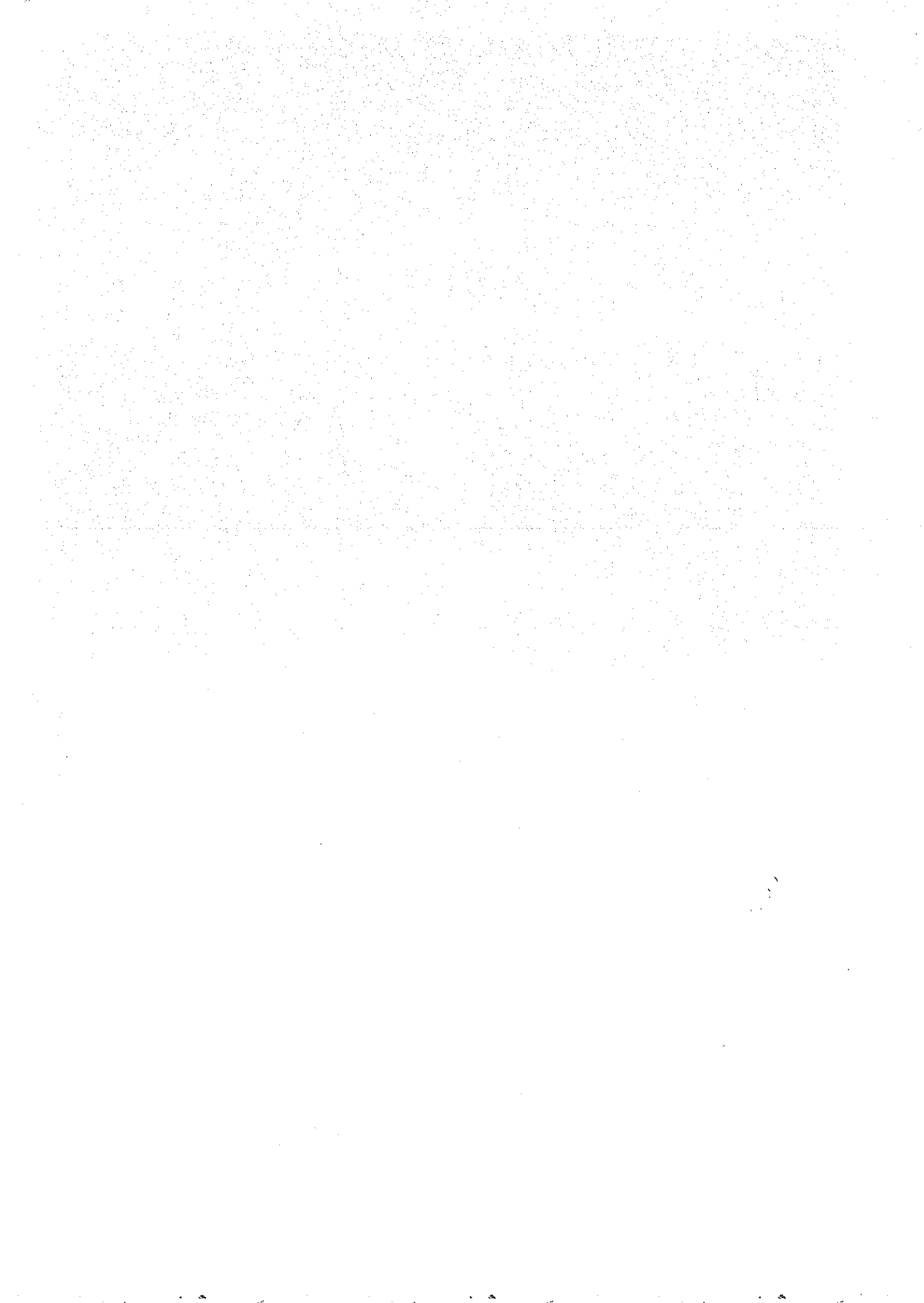


VŨ CÔNG NGŨ
NGUYỄN THÁI

Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng



NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT



Gs, Ts. VŨ CÔNG NGŨ - Ths. NGUYỄN THÁI

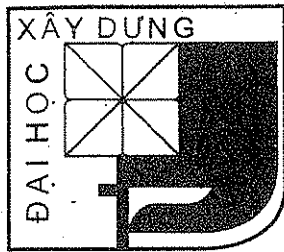
Nguyễn Thái Hà

THÍ NGHIỆM ĐẤT HIỆN TRƯỜNG VÀ ỨNG DỤNG TRONG PHÂN TÍCH NỀN MÓNG



NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT

HÀ NỘI



50 NĂM ĐÀO TẠO 40 NĂM THÀNH LẬP

Chịu trách nhiệm xuất bản: Pgs, Ts. Tô Đăng Hải
Biên tập: Thanh Định, Quang Hùng
Sửa bản in: Quang Hùng
Trình bày và chế bản: Phòng máy tính
Trình bày bìa: Hương Lan

60-605
KHKT-06 1288-120

LỜI NÓI ĐẦU

Trong những năm gần đây đã có một số sách về Cơ học đất và Nền móng được xuất bản. Trong những sách đó, các thí nghiệm hiện trường thường được trình bày hoặc là trong một chương ngắn, hoặc là rải rác ở các phần cần ứng dụng. Với những cuốn sách có chủ đề chung đó, dung lượng các đề mục làm cho việc trình bày các thí nghiệm hiện trường khó có thể kỹ càng, đầy đủ.

Còn trong thực hành, theo cảm nhận của chúng tôi, nhiều kỹ sư, cả những người làm khảo sát và những người phân tích thiết kế, chưa chú trọng nhiều đến thí nghiệm hiện trường. Cuốn sách *Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng* trình bày chuyên về thí nghiệm đất hiện trường. Tuy vậy khái niệm "thí nghiệm hiện trường" rất rộng và phong phú, nên ở đây chúng tôi chỉ trình bày kỹ hơn về những thí nghiệm được dùng phổ biến nhất. Một số khía cạnh chuyên sâu chưa được đề cập đến như cách xác định năng lượng hữu ích của SPT dựa vào thiết bị SPTPC, cách chuẩn hoá thiết bị ECPT, hay cách tiến hành thí nghiệm tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng của CPTU (piezocone).

Chúng tôi dành phần chú ý đáng kể cho việc dùng các kết quả thí nghiệm hiện trường trong phân tích nền móng. Trong sách đã giới thiệu rất nhiều các tương quan thực nghiệm của nhiều tác giả và từ nhiều nguồn khác nhau. Chúng tôi nghĩ rằng, nếu căn cứ vào các đặc trưng vật lý, có sự phân loại đất thích hợp thì cũng có thể dùng kinh nghiệm của những người nghiên cứu khác. Người phân tích có thể dùng nhiều cách diễn dịch mà kết quả chắc không hoàn toàn trùng nhau, nhưng nó cho phép ta chọn lựa giá trị hợp lý cho đặc trưng của đất mà ta muốn đánh giá.

Trừ thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn, các thí nghiệm khác thường là rất ít dùng, thậm chí hoàn toàn chưa được dùng ở nước ta. Nhưng Việt Nam ta nhất định phải phát triển các thí nghiệm đất hiện trường. Hy vọng sách này sẽ gây được sự chú ý nơi những người khảo sát xây dựng, những người tư vấn thiết kế xây dựng và những người quản lý xây dựng.

Mặc dù người viết đã hết sức cố gắng trong quá trình biên soạn, nhưng do những hiểu biết còn hạn chế và kinh nghiệm thì ít ỏi, nên chắc chắn cuốn sách này còn nhiều thiếu sót. Chúng tôi rất mong nhận được sự góp ý của độc giả.

Các tác giả

MỤC LỤC

LỜI NÓI ĐẦU.....	3
MỤC LỤC.....	4
KÝ HIỆU.....	13
CÁC THỨ NGUYÊN THƯỜNG DÙNG.....	14

CHƯƠNG 1. TÓM TẮT KIẾN THỨC ĐỊA KỸ THUẬT CƠ BẢN

1.1. CÁC TÍNH CHẤT CƠ LÝ.....	17
1.1.1. Tính chất vật lý.....	17
1.1.2. Tính nén lún.....	18
1.1.2.1. Độ lún cố kết thắm ổn định.....	19
1.1.2.2. Độ lún cố kết thắm theo thời gian.....	22
1.1.2.3. Độ lún tức thời.....	22
1.1.2.4. Độ lún từ biến.....	23
1.1.2.5. Hệ số nền.....	23
1.1.3. Hệ số áp lực ngang tĩnh K_0	24
1.1.4. Sức chống cắt của đất.....	24
1.1.4.1. Sức chống cắt của đất sét.....	24
1.1.4.2. Sức chống cắt của đất cát.....	25
1.1.5. Tỷ số ứng suất chu trình (kháng chấn).....	25
1.2. TƯƠNG QUAN GIỮA CÁC TÍNH CHẤT CƠ LÝ CỦA ĐẤT.....	26
1.2.1. Tương quan giữa chỉ số dẻo PI với sức kháng cắt S_u	26
1.2.2. Tương quan với tính biến dạng của đất.....	27
1.2.2.1. Tương quan giữa hệ số Poisson (nở hông) và φ , PI	27
1.2.2.2. Môđun không thoát nước của sét.....	27
1.2.2.3. Chỉ số nén.....	28
1.2.3. Hệ số áp lực ngang tĩnh K_0 và hệ số quá cố kết OCR	28

1.2.3.1. Hệ số quá cố kết OCR của cát	29
1.2.3.2. Hệ số áp lực ngang tĩnh K_0 và hệ số quá cố kết OCR của đất sét	30
1.2.3.3. Nhận xét về giá trị K_0	32
1.2.4. Sức kháng cắt của đất	33
1.2.4.1. Góc ma sát trong φ của đất cát	33
1.2.4.2. Sức kháng cắt của đất sét	34
1.3. TÓM TẮT SỨC CHỊU TẢI ĐỌC CỦA CỌC ĐƠN	37
1.3.1. Thiết kế cọc theo ứng suất (hay sức chịu tải) cho phép	37
1.3.2. Thiết kế cọc theo hệ số thành phần (LRFD - Load and Resistant Factor Design)	39

CHƯƠNG 2. THÍ NGHIỆM XUYÊN CÔN (CPT)

2.1. GIỚI THIỆU	41
2.1.1. Nguyên lý	41
2.1.2. Lịch sử CPT	41
2.2. NỘI DUNG THÍ NGHIỆM CPT	45
2.2.1. Các thành phần của thiết bị	45
2.2.2. Chọn độ sâu mà xuyên có thể làm việc	45
2.2.3. Thí nghiệm xuyên côn đo bằng cơ học (MCPT - Mechanical Cone Penetration Test)	46
2.2.4. Thí nghiệm xuyên côn đo bằng điện ECPT (Electric Cone Penetration Test)	47
2.2.4.1. Bảo hoà vòng đá thấm trong CPTU	49
2.2.4.2. Hiệu chỉnh sức kháng mũi trong CPTU	50
2.2.5. Chuẩn hoá số đọc	51
2.2.6. So sánh MCPT và ECPT	52
2.3. ƯỚC TÍNH CÁC CHỈ TIÊU CƠ LÝ CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ CPT	54
2.3.1. Các tính chất vật lý dựa trên kết quả CPT	54
2.3.1.1. Phân loại đất dựa trên kết quả CPT	54
2.3.1.2. Đánh giá trạng thái của đất dựa trên kết quả CPT	58
2.3.2. Đánh giá tính thấm của đất dựa trên kết quả CPT	61
2.3.3. Đánh giá tính biến dạng của đất dựa trên kết quả CPT	61

2.3.3.1. Đánh giá môđun biến dạng của cát dựa trên kết quả CPT.....	61
2.3.3.2. Đánh giá môđun đàn hồi (tức thời) của sét dựa trên kết quả CPT	62
2.3.3.3. Đánh giá môđun biến dạng của sét dựa trên kết quả CPT	64
2.3.3.4. Đánh giá môđun cắt dựa trên kết quả CPT.....	65
2.3.4. Đánh giá hệ số áp lực ngang tĩnh K_0 và hệ số quá cố kết OCR.....	66
2.3.4.1. Đánh giá hệ số K_0 của đất cát dựa trên kết quả CPT	66
2.3.4.2. Đánh giá hệ số K_0 và OCR của đất sét dựa trên kết quả CPT	67
2.3.5. Đánh giá sức kháng cắt của đất dựa trên kết quả CPT.....	70
2.3.5.1. Đánh giá sức kháng cắt của đất cát dựa trên kết quả CPT	70
2.3.5.2. Đánh giá sức kháng cắt của đất sét dựa trên kết quả CPT	72
2.3.6. Đánh giá tính biến loãng của đất cát dựa trên kết quả CPT	74
2.4. ỨNG DỤNG TRỰC TIẾP KẾT QUẢ CPT VÀO THIẾT KẾ MÓNG NÔNG	75
2.4.1. Dự báo sức chịu tải của nền dựa trên kết quả CPT	75
2.4.1.1. Cách tính của Schmertmann (1978).....	75
2.4.1.2. Cách tính của Schmertmann dựa trên Terzaghi cho nền cát	76
2.4.1.3. Cách tính của Meyerhof (1956) cho nền cát	76
2.4.1.4. Cách tính của Tand, Funegard và Briaud (1986) cho nền sét	76
2.4.2. Dự báo độ lún ổn định của móng dựa trên kết quả CPT	77
2.4.2.1. Cách tính của Meyerhof cho nền cát.....	77
2.4.2.2. Cách tính của Schmertmann cho nền cát.....	77
2.4.2.3. Cách tính của Buisman và DeBeer cho nền cát	79
2.5. ỨNG DỤNG KẾT QUẢ CPT VÀO DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI ĐỌC CỦA CỌC	80
2.5.1. Cách tính của LCPC cho mọi loại cọc	80
2.5.1.1. Cách tính LCPC cũ (1982) (TCXD 205-1998).....	80
2.5.1.2. Cách tính LCPC mới (1983-1992)	80
2.5.2. Cách tính của Schmertmann CPT cho cọc chế sẵn	84
2.5.3. Cách tính của De Ruiter và Beringen cho cọc chế sẵn.....	86
2.5.4. Cách tính Alsamman (1995) cho cọc nhồi	87
2.6. VÍ DỤ TÍNH TOÁN	88
2.6.1. Ví dụ 1: Đặc trưng cơ lý.....	89
2.6.1.1. Phân loại đất.....	89

2.6.1.2. Đánh giá trạng thái	91
2.6.1.3. Đánh giá sức kháng cắt.....	92
2.6.1.4. Đánh giá hệ số K_0 , OCR	92
2.6.1.5. Đánh giá môđun biến dạng (kể cả yếu tố từ biến).....	93
2.6.1.6. Đánh giá hệ số Poisson.....	93
2.6.2. Ví dụ 2: Móng nông.....	93
2.6.2.1. Dự báo sức chịu tải	93
2.6.2.2. Dự báo độ lún	95
2.6.3. Ví dụ 3: Sức chịu tải của móng cọc.....	98
2.6.3.1. Cách tính De Ruitter và Beringen	98
2.6.3.2. Cách tính Schmertmann:.....	100
2.6.3.3. Cách tính LCPC mới.....	101
2.7. TRÌNH BÀY KẾT QUẢ.....	102
2.8. ĐỘ TIN CẬY CỦA THÍ NGHIỆM CPT.....	105
2.9. GIÁ THÀNH	105
2.10. NHỮNG CẢI TIẾN MỚI VỚI THÍ NGHIỆM CPT	106
2.11. TÓM TẮT THÍ NGHIỆM CPT.....	107

CHƯƠNG 3. THÍ NGHIỆM XUYÊN TIÊU CHUẨN (SPT)

3.1. GIỚI THIỆU	109
3.1.1. Nguyên lý	109
3.1.2. Lịch sử SPT.....	109
3.2. NỘI DUNG THÍ NGHIỆM SPT	110
3.2.1. Các thành phần của thiết bị.....	110
3.2.2. Trình tự thí nghiệm	110
3.2.3. Chuẩn hoá số đọc	111
3.3. ƯỚC TÍNH CÁC CHỈ TIÊU CƠ LÝ CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ SPT	113
3.3.1. Đánh giá các tính chất vật lý dựa trên kết quả SPT	113
3.3.1.1. Đánh giá độ chặt tương đối của đất rời dựa trên kết quả SPT.....	113
3.3.1.2. Đánh giá trạng thái của đất dính dựa trên kết quả SPT.....	114
3.3.2. Đánh giá tính biến dạng của đất dựa trên kết quả SPT	115

3.3.2.1. Đánh giá môđun biến dạng của cát dựa trên kết quả SPT.....	115
3.3.2.2. Đánh giá môđun đàn hồi tức thời của sét dựa trên kết quả SPT.....	116
3.3.2.3. Đánh giá môđun biến dạng của sét dựa trên kết quả SPT.....	116
3.3.2.4. Đánh giá môđun cắt của đất dựa trên kết quả SPT	116
3.3.3. Đánh giá hệ số K_0 và OCR của đất dựa trên kết quả SPT	116
3.3.3.1. Đánh giá hệ số K_0 và OCR đất cát dựa trên kết quả SPT.....	116
3.3.3.2. Đánh giá hệ số K_0 và OCR đất sét dựa trên kết quả SPT	117
3.3.4. Đánh giá sức kháng cắt của đất dựa trên kết quả SPT	118
3.3.4.1. Đánh giá sức kháng cắt của đất cát dựa trên kết quả SPT.....	118
3.3.4.2. Đánh giá sức kháng cắt của đất sét dựa trên kết quả SPT.....	119
3.3.5. Đánh giá khả năng biến loãng của đất dựa trên kết quả SPT	120
3.4. ỨNG DỤNG TRỰC TIẾP KẾT QUẢ SPT VÀO THIẾT KẾ MÓNG NÔNG	121
3.4.1. Đánh giá sức chịu tải của nền dựa trên kết quả SPT	121
3.4.2. Dự báo độ lún dựa trên kết quả SPT.....	121
3.4.2.1. Cách tính của Burland và Burbridge; móng trên nền đất hạt thô	121
3.4.2.2. Cách tính của D'Appolonia; móng trên nền đất hạt thô	122
3.4.2.3. Cách tính của Hough; móng trên nền đất hạt thô	123
3.4.2.4. Cách tính của Peck và Bazaraa.....	124
3.4.2.5. Nghiên cứu của FHWA về độ tin cậy của các cách tính	124
3.5. ỨNG DỤNG VÀO DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC	126
3.5.1. Cách tính của Meyerhof (đất rời) cho cọc chế sẵn và cọc nhồi.....	126
3.5.1.1. Sức kháng bên.....	126
3.5.1.2. Sức kháng mũi	126
3.5.2. Cách tính của Schmertmann SPT cho cọc chế sẵn.....	127
3.5.2.1. Sức kháng bên.....	127
3.5.2.2. Sức kháng mũi	128
3.5.2.3. Chiều sâu ngầm đủ	129
3.6. QUAN HỆ GIỮA CPT VÀ SPT.....	131
3.7. VÍ DỤ TÍNH TOÁN.....	133
3.7.1. Ví dụ 1: Xác định tính chất cơ học của đất	133
3.7.2. Ví dụ 2: Sức chịu tải của cọc theo cách tính Schmertmann	135
3.7.2.1. Sức kháng bên chưa hiệu chỉnh.....	136

3.7.2.2. Sức kháng mũi chưa hiệu chỉnh	137
3.7.2.3. Hiệu chỉnh sức kháng	137
3.8. TRÌNH BÀY KẾT QUẢ.....	139
3.9. ĐỘ TIN CẬY CỦA THÍ NGHIỆM SPT	142
3.10. NHỮNG CẢI TIẾN MỚI VỚI THÍ NGHIỆM SPT	142
3.11. TÓM TẮT THÍ NGHIỆM SPT	143

CHƯƠNG 4. THÍ NGHIỆM NÉN NGANG DMT (DILATOMETER)

4.1. GIỚI THIỆU	145
4.1.1. Nguyên lý	145
4.1.2. Lịch sử của thí nghiệm DMT	145
4.2. NỘI DUNG THÍ NGHIỆM DMT	147
4.2.1. Các thành phần của thiết bị	147
4.2.1.1. Mũi xuyên phẳng	147
4.2.1.2. Hộp điều khiển	150
4.2.1.3. Bình khí nén	151
4.2.2. Thu thập số đọc hiệu chỉnh	152
4.2.2.1. Định nghĩa ΔA và ΔB	152
4.2.2.2. Xác định ΔA và ΔB	152
4.2.3. Quy trình đọc A, B, C	153
4.2.3.1. Chuẩn bị thí nghiệm	153
4.2.3.2. Thí nghiệm	154
4.2.4. Thí nghiệm tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng (đất dính)	155
4.2.4.1. Phương pháp tiêu tán DMT-A.....	155
4.2.4.2. Phương pháp tiêu tán DMT-A ₂	156
4.3. ƯU, NHƯỢC ĐIỂM CỦA DMT	157
4.4. ƯỚC TÍNH CÁC CHỈ TIÊU CƠ LÝ DỰA TRÊN KẾT QUẢ DMT.....	158
4.4.1. Chuẩn hoá số đọc.....	158
4.4.2. Đánh giá các tính chất vật lý dựa trên kết quả DMT.....	160
4.4.2.1. Phân loại đất dựa trên kết quả DMT	160
4.4.2.2. Đánh giá trạng thái của đất dựa trên kết quả DMT	160

4.4.3. Đánh giá tính thấm của đất dựa trên kết quả DMT.....	161
4.4.3.1. Xác định mực nước ngầm dựa trên kết quả DMT.....	161
4.4.3.2. Đánh giá hệ số cố kết phương ngang C_h theo kết quả DMT	162
4.4.4. Đánh giá tính biến dạng của đất dựa trên kết quả DMT	163
4.4.4.1. Đánh giá môđun đàn hồi tức thời của sét dựa trên kết quả DMT	163
4.4.4.2. Đánh giá môđun biến dạng của cát và sét dựa trên kết quả DMT ...	163
4.4.4.3. Đánh giá môđun cắt dựa trên kết quả DMT.....	164
4.4.4.4. Đánh giá hệ số nền dựa trên kết quả DMT.....	164
4.4.5. Đánh giá hệ số K_0 và OCR của đất dựa trên kết quả DMT.....	164
4.4.5.1. Đánh giá hệ số K_0 và OCR của đất sét dựa trên kết quả DMT	164
4.4.5.2. Đánh giá hệ số K_0 và OCR của đất cát dựa trên kết quả DMT	166
4.4.6. Đánh giá sức kháng cắt của đất dựa trên kết quả DMT	167
4.4.6.1. Đánh giá góc φ của đất cát dựa trên kết quả DMT.....	167
4.4.6.2. Đánh giá sức kháng cắt S_u của đất sét dựa trên kết quả DMT.....	168
4.4.7. Đánh giá khả năng biến loãng của đất dựa trên kết quả DMT.....	169
4.5. ỨNG DỤNG KẾT QUẢ DMT VÀO DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC.....	170
4.5.1. Cách tính sức chịu tải nén dọc trục của cọc đúc sẵn trong đất sét của Powell (2001b)	170
4.5.2. Tính toán cọc chịu tải trọng ngang.....	170
4.5.2.1. Giới thiệu về phương pháp đường cong P-y	170
4.5.2.2. Cách xây dựng đường cong P-y của Robertson và cộng sự (1989)..	171
4.5.2.3. Cách xây dựng đường cong P-y của Gabr và Borden (1988) cho cọc trong đất rời.....	172
4.6. TRÌNH BÀY KẾT QUẢ.....	173
4.7. ĐỘ TIN CẬY CỦA THÍ NGHIỆM DMT	175
4.8. GIÁ THÀNH THÍ NGHIỆM DMT.....	175
4.9. NHỮNG CẢI TIẾN MỚI VỚI THÍ NGHIỆM DMT	175
4.10. TƯƠNG QUAN VỚI CÁC THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG KHÁC	176
4.10.1. Tương quan với PMT	176
4.10.2. Tương quan với CPT	176
4.11. TÓM TẮT THÍ NGHIỆM DMT	176

CHƯƠNG 5. THÍ NGHIỆM NÉN NGANG PMT

5.1. GIỚI THIỆU	179
5.1.1. Nguyên lý	179
5.1.2. Lịch sử của thí nghiệm PMT	179
5.2. NỘI DUNG THÍ NGHIỆM PMT.....	180
5.2.1. Các thành phần của thiết bị	180
5.2.2. Chuẩn bị thiết bị.....	181
5.2.2.1. Làm bão hoà hộp điều khiển	181
5.2.2.2. Làm bão hoà đồng hồ áp lực (không cần với Pencil).....	181
5.2.2.3. Làm bão hoà buồng PMT.....	182
5.2.2.4. Kiểm tra độ bão hoà.....	182
5.2.3. Chuẩn hoá thiết bị	183
5.2.3.1. Hiệu chỉnh áp lực:.....	183
5.2.3.2. Hiệu chỉnh thể tích	183
5.2.4. Tiến hành thí nghiệm	184
5.2.5. Chuẩn hoá số đọc	185
5.3. ƯỚC TÍNH CÁC CHỈ TIÊU CƠ LÝ DỰA TRÊN KẾT QUẢ PMT	186
5.3.1. Dự báo mô đun biến dạng của đất dựa trên kết quả PMT	186
5.3.2. Dự báo hệ số OCR và K_0 của đất sét dựa trên kết quả PMT	186
5.4. DỰ BÁO ĐỘ LÚN CỦA MÓNG NÔNG DỰA TRÊN KẾT QUẢ PMT.....	186
5.5. ĐỘ TIN CẬY CỦA THÍ NGHIỆM PMT.....	187
5.6. TÓM TẮT THÍ NGHIỆM PMT.....	188

CHƯƠNG 6. CÁC THÍ NGHIỆM KHÁC

6.1. THÍ NGHIỆM CẮT CÁCH (VST)	191
6.1.1. Nguyên lý thí nghiệm.....	191
6.1.2. Thiết bị và cách thí nghiệm	191
6.1.3. Hiệu chỉnh S_u đo được từ thí nghiệm cắt cánh	194
6.1.4. Dự báo hệ số OCR từ kết quả thí nghiệm cắt cánh	194

6.1.5. Độ tin cậy của thí nghiệm cắt cánh	195
6.2. THÍ NGHIỆM NÉN NGANG MŨI XUYỀN BẬC (STEPPED BLADE)	195
6.3. THÍ NGHIỆM CẮT TRONG HỔ IOWA	196
6.4. CÁC THÍ NGHIỆM ĐỊA VẬT LÝ	196
PHỤ LỤC I: VÀI KHÁI NIỆM THỐNG KÊ	197
PHỤ LỤC II: TÓM TẮT CÁC THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG	197
PHỤ LỤC III: TÓM TẮT CÁC ĐẶC TRƯNG VÀ ỨNG DỤNG	198
PHỤ LỤC IV: CÁCH XÂY DỰNG ĐƯỜNG CONG E-LOG (P)	205
PHỤ LỤC V: THÍ NGHIỆM NÉN TÍNH CỌC	207
TỪ MỤC	210
TÀI LIỆU THAM KHẢO	213

KÝ HIỆU

ν hay μ	hệ số Poisson (nở ngang)	CPTU.....	thí nghiệm CPT có
γ	trọng lượng riêng tự nhiên	do áp lực nước lỗ rỗng	
γ_d (hay γ_k).....	trọng lượng riêng khô	D_{10}	kích thước hiệu quả
φ	góc ma sát trong	D_{50}	kích thước trung bình
φ_p	góc ma sát trong đỉnh (cực đại)	D_r	độ chặt tương đối (tỷ đối)
φ_{cv}	góc ma sát trong dư (ở biến dạng lớn)	e	hệ số rỗng
σ'_{vo}	ứng suất hữu hiệu đứng	E' hay E	môđun thoát nước, có nở hông
σ'_{ho}	ứng suất hữu hiệu ngang	E_u	môđun không thoát nước
σ'_c hay p_c hay σ'_p	áp lực tiền cố kết	E_D	môđun DMT
a	tỷ số diện tích (CPTU)	ECPT.....	thí nghiệm CPT đo bằng điện
a_0 hay m_v	hệ số nén lún tương đối	f_s	sức kháng bên của CPT
B_q	áp lực nước lỗ rỗng	F	tỷ số sức kháng chuẩn hoá
CPTU chuẩn hoá		G	môđun cắt
C_α	chỉ số nén từ biến	G_{max} (hay G_0).....	môđun cắt cực đại (tính kháng chấn)
C_A	hệ số hiệu chỉnh do già hoá	I_D	chỉ số đất (từ DMT)
C_c	chỉ số nén sơ cấp	I_r	chỉ số độ cứng ($=G/S_u$)
C_r	chỉ số nén thứ cấp	k	hệ số thấm
C_e	hệ số đường cong $= D_{30}^2 / (D_{60} D_{10})$	K_0 hay ξ	hệ số nén ngang ($\sigma'_{ho} / \sigma'_{vo}$)
C_u	hệ số đồng nhất $= D_{60} / D_{10}$	K_D	chỉ số nén ngang DMT
CD.....	cố kết, thoát nước	K_a hay λ_c	hệ số áp lực chủ động
CU.....	cố kết, không thoát nước	K_p hay λ_b	hệ số áp lực bị động
C_N	hệ số hiệu chỉnh độ sâu cho SPT	LL (W_L , hay W_{ch} hay W_{nh})..	giới hạn chảy
C_q	hệ số hiệu chỉnh độ sâu cho CPT	LI (hay I_L , hay B).....	độ sệt
C_v	hệ số cố kết phương đứng	M	môđun không nở hông
C_h	hệ số cố kết phương ngang	MCPT ...	thí nghiệm CPT đo bằng cơ học
COV.....	$\frac{\sigma_x}{\lambda_x}$	N	kết quả (số nhát đập thô) SPT
		N_{60} ...	N chuẩn hoá theo 60% năng lượng

N'_{60} hay $(N_1)_{60}$N chuẩn hoá cuối cùng	R_f (hay FR)..... tỷ số sức kháng (f/q_c)
NC.....đất cố kết thường	S_u (hay C_u)..... lực dính không thoát nước
N_k hệ số côn (tính S_u)	S_{ur} S_u của đất xáo động
OC.....đất quá cố kết	S_tđộ nhạy cảm (S_v/S_{ur})
OCR (hay R_c) hệ số quá cố kết (σ' / σ'_{vo})	S_t độ lún tức thời
pa ký hiệu của bar	S_c (hay S)..... độ lún cố kết
(1 bar là áp suất khí quyển)	S_o độ lún tức thời
PL (hay W_p hay W_d)..... giới hạn dẻo	u_o áp lực nước lỗ rỗng tự nhiên
PI (I_p , hay I_w , hay A, hay Φ)... chỉ số dẻo	u_{bt} (hoặc u_T) áp lực nước lỗ rỗng
q_c sức kháng mũi thí nghiệm CPT	đo tại vòng thăm sau cổ côn CPT
q_T q_c hiệu chỉnh do có vòng đá thăm	UU..... không cố kết, không thoát nước
q_{cn} q_c (q_T) chuẩn hoá cũ	VST cắt cánh
Q_T q_c (q_T) chuẩn hoá mới	w (hay w_n)..... độ ẩm tự nhiên

CÁC THỨ NGUYÊN THƯỜNG DÙNG

$$100 \text{ kPa} = 100 \text{ kN/m}^2 = 1 \text{ bar} = 1 \text{ pa} \approx 1 \text{ kG/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2 \approx 1 \text{ tsf} = 2 \text{ ksf.}$$

CHƯƠNG MỞ ĐẦU

Để phân tích khi thiết kế, xử lý khi thi công nền và móng các công trình xây dựng (dân dụng và công nghiệp), giao thông và thủy lợi, ta cần xác định các tính chất của đất nền. Như ta đã biết, có hai nhóm phương pháp chính để xác định các tính chất này: *thí nghiệm trong phòng* và *thí nghiệm hiện trường*.

Để thí nghiệm trong phòng, ta phải thu được mẫu đất từ hiện trường - hoặc mẫu xáo động hoặc mẫu nguyên dạng.

Từ mẫu xáo động, ta có thể xác định một số chỉ tiêu vật lý như: thành phần hạt của đất dính và đất rời, giới hạn Atterberg của đất dính (W_L , W_p). Nếu việc lấy mẫu, vận chuyển và bảo quản đúng quy cách thì các kết quả này là chắc chắn (đáng tin cậy).

Hầu hết các tính chất khác, nhất là các tính chất cơ học đều phải được xác định trên mẫu nguyên dạng như: đặc trưng biến dạng (E , a_0 hay m_v , C_c , C_r , C_v), tính thấm (k), sức chống cắt (φ , c), hệ số rỗng ban đầu (e_0), độ chặt tương đối của đất rời (D_r , và D_r được xác định qua e_0), ...

Tuy nhiên, với đất rời (cát, đá, sỏi, ...), ta hoàn toàn không thể lấy mẫu nguyên dạng được. Do đó, các biểu thức xác định các đặc trưng kể trên theo thí nghiệm trong phòng (hay theo lý thuyết) ít có ý nghĩa thực hành. Vì vậy, ta bắt buộc phải tiến hành thí nghiệm hiện trường trên đất tự nhiên. Từ số đo của thí nghiệm hiện trường, ta suy ra được các đặc trưng, tính chất của đất theo các tương quan thực nghiệm (đã được thiết lập với mức độ chặt chẽ đạt yêu cầu¹).

Ngay cả với đất dính, ta cũng chỉ lấy được những mẫu xáo động nhiều hay ít, mà không bao giờ lấy được mẫu hoàn toàn nguyên dạng. Và ta vẫn cần thí nghiệm hiện trường trên đất dính để kiểm chứng và bổ sung các kết quả.

Hơn nữa, kích thước mẫu đất thí nghiệm trong phòng thường nhỏ, không mang tính đại diện cho nền. Các mẫu thu được thường không phải trong một cột đất liên tục vì sẽ rất tốn kém nếu số lượng mẫu thí nghiệm nhiều. Do đó, thí nghiệm hiện trường (có số lượng các điểm đọc kết quả thí nghiệm nhiều và liên tục) càng có ý nghĩa quan

¹ Các tương quan sẽ được trình bày chi tiết trong cuốn sách này. Về nguyên tắc, các tương quan thực nghiệm được thiết lập ở nơi khác đưa vào Việt Nam, do đó, cần được kiểm nghiệm lại các tương quan đó trong điều kiện đất của Việt Nam. Công việc này sẽ được làm khi có điều kiện. Trước mắt, trong khi chưa có điều kiện kiểm nghiệm, ta tạm áp dụng những kết quả đã có ở các nước khác.

trọng hơn. Sự có mặt của số liệu thí nghiệm hiện trường làm cho tài liệu khảo sát nền đất có độ tin cậy cao hơn rất nhiều. Nếu ta có thể dùng hai hoặc nhiều hơn loại thí nghiệm hiện trường thì càng nâng cao chất lượng của tài liệu khảo sát nền đất.

Ở nước ta hiện nay, tiền công lao động còn thấp, trong khi giá thiết bị lại cao. Tuy nhiên, theo xu thế chung, nước ta sẽ dần tiến đến thực tế ở các nước phát triển hiện nay: tiền công lao động cao, giá thiết bị thấp - do đó, thí nghiệm hiện trường lại rẻ hơn thí nghiệm trong phòng rất nhiều. Từ đó, hầu như người ta chỉ thí nghiệm hiện trường; các thí nghiệm trong phòng chỉ được tiến hành khi thực sự cần thiết.

Trước khi trình bày các thí nghiệm hiện trường, để có một cách nhìn tổng quát về cơ học đất, chương 1 sẽ trình bày vắn tắt những khái niệm hay gặp trong địa kỹ thuật công trình. Các đặc trưng như, hệ số áp lực ngang tĩnh K_0 , hệ số quá cố kết OCR và môđun đàn hồi không thoát nước E_u thường ít khi được sử dụng ở Việt Nam. Nhưng, chúng vẫn được trình bày ở đây để bạn đọc làm quen với cơ học đất đầy đủ hơn.

Sau đó, chương 2, 3 và 4 sẽ trình bày với bạn đọc ba loại thí nghiệm hiện trường phát triển và cần chú ý nhất hiện nay, đó là: SPT, CPT và DMT. Chương 5 trình bày thí nghiệm PMT, một loại thí nghiệm chỉ phổ biến ở Pháp. Chương cuối cùng sẽ trình bày tóm tắt các thí nghiệm khác như: cắt cánh, nén ngang mũi xuyên bậc, cắt trong hố và thí nghiệm địa vật lý.

Việc gọi tên các thí nghiệm bằng những chữ cái đầu của từ tiếng Anh (CPT: Cone Penetration Test, v.v...) là tên được dùng phổ biến ở nhiều nước. Chúng tôi nghĩ chúng ta có thể chấp nhận dùng như thế - xem như một thuật ngữ kỹ thuật - là thuận tiện, không có hại gì cho Việt ngữ. Ngày nay, các thí nghiệm đất ở hiện trường, kể cả những thí nghiệm, quan trắc gắn với nền móng, công trình bao gồm rất nhiều kiểu, loại. Trong cuốn sách này, chúng tôi muốn giới hạn khối lượng và chỉ trình bày những nội dung đã nói trên. Thực tế ở nước ta hiện nay, do sự đơn giản của thiết bị nên thiết bị SPT được dùng rất nhiều. Với thí nghiệm CPT, do chúng ta chỉ có những thiết bị thấp cấp (đo cơ học, hoặc lực xuyên yếu, dưới 10 tấn), nên chỉ xuyên được những đất mềm và được dùng rất ít. Các thí nghiệm DMT và PMT hầu như chưa được dùng. Giới thiệu tài liệu này, chúng tôi mong muốn các cơ quan nghiên cứu, các công ty, các bạn đồng nghiệp sẽ góp sức vào việc phát triển các thí nghiệm hiện trường ở nước ta.

Các kiến thức, các thông tin trình bày trong cuốn sách này rất phong phú, do đó có thể hơi quá tải đối với những kỹ sư không phải chuyên môn địa kỹ thuật.

Trong thực hành, ta không phải dùng tất cả các thí nghiệm một lúc. Với một loại thí nghiệm, có thể ta chỉ cần dùng để ước lượng đánh giá 1, 2 chỉ tiêu cần thiết cho bài toán phân tích, dự báo mà ta đang quan tâm. Như thế tài liệu này có thể được sử dụng từng phần một. Để giúp bạn đọc có cái nhìn khái quát, tác giả trình bày tóm tắt những thông tin quan trọng vào phụ lục 3 - và có thể chính phần này lại là phần hay được bạn đọc tham khảo nhất.

CHƯƠNG 1

TÓM TẮT KIẾN THỨC ĐỊA KỸ THUẬT CƠ BẢN

1.1. CÁC TÍNH CHẤT CƠ LÝ

1.1.1. TÍNH CHẤT VẬT LÝ

Hạt đất được đặt tên theo kích thước hạt (thường đo bằng mm), như ở bảng 1.1.

Bảng 1.1

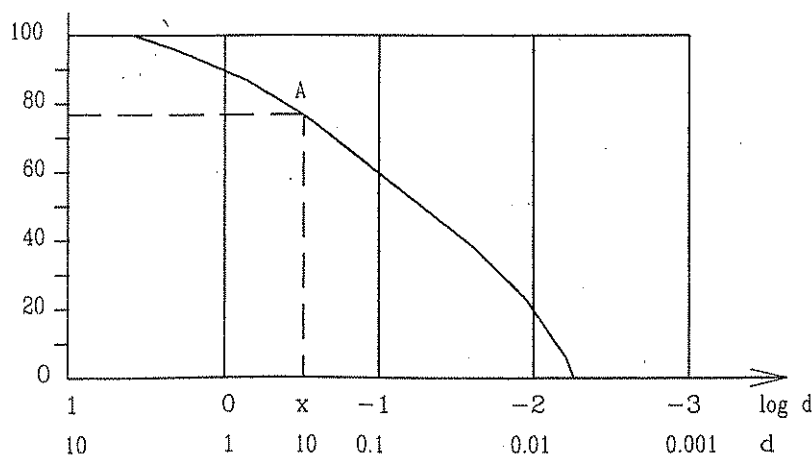
	Đá tảng	Đá cuội	Sỏi sạn	Cát	Bụi	Sét
TC XD VN cũ	200 mm	10 mm	2 mm	0,1 mm	0,005 mm	
USCS (tương tự TCXDVN 5747-93)	300 mm	75 mm	4,75 mm	0,074 mm	0,002 mm	

Dựa vào bảng phân loại *hạt* (bảng 1.1), ta sẽ phân loại *đất* (xem trong *đất* đó, loại hạt nào chiếm đa số). Bốn tiêu chuẩn phân loại đất được dùng phổ biến hiện nay là: USCS, BS 5930, AASHTO, TCXD VN.

Hàm lượng tích lũy hạt thường được biểu diễn qua đồ thị trên hình 1.1.

Điểm A ở đồ thị có tọa độ (x, y). Điều này có nghĩa là:

- 1) $P_x = y\%$ (hàm lượng tích lũy các hạt có đường kính nhỏ hơn x mm là y%).
- 2) $D_y = x$ (mm).



Hình 1.1. Biểu diễn hàm lượng tích lũy

Độ chặt của cát được đánh giá bởi độ chặt tương đối D_r qua bảng 1.2.

Bảng 1.2. Trạng thái của đất cát

Trạng thái	Độ chặt $D_r (= \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}})$
Chặt	2/3 - 1
Chặt vừa	1/3 - 2/3
Rời rạc	0 - 1/3

Còn trạng thái của đất sét được đánh giá bởi độ sệt LI (còn ký hiệu là I_L hoặc B) như trong bảng 1.3.

$$\text{trong đó } LI = B = I_L = \frac{W - W_p}{I_p};$$

$$I_p = W_L - W_p = LL - PL.$$

Bảng 1.3. Trạng thái của đất dính

LI	≤ 0	0 - 0,25	0,25-0,5	0,5 - 0,75	0,75-1	≥ 1
Trạng thái	Rắn (cứng)	Nửa cứng	Đẻo cứng	Đẻo mềm	Đẻo chảy	Chảy (nhão)

1.1.2. TÍNH NÉN LÚN

Độ lún của nền gồm ba phần: lún tức thời (S_o), lún cố kết thấm (S_c) và lún từ biến (S_t):

$$S = S_o + S_c + S_t \quad (1.1)$$

Độ lún tức thời là khi nước chưa kịp thoát đi, đất biến dạng như vật thể đàn hồi.

Độ lún cố kết (thấm) là do sự giảm thể tích lỗ rỗng, do nước thoát dần ra ngoài.

Độ lún từ biến do biến dạng của bản thân khung cốt của đất (của bản thân hạt).

Với đất sét, ba độ lún trên là rõ ràng và có thể tách biệt được. Những nghiên cứu mới nhất cho thấy:

- Độ lún tức thời nhỏ, tuy nhiên có khi không phải là nhỏ quá để có thể bỏ qua. Trong một số trường hợp chúng có thể chiếm tới 10% độ lún tổng. Độ lún tức thời được tính qua môđun đàn hồi không thoát nước, hay còn gọi là *môđun đàn hồi tức thời*, ký hiệu là E_u .
- Độ lún từ biến không nhỏ, nhất là với các đất sét yếu/ rất yếu. Đôi khi, chúng có thể chiếm tới 40 - 50% độ lún tổng.
- Độ lún cố kết (thấm) là phần chủ yếu, thường chiếm trên 90% độ lún tổng. Tuy nhiên, trong một số ít trường hợp nó chỉ chiếm khoảng 50% độ lún tổng. Độ lún cố kết được tính qua:

- ♦ Hoặc qua *môđun biến dạng* thoát nước (E' - thường chỉ ký hiệu là E), hoặc môđun biến dạng không nở hông M (cũng có khi ký hiệu là E_s);
- ♦ Hoặc qua C_c , C_r (các chỉ số nén);
- ♦ Hoặc qua đường cong nén ép e - p .

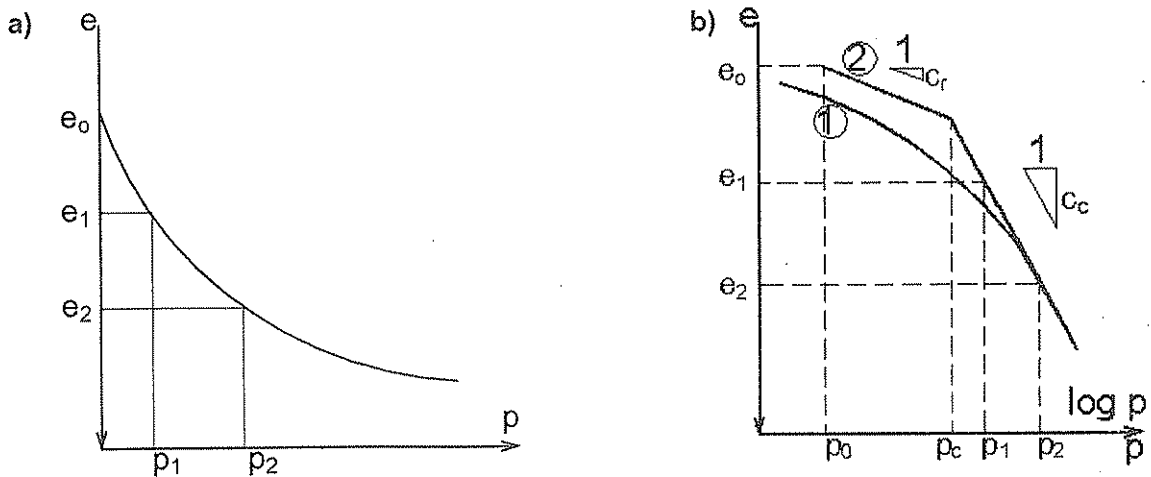
Với đất cát, tính thấm quá nhanh, do đó, không thể tách rời lún tức thời và lún cố kết được. Vì vậy:

$$S = S_{o+c} + S_t \tag{1.2}$$

S_{o+c} là độ lún tức thời và cố kết (thường viết là S , và cũng thường hiểu là lún cố kết, vì lún tức thời của cát quá nhỏ), được tính qua môđun biến dạng E_{o+c} , thường cũng chỉ ký hiệu là E . Với cát, thường ta không thể tính lún S_{o+c} qua các chỉ số nén C_c , C_r và đường cong nén ép e - p như trên được, vì ta không thể lấy mẫu đất nguyên dạng để tiến hành thí nghiệm trong phòng xác định C_c , C_r hay e . Khi đó, trị số E sẽ được xác định qua thí nghiệm hiện trường (như sẽ trình bày sau).

1.1.2.1. Độ lún cố kết thấm ổn định

Từ thí nghiệm nén một trục (còn gọi là thí nghiệm oedometre), ta thu được quan hệ giữa ứng suất nén (áp lực nén) p (còn viết là σ) và độ rỗng e . Quan hệ p - e này được biểu diễn ở đồ thị thường (hình 1.2a) hoặc biểu diễn ở đồ thị bán log (hình 1.2b). Trong đó, đường ① là đường kết quả thí nghiệm, đường ② là đường hiệu chỉnh để sử dụng và tính các hệ số C_c , C_r .



