

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

BỘ XÂY DỰNG

VIỆN KHOA HỌC CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG

NGUYỄN THỊ BÍCH HẠNH

NGHIÊN CỨU MỘT SỐ ĐẶC TRƯNG BIẾN DẠNG
CỦA ĐẤT LOẠI SÉT YẾU VEN BIỂN ĐỒNG BẰNG
SÔNG HỒNG VÀ ÁP DỤNG TÍNH LÚN CHO MỘT SỐ
CÔNG TRÌNH ĐẤT ĐÁP

LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

HÀ NỘI - 2024

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

BỘ XÂY DỰNG

VIỆN KHOA HỌC CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG

NGUYỄN THỊ BÍCH HẠNH

**NGHIÊN CỨU MỘT SỐ ĐẶC TRƯNG BIẾN DẠNG
CỦA ĐẤT LOẠI SÉT YẾU VEN BIỂN ĐỒNG BẰNG
SÔNG HỒNG VÀ ÁP DỤNG TÍNH LÚN CHO MỘT SỐ
CÔNG TRÌNH ĐẤT ĐẬP**

**LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT
CHUYÊN NGÀNH: KỸ THUẬT ĐỊA CHẤT
MÃ SỐ: 9 52 05 01**

NGƯỜI HƯỚNG DẪN KHOA HỌC:

- 1. PGS.TS. ĐỖ MINH TOÀN**
- 2. PGS.TS. ĐOÀN THẾ TƯỜNG**

HÀ NỘI - 2024

LỜI CẢM ƠN

Nghiên cứu sinh xin được bày tỏ lòng biết ơn chân thành đối với tập thể hướng dẫn khoa học **PGS.TS. Đỗ Minh Toàn và PGS.TS. Đoàn Thế Tường** đã tận tình hướng dẫn, giúp đỡ cho nghiên cứu sinh hoàn thành luận án này, cũng như năng cao năng lực khoa học, phương pháp nghiên cứu.

Nghiên cứu sinh xin trân trọng cảm ơn Ban lãnh đạo Viện Khoa học công nghệ xây dựng; Viện Chuyên ngành Địa kỹ thuật; Viện Thông tin, đào tạo và tiêu chuẩn hóa đã tạo mọi điều kiện và giúp đỡ nghiên cứu sinh hoàn thành luận án.

Nghiên cứu sinh xin trân trọng cảm ơn các cán bộ và nhân viên các phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật công trình và môi trường LAS – XD80 (Trung tâm nghiên cứu Địa kỹ thuật – Đại học Mở - Địa chất); phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật công trình (Bộ môn Địa chất công trình thuộc trường Đại học Mở - Địa chất) đã nhiệt tình giúp đỡ tôi trong việc thực hiện các thí nghiệm để hoàn thành luận án.

Nghiên cứu sinh xin trân trọng cảm ơn Ban Giám hiệu trường Đại học Công nghệ Giao thông vận tải, Khoa Công trình, Bộ môn Địa kỹ thuật xây dựng và Metro - Trường Đại học Công nghệ Giao thông vận tải đã tạo điều kiện thuận lợi để tôi hoàn thành luận án này.

Nghiên cứu sinh xin chân thành cảm ơn các nhà Khoa học trong và ngoài Viện Khoa học công nghệ xây dựng đã tận tình trao đổi, góp ý cho nội dung luận án, đồng viên và giúp đỡ nghiên cứu sinh trong quá trình hoàn thiện luận án.

Cuối cùng, nghiên cứu sinh xin bày tỏ lòng cảm ơn đối với những người thân trong gia đình, bạn bè, đồng nghiệp đã thông cảm, động viên và chia sẻ những khó khăn với nghiên cứu sinh trong suốt thời gian nghiên cứu và thực hiện luận án.

Nghiên cứu sinh

Nguyễn Thị Bích Hạnh

LỜI CAM ĐOAN

Tôi là Nguyễn Thị Bích Hạnh xin cam đoan luận án này là công trình nghiên cứu của riêng tôi. Các số liệu, kết quả trong luận án là trung thực và chưa từng được công bố trong bất kỳ công trình nào. Các nguồn thông tin và số liệu sử dụng trong luận án được trích dẫn rõ ràng.

Nghiên cứu sinh

Nguyễn Thị Bích Hạnh

MỤC LỤC

LỜI CẢM ƠN	i
LỜI CAM ĐOAN	ii
DANH MỤC HÌNH VẼ, BIỂU ĐỒ.....	vi
DANH MỤC KÝ HIỆU, CHỮ VIẾT TẮT	x
MỞ ĐẦU.....	1
1. Tính cấp thiết của đề tài.....	1
2. Mục đích nghiên cứu.....	2
3. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu.....	2
4. Nhiệm vụ nghiên cứu.....	2
5. Nội dung nghiên cứu.....	2
6. Phương pháp nghiên cứu.....	3
7. Những luận điểm bảo vệ.....	3
8. Những điểm mới khoa học của luận án.....	3
9. Ý nghĩa khoa học và thực tiễn.....	3
10. Cấu trúc Luận án.....	4
CHƯƠNG 1:TỔNG QUAN VỀ BIẾN DẠNG LÚN CỦA ĐẤT, TÌNH HÌNH NGHIÊN CỨU TRÊN THẾ GIỚI VÀ Ở VIỆT NAM.....	5
1.1. <i>Biến dạng lún của đất</i>	5
1.1.1. Khái niệm về biến dạng.....	5
1.1.2. Biến dạng lún của đất.....	5
1.1.3. Các lý thuyết về cố kết.....	7
1.1.4. Thí nghiệm nén một trục không nở hông (nén cố kết) nghiên cứu biến dạng lún của đất.....	11
1.1.5. Các yếu tố ảnh hưởng đến đặc trưng biến dạng của đất.....	23
1.2. <i>Tình hình nghiên cứu đặc trưng biến dạng lún của đất trên thế giới và trong nước</i>	24
1.2.1. Trên thế giới.....	24
1.2.2. Trong nước.....	27

CHƯƠNG 2: ĐẤT YẾU PHÂN BỐ VEN BIỂN ĐỒNG BẰNG SÔNG HỒNG VÀ CÁC ĐẶC ĐIỂM TÍNH CHẤT XÂY DỰNG CỦA ĐẤT32

2.1. Đặc điểm tính chất xây dựng các đất loại sét yếu ở ven biển đồng bằng sông Hồng 32

2.1.1. Đặc điểm trầm tích Đệ tứ (Q) 32

2.1.2. Đặc điểm phân bố các đất yếu đặc trưng vùng nghiên cứu 34

2.1.3. Đặc điểm tính chất cơ lý đặc trưng của một số đất loại sét yếu thuộc ven biển đồng bằng sông Hồng được trình bày ở bảng 2.2..... 51

2.1.4. Đặc điểm thành phần vật chất của đất loại sét yếu amQ_2^{3tb} 54

2.2. Đặc điểm cấu trúc nền đất yếu khu vực ven biển đồng bằng sông Hồng 58

2.2.1. Nền đất yếu, cấu trúc nền đất yếu 58

2.2.2. Cơ sở, nguyên tắc phân chia cấu trúc nền đất yếu vùng nghiên cứu và đặc điểm của chúng 59

2.3. Kết luận Chương 2 64

CHƯƠNG 3: NGHIÊN CỨU ĐẶC TRƯNG BIẾN DẠNG LÚN CỦA ĐẤT LOẠI SÉT YẾU amQ_2^{3tb} CÓ XÉT ĐẾN ẢNH HƯỞNG CỦA KÍCH THƯỚC MẪU ..65

3.1. Tổng quát về vấn đề nghiên cứu 65

3.1.1. Đặt vấn đề 65

3.1.2. Mục đích, nội dung nghiên cứu và khối lượng công tác thí nghiệm thực hiện 65

3.2. Lựa chọn mẫu nghiên cứu và phương pháp nghiên cứu..... 67

3.2.1. Lựa chọn mẫu nghiên cứu 67

3.2.2. Phương pháp tiến hành thí nghiệm 75

3.3. Kết quả nghiên cứu các đặc trưng cốt kết của đất theo phương thẳng đứng . 75

3.3.1. Thí nghiệm ảnh hưởng của kích thước mẫu bằng nén cốt kết thẳng đứng 75

3.3.2. Thí nghiệm cốt kết thẳng đứng mẫu nguyên trạng 81

3.4. Kết quả nghiên cứu các đặc trưng cốt kết của đất theo phương ngang 83

3.5. Kết luận Chương 3 84

CHƯƠNG 4: ÁP DỤNG TÍNH TOÁN XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU CHO CÔNG TRÌNH ĐÁP TRÊN MỘT SỐ DẠNG CẤU TRÚC NỀN ĐẤT YẾU ĐẶC TRƯNG	86
4.1. <i>Đặt vấn đề</i>	86
4.2. <i>Các sơ đồ và các thông số tính lún</i>	86
4.2.1. <i>Các sơ đồ tính lún</i>	86
4.2.2. <i>Các thông số tính lún</i>	88
4.3. <i>Các nội dung tính toán</i>	89
4.3.1. <i>Yêu cầu tính toán xử lý nền đất yếu</i>	89
4.3.2. <i>Tính toán dự báo lún và kiểm toán ổn định trượt trước khi xử lý nền</i>	90
4.3.3. <i>Tính toán xử lý nền đất yếu bằng bác thấm thoát nước (PVD)</i>	95
4.4. <i>Kết luận chương 4</i>	103
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ.....	104
1. <i>Kết luận</i>	104
2. <i>Kiến nghị</i>	105
DANH MỤC CÁC CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ CÔNG BỐ	106
TÀI LIỆU THAM KHẢO.....	107
PHỤ LỤC.....

DANH MỤC HÌNH VẼ, BIỂU ĐỒ

Hình 1.1. Đồ thị quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của đất.....	7
Hình 1.2. Điều kiện thoát nước của đất ở a) thoát nước đơn và b) thoát nước kép8 (Head, 1998) [54]	8
Hình 1.3. Điều kiện thoát nước và tải trọng để cố kết trong thiết bị Oedometer: a), c), e), g) có tải biến dạng tự do, b), d), f), h) có tải biến dạng đều (Head, 1998) [54]	10
Hình 1.4. Sơ đồ thí nghiệm nén cố kết bằng dụng cụ nén một trục không nở hông	12
Hình 1.5. Biểu đồ đường cong nén lún $e = f(\sigma')$	13
Hình 1.6. Đường biểu diễn ứng suất biến dạng tương đối ở các trạng thái	14
Hình 1.7a. Biểu đồ đường cong nén lún $e = f(\log \sigma')$	15
Hình 1.7b. Đặc tính nén lại và nén nguyên thủy	15
Hình 1.8. Đồ thị biểu diễn độ lún (S) theo thời gian t.....	16
Hình 1.9. Đồ thị biểu diễn độ lún S theo thời gian t.....	17
Hình 1.10. Biến thiên áp lực nước lỗ rỗng theo thời gian và chiều sâu trong quá trình cố kết.....	18
Hình 1.12. Thiết bị hộp nén hướng tâm kiểu Rowe [9]	21
Hình 1.13. Sơ đồ cấu tạo thiết bị nén CRS – R và cách lấy mẫu thí nghiệm [75], [76]	22
Hình 1.14. Thiết bị nén CRS – R [75], [76]	22
Hình 2.1. Bản đồ phân bố đất yếu khu vực Diêm Điền – Thái Bình [11].....	35
Hình 2.2. Mặt cắt địa chất công trình một số phức hệ thạch học khu vực Diêm Điền – Thái Bình [11]	36
Hình 2.3. Bản đồ phân bố đất yếu khu vực Hải Thịnh [11]	39
Hình 2.4. Mặt cắt địa chất công trình một số phức hệ thạch học khu vực Hải Thịnh [11].....	40
Hình 2.5. Bản đồ phân bố đất yếu khu vực Kim Sơn – Ninh Bình [11]	44
Hình 2.6. Mặt cắt địa chất công trình một số phức hệ thạch học khu vực Kim Sơn – Ninh Bình [11].....	45
Ảnh 2.1. Các hình ảnh soi cấu trúc đất.....	55
Hình 3.1. Ảnh chụp các dao vòng và dụng cụ phụ trợ thí nghiệm được chế tạo	66
Hình 3.2. Hình ảnh hố khoan đang thi công lấy mẫu.....	68
Hình 3.3. Các mẫu được lấy lên từ hố khoan.....	68

Hình 3.4. Địa tầng hố khoan.....	70
Hình 3.5. Một số hình ảnh mở mẫu thí nghiệm ở phòng thí nghiệm	73
Hình 3.6. Một số hình ảnh chuẩn bị đất để gia công mẫu.....	74
Hình 3.7. Quan hệ giữa hệ số cố kết c_v và áp lực nén σ' ở các chiều cao H và đường kính $\phi = 61,8\text{mm}$	78
Hình 3.8. Quan hệ giữa hệ số cố kết c_v và áp lực nén σ' ở các chiều cao H và đường kính $\phi = 79,8\text{mm}$	78
Hình 3.9. Quan hệ giữa hệ số cố kết c_v và áp lực nén σ' ở các đường kính ϕ và chiều cao H = 20mm	78
Hình 3.10. Quan hệ giữa hệ số cố kết c_v và áp lực nén σ' ở các đường kính ϕ và chiều cao H = 30mm	79
Hình 3.11. Quan hệ giữa hệ số cố kết c_v và áp lực nén σ' ở các đường kính ϕ và chiều cao H = 40mm	79
Hình 3.12. Quan hệ giữa hệ số cố kết c_v và chiều cao H khi cùng ϕ	80
Hình 3.13. Quan hệ giữa hệ số cố kết c_v và cấp áp lực nén σ' với các mẫu nguyên trạng	82
Hình 4.1. Các sơ đồ tính lún đề xuất	87
Hình 4.2. Sơ đồ phân mảnh với mặt trượt tròn.....	92
Hình 4.3. Sơ đồ xếp xe để xác định tải trọng xe cộ tác dụng lên đất yếu	93
Hình 4.4. Sơ đồ xử lý nền đất yếu bằng bác thấm.....	96

DANH MỤC BẢNG BIỂU

<i>Bảng 2.1. Đặc điểm phân bố các phức hệ thạch học đất yếu thuộc ven biển đồng bằng sông Hồng.....</i>	<i>48</i>
<i>Bảng 2.2. Đặc trưng cơ lý của các loại đất loại sét yếu đặc trưng ở ven biển đồng bằng sông Hồng.....</i>	<i>52</i>
<i>Bảng 2.3. Thành phần khoáng vật của đất tại Nam Định (xác định theo phương pháp soi mẫu)</i>	<i>54</i>
<i>Bảng 2.4. Bảng kí hiệu viết tắt tên khoáng vật</i>	<i>55</i>
<i>Bảng 2.5. Thành phần khoáng vật của đất tại Nam Định (xác định theo phương pháp Rơn ghen)</i>	<i>55</i>
<i>Bảng 2.6. Thành phần khoáng vật của một số loại đất yếu [43].....</i>	<i>55</i>
<i>Bảng 2.7. Thành phần hóa học của đất</i>	<i>56</i>
<i>Bảng 2.8. Tổng hợp thành phần hạt, hàm lượng hữu cơ, muối của đất yếu.....</i>	<i>56</i>
<i>Bảng 2.9. Đặc trưng biến dạng của đất loại sét yếu amQ23tb.....</i>	<i>57</i>
<i>Bảng 2.10. Thuyết minh phân chia kiểu cấu trúc nền đất yếu vùng nghiên cứu và đề xuất các phương pháp xử lý nền cho công trình đắp</i>	<i>61</i>
<i>Bảng 3.1. Tổng hợp các dụng cụ bổ sung phục vụ thí nghiệm</i>	<i>67</i>
<i>Bảng 3.2. Thống kê số lượng mẫu thí nghiệm.....</i>	<i>67</i>
<i>Bảng 3.3. Các đặc trưng vật lý, tính dẻo của đất</i>	<i>71</i>
<i>Bảng 3.4. Một số chỉ tiêu vật lý của đất ở trạng thái tự nhiên</i>	<i>72</i>
<i>Bảng 3.5. Kết quả tính toán lượng nước bổ sung, khối lượng đất cho vào cối đầm</i>	<i>74</i>
<i>Bảng 3.6a. Kết quả thí nghiệm nén cố kết thẳng đứng</i>	<i>76</i>
<i>Hệ số c_v phụ thuộc vào chiều cao mẫu (H) khi mẫu có $\phi = 61,8\text{mm}$.....</i>	<i>76</i>
<i>Bảng 3.6b. Kết quả thí nghiệm nén cố kết thẳng đứng</i>	<i>76</i>
<i>Hệ số c_v phụ thuộc vào chiều cao mẫu (H) khi mẫu có $\phi = 79,8\text{mm}$.....</i>	<i>76</i>
<i>Bảng 3.6c. Kết quả thí nghiệm nén cố kết thẳng đứng</i>	<i>76</i>
<i>Hệ số c_v phụ thuộc vào đường kính mẫu khi mẫu có $H = 20\text{mm}$.....</i>	<i>76</i>
<i>Bảng 3.6d. Kết quả thí nghiệm nén cố kết thẳng đứng</i>	<i>77</i>
<i>Hệ số c_v phụ thuộc vào đường kính mẫu khi mẫu có $H = 30\text{mm}$.....</i>	<i>77</i>
<i>Bảng 3.6e. Kết quả thí nghiệm nén cố kết thẳng đứng</i>	<i>77</i>
<i>Hệ số c_v phụ thuộc vào đường kính mẫu khi mẫu có $H = 40\text{mm}$.....</i>	<i>77</i>

<i>Bảng 3.7. Kết quả thí nghiệm nén cố kết thẳng đứng với mẫu nguyên trạng có $H = 30\text{mm}$, $\phi = 61,8\text{mm}$</i>	<i>82</i>
<i>Thí nghiệm nén cố kết</i>	<i>82</i>
<i>Hệ số cố kết, c_v</i>	<i>82</i>
<i>Bảng 3.8. Tổng hợp kết quả thí nghiệm nén cố kết hướng tâm.....</i>	<i>83</i>
<i>Bảng 3.9. Kết quả xác định tỷ số c_h/c_v của một số tác giả khác</i>	<i>83</i>
<i>Bảng 4.1. Thông số đất nền.....</i>	<i>88</i>
<i>Bảng 4.2. Chiều cao $H_{qđkcađ}$ [34].....</i>	<i>91</i>
<i>Bảng 4.3. Bảng quy đổi tải trọng thành chiều cao đắp h_x.....</i>	<i>93</i>
<i>Bảng 4.4. Kết quả tính toán dự báo lún và kiểm toán ổn định trượt khi chưa xử lý nền</i>	<i>94</i>
<i>Bảng 4.5. Các thông số của bác thăm.....</i>	<i>96</i>
<i>Bảng 4.6. Kết quả tính toán độ lún, thời gian cố kết và kiểm toán ổn định trượt sau khi xử lý nền bằng bác thăm</i>	<i>101</i>
<i>Bảng 4.6. Kết quả tính toán độ lún, thời gian cố kết và kiểm toán ổn định trượt sau khi xử lý nền bằng bác thăm (tiếp).....</i>	<i>102</i>

DANH MỤC KÝ HIỆU, CHỮ VIẾT TẮT

Ký hiệu	Đơn vị	Giải thích
amQ_1^3vp		Trầm tích Pleistocen, phụ thống thượng, hệ tầng Vĩnh Phúc, nguồn gốc hỗn hợp sông - biển.
mQ_1^3vp		Trầm tích Pleistocen, phụ thống thượng, hệ tầng Vĩnh Phúc, nguồn gốc biển.
$am, mb, mQ_2^{1-2}hh_1$		Trầm tích Holocen, phụ thống hạ – trung, hệ tầng Hải Hưng dưới, nguồn gốc hỗn hợp sông – biển, hỗn hợp biển – đầm lầy và biển.
$mQ_2^{1-2}hh_2$		Trầm tích Holocen, phụ thống hạ – trung, hệ tầng Hải Hưng giữa, nguồn gốc biển.
$mQ_2^{1-2}hh_3$		Trầm tích Holocen, phụ thống hạ – trung, hệ tầng Hải Hưng trên, nguồn gốc biển.
$(m, mb)Q_2^3tb_1$		Trầm tích Holocen phụ thống trên, hệ tầng Thái Bình dưới, nguồn gốc biển, hỗn hợp biển – đầm lầy.
$(a, am, amb, m) Q_2^3tb_2$		Trầm tích Holocen, phụ thống trên, hệ tầng Thái Bình giữa, nguồn gốc sông, hỗn hợp sông – biển, hỗn hợp sông – biển – đầm lầy, biển.
$(a, m, am, amb, ab, mv) Q_2^3tb_3$		Trầm tích Holocen, phụ thống trên, hệ tầng Thái Bình trên, nguồn gốc sông, biển, hỗn hợp sông – biển, hỗn hợp sông – biển – đầm lầy, hỗn hợp sông – đầm lầy, hỗn hợp biển – gió.
a_{1-2}	1/kPa	Hệ số nén lún ở cấp áp lực từ 100 đến 200kPa
a	mm	Chiều dày bác thăm
b	mm	Chiều rộng bác thăm
c	kPa	Cường độ lực dính kết đơn vị của đất
C_c		Chỉ số nén
c_h	$m^2/năm$	Hệ số cố kết theo phương ngang
C_r		Chỉ số nở

c_v	$m^2/năm$	Hệ số cố kết theo phương thẳng đứng
CTN		Cấu trúc nền
D_e	mm	Đường kính tương đương của bậc thấm
D_{PVD}	m	Khoảng cách giữa các tim bậc thấm
d_s/D_e		Tỷ số giữa đường kính tương đương của vùng đất bị xáo động và đường kính tương đương của bậc thấm
d_s	mm	Đường kính tương đương của vùng đất bị xáo động
ĐKT		Địa kỹ thuật
ĐBSH		Đồng bằng sông Hồng
e, e_0		Hệ số rỗng, hệ số rỗng tự nhiên của đất
E_0	kPa	Mô đun tổng biến dạng
E_{0tn}	kPa	Mô đun đàn hồi thoát nước
E_u	kPa	Mô đun đàn hồi không thoát nước
$F(n)$		Nhân tố xét đến ảnh hưởng của khoảng cách bậc thấm
F_s		Nhân tố xét đến ảnh hưởng xáo động của đất khi cắm bậc thấm
F_r		Nhân tố xét đến sức cản của bậc thấm
G	%	Độ bão hòa
H	cm	Chiều cao mẫu thí nghiệm
H_{90}	cm	Chiều dày mẫu đất tương ứng cố kết 90%
I_p		Chỉ số dẻo
I_s		Độ sệt
k	cm/s	Hệ số thấm của đất
k_h/k_s		Tỷ số giữa hệ số thấm theo phương ngang của đất khi chưa cắm bậc thấm và sau khi cắm bậc thấm
k_s	cm/s	Hệ số thấm theo phương ngang của đất sau khi cắm bậc thấm

k_v, k_h	cm/s	Hệ số thấm của đất theo phương thẳng đứng, theo phương ngang
KV		Khu vực
l	m	Khoảng cách tính toán/đường kính ảnh hưởng của bậc thấm
m_v	1/kPa	Hệ số nén thể tích
M_{NBS}	g	Khối lượng nước bổ sung
$M_{đkg}$	g	Khối lượng đất khô gió
$M_đ$	g	Khối lượng đất cần cho vào cối đầm
N/30cm		Chỉ số xuyên tiêu chuẩn
NCS		Nghiên cứu sinh
nnk		Những người khác
OCR		Chỉ số quá cố kết
p_c, σ_p	kPa	Áp lực tiền cố kết
PVD		Bậc thấm thoát nước
q_w	m^3/s	Khả năng thoát nước của bậc thấm
r_e, r_w	mm	Bán kính mẫu đất, bán kính lõi thoát nước ở tâm
R_0	kPa	Sức chịu tải quy ước
SPT		Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn
S, S_c, S_t	cm	Độ lún tổng, độ lún cố kết, độ lún theo thời gian
$S_{đh}, S_d$	cm	Biến dạng đàn hồi, biến dạng dư
t	giây, phút	Thời gian
t_{50}	giây, phút	Thời gian ứng với độ cố kết đạt 50%
T_v		Nhân tố thời gian theo phương đứng
T_h, T_{ri}		Nhân tố thời gian theo phương ngang
TCĐBVN		Tổng cục đường bộ Việt Nam
TCCS		Tiêu chuẩn cơ sở

TCVN		Tiêu chuẩn Việt Nam
U	%	Độ cố kết
U_v	%	Độ cố kết theo phương thẳng đứng
U_h	%	Độ cố kết theo phương ngang
u_b	kPa	Áp lực nước lỗ rỗng trong đất tại biên ngoài không thấm của hộp nén
W	%	Độ ẩm tự nhiên
W_{kg}	%	Độ ẩm khô gió
W_L	%	Giới hạn chảy
W_P	%	Giới hạn dẻo
v_p	mm/phút	Tốc độ gia tải nén
z	cm, m	Độ sâu
α, β		Hệ số phụ thuộc vào r_e và r_w
φ	độ	Góc ma sát trong
σ, σ'	kPa	Ứng suất; ứng suất hữu hiệu
σ_0'	kPa	Áp lực địa tầng hữu hiệu
γ	g/cm^3	Khối lượng thể tích tự nhiên
γ_s	g/cm^3	Khối lượng riêng
γ_c	g/cm^3	Khối lượng thể tích khô
v		Hệ số thoát nước
v_u		Hệ số thoát nước không thoát nước
ε	%	Biến dạng tương đối
ϕ_l	mm	Đường kính lỗ thấm thoát nước
ϕ	mm	Đường kính mẫu thí nghiệm

MỞ ĐẦU

1. Tính cấp thiết của đề tài

Đất đá trong xây dựng được nghiên cứu với mục đích sử dụng làm nền, môi trường phân bố công trình và vật liệu xây dựng. Khi đất đá không thỏa mãn được mục đích trên, phải có các giải pháp xử lý (cải tạo và gia cố) hoặc giải pháp công trình thì gọi là đất yếu.

Hiện nay, có rất nhiều khái niệm về đất yếu, tuy nhiên khi đề cập đất đá theo quan điểm nghiên cứu đất đá với mục đích sử dụng làm nền thì đất yếu là một khái niệm đã, đang và tiếp tục được các Nhà khoa học quan tâm, nghiên cứu. Trong hầu hết các nghiên cứu đều cho rằng: đất yếu là các loại đất đặc biệt, rất nhạy cảm với điều kiện môi trường và tác dụng của tải trọng công trình, có sức kháng cắt nhỏ, biến dạng lớn và khi xây dựng trên đó bắt buộc phải xử lý hoặc phải có giải pháp công trình đặc biệt.

Ở Việt Nam, định nghĩa về đất yếu đã được trình bày trong các tiêu chuẩn của Bộ, Ngành và Nhà nước: TCCS41:2022 [28] của Bộ Giao thông vận tải; TCVN 8217:2009 [29] và TCVN 9362:2012 [30] của Nhà nước.

Trong tự nhiên, có nhiều loại đất yếu có tuổi, nguồn gốc khác nhau (sông, đầm lầy, hồ, biển hoặc trầm tích hỗn hợp giữa chúng) và thành phần khác nhau (bùn sét, bùn á sét, bùn á cát, các đất loại sét ở trạng thái dẻo chảy, chảy và đất loại cát trạng thái xốp. Chúng có thể hoặc không chứa muối dễ hòa tan và các vật chất hữu cơ... Đây thường là các thành tạo trẻ, chủ yếu hình thành trong kỷ Đệ tứ (phổ biến trong thống Holocen), ít gặp có tuổi cổ hơn, phân bố ở nơi có địa hình trũng thấp, ngập nước, có cấu tạo khối hay phân lớp.

Đất yếu liên quan đến nhiều đối tượng xây dựng đặc biệt là việc xây dựng các công trình như: đường trong giao thông, các kho bãi cảng, khu công nghiệp... Khi xây dựng các công trình đắp này thường phải tiến hành các biện pháp cải tạo và gia cố nền đất khác nhau.

Trong xây dựng, đất yếu đã và đang được nghiên cứu trong nhiều lĩnh vực xây dựng khác nhau và đã từ lâu, đất yếu đã trở thành đối tượng đặc biệt được các nhà Khoa học trong và ngoài nước quan tâm nghiên cứu.

Trong nghiên cứu đất yếu, đặc biệt là với nền các công trình đắp, khi gặp các lớp đất yếu mới được hình thành thì hiện tượng biến dạng lún là một vấn đề đáng được quan tâm. Tính toán dự báo độ lún theo áp lực và thời gian có ý nghĩa rất lớn khi thiết kế nền và móng công trình, đặc biệt là công trình đắp (đường đắp, đê, ...); nó quyết định đến chiều cao bù lún và khối lượng công tác xử lý nền, ví dụ như mạng lưới các thiết bị tiêu nước thẳng đứng (bác thấm, giếng cát...) hoặc mạng lưới cọc vật liệu rời trong thiết kế xử lý nền bằng trụ vật liệu rời...

Tính toán dự báo định lượng độ lún và thời gian ổn định lún lại phụ thuộc rất nhiều vào các đặc trưng về cố kết của đất (C_c , c_v , p_c ...). Các đặc trưng cố kết của đất không những phụ thuộc vào bản chất của đất mà còn phụ thuộc và sơ đồ và thiết bị thí nghiệm.

Ven biển đồng bằng sông Hồng (ĐBSH) Việt Nam phân bố rộng rãi đất loại sét yếu, chúng thường phân bố ngay trên bề mặt, bề dày khá lớn, cấu trúc địa chất phức tạp, tồn tại các lớp đất yếu với bề dày và tính chất cơ lý khác nhau, liên quan đến nhiều dạng công trình xây dựng, đặc biệt là khi xây dựng các công trình đất đắp sẽ gặp phải các vấn đề biến dạng lún, lún kéo dài.... Việc nghiên cứu để làm sáng tỏ các đặc điểm về tính chất xây dựng của đất (đặc điểm phân bố, thành phần, các đặc trưng cơ lý), phân tích một số ảnh hưởng đến đặc trưng biến dạng của đất, dự báo khả năng biến dạng lún của nền có phân bố đất yếu đất yếu là rất cần thiết.

Vì vậy, đề tài “Nghiên cứu một số đặc trưng biến dạng của đất loại sét yếu ven biển đồng bằng sông Hồng và áp dụng tính lún cho một số công trình đất đắp” có tính cấp thiết.

2. Mục đích nghiên cứu

Mục đích nghiên cứu nhằm làm sáng tỏ:

- Tính chất xây dựng của một số đất loại sét yếu phân bố ở ven biển ĐBSH;
- Sự khác biệt về các đặc trưng cố kết của đất yếu khi thí nghiệm mẫu có kích thước khác nhau và bước đầu kiến nghị sử dụng trong tính toán lún cho các công trình đất đắp.

3. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu

Đối tượng nghiên cứu của đề tài: đất loại sét yếu phổ biến (amQ_2^3tb) và một số đặc trưng cố kết (C_c , c_v , $p_c...$) của đất phục vụ tính toán dự báo lún cho các công trình đất đắp.

Phạm vi nghiên cứu của đề tài: đất loại sét yếu phổ biến (amQ_2^3tb) phân bố ở ven biển ĐBSH (các tỉnh từ Hải Phòng đến Ninh Bình).

4. Nhiệm vụ nghiên cứu

Để đạt được mục đích trên, đề tài có nhiệm vụ làm sáng tỏ:

- Các đặc tính xây dựng của một số loại đất yếu đặc trưng phân bố ở ven biển ĐBSH;
- Xác định các đặc trưng cố kết của đất nghiên cứu trên các mẫu có kích thước khác nhau và sơ đồ thí nghiệm khác nhau (cố kết thẳng đứng, cố kết hướng tâm);
- Tính toán dự báo độ lún của các công trình đắp có quy mô khác nhau và cấu trúc nền điển hình.

5. Nội dung nghiên cứu

Để thực hiện nhiệm vụ đặt ra, nội dung đề tài tập trung nghiên cứu:

- Tổng quan các nghiên cứu về tính chất biến dạng lún, các đặc điểm biến dạng của đất, nội dung nghiên cứu tính biến dạng của đất;
- Đặc điểm phân bố và tính chất xây dựng của đất yếu phân bố ở ven biển ĐBSH;
- Phân chia cấu trúc nền (CTN) đất yếu vùng ven biển ĐBSH;
- Nghiên cứu ảnh hưởng của kích thước mẫu (đường kính, chiều cao) đến đặc trưng cố kết theo chiều thẳng đứng của đất loại sét yếu amQ_2^3tb ;

- Nghiên cứu đặc trưng cố kết theo phương ngang và tỷ số giữa hệ số cố kết theo phương ngang và phương thẳng đứng đất loại sét yếu amQ_2^3tb ;

- Ứng dụng kết quả nghiên cứu trong tính toán dự báo độ lún và thời gian lún ổn định cho các công trình đất đắp trên nền đất yếu có quy mô khác nhau trên dạng cấu trúc nền điển hình.

6. Phương pháp nghiên cứu

Đề tài sử dụng tổng hợp các phương pháp nghiên cứu:

- Thu thập, phân tích và tổng hợp các tài liệu đã có;
- Thực nghiệm: khoan và lựa chọn mẫu nghiên cứu; thí nghiệm trong phòng;
- Tính toán và xử lý số liệu;
- Tổng hợp và phân tích số liệu: tìm ra các đặc trưng của kết quả thí nghiệm và thiết lập các mối tương quan (nếu có),...

7. Những luận điểm bảo vệ

Luận án tập trung bảo vệ các luận điểm sau:

Luận điểm 1:

Đất yếu ở ven biển ĐBSH rất phổ biến và phức tạp về thành phần và phạm vi phân bố. Trong phạm vi nghiên cứu, thường phổ biến 3 kiểu CTN đất yếu đặc trưng, trong đó kiểu CTN II là phổ biến nhất và ảnh hưởng đáng kể đến biến dạng lún của nền dưới khối đắp.

Luận điểm 2:

Kết quả nghiên cứu bước đầu về ảnh hưởng của kích thước mẫu đến các đặc trưng cố kết của đất yếu amQ_2^3tb cho thấy: khi kích thước mẫu (chiều cao H và đường kính ϕ) thay đổi thì chỉ số nén C_c , áp lực tiền cố kết p_c và hệ số cố kết theo phương thẳng đứng c_v ở tất cả khoảng áp lực nén đều thay đổi. Khi đường kính mẫu ϕ tăng thì C_c giảm, p_c và c_v của đất tăng. Giá trị C_c giảm và p_c tăng không nhiều. Trong phạm vi nghiên cứu, khi chiều cao mẫu tăng thì c_v giảm ở mọi cấp áp lực. Trong khoảng áp lực nén từ 1-2 kg/cm^2 , tìm được mối quan hệ tương quan giữa c_v và H .

8. Những điểm mới khoa học của luận án

- Với mục đích phục vụ xử lý nền đất yếu để xây dựng các công trình đắp, luận án nghiên cứu và phân ra được thành 3 kiểu CTN đất yếu khu vực ven biển ĐBSH;

- Kết quả nghiên cứu bước đầu đã làm sáng tỏ được sự ảnh hưởng của kích thước mẫu đến các đặc trưng cố kết của đất loại sét yếu amQ_2^3tb phân bố ở ven biển ĐBSH và ứng dụng dự báo lún trong phạm vi nghiên cứu;

- Bước đầu xác định được tỷ số giữa hệ số cố kết theo phương ngang và theo phương đứng của đất loại sét yếu amQ_2^3tb phân bố ở ven biển ĐBSH từ thí nghiệm cố kết hướng tâm.

9. Ý nghĩa khoa học và thực tiễn

Ý nghĩa khoa học: góp phần làm sáng tỏ sự ảnh hưởng của kích thước mẫu đến các đặc trưng cố kết của đất loại sét yếu nói chung và đất loại sét yếu amQ_2^3tb phân bố ở ven biển ĐBSH nói riêng.

Ý nghĩa thực tiễn: kết quả nghiên cứu của đề tài có thể tham khảo để lựa chọn phương pháp, thiết bị hợp lý nghiên cứu đất loại sét yếu trong phòng nhằm đem lại kết quả có độ tin cậy và tính thực tiễn cao.

10. Cấu trúc Luận án

Luận án ngoài phần mở đầu và kết luận, gồm 4 chương:

Chương 1. Tổng quan về biến dạng lún của đất, tình hình nghiên cứu trên thế giới và ở Việt Nam

Chương 2. Đất yếu phân bố ở ven biển đồng bằng sông Hồng và các đặc điểm tính chất xây dựng của chúng

Chương 3. Nghiên cứu đặc trưng biến dạng lún của đất loại sét yếu amQ_2^3tb có xét đến ảnh hưởng của kích thước mẫu

Chương 4. Áp dụng tính toán xử lý nền đất yếu cho công trình đắp trên một số dạng cấu trúc nền đất yếu đặc trưng

CHƯƠNG 1

TỔNG QUAN VỀ BIẾN DẠNG LÚN CỦA ĐẤT, TÌNH HÌNH NGHIÊN CỨU TRÊN THẾ GIỚI VÀ Ở VIỆT NAM

1.1. Biến dạng lún của đất

1.1.1. Khái niệm về biến dạng

Biến dạng là sự thay đổi về hình dạng, kích thước của một vật thể khi có lực tác dụng. Nguyên nhân là do sự thay đổi vị trí tương đối và khoảng cách giữa các nguyên tử, phân tử, ion... trong vật thể do tác dụng của lực hoặc do thay đổi nhiệt độ, độ ẩm... Ngoài ra, cũng có thể do thay đổi cấu trúc nội tại.

Các loại vật liệu khác nhau (rắn, lỏng, khí) biến dạng theo những quy luật khác nhau. Ở đây, chỉ xét cho các vật thể rắn và chỉ xét khi có sự tác dụng của lực ngoài. Có hai loại biến dạng cơ bản: biến dạng đàn hồi, tức là biến dạng sẽ mất đi khi không còn lực tác dụng từ bên ngoài lên vật thể. Biến dạng đàn hồi tỉ lệ thuận với lực tác dụng; Biến dạng không đàn hồi gọi là biến dạng dẻo, biến dạng không phục hồi được. Biến dạng dẻo không có lợi đối với những kết cấu tạo hình dạng mong muốn cho vật liệu.

1.1.2. Biến dạng lún của đất

1.1.2.1. Khái niệm về đất (các pha hợp thành đất) trong xây dựng

Trong điều kiện tự nhiên, đất là vật thể rắn nhưng khác với các vật thể rắn khác như sắt, thép... là đất không liên tục và là vật thể rời. Trong đất luôn luôn tồn tại 3 pha là: rắn, lỏng và khí. Trong đó, pha rắn là chủ yếu. Khi nghiên cứu pha rắn, cần quan tâm đến thành phần hạt và thành phần khoáng hóa của đất.

Thành phần hạt: trong đất gồm nhiều hạt có kích thước rất khác nhau từ đá tảng có kích thước $> 200\text{mm}$ đến hạt sét có kích thước $< 0,002\text{mm}$. Trong xây dựng, các hạt đất được phân chia ra các nhóm hạt chính: tảng (tròn và góc) có đường kính (ϕ) $> 200\text{mm}$; cuội (dăm) có ϕ từ $10 \div 200\text{mm}$; sỏi (sạn) có ϕ từ $10 \div 2\text{mm}$; cát có ϕ từ $2 \div 0,05\text{mm}$; bụi có ϕ từ $0,05 \div 0,002\text{mm}$ và sét với $\phi < 0,002\text{mm}$ (TCVN 9362 - 2012) [30].

Dựa vào thành phần hạt để phân chia đất ra thành: đất rời - là các loại đất giữa các hạt không tồn tại lực dính kết gồm đá tảng, đất cuội, đất sỏi, đất cát và đất dính (đất loại sét) - giữa các hạt tồn tại lực dính kết như đất sét, đất á sét, đất á cát. Chỉ xét riêng yếu tố thành phần hạt thì khi trong đất có hàm lượng nhóm hạt mịn càng tăng thì tính chất biến dạng lún càng lớn.

Thành phần khoáng vật: Đất là sản phẩm của quá trình phong hóa các đá gốc hoặc nằm tại chỗ tạo nên đất eluvi (e), hoặc được vận chuyển dưới tác dụng của dòng chảy không thường xuyên tạo ra các sản phẩm sườn tích (d), hoặc được vận chuyển dưới tác dụng của dòng chảy thường xuyên hình thành nên các thành tạo aluvi (a). Chính vì vậy mà đất gồm chủ yếu là các khoáng vật thứ sinh tồn tại trong các nhóm hạt phân tán mịn (bụi và sét) như: Nhóm các khoáng vật không hòa tan, như: SiO_2 thứ sinh, các

muối khó tan như các muối của Ca ... (CaCO_3), các ô xít dạng R_2O_3 (Al_2O_3 , Fe_2O_3); các nhóm các khoáng vật sét như: Montmorillonit, Illit, Caolinit... Nhóm các khoáng vật hòa tan, như muối của các kim loại kiềm và kiềm thổ, chúng hòa tan trong nước và một phần bị nước vận chuyển đi.

Ngoài ra, trong đất còn có chứa các vật chất hữu cơ có thành phần khác nhau và bị phân hủy ở các mức độ khác nhau.

Trong các khoáng vật trên, phổ biến nhất là các khoáng vật sét. Do có kích thước rất nhỏ, năng lượng mặt ngoài rất lớn, lại có cấu trúc ô mạng tinh thể đặc biệt nên chúng có ảnh hưởng rất lớn đến đặc trưng cơ lý của đất đặc biệt là biến dạng lún.

Khi các lỗ rỗng trong đất chứa đầy nước (bão hòa lý tưởng) thì đất chỉ gồm 2 pha: rắn và lỏng. Nếu dùng sơ đồ 3 pha, tượng trưng cho thể tích đất, thì dễ dàng có khái niệm về phân lượng mỗi pha trong đất.

Tính chất biến dạng của đất phụ thuộc chủ yếu vào lực ngoài tác dụng (trị số, phương thức tác dụng của lực, các yếu tố chủ quan khác) và bản chất của đất...

Pha rắn của đất gồm nhiều thành phần có tỷ lệ thay đổi khác nhau như các khoáng vật sét, các khoáng vật phi sét (non-clay minerals), các hạt sét phi tinh thể (vô định hình-noncrystalline), vật chất hữu cơ, và các loại muối kết tủa. Những khoáng vật kể trên thường được tạo bởi các nguyên tử của các nguyên tố phổ biến như ôxy, silic, hydro, sắt và nhôm, chúng tạo thành nhiều dạng tinh thể khác nhau. Những nguyên tố này kết hợp cùng với canxi, kali, natri, magie và cacbon chiếm trên 99% khối lượng của đất. Các hạt rắn được phân chia thành nhóm theo kích thước như các nhóm: hạt sét, hạt bụi, hạt cát, hạt sỏi (sạn), hạt cuội (dăm), tảng (góc, tròn cạnh).

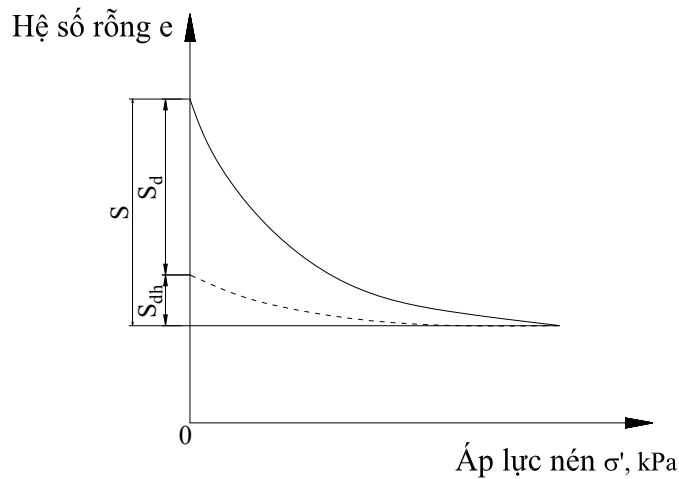
Pha lỏng trong đất thông thường chứa chủ yếu là nước cùng với một lượng khác nhau các chất điện ly hòa tan trong nước. Nước trong đất có ở các dạng sau: nước trong hạt khoáng vật (nước liên kết hóa học), nước kết hợp mặt ngoài (nước liên kết vật lý hay nước màng mỏng), nước tự do (nước trọng lực và nước mao dẫn).

Pha khí, tồn tại đặc biệt trong chưa đất bão hòa. Khí có thường có nguồn gốc từ không khí, do các phản ứng địa hoá, sự hoạt động của các vi sinh vật và phân hủy các vật chất hữu cơ. Khí tồn tại trong các lỗ rỗng của đất và hấp phụ trên bề mặt hạt các hạt nhỏ.

Sự có mặt của các pha và thành phần của chúng trong đất có ảnh hưởng lớn tới tính chất biến dạng lún của đất [24].

1.1.2.2. Sự khác biệt về biến dạng giữa đất và các vật rắn khác

Đất và các vật rắn khác khi bị biến dạng, tổng biến dạng S sẽ gồm 2 loại biến dạng đó là: đàn hồi (có hồi phục) (S_{dh}) và dư (không hồi phục) (S_d). Tuy nhiên, do là vật rắn không liên tục nên trong đất, biến dạng dư là chủ yếu (lớn) còn biến dạng đàn hồi là phụ (nhỏ) (hình 1.1). Trong khi các vật rắn khác, có tính liên tục thì biến dạng đàn hồi là chủ yếu còn biến dạng dư là phụ.



Hình 1.1. Đồ thị quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của đất

1.1.3. Các lý thuyết về cố kết

Lý thuyết về sự cố kết của đất được tác giả Terzaghi (1925) [80] đưa ra lần đầu tiên trong nghiên cứu về biến dạng của nền đất do sự thoát nước từ các lỗ rỗng trong vật liệu độ thấm thấp. Nghiên cứu này được thực hiện dưới tác dụng của tải trọng nén và giả định định luật Darcy là đúng. Sự biến dạng của đất là do tác động có hiệu quả ứng suất (được định nghĩa là sự chênh lệch giữa ứng suất tổng và áp lực nước lỗ rỗng dư).

Áp lực nước lỗ rỗng dư được tạo ra do tải trọng ban đầu truyền vào ma trận đất (Cavalcanti và Telles, 2003) [48]. Lý thuyết của Terzaghi sau đó được Biot (1941) [44] khái quát hóa thành phiên bản ba chiều và được áp dụng rộng rãi trong nhiều lĩnh vực thực tế.

Hơn nữa, sự khái quát hóa ba chiều của lý thuyết Terzaghi cũng do Rendulic đề xuất (1936) [72]. Sự khái quát hóa này dẫn đến một phương trình khuếch tán hai chiều trong đó ứng suất tổng được giả định là không đổi trong suốt quá trình cố kết (Meijer, 1985) [66].

1.1.3.1. Lý thuyết cố kết thẳng đứng của Terzaghi

Lý thuyết cố kết thẳng đứng của Terzaghi đề cập đến quá trình nén một chiều được sử dụng trên đất sét yếu khi chịu tải trọng tăng. Terzaghi (1943) [81] cho rằng: mẫu đất bị nén chặt là kết quả của sự thoát nước trong lỗ rỗng. Nén một chiều, trong đó biến dạng xảy ra theo hướng tải trọng, có một ý nghĩa đặc biệt trong cơ học đất và kỹ thuật nền móng (Powrie, 2004) [71]. Trong thực tế, các phép thử cố kết một chiều được sử dụng để ước tính các thông số chịu nén của đất. Các thí nghiệm Oedometer thông thường được nêu ra bởi Terzaghi từ các giả định sau:

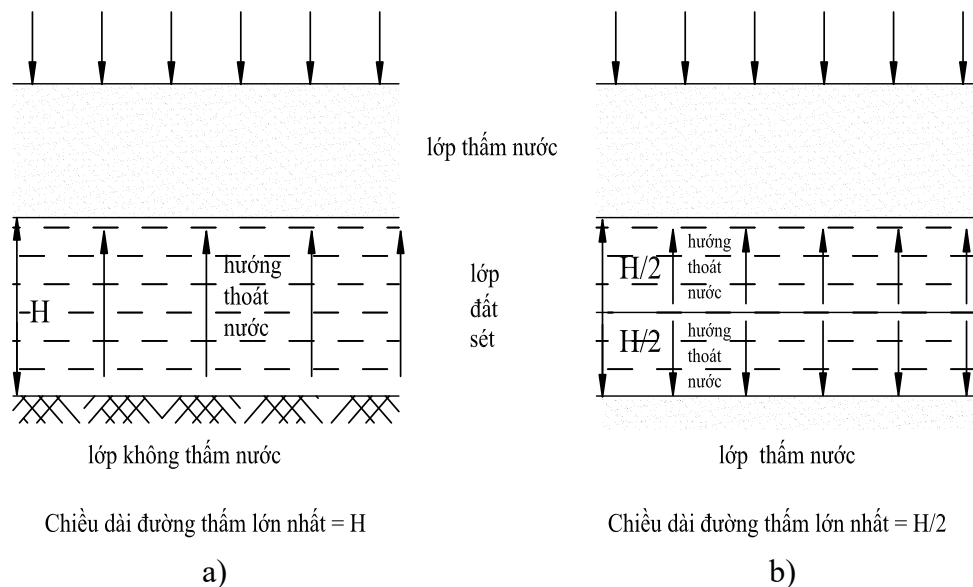
1. Đất đồng nhất và bão hòa hoàn toàn;
2. Tải trọng tác dụng 1 lần tức thời không đổi trong suốt quá trình cố kết;
3. Tốc độ nén lún của đất chỉ phụ thuộc tốc độ thoát nước trong đất. Quá trình thấm thoát nước tuân theo định luật Darcy;

4. Nước và các hạt đất coi như không thay đổi thể tích khi chịu nén;
5. Biến dạng của đất cũng như quá trình thoát nước lỗ rỗng chỉ diễn xảy theo chiều thẳng đứng;
6. Hệ số thấm k và hệ số nén lún a của đất chịu nén là hằng số trong quá trình cố kết thấm;
7. Sự cố kết thứ cấp được bỏ qua (Calabria, 1996) [47].

Những giả định này có giá trị đối với đất hạt mịn nhưng có một số hạn chế:

1. Hệ số thấm k và hệ số nén thể tích m_v được coi là không đổi. Tuy nhiên, trong quá trình cố kết, hệ số rỗng (e) giảm dẫn đến hệ số thấm giảm. Như vậy, hệ số thấm không phải là hằng số, m_v thay đổi theo mức độ nén, dẫn đến sự khác biệt giá trị của hệ số cố kết;
2. Dòng thấm được coi là một chiều nhưng thực tế nó là ba chiều;
3. Giả thiết việc áp dụng tải trọng sẽ tạo ra áp lực nước dư trên toàn bộ tầng đất, nhưng trong một số trường hợp, áp lực nước dư thừa không phát triển trên toàn bộ tầng đất sét (Whitlow, 2001) [87].

Trong quá trình cố kết có thể xảy ra hai điều kiện thoát nước là thoát nước 1 chiều và thoát nước 2 chiều. Trong điều kiện thoát nước 1 chiều, trên mặt cắt, lớp đất yếu cần gia cố nằm trên lớp đất nền không thấm nước. Vì vậy, mức độ cố kết của lớp đất gia cố theo độ sâu cho các giá trị khác nhau (Hình 1.2a). Đối với lớp đất gia cố có khả năng thoát nước cả ở mặt trên và mặt dưới (thoát nước 2 chiều), sự cố kết của nửa dưới của lớp đất là hình ảnh phản chiếu của nửa trên (Berry và Reid, 1987) [43]. Sơ đồ thoát nước cố kết này được thể hiện trong Hình 1.2b. Kết quả của hiện tượng thoát nước này là áp lực nước lỗ rỗng dư sẽ xuất hiện ở tâm và đáy lớp đất dưới hệ thống thoát nước 2 chiều và 1 chiều tương ứng.



