phương pháp vữa dâng, thu hồi dung dịch Bentonite về trạm xử lý. Bê tông của tường trong đất thường có mác $250^{\#}$ đến $300^{\#}$. Ống đổ bê tông phải luôn luôn chìm trong bê tông tươi một đoạn khoảng 3m để tránh cho bê tông bị phân tầng, bị rỗ (xem phần 5, hình IX - 8).

Share-connect.blogspot.com

- Bước 6: hoàn thành đổ bê tông cho toàn bộ panen (barét) thứ nhất (xem phần 6, hình IX – 8).

Chú ý:

Phải đổ bê tông cao hơn cốt thiết kế một đoạn không ít hơn 0.50m để sau này đập đi phần bê tông xấu là vừa.

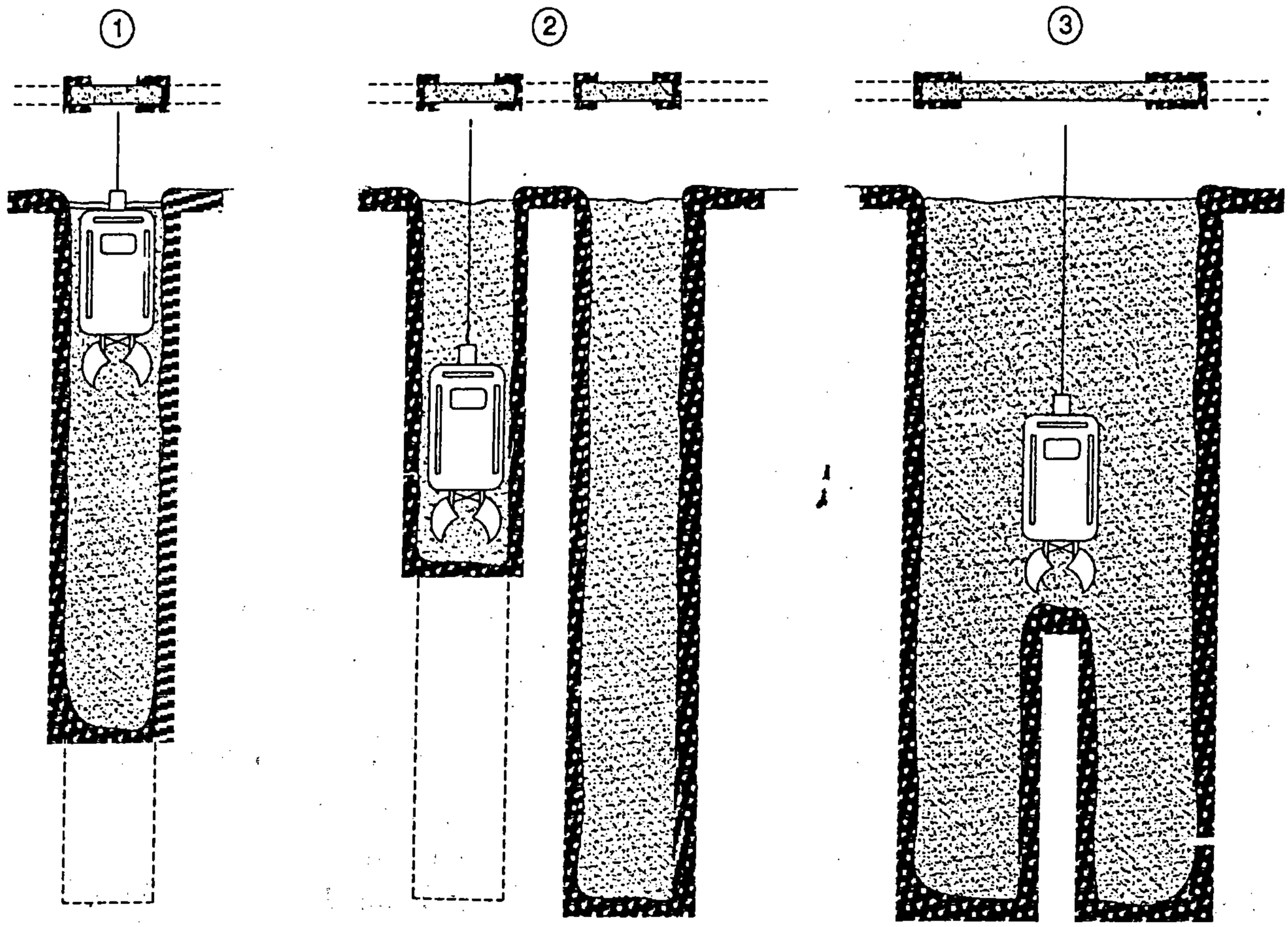
IX.4.3. Đào hố cho panen (barét) tiếp theo và tháo bộ gá lắp gioăng chống thấm

- Bước 7: Đào một phần hố sâu đến cốt thiết kế đáy panen (đào trong dung dịch Bentonite). Chú ý đào các panen đầu tiên (sau khi bê tông của panen đó đã ninh kết được $\geq$ 8 giờ) một dải đất (xem hình IX – 9, phần 7).

- Bước 8: Đào tiếp đến sát panen số 1 (xem phần 8 trên hình IX – 9).

- Bước 9: Gỡ bộ gá lắp gioăng chống thấm bằng gầu đào khỏi cạnh panen số 1, nhưng gioăng chống thấm CWS vẫn nằm tại chỗ tiếp giáp giữa hai panen (xem phần 9 trên hình IX – 9).

IX.4.4. Hạ lồng cốt thép, đặt gioăng chống thấm và đổ bê tông cho panen (barét) thứ hai



Hình IX - 6: *Đào hố cho panel (barét) đầu tiên*

1) Đào một phần hố; 2) Đào phần hố bên cạnh

3) Đào phần còn lại để hoàn thiện hố đào

- Bước 10: Hạ lồng cốt thép xuống hố đào chứa đầy dung dịch Bentonite. Đặt bộ gá lắp cùng với gioăng chống thấm CWS vào vị trí (xem phần 10 trên hình IX – 10).

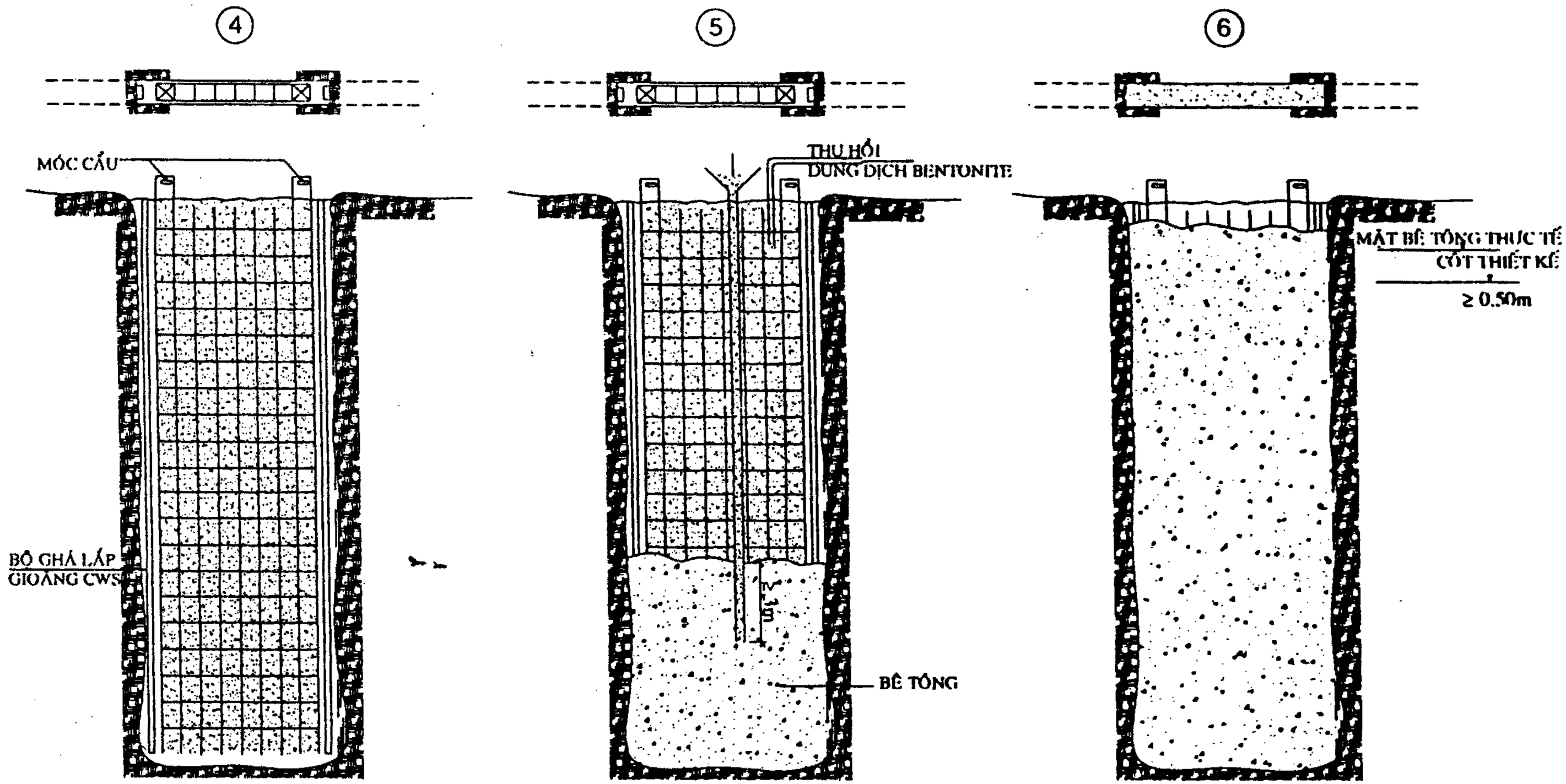
- Bước 11: Đổ bê tông cho panen (barét) thứ hai bằng phương pháp vữa dâng, như panen số 1 (xem phần 11 trên hình IX – 10).

- Bước 12: Tiếp tục đào hố cho panen thứ ba ở phía bên kia của panen số 1 (xem phần 12 trên hình IX – 10). Thực hiện việc hạ lồng cốt thép, đặt bộ gá lắp cùng với gioăng chống thấm và đổ bê tông cho panen thứ 3 giống như đã thực hiện cho các panen trước.

Tiếp tục theo quy trình thi công như vậy để hoàn thành toàn bộ bức tường trong đất theo thiết kế.

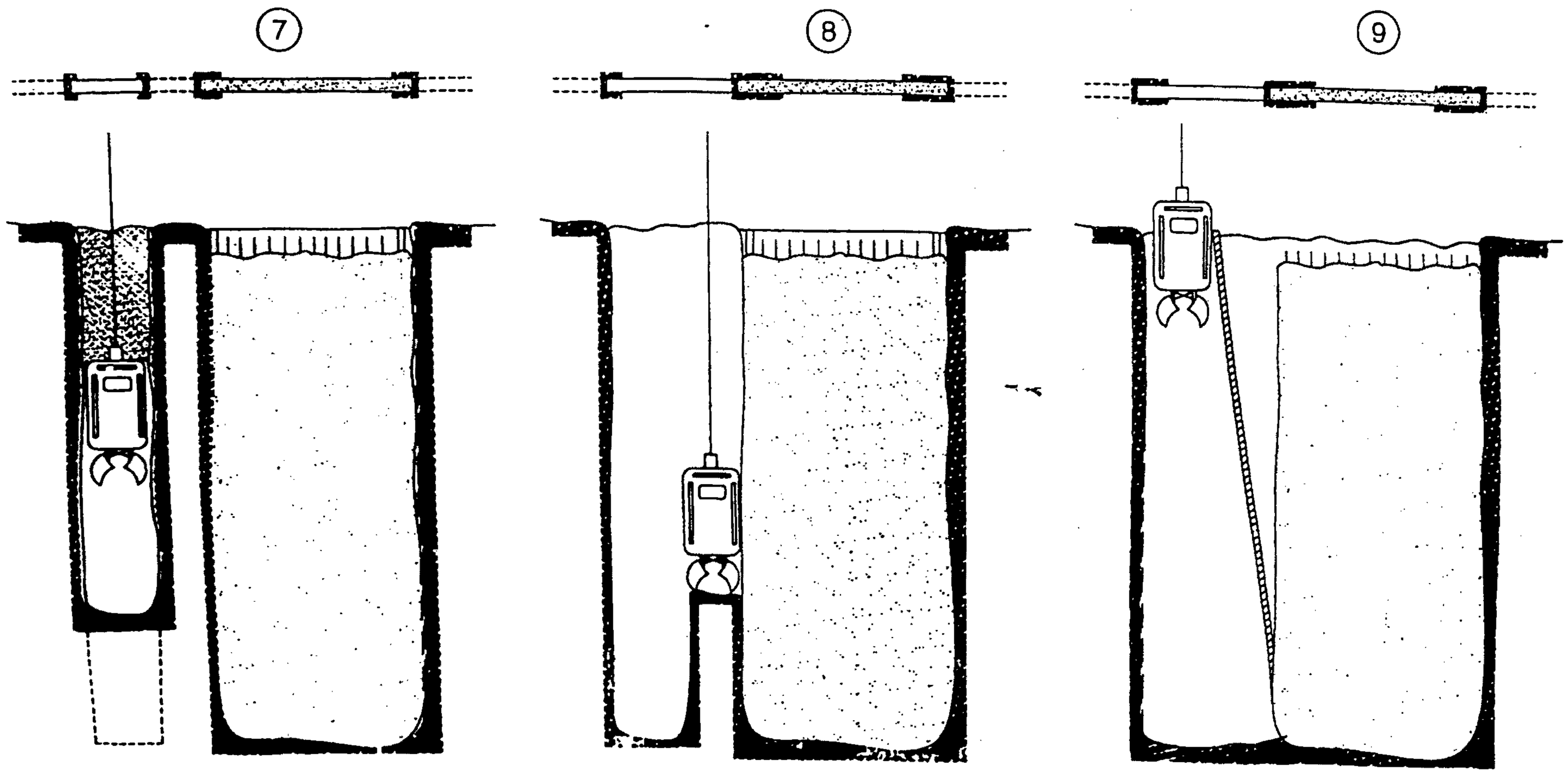
Chú ý: Phải đặt các ống siêu âm để kiểm tra chất lượng bê tông trong từng panen giống như trong cọc barét (xem mục VIII.7.).

