



NEO TRONG ĐẤT



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

NEO TRONG ĐẤT

Người dịch: TS. NGUYỄN HỮU ĐẦU

(Tái bản)

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2008

LỜI NGƯỜI DỊCH

Neo trong đất, đá là loại kết cấu chịu kéo đã được dùng khá lâu ở nước ta trong thực tế xây dựng công trình. Tuy nhiên công nghệ "neo trong đất, đá" đã và đang phát triển mạnh ở trên thế giới, đã có những thành tựu rất lớn trong nghiên cứu, thiết kế và xây dựng, chưa được phổ biến ở nước ta.

Hiện nay, trong nước đang có những dự án lớn về hầm giao thông, chống sụt trượt cho các mái dốc cao, hố đào sâu và các công trình thủy công... có ứng dụng công nghệ "neo trong đất, đá" tiên tiến của thế giới. Trong nước cũng đã có một số đơn vị nghiên cứu về công nghệ này theo tiêu chuẩn của Anh, Pháp..., Viện Khoa học Công nghệ Giao thông vận tải cũng đã có một số kết quả nhất định ở nghiên cứu thí nghiệm trong phòng và ứng dụng trong các công trình ổn định mái đất, đá cho các công trình giao thông.

Biên dịch Tiêu chuẩn Anh "Neo trong đất" BS 8081: 1989 là một phần trong các đề tài nghiên cứu cấp Bộ của Viện Khoa học Công nghệ Giao thông vận tải có liên quan đến công nghệ trên. Tiêu chuẩn này xuất bản năm 1989 và đã được sửa chữa bổ sung năm 1992. Theo đánh giá của Hội kỹ sư xây dựng Mỹ ASCE năm 2001, nó vẫn là tiêu chuẩn tham khảo tốt nhất hiện nay về công nghệ "Neo trong đất".

Người dịch cũng mong bạn đọc thông cảm cho những thiếu sót hoặc chưa vừa ý khi sử dụng bản dịch này. Mong nhận được góp ý và nhận xét của các bạn.

Người dịch
T.S Nguyễn Hữu Đẩu
Viện Khoa học Công nghệ GTVT

LỜI NÓI ĐẦU

Tiêu chuẩn này được biên soạn dưới sự chỉ đạo của Ủy ban chính sách tiêu chuẩn công trình xây dựng dân dụng và nhà ở. Tiêu chuẩn này thay thế DD 81 : 1982 đã bị huỷ bỏ.

Tiêu chuẩn bao gồm tư liệu để thông tin, chỉ dẫn cho các kỹ sư và tư liệu tạo nên các kiến nghị phù hợp trong thực tế. Việc tuân theo các kiến nghị của nó không phải là bắt buộc và các thay đổi so với kiến nghị có thể được quyết định trong những hoàn cảnh riêng, nên áp dụng các đánh giá kỹ thuật để xác định khi nào theo các kiến nghị của tiêu chuẩn này và khi nào thì không.

Tiêu chuẩn thực hành dành cho các kỹ sư sử dụng, họ đã có hiểu biết vấn đề nhất định. Nó bao gồm kinh nghiệm của các kỹ sư đã tham gia có kết quả trong thiết kế và thi công những công trình riêng mà các kỹ sư khác được đào tạo thích hợp có thể sử dụng như cơ sở để thiết kế các công trình tương tự.

Tiêu chuẩn này không dành cho các kỹ sư không có hiểu biết về vấn đề này hoặc người không phải là kỹ sư.

Tiêu chuẩn thực hành trình bày thực tế thành công tại thời điểm được viết và các phát triển kỹ thuật tất yếu có thể làm cho một số phần không còn dùng được nữa theo thời gian. Trách nhiệm của các kỹ sư có liên quan đến thiết kế và thi công những công trình này là giữ lại một cách thích hợp, theo các phát triển trong thực tế thành công những điều đã có khi xuất bản tiêu chuẩn.

Các kỹ thuật neo đất đã được phát triển mạnh mẽ trong hơn hai mươi năm qua đến mức nó đã được dùng rộng rãi trong ứng dụng tạm thời và lâu dài trên khắp Châu Âu cũng như thế giới. Không chỉ tăng về số lượng neo lắp đặt mà phạm vi sử dụng cũng đã mở rộng đáng kể, thay đổi từ dự ứng lực dè và gia cường hố đào ngầm trong đá đến neo sau cho các kết cấu tường chắn đất, neo giữ các tháp và móng cầu. Đối với những ứng dụng đó, các neo có thể được sử dụng để giải quyết các vấn đề kéo trực tiếp, trượt, lật, tải trọng động và dự ứng lực đất, chúng cũng đòi hỏi sự thay đổi trong các yêu cầu thiết kế và thí nghiệm.

Mặc dù công nghệ neo đất tiếp tục phát triển, đã có một tiêu chuẩn thực hành từ 1982. Trong năm đó DD81 đã được xuất bản và theo chu kỳ hai năm sau khi dự thảo phát triển đã được dùng trong công nghiệp, Hội đồng CSB/22 của BSI đã tổ chức xem xét lại Dự thảo phát triển cùng với các góp ý của người sử dụng. Trong khi chuyển đổi DD81 thành tiêu chuẩn này Hội đồng đã rút gọn lời văn cho đơn giản, đã xây dựng các chỉ dẫn về trách nhiệm và nhiệm vụ cho người thiết kế và nhà thầu neo, đã đề nghị các cấp bảo vệ chống ăn mòn mới, đã đơn giản hoá các tiêu chí và trình tự thí nghiệm. Cũng bao gồm cả các bu lông

trong đá theo xuất bản của Hiệp hội thông tin và nghiên cứu công nghiệp xây dựng (CIRIA), báo cáo “Chỉ dẫn sử dụng gia cường đá trong các hố đào ngầm” năm 1983.

Các điều khoản thiết kế neo trong nội dung chính được giữ lại thành các kiến nghị theo các hệ số an toàn truyền thống, do đòi hỏi có nhiều hơn kinh nghiệm thiết kế trạng thái giới hạn trước khi có thể xác định được những hệ số an toàn riêng phần tối ưu. Cũng đã dùng hệ đơn vị SI. Danh sách tất cả các tổ chức đã tham gia công việc của Hội đồng kỹ thuật cho ở trang sau. Sự hoạt động của Hội đồng không thường xuyên trong đó bao gồm số lượng lớn các thành viên được bầu. Chủ tịch Hội đồng là Giáo sư GS Littlejohn và đóng góp cá nhân của những vị sau đây được đặc biệt ghi nhận:

Mr P A G Andrews; Mr L J Arthur; Mr A D Barley; Mr J Burch; Dr D A Greenwood; Mr M G Hubbard; Mr D L Jones; Mr M Knights; Mr K W Longbottom; Mr J May; Mr J M Mitchell; Mr R K Moore; Mr C A Raison; Mr G F Robbins; Mr P Tatlow; Mr C I Viccars; Mr K W Vickery; Mr M S Wright.

Khi soạn tiêu chuẩn này đã giả thiết rằng việc thực hiện và giám sát nó được giao phó cho những người được đào tạo và có kinh nghiệm thích hợp, mà chỉ dẫn đã soạn cho họ.

Tuân thủ với tiêu chuẩn Anh không có nghĩa là được miễn trừ các quy định của pháp luật

CÁC HỘI ĐỒNG CHỊU TRÁCH NHIỆM VỀ TIÊU CHUẨN NÀY

Việc chuẩn bị tiêu chuẩn Anh này được Ủy ban Chính sách tiêu chuẩn các công trình xây dựng dân dụng và nhà ở (CSB) giao cho Hội đồng kỹ thuật CSB/22 mà các cơ quan sau đây là đại diện:

- Hiệp hội các công ty thiết bị mở Anh;
- Bộ Môi trường (Tổ chức nghiên cứu xây dựng);
- Bộ Môi trường (Cục khai thác tài sản);
- Bộ Giao thông;
- Hiệp hội quốc tế dự ứng lực;
- Hiệp hội các nhà thầu xây dựng dân dụng;
- Cơ quan sức khỏe và an toàn;
- Viện các kỹ sư xây dựng;
- Các thành viên được bầu.

MỤC LỤC

	<i>Trang</i>
Lời người dịch	3
Lời nói đầu	4
0. Giới thiệu	13
1. Phạm vi	13
2. Các định nghĩa	14
3. Các ký hiệu	22
4. Trách nhiệm	25
5. Khảo sát hiện trường	26
5.1. Khái quát	26
5.2. Các nghiên cứu sơ bộ trong phòng và hiện trường	27
5.3. Khảo sát đất	27
5.3.1. Phạm vi và mức độ khảo sát	27
5.3.2. Các phương pháp khảo sát	29
5.3.3. Lấy mẫu	29
5.3.4. Nước ngầm	29
5.4. Thí nghiệm hiện trường	30
5.4.1. Các thí nghiệm trên bề mặt	30
5.4.2. Các thí nghiệm trong lỗ khoan	30
5.5. Thí nghiệm trong phòng	31
5.5.1. Đất	31
5.5.2. Đá	32
5.6. Thí nghiệm hoá học	34
5.6.1. Mục đích của phân tích hoá học	34
5.6.2. Tính xâm thực đối với kim loại	34
5.6.3. Tính xâm thực đối với vữa xi măng hoặc bê tông	34
5.7. Trình bày số liệu	35
5.7.1. Mô tả các lớp đất	35
5.7.2. Số liệu hiện trường	36
5.7.3. Các kết quả thí nghiệm trong phòng	36
5.8. Khảo sát trong khi thi công	36
5.8.1. Khảo sát bổ sung	36
5.8.2. Các ghi chép hiện trường	36
5.8.3. Ứng xử của neo trong khi thử	36

5.8.4.	Hoạt động kế cận	37
5.9.	Các nguy hiểm về sức khoẻ và an toàn	37
6.	Thiết kế	37
6.1.	Khái quát	37
6.2.	Giao diện đất/ vữa	37
6.2.1.	Khái quát	37
6.2.2.	Các loại neo	39
6.2.3.	Thiết kế bầu neo trong đá	44
6.2.4.	Thiết kế bầu neo trong đất rời	46
6.2.5.	Thiết kế bầu neo trong đất dính	49
6.2.6.	Ảnh hưởng lẫn nhau của bầu neo	53
6.2.7.	Tổng hợp các phương pháp thiết kế	53
6.3.	Giao diện vữa/ dây neo	53
6.3.1.	Khái quát	53
6.3.2.	Độ lớn dính bám	53
6.3.3.	Chiều dài dính bám của dây neo	54
6.3.4.	Ảnh hưởng đến dính bám của điều kiện bề mặt	54
6.3.5.	Mật độ dây neo thép trong lỗ neo	54
6.3.6.	Vỏ bọc cao su và xi măng	55
6.4.	Tạo mũ	56
6.4.1.	Khái quát	56
6.4.2.	Độ lớn dính bám	56
6.4.3.	Chiều dài mũ	56
6.4.4.	Mật độ của thép bên trong mũ	56
6.5.	Chiều dài phần neo tự do	56
7.	Vật liệu và các bộ phận	57
7.1.	Vữa xi măng	57
7.1.1.	Xi măng	57
7.1.2.	Các chất độn	57
7.1.3.	Nước	57
7.1.4.	Các chất phụ gia	59
7.1.5.	Các đặc trưng của vữa	59
7.1.6.	Nguy hiểm và an toàn cho sức khoẻ	60
7.2.	Vữa cao su	60
7.2.1.	Cao su	60
7.2.2.	Các chất độn	60
7.2.3.	Các đặc trưng của vữa	61
7.2.4.	Nguy hiểm và an toàn cho sức khoẻ	61

7.3.	Dây neo	61
7.3.1.	Khái quát	61
7.3.2.	Thép căng trước	62
7.3.3.	Thép gia cường	65
7.3.4.	Các lớp bảo vệ	65
7.3.5.	Cơ cấu định tâm	66
7.3.6.	Cơ cấu đệm	66
7.3.7.	Vật liệu cơ cấu định tâm/ đệm	66
7.3.8.	Tải trọng làm việc được chấp nhận	67
7.3.9.	Mỏi	69
7.4.	Đầu neo	69
7.4.1.	Khái quát	69
7.4.2.	Đầu căng kéo	69
7.4.3.	Bản đỡ	69
7.4.4.	Bệ hoặc đệm đỡ trong bê tông	70
7.4.5.	Vỉ đỡ thép	70
7.4.6.	Thiết kế các kết cấu đỡ cho một nhóm các đầu neo	70
8.	Ăn mòn và chống ăn mòn	70
8.1.	Ăn mòn	70
8.1.1.	Khái quát	70
8.1.2.	Ăn mòn của thép trong vữa thủy lực	71
8.1.3.	Tính xâm thực của đất	71
8.1.4.	Các dòng điện trong đất	74
8.2.	Bảo vệ chống ăn mòn	74
8.2.1.	Các kiến nghị chung	74
8.2.2.	Các đặc tính của hệ thống bảo vệ	76
8.2.3.	Các nguyên tắc bảo vệ	76
8.2.4.	Các hệ thống bảo vệ	78
8.2.5.	Bảo vệ chống ăn mòn : các bu lông trong đá được neo cơ học	93
9.	Thiết bị căng	94
9.1.	Khái quát	94
9.2.	Kích thủy lực	94
9.3.	Đo tải trọng	94
9.3.1.	Hộp tải trọng	94
9.3.2.	Các đầu đo áp lực	94
9.4.	Máy bơm thủy lực	95
9.5.	Thiết bị căng cho các bu lông đá	95
9.5.1.	Cờ lê vận xoắn	95

9.5.2.	Kiểm tra tải trọng dọc trục	95
10.	Thi công	95
10.1.	Khái quát	95
10.2.	Khoan	95
10.2.1.	Phương pháp khoan	95
10.2.2.	Sự xáo trộn đất	96
10.2.3.	Sự ổn định của lỗ	96
10.2.4.	Hình dạng lỗ	96
10.2.5.	Tính liên tục của các thao tác	97
10.2.6.	Ghi chép	97
10.2.7.	An toàn	98
10.3.	Dây neo	98
10.3.1.	Bảo quản và vận chuyển	98
10.3.2.	Chế tạo	99
10.3.3.	Lắp đặt	100
10.4.	Công tác vữa	101
10.4.1.	Chức năng	101
10.4.2.	Thí nghiệm lỗ khoan	101
10.4.3.	Pha trộn	102
10.4.4.	Phun	102
10.4.5.	Thiết bị	103
10.4.6.	Kiểm tra chất lượng	103
10.4.7.	Bảo quản và sử dụng	104
10.4.8.	Ghi chép	104
10.4.9.	Nguy hiểm cho sức khỏe và an toàn	105
10.5.	Đầu neo	105
10.5.1.	Đầu neo căng kéo và bản đồ	105
10.5.2.	Công tác vữa đầu neo	105
10.5.3.	Cắt dây neo	105
10.5.4.	Bảo vệ đầu neo chống hư hỏng cơ học	105
10.6.	Căng kéo	105
10.6.1.	Khái quát	105
10.6.2.	Thiết bị	106
10.6.3.	Trình tự căng kéo	106
10.6.4.	Ghi chép	109
10.6.5.	Nguy hiểm cho sức khỏe và an toàn	109
11.	Thí nghiệm	109
11.1.	Khái quát	109

11.2.	Thí nghiệm thử	110
11.2.1.	Khái quát	110
11.2.2.	Vật liệu và các bộ phận	111
11.2.3.	Các neo thử	113
11.2.4.	Tải trọng lớn nhất	114
11.2.5.	Số liệu tải trọng - chuyển vị	114
11.2.6.	Số liệu tải trọng - thời gian	116
11.2.7.	Số liệu chuyển vị - thời gian	117
11.2.8.	Số liệu đo đặc lực hoặc chuyển vị	118
11.2.9.	Chiều dài neo tự do biểu kiến	118
11.2.10.	Giám sát	118
11.2.11.	Đánh giá các neo	118
11.2.12.	Giới hạn chiều dài dây neo tự do biểu kiến	118
11.2.13.	Mức độ mất mát ứng suất	119
11.2.14.	Mức độ chuyển vị	120
11.2.15.	Bảo vệ chống ăn mòn	120
11.3.	Các thí nghiệm sự phù hợp tại hiện trường	120
11.3.1.	Khái quát	120
11.3.2.	Các tải trọng thử	120
11.3.3.	Số liệu tải trọng - chuyển vị	120
11.3.4.	Số liệu tải trọng - thời gian	122
11.3.5.	Số liệu chuyển vị - thời gian tại tải trọng thử	122
11.3.6.	Số liệu tải trọng dư - thời gian	122
11.3.7.	Số liệu chuyển vị - thời gian tại tải trọng dư	122
11.3.8.	Chiều dài dây neo tự do biểu kiến	123
11.3.9.	Đánh giá các neo	123
11.4.	Các thí nghiệm chấp nhận ở hiện trường	123
11.4.1.	Khái quát	123
11.4.2.	Các tải trọng thử	123
11.4.3.	Số liệu tải trọng - chuyển vị	123
11.4.4.	Số liệu tải trọng thử - thời gian	125
11.4.5.	Số liệu chuyển vị - thời gian tại tải trọng thử	125
11.4.6.	Số liệu tải trọng dư - thời gian	125
11.4.7.	Số liệu chuyển vị - thời gian tại tải trọng dư	125
11.4.8.	Chiều dài dây neo tự do biểu kiến	126
11.4.9.	Đánh giá các neo	126
11.4.10.	Tương tác của các neo	126
11.4.11.	Các bu lông trong đá	126

11.5.	Quan trắc ứng xử khi khai thác của neo	126
11.5.1.	Các yêu cầu chung	126
11.5.2.	Sự cần thiết của quan trắc	128
11.5.3.	Độ dài và tần suất quan trắc	129
11.5.4.	Phạm vi quan trắc	129
12.	Duy tu	130
12.1.	Các biện pháp phòng ngừa	130
12.2.	Các biện pháp sửa chữa	130
12.3.	Các yêu cầu thay thế khi khai thác	130
12.4.	Tháo dỡ sau khi khai thác	130
12.5.	Ghi chép	131
13.	Các khía cạnh pháp luật	131
13.1.	Nghĩa vụ luật pháp	131
13.2.	Sự lấn chiếm ở dưới bất động sản bên cạnh	132
13.2.1.	Khái quát	132
13.2.2.	Cho phép đi qua	132
13.2.3.	Quyền đi qua	132
13.2.4.	Sự chấp thuận và bảo đảm bồi thường	132
13.3.	Nghĩa vụ pháp lý về ô nhiễm	132
13.3.1.	Nghĩa vụ pháp lý và các yêu cầu	132
13.3.2.	Ô nhiễm nước ngầm	132
13.3.3.	Tiếng ồn	132
13.4.	Các quy định về pháp luật	132
Phụ lục		
A	Chỉ dẫn các nghiên cứu tiếp theo	133
B	Phương pháp thiết kế dựa trên cơ sở các nguyên tắc trạng thái giới hạn	136
C	Các biểu ghi chép	140
D	Ổn định chung	144
E	Thử nước và phun vữa trước	178
F	Giao diện đất/ vữa	180
G	Giao diện vữa / dây neo	193
H	Các giá trị E của dây neo	201
J	Ăn mòn	202
K	Bảo vệ chống ăn mòn	209
L	Các hộp tải trọng	214
M	Quan trắc và thí nghiệm	216
N	Sức khỏe và an toàn	228
P	Tài liệu tham khảo	229

0. GIỚI THIỆU

Trong những năm gần đây, các áp dụng mới về hệ thống neo đất đã tiếp tục xuất hiện thường xuyên và ngày nay các neo này có thể được phối hợp với tường chắn, ụ khô, đập, bể chứa nước, đê bê tông trọng lực, các toà nhà cao tầng, cầu treo hoặc vòm, mái treo, thử tải cọc và bản, tháp thông tin, cột ăngten, cầu nhảy trượt băng, ổn định vách đá tầng lò lộ thiên, cột, hầm, hang ngầm, đường ống và đàn khoan dầu (Littlejohn 1982b).

Sự phát triển trong thi công neo có thể còn mạnh mẽ hơn và được gọi tên như nhiều bầu, điểm mắt mát, thân thẳng, ống chịu nén, bản đỡ, bản xoay, xoắn ốc nhiều tầng, màng căng, nêm hoặc gối mở rộng, khoan liên tục, ống măng sét, mũ cao su và phụt cao su, chúng cho thấy số lượng các kỹ thuật hiện đang có.

Điều phải xem xét là nếu duy trì được các đặc tính tin cậy, thì người kỹ sư thực hành sẽ yêu cầu đánh giá hệ thống neo về mặt kỹ thuật, ngoài ra phải so sánh thường xuyên trên cơ sở chi phí và thời hạn của hợp đồng. Cần phải có hiểu biết chi tiết về đất, nó có thể đòi hỏi khảo sát bổ sung và một thiết kế đúng đắn có liên quan đến các tải trọng tĩnh và động, vị trí neo, chiều dài truyền tải trọng và ổn định tổng thể. Cần nhớ rằng, xu hướng hiện nay đang vươn tới thiết kế theo trạng thái giới hạn, cần phải kể đến tải trọng và biến dạng đi kèm dưới các điều kiện khai thác, cũng như cơ chế phá hoại phát triển khi phá hoại. Đối với các công trình tạm thời và lâu dài, bảo vệ chống ăn mòn cần được áp dụng thích hợp với hoàn cảnh cụ thể.

Xét về thi công neo, tầm quan trọng của các thao tác lành nghề không nên quá nhấn mạnh, do chất lượng của công nhân ảnh hưởng rất lớn đến đặc tính tiếp theo. Yếu tố công nhân sẽ hạn chế khả năng dự báo đặc tính neo một cách chính xác, duy nhất trên cơ sở các nguyên tắc thực nghiệm và số liệu khảo sát đất.

Do đó ghi chép và kiểm tra chất lượng được đặc biệt kiến nghị cho từng neo trong giai đoạn thi công và khi được lắp đặt, phải thử tải trọng ban đầu lớn hơn tải trọng làm việc được yêu cầu và sau đó kiểm tra tải trọng dư sau một thời gian khai thác ngắn. Bằng cách đó, an toàn và khả năng làm việc đạt yêu cầu của từng neo sẽ được đảm bảo. Nên tham khảo khoản 11 của tiêu chuẩn này về các kiến nghị về khả năng làm việc của neo và những bộ phận của neo có liên quan đến sử dụng chúng.

1. PHẠM VI

Tiêu chuẩn này cung cấp các kiến nghị và chỉ dẫn về hệ thống neo đất và đá kiểu phun vữa hoặc cơ học, chủ yếu là các neo căng sau để đáp ứng xu hướng và nhu cầu sử dụng hiện nay trong công nghiệp xây dựng, đối với những neo bị động đã có nhiều chỉ dẫn khác.

Các cọc chịu kéo, khối neo, đất có cốt và đinh đất (soil nailing) không được đề cập trong tiêu chuẩn này do đã được đề cập trong Tiêu chuẩn xây dựng No.2(1951)* BS 8004 và trong phạm vi của Hội đồng CSB/56 của Viện Tiêu chuẩn Anh. Ngoài ra, các neo được đóng của loại duck-bill đất được sử dụng với mục đích tạm thời cũng không đề cập đến trong tiêu chuẩn này.

Trong quan hệ đến neo đất mà tiêu chuẩn này đề cập đến, nó còn cung cấp các chỉ dẫn và kiến nghị về các yêu cầu khảo sát đất và hiện trường, các phương pháp và nguyên lý thiết kế, vấn đề ăn mòn, các biện pháp bảo vệ, kỹ thuật xây dựng và kiểm tra chất lượng, trình tự căng kéo, thí nghiệm các bộ phận neo và lắp đặt toàn bộ, các yêu cầu nghiệm thu, duy tu khi khai thác và những vấn đề về luật pháp. Ngoài ra, còn nêu bình luận về các nguy hiểm cho sức khoẻ và an toàn có liên quan.

Tiêu chuẩn này nhằm cung cấp một số vấn đề quan trọng nhất, tuy nhiên do hiểu biết hạn chế của chúng ta hiện nay nên không thể cung cấp một chỉ dẫn chắc chắn cho một trường hợp riêng biệt, tình trạng này đã được lưu ý với hy vọng sẽ được các cơ quan nghiên cứu chú ý tới (xem phụ lục A).

Một thư mục các trích dẫn chi tiết trong nội dung tiêu chuẩn và các ấn phẩm có liên quan khác đã được trình bày trong phụ lục P.

Chú ý :

1 : Ba ấn phẩm tổng quan của Littlejohn và Bruce (1977), CIRIA (1980) và Hobst, Zajic (1983) đã được đề nghị để nghiên cứu.

2 : Tên các ấn phẩm đã trích dẫn trong tiêu chuẩn được liệt kê ở cuối sách.

2. CÁC ĐỊNH NGHĨA

Theo mục đích của tiêu chuẩn này, các định nghĩa cho trong BS 6100 : Phần 1.6 được áp dụng cùng với sau đây:

2.1. Độ chính xác

2.1.1. Độ chính xác tuyệt đối

Sự sai lệch so với giá trị thực, nghĩa là khi có thiết bị đo đạc đã được kiểm định so

với các dụng cụ trọng lượng tĩnh hoặc các máy đặt tải có độ chính xác đã biết.

2.1.2. Độ chính xác tương đối

Sự sai lệch so với giá trị đo được, nghĩa là sai số trong phép đo khi các thay đổi nhỏ trong tải trọng hoặc chuyển vị được quan trắc theo thời gian.

2.2. Neo (anchorage)

2.2.1. Neo đất

Một lắp đặt có khả năng truyền tải trọng kéo được đặt vào đến một lớp đất chịu tải. Sự lắp đặt này về cơ bản bao gồm một đầu neo, chiều dài neo tự do và bầu neo (xem hình 1 a, b, c, d).

2.2.2. Neo lâu dài

Một lắp đặt được đòi hỏi để đảm bảo khả năng khai thác ổn định và đạt yêu cầu của kết cấu lâu dài hoặc hố đào được chống giữ (xem bảng 2).

2.2.3. Neo tạm thời

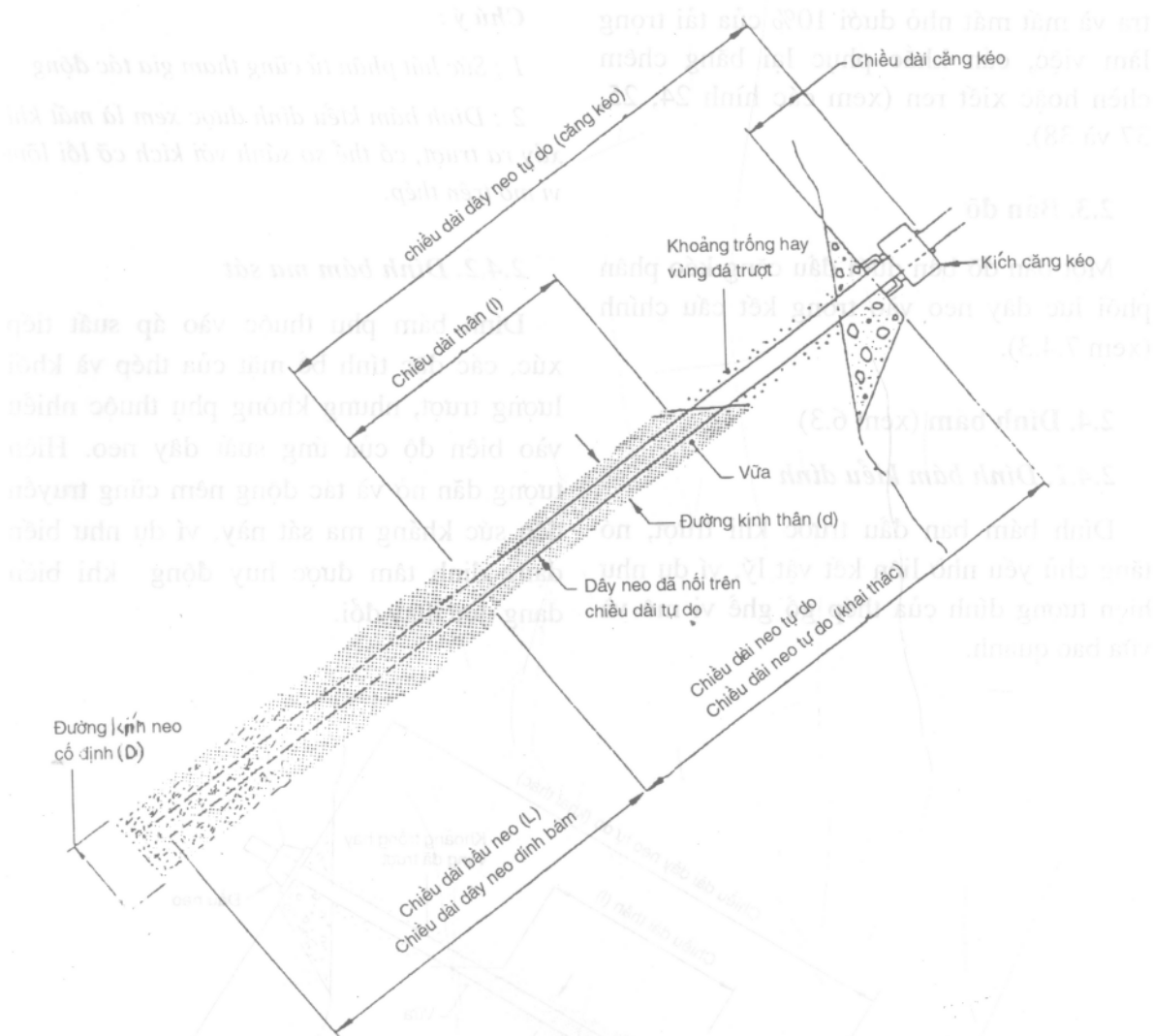
Một lắp đặt thường được dùng trong giai đoạn thi công của một dự án để chịu lực trong khoảng thời gian ngắn đã biết, thường nhỏ hơn 2 năm (xem bảng 2).

2.2.4. Neo

Thuật ngữ được dùng riêng trong tiêu chuẩn này để biểu thị một bộ phận của neo, ví dụ đầu neo và chiều dài neo tự do.

2.2.5. Đầu neo

Bộ phận này của neo đất có khả năng truyền tải trọng kéo từ dây neo đến bề mặt đất hoặc kết cấu đòi hỏi chống đỡ (xem 7.4).



Hình 1a: Neo tạm thời điển hình trong đất trong khi căng kéo

2.2.6. Đầu neo kiểu kéo lại được

Một đầu neo có tất cả các đặc tính của đầu căng kéo lại được (xem 2.2.8) và ngoài ra cho phép dây neo kéo lại theo cách không chế được tại bất cứ thời điểm nào trong thời gian sống của kết cấu.

2.2.7. Đầu neo kiểu tiêu chuẩn

Một đầu neo được thiết kế cho phép tải trọng dây neo tăng hoặc giảm trong phạm vi $0\% f_{pu}$ đến $80\% f_{pu}$ (xem 2.8) và đo được,

khi cần tuân theo các yêu cầu của thí nghiệm để chấp nhận. Điều kiện thuận lợi này có được trong giai đoạn căng kéo ban đầu. Nếu dây neo được cắt bên ngoài đầu neo thì các đo đạc hoặc điều chỉnh khác là không thực hiện được.

2.2.8. Đầu neo kiểu căng kéo lại được

Một đầu neo có tất cả các đặc tính của đầu neo tiêu chuẩn (xem 2.2.7) và ngoài ra cho phép dây neo, trong suốt thời gian sống của kết cấu, đo đạc được bằng nâng kiểm

tra và mất mát nhỏ dưới 10% của tải trọng làm việc, cần khắc phục lại bằng chèn chèn hoặc xiết ren (xem các hình 24, 25, 37 và 38).

2.3. Bản đồ

Một bản đồ bên dưới đầu căng kéo phân phối lực dây neo vào trong kết cấu chính (xem 7.4.3).

2.4. Dính bám (xem 6.3)

2.4.1. Dính bám kiểu dính

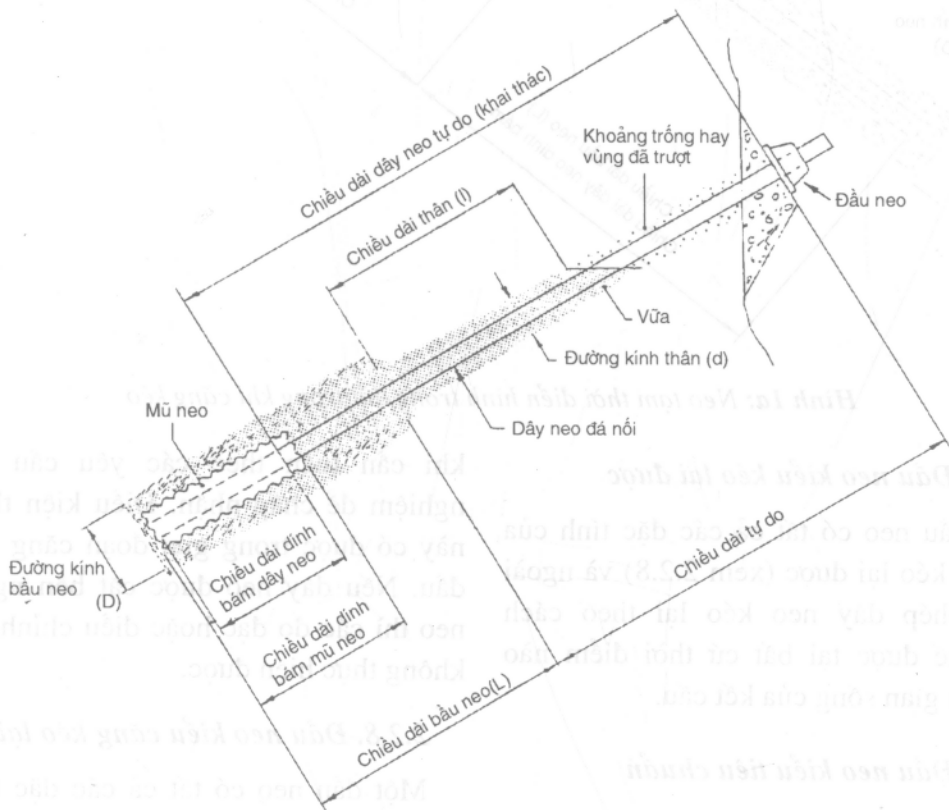
Dính bám ban đầu trước khi trượt, nó tăng chủ yếu nhờ liên kết vật lý, ví dụ như hiện tượng dính của thép gỗ ghề vì mô và vữa bao quanh.

Chú ý :

- 1 : Sức hút phân tử cũng tham gia tác động
- 2 : Dính bám kiểu dính được xem là mất khi xảy ra trượt, có thể so sánh với kích cỡ lỗ lổm vì mô trên thép.

2.4.2. Dính bám ma sát

Dính bám phụ thuộc vào áp suất tiếp xúc, các đặc tính bề mặt của thép và khối lượng trượt, nhưng không phụ thuộc nhiều vào biên độ của ứng suất dây neo. Hiện tượng dẫn nở và tác động nê cũng truyền đến sức kháng ma sát này, ví dụ như biến dạng định tâm được huy động khi biến dạng dọc thay đổi.



Hình 1b: Neo điển hình trong đất có bảo vệ phần neo cố định

2.5. Đường kính lỗ khoan

Đường kính lỗ khoan được giả thiết trong thiết kế cho chiều dài tự do và chiều dài bầu trước khi tạo bất cứ sự mở rộng nào.

2.6. Bao vữa

Vữa được đóng bao trước dùng cho các bu lông trong đá. Các bao này có các cỡ khác nhau, một hoặc hai thành phần, dựa trên xi măng hoặc cao su.

2.7. Cơ cấu định tâm

Các dụng cụ để giữ dây neo đúng tâm trong lỗ khoan (xem 7.3.5 và các hình 13 và 14) hoặc bên trong mũ neo.

2.8. Độ bền đặc trưng

Giá trị độ bền khối lập phương của vữa hoặc bê tông (f_{cu}) hoặc tải trọng giới hạn của dây neo căng trước (f_{pu}), dưới không

nhều hơn 5% của kết quả thí nghiệm phá hoại.

2.9. Bầu neo chịu nén

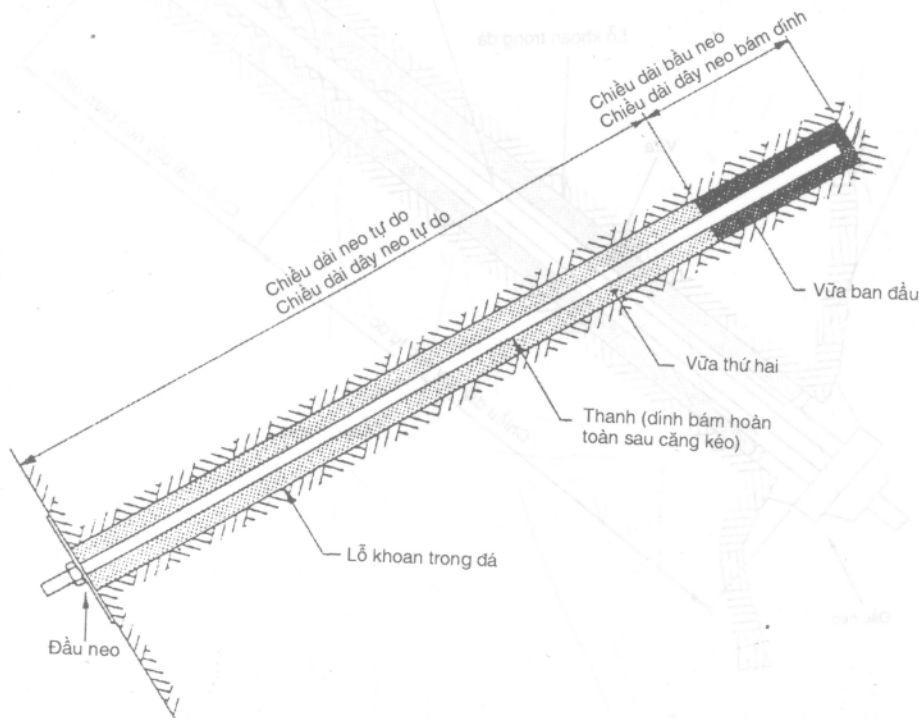
Một bầu neo trong đó lực kéo được truyền đến đầu phía xa của chiều dài bầu neo.

Chú ý : Cơ cấu truyền này có thể có một số dạng nhưng phổ biến nhất là hoặc đệm bản tại đầu phía xa hoặc ống đồng tâm được giữ tương tự tại đầu phía xa. Nó đôi khi được xem như một neo ống chịu nén.

2.10. Đảo

Đảo là chuyển dịch của bất cứ phần tử nào của bầu neo theo thời gian dưới tải trọng dây neo không đổi.

Chú ý : Đảo có thể xảy ra tại cả hai giao diện vữa/dây neo và đất/vữa.



Hình 1c: Bu lông trong đá điển hình dính bám hoàn toàn trên suốt chiều dài dây neo tự do

2.11. Mất bám dính

Sự mất dính bám kiểu dính và dính bám kiểu ma sát tại các giao diện vữa/dây neo và đất/vữa.

2.12. Sự tách rời

Sự tách rời của các bộ phận khi dây neo bị tách khỏi đất bao quanh vì mỡ và vỏ bọc. Thuật ngữ này cũng liên quan đến sự hư hỏng trong các phần nhỏ của bầu neo đã phun vữa hoặc mũ neo do sự có mặt của các cơ cấu đệm hoặc định tâm, đã cản trở dòng vữa trong quá trình phun hoặc tạo thành các

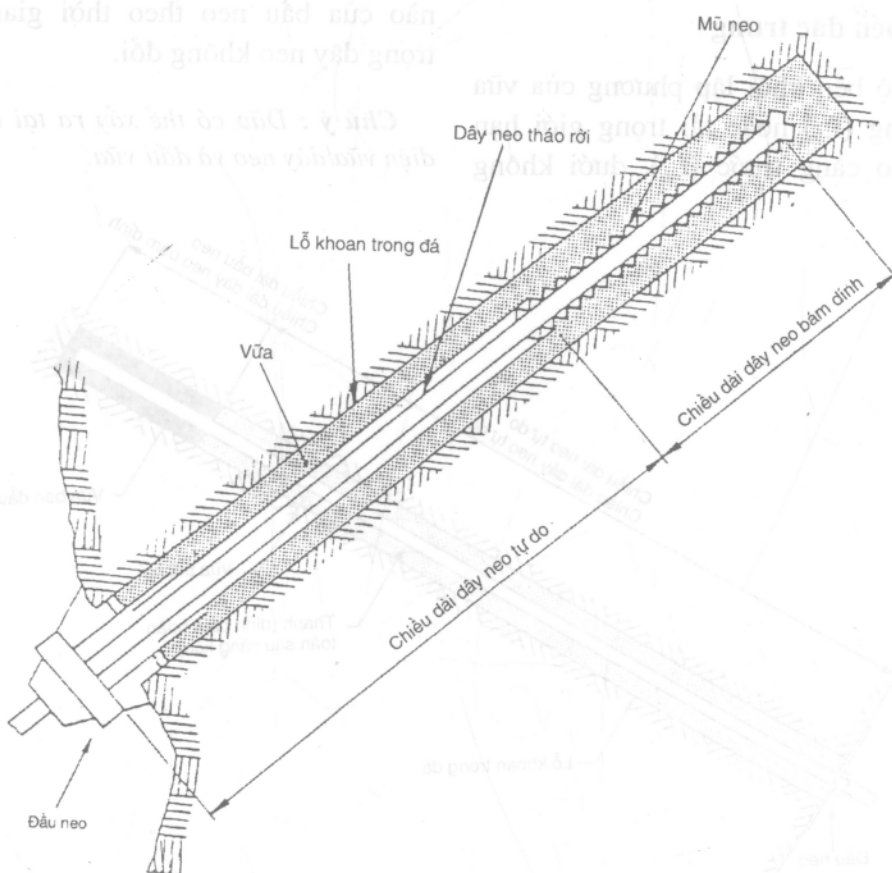
biên giả tạo, do đó đã tạo nên một môi trường không liên tục.

2.13. Phía xa

Ở xa nhất kể từ đầu neo

2.14. Bầu neo truyền ứng suất đã được phân bố

Một bầu neo gồm nhiều các dây đã tách rời có các chiều dài khác nhau, mỗi cái chỉ được nối tại đầu phía xa của chúng, và tải trọng dây neo bắt buộc phải truyền đến đất qua các chiều dài rời rạc phân bố đều tại các khoảng dọc theo chiều dài bầu neo.



Hình 1d: Neo điển hình trong đá, không dính bám trên suốt chiều dài dây neo tự do, có bảo vệ neo cố định

2.15. Ống bọc

Một ống hoặc lớp phủ được dùng trong bảo vệ chống ăn mòn, thực tế hiện này thường là nhựa nửa cứng và có thể là trơn hay gập nếp.

Một lỗ được tạo trước.

2.16. Mũ neo

Một bảo vệ chống ăn mòn được tạo hình trước dùng cho chiều dài dính bám của dây neo.

2.17. Mở rộng

Một gia tăng đồng tâm cục bộ trong đường kính lỗ khoan ở chiều dài của bầu neo (xem 6.2.2.5).

Chú ý : Nó còn được gọi là bầu mở rộng hoặc chuông.

2.18. Vữa

2.18.1. Vữa xi măng

Vữa làm từ các sản phẩm xi măng như đã định nghĩa trong 7.1.1.

2.18.2. Vữa ban đầu

Vữa được đổ hoặc phun trước hoặc sau khi đưa dây neo vào trong lỗ và trước khi căng kéo, để gắn bầu neo vào đất bao quanh.

2.18.3. Vữa cao su

Vữa được làm từ các vật liệu phù hợp với các yêu cầu của 7.2.1.

2.18.4. Vữa thứ hai

Vữa được phun sau khi căng kéo để liên kết, hoặc bảo vệ chiều dài tự do của dây neo.

Chú ý : Với sự phát triển của các neo loại căng kéo lại được, khi chiều dài tự do đã được

tách rời, do bọc mờ hay bọc vỏ, có thể thực hiện phun toàn bộ trong một giai đoạn bằng vữa ban đầu.

2.19. Hydrofracturing

Quá trình phun vữa áp lực cao trong lỗ khoan gây ra sự nứt nẻ đất bên cạnh lỗ làm cho vữa lan truyền rộng rãi trong các kẽ nứt theo cách không đồng đều (xem 6.2.2.4 và 10.4.4)

2.20. Chiều dài

2.20.1. Chiều dài bầu neo

Chiều dài được thiết kế của neo, trên nó tải trọng kéo có thể truyền đến đất bao quanh (xem các hình 19 và 22).

Chú ý : Nó có thể chính là chiều dài dính bám dây neo.

2.20.2. Chiều dài neo tự do

Khoảng cách giữa đầu phía gần của bầu neo và đầu neo.

2.20.3. Chiều dài dây neo tự do biểu kiến

Được tính toán từ số liệu tải trọng/chuyển vị đàn hồi theo thí nghiệm (xem 11.2.9) để chỉ chiều dài của dây neo đã thể hiện tách rời hoàn toàn đối với đất hoặc vữa bao quanh.

2.20.4. Chiều dài dính bám mũ neo

Chiều dài chung của chu vi ngoài của mũ neo, được dính bám vào vữa xung quanh trong trường hợp một neo đã được bảo vệ.

2.20.5. Chiều dài thân

Chiều dài của lỗ được lấp vữa phía trước đầu phía gần của neo cố định. Vữa thường được đổ trước khi căng kéo và do vậy có khả năng huy động được sức kháng nhỏ.

2.20.6. Chiều dài dây neo tự do

Chiều dài được thiết kế của dây neo đã được tách rời khỏi đất hoặc vữa xung quanh khi căng kéo.

Chú ý : Trong thao tác căng kéo ban đầu, chiều dài dây neo tự do có thể mở rộng nhờ chiều dài căng kéo, phụ thuộc vào kiểu của hệ thống căng kéo đã được dùng (xem hình 1a).

2.20.7. Chiều dài dính bám dây neo

Chiều dài của dây neo được dính bám trực tiếp vào vữa và có khả năng truyền tải trọng kéo đặt vào.

2.21. Tải trọng

2.21.1. Tải trọng nâng lên

Tải trọng nhỏ nhất quan trắc được trong một thao tác căng kéo lại, cho phép mở một êcu hãm trên dây neo kiểu thanh hoặc tạo ra một khe hở hoặc độ nâng (xem 10.6.3.2) trong trường hợp dây neo kiểu sợi hay cáp.

2.21.2. Tải trọng khoá

Tải trọng truyền đến đầu neo ngay sau khi hoàn thành thao tác căng kéo.

2.21.3. Tải trọng thử

Tải trọng thí nghiệm lớn nhất mà neo phải chịu trong giai đoạn căng kéo ban đầu.

2.21.4. Hệ số tải trọng thử

Tỷ số giữa tải trọng thử và tải trọng làm việc (xem bảng 2)

2.21.5. Tải trọng dư

Tải trọng giữ lại trong neo tại mọi thời điểm khi khai thác.

2.21.6. Khả năng giữ tải trọng giới hạn

Tải trọng nhỏ nhất (T_r) gây ra sự mất cân bằng trong một phần hoặc toàn bộ neo đất (xem 6.2.1).

Chú ý : Khả năng giữ tải trọng giới hạn cũng được xem là khả năng chịu nhổ.

2.21.7. Tải trọng làm việc

Tải trọng an toàn (T_w) của neo.

2.22. Neo cơ học

Một cơ cấu cơ học được gắn vào đầu phía xa của một bu lông trong đá, khi nó được mở rộng về các mặt của lỗ khoan, tạo ra ma sát để cung cấp khả năng chống lại tải trọng kéo.

2.23. Liên kết cơ học

Dính bám tương tự với liên kết cơ học vì mô nhưng ở mức độ lớn hơn nhiều, như độ bền cắt của vữa được huy động đối với các chỗ bất thường lớn của dây neo, ví dụ như, gân hoặc xoắn vặn (xem 6.3.2).

2.24. Tạo nút

2.24.1. Tạo nút dây neo

Khi một dây neo bao gồm một số cáp hoặc sợi thì khoảng hở được không chế bằng các cơ cấu đệm, có thể giảm khoảng cách giữa các đơn vị dây neo tại một điểm trung gian giữa các cơ cấu đệm dọc theo chiều dài dính bám dây neo bằng cách sử dụng các cơ cấu đệm nhỏ hơn hoặc bằng cách buộc các sợi lại với nhau. Việc giảm đường kính dây neo tại các điểm trung gian tạo ra hiệu quả sóng hoặc tạo nút nói chung, nó sẽ cải thiện liên kết cơ học.

2.24.2. Tạo nút cáp (strand noding)

Việc tạo nút cáp được hình thành bằng cách không duỗi thẳng các sợi xoắn ốc, gắn một đệm thép nhỏ bao quanh lõi hoặc sợi chủ sao cho khi các sợi bị xoắn này quay trở lại lớp cũ của chúng, các sợi này giữ nguyên

sự riêng biệt. Cáp hoặc các nút cục bộ được tạo thành tại các khoảng đều nhau dọc theo chiều dài dính bám dây neo nhằm cải thiện liên kết cơ học.

2.25. Ăn mòn điểm

Điều kiện và mức độ ăn mòn vào trong thép từ bề mặt là lớn hơn nhiều so với mức độ tấn công song song với bề mặt thép. Tỷ số bề rộng/độ sâu của nó bằng một thường được ghi nhận cho một hốc ăn mòn (xem J.2.3).

2.26. Bảo vệ

Các thành phần của neo có thể được bảo vệ vật lý bằng một hoặc hơn các màng ngăn không thấm liên tục chống ăn mòn. Chúng thường được mô tả là bảo vệ đơn hoặc kép (xem 7.3.4) tương ứng khi áp dụng một hoặc hai màng ngăn vật lý.

2.27. Phía gần

Ở gần nhất so với đầu neo

2.28. Gia cường

2.28.1. Gia cường chính

Thuật ngữ dùng cho các neo đá được lắp đặt trong các hố đào ngầm để giữ sự ổn định chung của hố đào đó.

2.28.2. Gia cường thứ yếu

Thuật ngữ dùng đối với các neo đá (các bu lông trong đá có sức chịu tải nói chung thấp) được lắp đặt trong các hố đào ngầm để khắc phục các vấn đề ổn định cục bộ, ví dụ sự vỡ vụn hoặc không ổn định bề mặt.

Gia cường thứ yếu có thể được dùng như gia cường độc lập hoặc phối hợp với gia cường chính.

2.29. Chùng

Việc giảm ứng suất hoặc tải trọng theo thời gian khi dây neo được giữ có biến dạng không đổi (xem 7.3.2.4.2).

2.30. Cao su

2.30.1. Neo cao su

Một lớp đặt khi cao su, chủ yếu là polyester, được dùng để truyền tải trọng từ dây neo đến đất, đặc biệt khi yêu cầu căng kéo nhanh.

2.30.2. Neo kiểu cao su một tốc độ toàn cột

Một neo cao su có thanh dính bám hoàn toàn và không thích hợp để căng kéo tiếp theo.

2.30.3. Neo kiểu cao su hai tốc độ

Một neo cao su sử dụng các bao cao su đồng cứng nhanh và chậm, cho phép căng kéo lại thanh đó đối với vùng neo cố định đồng cứng nhanh và sau đó được dính bám hoàn toàn bằng cách lấp đầy cao su đồng cứng chậm vào phần còn lại của lỗ.

2.31. Bu lông trong đá

Một dạng đặc biệt của neo đất được kéo khi lắp đặt, có một thanh thép hoặc bằng vật liệu thích hợp khác được cố định trong đá (xem hình 1c).

2.32. Chốt đá

Một dạng đặc biệt của neo đất không kéo, có một thanh thép hoặc vật liệu thích hợp khác được cố định trong đá.

2.33. Hệ số an toàn

Tỷ số giữa sức chịu tải giới hạn và tải trọng làm việc được dùng cho thiết kế (xem bảng 2)

2.34. Vỏ bọc

Một lớp vỏ nhựa mềm cho dây neo.

2.35. Ma sát thành bên

Thuật ngữ được dùng phổ biến trong thực tế để định nghĩa giá trị dính bám giới hạn tại giao diện đất/ vữa của neo cố định (xem 6.2).

2.36. Tỷ số độ mảnh

Độ sâu theo chiều đứng (hoặc khoảng cách vuông góc đối với các mái dốc đứng) kể từ mặt đất đến đỉnh của bầu neo chia cho đường kính của nó đối với các neo nghiêng xuống.

2.37. Cơ cấu đệm

Trong các dây neo nhiều đơn vị, các cơ cấu đệm đảm bảo sự tách biệt giữa các thành phần riêng lẻ của dây neo (xem 7.3.6).

2.38. Đầu căng kéo

Thành phần của tổ hợp đầu neo để gắn dây neo vào đầu neo, ví dụ như êcu của bu lông trong đá hoặc bản thép có các lỗ thon dần để chứa các nêm trong trường hợp dây neo kiểu sợi hoặc cáp (xem 7.4.2).

2.39. Dây neo

Bộ phận của neo có khả năng truyền tải trọng kéo từ phần bầu neo đến đầu neo (xem 7.3).

2.40. Ống măng sét

Thiết bị dùng cho phun vữa hoặc phun vữa lại áp lực cao nhiều đợt dọc theo chiều dài neo cố định (xem 6.2.2.4 và 10.4.2.2).

2.41. Hệ số đồng nhất

Tỷ số của D_{60} và D_{10} , ở đây D_{10} là cỡ mà 10% (theo trọng lượng) của mẫu thử chứa

các hạt có đường kính nhỏ hơn và D_{60} là kích cỡ hạt tương đương cho 60% của mẫu thử.

3. CÁC KÝ HIỆU

Các ký hiệu sau đây được sử dụng trong tiêu chuẩn này

Ký hiệu	Mô tả	Đơn vị
A	Tỷ số của áp suất tiếp xúc tại giao diện bầu neo /đất đối với áp suất lớp đất phủ có hiệu trung bình	
A _t	Diện tích tiết diện ngang của dây neo	mm ²
B	Hệ số sức chịu tải tương đương với $N_q/1.4$	-
C _a	Lực dính thân	kN/m ²
C _p	Phản lực đối với lực dính của tường	kN
C _u	Độ bền chịu cắt không thoát nước	kN/m ²
C _{ub}	Độ bền chịu cắt không thoát nước tại đầu phía gần của bầu neo	kN/m ²
C _{us}	Độ bền chịu cắt không thoát nước trung bình trên suốt chiều dài thân	kN/m ²
c	Lực dính của đất	kN/m ²
c'	Lực dính có hiệu của đất	kN/m ²
D	Đường kính bầu neo hoặc mở rộng	m
D _r	Mật độ tương đối	%
d	Đường kính của thân hoặc chỗ thắt giữa các chỗ mở rộng	m

E	Mô đun đàn hồi	kN/m ²	N	Số nhát búa cho mỗi 0,3m hoặc lực tác động vuông góc với bề mặt phá hoại	-
E _c	Mô đun đàn hồi của bê tông hoặc vữa	kN/m ²	N _x , N _y	Số lượng các neo	-
E _R	Mô đun đàn hồi của đá	kN/m ²	N _c	Hệ số sức chịu tải	-
E _s	Mô đun đàn hồi của cáp thép	kN/mm ²	N _q	Hệ số sức chịu tải	-
E _i	Mô đun đàn hồi của dây neo thép	kN/mm ²	n	Hệ số thực nghiệm liên quan đến kỹ thuật lắp đặt neo và các điều kiện đất	-
f	Hệ số ma sát (f = tang Φ')	-	q	Gia tải	kN/m ²
f _{cu}	Độ bền chịu nén đặc trưng của bê tông hoặc vữa	N/mm ²	P _a	Lực đất chủ động	kN
f _{pu}	Độ bền chịu kéo đặc trưng của dây neo	kN	P _l	Giới hạn dẻo	%
f _s	Hệ số có hiệu đối với độ bền chịu cắt không thoát nước dọc theo thân	-	P _n	Lực đất chủ động danh định	kN
f _u	Hệ số có hiệu đối với độ bền chịu cắt không thoát nước dọc theo bầu neo có mở rộng	-	P _p	Lực đất bị động	kN
H	Độ sâu đào	m	pH	Độ axit hoặc kiềm	-
h	Độ sâu đến đỉnh của bầu neo	m	p _i	Áp lực phun vữa	kN/m ²
h _r	Độ sâu của đá tính đến bầu neo (được đo dọc theo trục của neo khi neo nghiêng)	m	R	Lực kháng tác động trên bề mặt phá hoại	kN
l _c	Chỉ số mật độ	-	R _n	Lực kháng danh định tác động trên bề mặt phá hoại	kN
K	Hệ số áp lực đất	-	S	Sức kháng cắt tác động tiếp tuyến với bề mặt phá hoại	kN
K ₀	Hệ số áp lực đất tĩnh	-	S _f	Hệ số an toàn tải trọng	-
K _A	Chuyển vị dãn	mm	T	Lực neo	kN
k _w	Hệ số thấm của đất	m/s	T _f	Sức chịu tải giới hạn của neo	kN
L	Chiều dài bầu neo	m	T _k	Tải trọng hạn chế đối với dãn được chấp nhận	kN
L _L	Giới hạn chảy	%	T _{lo}	Tải trọng trong neo khi khoá	kN
l	Chiều dài thân	m	T _{ll}	Tải trọng dư dài hạn trong neo	kN
m	Hàm lượng độ ẩm tự nhiên của đất	%	T _n	Thành phần lực neo tác động vuông góc với mặt phá hoại	kN
			T _t	Tải trọng thử mà neo được thí nghiệm hoặc thành phần của lực neo tác động tiếp tuyến với mặt phá hoại	kN

T_w	Tải trọng làm việc của neo	kN	ΔL	Bề rộng của cột đất trên mặt trượt	m
T_x	Tải trọng trong neo tại đó chuyển vị dây neo (do được tại đầu neo) khi căng lại cắt với đường cong chuyển vị khi dỡ lực căng trước đó	kN	ΔW	Trọng lượng bản thân của cột đất trên mặt trượt	kN
T_y	Độ bền chảy của dây neo	kN	ΔW_n	Thành phần trọng lượng bản thân của cột đất vuông góc với mặt trượt	kN
t	Thời gian	phút	ΔW_t	Thành phần trọng lượng bản thân của cột đất tiếp tuyến với mặt trượt	kN
V_c	Thể tích của côn đá	m^3	$\Delta V_x, \Delta V_y$	Thể tích của các côn giao nhau	m^3
W	Trọng lượng của nệm hoặc khối trượt	kN	Δ_c	Thể tích của côn đá đơn	m^3
W_n	Thành phần trọng lượng bản thân tác động vuông góc với mặt phá hoại	kN	Δ_e	Chuyển vị đàn hồi của dây neo tại tải trọng dư ban đầu	mm
W_0	Trọng lượng bản thân gây lật	kN	Δ_x	Chuyển vị của dây neo tại đầu neo ở tải trọng X	mm
W_s	Trọng lượng bản thân ổn định	kN	Δ_{xe}	Chuyển vị đàn hồi của dây neo tại đầu neo ở tải trọng X	mm
W_t	Thành phần trọng lượng bản thân tác động tiếp tuyến với bề mặt trượt	kN	Δ_{xp}	Chuyển vị lâu dài của dây neo tại đầu neo ở tải trọng X	mm
α	Hệ số lực dính	-	θ	Góc nghiêng của neo	độ
β	Góc nghiêng của mặt phẳng có khả năng phá hoại	độ	τ	Độ bền chịu cắt của đá	kN/m^2
γ	Trọng lượng đơn vị của đất	kN/m^3	τ_M	Ma sát thành bên lý thuyết	kN/m^2
γ_n	Hệ số an toàn riêng phần cho các tải trọng	-	τ_s	Ma sát thành bên dài hạn	kN/m^2
γ_m	Hệ số an toàn riêng phần cho độ bền của các vật liệu	-	τ_{ult}	Lực dính bám hoặc ma sát bên giới hạn tại giao diện đá/vữa	kN/m^2
γ_w	Trọng lượng đơn vị của nước	kN/m^3	τ_x	Ứng suất dính bám hoặc ma sát thành bên huy động được tại giao diện đá/vữa tại khoảng cách x kể từ đầu phía gần của bầu neo	kN/m^2
δ	Góc ma sát của tường	độ	σ'	Áp lực phụ thêm có hiệu trung bình bên cạnh bầu neo	kN/m^2
δ_u	Khoảng cách giữa các bầu mở rộng	m			
δ_w	Độ lún sau tường	mm			
Δ	Chuyển vị đỉnh hoặc chuyển vị bầu neo	mm			

σ'_E	Ứng suất có hiệu vuông góc với đầu phía gần của bấu neo	kN/m ²
σ_{gw}	Áp lực thuỷ tĩnh nước ngầm	kN/m ²
σ_{sr}	Ứng suất do phản lực đất	kN/m ²
σ_{tw}	Ứng suất do tải trọng làm việc của neo	kN/m ²
σ'_v	Áp lực lớp đất phủ có hiệu trung bình bên cạnh bấu neo	kN/m ²
ϕ'	Góc có hiệu của sức kháng cát	độ
ϕ'_n	Góc có hiệu danh định của sức kháng cát	độ

4. TRÁCH NHIỆM

Để đảm bảo rằng các neo đất làm việc đạt yêu cầu trong “thời gian sống” dự kiến của chúng, mức độ an toàn và biến dạng dưới các điều kiện tải trọng thích hợp cần được đánh giá phù hợp với các yêu cầu thiết kế được đặt ra trong tiêu chuẩn này. Để đảm bảo sự làm việc đạt yêu cầu liên quan đến độ bền, khả năng khai thác và độ an toàn, cần đánh giá chất lượng vật liệu và trình độ công nhân bằng giám sát và thí nghiệm. Cách tiếp cận này tương tự với BS 8110 : 1985.

Bảng 1. Các trách nhiệm thi công và thiết kế được kiến nghị

Thiết kế *	Nhà thầu
(1) Số liệu khảo sát hiện trường cho các neo đất (các lỗ khoan gần các vị trí bấu neo và bên ngoài khu vực làm việc hiện trường, nếu cần thiết) (2) Quyết định sử dụng neo đất, các thí nghiệm và thử nghiệm yêu cầu và cung cấp quy định kỹ thuật (đánh giá rủi ro) (3) Thiết kế tổng thể kết cấu neo, tính toán các lực neo yêu cầu. Định nghĩa các hệ số an toàn sẽ được sử dụng. (4) Định nghĩa thời gian sống của neo (lâu dài/tạm thời) và yêu cầu về bảo vệ chống ăn mòn. (5) Khoảng cách và hướng của neo. Chiều dài neo tự do và tải trọng neo. (6) Hệ thống quan trắc ứng xử của neo, (kết cấu/các neo) và giải thích các kết quả. (7) Giám sát các công việc (kiểm tra bằng thí nghiệm và lấy mẫu). (8) Yêu cầu kỹ thuật về duy tu cho các neo. (9) Chỉ dẫn cho các bên hợp đồng các hạng mục chủ yếu trong triết lý thiết kế, mà cần phải đặc biệt chú ý	(1) Các bộ phận và chi tiết của neo (2) Xác định các kích thước của bấu neo. (3) Khoảng cách neo/hướng chiều dài neo tự do và các tải trọng neo (được người thiết kế thay đổi) (4) Chi tiết hoá hệ thống bảo vệ chống ăn mòn cho neo. (5) Cung cấp và lắp đặt hệ thống quan trắc neo. (6) Khống chế chất lượng các công việc. (7) Duy tu neo theo chỉ đạo của thiết kế.
* Người thiết kế có thể được thuê bởi chủ đầu tư, nhà thầu chính, nhà thầu phụ chuyên ngành hoặc tư vấn. Các thoả thuận mang tính hợp đồng giữa các bên thay đổi theo từng hợp đồng và được quy định trong hồ sơ hợp đồng.	

Các neo đất chỉ là một phần của quá trình thiết kế một kết cấu có neo. Do đó điều quan trọng là các trách nhiệm thiết kế của người thiết kế và nhà thầu neo chuyên nghiệp được quy định đúng đắn trong các hồ sơ hợp đồng. Bảng 1 trình bày sự phân chia thích hợp các trách nhiệm. Bảng này được chuẩn bị trên cơ sở giả thiết rằng chỉ có người thiết kế có cương vị định đoạt việc neo đất sẽ phối hợp với hệ thống đất/kết cấu như thế nào. Người thiết kế cũng là người thích hợp nhất để định đoạt về mức độ rủi ro của việc sử dụng neo đất và là người tiếp nhận sự đồng ý của chủ đầu tư để sử dụng neo đất. Điều ấy rất quan trọng khi xét đến sự phát triển nhanh chóng liên tục và những sáng tạo trong công nghệ lắp đặt neo, nơi mà các phương pháp thiết kế thực nghiệm đang thống trị.

Người thiết kế cũng cần quy định thời gian sống thiết kế của hệ thống bảo vệ chống ăn mòn. Điều đó sẽ giúp khẳng định tính nhất quán trong các đề nghị của các hồ sơ đấu thầu cho công trình này.

Người thiết kế cũng cần xem xét mọi vấn đề nằm ngoài khả năng và kinh nghiệm của mình, khi đó người thiết kế cần phải nhanh chóng tìm sự giúp đỡ của các tư vấn chuyên ngành.

Các sự sắp xếp đã được kiến nghị trong bảng 1 là khả thi, nhưng không nên nhấn mạnh vào đó quá nhiều, mà người thiết kế và nhà thầu cần phải làm rõ về trách nhiệm và nhiệm vụ tương ứng của họ và điều đó cần được quy định trong các văn bản hợp đồng

5. KHẢO SÁT HIỆN TRƯỜNG

5.1. Khái quát

Một hệ thống neo đất có thể được yêu cầu :

(a) Như một bộ phận liên quan của giả thiết thiết kế của dự án

(b) Để giải quyết khó khăn phát hiện ra khi khảo sát đất

(c) Như một biện pháp sửa chữa hoặc tăng cường cho một kết cấu hiện có

Thông tin về các điều kiện đất có trong giai đoạn cân nhắc tính khả thi của một hệ thống neo đất sẽ phụ thuộc vào yêu cầu sơ bộ của việc lắp đặt. Số liệu được coi là đủ khi chỉ ra cả tính khả thi và các ưu điểm của một hệ thống neo đó có thể là các thông tin chi tiết cần thiết cho phép thiết kế và thi công chúng một cách an toàn và kinh tế. Hình dạng của neo đất và cách thức hoạt động của nó đòi hỏi sự hiểu biết chi tiết các điều kiện đất tiếp giáp với bầu neo. Các thay đổi nhỏ trong những điều kiện đất có thể xem là quan trọng ở mức độ lớn hơn, ví dụ, so với khi thiết kế móng.

Đất là một thành phần kết cấu của hệ neo đất, do đó cần hết sức chú trọng đến chất lượng của việc khảo sát hiện trường. Sự thiếu các thông tin cần thiết về đất là một nguyên nhân rất phổ biến của các phá hoại neo đơn trong giai đoạn thử tải.

Để các khảo sát đạt yêu cầu tốt nhất, cần thực hiện theo một số các giai đoạn (xem 4.1 của BS 5930 : 1981). Chúng có thể bao gồm như sau :

(a) Nghiên cứu sơ bộ trong phòng và hiện trường

(b) Khảo sát chính trong phòng và hiện trường

(c) Khảo sát trong quá trình thi công

Điểm bắt đầu một chương trình khảo sát rõ ràng phụ thuộc vào số liệu có sẵn tại thời điểm xem xét tính khả thi của một hệ thống neo đất. Tương tự, công việc được đòi hỏi trong bất kỳ một giai đoạn nào sẽ phụ thuộc vào bản chất của dự án. Ví dụ xem xét về một hệ thống bu lông trong đá cho một mái cắt đá có độ sâu hạn chế có thể chủ yếu dựa trên nghiên cứu hiện trường bằng mắt, trong khi đối với một tường chắn lớn có thể yêu cầu giai đoạn khảo sát chính ở hiện trường và trong phòng sẽ còn được đưa vào các giai đoạn sơ bộ và chi tiết.

Sự chấp thuận một chương trình khảo sát theo giai đoạn còn cung cấp các ưu điểm chủ yếu mà các khống chế ở dự án mang tính kinh tế hơn là thời gian. Cần tiến hành thực hiện mỗi giai đoạn sau khi đã xem xét các số liệu hiện có và để làm rõ yêu cầu nghiên cứu.

Cần phải lưu ý rằng, chỉ trừ một vài ngoại lệ, số liệu đòi hỏi cho việc thiết kế an toàn các công trình tạm thời là tương tự như cần cho việc lắp đặt để tạo thành một bộ phận của kết cấu lâu dài.

5.2. Các nghiên cứu sơ bộ trong phòng và hiện trường (xem 4.2 và 4.3 của BS 5930 : 1981)

Cần phải kiểm tra mọi nghiên cứu hiện trường và trong phòng trước đó để đảm bảo nó đã được xem xét ở độ sâu cần thiết và các chi tiết của nó có thể sử dụng được cho thiết kế neo.

Khi bắt đầu công tác neo, cần phải soạn một báo cáo hiện trường trước khi thi công

về điều kiện đất đai ở chung quanh, bao gồm các toà nhà, đường phố và các dịch vụ dưới đất, nếu có. Báo cáo này cần được các bên có liên quan chấp thuận, họ bao gồm chủ đầu tư, người thiết kế, nhà thầu và các chủ đất hoặc người thuê bên cạnh.

5.3. Khảo sát đất

5.3.1. Phạm vi và mức độ khảo sát (xem Chương 10 của BS 5930)

Do có hình dạng rất mảnh, ứng xử của một neo cực kỳ nhạy cảm với các điều kiện đất xung quanh. Ảnh hưởng của sự biến động đất không dự kiến trước trong vùng bầu neo có thể rất nghiêm trọng về cả thời gian và chi phí. Do đó mục đích của việc khảo sát là xác định bằng các biện pháp kinh tế nhất, bản chất của khối đất chịu ảnh hưởng, hoặc gây ảnh hưởng đến sự lắp đặt và ứng xử của các neo đất. Do các neo đất nghiêng cũng được lắp đặt phổ biến như neo đứng, những biến động theo phương ngang trong các đặc trưng của đất cần được khảo sát kỹ càng như những biến động theo phương thẳng đứng, chúng được khảo sát dễ dàng hơn nhiều. Do các phương pháp khảo sát thường theo phương đứng nên một hệ thống neo nghiêng yêu cầu nhiều lỗ khoan hơn so với sử dụng cho các kết cấu khác, đặc biệt trong đất.

Khi chiều dài bầu neo nằm dưới một công trình hiện có, có thể thực hiện các lỗ khoan nghiêng. Trong khi một kỹ thuật như vậy phổ biến đối với đá thì rất khó khăn khi khoan các lỗ khoan khảo sát nghiêng trong đất. Trong trường hợp này cần phải khảo sát bổ sung trước khi thi công neo trong thời gian của hợp đồng (xem 5.8.1).

Số lượng các vị trí được khảo sát và độ sâu đạt đến sẽ phụ thuộc vào loại dự án, kích thước mặt bằng của hiện trường (ở đây nó được định nghĩa bao gồm vùng chứa bầu neo nói chung) và số liệu có được từ các khảo sát trước đó hoặc từ nghiên cứu sơ bộ trong phòng và hiện trường (xem 5.2). Trong trường hợp các biến động đó loại trừ những nguyên tắc chung thì cần kiến nghị một khảo sát tiếp theo được tiến hành dưới sự giám sát của một kỹ sư địa kỹ thuật có kinh nghiệm hoặc một kỹ sư địa chất. Ví dụ, trên một hiện trường rất ít các số liệu sẵn có thì một số lỗ khoan quan trọng cần được hạ thấp hơn để xác định trình tự địa chất và những lớp đất được quan tâm đặc biệt, xuất phát từ cách nhìn về ổn định chung hoặc để thiết kế chiều dài bầu neo. Những lỗ khoan quan trọng đó cần được bố trí tại các điểm biên của hiện trường sao cho mặt cắt các lớp trên vùng có liên quan có thể được thể hiện đầy đủ giữa các lỗ khoan hơn là được ngoại suy bên ngoài khu vực khảo sát. Độ sâu của các lỗ khoan đó cần đủ để khẳng định hoặc :

(a) Sự hình thành địa chất đã biết được minh chứng; hoặc

(b) Không có lớp đất nào bên dưới ảnh hưởng đến thiết kế

Khi đó công tác sơ bộ này cần được tiến hành tiếp theo bằng những lỗ khoan khác hoặc các thí nghiệm tại hiện trường, nếu có thể, để khẳng định trình tự các lớp đất dự báo và thu nhận các số liệu chi tiết hơn về những đặc trưng cường độ và biến dạng của các lớp đất tương ứng. Số lượng các vị trí được khảo sát trong giai đoạn này sẽ phụ thuộc vào độ tin cậy ở tính đồng nhất của lớp đất đó. Do vậy, ví dụ như, cần yêu cầu

một số lượng lớn hơn các vị trí trong trầm tích băng hà so với cần thiết để khẳng định cao trình và các đặc trưng của cấu tạo địa chất đồng nhất đã biết rõ.

Bất kể các xem xét đó, cần lưu ý các thay đổi nhỏ về kết cấu và thứ đất có thể xảy ra trong một lớp địa chất đã biết và có thể ảnh hưởng đáng kể đến ứng xử của một neo đất. Do vậy kiến nghị rằng, đối với các neo trong đất, khoảng cách giữa tâm lớn nhất trong đất được khảo sát chi tiết không vượt quá 20m, trừ khi địa chất và các đặc trưng của lớp đất tương ứng đã được biết rõ. Đối với các neo trong đá, khoảng cách giữa các vị trí đòi hỏi khảo sát chi tiết sẽ phụ thuộc vào bản chất của vấn đề và các số liệu địa chất đã có. Ví dụ, đánh giá sự ổn định của các mặt đá trong các mái dốc và hầm sẽ đòi hỏi một khảo sát địa chất chi tiết bao gồm vị trí của hầu hết các neo hoặc các nhóm neo. Khi đá không trôi lên thì khoảng cách cần thiết giữa các vị trí khảo sát sẽ phụ thuộc vào sự hiểu biết về địa chất của lớp đó.

Đối với kết cấu tường chắn, các vị trí này sẽ được bố trí dọc theo tuyến kết cấu và có thể đồng thời dọc theo tuyến của vùng bầu neo. Khi cần các neo dài, một số vị trí cần được bố trí tại các điểm trung gian để khảo sát lớp đất mà thao tác khoan sẽ xuyên qua. Khi thực tế không có điều kiện để khẳng định việc phát hiện các thay đổi địa chất nhỏ, thì các vị trí cần phải phân bố trên hiện trường sao cho hạn chế khả năng có một đặc trưng địa chất lớn, ví dụ đáy của một dòng suối được phủ kín, có thể không bị phát hiện giữa các vị trí khảo sát.

Trong các điều kiện lớp đất đặc biệt khó khăn, như trầm tích băng hà thay đổi, có

thể cần các khảo sát bổ sung trong thời kỳ hợp đồng tại các vị trí trước khi thi công (xem 5.8.1).

Khi gặp đá trong quá trình khảo sát, độ sâu xuyên vào trong lớp đá không được nhỏ hơn 5m để đảm bảo đây là lớp đá gốc và không phải là đá lăn lớn. Nói chung, việc gặp đá gốc ở độ sâu nông sẽ dễ chấp nhận neo đá hơn là neo đất. Khi đó cần mở rộng phạm vi khảo sát đến độ sâu đủ để xác định đá có chất lượng đủ để cung cấp cường độ dính bám đá/vữa cần thiết (xem 6.2).

5.3.2. Các phương pháp khảo sát

Phương pháp hiệu quả và kinh tế nhất để thu được các số liệu yêu cầu về các điều kiện đất sẽ phụ thuộc vào những yếu tố liên quan đến kiểu kết cấu, điều kiện địa chất và thông tin thu nhận được từ nghiên cứu sơ bộ trong phòng và hiện trường.

Các kỹ thuật hiện đang có được nêu chi tiết trong BS 5930.

5.3.3. Lấy mẫu (xem các Chương 19 và 20 của BS 5930: 1981)

Do các kỹ thuật lấy mẫu hiện có đã được mô tả trong BS 5930, cần phải tập trung chú ý vào việc lấy các mẫu để có thể xác định được thớ/kết cấu của các lớp đất mà chiều dài bâu neo có thể được đặt vào. Do đường kính tương đối nhỏ của hệ thống neo nên sự khác biệt các đặc trưng đất có thể ảnh hưởng đáng kể đến ứng xử của tổng thể neo/đất (xem 5.1; 5.3.1; 5.7.1).

Đất cần phải lấy các mẫu có kích thước và kiểu phù hợp để đánh giá và thí nghiệm trong phòng tương ứng về bản chất của đất cho từng lớp và tại các khoảng cách lớn nhất là 1,5m trong chiều dày lớp. Các mẫu không nguyên vẹn trung gian, phù hợp cho

các thí nghiệm phân loại đơn giản cũng cần được lấy để cung cấp mẫu thử đất tại các khoảng cách lớn nhất là 0,75m theo chiều sâu. Trong một lớp đất thay đổi có thể cần các mẫu nguyên vẹn liên tục ở vùng phụ cận của bâu neo.

Trong đá cần tập trung lấy các mẫu khoan liên tục tối đa. Phần lớn các loại đá phù hợp nhất là dùng các thiết bị lấy mẫu không nhỏ hơn $N \times$ kích thước (55mm) và trong đá yếu hơn thì có đường kính lớn hơn (xem 19.8 của BS 5930 : 1981).

Cần lấy mẫu nước ngầm trong các bình chứa sạch để phân tích hoá học (xem 20.3 của BS 5930 : 1981).

5.3.4. Nước ngầm (xem Chương 20 của BS 5930 : 1981)

Việc xác định các điều kiện nước ngầm ở hiện trường sẽ cần để thiết kế tổng thể dự án, đặc biệt khi các hố đào được kiến nghị dùng và có tầm quan trọng trong việc thiết kế các hệ thống neo đất. Khu vực khảo sát cần ghi chép các điều kiện nước ngầm đầy đủ trong thời gian dài ở công tác khảo sát hiện trường.

Cần đánh giá đúng đắn r tốc độ công tác khoan cùng với việc bổ sung nước để ổn định lỗ khoan, hoặc tuần hoàn dung dịch trong khi khoan, thường ngăn cản việc đo đạc các điều kiện nước ngầm cân bằng trong giai đoạn khảo sát. Mặc dù vậy tất cả các quan trắc về điều kiện nước trong khi khoan cần được ghi chép cẩn thận trong suốt quá trình khảo sát, chúng cho phép đánh giá sơ bộ về các điều kiện nước ngầm thực tế. Ví dụ, phần trăm của nước tuần hoàn quay trở lại trong quá trình khoan xoay có thể giúp cho việc đánh giá sơ bộ mực nước ngầm trong đá.

Các điều kiện nước ngầm trong thời gian dài chỉ có thể đo được đầy đủ bằng cách lắp đặt các ống đo hoặc các piezometer (xem 20.2 của BS 5930 : 1981). Khi nước ngầm chứa trong nhiều tầng ngầm nước được tách biệt bởi các lớp không thấm, có thể đặt các piezometer tại các cao trình khác nhau để ghi lại cột áp trong mỗi tầng chứa nước.

5.4. Thí nghiệm hiện trường

5.4.1. Các thí nghiệm trên bề mặt

5.4.1.1. Xuyên côn tĩnh (xem 23.3 của BS 5930 : 1981)

Khi được thực hiện dưới sự giám sát cẩn thận, thí nghiệm này có thể cung cấp một chỉ dẫn chính xác về các đặc trưng hiện trường của đất rời. Các thí nghiệm này thực hiện nhanh chóng và chi phí có thể giảm ở hiện trường rộng bằng cách sử dụng thiết bị với số lượng các lỗ khoan đã giảm (Meigh 1987). Côn điện (tiêu chuẩn hoặc tham khảo) đặc biệt thích hợp để xác định sự có mặt của các biến đổi nhỏ trong đất đồng nhất, như các thấu kính sét mỏng trong đất hạt rời hoặc các túi cát trong một lớp đất sét. Do các chi tiết này rất quan trọng để thiết kế và thi công neo, nên kiến nghị sử dụng thí nghiệm khi gặp phải những vấn đề như vậy.

5.4.2. Các thí nghiệm trong các lỗ khoan

5.4.2.1. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (xem 21.2 của BS 5930 : 1981)

Các thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) cần được thực hiện tại các khoảng đều nhau theo độ sâu trong tất cả các lớp đất rời nhằm thu nhận được chỉ dẫn về phân loại độ chặt của chúng tại hiện trường. Trong vùng chiều

dài bầu neo, cần thực hiện thí nghiệm tại các khoảng ít nhất 1m theo độ sâu trong từng lỗ khoan.

Cũng có thể đánh giá cường độ của đất dính tại hiện trường bằng thí nghiệm này. Các kết quả sẽ cho một kiểm tra có giá trị về các số liệu thí nghiệm trong phòng khi được lựa chọn với các khoảng lấy mẫu nguyên dạng (Stroud 1974; Meigh 1979; Stroud và Butler 1975). Thí nghiệm này đặc biệt thích hợp khi đất có thớ và kết cấu không cho phép lấy mẫu nguyên dạng, như các lớp sét chứa các túi cát có nước.

Giá trị của bất cứ thực nghiệm nào tại hiện trường phụ thuộc chủ yếu vào việc nó đã được thực hiện và giải thích theo tiêu chuẩn như đã được người sáng tạo ra nó quy định. Cần có giám sát kỹ thuật của chuyên gia để nhận được kết quả tin cậy mà các quyết định kỹ thuật sẽ phải dựa vào. Khi thực hiện thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn, cần đặc biệt chú ý đến việc duy trì ổn định của đáy lỗ khoan bằng cách chú ý đến kích thước lỗ, các phương pháp khoan và cân bằng thủy lực.

Thí nghiệm này cũng có giá trị để đánh giá tương đối về chất lượng của đá yếu tại hiện trường. Mặc dù các thí nghiệm như vậy đòi hỏi phải có kinh nghiệm để giải thích kết quả, chúng vẫn có giá trị trong các vật liệu dính kết rất yếu cho phép thu hồi tốt các lõi khoan xoay. Trong các thí nghiệm như vậy tốt hơn là sửa đổi trình tự tiêu chuẩn để cho phép ghi lại độ xuyên của mẫu thử dưới ảnh hưởng của, ví dụ bốn loạt 20 nhát. Kỹ thuật này được khuyến khích dùng để đo độ xuyên dưới một loạt đơn, ví dụ, 50 nhát, vì nó cho phép xác định sự xáo trộn gây ra do các thao tác khoan/đào hoặc dụng cụ chạm trước đó.

5.4.2.2. Các thí nghiệm tải trọng xuyên tâm (xem 21.7 của BS 5930 : 1981)

Các đặc trưng ứng suất/biến dạng xuyên tâm của khối đất có thể nhận được trong đất dính và rời, cũng như trong đá mềm, bằng một thí nghiệm áp lực kế. Các phát triển hiện nay trong thiết kế áp lực kế bao gồm bản thân mẫu khoan (Windle và Wroth 1977), (Hughes và NNK 1977) và (Mair và Wooth 1987).

Đối với đá cứng, kích Goodman có thể thích hợp (Goodman 1968), nhưng diện tích được đặt tải nhỏ và cần các quá trình hiệu chỉnh. Nếu rất khó thu được kết quả, cần lựa chọn lại việc xác định các đặc trưng hiện trường từ kết quả thí nghiệm trên các mẫu khoan lõi mà chỉ liên quan đến những đặc trưng của đá nguyên dạng.

Trong đá cứng nếu các thông số phá hoại không có liên quan và nếu các đặc trưng biến dạng được yêu cầu tại những tải trọng nhỏ hơn nhiều so với cường độ giới hạn của đá, khi đó chỉ cần thí nghiệm đá trên dải tải trọng được xem là cần thiết trong thiết kế neo. Trong các trường hợp như vậy, dùng áp lực kế có thể phù hợp (Hughes và NNK 1977).

5.4.2.3. Thí nghiệm thấm qua (xem 21.4 của BS 5930 : 1981)

Khi khảo sát đất phát hiện ra các lớp đất có thể dẫn đến khả năng mất vữa, cần các thí nghiệm thấm qua được bổ sung bằng mô tả thứ đất để định lượng vấn đề này.

Trong các khối đất nứt nẻ, hiểu biết về kích thước và tần suất các nứt nẻ quan trọng hơn tính thấm qua của nó, do vậy có thể quyết định cần thiết phun vữa trước (Littlejohn 1975) và sự lựa chọn vữa. Tính thấm qua cũng xác định sự bảo vệ chống ăn mòn (xem 8.2.1).

5.4.2.4. Các kỹ thuật kiểm tra lỗ khoan

Mặc dù tại thời điểm xuất bản tiêu chuẩn này các kỹ thuật kiểm tra lỗ khoan không thay thế được cho việc kiểm tra lỗ khoan đá toàn diện, đôi khi thu nhận được thông tin bổ sung có giá trị về các điều kiện hiện trường của đá (Burwell và Nesbitt 1954), (Krebs 1967).

Nếu độ nhìn rõ không bị ngăn cản bởi nước ngầm hoặc dung dịch khoan, các đặc điểm của thành lỗ khoan có thể quan sát bằng truyền hình hoặc chụp ảnh. Bản chất của các vật liệu trong lỗ khoan được xác định gián tiếp khi đo đường kính lỗ khoan bằng cách đo calip. Các đo đạc như vậy có thể cho thấy sự biến đổi trong đường kính lỗ khoan chủ yếu do sự xói mòn đá yếu hơn của dung dịch khoan. Các đo đạc có kết quả trong suốt thời gian này có thể phát hiện ra biến dạng của lỗ khoan do sự trôi đất. Các túi nén cũng có thể dùng cho kiểm tra tường lỗ khoan (Hinds 1974).

Trong các phương pháp điện tử để kiểm tra địa vật lý trong lỗ khoan, có thể dùng (Carroll 1966) các phương pháp trở kháng, phóng xạ hoặc phương pháp chấn động.

5.5. Thí nghiệm trong phòng

5.5.1. Đất

5.5.1.1. Phân loại

Các thí nghiệm để phân loại đất đã được mô tả trong BS 1377. Kiến nghị cần xác định thành phần hạt của đất rời và các giới hạn chảy, dẻo của đất dính cho từng lớp đất gặp trong khảo sát.

Việc xác định các chỉ số dẻo thấp trong đất dính, ngay cả ở các vùng rất cục bộ, có thể ảnh hưởng đến loại neo và phương pháp

khoan. Ví dụ, kỹ thuật khoan đã được chấp thuận dùng cho cát tốt hơn là cho sét, như là có ống vách đối với không có ống vách.

5.5.1.2. Cường độ chịu cắt

Đối với đất rời, chỉ có thể xác định được các đặc trưng cường độ chịu cắt hiện trường trên cơ sở thí nghiệm hiện trường, phối hợp với việc đánh giá thành phần hạt và độ dẹt của hạt từ những thí nghiệm phân loại trong phòng.

Trong đất rời có thành phần hạt hỗn hợp, có thể cần hiệu chỉnh để xác định các cường độ chịu cắt đỉnh của những mẫu được chuẩn bị theo các loạt mật độ từ tơi đến chặt. Cường độ hiện trường khi đó suy ra bằng nội suy tại mật độ đã được xác định từ các thí nghiệm hiện trường. Cần lưu ý rằng cường độ chịu cắt phụ thuộc vào mức ứng suất. Do đó mọi thí nghiệm trong phòng cần được thực hiện tại mức ứng suất xấp xỉ với tại hiện trường.

Đối với đất dính, các cường độ chịu cắt cần nhận được từ thí nghiệm nén ba trục. Loại thí nghiệm cần phải sử dụng sẽ phụ thuộc vào phương pháp thiết kế, tính thấm qua của khối đất và mức căng kéo có thể của neo.

Khi căng neo rất nhanh, cần dùng các thông số chịu cắt không thoát nước trong một phân tích ứng suất tổng cộng. Đối với mức căng kéo chậm hoặc sự làm việc của neo dài hạn được yêu cầu, cường độ chịu cắt theo các ứng suất có hiệu cần được thu nhận từ thí nghiệm cố kết thoát nước. Tùy theo, đặc biệt khi ứng xử của áp lực nước lỗ rỗng khi chịu cắt là có lợi, cần thực hiện thí nghiệm cố kết không thoát nước có đo áp lực nước lỗ rỗng. Mức độ biến dạng được sử dụng cần đủ chậm để đảm bảo cân bằng áp

lực nước lỗ rỗng trên toàn bộ mẫu thử (Bishop và Henkel 1962).

Khi đất dính có tính thấm qua tương đối cao, như bùn sét, đá phấn và đất sét vôi, cần phải xác định cả hai thông số chịu cắt có hiệu và không thoát nước để cho phép nghiên cứu ảnh hưởng của đặc tính này dưới những mức chất tải neo khác nhau.

Trong mọi thí nghiệm, các đặc trưng ứng suất /biến dạng của đất khi chịu cắt cần được ghi lại. Khi đất có biểu hiện cấu tạo thớ hoặc kết cấu đáng nghi ngờ, như sét phiến, cần nghiên cứu ảnh hưởng của các đặc tính đó đến cường độ chịu cắt của đất trong mặt phẳng cắt tạo ra chung quanh chiều dài bầu neo.

5.5.1.3. Tính chịu nén

Đối với các hệ thống sẽ áp dụng ứng suất trung bình cao cho đất sét nằm giữa bầu neo và kết cấu, các đặc trưng chịu nén cần được xác định từ thí nghiệm bằng một loại oedometer thích hợp. Mức cố kết được xác định bằng các thí nghiệm như vậy sẽ giúp cho việc đánh giá tính thấm của đất, đặc biệt khi các thí nghiệm thực hiện trên các mẫu thử đường kính lớn trong một oedometer thủy lực (Rowe 1972). Các số liệu đó ảnh hưởng đến việc chọn phương pháp thiết kế, như khi có liên quan đến một phân tích cường độ có hiệu hoặc tổng cộng, và còn cho chỉ dẫn về mất ứng suất trước thông qua so sánh các trường hợp thực tế đã có.

5.5.2. Đá

5.5.2.1. Các thí nghiệm chỉ số

5.5.2.1.1. Khái quát

Các thí nghiệm chỉ số ít tốn kém và dễ thực hiện, những kết quả thường được so

sánh gần đúng với các thông số khác và cho chỉ dẫn về chất lượng đá. Mặc dù đã có các so sánh áp dụng chung, nhưng kiến nghị được phát triển so sánh riêng tại chỗ cho dự án lớn.

5.5.2.1.2. Các thí nghiệm tải trọng điểm

Các thí nghiệm tải trọng điểm là một dạng của thí nghiệm cường độ có thể thực hiện trên các lõi khoan hoặc mẫu đá bất kỳ. Các kết quả có liên quan đến cường độ chịu nén không hạn chế (Broch và Franklin 1972; Beiniawski 1975), với điều kiện là kích thước của mẫu thử không nhỏ hơn 25mm. Thiết bị thí nghiệm xách tay và có thể dùng ở hiện trường để trợ giúp cho kiểm tra khoan lõi.

5.5.2.1.3. Các thí nghiệm búa Schmidt

Thiết bị được dùng cho thí nghiệm bê tông. Búa ký hiệu L thường được xem là thích hợp nhất cho thí nghiệm đá. Các kết quả được so sánh với cường độ chịu nén (Martin và Miller 1974) nhưng tốt nhất là thực hiện trên đá lộ ra hoặc các khối đá lớn, hơn là trên các lõi khoan.

5.5.2.1.4. Tốc độ siêu âm

Tốc độ của các xung siêu âm thường được đo bằng các thiết bị cho thí nghiệm bê tông. Các tốc độ đo được có thể liên quan đến những đặc trưng cường độ và biến dạng của đá (ISRM 1977a). Thí nghiệm được thực hiện dễ nhất ngang qua các đường kính lõi khoan. Các thí nghiệm như vậy là cần thiết nếu cần phải thiết lập chỉ số tốc độ trên các khối đá.

5.5.2.2. Các thí nghiệm cường độ và tính biến dạng

5.5.2.2.1. Cường độ chịu cắt

Cường độ chịu cắt của khối đá thường được xác định từ nghiên cứu chi tiết về độ gồ ghề và hình học khe nứt cùng với sự hiểu biết về các đặc trưng vật liệu (Hoek và Bray 1977) và (Hoek và Brown 1981). Việc thiết kế neo đất, thường dựa trên các thông tin lỗ khoan và phụ thuộc vào hệ thống ứng suất giới hạn tiếp giáp với bầu neo. Ảnh hưởng của các hệ thống liên kết này có thể ít rõ ràng hơn, ví dụ, trong việc giải quyết vấn đề ổn định mái dốc đá. Các kết quả thí nghiệm trong phòng trên những lõi khoan đá nguyên dạng khi đó có thể có ích nếu được giải thích cẩn thận.

5.5.2.2.2. Cường độ chịu nén không hạn chế

Nó được xác định trên các ống hình trụ thí nghiệm được chuẩn bị đặc biệt và dùng các thiết bị thí nghiệm nén trong phòng (ISRM 1978a).

5.5.2.2.3. Cường độ chịu kéo không hạn chế

Có thể xác định bằng kéo trực tiếp, bao gồm các thí nghiệm khá phức tạp, trực tiếp bằng thí nghiệm kiểu Braxin hoặc thí nghiệm đĩa đục lỗ (ISRM 1977b).

5.5.2.2.4. Tính biến dạng

Thường được xác định bằng đo mối quan hệ ứng suất/biến dạng trong thí nghiệm nén không hạn chế. Tỷ số Poisson có thể đo được nếu lắp đặt các đầu đo biến dạng thích hợp. Cần lưu ý rằng các thí nghiệm như vậy cung cấp một số đo về các đặc trưng biến dạng của vật liệu đá. Các đặc trưng của khối đá chỉ có thể xác định bằng các thí nghiệm hiện trường (xem 5.4.2.2).

5.5.2.3. Độ bền

5.5.2.3.1. Độ bền chịu tải

Thiết bị thí nghiệm độ bền chịu tải (ISRM 1978b) đánh giá tính nhạy của đá yếu đối với sự phong hoá hoặc mềm hoá khi có nước. Thí nghiệm này cho một chỉ dẫn về khả năng mất cường độ của đá chung quanh lỗ khoan và thời gian mà lõi khoan có thể để hở trước khi lắp đặt neo. Các kết quả thí nghiệm này có thể ảnh hưởng đáng kể đến thiết kế chiều dài bầu neo.

5.5.2.3.2. Kiểm tra tế vi các khoáng chất

Kiểm tra tế vi đá sẽ xác định bản chất của các khoáng chất tạo thành nó (Shelley 1975). Khi đã biết chúng, có thể đánh giá được khả năng phản ứng của khoáng chất đối với vữa hoặc nước ngầm.

5.5.2.3.3. Sự trương nở

Kết quả những thí nghiệm trương nở là thích hợp để xác định ảnh hưởng của các phương pháp thi công neo như thổi rửa.

5.5.2.3.4. Tính khoan được

Chỉ dẫn về tính khoan được có thể nhận được bằng cách đánh giá kết cấu và cường độ tại chỗ (Blindheim 1979). Sự mài mòn trên các mũi khoan có thể liên quan đến hàm lượng thạch anh trong đá, nó được xác định bằng kiểm tra tế vi (xem 5.5.2.3.2).

5.6. Thí nghiệm hoá học

5.6.1. Mục tiêu của phân tích hoá học

Mục đích của mọi phân tích hoá học đất và nước ngầm là xác định tính xâm thực của chúng đối với các bộ phận hợp thành hệ thống neo và đặc biệt là dây neo và vữa bao quanh nó (xem 8.1.3).

5.6.2. Tính xâm thực đối với kim loại

5.6.2.1. Khái quát

Một số định lượng tổng quát hoá của điện trở đất và điện thế redox được áp dụng để đánh giá độ ăn mòn có thể của đất đối với kim loại được chôn vào (xem 8.1.3.1). Nếu hiện trường gần một trạm điện thì cần được kiểm tra các dòng điện lang thang (xem 8.1.4 và J.2.7).

5.6.2.2. Điện thế redox

Việc đánh giá về lượng điện thế redox (xem 8.1.3 và bảng 9) cho chỉ dẫn về nguy cơ ăn mòn vi sinh vật, thường đặc trưng bằng ăn mòn điểm và hầu hết gặp phải trong đất sét nặng (xem J.2.4). Tại thời điểm chuẩn bị tiêu chuẩn này không có thí nghiệm tiêu chuẩn cho điện thế redox. Các phương pháp hiện có (King 1977; Constanzo và Mc Vey 1957) khó thực hiện và diễn giải, nhưng nên xem thêm Allen, Grimshaw, Parkinson và Quarmby (1974), Muller, Stolzy và Fick (1985) và Bộ Giao thông (1986).

5.6.2.3. Điện trở

Các phương pháp đo khác nhau nhiều nhưng tất cả đều cho một dòng điện đã biết đi qua đất và đo sự giảm thế hiệu dọc theo tuyến dòng điện (Palmer 1974). Đối với đất có thành phần hạt liên tục và đồng nhất các giá trị điện trở sẽ xác định đúng mức độ ăn mòn. Đất không dính là tin cậy nhất để đo đạc, nghĩa là các kết quả ít tản mạn hơn.

5.6.3. Tính xâm thực đối với vữa xi măng hoặc bê tông

Tính xâm thực của đất đối với vữa xi măng và các bộ phận kết cấu bê tông phụ thuộc một phần vào thành phần sun phát

của đất và nước ngầm, cần được xác định bằng hoá học (BRE Digest 250, 1981) (BRE/CP 2: 1979). Tính xâm thực của đất có thể được phân loại theo cách xác định này (xem 8.1.3.2).

5.7. Trình bày số liệu

5.7.1. Mô tả các lớp đất (xem các Chương 41 và 44 của BS 5930 : 1981)

Mọi lớp đất cần được mô tả phù hợp với BS 5930 và báo cáo về kiểm tra các lõi khoan đá cho các mục đích xây dựng công trình (QJEG 1970).

Việc ghi chép cấu tạo và kết cấu của đất có tầm quan trọng đặc biệt trong khảo sát cho các neo đất. Các đặc điểm tương đối nhỏ trong các lớp đất có thể ảnh hưởng đáng kể đến ứng suất của neo xét tới khối lượng hạn chế của vùng ứng suất. Ví dụ sự hiện diện của phần mỏng, thậm chí một hạt riêng lẻ, của bùn hoặc cát trong đất sét có thể ảnh hưởng đáng kể đến ứng xử của đất, đặc biệt là, phản ứng của nước khoan đến đất trước khi phun vữa. Ngược lại, có thể hạn chế khá nhiều tải trọng đặt lên các neo đất sét, đặc biệt là đối với loại có bầu mở rộng. Tương tự, sự hiện diện của các túi nhỏ vật liệu rời trong khối trầm tích bằng hà đất dính có thể ảnh hưởng lớn đến kỹ thuật lắp đặt được sử dụng và trong các trường hợp cực đoan nhất có thể loại trừ khả năng sử dụng một cách kinh tế hệ thống neo. Rõ ràng là các đặc điểm nhỏ trong một loại đất đồng nhất biểu kiến có thể ảnh hưởng nghiêm trọng đến chi phí của dự án.

Trong trường hợp các neo đá, sự hiểu biết về tính liên tục của các kết cấu địa chất

là quan trọng. Số liệu các hướng không liên tục cũng rất có giá trị và được ghi lại theo nhiều cách, nhưng thuận tiện nhất là dùng cách chiếu đồ thị đa chiều (Stereographic projection). Thông tin này mang tính sống còn để xác định kích thước và hình dạng của khối đá có thể bị phá hoại khi khai thác và do đó đạt đến giới hạn trong bất cứ phân tích ổn định chung nào. Trình bày số liệu theo cách này thuận tiện để phân tích các vấn đề ổn định mái dốc (Hoek và Bray 1977) và (Matheson 1983). Những phương pháp như vậy làm rõ các xu hướng của các tập hợp khe nối khác nhau bên trong khối đá. Cần lưu ý một thực tế là có thể vị trí đặc trưng của khe nối và tính liên tục của nó sẽ quyết định vị trí và số lượng của neo sẽ được lắp đặt. Khi một bề mặt sẽ bị lộ ra, hướng của các tập hợp khe nối và tính liên tục của chúng cần được đánh giá, từ các bề mặt đá lộ ra gần nhất. Các số liệu về tính không liên tục cần được thường xuyên đánh giá lại trong quá trình đào bề mặt. Số liệu tần suất sự không liên tục có thể có khi tham khảo những thông số khác như số hiệu chất lượng đá nhận được từ việc kiểm tra các lõi khoan đá. Tần suất của các nứt nẻ, có thể có giá trị khi số liệu thí nghiệm nước sau phân tích dùng để xác định sự cần thiết phun vữa trước (xem 10.4.2).

Các quan sát cẩn thận cấu tạo/kết cấu này hiếm khi được làm trong khảo sát thông thường cho dự án.

Khi đó chỉ dẫn này cung cấp thường xuyên sự đánh giá chủ yếu về khảo sát chi tiết khi nghiên cứu khả thi cho một hệ thống neo

5.7.2. Số liệu hiện trường

(xem chương 39 và 40.2.6 đến 40.2.8 của BS 5930:1981). Mọi số liệu hiện trường cần được trình bày trong một dạng rõ ràng theo các chỉ dẫn của BS 5930.

5.7.3. Các kết quả thí nghiệm trong phòng

Mọi kết quả thí nghiệm trong phòng cần được báo cáo theo BS 1377, đối với các thí nghiệm khác theo một dạng đảm bảo các số liệu có thể dùng được để xem xét trong quá trình thiết kế neo.

5.8. Khảo sát khi thi công

5.8.1. Khảo sát bổ sung

Khi những khảo sát ban đầu hoặc bất cứ khảo sát chi tiết nào cho thấy các điều kiện đất thay đổi bất kỳ, ví dụ trầm tích băng hà, thì khi đó nên bổ sung thông tin lỗ khoan trước đó, trong thời gian hợp đồng, bằng các mẫu thử hoặc thí nghiệm hiện trường. Công tác này cần cung cấp các số liệu tức thời ở hiện trường không cần đến thí nghiệm thường xuyên trong phòng, nó được thực hiện dễ dàng trong phòng thí nghiệm hiện trường. Vì kỹ thuật tốt nhất cũng phụ thuộc vào hoàn cảnh, cần phải có các kết quả hiện trường, gợi ý nên dùng xuyên kế hoặc áp kế cho các đặc trưng cường độ/biến dạng của đất. Có thể sử dụng kỹ thuật khoan lấy mẫu đơn giản khi bao gồm các biến động chung trong thạch học, như là khoan xoay đập để xác minh đá cuội lớn.