Hình 1.2. Điều kiện thoát nước của đất ở a) thoát nước đơn và b) thoát nước kép (Head, 1998) [54]

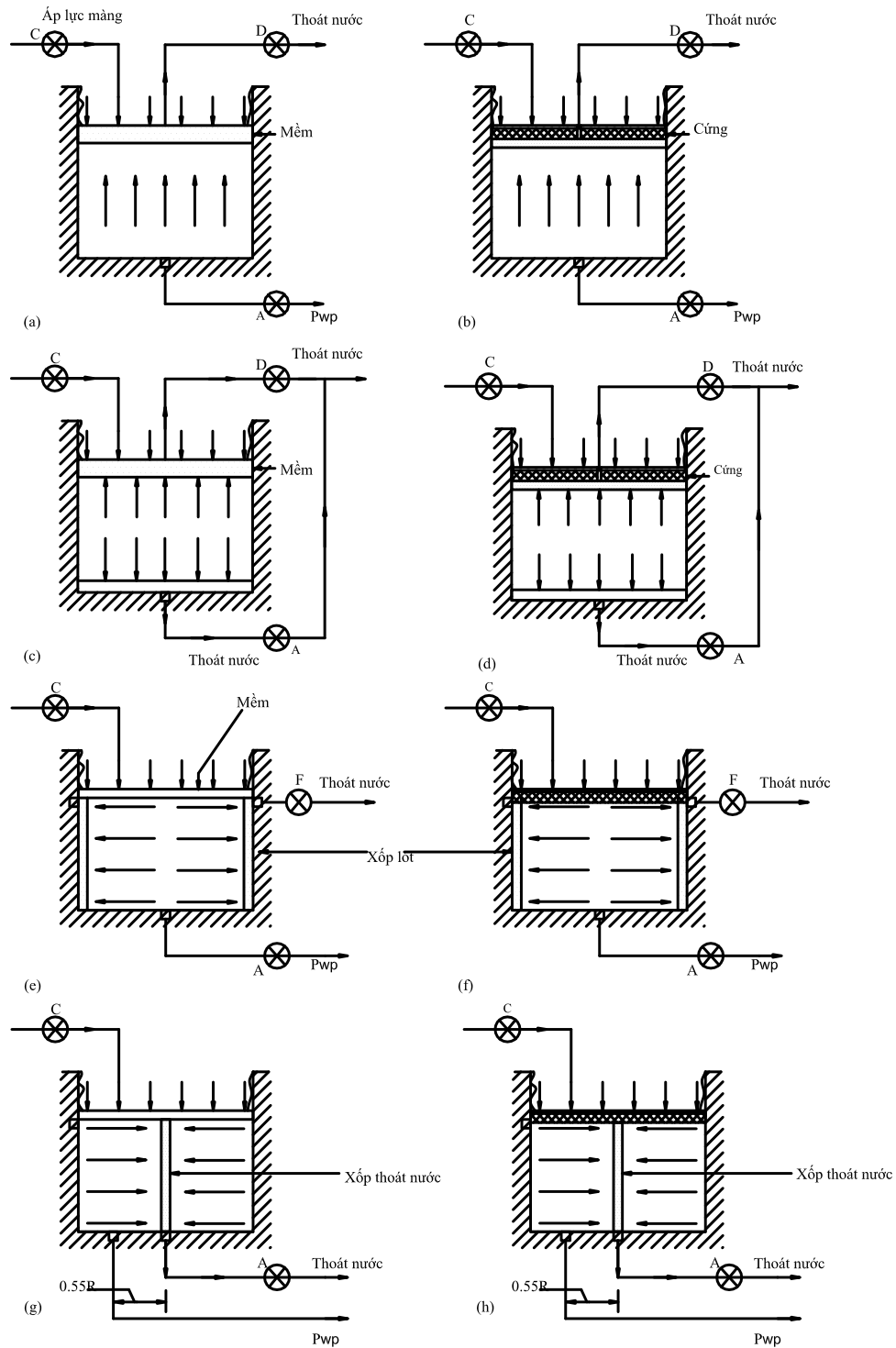
1.1.3.2. Lý thuyết Biot

Lý thuyết của Terzaghi xem xét vấn đề một chiều đơn giản, trong khi Biot đưa ra lý thuyết phát triển một phương pháp xử lý tổng quát hơn về trạng thái gần như cố định của đất bão hòa (Meijer, 1985) [66]. Trong phần này, sự hợp nhất ba chiều tổng quát được xem xét cho trường hợp chất lỏng và hạt có thể nén được (Biot, 1941) [44]. Biot không sử dụng khái niệm ứng suất hữu hiệu, nhưng khả năng nén nội tại của hạt đất đã được công nhận. Các giải pháp phân tích trên lý thuyết Biot được biết đến với các bài toán giá trị biên ban đầu đơn giản (Meijer, 1985) [66].

1.1.3.3. Lý thuyết có kết thoát nước theo phương thẳng đứng và hướng tâm

Một trong những vấn đề phổ biến nhất trong xây dựng là nhu cầu kiểm soát nước ngầm gặp phải trong quá trình xây dựng và nước ngầm sau khi xây dựng. Khi đất sét bão hòa chịu sự gia tăng ứng lực, sự tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng sẽ xảy ra cực kỳ chậm do tính thấm của đất sét thấp. Việc thoát nước từ các lỗ rỗng sẽ diễn ra trong thời gian dài hơn (McCarthy, 2002) [65]. Trong thử nghiệm có kết, có một số kịch bản thoát nước, như được mô tả trong Hình 1.3. Từ Hình 1.3, bất kỳ điều kiện thoát nước và tải trọng nào cũng có thể được sử dụng trong quá trình phân tích có kết. Các mũi tên trong Hình 1.3 chỉ hướng thoát nước, trong đó hướng lên trên là thoát nước đơn, hướng lên và hướng xuống thể hiện thoát nước đôi và hướng ra ngoài và/hoặc hướng vào trong dành cho điều kiện thoát nước hướng tâm. Đã có rất nhiều nghiên cứu với các kịch bản thoát nước được trình bày trong Hình 1.3, bao gồm Seah và Juirnarongrit (2003) [75], Imai và Nawagamuwa (2005) [56], Armstrong (2006) [41], Geng (2008) [50], Wang và cộng sự (2011) [86] và Rosine và Sabbagh (2015) [73]. Cảm biến Oedometer với sự có kết hướng tâm đôi khi được sử dụng để đạt được hệ số có kết ngang (c_h), vì nước có thể chảy xuyên tâm dưới tải trọng thẳng đứng, mô phỏng các điều kiện hiện trường (Seah và Juirnarongrit, 2003 [75]).

Có kết hướng tâm là một hệ thống trong đó cả hệ thống thoát nước dọc và hướng tâm đều chịu tác dụng tải trọng. Nó được sử dụng để tăng tốc độ có kết bằng cách rút ngắn đường thoát nước ở một trong các phương pháp phổ biến để cải thiện nền đất yếu (Indraratna và cộng sự, 2005) [58]. Công thức toán học của nó dựa trên lý thuyết biến dạng nhỏ đối với một phạm vi ứng suất nhất định; một hằng số m_v và hệ số thấm ngang không đổi (k_h) được giả định. Jamiolkowski và cộng sự (1983) [59] khẳng định rằng đối với hầu hết các trầm tích đất yếu, hệ số thấm ngang (k_h) lớn hơn hệ số thấm đứng (k_v), dẫn đến sự có kết hướng tâm nhanh chóng (Indraratna và cộng sự, 2005 [58]). Các hệ thống đã được sử dụng thành công để cải thiện đất nền cho kè, sân bay và đường cao tốc (Indraratna và Redana (2000) [57] và Li và Rowe (2001) [63]).



Hình 1.3. Điều kiện thoát nước và tải trọng để cố kết trong thiết bị Oedometer: a), c), e), g) có tải biến dạng tự do, b), d), f), h) có tải biến dạng đều (Head, 1998) [54]

Lý thuyết cơ bản về cố kết hướng tâm xung quanh giếng (trụ) cát thẳng đứng là sự mở rộng của lý thuyết thoát nước một chiều của Terzaghi (Walker và Indraratna, 2006) [84]. Hệ số của cố kết theo phương ngang (c_h) được biết là lớn hơn hệ số cố kết theo phương thẳng đứng (c_v). Hệ thống thoát nước dọc (các giếng cát thẳng đứng) làm giảm đường thoát nước đáng chú ý theo hướng xuyên tâm, và nó có lợi trong việc đẩy nhanh

quá trình cố kết và cải thiện độ bền của đất (Terzaghi, 1948) [82]. Indraratna và cộng sự (2005) [58], Barron (1948) [42] đã trình bày một giải pháp toàn diện cho vấn đề cố kết hướng tâm bằng giếng thoát nước thẳng đứng.

Nghiên cứu của Barron (1948) [42] dựa trên hai giả thuyết riêng biệt: biến dạng tự do và biến dạng đều. Giả thuyết trước đây giả định rằng: tải trọng là đồng nhất trên một vùng hình tròn có ảnh hưởng tới từng công dọc. Trên thực tế, cả biến dạng tự do và biến dạng đều đều tạo ra kết quả gần như giống hệt nhau và biến dạng đều thường được sử dụng trong hầu hết các phương pháp xuyên tâm. Phân tích cố kết (Indraratna và cộng sự, 2005 [58]).

Các giả định về giả thuyết biến dạng đều được Hansbo (1981) [51] đưa ra như sau:

1. Đất bão hòa hoàn toàn và đồng nhất;
2. Chấp nhận dòng chảy tầng trong đất (định luật Darcy);
3. Biến dạng đất đồng đều ở ranh giới trên của ô đơn vị. Lý thuyết biến dạng nhỏ là có hiệu lực.

Head (1998) [54] cho rằng: trong thực tế, không phải tất cả các kịch bản kết hợp thoát nước đều được đưa ra như trong Hình 1.3. Wang và cộng sự (2011) [86] đề cập rằng giải pháp phân tích Rendulic (1935) không tính đến hệ thống thoát nước hướng tâm. Kết quả là, Barron (1948) đã trình bày một phương pháp phân tích giải pháp kết hợp cả thoát nước thẳng đứng và thoát nước hướng tâm. Điều này đã đạt được trước tiên là tách hệ thống thoát nước hướng tâm và thẳng đứng, sau đó thu được kết quả từ hệ thống thoát nước hướng tâm và thoát nước thẳng đứng (Wang và cộng sự, 2011 [86]). Dựa trên các giải pháp của Barron, nhiều phương pháp phân tích và giải pháp số cho việc cố kết đất với hệ thống thoát nước thẳng đứng và hướng tâm đã đạt được trong các nghiên cứu (Hansbo, 1981 [54]; Hawlader và cộng sự, 2002 [53]; Nogami và Li, 2003 [68]; Leo, 2004 [62] và Geng, 2008 [50]).

1.1.4. Thí nghiệm nén một trục không nở hông (nén cố kết) nghiên cứu biến dạng lún của đất

Để nghiên cứu biến dạng lún của đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài có thể tiến hành bằng các thí nghiệm trong phòng và ngoài trời khác nhau.

Các thí nghiệm trong phòng xác định các đặc trưng tính chất biến dạng lún của đất bao gồm: nén một trục không nở hông (cố kết thẳng đứng, cố kết hướng tâm); nén một trục nở hông tự do; cố kết đẳng hướng trên máy nén ba trục.

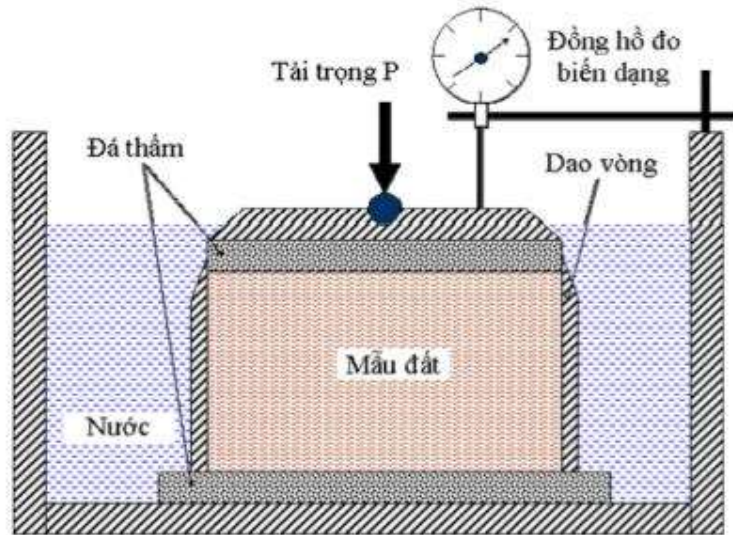
Ngoài các thí nghiệm trong phòng, thực tế còn sử dụng một số thí nghiệm ngoài trời nghiên cứu tính chất biến dạng của đất. Các thí nghiệm ngoài trời phải kể đến như: thí nghiệm xác định mô đun biến dạng tại hiện trường bằng tấm nén phẳng; thí nghiệm nén ngang trong lỗ khoan...

Trong các thí nghiệm trong phòng nói trên, phổ biến là: nén một trục không nở hông và nén một trục nở hông tự do. Trong nghiên cứu của mình, nghiên cứu sinh (NCS) sẽ tập trung nghiên cứu tính chất biến dạng của đất yếu bằng thí nghiệm nén một trục không nở hông.

1.1.4.1. Thí nghiệm nén một trục không nở hông thông thường (cổ kết thẳng đứng)

* Khái quát chung

Khi có những lớp đất trải dài chịu tác dụng của những tải trọng thẳng đứng tác động rộng khắp, lớp đất bị nén theo phương trục z. Để mô phỏng trạng thái đất trên, thí nghiệm nén đất bằng dụng cụ nén một trục không nở hông như hình 1.4.



Hình 1.4. Sơ đồ thí nghiệm nén cổ kết bằng dụng cụ nén một trục không nở hông

Thí nghiệm này nhằm mục đích nghiên cứu quá trình cổ kết theo lý thuyết của Tezaghi. Thí nghiệm xác định độ lún mẫu đất dưới tác dụng của các cấp áp lực nén thẳng đứng. Chi tiết các quy định và các bước tiến hành của thí nghiệm nén cổ kết có thể tham khảo tiêu chuẩn TCVN 4200:2012 [31].

* Tiến hành thí nghiệm

Mẫu đất được lấy vào trong một dao vòng bằng thép không rỉ, cứng, thông thường có đường kính 70mm, chiều cao 20mm. Dao vòng chứa mẫu đất, được đặt hai mảnh giấy thấm ở trên và dưới mẫu đất, sau đó được đặt trong một hộp nén với hai tấm đá thấm ốp phía trên và dưới. Mẫu đất được bão hòa hoàn toàn trong quá trình thí nghiệm bằng cách cho ngập nước.

* Tiến hành gia tải nén

Khi hộp mẫu đã được lắp đặt vào trong vị trí, ta tiến hành chắt tải theo các cấp áp lực khác nhau bằng các quả cân vào hệ thống cánh tay đòn ứng với từng cấp áp lực dự kiến. Ở một cấp áp lực nén, đồng hồ bấm giây được khởi động và bắt đầu đọc chuyển vị lún theo các khoảng thời gian khác nhau cho đến khi ổn định lún.

- Chọn cấp áp lực thí nghiệm:

Trọng lượng các quả cân được lựa chọn sao cho đạt được các cấp áp lực tăng dần từ σ'_1 đến σ'_n .

Giá trị σ'_1 : được chọn tùy thuộc vào trạng thái mẫu đất thí nghiệm. Đất ở trạng thái chảy chọn $\sigma'_1 = 0,125\text{kG/cm}^2$, các cấp sau chọn bằng 2 lần cấp trước nó $\sigma'_2 = 2\sigma'_1$; $\sigma'_3 = 2\sigma'_2 \dots$

Cấp áp lực cuối cùng được chọn tùy thuộc chiều sâu lấy mẫu đất thí nghiệm và áp lực phụ thêm do công trình xây dựng tạo ra. Thường σ_n' được chọn bằng áp lực địa tầng có hiệu tại độ sâu lấy mẫu cộng vượt thêm 1 cấp tiếp theo tính như trên.

- Chọn sơ đồ thời gian đo:

Ứng với mỗi cấp áp lực, các số đọc của đồng hồ đo chuyển vị sẽ được ghi nhận tương ứng với các thời điểm như sau:

$t = 6''; 15''; 30''; 45''; 1'; 2'; 4'; 8'; 15'; 30'; 1\text{h}; 2\text{h}; 3\text{h}; 5\text{h}; 8\text{h}; 24\text{h} \dots$ đến ổn định.

Đọc các số đo biến dạng tiếp tục cho đến khi mẫu cố kết hoàn toàn dưới một cấp áp lực (độ lún không vượt quá 0,01mm trong 24 giờ). Sau đó, gia tải cấp áp lực tiếp theo. Sau khi gia tải đến cấp áp lực cuối cùng, sau khi quá trình cố kết hoàn toàn đạt được thì tiến hành dỡ tải theo một hay vài giai đoạn.

* Xử lý số liệu

- Quan hệ giữa hệ số rỗng e và áp lực σ' :

Từ biểu đồ quan hệ hình 1.5 ta thu được các kết quả sau:

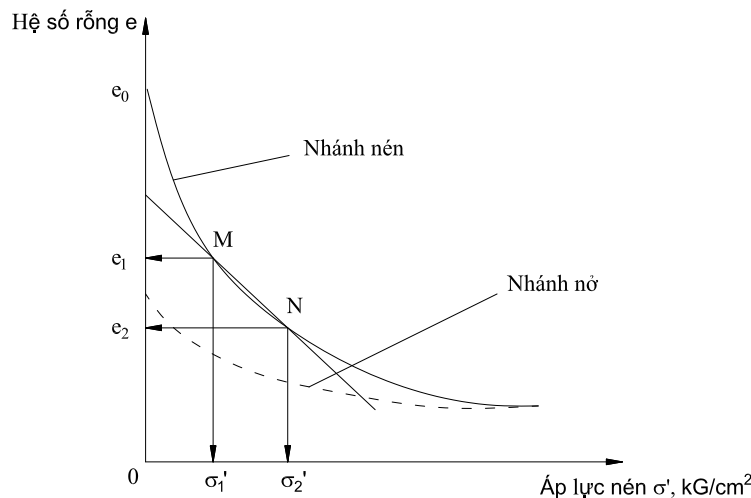
+ Hệ số nén lún a trị số bằng tang của góc nghiêng với trục ngang của đường cong nén lún trong khoảng áp lực đã cho.

$$a = \text{tg}\alpha = - \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$$

$$a = \frac{e_1 - e_2}{\sigma'_2 - \sigma'_1} \quad (\text{cm}^2/\text{kG}) \quad (1.1)$$

+ Độ lún của mẫu đất thí nghiệm:

$$S = \Delta h = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot h_1 = \frac{a \cdot \Delta \sigma'}{1 + e_1} \cdot h_1 = a_0 \cdot \Delta \sigma' \cdot h_1 \quad (\text{m}) \quad (1.2)$$



Hình 1.5. Biểu đồ đường cong nén lún $e = f(\sigma')$

+ Mô đun tổng biến dạng E_0 , mô đun không thoát nước E_u , hệ số poát xông ν và hệ số nén tương đối m_v (a_0):

$$m_v = a_0 = \frac{a}{1+e_1} = \frac{1}{E_0} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right) = \frac{\beta}{E_0} \quad (\text{cm}^2/\text{kG}) \quad (1.3)$$

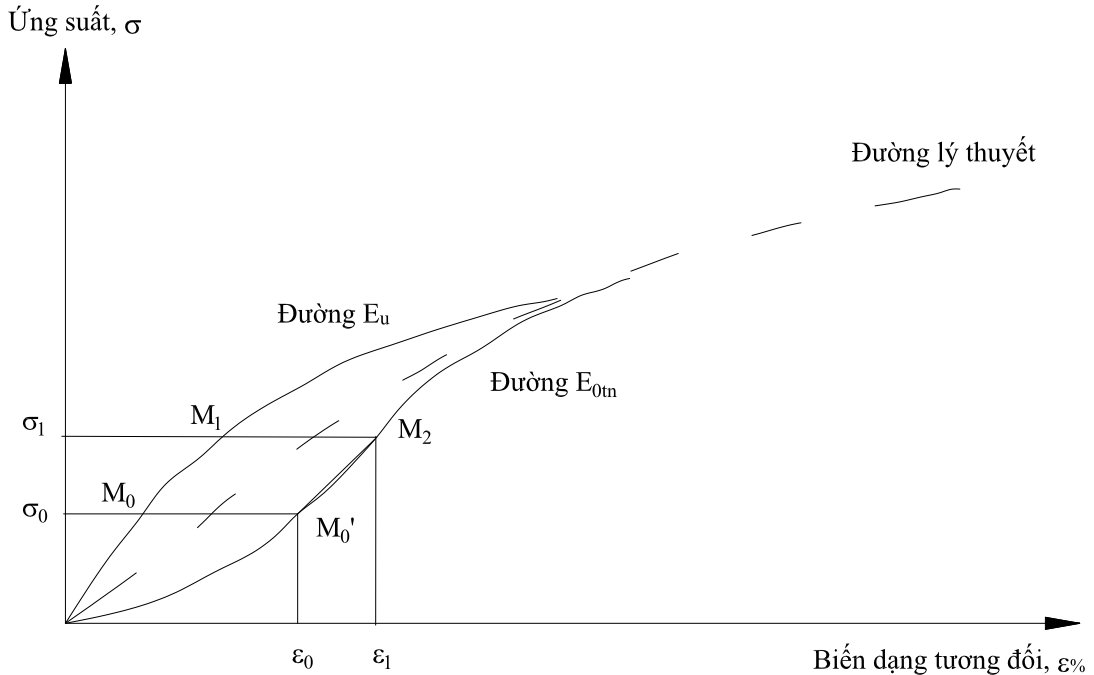
$$\text{Hay: } E_0 = \beta \frac{1+e_1}{a} \quad (\text{kG/cm}^2) \quad (1.4)$$

Ở đây: $\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$ với ν là hệ số poát xông.

Như chúng ta đã biết, trong môi trường đất hiện tượng biến dạng không chỉ diễn ra tức thời mà còn diễn ra theo thời gian (hay còn gọi là quá trình cố kết). Do đó, trong phân tích biến dạng sử dụng mô đun đàn hồi cần phân biệt chúng ở hai trạng thái:

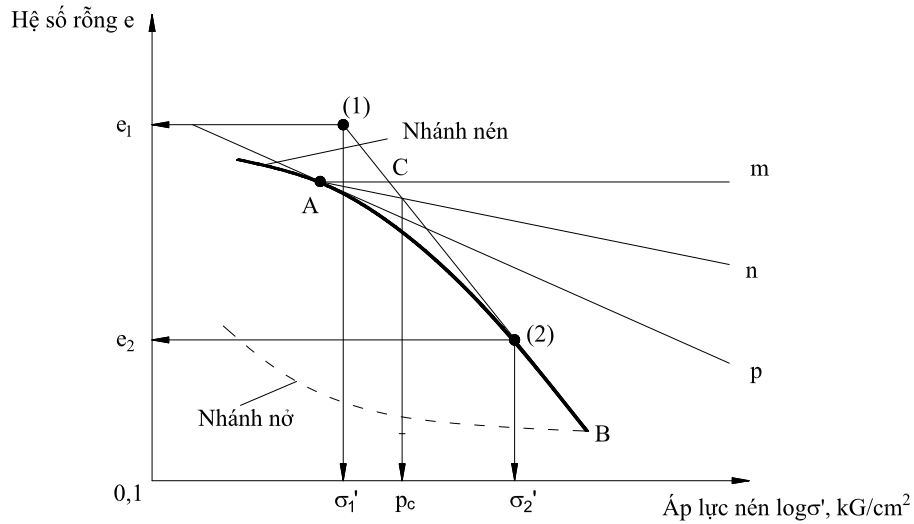
+ Mô đun đàn hồi không thoát nước (E_u): khi áp dụng cần kết hợp với hệ số poát xông không thoát nước (ν_u). Mô đun này biểu hiện là tỷ số giữa ứng suất và biến dạng của đất, sao cho thời gian gia tải tức thì để nước trong đất không thể thoát ra ngoài, nghĩa là hiện tượng cố kết không xảy ra.

+ Mô đun đàn hồi thoát nước (E_{0m}): khi áp dụng thông số này cần kết hợp với hệ số poát xông ở trạng thái thoát nước (ν). Mô đun này được sử dụng trong phân tích lún của nền móng khi tải trọng tác dụng diễn ra trong thời gian đủ dài để nước trong lỗ rỗng của khối đất có thể thoát ra hết (nghĩa là quá trình cố kết đã hoàn tất).

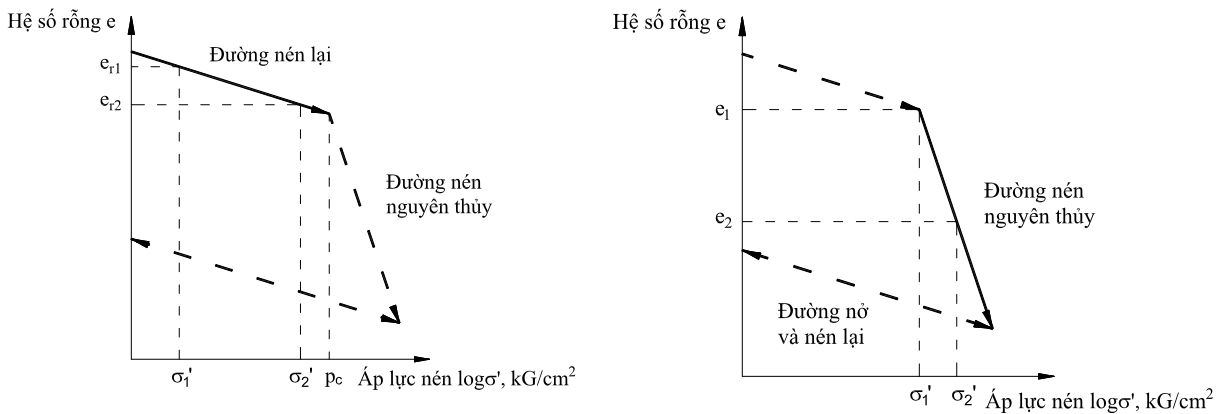


Hình 1.6. Đường biểu diễn ứng suất biến dạng tương đối ở các trạng thái

- Quan hệ giữa hệ số rỗng e và $\log \sigma'$:



Hình 1.7a. Biểu đồ đường cong nén lún $e = f(\log \sigma')$



Hình 1.7b. Đặc tính nén lại và nén nguyên thủy

Từ biểu đồ quan hệ hình 1.7b ta thu được các kết quả sau:

+ Chỉ số nén C_c : Trường hợp sử dụng biểu đồ $e = f(\log \sigma')$, chỉ số nén C_c được xác định theo công thức:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} \quad (1.5)$$

C_c chính là độ dốc của đường nén nguyên thủy, bao gồm cả đặc tính đàn hồi và dẻo của đất nền. Với đất cố kết bình thường thì độ lún càng tăng khi trị số C_c càng lớn. Các khoảng giá trị sau được dùng để đánh giá cho mức độ nén lún của đất nền [5].

- $C_c < 0,02 \rightarrow$ Đất hầu như không nén lún;
- $0,020 \leq C_c < 0,050 \rightarrow$ Đất nén lún rất ít;
- $0,050 \leq C_c < 0,100 \rightarrow$ Đất nén lún rất ít;
- $0,100 \leq C_c < 0,200 \rightarrow$ Đất nén lún trung bình;
- $0,200 \leq C_c < 0,300 \rightarrow$ Đất nén lún khá mạnh;
- $0,300 \leq C_c < 0,500 \rightarrow$ Đất nén lún mạnh;

$0,500 \leq C_c \rightarrow$ Đất nén lún rất mạnh.

+ Chỉ số nở C_r được xác định ở phần đường cong nở tải theo công thức:

$$C_r = \frac{e_{r1} - e_{r2}}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} \quad (1.6)$$

+ Hệ số nén lún a trong trường hợp này được xác định theo công thức:

$$a = \frac{0,435 \cdot C_c}{\sigma_{tb}} \quad (\text{cm}^2/\text{kG}) \quad (1.7)$$

σ_{tb} - ứng suất trung bình của hai cấp tải trọng.

+ Độ lún của mẫu đất theo quan hệ $e \sim \log \sigma'$:

$$S = \frac{C_c}{1 + e_1} \cdot h \cdot \log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \quad (1.8)$$

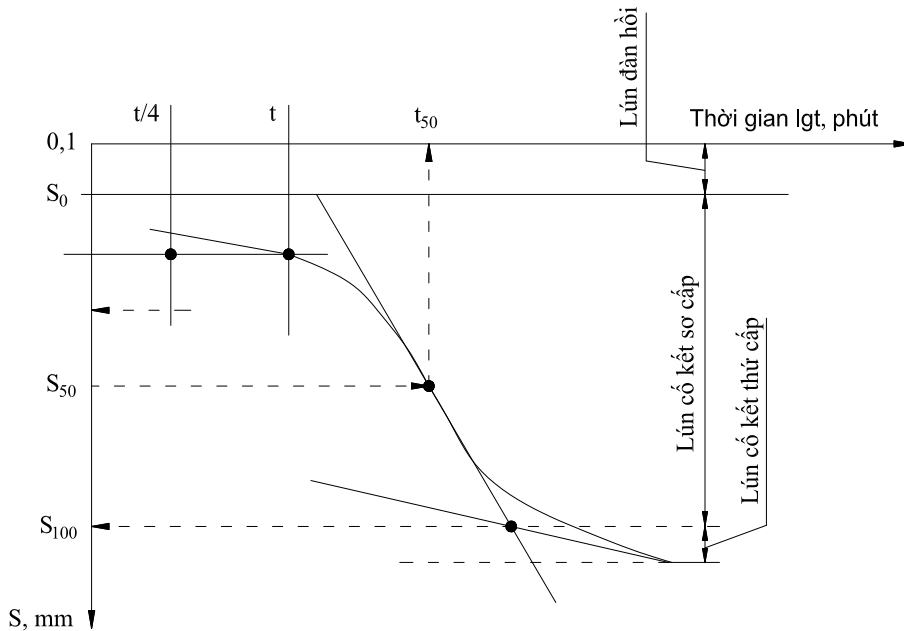
Hoặc:

$$S = \frac{C_r}{1 + e_1} \cdot h \cdot \log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \quad (1.9)$$

- Hệ số cố kết c_v

Thông thường sử dụng phương pháp đồ giải để xác định hệ số cố kết c_v , đó là các phương pháp đồ giải của Casagrande và Taylor.

+ Phương pháp Casagrande (hình 1.8).



Hình 1.8. Đồ thị biểu diễn độ lún (S) theo thời gian t

Từ các kết quả đo biến dạng nén lún của mẫu đất theo thời gian dưới mỗi cấp áp lực vẽ đường cong lún cố kết theo thời gian $S = f(lgt)$. Ở phần đầu đường cong, lựa chọn các điểm tương ứng với thời gian t_1 (thường chọn $t_1 = 15''$) và $t_2 = 4t_1$. Gọi hiệu số của số đọc chiều cao mẫu ở thời điểm t_1 và $4t_1$ là s , chiều cao mẫu lúc đặt gia tải (ứng với mức độ cố kết $U = 0$) là chiều cao mẫu ở thời điểm t_1 cộng với S .

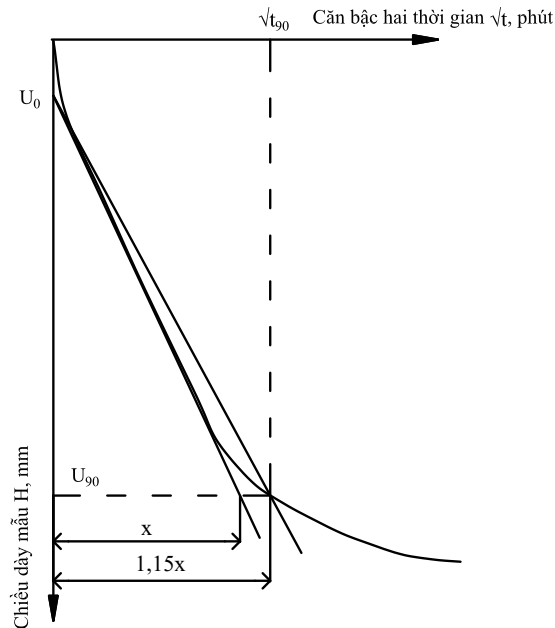
Giao điểm giữa tiếp tuyến của đường cong tại điểm uốn và đường tiếp tuyến ở phần cuối của đường cong được xem là điểm U_{100} (ứng với mức độ cố kết $U = 100\%$). Đường trung bình của U_0 và U_{100} chính là đường U_{50} cắt đường cong thí nghiệm tại điểm t_{50} . Hệ số cố kết c_v được xác định theo công thức:

$$c_v = \frac{0,197 \cdot S_{50}^2}{t_{50}} \quad (1.10)$$

trong đó:

- c_v - hệ số cố kết theo phương thẳng đứng, cm^2/s ;
- S_{50} - chiều dày mẫu đất tương ứng cố kết 50%, cm ;
- t_{50} - thời gian tương ứng cố kết 50%, s .

+ Phương pháp Taylor (Hình 1.9)



Hình 1.9. Đồ thị biểu diễn độ lún S theo thời gian t

Từ các kết quả đo biến dạng nén lún của mẫu đất dưới mỗi cấp áp lực ở các thời gian khác nhau, vẽ đường cong cố kết theo thời gian ($S = f(\sqrt{t})$).

Vẽ đường thẳng phù hợp với những điểm ban đầu của đường cong (thường trong khoảng 50% lượng nén đầu tiên) và kéo dài đoạn thẳng lên phía trên, đường này cắt trục tung ($t = 0$) tại điểm U_0 (ứng với mức độ cố kết $U = 0$). Từ điểm U_0 vẽ đường thẳng thứ hai có hoành độ mọi điểm bằng 1,15 hoành độ của các điểm tương ứng trên đường thẳng thứ nhất. Giao điểm giữa đường này và đường cong thí nghiệm là điểm U_{90} (ứng với mức độ cố kết $U = 90\%$). Từ điểm này xác định giá trị thời gian t_{90} . Hệ số cố kết c_v được xác định theo công thức:

$$c_v = \frac{0,848 \cdot H_{90}^2}{t_{90}} \quad (1.11)$$

trong đó:

- c_v - hệ số cố kết theo phương thẳng đứng, cm^2/s ;
- H_{90} - là chiều dày mẫu đất tương ứng cố kết 90%, cm ;

t_{90} - thời gian tương ứng cố kết 50%, s.

- Áp lực tiền cố kết p_c :

Thông thường, đây là áp lực tối đa mà lớp đất đã bị cố kết trong quá trình lịch sử hình thành. Kết quả thí nghiệm thể hiện trên đường cong $e = f(\log \sigma')$. Áp lực tiền cố kết p_c được xác định trên biểu đồ đường cong hình 1.7a.

Giá trị áp lực tiền cố kết p_c có thể đánh giá mức độ cố kết của đất, ở độ sâu đang xét, thông qua việc so sánh với áp lực địa tầng tại đó là σ'_0 .

Chỉ số quá cố kết OCR được định nghĩa bằng tỷ số giữa áp lực tiền cố kết p_c và áp lực hữu hiệu do trọng lượng bản thân của các lớp đất bên trên tác động tại điểm lấy mẫu σ'_0 .

$$OCR = \frac{p_c}{\sigma'_0} \quad (1.12)$$

OCR = 1 → đất cố kết thông thường;

OCR > 1 → đất quá cố kết (đất cố kết trước);

OCR < 1 → đất chưa cố kết (đất kém cố kết hoặc chưa đạt đủ quá trình cố kết do trọng lượng bản thân các lớp bên trên).

Xác định áp lực tiền cố kết p_c bằng phương pháp Casagrade (hình 1.7a):

Chọn điểm A có bán kính chính khúc bé nhất trên đường cong cố kết $e = f(\log \sigma)$;

Vẽ đường tiếp tuyến tại A với đường cong $e \sim \log \sigma$;

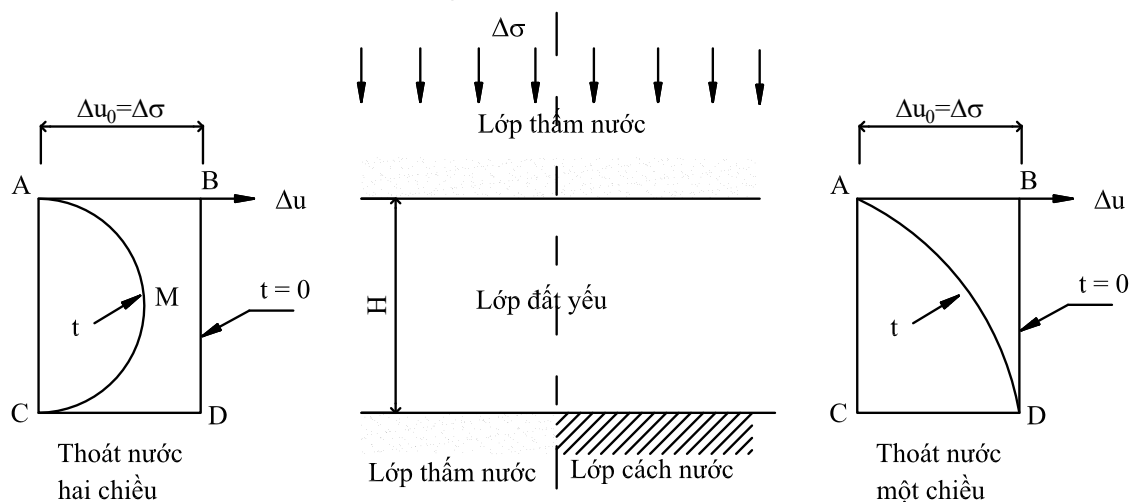
Vẽ đường song song với trục hoành tại A;

Vẽ đường phân giác của góc hợp bởi hai đường trên;

Kéo dài phân tuyến tính của đường nén nguyên thủy, giao điểm của đường này và đường phân giác ta sẽ được điểm ứng với áp lực tiền cố kết p_c .

Như vậy, đất có một lịch sử về quá trình chịu áp lực và những biến đổi mà đất phải chịu trong một thời gian rất dài và những thay đổi này được lưu trữ trong cấu trúc của đất.

- Tính toán hệ số cố kết theo thời gian



Hình 1.10. Biến thiên áp lực nước lỗ rỗng theo thời gian và chiều sâu trong quá trình cố kết

Lý thuyết Terzaghi cho phép xác định thời gian cố kết trên cơ sở một số giả thiết. Với áp lực nước lỗ rỗng biến đổi theo thời gian t và chiều sâu z , tính theo phương trình tích phân do Terzaghi thành lập.

Một lớp đất dính được xem là đồng nhất, có chiều sâu vô hạn, chịu tải trọng đồng đều trên toàn bề mặt chịu nén:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1.13)$$

trong đó:

u – biến đổi áp lực nước lỗ rỗng ($= \Delta u$);

c_v – hệ số cố kết theo phương thẳng đứng (cm^2/s), liên quan đến hệ số nén lún a , hệ số thấm k , dung trọng nước γ_n và hệ số rỗng như sau:

$$c_v = \frac{k \cdot (1 + e)}{a \cdot \gamma_n} \quad (1.14)$$

Lời giải của phương trình trong các trường hợp đơn giản nhất, với các điều kiện giới hạn sau:

$u = 0$ tại bất kỳ thời điểm t , tại vị trí lớp thoát nước;

$\frac{\partial u}{\partial z} = 0$ tại bất kỳ thời điểm t , tại vị trí lớp cách nước;

$u = \Delta z$ cho trường hợp $t = 0$, tại bất kỳ độ sâu z nào;

$u = 0$ cho trường hợp $t \rightarrow \infty$, tại bất kỳ độ sâu z nào.

Từ đó dẫn đến $U = f(T_v)$ trong đó U là độ cố kết ở thời gian t :

$$U = \frac{S(\text{ABDCMA})}{S(\text{ABDC})} \quad (1.15)$$

Nếu hệ số nén lún a không đổi trong phạm vi bề dày lớp phân tích thì độ cố kết được thể hiện qua công thức:

$$U = \frac{S(t)}{S(t \rightarrow \infty)} \quad (1.16)$$

trong đó:

$S(t)$ - độ lún ở thời gian t ;

$S(t \rightarrow \infty)$ - độ lún ở thời gian vô cùng.

T_v là nhân tố thời gian không thứ nguyên, liên quan đến thời gian t , bề dày lớp đất H và hệ số cố kết c_v thông qua công thức:

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} \cdot t \quad (1.17)$$

Công thức trên lấy bề dày H cho trường hợp đất nền thoát nước một chiều và $1/2H$ cho trường hợp đất nền thoát nước hai chiều.

Sử dụng nhân tố thời gian T_v , với phương pháp tính toán gần đúng, ta có thể xác định được độ cố kết U với các trường hợp sau:

$$+ \text{ Với } T_v \leq 0,213 \rightarrow U(T_v) = 2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \quad (1.18)$$

$$+ \text{ Với } T_v > 0,213 \rightarrow U(T_v) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} \quad (1.19)$$

Từ đó ta xác định được thời gian cố kết cần thiết tùy theo độ cố kết theo công thức:

$$t = \frac{T_v \cdot H^2}{c_v} \quad (1.20)$$

1.1.4.2. Thí nghiệm nén cố kết một trục không nở hông hướng tâm (cố kết hướng tâm)

Thí nghiệm nén cố kết một trục không nở hông hướng tâm còn gọi tắt là cố kết hướng tâm. Khác với thí nghiệm nén cố kết thông thường (phần 1.1.4.1) đó là: sự thoát nước trong quá trình thí nghiệm theo phương nằm ngang (thoát nước hướng vào lõi thắm đặt ở giữa mẫu đất thí nghiệm), ngoài ra thí nghiệm này còn xác định được áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình thí nghiệm.

a) Thí nghiệm cố kết hướng tâm kiểu hộp nén Rowe

Ở Việt Nam, từ năm 2009, PGS.TS. Nguyễn Thị Nụ đã dựa vào quy trình “BS 1377: part 6: 1990” [46] nghiên cứu, thiết kế, chế tạo kiểu hộp nén (dựa theo hộp nén kiểu Rowe để nghiên cứu cố kết của đất theo phương ngang (có kết hợp với Trung tâm Tiêu chuẩn đo lường chất lượng I để chế tạo). Thiết bị đã được kiểm định và đạt tiêu chuẩn chất lượng đối với thiết bị thí nghiệm. Hộp nén chế tạo đã được dùng phục vụ cho sản xuất, thí nghiệm xác định hệ số cố kết theo phương ngang của đất yếu tại “Dự án xây dựng Nhà máy xử lý Khí Cà Mau”, thị trấn Năm Căn, huyện Năm Căn, tỉnh Cà Mau.

Hệ thống thiết bị cố kết theo phương ngang (hình 1.12) gồm các bộ phận sau:

- Hộp nén dạng trụ tròn, đường kính $\phi = 62\text{mm}$; có lắp gioăng tạo độ kín giữa khuôn và đáy hộp nén. Đáy hộp nén được đục lỗ tròn đường kính 10mm ở giữa tâm nối với van thoát nước ra ngoài, cách tâm 0,55R (1,07cm) có điểm đo nối với thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng. Tấm nén trên có lỗ thoát khí, lắp giăng cao su để tạo độ kín với thành hộp nén và được gắn chặt vào trụ nén dùng để đỡ đồng hồ đo biến dạng. Thân hộp nén cũng được lắp gioăng cao su để tạo độ kín với dao vòng đặt mẫu. Mẫu đất thí nghiệm có chiều cao 30mm.

- Đồng hồ đo biến dạng có độ chính xác là 0,01mm.

- Hệ thống thoát nước (cũng dùng để bão hòa mẫu): van thoát nước, đường ống dẫn nước vào, khi bão hòa hệ thống ống sẽ được treo trên cao, có thể xác định được dung tích lượng nước vào và xác định được thể tích nước thoát ra khỏi mẫu trong quá trình cố kết.

- Thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng bao gồm: đồng hồ đo áp lực có độ chính xác 0,5kPa được nối với ống và van chịu áp lực.

- Sử dụng khung bàn nén của máy nén cố kết thông thường cùng hệ thống quả cân gia tải.

Dụng cụ thí nghiệm có ưu điểm sau:

- Tác dụng lực nén lên mẫu đất theo từng cấp, tăng dần bằng hệ thống cánh tay đòn và quả cân. Đất được nén theo chiều thẳng đứng, nước thoát ra khỏi lỗ rỗng của đất vào lõi thấm nước ở giữa mẫu (thoát nước theo phương ngang);
- Có thể thí nghiệm với các lõi thấm có đường kính khác nhau;
- Đo được áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình thí nghiệm.

Nhược điểm: việc theo dõi đồng thời ở những thời điểm bắt đầu thí nghiệm (khoảng 30s đầu) gặp khó khăn do vừa phải theo dõi biến dạng của mẫu trên đồng hồ đo biến dạng vừa phải đọc biến dạng áp lực nước lỗ rỗng trên đồng hồ đo áp lực.



Hình 1.12. Thiết bị hộp nén hướng tâm kiểu Rowe [9]

Trong quá trình thí nghiệm, khi gia tải nén, mẫu đất bị nén không nở hông theo chiều thẳng đứng, nước bị ép ra khỏi mẫu theo kiểu hướng tâm vào lõi cát (thoát nước ngang), sau đó di chuyển theo lõi thấm và thoát ra ngoài theo đường thoát nước ở dưới đáy mẫu. Thí nghiệm được thực hiện với các cấp áp lực giống như nén cố kết thông thường. Quá trình nén, đo được cả độ lún và áp lực nước lỗ rỗng. Lõi thấm làm bằng cát nhỏ ($0,09 \div 0,3\text{mm}$) có hệ số thấm khoảng $2 \cdot 10^{-4}\text{m/s}$.

Hệ số cố kết theo phương ngang (c_h , $\text{m}^2/\text{năm}$) được xác định theo công thức sau:

$$c_h = 0,131 \cdot \frac{T_{ri} \cdot \phi^2}{t_{50}} \quad (1.23)$$

trong đó:

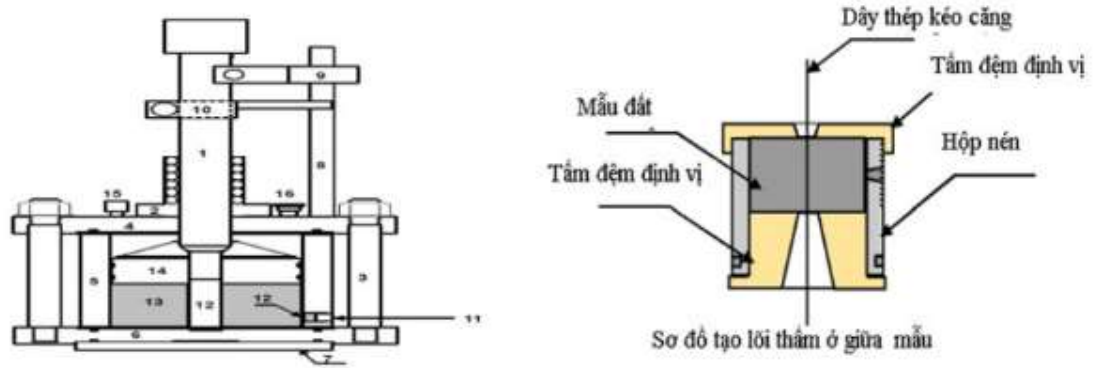
ϕ – đường kính mẫu thí nghiệm, mm;

t_{50} – thời gian để mẫu đạt độ cố kết 50%, phút;

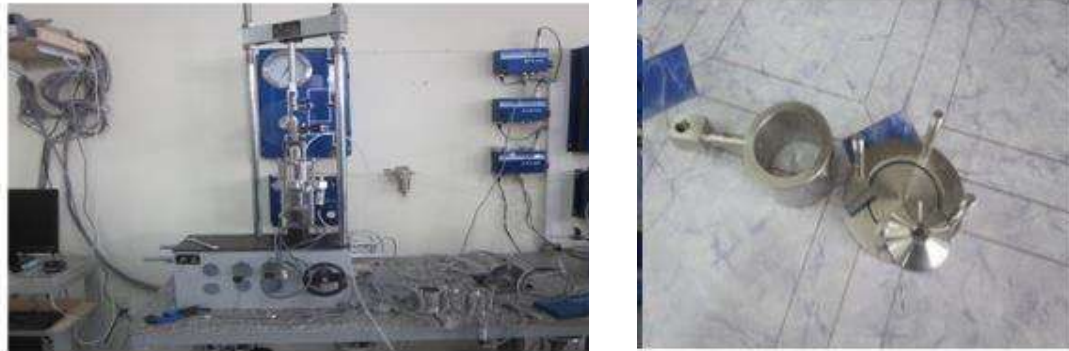
T_{ri} – nhân tố thời gian trong trường hợp thoát nước hướng tâm, tra bảng phụ thuộc vào tỷ số ϕ/ϕ_l (ϕ_l – đường kính lõi thoát nước) [54].

b) Thí nghiệm bằng hộp nén cố kết với tốc độ biến dạng không đổi với đường thoát nước hướng tâm CRS – R

Cuối năm 2012, phòng thí nghiệm LAS – XD 442, Viện Nền móng và công trình ngầm thuộc Công ty Cổ phần kỹ thuật Nền móng và Công trình ngầm FECON đã nhập thiết bị nén cố kết với tốc độ biến dạng không đổi (CRS – R, các hình 1.13, 1.14) với đường thoát nước hướng tâm. Thiết bị được Seah và Juirnarongrit (2003) [75], [76] nghiên cứu và chế tạo. Lỗ thoát nước bằng đá thấm, có hệ số thấm khoảng $0,77 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$.



Hình 1.13. Sơ đồ cấu tạo thiết bị nén CRS – R và cách lấy mẫu thí nghiệm [75], [76]



Hình 1.14. Thiết bị nén CRS – R [75], [76]

Hệ số thấm theo phương ngang (k_h):

$$k_h = \alpha \cdot \frac{v_p \cdot \gamma_n \cdot r_e^2}{u_b \cdot H} \quad (1.24)$$

Hệ số cố kết theo phương ngang (c_h):

$$c_h = \frac{k_h}{m_v \cdot \gamma_n} = \alpha \cdot \frac{v_p \cdot r_e^2}{u_b \cdot H \cdot m_v} \quad (1.25)$$

trong đó:

k_h – hệ số thấm theo phương ngang, cm/s;

c_h – hệ số cố kết theo phương ngang, $\text{m}^2/\text{năm}$;

r_e, r_w – bán kính mẫu đất, bán kính lõi thoát nước ở tâm, mm;

v_p – tốc độ gia tải nén, mm/phút;

u_b – áp lực nước lỗ rỗng trong đất tại biên ngoài không thấm của hộp nén, kPa;

γ_n – khối lượng riêng của nước, g/cm^3 ;

- H – chiều cao của mẫu thí nghiệm, cm;
- m_v – hệ số nén thể tích, 1/kPa;
- α, β - hệ số phụ thuộc vào r_e và r_w .

1.1.5. Các yếu tố ảnh hưởng đến đặc trưng biến dạng của đất

Biến dạng lún của đất phụ thuộc vào bản chất của đất, tải trọng nén và phương pháp thí nghiệm các đặc trưng nén lún.

* Bản chất của đất:

- Loại đất và trạng thái độ sệt của đất:

Nhìn chung, khi các điều kiện về độ chặt, thành phần khoáng hoá như nhau, ở cùng trạng thái độ sệt, khi chịu lực nén, nếu hàm lượng hạt mịn trong đất càng cao thì đất bị biến dạng lún càng nhiều, thời gian ổn định lún càng kéo dài; khi cùng thành phần hạt, độ sệt càng lớn thì đất bị biến dạng lún càng lớn; đất có chứa các khoáng vật có tính phân tán càng cao (ví dụ monmorilonit) thì bị biến dạng lún càng nhiều và thời gian ổn định lún càng kéo dài; đất có chứa hữu cơ bị nén lún càng mạnh.