Hình 1.2. Quan hệ p - e

Ghi chú: Trong hình 1.2.b, với đất sét quá cố kết, đoạn nén thứ cấp (C_r) không phải là tiếp tuyến với đoạn đầu của đường ① như nhiều người lầm tưởng. Về nguyên nhân tại sao đường ① nằm thấp hơn đường ②, bạn đọc có thể tham khảo thêm hình 10.27, ở trang 235, 236 - Tập 2 - Cơ học Đất - Whitlow.

Phụ lục 4 trình bày cách hiệu chỉnh đường cong ① để được đường cong ②. Tuy nhiên, vì cách hiệu chỉnh khá dài nên tạm thời ta có thể lấy đoạn nén thứ cấp là đường tiếp tuyến của đoạn đầu đường cong ①. Với đất sét cố kết thường, ta không hiệu chỉnh.

Từ hình 1.2a ta có: Trong đoạn $e_1 - e_2$ nhỏ nào đó:

- Hệ số nén lún tương đối (hay hệ số nén thể tích) a_o (hay m_v) là:

$$a_o = \frac{e_1 - e_2}{(p_2 - p_1)(1 + e_1)}$$

- Môđun biến dạng (có nở hông) là $E = \frac{\beta}{a_o} = \frac{\beta}{m_v}$ với $\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}$.

Môđun này áp dụng cho nền đất dưới móng đơn, do diện chịu tải bé nên đất bị nén chặt theo chiều đứng và nở theo chiều ngang (có nở hông).

- Môđun biến dạng không nở hông là M (hay E_s) = $\frac{1}{a_o} = \frac{1}{m_v}$.

Môđun này áp dụng cho nền đất dưới móng bè, do diện chịu tải lớn nên ta coi nền đất dưới móng không nở hông.

Nếu viết chính xác theo "ngôn ngữ" ứng suất hữu hiệu thì:

Môđun thoát nước:

$$\begin{aligned} E' &= M' (1 + \mu') (1 - 2\mu') / (1 - \mu') \\ &= \left(1 - \frac{2\mu'^2}{1 - \mu'} \right) M' = \beta M' \end{aligned}$$

trong đó μ' - hệ số Poisson trong điều kiện thoát nước;

$\mu' = 0,2 \div 0,3$ cho cát,

$\mu' = 0,3 \div 0,4$ cho sét.

❖ Lún không nở hông của lớp đất dày h_i là:

$$S_i = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h_i \quad (1.3a)$$

$$S_i = a_o p h_i = \frac{1}{M} p h_i = \frac{\beta}{E} p h_i \quad (1.3b)$$

❖ Lún có nở hông:

$$S_i = \frac{1}{E} p h_i \quad (1.3c)$$

Lún không nở hông áp dụng cho trường hợp móng bè (tải rất rộng), còn lún nở hông áp dụng cho toàn bộ các trường hợp khác. Tuy nhiên, ở Việt Nam, ta đều dùng phương trình (1.3b) (không nở hông) cho mọi trường hợp. Kết quả này có thể chấp nhận được vì $\beta = 0,8$ xấp xỉ với 1,0.

Trong hình 1.2b, đường cong ① thu được từ thí nghiệm oedometre, còn đường cong ② là đường hiệu chỉnh từ đường cong ①. Sở dĩ, ta phải hiệu chỉnh được cong ① vì nó (và đường cong ở hình 1.2a) không phản ánh đúng thực tế làm việc của đất. Nguyên nhân chính là trong thí nghiệm oedometre, việc thu được mẫu đất 100% nguyên dạng gần như là điều không tưởng. Ví dụ, mẫu đất đang ở độ sâu 20 m, chịu áp lực bản thân là 300 kPa, nay được đem lên mặt đất để làm thí nghiệm. Việc duy trì áp lực không đổi là 300 kPa đối với mẫu đất nguyên dạng là rất khó. Do đó, mẫu đất "nguyên dạng" này vẫn bị xáo động một phần nào (ngoài ra còn rất nhiều nguyên nhân khác làm xáo động mẫu mà ta không thể tránh khỏi). Nói tóm lại, mẫu đất mà ta gọi là mẫu "nguyên dạng" thì sự nguyên dạng chỉ được gần 100% mà thôi.

Trong hình 1.2b ta có:

p_o (tức là σ'_{vo}) - ứng suất bản thân (địa tĩnh) tại hiện trường;

p_c - áp lực tiên cố kết;

C_c (compression) và C_r (recompression index) - chỉ số nén sơ cấp và thứ cấp.

Độ lún của lớp đất dày h_i là:

$$S_i = \left[C_1 \log \frac{p}{p_c} + C_2 \log \frac{p_c}{p_o} \right] \frac{h_i}{1 + e_o} \quad (1.4)$$

Nếu $p > p_c \geq p_o$: $C_1 = C_c$ và $C_2 = C_r$;

Nếu $p_c > p > p_o$: $C_1 = C_2 = C_r$;

Nếu $p > p_o = p_c$: $C_1 = C_2 = C_c$.

Với đất dính, ta có thể lấy mẫu về để thí nghiệm oedometer, từ đó, xác định e_i , E , M , C_c hoặc C_r . Tuy nhiên, để tính lún, ở các nước Tây Âu - Bắc Mỹ, phương trình (1.3) rất ít khi được sử dụng, thay vào đó, họ sử dụng phương trình (1.4) (vì đường cong ở hình 1.2a và đường cong ① ở hình 1.2b là không đúng thực tế, cần được hiệu chỉnh).

Với đất rời, ta không thể lấy mẫu nguyên dạng để thí nghiệm oedometer được. Do đó, ta sử dụng phương trình (1.3b) hoặc (1.3c) để tính lún, và E (hoặc M) bắt buộc phải được suy ra từ kết quả thí nghiệm hiện trường.

Từ hình 1.2 ta cũng có: Hệ số quá cố kết là OCR (tức là R_c) = p_c / p_o ; và:

- Đất rất quá cố kết (heavily over-consolidated - HOC) có $OCR \geq 4$;
- Đất quá cố kết ít (lightly over-consolidated - LOC) có OCR từ 2 đến 3 hoặc 4;
- Đất cố kết bình thường (Normally consolidated - NC) có $OCR = 1$, thậm chí tới 2 do những sai số khi tính toán;
- Đất dưới cố kết có $OCR < 1$.

Khái niệm về sự quá cố kết của cát, xin xem thêm phần 1.2.3.1.

OCR luôn phải nhỏ hơn giới hạn trên là OCR_{limi} như sau:

$$\text{OCR}_{\text{limit}} \approx \left[\frac{1 + \sin \varphi}{(1 - \sin \varphi)^2} \right]^{\frac{1}{\sin \varphi}} \quad (1.5)$$

1.1.2.2. Độ lún cố kết thắm theo thời gian

Với đất có tính thắm kém, lún xảy ra rất chậm theo thời gian. Tại thời điểm t , độ lún là $S_t = U_t \cdot S$,

trong đó S - độ lún cố kết toàn phần (phương trình 1.3 và 1.4 ở phần 1.1.2.1),

U_t (có giá trị từ 0 đến 1, tức là từ 0% đến 100%) được xác định như sau:

Bước 1: Xác định hệ số cố kết C_v (Taylor, Casagrande, ...);

Bước 2: $T_v = C_v \cdot t / h^2$;

Bước 3: Tra biểu đồ quan hệ $T_v - U$ để tìm U_t (hoặc sử dụng công thức tính U_t).

C_v phụ thuộc nhiều vào hệ số thắm k , và $k = v / I$ (định luật Darcy với điều kiện dòng chảy tầng)

ở đây v - vận tốc của nước thắm trong đất;

I - gradien thủy lực.

Với đất cát, hệ số thắm tương đối lớn ($k > 10^{-4}$ cm/s). Còn với đất sét, hệ số thắm rất nhỏ ($k < 10^{-7}$ cm/s), vì vậy, thời gian lún của đất sét khá lâu.

1.1.2.3. Độ lún tức thời

Ta sử dụng phương trình (1.3b) và (1.3c) để tính độ lún tức thời, tuy nhiên, ta dùng môđun không thoát nước. Môđun không thoát nước thu được bằng cách thí nghiệm oedometer (nén một trục) hoặc triaxial (nén ba trục) trong điều kiện không thoát nước; hoặc thu được bằng những tương quan với thí nghiệm hiện trường trong tài liệu này.

Môđun không thoát nước (cho đất sét, gia tải không thoát nước) có quan hệ sau với môđun biến dạng không nở hông M :

$$\begin{aligned} E_u &= M (1 + \mu_u) (1 - 2\mu') / (1 - \mu') \\ &= 1,5M \frac{1 - 2\mu'}{1 - \mu'} \end{aligned}$$

trong đó μ_u - hệ số Poisson trong điều kiện không thoát nước,

$\mu_u = 0,5$ (bằng của nước);

μ' - hệ số Poisson trong điều kiện thoát nước.

1.1.2.4. Độ lún từ biến

Độ lún từ biến tại năm thứ t_2 được tính theo công thức lý thuyết sau:

$$S_t = C_{\alpha e} \log \frac{t_2}{t_1} h_i \quad (1.6)$$

trong đó

t_1 - thời điểm kết thúc cố kết thấm (tức là điểm t_{100} trên biểu đồ $e-\log(t)$ của Casagrande);

$C_{\alpha e}$ - chỉ số nén từ biến cải biến (là chỉ số nén tính từ đồ thị tải trọng-biến dạng).

$$\text{ở đây } C_{\alpha e} = \frac{C_{\alpha e}}{1 + e_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log(t_2/t_1)(1 + e_1)}$$

$C_{\alpha e}$ là chỉ số nén từ biến tính từ đồ thị tải trọng - hệ số rỗng.

Thông thường, $C_{\alpha e} = (0,015 \div 0,032)$. C_c và trong khoảng 0,025 đến 0,1. Với đất than bùn và hữu cơ thì $C_{\alpha e}$ lớn hơn, khoảng 0,065. C_c , thậm chí cao hơn.

Với đất cát, Schmertmann cho rằng:

$$S_t = S_{o+c} \cdot 0,2 \cdot \log(10 t_2) \quad (1.7)$$

trong đó S_{o+c} - tổng của độ lún tức thời và lún cố kết, thường chỉ ký hiệu là S .

Dựa vào phương trình (1.7), thì ngay cả với cát, độ lún từ biến cũng không thể bỏ qua (ví dụ, sau 30 năm thì $0,2 \cdot \log(300) = 0,5$; tức là lún từ biến bằng 50% của lún cố kết, hay bằng 33% của lún tổng).

1.1.2.5. Hệ số nền

Trong mô hình nền Winkler, hệ số nền theo phương đứng (k_s hay C_z) thường được sử dụng để tính toán móng băng (tức là dầm trên nền đàn hồi), móng bè; còn hệ số nền theo phương ngang (k_{hs}) để tính toán cọc chịu tải trọng ngang.

Hệ số nền không những phụ thuộc vào cấp tải trọng, mà còn phụ thuộc vào kích thước móng. Vesic (1961) cho rằng, có thể ước lượng k_s (hay c_z) như sau:

$$k_s = \frac{0,65}{B} 12 \sqrt{\frac{E \cdot B^4}{E_f I_f}} \frac{E}{1 - \mu^2}, \text{ kN/m}^3 \quad (1.8)$$

trong đó

B - chiều rộng móng, m;

E ; μ - môđun biến dạng, kN/m^2 và hệ số Poisson của đất;

E_f ; I_f - môđun đàn hồi, kN/m^2 và mômen uốn của móng, m^4 .

Theo phương ngang, ta có thể tạm lấy: $k_{hs} = K_o k_s$, với K_o là hệ số nén ngang (xem phần 1.1.3).

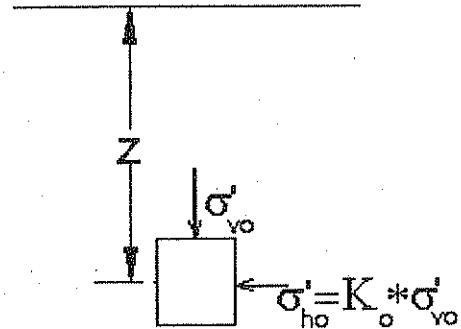
1.1.3. HỆ SỐ ÁP LỰC NGANG TÍNH K_0

Áp lực ngang tác dụng lên phân tử đất (σ'_{ho}) rất khó được xác định trực tiếp và chính xác. Chúng thường được xác định thông qua áp lực đứng (ứng suất đứng - σ'_{vo}) bằng biểu thức:

$$\sigma'_{ho} = K_0 \sigma'_{vo}$$

K_0 gọi là hệ số nén ngang (các tài liệu cơ đất cũ tại Việt Nam thường ký hiệu là ξ). Giá trị của K_0 khó xác định trực tiếp, do đó thường được ước tính gián tiếp qua thí nghiệm hiện trường. K_0 được giới hạn bởi hệ số nén ngang chủ động (K_a , tức λ_c) và hệ số nén ngang bị động (K_p , tức λ_b):

$$\operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = K_a \leq K_0 \leq K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$$

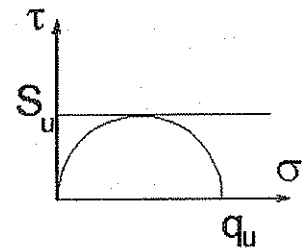


Hình 1.3

1.1.4. SỨC CHỐNG CẮT CỦA ĐẤT

1.1.4.1. Sức chống cắt của đất sét

Khi được gia tải nhanh và đất hoàn toàn không thoát nước (UU), thì đất sét bão hòa không có ma sát trong ($\varphi_u = 0$), sức kháng cắt hoàn toàn do lực dính sinh ra, ta gọi đó là sức kháng cắt không thoát nước S_u ($\tau_{max} = S_u = q_u/2$, hình 1.4). Khi gia tải chậm (CD), với đất cố kết thường, sức kháng cắt hoàn toàn do ma sát trong, còn lực dính $c' = 0$.



Hình 1.4

Tóm lại, ta có ba loại sức chống cắt tương ứng với ba sơ đồ sau:

- UU: Gia tải nhanh, tức thời, không thoát nước: $\varphi_u = 0$; $S_u > 0$ (còn gọi là c_u);
- CU: Gia tải cố kết chậm, cắt nhanh: $\varphi > 0$; $c > 0$;
- CD: Gia tải và cắt chậm, thoát nước hoàn toàn: $\varphi' > 0$; $c' = 0$ (với đất quá cố kết, ta vẫn có $c' > 0$, nhưng c' tương đối nhỏ).

Khi đất sét bị xáo trộn (ví dụ do tác dụng đóng cọc,...), sức kháng cắt không thoát nước của nó giảm xuống còn S_{ur} (sức kháng cắt xáo động). Đất sét có độ nhạy cảm cao rất dễ bị phá hoại và sạt lở. Bảng 1.4 phân loại mức độ nhạy cảm do Michell (1976) đề xuất.

trong đó S_t - độ nhạy cảm (hay tính nhạy) của đất sét và có giá trị là S_u/S_{ur} .

Bảng 1.4. Độ nhạy (tính nhạy) của đất sét

S_t	1	1 - 2	2 - 4	4 - 8	> 8
Độ nhạy cảm	không	ít	vừa	cao	rất cao

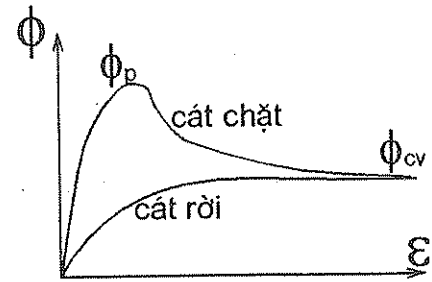
1.1.4.2. Sức chống cắt của đất cát

Đất cát thì không có lực dính ($c = 0$), do đó, sức kháng cắt của đất cát được biểu hiện qua góc ma sát trong φ như sau: $\tau_{max} = \sigma'_{vo} \cdot \text{tg}\varphi$.

Tuy nhiên, góc ma sát trong φ lại phụ thuộc vào mức độ biến dạng - ε - của đất. Một loại đất cát nhưng để ở hai mẫu có trạng thái khác nhau, một mẫu cát chặt, một mẫu cát rời. Sau đó, đem thí nghiệm nén ba trục ta sẽ xác định được góc φ như hình 1.5.

Với cát chặt, ban đầu, góc φ đạt giá trị cực đại (peak) là φ_p (và nó thường là giá trị báo cáo từ thí nghiệm nén ba trục, do đó ký hiệu là φ_{tc} với tc là viết tắt của triaxial compression).

Tuy nhiên, cả cát chặt và cát rời (cùng loại cát, chỉ khác về độ chặt) sẽ cùng đạt giá trị φ_{cv} (cv có nghĩa là thể tích mẫu đất sau đó không đổi - constant volume) ở một biến dạng ε_{cv} khá lớn.



Hình 1.5

Tùy thuộc độ chặt và áp lực lên mẫu đất, φ_p có thể lớn hơn φ_{cv} từ 0 đến 8°, thậm chí còn hơn. Với cát rời, φ_p bằng φ_{cv} . Góc φ ước tính trong tài liệu này không được ghi chép đầy đủ bởi các nhà khoa học là φ_p hay φ_{cv} . Để an toàn, ta chọn φ_{cv} cho thiết kế. *Do đó với các loại cát chặt, ta có thể trừ bớt đi vài độ khi ước tính góc φ theo tài liệu này.*

1.1.5. TỶ SỐ ỨNG SUẤT CHU TRÌNH (KHÁNG CHẤN)

Để đánh giá khả năng biến loãng của đất cát khi có động đất, người ta dựa vào tỷ số ứng suất chu trình (τ_i/σ'_{vo}) tại các độ sâu khác nhau của đất. τ_i/σ'_{vo} được xác định bởi thí nghiệm ba trục chu trình hoặc thí nghiệm cắt trực tiếp chu trình. Tokimatsu và Yoshimi qua thực nghiệm dự báo rằng:

$$\tau_i/\sigma'_{vo} = 0,1(M - 1) a_{max} (\sigma_{vo}/\sigma'_{vo}) (1 - 0,015 \cdot z) \tag{1.9}$$

trong đó τ_i (hay τ_{av}) - ứng suất tiếp chu trình trung bình;

σ_{vo} , σ'_{vo} - ứng suất tổng và ứng suất hữu hiệu do bản thân đất (địa tĩnh);

M - cường độ động đất (thường là 7 đến 8);

a_{max} (hay HPGA) - gia tốc ngang max, tính bằng g;

g - gia tốc trọng trường;

z - chiều sâu, m.

Tỷ số τ_i/σ'_{vo} được dùng ở trục tung trong các hình vẽ ở mục 2.3.6, 3.3.5 và 4.4.7.

1.2. TƯƠNG QUAN GIỮA CÁC TÍNH CHẤT CƠ LÝ CỦA ĐẤT

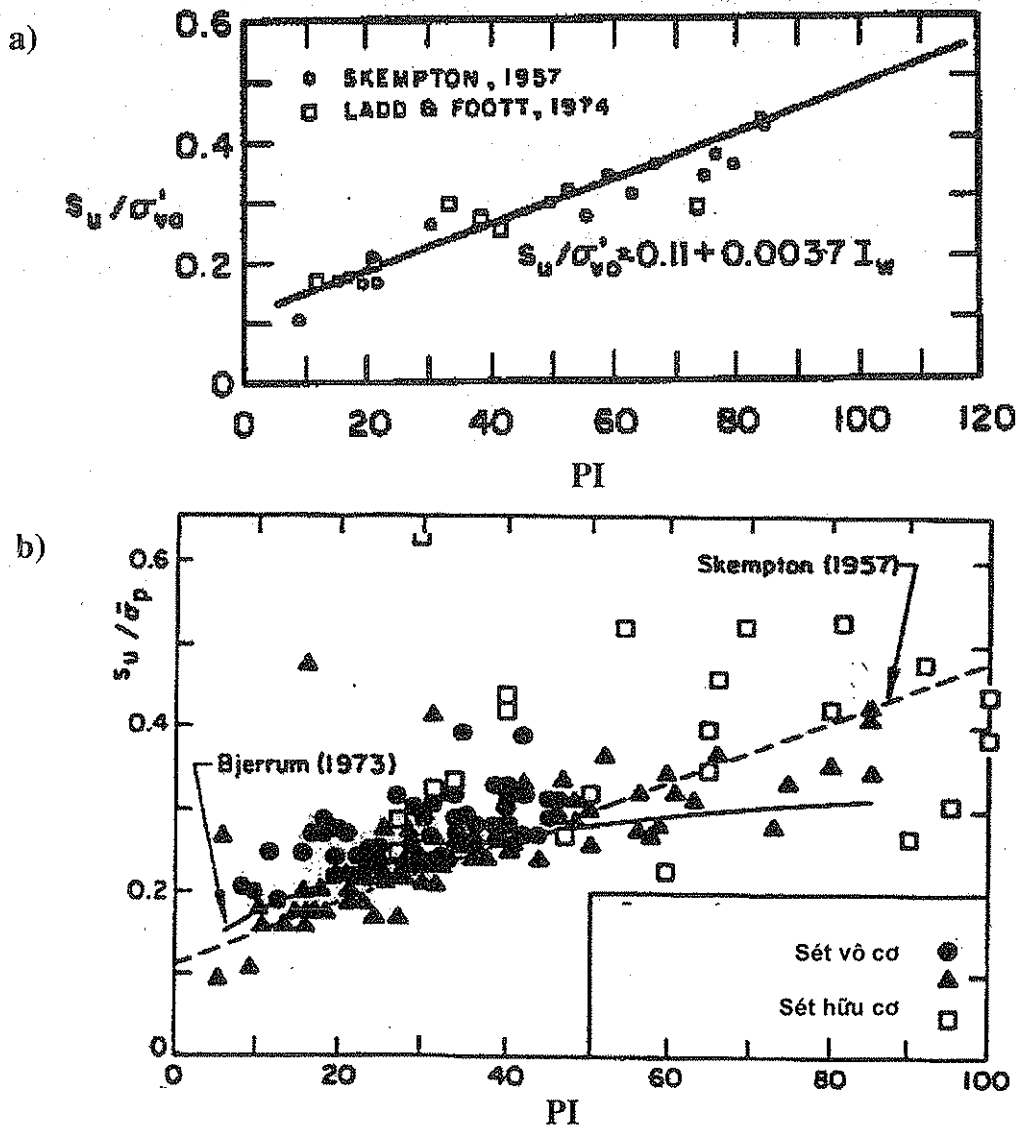
1.2.1. TƯƠNG QUAN GIỮA CHỈ SỐ DÈO PI VỚI SỨC KHÁNG CẮT S_u

Với đất cố kết thường, Skempton (1957) đề xuất quan hệ sau giữa chỉ số dẻo PI với sức kháng cắt không thoát nước S_u (hình 1.6a):

$$S_u / \sigma'_{vo} = 0,11 + 0,0037 PI \quad (1.10)$$

trong đó σ'_{vo} - ứng suất bản thân (hữu hiệu).

Hình 1.6b minh họa kết quả với mọi đất sét. Ta thấy rằng, với đất sét hữu cơ thì kết quả rất không ổn định, không theo một tương quan nào cả. Trong hình này, σ'_p là áp lực tiên cố kết.



Hình 1.6. Quan hệ chỉ số dẻo PI (tức là I_w hay I_p) với S_u

a) đất sét cố kết thường; b) mọi loại đất sét.

1.2.2. TƯƠNG QUAN VỚI TÍNH BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT

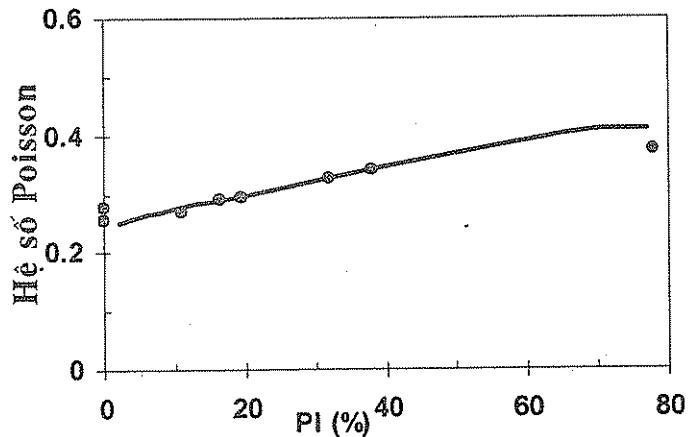
1.2.2.1. Tương quan giữa hệ số Poisson (nở hông) và ϕ , PI

Hệ số Poisson (Poát hông) của đất cát được ước tính thông qua góc ϕ bởi Trautman và Kulhawy (1987) như sau:

$$v \approx 0,1 + 0,015 (\phi' - 25^\circ) \tag{1.11}$$

Với đất sét bão hoà nước, trong thời gian ngắn sau khi gia tải thì nước không kịp thoát và thể tích của mẫu đất không đổi. Do đó, hệ số Poisson không thoát nước là $v_u \approx 0,5$.

Sau khi nước thoát đáng kể ra khỏi mẫu đất, hệ số v gần như tuyến tính với chỉ số dẻo PI như ở hình 1.7.



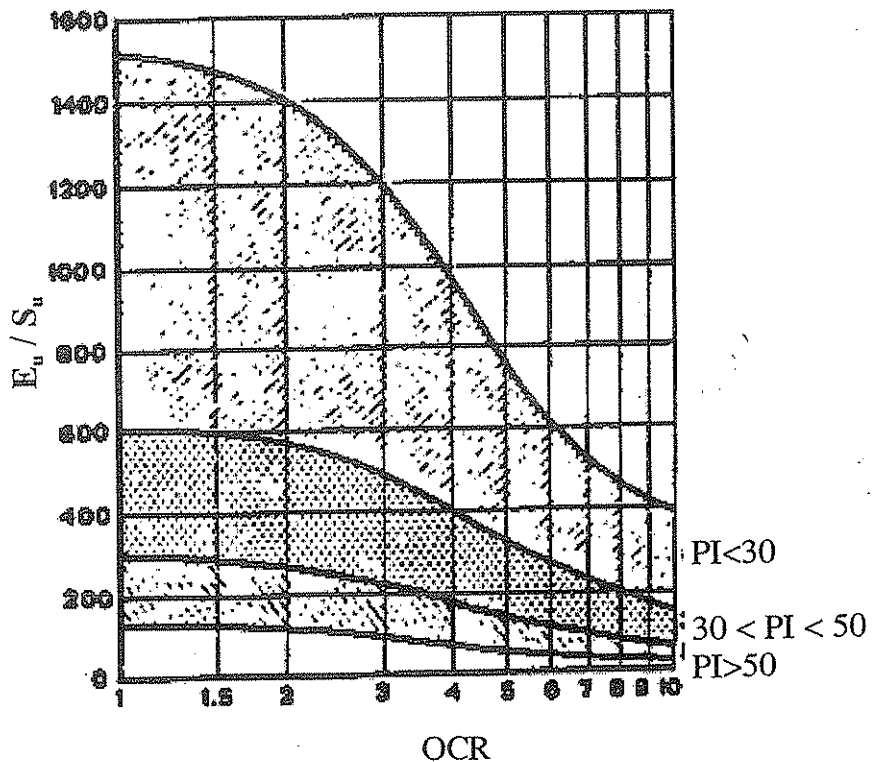
Hình 1.7. Hệ số μ của sét quá cố kết ít

1.2.2.2. Môđun không thoát nước của sét

Khi đất sét chịu nén không thoát nước, đất biến dạng như một vật thể đàn hồi và môđun đàn hồi là E_u . Ta có $v_u = 0,5$ do đó:

$$E_u = 2 G (1 + v_u) = 3G$$

Duncan, Buchignani (1976) thiết lập quan hệ giữa E_u/S_u , OCR và PI như trên hình 1.8.



Hình 1.8. Quan hệ E_u/S_u với OCR và PI (Duncan và Buchignani, 1976)

1.2.2.3. Chỉ số nén

Chỉ số nén sơ cấp C_c của đất sét có thể tạm thời lấy như sau:

- Sét tốt: $C_c < 0,2$;
- Sét trung bình: $C_c = 0,2 \div 0,4$;
- Sét yếu: $C_c > 0,4$.

Trên thế giới, người ta đã thiết lập hơn 70 tương quan khác nhau để ước tính C_c và C_r dựa trên các tính chất vật lý của đất, và giữa các tương quan, có sự khác nhau lớn. Ví dụ một số tương quan được dẫn trong bảng 1.5. Trong bảng này, Kulhawy và Mayne cho rằng, công thức của Terzaghi và Peck có sai số tương đối lớn, nhưng lại được dùng khá phổ biến.

Bảng 1.5. Ước tính C_c , C_r và C_α của đất dính

$C_c = 0,009 (w_L - 10)$ (sai số $\pm 30\%$) $C_c = 0,5\Delta I_p / 100 \approx I_p / 74$ $C_c = 0,046 + 0,0104 I_p$ $C_c = 0,009w + 0,005LL$ $C_c \approx 0,139 [S_u / \sigma'_{vo}]^{0,58} = 0,5$ đến $0,05$	sét độ nhạy cảm thấp cho đất có $I_p < 50\%$ các loại sét $S_u / \sigma'_{vo} = 0,1$ đến 4	Terzaghi và Peck, 1967 Wroth và Wood, 1978 Nasake và cộng sự, 1988 Koppula, 1986 Xấp xỉ từ bảng của Schmertmann
$C_r \approx 0,2 C_c$ $C_r \approx (0,05$ đến $0,1) C_c$ $C_r = 0,00194 (I_p - 4,6)$	cho đất có $I_p < 50\%$	Wroth và Wood, 1978 Bowles, 1996 Nasake và cộng sự, 1988
$C_\alpha = 0,00168 + 0,00033 I_p$ $C_\alpha = 0,0001w$ $C_\alpha = (0,03$ đến $0,09) C_c$		Nasake và cộng sự, 1988 NAFAC DM7 (Mỹ)

1.2.3. HỆ SỐ ÁP LỰC NGANG TĨNH K_0 VÀ HỆ SỐ QUÁ CỐ KẾT OCR

Đất có khả năng "ghi nhớ lịch sử ứng suất". Hình 1.9a tương đối quen thuộc với một số người, trong đó kết quả nén ép (p-e) được trình bày trên đồ thị bán log. Trên hình 1.9b, khía cạnh "ghi nhớ lịch sử ứng suất" được giải thích chi tiết hơn: Ta lấy ví dụ quá trình đầm chặt, lúc đầm ứng suất đứng σ'_{vo} tăng lên (đường nén sơ cấp a-b), ứng suất ngang σ'_{ho} cũng tăng lên. Hệ số nén ngang lúc này là K_{0NC} ; K_{0NC} là độ dốc đoạn a-b và là $\sigma'_{ho} / \sigma'_{vo}$. Khi thôi đầm (đường dỡ tải b-c), mặc dù ứng suất đứng σ'_{vo} giảm đi, nhưng đất vẫn "lưu" lại ứng suất ngang σ'_{ho} (σ'_{ho} có giảm, nhưng không giảm nhiều như σ'_{vo}), do đó, hệ số nén ngang tăng lên (K_{ou} là độ dốc đoạn a-c); Khi đó đất chuyển sang trạng thái quá cố kết.

Với đất cố kết thường, K_0 (tức là ξ) được ký hiệu là K_{0NC} . Jaky (1948) cho rằng:

$$K_{0NC} \approx \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} (1 + 0,67 \sin \varphi) \quad (1.12)$$

Phương trình này được đơn giản hoá bởi Brooker và Ireland (1965):

$$K_{0NC} \approx 0,95 - \sin \varphi' \text{ hoặc } \approx 0,9 (1 - \sin \varphi') \quad (1.13)$$

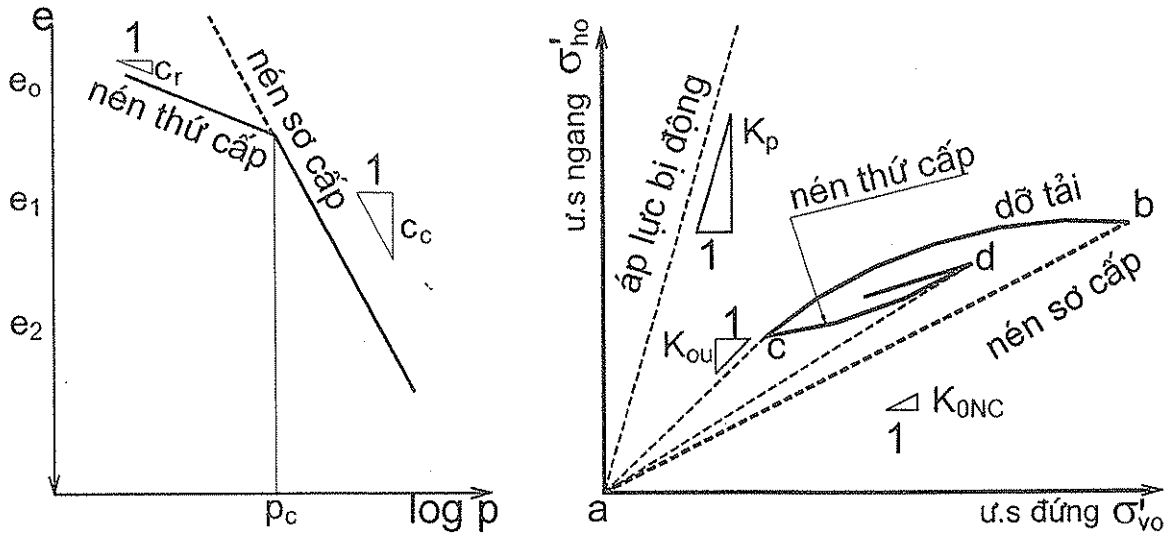
Tuy nhiên, phương trình (1.14) là dạng đơn giản hoá thường được dùng nhất:

$$K_{0NC} \approx 1 - \sin \varphi' \quad (1.14)$$

Với đất quá cố kết thì:

$$K_{o(OC)} \leq K_{ou} \approx (1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{\sin \varphi'} \approx K_{0NC} \sqrt{OCR} \quad (1.15)$$

(Nếu là dỡ tải lần đầu tiên thì $K_{o(OC)} = K_{ou}$) (u là viết tắt của unloading - dỡ tải)



Hình 1.9. Hệ số nén ngang K_0 thay đổi tùy thuộc vào trạng thái cố kết

1.2.3.1. Hệ số quá cố kết OCR của cát

Đất cát đã từng bị nén trước cũng sẽ bị quá cố kết, và cũng tồn tại giá trị áp lực tiền cố kết p_c (hay σ'_c). Tuy nhiên, vì ta không thể lấy mẫu cát, nên ta không thể xác định được p_c trong phòng thí nghiệm. Do đó, với nhiều người, hệ số OCR của cát có vẻ như một khái niệm trừu tượng, không có thực.

Ta hình dung một trong những quá trình "quá cố kết" đơn giản sau: Khi đầm đất, các hạt đất bị nén chặt lại. Sau khi đầm xong, $K_0 = \sigma'_{ho} / \sigma'_{vo}$ tăng lên và lớn hơn giá trị ở phương trình (1.14). Đất đã bị "quá cố kết".

Như vậy, đất cát quá cố kết có thể định nghĩa đơn giản là đất có hệ số áp lực ngang tĩnh, K_0 , lớn hơn nhiều so với $(1 - \sin \varphi')$. Cho phép có sai sót so thí nghiệm và tính toán, đất cát cố kết thường có thể coi là đất có $K_0 = (1 \div 1,5) \times (1 - \sin \varphi')$. Vì cát có tính thấm lớn, nên hầu như không có trường hợp cát dưới cố kết.

OCR được ước tính qua K_0 như sau (Bullock 1983; Kulhawy và Mayne, 1990):

$$OCR = \left[\frac{K_0}{1 - \sin \varphi'} \right]^{1,25 / \sin \varphi'} \quad (1.16)$$

1.2.3.2. Hệ số áp lực ngang tĩnh K_0 và hệ số quá cố kết OCR của đất sét

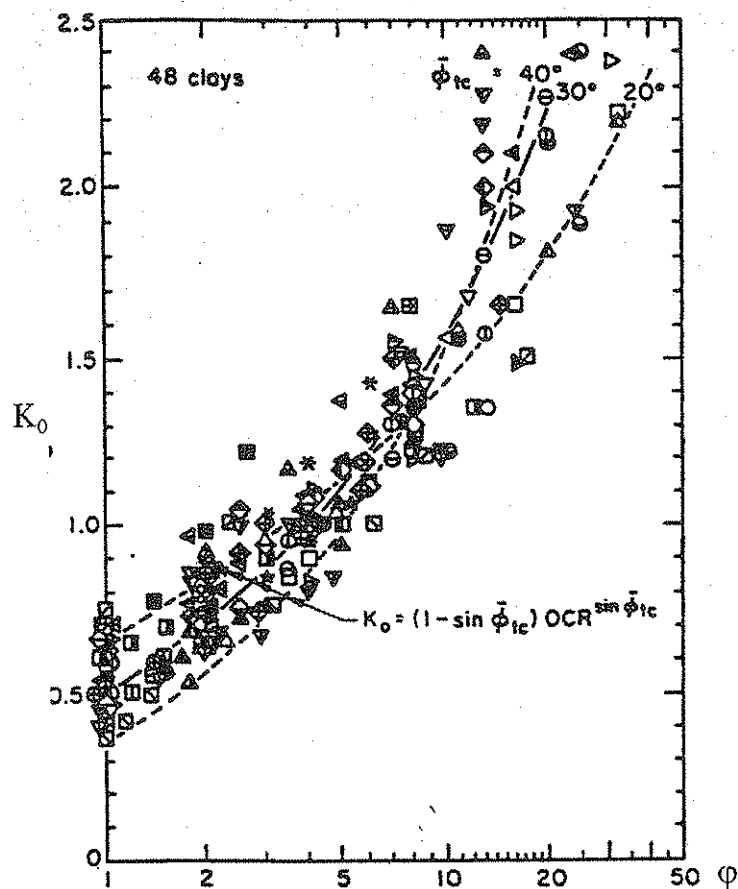
Ban đầu, nhiều tác giả liên hệ K_0 với LI hoặc PI. Ví dụ, Alpan (1967) cho rằng:

$$K_{0NC} \approx 0,19 + 0,233 \log(I_p) \quad (1.17)$$

Holtz và Kovacs (1981) cho rằng:

$$K_{0NC} \approx 0,44 + 0,0042 I_p \quad (1.18)$$

Ngoài ra còn một số tác giả nữa như Larsson, Brooker và Ireland. Nhưng sau đó Mayne và Kulhawy (1990) cho rằng, các quan hệ đó có độ tin cậy rất thấp.



Hình 1.10. Kiểm nghiệm phương trình 1.14, 1.15 (Mayne và Kulhawy - 1982)

K_0 của đất sét nên ước tính qua thí nghiệm hiện trường hoặc qua các phương trình (1.14) và (1.15) - khi đó ϕ' là góc ma sát trong hữu hiệu (thu được qua thí nghiệm cắt chậm cố kết - CD). Hình 1.10 chứng tỏ rằng phương trình (1.14), (1.15) có độ tin cậy tương đối cao.

Đối với đất sét, OCR ước tính trực tiếp qua thí nghiệm hiện trường là tương đối tin cậy. Trường hợp không thể ước tính trực tiếp được thì sử dụng những ước tính gián tiếp của các tác giả sau:

- Stas và Kulhawy (1984) đề xuất quan hệ sau giữa áp lực tiền cố kết và độ sệt LI

(còn gọi là I_L hoặc B):

$$\sigma'_c / p_a = 10^{1,11-1,62 I_L} \quad (1.19a)$$

$$\text{hay } \text{OCR} = 10^{1,11-1,62 I_L} / (\sigma'_{vo} / p_a) \quad (1.19b)$$

- Mayne và Bachus (1989), dựa trên thí nghiệm PMT tự khoan cho rằng:

$$\text{OCR} = 0,76 (S_u / p_a) \ln(I_r) \quad (1.20)$$

trong đó I_r - chỉ số độ cứng,

$$I_r = G/S_u \text{ (thông thường, } I_r \approx 150 \div 200, \text{ với đất chịu tải trọng ngang thì } I_r \approx 75 \div 100);$$

G - môđun kháng cắt của đất;

S_u - sức kháng cắt không thoát nước.

- Còn Schmertmann (1978) đề xuất cách ước tính dựa vào hình 1.11. Trong đó:

1. Ước tính S_u .

2. Tính S_u / σ'_{vo} (còn ký hiệu là: $(S_u / \sigma'_{vo})_{OC}$).

3. Tính $(S_u / \sigma'_{vo})_{NC} = 0,11 + 0,0037 I_p$ (hình 1.6);

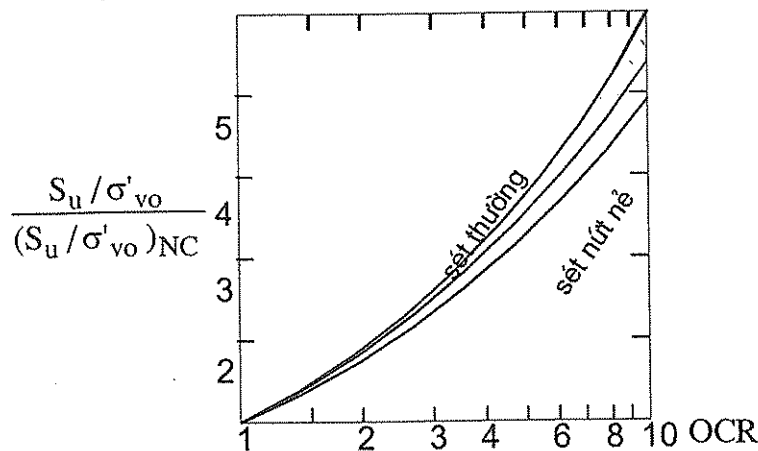
Nếu không có I_p thì giả sử $(S_u / \sigma'_{vo})_{NC} = 0,33$.

4. Tính $\frac{S_u / \sigma'_{vo}}{(S_u / \sigma'_{vo})_{NC}}$ rồi tra hình 1.11 để tìm OCR.

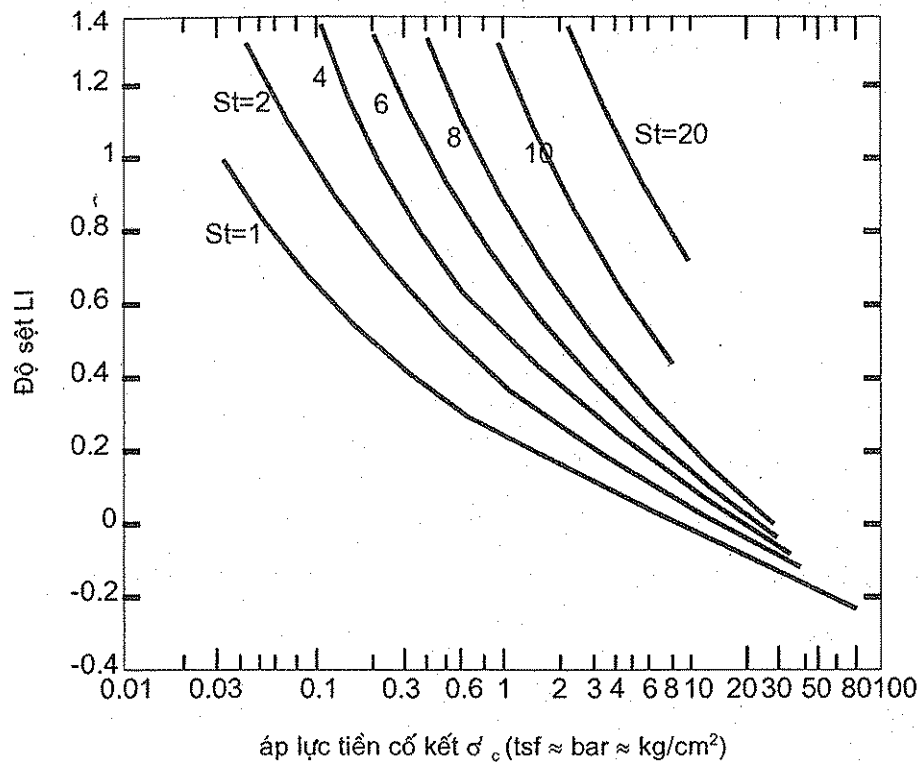
$$\text{Quan hệ này là: } \frac{(S_u / \sigma'_{vo})_{OC}}{(S_u / \sigma'_{vo})_{NC}} \approx \text{OCR}^{0,8}$$

$$\text{Mayne có quan hệ tương tự cho } K_o \text{ là: } K_o = 0,51 \left[\frac{(S_u / \sigma'_{vo})_{OC}}{(S_u / \sigma'_{vo})_{NC}} \right]^{0,6}$$

- Cục kỹ thuật Hải quân Mỹ (NAVFAC, 1982) đề xuất quan hệ giữa σ'_c và I_L ở hình 1.12, trong đó S_t là độ nhạy cảm (sensitivity) của đất sét.



Hình 1.11. Ước tính OCR (Schmertmann dựa trên Ladd, 1971)



Hình 1.12. Quan hệ σ'_c , LI và S_t (NAVFAC, 1982)

1.2.3.3. Nhận xét về giá trị K_0

Áp dụng phương trình (1.14), ta sẽ có bảng sau:

Bảng 1.6. Giá trị K_0 và ν cho đất cố kết thường (NC)

Đất	Cát chặt	Cát rời	Sét cứng	Sét pha	Sét dẻo, nhão	nước
K_0 (hay ξ)	0,25-0,33	0,33-0,43	0,25-0,43	0,49-0,59	0,61-0,72	1
μ (hay ν)	0,20-0,25	0,25-0,3	0,20-0,3	0,33-0,37	0,38-0,42	0,5

(với đất cố kết thường thì $K_0 \approx \nu / (1-\nu)$)

Bảng 1.6 thường được trích dẫn trong các tài liệu cơ học đất cũ. Tuy nhiên, bảng trên chỉ phù hợp với đất cố kết thường --NC. (các tài liệu cơ học đất cũ hiếm khi đề cập đến đất quá cố kết--OC). Trong bảng 1.6, đất càng tốt thì K_0 càng nhỏ.

Ngược lại, với đất quá cố kết, thì đất càng quá cố kết (OCR, tức là R_c càng lớn) thì đất càng tốt, và K_0 càng lớn. Từ phương trình (1.15) ta sẽ lập được bảng 1.7.

