

CÔNG HÒA XÃ HỘI CHỦ NGHĨA VIỆT NAM
BỘ GIAO THÔNG VẬN TẢI

TIÊU CHUẨN NGÀNH
22-TCN-262-2000

QUY TRÌNH KHẢO SÁT THIẾT KẾ
NỀN ĐƯỜNG Ô TÔ ĐẮP TRÊN
ĐẤT YẾU

CÔNG TY CỔ PHẦN BK-ETECH
CHUYÊN QUAN TRẮC NỀN ĐẤT YẾU

 www.bketech.vn

 0969.465.353 - 0935.23.9495

 bketeclaxd1698@bketech.vn - bketech.jsc@gmail.com

Hà Nội 2000

MỤC LỤC

	Trang
I. Các quy định chung (định nghĩa, nguồn gốc, phân loại đất yếu)	2
II. Các yêu cầu và tiêu chuẩn thiết kế	4
II.1 Các yêu cầu về ổn định	4
II.2 Các yêu cầu và tiêu chuẩn tính toán lún	5
II.3 Các yêu cầu về thiết kế và bố trí hệ thống quan trắc trong quá trình thi công nền đắp trên đất yếu	7
II.4 Xác định các tải trọng tính toán	9
III. Các yêu cầu về khảo sát phục vụ việc thiết kế nền đường qua vùng đất yếu ...	11
III.1 Các yêu cầu chung	11
III.2 Các quy định về khảo sát địa hình	12
III.3 Các quy định về khảo sát và thí nghiệm địa kỹ thuật	12
IV. Các giải pháp thiết kế nền đắp trên đất yếu	15
IV.1 Các yêu cầu chung về cấu tạo nền đắp trên đất yếu	15
IV.2 Đắp trực tiếp trên đất yếu	16
IV.3 Đào một phần hoặc hoặc đào toàn bộ đất yếu	18
IV.4 Giải pháp đắp bệ phản áp	20
IV.5 Tầng cát đệm	20
IV.6 Các biện pháp thoát nước cố kết theo phương thẳng đứng (sử dụng giếng cát hoặc bắc thấm)	21
IV.7 Sử dụng vải địa kỹ thuật để tăng cường ổn định nền đắp trên đất yếu	23
IV.8 Các nguyên tắc lựa chọn giải pháp thiết kế	26
V. Tính toán ổn định nền đắp trên đất yếu	27
V.1 Phương pháp tính toán	27
V.2 Những chú ý khi vận dụng phương pháp tính toán phân mảnh cổ điển và Bishop	29
V.3 Các trường hợp tính toán ổn định và thông số tính toán tương ứng	31
VI. Tính toán lún nền đắp trên đất yếu	33
VI.1 Tính độ lún cố kết S_c	33
VI.2 Dự tính độ lún tổng cộng S và độ lún tức thời S_i	35
VI.3 Dự tính độ lún cố kết theo thời gian trong trường hợp thoát nước một chiều theo phương thẳng đứng	36
VI.4 Dự tính độ lún cố kết theo thời gian trong trường hợp thoát nước 2 chiều (có sử dụng giếng cát hoặc bắc thấm)	38
VI.5 Những chú ý khi dự tính lún	41
Phụ lục 1 : Xác định trị số áp lực tiền cố kết và các chỉ số nén lún của đất yếu	43
Phụ lục 2 : Tính toán ứng suất nén (áp lực) thẳng đứng σ_{zi} do tải trọng nền đắp hoặc tải trọng phản áp gây ra trong đất theo toán đồ Osterberg	48

CỘNG HÒA XÃ HỘI CHỦ NGHĨA VIỆT NAM	QUY TRÌNH KHẢO SÁT THIẾT KẾ NỀN ĐƯỜNG Ô TÔ ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU	22TCN 262- 2000
BỘ GIAO THÔNG VẬN TẢI	TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ	Có hiệu lực từ 15/ 6 / 2000

(Ban hành theo Quyết định số 1398 /QĐ - BGTVT ngày 1 / 6 / 2000 của Bộ trưởng
Bộ GTVT)

I. CÁC QUY ĐỊNH CHUNG

I.1 Quy trình này được áp dụng khi tiến hành khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu, bao gồm cả nền đắp đường cao tốc và nền đắp đường ô tô các cấp. Ngoài ra cũng có thể được tham khảo áp dụng đối với nền đắp của sân bay trên vùng đất yếu.

Trong quy trình này quy định rõ các yêu cầu cần phải thực hiện đối với việc khảo sát địa hình, điều tra và thử nghiệm địa kỹ thuật trên vùng đất yếu có tuyến đường đi qua; đồng thời cũng quy định rõ các yêu cầu và tiêu chuẩn thiết kế cần phải đảm bảo đạt được khi thiết kế nền đắp trên đất yếu cùng với các yêu cầu cấu tạo và các phương pháp tính toán tương ứng, cũng như việc lựa chọn giải pháp và phạm vi áp dụng của mỗi giải pháp thường dùng để xây dựng nền đắp trên đất yếu (không đề cập đến các giải pháp đặc biệt như xử lý đất yếu bằng điện thấm, bằng cọc vôi, cọc xi măng, cọc bê tông, cọc cát ...)

I.2 Khi tiến hành khảo sát thiết kế nền đường qua vùng đất yếu, ngoài việc phải tuân theo các quy định ở quy trình này còn cần phải tuân theo các tiêu chuẩn và quy định chung về thiết kế nền đường trong các TCVN 4054-1998 “Đường ô tô - Yêu cầu thiết kế”, TCVN 5729-1997 “Đường ô tô cao tốc - Yêu cầu thiết kế”.

Các quy định trong tiêu chuẩn này về giải pháp sử dụng bác thấm và vãi địa kỹ thuật về cơ bản là không khác với các quy định ở “*Quy trình thiết kế xử lý đất yếu bằng bác thấm trong xây dựng nền đường - 22TCN 244-98*” và ở “*Tiêu chuẩn thiết kế thi công và nghiệm thu vãi địa kỹ thuật trong xây dựng nền đắp trên đất yếu - 22TCN 248-98*”. Trong trường hợp có những yêu cầu khác nhau về khảo sát thiết kế nền đắp trên đất yếu thì nên thống nhất áp dụng các quy định ở tiêu chuẩn này.

I.3 Trong quy trình này, đất yếu được xác định ở điều I.4 là chỉ các loại đất có sức chống cắt nhỏ và tính biến dạng (ép lún) lớn, do vậy nền đắp trên đất yếu, nếu không có các biện pháp xử lý thích hợp thường dễ bị mất ổn định toàn khối

hoặc lún nhiều, lún kéo dài ảnh hưởng đến mặt đường, công trình trên đường và cả mô cầu lân cận. Chính vì thế mà mục tiêu của các quy định trong quy trình này là nhằm đảm bảo cho kích thước và các yếu tố hình học của nền đường trên vùng đất yếu (kể cả cao độ nền) luôn duy trì được đúng thiết kế trong quá trình thi công nền đắp cũng như trong quá trình khai thác đường sau đó.

I.4 Tùy theo nguyên nhân hình thành, đất yếu có thể có nguồn gốc khoáng vật hoặc nguồn gốc hữu cơ.

I.4.1 Loại có nguồn gốc khoáng vật thường là sét hoặc á sét trầm tích trong nước ở ven biển, vùng vịnh, đầm hồ, đồng bằng tam giác châu; loại này có thể lẫn hữu cơ trong quá trình trầm tích (hàm lượng hữu cơ có thể tới 10 - 12 %) nên có thể có màu nâu đen, xám đen, có mùi. Đối với loại này, được xác định là đất yếu nếu ở trạng thái tự nhiên, độ ẩm của chúng gần bằng hoặc cao hơn giới hạn chảy, hệ số rỗng lớn (sét $e \geq 1,5$, á sét $e \geq 1$), lực dính C theo kết quả cắt nhanh không thoát nước từ $0,15 \text{ daN/cm}^2$ trở xuống, góc nội ma sát φ từ $0 - 10^\circ$ hoặc lực dính từ kết quả thí nghiệm cắt cánh hiện trường $C_u \leq 0,35 \text{ daN/cm}^2$.

Ngoài ra ở các vùng thung lũng còn có thể hình thành đất yếu dưới dạng bùn cát, bùn cát mịn (hệ số rỗng $e > 1,0$, độ bão hòa $G > 0,8$).

I.4.2 Loại có nguồn gốc hữu cơ thường hình thành từ đầm lầy, nơi nước tích đọng thường xuyên, mực nước ngầm cao, tại đây các loài thực vật phát triển, thối rữa và phân hủy, tạo ra các vật lắng hữu cơ lẫn với các trầm tích khoáng vật. Loại này thường gọi là đất đầm lầy than bùn, hàm lượng hữu cơ chiếm tới 20 - 80%, thường có màu đen hay nâu sẫm, cấu trúc không mịn (vì lẫn các tàn dư thực vật). Đối với loại này được xác định là đất yếu nếu hệ số rỗng và các đặc trưng sức chống cắt của chúng cũng đạt các trị số như nói ở I.4.1.

Đất yếu đầm lầy than bùn còn được phân theo tỷ lệ lượng hữu cơ có trong chúng:

Lượng hữu cơ có từ 20 - 30%	: Đất nhiễm than bùn
Lượng hữu cơ có từ 30 - 60%	: Đất than bùn
Lượng hữu cơ trên 60%	: Than bùn

I.5 Phân loại trạng thái tự nhiên của đất yếu

Để đánh giá sơ bộ về tính chất công trình của đất yếu, từ đó bước đầu xem xét các giải pháp thiết kế nền đường tương ứng, đất yếu được phân loại theo trạng thái tự nhiên của chúng như dưới đây:

I.5.1 Đất yếu loại sét hoặc á sét được phân loại theo độ sệt B:

$$B = \frac{W - W_d}{W_{nh} - W_d} \quad (I.1)$$

Trong đó: W, W_d, W_{nh} là độ ẩm ở trạng thái tự nhiên, giới hạn dẻo và giới hạn nhão của đất yếu.

Nếu B > 1 thì được gọi là bùn sét (đất yếu ở trạng thái chảy)

Nếu 0,75 < B ≤ 1 là đất yếu dẻo chảy.

I.5.2 Về trạng thái tự nhiên, đất đầm lầy than bùn được phân thành 3 loại I, II, III:

- Loại I: Loại có độ sệt ổn định; thuộc loại này nếu vách đất đào thẳng đứng sâu 1m trong chúng vẫn duy trì được ổn định trong 1-2 ngày;
- Loại II: Loại có độ sệt không ổn định; loại này không đạt tiêu chuẩn loại I nhưng đất than bùn chưa ở trạng thái chảy;
- Loại III: Đất than bùn ở trạng thái chảy.

I.6 Khi tuyến đường đi qua vùng đất yếu dẻo chảy, bùn sét nói ở điều I.4.1, I.5.1 ; vùng có bùn cát, bùn cát mịn nói ở điều I.4.1; vùng đầm lầy than bùn nói ở điều I.5.2 thì cần phải có biện pháp khảo sát thiết kế tương ứng (được đề cập ở các phần sau của quy trình này) để đảm bảo nền đường ổn định về cường độ và biến dạng, kể cả trường hợp phía trên các lớp đất yếu đó có tồn tại một lớp đất không yếu.

Riêng với các công trình đường cao tốc và các công trình có ý nghĩa đặc biệt khác, nếu chiều cao nền đắp cao từ 8 - 10 m trở lên thì các loại đất sét và á sét dẻo mềm (có độ sệt B trong phạm vi từ 0,5 - 0,75) cũng nên áp dụng các biện pháp khảo sát thiết kế như với đất yếu.

II. CÁC YÊU CẦU VÀ TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ NỀN ĐẮP TRÊN ĐẤT YẾU

II.1 Các yêu cầu về ổn định

Nền đắp trên đất yếu phải đảm bảo ổn định, không bị phá hoại do trượt trôi trong quá trình thi công đắp (đắp phân nền theo thiết kế hoặc đắp cao hơn cao độ thiết kế để gia tải trước) và trong suốt quá trình đưa vào khai thác sử dụng sau đó. Để đảm bảo yêu cầu này phải đảm bảo được đồng thời các tiêu chuẩn cụ thể dưới đây:

II.1.1 Mức độ ổn định dự báo theo kết quả tính toán đối với mỗi đợt đắp (đắp nền và đắp gia tải trước) và đối với nền đắp theo thiết kế (có xét đến tải trọng xe cộ dừng xe tối đa trên nền) phải bằng hoặc lớn hơn mức độ ổn định tối thiểu quy định dưới đây :

- Khi áp dụng phương pháp nghiệm toán ổn định theo cách phân mảnh cổ điển với mặt trượt tròn khoét xuống vùng đất yếu và các thông số tính toán được xác định theo mục V.3 thì hệ số ổn định nhỏ nhất $K_{\min} = 1,20$ (riêng trường hợp dùng kết quả thí nghiệm cắt nhanh không thoát nước ở trong phòng thí nghiệm để nghiệm toán thì $K_{\min} = 1,10$;
- Khi áp dụng phương pháp Bishop để nghiệm toán ổn định thì hệ số ổn định nhỏ nhất $K_{\min} = 1,40$;

II.1.2 Số liệu quan trắc lún theo chiều thẳng đứng và quan trắc di động ngang của vùng đất yếu hai bên nền đắp trong quá trình đắp nền và đắp gia tải trước phải không được vượt quá trị số quy định dưới đây:

- Tốc độ lún ở đáy nền đắp tại trục tim của nền đường không được vượt quá 10mm/ngày đêm.
- Tốc độ di động ngang của các cọc quan trắc đóng hai bên nền đắp không được vượt quá 5mm/ngày đêm.
- Cách bố trí quan trắc lún và quan trắc di động ngang được nêu rõ ở điều II.3.1 và II.3.3.

II.2 Các yêu cầu và tiêu chuẩn tính toán lún

II.2.1 Phải tính toán dự báo được độ lún tổng cộng S kể từ khi bắt đầu đắp nền cho đến khi lún hết hoàn toàn để đắp phòng lún (đắp rộng thêm bề rộng nền đường so với bề rộng thiết kế). Bề rộng phải đắp thêm mỗi bên của nền đường (b_m) được xác định theo công thức:

$$b_m = S \cdot m \quad (II.1)$$

Trong đó: $1/m$ là độ dốc ta luy nền đắp thiết kế

S được tính theo phương pháp quy định ở VI.2 và VI.3 với 2 thành phần S_i (lún tức thời do biến dạng ngang không thoát nước, xét đến khả năng nở hông của đất yếu dưới nền đắp) và lún cố kết S_c (do nước lỗ rỗng thoát ra và đất yếu bị nén chặt dưới tải trọng đắp).

II.2.2 Khi tính toán độ lún tổng cộng nói trên thì tải trọng gây lún phải xét đến chỉ gồm tải trọng nền đắp thiết kế bao gồm cả phần đắp phản áp (nếu có), không bao gồm phần đắp gia tải trước (nếu có) và không xét đến tải trọng xe cộ.

II.2.3 Sau khi hoàn thành công trình nền mặt đường xây dựng trên vùng đất yếu, phần độ lún cố kết còn lại ΔS tại trục tim của nền đường được cho phép như ở bảng II.1 dưới đây:

Bảng II.1- Phần độ lún cố kết cho phép còn lại ΔS tại trục tim của nền đường sau khi hoàn thành công trình

Loại cấp đường	Vị trí đoạn nền đắp trên đất yếu		
	Gần móng cầu	Chỗ có cống hoặc đường dân sinh chui dưới	Các đoạn nền đắp thông thường
1. Đường cao tốc và đường cấp 80	$\leq 10\text{cm}$	$\leq 20\text{cm}$	$\leq 30\text{cm}$
2. Đường cấp 60 trở xuống có tầng mặt cấp cao A1	$\leq 20\text{cm}$	$\leq 30\text{cm}$	$\leq 40\text{cm}$

Ghi chú bảng II.1:

- Phần độ lún cố kết còn lại ΔS là phần lún cố kết chưa hết sau khi làm xong áo đường của đoạn nền đắp trên đất yếu. Trị số ΔS được xác định theo công thức (VI.9) tùy thuộc độ cố kết U đạt được vào thời điểm làm xong áo đường;
- Chiều dài đoạn nền đường gần móng cầu được xác định bằng 3 lần chiều dài móng móng cầu liền kề. Chiều dài đoạn nền đắp có cống hoặc có lối chui qua đường ở dưới được xác định bằng 3-5 lần bề rộng móng cống hoặc bề rộng lối đi qua đường;
- Nếu phần độ lún cố kết còn lại ΔS vượt quá các trị số cho phép ở bảng II.1 thì mới cần phải có các biện pháp xử lý để giảm ΔS đề cập ở các mục IV.3, IV.5, IV.6. Nếu thỏa mãn các trị số cho phép ở bảng II.1 thì không cần áp dụng các biện pháp tăng nhanh cố kết;

II.2.4 Đối với các đường cấp 20; 40 và đường chỉ sử dụng kết cấu áo đường mềm cấp cao A2 trở xuống thì không cần đề cập đến vấn đề độ lún cố kết còn lại khi thiết kế.

II.2.5 Yêu cầu về quan trắc dự báo lún

Ngoài việc tính toán dự báo các thành phần độ lún đã nói ở điều II.2.1 để làm cơ sở cho việc đề xuất các giải pháp xử lý và cấu tạo nền đắp trên đất yếu, còn phải dựa vào kết quả quan trắc lún theo các quy định ở điều II.3.1 và II.3.2 để so sánh, đối chiếu và hiệu chỉnh lại kết quả dự báo theo tính toán để kiểm tra độ lún và tốc độ lún cho phép quy định ở các điều II.2.3 và II.1.2, cũng như để xác định khối lượng đất hoặc cát bù lún thực tế sẽ được thanh toán sau khi công trình hoàn thành.