- Độ chặt ban đầu của đất: độ chặt ban đầu của đất có quan hệ chặt chẽ với độ bền vững của khung kết cấu. Đất càng chặt thì khung kết cấu càng vững chắc và tính nén lún càng nhỏ. Vì thế, đối với các loại đất có độ rỗng lớn, trước khi xây dựng công trình, người ta có thể dùng phương pháp nén trước để giảm độ rỗng ban đầu của đất, làm cho công trình xây dựng sau đó sẽ ít bị lún [7].

- Tình trạng kết cấu của đất: kết cấu của đất càng bị xáo trộn, thì cường độ liên kết giữa các hạt càng yếu đi, do đó tính nén lún của đất càng tăng. Thực tế đã cho thấy rằng, cùng một loại đất, nhưng nếu kết cấu bị xáo trộn hay phá hoại thì đất sẽ lún nhiều hơn so với khi kết cấu còn nguyên trạng. Vì vậy, khi đào hố móng công trình cần chú ý hết sức bảo vệ sao cho đất dưới đáy hố khỏi bị phá hoại kết cấu [7].

- Lịch sử chịu nén: có thể nhận thấy với cùng một tải trọng nén giống nhau, giá trị của hệ số rỗng sẽ khác nhau, tùy theo chỗ nó được xác định theo đường nén ban đầu hay đường nén lại. Đồng thời, cũng có thể thấy rằng, tùy theo lúc ban đầu đất được nén đến tải trọng lớn hay bé bao nhiêu mà sẽ có đường nén lại khác nhau. Với loại đất trong lịch sử chịu áp lực bằng với tải trọng thiết kế hiện tại, thì gọi là đất nén chặt bình thường. Ngược lại, nếu đã bị nén dưới những tải trọng lớn hơn thế gọi là đất quá nén. Do đó, khi tính toán lún của nền đất dưới công trình cần chú ý, so với tải trọng thiết kế, đất nền là thuộc loại đất nén chặt bình thường hay quá nén, để chọn đường cong xác định hệ số rỗng e cho thích hợp [7].

* Tải trọng nén:

Tình hình tăng tải bao gồm độ lớn của cấp tải trọng, loại tải trọng và khoảng thời gian giữa hai lần tăng tải. Cấp gia tải càng lớn và tốc độ gia tải càng nhanh thì kết cấu của đất càng bị phá hoại, khả năng lún của đất càng lớn. Đồng thời, với cùng giá trị cấp gia tải, tốc độ gia tải càng lớn thì khả năng biến dạng sẽ càng lớn. Vì vậy, để đánh giá được đúng đắn các số liệu thí nghiệm, cần nén các mẫu đất theo đúng các quy định về độ lớn cấp tải trọng và tốc độ tăng tải có ghi trong các quy trình về thí nghiệm đất.

Tải trọng động làm cho đất cát nén chặt nhanh hơn so với đất dính và ngược lại dưới tác dụng của tải trọng tĩnh tính nén lún của đất cát rất yếu so với đất sét [7].

** Phương pháp thí nghiệm các đặc trưng nén lún:*

Ngoài các yếu tố ảnh hưởng trên, các đặc trưng biến dạng của đất còn bị ảnh hưởng bởi phương pháp xác định.

Trong phòng, khi xác định các đặc trưng nén lún của đất, người ta tiến hành các thí nghiệm:

Nén với tải trọng không đổi gồm nén cố kết một trục không nở hông; nén một trục nở hông tự do; nén cố kết đẳng hướng trên máy nén ba trục.

Nén với biến dạng không đổi.

Trong thí nghiệm nén cố kết một trục không nở hông, kết quả thí nghiệm phụ thuộc vào sơ đồ thí nghiệm và kích thước mẫu thí nghiệm.

Sơ đồ thí nghiệm gồm:

+ Thí nghiệm thoát nước thẳng đứng: thoát nước một chiều (ít sử dụng) và thoát nước hai chiều (phổ biến);

+ Thí nghiệm thoát nước theo phương ngang (hướng tâm).

Kích thước mẫu thí nghiệm:

Khi đường kính ϕ và chiều cao H của mẫu thay đổi thì các đặc trưng cố kết của đất như c_v , C_c , p_c ... cũng thay đổi. Nguyên nhân chính là do ảnh hưởng đến chiều dài đường thấm thoát nước trong mẫu đất và do đó ảnh hưởng tới thời gian ổn định lún.

1.2. Tình hình nghiên cứu đặc trưng biến dạng lún của đất trên thế giới và trong nước

1.2.1. Trên thế giới

Đối với đất yếu, cần sử dụng phương pháp thí nghiệm thích hợp. Nagajai & nnk (2001) [67] đã đề cập phương pháp nghiên cứu thành phần vật chất, đặc điểm cố kết và sức kháng cắt của đất yếu. Frantisek Havel (2004) [49], đã nghiên cứu đặc điểm từ biến của đất yếu bằng thí nghiệm nén cố kết, nén ba trục đồng thời mô hình hóa trên phần mềm Plaxis 8.2. Đây là những chỉ dẫn quan trọng để đảm bảo cung cấp các chỉ tiêu cơ lý của đất yếu chính xác phục vụ xây dựng công trình.

Các đặc trưng cơ học (sức kháng cắt, đặc điểm cố kết...) của đất yếu được nhiều tác giả đi sâu nghiên cứu. Bjerrum (1967) [45] đã chỉ ra: khi lấy mẫu, đất sẽ bị dờ tải do sự phân bố lại nước trong ống mẫu, do đó khi thí nghiệm cần thiết lập lại điều kiện hiện trường. Hanzawa (1989) [52] đã đề cập đến các thông số cơ học của đất yếu liên quan đến lịch sử tồn tại, đã phân tích những ưu, nhược điểm của phương pháp Bjerrum, SHANSEP để xác định các thông số kháng cắt. Tác giả đã lý giải đất yếu bị quá cố kết ($OCR > 1$) do ảnh hưởng bởi quá trình nén thứ sinh, xi măng hóa trong thời gian tồn tại. Kết quả nghiên cứu là nhận định quan trọng minh chứng cho ảnh hưởng của quá trình địa chất đến quá trình cố kết của đất.

Larsson (1986) [61] đã phân tích và chỉ ra những đặc điểm cốt lõi của đất yếu bằng thí nghiệm trong phòng cũng như quan trắc ngoài hiện trường tại nhiều dự án thí nghiệm khác nhau. Tác giả đã nghiên cứu khá đầy đủ và có hệ thống về đặc điểm và các thông số đặc trưng cho cốt lõi thấm, khẳng định đất có tính từ biến đồng thời phân tích các yếu tố ảnh hưởng. Đây là những định hướng quan trọng trong nghiên cứu cốt lõi của đất yếu.

Hiroyuki Tanaka (2002) [78] đã đưa ra một số nhận định giá trị như chỉ số nén C_c có quan hệ chặt chẽ với giới hạn chảy W_L ; sức kháng cắt hữu hiệu không phụ thuộc vào chỉ số dẻo mà tính bất đẳng hướng của sức kháng cắt mới có quan hệ chặt chẽ với chỉ số dẻo; hệ số Bjerrum đã hiệu chỉnh sức kháng cắt có độ chính xác thấp. Kết quả nghiên cứu được khẳng định cho một loại đất nhưng là những đánh giá quan trọng nhằm định hướng cho công tác nghiên cứu đất yếu.

Đã có một số nghiên cứu về thiết bị thấm ngang của Rowe P. (1966) [74]; Seah và nnk (2004) [76], S. J. Trautwein (1981) [83], Sridhar G. and Robinson R. (2011) [77] các thí nghiệm trong phòng, ngoài trời để xác định hệ số cốt lõi theo phương ngang (c_h), hệ số thấm theo phương ngang (k_h), đây là các thông số có tính quyết định đến việc tính toán thiết kế xử lý nền đất yếu.

Đặc tính cốt lõi của đất sét yếu dưới tác dụng của tải trọng nhiều giai đoạn và tải trọng một giai đoạn có sự khác biệt rõ rệt. Để nghiên cứu hành vi cốt lõi của đất sét yếu dưới tác dụng của tải trọng nhiều giai đoạn, các thử nghiệm cốt lõi một chiều đã được tiến hành trên đất sét yếu trầm tích biển từ miền bắc Trung Quốc. Các kết quả chỉ ra rằng mô hình biến dạng tổng thể theo thời gian của tải trọng nhiều giai đoạn là sự mở rộng phi tuyến tính theo chu kỳ của tải trọng một giai đoạn. Biến dạng cuối cùng giữa tải trọng nhiều giai đoạn và tải trọng một giai đoạn gần như bằng nhau; tuy nhiên, tốc độ cốt lõi của tải trọng một giai đoạn gấp bốn lần tốc độ cốt lõi của tải trọng nhiều giai đoạn. Hơn nữa, hệ số cốt lõi (c_v) giảm khi ứng suất tăng. Sau đó, phương trình cốt lõi một chiều truyền thống của Terzaghi đã được sửa đổi và phương trình cốt lõi phù hợp với tải trọng nhiều giai đoạn được đề xuất trong nghiên cứu này. Việc phân tích các ứng dụng kỹ thuật chứng minh rằng lý thuyết truyền thống đưa ra những dự đoán chính xác hơn về tốc độ cốt lõi và độ lún khi tải trọng nhỏ. Tuy nhiên, khi tải trọng lớn, độ lún được dự đoán bằng phương trình cốt lõi một chiều Terzaghi có thể có sai số từ 0÷25% so với độ lún được dự đoán bằng phương trình đã sửa đổi. Phương trình cốt lõi một chiều Terzaghi đã được sửa đổi thể hiện chính xác hơn về độ cốt lõi thực tế của đất yếu [85].

Việc nghiên cứu các thông số đặc trưng cho tính nén lún của đất phụ thuộc vào kích thước mẫu thí nghiệm cũng được tiến hành ở một số nước trên thế giới.

Wang Yao và nnk (2023) [88] đã nghiên cứu về ảnh hưởng của tỉ lệ chiều cao mẫu so với đường kính mẫu (H/ϕ) đến các thông số cốt lõi của đất sét nạc hoàng thổ ở Tây An, Thiểm Tây, Trung Quốc bằng thí nghiệm nén cốt lõi thẳng đứng có cải biến, các tỉ lệ H/ϕ được thay đổi lần lượt là 0,32; 0,65; 0,97; 1,29 và 1,62 tương ứng với các chiều

cao $H = 20, 40, 60, 80$ và 100mm , trong đó đường kính dao vòng mẫu không đối $\phi = 61,8\text{mm}$. Đối với mỗi tỉ lệ mẫu, được nén với 4 mức độ nén khác nhau là 78%, 84%, 90% và 95%. Kết quả nghiên cứu cho thấy ảnh hưởng của tỉ lệ mẫu H/ϕ đến chỉ số nén C_c của đất hoàng thổ chế bị lớn hơn so với mức độ nén nhưng với áp lực tiền cố kết p_c thì ngược lại. C_c giảm theo cấp số nhân với tỉ lệ H/ϕ ngày càng tăng, trong khi đó p_c tăng tuyến tính.

RonghuaHu, Ming Zhang và Jiaqi Wang (2023) [55] đã nghiên cứu ảnh hưởng của chiều cao mẫu đến hành vi cố kết của đất bùn nạo vét tại Thâm Quyển, Trung Quốc bằng thí nghiệm trên máy đo cố kết áp suất không khí tự động. Chiều cao mẫu được thay đổi lần lượt là 20, 30 và 40mm với đường kính dao vòng mẫu không đối $\phi = 61,8\text{mm}$. Kết quả nghiên cứu cho thấy chỉ số nén C_c giảm xuống khi chiều cao mẫu tăng, tuy nhiên sự chênh lệch về chỉ số nén giữa các cỡ mẫu khác nhau là không đáng kể, hệ số cố kết c_v giảm khi chiều cao mẫu đất tăng, giá trị của c_v phụ thuộc vào áp lực cố kết, tác giả đã đưa ra nhận định rằng nếu chỉ dựa vào hệ số cố kết thu được từ các mẫu đất thông thường (có chiều cao 20mm) để dự báo tốc độ cố kết và quá trình lún của nền bùn nạo vét sẽ là một sự đơn giản hóa quá mức và điều này nhấn mạnh cần phải tìm hiểu sâu về tác động của hiệu ứng quy mô lên quá trình cố kết.

Kongkitkul W. và nnk (2014) [60] đã nghiên cứu so sánh đặc tính cố kết một chiều của đất sét mềm được lấy từ nhiều địa điểm xung quanh khu vực đô thị Băng Cốc, Thái Lan bằng việc sử dụng 2 kích cỡ mẫu thí nghiệm có đường kính khác nhau lần lượt là $\phi = 35\text{mm}$ và $\phi = 60\text{mm}$ và chiều cao mẫu không đối $H = 20\text{mm}$ bằng thí nghiệm nén cố kết thẳng đứng. Kết quả nghiên cứu cho thấy, các đặc tính cố kết 1 chiều thu được như c_v , C_c , C_s và p_c thay đổi không đáng kể. Giá trị các thông số C_c , C_s giảm nhẹ và p_c tăng nhẹ. Điều này được tác giả lý giải có thể là do tác động của ma sát trong quá trình thử nghiệm và sự xáo trộn của mẫu trong quá trình chế bị mẫu.

Tepondjou Nguedia R. (2016), đại học Salford – Anh [79] đã nghiên cứu ảnh hưởng của kích thước mẫu đến đặc tính cố kết của đất sét yếu. Tác giả đã tiến hành một loạt thí nghiệm trên đất hạt mịn bão hòa hoàn toàn (đất sét cao lạnh) bằng thí nghiệm nén không nở hông với các mẫu có kích thước: đường kính mẫu 100, 150, 250mm, chiều cao mẫu 23, 30, 50, 130 và 200 mm. Kết quả nghiên cứu cho thấy, khi chiều cao mẫu tăng, c_v sẽ tăng ở mỗi lần tăng tải, chiều cao của mẫu đất có ảnh hưởng đáng kể đến giá trị của c_v , chiều cao mẫu đất càng cao thì giá trị của c_v càng lớn. Trong nghiên cứu này, ảnh hưởng của ϕ mẫu đã được nghiên cứu trên đất sét bão hòa không có hệ thống thoát nước ngang (do đó chỉ thoát nước theo chiều thẳng đứng); các kết quả cho thấy đường kính mẫu ảnh hưởng đáng kể đến c_v . Tuy nhiên, kết quả quan sát được với đường kính mẫu đất trên c_v là chưa hoàn toàn được thuyết phục.

Như vậy, nghiên cứu ảnh hưởng của kích thước mẫu (H và ϕ) đến c_v của đất thu được từ các kết quả thí nghiệm trong phòng cũng còn có những ý kiến khác nhau. Điều đó cần phải tiếp tục được nghiên cứu và làm sáng tỏ.

1.2.2. Trong nước

Cùng với sự nghiệp công nghiệp hóa và hiện đại hóa đất nước, cùng với sự phát triển của các ngành khác, ngành xây dựng ở Việt Nam cũng phát triển rất mạnh mẽ, việc xây dựng cơ sở hạ tầng như hệ thống đường giao thông, bến cảng...ngày càng phát triển và lớn mạnh. Để đáp ứng nhu cầu xây dựng này, Việt Nam đã và đang ứng dụng nhiều thành tựu khoa học của thế giới vào xây dựng và đặc biệt là vấn đề xử lý nền đất yếu. Những công trình nghiên cứu đầu tiên thể hiện đặc tính xây dựng của đất yếu phải kể đến các công trình nghiên cứu của các tác giả như Lê Trọng Thắng (1995), Nguyễn Việt Tình (2001), Bùi Đức Hải (2003), ...

Lê Trọng Thắng (1995) [20] đã phân chia cấu trúc nền có phân bố đất yếu ở khu vực Hà Nội. Trong quá trình phân chia, tác giả đã lấy tiêu chí đất yếu hay đơn vị cấu trúc nền đất yếu làm cơ sở phân loại. Mặc dù sự phân chia được giới hạn trong khu vực Hà Nội, nhưng có ý nghĩa thực tiễn rất lớn phục vụ cho xây dựng các công trình và định hướng cho công tác quy hoạch lãnh thổ, định hướng cho công tác xử lý nền đất yếu và mở ra hướng nghiên cứu cho các khu vực khác.

Nguyễn Việt Tình (2001) [23] đã làm sáng tỏ sự hình thành và đặc tính địa chất công trình của đất trầm tích hồ - đầm lầy phụ hệ tầng Hải Hưng dưới, phân bố ở khu vực Hà Nội. Trong công trình nghiên cứu của mình, tác giả đã có những đóng góp quan trọng khi đưa ra một số tính chất đặc biệt của đất trầm tích hồ - đầm lầy là hàm lượng hữu cơ cao với đặc trưng bất đồng nhất và bất đẳng hướng, hệ số thấm theo phương ngang lớn hơn so với phương đứng. Trong đất tồn tại áp lực bắt đầu cố kết thắm, gradient bắt đầu cố kết thắm, đây là vấn đề rất quan trọng để xác định chiều cao đắp có hiệu quả khi thiết kế các biện pháp thoát nước thẳng đứng. Tuy nhiên, nghiên cứu này mới chỉ dừng lại cho một loại đất thuộc một tầng trầm tích (hệ tầng Hải Hưng) phân bố tại khu vực Hà Nội.

Bùi Đức Hải (2003) [3] đã nghiên cứu tính từ biến của đất yếu trầm tích hồ - đầm lầy phụ hệ tầng Hải Hưng dưới ở khu vực Hà Nội. Những đóng góp của tác giả là đề ra phương pháp, sơ đồ và thiết bị nghiên cứu cũng như xác định thông số từ biến của đất yếu. Vấn đề nghiên cứu có ý nghĩa cho việc định hướng dự báo lún công trình.

Trên phương diện nghiên cứu đất yếu phục vụ cho xử lý nền, vấn đề được nhiều tác giả quan tâm là việc xác định hệ số cố kết, hệ số thấm theo phương ngang của đất yếu (c_h , k_h). Vương Văn Thành (1999) [19]; Phạm Văn Long (2010) [6]; Nguyễn Đình Thứ (1999) [22] đã nhận định: c_h là thông số quyết định đến khoảng cách thiết bị tiêu thoát nước thẳng đứng vì thế liên quan đến thời gian thi công và giá thành xây dựng.

Theo tiêu chuẩn TCCS41 – 2022 [28], c_h có thể xác định thông qua thí nghiệm nén lún không nở hông đối với các mẫu nguyên trạng lấy theo phương nằm ngang hoặc ở giai đoạn lập dự án khả thi, tạm thời cho phép dùng quan hệ $c_h = (2\div 5)c_v$. Tuy nhiên, điều này không dễ lựa chọn vì quyết định đến chất lượng nền xử lý, mạng lưới thiết bị tiêu thoát nước và giá thành công trình.

Nguyễn Việt Tinh (2001) [23] trong nghiên cứu về sự hình thành và đặc tính địa chất công trình của đất trầm tích hồ - đầm lầy phụ hệ tầng Hải Hưng dưới phân bố ở khu vực Hà Nội đã đưa ra tỷ số $c_h/c_v = 1,15 \div 4,01$ cho đất than bùn hóa, tỷ số $c_h/c_v = 1,08 \div 1,52$ cho đất bùn hữu cơ, tỷ số $c_h/c_v = 1,06 \div 2,17$ cho đất bùn sét pha hữu cơ.

Phạm Thị Nghĩa, Phạm Văn Ty & nnk (2005) [8] đã xác định hệ số cố kết theo phương ngang (c_h) từ thí nghiệm tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng ngoài hiện trường bằng thiết bị xuyên đo áp lực nước lỗ rỗng (CPT_u) và có những kết luận quan trọng là c_h phụ thuộc vào nguồn gốc và thành phần của đất yếu, cụ thể với đất yếu thuộc phụ hệ tầng Hải Hưng ở dưới khu vực đồng bằng Bắc Bộ, bùn sét hữu cơ có nguồn gốc hồ - đầm lầy, tỷ số $c_h/c_v = 2,4 \div 3,5$, bùn sét pha nguồn gốc sông - biển có tỷ số $c_h/c_v = 1,5 \div 6,1$, bùn sét pha nguồn gốc biển - đầm lầy có tỷ số $c_h/c_v = 1,3 \div 7,6$.

Nguyễn Thị Nụ & nnk (2014) [9] đã nghiên cứu đặc tính biến dạng của đất loại sét yếu am Q_2^{2-3} phân bố ở các tỉnh ven biển đồng bằng sông Cửu Long, trong đó việc nghiên cứu để xác định hệ số cố kết theo phương ngang (c_h) đã được tác giả tiến hành bằng tổ hợp các phương pháp khác nhau gồm thí nghiệm trong phòng (kiểu hộp nén Rowe, nén CRS - R), đo tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng bằng thiết bị CPT_u, xác định từ bài toán ngược theo kết quả quan trắc độ lún ngoài thực tế. Kết quả nghiên cứu cho thấy tỷ số c_h/c_v thay đổi khá lớn, tùy thuộc vào giai đoạn cố kết và đặc điểm cấu trúc, hàm lượng hữu cơ cũng như mức độ phân hủy hữu cơ trong trầm tích, ở giai đoạn cố kết thông thường cho bùn sét am Q_2^{2-3} ở các tỉnh ven biển đồng bằng sông Cửu Long thay đổi trong khoảng từ $1,64 \div 5,98$, khi kẹp cát và lẫn hữu cơ, tỷ số c_h/c_v thay đổi từ $3,13 \div 5,19$. Đây là các thông số có thể tham khảo sử dụng để thiết kế các thiết bị tiêu thoát nước thẳng đứng.

Lê Tiến Dũng và nnk (2015) [2] đã nghiên cứu đặc điểm địa chất Đệ tứ, địa mạo, tân kiến tạo vùng ven biển Bắc Bộ và đánh giá tác động của biến đổi khí hậu và nước biển dâng. Những kết quả nghiên cứu mang tính khu vực làm cơ sở cho những nghiên cứu tiếp theo.

Nguyễn Văn Phóng và nnk (2015) [11] cũng đã tiến hành nghiên cứu các đặc tính xây dựng của đất yếu và các đặc điểm cấu trúc nền đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ, đề xuất các giải pháp gia cố, xử lý nền đất yếu thích hợp phục vụ xây dựng các công trình ven biển trong điều kiện biến đổi khí hậu và nước biển dâng. Đề tài mang tính chất khu vực phục vụ cho nhiều đối tượng xây dựng khác nhau. Kết quả của đề tài có ý nghĩa lớn cho những nghiên cứu cụ thể tiếp theo.

Nguyễn Thị Nụ & nnk (2020) [69] cũng đã đưa ra kết quả nghiên cứu thực nghiệm về hệ số cố kết theo phương ngang của một số loại đất yếu phân bố ở Việt Nam. Kết quả thí nghiệm chỉ ra rằng giá trị hệ số cố kết hướng tâm c_h luôn lớn hơn hệ số cố kết thẳng đứng của đất c_v . Tỷ lệ c_h/c_v phụ thuộc vào áp lực cố kết, loại đất và tính dị hướng của đất. Tỷ lệ c_h/c_v là khác nhau ở các loại đất yếu ở Việt Nam. Ở trạng thái cố kết thông thường, tỷ lệ c_h/c_v dao động từ $1,35 \div 10,59$. Cần phải chọn giá trị c_h ở mức ứng suất tổng để tính toán khoảng cách bác thắm.

Bùi Trường Sơn & nnk (2020) [10] cũng đã nghiên cứu đặc điểm cốt kết của đất yếu vùng ven biển Bắc Trung Bộ và đưa ra một số kết luận: Các thông số cốt kết của đất yếu đóng vai trò quan trọng trong việc tính toán độ lún (ổn định, theo thời gian) và tính toán xử lý nền đất yếu bằng các giải pháp thoát nước thẳng đứng (khoảng cách, số lượng, thời gian xử lý). Trong nghiên cứu này, bằng các thí nghiệm nén cốt kết ở trong phòng, các thông số cốt kết của một số loại đất yếu vùng ven biển Bắc Trung Bộ được làm sáng tỏ. Kết quả nghiên cứu cho thấy, chỉ số nén C_c có mối quan hệ chặt chẽ với độ ẩm, giới hạn chảy, khối lượng thể tích khô của đất. Hệ số cốt kết thay đổi theo cấp áp lực tác dụng, ở giai đoạn quá cốt kết (áp lực nhỏ hơn áp lực tiền cốt kết) thì hệ số cốt kết lớn. Ngược lại, ở giai đoạn cốt kết thông thường (áp lực lớn hơn áp lực tiền cốt kết) hệ số cốt kết nhỏ. Áp lực tiền cốt kết của đất có sự thay đổi theo chiều sâu trong phạm vi phân bố đất yếu.

Phú Truyền Nhật, Lê Vĩnh Ba (2020) [70] đã đưa ra kết quả nghiên cứu đặc tính cốt kết của đất sét yếu với các cỡ mẫu khác nhau, với chiều cao mẫu thay đổi từ 20, 30, 40mm và đường kính mẫu lần lượt là 50,5; 61,8 và 79,8mm. Kết quả nghiên cứu cho rằng sự thay đổi các đặc trưng cốt kết của đất khi thay đổi đường kính mẫu là do có sự ảnh hưởng bởi sự xáo trộn khi lấy mẫu, với mẫu có đường kính nhỏ sẽ ít bị ảnh hưởng bởi sự xáo trộn hơn mẫu có đường kính lớn, còn khi thay đổi chiều cao mẫu, thời gian cần thiết để mẫu cốt kết hoàn toàn dài hơn, trong khi đó thời gian cốt kết cho một tải trọng trong nghiên cứu này cố định là 24 giờ.

Võ Nhật Luân, Nguyễn Thị Nụ và Đỗ Minh Toàn (2021) đã đưa ra kết quả thực nghiệm nghiên cứu đặc tính cốt kết của đất yếu ở TP.HCM Việt Nam. Bốn mươi hai mẫu được thu thập từ các địa điểm khác nhau và được xác định trong phòng thí nghiệm bằng thiết bị nén một chiều. Kết quả cho thấy hệ số cốt kết của đất yếu thay đổi từ $0,052 \cdot 10^{-3}$ đến $3,3 \cdot 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$, chỉ số nén thay đổi từ 0,156 đến 1,703, đất ở trạng thái cốt kết thông thường hoặc trạng thái quá cốt kết. Các thuộc tính này cũng thay đổi khác nhau theo độ sâu. Kết quả nghiên cứu cũng chỉ ra rằng chỉ số nén của đất yếu có mối quan hệ tuyến tính với giới hạn chảy, độ ẩm và hệ số rỗng. Các hệ số cốt kết của đất yếu giảm khi tăng áp lực nén. Các thông số này là cơ sở để tính toán độ lún công trình ngầm ở thành phố Hồ Chí Minh [64].

Nhận xét:

Như vậy, có thể thấy rằng việc nghiên cứu các đặc tính xây dựng của đất loại sét yếu, đặc biệt là các đặc trưng biến dạng là một vấn đề hết sức quan trọng đã, đang và luôn luôn được các nhà Khoa học trong và ngoài nước quan tâm nghiên cứu để ngày càng hoàn thiện. Những nghiên cứu về các đặc trưng biến dạng đất loại sét yếu đã có nhiều, tuy nhiên do tính chất xây dựng của các loại đất loại sét yếu có nguồn gốc khác nhau tùy theo từng vùng nên chắc chắn các đặc trưng biến dạng sẽ khác nhau. Do vậy, cần thiết phải nghiên cứu tiếp để hoàn thiện hơn, nhằm phục vụ cho việc xây dựng công trình ở nhiều khu vực của nước ta.

Qua một số các công trình nghiên cứu kể trên, thấy rằng:

Các công trình nghiên cứu còn mang tính chất khái quát, công trình nghiên cứu về đặc trưng cố kết của đất yếu vùng ven biển ĐBSH chưa được đề cập nhiều;

Tài liệu thu thập từ các đơn vị sản xuất, do nhiều đơn vị, nhiều phòng thí nghiệm thực hiện nên còn nhiều hạn chế về độ tin cậy.

Hiện nay, có thể thấy rằng: các tỉnh ven biển ĐBSH nước ta từ Hải Phòng đến Ninh Bình là đồng bằng trẻ mới được hình thành, tại đây có sự phân bố nhiều loại đất yếu, nằm ngay trên mặt nên liên quan đến nhiều đối tượng xây dựng.

Đây là nơi tập trung dân cư đông đúc, có nhiều đô thị đã và đang mọc lên, là một trung tâm phát triển kinh tế năng động của vùng ĐBSH nói riêng và miền Bắc Việt Nam nói chung.

Khu vực này sẽ chịu ảnh hưởng nghiêm trọng bởi biến đổi khí hậu và mực nước dâng toàn cầu. Theo số liệu khảo sát của Bộ tài nguyên và môi trường, dự kiến trong 100 năm nữa mực nước biển có thể dâng cao đến 0,8m (Huyện Hải Hậu – Nam Định).

Do vậy, hệ thống đê biển, đường giao thông, kho cảng... sẽ được cải tạo nâng cấp và xây mới nhằm thích ứng với nhu cầu phát triển kinh tế và ứng phó với sự biến đổi của khí hậu, trong đó phải kể đến các công trình đất đắp như đê, đập, kho bãi và đường.

Nền đất đắp là các lớp đất yếu mới được hình thành thì hiện tượng biến dạng lún là một vấn đề đáng được quan tâm.

Công tác nghiên cứu các đặc trưng về tính cố kết của đất loại sét yếu khu vực ven biển ĐBSH là rất cần thiết.

Trong thực tế xây dựng hiện nay, việc nghiên cứu và tính lún cho các công trình xây dựng đã được tiến hành, đặc biệt là trong các công trình xây dựng dân dụng và công nghiệp, giao thông. Tuy nhiên, việc tính toán dự báo lún thực hiện chưa được thống nhất (số liệu đầu vào, tiêu chuẩn áp dụng, sử dụng mô hình cấu trúc nền đất yếu...) nên trong thực tế kết quả tính toán có sự sai khác và vẫn xảy ra hiện tượng mất ổn định do lún.

Ở nước ta, do khí hậu, địa hình và đặc điểm môi trường thành tạo phức tạp mà tính bất đồng nhất của đất khá cao và khác nhiều so với nước ngoài đặc biệt là các nước phương Tây (khí hậu hàn đới). Để có những định hướng chính xác cho việc đánh giá các đặc trưng cố kết của đất yếu phân bố ở ven biển ĐBSH Việt Nam, cần thiết phải được nghiên cứu.

Để tiếp tục nghiên cứu, góp phần khắc phục những hạn chế trên, đáp ứng với yêu cầu thực tế của khu vực nghiên cứu, hòa nhập với các nước khác trên thế giới, đề tài **“Nghiên cứu một số đặc trưng biến dạng của đất loại sét yếu ven biển đồng bằng sông Hồng và áp dụng tính lún cho một số công trình đất đắp”** có ý nghĩa thực tiễn và có tính cấp thiết.

Trong đề tài nghiên cứu này, sẽ tập trung giải quyết một số vấn đề:

1 – Đặc điểm phân bố đất loại sét yếu ở ven biển ĐBSH, các đặc trưng cố kết (c_h , c_v) của đất yếu phổ biến amQ_2^3tb ;

2 – Làm sáng tỏ sự ảnh hưởng về kích thước mẫu thí nghiệm đến các đặc trưng cốt kết C_c , p_c , c_v của đất loại sét yếu amQ_2^3tb ;

3 – Sử dụng kết quả nghiên cứu tính toán dự báo lún nền đất yếu dưới khối đắp trên một số dạng CTN đặc trưng.

Kết luận Chương 1

Nội dung Chương 1 đã khái quát được:

Tính chất biến dạng lún của đất;

Các cơ sở lý thuyết (Terzaghi, Biot) và các phương pháp thực nghiệm (chủ yếu trong phòng như nén 1 trục không nở hông thoát nước thẳng đứng, thoát nước theo phương ngang) nghiên cứu đặc điểm biến dạng lún của đất dưới tác dụng của tải trọng;

Phân tích làm rõ các yếu tố ảnh hưởng đến các đặc trưng biến dạng lún của đất bao gồm: bản chất của đất, tải trọng nén, sơ đồ thí nghiệm, thiết bị thí nghiệm - chủ yếu là kích thước mẫu;

Tình hình nghiên cứu về tính chất biến dạng lún của đất trên thế giới và trong nước từ đó định hướng được các nội dung nghiên cứu của đề tài.

CHƯƠNG 2

ĐẤT YẾU PHÂN BỐ VEN BIỂN ĐỒNG BẰNG SÔNG HỒNG VÀ CÁC ĐẶC ĐIỂM TÍNH CHẤT XÂY DỰNG CỦA ĐẤT

Vùng ven biển BĐSH gồm nhiều thị trấn, thị xã, các bến cảng. Đây có thể xem là một vùng đặc biệt, bởi ngoài các khu đô thị sầm uất ra thì còn có các hệ thống đê biển, đê sông dày đặc, đặc biệt là hệ thống đường giao thông (quốc lộ, các tỉnh và huyện lộ rất phát triển).

ĐBSH nói chung là dải đất ven biển mới được hình thành liên quan đến hoạt động của biển, các hệ thống sông lớn như Hồng và Thái Bình, sông Đáy nên đặc điểm địa tầng địa chất Đệ tứ khá phức tạp. Trên mặt phân bố nhiều đất yếu có thành phần khác nhau với bề dày biến đổi phức tạp, ảnh hưởng rất nhiều đến công tác phát triển hạ tầng của dải đất ven biển. Bằng nhiều tài liệu tham khảo và thu thập [2], [11], NCS trình bày khái quát về các loại đất yếu phổ biến và các đặc điểm tính chất xây dựng của đất.

2.1. Đặc điểm tính chất xây dựng các đất loại sét yếu ở ven biển đồng bằng sông Hồng

Với mục đích nghiên cứu đất yếu là phục vụ cho xây dựng các công trình đất đắp, qua các tài liệu tham khảo, NCS chỉ đề cập các phức hệ đất yếu thuộc các trầm tích trẻ Đệ tứ.

2.1.1. Đặc điểm trầm tích Đệ tứ (Q)

Theo kết quả nghiên cứu của Lê Tiến Dũng và nnk [2], trong Đệ tứ gặp các thành tạo địa chất được mô tả tóm tắt từ dưới lên:

* **Thống Pleistocen, phụ thống thượng, hệ tầng Vĩnh Phúc (Q_1^{3vp})**

Trầm tích của hệ tầng gồm 3 kiểu nguồn gốc sông – biển (am), biển – đầm lầy (mb) và biển (m) nhưng phổ biến là am và m.

Trầm tích sông – biển am Q_1^{3vp} :

Theo mặt cắt lỗ khoan LK57BĐ, trầm tích gặp ở độ sâu từ 15÷0m, thành phần gồm sét, sét bột màu loang lổ, phần trên có nhiều kết vón laterit. Tại đây, trầm tích sông - biển phủ trực tiếp lên trầm tích sông hệ tầng Hà Nội.

Theo mặt cắt lỗ khoan LK3NB, từ dưới lên trầm tích gồm 2 lớp:

- Lớp 1 ở độ sâu từ 28 ÷ 20m: sét bột màu tím dẻo mịn, xen ít cát và di tích thực vật. Phủ không chính hợp lên hệ tầng Hà Nội.

- Lớp 2 ở độ sâu 20 ÷ 15m: gồm sét bột màu tím có xen các lớp mỏng bột chứa cát.

Tại Nam Định, theo mặt cắt lỗ khoan LK34NĐ: từ 53÷42,6m, trầm tích gồm sét bột màu nâu đỏ, đốm trắng vàng loang lổ, phần dưới có màu xám ghi, xám xanh. Trong sét có lẫn ít cuội bột kết. Bên trên nó là trầm tích biển cùng hệ tầng (ngoài giới hạn phạm vi nghiên cứu).

Trầm tích biển m Q_1^{3vp} :

Lộ ra ở diện tích khá rộng ở ven rìa đồng bằng Ninh Bình thuộc các huyện Gia Viễn, Nho Quan, Yên Mô và Hoa Lư. Do nằm ngoài phạm vi nghiên cứu nên không được mô tả chi tiết ở đây.

*** Thông Holocen, phụ thống hạ - trung, hệ tầng Hải Hưng ($Q_2^{1-2}hh$)**

Trầm tích hệ tầng Hải Hưng được phân làm hai tập dưới và trên với các kiểu nguồn gốc: sông – biển (am), biển – đầm lầy (mb) và biển (m).

Hệ tầng Hải Hưng, tập dưới ($Q_2^{1-2}hh_1$)

Trầm tích sông – biển (am $Q_2^{1-2}hh_1$):

Theo tài liệu tổng hợp một số lỗ khoan, chúng phân bố ở độ sâu từ 1,8 ÷ 75m, bề dày từ 3,4 ÷ 31m, trung bình 18,5m. Từ dưới lên, trầm tích gồm 2 lớp:

Lớp 1 (15 ÷ 10,2m): sét lẫn bụi, phủ trực tiếp lên sét loang lổ thuộc hệ tầng Vĩnh Phúc;

Lớp 2 (10,2 ÷ 8m): đất sét lẫn bụi.

Trầm tích biển – đầm lầy (mb $Q_2^{1-2}hh_1$):

Gặp ở khu vực Nam Định, Thái Bình, ở độ sâu từ 2 ÷ 48m, bề dày từ 4,5 ÷ 24m, trung bình 15m. Thành phần trầm tích điển hình là sét bụi chứa nhiều tàn tích hữu cơ là thân cây gỗ, thảo mộc nên có màu xám đen.

Trầm tích biển (m $Q_2^{1-2}hh_1$):

Gặp ở độ sâu có thể đến 52m, bề dày trung bình từ 3 ÷ 25m. Thành phần là bột sét, bột cát lẫn nhiều vỏ sò hến.

Hệ tầng Hải Hưng, tập trên ($Q_2^{1-2}hh_3$)

Trầm tích biển (m $Q_2^{1-2}hh_3$):

Ở mặt cắt vùng lộ, nó phân bố rộng rãi ở mặt thềm bậc 1; ở mặt cắt vùng phủ gặp nó ở độ sâu vài m đến 65m. Bề dày thay đổi từ 1,8 ÷ 45m, trung bình 16,8m. Thành phần là sét mịn màu xám xanh, nâu hồng có chỗ đốm nâu nhạt.

*** Thông Holocen, phụ thống thượng, hệ tầng Thái Bình (Q_2^3tb)**

Theo các tài liệu thu thập, hệ tầng Thái Bình được chia thành ba tập với các nguồn gốc trầm tích biển (m), biển – đầm lầy (mb), sông – biển (am), sông – biển – đầm lầy (amb), sông – đầm lầy (mb) và sông (a).

Hệ tầng Thái Bình, tập dưới ($Q_2^3tb_1$): có diện phân bố rộng, cấu tạo nên bề mặt địa hình có cao độ từ 0,5 ÷ 3,5m. Trầm tích phân bố đến độ sâu lớn nhất là 18m, bề dày biến đổi từ 0,5 ÷ 12,5m. Trong tập này gặp:

Trầm tích biển m $Q_2^3tb_1$: độ sâu phân bố từ 5 ÷ 6 đến 18m. Thành phần là sét bột (á sét).

Trầm tích sông - biển am $Q_2^3tb_1$: gặp ở khu vực Vĩnh Bảo, Thành phố Hải Phòng, nằm lộ ngay trên mặt. Thành phần là sét bột, cát bột.

Trầm tích biển - đầm lầy mb $Q_2^3tb_1$: có diện phân bố hẹp, chỉ gặp ở Nam Định ở độ sâu 6 ÷ 10m, bề dày chừng 4m. Thành phần chủ yếu là sét bột, bột sét có chứa các vật chất hữu cơ.

Hệ tầng Thái Bình, tập giữa ($Q_2^3tb_2$):

Trầm tích biển $mQ_2^3tb_2$: gặp ở Vũ Thư, Thái Thụy, Thành phố Thái Bình. Nằm ngay trên mặt, thành phần là cát bột, cát lẫn ít sét.

Trầm tích sông - biển $amQ_2^3tb_2$: có phạm vi phân bố giống như trầm tích biển. Thành phần chủ yếu là sét bột.

Hệ tầng Thái Bình, tập trên ($Q_2^3tb_3$):

Đây là các thành tạo trầm tích hiện đại trẻ nhất trong vùng. Chúng phân bố chủ yếu ở khu vực đồng bằng ven biển, trong đê và ngoài đê, dọc theo các tuyến sông dưới dạng các bãi bồi.

Trầm tích biển $mQ_2^3tb_3$: phân bố rộng rãi ở khu vực ven biển Ninh Bình, Nam Định, Thái Bình, Hải Phòng, tạo thành những dải cát cao $2,5 \div 4m$ và dải bãi cát ven biển. Bề dày trầm tích thay đổi từ $3,2 \div 12,6m$.

Trầm tích sông - biển $amQ_2^3tb_3$: Trầm tích sông – biển có diện phân bố rộng ở huyện Kim Sơn, còn ở các huyện Hoa Lư, Yên Khánh, Yên Mô và xung quanh thành phố Ninh Bình và nhiều nơi khác. Chúng tạo nên những diện hẹp bằng phẳng, độ cao $0,5 \div 2,5m$, nằm xen giữa các bề mặt địa hình cổ hơn. Thành phần hạt gồm sét bột, bột sét lẫn ít cát hạt mịn. màu xám nâu, nâu.

Theo mặt cắt lỗ khoan LK48ND: từ $2,3m \div 0m$ gồm bột sét, sét bột pha ít cát hạt mịn màu nâu, nâu xám lẫn muscovite

Theo mặt cắt lỗ khoan LK3NB từ $0,8m \div 0m$ gồm bột cát lẫn sét màu nâu vàng, xám vàng.

Trầm tích sông - biển và đầm lầy $ambQ_2^3tb_3$: phân bố rải rác ở các cửa sông (Đáy) và các bãi triều lầy với bề dày mỏng ($2 \div 4m$) và có chứa nhiều vỏ sò hến và các tàn tích thực vật.

Trầm tích sông- đầm lầy $abQ_2^3tb_3$: phân bố rải rác ở các địa hình trũng thấp như Yên Sơn, Thành phố Ninh Bình, bề dày trầm tích mỏng, chỉ xấp xỉ $1,2m$.

Trầm tích sông $aQ_2^3tb_3$: phân bố dọc theo các sông Hồng, Đáy... thành các dải hẹp.

Trầm tích biển – gió $mvQ_2^3tb_3$: gặp ở cửa sông Trà Lý, Cửa Lân và Diêm Điền-Thái Bình, đó là các cồn cát ven biển, thành phần là cát mịn.

2.1.2. Đặc điểm phân bố các đất yếu đặc trưng vùng nghiên cứu

Để xác định các loại đất yếu, đặc điểm tính chất xây dựng của chúng, NCS đã tham khảo Bản đồ phân bố đất yếu, các mặt cắt địa chất công trình một số vùng thuộc ven biển Bắc Bộ 1/50000 do tác giả Nguyễn Văn Phóng và nnk thành lập năm 2015 như các hình từ 2.1 đến 2.6 [11].






TỶ LỆ 1:50.000

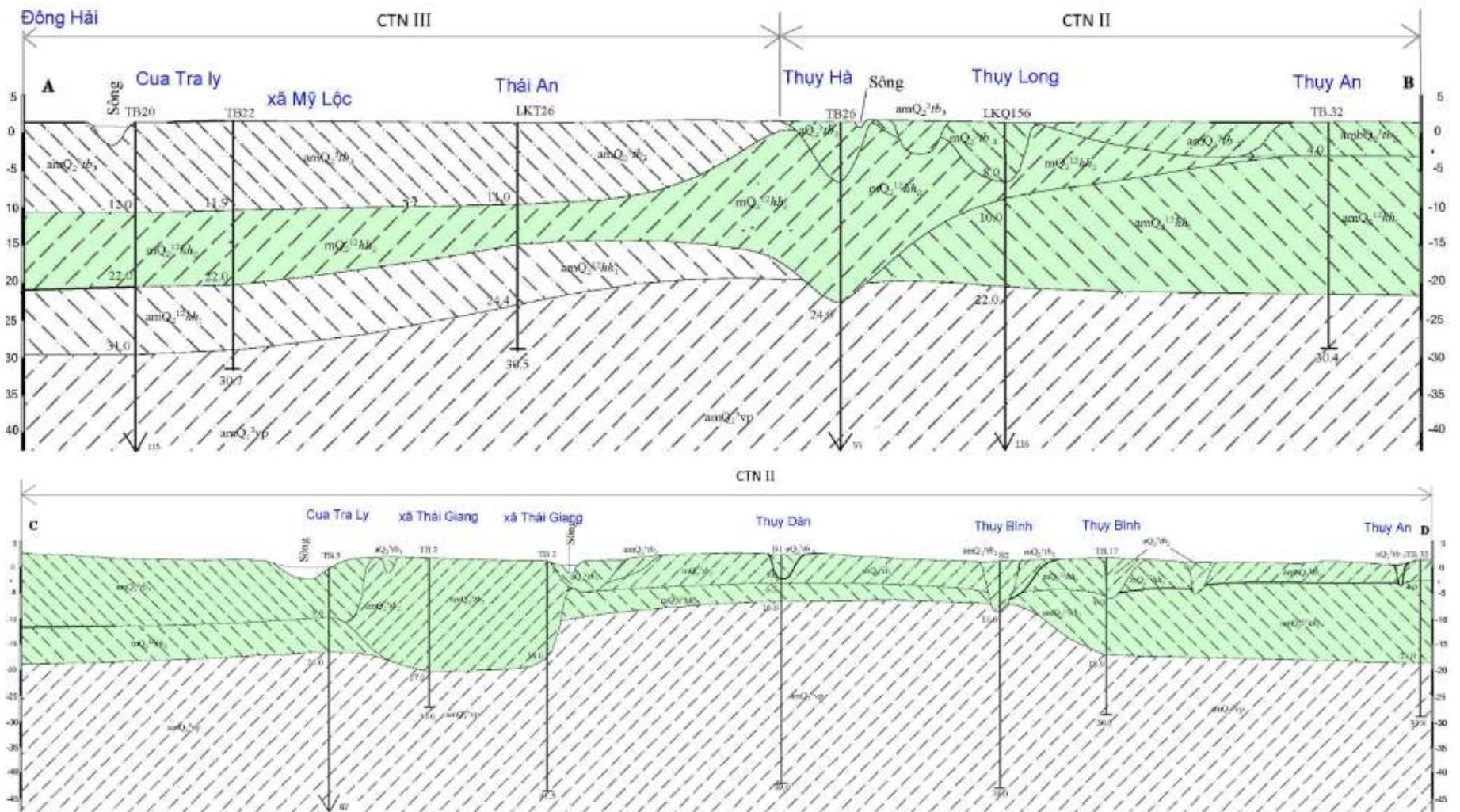
1cm trên bản đồ bằng 500m ngoài thực tế



CÁC KÍ HIỆU KHÁC

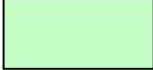
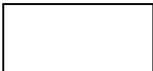

- | | | | | | |
|---|---------------------------------------|---|---|---|----------------------------|
|  | Vùng có đất yếu phân bố ngay trên mặt |  | Vùng có đất yếu phân bố phía dưới các lớp đất có các đặc trưng cơ học tốt hơn |  | Vùng không phân bố đất yếu |
|---|---------------------------------------|---|---|---|----------------------------|

Hình 2.1. Bản đồ phân bố đất yếu khu vực Diêm Điền – Thái Bình [11]

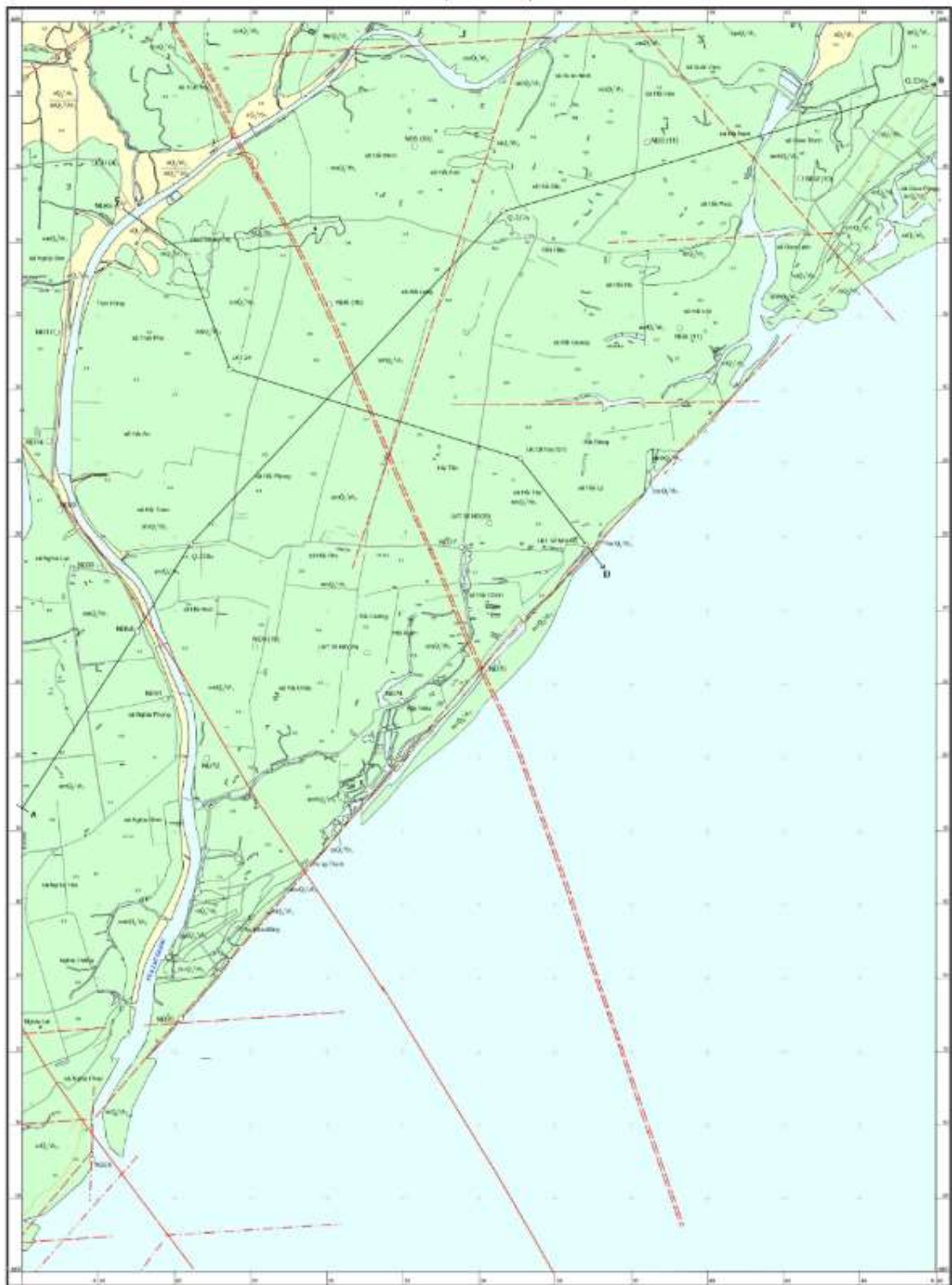


Hình 2.2. Mặt cắt địa chất công trình một số phức hệ thạch học khu vực Diêm Điền – Thái Bình [11]

CHÚ GIẢI

Kí hiệu	Phức hệ địa tầng nguồn gốc	Kiểu thạch học	Đặc điểm phân bố
	$aQ_2^3tb_3$	Sét, màu nâu xám, xám vàng, trạng thái dẻo chảy	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phủ lên trầm tích $mQ_2^{1-2}hh_2$; Bề dày nhỏ hơn 10m, chủ yếu từ 5-10m.
		Á sét, sét xen kẹp á cát, cát, màu xám đen, xám nâu, trạng thái dẻo cứng, dẻo chảy.	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình. Có nơi bị trầm tích $mQ_2^3tb_3$ phủ phía trên;
	$amQ_2^3tb_3$	Sét, á sét trạng thái dẻo mềm – dẻo cứng.	Phủ lên trầm tích $mQ_2^{1-2}hh_2$; Bề dày thường nhỏ hơn 10m, có nơi đến hơn chục mét.
	$mQ_2^3tb_3$	Á cát, á sét, xen kẹp cát, màu xám hồng, xám vàng, trạng thái dẻo	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phủ phía trên đất thuộc các hệ tầng $mQ_2^{1-2}hh_2$, $amQ_2^3tb_3$; Bề dày thay đổi từ 5 đến 10m.
	$mvQ_2^3tb_3$	Cát nhỏ, cát bụi màu xám, xám nâu, nâu vàng, trạng thái xốp – rất xốp.	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phủ phía trên đất thuộc hệ tầng $amQ_2^{1-2}hh_1$; Bề dày thay đổi từ 2 đến 5m.
	$aQ_2^3tb_2$	Á sét màu nâu, nâu xám, trạng thái dẻo chảy, dẻo mềm	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phủ phía trên đất thuộc hệ tầng $mQ_2^{1-2}hh_2$; $amQ_2^{1-2}hh_1$; Bề dày nhỏ hơn 2m.
	$ambQ_2^3tb_2$	Á sét dẻo chảy lẫn hữu cơ màu xám đen, xám nâu.	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phủ phía trên đất thuộc hệ tầng $mQ_2^{1-2}hh_2$; $amQ_2^{1-2}hh_1$; Bề dày từ 2 đến 10m.
	$amQ_2^3tb_2$	Á sét xen kẹp á cát, cát màu nâu hồng, nâu xám, trạng thái dẻo mềm, dẻo chảy	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phủ phía trên đất thuộc hệ tầng $mQ_2^{1-2}hh_2$; $amQ_2^{1-2}hh_1$;

			Bề dày từ 5 đến 10m và lớn hơn 10m.
	$mQ_2^3tb_2$	Á cát xen kẹp cát màu xám nâu, xám vàng, trạng thái dẻo	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình, có nơi nằm phía dưới trầm tích $amQ_2^3tb_3$; Phủ phía trên đất thuộc hệ tầng $mQ_2^{1-2}hh_2$; Bề dày từ 5 đến 10m.
	$mQ_2^{1-2}hh_2$	Sét, á sét lẫn ít hữu cơ màu xám ghi, xám tro, trạng thái dẻo cứng – dẻo chảy.	Phân bố phía dưới trầm tích hệ Thái Bình a, $amQ_2^3tb_3$, m, $amQ_2^3tb_2$, có nơi phân bố trên bề mặt địa hình; Phủ phía trên đất thuộc hệ tầng $amQ_2^{1-2}hh_1$ hoặc amQ_1^3vp ; Bề dày biến đổi mạnh thường lớn hơn 10m, có nơi đến hơn 20m.
	$amQ_2^{1-2}hh_1$	Á sét, sét xen kẹp cát, màu xám, xám ghi lẫn vỏ sò, trạng thái dẻo cứng - chảy.	Chỉ gặp trong mặt cắt; Phân bố chủ yếu phía dưới trầm tích $amQ_2^{1-2}hh_1$, một số nơi phía dưới trầm tích $amQ_2^3tb_2$;
		Á sét, sét xen kẹp cát, màu xám, xám ghi lẫn vỏ sò, trạng thái dẻo mềm.	Phủ phía trên trầm tích amQ_1^3vp ; Bề dày biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn 20m.
	amQ_1^3vp	Á sét, sét, á cát xen kẹp cát, màu xám, xám vàng ghi xanh loang lổ, trạng thái dẻo mềm – dẻo cứng.	Chỉ gặp trong mặt cắt; Phân bố ở độ sâu hơn chục mét trở xuống bị các trầm tích $mQ_2^{1-2}hh_2$, $amQ_2^{1-2}hh_1$ phủ lên trên; Bề dày lớn có thể lên đến 30-40m.