5.8.2. Các ghi chép hiện trường

Trong quá trình thi công lắp đặt neo, bằng chứng nữa về bản chất các điều kiện đất được phát hiện ra khi đào, khi làm sạch hiện trường hoặc trong lỗ khoan của từng

neo riêng lẻ. Thông tin này cần ghi chép lại và được đánh giá như phần mở rộng của công tác địa chất công trình, một phần của công tác khảo sát trước đó. Không một khảo sát hiện trường nào khám phá được các điều kiện đất thường xuyên như quá trình lắp đặt và mọi biến động lớn trong đất từ quá trình đó cần được ghi chép lại để đánh giá tầm quan trọng của chúng. Tuy nhiên, cần lưu ý rằng các sản phẩm khoan đi kèm với công tác lắp đặt neo không khớp với việc khảo sát đất chi tiết. Ví dụ các sản phẩm khoan không làm sáng tỏ được các vùng cục bộ mà có thấu kính bùn hoặc cát nằm trong sét hoặc sự biến động về độ chặt trong cát sỏi cuội. Kiến nghị rằng mọi số liệu đất thu được khi khoan neo cần ghi chép lại cho phù hợp (xem phụ lục C) và được phân tích hàng ngày. Hệ thống này hoạt động như một công cụ cảnh báo sớm, như sự thay đổi về các cao trình lớp đất hoặc loại đất sẽ đòi hỏi thay đổi thiết kế, phương pháp lắp đặt.

5.8.3. Ứng xử của neo trong khi thử

Ứng xử của neo chịu các thí nghiệm thử phù hợp hiện trường (xem 11.2 và 11.3) cần được xem xét như một phần của khảo sát đất và so sánh cẩn thận với mọi số liệu trong phòng và hiện trường. Đặc biệt, ứng xử của neo trong đất bán thấm như sét có chứa đá vôi, bùn, kết cấu có tính thấm và một vài loại đá phấn; sẽ phụ thuộc vào tỷ số giữa mức phân tán áp lực nước lỗ rỗng và mức chất tải. Do đó, có khả năng là tải trọng neo có thể sẽ tăng nếu việc căng kéo đặt từ từ hoặc theo một loạt các giai đoạn gia tải. Tương tự, ứng xử của đất sét giữa chiều dài bầu neo và đầu neo phụ thuộc nhiều vào quá trình căng kéo.

Trong một dự án lớn, khi chi phí được quyết định theo tính kinh tế của thiết kế khả thi, có thể lắp đặt và thí nghiệm các neo loại đặc biệt như một phần của giai đoạn thí nghiệm hiện trường trong chương trình khảo sát trước hợp đồng. Khi số liệu rất có giá trị nhận được từ một chương trình như vậy, cần lưu ý số liệu được xác định từ ứng xử của một loại neo đặc biệt như vậy không được áp dụng khi không hiệu chỉnh cho các hệ thống có kỹ thuật lắp đặt hoặc thiết kế khác.

5.8.4. Các hoạt động kế cận

Bất cứ hoạt động nào trên hiện trường mà ảnh hưởng đến ứng xử của neo cần được quan trắc, ghi chép cẩn thận và đánh giá ảnh hưởng của chúng tại một giai đoạn đầu trong thi công. Những hoạt động như vậy bao gồm đào cục bộ, sự hạ thấp mức nước ngầm, đóng cọc, nổ mìn, đóng băng và lún sụt do khai thác mỏ.

5.9. Nguy hiểm và an toàn cho sức khỏe

Các nguy hiểm môi trường được kể đến khi làm việc trong và chung quanh nhà máy hoặc phân xưởng hoá chất, hoặc nơi các chất thải công nghiệp đang tích tụ. Cần có quan hệ với chủ sở hữu hoặc người sử dụng các phân xưởng đó hoặc với các cá nhân có thẩm quyền khác để xác định sự nguy hiểm và loại bảo vệ được yêu cầu.

6. THIẾT KẾ

6.1. Khái quát

Phương pháp thiết kế được đề nghị trong tiêu chuẩn này dựa theo phương pháp các hệ số an toàn. Thiết kế theo trạng thái giới

hạn được áp dụng như mô tả trong phụ lục B, nhưng nó còn chưa phù hợp với thực tế tại thời điểm xuất bản tiêu chuẩn này. Các hệ số an toàn phù hợp nêu trong bảng 2 (cũng có thể xem Mitchell 1987).

Thiết kế hệ neo trong đất cần xem xét các vấn đề sau:

- (a) Ổn định chung (xem phụ lục D)
- (b) Độ sâu chôn (xem phụ lục D)
- (c) Hiệu ứng nhóm (xem 6.2.6)
- (d) Các kích thước bầu neo (xem 6.2)

Để trợ giúp cho người sử dụng tiêu chuẩn này, các sơ đồ trình tự (các hình 2 và 3) đã bao gồm những vấn đề chuẩn bị cho thiết kế và thi công chi tiết, và duy tu. Khi cần các bước quan trọng được gạch ngang chỉ các phần hay các mục trong tiêu chuẩn để người sử dụng có thể tham khảo các chỉ dẫn chi tiết.

6.2. Giao diện đất/neo

6.2.1. Khái quát

Nguyên tắc thiết kế dự báo khả năng chịu được tải trọng giới hạn (xem F.1) được xây dựng nhất quán trên giả thiết đất bị phá hoại dọc theo bề mặt tiếp xúc, thừa nhận một cơ chế phá hoại và khi đó đánh giá các lực liên quan trong phân tích ổn định. Dùng các thuật ngữ thực tế đơn giản, chúng chủ yếu dựa trên hai cơ chế truyền tải trọng trong đó sự cản trở của đất được hình thành cục bộ khi bầu neo chịu nhỏ gọi là sức chịu ở mũi và sức chịu cắt thành bên. Bầu neo chuyển thành lực cắt cục bộ thông qua một trong các cơ cấu đó hoặc thông qua tổ hợp cả hai, tạo thành sự chống giữ cần thiết từ đất bao quanh. Với ý nghĩa đó, sự phá hoại

chung được định nghĩa như sự hình thành thành phạm vi biến dạng đáng kể trên bề mặt của các đường trượt hoặc sự tạo mặt tiếp xúc.

Bảng 2. Các hệ số an toàn tối thiểu được kiến nghị để thiết kế neo đơn

Loại neo	Hệ số an toàn tối thiểu			Hệ số tải trọng thử
	Dây neo	Giao diện đất/vữa	Giao diện vữa/dây neo hoặc vữa/mũ neo	
Các neo tạm khi thời gian sống nhỏ hơn 6 tháng hoặc sự phá hoại không gây hậu quả nghiêm trọng hoặc không gây nguy hiểm công cộng, ví dụ như thử tải cọc thời gian ngắn dùng neo làm hệ đối trọng	1,40	2,0	2,0	1,10
Các neo tạm khi thời gian sống kéo dài đến 2 năm và hậu quả do phá hoại khá nghiêm trọng nhưng không gây nguy hiểm cho an toàn công cộng, không cần thiết cảnh báo, ví dụ như tường chắn có neo sau	1,60	2,5*	2,5*	1,25
Các neo dài hạn và tạm thời khi nguy hiểm do ăn mòn cao và/hoặc hậu quả do phá hoại là nghiêm trọng, ví dụ như cáp chủ của cầu treo hoặc đối trọng để nâng các bộ phận kết cấu nặng	2,00	3,0+	3,0*	1,50

* Có thể dùng giá trị tối thiểu 2,0 nếu có các thí nghiệm mẫu thật tại hiện trường

+ Có thể cần tăng đến 4,0 để hạn chế đào đất.

Chú ý :

1. Trong thực tế hiện nay hệ số an toàn của một neo là tỷ số giữa tải trọng giới hạn và tải trọng thiết kế. Bảng 2 trên đây định nghĩa các hệ số an toàn tối thiểu trên tất cả các giao diện thành phần chủ yếu của một hệ neo.
2. Các hệ số an toàn tối thiểu của giao diện đất/vữa chủ yếu nằm giữa 2,5 và 4,0. Tuy nhiên cho phép thay đổi chúng nếu các thí nghiệm hiện trường cho các mẫu thật (thử nghiệm neo) cung cấp thông tin bổ sung cần thiết cho phép giảm.
3. Các hệ số an toàn áp dụng cho giao diện đất/vữa không thay đổi cao hơn so với các giá trị của dây neo, giá trị phụ thêm thể hiện mức độ không chắc chắn.

Khả năng chịu tải trọng giới hạn của neo (T_r) phụ thuộc vào các yếu tố sau, mặc dù do hiểu biết chưa đầy đủ mục (e) không được đưa vào tính toán và mô hình thiết kế do đó không hoàn thiện, không thể hiện được các trạng thái vật lý một cách chính xác tại giao diện đất/vữa :

- (a) Định nghĩa về sự phá hoại;
- (b) Cơ chế phá hoại;
- (c) Vùng giao diện phá hoại;
- (d) Các đặc trưng của đất được hình thành tại giao diện phá hoại;
- (e) Các điều kiện ứng suất tác động trên giao diện phá hoại tại thời điểm phá hoại.

Các nguyên tắc thiết kế được mô tả trong các mục từ 6.2.3 đến 6.2.5 cho đá và đất áp dụng đối với các neo đơn, không cho phép đối với các hiệu ứng nhóm hoặc có ảnh hưởng lẫn nhau (xem 6.2.6 và 11.4.10).

Tổng quan chung về các nguyên tắc thiết kế bầu neo được xây dựng trên cơ sở kết quả thí nghiệm trên mẫu thật đã được Littlejohn (1979b) cung cấp.

Cần phải lưu ý, toàn bộ các neo được thí nghiệm theo trình tự mô tả chi tiết trong mục 11. Các khả năng chịu tải trọng giới hạn của neo được tính toán theo 6.2.3, 6.2.4 và 6.2.5 chỉ là các chỉ dẫn và có thể phải sửa đổi tùy theo các kết quả thí nghiệm.

6.2.2. Các loại neo

6.2.2.1. Khái quát

Khả năng chịu nhỏ của neo đối với một điều kiện đất đã cho được quyết định bởi

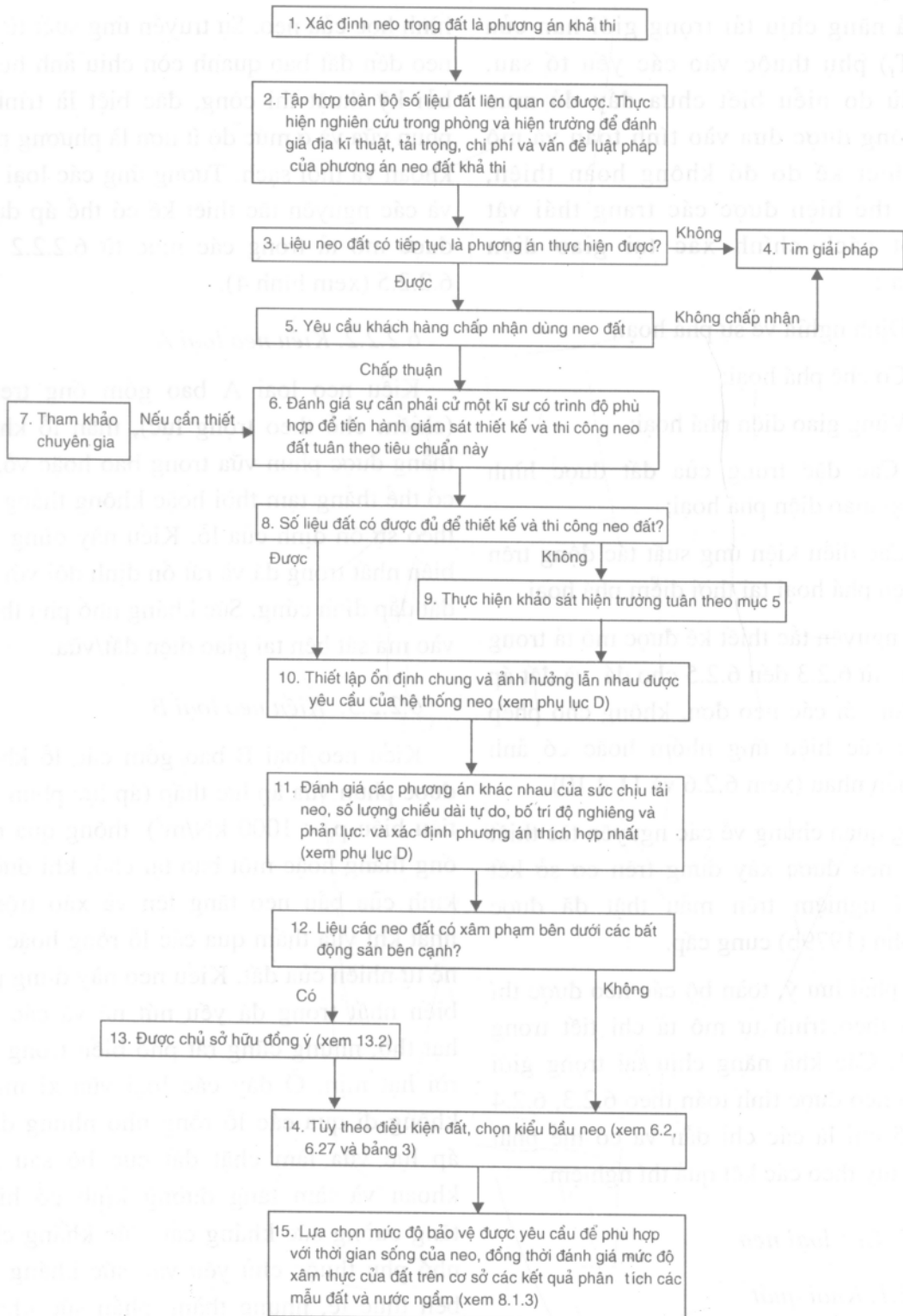
hình học của neo. Sự truyền ứng suất từ bầu neo đến đất bao quanh còn chịu ảnh hưởng bởi kỹ thuật thi công, đặc biệt là trình tự phun vữa và ở mức độ ít hơn là phương pháp khoan và thổi sạch. Tương ứng các loại neo và các nguyên tắc thiết kế có thể áp dụng, được mô tả trong các mục từ 6.2.2.2 đến 6.2.2.5 (xem hình 4).

6.2.2.2. Kiểu neo loại A

Kiểu neo loại A bao gồm ống tremie (chiếm chỗ theo trọng lực), thân lỗ khoan thẳng được phun vữa trong bao hoặc vỏ, nó có thể thẳng tạm thời hoặc không thẳng tùy theo sự ổn định của lỗ. Kiểu này dùng phổ biến nhất trong đá và rất ổn định đối với các đất đắp dính cứng. Sức kháng nhỏ phụ thuộc vào ma sát bên tại giao diện đất/vữa.

6.2.2.3. Kiểu neo loại B

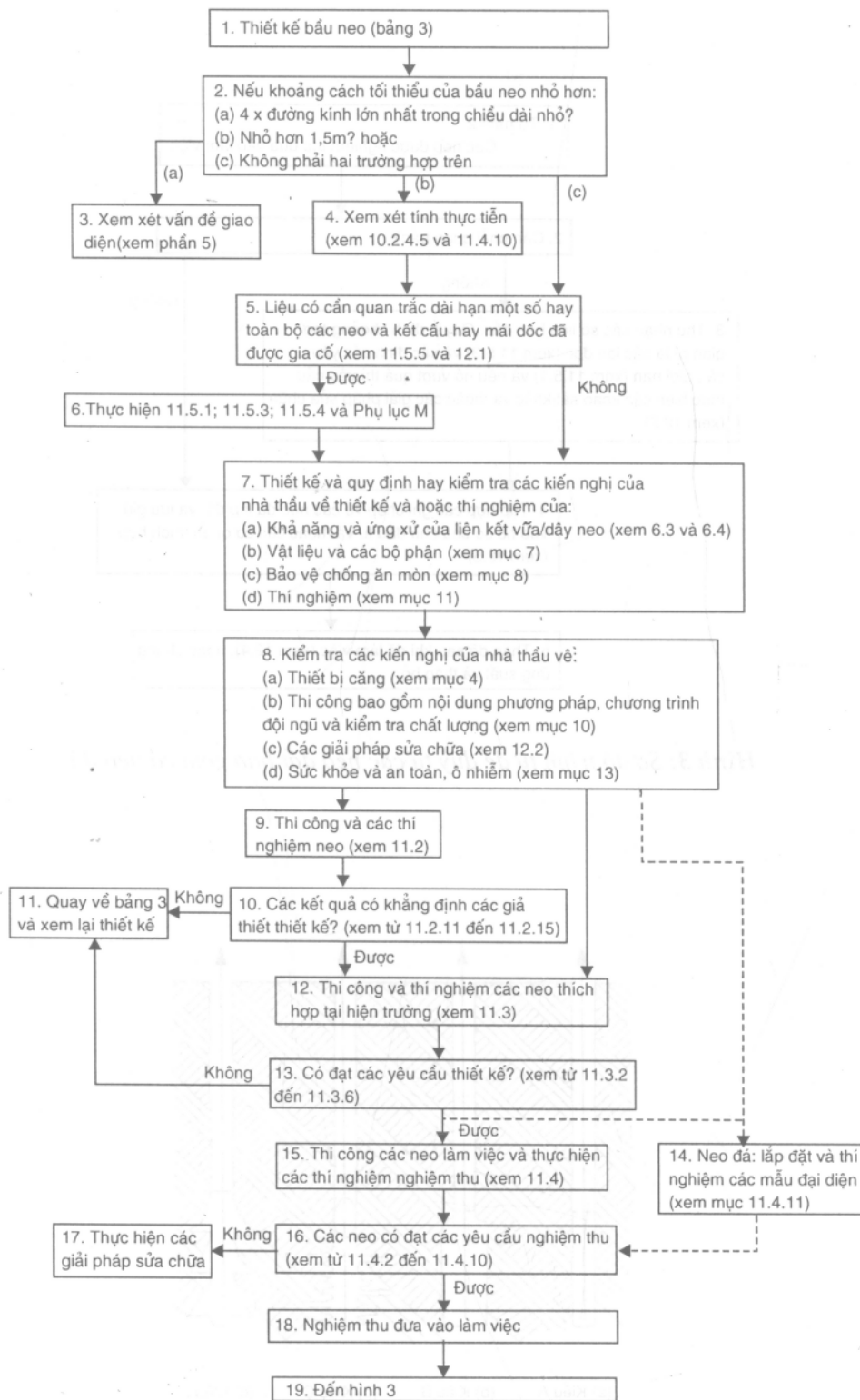
Kiểu neo loại B bao gồm các lỗ khoan được phun vữa áp lực thấp (áp lực phun vữa tiêu biểu $p_i < 1000 \text{ kN/m}^2$), thông qua một ống thẳng hoặc một bao tại chỗ, khi đường kính của bầu neo tăng lên và xáo trộn ít nhất khi vữa thấm qua các lỗ rỗng hoặc nứt nẻ tự nhiên của đất. Kiểu neo này dùng phổ biến nhất trong đá yếu nứt nẻ và các lớp hạt thô, nhưng cũng rất phổ biến trong đất rời hạt mịn. Ở đây các loại vữa xi măng không đi qua các lỗ rỗng nhỏ nhưng dưới áp lực vữa làm chặt đất cục bộ sau khi khoan và làm tăng đường kính có hiệu, tăng cường sức kháng cắt. Sức kháng chịu nhỏ phụ thuộc chủ yếu vào sức kháng cắt bên thực tế, nhưng thành phần sức kháng mũi cũng có thể kể đến khi tính toán sức chịu tải giới hạn.



Chú ý : Neo nói ở đây gồm cả neo đá trừ khi có chỉ dẫn khác

(a) Sơ bộ để thiết kế

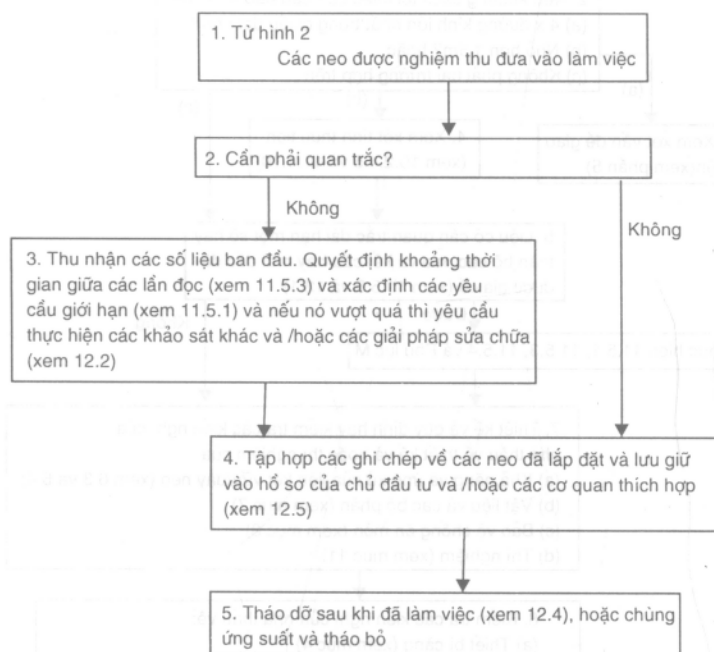
Hình 2: Sơ đồ trình tự thiết kế và thi công neo đất bao gồm cả neo đá (xem cùng với CIRIA 1983)



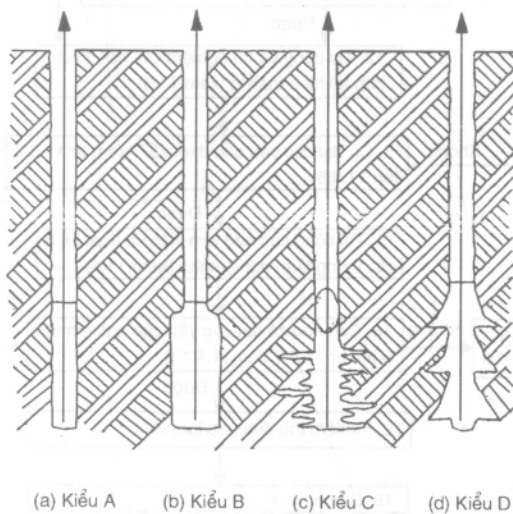
Chú ý : Neo nói ở đây gồm cả neo đá trừ khi có chỉ dẫn khác

(b) Thiết kế và thi công chi tiết

Hình 2: (tiếp theo)



Hình 3: Sơ đồ trình tự để duy tu các neo đất bao gồm cả neo đá



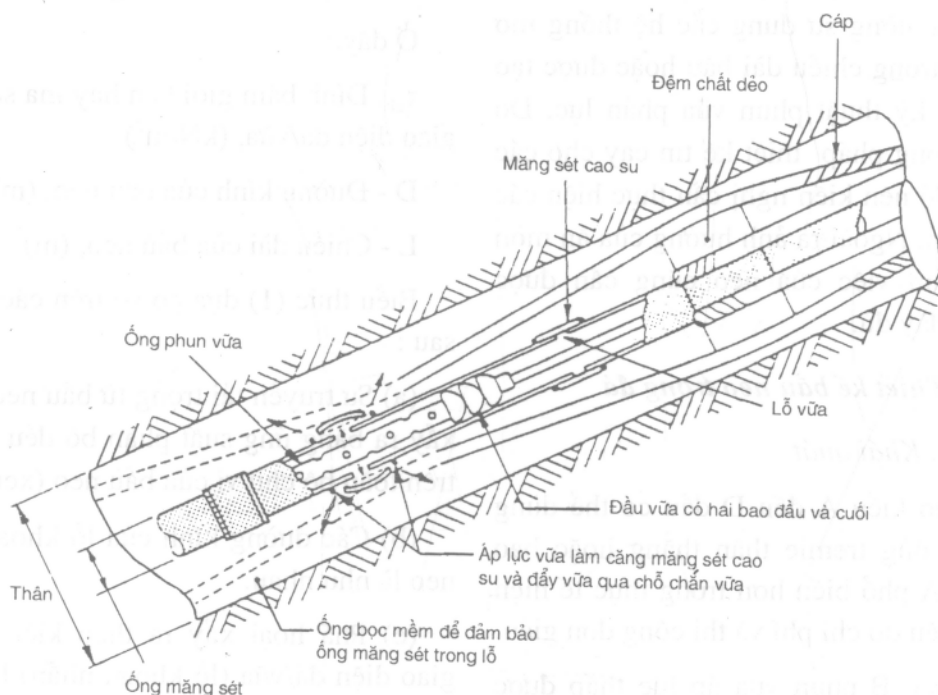
Hình 4: Các kiểu neo phun vữa xi măng

6.2.2.4. Các neo kiểu C

Các neo kiểu C bao gồm các lỗ khoan được phun vữa áp lực cao ($P_j > 2000 \text{ kN/m}^2$) thông qua một ống thẳng hoặc một bao tại chỗ. Chiều dài neo cố định được mở rộng bằng hydrofracturing của khối đất tạo ra chùm rễ vữa hoặc hệ thống hang hốc thay thế cho đường kính lõi của lỗ khoan. Thường thường áp lực được đặt khi phun lần thứ hai, sau khi vữa phun lần thứ nhất đã sơ ninh đối với các neo kiểu B. Việc phun vữa lần thứ hai thường được thực hiện hoặc thông qua một ống của hệ thống măng sét

(hình 5) hoặc các ống vữa rất nhỏ được bố trí bên trong chiều dài bầu neo : Cách trước là ưu việt hơn nếu dự tính nhiều lần phun. Lượng vữa phun lần 2 cần tương đối ít. Sự tiếp tục tràn hoặc ngừng đột ngột trong áp lực phun lần thứ nhất có thể cho thấy sự mất nước và sau đó chỉ giữ được áp lực tương đối hạn chế.

Mặc dù kiểu neo này áp dụng phổ biến trong đất rời hạt mịn tuy nhiên cũng đã có một số kết quả trong đất dính cứng. Thiết kế dựa trên cơ sở giả thiết về ứng suất tiếp không đổi dọc theo bầu neo.



Hình 5: Chi tiết ống măng sét để khống chế áp lực vữa (theo Michell 1975)

6.2.2.5. Các neo kiểu D

Các neo kiểu D bao gồm các lỗ khoan được phun vữa bằng ống tremie, trong đó một loạt chỗ mở rộng hoặc theo hình chuông hoặc hình bầu, đã được hình thành

từ trước. Kiểu neo này được sử dụng phổ biến nhất trong đất dính từ chặt đến cứng. Sức chịu nhỏ phụ thuộc vào ma sát bên và sức chịu ở mũi mặc dù đối với các bầu đơn hoặc có khoảng cách rộng (xem biểu thức 6)

sức chống giữ của đất có thể được huy động chủ yếu bằng sức chống ở mũi.

Dù không phổ biến, kiểu neo này có thể được sử dụng trong đất rời khi phối hợp với một vài dạng ổn định theo kiểu tường mặt trên một chiều dài lớn. Thường loại này thì công bằng cách phun trước vữa xi măng, hoá chất trong đất bao quanh bầu neo, bơm dung dịch khoan polime vào lỗ khoan khi khoan hoặc tạo bầu.

6.2.2.6. Các loại neo khác

Các loại neo này không hoàn toàn trùng với các kiểu từ A đến D và được hình thành bằng các kỹ thuật mới. Các neo như vậy hiện nay thường sử dụng các hệ thống mở rộng bên trong chiều dài bầu hoặc được tạo thành bởi kỹ thuật phun vữa phản lực. Do thiếu phương pháp thiết kế tin cậy cho các loại neo đó nên kiến nghị cần thực hiện các thí nghiệm. Ngoài ra ảnh hưởng của ăn mòn đến sự làm việc của neo cũng cần được đánh giá đầy đủ.

6.2.3. Thiết kế bầu neo trong đá

6.2.3.1. Khái quát

Các neo kiểu A đến D đều có thể dùng trong đá, ống tremie thân thẳng hoặc bao vữa kiểu A phổ biến hơn trong thực tế hiện nay chủ yếu do chi phí và thi công đơn giản.

Neo kiểu B phun vữa áp lực thấp được dùng để cải thiện liên kết đá/vữa hoặc tăng diện tích giao diện đá/vữa trong đá yếu hoặc nứt nẻ. Khi dùng các liên kết tăng cường thì cần có các thí nghiệm hiện trường thích hợp để xác định phương pháp thiết kế.

Đối với các neo kiểu C cần những thí nghiệm thích hợp ở hiện trường xác định khả

năng chịu tải trọng giới hạn để thiết lập các hệ số giới hạn hoặc thích hợp về an toàn.

Các neo kiểu D dùng mở rộng bầu để tăng đường kính của bầu neo trong đá yếu. Cần có các thí nghiệm thích hợp tại hiện trường để xác định phương pháp thiết kế.

6.2.3.2. Neo kiểu A

Đối với loại neo này, thiết kế dựa cơ sở trên giả thiết phân bố dính bám đều (Coates 1970), (Fargeot 1972), (Littlejohn 1972), (Marcardi 1973) và (White 1972). Theo đó khả năng chịu nhỏ của bầu neo T_r , theo kN, được xác định từ biểu thức:

$$T_r = \pi D L \tau_{ult} \quad (1)$$

Ở đây :

τ_{ult} - Dính bám giới hạn hay ma sát bên tại giao diện đá/vữa, (kN/m²)

D - Đường kính của bầu neo, (m)

L - Chiều dài của bầu neo, (m)

Biểu thức (1) dựa cơ sở trên các giả thiết sau :

(a) Sự truyền tải trọng từ bầu neo sang đá xảy ra bằng ứng suất phân bố đều tác động trên toàn bộ chu vi của bầu neo (xem F.2.1).

(b) Các đường kính của lỗ khoan và bầu neo là như nhau.

(c) Phá hoại xảy ra theo kiểu trượt tại giao diện đá/vữa (lỗ khoan nhẵn) hoặc theo kiểu cắt sát bên giao diện đá/vữa trong môi trường yếu hơn (lỗ khoan không nhẵn).

(d) Không có sự không liên tục nào hoặc các mặt phẳng vốn dĩ bị yếu nào có thể gây ra phá hoại.

(e) Không có sự không dính bám cục bộ nào tại giao diện đá/vữa.

Giả thiết về phân bố ứng suất đều dọc theo bầu neo cần được xem xét cẩn thận do ứng suất tập trung có thể xảy ra ở gần cuối bầu neo trong đá yếu đã bị biến dạng (Littlejohn 1979a). Do kết quả của tập trung ứng suất trong giao diện dây neo/vữa, phá hoại trong giao diện vữa/đá có thể hình thành ngay cả khi thoả mãn các điều kiện ứng suất/độ bền trung bình. Với các điều kiện như vậy có thể cần thiết thiết kế trực tiếp từ các kết quả thí nghiệm thích hợp.

6.2.3.3. Các giá trị ma sát bên

Đối với đá yếu, khi độ bền chịu nén không hạn chế nhỏ hơn 7 N/mm^2 , cần tiến hành thí nghiệm cắt trên các mẫu đại diện. Trong các trường hợp đó, ma sát bên giới hạn được dùng trong thiết kế không được vượt quá độ bền cắt giới hạn. Đối với đá cứng khi không có các số liệu độ bền cắt hoặc các thí nghiệm nhỏ hiện trường thì ma sát bên giới hạn có thể lấy bằng 10% độ bền nén không hạn chế của đá cho đến trị số lớn nhất τ_{ult} bằng $4,0 \text{ N/mm}^2$ (xem F 2.2.). Giá trị lớn nhất τ_{ult} không được vượt quá $4,0 \text{ N/mm}^2$ đối với loại đá bất kỳ khi giả thiết độ bền chịu nén không giới hạn thiết kế của vữa bằng hoặc lớn hơn 40 N/mm^2 . Việc tăng cường độ vữa trên 40 N/mm^2 không dẫn đến tăng đáng kể lực bám dính đá/vữa.

Trong đá phấn và đất sét lẫn đá nứt nẻ, giá trị ma sát có thể bị ảnh hưởng bởi mùn lỗ khoan.

Để tham khảo, trong F.2 đã nêu các giá trị dính bám (ma sát bên) đất/vữa được kiến nghị cho thiết kế.

6.2.3.4. Chiều dài bầu neo

Trừ các neo đá, chiều dài bầu neo không được nhỏ hơn 3m (2m trong đá nếu tải trọng làm việc $< 200 \text{ kN}$).

Trong những điều kiện nhất định, đã nhận được các chiều dài ngắn hơn 3m ngay cả sau khi đã dùng hệ số chung về an toàn. Tuy vậy, đối với các bầu neo rất ngắn, bất kỳ sự suy giảm đột ngột nào về chất lượng đá dọc theo chiều dài bầu neo có thể gây giảm nghiêm trọng khả năng giữ tải trọng giới hạn (xem F.3).

Chiều dài bầu neo đối với neo đá dựa theo số liệu trình bày trong 6.2.3.2; F.2 và CIRIA (1983). Đối với các neo có sức chịu tải cao hơn, chiều dài bầu neo dựa theo biểu thức (1) khi dùng các hệ số an toàn thích hợp.

Khả năng phá hoại đá trong vùng lân cận các neo không xuất hiện để yêu cầu bất cứ sự tăng chiều dài bầu neo nào (Littlejohn và NNK - 1977).

Khi thông tin bị hạn chế, cần có thí nghiệm đặc biệt trong đá yếu, đã bị biến dạng (xem 11.2). Nó sẽ khẳng định sự thích hợp của các chiều dài bầu neo kiến nghị trong những điều kiện phổ biến hơn.

Chiều dài bầu neo không được vượt quá 10 m.

6.2.3.5. Thiết kế bầu neo : các bu lông neo cơ học trong đá

Không có quy tắc thiết kế cho các bu lông neo cơ học trong đá. Sự làm việc hay các tải trọng giới hạn chủ yếu được nhà chế tạo cung cấp; các giá trị đó thường dựa cơ sở trên kết quả các thí nghiệm nhỏ. Trong điều kiện không thể thực hiện thí nghiệm đó, thì các tải trọng làm việc cần được xác định chắc chắn trên các thí nghiệm hiện trường. Chúng cần được khảo sát, đặc biệt là ảnh hưởng của sự thay đổi hướng lỗ khoan đến các đặc tính tự nhiên của đá và

ảnh hưởng của các dao động (Littlejohn và NNK1987).

6.2.4. Thiết kế bầu neo trong đất rời.

6.2.4.1. Khái quát

Các neo kiểu A nói chung không dùng được trong đất rời trừ khi chúng được phun xi măng. Dạng phổ biến nhất là neo kiểu B và C, được các nhà thầu ở Châu Âu dùng phổ biến hơn. Dạng mở rộng như trong các neo kiểu D ít phổ biến, đòi hỏi các giải pháp đặc biệt để huy động vùng có chiều dài bầu neo trước và trong khi hình thành chỗ mở rộng.

6.2.4.2. Các neo kiểu B

Đối với các neo kiểu B được phun vữa áp lực thấp, các biểu thức thiết kế để dự báo khả năng chịu tải trọng giới hạn chủ yếu dựa trên công nghệ thiết kế cọc (Lundahl và Adding 1966; Robinson 1969; Bassett 1970; Littlejohn 1970 và Oosterbaan và Gifford 1972). Để tham khảo T_f theo kN, có thể dự báo từ biểu thức (2) (xem cùng với F.3) :

$$T_f = Lntg\Phi' \quad (2)$$

Ở đây :

L - Chiều dài bầu neo (m)

Φ' - Góc có hiệu của sức kháng cắt (độ)

n - Hệ số kể đến kỹ thuật khoan (xoay trước kèm thổi nước), độ sâu chôn, đường kính bầu neo, áp lực phun vữa trong phạm vi 30 kN/m² đến 1000 kN/m², trong các đặc trưng biến động và ứng suất hiện trường.

Thực nghiệm hiện trường (Littlejohn 1970) cho thấy trong cát thô và cuội sỏi (tính thấm của đất $k_w > 10^{-4}$ m/s), n thay đổi

từ 400 kN/m đến 600 kN/m, trong cát mịn đến trung bình ($k_w = 10^{-4}$ m/s đến 10^{-6} m/s), n giảm còn từ 130 kN/m đến 165 kN/m. Những số liệu đó được đo trong vật liệu có kết tiêu chuẩn cho các lỗ khoan neo đường kính khoảng 0,10 m và khi đường kính mở rộng D thay đổi đáng kể, n được điều chỉnh theo tỷ lệ tương ứng.

Để lựa chọn có thể dùng biểu thức (3) khi khả năng chịu tải trọng giới hạn liên quan đến các kích thước neo và các đặc trưng đất (Littlejohn 1970) :

$$T_f = A \sigma'_v \pi D L \operatorname{tg} \Phi' + B \gamma h \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \quad (3)$$

= (sức cắt bề mặt + sức chịu mũi)

Ở đây :

A - là tỷ số giữa áp lực tiếp xúc tại giao diện bầu neo /đất và áp lực lớp đất phủ có hiệu trung bình (xem F.3)

γ - Trọng lượng riêng của đất bên trên [(trọng lượng đơn vị ngậm nước bên dưới mực nước (kN/m³)]

h - Độ sâu chôn đến đỉnh của bầu neo (m)

L - Chiều dài bầu neo (m)

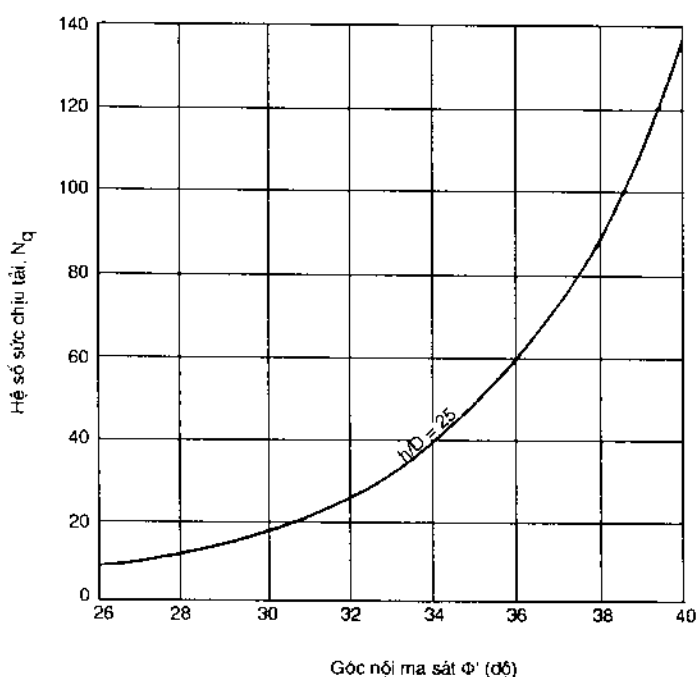
σ'_v - Áp lực vượt quá có hiệu trung bình tiếp giáp với bầu neo (kN/m²) tương đương với $\gamma \{ h + (L/2) \}$ đối với một neo thẳng đứng (Littlejohn 1970)

D - Đường kính của bầu neo, (m)

Φ' - Góc có hiệu của sức kháng cắt (độ)

B - Hệ số chịu tải tương đương với $N_q/1,4$ (xem hình 6)

d - Đường kính của thân vữa bên trên bầu neo, (m)



Hình 6: Quan hệ giữa hệ số sức chịu tải N_q và góc có hiệu của sức kháng cắt Φ' (theo Berezantsev và NNK- 1961)

6.2.4.3. Các neo kiểu C

Đặc tính của các neo kiểu C là tính toán dựa trên các đường cong thiết kế được thiết lập từ thí nghiệm hiện trường cho một phạm vi các loại đất hơn là dựa theo những biểu thức lý thuyết hoặc thực nghiệm, sử dụng các đặc trưng cơ học của một loại đất riêng. Ví dụ, trong đất bồi tích, những kết quả thí nghiệm (Jorge 1969) cho các lỗ khoan đường kính từ 0,1m đến 0,15m, đã cho thấy khả năng chịu tải trọng giới hạn từ 90 kN/m đến 130 kN/m của bầu neo khi áp lực phun vữa $p_j = 1000 \text{ kN/m}^2$; và từ 190 kN/m đến 240 kN/m khi $p_j = 2500 \text{ kN/m}^2$, ở đây p_j là áp lực phun vữa.

Trong những năm gần đây, những đường cong thiết kế cho các neo kiểu C đã được mở rộng nhờ các thí nghiệm ở Đức. Đối với cuội sỏi lẫn cát và cát lẫn cuội sỏi, hình 7

cho thấy tải trọng giới hạn tăng theo độ chặt và hệ số đồng nhất (xem F.3.2).

6.2.4.4. Các neo kiểu D

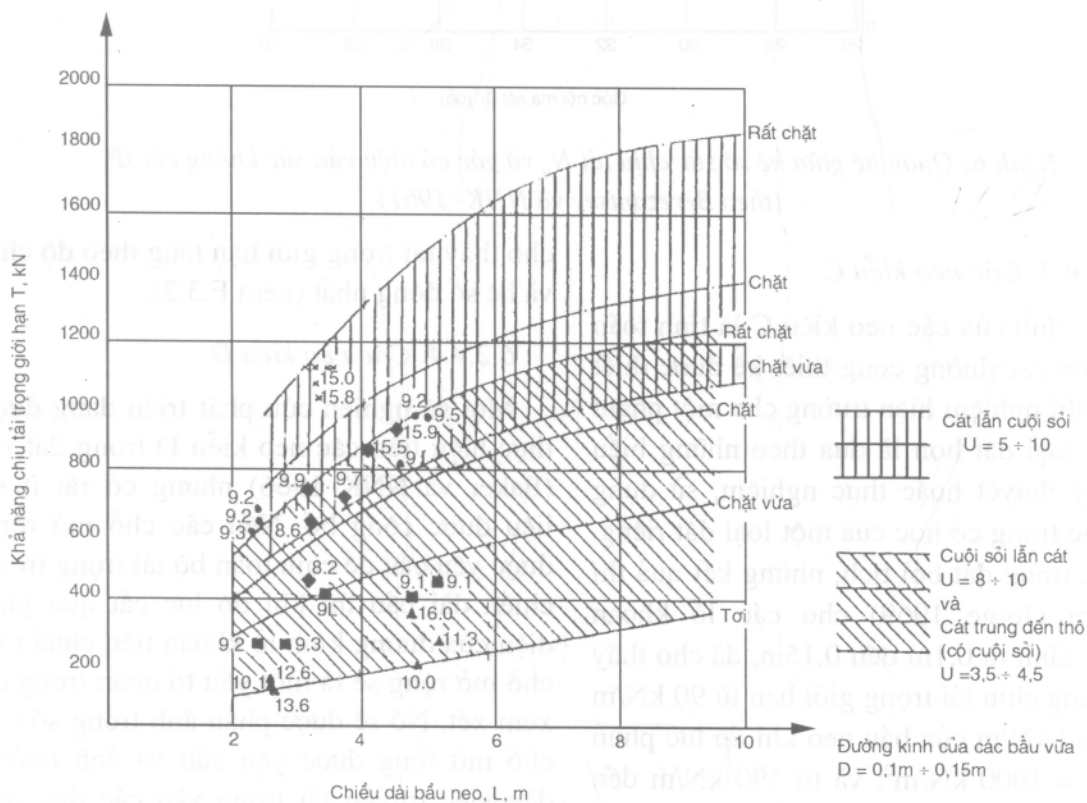
Một số nghiên cứu phát triển đang được thực hiện trên các neo kiểu D trong đất rời (Baker và NNK 1966) nhưng có rất ít số liệu được công bố. Nếu các chỗ mở rộng được yêu cầu để chịu toàn bộ tải trọng trong chiều dài bầu thì khi đó lực cắt qua giao diện của đường kính lỗ khoan tiêu chuẩn và chỗ mở rộng sẽ là một yếu tố quan trọng để xem xét. Nó sẽ được phản ánh trong số các chỗ mở rộng được yêu cầu và ảnh hưởng đến việc truyền tải trọng vào các dây neo trong chiều dài bầu neo (Barley 1978).

6.2.4.5. Chiều dài bầu neo

Chiều dài bầu neo cho các neo kiểu từ A đến D thông thường không được nhỏ hơn 3m hoặc không lớn hơn 10m (xem F.3.4).

	Loại đất	Độ chặt	Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT), N (nhát/0,3m)
●	Cuội sỏi lẫn cát	Rất chặt	120
◆	U = 1,6/0,16	Chặt	60
■		Chặt vừa	43
▲		Tơi	11
×	Cát lẫn cuội sỏi U = 15/0,3	Rất chặt	>130

Ở đây : U hệ số đồng nhất (D_{60}/D_{10})
 D_{60} cỡ hạt lớn nhất của 60% nhỏ nhất
 D_{10} cỡ hạt lớn nhất của 10% nhỏ nhất



- Chú ý :** 1. Kết quả hiện trường hạn chế đối với bầu neo thay đổi khoảng từ 2m đến 5m
 2. Quan hệ giữa độ chặt và các giá trị thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT không phù hợp với BS5930

Hình 7: Khả năng chịu tải trọng giới hạn của các neo cuội sỏi lẫn cát và cát lẫn cuội sỏi cho thấy ảnh hưởng của độ chặt loại đất và chiều dài bầu neo (theo Ostermayer và Scheele (1978))

6.2.5. Thiết kế bầu neo trong đất dính

6.2.5.1. Khái quát

Áp dụng áp lực phun vữa thấp trong những trường hợp cá biệt nhất định thì việc cắm các ống khoan trong đất có thể có lợi cho sức chịu tải của neo. Ngay cả khi không có hiện tượng hydrofracturing thì việc thâm nhập các kẽ hở của vữa có thể cải thiện các giá trị ma sát bên. Điều này, đặc biệt đúng trong lớp đất dính nằm ở giữa các lớp đá sét yếu hoặc than bùn. Các hệ số dính bám vượt quá 0,45 có thể huy động được nhưng cần xác định bằng những thí nghiệm thích hợp (xem 11.2).

6.2.5.2. Các neo kiểu A

Đối với các neo kiểu A thân thẳng được phun vữa bằng ống tremie hoặc đổ theo kiểu trọng lực, các nguyên tắc thiết kế tương tự như các cọc khoan nhồi (Littlejohn 1970; Neely và Montague. Jones 1974; và Sapio 1975) và dựa trên cơ sở dùng các độ bền cắt không thoát nước.

Để tham khảo, khả năng giữ tải trọng giới hạn T_r , theo kN, có thể được dự báo theo biểu thức 4 (xem cùng với F.4) :

$$T_r = \pi D L \alpha C_u \quad (4)$$

Ở đây :

C_u - Độ bền cắt không thoát nước trung bình trên toàn bộ chiều dài bầu neo, (kN/m²)

α - Hệ số dính bám

D - Đường kính bầu neo (đường kính lỗ khoan), (m)

L - Chiều dài bầu neo, (m)

Các tác động của việc khoan và phun vữa gây nên sự thay đổi ứng suất bên trong đất, chúng không thể mô hình hoá một cách chính xác hoặc bằng phân tích ứng suất có hiệu, ứng suất tổng hợp. Phân tích ứng suất có hiệu sẽ cho thấy khả năng giữ tải trọng giới hạn tính toán cao hơn, trong khi phân tích ứng suất tổng cộng sẽ cho các kết quả phù hợp hơn với khả năng chịu tải giới hạn thực tế. Do vậy sức chịu tải trong khoảng thời gian ngắn khi thử một neo và thực ra việc phân tích ứng suất có hiệu đã bao hàm biến dạng có liên quan đến sự mất mát ứng suất trước, nên phân tích ứng suất tổng cộng được xem là thích hợp hơn.

6.2.5.3. Các neo kiểu C

Khi phun vữa áp lực cao có thể thực hiện an toàn thì sử dụng các neo kiểu C có hoặc không có phun vữa sau.

Kết quả của nhiều thí nghiệm cơ bản cho trong hình 8, có thể sử dụng để tham khảo khi thiết kế các đường kính lỗ khoan từ 0,08m đến 0,16m. Ma sát bên (τ_m) tăng theo độ chảy* tăng và chỉ số dẻo giảm. Trong sét cứng (chỉ số chảy $I_c = 0,8 \div 1$) với độ dẻo trung bình hoặc cao, ma sát bên từ 30 kN/m² đến 80 kN/m² là những giá trị

* Chỉ số độ chảy I_c được cho theo biểu thức sau :

$$I_c = \frac{L_L - m}{L_L - P_L}$$

Ở đây : L_L - giới hạn chảy (%)
 P_L - giới hạn dẻo (%)
m - độ ẩm tự nhiên (%)

thấp nhất ghi được, trong khi đó các giá trị cao nhất ($\tau_M > 400 \text{ kN/m}^2$) đã thu được trong bùn cát có độ dẻo trung bình và độ chảy từ rất chặt đến cứng ($I_c = 1,25$). Kỹ thuật phun vữa sau cũng cho tăng ma sát bên trong đất sét cứng từ 25% ÷ 50% mặc dù sự cải thiện lớn hơn (từ 120 kN/m² đến khoảng 300 kN/m²) đã ghi nhận được đối với sét cứng có độ dẻo trung bình đến cao. Theo hình 9 ảnh hưởng của áp lực phun vữa sau đến ma sát bên đã được định lượng, cho thấy τ_M tăng đều khi tăng áp lực phun vữa sau.

6.2.5.4. Các neo kiểu D

Có các nguyên tắc thiết kế đối với neo kiểu D có nhiều bầu, (Littlejohn 1970; Bastaple 1974; Neely và Montague - Jones 1974). Để tham khảo, khả năng giữ tải trọng giới hạn T_r , theo kN, có thể dự báo theo biểu thức 5 :

$$T_r = \pi D L C_u + \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) N_c C_{ub} + \pi d l C_a \quad (5)$$

= (ma sát bên) + (sức chịu ở mũi) + (sức kháng thân)

Ở đây :

D - Đường kính của bầu mở rộng (xem hình 10), (m)

L - Chiều dài bầu neo, (m)

C_u - Độ bền cắt không thoát nước trung bình trên toàn bộ chiều dài bầu neo, (kN/m²)

d - Đường kính của thân, (m)

N_c - Hệ số sức chịu tải (phổ biến giả thiết trị số 9)

C_{ub} - Độ bền cắt không thoát nước tại khoảng cuối của bầu neo, (kN/m²)

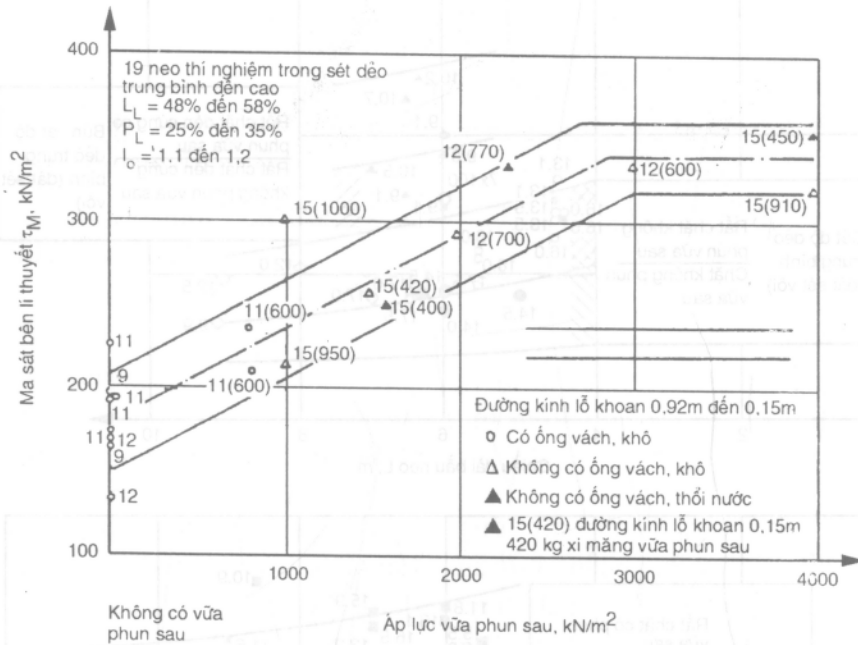
l - Chiều dài của thân, (m)

C_a - Độ dính bám thân (giả thiết giá trị của C_a phổ biến từ 0,3 C_u đến 0,35 C_u), (kN/m²)

Do không có các kết quả thí nghiệm neo trên hiện trường, đôi khi áp dụng hệ số giảm thực nghiệm thay đổi từ 0,75 đến 0,95 cho các thành phần ma sát bên và sức chịu mũi trong biểu thức 5 để kể đến các yếu tố như kỹ thuật thi công, hình dạng bầu (Bassett 1970; Buttlung 1977).

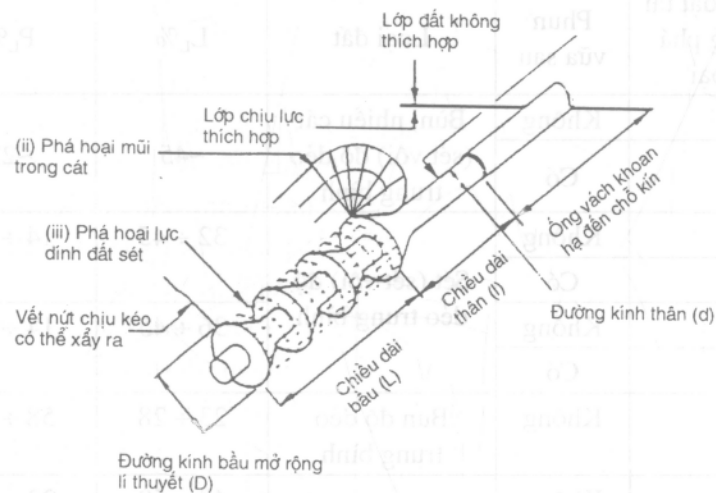
Trong những trường hợp riêng khi đất sét bên cạnh bầu neo có các khoảng trống hoặc khe nhồi cát, kiến nghị dùng hệ số giảm là 0,5 cho thành phần ma sát bên và sức chịu ở mũi (Littlejohn 1970).

Vấn đề quan trọng trong đất dính là thời gian khoan, tạo bầu mở rộng và phun vữa. Chúng phải nhỏ nhất để xét đến hiệu ứng làm mềm của nước đối với đất sét. Hậu quả của sự chậm trễ thậm chí chỉ vài giờ sẽ làm giảm khả năng chịu tải và gây mất đáng kể ứng suất trước. Trong trường hợp các khe nứt có chứa cát, ví dụ khi sử dụng việc thổi nước, chỉ từ 3 đến 4 giờ có thể ảnh hưởng đến việc giảm độ bền C_u gần đến giá trị mềm hoá hoàn toàn. Việc tạo bầu mở rộng thích hợp nhất đối với đất sét có $C_u > 90 \text{ kN/m}^2$. Đã ghi nhận được một số khó khăn dưới dạng trượt hoặc vỡ cục bộ của các phần thất giữa các bầu có thể xảy ra khi giá trị của C_u từ 60 kN/m² ÷ 70 kN/m². Việc tạo bầu mở rộng hoàn toàn không thực tế khi $C_u < 50 \text{ kN/m}^2$. Việc tạo bầu mở rộng cũng gặp khó khăn trong đất có chỉ số dẻo thấp, ví dụ chỉ số dẻo < 20.



Lưu ý : Ma sát bên lý thuyết được tính toán theo đường kính lỗ khoan và chiều dài bầu neo

Hình 9: Ảnh hưởng của áp lực vữa phun sau đến ma sát bên trong đất dính (theo Ostermayer (1974))



Hình 10: Sơ đồ neo nhiều bầu tại sức chịu tải giới hạn (theo Bassett (1970))

Do xét đến khoảng cách giữa các bầu mở rộng (δ_u) trong các neo kiểu D, có thể dùng các biểu thức 6 và 7 để dự báo khoảng cách lớn nhất cho phép tạo ra sự phá hoại dọc theo bề mặt hình trụ, nó đòi hỏi nhỏ hơn chuyển vị của bầu neo để phát triển tải trọng. Khi chuyển vị của bầu neo là không quan trọng, có thể sử dụng các khoảng cách giữa các bầu rộng hơn và khi đó chúng sẽ hoạt động độc lập.

$$\pi D \delta_u C_u < \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) N_c C_u \quad (6)$$

Từ đó có :

$$\delta_u < \frac{(D^2 - d^2)}{4D} N_c \quad (7)$$

6.2.5.5. Chiều dài bầu neo trong đất dính

Chiều dài bầu neo thông thường không được nhỏ hơn 3m nhưng không lớn hơn 10m.

6.2.6. Ảnh hưởng lẫn nhau của bầu neo

Để hạn chế ảnh hưởng lẫn nhau giữa các bầu neo, đã giả thiết một khoảng cách không nhỏ hơn 4 lần đường kính (D) tính từ tim đến tim (ở đây D là đường kính lớn nhất trong bầu neo) và trong thực tế thường chấp nhận một khoảng cách tối thiểu từ 1,5m đến 2,0m (xem F.5 và 11.4.10).

Khoảng cách giữa một bầu neo và móng kê bên hoặc một hầm dịch vụ cần lớn hơn 3m, cần lưu ý rằng đối với móng bề mặt cần tăng độ sâu bầu neo lên 5m hoặc hơn nữa để cải thiện sức kháng giới hạn chịu nhỏ hoặc cải thiện điều kiện phá hoại cắt cục bộ chung quanh bầu neo, trái với phá hoại cắt cục bộ chung, trong các điều kiện giới hạn.

Tại vị trí các bầu neo, cần kể đến khả năng tạo lỗ khoan có độ chính xác cần thiết

6.2.7. Tổng hợp các phương pháp thiết kế

Để trợ giúp cho người sử dụng tiêu chuẩn, các giá trị chiều dài bầu neo cho các neo A đến D (xem 6.2.2 và hình 4) trong đá, đất rời và đất dính được tổng hợp trong bảng 3.

6.3. Giao diện vữa/dây neo

6.3.1. Khái quát

Cơ chế truyền liên kết trong bê tông cốt thép dự ứng lực đã có một lượng thông tin thích hợp, nhưng ở lĩnh vực neo trong đất còn phải nghiên cứu nhiều hơn nữa. Dạng phá hoại dây neo bám dính trong vữa của một neo trong đất tại hiện trường có thể không giống với thí nghiệm nhỏ dây neo dùng trong công nghệ bê tông mà đã thu được các số liệu về độ dính bám. Trong trường hợp trước, vữa thường chịu kéo, còn trong thí nghiệm dính bám tiêu chuẩn, ít nhất có một phần bê tông bao quanh chịu nén. Do đó trong các neo đất, cơ chế của tác động dính bám phụ thuộc vào mô đun đàn hồi tương ứng của thép và vữa. Giá trị dính bám vữa xi măng/dây neo đang được dùng hoặc kiến nghị trong thực tế cho ở các bảng từ 28 đến 30 đối với dây neo loại thanh, dây và cáp (xem G.5).

6.3.2. Độ lớn dính bám

Ứng suất dính bám giới hạn, được giả thiết đồng nhất trên toàn bộ chiều dài dính bám dây neo, không được vượt quá :

(a) 1,0 N/mm² cho dây phẳng và thanh phẳng

(b) 1,5 N/mm² cho dây tròn

(c) 2,0 N/mm² cho thanh gai hoặc cáp tròn

(d) $3,0 \text{ N/mm}^2$ cho cáp sản cục bộ (Barley, 1978).

Các giá trị trên căn cứ vào độ bền nén vừa nhỏ nhất là 30 N/mm^2 trước khi căng. Chúng có thể áp dụng cho các dây neo kiểu đơn và dây neo nhiều sợi song song, có khe hở lớn hơn 5mm (Bruce 1976, Barley 1978). Đối với các dây neo và cáp neo loại sản có thể huy động được sự liên kết cơ học hoặc độ bền cắt của vữa thì không áp dụng yêu cầu về khoảng cách tối thiểu.

Đối với vữa cao su hoá, các giá trị dính bám giới hạn cần lấy từ các thí nghiệm đã có và đã được báo cáo.

6.3.3. Chiều dài dính bám của dây neo

Đối với các neo phun vữa xi măng hoặc cao su (trừ các neo đá), chiều dài dính bám cần không nhỏ hơn các giá trị sau đây, trừ khi thí nghiệm tỷ lệ thật đã khẳng định các chiều dài dính bám ngắn hơn được chấp nhận :

(a) $3,0\text{m}$ khi dây neo được cất giữ và dính bám tại chỗ

(b) $2,0\text{m}$ khi dây neo dính bám trong các điều kiện được kiểm tra của nhà máy.

Đối với các neo đá có thể dùng các chiều dài dính bám ngắn hơn nhưng cần xét đến những kiến nghị ở 6.3.2.

Khi có nghi ngờ về sự hợp lý của chiều dài dính bám ở dây neo, cần phải khẳng định lại thiết kế đã được đề nghị bằng thử các neo thí nghiệm (xem 11.2.3).

6.3.4. Ảnh hưởng đến dính bám của các điều kiện bề mặt

Độ bền dính bám có thể chịu ảnh hưởng đáng kể bởi điều kiện bề mặt của dây neo,

đặt biệt khi có vật liệu lỏng hoặc dầu mỡ trên giao diện đó. Bề mặt của các dây neo cần được làm sạch gỉ sắt, đất, sơn, mỡ, xà phòng và dầu nhờn khác. Khi cung cấp các dây neo được bọc bằng dầu hoặc mỡ bảo vệ, chúng cần được làm sạch cẩn thận bằng hơi nước nóng hoặc các hoá chất thích hợp, với mục đích đó có thể cần duỗi thẳng tạm thời toàn bộ chiều dài cáp sẽ phải dính bám.

Một lớp mỏng các gỉ sắt ở dây neo như trên các hình 15(a) và (b) là không có hại mà có thể cải thiện sự dính bám [(xem 8.1.1 và Hiệp hội quốc tế về ứng suất trước (1986)].

Các dây neo có dấu hiệu lỗi lôm thì không được sử dụng.

6.3.5. Mật độ dây neo thép trong lỗ neo

Đối với các neo đá tỷ số giữa diện tích dây neo và diện tích của lỗ khoan cần phù hợp với các chỉ dẫn của nhà chế tạo về việc sử dụng trước đó trong các điều kiện tương tự. Trong trường hợp sử dụng có vỏ bọc, khoảng cách theo hình vòng nhẫn giữa thanh neo và lỗ khoan là khống chế để cho phép phối hợp một cách có hiệu quả các thành phần của vỏ bọc.

Đối với tất cả các neo khác, trừ khi thí nghiệm trên mẫu thật khẳng định đạt yêu cầu làm việc và tuân theo những yêu cầu nghiệm thu đã được thoả thuận (xem 11.2 và 11.3) thì diện tích tiết diện ngang của dây neo thép không được vượt quá 15% diện tích lỗ khoan đối với các dây nhiều sợi song song và 20% diện tích lỗ khoan đối với dây neo đơn hoặc dây neo nhiều sợi loại sản thích hợp, nhằm mục đích giảm thiểu hiện tượng bong (Bruce 1976; Barley 1978).

6.3.6. Vỏ bọc cao su và xi măng

Đối với các bầu neo được tạo hình bằng cách dùng các vỏ bọc vữa cao su hoặc xi măng thì cần phải thực hiện những thí nghiệm trên mẫu thật trừ khi có được các số liệu liên quan đã được báo cáo. Nhằm đánh giá sự làm việc theo yêu cầu và mức độ các hư hỏng cần phải thực hiện những thí nghiệm bổ sung khi cần thiết bằng cách theo dõi sự dãn và hậu quả kèm theo của bầu neo.

Hiện có rất ít các số liệu kỹ thuật về những xem xét khi thiết kế và tình trạng

làm việc kèm theo đối với loại vữa gốc cao su epoxy hoặc polyester trong lĩnh vực neo trong đất. Tâm quan trọng của các đặc trưng kỹ thuật vẫn chưa được hiểu hoàn toàn như mô đun đàn hồi và sự làm việc dẻo khi chịu tải có quan hệ với nhau nhưng lại mâu thuẫn. Trong đó giá trị E thấp hơn sẽ giúp cho việc truyền tải đều hơn và giảm bớt các vết nứt, trị số độ dãn lớn hơn khi chịu tải trọng làm việc. Điều đó, rất khó tối ưu hoá các thông số này trong tính toán thiết kế (xem 7.2.3).

Bảng 3. Các phương pháp thiết kế các thành phần của bầu neo

Đất	Đá	Đất rời	Đất dính
Kiểu neo (Xem hình 2)	Mục 6.2.3	Mục 6.2.4	Mục 6.2.5
A	Các mục 6.2.2.2 và 6.2.3 và F2 $L = \frac{T_w \times S_f}{\pi D \tau_{ult}} \quad (1A)$	Không áp dụng trừ khi đất được xi măng hoá và ứng xử như đá mềm, xem kiểu A cho đá	Mục 6.2.5.2 và F4 $L = \frac{T_w \times S_f}{\pi D \alpha C_u} \quad (4A)$
B	Xem kiểu A cho đá	Mục 6.2.4.2, hình 6 và F3 $L = \frac{T_w \times S_f - B \gamma \pi / 4 (D^2 - d^2)}{A \sigma'_v \pi D t g \phi'} \quad (3A)$ Hoặc $= \frac{T_w \times S_t}{n t g \phi'} \quad (2A)$	Không áp dụng
C	Thiết lập hoặc thử nghiệm phù hợp được yêu cầu	Các mục 6.2.4.3 và F.3.2 và hình 7 Thực nghiệm dựa cơ sở trên các thí nghiệm hiện trường	Mục 6.2.5.3 và các hình 8 và 9
D	Thiết lập hoặc thử nghiệm phù hợp được yêu cầu	Thiết lập hoặc thử nghiệm trường phù hợp được yêu cầu	Mục 6.2.5.4 và hình 10 $L = \frac{T_w \times S_f - \pi / 4 (D^2 - d^2) N C_u - d I C}{\pi D C_u} \quad (5A)$
Các giới hạn chung, max, min, xem F.3	Các mục 6.2.3.4, F.2.3 và bảng 26 10,0 m 3,0 m (trừ các neo đá)	Các mục 6.2.4.5; F.3.4 và hình 61 10,0 m 3,0 m	Mục 6.2.5.5 10,0 m 3,0 m

6.4. Tạo mũ

6.4.1. Khái quát

Việc tạo mũ chủ yếu là dạng của các dây neo đơn hoặc nhiều sợi được phun vữa bên trong một ống gợn sóng đơn hoặc trong hai ống gợn sóng đồng tâm nó bảo vệ có hiệu quả chiều dài phân dây neo dính bám chống lại sự ăn mòn. Hệ thống này cho phép truyền tải trọng từ dây neo qua một số các giao diện vật liệu đến vữa bầu neo bên trong lỗ khoan. Cơ chế truyền tải này phức tạp do các đặc trưng kỹ thuật khác nhau của vật liệu như thép, vữa, chất dẻo.

Xét đến tính phức tạp của hệ thống tạo mũ nên chỉ những giá trị giới hạn của các ứng suất dính bám trung bình trên các giao diện chính mà đã đo được trong các thí nghiệm tỷ lệ thật được dùng trong thiết kế. Nhằm mục đích khẳng định hệ thống tạo mũ có thể duy trì được khả năng chống gi của chúng khi chịu tải trọng, cần phải thực hiện các thí nghiệm tuân theo điều 11.2.

Các cơ chế truyền tải trọng đối với các hệ thống tạo mũ điển hình trình bày trong hình 11.

6.4.2. Độ lớn dính bám

Ứng suất dính bám giới hạn được giả thiết đều trên toàn bộ giao diện vữa/inh bên ngoài không được vượt quá $3,0 \text{ N/mm}^2$ đối với các loại vữa xi măng trù, khi có thí nghiệm cần thiết. Cần phải chú ý đến mức độ, độ lớn và hình dạng của các vết nứt trên bề mặt mũ (8.2.4.3.2). Các ứng suất dính bám giới hạn tại các giao diện vữa/dây neo bên trong mũ, không được

vượt quá các trị số quy định trong 6.3.2. Đối với các vữa cao su, các giá trị ứng suất dính bám giới hạn cần được lấy từ những thí nghiệm khi không có các số liệu tương ứng đã được báo cáo.

6.4.3. Chiều dài mũ

Mũ cần có chiều dài không nhỏ hơn 2m đối với các bầu neo có thân thẳng. Khi dùng những bầu mở rộng trong đất sét thì chiều dài tạo mũ cân bằng với chiều dài bầu neo để ngăn chặn sự nguy hiểm của hiện tượng làm hỏng thân vữa giữa các bầu mở rộng phía trên.

6.4.4. Mật độ của thép bên trong mũ

Diện tích tiết diện ngang của thép trong mũ có thể lớn hơn nhiều so với diện tích tiết diện ngang được chấp nhận của thép trong lỗ khoan (xem 6.3.5) do chế tạo mũ trong các điều kiện được kiểm tra và sự liên kết của vữa xi măng hoặc cao su cường độ cao. Mỗi hệ thống mũ cần được kiểm tra để đảm bảo các khoảng hở bên trong cho vữa thâm nhập và đảm bảo những đặc trưng của mũ tương đương với dây neo thép. Khi dây neo bao gồm số lượng lớn các sợi cần đặc biệt chú ý đến việc truyền lực dây neo từ các lớp bên trong của cáp và giao diện của mũ đã được phun vữa và xét đến vị trí bắt đầu của bất kỳ sợi cáp nào. Trong trường hợp đó đòi hỏi các thí nghiệm kiểm tra để khẳng định sự hợp lý của hình dạng cáp đã được đề nghị.

6.5. Chiều dài phân neo tự do

Việc xác định chiều dài tự do trong đất và đá đã được trình bày trong D.2 và D.3.

7. VẬT LIỆU VÀ CÁC BỘ PHẬN

7.1. Vữa xi măng

7.1.1. Xi măng

Để thi công neo trong đất, xi măng phải là một trong những loại sau đây :

- (a) Xi măng Portland phù hợp với BS 12
- (b) Xi măng Portland đông cứng nhanh phù hợp với BS 12
- (c) Xi măng Portland lò cao phù hợp với BS 146
- (d) Xi măng Portland nhiệt lượng thấp phù hợp với BS 1370
- (e) Xi măng Portland bền sunphat phù hợp với BS 4027
- (f) Xi măng Portland lò cao nhiệt lượng thấp phù hợp với BS 4246

Sử dụng xi măng hàm lượng nhôm cao phù hợp với BS 915 nên giới hạn trong các neo tạm có thời gian sống không quá 6 tháng và các neo để thí nghiệm khả năng chịu tải của đất.

Để phòng ngừa hàm lượng sun phít, chỉ các loại xi măng phù hợp với BS 12, BS 1370 hoặc BS 4027 mới được dùng cho việc bám dính dây neo cho các neo lâu dài.

Xi măng trong các vỏ bọc vữa cần phù hợp với BS 12 hoặc BS 915.

7.1.1.1. Các vật liệu thay thế xi măng được trộn trước

Việc sử dụng các vật liệu thay thế xi măng đã được đăng ký như tro bay P.F.A (xem BS 3892), xỉ lò cao, đất nghiền mịn (xem BS 6699) và si líc nghiền mịn được chấp nhận cho các neo trong đất. Nên tham

khảo ý kiến các chuyên gia trước khi lựa chọn các vật liệu thay thế xi măng và nên tuân theo một cách chặt chẽ chỉ dẫn của nhà chế tạo (8.2.4.2.2.1).

7.1.1.2. Các hạn chế về sunfat

Hàm lượng sunfat tổng cộng không được vượt quá 4% (m/m) SO_3 của xi măng trong vữa. Nhằm mục đích này hàm lượng sunfat dưới dạng SO_3 cần được tính toán từ tất cả các nguồn được xác định bằng những thí nghiệm mô tả trong BS 1047, BS 3681, BS 3892 và BS 4550 khi có thể áp dụng. Đối với vữa đã đông cứng cần thực hiện lấy mẫu và phân tích hoá học như mô tả trong BS 1881 : phần 6.

7.1.1.3. Hạn chế về Clorit

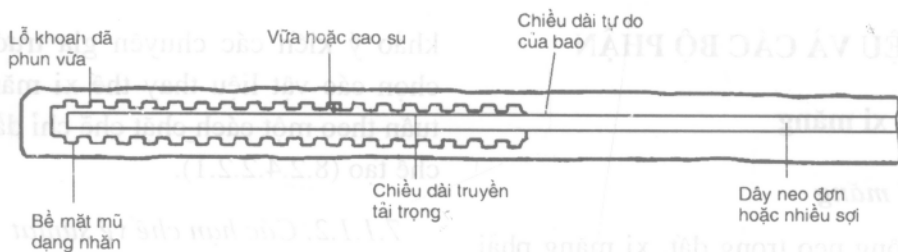
Hàm lượng clorit tổng cộng trong vữa tính từ tất cả các nguồn không được vượt quá 0,1% (m/m) của xi măng cho bám dính dây neo chịu ứng suất.

7.1.2. Các chất độn

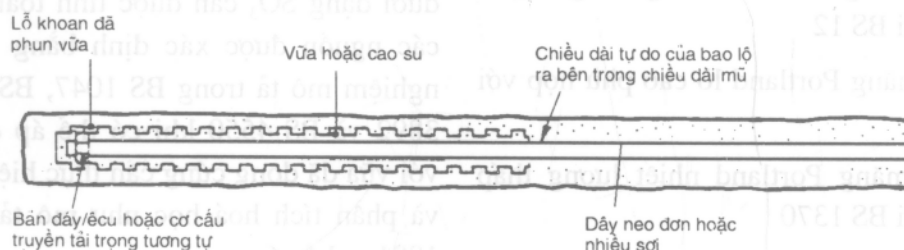
Các chất độn bên trong như cát hoặc bột đá vôi cho phép dùng trong vữa xi măng. Việc sử dụng các chất độn trong vữa bám dính dây neo là tương đối hiếm và cần tham khảo 7.1.1.2 và 7.1.1.3.

7.1.3. Nước

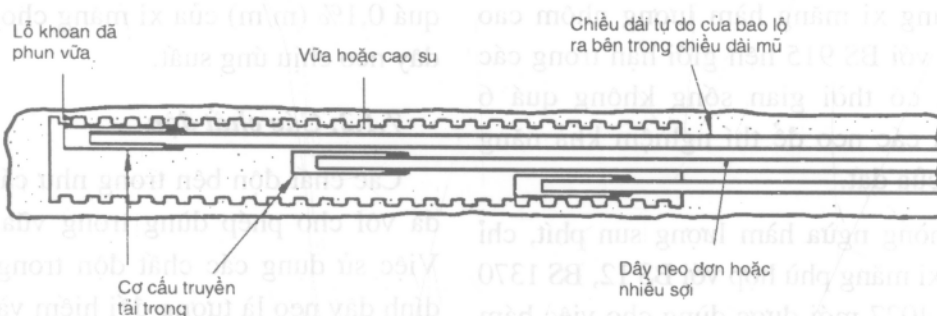
Nước để trộn không được chứa các thành phần có hại cho thép hoặc vữa xi măng. Nước không được chứa dầu, các chất hữu cơ hoặc các thành phần có hại và phải phù hợp với phụ lục A của BS 3148 : 1980. Nước không được chứa nhiều hơn 500 mg ion clorit/lít. Nếu nước không uống được thì cần phân tích hoá học.



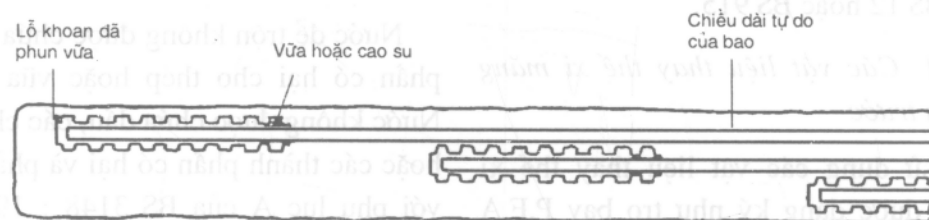
(a) Mũ có toàn bộ chiều dài dây neo truyền tải trọng



(b) Mũ có cơ cấu truyền tải trọng ở bên ngoài cùng



(c) Mũ có cơ cấu truyền tải trọng nhiều sợi



(d) Hệ thống mũ phức tạp

Hình 11: Các cơ cấu truyền tải trọng của các hệ thống mũ điển hình

7.1.4. Các chất phụ gia

Chỉ được dùng chất phụ gia nếu thí nghiệm cho thấy việc sử dụng chúng cải thiện những đặc trưng của vữa, ví dụ cải thiện độ linh động, độ sụt, giảm sự mất nước, rỗ hoặc làm tăng mức độ phát triển, cường độ.

Các chất phụ gia không được chứa bất kỳ thành phần có hại nào cho thép và vữa. Ví dụ không được sử dụng một phụ gia nào chứa nhiều hơn 0,1% (m/m) tính theo tổng số các chất clorit, sunfit hoặc nitorat.

Các tác nhân trương nở có chứa nhôm để tạo sự trương nở của vữa đến 5% có thể được dùng tuân theo những chỉ dẫn của nhà chế tạo. Các chất phụ gia được sử dụng và thí nghiệm phải theo BS 5075.

Trước khi sử dụng bất kỳ chất phụ gia nào ở hiện trường, nhà chế tạo cần cung cấp bằng văn bản những thông tin liên quan đến các yêu cầu của mục 7 của BS 5075: Phần 1 : 1982 và mục 7 của BS 5075 : Phần 2 : 1982.

Những chất phụ gia của vữa xi măng trong các vỏ bọc cần phù hợp với các kiến nghị của mục này.

7.1.5. Các đặc trưng của vữa

Các thông số thiết kế của vữa cần phù hợp với 6.2, 6.3, 7.1 và 8.2.

7.1.5.1. Trộn

Trước khi trộn vữa phải thiết lập các đặc trưng sau đây :

- (a) Loại xi măng
- (b) Tỷ lệ nước/xi măng
- (c) Loại và mật độ phụ gia hoặc chất độn

(d) Độ chảy được từ đồng hồ đo độ nhớt, côn đo độ chảy hoặc độ chảy kế.

(e) Sự phát triển của cường độ chịu nén không thoát nước, ví dụ 3 ngày, 7 ngày, 14 ngày và 28 ngày dựa theo các khối lập phương 100 mm.

(f) Các ghi chú về những nứt nẻ hoặc dẫn nở, mất nước và thời gian đông kết.

Việc trộn cần được thí nghiệm lại nếu như có sự thay đổi loại hoặc các thành phần.

7.1.5.2. Vữa neo lỗ khoan

Để đảm bảo rằng vữa xi măng đã bám dính và có cường độ chịu cắt tốt, vữa trộn cần đạt cường độ chịu nén không thoát nước tối thiểu 40 N/mm² tại 28 ngày và các mẫu được chế tạo, bảo dưỡng và thí nghiệm tuân theo BS 1881.

Sự mất nước của vữa dính bám thanh neo tại 20°C không được vượt quá 2% về thể tích sau khi trộn 3 giờ và nhiều nhất là 4% về thể tích. Các giá trị cao hơn cho phép trong trường hợp đất có khả năng thấm khi nước vữa bị mất đã lọc qua quá trình phun có áp lực.

Đối với các neo, tỷ số nước/xi măng của vữa bám dính dây neo nằm trong phạm vi 0,35 ÷ 0,60. Trong những hoàn cảnh nhất định, có thể dùng vữa trộn sơ bộ có tỷ số nước/xi măng cao hơn để tăng tính dẫn của dây neo. Được phép sử dụng cách trộn như vậy sẽ tạo ra một dung dịch loãng hơn thay cho việc dùng vữa có độ bền và mật độ thích hợp cho vùng bầu neo. Đối với các neo trong đất có độ thấm kém ví dụ như đá hoặc sét thì tỷ lệ nước/xi măng không được vượt quá 0,45; Littlejohn (1982b) đã cung cấp chỉ dẫn về thiết kế vữa xi măng.

7.1.5.3. Vữa mũ neo

Khi vữa xi măng bám dính dây neo hoạt động như một phần của bảo vệ chống ăn mòn thì độ mất nước lớn nhất không vượt quá 0,5% (xem 8.2.4.2.2.1).

7.1.5.4. Vữa vỏ bọc

Tỷ lệ nước/xi măng trong các vỏ bọc có hàm lượng nhôm cao không vượt quá 0,4.

7.1.5.5. Vữa phun trước trong lỗ khoan

Trong thao tác phun vữa trước các yêu cầu về cường độ là khá lớn và không cần phải quy định.

7.1.6. Nguy hiểm và an toàn cho sức khoẻ

Một số hoá chất được dùng như các chất phụ gia trong vữa có hại và có thể gây ra viêm tấy da (CIRIA 1981, 1982). Công nhân cần dùng kem và găng tay bảo vệ và có các phương tiện bảo vệ cá nhân khác như quần áo bảo hộ, kính phòng hộ và mặt nạ dưỡng khí, đặc biệt khi làm việc trong các chỗ kín. Cần tuân theo các chỉ dẫn an toàn vận chuyển của nhà chế tạo. Nếu không được cung cấp các chỉ dẫn cho chất phụ gia, người sử dụng cần đòi hỏi nhà chế tạo/người cung cấp, những người có trách nhiệm pháp lý cung cấp thông tin theo Phần sáu của Đạo luật 1974 về Sức khoẻ và an toàn khi làm việc....

7.2. Vữa cao su

7.2.1. Cao su

Epoxy và cao su polyester được dùng phổ biến nhất trong các vỏ bọc cho neo đá hoặc bảo vệ các mũ của bầu neo. Cao su cần được thiết kế một cách đặc biệt và được nhà chế tạo chỉ dẫn về sử dụng cho neo trong đất.

Cần phối hợp với nhà chế tạo để lựa chọn các đặc trưng làm việc của vật liệu cho phù hợp với những điều kiện cụ thể của từng trường hợp. Cần tiến hành các thí nghiệm trong phòng và hiện trường để định lượng thời gian trộn, hiệu quả trộn, thời gian đông kết và đặc tính chịu nhỏ.

Do không có tiêu chuẩn Anh tương ứng nên epoxy hoặc cao su polyester cần được thử bằng những thí nghiệm (xem BS 6319) hoặc các thực nghiệm để có được các đặc trưng sau đây (xem cùng với 7.2.3.1) :

(a) Độ bền đủ để truyền ứng suất đặt lên một cách an toàn;

(b) Tính trợ cần thiết trong các điều kiện đất bao quanh;

(c) Khi thích hợp và có thể thì tạo một lớp chắn bảo vệ chống ăn mòn cho các dây neo thép, ví dụ không bị nứt gãy trong các điều kiện căng kéo và vận chuyển.

(d) Độ bền dính bám cần thiết với dây neo, dính bám trong trường hợp bề mặt nhẵn;

(e) Tính dễ kéo sợi cần thiết để đảm bảo phù hợp với các đặc trưng tải trọng/dãn dài của dây neo cho đến $80\% f_{pu}$;

(f) Co ngót thấp sau khi đông;

(g) Tại nhiệt độ lắp đặt, trước khi đông cứng, có độ chảy thích hợp để lấp kín các khe hở

(h) Dão tối thiểu dưới điều kiện tải trọng khai thác.

Cần tuân theo chặt chẽ các chỉ dẫn của nhà chế tạo khi sử dụng cao su.

7.2.2. Các chất độn

Việc sử dụng các chất độn trợ có thể có lợi về kỹ thuật và kinh tế, ví dụ như làm

giảm co ngót và lượng tỏa nhiệt. Có nhiều loại khoáng chất nghiền thích hợp để làm chất độn, nhưng để đảm bảo dùng vật liệu phù hợp kiến nghị dùng các chất độn đóng gói sẵn do các nhà chế tạo cao su cung cấp.

Đối với vữa làm vỏ bọc hoặc làm mũ, các chất độn cần phải có cỡ hạt 100% đi qua rây 200 μm . Rất hiếm trường hợp phun cao su vào lỗ khoan tại hiện trường có thể tăng cỡ hạt lớn nhất đến 1mm.

7.2.3. Các đặc trưng của vữa

7.2.3.1. Khái quát

Các thông số thiết kế của vữa cần phù hợp với 6.2, 6.3, 7.2 và 8.2.

7.2.3.2. Pha trộn

Các hệ cao su thông thường thích hợp với điều kiện nhiệt độ dưới 40°C. Khi nhiệt độ cao hơn cần sử dụng các công thức cao su chế tạo đặc biệt.

Trước khi phun vữa, phải thiết lập các đặc trưng sau đây :

- (a) Loại cao su;
- (b) Loại và mật độ chất độn;
- (c) Số liệu độ chảy (do bằng độ chảy kế, côn đo độ chảy hoặc thiết bị đo độ nhớt) trước khi cao su được phun;
- (d) Sự phát triển cường độ chịu nén tương ứng với thời gian và nhiệt độ;
- (e) Cường độ chịu kéo giới hạn;
- (f) Mô đun đàn hồi và phần trăm giãn dài tại thời điểm phá hoại
- (g) Sự phát triển độ đông theo thời gian kèm theo nhiệt độ
- (h) Các co ngót lớn sau khi đông
- (i) Trị số tỏa nhiệt

(j) Điểm bốc hơi

(k) Thời gian sử dụng

Hỗn hợp trộn cần được thử lại khi có sự thay đổi loại hoặc gốc của các thành phần.

Co ngót sau khi đông tốt nhất là không có hoặc không nhiều hơn 5% vì nếu không, có thể xảy ra hiện tượng bong và làm tăng khả năng bị ăn mòn do việc hình thành các đường nứt.

Để đủ khả năng truyền tải trọng cường độ chịu nén và chịu kéo giới hạn, được kiến nghị phải lớn hơn 75 N/mm² và 15 N/mm², nhưng mô đun đàn hồi và phần trăm giãn dài khi phá hoại là rất quan trọng để loại trừ nứt gãy đối với các neo lâu dài, cần lưu ý khả năng giãn dài của các dây neo. Xét đến điều đó nên phần trăm giãn dài khi phá hoại có thể nằm trong phạm vi 1% đến 1,5%, nhưng hiện nay không đề nghị một mô đun đàn hồi tối thiểu để đảm bảo dãn không đáng kể khi chịu tải trọng khai thác. Do vậy khi đề nghị sử dụng vữa cao su cho dính bám dây neo cần thiết phải thực hiện các thí nghiệm trên mẫu thật (bao gồm lấy mẫu theo phân đoạn) để thử tính hiệu quả của hỗn hợp vữa (xem 6.3.6).

7.2.4. Nguy hiểm và an toàn cho sức khỏe

Vấn đề nguy hiểm và an toàn cho sức khỏe liên quan đến vữa cao su xem 7.1.6.

7.3. Dây neo

7.3.1. Khái quát

Dây neo thường bao gồm thanh, cáp, dây thép đơn hoặc thành nhóm. Sự phát triển với các vật liệu và dạng vật liệu khác, có thể áp dụng trong neo đất, cần phải thỏa mãn các thử nghiệm.

7.3.2. Thép căng trước

7.3.2.1. Các yêu cầu

Dây thép không chứa hợp kim được nêu trong chương 2 của BS 5896:1980, cáp không có hợp kim 7 sợi được nêu trong chương 3 của BS 5896:1980 và thép thanh hợp kim thấp được nêu trong BS 4486.

Hiện nay chưa có tiêu chuẩn thép căng trước về thanh, dây thép không gỉ và thanh thép không gỉ có bọc. Thành phần hay được dùng của thép là loại 316 S31 có chứa 0,15% đến 0,25% nitơ. Vật liệu này có thể cán cả nóng lẫn nguội.

7.3.2.2. Kích thước tiêu chuẩn và các độ bền đặc trưng được quy định

Bảng 4 bao gồm các số liệu tiêu chuẩn thép căng trước có thể được dùng trong thiết kế dây neo.

7.3.2.3. Các đặc trưng tải trọng - dẫn dài

Để dùng trong thiết kế, các đặc trưng tải trọng - dẫn dài đã cho trong hình 12. Các giá trị của γ_m có thể tìm được trong BS 5400: Phần 4 hoặc trong BS 8110.

7.3.2.4. Chùng

7.3.2.4.1. Các giá trị 1000 giờ

Độ chùng lực lớn nhất trong dây neo tại 20°C sau 1000 giờ từ một lực ban đầu bằng 70% độ bền đặc trưng, được quy định phải phù hợp với BS 4486 và BS 5896.

Mất mát do chùng 1000 giờ đối với loại dây neo tương ứng cần lấy từ chứng chỉ xác nhận của các nhà chế tạo Anh. Thông tin thông thường bao gồm các tải trọng ban đầu 60% f_{pu} ; 70% f_{pu} và 80% f_{pu} và mất mát đối với các lực kích tức thời. Đối với các lực

kích nhỏ hơn 60% f_{pu} và khi không có điều kiện thực nghiệm, có thể giả thiết chùng sau 1000 giờ giảm tuyến tính như sau :

(a) Dây và cáp chùng tiêu chuẩn (cấp 1) : Từ 8% của 70% đến 3% của 50% của độ bền đặc trưng quy định;

(b) Đối với dây và cáp chùng thấp (cấp 2) : Từ 2,5% của 70% đến 1% của 50% của độ bền đặc trưng quy định;

(c) Đối với thanh : Từ 4% của 70% đến 1,5% của 50% của độ bền đặc trưng quy định;

Hiện nay chưa có chứng chỉ xác nhận của Anh, nên chùng sau 1000 giờ cần lấy giá trị lớn nhất đối với lực ban đầu thích hợp và loại dây neo trong tiêu chuẩn Anh tương ứng đối với sản phẩm.

7.3.2.4.2. Mất mát ứng suất trước do chùng của thép

Mất mát lớn nhất về lực trong dây neo được phép trong thiết kế lấy bằng mất mát do chùng 1000 giờ, với lực ban đầu bằng lực khi truyền, nhân với hệ số điều chỉnh thích hợp cho trong bảng 5. Bảng 6 nêu các trị số chùng tiêu chuẩn tương ứng với thời gian dưới 1000 giờ và nhiệt độ không khí 20°C.

Hiện tượng chùng nhạy với nhiệt độ và trong khí hậu nhiệt đới, ví dụ như, ảnh hưởng của nhiệt độ không khí cao hơn trong đất cần được kể đến trong chương trình thí nghiệm, do hiện tượng chùng ứng suất trước sẽ tăng đáng kể cùng với nhiệt độ tăng.

Dựa trên các thí nghiệm chùng nhiệt độ cao ở Anh liên quan đến việc sử dụng năng lượng hạt nhân, nếu nhiệt độ vượt quá 40° thì chỉ dùng thép ứng suất trước có độ

chùng thấp. Để tham khảo, sự mất mát do chùng 1000 giờ của ứng suất ban đầu bằng 70% độ bền đặc trưng quy định đối với cáp và dây có độ chùng thấp (loại 2) khi nhiệt

độ tăng nhẹ, có thể có quan hệ gần đúng với mất mát sau 1000 giờ tại 20°C (xem bảng 6) khi sử dụng hệ số tính đổi cho trong bảng 7.

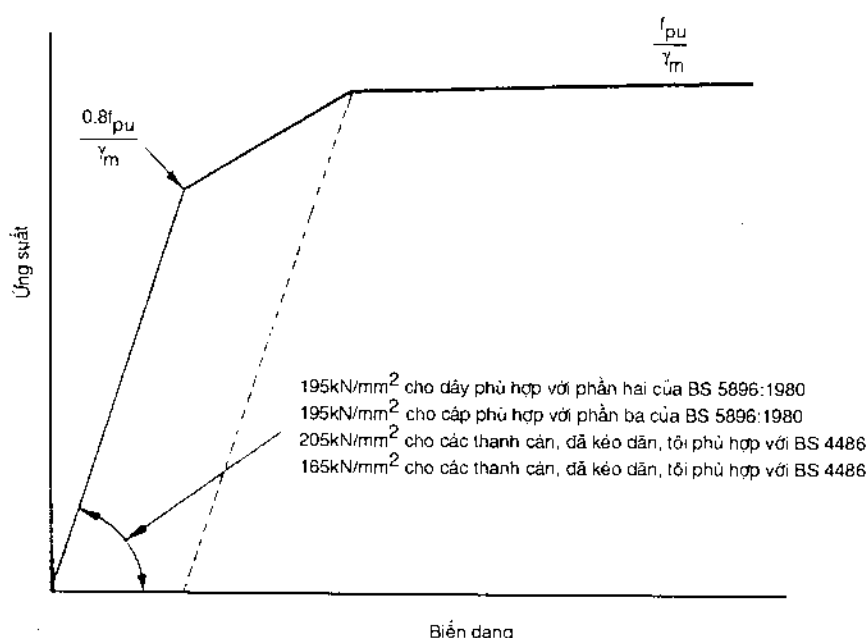
Bảng 4. Các kích cỡ tiêu chuẩn và độ bền đặc trưng quy định cho thiết kế dây neo ứng suất trước

Loại thép	Đường kính danh định mm	Độ bền đặc trưng quy định kN	Diện tích danh định của thép mm ²
Thép không hợp kim			
Dây	7,0	60,4	38,5
Cáp 7 sợi	12,9	186	100
	15,2	232	139
	15,7	265	150
Cáp xoắn 7 sợi	12,7	209	112
	15,2	300	165
	18,0	380	223
Thép thanh hợp kim thấp			
Cáp 1030/835	26,5	568	552
	32	830	804
	36	1048	1018
	40	1300	1257
Cáp 1230/1080*	25	600	491
	32	990	804
	36	1252	1018
Thép không rỉ			
Dây	7	44,3	38,5
Thanh	25	491	491
	32	804	804
	40	1257	1257

* Cáp này không có trong BS 4486

Bảng 5. Các hệ số kiến nghị để dự báo sự mất mát do chùng lớn nhất trong thiết kế

Cáp neo	Hệ số kiến nghị		
	Chùng tiêu chuẩn (cấp 1)	Thanh	Chùng thấp (cấp 2)
Lưu dài	2,0	1,75	1,5
Tạm thời	1,75	1,50	1,25



Hình 12: Đường cong ứng suất biến dạng thiết kế thời hạn ngắn cho các sản phẩm chùng tiêu chuẩn và thấp

Bảng 6. Chùng ứng suất điển hình (theo phần trăm của ứng suất ban đầu) từ ứng suất ban đầu bằng 70% độ bền đặc trưng quy định tại nhiệt độ 20°C

Dây neo	Cấp chùng	Chùng ứng suất điển hình					
		Thời gian tính					
		0,1 h	1,0 h	10 h	100 h	500 h	1000 h
		%	%	%	%	%	%
Dây đã được kéo thẳng trước	Tiêu chuẩn	0,25	0,80	1,90	2,90	4,00	4,50
	Thấp	0,09	0,20	0,40	0,65	0,95	1,10
Cáp 7 sợi	Tiêu chuẩn	0,35	1,15	2,10	3,40	4,70	5,50
	Thấp	0,07	0,33	0,60	0,84	0,98	1,10
Thanh hợp kim thấp	Tiêu chuẩn	0,90	1,80	2,45	2,75	2,90	3,05
Thanh và dây thép không gỉ*		1,0	3,0	4,5	5,1	5,9	6,3
* Các trị số chùng chỉ dùng cho dây và dựa theo các thông tin rất hạn chế.							

Không cho phép giảm sự chùng một dây neo đã chịu tải trọng vượt quá lực trên kích trong thời gian ngắn trước khi neo dây neo.

7.3.3. Thép gia cường

7.3.3.1. Yêu cầu kỹ thuật

Đối với các neo hoặc chốt đá không đòi hỏi cường độ cao, thép có chất lượng chịu lực dưới dạng thanh tròn hoặc có gờ phù hợp với BS 4449, BS 4461 hoặc BS 6744 có thể dùng được làm thép ứng suất trước.

Nếu khi áp dụng có yêu cầu chống ăn mòn thì có thể dùng các cốt thép mạ kẽm hoặc thép không gỉ phù hợp với BS 6744.

Bảng 7. Các hệ số kiến nghị để dự báo mất mát do chùng sau 1000 giờ (từ 70% độ bền đặc trưng quy định) của dây hoặc cáp chùng thấp (cấp 2) tại các nhiệt độ tương ứng

Nhiệt độ °C	Hệ số
20	1
30	1,5
35	1,8
40	2
60	3
80	4

7.3.3.2. Các kích cỡ tiêu chuẩn và các cường độ đặc trưng được quy định

Bảng 8 là các số liệu điển hình của thép chịu lực sản xuất ở Anh được dùng thiết kế neo và chốt trong đá.

Bảng 8. Các cỡ điển hình và các ứng suất tiếp đặc trưng được quy định cho thanh cốt thép

Loại thanh	Đường kính danh định mm	Ứng suất đặc trưng N/mm ²
Thép mềm nhẵn (BS 4449)	20, 25, 32, 40, 50	250
Gai chịu kéo cao (BS 4449)	20, 25, 32, 40, 50	460
Gai gia công nguội (BS 4461)	20, 25, 32, 40, 50	460
Thép gai không gỉ (BS 6744)	20, 25, 32, 40	460

7.3.3.3. Hộp nối

Các dây neo chế tạo bằng các thanh có thể kéo dài được bằng cách dùng các hộp nối thích hợp. Cường độ của các thanh được nối không được nhỏ hơn của dây neo.

Các hộp nối cần thiết kế sao cho việc phun vữa neo không quá khó khăn. Cần lưu ý để đảm bảo các bảo vệ chống ăn mòn của dây neo tại hộp nối và đảm bảo các đoạn nối không bị hỏng khi căng kéo. Không được dùng các hộp nối tại vị trí nối với vữa trong các vỏ bọc vì sự có mặt của hộp nối không cho phép trộn hoàn toàn vữa khi xoay thanh thép trong lỗ.

7.3.4. Các lớp bảo vệ

7.3.4.1. Lớp vỏ

Dây neo đơn được bọc bằng dầu hoặc mỡ và vỏ bọc chất dẻo mềm bên ngoài, có thể làm khi chế tạo trong nhà máy hoặc khi tổ hợp dây neo tại hiện trường.

Chỉ dẫn của nhà chế tạo cần phải có về thí nghiệm kéo tuột các mẫu dây neo đã bôi mỡ và bọc vỏ để khẳng định ảnh hưởng của việc tuột vỏ.

Vỏ bọc nhựa cần phải phù hợp với 8.2.1, 8.2.2 và 8.2.4.2.3.5.

7.3.4.2. Ống dẫn

Chiều dài dính bám của dây neo đòi hỏi được bảo vệ cùng mức độ với chiều dài tự do. Do các bộ phận bảo vệ sẽ truyền ứng suất cao của dây neo đến vữa nên cần dùng ống dẫn nhân nửa cứng đã được kiểm tra về cấu trúc các đặc trưng biến dạng và độ bền (xem 6.3 và 11.2). BS 4962 đã cung cấp chỉ dẫn về các cho phép về kích thước và các yêu cầu làm việc của ống plastic.

7.3.5. Cơ cấu định tâm

Cơ cấu định tâm cần được cung cấp trên tất cả dây neo và mũ để đảm bảo dây neo hoặc mũ nằm đúng tâm của cột vữa. Các cơ cấu định tâm cần đảm bảo lớp vữa phủ tối thiểu 10mm bên trong lỗ khoan cho dây neo và mũ tại cơ cấu định tâm, và tạo ra sự phù hợp về góc nghiêng của neo đất tại tâm và độ võng giữa các điểm đỡ nhằm tạo lớp vữa phủ tối thiểu 5 mm cho dây neo và mũ.

Thiết kế cơ cấu định tâm bên trong các mũ cần đảm bảo lớp vữa phủ tối thiểu 5mm khi lớp phủ đó được xem là một lớp bảo vệ vật lý.

Đối với các hệ thống gia cường đá sử dụng một thanh cắm vào trong cao su, một cơ cấu định tâm khi được yêu cầu có thể dùng để giữ thanh đó ở tâm của lỗ và để giữ cao su trong đoạn bầu neo theo dạng lỗ tạo ra. Cơ cấu định tâm cũng dùng như một cơ cấu đệm để đảm bảo lớp vữa phủ tối thiểu theo quy định bên trong lỗ khoan.

Khi thiết kế cơ cấu định tâm trong đất dính mềm, ví dụ sét, cần chú ý đặc biệt đến kích thước các bộ phận, do các đoạn mỏng có thể xuyên vào đất sét.

7.3.6. Cơ cấu đệm (xem hình 14)

Có thể đặt các cơ cấu đệm bên trong chiều dài bầu neo có các dây neo nhiều sợi để đảm bảo sự cách biệt giữa những bộ phận riêng của dây neo và nhờ đó vữa thâm nhập hiệu quả tạo ra lực dính bám cần thiết. Mỗi chiều dài bầu neo cần tối thiểu ba cơ cấu đệm, nhưng khoảng cách tối ưu giữa các cơ cấu đệm có thể được quyết định bởi độ võng của các đơn vị dây neo giữa các điểm đỡ. Cơ cấu đỡ này không bị nén hoặc gây đứt đoạn vữa phần bầu neo (xem phụ lục A). Để kể đến việc đó, cơ cấu đệm không được công kênh và tốt nhất là giữ các nhánh cơ cấu đệm có kích thước nhỏ sao cho không ngăn cản dòng vữa. Cơ cấu đệm cần được thiết kế để tạo ra khoảng trống giữa các đơn vị dây neo không nhỏ hơn 5mm cho các dây neo nhiều sợi song song (xem 6.3.2).

Thực tế nếu không đuôi dây cáp để tăng hiệu quả đánh sạch gỉ cho các dây neo đã hoàn thành sẽ không đảm bảo được khoảng hở hoặc lớp phủ, do vậy chỉ dùng hạn chế cho các neo tam và khi mức độ nguy hiểm về ăn mòn là thấp.

7.3.7. Vật liệu cơ cấu định tâm/đệm

Các cơ cấu định tâm và đệm cần được làm bằng vật liệu không có hại đến bản thân dây neo. Cần tránh sử dụng các kim loại không giống với dây neo (xem 8.1).