Yêu cầu cụ thể của việc quan trắc lún là:

- Xác định được khối lượng đất hoặc cát đắp lún chìm vào trong đất yếu (so với mặt đất tự nhiên trước khi đắp).
- Vẽ được biểu đồ quan hệ giữa độ lún tổng cộng S với thời gian (có ghi rõ thời gian từng đợt đắp nền và đắp gia tải). Dựa vào biểu đồ này để xử lý tách riêng các phần lún tức thời (là các phần lún tăng đột ngột trong thời gian các đợt đắp) và lập ra biểu đồ lún cố kết S_t theo thời gian t kể từ khi kết thúc quá trình đắp nền và đắp gia tải trước;
- Miêu tả quan hệ $S_t = f(t)$ thực tế quan trắc được một cách gần đúng nhất bằng một hàm số toán học dạng $S_t = S_c (1 - \alpha e^{-\beta t})$ với α và β là các hệ số hồi quy từ số liệu quan trắc lún, để làm cơ sở dự báo phần độ lún cố kết còn lại nói ở điều II.2.3.

II.3 Các yêu cầu về thiết kế và bố trí hệ thống quan trắc trong quá trình thi công nền đắp trên đất yếu

II.3.1 Đối với công trình xây dựng nền đắp trên đất yếu, trong mọi trường hợp, dù áp dụng giải pháp xử lý nào, dù đã khảo sát, tính toán kỹ vẫn phải thiết kế hệ thống quan trắc lún, chỉ trừ trường hợp áp dụng giải pháp đào vét hết đất yếu, hạ đáy nền đắp đến tận lớp đất không yếu. Hệ thống này phải được bố trí theo các quy định sau:

- Mỗi phân đoạn nền đắp trên đất yếu được thiết kế tính toán khác nhau, hoặc mỗi phân đoạn thi công riêng rẽ phải có bố trí quan trắc lún riêng (khác nhau về chiều cao đắp, về loại đất yếu với các chỉ tiêu khác nhau rõ rệt và với chiều dày lớp đất yếu khác nhau rõ rệt);
- Mỗi đoạn nói trên, nếu dài ≤ 100 m thì cần bố trí 3 bàn đo lún trên cùng một mặt cắt ngang chính giữa phân đoạn (1 bàn tại tim nền đường và 2 bàn ở vị trí mép vai nền đường) nếu dài > 100 m thì tối thiểu phải bố trí 2 mặt cắt quan trắc lún như trên và cứ thêm 100 m lại bố trí thêm 1 mặt cắt (bố trí tại những nơi có khả năng lún nhiều);

- Hệ thống móc cao độ dùng cho quan trắc lún phải được bố trí ở nơi không lún và phải được cố định chắc chắn;
- Bàn đo lún có kích thước tối thiểu là 50×50 cm có bề dày đủ cứng (≥ 3 cm) gắn với cần đo thật chắc chắn, cần đo phải bằng thép có đường kính nhỏ hơn đường kính ống vách chắn đất đắp (không cho đất đắp tiếp xúc với cần đo): ống vách không được gắn với bàn đo lún. Nên dùng cần đo có đường kính ≥ 4 cm. Cần đo và ống vách nên làm từng đoạn $50 \sim 100$ cm để tiện nối theo chiều cao đắp.
- Bàn đo lún được đặt ở cao độ bắt đầu đắp nền đường: vét, đào đất yếu đến đâu đặt bàn đo lún ở đó; nếu có tầng đệm cát thì đặt trên mặt tầng đệm cát, nếu có lớp vỏ cứng trên đất yếu thì đặt trên mặt đất vỏ cứng tự nhiên, nếu có rải vải địa kỹ thuật thì đặt trên mặt vải địa kỹ thuật. Trường hợp phải đặt bàn đo trên mặt nền đất yếu thì phải đào đất yếu sâu 30 cm trong phạm vi diện tích bàn đo lún thay bằng cát rồi mới đặt bàn đo lún lên.
- Bàn đo lún phải được bảo vệ chắc chắn, lâu dài ít nhất cho đến khi bàn giao công trình.

II.3.2 Phải quy định chế độ quan trắc lún ngay trong đồ án thiết kế :

- Đo cao độ lúc đặt bàn lún và đo lún mỗi ngày một lần trong quá trình đắp nền và đắp gia tải trước, nếu đắp làm nhiều đợt thì mỗi đợt đều phải quan trắc hàng ngày;
- Khi ngừng đắp và trong 2 tháng sau khi đắp phải quan trắc hàng tuần; tiếp đó quan trắc hàng tháng cho đến hết thời gian bảo hành và bàn giao cho phía quản lý khai thác đường cả hệ thống quan trắc (để họ tiếp tục quan trắc nếu thấy cần thiết);
- Mức độ chính xác yêu cầu phải đến mm.

II.3.3 Khi áp dụng các giải pháp xử lý nền đắp trên đất yếu có đòi hỏi phải không chế tốc độ đắp thì cần phải thiết kế hệ thống quan trắc di động ngang để theo dõi mức độ ổn định trong quá trình đắp như đã nói ở điều II.1.2, hệ thống này được bố trí như sau:

- Trên mỗi mặt cắt bố trí quan trắc lún, ở phía ngoài cách chân ta luy 1 m bố trí một dãy cọc quan trắc di động ngang thẳng góc với tim đường từ 3 - 4 cọc với cự ly từ 5 - 10 m, dùng cọc hoặc cọc bê tông tiết diện 10×10 cm đóng ngập với đất yếu ít nhất là 1,2 m và cao trên mặt đất yếu ít nhất là 0,5 m (nếu lún nhiều và nếu có ngập nước thì càng phải cao); trên đỉnh cọc có

cắm chốt đánh dấu điểm quan trắc. Yêu cầu cọc phải cắm hoặc chôn chắc trong đất yếu.

- Trong quá trình đắp nền và đắp gia tải trước (nếu có) hàng ngày phải đo được sự di chuyển theo hướng ngang (hướng thẳng góc với tim nền đường) của chốt đánh dấu trên đỉnh tất cả các cọc nói trên bằng máy kinh vĩ chính xác theo phương pháp tam giác đặc với hai đỉnh tam giác định vị cố định nằm ngoài phạm vi ảnh hưởng của tải trọng đắp. Đồng thời phải đo cao độ đỉnh cọc để theo dõi bề mặt đất yếu có bị đẩy trôi lên không. Sau khi đắp xong, hàng tuần phải tiếp tục quan trắc cho đến khi thấy rõ nền đường đã ổn định. Độ chính xác của máy kinh vĩ phải bảo đảm sai số về đo cự ly là ± 5 mm, về đo góc là $\pm 2,5''$.

II.3.4 Đối với các đoạn nền đắp trên đất yếu có quy mô lớn và quan trọng hoặc có điều kiện địa chất phức tạp như đoạn có chiều cao đắp lớn, hoặc phân bố các lớp địa chất không đồng nhất (có lớp vỏ cứng...) khiến cho thực tế có những điều kiện khác nhiều với các điều kiện dùng trong tính toán ổn định và lún thì nên bố trí thêm hệ thống quan trắc áp lực lỗ rỗng (cùng với các điểm quan trắc mức nước ngầm) và các thiết bị đo lún ở độ sâu khác nhau (thiết bị kiểu guồng xoắn...). Nhờ có hệ thống các thiết bị quan trắc này, càng dễ dàng thực hiện được các yêu cầu nói ở điều II.2.5 và nhờ đó tạo điều kiện thuận lợi cho việc rút ngắn thời gian thi công công trình. Trong trường hợp này, việc thiết kế bố trí lắp đặt các hệ thống thiết bị quan trắc nói trên được xem là một nội dung thiết kế đặc biệt do các kỹ sư chuyên ngành thực hiện và phải được chủ quản đầu tư xét duyệt riêng.

II.4 Xác định các tải trọng tính toán

- II.4.1 Các tải trọng tính toán dùng khi kiểm tra ổn định và dự báo lún của nền đắp trên đất yếu gồm tải trọng đắp nền và đắp gia tải trước, tải trọng xe cộ, tải trọng động đất như nói ở điều II.1.1 và II.2.2. Vì việc tính toán đều đưa về bài toán phẳng, do vậy các tải trọng tính toán đều được xác định tương ứng với phạm vi phân bố trên 1 m dài nền đường.
- II.4.2 Tải trọng đắp nền và đắp gia tải trước được xác định đúng theo hình dạng đắp trên thực tế (hình thang với mái dốc có độ dốc thiết kế, có thể có thêm phản áp hoặc trong trường hợp đào bớt đất yếu trước khi đắp thì có thêm hai dải tải trọng phản áp vô hạn ở hai bên).
- II.4.3 Tải trọng xe cộ được xem là tải trọng của số xe nặng tối đa cùng một lúc có thể đỗ kín khắp bề rộng nền đường (hình II.1) phân bố trên 1 m chiều dài đường;

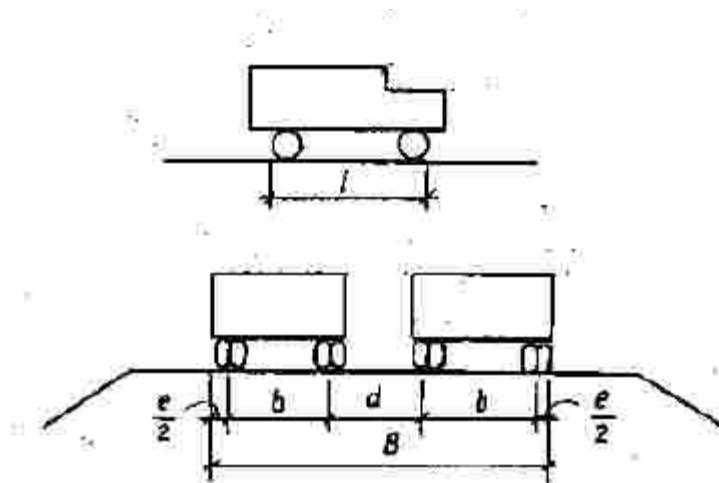
tải trọng này được quy đổi tương đương thành một lớp đất đắp có chiều cao là h_x xác định theo công thức sau:

$$h_x = \frac{n \cdot G}{\gamma \cdot B \cdot l} \quad ; \quad (II.1)$$

Trong đó:

- G là trọng lượng một xe (chọn xe nặng nhất), Tấn
- n là số xe tối đa có thể xếp được trên phạm vi bề rộng nền đường (như sơ đồ xếp xe ở hình II.1)
- γ là dung trọng của đất đắp nền đường, T/m³
- l là phạm vi phân bố tải trọng xe theo hướng dọc, m (như hình II.1)

Có thể lấy $l = 4,2$ m với xe $G = 13$ tấn, lấy $l = 6,6$ m khi xe có $G = 30$ tấn, lấy $l = 4,5$ m với xe xích có $G = 80$ tấn.



Hình II.1- Sơ đồ xếp xe để xác định tải trọng xe cộ tác dụng lên đất yếu

B là bề rộng phân bố ngang của các xe (mét) được xác định như ở sơ đồ hình II.1 theo công thức sau:

$$B = n \cdot b + (n - 1) \cdot d + 2 \quad ; \quad (II.2)$$

Trong đó thường lấy $b = 1,8$ m với các loại ô tô, $b = 2,7$ m với xe xích; d là khoảng cách ngang tối thiểu giữa các xe (thường lấy $d = 1,3$ m); e là bề rộng lớp đôi hoặc vệt bánh xích (thường lấy $e = 0,5 - 0,8$ m); còn n được chọn tối đa nhưng phải bảo đảm B tính được theo (II.2) vẫn nhỏ hơn bề rộng nền đường. Như vậy khi tính toán có xét đến tải trọng xe cộ thì tải trọng đắp xem như được cao thêm một trị số h_x .

II.4.4 Tải trọng động đất được kể đến khi tính toán kiểm tra mức độ ổn định của nền đắp trên đất yếu chính là lực quán tính do động đất của bản thân khối trượt, lực này xem như tỷ lệ thuận với trọng lượng bản thân khối trượt:

$$W_i = K_c \cdot Q_i \quad (II.3)$$

Trong đó:

- ☐ W_i là lực động đất tác dụng trên một mảnh trượt i (hoặc khối trượt i) (Tấn), W_i có điểm đặt là trọng tâm mảnh (hoặc khối trượt) và có phương nằm ngang từ phía trong nền đường ra phía ngoài mái ta luy nền đắp;
- ☐ Q_i là trọng lượng của mảnh trượt i (hoặc khối trượt i), Tấn;
- ☐ K_c là hệ số tỷ lệ được lấy tùy thuộc cấp động đất như ở bảng II.2.

Bảng II.2 - Hệ số tỷ lệ K_c

Cấp động đất	7	8	9	10	11	12
Hệ số K_c	0,025	0,05	0,1	0,25	0,5	0,5

Phân vùng động đất của nước ta có thể tham khảo ở Quy chuẩn Xây dựng Việt Nam và chỉ những vùng có thể có động đất từ cấp 7 trở lên thì khi tính toán mới phải xét đến lực động đất. Ngoài ra còn có thể tham khảo cách tính lực động đất ở Tiêu chuẩn ngành 22TCN 221-95.

III. CÁC YÊU CẦU VỀ KHẢO SÁT PHỤC VỤ VIỆC THIẾT KẾ NỀN ĐƯỜNG QUA VÙNG ĐẤT YẾU

III.1 Các yêu cầu chung

III.1.1 Phải điều tra xác định được phạm vi phân bố của vùng đất yếu cả về diện phân bố, chiều sâu phân bố và độ dốc ngang đáy lớp đất yếu dưới cùng để xem xét các phương án cho tuyến vòng tránh hoặc cho tuyến cắt qua đất yếu ở chỗ ít bất lợi nhất. Cũng cần điều tra xác định nguồn gây ẩm, khả năng thoát nước, cũng như vị trí và khả năng khai thác các mỏ đất dùng để đắp nền đường.

III.1.2 Phải lấy mẫu và tiến hành các thí nghiệm trong phòng và thực hiện các thí nghiệm hiện trường cần thiết về địa kỹ thuật để xác định được:

- ☐ Loại đất và các chỉ tiêu nói ở điều I.5.1, I.4.1 và I.5.2 để khẳng định vùng tuyến đi qua là vùng đất yếu và để xác định loại đất yếu phải xử lý;

- Các chỉ tiêu phục vụ cho việc tính toán kiểm tra mức độ ổn định của nền đắp trên đất yếu, cụ thể là: Sức chống cắt không thoát nước được xác định bằng phương pháp cắt cánh tại hiện trường (hoặc được xác định bằng phương pháp cắt nhanh trong phòng thí nghiệm, nếu không có thiết bị cắt cánh tại hiện trường), dung trọng tự nhiên γ và mức nước ngầm (để xác định vùng đất yếu chịu tác dụng của lực đẩy nổi). Các chỉ tiêu này phải được xác định riêng cho mỗi lớp đất yếu khác nhau. Ngoài ra, cũng phải xác định các chỉ tiêu lực dính C , góc nội ma sát và dung trọng đối với đất dùng để đắp nền đường (ứng với trạng thái chặt và ẩm của đất đắp);
- Các chỉ tiêu phục vụ cho việc tính toán dự báo độ lún tổng cộng và độ lún cố kết theo thời gian thông qua thí nghiệm xác định nén lún trong điều kiện không nở hông, hệ số rỗng ban đầu e_0 , chỉ số nén lún C_r và C_c , hệ số cố kết theo phương thẳng đứng C_v ($\text{cm}^2/\text{giờ}$) và áp lực tiền cố kết σ_p . Các chỉ tiêu này cũng phải được xác định riêng cho mỗi lớp đất yếu khác nhau (ý nghĩa ký hiệu các chỉ tiêu nói trên xem ở mục VI).

III.2 Các quy định về khảo sát địa hình

III.2.1 Khi tiến hành lập dự án khả thi, đối với vùng đất yếu phải đo đạc lập được bình đồ tỷ lệ 1:500 ÷ 1:1000 với chênh lệch các đường đồng mức 0,50 m dọc theo các phương án tuyến qua vùng đất yếu. Trường hợp vùng đất yếu phân bố rộng lớn (như vùng đầm lầy...) thì cũng có thể sử dụng phương pháp đo đạc hàng không để khảo sát địa hình, địa mạo của cả khu vực. Trong giai đoạn này, các mặt cắt dọc và mặt cắt ngang phục vụ cho việc thiết kế tính toán nền đắp trên đất yếu có thể được xác định thông qua bình đồ địa hình đã lập.

III.2.2 Trong giai đoạn thiết kế kỹ thuật và thiết kế lập bản vẽ thi công phải đo đạc mặt cắt dọc và mặt cắt ngang theo tuyến đường thiết kế với các cọc chi tiết có cự ly tương ứng với quy định ở mỗi giai đoạn, ngoài ra có bổ sung các cọc tại vị trí khoan thăm dò, lấy mẫu thí nghiệm đất yếu và tại vị trí dự kiến bố trí các hệ thống quan trắc nói ở mục II.3.

III.3 Các quy định về khảo sát và thí nghiệm địa kỹ thuật

III.3.1 Để đạt được các yêu cầu nói ở điều III.1.1 và III.1.2 phải kết hợp thăm dò không lấy mẫu (bằng các thiết bị khoan xoắn, xuyên tĩnh hoặc cắt cánh tại hiện trường) và thăm dò có lấy mẫu (bằng thiết bị khoan lấy mẫu nguyên dạng đem về thí nghiệm trong phòng) sao cho tiết kiệm nhất. Với diện thăm dò rộng trong giai đoạn lập dự án khả thi nên tận dụng tối đa các biện pháp thăm dò không lấy mẫu kết hợp với khoan lấy mẫu thí nghiệm ở mức độ tối thiểu. Trong giai đoạn

thiết kế kỹ thuật và thiết kế chi tiết lập bản vẽ thi công phải bổ sung bằng biện pháp khoan lấy mẫu, chỉ bổ sung thăm dò không lấy mẫu khi thật cần thiết (khi cần mở rộng diện thăm dò hoặc khi việc thăm dò không lấy mẫu ở giai đoạn lập dự án khả thi chưa đủ như nói ở điều III.3.2). Vị trí và số lượng các điểm thăm dò phải do Chủ nhiệm dự án quyết định sau khi có dự kiến các phương án thiết kế.