TỶ LỆ 1:50.000
 1cm trên bản đồ bằng 500m ngoài thực tế

CÁC KÍ HIỆU KHÁC



Vùng có đất yêu phân bố ngay trên mặt

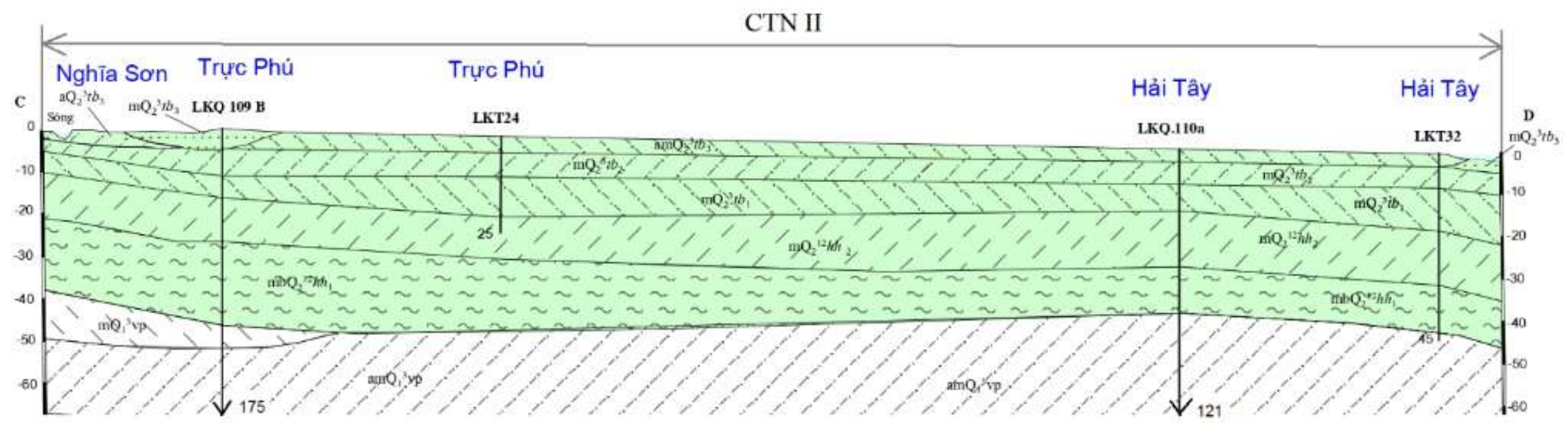
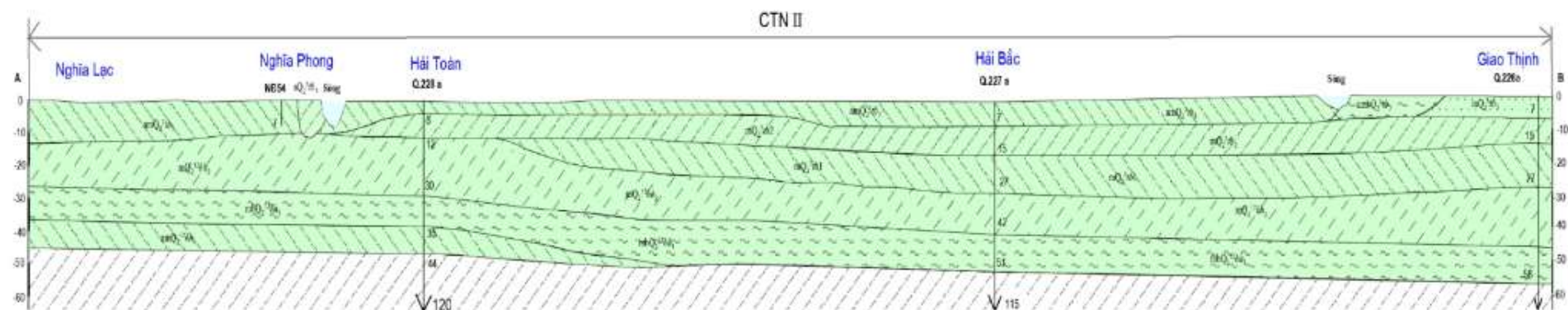


Vùng có đất yêu phân bố phía dưới các lớp đất có các đặc trưng cơ học tốt hơn



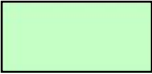
Vùng không phân bố đất yêu

Hình 2.3. Bản đồ phân bố đất yếu khu vực Hải Thịnh [11]



Hình 2.4. Mặt cắt địa chất công trình một số phức hệ thạch học khu vực Hải Thịnh [11]

CHÚ GIẢI

Kí hiệu	Phức hệ địa tầng nguồn gốc	Kiểu thạch học	Đặc điểm phân bố
	$aQ_2^3tb_3$	Á sét, dẻo mềm - dẻo chảy, cát bụi (xốp), màu xám vàng nhạt, xám nâu	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phủ lên trầm tích $mQ_2^{1-2}hh_2, mQ_2^3tb_2$ Bề dày thay đổi từ 2-10m.
	$ambQ_2^3tb_3$	Bùn á sét, bùn á cát, lẫn vỏ sò màu xám nâu, xám đen	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phủ phía trên trầm tích $mQ_2^3tb_2; mQ_2^3tb_1;$ $mQ_2^{1-2}hh_2$. Bề dày thay đổi từ 5 đến 10-20m.
	$amQ_2^3tb_3$	Á sét, sét xen kẹp á cát, cát màu xám đen, xám nâu, dẻo chảy.	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phủ phía trên trầm tích $mQ_2^3tb_2, mQ_2^3tb_1;$ $mQ_2^{1-2}hh_2$, Bề dày biến đổi mạnh thay đổi từ 2-10m, có nơi đến hơn 10m.
	$mQ_2^3tb_3$	Cát mịn (xốp), á sét (dẻo chảy-dẻo mềm), lẫn vỏ sò màu xám, xám nâu.	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phủ phía trên trầm tích $mQ_2^{1-2}hh_2, mQ_2^3tb_2, mQ_2^3tb_1;$ Bề dày thay đổi từ 2-5m.
	$mvQ_2^3tb_3$	Cát nhỏ, cát bụi màu xám, xám vàng, màu nâu (xốp – rất xốp).	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phủ phía trên trầm tích $mQ_2^3tb_2;$ Bề dày nhỏ hơn 5m.
	$amQ_2^3tb_2$	Sét, á sét xen kẹp cát, màu xám, xám vàng, vàng nhạt (dẻo chảy).	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phủ phía trên trầm tích $mQ_2^3tb_2;$ Bề dày từ 2-10m.

	$mQ_2^3tb_2$	Á sét (dẻo chảy), cát nhỏ (xốp) màu xám, xám vàng, xám nâu	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phổ biến bị các trầm tích a, amb, am, m, $mvQ_2^3tb_3$, $mQ_2^3tb_2$ phủ lên trên; Phủ phía trên đất thuộc hệ tầng $mQ_2^3tb_1$, $mQ_2^{1-2}hh_2$; Bề dày biến đổi từ vài mét đến hơn chục mét.
	$mQ_2^3tb_1$	Á sét xen kẹp ít cát nhỏ, lẫn hữu cơ màu nâu xám, xám ghi (dẻo chảy).	Chỉ gặp trong mặt cắt; Bị các trầm tích am, $mQ_2^3tb_3$; $mQ_2^3tb_2$ phủ lên trên; Phủ phía trên trầm tích $mQ_2^{1-2}hh_2$; Bề dày biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn chục mét.
	$mQ_2^{1-2}hh_2$	Sét, á sét xen kẹp cát nhỏ màu xám xanh, xám ghi (dẻo chảy-dẻo mềm).	Chỉ gặp trong mặt cắt; Bị các trầm tích hệ tầng Thái Bình a, am, amb, $mQ_2^3tb_3$; $mQ_2^3tb_2$; $mQ_2^3tb_1$ phủ lên trên; Phủ phía trên trầm tích $mbQ_2^{1-2}hh_1$; Bề dày biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn 10m, có nơi đến hơn 20m.
	$mbQ_2^{1-2}hh_1$	Á sét xen kẹp ít cát nhỏ, lẫn hữu cơ màu xám nâu, xám đen.	Chỉ gặp trong mặt cắt; Phân bố phía dưới trầm tích $mQ_2^{1-2}hh_2$; Phủ phía trên trầm tích amQ_1^3vp , mQ_1^3vp , $amQ_2^{1-2}hh_1$; Bề dày biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn 20m.
	$amQ_2^{1-2}hh_1$	Sét, á sét xen kẹp cát, lẫn hữu cơ, vỏ sò màu xám tro đen (dẻo chảy).	Chỉ gặp trong mặt cắt; Phân bố phía dưới trầm tích $mbQ_2^{1-2}hh_1$; Phủ phía trên trầm tích amQ_1^3vp ;

			Bề dày nhỏ hơn 10m.
<div style="border: 1px solid black; width: 80px; height: 20px; margin: 0 auto;"></div>	mQ_1^3vp	Sét, á sét màu xám vàng, xám tro, xám xanh loang lổ (đeo cứng – dẻo mềm).	Chỉ gặp trong mặt cắt; Bị trầm tích $mbQ_2^{1-2}hh_1$ phủ lên trên; Phủ phía trên trầm tích amQ_1^3vp ; Bề dày nhỏ hơn 10m.
	amQ_1^3vp	Á sét, sét, xen kẹp cát màu xám nâu, nâu vàng loang lổ (đeo cứng).	Chỉ gặp trong mặt cắt, phân bố ở độ sâu 40-50m trở xuống, bị các trầm tích $mbQ_2^{1-2}hh_1$, $amQ_2^{1-2}hh_1$, mQ_1^3vp phủ lên trên; Bề dày biến đổi mạnh, thay đổi từ hơn chục mét đến 40-50m.

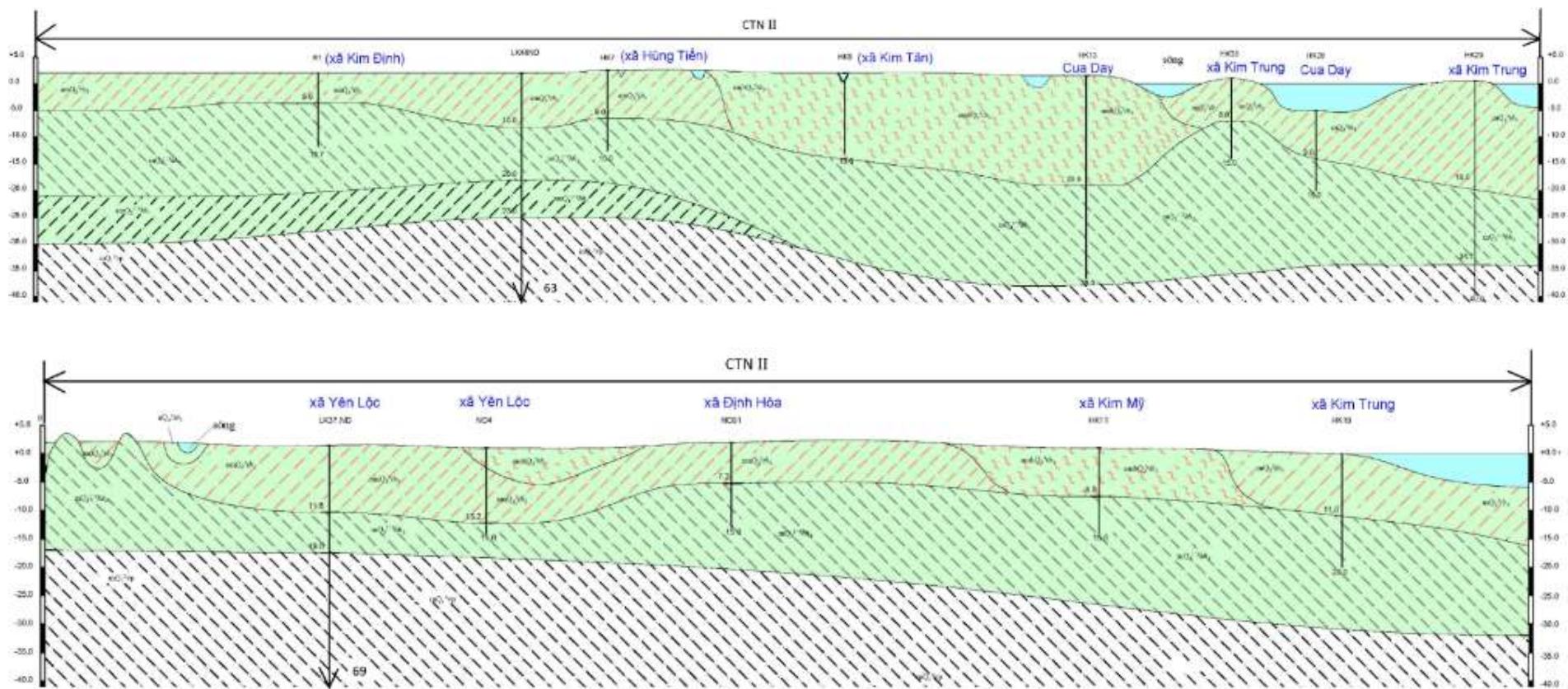


TỶ LỆ 1:50.000
 1cm trên bản đồ bằng 500m ngoài thực địa

CÁC KÍ HIỆU KHÁC

<p> Vùng có đất yếu phân bố ngay trên mặt</p>	<p> Vùng có đất yếu phân bố phía dưới các lớp đất có các đặc trưng cơ học đặc biệt</p>	<p> Vùng không phân bố đất yếu</p>
---	--	--

Hình 2.5. Bản đồ phân bố đất yếu khu vực Kim Sơn – Ninh Bình [11]



Hình 2.6. Mặt cắt địa chất công trình một số phức hệ thạch học khu vực Kim Sơn – Ninh Bình [11]

CHÚ GIẢI

Kí hiệu	Phức hệ địa tầng nguồn gốc	Kiểu thạch học	Đặc điểm phân bố
	$aQ_2^3tb_3$	Á sét, á cát xen kẹp cát màu nâu, nâu xám (đẻo chảy - dẻo mềm).	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phủ phía trên trầm tích $aQ_2^3tb_3$, $mQ_2^{1-2}hh_2$, $aQ_2^3tb_2$; Bề dày thay đổi từ 2-5m.
	$ambQ_2^3tb_3$	Bùn á sét, á sét xen kẹp ít á cát, lẫn hữu cơ, vỏ sò, màu xám nâu, xám đen (chảy-dẻo chảy).	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phủ phía trên trầm tích $aQ_2^3tb_3$, $mQ_2^{1-2}hh_2$; Bề dày thay đổi từ 5 đến 10-20m.
	$amQ_2^3tb_3$	Á sét, xen kẹp ít á cát, cát màu xám, xám nâu (đẻo chảy - chảy).	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình, có nơi bị trầm tích $aQ_2^3tb_3$, $ambQ_2^3tb_3$ phủ bất chỉnh hợp lên trên; Phủ phía trên trầm tích $mQ_2^{1-2}hh_2$, $mQ_2^3tb_2$; Bề dày thay đổi từ 5 đến 10-20m.
	$mQ_2^3tb_3$	Á sét, á cát, lẫn vỏ sò màu xám, xám nâu (đẻo chảy - dẻo mềm).	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phủ phía trên trầm tích $mQ_2^{1-2}hh_2$; Bề dày thay đổi từ 5 đến 10 và lớn hơn 10m.
	$amQ_2^3tb_2$	Á sét, sét xen kẹp cát, màu xám, xám vàng, vàng nhạt (đẻo chảy).	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phủ phía trên trầm tích $mQ_2^{1-2}hh_2$; Bề dày thay đổi từ 5 đến 10m.
	$mQ_2^3tb_2$	Cát mịn (xốp), á cát, á sét (đẻo chảy), lẫn hữu cơ, vỏ sò ốc, màu xám nâu, xám vàng.	Phân bố ngay trên bề mặt địa hình; Phủ phía trên trầm tích $mQ_2^{1-2}hh_2$; Bề dày thay đổi từ 5 đến 10 và lớn hơn 10m.

	$mQ_2^{1-2}hh_2$	Á sét, sét xen kẹp cát, lẫn ít hữu cơ, vỏ sò, màu xám nâu, xám ghi (đẻo chảy).	Có nơi lộ ra trên bề mặt địa hình, phần lớn bị các trầm tích hệ tầng Thái Bình a, am, amb, $mQ_2^3tb_3$; am, $mQ_2^3tb_2$ phủ lên trên; Phủ phía trên trầm tích mQ_1^3vp , $amQ_2^{1-2}hh_1$; Bề dày biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn 10m, có nơi đến hơn 20m.
	$amQ_2^{1-2}hh_1$	Á sét xen kẹp á cát, lẫn ít hữu cơ, vỏ sò, màu xám nâu, ghi (đẻo chảy-chảy).	Chỉ gặp trong mặt cắt; Phân bố phía dưới trầm tích $mQ_2^{1-2}hh_2$; Phủ phía trên trầm tích mQ_1^3vp ; Bề dày thay đổi mạnh từ vài mét đến 20m.
	mQ_1^3vp	Á sét, sét màu xám vàng, ghi nâu loang lổ (đẻo cứng).	Chỉ gặp trong mặt cắt; Bị các trầm tích $mQ_2^{1-2}hh_2$, $amQ_2^{1-2}hh_1$ phủ lên trên; Phủ phía trên trầm tích amQ_1^3vp ; Bề dày thay đổi mạnh từ vài mét đến 20-30m.
	amQ_1^3vp	Á sét, á cát, xen kẹp cát màu xám nâu, phốt xanh loang lổ (đẻo cứng).	Chỉ gặp trong mặt cắt, phân bố ở độ sâu 40-50m trở xuống, bị các trầm tích $mbQ_2^{1-2}hh_1$, $amQ_2^{1-2}hh_1$, mQ_1^3vp phủ lên trên; Bề dày biến đổi mạnh, thay đổi từ vài mét đến hơn chục mét.

Với mục đích phục vụ các công trình đắp, chiều sâu nghiên cứu của NCS dự kiến vào lớp đất tốt thuộc các hệ tầng Hải Hưng và Vĩnh Phúc (dự kiến đến 30 - 40m chiều sâu); diện phân bố giới hạn trong dải ven biển đồng bằng sông Hồng.

Từ những kết quả mô tả địa tầng địa chất như trên, đất đá được phân chia theo nguyên tắc địa chất công trình (Nguyên tắc của Hiệp hội Địa chất công trình quốc tế IAEG), bao gồm các loại, phức hệ và kiểu thạch học.

Để thuận tiện cho việc theo dõi, việc mô tả các đặc điểm phân bố các phức hệ thạch học được trình bày ngắn gọn trong bảng 2.1.

Bảng 2.1. Đặc điểm phân bố các phức hệ thạch học đất yếu thuộc ven biển đồng bằng sông Hồng

T T	Loại thạch học	Phức hệ thạch học	Đặc điểm phân bố	Các kiểu thạch học
1	amb	$ambQ_2^3tb$	<p>Phần trên ($Q_2^3tb_3$): phân bố hẹp ở các cửa sông ven biển Kim Sơn – Ninh Bình, Nam Định, Thái Bình. Gồm 2 dải: dải 1 từ Cồn Thoi đến Thịnh Long dọc cửa sông Ninh Cơ, sông Đáy và dải 2 từ Giao Thủy – Nam Định đến thị trấn Diêm Điền, ở cửa các sông Hồng và Trà Lý, diện tích 200km². Gặp trên mặt, bề dày thay đổi từ 5 – 10 ÷ 20m, có nơi lớn hơn 20m.</p> <p>Phần giữa ($Q_2^3tb_2$): Phân bố ngay trên mặt, chủ yếu ở bãi lầy cửa sông ven biển thuộc Diêm Điền – Thái Bình và Hải Phòng tại cửa các sông Thái Bình, Hóa, Văn Úc, Bạch Đằng với tổng diện tích khoảng 150km². Chiều dày từ vài đến 10m, có nơi từ 10 ÷ 20m.</p>	Chủ yếu là bùn á sét, bùn sét, á sét lẫn hữu cơ, vỏ sò màu đen, xám tro, trạng thái chảy...
2	ab	$abQ_2^3tb_3$	Phân bố với diện hẹp ở phía Tây Hải Phòng (Tiên Lãng, An Lão, An Hải) dưới dạng các bãi lầy ven các sông Thái Bình, sông Văn Úc và Bạch Đằng. Chiều dày thường nhỏ hơn 5m, có nơi đến 10m.	Bùn á sét; sét, á sét dẻo chảy, lẫn hữu cơ, vỏ sò, xám đen, xám tro.
3	mb	$mbQ_2^{1-2}hh_1$	Chủ yếu nằm dưới phức hệ $mQ_2^{1-2}hh_2$, một số nơi nằm dưới phức hệ $mQ_2^3tb_1$, chỉ phân bố ở khu vực Hải Phòng, Hải Thịnh – Nam Định từ độ sâu 11 ÷ 30m trở xuống. Bề dày thay đổi từ vài mét đến lớn hơn 20m.	Bùn sét, bùn á sét, á sét dẻo chảy lẫn hữu cơ, xen kẹp cát mịn màu nâu, xám đen.
4	a	$aQ_2^3tb_{2-3}$	Lộ ra trên mặt, chủ yếu phân bố dọc theo các con sông lớn: Trà Lý, Hồng, Ninh Cơ và Đáy tập trung tại các khu vực Yên Khánh (Ninh Bình), Kiến Xương, Đông Hưng, Thái Thụy (Thái Bình) và một phần nhỏ phân bố dọc theo các sông ở Vĩnh Bảo và Thủy Nguyên	Chủ yếu là á sét, sét, xen kẹp á cát, cát, màu xám, màu nâu trạng thái dẻo

T T	Loạt thạch học	Phức hệ thạch học	Đặc điểm phân bố	Các kiểu thạch học
			(Hải Phòng), bề dày từ 5 ÷ 10m, có nơi lớn hơn 10m.	chảy.
5	am	$amQ_2^3tb_3$	Nằm ngay trên bề mặt với diện khá lớn từ Hải Phòng xuống Kim Sơn - Ninh Bình, có nơi bị các phức hệ a, amb, $mQ_2^3tb_3$ phủ lên trên. Bề dày thay đổi mạnh từ vài mét đến 10 ÷ 20m.	Đất yếu, có nơi là kiểu thạch học đất tốt.
		$amQ_2^3tb_2$	Gặp ngay trên bề mặt với diện tích lớn, gặp ở các khu vực Hải Phòng, Diêm Điền - Thái Bình, Hải Thịnh – Nam Định, Kim Sơn – Ninh Bình. Bề dày thay đổi từ 2 ÷ 10m và lớn hơn 10m.	Á sét xen kẹp á cát, cát, nâu hồng, nâu xám, dẻo mềm, dẻo chảy.
		$amQ_2^3tb_1$	Chỉ gặp ở phía Tây Nam khu vực Hải Phòng tạo thành những khoảnh nhỏ, lộ ra trên bề mặt địa hình, có nơi bị phức hệ ab, $ambQ_2^3tb_2$ phủ lên trên. Bề dày biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn chục mét.	Bùn á sét, sét, á sét, lẫn hữu cơ, vỏ sò, màu xám đen.
		$amQ_2^{1-2}hh_1$	Phân bố chủ yếu phía dưới phức hệ $mQ_2^{1-2}hh_2$, một số nơi dưới các phức hệ $amQ_2^3tb_3$, amb, am, $mQ_2^3tb_2$, $amQ_2^3tb_1$, am, $bmQ_2^{1-2}hh_1$. Gặp phổ biến tại các khu vực từ Hải Phòng xuống Kim Sơn – Ninh Bình, ở độ sâu từ 7 ÷ 25m trở xuống. Chiều dày biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn 20m.	Sét, á sét, bùn, xen kẹp ít cát mịn, màu xám tro, xám nâu, trạng thái dẻo chảy – chảy.
		amQ_1^3vp	<i>Tại Ninh Bình: theo mặt cắt LK3NB:</i> từ dưới lên gồm 2 lớp: - Lớp 1 ở độ sâu 28 đến 20m: sét bột màu tím xen ít cát và di tích thực vật. Phủ không chính hợp lên hệ tầng Hà Nội - Lớp 2 ở độ sâu 20 đến 15m: gồm sét bột màu tím có xen các lớp mỏng bột chứa cát. <i>Tại Nam Định, theo mặt cắt lỗ khoan LK34ND:</i> từ 53 đến 42,6m gồm sét bột màu nâu đỏ, đốm trắng vàng loang lổ, phần dưới	Sét, á sét, trạng thái dẻo cứng đến nửa cứng, kết cấu khá chặt

T T	Loại thạch học	Phức hệ thạch học	Đặc điểm phân bố	Các kiểu thạch học
			xám ghi, xám xanh. Trong sét có lẫn ít cuội bột kết. Bên trên nó là trầm tích biển cùng hệ tầng (ngoài giới hạn phạm vi nghiên cứu).	
6	m	$mQ_2^3tb_3$	Nằm ngay trên bề mặt với diện hẹp dọc ven biển từ Thái Bình xuống Ninh Bình, gặp tại Diêm Điền – Thái Bình, Hải Thịnh – Nam Định, Kim Sơn – Ninh Bình. Bề dày thay đổi từ 2 ÷ 10m và lớn hơn 10m.	Cát mịn xốp, á sét dẻo chảy, dẻo mềm, lẫn vỏ sò, màu xám, xám nâu
		$mQ_2^3tb_{1-2}$	Phần trên: Phân bố rải rác ngay trên bề mặt ở hầu hết các nơi từ Hải Phòng xuống Ninh Bình hoặc bị các phức hệ a, amb, am, mv, m $Q_2^3tb_3$, am $Q_2^3tb_2$ phủ lên. Bề dày thay đổi từ 2 ÷ 10m và lớn hơn 10m.	Á sét, sét, xen kẹp cát, lẫn vỏ sò; xám, xám đen; chảy – dẻo chảy
		$mQ_2^3tb_{1-2}$	Phần dưới: Chỉ gặp rải rác tại khu vực Hải Phòng và Hải Thịnh – Nam Định, phân bố ngay trên bề mặt, có nơi bị các phức hệ ab, amb $Q_2^3tb_2$ phủ lên trên. Bề dày biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn chục mét.	Chủ yếu là bùn á sét; sét, á sét lẫn hữu cơ, vỏ sò, xám đen, dẻo chảy – dẻo mềm
		$mQ_2^{1-2}hh_2$	Phân bố rộng từ Hải Phòng đến Kim Sơn – Ninh Bình. Bị phủ bởi các phức hệ đất yếu hệ tầng Thái Bình. Một số nơi lộ trên bề mặt, gặp rải rác ở phía Tây Bắc Hải Phòng và Diêm Điền – Thái Bình như An Hải, An Lão, Kiến An (Hải Phòng); Đông Cường, Đông Tiến, An Mỹ, Thụy Duyên, Thụy Dân, Thụy Văn (Diêm Điền – Thái Bình) và một số vùng nhỏ tại Yên Mạc – Ninh Bình. Bề dày biến đổi mạnh từ vài mét đến hơn 10m, có nơi lớn hơn 20m.	Chủ yếu là sét, á sét lẫn hữu cơ, vỏ sò màu xám ghi, xám xanh, đa phần là đất yếu,
		mQ_1^3vp	Lộ ra ở ven rìa đồng bằng Ninh Bình gồm các huyện Gia Viễn, Yên Mô, Hoa Lư và thị xã Tam Điệp (Nằm ngoài phạm vi nghiên cứu).	

T T	Loại thạch học	Phức hệ thạch học	Đặc điểm phân bố	Các kiểu thạch học
7	mv	$mvQ_2^3tb_3$	Đó là các cồn cát chạy song song với đường bờ biển từ Hải Phòng xuống Kim Sơn – Ninh Bình, khu vực Hải Thịnh – Nam Định và Diêm Điền - Thái Bình. Bề dày từ 2 ÷ 5m, có nơi từ 5 ÷ 10m và lớn hơn 10m.	Chủ yếu là cát hạt nhỏ, cát bụi, xám, xám vàng, xám trắng, xám nâu, xốp.

Qua thống kê cho thấy, đất yếu thuộc nhiều phức hệ thạch học khác nhau, phân bố chủ yếu ở khu vực từ Hải Phòng đến Kim Sơn – Ninh Bình, chiếm lớn hơn ½ tổng diện tích vùng nghiên cứu, bề dày từ vài mét đến hơn hai chục mét hoặc ít gặp hơn có nơi tới lớn hơn 20 ÷ 30m.

Loại đất tuy khác nhau về nguồn gốc thành tạo nhưng đều là các trầm tích trẻ, hầu hết đều là đất yếu chưa được cố kết. Về thành phần, phổ biến nhất là á sét có chứa ít vật chất hữu cơ nên thường có màu xám, trạng thái chảy- dẻo chảy. Do là trầm tích trẻ nên thường nằm ngay trên mặt hoặc ở độ sâu không lớn. Phổ biến nhất là bề dày xấp xỉ 20m. Điều đó có ảnh hưởng lớn đến việc sử dụng chúng làm nền các công trình đắp.

2.1.3. Đặc điểm tính chất cơ lý đặc trưng của một số đất loại sét yếu thuộc ven biển đồng bằng sông Hồng được trình bày ở bảng 2.2.

Với mục đích là đơn giản hóa, dễ sử dụng trong thiết kế, phù hợp với mục đích nghiên cứu, từ tài liệu thu thập [11], các đặc trưng cơ lý của đất yếu sẽ được tổng hợp theo loại đất có thành phần và trạng thái như nhau. Như vậy, các loại đất có cùng thành phần và trạng thái có thể nằm trong các phức hệ thạch khác nhau sẽ được gộp lại để mô tả và đánh giá chung về tính chất xây dựng của chúng.

Kết quả được trình bày ở bảng 2.2.

Bảng 2.2. Đặc trưng cơ lý của các loại đất loại sét yếu đặc trưng ở ven biển đồng bằng sông Hồng

Hệ tầng	Nguồn gốc	Loại đất	Số mẫu	Hàm lượng phần trăm các nhóm hạt chính				Độ ẩm W, %	Khối lượng thể tích tự nhiên γ_s , g/cm ³	Khối lượng riêng γ_{ss} , g/cm ³	Hệ số rỗng e_0	Chỉ số dẻo I_p	Độ sệt I_s	Góc ma sát φ , độ	Lực dính c, kG/cm ²	Hệ số nén lún a_{1-2} , cm ² /kG		
				Sôi, %	Cát, %	Bụi, %	Sét, %											
Thái Bình Q ₂ ²⁻³ tb	Hỗn hợp (amb, am, ab, mb)	Bùn sét	891	0	18	48,2	33,8	52,9	1,66	2,68	1,614	22,7	1,22	3 ^o 57'	0,056	0,117		
			v					0,014	0,032	0,019				0,483	0,489	0,234		
		Bùn á sét	1087	0,4	41,2	37,1	21,3	42,04	1,74	2,67	1,179	12,7	1,57	5 ^o 55'	0,066	0,078		
			v					0,138	0,036	0,009				0,339	0,400	0,245		
		Bùn á cát	211		54,7	38,3	7,0	52,7	1,75	2,69	1,347	4,7	7,24	11 ^o 18'	0,101	0,031		
			v					0,28	0,06	0,005				0,379	0,507	0,399		
		Sét chảy	60		16,8	50,4	32,8	50,1	1,67	2,69	1,416	22,3	1,01	2 ^o 30'	0,068	0,091		
			v					0,08	0,02	0,005				0,349	0,984	0,28		
		Á sét chảy	299		51,2	29,6	19,2	34,4	1,77	2,67	0,933	11,5	1,27	7 ^o 30'	0,096	0,067		
			v					0,16	0,04	0,011				0,299	0,327	0,285		
		Á cát chảy	70	0,4	61,2	32,4	6,0	28,3	1,85	2,67	0,888	6,4	1,65	10 ^o 31'	0,069	0,059		
			v					0,012	0,05	0,012				0,0249	0,552	0,467		
		Sét dẻo chảy	299		17,2	50,5	32,3	44,2	1,74	2,7	1,238	21,7	0,92	4 ^o 42'	0,092	0,074		
			v					0,18	0,05	0,06				0,327	0,123	0,211		
		Á sét dẻo chảy	163		41,5	39	19,5	38,4	1,77	2,68	1,097	12,9	0,96	7 ^o 22'	0,089	0,110		
			v					0,12	0,025	0,08				0,327	0,265	0,218		
		Sông (a)	Bùn sét	-	58		13,0	52,9	34,1	52,7	1,65	2,69	1,500	23,23	1,12	3 ^o 45'	0,041	0,113
				-	v					0,07	0,01	0,003				0,248	0,208	0,164
	Á sét chảy		182		37,1	46,2	16,7	29,8	1,83	2,68	0,902	10	1,24	12 ^o 58'	0,027	0,036		

Hệ tầng	Nguồn gốc	Loại đất	Số mẫu	Hàm lượng phần trăm các nhóm hạt chính				Độ ẩm W, %	Khối lượng thể tích tự nhiên γ_s , g/cm ³	Khối lượng riêng γ_{s_s} , g/cm ³	Hệ số rỗng e_0	Chỉ số dẻo I_p	Độ sệt I_s	Góc ma sát φ , độ	Lực dính c, kG/cm ²	Hệ số nén lún a_{1-2} , cm ² /kG
				Sỏi, %	Cát, %	Bụi, %	Sét, %									
				v												
Hải Hưng $Q_2^{1-2}hh_1$	Biển (m)	Á sét dẻo chảy	45		22,0	39,0	39,0	45,7	1,71	2,67	1,282	15,8	0,89	7°12'	0,135	0,065
			v					0,03	0,02	0,005				0,180	0,100	0,143
		Bùn á cát	123		43,6	48,2	8,2	26,8	1,89	2,68	0,803	5,5	1,26	14°32'	0,017	0,019
			v					0,08	0,02	0,001				0,070	0,089	0,149
		Á sét dẻo chảy	35		26,8	45,7	27,5	42,2	1,77	2,70	1,170	15,5	0,94	6°21'	0,092	0,071
			v					0,11	0,03	0,008				0,344	0,331	0,364
	Hỗn hợp (am)	Bùn sét	436		13,4	52,9	33,7	54,4	1,64	2,69	1,542	23,6	1,13	3°12'	0,038	0,115
			v					0,06	0,01	0,002				0,274	0,18	0,119
		Bùn á sét	10		24,4	48,6	27,0	42,2	1,78	2,71	1,160	15,7	1,12	6°04'	0,052	0,071
			v					0,06	0,01	0,005				0,159	0,138	0,088
		Sét chảy	21	0	7,5	61,0	31,5	52,6	1,66	2,67	1,448	20,6	1,03	5°50'	0,069	0,059
			v					0,08	0,01	0,014				0,411	0,213	0,24
Sét, dẻo chảy		612	0	14,7	50,0	35,3	43,4	1,74	2,7	1,227	22,6	0,79	6°32'	0,093	0,061	
		v					0,13	0,04	0,009				0,417	0,452	0,336	
Á sét, dẻo chảy	55	0	25,9	50,3	23,8	19,9	1,77	2,7	1,127	14,3	0,10	7°00'	0,106	0,069		
	v					0,12	0,02	0,012				0,25	0,336	0,323		

Trong các phức hệ thạch học kể trên, phức hệ amQ_2^3tb có phạm vi phân bố rộng rãi dọc theo ven biển thuộc phạm vi ĐBSH, đặc biệt nằm lộ trên mặt hoặc rất gần mặt đất, liên quan nhiều đến các dạng xây dựng khác nhau, bề dày chúng phổ biến đến xấp xỉ 20m. Vì vậy, NCS chọn đây là đối tượng chính để nghiên cứu.

2.1.4. Đặc điểm thành phần vật chất của đất loại sét yếu amQ₂tb

Để nghiên cứu đặc điểm thành phần hạt, khoáng hoá, kiến trúc của đất loại sét yếu thuộc phức hệ thạch học kể trên, NCS đã tiến hành đi thực địa, khoan và lấy mẫu nghiên cứu. Chi tiết sẽ được NCS trình bày ở chương 3.

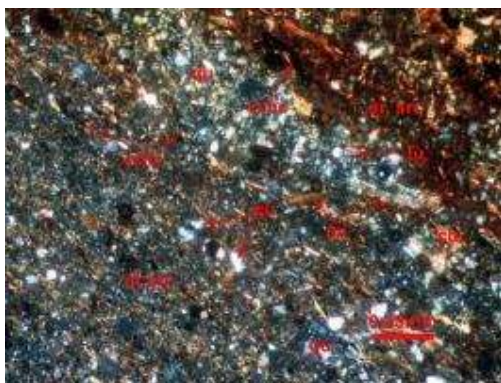
2.1.4.1. Đặc điểm thành phần

* Thành phần khoáng vật và hóa học:

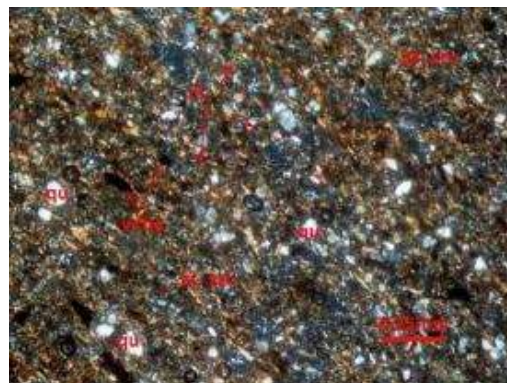
Kết quả phân tích thành phần khoáng vật của NCS với mẫu đất lấy tại Nam Định, do Trung tâm phân tích thí nghiệm địa chất của Cục Địa chất và Khoáng sản Việt Nam thuộc Bộ Tài nguyên và Môi trường thực hiện, sử dụng các tài liệu [1], [4], [25] cho kết quả như ở bảng 2.3, ảnh 2.1 (theo phương pháp soi mẫu) và bảng 2.4 (theo phương pháp Rơn ghen).

Bảng 2.3. Thành phần khoáng vật của đất tại Nam Định (xác định theo phương pháp soi mẫu)

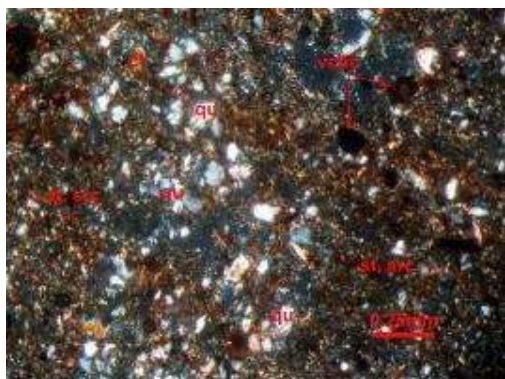
Thành phần khoáng vật và hàm lượng phần trăm (%)												
Mẫu đất	Độ sâu, m	Sét, sericit	Thạch anh	Mica	Chlorit	Carbonat	Feldspat	Turmalin	Epidot	Zircon	Vật chất hữu cơ	Keo hydroxit sắt
Á sét dẻo chảy	<15	~87	7÷9	1÷2	~0,8	~0,2	Vài hạt	Vài hạt	Vài hạt	Vài hạt	2÷3	Ít



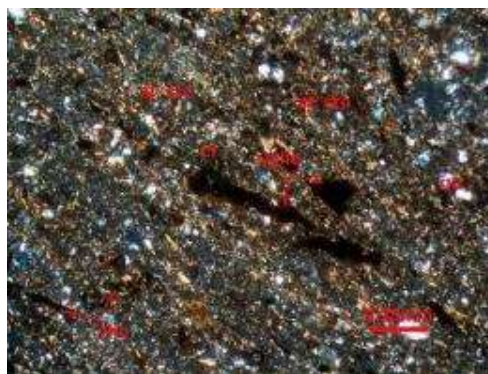
Ảnh 2.1a. Thạch anh, mica, carbonat phân bố rải rác lẫn trong nền sét – sericit định hướng, đôi nơi thạch anh tạo thành đám nhỏ.



Ảnh 2.1b. Chlorit tạo một vài cụm nhỏ, cùng thạch anh, và vật chất hữu cơ phân bố rải rác.



Ảnh 2.1c. Thạch anh tạo đám nhỏ xen lẫn trong nền sét – sericit.



Ảnh 2.1d. Vật chất hữu cơ có dạng vi mảnh, mảnh nhỏ, phân bố có tính định hướng

Ảnh 2.1. Các hình ảnh soi cấu trúc đất

Các kí hiệu trong ảnh 2.1 được cho trong bảng 2.4.

Bảng 2.4. Bảng kí hiệu viết tắt tên khoáng vật

STT	Kí hiệu	Tên khoáng vật
1	st, src	Sét, sericit
2	qu	Thạch anh
3	tu	Turmalin
4	mi	Mica
5	cb	Carbonat
6	vchc	Vật chất hữu cơ

Bảng 2.5. Thành phần khoáng vật của đất tại Nam Định (xác định theo phương pháp Ron ghen)

Thành phần khoáng vật và hàm lượng phần trăm (%)									
Mẫu đất	Độ sâu, m	Illit	Kaolinit	Clorit	Thạch anh	Felspat	Gotit	Hêmatit	Canxit
Á sét dẻo chảy	<15	20-22	12-14	6-8	48-50	1-3	2-4	1-3	≤1

Kết quả nhận được tương đối phù hợp với kết quả thu thập ở bảng 2.6.

Bảng 2.6. Thành phần khoáng vật của một số loại đất yếu [43]

Thành phần khoáng vật và hàm lượng phần trăm (%)								
Mẫu đất	Độ sâu, m	Illit	Kaolinit	Clorit	Thạch anh	Felspat	Gotit	Các khoáng vật khác
Bùn sét	<15	24-26	16-18	6-8	29-31	10-12	4-6	Am, thạch cao
Bùn á sét	<10	18-21	6-8	6-8	33-35	24-26	4-6	Am

Song song với phân tích thành phần khoáng vật, NCS đã lấy mẫu phân tích thành phần hóa học của đất. Công tác thí nghiệm cũng được thực hiện tại Trung tâm phân tích thí nghiệm địa chất của Cục Địa chất Việt Nam thuộc Bộ Tài nguyên và Môi trường, các thí nghiệm phân tích thành phần hóa học sử dụng các tài liệu [26], [18], [17], [16], [15], [14], [13]. Kết quả được trình bày ở bảng 2.7.

Bảng 2.7. Thành phần hóa học của đất

TT	Loại đất	Thành phần hóa học, %						
		SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	FeO	Na ₂ O
1	Á sét, dẻo chảy	60,32	4,69	15,51	0,726	2,07	2,21	1,08

Kết quả nhận được từ bảng 2.7 khá phù hợp với kết quả phân tích thành phần hóa học theo tài liệu thu thập được [2].

Từ các kết quả thu được ở trên cho thấy, các nhóm khoáng vật sét trong đất yếu chủ yếu là illit, kaolinit và clorit, trong đó khoáng vật chiếm ưu thế là illit. Cùng với sự tồn tại tại nhóm khoáng vật feldspat chứng tỏ đất loại sét mới được thành tạo và tồn tại ở môi trường ven biển (môi trường trung tính). Đất yếu có hàm lượng SiO₂ khá cao, dao động từ 58 ÷ 68%; hàm lượng Al₂O₃ và Fe₂O₃ dao động từ trên 3% đến hơn 16%. Kết quả phù hợp với cấp phối hạt (á sét) và thành phần khoáng vật của đất.

*** Thành phần hạt, lượng chứa muối dễ hòa tan và hữu cơ trong đất:**

Theo tài liệu tham khảo [11] và nghiên cứu bổ sung của NCS: đất yếu thuộc phức hệ thạch học amQ₂³tb đa phần thuộc á sét có nhóm hạt cát chiếm chủ yếu, từ 36 đến xấp xỉ 50% (tùy khu vực), nhóm hạt sét chiếm xấp xỉ 20 ÷ 30%.

Hàm lượng hữu cơ trong đất không cao, chỉ chiếm từ xấp xỉ 2 ÷ 4%. Đất tồn tại ở môi trường trung tính với độ pH thay đổi từ 6 ÷ 7. Lượng muối dễ hòa tan trong đất không cao thường <1%. Các kết quả được thể hiện ở bảng 2.8.

Bảng 2.8. Tổng hợp thành phần hạt, hàm lượng hữu cơ, muối của đất yếu

Phức hệ thạch học	Địa điểm	Hàm lượng % các nhóm hạt chính, mm			Hàm lượng hữu cơ, %	Hàm lượng muối, %	Độ pH
		Cát (2-0,05mm)	Bụi (0,5-0,005mm)	Sét (<0,005mm)			
amQ ₂ ³ tb	Nam Định	49,8	30,5	19,7	3,91	1,81	6,48
	Thái Bình	36,1	35,5	28,4	2,68	0,53	6,84
	Ninh Bình	36,7	41,8	21,5	3,4	0,38	6,23
	Hải Phòng	37,6	31,9	30,5	2,17	0,81	7,20
	Nam Định *	54,3	27,7	18,0	2,79	0,96	6,11

Ghi chú: * Tài liệu nghiên cứu bổ sung

2.1.4.2. Tổng hợp các kết quả nghiên cứu về các đặc trưng chất biến dạng của đất sét yếu amQ₂³tb

Các kết quả nghiên cứu được tổng hợp thống kê từ các kết quả thu thập về đặc trưng biến dạng lún của đất (bảng 2.9).

Bảng 2.9. Đặc trưng biến dạng của đất loại sét yếu amQ₂³tb

Số lượng mẫu thu thập, tổng hợp và hệ số biến đổi	Hàm lượng phần trăm các nhóm hạt chính				Độ ẩm tự nhiên	Khối lượng thể tích tự nhiên	Khối lượng riêng	Hệ số rỗng	Chỉ số dẻo	Độ sệt	Hệ số nén lún	Hệ số cố kết theo phương gthẳng đứng	Chỉ số nén	Áp lực tiền cố kết
	Sỏi, %	Cát, %	Bụi, %	Sét, %	W, %	$\gamma, \text{g/cm}^3$	$\gamma_s, \text{g/cm}^3$	e_0	I_p	I_s	$a_{1-2}, \text{cm}^2/\text{kG}$	$C_v \cdot 10^{-3}, \text{cm}^2/\text{s}$	C_c	$p_c, \text{kG/cm}^2$
2189	0,4	41,2	37,1	21,3	42,04	1,74	2,67	1,179	12,7	1,57	0,078	0,9	0,2	0,55
v					0,138	0,036	0,009				0,245			

Từ bảng trên cho nhận xét: các loại đất yếu amQ₂³tb đều có hệ số rỗng tự nhiên lớn $e_0 > 1$, hệ số nén lún lớn, thuộc loại nén lún mạnh. Những số liệu này sẽ định hướng cho các kết quả nghiên cứu tiếp theo của NCS.

2.2. Đặc điểm cấu trúc nền đất yếu khu vực ven biển đồng bằng sông Hồng

2.2.1. Nền đất yếu, cấu trúc nền đất yếu

a) Nền đất yếu

Đất nền được hiểu là đất được sử dụng làm nền, để đặt các công trình. Nền công trình là phần giới hạn của môi trường địa chất chịu ảnh hưởng tác động của công trình. Trong xây dựng dân dụng và công nghiệp, giao thông, đê, ... được hiểu là phạm vi chịu ảnh hưởng của tải trọng công trình (đới ảnh hưởng).

Đất yếu trong đề tài được hiểu là các loại đất không thích ứng được sử dụng làm nền thiên nhiên để đặt móng công trình, hoặc phù hợp với các tiêu chuẩn TCVN 9362:2012 [30], TCCS 41: 2022 [28]. Muốn sử dụng làm nền để đặt móng phải có giải pháp xử lý (gia cố hoặc cải tạo).