Bảng 1.7. Giá trị K_0 cho đất quá cố kết

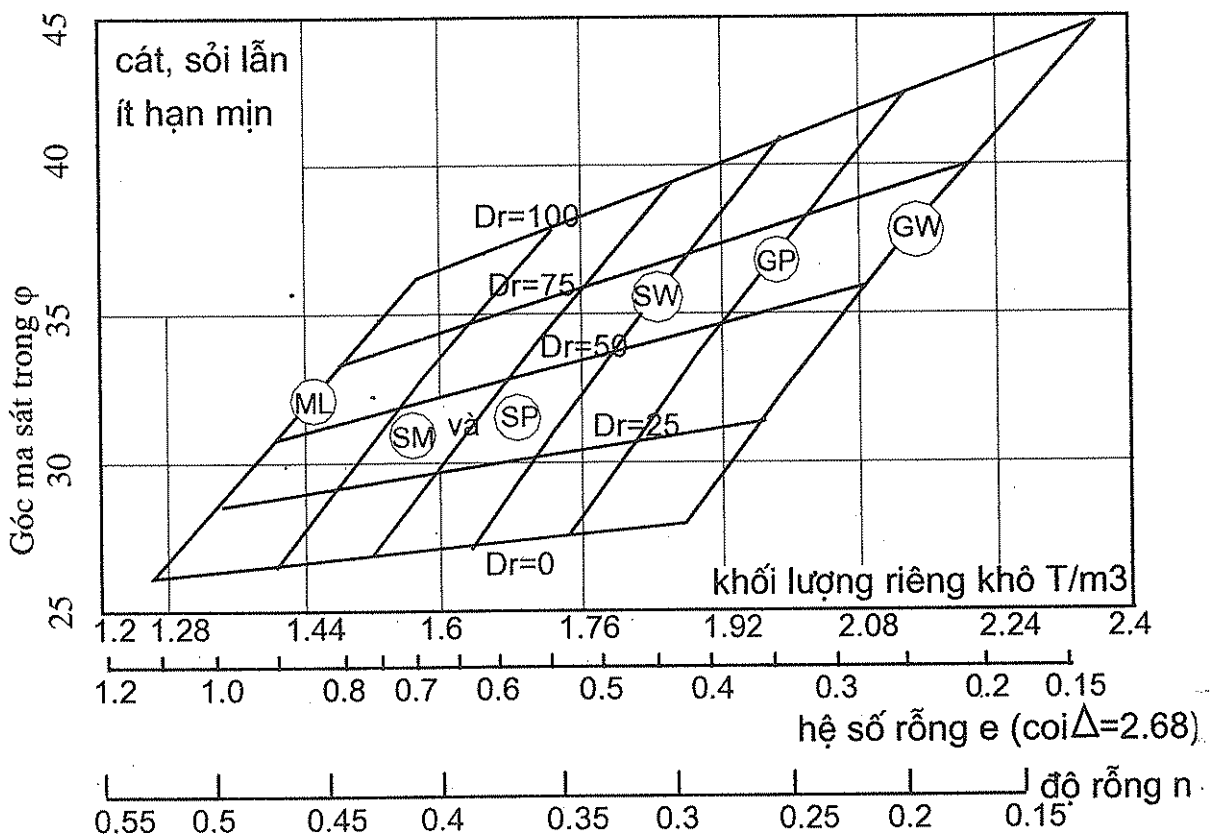
Đất	Sét quá cố kết	Đất đầm chặt
K_0 (hay ξ)	1,0 - 4,0	0,7- 2,0

1.2.4. SỨC KHÁNG CẮT CỦA ĐẤT

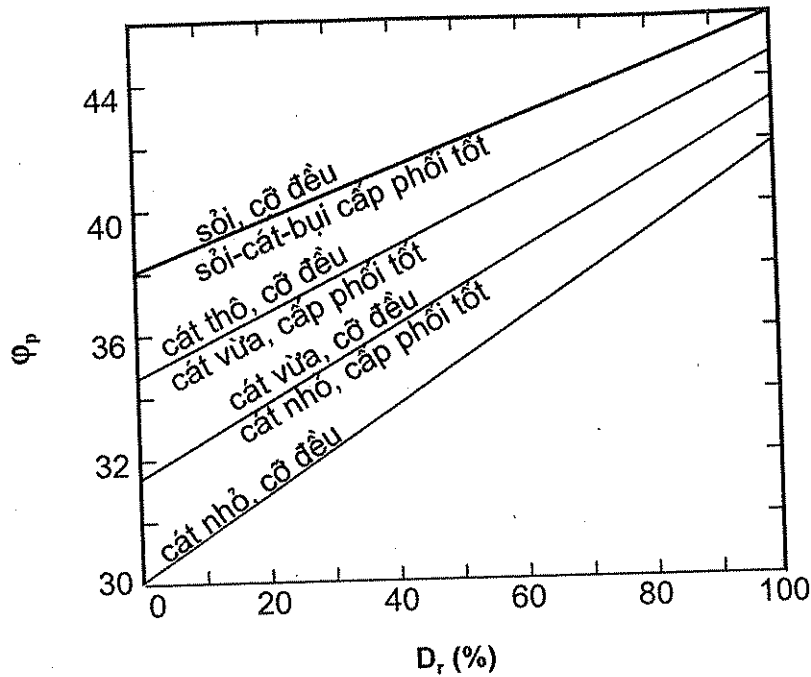
1.2.4.1. Góc ma sát trong ϕ của đất cát

NAVFAC (Cục kỹ thuật Hải quân Mỹ) liên hệ giữa góc ϕ với trọng lượng riêng khô của từng loại đất ký hiệu theo USCS ở hình 1.13. Trong đó, trục hoành là khối lượng riêng khô γ_D (tức là γ_k). Bên dưới trục hoành còn có thang chia vạch cho hệ số rỗng e và độ rỗng n ; e và n được tính toán với giả thiết tỷ trọng riêng Δ (còn ký hiệu là G hay G_s) bằng 2,68.

Còn Schmertmann (1978) (Phát triển từ Burmister - 1948) liên hệ giữa góc ϕ với độ chặt của cát như ở hình 1.14.



Hình 1.13. Xác định góc ϕ từ tên đất (USCS) và trọng lượng riêng khô γ_D



Hình 1.14. Xác định góc φ từ D_r của đất cát

1.2.4.2. Sức kháng cắt của đất sét

Góc ma sát trong thoát nước (thí nghiệm CD, $c' \approx 0$) của đất sét $\varphi'_{cv (CD)}$ được Michell ước tính (hình 1.15) là:

$$\varphi'_{cv} = \arcsin (0,8 - 0,094 \ln PI) \quad (1.21)$$

trong đó PI - chỉ số dẻo (tức là IP hay I_p hay Φ).

Còn sức kháng cắt không thoát nước S_u (tức là c_u trong thí nghiệm UU, $\varphi_u=0$) có thể có một trong các liên hệ sau:

- Liên hệ với PI (còn ký hiệu là A) (hình 1.6).
- Liên hệ với LI (còn ký hiệu là B) (hình 1.16).

Trong hình 1.16, Jamiolkowsky và Mesri nhận xét rằng với đất cố kết bình thường (NC) thì $(S_u/\sigma'_{vo})_{NC} \approx 0,23 \pm 0,04$.

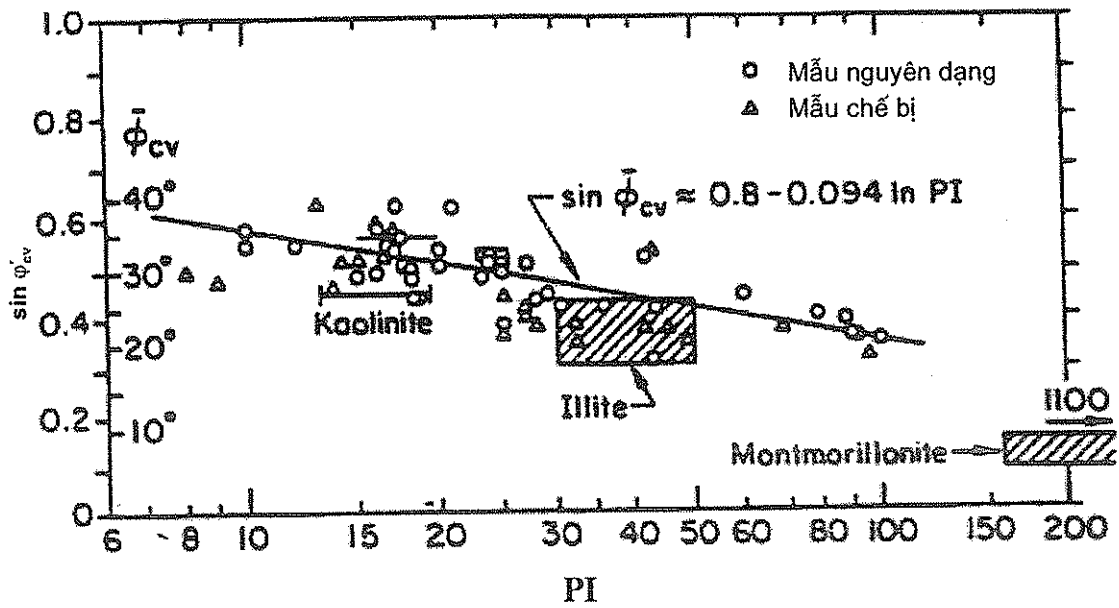
Với đất quá cố kết (OC) thì Ladd và cộng sự (1971) nhận xét rằng (hình 1.11):

$$\frac{(S_u/\sigma'_{vo})_{OC}}{(S_u/\sigma'_{vo})_{NC}} \approx OCR^{0,8} \quad (1.22a)$$

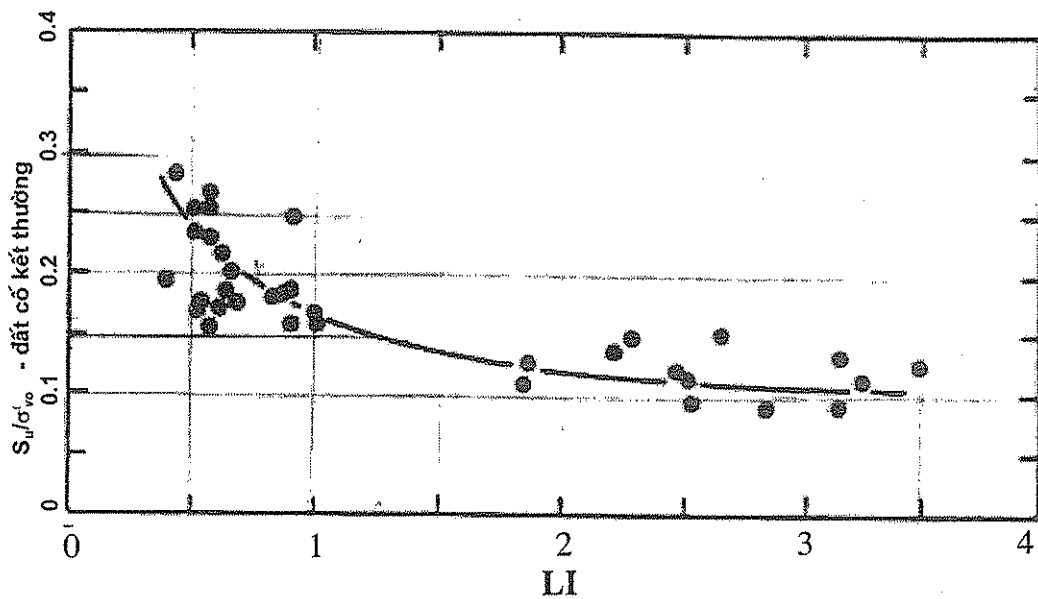
$$\text{do đó: } (S_u/\sigma'_{vo})_{OC} \approx (0,23 \pm 0,04) \cdot OCR^{0,8} \quad (1.22b)$$

với $OCR \approx 2$ thì

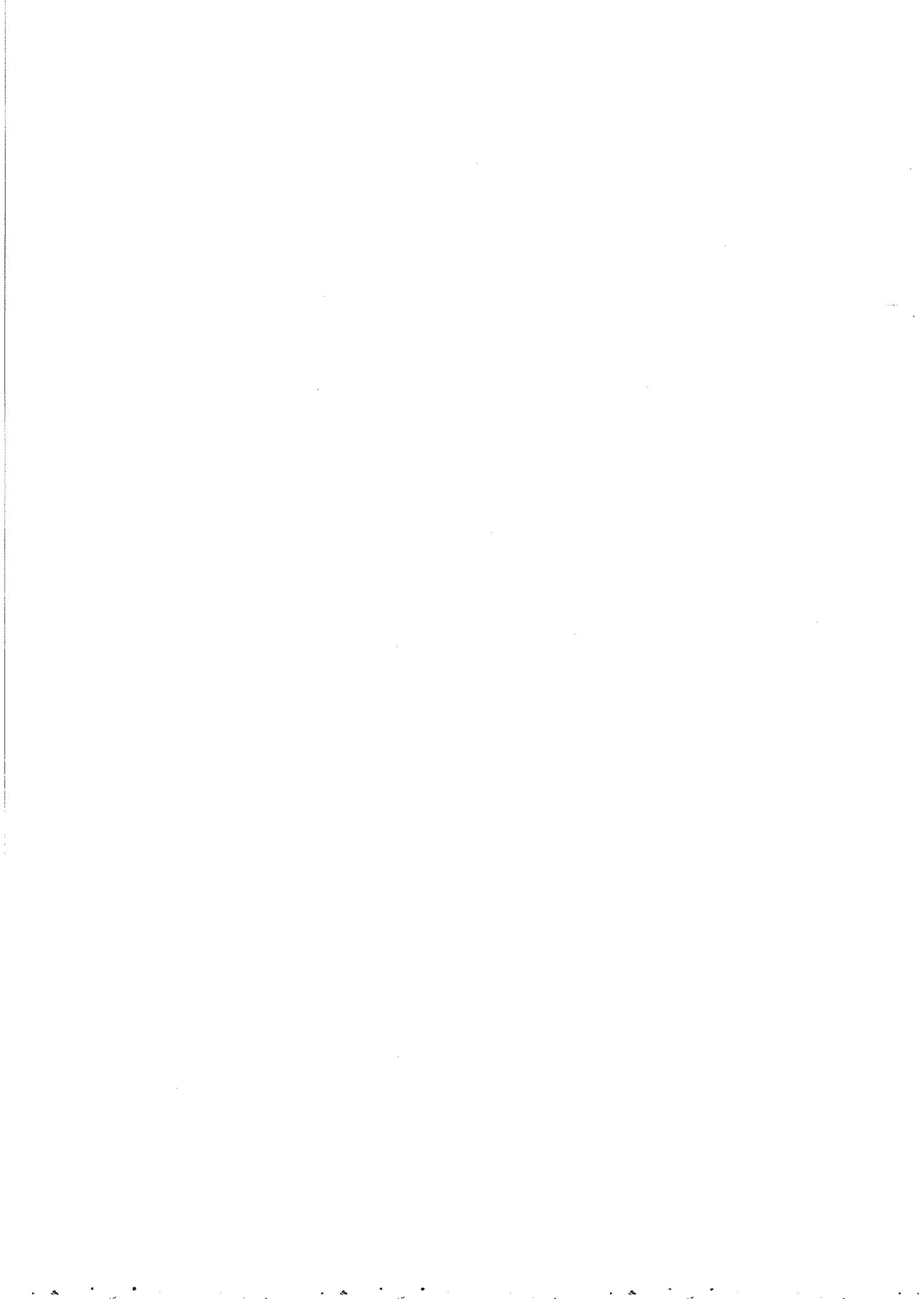
$$(S_u/\sigma'_{vo})_{OC} = (S_u/\sigma'_{vo})_{NC} / OCR \approx (0,23 \pm 0,04) \cdot 2^{-0,2} = 0,2 \pm 0,03 \quad (1.22c)$$



Hình 1.15. Xác định ϕ'_{cv} của đất sét



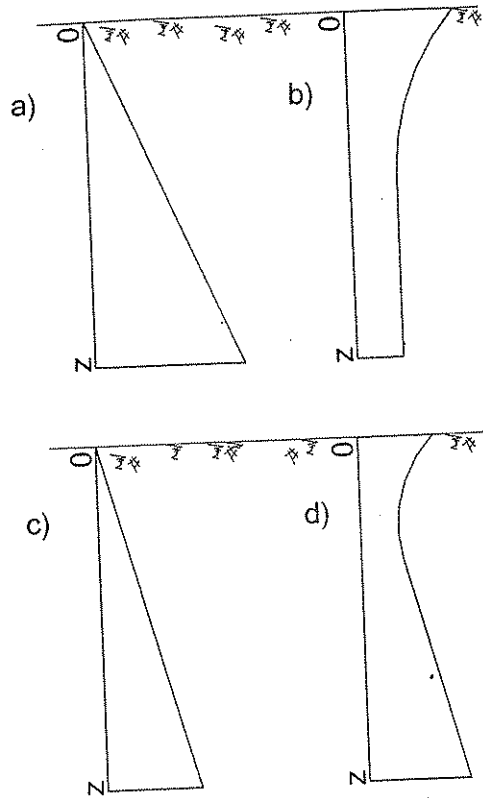
Hình 1.16. Xác định S_u từ LI (Bjerrum và Simons, 1960)



Dựa vào phương trình (1.22b), ta có nhận xét sau:

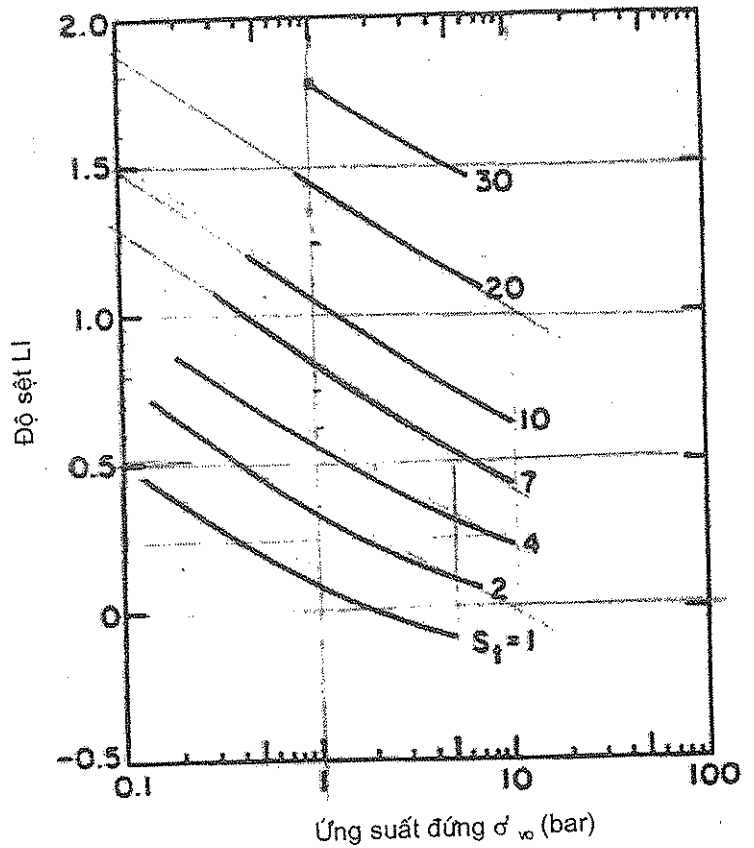
Giả thiết đất có trọng lượng riêng không đổi, khi đó, biểu đồ ứng suất bản thân sẽ có dạng ở hình 1.17a. Do đó, với đất cố kết bình thường (NC, có OCR = 1 từ trên xuống), biểu đồ S_u sẽ có dạng ở hình 1.17c.

Tuy nhiên, vì biểu đồ OCR thường có dạng ở hình 1.17b (các lớp đất ở vỏ trái đất thường là quá cố kết), khi ta áp dụng phương trình (1.22b) với đất quá cố kết, biểu đồ S_u sẽ có dạng ở hình 1.17d.



Hình 1.17. Biểu đồ OCR, S_u theo chiều sâu
a) σ'_{v0} ; b) OCR; c) $S_u(NC)$; d) $S_u(OC)$

Để xác định độ nhạy cảm của đất sét ($S_t = S_u/S_{ur}$, xem phần 1.1.4.1), ta có thể áp dụng hình 1.12 hoặc hình 1.18 (Michell, 1976).



Hình 1.18. Độ nhạy cảm của đất sét (Michell, 1976)

1.3. TÓM TẮT SỨC CHỊU TẢI DỌC CỦA CỌC ĐƠN

Sức chịu tải cực hạn của cọc được chia thành sức kháng bên và mũi như sau:

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

Sức kháng bên:

$$Q_f = u \sum f_i \cdot \Delta z_i \quad (1.24)$$

ở đây f_i - là ma sát bên đơn vị của cọc (còn ký hiệu là $\bar{\tau}_i$ hoặc q_s hoặc f_s);

u - chu vi thân cọc;

Δz_i - chiều dài đoạn phân tố cọc mà trên đó f_i được coi là hằng số;

$u \Delta z_i$ - diện tích xung quanh của đoạn phân tố cọc.

Sức kháng mũi:

$$Q_p = q_p A_c \quad (1.25)$$

ở đây q_p - sức kháng mũi đơn vị của cọc (hay ký hiệu là \bar{R}_i);

A_c - tiết diện ngang mũi cọc;

Nếu cọc chịu kéo, mũi cọc có mở rộng chân thì A_c là phần mở rộng chân, mặt tiếp xúc giữa cọc với đất phía bên trên chỗ mở rộng. Nếu cọc không mở rộng chân thì $A_c = 0$.

Để dự báo sức chịu tải, ta có thể dùng ba nhóm phương pháp chính sau:

1. Dựa vào các đặc trưng cơ lý của đất nền;
2. Dựa vào kết quả thí nghiệm đất hiện trường. Các phần 2.5, 3.5 và 4.5 sẽ trình bày các cách dự báo sức chịu tải khác nhau theo thí nghiệm đất hiện trường;
3. Dựa vào các thí nghiệm kiểm chứng cọc, như nén tĩnh cọc (xem phụ lục 5), PDA, PIT, thí nghiệm động (bằng đóng cọc).

1.3.1. THIẾT KẾ CỌC THEO ỨNG SUẤT (HAY SỨC CHỊU TẢI) CHO PHÉP

Sức chịu tải nén cho phép của cọc là:

$$[Q] \text{ (hay } Q_a, \text{ hay } [P]) = \frac{Q_u}{F_s} - (w_{\text{cọc}} - w_{\text{đất}}) = \frac{Q_u}{F_s} - w \quad (1.26)$$

trong đó

F_s - hệ số an toàn, thường lấy từ 2 đến 4;

w - hiệu số giữa khối lượng bản thân cọc và khối lượng bản thân đất do nó chiếm

chỗ, có xét đến lực đẩy Acsimét của phần cọc dưới mực nước ngầm;

Ví dụ, cọc có tiết diện $0,09 \text{ m}^2$, dài $L = 20 \text{ m}$, phần cọc nằm trên nước ngầm là 12 m , phần cọc nằm trong nước ngầm là 8 m . Trên mực nước ngầm, $\gamma_{\text{cọc}} - \gamma_{\text{đất}} \approx 2,5 - 1,8 = 0,7 \text{ t/m}^3$. Dưới mực nước ngầm, $\gamma_{\text{cọc}} - \gamma_{\text{đất}} \approx 1,5 - 1,1 = 0,4 \text{ t/m}^3$ thì:

$$w = 0,09 \cdot (8 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ t/m}^3 + 12 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ t/m}^3) \approx 1 \text{ tấn.}$$

Ghi chú: Nếu ta tính sức chịu tải kéo, thì:

• Sức kháng mũi chỉ có nếu mũi cọc mở rộng chân. Lúc đó, sức kháng mũi có ở phần trên của đế mũi. Nếu không mở

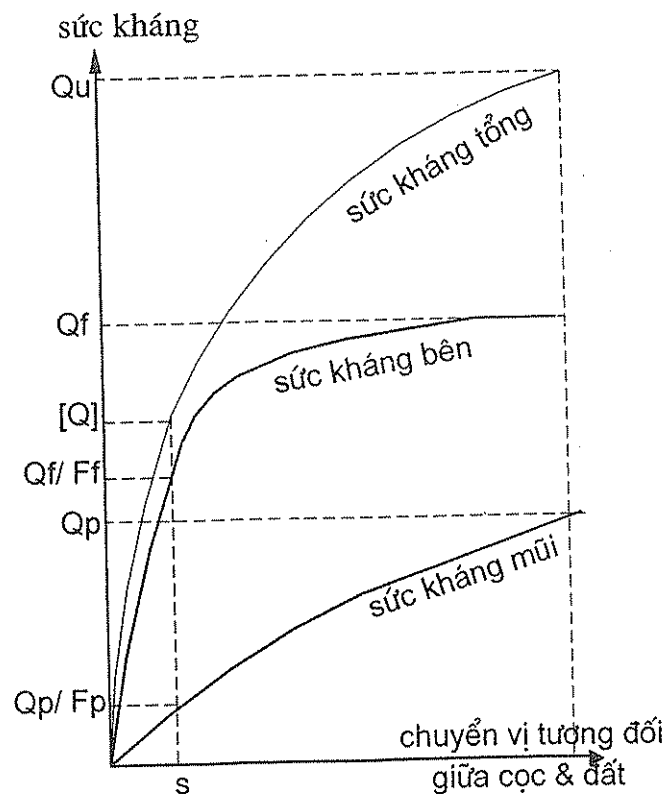
rộng chân thì: $[Q] = \frac{Q_f}{F_f} + w_{\text{cọc}};$

• Hệ số an toàn F_f thường lớn hơn trường hợp cọc chịu nén.

Nhiều nghiên cứu thấy rằng (hình 1.19): Dưới tải trọng cho phép, chuyển vị của cọc $[S]$ khá nhỏ. Mặc dù chuyển vị nhỏ, sức kháng bên của cọc vẫn được huy động khá lớn. Tuy nhiên, tại chuyển vị đó, sức kháng mũi mới chỉ được huy động một phần nhỏ. Do đó, ta nên dùng hai hệ số an toàn như sau:

$$[Q] = \frac{Q_f}{F_f} + \frac{Q_p}{F_p} - w \quad (1.27)$$

Hệ số an toàn cho sức kháng bên F_f thường bằng khoảng $2 \div 2,5$, còn hệ số an toàn cho sức kháng mũi F_p trong khoảng $2,5 \div 3,5$ (thậm chí tới 6 như phương pháp Schmertmann SPT, phần 3.5.2).



Hình 1.19. Sự huy động sức kháng

Ta cần thiết kế sao cho tải trọng tác dụng lên cọc nhỏ hơn sức chịu tải, tức là:

$$P \leq [Q] \text{ hay } P = P_D + P_L \leq \frac{Q_f}{F_f} + \frac{Q_p}{F_p} - w \quad (1.28)$$

trong đó P_D - tĩnh tải;

P_L - hoạt tải;

P - tổng tải trọng (tĩnh tải và hoạt tải) tác dụng lên cọc.

1.3.2. THIẾT KẾ CỌC THEO HỆ SỐ THÀNH PHẦN (LRFD - LOAD AND RESISTANT FACTOR DESIGN)

Trong thiết kế theo các hệ số thành phần, phương trình "có vẻ tương tự" như phương trình (1.28):

$$\gamma_D P_D + \gamma_L P_L \leq \Phi_f Q_f + \Phi_p Q_p - \gamma_D W \quad (1.29)$$

trong đó P_D, P_L - tĩnh tải và hoạt tải;

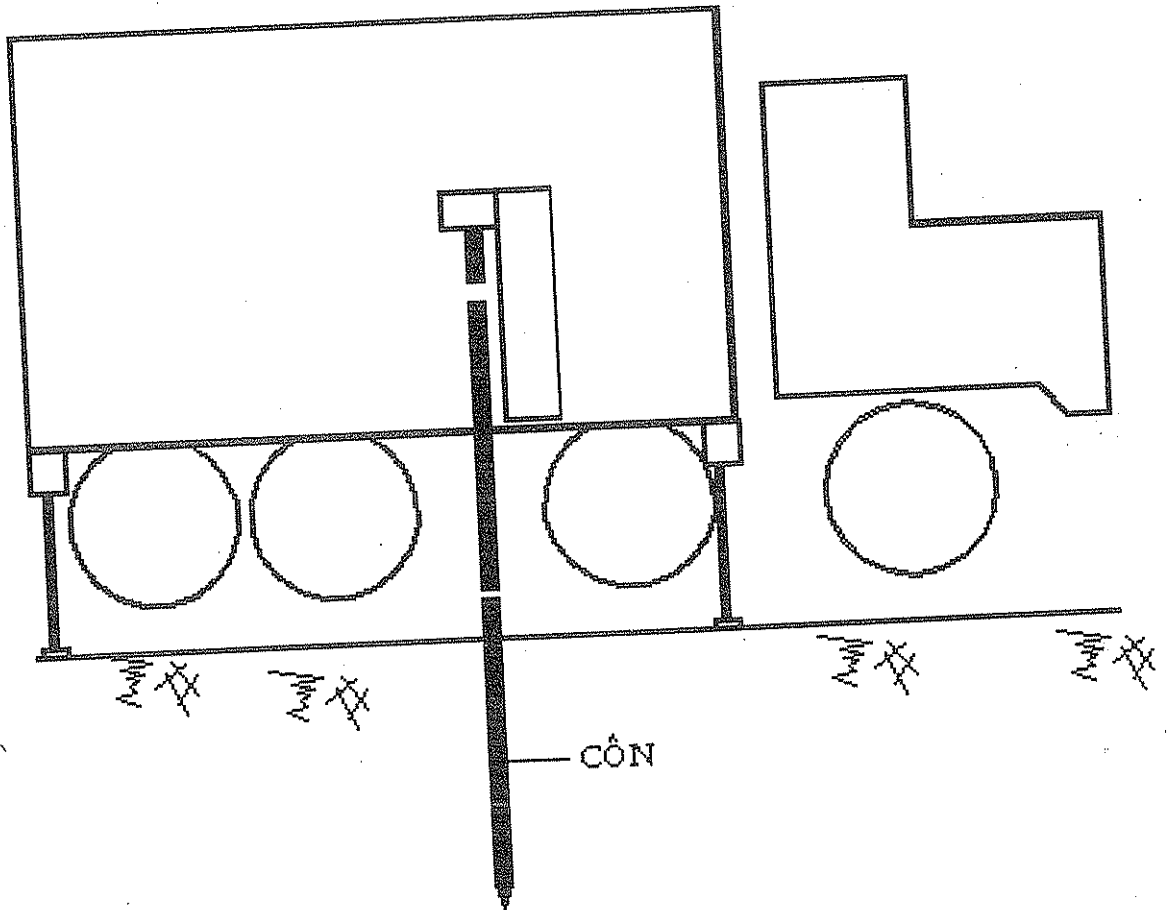
γ_D, γ_L - hệ số tĩnh tải ($\gamma_D = 1,25$) và hệ số hoạt tải ($\gamma_L = 1,75$);

Φ_f, Φ_p - hệ số sức kháng bên và hệ số sức kháng mũi.

Theo AASHTO 1994-2001 thì các hệ số Φ_f, Φ_p phụ thuộc vào phương pháp dự báo sức chịu tải, ví dụ như ở bảng 1.8. Hệ số sức kháng Φ của cọc thép thường thấp hơn của cọc bê tông.

Bảng 1.8. Các hệ số sức kháng Φ_f, Φ_p cọc bê tông đóng

Loại đất	Phương pháp dự báo sức chịu tải	Φ_f	Φ_p
Hạt mịn (dính)	α -API	0,45	0,60÷0,70
	α -Tomlinson	0,35	
	β	0,32	
	λ	0,45	
Hạt thô (rời)	Nordlund	0,35	0,40÷0,60
	β	0,45	
Các loại đất	Schmertmann SPT (phần 3.5.2)	0,45	
	Schmertmann CPT (phần 2.5.2)	0,55	
	Thí nghiệm nén tĩnh	0,80	
	Thí nghiệm PDA	0,70	



CHƯƠNG 2

THÍ NGHIỆM XUYÊN CÔN (CPT)**2.1. GIỚI THIỆU****2.1.1. NGUYÊN LÝ**

Thí nghiệm xuyên côn (CPT- Cone Penetration Test), còn được gọi là thí nghiệm xuyên tĩnh mà ở đó, người ta xuyên vào trong đất một chùy xuyên hình côn; lực làm xuyên là lực ép tĩnh. Trong quá trình xuyên, người ta đo sức kháng xuyên của đất ứng với mũi xuyên - ký hiệu là q_c - và sức kháng của đất với bề mặt mảng sòng thành bên của xuyên - ký hiệu là f_s .

2.1.2. LỊCH SỬ CPT

Thí nghiệm CPT đo bằng cơ học (MCPT, tức là mechanical CPT) đầu tiên được thực hiện vào năm 1931 tại Hà Lan. Năm 1946, cơ cấu gia lực tối đa của CPT là 2,5 tấn thì năm 1948 đã tăng lên đến 10 tấn. Năm 1953 cơ cấu gia lực bằng thủy lực lần đầu tiên được giới thiệu ở Pháp.

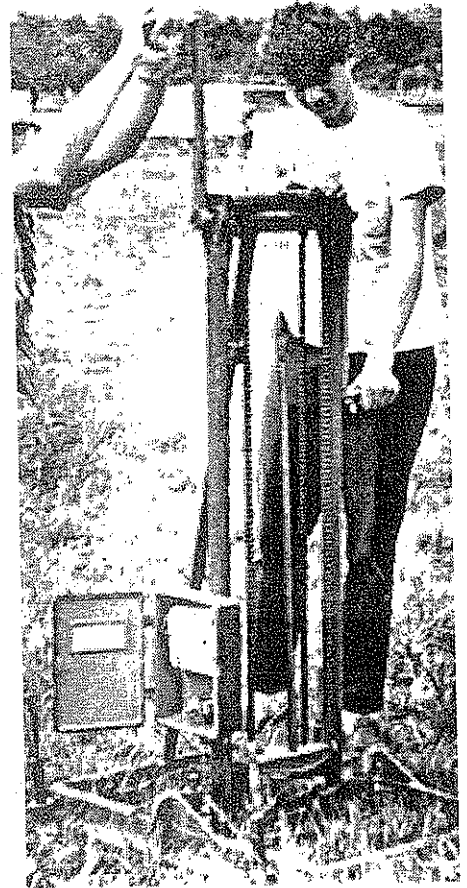
Năm 1948, nhiều công ty ở Hà Lan bắt đầu nghiên cứu đưa ra loại côn đo bằng điện (ECPT, tức là Electric CPT). Năm 1964, Công ty Furgo (Hà Lan) bắt đầu sử dụng ECPT rộng rãi.

Năm 1975, một vòng đá thăm để đo áp lực nước lỗ rỗng (u) lần đầu tiên được thử nghiệm. Thí nghiệm này gọi là CPTU hay Piezo-cone CPT. Ngày nay các thiết bị CPT hiện đại đều được đo bằng điện và có khả năng đo được áp lực nước lỗ rỗng, do đó CPTU thường được hiểu là ECPTU.

Những thí nghiệm CPT thô sơ thường không xuyên qua được các lớp cát tương đối chặt, sét dẻo cứng/ nửa cứng. Với sự phát triển như vũ bão của tiến bộ khoa học kỹ thuật, sự tinh xảo và khả năng của thí nghiệm CPT ngày càng được nâng cao. Hiện nay, CPT sử dụng đối trọng lớn (40 tấn, thậm chí lớn hơn) có thể xuyên qua mọi loại

đất, từ sét rất cứng, cát rất chặt đến ngay cả sỏi cuội chặt vừa cũng như một số loại đá. Máy xuyên AMAP'sols của Pháp [1] (mũi côn bằng thép tốt để tránh bị phá hoại), với đối trọng 26 tấn, đã có thể xuyên côn qua mọi loại đất, đá, sỏi mà sức kháng mũi lên tới 148 MPa. Khi gặp đá cứng hơn nữa, máy AMAP'sols sẽ chuyển sang chế độ xuyên động để công phá những lớp đá này. Tại một vùng đất ở Lyon (Pháp), máy xuyên Gouda chỉ có thể xuyên tới 3 hoặc 4 m vì gặp lớp đá phấn thì máy xuyên AMAP'sols có thể xuyên sâu khoảng $35 \div 45$ m với $15 \div 24$ m nằm trong đá phấn [1]. Với sức công phá lớn như vậy, các máy xuyên hiện đại thậm chí còn sử dụng để xuyên kiểm tra xem trụ vật liệu rời (trụ đá sỏi, cọc cát) có được thi công đủ chặt hay không. Còn về độ sâu, một trong những thí nghiệm CPT sâu nhất là ở Bologna (Ý) - độ sâu 300 m [2].

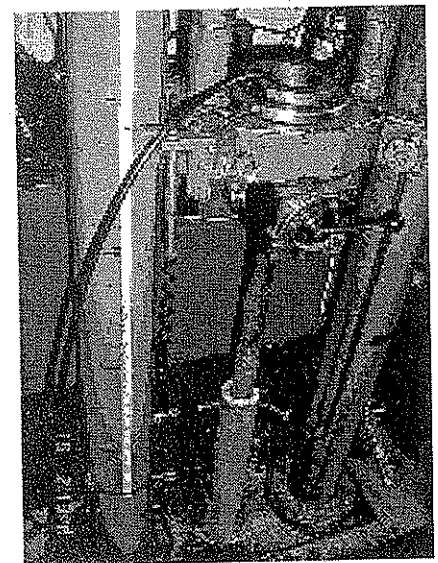
Các hình dưới đây minh họa các loại giàn khoan CPT có đối trọng nặng nhẹ khác nhau; thậm chí có loại giàn khoan bánh xích dùng để thi công trên mọi địa hình.



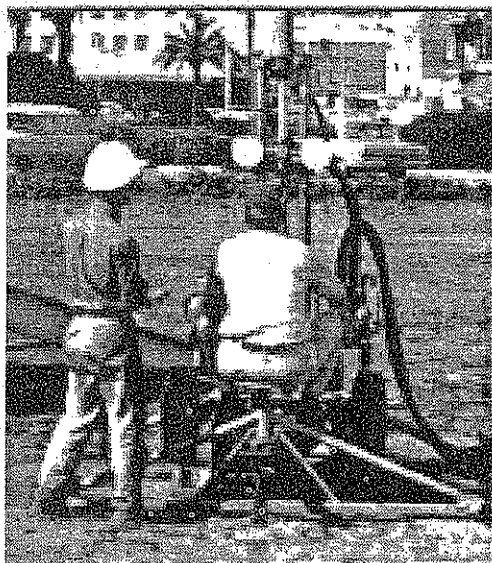
Hình 2.1. Thí nghiệm xuyên côn MCPT (đời cũ) loại quay tay của Thụy Điển



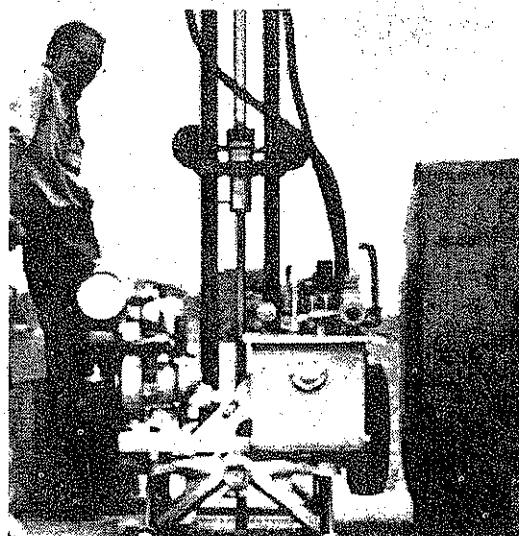
Hình 2.2. Giàn ECPT loại nhẹ



Hình 2.3. Hệ thống nén thủy lực đẩy cần xuyên



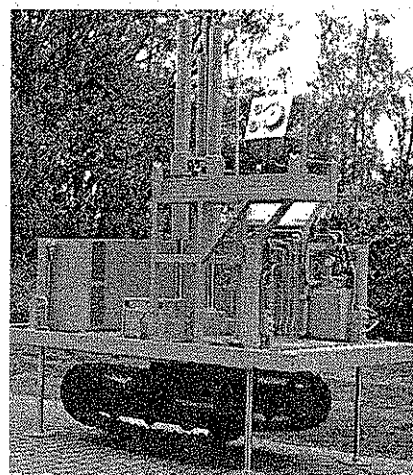
Hình 2.4. Neo trực tiếp MCPT xuống đất



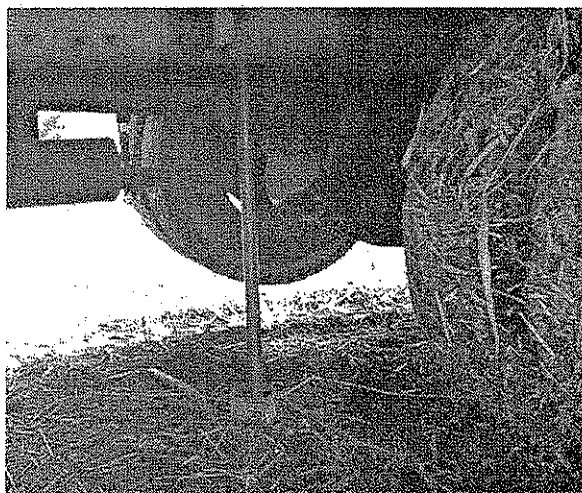
Hình 2.5. Cứng MCPT ở hình 2.4, có thể đặt nó lên thùng 1 chiếc xe tải để tăng thêm đối trọng



Hình 2.6. Xe CPT loại trung bình

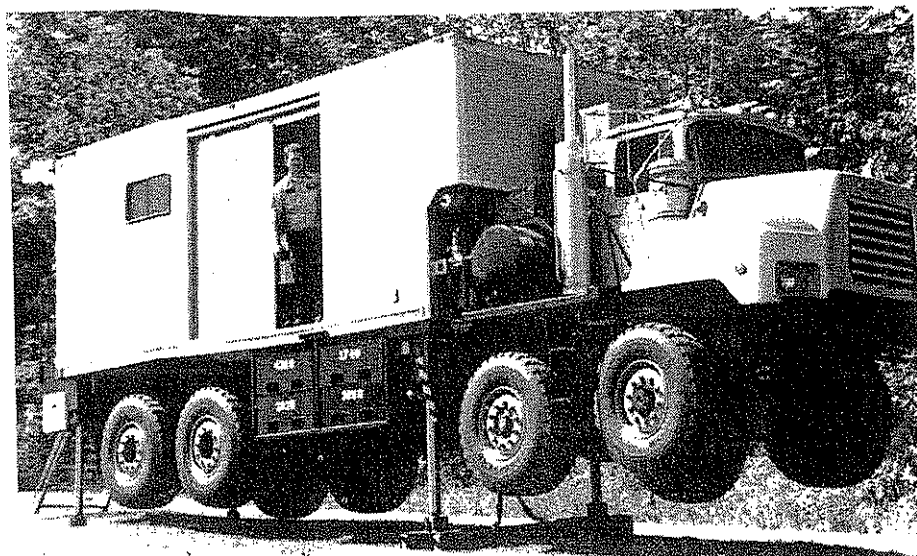
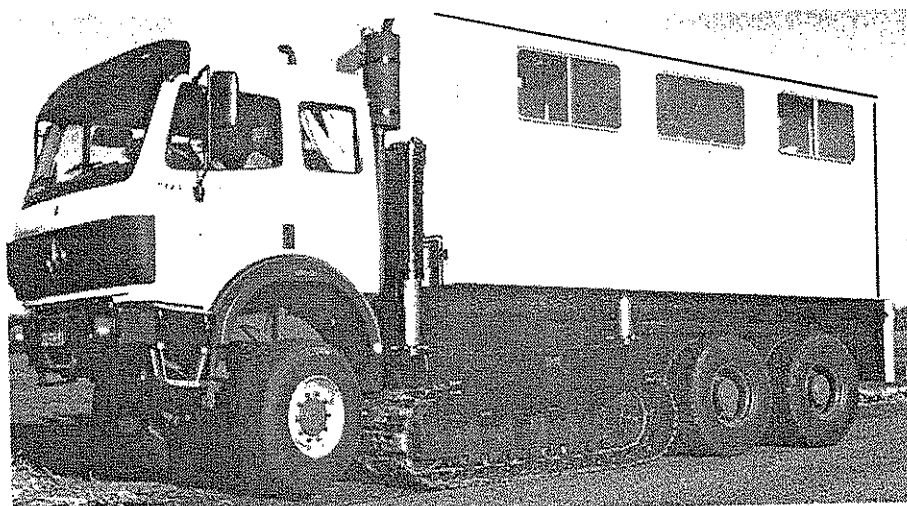


Hình 2.7. Giàn CPT bánh xích



Hình 2.8. Xuyên đang thực hiện dưới gâm xe và máy tính ghi kết quả xuyên





Hình 2.9. Một số loại xe CPT hạng nặng (trên 40 tấn)

2.2. NỘI DUNG THÍ NGHIỆM CPT

2.2.1. CÁC THÀNH PHẦN CỦA THIẾT BỊ

Những bộ phận chủ yếu của máy xuyên là chùy (hay đầu mũi) xuyên, măng xông, cần xuyên, cơ cấu gia lực và đo lực, giá đỡ và hệ neo.

Chùy xuyên có mũi côn nhọn góc ở đỉnh 60° , tiết diện ngang từ 5 đến 20 cm^2 (máy AMAP'sol có thể lắp các loại côn từ 10 đến 50 cm^2). Loại côn phổ dụng nhất có tiết diện ngang là $A_c = 10 \text{ cm}^2$ (đường kính là $d_c = 35,7 \text{ mm}$).

Măng xông (đặt phía trên mũi, dùng để đo sức kháng bên) có đường kính là d_s và phải thỏa mãn: $d_c < d_s < d_c + 0,35 \text{ mm}$; Măng xông có chiều dài là $132,6 \text{ mm}$ và có diện tích xung quanh là $A_F = 150 \pm 0,03 \text{ cm}^2$.

Ở CPTU, để đo được áp lực nước lỗ rỗng u , trên mũi côn hoặc măng xông, người ta gắn thêm một hoặc vài vòng thấm bằng đá rỗng (hoặc làm bằng vật liệu rắn và rỗng bất kỳ). Vị trí của vòng đá thấm thường ở ngay phía sau cổ của mũi côn (u_T trên hình 2.16).

Cần xuyên là những ống rỗng từng đoạn dài 1,0 đến 1,5 m nối với nhau bằng ren. Với côn loại 10 cm^2 thì cần xuyên có đường kính $35,7 \text{ mm}$ và đường kính rỗng là 16 mm . Đối với MCPT, trong lòng "cần ngoài" có một "cần trong" (Xem phần MCPT) đường kính 15 mm . Còn với ECPT, trong lòng "cần ngoài" là lõi cáp để truyền kết quả bằng điện. Với ECPT, sức kháng q_c và f_s được đo bằng điện, và được truyền vào máy tính.

Cơ cấu gia lực phổ biến hiện nay là thủy lực.

2.2.2. CHỌN ĐỘ SÂU MÀ XUYÊN CÓ THỂ LÀM VIỆC

Tùy thuộc vào khả năng của máy xuyên mà ta xem xét độ sâu mà máy xuyên CPT có thể xuyên tới được. Ở nước ta, thông thường máy xuyên CPT có khả năng gia lực từ 5 đến 10 tấn, vì vậy ta chọn giá trị ở bảng 2.2 hoặc lớn hơn một chút.