Khi thăm dò bằng khoan, xuyên, cắt cánh nên tham khảo các quy trình hữu quan dưới đây :

- Quy trình khoan thăm dò địa chất 22 TCN 259-1999
- Cắt cánh : ASTM D2573 và TCXD 205-1998 của Bộ Xây Dựng
- Xuyên : ASTM D1586

III.3.2 * Bước lập dự án khả thi. Sau khi đã tiến hành khoan thông thường mà phát hiện đất yếu thì tiến hành khoan vùng và bố trí lỗ khoan trên tim tuyến với khoảng cách từ 250 đến 500 mét (nếu cần thiết có thể bổ xung các điểm thăm dò như : cắt cánh, xuyên v.v..để phát hiện phạm vi đất yếu, những việc bổ xung thăm dò này không lấy mẫu thí nghiệm). Chỉ khoan trên mặt cắt ngang khi thiết kế đề nghị và được Chủ đầu tư chấp thuận.

* Bước thiết kế kỹ thuật. Công tác thăm dò địa chất công trình bằng những lỗ khoan được bố trí cách nhau thông thường từ 50 đến 100 mét trên tim tuyến (trong đó kể cả khối lượng đã tiến hành ở bước lập dự án khả thi).

- Trong trường hợp đặc biệt cụ thể này có thể rút ngắn hơn.
- Cứ cách 100-150 mét tiến hành 1 mặt cắt địa chất công trình theo chiều ngang vuông góc với tim tuyến, trên đó có 3 lỗ khoan. Mỗi khu vực đất yếu phải có tối thiểu hai mặt cắt ngang địa chất đại diện.
- Độ sâu khoan thăm dò phải đến dưới đáy lớp đất yếu, vào lớp đất không yếu thêm 2 m hoặc nếu đất yếu có chiều dày lớn thì khoan đến hết phạm vi chịu ảnh hưởng của tải trọng đắp. Phạm vi này được xác định tương ứng với độ sâu tại đó có ứng suất do tải trọng đắp (do nền đắp và phần đắp gia tải trước nếu có) gây ra bằng 0,15 ứng suất (áp lực) do trọng lượng bản thân đất yếu gây ra (có xét đến lực đẩy nổi nếu tồn tại nước ngầm).
- Trong mọi trường hợp phải tiến hành thí nghiệm cắt cánh hiện trường. Thí nghiệm này có thể được tiến hành độc lập hoặc trong lỗ khoan.

* Bước khảo sát lập bản vẽ thi công là sử dụng kết quả các lỗ khoan hoặc các thí nghiệm hiện trường đã tiến hành ở bước thiết kế kỹ thuật. Khối lượng khảo sát chỉ bổ sung cho bước thiết kế kỹ thuật chưa thực hiện hết theo quy định. Trong trường hợp đặc biệt khi phát hiện thêm vị trí đất yếu thì có thể tăng khối lượng khảo sát địa chất, số lượng tăng thêm do Chủ chiệm nghiệp vụ đề xuất và được Chủ đầu tư chấp thuận nhưng không vượt quá 20% khối lượng đã thực hiện ở bước thiết kế kỹ thuật.

III.3.3 Mặt cắt thăm dò cắt cánh và có khoan lấy mẫu phải được bố trí ở chỗ đắp tương đối cao nhất và có sự phân bố các lớp đất yếu tương đối đặc trưng nhất.

III.3.4 Trong mỗi lỗ khoan nói ở điều III.3.2 tùy thuộc vào chiều dài đoạn đất yếu để lấy mẫu:

*Chiều dài đoạn đất yếu đến 200m thì cứ 1-2 m sâu lại phải lấy một mẫu đất yếu nguyên dạng.

*Chiều dài đoạn đất yếu trên 200m thì khối lượng lấy mẫu do Chủ chiếm nghiệp vụ đề xuất và được Chủ đầu tư chấp thuận nhưng tối thiểu ở giữa mỗi lớp đất phải lấy một mẫu đất nguyên dạng.

Phương pháp lấy mẫu, bao gói, vận chuyển và bảo quản mẫu nguyên dạng phải được thực hiện đúng như các quy định ở Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 2683-91.

III.3.5 Việc thí nghiệm xác định các chỉ tiêu cơ lý của đất yếu nói ở điều III.1.2 phải được thực hiện với tất cả các mẫu nguyên dạng đã lấy theo các quy định sau:

- Thí nghiệm xác định các chỉ tiêu sức chống cắt (lực dính C và góc ma sát φ) phải tuân theo phương pháp và các quy định ở Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 4199-95, trong đó phải xác định cả theo phương pháp cắt nhanh và cắt nhanh cố kết (chỉ tiêu cắt nhanh để kiểm toán mức độ ổn định của nền đắp trong quá trình đắp và chỉ tiêu cắt nhanh cố kết được dùng để kiểm toán ổn định của nền đắp khi đưa chúng vào sử dụng);
- Thí nghiệm xác định tính nén lún trong điều kiện không nở hông được thực hiện theo Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 4200-86. Riêng việc xác định trị số áp lực tiền cố kết σ_{pz} được thực hiện theo hướng dẫn ở Phụ lục I của bản quy trình này;
- Các chỉ tiêu khác được xác định theo các Tiêu chuẩn Việt Nam tương ứng.

III.3.6 Việc thí nghiệm xác định các chỉ tiêu cơ lý của đất hoặc cát đắp nền đường cũng được thực hiện theo các tiêu chuẩn tương ứng nói ở điều III.3.5 với các mẫu chế bị bằng vật liệu đắp lấy từ mỏ đất hoặc cát có độ chặt và độ ẩm tương ứng như thực tế. Riêng với chỉ tiêu sức chống cắt thì chỉ áp dụng phương pháp cắt nhanh.

III.3.7 Đối với mỗi chỉ tiêu dùng trong tính toán nên có ít nhất 6 số liệu thí nghiệm và trị số tính toán được xác định theo công thức:

$$\Delta_t = \Delta_{tb} \pm \delta \quad ; \quad (III.1)$$

Trong đó:

Δ_i là trị số tính toán của chỉ tiêu

Δ_{tb} là trị số trung bình số học của các số liệu thí nghiệm

δ là độ lệch bình phương trung bình

$$\delta = \sqrt{\sum_1^n \frac{(A_i - A_{tb})^2}{n}} ; \quad (III.2)$$

Với: A_i là trị số của chỉ tiêu mỗi lần thí nghiệm xác định được;
 n là số lần thí nghiệm đối với mỗi chỉ tiêu.

Khi quyết định chọn trị số tính toán của một chỉ tiêu cần phân tích kỹ các điều kiện thực tế ảnh hưởng đến chất lượng mẫu đất yếu trước khi đem thí nghiệm cũng như ảnh hưởng bất lợi của mỗi chỉ tiêu đó đến kết quả tính toán.

Ngoài ra, khi quyết định nên kết hợp với kinh nghiệm của các chuyên gia địa kỹ thuật.

III.3.8 Các số liệu thí nghiệm hiện trường bằng thiết bị xuyên tĩnh hoặc cắt cánh cũng được xử lý đưa về trị số tính toán như đã nói ở điều III.3.7 (tham khảo thêm các quy trình và tiêu chuẩn nói ở điều III.3.1, kết hợp với kinh nghiệm của các chuyên gia địa kỹ thuật).

IV. CÁC GIẢI PHÁP THƯỜNG ÁP DỤNG ĐỂ THIẾT KẾ NỀN ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU

IV.1 Yêu cầu chung đối với cấu tạo nền đắp trên đất yếu

IV.1.1 Cấu tạo của nền đắp trên đất yếu phải bảo đảm hạn chế được các tác dụng bất lợi của nước ngập và nước ngầm:

- Đất đắp phải dùng loại ổn định nước tốt, tuyệt đối không dùng các loại đất bụi (theo phân loại ở TCVN 5747-1993);
- Độ chặt, chiều cao đắp tối thiểu trên mức nước ngập và mức nước ngầm cùng các yêu cầu cấu tạo khác của nền đường (như đắp bao ta luy khi thân nền đường là cát...) đều phải tuân theo các quy định ở TCVN 4054 -1998 và TCVN 5729 -1997.

IV.1.2 Trong phạm vi 20 m từ chân ta luy nền đắp ra mỗi bên phải san lấp các chỗ trũng (ao, chuôm...) và tuyệt đối không đào lấy đất trong phạm vi đó.

IV.1.3 Cố gắng giảm chiều cao nền đắp để tạo điều kiện dễ bảo đảm ổn định và giảm độ lún; tuy nhiên, trừ trường hợp đường tạm, chiều cao nền đắp tối thiểu phải từ 1,2 ~ 1,5 m kể từ chỗ tiếp xúc với đất yếu, hoặc phải là 0,8 ~ 1 m kể từ bề mặt tầng đệm cát (nếu có) để đảm bảo phạm vi khu vực tác dụng của nền mặt đường không bao gồm vùng đất yếu. Trị số cao của chiều cao đắp tối thiểu nói trên được áp dụng cho nền đắp đường cao tốc và các đường có nhiều xe tải nặng, trị số thấp áp dụng cho nền đắp các đường khác.

IV.2 Đắp trực tiếp trên đất yếu

IV.2.1 Có thể áp dụng giải pháp đắp trực tiếp (không dùng một biện pháp xử lý nào khác) khi tính toán ổn định và lún của nền đắp trực tiếp trên nền thiên nhiên (bao gồm cả đất yếu ở dưới) hoặc trực tiếp trên nền đất yếu đều thỏa mãn được các yêu cầu và tiêu chuẩn nói ở mục II.1 và II.2. Phương pháp tính toán ổn định được quy định ở mục V và phương pháp tính toán lún được quy định ở mục VI của bản Quy trình này.

Trong mọi trường hợp đắp trực tiếp trên đất yếu đều nên có tầng đệm cát dày tối thiểu 50 cm và rộng thêm so với chân ta luy nền đắp mỗi bên 0,5 ~ 1,0 m.

IV.2.2 Các trường hợp sau đây có thể xét tới việc áp dụng giải pháp đắp trực tiếp.

- Trên vùng đất yếu có lớp đất không thuộc các loại đất yếu nói ở mục I.4 và I.5 (thực tế thường gọi là lớp vỏ trên bề mặt đất yếu). Nếu lớp vỏ dày 1~2 m thì chiều cao nền đắp trực tiếp có thể tới 2 ~ 3 m, nếu lớp vỏ dày trên 2 m thì chiều cao đắp trực tiếp có thể tới 3 ~ 4 m ;
- Trên vùng than bùn loại I hoặc đất yếu dẻo mềm có bề dày than bùn dưới 1 ~ 2 m;
- Trên vùng bùn cát, bùn cát mịn (loại này có hệ số cố kết thường lớn nên lún nhanh).

Ngoài ra, đối với các trường hợp các trường hợp nền đắp được dự báo lún ít và lún nhanh nhưng nếu đắp ngay đến đủ cao độ thiết kế sẽ không bảo đảm ổn định theo tiêu chuẩn nói ở điều II.1.1 thì vẫn có thể áp dụng giải pháp đắp trực tiếp kèm với biện pháp khống chế tốc độ đắp (đắp từng đợt ; giữa các đợt đắp có thời gian chờ cố kết) để bảo đảm yêu cầu ổn định (xem điều II.1.2) chỉ trừ khi việc khống chế tốc độ đắp dẫn tới quá kéo dài thời gian, không bảo đảm được yêu cầu về tiến độ thi công đối với toàn bộ công trình đường thì mới cần nghĩ đến các giải pháp xử lý khác.

IV.2.3 Công nghệ đắp từ vùng nền thiên nhiên là đất không yếu ra vùng đất yếu để thi công nền đắp trực tiếp trên đất yếu.

Khi thực hiện công nghệ đắp cần bảo đảm được các điều kiện sau :

- đắp bờ, hút khô nước trên bề mặt đất yếu;
- vật liệu đắp phải là loại ổn định nước tốt như cát các loại, cấp phối sỏi cuội, đá hoặc các phế liệu công nghiệp ...
- phần được đắp chỉ là phần nằm dưới mặt đất yếu tự nhiên và việc lu lèn vẫn phải thực hiện từ nhẹ (máy ủi ...) đến nặng (lu nặng) cho đến khi vật liệu đắp không tiếp tục lún vào đất yếu nữa, tức là đến khi tạo được mặt bằng thi công vững chắc trên đất yếu.
- phần nền đắp kê từ mặt đất tự nhiên trở lên phải được đắp từng lớp và bảo đảm đạt được yêu cầu đầm nén quy định).

IV.2.4 Để tạo điều kiện thi công đắp trực tiếp trên đất yếu được thuận lợi (tạo điều kiện cho xe máy đi lại trên vùng đất yếu và tạo điều kiện để đầm chặt các lớp đất đắp đầu tiên) có thể sử dụng vải địa kỹ thuật rải trên mặt đất yếu trước khi đắp như chỉ dẫn ở bảng IV.1 dưới đây:

Bảng IV.1: Chọn vải và kết cấu đường tạm phục vụ cho xe cộ đi lại trên vùng đất yếu

Loại vật liệu đắp đường tạm	Kết cấu đường tạm	Các chỉ tiêu yêu cầu đối với vải địa kỹ thuật				
		Cường độ chịu kéo đứt (kN/m)	Độ giãn dài khi đứt (%)	Cường độ chịu xé rách (kN)	Hệ số thấm $\frac{m/s}{m}$	Đường kính lỗ lọc $\varnothing 95$ (μm)
I. Cát, hỗn hợp cát sỏi thiên nhiên	1- Một lớp vải trên đắp 50 cm	≥ 12	≤ 25	$\geq 0,8$	$\geq 0,1$	≤ 125
	2- Hai lớp vải trên mỗi lớp đắp 25 cm	≥ 8	15-80	$\geq 0,3$	$\geq 0,1$	≤ 125
	3- Hai lớp vải trên mỗi lớp đắp 15 cm	≥ 16	15-80	$\geq 0,5$	$\geq 0,1$	80-200
II. Cấp phối tốt	1- Một lớp vải trên đắp 30 cm	≥ 25	≤ 25	$\geq 1,2$	$\geq 0,1$	≤ 200
	2- Một lớp vải trên đắp 50 cm	≥ 12	≤ 25	$\geq 0,8$	$\geq 5.10^{-2}$	≤ 200
	3- Hai lớp vải trên mỗi lớp đắp 15 cm	≥ 20	15-80	$\geq 1,2$	$\geq 5.10^{-2}$	≤ 200

Ghi chú Bảng IV.1:

- Hệ số thấm có thứ nguyên là s^{-1} vì là m/s trên một đơn vị bề dày mẫu vải địa kỹ thuật đem thử;

- Đường kính lỗ lọc của vải là tương ứng với đường kính của hạt vật liệu lớn nhất có thể theo nước thấm qua vải; cỡ hạt lớn nhất này được lấy bằng D95 (là đường kính hạt mà lượng chứa các cỡ nhỏ hơn nó chiếm 95%);
- Vải phải rải ngang (thẳng góc với hướng tuyến) và phủ chồng lên nhau ít nhất là 0,5 m hoặc khâu chồng nhau 10 cm;
Để đảm bảo đạt hiệu quả cao ngay lớp đắp đầu tiên thì phải chọn vải có cường độ chịu kéo đứt tối thiểu từ 25 kN/m trở lên.

IV.3 Đào một phần hoặc đào toàn bộ đất yếu

IV.3.1 Giải pháp này thường rất có lợi về mặt tăng ổn định, giảm độ lún và thời gian lún; do vậy trừ trường hợp trên đất yếu có tồn tại lớp vỏ không yếu ra, trong mọi trường hợp khác người thiết kế đều nêu ưu tiên xem xét áp dụng hoặc kết hợp việc đào một phần đất yếu với các giải pháp khác. Đặc biệt thích hợp là trường hợp lớp đất yếu có bề dày nhỏ hơn vùng ảnh hưởng của tải trọng đắp. Dùng sơ đồ công nghệ đào đất yếu bằng máy xúc gầu dây, đào đến đâu đắp lán đến đó thì chiều sâu đào có thể thực hiện được là 2 - 3 m. Điều chủ yếu là phải thiết kế bố trí mặt bằng thi công hợp lý, thuận lợi cho việc đẩy đất đắp lán nhanh chóng sau khi luống đào hình thành; đất yếu đào ra có thể đổ về phía 2 bên đoạn đã đắp lán xong để tạo nên bề phản áp. Chiều sâu đào đất yếu cần thiết có thể xác định được thông qua tính toán hướng dẫn ở V.2.6 trên cơ sở thỏa mãn được các yêu cầu nói ở mục II.1 và II.2.

IV.3.2 Mặt cắt ngang phần đất yếu phải đào chỉ cần thiết kế dạng hình thang với đáy nhỏ ở phía dưới sâu có bề rộng bằng đúng phạm vi bề rộng mặt nền đường, còn đáy lớn ở trên vừa bằng phạm vi tiếp xúc của nền đắp với mặt đất yếu khi chưa đào (phạm vi giữa hai bên chân ta luy nền đắp). Điều này có nghĩa là, chiều sâu đào đất yếu chỉ cần bảo đảm đạt được trong phạm vi bề rộng nền đường, còn hai bên ta luy chiều sâu đào có thể giảm dần.