Hình IX - 7: *Bộ gá lắp và gioăng CWS*

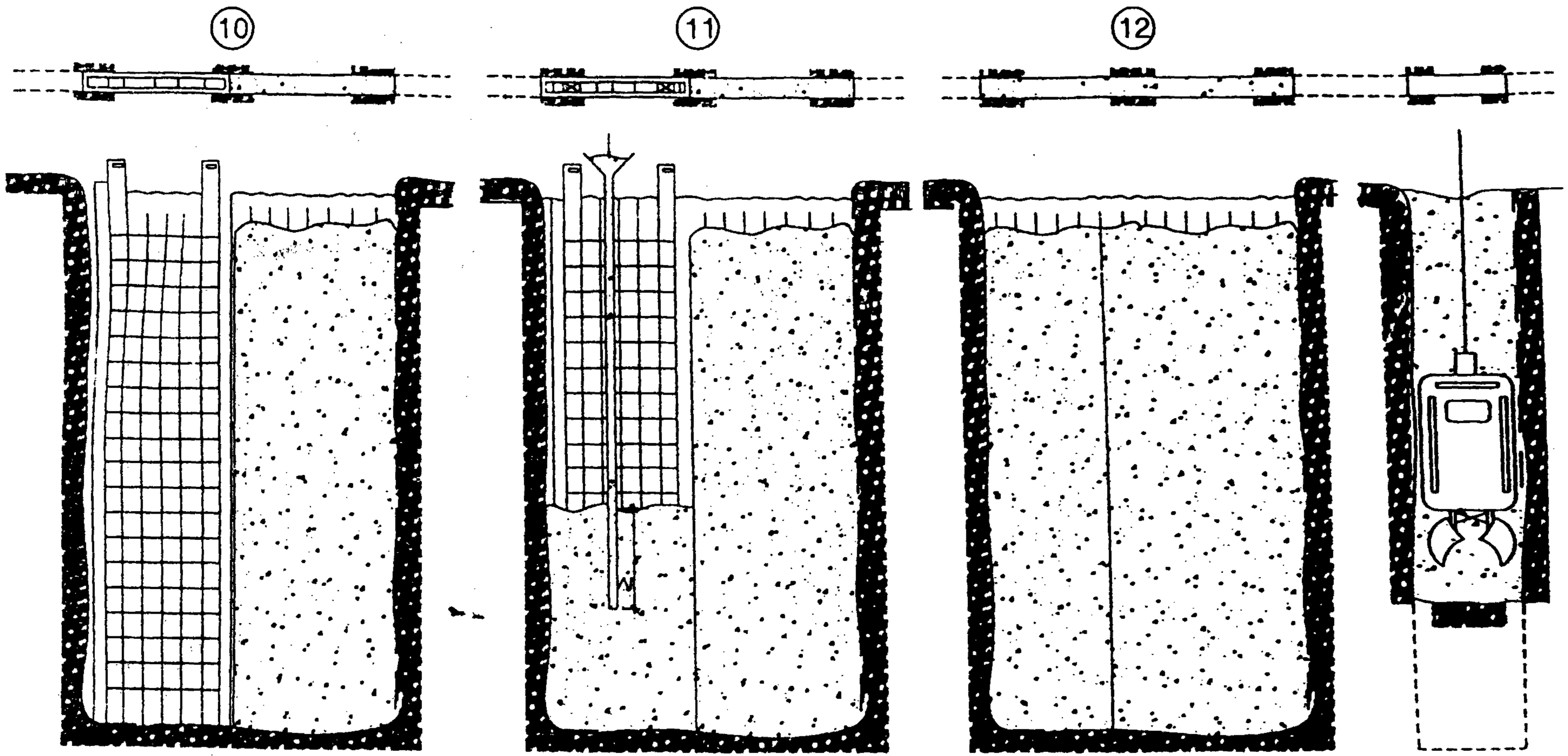


Hình IX – 8: *Hạ lồng cốt thép, đặt gioăng chống thấm và đổ bê tông cho panen đầu tiên*

4) Hạ lồng cốt thép và đặt gioăng chống thấm; 5) Đổ bê tông theo phương pháp vữa dâng; 6) Đổ bê tông xong



Hình IX – 9: Đào hố *cho panen thứ hai, tháo bộ gá lắp và tu sửa gioăng chống thấm CWS*
7) Đào hố thứ nhất; 8) Đào hoàn chỉnh hố cho panen thứ hai; 9) Tháo bộ gá lắp gioăng



Hình IX – 10: *Hạ lồng cốt thép, đặt gioăng chống thấm, đổ bê tông cho panen thứ hai và tiếp tục đào hố để thi công cho panen thứ ba*

10) Hạ lồng cốt thép và đặt gioăng chống thấm cho panen thứ hai

11) Đổ bê tông cho panen thứ hai

11) Đổ bê tông xong cho panen thứ hai, rồi đổ bê tông cho panen thứ ba

IX.5. KIỂM TRA CHẤT LƯỢNG TƯỜNG TRONG ĐẤT

IX.5.1. Kiểm tra chất lượng bê tông

Dùng phương pháp siêu âm truyền qua giống như kiểm tra cọc barét (xem mục 10 chương I).

IX.5.2 Kiểm tra chất lượng chống thấm nước qua tường

Chủ yếu kiểm tra thấm qua các gioăng cách nước giữa các panen bằng cách quan sát thực địa. Nếu bị thấm thì phải có biện pháp xử lý.

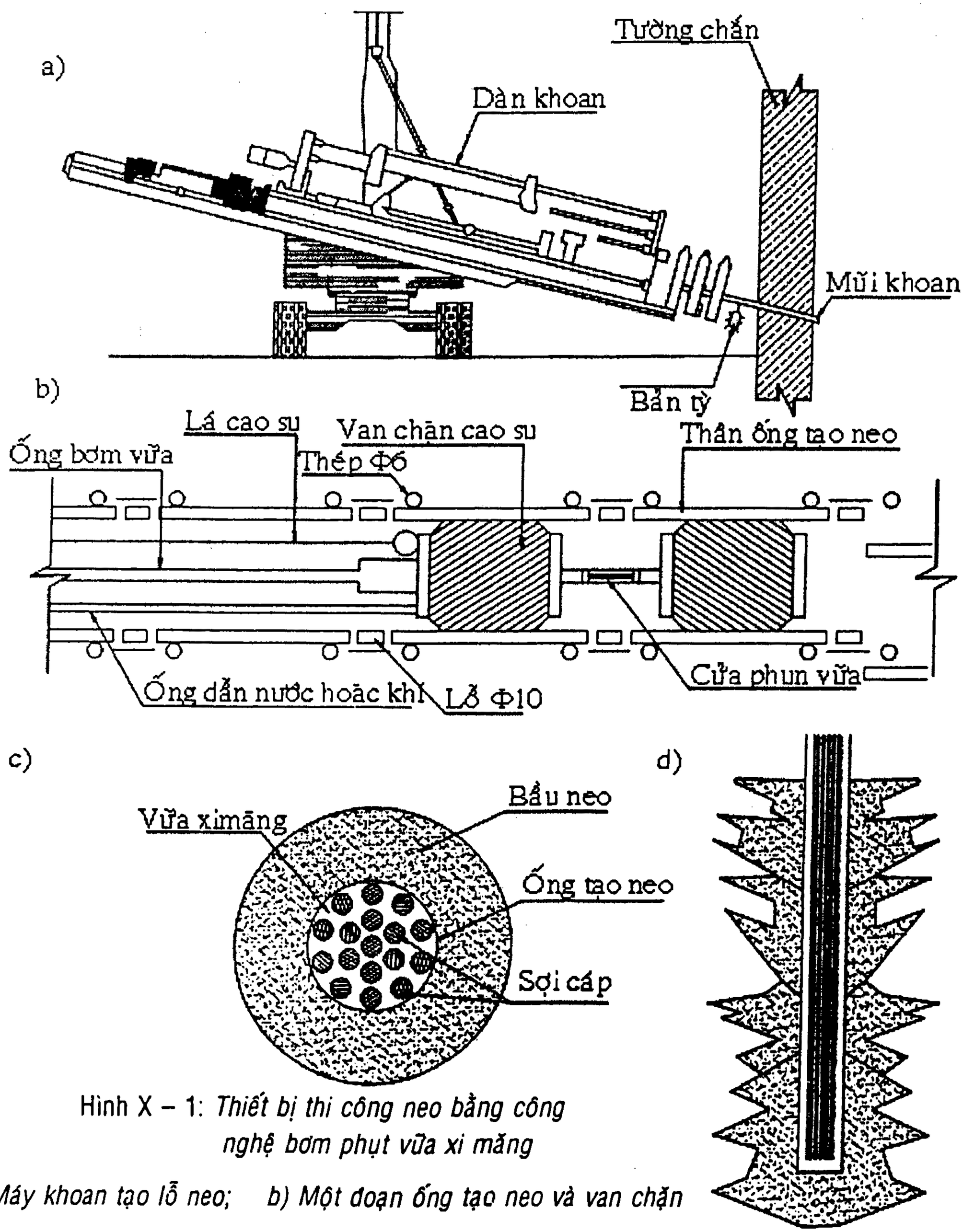
Thông thường dùng vữa chống thấm chuyên dụng (thí dụ vữa Sika).

CHƯƠNG X

THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG NEO TRONG ĐẤT

X.1. NHỮNG KHÁI NIỆM CHUNG

X.1.1. Giới thiệu về "Neo phụt"



Hình X – 1: *Thiết bị thi công neo bằng công nghệ bơm phụt vữa xi măng*

a) Máy khoan tạo lỗ neo; b) Một đoạn ống tạo neo và van chặn

c) Cắt ngang qua bầu neo; d) Cắt cọc neo

Neo trong đất có nhiều loại; nhưng ở đây chỉ trình bày về loại "Neo phụt". Đây là loại neo trong đất hiện đại nhất hiện nay và thông dụng nhất khi xây dựng tầng hầm nhà cao tầng.

Bằng loại máy khoan chuyên dụng người ta khoan qua bức tường chắn để tạo lỗ neo trong đất (xem hình X – 1).

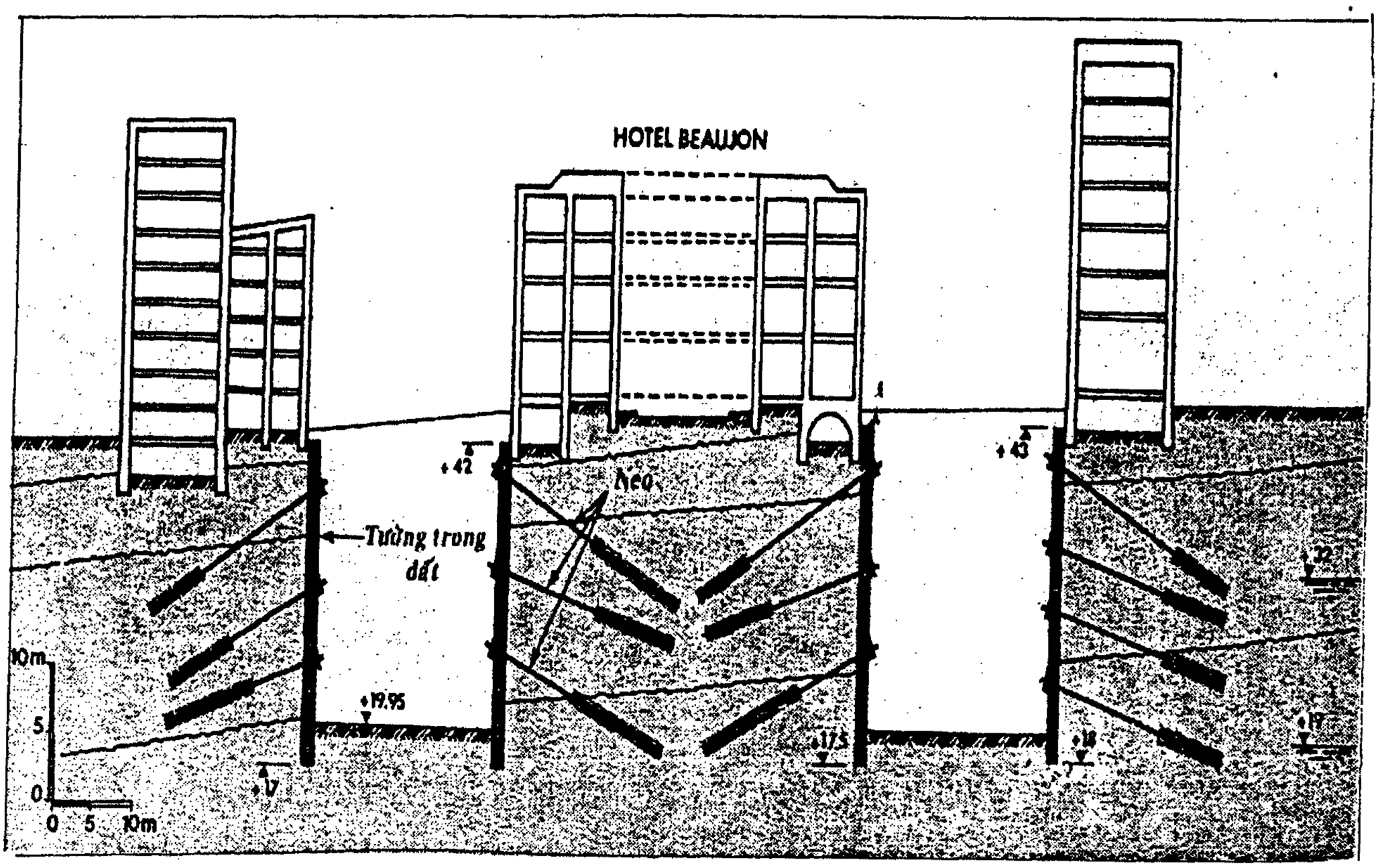
Sau đó đưa ống tạo neo vào lỗ khoan đến chiều dài thiết kế. Ống tạo neo bằng kim loại hoặc bằng nhựa chịu áp lực có đường kính khoảng 80 ÷ 245mm. Trên đoạn tạo bầu neo có đục các lỗ Φ10mm với ghen cao su để phụt vữa xi măng. Để tạo hiệu quả phụt vữa xi măng tốt, trong ống còn có các van chặn bằng cao su. Một đoạn ống tạo neo và van chặn được trình bày ở phần b trên hình X – 1.

Với áp suất đủ lớn, bầu neo được hình thành xung quanh thanh neo bằng bó cáp bằng thép không gỉ (xem phần c trên hình X – 1).

Bầu neo tạo nên sức ma sát rất lớn giữa thanh neo với đất xung quanh neo. Do đó tạo cho neo một sức chịu khá lớn (có thể trên 100 tấn cho mỗi cái neo). Chi tiết cắt dọc cho đoạn bầu neo được trình bày trên phần d của hình X – 1.

Hiện nay người ta thường dùng các thanh neo bằng các bó cáp được kéo căng trước để tạo nên các neo ứng suất trước có hiệu quả rất tốt.