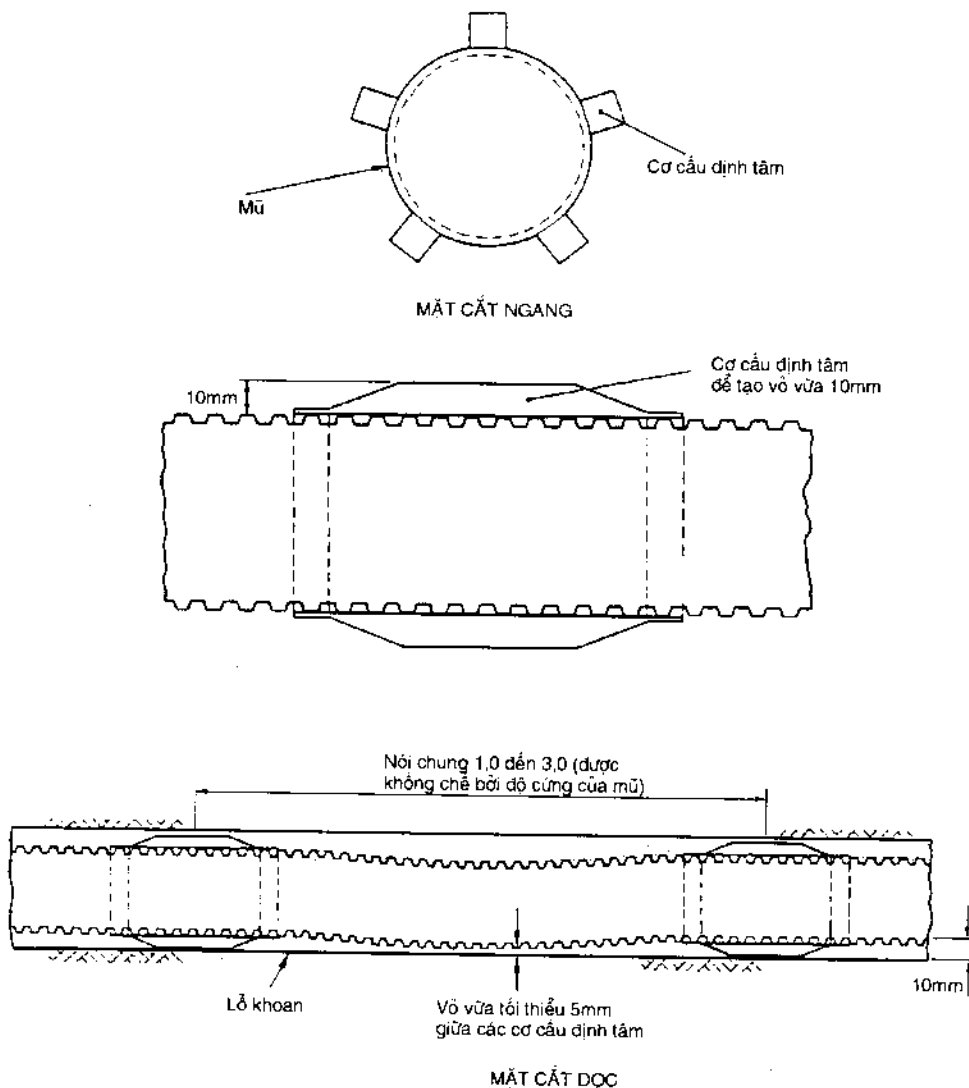
Để thuận tiện thường hay dùng trong các hệ thống tam không được bảo vệ, một bộ cơ cấu định tâm/đệm có các đặc tính của cả hai cho toàn bộ chiều dài dây neo (xem hình 14).

7.3.8. Tải trọng làm việc được chấp nhận

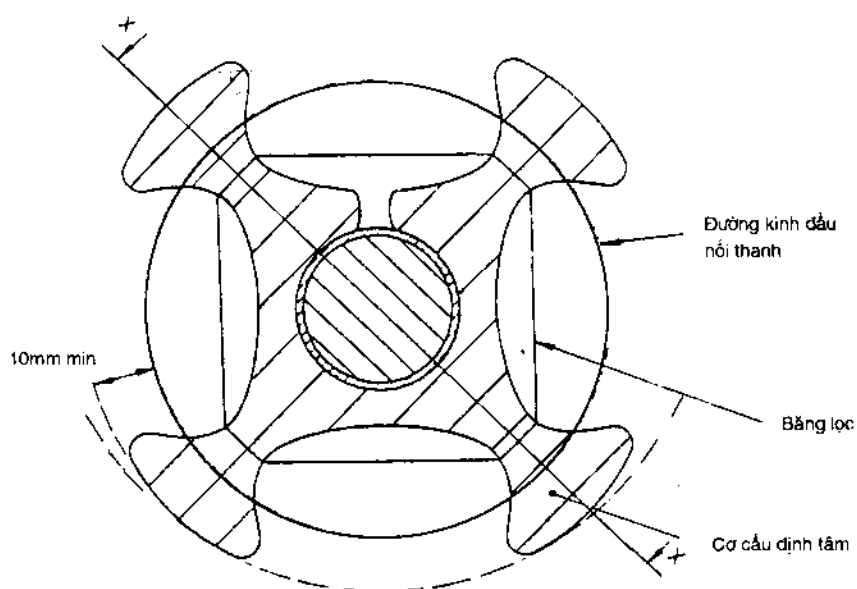
Các tải trọng làm việc không vượt quá 62,5% và 50,0% độ bền đặc trưng của dây neo tương ứng cho các công trình tạm và lâu dài với các điều kiện tiêu chuẩn (xem 6.1).

Để phân bố tải trọng đến đất đồng đều hơn, đôi khi dùng các cáp có chiều dài khác nhau trong vùng bầu neo. Khi chúng được

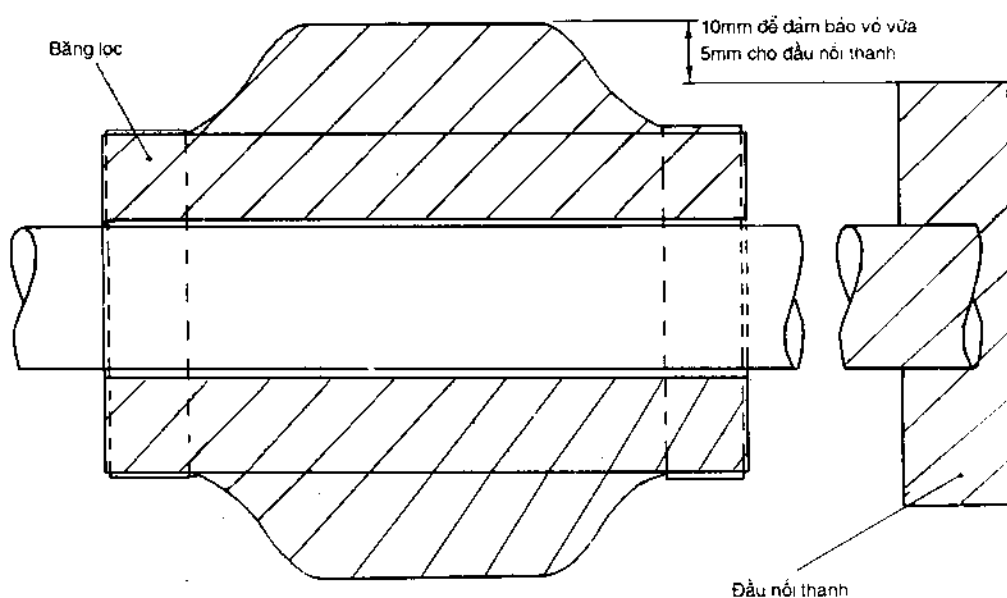
căng kéo, các chuyển vị đồng thời tại đầu neo là giống nhau cho mọi cáp, do đó biến dạng và ứng suất sẽ khác nhau trong từng cáp riêng rẽ. Trong trường hợp đó ứng suất trong sợi ngắn nhất sẽ giới hạn tải trọng làm việc chấp nhận được. Nếu thiết kế đòi hỏi ứng suất đồng đều trong dây neo thì việc căng kéo dây đơn là cần thiết (xem 10.6.3.4).



Hình 13a: Cơ cấu định tâm mũ điển hình



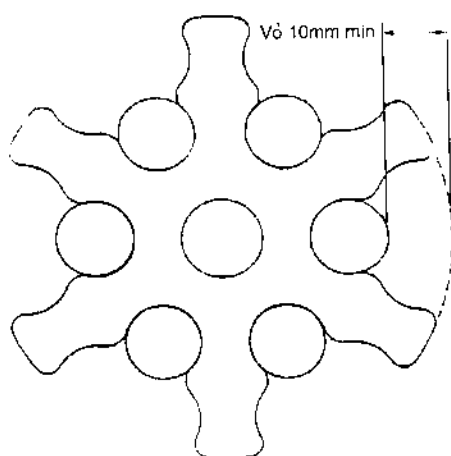
MẶT CẮT NGANG



MẶT CẮT DỌC X - X

Chú ý : Vị trí của cơ cấu định tâm bị khống chế bởi độ cứng của thanh và vị trí đầu nối thanh.
Khoảng cách giữa các cơ cấu định tâm từ 2m đến 4m.

Hình 13b: Cơ cấu định tâm điển hình cho thanh của các neo đá



Hình 14: Mặt cắt ngang điển hình của một bộ cơ cấu định tâm/dệm cho dây neo nhiều sợi trong các hệ thống neo tạm không được bảo vệ

7.3.9. Mối

Hệ thống dầm dây neo/neo cần tuân theo BS 4447 liên quan đến cả hai xem xét tĩnh và động.

7.4. Đầu neo

7.4.1. Khái quát

Đầu neo thường bao gồm một đầu căng kéo trong đó dây neo được neo lại và một bản đỡ qua đó lực dây neo được truyền vào kết cấu hoặc hố đào. Các hệ thống phân bố thứ cấp dưới dạng các khối bê tông hay gân thép khi đó sẽ truyền lực đến kết cấu chính.

Các thành phần của đầu neo cần phù hợp để dùng với hệ thống dây neo được đề nghị. Đầu căng kéo và bản đỡ cần được thiết kế để giữ được tải trọng thử của neo theo cả 2 trạng thái giới hạn và khai thác. Nếu cần thiết, ống bọc qua khối neo bê tông, gân thép hoặc hệ thống phân bố tải trọng khác cần có đủ kích thước để cho phép lấy ra hoặc thay thế neo bất cứ khi nào trong

tương lai. Hệ thống bảo vệ dùng cho các thành phần đầu neo phải chắc chắn ở mức độ bảo vệ được cho phần còn lại của neo. Trong những điều kiện nhất định phân bố kín đầu neo cần thiết kể với khả năng chịu áp lực thủy tĩnh và cần các thí nghiệm để thể hiện khả năng đầu neo chịu được áp lực thiết kế (các hình 25 và 27).

Dạng của hệ thống đầu neo cần tuân theo 8.7.5.2 của BS 8110:Phần 1: 1985.

7.4.2. Đầu căng kéo

Đầu căng kéo được thiết kế cho phép dây neo sẽ được căng kéo và neo tại bất kỳ lực nào cho đến 80% của lực dây neo đặc trưng và cho phép điều chỉnh lực lên hoặc xuống trong giai đoạn căng kéo ban đầu. Khả năng của đầu căng kéo tuân theo BS 4447.

Các yêu cầu quan trọng trong quá trình khai thác sẽ quyết định sự cần thiết cho đầu neo tiêu chuẩn, kéo lại được hoặc không kéo lại được (xem 2.2.5; 2.2.6 và 2.2.7, các hình 37 và 38).

Đầu căng kéo cần được thiết kế để neo dây neo không gây hư hỏng và còn cho phép lệch một góc $\pm 5^\circ$ so với trục của dây neo. Cần thẩm định trong một thí nghiệm kéo tĩnh như đã mô tả trong BS 4447 rằng sự sai lệch về góc không có ảnh hưởng xấu đến khả năng mang tải tối hạn của đầu neo (xem 10.5.1).

Đầu của các dây neo đã tháo cần được gắn các phương tiện để phòng ngừa mọi tai nạn do năng lượng được giải phóng khi phá hoại dây neo.

7.4.3. Bản đỡ

Bản đỡ bên dưới đầu căng kéo để phân bố lực dây neo vào kết cấu chính hoặc hố

đào. Nó cần được thiết kế tuân theo BS 5950 hoặc BS 5400 : các phần 2, 3 và 6.

Khi bản đỡ được gắn vào bê tông, bề dày vữa gắn cần không vượt quá 10% của bề rộng bản hoặc bề dày 100 mm. Ứng suất đỡ thiết kế không vượt quá 30% f_{cu} (cường độ 28 ngày) tại lực làm việc tiêu chuẩn trong dây neo.

7.4.4. Bê hoặc đệm đỡ trong bê tông

Khi bản đỡ được gắn vào kết cấu chính thông qua bê hoặc đệm đỡ, nghĩa là khi độ sâu bê tông vượt quá 10% của bề rộng bản đỡ hoặc 100mm, các bê cần được thiết kế phù hợp với hoặc 4.11 của BS 8110 : Phần 1: 1985 hoặc BS 5400 : các phần 2, 4 và 7 dùng để thiết kế các khối giữ bê tông kéo sau.

Các bê neo trong tường chắn cần xem xét như một phần trong thiết kế tường.

Trong việc áp dụng gia cường đá, các bản đỡ có thể gắn vào đệm cao su hoặc vữa. Đối với các bu lông và các chốt đá sức chịu tải thấp, bản tựa trực tiếp trên bề mặt đá là thích hợp.

7.4.5. Vỉ đỡ thép

Khi bản đỡ được gắn vào kết cấu thép, ví dụ bằng một vỉ thép thì cần thiết kế phù hợp với BS 5950 hoặc BS 5400 : các phần 2, 3 và 6.

7.4.6. Thiết kế các kết cấu đỡ cho một nhóm các đầu neo

Trong các trường hợp phân kết cấu chính chứa một nhóm các đầu neo, ví dụ gán của tường có neo, thì phần kết cấu đó cần được thiết kế sao cho bất kỳ một neo có thể hỏng thì không có tải trọng nào trên các neo khác vượt quá tải trọng thử mà nó đã thử ban đầu (xem cùng với D.2.1).

Ngoài ra, kết cấu đó cần có khả năng chịu được các lực phân bố lại trong trạng thái hạn chế tới hạn với $\gamma_n = 1$ [(xem cùng với Stille (1976); Stille và Broms (1976)]. Trong tính toán đó cần phải kể đến các đặc trưng tải trọng/ dẫn dài của dây neo.

8. ĂN MÒN VÀ CHỐNG ĂN MÒN

8.1. Ăn mòn

8.1.1. Khái quát

Mục tiêu của thiết kế chống ăn mòn là đảm bảo rằng trong thời gian sống của neo xác suất ăn mòn không chấp nhận được rất nhỏ.

Thời gian để một diện chủ động ăn sâu vào thép thanh neo sẽ phụ thuộc vào chất lượng vữa, khi vữa có hay không có các vết nứt, bề rộng vết nứt, lớp phủ và bản chất của môi trường (Beeby, 1978). Vữa đã nứt sẽ bảo vệ kém trong môi trường biển. Khó khăn là xác định được mức độ ăn mòn và thế nào là ăn mòn không chấp nhận được. Lớp gỉ sắt mỏng trên thanh neo không nhất thiết có hại và có thể cải thiện sự bám dính, nhưng bất cứ dạng ăn mòn điểm nào là không chấp nhận được (xem 6.3.4). Trong phạm vi dây neo, các khuyết tật chế tạo như các vết nứt dọc, lõm bề mặt trên dây hoặc thanh mà không làm suy yếu các đặc trưng vật lý, quy định là được chấp nhận, miễn là các khuyết tật đó nhỏ hơn 4% đường kính danh định của các bộ phận dây neo hoặc lõm bề mặt có độ sâu nhỏ hơn 1mm, tùy theo cái nào nhỏ hơn (xem 7.3). Các khuyết tật chế tạo cần được xem xét đến trong bất cứ đánh giá chi tiết nào của thanh đã bị ăn mòn (hình 15).

Dựa trên kinh nghiệm hiện trường, các neo được lắp đặt để phù hợp với những yêu cầu của giai đoạn thi công của một dự án, nói chung có thời gian khai thác dưới 2 năm. Do đó thời gian khai thác 2 năm là một chu kỳ hợp lý để định nghĩa giới hạn của các neo tạm thời. Khi thực hiện quan trắc định kỳ sự làm việc của neo (xem 11.5) có thể kéo dài thời gian khai thác. Đối với tất cả các neo đất lâu dài và tạm thời trong các điều kiện không thuận lợi, cần phải có bảo vệ chống ăn mòn thích hợp theo hoàn cảnh (xem 8.2.1).

Độ bền của các neo đất có tính chất sống còn để đảm bảo khả năng và tính hiệu quả kết cấu của chúng trong thời hạn dài. Với mục tiêu đó, bảo vệ dây neo chống ăn mòn là quan trọng và sự hiểu biết về các nguy hiểm có thể ăn mòn có ý nghĩa đặc biệt khi lựa chọn các hệ thống bảo vệ. Các nguy hiểm chính bắt nguồn từ tính xâm thực của đất (xem 5.6 và 8.1.3), điều kiện chôn khác nhau (xem J.1.6) và hoạt động lưỡng kim (xem J.1.2). Các dòng điện trong đất cũng có thể có vấn đề (xem J.2.7). Kết quả của các hoạt động ăn mòn như vậy có thể tập hợp trong sự ăn mòn chung (xem J.2.2), ăn mòn cục bộ dẫn đến ăn mòn điểm (xem J.2.3) hoặc ăn mòn cục bộ cao trong đó xảy ra nứt dây neo, hiện tượng đó đã được biết như nứt ăn mòn ứng suất (xem J.2.5) và ăn mòn môi (xem J.2.6).

8.1.2. Ăn mòn của thép trong vữa thủy lực

8.1.2.1. Khái quát

Thép được bảo vệ chống ăn mòn khi giữ trong môi trường có độ pH cao không có các ion xâm thực. Môi trường như vậy được tạo bởi xi măng hydrat thủy lực, nó sẽ tạo ra

sự bảo vệ tuyệt vời trong thời gian dài khi giữ được mức kiềm cao. Tuy vậy sự bảo vệ có thể bị mất do kết quả hạ thấp độ kiềm, thông qua các vết nứt hoặc các-bô-nát hoá, hoặc sự hiện diện của các ion xâm thực, đặc biệt là chloride. Vì vậy điều quan trọng là nếu vữa xi măng hoặc vật liệu gốc xi măng thủy lực khác được dùng làm một phần của hệ thống bảo vệ kép, sẽ ngăn cản được khả năng mất kiềm hoặc sự xâm nhập của ion xâm thực vào trong hệ thống bảo vệ (xem J.3).

8.1.2.2. Ảnh hưởng của nứt

Xét đến sự ăn mòn của thép trong bê tông và quan hệ của nó đến nứt (Beeby 1978) sự ăn mòn dường như bắt đầu ở thanh tiếp xúc với vết nứt. Trong thời gian ngắn, ví dụ 2 năm, bề rộng vết nứt có ảnh hưởng đáng kể đến tổng lượng ăn mòn tìm thấy gần vết nứt. Tuy vậy trong thời gian dài, ví dụ 10 năm, dựa trên những quan sát các vết nứt từ 0,05 mm đến 1,5 mm, ảnh hưởng của các sai khác trong bề rộng vết nứt này đến tổng lượng ăn mòn thấp hơn nhiều. Khi có ít bằng chứng hiện trường để xác định bề rộng vết nứt nào là chấp nhận được trong lớp chắn bảo vệ bằng xi măng, để hướng dẫn kiến nghị dùng giới hạn trên của bề rộng vết nứt là 0,1mm, nó được dựa theo nghiên cứu của Houston và NNK (1972), Ryell và Richardson (1972), Schiessel (1975), Beeby (1978), Naus (1979) và O'Neil (1980).

8.1.3. Tính xâm thực của đất

8.1.3.1. Tính xâm thực đối với kim loại

Khi hàm lượng nước, hàm lượng ion, như các ion chloride và sulphate, tính thấm của đất, tất cả ảnh hưởng đến sự ăn mòn, chấp

nhận rằng phép đo tổng quát điện thế redox và điện trở đất có thể được áp dụng để đánh giá điện thế ăn mòn của đất đối với kim loại chôn trong nó (King 1977).

Bảng 9 cung cấp chỉ dẫn về đất có thành phần đơn và các lưu ý riêng cần thiết khi neo đi qua lớp đất có thành phần khác để

ngăn chặn sự phát triển của các pin chôn khác nhau (xem J.1.6). Báo cáo STP 741 (1979) của ASTM về ăn mòn đã cho những số liệu có ích về các quá trình và các phép đo có liên quan trong đất. Nói chung, đất đắp và đất xáo trộn đòi hỏi phải khảo sát cẩn thận



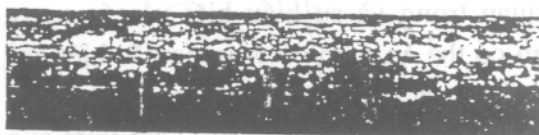
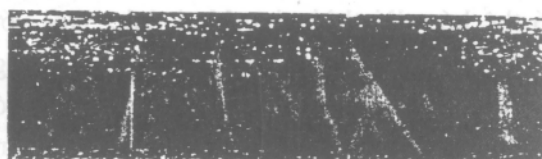
(a)



(b)



(c)



Chú ý : Sự lộ ra nhìn thấy được là chỉ số hữu ích để loại dây neo do bị ăn mòn. Khi có nghi vấn, để loại cần dựa trên thí nghiệm cường độ chịu kéo /hoặc kiểm tra các mặt cắt kim tương của các mẫu lấy đại diện các trường hợp xấu nhất tìm thấy ăn mòn.

Hình 15: Các điều kiện về ăn mòn bề mặt của dây neo thép

- a) Điều kiện chấp nhận thông thường; b) Điều kiện chấp nhận tối thiểu;
- c) Điều kiện không chấp nhận được.

Bảng 9. Tính ăn mòn của đất liên quan đến các giá trị điện trở và điện thế Redox
[(Theo King (1977))]

Tính ăn mòn	Điện trở $\Omega\text{.cm}$	Điện thế Redox (hiệu chỉnh với pH =7). Điện cực hydrogen tiêu chuẩn mV
Ăn mòn mạnh	< 700	< 100
Ăn mòn	700 đến 2000	100 đến 200
Ăn mòn trung bình	2000 đến 5000	200 đến 400
Ăn mòn nhẹ hoặc không ăn mòn	> 5000	> 430 nếu là đất sét

Chú ý : Khi không có các thí nghiệm trên, cần lấy mẫu đất và nước ngầm để phân tích hoá học chi tiết, như các ion chloride và sulphate, nhằm xác định tính xâm thực.

8.1.3.2. Tính xâm thực đối với vữa xi măng hoặc bê tông

8.1.3.2.1. Khái quát

Các chỉ dẫn về độ bền của vữa được dựa theo các số liệu đã công bố cho bê tông và không được xây dựng từ các số liệu về vữa. Các điều kiện quan trọng hơn được mô tả dưới đây.

8.1.3.2.2. Đất và nước ngầm chứa sulphate

Dung dịch nước sulphate tấn công thành phần xi măng trong bê tông hoặc vữa, các phản ứng hoá học xảy ra phụ thuộc vào loại sulphate có và bản chất của xi măng. Mức độ tấn công chủ yếu phụ thuộc vào tính thấm của bê tông hoặc vữa. Các yếu tố ảnh hưởng đến tấn công bao gồm như sau :

(a) Tổng lượng và bản chất sulphate hiện có

(b) Cao trình nước ngầm và sự biến động theo mùa của nó

(c) Dạng thi công

(d) Loại và chất lượng của bê tông hoặc vữa

Nếu các điều kiện sulphate không thể ngăn chặn tiếp cận với kết cấu, thì việc bảo vệ chống lại tấn công chỉ nằm trong việc khống chế bốn yếu tố trên; nếu cũng không có thể nữa thì hết sức tập trung vào việc cần sử dụng bê tông hoặc vữa chặt có tính thấm thấp (Littlejohn 1982a).

Khi không có số liệu thí nghiệm về vữa xi măng, bảng 10 (Báo cáo BRE số 250, 1981) cung cấp các kiến nghị chỉ dẫn về các yêu cầu đối với bê tông chịu sự tấn công sulphate. Trong đó lưu ý rằng khi đất hoặc nước ngầm chứa các ion chloride, nitrate hoặc phosphate thì thí nghiệm 10 của BS 1377 : 1975 là không thích hợp và cần sử dụng trình tự phân tích trọng lượng.

8.1.3.2.3. Đất và nước ngầm chứa axit

Kinh nghiệm chỉ ra rằng mặc dù tính dễ tổn thương của xi măng đá vôi khi axit tấn công, đối với phần lớn các sử dụng dưới đất bê tông được chế tạo tốt ít bị ăn mòn khi pH trên 5,5 và nước không luân chuyển. Khi pH giữa 5,5 và 3,5 và độ chặt vữa được đảm bảo, sử dụng tro bay (PFA) hoặc đất xi

hạt có thể có lợi (Gutt và Harrison 1977). Các giá trị pH dưới 3,5 ít gặp và, trừ khi trong nước tù, cần xem xét các loại vữa dùng xi măng Portland.

8.1.4. Các dòng điện trong đất

Sự hiện diện của các dòng điện trong đất xuất hiện từ trạm điện bên cạnh, như đường sắt chạy điện, các hệ thống bảo vệ ca tốt có thể gây ăn mòn dây neo thép nếu nó trở thành a nốt trong quá trình pin điện (J.2.7).

8.2. Bảo vệ chống ăn mòn

8.2.1. Các kiến nghị chung

Sự an toàn của người và tài sản trong trường hợp neo bị phá hoại cần được cân đối với chi phí tạo ra sự bảo vệ. Do thép của các neo đất được bảo vệ sẽ hầu như bị ăn mòn ngay, vì vậy cần quyết định giữa mức độ ăn mòn và chi phí bảo vệ cần làm. Mức độ ăn mòn thay đổi rất lớn theo loại neo và cách làm việc. Hơn nữa không có cách xác định chắc chắn các hoàn cảnh ăn mòn với độ chính xác cần thiết để dự báo mức độ ăn mòn (xem 8.1.2.2). Do vậy như một nguyên tắc chung, các neo lâu dài cần được bảo vệ. Trong thực tế hiện nay, giải pháp thiết kế thay đổi từ bảo vệ kép, áp dụng hai lớp vật lý chống ăn mòn, trong đất thấm xâm thực, cho đến bọc vữa đơn giản (xem hình 16) trong trường hợp đá không xâm thực, ít thấm ($k_w < 10^{-10}$ m/s) hoặc khi các bu lông đá sức chịu tải thấp được dùng chỉ để gia cường thứ yếu. Đối với các neo lâu dài sức chịu tải cao được lắp đặt trong đá ít thấm, người thiết kế cần khẳng định ít nhất một lớp bảo vệ vật lý để bảo vệ dây neo chống ăn mòn (bảo vệ đơn). Ngược lại, đã quan sát

được sự làm việc đạt yêu cầu khi bảo vệ chống ăn mòn chỉ bằng môi trường kiềm (Hiệp hội quốc tế về ứng suất trước 1986).

Các neo tạm thời thông thường tồn tại 2 năm và thời gian này được kiến nghị làm giới hạn cho các neo tạm thời trong bất kỳ hoàn cảnh nào. Trong điều kiện xâm thực rất mạnh (xem bảng 9) hoặc khi có nguy cơ hư hỏng cục bộ do ăn mòn điểm, các neo không được bảo vệ có thể tồn tại chỉ vài tuần. Thời gian làm việc tương ứng của neo cần bao gồm sai số cho phép về bất cứ cản trở không lường trước được nào. Mức độ bảo vệ khác nhau là có thể nhưng trừ khi có trình diễn tích cực là các neo không có nguy hiểm nào trong thời gian sống của chúng, cần phải cung cấp sự bảo vệ có cấp độ phù hợp với rất nhiều vấn đề.

Nói chung, về sức kháng ăn mòn, thanh neo cần được bảo vệ toàn thể vì sự bảo vệ từng phần dây neo chỉ thúc đẩy ăn mòn nhiều hơn phần không được bảo vệ. Do vậy vùng bảo vệ tối thiểu của một neo đất quy định cấp bảo vệ được cung cấp đơn hay kép.

Việc chọn cấp bảo vệ (bảng 11) là trách nhiệm của người thiết kế. Việc chọn phụ thuộc vào các yếu tố như hậu quả của sự phá hoại, tính xâm thực của môi trường và chi phí bảo vệ.

Định nghĩa bảo vệ đơn là có một lớp bảo vệ vật lý chống ăn mòn được tạo ra cho dây neo trước khi lắp đặt. Bảo vệ kép là cung cấp hai lớp ngăn khi mục đích của lớp ngăn thứ hai bên ngoài để bảo vệ lớp ngăn bên trong chống lại khả năng hư hỏng khi vận chuyển và xếp dây neo. Lớp ngăn thứ hai cung cấp sự bảo hiểm bổ sung, cho sự phân biệt giữa mức độ bảo vệ dây neo khi được lắp đặt trong đất và của thanh neo khi được cung cấp.

Bảng 10. Chỉ dẫn về bê tông chịu ăn mòn sulphate

Nồng độ sulphate tính theo SO ₃				Loại xi măng	Các yêu cầu về độ chặt, bê tông đầm hoàn toàn được chế tạo bằng cốt liệu phù hợp với BS 882 hoặc BS 1407	
Cấp	Trong đất		Trong nước		Lượng xi măng tối thiểu kg/m ³	Tỉ số nước tự do/xi măng lớn nhất
	SO ₃ tổng cộng, %	SO ₃ trong chiết suất 2:1 nước /đất, g/l				
1	Nhỏ hơn 0,2	Nhỏ hơn 1,0	Nhỏ hơn 0,3	Xi măng Portland (OPC) đông cứng nhanh. (RHPC) hoặc phối hợp của xi măng khác, xi măng với xỉ + hoặc tro bay (p.f.a) □ Portland xỉ lò cao (PBFC)	BT mác 250 thấp và BT cốt thép 300	0,70 0,60
2	0,2 đến 0,5	1,0 đến 1,9		OPC hoặc RHPC hoặc phối hợp của xi măng khác với xỉ hoặc tro bay PBFC	330	0,50
				OPC hoặc RHPC phối hợp với tối thiểu 70% hoặc tối đa 90% xỉ OPC hoặc RHPC phối hợp với tối thiểu 25% hoặc tối đa 40% tro bay ¶	310	0,55
				Xi măng Portland chịu Sulphate	290	0,55
3	0,5 đến 1,0	1,9 đến 3,1	1,2 đến 2,5	OPC hoặc RHPC phối hợp với tối thiểu 70% hoặc tối đa 90% xỉ OPC hoặc RHPC phối hợp với tối thiểu 25% hoặc tối đa 40% tro bay	380	0,45
				SRPC	330	0,50
4	1,0 đến 2,0	3,1 đến 5,6	2,5 đến 5,0	SRPC	370	0,45
5	lớn hơn 2	lớn hơn 5,6	lớn hơn 5,0	Lớp bảo vệ SRPC (xem CP102)	370	0,45

* Chứa thành phần của tro bay hoặc xỉ. Những thành phần xi măng này liên quan đến cốt liệu có kích cỡ danh định lớn nhất 20 mm. Nhằm giữ thành phần xi măng của tỷ lệ vừa ở các giá trị tương tự, các thành phần vừa tối thiểu đã cho cần được tăng lên 50 kg/m³ cho kích cỡ cốt liệu danh định lớn nhất 10 mm và có thể giảm đi 40 kg/m³ cho kích cỡ cốt liệu danh định lớn nhất 40 mm.

+ Xi lò cao cỡ hạt đất BS 6699

□ Tro bay được chọn hoặc phân loại phù hợp với BS 3892

§ Khi dùng móng trần hoặc đất lấp cho nhà thấp tầng trong các điều kiện sulphate cấp 1, được phép giảm hơn nữa lượng xi măng hoặc tỉ số nước / xi măng.

|| Phần trăm theo khối lượng của hỗn hợp xỉ/xi măng

¶ Phần trăm theo khối lượng của hỗn hợp tro bay/xi măng.

Bảng 11. Các cấp bảo vệ neo đất được đề nghị (xem CESMM 1985; Hiệp hội quốc tế về bê tông ứng suất trước 1986)

Loại neo	Cấp bảo vệ
Tạm thời	Tạm thời không có bảo vệ Tạm thời có bảo vệ đơn Tạm thời có bảo vệ kép
Lâu dài	Lâu dài có bảo vệ đơn Lâu dài có bảo vệ kép

8.2.2. Các đặc tính của hệ thống bảo vệ

Một hệ thống bảo vệ cần có các đặc tính sau:

(a) Tuổi thọ có hiệu ít nhất bằng yêu cầu của neo

(b) Không ảnh hưởng ngược lại với môi trường hoặc hiệu quả của neo được bảo vệ

(c) Không ngăn cản chuyển dịch của chiều dài dây neo tự do, ít nhất cho đến sau khi neo đã khoá lâu dài, khi không yêu cầu việc căng kéo lại.

(d) Bao gồm các vật liệu, chúng phản ứng như nhau đối với biến dạng, làm việc và ngăn chặn các điều kiện ăn mòn xung quanh.

(e) Chỉ cho phép một lần xử lý vì, trừ một vài ngoại lệ, các hệ thống bảo vệ không thể thay thế hoặc duy tu.

(f) Không bị hỏng khi kéo đến tải trọng thử, đặc biệt tại những mối nối giữa các bộ phận của hệ thống bảo vệ.

(g) Cản đủ bền để chịu được việc nâng hạ khi chế tạo, vận chuyển và lắp đặt trong đất.

(h) Cho phép giám sát trước khi lắp đặt

8.2.3. Các nguyên tắc bảo vệ

Để đạt được chỉ dẫn 8.2.2, các hệ thống bảo vệ thường nhằm mục tiêu ngăn cản khí

quyển, hơi ẩm bao quanh kim loại bằng cách bọc kín toàn bộ chúng trong lớp vỏ bọc hoặc ống bọc kín.

Có một số loại vỏ và lớp phủ bảo vệ. Các nguyên tắc bảo vệ là giống nhau cho tất cả bộ phận neo, nhưng xử lý chi tiết là khác nhau theo sự cần thiết cho chiều dài dây neo dính bám, chiều dài dây neo tự do và đầu neo.

Các biện pháp bảo vệ bao gồm một hoặc nhiều lớp phủ được thực hiện khi chế tạo dây neo và gắn chặt lên nó và cả vật liệu được làm thành dung dịch bên trong lớp vỏ bọc. Vữa phun tại hiện trường để liên kết dây neo vào đất không được coi là một phần của hệ thống bảo vệ vì chất lượng và tính đồng nhất của vữa không đảm bảo.

Vật liệu lỏng được phun cần giữ lại một cách tốt nhất trong ống bọc để hình thành một lớp ngăn cách, không bị nứt hoặc không dính bám.

Các vật liệu lỏng trở nên dòn trên vết nứt đang cứng khi khai thác giống như kết cấu chịu các biến dạng khác nhau, sự bắt đầu nứt tùy thuộc vào cường độ chịu kéo và tính dễ kéo sợi.

Nói chung khi các dây neo cáp, sợi hoặc thanh trơn trong vữa xi măng bầu neo được

căng kéo, các vết nứt sẽ xảy ra cách nhau từng khoảng 50 mm đến 100 mm và có bề rộng dưới 1mm hoặc hơn (xem thêm Graber (1981) và Meyer (1977)). Mức độ ăn mòn dây neo có thể kiểm chế được bằng cách giảm bề rộng vết nứt đến không, lớn hơn 0,1 mm (xem 8.1.2.2). Sự kiểm chế đó bắt nguồn từ độ mảnh của các vết nứt trong tiếp xúc với môi trường kiềm của xi măng. Ngược lại, mặc dù có tính dễ kéo sợi, cao su đã bị nứt không tạo ra sự bảo vệ, do cao su là chất trơ. Bề rộng vết nứt trong xi măng có thể khống chế được và giảm đi bằng cách phối hợp thanh cốt gờ hoặc các khung thép xoắn, lưới bên trong vữa để giảm khoảng cách giữa các vết nứt, nhưng hiện nay còn thiếu các bằng chứng hiện trường để chứng minh giả thiết này trong thực tế (xem phụ lục A).

Trong các dây neo thanh cốt gai, bằng chứng hiện trường (hình 17) đã cho thấy các gai có thể khống chế tần suất nứt trong ống mũ kiểu gợn sóng, nhờ vậy mà bề rộng vết nứt nhỏ hơn 0,1 mm. Trong hoàn cảnh đó vữa đã nứt bên trong sẽ tạo ra một lớp ngăn vật lý chống ăn mòn. Nghiên cứu hiện trường đó đã được thực hiện (Ostermayer và Scheele 1977) trong cát sỏi đầm chặt ($D_r = 76\%$, $\Phi = 42^\circ$) (xem cùng với A.5).

Nếu vữa bảo vệ được phun tại hiện trường, ví dụ khi mũ phun vữa dài cứng khó lắp đặt, không giám sát được bằng mắt chiều dài vữa liên kết thì cần phải khống chế chất lượng theo tiêu chuẩn cao nhất. Có thể phải thử nước một số mũ neo để kiểm tra tính nguyên vẹn của nó sau khi lắp đặt dây neo và trước khi phun vữa, nhưng độ chính xác quan trắc là rất quan trọng và cần thận trọng khi giải thích các kết quả.

Các vật liệu lỏng không hoá cứng như mỡ có các hạn chế khi làm môi trường chống ăn mòn. Các lý do bao gồm :

(a) Các chất lỏng dễ bị khô, nó thường đi kèm với rạn chân chim và thay đổi các đặc trưng hoá học.

(b) Các chất lỏng dễ bị rò rỉ nếu bị hư hỏng dù là nhẹ các vỏ bọc.

(c) Các chất lỏng thực tế không có cường độ chịu cắt nên dễ bị chiếm chỗ và tách khỏi kim loại mà nó phải bảo vệ.

(d) Ngay cả trong các điều kiện lý tưởng, sự ổn định hoá học lâu dài của chúng, như tính nhạy cảm với ôxy hoá, không được biết một cách chính xác.

Các lý do đó đòi hỏi các vật liệu không hoá cứng được tự bảo vệ hoặc chứa trong lớp vỏ có dạng đủ bền, chống được ẩm, và bản thân nó cũng phải chịu được ăn mòn.

Khi các chất lỏng không hoá cứng như mỡ đóng vai trò quan trọng trong hệ thống chống ăn mòn, trong đó chúng hoạt động như chất đệm để cách ly khí quyển khỏi bề mặt dây neo thép, tạo ra môi trường điện hoá được điều chỉnh và giảm ma sát trong chiều dài tự do, chúng không được xem như một lớp ngăn vật lý lâu dài để chống ăn mòn.

Do vậy lớp mỡ không được chấp nhận như một trong các lớp ngăn vật lý được yêu cầu trong chiều dài tự do để lộ của hệ thống bảo vệ chống ăn mòn kép. Tuy vậy mỡ được chấp nhận là lớp phủ bảo vệ trong một đầu neo có thể căng kéo lại được, do mỡ có thể thay thế hoặc bổ sung được.

Dùng các phân đoạn kim loại dây hơn làm dây neo, có diện tích để làm các lớp

ngăn vật lý, đã không cho sự bảo vệ có hiệu quả, do sự ăn mòn rất hiếm khi đều và phát triển nhanh nhất, tập trung tại các điểm ăn mòn cục bộ hoặc bề mặt gồ ghề. Sự hiện diện của các ăn mòn điểm như vậy không thể sửa chữa bằng đánh bàn chải hoặc phủ bọc.

Rất thiếu thông tin về sự làm việc của bảo vệ ca tốt ở các dây neo thép ứng suất trước tại thời điểm xuất bản tiêu chuẩn này. Nếu bảo vệ catốt được xem xét cho các neo đất, cần chú ý một số yếu tố không thuận lợi (K.2) và có thể tham khảo CP 1021 để thiết kế chi tiết.

Có thể dùng các kim loại không bị ăn mòn làm các bộ phận của neo; cần phải xác định ứng xử điện hoá của chúng liên quan đến những bộ phận khác, các đặc tính ăn mòn ứng suất trong các môi trường tương ứng.

Có thể dùng những sợi phi kim loại làm dây neo; cần phải khảo sát thời gian sống có hiệu của chúng trong điều kiện chịu ứng suất tiếp xúc với các môi trường điện thế xâm thực có thể khác với sự xâm thực thép. Không thể đưa ra chỉ dẫn nào khác tại thời điểm xuất bản tiêu chuẩn này.

8.2.4. Các hệ thống bảo vệ

8.2.4.1. Khái quát

Các kiến nghị liên quan đến một vài hệ thống bảo vệ thường được sử dụng cho những bộ phận của neo được cho trong 8.2.4.2 đến 8.2.4.5. Các kỹ sư thiết kế cần chọn hệ thống bảo vệ phù hợp với đánh giá của họ về các điều kiện khai thác.

8.2.4.2. Chiều dài dây neo tự do

8.2.4.2.1 Các phương pháp bảo vệ

Bảo vệ nói chung là giữ bằng cách bơm chất lỏng đặc chắc để bao trùm lên dây neo hoặc bằng các lớp phủ đặt trước hay phối hợp cả hai, tùy theo hoàn cảnh cụ thể. Các ví dụ điển hình cho bảo vệ chiều dài tự do được minh họa trong các hình 18 (a), (b) và (c). Trong chiều dài tự do, hệ thống bảo vệ cần cho phép dây neo dãn dài không bị cản trở một cách hợp lý khi căng kéo, và cả sau đó nếu neo căng kéo lại được.

8.2.4.2.2. Các chất lỏng đặc chắc

Các chất lỏng đặc chắc được bơm chung quanh dây neo khi cách bảo vệ đơn giản như vậy được cho là phù hợp và neo không phải căng kéo lại, hoặc phối hợp với vỏ bọc (xem 8.2.4.2.3.5) khi mức độ bảo vệ cao hơn hoặc yêu cầu căng kéo lại được. Cần dùng ống tremie để bơm vữa (xem 10.4.4) từ đáy hố khoan, đẩy khí quyển hoặc nước ra khỏi hố. Các cơ cấu định tâm trên dây neo và bầu neo là quan trọng để đảm bảo lớp phủ đều bằng vật liệu bơm trong hình vòng nhẫn. Các túi đệm có thể cần thiết để giữ cho vữa bên ngoài đổ vào trong các lỗ nghiêng lên trên. Có thể cần áp lực bơm đến 250 kN/m^2 để đảm bảo vữa thấm sâu hoàn toàn và ngăn chặn các chất lỏng có thể xảy ra rỗng, mục tiêu để fracturing đất.

Vữa xi măng được dùng phổ biến nhất, đôi khi với bentonite hoặc các phụ gia khác (xem 7.1.4). Lớp vữa phủ quanh dây neo tối thiểu là 5 mm. Đối với các neo tạm thời, lớp phủ này không yêu cầu bọc bên ngoài, trừ khi đất có tính xâm thực.

Nếu dự tính có thể căng kéo lại các neo, dây neo cần được bao bằng vỏ bọc để chống

dính bám với vữa. Các ống bọc thép hình gợn sóng nhẹ không thích hợp để bảo vệ chống ăn mòn, do chúng dễ bị thủng lỗ khi ăn mòn. Bất cứ kim loại nào được dùng phải phù hợp với dây neo, sao cho không tạo ra các điện thế ăn mòn giữa các kim loại khác nhau (xem J.1.2 và J.1.3).

Xi măng được dùng để bảo vệ ăn mòn cho dây neo thép không được là loại xỉ lò cao và hơn nữa phải được kiểm tra để đảm bảo rằng không có bất kỳ sulphide nào hoặc bất cứ thành phần xâm thực nào khác đối với bộ phận của dây neo (xem 7.1.1).

Vữa xi măng được thiết kế có độ phân tầng tối thiểu (xem 7.1.5.2). Khi vữa xi măng được sử dụng như một lớp bên trong của bảo vệ lâu dài, như vòng nhả lấp đầy trong ống bọc hoặc vỏ bọc; độ phân tầng tổng cộng khi lắng đọng đơn giản không được vượt quá 0,5%. Khi vữa có đặc tính phân tầng lớn hơn được sử dụng, cần tiến hành giám sát để lấy đi lượng nước phân tầng trừ khi thí nghiệm tải trọng và các đoạn lấy mẫu khẳng định đạt yêu cầu.

8.2.4.2.2. Các chất lỏng nhớt, dẻo

Để bảo vệ chống ăn mòn, các chất lỏng nhớt - dẻo thường chủ yếu có gốc bitum. Điều quan trọng là cần kiểm tra để chắc chắn rằng bitum không chứa chloride hoặc sulphide, và nếu được sử dụng trong các hệ thống bảo vệ kép, chúng không ảnh hưởng đến những đặc trưng của lớp bọc dây neo bằng hoà tan, tấn công hoá học hoặc do nhiệt độ được yêu cầu giữ độ lỏng để bơm. Bitum giữ được độ nhớt cần thiết khi lạnh để giữ chỗ trong đất thấm thấu và tạo ra cách kiểm tra mức trên, điều này cần thiết trong thời gian sống của neo.

8.2.4.2.3. Mỡ

Các mỡ cần được chế tạo có đặc tính chống ăn mòn cho dây neo thép chịu kéo cao khi căng kéo và nhà chế tạo cần chú ý đầy đủ đến các yêu cầu và điều kiện khai thác để đảm bảo việc lựa chọn mỡ thích hợp. Hiện nay, đã có chỉ dẫn về đánh giá tính thích hợp của các loại mỡ, cần phải có bằng chứng số liệu về việc sử dụng nó thành công trong các áp dụng tương tự, như các buồng lò phản ứng hạt nhân (xem K.3).

Mỡ không được chứa bất cứ hợp chất nào có thể gây ăn mòn, như a xít béo không bão hoà và nước các thành phần riêng lẻ của sulphide, nitrate và chloride không được vượt quá $5 \times 10^{-4}\%$ (m/m). Cần mô tả các hợp chất chống ăn mòn. Mỡ cần phải ổn định đối với nước và oxy, không được tách biệt ra thành xà phòng và dầu. Các mỡ hydrophobic được ưa chuộng hơn. Các yếu tố quan trọng khác gồm sức kháng phân huỷ vi sinh vật và vi khuẩn, truyền độ ẩm thấp và điện trở cao (xem K.3)

Cần kiểm tra mỡ để đảm bảo rằng chúng phù hợp với các vật liệu bọc hoặc bao có thể được dùng sau khi phủ mỡ. Các mỡ không được có hại đến các đặc trưng ngăn cách của các lớp phủ.

Trước khi phủ có thể dùng petrolatum, như petroleum jelly và các hợp chất lanolin petroleum sulphonate. Giám sát cẩn thận rất quan trọng, đặc biệt đối với cáp để đảm bảo mỡ phủ đều.

8.2.4.2.3. Các lớp bọc dây neo

8.2.4.2.3.1. Khái quát

Các lớp bọc dây neo cần luôn luôn được thực hiện trong nhà máy, bởi các nhà sản

xuất dây neo hoặc tại hiện trường trong các xưởng được xây dựng đặc biệt, nơi có thể đảm bảo được điều kiện không khí khô và sạch sẽ.

8.2.4.2.3.2. Sơn bitum và kim loại

Các loại sơn bitum và kim loại không dùng được cho cáp vì khó tạo được lớp phủ đều và dễ hư hỏng khi vận chuyển. Chúng chỉ được dùng để hạn chế ăn mòn của dây neo được cất giữ trước khi sử dụng.

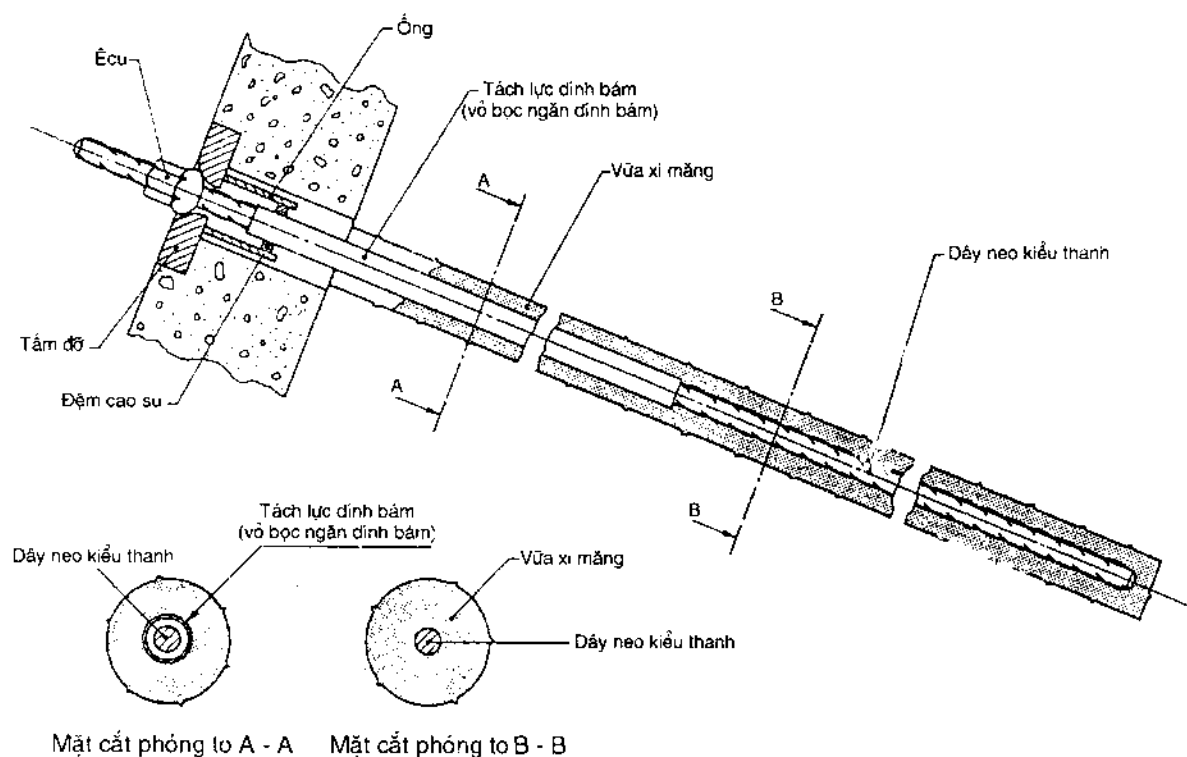
8.2.4.2.3.3. Các lớp phủ kim loại dính bám

Các lớp phủ kẽm (mạ kẽm) chỉ được áp dụng khi sản xuất trong nhà máy chế tạo dây neo thép.

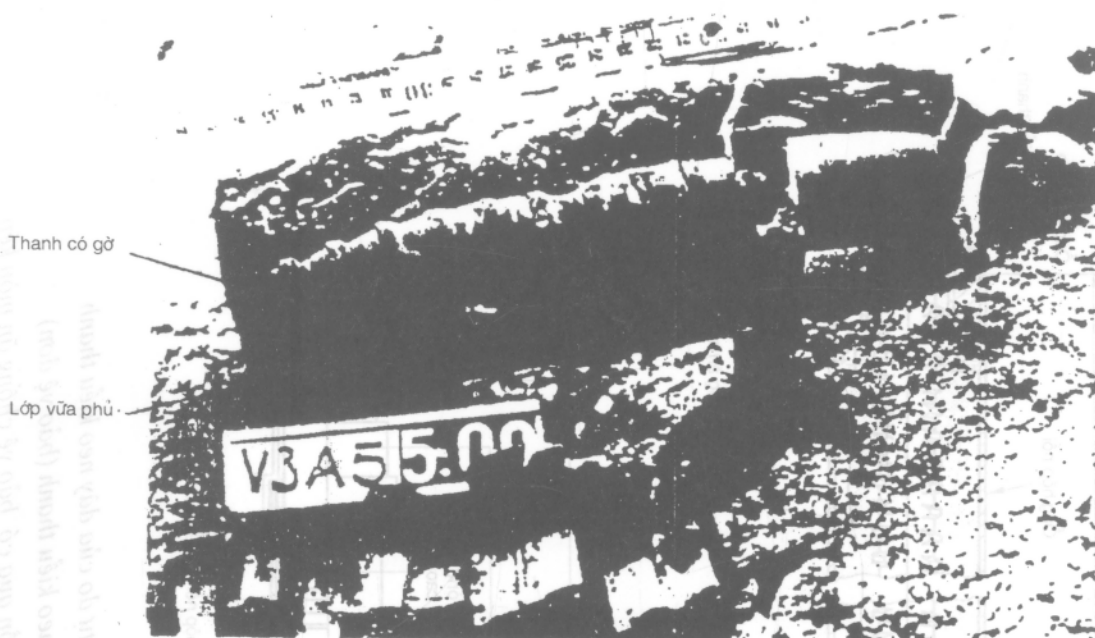
Chú ý : Không đủ thông tin về sự làm việc của các lớp phủ kim loại khác để xây dựng các chỉ dẫn về tính phù hợp của chúng tại thời điểm xuất bản tiêu chuẩn này.

Không được dùng các lớp phủ kim loại hy sinh khi tải trọng được truyền qua sự liên kết mặt tiếp xúc.

Các lớp phủ kim loại hy sinh cho thép cường độ cao ($> 1040 \text{ N/mm}^2$) không được sử dụng do các lớp phủ như vậy có thể làm cho một phần của dây neo thép hoạt động như một catốt theo cách không khống chế được trong quá trình ăn mòn điện hoá



Hình 16 : Neo thanh không được bảo vệ



Hình 17: Phân bố vết nứt sau khi căng kéo (ảnh : F.Scheele)

8.2.4.2.3.4. Băng

Có thể dùng có hiệu quả các băng vải chịu mỏi, chất dẻo cho các neo tạm thời. Các băng cần được áp dụng bằng cách bọc bằng những vòng chồng nhau tối thiểu 50%. Quá trình bọc này yêu cầu tiếp xúc với dây neo đã được bôi mỡ trước khi bọc để ngăn cách với khí quyển, cho phép dây neo dịch chuyển tự do trong lớp bọc.

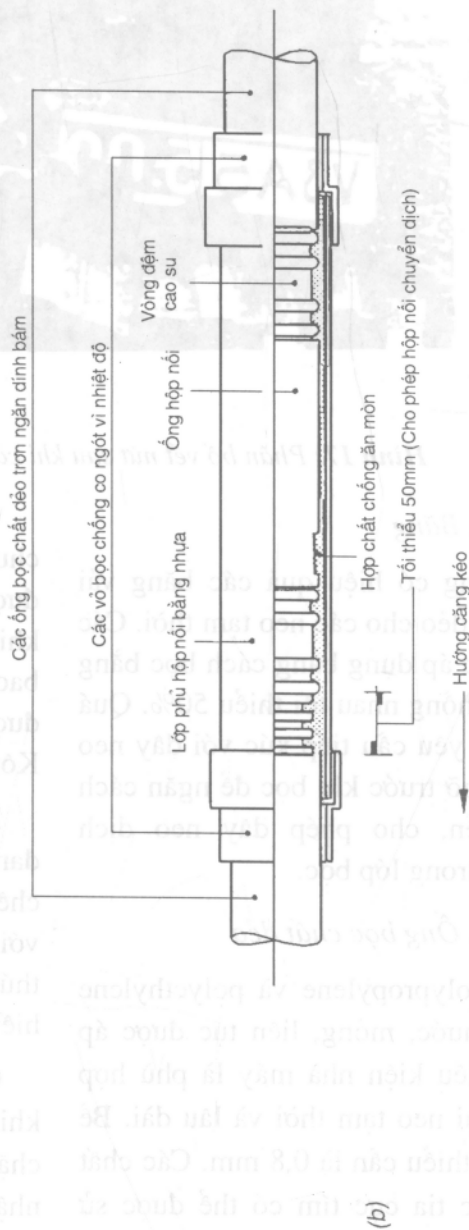
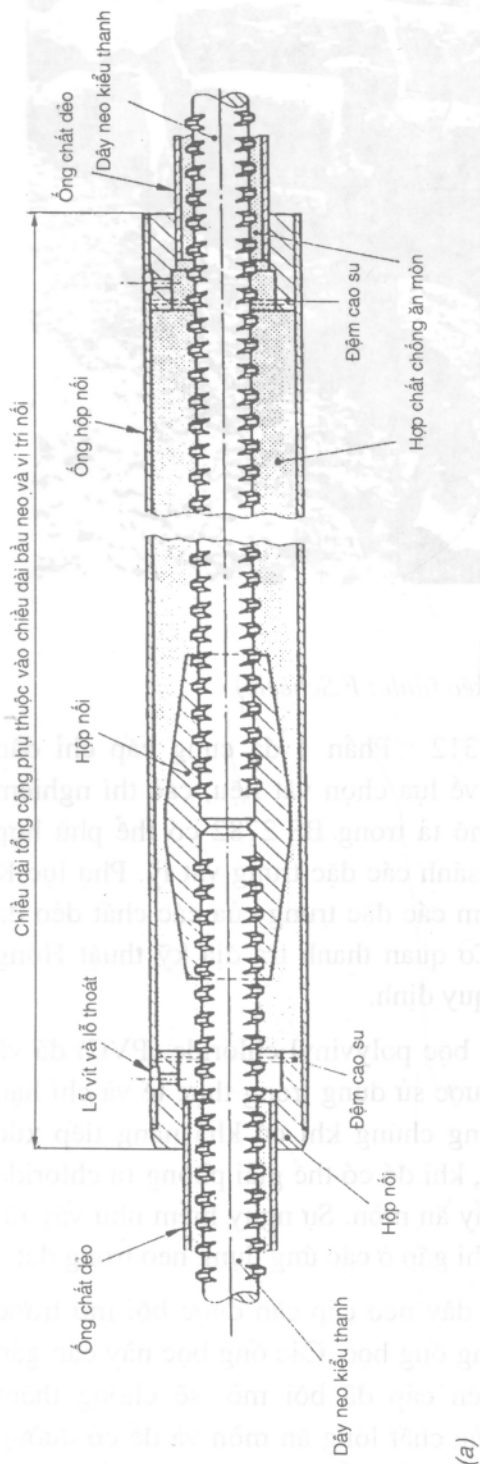
8.2.4.2.3.5. Ống bọc chất dẻo

Các ống polypropylene và polyethylene không thấm nước, mỏng, liên tục được áp dụng trong điều kiện nhà máy là phù hợp cho cả hai loại neo tạm thời và lâu dài. Bề dày thành tối thiểu cần là 0,8 mm. Các chất dẻo chịu được tia cực tím có thể được sử dụng, miễn là giấy các bon đen hoặc các chất ngăn tia cực tím được phối hợp để chống thoái hoá.

CP 312 : Phần 1 đã cung cấp chỉ dẫn chung về lựa chọn vật liệu, các thí nghiệm được mô tả trong BS 2782 có thể phù hợp khi so sánh các đặc trưng vật lý. Phụ lục K bao gồm các đặc trưng của các chất dẻo đã được Cơ quan thanh tra địa kỹ thuật Hồng Kông quy định.

Lớp bọc polyvinyl chloride (PVC) đã và đang được sử dụng trong thực tế và chỉ hạn chế dùng chúng khi có khả năng tiếp xúc với lửa, khi đó có thể giải phóng ra chloride thúc đẩy ăn mòn. Sự nguy hiểm như vậy rất hiếm khi gặp ở các ứng dụng neo trong đất.

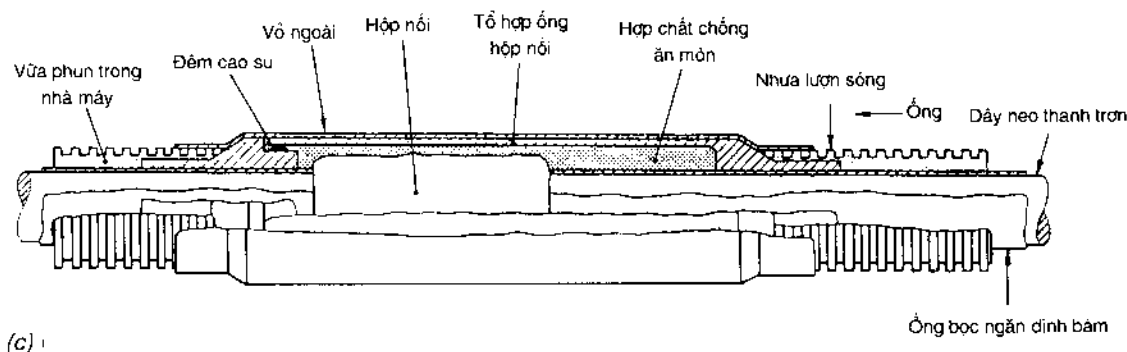
Các dây neo cần được bôi mỡ trước khi dùng ống bọc. Các ống bọc này cần gắn chặt trên cáp đã bôi mỡ, sẽ chống thấm nhập của chất lỏng ăn mòn và để có đường kính nhỏ nhất, điều quan trọng là gắn nhưng không tạo ra ma sát với biên độ đáng kể giữa ống bọc và dây neo khi căng kéo.



Hình 18: Các chi tiết hộp nối điển hình trong chiều dài tự do của dây neo kiểu thanh

(a) Chi tiết hộp nối trong chiều dài tự do của một dây neo kiểu thanh (bảo vệ đơn)

(b) Chi tiết hộp nối trong chiều dài tự do của neo kiểu thanh luồn qua có bảo vệ chống ăn mòn kép.



Hình 18 : (Tiếp theo)

(c) Chi tiết hộp nối trong chiều dài tự do của dây neo kiểu thanh (lớp bảo vệ kép)

Để sử dụng cho các thanh, các ống polypropylene liên tục tạo ra khoảng hở cần thiết chung quanh dây neo là thích hợp. Trong các trường hợp như vậy ống bọc cũng hiệu quả như các lớp bọc để bảo vệ lớp ngăn bên trong không bị hư hỏng khi vận chuyển và xếp dây neo, làm cho không gian vòng xuyên bên trong được lấp đầy khi chế tạo, bằng vữa xi măng, cao su thích hợp hoặc mỡ để ngăn cách khí quyển hoặc tạo ra môi trường điện hoá phù hợp. Phương pháp lấp đầy làm sao để thay thế toàn bộ chất lỏng khi phun và cho phép đặt áp lực lên chất lấp đầy, đủ để chiếm chỗ toàn bộ thể tích trống. Các thực hiện của nhà chế tạo cần được kiểm tra trước khi sử dụng.

Khi một ống bọc hoạt động như một lớp bọc hy sinh bên ngoài thì không cần lấp đầy không gian vòng xuyên giữa các ống trong và ngoài.

Khi các chất lỏng làm ướt được dùng phối hợp với ống bọc tạo ra khoảng hở cần thiết trong một số hệ thống thanh, các biện pháp ổn định khác cung cấp ống bọc bổ sung hoạt động như lớp ngăn cản dính bám cần được áp dụng để đảm bảo dây neo có thể dẫn dài một cách tự do.

Ống co ngót nhiệt được bọc trước bằng lớp đệm có chiều dày không chế có thể dùng cho các neo lâu dài.

Lớp đệm này không được có chloride, sulphate và chứa chất ngăn cản ăn mòn chủ động.

Tuy nhiên, trong trường hợp có một ống bọc đơn nhồi mỡ, một ống co ngót nhiệt có lớp đệm đặt trước không được coi là bảo vệ kép.

8.2.4.2.3.6. Các mối nối ống bọc

Khi dùng các thanh làm dây neo, chúng không vận chuyển được theo cuộn nên cần phải nối. Việc nối các ống bọc hoặc lớp phủ phải đảm bảo sự liên tục của hệ thống bảo vệ dọc theo toàn bộ chiều dài của dây neo không bị hư hỏng đối với cả lớp phủ vật lý và điện hoá. Các mối nối ống bọc và lớp phủ cần được giữ chồng lên nhau ít nhất 20 mm và dùng các chất keo hoà tan thích hợp với vật liệu ống bọc. Các ống lồng nhau cần đủ lỏng có thể gấn dễ dàng trên suốt lớp bọc cơ bản với khoảng hở cần thiết để cho phép bơm vào hoặc đẩy ra các tác nhân bám dính, trong trường hợp này các chỗ chồng lên nhau cần lớn hơn 50mm.

Để nối các ống bọc, chấp nhận dùng ống co ngót nhiệt, với điều kiện là có chất lượng giống như đã chấp nhận cho bảo vệ dây neo. Cần phải theo khuyến nghị của nhà cung cấp về chiều dài lồng, tối thiểu là 350 mm cho các mối nối đầu đầu không dùng keo.

Mọi lỗ rỗng tại mối nối bên trong ống bọc cần lấp kín để ngăn cách với khí quyển. Các hệ thống nối cần cho phép bơm được vừa xi măng hoặc mỡ và các hợp chất làm kín thích hợp khác đồng thời chiếm chỗ không khí. Vật liệu nhồi thừa cần phải lấy đi khi vận chuyển của các mối nối hoặc khi bơm vào các khoảng trống của chỗ nối giữa các dây neo hoặc ống bọc.

Trong mọi trường hợp việc thiết kế và thi công mối nối có ống bọc cần cho phép các hộp nối có chuyển vị khi căng kéo.

8.2.4.3. Chiều dài dính bám của dây neo

8.2.4.3.1. Khái quát

Chiều dài dính bám đòi hỏi mức độ bảo vệ giống như đối với chiều dài tự do. Ngoài ra, các bộ phận bảo vệ có mọi khả năng truyền ứng suất của dây neo vào trong đất. Điều đó đòi hỏi các đặc trưng cường độ và biến dạng cần được kiểm tra về mặt kết cấu (xem 6.3 và 11.2).

Biến dạng của các phần tử riêng rẽ ở hệ thống bảo vệ chống ăn mòn không cho phép dãn liên tục hoặc làm lộ chiều dài dính bám của dây neo thông qua các vết nứt. Các yêu cầu về không dãn và không nứt này là mâu thuẫn nhau và một số vật liệu hiện nay có thể tuân theo các yêu cầu đó khi chịu ứng suất lớn chung quanh bầu neo.

Các vật liệu epoxy hay cao su polyester quen biết, có cường độ, tính dễ kéo sợi và sức kháng ăn mòn thích hợp. Chúng có thể

thay thế vừa xi măng nhưng đắt hơn nhiều. Khi chỉ dùng một tác nhân dính bám giữa dây neo và đất, như các bu lông đá, cao su có thể được chế tạo để chịu biến dạng không bị nứt và tạo ra lớp bảo vệ chống ăn mòn không cần ống bọc.

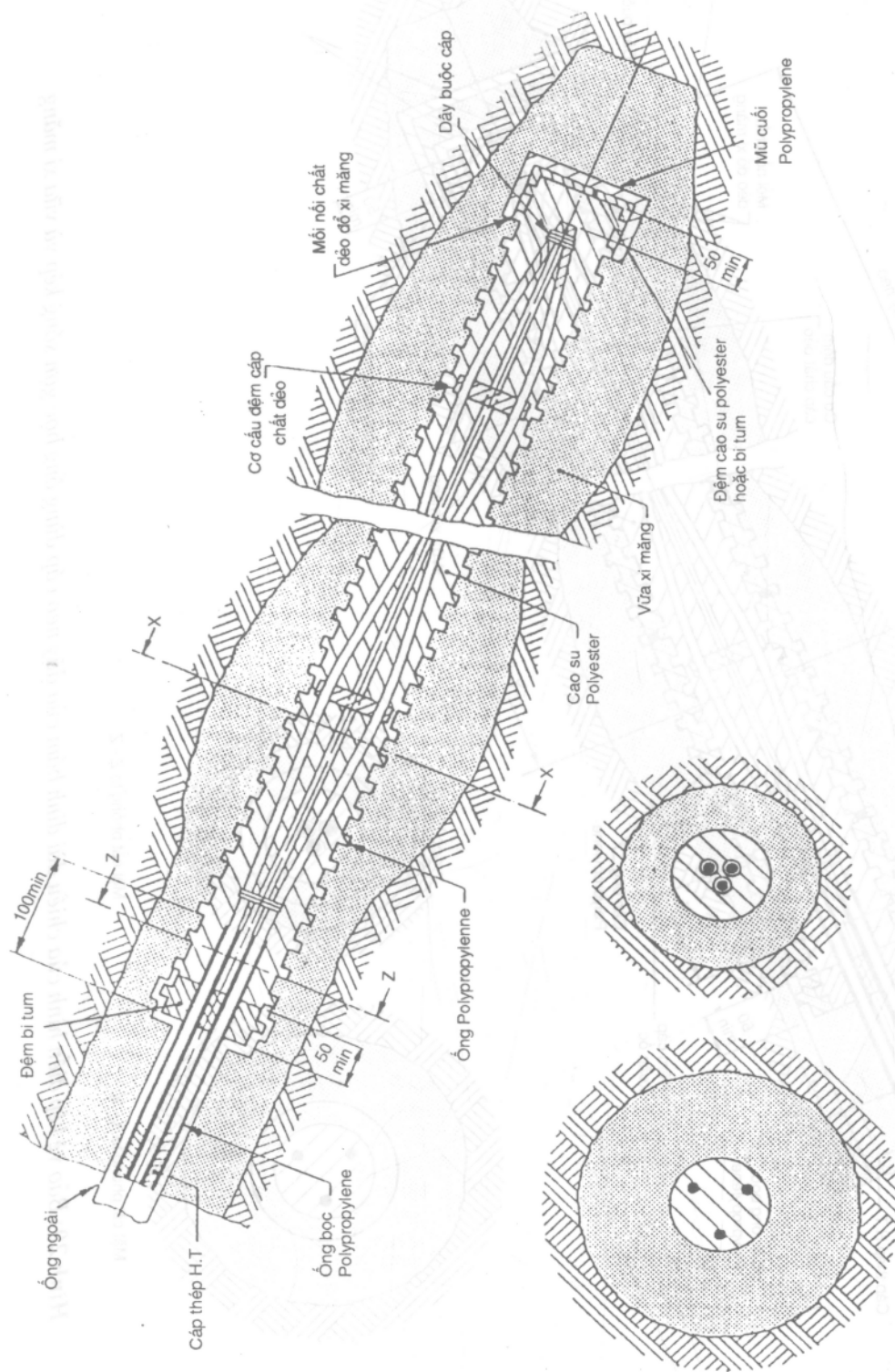
Tuy vậy, khi dùng để bọc mũ chiều dài dính bám của dây neo khi phối hợp với các ống nhựa, tính tương thích các đặc trưng dẻo của những bộ phận neo cần kiểm tra để giảm thiểu sự không dính bám hoặc không nối nhau giữa cao su với ống bọc.

Khi tạo các mũ neo kiểu ống bơm vừa nghiêng hoặc thẳng đứng, thực tế cho thấy dùng ống tremic hoặc biện pháp đổ vừa từ đáy của ống ngăn đứng, để đảm bảo đầy hết không khí và tạo ra tiếp xúc tốt giữa vừa với thanh hoặc cáp được chứa bên trong. Tiếp xúc này là cực kỳ quan trọng cho dính bám và bảo vệ chống ăn mòn.

Các ví dụ điển hình bố trí bảo vệ bầu neo được cho trong các hình 19 đến 22.

Các liên kết như bản đáy hoặc gờ trên dây neo để tạo lực nén trong vừa chỉ có hiệu quả cục bộ. Cả hai loại vết nứt do cắt và do bung ra đều có thể xảy ra, khi sử dụng chúng không thu được kết quả trong khả năng chống ăn mòn. Ngoài ra, khi cần thiết nên yêu cầu bảo vệ chống ăn mòn. Các bộ phận không chịu ứng suất của dây neo như chiều dài luồn qua của các thanh nhô ra phía sau các ê cu, lý tưởng nhất là gắn vào hệ thống bảo vệ.

Khi bảo vệ không quy định và các điều kiện được biết là thuận lợi thì lớp phủ vừa xi măng trên suốt chiều dài bầu neo có thể xem là thích hợp cho các mục tiêu của neo tạm thời, trên cơ sở là không đòi hỏi bất cứ điều gì nghiêm ngặt hơn.



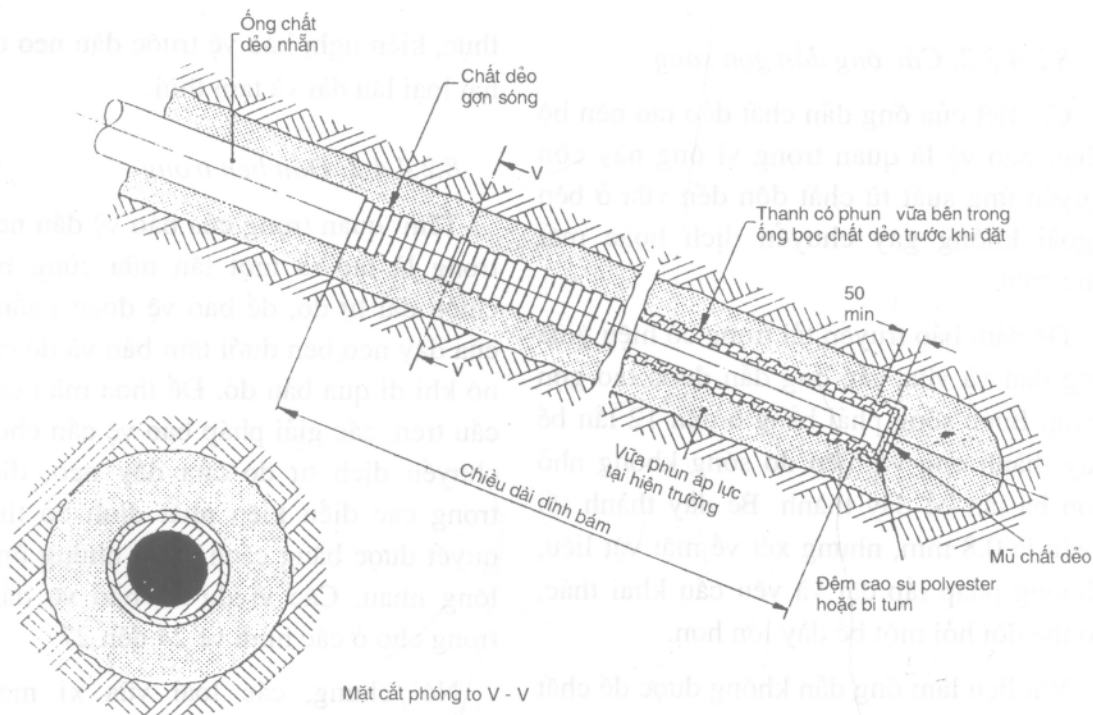
Chú ý : 1. Đối với bảo vệ kép điều quan trọng là cao su polyester không được nứt

2. Nếu vữa bên trong ống bọc gọn sóng có góc ximăng thì chiều dài dính bám của dây neo chỉ có bảo vệ đơn

Hình 19: Bảo vệ kép điển hình của chiều dài dính bám của dây neo cáp dùng ống bọc gọn sóng đơn và cao su polyester.

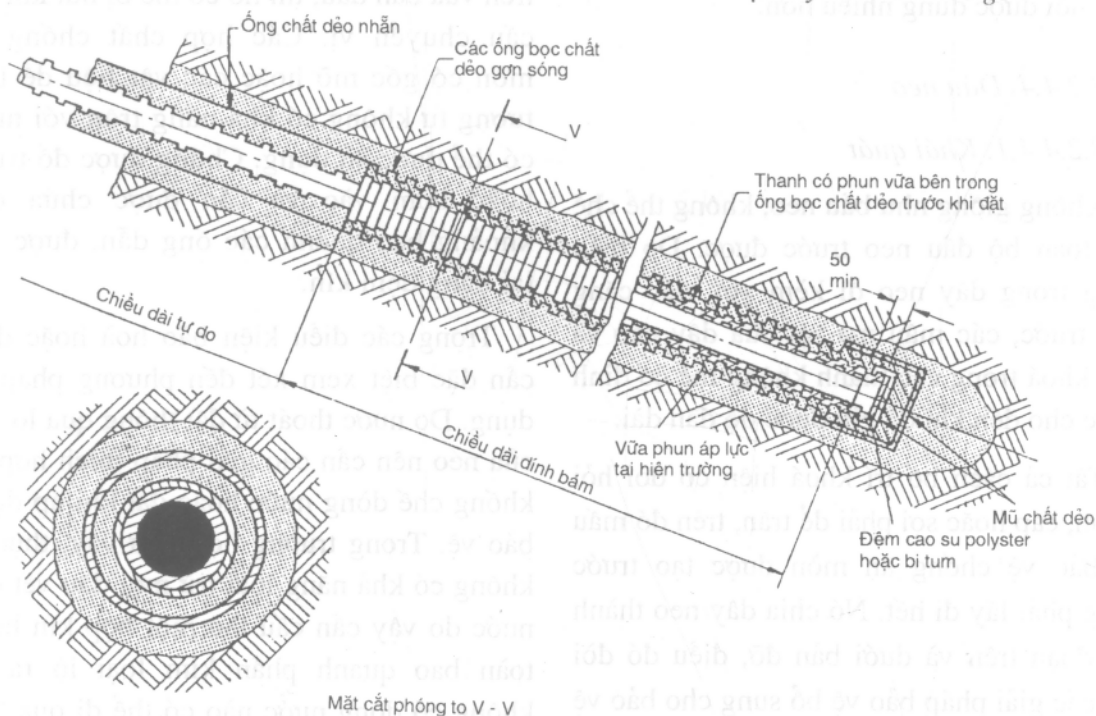


Hình 20: Bảo vệ kết diện hình của chiều dài dính bám của dây neo cáp dùng ống học gợn sóng kép và vít xi măng



- Chú ý :** 1. Đối với thanh có gờ khi bề rộng vết nứt nhỏ hơn 0,1mm, giả thiết là bảo vệ kép (xem thêm mục 8).
2. Đối với thanh trơn không khống chế được bề rộng vết nứt, giả thiết là bảo vệ đơn.

Hình 21: Bảo vệ điển hình cho chiều dài dính bám của một dây neo thanh có gờ



Hình 22: Bảo vệ kép điển hình cho chiều dài dính bám của dây neo thanh có gờ hoặc trơn dùng ống bọc gợn sóng kép.

8.2.4.3.2. Các ống dẫn gọn sóng

Chi tiết của ống dẫn chất dẻo tạo nên bộ phận bảo vệ là quan trọng vì ống này còn truyền ứng suất từ chất độn đến vữa ở bên ngoài không gây chuyển dịch hoặc mất ứng suất.

Để đảm bảo truyền tải trọng có hiệu giữa ống dẫn và vữa, các ống dẫn được tạo gọn sóng. Bước sóng phải bằng 6 đến 12 lần bề dày thành ống và biên độ sóng không nhỏ hơn ba lần bề dày thành. Bề dày thành tối thiểu là 0,8 mm, nhưng xét về mặt vật liệu, phương pháp lắp đặt và yêu cầu khai thác, có thể đòi hỏi một bề dày lớn hơn.

Vật liệu làm ống dẫn không được để chất lỏng thấm qua.

Các mối nối ống dẫn, có hay không có vụn ren, cần có đệm bịt kín để ngăn chất lỏng đi qua (hình 23). Các ống dẫn không mối nối được dùng nhiều hơn.

8.2.4.4. Đầu neo

8.2.4.4.1. Khái quát

Không giống như bầu neo, không thể chế tạo toàn bộ đầu neo trước được. Do biến dạng trong dây neo đi kèm với việc căng kéo trước, các mấu ma sát của dây cáp và đầu khoá trong các thanh không thể cố định được cho đến khi đã giữ được độ dẫn dài.

Tất cả cách bố trí khoá hiện có đòi hỏi thanh, cáp hoặc sợi phải để trần, trên đó mấu và bảo vệ chống ăn mòn được tạo trước cũng phải lấy đi hết. Nó chia dây neo thành hai đoạn trên và dưới bản đỡ, điều đó đòi hỏi các giải pháp bảo vệ bổ sung cho bảo vệ chính bản đỡ đó. Trong môi trường xâm

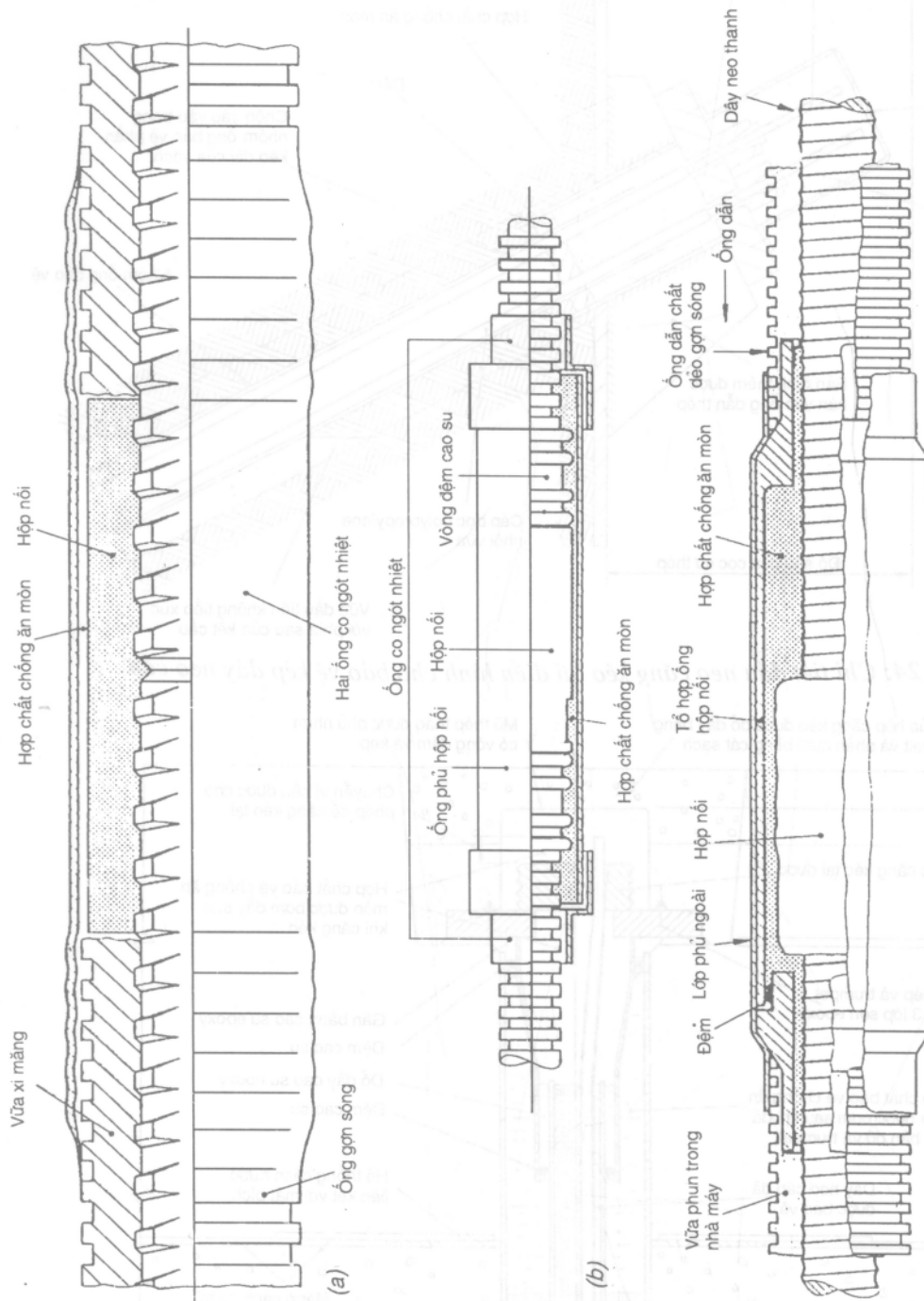
thực, kiến nghị bảo vệ trước đầu neo cho cả hai loại lâu dài và tạm thời.

8.2.4.4.2. Đầu bên trong

Tầm quan trọng của bảo vệ đầu neo bên trong là tạo ra một lần nữa cùng bảo vệ chiều dài tự do, để bảo vệ đoạn ngắn lộ ra của dây neo bên dưới tấm bản và để cách ly nó khi đi qua bản đó. Để thoả mãn các yêu cầu trên, các giải pháp bảo vệ cần cho phép chuyển dịch tự do của dây neo, điều đó trong các điều kiện nhất định có thể giải quyết được bằng cách dùng những ống dẫn lồng nhau. Các ví dụ về bảo vệ đầu bên trong cho ở các hình vẽ 24 đến 27

Nói chung, các loại vữa xi măng là không phù hợp cho bảo vệ đầu bên trong. Vữa ban đầu không được tiếp xúc với kết cấu và khi yêu cầu vữa thứ hai độ phân tầng thấp, mác thấp để lấp đầy khoảng trống bên trên vữa ban đầu, thì nó có thể bị nứt khi kết cấu chuyển vị. Các hợp chất chống ăn mòn có gốc mỡ hoặc các vật liệu dễ uốn tương tự không có khả năng trộn với nước có thể được sử dụng. Chúng được đổ trước hoặc bơm vào và cần được chứa đầy khoảng bao quanh các ống dẫn, được giữ lại bằng đệm kín.

Trong các điều kiện bão hoà hoặc đập, cần đặc biệt xem xét đến phương pháp áp dụng. Do nước thoát từ đất thông qua lỗ vào của neo nên cần các giải pháp thích hợp để khống chế dòng nước hoặc đất khi áp dụng bảo vệ. Trong trường hợp như vậy, thực tế không có khả năng loại trừ mọi dấu vết của nước do vậy cần cấu tạo một hộp kín hoàn toàn bao quanh phần kim loại lộ ra để không có dòng nước nào có thể đi qua hộp này được.

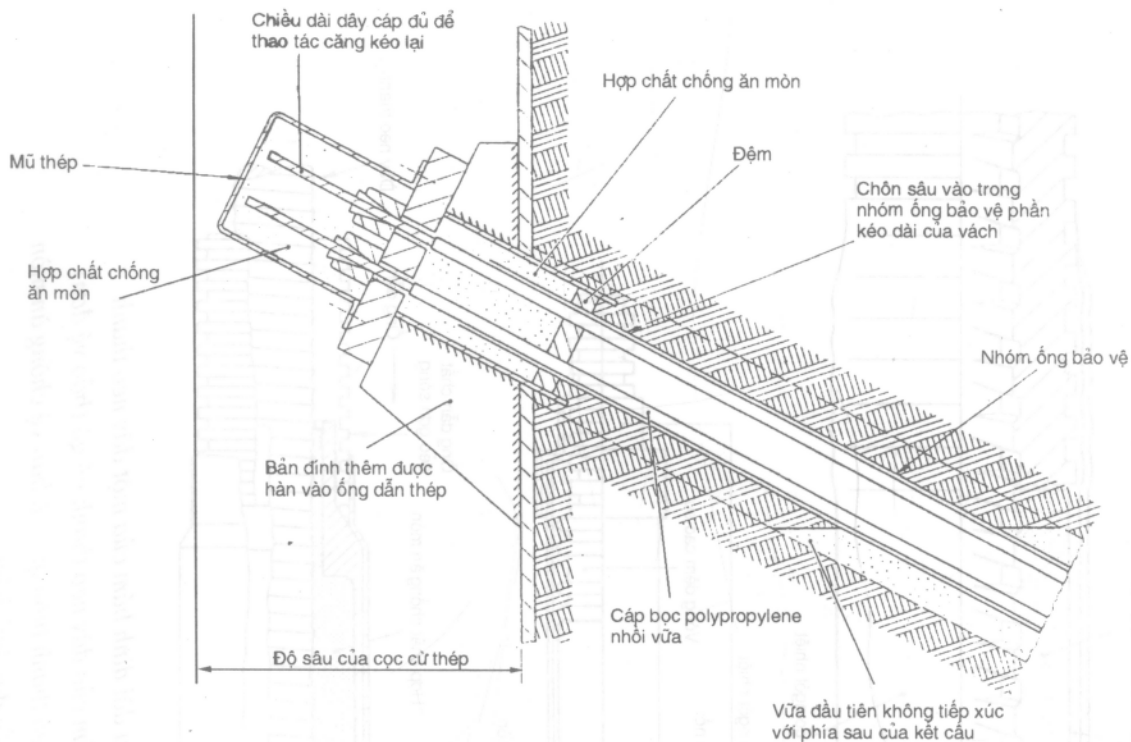


Hình 23: Các chi tiết hộp nối điển hình trong chiều dài dính bám của một dây neo thanh

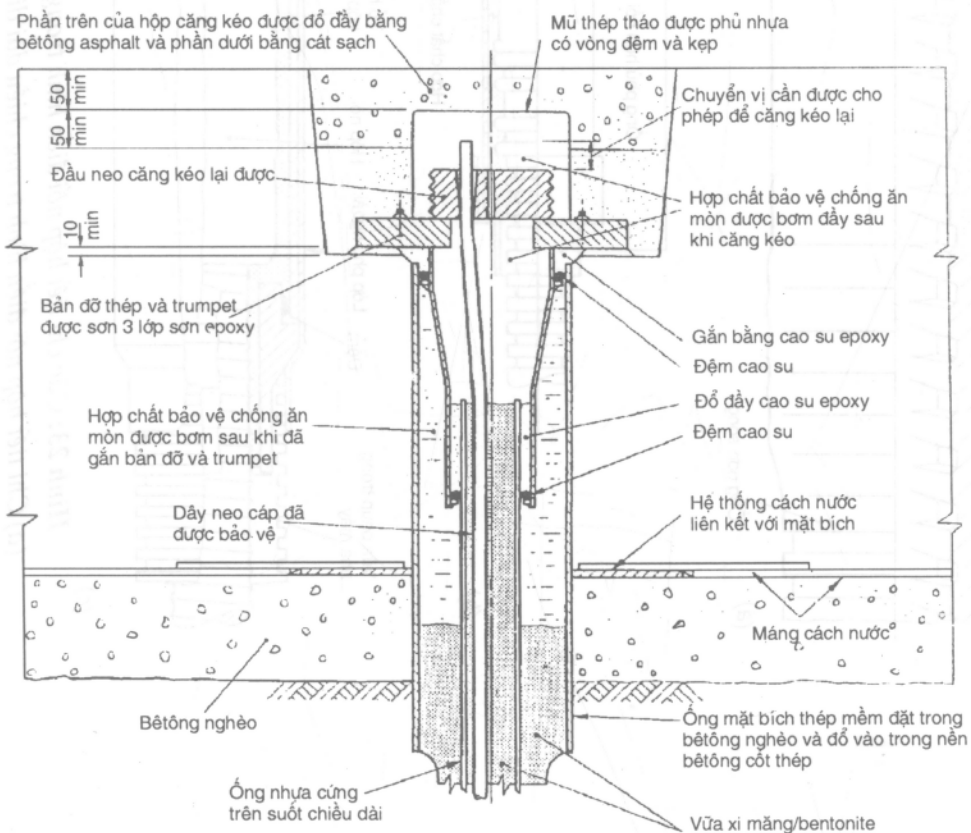
(a) Chi tiết hộp nối điển hình trong chiều dài dính bám của dây neo thanh có gờ (bảo vệ đơn)

(b) Chi tiết hộp nối trong chiều dài dính bám của dây neo thanh luồn qua có bảo vệ chống ăn mòn

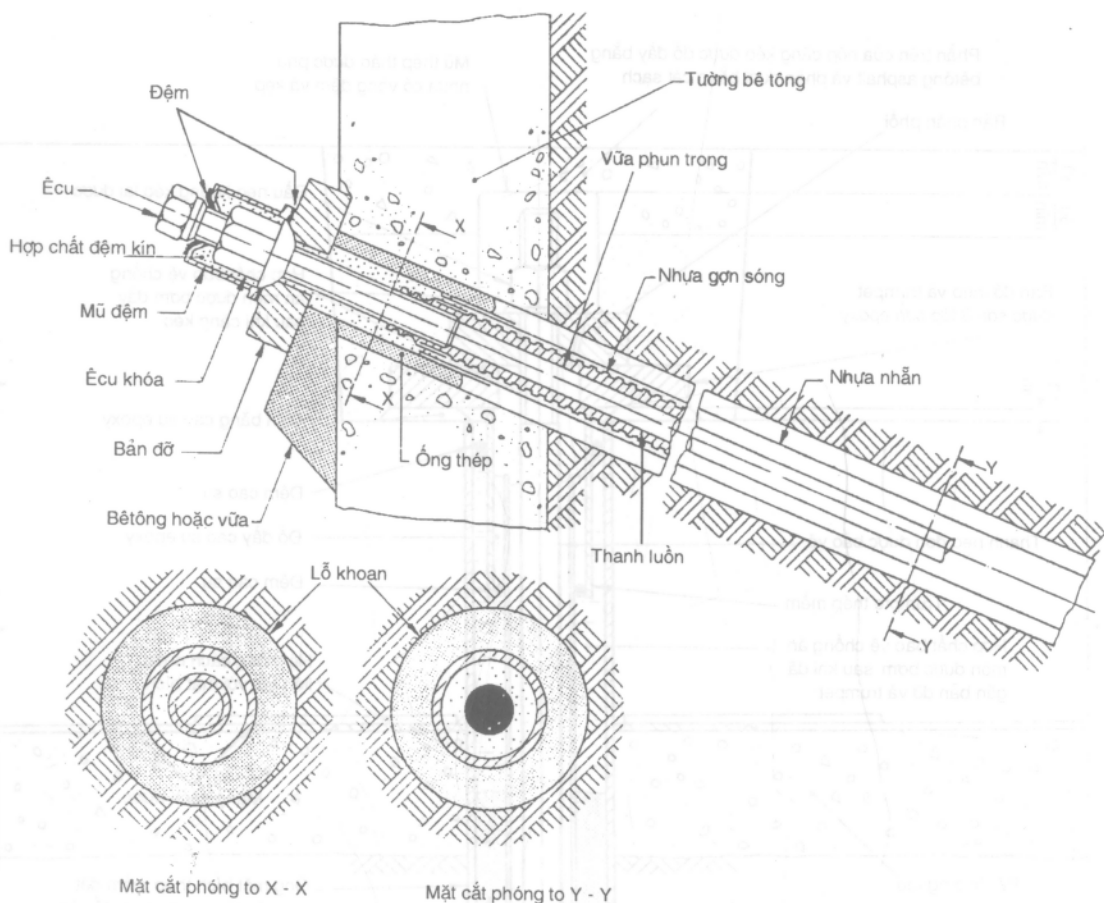
(c) Chi tiết hộp nối trong chiều dài dính bám



Hình 24: Chi tiết đầu neo căng kéo lại điển hình cho bảo vệ kép dây neo cáp



Hình 25: Chi tiết đầu neo căng kéo lại điển hình cho bảo vệ kép của dây neo cáp trong một kết cấu tường chắn nước



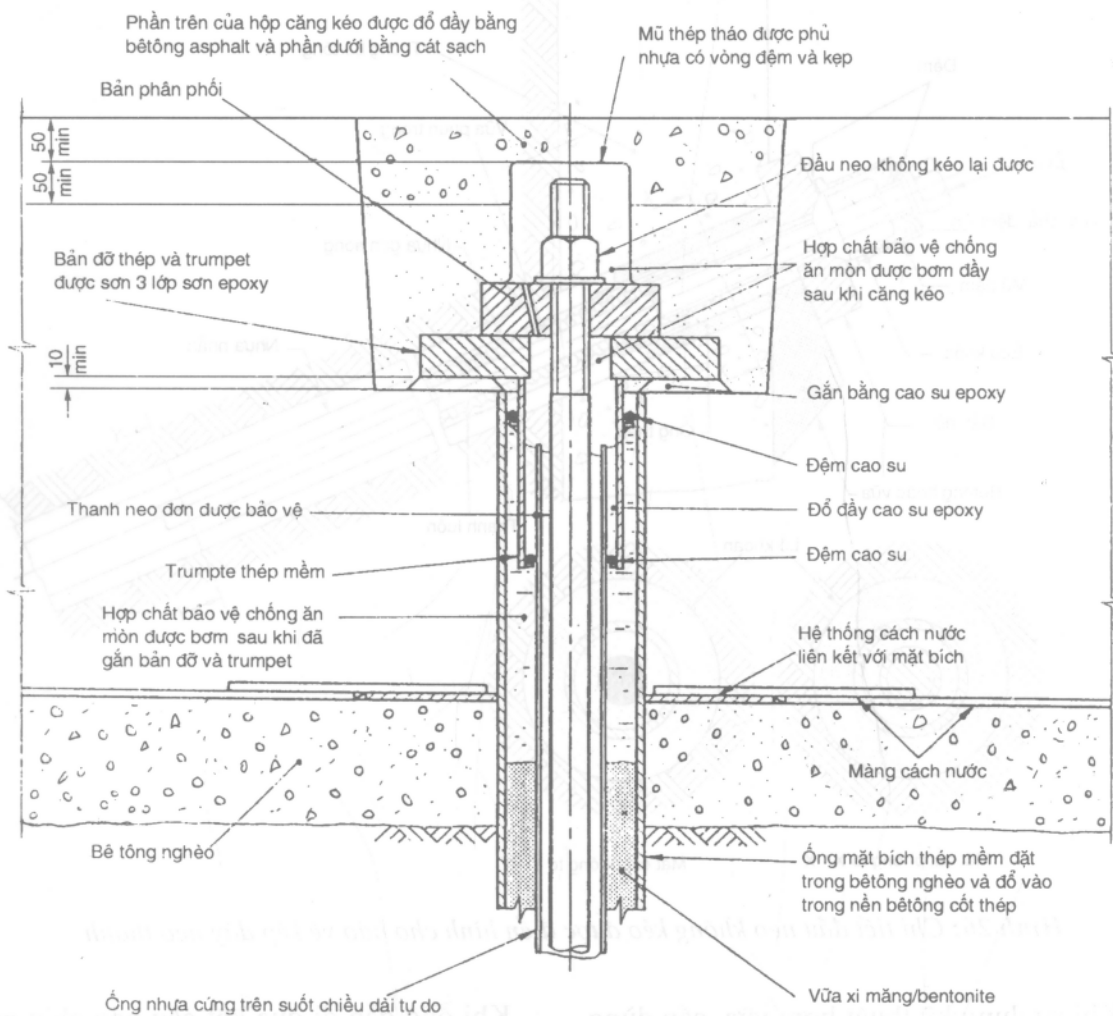
Hình 26: Chi tiết đầu neo không kéo được điển hình cho bảo vệ kép dây neo thanh

Khi sử dụng kỹ thuật bơm vữa, cần dùng một ống bơm thấp và ống thoát khí cao hơn để đảm bảo lấp đầy hoàn toàn chỗ trống và thay chỗ nước và không khí. Tốt hơn là vật liệu bơm cần được chuyển bằng ống tremie đến phần thấp nhất của ống dẫn, thay chỗ các chất lỏng lên đến chỗ thoát khí. Áp lực 150 kN/mm² hoặc lớn hơn được yêu cầu cho thao tác bơm, xuất phát từ những hạn chế bắt nguồn từ các khối chế của kết cấu. Trong khoảng không chật hẹp có thể dùng kỹ thuật súng phun mỡ đơn giản. Chất độn trong ống dẫn có thể bằng mỡ gói sẵn, nếu sau khi căng kéo không có cách tiếp cận để bơm.

Khi ống dẫn đi qua kết cấu neo chịu các điều kiện ẩm, nếu dựa vào vữa để tạo lớp đệm ngăn nước bên ngoài cho ống có thể không hiện thực, vì vữa phải chịu chuyển vị tương đối nhỏ giữa kết cấu và dây neo khi khai thác.

8.2.4.4.3. Đầu bên ngoài

Bảo vệ dây neo trần, mấu ma sát hoặc các êcu khoá bên trên bản đỡ, được chia thành hai loại, khối chế bởi neo được căng kéo lại hoặc không. Khi gọi là căng kéo lại, cả mũ đầu neo và các thứ bên trong có thể tháo được để cho phép tiếp cận một chiều dài dây neo đủ để căng kéo lại. Rõ ràng các yêu cầu này sẽ phụ thuộc nhiều vào



Hình 27: Chi tiết đầu neo không kéo được điển hình cho bảo vệ kép của dây neo thanh trong một kết cấu tường chắn nước

hệ thống căng kéo và khoá được dùng. Mỡ là vật liệu dùng phổ biến nhất bên trong các mũ thép hoặc chất dẻo. Các phương án bao gồm băng tẩm mỡ chống ăn mòn và ống măng sông co giãn nhiệt. Cần có đệm thích hợp và mối nối cơ học giữa mũ và bản đỡ. Khi không căng kéo lại đối với neo, mũ và các thứ bên trong không yêu cầu tháo lắp được. Khi đó có thể dùng cao su hoặc các chất nhét đầy khác và không cần bản đỡ nữa.

Khi đầu neo được kết cấu che kín hoàn toàn, các bộ phận trên đầu nằm trong bê tông đặc và một lớp phủ thích hợp để tạo ra sự bảo vệ (bảng 12).

8.2.4.4.4. Bản đỡ

Bản đỡ và những bộ phận thép lộ ra nhiều tại đầu neo cần sơn bằng vật liệu bitum hoặc bảo vệ khác, tùy theo môi trường ăn mòn, theo BS 5493 trước khi chuyển đến hiện trường. Các bề mặt thép

cần làm sạch rỉ và các chất có hại trước khi sơn lót, ví dụ như làm sạch bằng phun cát. Các lớp phủ được áp dụng cần phải phù hợp với vật liệu được lựa chọn cho cả hai loại bảo vệ bên trong và đầu bên ngoài theo BS 5493. Các bản đỡ trên kết cấu bê tông có thể đặt trên bề bê tông, xi măng, epoxy, vữa polyester, hoặc đặt trực tiếp trên bản thép.

8.2.4.5. Các chi tiết phụ trợ

8.2.4.5.1. Các cơ cấu định tâm và định vị

Để đảm bảo vị trí đúng tâm chính xác và khoảng cách của dây neo trong lỗ khoan, cần sử dụng các cơ cấu định tâm/ định vị thích hợp (xem 7.3.5 và 7.3.6). Nó đảm bảo chính xác bề dày của lớp phủ, lớp đệm hoặc vữa chung quanh dây neo. Đối với các neo lâu dài, cơ cấu định tâm và định vị ở bầu neo trong đất xâm thực cần được chế tạo

bằng vật liệu không bị ăn mòn, như chất dẻo hoặc kim loại bọc chất dẻo.

8.2.4.5.2. Cốt thép bầu neo

Bất cứ cốt thép loại nào được sử dụng trong bầu neo bên ngoài dây neo cần được bọc hoặc làm bằng vật liệu không bị ăn mòn khi yêu cầu bảo vệ lâu dài.

8.2.5. Bảo vệ chống ăn mòn các bu lông đá được neo cơ học

Ứng suất lớn được hình thành tại điểm tiếp xúc giữa neo cơ học và đá rất dễ gây ra hư hỏng cho bất cứ lớp phủ nào được dùng với mục đích chống ăn mòn. Các lớp phủ như vậy cũng dễ gây sự mất mát đáng kể khả năng chịu tải của neo. Kiến nghị rằng, các bu lông đá được neo cơ học không được dùng như neo lâu dài.

Bảng 12. Lớp phủ bê tông danh định cho các bộ phận đầu neo

Điều kiện tiếp xúc	Lớp phủ danh định, mm				
	Cấp bê tông (cường độ lập phương đặc trưng)				
	20 N/mm ²	25 N/mm ²	30 N/mm ²	40 N/mm ²	50 N/mm ² và hơn nữa
Nhẹ, như đã được bảo vệ hoàn toàn chống lại các điều kiện thời tiết hoặc xâm thực, ngoại trừ một thời kỳ ngắn tiếp xúc với điều kiện thời tiết thông thường khi thi công	25	20	15	15	15
Trung bình, như đã được che kín khỏi mưa lớn và chống lại sự đóng băng khi bão hoà nước. Bê tông phủ và bê tông liên tục dưới nước	-	40	30	25	20
Nhiều, như chịu mưa lớn, tùy theo ướt hay khô đến đóng băng khi ướt. Chịu khối ăn mòn tập trung cao	-	50	40	30	25
Rất nhiều, như chịu nước biển hoặc nước vùng đất hoang kèm theo mài mòn.	-	-	-	60	50
Chịu muối dùng để làm tan băng	-	-	50*	40*	25

* Chỉ áp dụng nếu bê tông có bọt khí như sau :

(a) Đối với cấp phối tự nhiên cỡ hạt lớn nhất 20 mm, yêu cầu lượng khí là 5%.