IV.3.3 Các trường hợp dưới đây đặc biệt thích hợp đối với giải pháp đào một phần hoặc đào toàn bộ đất yếu :

- Bề dày lớp đất yếu từ 2m trở xuống (trường hợp này thường đào toàn bộ đất yếu để đáy nền đường tiếp xúc hẳn với tầng đất không yếu);
- Đất yếu là than bùn loại I hoặc loại sét, á sét dẻo mềm, dẻo chảy; trường hợp này, nếu chiều dày đất yếu vượt quá 4-5m thì có thể đào một phần sao cho đất yếu còn lại có bề dày nhiều nhất chỉ bằng $1/2 \div 1/3$ chiều cao đắp (kể cả phần đắp chìm trong đất yếu).

IV.3.4 Trường hợp đất yếu có bề dày dưới 3 m và có cường độ quá thấp đào ra không kịp đắp như than bùn loại II, loại III, bùn sét (độ sệt $B > 1$) hoặc bùn cát mịn thì có thể áp dụng giải pháp bỏ đá chìm đến đáy lớp đất yếu hoặc bỏ đá kết hợp với

đắp quá tải để nền tự lún đến đáy lớp đất yếu. Giải pháp này đặc biệt thích hợp đối với trường hợp thiết kế mở rộng nền đắp cũ khi cải tạo, nâng cấp đường trên vùng đất yếu.

Đá phải dùng loại kích cỡ 0,3 m trở lên và được đổ từ phía trong để đẩy đất yếu ra phía ngoài, sau khi đá nhô lên khỏi mặt đất yếu thì rải cát, đá nhỏ hoặc cấp phối lên và lu lèn từ nhẹ đến nặng dần. Nếu đá nhỏ thì có thể dùng lồng, rọ đan thép hay lồng bằng chất dẻo tổng hợp trong đưng đá để đắp.

IV.3.5 Dùng cọc tre đóng 25 cọc/m² cũng là một giải pháp cho phép thay thế việc đào bớt đất yếu trong phạm vi bằng chiều sâu cọc đóng (thường có thể đóng sâu 2 - 2,5 m). Cọc tre nên dùng loại có đường kính đầu lớn trên 7 cm, đường kính đầu nhỏ trên 4 cm bằng loại tre khi đóng không bị dập, gãy. Khi tính toán được phép xem vùng đóng cọc tre như trên là nền đường đã đắp. Trên đỉnh cọc tre sau khi đã đắp một lớp 30 cm nên rải vải địa kỹ thuật (hoặc các loại geogrids có chức năng tương tự) như đã nói ở điều IV.2.4 để tạo điều kiện phân bố đều tải trọng nền đắp trên các cọc tre.

Tương tự, có thể dùng các cọc tràm loại có đường kính đầu lớn trên 12 cm, đầu nhỏ trên 5 cm, đóng sâu 3 - 5 cm với mật độ 16 cọc /m².

IV.4 Đắp bệ phản áp

IV.4.1 Giải pháp này chỉ dùng khi đắp nền đường trực tiếp trên đất yếu với tác dụng tăng mức ổn định chống trượt trôi cho nền đường để đạt các yêu cầu nói ở II.1.1, cả trong quá trình đắp và quá trình đưa vào khai thác lâu dài. Nếu đắp nền và đắp bệ phản áp hai bên đồng thời thì không cần khống chế tốc độ đắp, vì vậy có thể thi công nhanh. Tuy nhiên giải pháp này không giảm được thời gian lún cố kết và không những không giảm được độ lún mà còn tăng thêm độ lún (do thêm tải trọng của bệ phản áp ở hai bên). Ngoài ra, nó còn có nhược điểm là khối lượng đắp lớn và diện tích chiếm ruộng đất lớn. Giải pháp này cũng không thích hợp với các loại đất yếu là than bùn loại III và bùn sét.

IV.4.2 Cấu tạo của bệ phản áp

- Vật liệu đắp bệ phản áp là các loại đất hoặc cát thông thường; trường hợp khó khăn có thể dùng cả đất lẫn hữu cơ.
- Bề rộng của bệ phản áp mỗi bên nên vượt quá phạm vi cung trượt nguy hiểm ít nhất từ 1-3 m (xác định cung trượt nguy hiểm nhất theo phương pháp nói ở điều V.1 và V.2). Mặt trên bệ phản áp phải tạo dốc ngang 2% ra phía ngoài.
- Chiều cao bệ phản áp không quá lớn để có thể gây trượt trôi (mất ổn định) đối với chính phần đắp phản áp; khi thiết kế thường giả thiết chiều cao bệ

phản áp bằng 1/3 - 1/2 chiều cao nền đắp rồi nghiệm toán ổn định theo phương pháp mặt trượt tròn nói ở mục V đối với bản thân bộ phản áp và đối với nền đắp có bộ phản áp, nếu kết quả nghiệm toán đạt các yêu cầu nói ở điều II.1.1 là được.

- Độ chặt đất đắp bộ phản áp nên đạt $K \geq 0,9$ (đảm nén tiêu chuẩn).

IV.5 Tầng cát đệm

IV.5.1 Tầng cát đệm được bố trí giữa đất yếu và nền đắp để tăng nhanh khả năng thoát nước cổ kết từ phía dưới đất yếu lên mặt đất tự nhiên dưới tác dụng của tải trọng nền đắp.

Tầng cát đệm nên được sử dụng trong các trường hợp đắp trực tiếp trên đất yếu (IV.2.1 và IV.2.2) và bắt buộc phải có khi áp dụng các giải pháp thoát nước cổ kết theo phương thẳng đứng (mục IV.6).

IV.5.2 Cát dùng làm tầng cát đệm cần phải bảo đảm được các yêu cầu sau:

Cát phải là loại cát có tỷ lệ hữu cơ $\leq 5\%$ cỡ hạt lớn hơn 0,25 mm chiếm trên 50%, cỡ hạt nhỏ hơn 0,08 mm chiếm ít hơn 5% và phải thỏa mãn một trong hai điều kiện sau:

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} > 6 \quad (\text{IV.2})$$

$$\frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} > 1 \text{ và } < 3 \quad (\text{IV.3})$$

Trong đó:

D_{30} là kích cỡ hạt mà lượng chứa các cỡ nhỏ hơn nó chiếm 30%

D_{10} là kích thước đường kính hạt mà lượng chứa các cỡ nhỏ hơn nó chiếm 10%.

IV.5.3 Chiều dày tầng cát đệm ít nhất phải bằng độ lún tổng cộng S nói ở điều II.2.1 nhưng không được nhỏ hơn 50 cm. Độ chặt đầm nén của tầng cát đệm chỉ yêu cầu đạt 0,9 độ chặt đầm nén tiêu chuẩn (phục vụ xe máy thi công các lớp trên).

IV.5.4 Bề rộng mặt tầng cát đệm phải rộng hơn đáy nền đắp mỗi bên tối thiểu là 0,5 ÷ 1 m; mái dốc và phần mở rộng hai bên của tầng cát đệm phải cấu tạo tầng lọc ngược để nước cổ kết thoát ra không lồi theo cát, nhất là khi lún chìm vào đất yếu nước cổ kết vẫn có thể thoát ra và khi cần thiết dùng bơm hút bớt nước sẽ không gây phá hoại tầng cát đệm.

Tầng lọc ngược có thể được cấu tạo theo cách thông thường (xếp đá dày khoảng 20-25 cm) hoặc bằng vải địa kỹ thuật có yêu cầu như nói ở điều IV.5.5. Trường hợp sử dụng vải địa kỹ thuật thì nên rải vải trên đất yếu, sau đó đắp tầng cát đệm, rồi lật vải bọc cả mái dốc và phần mở rộng của nó để làm chức năng lọc ngược. Lớp vải làm chức năng lọc ngược này phải chõm vào phạm vi đáy nền ít nhất là 2 m. Lúc này, cũng nên lợi dụng vải địa kỹ thuật rải trực tiếp trên đất yếu để kiêm thêm các chức năng khác như tăng cường thêm mức ổn định trong quá trình đắp (xem mục IV.7) hoặc các chức năng nói ở điều IV.2.4.

IV.5.5 Trong trường hợp sử dụng vải địa kỹ thuật làm tầng lọc ngược như nói ở điều IV.5.4 thì đường kính lỗ lọc của vải phải đảm bảo điều kiện sau:

$$O_f \leq C.D_{85} \quad (IV.4)$$

Trong đó:

O_f là đường kính lỗ lọc của vải cần chọn (μm)

D_{85} là kích cỡ đường kính hạt của vật liệu tầng cát đệm mà lượng chứa các cỡ nhỏ hơn nó chiếm 85% (μm)

C là hệ số lấy bằng 0,64

Vải địa kỹ thuật kiêm thêm chức năng nào thì chỉ tiêu kỹ thuật của vải cũng đồng thời phải thỏa mãn các yêu cầu tương ứng.

IV.5.6 Nước cố kết từ tầng cát đệm qua tầng lọc ngược thoát ra cần phải được thoát nhanh khỏi phạm vi lân cận nền đường. Cần thiết kế sẵn các đường thoát nước và khi cần thiết có thể bố trí bơm hút tháo nước (đặc biệt là khi tầng cát đệm đã lún hết vào trong đất yếu).

IV.6 Thoát nước cố kết theo phương thẳng đứng (sử dụng giếng cát hoặc bắc thấm)

IV.6.1 Nhờ có bố trí các phương tiện thoát nước theo phương thẳng đứng (giếng cát hoặc bắc thấm) nên nước cố kết ở các lớp sâu trong đất yếu dưới tác dụng của tải trọng đắp sẽ có điều kiện để thoát nhanh (thoát theo phương nằm ngang ra giếng cát hoặc bắc thấm rồi theo chúng thoát lên mặt đất tự nhiên). Tuy nhiên, để đảm bảo phát huy được hiệu quả thoát nước này thì chiều cao nền đắp tối thiểu nên là 4 m và khi thiết kế cần thỏa mãn các điều kiện (IV.5a), (IV.5b) dưới đây:

$$\sigma_{vz} + \sigma_z \geq (1,2 \sim 1,5) \sigma_{pz} \quad (IV.5a)$$

$$\eta = \frac{\log(\sigma_{vz} + \sigma_z) - \log \sigma_{pz}}{\log(\sigma_{vz} + \sigma_z) - \log \sigma_{vz}} > 0,6 \quad (IV.5b)$$

Trong đó:

σ_{vz} là ứng suất (áp lực) thẳng đứng do trọng lượng bản thân các lớp đất yếu gây ra ở độ sâu z (MPa)

$$\sigma_{vz} = \sum \gamma_i \cdot h_i \quad (IV.6)$$

γ_i và h_i là trọng lượng thể tích và bề dày lớp đất i nằm trong phạm vi từ mặt tiếp xúc của đất yếu với đáy nền đắp ($z=0$) đến độ sâu z trong đất yếu; chú ý rằng đối với các lớp đất yếu nằm dưới mức nước ngầm thì trị số γ_i phải dùng trọng lượng thể tích đầy nổi (trừ đi 1).

σ_z là ứng suất (áp lực) thẳng đứng do tải trọng đắp (phần nền đắp và phần đắp gia tải trước nếu có, nhưng không kể phần chiều cao đắp h_x quy đổi từ tải trọng xe cộ) gây ra ở độ sâu z trong đất yếu kể từ đáy nền đắp (MPa); σ_z được tính theo toán đồ Osterberg ở Phụ lục II.

σ_{pz} là áp lực tiền cố kết ở độ sâu z trong đất yếu (MPa); σ_{pz} được xác định từ thí nghiệm cố kết theo hướng dẫn và quy định ở Phụ lục I.

Điều kiện (IV.5a) và (IV.5b) phải được thỏa mãn đối với mọi độ sâu z trong phạm vi từ đáy nền đắp đến hết chiều sâu đóng giếng cát hoặc cắm bác thấm.

Nếu không thỏa mãn các điều kiện nói trên thì có thể kết hợp với biện pháp gia tải trước như nói ở điều IV.6.8 để tăng σ_z .

IV.6.2 Các giải pháp dùng phương tiện thoát nước cố kết thẳng đứng thường chỉ áp dụng khi tầng đất yếu dày (bề dày tầng đất yếu vượt quá bề rộng đáy nền đắp) và nền đắp cao. Vì giá thành xây dựng cao nên thường chỉ áp dụng khi dùng các giải pháp khác không thể bảo đảm được tiêu chuẩn về phần độ lún cố kết còn lại ΔS nói ở điều II.2.3 trong thời hạn thi công quy định.

IV.6.3 Khi sử dụng các giải pháp thoát nước cố kết thẳng đứng nhất thiết phải bố trí tầng cát đệm với các yêu cầu quy định ở các điều IV.5.2, IV.5.3, IV.5.4, IV.5.5 và IV.5.6. Nếu dùng giếng cát thì đỉnh giếng cát phải tiếp xúc trực tiếp với tầng cát đệm. Nếu dùng bác thấm thì bác thấm phải cắm xuyên qua tầng cát đệm và cắt dư thêm tối thiểu là 20 cm cao hơn mặt trên của tầng cát đệm.

IV.6.4 Cát dùng cho giếng cát cũng phải có yêu cầu như nói ở điều IV.5.2 nhưng đồng thời phải thỏa mãn cả 2 điều kiện IV.2 và IV.3.

IV.6.5 Bấc thăm dùng làm phương tiện thoát nước cố kết thẳng đứng phải đạt được các yêu cầu sau:

- Kích thước lỗ vỏ lọc của bấc
(xác định theo tiêu chuẩn ASTM D4571) : $0_{95} \leq 75 \mu\text{m}$
- Hệ số thấm của vỏ lọc (ASTM D4491) : $\geq 1.10^{-4} \text{ m/sec}$
- Khả năng thoát nước của bấc thăm với
áp lực 350 KN/m^2 (ASTM D4716) : $q_w \geq 60.10^{-6} \text{ m}^3/\text{sec}$
- Cường độ chịu kéo ứng với độ giãn dài dưới 10%
(ASTM D4595) nhằm chống đứt khi thi công : $\geq 1 \text{ KN/bấc}$
- Bề rộng của bấc thăm (để phù hợp với
thiết bị cắm bấc đã tiêu chuẩn hoá) : $100 \text{ mm} \pm 0,05 \text{ mm}$

IV.6.6 Giếng cát chỉ nên dùng loại có đường kính từ **35 ~ 45 cm**, bố trí kiểu hoa mai với khoảng cách giữa các giếng bằng **8-10 lần đường kính giếng**. Nếu dùng **bấc thăm** thì cũng nên bố trí so le kiểu hoa mai với **cự ly không nên dưới 1,3 m và không quá 2,2 m**.

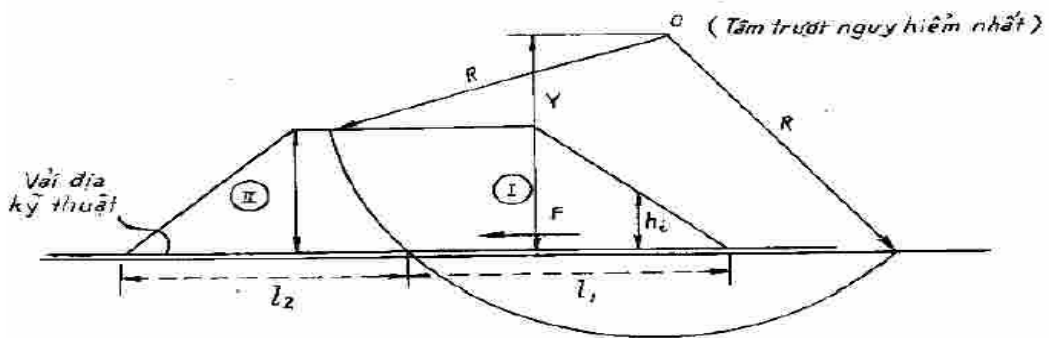
IV.6.7 Việc quyết định chiều sâu giếng cát hoặc bấc thăm là một vấn đề kinh tế - kỹ thuật đòi hỏi người thiết kế cần phải cân nhắc dựa vào sự phân bố độ lún của các lớp đất yếu theo chiều sâu dưới tác dụng của tải trọng đắp đối với mỗi trường hợp thiết kế cụ thể. Không nhất thiết phải bố trí đến hết phạm vi chịu ảnh hưởng của tải trọng đắp (phạm vi chịu lún) như đã nói ở điều III.3.2 mà chỉ cần bố trí đến một độ sâu có trị số độ lún cố kết của các lớp đất yếu, từ đó trở lên chiếm một tỷ lệ đủ lớn so với trị số lún cố kết S_c dự báo được sao cho nếu tăng nhanh tốc độ cố kết trong phạm vi có bố trí giếng hoặc bấc này là đủ đạt được tiêu chuẩn về độ lún cố kết cho phép còn lại nói ở điều II.2.3 trong thời hạn thi công quy định.

Do vậy người thiết kế phải đưa ra các phương án bố trí giếng hoặc bấc thăm khác nhau (về độ sâu và về khoảng cách). Trong mỗi phương án bố trí về chiều sâu đều phải đảm bảo thỏa mãn điều kiện (IV.5a) và (IV.5b).

IV.6.8 Khi sử dụng các giải pháp thoát nước cố kết thẳng đứng nên kết hợp với biện pháp gia tải trước và trong mọi trường hợp thời gian duy trì tải trọng đắp không nên dưới 6 tháng. Có thể dùng bất kỳ loại đất nào (kể cả đất lẫn hữu cơ) để đắp gia tải trước. Ta luy đắp gia tải trước được phép đắp dốc tới 1:0,75 và độ chặt đầm nén chỉ cần đạt $K = 0,9$ (đầm nén tiêu chuẩn)

IV.7 Sử dụng vải địa kỹ thuật để tăng cường mức độ ổn định của nền đắp trên đất yếu

IV.7.1 Khi bố trí vải địa kỹ thuật giữa đất yếu và nền đắp như ở hình IV.1, ma sát giữa đất đắp và mặt trên của vải địa kỹ thuật sẽ tạo được một lực giữ khối trượt F (bỏ qua ma sát giữa đất yếu và mặt dưới của vải) và nhờ đó mức độ ổn định của nền đắp trên đất yếu sẽ tăng lên.