Bảng 2.1. Khả năng xuyên của CPT dùng xe tải 20 tấn [3]

Độ sâu (m)	Sét			Cát		
	Mềm	Cứng	Rắn	Rời	Chặt vừa	Rất chặt
5	✓	✓	✓	✓	✓	✓
10	✓	✓	✓	✓	✓	✓
18	✓	✓	✓	✓	✓	✓
27	✓	✓		✓	✓	
36	✓			✓		
45	✓			✓		
76	✓					

Bảng 2.2. Khả năng xuyên của CPT dùng máy nén 5 tấn [3]

Độ sâu (m)	Sét			Cát		
	Mềm	Cứng	Rắn	Rời	Chặt vừa	Rất chặt
1,5	✓	✓	✓	✓	✓	có thể
3,0	✓	✓		✓	✓	
4,5	✓	✓		✓	✓	
6	✓			✓	✓	
9	✓			✓		
15	✓			✓		
21	✓					

2.2.3. THÍ NGHIỆM XUYỀN CÔN ĐO BẰNG CƠ HỌC (MCPT - MECHANICAL CONE PENETRATION TEST)

Trong thí nghiệm xuyên côn đo cơ học (MCPT), cứ 20 cm thì ta đọc kết quả một lần. Mũi xuyên và măngxông được đẩy dọc lập với nhau, cho phép tách biệt lực đo trên mũi và lực đo trên măngxông:

Trên hình 2.11, tại vị trí b), chỉ mũi côn tiến xuống do tác dụng ấn của cân trong. Áp lực đo được trên đồng hồ đo là G (kPa).

Từ hình 2.10, ta có sức kháng mũi là:

$$q_c = G \times \frac{\text{Tiết diện ngang xy lanh áp lực } (A_G)}{\text{Tiết diện ngang mũi xuyên } (A_C)}$$

Thông thường, $A_G = 20 \text{ cm}^2$ và $A_C = 10 \text{ cm}^2$, do đó $q_c = 2 G$.

Tại vị trí c), ấn tiếp cân trong. Áp lực đo được trên đồng hồ đo là B (kPa) hay còn viết là $G + \Delta G$.

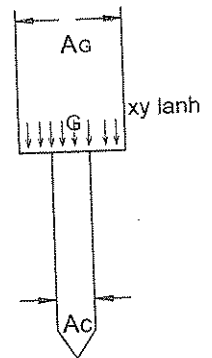
$$\text{Sức kháng bên } f_s = \Delta G \times \frac{\text{Tiết diện ngang xy lanh áp lực } (A_G)}{\text{Diện tích xung quanh măng xông } (A_F)}$$

Thông thường, $A_G = 20 \text{ cm}^2$ và $A_F = 150 \text{ cm}^2$, do đó, $f_s = 0,133 \Delta G$.

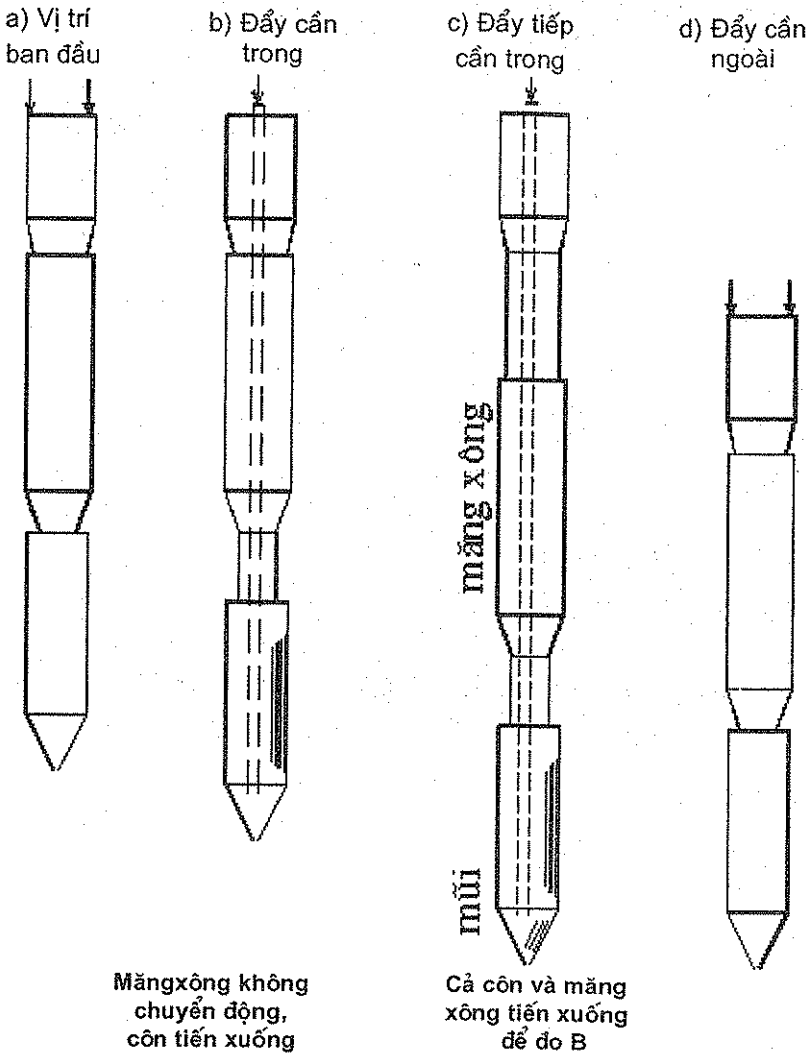
Tại vị trí d), cân ngoài nối với măngxông được ấn xuống, do đó cấu tạo của MCPT trở lại hình dáng đầu (vị trí a), chỉ khác là ở độ sâu 20 cm tiếp theo.

Tuy nhiên, vì măngxông nằm cao hơn mũi 20 cm, nên ΔG cũng như f_s phải được tính toán lệch nhau 20cm như ví dụ dưới đây:

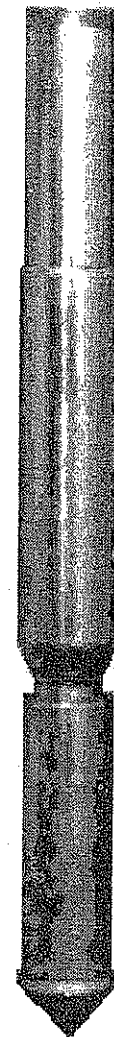
z (m)	G (bar \approx kg/cm ²)	B = G + ΔG	ΔG	q _c (bar)	f _s (bar)	f _s (kPa)
0,2 m	3		= 27 - 23 = 4		0,53	53
0,4 m	23	27	= 41 - 38 = 3	46	0,40	40
0,6 m	38	41	= 13 - 8 = 5	76	0,67	67
0,8 m	8	13		16		



Hình 2.10



Hình 2.11. Nguyên lý đẩy của MCPT

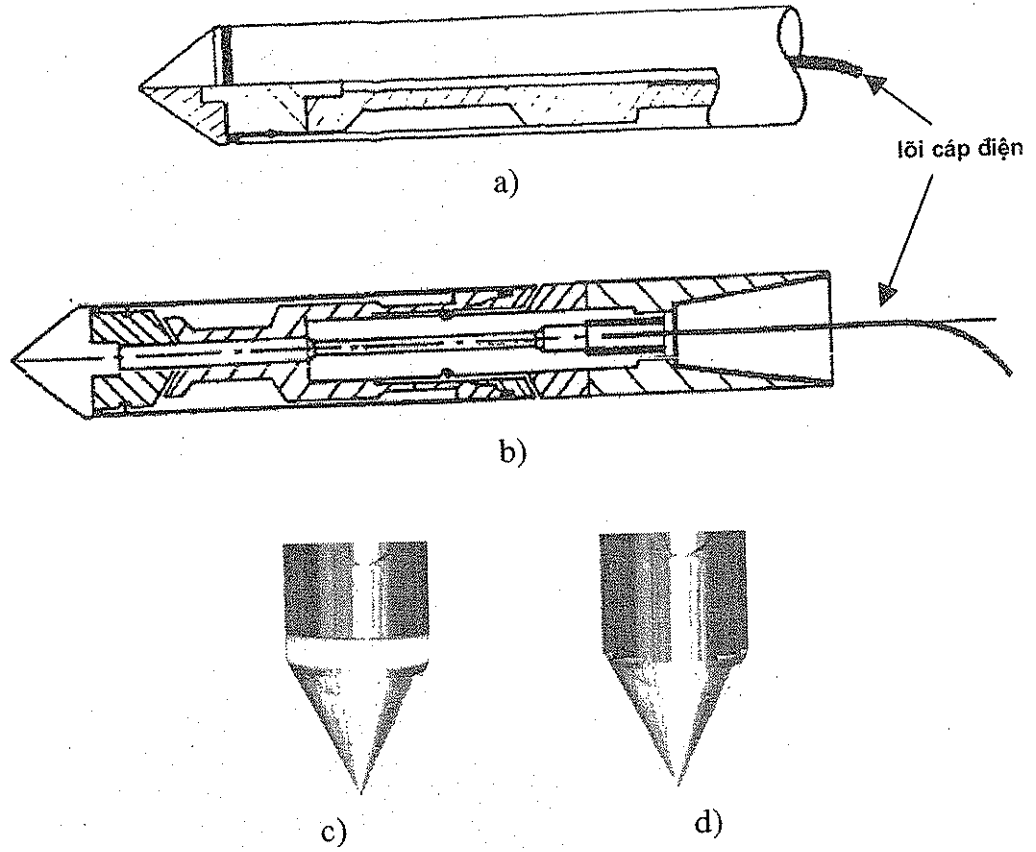


Hình 2.12. Côn Hà Lan (Dutch friction cone)

2.2.4. THÍ NGHIỆM XUYÊN CÔN ĐO BẰNG ĐIỆN ECPT (ELECTRIC CONE PENETRATION TEST)

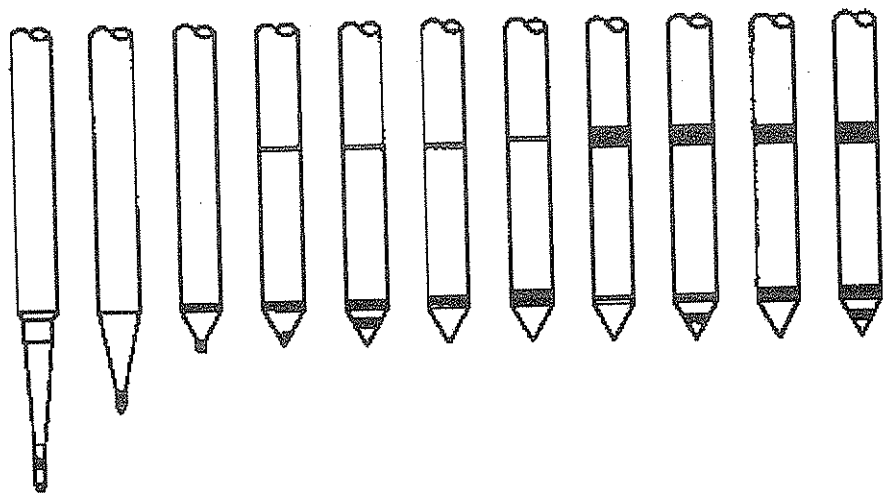
Trong thí nghiệm xuyên côn đo điện (ECPT), khoảng cách giữa các số đọc tùy thuộc vào người sử dụng thiết bị (thông thường là 5 cm). Sức kháng mũi q_c , sức kháng bên f_s (và áp lực nước lỗ rỗng u trong trường hợp CPTU) được đo riêng biệt qua những transducer (bộ chuyển tín hiệu) riêng biệt.

Trong thiết bị CPTU, cần có một vòng đá thấm để đo áp lực nước lỗ rỗng. Tuy nhiên, vị trí của vòng thấm này lại chưa được chuẩn hoá. Phổ biến nhất là vòng thấm ngay phía sau cổ của mũi côn (u_T trên hình 2.16). Trong chương này, các phương trình đều được phát triển dựa trên vị trí này của vòng đá thấm.

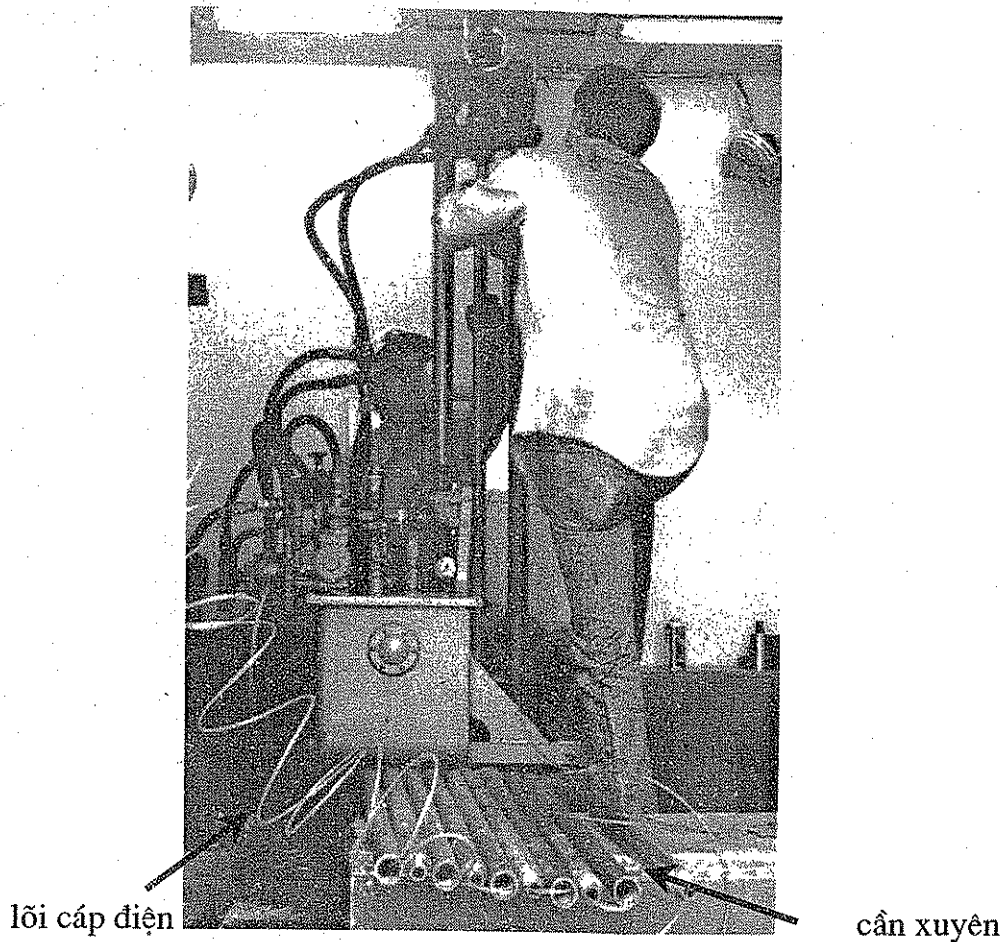


Hình 2.13. Chi tiết mũi côn đo điện

a) côn đo q_c ; b) côn đo q_c, f_s, u ; c) mũi côn có gắn vòng thấm (CPTU);
d) mũi côn không gắn vòng thấm



Hình 2.14. Hình dáng các loại côn khác nhau và vị trí của vòng đá thấm



Hình 2.15. Các bộ phận trong xe CPT

Hiện nay, một loại ECPT mới ra đời. Trong đó, q_c , f_s và/hoặc u được đo trực tiếp bằng các sensor và transducer đặt trong mũi côn như ở trên. Điểm khác duy nhất là tín hiệu truyền từ các sensor và transducer này về máy tính không phải qua lõi cáp điện như ở hình 2.15 mà bằng âm thanh như sau: q_c , f_s và/hoặc u được chuyển thành tín hiệu âm thanh, âm thanh truyền lên dọc theo cân xuyên, sau đó, lại được chuyển ngược lại thành q_c , f_s và u để lưu vào máy tính. Loại này có ưu điểm là không phải luồn lõi cáp điện vào cân xuyên.

2.2.4.1. Bảo hoà vòng đá thấm trong CPTU

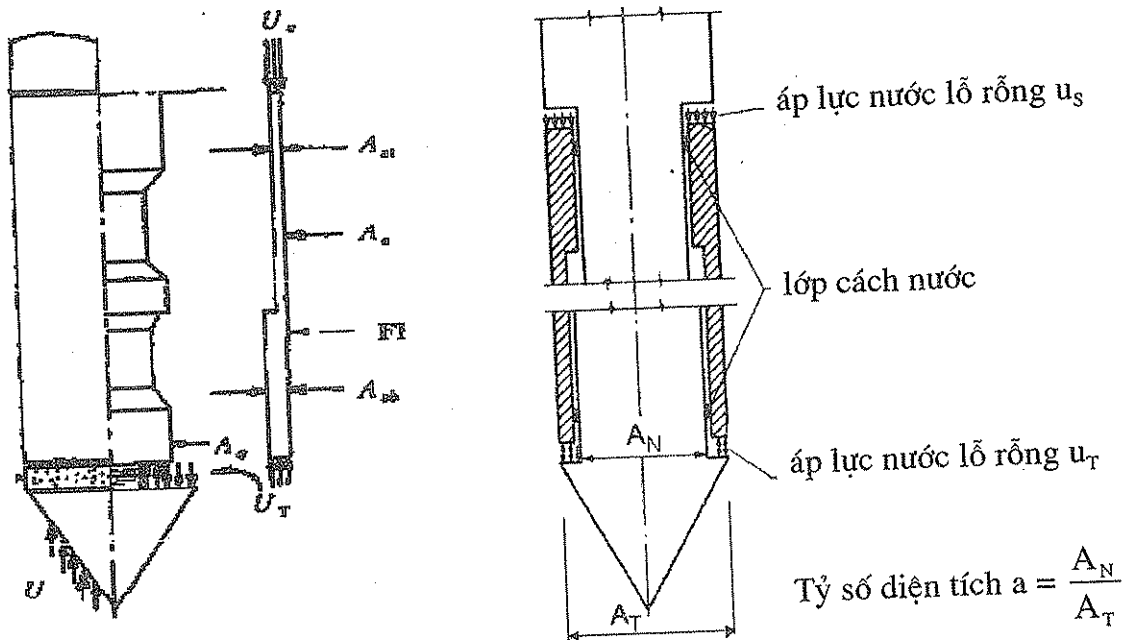
Để đo được áp lực nước lỗ rỗng chính xác, vòng đá thấm phải tuyệt đối bão hoà. Quy trình bão hoà tuyệt đối vòng đá thấm rất khó khăn:

1. Đặt vòng thấm trong dung dịch đặc biệt chân không ít nhất ba tiếng. Quá trình bão hoà "nên" được trợ giúp bằng sóng siêu âm;
2. Dung dịch đặc biệt thường là glycerin đã rút hết không khí;
3. Khi lắp vòng thấm vào côn, luôn luôn giữ cho cả côn và vòng thấm không bị mất dung dịch bằng cách nhúng chúng vào trong một chậu dung dịch;
4. Nếu mực nước ngầm không phải ngay bề mặt đất, ta phải khoan lỗ trước khi tiến hành thí nghiệm CPT. Trước khi hạ côn xuống lỗ, ta phải bọc côn trong một

màng cao su để côn không bị mất dung dịch. Khi côn bắt đầu tiến xuống đất, màng cao su này sẽ bị thủng ra.

Vòng đá thấm là một công cụ hữu ích để: xác định áp lực nước lỗ rỗng u (từ đó, giúp phân loại đất, giúp xác định mực nước ngầm), xác định đặc tính thấm của đất (bằng thí nghiệm tiêu tán - dissipation test). Tuy nhiên, nếu không có kinh nghiệm, ta sẽ gây ra nhiều sai sót lớn do có vòng đá thấm trong CPTU. Để tránh sai sót, nên thí nghiệm CPT thường (mũi côn không có vòng đá thấm), hoặc tự chế tạo một vòng thép bịt kín xung quanh vòng đá thấm.

2.2.4.2. Hiệu chỉnh sức kháng mũi trong CPTU



Hình 2.16. Hiệu chỉnh diện tích côn CPTU

Hình trên vẽ vòng đá thấm ở hai vị trí: ngay sau cổ côn (u_T) và ngay trên măngxông (u_s). Tuy nhiên, phần này chỉ đề cập đến vị trí ngay trên cổ côn (u_T).

Áp lực mà transducer đo được ở mũi là q_c . Tuy nhiên, trong CPTU, đây không phải áp lực thực tác dụng lên mũi côn. Áp lực thực tác dụng lên mũi côn là q_T . Ta có liên hệ sau:

$$q_T \cdot A_T = q_c \cdot A_T + u_T A_{sb}$$

trong đó

- q_T - sức kháng hiệu chỉnh;
- A_T - tiết diện ngang mũi côn (thường bằng 10 cm^2);
- A_{sb} - tiết diện ngang vòng đá thấm; $A_{sb} = A_T - A_N$;
- A_N - tiết diện ngang mũi côn phía trong vòng đá thấm.

$$\Rightarrow q_T = q_c + u_T \frac{A_T - A_N}{A_T} = q_c + u_T (1 - a) \quad (2.1)$$

$a = \frac{A_N}{A_T}$; thông thường, $a = 0,80 \div 0,82$. Tuy nhiên, với một số loại côn

của hãng Geotech và Pagani thì $a = 0,58$.

u_T (còn ký hiệu là u hoặc u_{bt} tức là $u_{\text{behind tip}}$) là áp lực nước lỗ rỗng đo tại vòng đá thấm ngay phía sau cổ côn.

Nếu vòng đá thấm không ở sau cổ côn mà lại ở mũi hoặc lưng chùng mũi côn; áp lực nước lỗ rỗng tại vòng thấm này là u_1 thì u_T được quy đổi như sau:

$$u_T = u_0 + k (u_1 - u_0)$$

u_0 là áp lực nước địa tĩnh; $k = 0 \div 0,9$ tùy thuộc loại đất và vị trí của vòng thấm.

Lưu ý Sức kháng bên f_s cũng phải hiệu chỉnh nếu có vòng đá thấm phía trên mắngxông (vị trí u_s);

Đa số các phần mềm lưu giá trị q_c ở file số liệu gốc (raw data); một số phần mềm (của hãng đi kèm với thiết bị) có thể đã hiệu chỉnh sẵn và lưu giá trị q_T ở file này.

2.2.5. CHUẨN HOÁ SỐ ĐỌC

Ngoài việc hiệu chỉnh $q_T = q_c + u_T (1 - a)$ đối với CPTU như ở phương trình (2.1) (với CPT thường, $q_T = q_c$), để diễn dịch kết quả CPT, ta cần một số chuẩn hoá sau:

1. Tỷ số sức kháng $R_T = f_s / q_T \times 100\%$.
2. Sức kháng mũi chuẩn hoá (cũ): $q_{cn} = q_T / \sqrt{\sigma'_{v0}}$ (q_c, σ'_{v0} đo bằng bar).
3. Biểu thức này còn được viết là $q_{cn} = \frac{q_T / \text{pa}}{\sqrt{\sigma'_{v0} / \text{pa}}}$ (pa là ký hiệu của 1 bar).
4. $1/\sqrt{\sigma'_{v0}}$ được viết là C_q và gọi là hệ số hiệu chỉnh độ sâu. Hệ số này tương đương với hệ số C_N của thí nghiệm SPT; $q_{cn} = q_T \times C_q$.
5. Sức kháng mũi chuẩn hoá (mới - Robertson 1990): $Q_T = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$.
6. Tỷ số sức kháng chuẩn hoá: $F = \frac{f_s}{q_T - \sigma_{v0}} \times 100\%$.
7. Áp lực nước lỗ rỗng chuẩn hoá: $B_q = \frac{u_T - u_0}{q_T - \sigma_{v0}}$.

trong đó

u_0 - áp lực nước địa tĩnh;

σ_{v0} (hay σ_0) - ứng suất tổng do bản thân đất gây ra (địa tĩnh);

σ'_{v0} (hay σ'_0) - ứng suất hữu hiệu do bản thân đất gây ra:

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0.$$

2.2.6. SO SÁNH MCPT VÀ ECPT

Xuyên côn đo điện có độ chính xác cao hơn hẳn xuyên côn đo cơ học vì nhiều nguyên nhân, trong đó có các nguyên nhân chính sau:

1. Kết quả của ECPT được truyền trực tiếp vào máy tính; Kết quả trên đồng hồ đo lực của MCPT thì được đọc bằng mắt thường - trong khi đó - khi ta đang đọc thì số đọc trên đồng hồ lại luôn dao động.
2. Kết quả của ECPT đo trực tiếp tại mũi và tại măngxông của xuyên; Còn kết quả của MCPT lại được đọc gián tiếp trên đồng hồ đo áp lực của xy lanh. Nếu đồng hồ đo áp chỉ 100 bar (bar còn ký hiệu là pa), thì có khi áp lực lên xuyên chỉ còn 90 bar do mất mát lực dọc theo cần xuyên.
3. Mũi xuyên và măngxông của ECPT là một khối gắn liền, số đo được xác định bằng các đầu đo trực tiếp. Còn mũi xuyên và măngxông của MCPT có hai tư thế: rời và tách; trong khi đó, cần xuyên làm bằng thép có biến dạng đàn hồi. Nếu xuyên tại độ sâu 30 m, áp lực truyền từ hệ gia lực là 100 kN, môđul đàn hồi của thép là $2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$, thì cần trong bị nén lại là:

$$\Delta L = \frac{PL}{AE} = \frac{100 \text{ kN} \times 3000 \text{ cm}}{\pi \times 1,5^2 / 4 \text{ cm}^2 \times 2 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2} = 8,5 \text{ cm}$$

Khi cần trong được ấn xuống (vị trí c. trong hình 2.11), do biến dạng nén lớn, măngxông có khi không bị kéo xuống theo, hoặc bị kéo rất ít, do đó dẫn đến các sai số.

Con số 8,5 cm nói trên là hơi cao, vì ở nước ta, thường ta chỉ xuyên dưới 25 m, tải gia lực khoảng $30 \div 50 \text{ kN}$, như vậy $\Delta L \approx 2,1 \div 3,5 \text{ cm}$.

4. Thiết bị điện của ECPT (các đầu đo-sensor) có độ chính xác hơn hẳn đồng hồ đo lực của MCPT. Tuy nhiên, sensors cũng là một nhược điểm của ECPT: Nếu người sử dụng không biết bảo quản đầu côn (bên trong có những sensor rất nhạy cảm), không bảo dưỡng thường xuyên, không chuẩn hoá (sensor calibration) thì các sensor này sẽ thậm chí đưa ra kết quả sai.

Ngoài ra, ECPT còn có những ưu thế khác so với MCPT, ví dụ như, kết quả của ECPT liên tục hơn so với MCPT (5 cm/1 lần đọc kết quả so với 20 cm/1 lần đọc kết quả của MCPT).

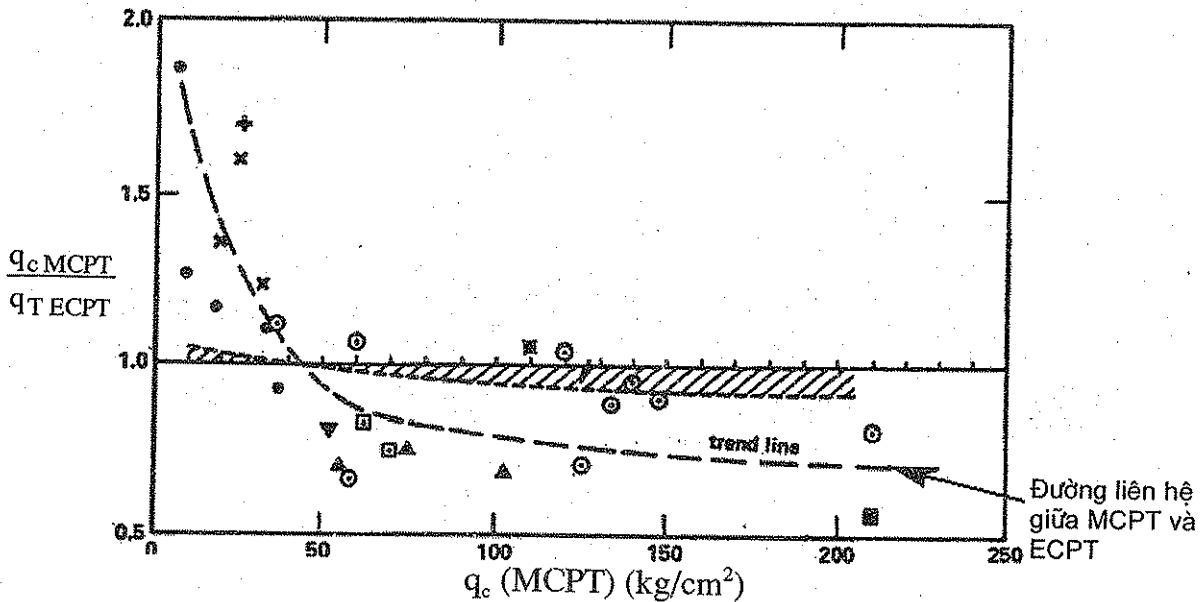
Theo Kulhawy và Mayne (1990) [5], sức kháng bên f_s đo được từ ECPT thường thấp hơn f_s đo từ MCPT; Đôi khi $\frac{f_{s(\text{MCPT})}}{f_{s(\text{ECPT})}}$ lên tới 2 với một số đất cát. Thậm chí f_s cũng khác nhau khá nhiều khi cùng thí nghiệm ECPT với các loại côn có kích thước khác nhau.

Sức kháng mũi q_c đo được từ MCPT và ECPT chỉ khác nhau đôi chút: ở đất rời, q_c đo bằng ECPT thường lớn hơn; ngược lại ở đất dính, $q_{T(\text{ECPT})}$ nhỏ hơn $q_{c(\text{MCPT})}$. Hình

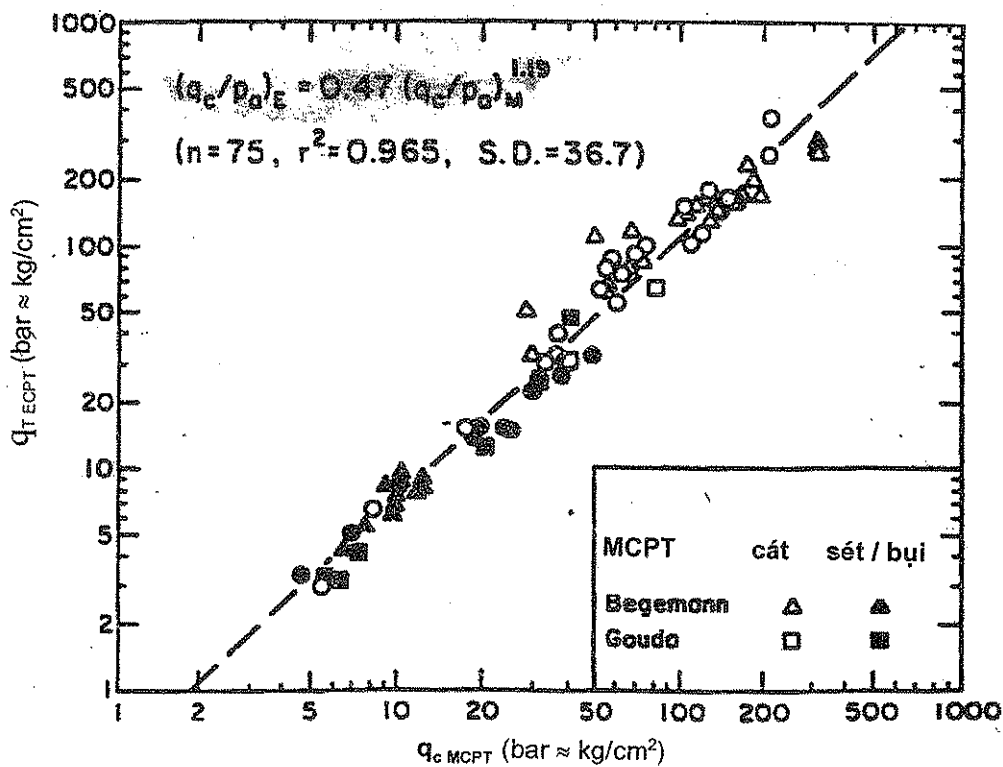
2.18 cho thấy $q_{T(ECPT)} \approx 0,47 q_{c(MCPT)}^{1,19}$ (q_c đo bằng bar).

Trên hình 2.17 (theo Schmertmann), khi $q_{c(MCPT)} < 48$ bar thì áp lực mũi đo bằng MCPT có xu hướng lớn hơn đo bằng ECPT và ngược lại.

Hình 2.18 cũng cho một tương quan tương tự: khi $q_{c(MCPT)} < 53$ bar thì áp lực mũi đo bằng MCPT có xu hướng lớn hơn đo bằng ECPT và ngược lại.



Hình 2.17. Tỷ số về số đọc giữ Delf MCPT và Fugro ECPT (Schmertmann)



Hình 2.18. Tương quan về số đọc q_c giữa MCPT và ECPT (Kulhawy & Mayne)

2.3. ƯỚC TÍNH CÁC CHỈ TIÊU CƠ LÝ CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ CPT

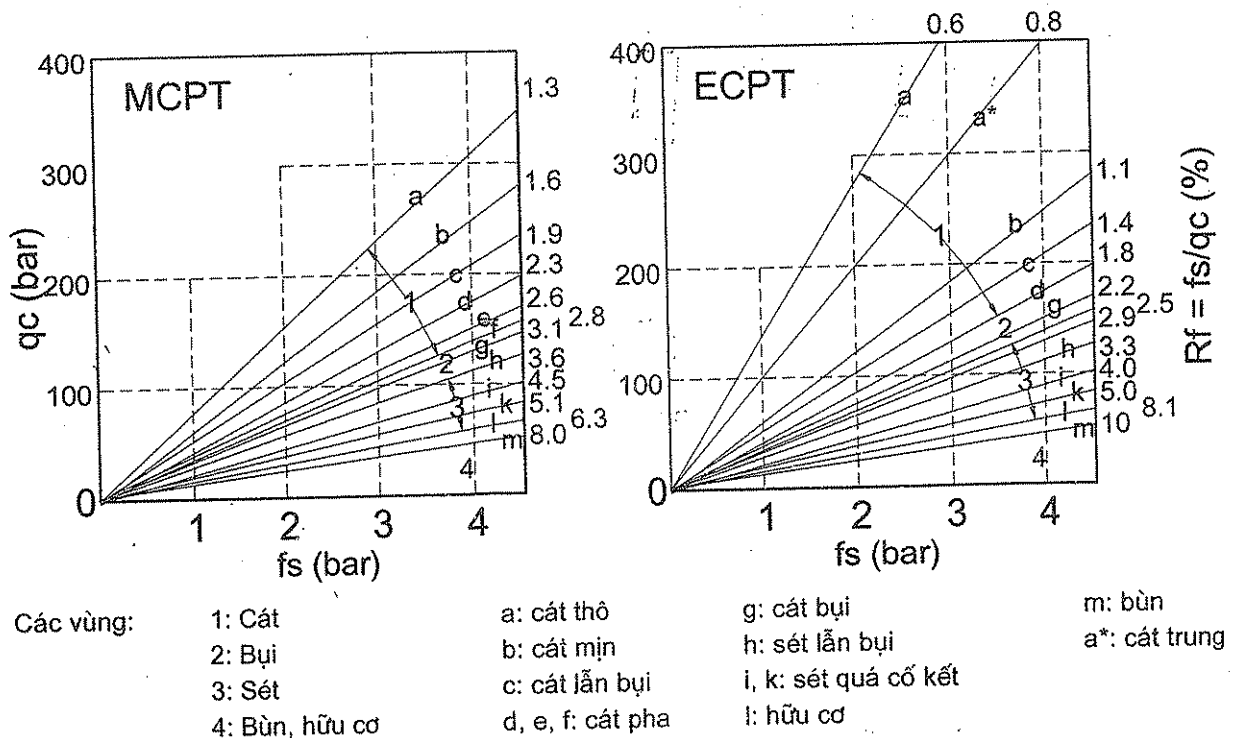
2.3.1. CÁC TÍNH CHẤT VẬT LÝ DỰA TRÊN KẾT QUẢ CPT

2.3.1.1. Phân loại đất dựa trên kết quả CPT

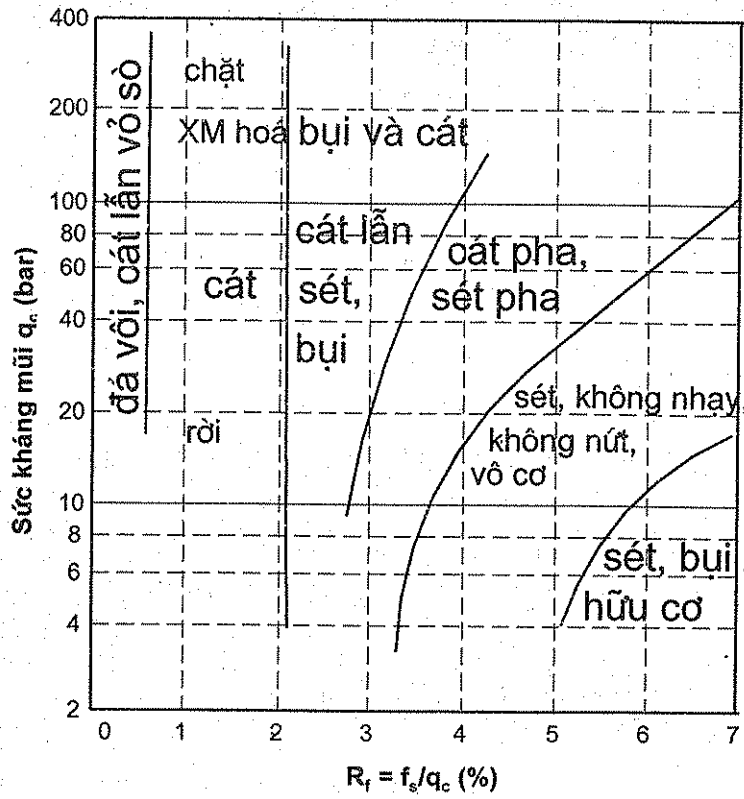
Từ vài chục năm gần đây, thí nghiệm CPT đã được dùng để phân loại đất tại hiện trường. (Tại Việt Nam, việc phân loại đất hiện trường theo thí nghiệm CPT lại chưa được sử dụng nhiều).

Đã có hàng chục tác giả khác nhau đề xuất nhiều đồ thị phân loại đất khác nhau, đồ thị sau càng chính xác và chặt chẽ hơn so với đồ thị trước. Những biểu đồ phân loại đất đầu tiên (cuối những năm 1970) dựa trên đặc trưng sau: với đất sét, tỷ số giữa sức kháng bên f_s và sức kháng mũi q_c thường lớn; ngược lại với đất cát, tỷ số này thường nhỏ. Hình 2.19 là hai ví dụ của những biểu đồ sơ khai đó. Trên hình này ta thấy tỷ số R_f (trục tung, vẽ bên tay phải) thường có giá trị từ 1,1% đến 10% cho các loại đất từ cát thô (ký hiệu a) đến bùn (ký hiệu m).

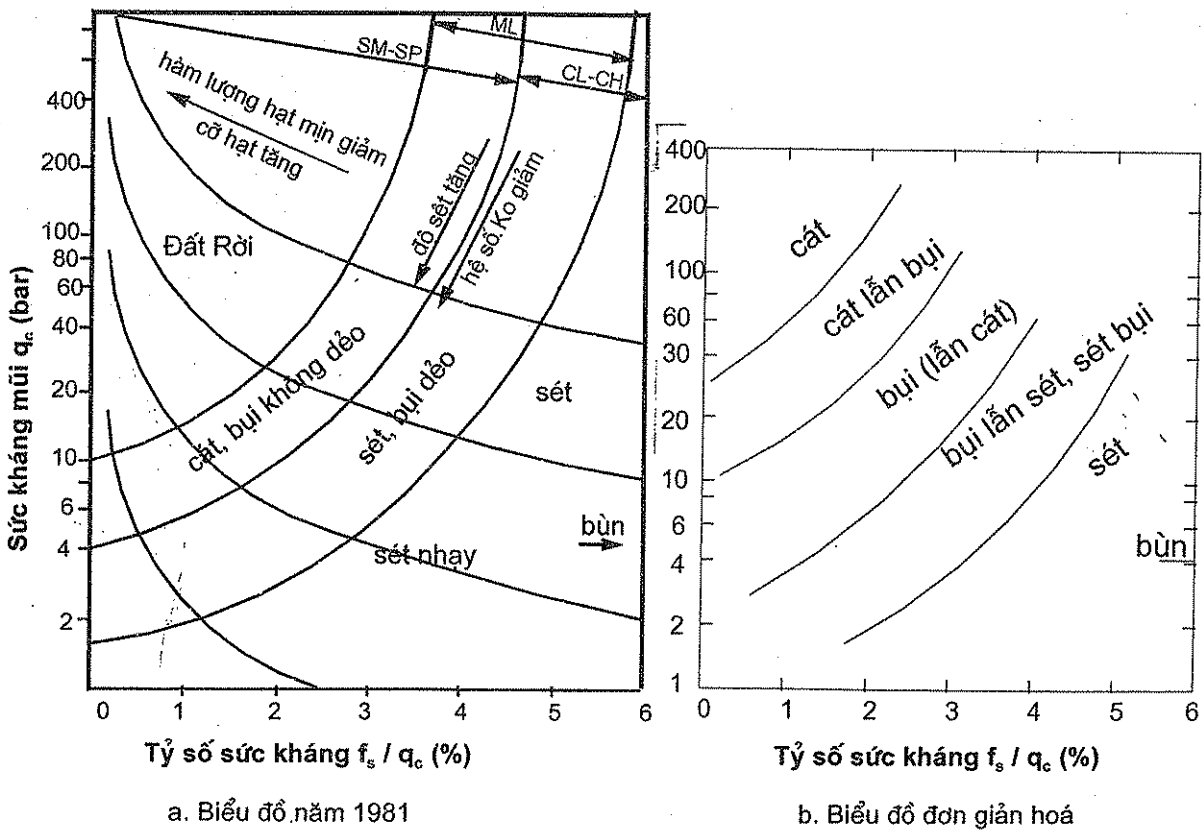
Hình 2.20, 2.21, 2.23 là các biểu đồ phân loại đất chính xác hơn. Biểu đồ hình 2.23 là một trong những biểu đồ chính xác và thông dụng nhất cho đến năm 1986. Các biểu đồ này vẫn dựa vào sức kháng chưa được chuẩn hoá.



Hình 2.19. Biểu đồ phân loại đất sơ bộ theo CPT (Laboratorium voor Grondmechnica)



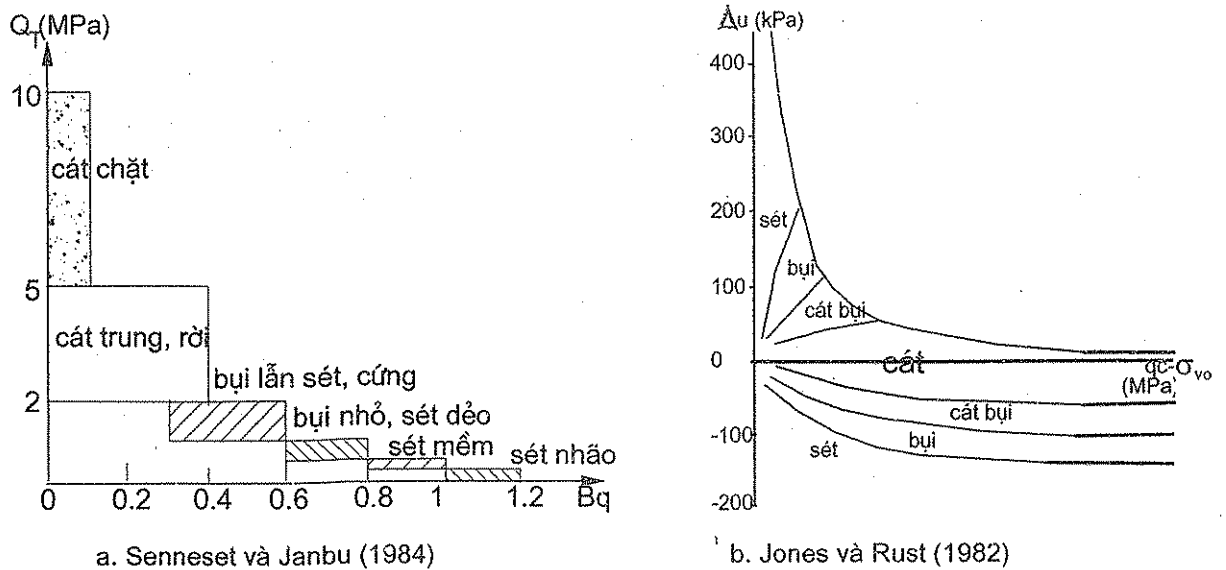
Hình 2.20. Phân loại đất (MCPT) theo Schmertmann (1978)



a. Biểu đồ năm 1981

b. Biểu đồ đơn giản hoá

Hình 2.21. Phân loại đất theo Douglas và Olsen (1981-1984)



Hình 2.22. Phân loại đất dựa trên kết quả CPTU

Biểu đồ ở hình 2.22; 2.23b và 2.24b ra đời khi CPTU bắt đầu được triển khai rộng hơn. Với cát rời (khi bị cắt thì thể tích mẫu bị nén lại), u (hay u_T) xấp xỉ lớn hơn và bằng áp lực nước địa tĩnh u_0 , do đó $B_q \approx 0,1 \div 0,3$. Với đất sét, do tính thấm kém, khi xuyên tiến xuống đất, nước không kịp thoát, do đó u_T lớn hơn khá nhiều so với u_0 (do đó $B_q > 0,6$). Điều này phản ánh ở hình 2.22a; 2.23b và 2.24b.

Tuy nhiên, vì quá trình bão hòa viên đá thấm và giữ được cho nó vẫn bão hòa trong quá trình thí nghiệm là rất khó, bởi vậy nhiều tác giả khuyên chỉ nên thí nghiệm CPT, không nên thí nghiệm CPTU và do đó không dùng các biểu đồ 2.22a; 2.23b và 2.24b.