(b) Đối với cấp phối tự nhiên cỡ hạt lớn nhất 10 mm, yêu cầu lượng khí là 7%.

9. THIẾT BỊ CĂNG

9.1. Khái quát

Thiết bị căng kéo cho các dây neo kiểu dây, thanh và cáp cần thích hợp để kéo toàn bộ dây trong một thao tác. Tuy vậy cả loại thao tác sợi đơn hay nhiều sợi đang được dùng trong thực tế và những chỉ dẫn cho ở mục từ 9.2 đến 9.4 cần được giải thích trên cả hai cơ sở.

9.2. Kích thủy lực

Kích thủy lực cần đạt được các yêu cầu cơ bản sau đây :

(a) Các biện pháp gắn dây neo lên kích phải phù hợp với những yêu cầu về hiệu quả của BS 4447.

(b) Thiết bị cần có khả năng căng dây neo đến không nhỏ hơn 80% độ bền đặc trưng của nó trong phạm vi áp lực của máy bơm.

(c) Thiết bị cần được thiết kế sao cho một lực tổng cộng khổng lồ sẽ đặt từ từ và không gây các ứng suất phụ thêm nguy hiểm trong dây neo, đầu neo, kết cấu hoặc đất chống đỡ.

(d) Thiết bị cần cho phép dây neo sẽ được căng ban đầu theo những giá số và neo giữ tại các tải trọng trung gian phù hợp với các chỉ dẫn về căng kéo (xem chương 11) và sau cùng cần nâng kiểm tra để xác định chắc chắn tải trọng dây neo.

(e) Thiết kế của thiết bị phải cho phép đo dẫn dây neo tại bất cứ giai đoạn nào đo được với độ chính xác cần thiết cho các yêu cầu thí nghiệm. Độ chính xác của số đọc phải đạt $\pm 0,2$ mm cho thời gian thử ngắn

(< 1 giờ) về mức độ mất mát tải trọng hoặc chuyển vị, nhưng đối với các chu kỳ chất tải thử truyền thống hoặc thời lượng dài (> 1 ngày) thường phải thỏa mãn độ chính xác $\pm 0,1$ mm.

(f) Thiết bị cần đo được bất kỳ chuyển vị nào của dây neo trong các cơ cấu kẹp chặt.

9.3. Đo tải trọng

9.3.1. Hộp tải trọng

Khi dùng hộp tải trọng, chúng phải hoạt động tốt và được bảo vệ thích hợp đối với công việc hiện trường. Chúng cần các biện pháp để đặt đúng tâm trên kích, đảm bảo đồng trục với dây neo. Các hộp tải trọng phải có kèm theo chúng chỉ kiểm định và các ảnh hưởng của chất tải đã qua trên hộp cũng cần được ghi trên chúng chỉ (xem phụ lục L). Nguyên tắc chung là hộp tải trọng cần được sử dụng trong phạm vi 10% đến 100% khả năng của nó.

Các thiết bị ghi và đọc tải trọng cần kiểm định với dây cáp sẽ dùng ở hiện trường. Các thiết bị này phải có các đồng hồ vôn kế điện vào và hoạt động bằng điện lưới hoặc pin.

9.3.2. Các đầu đo áp lực

Các đầu đo áp lực theo yêu cầu tối thiểu, phải phù hợp với cấp 2 của BS 1780 (xem 10.6.2). Chúng phải có các chứng chỉ kiểm định. Các đầu đo cần gắn cách kích không được lớn hơn 5m. Khi máy bơm có gắn đầu đo cách kích trên 5m thì phải gắn một đầu đo thứ hai bên cạnh kích. Khả năng lớn nhất của các đầu đo áp lực nằm trong phạm vi từ 80% đến 160% độ bền đặc trưng của dây neo.

9.4. Máy bơm thủy lực

Máy bơm thủy lực phải có khả năng hoạt động trong phạm vi áp lực của kích căng kéo. Việc điều chỉnh bơm phải cho phép dễ dàng hiệu chỉnh lực căng dây neo trong vòng 1mm khi kích thò ra hay thụt vào. Đầu đo áp lực cần gắn sao cho cách xa dao động một cách hợp lý khi bơm. Mọi mối nối mềm giữa bơm và kích phải có áp lực nổ ít nhất gấp hai lần áp lực bơm lớn nhất và cần bắt chặt với các đầu nối tự kín.

Máy bơm cần nối với một van xả quá tải áp lực được điều chỉnh tại chỗ để ngăn ngừa hỏng dây neo do căng kéo quá mức.

9.5. Thiết bị căng cho các bu lông đá

Các bu lông đá có thể căng kéo bằng cle xoắn hoặc kích thủy lực. Căng trực tiếp được ưa thích hơn so với vặn xoắn vì không hình thành các ứng suất xoắn và có thể chủ động kiểm tra về độ bền của neo. Đối với neo chịu tải nhẹ dài dưới 6m thì cle xoắn là phương pháp đơn giản và thích hợp để căng kéo. Khi phương pháp được chấp nhận, sự tái kiểm định thường xuyên của thiết bị là rất cần thiết và tất cả đai ốc, ren cần được bôi dầu nhờn tốt. Các kiến nghị về thiết bị thủy lực được nêu trong 9.2 đến 9.4.

9.5.1. Cle vặn xoắn

Cle vặn xoắn cần có khả năng tạo được mô men xoắn định trước với độ chính xác $\pm 5\%$. Mô men xoắn được ghi lại trên một đầu đo hoặc bằng cách kết hợp một bản lề trong cle đặt trượt đến giá trị thiết kế. Quan hệ giữa mô men xoắn được đặt và lực căng trong thanh phải thiết lập cho từng hiện trường và từng tổ hợp đường kính bu lông, độ cao ren, tình trạng dầu nhờn và kiểu neo bề mặt (Fuller và Cadby 1981).

9.5.2. Kiểm tra tải trọng dọc trục

Nhằm xác định quan hệ giữa tải trọng dọc trục và mô men xoắn đã đặt, một mẫu đại diện trong khoảng 1% đến 5% tổng số các bu lông cần được kiểm tra tải trọng bằng kích thủy lực sau khi thử tải mô men xoắn, đai ốc, mặt đệm và các điều kiện dầu nhờn cần được kiểm tra trên tất cả các neo (xem cùng với 11.1).

10. THI CÔNG

10.1. Khái quát

Khi thi công các neo trong đất, phương pháp khoan, có hay không thổi nước, việc lắp đặt dây neo, hệ thống phun vữa và thời gian của các thao tác có thể ảnh hưởng đến sức chịu tải của neo. Thi công các neo trong đất cần thực hiện để bảo toàn được những giả thiết thiết kế. Trước khi bắt đầu công tác neo tại hiện trường, cần chuẩn bị bản mô tả phương pháp có nêu chi tiết toàn bộ các thao tác bao gồm thông tin về máy móc thiết bị. Công tác này phải có sự giám sát của người có kinh nghiệm.

10.2. Khoan

10.2.1. Phương pháp khoan

Các phương pháp khoan thường dùng cơ cấu xoay, đập hoặc xoay - đập, đôi khi dùng kỹ thuật rung. Khoan lõi ít được dùng cho các lỗ neo vì giá thành cao và người ta cho rằng độ nhẵn của lỗ khoan làm giảm khả năng dính bám. Phương pháp này ưu việt khi độ nghiêng lớn trong đất khó khoan (xem 10.2.4.5). Có thể sử dụng bất kỳ máy móc hay trình tự khoan nào để tạo ra một lỗ ổn định, có kích thước thích hợp

với những sai số cho phép, không có chỗ thất hay chỗ lồi lớn nào nhằm mục đích để đặt dây neo.

10.2.2. Sự xáo trộn đất

Công tác khoan gây xáo trộn đất. Phương pháp khoan cần được chọn theo điều kiện đất để tạo ra xáo trộn ít nhất hoặc xáo trộn có lợi nhất cho sức chịu tải của neo.

Cần chú ý không dùng áp lực cao với bất kỳ điều kiện thời rửa nào để nhằm giảm thiểu sự nguy hiểm về xói đất bao quanh, đặc biệt là các khu vực đất đắp và khi neo đặt nông.

10.2.3. Sự ổn định của lỗ

Sự ổn định của lỗ là quan trọng và đòi hỏi chú ý đặc biệt để đảm bảo rằng phương pháp khoan hay thổi lỗ không gây mất đất quá lớn so với khối lượng danh định của lỗ khoan.

Trong các trường hợp cụ thể, việc lấy đi có kiểm soát đất bị hỏng và thay bằng vữa là có lợi.

10.2.4. Hình dạng lỗ

10.2.4.1. Khái quát

Các lỗ neo đất cần được khoan đến đường kính, độ sâu, tuyến và vị trí đã nêu trong bản vẽ thiết kế, nhưng đảm bảo các sai lệch cho phép kiến nghị trong các mục 10.2.4.2 đến 10.2.4.7.

10.2.4.2. Điểm vào

Trừ khi có chỉ dẫn khác, điểm vào lỗ khoan cần được định vị với sai số $\pm 75\text{mm}$.

Trong trường hợp cần thiết và có lợi thì có thể giảm sai số này.

10.2.4.3. Đường kính

Lỗ khoan phải có đường kính không nhỏ hơn đường kính đã quy định. Có thể xét đến sai số do trương nở khi lỗ được mở trong nhiều giờ, ví dụ trong đất sét quá cố kết và đất sét vôi.

Khi cần dùng ống vách để khoan phải xem xét đến đường kính còn lại của lỗ khoan tại điểm vào và đến tỉnh không ống vách yêu cầu khi có các ống dẫn.

Khi dùng các bao vữa cao su hoặc neo cố định kiểu cơ học thì đường kính lỗ khoan là rất quan trọng. Cần khoan các lỗ đến đúng đường kính được nhà chế tạo kiến nghị cho các bao hoặc neo cố định kiểu cơ học.

10.2.4.4. Tuyến

Đối với một tuyến đã quy định tại điểm vào, lỗ cần khoan với sai số về góc $\pm 2.5^\circ$ (xem hình 28), trừ khi đối với những neo gần nhau thì sai số như vậy có thể dẫn đến các vùng phần neo cố định giao nhau, khi đó độ nghiêng của các neo phải được sắp xếp để không vướng nhau. Cần dùng các thiết bị phù hợp như máy đo độ nghiêng hay mặt nghiêng để lắp đặt giá khoan và phải liên tục kiểm tra độ nghiêng và tuyến của giá khoan. Khi tuyến là quan trọng thì giá khoan cần đặt trên móng chắc chắn và giữ chúng ở đúng vị trí bằng đối trọng hoặc các neo ruột gà.

Các neo đất cần có độ nghiêng tối thiểu khoảng 10° so với phương ngang (lên hoặc xuống) để phun vữa thuận tiện.

10.2.4.5. Độ lệch

Giả sử tuyến ban đầu chấp nhận được, nói chung các độ lệch lỗ khoan 1/30 cần phải dự liệu trước (xem hình 29). Trong

những trường hợp đó, các điều kiện đất quyết định sự cần thiết phải giảm sai số đó và phải thoả thuận độ lệch cho phép mới. Đối với các lỗ nghiêng lên và xuống, các độ lệch đứng sẽ cao hơn các độ lệch ngang (Mc Lea và Loudon 1980). Được biết trong các điều kiện đất khó khăn sẽ gặp phải các nguyên nhân gây tăng độ lệch, ví dụ các mặt đáy dốc đứng, đá bị vỡ nhiều hay có đá côi, khi đó có thể khoan thử để quan trắc độ lệch. Điều đó được kiến nghị cho những khu vực khi các neo gần nhau và có khả năng giao nhau. Để quan trắc kết quả có thể dùng chụp ảnh, chụp từ tính đơn hoặc các đầu đọc độ nghiêng liên tục (ISRM 1977c; Raison 1987a; Harris 1987).

10.2.4.6. Độ thẳng

Nói chung phải ngăn ngừa những méo mó cục bộ như thay đổi đột ngột của phân đoạn lỗ khoan hoặc độ lệch so với đường thẳng (xem hình 28), nhằm để lắp đặt dây neo và giảm thiểu mất ma sát khi thao tác căng kéo.

Khi chỗ méo mó lớn thì cần đánh giá ảnh hưởng của nó đến neo. Trong các điều kiện đất cụ thể (các lớp tốt và yếu xen kẽ) sự thay đổi phân đoạn khoan trong chiều dài bầu neo có thể tốt do tăng sức chịu tải của neo.

10.2.4.7. Khoan thêm

Sau khi từng lỗ đã khoan xong toàn bộ chiều dài và đã được thổi rửa nhằm lấy hết các vật liệu tơi, cần phải thử lỗ khoan để xác định chắc chắn về trượt vật liệu đã xảy ra chưa và nó có ngăn cản việc lắp đặt dây neo không.

Đối với những lỗ nghiêng xuống, cho phép khoan thêm để bù chỗ cho các mảnh

vụn không thể lấy đi khỏi lỗ khoan. Trong thực tế, hiện nay có thể khoan thêm 1m so với chiều dài thiết kế.

Cần xét đến khoan thêm khi tính toán lượng vữa, đặc biệt khi dùng vữa được đóng gói trước trong các bao.

10.2.4.8. Mở rộng bầu

Khi sử dụng các thiết bị mở rộng bầu thì chúng cần phối hợp trong một thiết bị để đảm bảo việc mở rộng bầu đã hoàn thành có hiệu quả hoặc các bầu đó cần được kiểm tra theo trình tự. Cần lưu ý đặc biệt để đảm bảo tất cả chỗ cắt đã được lấy đi khỏi các bầu và cần tiến hành so sánh lượng tiêu thụ vữa lý thuyết và thực tế. Nếu một nửa góc giữa các mặt trên của bầu vượt quá góc nghiêng của lỗ thì cần có phương pháp để loại nước và nút không khí, phun vữa đầy hốc bên trên (xem hình 29).

10.2.4.9. Hoàn chỉnh lỗ khoan

Khi một lỗ nghiêng xuống đã được khoan đạt yêu cầu, nó cần được nút chặt lại để ngăn chặn các mảnh vỡ rơi vào trong, trừ khi việc thi công neo tiếp tục.

10.2.5. Tính liên tục của các thao tác

Việc lắp đặt dây neo và phun vữa cần thực hiện trong cùng ngày với việc khoan phần chiều dài bầu neo. Sự chậm trễ giữa việc hoàn thành khoan và phun vữa có thể gây hậu quả nghiêm trọng làm đất bị hỏng, đặc biệt đối với đá mềm và vật liệu dính nứt nẻ quá bão hoà (xem 6.2.5.4).

10.2.6. Ghi chép

Khi thao tác khoan, mọi thay đổi loại đất cần được ghi chép lại cùng với các lưu ý về

mức nước thấy được, mức độ khoan, sự mất mát hoặc thu được khi thổi rửa hoặc các lần dừng lại (xem 5.8.2). Xem trong phụ lục C một mẫu tiêu biểu.

10.2.7. An toàn

Xét các mặt về an toàn, cần chú ý đến nội dung của tiêu chuẩn về công tác khoan an toàn (Hiệp hội khoan Anh 1981) và các kiến nghị của nhà chế tạo giá khoan.

Trước khi bắt đầu công việc cần khảo sát về sự hiện diện của các đường gas, cáp điện, đường nước và các dịch vụ khác có thể bị hư hỏng và gây thương vong (xem HSE Lưu ý hướng dẫn GS.33 phòng tránh nguy hiểm cáp điện chôn ngầm).

10.3. Dây neo

10.3.1. Bảo quản và vận chuyển

10.3.1.1. Bảo quản

Các thanh được bảo quản phải để dưới nắng và cần đặc biệt chú ý bảo vệ đầu ren. Dây và cáp cần được cất giữ theo cuộn có đường kính trong không nhỏ hơn như đã quy định trong BS 5896. Nếu dây và cáp được cung cấp dưới dạng dây neo bó lại thì đường kính của cuộn cần phải lớn hơn nhiều.

Dây neo phải bảo quản ở nơi được bảo vệ, đủ chống lại sự hư hỏng cơ học hoặc xỉ hàn bắn vào.

Thép và dây neo dạng trần tốt nhất, được bảo quản trong nhà với điều kiện khô sạch sẽ. Khi thép và dây neo có lớp bảo vệ để ngoài trời, chúng cần xếp cách đất bằng các vật liệu không ngấm để tránh ô nhiễm và phải phủ kín bằng vải nhựa ngăn nước và

được phủ sao cho để không khí luân chuyển qua đồng xếp. Vải nhựa cần được dỡ cao hơn đỉnh của đồng để không có sự ngưng tụ hơi nước bên dưới vải phủ. Trong khí hậu có độ ẩm tương đối có thể thường xuyên vượt quá 85% r.h., thép và dây neo trần cần được bảo vệ bằng cách phối hợp các vỏ bọc gồm giấy có tẩm chất ngăn cản hơi nước.

Không xét đến các điều kiện độ ẩm, dây neo và thép trần cần được bảo vệ khỏi sự tích tụ của hơi nước biển, bụi công nghiệp trong khí quyển và cát xâm thực do gió mang đến.

Các dây neo đã bảo vệ cần được lưu giữ theo cách không gây hư hỏng cho lớp bảo vệ chống gỉ. Các dây neo có dùng đầu nối cần lưu ý đặc biệt để ngăn ngừa tích tụ hơi nước hoặc gỉ những đầu ren để nổi lộ ra.

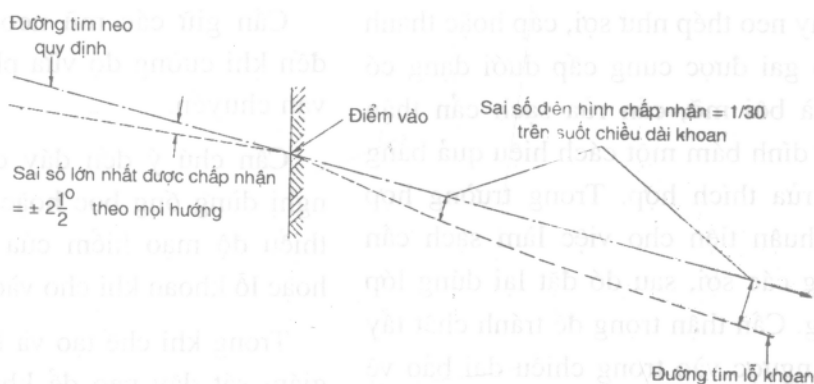
10.3.1.2. Vận chuyển

Các dây neo, thép trần hoặc có bọc không được kéo trên bề mặt gây mài mòn hoặc qua các vật liệu gây hư hỏng, ví dụ mặt đất.

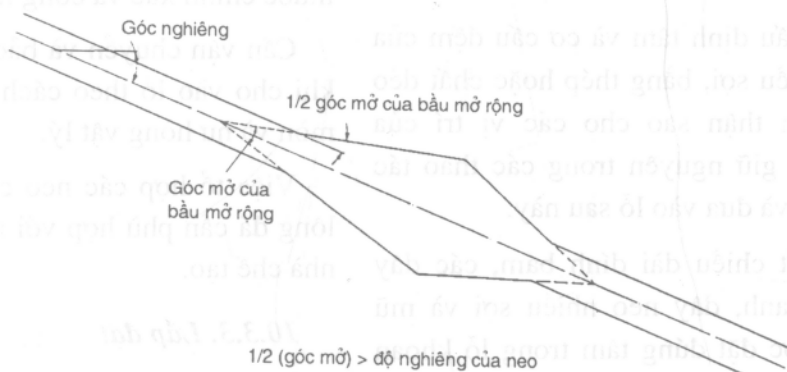
Cần vận chuyển cẩn thận các dây neo hoặc thép được bọc để tránh thủng hoặc gây lớp bọc, làm cho các chất ăn mòn thâm nhập vào. Để cẩu nâng chỉ được phép dùng dây sợi hoặc đai vải dệt.

Với dây neo chế tạo sẵn, do bản chất cứng của chiều dài dây neo bám dính và độ mềm tương đối của chiều dài dây neo tự do, khi cẩu lắp hoặc cất giữ không cho phép uốn gập chỗ mối nối để tránh bong hoặc nứt vỡ.

Khi nâng các thanh dài, cần dùng khung giá để tránh độ võng quá lớn.



Hình 28: Các sai lệch của lỗ khoan



Hình 29: Độ nghiêng giới hạn cho phần neo cố định được mở bầu

10.3.2. Chế tạo

Sau khi được nhà sản xuất thép cung cấp, trong bất kỳ điều kiện nào, các dây neo cũng không phải chịu các điều sau đây :

- (a) Mọi quá trình phủ kim loại như mạ kẽm hoặc phun kẽm (xem 8.2.4.2.3.3).
- (b) Xử lý nhiệt
- (c) Hàn

Nhiệt sinh ra ở đầu dây neo do cắt bằng đèn oxy cần được sự đồng ý của nhà chế tạo thép. Cần thực hiện công tác cắt theo mọi chỉ dẫn của nhà chế tạo thép. Các dây neo cần được che chắn khỏi các tia lửa trong thao tác này và mọi quá trình hàn cắt bên cạnh (xem 10.5.3). Các đầu dây neo phải được xử lý hết những cạnh sắc nhọn.

Các dây neo lâu dài cần được chế tạo trong xưởng hoặc ở hiện trường nhưng trong khu vực được che và sử dụng người có đào tạo.

Mọi dây neo phải không có các gỉ sắt có hại (xem 6.3.4) hoặc bất cứ hợp chất phá huỷ nào. Khi chế tạo và bảo quản cần kê các dây neo lên khỏi sàn. Cấm xoắn hoặc gấp thép vì có thể ảnh hưởng xấu đến các đặc trưng tải trọng-dãn dài của chúng.

Với các thanh neo, đầu ren được làm sạch cẩn thận và bôi lớp dầu mỏng, quan trọng là đảm bảo nó đã được vận êcu đúng thành bộ với mọi đầu ren đã có êcu và bản đệm. Hư hỏng bề mặt đầu ren cần sửa chữa bằng dụng cụ thích hợp, nhưng phải loại bỏ các đầu ren hư hỏng nặng.

Khi dây neo thép như sợi, cáp hoặc thanh không có gai được cung cấp dưới dạng có vỏ bọc và bôi mỡ, cần rửa sạch cẩn thận chiều dài dính bám một cách hiệu quả bằng chất tẩy rửa thích hợp. Trong trường hợp cáp, để thuận tiện cho việc làm sạch cần rửa thẳng các sợi, sau đó đặt lại đúng lớp của chúng. Cần thận trọng để tránh chất tẩy rửa chảy ngược vào trong chiều dài bảo vệ và làm giảm hiệu quả bảo vệ.

Các cơ cấu định tâm và cơ cấu đệm của dây neo nhiều sợi, bằng thép hoặc chất dẻo cần đặt cẩn thận sao cho các vị trí của chúng được giữ nguyên trong các thao tác vận chuyển và đưa vào lỗ sau này.

Trên suốt chiều dài dính bám, các dây neo kiểu thanh, dây neo nhiều sợi và mũ neo cần được đặt đúng tâm trong lỗ khoan để đảm bảo lớp vữa phủ tối thiểu cho dây hoặc mũ neo là 5 mm giữa các vị trí của cơ cấu định tâm và 10 mm tại các vị trí của cơ cấu định tâm (xem các hình 13 và 14).

Đối với các dây neo nhiều sợi khi tải trọng kéo được truyền qua lực dính bám thì các cơ cấu đệm cần đảm bảo một khoảng trống tối thiểu 5mm. Đối với các dây neo có nốt sần chung hoặc cục bộ để tạo liên kết cơ học, cho phép tiếp xúc từng chỗ các đơn vị dây neo, nhưng mặt khác khoảng cách giữa các đơn vị dây neo phải phù hợp với 6.3.2.

Cần thực hiện phun vữa mũ neo đối với các neo lâu dài trên khung cứng đứng hoặc nghiêng qua ống tremie hoặc trực tiếp qua đáy mũ neo. Cần kiểm nghiệm hiệu quả của hệ thống phun vữa bằng cách phân đoạn một mẫu thử mũ neo.

Cần giữ các mũ neo trong khung cho đến khi cường độ vữa phát triển cho phép vận chuyển.

Cần chú ý đến đáy của dây neo. Kiến nghị dùng ống bọc hoặc mũ côn, sẽ giảm thiểu độ mạo hiểm của hư hỏng dây neo hoặc lỗ khoan khi cho vào lỗ.

Trong khi chế tạo và lúc hoàn thành cần giám sát dây neo để khẳng định các kích thước chính xác và công nhân đạt yêu cầu.

Cần vận chuyển và bảo vệ dây neo trước khi cho vào lỗ theo cách tránh được sự ăn mòn và hư hỏng vật lý.

Việc tổ hợp các neo cơ học cho các bu lông đá cần phù hợp với những chỉ dẫn của nhà chế tạo.

10.3.3. Lắp đặt

Ngay trước khi lắp đặt cần kiểm tra cẩn thận dây neo về hư hỏng của các bộ phận và lớp bảo vệ. Cần chuẩn bị chọc thủng các lớp bảo vệ. Dây neo cần được hạ xuống với mức khống chế tin cậy. Đối với các dây neo có trọng lượng lớn khoảng 200 kg, cần dùng thiết bị nâng cơ khí vì thao tác bằng tay khó khăn và nguy hiểm. Kiến nghị dùng ống dẫn hình phễu tại đỉnh của lỗ có ống vách để tránh hư hỏng cho dây neo khi đi qua gờ nhon ở đỉnh ống vách.

Khi có cơ hội, đặc biệt khi bắt đầu một hợp đồng, cần rút thanh neo ra sau thao tác lắp vào, nhằm đánh giá hiệu quả của các cơ cấu định tâm và đệm, để quan sát hư hỏng, sự méo mó hoặc có vết bẩn như phấn hoặc sét.

Khi quan sát thấy méo mó và bẩn nhiều, cần cải tiến phần bầu neo, thiết kế các cơ cấu định tâm hoặc phương pháp thổi rửa lỗ khoan.

10.4. Công tác vữa

10.4.1. Chức năng

Công tác vữa có các chức năng sau đây :

(a) Tạo ra bầu neo để tải trọng đặt vào có thể truyền từ dây neo đến đất bao quanh.

(b) Tăng thêm tính bảo vệ của dây neo chống ăn mòn.

(c) Gia cường đất ngay cạnh bầu neo nhằm tăng cường sức chịu tải neo.

(d) Bịt kín đất ngay cạnh bầu neo nhằm hạn chế mất vữa.

Sự cần thiết cho các chức năng (c) và (d) được nhấn mạnh trong khảo sát đất và là kết quả của việc phun vữa trước hoặc thử nước. Trong các hoàn cảnh như vậy có thể tạo ra sự cải thiện đất cục bộ bằng thao tác phun vữa trước hoặc phần giao nhau của kỹ thuật phun vữa neo một hay nhiều giai đoạn. Đối với các chức năng (c) và (d) chỉ liên quan đến lượng tiêu thụ vữa danh định. Nếu khối lượng vữa đã được phun vượt ba lần thể tích lỗ khoan tại áp lực không vượt quá áp lực chất bên trên thì việc lấp khoảng trống đã vượt ra ngoài thi công neo bình thường.

10.4.2. Thí nghiệm lỗ khoan

10.4.2.1. Khái quát

Khi hoàn thành phun vữa, cần phải khẳng định sự mất vữa trên chiều dài bầu neo là không đáng kể. Trong thực tế hiện nay có thể làm được điều đó với cách dùng kỹ thuật phun vữa áp lực bằng ống tremie khi phun vữa neo hoặc bằng cách thử lại để tạo ra lỗ khoan kín vữa trên cả chiều dài bầu neo (Wood 1986).

11.4.2.2. Phun vữa áp lực

Đối với neo các kiểu B và C việc phun vữa chiều dài bầu neo độc lập khi rút ra có khống chế một ống thẳng hoặc bằng cách dùng túi, hệ thống ống có măng sét. Khi phun một mức dòng khống chế có kèm theo áp lực ngược lại cho thấy thao tác phun đạt yêu cầu. Ngoài ra khi hoàn thành phun vữa bầu neo hiệu quả giai đoạn phun này có thể kiểm tra được bằng cách quan sát ứng xử của đất đối với việc phun tiếp khi áp lực ngược lại được khôi phục nhanh chóng.

Nếu vữa tiêu thụ cao hơn mức ghi nhận phải dùng vữa xi măng cát nhằm duy trì thao tác phun vữa khống chế được (xem E.2 và E.3).

10.4.2.3. Thí nghiệm vữa mất áp suất

Khi không thực hiện được phun vữa có áp lực cho chiều dài bầu neo như một phần của thi công neo thì có thể phun lại lỗ khoan đó bằng vữa và quan sát mức vữa cho đến khi ổn định. Nếu mức vữa tiếp tục mất thì dừng lại và sau khi vữa đã đủ cứng, cần khoan lại và thử lại lỗ khoan đó (E2). Thí nghiệm có thể áp dụng cho toàn bộ lỗ khoan hoặc hạn chế trong chiều dài bầu neo bằng túi hay ống vách trên toàn bộ chiều dài neo tự do.

10.4.2.4. Thử nước

Khả năng mất vữa xi măng có thể đánh giá được trong đá bằng phân tích một thí nghiệm phun nước, mặc dù thí nghiệm này đặc biệt khó khăn (E1). Thông thường thí nghiệm mất áp suất được áp dụng cho lỗ khoan hoặc chiều dài bầu neo thông qua một túi.

Không cần phun vữa trước nếu sự rò rỉ hoặc mất nước trong lỗ hoặc đoạn bầu neo không vượt quá 5lít/phút khi áp suất vượt quá 0,1 MPa, do được suốt một chu kỳ 10 phút.

10.4.3. Pha trộn

Trừ khi nhà cung cấp có chỉ dẫn khác, nước cần cho vào máy trộn sau xi măng, phụ gia hoặc chất độn. Cần đông các vật liệu khô theo khối lượng.

Cần thực hiện trộn cơ học khoảng 12 phút sau khi cho xi măng nhằm tạo vữa đồng nhất. Khi hoàn thành trộn phải giữ vữa trong chuyển dịch liên tục, ví dụ lắc chậm trong thùng chứa.

Sau khi trộn, vữa cần bơm tới vị trí cuối cùng của nó nhanh nhất. Không nên dùng vữa sau khoảng thời gian sơ ninh (Littlejohn 1982a).

Đối với vật liệu cao su, cỡ mẻ trộn cần được quyết định bởi các đặc trưng toả nhiệt. Cần trộn cơ học khi dùng bàn khuấy, nhưng phải cẩn thận để tránh hiện tượng tạo bong bóng không khí lâu dài, nó sẽ giảm độ bền và tính dễ uốn. Thường tiếp tục khuấy cho đến khi đã tạo ra hỗn hợp có màu hoặc có tổ chức kết cấu.

Nói chung, việc chọn thành phần, chọn mẻ và pha trộn vật liệu cao su cần thực hiện phù hợp một cách chặt chẽ với chỉ dẫn của nhà chế tạo.

10.4.4. Phun

Mỗi giai đoạn phun cần được thực hiện trong một thao tác liên tục. Trong phương pháp ống tremie, phun vữa cần tiếp tục cho đến khi mật độ của vữa hồi trở lại giống như vữa phun vào. Trong suốt thời gian phun vữa, đầu ống tremie phải giữ ngập trong

vữa. Đối với cả hai loại lỗ nghiêng lên hoặc xuống, vữa phải được phun qua ống vào phần thấp nhất của lỗ, có một ống thoát khí đặt ở phần cao nhất của lỗ và đi qua bản đỡ.

Nếu, vì lý do nào đó, phun vữa bị ngừng hoặc chậm sau thời gian đông cứng, cần lấy dây neo ra khỏi lỗ khoan. Khi đó lấy vữa ra bằng cách thổi rửa hoặc khoan lại và đặt lại dây neo và lặp lại các giai đoạn phun vữa.

Trong các lỗ nghiêng lên trên, cần dùng nút hoặc túi để ngăn chặn mất vữa từ chiều dài bầu neo hoặc từ toàn bộ lỗ khoan. Cần thực hiện các thử nghiệm tại chỗ để khẳng định sự thích hợp của việc bố trí đã đề nghị.

Trước khi phun vữa phải đuổi hết không khí trong bơm và đường ống ra. Vòng hút của máy bơm phải kín khí. Khi bơm vữa, mức vữa trong thùng cung cấp không được thấp hơn vành của ống hút, nếu không không khí sẽ bị hút vào.

Khi thực hiện phun vữa có áp lực, cần lưu ý hạn chế áp lực đó để tránh gây hại cho đất hoặc các kết cấu bên cạnh.

Trong thực tế phổ biến dùng áp suất 20 kN/m² trên một mét chiều sâu của đất. Khi cho phép dùng các áp lực cao để hydrofracture đất, kiến nghị phải quan trắc cẩn thận số lượng và áp lực của vữa trên suốt chiều dài bầu neo cùng với việc khảo sát đất và kết cấu chung quanh.

Nếu khi hoàn thành phun vữa một neo hướng xuống mà dung dịch vữa còn lại chung quanh kết cấu neo hoặc có vị trí sau này sẽ tiếp xúc với kết cấu, thì cần thổi phá đi khoảng 1 đến 2m thân vữa bên trên, bằng nước hoặc khí cần lưu ý để tránh ảnh hưởng giằng lẫn nhau khi căng kéo. Trong các

trường hợp đó khoảng trống tạo ra có thể lấp đầy bằng các chất độn hoặc nén.

Sau khi phun vữa, mọi thiết bị cần được rửa sạch bằng nước hoặc dung môi trong trường hợp cao su.

10.4.5. Thiết bị

Cho phép dùng máy trộn keo tốc độ cao (ít nhất 1000 vòng/phút) và máy trộn thùng khuấy (ít nhất 150 vòng/phút) để trộn vữa xi măng nguyên chất, mặc dầu máy trộn trước đây được ưa chuộng thích hợp với các điều kiện đất vì giảm thiểu sự pha loãng.

Sau khi trộn, vữa cần được đi qua một sàng danh định 5mm để loại bỏ các cục vón.

Bơm phải là loại chuyển động tuyệt đối có khả năng tạo ra áp lực tối thiểu 1000 kN/m². Cho phép dùng các bơm loại cánh quạt (áp lực không đổi) hoặc khung và piston trao đổi (áp lực dao động).

Cho phép dùng các hệ thống điều khiển kiểu khí nén, điện, thủy lực hoặc điện trực tiếp để tạo động lực cho thiết bị tại chỗ. Để trộn và bơm vữa cao su, nói chung sử dụng các máy trộn thùng khuấy kết hợp với các máy bơm vữa khung hoặc cánh quạt. Khi dùng cao su đông kết nhanh, thiết bị trộn gắn đồng hồ có thể được ưa dùng hơn.

10.4.6. Kiểm tra chất lượng

10.4.6.1. Khái quát

Theo nguyên tắc kiểm tra chất lượng, cần tập trung vào các thí nghiệm cho phép đánh giá vữa trước khi phun.

10.4.6.2. Công tác vữa trong thời tiết lạnh

Khi thời tiết lạnh, cần ghi các số liệu nhiệt độ chính xác gồm cả nhiệt độ cao nhất và thấp nhất.

Cần chú ý đặc biệt để ngăn ngừa nhiệt độ của vữa xuống đến 0°C trong các giai đoạn trước khi đông cứng.

Chỉ được thực hiện công tác vữa xi măng khi nhiệt độ không khí dưới 2°C nếu đã lưu ý các điểm sau :

(a) Nhiệt độ vữa tại thời điểm phun ít nhất là 5°C

(b) Các thành phần trộn không có tuyết, băng hoặc sương.

(c) Dây neo và bất cứ bề mặt nào mà vữa tươi sẽ tiếp xúc không được có băng, tuyết và sương, tốt nhất là có nhiệt độ không làm vữa lạnh thêm.

Có thể dùng vữa cao su trong các điều kiện thời tiết lạnh khi tuân theo chỉ dẫn do nhà chế tạo cung cấp.

10.4.6.3. Vữa xi măng

Kiểm tra chất lượng liên quan đến phối liệu và trộn cần bao gồm việc đo độ linh động bằng côn hoặc máng dung dịch và mật độ bằng cân bằng bùn trong giai đoạn dung dịch; thời gian đông kết Vicat và chảy trong giai đoạn cứng hoá, các cường độ ép mẫu lập phương 7 ngày và 28 ngày, khi các khối lập phương (100 mm) được chế tạo theo BS 1881. Các thí nghiệm độ linh động, độ chảy, mật độ và cường độ cần được thực hiện hàng ngày. Lý tưởng nhất là đo độ chảy trong ống trụ thép hoặc thủy tinh có đường kính trong 100mm, lớp vữa có bề dày 100mm. Để kiểm tra thường xuyên, dùng ống trụ chia độ tiêu chuẩn 1000 ml (đường kính 75mm) là đạt yêu cầu. Trong khi thí nghiệm hộp chứa cần được bọc kín để tránh bay hơi.

Khi dùng phụ gia để tạo các đặc tính đặc biệt, ví dụ hạn chế nở, thì có thể cần các kiểm tra chất lượng bổ sung. Tương tự có thể cần các thí nghiệm có mục tiêu kỹ thuật cho các mẫu vữa xi măng khi đã mô phỏng được việc trộn hiện trường.

Các thí nghiệm kiểm tra chất lượng nói trên không nhằm để mô phỏng các đặc tính của vữa ở hiện trường. Ví dụ, sự mất nước của vữa khi được phun với áp lực cao trong cát đã tạo ra cường độ ở hiện trường lớn hơn so với cường độ khối lập phương có các điều kiện đông kết tương tự.

10.4.6.4. Vữa cao su

Kiến nghị có các thí nghiệm kiểm tra chất lượng vữa cao su được phun ở hiện trường hoặc dùng làm bảo vệ chống ăn mòn trong các mũ bầu neo.

Có thể cho một chỉ dẫn trước về chất lượng trộn theo mức độ đông kết đối với các xem xét về nhiệt độ.

Đối với cao su không độn, cần dùng khuôn polyethylen để đổ khối lập phương 40mm cho mỗi mẻ trộn tại hiện trường. Các trị số độ cứng Shore D trên các mẫu như vậy cung cấp một chỉ dẫn trước về chất lượng để trộn, khi mức độ phát triển độ cứng có thể được so sánh với phát triển tiêu chuẩn do nhà chế tạo cung cấp.

Cần đúc các viên kéo số 8 tiêu chuẩn hàng ngày theo BS 6319: Phần 7 để thử kéo tại 7 ngày, 14 ngày và 28 ngày. Cần chế tạo các khối lập phương 40mm hàng ngày để thử nén 7 ngày và 28 ngày.

Các thí nghiệm với mục tiêu kỹ thuật được yêu cầu cho các mẫu vữa xi măng khi việc trộn ở hiện trường đã được mô phỏng.

Mọi mẫu thử cần có các điều kiện đông cứng tương tự với cao su trong neo.

10.4.7. Bảo quản và sử dụng

Mọi vật liệu xi măng cần chuyển đến hiện trường trong các thùng chứa để dùng kiểu si lô hoặc trong các bao kín ghi nhãn rõ ràng. Cao su và các chất hoá cứng cần được chuyển đến trong các thùng sắt hoặc hộp hình trụ, tốt nhất theo số lượng đã được cân trước để không phải cân đong tại hiện trường. Cả hai vữa xi măng và cao su có thể được chuyển đến ở dạng gói sẵn để lắp đặt trong các lỗ neo. Cần ghi chép lại trình tự cung cấp và vật liệu phải được sử dụng theo trình tự này.

Cần lưu giữ vật liệu sao cho tránh được hư hỏng, ví dụ giữ ở nơi khô ráo, nhiệt độ dưới 40°C và trên 2°C.

Vật liệu cho vữa cao su và cho mọi loại vữa dưới dạng bao cần được cất giữ theo các kiến nghị của nhà chế tạo. Không được dùng vật liệu sau khi đã kết thúc thời hạn sống.

10.4.8. Ghi chép

Sau khi chấp thuận thiết bị trộn và công thức trộn (7.1 và 7.2) cần ghi chép các số liệu sau đây liên quan đến công tác vữa :

- (a) Tuổi của các thành phần
- (b) Nhiệt độ không khí
- (c) Áp lực vữa
- (d) Lượng vữa đã phun
- (e) Chi tiết các mẫu và các thí nghiệm

Xem phụ lục C về mẫu ghi chép điển hình.

10.4.9. Nguy hiểm cho sức khỏe và an toàn

Thông tin về nguy hiểm cho sức khỏe và an toàn cho trong 7.1.6.

10.5. Đầu neo

10.5.1. Đầu neo căng kéo và bản đỡ

Đầu neo căng kéo và bản đỡ cần được tổ hợp đúng tâm với dây neo trong vòng sai số $\pm 10\text{mm}$ và cần không lệch hơn 5° so với trục dây neo (xem 7.4.2).

Khi thấy cần hạn chế ứng suất thứ cấp trong dây neo hoặc để cải thiện việc căng kéo, thì cần lắp ở đầu neo đệm cầu hoặc các bản khuyên hình nêm.

Tổ hợp đầu neo phải tránh gập hoặc xoắn đột ngột dây neo và cần cẩn thận để đảm bảo các ống phun vữa và thoát khí không bị bẹp hoặc hư hỏng (xem hình 30).

Các phương pháp được dùng để gắn hoặc đổ bê tông cho bản đỡ cần đảm bảo tiếp xúc khít trên toàn bộ diện tích của bản.

Khi bản đỡ được hàn vào một kết cấu thép, không cho phép nhiệt độ hoặc xỉ hàn tiếp xúc với vật liệu dây neo (xem 10.3.2).

10.5.2. Công tác vữa đầu neo

Trong điều kiện đất khi hiện tượng đảo hoặc chùng của bầu neo có thể tiếp tục sau khi phun vữa cho chiều dài tự do của dây neo, thì việc phun vữa cần ngừng bên dưới đầu neo và khi thấy cần bảo vệ, khoảng trống ở vùng đầu neo phải lấp đầy bằng các vật liệu chống ăn mòn mềm, ví dụ bị tum không có sulphide hoặc hỗn hợp gốc hắc ín. Nó cho phép các chuyển dịch trong tương lai không gây các ứng suất nén vượt quá trong cốt vữa của chiều dài tự do (xem 10.4.4).

10.5.3. Cắt dây neo

Cắt dây neo sau khi phun vữa cuối cùng hoặc thí nghiệm đạt yêu cầu (xem Chương 11) cần ưu tiên không dùng nhiệt, ví dụ bằng cưa đĩa. Khi dùng đèn cắt, chỗ cắt không được gần bề mặt nêm giữ hoặc bu lông nhỏ hơn hai lần đường kính đơn vị dây neo và cần thực hiện sao cho việc truyền nhiệt trong dây neo là tối thiểu. Đối với máy cưa đĩa, khoảng cách tối thiểu cần bằng một lần đường kính đơn vị dây neo.

10.5.4. Bảo vệ đầu neo chống hư hỏng cơ học

Các dây neo nhô ra, dù đã căng hay không, cần được bảo vệ chống lại các hư hỏng do sự cố. Nếu các bộ phận của dây neo đơn bị hư hỏng cơ học, ví dụ xoắn vặn cấp, thì các bộ phận đó không được kể đến khi đánh giá sức chịu tải neo an toàn. Các dây neo đã căng mà không được phun vữa hoàn toàn cần có các lớp vỏ bảo vệ vì có thể xảy ra rủi ro khi neo phá hoại.

10.6. Căng kéo

10.6.1. Khái quát

Việc căng kéo được yêu cầu để thực hiện hai chức năng sau đây, cần thiết kế thiết bị và trình tự một cách phù hợp:

(a) Để kéo dây neo và neo nó ở tải trọng an toàn

(b) Để xác định chắc chắn và ghi lại ứng xử của neo để so sánh với ứng xử của các neo kiểm tra.

Một thao tác căng kéo nghĩa là hoạt động bao gồm gắn tổ hợp kích lên đầu neo, đặt tải hoặc dỡ tải neo bao gồm chất tải chu kỳ khi được quy định, sau đó là tháo dỡ toàn bộ tổ hợp kích khỏi đầu neo.

Căng kéo và ghi chép cần được thực hiện bởi người có kinh nghiệm dưới sự kiểm tra của giám sát viên được đào tạo phù hợp và mọi vấn đề phải tuân theo các chương 9, 10.6 và 11. Bất cứ một biến động đáng kể nào trong quá trình này không có giá trị so sánh với các neo kiểm tra.

10.6.2. Thiết bị

Thiết bị căng kéo cần phù hợp với Chương 9. Nó phải được kiểm định trước khi dùng cho một hợp đồng và chúng chỉ kiểm định cần có tại chỗ để giám sát bất cứ lúc nào.

Tải trọng có thể được đo bằng các hộp tải trọng hoặc bằng đồng hồ thủy lực, nhưng tốt nhất thiết bị ghi không được lắp đặt xa kích hơn 5m. Cần phải kiểm tra các kiểm định đầu đo áp lực và thể hiệu đầu vào của hộp tải trọng (xem 9.3).

Cần kiểm định kích ít nhất là một năm khi dùng thiết bị thử được thiết kế có độ chính xác tuyệt đối không vượt quá 0,5%, các số liệu thử cần lập thành bảng quan hệ giữa tải trọng kích và áp lực thủy lực khi kích là chủ động với cả hai quá trình tăng và giảm tải trọng.

Cần kiểm định kích trước khi căng kéo cho từng hợp đồng và phải có đường cong kiểm định cho từng kích.

Việc kiểm định cần trong phạm vi từ không đến suốt dài làm việc của kích, cần được thiết lập cho thao tác mở (tải trọng tăng) và đóng (tải trọng giảm) của kích đó, sao cho có thể biết được hiện tượng trễ ma sát khi thực hiện các chu kỳ tải trọng nhắc lại trên dây neo.

Nói chung cần áp dụng các chỉ dẫn kiểm định của kích cho các cơ lễ lực.

Các đầu đo áp lực cần được kiểm định sau 100 lần căng kéo hoặc sau 30 ngày, tùy theo cái nào thường xuyên hơn, áp dụng với đầu đo bảo trì phù hợp với BS 1780 hoặc khi chúng đã bị va chạm. Nếu một nhóm ba đầu đo được dùng song song thì không áp dụng tần số kiểm định này.

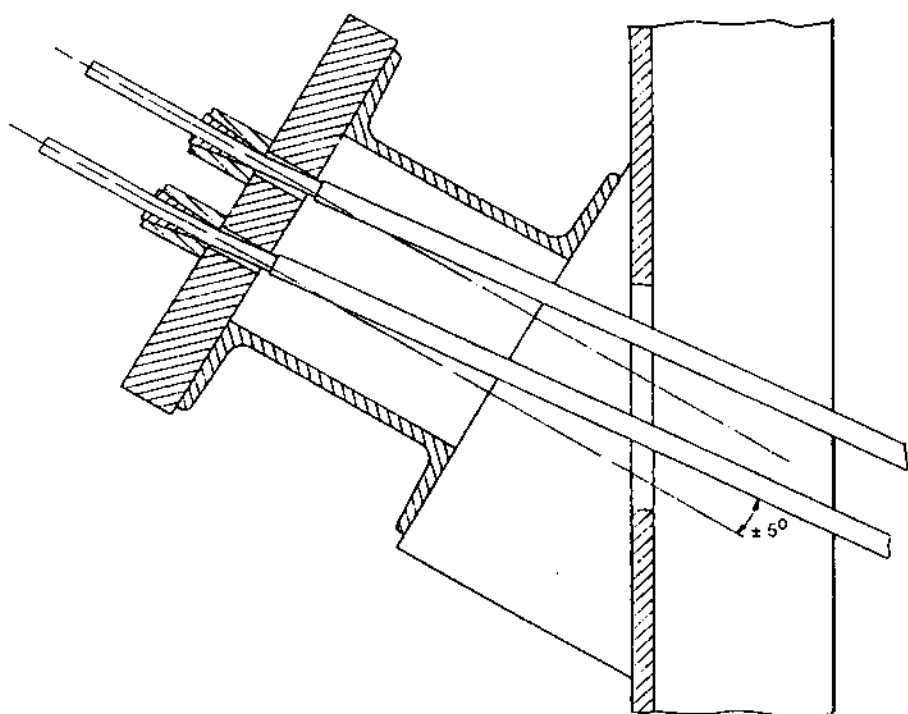
Các hộp tải trọng cần được kiểm định sau 200 lần căng kéo hoặc sau 60 ngày sử dụng, tùy theo cái nào thường xuyên hơn, trừ khi đồng hồ áp lực bổ sung được dùng đồng thời cho thấy không có sự biến động đáng kể (xem 10.6.3.3), trong trường hợp đó khoảng cách giữa các kiểm định có thể kéo dài nhiều nhất đến 1 năm, khi kiểm định thường xuyên được thực hiện trên thiết bị thử có độ chính xác tuyệt đối không vượt quá 0,5% (xem phụ lục L).

10.6.3. Trình tự căng kéo

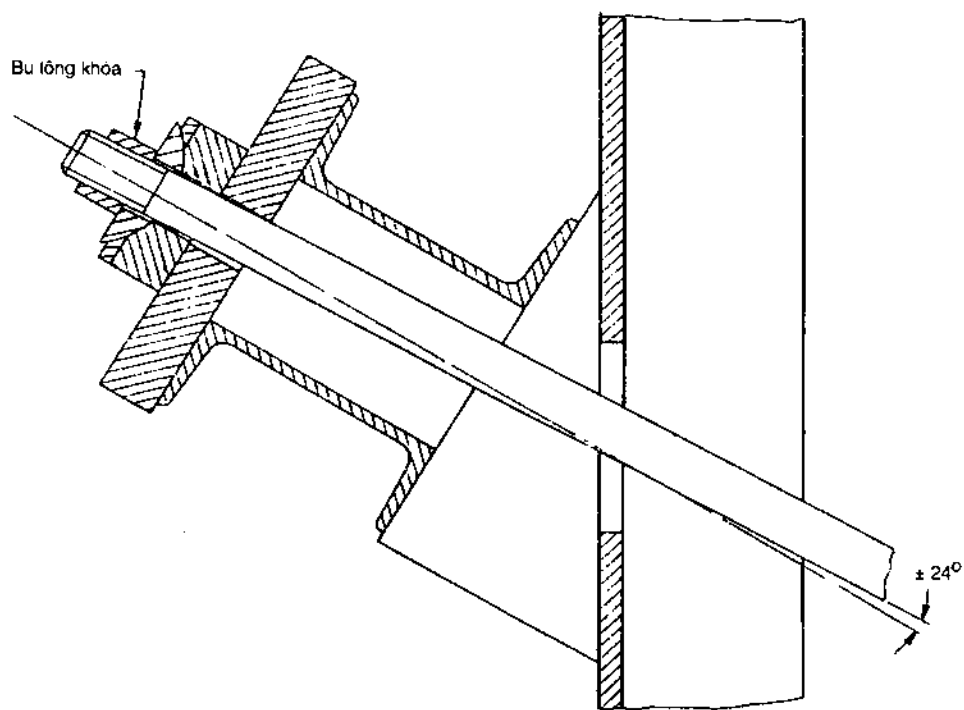
10.6.3.1. Khái quát

Phương pháp kéo, thứ tự căng kéo và trình tự cần chấp nhận cho từng thao tác căng kéo, phải được quy định trong giai đoạn lập kế hoạch của dự án. Thiết bị cần được dùng tuân theo một cách chặt chẽ các chỉ dẫn thao tác của nhà chế tạo.

Đối với vữa xi măng, việc căng kéo không được bắt đầu cho đến khi vữa tạo bầu neo đạt cường độ chịu nén ít nhất 30 N/mm², được xác định từ thí nghiệm trên các khối lập phương 100 mm (xem 10.4.6.3). Trong đất nhậy có thể bị yếu do sự mềm hoá hoặc xáo trộn của nước trong giai đoạn thi công neo, cần phải quy định một số ngày tối thiểu trước khi căng kéo.



(a) Dây neo



(b) Dây neo thanh

Hình 30: Các sai số góc giới hạn của đầu neo

Không được căng kéo khi có một cột băng trong chiều dài tự do của neo.

Không dây neo nào tạo thành một bộ phận của bất cứ công trình tạm thời và lâu dài lại được căng kéo vượt quá 80% độ bền đặc trưng hoặc 95% độ bền thử 0,1% đặc trưng vào bất cứ thời điểm nào.

10.6.3.2. Nâng kiểm tra

Nâng kiểm tra là kỹ thuật dùng kích trên đầu căng kéo được nâng tách khỏi bản phân phối của nó để ghi lại tải trọng dây neo bằng đồng hồ áp lực hoặc hộp tải trọng. Khoảng cách đầu neo nhô lên thường 1 mm, mặc dù nó có thể thấp đến 0,1 mm, sẽ được cố định lại và phương pháp đo đặc này cần khẳng định mọi mặt của đầu căng kéo đã tách rời khỏi bản phân phối.

Khi thao tác căng kéo là điểm bắt đầu của số liệu tải trọng liên quan đến thời gian trong tương lai thì thao tác này cần kết thúc bằng việc đo tải trọng nâng kiểm tra, theo một trình tự chính xác sẽ sử dụng cho các lần nâng kiểm tra tiếp theo nhằm giảm thiểu sai sót về thao tác.

10.6.3.3. Đo tải trọng dây neo

Khi thiết bị căng kéo ghi được hai số đọc sức chịu của dây neo, ví dụ hộp tải trọng và đồng hồ áp lực, thì thiết bị này cần được kiểm định lại nếu giữa chúng có sai lệch quá 5% và không loại trừ được bằng cách định tâm lại hoặc đặt lại thiết bị.

10.6.3.4. Căng kéo đơn vị

Trình tự căng kéo dây neo nhiều đơn vị dùng số lượng các kích thủy lực đơn đồng bộ hoặc các kích đơn riêng lẻ, cần phù hợp với 10.6.3.1 và 10.6.3.3, nhưng cần thừa

nhận sự thực là khi thực hiện căng kéo dùng một kích đơn riêng lẻ thì phải đánh giá sự thay đổi tải trọng trong các dây neo bên cạnh. Nói chung, những thay đổi tải trọng như vậy là kết quả của các lực ma sát giữa các đơn vị kề nhau trong chiều dài tự do và chuyển vị lâu dài của vữa bầu neo khi chịu tải. Có thể giảm bớt các ảnh hưởng đó bằng cách áp dụng các gia số tải trọng nhỏ và loại bỏ được bằng cách đặt tải lặp lại, trừ khi chuyển vị lâu dài vẫn tiếp tục (Mitchell 1975). Bất cứ lúc nào cũng có thể đo được tải trọng trong mỗi đơn vị dây neo đơn bằng cách kiểm tra nâng. Khi căng kéo bằng kích đơn, sự mất tải do nêo lồi vào được lặp lại trong mỗi lần đặt tải, do vậy tải trọng ghi được từ đồng hồ áp lực kích không thể hiện được tải trọng đã có trong đơn vị dây neo. Tải trọng dư thực tế trong cáp được đo bằng kiểm tra nâng và sự mất tải do nêo lồi vào có thể xác định được và khi đó đã tính đến đầy đủ sự quá tải. Cần lưu ý sự mất tải do nêo lồi vào có liên quan đến kiểu kích và chiều dài tự do của neo. Nếu chiều dài tự do của neo đặc biệt ngắn, vì vậy gây ra sự mất tải lớn do nêo lồi vào, việc dùng chêm giữa các ống kẹp và bản đầu có thể giảm lượng quá tải yêu cầu để giữ tải trọng được quy định trong đơn vị dây neo.

Đối với các neo đã bị phá hoại với yêu cầu tải trọng thử (xem 11.2.4 và 11.3.2) việc căng kéo đơn vị dây neo có thể giúp để xác định chắc chắn vị trí phá hoại, ví dụ đối với một neo tạm thời, việc nhỏ các đơn vị neo đơn xác định sự mất liên kết tại giao diện vữa/dây neo, nếu mọi đơn vị dây neo giữ được tải trọng thử riêng của chúng thì sự chú ý hướng đến phá hoại của bầu neo tại giao diện đất/vữa.

10.6.4. Ghi chép

Chi tiết về lực, chuyển vị, việc lắp đặt, các mắt mắt khác quan sát được trong mọi thao tác căng kéo và thời gian quan trắc số liệu đó cần được ghi chép cho phù hợp với từng neo (phụ lục C).

10.6.5. Nguy hiểm cho sức khoẻ và an toàn

Khi căng kéo cần chú ý để bảo vệ người, tài sản khỏi bị thương và hư hỏng do đứt dây neo hoặc phá hoại của thiết bị căng kéo (Hiệp hội bê tông 1980).

Cũng cần phải bảo vệ những người không thuê cho công trình, bao gồm các thành viên khác. Xét đến điều đó cần phải có rào chắn vững chắc phía trước đầu neo trong tuyến có các đầu lộ ra khi kéo. Rào chắn phải đủ vững chắc để ngăn cản được phần lớn năng lượng dây neo nếu nó bị đứt bất ngờ (xem phụ lục M).

Khoảng cách giữa đầu neo và rào chắn cần được căng dây để ngăn cản việc đi qua không có nhiệm vụ.

Các bảng thông báo cần ghi “Nguy hiểm, có căng kéo”.

Các người thao tác và quan sát đứng về một phía của thiết bị căng và không bao giờ đi qua phía sau khi nó đang chịu tải trọng.

11. THÍ NGHIỆM

11.1. Khái quát

Có ba loại thí nghiệm cho tất cả các neo như sau :

(a) Thí nghiệm để thử

(b) Thí nghiệm tính phù hợp tại hiện trường

(c) Thí nghiệm để chấp nhận

Các thí nghiệm thử được yêu cầu để kiểm tra hoặc khảo sát trước khi lắp đặt neo làm việc về chất lượng, sự phù hợp của thiết kế với các điều kiện đất và vật liệu dùng, mức độ an toàn mà thiết kế đã cung cấp. Các thí nghiệm này chặt chẽ hơn nhiều so với thí nghiệm tính phù hợp tại hiện trường, do đó kết quả không thể luôn luôn so sánh trực tiếp được, ví dụ các bầu neo ngắn có chiều dài khác nhau được lắp đặt và thí nghiệm để phá hoại một cách phù hợp. Trong trường hợp khi đặc trưng chịu tải của đất đã được khảo sát, các tải trọng tính theo độ bền của dây neo, tải trọng làm việc thích hợp được suy ra từ những kết quả thí nghiệm thử.

Các thí nghiệm tính phù hợp tại hiện trường được thực hiện cho những neo thi công trong điều kiện giống hệt như các neo làm việc và cách thức, mức độ chất tải như nhau. Chúng có thể thực hiện trước hợp đồng chính hoặc trong các neo làm việc được lựa chọn khi thi công. Chu kỳ quan trắc phải phù hợp để đảm bảo các dao động ứng suất trước hoặc đảo ổn định trong những giới hạn cho phép. Các thí nghiệm này chỉ ra những kết quả sẽ thu được từ các neo làm việc.

Các thí nghiệm để chấp nhận được thực hiện cho tất cả các neo, ngoại trừ những bu lông đá, thể hiện khả năng ngắn hạn của neo để chịu tải trọng lớn hơn tải trọng làm việc thiết kế và hiệu quả của việc truyền tải đến vùng bầu neo. So sánh những kết quả ngắn hạn với các thí nghiệm tính phù hợp tại hiện trường sẽ cho chỉ dẫn về ứng xử dài hạn. Một mẫu đại diện (từ 1% ÷ 5%) của bu lông đá cũng cần tiến hành thử để chấp

nhận, trừ khi những bu lông đã được sử dụng theo nguyên tắc hoặc chỉ là biện pháp chống đỡ khi phần lớn hơn (50% đến 100%) sẽ phải thử như vậy.

Khi sử dụng các neo kiểu cao su hai tốc độ, cao su đông cứng chậm có thể bỏ qua trên chiều dài tự do khi chịu tải trọng chu kỳ cho phép. Cần tiến hành những khảo sát riêng biệt để xác định các kết quả thí nghiệm đó không chịu ảnh hưởng bởi sự khác nhau trong trình tự lắp đặt.

11.2. Thí nghiệm thử

11.2.1. Khái quát

Bất cứ neo nào trước khi được sử dụng tạm hoặc lâu dài, cần phải có kinh nghiệm hiện trường đã thử trong thí nghiệm trước đó hoặc đã được báo cáo chính xác. Cần thực hiện các thí nghiệm thử để thể hiện cho người thiết kế (xem mục 4) tính phù hợp của vật liệu, các bộ phận, phương pháp thi công và trình độ công nhân. Phạm vi của các thí nghiệm thử cần thể hiện khả năng đáp ứng của neo cho sử dụng trong những điều kiện mà nó được kiến nghị.

Cần tiến hành các thí nghiệm thử trong nhà máy, phòng thí nghiệm hoặc hiện trường nếu thích hợp, và phải bao gồm mọi vấn đề về vật liệu, các bộ phận, các phương pháp thi công. Cần những thí nghiệm thử để khảo sát ứng xử và khả năng của các neo làm việc về chất lượng, sự phù hợp của thiết kế, mức độ an toàn mà thiết kế đã cho. Đặc biệt các thí nghiệm này cần phải khảo sát những yếu tố như khả năng chịu tải, ứng xử tải trọng dần dần, chùng và dãn.

Cũng phải xem xét việc bảo vệ chống ăn mòn, sức kháng của nó đối với các hư hỏng

vật lý trong khi vận chuyển, lưu giữ, lắp đặt và căng kéo, cùng với đánh giá tổng thể về tuổi thọ. Khi không thể thử khả năng làm việc trên suốt thời kỳ khai thác quy định, thì cần đặc biệt xem xét chất lượng các vật liệu thành phần của hệ thống bảo vệ liên quan đến những điều kiện khai thác, môi trường và các biến động đi kèm của chúng. Raison 1987b đã cho ví dụ về chương trình thí nghiệm thành phần của các neo đất.

Cần phải thực hiện lắp đặt và thí nghiệm những neo thử tỷ lệ thật trong các loại đất ở các điều kiện môi trường tương tự với thực tế tại địa điểm hợp đồng được thực hiện.

Trong kế hoạch của chương trình thí nghiệm thử, người thiết kế cần chỉ định các yêu cầu và mục tiêu quy định của công việc mà chúng sẽ ảnh hưởng đến đánh giá về mức độ rủi ro, sự chưa chắc chắn của thiết kế liên quan đến yêu cầu sử dụng của các neo làm việc. Đối với trường hợp các neo đặt trong đất, có thể tập trung vào khảo sát khả năng chịu tải và ứng xử của đất nền. Tuy nhiên, đối với các neo đặt trong đá, có thể tập trung vào khảo sát ứng xử về kết cấu của dây neo và bầu neo chịu ứng suất lớn hơn.

Cần trình cho người thiết kế (xem mục 4) tính thích hợp của mọi vật liệu, bộ phận và phương pháp thi công trước khi chấp nhận bất cứ sơ đồ neo nào. Các thí nghiệm thử cần khảo sát cho từng vật liệu hoặc bộ phận; độ bền, độ cứng, tuổi thọ và tính dễ hư hỏng của chúng khi tổ hợp, lắp đặt hoặc khai thác và tính ổn định. Các thí nghiệm thử cần khảo sát mọi tương tác giữa những vật liệu khác nhau. Chúng cũng cần khảo sát cách thức mà các vật liệu và bộ phận đó được tổ hợp tạo thành một chiếc neo, đặc biệt chú ý

đến việc đảm bảo thoả mãn mọi giả thiết thiết kế.

11.2.2. Vật liệu và các bộ phận

11.2.2.1. Vật liệu

Cần thực hiện các thí nghiệm thử để khẳng định mọi vật liệu dùng trong tổ hợp dây neo hoặc thi công neo là phù hợp với các tiêu chuẩn Anh có liên quan. Trong nhiều trường hợp, chỉ cần chứng chỉ của nhà sản xuất. Tuy nhiên, khi không có các tiêu chuẩn Anh tương ứng vật liệu có thể thử bằng thí nghiệm hoặc các kinh nghiệm hiện trường đã được báo cáo.

Trong mọi trường hợp, vật liệu phải phù hợp với 7.1 đối với xi măng, chất độn, nước hoặc phụ gia dùng cho vữa xi măng, 7.2 đối với cao su epoxy hoặc polyester và chất độn dùng cho vữa cao su. Thép căng trước, thép gia cường dùng cho dây neo cần phù hợp với 7.3.

Vật liệu chất dẻo dùng cho vỏ hoặc ống dẫn, cho các sử dụng phi kết cấu như các cơ cấu đệm hoặc định tâm, các sản phẩm bị tum, băng, mỡ bảo vệ chống rỉ cần phù hợp với các tiêu chuẩn Anh tương ứng.

11.2.2.2. Trộn thử vữa

Trước khi chấp nhận bất cứ neo nào, phải có kết quả trộn thử vữa để xác định mọi đặc tính liên quan của vữa lỗ khoan và mũ neo. Các mẫu trộn thử cũng được dùng để xác định thông số khống chế dùng để kiểm tra chất lượng khi thi công.

Cần thực hiện thử vữa bằng các vật liệu tương tự, dùng thiết bị và trình tự tương tự như đã được đề nghị cho các neo trong hợp đồng.

Các mẫu thử vữa cần phù hợp với 7.1 đối với vữa xi măng và 7.2 đối với vữa cao su. Pha trộn cần phù hợp với 10.4.3.

11.2.2.3. Thí nghiệm các bộ phận

Cần thực hiện các thí nghiệm thử để khẳng định mọi bộ phận phù hợp với tiêu chuẩn Anh tương ứng và thể hiện sự phù hợp của chúng để tạo ra neo đã kiến nghị. Trong nhiều trường hợp, có các chứng chỉ của nhà chế tạo là đủ. Khi không có các tiêu chuẩn Anh tương ứng có thể tiến hành thí nghiệm thử các bộ phận hay kinh nghiệm hiện trường đã được báo cáo. Các dây neo cần phù hợp với 7.3.2 đối với thép ứng suất trước, hoặc 7.3.3 đối với thép gia cường. Nói chung, các chứng chỉ của nhà chế tạo sẽ được chấp nhận. Tuy vậy, có những hoàn cảnh nhất định cần xác định các đặc tính của dây neo trên toàn bộ chiều dài thật của dây neo (xem phụ lục H). Các dây neo được tạo thành bởi nhiều vật liệu khác, chỉ được sử dụng sau khi đã thí nghiệm thử để xác định độ bền đặc trưng, độ cứng, các ứng xử chùng và dãn, cần khảo sát tuổi thọ, độ ổn định dài hạn.

Vỏ bọc và ống dẫn cần phù hợp với 7.3.4 và 8.2. Đặc biệt, các thí nghiệm thử cần khảo sát độ bền, tuổi thọ, tính dễ bị phá hoại khi tổ hợp, lắp đặt hoặc sử dụng, độ ổn định dài hạn.

Các cơ cấu định tâm và đệm cần phù hợp với 7.3.5, 7.3.6 và 7.3.7.

Các bộ phận khác như phân đoạn cuối, ống vữa, băng dán và dây buộc, băng, ống chịu co do nhiệt cần được thể hiện là không có ảnh hưởng có hại đối với dây neo, hệ thống bảo vệ ăn mòn hoặc sự làm việc của neo. Các bộ phận này cần phù hợp với chương 7 và 8.2.

Trong nhiều trường hợp để thể hiện độ ổn định của các bộ phận và tính hiệu quả của toàn bộ hệ bảo vệ chống ăn mòn đòi hỏi chế tạo các mũ dây neo tỷ lệ thật và sau đó tháo rời (xem 11.2.2.5)

11.2.2.4. Thí nghiệm lực dính bám vữa/dây neo và vữa/mũ neo

Trước khi chấp nhận bất cứ neo nào, cần xác định độ lớn của lực dính bám tại giao diện vữa/dây neo (xem 6.3) và giao diện vữa/mũ neo (xem 6.4). Nó được cung cấp từ thí nghiệm thử hoặc các kinh nghiệm hiện trường đã được báo cáo.

Tuy nhiên, các thí nghiệm tải trọng kéo hoặc nhổ tỷ lệ nhỏ có thể không thích hợp (xem 6.3 và phụ lục G), cần thí nghiệm tỷ lệ thật (xem 11.2.2.6). Các thí nghiệm tải trọng kéo hoặc nhổ trên các chiều dài thử của dây neo cũng ảnh hưởng đến ứng suất giữ khác nhau và kiểu phá hoại tác động đến dây neo trên hiện trường, vì vậy khi sử dụng những kết quả đó cần phải chú ý.

Cần thực hiện các thí nghiệm thử thể hiện khả năng của lớp phủ bảo vệ được dùng để chống ăn mòn trong chiều dài dây neo tự do, cho phép dây neo dẫn không bị hạn chế khi căng kéo hoặc sử dụng.

Lực dính bám giao diện vữa/dây neo cần phù hợp với 6.3 và lực dính bám giao diện vữa/mũ neo với 6.4. Khả năng của lớp phủ bảo vệ chiều dài dây neo tự do đối với việc tách rời của dây neo cần phù hợp với 8.2.

11.2.2.5. Tổ hợp

Phương pháp chế tạo dây neo, cách thức tổ hợp vật liệu và các bộ phận cần khảo sát với chú ý đặc biệt để đảm bảo thỏa mãn mọi giả thiết thiết kế. Các phương pháp thi công được khảo sát khi chế tạo dây neo và mũ neo.

Việc tháo rời các mũ neo cần được thực hiện để thể hiện tính nguyên vẹn của lớp bảo vệ chống ăn mòn.

Việc chế tạo cần phù hợp với 10.3 và 10.4.

11.2.2.6. Các thí nghiệm tỷ lệ thật

Việc lắp đặt các neo tỷ lệ thật được yêu cầu cho thí nghiệm thử ở hiện trường (xem 11.2.3 và 11.2.15). Việc lắp đặt các neo thử cũng được yêu cầu thể hiện tính nguyên vẹn của lớp bảo vệ chống ăn mòn (xem 11.2.2.5) và để xác định độ lớn của lực dính bám vữa/dây neo hoặc vữa/mũ neo (xem 11.2.2.4).

Để trình diễn độ nguyên vẹn của lớp bảo vệ chống ăn mòn đòi hỏi phải đào lên và tháo rời một neo thử sau khi lắp đặt và căng kéo (xem 11.2.10). Cần thiết bị chuyên dụng cho phép phun thuốc nhuộm màu để đánh dấu hoặc vữa cao su để định vị bất cứ vết nứt nào trong chiều dài tự do gây nên bởi căng kéo.

Yêu cầu thí nghiệm các neo thử để xác định độ lớn lực dính bám vữa/dây neo và vữa/mũ neo. Có thể cần các neo đặc biệt có chiều dài dây neo bám dính ngắn.

11.2.2.7. Đầu neo

Cần thực hiện những thí nghiệm thử để thể hiện sự phù hợp của vật liệu, phương pháp chế tạo và tổ hợp của hệ thống đầu neo được kiến nghị. Đầu neo cần phải phù hợp với 7.4 và 8.2. Các phương pháp tổ hợp phải phù hợp với 10.5.

11.2.2.8. Thiết bị căng kéo

Sự phù hợp của mọi thiết bị căng kéo cần được trình diễn trước khi chấp nhận bất cứ hệ thống neo nào. Các thiết bị căng kéo cần

thử tải tại ít nhất 110% khả năng chịu tải và phải được nhà máy kiểm định ban đầu, tái kiểm định khi nhà thầu mới bắt đầu công việc (xem 10.6.2).

Các đồng hồ áp lực cần được kiểm định ban đầu đối với thiết bị trọng lực tĩnh hoặc tương đương, đã được thiết kế đúng theo yêu cầu. Sau đó chúng sẽ được kiểm định theo 10.6.

Các hộp tải trọng cần được kiểm định phù hợp với 10.6.

Thiết bị căng kéo cần phù hợp với chương 9 và 10.6.

11.2.2.9. Các kết quả thí nghiệm

Sau khi hoàn thành mọi thí nghiệm trong xưởng, phòng thí nghiệm và trên mẫu thật, cần có các kết quả dưới dạng một báo cáo của nhà thầu neo trước khi bắt đầu thí nghiệm thử tại hiện trường. Báo cáo bao gồm mọi chi tiết của việc thí nghiệm như nhà chế tạo, cơ quan thí nghiệm, kỹ sư giám sát, ngày, thời gian và vị trí thử.

Báo cáo cần có các bản vẽ và vật liệu quy định, các kích thước, mọi chi tiết của các phân đoạn thử và việc chế tạo thử. Tất cả các thí nghiệm cần được mô tả thích hợp với mọi đồ thị và bản vẽ cần thiết. Cũng cần các kết quả đầy đủ của mọi thí nghiệm.

Báo cáo cần có các bản sao chứng chỉ của nhà chế tạo, kết quả của các thí nghiệm có trước hoặc kinh nghiệm hiện trường đã được báo cáo.

11.2.3. Các neo thử

11.2.3.1. Các neo thử tiêu chuẩn

Trong thí nghiệm thử hiện trường đòi hỏi lắp đặt các neo thử tỷ lệ thật để trình diễn

ứng xử và khả năng của các neo làm việc được đề nghị và để chứng minh chất lượng, sự phù hợp của thiết kế (xem 11.2.4 đến 11.2.15).

Khi có kế hoạch thí nghiệm thử các neo đã hoàn thành, kiến nghị ít nhất phải thử 3 neo. Các neo thử tỷ lệ thật cần được lắp đặt bằng thiết bị, phương pháp và vật liệu tương tự như đã được đề nghị cho các neo làm việc và cần được lắp đặt trong các điều kiện đất tương tự như ở hiện trường của hợp đồng. Có thể yêu cầu các thí nghiệm thử bổ sung tùy thuộc vào số lượng các cấp hạng neo (xem 11.3.1).

Trong quá trình lắp đặt cần khảo sát các phương pháp khoan và tạo bầu neo, phun vữa, lắp đặt dây neo, tổ hợp đầu neo, căng kéo để đảm bảo mọi giả thiết thiết kế sẽ được thỏa mãn. Đặc biệt, các thí nghiệm hiện trường sẽ chú trọng hơn các vùng không chắc chắn và rủi ro. Đối với các neo lắp đặt trong đất, cần đặc biệt chú ý đến phương pháp khoan và tạo bầu neo, bất cứ hư hỏng nào dẫn đến mềm hoá hoặc xáo trộn đất. Đối với các neo lắp đặt trong đá có thể phải đặc biệt chú ý đến các phương pháp phun vữa.

Khi thao tác phun vữa một pha cho cả chiều dài tự do và bầu neo được hoạch định thì cần tách riêng hai phân đoạn phun vữa bằng cách gắn một túi hoặc vật liệu chịu nén khác chung quanh dây neo tại đầu của chiều dài bầu neo. Túi này cần ngăn cản sự truyền tải trọng từ bầu neo vào vữa chiều dài tự do khi căng kéo.

Việc lắp đặt các neo tỷ lệ thật được yêu cầu như một phần của thí nghiệm để khảo sát lớp bảo vệ chống ăn mòn. Trong trường hợp này thanh neo cần đào lên sau khi lắp đặt và căng kéo (xem 11.2.10).

11.2.3.2. Các neo thử đặc biệt

Cần lắp đặt neo thử đặc biệt để khảo sát những vấn đề chính của các neo được đề nghị. Đặc biệt do không xác định được tải trọng phá hoại giới hạn tại giao diện đất/bầu neo khi sử dụng các neo thử tiêu chuẩn. Khi đó cần thí công những neo đặc biệt có chiều dài bầu ngắn hơn để chắc chắn rằng tải trọng phá hoại giới hạn đạt được mà không phá hoại dây neo, hoặc giao diện vữa/dây neo, vữa/mũ neo. Có thể có cách khác là thêm cáp vào dây neo để đạt an toàn tải trọng cần thiết.

Các neo thí nghiệm đặc biệt cũng được thí công bao gồm phương pháp phun chất có mẫu để đánh dấu, cao su epoxy để định vị mọi vết nứt trong chiều dài bầu neo gây bởi căng kéo trước khi đào lên và tháo rời ra để khảo sát hiệu quả của lớp bảo vệ chống ăn mòn.

Các neo thí nghiệm đặc biệt khác có đầu đo biến dạng hay hộp tải trọng trong bầu neo để xác định sự phân bố biến dạng tải trọng, hoặc các đồng hồ đo độ dãn dài để đo chuyển vị tại bầu neo.

11.2.3.3. Kết quả thí nghiệm

Sau khi hoàn thành các thí nghiệm thử tại hiện trường trên các neo thử, nhà thầu cần có báo cáo trước khi lắp đặt neo làm việc. Báo cáo này bao gồm mọi chi tiết cần thiết để xác định mọi vấn đề của công trình như tổ chức chịu trách nhiệm về lắp đặt và thí công, cơ quan thí nghiệm, kỹ sư giám sát, ngày, thời gian và vị trí thử.

Báo cáo cần có các bản vẽ và vật liệu quy định, các kích thước và mọi chi tiết của các phương pháp chế tạo dây neo và lớp bảo vệ, chi tiết của lỗ khoan, các phương pháp

khoan và tạo bầu neo. Báo cáo này cần mô tả các đặc trưng vật lý, điều kiện đất chung quanh neo, nước ngầm, kết quả của mọi thí nghiệm đất và nước. Mọi chi tiết pha trộn vữa, cường độ, phụ gia và phương pháp trộn của mọi loại vữa mũ neo, ban đầu và lần thứ hai cũng cần đưa vào, cùng với chi tiết vận chuyển và đưa dây neo vào lỗ.

Báo cáo này bao gồm kết quả đầy đủ của mọi thí nghiệm tải trọng/độ dãn dài, tải trọng/ thời gian hoặc chuyển vị/ thời gian và các thí nghiệm thử hiện trường khác (xem 11.2.4 đến 11.2.15).

11.2.4. Tải trọng lớn nhất

Vì lý do an toàn tải trọng lớn nhất cần dừng ở giới hạn bằng 95% của độ bền thử đặc trưng 0,1% của thép, hoặc 80% của độ bền đặc trưng (f_{cu}). Nếu xảy ra phá hoại các phần của neo trước khi đạt đến tải trọng lớn nhất cho phép thì cần khảo sát các nguyên nhân (xem cùng với 10.6.3.4) và ghi lại các dự đoán.

11.2.5. Số liệu tải trọng - chuyển vị

Số liệu tải trọng - chuyển vị cần vẽ đồ thị liên tục trong phạm vi 5% f_{pu} đến 80% f_{pu} (f_{pu} là độ bền đặc trưng của dây neo) với giá số tải trọng không lớn hơn 10% f_{pu} . Khi dỡ tải cần đo chuyển vị tại không ít hơn hai bước giảm tải, bổ sung vào số liệu, ưu tiên hơn diễn biến tại các điểm một phần ba của tải trọng đỉnh tại mọi chu kỳ. Các quá trình căng kéo cần phù hợp với 10.6 và để giải thích xem M.6.

Mỗi giai đoạn chất tải cần giữ ít nhất 1 phút và ghi lại chuyển vị lúc bắt đầu và kết thúc của mỗi giai đoạn. Đối với các tải trọng chu kỳ đỉnh, cần kéo dài ít nhất 15 phút và đọc chuyển vị trung gian tại 5 phút.

Khi tải trọng đặt ban đầu (T_0) lớn hơn $5\% f_{pu}$, T_0 cần dùng như tải trọng ban đầu và sau đó là số liệu đặt tải chu kỳ.

Khi thích hợp, chu kỳ tải trọng cuối cùng cần được lặp lại để kiểm tra đo đạc về ứng xử tải trọng - chuyển vị và tính lặp lại.

Nếu không biết các điều kiện đất chi tiết hoặc không có kinh nghiệm neo trước đó,

cần tăng từ từ tải trọng theo các chu kỳ (xem bảng 13 và hình 31).

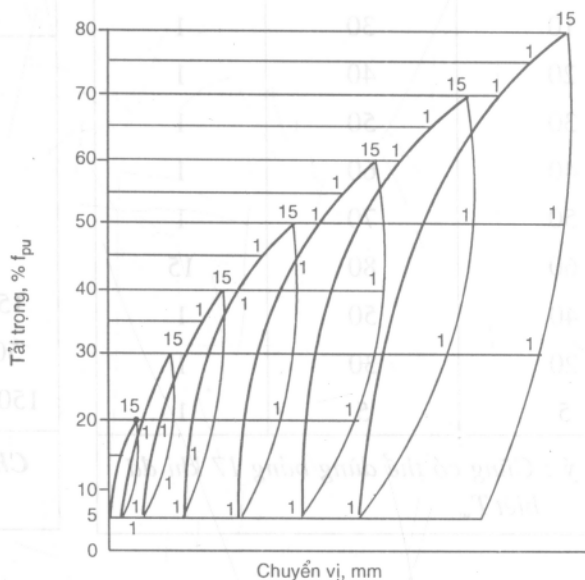
Đối với các điều kiện đất đã có sự hiểu biết về neo trước đó thì có thể yên tâm chất tải neo đến $60\% f_{pu}$ trong chu kỳ đầu tiên và gia số tải trọng tăng đến $10\% f_{pu}$ (xem bảng 14 và hình 32). Khi đã biết tải trọng làm việc (T_w) có thể đặt tải neo theo bảng 17 (xem 11.3.3).

Bảng 13. Gia số tải trọng và chu kỳ quan sát nhỏ nhất được kiến nghị trong những thí nghiệm thử neo khi không biết các điều kiện đất hoặc không có kinh nghiệm về neo trước đó

Gia số tải trọng ($\% f_{pu}$)							Thời gian quan sát nhỏ nhất phút
Chu kỳ thứ 1 %	Chu kỳ thứ 2 %	Chu kỳ thứ 3 %	Chu kỳ thứ 4 %	Chu kỳ thứ 5 %	Chu kỳ thứ 6 %	Chu kỳ thứ 7 và 8 %	
5	5	5	5	5	5	5	1
10	20	30	40	50	60	70	1
15	25	35	45	55	65	75	1
20	30	40	50	60	70	80	15
15	20	30	40	40	50	50	1
10	10	15	20	20	30	30	1
5	5	5	5	5	5	5	1

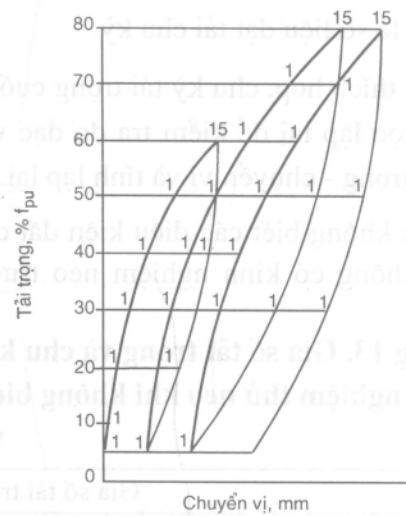
Chú ý : Kiến nghị rằng các kết quả tải trọng - chuyển vị cần vẽ biểu đồ theo quá trình thử. Bằng cách đó có khả năng tại một giai đoạn quan sát xu hướng và đặc biệt sự trượt của bầu neo khi đang đạt đến phá hoại.

Hình 31: Gia số tải trọng và chu kỳ quan sát nhỏ nhất kiến nghị cho những thí nghiệm thử ở neo khi không biết các điều kiện đất hoặc không có kinh nghiệm về neo trước đó.



11.2.6. Số liệu tải trọng - thời gian

Số liệu tải trọng- thời gian cần bắt đầu quan trắc từ khi không lớn hơn 70% f_{pu} cho các neo tạm và 55% f_{pu} cho các neo lâu dài, tiếp tục trong 10 ngày với chu kỳ quan sát theo bảng 15, dùng hộp tải trọng hoặc các đầu đo áp lực (xem 11.8). Tải trọng dư ban đầu cần tương đương với 110%, T_w , trừ khi đã có dự kiến nhiều thí nghiệm thử để khảo sát ứng xử dài hạn tại các mức tải khác nhau như 40% f_{pu} , 50% f_{pu} , 60% f_{pu} và 70% f_{pu} .



Bảng 14. Gia số tải trọng và chu kỳ quan sát nhỏ nhất được kiến nghị cho thí nghiệm thử các neo khi có hiểu biết về neo trước đó

Gia số tải trọng, (% f_{pu})		Chu kỳ quan sát nhỏ nhất, Phút
Chu kỳ thứ nhất, %	Các chu kỳ thứ hai và ba, %	
5	5	1
10	30	1
20	40	1
30	50	1
40	60	1
50	70	1
60	80	15
40	50	1
20	30	1
5	5	1

Chú ý : Cũng có thể dùng bảng 17 khi đã biết T_w

Chú ý : Cũng có thể dùng hình 35 khi đã biết T_w

Hình 32: Gia số tải trọng và chu kỳ quan sát nhỏ nhất kiến nghị cho thí nghiệm thử các neo khi có hiểu biết về neo trước đó.

Bảng 15. Các yêu cầu chấp nhận đối với ứng xử tải trọng dư thời gian

Chu kỳ quan sát, phút	Mất mát tải trọng cho phép (% tải trọng dư ban đầu) %
5	1
15	2
50	3
150	4
500*	5
1500 (khoảng 1 ngày)	6
5000 (khoảng 3 ngày)	7
15000 (khoảng 10 ngày)	8

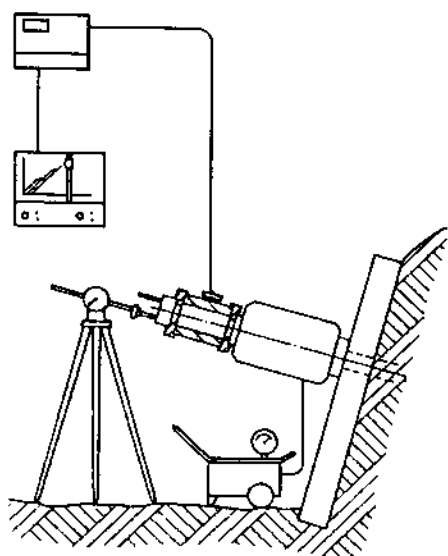
Chú ý : Thực tế hiện nay không quan sát được số đọc 500 phút

Bảng 16. Các yêu cầu chấp nhận được đối với ứng xử chuyển vị - thời gian tại tải trọng dư

Chu kỳ quan sát, Phút	Chuyển vị cho phép(% của độ dãn dài), %
5	1
15	2
50	3
150	4
500*	5
1500 (khoảng 1 ngày)	6
5000 (khoảng 3 ngày)	7
15000 (khoảng 10 ngày)	8

Chú ý : Thực tế hiện nay không quan sát được số đọc 500 phút

Khi tải trọng không đạt giá trị không đổi sau khi đã kể đến nhiệt độ các chuyển vị kết cấu và chùng của dây neo, thí nghiệm nói trên cần kéo dài quan trắc cho đến 30 ngày với khoảng cách thời gian 7 ngày đến khi tải trọng trở nên không đổi, tùy theo chu kỳ ngắn hơn.



Hình 33: Phương pháp diễn hình đo chuyển vị dây neo dùng một đồng hồ đo

Các số đọc trong 1500 phút đầu tiên chỉ cần lưu giữ khi thiết bị quan trắc có độ chính xác tương đối ít nhất là 0,5%. Khi quan trắc bao gồm cả thao tác căng kéo, ví dụ kiểm tra nâng không có hộp tải trọng, độ chính xác tuyệt đối nhỏ hơn 5% là không đủ, đòi hỏi các chu kỳ quan sát dài hơn 1 ngày và hơn nữa.

11.2.7. Số liệu chuyển vị - thời gian

Đối với chỉ dẫn 11.2.6, số liệu chuyển vị - thời gian có thể lấy theo cách khác là quan trắc bắt đầu từ 70% f_{pu} cho các neo tạm, 55% f_{pu} cho các neo lâu dài, tiếp tục trong 10 ngày theo các chu kỳ quan sát như ở bảng 16 và sử dụng các đồng hồ đo hoặc thước thép.

Khi chuyển vị không đạt đến giá trị không đổi khi đã kể đến nhiệt độ các chuyển vị kết cấu và dãn của thanh neo, thì thí nghiệm nói trên cần kéo dài bằng cách quan trắc cách nhau 7 ngày trong vòng 30 ngày hoặc đến khi chuyển vị trở thành không đổi, tùy theo chu kỳ nhỏ hơn.

Tại mỗi chu kỳ quan trắc, neo có thể căng lại, gia số của chuyển vị dây neo hoặc độ dãn của piston đủ nếu bản đỡ được cố định để trở lại tải trọng khoá, nghĩa là tải trọng dư ban đầu được ghi sau khi tải trọng căng kéo đã được thả ra. Tùy theo, tải trọng này có thể được giữ không đổi nhờ sự trợ giúp của một bơm kích và chuyển vị của dây neo theo thời gian được đo trực tiếp (hình 33). Phương pháp này đặc biệt phù hợp với thí nghiệm thời gian ngắn. Tuy vậy, trong cả hai trường hợp, chuẩn cho số đọc chuyển vị như là bản đỡ cho hệ thống căng kéo hoặc để chạc ba của hệ thống tải trọng không đổi, cần được khảo sát cẩn thận về chuyển dịch, nếu không các số đọc chuyển vị có thể sai.

11.2.8. Số lượng đo đặc lực hoặc chuyển vị

Nhằm giảm thiểu sai sót, đặc biệt khi thao tác căng kéo lại thực hiện không có hộp tải trọng, mỗi số đọc phù hợp với 11.2.2 hoặc 11.2.7 cần được lấy ít nhất 3 lần rồi lấy trung bình.

11.2.9. Chiều dài neo tự do biểu kiến

Chiều dài tự do biểu kiến của dây neo tính được từ đường cong tải trọng - chuyển vị đàn hồi (xem 11.2.5) trên dải 80% f_{pu} đến 5% f_{pu} và dùng trị số mô đun đàn hồi của nhà chế tạo có xét đến ảnh hưởng của nhiệt độ, cách gắn đầu neo và các chuyển dịch ngoại lai khác.

Khi biết T_w , cần thực hiện phân tích trên đường cong tải trọng - chuyển vị trên phạm vi 125% T_w đến 10% T_w đối với các neo tạm và 150% T_w đến 10% T_w đối với các neo lâu dài.

Phân tích này cần căn cứ vào giai đoạn đỡ ứng suất là kết quả của chu kỳ đỡ tải thứ hai hoặc tiếp theo như trình bày tổng quát trên hình 34. Bất cứ sai khác nào giữa chiều dài tự do biểu kiến tính được và chiều dài tự do dự kiến trong thiết kế cần được xem xét (xem M.6 và phụ lục H).

Trong thực tế để đơn giản, phương trình sau đây được dùng để tính toán chiều dài neo tự do biểu kiến:

Chiều dài dây neo tự do biểu kiến

$$= \frac{A_t E_s \Delta_e}{T}$$

Ở đây :

A_t - Diện tích mặt cắt ngang dây neo

E_s - Mô đun đàn hồi của nhà chế tạo cho đơn vị dây neo (xem phụ lục H)

Δ_e - Chuyển vị đàn hồi của dây neo, Δ_e bằng chuyển vị quan trắc được tại tải trọng chu kỳ đỉnh trừ đi chuyển vị tại tải trọng chuẩn, có xét đến chuyển dịch kết cấu.

T - Tải trọng chu kỳ đỉnh trừ đi tải trọng chuẩn

11.2.10. Giám sát

Sau khi kết thúc thí nghiệm, sẽ rất có ích nhưng không phải là bắt buộc, nếu thanh neo được đào lên và kiểm tra, ghi lại các thông tin sau:

(a) Chiều dài tự do giám sát được

(b) Chiều dài, điều kiện và kiểu phá hoại của bầu neo

(c) Điều kiện của lớp bảo vệ chống ăn mòn.

Nếu việc đào neo là không thực tế, thì cần thực hiện các thí nghiệm riêng biệt để xác định sự làm việc đạt yêu cầu của bảo vệ chống ăn mòn sau khi căng kéo, nghĩa là giám sát dây neo được bảo vệ sau thí nghiệm kéo nhỏ trong cột vừa chứa ở một ống thép.

11.2.11. Đánh giá các neo

Thanh neo cần cho thấy đạt yêu cầu khi kết quả thí nghiệm phù hợp với 11.2.12 đến 11.2.15.

11.2.12. Giới hạn chiều dài dây neo tự do biểu kiến

Chiều dài dây neo tự do biểu kiến, tính được theo 11.2.9, không nhỏ hơn 90% chiều dài tự do trong thiết kế, không lớn hơn chiều dài tự do dự kiến cộng 50% chiều dài dây neo bám dính trong thiết kế, hoặc 110% chiều dài dây neo tự do dự kiến. Giới hạn sau ở trên đã kể đến chiều dài bám dính dây

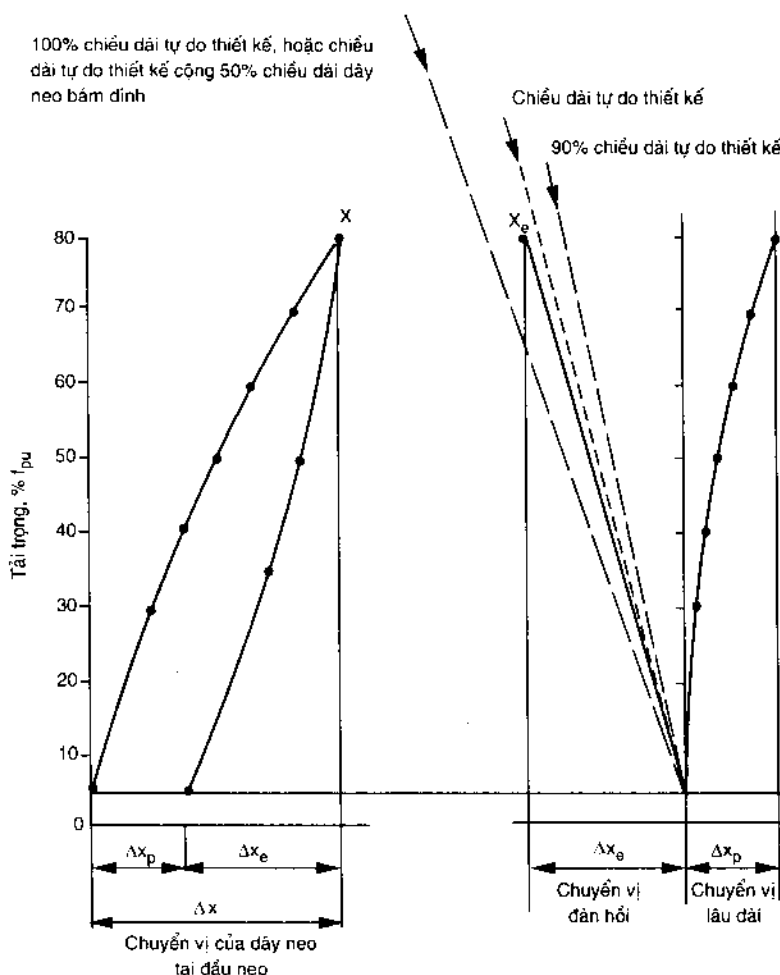
neo trong mũ tương đối ngắn và dây neo đã tách rời hoàn toàn với bản cuối hoặc ê cu. (xem hình 34) (xem đồng thời M.11 phần trình bày về chuyển vị dài hạn của bầu neo khi neo đất chịu tải trọng chu kỳ trong khai thác). Khi chiều dài dây neo tự do quan sát được rơi ra ngoài các giới hạn trên, cần thực hiện hai chu kỳ tải trọng khác để đạt đến tải trọng thử nhằm đánh giá tính lặp lại của số liệu tải trọng - chuyển vị. Nếu neo thể hiện rõ sự làm việc đàn hồi thì không cần phải bỏ neo đó (xem M.6 và phụ lục H).

11.2.13. Mức độ mất mát ứng suất

Khi sự mất tải trọng được quan trắc chính xác, nghĩa là với độ chính xác tương

đối 0,5%, thì mức độ mất ứng suất tính từ tải trọng dư ban đầu cần giảm đến 1% hoặc nhỏ hơn cho các khoảng thời gian đối với chu kỳ quan sát cho trong bảng 15 (xem M.8) có xét đến nhiệt độ, chuyển dịch kết cấu và chùng của dây neo.

Ngay cả khi không phù hợp, cũng không cho phép thử lại cùng neo đó với tải trọng ban đầu thấp hơn thí nghiệm thử vì xét đến ứng suất đi kèm với lần thử tải trọng - thời gian đầu tiên. Kiến nghị này không xét đến thí nghiệm khác với các tải trọng giảm để cung cấp chỉ dẫn cho những thí nghiệm tiếp theo.



Hình 34: Các yêu cầu chấp nhận về chuyển vị dây neo tại đầu neo

11.2.14. Mức độ chuyển vị

Đối với chỉ dẫn 11.2.13 có cách lựa chọn khác là cần giảm mức độ chuyển vị xuống 1% Δ_c , hoặc nhỏ hơn, cho khoảng thời gian của các chu kỳ quan sát cho trong bảng 16 (xem M.8), có xét đến nhiệt độ, chuyển dịch kết cấu và dãn của dây neo, khi 1% Δ_c là chuyển vị tương đương với tổng lượng dãn neo co ngắn gây bởi tải trọng căng kéo 1% của tải trọng thử quy định (tải trọng dư ban đầu), nghĩa là :

$$\Delta_c = \frac{\text{Tải trọng dư ban đầu} \times \text{chiều dài dây neo tự do}}{\text{Diện tích dây neo} \times \text{mô đun đàn hồi của dây neo}}$$

Trong trường hợp không phù hợp với các kiến nghị, không cho phép thử lại trên chính neo đó một thí nghiệm thử (xem 11.2.13).

11.2.15. Bảo vệ chống ăn mòn

Cần đánh giá những lớp ngăn vật lý, hoá học tạo thành hệ thống bảo vệ chống ăn mòn về khả năng và tính tương hợp của các vật liệu đã sử dụng. Ngoài ra, cần chứng minh hệ thống bảo vệ này không bị tổn hại khi lắp đặt thanh neo và các thao tác căng kéo hoặc bất cứ chuyển dịch kèm theo nào của thanh neo (xem 11.2.10).

11.3. Các thí nghiệm sự phù hợp tại hiện trường

11.3.1. Khái quát

Trong hợp đồng cần có điều khoản về thí nghiệm hiện trường để kiểm nghiệm sự phù hợp của các neo đối với những điều kiện hiện trường.

Những thí nghiệm sự phù hợp tại hiện trường có thể áp dụng cho các neo sẽ sử dụng trong công trình hoặc chúng bổ sung và cung cấp theo hợp đồng.

Các neo này cần thi công chính xác theo cùng cách và nằm ở cùng loại đất như neo làm việc và cần được sử dụng như các neo tham chiếu để có thể nhận xét về tình trạng của neo làm việc.

Ít nhất là ba neo đầu tiên cần được làm những thí nghiệm tính phù hợp với các thí nghiệm riêng cho từng loại neo có trong công trình. Các neo được phân loại theo :

- (a) Hình học, ví dụ đứng và nghiêng
- (b) Loại đất, ví dụ sét, cuội sỏi hoặc đá
- (c) Sức chịu tải

Thí nghiệm, ghi chép và đánh giá phải phù hợp với 11.3.2 đến 11.3.6.

11.3.2. Các tải trọng thử

Nói chung, tải trọng thử lớn nhất cần bằng 125% T_w và 150% T_w tương ứng đối với các neo tạm thời và lâu dài, ở đây T_w là tải trọng làm việc của neo (xem bảng 2 và M.7).

11.3.3. Số liệu tải trọng - chuyển vị

Số liệu tải trọng - chuyển vị cần được vẽ đồ thị liên tục trên suốt dải 10% T_w đến 125% T_w đối với các neo tạm thời và 10% T_w đến 150% T_w đối với các neo lâu dài, với các giá số tải trọng không lớn hơn 50% T_w ở đây các chuyển vị đã được quan trắc cẩn thận. Khi dỡ tải, các chuyển vị tại không nhỏ hơn hai lần giá số tải trọng thêm vào so với chuẩn, cần được đo đạc, ưu tiên hơn tại các điểm một phần ba so với tải trọng thử (xem bảng 17 và hình 35).

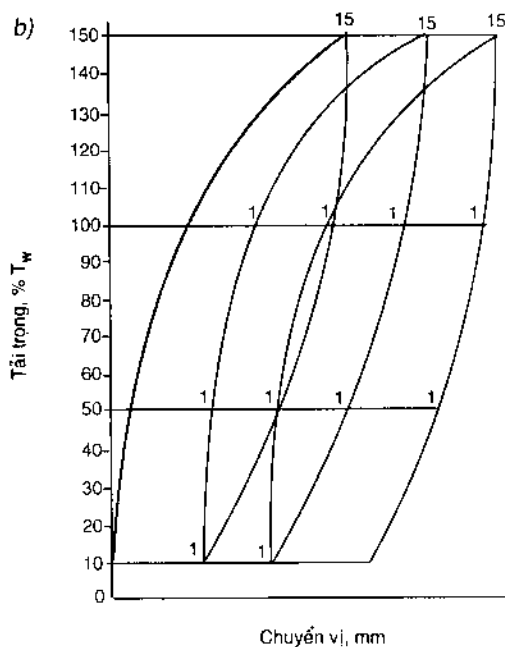
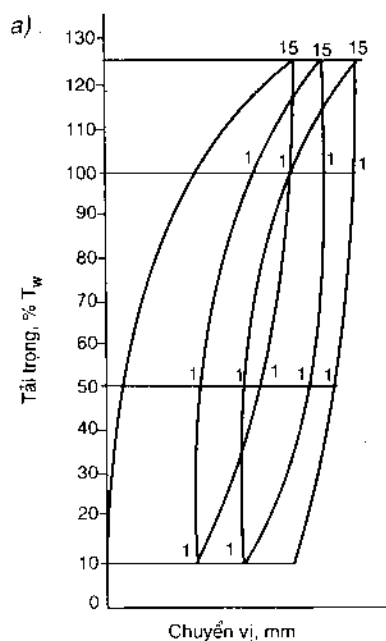
Các trình tự căng kéo cần phù hợp với 10.6 và cách giải thích xem M.6.

Mỗi giai đoạn chất tải trong chu kỳ đầu tiên chỉ được giữ ở thời gian cần để ghi chép chuyển vị.

Bảng 17. Gia số tải trọng và chu kỳ quan sát nhỏ nhất được kiến nghị cho các thí nghiệm sự phù hợp tại hiện trường

Các neo tạm thời Gia số tải trọng (% T_w)		Các neo lâu dài Gia số tải trọng (% T_w)		Các chu kỳ quan sát nhỏ nhất
Chu kỳ tải trọng thứ nhất*	Chu kỳ tải trọng thứ hai và thứ ba	Chu kỳ tải trọng thứ nhất*	Chu kỳ tải trọng thứ hai và thứ ba	
%	%	%	%	Phút
10	10	10	10	1
50	50	50	50	1
100	100	100	100	1
125	125	150	150	15
100	100	100	100	1
50	50	50	50	1
10	10	10	10	1

* Đối với chu kỳ tải trọng này, không cần dừng lại ngoài việc cần để đọc các số liệu chuyển vị.