Hình IV.1

- Ⓘ là vùng hoạt động (khối trượt)
- Ⓢ là vùng bị động (vùng vải địa kỹ thuật đóng vai trò neo giữ)

F là lực kéo mà vải phải chịu (T/m)

Y là cánh tay đòn của lực F đối với tâm trượt nguy hiểm nhất

Sử dụng giải pháp này, khi tính toán thiết kế phải bảo đảm điều kiện sau:

$$F \leq F_{cp} \quad ; \quad (IV.7)$$

Trong đó:

F là lực kéo mà vải phải chịu (T/m)

F_{cp} là lực kéo cho phép của vải rộng 1 m (T/m)

IV.7.2 Lực kéo cho phép của vải F_{cp} được xác định theo các điều kiện sau:

- Điều kiện bền của vải:

$$F_{cp} = \frac{F_{max}}{k} \quad ; \quad (IV.8)$$

Trong đó:

F_{\max} là cường độ chịu đứt của vải khổ 1 m (T/m)

k là hệ số an toàn; lấy $k = 2$ khi vải làm bằng pôlieste và $k = 5$ nếu vải làm bằng pôliprôpilê hoặc pôliêtilen

□ Điều kiện về lực ma sát cho phép đối với lớp vải rải trực tiếp trên đất yếu :

$$F_{cp} = \sum_0^{\ell_1} \gamma_d h_i f' \quad (IV.9)$$

$$F_{cp} = \sum_0^{\ell_2} \gamma_d h_i f' \quad (IV.10)$$

Trong đó:

ℓ_1 và ℓ_2 là chiều dài vải trong phạm vi vùng hoạt động và vùng bị động (xem hình IV.1)

γ_d là dung trọng của đất đắp ;

f' là hệ số ma sát giữa đất đắp và vải cho phép dùng để tính toán

h_i là chiều cao đắp trên vải (thay đổi trong phạm vi ℓ_1 và ℓ_2 , từ $h_i = h$ đến $h_i = 0$, (xem hình IV.1); biểu thức IV.9 và IV.10 là tổng lực ma sát trên vải trong phạm vi vùng hoạt động và vùng bị động:

$$f' = k' \frac{2}{3} \operatorname{tg} \varphi \quad ; \quad (IV.11)$$

Trong đó:

φ là góc ma sát trong của đất đắp xác định tương ứng với độ chặt thực tế của nền đắp hoặc của tầng đệm cát nếu có (độ °) ;

k' là hệ số dự trữ về ma sát, lấy bằng 0,66.

Việc xác định trị số ℓ_1 và ℓ_2 được tiến hành đồng thời với việc kiểm toán mức độ ổn định nói ở điều V.1: giả thiết lực F để đảm bảo hệ số ổn định nhỏ nhất đạt được yêu cầu nói ở II.1.1 rồi nghiệm lại điều kiện (IV.7) sao cho thỏa mãn đồng thời cả (IV.8), (IV.9) và (IV.10); nếu thỏa mãn thì căn cứ vào trị số F_{cp} nhỏ nhất theo các quan hệ nói trên để chọn vải có F_{\max} tương ứng.

IV.7.3 Vải địa kỹ thuật dùng để tăng cường ổn định cho nền đắp trên đất yếu có thể được bố trí một hoặc nhiều lớp (1 - 4 lớp), mỗi lớp vải xen kẽ cát đắp dày 15 - 30 cm tùy theo khả năng lu lèn. Tổng cường độ chịu kéo đứt của các lớp vải phải chọn bằng trị số F_{\max} được xác định như nói ở điều IV.7.2.

Chú ý: Các lớp vải phía trên nằm trong cát đắp (mặt trên và mặt dưới đều tiếp xúc với cát) thì trị số F_{cp} tính theo (IV.9) và (IV.10) được nhân 2, từ đó tính ra tổng lực ma sát cho phép của các lớp vải.

IV.7.4 Trong trường hợp sử dụng giải pháp này nên chọn vải địa kỹ thuật bằng loại sợi dệt (**woven**) và có cường độ chịu kéo đứt tối thiểu là 25 kN/m như nói ở điều IV.2.4 để đảm bảo hiệu quả đầm nén đất trên vải nhằm tạo hệ số ma sát cao giữa đất và vải. Đối với các chỉ tiêu khác của vải cũng nên tham khảo sử dụng theo bảng IV.1.

Nếu kết hợp sử dụng vải làm tầng lọc thì cũng phải đảm bảo cả về đường kính lỗ lọc như nói ở điều IV.5.5.

IV.8 Các nguyên tắc và trình tự lựa chọn giải pháp thiết kế

IV.8.1 Trình tự tiến hành:

Để làm cơ sở đề xuất các giải pháp thiết kế, trước tiên phía tư vấn thiết kế cần phải tính toán đánh giá mức độ ổn định và diễn biến độ lún đối với trường hợp nền đắp trực tiếp trên đất yếu (không áp dụng một biện pháp xử lý nào khác) theo các phương pháp hướng dẫn ở mục V và mục VI. Việc tính toán đánh giá phải được tiến hành riêng đối với từng đoạn có kích thước nền đắp và có các điều kiện cấu tạo tầng lớp đất yếu cũng như đặc trưng kỹ thuật các đất yếu khác nhau. Nếu kết quả tính toán cho thấy không đảm bảo được các yêu cầu và tiêu chuẩn thiết kế nói ở mục II và điều IV.1 thì mới đề xuất các phương pháp xử lý cho mỗi đoạn đó, trước hết là các phương án đơn giản nhất (kể cả phương án thay đổi kích cỡ nền đắp về chiều cao và độ dốc mái ta luy), hoặc cũng có thể đưa ra các phương án kết hợp đồng thời một số giải pháp trong các giải pháp nói ở mục IV và cả các giải pháp khác chưa đề cập đến trong quy trình này (ví dụ giải pháp kéo dài cầu dẫn qua vùng đất yếu ...). Đối với mỗi phương án đề xuất lại phải tính toán đánh giá về ổn định và lún rồi thông qua tính toán, phân tích so sánh về kinh tế - kỹ thuật một cách toàn diện để lựa chọn giải pháp áp dụng. Khi phân tích nên xét đến cả ảnh hưởng gây lún của nền đắp đối với các công trình nhân tạo hiện có.

IV.8.2 Trong mọi trường hợp cần phải tận dụng hết thời gian thi công cho phép: Đắp trên đất yếu phải khởi công sớm nhất và nếu cần thiết có thể cho phép kéo dài tối đa tới kỳ hạn cuối cùng trong tiến độ chung hoặc chia làm nhiều đợt đắp, vừa đắp vừa chờ cố kết. Tận dụng thời gian tối đa như vậy là một biện pháp đem lại hiệu quả kinh tế - kỹ thuật đáng kể, do đó nên kết hợp áp dụng cùng với mọi giải pháp xử lý khác.

IV.8.3 Trong quá trình thi công trên thực tế, phải luôn xem xét kết quả theo dõi hệ thống quan trắc (mục II.3), so sánh nó với các yêu cầu khống chế về ổn định và biến dạng nói ở II.1.2 và II.2 để kịp thời điều chỉnh lại tốc độ đắp nếu cần thiết, đồng thời có thể điều chỉnh cả các giải pháp thiết kế theo hướng có lợi hơn về kinh tế - kỹ thuật so với thiết kế ban đầu. Đặc biệt là phải dựa vào quan trắc lún thực như nói ở điều II.2.5 để dự báo lún cố kết còn lại khi quyết định thời điểm có thể thi công các hạng mục công trình có liên quan đến yêu cầu khống chế lún của nền đắp trên đất yếu (các dự báo lún theo tính toán chỉ dùng để đưa ra các giải pháp thiết kế).

IV.8.4 Đối với trường hợp chiều dài tuyến đường qua vùng đất yếu có các đặc trưng địa kỹ thuật tương đối đồng nhất từ 500 m trở lên thì nên tổ chức thi công làm thử trên thực địa một đoạn nền đắp dài 30 - 50 m (không nên ngắn hơn 2 lần bề rộng đáy nền đắp) có bố trí các thiết bị quan trắc như nói ở mục II.3 để từ đó chính xác hoá các giải pháp thiết kế trước khi thi công đồng loạt. Việc làm thử này phải được thực hiện trong giai đoạn thiết kế kỹ thuật và việc điều chỉnh sau làm thử sẽ được thực hiện trong giai đoạn thiết kế lập bản vẽ thi công chi tiết.

Đối với trường hợp chiều cao nền đắp thấp càng nên làm thử. Thời gian theo dõi quan trắc đoạn thí nghiệm làm thử nên từ 6 - 12 tháng.

V. TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH NỀN ĐẮP TRÊN ĐẤT YẾU

V.1 Phương pháp tính toán

V.1.1 Trong quy trình này sử dụng phương pháp phân mảnh cổ điển hoặc phương pháp Bishop với mặt trượt tròn khoét xuống vùng đất yếu làm phương pháp cơ bản để tính toán đánh giá mức độ ổn định của nền đắp trên đất yếu.

V.1.2 Phương pháp phân mảnh cổ điển được tính theo sơ đồ ở hình V.1 và hệ số ổn định K_j ứng với một mặt trượt tròn có tâm O_j được xác định theo công thức V.1:

Hình V.1: Sơ đồ tính ổn định theo phương pháp phân mảnh với mặt trượt tròn;
 (h_x là chiều cao quy đổi tải trọng xe cộ xác định theo công thức II.1)

$$K_j = \frac{\sum_1^n (c_i \ell_i + Q_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i) + F(Y/R_j)}{\sum_1^n [Q_i \sin \alpha_i + W_i (Y_i/R_j)]} \quad (\text{V.1})$$

Trong hình (V.1) mảnh trượt i rộng d_i chịu tác dụng của trọng lượng bản thân Q_i , lực động đất W_i (nếu cần xét đến); ngoài ra, nếu có rải vải địa kỹ thuật để tăng cường ổn định thì toàn khối trượt còn chịu tác dụng của lực giữ F (xem hình IV.1 và điều IV.7.1). W_i được xác định ở điều II.4.4, còn F được xác định như nói ở điều IV.7.1 và IV.7.2. Các lực tác dụng này có cánh tay đòn so với tâm trượt O_j là Y_i (lực W_i) và Y (lực F). Đối với một mặt trượt tròn có tâm O_j thì Y_i sẽ thay đổi theo vị trí trọng tâm của mảnh trượt, còn Y sẽ là không đổi.

ℓ_i là chiều dài cung trượt trong phạm vi mảnh i

n là tổng số mảnh trượt được phân mảnh trong phạm vi khối trượt

α_i là góc giữa pháp tuyến của cung ℓ_i với phương của lực Q_i (hình V.1)

R_j là bán kính đường cong của cung trượt

c_i và φ_i là lực dính đơn vị và góc ma sát trong của lớp đất chứa cung trượt ℓ_i của mảnh trượt i (nếu cung ℓ_i nằm trong vùng nền đất thì dùng trị số lực dính và góc ma sát trong của đất đắp). Đối với vùng đất yếu, khi dùng kết quả thí nghiệm cắt cánh hiện trường thì áp dụng $\varphi_i = 0$, còn c_i được lấy bằng sức chống cắt tính toán C_u^i (xem V.3.2).

V.1.3 Khi tính toán theo phương pháp Bishop thì hệ số ổn định K_j ứng với một mặt trượt tròn có tâm O_j (hình V.1) được xác định theo công thức sau :

$$K_j = \frac{\sum_1^n \left[\frac{Q_i \operatorname{tg} \varphi_i}{\cos \alpha_i} + c_i \ell_i \right] m_i + F(Y/R_j)}{\sum_1^n [Q_i \sin \alpha_i + W_i (Y_i/R_j)]} ; \quad (\text{V.2})$$

với :
$$m_i = \left(1 + \frac{1}{K_j} \operatorname{tg} \varphi_i \cdot \operatorname{tg} \alpha_i \right)^{-1} ; \quad (\text{V.3})$$

Các ký hiệu trong (V.2) và (V.3) đều có ý nghĩa như trong (V.1) ở trên hình V.1 . Cách xác định chúng cũng hoàn toàn giống như khi tính toán theo phương

pháp phân mảnh cổ điển. Chỉ khác là quá trình tính toán theo (V.2) và (V.3) là quá trình tính lặp mò dần vì m_i ở (V.3) lại phụ thuộc vào K_j ; do vậy, nếu sử dụng phương pháp Bishop thì buộc phải sử dụng các chương trình tính trên máy vi tính.

V.2 Những chú ý khi vận dụng phương pháp tính toán phân mảnh cổ điển và Bishop

V.2.1 Bề rộng mảnh trượt d_i không được quá 2 m và phải phân mảnh sao cho chiều dài cung trượt trong phạm vi mỗi mảnh l_i phải nằm trong cùng một lớp đất. Mỗi mảnh trượt bao gồm tất cả các lớp đất kể từ mặt trượt trở lên (có thể gồm cả tầng cát đệm, phần đắp chìm trong đất yếu, phần lớp đất không yếu, phần đắp phân áp, phần đắp gia tải trước và phần chiều cao đắp tương ứng với tải trọng xe cộ quy đổi).

V.2.2 Xác định trọng lượng bản thân mỗi mảnh trượt Q_i như sau:

$$Q_i = d_i \sum_1^N \gamma_k \cdot h_k \quad (V.4)$$

Trong đó: h_k là chiều cao của mảnh i trong phạm vi mỗi lớp đất khác nhau có dung trọng thể tích khô γ_k khác nhau (N là số các lớp đất khác nhau trong phạm vi mảnh i). Đối với các lớp đất yếu nằm dưới mức nước ngầm thì trị số γ_k phải dùng trọng lượng thể tích đầy nổi (trừ đi 1).

Chú ý rằng, đối với các mảnh trượt nằm trong phạm vi bề rộng của nền đường thì khi tính Q_i phải kể đến thêm chiều cao quy đổi tải trọng xe cộ h_x xác định theo công thức (II.1) như hình V.1 và chiều cao đắp gia tải trước (nếu có).

V.2.3 Phải tính toán với nhiều mặt trượt tròn (O_j, R_j) khác nhau để xác định được mặt trượt nguy hiểm nhất và hệ số ổn định nhỏ nhất $K_{j \min}$ (viết tắt là K_{\min}). Trị số K_{\min} này được dùng để đánh giá đối với các yêu cầu về ổn định trượt nói ở II.1. Chú ý rằng phải vẽ được (xác định được) vị trí mặt trượt nguy hiểm nhất dự báo theo tính toán để làm cơ sở cho việc thiết kế bố trí các giải pháp xử lý như bề rộng bệ phân áp (điều IV.2.4), chiều sâu bố trí phương tiện thoát nước thẳng đứng (điều IV.6.7) hoặc để xác định vùng hoạt động khi tăng cường ổn định bằng vải địa kỹ thuật (hình IV.1). Trong trường hợp lớp đất yếu mỏng, mặt trượt có thể gồm các đoạn cung tròn kết hợp với một đoạn thẳng ở đáy lớp đất yếu (đặc biệt là khi đáy có độ dốc trên 10°).

V.2.4 Nếu không sử dụng máy tính thì có thể mò tìm mặt trượt nguy hiểm nhất bằng cách cho vị trí tâm O_j của chúng thay đổi trong vùng "tâm trượt nguy hiểm nhất" như thể hiện trên hình V.2 :

Hình V.2: Sơ đồ xác định vùng tâm trượt nguy hiểm
(I là điểm giữa mái ta luy nền đắp, C là chân ta luy nền đắp)

Nếu nền đắp bằng cát (lực dính $c = 0$) thì giao điểm giữa mặt trượt nguy hiểm nhất với bề rộng nền đường có thể thay đổi trên cả phạm vi AB, còn nếu đắp đất có lực dính lớn thì giao điểm này thường qua điểm A hoặc lân cận A (từ A đến giữa tim nền đắp).

- V.2.5 Các chương trình tính trên máy vi tính để xác định hệ số ổn định K_j và mò tìm hệ số ổn định nhỏ nhất K_{\min} phải có khả năng bảo đảm được các yêu cầu tính toán nói ở các điều V.1, V.2.1, V.2.3.
- V.2.6 Khi đánh giá mức độ ổn định của nền đắp trên đất yếu có dùng các giải pháp xử lý khác nhau nói ở IV.2, IV.3, IV.4, IV.6, IV.7 thì vẫn áp dụng các phương pháp nói ở V.1 và những yêu cầu vận dụng nói ở V.2 (đặc biệt là điều V.2.1 và V.2.2) Điều này đòi hỏi trước khi giả thiết các mặt trượt và tiến hành tính toán phải vẽ mặt cắt ngang nền đắp với đầy đủ các lớp nền thiên nhiên phía dưới và các cấu tạo theo yêu cầu của giải pháp xử lý tương ứng (chiều sâu đào đất yếu, tầng đệm cát, bệ phản áp, hình dạng khối đất đắp gia tải trước, bố trí các lớp vải địa kỹ thuật...) trong đó chiều cao nền đắp phải kể thêm chiều cao quy đổi tải trọng xe cộ.
- V.2.7 Nếu áp dụng các giải pháp đắp thành nhiều đợt thì việc xác định chiều cao đắp cho phép đối với mỗi đoạn được làm như sau:
- Giả thiết một chiều cao đắp nền
 - Tính toán mức độ ổn định của nền ở chiều cao đắp này theo phương pháp nói ở V.1 và V.2 tương ứng với sức chống cắt của đất yếu được xác định khác nhau cho mỗi đợt đắp (xem phần V.3). Nếu kết quả nghiệm toán thỏa mãn điều kiện nói ở II.1.1 và trị số K_{\min} không quá lớn (nên tận dụng $K_{\min} = 1,2$) thì chấp nhận chiều cao giả thiết nói trên là chiều cao thiết kế cho mỗi đợt đắp, nếu không thì giả thiết lại cho đến khi kết quả nghiệm toán cho $K_{\min} = 1,2$.