X.1.2. Phạm vi áp dụng "Neo phụt"

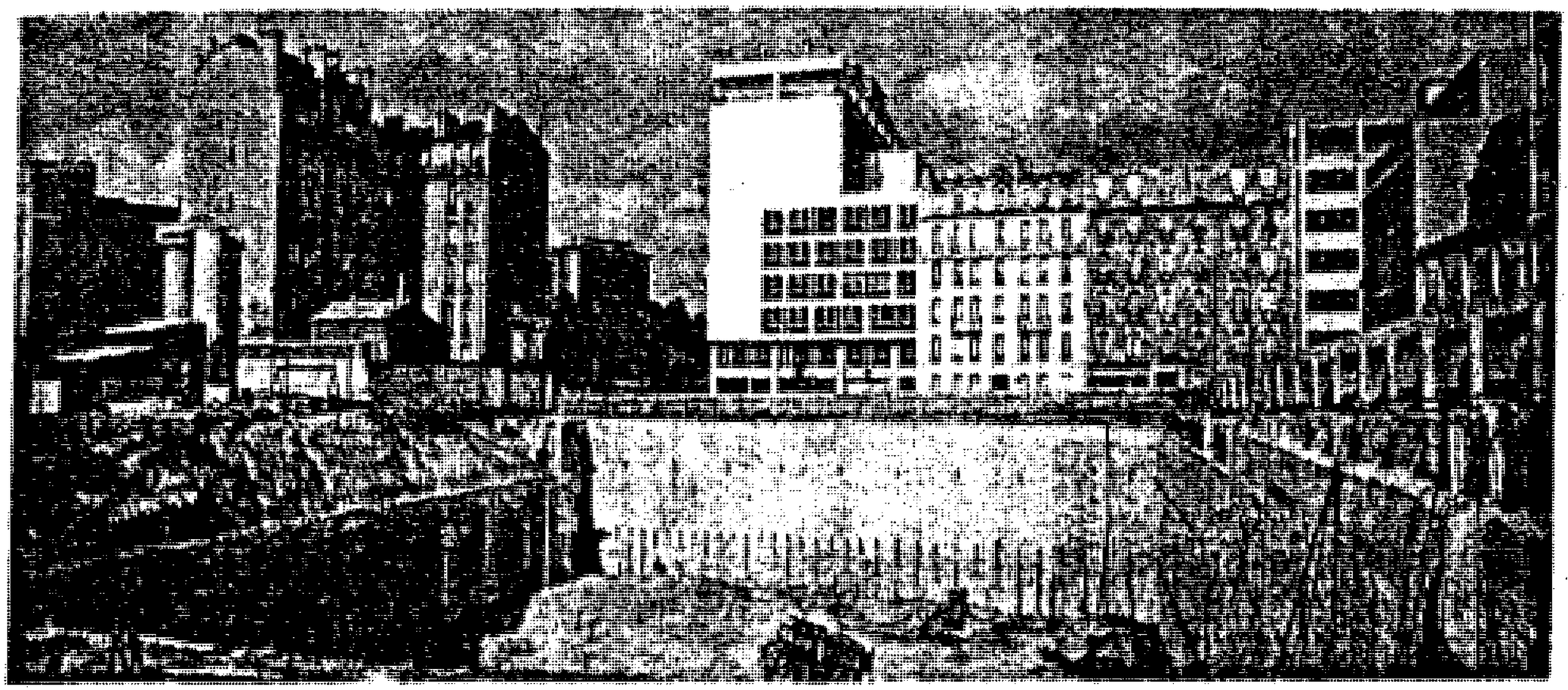


Hình X - 2: *Neo cho phần ngầm của khách sạn Beaujon ở Pháp*

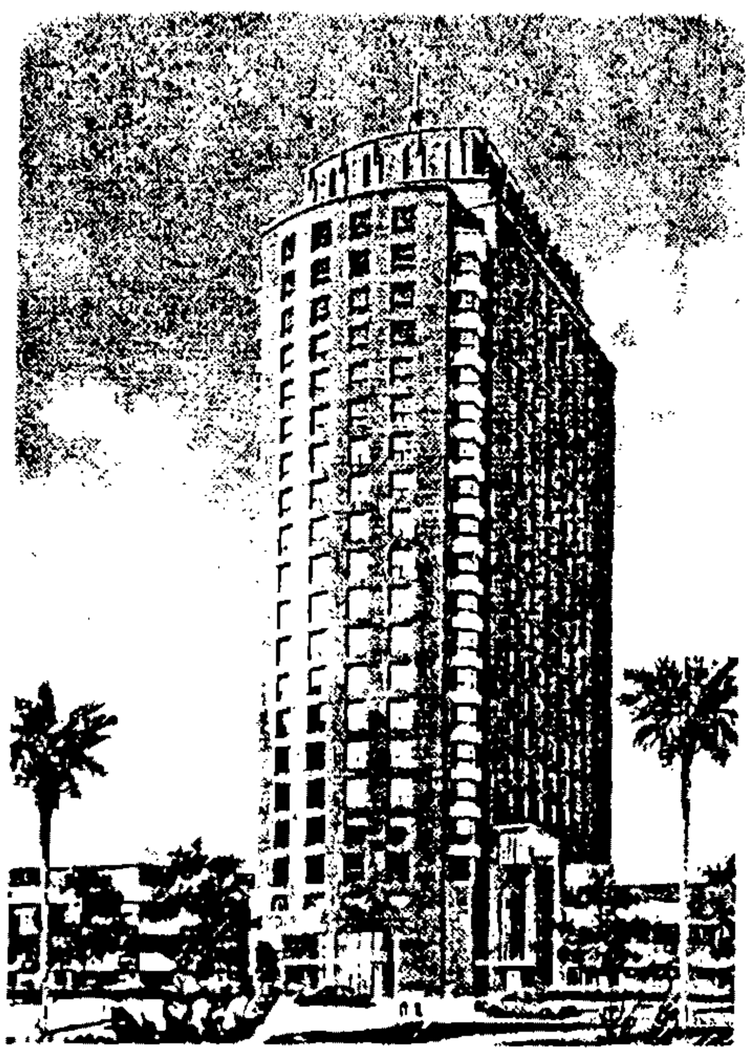
Neo phụt thường áp dụng để:

- Neo các tường tầng hầm cho nhà cao tầng.

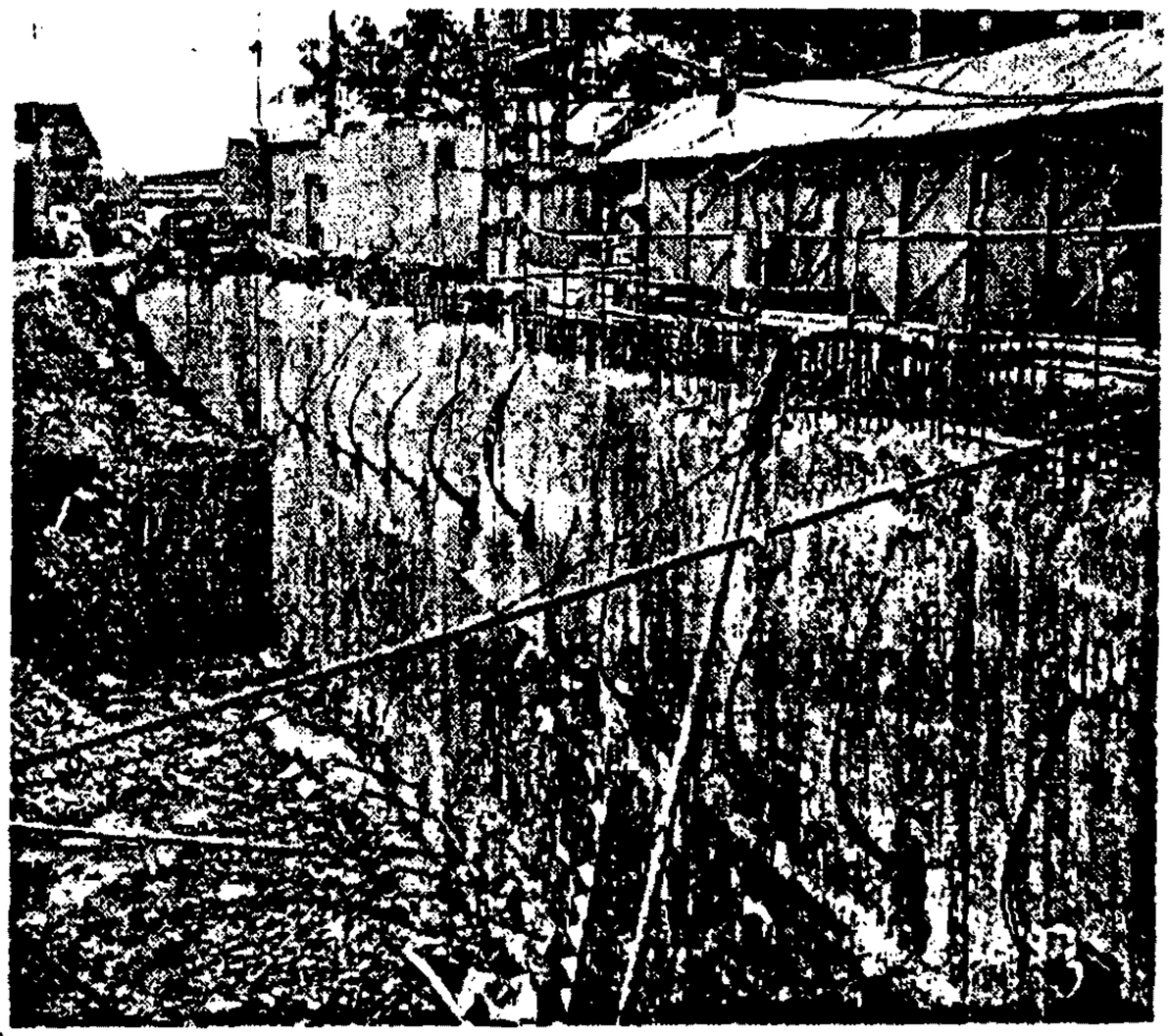
- Neo tường thành hố đào sâu cho các công trình ngầm đô thị như hầm tàu điện ngầm, hầm cầu chui, gara ô tô ngầm công cộng v.v...



Hình X -3: *Neo tường công trình ngầm rất lớn ở New York (Mỹ)*



Hình X - 4: *Vietcombank Tower Hà Nội*



Hình X - 5: *Neo tường chắn Vietcombank*

X.2. MỘT SỐ ĐIỀU CẦN CHÚ Ý VỀ KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

Những tài liệu về khảo sát địa chất công trình cần thiết cho việc thiết kế và thi công neo trong đất bao gồm:

Share-connect.blogspot.com

1. Cấu tạo địa tầng trong chiều sâu và chiều rộng cần thiết của phạm vi neo.

Cần thiết phải xác định được tầng đất tốt để cấu tạo bầu neo. Tốt nhất là tìm được tầng cát trung hoặc cát thô để cấu tạo bầu neo trong đó. Nếu không có, thì cũng phải tìm được tầng cát pha hoặc sét pha ở trạng thái dẻo cứng để cấu tạo bầu neo. Không được đặt bầu neo trong các lớp đất yếu.

2. Thí nghiệm để xác định tất cả các tính chất cơ lý của đất

Thành phần hạt %, dung trọng thiên nhiên γ_w, dung trọng khô γ_k, độ ẩm W%, tỷ trọng γ_s, giới hạn dẻo W_d, giới hạn chảy W_T, chỉ số dẻo W_n, độ sệt I_L, hệ số nén, lực dính C, góc ma sát trong φ, hệ số thấm K, v.v...

3. Thí nghiệm tính chất hóa học của đất và của nước dưới đất

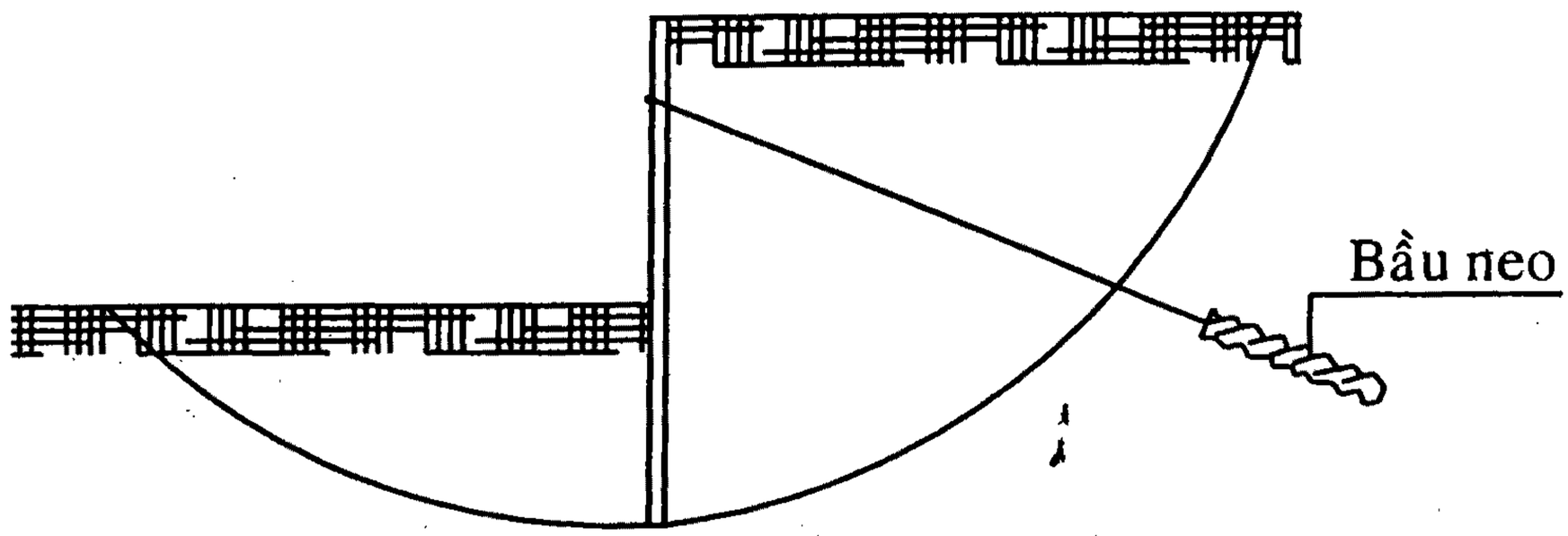
Để xác định tính chất ăn mòn của chúng đối với vật liệu làm neo như cốt (cáp) thép và xi măng.

Đặc biệt chú ý khi công trình xây dựng gần các cơ sở có chất thải mang tính ăn mòn của hóa chất.

X.3. THIẾT KẾ NEO PHỤT

X.3.1. Những nguyên tắc chung

1. Bầu neo phải nằm ngoài cung trượt



Hình X - 6: *Vị trí của bầu neo đối với cung trượt*

Khi thiết kế neo trong đất, người ta giả thiết rằng trong trường hợp bất lợi nhất là khi bức tường bị mất ổn định làm cho khối đất sau tường bị trượt theo cung tròn giả định như hình vẽ. Để cho neo có hiệu quả, thì bầu neo phải nằm ngoài cung trượt (xem hình X – 6). Trường hợp đất sau tường có thể hình thành cung trượt khi nền đất là đất yếu hoặc gồm nhiều lớp không đồng nhất.

2. Phải đảm bảo sự cân bằng ổn định của tường chắn

Khi đào hố sâu, thì tường chắn sẽ bị đẩy ra do áp lực chủ động của đất sau tường (biểu đồ áp lực (1)) và gây nên áp lực bị động ở chân tường (biểu đồ áp lực (2)).

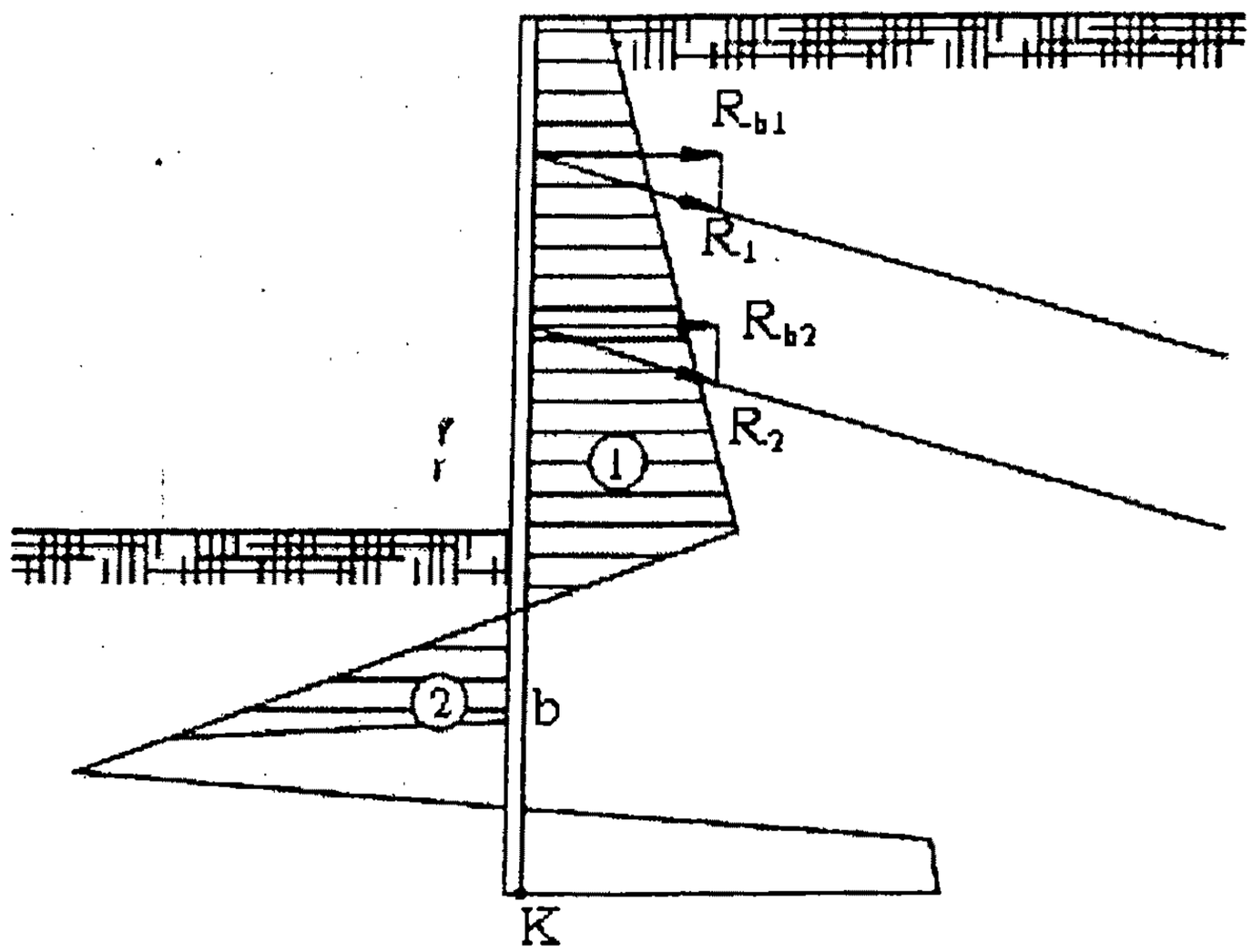
Tại điểm ngàm thì lực đẩy bằng không. Phải đảm bảo hai điều kiện sau:

a. Điểm ngàm b không được trùng với đáy tường K.