Hình 35: Gia số tải trọng và chu kỳ quan sát nhỏ nhất được kiến nghị cho các thí nghiệm sự phù hợp tại hiện trường
a) Neo tạm thời; b) Neo lâu dài.

Mỗi giai đoạn chất tải trong chu kỳ thử hai và thử ba cần giữ ít nhất 1 phút, ghi lại chuyển vị tại điểm bắt đầu và kết thúc của mỗi chu kỳ. Đối với các tải trọng thử, chu kỳ này được kéo dài ít nhất 15 phút, cứ 5 phút lại ghi số đọc trung gian. Khi hoàn thành chu kỳ chất tải thử ba, chất tải lại một lần đến $110\% T_w$ và khoá lại. Đọc lại tải trọng ngay sau khi khoá để thiết lập tải trọng dư ban đầu. Thời điểm đó thể hiện thời gian không để quan trắc ứng xử tải trọng chuyển vị - thời gian (xem 11.3.6 và 11.3.7).

Để căng kéo dây neo nhiều sợi với kích đơn, sự thay đổi tổng thể về chuyển vị không dễ dàng đọc được trên các khoảng 5 đến 15 phút. Do vậy cần quan trắc các dao động của tải trọng.

11.3.4. Số liệu tải trọng - thời gian

Nếu tải trọng thử không giảm trong 15 phút, lớn hơn 5% có xét đến bất cứ sự thay đổi nhiệt độ và chuyển dịch của kết cấu đã được neo, thì neo đó xem là phù hợp với mục này. Nếu ghi được sự mất ứng suất lớn hơn thì neo đó cần chịu hai chu kỳ tải trọng thử nữa và ghi lại ứng xử. Nếu yêu cầu 5% không bị vượt quá trong cả hai trường hợp thì thanh neo đó xem là phù hợp với mục này. Nếu yêu cầu 5% bị vượt quá trong cả hai chu kỳ, thì tải trọng thử cần giảm đến một giá trị mà tại đó có thể giữ được sự phù hợp với mục này. Sau đó neo này có thể được chấp nhận, nếu thích hợp với tải trọng thử đã được giảm.

11.3.5. Số liệu chuyển vị - thời gian tại tải trọng thử

Đối với chỉ dẫn 11.3.4 có một cách lựa chọn nữa là giữ tải trọng thử bằng kích và chuyển vị đầu neo được quan trắc sau 15

phút. Nếu dãn nhỏ hơn $5\% \Delta_e$ (xem 11.2.14), thanh neo đó được xem là đạt yêu cầu. Nếu ghi nhận được chuyển vị lớn hơn, thì thí nghiệm khác được kiến nghị như đã mô tả trong 11.3.4.

11.3.6. Số liệu tải trọng dư - thời gian

Cần quan trắc số liệu tải trọng - thời gian, bắt đầu từ $110\% T_w$, tiếp tục trong 10 ngày với các chu kỳ quan sát cho ở bảng 15 và dùng các hộp tải trọng hoặc đầu đo áp lực (xem M.8).

Khi tải trọng không giữ được giá trị không đổi do xét đến nhiệt độ, các chuyển dịch kết cấu và chùng của thanh neo, thí nghiệm trên cần kéo dài bằng cách quan trắc, cách nhau khoảng 7 ngày, trong 30 ngày hoặc đến khi tải trọng trở thành không đổi, tùy theo chu kỳ nhỏ hơn.

Chỉ cần thu nhận các số liệu trong 1500 phút đầu tiên khi thiết bị quan trắc có độ chính xác tương đối ít nhất là 0,5%. Khi quan trắc có thao tác căng kéo, ví dụ nâng kiểm tra không có hộp tải trọng, độ chính xác tuyệt đối không nhỏ hơn 5% thì sẽ cần các chu kỳ quan sát dài đến một ngày hoặc hơn nữa.

Khi sự mất tải trọng được quan trắc chính xác, nghĩa là với độ chính xác tương đối 0,5%, thì mức độ mất tải trọng dư ban đầu cần giảm đến 1% hoặc nhỏ hơn đối với mỗi khoảng thời gian của các chu kỳ quan sát (xem bảng 15). Xem 11.4.6 về thu nhận căng trước.

11.3.7. Số liệu chuyển vị - thời gian tại tải trọng dư

Đối với những kiến nghị của 11.3.6 có cách lựa chọn khác là quan trắc số liệu

chuyển vị - thời gian bắt đầu tại $110\%T_w$, tiếp tục trong 10 ngày với các chu kỳ quan sát cho ở bảng 16 (xem M.8) và dùng các đầu đo số hay thước thép.

Khi chuyển vị không đạt giá trị không đổi do xét đến nhiệt độ, các chuyển dịch kết cấu và dãn của dây neo, thí nghiệm nói trên cần được kéo dài bằng cách quan trắc, cách nhau 7 ngày, trong khoảng 30 ngày hoặc đến khi chuyển vị trở thành không đổi, tùy theo chu kỳ nhỏ hơn. Các phương pháp căng kéo lại hoặc tải trọng không đổi được dùng để quan trắc chuyển vị tại tải trọng dư ban đầu (xem 11.2.7).

Mức độ chuyển vị cần được giảm đến $1\% \Delta_c$ hoặc nhỏ hơn cho mỗi khoảng thời gian của những chu kỳ quan sát cho trong bảng 16, ở đây $1\% \Delta_c$ là chuyển vị tương đương với tổng độ co ngắn của dây neo gây bởi sự mất mát căng trước bằng 1% tải trọng dư ban đầu, nghĩa là :

$$\Delta_c = \frac{\text{Tải trọng dư ban đầu} \times \text{chiều dài dây neo tự do}}{\text{Diện tích dây neo} \times \text{mô đun đàn hồi của dây neo}} \quad (9)$$

11.3.8. Chiều dài dây neo tự do biểu kiến

Chiều dài dây neo tự do biểu kiến cần tính toán theo 11.2.9.

11.3.9. Đánh giá các neo

Các neo cần được xem là đạt yêu cầu khi nó có kết quả thí nghiệm phù hợp với 11.2.12 đến 11.2.15; 11.3.4 đến 11.3.5 và các kiến nghị của 11.4.10 cũng đã được kể đến.

Nếu các neo sẽ sử dụng trong công trình, khi hoàn thành những thí nghiệm sự phù hợp tại hiện trường, chùng hoặc dãn tích lũy tương ứng vượt quá 5% tải trọng dư ban đầu hoặc $5\% \Delta_c$, thì thanh neo đó cần căng kéo lại và khoá ở $110\%T_w$.

11.4. Các thí nghiệm chấp nhận ở hiện trường

11.4.1. Khái quát

Mỗi neo dùng trong một hợp đồng cần được thử để chấp nhận tuân theo 11.4.2 đến 11.4.7, ngoại trừ các bu lông dũa khi 1% đến 5% các neo có thể được thử tải đến tải trọng thử (nhưng cũng xem thêm 11.1 và 11.3.2), được kiểm tra chuyển vị bầu neo (xem 11.4.11) và sau đó được khoá ở $110\% T_w$.

11.4.2. Các tải trọng thử

Tải trọng thử lớn nhất phải tuân theo 11.3.2.

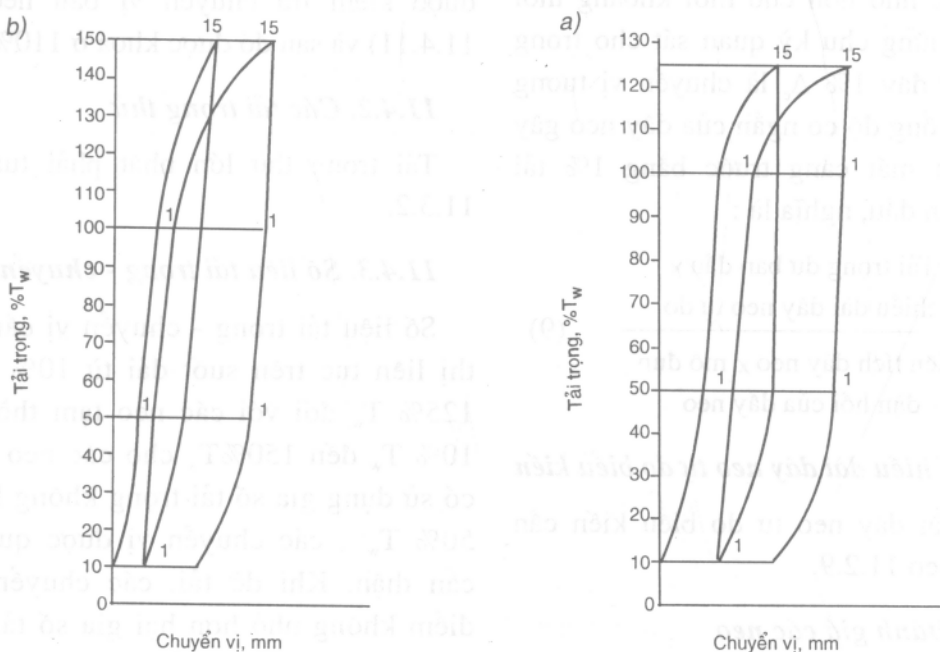
11.4.3. Số liệu tải trọng - chuyển vị

Số liệu tải trọng - chuyển vị cần vẽ đồ thị liên tục trên suốt dải từ $10\% T_w$ đến $125\% T_w$ đối với các neo tạm thời và từ $10\% T_w$ đến $150\%T_w$ cho các neo lâu dài có sử dụng gia số tải trọng không lớn hơn $50\% T_w$, các chuyển vị được quan trắc cẩn thận. Khi dỡ tải, các chuyển vị tại điểm không nhỏ hơn hai gia số tải trọng, thêm vào so với chuẩn, cần được đo đặc ưu tiên hơn tại các điểm một phần ba so với tải trọng thử (xem bảng 18 và hình 36). Quá trình căng kéo cần phù hợp với 10.6 và cách giải thích xem M.6.

Bảng 18. Gia số tải trọng và chu kỳ quan sát nhỏ nhất được kiến nghị cho thí nghiệm để chấp nhận tại hiện trường

Các neo tạm thời Gia số tải trọng (% T_w)		Các neo lâu dài Gia số tải trọng (% T_w)		Các chu kỳ quan sát nhỏ nhất, Phút
Chu kỳ tải trọng thứ nhất *, %	Chu kỳ tải trọng thứ hai, %	Chu kỳ tải trọng thứ nhất *, %	Chu kỳ tải trọng thứ hai, %	
10	10	10	10	1
50	50	50	50	1
100	100	100	100	1
125	125	150	150	15
100	100	100	100	1
50	50	50	50	1
10	10	10	10	1

* Đối với chu kỳ tải trọng này chỉ cần dùng để đọc số liệu chuyển vị



Hình 36: Gia số tải trọng và chu kỳ quan sát nhỏ nhất được kiến nghị cho thí nghiệm chấp nhận tại hiện trường
a) Neo tạm thời; b) Neo lâu dài.

Mỗi giai đoạn chất tải trọng chu kỳ thứ nhất chỉ cần giữ ở thời gian ghi chuyển vị.

Mỗi giai đoạn chất tải trọng chu kỳ thứ hai cần được giữ ít nhất 1 phút và ghi lại

chuyển vị tại điểm bắt đầu và kết thúc của mỗi chu kỳ. Đối với các tải trọng thử, chu kỳ này kéo dài ít nhất đến 15 phút và đọc chuyển vị trung gian cứ sau 5 phút.

Khi hoàn thành chu kỳ tải trọng thứ hai, tải chất tải trong một thao tác đến $110\% T_w$ và khoá lại. Đọc lại tải trọng ngay sau khi khoá để thiết lập tải trọng dư ban đầu. Thời điểm này thể hiện thời điểm không của quan trắc ứng xử tải trọng chuyển vị - thời gian (xem 11.4.6 và 11.4.7).

11.4.4. Số liệu tải trọng thử - thời gian

Số liệu tải trọng thử - thời gian cần phù hợp với 11.3.4.

11.4.5. Số liệu chuyển vị - thời gian tại tải trọng thử

Số liệu chuyển vị - thời gian cần phù hợp với 11.3.5.

11.4.6. Số liệu tải trọng dư - thời gian

Khi sử dụng thiết bị quan trắc chính xác, nghĩa là với độ chính xác tương đối 0,5%, tải trọng dư được quan trắc tại 5 phút, 15 phút và 50 phút.

Nếu mức mất tải trọng giảm đến 1% hoặc nhỏ hơn cho mỗi khoảng thời gian của các chu kỳ quan sát được quy định có xét đến nhiệt độ, chuyển dịch kết cấu và chùng của dây neo phù hợp với các số liệu của nhà chế tạo (xem 7.3.2.4), thì những neo đó xem là phù hợp với chương này. Nếu mức mất ứng suất vượt quá 1%, có thể lấy các số đọc khác tại những chu kỳ quan sát đến 10 ngày (xem bảng 15).

Nếu sau 10 ngày, neo đó không giữ được tải trọng của nó như cho trong bảng 15, thì neo đó coi là không phù hợp với chương này.

Theo khảo sát về nguyên nhân phá hoại và tùy theo hoàn cảnh, neo đó cần phải :

(a) Bỏ hoặc thay

(b) Giảm khả năng chịu tải

(c) Chịu một chương trình căng kéo lại để điều chỉnh (xem M.9)

Khi các số liệu căng trước đã ghi sau một ngày, cần tiếp tục quan trắc để khẳng định sự ổn định của căng trước trong một gia số tải trọng $10\% T_w$. Giữ tải cần vượt quá $10\% T_w$, phải dự báo thận trọng để biết chắc chắn về nguyên nhân và sẽ quan trắc thận trọng toàn thể hệ thống kết cấu/dất/neo. Nếu quá tải tăng từ từ do khả năng chịu tải của neo trong thiết kế không đủ hoặc mái dốc phá hoại, thì sẽ gia cố bổ sung để giữ ổn định toàn bộ hệ thống neo. Việc dỡ ứng suất đến tải trọng làm việc cần được thực hiện theo các giá trị căng trước để đạt đến tải trọng thử, nghĩa là $120\% T_w$ và $140\% T_w$ tương ứng cho những trường hợp neo tạm thời và dài hạn, khi chấp nhận chuyển vị có thể tiếp tục cho đến khi gia cố bổ sung được cung cấp.

11.4.7. Số liệu chuyển vị - thời gian tại tải trọng dư

Đối với các kiến nghị của 11.4.6 có một lựa chọn khác là có thể thu nhận số liệu chuyển vị - thời gian tại chu kỳ quan sát đã quy định trong 11.4.6. Các phương pháp căng kéo lại hoặc tải trọng không đổi được dùng để quan trắc chuyển vị tại tải trọng dư ban đầu (xem 11.2.7). Khi dùng thiết bị quan trắc có độ chính xác tương đối 0,5%, nếu mức chuyển vị giảm đến $1\% \Delta_c$ hoặc nhỏ hơn cho một khoảng thời gian của chu kỳ quan sát 5 phút, 15 phút và 50 phút, có xét đến nhiệt độ, chuyển dịch kết cấu và chùng của dây neo phù hợp với số liệu của nhà chế tạo (xem 7.3.2.4), thanh neo đó xem là phù hợp với chương này. Nếu mức

chuyển vị vượt quá 1% Δ_c , có thể phải lấy các số đọc khác tại những chu kỳ quan sát cho đến 10 ngày (xem bảng 16).

Nếu sau 10 ngày, thanh neo không giữ được chuyển vị như đã cho trong bảng 18, thì thanh neo đó xem như không phù hợp với chương này và các thao tác tiếp theo cần phù hợp với 11.4.6.

11.4.8. Chiều dài dây neo tự do biểu kiến

Chiều dài dây neo tự do biểu kiến cần tính toán phù hợp với 11.2.9.

11.4.9. Đánh giá các neo

Một neo được xem là đạt yêu cầu nếu nó cung cấp sự phù hợp với

(a) 11.2.8, 11.2.12, 11.3.2, 11.3.4 và 11.4.6 hoặc

(b) 11.2.8, 11.2.12, 11.3.2, 11.3.5 và 11.4.7.

Khi hoàn thành các thí nghiệm chấp nhận, nếu chùng hoặc đảo tích lũy vượt quá, 5% tải trọng dư ban đầu hoặc 5% Δ_c , thì thanh neo đó cần căng kéo lại và khoá ở 110% T_w .

11.4.10. Tương tác của các neo

Khi các bầu neo gần nhau, ví dụ nhỏ hơn 1m, các đầu neo nằm ở một gân đơn, bộ phận kết cấu hoặc một nhóm các neo sau của một góc tường đối chiều (xem hình 45) thì tương tác giữa neo có thể xảy ra khi căng kéo và khai thác sau đó. Khi thí nghiệm một neo tách riêng trong các hoàn cảnh như vậy cần phải kiểm tra cẩn thận những neo bên cạnh trong cùng một chu kỳ ưu tiên hơn 1 ngày, ngay cả khi thí nghiệm chấp nhận đã thực hiện xong trên một vài neo có nghi vấn (Littlejohn và Macfarlane 1975).

11.4.11. Các bu lông trong đá

Khi các bu lông trong đá được kéo trực tiếp hoặc bằng cờ lê xoắn, cần thực hiện thí nghiệm chấp nhận bằng chất tải kéo trực tiếp cho số lượng đại diện (1% đến 5%) (xem cùng với 11.1). Không cho phép kéo bằng cờ lê xoắn để thí nghiệm chấp nhận.

Đối với các bu lông đá trong mẫu, chuyển vị lâu dài của bầu neo không vượt quá 20 mm và 5mm tương ứng cho các neo mở rộng cơ học và bầu neo được phun vữa. Khi những chuyển vị đó bị vượt quá, kiến nghị chất tải chu kỳ bổ sung để khẳng định ứng xử lặp lại được nếu cần thiết để xác định yêu cầu chấp nhận thích hợp hơn về chuyển vị.

Các bu lông đá còn lại có thể đơn giản chất tải trực tiếp đến 110% T_w và khoá lại không tham chiếu đến ứng xử chuyển vị, trừ khi cắt bu lông. Trong những hoàn cảnh như vậy, cần ghi lại ứng xử đó và bu lông phải được thay thế.

11.5. Quan trắc ứng xử khi khai thác của neo

11.5.1. Các yêu cầu chung

Như đối với các nhà, cầu và đập, việc quan trắc hệ thống neo/đất/kết cấu hoặc các hố đào được gia cường sẽ tùy theo hoàn cảnh.

Cần quy định ngay ở giai đoạn lập kế hoạch hoặc thiết kế trước khi đặt các neo là chúng có hay không quan trắc sau khi lắp đặt.

Có thể dùng hai phương pháp quan trắc, đo đặc tải trọng trên các neo đơn, đo đặc tình trạng của kết cấu hoặc hố đào như một tổng thể. Phương pháp sau được ưa chuộng

hơn và cần được chấp thuận khi khả thi và có tính thực tế (hình 69).

Dùng hộp tải trọng được ưa chuộng hơn khi dao động ứng suất của neo theo thời gian được quan trắc nhưng đòi hỏi hộp tải trọng được thiết kế và cấu tạo đảm bảo độ tin cậy dài hạn (các hình 37 và 38).

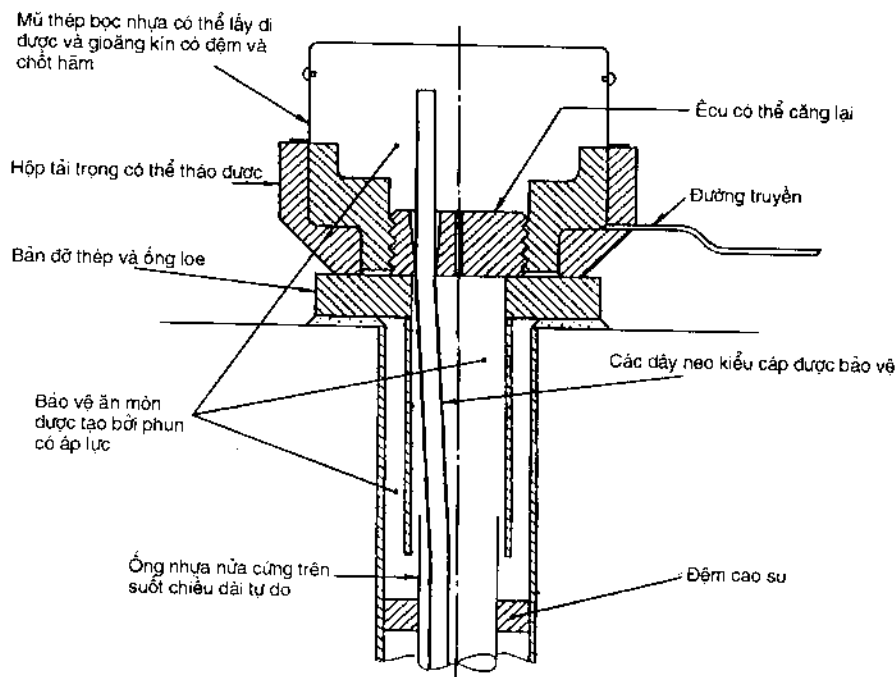
Khi thực hiện quan trắc dưới dạng đo tải trọng trên dây neo bằng cách đặt kích trên đầu của nó, phải thận trọng cực kỳ để đảm bảo thực hiện đúng những điều khoản cho phép quan trắc, trong quá trình quan trắc không gây nguy hiểm cho neo, bằng cách tạo các liên kết yếu trong lớp bảo vệ chống ăn mòn, hoặc do quá tải bất cứ phần nào của hệ thống.

Khi neo dính bám hoàn toàn, như các bu lông đá vữa cao su hai giai đoạn, việc quan trắc trực tiếp việc căng trước tại đầu neo là

không được, cần xem xét để tháo rời chiều dài tự do của neo được lựa chọn, cho phép thay đổi lực căng trước bên trong dây neo để quan trắc nhạy hơn.

Sự mất hoặc đạt được lớn nhất của lực căng trước mà có thể chấp nhận được trong bất cứ neo nào ở thời gian khai thác, cần phải chỉ định trong thiết kế của công trình. Các thay đổi dưới 10% tải trọng làm việc, nói chung không cần quan tâm. Mất hơn 10%, trừ khi đã biết lý do, ví dụ chuyển dịch kết cấu, có thể chỉ ra sự phá hoại từng phần của các bộ phận của neo hoặc kết cấu, cần phân tích các nguyên nhân cũng như hậu quả.

Hoạt động điều chỉnh, bao gồm căng kéo lại từng phần hoặc bổ sung các neo, được kiến nghị khi đạt căng trước vượt quá 20% T_w và 40% T_w tương ứng cho các neo tạm thời và lâu dài (xem 11.4.6).



Hình 37: Đầu neo quan trắc điển hình cho dây neo kiểu cáp

11.5.2. Sự cần thiết của quan trắc

Cần xem xét các yếu tố sau khi quy định có quan trắc hay không :

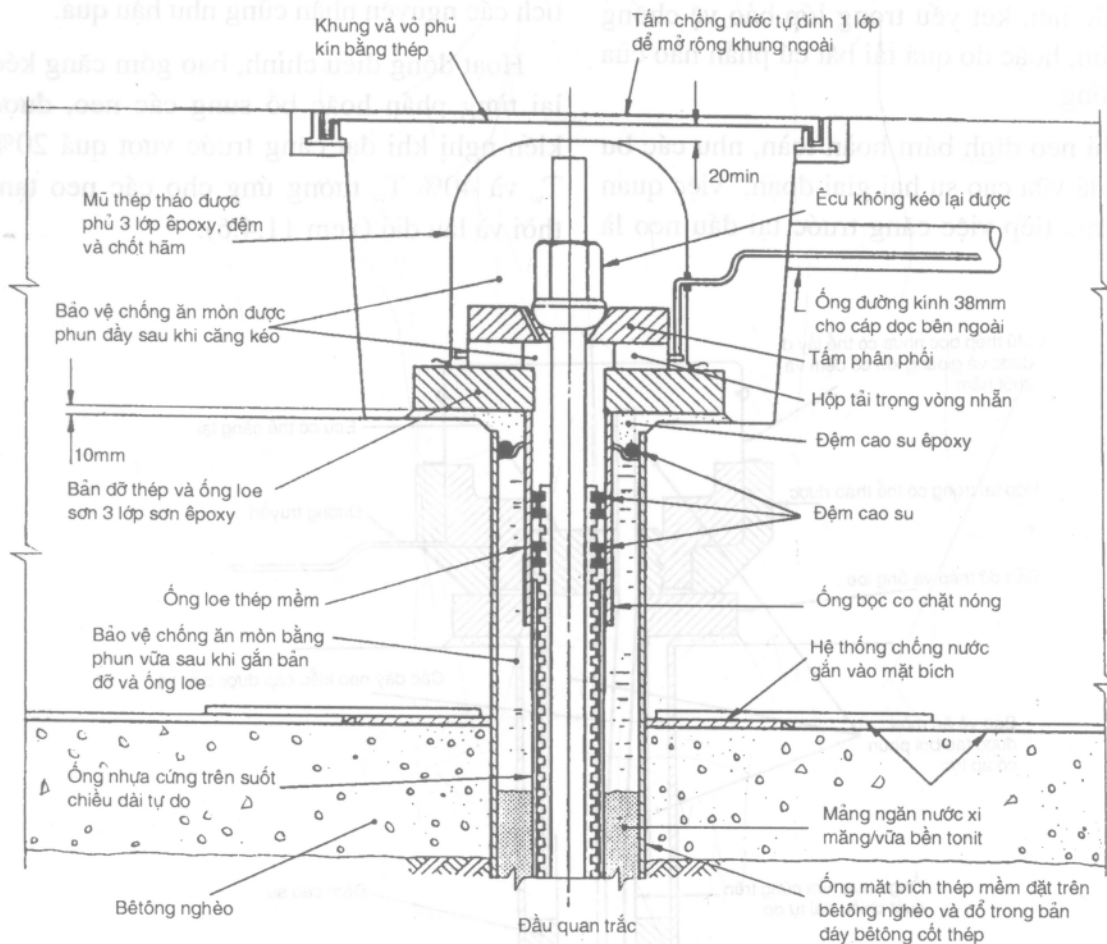
(a) Bản chất của kết cấu và các hậu quả gây cho nó do không làm việc của một hoặc nhiều neo trong cả trạng thái khai thác và trạng thái giới hạn của nó (xem M.1).

(b) Bản chất của đất (xem M.2)

(c) Phạm vi, nếu có một neo làm việc kém sẽ thấy được khi không có quan trắc, trước lúc gây nguy hiểm cho an toàn của kết cấu (xem M.3)

(d) Bản chất của neo, bao gồm loại neo, chất lượng của bảo vệ chống ăn mòn, phạm vi về tình trạng làm việc thời gian dài của hệ thống neo trong những hoàn cảnh tương tự đã biết.

(e) Hậu quả của sự phá hoại kết cấu trong tuổi thọ công trình.



Hình 38: Đầu neo quan trắc điển hình cho dây neo kiểu thanh

Nói chung việc quan trắc được kiến nghị cho các kết cấu quan trọng trong hoàn cảnh sau:

(1) Khi ứng xử của các neo biết chắc chắn bằng cách quan trắc ứng xử của toàn bộ kết cấu, ví dụ khảo sát chính xác chuyển vị hoặc bằng cách đo mức ứng suất trong kết cấu hoặc móng của nó.

(2) Khi sự làm việc kém của các neo có thể gây nguy hiểm cho kết cấu, nó trở thành nguy hiểm cho công trình và khi sự làm việc kém đó không xác định được trước khi kết cấu không khai thác được, nếu như không có quan trắc.

(3) Do bản chất của đất hoặc hệ thống bảo vệ, dây neo không thể bám dính được vào thành các lỗ của chúng và đứt neo tại điểm bất kỳ, sẽ làm cho nó làm việc không hiệu quả trên suốt chiều dài neo.

(4) Khi các neo là một phần đã không được kiểm nghiệm đầy đủ từ trước hoặc bằng các thí nghiệm trong phòng hoặc ở hiện trường trong các hoàn cảnh tương tự.

(5) Khi các neo nằm trong đất dễ bị đảo.

11.5.3. Độ dài và tần suất quan trắc

Khi mục đích quan trắc là xác định phá hoại do ăn mòn, ví dụ các neo không được bảo vệ, cần thực hiện những thí nghiệm với thời gian không hơn 6 tháng cho chu kỳ ba năm và sau đó với khoảng thường kỳ không hơn 5 năm trong suốt thời gian khai thác của kết cấu (xem A.5).

Khi mục đích quan trắc là xác định các chuyển dịch của đất, cần thiết kế quá trình để xác định chắc chắn và ghi được thành phần của chuyển vị và tiếp tục cho đến khi chuyển vị không đáng kể. Nói chung, ban đầu các thí nghiệm có khoảng cách ngắn từ 3 đến 6 tháng và sau đó có khoảng cách dài

hơn tùy thuộc vào kết quả. Khi thu nhận các đo đạc đó cần chú ý đến các điều kiện bên ngoài như thay đổi khí hậu, mức thủy triều, gia tải và các hố đào cục bộ có thể ảnh hưởng đến các điều kiện ứng suất trong đất (Littlejohn và Bruce 1979).

Trong một số trường hợp có thể đòi hỏi quan trắc để xác định chắc chắn những chuyển dịch của đất ở thời kỳ khai thác ban đầu của kết cấu và xác định phá hoại do ăn mòn trong thời kỳ khai thác sau đó. Trong hoàn cảnh như vậy cần bắt đầu thí nghiệm tại khoảng ngắn rồi giảm dần tần suất đến khi thực hiện chúng ít nhất với khoảng cách 5 năm cho thời gian khai thác của kết cấu.

11.5.4. Phạm vi quan trắc

Việc quan trắc bao gồm các đo đạc trắc địa trên toàn hệ thống neo/đất/kết cấu hoặc đo ứng suất bên trong kết cấu, chương trình này cần làm cho vai trò của các neo tách khỏi những ảnh hưởng khác. Thiết kế một chương trình như vậy đòi hỏi sự hiểu biết chi tiết về kết cấu và phải được người thiết kế kết cấu đó thực hiện.

Khi mục đích quan trắc là xác định ăn mòn, ít nhất 10% hoặc 3 neo, tùy theo số lượng phải được quan trắc cho dự án có ít hơn 100 neo. Các dự án lớn hơn ít nhất 5% nữa của số vượt trên 100 cần được quan trắc. Khi mục đích của quan trắc chỉ hạn chế ở xác định chắc chắn các ảnh hưởng của chuyển dịch đất, khi đã biết điều kiện đất đồng nhất, chỉ cần quan trắc một vài neo, ví dụ 5% của các neo làm việc, hoặc ba neo, tùy theo số lượng nào lớn hơn. Người thiết kế công trình phải xác định số lượng neo cần quan trắc.

Franklin (1979) (xem M.4) đã cung cấp chỉ dẫn cho trường hợp riêng của gia cố đất.

12. DUY TU

12.1. Các biện pháp phòng ngừa

12.1.1. Trong nhiều trường hợp cần phải bảo vệ đầu neo khỏi các hư hỏng cơ học do các máy móc, phương tiện thi công gây ra. Thực hiện điều đó bằng cách tạo hốc trong kết cấu có neo hoặc cung cấp các nắp. Các vật liệu thích hợp cho các nắp là thép mạ crôm hoặc thép bọc chất dẻo. Không được dùng nhôm vì có thể gây gỉ do hình thành các mối nối lưỡng kim (xem 8.1).

12.1.2. Cần chú ý tạo ra các lớp bọc chống ăn mòn cho đầu neo và dây neo (xem 8.2).

12.1.3. Khi các điều kiện đất khó khăn và tầm quan trọng của kết cấu chứng minh điều đó thì phải xem xét việc cung cấp các vị trí đầu neo dự trữ trong các trường hợp đặc biệt phải thay thế những neo không căng kéo được.

12.1.4. Trong trường hợp các kết cấu tạm hoặc lâu dài quan trọng, cần phải quan trắc sự làm việc tổng thể của kết cấu có neo hoặc hố đào như một hệ thống (xem phụ lục M). Tải trọng tại các neo được lựa chọn cần kiểm tra thường kỳ. Điều đó được thực hiện bằng thí nghiệm nâng lên hoặc bằng cách đọc số liệu của các hộp tải trọng gắn trong đầu neo ở thời gian thi công (xem 11.5).

12.1.5. Khi mực nước ngầm là một yếu tố khống chế trong thiết kế, ví dụ sự ổn định mái dốc, cần quan trắc các mực nước đó bằng các piezometer. Có thể thường kỳ lấy mẫu để phân tích hoá học, đặc biệt trên những khu vực nước ngầm có tính xâm thực.

12.1.6. Khi khảo sát thường kỳ trên các điểm lựa chọn của kết cấu có neo được tiến hành để kiểm tra chuyển dịch, bất cứ

chuyển dịch nào cũng vẽ đồ thị và phân tích. Các giới hạn cho phép đối với chuyển vị tổng cộng phải chỉ định trong giai đoạn thiết kế (xem 11.5).

12.1.7. Khi các neo lâu dài đã lắp đặt cho một chu kỳ quá 15 năm có lớp bảo vệ chống gỉ được xem là không đủ so với các tiêu chuẩn hiện hành, và khi không thể quan trắc tải trọng neo (12.1.4), thì khi đó, làm lộ ra một số mẫu các đầu neo để có thể kiểm tra dây neo trong vùng đầu bên trong. Kiến nghị này chỉ được yêu cầu trong các hoàn cảnh ngoại lệ và để bổ sung vào 12.1.6.

12.2. Các biện pháp sửa chữa

Có thể thực hiện các biện pháp sửa chữa trong những trường hợp ngoại lệ. Chúng bao gồm những trường hợp sau :

(a) Căng lại dây neo : nếu thấy trước được yêu cầu đó thì dây neo không được cắt ngắn quá khi lắp đặt, hoặc sử dụng các đầu neo căng lại được (xem 7.3).

(b) Thay neo hư hỏng bằng neo mới hoặc thanh chống, các neo thay thế được căng kéo, nếu đã sẵn sàng cung cấp.

12.3. Các yêu cầu thay thế khi khai thác

Những mất mát tải trọng cho phép hoặc phạm vi các chuyển dịch cần được quy định trong giai đoạn thiết kế và thường kỳ kiểm tra (xem bảng I, 11.4 và 11.5).

12.4. Tháo dỡ sau khi khai thác

Các neo tạm thời, lý tưởng nhất là sau khi sử dụng phải tháo dỡ theo một trình tự được chấp nhận và các thiết bị khoá tại đầu các neo cần lấy đi hoặc vô hiệu hoá chúng.

Khi cần thiết phải tháo đi toàn bộ một neo tạm, nếu trong giai đoạn thiết kế thấy trước được sự cần thiết đó, thì phối hợp trong neo với các thiết bị để tháo dây neo. Có nhiều phương pháp khác nhau (Yamada 1978), (Strauss 1978) và (Rey 1978) có khả năng rút một phần hoặc toàn bộ dây neo khỏi bầu neo. Mọi thao tác đó cần được thực hiện dưới sự giám sát của một kỹ sư có thẩm quyền, có kinh nghiệm trong công tác đó. Không được lấy đi bằng kích bầu neo của toàn bộ dây neo trừ khi được phép xáo trộn đất hoặc bỏ lại khoảng trống.

Ban an toàn và sức khỏe của Hiệp hội quốc gia các nhà thầu phá dỡ (1975) và các tiêu chuẩn Anh đều đã cung cấp các chỉ dẫn về tháo dỡ những kết cấu bê tông cảng trước, trong đó có một số liên quan đến neo đất. (Xem các phụ lục N và P và danh sách các tiêu chuẩn Anh có liên quan).

12.5. Ghi chép

Ghi chép chính xác rất quan trọng trong trường hợp các lắp đặt tạm thời cũng như lâu dài. Sự thiếu hiểu biết về vị trí các neo có thể dẫn đến hư hỏng của máy thi công. Tốt nhất là các bản sao những ghi chép cần được cất giữ tại Phòng quy chế xây dựng của chính quyền địa phương. Cũng có thể chủ sở hữu bất động sản bên cạnh sẽ đòi hỏi các ghi chép đó. Các bình đồ thể hiện chi tiết và vị trí của các neo nên được giữ cùng với các hồ sơ của bất động sản. Chủ sở hữu cần kiểm tra thường kỳ việc thi công sâu trong khu vực có thể dẫn đến hư hỏng các neo đất đang đảm bảo an toàn cho bất động sản của mình. Cũng cần kiểm tra sự hạ thấp mực nước ngầm trong khu vực đó. Cần lưu ý đến các yêu cầu của Luật Kiểm tra ô nhiễm 1974. Hy vọng rằng, bất cứ nhà xây dựng tương lai nào trong khu vực sẽ chú ý đến sự hiện diện của các neo

đã có trong giai đoạn khảo sát hiện trường đầu tiên (xem 5.2).

Xét đến việc thi công neo đất, các ghi chép bao gồm cả khảo sát hiện trường (xem 5.8.2), công tác khoan (xem 10.6.2), công tác vữa (xem 10.4.8) và căng kéo (xem 10.6.4) cần được biên soạn để tham khảo trong tương lai. Mẫu ghi chép điển hình các neo cho ở phụ lục C.

13. CÁC KHÍA CẠNH PHÁP LUẬT

13.1. Nghĩa vụ luật pháp

Cần chú ý các trách nhiệm của mọi người tham gia trong công tác thi công làm ảnh hưởng đến sức khỏe và an toàn. Luật "Sức khỏe và an toàn trong công việc..." năm 1974 đã đánh giá trách nhiệm và sự bảo vệ của pháp luật trước đó bao gồm tất cả mọi người tham gia công việc. Luật này đòi hỏi người thuê phải đảm bảo sức khỏe và an toàn; phúc lợi cho người làm thuê của họ tại công trình. Người thuê có hiểu biết về cách thức để người làm thuê cho họ không bị ảnh hưởng hoặc chịu rủi ro về sức khỏe, an toàn. Người tự thi công cũng có trách nhiệm về phương diện này, trong đó họ phải có sự hiểu biết để không đưa bản thân họ cũng như người khác gặp rủi ro về sức khỏe và an toàn. Người làm thuê có nghĩa vụ phòng ngừa rủi ro về sức khỏe và an toàn cho họ và cho các người khác. Ngoài ra, các người thực hiện công tác thi công có nghĩa vụ nhắc nhở người khác có thể chịu ảnh hưởng khi công trình đang thi công, cung cấp thông tin liên quan đến mọi khía cạnh để hiểu được những ảnh hưởng đến sức khỏe và an toàn của họ.

Cần chú ý đến những yêu cầu của Luật Nhà máy 1961 và các quy định dưới luật đó được áp dụng cho công tác thi công và có thể

chỉ phối đến mọi thao tác có trong việc lắp đặt các neo đất. Các quy chuẩn chủ yếu của những quy định được làm dưới Luật Nhà máy 1961 liên quan trực tiếp đến các neo đất là bốn quy chuẩn thi công áp dụng cho mọi thao tác xây dựng nhà ở, các công tác cho xây dựng công trình (xem phụ lục N).

13.2. Sự lấn chiếm ở dưới bất động sản bên cạnh

13.2.1. Khái quát

Các neo đất thường xuyên lấn chiếm ở dưới bất động sản bên cạnh và trong trường hợp đó cần có sự chấp thuận của các chủ sở hữu.

13.2.2. Cho phép đi qua

Sự cho phép đi qua hay giấy phép là đủ cho phần lớn các trường hợp, nhưng thoả thuận này chỉ là ràng buộc của các bên liên quan và không phải là quyền về đất đai. Nó có thể không đạt yêu cầu cho một số lắp đặt lâu dài khi có bao gồm ổn định đất.

13.2.3. Quyền đi qua

Quyền đi qua là thoả thuận vĩnh viễn cần trong một số trường hợp. Tuy vậy, không cho phép khống chế trên mặt đất và cần phải có quyền đó.

13.2.4. Sự chấp thuận và bảo đảm bồi thường

Khi chấp thuận, chủ sở hữu bất động sản bên cạnh yêu cầu sự bảo đảm bồi thường đối với hư hỏng hoặc yêu sách của các bên thứ ba. Nếu thoả thuận bị rút lại, cần phải thiết kế lại hệ thống chống đỡ cho kết cấu.

13.3. Nghĩa vụ pháp lý về ô nhiễm

13.3.1. Nghĩa vụ pháp lý và các yêu cầu

Nhiều nghĩa vụ pháp lý và quy định đã được nêu trong Luật kiểm tra ô nhiễm 1974.

13.3.2. Ô nhiễm nước ngầm

Ô nhiễm nước ngầm do các dung dịch khoan, ví dụ như bentonit, do vữa, cao su và hoạt chất hoá học khác trong quá trình thi công được nêu trong Phần II của Luật kiểm tra ô nhiễm (ô nhiễm nước) 1974, trong đó các chương sau đây có liên quan :

(a) 31 (1) (a) nói về ô nhiễm của “nước dưới đất được quy định”

(b) 32 (1) (a) (iii) đối phó với việc xả các chất thải thương mại hoặc nước bẩn thải từ nhà ở, nhà máy đối với các hồ, âu thuyền, ao mà không xả vào sông.

(c) 34 đến 40 đối phó với các thoả thuận để xả các chất thải, ví dụ áp dụng cho mọi điều kiện.v.v...

13.3.3. Tiếng ồn

Tiếng ồn tạo ra trong quá trình thi công các neo đã được nêu trong phần III của Luật kiểm tra ô nhiễm (tiếng ồn) 1974, trong đó những mục sau đây có liên quan :

(a) 60 đối phó với việc kiểm tra tiếng ồn trên công trường

(b) 61 đối phó với việc thoả thuận đồng ý trước cho công tác trên công trường

(c) 68 đối phó với tiếng ồn từ các máy móc và thiết bị

(d) 71 đối phó với các quy chuẩn để giảm thiểu tiếng ồn (bao gồm các công trường), đang chuẩn bị để trình Ủy ban quốc gia về quy chuẩn.

13.4. Các quy định về luật pháp

Phụ lục N nêu chú ý về các yêu cầu luật pháp chính ảnh hưởng đến an toàn, phúc lợi và sức khoẻ của những người đang làm việc.

Phụ lục A

CHỈ DẪN CÁC NGHIÊN CỨU TIẾP THEO

A.1. Khái quát

Xác định sự phá hoại là một thành phần quan trọng để tích lũy hiểu biết và cung cấp cơ sở cho phát triển tương lai. Do vậy cần tăng thí nghiệm chấp nhận, sự phù hợp tại hiện trường khi tiến hành các thí nghiệm đến phá hoại.

Thí nghiệm mẫu thật có hệ thống vẫn là nguồn thông tin tin cậy nhất về ứng xử của các neo, cần nghiên cứu nhiều hơn theo hướng khảo sát các đặc trưng làm việc của neo mẫu thật và các hệ thống kết cấu/đất/neo, nếu có thể thực hiện những cải tiến khác trong thực tế neo đất.

A.2. Ổn định chung

Các thí nghiệm hiện trường mẫu thật trên neo đúng và nghiêng yêu cầu phải thiết lập độ sâu chôn giới hạn của bầu neo để không xảy ra phá hoại trượt. Mục tiêu của công tác này được thực hiện trong nhiều loại đất khác nhau, là thiết lập các giới hạn chôn sâu an toàn để dùng trong thực tế. Ban đầu các thí nghiệm này cần được thực hiện trên những neo đơn và sau đó mở rộng sang nghiên cứu các ảnh hưởng nhóm. Trong giai đoạn thứ hai, không chỉ khảo sát cơ chế phá hoại, mà các dây của neo đơn được gắn thiết bị để quan trắc những ảnh hưởng của ứng suất ở neo bên cạnh. Cần lưu ý rằng, khi nhóm lớn các neo được đặt cùng trên mặt đá nằm ngang và khối đá này chôn theo phương ngang, thì phải khảo sát cơ chế phá hoại theo lớp mỏng. Tại thời

điểm xuất bản tiêu chuẩn này, phổ biến một thực tế là xếp hỗn loạn hoặc rải đều các bầu neo để giảm cường độ ứng suất trên mọi mặt phẳng. Khi đánh giá ổn định chung của tường chắn có neo, hình dạng khối trượt trong đất rời sẽ xảy ra cho các hệ thống chỉ có một hàng neo, đã được biết qua nghiên cứu của Kranz (1953), Jelinek và Ostermayer (1976), Ranke và Ostermayer (1968). Đối với các hệ thống có nhiều tầng neo, nghiên cứu trong phòng ở đất rời (Anderson và NNK 1983) đã cho thấy mặt phá hoại được thể hiện tốt nhất bằng cách dùng mặt xoắn ốc logarit theo phương pháp của Littlejohn (1972) đề nghị. Nghiên cứu này bao gồm kiểm tra các phân bố áp lực đất khác nhau của những neo nghiêng và nằm ngang. Cần tiếp tục nghiên cứu đối với đất dính, cũng như để đánh giá giá trị của thí nghiệm mô hình như vậy khi áp dụng cho các điều kiện hiện trường.

Quan trắc hiện trường các chuyển vị và tải trọng neo của hệ thống kết cấu/đất/neo cần được tổ chức để nghiên cứu ứng xử khi khai thác, đặc biệt là ảnh hưởng của ứng suất trước đối với biến dạng. Sự phân bố của tải trọng trong các gân tường cũng đảm bảo được nghiên cứu cùng với ảnh hưởng của mất mát lực căng trong neo (Stille 1976).

A.3. Sức kháng nhỏ của bầu neo

Xét đến sức kháng nhỏ của bầu neo tại độ sâu (phá hoại tiếp xúc cục bộ), các thí nghiệm nhỏ tỷ lệ thật đến phá hoại trong những điều

kiện đất thay đổi được yêu cầu để kiểm tra các nguyên tắc thiết kế thực nghiệm hiện tại và mở rộng hiểu biết về các vật liệu có chất lượng kém hơn như đá phong hoá mạnh, đất nền lún.

Đối với các neo phun vữa có áp lực kiểu B và C, có hai cách tiếp cận thiết kế riêng biệt đã xây dựng, gọi là biểu thức thực nghiệm và đường bao thiết kế. Do khác biệt chủ yếu giữa hai kiểu neo liên quan đến biên độ áp lực vữa bơm, nên yêu cầu chỉ dẫn chi tiết hơn về xác định giới hạn áp lực bơm nếu đất có tính thấm đậm đặc hoặc bị xâm nhập thủy lực.

Mục tiêu truyền tải trọng trong vùng bầu neo với xem xét đặc biệt các thông số chính ảnh hưởng đến sự phân bố ứng suất sẽ được nghiên cứu tiếp. Trong những điều kiện phá hoại, các kết quả này sẽ chỉ ra giới hạn trên cho chiều dài bầu neo (L). Trong thực tế hiện nay L ít khi vượt quá 10m. Trong điều kiện khai thác, sự hiểu biết về ứng suất truyền lên đất, ví dụ sét, sẽ giúp tính toán biên độ, mức độ cố kết chung quanh bầu neo và cải thiện khả năng dự báo liên quan đến sự mất dự ứng lực theo thời gian. Tầm quan trọng liên quan đến loại dây neo, ví dụ thanh hay cáp, cũng cần được nghiên cứu theo khía cạnh này vì độ cứng lớn hơn của thanh sẽ khuếch đại sự mất dự ứng lực trong mọi nghiên cứu so sánh. Các chu vi ứng suất/biến dạng hay các bầu áp lực đối với bầu neo sẽ có ích trong thực tế.

Để thiết kế bầu neo trong đá, đòi hỏi có nhiều số liệu hơn về những giá trị ma sát thành bên tại giao diện đá/vữa khi đã có một bảng phân loại kỹ thuật chi tiết về đá hay thường gọi là phân loại địa chất.

Tại giao diện vữa/dây neo của bầu neo, cần nghiên cứu sự mất dính bám. Nó rất quan trọng trong các neo có sức chịu tải cao (> 2000 kN) và xảy ra do dây neo mềm truyền

ứng suất đến vữa xi măng dòn cứng, ảnh hưởng của mật độ dây neo, các cơ cấu hướng tâm, định vị đến sự truyền tải và các vết nứt tế vi cũng cần phải nghiên cứu. Những thí nghiệm tương tự cũng đòi hỏi cho các loại vữa cao su.

A.4. Các ảnh hưởng của tải trọng động

Mặc dù chỉ dẫn về ảnh hưởng của chất tải chu kỳ trên mô hình tấm bị động và mô hình bầu neo hình trụ ngắn trong đất rời đã có trong nghiên cứu của Hanna và NNK (1978), Maddocks (1978), cho thấy khi bầu neo bắt đầu trượt thì sẽ xảy ra với mức độ gia tăng cho đến phá hoại, nhiều kết cấu như bến tàu, tháp truyền hình, chịu các tải trọng như vậy, được gia cường bằng các neo đã làm việc đạt yêu cầu. Để làm rõ tình hình yêu cầu cần quan trắc các neo tỷ lệ thật tại hiện trường, đặc biệt khi những neo đó đã chịu các thí nghiệm chấp nhận (xem 11.4) để khảo sát ảnh hưởng của chất tải chu kỳ tại nhiều biên độ khác nhau, ví dụ $\pm 10\% T_w$, $\pm 20\% T_w$ và $\pm 30\% T_w$, trong khi khai thác các neo dự ứng lực đã được khoá tại $110\% T_w$. Thông tin này sẽ chỉ ra độ nhảy của neo đối với chất tải trọng động bao gồm các ảnh hưởng chấn động.

A.5. Ăn mòn

Liên quan đến ăn mòn cần nghiên cứu cơ bản và quan trắc hiện trường nhiều hơn, (Littlejohn 1987). Mục tiêu chung cần đạt là tăng khả năng dự báo liên quan đến mức độ ăn mòn và hạn chế ăn mòn với dây neo thép dự ứng lực, tính xâm thực đã được phân loại chính xác đối với đất. Các nghiên cứu ăn mòn cần bao gồm quan trắc dự ứng lực theo thời gian của những neo tỷ lệ thật được lắp đặt trong môi trường xâm thực quy định. Cần

phải khảo sát cả hai loại dây neo thanh và cáp khi dãn, đào các neo đơn để thay sau khoảng thời gian nhất định, ví dụ 5 năm. Cần phải khảo sát những biện pháp khác nhau để quan trắc ăn mòn dây neo của các neo lâu dài, ví dụ điện trở, siêu âm, các kỹ thuật quan trắc âm và đo đặc thể năng điện hoá.

Trong phòng thí nghiệm cần cố gắng xác định bề rộng vết nứt tối thiểu ở vữa xi măng để không ăn mòn trong điều kiện nước ngầm xâm thực, cả hai loại tĩnh và dòng chảy, để nhằm kiểm tra giá trị của giới hạn 0,1 mm đã đề nghị trong 8.1.2.2. Khi cần vữa xi măng để bảo vệ các dây neo thép ứng lực thì phải có chỉ dẫn thiết kế cho chiều dài dính bám của dây neo để không chế vết nứt. Khi sử dụng các khung xoắn ốc hay kiểu mạng phải có các nghiên cứu về trình tự thi công vữa, cần có tay nghề cao để tránh rủi ro do các lỗ rỗng trong vữa. Đối với dây neo kiểu thanh sần, có thể hạn chế bề rộng vết nứt đến 0,1mm trong đất xấu, sức chịu ma sát thấp.

A.6. Tuổi thọ

Như đối với ăn mòn dây neo thép, cần có nghiên cứu cơ bản và quan trắc hiện trường cho tuổi thọ của các loại vữa gốc xi măng trong các điều kiện nước ngầm và đất xâm thực.

A.7. Dây neo

Để nâng cao độ chính xác khi tính toán chiều dài dây neo tự do trong thực tế, cần so sánh các biểu đồ tải trọng - độ dãn dài và những giá trị mô đun đàn hồi giữa chiều dài tiêu chuẩn thí nghiệm 610 mm được nhà chế tạo sử dụng và các chiều dài lớn hơn, ví dụ 10m, 20m và 30m, có thể áp dụng trong thực tế neo đất. Giai đoạn một của các nghiên cứu thí nghiệm cần tập trung vào dây neo sợi đơn, giai đoạn hai cần làm với dây neo nhiều sợi, khi mà sự phân bố tải trọng giữa các sợi neo còn là một biến số khác.

A.8. Ứng xử khi khai thác

Hiện thiếu những số liệu công bố về quan trắc thời gian dài cho loại neo đơn và hệ thống đầy đủ kết cấu/đất/neo. Một hậu quả quan trọng trong thí nghiệm chấp nhận là cho phép vượt tải tối ưu không được xác định để phù hợp với các mất mát dài hạn. Nhằm xác định liệu một thí nghiệm chấp nhận ngắn hạn có thể đảm bảo khả năng làm việc cho chu kỳ khai thác 50 năm hoặc hơn không, cần công bố nhiều kết quả hơn về ứng xử khai thác dài hạn khi neo đã qua thí nghiệm chấp nhận ngắn hạn.

Phụ lục B

PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ DỰA TRÊN CƠ SỞ CÁC NGUYÊN TẮC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

B.1. Khái quát

Mục đích của tính toán thiết kế là khẳng định các phá hoại sẽ không xảy ra. Phá hoại thay đổi theo nhiều cách; ví dụ vết nứt nhỏ chỉ gây không thuận tiện trong khi các cái khác có thể gây tổn kém hoặc thương vong. Khi những phá hoại to hay nhỏ như vậy xảy ra, kết cấu được xem là tại trạng thái giới hạn. Người thiết kế muốn chắc chắn rằng kết cấu không đạt đến trạng thái giới hạn và mức độ tin tưởng được yêu cầu sẽ thay đổi theo mức độ nghiêm trọng của từng trạng thái giới hạn riêng lẻ.

Trong phương pháp trạng thái giới hạn một hoặc nhiều trạng thái giới hạn được xem xét một cách tường minh và kết cấu cần thiết kế sao cho xác suất của từng sự cố là đủ tách biệt. Điều đó được bảo đảm nhờ khẳng định các giá trị thể hiện của những thông số không chế trạng thái giới hạn đó được tách biệt khỏi tập hợp các giá trị mà chính tại đó trạng thái giới hạn sẽ xảy ra. Tập hợp các giá trị đó được gọi là những giá trị trạng thái giới hạn.

Trong đa số các vấn đề, các trạng thái giới hạn dễ dàng được xác định và chúng rơi vào một trong hai loại sau:

(a) Các trạng thái giới hạn phá hoại, ví dụ điển hình là trượt của kết cấu hay sự phá huỷ của bộ phận kết cấu.

(b) Các trạng thái giới hạn khai thác; một trạng thái giới hạn mà dẫn đến sửa chữa hoặc duy tu quá mức. Biến dạng vượt quá là một thí dụ điển hình.

Mức độ tin cậy yêu cầu một trạng thái giới hạn về phá hoại cần phải cao hơn rất nhiều đối với trạng thái giới hạn về khai thác. Mức độ tin cậy là một hàm số của các giá trị trạng thái “giới hạn bảo thủ” trong mối quan hệ nào đó với sự không chắc chắn của việc xác định những giá trị đó.

B.2. Tính không chắc chắn của các thông số

B.2.1. Tính không chắc chắn của các thông số của một thiết kế có thể đo được bằng cách đánh giá những giá trị tin cậy xấu nhất và thể hiện của chúng.

B.2.2. Các giá trị thể hiện ra

(a) Đối với các biến số không thay đổi theo thời gian, xác định tốt nhất của giá trị hiện trường, ví dụ các tĩnh tải, một vài đặc trưng vật liệu;

(b) Đối với các biến số thay đổi theo thời gian, xác định tốt nhất của các giá trị xấu nhất sẽ xảy ra trong thời gian làm việc của kết cấu, ví dụ tải trọng gió, hoạt tải, một số độ cứng và độ bền của đất.

Đối với cả hai trường hợp, các giá trị thể hiện ra cần được đánh giá trực tiếp nhờ tất cả

thông tin có được. Trong một số trường hợp, ví dụ các hoạt tải trong các ngôi nhà, độ bền của những vật liệu nhân tạo thì các giá trị thể hiện này có thể lấy bằng giá trị đặc trưng được cho ở các tiêu chuẩn khác.

B.2.3. Các giá trị tin cậy bất lợi nhất là những giá trị của tải trọng và đặc trưng vật liệu có xác suất rất nhỏ được chấp nhận tình cờ xảy ra trong thời gian làm việc của kết cấu. Giá trị tin cậy bất lợi nhất của một thông số không phải là giá trị xấu nhất không bao giờ bị vượt qua, nhưng có thể tưởng tượng (giả tưởng) ra là sẽ đạt được. Để chỉ dẫn dự kiến xác suất của những giá trị bất lợi hơn giá trị tin cậy bất lợi nhất tồn tại tình cờ khoảng 0,1%. Giá trị tin cậy bất lợi nhất của bất cứ thông số nào là giá trị tin cậy nhỏ nhất, hoặc lớn nhất tùy theo ảnh hưởng có lợi hay có hại. Cũng như đối với các giá trị thể hiện, giá trị tin cậy bất lợi nhất cần được đánh giá trực tiếp nhờ tất cả thông tin có được. Ngoài ra, trong một số trường hợp, các tiêu chuẩn trạng thái giới hạn khác, ví dụ BS 5950, BS 8110 có thể được dùng với tập hợp tồn tại giá trị tin cậy bất lợi nhất bằng giá trị đặc trưng nhân với một hệ số riêng phần. Cũng cần đánh giá giá trị này khi xem xét bản chất của thiết kế. Ví dụ độ bền vật liệu đối với chất tải di chuyển có thể cân nhắc kỹ hơn so với tải trọng lâu dài, hoặc độ bền tin cậy bất lợi nhất của đất với một mặt trượt có thể lớn hơn so với trượt cục bộ trong cùng một vật liệu.

B.3. Những giá trị trạng thái giới hạn của các thông số

B.3.1. Đối với các trạng thái giới hạn phá hoại, giá trị tin cậy bất lợi nhất của mọi thông số ảnh hưởng đến thiết kế cần được dùng như những giá trị trạng thái giới hạn. Nói chung, cách đó sẽ cho một thiết kế mềm dẻo. Nếu chỉ một thông số không chế trạng thái giới hạn thì

phương pháp này không đủ bảo đảm và kiến nghị dùng phương pháp λ do Simpson và NNK (1980) đề nghị. Có thể xảy ra nhưng không thường xuyên là nhiều thông số không chế ngang nhau trạng thái giới hạn và trong trường hợp đó sẽ có một thiết kế rất "bảo thủ". Ngoài ra phương pháp này sẽ có ích, nhưng dài dòng để áp dụng trong trường hợp trên.

B.3.2. Đối với các trạng thái giới hạn về khả năng khai thác, những giá trị trạng thái giới hạn cần phải đỡ "bảo thủ" hơn. Nói chung, có được kết quả mềm dẻo nếu tất cả mọi giá trị trạng thái giới hạn đặt ở giá trị nằm giữa những giá trị tin cậy và bất lợi nhất. Đối với một vài thông số, các giá trị đặc trưng theo những tiêu chuẩn khác là thích hợp. Trong các phần tiếp theo của phụ lục này những giá trị trạng thái giới hạn ít "bảo thủ" sẽ được xem như các giá trị đặc trưng.

B.4. Các phương pháp phân tích

B.4.1. Phương pháp phân tích sẽ thay đổi tùy theo trạng thái giới hạn được khảo sát.

B.4.2. Các trạng thái giới hạn phá hoại : phân tích thường theo tính toán dẻo.

B.4.3. Các trạng thái giới hạn khả năng khai thác, có hai phương pháp để nghiên cứu :

(a) Đảm bảo ứng suất đất thấp hơn tỷ lệ nhất định của ứng suất phá hoại, do đó ngăn chặn được sự phát triển của các chuyển vị dẻo. Có thể đảm bảo tính toán này bằng cách thực hiện các tính toán dẻo và sử dụng giá trị trạng thái giới hạn cho độ bền vật liệu, ví dụ như C' , $\tan \Phi'$ đặt bằng tỷ lệ nào đó của khả năng có được. Các giá trị đó điển hình bằng 70% của độ bền. Phương pháp này về bản chất là một cách tiếp cận theo ứng suất cho phép, dùng để kiểm tra trạng thái giới hạn theo khả năng khai thác. Trong một số trường

hợp việc kiểm tra trạng thái giới hạn phá hoại sẽ cung cấp những yêu cầu ít nghiêm khắc hơn và do đó không cần thiết.

(b) Thực hiện tính toán biến dạng trực tiếp, thông thường bao gồm việc đánh giá độ cứng vật liệu và sử dụng phương pháp phân tích đàn hồi. Trong nhiều thí dụ phương pháp (a) cũng sẽ được yêu cầu để đảm bảo một phân tích đàn hồi là có giá trị. Khi đó biến dạng tính toán được sẽ so sánh với một giới hạn cho phép thiết kế.

B.5. Thiết kế neo đất điển hình

B.5.1. Các tải trọng neo

Cần nhận biết bốn biên độ tải trọng có thể đặt lên một neo:

(a) Tải trọng yêu cầu, T_w , cần để đảm bảo kết cấu làm việc đạt yêu cầu đề ra.

(b) Tải trọng thử, T_t , là tải trọng mà neo có thể chịu được ngắn hạn khi căng kéo.

(c) Tải trọng khoá T_{eo} , là tải trọng lưu lại trong neo nếu nó đã được căng.

(d) Tải trọng dài hạn trong neo, T_{lh} , sẽ tồn tại trong neo là kết quả của việc thi công, căng kéo, dãn và các chuyển vị đất tiếp theo.

Mỗi loại tải trọng trên có sự không chắc chắn nào đó và được đánh giá như sau:

(i) Tải trọng yêu cầu T_w :

Tải trọng này để đảm bảo rằng đã được neo làm việc đạt yêu cầu. Thông thường tải trọng này xác định bằng tính toán và bao gồm, trong trường hợp của tường chắn xem xét sự phân bố của áp lực đất chủ động cho các trường hợp khi phá hoại hoặc chuyển vị tổng cộng của tường đạt đến giới hạn. Nó là một tính toán trạng thái giới hạn phá hoại. Đối với các trường hợp khi chuyển vị nhỏ là quan trọng thì ứng suất đất tại chỗ sẽ có ảnh hưởng chính. Nói chung, là một tính toán

trạng thái giới hạn khả năng khai thác, nhưng có thể dẫn đến trượt kết cấu bên cạnh. Trong cả hai trường hợp sự thay đổi của mực nước ngầm và biến đổi áp lực nước lỗ rỗng đi kèm sẽ tác động chính đến các lực neo.

Kiến nghị rằng nên xem xét trực tiếp sự không chắc chắn của các thông số đất và mực nước ngầm cần được tiến hành với các giá trị trạng thái giới hạn hơn là tính một giá trị đỡ bảo thủ và khi đó áp dụng một hệ số an toàn. Có thể phải nghiên cứu một số trạng thái giới hạn, mỗi cái đều có ảnh hưởng đến tải trọng neo yêu cầu. Theo mục tiêu của phụ lục này, mỗi trạng thái giới hạn phá hoại sẽ gây ảnh hưởng đến giá trị của T_w được ký hiệu là T_w ULS, mỗi trạng thái giới hạn khai thác sẽ gây ra một giá trị được ký hiệu là T_w SLS.

(2) Tải trọng thử T_t :

Như đã giải thích trong tiêu chuẩn này thực tế thường căng từng neo sau khi thi công đến một tải trọng thử. Tải trọng thử thường lấy theo truyền thống bằng 1,25 và 1,50 lần tải trọng thiết kế, tương ứng cho neo tạm thời và neo lâu dài.

Rủi ro của việc quá tải là kết quả do thao tác căng kéo. Khi khống chế tại hiện trường tốt thì khó xảy ra thao tác căng neo nhiều hơn 25% tải trọng thử dự kiến. Nếu khống chế tại hiện trường không tốt có thể xảy ra căng kéo cao hơn.

Chọn tải trọng thử là trách nhiệm của người thiết kế, nhưng kiến nghị tải trọng thử thực hiện (có nghĩa là được quy định) đạt đến 1,25 lần giá trị lớn nhất của T_w SLS hoặc bằng giá trị lớn nhất của T_w ULS tùy theo cái nào lớn hơn. Tải trọng thử tin cậy bất lợi nhất sẽ là hàm số của khống chế hiện trường và bằng khoảng 25% lớn hơn giá trị thực hiện. Tải trọng thử đặc trưng cần đặt trong khoảng giữa các giá trị quy định và tin cậy bất lợi nhất.

(3) Tải trọng khoá T_{eo} :

Tải trọng khoá được thiết kế chọn và bằng 1,1 lần tải trọng làm việc quy định.

(4) Tải trọng dài hạn T_k :

Sau khi tất cả các trạng thái giới hạn đã được kiểm tra người thiết kế cần phải đánh giá phạm vi của các tải trọng dài hạn T_k .

Để đánh giá một giá trị đặc trưng và tin cậy bất lợi nhất của T_k có các chỉ dẫn sau :

(i) Giá trị đặc trưng này cần lớn hơn giá trị lớn nhất của T_w thu được từ một trạng thái giới hạn khai thác.

(ii) Giá trị tin cậy bất lợi nhất, cao nhất này cần lớn hơn giá trị lớn nhất của T_w từ bất cứ trạng thái giới hạn nào.

(iii) Khi đánh giá tải trọng dài hạn, các ảnh hưởng của hiện tượng trời đất, ví dụ do đóng băng có thể làm tăng tải trọng, cần được xem xét. Khi trong thực tế các ảnh hưởng này sẽ làm tăng tải trọng T_k và vượt bất cứ tải trọng yêu cầu T_w nào.

B.5.2. Thiết kế neo

Kích thước bầu neo cần thiết kế để sức chịu tải phù hợp với các yêu cầu sau :

(a) Sức chịu tải tin cậy bất lợi nhất, thấp nhất cần lớn hơn tải trọng T_{wULS} lớn nhất.

(b) Sức chịu tải đặc trưng cần lớn hơn tải trọng T_{wSLS} lớn nhất.

(c) Đối với neo dự ứng lực, sức chịu tải đặc trưng cũng cần lớn hơn tải trọng thử đặc trưng.

Các bộ phận neo khác nhau (chi tiết đầu neo, sức chịu dây neo, cường độ dính bám) cần được thiết kế để thoả mãn các yêu cầu sau:

(1) Sức chịu tải tin cậy bất lợi nhất, thấp nhất cần lớn hơn hoặc bằng tải trọng dài hạn tin cậy bất lợi nhất, cao nhất T_k .

(2) Sức chịu tải đặc trưng cần lớn hơn hoặc bằng tải trọng dài hạn đặc trưng T_k .

(3) Đối với neo dự ứng lực, sức chịu tải đặc trưng cần lớn hơn tải trọng thử đặc trưng.

B.5.3. Ảnh hưởng của các tải trọng neo lên những phần tử kết cấu

Khi thiết kế phần tử kết cấu như tường gân đầu neo, dầm gân tường, chịu ảnh hưởng của các tải trọng neo, cần dùng những giá trị tin cậy bất lợi nhất và được thể hiện của tải trọng khoá T_{eo} . Thường chỉ thiết kế các phần tử kết cấu chịu được tải trọng thử của một neo tại một thời điểm bất kỳ. Nếu cần dùng tiêu chuẩn hệ số riêng phần, ví dụ BS 8110 hoặc BS 5950, thì tải trọng neo dài hạn đặc trưng được dùng cho trạng thái giới hạn khai thác và giá trị tin cậy bất lợi nhất cho các trạng thái giới hạn phá hoại.

Phụ lục C

CÁC BIỂU GHI CHÉP

Phụ lục này cho ví dụ của các biểu ghi chép điển hình.

Các biểu số liệu hiện trường ghi thông tin chính xác liên quan đến từng thao tác riêng biệt là một phần quan trọng của công tác neo. Thao tác lắp đặt bao gồm khoan, phun vữa và lắp đặt dây neo ghi trên một tờ riêng dưới dạng cho trên biểu mẫu, hoặc trong hoàn cảnh nhất định yêu cầu, hoặc mở rộng để kiểm tra các lớp đất đặc thù, bao gồm những chi tiết như thí nghiệm vữa, nước, kiểm tra độ thẳng của lỗ khoan.

Các biểu phân tích và ghi chép việc căng kéo không chỉ có những kết quả tải trọng/chuyển vị, mà còn cung cấp toàn bộ thông tin về thiết bị căng kéo, hệ thống quan trắc, các đo đạc dây neo, đặc trưng của dây neo

và ghi chép về độ bền vữa. Việc quan trắc chuyển vị đầu neo theo hướng trục dây neo do chuyển vị của kết cấu có thể gặp khó khăn, cần phải tính toán hoặc nội suy. Chuyển vị đầu neo có thể tiếp tục trong các giai đoạn quan trắc tải trọng cần được ghi chép lại và hiệu chỉnh theo sự mất ứng suất trong neo. Việc hoàn chỉnh biểu ghi chép và đồ thị tải trọng/chuyển vị trong thao tác căng kéo cho phép tiến hành đánh giá khả năng của neo, khẳng định ngay về sự phù hợp với yêu cầu chấp nhận (chiều dài dây neo tự do biểu kiến, phần trăm tải trọng hoặc sự thay đổi chuyển vị). Khi không đạt được sự phù hợp có thể thực hiện các chu kỳ tải trọng bổ sung, hoặc kéo dài thời kỳ quan trắc khi thiết bị có sẵn tại hiện trường.

Biểu mẫu ghi chép công tác khoan, phun vữa và lắp đặt

Tên hợp đồng :		Neo số :	
Vị trí neo :		Biểu số :	
		Ngày :	

Chi tiết công tác khoan		Chi tiết công tác vữa		
1		2		
Phương pháp khoan		Thiết bị công tác vữa		
Máy khoan		Loại xi măng		
Đường kính ống vách	m	Tỷ số N/XM vữa sơ bộ Tiếp tục vữa sơ bộ Áp lực phun vữa sơ bộ	Chiều dài bầu neo	Chiều dài tự do
Đường kính lỗ trần	m			
Đường kính không mở bầu	m			
Cao trình cửa vào	M.O.D			
Độ nghiêng				

1		2			
Tải trọng làm việc	kN	Diện tích dây neo		mm ²	
Tải trọng thử	kN				
Tải trọng khoá	kN				
Chi tiết độ bền vừa		Kích thước khối			
Số hiệu					
Ngày đổ					
Tuổi(ngày)					
Độ bền(N/mm ²)					

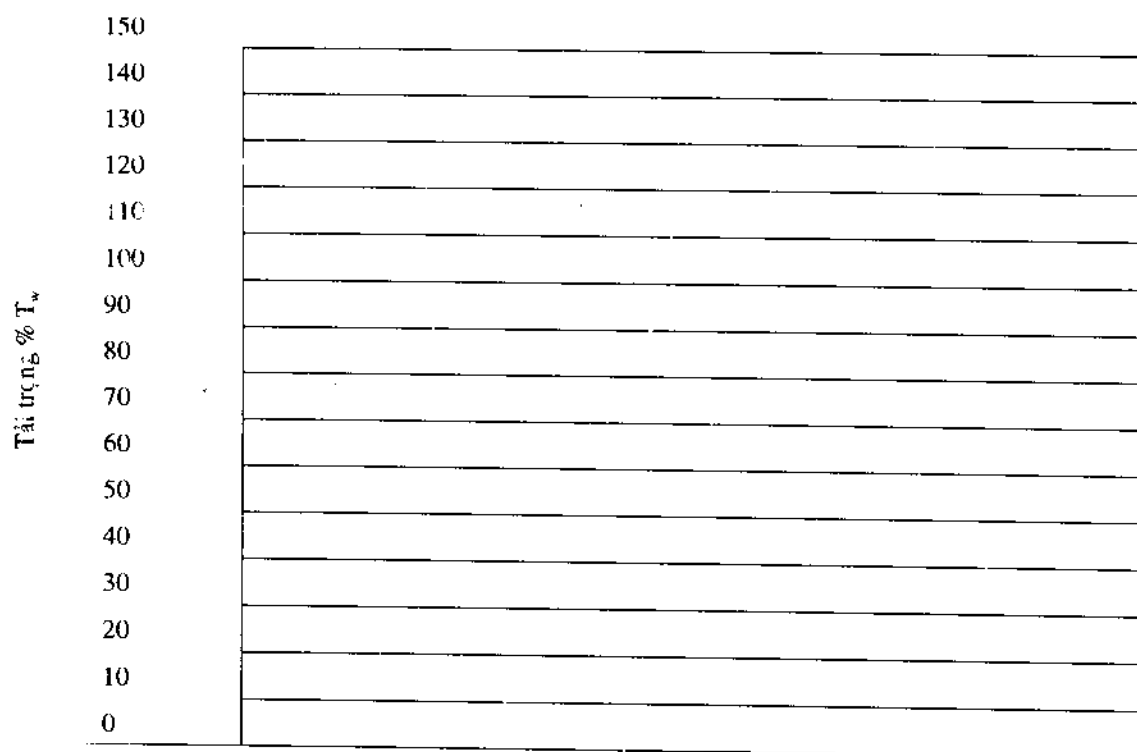
Tải trọng % Tw	Tải trọng kN	Áp suất kG/cm ² bar	Chuyển vị mm		Chuyển vị khung/ dây neo mm	Chuyển vị đầu neo, mm	Chuyển vị đã được hiệu chỉnh, mm	Thời gian	Ghi chú
			Từ 0 phút	1 phút					
Chu kỳ thứ nhất									
10									
50									
100									
125 / 150									
sau 5 phút									
sau 15 phút									
100									
50									
10									
Chu kỳ thứ hai									
10									Chu kỳ thứ hai
50									Chuyển vị lâu dài
100									mm
125 / 150									
sau 5 phút									
sau 15 phút									
100									Chu kỳ thứ hai
50									Chuyển vị đàn hồi
10									mm
Chu kỳ thứ ba									
10									Chu kỳ thứ ba
50									Chuyển vị lâu dài
100									mm
125 / 150									
sau 5 phút									
sau 15 phút									
100									Chu kỳ thứ hai
50									Chuyển vị đàn hồi
10									mm
Quan trắc Tải trọng/ Chuyển vị (Giá trị /% Thay đổi)					0 phút	5 phút	15 phút		
50 phút					2,5 giờ	8 giờ	1 ngày	3 ngày	10 ngày

Công ty	
Người căng kéo	

Biểu mẫu ghi chép phân tích và các kết quả căng kéo

Tên hợp đồng :		Số neo :	
Vị trí neo :		Biểu số :	
		Ngày :	

Chiều dài dây neo tự do (đang căng kéo)		m
90% chiều dài tự do		m
110% chiều dài tự do hoặc chiều dài tự do +50% chiều dài bám dính		m
Chiều dài dây neo tự do biểu kiến = $A_t \cdot E_s \cdot \Delta e / T$		
Chiều dài dây neo tự do biểu kiến - chu kỳ hai		m
Chiều dài dây neo tự do biểu kiến - chu kỳ ba		m



Công ty :	
Người căng kéo :	

Phụ lục D

ỔN ĐỊNH CHUNG

D.1. Khái quát

Các neo đang được sử dụng trong 5 cách chính cần phải xem xét ổn định chung :

- (a) Gia cố cho các hố đào bề mặt sâu
- (b) Ổn định mái dốc
- (c) Ổn định của các hố đào ngầm
- (d) Ổn định của các kết cấu mới và hiện có
- (e) An toàn của kết cấu chịu tải trọng thẳng đứng và di chuyển.

Cũng cần nghiên cứu ảnh hưởng của các lực động đất lên neo trong đất. Không có chỉ dẫn thực tế nào có thể đưa ra mặc dù đã có trường hợp nghiên cứu của Garga, Carey và Milne (1984) cho một hố đào sâu. Hovland và Willoughby (1982) cũng đã mô tả nghiên cứu xét đến động đất cho một mái dốc được ổn định bằng các neo đất.

Trong đánh giá ổn định chung, người thiết kế phải kể đến :

- (1) Sức chịu của neo, ví dụ các neo có sức chịu cao ít ảnh hưởng đến ổn định chung hơn các neo có sức chịu thấp.
- (2) Vị trí các mặt phẳng phá hoại giới hạn để đảm bảo chiều dài neo tự do đủ để kéo dài phía bên kia của bất cứ mặt phẳng nào.
- (3) Xây dựng và quy hoạch các không chế có thể cấm hoặc từ chối sử dụng những neo bên ngoài khu vực làm việc của dự án.
- (4) Các không chế vật lý liên quan đến điều kiện đất, sự có mặt của những hầm dịch vụ, công tác nổ mìn tháo dỡ ...

Người thiết kế cần đánh giá sự ổn định chung. Để giúp nhà thầu neo, người thiết kế cần chi tiết những vấn đề sau :

- (i) Tải trọng làm việc của các neo
- (ii) Các chiều dài neo tự do tối thiểu
- (iii) Tổng mặt bằng các neo

Người thiết kế cũng cần chuẩn bị cho phép thay đổi thiết kế do vướng mắc hoặc thay đổi các điều kiện vật lý.

D.2. Neo trong đất

D.2.1. Hố đào sâu

Tường chống đứng cho các hố đào sâu hoặc tương tự được xem xét trong D.3.2. Sự ổn định các mái dốc là một bộ phận của hố đào sâu được xem xét trong D.2.2. Các hố đào sâu được chống giữ bằng một vài tường chắn được xem xét dưới đây.

Việc đánh giá ổn định chung của hố đào sâu có xem xét sự giao tiếp giữa đất, kết cấu và neo như một hệ thống toàn bộ.

Sự biến dạng của hệ thống là quan trọng nhất. Tuy nhiên dự báo chuyển vị gây bởi đào đất và hút nước rất khó khăn. Burland và Hancock(1977), Creasy và Zinn(1977), Burland và NNK (1979), Humpheson và NNK (1986) đã mô tả ví dụ về dự báo đó.

Điểm quan trọng rút ra từ các công trình này là không có hố đào nào dù chống đỡ tốt, được thực hiện mà không gây chuyển vị đất. Tuy vậy, neo đất được dùng có thể giảm

chuyển vị đất, ví dụ như Rizzo, Ellison và Shafer (1968) và Raison (1987a) đã mô tả. Trow (1974) cũng đã cho chỉ dẫn có giá trị thực tế và đặc biệt là tham khảo lựa chọn áp lực ngang khi thiết kế.

Hư hỏng của hố đào cũng sẽ tiếp tục xảy ra do thiếu hiểu biết về các điều kiện đất, tải trọng tương lai, hoặc sự thay đổi hiện trường bất chấp những tiến bộ trong các phương pháp thiết kế giải tích, Sowers (1975).

Bề mặt tiền định có thể giả thiết là phương pháp thích hợp để phân tích cho một tường chắn được chống đỡ bằng các neo trong đất.

Hình 39 minh họa phương pháp thực nghiệm để xác định vị trí của vùng bầu neo chủ yếu bên trên bề mặt tiền định. Trình tự thiết kế cho trong hình 40 (a) và (b) và bảng 14 cho các chi tiết thiết kế đã dùng giả thiết này cho loại tường có neo đơn và nhiều neo. Giả thiết thiết kế này đã được dùng rộng rãi ở Mỹ và khuyến nghị dùng trong BS 6349: Phần 1:1984. Tuy nhiên, Hanna (1982) khuyến nghị rằng, đánh giá đúng sai là khó khăn vì kiểu phá hoại sẽ không được định trước.

Đối với đất rời phương pháp phân tích được kiến nghị là phương pháp khối trượt, được trình bày trong hình 41(a và b). Một cải tiến của phương pháp này dựa trên cơ sở công trình của Kranz (1953), Ranke và Ostermayer (1968), thể hiện trên hình 41(c) là của Cheney (1984).

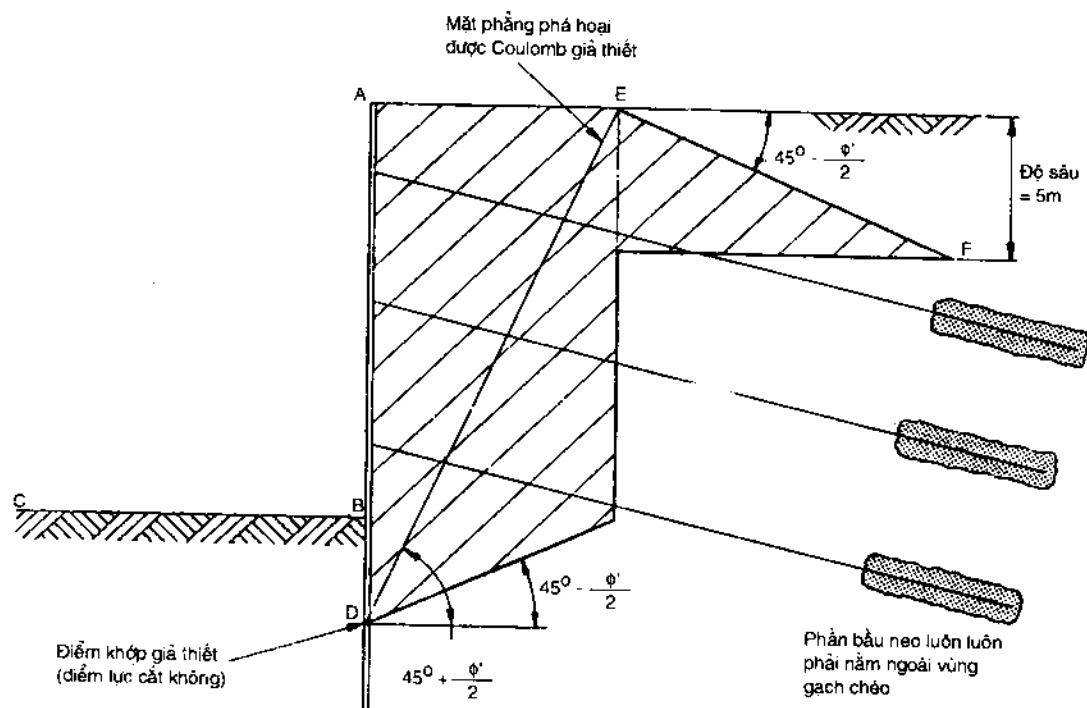
Các phương pháp phân tích khác nhau có dùng giả thiết khối trượt đã được Anderson và NNK (1983) kiểm tra đánh giá bằng thí nghiệm trong phòng ở đất cát. Họ kết luận rằng, nhiều phương pháp đã cho các hệ thống ổn định. Tuy nhiên ứng xử chắc chắn nhất tìm thấy trong thí nghiệm với thiết kế dùng mặt phá hoại dạng xoắn loga. Littlejohn (1970) đã gợi ý phân tích ổn định với mặt phá hoại

dạng xoắn loga trong cát. Các chi tiết cho trong hình +2. Sức kháng bị động bên dưới hố đào được bỏ qua và khi các mô men sinh ra bởi W_0 và W_s cân bằng thì giá trị an toàn của F bằng $tg \Phi' / tg \Phi'_n$. Trong mọi phân tích giả thiết cơ bản là ứng suất trước của neo làm tăng độ bền cắt của cát đủ để thay đổi mặt phẳng phá hoại tiềm tàng ra phía sau chiều dài bầu neo.

Một mặt phá hoại tròn là cực kỳ phù hợp với tường chắn được giữ bằng các neo trong đất dính. Phương pháp điển hình để phân tích ổn định cho các mái dốc có thể áp dụng cho hố đào sâu. Bảng 20, dựa theo Cơ quan Thanh tra địa kỹ thuật (1981), cho các chi tiết của nhiều phương pháp phân tích có thể áp dụng, đã dựa trên phương pháp ổn định cân bằng giới hạn.

Khi mặt phá hoại có hệ số an toàn yêu cầu đã xác định, neo đất trong vùng đó không cho phép đặt các lực neo. Nếu các neo nằm ngoài mặt phá hoại, cho phép đưa các lực neo đó vào trong phân tích.

Đối với một kết cấu neo đạt yêu cầu, chiều dài neo tự do phù hợp cần được xác định để thoả mãn ổn định chung. Để chỉ dẫn, hình 43 thể hiện các đề nghị của Weatherby (1982), Weatherby và Nicholson (1982). Chiều dài neo tự do của móng neo cần đặt bên ngoài mặt phá hoại tới hạn chỉ trên hình 43. Phần bầu neo cần được đặt trong đất sẽ không bị phá hoại và phù hợp với phương pháp thi công neo (Schnabel 1982). Chiều dài neo tổng cộng cần xác định sao cho mặt phá hoại có khả năng nhất đi qua phần cuối, phía sau neo đó để có hệ số an toàn bằng hoặc lớn hơn so với mặt phá hoại tới hạn. Chỉ có thể đảm bảo được điều đó bằng cách làm thanh neo đủ dài. Mặt phá hoại tiềm năng thứ hai đó cũng chỉ ra trên hình 43. Cheney (1984) gợi ý cần thoả mãn



Hình 39: Phương pháp thực nghiệm để xác định gần đúng vùng bầu neo trong đất

hệ số an toàn 1,3 cho các áp dụng không tới hạn và 1,5 cho áp dụng tới hạn. Quan điểm của nhiều tác giả trong thiết kế kết cấu neo cần phải tính đến hệ số an toàn ổn định chung và được kiến nghị tối thiểu là 1,5.

Để giảm thiểu chuyển vị đứng và ngang chung quanh hố đào, cần xem xét các điểm sau đây:

(a) Nền của tường và hố đào cần được ổn định tại mọi thời điểm. Các điểm này là quan trọng nhất, đã được Hanna (1982) và Schnabel (1982) thảo luận rất chi tiết. Sự khác nhau nguyên tắc giữa tường được chống và tường có neo là thành phần thẳng đứng hướng xuống hoặc lực đặt lên tường. Các lực và hệ thống lực khác nhau được minh họa trong hình 44.

(b) Các tường king-post và poling board rất dễ bị phá hoại do tính không ổn định của nền tường.

(c) Độ cứng tường được xem xét ít ảnh hưởng đến chuyển vị của đất (Burland và NNK 1979).

(d) Có thể sử dụng hiệu quả các cơ hoặc thanh chống phối hợp với neo đất ở cao trình đỡ thấp nhất (Clough và Davidson 1977).

(e) Cần dùng các gân liên tục cho tường kiểu king-post và poling board. Đối với phân đoạn "H" của các king-post cần bố trí các poling board ngay sau (nhưng đủ cho gờ), hoặc phía trước gờ trước của king-post. Chỉ bỏ gân liên tục khi hậu quả của sự phá hoại một hoặc nhiều neo được đánh giá chính xác và chấp nhận được. Điều đó áp dụng cho mọi loại tường.

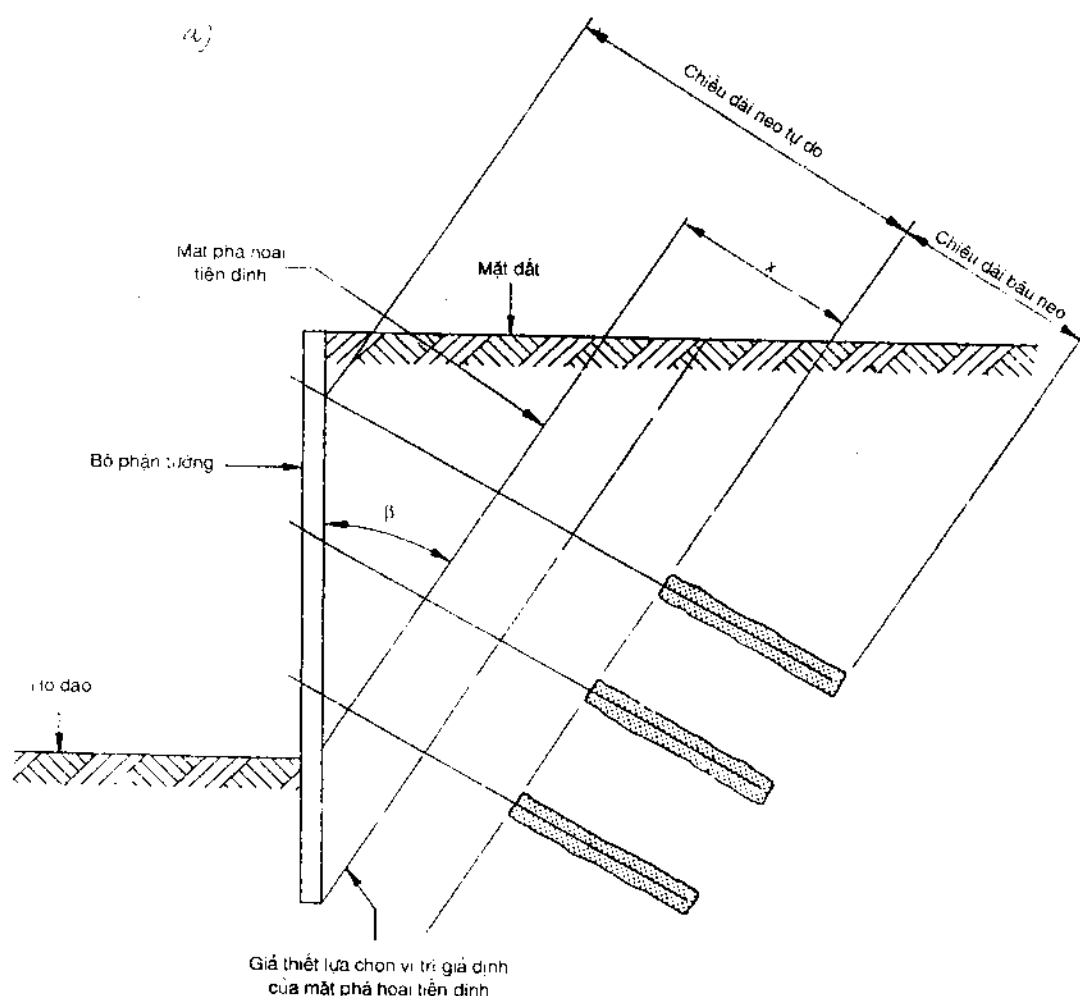
(f) Vị trí của neo ở các góc cần cân nhắc cẩn thận để tránh ảnh hưởng lẫn nhau. Hình 45 thể hiện ba phương án khả thi.

(g) Khi cần giảm chuyển vị, người thiết kế phải đánh giá độ lớn và sự phân bố áp lực ngang thiết kế và chấp nhận áp lực chủ động.

Để chỉ dẫn đầy đủ hơn, bảng 21 cho chi tiết các chuyển vị đo được của mũ tường, chuyển vị của đất bên ngoài tường neo. Tỷ số giữa các chuyển vị ngang và đứng phụ thuộc vào số lượng chống, độ cứng của đất tại nền hố đào. Tỷ số này có thể vượt quá 3 đối với hố đào hở và dưới 1 đối với các tường chống tốt. Dạng độ uốn cần phải tương tự với một tường có công xôn.

Cũng có thể áp dụng có hiệu quả các neo dài hạn như một phần của tường chắn và khung vây phía mặt nước. Nicholson và Wycliffe Jones (1986) đã mô tả nhiều ví dụ.

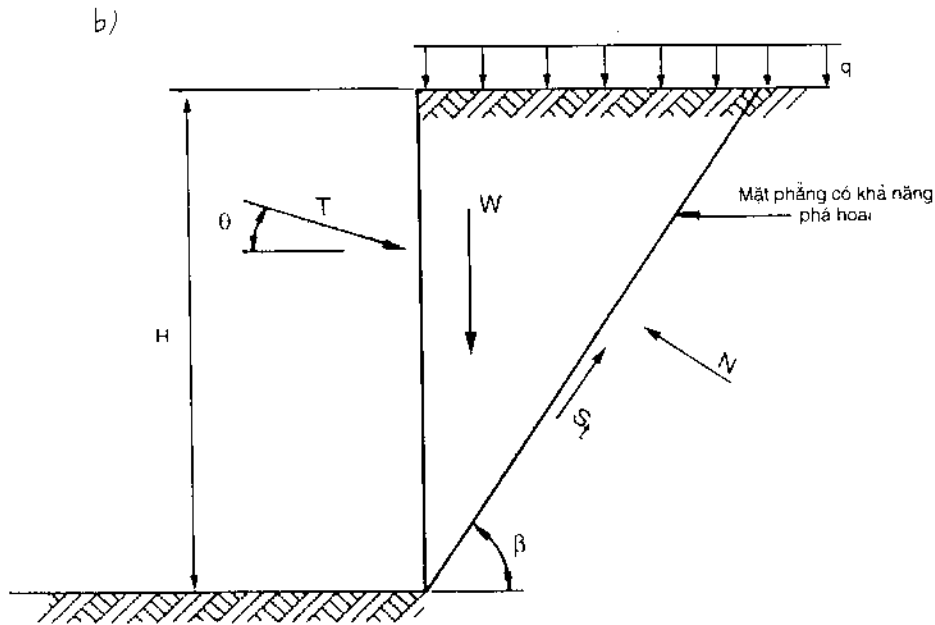
Cần luôn luôn theo dõi các số liệu độ võng của tường và độ lún của đất/nhà sau tường. Balanko và NNK (1982), Garga và NNK (1989), Humpheson và NNK (1986) đã cung cấp các ví dụ tiêu biểu.



Chú ý : Các giá trị điển hình của β và x cho trong bảng 19

Hình 40 : Phương pháp ném để phân tích

a) Hình dạng neo điển hình khi dùng phương pháp ném để phân tích



Ở đây :

q - Tải trọng chất lên

W - Trọng lượng của nê m trượt $= 0,5 \gamma H^2 \cot \beta$

γ - Mật độ của nê m

H - Chiều sâu hố đào

T - Lực neo

θ - Góc nghiêng của lực neo

β - Góc nghiêng của mặt phẳng có khả năng phá hoại

Φ - Góc có hiệu của sức kháng cắt của đất được giữ

c' - Ma sát có hiệu của đất được giữ.

Trong thực tế T được biểu diễn qua β , khi đó β thay đổi và vẽ đồ thị theo T . Giá trị β , tương ứng với giá trị lớn nhất của T , được định nghĩa là mặt phẳng tới hạn khi phá hoại.

$$T = \frac{(q + \gamma H/2)H \cos \beta (S_f - \cot \beta \tan \phi') - c' H / \sin \beta}{\sin(\theta + \beta) \tan \phi' + S_f \cos(\theta + \beta)}$$

Và

$$S_f = \frac{c' H / \sin \beta + [(q + \gamma H/2)H \cos \beta \cot \beta + T \sin(\theta + \beta)] \tan \phi'}{(q + \gamma H/2)H \cos \beta - T \cos(\theta + \beta)}$$

Ở đây :

S_f - Hệ số an toàn yêu cầu (điển hình là 1,5)

N - Lực pháp tuyến lên nê m $= (q + \gamma H/2) H \cos \beta \cot \beta + T \sin(\theta + \beta)$;

S - Lực kháng cắt của đất được giữ $= c' H / \sin \beta + N \tan \phi'$

T - Không vượt quá tải trọng làm việc của neo chống trên đơn vị chiều dài

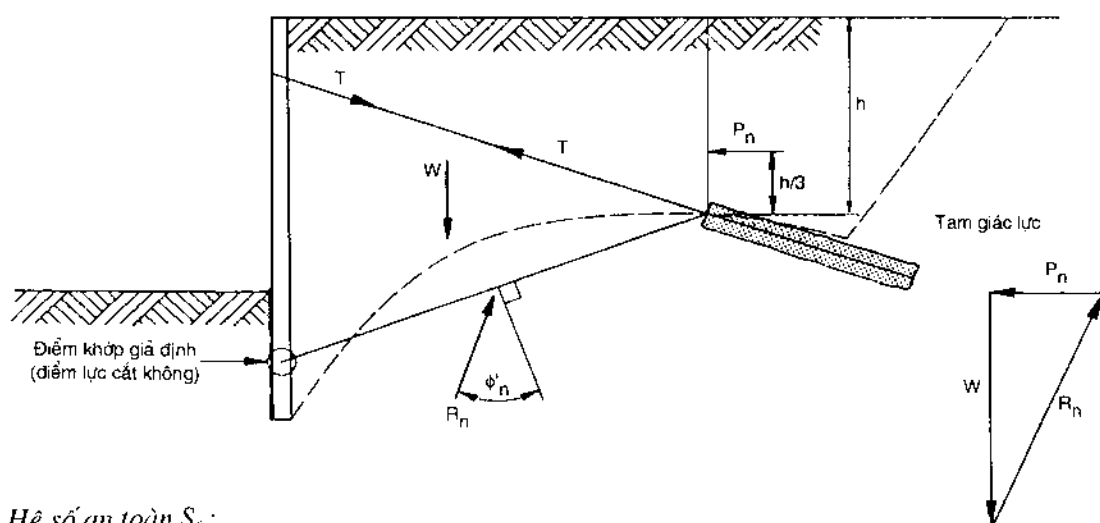
Hình 40 : Phương pháp nê m để phân tích
(b) Các lực tác động lên cơ cấu nê m phá hoại.

Bảng 19. Ví dụ về các hố đào sâu đã dùng phương pháp ném để đánh giá độ ổn định chung

Tham khảo	Chiều sâu hố đào m	Số tầng neo	Tải trọng neo, kN	Loại đất	Điều kiện nước ngầm m	Góc mặt phẳng phá hoại so với phương thẳng đứng β	x^* m	Chú ý
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Mansur và Alizadeh (1970)	10,0 ÷ 14,0	2	450 (phía trên) 351 (phía dưới)	Sét bùn và phiến sét	Bên dưới nền hố đào	45° (nền hố đào)	3,4 đến bầu	Đá vôi nằm bên dưới hố đào (tường king-post và poling board)
Hanna và Seaton (1967)	14,0	4	900 (ba, phía trên) 500 (phía dưới)	Á sét cho đến á cát	1m bên dưới mặt đất	Không quy định (nền hố đào)	0	Phiến sét nằm bên dưới hố đào (tường king-post và poling board)
Cluogh và Tsui (1974)	1,50	4	-	Sét	-	45° (nền hố đào)	-	Nghiên cứu các thông số ảnh hưởng của độ cứng neo/tường
Malijia và Van Beveren (1974)	21,0 ÷ 27,0	10	410	Aluvium và phiến sét	4 ÷ 9m bên dưới mặt đất	35° (nền hố đào)	0	Phiến sét nằm bên dưới hố đào (tường king-post và poling board)
(b)	21,0 ÷ 34,0	9	360	Sét chặt và cát bùn	Bên dưới nền hố đào	35° (nền hố đào)	0	Tường king-post và poling board
Liu và Dugan (1972)	16,5	7	300	Sét chặt và cát chặt	Bên dưới nền hố đào	35° (nền hố đào)	0	Tường king-post và poling board (toàn bộ gắn thiết bị)
Larson, Willette, Hall và Gnaedinger (1972)	15,0	4	400	Cát chặt đến rất chặt và cuội sỏi	Bên dưới nền hố đào	45° - $\Phi'/2$ (nền hố đào)	1,2 ÷ 1,5	Tường king-post và poling board

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Wosser và Darragh (1970)	12,0 ÷ 20,0	4	200 ÷ 400	Cát được phun xi măng và sét bùn	10m bên dưới mặt đất	30° (nền của cọc)	-	Tường king-post và poling board bên dưới có nền đá
Boot (1966)	12,0	3 ÷ 5	300 ÷ 600	Sét và cát bùn	Bên dưới nền hố đào	45° (nền hố đào)	3 đến bên cạnh hầu	Tường king-post và poling board
Dietrich và NNK (1971)	15,0	2 ÷ 4	450	Cát và đất đắp	Bên dưới nền hố đào	27° (nền của cọc)	0	Tường king-post và poling board, có các dòng chảy từ nguồn nước chính vào trong hố đào
Ware và NNK (1973)	12,0 ÷ 15,0	4	400 450	Sét và cát bùn	Bên dưới nền hố đào	40° (nền hố đào)	0	Tường king-post và poling board
White (1970)	-	-	-	-	-	35° (nền hố đào)	4,6 ÷ 6,1 và đến phần neo cố định kiểu chuông đơn	Trình tự thiết kế chung
Clough và NNK (1972)	18,3	4 ÷ 5	556 ÷ 890	Đất đắp và sét bùn	Bên dưới nền hố đào	30° (1,5m bên dưới nền hố đào)	-	Tường king-post
	8,0	4	400	Đất sét cứng nứt nẻ	-	35° (nền của tường)	0	Tường kiểu sườn chống (Neasden)
Milligan (1977)	-	-	-	-	-	40°	-	Giá trị trung bình cho nền của hố đào

x* là khoảng cách giữa điểm cuối gắn đúng của hầu neo và điểm phần neo tự do cắt mặt phá hoại định trước (xem hình 40 (a))



Hệ số an toàn S_f :

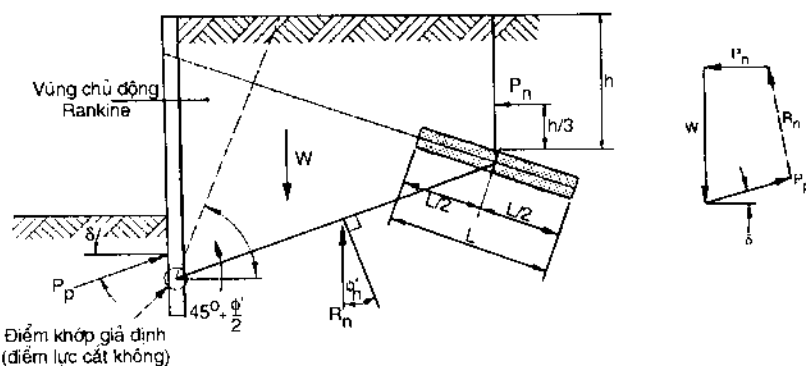
$$S_f = \frac{\tan \phi'_n}{\tan \phi'_n} \geq 1,5$$

Ở đây :

Φ'_n - Góc danh định của sức kháng cắt (độ)

Chú ý : Nếu Φ'_n được giả định đúng, thì trọng lượng W và các lực R_n và P_n cân bằng. Nếu không đạt Φ'_n cần phải thay đổi.