Cho phép sử dụng các loại toán đồ tra sẵn chiều cao đắp giới hạn H_{gh} hoặc các công thức tính tải trọng giới hạn P_{gh} tùy thuộc các đặc trưng sức chống cắt của đất yếu để đưa ra trị số chiều cao đắp nền giả thiết nói trên một cách nhanh chóng nhưng sau đó vẫn phải nghiệm toán lại theo phương pháp mặt trượt tròn nói ở V.1 và V.2 (chú ý rằng $P_{gh} = \gamma_d \cdot H_{gh}$ với γ_d là dung trọng của đất đắp nền đường hoặc đắp gia tải trước).

Nếu sử dụng các chương trình tính toán trên máy vi tính có sẵn thì có thể giả thiết 3 - 4 trị số chiều cao đắp rồi cho chạy máy để xác định trị số K_{min} tương ứng với mỗi chiều cao đó và thông qua quan hệ $K_{min} = f(H_{đắp})$ để xác định chiều cao đắp cho phép tương ứng $K_{min} = 1,2$.

V.3 Các trường hợp tính toán ổn định và thông số tính toán tương ứng

V.3.1 Có 3 trường hợp tính toán ổn định đòi hỏi phải sử dụng sức chống cắt tính toán ở trạng thái khác nhau như dưới đây:

1. Trường hợp I: Nền đắp được xây dựng trong điều kiện đất yếu phía dưới chưa kịp cố kết hoặc có cố kết nhưng ở mức độ không đáng kể như các trường hợp cụ thể dưới đây:
 - Trường hợp tính toán đánh giá mức độ ổn định phục vụ đề xuất các giải pháp thiết kế nói ở điều IV.8.1;
 - Trường hợp áp dụng các giải pháp đắp trực tiếp, đắp có rải vải địa kỹ thuật (IV.2 và IV.7), đào một phần đất yếu (IV.3), dùng bộ phản áp (IV.4);
 - Trường hợp đắp nền đợt đầu tiên khi áp dụng giải pháp đắp thành nhiều đợt (IV.8.2 và V.2.7), khi áp dụng giải pháp tầng đệm cát (IV.5) và thoát nước thẳng đứng (IV.6).
2. Trường hợp II: Nền đắp trên đất yếu sau khi hoàn thành đưa vào khai thác sử dụng, đất yếu phía dưới đã đạt mức độ cố kết 90% trở lên.
3. Trường hợp III: Nền đắp trong quá trình xây dựng với giải pháp đắp làm nhiều đợt, vừa đắp vừa chờ cố kết (IV.8.2), mức độ cố kết của đất yếu tăng dần trong những đợt đắp thứ hai, thứ ba.

Nếu kết quả tính toán ổn định theo trường hợp I với chiều cao đắp một lần bằng chiều cao nền đắp thiết kế đã cho thấy đảm bảo được các yêu cầu nói ở II.1.1 thì dù áp dụng giải pháp xử lý nào cũng không cần đề cập đến việc tính toán theo các trường hợp II và III.

V.3.2 Đối với trường hợp I, các đặc trưng về sức chống cắt đưa vào tính toán phải được xác định như sau:

- Đối với đất nền đắp và lớp cát đệm: Trị số lực dính c và góc ma sát φ được xác định bằng mẫu chế bị ở độ chặt và độ ẩm đúng như thực tế thông qua thí nghiệm cắt nhanh không thoát nước trong phòng thí nghiệm. Nếu nền đắp bị ngập nước hai bên thì mẫu cắt cần chế bị ở độ ẩm bất lợi nhất tương ứng.
- Đối với các lớp đất tự nhiên yếu hoặc không yếu nằm dưới nền đắp: Sử dụng kết quả thí nghiệm cắt cánh hiện trường và trị số lực dính tính toán C_u được xác định theo công thức sau (xem như góc ma sát $\varphi = 0$):

$$C_u^i = \mu \cdot S_s \text{ (MPa)} \quad (V.5)$$

Trong đó:

S_s là sức chống cắt nguyên dạng (MPa) không thoát nước từ thí nghiệm cắt cánh hiện trường

μ là hệ số hiệu chỉnh (theo Bjerum) xét đến ảnh hưởng bất đẳng hướng của đất, tốc độ cắt và tính phá hoại liên tiếp của nền đất yếu tùy thuộc vào chỉ số dẻo của đất như ở bảng V.1

Bảng V.1: Trị số μ tùy thuộc vào chỉ số dẻo I_p

I_p	10	20	30	40	50	60	70
μ	1,09	1,0	0,925	0,86	0,80	0,75	0,70

(Nội suy bậc nhất giữa các khoảng trong bảng)

- Chỉ khi không có cách nào có được thiết bị thí nghiệm cắt cánh hiện trường thì mới được dùng đặc trưng sức chống cắt theo kết quả thí nghiệm cắt nhanh không thoát nước ở trong phòng thí nghiệm (c_i, φ_i).

V.3.3 Đối với trường hợp II: Đặc trưng sức chống cắt của các lớp đất yếu và không yếu nằm dưới nền đắp (C và φ) được xác định với mẫu nguyên dạng thông qua thí nghiệm cắt nhanh cố kết trong phòng thí nghiệm; đối với các lớp đất đắp (kể cả tầng cát đệm, nếu có) vẫn được xác định như ở trường hợp I.

V.3.4 Đối với trường hợp III: Các đặc trưng sức chống cắt của các lớp đất và nền đắp đều được xác định như đối với trường hợp I nhưng trị số S_s trong công thức V.5 nay được thay bằng trị số S_u xác định như sau:

$$S_u = U [0,22 \cdot \sigma_z + S_s (\sigma_{pz} / \sigma_{vz})^{0,2}] \quad (V.6)$$

Trong đó:

U là mức độ cố kết dự báo có thể đạt được kể từ lúc bắt đầu đắp nền đợt đầu tiên cho đến khi bắt đầu đắp nền đợt II tiếp theo: U tính bằng phần số thập phân của 1 (ví dụ đất cố kết 50% thì $U = 0,5$) và được dự tính theo cách nói ở điều VI.3.1.

S_s có ý nghĩa như ở công thức (V.5) với thí nghiệm cắt nhanh hiện trường từ lúc chưa đắp (đất ở trạng thái tự nhiên): $\sigma_z, \sigma_{pz}, \sigma_{vz}$ có ý nghĩa và được xác định như ở công thức (IV.5 và IV.6) với tải trọng đắp đợt đầu. Với S_u tính được theo (V.6) sẽ tính được lực dính tính toán (tức là sức chống cắt tính toán) C_u^i theo công thức (V.5) tùy thuộc mức độ cố kết của đất yếu sau khi đắp đợt đầu. Trị số sức chống cắt tính toán này khi $U = 1$ phải nhỏ hơn trị số sức chống cắt của trường hợp II

$$S_u \leq (\sigma_z + \sigma_{vz}) \cdot \operatorname{tg}\varphi_i + c_i \quad (V.7)$$

Trong đó: c_i và φ_i được xác định thông qua thí nghiệm cắt nhanh cố kết như nói ở V.3.3. Nếu C_u tính theo công thức (V.5 và V.6) lớn hơn trị số vế phải của công thức (V.7) thì chỉ được dùng trị số vế phải của (V.7) để tính toán.

Trường hợp sử dụng kết quả cắt nhanh không thoát nước ở trong phòng thí nghiệm để tính toán thì tương ứng với mức độ cố kết đạt được U, sức chống cắt của đất yếu lớp i được xem là được tăng thêm một trị số Δc_i .

$$\Delta c_i = \sigma_z \cdot U \cdot \operatorname{tg}\varphi_i \quad (V.8)$$

và trị số lực dính đưa vào tính toán theo các công thức (V.1) hoặc (V.3) sẽ là $c_U^i = c_i + \Delta c_i$. Trị số sức chống cắt tính toán với φ_i và c_U^i này cũng phải thỏa mãn điều kiện (V.7).

V.3.5 Việc tính toán ổn định với các cách xác định sức chống cắt tính toán nói trên chỉ để phục vụ cho những dự kiến thiết kế. Trong trường hợp I và II để đảm bảo nền luôn ổn định trong quá trình đắp phải thực hiện đầy đủ các yêu cầu về quan trắc lún và di động ngang nói ở mục II.3.

VI. TÍNH TOÁN LÚN NỀN ĐẮP TRÊN ĐẤT YẾU

VI.1 Tính độ lún cố kết S_c

VI.1.1 Độ lún cố kết S_c được dự tính theo phương pháp phân tầng lấy tổng với công thức sau:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{1 + e_o^i} \left[C_r^i \log\left(\frac{\sigma_{pz}^i}{\sigma_{vz}^i}\right) + C_c^i \log\left(\frac{\sigma_z^i + \sigma_{vz}^i}{\sigma_{pz}^i}\right) \right] \quad (VI.1)$$

Trong đó:

H_i là bề dày lớp đất tính lún thứ i (phân thành n lớp có các đặc trưng biến dạng khác nhau), i từ 1 đến n lớp; $H_i \leq 2,0$ m ;

e_o^i là hệ số rỗng của lớp đất i ở trạng thái tự nhiên ban đầu (chưa đắp nền bên trên).

C_c^i chỉ số nén lún hay độ dốc của đoạn đường cong nén lún (biểu diễn dưới dạng $e \sim \log \sigma$) trong phạm vi $\sigma^i > \sigma_{pz}^i$ của lớp đất i .

C_r^i là chỉ số nén lún hay độ dốc của đoạn đường cong nén lún nói trên trong phạm vi $\sigma^i < \sigma_{pz}^i$ (còn gọi là chỉ số nén lún hồi phục ứng với quá trình rã tải như ở hình 1 Phụ lục 1).

σ_{vz}^i , σ_{pz}^i , σ_z^i là áp lực (ứng suất nén thẳng đứng) do trọng lượng bản thân các lớp đất tự nhiên nằm trên lớp i , áp lực tiền cố kết ở lớp i và áp lực do tải trọng đắp gây ra ở lớp i (xác định các trị số áp lực này tương ứng với độ sâu z ở chính giữa lớp đất yếu i).

Chú ý :

a) Khi $\sigma_{vz}^i > \sigma_{pz}^i$ (đất ở trạng thái chưa cố kết xong dưới tác dụng của trọng lượng bản thân) và khi $\sigma_{vz}^i > \sigma_{pz}^i$ (đất ở trạng thái cố kết bình thường) thì công thức (V.8) chỉ còn một số hạng sau (không tồn tại số hạng có mặt C_r^i).

b) Khi $\sigma_{vz}^i < \sigma_{pz}^i$ (đất ở trạng thái quá cố kết) thì tính độ lún cố kết S_c theo VI-1 sẽ có 2 trường hợp :

□ Nếu $\sigma_z^i > \sigma_{pz}^i - \sigma_{vz}^i$ thì áp dụng đúng công thức (VI.1) với cả hai số hạng ;

□ Nếu $\sigma_z^i > \sigma_{pz}^i - \sigma_{vz}^i$ thì áp dụng công thức sau :

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{1 + e_o^i} \left[C_r^i \log\left(\frac{\sigma_z^i + \sigma_{vz}^i}{\sigma_{pz}^i}\right) \right] \quad (VI.1')$$

VI.1.2 Xác định các thông số và trị số tính toán trong công thức dự tính lún (VI.1)

- Các thông số C_r^i , C_c^i và σ_{pz}^i được xác định thông qua thí nghiệm nén lún không nở hông đối với các mẫu nguyên dạng đại diện cho lớp đất yếu i theo hướng dẫn ở TCVN 4200-86 và các hướng dẫn bổ sung ở Phụ lục I của bản Quy trình này và ở điều III.3.5 và III.3.7.
- Trị số ứng suất (áp lực) σ_{vz}^i được xác định như hướng dẫn ở điều IV.6.1 (công thức IV.6).
- Các trị số áp lực σ_z^i được tính theo toán đồ Osterberg ở Phụ lục II như đã nói ở IV.6.1) nhưng chỉ ứng với tải trọng nền đắp thiết kế (điều II.2.2) và có xét đến dự phòng lún như nói ở VI.3.

VI.1.3 Chiều sâu vùng đất yếu bị lún dưới tác dụng của tải trọng đắp hay phạm vi chịu ảnh hưởng của tải trọng đắp z_a được xác định theo điều kiện:

$$\sigma_{z_a} = 0,15 \cdot \sigma_{vz_a} \quad (VI.2)$$

Trong đó:

- σ_{z_a} là ứng suất do tải trọng đắp gây ra ở độ sâu Z_a (nếu phục vụ cho việc tính độ lún tổng cộng S thì tải trọng đắp cũng chỉ gồm tải trọng đắp thiết kế)
- σ_{vz_a} là ứng suất do trọng lượng bản thân các lớp phía trên gây ra ở độ sâu Z_a (có xét đến áp lực đẩy nổi nếu các lớp này nằm dưới mức nước ngầm)

Như vậy việc phân tầng lấy tổng để tính độ lún tổng cộng theo (VI.1) chỉ thực hiện đến độ sâu z_a nói trên và đó cũng là độ sâu cần thăm dò khi tiến hành khảo sát địa kỹ thuật vùng đất yếu như nói ở III.3.2.

VI.2 Dự tính độ lún tổng cộng S và độ lún tức thời S_i

VI.2.1 Độ lún tổng cộng S được dự đoán theo quan hệ kinh nghiệm sau:

$$S = m \cdot S_c \quad (VI.3)$$

Với $m = 1,1 \div 1,4$; nếu có các biện pháp hạn chế đất yếu bị đẩy trôi ngang dưới tải trọng đắp (như có đắp phản áp hoặc rải vải địa kỹ thuật...) thì sử dụng trị số $m = 1,1$; ngoài ra chiều cao đắp càng lớn và đất càng yếu thì sử dụng trị số m càng lớn.

VI.2.2 Độ lún tức thời S_i nói ở điều II.2.1 cũng được dự tính theo quan hệ sau:

$$S_i = (m - 1) \cdot S_c \quad (VI.4)$$

với m có ý nghĩa và xác định như ở điều VI.2.1.

VI.2.3 Trình tự tính toán lún của nền đắp trên đất yếu

Để tính độ lún tổng cộng S theo công thức (VI.3) thì phải tính được độ lún cố kết S_c theo (VI.1) hoặc (VI.1'), tức là phải xác định được các thông số và trị số tính toán nói ở VI.1.2, trong đó trị số σ_z^i phụ thuộc vào tải trọng đắp, tải trọng này bao gồm cả phần đắp lún vào trong đất yếu S . Vì lúc đầu chưa biết S , do vậy quá trình tính lún là quá trình lặp thử dần theo trình tự sau:

- Giả thiết độ lún tổng cộng S_{gt} (thường giả thiết $S_{gt} = 5-10\%$ bề dày đất yếu hoặc chiều sâu vùng đất yếu chịu lún z_a ; nếu là than bùn lún nhiều thì có thể giả thiết $S_{gt} = 20 - 30\%$ bề dày nói trên);
- Tính toán phân bố ứng suất σ_z^i theo toán đồ Osterberg với chiều cao nền đắp thiết kế có dự phòng lún $H'_{tk} = H_{tk} + S_{gt}$ (H_{tk} là chiều cao nền đắp thiết kế : nếu đắp trực tiếp thì kể từ mặt đất thiên nhiên khi chưa đắp đến mép vai đường; nếu có đào bớt đất yếu thì kể từ cao độ mặt đất yếu sau khi đào);
- Với tải trọng đắp H'_{tk} tính toán độ lún cố kết S_c theo (VI.1) hoặc (VI.1') tùy trường hợp;
- Nếu S_c tính được thỏa mãn điều kiện (VI.4) tức là $S_c = \frac{S_{gt}}{m}$ thì chấp nhận kết quả và như vậy đồng thời xác định được S_c và $S = S_{gt}$; nếu không thỏa mãn điều kiện nói trên thì phải giả thiết lại S và lặp lại quá trình tính toán...

VI.2.4 Chiều cao nền đắp thiết kế có dự phòng lún H'_{tk} được xác định là:

$$H'_{tk} = H_{tk} + S \quad (VI.5)$$

Như vậy, cao độ nền đắp trên đất yếu phải thiết kế cao thêm một trị số S để dự phòng lún. Bề rộng nền đắp tại cao độ ứng với chiều cao H'_{tk} phải bằng bề rộng nền đắp thiết kế.

VI.3 Dự tính độ lún cố kết theo thời gian trong trường hợp thoát nước một chiều theo phương thẳng đứng

VI.3.1 Trong trường hợp này độ cố kết U của đất yếu đạt được sau thời gian t kể từ lúc đắp xong nền đường thiết kế và đắp xong phần đắp gia tải trước (nếu có) được xác định tùy thuộc vào nhân tố thời gian T_v như bảng VI.1.

$$T_v = \frac{C_v^{tb}}{H^2} t \quad (VI.6)$$

Trong đó:

C_v^{tb} là hệ số cố kết trung bình theo phương thẳng đứng của các lớp đất yếu trong phạm vi chiều sâu chịu lún z_a (xem ý nghĩa ở điều VI.1.3)

$$C_v^{tb} = \frac{z_a^2}{\left(\sum \frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right)^2} \quad (VI.7)$$

Với h_i là bề dày các lớp đất yếu nằm trong phạm vi z_a ($z_a = \sum h_i$) có hệ số cố kết khác nhau C_{vi}

C_{vi} xác định thông qua thí nghiệm nén lún không nở hông đối với các mẫu nguyên dạng đại diện cho lớp đất yếu i theo TCVN 4200-86 tương ứng với áp lực trung bình $\frac{\sigma_{vz}^i + \sigma_z^i}{2}$ mà lớp đất yếu i phải chịu trong quá trình cố kết

H là chiều sâu thoát nước cố kết theo phương thẳng đứng, nếu chỉ có một mặt thoát nước ở phía trên thì $H = z_a$ còn nếu hai mặt thoát nước cả trên và dưới (dưới lớp có đất cát hoặc thấu kính cát) thì $H = 1/2 z_a$

Bảng VI.1: Độ cố kết đạt được tùy thuộc vào nhân tố T_v ; $U_v = f(T)$

T_v	0,004	0,008	0,012	0,020	0,028	0,036	0,048
U_v	0,080	0,104	0,125	0,160	0,189	0,214	0,247
T_v	0,060	0,072	0,100	0,125	0,167	0,200	0,250
U_v	0,276	0,303	0,357	0,399	0,461	0,504	0,562
T_v	0,300	0,350	0,400	0,500	0,600	0,800	1,000
U_v	0,631	0,650	0,698	0,764	0,816	0,887	0,931
T_v	2,000						
U_v	0,994						

Chú ý là nếu C_v tính bằng cm^2/sec thì h_i và H phải tính bằng cm và t phải tính bằng sec (giây).