Nếu hai điểm đó trùng nhau thì có nguy cơ chân tường bị đẩy ngang làm cho tường bị mất ổn định.

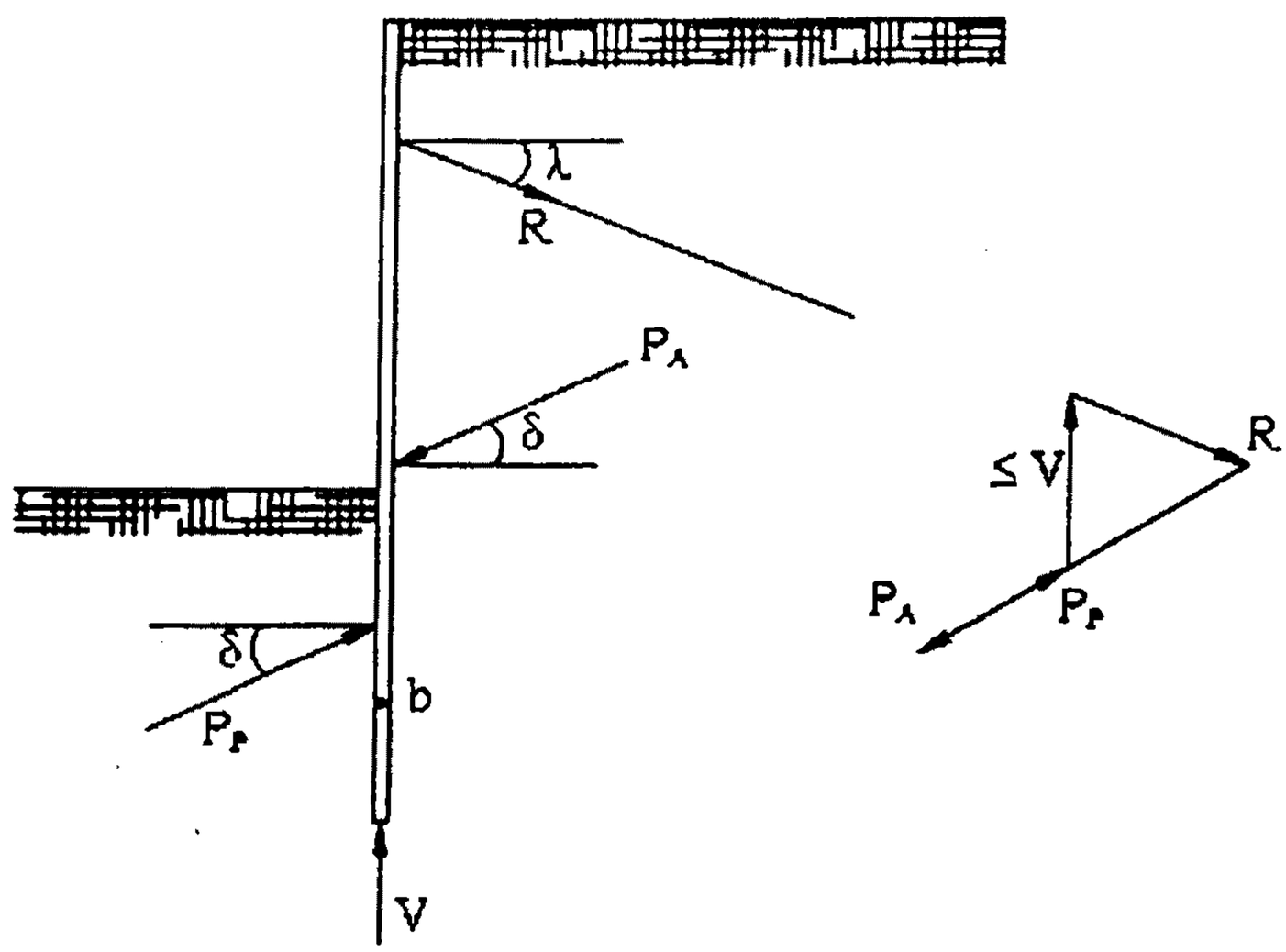
b. Phải đảm bảo cân bằng lực đẩy do áp lực chủ động của đất sau tường với lực giữ do tường được ngàm trong đất và lực kéo của các thanh neo, tức là:

$$① = R_h + ② \text{ tức là } P_A \leq R_h + P_p \qquad (X - 1)$$



Hình X - 7: *Cân bằng của các lực ngang tác dụng vào tường chắn*

3. Phải đảm bảo cho tổng các lực thẳng đứng nhỏ hơn phản lực ở đáy tường, tức là nhỏ hơn sức chịu của đất ở đáy tường



Hình X - 8: Đối với đất rời

Khi độ dốc của thanh neo lớn, thì sẽ tạo nên các lực thẳng đứng tác dụng vào tường càng lớn, do đó có thể làm cho tường bị lún quá giới hạn cho phép. Vì vậy phải kiểm tra để đảm bảo cho sức chịu của đất lớn hơn các lực thẳng đứng tác dụng vào tường.

a. Đối với đất rời (xem hình X – 8)

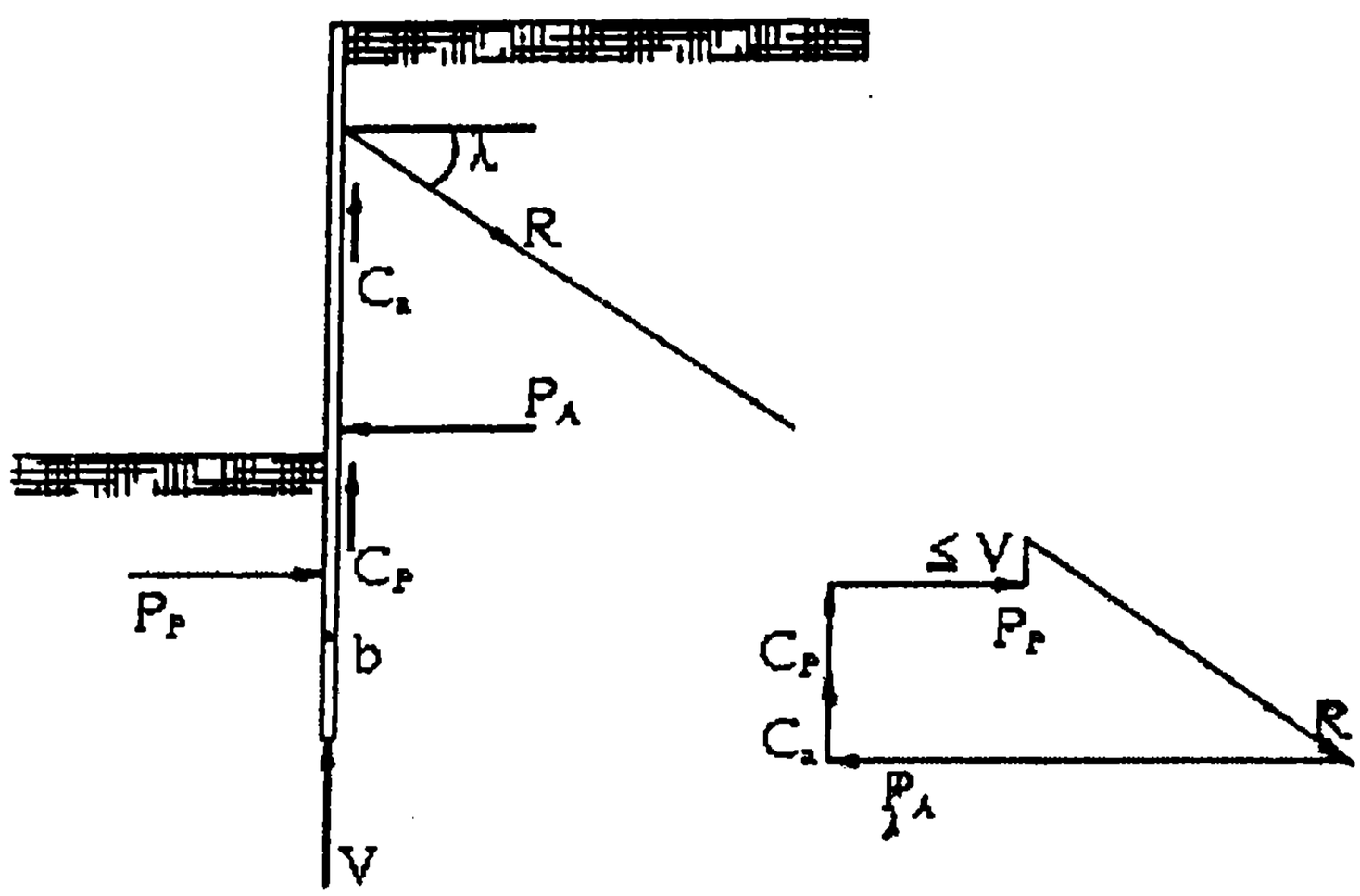
Vẽ đa giác lực: Trong đó R là lực kéo của thanh neo; P_A là lực đẩy của đất vào sau lưng tường; P_P là lực tựa do tường được ngàm vào đất; b là điểm ngàm.

Phải đảm bảo cho thành phần lực thẳng đứng khép kín của đa giác lực nhỏ hơn phản lực ở đáy tường (≤V).

b. Đối với đất dính (xem hình X – 9)

Vẽ đa giác lực: Trong đó R là lực kéo của thanh neo; P_A là áp lực chủ động; P_P là áp lực bị động; C_a là lực dính ở thân tường; C_P là lực dính của đất ở chân tường.

Phải đảm bảo cho thành phần lực thẳng đứng khép kín của đa giác lực nhỏ hơn phản lực ở chân tường (≤V).



Hình X - 9: *Đối với đất dính*

X.3.2. Lý thuyết về sức chịu của neo phụt và ổn định của tường chắn

Sức chịu của neo phụt tạo nên bởi lực ma sát giữa bầu neo và đất xung quanh. Khi neo làm việc thì sức căng của neo được đảm bảo bằng sự ổn định của khối đất sau tường Ⓜ, xem hình X – 10.

Trên hình vẽ thể hiện: Khối đất M sau tường do lực kéo của bầu neo tạo nên nằm trong giới hạn ***b c e f***

Trong đó:

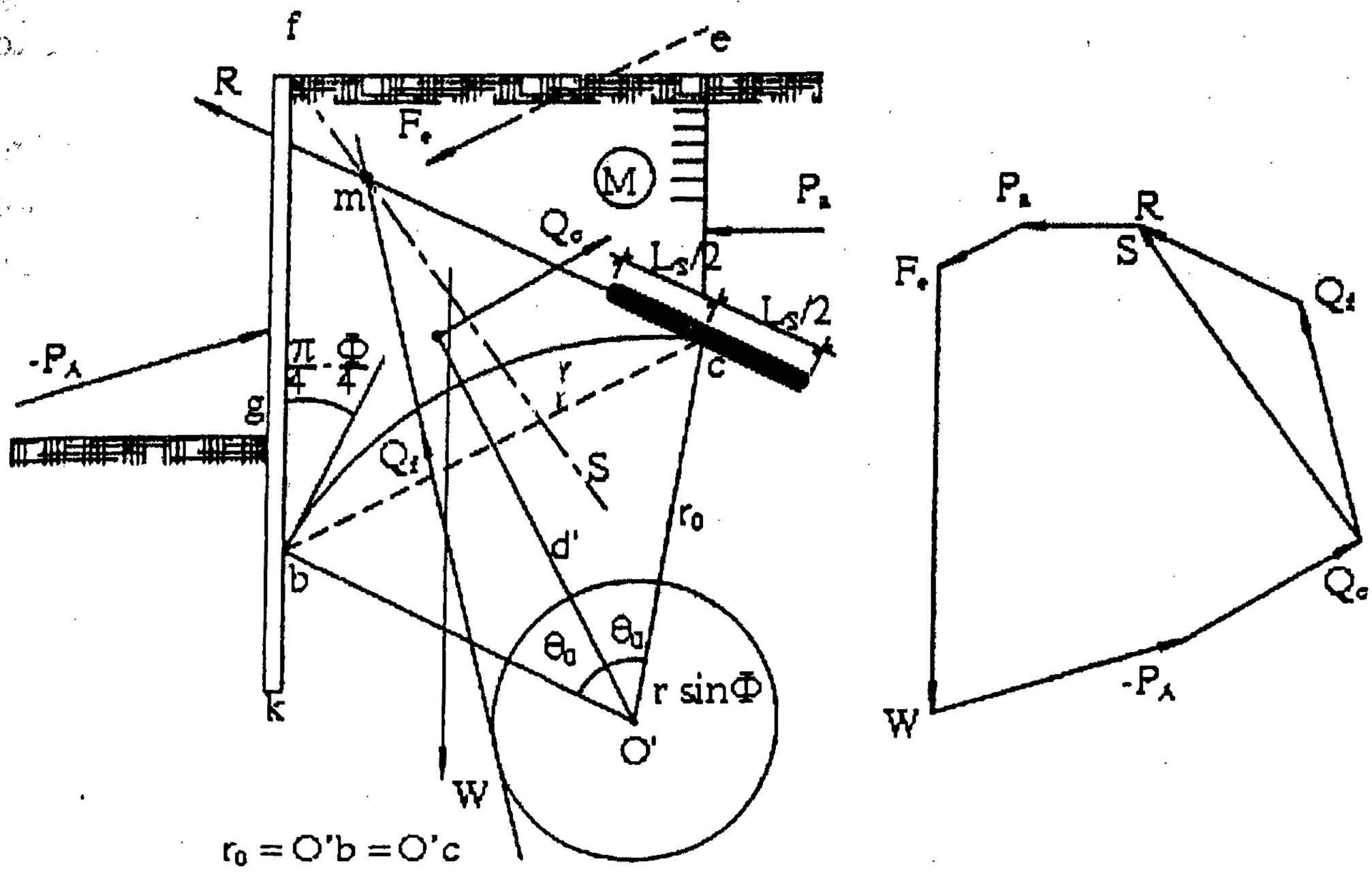
Đường cong ***bc*** là đường cong phá hoại

Mặt đứng *ce* là mặt phẳng neo giả tưởng

b là điểm ngàm, có lực cắt bằng không.

c là một điểm trên trục của bầu neo, cách đầu bầu neo một đoạn bằng $\frac{L_s}{2}$, nếu $B \leq \frac{L_s}{2}$ hoặc bằng B nếu $B > \frac{L_s}{2}$

(Trong đó B là khoảng cách giữa các thanh neo theo chiều ngang và L_s là chiều dài của bầu neo).