(a) Sửa đổi của Locher (1969) và Littlejohn (1970 và 1977)



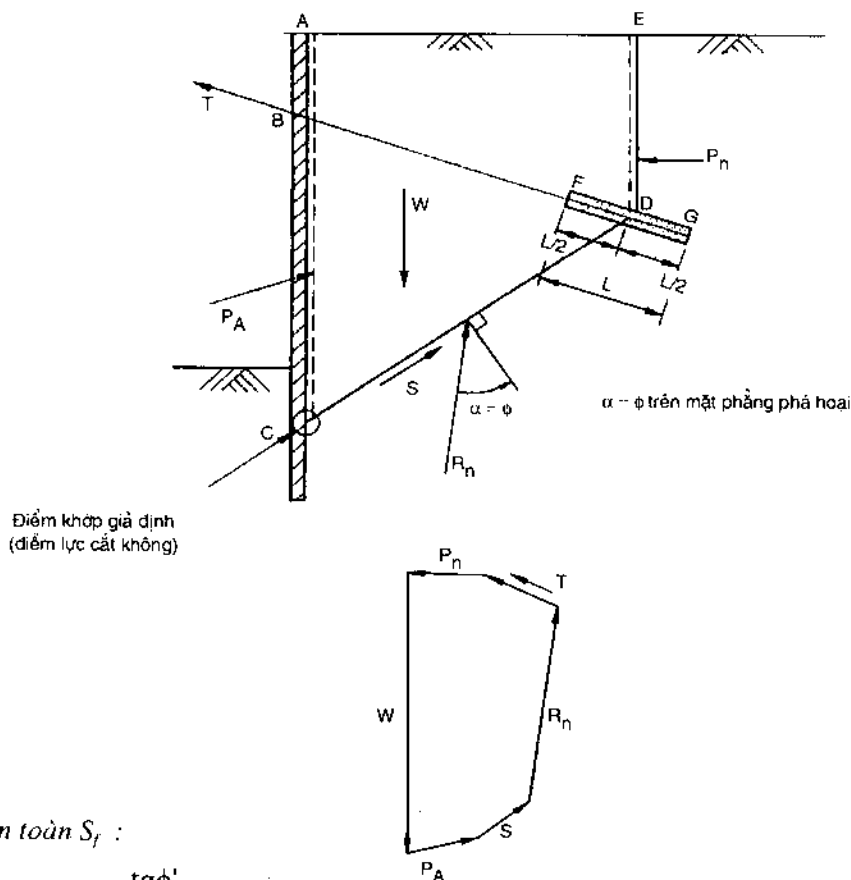
Hệ số an toàn S_f :

$$S_f = \frac{\tan \phi'_n}{\tan \phi'_n} \geq 1,2$$

Ở đây : Φ'_n - Góc danh định của sức kháng cắt (độ)

(b) Sửa đổi của Ostermayer (1977)

Hình 41: Phương pháp phân tích khối trượt



Hệ số an toàn S_f :

$$S_f = \frac{\text{tg}\phi'}{\text{tg}\phi'_n} \geq 1,3$$

Cho các áp dụng không tới hạn.

Cho các áp dụng tới hạn $S_f \geq 1,5$

(theo Kranz (1953), Ranke và Ostermayer (1968)).

W - Trọng lượng khối đất trong mặt phá hoại

P_n - Lực thiết kế tác động trên mặt DE. Lực đẩy nổi của nước cần xét tới bên dưới mực nước. Khi P_n được vẽ nằm ngang có thể là một lực nghiêng.

R_n - Thành phần ma sát của sức kháng đất. Lực này đặt dưới góc $\alpha = \Phi$ (hoàn toàn xiên) đối với nền pháp tuyến của khối đất. Cần lưu ý rằng α không được lớn hơn góc nội ma sát của đất. Sức kháng cắt huy động tác động dọc theo mặt phẳng là $(R_n \cos \Phi) \text{tg}\Phi$.

S - Thành phần sức kháng do độ bền dính của đất (nói chung bỏ qua).

P_A - Lực đất chủ động giữa điểm A và điểm C. Điểm C là điểm lực cắt không.

T - Là lực neo

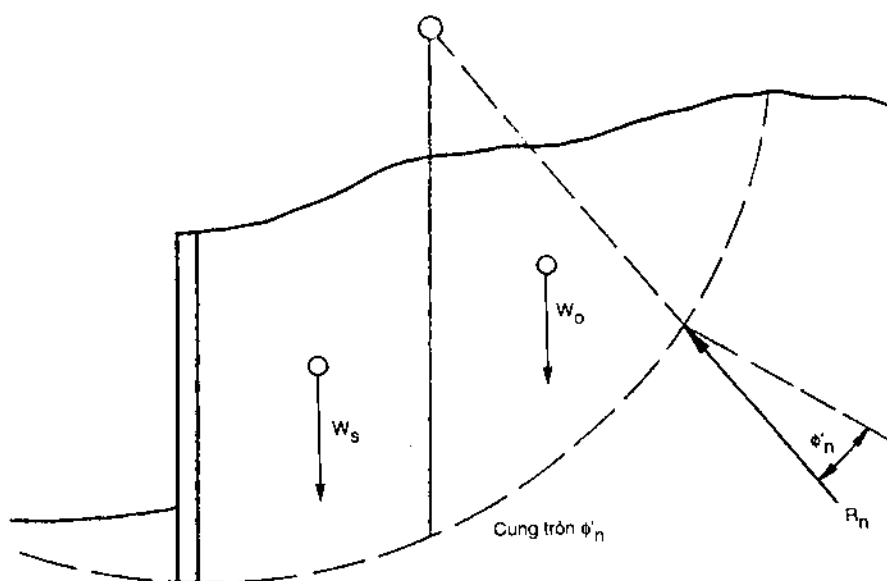
(c) Theo Cheney (1984)

Hình 41: (tiếp theo)

Bảng 20. Các phương pháp phân tích ổn định mái dốc đất (theo GCO 1989)

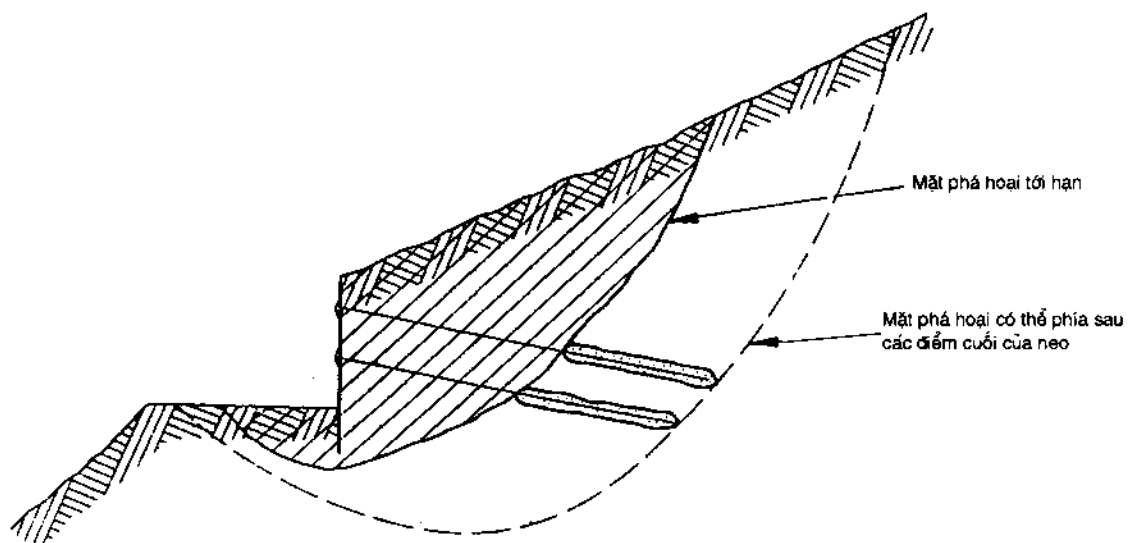
Phương pháp	Mặt phá hoại	Giả thiết	Các ưu điểm	Các hạn chế	Tham khảo	Kiến nghị
1	2	3	4	5	6	7
Mái dốc không hạn chế	Đường thẳng	Bất cứ mặt trượt đứng nào đại diện cho toàn bộ mái dốc.	Phương pháp tính toán đơn giản bằng tay	Các giả thiết mặt phẳng phá hoại luôn luôn chỉ là gần đúng. Phương pháp này chỉ có thể dùng cho các bề mặt trượt khi tỷ số chiều dài và độ sâu là lớn và có thể bỏ qua ảnh hưởng của đầu cùng	Lambe và Whitman (1969)	Thích hợp cho các mái dốc dài, đặc biệt khi chúng có một lớp mỏng đất phong hoá phủ trên đá
Khối trượt	Hai hoặc nhiều hơn các đường thẳng	Khối trượt có thể được chia thành hai hoặc nhiều hơn các khối, sự cân bằng của mỗi khối được xem xét độc lập bằng cách dùng các lực liên kết giữa các khối	Thích hợp cho tính tay khi dùng 2 hoặc 3 khối	Không xem xét đến biến dạng của các khối. Kết quả rất nhạy với góc so với phương ngang được chọn của các lực liên kết giữa những khối và độ nghiêng của mặt phẳng giữa các khối	Lambe và Whitman (1969)	Sử dụng khi có một lớp yếu bên trong hoặc bên dưới mái dốc và khi mái dốc nằm bên trên một lớp rất cứng
Bishop	Tròn	Xem xét sự cân bằng lực và mô men cho từng mặt trượt. Phương pháp chính xác giả thiết các giá trị của các lực đứng trên các phía của mặt trượt cho đến khi tất cả các biểu thức được thoả mãn. Phương pháp đơn giản hoá thì giả thiết các lực đứng bằng không trên mỗi mặt trượt.	Phương pháp đơn giản hoá phù hợp với các phương pháp biến dạng phần tử hữu hạn (F trung bình trong khoảng 8%) các chương trình máy tính có sẵn.		Bishop (1955)	Sử dụng khi giả thiết mặt phá hoại tròn

1	2	3	4	5	6	7
Bishop và các đồ thị của Morgenstern	Tròn	Sử dụng phương pháp đơn giản hoá của Bishop và một giá trị trung bình	Dễ sử dụng. Chính xác hơn các đồ thị của Hoek	Bị hạn chế dùng với đất đồng nhất và các mái dốc thoải hơn 27°	Bishop và Morgenstern (1960)	Sử dụng hạn chế
Các đồ thị của Hoek	Tròn	Khó trượt được xem như toàn bộ. Lời giải biến dưới, giả thiết ứng suất pháp tập trung tại một điểm.	Các góc mái dốc đã cho từ 10° đến 90°. Sử dụng rất đơn giản.	Bị hạn chế dùng với đất đồng nhất và nằm điều kiện nước ngầm quy định.	Hoek và Bray (1981)	Rất thuận tiện để tính toán sơ bộ cho các mái dốc độ mao hiểm thấp.
Janbu	Không tròn	Trình tự chung xem xét cân bằng lực và mô men trên từng mặt trượt. Cần giả thiết các lực giữa các mặt trượt tác động trên một đường thẳng. Không kể đến các lực đứng giữa các mặt trượt trong trình tự thông thường và F tính được khi đó được hiệu chỉnh đến cho phép đối với các lực đứng.	Có thể sử dụng các mặt trượt thực tế. Phân tích thông thường	Các hệ số f_0 đã được công bố dùng cho vật liệu đồng nhất và trình tự thông thường có thể đưa ra các sai số lớn trong các mái dốc gồm nhiều loại vật liệu. Trong các trường hợp đó, hệ số an toàn thường được xác định thấp. Phương pháp tổng quát không có những hạn chế như vậy	Janbu (1972) Phương pháp thông thường đã được cho trong Hoek và Bray (1981)	Cần phải xem xét các hạn chế của phương pháp thông thường.
Morgenstern và Price	Không tròn	Xem xét các lực và mô men trên từng mặt trượt, tương tự như Janbu. Trình tự tổng quan.	Được xem xét chính xác hơn Janbu. Có sẵn các chương trình máy tính.	Phương pháp không đơn giản hoá. Cần lời giải trên máy, thường rất tốn thời gian	Morgenstern và Price (1965)	
Sarma	Không tròn	Một cải tiến phương pháp của Morgenstern và Price, giảm yêu cầu lặp khi dùng các lực động đất.	Giảm đáng kể thời gian tính toán mà không mất độ chính xác	Có thể dùng một máy tính tay với các chương trình tính toán có sẵn	Sarma (1979)	Có thể dùng như một lựa chọn đối với Morgenstern và Price.

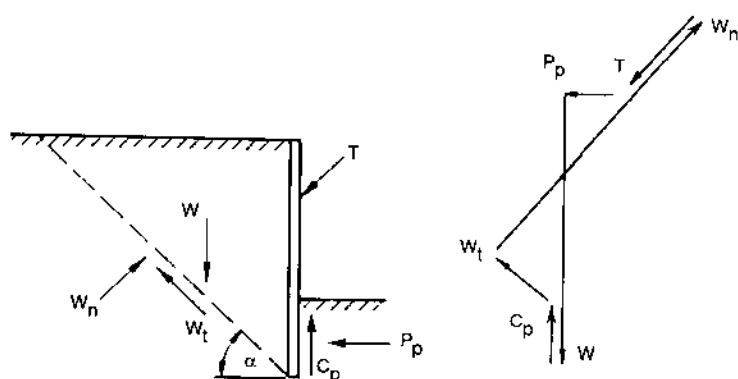
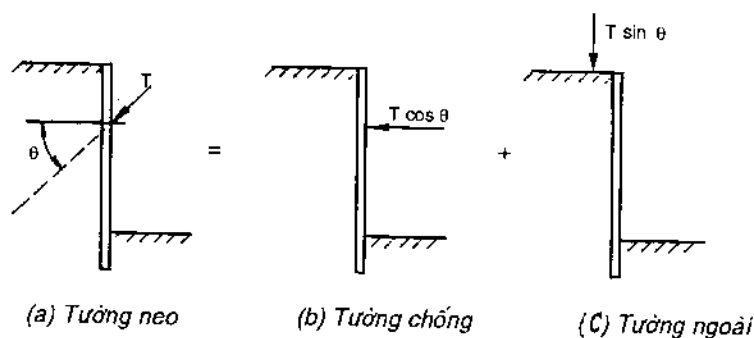


$$S_f = \frac{\text{tg}\phi'_i}{\text{tg}\phi'_n} \quad \text{Cho cân bằng} = \frac{\text{Mômen do } W_s}{\text{Mômen do } W_o} = 1$$

Hình 42: Phân tích ổn định các mặt trượt dạng cung tròn (theo Littlejohn 1970)

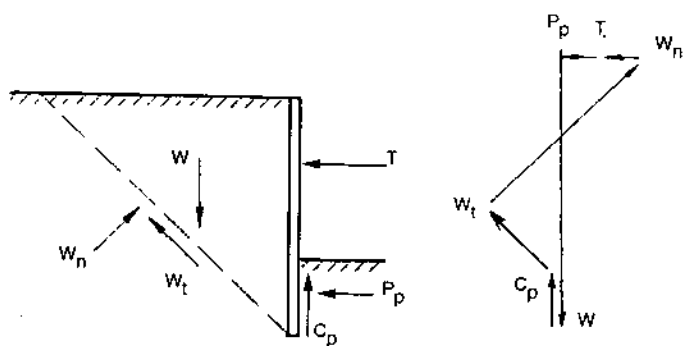


Hình 43 : Phân tích ổn định để xác định chiều dài tự do và chiều dài tổng cộng của neo (theo Weatherby và Nicholson 1982)



$$P_p = W - C_p \cdot w \sqrt{2}$$

(d) Hệ thống lực trên tường neo



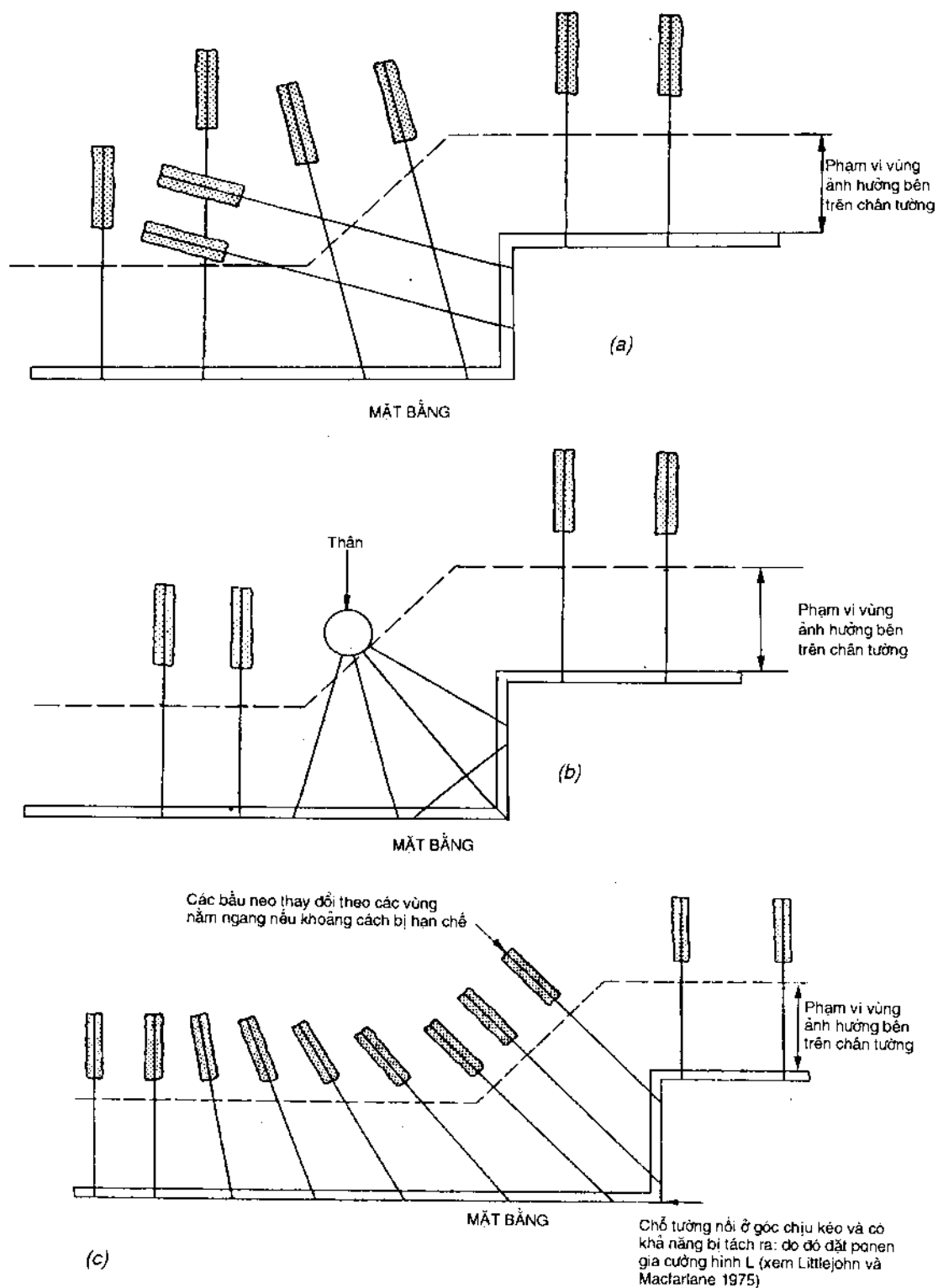
$$P_p = W - C_p \cdot w \sqrt{2} - T$$

(e) Hệ thống lực trên một tường có dầm chống

Hình 44 : Sự khác nhau về hệ thống lực giữa tường chống và tường neo (theo Stille 1976)

a) Tường neo; b) Tường chống; c) Tường ngoài; d) Hệ thống lực trên một tường neo;

e) Hệ thống lực trên một tường có dầm chống.



Hình 45 : Neo tại các góc đảo chiều

a) Chỉ dùng neo; b) Dùng cọc (theo Ostermayer 1977)

c) Góc không có các dây neo cắt ngang qua.

D.2.2. Mái dốc

Sử dụng neo chỉ là một trong nhiều phương pháp ổn định mái dốc. Có thể dùng các biện pháp thoát nước và thay đổi hình dạng mái dốc, cũng như có phối hợp với neo, Reti (1964), Camberfort (1966).

Quan trọng là phải nắm vững địa chất, chế độ nước ngầm và cần phân loại chính xác sự tồn tại các mặt trượt đất xảy ra. Cần phải xem xét các điểm sau đây :

(a) Thực hiện phân tích về ứng suất có hiệu khi dùng các áp lực lỗ rỗng thu được từ mạng dòng.

(b) Cần xác định các cho phép trong thiết kế ở đất phân lớp hoặc nứt nẻ.

(c) Độ bền dư của đất có thể áp dụng trong thiết kế, đặc biệt khi có những mặt phá hoại đã xảy ra trước.

Cũng cần phải xác định độ bền đất dọc theo mặt trượt không bị giảm theo thời gian.

Bảng 20 dựa theo GCO (1989) đã mô tả các phương pháp phân tích khác nhau hiện có. Một mặt trượt tròn trên hình 46 thể hiện phương pháp phân tích của Hobst và Zafic (1983). Phần chịu lực dư phải đủ lớn để đảm bảo không xảy ra phá hoại sức chịu cục bộ.

Các cho phép đối với neo trong hoặc ngoài mặt phá hoại giới hạn được giới thiệu trong D.2.1.

Có thể dùng phối hợp tường và neo để ổn định mái dốc trong cả đất và đá, nhất là trong đất bên trên đá. Schnabel (1982) lưu ý rằng, tường có neo hiệu quả nhất khi khối đất giữ kết cấu của nó, trượt theo mặt không giới hạn. Schuster và Fleming (1982) mô tả các vấn đề về địa kỹ thuật của việc kiểm tra trượt đất có dùng tường. Nếu mặt phá hoại nông thì tường xuyên qua mặt phá hoại đó. Hovland và Willoughby (1982) đã mô tả ví dụ về mặt trượt chủ động của colluvium bên trên đá phiến thạch đã được ổn định. Các lực động đất cũng được xem xét như trong D.1 đã nêu. Khi mặt trượt sâu, tường không cần xuyên qua mặt trượt, tuy nhiên chắc chắn phải cần hai hàng neo [Weatherby và Nicholson (1982)]. Việc quan trắc ứng xử các mái dốc được ổn định bằng neo cũng rất quan trọng, xem phụ lục M.4. Brandl (1979) đã mô tả một ví dụ về đất colluvium đã bị đảo trên đá phiến thạch phong hoá.

D.2.3. Hồ đào ngầm

Hiện nay, chưa công bố bất cứ ví dụ nào về việc dùng neo đất trong các hồ đào ngầm.

Bảng 21. Chuyển vị của các tường có neo

Nhóm đất	Tham khảo	Độ sâu đào (H) (m)	Chuyển vị đỉnh (Δ) (mm)	Δ/H (%)	Độ lún sau tường (δ_w) (mm)	δ_w/H (%)	Loại tường	Chú thích
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Nhóm 1. Cát rời								
	Shannon và Strazzer (1970)	24,6	75	0,30	75	0,30	King-post và guniting	Phá hoại sức chịu tải của King-post đôi bởi các đo đạc khẩn cấp
	Dietrich et al (1971)	17,4	46	0,25	-	-	King-post và poling board	King-post lún 63 mm
	Trow (1974)	10,5	25	0,25	-	-	King-post và poling board	
	Saxena (1975)	10,0	25	0,25	-	-	King-post và poling board	
		17,0	67	0,39	-	-	Tường BTCT có sườn chống	Đã đo các mô men uốn
	Jelinek và Ostermayer (1976)	19,5	146	0,75	-	-	Tường BTCT có sườn chống	
	Rizzo et al, (1968)	20,0	140	0,7	-	-	King-post và poling board	Phương pháp chủ động
Nhóm 2. Đất hạt, dính (ví dụ như á sét, cát bùn, á cát)								
	Phillips và James (1973)	10,4	10	0,10	-	-	Tường BTCT có sườn chống	Cứng đã đo các mô men uốn
	Sandqvist (1972)	6,5	15	0,23	-	-	Cọc cừ	Bị uốn do băng lớn
	Larson et al. (1972)	15,2	25	0,16	25	0,16	King-post và poling board	Đất đã bị xáo trộn do việc đặt các Poling board
	Wera et al. (1973)	14,8	50	0,34	16	0,11	King-post và poling board	Độ lún đường lớn nhất 6,1m do hố đào
	Melijian và Van Beveren (1974)	33,0	75	0,23	75	0,23	King-post và poling board	Tạo hốc khi lắp đặt neo
	Corbett và Stroud (1975)	15,3	20	0,13	18	0,12	King-post và poling board	Đã xảy ra chuyển vị nâng lên phía sau tường (trồi)

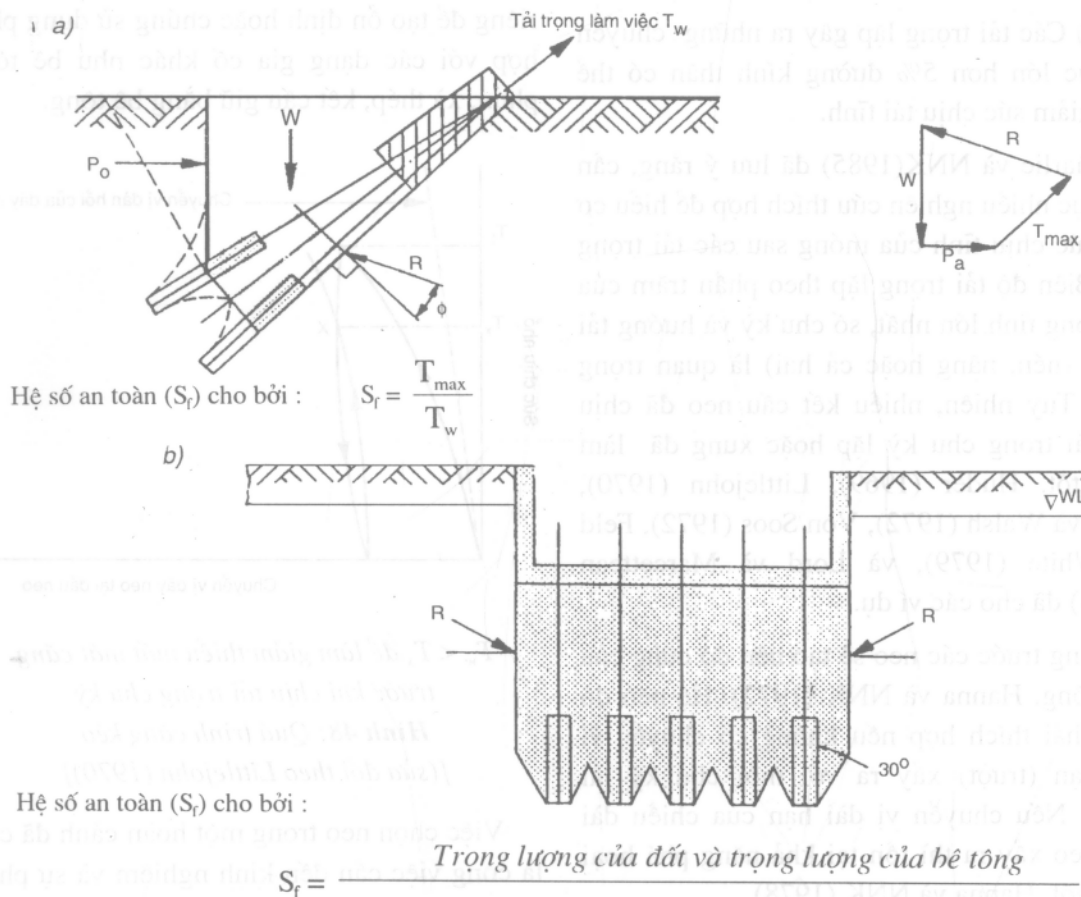
1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Hodgson (1975)	15,0	3	0,02	28	0,19	Tường BTCT có sườn chống	Chân tường trong sét cứng, tường di chuyển 25 mm khi sử dụng đầm điện ở gần
	St John (1975)	10,0	6	0,06	-	-		Đào bằng nổ mìn. Dùng mặt đất làm chỗ chống
	Rizzo et al. (1968)	6,4	2,5	0,04	-	-	King-post và poling board	Sét mềm phủ trên đá "theo phương pháp ngòi"
Nhóm 3. Sét mềm đến trung bình								
	Sandegren và NNK (1972)	6,7	28	0,42	-	-	Cọc cừ	Bị uốn do đóng băng nặng
	Cunningham và Fernandez (1972)	7,0	100 ÷ 18	1,43 ÷ 0,27	-	-	Tường BTCT có sườn chống	Sau khi tường đã được sửa
	Murphy et al. (1975)	10,0	5	0,05	-	-	King-post và poling board	Sét thay đổi bên dưới có sét chặt
	Broms và Stille (1976)	6,3	50 ÷ 150	1,60	17,5 ÷ 40	0,28÷0,06	Cọc cừ	Khối Manfred, chuyển vị Vasteras do được 6m và 13m đằng sau tường
		4,0 ÷ 5,0	50 ÷ 100	1,50	-	-	Cọc cừ	Các khối Hjøtter và Spirán - Novrkopiny các cọc đã lún giống như lượng chuyển vị của đỉnh.
		4,0	510 ÷ 610	-	410	-	Cọc cừ	Tường phá hoại, Lilla Balstorn Gothenburg
	Da Costa Nunes và Diaz (1978)	20,0	250	1,25	-	-	Tường bê tông	Đất còn lại (bị trượt từng phần). áp lực đất đã được đo để kiểm tra thiết kế.
	Fenoux (1078)	17,5	50 ÷ 60	0,28÷0,34	-	-	Sườn chống chữ T	Hố đào bên dưới có cuội sỏi và đá
	Stille và Fredriksson (1979)	7,5	10	0,13	-	-	Cọc cừ	Đất lún 50 mm, 7,5m sau tường
Nhóm 4. Sét cứng								
	D'Appollonia và NNK (1967)	8,8	60	1,80	-	-	Cọc cừ	Mái dốc trong Colluvium
* Nhóm đất phù hợp với Peck (1969)								

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Jennings (1969)	14,7	76	0,52	-	-	-	Cọc khoan	Hư hỏng dịch vụ trên đường và các nhà cất ngang đường. Đá liên kết mềm.
Wosser và Darragh (197)	14,7	38	0,26	-	-	-	Cọc khoan	
Mansur và Alizadeh (1970)	25	25	0,14	-	-	-	poling board bê tông	Hiện trường dưới có đá.
Mc Rostie và Schriever (1967)	12 ÷ 18	6	0,04	-	-	-	King-post và poling board	Phiến sét.
Liu và Dugan (1972)	10,5	12,0	0,11	-	-	-	King-post và poling board	Nhà lún 75 mm cách hố đào 4,60 m.
Clough và NNK (1972)	12,0	90	0,40	75	0,63	0,08	Cọc cừ	Đường 7,63 m lún 28 mm và king-post lún 10 mm.
Nelson (1973)	18,0	15,0	0,10	15,10	0,08	0,15	King-post và poling board	
Malijian và Van Beveren (1974)	18,3	-	0,10	30,5	0,08	0,15	Chỉ có King-post	Đá bùn mềm: độ lún đường có thể cao.
Littlejohn và Macfarlane (1975)	31,0	100,0	0,30	25	0,08	0,15	King-post và poling board	Độ lún của king-post từ 100 mm đến 150 mm do nứt đường và phá vỡ dịch vụ.
Sills và NNK (1977)	28,0	50,0	0,15	-	-	-	King-post và poling board	Panel lún 12,2 mm. Đã đo mô men uốn. Đầu neo trong cuội sỏi.
Haines và NNK (1980)	14,5	22,0	0,15	-	-	-	Tường BTCT có sườn chống	Panel lún 30,0 mm. Xảy ra lún 20,00 mm sau tường 4,0 m.
Sommer (1980)	8,0	50,0	0,63	20,0	0,25	0,25	Tường BTCT có sườn chống	Cuội sỏi bên trên Keuper Marl cứng. Mút thừa 6,8 m tính đến mức neo đầu tiên.
	11,25	20	0,18	-	-	-	Tường BTCT có sườn chống	Lớp đá vôi tại nền hố đào.
	15,0	5,0 ÷ 20,0	0,03-0,13	-	-	-	Cọc khoan	Chuyển vị ngang 10 mm cách hố đào khoảng 16 m. Đất trời 60 mm bên ngoài hố đào.
	16,50	35	0,21	-	-	-	Cọc khoan (cọc di chuyển 10 mm vào trong hố đào tại mức bán thấp nhất).	

* Nhóm đất phù hợp với Peck (1969)

Vùng đất có thể giả thiết cân ổn định bằng các neo đất để tạo ra một lực nghiêng được cho trên hình 47(b). Giả thiết về các côn ổn

định trong hình 47 là giả thiết thực nghiệm, không có khả năng dự báo một cách lý thuyết hình dạng phá hoại.



S_f có giá trị từ 1,2 đến 1,5 tùy theo sự cho phép của ma sát mặt bên

Hình 47: Các tải trọng đứng và di chuyển trong đất [theo Ostermayer (1977) và xem thêm Von Soos (1972)]

a) Nhóm neo nghiêng trong đất rời; b) Nhóm neo đứng trong đất rời.

Tuy vậy, nghiên cứu dùng mô hình phẳng các neo tỷ lệ thật dạng hình trụ đã được kiến nghị là những phương pháp thiết kế lựa chọn cho cả đất dính và không dính. Công trình này đã thực hiện ở Canada và được Adams và Hayes (1967), Meyerhof và Adams (1968), Adams và Radhakrishna (1971), Adam và Klym (1972), Radhakrishna và Adam (1973) đã báo cáo. Kalhavy (1985) đã trình bày một cách tổng quan chi tiết hơn và xem xét các

neo chân mở rộng, xoắn ốc có phun vữa. Ứng xử chung khi chịu tải trọng trục đã xác định cho ba loại móng.

Charlie và NNK(1985) đã có tổng quan với lượng thông tin hạn chế về ứng xử của loại cọc và neo đất chịu tải trọng trục lặp lại. Số liệu cho thấy rằng :

(a) Tất cả nhưng thấp nhất (nhỏ hơn 25% sức chịu tĩnh) cho thấy tiếp tục biến dạng không hạn chế.

(b) Tải trọng lặp hai đường có thể làm giảm sức chịu tải trọng trong khi tải trọng một đường ảnh hưởng ít hơn.

(c) Các tải trọng lặp gây ra những chuyển vị trục lớn hơn 5% đường kính thân có thể làm giảm sức chịu tải tĩnh.

Charlie và NNK(1985) đã lưu ý rằng, cần tiếp tục nhiều nghiên cứu thích hợp để hiểu cơ chế sức chịu tĩnh của móng sau các tải trọng lặp. Biên độ tải trọng lặp theo phần trăm của tải trọng tĩnh lớn nhất, số chu kỳ và hướng tải trọng (nén, nâng hoặc cả hai) là quan trọng nhất. Tuy nhiên, nhiều kết cấu neo đã chịu các tải trọng chu kỳ lặp hoặc xung đã làm việc tốt. Huder (1969), Littlejohn (1970), Betts và Walsh (1972), Von Soos (1972), Feld và White (1979), và Lord và Marcettean (1984) đã cho các ví dụ.

Căng trước các neo sẽ tạo nên độ cứng của hệ thống, Hanna và NNK (1972). Hệ neo đó cần phải thích hợp nếu không có chuyển vị dài hạn (trượt) xảy ra với mỗi chu kỳ tải trọng. Nếu chuyển vị dài hạn của chiều dài bầu neo xảy ra thì tồn tại khả năng phá hoại đột ngột, Hanna và NNK (1978).

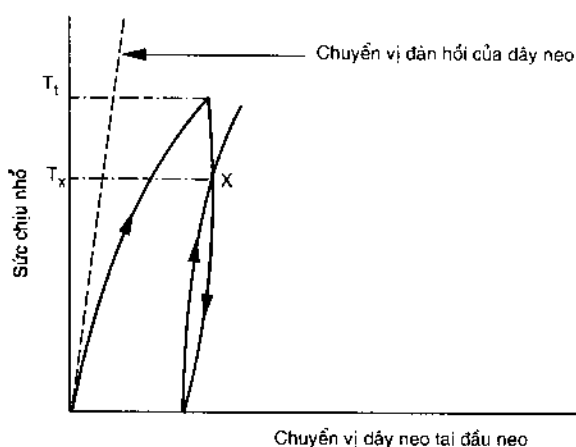
Lực căng trước trong thanh neo cần chọn lớn hơn bất cứ sự tăng giảm nào của tải trọng. Littlejohn (1970) đã kiến nghị quy trình như sau (xem hình 48). Đầu tiên neo căng đến tải trọng thử yêu cầu (T_t). Sau đó neo được chùng hoàn toàn. Khi căng lại đến T_t , cần lưu ý tải trọng bên trên T_x . Đối với T_t đã nêu, T_w cần phải dưới T_x nhằm giảm thiểu sự mất căng trước cho một thanh neo chịu tải trọng chu kỳ khi làm việc.

D.3. Neo trong đá

D.3.1. Các xem xét cơ bản

Việc dùng neo để đảm bảo ổn định của mái dốc đá mới hoặc đã có và các hố đào

ngầm trong đá đã được thiết lập tốt cho hầu hết các loại đá. Tùy theo hoàn cảnh quy định, các neo có thể được dùng làm phương tiện riêng để tạo ổn định hoặc chúng sử dụng phối hợp với các dạng gia cố khác như bê tông phun, xà thép, kết cấu giữ bằng bê tông.



$T_w < T_t$ để làm giảm thiểu mất mát căng trước khi chịu tải trọng chu kỳ

Hình 48: Quá trình căng kéo
[(sửa đổi theo Littlejohn (1970))]

Việc chọn neo trong một hoàn cảnh đã cho là công việc cần đến kinh nghiệm và sự phán đoán. So sánh với kinh nghiệm đã có, cùng với nghiên cứu sơ đồ phân loại và các chỉ dẫn thực nghiệm, có thể đưa ra những lời khuyên có ích (Hock và Brown 1989; Barton và NNK 1979; Farmer và Shelton 1980).

Cần phải lựa chọn neo phù hợp với những điều kiện gặp phải (Hock và Brown 1981; Cục Công binh lục quân Mỹ 1980). Phạm vi áp dụng được tổng hợp trong bảng 22.

Mặc dù loại neo kéo (chủ động) và bám dính hoàn toàn không kéo (bị động) đang được sử dụng rộng rãi, nhưng kiến nghị cần kéo các neo đó càng sớm càng tốt sau khi lắp đặt (xem D.4).

Các neo chịu kéo gia cường khối đá tạo ra một mái dốc hoặc bao quanh hố đào bằng cách tăng sức kháng cắt dọc theo các chỗ không liên tục. Nó ngăn chặn sự rời ra của các khối bị lỏng và tăng cường bản chất tự liên kết của khối đá. Sự tạo ra tác dụng neo ở một vùng được gia cường trong khối đá làm nó có độ mềm thích hợp, cho phép biến dạng nào đó và tạo ra độ cứng đủ để giảm thiểu sự hình thành các chỗ không liên tục trong khối đá.

Phạm vi huy động hiệu quả sẽ phụ thuộc vào các đặc trưng biến dạng tương đối của neo và khối đá, có thể thay đổi từ có trước cho đến phù hợp với hoàn cảnh cụ thể nhờ neo dính bám vào khối đá bao quanh trên chiều dài hoặc tách rời trên chiều dài neo tự do.

Neo bám dính hoàn toàn, thường được sử dụng, cung cấp sự ngăn giữ dọc theo chiều dài tự do, giảm thiểu sự dân nở của các mối nối và tạo ra khả năng lớn nhất để gìn giữ sự phối hợp mong muốn giữa độ cứng và độ mềm.

Bảng 22. Các điều kiện đá và áp dụng gia cố

Loại gia cố	Các điều kiện đá và áp dụng
Chốt đá	Áp dụng : (a) Để đảm bảo ổn định của vùng rất gần bề mặt đào. (b) Gia cố cho đá cần phải lấy đi ở giai đoạn sau (c) Để gia cố chung khi được đặt rất gần bề mặt có trước, khi hình thành lực kéo sau khi đặt. (d) Để gia cố trước khi đào Đá : phù hợp cho mọi loại. Trong đá yếu cần có chiều dài phù hợp để có thể tạo được độ bền chịu kéo cho chốt.
Bu lông đá	Áp dụng : gia cố chung cho mọi loại đào đất hở. Đá : (a) Bu lông có bầu kiểu cơ học chỉ thích hợp khi sử dụng trong đá cứng. (b) Bu lông có bầu phun vữa có thể dùng trong mọi loại đá. Khi đá yếu hoặc đất sét lẫn trong có xu hướng vào trong các lỗ khoan, có thể sức chịu tải của neo không đủ thì dùng bầu neo phun vữa cao su. Áp lực chống lớn nhất : 300 kN/m^2
Neo đá	Áp dụng : gia cố các hố đào hở lớn đòi hỏi áp lực chống đỡ cao và chiều dài gia cố dài. Chủ yếu dùng phối hợp với bu lông, chốt hoặc bê tông phun. Đá : thích hợp cho mọi loại đá, nhưng cần kiểm tra cẩn thận trong đá có hỗn hợp đá chất lượng thấp được liên kết cứng, hoặc đá vụn, mặt trượt nhẵn, các khe nứt được lấp đầy, dòng nước mạnh, ứng suất tại chỗ cao, đá trôi lên hay bị nén mạnh (Barton và NNK1979). Trong đá yếu, cần các neo phù hợp cho đất. Áp lực chống nhỏ nhất : 200 kN/m^2 Áp lực chống lớn nhất : 600 kN/m^2
Áp lực chống = áp lực chống có được tại thời điểm lắp đặt	

Chiều dài tự do tách rời chỉ sử dụng trong trường hợp khi neo cần có ứng suất trước trong khai thác, khi dự kiến chuyển vị do kéo sau lớn, hoặc khi một chuyển vị cục bộ trị số đáng kể xảy ra có thể làm vượt quá ứng suất neo.

Neo tạo ra một điểm cách biệt của gia cố. Tính hiệu quả của neo trong việc giữ độ nguyên vẹn của mặt đá phụ thuộc vào mức độ nứt nẻ của bề mặt, khoảng cách giữa các neo và kích thước của bề mặt nó gia cố (Hock và Brown 1981; CIRIA 1983).

Sự mất ổn định của mái dốc đá hoặc hố đào ngầm có thể do một hoặc các nguyên nhân sau đây:

(a) Chuyển vị của các khối, các nêm đá khi chịu tác động những ngoại lực, đặc biệt trọng lực, áp lực nước, băng và thực vật.

(b) Chuyển vị của các khối hoặc các nêm đá khi chịu tác động của các ứng suất tại chỗ.

(c) Sự phá hoại của đá nguyên vẹn do vượt quá ứng suất

(d) Sự phá huỷ hoặc thoái hoá hoá học của đá khi chịu các điều kiện khí hậu.

Nói chung, mức độ ứng suất (hoặc trước khi đào) tại chỗ tăng theo độ sâu dưới mặt đất. Như vậy tại các độ sâu nhỏ, sự ổn định của mái dốc đá hoặc hố đào hở được khống chế bằng không gian ba chiều của mái dốc hoặc hố đào và các đặc trưng của kết cấu đá. Tại các độ sâu lớn, sự ổn định của hố đào được khống chế bằng sự hạn chế của ứng suất gây phá hoại đá nguyên mẫu hoặc chuyển vị khối dọc theo các chỗ không liên tục có trước.

D.3.2. Các hố đào sâu

Khi đất nằm trên đá tại nền của một hố đào hoặc khi có lớp phong hoá trong đá thì sẽ áp dụng các xem xét bổ sung. Chúng bao gồm (hình 49) :

(a) Đảm bảo gia cố ngang đủ cho chân của tường neo hoặc bề mặt

(b) Kiểm tra sự hoá vụn của đá dưới nền tường (White 1975).

(c) Cung cấp một neo giữ thích hợp tại chân của bề mặt để ngăn cản chuyển vị thẳng đứng của tường do các thành phần thẳng đứng của lực neo gây ra (hình 44). Trow (1977) đã minh hoạ bằng các ví dụ thực tế.

D.3.3. Các mái dốc

Cơ chế phá hoại trong các mái dốc đá về nguyên tắc được xác định theo những xem xét chi tiết về hướng, khoảng cách và các đặc trưng vật lý của các chỗ mất liên tục thể hiện trên mặt đá. Các ảnh hưởng thứ yếu có thể được xác định từ ứng xử ứng suất / biến dạng và ảnh hưởng của phương pháp đào, ví dụ hư hỏng do nổ.

Những đánh giá về ổn định cần dựa trên khảo sát địa kỹ thuật chi tiết về kết cấu đá và tăng cường bằng cách sử dụng cách biểu diễn đồ hoạ đa chiều hoặc phương pháp đồ hoạ khác (Kovari và Fritz 1976; Hoek và Bray 1977; Matheson 1983; Phillips 1971).

Các kiểu phá hoại chính phải kể đến trong mái dốc và cắt đá được minh hoạ trong hình 50 cùng với chỉ dẫn về chức năng của neo đất trong việc cải thiện sự ổn định. Các cơ chế sau đây có thể được ghi nhận, đơn lẻ hoặc phối hợp :

(a) Phá hoại quay quanh đá yếu

(b) Phá hoại định trước dọc theo một hoặc nhiều khe nứt

(c) Phá hoại kiểu nêm dọc theo các khe nứt giao nhau.

(d) Phá hoại dọc theo các chỗ phân cách yếu các vùng cắt hoặc bề mặt phá hoại có từ trước.

(e) Phá hoại lật trong đá có các khe nứt ẩn sâu.

Phân tích khối đá hoặc những vùng có khả năng không ổn định có thể thực hiện bằng cách xem xét các lực ngoài tác động trên khối và các vùng đơn khi dùng phép phân tích động học đơn giản (hình 51), các kỹ thuật tính toán trên máy (Loudon và NNK1983). Độ bền của các khe nứt dọc theo chúng có thể xảy ra phá hoại cần được xác định bằng thí nghiệm đại diện cho vùng riêng đó hoặc phương pháp thực nghiệm (Hoek và Bray 1977; Barton 1971, 1979; Landanyi và Archambault 1970).

Trong đá yếu hoặc nhiều khe nứt, có thể áp dụng các phương pháp phân tích ổn định cho trong bảng 20.

Sự thoát nước bình thường cho bề mặt là rất quan trọng. Các phương pháp thoát nước tiêu biểu cho mái dốc đá đã được Hoek và Bray (1977) mô tả. Phân tích mái dốc cần thực hiện theo ứng suất có hiệu, có kể đến hiệu quả của bất cứ biện pháp thoát nước nào. Các thông số ứng suất dư cần được sử dụng nếu những khe nứt có chứa sét hoặc phá hoại sẵn sàng xảy ra ở đó. Khi xảy ra các chuyển vị lớn, lực dính cần lấy bằng không và thiết kế chỉ dựa trên sức kháng ma sát của khe nứt (Noble 1973, Wagner và NNK 1975; Brandl 1976). Quan trọng là cần thực hiện phân tích độ nhạy để đánh giá ảnh hưởng của từng yếu tố và khả năng thay đổi của từng thông số riêng biệt.

Các ảnh hưởng phụ thuộc thời gian như phong hoá, sự thay đổi các đặc trưng độ bền do nhiều ảnh hưởng môi trường hoặc có biến dạng. Các ảnh hưởng đó không dễ dàng phân tích chi tiết được, nhưng cần đánh giá các thay đổi có khả năng trong những đặc trưng và ảnh hưởng đến ổn định. Cần kiểm tra khả

năng đá có thể lộ ra khí quyển và bị thoái hoá (BRE Digest số 269, 1983).

Do đất được coi là một biện pháp ổn định của hệ neo, riêng hoặc phối hợp với các biện pháp khác, sẽ hình thành kết cấu có hệ số an toàn cần thiết, ví dụ 1,5, nó kể đến sự biến đổi của những thông số thiết kế. Bố trí các neo sẽ dựa trên kết cấu địa chất và chiều dài bầu neo đặt ngoài bất cứ mặt phẳng phá hoại tới hạn nào (hình 50). Trong đá liên kết chặt có thể dùng các neo tạo gia cố gần bề mặt để ngăn ngừa hiện tượng lở ra (thường phối hợp với một hệ thống giữ như mạng lưới hoặc bê tông phun).

Các phương pháp đào có ảnh hưởng đáng kể đến những yêu cầu của neo (Littlejohn và NNK 1977). Cần dùng kỹ thuật nổ được khống chế để ngăn ngừa hư hỏng đá và giảm thiểu khả năng đá lở (Fookes và Sweeney 1976).

Cần quan sát bề mặt để đánh giá các giả thiết thiết kế và khẳng định rằng bất cứ xu hướng nào dẫn đến mất ổn định trong tương lai đều được xác định (xem hình 69).

D.3.4. Hồ đào ngầm

Các hệ thống neo được dùng rộng rãi để ổn định mọi loại hố đào ngầm trong đá gồm các hầm, hố đào khai thác lộ thiên, các hang lớn, ví dụ nhà máy điện dưới đất. Phương pháp thiết kế chung là bố trí một hệ thống neo trước khi bắt đầu đào và tuần tự thay đổi cao trình gia cố trên cơ sở các điều kiện quan sát được. Cao trình gia cố tạo ra được thay đổi rộng rãi phụ thuộc vào hình dạng hố đào, các điều kiện đất và sử dụng giới hạn. Tổng kết sơ bộ về các phương pháp thiết kế nằm ngoài phạm vi tiêu chuẩn này. Các thông tin chi tiết khác có thể tìm thấy trong Hoek và Brown 1981, CIRIA 1983 và trong danh mục tham khảo (phụ lục P).

Các nguyên tắc xác định sự ổn định của hố đào ngầm như sau (Brekke và NNK1974) :

(a) Hình dạng, kích thước và độ sâu kể từ mặt đất của hố đào hở bao gồm những hố đào giao nhau và bên cạnh.

(b) Địa chất : sự phân bố các loại đá và mức độ phong hoá, sự hiện diện của các đặc trưng địa chất.

(c) Hướng tương đối của những chỗ không liên tục (khe nối, khuyết tật và các rãnh đào) và bề mặt đào.

(d) Tính liên tục (hay sự đồng nhất), khoảng cách và đặc tính của các chỗ không liên tục (khi các đặc trưng chủ yếu riêng như khuyết tật hoặc các vùng chịu cắt, các tập hợp liên kết phân bố tổng quát hơn).

(e) Những đặc trưng của loại đá nguyên và đá đã được liên kết (các đặc trưng độ bền, biến dạng và đảo)

(f) Ứng suất tại chỗ

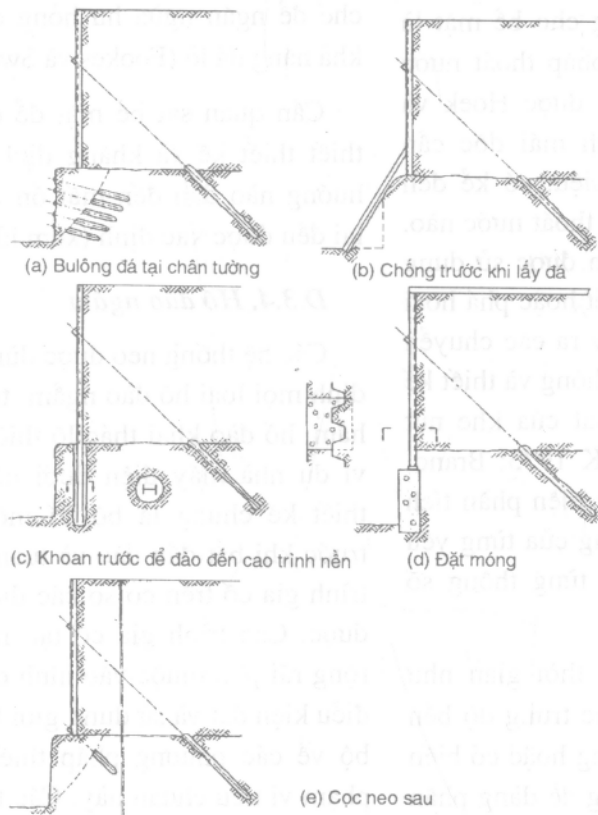
(g) Các điều kiện nước ngầm

(h) Trình tự và các phương pháp đào

(j) Các tải trọng tác động vào như đường cần cầu, các lực động đất

(k) Sự thoái hoá của đá lộ ra.

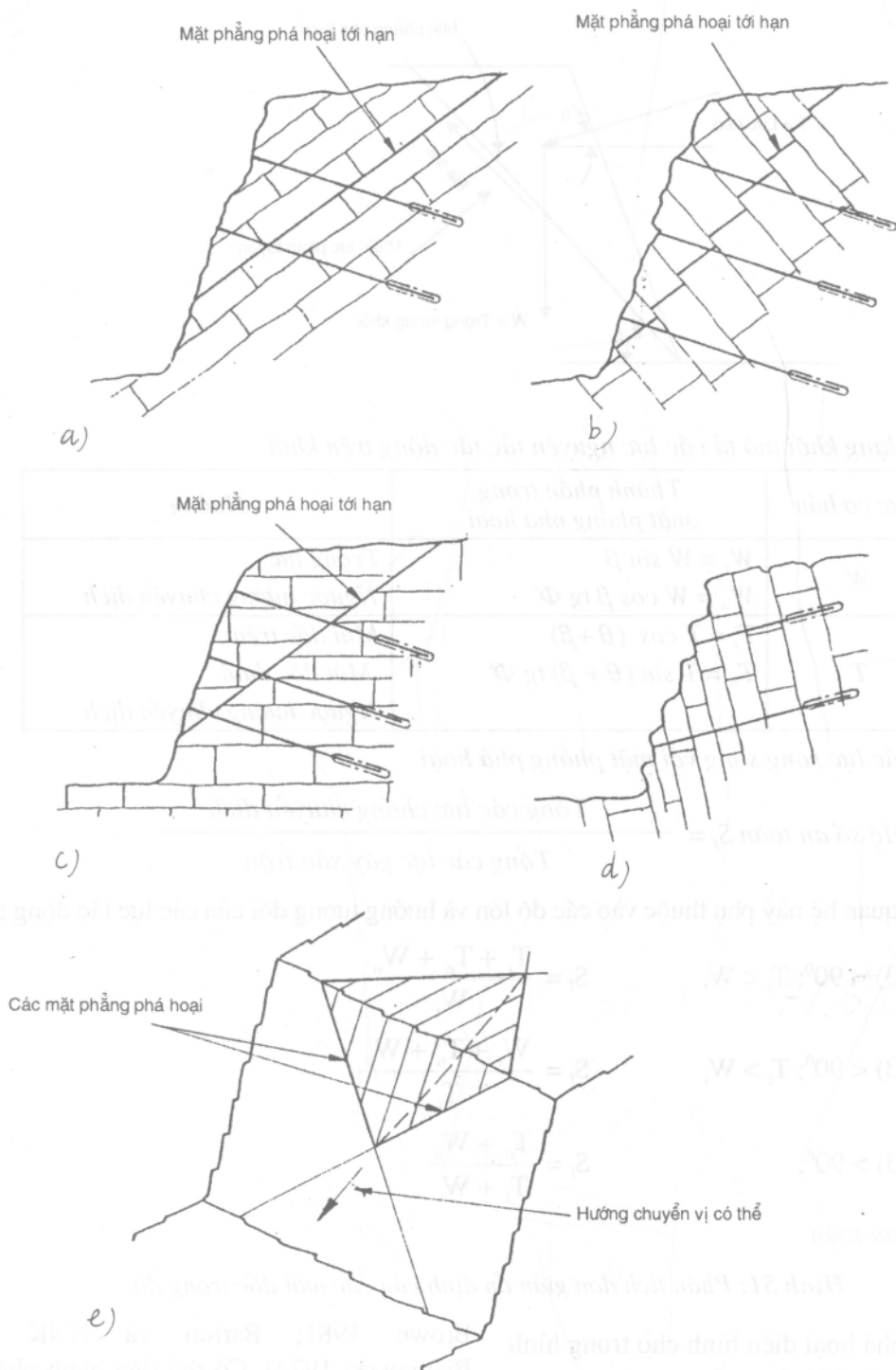
Việc đánh giá ổn định cần dựa trên khảo sát địa kỹ thuật chi tiết của kết cấu đá, có sử dụng thăm dò địa lý đa chiều hoặc các phương pháp địa lý khác (Hoek và Brown 1981) phối hợp với việc xác định những điều kiện ứng suất liên quan đến độ bền khối đá khi sử dụng phương pháp phân tích ứng suất đàn hồi hoặc đàn dẻo.



Hình 49: Các kiểu phá hoại tường có neo sau trong đá : phương pháp khống chế (theo White 1975)

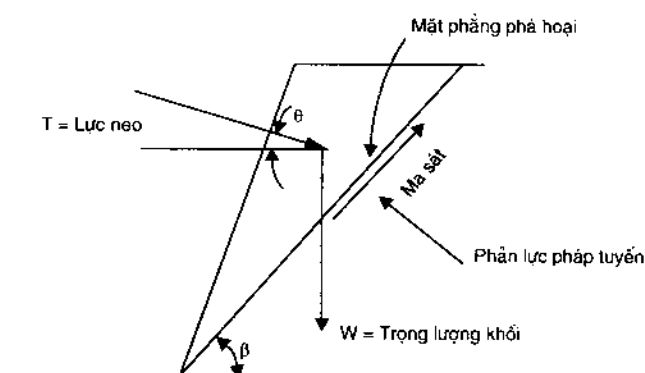
a) Bulông đá tại chân tường; b) Chống trước khi lấy đá;

c) Khoan trước để đào đến cao trình nền; d) Đặt móng; e) Cọc neo sau.



Hình 50: Các kiểu phá hoại nguyên tắc trong mái dốc và chỗ cắt đá

- a) Trượt đáy hoặc các mặt phẳng lớp; b) Trượt trên các mối nối;
- c) Trượt trên chỗ đứt đoạn hoặc các mặt phẳng nghiêng;
- d) Lật; e) Nêl phá hoại.



(a) Hình dạng khối mô tả các lực nguyên tác tác động trên khối

Lực cơ bản	Thành phần trong mặt phẳng phá hoại	Hướng
W	$W_t = W \sin \beta$ $W_n = W \cos \beta \operatorname{tg} \Phi$	Trọng lực Ngược hướng chuyển dịch
T	$T_t = T \cos (\theta + \beta)$ $T_n = T \sin (\theta + \beta) \operatorname{tg} \Phi$	Mái dốc trên Mái dốc dưới Ngược hướng chuyển dịch

(b) Giải các lực song song với mặt phẳng phá hoại

$$\text{Hệ số an toàn } S_f = \frac{\text{Tổng các lực chống chuyển dịch}}{\text{Tổng các lực gây xáo trộn}}$$

Dạng của quan hệ này phụ thuộc vào các độ lớn và hướng tương đối của các lực tác động tức là :

$$(\theta + \beta) < 90^\circ; T_t < W_t \quad S_f = \frac{T_t + T_n + W_n}{W_t}$$

$$(\theta + \beta) < 90^\circ; T_t > W_t \quad S_f = \frac{W_t + T_n + W_n}{T_t}$$

$$(\theta + \beta) > 90^\circ; \quad S_f = \frac{T_n + W_n}{T_t + W_t}$$

(c) Hệ số an toàn

Hình 51: Phân tích đơn giản ổn định của các mái dốc trong đá

Các kiểu phá hoại điển hình cho trong hình 52 cùng với chỉ dẫn về chức năng của các neo đất trong việc giữ ổn định.

Để đánh giá sơ bộ có thể sử dụng những phương pháp thực nghiệm (Deere và NNK 1969) hoặc các sơ đồ phân loại (Hoek và

Brown 1981; Barton và NNK 1974; Bieniawski 1974). Có thể tiến hành phân tích ứng suất chung quanh hố đào hở bằng phương pháp phân tích đơn giản khi giả thiết những điều kiện đồng nhất đẳng hướng và đàn hồi tuyến tính (Hoek và Brown 1981) đến các phân tích trên máy tính dùng phương pháp

phần tử hữu hạn hoặc phần tử biên, nó cho phép chấp nhận các hình dạng phức hợp hoặc các đặc trưng vật liệu phi tuyến (ISRM 1982).

Có thể đánh giá sự ổn định kết cấu theo cách đơn giản tương tự với vòm, trong các lớp đá phiến, với các dầm. Liên quan nhiều nhất đến việc thiết kế của phần lớn các hệ thống gia cố đá là sự phân tích hệ chống của nệm đa diện. Chúng hình thành do các chỗ không liên tục giao nhau trong hố đào và hoạt động dưới tác động của trọng lực, áp lực nước, tải trọng động, ứng suất được tạo ra (hình 53). Có thể dùng các kỹ thuật địa vật lý đa chiều để xác định khối lượng giới hạn và hướng trượt xảy ra.

Những kỹ thuật phân tích nệm như vậy đã được phát triển bằng cách dùng các nguyên tắc của cơ học ứng dụng. Có thể thực hiện phân tích đó bằng tay hoặc dùng kỹ thuật máy tính. Nó bao gồm việc phân tích các nệm đa diện chịu các lực đã trình bày ở trên (Douglas và NNK 1979; Cartney 1977; Loudon và NNK 1983; Goodman và Gen - Hau 1984).

Đối với các mái dốc, điều quan trọng là thực hiện phân tích độ nhạy để đánh giá ảnh hưởng của từng yếu tố và của sự biến động trong những thông số thiết kế.

Cũng cần xem xét chế độ nước ngầm và các ảnh hưởng động từ các nguồn như nổ, chấn động.

Thời hạn lắp đặt neo là quan trọng. Có thể cần đánh giá liên kết đá/gia cố để đảm bảo tính phù hợp giữa biến dạng của đá và biến dạng của neo (Hoek và Brown 1982; Ward 1978; Brown và NNK 1983).

Cần xem xét việc lắp đặt neo theo giai đoạn để đảm bảo ổn định trong những giai đoạn trung gian của hố đào.

Thiết kế hệ thống neo được lắp đặt trong hố đào dưới đất cần kể đến một cách cẩn thận các phần sau đây :

- (1) Thực tế hiện tại và kinh nghiệm đã qua
- (2) Ứng xử quan sát được của hố đào

(3) Gia cố của các khối hoặc vùng có kết cấu không chế.

(4) Gia cố của các vùng quá ứng suất

(5) Các đặc trưng neo (kích cỡ, sức chịu, hướng, khoảng cách, chiều dài, kiểu,...)

(6) Hình dạng ba chiều của hố đào.

(7) Trình tự đào

(8) Thời gian lắp đặt các neo

(9) Các yêu cầu về tuổi thọ

(10) Phối hợp với những biện pháp gia cố khác, ví dụ bê tông phun.

(11) Kiểm tra chất lượng

Quan trắc các điều kiện đá cũng như chuyển vị là quan trọng. Nó cung cấp sự kiểm tra bao quát về ứng xử của hố đào, sự so sánh giữa các chuyển vị dự báo và quan sát được, kiểm tra những giả thiết thiết kế. Người thiết kế cần xem xét lại và bổ sung thiết kế trong quá trình thi công để xét đến các hoàn cảnh phát sinh khác với ban đầu.

D.3.5. An toàn của kết cấu chịu các tải trọng thẳng đứng và di động, trong đá.

D.3.5.1. Các xem xét cơ bản

Tại thời điểm xuất bản tiêu chuẩn này, không có khả năng dự báo lý thuyết về hình dạng của vùng phá hoại cho các neo đứng hoặc nghiêng đặt trong đá (xem A.2).

Chi tiết của các phương pháp phân tích thực nghiệm cho trong D.3.5.2, nhưng ít có dấu hiệu thực nghiệm, thực tế hoặc các số liệu lý thuyết để minh chứng phương pháp đó (Littlejohn và Bruce 1977). Tuy vậy, các phương pháp thực nghiệm hiện có là thiên về an toàn (Bruce 1976).

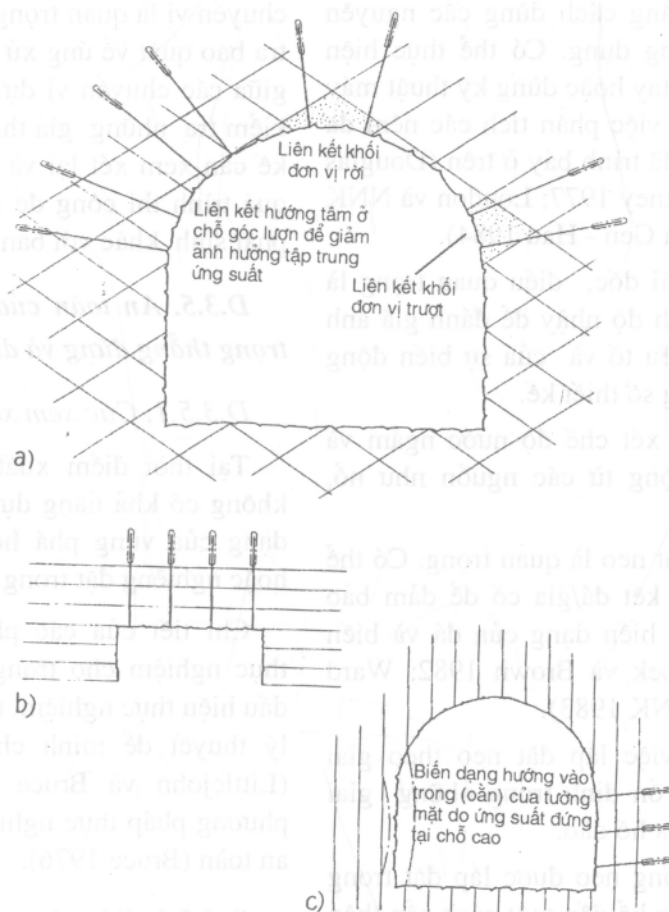
D.3.5.2. Các phương pháp phân tích

Sức chịu tải tối hạn của neo đơn hay nhóm neo được xác định bằng phân tích động học bầu neo và khối đá bao quanh tác động lên nó.

Phân tích như vậy nằm ngoài phạm vi của tiêu chuẩn này. Đối với các neo đúng một hình côn ngược có hình dạng cho trên hình 54 có thể giả thiết sẽ huy động được khi phá hoại neo.

Tomlinson (1987) đã cho thấy việc tính toán thể tích đá V_c trong một côn đơn góc nửa 30° với các góc thay đổi của độ nghiêng θ đến mặt đá nằm ngang thực hiện được nhờ sự giúp đỡ của đường cong V_c/h^3 , trong hình 54(c). Ảnh hưởng của các côn đá chồng lên nhau trong nhóm những neo đúng hoặc nghiêng, có thể tính được bằng cách tham khảo hình 54 (c) và (d). Các biểu đồ cho

khối lượng chồng lên nhau ΔV_y và ΔV_x cần được tính cho một nhóm neo bố trí trên mạng chữ nhật. Chúng không áp dụng được cho kiểu đường chéo (nghĩa là “so le”). Tất cả các neo trong nhóm được giả thiết bố trí có cùng góc nghiêng so với phương ngang và những biểu đồ này được dựa trên một hình côn có góc một nửa là 30° . Các biểu đồ này không có giá trị nếu tổng $(X/n)^2$ và $(Y/m)^2$ nhỏ hơn 4 khi xảy ra sự chồng lấn hỗn hợp. Trong trường hợp như vậy thể tích tổng cộng hoạt động chống lại sự nâng lên cần xác định từ hình dạng của hệ thống.



Hình 52: Các kiểu phá hoại nguyên tắc trong hố đào ngầm (CIRIA 1983)

- a) Các cách liên kết chính; b) Tạo dầm, chủ yếu trong đá phân lớp;
- c) Ngăn chặn phá hoại oằn cơ bản hoặc các cột đá khối.



Chú ý : Lực vuông góc với mặt phẳng liên kết có thể giảm hiệu quả do có mặt của nước trong các khe nối

Hình 53: Các lực tác động trên một nêm ngầm điển hình
(theo Cartney 1977; Douglas và nnk 1979)

Cần lưu ý khi có khối phủ bên trên đá, các côn này không liên tục khi đi qua khối đó. Sự phân bố các chống giữ lực nâng do khối phủ trên tạo ra có thể được xem xét bao gồm thân hình trụ vuông góc với mặt đất và trùng với các giới hạn của hình côn tại mặt đá.

Độ sâu đá h_i lấy từ đỉnh hoặc điểm giữa của bầu neo nơi đặt tải trọng thông qua sự dính bám. Tùy theo khi tải trọng được truyền thông qua bản đáy tại đầu phía xa của bầu neo thì có thể chấp nhận toàn bộ độ sâu neo trong đá. Việc lựa chọn thực tế h_i phụ thuộc vào sự cân nhắc của người thiết kế và nếu giả thiết ít bảo thủ hơn thì sử dụng hệ số an toàn cao hơn trong thiết kế. Đối với các neo nghiêng (xem hình 54 c và d) h_i được đo dọc theo trục của neo.

D.3.5.3. Các cân nhắc khi thiết kế

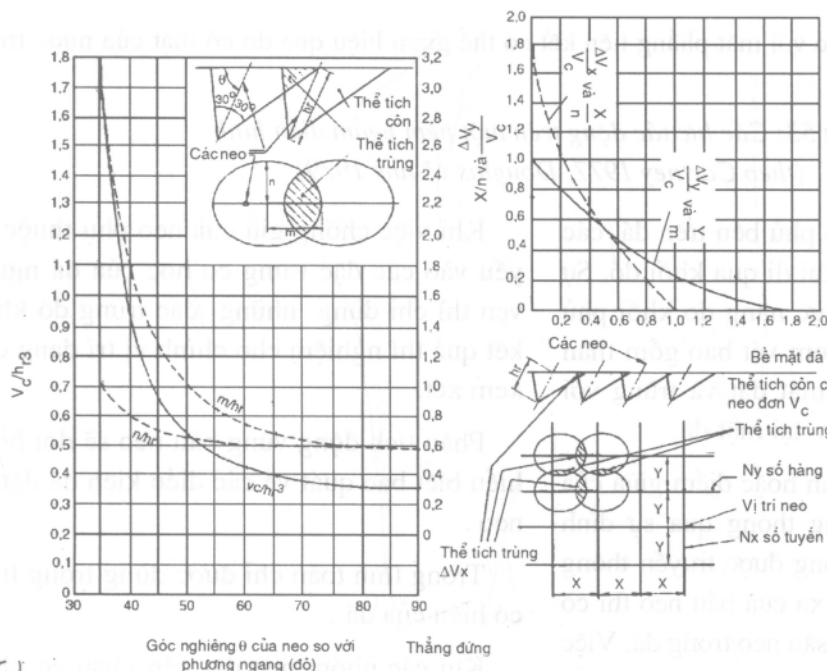
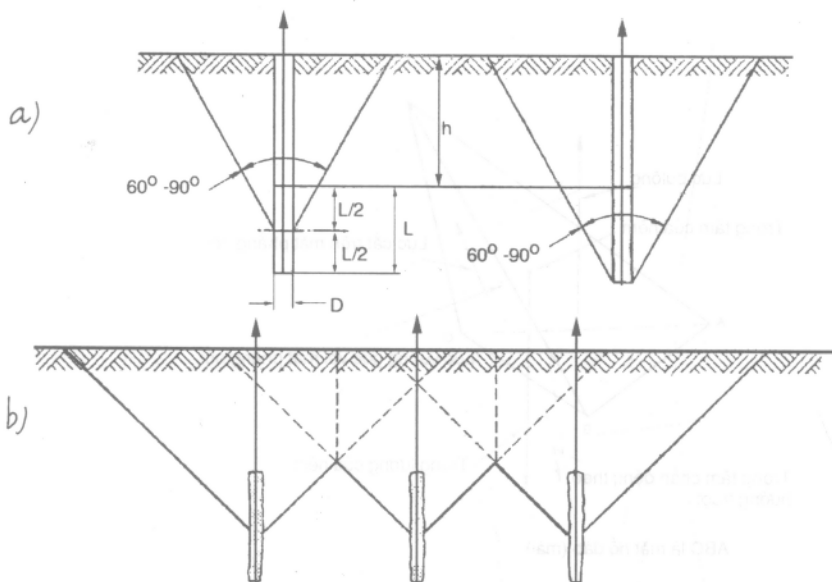
Do thiếu các thông tin chi tiết về khối đá nên độ bền chịu cắt của đá thường bỏ qua (Kelman và Holmes 1971; Littlejohn và Bruce 1977).

Khi việc chống giữ của neo phụ thuộc chủ yếu vào các đặc trưng cơ học của đá nguyên vẹn thì chỉ dùng những đặc trưng đó khi có kết quả thí nghiệm cho chính vị trí đang được xem xét.

Phân tích động vùng bầu neo sẽ đòi hỏi sự hiểu biết bao quát về các điều kiện đá đặt bầu neo.

Trong tính toán chỉ được dùng trọng lượng có hiệu của đá.

Khi các nhóm neo đặt gần nhau có những vùng bầu neo cùng nằm trên mặt đá ngang và đáy khối đá nằm ngang thì phải khảo sát khả năng phá hoại theo lớp (Brown 1970). Để ngăn chặn phá hoại theo lớp cần đặt nghiêng theo mặt bằng một số bầu neo (Công ty Soletanche 1968) hoặc bố trí xen kẽ nhiều bầu neo tại các độ sâu khác nhau (Littlejohn và Truman Davies 1974; Viện kỹ thuật xây dựng Nam Phi 1974) để giảm cường độ ứng suất trên bất kỳ mặt phẳng nào.



Thế tích tổng cộng chứa trong nhóm các côn giao nhau

$$V = V_c \left\{ N_y N_x - (N_y - 1) \frac{\Delta V_y}{V_c} - (N_x - 1) \frac{\Delta V_x}{V_c} \right\}$$

Ở đây : m là bán kính trên trục chính của êlíp; n là bán kính trên trục phụ của êlíp .

Hình 54: Truyền tải trọng trong đá

(1) Tải trọng truyền qua bầm dính; (2) Tải trọng truyền qua bầm dầy

* 60° được dùng khi khối đá mềm, nứt nẻ nặng hoặc bị phong hoá ;

90° được dùng cho tất cả các điều kiện đá khác ; (a) Hình dạng của côn (theo Littlejohn và Bruce 1977); (b) Giao của các côn dùng cho phân tích ổn định chung (Littlejohn và Bruce 1977).

(c) Sơ đồ tính thế tích của côn đơn hay các côn giao nhau có trục thẳng đứng hoặc nghiêng (theo Tomlinson 1987)

Trong trường hợp sau, các neo được lựa chọn sẽ tăng độ sâu 25% đến 50% chiều dài bầu neo.

Để chỉ dẫn, độ sâu của neo có thể được xác định bằng cách dùng các thông số thích hợp trong công thức của bảng 23.

Ở đây :

τ - độ bền chịu cắt của đá, kN/m²

S_f - hệ số an toàn về phá hoại (trong thực tế dùng giá trị từ 2 đến 3)

s - khoảng cách giữa các neo, m

Φ' - góc ma sát có hiệu đi qua các chỗ nứt gãy trong khối đá (theo độ)

T_w - tải trọng làm việc trên neo, kN

γ - trọng lượng đơn vị của đá, kN/m³

γ_w - trọng lượng đơn vị của nước, kN/m³

Kinh nghiệm hiện trường với các neo nghiêng hướng xuống trong đá (Bruce 1976) cho thấy rằng phá hoại chung (hình 54a) cùng với bề mặt dề trên không xảy ra đối với tỷ số độ mảnh (h/D) vượt quá 15, ở đây h là độ sâu tính đến đỉnh của bầu neo và D là đường kính của bầu neo. Đối với các neo mảnh ($h/D > 15$) cơ chế phá hoại trong đất có xu hướng cục bộ ở vùng bầu neo.

Bảng 23. Độ sâu của neo đảm bảo ổn định chung (theo Hobst và Zajic 1983; Hobst 1965)

Loại đá	Công thức cho độ sâu cần		Ghi chú
	Một neo	Tuyến nhiều neo	
Đá đồng nhất, tốt	$\sqrt[3]{\left(\frac{S_f T_w}{4,44\tau}\right)}$	$\frac{S_f T_w}{2,83\tau s}$	S_f 2 đến 4 Góc đỉnh bằng 90° (giả thiết)
Đá nứt nẻ không theo quy luật	$\sqrt[3]{\left(\frac{3S_f T_w}{\gamma\pi\text{tg}^2\phi'}\right)}$	$\sqrt[3]{\left(\frac{S_f T_w}{\gamma\text{stg}^2\phi'}\right)}$	
Đá nứt nẻ bị ngập không theo quy luật	$\sqrt[3]{\left(\frac{3S_f T_w}{(\gamma - \gamma_w)\pi\text{tg}^2\phi'}\right)}$	$\sqrt[3]{\left(\frac{S_f T_w}{(\gamma - \gamma_w)\text{stg}^2\phi'}\right)}$	

D.4. Sự ổn định của các kết cấu mới và hiện có

Có thể sử dụng các neo để gia cường các kết cấu mới hoặc hiện có. Cũng sử dụng neo để ổn định tường chính gần các khối trượt do áp lực đất gây ra mà chúng không chịu được. Wolff và Hemsén (1983), Williams 1974 và Anon (1977) đã mô tả các ví dụ đó. Các kết cấu thủy công cũng đã được ổn định nhờ có neo, xem Langford và Mulherin (1983). Khi ổn định các kết cấu hiện có điều quan trọng là cần hiểu chúng sẽ ứng xử như thế nào sau khi lắp đặt các neo. Cần phải có những bản sao của các bản vẽ gốc. Cần phải khảo sát hiện trường để xác định hình dạng của kết cấu hoặc tường.

Cũng cần thực hiện đánh giá độ bền của kết cấu hiện có, có xét đến tải trọng bổ sung gây bởi việc lắp đặt neo.

D.5. Ứng xử của các neo đất khi căng kéo và chịu tải trọng ngoài

D.5.1. Ứng xử khi chịu tải trọng ban đầu

Khi các neo đất được căng kéo thì lực căng trước được chống đỡ bằng phản lực của sức chịu kết cấu và đất ở mặt bên dưới của bản chịu lực hoặc kết cấu đi kèm. Do độ cứng tương đối của thanh neo và đất, quá trình này thường có hiệu quả trong phạm vi rộng của thanh neo và chuyển vị nhỏ của đất. Tác động của việc căng kéo thanh neo sẽ gây ra, nén

thích hợp.

D.5.2. Trình tự đặt tải trọng

bên ngoài (xem hình 55b và d)

D.5.3. Chuyển vị tại đầu neo

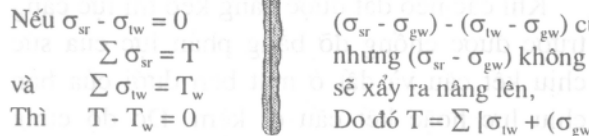
bất cứ chuyển vị đáng kể nào tại đầu neo.

của dây neo.

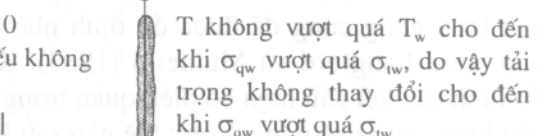
chịu tải của hệ thống neo.

D.5.4. Các neo đã được dỡ ứng suất

thiếu chuyển vị.



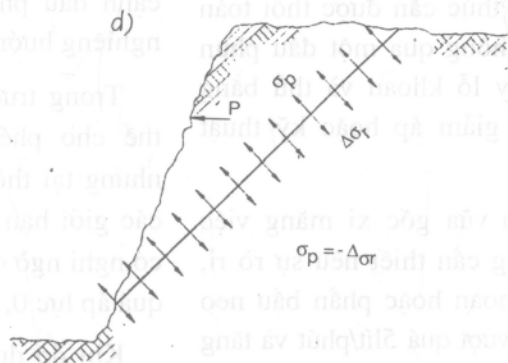
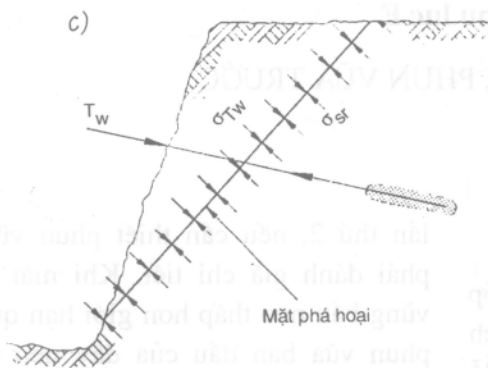
Chú ý : GWT là mặt nước ngầm



Hình 55: Ứng xử của các neo đất

(a) Kết cấu giữ nước điển hình trường hợp 1 : khi thi công;

(b) Kết cấu giữ nước điển hình trường hợp 1: Trong thời gian sống của kết cấu



Áp dụng các kết quả T_w trong áp lực giao diện mặt phá hoại σ_{tw}

$$\sigma_{tw} = f(T_w) \quad T_w = \sum \sigma_{tw}$$

σ_{tw} được chống lại bởi σ_{sr} cân bằng và trái chiều

$$\sigma_{tw} = -\sigma_{sr}$$

Ngoại lực P (hoạt tải, động đất, áp lực nước, ứng suất tại chỗ ...) sẽ gây ra sự thay đổi áp lực giao diện trong mặt phá hoại σ_p , tạo ra

$$\Delta\sigma_r < \sigma_r$$

$$P = \sum \sigma_p$$

$$\text{Tải trọng neo} = \sum \sigma_{tw} + P - \sum \sigma_p = \sum \sigma_{Tw} = T_w$$

Có nghĩa là không tạo ra sự thay đổi tải trọng neo nào

$$\Delta\sigma_r < \sigma_r, \quad \sigma_p < \sigma_{Tw} \text{ và } P < T_w$$

Hình 55: (tiếp theo)

(c) Mái dốc có neo điển hình, trường hợp 2 : trong thi công sau khi đã khoá;

(d) Mái dốc có neo điển hình, trường hợp 2 : các tải trọng ngoài phụ thêm

Phụ lục E

THỬ NƯỚC VÀ PHUN VỮA TRƯỚC

E1. Đánh giá độ kín nước của đá

Để hoàn thành công tác khoan trong lớp đá, lỗ khoan được thử độ kín nước bằng cách đo mức độ thu hoặc nhận nước trong lỗ khoan. Mục đích của thí nghiệm này là đánh giá về khả năng có thể mất vữa trong khi khoan đã thấy các nứt nẻ hoặc nghi ngờ về sự hình thành đá.

Lỗ khoan khi kết thúc cần được thổi toàn bộ bằng nước sạch thông qua một đầu phun hoặc ống đặt tới đáy lỗ khoan và thử bằng cách dùng một đầu giảm áp hoặc kỹ thuật phun kiểu túi.

Trong trường hợp vữa gốc xi măng việc phun vữa trước không cần thiết nếu sự rò rỉ, mất nước trong lỗ khoan hoặc phần bầu neo của lỗ khoan không vượt quá 5lít/phút và tăng áp lực 0,1MPa đo được trong khoảng 10 phút.

Ngưỡng dòng này được dựa trên kinh nghiệm phun vữa trong đá nó chỉ ra rằng xi măng không phù hợp, do kích cỡ hạt của nó, để xử lý các vết nứt nẻ có bề rộng nhỏ hơn 160 μm . Một vết nứt đơn 160 μm sẽ làm tăng dòng đến 3,2lít/phút và độ vượt quá áp lực 0,1MPa. Các dòng lớn hơn được chấp nhận nếu có nhiều vết nứt nẻ có bề rộng nhỏ hơn 160 μm (Littlejohn 1975).

Vì các lý do kinh tế có thể tiến hành thí nghiệm nước một cách đơn giản trên toàn bộ chiều dài lỗ khoan neo. Nếu các yêu cầu về dòng nước bị vượt quá thì phải thận trọng bọc kín vùng bầu neo bằng túi để thí nghiệm nước

lần thứ 2, nếu cần thiết phun vữa trước thì phải đánh giá chi tiết. Khi mất nước trong vùng bầu neo thấp hơn giới hạn quy định, thì phun vữa ban đầu của dây neo có thể tiến hành và vữa được đổ :

(a) Bằng ống tremie đối với neo nghiêng xuống phía dưới,

(b) Thông qua một túi đặt tại hoặc bên cạnh đầu phía xa của bầu neo đối với neo nghiêng hướng lên trên.

Trong trường hợp vữa gốc cao su dẻo có thể cho phép một ngưỡng dòng cao hơn, nhưng tại thời điểm xuất bản tiêu chuẩn này các giới hạn dòng chưa được kiến nghị. Khi có nghi ngờ cần giới hạn 5 lít/phút tại độ vượt quá áp lực 0,1MPa.

Khi đo được lượng thu nước trong những điều kiện nước dâng tự nhiên cần phải tiến hành đo cẩn thận dòng đó bằng cách áp dụng một áp lực ngược lại trước khi phun vữa. Nếu bằng cách ấy mà không ổn định được dòng đó, thì cần phun vữa trước không xét đến biên độ thu nước. Các dòng đo được cần phải liên quan đến áp lực vượt quá và tiếp theo vị trí của mực nước ngầm cục bộ phải quan trắc cẩn thận.

Trong các vị trí nứt nẻ nhỏ dùng áp lực cao có thể làm giảm dòng rồi, tạo gradien áp lực cao và mở ra các nứt nẻ nhân tạo. Về nguyên tắc các thay đổi trong môi trường cục bộ cần được giảm thiểu do đó áp lực đặt vào cần phải nhỏ nhất. Các áp lực đặt vào điển hình thay đổi từ 30 kN/m² đến 300 kN/m²

E.2. Phun vữa trước cho đá

Việc phun vữa trước cần được thực hiện bằng cách đổ đầy vữa xi măng và khoan lại tốt nhất là 24 giờ sau khi phun vữa trước. Việc sử dụng vữa cát/xi măng có thể có ích để giảm lượng tiêu thụ. Trong các đá mềm thời gian khoan lại liên quan đến cường độ vữa có thể là giới hạn để tránh các khó khăn về tuyến khoan. Khi hoàn thành việc khoan lại lỗ cần được thử lại độ kín nước và nếu thí nghiệm thất bại, phải lặp lại quá trình phun vữa. Trong các loại đá mà kết cấu chính thấm qua được thì việc so sánh giữa sự mất nước của kết cấu chính và thứ yếu là rất quan trọng, vì trong các điều kiện thông thường chỉ kết cấu thứ yếu mới cần phun vữa. Trong quá trình phun vữa nên áp dụng áp lực danh định không lớn hơn 20 kN/m^2 cho một mét của khối phủ trên để cải thiện độ thâm nhập của vữa. Vữa hoá học không được yêu cầu trong thực tế, nhưng nếu dùng thì phải xác định các hóa chất đó không có hại đến neo.

Khi thí nghiệm nước cho thấy mối liên hệ với một neo bên cạnh chưa căng trước thì việc căng neo đó cần thực hiện trước hoặc sau 7 ngày phun vữa.

E.3. Phun vữa trước cho đất

Trong vùng đất chưa cố kết nghi ngờ có lỗ rỗng hoặc hang hốc lớn trong vùng neo, ví dụ mất toàn bộ vật liệu thổi rửa khi khoan, thì phải thực hiện những thí nghiệm nước hoặc phun vữa trước trước khi đặt dây neo để đo đặc tính thấm tại chỗ hoặc thu nhận vữa một

cách tương ứng. Khi tính thấm khối cao hơn rất nhiều so với dự đoán, ví dụ vữa xi măng được phun ở mức cao hơn mà không có áp lực phản hồi thì cần yêu cầu cố kết trước hoặc dùng loại vữa khác. Loại thí nghiệm này không phải là một yêu cầu thông thường mà được xem như một trình tự đặc biệt trong những điều kiện đã nêu, nói khác đi dây neo được lắp đặt và một lượng vữa vượt quá được phun vào với khoảng thời gian kéo dài, có khả năng tạo một neo có sức chịu tải bị giảm yếu.

Mặt khác nếu phun vữa được tiến hành và thu nhận vữa vượt quá đã được ghi lại mà không có áp lực phản hồi, thì việc phun vữa sẽ dừng lại khi khối lượng vữa phun đã vượt quá so với lý thuyết tính toán theo lỗ khoan. Xét đến điều đó lượng tiêu thụ vữa có thể được tính từ những lỗ khoan bên cạnh ở hiện trường nhưng phải xem xét theo cách khác là 3 lần khối lượng lý thuyết.

- Sử dụng hỗn hợp vữa cát/xi măng có thể có lợi trong khi bịt kín khe nứt và tạo ra một áp lực phản hồi.

Khi phun vữa ngừng lại mà không có vữa phản hồi hoặc áp lực phun đã quan trắc được thì phải tháo dây neo đó ra. Khi đó cần phải phun vữa trước để xác định bản chất của đất trước khi lắp đặt neo tại vị trí đó trên hiện trường. Trong các trường hợp ngoại lệ cần phải thực hiện lấp đầy các khoảng trống của đất để gia cố, trường hợp như vậy cần được xem xét như một phần của việc thi công neo đất thông thường.

Phụ lục F

GIAO DIỆN ĐÁT/VỮA

F.1. Khái quát

Trong thiết kế neo đất, các tính toán chủ yếu nhằm đánh giá trước tính khả thi về kỹ thuật và kinh tế của giải pháp neo được đề nghị. Trong tường chắn có neo sau, ví dụ các kích thước của neo cần được thay đổi trong tính toán để tối ưu những yếu tố như : tải trọng neo, khoảng cách so với tường thiết kế và các cân nhắc về chi phí. Các nguyên tắc thiết kế cũng cho phép đánh giá độ nhạy của khả năng giữ tải đến sự biến động của các kích thước neo và đặc trưng của đất, những kết quả đó có thể quyết định tải trọng làm việc, lựa chọn hệ số an toàn, phạm vi và mức độ có thể của việc bổ sung khảo sát hiện trường.

Kỹ thuật thi công neo và chất lượng tay nghề công nhân ảnh hưởng nhiều đến sức chịu nhỏ, đặc biệt là hạn chế khả năng dự báo chính xác của người thiết kế trên cơ sở các nguyên tắc thực nghiệm. Không được sử dụng các phương pháp tính toán quá giáo điều trong mọi trường hợp vì chúng chỉ cung cấp chỉ dẫn về các giá trị mang tính so sánh cho người thiết kế có kinh nghiệm. Trong công nghệ neo, các kiến thức thực tế là rất quan trọng để thiết kế tốt, cũng như khả năng thực hiện các tính toán. Littlejohn (1979) đã tổng quan các nguyên tắc thiết kế bầu neo hiện nay cho đá và đất, trong khi Littlejohn và Bruce 1977 đã tổng quan về liên kết đá/vữa được sử dụng trong thực tế (bảng 24) và được kiến nghị cho thiết kế (bảng 25). Một tổng quan cập nhật hơn đã được Barley xuất bản 1988.

F.2. Thiết kế bầu neo trong đá

F.2.1. Sự phân bố của ma sát bên trong đá

Căn cứ vào công trình của Berardi (1967), Coates và Yu (1970) (xem các hình 56 và 57) có thể kết luận rằng sự phân bố của lực dính bám được huy động tại giao diện đá/vữa gần như đồng nhất, trừ khi đá mềm. Có thể áp dụng không đồng nhất cho phần lớn các loại đá khi $E_c/E_R < 10$, ở đây : E_c là mô đun đàn hồi của vữa và E_R là mô đun đàn hồi của đá.

Mặc dù có những dấu hiệu cho thấy rằng, giả thiết liên quan đến sự phân bố đều độ dính bám là không hoàn toàn chính xác, nhưng cần lưu ý một số phá hoại đã gặp tại giao diện đá/vữa và những thiết kế mới thường được căn cứ trên các dự án cũ đã hoàn thành tốt đẹp. Điều đó có nghĩa là các giá trị dính bám làm việc trước đây đã được sử dụng lại hoặc sửa đổi chút tùy theo sự phán đoán của người thiết kế.

F.2.2. Các giá trị ma sát bên trong đá

Trong một số loại đá, đặc biệt dạng hạt, mức độ phong hoá khác nhau có giá trị Φ' tương đối thấp, giả thiết $\tau_{ult} = 10\% f_{cu}$, có thể dẫn đến xác định độ bền cắt thấp một cách giả tạo (xem hình 58). Trong những trường hợp như vậy, giả thiết $\tau_{ult} =$ từ 20% f_{cu} đến 35% f_{cu} là hợp lý.

Nói chung, do thiếu các nguyên tắc thiết kế thực nghiệm cho nhiều loại đá khác nhau như đã nêu trong bảng 22, những giá trị dính bám thường xác định mà không xem xét các

số liệu độ bền, phân loại chính xác đá và vữa xi măng.

Mức độ phong hoá của đá là yếu tố quan trọng không chỉ ảnh hưởng đến độ dính bám giới hạn, mà còn đến các đặc trưng tải trọng - biến dạng. Mức độ phong hoá ít khi được định lượng, nhưng để thiết kế trong đá mềm hoặc phong hoá có những dấu hiệu cho thấy rằng, cần sử dụng các thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn. Ví dụ trong đá granit phong hoá ở Nhật Bản (Suzuki và NNK 1972) độ lớn của lực dính bám giới hạn τ_{ult} (kN/m^2) đã được xác định từ biểu thức :

$$\tau_{ult} = 7N + 120 \quad (10)$$

Tương tự biểu thức 11 đã được thiết lập cho đá phần cứng/rắn (cấp phong hoá I đến III), (Littlejohn 1970) :

$$\tau_{ult} = 10N \quad (11)$$

Ở đây N là số nhát đập cho mỗi 0,3m.

Barley (1988) cũng đã cung cấp các số liệu hiện trường trong đá phần (cấp từ I đến IV) cho thấy việc phun vữa áp lực có thể tạo ra ma sát bên cao, ví dụ như $\tau_{ult} = 20$ đến $30N$ (kN/m^2).

Tuy vậy, cần lưu ý rằng các giá trị N trong đá phần là rất phân tán (Dennehy 1975) và kiến nghị các thí nghiệm đánh giá để lựa chọn các giả thiết thiết kế.

F.2.3. Chiều dài bầu neo trong đá

Các giá trị của chiều dài bầu neo trong đá đã và đang được sử dụng hoặc kiến nghị trong thực tế cho trong bảng 26.

F.3. Thiết kế bầu neo trong đất rời

F.3.1. Các neo kiểu B

Biểu thức 2 (xem 6.2.4.2) là đơn giản, nhưng thô thiển và chủ yếu để các nhà thầu chuyên nghiệp sử dụng, vì họ đã quen với hệ

thống neo do họ sở hữu. Nguyên tắc này có xu hướng bảo thủ, do sử dụng hạn chế những thông tin liên quan đến các thông số của đất, kích thước bầu neo và có thể dự báo thấp nếu nguyên tắc này áp dụng cho đất alluvium cổ kết chặt quá, khi đó các giá trị N (xem biểu thức 2) đã được xác định sơ bộ trong các vật liệu cổ kết bình thường và có độ chặt thấp hơn giá trị giới hạn khi dân nở. Để xét đến điều đó cần phải định lượng tỷ số quá cố kết (OCR) trong báo cáo khảo sát đất để cho phép nhiều nghiên cứu hiện trường hơn về ảnh hưởng của OCR và độ chặt tương đối đối với sức chịu nhỏ.

Trong cát mịn được xi măng hoá rất chặt, ứng xử của đất tương tự với đá yếu, vì vậy thích hợp cho thiết lập một lực dính bám đất/vữa để sử dụng trong biểu thức 1 (xem 6.2.3.2 và Mouchel 1987).

Trong biểu thức 3 (xem 6.2.4.2) giá trị của B phụ thuộc vào góc sức kháng cát của đất chung quanh đầu bầu neo và tỷ số độ mảnh (h/D). Dựa theo nghiên cứu của người Nga, mối quan hệ giữa hệ số sức chịu tải truyền thống N_q và Φ' cho trong hình 6 đối với các cọc mảnh.

Cho đến trị số 15, h/D có thể ảnh hưởng đáng kể đến N_q , nhưng khi tỷ số độ mảnh tăng lên ảnh hưởng này giảm nhiều (xem bảng 27). Một nghiên cứu đồng bộ (Trofimenkov và Mariupolskii 1965) cho thấy rằng $N_q/B = 1,4$ và thông tin phối hợp đó đang được sử dụng trong thực tế hiện nay để xác định B.

Đối với sỏi lẫn cát chặt ($\Phi' = 40^\circ$) tại cầu Vauxhall, Luân Đôn và cát đụn chặt ($\Phi' = 35^\circ$) tại Ardeer, Scotland hiện trường đã đo được giá trị của B bằng 101 và 31 (Littlejohn 1970), chúng khá phù hợp với những giá trị tương ứng 99 và 35 xác định từ hình 6.

Giá trị của A phụ thuộc nhiều vào phạm vi kỹ thuật xây dựng và đối với neo kiểu B liên

quan đến biểu thức 3, giá trị 1,7 và 1,4 đã ghi nhận được tương ứng trong sỏi lẫn cát đầm chặt ($\Phi' = 40^\circ$) và cát đụn đầm chặt ($\Phi' = 35^\circ$) (Littlejohn 1970).

Littlejohn (1970) đã xác định cho biểu thức 3 rằng, A trong phạm vi từ 1 đến 2, nhưng nếu đất không đầm chặt hoặc bị dịch chuyển khi lấp đặt ống vách và áp lực vữa dư không tồn tại

trong giao diện vữa/đất của bầu neo, sau khi đã hoàn thành giai đoạn phun thì A có thể giảm đến một giá trị xấp xỉ K_0 . Theo kinh nghiệm, việc triết giảm đó hiện nay được xem là quá bi quan vì khi phun vữa bằng ống tremie thì áp lực thủy tĩnh toàn bộ của vữa tại giao diện bầu neo đã tạo ra một áp lực tiếp xúc lớn hơn $K_0 \sigma_v$ trong đất cổ kết bình thường

Bảng 24. Các trị số dính bám đá/vữa đã và đang được sử dụng trong thực tế (theo Littlejohn và Bruce 1977)

Loại đá	Lực dính bám làm việc N/mm ²	Lực dính bám thí nghiệm N/mm ²	Lực dính bám giới hạn N/mm ²	Hệ số tải trọng thử	Hệ số an toàn tải trọng	Nguồn
1	2	3	4	5	6	7
Nham thạch						
Basalt	1,93		6,37		3,3	Anh: Parker (1958)
Basalt	1,10	3,60				Mỹ: Eberhardt và Veltrop (1965)
Tuff	0,0					Pháp: Cambefort (1966)
Basalt	0,63	0,72				Anh: Cementation (1962)
Granite	1,56	1,72				Anh: Cementation (1962)
Dolerite	1,56	1,72				Anh: Cementation (1962)
Felsite nứt nẻ nhiều	1,56	1,72				Anh: Cementation (1962)
Dolerite rất cứng	1,56	1,72				Anh: Cementation (1962)
Granite cứng	1,56	1,72				Anh: Cementation (1962)
Basalt và tuff	1,56	1,72				Anh: Cementation (1962)
Granodiorite	1,09					Anh: Cementation (1962)
Basalt bị phá hoại		1,01				Mỹ: Saliman và Schaefer (1968)
Granite không nguyên vẹn		1,24				Mỹ: Saliman và Schaefer (1968)
Flow breccia		0,93				Mỹ: Saliman và Schaefer (1968)
Mylonitised porphyrite	0,32±0,57					Thụy Sĩ: Descoeudres (1969)
Diorite vỡ vụn	0,95					Thụy Sĩ: Descoeudres (1969)
Granite	0,63	0,81				Canada: Barron và NNK (1971)
Metamorphic Schist	0,31					Thụy Sĩ: Birkenmaier (1953)

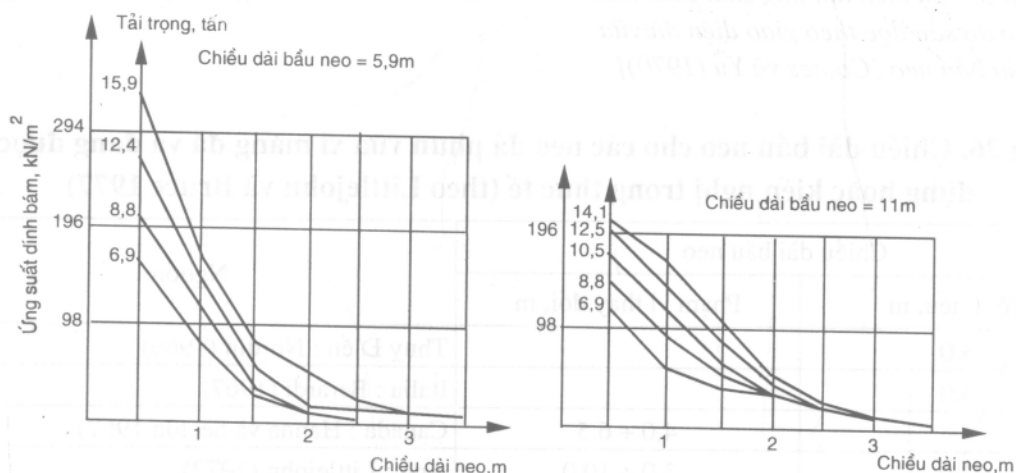
1	2	3	4	5	6	7
Tất cả các loại	1,20					Phần lan: Majjala (1966)
Quartzite phong hoá vỡ vụn	1,56	1,72		1,1		Anh: Cementation (1962)
Schist xanh	1,52	1,67		1,1		Anh: Cementation (1962)
Trầm tích meta yếu	1,10	1,23		1,1		Anh: Cementation (1962)
Slate	0,43					Anh: Cementation (1962)
Slate/meta greywacke	1,57	1,73		1,1		Anh: Cementation (1962)
Granite gneiss	0,36÷0,69					Thụy điển: Broms (1968)
Folded quartzite	0,51					Ôstrâyliá: Rawlings (1968)
Meta tuff phong hoá		0,29				Mỹ: Saliman và Schaefer (1968)
Greywacke	0,34					Đức: Heitfeld và Schaurte (1969)
Quartzite	0,93÷1,20	1,02÷1,32		1,1		Anh: Gosschalk và Taylor (1970)
Microgneiss	0,95					Italia: Mantovani (1970)
Sericite schist	0,05					Italia: Beradi (1972)
Quartzite/schist	0,10					Italia: Beradi (1972)
Schist argillaceous và Calcareous	0,63					Italia: Beradi (1972)
Slate	0,95	1,24		1,3		Thụy sĩ: Moschler và Matt (1972)
Highly metasediments	0,83	1,08		1,3		Mỹ: Buro (1972)
Slate và greywacke	1,08	1,40		1,3		Đức: Anon (1972)
Các loại metasediments			1,57			Đức: Abraham và Porzig (1973)
Micaschist/biotile gneiss	0,53	0,80		1,5		Mỹ: Công ty TNHH neo Nicholson (1973)
Slate	0,60	0,90	1,80	1,5	3,0	Anh: Littlejohn và Truman-Davies (1974)
Sound Micaschist	1,74	2,16				Mỹ: Feld và White (1974)
Micaschist	0,52÷0,74			1,24		Mỹ: Feld và White (1974)
Gneiss và mud band rất nghèo	0,07					Mỹ: Feld và White (1974)
Trầm tích carbonate						
Đá vôi loamy		0,63				Italia: Beradi (1960)
Đá vôi nứt nẻ và chèn đầy	1,08	1,19		1,1		Anh: Công ty TNHH Cementation (1966)
Đá vôi	0,65					Thụy sĩ: Muller (1966)
Đá vôi nghèo	0,32					Pháp: Hennequin và Cambefort (1966)
Đá vôi khối	0,39÷0,78					Pháp: Hennequin và Cambefort (1966)

1	2	3	4	5	6	7
Đá vôi karstic	0,54					Pháp: Hennequin và Cambefort (1966)
Đá vôi tertiary	1,00		2,83		2,8	Thụy sĩ: Losinger và Cty TNHH (1966)
Đá vôi			4,55 ÷ 4,80			Thụy sĩ: Ruttner (1966)
Đá vôi đất sét	0,03÷0,07 (trung bình) 0,21÷0,36 (trung bình)					Italia: Beradi (1967)
Đá vôi			0,27			Mỹ: Saliman và Schaefer (1968)
Đá vôi	0,28					Italia: Beradi (1969)
Đá vôi dolomitic			1,80			Canada: Brown (1970)
Đá vôi đất sét	0,39÷0,94					Italia: Beradi (1972)
Đá vôi	0,26					Italia: Beradi (1972)
Đá vôi/puddingstone	0,44					Pháp: Công ty TNHH Soletanche (1968)
Đá vôi	1,18	1,42		1,2		Mỹ: Buro (1972)
Đá phấn			0,70			Anh: Công ty TNHH Associated Tunnelling (1973)
Dolomite		1,66				Canada: Golder Brawner (1973)
Dolomitic siltstone	0,43					Mỹ: White (1973)
Đá vôi và marly band	0,37	0,55		1,5		Italia: Mongilardi (1972)
Trầm tích arenaceous						
Sa thạch	1,44	1,58		1,1		Anh: Morris và Garrett (1956)
Sa thạch cứng	1,42	1,56		1,1		Anh: Công ty TNHH Cementation (1962)
Sa thạch bunter	0,95	0,98		1,03		Anh: Công ty TNHH Cementation (1962)
Sa thạch	0,76	0,84		1,1		Anh: Công ty TNHH Cementation (1962)
Sa thạch	0,74					Tiệp khắc: Hobst (1968)
Sa thạch	0,31	0,40	1,73	1,29	5,6	Mỹ: Drossel (1970)
Sa thạch	0,80					Mỹ: Thompson (1970)
Sa thạch nghèo	0,40					Đức: Brunner (1970)
Sa thạch tốt	1,14					Đức: Brunner (1970)
Sa thạch và breccia	0,38					Pháp: Xí nghiệp Soletanche (1968)
Sa thạch		0,95				Ôxtrâyli: William và NNK (1972)

**Bảng 25. Các trị số dính bám đá/vữa đã và đang được kiến nghị cho thiết kế
(theo Littlejohn và Bruce 1977)**

Loại đá	Lực dính bám làm việc N/mm ²	Lực dính bám giới hạn N/mm ²	Hệ số an toàn tải trọng	Nguồn
1	2	3	4	5
Basalt cứng trung bình		5,73	3,4	Ấn Độ : Rao (1964)
Granite phong hoá		1,50 ÷ 2,50		Nhật Bản: Suzuki và NNK (1972)
Basalt	1,21 ÷ 1,39	3,86	2,8 ÷ 3,2	Anh: Wyclife-Jones (1974)
Granite	1,38 ÷ 1,55	4,83	3,1 ÷ 3,5	Anh: Wyclife-Jones (1974)
Serpentine	0,45 ÷ 0,59	1,55	2,6 ÷ 3,5	Anh : Wyclife-Jones (1974)
Granite và Basalt		1,72 ÷ 3,10	1,5 ÷ 2,5	Mỹ : PCI (1974)
Metamorphic				
Diệp thạch manhattan	0,70	2,80	4,0	Mỹ : White (1973)
Đá phiến và phiến sét		0,83 ÷ 1,38	1,5 ÷ 2,5	Mỹ : PCI (1974)
Trầm tích Calcareous				
Đá vôi	1,00	2,83	2,8	Thụy Sĩ : Losinger (1966)
Đá phấn-Các cấp I-III	0,01 N (N=SPT theo nhất đạp/0.3m)	0,22 ÷ 1,07	1,5 ÷ 2,0 (tạm thời) 3,0 ÷ 4,0 (lâu dài)	Anh : Littlejohn (1970)
Đá vôi tertiary	0,83 ÷ 0,97	2,76	2,9 ÷ 3,3	Anh : Wyclife-Jones (1974)
Đá phấn vôi	0,86 ÷ 1,00	2,76	2,8 ÷ 3,2	Anh : Wyclife-Jones (1974)
Đá vôi mềm		1,03 ÷ 1,52	1,5 ÷ 2,5	Mỹ : PCI (1974)
Đá vôi dolomitic		1,38 ÷ 2,07	1,5 ÷ 2,5	Mỹ : PCI (1974)
Trầm tích arenaceous				
Sa thạch cứng hạt thô	2,45		1,75	Canada : Coates (1970)
Sa thạch phong hoá		0,69 ÷ 0,85	3,0	New Zealand : Irwin (1971)
Mudstone xi măng hoá tốt		0,69	2,0 ÷ 2,5	New Zealand : Irwin (1971)
Sa thạch bunter	0,40		3,0	Anh: Littlejohn (1973)
Sa thạch bunter (ứng suất nén giới hạn > 2.0 N/mm ²)	0,60		3,0	Anh: Littlejohn (1973)
Sa thạch mịn cứng	0,69 ÷ 0,3	2,24	2,7 ÷ 3,3	Anh : Wyclife-Jones (1974)
Sa thạch		0,83 ÷ 1,73	1,5 ÷ 2,5	Mỹ : PCI (1974)
Trầm tích Argillaceous				
Đất sét với keuper		0,17 ÷ 0,25 (0,45 Cu)	3,0	Anh : Littlejohn (1970)
Đá phấn yếu		0,35		C _u =lực dính không thoát nước
Sa thạch và đá phấn mềm	0,10 ÷ 0,14	0,37	2,7 ÷ 3,7	Canada : Golder Brawner (1973)
Đá phấn mềm		0,21 ÷ 0,83	1,5 ÷ 2,5	Anh : Wyclife-Jones (1974)
				Mỹ : PCI (1974)

1	2	3	4	5
Tổng quát Đá chịu lực (có ứng suất nén giới hạn $>20\text{N/mm}^2$)	Cường độ nén không dọc trục $\div 30$ (đến giá trị lớn nhất $1,4\text{N/mm}^2$)	Cường độ nén không dọc trục $\div 10$ (đến giá trị lớn nhất $4,2\text{N/mm}^2$)	3	Anh : Littlejohn (1970)
Đá yếu	$0,35 \div 0,70$	-	-	Ôstraylia : Koch (1972)
Đá trung bình	$0,70 \div 1,05$			
Đá tốt	$1,05 \div 1,40$			
Các dạng khác nhau của đá metamorphic và nham thạch	1,05		2	Ôstraylia: Tiêu chuẩn CA35 (1973)



Hình 56: Sự phân bố của lực dính bám dọc theo chiều dài bầu neo [theo Berardi (1967)]

Đối với phương pháp phun vữa bằng ống tremie khó dự tính một giá trị $A < 1$ dùng cho thiết kế.