Nền đất yếu là nền đất mà trong phạm vi nền công trình có phân bố các lớp đất yếu như trên, trong đó các lớp đất yếu không đảm bảo điều kiện ổn định theo các trạng thái giới hạn khi xây dựng công trình. Đặc điểm phân bố các lớp đất yếu (nông, sâu, dày mỏng, thấu kính), số lượng các lớp đất yếu và trật tự phân bố trong không gian của chúng ảnh hưởng lớn tới độ lún và phương pháp tính toán độ lún, độ ổn định của công trình. Để phục vụ cho việc lựa chọn sơ đồ và phương pháp tính toán ổn định (ổn định biến dạng) nền công trình. Đặc biệt, trong xây dựng đường, đê, từ các đơn vị cấu trúc nền đặc trưng giúp ta lựa chọn giải pháp thiết kế xử lý nền một cách hiệu quả. Vì vậy, việc phân chia cấu trúc nền đất yếu là hết sức cần thiết.

b) Cấu trúc nền đất yếu

Cấu trúc nền đã được một số tác giả trong nước quan tâm, đề cập và sử dụng để diễn hình hóa điều kiện địa chất công trình của nền đất. Nhiều tác giả như Nguyễn Thanh, Vũ Cao Minh, Nguyễn Huy Phương, Phạm Văn Ty... đã đề cập trong một số công trình khoa học của mình. Nguyễn Huy Phương (1995) [12] đã đưa ra khái niệm “Cấu trúc nền là mối quan hệ không gian của các lớp đất đá, đặc điểm thành phần, kiến trúc cấu tạo của chúng, cũng như đặc tính địa chất công trình của các lớp đất nằm trong vùng nén ép của công trình”. Lê Trọng Thắng (1995) [20] quan niệm “Cấu trúc nền là phần tương tác giữa công trình và môi trường địa chất, được xác định bởi quy luật phân bố trong không gian, khả năng biến đổi theo thời gian của các thành tạo đất đá có tính chất địa chất công trình xác định diễn ra trong vùng ảnh hưởng của công trình”. Khi nghiên cứu cấu trúc nền ở giới hạn không gian có phân bố các loại đất yếu, có thể gọi là “Cấu trúc nền đất yếu” (Lê Trọng Thắng (1995) [20]. Phạm Văn Ty (1999) [27] đã quan niệm “Cấu trúc nền được hiểu là quan hệ sắp xếp không gian của các thể địa chất (lớp đất) cấu tạo nền đất, số lượng, đặc điểm, hình dạng, kích thước, thành phần, trạng thái và tính chất của các yếu tố cấu thành này”. Tạ Đức Thịnh và nnk (2022) [21] đã đưa ra khái niệm “Cấu trúc nền đất yếu là hệ thống sắp xếp trong không gian của các lớp đất nền (trong đó có đất yếu) trong phạm vi chiều sâu tương tác của đất nền và công trình, được phân chia theo quan điểm địa chất công trình, phân

ánh các trường vật chất được đặc trưng bởi tuổi, nguồn gốc, chiều dày, thành phần, kiến trúc, cấu tạo, trạng thái và tính chất cơ lý của chúng cũng như quyết định các quá trình cơ học, vật lý, hóa học diễn ra trong nó khi chịu tác động của các yếu tố tự nhiên và kỹ thuật”. Đây là những thành tựu quan trọng đã và đang được ứng dụng trong nghiên cứu địa chất công trình lãnh thổ.

Hiện nay, mặc dù việc phân chia cấu trúc nền được nhiều người thực hiện trong nhiều đề tài nghiên cứu khoa học và trong các luận án song chưa có một tài liệu nào chính thống hướng dẫn cụ thể về phân chia cấu trúc nền. Có lẽ, quan niệm đất yếu cũng còn có những quan niệm không giống nhau ở những trường hợp cụ thể. Nhìn chung, việc phân chia cấu trúc nền đất yếu có 2 khuynh hướng:

- Phục vụ nghiên cứu địa chất công trình khu vực;
- Phục vụ nghiên cứu cho một dạng xây dựng hoặc một phạm vi nhỏ hẹp.

Khi nghiên cứu khu vực: phân chia cấu trúc nền sẽ phục vụ chung cho việc khai thác lãnh thổ cho nhiều lĩnh vực xây dựng khác nhau. Đất yếu được xem là các loại đất có sức chịu tải thấp, mức độ biến dạng lớn, nhìn chung là không thuận lợi cho việc sử dụng làm nền cho các loại công trình xây dựng khác nhau.

Theo khuynh hướng thứ 2 – phân chia cấu trúc nền cho một diện tích hẹp hoặc một mục đích cụ thể, nó là cơ sở để lựa chọn mô hình tính toán nền và móng hoặc lựa chọn giải pháp thiết kế xử lý nền đất yếu. Đất yếu ở đây được hiểu là các đất có các đặc trưng cơ học không thích ứng được với quy mô tải trọng công trình cụ thể. Muốn sử dụng đất làm nền bắt buộc phải có giải pháp xử lý.

Ứng dụng các thành tựu, kết quả nghiên cứu về phân chia cấu trúc nền ở trên, tác giả đã áp dụng vào thực tiễn ở các tỉnh ven biển đồng bằng sông Hồng. NCS phân chia cấu trúc nền đất yếu theo khuynh hướng thứ 2, chủ yếu phục vụ lựa chọn các giải pháp xử lý nền hợp lý cho các công trình đất đắp. Vì vậy, *phân chia cấu trúc nền được đề cập là dựa vào vị trí phân bố tầng đất yếu trong không gian, bề dày của nó, thành phần của lớp đất (loại đất dính hay rời) nằm dưới đáy tầng đất yếu.*

NCS tiến hành phân chia các đơn vị cấu trúc nền đặc trưng của khu vực nghiên cứu trên cơ sở thu thập, tham khảo các tài liệu địa chất Đệ tứ, các kết quả nghiên cứu của các đề tài đã được công bố [2], [11], [21], có chỉnh sửa và bổ sung cho phù hợp với mục đích nghiên cứu của luận án.

Ngoài mục đích chính đã nêu ở trên, kết quả phân chia cấu trúc nền đất yếu còn là cơ sở để dự báo lún của nền đất yếu dưới các khối đắp.

2.2.2. Cơ sở, nguyên tắc phân chia cấu trúc nền đất yếu vùng nghiên cứu và đặc điểm của chúng

*** Cơ sở phân chia:**

Các kiểu cấu trúc nền đất yếu đặc trưng được phân chia dựa vào đặc điểm cấu trúc địa chất đặc biệt là dựa vào đặc điểm tính xây dựng của tầng đất yếu (vị trí tồn tại, bề dày, quan hệ với các tầng đất xung quanh và tính chất cơ lý của đất yếu).

*** Nguyên tắc phân chia:**

Toàn bộ nền đất được phân chia thành các kiểu cấu trúc nền và phụ kiểu cấu trúc nền.

- Kiểu: được phân chia dựa vào vị trí phân bố tầng đất yếu và bề dày của nó. Kiểu cấu trúc nền đất yếu sẽ quyết định đến việc lựa chọn giải pháp xử lý nền cho các công trình đất đắp.

- Phụ kiểu: được phân chia dựa vào khả năng thoát nước của tầng đất yếu khi chịu tải trọng nén, cụ thể là thành phần (loại đất dính hay rời) dưới đáy tầng đất yếu. Phụ kiểu cấu trúc nền đất yếu được phân chia phục vụ tính toán thời gian cố kết hoàn toàn của nền đất ứng với khoảng cách giữa các thiết bị thoát nước thẳng đứng (được thiết kế phụ thuộc vào thời gian thi công và đặc điểm đất nền).

Kí hiệu kiểu cấu trúc nền sử dụng chữ số La mã (I, II, III, ...); phụ kiểu sử dụng chữ cái hoa A, B, C...)

Lưu ý: đất yếu luôn bão hoà nước, lớp đất thỏ nhường có thể tồn tại nước ngầm, mực nước nằm ngay gần mặt đất. Lớp đất rời nằm dưới lớp đất yếu có thể có áp.

Theo các nguyên tắc trên, trong phạm vi nghiên cứu có 3 kiểu cấu trúc nền:

- Kiểu cấu trúc nền I: tầng đất yếu nằm ngay trên mặt, bề dày lớp đất yếu $\leq 3\text{m}$.
- Kiểu cấu trúc nền II: tầng đất yếu nằm ngay trên mặt hoặc nằm dưới lớp phủ mỏng (xấp xỉ 1m), bề dày tầng đất yếu > 3 đến khoảng 20m. Trong kiểu cấu trúc nền này có hai phụ kiểu cấu trúc nền.
 - + Phụ kiểu cấu trúc nền IIA: đáy tầng đất yếu là đất rời (đất cát);
 - + Phụ kiểu cấu trúc nền IIB: đáy tầng đất yếu là đất dính (sét, á sét).
- Kiểu cấu trúc nền III: tầng đất yếu nằm dưới lớp đất tốt ở độ sâu $>20\text{-}40\text{m}$, mực nước dưới đất nằm dưới sâu.

Kết quả phân chia các kiểu, phụ kiểu cấu trúc nền đất yếu vùng nghiên cứu được trình bày ở bảng 2.10.

Bảng 2.10. Thuyết minh phân chia kiểu cấu trúc nền đất yếu vùng nghiên cứu và đề xuất các phương pháp xử lý nền cho công trình đắp

T.T	Kiểu cấu trúc nền	Phụ kiểu	Mô tả khái quát kiểu nền	Một số chỉ tiêu cơ lý	Phạm vi phân bố	Đề xuất các phương pháp xử lý nền có thể áp dụng hiệu quả
1	I		<p>Địa tầng gồm 2 lớp:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Lớp 1 là thành tạo (amQ₂³tb), chủ yếu là á sét, dẻo chảy - chảy, bề dày ≤3m. - Lớp 2 là đất tốt nằm dưới lớp 1, thành phần là cát, trạng thái chặt vừa hoặc đất loại sét (amQ₁³vp) xám nâu, xám vàng, ghi xanh loang lổ, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng. Tổng bề dày từ 10 đến 35m. Mực nước dưới đất nằm gần mặt đất. 	<p>- Đối với lớp 1 có: $R_0 < 1\text{kG/cm}^2$; $E_0 < 100\text{kG/cm}^2$; $\gamma = 1,71\text{g/cm}^3$; $e_0 = 1,35$.</p> <p>- Đối với lớp 2: +Đất cát có: $\gamma = 1,8\text{g/cm}^3$; $\varphi = 30^0$. + Đất loại sét có: $R_0 = 1,29\text{kG/cm}^2$; $E_0 = 115,8\text{kG/cm}^2$; $\gamma = 1,89\text{g/cm}^3$; $e_0 = 0,884$.</p>	<p>Phân bố rải rác với diện tích hẹp ở các nơi trên phạm vi nghiên cứu.</p>	<p>Có thể sử dụng một trong các giải pháp như thay thế hoặc cọc tre.</p>

2	II	IIA	<p>Địa tầng gồm 2 lớp:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Lớp 1 là đất yếu nằm ngay trên mặt, đất loại sét (chủ yếu là á sét) trạng thái dẻo chảy - chảy, thuộc amQ₂³tb, bề dày lớn hơn 3÷20m. - Lớp 2: đất cát, chặt vừa. <p>Mực nước dưới đất nằm gần mặt đất.</p>	<p>- Đối với lớp 1 có:</p> $R_0 < 1\text{kG/cm}^2$; $E_0 < 100\text{kG/cm}^2$; $\gamma = 1,71\text{g/cm}^3$; $e_0 = 1,35$. <p>- Đối với lớp 2:</p> <p>Đất cát có:</p> $\gamma = 1,8\text{g/cm}^3$; $\varphi = 30^\circ$.	<p>- Ở Hải Phòng: Chiếm 1/3 diện tích thành phố, gặp ở Thủy Nguyên, An Lão, Vĩnh Bảo</p> <p>- Ở Thái Bình: gặp ở các huyện Kiến Xương, Đông Hưng, Thái Thụy, Tiền Hải và kéo dài đến Kim Sơn - Ninh Bình; diện hẹp ở Tây Bắc Diêm Điền, Bắc & Đông Bắc Diêm Điền (chiếm 1/2 diện tích huyện). Rải rác ở các nơi khác trên phạm vi nghiên cứu.</p> <p>- Ở Ninh Bình: các diện tích nhỏ thuộc các xã Yên Nhân, Yên Lợi, Tân Thành, Lưu Phương thuộc huyện Kim Sơn.</p>	<p>- Sử dụng giải pháp cọc cát thông thường (khi bề dày tầng đất yếu đến xấp xỉ 10m, các phương pháp thoát nước thẳng đứng (giếng cát, bắc thấm) kết hợp gia tải hoặc hút chân không. Cọc đất xi măng, chú ý sử dụng loại xi măng chống nhiễm mặn.</p> <p>- Tính lún: theo sơ đồ thoát nước 2 chiều cho phụ kiện CTN IIA và thoát nước 1 chiều cho phụ kiện CTN IIB.</p>
		IIB	<p>Địa tầng gồm 2 lớp:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Lớp 1 là lớp đất yếu nằm ngay trên mặt, đất loại sét (chủ yếu là sét pha) trạng thái dẻo chảy, chảy, thuộc amQ₂³tb, bề dày lớn hơn 3÷20m; - Lớp 2 là lớp đất tốt loại sét, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng, thuộc amQ₁³vφ. <p>Mực nước dưới đất nằm gần mặt đất.</p>	<p>- Đối với lớp 1 có:</p> $R_0 < 1\text{kG/cm}^2$; $E_0 < 100\text{kG/cm}^2$; $\gamma = 1,71\text{g/cm}^3$; $e_0 = 1,35$. <p>- Đối với lớp 2:</p> <p>+ Đất loại sét có:</p> $R_0 = 1,29\text{kG/cm}^2$; $E_0 = 115,8\text{kG/cm}^2$; $\gamma = 1,89\text{g/cm}^3$; $e_0 = 0,884$.		

3	III	<p>Địa tầng gồm 3 lớp:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Lớp 1 là đất tốt, có thể là: + Đất cát: trạng thái xốp - chặt vừa; + Đất loại sét, trạng thái dẻo mềm - dẻo cứng, thuộc amQ_2^3tb, bề dày khoảng 10m. - Lớp 2 là đất yếu, đất loại sét (chủ yếu là á sét) trạng thái dẻo chảy - chảy, thuộc $(mb Q_2^{1-2} hh_1)$, chiều sâu phân bố của lớp đất yếu lớn hơn 20÷40m. - Lớp 3 là lớp đất tốt, có thể là: + Đất cát: trạng thái chặt vừa; + Đất loại sét, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng, thuộc amQ_1^3vp. <p>Nước có áp, mực nước dưới đất nằm sâu.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Đối với lớp 1: + Đất cát: $\gamma = 1,8g/cm^3$; $\varphi=30^0$. + Đất loại sét: $\gamma = 1,84g/cm^3$; $e_0 = 1,027$. - Đối với lớp 2: $R_0 < 1kG/cm^2$; $E_0 < 100kG/cm^2$; $\gamma = 1,71g/cm^3$; $e_0 = 1,35$. - Đối với lớp 3: + Đất cát: $\gamma = 1,8g/cm^3$; ; $\varphi=30^0$. + Đất loại sét: $R_0 = 1,29kG/cm^2$; $E_0 = 115,8kG/cm^2$; $\gamma = 1,89g/cm^3$; $e_0 = 0,884$. 	<p>Phân bố ở phía Tây Nam huyện Diêm Điền – Thái Bình, chiếm 1/3 diện tích huyện.</p> <p>Ngoài ra, còn gặp ở Bắc & Tây Bắc phạm vi nghiên cứu hoặc phân bố thành các diện nhỏ, dọc theo sông Ninh Cơ.</p>	<p>Cải tạo bằng phương pháp làm chặt sâu, bao gồm các phương pháp như: chủ yếu là cọc cát đầm chặt, cũng có thể là sử dụng bác thắm. Cọc đất xi măng, chú ý sử dụng loại xi măng chống nhiễm mặn.</p>
---	-----	--	---	---	---

Xuất phát từ mục đích, đối tượng nghiên cứu là đất yếu thuộc phức hệ thạch học amQ_2^3tb , NCS nghiên cứu đặc điểm tính chất cơ kết của đất trong phạm vi kiểu cấu trúc nền II.

2.3. Kết luận Chương 2

Kết quả nghiên cứu cho phép rút ra kết luận:

Đất yếu phân bố rất phổ biến ở ven biển ĐBSH, chúng là các thành tạo trẻ, mới được thành tạo nên thành phần chủ yếu là bùn á sét, bùn sét; sét và á sét trạng thái chảy.

Đất yếu thường phân bố ở hai hệ tầng là Thái Bình và Hải Hưng. Đất thuộc hệ tầng Thái Bình (*tb*) trẻ hơn, thường nằm lộ ngay trên mặt, bề dày thường dao động từ $\leq 3-20$ m. Đất yếu thuộc hệ tầng Hải Hưng (*hh*) có tuổi cổ hơn thường nằm dưới các lớp đất tốt hơn. Bề dày biến đổi từ lớn hơn 20-40m. Đất thường chứa lượng hữu cơ cao hơn. Trong các loại đất yếu thuộc 2 hệ tầng trên thì đất yếu thuộc hệ tầng Thái Bình là phổ biến, đặc biệt là đất thuộc phức hệ thạch học amQ_2^3tb , chúng có liên quan trực tiếp đến các công trình đất đắp hiện tại.

Đất thuộc phức hệ amQ_2^3tb có thành phần khoáng vật sét chủ yếu là illit đặc trưng cho môi trường trung tính. Trong đất có chứa hữu cơ và muối dễ hòa tan nhưng ở mức thấp.

Do các đất yếu kể trên mới thành tạo nên chưa được nén chặt. Các đặc trưng cơ học thấp. Chúng đều phải được xử lý khi sử dụng làm nền cho các công trình đắp nói chung và đường giao thông nói riêng.

Trong phạm vi nghiên cứu có 3 kiểu cấu trúc nền, kiểu cấu trúc nền II có 2 phụ kiểu đặc trưng và phổ biến hơn cả. Đây là cơ sở tin cậy để lựa chọn giải pháp và thiết kế xử lý nền đất yếu hợp lý, đặc biệt là các công trình đắp (nền đường, đê). Đối với NCS, đã giúp để định hướng nghiên cứu tiếp theo, cụ thể:

- Đối tượng nghiên cứu: Nghiên cứu đất yếu vùng ven biển ĐBSH, đối tượng chính là đất yếu thuộc phức hệ amQ_2^3tb .

- Nội dung nghiên cứu:

+ Nghiên cứu các đặc trưng lún cố kết thẳng đứng của đất yếu bằng thí nghiệm nén một trục không nở hông với các kích thước mẫu khác nhau.

+ Tính toán dự báo lún cho một số dạng CTN đặc trưng.

CHƯƠNG 3

NGHIÊN CỨU ĐẶC TRƯNG BIẾN DẠNG LÚN CỦA ĐẤT LOẠI SÉT YẾU amQ₂³tb CÓ XÉT ĐẾN ẢNH HƯỞNG CỦA KÍCH THƯỚC MẪU

3.1. Tổng quát về vấn đề nghiên cứu

3.1.1. Đặt vấn đề

Như đã trình bày trong chương 2, đất loại sét (chủ yếu là á sét) thuộc phức hệ thạch học amQ₂³tb có phạm vi phân bố rộng trên phạm vi ven biển ĐBSH, lại nằm ngay trên mặt, có bề dày thay đổi nhiều và phức tạp. Đây là đối tượng liên quan nhiều đến nền và móng các công trình đắp. Vì là đất yếu, khi chịu tải trọng, chúng thường bị biến dạng lún nhiều và lâu ổn định. Việc nghiên cứu các đặc trưng biến dạng của đất phục vụ cho việc tính toán dự báo độ lún của nền công trình là rất cần thiết. Các thông số đặc trưng cho tính nén lún của đất phụ thuộc nhiều vào kích thước mẫu thí nghiệm, sơ đồ thí nghiệm và phương pháp tiến hành thí nghiệm, ... Chính vì vậy, trong chương này NCS trình bày kết quả nghiên cứu:

- Ảnh hưởng của kích thước mẫu (theo đường kính ϕ và chiều cao H) đến các thông số đặc trưng cho tính chất biến dạng lún của đất á sét amQ₂³tb bằng thí nghiệm cố kết theo phương thẳng đứng;

- Thí nghiệm cố kết theo phương ngang xác định một số thông số đặc trưng cho tính chất biến dạng lún của đất á sét amQ₂³tb.

3.1.2. Mục đích, nội dung nghiên cứu và khối lượng công tác thí nghiệm thực hiện

- **Mục đích nghiên cứu:** xuất phát từ những nhận định ở trên, mục đích nghiên cứu của NCS là làm sáng tỏ sự ảnh hưởng của kích thước mẫu đến các đặc trưng cố kết của đất yếu khi thí nghiệm nén 1 trục không nở hông (cố kết thẳng đứng) và nén cố kết đẳng hướng. Giới hạn nghiên cứu: đất yếu amQ₂³tb ở ven biển ĐBSH; sử dụng bộ dụng cụ nén Tam Liên, với kích thước mẫu khác nhau.

- Nội dung nghiên cứu:

a) Ảnh hưởng của kích thước mẫu:

Các thí nghiệm được thực hiện trên mẫu đất chế bị, mục đích nhằm chỉ xét ảnh hưởng của kích thước mẫu.

Thí nghiệm nén cố kết thẳng đứng với các mẫu chế bị có đường kính (ϕ) và chiều cao (H) khác nhau. Cụ thể: ϕ (mm) lấy đúng theo kích thước dao vòng của dụng cụ nén Tam Liên là 61,8 và 79,8; H (mm) thay đổi gồm 3 cỡ là 20, 30 và 40.

Như vậy, mẫu thí nghiệm nén cố kết thẳng đứng sẽ gồm 6 kích thước khác nhau: 61,8 * 20; 61,8 * 30; 61,8 * 40 và 79,8 * 20; 79,8 * 30; 79,8 * 40 (mm).

Ngoài ra, còn thực hiện thí nghiệm nén cố kết thẳng đứng với *mẫu đất nguyên trạng*, sử dụng dao vòng có $\phi = 61,8\text{mm}$, H = 30mm.

b) Thí nghiệm nén cố kết hướng tâm với mẫu có $\phi = 61,8\text{mm}$; $H = 30\text{mm}$ có lõi thâm ở giữa, kích thước lõi thâm là 10×30 (mm).

Các dao vòng có $H = 30$ và 40mm được chế tạo bổ sung tại Xưởng Cơ khí thuộc trường Đại học Công nghệ giao thông vận tải.



a)



b)



c)

Hình 3.1. Ảnh chụp các dao vòng và dụng cụ phụ trợ thí nghiệm được chế tạo

a) Dao vòng cao 40mm; b) Ống thép rỗng tạo lõi; c) Thiết bị tạo lõi

Bảng 3.1. Tổng hợp các dụng cụ bổ sung phục vụ thí nghiệm

TT	Tên	Số lượng
1	Dao vòng kích thước $\phi = 61,8\text{mm}$; H = 40mm	10
2	Dao vòng kích thước $\phi = 79,8\text{mm}$; H = 40mm	10
3	Dao vòng kích thước $\phi = 61,8\text{mm}$; H = 30mm	10
4	Dao vòng kích thước $\phi = 79,8\text{mm}$; H = 30mm	10
7	Các dụng cụ khác: đá thấm, kính đặt mẫu, giấy thấm, dao gạt đất, dao cắt đất, khay đựng mẫu, vải địa kỹ thuật...	

- Khối lượng thí nghiệm cần thực hiện:

Mỗi mẫu nén thí nghiệm tiến hành với ít nhất 5 mẫu (các mẫu có kết quả sai khác nhiều sẽ được loại bỏ không dùng để tổng hợp). Tổng hợp khối lượng thí nghiệm được trình bày ở bảng 3.2.

Bảng 3.2. Thống kê số lượng mẫu thí nghiệm

T.T	Loại thí nghiệm nén cố kết	Kích thước mẫu, mm						Tổng số lượng thí nghiệm thực hiện
		$\phi = 61,8$			$\phi 79,8$			
		H = 20	H = 30	H = 40	H = 20	H = 30	H = 40	
1	Với mẫu chế bị							
	Thẳng đứng	5	5	5	5	5	5	30
2	Với mẫu nguyên trạng							
	Thẳng đứng		7					7
2	Hướng tâm		7					7
Tổng cộng								44

3.2. Lựa chọn mẫu nghiên cứu và phương pháp nghiên cứu

3.2.1. Lựa chọn mẫu nghiên cứu

3.2.1.1. Công tác khoan và lấy mẫu đất nghiên cứu ảnh hưởng của kích thước mẫu

- Mục đích:

Quan sát thực địa, lựa chọn điểm nghiên cứu;

Lấy mẫu nghiên cứu thành phần, đặc điểm cấu trúc của đất;

Mô tả địa tầng trầm tích, đặc biệt là tầng đất yếu nghiên cứu;

Lấy mẫu thí nghiệm nghiên cứu trong phòng về các đặc trưng cố kết của đất.

- Phương pháp tiến hành:

Với mẫu chế bị: mẫu đất được lấy tại công trình Than nhiệt điện 2x600MW; địa điểm: Hải Ninh, Hải Hậu, Nam Định. Mẫu được lấy trong hố khoan, bằng ống mẫu thành mỏng có đường kính $\phi = 76\text{mm}$ và $\phi = 110\text{mm}$. Mẫu được lấy toàn bộ dọc theo chiều sâu hố khoan cho đến hết lớp đất nghiên cứu, cụ thể là 36,5m. Mẫu được bọc kín, đóng gói, bảo quản, vận chuyển về phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật và Môi trường của Trung tâm nghiên cứu Địa kỹ thuật – Trường Đại học Mỏ - Địa chất theo TCVN 2683:2012 [32]. Hình ảnh lấy mẫu được trình bày ở hình 3.2 & 3.3.



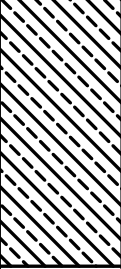
Hình 3.2. Hình ảnh hố khoan đang thi công lấy mẫu



Hình 3.3. Các mẫu được lấy lên từ hố khoan

Địa tầng hố khoan như ở hình 3.4.

HÌNH TRỤ HỐ KHOAN											
Dự án Than- Nhiệt điện Nam Định 2x600 MW										Hố khoan: C105	
Địa điểm: HẢI NINH - HẢI HẬU - NAM ĐỊNH										Cao độ (m):	
Đơn vị khảo sát: FECON										Nước ngầm (m):	
Người thực hiện:					Ngày bắt đầu...../...../2020					Chiều sâu (m):	
Người kiểm tra:					Ngày kết thúc...../...../2020						
Thước tỷ lệ (m)	Lớp đất	Bề dày lớp (m)	Độ sâu đáy lớp (m)	Cao độ đáy lớp (m)	THÍ NGHIỆM XUYÊN TIÊU CHUẨN (SPT)					Địa tầng	Mô tả đất đá
					Kí hiệu	Chiều sâu TN (m)	Số búa SPT /15cm				
		N1	N2	N3							
	1	0.5	0.5								Đất ruộng, sét pha màu xám nâu lẫn thực vật
	2	2.8	3.3		SPT 1	2.0~2.45	0	1	1	2	Sét pha màu xám lẫn thực vật, trạng thái chảy
	3	2.7	6.0		SPT 2	4.0~4.45	1	2	3	5	Cát hạt nhỏ màu xám ghi xám đen lẫn hữu cơ xen kẹp mạch sét kết cấu xốp.
	4	13.8	19.8		SPT 3	6.0~6.45	1	2	1	3	Sét pha màu xám nâu lẫn cát, trạng thái dẻo chảy
				SPT 4	8.0~8.45	1	1	1	2		
				SPT 5	10~10.45	1	1	1	2		
				SPT 6	12~12.45	0	1	1	2		
				SPT 7	14~14.45	1	1	1	2		
				SPT 8	16~16.45	1	2	2	4		
	5	3.8	23.6		SPT 9	18~18.45	1	1	2	3	Sét pha loang lổ lẫn dăm sạn, trạng thái nửa cứng
				SPT 10	20~20.45	5	6	9	15		
	6	4.4	28.0		SPT 11	22~22.45	6	8	10	18	Sét pha loang lổ lẫn dăm sạn, trạng thái dẻo cứng.
				SPT 12	24~24.45	4	5	5	10		
					SPT 13	26~26.45	3	5	6	11	

HÌNH TRỤ HỔ KHOAN												
Dự án Than- Nhiệt điện Nam Định 2x600 MW										Hồ khoan:	C105	
Địa điểm: HẢI NINH - HẢI HẬU - NAM ĐỊNH										Cao độ (m):		
Đơn vị khảo sát: FECON										Nước ngầm (m):		
Người thực hiện:					Ngày bắt đầu.../.../2020					Chiều sâu (m):		
Người kiểm tra:					Ngày kết thúc.../.../2020							
Thước ty lệ (m)	Lớp đất	Bề dày lớp (m)	Độ sâu đáy lớp (m)	Cao độ đáy lớp (m)	THÍ NGHIỆM XUYÊN TIÊU CHUẨN (SPT)					Địa tầng	Mô tả đất đá	
					Kí hiệu	Chiều sâu TN (m)	Số búa SPT /15cm					N/30cm
							N1	N2	N3			
	7	5.4			SPT 14	28.0~28.45	3	3	4	7		Sét pha xám nâu, xám ghi đôi chỗ lẫn cát, trạng thái đẻo mềm
			33.4		SPT 15	30~30.45	2	3	3	6		
					SPT 16	32~32.45	3	3	3	6		
	8	3.1			SPT 17	34~34.45	8	10	11	21		Cát pha xen kẹp mạch sét màu xám ghi, xám nâu
			36.5		SPT 18	36~36.45	7	9	11	20		
					SPT 19	38~38.45	4	4	6	10		Sét pha xám xanh, xám nâu, trạng thái dẻo cứng.

Hình 3.4. Địa tầng hố khoan

- Với các mẫu nguyên trạng nghiên cứu có kết theo phương ngang: chúng tôi đã kết hợp cùng đơn vị khảo sát tiến hành lấy mẫu ở một số khu vực thuộc phạm vi nghiên cứu. Cụ thể: ngoài mẫu lấy tại Nam Định, chúng tôi đã tiến hành lấy mẫu tại Hải

Phòng, các mẫu đất được lấy tại 7 địa điểm khác nhau, ở độ sâu từ khoảng 0 đến 18m. Một số chỉ tiêu tính chất vật lý và đặc trưng tính dẻo được xác định như trong bảng 3.3.

Bảng 3.3. Các đặc trưng vật lý, tính dẻo của đất

STT	Địa điểm	Tên hố khoan	Số hiệu mẫu thực tế/ số thí nghiệm	Chiều sâu lấy mẫu, m	Khối lượng thể tích tự nhiên γ , g/cm ³	Độ bão hòa G,	Giới hạn chảy W _L , %	Giới hạn dẻo W _p , %	Chỉ số dẻo I _p , %
1	Khu vực thành phố Hải Phòng	CC6	DY12/1	8,0-8,2	1,67	99,8	53,0	36,0	17,0
2		TL2-1	DY13/2	18,0-18,2	1,78	97,6	47,8	29,1	18,7
3		TL2-1	DY14/3	8,1-8,3	1,77	99,3	45,6	28,0	17,6
4		LKT-04	DY18/4	2,0-2,8	1,61	94,6	45,6	27,1	18,5
5		LKT-06	DY21/5	4,0-4,8	1,62	99,4	45,2	25,5	19,7
6		LKT-05	DY22/6	12,0-12,2	1,77	98,7	42,8	24,6	18,2
7	Ba Lạt, Nam Định	HK2	DY23/7	0,0-1,0	1,76	98,6	44,6	26,0	18,6

Đối với các thí nghiệm cố kết thẳng đứng, mỗi mẫu đất được mở ra và dùng dao vòng cắt đất để tạo mẫu thí nghiệm.

Đối với thí nghiệm cố kết hướng tâm, sau khi tạo được mẫu thí nghiệm trong dao vòng, tiến hành tạo lõi thâm ở giữa mẫu đất (lõi thâm có thể cấu tạo bằng cát hạt trung hoặc bằng viên đá thâm tiêu chuẩn).

Tạo lõi bằng cách:
 Lấy dụng cụ ống thép rỗng đặt vào dao vòng;
 Lấy thiết bị tạo lõi thấm cắm phần tạo lõi vào dao vòng (thiết bị này đảm bảo được đúng tâm do đã có ống thép rỗng cố định mẫu dao vòng);
 Rút thiết bị tạo lõi thấm ra khỏi dao vòng ta sẽ được lõi thấm rỗng ở giữa dao vòng;
 Lót vải địa kỹ thuật xung quanh lõi thấm, cân lượng cát tiêu chuẩn, phù hợp với kích thước lõi để cát đạt được trạng thái chặt vừa, sau đó đưa lượng cát đã cân vào lõi thấm (nếu dùng lõi thấm là cát);
 Hoặc đặt viên đá thấm tiêu chuẩn vào lõi thấm (nếu dùng lõi thấm là viên đá thấm).
 Trong nghiên cứu này, NCS dùng lõi thấm là viên đá thấm tiêu chuẩn.
 Vệ sinh sạch bên ngoài dao vòng đã tạo và đặt tấm kính bên trên và dưới dao vòng.
 Các quy trình thử nghiệm tiếp theo tuân theo tiêu chuẩn TCVN 4200-2012 [31].

3.2.1.2. Công tác chuẩn bị mẫu chế bị và tiến hành thí nghiệm

* *Mẫu nghiên cứu ảnh hưởng của kích thước mẫu:*

Để đảm bảo cho việc nghiên cứu ảnh hưởng của kích thước mẫu đất đến kết quả thí nghiệm, đất nghiên cứu phải đồng nhất về thành phần, trạng thái và cấu trúc. Đáp ứng được yêu cầu trên, công tác chuẩn bị mẫu được thực hiện theo các bước sau:

Bước 1 - Mẫu đất được xé theo chiều sâu hố khoan, chọn ba đoạn mẫu ở đầu trên, đoạn giữa và đáy hố khoan với khối lượng mẫu dự kiến vừa đủ để thí nghiệm.

Bước 2 – Xác định chỉ tiêu vật lý của đất

Các phần mẫu chọn ra được xác định các đặc trưng vật lý gồm: độ ẩm tự nhiên, khối lượng thể tích, khối lượng riêng, các giới hạn chảy, dẻo và thành phần hạt. Kết quả được trình bày ở bảng 3.4.

Bảng 3.4. Một số chỉ tiêu vật lý của đất ở trạng thái tự nhiên

T T	Kí hiệu mẫu	Độ sâu, m	Thành phần hạt, % các nhóm hạt			Độ ẩm tự nhiên W, %	Khối lượng thể tích γ , g/cm ³	Khối lượng thể tích khô γ_c , g/cm ³	Khối lượng riêng γ_s , g/cm ³	Giới hạn chảy W _L , %	Giới hạn dẻo W _p , %	Chỉ số dẻo I _p
			Cát	Bụi	Sét							
1	U1	5,0-5,9	44,5	33,5	22	26,3	1,96	1,55	2,67	32,6	19,3	13,4
2	U2	11,0-11,9	43	29	28	44,8	1,76	1,21	2,69	47,9	33,0	14,9
3	U3	19,0-19,9	40	36	24	43,6	1,77	1,24	2,69	46,3	32,1	14,1



Hình 3.5. Một số hình ảnh mở mẫu thí nghiệm ở phòng thí nghiệm

Bước 3 - Chế bị mẫu để thí nghiệm:

- Các phần đất sau khi thí nghiệm xong được đem phơi khô gió, sau đó nghiền nhỏ bằng cối và chày bọc cao su, rây cho lọt toàn bộ qua rây 1mm, trộn thật đều.
- Xác định độ ẩm khô gió W_{kg} . Dựa vào độ ẩm khô gió và độ ẩm tự nhiên, tính toán lượng nước bổ sung để đất đạt được trạng thái tự nhiên.
- Cân toàn bộ lượng đất khô gió đem đi chế bị $M_{đkg}$.
- Xác định độ ẩm khô gió của đất chế bị W_{kg} . Độ ẩm tự nhiên của đất là W đã biết (bảng 3.4), ta tính toán được khối lượng nước cần bổ sung là M_{NBS} :

$$M_{NBS} = M_s (W - W_{kg}) \quad (3.1)$$

trong đó:

$$M_s = \frac{M_{đkg}}{1 + W_{kg}} \quad (3.2)$$

Kết quả tính toán lượng nước bổ sung được trình bày ở bảng 3.5.

- Cho toàn bộ khối lượng đất khô gió (bảng 3.5) vào một chậu to, đổ lượng nước M_{NBS} (nước lấy tại lỗ khoan) vào và trộn thật đều. Mẫu được ủ và giữ ẩm 3 ngày.

- Sử dụng cối của bộ dụng cụ đầm chặt tiêu chuẩn để chế bị mẫu theo độ chặt tự nhiên. Kích thước cối: $F = 80,87\text{cm}^2$, $H = 16,5\text{cm}$, $D = 10,15\text{cm}$, thể tích $V = 1334,4\text{cm}^3$.

- Tính lượng đất cho vào cối:

Dựa vào khối lượng thể tích tự nhiên của đất γ (g/cm^3) và thể tích cối V (cm^3) ta tính được khối lượng đất M_d cho vào cối theo biểu thức:

$$M_d = \gamma \cdot V \quad (3.3)$$

Bảng 3.5. Kết quả tính toán lượng nước bổ sung, khối lượng đất cho vào cối đầm

Trạng thái tự nhiên		Độ ẩm khô gió $W_{kg}, \%$	Khối lượng đất khô gió M_{dkg} , cần sử dụng để chế bị, g	Khối lượng nước cần bổ sung M_{NBS}, g	Khối lượng đất cần cho vào cối đầm, M_d, g
Khối lượng thể tích $\gamma, g/cm^3$	Độ ẩm tự nhiên $W, \%$				
1,96	26,3	2	3455	823,1	2615,4
1,76	44,8	2	3455	1449,8	2348,5
1,77	43,6	2	3455	1409,1	2361,9

- Lượng đất trên sẽ được cho vào cối theo từng lớp, lèn chặt sao cho vừa đủ vào cối. Đất được giữ trong 1 ngày sau đó đẩy ra và lấy vào dao vòng để thí nghiệm.



Hình 3.6. Một số hình ảnh chuẩn bị đất để gia công mẫu

3.2.2. Phương pháp tiến hành thí nghiệm

3.2.2.1. Nghiên cứu ảnh hưởng của kích thước mẫu đến các đặc trưng cố kết của đất bằng thí nghiệm cố kết theo phương thẳng đứng

Các mẫu đất được tiến hành thí nghiệm nén cố kết thẳng đứng theo tiêu chuẩn TCVN 4200:2012 [31]. Đối với mẫu chế bị, thí nghiệm cố kết thẳng đứng có xét đến ảnh hưởng của kích thước mẫu được thực hiện tại phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật và Môi trường của Trung tâm nghiên cứu Địa kỹ thuật – Trường Đại học Mở - Địa chất. Đối với mẫu nguyên trạng, thí nghiệm cố kết thẳng đứng với kích thước mẫu có đường kính 61,8 mm và chiều cao 30mm được thực hiện tại phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật công trình thuộc Bộ môn Địa chất công trình - Trường Đại học Mở - Địa chất. Trình tự các bước thí nghiệm như sau:

Bước 1- Lấy mẫu vào dao vòng;

Bước 2- Lắp mẫu vào dụng cụ nén và bão hoà mẫu;

Bước 3- Gia tải theo từng cấp áp lực;

Bước 4 – Ở mỗi cấp áp lực nén, tiến hành theo dõi biến dạng lún theo thời gian cho đến khi ổn định (theo quy định).

Bước 5– Tính toán kết quả thí nghiệm

- Lập các biểu đồ lún theo thời gian $s = f(lgt)$ và lún theo áp lực $e = f(lg\sigma)$.

- Tính toán các thông số đặc trưng cho tính biến dạng lún của mẫu [5]: c_v , C_c , p_c ,...

3.2.2.2. Nghiên cứu đặc trưng cố kết của đất theo phương ngang

* Trình tự thí nghiệm nén cố kết hướng tâm với đường kính mẫu 61,8mm, chiều cao mẫu 30mm và lõi thâm 10mm cũng được thực hiện tại phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật công trình thuộc Bộ môn Địa chất công trình - Trường Đại học Mở - Địa chất sử dụng thí nghiệm cố kết tiêu chuẩn kiểu hộp nén Rowe (đã trình bày trong chương 1), tóm tắt như sau:

Bước 1- Lấy mẫu vào dao vòng (thực hiện như phần thí nghiệm cố kết thẳng đứng).

Bước 2 – Tạo lõi thâm;

Bước 3- Lắp mẫu vào dụng cụ nén, bão hoà mẫu;

Bước 4- Gia tải theo từng cấp áp lực;

Bước 5 – Ở mỗi cấp áp lực nén, tiến hành theo dõi biến dạng lún theo thời gian cho đến khi ổn định (theo quy định).

Bước 6 – Tính toán kết quả thí nghiệm

- Lập biểu đồ lún theo thời gian $s = f(lgt)$;

- Tính toán các thông số đặc trưng cho tính biến dạng lún của mẫu: c_h , c_h/c_v .

3.3. Kết quả nghiên cứu các đặc trưng cố kết của đất theo phương thẳng đứng

3.3.1. Thí nghiệm ảnh hưởng của kích thước mẫu bằng nén cố kết thẳng đứng

Tổng hợp tính toán kết quả thí nghiệm được trình bày ở bảng 3.6a, 3.6b, 3.6c, 3.6d và 3.6e. Đường quan hệ giữa c_v và áp lực nén σ' ở các cấp theo chiều cao H và đường kính ϕ khác nhau được thể hiện trên hình 3.7, 3.8, 3.9, 3.10 và 3.11. Đường quan hệ giữa hệ số cố kết c_v và chiều cao H khi cùng ϕ được thể hiện trên hình 3.12.

Bảng 3.6a. Kết quả thí nghiệm nén cố kết thẳng đứng
Hệ số c_v phụ thuộc vào chiều cao mẫu (H) khi mẫu có $\phi = 61,8\text{mm}$

STT	Chiều cao mẫu H, mm	Áp lực tiền cố kết p_c , kG/cm ²	Chỉ số nén, C_c	Hệ số cố kết c_v , 10 ⁻³ cm ² /s					
				0-0,125	0,125-0,25	0,25-0,5	0,5-1,0	1,0-2,0	2,0-4,0
1	20	0,470	0,282	0,780	0,500	0,410	0,370	0,340	0,260
2	30	0,580	0,223	0,650	0,420	0,380	0,350	0,270	0,240
3	40	0,600	0,219	0,520	0,370	0,320	0,280	0,240	0,200

Bảng 3.6b. Kết quả thí nghiệm nén cố kết thẳng đứng
Hệ số c_v phụ thuộc vào chiều cao mẫu (H) khi mẫu có $\phi = 79,8\text{mm}$

STT	Chiều cao mẫu H, mm	Áp lực tiền cố kết p_c , kG/cm ²	Chỉ số nén, C_c	Hệ số cố kết c_v , 10 ⁻³ cm ² /s					
				0-0,125	0,125-0,25	0,25-0,5	0,5-1,0	1,0-2,0	2,0-4,0
1	20	0,520	0,259	0,910	0,720	0,660	0,590	0,480	0,330
2	30	0,620	0,213	0,850	0,630	0,570	0,480	0,340	0,300
3	40	0,650	0,203	0,710	0,580	0,460	0,390	0,290	0,220

Bảng 3.6c. Kết quả thí nghiệm nén cố kết thẳng đứng
Hệ số c_v phụ thuộc vào đường kính mẫu khi mẫu có H = 20mm

STT	Đường kính mẫu ϕ , mm	Áp lực tiền cố kết p_c , kG/cm ²	Chỉ số nén, C_c	Hệ số cố kết c_v , 10 ⁻³ cm ² /s					
				0-0,125	0,125-0,25	0,25-0,5	0,5-1,0	1,0-2,0	2,0-4,0
1	61,8	0,470	0,282	0,780	0,500	0,410	0,370	0,340	0,260
2	79,8	0,520	0,259	0,910	0,720	0,660	0,590	0,480	0,330

Bảng 3.6d. Kết quả thí nghiệm nén cố kết thẳng đứng

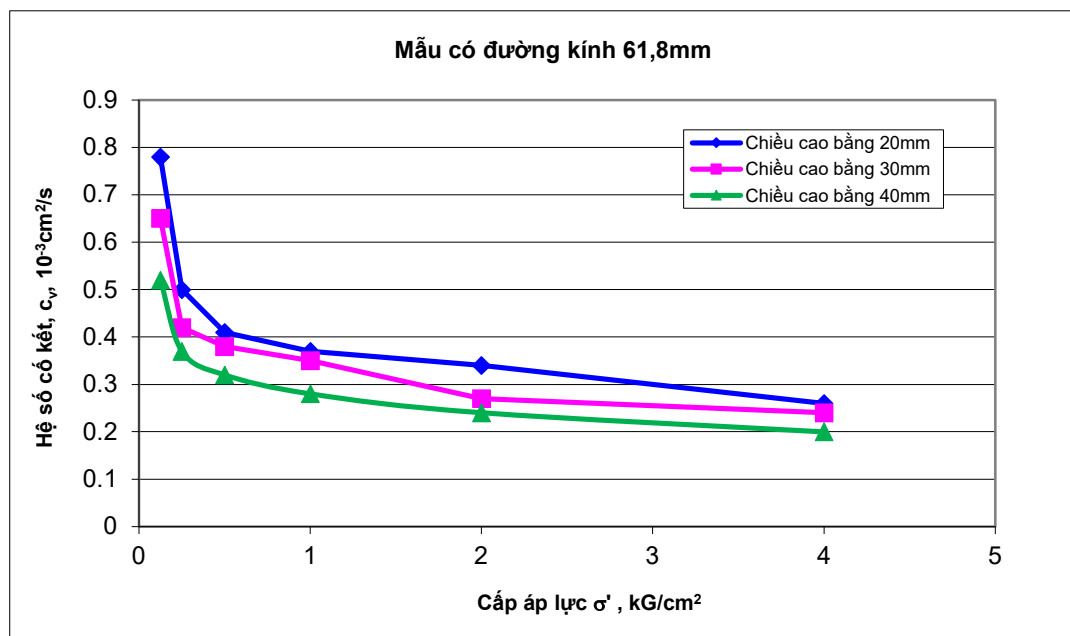
Hệ số c_v phụ thuộc vào đường kính mẫu khi mẫu có $H = 30\text{mm}$

STT	Đường kính mẫu ϕ , mm	Áp lực tiền cố kết p_c , kG/cm ²	Chỉ số nén, C_c	Hệ số cố kết c_v , 10 ⁻³ cm ² /s					
				0-0,125	0,125-0,25	0,25-0,5	0,5-1,0	1,0-2,0	2,0-4,0
1	61,8	0,580	0,223	0,650	0,420	0,380	0,350	0,270	0,240
2	79,8	0,620	0,213	0,850	0,630	0,570	0,480	0,340	0,300

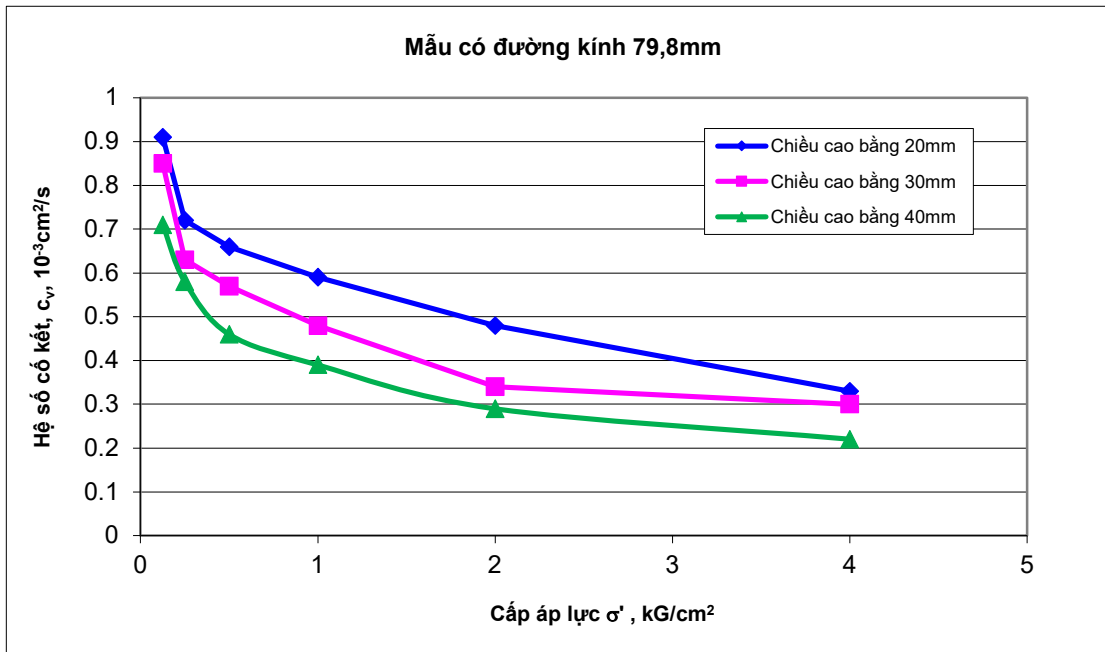
Bảng 3.6e. Kết quả thí nghiệm nén cố kết thẳng đứng

Hệ số c_v phụ thuộc vào đường kính mẫu khi mẫu có $H = 40\text{mm}$

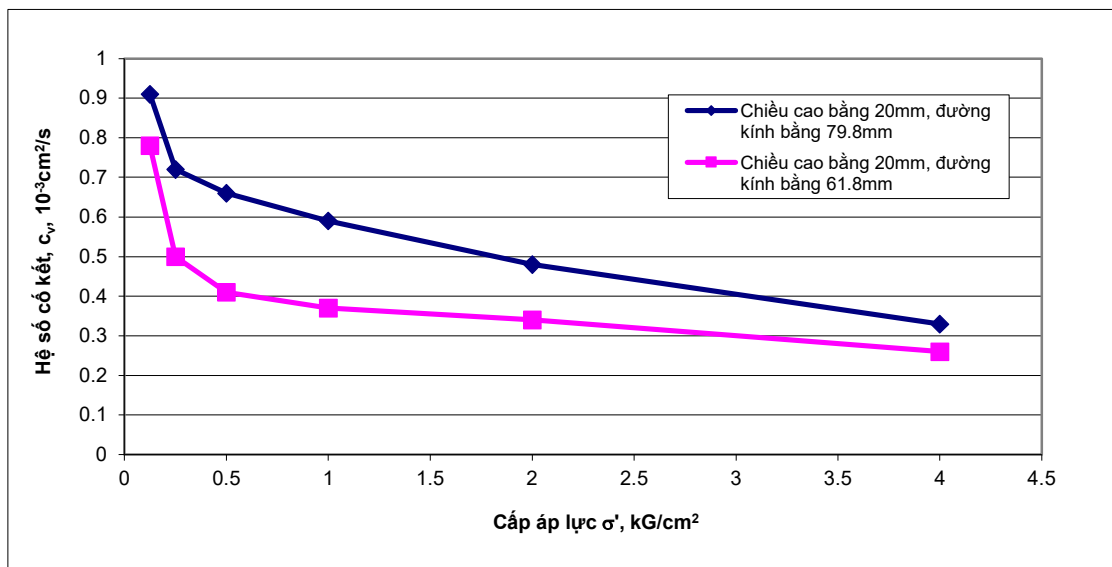
STT	Đường kính mẫu ϕ , mm	Áp lực tiền cố kết p_c , kG/cm ²	Chỉ số nén, C_c	Hệ số cố kết c_v , 10 ⁻³ cm ² /s					
				0-0,125	0,125-0,25	0,25-0,5	0,5-1,0	1,0-2,0	2,0-4,0
1	61,8	0,600	0,219	0,520	0,370	0,320	0,280	0,240	0,200
2	79,8	0,650	0,203	0,710	0,580	0,460	0,390	0,290	0,220