VI.3.2 Độ lún cố kết của nền đắp trên đất yếu sau thời gian t nói trên được xác định như sau:

$$S_t = S_c \cdot U_v \quad (\text{VI.8})$$

Trong đó S_c xác định như ở điều VI.2.3 còn U_v xác định như ở VI.3.1.

Phần độ lún cố kết còn lại sau thời gian t , ΔS sẽ là:

$$\Delta S = (1-U) \cdot S_c \quad (\text{VI.9})$$

VI.3.3 Dựa vào các quan hệ (VI.6, VI.7) và bảng VI.1 người thiết kế có thể xác định được thời gian cần thiết phải chờ sau khi đắp nền (bao gồm cả thời gian thi công kết cấu áo đường) để phần độ lún cố kết còn lại sau khi làm xong mặt đường nằm trong phạm vi cho phép nói ở điều II.2.3; từ đó xem có cần áp dụng các giải pháp tăng nhanh lún hay không.

VI.4 Dự tính lún cố kết theo thời gian trong trường hợp thoát nước 2 chiều (có sử dụng giếng cát hoặc bắc thấm)

IV.4.1 Trong trường hợp này độ cố kết U đạt được sau thời gian t kể từ lúc đắp xong được xác định theo công thức sau:

$$U = 1 - (1-U_v)(1-U_h) \quad (\text{VI.10})$$

Trong đó:

U_v là độ cố kết theo phương thẳng đứng vẫn được xác định như nói ở điều VI.3.1,

U_h là độ cố kết theo phương ngang do tác dụng của giếng cát hoặc bắc thấm (xác định như ở điều VI.4.2).

VI.4.2 Độ cố kết theo phương ngang U_h được xác định như sau:

$$U_h = 1 - \exp \left\{ \frac{-8T_h}{F(n) + F_s + F_r} \right\} \quad (\text{VI.11})$$

Trong đó:

- T_h là nhân tố thời gian theo phương ngang:

$$T_h = \frac{C_h}{\ell^2} t \quad (\text{VI.12})$$

Với ℓ là khoảng cách tính toán giữa các giếng cát hoặc bậc thấm:

- Nếu bố trí giếng hoặc bậc thấm theo kiểu ô vuông

$$\ell = 1,13 D \quad (\text{VI.13})$$

- Nếu bố trí theo kiểu tam giác

$$\ell = 1,05 D \quad (\text{VI.14})$$

D là khoảng cách giữa các tim giếng hoặc bậc.

Hệ số cố kết theo phương ngang C_h (cm²/sec) cũng có thể được xác định thông qua thí nghiệm nén lún không nở hông đối với các mẫu nguyên dạng lấy theo phương nằm ngang theo TCVN 4200-86. Nếu vùng đất yếu cố kết gồm nhiều lớp đất có C_h khác nhau thì trị số dùng để tính toán là trị số C_h trung bình gia quyền theo bề dày các lớp khác nhau đó.

Ở giai đoạn lập dự án khả thi, cho phép tạm dùng quan hệ sau để xác định trị số C_h đưa vào tính toán:

$$C_h = (2 \div 5) C_v^{tb} \quad (\text{VI.15})$$

Với C_v^{tb} được xác định như nói ở điều VI.3.1.

- $F(n)$ là nhân tố xét đến ảnh hưởng của khoảng cách bố trí giếng cát hoặc bậc thấm, được xác định tùy thuộc vào $n = l/d$ (với d là đường kính của giếng cát hoặc đường kính tương đương của một bậc thấm) theo công thức:

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad ; \quad (\text{VI.16})$$

- F_s là nhân tố xét đến ảnh hưởng của vùng đất bị xáo động xung quanh bậc thấm (làm hệ số thấm trong vùng đó bị giảm đi).
- F_r là nhân tố xét đến ảnh hưởng về sức cản của bậc thấm.

Khi dùng giếng cát thì không xét đến 2 nhân tố này (tức là xem $F_s = 0$ và $F_r = 0$) còn khi áp dụng bậc thấm thì chúng được xác định như nói ở điều VI.4.3.

VI.4.3 Trường hợp sử dụng bậc thấm làm phương tiện thoát nước thẳng đứng thì các nhân tố $F(n)$, F_s và F_r trong (VI.11) được xác định như sau:

Nhân tố $F(n)$ vẫn theo công thức (VI.16) với đường kính tương đương của một bậc thấm d tính như sau:

$$d = \frac{a+b}{2} \quad ; \quad (VI.17)$$

Trong đó:

a là chiều rộng, b là bề dày của tiết diện bậc thấm

Vì d nhỏ nên tỷ số n thường lớn và $n^2 \gg 1$, do vậy có thể tính $F(n)$ theo công thức đơn giản sau:

$$F(n) = \ln(n) - 3/4 \quad ; \quad (VI.18)$$

□ Nhân tố xét đến ảnh hưởng xáo động:

$$F_s = (k_h/k_s - 1) \cdot \ln(d_s/d) \quad ; \quad (VI.19)$$

Trong đó k_h và k_s là hệ số thấm theo phương nằm ngang của đất yếu khi chưa đóng bậc thấm (đất yếu không bị xáo động) và sau khi đóng bậc thấm; $k_s < k_h$ và thường cho phép lấy $k_s = k_v$ với k_v là hệ số thấm của đất theo phương thẳng đứng. Trên thực tế tính toán thường cho phép áp dụng:

$$\frac{k_h}{k_s} = \frac{k_h}{k_v} = \frac{C_h}{C_v} = 2 \div 5 \quad ; \quad (VI.20)$$

- C_h và C_v là hệ số cố kết của đất yếu theo phương nằm ngang và phương thẳng đứng .
- d_s/d là tỷ số giữa đường kính tương đương của vùng đất bị xáo động xung quanh bậc thấm và đường kính tương đương của chính bậc thấm. Thực tế tính toán cho phép áp dụng:

$$\frac{d_s}{d} = 2 \div 3 \quad ; \quad (VI.21)$$

□ Nhân tố xét đến sức cản của bậc thấm:

$$F_r = 2/3 \pi L^2 \frac{k_h}{q_w} \quad ; \quad (VI.22)$$

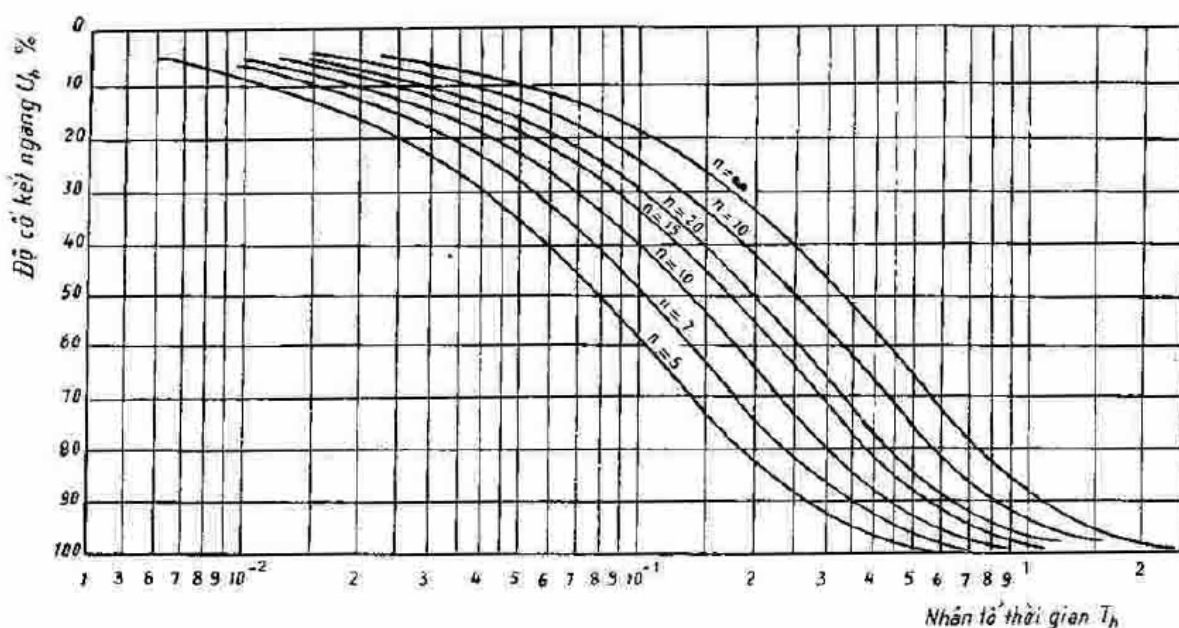
Trong đó:

L là chiều dài tính toán của bậc thấm (m) nếu chỉ có một mặt thoát nước phía trên thì L bằng chiều sâu đóng bậc thấm, nếu có 2 mặt thoát nước (cả trên và dưới) thì lấy L bằng 1/2 chiều sâu đóng bậc thấm;

k_h là hệ số thấm ngang (theo phương nằm ngang) của đất yếu, cho phép xác định gần đúng theo (VI.20) từ hệ số thấm theo phương thẳng đứng k_v hoặc thí nghiệm thấm trực tiếp với các mẫu thấm theo phương ngang (m/s).

q_w (m^3/sec) là khả năng thoát nước của bậc thấm tương ứng với gradien thủy lực bằng 1; lấy theo chứng chỉ xuất xưởng của bậc thấm. Thực tế tính toán cho phép lấy tỷ số $k_h/q_w = 0,00001 \div 0,001m^{-2}$ đối với đất yếu loại sét hoặc á sét; $k_h/q_w = 0,001 \div 0,01$ đối với than bùn và $0,01 \div 0,1$ đối với bùn cát;

VI.4.4 Trong trường hợp sử dụng giếng cát thì khi thiết kế có thể trực tiếp dùng toán đồ hình VI.1 biểu thị mối quan hệ (VI.11) với F (n) theo (VI.16) và $F_s=F_r=0$.



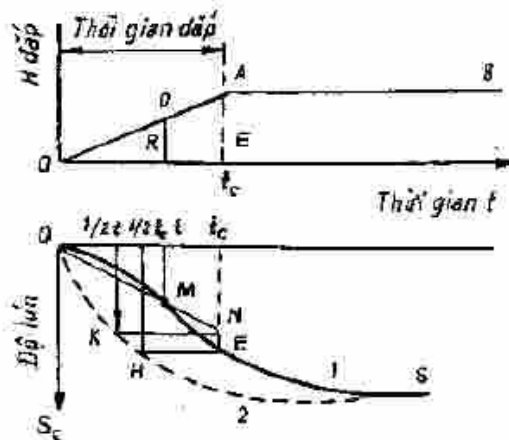
Hình VI.1: Toán đồ xác định độ cố kết theo phương nằm ngang U_h theo T_h và n

VI.4.5 Độ lún cố kết đạt được S_t và phần độ lún còn lại ΔS sau thời gian t trong trường hợp thoát nước cố kết 2 chiều cũng vẫn được xác định như ở công thức (VI.8) và (VI.9) nhưng thay U_v bằng U tính được theo (VI.10).

VI.5 Những chú ý khi dự tính lún

VI.5.1 Để xét đến ảnh hưởng của thời gian thi công đắp (kéo dài trong một thời hạn nhất định chứ không phải đắp đột ngột xong ngay) đối với diễn biến lún của nền đắp trên đất yếu có thể dùng cách suy diễn đơn giản như hình VI.2 với giả thiết tải trọng đắp tăng tuyến tính.

- Trước hết vẽ đường cong lún có kết theo thời gian $S_t = S_c U$ với trường hợp tải trọng đắp tác dụng ngay một lúc (đường cong chằm gạch, đường 2 hình VI.2)



Hình VI.2: Diễn biến lún theo thời gian có xét đến thời gian thi công đắp nền

- Độ lún ở cuối thời kỳ thi công (ở thời điểm t_c lúc đắp xong) được xác định bằng độ lún của đường 2 ở thời điểm đắp được một nửa $t_c/2$, trên hình vẽ từ điểm $1/2t_c$ dóng xuống gặp đường cong 2 ở H, từ H dóng ngang gặp đường dóng thẳng đứng từ t_c ở E.
- Tương tự, độ lún ở thời điểm t được xác định xuất phát từ điểm K (lún ở thời điểm $t/2$ của đường cong 2) dóng ngang được N, nối ON cắt đường dóng thẳng đứng từ t ở M. Kết quả là vẽ được đường cong dự báo lún có xét đến thời gian thi công đắp nền (đường cong 1 qua OME trên hình VI.1).

VI.5.2 Do mang nhiều giả thiết gần đúng về lý thuyết và về thông số đưa vào tính toán nên kết quả dự báo lún và độ cố kết chỉ được sử dụng như nói ở điểm II.2.5. Trong quá trình thi công làm thử (IV.8.4) hoặc thi công thực tế, phải thông qua kết quả quan trắc lún thực tế để đánh giá, điều chỉnh các giải pháp và các bước xử lý như nói ở II.2.5 và IV.8.3.

PHỤ LỤC I

XÁC ĐỊNH TRỊ SỐ ÁP LỰC TIỀN CỔ KẾT σ_{pz} VÀ CÁC CHỈ SỐ NÉN LÚN CỦA ĐẤT YẾU

TRÌNH TỰ THỰC HIỆN :

1. Thực hiện thí nghiệm xác định tính nén lún không nở hông của các mẫu đất yếu nguyên dạng lấy ở độ sâu z theo đúng TCVN 4200-86, bao gồm cả việc thí nghiệm dỡ tải sau cấp tải cuối cùng như nói ở điều 4.9 của TCVN nói trên. Không được dùng phương pháp nén nhanh.
2. Dựa vào kết quả thí nghiệm vẽ đường cong nén lún $e - \lg p$ (hình 1) trong đó e là hệ số rỗng tương ứng với các cấp áp lực p . Cũng có thể vẽ đường cong nén lún này dưới dạng $\lg e - \lg p$.
3. Xác định trị số áp lực tiền cổ kết σ_p :
 - a) Trên đường cong $e - \lg p$ xác định điểm A ở chỗ tại đó có độ cong lớn nhất (bán kính cong nhỏ nhất). Từ A kẻ đường nằm ngang và đường tiếp tuyến với đường cong nén lún. Kẻ đường phân giác của góc tạo bởi đường nằm ngang và đường tiếp tuyến qua A nói trên. Giao điểm của đường phân giác này với đường tiếp tuyến kẻ từ cuối đường cong nén lún (đoạn tiếp tuyến kéo dài) sẽ xác định điểm tương ứng với áp lực tiền cổ kết P (xem hình 1).

- b) Trên đường cong $\lg e - \lg p$ nếu hình thành một điểm gãy (giao điểm của hai nhánh thẳng có độ dốc khác nhau) thì đó chính là điểm tương ứng với trị số áp lực tiền cố kết (xem hình 2).
- c) Chọn trị số nào lớn hơn trong hai cách xác định nói trên làm trị số sử dụng.

4. Xác định các trị số nén lún

Trị số áp lực tiền cố kết chia đường cong nén lún $e - \log p$ thành hai phần tương ứng với đoạn $\sigma < \sigma_p$ (bên trái) và đoạn $\sigma > \sigma_p$ (bên phải). Từ đó xác định được các chỉ số nén lún như sau :

- a) Chỉ số nén lún C_r ở đoạn $\sigma < \sigma_p$:

$$C_r = \frac{e_1 - e_p}{\lg \sigma_p - \lg \sigma_1}$$

trong đó: e_p là hệ số rỗng tương ứng với áp lực tiền cố kết σ_p ;

e_1 là hệ số rỗng tương ứng với áp lực nén σ_1 . Việc chọn trị số σ_1 tùy thuộc vào thực tế chịu tải của lớp đất i cần tính lún. Thường có thể lấy $\sigma_1 = 0,1 \text{ kG/cm}^2$ tương ứng với cấp áp lực thí nghiệm đầu tiên theo TCVN 4200-86 đối với đất yếu; Cũng có thể tính C_r theo nhánh đỡ tải trên hình 1.

- b) Chỉ số nén lún C_c ở đoạn $\sigma > \sigma_p$:

$$C_c = \frac{e_p - e_2}{\lg \sigma_2 - \lg \sigma_p}$$

e_p , σ_p có ý nghĩa như trên, còn e_2 là hệ số rỗng ứng với áp lực σ_2 . Việc chọn trị số σ_2 tùy thuộc vào thực tế chịu tải của lớp đất i cần tính lún và nên chọn sao cho trị số $\sigma_{vz}^i + \sigma_z^i$ trong công thức (VI.1) nằm giữa khoảng σ_p và σ_2 .

Nếu khi thí nghiệm nén chọn cấp áp lực lớn nhất đúng như nói ở điều 1.7 của TCVN 4200-86 thì có thể lấy σ_2 bằng trị số cấp áp lực lớn nhất đó.