Hình X - 10: *Xác định sức chịu của neo R bằng phương pháp đồ giải*

Đường cong phá hoại bc là một cung tròn cắt vách tại b với một góc bằng $\frac{\pi}{4}-\frac{\Phi}{2}$ (ở đây Φ là góc ma sát trong của đất và đi qua điểm C).

Các lực hiện diện như sau:

- Trọng lượng của khối đất Ⓜ là W.
- Phản lực $-P_A$ của vách, bằng và ngược chiều với lực đẩy của đất và hoạt tải trên chiều cao bf của vách tường.
- Lực đẩy P_a, trong đó kể cả hoạt tải trên mặt phẳng neo giả tưởng ce (P_a nói chung là nằm ngang).
- Hợp lực Fe của các ngoại lực (lực ngoài, áp lực dòng chảy).
- Phản lực neo R.
- Hợp lực của các phản lực trên mặt phẳng phá hoại bc gồm:

• Thành phần do lực dính c là $Q_c = 2Cr_0 \sin\theta_0$, song song với bc và cách tâm O' của vòng tròn O' một đoạn $d' = r_0\theta_0/\sin\theta_0$.

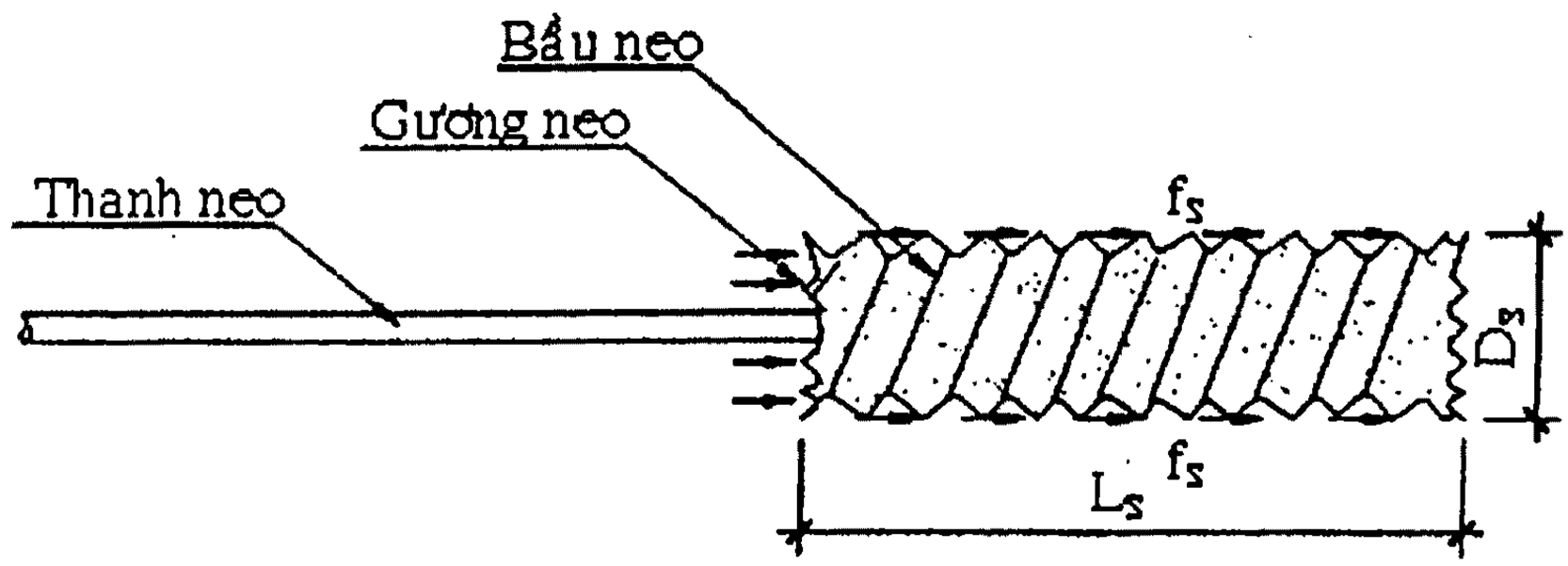
• Thành phần Q_f do ma sát, tiếp tuyến với vòng tròn O' có bán kính bằng $r_0 \sin\Phi$.

Cách xác định phản lực neo R bằng phương pháp đồ giải:

Bắt đầu xác định đường tác dụng của tổng hợp lực S (của các lực W, P_a, P_A, F_c và Q_C). Rồi từ giao điểm m của đường tác dụng đó với trục của thanh neo, kẻ tiếp tuyến với vòng tròn O' có bán kính bằng $r_0 \sin\theta$. Đó là đường tác dụng của thành phần Q_f của các phản lực lên bc. Chỉ cần mang đường tác dụng đó sang biểu đồ để xác định các trị số Q_f và phản lực của neo R (xem đa giác lực trên hình X – 10).

Sức chịu của neo thường lấy bằng 1,5R tức là phải dùng một phản lực R_{max} = 1,5R để thiết kế sức chịu của neo. Như vậy là thiết kế với hệ số an toàn của neo bằng 1,5. Tuy nhiên, khi cho neo làm việc, thì chỉ cần kéo neo với sức chịu R cần thiết là đủ.

X.3.3. Tính sức chịu của neo



Hình X - 11: *Sơ đồ cấu tạo neo*

Sức chịu của neo được tạo nên bởi hai phần:

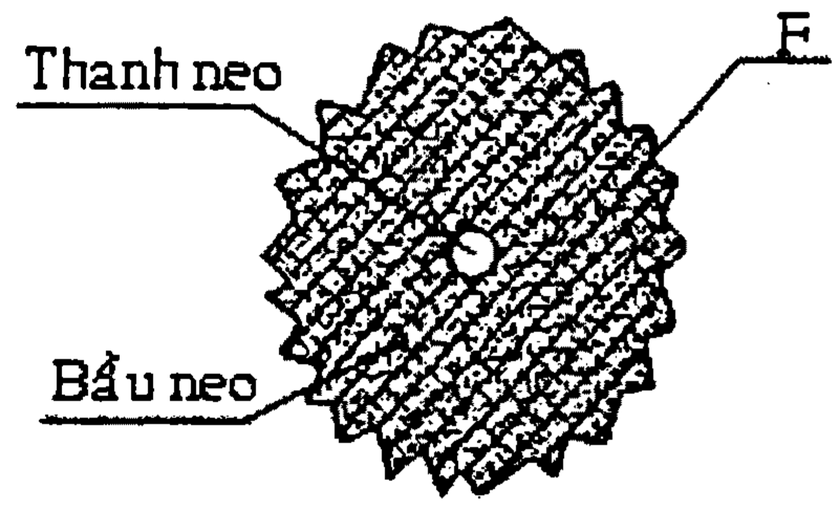
- Phần chủ yếu là lực ma sát giữa mặt xung quanh của bầu neo và đất.
- Phần phụ là phản lực của đất vào gương neo.

C^{tc}: Lực dính tiêu chuẩn của đất (MPa)

γ: Dung trọng thiên nhiên của đất (KN/m^2)

h: Khoảng cách từ đầu bầu neo đến mặt đất (m)

F: Diện tích tiết diện vành khăn của bầu neo (m^2, chú ý phải trừ đi tiết diện thanh neo, xem hình X – 12)



Hình X - 12: *Diện tích mặt dương bầu neo*

Sức chịu của neo được xác định theo công thức:

$$R = Km[(f_s L_s)u + (AC^{tc} + B\gamma h)F] \qquad (X - 2)$$

Trong đó:

K: Hệ số đồng nhất của đất (lấy K = 0,6)

m: Hệ số điều khiển làm việc (m = 1)

f_S: Sức ma sát của đất (MPa) lấy theo bảng (X – 1)

L_S: Chiều dài của bầu neo (m)

u: Chu vi mặt ngoài của bầu neo (m)

A, B: Các hệ số không thứ nguyên, phụ thuộc vào góc ma sát trong của đất, lấy theo bảng (X – 2).

Bảng X – 1: *Sức ma sát của đất f_s*

Chiều sâu trung bình của lớp (m)	F_S của đất cát, độ chặt trung bình, MPa					
	Cát trung cát thô	Cát nhỏ	Cát bụi			
	Đất sét có độ sệt I_L					
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
3	0,048	0,035	0,025	0,020	0,008	0,004
5	0,056	0,040	0,029	0,024	0,010	0,006
7	0,060	0,043	0,032	0,025	0,011	0,007
10	0,065	0,046	0,034	0,026	0,012	0,008
15	0,072	0,051	0,038	0,028	0,014	0,010
20	0,079	0,056	0,041	0,030	0,016	0,012
25	0,086	0,061	0,044	0,032	0,018	-

Bảng X – 2: *Các giá trị A và B*

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

Tính bán kính bầu neo:

$$r = \sqrt{\frac{(c+e).V}{e\pi.L_S}} \qquad (X-3)$$

Trong đó:

V: Khối lượng vữa phụt (m^3)

e: Hệ số rỗng của đất

L_S: Chiều dài của bầu neo (m)

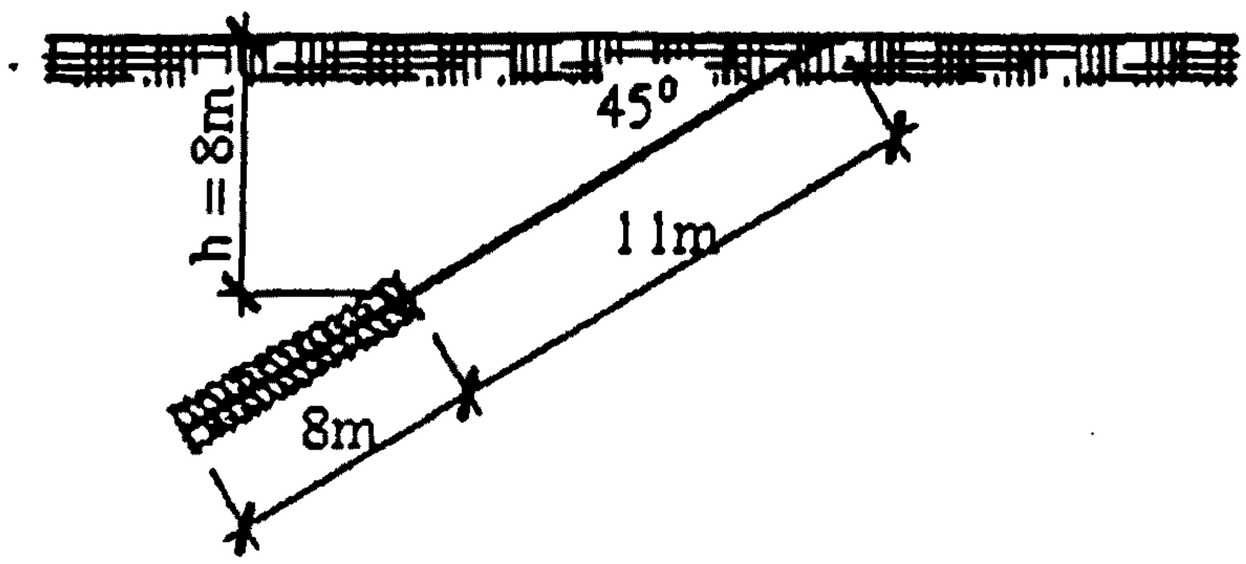
Thí dụ tính toán:

Tính sức chịu của neo có cấu tạo như hình X – 13.

Cho biết: Đường kính lỗ khoan Φ = 0,015m; lượng vữa phụt là V = 1,2m^3. Đất là cát hạt trung ở trạng thái chặt vừa có hệ số rỗng e = 0,8; góc ma sát trong φ = 34^0, dung trọng tự nhiên γ = 0,018MN/m^3 và lực dính C = 0,004MN/m^2.

Ta có bán kính bầu neo:

$$r = \sqrt{\frac{(1+0,8).1,2}{0,8.3,14.8}} = 0,325m$$



Hình X - 13: *Sơ đồ thí dụ tính sức chịu của neo*

Tra bảng X – 1, ứng với cát trung chặt vừa ở chiều sâu 10m ta có sức ma sát của đất f_s = 0,065MPa; ứng với góc ma sát trong của đất φ = 34^0, tra bảng X – 2 ta có các hệ số A = 44,6 và B = 31,0.

Do đó sức chịu tải của neo là:

R = 0,6[(0,065 x 8)(2 x 3,14 x 0,325) + (44,6 x 0,004 + 31,0 x 0,018 x 8)(3,14 x 0,325^2)] = 1,6MN.

X.3.4 Xác định chiều dài bầu neo L_S

(Theo phương pháp thực nghiệm của M. Bustamante)

Chiều dài của bầu neo L_S xác định theo công thức:

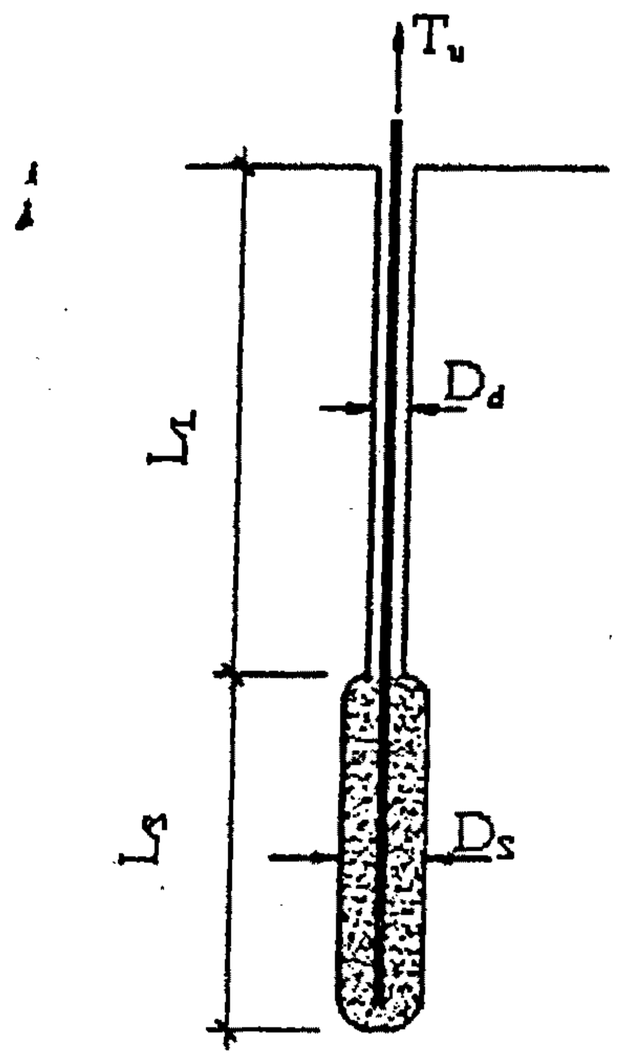
$$L_S = \frac{Tu}{\pi.D_S.q_S} \qquad (X-4)$$

Trong đó:

T_u:Lực kéo giới hạn của neo.