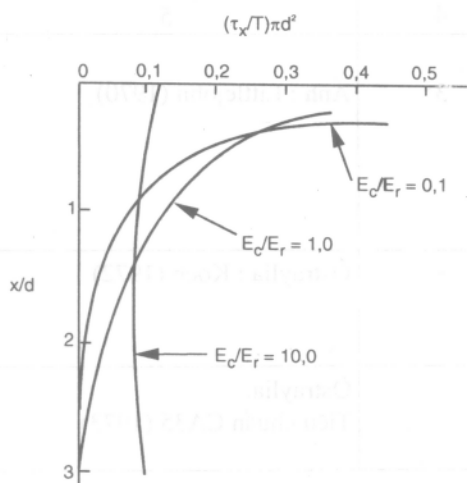
Đánh giá chính xác đường kính bầu neo D ở biểu thức 3 trong 6.2.4. là không khả thi, nhưng có thể xác định gần đúng từ vữa đã được tiếp nhận liên quan đến độ rỗng của đất. Đối với các lỗ khoan từ 0,1 m đến 0,15m, có thể đạt được các giá trị D từ 0,4m đến 0,5m hay $3d$ đến $4d$ trong cát thô hoặc cuội sỏi. Khi vữa không thể thâm nhập được và sự đầm chặt mang tính cục bộ thì các giá trị có hiệu của D

đối với những đường kính lỗ khoan nói trên và áp lực đặt dưới 1000 kN/m^2 , có thể thay đổi từ 0,2m đến 0,25m đối với cát chặt trung bình, hay $1,5d$ đến $2d$. Đối với cát rất chặt các giá trị D có thể đạt được 0,18m đến 0,2m hay $1,2d$ đến $1,5d$ (Littlejohn 1979).

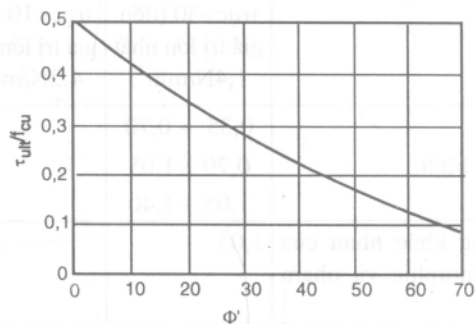
Một cách tiếp cận khác đến biểu thức 3 là bỏ qua thành phần sức chịu ở đáy, chỉ dùng sức kháng cắt thành bên (Robinson 1969) để xây dựng biểu thức 12 :

$$T_r = K \pi D L \sigma'_v \tan \Phi \quad (12)$$

Ở đây : K - Là hệ số áp lực đất.



Hình 57: Sự biến đổi ứng suất đỉnh bầm theo độ sâu dọc theo giao diện đá/vữa của bấu neo [Coates và Yu (1970)]



Hình 58: Ảnh hưởng của ϕ' đến tỷ số τ_{ult}/f_{cu}

Bảng 26. Chiều dài bấu neo cho các neo đá phun vữa xi măng đã và đang được sử dụng hoặc kiến nghị trong thực tế (theo Littlejohn và Bruce 1977)

Chiều dài bấu neo		Nguồn
Tối thiểu, m	Phạm vi thay đổi, m	
3,0		Thụy Điển : Nordin (1966)
3,0		Italia : Berardi (1967)
	4,0 ÷ 6,5	Canada : Hanna và Seeton 1967)
3,0	3,0 ÷ 10,0	Anh : Littlejohn (1972)
	3,0 ÷ 10,0	Pháp : Fenoux và NNK (1972)
	3,0 ÷ 8,0	Italia : Conti (1972)
4,0 (Đá rất cứng)		Nam Phi : Tiêu chuẩn thi công (1972)
6,0 (Đá mềm)		Nam Phi: Tiêu chuẩn thi công (1972)
5,0		Pháp : Văn phòng Securitas (1972)
5,0		Mỹ : White (1973)
3,0	3,0 ÷ 6,0	Đức : Stocker (1973)
3,0		Italia : Mascadi (1973)
3,0		Anh : Công ty Universal Anchors (1972)
3,0		Anh : Công ty Ground Anchors (1974)
3,5 (Đá phan)		Anh: Công ty Associated Tunnelling (1973)

Bảng 27. Quan hệ gần đúng giữa hệ số sức chịu tải N_q và tỷ số độ cứng

Tỷ số độ cứng h/D	Hệ số sức chịu tải N_q				
	Giá trị Φ'				
	26°	30°	34°	37°	40°
15	11	20	43	75	143
20	9	19	41	74	140
25	8	18	40	73	139

Đối với cuội sỏi lẫn cát từ trung bình đến chặt, kiến nghị các giá trị K thay đổi từ 1,4 đến 2,3 khi không sử dụng áp lực vữa phun. Đối với bùn và cát mịn các giá trị K là 1 và 0,5 đã được kiến nghị tương ứng cho độ chặt tương đối cao và thấp, trong khi đối với cát chặt đã đạt được giá trị 1,4.

Biểu thức 12 được sửa đổi để kể đến áp lực phun, nó có thể gây một áp lực dư trong đất, có dạng:

$$T_f = p_i \pi D L \operatorname{tg} \Phi \quad (13)$$

Ở đây : p_i - áp lực phun vữa (xem thêm Littlejohn 1979b, do áp lực dư có thể thay đổi từ $p_i/3$ đến $2p_i/3$)

F.3.2. Các neo kiểu C

Trong các đường cong thiết kế cho ở hình 60, ma sát bên trung bình có thể cao đến 500 kN/m² đối với cát và 1000 kN/m² đối với cuội sỏi lẫn cát. Do những giá trị ma sát bên quá cao so với dự báo theo lý thuyết cơ học đất truyền thống, các giá trị ghi nhận được trong neo đất được giải thích vì có sự liên kết với nhau hoặc hiệu ứng nê-m do dẫn nở của đất khi bầu neo bị nhỏ. Ảnh hưởng này làm gia tăng ứng suất tiếp và ứng suất pháp tại giao diện đất/vữa, đã ghi nhận được các giá trị từ 2 đến 10 lần áp lực lớp phủ trên (Wernick 1978).

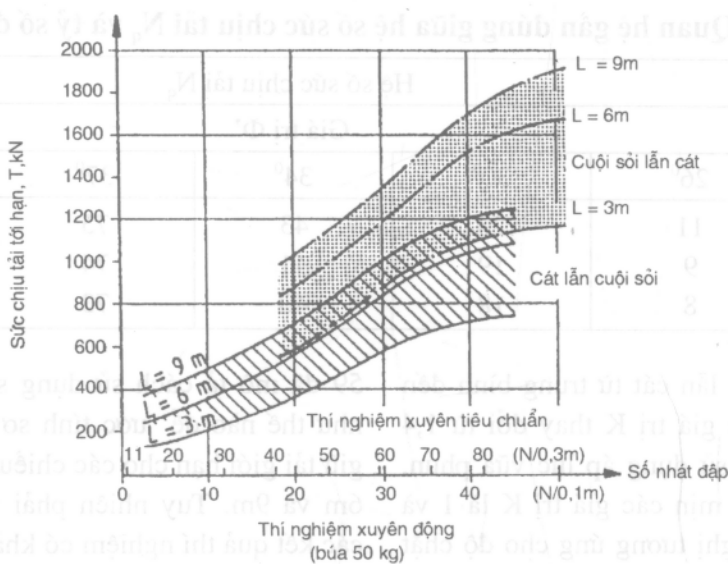
Trong thực tế, độ chặt thường đo trực tiếp bằng thí nghiệm xuyên tại hiện trường và hình

59 đã mô tả cách sử dụng sức kháng xuyên như thế nào để ước tính sơ bộ về khả năng giữ tải giới hạn cho các chiều dài bầu neo 3m, 6m và 9m. Tuy nhiên phải nhấn mạnh rằng các kết quả thí nghiệm có khả năng giao động lớn do tính không đồng nhất của đất ngay cả khi neo đã lắp đặt chính xác.

F.3.3. Sự phân bố ma sát bên trong đất rời

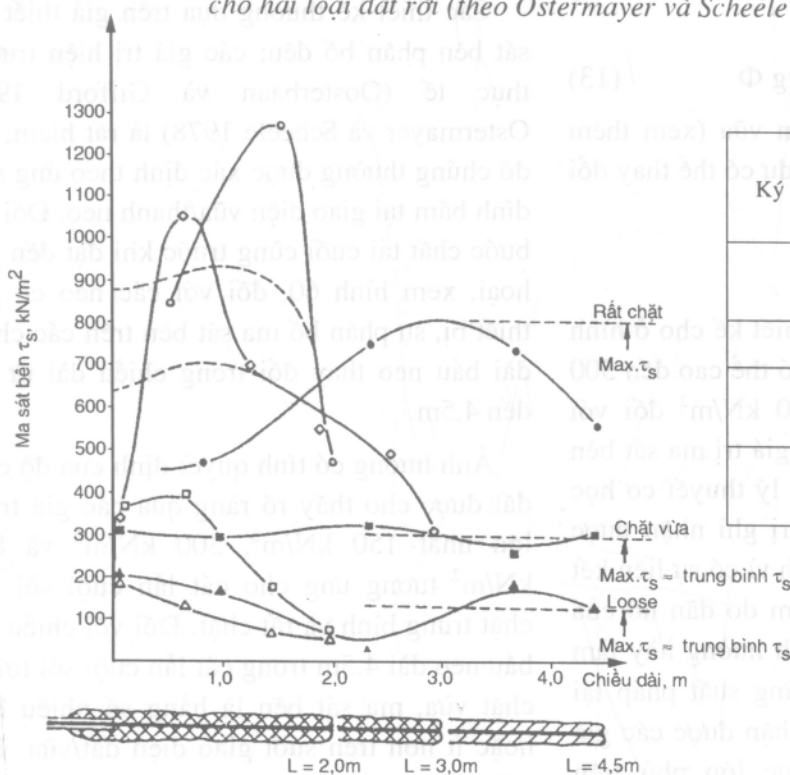
Các thiết kế thường dựa trên giả thiết ma sát bên phân bố đều; các giá trị hiện trường thực tế (Oosterbaan và Gifford 1972; Ostermayer và Scheele 1978) là rất hiếm, khi đó chúng thường được xác định theo ứng suất dính bám tại giao diện vữa/thanh neo. Đối với bước chất tải cuối cùng trước khi đạt đến phá hoại, xem hình 60, đối với các neo có gắn thiết bị, sự phân bố ma sát bên trên các chiều dài bầu neo thay đổi trong chiều dài từ 2m đến 4,5m.

Ảnh hưởng có tính quyết định của độ chặt đất được cho thấy rõ ràng qua các giá trị τ_s lớn nhất 150 kN/m², 300 kN/m² và 800 kN/m² tương ứng cho cát lẫn cuội sỏi to, chặt trung bình và rất chặt. Đối với chiều dài bầu neo dài 4,5m trong cát lẫn cuội sỏi to và chặt vừa, ma sát bên là hằng số nhiều hơn hoặc ít hơn trên suốt giao diện đất/vữa. Đối với cát chặt và rất chặt, các giá trị lớn nhất có hiệu dọc theo một chiều dài tương đối ngắn và vị trí vùng đỉnh của nó dịch xa ra theo sự tăng của tải trọng thử.



Chú ý : Các quan hệ giữa độ chặt đất và các giá trị thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) không phù hợp với BS 5930

Hình 59: Quan hệ giữa khả năng giữ tới hạn, chiều dài bầu neo và sức kháng xuyên động cho hai loại đất rời (theo Ostermayer và Scheele (1978))



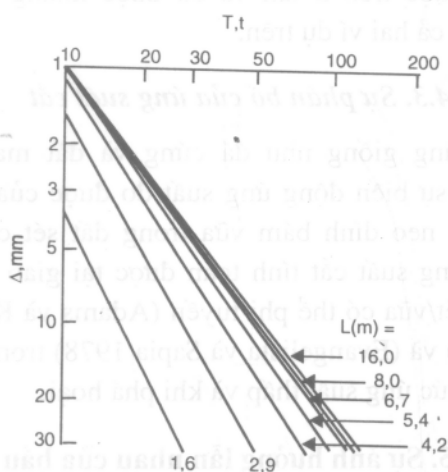
Chú ý : $D = 0,091m \div 0,126m$ trong cát lẫn sỏi

Hình 60: Sự phân bố ma sát bên dài hạn τ_s tại tải trọng tới hạn trong quan hệ với chiều dài dây neo đính bám và độ chặt đất (theo Ostermayer và Scheele (1978))

Ảnh hưởng mạnh mẽ của độ chặt tương đối, sự phân bố cỡ hạt và áp lực phun vữa đến sức kháng cắt dọc theo chiều dài bầu neo cũng đã được Petrasovits (1981) nhấn mạnh.

F.3.4. Chiều dài bầu neo trong đất rời

Được lấy làm giá trị cực đoan khi xem rằng tồn tại một trị số tới hạn về chiều dài bầu neo có hiệu mà sau đó không có dấu hiệu về việc tăng khả năng giữ tải. Đối với đất rời chặt ($N = 50$), hình 61 (Fujita và NNK 1979) đã cho thấy tải trọng tăng rất nhỏ khi $L > 6,7\text{m}$, điều ấy đã được Ostermayer (1974) ủng hộ khi ông kết luận rằng 6 m đến 7 m là tối ưu theo quan điểm kinh tế.



Hình 61: Ảnh hưởng của chiều dài bầu neo đến quan hệ tải trọng (T) và chuyển vị (Δ) (theo Fujita và NNK 1978)

F.4. Thiết kế bầu neo trong đất dính

F.4.1. Các neo kiểu A

Trong đất sét cứng Luân Đôn ($C_u > 90 \text{ kN/m}^2$) các giá trị α phổ biến từ 0,3 đến 0,35 (Littlejohn 1968) thường sử dụng sức chịu tải của vữa xi măng loãng có tỷ số nước/xi măng $\geq 0,4$. Các neo kiểu A trong đất sét cứng quá cố kết ($C_u = 270 \text{ kN/m}^2$) ở Taranta Nam Italia

(Sapio 1975) đã cho thấy các giá trị tương tự của α từ 0,28 đến 0,36. Đối với đất sét vôi cứng cho đến rất cứng ($C_u = 287 \text{ kN/m}^2$) tại Leicester ở Anh đã quan sát được các giá trị của α từ 0,48 đến 0,60, mặc dù thiết kế đã kiến nghị dùng giá trị $\alpha = 0,45$ (Littlejohn 1970). Trong bùn sét cứng ($C_u = 95 \text{ kN/m}^2$) ở Johannesburg (Neely và Montague-Jones 1974) đã khẳng định một giá trị của $\alpha = 0,45$. Các neo kiểu A nói chung có sức chịu tải thấp và phương pháp hiệu quả nhất để tăng khả năng giữ tải giới hạn là neo kiểu D có nhiều bầu mở rộng.

F.4.2. Các neo kiểu D

Trong đất sét Luân Đôn ở Orford Ness ($C_u = 54 \text{ kN/m}^2$ đến 72 kN/m^2) ở đây các neo kiểu D đã được thi công có sử dụng một bầu nhỏ được mở rộng 2 lần bằng cơ học, đã sử dụng biểu thức 14 (theo Bassett (1970)) :

$$T_t = \pi D L f_u C_u + \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \times (N_c C_{ub} + \sigma'_E) + \pi d l f_s C_{us} \quad (14)$$

Ở đây :

σ'_E - ứng suất có hiệu vuông góc với điểm gần cuối, kN/m^2

C_{ub} - độ bền chịu cắt không thoát nước tại gần điểm cuối của bầu neo, kN/m^2

C_{us} - độ bền chịu cắt không thoát nước trung bình trên suốt chiều dài thân neo, kN/m^2

Các giá trị thiết kế sau đây đã được sử dụng:

$f_u = 0,75$ đến $0,95$

$f_s = 0,3$ đến $0,6$;

$N_c = 6,5$ (thay đổi từ 6 đến 13 hoặc lớn hơn) .

Các kích thước của neo trên hiện trường là:

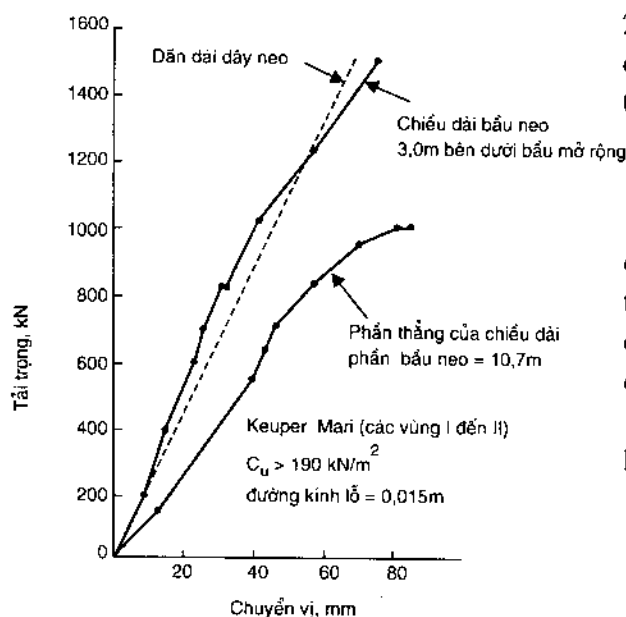
$D = 0,46 \text{ m}$ đến $0,53 \text{ m}$;

$d = 0,14 \text{ m}$;

$L = 3 \text{ m}$;

$l = 7,6 \text{ m}$.

Để xét đến khoảng cách giữa các bầu đã quy định rằng δ_u không lớn hơn 1,5D đến 2D và d không lớn hơn 0,6D đến 0,7D nhằm đảm bảo phá hoại chịu cắt hình trụ. Đối với sét bùn nút nẻ cứng tới rất cứng ($C_u = 130 \text{ kN/m}^2$ đến 290 kN/m^2) ở Neesden Anderpar Luân Đôn có giá trị trung bình được giả thiết cho thiết kế là 175 kN/m^2 , các kết quả thí nghiệm (Bastable 1974) cho bầu mở rộng cơ học nhiều tầng ($D = 0,54 \text{ m}$ và $d = 0,175 \text{ m}$) đã cho thấy một hệ số hiệu dụng $f_u = 0,75$.



Hình 62: So sánh các ứng xử tải trọng chuyển vị của neo có bầu mở rộng và neo thân thẳng (theo Littlejohn (1977))

Hiệu quả của neo có nhiều bầu mở rộng trên các đoạn thẳng được minh họa trên hình 62. Hình này dựa trên lỗ khoan đường kính 0,15m, neo loại A có thân thẳng và chiều dài bầu neo 10,7m đã bị phá hoại tại 1000 kN, trong khi đó đoạn mở rộng của neo chỉ dài 3m không có dấu hiệu phá hoại nào tại tải trọng 1500 kN. Các ưu việt đó cũng đã được định lượng cho đất sét Luân Đôn (Buttling 1977), các số liệu đo bằng thước kẹp các bầu mở rộng cho thấy $D = 0,363 \text{ m}$ và $d = 0,14 \text{ m}$ có nghĩa là đã mở rộng được 2,59 lần và phân tích neo thí nghiệm cho thấy giá trị của hệ số dính bám $\alpha = 0,78$, giá trị của đoạn thân thẳng $\alpha = 0,35$, có nghĩa là tăng cường được 2,23 lần. Tương ứng sự tăng cường chung đã đạt được trên 5 lần và đã được khẳng định trong cả hai ví dụ trên.

F.4.3. Sự phân bố của ứng suất cắt

Cũng giống như đá cứng và đất ma sát chặt, sự biến động ứng suất do được của các thanh neo dính bám vừa trong đất sét cứng, các ứng suất cắt tính toán được tại giao diện đất sét/vữa có thể phi tuyến (Adams và Klym 1972) và (Evangelista và Sapia 1978) trong cả hai mức ứng suất thấp và khi phá hoại.

F.5. Sự ảnh hưởng lẫn nhau của bầu neo

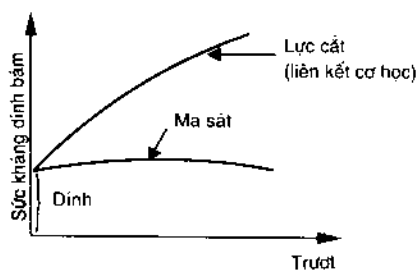
Sự truyền ứng suất từ neo này đến neo khác tăng theo độ cứng của đất bao quanh (Petrasovit 1981). Sự có mặt của các chỗ đứt gãy sẽ hạn chế số lượng truyền ứng suất so với đất tốt hơn.

Phụ lục G

GIAO DIỆN VỮA/DÂY NEO

G.1. Khái quát

Trên hình 63 thể hiện một trình bày lý tưởng hoá về 3 thành phần chính của lực dính bám. Khi chiều dài chôn ngắn, thành phần dính là quan trọng nhất, nhưng khi chiều dài lớn có thể cả 3 thành phần hoạt động, phá hoại dính xảy ra đầu tiên tại gần cuối và khi chuyển dịch mạnh sẽ được thay thế bằng ma sát hoặc liên kết cơ học. Các sức kháng ma sát và liên kết tăng theo lực nén thành bên, giảm theo lực kéo thành bên. Rõ ràng độ bền chịu cắt của vữa và bản chất bề mặt dây neo, cả về mặt vĩ mô và vi mô, đều là các yếu tố chính để xác định những đặc trưng của lực dính bám.



Hình 63: Trình diễn lý tưởng hoá các thành phần chính của lực dính bám

G.2. Sự phân bố của lực dính bám

Dựa vào sự làm việc trong bê tông cốt thép ứng suất trước, Gilkey và NNK (1940) đã trình bày một cách tổng quát, những đặc trưng lực dính bám của các thanh khi chịu nhỏ. Khi tải trọng tăng, tại gần cuối xảy ra trượt mạnh và vị trí có ứng suất dính bám lớn nhất di

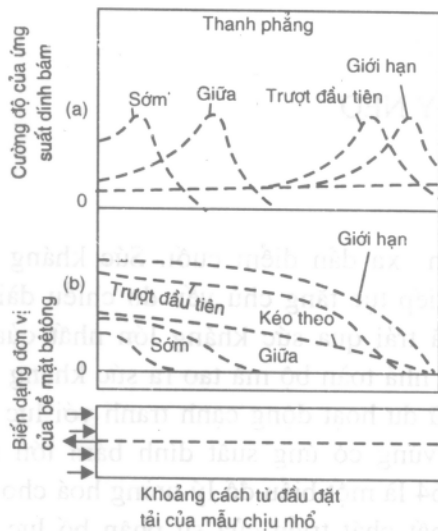
chuyển xa dần điểm cuối. Sức kháng tổng cộng tiếp tục tăng chủ yếu do chiều dài dây neo đã trải qua sức kháng lớn nhất của nó, không nhả toàn bộ mà tạo ra sức kháng hoặc lực giữ dư hoạt động cạnh tranh với lực dính trong vùng có ứng suất dính bám lớn nhất. Hình 64 là một biểu đồ lý tưởng hoá cho thấy bản chất phát triển của sự phân bố lực dính bám tại các giai đoạn thí nghiệm.

Các đường cong (a) cho trong hình 64 thể hiện cường độ của ứng suất dính bám giữa thanh neo và bê tông. Các đường cong (b) xem như ứng suất trong thanh tại các điểm hoạt động dọc theo mẫu thử. Cần ghi nhớ rằng trong các đường cong (b) cường độ của ứng suất dính bám tại mọi điểm, nghĩa là mức độ thay đổi ứng suất trong thanh, được thể hiện bằng độ dốc của đường cong so với trục của mẫu thử tại điểm đó. Lực dính bám tạo ra sự truyền ứng suất chỉ có ở vùng ứng suất thay đổi trong thép hoặc bê tông.

Khi xem xét hình 64 ta thấy trong thí nghiệm kéo thử thanh phẳng có thể thực hiện các quan sát sau đây :

(a) Sức kháng dính bám đầu tiên được phát triển gần điểm cuối của thanh và chỉ khi xảy ra trượt nhẹ thì các ứng suất dính bám và kéo được truyền xa dần.

(b) Vùng có cường độ ứng suất dính bám lớn nhất di chuyển xa dần điểm cuối khi lực kéo tăng lên. Giữa điểm cuối và vùng ứng suất dính bám lớn nhất có sức kháng giữ hoặc ma sát hoàn toàn đồng nhất của cường độ đã bị giảm mạnh.



Hình 64: Sự thay đổi về lượng của ứng suất dính bám (a) và ứng suất kéo tổng cộng (b) khi thí nghiệm nhổ [theo Gilkey và NNK (1940)]

(c) Trượt đầu tiên chỉ xảy ra sau khi cường độ lớn nhất của sức kháng dính bám đã đi qua hầu như toàn bộ chiều dài của mẫu thử và đã đạt đến đầu kia của thanh.

(d) Sau khi trượt đáng kể, sức kháng dính bám chính bị mất và thanh có sức kháng ma sát hoặc lực giữ trên toàn bộ chiều dài, có thể đến 1/2 sức kháng tổng cộng giới hạn đã đạt được.

G.3. Quan hệ giữa độ bền dính bám và chịu nén

Sức kháng dính bám không tỷ lệ với độ bền chịu nén của bê tông đông kết, lực dính bám có tăng đôi chút nhưng khi độ bền bê tông tăng thì tỷ lệ giữa sức kháng dính bám và độ bền chịu nén giới hạn giảm. Cần lưu ý đối với những bê tông yếu ($f_{cu} < 20 \text{ N/mm}^2$) lực dính bám tăng theo độ bền chịu nén. Tuy nhiên, khi độ bền bê tông vượt quá giá trị đó, sức kháng dính bám trở nên tăng yếu hơn, trong phạm vi bê tông tốt ($f_{cu} > 40 \text{ N/mm}^2$) không tạo ra lực dính bám phụ thêm khi độ

bền bê tông tăng lên. Sự biến động trong tuổi và kiểu đông kết cho thấy thay đổi sức kháng dính bám ít hơn nhiều so với làm thay đổi độ bền của bê tông, cần nhớ rằng bê tông tốt cho lực dính bám cao hơn, nhưng bê tông yếu nhất có tỷ số giữa lực dính bám và cường độ chịu nén cao nhất.

G.4. Quan hệ giữa lực dính bám và độ chôn sâu

Lực dính bám được phát triển nhờ chiều dài chôn thêm không tỷ lệ với chiều dài phụ thêm. Đối với một thanh phẳng chiều dài chôn ngắn có thể phát triển ứng suất dính bám đơn vị trung bình lớn hơn. Do đó, việc tăng gấp đôi chiều dài chôn nhằm tăng sự làm việc của neo, thực tế không tăng gấp đôi khả năng chịu kéo mà thanh neo có thể chịu được nhờ lực dính bám. Mặt khác, độ chôn sâu phụ thêm không làm tăng tổng sức chịu kháng dính bám.

Để tìm chiều dài chôn tối thiểu, Morris và Garrett (1956) đã tính được từ những thí nghiệm căng kéo cho các dây đường kính 5mm, thấy rằng độ chôn cần thiết tối thiểu là trên 1m. Sharp (1973) đã tìm thấy mặc dù lực dính bám vữa/cát cao hơn so với liên kết cơ học, nhưng lực dính bám bị mất đột ngột khi độ chôn sâu nhỏ hơn 0,6m.

G.5. Các giá trị lực dính bám

Nói chung, những kiến nghị về giá trị lực dính bám vữa/dây neo được sử dụng trong thực tế đối với neo đất, thường không kể đến chiều dài và kiểu dây neo, hình dạng dây neo, độ bền hoặc lớp phủ vữa, do đó phải đo thực nghiệm chiều dài chôn trong các điều kiện hiện trường chưa được thử. Các bảng 28, 29 và 30 cho chỉ dẫn chung về giá trị lực dính bám vữa/dây neo đang được sử dụng hoặc kiến nghị trong thực tế.

Bảng 28. Giá trị lực dính bám vữa/thanh neo đối với các thanh neo đang được sử dụng hoặc được kiến nghị trong thực tế
[theo Littlejohn và Bruce(1977)]

Thanh neo	Chôn sâu, m	Tải trọng, kN	Lực dính bám làm việc, N/mm ²	Lực dính bám thí nghiệm, N/mm ²	Lực dính bám giới hạn, N/mm ²	Chú ý	Nguồn
1	2	3	4	5	6	7	8
Trơn			1,2 ÷ 1,9			Yêu cầu thiết kế : lực dính bám phụ thuộc vào bề tông	Anh : CP 110 : 1972
Gai			1,7 ÷ 2,6			Yêu cầu thiết kế	Anh: Roberts (1970)
Vuông xoắn			5, 25		1,38	Thí nghiệm chôn ngắn	Canada: Brown (1970)
Cố gán			7,0		2,62	Lực dính bám phụ thuộc vào chôn sâu và ứng suất kéo của vữa	
Trơn						Yêu cầu thiết kế: đá nguyên vẹn	Canada: Ontario Hydro (1972)
Trơn và đầu bu lông						Yêu cầu thiết kế : đá seamy(nổi)	
Thanh gai(đường kính d)	30d					Neo thí nghiệm	Italia: Berardi (1960)
Thanh gai(đường kính d)	> 40 d					Neo thí nghiệm	Italia: Beomonte (1961)
Trơn đường kính 20mm	2,5	1750		0,56		Neo thí nghiệm	
Đường kính 20 mm cố gán và đầu bu lông	2,2			1,1		Neo thí nghiệm	
	3,9			0,6		Neo thí nghiệm	
	2,2			1,2		Neo thí nghiệm	
	2,2			0,9		Neo thí nghiệm	
Thanh gai đường kính 25mm	0,2				2,7	Neo thí nghiệm	Canada: Brown (1970)
	0,4				5,0	Neo thí nghiệm	
	0,6					Lực dính bám của thanh dệ hình = 5 lần dính bám thanh phẳng	

1	2	3	4	5	6	7	8
Thanh vuông đường kính 25,4 mm	1,83	289		1,98		Neo thí nghiệm	Mỹ: Saliman và Schaefer (1968)
Thanh tròn đường kính 25,4 mm	0,06	52			10,1	Các thí nghiệm: với mỗi cấp thí nghiệm lần đầu 28 ngày và lần hai 90 ngày	Ôxtrâyli: Pender và NNN (1963)
	0,06	53,5			11,2		
	0,12	52			5,5		
	0,12	67			7,0		
	0,18	63			4,4		
	0,18	117			8,1		
	0,36	139			4,9		
	0,36	148			5,1		
Thanh tròn đường kính 28 mm	5,9	160		0,31		Neo thí nghiệm: cục bộ cán cao hơn lực dính bám đã biết	Italia: Berardi (1967)
	11,0	160		0,16			
Thanh tròn đường kính 28 mm		400	0,76			Yêu cầu thiết kế	Thụy sĩ: Comte (1971)
Thanh tròn đường kính 28,6 mm	0,91	220		2,72		Neo thí nghiệm	Mỹ: Drossel (1970)
Thanh tròn đường kính 30 mm		320	3,0	7,2		Thí nghiệm với ứng suất kéo giới hạn của thanh (UTS)	Thụy sĩ: Muller (1966)
Chịu kéo cao đường kính 31,8 mm	1,83	605	3,3			Neo thương mại	Mỹ: Wosser và NNN (1970)
Đường kính 31,8mm đầu bu lông	1,2	700		5,74		Neo thí nghiệm	Mỹ: Drossel (1970)
Đường kính 31,8mm khía và sần	8,5	545	0,64			Neo thương mại	Mỹ: Oosterbaan và NNN (1972)
Thép mềm đường kính 35mm	6,1	360	0,54			Cọc neo	Canada: Jasper và NNN (1969)
Tron đường kính 35mm	6,1	505		0,75		Neo thí nghiệm	Canada: Barron và NNN (1971)
Tron đường kính 35mm	6	700	1,06			Neo thương mại	Mỹ: Feld và NNN (1974)
Thép mềm đường kính 35mm	12,2	610	0,37			Cọc neo	Canada: Jasper và NNN (1969)
Tron đường kính 44mm	0,6				4,7	Neo thí nghiệm	Canada: Brown (1970)

Chú ý: Các giá trị lực dính tính toán rất phụ thuộc vào kiểu căng lại khi thí nghiệm. Các số sánh đòi hỏi phải đánh giá cẩn thận.

Bảng 29. Giá trị lực dính bám vữa/thanh neo đối với các dây neo đang được sử dụng hoặc được kiến nghị trong thực tế
[theo Littlejohn và Bruce (1977)]

Dây neo	Chôn sâu m	Tải trọng kN	Lực dính bám làm việc N/mm ²	Lực dính bám thí nghiệm N/mm ²	Lực dính bám giới hạn N/mm ²	Chú ý	Nguồn
1	2	3	4	5	6	7	8
Tron Nhân	100d 65d					Yêu cầu thiết kế	Anh: CP110 : 1972 và CP 115 : 1969
Các nhóm gồm 5mm, 6mm, 7mm ví dụ từ 14 No. 5mm đến 54 No. 7mm	1,7 ÷ 3,4 6 ÷ 12	350 2470	0,5 ÷ 1,0			Yêu cầu thiết kế	Thụy sĩ: Compte (1971)
Tron/nhân							
12 No. 5mm	18	280	1,035			Yêu cầu thiết kế	Ôxtrâyliá : tiêu chuẩn CA35 (1973)
24 No. 5mm	4,0	500	0,53			Neo thương mại	Thụy sĩ : Pilskin (1965)
37 No. 5mm	1,0	1540	0,33			Neo thương mại	Ba lan : Bujak và NNNK (1967)
					2,26	Neo thí nghiệm	Anh: Morris và NNNK (1956)
40 No. 5mm	2,44	700	0,49			Neo thương mại	
102 No. 5mm	2,44	950	0,67			Neo thương mại	
24 No. 6,4mm	5,0	850	0,27			Neo thương mại	Thụy sĩ : Birkenmaier (1953)
90 No. 6,4mm	4,0	2000	0,32			Neo thương mại	India : Rao (1964)
	18,3	670	0,076			Neo thương mại	Mỹ: Refi (1964)
	9,14	3750	0,23			Neo thương mại	Mỹ : Thompson (1970)
90 No. 6,4mm	9,14	11570	0,70			Neo thương mại	Canada : Golder Brawnner (1973)

1	2	3	4	5	6	7	8
12 No. 7mm	2,5	515	0,78			Neo thương mại	Thụy sĩ : Pilskin (1965)
12 No. 7mm	7,5	450	0,23			Neo thương mại	Brasil : da Costa Nunes (1959)
12 No. 7mm	2,5	600	0,93			Neo thương mại	Africa : Anon (1970)
12 No. 7mm	4,0	500	0,47			Neo thương mại	Italia : Berardi (1972)
34 No. 7mm	7,6	1300	0,23			Neo thương mại	Ôxtrâylia : Rawlings (1968)
35 No. 7mm	3,5	1380	0,51			Neo thương mại	Thụy sĩ : Rutner (1966)
	0,6				2,26	Neo thí nghiệm	
	1,5				2,0	Neo thí nghiệm	
72 No. 7mm mạ kẽm HT	5,2	2740	0,33			Neo thí nghiệm	Ôxtrâylia : Maddox và NNK (1967)
33 No. 7.62mm	3,5	1700	0,62			Neo thương mại	Đức : Anon (1972)
12 No. 8mm	2,9	675	0,77			Neo thương mại	Thụy sĩ : Pilskin (1965)
12 No. 8mm					0,47	Neo thương mại	Anh : Bundred (1973)
18 No. 8mm		1450		0,7		Neo thí nghiệm	Thụy sĩ : Walther (1959)
27 No. 8mm		2250		0,7			
24 No. 8mm	4,5	1725		0,46		Neo thí nghiệm	Thụy sĩ : Moschler và NNK (1972)
33 No. 8mm	3	1255		0,69		Neo thí nghiệm	
4 No. 15.2mm	6,5	500	0,47			Neo thí nghiệm	Italia : Berardi (1972)
6 No. 15.2mm	8,4	870	0,36			Neo thương mại	
9 No. 13 đến 16mm	3,5	700	0,54			Neo thương mại	Đức : Anon (1972)

Chú ý : Các giá trị lực dính bám tính toán chủ yếu phụ thuộc vào kiểu căng lại khi thí nghiệm. Cần phải đánh giá cẩn thận các so sánh

Bảng 30. Các giá trị lực dính bám vữa/cáp cho dây neo, cáp đang được sử dụng hoặc được kiến nghị trong thực tế
[theo Littlejohn và Bruce (1977)]

Dây neo	Chôn sâu, m	Tải trọng, kN	Lực dính bám làm việc, N/mm ²	Lực dính bám thí nghiệm, N/mm ²	Lực dính bám giới hạn, N/mm ²	Chú ý	Nguồn
1	2	3	4	5	6	7	8
Mọi loại			< 21		3,105	Yêu cầu thiết kế	Ôxtrâyliá : tiêu chuẩn CA35 (1973)
Mọi loại						Yêu cầu thiết kế	Mỹ : PCI (1974)
4 No. 12.7mm	4,3	495		0,72		Neo thí nghiệm	Thụy sĩ : Sommer và NNN (1974)
8 No. 12.7mm	1,8	495		1,7		Neo thí nghiệm	Mỹ: White (1973)
8 No. 12.7mm	5,0	1020	0,64			Neo thương mại	Mỹ: Feld và NNN (1974)
8 No. 12.7mm	6,0	1120	0,59			Neo thương mại	
8 No. 12.7mm	3,6	1350	0,71			Neo thương mại	
9 No. 12.7mm	5,2	860	0,46			Neo thương mại	Canada : Hanna và NNN (1967)
12 No. 12.7mm	4,5	1410	0,65			Neo thương mại	Thụy sĩ : Pilskin (1965)
12 No. 12.7mm	6,1	1200	0,41			Neo thương mại	Canada : Juergens (1965)
12 No. 12.7mm	5,2	1565	0,63			Neo thương mại	Canada : Hanna và NNN (1967)
12 No. 12.7mm	6,1	1335		0,46		Neo thí nghiệm	Canada : Barron và NNN (1967)
12 No. 12.7mm	6,5	1360	0,44			Neo thương mại	Canada : McCrostie và NNN (1967)
16 No. 12.7mm	6,1	1760	0,45			Neo thương mại	Canada : Golder Brawner (1967)
54 No. 12.7mm	11,3	7010	0,29			Neo thương mại	Mỹ : PCI (1974)
4 No. 15.2mm	3,0	500	0,88			Neo thương mại	Anh : Công ty TNHH Neo Universal (1972)
6 No. 15.2mm	7,3	520	0,25			Neo thương mại	Mỹ : Chen và NNN (1974)

1	2	3	4	5	6	7	8
8 No. 15,2mm	6,1	1500		0,64		Neo thí nghiệm	Mỹ: Công ty TNHH Néo Nicholson (1973)
10 No. 15,2mm	6,7	2150	0,67			Neo thương mại	Ôxtrâylia : William và Mair (1972)
10 No. 15,2mm	6,1	1900	0,65			Neo thương mại	Ôxtrâylia : MacLoed và Hoadley (1974)
12 No. 15,2mm	8	2000	0,44			Neo thương mại	Anh: Littlejohn và Truman-Davies (1974)
13 No. 15,2mm	3	3000		1,61		Neo thí nghiệm	Thụy sĩ : Pilskin (1965)
12 No. 15,2mm	6,5	1950	0,52			Neo thương mại	Canada : Golder Brawner (1973)
18 No. 15,2mm	7,6	4330	0,66			Neo thương mại	Mỹ : Schousboe (1974)
18 No. 15,2mm	7,6	2825	0,43			Neo thương mại	
18 No. 15,2mm	7,62	3770		0,58		Neo thí nghiệm	
19 No. 15,2mm	15	3740	0,28			Neo thương mại	Mỹ : Feld và NNK (1974)

* Không có sự phân biệt giữa cấp tiêu chuẩn (15,4mm) và đã nén (15,2mm). Mọi kết quả được tính toán khi dùng đường kính nhỏ hơn.

Chú ý : Các giá trị đỉnh bám tính toán rất phụ thuộc vào kiểu căng lại khi thí nghiệm. Các so sánh cần được đánh giá cẩn thận

Phụ lục H

CÁC GIÁ TRỊ E CỦA DÂY NEO

Sự biến động của mô đun đàn hồi, tức giá trị E, khi thí nghiệm chiều dài dây neo ngắn, 610 mm, thường lấy là $\pm 5\%$, nhưng cần lưu ý sự biến động lớn hơn của giá trị E, từ 180 kN/mm² đến 220 kN/mm² đã được Janiche (1968) ghi nhận khi thử tải hiện trường trong các thao tác căng kéo dây neo kiểu cáp hoặc dây có chiều dài đến 100m.

Tại lò nguyên tử Wylfa, đã quan sát được sự biến động của E trong cáp đường kính 15 mm, nhưng đặc biệt hơn là ở dây neo tạo nên cáp đó, giá trị E trong dây neo E_t thấp hơn đáng kể so với cáp đơn E_s , nghĩa là :

$E_s = 183 \text{ kN/mm}^2$ đến 195 kN/mm^2 (dựa theo các thí nghiệm trong phòng trên chiều dài lớn khi căng kéo).

$E_t = 171 \text{ kN/mm}^2$ đến 179 kN/mm^2 (dựa theo các thí nghiệm hiện trường trên chiều dài lớn khi căng kéo).

Giải thích cho sự giảm giá trị đó bao gồm :

(a) Thí nghiệm hiện trường có độ dài lớn tạo ra thời gian cho hiện tượng dãn

(b) Các điều kiện kẹp chặt khác nhau tại hiện trường, khi việc xoắn dây cáp cho phép dây xoắn chặt chẽ chung quanh lõi hay dây

lõi, điều đó nghĩa là cáp đã được xoắn chặt từ trước đến đường kính tương đối nhỏ.

Đối với cáp đường kính 18 mm (19 sợi) Leeming (1974) đã thấy sự biến động các giá trị E của nhà chế tạo là $\pm 7,5\%$ trên các chiều dài thí nghiệm ngắn. Hơn nữa khi thực hiện thí nghiệm trên cáp có chiều dài 36m và 137m đã ghi nhận được giá trị E trung bình là 184,1 kN/mm² trong khi giá trị E trung bình theo chứng chỉ của nhà chế tạo là 202,7 kN/mm², nghĩa là E giảm 9,2%. Tại hiện trường các neo đá, Liu (1978) đã phân tích chiều dài neo tự do lộ ra cho thấy sự biến động khoảng 20% chiều dài neo tự do được ước tính. Sự biến động này đi cùng với sự biến động thí nghiệm (xem M.6), cũng như bất cứ một khác nhau nào trong phân bố tải trọng dây neo và các đặc trưng vật liệu.

Mọi thông tin trên đây cần được ghi nhớ khi đánh giá chiều dài dây neo tự do lộ ra (xem 11.2.9) trong quan hệ với các giới hạn chiều dài dây neo tự do lộ ra. Cũng có thể tham khảo báo cáo của Hiệp hội ứng suất trước quốc tế (1986) về quan hệ lực - độ dãn dài của các dây neo căng sau.

Phụ lục J

ĂN MÒN

J.1. Sự phát triển của pin

J.1.1. Khái quát

Phần lớn các kim loại sử dụng thường nhận được bằng cách khử ôxít, đó là quá trình đòi hỏi năng lượng. Các kim loại tinh chế ở tình trạng kém ổn định hơn so với nó tồn tại trong tự nhiên và trong các điều kiện thích hợp sẽ có xu hướng quay trở lại thành các ôxít, nghĩa là bị ăn mòn. Trừ khi có sự cản trở để kiểm chế ăn mòn, kim loại sẽ phản ứng với ôxy và nước để tạo thành ôxít hoặc hydroxít. Loại ăn mòn tạo thành sẽ phụ thuộc vào các yếu tố môi trường, cũng như phụ thuộc vào kiểu pin điện hoá được tạo thành. Sự hình thành của các pin điện hoá được trình bày trong J.1.2 đến J.1.6.

J.1.2. Hoạt động lưỡng kim

Nếu hai kim loại có tiếp xúc điện và trong dung dịch chứa ion thì sẽ tạo ra một pin điện hoá do sự khác biệt trong các điện thế kim loại tương ứng. Kim loại có điện thế mạnh hơn đóng vai trò như catôt, nó buộc kim loại khác hoạt động như anôt và trong các điều kiện thích hợp sẽ bị ăn mòn. Dòng điện phát triển trong các pin như vậy phụ thuộc vào những ảnh hưởng điện hoá trong những quá trình ăn mòn xảy ra và vào điều kiện môi trường. Tuy nhiên, chỉ dẫn chung về ăn mòn kim loại hỗn hợp này đã có trong PD 6484. Trong trường hợp neo đất, các pin như trên sẽ hình thành bằng cách tiếp xúc

nhiều kim loại khác nhau khi có chất điện phân và khi có khả năng hình thành pin, cần lưu ý đặc biệt để loại trừ các nguy hiểm do ăn mòn.

J.1.3. Các pin micro

Ăn mòn lưỡng kim liên quan đến sự hình thành pin giữa hai kim loại khác nhau, nơi mà các pin micro có thể phát triển trên các miếng kim loại hoặc hợp kim riêng lẻ trong môi trường thích hợp. Sự hình thành như vậy là kết quả của việc không đồng nhất trong bề mặt kim loại do có mặt của những hợp chất khác nhau, đặc biệt trong hợp kim và khi các điện thế điện cực khác nhau.

J.1.4. Các pin tích khí khác nhau

Các pin này đặc biệt quan trọng trong quan hệ đối với sự phát triển ăn mòn ở các neo đất và xảy ra khi neo đi qua đất có áp lực lỗ rỗng này, đến đất có áp lực lỗ rỗng khác, như khi neo qua đất đã bị xáo trộn từng phần sau đó đi vào đất không bị xáo trộn. Các pin tích khí khác nhau được hình thành khi kim loại chịu môi trường ion trong đó có sự tập trung khác nhau của ôxy không hoà tan. Các phần kim loại bị bao quanh bởi sự tập trung ôxy cao sẽ tạo thành vùng catôt, phần bên trong tập trung ôxy thấp sẽ tạo thành vùng anôt. Để có mức độ ăn mòn đáng kể cần một đường dẫn điện trở thấp trong chất điện dung giữa anôt và catôt sao cho hình thành thường xuyên trong các vị trí gần với biên của vùng catôt đã bị

ôxy hoá. Ăn mòn điểm và ăn mòn khe nứt có thể gây ra bởi sự tích khí khác nhau.

J.1.5. Các pin tập trung khác nhau

Một phần do ôxy, các pin khác nhau có thể hình thành khi kim loại nằm trong môi trường có cường độ ion thay đổi. Bản chất của lớp ion sẽ được xác định khi ăn mòn xảy ra, như trong vùng có cường độ ion cao hoặc thấp, nó cũng phụ thuộc vào vai trò của các lớp trong quá trình ăn mòn. Ngược lại, sự có mặt của ôxy là quan trọng khi xác định mức độ ăn mòn. Sự biến động pH cũng có thể tạo ra các pin tập trung khác nhau, do pH là số đo về độ tập trung ion hydro. Ảnh hưởng của độ pH phụ thuộc cực kỳ nhiều vào nhiệt động của hệ thống.

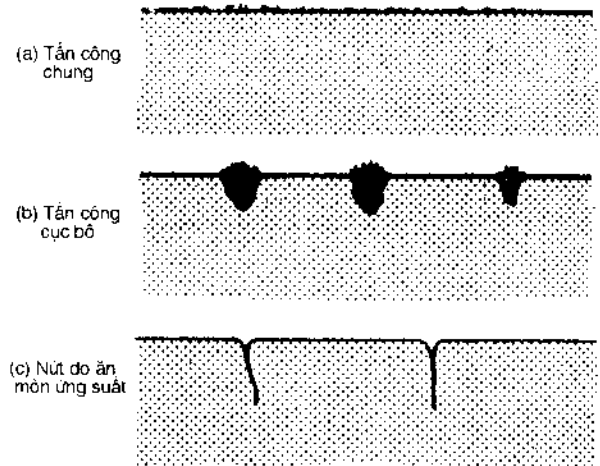
J.1.6. Chôn khác nhau

Các pin khác nhau được phát triển ở quy mô lớn hơn khi kim loại chôn vào hai hoặc nhiều loại môi trường có khả năng tạo ion và tiếp xúc hoàn toàn. Không chỉ thành phần hoá học và bản chất của môi trường là quan trọng, mà còn cả điện trở của nó nữa. Tuy nhiên, những xem xét trên vẫn tiếp tục được áp dụng, các pin tích khí khác nhau có thể hình thành trên các dây neo chôn trong đất và đi qua từ vùng đất có tích khí đến không tích khí, như từ cuội sỏi sang đất sét.

J.2. Các dạng ăn mòn

J.2.1. Khái quát

Các dạng ăn mòn có thể chia thành ba vùng rõ rệt: tấn công chung, tấn công cục bộ và nứt do tính giòn hydro hoặc ăn mòn ứng suất. Các dạng tấn công này được minh hoạ trong hình 65.



Hình 65: Sơ đồ thể hiện các dạng ăn mòn chính

a) Tấn công chung; b) Tấn công cục bộ;
c) Nứt do ăn mòn ứng suất.

J.2.2. Tấn công chung

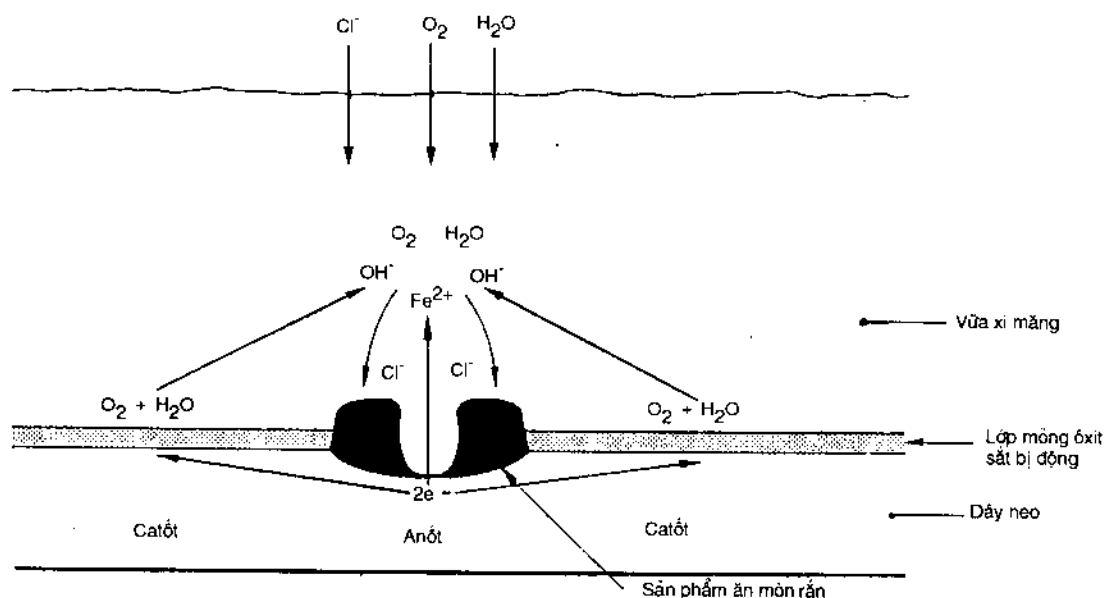
Nó là kết quả tấn công gần như đều của một kim loại khi các vị trí anốt và catốt rời rạc hoặc diện tích xâm nhập trên toàn bề mặt. Điều đó có nghĩa là các diện tích catốt và anốt cân bằng nhau, cực anốt và catốt cũng cân bằng nhau và cả hai quá trình này khống chế mức độ ăn mòn như nhau. Có khả năng sản phẩm ăn mòn tạo thành một màng mỏng liên tục và lại tiếp tục tấn công.

J.2.3. Tấn công cục bộ

Theo nghĩa rộng, khi cách ly các pin ăn mòn trên bề mặt kim loại thì xảy ra ăn mòn cục bộ. Các pin ăn mòn tách biệt này có thể nhận ra bởi sự thay đổi của điện thế trên bề mặt kim loại. Sự ăn mòn trở nên cục bộ hơn khi tỷ số của diện tích catốt đối với anốt tăng lên, và một trong các phản ứng điện tử có khống chế chung mức độ ăn mòn. Tấn công cục bộ nói chung đi kèm với sự hiện diện của màng mỏng oxyt bảo vệ trên kim loại hoặc hợp kim và một cơ chế ăn mòn điểm hoặc ăn mòn khe nứt đã mô tả ở trên sẽ xảy ra do các

ion ăn mòn như clorít. Hậu quả quan trọng của loại ăn mòn này là ăn mòn cục bộ có thể rất nhiều, tạo nên sự hình thành các ăn mòn điểm, mặc dù lượng mất mát trọng lượng kim loại tổng cộng là nhỏ (xem hình 66). Nói chung, ăn mòn điểm được định nghĩa theo hình dạng điểm ăn mòn, khi sự phân biệt

chính xác giữa ăn mòn điểm và cục bộ mang tính vô đoán nào đó, có thể kiến nghị sự dịch chuyển này xảy ra khi tỷ số của bề rộng điểm ăn mòn trung bình với độ sâu là 4 hoặc nhỏ hơn (Champion 1962), mặc dù tỷ số bằng 1 là định nghĩa điểm ăn mòn được chấp nhận rộng rãi nhất (Shrier 1976).



Hình 66: Sơ đồ ăn mòn điểm

j.2.4. Tấn công của vi khuẩn

Dạng phổ biến nhất của tấn công vi khuẩn là kết quả các quá trình trao đổi chất của vi khuẩn giảm sulphat (SRB) khi sử dụng sulphat trong những điều kiện yếm khí.

Các điều kiện yếm khí sulphat tìm thấy trong những khoảng trống ngăn cách với oxy khí quyển, đặc biệt ở đất sét chứa sulphat trong vùng bão hoà nước nằm bên dưới mực nước ngầm. SRB hoạt động mạnh nhất tại độ

pH khoảng 7,5 trong đất gần trung hoà. Ở điều kiện yếm khí, phản ứng catốt trong một pin ăn mòn giải phóng hydro. Khi pin nằm trong các điều kiện gần yếm khí, các hydro này dần dần được khử cực bằng lượng oxy dư hoà tan trong nước ngầm. Trong môi trường loại oxy hoàn toàn, sự phân cực của quá trình hydro nhanh hơn do kết quả trao đổi chất của SRB, SRB hydro hoá và sulphit sắt nguồn sinh vật có chức năng làm các cực catốt và cho phép sự ăn mòn hoạt động. Sản phẩm thải ra của

trao đổi chất SBR là các ion sulphit, nó phản ứng với kim loại cho phép sự phân huỷ ở vùng anốt của pin ăn mòn để tạo ra các sulphit kim loại, gọi là mackinawite. Một lớp mềm của sulphit sắt đen được tạo ra khi sắt bị ăn mòn trong đất sét có nước, là phần riêng biệt của các lớp manhê đen cứng, sản phẩm ăn mòn khác trong những điều kiện thiếu oxy. Nếu pin ăn mòn nằm trong đất có kết cấu mở, cho phép oxy khí quyền thâm nhập đến các biên của vùng yếm khí, hoặc nước ngầm có chứa ni trát thì chu trình sulfua được hoàn chỉnh nhờ sự trao đổi chất của vi khuẩn oxy hoá sulfua (SOB), nó tạo ra axit sulfua như một sản phẩm thải ra, ngược lại có thể hoà tan kim loại và bê tông. Tấn công vi khuẩn có thể cục bộ, gọi là ăn mòn điểm, phụ thuộc rất nhiều vào bản chất của đất, độ chôn sâu và sự hiện diện của bất cứ lớp bọc bảo vệ nào hoặc màng mỏng oxyt trên bề mặt kim loại.

J.2.5. Sự hoá giòn hydrô/ăn mòn ứng suất

Nứt do ăn mòn ứng suất (SCC) được tạo bởi sự tác động phối hợp của ứng suất kéo tĩnh bên trong hoặc bên ngoài và ăn mòn cục bộ. SCC xảy ra phổ biến nhất với hợp kim khi có một lớp màng mỏng oxyt thụ động và liên quan đến sự có mặt của môi trường ăn mòn đặc biệt nhất định, như thép cacbon trong dung môi nitrat hoặc kiềm mạnh, thép không gỉ austenitic khi có mặt các ion chlorit. Cơ chế của SCC vẫn chưa được hiểu hoàn toàn, nhưng dường như hoạt động cục bộ của sự ăn mòn tạo ra một chỗ nứt, đây là anốt và tiến hành hoạt động phân huỷ kim loại nhưng ở đây các phía đã bị thụ động hoá nên làm cho ứng suất kéo hiện có trở nên tập trung cao hơn tại đỉnh của điểm ăn mòn, kết quả là tạo ra bề mặt kim loại mới mà tại đó có thể xảy ra sự phân huỷ mới. Sự lan truyền xảy ra dưới hoạt động phối hợp đó tạo nên các vết nứt dọc theo các biên hạt (giữa các hạt), hoặc trên các mặt

trượt bên trong mạng tinh thể (dọc theo hạt), cuối cùng gây ra sự chiết giảm đáng kể tiết diện ngang làm cho phá hoại xảy ra do sự nứt nẻ dẻo.

Uhlig (1971) đã chỉ ra rằng thép cường độ cao có cường độ chảy lớn hơn 1240 N/mm^2 , hoặc trị số độ cứng Rockwell C lớn hơn 40 dễ bị SCC (xem cùng với Hiệp hội Mỹ về thép, 1975). Nếu có sulphit, Phelps (1967) đã cho rằng ngưỡng Rockwell C tương đương giảm đến 22.

Sự hoá giòn hydrô đòi hỏi sự di chuyển của hydrô nguyên tử vào trong tinh thể kim loại, ở đây các phân tử được hình thành và tạo nên một nội áp lực trong kim loại. Hydrô nguyên tử đã được hình thành do sự ăn mòn của chính kim loại hoặc do sự ăn mòn của kim loại gốc hơn khi tiếp xúc trực tiếp với cái được hình thành. Hydrô cũng có thể thâm nhập vào kim loại trong quá trình chế tạo nào đó, ví dụ tẩy rỉ bằng axit. Hydrô nguyên tử cũng có thể thâm nhập vào kim loại trong một thời kỳ dài và các phá hoại do hoá giòn hydrô sau khi lắp đặt nhiều năm. Sự hình thành vết nứt của kim loại là hậu quả trực tiếp của các ứng suất kéo phát triển do chính hydrô, hoặc khi ứng suất kéo tới hạn nào đó được đặt ở bên ngoài, đôi khi trường hợp thứ hai gọi là nứt hydrô. Sự hoá giòn hydrô còn bị xấu hơn trong thép do có mặt của bismuth, chì, sulfua, telua, lưu huỳnh, asen, chất asen là nguy hiểm nhất, do nó ngăn cản phản ứng của các nguyên tử hydrô tạo thành các phân tử.

J.2.6. Mỏi do ăn mòn

Nó là kết quả hoạt động phối hợp của ăn mòn và các ứng suất lặp lại, như những ứng suất thay phiên nhau kéo và nén. Trái với SCC, mỏi do ăn mòn xảy ra trong môi trường nhiều nước và không liên quan đến các hỗn hợp ion ăn mòn đặc biệt và thép. Cơ chế này

được xem là đòi hỏi loại bỏ oxy tự do, thép cán nguội khi đó trở thành anốt và bị ăn mòn, các vết nứt dọc theo hạt dần dần phát triển khi chịu ứng suất lặp lại.

J.2.7. Ăn mòn do dòng điện lang thang

Thép chịu kéo cường độ cao dùng trong dây neo là nhạy hơn đối với ăn mòn do dòng điện lang thang so với thép thông thường, cần có các chú ý nhất định trong những kết cấu khi kiểu ăn mòn này có thể xảy ra.

Các kết cấu phải chịu tác động của mọi thiết bị đi kèm như hệ thống tàu hoả chạy điện, tàu điện; các kết cấu lò hạt nhân, trong đó có nhiều công tác hàn và các kết cấu ở biển như dàn khoan, bến tàu, ụ nổi, trong đó thép và bê tông làm việc phối hợp nhau thì nước biển hoạt động như một chất điện phân.

Các nguyên tắc có tính chỉ dẫn là những kết cấu này cần được thiết kế để ngăn cản sự phát triển của dòng điện lang thang bằng sự cách ly thích hợp. Shrier (1976) đã cho chỉ dẫn chung đối với ăn mòn do dòng điện lang thang và Hiệp hội quốc tế về bê tông ứng suất trước (1980) đã báo cáo về ảnh hưởng của các dòng điện lang thang đến độ bền của kết cấu bê tông ứng suất trước.

J.2.8. Ăn mòn do mài mòn

Mài mòn là hiện tượng chịu mòn bề mặt xảy ra khi hai bề mặt tiếp xúc có chuyển động tương đối kiểu dao động có biên độ nhỏ. Ăn mòn do mài mòn là một dạng mài mòn trong đó phản ứng hoá học chiếm ưu thế. Mài mòn có thể xảy ra khi trượt tương đối giữa các bề mặt nhỏ hơn 10^{-5} mm và những yếu tố chính ảnh hưởng đến hoạt động mài mòn là áp lực pháp tuyến giữa các bề mặt, biên độ trượt, ma sát, môi trường, các vật liệu làm bề mặt và số các chu kỳ đã được đặt vào. Cơ chế của mài

mòn cuối cùng gây nên các vết nứt micro cục bộ hiện nay vẫn là phỏng đoán.

J.3. Ăn mòn của thép trong xi măng thủy lực

Thép trần khi để trong khí quyển không được bảo vệ sẽ nhanh chóng hình thành một lớp oxyt màu nâu (rỉ sắt) trên bề mặt của nó, chúng sẽ tiếp tục phát triển cho đến khi các vảy này rời khỏi bề mặt, trừ khi có biện pháp ngăn chặn bên ngoài. Một phương pháp là đảm bảo thép được bao quanh một môi trường kiềm trong phạm vi pH 9,5 đến pH 13,5. Xi măng thủy hoá tạo ra môi trường có dải pH như vậy, giá trị tiêu chuẩn vào khoảng 13,5 tại đó thép được bảo vệ không có các ion xâm thực. Tại pH như trên một lớp mỏng thụ động hình thành trên thép, sẽ làm giảm mức độ của bất cứ loại ăn mòn nào xuống các trị số tối thiểu. Lớp phủ bê tông hoặc vữa xi măng cung cấp lớp bảo vệ hoá học cũng như vật lý cho thép. Tuy nhiên, do mất tính kiềm bảo vệ xung quanh thép hoặc sự có mặt của các anion xâm thực, đặc biệt là chlorit trong vữa, bê tông, hoặc phối hợp cả hai yếu tố trên, sẽ xuất hiện các điều kiện để xảy ra ăn mòn trong dây neo thép hoặc các bộ phận dầm neo.

Tính kiềm trong vữa hoặc bê tông có thể mất do phản ứng với các hơi axit trong khí quyển, như cacbon đioxit, sulfua đioxit hoặc lọc qua nước trên bề mặt. Vữa và bê tông có tính thấm qua, có thể cho phép khí quyển thâm nhập; hơi axit phản ứng với chất kiềm, thường là các hydroxit canxi, sodium và potassium, trung hoà chúng bằng cách tạo ra cacbonat và sulfat, đồng thời giảm độ pH. Nếu cacbonat di chuyển đáng kể vào trong vữa, bê tông để tiếp cận với dây neo hoặc cốt thép thì lớp bảo vệ sẽ bị mất, nếu có cả oxy và độ ẩm thì thép hầu như bị ăn mòn. Thường chấp nhận trong thời gian dài, mức độ mất tính kiềm phù hợp với

tính thấm và độ rỗng của vữa hoặc bê tông và đảm bảo độ sâu phủ trên dây neo hoặc cốt thép gần bề mặt nhất đủ lớn so với sự cacbonát hoá (thường một vài milimet) để đảm bảo thép luôn luôn được giữ trong môi trường kiềm.

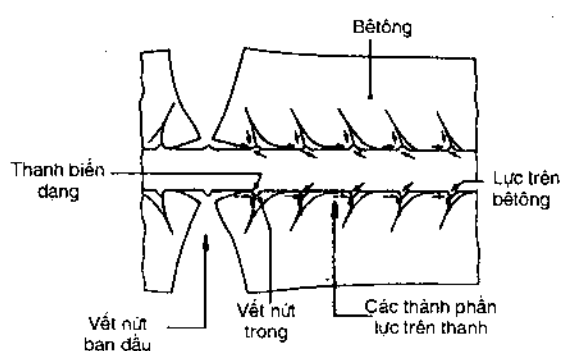
Các vết nứt trong vữa, được hình thành do tải trọng kéo, co ngót hoặc các yếu tố khác, cũng cho phép thâm nhập của khí quyển và các anion xâm thực, tạo ra một điểm từ đó bề mặt cacbonát hoá có thể phát triển. Nếu vết nứt sâu đến thép, sự bảo vệ bị mất, đặc biệt chỗ có xu hướng chịu tải trọng kéo, làm cho mất dính bám xảy ra mở rộng đến bề mặt kia của vết nứt. Nó sẽ phá vỡ tiếp xúc trực tiếp của thép với môi trường bê tông có tính kiềm, do đó phá huỷ sự bảo vệ vùng xung quanh chỗ mất dính bám.

Sự mở rộng của ăn mòn tiếp theo được xác định theo một số các yếu tố, nó bao gồm bề rộng của vết nứt, điều kiện tải trọng, không đổi hoặc thay đổi, mức lộ ra cốt thép và ô nhiễm môi trường. Trong một vài trường hợp, những vết nứt này sẽ bị đóng kín lại do sản phẩm của phản ứng cacbonát hoá, sự đi vào của các mảnh vụn hoặc phối hợp cả hai ảnh hưởng trên, do vậy cản trở lối vào tiếp của oxy và hơi ẩm nên giảm thiểu sự ăn mòn tiếp. Nhưng khi các vết nứt không đóng kín được theo cách trên hoặc chuyển dịch do ảnh hưởng của các điều kiện tải trọng thay đổi, oxy và hơi ẩm sẽ tiếp tục có lối vào đến bề mặt thép không được bảo vệ và sự ăn mòn có thể tiến triển.

Tính thụ động do các điều kiện kiềm mang lại cũng bị phá huỷ do có mặt của các ion clorit, ngay cả khi trong vữa còn giữ được mức kiềm cao. Ion clorit có thể làm mất tính thụ động cục bộ của thép và hỗ trợ sự phân

huỷ kim loại hoạt động. Các clorit phản ứng với aluminat canxi và clorua sắt, các hợp chất sẽ là chất rắn và ngăn cản phản ứng của ion clorit. Chúng chỉ tồn tại ổn định khi cân bằng hoá học với một lượng nhỏ clorit trong thể lỏng của vữa. Nếu clorit trong dung dịch là tự do thì sẽ hỗ trợ sự ăn mòn của thép. Các mức ion clorit thấp trong thể lỏng, mức ăn mòn sẽ tối thiểu nhưng do sự tập trung tăng lên nên nguy hiểm của ăn mòn sẽ lớn hơn nhiều. Do vậy lượng clorit trong vữa và tiếp đó là lượng clorit tự do trong thể lỏng, nó là một phần chức năng của thành phần xi măng, sẽ ảnh hưởng đến độ nguy hiểm của ăn mòn thép (xem 8.1.2).

Trong các điều kiện biển, những sự thay đổi vật liệu khó thấy được xảy ra giữa xi măng thuỷ hoá và nước biển. Các thay đổi này cần được xác định do một vài thay đổi có thể bất lợi và một số có lợi. Nếu bê tông có tính thấm thấp sẽ trở nên kín nước trong nước biển. Lý do chưa được xác định, nhưng có một cách giải thích rằng, việc che kín các khoảng chứa không khí bằng sự kết tinh hoặc kết tủa của những sản phẩm hoá học được tạo ra từ việc tác động qua lại của các ion nước biển và xi măng thuỷ hoá. Điện thế ăn mòn tự do trên dây neo thép được chôn có thể bị giảm mạnh và ổn định ở một giá trị rất thấp, như sau thời gian ngắn 6 đến 18 tháng trong các điều kiện bị ngập. Nó dường như gây ra bởi sự thiếu oxy dưới dạng khuếch tán oxy thấp (Fidjestol và Nilsen 1980). Xét đến bản chất của vết nứt, hình 67 mô tả sơ đồ nguyên lý của vết nứt quanh một thép gai biến dạng. Có thể thấy lực truyền chủ yếu từ thép đến bê tông bằng tác động cơ học của các gai. Lực dính giữa bề mặt thanh và bê tông bị mất rất lớn (Ilston và Stevens 1972).



Khi cốt thép bị gì, các sản phẩm ăn mòn chiếm thể tích gấp ba lần hoặc hơn thể tích của thép đòi hỏi. Vì vậy các sản phẩm ăn mòn do giảm khá nhỏ tiết diện ngang của dây neo sẽ tạo ra nội ứng suất đủ lớn để phá hoại lớp vữa bao quanh. Khả năng của vữa để chịu các ứng suất này sẽ phụ thuộc vào vị trí của đơn vị dây neo, khả năng chịu kéo của vữa và lớp phủ.

Hình 67: Sơ đồ nguyên lý các điều kiện quanh thanh cốt thép biến dạng (theo Goto 1971).

Phụ lục K

BẢO VỆ CHỐNG ĂN MÒN

K.1. Các điều kiện xâm thực đối với neo

Các chỉ dẫn trong 8.1 ngụ ý rằng, những điều kiện sau đây hoặc tương tự sẽ đòi hỏi phải cân nhắc đặc biệt về bảo vệ chống ăn mòn.

(a) Các neo ở tình trạng lộ ra với nước biển chứa các chlorit và sulphat.

(b) Sét bão hoà có hàm lượng ôxy thấp và hàm lượng sulphat cao.

(c) Đá phong hóa có hàm lượng clorit

(d) Đất bên cạnh các xương hoá chất có ảnh hưởng ăn mòn hoặc chịu khí quyển ăn mòn.

(e) Các neo đi qua vùng có mực nước ngầm biến động

(f) Các neo đi qua một phần đất bão hoà.

(g) Các neo đi qua các lớp đất có đặc trưng khác nhau về thành phần hoá học, về hàm lượng nước hoặc khí.

(h) Các neo chịu tải trọng chu kỳ gây ra sự thay đổi theo chu kỳ ứng suất trong dây neo.

Tóm lại, có sự phối hợp giữa ôxy và clorit, các điều kiện yếm khí khi có mặt sulphat hoặc mức ứng suất cao, biến động nhiều, tất cả sẽ thúc đẩy mức độ ăn mòn. Rõ ràng, các điều kiện đó không nhận thức hết được và chúng rất khác nhau về tính xâm thực. Tuy vậy, bảng 9 và 10 như một chỉ dẫn, nhằm phân loại tính xâm thực của đất tương ứng với kim loại, xi măng.

Mức điện thế đi qua của nước ngầm ảnh hưởng đến tuổi thọ của bất cứ neo nào. Tương

ứng, các neo trong đá cứng có tính thấm thấp, kể từ đầu neo, có thể xem là trong các điều kiện hầu như không xâm thực (xem 8.2.1).

Các neo tạm thời thường cần thiết cho 2 năm trong những điều kiện thuận lợi và thời gian này được xem như giới hạn cho các neo tạm thời trong bất kỳ hoàn cảnh nào. Trong những điều kiện xâm thực rất mạnh hoặc khi có nguy hiểm do hư hỏng cục bộ hoặc ăn mòn điểm, các neo không được bảo vệ có thể chỉ qua được vài tuần.

Chú ý : Thuật ngữ tính xâm thực được dùng như đã nêu ở 8.2, trong quan hệ với ăn mòn của thép, không liên quan đến sự thoái hoá của vật liệu xi măng như nêu trong BS 5930.

Khi xét đến tính xâm thực nhằm quyết định mức độ bảo vệ được yêu cầu cho neo tạm thời, kiến nghị rằng, cần lập lịch sử ăn mòn của các kim loại được chôn lún cận của công trình thiết kế. Nó đôi khi rất hữu ích cho chỉ dẫn về mức độ bảo vệ được yêu cầu.

Cũng cần phải xem xét ảnh hưởng của việc thi công đến sự rò rỉ nước ngầm, đặc biệt của nước đi qua các lớp đất chứa những hoá chất xâm thực.

Cần phải tránh ngập thủy triều lặp lại đối với các đầu neo.

K.2. Bảo vệ catôt

Cần xem xét bảo vệ catôt cho các neo đất, do những nguyên nhân sau :

(a) Cần tạo lớp phủ trên toàn bộ chiều dài neo, nhưng không gián đoạn. Nếu không sẽ xảy ra các trung tâm ăn mòn ở giữa.

(b) Để bảo vệ neo cần thêm vào một hệ thống anốt thích hợp, chi phí này có thể vượt quá của neo.

(c) Cần ngâm hoàn toàn trong chất điện phân để đạt kết quả tốt nhất. Do vậy hệ thống này cần dùng phối hợp với các lớp phủ bảo vệ khi phải đi qua đất bão hoà từng phần.

(d) Có chi phí tiếp tục cho duy tu định kỳ vì phải thay anốt trong hệ thống. Khả năng tiếp cận để thay thế anốt rất khó khăn đối với các neo và do đó hệ thống bơm dòng được ưa chuộng hơn.

(e) Việc xác định dòng điện yêu cầu để duy trì bảo vệ trong suốt tuổi thọ của kết cấu là mang tính thực nghiệm và không dự đoán trước được, cần đặc biệt lưu ý để tránh việc bảo vệ quá mức dẫn đến sự giòn hydro.

(f) Có nguy hiểm điện thế do sự ăn mòn của các kim loại chôn bên cạnh.

(g) Ít chắc chắn hơn so với các lớp bọc để loại trừ ăn mòn ứng suất trong thép chịu kéo cao.

Nếu sau khi đã xem xét, bảo vệ catốt được đánh giá là cần thiết, tham khảo CP 1021 về thiết kế chi tiết và những ý kiến tư vấn của các kỹ sư chuyên bảo vệ ca tốt.

K.3. Mỡ

Hiện đã có chỉ dẫn về những điều kiện biên liên quan đến các đặc trưng vật lý và hoá học của các mỡ thích hợp, rõ ràng một số nước đã cho các bằng chứng về chỉ số cơ sở, hàm lượng clorit, hàm lượng nitrat, sulphit, ảnh hưởng của thí nghiệm phun muối, ảnh hưởng của độ ẩm, độ nhớt, điểm nóng chảy, độ sệt bằng xuyên côn, sự kháng ô xy hoá,

điện trở và sự truyền khí ẩm. Mỡ thích hợp nhất cho bảo vệ lâu dài là loại có sự phối hợp tối ưu của các đặc trưng. Không thể đưa ra một tiêu chuẩn tuyệt đối về sự làm việc của mỡ. Liên quan đến vấn đề này, hiện có các tiêu chuẩn Anh như BS 4385 (các hàm lượng nước và sulfua), BS 4708 (độ nhớt), BS 5298 (sự ổn định ôxy hoá), BS 5299 (các chất ăn mòn) và BS 5897 (sự tách dầu).

Khi có các bằng chứng khẳng định mỡ tạo ra phạm vi bảo vệ có hiệu quả cho các dây neo thép chịu kéo cao có ứng suất thì những đặc trưng chủ yếu cần được định lượng. Với sự trợ giúp của quang phổ tia cực tím, mỡ giống như vậy sẽ được đảm bảo sử dụng trong tương lai. Các mỡ được quy định cho những lò phản ứng hạt nhân, các áp dụng cho hải quân là rất đáng xem xét.

Petroleum jelly nguyên chất hoặc được làm giàu có các chất kiềm chế hoà tan và các loại mỡ gốc lithium đang được dùng có kết quả ở Đức, Mỹ và Anh.

Nó như một chỉ dẫn, do không có tiêu chuẩn được chấp nhận, bảng 31 trình bày kết quả các thí nghiệm song song trên ba loại mỡ, chúng đã được dùng trong thực tế neo đất. Bảng này không loại trừ việc dùng các mỡ tùy chọn, khi người thiết kế cho việc lựa chọn là thích hợp.

Nói chung, các đặc trưng sau đây của ba loại mỡ trên sẽ được xem xét là đạt yêu cầu : độ xuyên làm việc, độ xuyên không làm việc, hàm lượng nước, hàm lượng sulfua, hàm lượng tro bay và độ axit tổng cộng.

Điểm nhỏ giọt 62°C trong bảng 31 cho mỡ số 3, được xem là đạt yêu cầu, cho biết các nhiệt độ làm việc không vượt quá 42°C, nhưng độ chênh an toàn 20°C này là tin cậy tối thiểu để tránh nguy hiểm do sự phân ly hoặc khả năng mất cục bộ các đặc trưng.

Để so sánh bảng 32 bao gồm những đặc trưng chủ yếu của các mỡ đã được cơ quan thanh tra Địa kỹ thuật của Chính phủ Hồng Công quy định.

Mất mát do bay hơi đối với mỡ số hai và ba là tương đối cao, có thể dẫn đến hoá cứng trong thời gian dài khi mỡ này được dùng trong diện tích không được bịt kín.

Các kết quả ổn định oxy hoá chỉ ra rằng, quá trình phá huỷ tăng nhanh sau 300 giờ ở các điều kiện thí nghiệm, nghĩa là 99°C. Nếu mức độ phản ứng tăng theo hệ số 2 đến 3, ví dụ 2,5, với mỗi 10°C tăng về nhiệt độ, thì thời gian tương đương 300 giờ cho nhiệt độ trong phòng 25°C và 10°C sẽ bằng :

$$300 \times 25^{(99-25)/10} \text{ giờ}$$

$$\text{và } 300 \times 25^{(99-10)/10} \text{ giờ}$$

nghĩa là tương ứng 30 năm và 120 năm. Sự phá huỷ do oxy hoá sẽ làm tăng độ axit và độ chảy. Từ các kết quả đó, có thể cho rằng mỡ số một là thích hợp nhất trong ba loại đã được thử, có các ưu điểm sau đây :

(a) Điểm nhỏ giọt cao, cho lực dính bám tốt hơn đối với dây neo tại các nhiệt độ được nâng cao.

(b) Độ xuyên cao hơn, cho tính bơm dễ hơn và các đặc trưng lấp đầy lỗ tốt hơn.

(c) Sự mất mát do bay hơi thấp hơn nên độ nguy hiểm do hoá cứng thấp hơn.

(d) Ổn định oxy hoá tốt hơn rất nhiều.

Bảng 31 : Các kết quả thí nghiệm ba loại mỡ đang dùng trong thực tế để bôi trơn và bảo vệ thép dây neo

Thí nghiệm	Phương pháp	Mỡ 1	Mỡ 2	Mỡ 3
Điểm nhỏ giọt (°C)	BS 2000 : Phần 132	126	93	62
Độ xuyên, không làm việc tại 77°F	BS 2000 : Phần 50	167	169	102
Độ xuyên, làm việc tại 77°F		350	260	216
Hàm lượng nước (%(m/m))	IP 74	0,10	0,30	0,01
Hàm lượng sulfua (%(m/m))	BS 2000 : Phần 61	2,24	1,47	2,99
Mất mát do bay hơi (%(m/m))	ASTM D972-56	0,1	0,9	0,8
Hàm lượng tro bay (% (m/m))	IP 4	0,01	2,82	0,01
Các hạt ngoại lai (theo cm ³)	IP 134			
25 µm hoặc hơn		200	rất sẫm không đếm được các hạt	600
75 µm hoặc hơn		không		không
125 µm hoặc hơn		không		không
Độ ổn định oxy hoá	BS 2000 : Phần 142			
Áp lực nhỏ giọt (lbf/in ² *) sau				
100 giờ		10	11	10
200 giờ		11	17	16
300 giờ		13	25	24
400 giờ		17	43	39
Độ axit tổng cộng (mg KOH/g)	BS 2000 : Phần 1	0,79	3,91	0,27
*lbf/in ² = 6,895 kN/m ²				
Chú ý 1 : IP là Viện Dầu lửa				
2 : ASTM là Hiệp hội Hoa kỳ về thí nghiệm vật liệu				
3 : Bảng này không hạn chế việc dùng các mỡ thích hợp tùy chọn				

**Bảng 32 : Các đặc trưng quy định của mỡ
(được sửa đổi theo Brian - Boys và Howells 1984)**

Đặc trưng	Phương pháp kiểm tra		
	Mỡ gốc dầu lửa	Mỡ gốc xà phòng canxi - lithium	Các yêu cầu được chấp nhận
Hàm lượng clorit	ASTM-D-512	ASTM-D-512	5 p.p.m. max
Hàm lượng nitrat	ASTM-D-992	ASTM-D-992	5 p.p.m max
Hàm lượng sulphit	APHA No.428	APHA No.428	5 p.p.m. max
Độ ổn định oxy hoá			
100 giờ	ASTM-D-942	ASTM-D-942	Mất mát max- 70kPa
400 giờ			Mất mát max - 140 kPa
1000 giờ			Mất mát max - 210 kPa
Sức kháng ăn mòn 14 ngày tại 25°C và độ ẩm tương đối 100%	ASTM-D-1743	ASTM-D-1743	Chấm ăn mòn không lớn hơn ba vết đếm có kích thước đủ để nhìn thấy bằng mắt thường Mức lớn nhất = 2
Điểm nhỏ giọt	ASTM-D-566	ASTM-D-566	Min. 60°C
Xuyên côn :	ASTM-D-937	ASTM-D-217	Min. 250 đơn vị (0,1 mm = 1 đơn vị)
Làm việc tại 25°C			Max. 350 đơn vị
Điểm bốc cháy	ASTM-D-93	ASTM-D-93	Min 150°C
Ảnh hưởng của thí nghiệm phun muối, lớp mỡ dày 1mm, 500 giờ	ASTM-B-117	ASTM-D-117	Không ăn mòn
Thí nghiệm phân ly dầu, % (m/m)	-	IP 121/57	Max. 3%
Mất mát do bay hơi,% (m/m)	ASTM-D-1972	ASTM-D-972	Max. 0.5%
Chú ý 1 : ASTM là Hiệp hội Hoa kỳ về thí nghiệm vật liệu 2 : APHA là Hiệp hội sức khỏe công cộng Hoa Kỳ 3 : Bảng này không hạn chế việc dùng các mỡ thích hợp tùy chọn			

K.4. Tính dẻo

Bảng 33 bao gồm các đặc trưng dẻo đã được cơ quan thanh tra Địa kỹ thuật Hồng Công quy định.

**Bảng 33. Các đặc trưng của tính dẻo được quy định
(theo Brian - Boys và Howells 1984)**

Đặc trưng	Phương pháp kiểm tra	Các giả thiết được chấp nhận		
		Đơn vị	PVC	PP và PE
Mật độ	Phương pháp 620A của BS 2782 : Phần 6 (1980)	kg/m ³	≥ 1,35	≥ 0,93
Cường độ chịu kéo khi dẻo tại 23°C, tốc độ thí nghiệm 50 mm/phút	Phương pháp 320 C của BS 2782 : Phần 3 (1976)	MPa	≥ 45	≥ 29 (PE) ≥ 30 (PP)
Điểm hoá mềm	Phương pháp 120A của BS 2782 : Phần 1 (1976)	°C	≥ 75	≥ 110
Độ cứng (cấp D)	Phương pháp 365 B của BS 2782 : Phần 3 (1981)	-	≥ 65	≥ 65
Nhiệt độ hoá giòn	ASTM - D - 746	°C	≤ -5°	≤ -5°
Độ bền nứt - ứng suất môi trường	ASTM - D 1693	giờ	200 (không nứt)	
Độ bền chịu nấm	ASTM - G - 21	-	Mức 1 hoặc nhỏ hơn (xem chú thích 3 dưới đây)	
Độ bền chịu vi khuẩn	ASTM - G - 22 trình tự 'B'	-	Không có vi khuẩn sinh trưởng trên bề mặt mẫu thử	
Độ hút nước 23 ± 1°C	ASTM - D - 570 ngâm nước thời gian dài	% tăng theo khối lượng	Max 0,5%	
Sức chịu áp lực thuỷ tĩnh	BS 6437	-	Không có thoát nước, rò rỉ và phồng lên cục bộ	

Chú ý 1 : ASTM là Hiệp hội Hoa Kỳ về thí nghiệm vật liệu

2 : PVC = polivinyl clorit; PP = poly propylen; PE = poly ethylen

3 : Trừ khi có quy định khác, áp dụng các tài liệu tham khảo xuất bản mới nhất

4 : Các tuyến quan sát nấm sinh trưởng không được vượt quá 10% diện tích bề mặt.

Phụ lục L

CÁC HỘP TẢI TRỌNG

L.1. Khái quát

Hanna (1974) đã trình bày tổng quan có giá trị về các loại hộp tải trọng. Các lưu ý sau đây về kiểm định đã được xây dựng để chỉ dẫn cho người làm thí nghiệm và các nhà sản xuất hộp tải trọng.

L.2. Kiểm định thường kỳ

Để kiểm định thường kỳ, hộp tải trọng cần chuyển đến phòng thí nghiệm ít nhất 1 ngày trước khi thí nghiệm để có đủ thời gian cho phép hộp có chính xác nhiệt độ môi trường (20°C) và độ ẩm tương đối (50% r.h đến 70% r.h). Hộp cần chịu tải đúng tâm giữa các tấm phẳng cứng khi dùng máy thí nghiệm có độ chính xác tuyệt đối không vượt quá 0,5%.

Do hộp tải trọng có thể trong thời gian nào đó không được sử dụng, nên phải chất tải chu kỳ hai hoặc ba lần trên toàn bộ dải tải trọng của nó cho đến khi đạt được các số đọc không và lớn nhất. Gia số tăng và giảm tải trọng không được vượt quá 10% khả năng làm việc của hộp, các điểm dừng ngắn tại những khoảng đó chỉ cần đủ để đọc một cách cẩn thận.

L.3. Các đặc trưng cơ bản

Khi các đặc trưng cơ bản của hộp tải trọng đã được nhà sản xuất thiết lập thì cần xem xét các loại thí nghiệm sau đây nhằm mô phỏng những điều kiện khai thác mà nó có thể phải chịu, ví dụ các ảnh hưởng chất tải lệch tâm (Macleod và Hoadby 1974) :

(a) Kiểm định thường kỳ khi dùng chất tải đúng tâm và các tấm phẳng cứng tại 20°C ;

(b) Như mục (a) nhưng dùng các thứ sau (xem hình 68) :

(1) Các tấm nghiêng lõm

(2) Các tấm nghiêng lồi

(3) Các bản 0,3 mm có các khoảng không đều để mô phỏng đáy không đều.

(c) Chất tải lệch tâm giữa các tấm phẳng cứng với khoảng lệch tâm dưới 10% đường kính hộp.

(d) Nếu có xoắn khi khai thác, đặt một lực xoắn thích hợp khi thí nghiệm giữa các tấm phẳng cứng tại 20°C .

(e) Các tấm nghiêng đến $1,0^{\circ}$ với đặt tải đúng tâm.

(f) Để hoàn chỉnh một sêri các thí nghiệm thích hợp đối với hộp tải trọng, cuối cùng cần lặp lại kiểm định thường kỳ như ở mục (a).

Để đo được các ảnh hưởng đặc trưng của nhiệt độ cần thực hiện thí nghiệm chất tải đúng tâm dùng các tấm phẳng cứng tại trên và dưới nhiệt độ của môi trường (20°C), ví dụ là 40°C và 0°C . Tương tự ảnh hưởng của độ ẩm được kiểm tra bằng thí nghiệm trên một dải rộng độ ẩm tương đối từ 50% r.h đến 100% r.h.

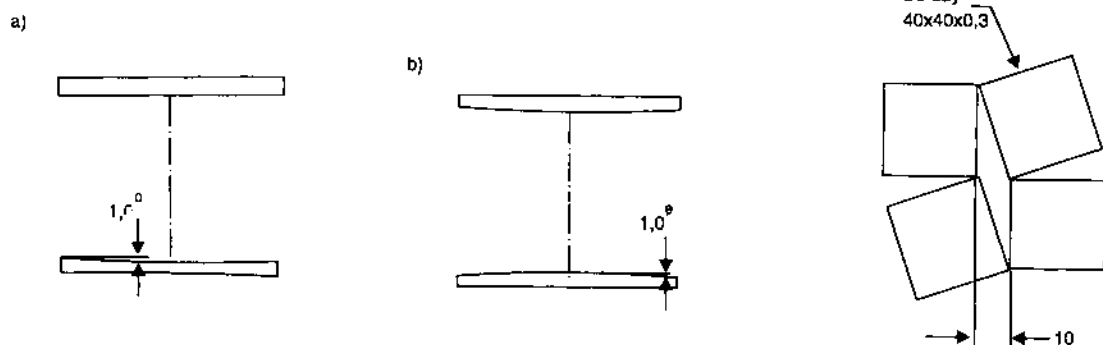
Đối với mỗi một thí nghiệm riêng lẻ, cần phải quan trắc độ chính xác tuyệt đối. Khi dự kiến một tổ hợp bất lợi nhất của các điều kiện

thì tình huống ấy cần được mô phỏng vì sai số tổng cộng không nhất thiết phải là tổng của các sai số riêng lẻ

Thông tin thu được từ seri thí nghiệm đó cần được tổng hợp thành một yêu cầu kỹ thuật cơ bản cùng với mọi kết quả thí nghiệm ổn định thời hạn dài. Ngoài ra, cần chỉ định một

phạm vi hoạt động từ 10% đến 100% của sức chịu tải định mức.

Độ phân giải của thiết bị đọc cần phù hợp với độ chính xác được quy định và độ chính xác hạ thấp đến 1 kN đến 10 kN là thích hợp. Thiết bị đọc cần được kiểm định cùng với hộp tải trọng.



Hình 68: Các dạng tấm mẫu để mô phỏng đáy không phẳng (theo Littlejohn 1981)
 a) Các tấm nghiêng lõm; b) Các tấm nghiêng lồi; c) Bố trí các tấm shim.

Phụ lục M

QUAN TRẮC VÀ THÍ NGHIỆM

M.1. Quan trắc liên quan đến bản chất của kết cấu

Các kết cấu được neo thay đổi lớn về phạm vi và bản chất của nó phụ thuộc vào các neo. Đôi khi sự phá hoại của một neo có thể dẫn đến trượt ngay tức thì và trông thấy được. Ngược lại, sự phá hoại của nhiều neo vẫn không xác định được, ví dụ khi các neo được tạo ra chỉ để chịu tải trọng đỉnh cực đại của gió hoặc lụt 1000 năm mới xảy ra một lần.

Các kết cấu còn khác nhau ở phản ứng của chúng đối với những phá hoại của neo. Ví dụ, trong móng khối, sự phá hoại của neo trong một nhóm có ảnh hưởng rất nhỏ đến giảm hệ số an toàn. Mặt khác khi một tường chắn được chống đỡ bằng một neo cho mỗi hàng, sự phá hoại của chúng có thể gây trượt, trừ khi ở thiết kế phần gân chống đã có các biện pháp đặc biệt.

Hậu quả phá hoại của các kết cấu cũng rất khác nhau, không phụ thuộc vào chính giá trị của kết cấu đó. Ví dụ sự trượt của một đập hay cầu nhỏ có thể dẫn đến các hậu quả hư hỏng vượt xa giá trị của chính nó.

Bản chất của bất cứ quan trắc nào cũng cần tính đến những biến số, với các tiêu chuẩn cao nhất của công tác quan trắc, liên quan với các kết cấu khi sự phá hoại của một neo đơn có thể dẫn đến hư hỏng tiếp theo nghiêm trọng.

M.2. Quan trắc liên quan đến các điều kiện đất

Cách phá hoại của neo sẽ thay đổi tùy theo các điều kiện. Trong đất dính, có thể gặp phải dãn lâu dài của neo. Kích thước của đất can thiệp vào (tham dự vào) có thể thay đổi do ứng suất, sự khô hoá, sự trôi, trượt hoặc gia tải. Khi đó tải trọng trên một neo có thể hoặc tăng giảm so với tải trọng thiết kế. Trong đất rời, các chuyển vị dãn dài hạn ít xảy ra nhưng sự phá hoại đột ngột do cố kết, cát, gia tải, sự ngấm qua hoặc chuyển dịch của nước ngầm là có thể xảy ra.

Trong đá nứt nẻ, sự phá hoại của một neo do trượt là không xảy ra vì đã phải chịu tải trọng thử nhưng sự dãn dài hoặc chùng của dây neo do những chuyển vị của đá dọc theo mặt phẳng đáy có thể xảy ra. Ăn mòn do chuyển dịch của nước ngầm thông qua các khe nứt cũng là một khả năng có thể xảy ra.

Trong đất xâm thực yêu cầu phải chú ý đặc biệt bảo vệ các neo chống ăn mòn, khi đất chịu đóng băng, tan băng, có sự thay đổi về kích thước, do đó có thể xảy ra lực kéo (Mc Rostie và Schriever 1967). Trình tự quan trắc cần kể đến các cách phá hoại đi kèm với từng loại đất gặp phải.

M.3. Quan trắc liên quan đến cách phá hoại

Phá hoại của neo có ba dạng được gọi là đứt, chùng ứng suất hoặc dãn vượt quá hình

dạng thiết kế. Cần phải xem xét ảnh hưởng của từng loại đối với kết cấu.

Đứt nối chung là do ăn mòn hoặc hư hỏng cơ học, do sự cố và xảy ra tại điểm bất kỳ giữa đầu phía xa của bầu và đầu neo.

Trong các neo tách rời, đứt tại điểm bất kỳ ở chiều dài dây neo tự do sẽ làm toàn bộ neo không còn tác dụng.

Trong các neo được phun vữa kín, nghĩa là bám dính toàn bộ, đứt tại bất kỳ điểm nào cũng đưa đến phần dây neo trên phía bị đứt sẽ chịu kéo. Khi chỗ đứt gần đầu neo, sự mất hiệu quả của neo có thể bỏ qua, nhưng khi chỗ đứt thấp hơn xuống dưới, điểm đặt dự ứng lực còn lại bị thay đổi và gây hậu quả. Khi có nhiều neo được bám dính hoàn toàn, ví dụ trong đập, các chỗ đứt thường xảy ra có thể ảnh hưởng xấu đôi chút đến dự ứng lực nói chung, vì mức các chỗ đứt là ngẫu nhiên. Tuy nhiên, nếu mọi chỗ đứt xảy ra tại một mức, ví dụ tại mối nối thi công trong đập thì hậu quả có thể nghiêm trọng.

Sự chùng lún căng do nhiều nguyên nhân, ví dụ đứt một vài sợi trong dây neo, chuyển dịch của bầu neo hoặc nén đất giữa bầu neo và đầu neo do thay đổi ứng suất, độ ẩm. Kéo vượt quá xảy ra khi tường chắn chuyển dịch về phía trước, sự trôi đất dưới móng, chuyển dịch hình thành trong đá, gia tải các hố đào hoặc thay đổi nước ngầm. Các quá trình quan trắc cần được thiết kế để xác định đúng kiểu phá hoại và nguyên nhân.

M.4. Quan trắc liên quan đến mái dốc

Để quan trắc sự làm việc tổng thể của mái dốc có neo trong đất, Burland và NNK (1977) đã đưa ra chỉ dẫn về kỹ thuật và thiết bị. Đối với các mái dốc và cắt đá Franklin, Denton (1973), Sharp và NNK (1977) (xem hình 69) đã kiến nghị các thiết bị thích hợp.

M.5. Quan trắc liên quan đến lún sụt

Trong khu vực chịu lún sụt do các hầm lò tường dài, kiến nghị chuyển vị của hệ thống neo toàn bộ cần được quan trắc cùng với tải trọng neo. Khi dự kiến có những chuyển vị lớn trong khai thác cần phải xem xét neo có thể bị mất lực căng và phải phun vữa lại.

Để xét đến đặc trưng chuyển vị thành bên của các neo đá Fines và NNK (1977) đã chỉ ra rằng, không cần giảm tải trọng làm việc của neo để phù hợp với chuyển vị thành bên có thể xảy ra, khi giả thiết chỗ uốn trong dây neo do chuyển vị có bán kính lớn hơn 38mm.