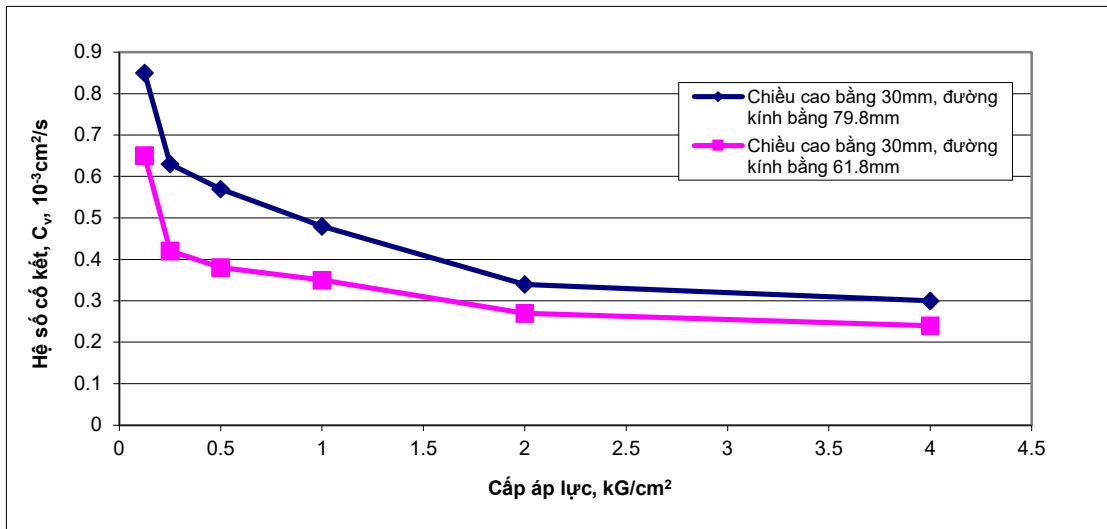
Hình 3.7. Quan hệ giữa hệ số cố kết c_v và áp lực nén σ' ở các chiều cao H và đường kính $\phi = 61,8\text{mm}$



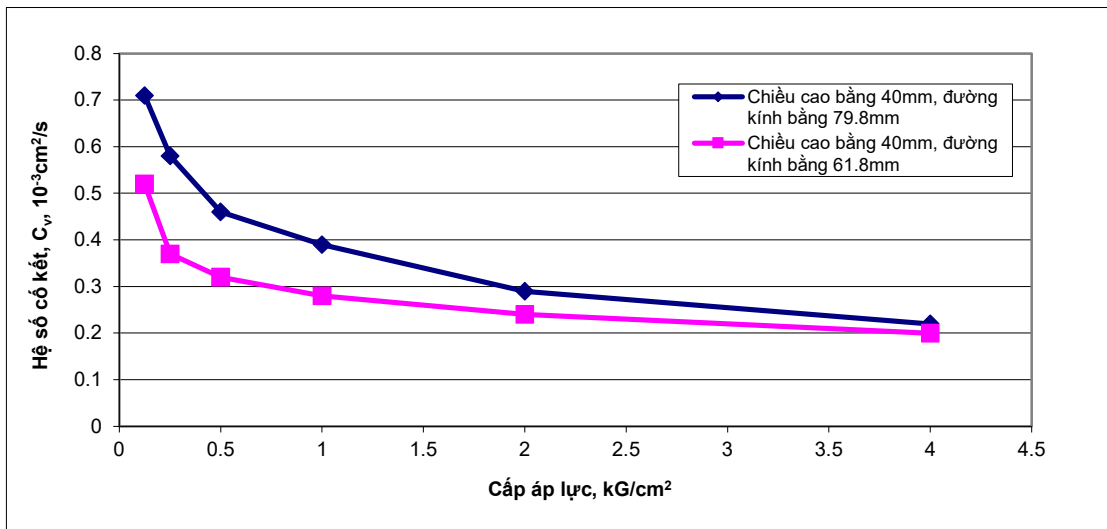
Hình 3.8. Quan hệ giữa hệ số cố kết c_v và áp lực nén σ' ở các chiều cao H và đường kính $\phi = 79,8\text{mm}$



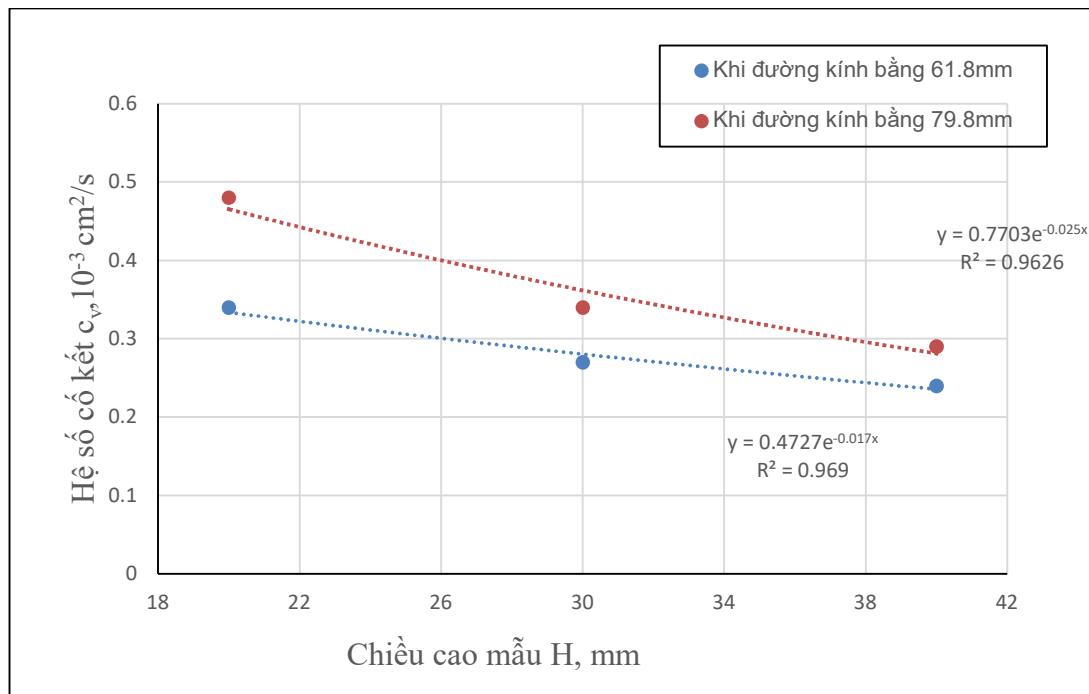
Hình 3.9. Quan hệ giữa hệ số cố kết c_v và áp lực nén σ' ở các đường kính ϕ và chiều cao $H = 20\text{mm}$



Hình 3.10. Quan hệ giữa hệ số cố kết c_v và áp lực nén σ' ở các đường kính ϕ và chiều cao $H = 30\text{mm}$



Hình 3.11. Quan hệ giữa hệ số cố kết c_v và áp lực nén σ' ở các đường kính ϕ và chiều cao $H = 40\text{mm}$



Hình 3.12. Quan hệ giữa hệ số cố kết c_v và chiều cao H khi cùng ϕ

Từ các kết quả thu được ở các bảng 3.6 và đồ thị hình 3.7, 3.8 và 3.12 cho phép rút ra nhận xét:

* Ảnh hưởng của chiều cao mẫu (H) khi giữ nguyên đường kính mẫu (ϕ) đến các đặc trưng cố kết của đất:

- Chỉ số nén C_c : Khi chiều cao mẫu tăng thì giá trị chỉ số nén lún C_c giảm. Khi chiều cao mẫu tăng từ 20 đến 30mm thì C_c giảm từ 0,282 đến 0,223, khi chiều cao mẫu tăng từ 30 đến 40mm thì giảm từ 0,223 đến 0,219. Điều này có thể là do ảnh hưởng của ma sát giữa mẫu và dao vòng chứa mẫu đến biến dạng của mẫu, ma sát tăng khi chiều cao mẫu tăng, đồng thời khả năng nén của mẫu cũng giảm đi khi chiều cao mẫu tăng [88].

- Áp lực tiền cố kết p_c : Khi chiều cao mẫu tăng thì giá trị áp lực tiền cố kết p_c tăng, mức tăng p_c từ 0,47 đến 0,58 khi chiều cao mẫu tăng từ 20 lên 30mm, đạt 23,4%, từ 0,58 đến 0,6 khi chiều cao mẫu tăng từ 30 lên 40mm, đạt 3,45%, sự tăng chiều cao mẫu cải thiện áp lực tối đa mà đất có thể chịu được trước biến dạng dẻo [88].

- Hệ số cố kết c_v : Ở cả 2 cỡ đường kính mẫu và ở tất cả các cấp áp lực nén, khi chiều cao mẫu tăng, chiều dài đường thoát nước tăng dẫn đến c_v của đất giảm, tốc độ cố kết của mẫu đất giảm đi [89]. Cụ thể, ở khoảng cấp áp lực nén từ 1-2 kG/cm^2 :

Ở đường kính $\phi = 61,8 \text{ mm}$, sự giảm c_v có quan hệ với sự tăng H theo phương trình tương quan: $c_v = 0,4727 \cdot e^{-0,017H}$; tương quan giữa c_v và H có mối tương quan âm chặt chẽ với hệ số tương quan là 0,983.

Tương tự ở đường kính $\phi = 79,8\text{mm}$, phương trình tương quan là: $c_v = 0,7703.e^{-0,025H}$ cũng cho thấy mô hình hồi quy phù hợp với mối tương quan âm chặt chẽ với hệ số tương quan là 0,978.

* Ảnh hưởng của đường kính mẫu (ϕ) khi giữ nguyên chiều cao mẫu (H) đến các đặc trưng cố kết của đất:

- So sánh mối quan hệ giữa c_v và các cấp áp lực nén khí đường kính thay đổi từ 61,8 đến 79,8mm: Từ hình 3.9, 3.10 và 3.11 có thể quan sát thấy khi ứng suất thẳng đứng tăng lên, giá trị c_v có xu hướng giảm do hệ số rỗng liên quan đến độ lún giảm [60].

- Các kết quả nghiên cứu cho thấy sự giảm của C_c và tăng của c_v , p_c khi đường kính mẫu tăng từ 61,8 lên 79,8mm. Cụ thể: với ba cỡ chiều cao mẫu, C_c giảm từ 4,7 đến 8,9%; p_c tăng từ 6,9 đến 10,6%, c_v tăng từ 10 đến 60,98%. Điều này có thể là do ảnh hưởng của ma sát (nếu có) giữa dao vòng và mẫu đất thí nghiệm tăng lên khi tỷ số giữa diện tích tiếp xúc và thể tích mẫu đất thí nghiệm tăng. Nếu gọi thể tích ban đầu của mẫu đất thí nghiệm là V_0 , $V_0 = (\pi\phi^2/4).H$; diện tích tiếp xúc ban đầu của mẫu đất thí nghiệm với dao vòng chứa mẫu là A_0 , $A_0 = \pi\phi H$, do vậy tỉ số $A_0/V_0 = 4/\phi$. Khi đường kính mẫu (ϕ) giảm đồng thời chiều cao mẫu (H) được giữ nguyên thì tỉ số A_0/V_0 tăng lên, ma sát giữa mẫu thí nghiệm và dao vòng là không thể tránh khỏi, do đó mẫu có đường kính 61,8mm chịu tác dụng của ma sát ở mức lớn hơn mẫu có đường kính 79,8mm. Tuy nhiên, ma sát này chưa được đo lường trong nghiên cứu này [60].

Từ kết quả trên có thể thấy: kích thước gồm chiều cao H và đường kính ϕ của mẫu thí nghiệm đều ảnh hưởng đến kết quả thí nghiệm nén cố kết hay các đặc trưng cố kết của đất, trong đó ảnh hưởng của chiều cao mẫu đến c_v theo mối liên hệ nghịch (ngược chiều) nhau. Các kết quả nghiên cứu của chúng tôi hoàn toàn phù hợp với một số kết quả nghiên cứu của các tác giả nước ngoài [88], [60]. Theo tác giả Wang Yao & nnk [88], nếu chỉ dựa vào kết quả c_v thu được từ các mẫu thông thường (có chiều cao 20mm) để dự báo tốc độ cố kết và quá trình lún của nền các công trình đắp, sẽ là một sự đơn giản hóa quá mức. Do vậy, điều này nhấn mạnh rằng cần phải tìm hiểu sâu về tác động của hiệu ứng quy mô mẫu đến quá trình cố kết.

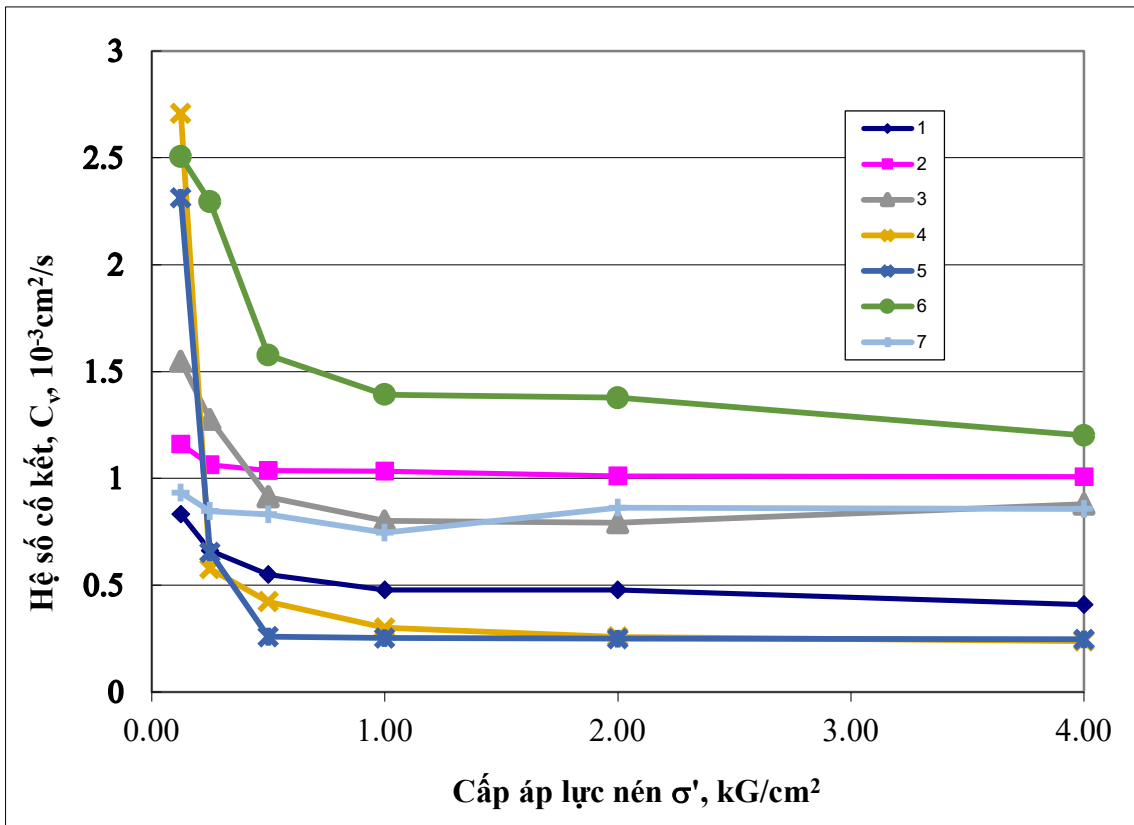
Sự giảm c_v theo sự tăng của H và sự tăng của c_v khi F tăng (đường kính tăng) ở hai chiều cao $H=30$ và $H=40\text{mm}$ tương đồng với các kết quả nghiên cứu đã có của các tác giả nước ngoài. Để đảm bảo tỷ số ϕ/H phù hợp, chúng tôi kiến nghị nên chọn chiều cao mẫu $H=30\text{mm}$.

3.3.2. Thí nghiệm cố kết thẳng đứng mẫu nguyên trạng

Thí nghiệm được thực hiện trên các mẫu đất có kết cấu nguyên trạng. Kết quả được trình bày ở bảng 3.7 và biểu đồ hình 3.13.

Bảng 3.7. Kết quả thí nghiệm nén cố kết thẳng đứng với mẫu nguyên trạng có $H = 30\text{mm}$, $\phi = 61,8\text{mm}$

Số hiệu mẫu thí nghiệm	Thí nghiệm nén cố kết								
	Áp lực tiền cố kết p_c , kG/cm^2	Chỉ số nén C_c	Chỉ số nở, C_r	Hệ số cố kết, c_v					
				0-0,125	0,125-0,25	0,25-0,5	0,5-1,0	1,0-2,0	2,0-4,0
				$10^{-3}\text{cm}^2/\text{s}$					
1	0,780	0,525	0,076	0,833	0,663	0,550	0,478	0,444	0,410
2	0,810	0,289	0,071	1,160	1,064	1,037	1,034	1,012	1,008
3	0,790	0,302	0,048	1,548	1,276	0,913	0,801	0,792	0,880
4	0,360	0,674	0,120	2,708	0,577	0,423	0,300	0,258	0,239
5	0,300	0,644	0,120	2,313	0,654	0,260	0,252	0,249	0,247
6	0,970	0,259	0,032	2,505	2,294	1,577	1,392	1,377	1,201
7	1,110	0,189	0,080	0,933	0,847	0,831	0,747	0,863	0,857



Hình 3.13. Quan hệ giữa hệ số cố kết c_v và cấp áp lực nén σ' với các mẫu nguyên trạng

Từ kết quả thí nghiệm cố kết thẳng đứng với mẫu nguyên trạng cho thấy: với tất cả các mẫu lấy tại 7 địa điểm khác nhau trong vùng nghiên cứu, khi các cấp áp lực nén tăng, giá trị c_v có xu hướng giảm do hệ số rỗng trong đất giảm, mật độ các hạt đất trở

nền dày đặc hơn, liên kết giữa chúng bị ảnh hưởng, sự dịch chuyển này ảnh hưởng đến tính thấm của đất, khiến khả năng thấm giảm nhanh và làm giảm c_v trong đất.

3.4. Kết quả nghiên cứu các đặc trưng cố kết của đất theo phương ngang

Thí nghiệm cố kết hướng tâm được thí nghiệm trên các mẫu nguyên trạng nhằm đảm bảo tính thực tế là đất trong tự nhiên không đồng nhất. Kích thước mẫu chọn $H=30\text{mm}$ và đường kính $\phi = 61,8\text{mm}$ (như đã phân tích ở trên).

Tổng hợp tính toán kết quả thí nghiệm được trình bày ở bảng 3.8.

Bảng 3.8. Tổng hợp kết quả thí nghiệm nén cố kết hướng tâm

Số hiệu mẫu	Xác định hệ số cố kết theo phương ngang											
	Hệ số cố kết theo phương ngang, c_h						Tỷ số c_h/c_v					
	0-0,125	0,125-0,25	0,25-0,5	0,5-1,0	1,0-2,0	2,0-4,0	0-0,125	0,125-0,25	0,25-0,5	0,5-1,0	1,0-2,0	2,0-4,0
	$\text{m}^2/\text{năm}$											
1	25,44	19,27	17,62	11,11	5,53	4,15	9,68	9,22	10,15	7,36	3,95	3,21
2	38,72	9,25	11,28	13,49	12,71	13,33	10,58	2,76	3,45	4,14	3,98	4,19
3	67,28	12,44	9,99	16,04	15,03	15,23	13,78	3,09	3,47	6,35	6,01	5,49
4	74,00	3,74	5,50	0,98	4,43	4,45	8,66	2,05	4,12	1,04	5,44	5,91
5	62,98	23,62	10,28	1,85	5,74	6,05	8,63	11,46	12,55	2,33	7,30	7,76
6	65,30	18,50	12,98	18,03	14,92	12,84	8,26	2,56	2,61	4,11	3,44	3,39
7	27,41	6,17	4,73	7,16	9,93	7,11	9,31	2,31	1,80	3,04	3,65	2,63

Từ kết quả thu được ở bảng 3.8, chúng tôi có nhận xét: các kết quả thu được về nén cố kết hướng tâm với mẫu nguyên trạng cũng tương tự như cố kết thẳng đứng (thu được ở trên): với mẫu có đường kính 61,8mm, chiều cao 30mm và lõi thấm 10mm, khi các cấp áp lực nén tăng c_h đều giảm. Với đất nghiên cứu, ở khoảng cấp áp lực nén từ 1-2 kG/cm^2 , tỷ số c_h/c_v thu được dao động từ 3,44 đến 7,3. Kết quả nghiên cứu cho thấy sự khác biệt so với kết quả nghiên cứu của một số tác giả khác theo bảng 3.9.

Bảng 3.9. Kết quả xác định tỷ số c_h/c_v của một số tác giả khác

Loại đất	Địa điểm	Tác giả nghiên cứu	Tỷ số c_h/c_v	Phương pháp xác định
Than bùn hóa $\text{lbQ}_2^{1-2}hh_1$	Hà Nội	Nguyễn Viết Tình [23]	1,15-4,01	Thí nghiệm nén cố kết
Bùn hữu cơ $\text{lbQ}_2^{1-2}hh_1$	Hà Nội	Nguyễn Viết Tình [23]	1,08-1,52	Thí nghiệm nén cố kết
Bùn sét pha hữu cơ $\text{lbQ}_2^{1-2}hh_1$	Hà Nội	Nguyễn Viết Tình [23]	1,06-2,17	Thí nghiệm nén cố kết

Loại đất	Địa điểm	Tác giả nghiên cứu	Tỷ số c_h/c_v	Phương pháp xác định
Bùn sét hữu cơ $lbQ_2^{1-2}hh_1$	Đồng bằng Bắc Bộ	Phạm Thị Nghĩa và nnk [8]	2,4-3,5	Thí nghiệm CPTu
Bùn sét pha $amQ_2^{1-2}hh_1$	Đồng bằng Bắc Bộ	Phạm Thị Nghĩa và nnk [8]	1,5-6,1	Thí nghiệm CPTu
Bùn sét pha $mbQ_2^{1-2}hh_1$	Đồng bằng Bắc Bộ	Phạm Thị Nghĩa và nnk [8]	1,3-7,6	Thí nghiệm CPTu
Bùn sét amQ_2^{2-3}	Đồng bằng sông Cửu Long	Nguyễn Thị Nụ [9]	1,64-4,05 (KV.I); 1,47-6,32 (KV.II); 1,35-6,09 (KVIII-1); 2,02-5,98 (KVIII-2).	Thí nghiệm kiểu hộp nén Rowe, CRS-R, CPTu, kết quả quan trắc
Bùn sét pha amQ_2^{2-3}	Đồng bằng sông Cửu Long	Nguyễn Thị Nụ [9]	1,35-3,12 3,13-5,91 (khi kẹp cát và lẫn hữu cơ)	Thí nghiệm kiểu hộp nén Rowe, CRS-R, CPTu, kết quả quan trắc

Như vậy, có thể thấy rằng: khi đất khác nhau về thành phần, mức độ cố kết do khác nhau về tuổi, nguồn gốc thành tạo hoặc do phương pháp xác định khác nhau: dựa vào kết quả thí nghiệm ngoài trời, thí nghiệm trực tiếp bằng các thí nghiệm trong phòng, sẽ dẫn đến các kết quả khác nhau. Nhưng nhìn chung sự khác biệt giữa các kết quả nghiên cứu không nhiều.

3.5. Kết luận Chương 3

Các kết quả nghiên cứu cho phép rút ra kết luận:

a) Trong thí nghiệm cố kết thẳng đứng:

Ảnh hưởng của kích thước mẫu:

* Ảnh hưởng của chiều cao mẫu (H) khi giữ nguyên đường kính mẫu (ϕ) đến các đặc trưng cố kết của đất:

- Chỉ số nén C_c : Khi chiều cao mẫu tăng thì giá trị chỉ số nén lún C_c giảm. Khi chiều cao mẫu tăng từ 20 đến 30mm thì C_c giảm từ 0,282 đến 0,223, khi chiều cao mẫu tăng từ 30 đến 40mm thì giảm từ 0,223 đến 0,219. Điều này có thể là do ảnh hưởng của ma sát giữa mẫu và dao vòng chứa mẫu đến biến dạng của mẫu, ma sát tăng khi chiều cao mẫu tăng, đồng thời khả năng nén của mẫu cũng giảm đi khi chiều cao mẫu tăng

- Áp lực tiền cố kết p_c : Khi chiều cao mẫu tăng thì giá trị áp lực tiền cố kết p_c tăng, mức tăng p_c từ 0,47 đến 0,58 khi chiều cao mẫu tăng từ 20 lên 30mm, đạt 23,4%, từ

0,58 đến 0,6 khi chiều cao mẫu tăng từ 30 lên 40mm, đạt 3,45%, sự tăng chiều cao mẫu cải thiện áp lực tối đa mà đất có thể chịu được trước biến dạng dẻo.

- Hệ số cố kết c_v : Ở cả 2 cỡ đường kính mẫu và ở tất cả các cấp áp lực nén, khi chiều cao mẫu tăng, chiều dài đường thoát nước tăng dẫn đến c_v của đất giảm, tốc độ cố kết của mẫu đất giảm đi. Cụ thể, ở khoảng cấp áp lực nén từ 1-2 kG/cm²:

Ở đường kính $\phi = 61,8\text{mm}$, sự giảm c_v có quan hệ với sự tăng H theo phương trình tương quan: $c_v = 0,4727 \cdot e^{-0,017H}$; tương quan giữa c_v và H có mối tương quan âm chặt chẽ với hệ số tương quan là 0,983.

Tương tự ở đường kính $\phi = 79,8\text{mm}$, phương trình tương quan là: $c_v = 0,7703 \cdot e^{-0,025H}$ cũng cho thấy mô hình hồi quy phù hợp với mối tương quan âm chặt chẽ với hệ số tương quan là 0,978.

* Ảnh hưởng của đường kính mẫu (ϕ) khi giữ nguyên chiều cao mẫu (H) đến các đặc trưng cố kết của đất:

- Các kết quả nghiên cứu cho thấy sự giảm của C_c và tăng của c_v , p_c khi đường kính mẫu tăng từ 61,8 lên 79,8mm. Cụ thể: với ba cỡ chiều cao mẫu, C_c giảm từ 4,7 đến 8,9%; p_c tăng từ 6,9 đến 10,6%, c_v tăng từ 10 đến 60,98%. Điều này có thể là do ảnh hưởng của ma sát (nếu có) giữa dao vòng và mẫu đất thí nghiệm tăng lên khi tỷ số giữa diện tiếp xúc và thể tích mẫu đất thí nghiệm tăng.

Từ kết quả trên có thể thấy: kích thước gồm chiều cao H và đường kính ϕ của mẫu thí nghiệm đều ảnh hưởng đến kết quả thí nghiệm nén cố kết hay các đặc trưng cố kết của đất, trong đó ảnh hưởng của chiều cao mẫu đến c_v theo mối liên hệ nghịch (ngược chiều) nhau. Các kết quả nghiên cứu của chúng tôi phù hợp với một số kết quả nghiên cứu của các tác giả nước ngoài [88], [60]. Theo tác giả Wang Yao & nnk [88], nếu chỉ dựa vào kết quả c_v thu được từ các mẫu thông thường (có chiều cao 20mm) để dự báo tốc độ cố kết và quá trình lún của nền các công trình đắp, sẽ là một sự đơn giản hóa quá mức. Do vậy, điều này nhấn mạnh rằng cần phải tìm hiểu sâu về tác động của hiệu ứng quy mô mẫu đến quá trình cố kết.

Cố kết thẳng đứng với mẫu nguyên trạng:

Từ kết quả thí nghiệm cố kết thẳng đứng với mẫu nguyên trạng cho thấy: Với tất cả các mẫu lấy tại 7 địa điểm khác nhau trong vùng nghiên cứu, khi các cấp áp lực nén tăng, giá trị c_v có xu hướng giảm do hệ số rỗng trong đất giảm, các hạt đất trở nên dày đặc hơn, liên kết giữa chúng bị ảnh hưởng, sự dịch chuyển này ảnh hưởng đến tính thấm của đất, khiến khả năng thấm giảm nhanh và làm giảm c_v trong đất.

b) Trong thí nghiệm cố kết hướng tâm với mẫu nguyên trạng:

Các kết quả thu được về nén cố kết hướng tâm với mẫu nguyên trạng cũng tương tự như cố kết thẳng đứng: với mẫu có đường kính 61,8mm, chiều cao 30mm, khi các cấp áp lực nén tăng c_h đều giảm. Với đất nghiên cứu, trong khoảng áp lực 1-2 kG/cm², tỷ số c_h/c_v thu được dao động từ xấp xỉ 3,44 đến 7,3.

CHƯƠNG 4

ÁP DỤNG TÍNH TOÁN XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU CHO CÔNG TRÌNH ĐÁP TRÊN MỘT SỐ DẠNG CẤU TRÚC NỀN ĐẤT YẾU ĐẶC TRƯNG

4.1. Đặt vấn đề

Ở ven biển ĐBSH có địa hình dạng đồng bằng tích tụ xâm thực bóc mòn ven biển. Đặc điểm của địa hình là trũng thấp, được hình thành do tích tụ các trầm tích trẻ, mức độ nén chặt thấp (đa phần là đất yếu), nằm ngay trên mặt.

Do địa hình thấp nên khi xây dựng đê (sông, biển), kho bãi của các cảng, đường giao thông đều phải tôn cao nền. Cũng do đất nền chủ yếu là đất yếu mà khi xây dựng, nền bị lún rất nhiều, không thể không gia cố và cải tạo nền.

Tính toán và dự báo độ lún cho các khối đắp là rất cần thiết nhằm dự kiến bù lún và lựa chọn các giải pháp gia cố nền hợp lý.

Chương này nhằm cung cấp những số liệu tham khảo về dự báo lún (khả năng ổn định lún, tổng độ lún và thời gian ổn định lún) cho các công trình đắp có qui mô khác nhau trên một số dạng cấu trúc nền điển hình phục vụ cho công tác thiết kế xử lý nền đất yếu. Các đặc trưng về tính chất nén lún của đất được sử dụng là kết quả nghiên cứu của đề tài do NCS thực hiện. Cụ thể: mẫu có kích thước lớn hơn ($\phi = 61,8\text{mm}$; $H=30\text{mm}$) và thực hiện bằng thí nghiệm cố kết hướng tâm.

Trong chương này, NCS sẽ tiến hành tính toán xử lý nền đất yếu bằng bác thấm cho nền các đường đắp có qui mô đắp khác nhau trên một số dạng CTN đặc trưng đã được phân chia ở Chương 2. Cụ thể:

Các dạng CTN đặc trưng lựa chọn bao gồm:

Dạng 1: Đất yếu nằm ngay trên bề mặt, chiều sâu phân bố đất yếu đến 10m;

Dạng 2: Đất yếu nằm ngay trên bề mặt, chiều sâu phân bố đất yếu đến 20m.

Các chiều cao đắp khác nhau là 2, 3 và 5m cho mỗi dạng CTN.

Đất đắp: sử dụng đất rời.

Các nội dung tính toán bao gồm:

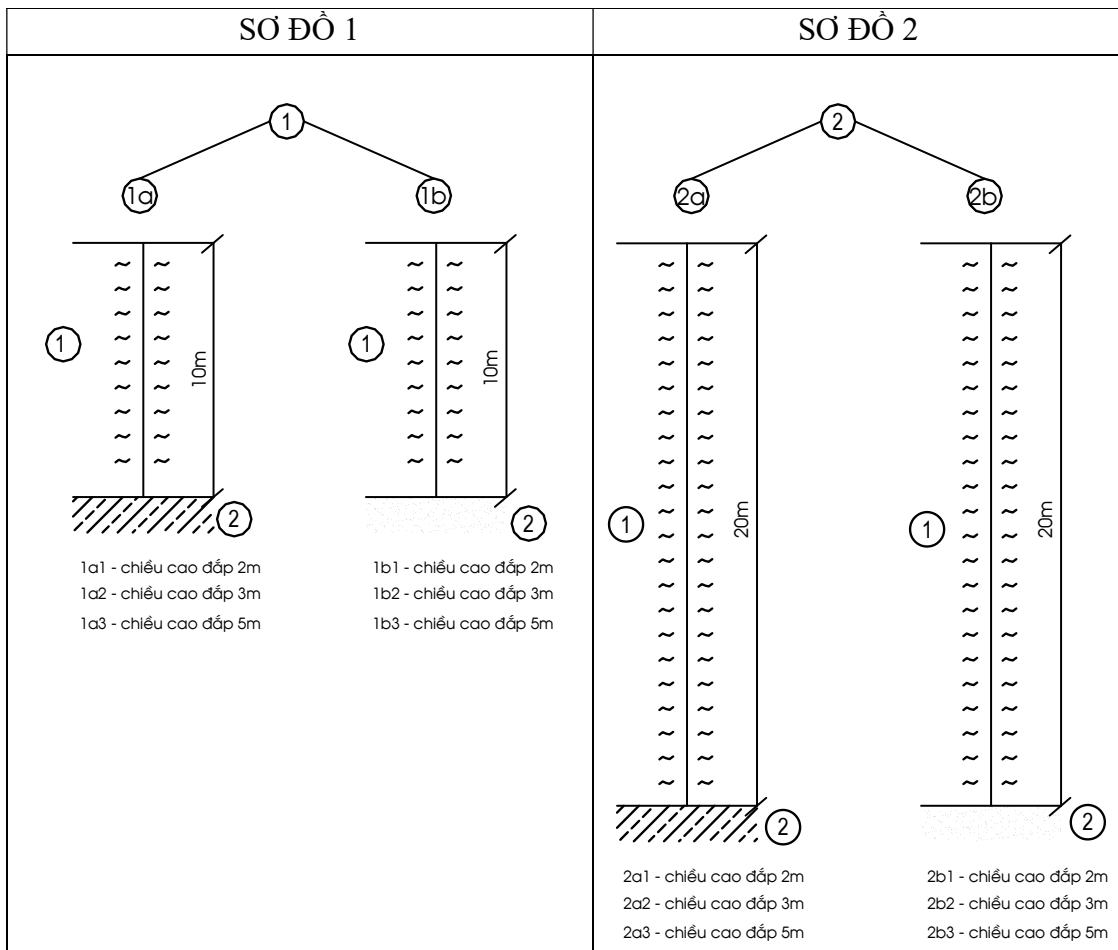
Tính toán, dự báo lún cho nền dưới khối đắp;

Tính toán xử lý nền bằng giải pháp thoát nước thẳng đứng (bác thấm) sử dụng kết quả thí nghiệm cố kết hướng tâm trong chương 3, cho trường hợp mẫu nguyên trạng có chiều cao $H = 30\text{mm}$, đường kính $\phi = 61,8\text{mm}$ và lõi thấm có đường kính 10mm, tỷ số $c_h/c_v = 3,44$.

4.2. Các sơ đồ và các thông số tính lún

4.2.1. Các sơ đồ tính lún

Dựa vào kết quả nghiên cứu ở chương 2, NCS đề xuất 2 sơ đồ tính lún như hình 4.1.



Hình 4.1. Các sơ đồ tính lún đề xuất

4.2.2. Các thông số tính lún

a) Thông số đất nền

Các thông số đất nền cho sơ đồ tính lún 1 và 2 được cho trong bảng 4.1.

Bảng 4.1. Thông số đất nền

STT	Chiều dày m	Khối lượng thể tích γ , g/cm ³	Hệ số rỗng e ở các cấp áp lực nén						Hệ số cố kết c_v , 10 ⁻³ cm ² /s ở các cấp áp lực nén					Áp lực tiền cố kết p_c , kG/cm ²	Chỉ số nén C_c	Chỉ số nở C_r	Lực dính kết c kG/cm ²	Góc ma sát φ , độ
			0	0,25	0,5	1	2	4	0,125-0,25	0,25-0,5	0,5-1,0	1,0-2,0	2,0-4,0					
Lớp 1	10 (sơ đồ 1); 20 (sơ đồ 2).	1,710	1,35	1,297	1,226	1,122	1,009	0,887	1,05	0,80	0,71	0,71	0,69	0,731	0,412	0,078	15	14
Lớp 2	Đất cát	1,800																30
	Đất loại sét	1,888	0,884	0,855	0,838	0,811	0,779	0,732	4,027	2,851	2,759	2,416	2,51	2,156	0,212	0,040	20,83	15,3

b) Các thông số khác

Bề rộng nền đường: Trong chương này, NCS sẽ tính toán cho khối đắp là dạng công trình đường. Đối với khu vực nghiên cứu, cần xây dựng các dạng công trình đắp có quy mô khác nhau như đường cao tốc, đường cấp I, II, III và các đường cấp IV, V, VI. NCS sẽ tính đại diện cho trường hợp đường cấp I đồng bằng với 6 làn xe có chiều rộng nền đường là 32,5m, theo TCVN4054:2005 [33].

Độ dốc mái đường đắp phụ thuộc vào độ cao của mái đắp và loại vật liệu đắp, khi chiều cao mái dốc nhỏ hơn 6m, với vật liệu đắp là cát nhỏ, theo TCVN4054:2005 [33], chọn độ dốc mái đường đắp là 1:1,75.

Chiều cao đắp phụ thuộc vào bề mặt địa hình, cao độ mực nước lũ, cao độ mực nước thường xuyên, cao độ các điểm quy hoạch mà tuyến đi qua (nút giao hiện tại, nút giao trong tương lai...). Trong phần này, NCS chọn chiều cao đắp thay đổi từ 2m, 3m và 5m.

Đất đắp đường tính cho trường hợp đất cát với trọng lượng thể tích đất cát là $1,85T/m^3$.

4.3. Các nội dung tính toán

4.3.1. Yêu cầu tính toán xử lý nền đất yếu

a) Độ lún dư

Theo Tiêu chuẩn khảo sát, thiết kế nền đường ô tô trên nền đất yếu TCCS41 – 2022/TCĐBVN [28], với đường có vận tốc thiết kế $V \geq 80km/h$, thì sau khi hoàn thành công trình nền mặt đường trên vùng đất yếu, phần độ lún cố kết còn lại tại trục tim của nền đường ΔS đảm bảo yêu cầu sau:

- + Vị trí đoạn nền đắp trên đất yếu gần mô cầu thì $\Delta S \leq 10cm$;
- + Vị trí đoạn nền đắp trên đất yếu chỗ có công hộp lớn thì $\Delta S \leq 20cm$;
- + Vị trí đoạn nền đắp thông thường trên đất yếu thì $\Delta S \leq 30cm$.

b) Độ cố kết xử lý nền đất yếu bằng bác thấm

Theo tiêu chuẩn gia cố nền đất yếu bằng bác thấm – thiết kế thi công và nghiệm thu TCVN 9355 – 2013 [6] quy định, trong phạm vi chiều sâu xử lý nền đất yếu bằng bác thấm độ cố kết đạt được $U \geq 90\%$.

c) Kiểm toán ổn định trượt

Theo Tiêu chuẩn khảo sát, thiết kế nền đường ô tô trên nền đất yếu TCCS41 – 2022/TCĐBVN [28], hệ số ổn định khi đưa đường vào sử dụng: $F_s \geq 1,40$ (theo phương pháp Bishop).

Kiểm toán ổn định trượt nền đường theo phương pháp Bishop bằng chương trình GeoStudio 9 của hãng GeoSlope, Canada. Kiểm toán ổn định trượt được thực hiện cho các trường hợp sau:

Chưa có giải pháp xử lý.

Có giải pháp xử lý (thoát nước thẳng đứng: bắc thấm, bắc thấm kết hợp vải địa kỹ thuật) ở tại các thời điểm vừa đắp xong, sau thời gian chờ cố kết theo qui định.

Hoạt tải đưa vào kiểm toán trượt $q = 1,4T/m^2$.

4.3.2. Tính toán dự báo lún và kiểm toán ổn định trượt trước khi xử lý nền

4.3.2.1. Tính toán dự báo lún

Căn cứ theo Tiêu chuẩn khảo sát, thiết kế nền đường ô tô trên nền đất yếu TCCS41 – 2022/TCĐBVN [28], việc tính toán dự báo lún được tính theo phương pháp phân tầng lấy tổng. Chiều sâu ảnh hưởng lún được tính đến độ sâu mà ở đó $\sigma_z = 0,15\sigma_v$ hoặc khi hết phạm vi lớp đất yếu, gặp lớp đất tốt.

Lún cố kết của đất nền được tính theo công thức sau:

- Đối với đất cố kết bình thường ($OCR = 1, \sigma_{vzi} = \sigma_{pzi}$), độ lún của nền xảy ra khi có thêm tải trọng nền đắp, $\sigma_{pzi} < \sigma_{vzi} + \sigma_{zi}$ nên:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{C_{ci} \cdot H_i}{1 + e_{oi}} \log \left(\frac{\sigma_{vzi} + \sigma_{zi}}{\sigma_{vzi}} \right) \quad (4.1)$$

- Đối với đất quá cố kết $OCR > 1$, ta xét 2 trường hợp:

+ Khi $\sigma_{vzi} + \sigma_{zi} < \sigma_{pzi}$:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{C_{ri} \cdot H_i}{1 + e_{oi}} \log \left(\frac{\sigma_{vzi} + \sigma_{zi}}{\sigma_{vzi}} \right) \quad (4.2)$$

+ Khi $\sigma_{vzi} < \sigma_{pzi} < \sigma_{vzi} + \sigma_{zi}$:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \left(\frac{C_{ri} \cdot H_i}{1 + e_{oi}} \log \left(\frac{\sigma_{pzi}}{\sigma_{vzi}} \right) + \frac{C_{ci} \cdot H_i}{1 + e_{oi}} \log \left(\frac{\sigma_{vzi} + \sigma_{zi}}{\sigma_{pzi}} \right) \right) \quad (4.3)$$

trong đó:

OCR - chỉ số quá cố kết, $OCR = \frac{\sigma_{pzi}}{\sigma_{vzi}}$

e_{oi} - hệ số rỗng tự nhiên ban đầu của lớp đất tính lún thứ i ;

σ_{vzi} - ứng suất gây ra do trọng lượng bản thân tại lớp đất tính lún thứ i ;

σ_{zi} - ứng suất gây lún do tải trọng nền đắp gây ra;

σ_{pzi} (hay p_c) - áp lực tiền cố kết;

C_{ci} - chỉ số nén của lớp đất tính lún thứ i ;

C_{ri} - chỉ số nén lại của lớp đất tính lún thứ i ;

H_i - chiều dày lớp đất tính lún thứ i .

Tổng lún bao gồm hai thành phần đó là lún tức thời và lún cố kết. $S = mS_c$. m theo Tiêu chuẩn khảo sát, thiết kế nền đường ô tô trên nền đất yếu TCCS41 – 2022/TCĐBVN [28] cho phép lấy từ 1,1-1,4, lấy giá trị trung bình = 1,2 là giá trị được áp dụng cho hầu hết các công trình tại Việt Nam.

Để tính độ lún tổng cộng cần phải tính được độ lún cố kết S_c , tức là phải xác định được các thông số và trị số tính toán, trong đó trị số σ_z phụ thuộc vào tải trọng đắp, tải trọng này gồm phần đắp lún vào trong đất yếu S . Vì lúc đầu chưa biết S nên quá trình tính lún là quá trình tính lặp thử dần theo trình tự sau:

Giả thiết độ lún tổng cộng $S_{gt} = \text{Độ lún tức thời} + \text{độ lún cố kết}$;

Tính độ lún S_c với chiều cao đắp $H_{tt} = H_{tk} + H_{qđkcad} + S_{gt}$.

Trong đó $H_{qđkcad}$ là chiều cao phụ thêm để đảm bảo tải trọng của nền đường mô hình tương đồng với tải trọng của nền đường thực tế, chiều cao này được tính toán theo bảng 4.2.

Bảng 4.2. Chiều cao $H_{qđkcad}$ [34]

STT	Các lớp kết cấu nền mặt đường	Chiều dày (m)	Khối lượng thể tích (t/m^3)	Trọng lượng (T)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5) = (3)x(4)
1	Lớp bê tông nhựa C12.5	0,05	2,45	0,12
2	Lớp bê tông nhựa C19	0,07	2,45	0,17
3	Lớp cấp phối đá dăm loại I	0,18	2,40	0,43
4	Lớp cấp phối đá dăm loại II	0,36	2,40	0,86
5	Lớp K=0,98	0,30	2,00	0,60
	Tổng cộng	0,96		2,19
6	Khối lượng thể tích của vật liệu đắp thi công		1,85	
Chiều cao quy đổi theo tải trọng thi công là: $H_{tb} = 2,19/1,85 = 1,18\text{m}$				
Chiều cao quy đổi từ kết cấu nền mặt đường sang đất đắp là: $H_{qđkcad} = 1,18 - 0,96 = 0,22\text{m}$.				

Nếu S_c tính được thỏa mãn $S_c = S_{gt}/m$ thì chấp nhận kết quả, từ đó xác định được chiều cao đắp tính toán $H_{tk} + H_{qđkcad} + S_{gt}$.

Nếu không thỏa mãn thì giả thiết lại giá trị S_{gt} và tiếp tục vòng lặp.

Chiều sâu mực nước ngầm lấy tại mặt đất thiên nhiên.

Tải trọng gây lún, ngoài tải trọng do thân nền đắp theo chiều cao thiết kế còn xét đến tải trọng do phần bù lún gây ra sau mỗi đợt đắp.

Lún cố kết thứ cấp không xét đến trong nghiên cứu này.

4.3.2.2. Kiểm toán ổn định trượt

Kiểm toán ổn định trượt theo phương pháp của Bishop. Trong quá trình kiểm toán ổn định trượt có xét đến yếu tố tăng cường độ của các lớp đất nền sau từng giai đoạn đắp nền đường.

Công tác kiểm toán ổn định phải tiến hành qua các bước sau:

Kiểm toán ổn định trượt của nền đường đắp khi chưa có các giải pháp xử lý.

Kiểm toán ổn định trượt của nền đường đắp trong trường hợp có giải pháp xử lý (bắc thấm, bắc thấm kết hợp vải địa kỹ thuật).

Tính toán theo phương pháp Bishop thì hệ số ổn định K_j ứng với một mặt trượt tròn trung tâm O_j (hình 4.2) được xác định theo công thức sau:

$$K_j = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\left(c_i l_i + \frac{Q_i \operatorname{tg} \varphi_i}{\cos \alpha_i} \right) m_i + F \frac{Y}{R_j} \right)}{\sum_{i=1}^n (Q_i \sin \alpha_i)} \quad (4.4)$$

Với

$$m_i = \left(1 + \frac{1}{k_j} \operatorname{tg} \varphi_i \operatorname{tg} \alpha_i \right)^{-1} \quad (4.5)$$

trong đó:

l_i - chiều dài cung trượt trong phạm vi mảnh i ;

n - tổng số mảnh trượt trong phạm vi khối trượt;

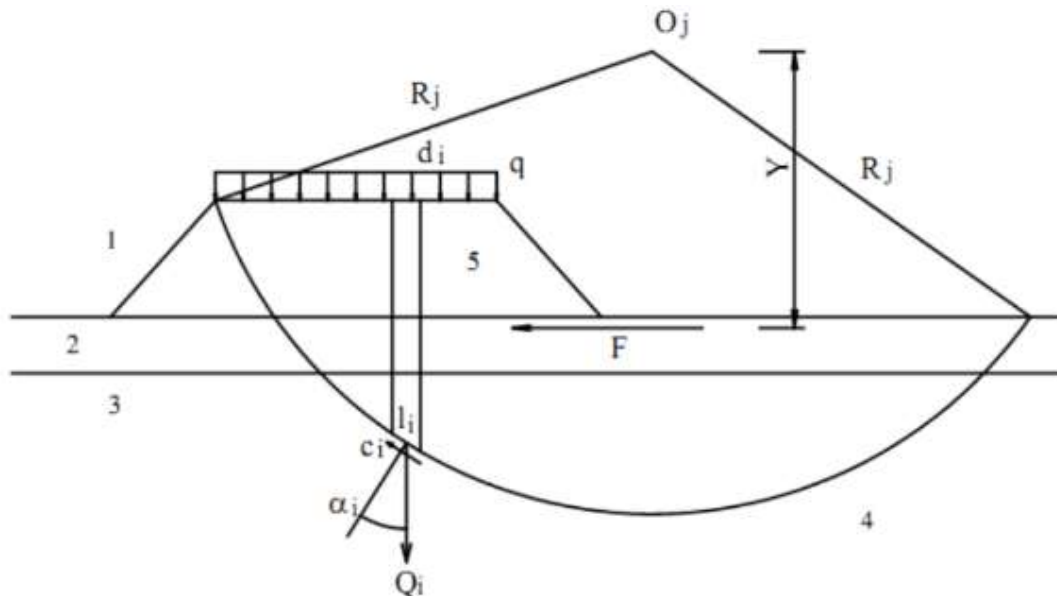
α_i - góc giữa pháp tuyến của cung l_i với phương của lực q_i ;

R_j - bán kính đường cong của cung trượt;

c_i và φ_i - lực dính và góc ma sát trong của lớp đất chứa cung trượt l_i của mảnh trượt thứ i ;

q - tải trọng của công trình quy đổi;

F - lực giữ (chống trượt) do vải địa kỹ thuật tạo ra.



Hình 4.2. Sơ đồ phân mảnh với mặt trượt tròn

1- Nền đắp (có thể bao gồm tầng đệm cát mỏng, trên đó có lớp vải địa kỹ thuật); 2- Lớp 1; 3- Lớp 2 (đất yếu); 4- Cung trượt tròn; 5- Mảnh i

Tải trọng xe cộ được xem là tải trọng của số xe nặng tối đa cùng một lúc có thể đỗ khắp bề rộng nền đường (xem hình 4.3) phân bố trên 1m chiều dài đường. Tải trọng này được quy đổi tương đương như một lớp đất phân bố đều có chiều cao là h_x xác định theo biểu thức sau [28]:

$$h_x = \frac{n.G}{\gamma.B.l} \quad (4.6)$$

trong đó:

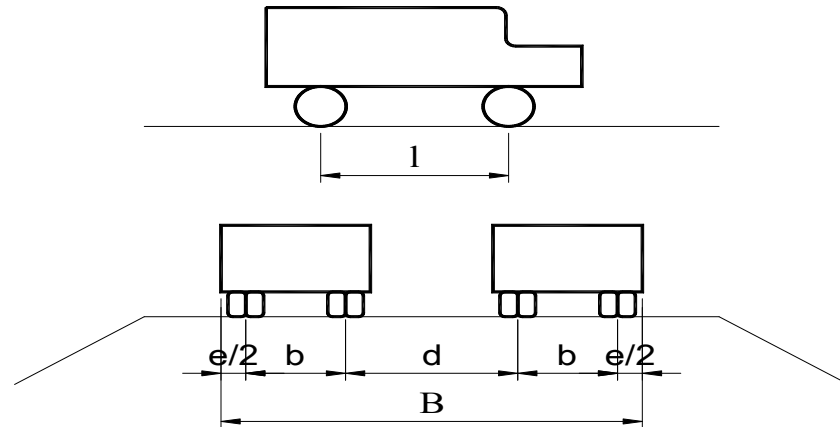
G - trọng lượng một xe (chọn xe nặng nhất), Tấn;

n - số xe tối đa có thể xếp được trên phạm vi bề rộng nền đường (như sơ đồ xếp xe trên hình 4.3);

γ - khối lượng thể tích của đất đắp nền đường, T/m³;

l - phạm vi phân bố tải trọng xe theo hướng dọc, m, lấy $l = 6,6m$ khi xe có $G = 30T$;

B - là bề rộng phân bố ngang của xe, m;



Hình 4.3. Sơ đồ xếp xe để xác định tải trọng xe cộ tác dụng lên đất yếu

Giá trị h_x được tính chi tiết trong bảng 4.3.