D_S: Đường kính của bầu neo.

q_S: Lực ma sát của đất (xem biểu đồ X – 1, X – 2, X – 3, X – 4).



Hình X – 14

Đường kính bầu neo D_S phụ thuộc vào đường kính lỗ khoan D_d, tính chất của đất, kỹ thuật phun tạo bầu bằng xi măng, được xác định theo công thức:

$$D_S = \alpha . D_d \qquad (X - 5)$$

Hệ số α được xác định theo bảng X – 3.

Giá trị lực ma sát q_S của đất phụ thuộc vào tính chất của đất như độ chặt của đất thể hiện bằng áp lực giới hạn P_l (xác định bằng thí nghiệm Pressiomètre), sức kháng ở đầu mũi q_C (xác định bằng thí nghiệm xuyên tĩnh CPT) và chỉ số N (trong thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT). Những quan hệ đó và giá trị của sức ma sát q_S được tra theo bảng X – 4 và các biểu đồ trên các hình X – 6, hình X – 7, hình X – 8, hình X – 9 và hình X – 10.

Những số liệu trên các biểu đồ được xây dựng trên thực nghiệm nên mức độ tin cậy khá cao. Tuy nhiên đây là những số liệu thực nghiệm do M. Bustamante thực hiện ở Pháp với các điều kiện là đường kính lỗ khoan Φ = 85 ÷245mm; chiều dài bầu neo $L_S = 3 \div 18$m (chủ yếu là $L_S = 8$m) và bầu neo được chôn vùi dưới đất ở độ sâu trên 5m. Cho nên những giá trị q_S là những số liệu tham khảo tốt đối với chúng ta.

Một điều cần chú ý nữa là: Để thiết kế sơ bộ (trước khi thí nghiệm), thì nên dùng lực kéo làm việc T_S bằng hoặc nhỏ hơn một nửa lực kéo giới hạn của neo T_u, tức là: $T_S \leq \frac{T_u}{2}$.

Bảng X - 3 : *Hệ số α để xác định đường kính bầu neo d_s (theo Bustamente)*

Loại đất	Hệ số α		Điều kiện phun vữa xi măng	
	Bơm phụt IRS $P_i \geq P_l$	Bơm phụt IGU $P_i < P_l$	Thể tích vữa thực tế cần dùng V_i	Tỷ lệ nước / xi măng
Cuội sỏi	1,8	1,3 ÷ 1,4	1,5 V_s	
Cuội sỏi lẫn cát	1,6 ÷ 1,8	1,2 ÷ 1,4	1,5 V_s	
Cát lẫn cuội sỏi	1,5 ÷ 1,6	1,3 ÷ 1,3	1,5 V_s	
Cát thô	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	1,7 ÷ 2,4
Cát trung	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	
Cát nhỏ	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	
Cát bụi	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 ÷ 2V_s cho IRS: 1,5 V_s cho IGU	
Cát pha nhẹ	1,4 ÷ 1,6	1,1 ÷ 1,2	2V_s cho IRS: 1,5 V_s cho IGU	1,7 ÷ 2,4
Sét và sét pha	1,8 ÷ 2,0	1,2	2,5 ÷ 3V_s cho IRS: 1,5 ÷ 2V_s cho IGU	
Đá Marnes	1,8	1,1 ÷ 1,2	1,5 ÷ 2V_s đối với tầng cứng	
Đá vôi	1,8	1,1 ÷ 1,2	2 ÷ 6V_s đối với tầng gãy nứt	1,7 ÷ 2,4
Đá vôi biến chất hoặc mảnh vụn	1,8	1,1 ÷ 1,2	1,1 ÷ 1,5V_s đối với tầng có nứt nhỏ	
Đá phong hóa hoặc mảnh vụn	1,2	1,1	≥ 2V_s đối với tầng gãy nứt	1,7 ÷ 2,4

Ghi chú:

P_i: Áp lực phun ở đầu lỗ khoan

P_l: Áp lực giới hạn của đất (xác định theo Pressiomètre)

V_s: Thể tích vữa lý thuyết cho bầu neo

IRS: Bơm ép vữa lặp nhiều lần với áp suất cao ≤ 4 MPa

IGU: Bơm ép vữa một lần với áp suất thấp ≈ 1MPa. Cả 2 trường hợp, số măng sét trong mỗi mét dài của ống phun phải có từ 2 đến 3 cái để đảm bảo phun vữa cho tốt.

Bảng X - 4: *Hướng dẫn sử dụng các biểu đồ xác định q_s.*

Loại đất	Tên của biểu đồ	Kỹ thuật phun vữa	
		IRS khi $P_i \geq P_l$	IGU khi $P_i < P_l$
Cuội sỏi Cuội sỏi lẫn cát Cát lẫn cuội sỏi Cát thô Cát trung Cát nhỏ Cát bụi	III-3-5	SG-1	SG-2
Cát pha nhẹ Sét và sét pha	III-3-5	AL -1	AL -2
Đá Marnes Đá vôi Đá vôi biến chất hoặc mảnh vụn	III-3-7	MC- 1	MC- 2
Đá phong hóa hoặc mảnh vụn	III-3-8	≥ R.1	≥ R.2

X.3.5. Một số điều cần chú ý khi thiết kế neo

1. Phải đặt bầu neo vào lớp đất tốt và ngoài vùng trượt.

2. Chiều dài tự do của neo L_L (xem hình X - 14) phụ thuộc vào vị trí của bầu neo.

3. Bán kính của bầu neo xác định theo công thức (X - 3). Thông thường có đường kính lỗ khoan $\Phi = 85 \div 245$mm và đường kính bầu neo $D_S = 150 \div 650$mm.

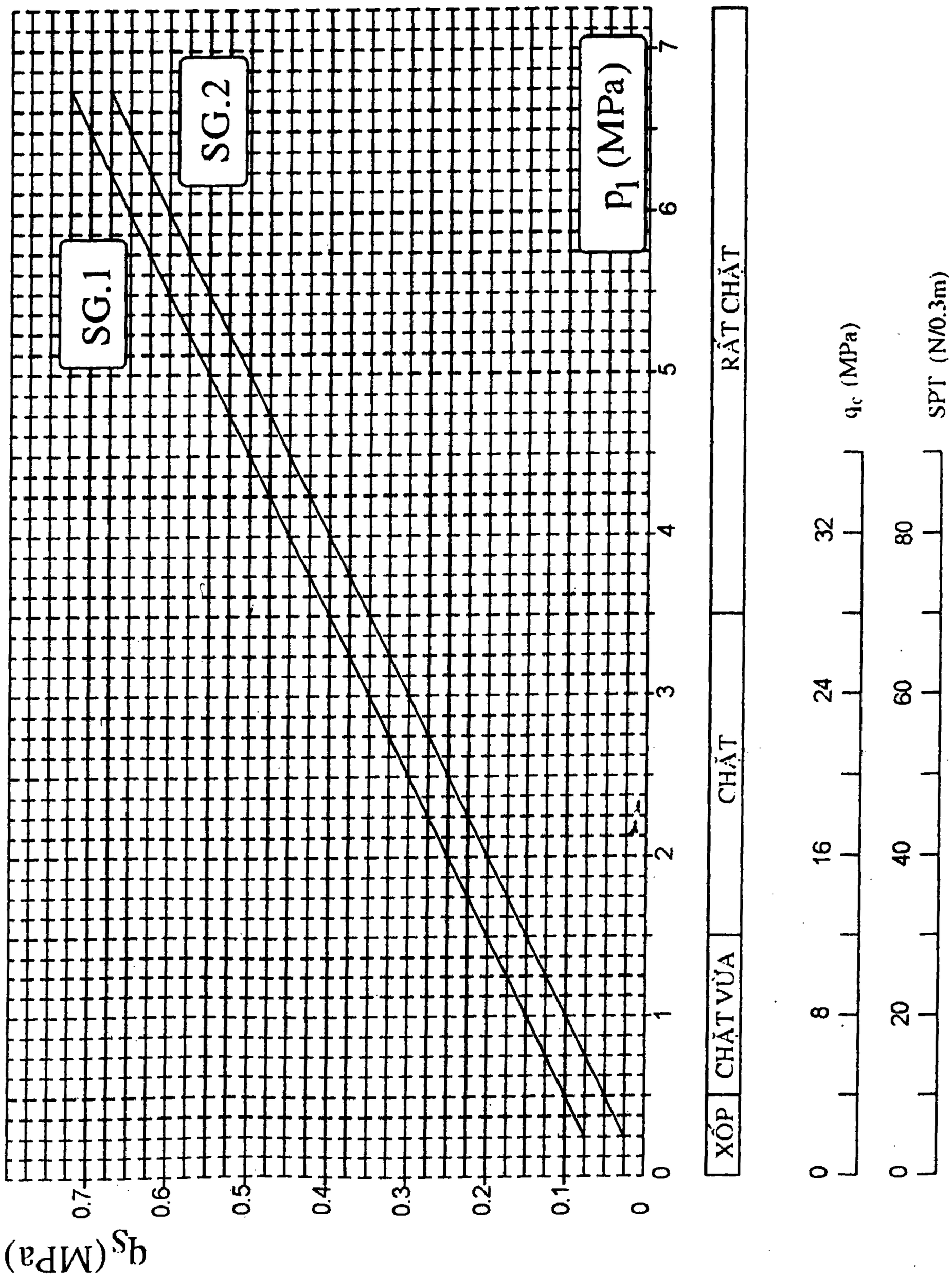
4. Chiều dài bầu neo L_S xác định theo công thức (X - 4). Bầu neo thường có chiều dài $L_S = 3 \div 18$m (phổ biến là $L_S = 8$m).

Share-connect.blogspot.com

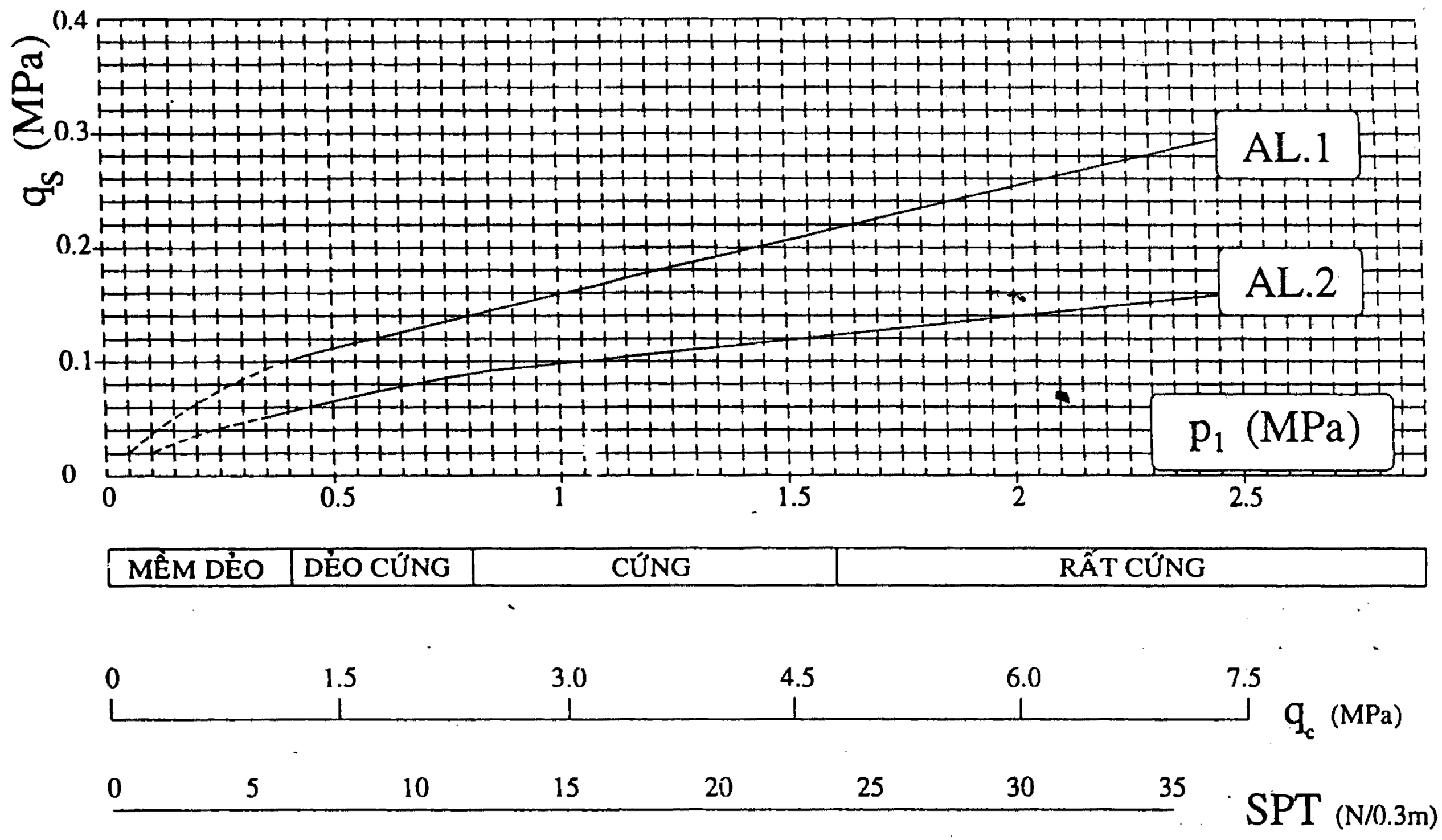
5. Góc dốc của neo (xem hình X - 8) thông thường $\lambda \leq 45^0$ phụ thuộc vào vị trí bầu neo.

6. Cốt thép có cường độ cao, không bị tụt trượt trong bầu neo. Có thể dùng cốt thép thường hoặc cốt thép có ứng suất trước. Nếu môi trường có tính ăn mòn thì cốt thép phải được mạ kẽm.