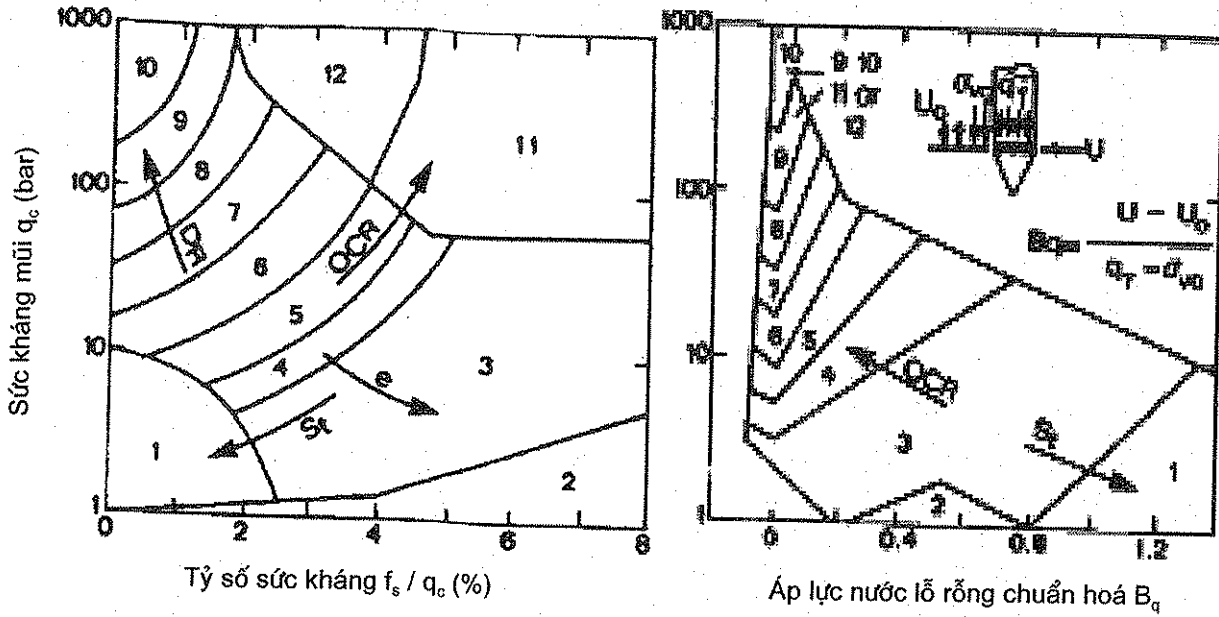
Sau đó còn nhiều tác giả khác cải tiến biểu đồ phân loại đất theo các số đọc chuẩn hoá, tuy nhiên biểu đồ theo Robertson (1990) ở hình 2.24 là thông dụng nhất.

Tuy nhiên biểu đồ hình 2.24 không phù hợp với độ sâu nhỏ hơn 2 m (khi chuẩn hoá theo $Q_T = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$, ở độ sâu nhỏ hơn 2 m, thì σ'_{v0} thường nhỏ hơn 0,35 bar, vì thế Q_T rất lớn mặc dù đất yếu). Với độ sâu nhỏ hơn 2 m, ta nên dùng biểu đồ 2.23.

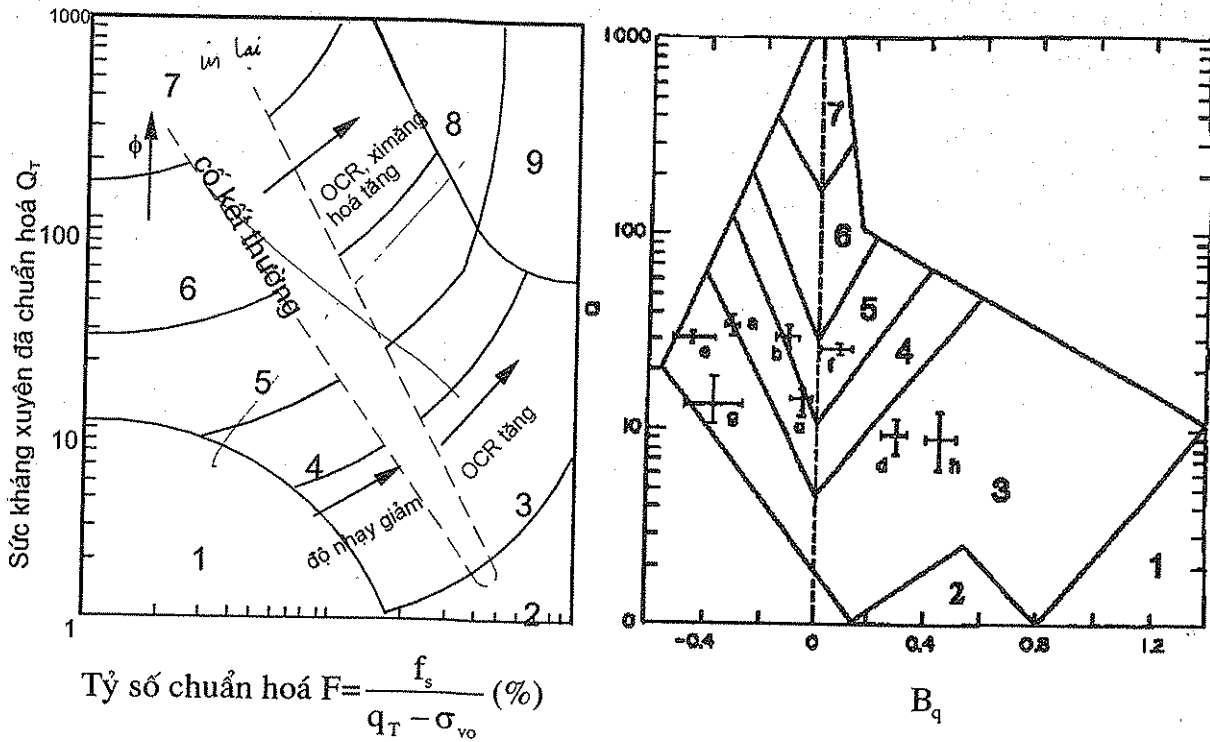
Các vùng trên biểu đồ 2.23:

- | | |
|--------------------------|------------------------------|
| 1. Đất hạt mịn, nhạy cảm | 7. Cát bụi tới Bụi cát |
| 2. Hữu cơ; bùn | 8. Bụi cát tới cát |
| 3. Sét | 9. Cát |
| 4. Sét tới bụi sét | 10. Cát tới Sỏi cát |
| 5. Bụi sét tới Sét bụi | 11. Đất hạt mịn rất cứng (*) |
| 6. Sét bụi tới Cát bụi | 12. Cát/á cát rất cứng (*) |

(*) Đất bị xi măng hoá hoặc quá cố kết



Hình 2.23. Phân loại đất theo Robertson (1986)



Hình 2.24. Phân loại đất theo Robertson (1991)

Các vùng :

- | | |
|------------------------------------|--------------------------------------|
| 1. Đất hạt mịn, nhạy cảm | 5. Cát lẫn bụi |
| 2. Hữu cơ; bùn | 6. Cát |
| 3. Sét, sét lẫn ít bụi | 7. Cát tới sỏi cát |
| 4. Bụi, bụi lẫn sét; sét nhiều bụi | 8. Cát/ á cát rất cứng (quá cố kết) |
| | 9. Đất hạt mịn rất cứng (quá cố kết) |

2.3.1.2. Đánh giá trạng thái của đất dựa trên kết quả CPT

Quan hệ sớm nhất giữa q_c và D_r (độ chặt tương đối của đất cát) được đưa ra vào khoảng 1956 bởi Meyerhof như ở bảng 2.3.

Bảng 2.3. Trạng thái của cát theo Meyerhof

q_c (bar \approx kg/cm ²)	Độ chặt	D_r
0 - 20	Rất rời	< 20%
20 - 40	Rời	20-40%
40 - 120	Chặt vừa	40-60%
120 - 200	Chặt	60-80%
> 200	Rất chặt	> 80%

Sau đó, các tác giả khác cải tiến được quan hệ chính xác hơn (hình 2.25 đến 2.27). Kulhawy mà Mayne (1990) tập hợp số liệu của Robertson & Campanella (hình 2.26), cùng rất nhiều số liệu khác đề xuất quan hệ khá thông dụng sau (tương tự phương trình (3.7) của thí nghiệm SPT):

$$D_r = \sqrt{\frac{1}{305 \cdot Q_c \cdot OCR^{0,18}} \cdot q_{cn}} \quad (2.2)$$

trong đó OCR - hệ số quá cố kết (xem phần 1.1.3 - Trạng thái ứng suất của đất);

Q_c - hệ số đặc trưng khả năng bị co do nén của cát:

$Q_c = 0,91$ cho cát có khả năng bị co cao (nhiều hạt mịn, hạt mica...);

$Q_c = 1,0$ cho cát có khả năng bị co trung bình (ít hạt mịn, ...);

$Q_c = 1,09$ cho cát có khả năng bị co ít (cát thạch anh, ...).

Quan hệ ở hình 2.27 (Jamiolkowsky) được dùng phổ biến hơn cả:

Nếu q_c và σ'_{vo} đo bằng bar thì $D_{r1} \approx 68 \times [\log(q_{cn}) - 1]$;

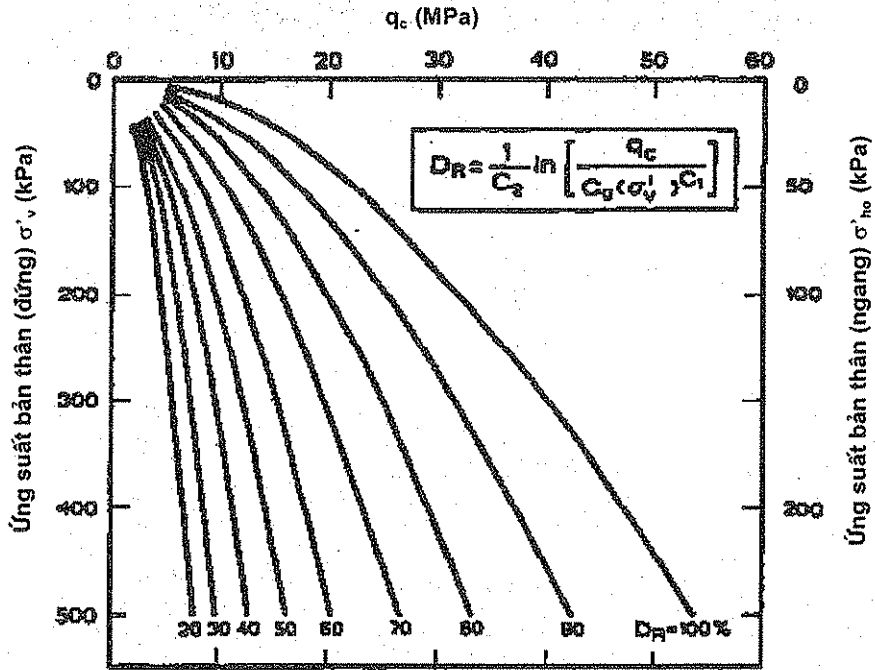
Nếu q_c và σ'_{vo} đo bằng t/m² thì $D_{r1} \approx 66 \times \log(q_c / \sqrt{\sigma'_{vo}}) - 98$.

Jamiolkowsky còn cho rằng, giá trị chính xác hơn của D_r phải được hiệu chỉnh bởi $K_q = 0,9 + D_{r1}/300$ theo công thức sau:

$$D_r \approx 68 \times \left[\log \left(\frac{q_{cn}}{K_q} \right) - 1 \right] \quad (2.3)$$

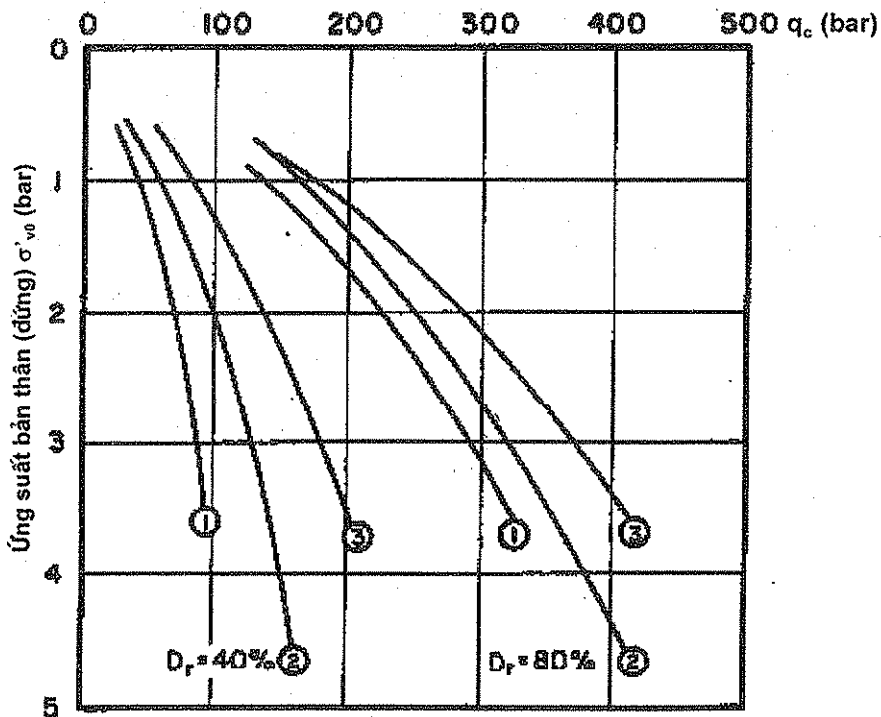
$$q_{cn} = q_c / \sqrt{\sigma'_{vo}} \quad q_c \text{ và } \sigma'_{vo} \text{ đo bằng bar .}$$

Mặc dù chưa có nghiên cứu nào về ảnh hưởng của già hóa (tuổi của đất) đến D_r , tuy nhiên, Kulhawy và Mayne (1990) cho rằng, ta cũng cần giảm D_r đi một đại lượng là C_A (phương trình 3.8) như ta làm với kết quả SPT (phương trình 3.7).



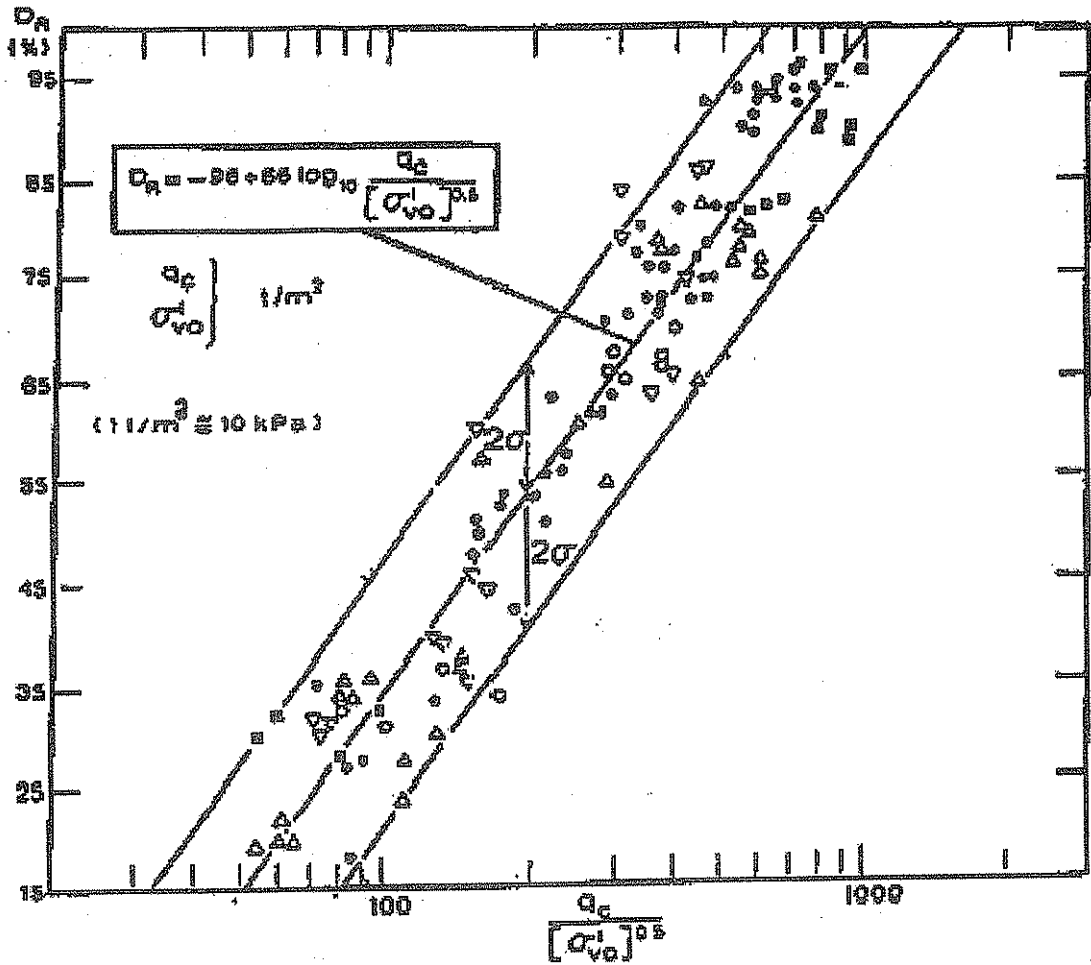
$C_0 = 157; C_1 = 0,55; C_2 = 2,41; R = 0,96$

Hình 2.25. Độ chặt tương đối D_r của cát Ticino cổ kết bình thường (Giả sử $K_0 = 0,45$) (Robertson và Campanella, 1983; Baldi và cộng sự -1986)



- ①: Cát ở mỏ Hilton tính cơ đo nén cao (Schmertmann, 1978);
- ②: Cát Ticino tính cơ đo nén trung bình (Baldi và cộng sự -1982);
- ③: Cát Monterey tính cơ đo nén thấp (Villet & Michell, 1981).

Hình 2.26. Quan hệ D_r và q_T (Robertson và Campanella, 1983)



q_c và σ'_{vo} đo bằng $t/m^2 = 0,1 \text{ kg/cm}^2 \approx 10 \text{ kPa}$

Hình 2.27. D_p của cát cố kết bình thường (Jamiolkowsky và cộng sự-1985)

Về trạng thái của đất dính, quan hệ giữa LI (độ sệt, còn ký hiệu là I_L hoặc B) và q_c có thể sơ bộ theo bảng sau (Szechy và Varga, 1978):

Bảng 2.4. Trạng thái của đất dính

q_c (CPT)	LI	trạng thái
< 5	> 0,5	mềm
5-15	0,25 ÷ 0,5	đẻo cứng
15-30	0 ÷ 0,25	nửa cứng
30-60	- 0,5 ÷ 0	cứng
> 60	< -0,5	rất rắn

Từ bảng trên, ta có thể thiết lập phương trình xấp xỉ sau:

$$LI = (-0,06 \cdot q_c^3 + 6,36 \cdot q_c^2 - 357 \cdot q_c) \cdot 10^{-4} + 0,66 \quad (2.4)$$

2.3.2. ĐÁNH GIÁ TÍNH THẨM CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ CPT

Dựa vào đồ thị phân loại đất hình 2.24, Robertson cũng đề nghị bảng dưới đây ước lượng hệ số thẩm k đối với 9 vùng đất trên đồ thị 2.24. Bảng này cũng cho ta mối liên quan giữa các kết quả của thí nghiệm SPT với thí nghiệm CPT.

Bảng 2.5. Hệ số thẩm k; tỷ số q_T / N_{60}

Nhóm	Tên đất	Tỷ số q_T / N_{60} (CPT so với SPT)	Hệ số thẩm k (cm/s)
1	Đất hạt mịn, nhạy cảm	2	10^{-5}
2	Hữu cơ; bùn	1	10^{-5}
3	Sét, sét lẫn ít bụi	1,5	10^{-7}
4	Bụi, bụi lẫn sét; sét nhiều bụi	2	10^{-6}
5	Cát lẫn bụi	3	10^{-4}
6	Cát	4,5	10^{-2}
7	Cát tới sỏi cát	6	10^{-1}
8	Cát/ á cát rất cứng (quá cố kết)	2	10^{-5}
9	Đất hạt mịn rất cứng (quá cố kết)	1	10^{-6}

2.3.3. ĐÁNH GIÁ TÍNH BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ CPT

2.3.3.1. Đánh giá môđun biến dạng của cát dựa trên kết quả CPT

Môđun biến dạng không nở hông M (còn ký hiệu là E_c):

Nhiều tác giả kiến nghị cách ước tính môđun biến dạng không nở hông như sau:

$$M = \alpha q_c \quad (2.5)$$

Hệ số α thường từ 3 đến 8. Tuy nhiên, hệ số α thay đổi khá mạnh, tùy theo độ chặt, độ cố kết:

$$\text{Với đất cố kết thường (NC) thì:} \quad \alpha \approx 10^{1,09 - 0,0075 \cdot D_r};$$

$$\text{Còn với đất quá cố kết thì} \quad \alpha \approx 10^{1,78 - 0,0122 \cdot D_r}.$$

trong đó D_r (%) - độ chặt tương đối.

Như vậy, với cát chặt, thì $\alpha = 3,3 \div 5,5$.

Với đất cố kết thường (NC), Baldi và cộng sự (1981) ước tính môđun biến dạng không nở hông M qua q_c và σ'_{vo} như ở hình 2.28. Từ hình này, ta thấy $\alpha = 3 \div 11$.

Còn với đất quá cố kết (OC), hình 2.28 của Jamiolkowsky và cộng sự (1988) nên được sử dụng. Trong hình này, σ'_m là trung bình chung của ba ứng suất chính:

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z}{3} = \frac{\sigma'_{vo} (1 + 2K_0)}{3} \quad (2.6)$$

Môđun biến dạng nở hông E :

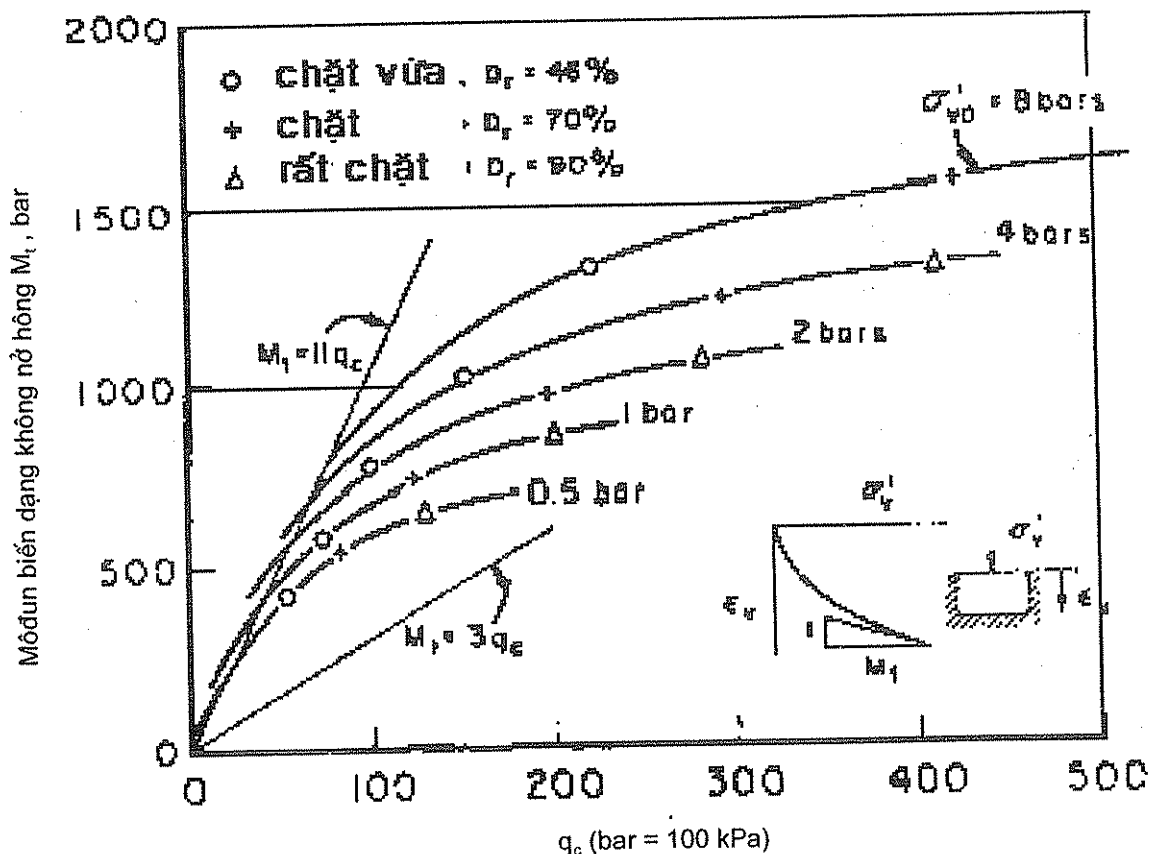
So sánh với thí nghiệm nén ba trục, Robertson đưa ra quan hệ ở hình 2.30 đối với cát cố kết thường ($OCR = 1$). Trên đó, ta thấy: $E_{25} \approx 2 q_c$ và $E_{50} \approx 1,33 q_c$.

E_{25} và E_{50} được định nghĩa như sau: Trong thí nghiệm nén ba trục, ứng suất cực đại mà mẫu có thể chịu được là σ'_{max} ; E_{25} là môđun biến dạng tương ứng với điểm có $\sigma' = 25\% \sigma'_{max}$; Tương tự như vậy với E_{50} .

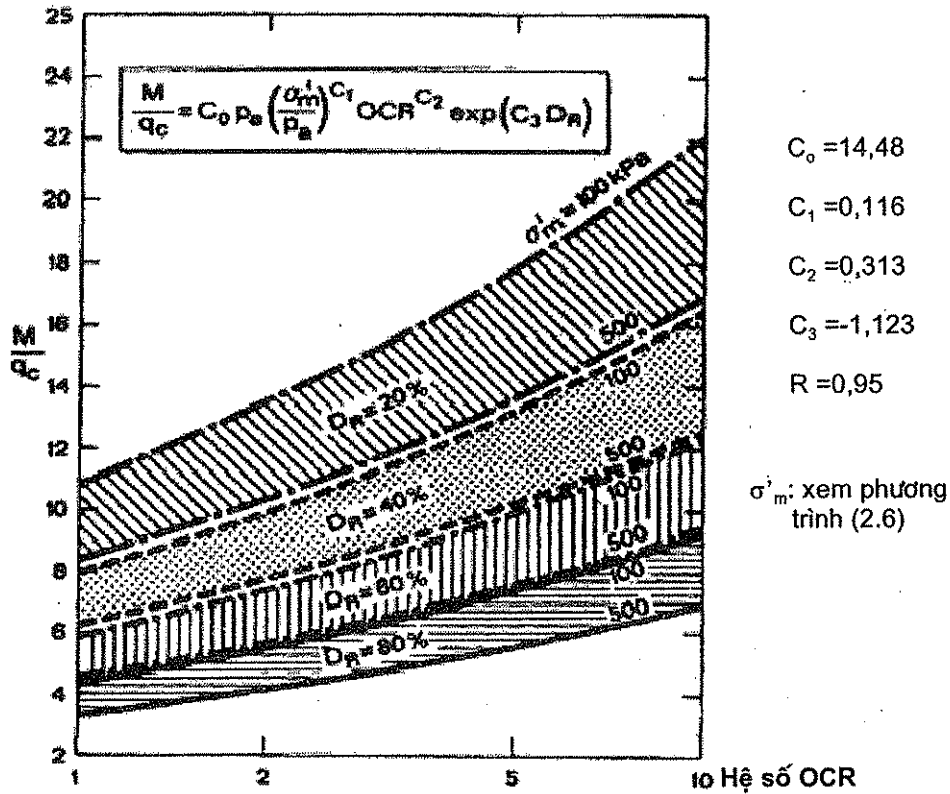
Khi $OCR \geq 1$, Baldi và cộng sự đưa ra đồ thị 2.31 để ước lượng E (trên hình vẽ, E tương ứng với biến dạng $\varepsilon = 0,1\%$ trong thí nghiệm nén ba trục).

2.3.3.2. Đánh giá môđun đàn hồi (tức thời) của sét dựa trên kết quả CPT

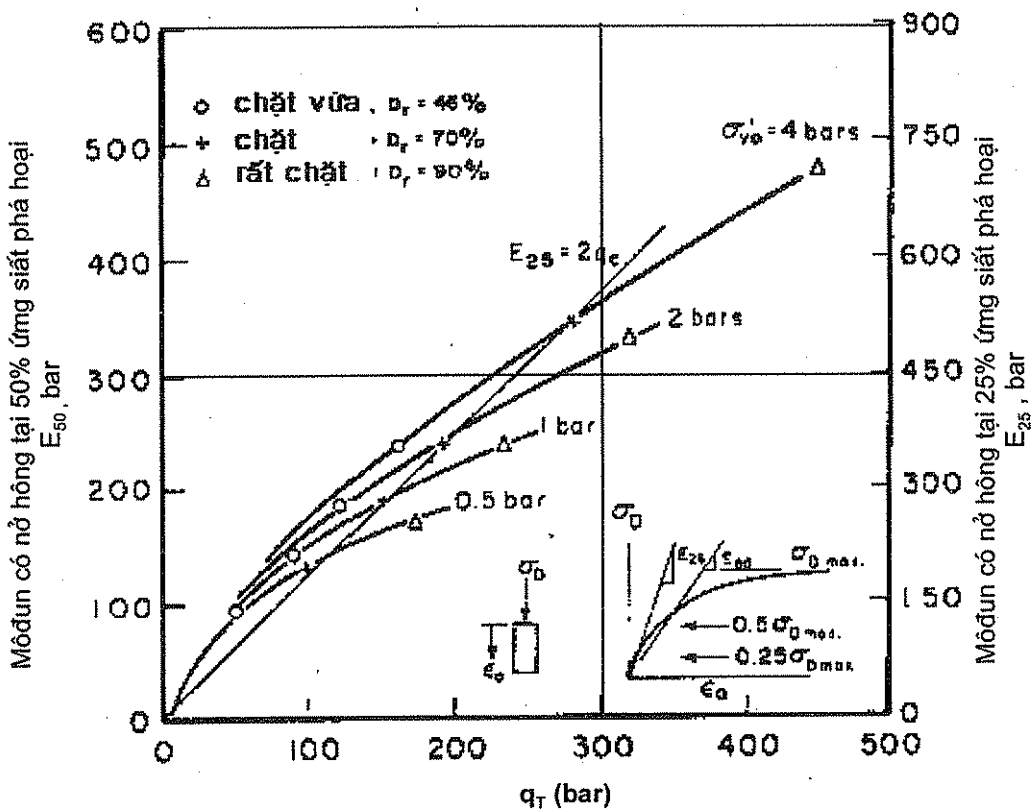
Hiện tại, chưa có tương quan nào có độ tin cậy tốt để ước tính môđun E_u trực tiếp từ kết quả của CPT.



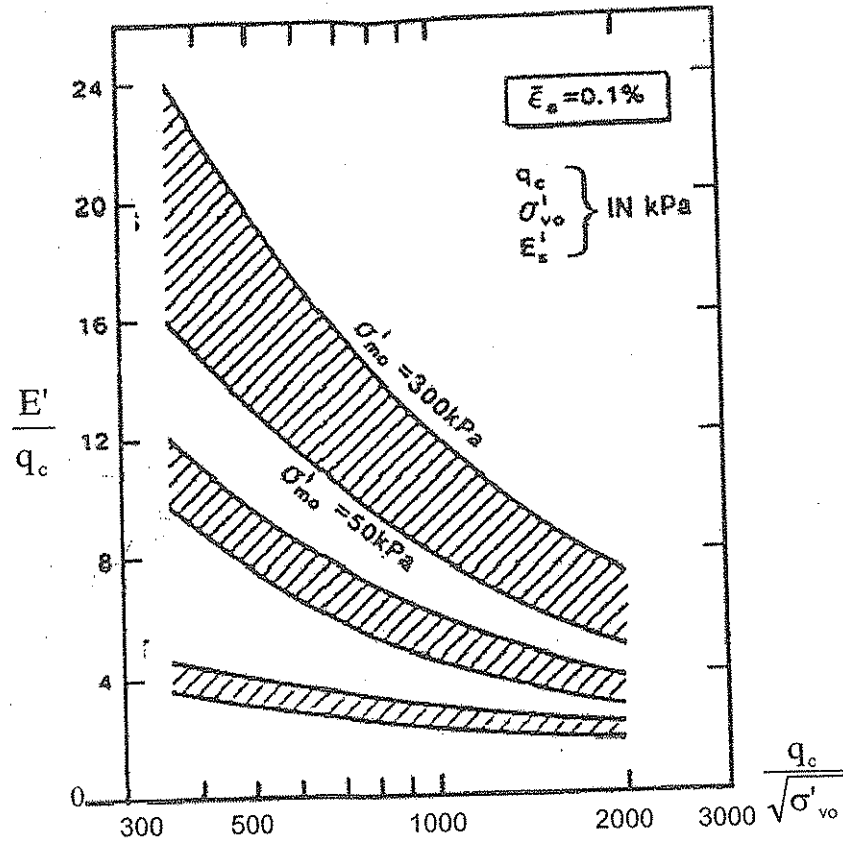
Hình 2.28. Môđun biến dạng không nở hông của cát cố kết thường (NC) (Baldi-1981)



Hình 2.29. M: Môđun biến dạng không nở hông của cát OC (Jamiolkowski và cộng sự -1988)



Hình 2.30. Môđun có nở hông của cát cố kết thường (Baldi và cộng sự - 1981, Robertson & Campanella - 1983)



Hình 2.31. Môđul có nở hông của cát (Baldi và cộng sự -1991)

2.3.3.3. Đánh giá môđun biến dạng của sét dựa trên kết quả CPT

Mayne (1988) sử dụng ECPT và kiến nghị tương quan sau:

$$M = 8,25 (q_T - \sigma_o) \quad (2.7)$$

trong đó σ_o - ứng suất bản thân (tổng);

$$q_T = q_c + u_T (1 - a);$$

với xuyên côn không có vòng đá thấm thì $q_T = q_c$.

Sanglerat (1972) đề nghị cách tính môđun biến dạng không nở hông của sét và cát theo bảng 2.6.

Bảng 2.6. Môđun biến dạng không nở hông M

q_c (bar)	Đất	$\alpha = M / q_c$
<7	Sét có độ dẻo thấp (CL)	3 ÷ 8
7 ÷ 20		2 ÷ 5
>20		1 ÷ 2,5
>20	Bụi có độ dẻo thấp (ML)	3 ÷ 6
<20		1 ÷ 3
<20	Đất dính độ dẻo cao (MH, CH)	2 ÷ 6
<12	Bụi chứa hữu cơ (OL)	2 ÷ 8

<7	Bùn và sét chứa hữu cơ (P_v, OH)	
	50 < w < 100	1,5 ÷ 4
	100 < w < 200	1 ÷ 1,5
	w > 200	0,4 ÷ 1
20 - 30	Đá phấn	2 ÷ 4
< 50	Cát	2
> 100		1,5

Chú ý: Sanglerat đã gộp cả độ lún từ biến khi ước lượng M theo bảng 2.6. Nói khác đi, khi ta sử dụng M ở bảng 2.6 để dự báo độ lún, thì đó là tổng độ lún ổn định (S_{∞}).

2.3.3.4. Đánh giá môđun cắt dựa trên kết quả CPT

G_{max} (hình 2.32) là môđun cắt dưới biến dạng nhỏ (động). Khi chịu tĩnh tải dài hạn (biến dạng lớn), môđun cắt thường bé hơn nhiều ($G = 5 \div 10\% G_{max}$).

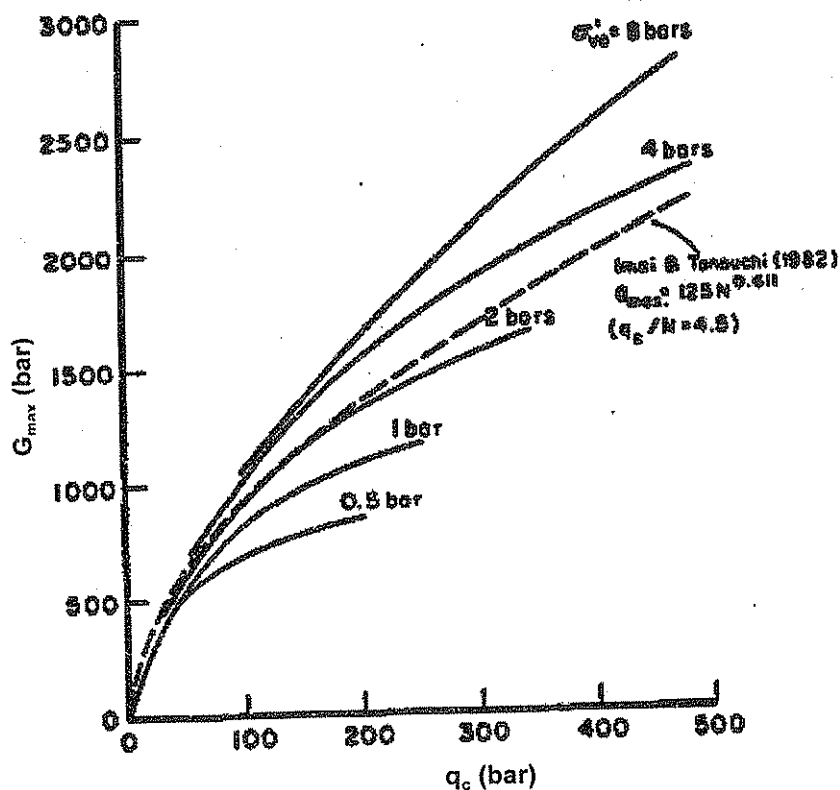
Với cát cố kết thường (NC), Imai và Tonouchi (1982) cho rằng:

$$G_{max} \approx 0,5 \cdot q_c^{0,611}, \text{ bar} \tag{2.8}$$

Còn Jamiolkowsky và cộng sự (1988) cho rằng:

$$G_{max} \approx 30,1 \sigma'_m^{-0,08} e^{-1,84 D_r}, \text{ bar} \tag{2.9}$$

σ'_m tính theo phương trình (2.6)



Hình 2.32. G_{max} của cát cố kết thường (Robertson và Campanella, 1983)

2.3.4. ĐÁNH GIÁ HỆ SỐ ÁP LỰC NGANG TÍNH K_0 VÀ HỆ SỐ QUÁ CỐ KẾT OCR

2.3.4.1. Đánh giá hệ số K_0 của đất cát dựa trên kết quả CPT

Hệ số quá cố kết OCR (tức là R_c) của đất cát rất khó ước tính được bằng thí nghiệm hiện trường cũng như trong phòng, vì vậy ta phải sử dụng phương trình (1.16) để xác định. Hệ số nén ngang K_0 được xác định bằng phương trình (1.14), (1.15) hoặc bằng các phương trình của Marchetti hoặc Kulhawy dưới đây.

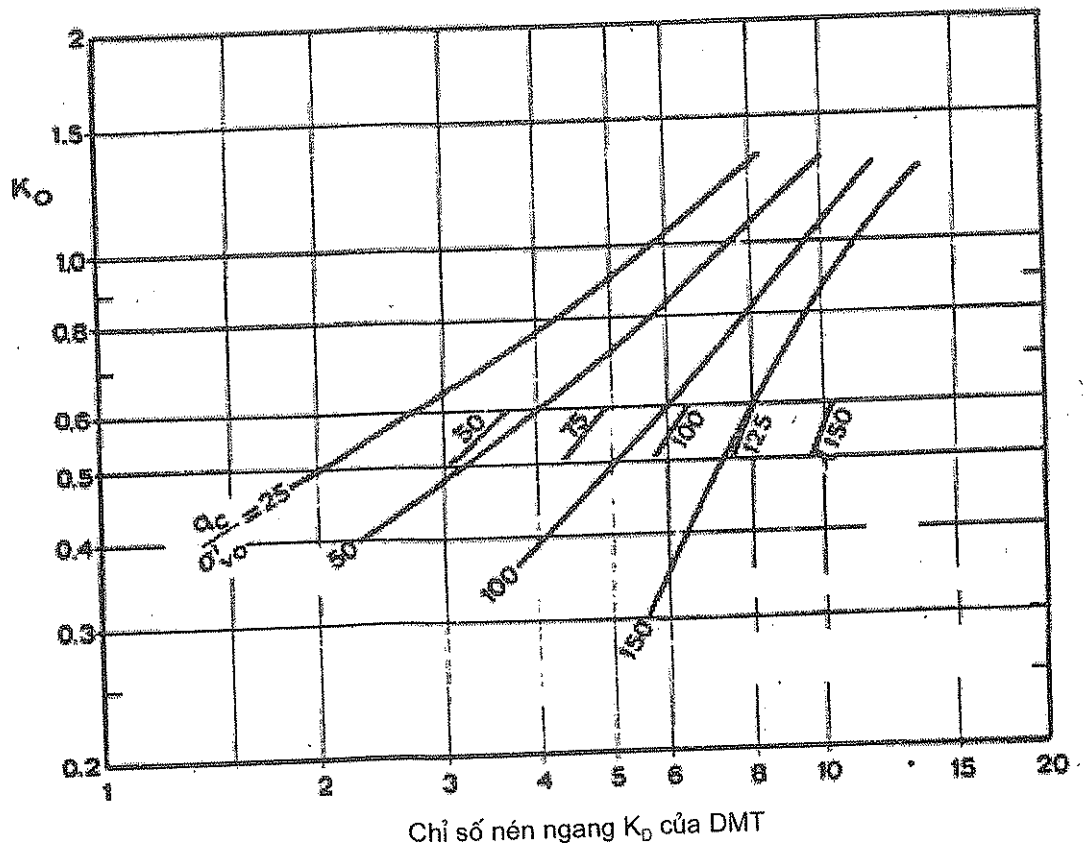
Marchetti (1985) đề xuất hình 2.33 để ước tính K_0 . Như vậy, ta phải kết hợp kết quả của cả CPT và DMT, vì vậy đề xuất này hiếm khi được dùng, vì rất ít khi cả hai loại thí nghiệm này lại cùng được thực hiện ở lân cận nhau. Phương trình đơn giản hoá của hình này là:

$$K_0 = 0,359 + 0,071 K_D - 0,00093 (q/\sigma'_{vo}) \quad (2.10)$$

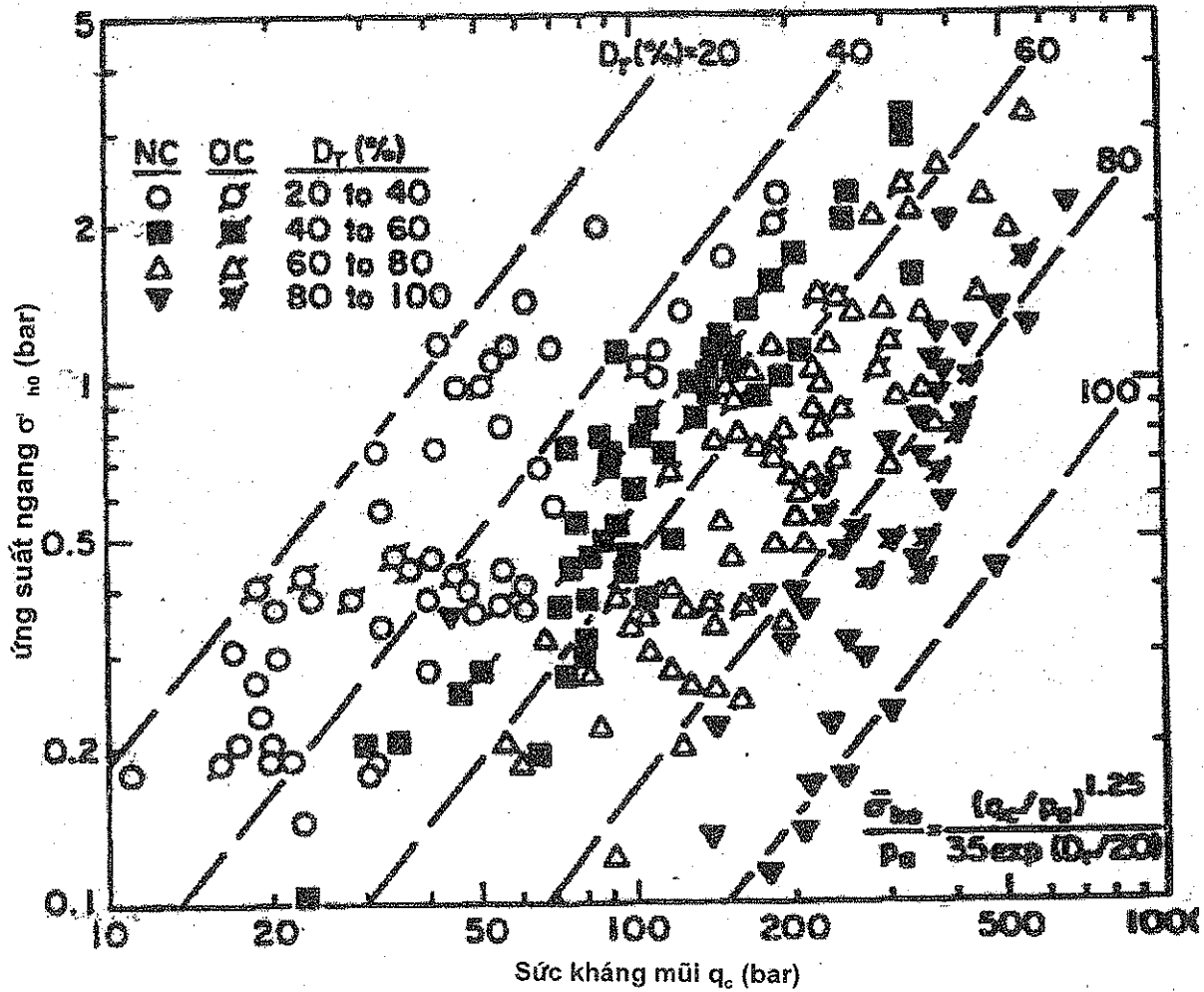
trong đó K_D - chỉ số nén ngang DMT.