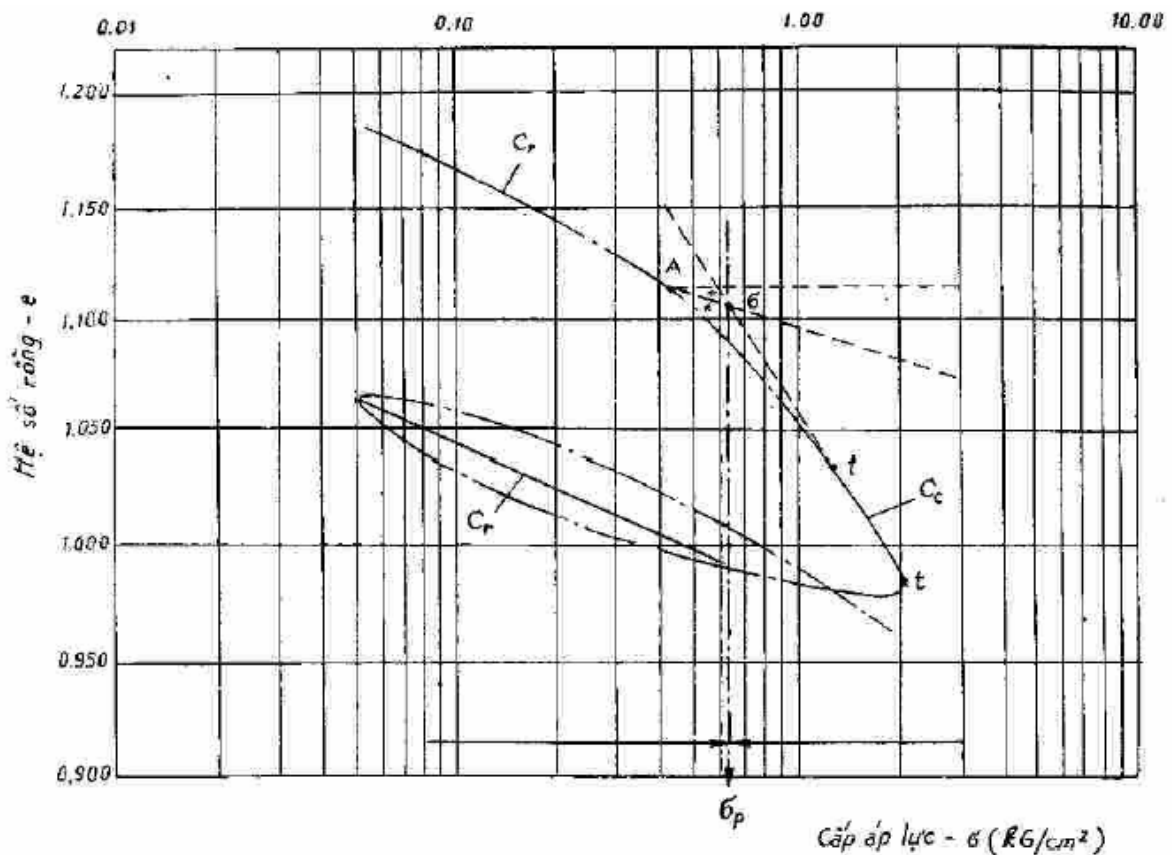
5. Từ kết quả thí nghiệm xác định áp lực tiền cố kết ở các lớp đất i khác nhau có thể vẽ biểu đồ $\sigma_p - z$ (độ sâu) như ở hình 3. Trên đó có thể vẽ đường $\sigma_{v,z} - z$ (áp lực do trọng lượng bản thân các lớp đất yếu) đường $\sigma_z - z$ (áp lực do tải trọng đắp) và đường $\sigma_{v,z} + \sigma_0 = f(z)$ để kiểm tra điều kiện (IV.5a) và (IV.5b) như trên hình 3. Điều kiện (IV.5a) và (IV.5b) nếu không được thoả mãn thì không nên áp dụng các giải pháp dùng phương tiện thoát nước cố kết theo phương thẳng đứng (giếng cát hoặc bậc thấm).

THÍ NGHIỆM NÉN

Công trình :

Ký hiệu lỗ khoan Độ sâu lấy mẫu : (m)

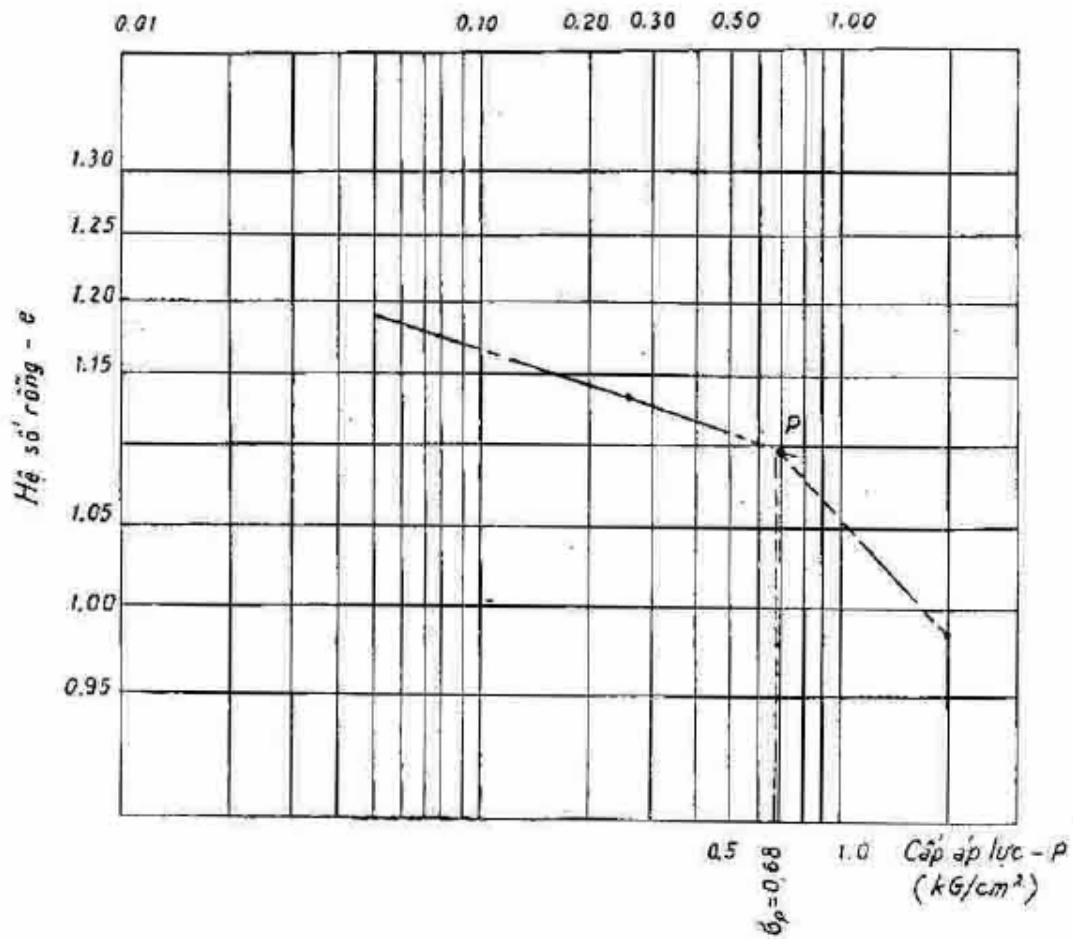
Số hiệu mẫu : No Số thí nghiệm :



Áp lực tiền cố kết : $\sigma_p = 0,620 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

Hệ số rỗng ban đầu : $e_0 = 1.188$

Phụ lục I - Hình 1

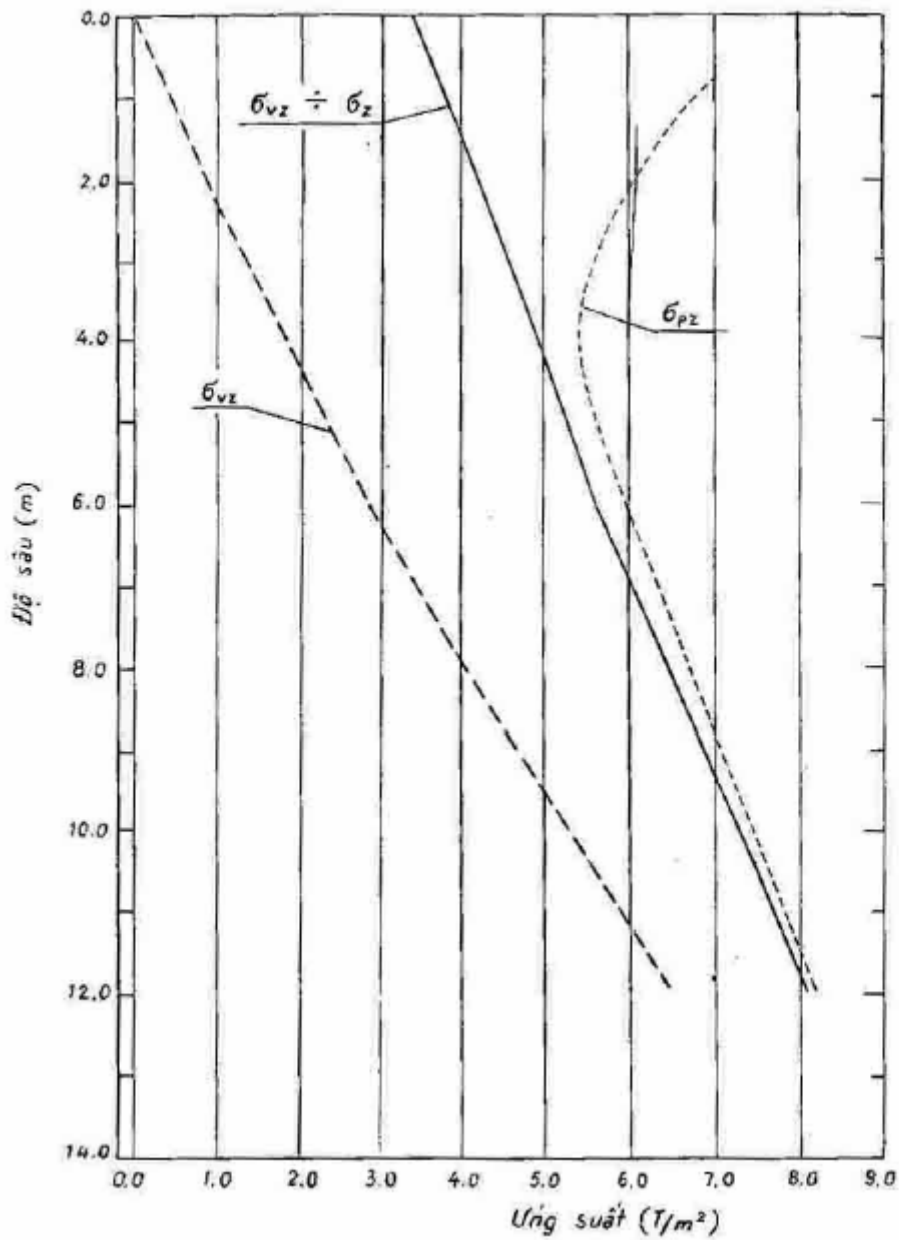


Áp lực tiền cố kết : $\sigma_p = 0,68 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

Hệ số rỗng ban đầu : $e_0 = 1.188$

Phụ lục I. Hình 2 - Xác định áp lực tiền cố kết trên đồ thị loge - log p

(số liệu thí nghiệm như với hình 1)

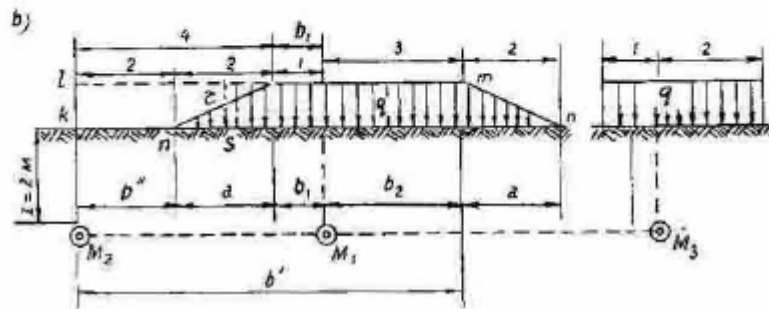
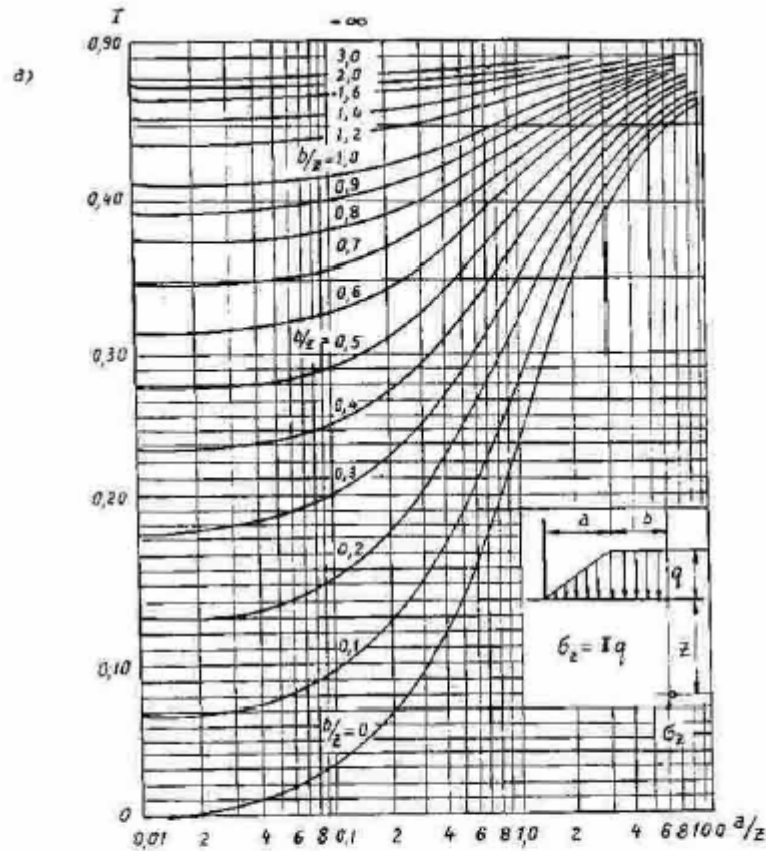


—————	ứng suất do trọng lượng bản thân
—————	ứng suất do tải trọng đắp
-----	ứng suất quá khứ tối đa (áp lực tiền cố kết)

Phụ lục I . Hình 3 - Kiểm tra điều kiện (IV.5a)

PHỤ LỤC II

TÍNH TOÁN ỨNG SUẤT NÉN (ÁP LỰC) THEO PHƯƠNG THẲNG ĐÚNG σ_{ZI} DO TẢI TRỌNG NỀN ĐẮP HOẶC TẢI TRỌNG PHẢN ÁP GÂY RA TRONG ĐẤT THEO TOÁN ĐỒ OSTERBERG



a- Toán đồ để xác định ứng suất nén thẳng đứng do nền đất gây ra trong đất

b- Sơ đồ tải trọng và ví dụ sử dụng toán đồ Osterberg (trường hợp tải trọng chữ nhật sẽ được xem là hình thang có tỷ số $a/z = 0 \approx 0,01$);

Các số trên hình vẽ là kích thước tính bằng m

Ví dụ: $b'' = a = 2 \text{ m}$

$b' = b'' + a + b_1 + b_2 = 8 \text{ m}$

Ví dụ sử dụng Osterberg

1. Xác định ứng suất σ_{zi} của điểm M_1 :

a- Với các tải trọng tác động bên trái :

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1 \quad \text{và} \quad \frac{b_1}{z} = \frac{1}{2} = 0,5$$

Theo toán đồ được $I_t = 0,397$

b- Với tải trọng tác động bên phải:

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1 \quad \text{và} \quad \frac{b_2}{z} = \frac{3}{2} = 1,5 \quad I_f = 0,478$$

$$\text{Vậy } \sigma_{z1} = (0,397 + 0,478)q = 0,875q$$

2. Xác định ứng suất tại điểm M_3 (tải trọng chữ nhật) :

$$\sigma_{z3} = (I_t + I_f)q$$

Xác định I_t khi $a/z = 0$ và $b/z = 0,5$ và I_f khi $a/z = 0$ và $b/z = 1$

$$\text{được :} \quad \sigma_{z3} = (0,278 + 0,410)q = 0,688q$$

3. Xác định ứng suất tại điểm M_2 (ứng dụng để tính ứng suất do khối phản áp gây ra tại điểm tìm nền đắp ở độ sâu z) :

$$\sigma_{z2} = (I_{lmnk} - I_{lrsk})q$$

I_{lmnk} là tải trọng hình thang bên phải điểm M_2

I_{lrsk} là tải trọng hình chữ nhật bên phải điểm M_2

a- Tính I_{lmnk}

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1 \quad \text{và} \quad \frac{b}{z} = \frac{8}{2} = 4$$

Tra toán đồ được $I_{lmnk} = 0,5$

b- Tính I_{lrsk}

$$\frac{a}{z} = 0 \quad (\text{tiết diện hình chữ nhật}) \quad \frac{b}{z} = \frac{b''+a/2}{z} = \frac{2+1}{2} = 1,5$$

Tra toán đồ được $I_{lrsk} = 0,46$

$$\text{Vậy } \sigma_{z2} = (0,5 - 0,46)q = 0,04q$$

Y	Y	Y	Y
Y	Y	Y	Y
Y	Y	Y	Y

Y	Y	Y	Y
l_i	l_i	l_i	l_i
l_i	l_i	l_i	l_i

n=40 n=100 n=40 n=100 n=40 n=100

n=40 n=100 n=40 n=100 n=40 n=100

Độ cố kết ngang U_h % Nhân tố thời gian T_h

Độ cố kết ngang U_h % Nhân tố thời gian T_h

Độ cố kết ngang U_h % Nhân tố thời gian T_h

Độ cố kết ngang U_h % Nhân tố thời gian T_h