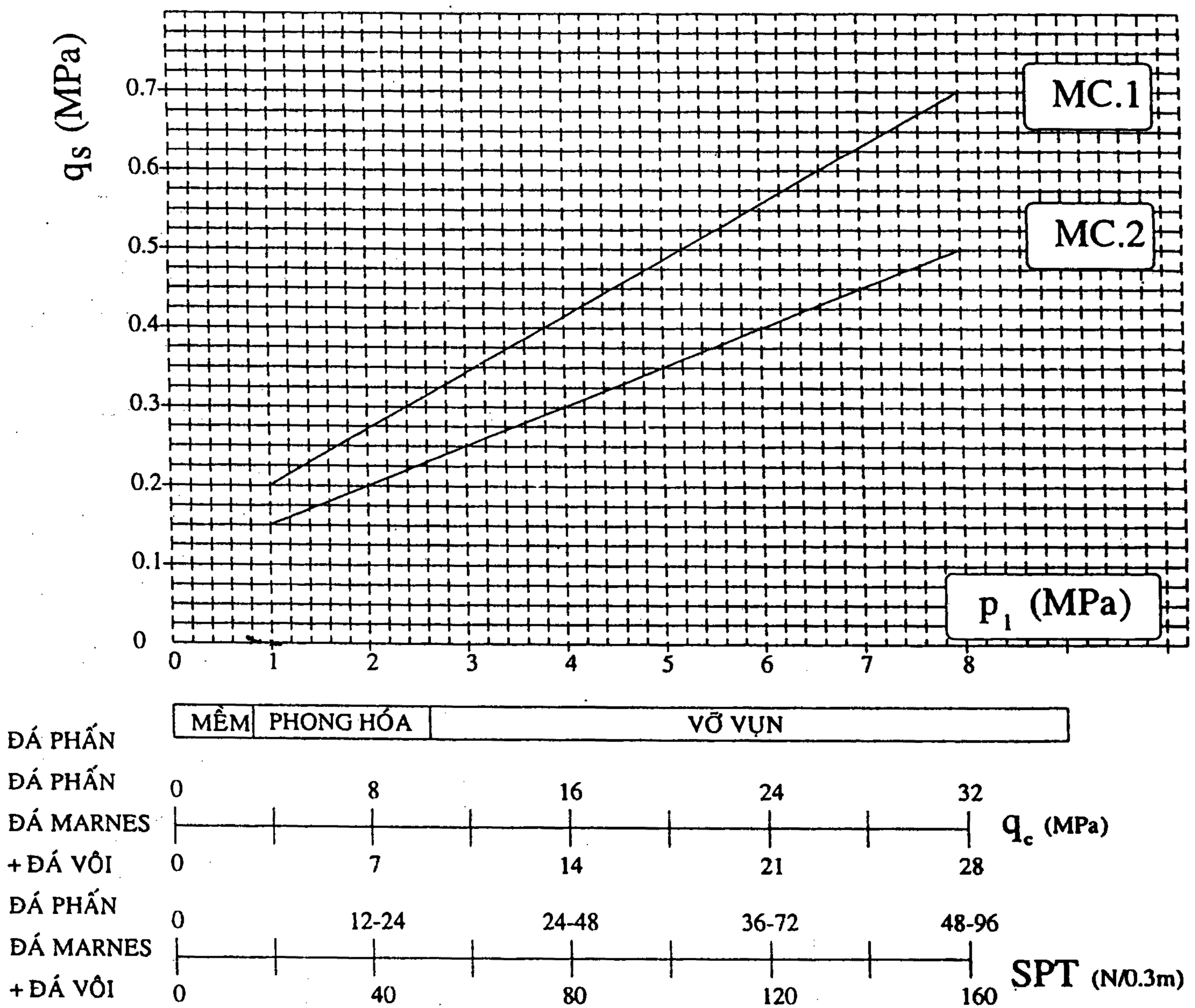
7. Dùng xi măng thông thường PC30 hoặc PC40. Nếu môi trường có tính ăn mòn thì dùng ximăng bền sulfat.



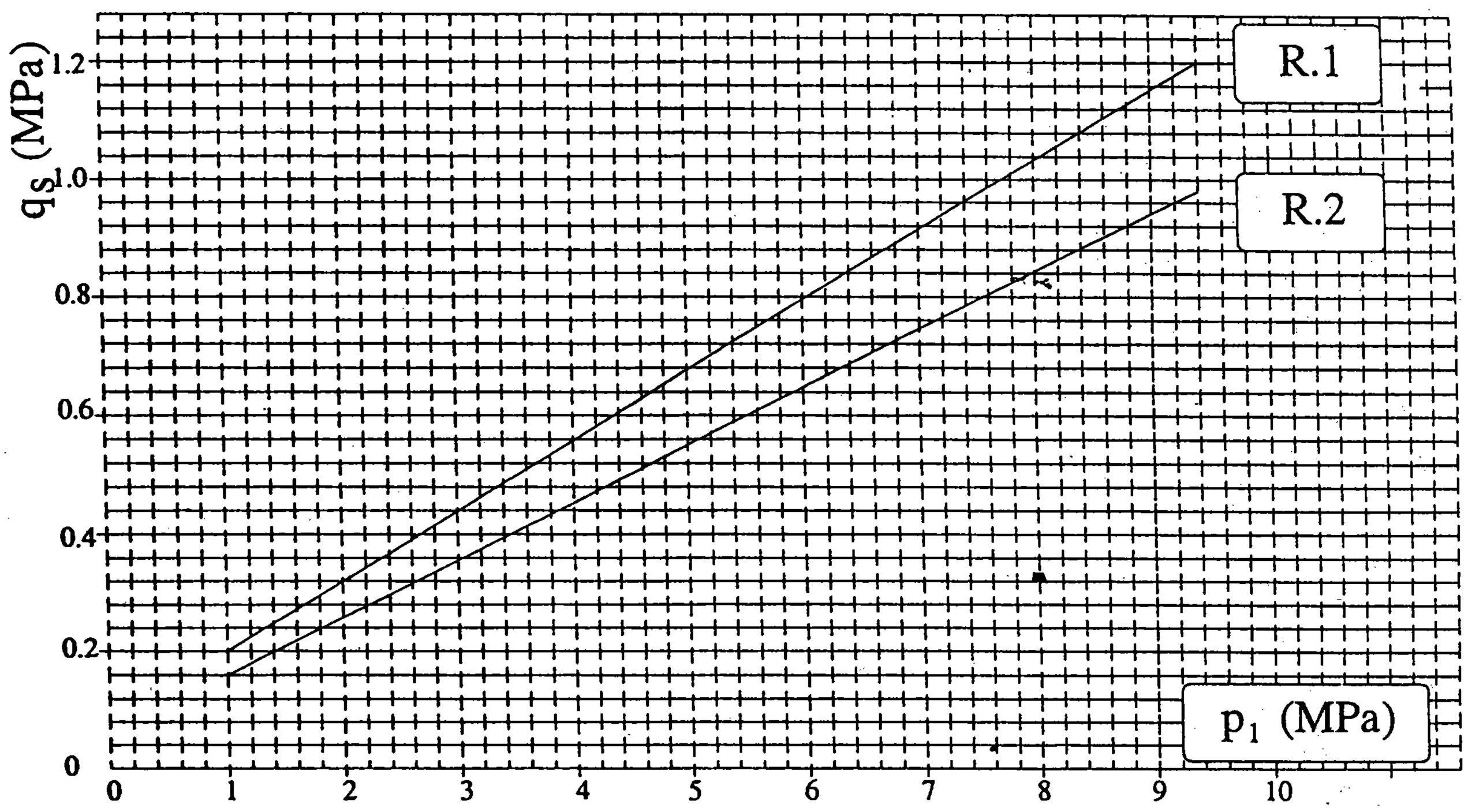
Biểu đồ X - 1: *Cát + cuội sỏi*



Biểu đồ X - 2: *Sét + sét pha + cát pha nhẹ*

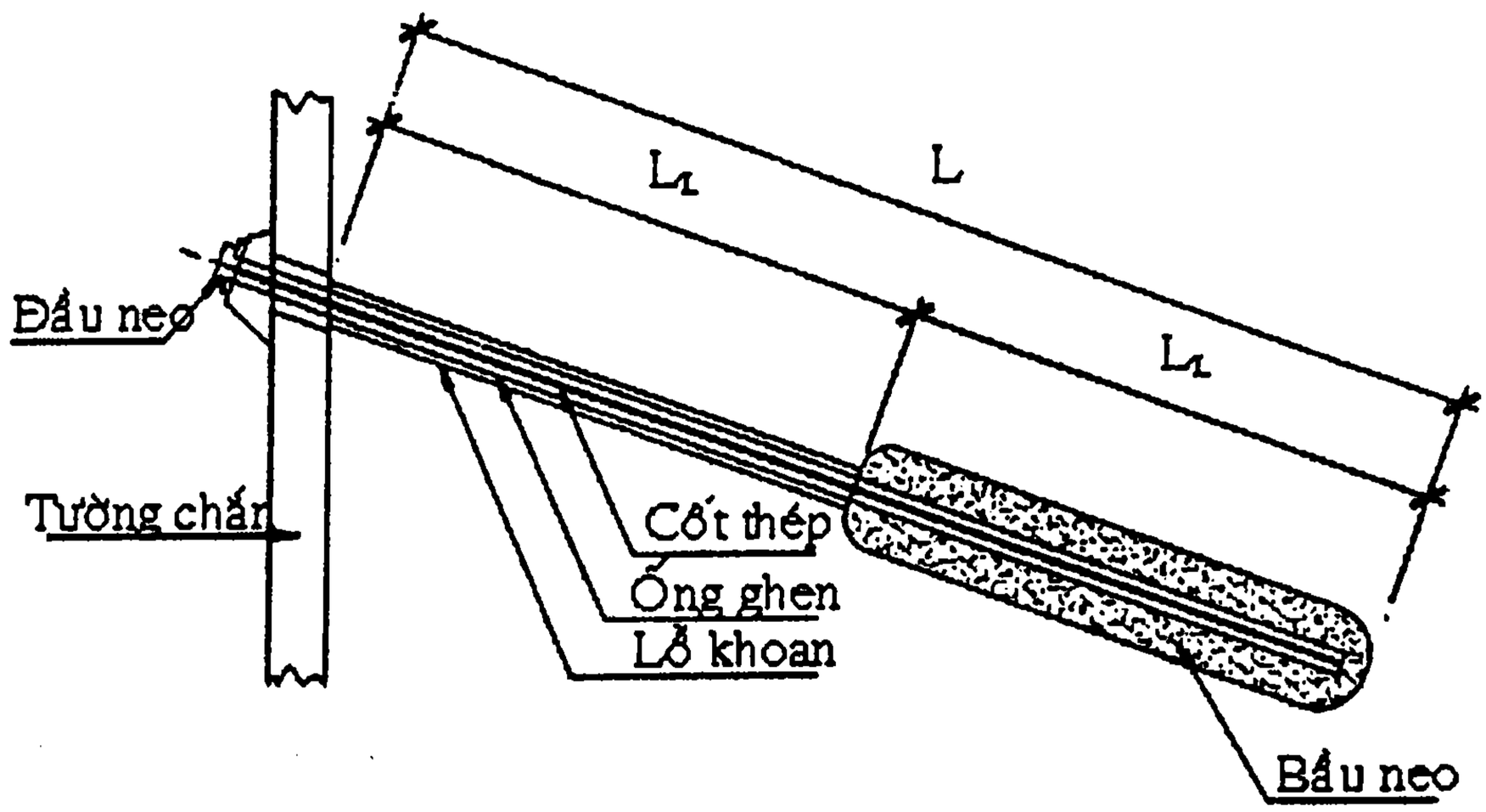


Biểu đồ X - 3: *Đá Marnes + đá vôi phong hóa*



Biểu đồ X - 4: *Đá phong hóa hoặc mảnh vụn*

X.4. THI CÔNG NEO PHỤT



Hình X - 15: *Sơ đồ cấu tạo của neo phụt*

Sơ đồ cấu tạo chung của neo phụt thể hiện trên hình X – 15.

Trình tự thi công và yêu cầu kỹ thuật của neo phụt như sau:

X.4.1. Khoan tạo lỗ

Sử dụng máy khoan chuyên dùng để khoan tạo lỗ. Lỗ khoan thông thường có đường kính $\Phi = 85 \div 245$mm. Khoan đến chiều dài thiết kế. Nếu khoan gặp chướng ngại vật thì phải phá bỏ bằng lưỡi khoan phá chuyên dụng. Nếu thành hố đào bằng đất sụt lở thì phải dùng Bentonite để giữ thành. Nếu dung dịch Bentonite vẫn không giữ được thành khỏi lở, thì phải dùng ống vách tạm bằng thép. Phải đảm bảo cho hố khoan tạo lỗ đúng kích thước hình học theo thiết kế và thuận tiện cho việc đút ống ghen và cốt thép (bó cáp thép) vào hố khoan.

Chú ý: Khi thiết kế và thi công phải tránh khoan tạo lỗ neo vào móng (nhất là cọc móng) của các công trình lân cận (nếu có) và các hệ thống công trình ngầm khác.

Lỗ khoan phải thẳng (không bị cong queo) và có độ nghiêng đúng với thiết kế. Sai số cho phép về độ nghiêng là $\pm 2,5^0$.

Thiết bị khoan xem ở phần a trên phần X – 1.

X.4.2. Phun phụt vữa tạo bầu neo

Sau khi kiểm tra lỗ khoan đạt yêu cầu kỹ thuật, thiết bị phun vữa chuyên dụng được đặt vào lỗ khoan.

Vữa phun được chế tạo bằng xi măng Porland thông thường PC30 hoặc PC40, hòa trộn với nước sạch với tỷ lệ nước trên xi măng bằng 1,7 đến 2,4. Vữa xi măng có thể trộn thêm phụ gia khi cần.

Nếu lượng vữa tiêu thụ quá lớn (lượng vữa thực tế gấp hơn hai lần lượng vữa tính toán) thì nên dùng vữa xi măng cát.

Nếu môi trường quanh neo có tính ăn mòn mạnh, thì dùng xi măng bền sulfat.

Áp lực phun có thể áp dụng như sau:

- Bơm ép vữa lặp lại nhiều lần với áp suất khoảng 4 MPa, đối với môi trường địa chất là đá nứt nẻ hoặc đất loại sét.

- Bơm ép vữa một lần với áp suất khoảng 1 MPa đối với môi trường địa chất là đất rời (cát).

Khối lượng vữa phun có thể dùng từ 1,1 đến 6 lần lượng vữa tính toán lý thuyết, tùy thuộc vào phương pháp phun ép vữa và điều kiện địa chất (xem bảng X – 3).

Việc phun vữa tạo bầu neo được coi là hoàn thành khi lượng vữa phản hồi bằng lượng vữa phun vào, tức là bầu neo đã no vữa, không tiếp nhận thêm nữa.

X.4.3. Lắp đặt thanh neo

Bảng X – 5: *Các kích thước tiêu chuẩn và độ bền đặc trưng của thép làm thanh neo ứng suất trước.*

Loại thép	Đường kính danh định (mm)	Độ bền đặc trưng quy định (KN)	Diện tích tiết diện (mm^2)
Thép không hợp kim:			
- Loại dây	7,0	60,4	38,5
- Loại cáp 7 sợi	12,9	186	100
	15,2	232	139
	15,7	265	150
- Loại cáp xoắn 7 dây	12,7	209	112
	15,2	300	165
	18,0	380	223
Thép thanh hợp kim thấp:			
- Cấp 1030/815	26,5	568	552
	32	830	804
	36	1048	1018
	40	1300	1257
- Cấp 1230/1080	25	600	491
	32	990	804
	36	1252	1018
Thép không rỉ:			
- Loại dây	7	44,3	38,5
- Loại thanh	25	600	491
	32	990	804
	40	1300	1257

Thanh neo thường làm bằng thép tròn có gai cường độ cao hoặc bằng các bó cáp chế tạo sẵn.

Thép làm thanh neo thường có các loại sau:

a. Thép không hợp kim:

- Loại dây đơn Φ = 7mm.
- Loại cáp 7 sợi, có đường kính bó cáp d = 12,9 ÷ 15,7mm.
- Loại cáp xoắn 7 sợi, có đường kính bó cáp d = 12,7 ÷ 18mm.

b. Thép thanh hợp kim thấp, có đường kính Φ = 25 ÷ 40mm.

c. Thép không rỉ:

- Loại dây đơn Φ = 7mm.
- Loại thanh có Φ = 25 ÷ 40mm.

Thanh neo có thể làm bằng thép thường hoặc thép ứng suất trước. Khi thiết kế và dùng trong thi công loại thép ứng suất trước có thể tham khảo về kích cỡ tiêu chuẩn và độ bền của thép ghi trong bảng X – 5.

Quy định về tỷ lệ tiết diện dây neo trong lỗ khoan như sau:

Diện tích tiết diện ngang của dây neo thép không vượt quá 15% diện tích lỗ khoan đối với các dây gồm nhiều loại song song và 20% diện tích lỗ khoan đối với dây neo đơn.

Thanh neo được đặt vào ống ghen trong lỗ khoan.

Nếu thanh nặng quá 200 KG, thì phải dùng thiết bị nâng cơ khí. Thanh neo phải đặt vào ống ghen khi vữa xi măng trong ống còn đang ở thể lỏng, chưa sơ ninh. Sau đó phun ép vữa tiếp vào ống ghen để cho thanh neo bằng thép (hoặc bó cáp) được liên kết chặt chẽ với bầu neo khi vữa xi măng đông cứng.