Kulhawy và cộng sự (1989) đề xuất hình 2.34 cùng phương trình sau:

$$K_0 = \frac{(q_c / pa)^{1,25}}{35. e^{D_r/20}} / \sigma'_{vo} \quad (2.11)$$



Hình 2.33. Ước tính K_0 từ thí nghiệm CPT và DMT (Marchetti, 1985)



Hình 2.34. Ước tính K_0 từ thí nghiệm CPT (Kulhawy và cộng sự -1989)

2.3.4.2. Đánh giá hệ số K_0 và OCR của đất sét dựa trên kết quả CPT

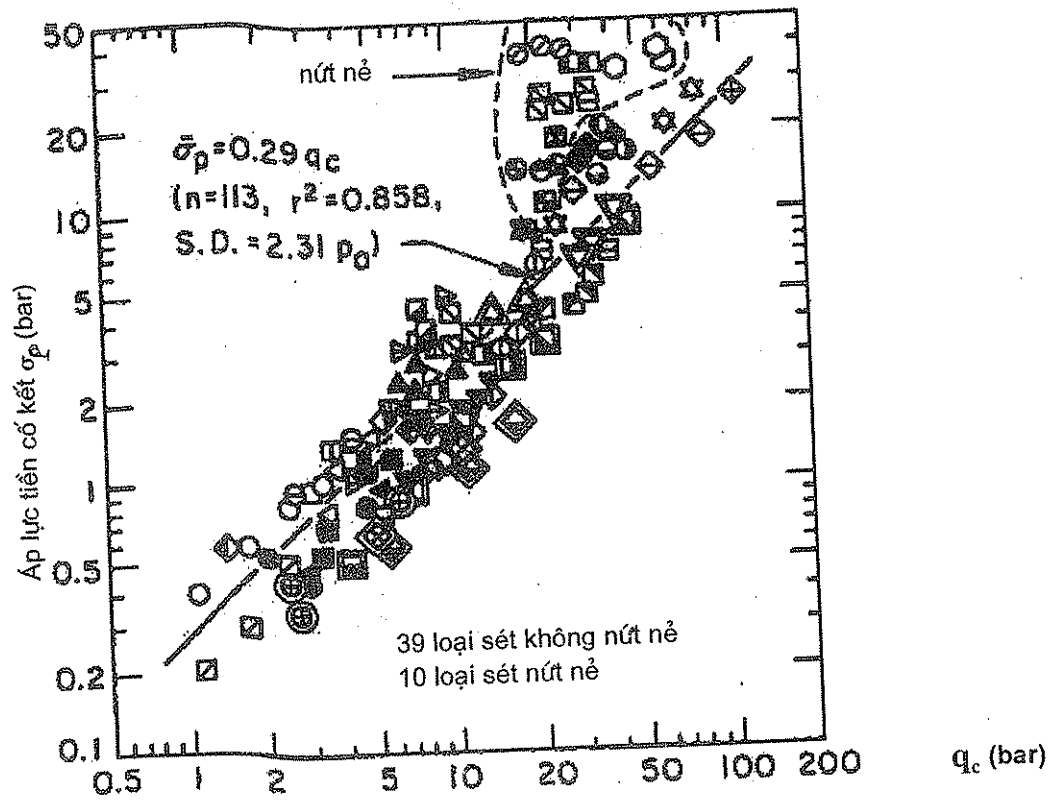
Mayne (1986) ước tính OCR dựa vào số liệu thu thập được ở hình 2.35:

$$OCR \approx 0,29 q_c / \sigma'_{vo} \tag{2.12}$$

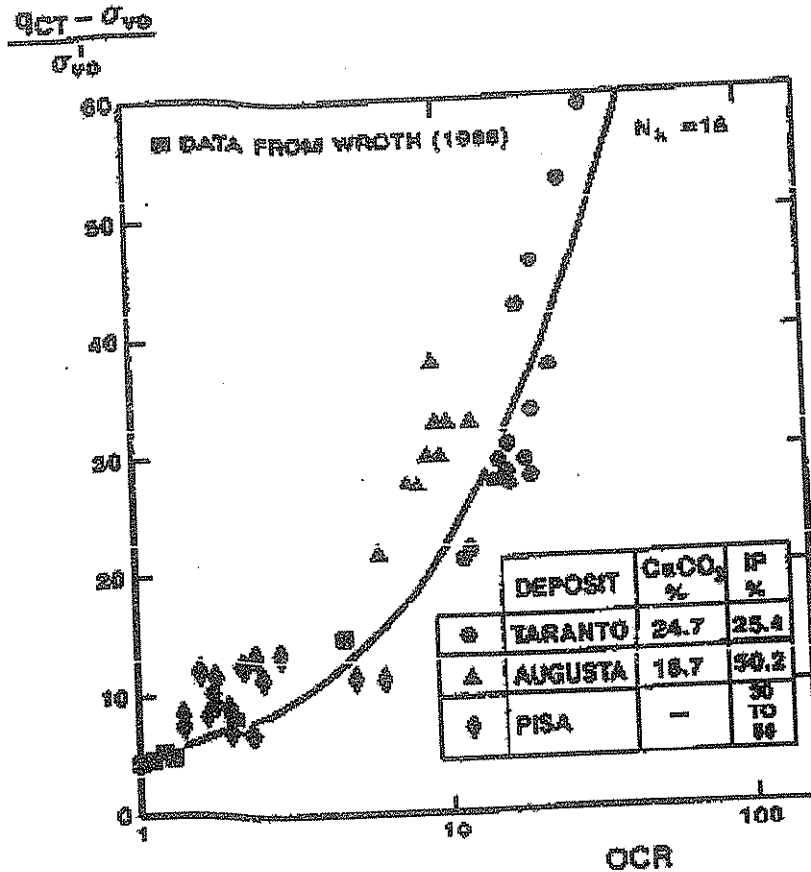
Còn Robertson (1990) đề xuất đường cong ước tính OCR ở hình 2.36 dựa vào sức kháng chuẩn hoá $Q_T = \frac{q_T - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$.

Căn cứ vào thí nghiệm CPTU cùng các số liệu ở hình 2.37, Mayne và Holtz đề xuất quan hệ sau:

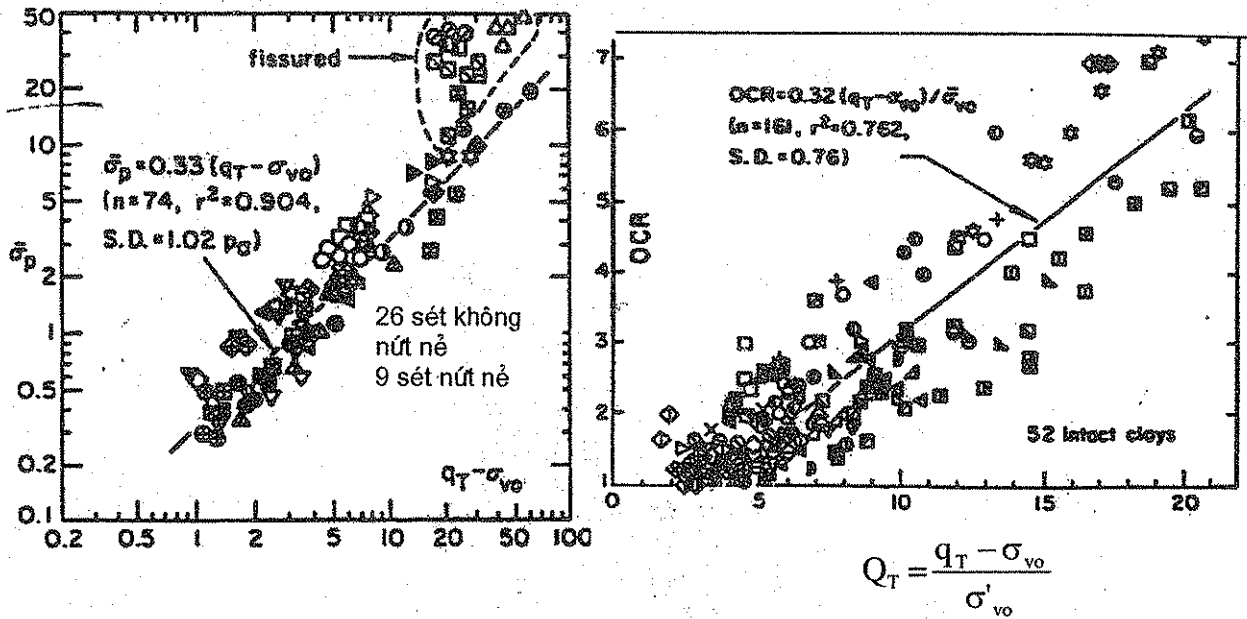
$$OCR \approx 0,325 Q_T = 0,325 (q_T - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo} \tag{2.13}$$



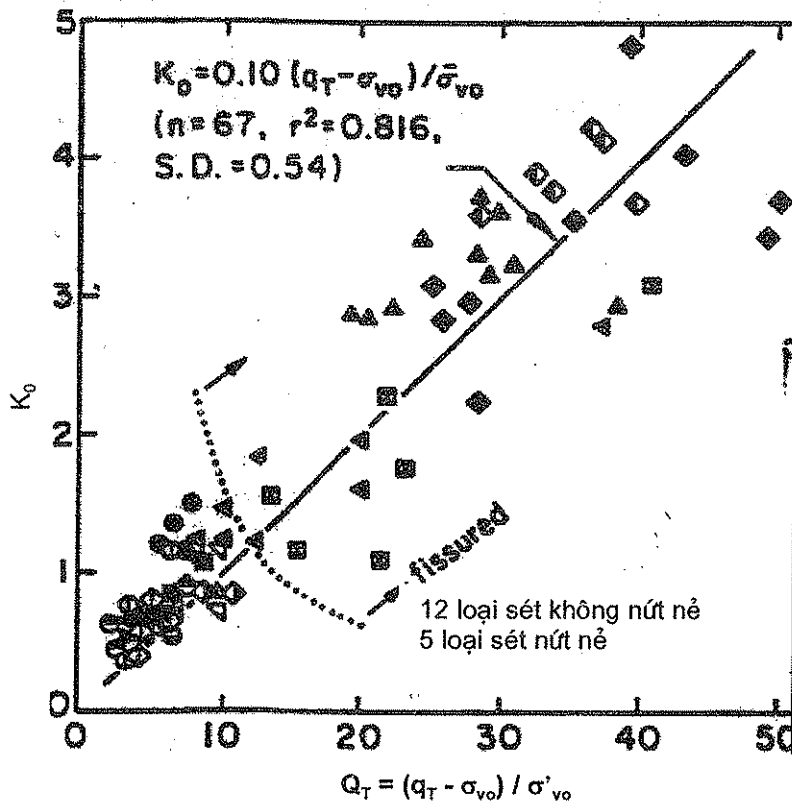
Hình 2.35. Quan hệ σ_p và q_c ($OCR = \sigma_p / \sigma'_0$) (Mayne, 1986)



Hình 2.36. Quan hệ OCR và Q_T (Robertson, 1990)



Hình 2.37. Quan hệ OCR (= σ_p / σ_{vo}) với Q_T (Mayne và Holtz, 1988)



Hình 2.38. Quan hệ K₀ với Q_T (Kulhawy, 1989)

Kulhawy (1989) dựa trên số liệu ở hình 2.38 để xuất quan hệ ước tính K₀ sau:

$$K_0 \approx 0,1 Q_T = 0,1 (q_T - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo} \quad (2.14)$$

K_0 cũng có thể ước tính qua phương trình (1.15), với φ' là góc ma sát trong hữu hiệu của đất sét (thí nghiệm cắt CD). Thông thường, φ' của sét có giá trị từ 20 đến 30° (phương trình (1.21), phần 1.2.4.2).

Ngoài ra còn nhiều quan hệ khác giữa OCR, K_0 và áp lực nước lỗ rỗng (u_{bt}, \dots) đo được trong thí nghiệm CPTU. Tuy nhiên, áp lực nước lỗ rỗng chỉ đo được dưới mực nước ngầm, hơn nữa, việc giữ cho vòng thấm bão hoà rất khó khăn trong CPTU, nên các quan hệ đó không được trình bày ở đây.

2.3.5. ĐÁNH GIÁ SỨC KHÁNG CẮT CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ CPT

2.3.5.1. Đánh giá sức kháng cắt của đất cát dựa trên kết quả CPT

Ban đầu, Meyerhof (1956) đề xuất cách ước tính φ dựa trên bảng 2.7 (tương đương với phương trình $\varphi = 10^{-5} q_c^3 - 0,0038 q_c^2 + 0,4458 q_c + 22,5$). Tuy nhiên, bảng này nay chỉ còn phù hợp với độ sâu nhỏ hơn 2 hoặc 3 m. Với độ sâu lớn hơn, ta sử dụng những đồ thị quan hệ chính xác hơn như ở hình 2.39 và 2.40.

Bảng 2.7. Bảng ước tính φ của Meyerhof (1956)

q_c (bar)	< 20	20 ÷ 40	40 ÷ 120	120 ÷ 200	> 200
trạng thái	rất rời	rời	chặt vừa	chặt	rất chặt
φ	< 30	30 ÷ 35	35 ÷ 40	40 ÷ 45	> 45

Quan hệ ở hình 2.39 được đề xuất bởi Robertson and Campanella (1983) là:

$$\varphi \approx \arctg[0,1 + 0,38 \cdot \log(q_c / \sigma'_{vo})] \quad (2.15)$$

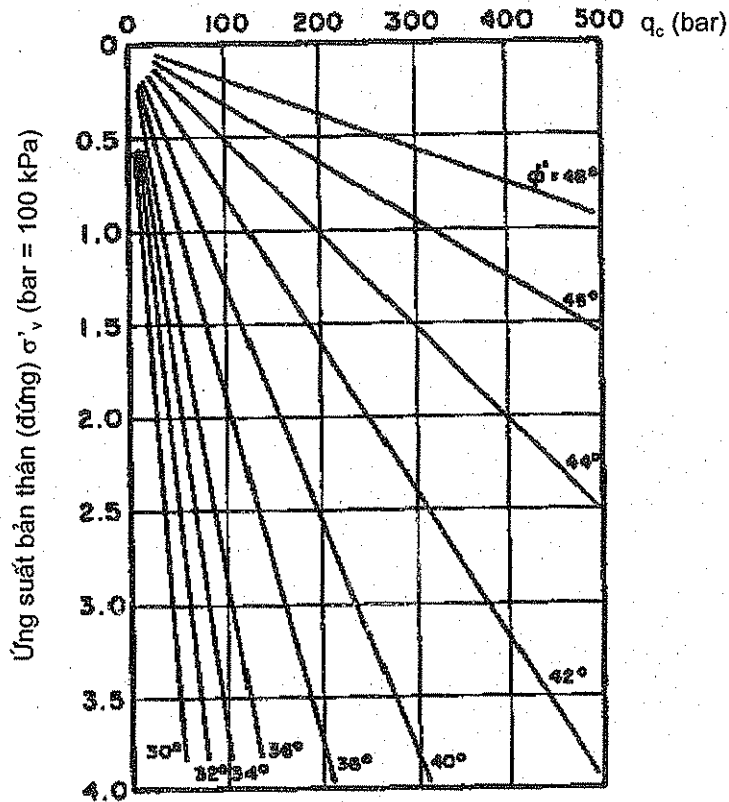
Quan hệ ở hình 2.40 được tập hợp từ nhiều nguồn số liệu bởi Kulhawy và Mayne (1990) là:

$$\varphi \approx 17,6 + 11 \cdot \log(q_{cn}) \quad (2.16)$$

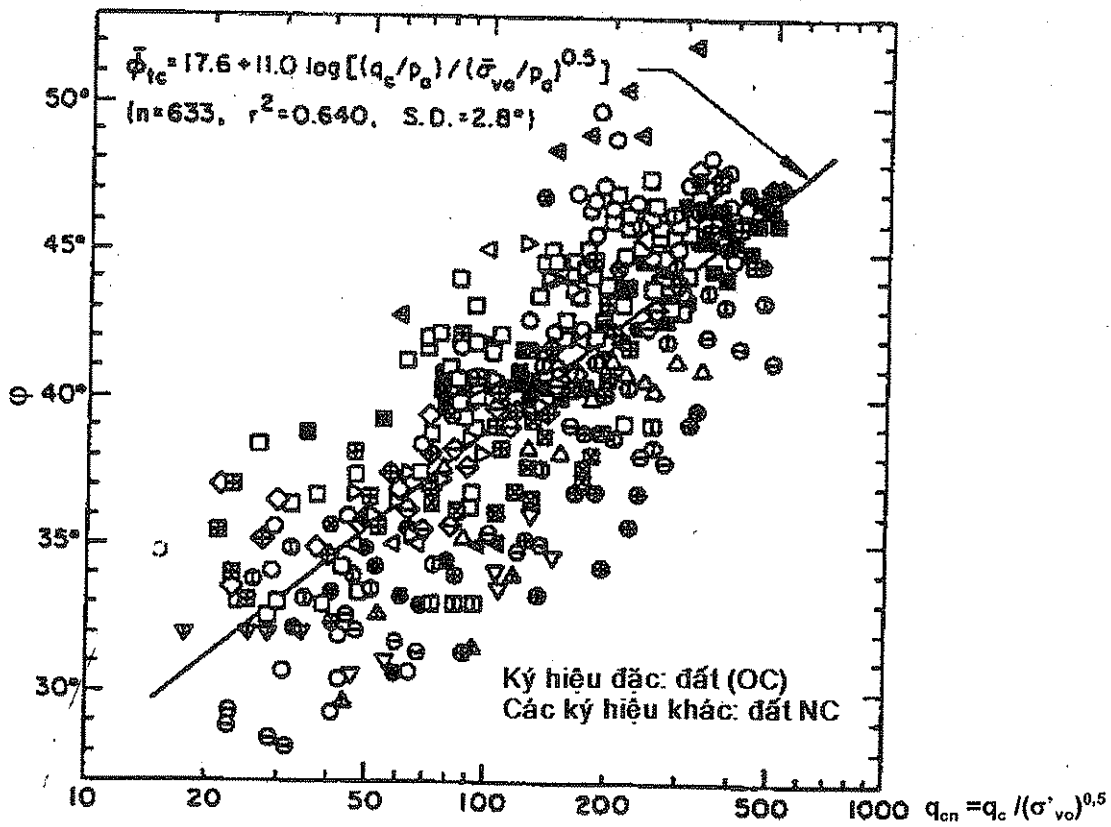
Trên hình 2.41 minh hoạ cách tính của Marchetti (1985). Ta dóng từ trục tung giá trị q_c / σ'_{vo} , từ trục hoành giá trị K_0 . Giao điểm của hai đường dóng là điểm tương ứng với giá trị φ (các đường cong ngang).

Nếu điểm đó nằm trên đường $K = 1 - \sin\varphi$ (đường cong đứng) thì đất này là cố kết thường. Còn nếu đường đó nằm bên phải đường $K = 1 - \sin\varphi$ thì đất là quá cố kết ($K_{0oc} > K_{0nc}$).

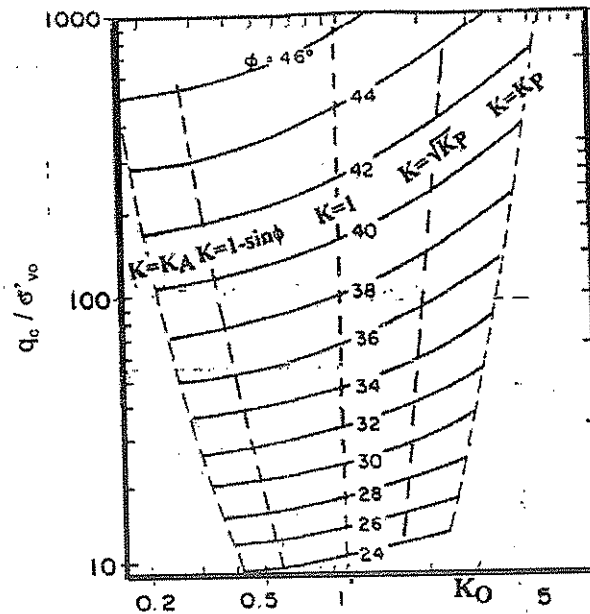
Ngược lại, nếu ta biết q_c và φ , ta có thể dùng hình 2.41 để ước lượng K_0 .



Hình 2.39. Quan hệ giữa sức kháng mũi và góc ma sát trong ϕ (Robertson, Campanella 1983)



Hình 2.40. Quan hệ giữa tỷ số q_c / σ'_{vo} và góc ma sát trong ϕ (Robertson, Campanella 1983)



Hình 2.41. Quan hệ q_c , σ'_{vo} , K_0 và ϕ (Marchetti, 1985)

2.3.5.2. Đánh giá sức kháng cắt của đất sét dựa trên kết quả CPT

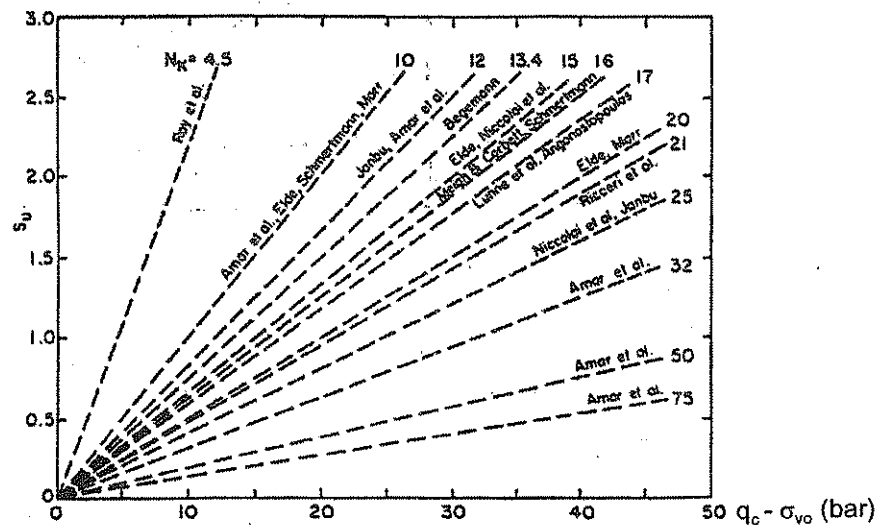
S_u thường được ước tính qua thí nghiệm CPT qua biểu thức sau:

$$S_u = \frac{q_T - \sigma_o}{N_k} \quad (q_c \text{ và } \sigma_o \text{ đo bằng bar}) \quad (2.17)$$

Tuy nhiên, N_k thay đổi rất nhiều phụ thuộc vào loại côn và loại đất (hình 2.42). Konrad và Law, sau đó là Keaveny và Michell cho rằng, N_k có thể ước tính như sau:

$$N_k = 2,57 + 1,33 \cdot [\ln(G / S_u) + 1] \quad (2.18)$$

Trong phương trình trên, G là môđun cắt của đất. Còn S_u được tính lập qua phương trình (2.17) sử dụng giả thiết ban đầu là $N_k = 11$ với MCPT và $N_k = 15$ với ECPT.

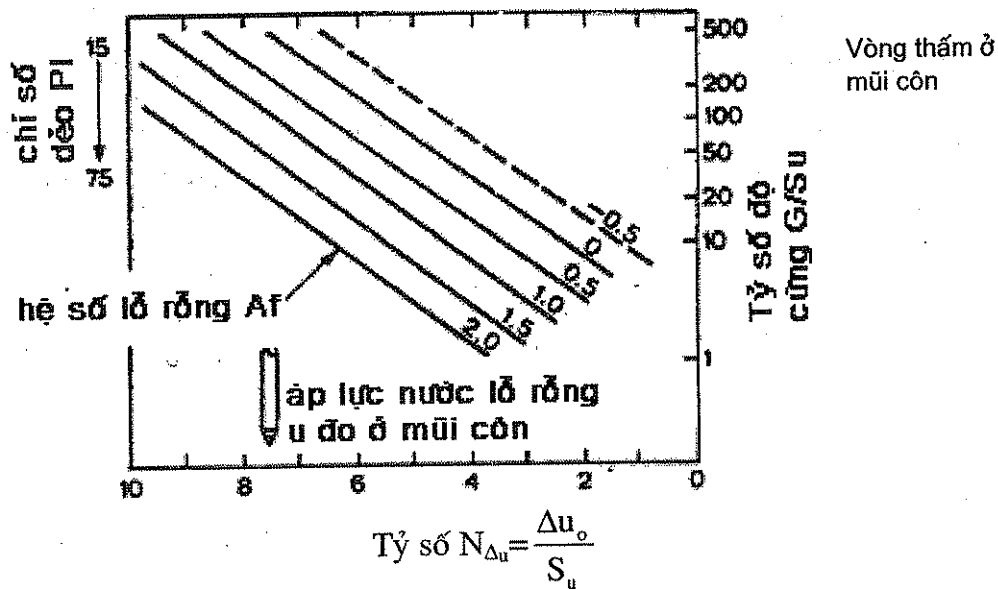
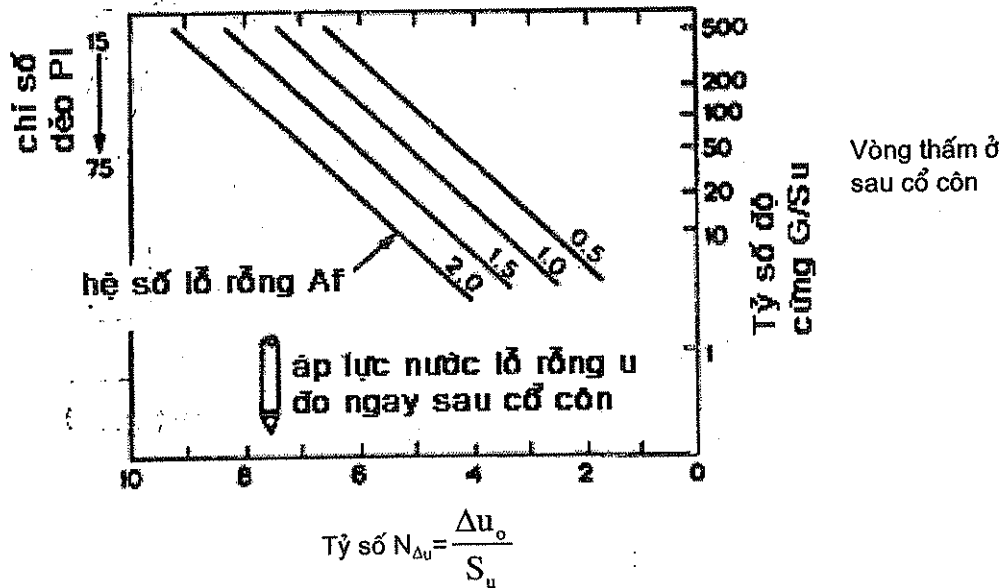


Hình 2.42. Các giá trị của N_k

Ngoài ra, S_u còn được ước tính (lập) qua áp lực nước lỗ rỗng thu được từ CPTU như ở hình 2.43. Trong đó, A_f lấy theo bảng sau:

Bảng 2.8. Giá trị A_f

Đất sét	nhạy cảm	cố kết thường	quá cố kết ít	rất quá cố kết
A_f	1,5 ÷ 3,0	0,7 ÷ 1,3	0,3 ÷ 0,7	-0,5 ÷ 0



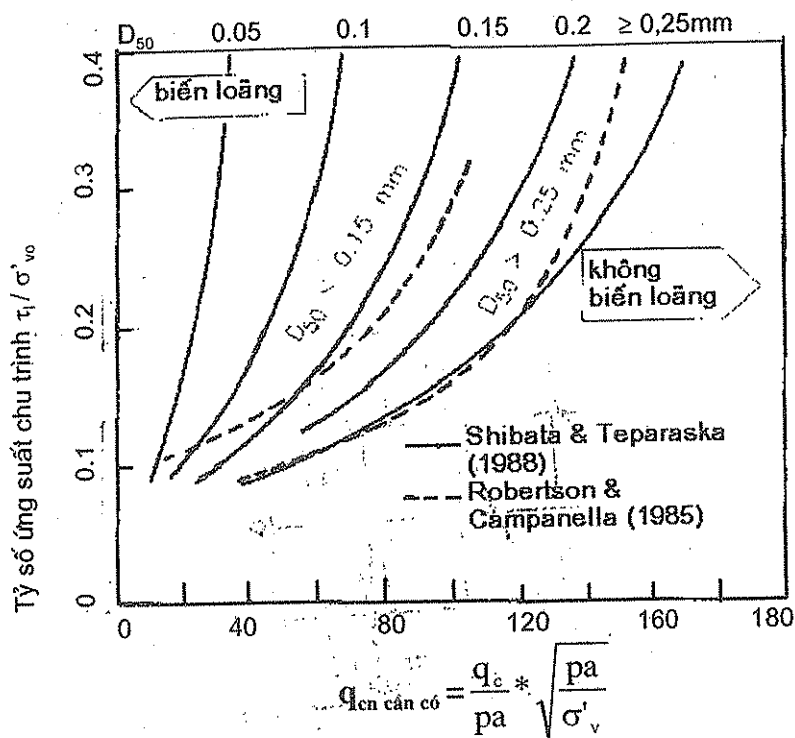
Hình 2.43. Ước tính S_u từ CPTU

Độ nhạy cảm của đất sét có thể tạm thời ước tính bởi hình 1.9 (NAVFAC) hoặc phương trình tương đối sau của Schmertmann (1978):

$$S_t \approx (6 \div 10) / R_f \tag{2.19}$$

$$R_f = f_s / q_T \cdot 100\% \text{ (xem phần 2.2.5).}$$

2.3.6. ĐÁNH GIÁ TÍNH BIẾN LOÃNG CỦA ĐẤT CÁT DỰA TRÊN KẾT QUẢ CPT



Hình 2.44. Khả năng hoá lỏng của cát

Hình 2.44 minh hoạ quan điểm của Shibata-Teparaska (đường liền nét) và của Robertson-Campanella (đường đứt nét) về khả năng hoá lỏng (biến loãng) của cát.

Phụ thuộc vào D_{50} (kích cỡ trung bình của cấp phối hạt), nếu điểm có tọa độ $(\tau_1 / \sigma'_vo; q_{cn})$ nằm bên trái đường cong của hình 2.44 thì đất có khả năng biến loãng dưới tác dụng của động đất.

Phương trình của Shibata và Teparaska là: đất có khả năng biến loãng khi:

$$q_{cn} \leq C_2 \left[50 + 200 \frac{\tau_1 / \sigma'_vo - 0,1}{\tau_1 / \sigma'_vo + 0,1} \right] = q_{cn \text{ cần có}} \quad (2.20)$$

trong đó

$C_2 = 1$ với đất cát có $D_{50} \geq 0,25$ mm;

$C_2 = D_{50}/0,25$ với đất có $D_{50} < 0,25$ mm;

Cách xác định τ_1 / σ'_vo xem phần 1.1.6.

2.4. ỨNG DỤNG TRỰC TIẾP KẾT QUẢ CPT VÀO THIẾT KẾ MÓNG NÔNG

2.4.1. DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN DỰA TRÊN KẾT QUẢ CPT

Các phân dưới đây trình bày những phương pháp dự báo sức chịu tải cực hạn q_u dưới móng nông. Sức chịu tải cho phép sẽ là $[p] = q_u / F_s$, với F_s là hệ số an toàn.

2.4.1.1. Cách tính của Schmertmann (1978)

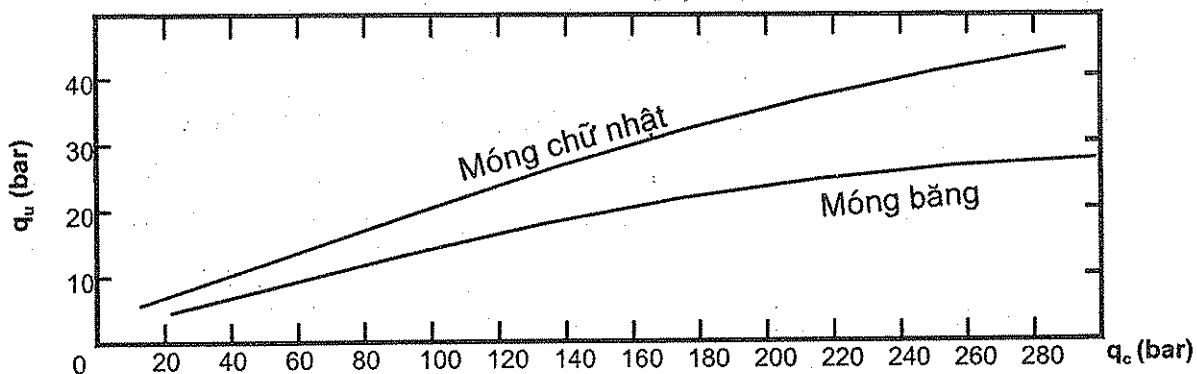
Schmertmann (1978) cho rằng với móng nông có $h_m / B \leq 1,5$ (Tỷ số chiều sâu chôn móng và bề rộng móng $\leq 1,5$), thì có thể ước đoán sức chịu tải giới hạn như sau:

1. Nền cát:

$$\text{Móng băng: } q_u = 28 - 0,0052 (300 - q_{cTB} / \text{pa})^{1,5}, \text{ bar} \quad (2.21)$$

$$\text{Móng đơn: } q_u = 48 - 0,0090 (300 - q_{cTB} / \text{pa})^{1,5}, \text{ bar} \quad (2.22)$$

Cách tính này được cho là dựa trên đồ thị 2.45 của Awkati (1970)



Hình 2.45. Sức chịu tải của móng nông trên nền cát

2. Nền sét:

$$\text{Móng băng: } q_u = 2 + 0,28 q_{cTB}, \text{ bar} \quad (2.23)$$

$$\text{Móng đơn: } q_u = 5 + 0,34 q_{cTB}, \text{ bar} \quad (2.24)$$

q_{cTB} được tính như sau:

$$q_{cTB} = (q_{c1} \times q_{c2})^{0,5} \quad (2.25)$$

trong đó

q_{c1} - giá trị trung bình của sức kháng mũi ở lớp đất từ 0 đến $0,5B$ dưới đế móng;

q_{c2} - giá trị trung bình từ $0,5B$ đến $1,5B$ dưới đế móng.

Cách tính này có nhược điểm là sức chịu tải dự báo không phụ thuộc kích thước móng, vì vậy chỉ nên áp dụng cho những móng có bề rộng nhỏ ($\leq 3m$).

2.4.1.2. Cách tính của Schmertmann dựa trên Terzaghi cho nền cát

$$q_u = q N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \quad (2.26)$$

trong đó q - tải trọng bản thân các lớp đất trên đáy móng, hoặc tải trọng bề phân áp:

$$q = \gamma h_m;$$

B, h_m - bề rộng và chiều sâu chôn móng;

$$N_q = N_\gamma = 1,25 q_{cTB}.$$

2.4.1.3. Cách tính của Meyerhof (1956) cho nền cát

$$q_u = q_{cB} \frac{B}{12} \left(1 + \frac{h_m}{B}\right) \quad (2.27)$$

trong đó q_{cB} - giá trị trung bình sức kháng mũi ở 1B dưới đế móng;

B, h_m - bề rộng và chiều sâu chôn móng, m.

2.4.1.4. Cách tính của Tand, Funegard và Briaud (1986) cho nền sét

Tand và cộng sự đề xuất cách tính sau:

1. Tính q_{cTB} như cách tính của Schmertmann.
2. Tính độ sâu chôn móng quy đổi như sau:

$$D_e = \sum_{z=0}^{z=h_m} \Delta h_i \frac{q_{ci}}{q_{cTB}} \quad (2.28)$$

trong đó h_m - độ sâu chôn móng thực;

D_e - độ sâu chôn móng quy đổi;

q_{ci} - sức kháng xuyên mũi của lớp đất có độ dày h_i .

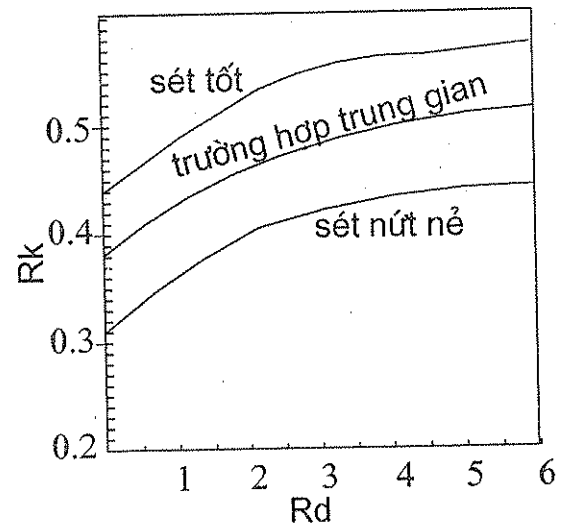
3. Tra hệ số sức chịu tải R_k từ hình 2.46 dựa trên $R_d = D_e / B$.

4. Sức chịu tải giới hạn là:

$$q_u = R_k (q_{cTB} - \sigma_{vo}) + \sigma_{vo}$$

Ngoài các cách tính trên, ta còn có thể ước tính ϕ hoặc S_u từ CPT, rồi tính sức chịu tải theo các cách tính truyền thống.

Nếu móng chịu tải trọng lệch tâm, hoặc móng trên mái dốc, hoặc đế móng nghiêng, v.v. thì sức chịu tải cần phải hiệu chỉnh (ví dụ theo các hệ số của Hansen, Terzaghi).



Hình 2.46. Hệ số sức chịu tải R_k

2.4.2. DỰ BÁO ĐỘ LÚN ỔN ĐỊNH CỦA MÓNG DỰA TRÊN KẾT QUẢ CPT

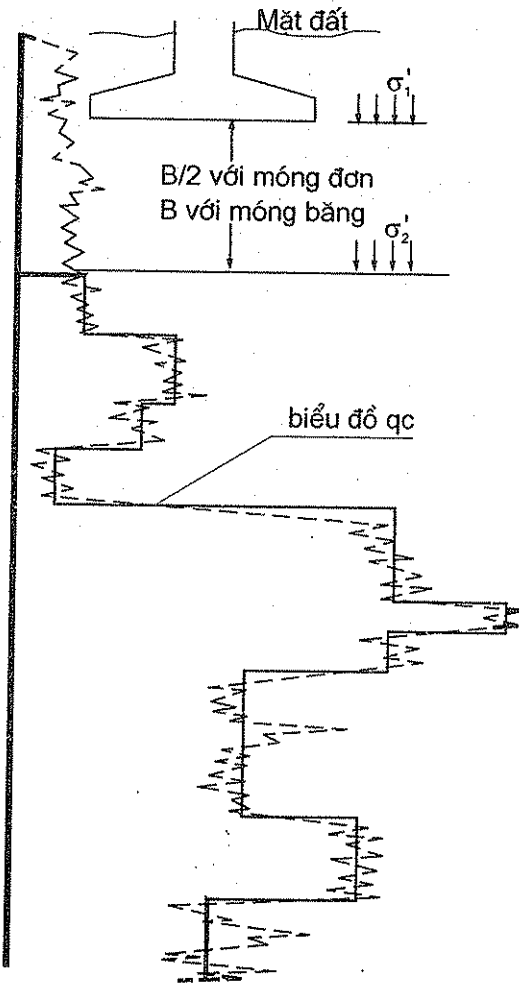
2.4.2.1. Cách tính của Meyerhof cho nền cát

Cách tính này cực kỳ đơn giản (và kém chính xác) như sau:

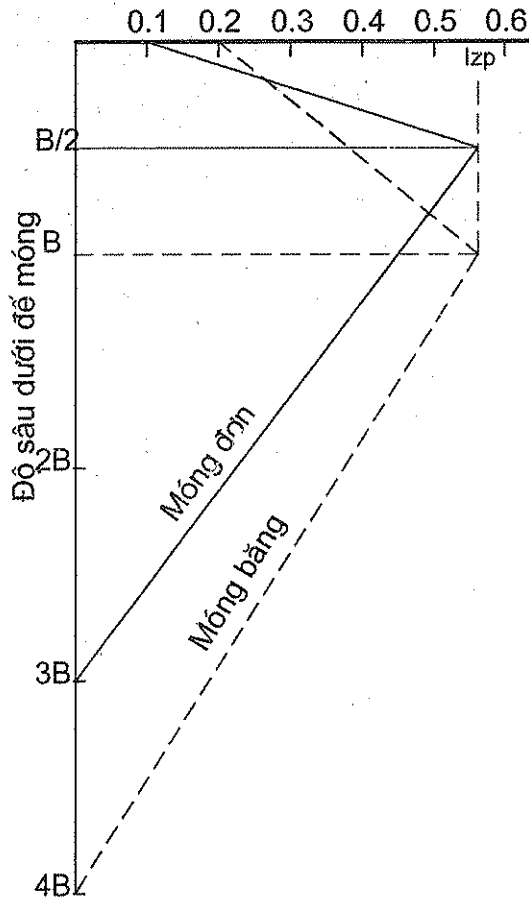
$$S = \frac{\sigma_{gl} B}{2 q_{cB}} \tag{2.29}$$

trong đó q_{cB} - giá trị trung bình sức kháng mũi ở 1B dưới đế móng.

2.4.2.2. Cách tính của Schmertmann cho nền cát



Hình 2.47. Biểu đồ q_c



Hình 2.48. Cách tính lún theo Schmertmann

Độ lún của móng nông trên nền cát sau t năm là:

$$S = C_1 C_2 \sigma'_{gl} \sum_{i=1}^N \frac{I_{zi} \Delta z_i}{x \cdot q_{ci}} \tag{2.30}$$

trong đó C_1 - hệ số hiệu chỉnh do độ sâu chôn móng:

$$C_1 = 1 - 0,5 \cdot \sigma'_{z1} / \sigma'_{gl};$$

C_2 - hệ số tính đến độ lún từ biển:

$$C_2 = 1 + 0,2 \log (10t);$$

σ'_{gl} - ứng suất gây lún ở đế móng:

$$\sigma'_{gl} = p - \sigma'_1;$$

σ'_1 - ứng suất bản thân ở mức đế móng (hình 2.47);

σ'_2 - ứng suất bản thân ở mức $B/2$ (móng đơn) hoặc B (móng băng) tính từ đế móng;

N - số lớp đất phân tố; ở mỗi lớp phân tố, áp lực xuyên là hằng số và là q_{ci} ;

Δz_i - bề dày lớp phân tố;

$x \cdot q_{ci}$ - môđun của lớp phân tố có xét đến hình dạng móng:

$$x = 2,5 \text{ với móng đơn};$$

$$x = 3,5 \text{ với móng băng};$$

Với đất quá cố kết, thì giá trị x được tăng từ 1,5 đến 2 lần tùy thuộc mức độ quá cố kết.

I_{zi} - hệ số lún có được từ 1 trong 2 đường gấp khúc ở hình 2.48:

Móng đơn: Đường gấp khúc bắt đầu từ $(0,1; 0)$ đi đến $(I_{zp}; B/2)$ và kết thúc ở $(0, 2B)$. I_{zp} là hệ số lún cực đại có giá trị là:

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma'_{gl}}{\sigma'_2}} \quad (2.31)$$

Móng băng: Đường gấp khúc bắt đầu từ $(0,2; 0)$ đi đến $(I_{zp}; B)$ và kết thúc ở $(0, 4B)$.

Nếu sử dụng máy tính để tính lún theo cách tính này, ta không cần chia lớp và tính q_c trung bình cho mỗi lớp như trên hình 2.47. Còn nếu tính toán bằng tay, thì để dễ dàng ta nên chia lớp như trên hình 2.47.

Giford xem xét 10 móng thực tế, Briaud xem xét 37 móng khác và thấy rằng, giá trị trung bình của $\frac{S_{Schmertmann}}{S_{Đo thực tế}}$ là 1,59; độ lệch chuẩn là 0,74. Cách tính của

Schmertmann trong khoảng 30% các trường hợp là ước đoán độ lún lớn hơn thực tế (tức là an toàn).

Ngoài ra, ta có thể ước tính E (hoặc M), C_c , C_r từ CPT, rồi tính lún theo các cách tính truyền thống. Sanglerat (1972) xem xét 19 móng thực tế, ông ước tính độ lún theo phương pháp cộng lún phân tố truyền thống (phương trình 1.3b), với giá trị môđun M

trong bảng 2.6. Kết quả là giá trị trung bình của $\frac{S_{Sanglerat}}{S_{Đo thực tế}}$ là 1,47; độ lệch chuẩn là 0,53.

2.4.2.3. Cách tính của Buisman và DeBeer cho nền cát

Đây là phương pháp cộng lún từng lớp, độ lún mỗi lớp phân tố là:

$$S = \sum S_i = \sum \frac{C_r}{C_c} CR \cdot \Delta h_i \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \sigma'_{zi}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.32)$$

trong đó Δh_i - bề dày lớp đất phân tố thứ i ;

$\sigma'_{v0}, \sigma'_{zi}$ - ứng suất bản thân và ứng suất do tải trọng ngoài tại giữa lớp phân tố;

C_c - chỉ số nén sơ cấp;

C_r - chỉ số nén thứ cấp;

Với đất cố kết thường thì $C_r/C_c = 1$, còn với đất quá cố kết (OC) thì $C_r/C_c < 1$.

$$CR = \frac{2,3}{\frac{3 \cdot q_c}{2 \cdot \sigma'_{v0}}} = 1,53 \frac{\sigma'_{v0}}{q_c};$$

Meyerhof cho rằng, CR nên lấy nhỏ hơn và là:

$$CR = 1,21 \frac{\sigma'_{v0}}{q_c}.$$

2.5. ỨNG DỤNG KẾT QUẢ CPT VÀO DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI DỌC CỦA CỌC

2.5.1. CÁCH TÍNH CỦA LCPC CHO MỌI LOẠI CỌC

2.5.1.1. Cách tính LCPC cũ (1982) (TCXD 205-1998)

Cách tính LCPC cũ của Bustamante và Gianceselli (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - Pháp) được đưa ra vào năm 1982 tại hội nghị châu Âu về "Thí nghiệm Xuyên". Sau đó cách tính được hiệu chỉnh vài lần. Tuy nhiên, chính hai tác giả trong hội nghị 1982 đã nêu ra rằng, cách tính này có độ tin cậy không cao lắm. Cách tính này là cách tính được trình bày trong quy phạm Việt Nam (TCXD 205-1998) cũng như trong một số giáo trình nền móng hiện hành.

2.5.1.2. Cách tính LCPC mới (1983-1992)

Cách tính LCPC mới về cơ bản vẫn giống cách tính LCPC cũ. Tuy nhiên các bảng số được thay bằng các đồ thị. Cách tính mới này được đánh giá là có độ tin cậy cao hơn.

Ma sát bên (sức kháng bên):

Các bước tính toán như sau:

Bước 1: Dựa vào bảng 2.9 để xác định ký hiệu nhóm của cọc thiết kế.

Bước 2: Tra bảng 2.10 để tìm ký hiệu đường cong.

Bước 3: Tra các hình 2.49 a, b, và c để tìm ma sát bên đơn vị f_i của cọc. Sau đó, áp dụng phương trình (1.24) để tìm tổng ma sát bên.

Bảng 2.9. Bảng phân nhóm cọc

Nhóm	Loại cọc
1. FS	Cọc khoan nhồi không sử dụng dung dịch khoan. Chỉ phù hợp với nền sét trên mực nước ngầm.
2. FB	Cọc khoan nhồi có sử dụng dung dịch khoan (bentonite, ...).
3. FT (FTU)	Cọc khoan nhồi sử dụng casing (ống đỡ thành) suốt dọc cọc nhồi. Khi rút casing thì cũng đổ bê tông xuống.
4. FTC	Cọc khoan nhồi đường kính nhỏ sử dụng khoan guồng xoắn (cọc augercast). Vữa bê tông độ sụt lớn được phun qua lỗ rỗng của cần guồng xoắn, đồng thời guồng xoắn vừa xoay vừa rút lên.
5. FPU	Cọc khoan nhồi vào lỗ đào thủ công.
6. FIG-BIG	Cọc khoan nhồi đường kính nhỏ (≤ 25 cm) có casing (micro pile loại I).