Bảng 4.3. Bảng quy đổi tải trọng thành chiều cao đắp h_x

Thông số	Công thức xác định	Hoạt tải	Đơn vị
G		30,0	T
γ		1,85	T/m ³
l		6,60	m
B	$B = nb + (n-1)d + e$	32,50	m
e		0,50	m
b		1,80	m
d		1,30	m
n		10,00	xe
h_x	$h_x = nG/\gamma B l$	<u>0,76</u>	m
q	$q = h_x \gamma$	1,40	T/m ²

Kết quả tính toán dự báo lún và kiểm toán ổn định trượt khi chưa xử lý nền được thể hiện trong bảng 4.4. Kết quả chi tiết xem phần phụ lục A (dự báo lún), B (kiểm toán ổn định trượt khi chưa xử lý nền).

Bảng 4.4. Kết quả tính toán dự báo lún và kiểm toán ổn định trượt khi chưa xử lý nền

STT	Số độ	Chiều cao đắp	Chiều cao kiểm toán H	Kết quả khi chưa xử lý nền					Kết luận
				Độ lún tổng S	Độ lún có kết S _c	Độ có kết	Thời gian có kết	Hệ số ổn định	
				Tim	Tim			K _{min}	
	1	m	m	m	m	%	năm		
1	1a1	2	2,52	0,30	0,25	97	58	1,331	Phải xử lý
2	1a2	3	3,69	0,47	0,39	96	57	0,994	Phải xử lý
3	1a3	5	6,03	0,81	0,67	97	68,5	0,682	Phải xử lý
4	1b1	2	2,52	0,30	0,25	97	14,5	1,331	Phải xử lý
5	1b2	3	3,69	0,47	0,39	97	15,7	0,994	Phải xử lý
6	1b3	5	6,03	0,81	0,67	97	17,1	0,682	Phải xử lý
	2								
7	2a1	2	2,96	0,74	0,62	97	258	1,180	Phải xử lý
8	2a2	3	4,30	1,08	0,90	98	298	0,877	Phải xử lý
9	2a3	5	6,85	1,63	1,36	98	315	0,594	Phải xử lý
10	2b1	2	2,96	0,74	0,62	97	64,5	1,180	Phải xử lý
11	2b2	3	4,30	1,08	0,90	98	75	0,877	Phải xử lý
12	2b3	5	6,85	1,63	1,36	98	78,5	0,594	Phải xử lý

Nhận xét: Từ kết quả tính toán dự báo lún và kiểm toán ổn định trượt khi chưa xử lý nền cho phép nhận xét:

- Các kết quả tính toán dự báo lún, kiểm toán ổn định trượt thu được hoàn toàn phù hợp với quy luật chung là:

+ Quy mô khối đắp càng lớn thì tổng độ lún càng lớn, thời gian ổn định lún càng kéo dài;

+ Điều kiện thoát nước của nền dưới khối đắp càng thuận lợi thì thời gian ổn định lún càng ngắn;

+ Quy mô khối đắp càng lớn nền càng mất ổn định, hệ số ổn định trượt càng nhỏ.

- Với kết quả dự báo lún và kiểm toán ổn định trượt khi chưa xử lý nền có thể thấy rằng: tất cả các trường hợp tính toán đều không đảm bảo đồng thời cả hai điều kiện ổn định về lún và trượt. Do vậy, cần có các giải pháp xử lý nền.

Trong chương này, để ứng dụng kết quả thí nghiệm có kết hướng tâm đã thực hiện trong chương 3, NCS sẽ tính toán xử lý nền với giải pháp đường thoát nước thẳng đứng (bắc thấm). Cụ thể, NCS sẽ tiến hành tính toán từ kết quả thí nghiệm mẫu đất nguyên trạng có chiều cao $H = 30\text{mm}$, đường kính $\phi = 61,8\text{mm}$ và lõi thấm có đường kính 10mm , tính cho trường hợp an toàn nhất với tỷ số $c_h/c_v = 3,44$.

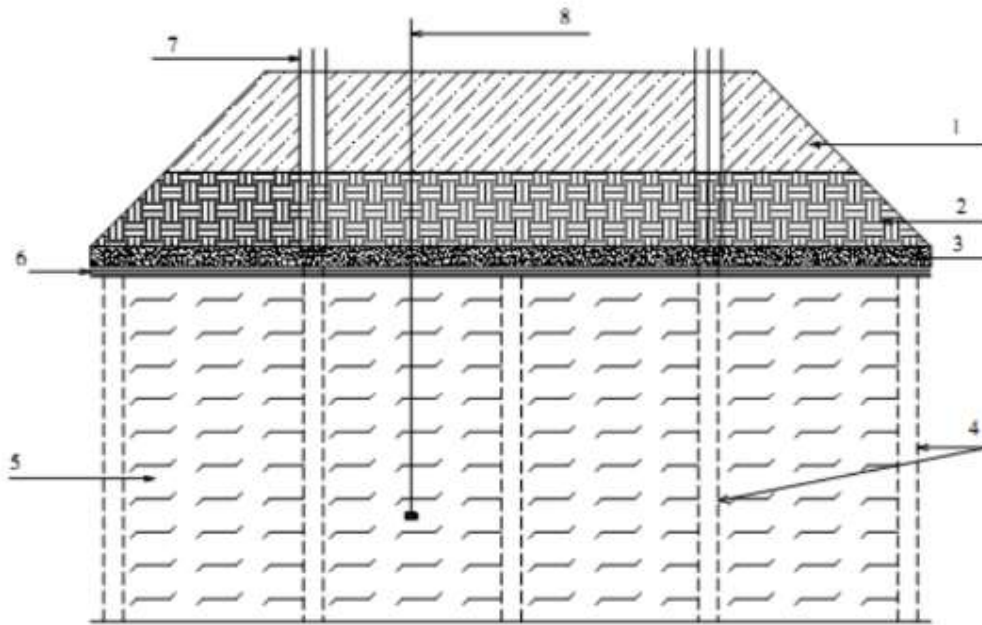
4.3.3. Tính toán xử lý nền đất yếu bằng bắc thấm thoát nước (PVD)

4.3.3.1. Các nội dung tính toán

* Xử lý đất yếu bằng bắc thấm là biện pháp xử lý nền bằng thoát nước thẳng đứng. Trong biện pháp này bắc thấm đóng vai trò như các ống để nước từ các tầng yếu dưới tác dụng của tải trọng đắp được hút lên phía bề mặt thoát ra ngoài nhằm mục đích nhanh chóng đạt độ lún yêu cầu trong khoảng thời gian ngắn.

Việc tính toán xử lý nền đất yếu bằng bắc thấm thoát nước được thực hiện theo tiêu chuẩn quốc gia TCVN 9355: 2012 [35].

Sơ đồ cấu tạo xử lý nền đất yếu bằng bắc thấm như hình 4.4.



Hình 4.4. Sơ đồ xử lý nền đất yếu bằng bác thấm

1- Phần đắp gia tải nén; 2- Nền đắp; 3- Đệm cát; 4- Bác thấm; 5- Nền đất yếu;
6- Vải địa kỹ thuật; 7- Móc đo lún; 8- Thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng

* Các thông số của bác thấm được cho trong bảng 4.5

Bảng 4.5. Các thông số của bác thấm

STT	Các thông số của bác thấm
1	Chiều rộng bác thấm $b = 100\text{mm}$
2	Chiều dày bác thấm $a = 3\text{mm}$
3	Đường kính tương đương của bác thấm $D_e = 51,5\text{mm}$
4	Khoảng cách giữa các tim bác thấm $D_{PVD} = 1,5\text{m}$
5	Bác thấm được bố trí theo sơ đồ hình vuông
6	Khoảng cách tính toán/đường kính ảnh hưởng của bác thấm (m): $l = 1,13$ $D_{PVD} = 1,7\text{m}$
7	Chiều sâu cắm bác thấm bằng chiều dày lớp đất yếu
8	Tỷ số $c_h/c_v = 3,44$

* Dự báo độ lún cố kết theo thời gian của nền đất khi dùng bác thấm:

- Độ cố kết U đạt được sau thời gian t kể từ lúc đắp xong được xác định theo công thức sau:

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h) \quad (4.7)$$

trong đó:

U_v - độ cố kết theo phương thẳng đứng;

U_h - độ cố kết theo phương ngang.

- Xác định độ cố kết thẳng đứng U_v :

Độ cố kết U_v phụ thuộc nhân tố thời gian T_v , T_v được xác định như sau:

$$T_v = \frac{c_v^{tb}}{H^2} t \quad (4.8)$$

trong đó:

c_v^{tb} - hệ số cố kết trung bình theo phương thẳng đứng của các lớp đất yếu trong phạm vi chiều sâu chịu nén cực hạn H_a .

$$c_v^{tb} = \frac{H_a^2}{\left(\sum \frac{h_i}{\sqrt{c_{vi}}}\right)^2} \quad (4.9)$$

trong đó:

h_i - chiều dày các lớp đất yếu nằm trong phạm vi vùng chịu nén H_a ;

c_{vi} - hệ số cố kết thẳng đứng của lớp đất yếu thứ i .

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

- Xác định độ cố kết theo phương ngang U_h :

$$U_h = 1 - \exp\left[-\frac{8T_h}{F(n) + F_s + F_r}\right] \quad (4.10)$$

trong đó, các số hạng được xác định như sau:

+ T_h là nhân tố thời gian theo phương ngang:

$$T_h = \frac{c_h}{l^2} t \quad (4.11)$$

trong đó:

l - đường kính ảnh hưởng của bậc thấm (m);

Nếu bố trí bậc thấm theo kiểu ô vuông, $l = 1,13D_{PVD}$;

Nếu bố trí bậc thấm theo kiểu tam giác, $l = 1,05D_{PVD}$;

D_{PVD} - khoảng cách giữa các tim bậc thấm;

c_h - hệ số cố kết theo phương ngang, lấy $c_h = 3,44c_v$.

+ $F(n)$ là nhân tố xét đến ảnh hưởng của khoảng cách bậc thấm:

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (4.12)$$

ở đây:

$$n = \frac{l}{D_e}$$

D_e - đường kính tương đương của bậc thấm, theo Phụ lục A TCVN 9355:2012 [35] xác định theo công thức:

$$D_e = \frac{a+b}{2}$$

(a, b tương ứng là chiều dày và chiều rộng bậc thấm)

Vì D_e thường nhỏ, do đó n thường lớn và $n^2 \gg 1$, nên có thể xác định $F(n)$ theo công thức đơn giản như sau:

$$F(n) = \ln(n) - \frac{3}{4} \quad (4.13)$$

+ F_s là nhân tố xét đến ảnh hưởng xáo động của đất khi cắm bậc thấm:

$$F_s = \left(\frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \ln \left(\frac{d_s}{D_e} \right) \quad (4.14)$$

trong đó:

k_h - hệ số thấm của đất theo phương ngang khi chưa cắm bậc thấm;

k_s - hệ số thấm của đất theo phương ngang sau khi cắm bậc thấm;

(trong trường hợp thực tế thường áp dụng $k_h/k_s = k_h/k_v = c_h/c_v = 2 \div 5$, NCS lấy $k_h/k_s = 3,44$ để tính toán);

d_s - đường kính tương đương của vùng đất bị xáo động xung quanh bậc thấm.

Trong thực tế thường dùng $d_s/D_e = 2 \div 3$.

+ F_r là nhân tố xét đến sức cản của bậc thấm:

$$F_r = \frac{2}{3} \pi H^2 \frac{k_h}{q_w} \quad (4.15)$$

trong đó:

H - chiều dài tính toán của bậc thấm (m). Nếu chỉ có một mặt thoát nước phía trên thì H bằng chiều sâu đóng bậc thấm, nếu có hai mặt thoát nước (cả trên và dưới) thì lấy H bằng một nửa chiều sâu cắm bậc thấm;

q_w - khả năng thoát nước của bậc thấm tương đương với gradient thủy lực bằng một, lấy theo chứng chỉ xuất xưởng của bậc thấm, tính bằng m^3/s .

Thực tế tính toán cho phép lấy: $k_h/q_w = 0,00001 \div 0,001 \text{ m}^{-2}$ đối với đất yếu loại sét hoặc á sét.

* Độ lún cố kết của nền đắp trên đất yếu được gia cố bằng bậc thấm sau thời gian t được xác định như sau:

$$S_t = S_c \cdot U \quad (4.16)$$

trong đó:

S_c - độ lún của nền đất yếu khi chưa có bậc thấm, xác định theo (4.1), (4.2), (4.3);

U - độ cố kết của nền đất yếu sau khi đã được gia cố bằng bậc thấm, xác định theo công thức (4.7).

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

$$\Delta S = (1-U)S_c \quad (4.17)$$

* Trình tự tính toán nền được xử lý bằng bậc thấm:

- Bước 1: Lựa chọn các thông số sau:

Chiều dài cắm bắc thấm và cự ly giữa các bắc thấm

Số giai đoạn đắp, chiều cao đắp và thời gian chờ cố kết của các giai đoạn

Tốc độ đắp của mỗi giai đoạn.

Lựa chọn chiều cao đắp tối thiểu, lựa chọn từ 3-4m.

- Bước 2: Với mỗi giai đoạn đắp, tính độ lún của các phân lớp được cắm PVD và hệ số cố kết c_v^{tb} , từ đó tính được giá trị c_h của mỗi giai đoạn đắp theo c_v^{tb} .

- Bước 3: Tính độ cố kết tổng U và độ lún của nền cắm PVD tại 2 thời điểm:

Sau khi đắp xong

Sau khi kết thúc thời gian chờ cố kết của giai đoạn đang xét.

- Bước 4: Độ lún tổng cộng bằng tổng độ lún sau khi kết thúc thời gian chờ cố kết của tất cả các giai đoạn, độ cố kết được lấy bằng độ cố kết sau khi kết thúc thời gian chờ cố kết của giai đoạn đắp cuối cùng.

- Bước 5: Lực dính c của các lớp đất yếu sẽ tăng dần theo thời gian, vì vậy cần tính lại giá trị này của các lớp đất trong mỗi giai đoạn.

Giá trị c sẽ được sử dụng để kiểm toán ổn định trượt trong phần mềm Geoslope ở các giai đoạn thi công nền đắp.

4.3.3.2. Các yêu cầu về vật liệu thi công

* Yêu cầu kỹ thuật của bắc thấm:

Bắc thấm phải đạt các chỉ tiêu cơ lí sau:

- Cường độ chịu kéo (cấp hết chiều rộng bắc thấm) không dưới 1,6 kN;

- Độ giãn dài (cấp hết chiều rộng bắc thấm) lớn hơn 20%;

- Khả năng thoát nước dưới áp lực 10kPa với gradient thủy lực $I = 0,5$ từ 80×10^{-6} m³/s đến 140×10^{-6} m³/s;

- Khả năng thoát nước dưới áp lực 400kPa với gradient thủy lực $I = 0,5$ từ 60×10^{-6} m³/s đến 80×10^{-6} m³/s.

* Yêu cầu kỹ thuật của vải địa kỹ thuật:

- Vải địa kỹ thuật không dệt: được dùng để ngăn cách giữa nền đắp và lớp đất yếu phía dưới phải đảm bảo các chỉ tiêu sau đây:

+ Cường độ chịu kéo giật theo phương dọc/ngang ≥ 12 kN/m (Theo ASTM D 4632) [36];

+ Độ giãn dài khi đứt theo cả hai phương dọc/ngang $\leq 65\%$ (Theo ASTM D 4632) [36];

+ Khả năng chống xuyên thủng (CBR) > 1900 N (ASTM D 6241) [37];

- + Đường kính lỗ lọc $D_{90} \leq 0,15\text{mm}$ (Theo ASTM D 4751) [38];
 - + Hệ số thấm đơn vị $\geq 1,7\text{s}^{-1}$. (Theo ASTM D 4491) [39];
 - + Hệ số thấm đứng: $k \geq 3 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$.
- Vải địa kỹ thuật dệt cường độ cao: được dùng để tăng cường độ ổn định cho nền đường đắp trên nền đất yếu phải đảm bảo các chỉ tiêu sau đây:
- + Cường độ chịu kéo theo phương dọc $\geq 400\text{kN/m}$ (theo ASTM D 4595) [40];
 - + Cường độ chịu kéo theo phương ngang cuộn $\geq 50\text{kN/m}$ (theo ASTM D 4595) [40];
 - + Độ giãn dài khi đứt theo cả hai phương dọc và ngang $\leq 25\%$ (theo ASTM D 4595) [40];
 - + Khả năng chống xuyên thủng (CBR) $\geq 14000\text{N}$ (theo BS 6906/4);
 - + Đường kính lỗ lọc $O_{95} \leq 0,125\text{mm}$ (theo ASTM D 4751) [38];
- * Thiết kế đệm cát trên đầu bậc thấm:
- Chiều dày tầng đệm cát tối thiểu là 50cm và phải có biện pháp đảm bảo thoát nước ngang trong toàn bộ quá trình xử lý nền, chịu được tải trọng của xe máy thi công cắm bậc thấm, cắm được bậc thấm qua tầng đệm cát dễ dàng và thoát nước tốt. Có thể dùng bậc thấm thoát nước ngang thay cho đệm cát.
- Cát để làm tầng đệm cát phải là cát thô hoặc cát trung, đạt các yêu cầu sau:
- + Tỷ lệ cỡ hạt lớn hơn 0,5 mm phải chiếm trên 50 %;
 - + Tỷ lệ cỡ hạt nhỏ hơn 0,14 mm không quá 10 %;
 - + Hệ số thấm của cát không nhỏ hơn 10^{-4}m/s ;
 - + Hàm lượng hữu cơ không quá 5 %.
- Kết quả tính toán độ lún, thời gian cố kết và kiểm toán ổn định trượt sau khi xử lý nền bằng bậc thấm được cho trong bảng 4.6. Kết quả chi tiết xem phần phụ lục C (độ lún, thời gian cố kết sau khi xử lý nền bằng bậc thấm) và phụ lục D (kiểm toán ổn định trượt sau khi xử lý nền bằng bậc thấm).

Bảng 4.6. Kết quả tính toán độ lún, thời gian cố kết và kiểm toán ổn định trượt sau khi xử lý nền bằng bác thâm

STT	Sơ đồ	Chiều cao đắp	Chiều cao kiểm toán H	Kết quả sau khi xử lý nền bằng bác thâm						
				Chiều sâu xử lý	Khoảng cách cắm	Chiều dày đệm cát hạt trung	Bố trí	Số lớp vải ĐKT 400kN/m	Lún cố kết dư S_c	Độ cố kết
		m	m	m	m	m		Lớp	m	%
1	1a1	2	2,52	10	1,5	0,5	Vuông	1	0,01	97
2	1a2	3	3,69	10	1,5	0,5	Vuông	2	0,02	96
3	1a3	5	6,03	10	1,5	0,79	Vuông	4	0,02	97
4	1b1	2	2,52	10	1,5	0,5	Vuông	1	0,01	97
5	1b2	3	3,69	10	1,5	0,5	Vuông	2	0,01	97
6	1b3	5	6,03	10	1,5	0,79	Vuông	4	0,02	97
7	2a1	2	2,96	20	1,5	0,72	Vuông	1	0,02	97
8	2a2	3	4,30	20	1,5	1,06	Vuông	2	0,02	98
9	2a3	5	6,85	20	1,5	1,61	Vuông	6	0,02	98
10	2b1	2	2,96	20	1,5	0,72	Vuông	1	0,02	98
11	2b2	3	4,30	20	1,5	1,06	Vuông	2	0,02	98
12	2b3	5	6,85	20	1,5	1,61	Vuông	6	0,02	98

Bảng 4.6. Kết quả tính toán độ lún, thời gian cố kết và kiểm toán ổn định trượt sau khi xử lý nền bằng bắc thấm (tiếp)

STT	Số đồ	Chiều cao đắp	Chiều cao kiểm toán H	Kết quả sau khi xử lý nền bằng bắc thấm									
				H ₁ (Chiều cao đắp giai đoạn 1)	T ₁ (Thời gian đắp giai đoạn 1)	T' ₁ (Thời gian chờ giai đoạn 1)	H ₂ (Chiều cao đắp giai đoạn 2)	T ₂ (Thời gian đắp giai đoạn 2)	T' ₂ (Thời gian chờ giai đoạn 2)	Tổng thời gian	Cường độ lực dính trung bình		K _{min}
											C _{trung bình}		
		m	m	m	ngày	ngày	m	ngày	ngày	ngày	kG/cm ²		
1	1a1	2	2,52	2,52	26	180	-	-	206	206	18,1	15,95	1,689
2	1a2	3	3,69	3,69	37	180	-	-	217	217	21,85	17,55	1,520
3	1a3	5	6,03	3	30	180	3,03	31	180	421	32,1	24	1,487
4	1b1	2	2,52	2,52	26	180	-	-	206	206	18,1	15,95	1,689
5	1b2	3	3,69	3,69	37	180	-	-		217	21,85	17,55	1,520
6	1b3	5	6,03	3	30	180	3,03	31	180	421	32,1	24	1,487
7	2a1	2	2,96	2,96	30	210	-	-	240	240	27	23,3	1,556
8	2a2	3	4,30	3	30	180	1,3	12	180	402	32,5	26,3	1,656
9	2a3	5	6,85	3	30	210	3,85	39	240	519	43,7	34,1	1,448
10	2b1	2	2,96	2,96	30	210	-	-	240	240	27	23,3	1,556
11	2b2	3	4,30	3	30	180	1,3	12	180	402	32,5	26,3	1,654
12	2b3	5	6,85	3	30	210	3,85	39	240	519	43,7	34,1	1,448

Từ kết quả ở bảng 4.6a, 4.6b rút ra một số nhận xét như sau:

- Khi nền đất yếu dưới khối đắp có cùng chiều dày, chiều cao đắp càng lớn nền càng mất ổn định, khi đó cần kết hợp bậc thấm với vải địa kỹ thuật tại khối đắp để tăng khả năng chống trượt của khối đắp, đảm bảo được điều kiện ổn định trượt, cụ thể với chiều dày lớp đất yếu 10m, khi chiều cao đắp 2m: kết hợp bậc thấm với 1 lớp vải địa kỹ thuật, 3m: kết hợp bậc thấm với 2 lớp vải địa kỹ thuật và 5m: kết hợp bậc thấm với 4 lớp vải địa kỹ thuật, đặc biệt khi chiều dày lớp đất yếu 20m, với chiều cao đắp 5m, kết hợp bậc thấm với 6 lớp vải địa kỹ thuật.

- Sau khi xử lý nền bằng bậc thấm, sức kháng cắt của đất tăng lên $1,06 \div 2,91$ lần sức kháng cắt ban đầu, đất yếu sau khi xử lý đáp ứng được yêu cầu chịu lực và độ lún nhỏ hơn giới hạn cho phép khi xây dựng công trình, thời gian đạt được độ lún ổn định giảm rõ rệt so với khi chưa xử lý nền.

4.4. Kết luận chương 4

Chương 4 đã ứng dụng kết quả thí nghiệm nghiên cứu các đặc trưng cơ kết của đất yếu ở chương 3 để tính toán và dự báo lún cho các kịch bản:

Về nền đất: tính toán dự báo lún cho dạng cấu trúc nền đặc trưng IIA (sơ đồ 1), IIB (sơ đồ 2) với phương án thoát nước 1 chiều (1a, 2a) và thoát nước 2 chiều (1b, 2b);

Về quy mô công trình: tính toán cho đường đắp cấp I với ba chiều cao đắp khác nhau là 2m, 3m và 5 m.

Nội dung chương cũng đã đi vào thiết kế xử lý nền bằng bậc thấm.

Việc tính toán dự báo ổn định trượt và biến dạng lún được thực hiện cho nền chưa được gia cố và nền sau khi được gia cố bằng bậc thấm.

Kết quả tính toán đã đạt được mục đích đặt ra ở đầu chương 4, đã sơ bộ xác định được: tổng độ lún và thời gian lún ổn định theo phương án thiết kế xử lý nền đề xuất cho các kịch bản (sơ đồ cấu trúc nền) với quy mô đường đắp khác nhau.

Tài liệu tính toán có ý nghĩa sử dụng để tham khảo cho các công trình đắp nằm trong phạm vi đề tài luận án nghiên cứu.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Từ những kết quả nghiên cứu một số đặc trưng biến dạng của đất loại sét yếu phân bố ở ven biển đồng bằng sông Hồng và áp dụng trong tính lún cho một số công trình đất đắp cho phép rút ra một số kết luận và kiến nghị sau:

1. Kết luận

1.1. Đất yếu phân bố rộng rãi ở ven biển ĐBSH, thuộc nhiều phức hệ thạch học khác nhau: $mbQ_2^{1-2}hh_1$, $amQ_2^{1-2}hh_1$, $mQ_2^{1-2}hh_1$, $mQ_2^{1-2}hh_3$, $amQ_2^3tb_2$, $amQ_2^3tb_3$, $ambQ_2^3tb_2$, $ambQ_2^3tb_3$, $mQ_2^3tb_1$, $mQ_2^3tb_2$, $mQ_2^3tb_3$, $aQ_2^3tb_2$, $aQ_2^3tb_3$, $mvQ_2^3tb_3$, $abQ_2^3tb_3$. Chúng đều là các thành tạo trẻ, mới được thành tạo, chưa được nén chặt, thành phần chủ yếu là bùn sét, bùn sét và sét trạng thái chảy. Để phục vụ cho thiết kế xử lý nền các công trình đất đắp (đường, đê), trong phạm vi nghiên cứu có thể phân ra 3 kiểu cấu trúc nền đất yếu, trong đó kiểu cấu trúc nền II có 2 phụ kiểu và phổ biến nhất, thường nằm ở độ sâu lớn. Đây là cơ sở tin cậy để lựa chọn giải pháp và thiết kế xử lý nền đất yếu hợp lý.

1.2. Đất yếu thuộc ven biển ĐBSH phổ biến là sét dẻo chảy – chảy, ít gặp hơn có sét dẻo chảy và chảy amQ_2^3tb . Thành phần khoáng vật chủ yếu là nhóm Illit, đặc trưng cho môi trường trung tính, có chứa hữu cơ (chiếm từ khoảng 2÷4%) và muối dễ hoà tan (chiếm <1%) ở mức độ thấp. Đất thuộc loại bị biến dạng lún mạnh.

1.3. Trong thí nghiệm cố kết thẳng đứng với đất loại sét yếu amQ_2^3tb , khi kích thước mẫu (H và ϕ) thay đổi thì các đặc trưng cố kết của đất C_c , p_c , c_v thay đổi.

* Khi chiều cao mẫu (H) tăng:

- Chỉ số nén lún C_c giảm, giá trị giảm không nhiều. Cụ thể: trị số C_c giảm khoảng 0.06 khi H tăng từ 20 đến 30mm và giảm xấp xỉ 0.02 khi H tăng từ 30 đến 40mm.

- Áp lực tiền cố kết p_c tăng, mức tăng trị số p_c khoảng 0,11 khi H tăng từ 20 lên 30mm và 0,02 khi H tăng từ 30 lên 40mm.

- Hệ số cố kết c_v ở tất cả các khoảng áp lực nén, kể cả ở 2 cỡ ϕ mẫu đều giảm. Cụ thể, ở khoảng cấp áp lực nén từ 1-2 kG/cm²:

Ở đường kính $\phi = 61,8\text{mm}$, sự giảm c_v có quan hệ với sự tăng H theo phương trình tương quan: $c_v = 0,4727 \cdot e^{-0,017H}$ với hệ số tương quan 0,983; tương tự với $\phi = 79,8\text{mm}$ - $c_v = 0,7703 \cdot e^{-0,025H}$ có hệ số tương quan là 0,978.

* Khi đường kính mẫu (ϕ) tăng:

Khi ϕ tăng từ 61,8 lên 79,8mm, C_c giảm nhưng không nhiều (ở cả ba cỡ H, C_c giảm từ 4,7 đến 8,9%); tương tự p_c cũng tăng không đáng kể (6,9 đến 10,6%). c_v có giá trị tăng đáng kể nhất, từ 10 đến 60,98%.

Như vậy, H và ϕ của mẫu thí nghiệm đều ảnh hưởng đến kết quả thí nghiệm nén cố kết của đất loại sét yếu, trong đó ảnh hưởng của chiều cao mẫu đến c_v là rõ ràng và rất đáng được quan tâm, nó ảnh hưởng nhiều đến thời gian ổn định lún của nền công trình.

1.4. Trong thí nghiệm cố kết hướng tâm với các mẫu nguyên trạng, các kết quả thu được cũng tương tự như cố kết thẳng đứng: với mẫu có đường kính 61,8mm, chiều cao 30mm, khi các cấp áp lực nén tăng c_h đều giảm. Với đất nghiên cứu, trong khoảng áp lực 1-2 kG/cm², tỷ số c_h/c_v thu được dao động từ xấp xỉ 3,44 đến 7,3.

1.5. Sử dụng kết quả thí nghiệm cố kết, NCS đã tính toán dự báo lún với các sơ đồ tính lún khác nhau được trình bày chi tiết ở bảng 4.4. Dự báo độ lún tối đa (chiều cao đắp 5m) nền đường đắp khi chưa xử lý nền cho kết quả:

Đất đắp là đất rời, chiều cao đắp 5m:

Sơ đồ thoát nước 1 chiều:

Sơ đồ 1a3: $S = 0,81m$ và $T_{97} = 68,5$ năm;

Sơ đồ 2a3: $S = 1,63m$ và $T_{98} = 315$ năm;

Sơ đồ thoát nước 2 chiều:

Sơ đồ 1b3: $S = 0,81m$ và $T_{97} = 17,1$ năm;

Sơ đồ 2b3: $S = 1,63m$ và $T_{98} = 78,5$ năm.

Các số liệu thu được có ý nghĩa tham khảo để thiết kế xử lý nền đất yếu vùng ven biển ĐBSH.

2. Kiến nghị

2.1. Nghiên cứu của Nghiên cứu sinh còn hạn chế về loại đất và trạng thái của chúng. Vì vậy, cần tiếp tục nghiên cứu bổ sung thí nghiệm nén cố kết mẫu đất với kích thước mẫu khác nhau cho 1 số loại đất yếu điển hình ở ven biển các đồng bằng ở Việt Nam để có các số liệu được hoàn thiện hơn.

2.2. Đất loại sét yếu, khi thí nghiệm nén cố kết kiến nghị sử dụng kích thước mẫu lớn. Cụ thể: chiều cao mẫu từ 30-40mm, đường kính mẫu nên lấy 79,8mm. Cần thiết phải thực hiện thí nghiệm cố kết hướng tâm khi khảo sát phục vụ thiết kế xử lý nền bằng giải pháp thoát nước thẳng đứng.

DANH MỤC CÁC CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ CÔNG BỐ

1. Đỗ Minh Toàn, Phạm Thị Nhung, Nguyễn Anh Đức, **Nguyễn Thị Bích Hạnh**, “*Bàn về công tác thí nghiệm trong phòng xác định một số đặc trưng cơ lý của đất*”, Hội nghị toàn quốc Khoa học Trái đất và Tài nguyên với phát triển bền vững, tháng 11/2022, trang 113-116, ERSD 2022.

2. **Nguyễn Thị Bích Hạnh**, Đỗ Minh Toàn, “*Tính chất xây dựng của một số đất yếu đặc trưng và các kiểu cấu trúc nền đất yếu phân bố ở ven biển đồng bằng Bắc Bộ Việt Nam*”, Tạp chí Giao thông vận tải, tháng 4, 2023, trang 114-117, ISSN 2354-0818.

3. **Nguyễn Thị Bích Hạnh**, Đỗ Minh Ngọc, Lê Văn Hiệp, “*Forecast effect of specimen size on unconfined compression test for soft clay*”, Proceedings of the International, Conference Construction Science and Technology Toward Sustainable Development, Celebrating 60 years of IBST (1963-2023), tháng 11/2023, trang 412-418, ISBN: 978-604-82-7527-3.

4. **Nguyễn Thị Bích Hạnh**, “*Nghiên cứu dự báo lún cho các công trình đắp trên một số dạng cấu trúc nền đất yếu ven biển đồng bằng sông Hồng*”, Tạp chí Địa kỹ thuật số 4 năm 2023, trang 47-53, ISSN – 0868 – 279X.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

Tiếng Việt

1. Nguyễn Văn Chiền, Trịnh Ích, Phan Trường Thị (1999), *Thạch học*, Nhà xuất bản Giao thông vận tải, Hà Nội.
2. Lê Tiến Dũng và nnk (2015), *Nghiên cứu đặc điểm địa chất Đệ tứ, địa mạo, tân kiến tạo vùng ven biển Bắc Bộ và đánh giá tác động của biến đổi khí hậu và nước biển dâng*, Đề tài Khoa học công nghệ cấp Bộ, mã số CTB 2012-02-01.
3. Bùi Đức Hải (2003), *Đặc điểm từ biến của đất yếu phụ hệ tầng Hải Hưng dưới Hà Nội, ứng dụng kết quả nghiên cứu trong bài toán dự đoán lún*, Luận án tiến sĩ địa chất, Hà Nội.
4. Nguyễn Thế Hùng, và nnk (2006), *Quy định gia công và phân tích mẫu thạch học trong điều tra địa chất, khoáng sản, Tập 1 – Các Quy định kỹ thuật*, Tổng cục địa chất và khoáng sản Việt Nam.
5. Ngô Thị Thanh Hương, Hồ Sĩ Lành (2017), *Cơ học đất*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
6. Phạm Văn Long (2012), *Thiết kế, thi công và quan trắc đánh giá xử lý nền đất yếu bằng bác thấm có và không có bơm hút chân không*, Bài viết hội nghị mạng kiểm định.
7. Lê Xuân Mai, Đỗ Hữu Đạo (2005), *Cơ học đất*, Nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội.
8. Phạm Thị Nghĩa, Huỳnh Văn Vinh, Phạm Văn Ty (2005), *Xác định hệ số thấm ngang của đất yếu phụ hệ tầng Hải Hưng dưới từ kết quả xuyên tĩnh điện*, Tạp chí khoa học Địa chất và Môi trường.
9. Nguyễn Thị Nụ (2014), *Nghiên cứu đặc tính địa chất công trình của đất loại sét yếu amQ_2^{2-3} phân bố ở các tỉnh ven biển đồng bằng sông Cửu Long phục vụ xử lý nền đường*, Luận án tiến sĩ Địa chất, Hà Nội.
10. Nguyễn Thị Nụ, Phạm Đức Thọ, Nguyễn Thành Dương B.T.S. (2020), *Nghiên cứu đặc điểm có kết của đất yếu vùng ven biển Bắc Trung Bộ, Tập 61, Kỳ 6, Tạp chí Khoa học Kỹ thuật Mỏ - Địa chất*.
11. Nguyễn Văn Phóng và nnk (2015), *Nghiên cứu các đặc tính xây dựng của đất yếu và các đặc điểm cấu trúc nền đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ, đề xuất các giải pháp gia cố, xử lý nền đất yếu thích hợp phục vụ xây dựng các công trình ven biển trong điều kiện biến đổi khí hậu và nước biển dâng*, Báo cáo tổng kết Đề tài Khoa học và công nghệ cấp Bộ, mã số CTB 2012-02-03.

12. Nguyễn Huy Phương và nnk (2005), *Thu thập, kiểm chứng các tài liệu đã có, nghiên cứu, bổ sung lập bản đồ phân vùng đất yếu Hà Nội phục vụ phát triển bền vững thủ đô, Đề tài trọng điểm thành phố Hà Nội.*
13. TCVN 9911-2013 *Đất, đá quặng nhóm silicat - Xác định hàm lượng silic oxit - Phương pháp khối lượng.*
14. TCVN 9912-2013 *Đất, đá, quặng nhóm silicat - Xác định hàm lượng canxi oxit - Phương pháp chuẩn độ complexon.*
15. TCVN 9914-2013 *Đất, đá, quặng nhóm silicat - Xác định hàm lượng sắt tổng - Phương pháp chuẩn độ.*
16. TCVN 9915-2013 *Đất, đá, quặng nhóm silicat - Xác định hàm lượng nhôm oxit - Phương pháp chuẩn độ complexon.*
17. TCVN 9916-2013 *Đất, đá, quặng nhóm silicat - Xác định hàm lượng magie oxit - Phương pháp chuẩn độ complexon.*
18. TCVN 11784-5-2017 *Đất, đá, quặng silicat - Phần 5: Xác định hàm lượng sắt (III) - Phương pháp chuẩn độ bicromat.*
19. Vương Văn Thành (1999), *Ảnh hưởng của các hệ số có kết đến kết quả tính toán xử lý nền bằng bác thám*, Hội nghị khoa học địa chất công trình và môi trường Việt Nam.
20. Lê Trọng Thắng (1995), *Nghiên cứu các kiểu cấu trúc nền đất yếu khu vực Hà Nội và đánh giá khả năng sử dụng chúng trong xây dựng*, Luận án PTS KH Địa lý – Địa chất, Hà Nội.
21. Tạ Đức Thịnh và nnk (2022), *Đất yếu vùng ven biển Bắc Bộ và công nghệ xử lý, Sách chuyên khảo*, Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội.
22. Nguyễn Đình Thứ (1999), *Kiến nghị lựa chọn sơ đồ tính toán và các chỉ tiêu cơ lý của đất khi thiết kế xử lý nền đất yếu*, Hội nghị khoa học địa chất công trình và môi trường Việt Nam.
23. Nguyễn Viết Tinh (2001), *Đặc tính Địa chất công trình các thành tạo trầm tích Holocen dưới – giữa nguồn gốc hồ - đầm lầy phụ tầng Hải Hưng dưới (lbQ_{IV}¹⁻²hh₁), đánh giá khả năng sử dụng và dự báo biến đổi của chúng dưới tác dụng các hoạt động công trình và phát triển đô thị, lấy ví dụ cho khu vực Hà Nội*, Luận án tiến sĩ địa chất, Hà Nội.
24. Đỗ Minh Toàn (2013), *Đất đá xây dựng và phương pháp cải tạo*, Nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội.
25. Tổng cục địa chất và khoáng sản Việt Nam (2008), *Quy trình nội bộ, QTKV.01 RG/08.*

26. Tổng cục địa chất và khoáng sản Việt Nam (2001), *TCNB 01-1X HTNT.01- Xác định hàm lượng natri oxit.*
27. Phạm Văn Tỵ (1999), *Quan điểm khoa học đánh giá tài nguyên đất xây dựng, Tuyển tập báo cáo khoa học, Hội nghị khoa học Địa chất công trình và môi trường Việt Nam, Thành phố Hồ Chí Minh, trang 19-26.*
28. TCCS41:2022/TCĐBVN, *Tiêu chuẩn khảo sát, thiết kế nền đường ô tô đắp trên nền đất yếu.*
29. TCVN 8217:2009, *Đất xây dựng công trình thủy lợi – phân loại.*
30. TCVN 9362 – 2012, *Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình.*
31. TCVN 4200 2012, *Đất xây dựng – Phương pháp xác định tính nén lún trong phòng thí nghiệm.*
32. TCVN 2683:2012, *Đất xây dựng – Lấy mẫu, bao gói, vận chuyển và bảo quản mẫu.*
33. TCVN4054:2005, *Đường ô tô - Yêu cầu thiết kế.*
34. TCCS 38: 2022/TCĐBVN, *Áo đường mềm – Các yêu cầu chỉ dẫn và thiết kế.*
35. TCVN 9355:2012, *Gia cố nền đất yếu bằng bác thấm thoát nước.*
36. ASTM D 4632, *Phương pháp thử nghiệm tiêu chuẩn để nắm bắt tải trọng nghiêng và độ giãn dài của vải địa kỹ thuật.*
37. ASTM D 6241, *Kiểm tra độ bền đâm xuyên tĩnh của vải địa kỹ thuật và các sản phẩm liên quan đến vải địa kỹ thuật sử dụng đầu dò 50mm.*
38. ASTM D 4751, *Phương pháp thử tiêu chuẩn để xác định kích thước nhíp biểu kiến của vải địa kỹ thuật.*
39. ASTM D 4491, *Phương pháp thử xác định khả năng thấm đứng của vải địa kỹ thuật bằng thiết bị Permittivity.*
40. ASTM D 4595, *Phương pháp thử đối với các thuộc tính kéo của vải địa kỹ thuật bằng phương pháp dải rộng.*

Tiếng Anh

41. Armstrong D. (2006). Consolidation drainage of fine grained materials. *International journal of mine water*, 1–14.
42. Barron R.A. (1948). Consolidation of fine-grained soils by drain wells by drain wells. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, **113(1)**, 718–742.
43. Berry P.L. và Reid D. (1987). An introduction to soil mechanics. (*No Title*).

44. Biot M.A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of applied physics*, **12(2)**, 155–164.
45. Bjerrum (1973), *Shear strength of clay*.
46. BS 5930: 1999 (1999), *Code of practice for site investigations*, British Standard.
47. Calabria C.R. (1996), *Series consolidation of organic soils.*, PhD Thesis, University of Salford.
48. Cavalcanti M. và Telles J. (2003). Biot's consolidation theory—application of BEM with time independent fundamental solutions for poro-elastic saturated media. *Engineering analysis with boundary elements*, **27(2)**, 145–157.
49. František H. (2004). Creep in soft soils. *Trondheim: Norwegian University of Science and Technology*.
50. Geng X. (2008). Non-linear consolidation of soil with vertical and horizontal drainage under time-dependent loading. *2008 International Conference on Advanced Computer Theory and Engineering*, IEEE, 800–804.
51. Hansbo S. (1981). Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. *Proc 10th ICSMFE, 1981*, **3**, 677–682.
52. Hanzawa H. (1989). Evaluation of design parameters for soft clays as related to geological stress history. *Soils and Foundations*, **29(2)**, 99–111.
53. Hawlader B.C., Imai G., và Muhunthan B. (2002). Numerical study of the factors affecting the consolidation of clay with vertical drains. *Geotextiles and Geomembranes*, **20(4)**, 213–239.
54. Head K.H. và others (1998), *Manual of soil laboratory testing. Volume 3: effective stress tests.*, John Wiley & Sons.
55. Hu R., Zhang M., và Wang J. (2023). An Investigation into the Influence of Sample Height on the Consolidation Behaviour of Dredged Silt. *Applied Sciences*, **13(18)**, 10419.
56. Imai G. và Nawagamuwa U. (2005). Consolidation of clayey sub-soils with intermediate permeable layers improved by vertical drains with smear effect. *Lowland Technology International*, **7(2, Dec)**, 19–29.
57. Indraratna B. và Redana I. (2000). Numerical modeling of vertical drains with smear and well resistance installed in soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, **37(1)**, 132–145.
58. Indraratna B., Rujikiatkamjorn C., và Sathananthan I. (2005). Radial consolidation of clay using compressibility indices and varying horizontal permeability. *Canadian Geotechnical Journal*, **42(5)**, 1330–1341.

59. Jamiolkowski M. (1983). Precompression and speeding up consolidation, General Report to Spec. Session 6. *8th Eur. Conf. on SMFE, Helsinki*, 1201–1226.
60. Kongkitkul W., Kongwisawamitr K., Suwanwattana V. và cộng sự. (2014). Comparisons of one-dimensional consolidation characteristics of clays by using two different specimen sizes. *Soil Behavior and Geomechanics*. 333–342.
61. Larsson R. (1986), *Consolidation of soft soils*, Statens geotekniska institut.
62. Leo C.J. (2004). Equal strain consolidation by vertical drains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **130(3)**, 316–327.
63. Li A.L. và Rowe R.K. (2001). Combined effects of reinforcement and prefabricated vertical drains on embankment performance. *Canadian Geotechnical Journal*, **38(6)**, 1266–1282.
64. Luan V.N., Nu N.T., và others (2021). Consolidation Properties of Ho Chi Minh City Soil, Vietnam. *The Iraqi Geological Journal*, 1–10.
65. McCathy D.F. (2002), *Essentials of Soil Mechanics and Foundations. Basic Geotechnics, 6th edition*, .
66. Meijer K.L. (1985), *Computation of stresses and strains in saturated soil*, PhD Thesis, Citeseer.
67. Nagaraj T. và Miura N. (2001), *Soft clay behaviour analysis and assessment*, CRC Press.
68. Nogami T. và Li M. (2003). Consolidation of clay with a system of vertical and horizontal drains. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, **129(9)**, 838–848.
69. Nu N.T., Son B.T., và Ngoc D.M. (2020). Research on Horizontal Coefficient of Consolidation of Vietnam’s Soft Soil. *Journal of engineering*, **2020**, 1–13.
70. Phu N.-T. và Le B.-V. (2020). Consolidation Behavior of Soft Soil with Different Sample Sizes—A Case Study of Preloading Without PVD in Ho Chi Minh City. *ICSCEA 2019: Proceedings of the International Conference on Sustainable Civil Engineering and Architecture*, Springer, 669–676.
71. Powrie W. (2018). Soil mechanics: concepts and applications.
72. Rendulic L. (1936). Porenziffer und porenwasserdruck in Tonen. *Der Bauingenieur*, **17**, 559–564.
73. Rosine Larissa T. và Toma-Sabbagh T. (2015). The impact of the diameter to height ratio on the compressibility parameters of saturated fine-grained soils. *International Journal of Research in Engineering and Technology*, **4(6)**.

74. Rowe P. (1959). Measurement of the coefficient of consolidation of lacustrine clay. *Geotechnique*, **9(3)**, 107–118.
75. Seah T.H. và Juirnarongrit T. (2003). Constant rate of strain consolidation with radial drainage. *Geotechnical Testing Journal*, **26(4)**, 432–443.
76. Seah T.H., Tangthansup B., và Wongsatian P. (2004). Horizontal coefficient of consolidation of soft Bangkok clay. *Geotechnical Testing Journal*, **27(5)**, 430–440.
77. Sridhar G. và Robinson R. (2011). Determination of radial coefficient of consolidation using log t method. *International Journal of Geotechnical Engineering*, **5(4)**, 373–381.
78. Tanaka H. (2002). A comparative study on geotechnical characteristics of marine soil deposits worldwide. *ISOPE International Ocean and Polar Engineering Conference*, ISOPE, ISOPE-I.
79. Tepondjou Nguedia R. (2016), *The impact of sample scale on the compressibility parameters of saturated fine-grained soils*, PhD Thesis.
80. Terzaghi K. (1925). Earthwork mechanics on the basis of groundphysics (Erdbaumechanik, in German). *Franz Deuticke, Leipzig, Germany*.
81. Terzaghi K. (1943), *Theoretical soil mechanics*,
82. Terzaghi K., Peck R.B., và Mesri G. (1996), *Soil mechanics in engineering practice*, John wiley & sons.
83. Trautwein S., Olson R., và Thomas R. (1981). Radial flow consolidation testing. *From Soil Behavior Fundamentals to Innovations in Geotechnical Engineering: Honoring Roy E. Olson*, ASCE, 147–150.
84. Walker R. và Indraratna B. (2006). Vertical drain consolidation with parabolic distribution of permeability in smear zone. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **132(7)**, 937–941.
85. Wang J., Yuan W., Yin X. và cộng sự. (2023). One-Dimensional Consolidation Properties of Soft Clay under Multi-Stage Loading. *Applied Sciences*, **13(18)**, 10340.
86. Wang Y., Xie K., và Zhu J. (2011). An analytical solution for consolidation of Transversely Isotropic soft ground with double radial drainages and a vertical drainage. *EJGE*, **16**, 1489–1504.
87. Whitlow R. (2001). Basic soil mechanics 4th Edn.
88. Yao W., Li X., Wu Y. và cộng sự. (2023). Effect of Height-to-Diameter Ratio on the Compression Test Results of Remodeled Loess and Its Mechanism. *Buildings*, **13(1)**, 176.