X.4.4. Đặt neo vào chế độ làm việc

Sau khi bầu neo được tạo nên bởi vữa xi măng đã đông cứng (cường độ đã đạt trên 30N/mm^2) thì mới được đặt neo vào chế độ làm việc.

Các dây neo được khóa bằng các chốt niêm (khi dây neo gồm nhiều sợi, xem hình X– 16a), hoặc khóa bằng các bu lông khóa (khi có thanh neo đơn xem hình X – 16b).

Sai số cho phép về trục dây neo, khi khóa bằng chốt nêm cho dây neo gồm nhiều sợi là ± 5^0 và khóa bằng bu lông neo cho dây neo đơn là ± 2,5^0 (xem hình X – 16).

Có hai cách sử dụng neo:

a) Neo tạm thời, là neo chỉ dùng trong một thời gian ngắn (dưới 18 tháng) thường dùng khi thi công tầng hầm cho nhà cao tầng. Sau khi làm xong tầng hầm thì giải phóng neo.

b) Neo vĩnh cữu, là neo có thời gian sử dụng lâu dài (trên 18 tháng) thường dùng khi neo các tường chắn trong các công trình giao thông.

Chú ý: Trong cuốn chỉ dẫn kỹ thuật này chỉ nói đến neo tạm thời.

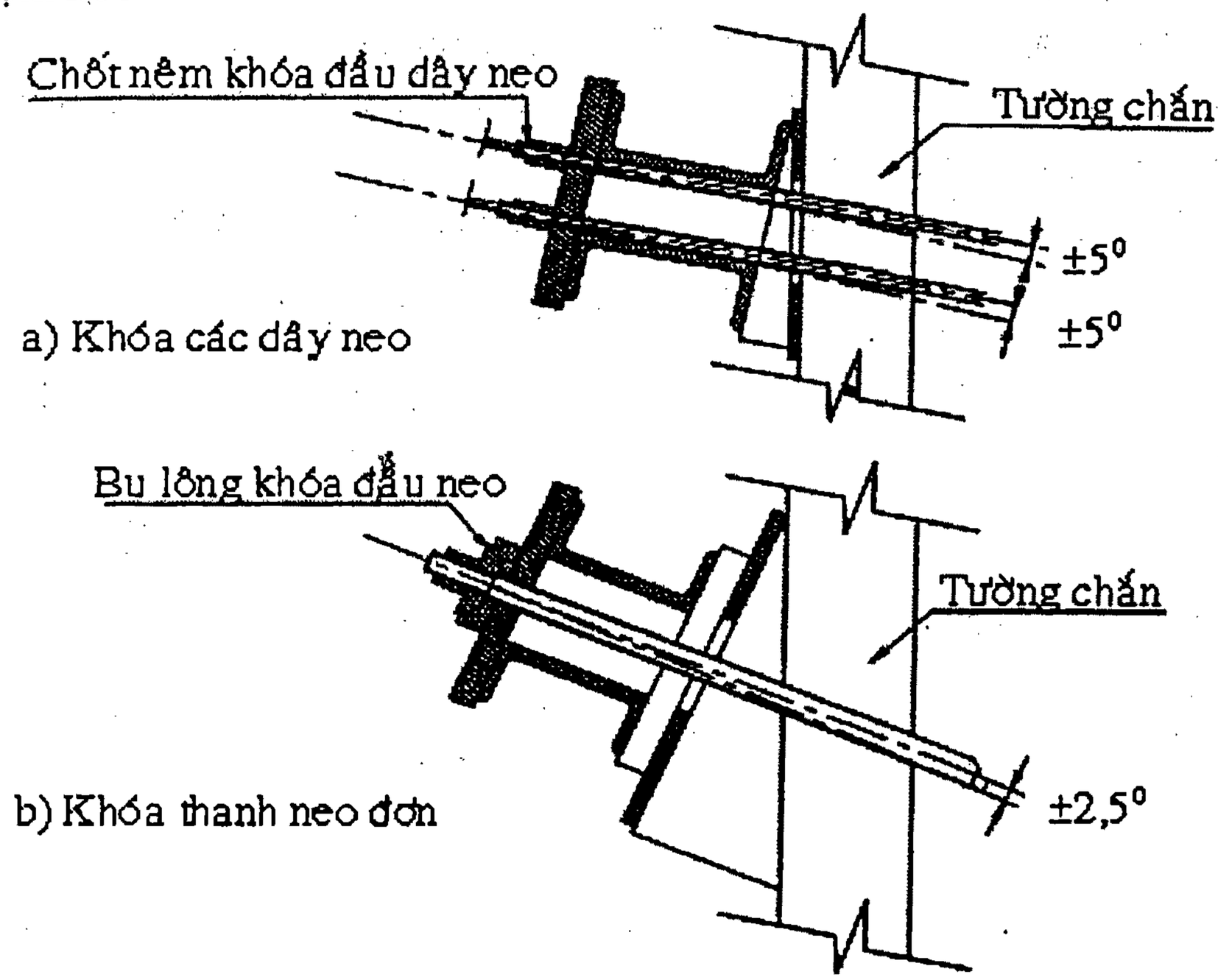
Quy định về lực kéo của neo như sau:

- Đối với thanh neo ứng suất trước thì chỉ được thực hiện lực kéo sử dụng $T_S \leq 0,75T_P$ (trong đó T_P là lực kéo của thép ở giới hạn dẻo).

- Lực kéo thử để đưa neo vào sử dụng là:

$T_c = 1,15T_S$ (trong đó T_S là lực kéo sử dụng).

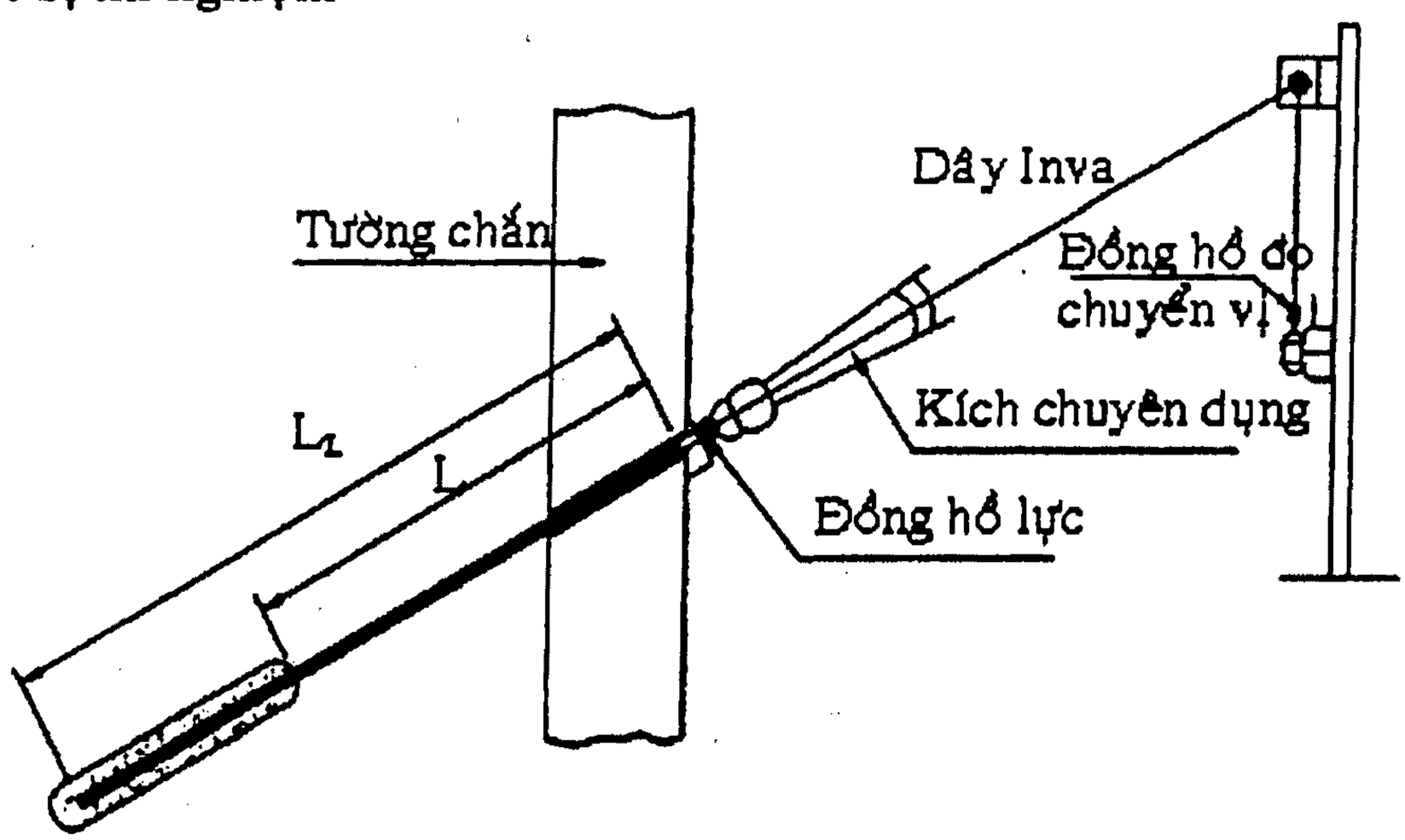
Việc xác định lực kéo sử dụng T_S thực tế cần phải căn cứ vào kết quả thí nghiệm neo.



Hình X - 16: *Khóa đầu neo và sai số cho phép*

X.4.5. Thí nghiệm neo

1. Thiết bị thí nghiệm



Hình X - 17: *Sơ đồ thí nghiệm neo*

2. Thí nghiệm đến phá hoại

a. Mục đích thí nghiệm: Xác định sức chịu tối đa của neo.

b. Số lượng thí nghiệm: 3 cái.

Lực thử $T_{cmax} \leq 0,75T_P$ (trong đó T_P là lực kéo giới hạn ở trạng thái dẻo của thép). Như vậy, tiết diện cốt thép phải chọn đủ lớn để cho $1,5\ T_{cmax} \leq T_P$, khi đó neo bị phá hoại không phải do cốt thép bị đứt, mà do bầu neo bị phá hoại, tức là ma sát giữa bầu neo và đất xung quanh bị phá hoại.

Gia tải từng cấp, mỗi cấp bằng 10% T_{cmax}, cho đến khi neo bị phá hoại. Thời gian thí nghiệm kéo dài khoảng 60 phút. Lực kéo lớn nhất lúc neo bị phá hoại tức là sức chịu tối đa của neo R_{max} hay là lực kéo tới hạn T_u của cả neo.

Từ đó, quy định lực kéo sử dụng là $T_S = \frac{R_{max}}{2} = \frac{T_u}{2}$.

Chú ý: Không dùng neo đã bị thí nghiệm phá hoại cho công trình.

3. Thí nghiệm kiểm tra

a. Mục đích: Kiểm tra sức chịu tải của neo để chịu được lực kéo sử dụng T_S.

b. Số lượng thí nghiệm:

Tổng số lượng neo n	Số lượng neo cần thí nghiệm N
Tới 200 cái	2 cái
201 ÷ 500 cái	3 cái
501 ÷ 1000 cái	4 cái
1001 ÷ 2000 cái	5 cái
2001 ÷ 4000 cái	6 cái

c. Lực thử $T_c = 1,15\ T_S$.

d. Các cấp gia tải là 10% T_c, thực hiện trong 60 phút. Các cấp đỡ tải là 10%, thực hiện trong 60 phút.

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

Ghi chú:

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

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

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

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

Share-connect.blogspot.com

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. GS.TSKH Nguyễn Văn Quảng, KS. Nguyễn Hữu Kháng, KS. Uông Đình Chất.
   Nền móng các công trình dân dụng - công nghiệp.
   Nhà Xuất Bản Xây Dựng, năm 1996.
2. GS.TSKH Nguyễn Văn Quảng chủ biên.
   Chỉ dẫn kỹ thuật thi công và kiểm tra chất lượng cọc khoan nhồi.
   Nhà Xuất Bản Xây Dựng, năm 1998.
3. Công tác khảo sát đất nền móng nông và móng sâu.
   Tài liệu kỹ thuật thống nhất DTU của Pháp.
   Đại học Xây dựng Hà Nội, năm 1991.
4. PTS. Nguyễn Thế Hùng.
   Công nghệ thi công công trình ngầm bằng phương pháp tường trong đất.
   Nhà Xuất Bản Giao Thông Vận Tải, năm 1998.
5. A.N.TETITOR – Vũ Mạnh Hùng và Nguyễn Văn Liên dịch.
   Thiết kế và thi công các kết cấu móng một cách hợp lý và tiết kiệm.
   Nhà Xuất Bản Xây Dựng, năm 1981.
6. GS. Bùi Danh Lưu.
   Neo trong đất đá.
   Nhà Xuất Bản Giao Thông Vận Tải, năm 1999.
7. TCXD – 205:1998.
   Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế.
8. CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DE BATIMENT
   Tom 2
   HENRY THONIER
   École Nationale des Ponts et Chausseés, Paris, 1993.
9. NORMALISATION FRANÇAISE: P11 – 212, DTU – 13 – 2.
   Fondation profondes pour le bâtiment, Paris, 1992.
10. SETRA – CTOA – Utilisation des pieux exécutés suivant le Procédé starsol dans les fondations d'ouvrages d'art., 1995.
11. SETRA, LCPC. Les pieux forés. Recucil de règles de I'art, Paris, 1978.
12. Recommandations T.A.95: Tirants d'ancrage (Comité Français de la Mécanique dessols et des Travaux de Fondations).

13. Tiêu chuẩn Anh: BS – 8081: 1989 – Neo trong đất.
Bản dịch - Nhà Xuất Bản Xây Dựng – 2001.

14. PGS. Nguyễn Bá Kế: Thi công cọc khoan nhồi.
Nhà Xuất Bản Xây Dựng – 1997.

15. TS. Nguyễn Hữu Đẩu – Công nghệ mới đánh giá chất lượng cọc.
Nhà Xuất Bản Xây Dựng – 2000.

16. Một số tài liệu về cọc barét, tường trong đất và neo trong đất do tập đoàn BACHY SOLETANCHE (Pháp) thực hiện trên thế giới và Việt Nam.

17. GS. TSKH. Nguyễn Văn Quảng.
Chỉ dẫn thiết kế và thi công cọc Barét, tường trong đất và neo trong đất.
Nhà Xuất Bản Xây Dựng – 2003.

GS. TSKH. NGUYỄN VĂN QUẢNG

NỀN MÓNG NHÀ CAO TẦNG

(Xuất bản lần thứ 2 có chỉnh sửa)

Chịu trách nhiệm xuất bản : GS. TS. TÔ ĐĂNG HẢI
Biên tập : TRỊNH QUANG TRUNG
HUỲNH TRUNG HIẾU
Sửa bài : NGUYỄN VĂN QUẢNG
HỒ LÊ VIẾT DŨNG
HUỲNH TRUNG HIẾU
Bìa : NGUYỄN QUANG

NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
70 Trần Hưng Đạo, Hà Nội
CHI NHÁNH NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
28 Đồng Khởi - 12 Hồ Huấn Nghiệp, Q.1, TP. Hồ Chí Minh
ĐT : 8225062 - 8296628 - 8290228

Mã số $\frac{6X6}{KHKT-2006}$ 136 - 2006/CXB/559-06/KHKT

In 1.000 cuốn, khổ 16 x 24 cm, tại Công ty Cổ phần Văn hóa Tân Bình, số 105A Âu Cơ, P.14, Q. Tân Bình, TP. HCM. Giấy phép xuất bản số 136-2006/CXB/559-06/KHKT cấp ngày 08/3/2006. In xong và nộp lưu chiểu tháng 7/2006.