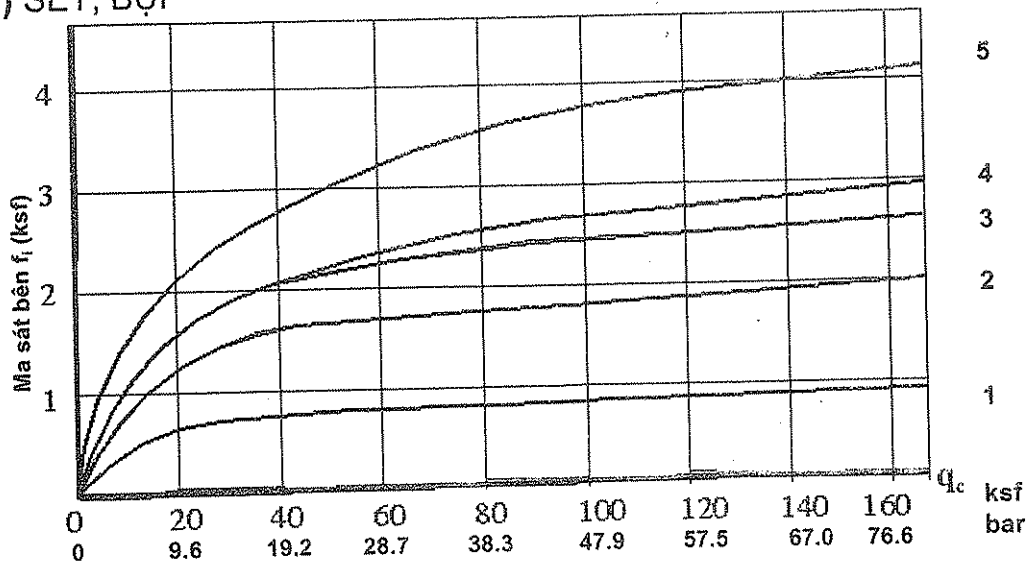
7. VMO	Cọc xoắn vào đất cát trên mực nước ngầm hoặc vào đất sét.
8. BE	Cọc thép đóng có phủ bề mặt bằng vữa xi măng.
9. BBA	Cọc bê tông (có thể ứng lực trước) đóng hoặc rung và đóng.
10. BM	Cọc thép đóng (không phủ mặt bằng vữa xi măng).
11. BPR	Cọc rỗng, tròn bằng bê tông. Các đoạn cọc thường dài 1,5÷3,0 m, đường kính ngoài 70÷90 cm, đường kính trong 40÷60 cm. Cọc nối với nhau bằng ứng lực trước.
12. BFR	Cọc rỗng: Khi rút casing thì đổ vữa xi măng độ sụt nhỏ vào và đầm chặt lên để bê tông ở đáy.
13. BMO	Cọc rỗng đổ vữa xi măng độ sụt vừa.
14. VBA	Cọc ép bê tông.
15. VME	Cọc ép thép.
16. FIP	Cọc khoan nhồi đường kính nhỏ (≤ 25 cm) (cọc micro pile loại II).
17. BIP	Cọc phun dưới áp suất lớn, đường kính cọc > 25 cm.

Bảng 2.10. Bảng ký hiệu đường cong

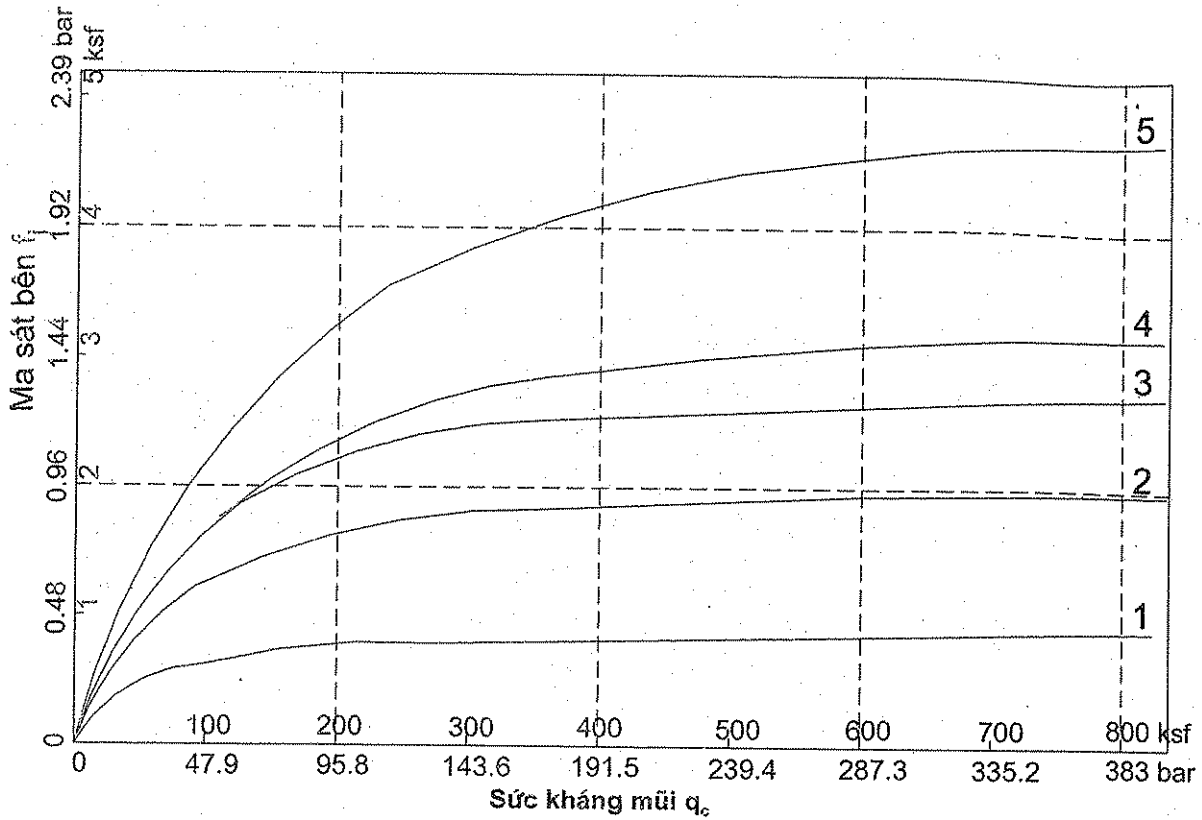
ĐẤT SÉT VÀ/HOẶC BỤI			
Đường cong #	q_c (bar)	nhóm (từ bảng 2.9)	Ghi chú
1	$< 7,3$	1÷17	
	$> 7,3$	1, 2	Đường cong 1 có ma sát bên thấp nhất, do đó thường dùng cho những trường hợp xấu.
2	$> 12,5$	4, 5, 8÷11, 13÷15	Với cọc thép (số 8, 10, 15), nếu đất có tính dính cao thì nên dùng đường cong #1 cho an toàn. Với cọc đóng bê tông, nếu đất có tính dính thấp (đất lẫn nhiều cát, cuội), thì ma sát bên có thể cao hơn, ta có thể dùng đường cong #3.
	$> 12,5$	7	
	$> 12,5$	1, 2	Nếu thi công cọc nhồi được giám sát chặt chẽ, thành hố khoan được làm sạch và nhám, bê tông đổ ngay, đất có $q_c > 47$ bar thì có thể dùng đường cong #3.
	$> 12,5$	3	Nếu thi công cọc nhồi dưới mực nước ngầm đòi hỏi bơm hút nước liên tục, do đó phải di chuyển casing thì nên dùng đường cong #1 cho an toàn.
3	12,5÷20,9	12	
5	$> 20,9$	16, 17	Dùng nếu chất lượng thi công tốt.

ĐẤT CÁT - SỎI			
1	<36,5	2-4, 6÷15	
2	>36,5	6, 7, 9÷15	Với cát mịn: • Cọc thép: nên dùng đường cong #1 cho an toàn • Cọc bê tông: nếu $q_c > 78,3$ bar thì dùng đường cong #2; ngược lại, dùng giá trị giữa đường #1 và #2
	>52,2	2,3	Nếu cọc nhồi dài hơn 30m trong cát mịn, nên dùng giá trị giữa đường #1 và #2.
	>52,2	4	
3	>78,3	6,7,9,10, 13÷15,17	Thường là với cát sỏi. Nếu cọc bê tông, có thể dùng giá trị lớn hơn đường cong #3.
	>78,3	2,3	Cho cọc nhồi ngắn hơn 30 m. Nếu vào cuội sỏi có $q_c > 42$ bar, có thể dùng đường #4.
4	>78,3	8,12	Cho cát sỏi và cuội.
5	>52,2	16,17	Dùng nếu chất lượng thi công tốt.
ĐÁ PHẦN			
1	<31,3	1÷4, 6÷15	
3	>31,3	7÷11, 13÷15	Dùng đường cong #2 nếu: $q_c < 73$ bar, dưới mực nước ngầm, cọc thép hoặc bê tông thành nhẵn; Dùng giá trị lớn hơn đường cong #3 nếu $q_c > 125$ bar.
	>47	6,8	
	>47	1÷3,5,7	Cọc nhồi trên mực nước ngầm và bê tông được đổ ngay sau khi khoan; Nếu $q_c > 125$ bar và trên mực nước ngầm thì có thể dùng giá trị lớn hơn đường cong #3. Nếu đá dưới mực nước ngầm, thành hố khoan nhẵn, hay đá phần xáo trộn nhiều ở thành hố khoan thì nên giảm ma sát bên xuống bằng đường cong #2.
4	>47	12	
	>47	16,17	Dùng nếu chất lượng thi công tốt.

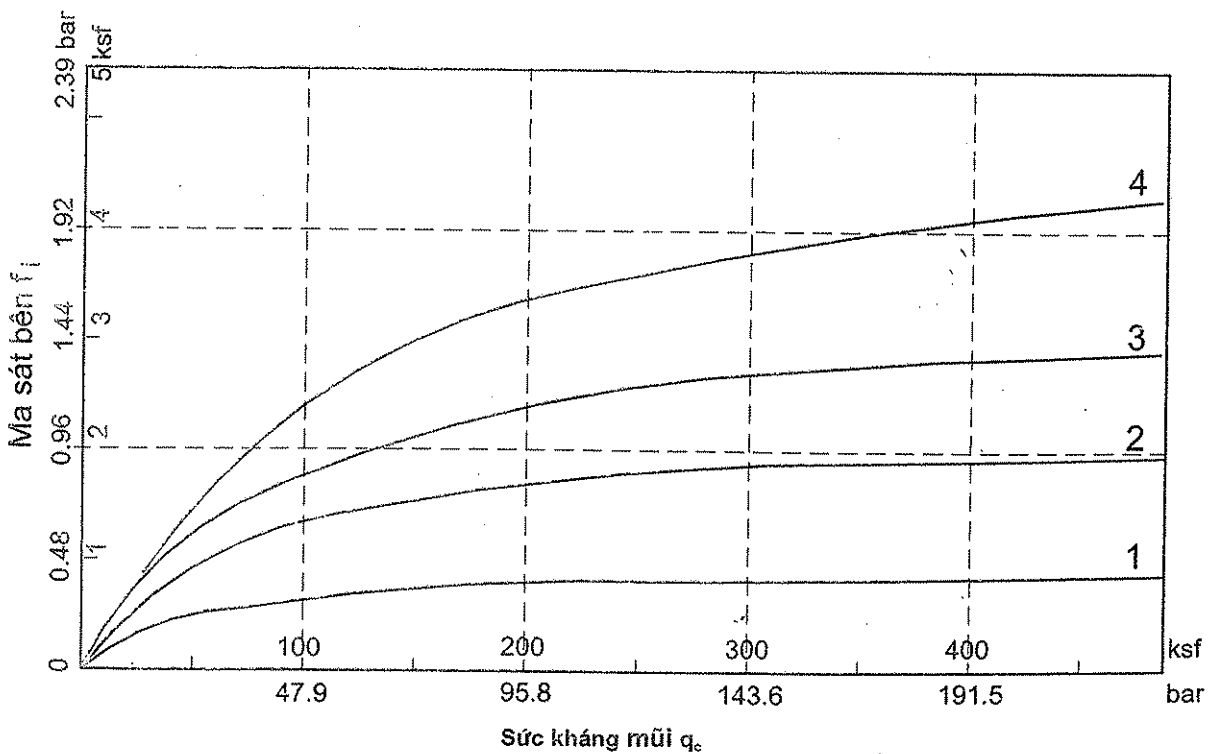
a) SÉT; BỤI



b) CÁT - SỎI



c) ĐÁ PHẤN



Hình 2.49. Ma sát bên của cọc trong các loại đất/ đá (LCPC)

Sức kháng mũi:

Sức kháng mũi đơn vị là: $q_p = K_c \cdot q_c$;

K_c là hệ số quy đổi từ CPT sang cọc - tra bảng 2.11;

q_c là sức kháng mũi đo được từ CPT, thường là giá trị trung bình trong khoảng $1B$ từ mũi cọc xuống. (B là đường kính cọc).

Sau đó áp dụng phương trình (1.25) để tìm tổng sức kháng mũi.

Bảng 2.11. Hệ số K_c cho sức kháng mũi

Loại đất	Sét - bụi	Cát - sỏi	Đá phấn
Cọc nhồi	0,375	0,150	0,200
Cọc đóng	0,600	0,375	0,400

2.5.2. CÁCH TÍNH CỦA SCHMERTMANN CPT CHO CỌC CHẾ SẴN

Ma sát bên (sức kháng bên)

Trong đất cát, sức kháng bên đơn vị f_1 là giá trị tối thiểu trong ba giá trị sau:

$$f_1 = K \cdot f_s \cdot \min\left(1, \frac{1}{8B}\right) \quad (2.33)$$

$$f_2 = 0,12 \text{ MPa} = 1,2 \text{ bar} \approx 2,4 \text{ ksf}$$

$$f_3 = c \cdot q_c \quad (2.34)$$

trong đó q_c và f_s - kết quả thí nghiệm CPT;

K - giá trị tra trong hình 2.50;

c - giá trị trong bảng 2.12;

L - chiều dài cọc;

l - độ sâu từ mặt đất đến điểm tính f_1 ;

B - đường kính cọc.

Nếu f_1 là giá trị tối thiểu, dựa trên phương trình (2.33) và (1.24), ta có thể viết lại tổng ma sát bên của cọc trong đất cát theo phương trình đơn giản sau:

$$Q_f = u \sum f_i \cdot \Delta z_i = u \left[\frac{1}{2} \sum_{z=0}^{8B} K \cdot f_s \cdot \Delta z_i + \sum_{z=8B}^L K \cdot f_s \cdot \Delta z_i \right] \quad (2.35)$$

Bảng 2.12. Hệ số c cho sức kháng bên trong đất cát (Schmertmann)

Loại cọc	Bê tông	Bê tông mở rộng mũi	Cọc rung	Gỗ	Thép (ống mũi kín)	Thép (H, hoặc ống mũi hở)
c	0,012	0,009	0,018		0,012	0,008

Trong đất dính, sức kháng bên đơn vị f_1 là giá trị tối thiểu trong 2 giá trị sau:

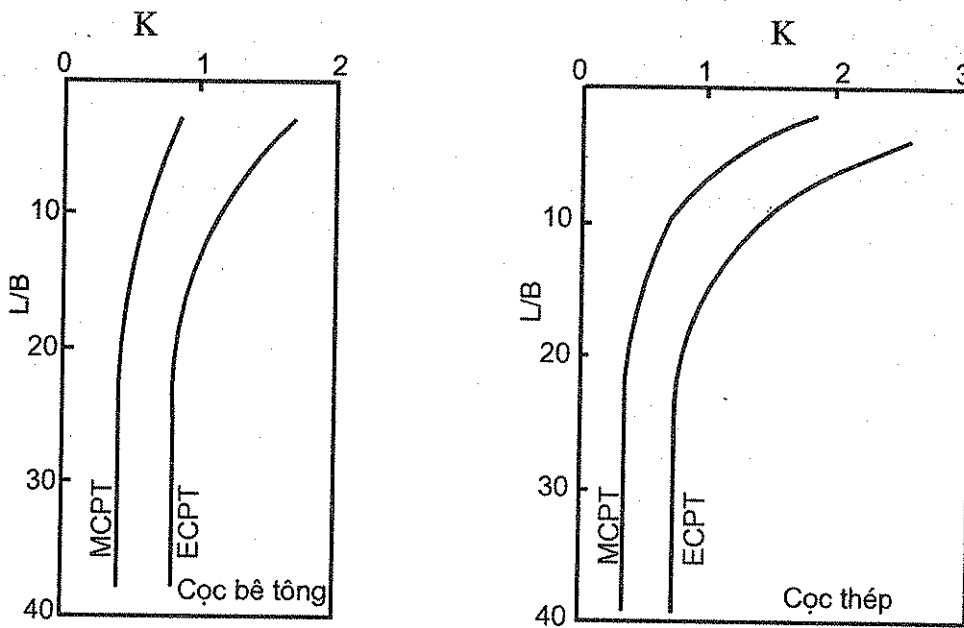
$$f_1 = \alpha \cdot f_s \cdot \min\left(1, \frac{1}{8B}\right) \quad (2.36)$$

$$f_2 = \alpha \cdot S_u \quad (2.37)$$

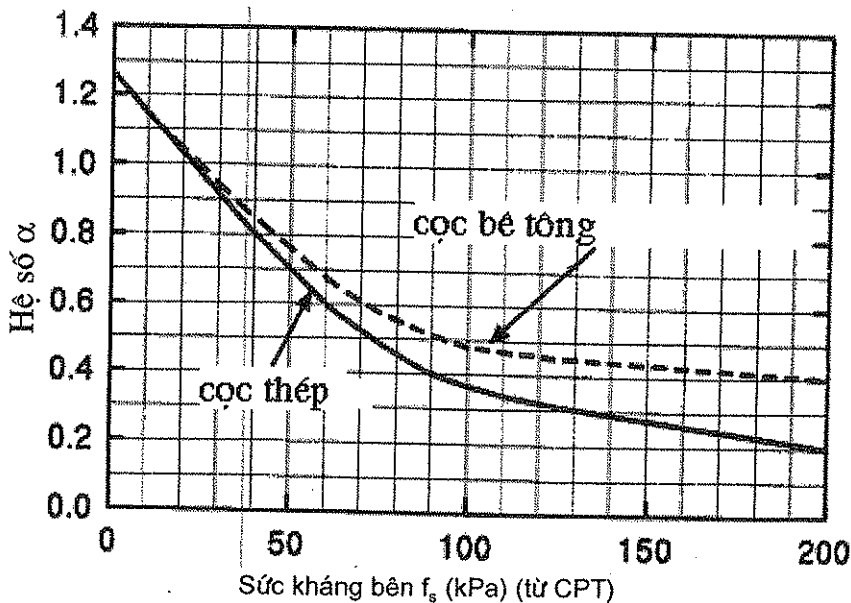
α là giá trị trong hình 2.51; S_u là sức kháng cắt không thoát nước (nếu biết S_u).

Sức kháng mũi:

Theo Schmertmann, sức kháng mũi của cọc lấy theo cách tính của De Ruiter và Beringen (phần 2.5.3).



Hình 2.50. Hệ số K tính toán ma sát bên của cọc trong đất cát (Schmertmann)



Hình 2.51. Ma sát bên của cọc trong đất dính (Schmertmann)

2.5.3. CÁCH TÍNH CỦA DE RUITER VÀ BERINGEN CHO CỌC CHẾ SẴN

Ma sát bên (sức kháng bên)

Ma sát bên của cọc lấy hơi khác một chút so với cách tính Schmertmann:

Trong đất cát, sức kháng bên đơn vị f_1 là giá trị tối thiểu trong ba giá trị sau:

- $f_1 = f_s$ của thí nghiệm CPT ;
- $f_2 = 0,12 \text{ MPa} = 1,2 \text{ bar} \approx 2,4 \text{ ksf}$;
- $f_3 = c \cdot q_c$;

Để tính sức chịu tải nén: $c = 1/300$;

Để tính sức chịu tải kéo: $c = 1/400$.

Trong đất sét, $f_1 = \alpha S_u$;

Đất sét cố kết thường (NC): $\alpha = 1,0$;

Đất sét quá cố kết (OC): $\alpha = 0,5$.

Sức kháng mũi:

Sức kháng mũi đơn vị chính bằng giá trị trung bình của sức kháng mũi đo được từ CPT. Tuy nhiên, quá trình tính "trung bình" rất đặc biệt và hơi phức tạp:

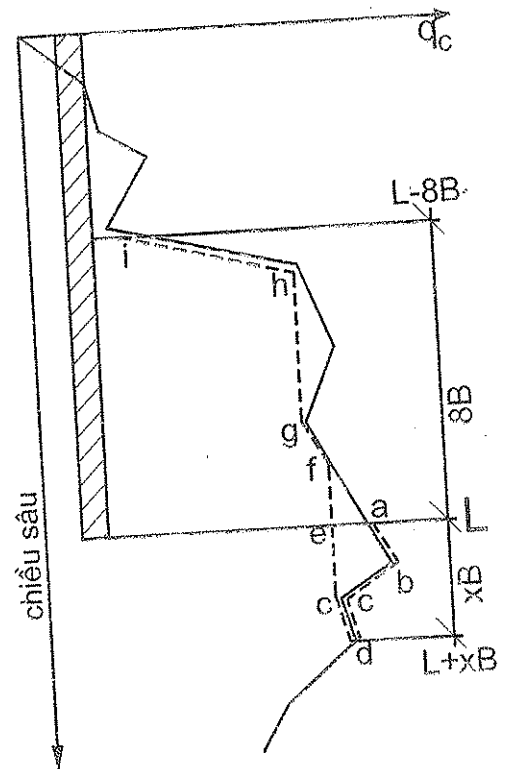
$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (2.38)$$

trong đó

q_{c1} - giá trị nhỏ nhất trong các giá trị q_{cx} ;

q_{c2} - giá trị trung bình q_c (sức kháng mũi CPT) từ L đến $L+xB$ (giá trị thực), rồi từ $L+xB$ ngược lên L (giá trị nhỏ nhất). Ví dụ trên hình 2.52, ta sẽ tính q_{cx} trung bình trên quãng đường a-b-c-d-c-e. Đoạn a-b-c-d là đoạn giá trị thực từ xuyên CPT. Đoạn d-c-e (đi lên) là đoạn đường theo giá trị nhỏ nhất;

q_{c2} - giá trị trung bình từ L ngược lên $L-8B$ (giá trị nhỏ nhất). Trong hình 2.52, ta cần tìm q_{c2} theo đoạn đường e-f-g-h-i.



Hình 2.52. Ví dụ tìm q_p

L : chiều dài cọc, B : đường kính cọc,
 $x = 0,7 \div 3,75$ (đôi khi x lấy từ 0.7 đến 4)

Trong đất sét, sức kháng mũi đơn vị có thể còn được tính là:

$$(2.39)$$

Trong mọi trường hợp, q_p phải nhỏ hơn giá trị giới hạn q_{pL} :

$$q_{pL} = 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ (15MPa) với đất rời chặt, rất chặt ;}$$

$$q_{pL} = 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ (10 MPa) với các loại đất khác .}$$

2.5.4. CÁCH TÍNH ALSAMMAN (1995) CHO CỌC NHỎI

Năm 1995, trong cuốn luận án Tiến sỹ dày 300 trang tại trường Illinois - Urbana-Champaign, Alsamman đã trình bày cách tính sức chịu tải của cọc nhỏi. Các công thức của Alsamman dựa trên những tính toán ngược từ kết quả nhiều thí nghiệm nén tĩnh. Phần này chỉ trình bày tóm tắt kết quả của Alsamman.

Ma sát bên (sức kháng bên):

Trong đất dính:

$$f_i = 0,0225 q_c \quad \text{nếu } q_c \leq 37,8 \text{ bar ;}$$

$$f_i = 0,85 \text{ bar} \quad \text{nếu } q_c > 37,8 \text{ bar .}$$

Trong đất cát, cát lẫn bụi:

$$f_i = 0,015 q_c \quad \text{nếu } q_c \leq 47,2 \text{ bar ;}$$

$$f_i = 0,71 + 0,00167[q_c - 47,2] \quad \text{nếu } 47,2 < q_c \leq 189 \text{ bar ;}$$

$$f_i = 0,945 \text{ bar} \quad \text{nếu } q_c > 189 \text{ bar .}$$

Trong đá dăm, đất cát lẫn sỏi:

$$f_i = 0,02 q_c \quad \text{nếu } q_c \leq 47,2 \text{ bar ;}$$

$$f_i = 0,945 + 0,0025 [q_c - 47,2] \quad \text{nếu } 47,2 < q_c \leq 189 \text{ bar ;}$$

$$f_i = 1,3 \text{ bar} \quad \text{nếu } q_c > 189 \text{ bar .}$$

Sức kháng mũi:

$$\text{Trong đất dính: } q_p = 0,27 (q_{cb} - \sigma_{vo}) ;$$

$$\text{Trong đất rời: } q_p = 0,15 q_{cb} \quad \text{nếu } q_{cb} \leq 94,5 \text{ bar ;}$$

$$q_p = 14,2 + 0,075 [q_{cb} - 94,5] \quad \text{nếu } 94,5 < q_{cb} \leq 283,4 \text{ bar ;}$$

$$q_p = 28,3 \text{ bar} \quad \text{nếu } q_{cb} > 283,4 \text{ bar .}$$

trong đó q_{cb} - giá trị trung bình của q_c trong khoảng 1B kể từ mũi cọc;

σ_{vo} - ứng suất bản thân tại mũi cọc.

Ghi chú: Các công thức trên, Alsamman áp dụng với kết quả xuyên đo bằng cơ học (MCPT). Nếu sử dụng xuyên đo bằng điện, ta cần sử dụng công thức chuyển đổi của Kulhawy và Mayne (phần 2.2.6):

$$q_{T(ECPT)} \approx 0,47 q_{c(MCPT)}^{1,19} \Rightarrow q_{c(MCPT)} = 1,886 q_{T(ECPT)}^{0,84}$$

Tất cả các thứ nguyên đều là bar.

2.6. VÍ DỤ TÍNH TOÁN

Cho kết quả thí nghiệm xuyên như ở hình 2.53. Mực nước ngầm tại 3 m. Trên mực nước ngầm tạm lấy $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; dưới mực nước ngầm $\gamma_{\text{nm}} = 21 \text{ kN/m}^3$.

Có các yêu cầu sau:

Ví dụ 1: Tìm các đặc trưng cơ lý của đất từ 0 đến 1 m, 3 đến 4 m, và từ 8 đến 9 m.

Ví dụ 2: Nếu đặt móng nông kích thước $b, a = 1, 1,5 \text{ m}$, ở độ sâu $h_m = 0,5 \text{ m}$, tải trọng chuẩn $N_{\text{tc}} = 54 \text{ tấn}$, tải trọng tính toán $N_{\text{tt}} = 64,8 \text{ tấn}$.

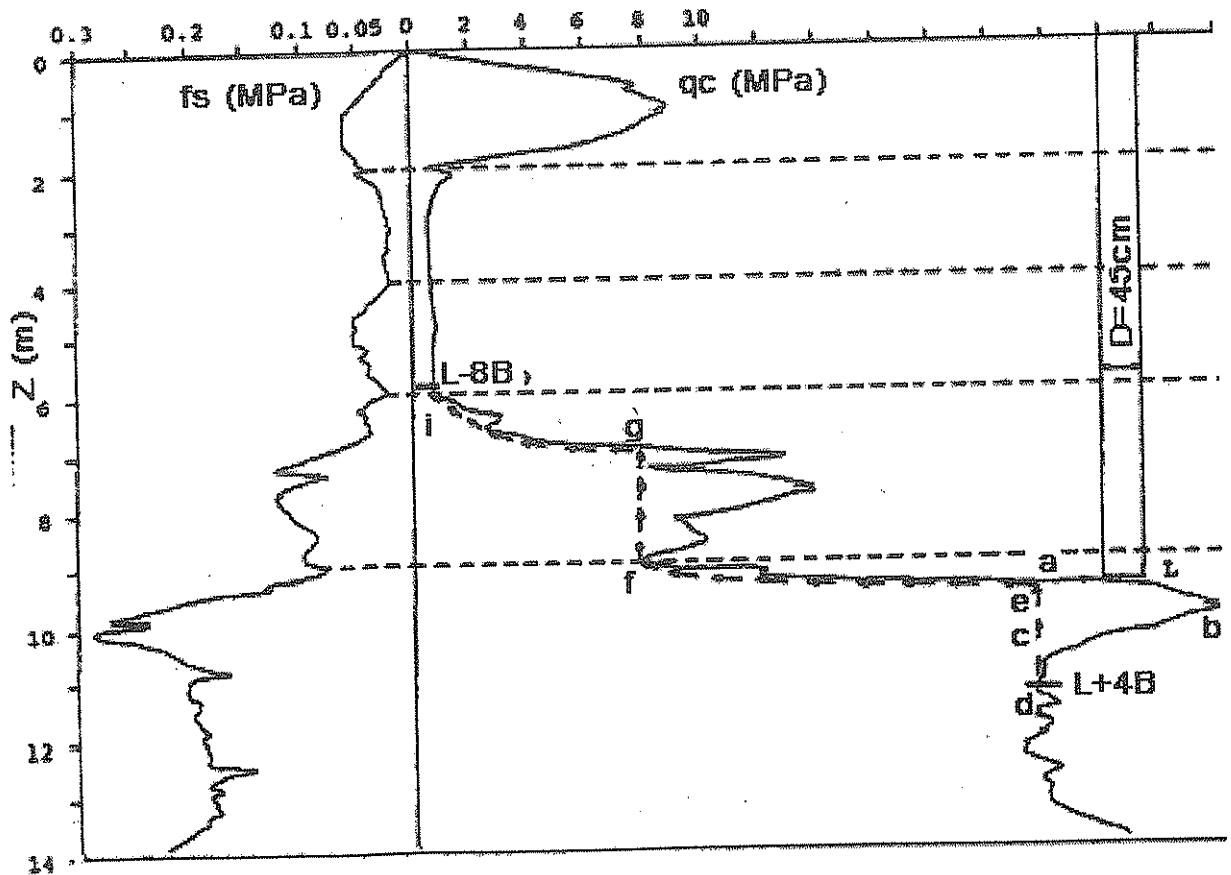
a. Tính sức chịu tải;

b. Dự báo độ lún.

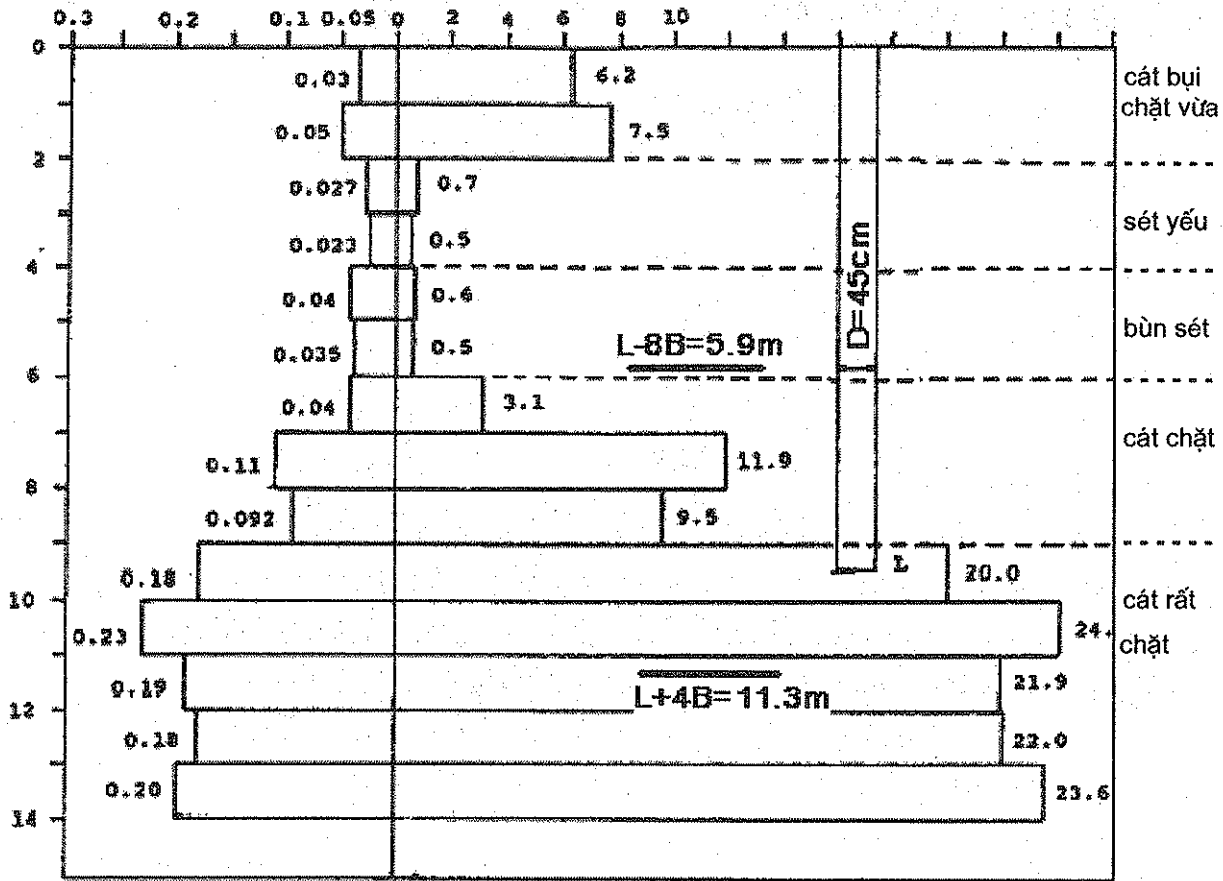
Ví dụ 3: Nếu đặt móng cọc thép tròn bịt kín mũi đường kính $\Phi 45 \text{ cm}$, có chiều dài $L = 9,5 \text{ m}$ (hình 2.53), sức chịu tải của cọc sẽ khoảng bao nhiêu.

Để giải ba ví dụ này, nếu dùng các phần mềm máy tính, ta không cần chia lớp, chương trình sẽ tính dọc xuống theo từng số liệu (q_c, f_s) đo được.

Tuy nhiên, vì chúng ta tính bằng tay, nên để đơn giản chúng ta chia nền đất đã cho thành các lớp phân tố dày 1m. Giá trị q_c và f_s trung bình của các lớp đất phân tố được trình bày ở hình 2.54.



Hình 2.53. Ví dụ kết quả xuyên



Hình 2.54. Chia nền đất thành các lớp phân tố

2.6.1. VÍ DỤ 1: ĐẶC TRƯNG CƠ LÝ

2.6.1.1. Phân loại đất

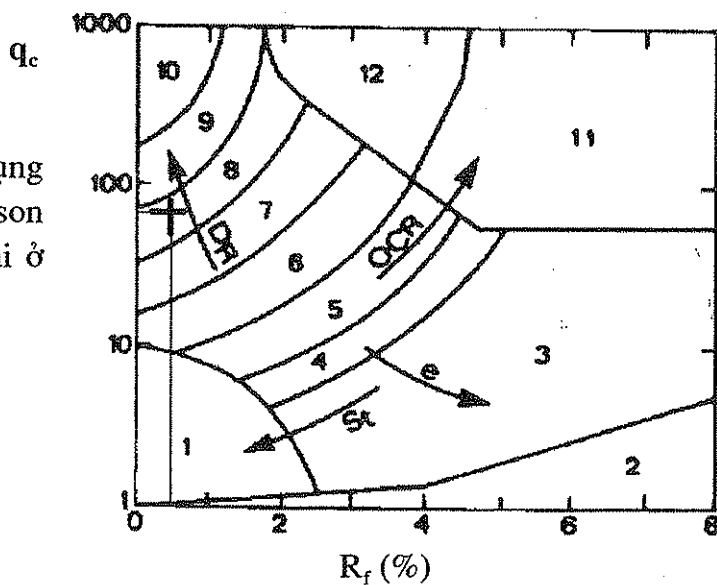
Từ 0 đến 1m:

Vì độ sâu nhỏ, nên ta sử dụng biểu đồ phân loại đất của Robertson (1986) trên hình 2.23 (thể hiện lại ở hình 2.55).

$$q_c = 62 \text{ bar}; f_s = 0,3 \text{ bar};$$

$$R_f = f_s / q_c = 0,484 \%$$

Tra đồ thị 2.55 ta được đất số hiệu 8, tức là cát, có thể lẫn ít bụi.



Hình 2.55. Phân loại đất (0- 1m)

Từ 3 đến 4m:

Ta sử dụng biểu đồ phân loại đất của Robertson (1991) trên hình 2.24.

$$q_c = 5 \text{ bar}; f_s = 0,23 \text{ bar};$$

Ta coi đây là thí nghiệm không đo

áp lực nước lỗ rỗng $\Rightarrow q_T = 5 \text{ bar}$;

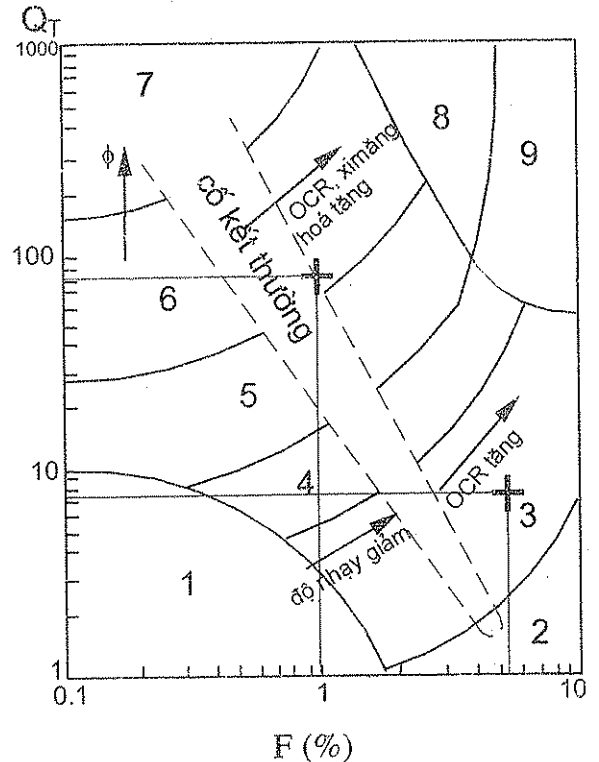
$$\begin{aligned} \sigma_{v0} \text{ tại } 3,5\text{m} &\approx 3 \cdot 18 + 0,5 \cdot 21 \\ &= 64,5 \text{ kPa} = 0,645 \text{ bar}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma'_{v0} \text{ tại } 3,5\text{m} &\approx 3 \cdot 18 + 0,5 \cdot 11 \\ &= 59,5 \text{ kPa} = 0,595 \text{ bar}; \end{aligned}$$

$$Q_T = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} = \frac{4,355}{0,595} = 7,32;$$

$$F = \frac{f_s}{q_T - \sigma_{v0}} \cdot 100\% = \frac{0,23}{4,355} = 5,28 \%$$

Tra đồ thị hình 2.24 (thể hiện lại ở hình 2.56), ta được đất số hiệu 3, là sét /sét lẫn ít bụi.



Hình 2.56. Phân loại đất

Từ 8 đến 9m:

Ta sử dụng biểu đồ phân loại đất của Robertson (1991) trên hình 2.24.

$$q_c = 95 \text{ bar}; f_s = 0,92 \text{ bar};$$

Ta coi đây là thí nghiệm không đo áp lực nước lỗ rỗng $\Rightarrow q_T = 95 \text{ bar}$;

$$\sigma_{v0} \text{ tại } 8,5\text{m} \approx 3 \cdot 18 + 5,5 \cdot 21 = 169,5 \text{ kPa} = 1,695 \text{ bar};$$

$$\sigma'_{v0} \text{ tại } 8,5\text{m} \approx 3 \cdot 18 + 5,5 \cdot 11 = 114,5 \text{ kPa} = 1,145 \text{ bar};$$

$$Q_T = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} = \frac{93,305}{1,145} = 81,5;$$

$$F = \frac{f_s}{q_T - \sigma_{v0}} \cdot 100\% = \frac{0,92}{93,305} = 0,986 \%$$

Tra đồ thị hình 2.24 (thể hiện lại ở hình 2.56), ta được đất số hiệu 6, lại khá sát với ranh giới của vùng đất 5, nên đất này được dự báo là cát có thể lẫn ít bụi.

Trên cả hai đồ thị 2.55 và 2.56, ta thấy rằng phân tố đất ở 0,5 m là cố kết thường; điểm trên đồ thị nằm dưới vùng cố kết thường; Hai phân tố đất còn lại (ở 3,5 và 8,5 m)

đều quá cố kết ít: chúng nằm gần vùng cố kết thường (normally consolidated), có thể phán đoán $OCR = 1,1 \div 2,0$. (Ghi chú: Vùng cố kết thường là vùng chéo từ góc trái trên xuống góc phải dưới);

Căn cứ vào tính toán từ chương trình máy tính và các hố khoan lấy mẫu lân cận đó, tên và trạng thái của tất cả các lớp đất được vẽ trên hình 2.54. Các chương trình máy tính phân loại đất không phải theo phương pháp "chấm điểm" trên đồ thị như vừa trình bày ở đây. Ví dụ, chúng sử dụng thuật toán sau:

- Nếu $Q_T \leq 0,7219 \cdot e^{0,2351 \cdot F}$ thì đất thuộc loại hữu cơ, bùn;
- Nếu $Q_T > \frac{1000}{30,65e^{-4,481 \cdot F}}$ thì đất thuộc loại quá cố kết, v.v...

Trong đó, các phương trình kể trên chính là các đường ranh giới trong hình 2.24.

2.6.1.2. Đánh giá trạng thái

Từ 0 đến 1m:

$$\sigma'_{vo \text{ tại } 0,5m} \approx 18 \cdot 0,5 = 9 \text{ kPa} = 0,09 \text{ bar};$$

$$q_{cn} = q_T / \sqrt{\sigma'_{vo}} = 62 / 0,3 = 206,67.$$

Theo Jamiolkowsky (phương trình 2.3), ta có:

$$D_{r1} = 68 \cdot [\log(q_{cn}) - 1] = 89\% ;$$

$$K_q = 0,9 + D_{r1} / 300 = 1,2 ;$$

$$D_r = 68 \cdot [\log(q_{cn} / K_q) - 1] = 84\% \Rightarrow \text{Đất ở trạng thái chặt .}$$

Lưu ý rằng, ở độ sâu nhỏ ($\leq 2m$), các giá trị q_{cn} , Q_T thường quá cao. Do đó, D_r dự báo theo cách này hơi lớn (Cũng vì lý do này, ở độ sâu $\leq 2m$, để phân loại đất ta nên dùng đồ thị 2.23 chứ không dùng đồ thị 2.24). Nếu theo bảng của Meyerhof thì với $q_c = 62 \text{ bar}$, D_r sẽ bằng khoảng 50% (chặt vừa).

Kết luận: Có thể lấy $D_r = (50 + 84) / 2 \approx 70\%$ (chặt vừa đến chặt).

Từ 3 đến 4m:

Theo phương trình (2.4) ta có, với $q_c = 5 \text{ bar}$:

$$\text{Độ sệt } LI = (-0,06 \cdot q_c^3 + 6,36 \cdot q_c^2 - 357 \cdot q_c) \cdot 10^{-4} + 0,66 = 0,5;$$

Như vậy đất ở trạng thái mềm.

Từ 8 đến 9m:

$$q_{cn} = q_T / \sqrt{\sigma'_{vo}} = 95 / \sqrt{1,145} = 88,78 ;$$

$$\text{Theo Jamiolkowsky } D_{r1} = 68 * [\log(q_{cn}) - 1] = 64\% ;$$

$$D_r = 61\% \Rightarrow \text{Đất ở trạng thái chặt vừa đến chặt .}$$

2.6.1.3. Đánh giá sức kháng cắt

Từ 0 đến 1m:

Theo Kulhawy và Mayne (Phương trình 2.16):

$$\varphi' = 17,6 + 11 \cdot \log(q_{cn}) \approx 43^\circ;$$

Tuy nhiên, chỉ nên kết luận $\varphi' \approx 37^\circ$ vì ba lý do:

- Đây là đất cát có thể lẫn ít bụi chứ không phải cát sạch;
- Với đất rời ở trạng thái chặt, góc φ_{dr} (φ_{cv}) thường thấp hơn góc $\varphi_{đinh}$ (φ_p);
- Vì ở độ sâu nhỏ, nên q_{cn} quá cao. Tương tự như trên, các công thức liên quan đến σ'_{vo} và σ_{vo} thường không phù hợp cho độ sâu $\leq 2m$.

Từ 3 đến 4m:

Theo phương trình (2.17), sức kháng cắt không thoát nước của đất sét này là:

$$S_u = \frac{q_T - \sigma_o}{N_k} \approx 0,36 \text{ bar} = 36 \text{ kPa}.$$

Giá trị S_u này là của sét yếu.

Từ 8 đến 9m:

Theo Kulhawy và Mayne, $\varphi' = 17,6 + 11 \cdot \log(q_{cn}) \approx 39^\circ$.

Vì đất ở trạng thái chặt vừa/ chặt, góc φ_{dr} thấp hơn góc $\varphi_{đinh}$, ta chọn $\varphi' \approx 37^\circ$.

2.6.1.4. Đánh giá hệ số K_0 , OCR

Từ 3 đến 4m (sét):

Theo phương trình (2.14) của Kulhawy (1989): $K_0 = 0,1$. $Q_T = 0,1 \cdot 7,32 = 0,73$;

Theo phương trình (2.12) của Mayne:

$$OCR = 0,29 \cdot q_c / \sigma'_{vo} = 0,29 \cdot 5 / 0,595 = 2,44;$$

$$S_u / \sqrt{\sigma'_{vo}} = 36 / 0,595 \approx 0,6 \Rightarrow \frac{S_u / \sigma'_{vo}}{(S_u / \sigma'_{vo})_{NC}} \approx 0,6 / 0,33 = 1,82;$$

\Rightarrow Nếu theo Schmertmann (hình 1.11, phần 1.2.3.2) thì $OCR = 1,82^{(1/0,8)} = 2,11$;

Nếu theo Mayne và Michell (1986) thì $OCR \approx 3,3 S_u / \sigma'_{vo} \approx 2,00$;

Kết luận $OCR \approx 2,1$.

Từ 8 đến 9m (cát):

Theo phương trình (2.11) của Kulhawy và cộng sự:
$$K_0 = \frac{95^{1,25}}{35e^{61/20}} = 0,35;$$

Ta thấy, 0,35 nhỏ hơn $1 - \sin\varphi' = 0,4$; mà đây là đất cát, nên không xảy ra trường hợp dưới cố kết, do đó, $K_0 = 0,4$ và $OCR = 1$ (nếu K_0 lớn hơn $1 - \sin\varphi'$ thì ta sẽ sử dụng phương trình 1.16 để tính OCR).

Các kết quả OCR và K_0 của hai loại đất trên đều phù hợp với nhận xét rút ra từ hình 2.56 (phần 2.6.1.1).