M.6. Giải thích các kết quả thí nghiệm

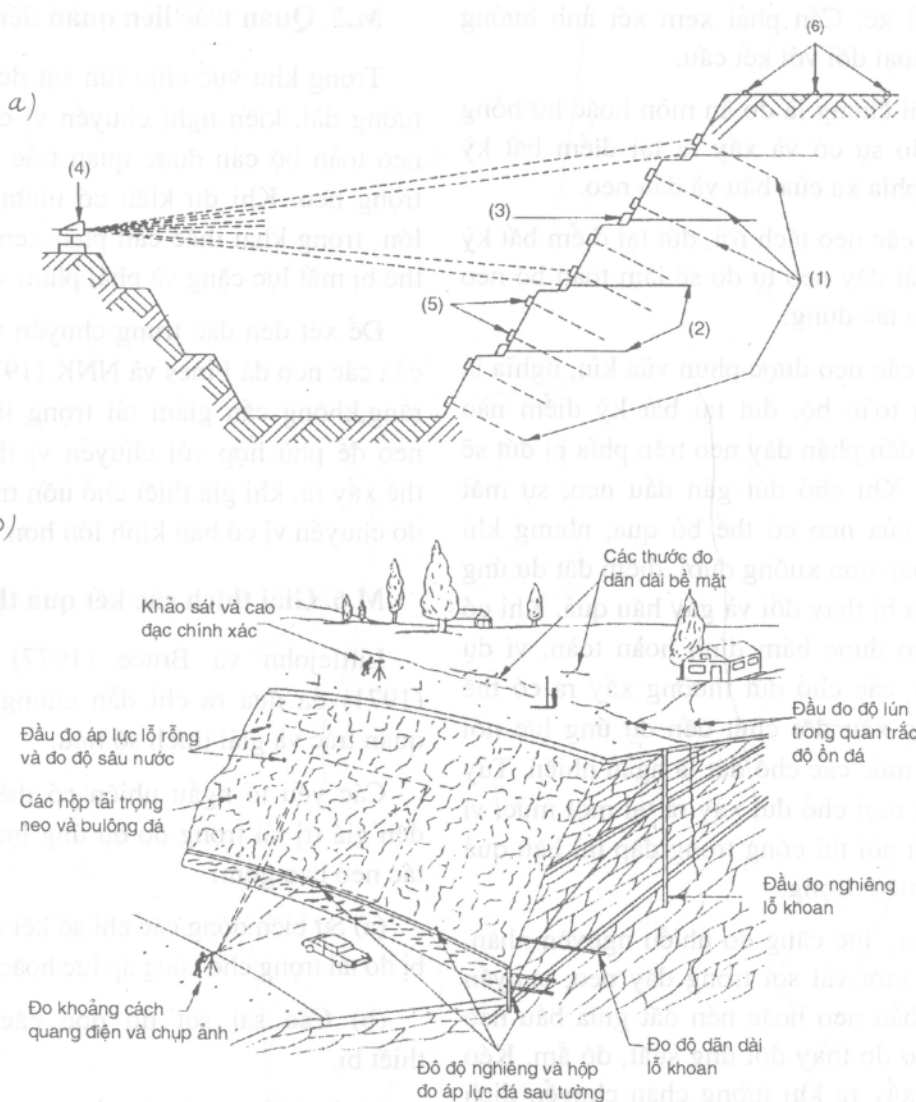
Littlejohn và Bruce (1977) và Martak (1971) đã đưa ra chỉ dẫn chung về trình tự quan trắc và giải thích số liệu.

Các yếu tố ngẫu nhiên có thể ảnh hưởng đến giá trị tải trọng do dự ứng lực trước công tác neo bao gồm:

- (a) Sự biến động các chỉ số kết quả của thiết bị đo tải trọng cho cùng áp lực hoặc tải trọng.
- (b) Các sai sót do đọc các thang của thiết bị.
- (c) Sự biến động trong nội ma sát của kích và neo.

Các yếu tố ngẫu nhiên ảnh hưởng đến biên độ của các độ dẫn dài quan sát được của dây neo bao gồm :

- (1) Các sai số cho phép chiều dài tự do của dây neo.
- (2) Các sai số cho phép của mặt cắt dây neo
- (3) Các sai số cho phép và sai sót trong độ dẫn dài đo được, độ chính xác của các số đọc không và dẫn dài sau cùng có thể lớn hơn $\pm 1\text{mm}$.



Chú ý : Các mác đường được gắn thiết bị nhiều hơn so với bản chất của vấn đề.

Hình 69: Hệ thống quan trắc điển hình cho mái dốc có neo

- 1) Các neo; 2) Các đầu đo độ dẫn dài sâu nhiều điểm bố trí giữa khoảng cách các neo;
 3) Đầu đọc bên ngoài (dầm ngang hoặc từ xa); 4) Trạm đo từ xa;
 5) Móc trên neo và các đầu đo độ dẫn dài; 6) Các trạm đo liên hoàn trên đỉnh.

(a) Hệ thống quan trắc mái dốc (theo Sharp (1973)); (b) Trình bày sơ đồ các mức gắn thiết bị cho mái dốc đá khác nhau (theo Franklin và Denton (1973)).

(4) Sự biến động trong diện tích tiết diện và mô đun đàn hồi biểu kiến của dây neo (xem phụ lục H).

(5) Sự biến động phân bố ứng suất thực tế dọc theo chiều dài dây neo so với thành phần

ứng suất được đơn giản hoá mà việc tính toán độ dẫn dài đã dựa vào.

(6) Sự biến động các hệ số ma sát giữa dây neo và vỏ bọc so với những giá trị đã được giả thiết trong tính toán hoặc thiết lập bằng thí nghiệm.

(7) Sự biến động trong chùng thực tế của dây neo so với đã giả thiết trong tính toán nếu việc căng kéo được thực hiện theo những giai đoạn trên một thời kỳ nhiều ngày.

Các giới hạn thực tế của độ chính xác trong thao tác căng kéo có thể đánh giá trên cơ sở của những yếu tố đã được liệt kê.

Những yếu tố đó về lý thuyết có thể đưa đến sai số tổng cộng khoảng $\pm 12\%$. Xác suất toàn bộ các sai số đó và biến động hoạt động cùng với nhau tuy rất nhỏ.

Những yếu tố ngẫu nhiên nêu ra trước đây sẽ bù trừ cho nhau đến mức độ đáng kể như các giá trị âm và dương gần như cân bằng nhau. Do vậy ngay cả khi thực hiện công việc cẩn thận và kiểm tra chặt chẽ thao tác căng kéo, thì sự biến động vượt quá $\pm 17\%$ giữa độ dẫn dài tính được và đo về mặt lý thuyết cũng có thể xảy ra sau khi đã loại trừ những sai sót hệ thống. Tuy vậy, các giá trị đạt đến phạm vi sai số này hầu như không xảy ra. Trong 11.2.12 đã kiến nghị sự biến động $\pm 10\%$ cho chấp nhận thường kỳ.

M.7. Các hệ số tải trọng thử

Các tải trọng căng ban đầu được giới hạn đến 150% và 125% của tải trọng làm việc, tương ứng với neo lâu dài và tạm thời, khi giả thiết các tải trọng làm việc trong tiêu chuẩn đã kiến nghị bằng 50% và 62,5% của cường độ đặc trưng. Nó đưa đến các ứng suất lớn nhất bằng $150\% \times 50\% = 75\%$ cường độ đặc trưng của neo lâu dài và $125\% \times 62,5\% = 78\%$ cường độ đặc trưng của các neo tạm thời.

Trong các điều kiện nhất định khi sử dụng neo có sức chịu tải cao (10 MN đến 15 MN), có thể không hợp lý, khi yêu cầu các tải trọng thử cao như vậy, đặc biệt nếu kết cấu được neo giữ không thích hợp với tải trọng thử đó.

Sẽ có lý hơn nếu đưa vào các hệ số tải trọng thử (xem 11.3.2 và bảng 2), các tải trọng thử đó có thể vượt xa bất cứ sự gia tăng nào do những yếu tố bên ngoài. Trong hoàn cảnh như vậy, người thiết kế của hệ thống neo/đất/kết cấu nói chung có thể cho phép một hệ số giảm tải trọng thử.

Đối với đầu neo, BS 4447 đòi hỏi đầu kẹp trên các đầu căng kéo không được làm giảm cường độ dây neo lớn hơn 8%, giữ lại ít nhất 92% cường độ nguyên của nó. Tiếp theo cần lưu ý hệ số an toàn bằng 2,0 được dựa theo cường độ đặc trưng sẽ chỉ tạo ra $2 \times 0,92 = 1,84$ tại đầu kẹp và thấp hơn cả hệ số an toàn của những sợi dây neo sẽ đứt thấp hơn cường độ đặc trưng của nó. Đối với các neo tạm thời có hệ số an toàn 1,6 thì hệ số an toàn đầu kẹp giảm còn 1,47.

Độ bền thử 0,1% nói chung không lớn hơn khoảng 83% độ bền đặc trưng tối hạn của cáp, sợi và thanh. Do vậy, việc hạn chế tải trọng thí nghiệm cho trong 11.2.4 đến 95% của tải trọng thử 0,1% sẽ đảm bảo để xảy ra bất cứ sự phá hoại nào trên chiều dài của dây neo hơn là bất ngờ xảy ra tại các đầu kẹp.

M.8. Các yêu cầu chấp nhận về sự làm việc lâu dài của neo

Vì những lý do kinh tế cũng như thao tác, thời gian dùng để căng kéo và thí nghiệm các neo tại hiện trường thì công cần phải tối thiểu. Xét đến các yêu cầu chấp nhận có những yếu tố giới hạn sau đây :

(a) Giới hạn thời gian ngắn cần thiết để đảm bảo sự làm việc đạt yêu cầu thời gian dài.

(b) Thông số, như tải trọng hay chuyển vị, sẽ cần quan trắc theo thời gian.

Dựa theo kinh nghiệm hiện trường, đặc biệt là trong đất dính, cần thời gian dài hơn

cho cố kết phát triển liên quan ít nhất với sự xáo trộn do thi công, như sự mềm hoá. Ngoài ra, với thang thời gian ngắn hơn thì đòi hỏi độ chính xác phép đo cao hơn. Vì các lý do đó, thí nghiệm tần số cao chính xác trên thời gian nhiều giờ được phối hợp với quan trắc 10 ngày để thiết lập các thí nghiệm phù hợp tại hiện trường (Littlejohn 1981).

Để quan trắc khi khai thác các neo đã hoàn chỉnh như một phần của thử nghiệm (xem 11.2) hoặc thí nghiệm phù hợp tại hiện trường (xem 11.3), thời gian quan trắc cần đủ dài để cung cấp một sức chịu tải dự báo cho sự làm việc khi khai thác lâu dài. Ngược lại, quan trắc trong thí nghiệm chấp nhận (xem 11.4) chỉ cần khẳng định sự huy động đang tiến triển và cách thức tương tự trong thời gian ngắn như đã được chỉ ra trong các thí nghiệm thử hoặc sự phù hợp tại hiện trường.

Cả hai sự biến động về tải trọng và chuyển vị đều quan trọng, nhưng tải trọng được chọn làm thông số chủ yếu cần quan trắc vì các neo được thiết kế cho mục đích kết cấu là chính, với hệ số an toàn đã quy định. Vì vậy chủ đầu tư hoặc kỹ sư tư vấn sẽ quan tâm nếu tải trọng tăng hoặc giảm. Ngoài ra, tải trọng dễ quan sát và cũng nhạy cảm đối với chuyển vị bầu neo, vì vậy cả hai thông số đó có thể đo được trong khi độ dao động gián tiếp.

Đối với một dây neo điển hình có chiều dài tự do 10m, ứng suất làm việc 1000 N/mm^2 , mô đun đàn hồi 200.000 N/mm^2 và thay đổi độ giãn dài 3mm tương đương với thay đổi 6% tải trọng. Cả hai cách này tương tự với các giới hạn tiên định đã được thiết lập ra trong thực tế (Littlejohn và Bruce 1977). Cách chọn mất

6% tải trọng trong một ngày cho ở bảng 15, dựa trên cơ sở của những thí nghiệm hiện trường và khoảng thời gian đã được kiến nghị trong bảng 15 và 16. Các khoảng thời gian được dựa trên Δt bằng 5 phút và tiếp theo $3\Delta t$, $10\Delta t$, $30\Delta t$, $100\Delta t$... Những khoảng đó cho phép thí nghiệm chấp nhận thời gian ngắn 50 phút và đối với mỗi khoảng có thể thiết lập một mức riêng yêu cầu về mất mát tải trọng hoặc chuyển vị và sẽ đảm bảo sự ổn định. Trong trường hợp như vậy, các số đọc khi vẽ đồ thị theo logarit thời gian, sẽ cho một đường thẳng. Do khoảng dài thí nghiệm và các khoảng trung gian được đề nghị đã dựa trên sự đơn giản hoá và kinh nghiệm hiện trường nên các kiến nghị không cần nhiều chu kỳ quan sát khác nhau, nhưng đã cung cấp số liệu được tích lũy đầy đủ để cho phép đánh giá chính xác khả năng khai thác trong quan hệ với những giả thiết chấp nhận.

Bảng 34 mô tả các ví dụ đã làm việc, mối quan hệ giữa các giả thiết chấp nhận cho tải trọng - thời gian (xem bảng 15), chuyển vị - thời gian (xem bảng 16) và các độ nhạy tương ứng của chúng đối với tải trọng dư ban đầu (100 kN và 1000 kN), chiều dài dây neo tự do (5m, 10m và 20m) cho các chu kỳ quan trắc 5 phút, 15 phút, 50 phút và 1500 phút (khoảng một ngày).

Dây neo có các đặc trưng sau :

- (a) Diện tích danh định của cáp đơn
= 100 mm^2
- (b) Mô đun đàn hồi = 200 kN/mm^2
- (c) Tải trọng dư ban đầu (1 cáp) = 100 kN
- (d) Tải trọng dư ban đầu (10 cáp) = 1000 kN.

**Bảng 34. Quan hệ giữa các yêu cầu chấp nhận tải trọng
- thời gian và chuyển vị - thời gian**

Chu kỳ quan trắc, phút	Chiều dài dây neo tự do, m	Giới hạn mất mát tải trọng		Giới hạn chuyển vị dãi	
		Cáp đơn, kN	10 cáp, kN	Cáp đơn, mm	10 cáp, mm
5	5	1	10	0,25	0,25
	10	1	10	0,5	0,5
	20	1	10	1	1
15	5	2	20	0,5	0,5
	10	2	20	1	1
	20	2	20	2	2
50	5	3	30	0,75	0,75
	10	3	30	1,5	1,5
	20	3	30	3	3
1500 (1 ngày)	5	6	60	1,5	1,5
	10	6	60	3	3
	20	6	60	6	6

Đối với phạm vi phổ biến của chiều dài dây neo được bám dính, yêu cầu chấp nhận khác có thể áp dụng độc lập. Đối với chiều dài dây neo tự do ngắn (< 5m) mức mất mát ứng suất trước trở thành yêu cầu chấp nhận thích hợp hơn, trong khi đối với chiều dài dây neo tự do dài (>30m) rõ ràng mức chuyển vị là thông số quan trọng hơn để hạn chế, do đó thích hợp hơn để làm yêu cầu chấp nhận.

M.9. Hoạt động khắc phục cho các neo bị hỏng

Khi một neo bị trượt tại giao diện đất/vữa (xem 10.6.3.4) có thể xác định ban đầu tải trọng mới bằng tải trọng lớn nhất khi trượt chia cho 1,6 hoặc 2,0, tương ứng cho neo tạm thời và lâu dài.

Khi neo qua được tải trọng thử của nó và phá hoại liên quan chặt chẽ với yêu cầu mất mát ứng suất trước hoặc dãi (xem 11.4.6 hoặc 11.4.7), do thiếu các số liệu hiện trường tại thời điểm xuất bản tiêu chuẩn này, nên kiến nghị sơ bộ một thương số giảm tạm thời và

nhắc lại quan trắc khai thác với tải trọng thử đã giảm phù hợp với 11.4.6 hoặc 11.4.7.

Khi một chương trình căng kéo khác phục đã cân nhắc kỹ, tải trọng dư ban đầu (110% T_w) tạo ra bằng căng kéo và quan trắc khai thác được lập lại. Nguyên tắc này đang được áp dụng có kết quả trong đất sét chặt/cứng khi căng kéo đầu tiên đã tạo ra một hiệu quả chất tải trước (Littlejohn 1970) bằng cách cố kết đất cục bộ quanh bầu neo, điều đó quay trở lại tạo ra sự tăng cường khả năng trong khai thác tiếp theo.

M.10. Tải trọng giới hạn cho dãi chấp nhận được

DIN 4125 : 1976 mô tả trình tự để xác định tải trọng giới hạn (T_k) cho dãi tối thiểu hay chấp nhận được khi thí nghiệm thử. Việc xác định tải trọng giới hạn ở Vương quốc Anh không đòi hỏi, tuy nhiên các trình tự sau đây được kể đến trong chỉ dẫn của những kỹ sư làm việc với nước ngoài khi các tải trọng giới hạn như vậy được yêu cầu.

Tải trọng kéo được đặt theo các giai đoạn quy định ở bảng 35 bắt đầu từ T_0 . Khi mỗi giai đoạn chất tải đã đạt được, tải trọng này sau đó giảm đến T_0 để có thể đánh giá chuyển vị đàn hồi và lâu dài.

Để xác định tải trọng giới hạn cho dãn tối thiểu hoặc chấp nhận được (T_k), chuyển vị cần đo dưới chất tải không đổi trước khi dỡ từng tải trọng, ví dụ sau 1, 3, 5, 10 và 30 phút, và được ghi lại như trình bày trên hình 70. Các chu kỳ quan trắc tối thiểu được yêu cầu trình bày ở bảng 35, nhưng các chu kỳ này tăng lên nếu cần thiết cho đến khi các xu hướng đã rõ ràng và độ dãn K_A liên quan đến chuyển vị của neo xác định được. Ngoài ra, nếu độ dãn lớn hơn 1mm cho đất hạt thô, thì khi đó cần áp dụng các chu kỳ quan sát tối thiểu dài hơn của đất hạt mịn.

Theo hình 71, độ dãn K_A được tính toán như sau :

$$K_A = \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{\log t_2 / t_1} \quad (15)$$

Những giá trị của K_A xác định tại các giai đoạn khác nhau của chất tải và được ghi lại như trình bày trong hình 72 và định nghĩa lực giới hạn T_k tương ứng với độ dãn K_A bằng 2mm.

Trong cả hai thí nghiệm thử và phù hợp tại hiện trường, tải trọng lớn nhất cho phép được

quy định cho neo là nhỏ nhất trong các giá trị sau đây :

(a) $T_y / 1,75$ (T_y = độ bền chảy được đảm bảo của dây neo);

(b) $T_t / 1,75$ (T_t = phá hoại của bầu neo) ;

(c) $T_k / 1,50$ [$(T_k$ = lực giới hạn cho độ dãn ≥ 2 mm theo biểu thức (15))].

M.11. Chuyển vị lâu dài của bầu neo khi neo trong đất chịu chất tải chu kỳ trong khai thác

Những giới hạn chấp nhận đã cho các giá trị chuyển vị đàn hồi (11.2.7) ,nhưng không có khả năng cho các giới hạn như vậy để chuyển vị lâu dài vì nó phụ thuộc vào kiểu neo (ví dụ A, B, C hoặc D, xem hình 4), cũng như các điều kiện đất (cát, sét hoặc đá). Tuy nhiên, sau khi đã tiến hành những thí nghiệm thử neo, các neo làm việc cần được thiết kế sao cho ở chu kỳ tải trọng thứ hai hoặc tiếp theo đạt đến tải trọng làm việc thì không xảy ra chuyển vị lâu dài nào nữa.

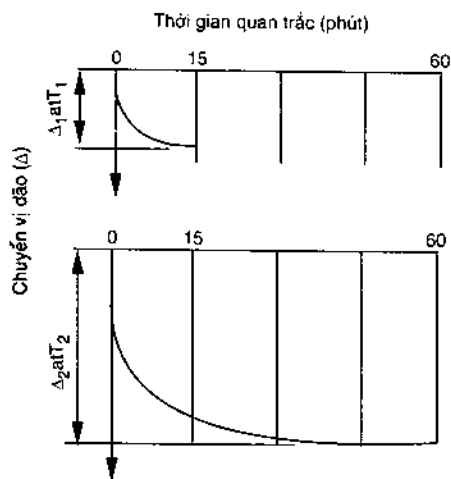
Nếu chú ý đến hình 31, đối với những gia số tăng tải trọng của thí nghiệm thử trên neo sẽ dẫn đến các chuyển vị lâu dài cho từng chu kỳ tải trọng tăng đến giới hạn của 80% f_{pu} . Khi chú ý đến hình 35 và 36 cho các thí nghiệm tính phù hợp trên hiện trường và chấp nhận trên hiện trường, các chu kỳ tải trọng đến 150% T_w cũng sẽ dẫn đến những chuyển vị lâu dài của từng chu kỳ.

Bảng 35. Các giai đoạn tải trọng và chu kỳ quan trắc cho những thí nghiệm cơ bản và phù hợp tại hiện trường xây dựng (theo DIN 4125 : 1976)

Giai đoạn chất tải		Chu kỳ tối thiểu để quan trắc	
Thí nghiệm cơ bản * $T_o > 0,1 T_y$	Các thí nghiệm phù hợp $+ T_o \geq 0,2 T_w$	Đất hạt thô	Đất hạt mịn
0,30 T_y	0,40 T_w	15 phút	30 phút
0,45 T_y	0,80 T_w	15 phút	30 phút
0,60 T_y	1,00 T_w	1 giờ	2 giờ
0,75 T_y	1,20 T_w	1 giờ	3 giờ
0,90 T_y	1,50 T_w	2 giờ	24 giờ

* T_y là độ bền chảy của dây neo tương đương với 81% đến 83% f_{pu} .

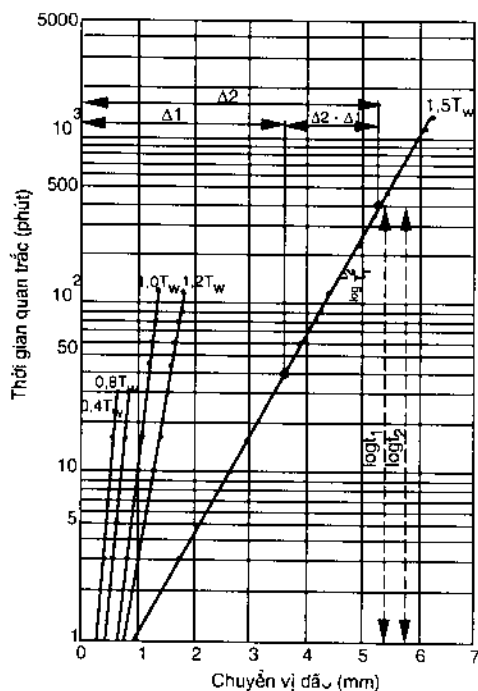
+ Nếu tải trọng làm việc không biết tại thời điểm thí nghiệm hoặc tải trọng giới hạn trên không chắc chắn, đề nghị chọn các giai đoạn tải trọng nhỏ hơn.



Hình 70: Các số liệu chuyển vị dãn diễn hình cho các tải trọng khác nhau (theo DIN 4125 : 1976)

Hình 35 và 36 đã chỉ ra rằng, đối với các chu kỳ tải trọng thứ hai (hoặc tiếp theo) giao điểm phân di xuống của việc dỡ tải và phân di lên của đường cong tái chất tải sau đó sẽ xảy ra tại một điểm giữa tải trọng làm việc và tải trọng thử. Chuyển vị lâu dài khác khi đó chỉ xảy ra sau điểm đã đạt được. Vì vậy sau chất tải chu kỳ cho đến tải trọng làm việc không

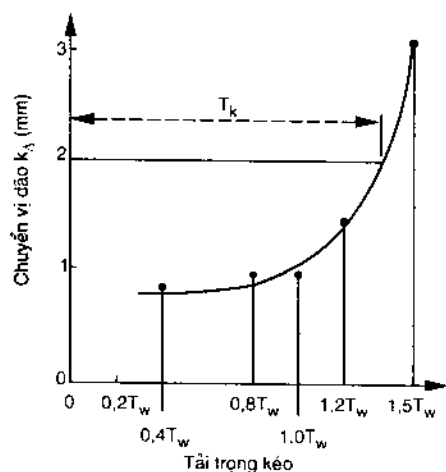
gây ra các chuyển vị lâu dài khác nữa. Nếu các chuyển vị như vậy xảy ra thì neo đó có thể thấp hơn những điều kiện khai thác đã được thiết kế mà có bao gồm chất tải chu kỳ (xem cùng với D.2.4 và hình 48)



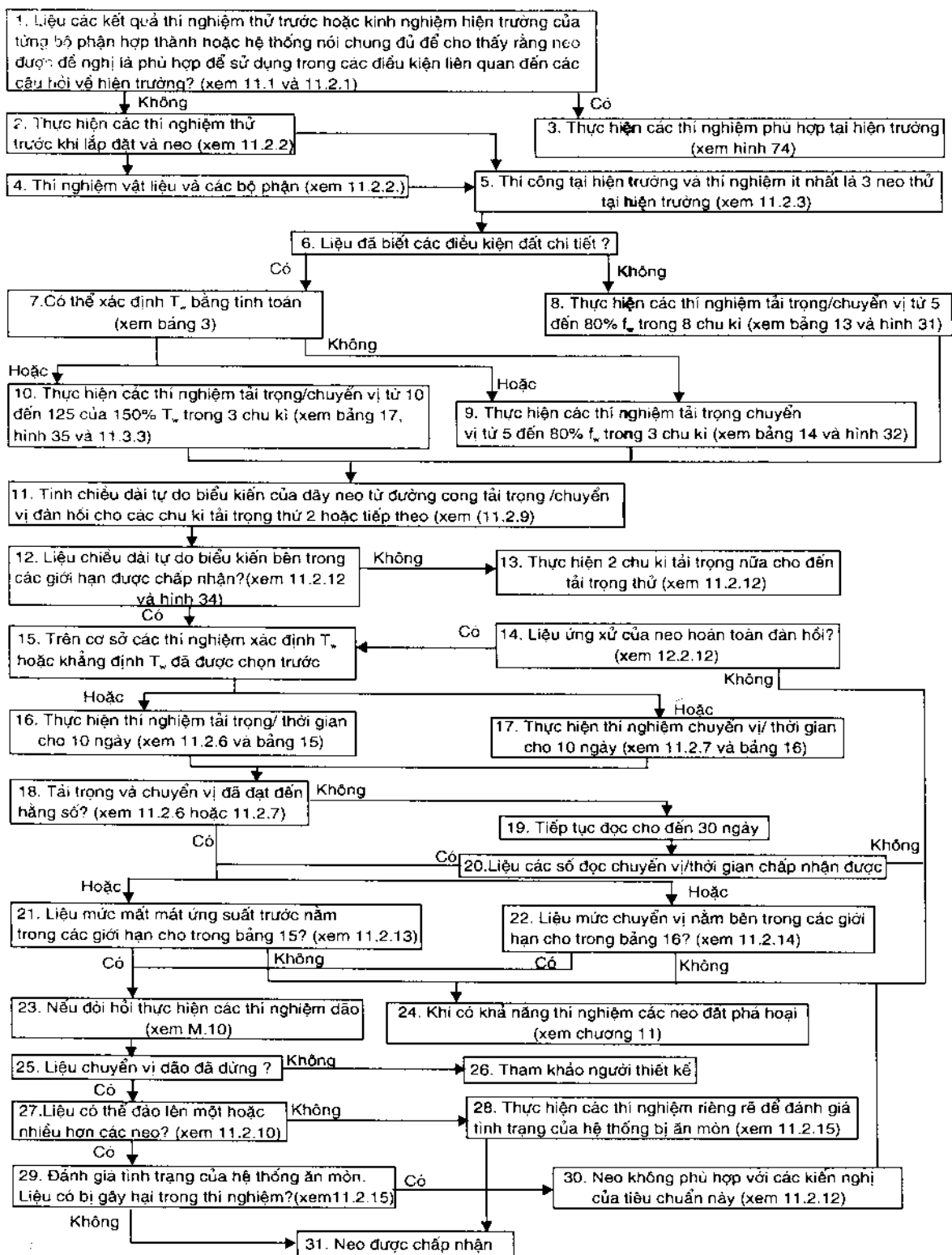
Hình 71: Phương pháp xác định chuyển vị dãn K_{Δ} (theo DIN 4125 : 1976)

M.12. Các trình tự thí nghiệm

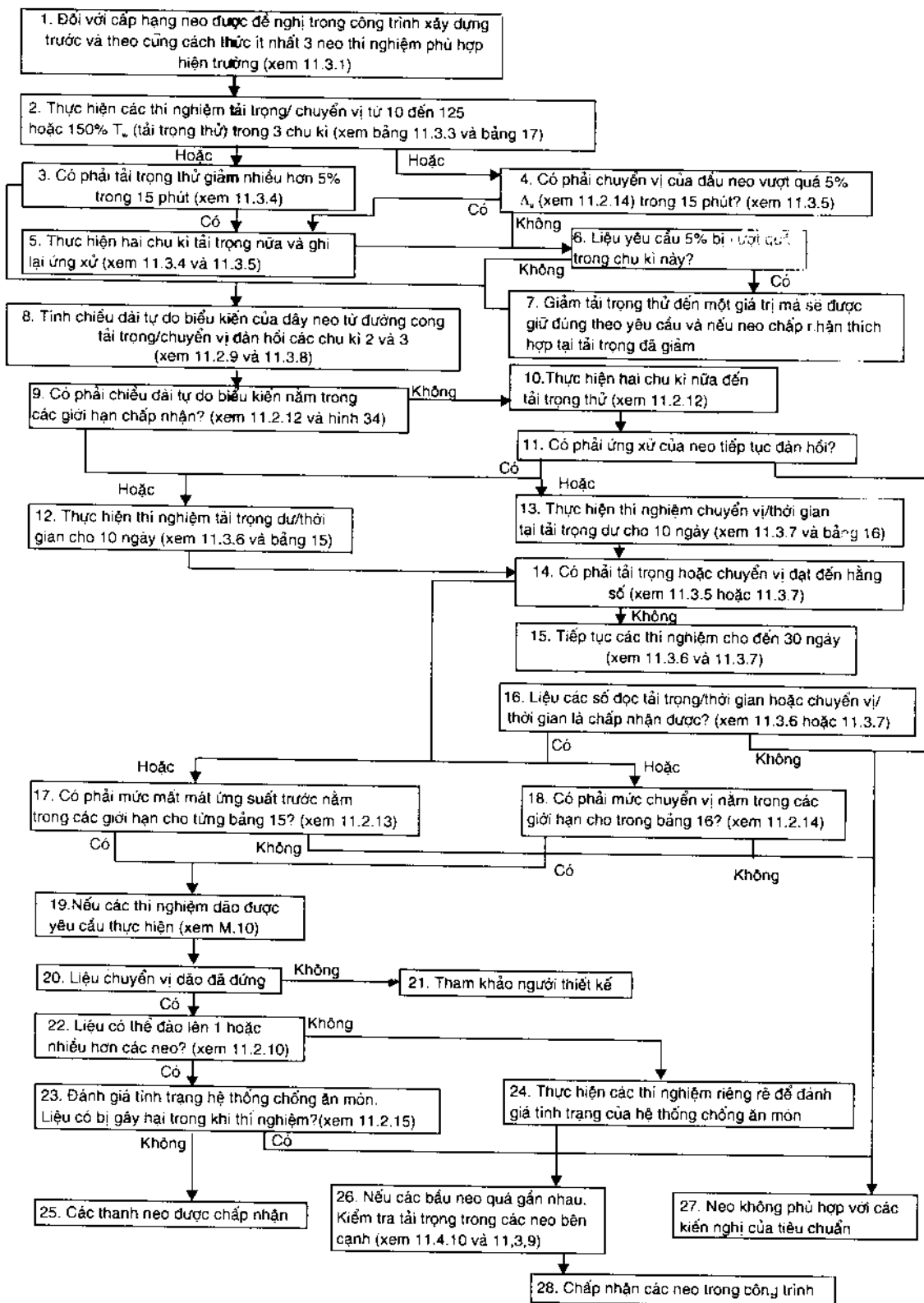
Để giúp người sử dụng tiêu chuẩn này, các sơ đồ trình tự (các hình 73, 74 và 75) bao gồm hết các thí nghiệm thử, các thí nghiệm phù hợp tại hiện trường và các thí nghiệm chấp nhận tại hiện trường. Trong phần lớn các trường hợp, từng bước được gạch ngang để tham khảo đến mục tương ứng trong chương 11 để người sử dụng có thể xem các chỉ dẫn chi tiết.



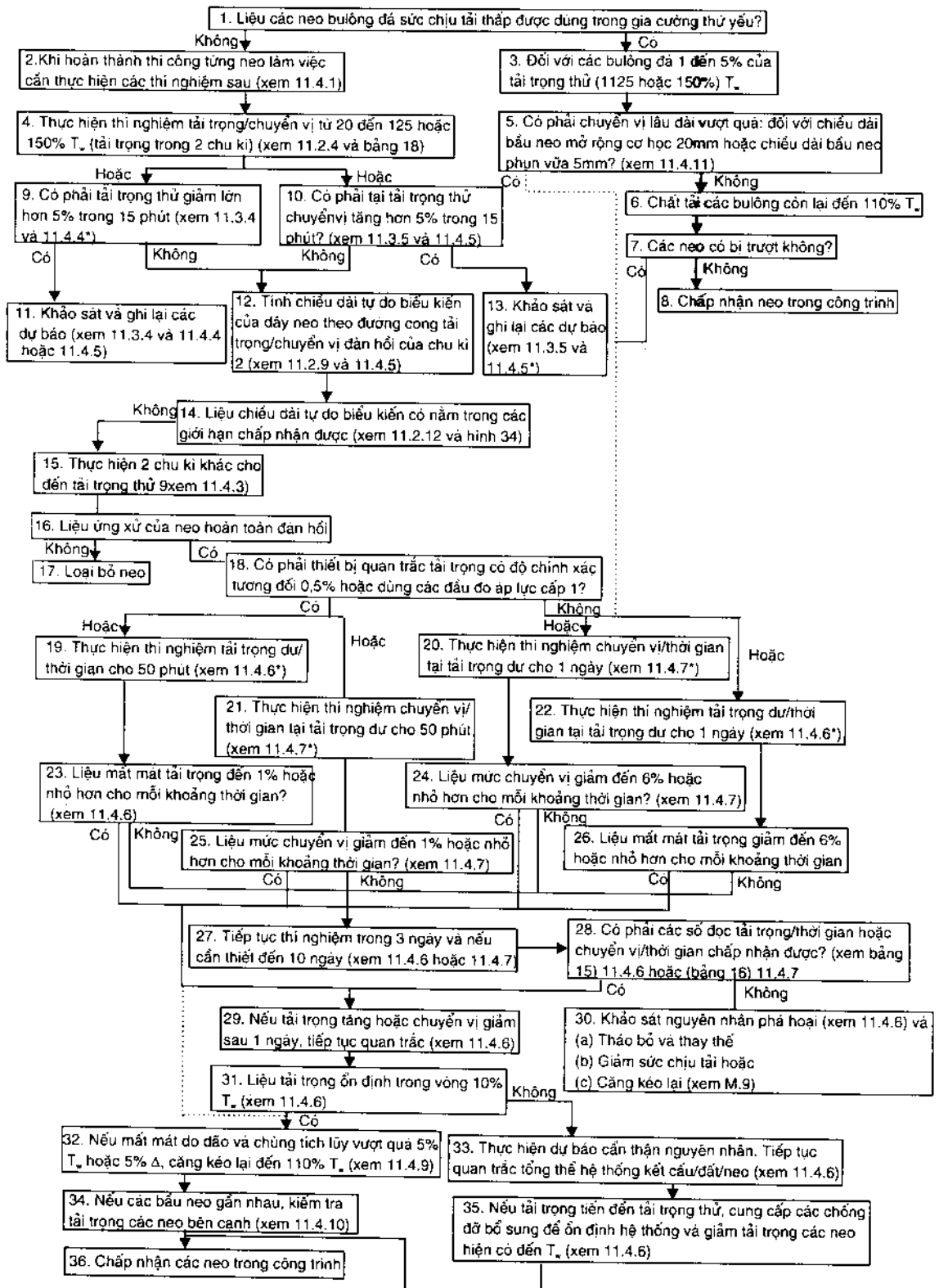
Hình 72: Phương pháp xác định lực giới hạn T_k (theo DIN 4125 : 1976)



Hình 73: Sơ đồ trình tự để thí nghiệm neo trong đất: các thí nghiệm thử



Hình 74: Sơ đồ trình tự để thí nghiệm neo trong đất :
các thí nghiệm tính phù hợp tại hiện trường



* Xem cùng với 29

Hình 75: Sơ đồ trình tự để thí nghiệm neo trong đất :
các thí nghiệm chấp nhận hiện trường

Phụ lục N

SỨC KHOẺ VÀ AN TOÀN

Cần lưu ý đến các yêu cầu về pháp lý sau đây có liên quan đến an toàn, phúc lợi và sức khỏe của con người trong công việc hiện hành tại thời điểm công bố tiêu chuẩn này.

(a) Sức khỏe và an toàn trong công việc
Luật 1974

(b) Luật công xưởng 1961, được bổ sung bằng sức khỏe và an toàn trong công việc...
Luật 1974

(c) Quy chế xây dựng (phần chung) 1961

(d) Quy chế xây dựng (các thao tác nâng) 1961

(e) Quy chế xây dựng (vị trí làm việc) 1966

(f) Quy chế xây dựng (sức khỏe và phúc lợi) 1966

(g) Luật khống chế ô nhiễm 1974.

Cũng cần phải tham khảo thêm “Chỉ dẫn về các Quy chế xây dựng” được các nhà thầu xây dựng công trình và Hiệp hội các chủ xây dựng xuất bản, và “An toàn xây dựng” do Hiệp hội các chủ xây dựng xuất bản, “Sổ tay quy chế xây dựng và thi công” do Hội Hoàng gia phòng chống tai nạn và các hướng dẫn “Thực hành Sức khỏe và An toàn”.

Phụ lục P

TÀI LIỆU THAM KHẢO

AACHEN: 1979. *Proceedings of the Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Aachen.

ADAMS, J.I. and HAYES, D.C. 1967. The Uplift Capacity of Shallow Foundations. *Ontario Hydro Research Quarterly*, 19, (1), 1-13.

ADAMS, J.I. and KLYM, T.W. 1972. A Study of Anchorages for Transmission Tower Foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 9, (1), February, 89-104.

ADAMS, J.I. and RADHAKRISHNA, H.S. 1971. Uplift Resistance of Augered Footings in Fissured Clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 8, (3), August, 452-462.

ALLEN, S.E., GRIMSHAW, H.M., PARKINSON, J.A. and QUARMBY, C. 1974. *Chemical Analysis of Ecological Materials*, Blackwell Scientific Publications, Oxford.

American Society of Metals 1975. *Metals Handbook*, Vol. 10. Failure Analysis and Prevention. American Soc. of Metals, Metals Park, Ohio, U.S.A.

American Society for Testing and Materials 1979. Underground corrosion, *ASTM, Special Publication 741*, ASTM, 1916 Race Street, Philadelphia, PA 19103.

ANDERSON, W.F., HANNA, T.H. and ABDEL-MALEK, M.N. 1983. Overall Stability of Anchored Retaining Walls. *Proc. ASCE*, 109, (11), 1416-1433, (12), 1817-1818.

ANDREADIS, A., HARVEY, R.C. and BURLEY, E. 1978. Embedment Anchors Subject to Repeated Loading, *Proc. ASCE*, 104 (GT 7), July, 1033-1036.

ANON. 1970. Ground Anchors. *The Consulting Engineer* (Special Supplement), May, 15.

ANON. 1977. Anchor/Pile Scheme Stops Wall Movement. *Ground Engineering*, 10, (7), 32-34.

AULD, B. 1977. Cross Hole and Down Hole S-Velocity by Mechanical Impulse. *Proc. ASCE*, 103 (GT 12), 1381-1398.

AUSTRIAN STANDARDS INSTITUTE. 1976. Prestressed Anchors for Soil and Rock. *Onorm B4455*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.

BAKER, W.H. and KONDER, R.L. 1966. Pullout load capacity of circular earth anchor buried in sand. *Highway Research Record* No. 108, Washington, D.C.

BALANKO, L.A., MORGENSTERN, N.R. and YACYSHYN, R. (1982). Tangent pile wall, Edmonton Convention Centre, *Proc. Symp. on Application of walls to landslide control problems* (ASCE), National Convention. Las Vegas, April, pp 108-123.

BARLA, G. and MASCARDI, C. 1975. High Anchored Wall in Genoa. In: *Proc. Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages* I.C.E. London, 123-128.

- BARLEY, A.D. 1978. *A study and investigation of underreamed anchors, and associated load transfer mechanisms*. MSc thesis Dept. of Engineering, University of Aberdeen, Scotland.
- BARLEY, A.D. 1988. 10,000 Ground Anchorages in Rock. *Ground Engineering* 21 (6), 20-21, 23, 25-29, (7), 24-25, 27-35, (8), 35-37 and 39
- BARTON, N.R. 1971. A Relationship Between Joint Roughness and Joint Shear Strength. In: *Proc. Symp. Int. Soc. Rock Mech.*, Nancy, Paper 18,
- BARTON, N., 1979. Influence of Block Size; on the Shear Strength of Joints. In: *Proceedings of the Fourth Congress of the Int. Soc. Rock Mech.*, Montreaux, Discussion, 219-220.
- BARTON, N., LIEN, R. and LUNDE, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics* 6(4), 189-236.
- BASSETT, R.H. 1970. Discussion to Paper on Soil Anchors. In: *I.C.E Conference on Ground Engineering*, London, 89-94
- BASTABLE, A.D. 1974. Multibell Ground Anchors in London Clay. In: *7th F.I.P. Congress*. New York Tech. Session on Prestressed Concrete Foundations and Ground Anchors, 33 - 37
- BAUER, K. 1960. Injektionszuganker in Nicht Bindigen: Boden. *Bau und Bauindustrie* 16, 520-522.
- BEEBY, A.W. 1978. Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete and its Relation to Cracking. *The Structural Engineer*, 56A, (3), 77-81,
- BEHAR, I. 1968. Influence of Extreme Temperatures on the Properties of Prestressing Steel. In: *Proc. F.I.P., Symposium Steel for Prestressing*, Madrid 79 -94.
- BEMBER, S.M. and KUPFERMAN, M. 1975. Vertical Holding Capacity of Marine Anchor Flukes Subject to Static and Cyclic Loading. In: *Proc. of Offshore Technology Conf.*, Houston, 1, 363-374.
- BERARDI, G. 1967. Sul Comportamento Degli Ancoraggi Immersi in Terreni Diversi, In: *Univ. of Genoa, Inst. Const. Sc.*, Series III, No. 60, 18.
- BEREZANTZEV, V.G., KHRISTOFOROV, V.S. and GOLUBKOV, V.N. 1961. Loading Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations. In: *Proc. 5th Int Conf. Soil Mech. and Found. Engng.*, Paris 2, 11-15.
- BETTS, A.C. and WALSH, J.P. 1972. Grouted Anchors Solve Hydrostatic Uplift Problems. *Foundation facts*, 9, (1), 3-6 Raymond Pile Co.
- BIENIAWSKI, Z.T. 1974 Geomechanics classification of rock masses and its application In tunnelling. In: *Proc. 3rd Congress, ISRM*, Denver, Vol. IIA 27-32.
- BIENIAWSKI, Z.T. 1975 The Point Load Test in Geotechnical Practice. *Eng. Geo.*, 9, 1-11.
- BISHOP, A.W. 1955. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Geotechnique*, 5(1).
- BISHOP, A.W. and HENKEL, D.J. 1962. *The measurement of soil properties in the Triaxial Test*, 2nd edition, appendix 6(4) and 6(5), Edward Arnold.
- BLINDHEIM, O.T. 1979. Drillability Prediction in Hard Rock Tunnelling In: *Proc. 2nd Int. Symposium on Tunnelling*, Institute of Mining and Metallurgy, London.

BOOTH, W.S. 1966. Tie-backs in soil for unobstructed deep excavation. *Civil Engineering*, Sept., 46-49.

BRANDL, H. 1976. Stabilisation of High Cuts in Slide Areas of Weathered Soils (in German). In: *Proc. 6th European Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.* Vienna, 1.1, 19-20.

BRANDL, H. 1979. Design of high flexible retaining structures in steeply inclined unstable slopes. In: *Proc. 7th Euro. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.* Brighton. Vol 3, pp 157-166.

BREKKE, T.L., LANG, T.A. and KENDORSKI, F.S. 1974. Some design and construction considerations for large permanent underground openings at shallow depth. In: *Proc. 3rd Congress. ISRM.* Denver, Vol. IB, 1507-1513.

BRETH, H. and STROH, D. 1976. Ursachen der Verformung in Boden beim Aushub tiefer Baugruben und Konstruktive Möglichkeiten zur Verminderung der Verformung von verankerten Baugruben. *Bauingenieur*, 51, (3), March, 81 - 88

BRIAN-BOYS, K.C. and HOWELLS, D.J. 1984. *Model specification for prestressed ground anchorages.* Geotechnical Control Office, Hong Kong, GCOPublications (3/84).

BRITISH DRILLING ASSOCIATION. 1981. *Code of Safe Drilling Practice.* British Drilling Association, PO Box 113, Brentwood, Essex CM 15 9DS.

BROCH, E. and FRANKLIN, J.A. 1972. The Point Load Strength Test. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 9, 669-697

BROMS, B.B. 1968. Swedish Tie-back Systems for Sheet Pile Walls. In: *Proc. 3rd Budapest Conference on Soft Mech. and Found. Engng.*, 391-403.

BROMS, B.B. and NORD, B. 1985. Expander bodies as ground anchors. *Ground Engng.*, 18(7), 19-23.

BROMS, B.B. and STILLE, H. 1976. Failure of Anchored Sheet Pile Wall. *Proc. ASE*, 102 (GT 3), March, 235-251.

BROWN, D.G. 1970. Uplift Capacity of Grouted Rock Anchors. *Ontario Hydro Research Quarterly*, 22 (4), 18-24.

BROWN, E.T. et al. 1983. Ground response curves for rock tunnels. In: *ASCE Geotechnical*. 109 (1).

BRUCE, D.A. 1976. *The Design and Performance of Prestressed Rock Anchors with Particular Reference to Load Transfer Mechanisms.* PH. D Thesis 1, Dept. of Engng, University of Aberdeen, Scotland.

BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. 1979. *Analysis of Sulphate-bearing Soils.* BRE Current Paper 2/79, HMSO, London.

BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. 1981. *Concrete in Sulphate-bearing Soils and Groundwaters.* BRE Digest 250. HMSO, London.

BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. 1983. *The selection of Natural Building Stone.* BRB Digest 269, HMSO, London.

BUREAU SECURITAS. 1977. *Recommendations Regarding the Design, Calculation, Installation and Inspection of Ground Anchorages.* Editions Eyrolles, 61 Boulevard Saint-Germain, Paris-Ve (Ref. TA77).

BURLAND, J.B. and HANCOCK, R. J. R. 197. Underground Car Park at the House of Commons, London: Geotechnical Aspects. *Structural Engineer*, 55, (2), 87-100.

BURLAND, J.B., LONGWORTH, T.L. and MOORE, J.F.A. 1977. A study of ground

movement and progressive failure caused by a deep excavation in Oxford Clay. *Geotechnique*, 27, (4), 557-591.

BURLAND, J.B., SIMPSON, B. and ST JOHN, H. D. 1979. Movements Around Excavations in London Clay. In: *Proc. of 7th European Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, 1.13-29.

BURWELL, E.B. and NESBITT, R.H. 1954. The NX Borehole Camera. *Trans. AIME*, 194, 805-08.

BUTTLING, S. 1977. Report on Discussion to Session IV by C. Truman - Davies. In: *A review of Diaphragm Walls*, I.C.E. London. 76.

CAMBEFORT, H. 1966, *The Ground Anchoring of Structures*, Reprint from *Travaux*, April to May, 1-15.

CARROLL, R.D. 1966. Rock Properties Interpreted from Sonic Velocity Logs. In: *Proc. ASCE*, 92, (SM2).

CARTNEY, S. 1977. The ubiquitous joint method cavern design at Dinorwic Power Station. In: *Tunnels and Tunnelling*, 9 (3), 54-7.

CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION. 1960. *Research Report No. 9* (Sept.).

CHAMPION, F.A. 1962. *Corrosion Testing Procedures*, Chapman and Hall, London.

CHARLIE, W.A., TURNER, J.P. and KULHAWY, F.H. (1985). Review of repeated axial load tests on deep foundations. In: *Proc. Session. Drilled Piers and Caissons*, II (ASCE) Convention, Denver, May, pp 129-150.

CHENEY, R.S. (1984). *Permanent Ground Anchors*. U.S. Dept. of Trans. Federal Highway Admin, Report FHWA-DP-68-1R November, 132pp.

CIRIA 1980. Design and Construction of Ground Anchors. In: *Construction Industry*

Research and Information Association Report 65, (2nd edition), 6 Storey's Gate, London

CIRIA 1981. *A guide to the safe use of chemicals in construction*. Special Publication 16 CIRIA., 6 Storey's Gate, London,

CIRIA 1982. Health and safety aspects of ground treatment materials. *Report 95*. CIRIA., 6 Storey's Gate, London,

CIRIA 1983. *A guide to the use of rock reinforcement in underground excavations*. Report 101. CIRIA., 6 Storey's Gate, London.

CLOUGH, G.W. and DAVIDSON, R.R. 1977. Effects of Construction on Geotechnical Performance. In: *Speciality Session No. 3 Proc. of 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Tokyo, 15-53.

CLOUGH, G.W. and TSUI, Y.I. 1984. Performance of Tied-back Walls in Clay. In: *Proc. ASCE*, 100, (GT12), December, 1259-1273. I

CLOUGH, G.W., WEBER, P.R. and LAMONT, J. 1972. Design and Observations of a Tied-back Wall. In: *Proc. of Speciality Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures* (ASCE), Purdue University, June, 1, Part 2, 1367-1389.

COATES, D.F. 1970. Rock Mechanics Principles. In: *Department of Energy, Mines and Resources Mines Monograph No. 874*, Ottawa.

COATES, D.F. and YU, Y.S. 1970. Three Dimensional Stress Distributions around a Cylindrical Hole and Anchor. In: *Proc. 2nd Int. Conf. on Rock Mechanics*, Belgrade, 2, 176-182.

CONCRETE SOCIETY, 1980. *Safety Precautions for Prestressing Operations (post-tensioning) - Notes for Guidance*. The

Concrete Society, Terminal House, Grosvenor Gardens, London (ref. no. 53.031).

CONSTANZO, F.E. and McVEY, R.E. 1957. *Development of the Pedox Probe Field Technique*. South Eastern Region, NACE, Pittsburgh, Pa (Nov. 14).

CORBETT, BO. and STROUD, M.A. 1975. Temporary Retaining Wall Construction by Belinoise System at Centre Beanbourg, Paris. In: *Proc. Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages*, I.C.E., London, 95-101.

DA COSTA NUNES, A.J. and DIAZ, P.H.V. 1978. Experimental Verification of Anchored Curtain Wall. *Revue Francaise de Geotechnique*, No. 3, January, 35-38.

CREASY, L.R. and ZINN, W.V. 1977. Underground Car Park at the House of Commons, London: Design and Constructural Aspects. *The Structural Engineer*, 55, (2), February, 101-105.

CREED, M.J., SIMONS, N.E. and SILLS, G.C. 1980. Back Analysis of the Behaviour of a Diaphragm Wall Supported Excavation in London Clay. In: *Proc. of 2nd Conf. on Ground Movements and Structures*, Cardiff, UWIST, Session VII, 1-17.

CUNNINGHAM, J.A. and FERNANDEZ, J. J. 1972. Performance of Two Slurry Wall Systems in Chicago. In: *Proc. of Speciality Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures* (ASCE), Purdue University, June, 1, Part 2, 1425-1449.

Czechoslovakian Draft Standard 1974. *Symposium on rock anchorages of hydraulic structures*.

D'APPOLLONIA, E., ALPERSTEIN, R. and D'APPOLLONIA, D.J. 1967. Behaviour of a Colluvial Slope. In: *Proc. ASCE*, 93, (SM 4), July, 447-473.

DEERE, D.U. et al. 1969. *Design of tunnel liners and support systems*. US. Department of Transportation and University of Illinois. Contract 3-0152.

DENNEHY, J.P. 1975. *Correlating the SPT N value with chalk grade for some zones of the Upper Chalk Geotechnique* 25, (3), 610-614.

Department of Transport. 1986. *Specification for Highway Works Part 2 Earthworks*, 41-42, HMSO, London.

DEUTSCHE INDUSTRIE NORM. 1974. Soil and Rock Anchors; Bonded Anchors for Temporary Uses in Loose Stone; Dimensioning, Structural Design and Testing. DIN 4125, Part 1. See also Part 2, 1976 for Permanent Anchors.

DIETRICH, M., CHASE, B. and TEUL, W. 1971. Tie-back System Permits Uncluttered Site. In: *Foundation Facts*, Raymond Pile Co., 7, (1), 3-7.

DOUGLAS, T.H., RICHARDS, L.R. and ARTHUR, L.J. 1979. Dinorwic Power Station - Rock Support of Underground caverns. In: *Proc. 4th Congress ISRM*. Montreux. Vol. 1, 361-370.

DROUHIN, M. 1935. Consolidation du Barrage du Cheurfas par Tirants Metalliques mis en Tension. In: *Annales des Ponts et Chaussées* (Aout).

EGGER, P. 1972. Influence of Wall Stiffness and Anchor Pre-stressing on Earth Pressure Distribution. In: *Proc. 5th European Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Madrid. 1, 259-264.

EVANGELISTA, A. and SAPIO, G. 1978. Behaviour of Ground Anchors in Stiff Clays. *Revue Francaise de Geotechnique* No. 3, 39-46.

FARGEOT, M. 1972. Reply to F.I.P Questionnaire. In: *Draft of the Recommendations*

and Replies to F.I.P Questionnaire, F.I.P. Subcommittee on Prestressed Ground Anchors, (unpublished 1972).

FARMER, I.W. and SHELTON, P.D. 1980. Factors that affect underground rockbolt reinforcement systems design. In: *Trans. Inst. Min. Metal* 89(A). A68-A83.A106.

FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAINTTE. 1975. Guides to Good Practice, In: *Practical Construction Report*; (FIP/2/1) (September) 22.32

FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAINTTE. 1980. The Influence of Stray Electrical Currents on the Durability of Prestressed Concrete Structures. Tech Report No. 6 on Prestressing Steel, C. and C.A. Wexham Springs, Slough, England.

FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAINTTE. 1982. *Recommendations for the design and construction of prestressed ground anchorages*. FIP 2/7 C and CA Wexham Springs, Slough, England.

FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAINTTE. 1986. *Corrosion and Corrosion Protection of Prestressed Ground Anchorages*. Thomas Telford Ltd., London.

FELD, J. and WHITE, R. E. 1974; Prestressed, Tendons in Foundation Construction. In: *Technical Session on Prestressed Concrete Foundations and Ground Anchors Proc. 7th F.I.P. Congress*, New York, 25-32.

FELLENIOUS, W. 1963. Calculation of the Stability of Earth Dams. In: *Trans. 2nd Cong. on Large Dams*, Washington, 4, 445.

FENOUX, C.Y. 1978. Enceinte étanche de la centrale électrique de Blaye essais et mesures sur les Tirants d'ancrage. *Revue Française de Géotechnique*, No, 3, 48-57.

FIDJESTOL, P. and NILSEN, N. 1980. *Reinforcement Corrosion in Concrete*. Veritas .Bergen.

FINES, H., SLATER, W. and SAGE, R. 1977. Corrosion Protection and Lateral Displacement Characteristics of Rock Anchors. In: *Carnet Report*, Ottawa, Canada, 56-77

FOOKES, P.G. and SWEENEY, M. 1976. Stabilization and Control of Local Rock Falls and Degrading Rock Slopes. The Quarterly Journal of Engineering Geology, 9, (1), 37-55

FRANKLIN, J.A., BROCH, E. and WALTON, G. 1971. Logging the Mechanical Character of Rock. *Inst. Min. and Met*, 80, Section A, N770, 1-9.

FRANKLIN, J.A. and DENTON, P.E. 1973. The monitoring of rock slopes. *Quarterly Journal of Engineering Geology*. 6, (3 & 4), 259-286.

FRANKLIN, J.A. 1979. Use of tests and monitoring in the design and construction of rock structures. In: *Proc. Int. Cong. Rock Mechanics*, Montreaux, ISRM, 3, 163-180.

FUJITA, K., UEDA, K. and KUSABUKA, M. 1978. A Method to Predict the Load Displacement Relationship of Ground Anchors. *Revue Française de Géotechnique*, No. 3, 58-62.

FULLER, P. G. and CADBY, G. W. 1981. Pre - Tensioning Rock Bolts. CSIRO Australia, Division of Applied. Geomechanics, *Technical Report* No. 112.

GARGA, V.K., CAREY, E.I. and MILNE, R. W. (1984). The Cathedral Square Substation anchored excavation, Vancouver British Columbia, *Can. Geot. Jour.*, Vol. 21, no. 4, November, pp 621 - 633

GCO.1984. *Geotechnical Manual for Slopes*. Geotechnical Control Office, Government of Hong Kong (295p)

GILKEY, H.J., CHAMBERLIN, S.J. and BEAL, R.W.1940. Bond Between Concrete and Steel. Reproduced in Eng.Rep. No.,26, *Iowa Eng. Exp.Stn.*, Iowa State College Ames (1956), 25-147.

GOODMAN, R.E. 1968. The Measurement of Rock Deformability in Boreholes. In: *Symposium on Rock Mechanics*, Texas, 1968.

GOODMAN, R.E. and GEN-HAU, S. 1984. *Block Theory and its Application to Rock Mechanics*. Prentice Hall, Englewood Cliff, N.J.

GOTO, Y. 1971 .Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars . *Journal of American Concrete Institute*, 68, (4). 244.

GREENWOOD, D.A. and McNULTY, T.A.1987. Shear tube anchors. *Proc.Instrn. Civ. Engrs Part 1*, 82, 591-599.

GRABER, F. 1981. Excavation of a VSL Rock Anchor at Tarbela. In: *VSL Silver Jubilee Symposium*, Losinger Ltd., Berne, Switzerland, Unpublished.

GUTT, W.H. and HARRISON, W.K.1977. Chemical resistance of concrete, *BRE Current Paper CP23/77*, Building Research Establishment, Garston, England.

HAINES, W.C., O'LEARY, E.M. and WATKINS, H.J.M.1980. Crown Offices, Cathays Park, Cardiff. *The Structural Engineer*, 58A, (4) ,113-120.

HANNA, T. H. 1974. *Foundation Instrumentation* 1st Ed. Trans.Tech. Publications. Germany.

HANNA, T . H. 1982. *Foundations in Tension - Ground Anchors*. Trans .Tech Publications, Germany, 573 pp.

HANNA, T, H. and LITTLEJOHN, G.S. 1969. Retaining Wall Tie-Backs. *Consulting Engineer*, (May) 50 - 53, (June) 49-52.

HANNA, T. H. and SEETON, J.E. 1967. Observations on a Tied-back Soldier Pile and Timber Lagging Wall. *Ontario Hydro Research Quarterly*, 19, (2), 22-28.

HANNA. T .H., SPARKS, R. and YILMAZ, M. 1972. Anchor behaviour in sand. In: *Proc. ASCE*, 98, 1187-1208.

HANNA, T.H., SIVAPALAN, E. and SENTURK, A. 1978. The Behaviour of Dead Anchors Subjected to Repeated and Alternating Loads, *Ground Engineering*, 11, (3), 28-32, 34 and 40.

HARRIS, J.S. 1987. Ground Anchorages: Drillhole Accuracy Determining Device – the Fotobar. *Proc. Instrn. Civ. Engrs. Part 1*, 82, 635 - 638.

HAWS, E.T., LIPPARD, E.C., TABB, R. and BURLAND, J.B. 1973. Foundation Instrumentation for the National Westminster Tower. In: *Proc. of Symposium on Field Instrumentation in Geotechnical Engineering. British Geot. Soc., London*, Part 1, 180-193.

HINDS, D.V. 1974. A Method of Taking an Impression of a Borehole Wall. In: *Rock Mechanics Research Report*, No.28 Interdepartmental Rock Mechanics Group, Imperial College of Science and Technology, London.

HOBST, L. 1964. Increasing Dam Stability by Prestressing the Soil Foundation. In: *Proc. 8th Cong. on Large Dams*, Edinburgh, 1, 747-755.

- HOBST, L. and ZAJIC, J. 1983. *Anchoring in Rock and Soil*. Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam.
- HOCKING, G., BROWN, E.T. and WATSON, J.O. 1976. Three-dimensional Elastic Stress Analysis of Underground Openings by the Boundary Integral Equation Method. In: *Proc. 3rd Symp. Engineering Applications of Solid Mechanics*, Toronto, 203-216.
- HODGSON, F.T. 1975. Design and Construction of a Diaphragm Wall at Victoria Street, London. In: *Proc. Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages*, I.C.E.; London, 51-56.
- HOEK, E. and BRAY, J.W. 1977. *Rock Slope Engineering*. Institute of Mining and Metallurgy, London, 2nd ed., 1-402.
- HOEK, E. and BROWN, E.T. 1981. *Underground Excavation in Rock*. Institute of Mining and Metallurgy, London.
- HOSTAK, P. 1960. *Zavesna vystroj sournikova a lanova*. Praha, UVR.
- HOUSTON, A. and FERGUSON, P.M. 1972. Corrosion of Reinforcing Steel Embedded Structural Concrete. In: *Research Report 112-1-F, Centre for Highway Research, University of Texas at Austin*.
- HOVLAND, H.J. and WILLOUGHBY, D.F. 1982. Slide stabilization at the Geysers Power Plant. In: *Proc. Symp. on Application of walls to landslide control problems*. (ASCE) National Convention, Las Vegas, April, pp 77-92.
- HUDER, J. 1965. The Calculation of Ground Anchors and How they Operate. *Translation of a paper at Conf. of Swiss Soc. of Soil Mech. and Found. Engng. May*.
- HUDER, J. 1969. Braced excavation with high ground water table. In: *Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Meico, 2, 443-448.
- HUDER, J. 1976. Panel Discussion - Deformation and earth pressure. In: *Proc. 6th European Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Vienna, 2.2, 37-40.
- HUGHES, J.M.O., WROTH, C.P. and WINDLE, D. 1977. Pressuremeter Tests in Sands. *Geotechnique*, 27, (4).
- HUMPHESON, C., FITZPATRICK, S. J. and ANDERSON, J.M.D. 1986. The basement and substructure for the new headquarters of the Hong Kong and Shanghai Banking Corporation, Hong Kong, *Proc. Instn. Civ. Engrs, Part 1*, Vol. 80, August, pp 851-883.
- ILLSTON, J.M. and STEVENS, R.F. 1972. Long-term cracking in reinforced concrete beams. In: *Proc. I.C.E. Pt 2*, 53, 445.
- INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS. 1985. *Civil Engineering Standard Method of Measurement*. Thomas Telford Ltd., London.
- INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS. 1975. *Design and Construction of Deep Basements*, August, 1.64.
- INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (ISRM). 1977 a. *Suggested Methods of Determining Sound Velocity*, ISRM, Lisbon.
- ISRM. 1977b. *Suggested Methods of Determining Tensile Strength of Rock Materials*, ISRM, Lisbon.
- ISRM. 1977c. *Suggested Methods for Monitoring Rock Movements using inclinometers and Tiltmeters*. *Rock, Mechanics*, 10, 81-106.
- ISRM. 1978 a. *Suggested Methods of Determining the Compressive Strength and*

Deformability of Rock Materials. ISRM, Lisbon.

ISRM. 1978 b. *Suggested Methods of Determining Water Content, Porosity, Density Absorption and Related Properties and Swelling and Slake Durability Index Properties*. ISRM, Lisbon.

ISRM 1982. *Rock Mechanics: Caverns and Pressure, Shafts*. ISRM Symposium, Aachen (May). AA.Balkema, Rotterdam.

ISRM. 1985. Suggested method for rock anchorage testing. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abst.* 22 (2), 71-83.

JANBU, N., BJERRRUM, L. and KJAERNSLI, B.1956.Veiledning ved l sning av fundamentering soppgaver. *Pub. 1, Norwegian Geotechnical Institute* No. 16.

JANBU, N.1957. Earth Pressures and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procedure of Slices. In: *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng.*, London , 2, 207-212.

JANICHE, W. 1968. Recent Improvements in the Manufacture and Properties of Prestressing Steels. In: *F.I.P. Proceedings of the Symposium Steel for Prestressing*, Madrid, 1-4.

JELINEK, R. and OSTERMAVER, H. 1976. Verprebankev in Boden. *Bauingenieur* , 51, (3), March, 109-118.

JENNINGS, J. E. 1969. Contribution to discussion. In: *Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Mexico, 3, 331

JENNINGS, J. E. and HENKEL, D. J. 1949.The Use of Under-Reamed Pile Foundations in Expansive Soils South Africa. In: *CSIR Research Report* No.32, Pretoria, 9-15

JONES, N.C.and KERKHOFF, C. O.1961. Belled Caissons Anchor Walls as Michigan Remodels an Expressway. *Engineering News Record*, May 11, 28-31.

JORGE, G.R.1969. The Re-groutable IRP Anchorage for Soft Soils, Low Capacity or Karstic Rocks. In: *Poc.7th Int.Conf. on Soil Mech.and Found, Engng.*, Mexico, Speciality Session No.15, 159-163,

KELMAN, R.and, HOLMES, H.1971. Stressed Rock Anchor Antenna - Support Towers. *The Arup Journal*, 8, (4), December,10-12.

KING, R. A.1977.A Review of Soil Corrosiveness with Particular Reference to Reinforced Earth. In: *TRRL Supplementary Report* 316, Transport and Road Research Lab., Crowthorne, England.

KLEIN, K. 1974. Draft Standard for Prestressed Rock Anchors. In: *Symposium on Rock Anchorages of Hydraulic Structures*. Vir Dam Czechoslovakia, 86-102.

KOVARI, K.and FRITZ, P.1976. Stability Analysis of Rock Slopes for Plain and Wedge Failure with the Aid of a Programmable Calculator. In: *Proc. 16th Symposium on Design Methods in Rock Mechanics*, Univ. of Minnesota (ASCE), 25-34.

KRAMER, H. 1978. Determination of the Carrying Capacity of Ground Anchors with the Correlation and Regression Analysis. *Revue Francaise de Geotechnique* No. 3, 76-81.

KRANZ, F. 153. *Über die Verankerung von Spundwänden*. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst and John,1-53.

KREBS, E. 1967. Optical Surveying with a Borehole Periscope. *Mining Magazine* , 116, 390-399.

- KULHAWY, F. H. 1985. Uplift behaviour of shallow soil anchors-an overview. *Proc. Session, Uplift behaviour of anchor foundations in soil*. (ASCE) Convention, Detroit, October, pp 1.25.
- LACROIX, Y. 1969. Supported Temporary Excavations in Urban Areas. In: Woodward Clyde Associate, *Geotechnical Bulletin*, April, 11-19.
- LADANYI, B. and ARFCHAMBAULT, G. 1970. Somerton, W.H. (ed). Simulation of Shear Behaviour of a Jointed Rock Mass. In: *Rock Mechanics Theory and Practice*, Aime, 105-125.
- LAMBE, T. W. 1970. Braced Excavations. In: Speciality Conf. Lateral Stresses and Earth Retaining Structures, (ASCE), Cornell University, June, 149 - 218.
- LAMBE, T.W. 1973. Predictions in Soil Engineering, *Geotechnique*, 23, (2), 149-202
- LAMBE, T.W. and WHITMAN, R.V. 1969. *Soil Mechanics*. J.Wiley & Sons, New York, 1-553.
- LANGFORD, P. and MULHERIN, S. 1983. Cork City Quay Walls. *Trans. Inst. Engrs*, Ireland, Vol. 107, 1-15.
- LARSON, M.L. WILLETTE, W.R., HALL, H.C. and GNAEDINGER, J.P. 1972. A Case Study of a Soil Anchor Tie-back System. In: *Proc. of ASCE Speciality Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures*, Purdue Univ, 1, 1341-1366
- LIEMING, M. B. 1974. Discussion to Prestressing Steels by Longbottom, K.W. and Mallet, C.P. *The Structural Engineer*, 52, (9), 357-362
- LITTLEJOHN, G.S. 1968. Recent Developments in Ground Anchor Construction. *Ground Engineering*, 1, (3), 32-36 and 46.
- LITTLEJOHN, G.S. 1970. Soil Anchors. In: *I.C.E. Conference on Ground Engineering*, London, 33-44 and discussion, 115-120.
- LITTLEJOHN, G.S., JACK, B. and SLIWINSKI, Z. 1971-72. Anchored Diaphragm Walls in Sand. *Ground Engineering*, 4, Sept, Jan, 12-17.
- LITTLEJOHN, G.S. 1972. Some empirical design methods employed in Britain. In: *Questionnaire on Rock Anchor Design*, Geotechnics Research Group, Dept. of Engineering, University of Aberdeen (unpublished).
- LITTLEJOHN, G.S. and TRUMAN DAVIES, C. 1974. Ground Anchors at Devonport Nuclear Complex. *Ground Engineering*, 7, (6), 19-24.
- LITTLEJOHN, G.S. 1975. Acceptable Water Flows for Rock Anchor Grouting: *Ground Engineering*, 8, (2), 46-48.
- LITTLEJOHN, G.S. and MACFARLANE, I. M. 1975. A Case History Study of. Multi-tied Diaphragm Walls. In: *Proc. of Conf. on Diaphragm, Walls and Anchorages*, I.C.E. London, 113-221.
- LITTLEJOHN, G.S. and BRUCE, D. A. 1977. *Rock Anchors: State-of-the-Art*. Foundation Publications Ltd., Brentwood, Essex, England.
- LITTLEJOHN, G.S. 1977. Ground Anchors: Installation Techniques and Testing Procedures. In: *Review of Diaphragm Walls*, I.C.E., London, 93-97 and discussion 98-116.
- LITTLEJOHN, G.S., NORTON, P.J. and TURNER, M.J. 1977. A Study of Rock Slope Reinforcement at Westfield Open Pit and the

Effect of Blasting on Prestressed Anchors. In: *Proc.Conf.on ftock Engineering*, University of Newcastle-upon-Tyne, England, 297-310.

LITTLEJOHN, G.S., BRUCE, D.A.and DEPPNER, W.1978. Anchor Field Tests in Carboniferous Strata. In: *Revue Francaise de Geotechnique*, No. 3,82-86.

LITTLEJOHN, G.S. and BRUCE, D.A. 1979. Long Term Performance of:High Capacity Rock Anchors at Devonport. *Ground Engineering*, 12, (7), 25 -33.

LITTLEJOHN, G.S.1979 a. Ground Anchors: State-of-the-Art. In *Symposium on Prestressed Ground Anchors*, The Concrete Society of South Africa, Prestressed Concrete Division, Johannesburg.

NOTE. See also *Civil engineering Surveyor* 1980, 5, (v), 12-15, and 5 (vi). 14-21.

LITTLEJOHN, G.S. 1979b. Design Estimation of the Ultimate Load Holding Capacity of Ground Anchors. In:*Symposium on Prestressed Ground Anchors*, The Concrete Society of South Africa, Prestressed Concrete Division, Johannesburg

NOTE. See also *Ground Engineering*, 1980, 13, (8), 25-39.

LITTLEJOHN, G.S. 1981. Acceptance Criteria for the Service Behaviour of Ground Anchorages. *Ground Engineering*, 14,(3), 26-29 and 36.

LITTLEJOHN, G. S. 1982a. Design of Cement Based Grouts. In: *Proc. Geotechnical Engineering Speciality Conference, Grouting in Geotechnical Engineering*, ASCE , New Orleans, Louisiana, February, 10-12 and 14.

LITTLEJOHN, G.S.1982b. The practical application of ground anchorages. In: *Proc. 9th FIP congress*. Stockholm.

LITTLEJOHN, G.S. 1985. *Chemical Grouting Ground Engineering*. 18, (2), 13-16; (3) , 23-28; (4), 29-34.

LITTLEJOHN, G.S., RODGER, A.A., MOTHERSILLE, D.K.V.and HOLLAND, D.C. 1987. Monitoring the Influence of Blasting on the Performance of Rock Bolts at Permaenbach Tunnel. *Proc. Int. Conf. on Foundations and Tunnels*, Univ. of London.

LITTLEJOHN, G.S. 1987. Ground anchorages: corrosion performance. *Proc. Instn .Civ. Engrs.*, Part 1, 82, 645-662.

LIU, E.C.Y. 1978. *The General Testing of Rock Anchors with Particular Reference to Load-Extension Characteristics*.MSc/DIC Dissertation, Dept.of Mineral Resources Engineering, Imperial College, London.

LIU,T.K. and DUGAN, J.P. 1972. An instrumented tied back deep excavation. In: *Proc. Speciality Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures*, ASCE ,Purdue University, June 1, Pt2, 1323-1339.

LOCHER, H.G. 1969. *Anchored Retaining Walls and cut off Walls*. Losinger Ltd., Berne, Switzerland, July (unpublished available from Losinger Ltd.), 1-23.

LORD, J.A.and MARCETTEAU, A. 1984. Problems of deep basement construction in Riyadh. *Proc. Symp.on Geotechnical Problems in Saudi Arabia*, King Saud University Libraries, Riyadh, Vol. 1, 129-167.

LOUDON, P.A., MARKELLAR, D.C.R., WILSON, W.and VAN WYK,D.t.1983 Rock Reinforcement Design .for Palmiet Pumped Storage Scheme. *Symposium on Rock Mechanics in the Design of Tunnels*. SANGORM.

LUNDAHL, B. and ADDING, L. 1966. Dragforankringer i flytbenagen mo under grundvattenytan. *Byggmastaren*, 44, 145-152.

MACLEOD, J. and HOADLEY, P.J. 1974. Experience with the Use of Ground Anchors. In: *Proc. Tech. Session on Prestressed Concrete Foundations and Ground Anchors*, 7th F.I.P. Congress, New York, 83-85.

MADDOCKS, D.V. 1978. *The Behaviour of Model Ground Anchors Installed in Sand and Subjected to Pul'. Out and Repeated Loading*. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Bristol.

MADDOX, J.M., KINSTLER, B.E. and MATHER, R.P. 1967. *Foundation Studies for Meadow Bank Buttress Dam of Congress on Large Dams*, Istanbul, Question No. 32, 123.

MAIR, R.J. and WOOD, D.M. 1987. Pressuremeter Testing Methods and Interpretation. *CIRIA Ground Engineering Report B3: In-situ Testing*. CIRIA/Butterworths, London.

MALIJIAN, P.A. and VAN BEVEREN, J.L. 1974. Tied-back Excavations in Los Angeles Area. In: *Proc. ASCE*, 100, (CO 3), 337-356.

MANSUR, C.I. and ALIZADEH, M. 1970. Tie-backs in Clay to Support Sheeted Excavation. In: *Proc. ASCE*, 96, (SM2), 495-509.

MANSUR, C.I. and ALIZADEH, M. 1972. Closure on discussion on Tie-backs in Clay to Support Sheeted Excavations. In: *Proc. ASCE*, 98, (SM1), January, 117-118.

MARIUPOLSKII, L.G. 1965. The Bearing Capacity of Anchor Foundations. *Osnovaniya, Fundamentalny: Mekhanika Grunrov* 1, (Jan/Feb) 14-18.

MARTAK, L. 1979. The Friction Calculation in Fixing the Load of Prestressed Anchors with Free Tendon Length. In: *Proc. 7th European Conf. Soil Mech. and Found. Engng.*, Brighton, 1, 205-214.

MARTIN, G. R. and MILLER, P.J. 1974. Joint Strength Characteristics of Weathered Rock. In: *Proc. 3rd Congress on Rock Mechanics ISRM*, Denver.

MASCARDI, C. 1973. *Reply to Questionnaire on Rock Anchor Design* (1972), Geotechnics Research Group, Dept. of Engineering, University of Aberdeen (unpublished) (see Littlejohn and Bruce 1977).

MATHESON, G.D. 1983. Rock stability assessment in preliminary investigations - graphical methods. *Department of the Environment/Transport and Road Research Laboratory Report LR 1039*.

MCLEA, R.K. and LOUDON, P.A. 1980. Specialized Drilling Association, Johannesburg. *Drilling News*, 5, (3), 31-37.

MCROSTIE, G. and SCHRIEVER, W.R. 1967. Frost Pressure in the Tie-back System at the National Arts Centre Excavation. *Engineering Journal* (Canada), March, 17-21.

MEIGH, A.C. 1979. Design parameters for weak rocks. *Proc. 7th European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* Brighton 4, 67-71 (figure 12)

MEIGH, A.C. 1987. The Cone Penetration Test - Methods and Interpretation. *CIRIA Ground Engineering Report B2: In-situ testing*. CIRIA/Butterworths, London.

MEYER, A. 1977. Report on discussion to Session VI by Mitchell, J.M., *A Review of Diaphragm Walls*. I.C.E., London, 111.

MEYERHOF, G.G. and ADAMS, J. I. 1968. The Ultimate Uplift Capacity of

Foundations. *Can. Geotech. Jour.*, 5, No.5, November, 225-224.

MILLIGAN, V. 1977. The Uncertain Equation Between Design and Construction in Soil Engineering. In: *Proc. of Speciality Session No. 3 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Tokyo, 54-103.

MITCHELL, J.M. 1975. Some experiences with ground anchors in London. In: *Proc. of Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages*, I.C.E., London, 129-133.

MITCHELL, J.M. 1987. Ground anchorages. Safety factor selection. *Proc. Inst. Civ. Engs; Part 1*, 82, 607-614.

MOHAN, D. and JAIN, G.S. 1958. Pile Loading and Pull-out Tests on Black Cotton Soil. *The Journal of the Institution of Engineers*, January, 38, 409-421

MOHAN, D. MURTHY, V.N.S. and JAIN, G.S. 1969. Design and Construction of Multi-Under-reamed Piles. In: *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng.*, Mexico, 183-186.

MOLLER, P. and WILDING, S. 1969. Anchoring in Soil, Employing the Alvik, Lindo and J.B. Drilling Methods. In: *7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Mexico, Speciality Session No. 15, 184-190.

MORGENSTERN, N.R. and PRICE, V.E. 1965. An Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Geotechnique*, 15, 79-93.

MORRIS, S.S. and GARRETT, W.S. 1956. Raising and strengthening of the Steenbras Dam. In: *Proc. I.C.E., Pt 1*, 5, (1), 23-55.

MOUCHEL and PARTNERS, 1987. Ground Anchorage Trials in Semi-Cemented Sands. *Internal Report*, LG, Mouchel and Ptnrs., West Hall, West Byfleet, Weybridge, England.

MUELER, S.C., STOLZY, L.H. and PICK, G.W. 1985. Constructing and screening Platinum Microelectrode for Measuring Soil Redox Potential. *Soil Science*, 139, 6, 558-560.

MURPHEY, D.J., CLOUGH, G.W. and WOOLWORTH, R.S. 1975. Temporary Excavation in Varved Clay. In: *Proc. ASCE*, 101, (GT 3), 279-295.

NATIONAL FEDERATION OF DEMOLITION CONTRACTORS. 1975. *The Demolition of Prestressed Concrete Structures*, Report by the Joint Liaison Committee NFDC, Leicester.

NAUS, D.J. 1979. *An evaluation of the effectiveness of selected corrosion inhibitors for protection of prestressing steels in PCPVs*. Oak Ridge National Laboratory, Tennessee.

NEELY, W. J. and MONTAGUE-JONES, M. 1974. Pull-out Capacity of Straight-Shafted and Under-reamed Ground Anchors. *Die Siviele ingenieur in Suid-Africa Jaargang*, 16, NR4, 131-134.

NELSON, J.C. 1973. Earth Tie-backs Support Excavation 112 ft Deep. In: *Civil Engineering (ASCE)*, 43, (11), 40-44.

NICHOLSON, P.J. and WYCLIFFE - JONES, P.T. 1986. Waterfront Bulkheads. *Proc. Symp. on Tiebacks for Bulkheads*, (ASCE), National Convention, Seattle, April, pp 71-88.

NOBLE, H. L. 1973. Residual Strength and Landslides in Clay and Shale. In: *Proc. ASCE*, 99, (SM9), 705-719.

OBERT, L. and DUVAL, W.I. 1967. *Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock*. J. Wiley and Sons, 344-350, and 419-420.

O'NEILL, E.F.1980.Study of reinforced concrete beams, exposed to marine environments. Performance of concrete in marine environments. *Report SP-56*, American Concrete Institute.

OOSTERBAAN, M.D.and GIFFORD, D.G.1972.A Case Study of the Bauer Earth Anchor. In: *Proc.of the Speciality Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures*, ASCE, Purdue University, June, 1, Pt2,1391-1401.

OSTERMAYER, H. 1974. Construction, Carrying Behaviour and Creep Characteristics of Ground Anchors. In: *I.C.E. Conference of Diaphragm Walls and Anchorages*, London,141-151.

OSTERMAYER, H. 1977. *Detailed Design of Anchorages Review of Diaphragm Walls*, I.C.E., London 55-61.

OSTERMAYER, H.and SCHEELE, F.1978. Research and Ground Anchors in Non-Cohesive Soils. *Revue Francaise de Geotechnique* No.3,92-97.

PALMER, J.D.1974. Soil Resistivity - Measurement and Analysis. *Mat. performance* (Jan), 41-46.

PARRY-DAVIES, R.1966, Private Correspondence Ref.1523/66 - 6th September, Cementation (Africa Contracts) (Pty) Ltd., 50 Booyens Road, Selby, Johannesburg.

PECK, R.B. 1969. Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics.*Geotechnique*, 19, (2), 171-181.

PETRASOVITS, G. 1981. Interaction between Soil and Grouted Anchor. In: *Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mech.and Found. Engng.*, Stockholm, 2, 213-217.

PHELPS, E.H. 1967. A review of the stress-corrosion behaviour of steels with high yield strength. *Conference on fundamental aspects of stress corrosion cracking*. Ohio State University, Columbus, Ohio (11-15 September).

PHILLIPS, F.C. 1971 *The Use of Stereographic Projection in Structural Geology*. Edward Arnold, London.

PHILLIPS, S.H.E and JAMES, E.L.1973. An Inclinator for Measuring the Deformation of Buried Structures with Reference to Multi-tied Diaphragm Walls. In: *Proc. of Symposium on Field Instrumentation British Geotechnical Society*, London, Part 1, 359-369.

PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. 1974. *Tentative Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors*. PCI Post - Tensioning Committee, 20 North Wacker Drive, Chicago, Illinois 60606.

PULLER, M. J. 1975. Economics of Basement Construction. In: *Proc. Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages*, I.C.E. London, 171-179.

QJEG.1970.The Logging of Rock Cores for Engineering Purposes. In: *Geological Society Engineering Group Working Party Report*, QJEG, 3, (1).

RADHAKRISHNA, H.S: and ADAMS, J.I.1973. Long Term Uplift Capacity of Augered Footings in Pissured Clay. *Canadian Geotechnical Journal*,10, (4), 647-652.

RAISON,C.A.1987a. Ground Anchorages: Drillhole Alignment Determination at the British Library, Euston. *Proc. Instn. Civ. Engrs. Part 1*, 82, 627-634.

RAISON, C.A. 1987b. Ground Anchorages: Component Testing at the British Library,

Euston. *Proc. Instn. Civ. Engrs. Part 1*, 82,615 - 626.

RANKE, A. and OSTERMAYER, H. 1968. Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung mehrfach verankerter Bangrubenumschliessungen. *Die Bautechnik*, 45, (10), 341-350.

RETI, G.A. 1964. Slope Stabilized by Anchored Retaining Wall. In: *Civil Engineering* (ASCE), 34, (4), 49-53.

REY, H.P. 1978. Extracting of Soil Anchors. In: *VSL Annual Symposium*, Losinger Ltd., Berne, Switzerland (unpublished available from Loinger Ltd.).

RIZZO, P.C., ELLISON, R.D. and SHAFER, R.J. 1968. Prestressed Tie-back Walls for Two Deep Excavations in Buffalo, New York, Paper Presented at *ASCE Annual Meeting*, October.

ROBINSON, K.E. 1969. Grouted Rod and Multi-Helix Anchors. In: *Proc. 7th Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.* Mexico, Speciality Session No.15, 126-130.

ROWE, P.W. 1972. The relevance of soil fabric to site, investigation practice. *Geotechnique*, 27, 195-300.

RYELL, J. and RICHARDSON, B.S. 1972. Cracks in concrete bridge decks and their contribution to corrosion of reinforcing steel and prestressing cables. *Report IR.51* Ontario Ministry of Transport and Communication.

SANDEGREN, E., SAHLSTROM, P.O. and STILLE, H. 1972. Behaviour of Anchored Sheet Pile Wall Exposed to Frost Action. In: *Proc. of 5th European Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.* Madrid, 1, 285-291.

SANDQVIST, E. 1972. Back-tied Sheet Pile Wall Friction Soil. Deformations and Drag Forces due to Piling and Freezing. In:

Proc. of 5th European Conf. on Soil Mech. and Found. Engng. Madrid, 1, 293-398.

SAPIO, G. 1975. Comportamento di Tiranti de Ancoraggio in Formazioni de Argille Preconsolidate. In: *Atti XII Convegno Nazionale de Geotecnica*, Cosenze.

SAXENA, S.K. 1975. Measured Performance of a Rigid Concrete Wall at the World Trade Centre. In: *Proc. of Conf. on Diaphragm Wall and Anchorages*, I.C.E., London, 107-112.

SCHACH, R., GARSHOL, K. and HELTZEN, A.M. 1979. *Rock Bolting-A Practical Handbook*. Pergamon Press, Oxford.

SCHIESSL, P. 1975. Admissible crack width in reinforced concrete structures. Contribution II, 3-17, *Inter Assoc. Colloqu. on the Behaviour of In-Service Concrete Structures*, Liege.

SCHNABEL, H. Jr. 1982. *Tie backs in foundation engineering and construction*. McGraw-Hill, New York, 170 pp.

SCHULZ, H. 1976. Die Sicherheitsdefinition bei Mehrfach Verankerten Stützwänden. In: *Proc. 6th European Conf. Soil Mech. and Found. Engng.*, Vienna, 1, 2, 189-196.

SCHUSTER, R.L. and FLEMING, R.W. 1982. Geotechnical aspects of landslide control using walls. *Proc. Symp. Application of walls to landslide control problems*, (ASCE) National Convention, Las Vegas, April, pp 1-18.

SCHWEIZER HORM. 1977. *Ground and Rock Anchors*. SN 533 191 Schweizerischer Ingenieur- und Architekten Verein. Postfach, 8039, Zurich.

SHANNON, W.L. and STRAZER, R.J. 1970. Tied-back Excavation Wall for Seattle First National Bank. In: *Civil Engineering* (ASCE), 40, (3), 62-64. I

SHARP, J.C.1973. *Use of Artificial Support for Rock Slope Stabilization*. Golder Brawner Associates, May, (unpublished report).

SHARP, J.C., LEY, G.M.M.and SAGE,R. 1977. *Pit Slope Manual*,Ch.4, Groundwater, CANMET (Canada Centre for Mineral and Energy Technology, Report 77-13, November).

SHARP, J.C., RICHARDS, I.R.and BYRNE, R.J. 1977.Instrumentation considerations for large underground openings in civil engineering. In: *International Symposium on Field Measurements in Rock Mechanics*, Zurich, April 4-6.

SHELLEY, D. 1975. *Manual of Optical Mineralogy*.Elsevier.

SHIELDS, D.R., SCHNABEL, H.and WEATHERBY, D.E.1978. Load Transfer in Pressure Injected Anchors. In: *Proc. ASCE*, 14,(GT9),1115-1196.

SHRIER, L.L. 1976. *Corrosion*, 1 and 2,Newnes Butterworths, London.

SILLS, G.C., BURLAND, J.B.and CZECHOWSKI, M.K1977. Behaviour of Anchored Diaphragm Wall in Stiff Clay. In: *Proc. 9th Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Engng.*, Tokyo, 2, 147-155.

SIMPSON, B. RIORDAN, N.J. and CROST.D.D.1979. A Computer Model for the Analysis of Ground Movements in London Clay. *Geotechnique*, 29, (2), 149-175.

SIMPSON, B. CALABRESI, G. SOMMER, H.and WALLAYS.M. 1980. The Measurement, Selection and Use of Design Parameters for Stiff Clays. In: General Report for *7th European Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*,Brighton, 5, 91-125.

SIMPSON, B. and PAPPIN, J.W. 1980. Interim Report for Discussion. Ove Arup and Partners, ref 10389/JWP/ BS/HJH - December.

SKEMPTON,A.W. 1964. Long Term Stability of Clay Slopes, *Geotechnique*, 14, (2), 77-101.

SKEMPTON.A.W. and HUTCHINSON, J.N. 1969. Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations. In: *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng.*, Mexico, State of the Art Volume, 291 -340.

SKEMPTON, A.WI 1977.Slope Stability of Cuttings in Brown London Clay. in *Proc.of 9th Int. Conf. on Soil. Mech.and Found. Engng.* :Tokyo; State of the Art Volume. 25-34.

SMITH, T. and FORSYTH, R, 1971 *Potrer d Hill Slide and Correction*. In: *Proc. ASCE*, 97, (SM3), 541-564.

SOLETANCHE ENTERPRISE.1968.La Surrelevation du Barrage des Zardez sur L'Oued Saf-Saf, Paris. (unpublished report).

SOMMER, H. 1980. Contribution to discussion on Design Parameters for Stiff Clays. In : *Proc. of 7th European Cont. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Brighton, 4, 117-119 and 121.

VON SOOS, P. 1972. Anchors for Carrying Heavy Tensile Loads into the Soil. In: *Proc. 5th European Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Madrid, 1.555-563

SOUTH AFRICAN CODE OF PRACTICE, 1972, *Lateral Support in Surface Excavations*. The South African Institution of Civil Engineers, Johannesburg.

SOUTH AFRICAN INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS. 1972. In: *Symposium on deep Basements*, August, 1-98.

- SOWERS, G.F. 1975. Evaluation of Bulkhead and Excavation Bracing Failure. *Ground Engineering*, 8, (4), 19-20, 22-23, 25-26.
- ST JOHN, H.D. 1975. Discussion on Papers 14-17. In: *Proc. Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages*, I.C.E., London, 136-137.
- STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA. 1973. Prestressed Concrete Code CA35, Section 5 -Ground Anchorages, 50-53.
- STILLE, H. 1976. *Behaviour of Anchored Sheet pile Walls*. Royal Institute of Technology, Department of Soil and Rock Mechanics, S-10044 Stockholm70, Sweden.
- STILLE, H. and BROMS, B.B.-1976. Load Redistribution Caused by Anchor Failures in Sheet Pile Walls. In : *Proc. 6th European Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.* 1, 197-200.
- STILLE, H. and FREDRIKSSON, A. 1979. Field Measurement of an Anchored Sheet Pile Wall in clay. In *Proc of 7th European Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, 3, 285-290.
- STRAUS, R. 1978. Totally Removable Anchors. In *VSL Annual Symposium*, Losinger Ltd., Bene, Switzerland (unpublished).
- STROUD, M.A. 1974. The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks. In: *Proc. European Seminar on Penetration Testing*, Stockholm.
- STROUD, M.A. and BUTLER, F.G. 1975. The Standard Penetration Test and the Engineering Properties of Glacial Materials. *Proc. Symp. on the Engineering Behaviour of Glacial Materials*, University of Birmingham.
- SUZUKI, I., HIRAKAWA, T., MORII, K. and KANENKO, K. 1972. Developements Nouveaux dans les Foundations de Pylons pour Lignes de Transport THT de Japon. In: *Conf. Int. des Grande fteceaux Electriques a Haute Tension Paper 21* -10, 13.
- SWAIN, A.W. 1976. *Model Ground Anchors in Clay*. Ph.D. Thesis, Wotton College Library, University of Cambridge.
- TATLOW, P. 1988. Ground Anchorages. Safety Factor Selection. *Proc. Inst. Civ. Engrs.*, Part 1, 84, 417-422.
- TAYLOR, D.W. 1948. *Fundamentals of Soil Mechanics*. J. Wiley and Sons, New York, 1-700.
- THOMAS, E. 1962. Stabilization of Rock by Bolting. In : *Review in Engineering Geology*, New York, I and II.
- TOGROL, E. and SAGLAMER, A. 1978. Short Term Capacity of Ground Anchors. In : *Bulletin of the Technical Univesity of Istanbul*, 31, (1)
- TOMLINSON, M. J. 1987. *Pile Design and Construction Practice*. 3rd edition. Viewpoint Publications, Palladium Publications Ltd., London.
- TROFIMENKOV, J.G. and MARIUPOLSKII, L.G. 1965. Screw Piles used for Mast and Tower Foundations. In: *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng.*, Montfreal, 2, 328-332.
- TROW, W.A. 1974. Temporary and Permanent Earth Anchors: Three Monitored Installations. *Canadian Geotechnical Journal*, 11, (3), 257-268.
- TBOW, W.A. 1987. Experience with shored excavations. *Canadian Geotechnical Journal*, 24, (2), 267-278.

- UHLIG, H. H. 1971. *Corrosion and corrosion control*. John Wiley and Sons, New York
- U.S.ARMAY CORPS OF ENGINEERS 1980. Engineering and design: Rock reinforcement. *Engineer Manual EM 1110-1-2907*.
- WAGNER, F., VON.M.and NEELY, VV. F. 1975. Stability of a Railway Cutting in Micaceous Siltstones. In: *Proc. 6th Regional Conf. for Africa on Soil Mech. and found, Engng.*, Durban, i, 213-218.
- WARD, W.H. 1978. Ground support for tunnels in weak rock. In : *Geotechnique*. 28 (2), 133-171.
- WARE, K.R., MIRSKY, E. and LEUNIZ, W.E.1973. Tie-back Wall Construction - Results and Controls. In : *Proc. ASCE*, 99,(SM12), December, 1135-1 152.
- WEATHERBY, D.E. 1982. Tiebacks. U.S. Dept of rans. *Federal Highway. Admin.* Report FHWA/RD-82/047, July, 232pp.
- WEATHERBY, D.E.and NICHOLSON, P.J. 1982. Tiebacks used for landslide stabilization. *Proc. Symp on Applications of walls to landslide control problems*. (ASCE), National Convention, Las Vegas, April, pp 40-60.
- WEINHOLD, H. 1969. Inclined Walls for the Munich : Subway. In: *Discussion, Speciality Session 14, Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found, Engng.* Mexico, 102-103. WERNICK, E. 1978. Stress and strains on the surface of anchors.*Revue Francaise de Geotechnique* No. 3, pp113-119.
- WHITE, R.E. 1970. Anchorage Practice in the United States. In: *The Consulting Engineer. Ground Anchors Special Supplement* (May), 32 -37.
- WHITE,H.E. 1973. *Reply to Questionnaire on Rock Anchor Design* (1972), Geotechnics Research Group, Dept. of Engineering, University of Aberdeen (unpublished)
- WHITE, R.E. 1975. Anchored Walls Adjacent to Vertical Rock Cuts. In: *Proc. Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages*, I.C.E., London, 181-188.
- See also discussion 205.
- WILLIAMS, J.A. 1974. Remedial Works for the Iron, Bridge. *Ground Engineering*, 7, (3), 36 -41.
- WINDLE, D. and WROTH, C.P. 1977. The Use of Self-Boring Pressuremeter to Determine the Undrained Properties of Clay. *Ground Engineering*, 10, (6).
- WOLFF, G. and HEMSEN, W. 1968. Stuzmauer Sanierung und Verpressankern am Reinholler in Linz. *Die Bautechnik*, No.2, February, 51-54.
- WOOD, R.C. 1986. Installation of ground anchorages in chalk. *Ground Engineering* , 19 (2), 14-18.
- WOSSER.T.D.and DARRAGH, E.D. 1970. Tie-backs for Bank of America Building Excavation Wall. *Civil Engineering* (ASCE),40, (3),65-67.
- WROTH, C.P. 1975. Report on piscussion on Papers 18-21. In: *Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages*, I. E.C. London, 166.
- WYLLIE, D.C. 1980. Toppling Rock Slope Failures Examples of Analysis & Stabilization, *Rock Mechanics*, 13, (2), 89-98.
- YAMADA, K. 1978. Ground Anchor Market in Japan.In:*VSL Annual Symposium* , Losinger Ltd., Berne, Switzerland (unpublished available from Losinger Ltd.).

CÁC TIÊU CHUẨN THAM KHẢO

BS 12	Yêu cầu kỹ thuật xi măng Portland đông cứng nhanh và thông thường
BS 146	Xi măng Portland lò cao
BS 882	Yêu cầu kỹ thuật cho cốt liệu nguồn gốc tự nhiên cho bê tông
BS 915	Xi măng ôxyt nhôm cao
BS 970	Thép rèn dạng thanh
BS 1047	Yêu cầu kỹ thuật cho cốt liệu xỉ lò cao nguội trong không khí dùng trong xây dựng
BS 1370	Yêu cầu kỹ thuật cho xi măng Portland toả nhiệt thấp
BS 1377	Các phương pháp thí nghiệm đất cho mục đích xây dựng dân dụng
BS 1780	Các đầu đo chân không và áp lực ống bourdon
BS 1881	Các phương thức thí nghiệm bê tông
	Phần 6 Phân tích bê tông đã đông cứng
BS 2000	Các phương pháp thí nghiệm dầu lửa và các sản phẩm của nó
	Phần 1 - Độ axit của các sản phẩm dầu lửa và dầu nhờn (Giá trị trung tính)
	Phần 50 - Độ xuyên ion của các mỡ nhờn
	Phần 61 - Sulphua trong các sản phẩm dầu lửa - Phương pháp bomb
	Phần 132 - Điểm chảy mỡ nhờn
	Phần 142 - Ổn định ôxyt hoá của các mỡ nhờn bằng phương pháp bomb ôxy
BS 2782	Các phương pháp thí nghiệm chất dẻo
	Phần 1 - Các đặc trưng nhiệt
	Phần 3 - Các đặc trưng cơ học
	Phần 6 - Các đặc trưng hình học
BS 3148	Các phương pháp thí nghiệm nước để chế tạo bê tông (bao gồm các chú ý về tính thích hợp của nước).
BS 3681	Các phương pháp lấy mẫu và thí nghiệm cốt liệu nhẹ cho bê tông
BS 3892	Tro nghiền nhỏ dùng cho bê tông
BS 4027	Yêu cầu kỹ thuật cho xi măng Portland kiềm sun phat
BS 4246	Xi măng Portland lò cao toả nhiệt thấp
BS 4385	Phương pháp xác định nước thải trong sản phẩm dầu lửa và các vật liệu bitum (Phương pháp chưng cất)

BS 4447	Đặc tính các neo dự ứng lực cho thi công kéo sau
BS 4449	Yêu cầu kỹ thuật cho các thanh thép tôi nguội cho cốt thép bê tông
BS 4550	Các phương pháp thí nghiệm xi măng
BS 4708	Các phương pháp xác định độ nhớt của các chất lỏng trong suốt và không trong suốt (Các độ nhớt động học và động lực)
BS 4962	Yêu cầu kỹ thuật cho các ống nhựa dùng cho thoát nước ngầm yêu cầu nhẹ.
BS 5075	Phụ gia bê tông Phần 1 - Yêu cầu kỹ thuật cho các phụ gia đông cứng nhanh, phụ gia đông cứng chậm và phụ gia giảm nước Phần 2 - Yêu cầu kỹ thuật cho các phụ gia bọt khí
BS 5298	Phương pháp xác định độ ổn định ô xy hoá của các mỡ nhờn bằng phương pháp bomb ô xy
BS 5299	Phương pháp thí nghiệm chống gỉ đóng IP cho các mỡ nhờn
BS 5400	Cầu thép, bê tông và hỗn hợp Phần 2 - Yêu cầu kỹ thuật về tải trọng Phần 3 - Tiêu chuẩn thực hành thiết kế cầu thép Phần 4 - Tiêu chuẩn thực hành thiết kế cầu bê tông Phần 5 - Tiêu chuẩn thực hành thiết kế hỗn hợp Phần 6 - Yêu cầu kỹ thuật về vật liệu và công nhân, thép Phần 7 - Yêu cầu kỹ thuật về vật liệu và công nhân, bê tông cốt thép và dây neo dự ứng lực.
BS 5493	Tiêu chuẩn thực hành về lớp bảo vệ chống ăn mòn cho các kết cấu sắt và thép
BS 5896	Yêu cầu kỹ thuật cho các sợi thép chịu kéo cao cho dự ứng lực trong bê tông
BS 5897	Phương pháp xác định đặc tính chịu cán của mỡ nhờn
BS 5930	Tiêu chuẩn thực hành khảo sát hiện trường (cũ CP 2001)
BS 5950	Sử dụng kết cấu công tác thép trong xây dựng
BS 6100	Các thuật ngữ xây dựng dân dụng và nhà Phần 1 - Chung và linh tinh Phần 1.6. Người .
BS 6319	Thí nghiệm các hỗn hợp cao su dùng trong xây dựng
BS 6349	Tiêu chuẩn thực hành cho công trình biển Phần 1 - Các tiêu chí chung
BS 6437	Yêu cầu kỹ thuật cho các ống poly êtylen (loại 50) theo đường kính hệ mét cho các mục đích chung
BS 6699	Yêu cầu kỹ thuật cho xỉ lò cao cỡ hạt đất sử dụng với xi măng Portland

BS 6744	Thanh thép không gỉ cho cốt thép bê tông
BS 8004	Tiêu chuẩn thực hành cho móng (cũ CP 2009)
BS 8110	Sử dụng kết cấu bê tông (cũ CP 110) Phần 1 Thiết kế, vật liệu và công nhân
CP 102	Bảo vệ nhà đối với nước ngầm
CP 312	Công tác ống nhựa (vật liệu nhựa nóng) Phần 1 - Các nguyên tắc chung và lựa chọn vật liệu
CP 1020	Bảo vệ ca tốt
PD 6484	Bình luận về ăn mòn trong tiếp xúc lưỡng kim và làm giảm nó
Tiêu chuẩn thực hành xây dựng dân dụng No.2 (1951). Các kết cấu tường chắn đất *	
Yêu cầu kỹ thuật cho đường cao tốc. Tuyển tập số 6 của Bộ Giao thông	
IP 4	Phương pháp tiêu chuẩn thí nghiệm tro của các sản phẩm dầu lửa
IP 74	Phương pháp tiêu chuẩn thí nghiệm nước trong các sản phẩm dầu lửa và vật liệu bị tẩm bằng chưng cất
IP 134	Các hạt ngoại lai trong mỡ
DIN 4125	Neo đất Phần 1 - Neo đất tạm thời Phần 2 - Neo đất lâu dài

* Đang được xem xét

NEO TRONG ĐẤT

(Tái bản)

Chịu trách nhiệm xuất bản :

BÙI HỮU HẠNH

Biên tập : LƯƠNG XUÂN HỘI

Sửa bản in : XUÂN HỘI - NGUYỄN HỮU ĐẪU

Chế bản : LÊ THỊ HƯƠNG

Trình bày bìa : HS. NGUYỄN HỮU TÙNG

6X - 6X6	287 - 2008
XD- 2008	

Giá : 54.000^d