2.6.1.5. Đánh giá môđun biến dạng (kể cả yếu tố từ biến)

Dựa vào bảng 2.6 của Sanglerat:

Từ 0 ÷ 1 m: cát bụi chặt vừa: $\alpha = 1,8; M = 1,8 \cdot 62 = 111,6 \text{ bar};$
 Từ 3 ÷ 4 m: sét yếu không biết độ dẻo: $\alpha = 3,0; M = 3 \cdot 5 = 15 \text{ bar};$
 Từ 8 ÷ 9 m: cát chặt: $\alpha = 1,5; M = 1,5 \cdot 95 = 142 \text{ bar}.$

2.6.1.6. Đánh giá hệ số Poisson

Từ phần 1.2.2.1, với đất cát ta có $\nu = 0,1 + 0,015(\varphi' - 25);$

Từ 0 ÷ 1m và 8 ÷ 9 m: đất cát có $\nu = 0,28;$

Còn từ 3 ÷ 4 m: đất sét ước tính có $\nu = 0,35.$

2.6.2. VÍ DỤ 2: MÓNG NÔNG

$$\text{Áp lực tiếp xúc: } p_{tc} = \frac{N_{tc}}{ab} + \gamma_{tb} h_m = \frac{54}{1 \cdot 1,5} + 2 \cdot 0,5 = 37 \text{ t/m}^2;$$

$$p_{tt} = \frac{N_{tt}}{ab} + \gamma_{tb} h_m = \frac{64,8}{1 \cdot 1,5} + 2 \cdot 0,5 = 44,2 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{Áp lực gây lún: } p_{gl} = p_{tc} - q = 37 - 1,8 \cdot 0,5 = 36,1 \text{ t/m}^2 \quad (\text{với } q = \gamma h_m = 0,9).$$

2.6.2.1. Dự báo sức chịu tải

Tại đáy móng:

Cách tính Schmertmann 1978:

$$\text{Trung bình } q_c \text{ từ 0,5 đến 1 m: } q_{c1} \approx 7 \text{ MPa} = 70 \text{ bar (từ hình 2.53);}$$

$$q_{cTB} = (70 \times 75)^{0,5} = 72,45 \text{ bar};$$

$$q_u = 48 - 0,0090 (300 - q_{cTB}/\text{pa})^{1,5} \approx 17,1 \text{ bar} \approx 171 \text{ t/m}^2;$$

$$\Rightarrow \text{Hệ số an toàn là } F_s = q_u / p_{tt} = 171 / 44,2 = 3,9.$$

Cách tính Schmertmann dựa trên phương trình của Terzaghi :

$$N_q = N_\gamma = 1,25 \times 72,45 = 90,56;$$

$$q_u = q N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma = 1,8 \cdot 0,5 \cdot 90,56 + 0,5 \cdot 1,8 \cdot 1 \cdot 90,56 = 163 \text{ t/m}^2;$$

$$\Rightarrow \text{Hệ số an toàn là } F_s = q_u / p_{tt} = 163 / 44,2 = 3,7.$$

Cách tính Meyerhof 1956 :

$$q_{cB} \approx 80 \text{ bar (dự báo từ hình 2.53);}$$

$$q_u = q_{cB} \frac{B}{12} \left(1 + \frac{h_m}{B}\right) = 6,67 \cdot 1,5 = 10 \text{ bar} \approx 100 \text{ t/m}^2 \text{ (theo (2.27));}$$

$$\Rightarrow \text{Hệ số an toàn là } F_s = q_u / p_{tt} = 100 / 44,2 = 2,3.$$

Cách tính sử dụng góc ma sát trong $\varphi = 37$ đến 39° :

$$\text{Theo Terzaghi: } q_u = 99,3 \text{ đến } 138 \text{ t/m}^2;$$

$$\text{Theo Meyerhof: } q_u = 121 \text{ đến } 171 \text{ t/m}^2;$$

$$\text{Theo Hansen: } q_u = 96,2 \text{ đến } 130 \text{ t/m}^2;$$

$$\text{Theo Vesic: } q_u = 109 \text{ đến } 147 \text{ t/m}^2.$$

Tóm lại, q_u trong khoảng 100 đến 170 t/m^2 và hệ số an toàn từ 2,3 đến 3,9.

Tại mặt lớp sét yếu (cách đáy móng 1,5 m; cách mặt đất 2 m):

$$\sigma'_z = k_0 \cdot (p_{tt} - \gamma h_m) = 0,245 \cdot 43,3 = 10,6 \text{ t/m}^2 \text{ (} k_0 \text{ tra bảng tính ứng suất tại tâm);}$$

$$\text{Áp lực tiếp xúc tại mặt lớp yếu: } p_z = \sigma'_z + \sigma'_{bt} = 10,6 + 1,8 \text{ t/m}^3 \cdot 2 \text{ m} = 14,2 \text{ t/m}^2.$$

Kích thước móng tương đương tại mặt lớp yếu:

$$b_{td} = b / \sqrt{k_0} = 2,02 \text{ m};$$

$$a_{td} = a / \sqrt{k_0} = 3,03 \text{ m}.$$

Cách tính Schmertmann 1978:

$$q_{c1} = 7 \text{ bar}; q_{c2} = 5,5 \text{ bar (từ hình 2.53)} \Rightarrow q_{cTB} = 6,2 \text{ bar};$$

$$q_u = 5 + 0,34 q_{cTB} = 7,1 \text{ bar} = 71 \text{ t/m}^2;$$

$$\Rightarrow \text{Hệ số an toàn là } F_s = q_u / p_z = 71 / 14,2 = 5,0.$$

Cách tính Tand, Funegard và Briaud:

$$q_{cTB} = 6,2 \text{ bar} = 62 \text{ t/m}^2 \text{ (kết quả đã tính ở trên);}$$

$$D_e = \sum_0^{2m} \frac{1 \cdot 62 + 1 \cdot 75}{6,2} = 22,1 \text{ (theo phương trình (2.28));}$$

$$R_D = D_e / B_{id} = 22,1 / 2,02 > 6 \Rightarrow R_K \approx 0,5 \text{ (hình 2.46) ;}$$

$$q_u = R_k (q_{cTB} - \sigma_{vo}) + \sigma_{vo} = 0,5 \cdot (62 - 2 \cdot 1,8) + 2 \cdot 1,8 = 32,8 \text{ t/m}^2 ;$$

$$\Rightarrow \text{Hệ số an toàn là } F_s = q_u / p_z = 32,8 / 14,2 = 2,3 .$$

Cách tính sức chịu tải tức thời (không thoát nước) dựa vào $S_u = 36 \text{ kPa}$:

Theo Terzaghi: $q_u = 29,4 \text{ t/m}^2 \Rightarrow F_s = 2,07 ;$

Theo Meyerhof: $q_u = 28,7 \text{ t/m}^2 \Rightarrow F_s = 2,02 ;$

Theo Hansen & Vesic: $q_u = 31,9 \text{ t/m}^2 \Rightarrow F_s = 2,25 .$

Tóm lại, móng an toàn về khả năng chịu tải (cả ở đáy móng và lớp yếu).

2.6.2.2. Dự báo độ lún

Cách tính theo lý thuyết:

Từ phương trình (1.3b) ta có độ lún không nở hông là:

$$S_i = \frac{1}{M} p h_i .$$

Sử dụng kết quả ước tính giá trị môđun biến dạng M (với $\alpha = 1,5 \div 3,0$) ở phần 2.6.1.5, ta có bảng tính toán 2.13. Vì móng này khá nhỏ ($1 \times 1,5 \text{ m}$), cho nên độ lún sẽ có sự nở hông, do đó độ lún có thể lớn hơn kết quả trong bảng 2.13.

Bảng 2.13. Ví dụ tính độ lún theo môđun M (có tính đến từ biến) của Sanglerat

Chiều sâu từ mặt đất	Điểm giữa lớp phân tố (m)	Ứng suất bản thân σ'_{vo} (kPa)	Ứng suất gây lún σ'_{z1} (kPa)	Môđun biến dạng M (bar)	Độ lún phân tố S_i (cm)
0,5			361,0	111,6	
	0,625	11,3	358,4		0,664
0,75					
	0,875	15,8	315,1		0,583
1,0				135	
	1,125	20,3	243,2		0,450
	1,375	24,8	179,9		0,333
	1,625	29,3	133,4		0,247
	1,875	33,8	100,8		0,187
2,0	Tổng lún của lớp cát 1 = 2,46 cm				

3,5	2,125	38,3	78,0	21	0,929	
	2,375	42,8	61,7		0,735	
	2,625	47,3	49,8		0,593	
	2,875	51,8	40,9		0,487	
	3,125	55,4	34,2	15	0,570	
	3,375	58,1	28,9		0,482	
	Tổng lún đến 3,5m = 6,26 cm					
	6,0	3,625	60,9	24,8	15	0,413
		3,875	63,6	21,4		0,357
		4,125	66,4	18,7	12	0,390
4,375		69,1	16,5	0,343		
4,625		71,9	14,6	0,304		
4,875		74,6	13,0	0,272		
5,125		77,4	11,7	10	0,293	
5,375		80,1	10,6		0,264	
5,625		82,9	9,6		0,240	
5,875		85,6	8,7		0,219	
Tổng lún đến 6 m = 9,39 cm						
8,0	6,125	88,4	8,0	62	0,032	
	6,375	91,1	7,3		0,030	
	6,625	93,9	6,8		0,027	
	6,875	96,6	6,3		0,025	
	7,125	99,4	5,8	178,5	0,008	
	7,375	102,1	5,4		0,008	
	7,625	104,9	5,0		0,007	
	7,875	107,6	4,7		0,007	
8,0		109,0				

$$S = \sum S_i = 9,5 \text{ cm}$$

Cách tính Schmertmann:

$$\sigma'_1 \text{ (tại 0,5m)} = 0,9 \text{ t/m}^2;$$

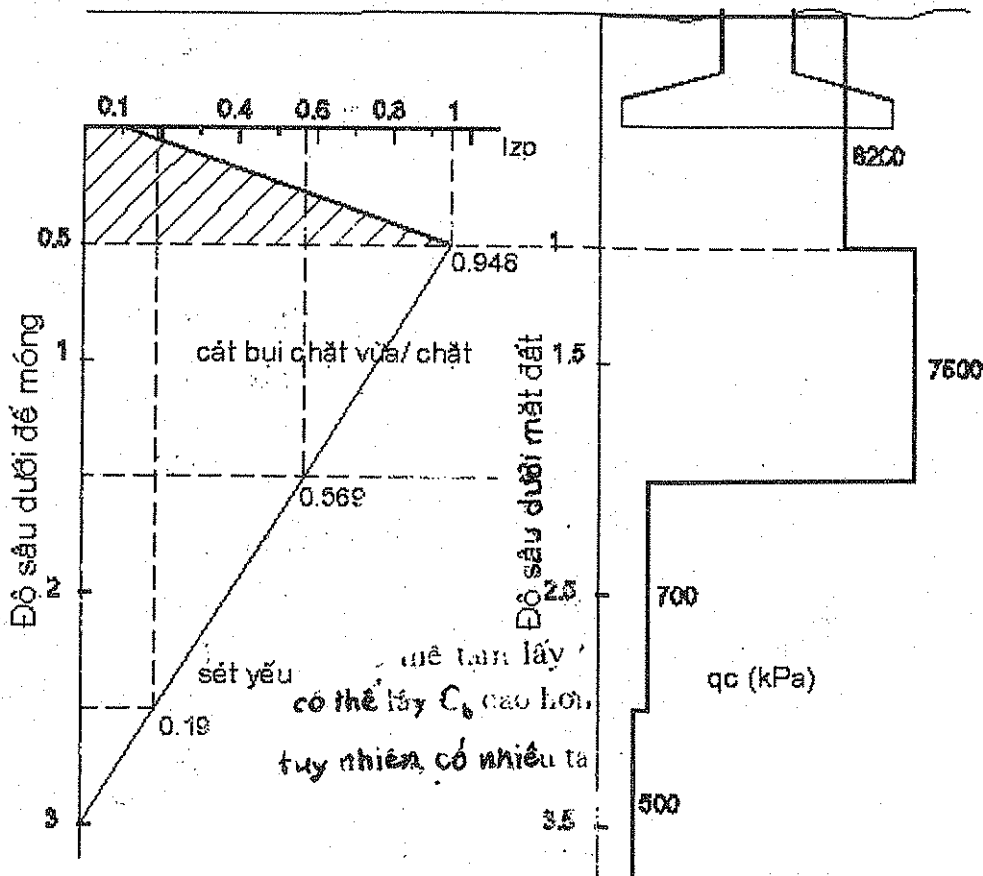
$$\sigma'_2 \text{ (tại 1,0m)} = 1,8 \text{ t/m}^2;$$

$$C_1 = 1 - 0,5 \cdot \sigma'_1 / \sigma'_{gl} = 1 - 0,5 \cdot 0,9 / 36,1 = 0,987;$$

Sau 10 năm thì hệ số C_2 là $C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log(10 \cdot 10) = 1,4$;

Từ hình 2.48 ta có hệ số lún cực đại là:

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma'_{gl}}{\sigma'_2}} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{36,1}{1,8}} = 0,948.$$



Hình 2.57. Ví dụ tính lún theo cách tính Schmertmann

Nếu bỏ qua độ lún từ biến thì độ lún của lớp cát 1 là:

$$\begin{aligned}
 S_1 &= C_1 \sigma'_{gl} \sum_1^N \frac{I_{zi} \Delta z_i}{x \cdot q_{ci}} \\
 &= 0,987 \cdot 361 \text{ kN/m}^2 \left[\frac{0,1+0,948}{2} \cdot \frac{0,5 \text{ m}^3}{2,5 \cdot 6200 \text{ kN}} + \frac{0,948+0,569}{2} \cdot \frac{1,0 \text{ m}^3}{2,5 \cdot 7500 \text{ kN}} \right] \\
 &= 0,0204 \text{ m} = 2,04 \text{ cm} .
 \end{aligned}$$

Ghi chú: $I_{zi} \Delta z_i$ từ 0 đến 0,5 m (tính từ đáy móng) chính là diện tích phần gạch chéo trên hình 2.57. Tương tự như vậy khi tính $\sum I_{zi} \Delta z_i$.

Về nguyên tắc, cách tính Schmertmann không áp dụng cho đất dính, đặc biệt là tính chất từ biến của đất sét rất thay đổi. Tuy nhiên, dựa vào các quan hệ giữa các hệ số α ở phần 2.6.1.5, ta có thể tạm lấy $x = 4,0$ cho lớp đất sét yếu để tính lún tiếp:

Độ lún của đất từ 2 đến 3,5 m (thuộc lớp sét yếu) là:

$$S_2 = C_1 \sigma'_{gl} \sum_1^N \frac{I_{zi} \Delta z_i}{x \cdot q_{ci}}$$

$$= 0,987 \cdot 361 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{0,569 + 0,19}{2} \cdot 1,0 \text{ m}^3 \text{ kN} + \frac{0,19}{2} \cdot 0,5 \text{ m}^3 \text{ kN}$$

$$= 0,0568 \text{ m} = 5,68 \text{ cm} .$$

Như vậy, tổng độ lún không kể đến từ biến là: $2,04 + 5,68 = 7,72 \text{ cm}$;

Độ lún của lớp cát 1 sau 10 năm (có từ biến) là: $2,04 \cdot C_2 = 2,86 \text{ cm}$;

Tổng độ lún sau 10 năm (có từ biến) là: $7,72 \cdot C_2 = 10,8 \text{ cm}$.

Tóm tắt

Trong bảng 2.13, có tính độ lún đến các độ sâu sau:

- 2 m: hết lớp cát. Kết quả này khá phù hợp với cách tính Schmertmann;
- 3,5 m: hết vùng ảnh hưởng L_{zi} trên đồ thị 2.57 ;
- 6 m: hết vùng ảnh hưởng lún theo quy phạm Việt Nam ($\sigma'_{vo} \approx 10$ lần σ'_{zi}) .

Kết luận: Mặc dù móng đủ sức chịu tải, nhưng độ lún quá lớn (khoảng $8 \div 11 \text{ cm}$), do đó, móng không an toàn.

Nói chung, với nền đất đã cho (lớp đất tốt bên trên chỉ dày 2 m, lớp yếu bên dưới dày 4 m), nếu thiết kế móng nông thì nên thỏa mãn những điều sau:

- Móng bé ($1,0 \times 1,5 \text{ m}$ trở xuống), đặt rất nông (0,5 m). Nếu móng lớn hơn và đặt sâu hơn, thì ảnh hưởng của lớp đất yếu sẽ trầm trọng hơn ;
- Tải trọng nhỏ ($10 \div 15 \text{ t/m}^2$ trở xuống).

2.6.3. VÍ DỤ 3: SỨC CHỊU TẢI CỦA MÓNG CỌC

2.6.3.1. Cách tính De Ruiter và Beringen

Sức kháng mũi:

q_{c2} là giá trị trung bình q_c từ L đi ngược lên L-8B ($8B = 3,6 \text{ m}$) theo con đường có giá trị q_c nhỏ nhất, tức là đường e-f-g-i trên hình 2.53:

Đoạn	e-f	f-g	g-i	
$q_{ci} \cdot \Delta z_i$	$\frac{22+8}{2} \cdot 0,5 = 7,5$	$8 \cdot 2 = 16$	$\frac{8+0,6}{2} \cdot 1,1 = 4,73$	$\Sigma = 28,23$

$$\Rightarrow q_{c2} = 28,23 / 3,6 = 7,84 \text{ MPa}.$$

q_{cex1} là giá trị trung bình q_c từ L xuống L + 4B ($4B = 1,8 \text{ m}$) theo con đường thực a-b-d trên hình 2.53:

Đoạn	a-b	b-d	
$q_{ci} \cdot \Delta z_i$	$\frac{23,2 + 28}{2} \cdot 0,5 = 12,8$	$\frac{28 + 22}{2} \cdot 1,3 = 32,5$	$\Sigma = 45,3$

$\Rightarrow q_{cx1} = 45,3 / 1,8 = 25,17 \text{ MPa} .$

q_{cx2} là giá trị trung bình q_c từ L xuống L+4B (4B = 1,8 m) theo con đường có q_c nhỏ nhất a-c-d trên hình 2.53. Ta có ngay $q_{cx2} = 22 \text{ MPa} .$

$\Rightarrow q_{cx} = (q_{cx1} + q_{cx2}) / 2 = 23,58 \text{ MPa} .$

Từ hình 2.53, ta thấy rằng từ 0,7B đến 4B dưới mũi cọc, giá trị q_{cx} vừa tính là nhỏ nhất (vì khi $xB < 4B$ thì cả q_{cx1} và q_{cx2} đều lớn hơn). Do đó, $q_{c1} = q_{cx} = 23,58 \text{ MPa} .$

$\Rightarrow q_p = (q_{c1} + q_{c2}) / 2 = (23,58 + 7,84) / 2 = 15,71 \text{ MPa} .$

Tuy nhiên, q_p phải nhỏ hơn q_{pL} , do đó, $q_p = 15 \text{ MPa} .$

\Rightarrow Sức kháng mũi $Q_p = q_p \cdot A_c = 15 \cdot [\pi/4 \cdot 0,45^2] = 2,45 \text{ MN} = 245 \text{ tấn} .$

Sức kháng bên:

Chia cọc thành các đoạn có $\Delta z_i = 1 \text{ m}$, riêng ở mũi cọc thì $\Delta z_i = 0,5 \text{ m}$. Kết quả tính toán được lập thành bảng sau:

Bảng 2.14. Bảng tính toán sức kháng bên - De Ruiter & Beringen

	Sâu (m)	q_c (kPa) hình 2.54	$f_1 = f_s$ (kPa)	f_2 (kPa)	f_3 (kPa) $= q_c/300$	f_i (kPa) $= \min$	$f_i \cdot \Delta z_i$ (kN/m)
CÁT	0÷1	6200	30	120	20,67	20,67	20,67
	1÷2	7500	50		25,00	25,00	25,00
	6÷7	3100	40		10,33	10,33	10,33
	7÷8	11900	110		39,67	39,67	39,67
	8÷9	9500	92		31,67	31,67	31,67
	9÷9,5	20000	180		66,67	66,67	33,33
SÉT/ BÙN		q_c (kPa) hình 2.54	σ_{vo} (kPa)	$S_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{11 \rightarrow 15}$	f_i (kPa) $= \alpha S_u$	$f_i \cdot \Delta z_i$ (kN/m)	
	2÷3	700	45	55	55	55	
	3÷4	500	64,5	36	36	36	
	4÷5	600	85,5	34	34	34	
	5÷6	500	106,5	26	26	26	

$\Sigma f_i \cdot \Delta z_i = 311,67 \text{ kN/m} .$

Từ phương trình (1.24) ta có:

$Q_f = u \Sigma f_i \cdot \Delta z_i = [\pi \cdot 0,45] \cdot 311,67 = 440,6 \text{ kN} = 44 \text{ tấn} .$

Vậy sức chịu tải cực hạn là: $Q_u = Q_p + Q_f = 245 + 44 = 289 \text{ tấn} .$

Cọc chủ yếu làm việc nhờ sức kháng mũi (cọc chổng), mà sức kháng mũi thường chỉ huy động hết khi chuyển vị của cọc lớn. Do đó, sức chịu tải cho phép là:

$$[Q] = Q_p / 3 + Q_f / 2 - w = 245 / 3 + 44 / 2 - 3 = 100,6 \text{ tấn} .$$

($w = 3$ tấn là khối lượng bản thân cọc thép).

2.6.3.2. Cách tính Schmertmann:

Sức kháng mũi:

$$Q_p = 245 \text{ tấn (theo phần 2.6.3.1).}$$

Sức kháng bên:

Tương tự, ta lập được bảng tính toán sau:

Bảng 2.15. Bảng tính toán sức kháng bên - Schmertmann

	Sâu (m)	q_c (kPa) hình 2.54	f_1 (kPa)	f_2 (kPa)	f_3 (kPa) = $c \cdot q_c$	f_i (kPa)	$f_i \cdot \Delta z_i$ (kN/m)
CÁT	0+1	6200	3,2	120	74,4	3,2	3,2
	1+2	7500	16,2		90,0	16,2	16,2
	6+7	3100	31,2		37,2	31,2	31,2
	7+8	11900	85,8		142,8	85,8	85,8
	8+9	9500	71,8		114,0	71,8	71,8
	9+9,5	20000	140,4		240,0	120	60
SÉT/ BÙN		q_c (kPa) hình 2.54	f_s (kPa) hình 2.54	S_u (kPa)	α	f (kPa)	$f_i \cdot \Delta z_i$ (kN/m)
	2+3	700	27	55	0,92	17,25	17,25
	3+4	500	23	36	0,94	21,02	21,02
	4+5	600	40	34	0,80	27,2	27,2
	5+6	500	35	26	0,85	22,1	22,1

Trong bảng trên, f_1 được tính dựa trên hệ số $K = 0,78$ (tra từ hình 2.50, cọc thép, $L/B = 21,1$ sử dụng xuyên ECPT); còn f_3 được tính dựa vào $c = 0,012$ từ bảng 2.12.

Từ bảng 2.15, ta có: $\sum f_i \cdot \Delta z_i = 355,8 \text{ kN/m}$;

$$Q_f = u \sum f_i \cdot \Delta z_i = [\pi \cdot 0,45] \cdot 355,8 = 503 \text{ kN} \approx 50 \text{ tấn} ;$$

$$Q_u = Q_p + Q_f = 245 + 50 = 295 \text{ tấn} ;$$

$$[Q] = Q_p / 3 + Q_f / 2 - w = 245 / 3 + 50 / 2 - 3 = 103,6 \text{ tấn} .$$

2.6.3.3. Cách tính LCPC mới

Sức kháng mũi:

Từ bảng 2.11, đất tại mũi cọc là cát, cọc đóng $\Rightarrow K_c = 0,375$.

q_c trung bình trong khoảng 1B từ mũi cọc xuống là 23,4 MPa (hình 2.53).

$$\Rightarrow q_p = K_c q_c = 8,8 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow Q_p = 8,8 * \pi/4 * 0,45^2 = 1,44 \text{ MN} = 144 \text{ tấn.}$$

Sức kháng bên:

Từ bảng 2.9, cọc này thuộc loại nhóm 10 (cọc BM)

Từ bảng 2.10:

- Đất sét/ bùn (từ 2 đến 6 m): Vì $q_c \leq 7,3$ bar và cọc nhóm 10 nên ta sử dụng đường cong 1 (hình 2.49a).
- Đất cát: Khi $q_c > 78,3$ bar (chặt), ta dùng đường cong 3; nếu $36,5 < q_c \leq 78,3$ bar (chặt vừa) ta dùng đường cong 2 (hình 2.49b).

Giá trị tính toán lập thành bảng 2.16.

Bảng 2.16. Bảng tính toán sức kháng bên - LCPC

	Sâu (m)	q_c (MPa)	q_c (ksf)	Đường cong	f_i (ksf)	f_i (kPa)	$f_i \cdot \Delta z_i$ (kN/m)
CÁT	0÷1	6,2	124	2; hình 2.49b	1,30	65	65
	1÷2	7,5	150		1,38	69	69
	6÷7	3,1	62		1,14	57	57
	7÷8	11,9	238	3; hình 2.49b	2,24	112	112
	8÷9	9,5	190		2,10	105	105
	9÷9,5	20,0	400		2,40	120	60
SÉT/ BÙN	2÷3	0,7	14	1; hình 2.49b	0,48	24	24
	3÷4	0,5	10		0,38	19	19
	4÷5	0,6	12		0,42	21	21
	5÷6	0,5	10		0,38	19	19

$$\sum f_i \cdot \Delta z_i = 551 \text{ kN/m.}$$

$$Q_f = u \sum f_i \cdot \Delta z_i = [\pi \cdot 0,45] \cdot 551 = 779 \text{ kN} = 77,9 \text{ tấn.}$$

$$Q_u = Q_p + Q_f = 144 + 77,9 \approx 222 \text{ tấn.}$$

$$[Q] = Q_p / 3 + Q_f / 2 - w = 144 / 3 + 77,9 / 2 - 3 \approx 84 \text{ tấn.}$$

Nhận xét: Trong ví dụ cụ thể này, phương pháp LCPC đánh giá sức chống mũi thấp hơn rất nhiều so với hai phương pháp kia. Tuy nhiên, ma sát bên tính theo LCPC lại nhỉnh hơn một chút.

Tóm lại, có thể dự báo rằng sức chịu tải của cọc từ khoảng 85 đến 100 tấn.

2.7. TRÌNH BÀY KẾT QUẢ

Hiện nay, có rất nhiều phần mềm (chương trình) tính toán và diễn dịch kết quả thí nghiệm CPT, do đó ta không cần phải tính toán bằng tay như ở phần 2.6.

Một trong những chương trình² diễn dịch kết quả của thí nghiệm CPT được trình bày dưới đây. Các hình 2.58 đến hình 2.61 xử lý kết quả CPT của một hố xuyên khác với ví dụ trong phần 2.6. Dữ liệu đầu vào của CPT được lưu ở những ô đậm màu (chiều sâu, q_T và f_s). Kết quả được tính toán và lưu ở những ô màu trắng, sau đó kết quả được vẽ lên các đồ thị thể hiện sự liên tục của các lớp đất. Trong các đồ thị, độ sâu được biểu diễn ở trục tung, còn các chỉ tiêu thí nghiệm và chỉ tiêu cơ lý (tên đất, q_c , f_s , R_f , D_r , φ , S_u , PI , K_0 , OCR , G , M) được biểu diễn ở từng trục hoành của từng đồ thị nhỏ.

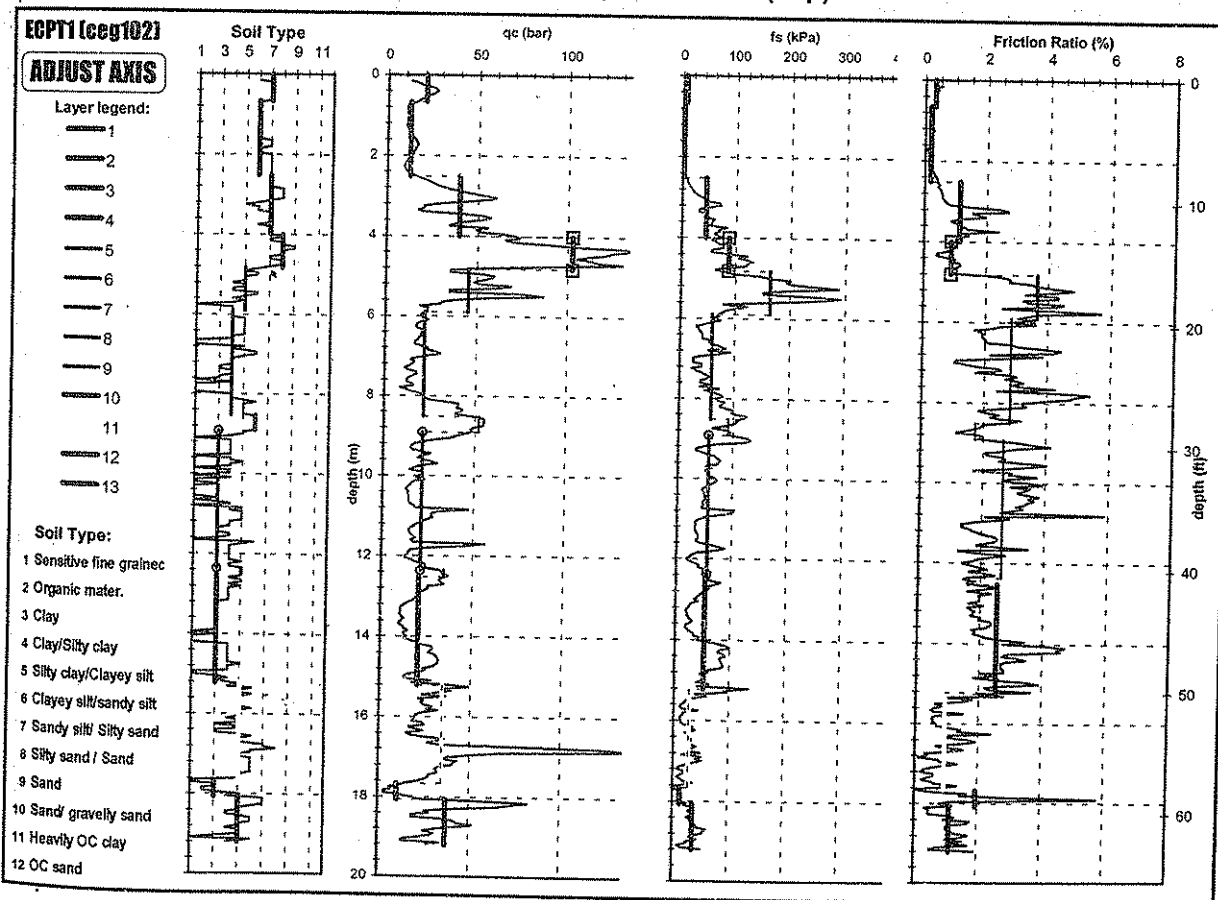
SAVE		NEW		ECPT1 (cegi02)		Case # 1		1		OPEN	
Soil Classification based on:				Properties are correlated based on soil types in column		in predicting S_u : $N_k = \text{constant}$?		Relative density D_r by:			
mix (recommended)				F ?		<input type="checkbox"/>		Jamiolkowski (recommended)			
						15		Density D_r is corrected by K_q ? <input checked="" type="checkbox"/>			
depth	q_t	f_s	Soil type		σ'_{vo}	Converted SPT	S_u	Indirect correlations			
m	bar	kPa	friction ratio	Average	bar	N	(bar) e4.61	S_u/σ'_{vc}	PI (F3.8)	LI (T 2.14)	Sensitivity F.4.28
0	0			G	-						
0.15	12.6	6.4	0.51	6	7	0.03	4	-	-	-	-
0.2	16.4	4.8	0.29	7	7	0.04	6	-	-	-	-
0.25	18.5	7.4	0.40	7	7	0.05	6	-	-	-	-
0.3	24.301	7.4	0.30	7	7	0.05	8	-	-	-	-
0.35	26.4	8	0.30	7	7	0.06	9	-	-	-	-
0.4	26.9	8.7	0.32	7	7	0.07	9	-	-	-	-
0.45	25.601	7.8	0.30	7	7	0.08	9	-	-	-	-
0.5	23.001	6.1	0.27	7	7	0.09	8	-	-	-	-
0.55	20.2	5.3	0.26	7	7	0.10	7	-	-	-	-
0.6	18.101	4.9	0.27	7	7	0.11	6	-	-	-	-

Hình 2.58. Dữ liệu nhập vào và kết quả tính toán

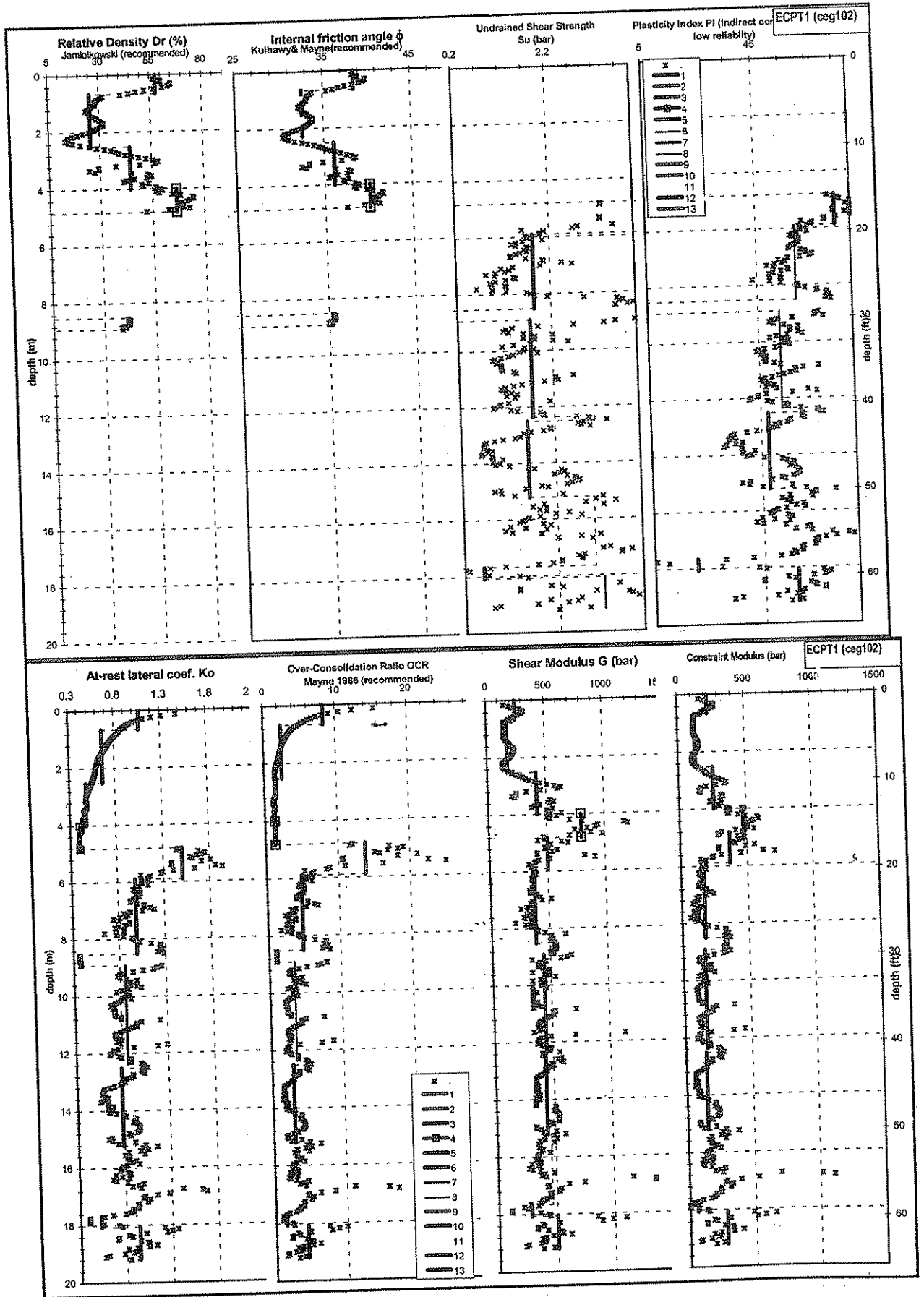
² Chương trình có tại Bộ môn Cơ học Đất, Đại học Xây dựng. cffe@fpt.vn; ngthai@ufl.edu

DELETE		DELETE All		ECPT1 (ceg102)			
Internal angle friction ϕ by:				OCR for clay is correlated by:			
Kulhawy& Mayne(recommended) ▼				Mayne 1986 (recommended) ▼			
Limit ϕ below: 45				Ground Water GWT (m) 9.6			
Dr %	ϕ		Ko	OCR Mayne 1986 (recomm ended)	Constr modulus F5.16; 5.17; 6.10 (Pa)	Indirect correlations	
	Jamiolkowsk i (recommen d)	Kulhawy& Mayne(reco mmended)				Marchetti	G (bar)
57	38.3	43.7	1.47	15.39	162	149	0.30
60	38.9	43.9	1.31	12.33	195	194	0.31
60	38.9	43.6	1.21	10.44	211	219	0.31
65	39.8	44.1	1.12	9.12	259	288	0.32
65	39.8	43.9	1.05	8.14	272	313	0.32
64	39.6	43.6	1.00	7.38	271	318	0.32
61	39.1	43.0	0.97	6.74	257	303	0.31
57	38.3	42.3	0.94	6.19	232	272	0.30
52	37.5	41.4	0.91	5.72	207	239	0.29
48	36.8	40.7	0.89	5.31	188	214	0.28

Hình 2.59. Kết quả tính toán (tiếp)



Hình 2.60. Đồ thị kết quả (tên đất, qc, fs, Rf)



Hình 2.61. Đồ thị kết quả (D_r , ϕ , S_u , PI , K_0 , OCR , G , M)

2.8. ĐỘ TIN CẬY CỦA THÍ NGHIỆM CPT

Mặc dù CPT là một trong những thí nghiệm hiện trường đáng tin cậy nhất, nhưng bất kỳ thí nghiệm nào cũng có sai số. Sai số của CPT được tóm tắt trong bảng 2.17. Bảng 2.18 trình bày số liệu thống kê về độ tin cậy của CPT (xem thêm phụ lục 2). Trong đó, khái niệm về COV xin xem phụ lục 1; còn S_u và ϕ là các giá trị ước tính từ thí nghiệm CPT.

Bảng 2.17. Tóm tắt những sai số của CPT

Do thiết bị	Sai số do kích thước hình học của côn.
	Mũi côn bị mòn, gỉ, ...: Bề mặt côn gồ ghề hơn, do đó, làm tăng sức kháng.
	Măngxông của MCPT có thể bị tắc không đi xuống khi đẩy cần trong.
	Cần trong của MCPT có thể bị gỉ, do đó khó ấn xuống được.
	Cần trong của MCPT bị nén đàn hồi, măngxông tiến xuống ít.
	Thiết bị điện trong ECPT có thể bị hạn gỉ, hỏng hóc do gioăng chắn nước bị hở.
Do thí nghiệm	Do không chuẩn hoá số đọc của thiết bị. Do đọc số đọc 0 (zero reading) trước và sau khi thí nghiệm không đúng.
	Vòng thấm không bão hoà hoàn toàn, dẫn đến sai số của áp lực nước lỗ rỗng.
	Tốc độ xuyên không đúng theo tiêu chuẩn (2 cm /s).
	Côn không đi thẳng: Gạch đá, sỏi có thể làm chệch hướng đi của mũi côn, gây ra kết quả sai lầm.

Bảng 2.18. Thống kê về độ tin cậy của CPT

	$q_{c(MCPT)}$	$q_{T(ECPT)}$	f_s	S_u		ϕ	
				Coi $COV_{CPT}=0$	Gộp cả COV_{CPT}	Coi $COV_{CPT}=0$	Gộp cả COV_{CPT}
σ_x	10%	5%	20%				
COV	0,15-0,25	0,07-0,15		0,30-0,40	0,30-0,47	0,10-0,15	0,12-0,29

2.9. GIÁ THÀNH

Giá thành của thiết bị CPT chủ yếu tập trung vào giá của xe tải hạng nặng. Tuy nhiên, cùng một giàn gia lực trên xe tải này, cả ba thiết bị sau có thể được lắp đặt và thí nghiệm: CPT, DMT và selfboring PMT. Thiết bị CPT sử dụng xe tải 20 tấn có thể thí nghiệm được 170÷200 m một ngày.

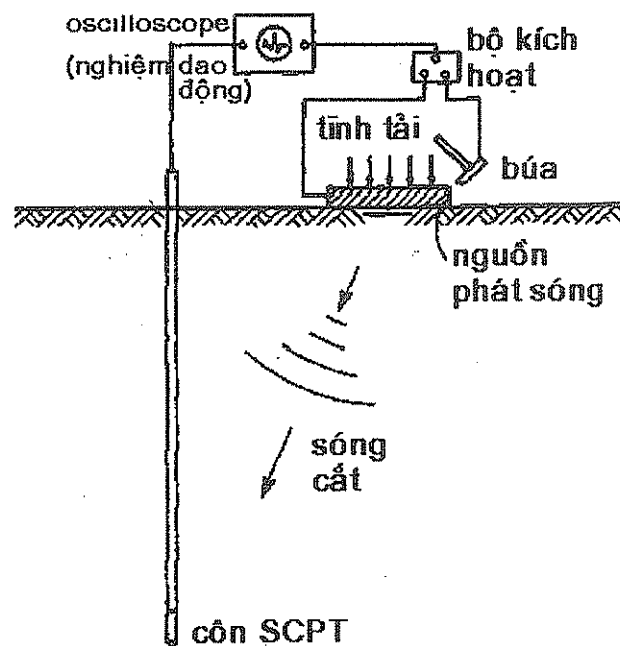
Vào thời điểm 1992, tại Mỹ, giá của một chiếc xe tải 20 tấn (kể cả kích thủy lực, v.v...) là 200.000 USD. Giá của đầu côn đo điện là 4.000 đến 6.000 USD. Giá của thiết bị đo (các đầu đo, máy tính, máy in, v.v...) là 15.000-25.000 USD. Giá thành thí nghiệm là 20÷30 USD/ 1m chưa kể công chuyên chở. Giá thành thí nghiệm tại nước ta khoảng 100.000 đồng/ 1m.

2.10. NHỮNG CẢI TIẾN MỚI VỚI THÍ NGHIỆM CPT

Bảng dưới đây liệt kê các cải tiến của các thiết bị CPT khác nhau. Tuy nhiên, chỉ hai loại CPT đầu tiên (CPT thường và CPTU) là thông dụng và do đó được đề cập trong chương này.

Bảng 2.19. Các thiết bị CPT khác nhau

<p>1. CPT thường Đo sức kháng mũi q_c và kháng bên f_s</p>	<p>6. CPT hạt nhân Đo thêm khả năng dẫn phóng xạ cấp thấp, phát hiện trọng lượng riêng và độ ẩm tại hiện trường</p>
<p>2. CPTU (tức là piezo-cone CPT) Đo thêm áp lực nước lỗ rỗng u</p>	<p>7. CPT nén ngang Đo thêm ứng xử của đất dưới tác dụng nén ngang</p>
<p>3. CPT điện trở Đo thêm điện trở của đất, từ đó trợ giúp vào việc phân loại đất; xác định mực nước ngầm; phát hiện nước thải ô nhiễm</p>	<p>8. CPT lấy mẫu nước Lấy thêm mẫu nước trong khi xuyên</p>
<p>4. CPT nhiệt Đo thêm khả năng dẫn nhiệt của đất, từ đó trợ giúp vào việc phân loại đất</p>	<p>9. CPT âm học Đo thêm khả năng dẫn âm của đất, trợ giúp phân loại đất</p>
<p>5. CPT sóng chấn động (hình 2.62) Đo thêm khả năng dẫn sóng chấn động trợ giúp việc thiết kế móng trong vùng động đất</p>	<p>10. CPT phát hiện ion, độ pH và hàm lượng muối khoáng</p> <p>11. CPT rung</p>



Hình 2.62. CPT sóng chấn động

2.11. TÓM TẮT THÍ NGHIỆM CPT

1) Thí nghiệm CPT đo sức kháng mũi (q_c) và sức kháng bên (f_s) của đất lên mũi và thành bên của thiết bị còn khi ấn thiết bị liên tục xuống đất.

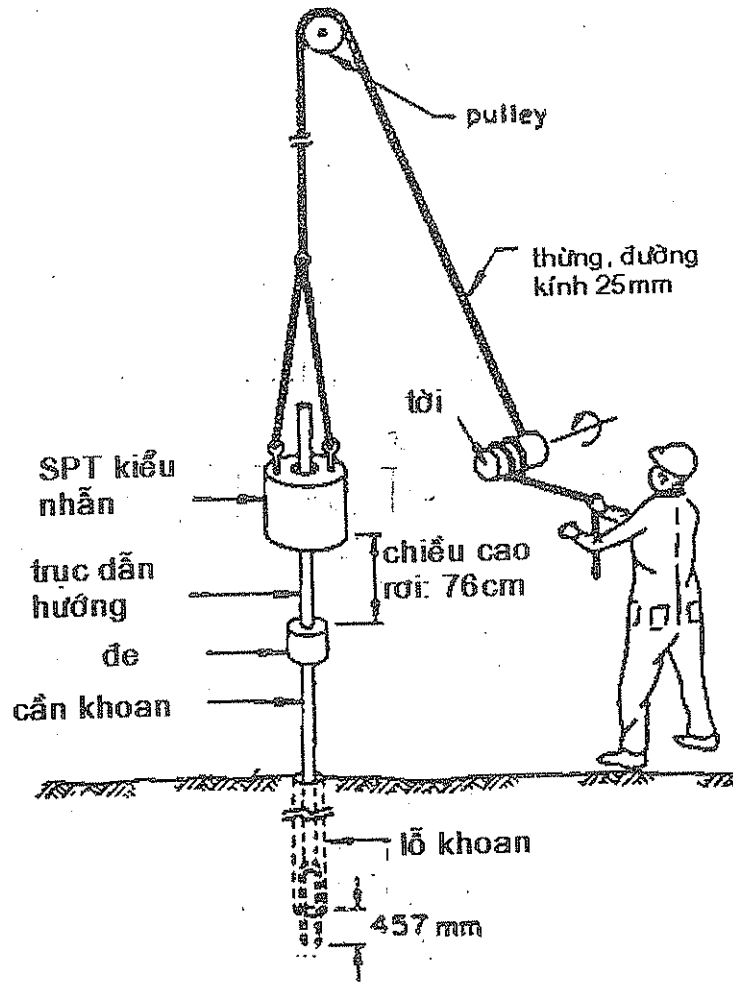
2) Trong khi một số thí nghiệm khác chỉ đọc kết quả ở các khoảng cách 1 đến 3 m (ví dụ SPT, PMT), thí nghiệm CPT cho kết quả liên tục (5÷20 cm) và chi tiết.

3) Dù thí nghiệm CPT không cho ta mẫu đất để đem về thí nghiệm trong phòng, nhưng CPT cho ta một cột đất liên tục, khá chính xác. Hơn nữa, các thấu kính đất (yếu hoặc tốt) đều được phát hiện dưới một mũi xuyên liên tục, tỷ mỉ.

4) Là một thí nghiệm được nghiên cứu nhiều nhất, bởi vậy từ CPT ta cũng có thể ước tính được nhiều nhất các chỉ tiêu cơ lý cũng như ứng dụng trực tiếp vào thiết kế nền móng (từ quan hệ thực nghiệm).

5) Đặc biệt, số đo từ CPT là sức kháng (q_c và f_s)- Bởi vậy những ứng dụng trong ước tính sức chịu tải (của cọc hoặc móng nông), trong ước tính chỉ tiêu kháng cắt (φ , S_u) có độ tin cậy khá cao. Các ứng dụng khác (ước tính độ lún, trạng thái ứng suất, ...) có độ tin cậy thấp hơn.

6) Cũng nên lưu ý rằng, các quan hệ thực nghiệm thường dựa trên đất tương đối đồng nhất (cát hoặc sét). Vì vậy cần cẩn thận khi sử dụng CPT để ước tính các chỉ tiêu cho những đất pha tạp (cát pha, sét pha), hoặc đất phong hoá khác thường.



Thiết bị SPT kiểu nhấn