PHỤ LỤC

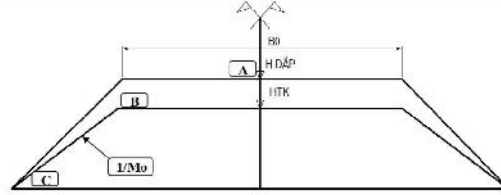
**PHỤ LỤC A. DỰ BÁO LÚN CỔ KẾT NỀN ĐƯỜNG VÀ
TỐC ĐỘ LÚN KHI CHƯA XỬ LÝ NỀN**

Bảng 1A. Bảng tính dự báo lún cố kết nền đường và tốc độ lún Sơ đồ 1, chiều cao đắp 2m, thấm thoát nước 1 chiều

I. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN:

1. Số liệu chung:

Bề rộng mặt nền B_0	32.5 m	Hố áp:	2.52 m
Độ dốc mái taluy M_0	1.75	Hốc:	2.00 m
Đưng trong đất đắp γ	1.85 T/m ³	h_{phong}	0.22 m
		S_{ph}	0.3 m
		Chiều thấm:	1
Chiều sâu mực nước ngầm D_w	- m		
Hệ số cố kết trung bình C_v^{tb}	$8.98 \cdot 10^{-6}$ cm ² /s		
e_z/σ_z	0.62		
Chiều sâu tính lún Z_0	10.00 m		



2. Số liệu đất nền:

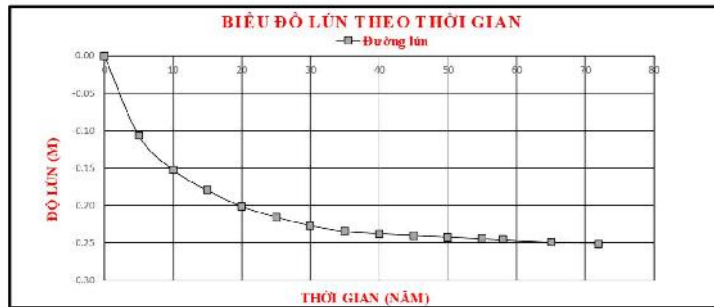
Lớp	Chiều dày lớp (m)	Chiều sâu đáy lớp (m)	Dung trọng γ_w (T/m ³)	eo (theo cấp áp lực)	Cv (theo cấp áp lực)	Chỉ số nén Cc	Chỉ số nén lại Cr	Áp lực tiền cố kết Pc (T/m ²)	Góc nghiêng của đất rời	Góc ma sát trong ϕ CU (Độ)	Lực dính C (T/m ²)	Góc ma sát cắt phẳng	Mô hình
1.1	5.000	5.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
1.2	5.000	10.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
2	10.000	20.000	1.888			0.212	0.040	21.560			2.083	15.317	MC

II. KẾT QUẢ KIỂM TOÁN LÚN

Lớp	hi (m)	Z (m)	Cc1	Cr	e_{oi}	γ_i	σ_{vi} (T/m ²)	σ_{vi} Tim (T/m ²)	σ_{vi} Vai (T/m ²)	σ_{vi} Chân (T/m ²)	$\gamma_i \times h_i$	σ_{vi} (T/m ²)	S _A Tim (m)	S _B Vai (m)	S _C Chân (m)	
1.1	1	0.50	0.41	0.08	1.34	0.71	7.31	4.60	4.44	0.17	0.71	0.36	0.04	0.04	0.01	
1.1	1	1.50	0.41	0.08	1.33	0.71	7.31	4.54	4.08	0.49	1.42	1.07	0.02	0.02	0.01	
1.1	1	2.50	0.41	0.08	1.31	0.71	7.31	4.53	3.78	0.77	2.13	1.78	0.02	0.02	0.01	
1.1	1	3.50	0.41	0.08	1.30	0.71	7.31	4.52	3.51	1.00	2.84	2.49	0.02	0.01	0.00	
1.1	1	4.50	0.41	0.08	1.28	0.71	7.31	4.52	3.36	1.18	3.55	3.20	0.02	0.01	0.00	
1.2	1	5.50	0.41	0.08	1.26	0.71	7.31	4.50	3.16	1.33	4.26	3.91	0.02	0.01	0.00	
1.2	1	6.50	0.41	0.08	1.24	0.71	7.31	4.47	3.07	1.44	4.97	4.62	0.02	0.01	0.00	
1.2	1	7.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	4.45	2.98	1.54	5.68	5.33	0.03	0.02	0.00	
1.2	1	8.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	4.44	2.91	1.51	6.39	6.04	0.03	0.02	0.01	
1.2	1	9.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	4.42	2.86	1.57	7.10	6.75	0.04	0.02	0.01	
Chiều dày đất yếu za(m) =			10.00													
												Độ lún cố kết Sc		0.25	0.18	0.06
												Tổng độ lún S=1.2Sc		0.30	0.21	0.07

III. DỰ BÁO ĐỘ LÚN

t (năm)	Tv	U(%)	St (m)	Sr(m)
0	0.000	0.000	0.00	0.25
5	0.140	0.471	0.11	0.15
10	0.279	0.602	0.15	0.10
15	0.419	0.710	0.18	0.07
20	0.559	0.794	0.20	0.05
25	0.698	0.851	0.22	0.04
30	0.838	0.895	0.23	0.03
35	0.977	0.926	0.23	0.02
40	1.117	0.938	0.24	0.02
45	1.257	0.947	0.24	0.01
50	1.396	0.956	0.24	0.01
55	1.536	0.965	0.24	0.01
58	1.620	0.970	0.25	0.01
65	1.815	0.982	0.25	0.00
72	2.011	0.990	0.25	0.00

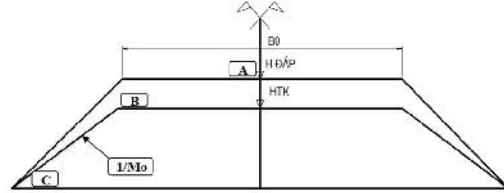


Bảng 2A. Bảng tính dự báo lún cổ kết nền đường và tốc độ lún Sơ đồ 1, chiều cao đắp 3m, thấm thoát nước 1 chiều

I. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN:

1. Số liệu chung:

Hệ rộng mặt nền B_0	32.8 m	Haiáp:	3.69 m
Độ dốc mái taluy M_0	1.75	Húc:	3.00 m
Đưng trong đất đắp γ	1.85 T/m ³	$h_{gkcađ}$	0.22 m
		S_{gr} :	0.47 m
		Chiều thấm:	1
Chiều sâu mực nước ngầm D_w	- m		
Hệ số cố kết trung bình C_v^{tb}	$8.28 \cdot 10^{-4}$ cm ² /s		
$\sigma_z/\sigma_{z'}$	0.91		
Chiều sâu tính lún Z_0	10.90 m		



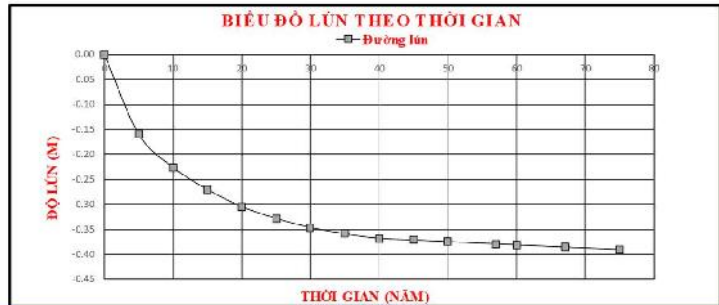
Lớp	Chiều dày lớp	Chiều sâu đáy lớp	Dung trọng γ_w	eo (theo cấp áp lực)	C_v (theo cấp áp lực)	Chỉ số nền C_c	Chỉ số nền lại C_r	Áp lực tiền cố kết P_c	Góc nghi của đất rời	Góc ma sát trong ϕ CU	Lực dính C	Góc ma sát cắt phẳng	Mô hình
	m	m	T/m ³					T/m ²	Độ	Tm2			
1.1	5.000	5.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
1.2	5.000	10.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
2	10.000	20.000	1.888			0.212	0.040	21.560		2.083	15.317		MC

II. KẾT QUẢ KIỂM TOÁN LÚN

Lớp	h_i (m)	Z (m)	C_c	C_r	ϵ_{ai}	γ_i	σ_{pw} (T/m2)	σ_{eA} Tim (T/m2)	σ_{vB} Vai (T/m2)	σ_{eC} Chấn (T/m2)	$\gamma_i \times h_i$	σ_{eA} (T/m2)	S_A Tim (m)	S_B Vai (m)	S_C Chấn (m)
1.1	1	0.50	0.41	0.08	1.34	0.71	7.31	6.74	6.56	0.17	0.71	0.36	0.04	0.04	0.01
1.1	1	1.50	0.41	0.08	1.33	0.71	7.31	6.67	6.23	0.50	1.42	1.07	0.03	0.03	0.01
1.1	1	2.50	0.41	0.08	1.31	0.71	7.31	6.64	5.87	0.80	2.13	1.78	0.03	0.02	0.01
1.1	1	3.50	0.41	0.08	1.30	0.71	7.31	6.63	5.59	1.08	2.84	2.49	0.03	0.02	0.01
1.1	1	4.50	0.41	0.08	1.28	0.71	7.31	6.63	5.28	1.32	3.55	3.20	0.04	0.02	0.01
1.2	1	5.50	0.41	0.08	1.26	0.71	7.31	6.62	5.08	1.53	4.26	3.91	0.04	0.03	0.00
1.2	1	6.50	0.41	0.08	1.24	0.71	7.31	6.59	4.94	1.71	4.97	4.62	0.04	0.03	0.00
1.2	1	7.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	6.55	4.74	1.86	5.68	5.33	0.04	0.03	0.00
1.2	1	8.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	6.52	4.58	1.99	6.39	6.04	0.05	0.03	0.01
1.2	1	9.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	6.49	4.49	2.10	7.10	6.75	0.05	0.04	0.02
Chiều dày đất yếu za(m) =		10.00										Độ lún cổ kết S_c	0.39	0.30	0.07
												Tổng độ lún $S=1.2S_c$	0.47	0.36	0.08

III. DỰ BÁO ĐỘ LÚN

t (năm)	T_v	U(%)	S(t) (m)	Sr(m)
0	0.000	0.000	0.00	0.39
5	0.129	0.404	0.16	0.24
10	0.257	0.572	0.23	0.17
15	0.386	0.685	0.27	0.12
20	0.515	0.772	0.30	0.09
25	0.644	0.831	0.33	0.07
30	0.772	0.877	0.35	0.05
35	0.901	0.909	0.36	0.04
40	1.030	0.933	0.37	0.03
45	1.158	0.941	0.37	0.02
50	1.287	0.949	0.37	0.02
57	1.467	0.960	0.38	0.02
60	1.544	0.965	0.38	0.01
67	1.725	0.977	0.39	0.01
75	1.931	0.990	0.39	0.00

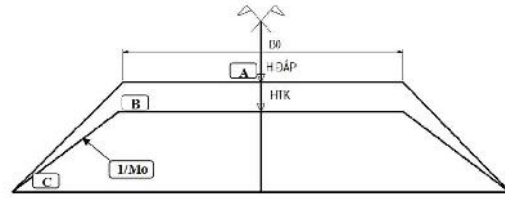


Bảng 3A. Bảng tính dự báo lún cố kết nền đường và tốc độ lún Sơ đồ 1, chiều cao đắp 5m, sơ đồ thấm 1 chiều

I. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN:

1. Số liệu chung:

Hệ rộng mặt nền B_0	32.8 m	Hố đắp:	6.03 m
Độ dốc mái taluy M_0	1.75	Húc:	5.00 m
Dung trọng đất đắp γ	1.85 T/m ³	$h_{gđk\text{cổ}}$	0.22 m
		S_{gr} :	0.81 m
		Chiều thấm:	1
Chiều sâu mực nước ngầm D_w	- m		
Hệ số cố kết trung bình C_v^{tb}	7.60 10 ⁻⁴ cm ² /s		
e_z/e_{z_0}	1.50		
Chiều sâu tính lún Z_0	10.00 m		



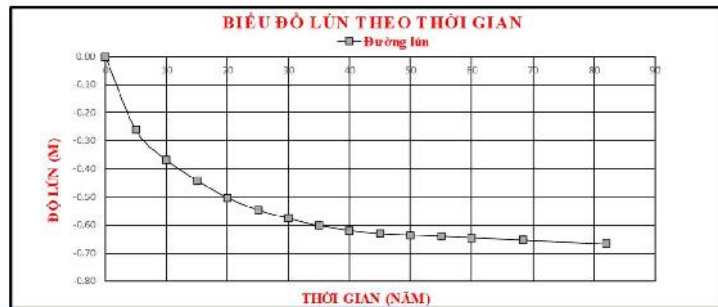
Lớp	Chiều dày lớp (m)	Chiều sâu đáy lớp (m)	Dung trọng γ_w (T/m ³)	eo (theo cấp áp lực)	Cv (theo cấp áp lực)	Chỉ số nền Cc	Chỉ số nền Iai Cr	Áp lực nền cố kết Pc (T/m ²)	Góc nghi của đất rời	Góc ma sát trong ϕ CU (Độ)	Lực dính C (T/m ²)	Góc ma sát cát phẳng	Mô hình
1.2	5.000	10.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
2	10.000	20.000	1.888			0.212	0.040	21.560			2.083		MC

II. KẾT QUẢ KIỂM TOÁN LÚN

Lớp	hi (m)	Z (m)	Cc1	Cr	e_{ot}	γ_i	σ_{pu} (T/m ²)	σ_{sA} Tầm (T/m ²)	σ_{sB} Vai (T/m ²)	σ_{sC} Chân (T/m ²)	$\gamma_i \times h_i$	σ_{z_0} (T/m ²)	S_{z_0} Tầm (m)	S_{z_0} Vai (m)	S_{z_0} Chân (m)	
1.1	1	0.50	0.41	0.08	1.34	0.71	7.31	11.02	10.72	0.17	0.71	0.36	0.08	0.08	0.01	
1.1	1	1.50	0.41	0.08	1.33	0.71	7.31	10.95	10.51	0.50	1.42	1.07	0.07	0.06	0.01	
1.1	1	2.50	0.41	0.08	1.31	0.71	7.31	10.89	10.17	0.83	2.13	1.78	0.06	0.06	0.01	
1.1	1	3.50	0.41	0.08	1.30	0.71	7.31	10.87	9.79	1.14	2.84	2.49	0.06	0.06	0.01	
1.1	1	4.50	0.41	0.08	1.28	0.71	7.31	10.85	9.48	1.43	3.55	3.20	0.06	0.06	0.01	
1.2	1	5.50	0.41	0.08	1.26	0.71	7.31	10.84	9.23	1.70	4.26	3.91	0.07	0.06	0.01	
1.2	1	6.50	0.41	0.08	1.24	0.71	7.31	10.79	8.86	1.95	4.97	4.62	0.07	0.06	0.01	
1.2	1	7.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	10.75	8.59	2.18	5.68	5.33	0.07	0.06	0.01	
1.2	1	8.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	10.71	8.39	2.39	6.39	6.04	0.07	0.06	0.01	
1.2	1	9.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	10.65	8.22	2.58	7.10	6.75	0.07	0.06	0.02	
Chiều dày đất yếu za(m) =		10.00											Độ lún cố kết Sc	0.67	0.59	0.08
													Tổng độ lún S=1.2Sc	0.81	0.71	0.10

III. DỰ BÁO ĐỘ LÚN

t (năm)	Tv	U(%)	S(t) (m)	Sr(m)
0	0.000	0.000	0.00	0.67
5	0.118	0.388	0.26	0.41
10	0.236	0.516	0.37	0.31
15	0.355	0.655	0.44	0.23
20	0.473	0.746	0.50	0.17
25	0.591	0.811	0.55	0.13
30	0.709	0.855	0.58	0.10
35	0.828	0.893	0.60	0.07
40	0.946	0.919	0.62	0.05
45	1.064	0.935	0.63	0.04
50	1.182	0.942	0.64	0.04
55	1.301	0.950	0.64	0.03
60	1.419	0.957	0.65	0.03
68.5	1.620	0.970	0.65	0.02
82	1.939	0.990	0.67	0.01

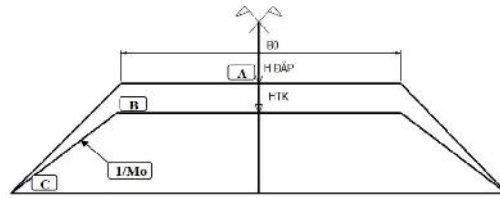


Bảng 4A. Bảng tính dự báo lún cố kết nền đường và tốc độ lún Sơ đồ 1, chiều cao đắp 2m, sơ đồ thấm 2 chiều

I. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN:

1. Số liệu chung:

Bề rộng mặt nền B ₀	32.5 m	Hố đắp:	2.52 m
Độ dốc mái taluy M ₀ :	1.75	Hưk:	2.00 m
Dung trọng đất đắp γ	1.85 T/m ³	h _{ngk} ko _s :	0.22 m
		S _{gr} :	0.3 m
		Chiều thấm:	2
Chiều sâu mực nước ngầm D _w	- m		
Hệ số cố kết trung bình C _v ^h	8.98 10 ⁻⁴ cm ² /s		
cz/cvz =	0.62		
Chiều sâu tính lún Z ₀	10.00 m		



Lớp	Chiều dày lớp (m)	Chiều sâu đáy lớp (m)	Dung trọng γ _w (T/m ³)	eo (theo cấp áp lực)	C _v (theo cấp áp lực)	Chỉ số nén C _c	Chỉ số nén lại Cr	Áp lực nền cố kết P _c (T/m ²)	Góc nghiêng của đất rời	Góc ma sát trong φCU (Độ)	Lực dính C (T/m ²)	Góc ma sát cắt phẳng	Mô hình
1.2	5.000	10.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
2	10.000	20.000	1.800										MC

II. KẾT QUẢ KIỂM TOÁN LÚN

Lớp	h _i (m)	Z (m)	C _{c1}	Cr	e _{ot}	γ _i	σ _{pa} (T/m ²)	σ _{ea} Tầm (T/m ²)	σ _{vB} Vai (T/m ²)	σ _{ec} Chân (T/m ²)	γ _i x h _i	σ _{vz} (T/m ²)	S _A Tầm (m)	S _B Vai (m)	S _C Chân (m)
1.1	1	0.50	0.41	0.08	1.34	0.71	7.31	4.60	4.44	0.17	0.71	0.36	0.04	0.04	0.01
1.1	1	1.50	0.41	0.08	1.33	0.71	7.31	4.54	4.08	0.49	1.42	1.07	0.02	0.02	0.01
1.1	1	2.50	0.41	0.08	1.31	0.71	7.31	4.53	3.78	0.77	2.13	1.78	0.02	0.02	0.01
1.1	1	3.50	0.41	0.08	1.30	0.71	7.31	4.52	3.51	1.00	2.84	2.49	0.02	0.01	0.00
1.1	1	4.50	0.41	0.08	1.28	0.71	7.31	4.52	3.36	1.18	3.55	3.20	0.02	0.01	0.00
1.2	1	5.50	0.41	0.08	1.26	0.71	7.31	4.50	3.16	1.33	4.26	3.91	0.02	0.01	0.00
1.2	1	6.50	0.41	0.08	1.24	0.71	7.31	4.47	3.07	1.44	4.97	4.62	0.02	0.01	0.00
1.2	1	7.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	4.45	2.98	1.54	5.68	5.33	0.03	0.02	0.00
1.2	1	8.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	4.44	2.91	1.51	6.39	6.04	0.03	0.02	0.01
1.2	1	9.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	4.42	2.86	1.57	7.10	6.75	0.04	0.02	0.01
Chiều dày đất yếu z ₀ (m) =			10.00									Độ lún cố kết S _c	0.25	0.18	0.06
												Tổng độ lún S=1.2S _c	0.30	0.21	0.07

III. DỰ BÁO ĐỘ LÚN

t (năm)	T _v	U (%)	S _t (m)	S _r (m)
0	0.000	0.000	0.00	0.25
1	0.112	0.377	0.10	0.16
2	0.223	0.531	0.13	0.12
3	0.335	0.644	0.16	0.09
4	0.447	0.729	0.18	0.07
5	0.559	0.794	0.20	0.05
6	0.670	0.841	0.21	0.04
7	0.782	0.881	0.22	0.03
8	0.894	0.908	0.23	0.02
9	1.005	0.931	0.24	0.02
10	1.117	0.938	0.24	0.02
12	1.340	0.952	0.24	0.01
14.5	1.620	0.970	0.25	0.01
16	1.787	0.981	0.25	0.00
18	2.011	0.990	0.25	0.00

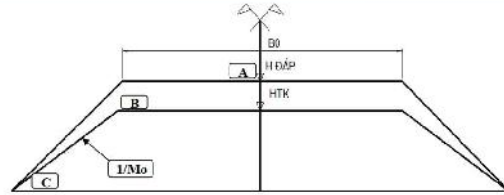


Bảng 5A. Bảng tính dự báo lún cố kết nền đường và tốc độ lún Sơ đồ 1, chiều cao đắp 3m, sơ đồ thấm 2 chiều

I. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN:

1. Số liệu chung:

Hệ rộng mặt nền B ₀	32.8 m	HĐắp:	3.69 m
Độ dốc mái taluy M ₀ :	1.75	HĐúc:	3.00 m
Dung trọng đất đắp γ	1.85 T/m ³	h _{gkcađ} :	0.22 m
		S _{gr} :	0.47 m
		Chiều thấm:	2
Chiều sâu mực nước ngầm D _w	- m		
Hệ số cố kết trung bình C _v th	8.28 10 ⁻⁴ cm ² /s		
σ _v /σ _{vz} =	0.91		
Chiều sâu tính lún Z _n	10.00 m		



Lớp	Chiều dày lớp (m)	Chiều sâu đáy lớp (m)	Dung trọng γ _w (T/m ³)	eo (theo cấp áp lực)	C _v (theo cấp áp lực)	Chỉ số nền C _c	Chỉ số nền lại Cr	Áp lực tiền cố kết P _c (T/m ²)	Góc nghi của đất rời	Góc ma sát trong φCI (Độ)	Lực dính C (T/m ²)	Góc ma sát cát phẳng	Mô hình
1.1	5.000	5.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
1.2	5.000	10.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
2	10.000	20.000	1.800									30.000	MC

II. KẾT QUẢ KIỂM TOÁN LÚN

Lớp	h _i (m)	Z (m)	C _{c1}	Cr	e _{o1}	γ _i	σ _{pa} (T/m ²)	σ _{zA} Tim (T/m ²)	σ _{zB} Vai (T/m ²)	σ _{zc} Chấn (T/m ²)	γ _i x h _i	σ _{vz} (T/m ²)	S _A Tim (m)	S _B Vai (m)	S _C Chấn (m)	
1.1	1	0.50	0.41	0.08	1.34	0.71	7.31	6.74	6.56	0.17	0.71	0.36	0.04	0.04	0.01	
1.1	1	1.50	0.41	0.08	1.33	0.71	7.31	6.67	6.23	0.50	1.42	1.07	0.03	0.03	0.01	
1.1	1	2.50	0.41	0.08	1.31	0.71	7.31	6.64	5.87	0.80	2.13	1.78	0.03	0.02	0.01	
1.1	1	3.50	0.41	0.08	1.30	0.71	7.31	6.63	5.59	1.08	2.84	2.49	0.03	0.02	0.01	
1.1	1	4.50	0.41	0.08	1.28	0.71	7.31	6.63	5.28	1.32	3.55	3.20	0.04	0.02	0.01	
1.2	1	5.50	0.41	0.08	1.26	0.71	7.31	6.62	5.08	1.53	4.26	3.91	0.04	0.03	0.00	
1.2	1	6.50	0.41	0.08	1.24	0.71	7.31	6.59	4.94	1.71	4.97	4.62	0.04	0.03	0.00	
1.2	1	7.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	6.55	4.74	1.86	5.68	5.33	0.04	0.03	0.00	
1.2	1	8.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	6.52	4.58	1.99	6.39	6.04	0.05	0.03	0.01	
1.2	1	9.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	6.49	4.49	2.10	7.10	6.75	0.05	0.04	0.02	
Chiều dày đất yếu z _a (m) =		10.00														
												Độ lún cố kết S _c		0.39	0.30	0.07
												Tổng độ lún S=1.2S _c		0.47	0.36	0.08

III. DỰ BÁO ĐỘ LÚN

t (năm)	T _v	U _i (%)	S _t (m)	S _t (m)
0	0.000	0.000	0.00	0.39
1	0.103	0.362	0.14	0.25
2	0.206	0.511	0.20	0.19
3	0.309	0.634	0.25	0.14
4	0.412	0.706	0.28	0.12
5	0.515	0.772	0.30	0.09
6	0.618	0.822	0.32	0.07
7	0.721	0.859	0.34	0.06
8	0.824	0.892	0.35	0.04
10	1.030	0.933	0.37	0.03
12	1.236	0.946	0.37	0.02
14	1.441	0.959	0.38	0.02
15.7	1.617	0.970	0.38	0.01
18	1.853	0.985	0.39	0.01
20	2.059	0.990	0.39	0.00

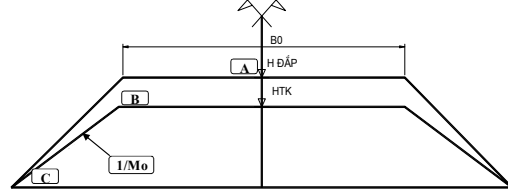


Bảng 6A. Bảng tính dự báo lún cố kết nền đường và tốc độ lún Sơ đồ 1, chiều cao đắp 5m, sơ đồ thấm 2 chiều

I. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN:

1. Số liệu chung:

Bề rộng mặt nền B ₀ :	32.5 m	Hdáp:	6.03 m
Độ dốc mái taluy M ₀ :	1.75	Htk:	5.00 m
Dung trọng đất đắp γ	1.85 T/m ³	h _{qd} kead:	0.22 m
		S _{gd} :	0.81 m
Chiều sâu mực nước ngầm D _w	- m	Chiều thấm:	2
Hệ số cố kết trung bình C _v ^{tb}	7.60 10 ⁻⁴ cm ² /s		
σ _z /σ _{zC} =	1.50		
Chiều sâu tính lún Z _a	10.00 m		



2. Số liệu đất nền:

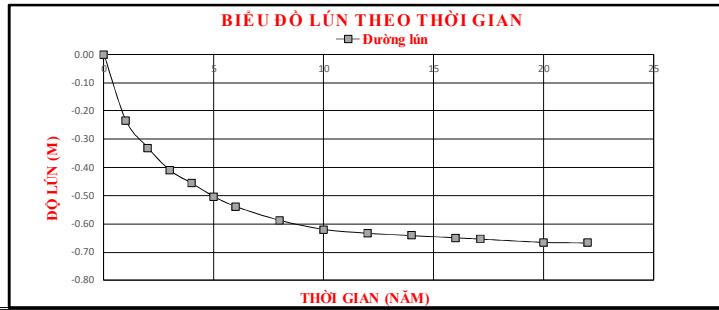
Lớp	Chiều dày lớp (m)	Chiều sâu đáy lớp (m)	Dung trọng γ _w (T/m ³)	e _o (theo cấp áp lực)	C _v (theo cấp áp lực)	Chỉ số nén C _c	Chỉ số nén lại Cr	Áp lực tiền cố kết P _c (T/m ²)	Góc nghi của đất rời	Góc ma sát trong φCU (Độ)	Lực dính C (T/m ²)	Góc ma sát cắt phẳng	Mô hình
1.1	5.000	5.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
1.2	5.000	10.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
2	10.000	20.000	1.800									30.000	MC

II. KẾT QUẢ KIỂM TOÁN LÚN

Lớp	h _i (m)	Z (m)	C _{c1}	Cr	e _{oi}	γ _i	σ _{pz} (T/m ²)	σ _{zA} Tim (T/m ²)	σ _{zB} Vai (T/m ²)	σ _{zC} Chân (T/m ²)	γ _i x h _i	σ _{vz} (T/m ²)	S _A Tim (m)	S _B Vai (m)	S _C Chân (m)
1.1	1	0.50	0.41	0.08	1.34	0.71	7.31	11.02	10.72	0.17	0.71	0.36	0.08	0.08	0.01
1.1	1	1.50	0.41	0.08	1.33	0.71	7.31	10.96	10.51	0.50	1.42	1.07	0.07	0.06	0.01
1.1	1	2.50	0.41	0.08	1.31	0.71	7.31	10.89	10.17	0.83	2.13	1.78	0.06	0.06	0.01
1.1	1	3.50	0.41	0.08	1.30	0.71	7.31	10.87	9.79	1.14	2.84	2.49	0.06	0.06	0.01
1.1	1	4.50	0.41	0.08	1.28	0.71	7.31	10.85	9.48	1.43	3.55	3.20	0.06	0.06	0.01
1.2	1	5.50	0.41	0.08	1.26	0.71	7.31	10.84	9.23	1.70	4.26	3.91	0.07	0.06	0.01
1.2	1	6.50	0.41	0.08	1.24	0.71	7.31	10.79	8.86	1.95	4.97	4.62	0.07	0.06	0.01
1.2	1	7.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	10.76	8.59	2.18	5.68	5.33	0.07	0.06	0.01
1.2	1	8.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	10.71	8.39	2.39	6.39	6.04	0.07	0.06	0.01
1.2	1	9.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	10.66	8.22	2.58	7.10	6.75	0.07	0.06	0.02
Chiều dày đất yếu z _a (m) =		10.00													
											Độ lún cố kết S _c		0.67	0.59	0.08
											Tổng độ lún S=1.2S _c		0.81	0.71	0.10

III. DỰ BÁO ĐỘ LÚN

t (năm)	T _v	U(%)	S _t (m)	S _r (m)
0	0.000	0.000	0.00	0.67
1	0.095	0.347	0.23	0.44
2	0.189	0.490	0.33	0.34
3	0.284	0.609	0.41	0.26
4	0.378	0.677	0.46	0.22
5	0.473	0.746	0.50	0.17
6	0.568	0.799	0.54	0.14
8	0.757	0.872	0.59	0.09
10	0.946	0.919	0.62	0.05
12	1.135	0.940	0.63	0.04
14	1.324	0.951	0.64	0.03
16	1.513	0.963	0.65	0.02
17.1	1.617	0.970	0.65	0.02
20	1.892	0.987	0.67	0.01
22	2.081	0.990	0.67	0.01

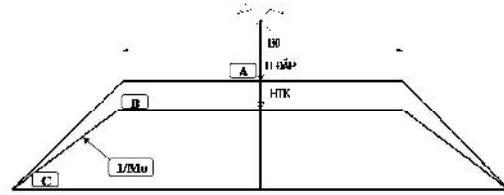


Bảng 7A. Bảng tính dự báo lún cố kết nền đường và tốc độ lún Sơ đồ 2, chiều cao đắp 2m, sơ đồ thấm 1 chiều

I. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN:

1. Số liệu chung:

Bề rộng mặt nền D ₀	32,5 m	Hố đắp	2,96 m
Độ dốc mái taluy M ₀	1,75	Hố cũ:	2,00 m
Dung trọng đất đắp γ	1,85 T/m ³	h _{ph,soil}	0,77 m
		S _{sp}	0,74 m
		Chiều thấm	1
Chiều sâu mực nước ngầm D _w	- m		
Hệ số cố kết trung bình C _v ^{tb}	8,06 10 ⁻⁴ cm ² /s		
αz/αz _z	0,30		
Chiều sâu tính lún Z ₀	20,00 m		



Lớp	Chiều dày lớp	Chiều sâu đáy lớp	Dung trọng γ _w	eo (theo cấp áp lực)	Cv (theo cấp áp lực)	Chỉ số nén C _c	Chỉ số nén lại Cr	Áp lực tiền cố kết P _c	Góc nghiêng của đất rời	Góc ma sát trong φ(CU)	Lực dính C	Góc ma sát cắt phẳng	Mô hình
	m	m	T/m ³					T/m ²	Dộ	T/m ²			
1.1	5.000	5.000	1.710			0.412	0.678	7.310		14.000	1.500		UD
1.2	5.000	10.000	1.710			0.412	0.678	7.310		14.000	1.500		UD
1.3	5.000	15.000	1.710			0.412	0.678	7.310		14.000	1.500		UD
1.4	5.000	20.000	1.710			0.412	0.678	7.310		14.000	1.500		UD
2	10.000	30.000	1.888			0.212	0.640	21.560		2.983		15:31	MC

II. KẾT QUẢ KIỂM TOÁN LÚN

Lớp	h _i (m)	Z (m)	C _c	Cr	e _{0i}	γ _i	σ _{ps} (T/m ²)	σ _{zA} Tim (T/m ²)	σ _{zB} Vai (T/m ²)	σ _{zC} Chân (T/m ²)	γ _{ix} h _i	σ _{z0} (T/m ²)	S _x Tim (m)	S _B Vai (m)	S _C Chân (m)
1.1	1	0.50	0.41	0.08	1.34	0.71	7.31	5.41	5.26	0.17	0.71	0.36	0.04	0.04	0.01
1.1	1	1.50	0.41	0.08	1.33	0.71	7.31	5.34	4.88	0.49	1.42	1.07	0.03	0.03	0.01
1.1	1	2.50	0.41	0.08	1.31	0.71	7.31	5.32	4.59	0.78	2.13	1.78	0.02	0.02	0.01
1.1	1	3.50	0.41	0.08	1.30	0.71	7.31	5.32	4.26	1.04	2.84	2.49	0.02	0.01	0.01
1.1	1	4.50	0.41	0.08	1.28	0.71	7.31	5.31	4.06	1.25	3.55	3.20	0.02	0.01	0.00
1.2	1	5.50	0.41	0.08	1.26	0.71	7.31	5.30	3.90	1.42	4.26	3.91	0.03	0.01	0.00
1.2	1	6.50	0.41	0.08	1.24	0.71	7.31	5.27	3.71	1.56	4.97	4.62	0.03	0.02	0.00
1.2	1	7.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	5.24	3.61	1.68	5.68	5.33	0.03	0.02	0.00
1.2	1	8.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	5.22	3.52	1.77	6.39	6.04	0.04	0.02	0.01
1.2	1	9.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	5.20	3.45	1.85	7.10	6.75	0.04	0.03	0.01
1.3	1	10.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	5.18	3.39	1.92	7.81	7.46	0.04	0.03	0.02
1.3	1	11.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	5.13	3.34	1.97	8.52	8.17	0.04	0.03	0.02
1.3	1	12.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	5.05	3.29	2.02	9.23	8.88	0.04	0.03	0.02
1.3	1	13.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	4.98	3.25	2.05	9.94	9.59	0.03	0.02	0.02
1.3	1	14.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	4.86	3.21	2.08	10.65	10.30	0.03	0.02	0.01
1.4	1	15.50	0.41	0.08	1.20	0.71	7.31	4.75	3.18	2.11	11.36	11.01	0.03	0.02	0.01
1.4	1	16.50	0.41	0.08	1.19	0.71	7.31	4.66	3.14	2.13	12.07	11.72	0.03	0.02	0.01
1.4	1	17.50	0.41	0.08	1.17	0.71	7.31	4.60	3.12	2.15	12.78	12.43	0.03	0.02	0.01
1.4	1	18.50	0.41	0.08	1.16	0.71	7.31	4.51	3.09	2.16	13.49	13.14	0.02	0.02	0.01
1.4	1	19.50	0.41	0.08	1.14	0.71	7.31	4.39	3.06	2.17	14.20	13.85	0.02	0.02	0.01

III. DỰ BÁO ĐỘ LÚN

Chiều dày đất yếu z₀(m) = 20.00

Độ lún cố kết S_c 0.62
Tổng độ lún S=1.2S_c 0.74

t (năm)	T _v	U(%)	S _t (m)	S ₀ (m)
0	0.000	0.000	0.00	0.62
20	0.125	0.400	0.25	0.37
40	0.251	0.563	0.35	0.27
60	0.376	0.675	0.42	0.20
80	0.501	0.765	0.47	0.15
100	0.627	0.826	0.51	0.11
120	0.752	0.870	0.54	0.08
140	0.878	0.904	0.56	0.06
160	1.003	0.931	0.57	0.04
180	1.128	0.939	0.58	0.04
200	1.254	0.947	0.58	0.03
220	1.379	0.955	0.59	0.03
240	1.504	0.963	0.59	0.02
258	1.617	0.970	0.60	0.02
308	1.931	0.990	0.61	0.01

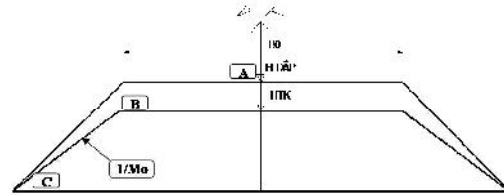


Bảng 8A. Bảng tính dự báo lún cố kết nền đường và tốc độ lún Sơ đồ 2, chiều cao đắp 3m, sơ đồ thấm 1 chiều

I. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN:

I. Số liệu chung:

Bề rộng mặt nền D ₀	32,5 m	Hố đắp	4,30 m
Độ dốc mái taluy M ₀	1,75	Hố: h _{ph,soát}	0,77 m
Dung trọng đất đắp γ	1,85 T/m ³	S _{đp}	1,08 m
		Chiều thấm	1
Chiều sâu mực nước ngầm D _w	- m		
Hệ số cố kết trung bình C _v ^{tb}	7,65 10 ⁻⁴ cm ² /s		
αz/αz _{z=0}	0,46		
Chiều sâu tính lún Z ₀	20,00 m		



Lớp	Chiều dày lớp (m)	Chiều sâu đáy lớp (m)	Dung lượng γ _w (T/m ³)	e ₀ (theo cấp áp lực)	C _v (theo cấp áp lực)	Chỉ số nén C _c	Chỉ số nở lại C _r	Áp lực tiến cố kết P _c (T/m ²)	Góc nghiêng của đất rời	Góc ma sát trong φ(CU) Độ	Lực dính C (T/m ²)	Góc ma sát cắt phẳng	Mô hình
1.1	5.000	5.000	1.710	0.08	7.31	0.412	0.678	7.310	11.000	1.500			UD
1.2	5.000	10.000	1.710	0.08	7.31	0.412	0.678	7.310	11.000	1.500			UD
1.3	5.000	15.000	1.710	0.08	7.31	0.412	0.678	7.310	14.000	1.500			UD
1.4	5.000	20.000	1.710	0.08	7.31	0.412	0.678	7.310	14.000	1.500			UD
2	10.000	30.000	1.888	0.08	7.31	0.212	0.640	21.560			2.983	15.317	MC

II. KẾT QUẢ KIỂM TOÁN LÚN

Lớp	h _i (m)	Z (m)	C _c	C _r	e ₀	γ _i	σ _{ps} (T/m ²)	σ _{zA} Tim (T/m ²)	σ _{zA} Vai (T/m ²)	σ _{zC} Chấn (T/m ²)	γ _i x h _i	σ _{z0} (T/m ²)	S _x Tim (m)	S _h Vai (m)	S _C Chấn (m)
1.1	1	0.50	0.41	0.08	1.34	0.71	7.31	7.86	7.64	0.17	0.71	0.36	0.05	0.05	0.01
1.1	1	1.50	0.41	0.08	1.33	0.71	7.31	7.78	7.35	0.50	1.42	1.07	0.04	0.04	0.01
1.1	1	2.50	0.41	0.08	1.31	0.71	7.31	7.75	6.98	0.81	2.13	1.78	0.04	0.03	0.01
1.1	1	3.50	0.41	0.08	1.30	0.71	7.31	7.73	6.70	1.10	2.84	2.49	0.04	0.03	0.01
1.1	1	4.50	0.41	0.08	1.28	0.71	7.31	7.73	6.36	1.36	3.55	3.20	0.04	0.03	0.01
1.2	1	5.50	0.41	0.08	1.26	0.71	7.31	7.72	6.09	1.59	4.26	3.91	0.05	0.03	0.01
1.2	1	6.50	0.41	0.08	1.24	0.71	7.31	7.69	5.91	1.80	4.97	4.62	0.05	0.04	0.00
1.2	1	7.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	7.66	5.77	1.97	5.68	5.33	0.05	0.04	0.00
1.2	1	8.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	7.62	5.57	2.13	6.39	6.04	0.05	0.04	0.01
1.2	1	9.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	7.57	5.38	2.26	7.10	6.75	0.06	0.04	0.02
1.3	1	10.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	7.54	5.29	2.38	7.81	7.46	0.06	0.04	0.02
1.3	1	11.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	7.51	5.18	2.48	8.52	8.17	0.05	0.04	0.02
1.3	1	12.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	7.42	5.09	2.56	9.23	8.88	0.05	0.04	0.02
1.3	1	13.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	7.33	5.01	2.63	9.94	9.59	0.05	0.03	0.02
1.3	1	14.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	7.15	4.95	2.70	10.65	10.30	0.04	0.03	0.02
1.4	1	15.50	0.41	0.08	1.20	0.71	7.31	6.98	4.89	2.75	11.36	11.01	0.04	0.03	0.02
1.4	1	16.50	0.41	0.08	1.19	0.71	7.31	6.86	4.83	2.80	12.07	11.73	0.04	0.03	0.02
1.4	1	17.50	0.41	0.08	1.17	0.71	7.31	6.77	4.78	2.84	12.78	12.43	0.04	0.03	0.02
1.4	1	18.50	0.41	0.08	1.16	0.71	7.31	6.67	4.74	2.87	13.49	13.14	0.03	0.03	0.02
1.4	1	19.50	0.41	0.08	1.14	0.71	7.31	6.58	4.69	2.90	14.20	13.85	0.03	0.02	0.02
Chiều dày đất yếu z ₀ (m) =		20.00									Độ lún cố kết S _c		0.90	0.70	0.26
											Tổng độ lún S=1.2S _c		1.08	0.84	0.31

III. DỰ BÁO ĐỘ LÚN

t (năm)	T _v	U _v (%)	S _t (m)	S ₀ (m)
0	0.000	0.000	0.00	0.90
20	0.119	0.389	0.35	0.55
40	0.238	0.548	0.49	0.41
60	0.357	0.657	0.59	0.31
80	0.476	0.748	0.68	0.23
100	0.595	0.813	0.73	0.17
120	0.714	0.856	0.77	0.13
140	0.832	0.894	0.81	0.10
160	0.951	0.920	0.83	0.07
180	1.070	0.935	0.84	0.06
200	1.189	0.943	0.85	0.05
220	1.308	0.950	0.86	0.04
250	1.487	0.962	0.87	0.03
258	1.772	0.980	0.88	0.02
325	1.933	0.990	0.89	0.01

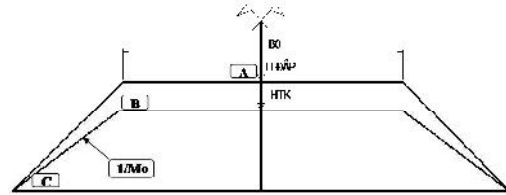


Bảng 9A. Bảng tính dự báo lún cố kết nền đường và tốc độ lún Sơ đồ 2, chiều cao đắp 5m, sơ đồ thấm 1 chiều

I. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN:

1. Số liệu chung:

Hệ rộng mặt nền B_0	32.5 m	Hai bờ	6.85 m
Độ dốc mái taluy M_0	1.75	Hốc	5.00 m
Dung trọng đất đắp γ	1.85 T/m ³	$h_{\text{phủ}}$	0.22 m
Chiều sâu nước ngầm D_n	- m	S_d	1.63 m
Hệ số cố kết trung bình C_v^{tb}	$7.28 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$	Chiều thấm	1
c/α_{sv}	0.76		
Chiều sâu tính lún Z_0	20.00 m		



Lớp	Chiều dày lớp	Chiều sâu đáy lớp	Dung trọng γ_m	c_0 (theo cấp áp lực)	C_v (theo cấp áp lực)	Chỉ số nén C_c	Chỉ số nén lại C_r	Áp lực tiền cố kết P_c	Góc nghỉ của đất rời	Góc ma sát trong ϕ_{CU}	Lực dính C	Góc ma sát cắt phẳng	Mô hình
	m	m	T/m ³					T/m ²	Độ	Độ	T/m ²		
1.1	5.000	5.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
1.2	5.000	10.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
1.3	5.000	15.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
1.4	5.000	20.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
2	10.000	30.000	1.888			0.212	0.040	21.860			2.083	15.317	MC

II. KẾT QUẢ KIỂM TOÁN LÚN

Lớp	h_i (m)	Z (m)	C_c	C_r	c_{0i}	γ_i	$\sigma_{v,0}$ (T/m ²)	$\sigma_{v,A}$ (T/m ²)	$\sigma_{v,n}$ (T/m ²)	$\sigma_{v,c}$ (T/m ²)	$\gamma_i \times h_i$	σ_w (T/m ²)	S_A (m)	S_n (m)	S_c (m)
1.1	1	0.50	0.41	0.08	1.34	0.71	7.31	12.52	12.18	0.17	0.71	0.36	0.09	0.08	0.01
1.1	1	1.50	0.41	0.08	1.33	0.71	7.31	12.47	12.03	0.50	1.42	1.07	0.08	0.07	0.01
1.1	1	2.50	0.41	0.08	1.31	0.71	7.31	12.39	11.67	0.83	2.13	1.78	0.07	0.07	0.01
1.1	1	3.50	0.41	0.08	1.30	0.71	7.31	12.35	11.28	1.15	2.84	2.49	0.07	0.07	0.01
1.1	1	4.50	0.41	0.08	1.28	0.71	7.31	12.33	10.94	1.45	3.55	3.20	0.07	0.06	0.01
1.2	1	5.50	0.41	0.08	1.26	0.71	7.31	12.32	10.69	1.73	4.26	3.91	0.07	0.06	0.01
1.2	1	6.50	0.41	0.08	1.24	0.71	7.31	12.26	10.38	2.00	4.97	4.62	0.07	0.06	0.01
1.2	1	7.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	12.22	10.03	2.24	5.68	5.33	0.08	0.06	0.01
1.2	1	8.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	12.18	9.76	2.47	6.39	6.04	0.08	0.06	0.02
1.2	1	9.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	12.11	9.56	2.68	7.10	6.75	0.08	0.07	0.02
1.3	1	10.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	12.06	9.39	2.87	7.81	7.46	0.08	0.07	0.03
1.3	1	11.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	12.04	9.24	3.04	8.52	8.17	0.07	0.06	0.03
1.3	1	12.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	11.92	9.06	3.20	9.23	8.88	0.07	0.06	0.02
1.3	1	13.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	11.79	8.85	3.34	9.94	9.59	0.06	0.05	0.02
1.3	1	14.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	11.63	8.64	3.47	10.65	10.30	0.06	0.05	0.02
1.4	1	15.50	0.41	0.08	1.20	0.71	7.31	11.48	8.49	3.58	11.36	11.01	0.06	0.05	0.02
1.4	1	16.50	0.41	0.08	1.19	0.71	7.31	11.32	8.39	3.69	12.07	11.72	0.06	0.04	0.02
1.4	1	17.50	0.41	0.08	1.17	0.71	7.31	11.16	8.29	3.78	12.78	12.43	0.05	0.04	0.02
1.4	1	18.50	0.41	0.08	1.16	0.71	7.31	10.92	8.18	3.86	13.49	13.14	0.05	0.04	0.02
1.4	1	19.50	0.41	0.08	1.14	0.71	7.31	10.78	8.08	3.93	14.20	13.85	0.05	0.04	0.02
Chiều dày đất yếu z_0 (m) =										20.00	Độ lún cố kết S_c		1.36	1.18	0.32
											Tổng độ lún $S=1.2Sc$		1.63	1.41	0.38

III. DỰ BÁO ĐỘ LÚN

t (năm)	T_v	U(%)	S_t (m)	S_u (m)
0	0.000	0.000	0.00	1.36
25	0.142	0.423	0.58	0.78
50	0.283	0.608	0.83	0.53
75	0.425	0.714	0.97	0.39
100	0.566	0.799	1.09	0.27
125	0.708	0.854	1.16	0.20
150	0.850	0.898	1.22	0.14
175	0.991	0.929	1.26	0.10
200	1.133	0.939	1.28	0.08
225	1.274	0.948	1.29	0.07
250	1.416	0.957	1.30	0.06
275	1.557	0.966	1.32	0.05
300	1.699	0.975	1.33	0.03
315	1.784	0.980	1.33	0.03
354	2.005	0.990	1.35	0.01

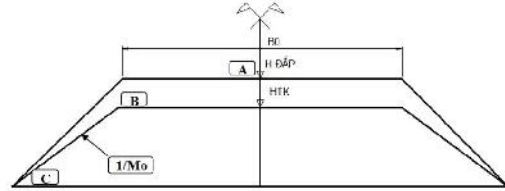


Bảng 10A. Bảng tính dự báo lún cố kết nền đường và tốc độ lún Sơ đồ 2, chiều cao đắp 2m, sơ đồ thảm 2 chiều

I. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN:

1. Số liệu chung:

Bề rộng mặt nền B ₀	32.5 m	Hốp:	2.96 m
Độ dốc mái taluy M ₀ :	1.75	Hốc:	2.00 m
Dung trọng đất đắp γ	1.85 T/m ³	J _{optkos} :	0.22 m
		S _{opt} :	0.74 m
		Chiều thấm:	2
Chiều sâu mực nước ngầm D _w	- m		
Hệ số cố kết trung bình C _v ^{tb}	8.06 10 ⁻⁴ cm ² /s		
ez/σ _{vz} =	0.30		
Chiều sâu tính lún Z ₀	20.00 m		



Lớp	Chiều dày lớp	Chiều sâu đáy lớp	Dung trọng γ _n	eo (theo cấp áp lực)	Cv (theo cấp áp lực)	Chỉ số nén Cc	Chỉ số nén lại Cr	Áp lực tiền cố kết Pc	Góc nghiêng của đất rời	Góc ma sát trong φCU	Lực dính C	Góc ma sát cắt phẳng	Mô hình
	m	m	T/m ³					T/m ²	Độ	Độ	T/m ²		
1.1	5.000	5.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
1.2	5.000	10.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
1.3	5.000	15.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
1.4	5.000	20.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
2	10.000	30.000	1.800									30.000	MC

II. KẾT QUẢ KIỂM TOÁN LÚN

Lớp	hi (m)	Z (m)	Cc _i	Cr	ε _{ult}	γ _i	σ _{ps} (T/m ²)	σ _{vA} Tim (T/m ²)	σ _{vB} Vai (T/m ²)	σ _{vC} Chấn (T/m ²)	γ _i x hi	σ _{vz} (T/m ²)	S _A Tim (m)	S _B Vai (m)	S _C Chấn (m)
1.1	1	0.50	0.41	0.08	1.34	0.71	7.31	5.41	5.26	0.17	0.71	0.36	0.04	0.04	0.01
1.1	1	1.50	0.41	0.08	1.33	0.71	7.31	5.34	4.88	0.49	1.42	1.07	0.03	0.03	0.01
1.1	1	2.50	0.41	0.08	1.31	0.71	7.31	5.32	4.59	0.78	2.13	1.78	0.02	0.02	0.01
1.1	1	3.50	0.41	0.08	1.30	0.71	7.31	5.32	4.26	1.04	2.84	2.49	0.02	0.01	0.01
1.1	1	4.50	0.41	0.08	1.28	0.71	7.31	5.31	4.06	1.25	3.55	3.20	0.02	0.01	0.00
1.2	1	5.50	0.41	0.08	1.26	0.71	7.31	5.30	3.90	1.42	4.26	3.91	0.03	0.01	0.00
1.2	1	6.50	0.41	0.08	1.24	0.71	7.31	5.27	3.71	1.56	4.97	4.62	0.03	0.02	0.00
1.2	1	7.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	5.24	3.61	1.58	5.68	5.33	0.03	0.02	0.00
1.2	1	8.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	5.22	3.52	1.77	6.39	6.04	0.04	0.02	0.01
1.2	1	9.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	5.20	3.45	1.85	7.10	6.75	0.04	0.03	0.01
1.3	1	10.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	5.18	3.39	1.92	7.81	7.46	0.04	0.03	0.02
1.3	1	11.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	5.13	3.34	1.97	8.52	8.17	0.04	0.03	0.02
1.3	1	12.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	5.05	3.29	2.02	9.23	8.88	0.04	0.03	0.02
1.3	1	13.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	4.98	3.25	2.05	9.94	9.59	0.03	0.02	0.02
1.3	1	14.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	4.86	3.21	2.08	10.65	10.30	0.03	0.02	0.01
1.4	1	15.50	0.41	0.08	1.20	0.71	7.31	4.75	3.18	2.11	11.36	11.01	0.03	0.02	0.01
1.4	1	16.50	0.41	0.08	1.19	0.71	7.31	4.65	3.14	2.13	12.07	11.72	0.03	0.02	0.01
1.4	1	17.50	0.41	0.08	1.17	0.71	7.31	4.60	3.12	2.15	12.78	12.43	0.03	0.02	0.01
1.4	1	18.50	0.41	0.08	1.16	0.71	7.31	4.51	3.09	2.16	13.49	13.14	0.02	0.02	0.01
1.4	1	19.50	0.41	0.08	1.14	0.71	7.31	4.39	3.06	2.17	14.20	13.85	0.02	0.02	0.01
Chiều dày đất yếu za(m) =		20.00										Độ lún cố kết Sc	0.62	0.44	0.21
												Tổng độ lún S=1.2Sc	0.74	0.52	0.25

III. DỰ BÁO ĐỘ LÚN

t (năm)	Tv	U(%)	St (m)	Sr (m)
0	0.000	0.000	0.00	0.62
5	0.125	0.400	0.25	0.37
10	0.251	0.563	0.35	0.27
15	0.376	0.675	0.42	0.20
20	0.501	0.765	0.47	0.15
25	0.627	0.826	0.51	0.11
30	0.752	0.870	0.54	0.08
35	0.878	0.904	0.56	0.06
40	1.003	0.931	0.57	0.04
45	1.128	0.939	0.58	0.04
50	1.254	0.947	0.58	0.03
55	1.379	0.955	0.59	0.03
60	1.504	0.963	0.59	0.02
64.5	1.617	0.970	0.60	0.02
80	2.006	0.990	0.61	0.01

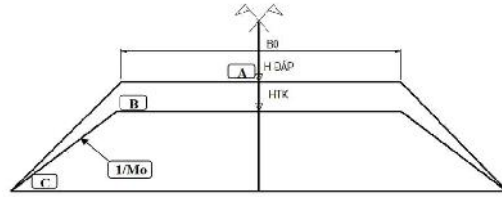


Bảng 11A. Bảng tính dự báo lún cố kết nền đường và tốc độ lún Sơ đồ 2, chiều cao đắp 3m, sơ đồ thấm 2 chiều

I. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN:

1. Số liệu chung:

Bề rộng mặt nền B ₀	32.5 m	Haiấp:	4.30 m
Độ dốc mái taluy M ₀	1.75	Hk:	3.00 m
Dung trọng đất đắp γ	1.85 T/m ³	h _{qđ} hoặc S _{pt} :	0.22 m
		Chiều thấm:	2
Chiều sâu mực nước ngầm D _w	= m		
Hệ số cố kết trung bình C _v ^{tb}	7.65 10 ⁻⁴ cm ² /s		
σ _v /σ _{vz} =	0.46		
Chiều sâu tính lún Za	20.00 m		



Lớp	Chiều dày lớp	Chiều sâu đáy lớp	Dung trọng γ _w	eo (theo cấp áp lực)	Cv (theo cấp áp lực)	Chỉ số nén Cc	Chỉ số nén lại Cr	Áp lực nền cố kết Pc	Góc nghiêng của đất rời	Góc ma sát trong φCU	Lực dính C	Góc ma sát cắt phẳng	Mô hình
	m	m	T/m ³					T/m ²	Độ	T/m ²			
1.1	5.000	5.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
1.2	5.000	10.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
1.3	5.000	15.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
1.4	5.000	20.000	1.710			0.412	0.078	7.310		14.000	1.500		UD
2	10.000	30.000	1.800									30.000	MC

II. KẾT QUẢ KIỂM TOÁN LÚN

Lớp	hi (m)	Z (m)	Cc1	Cr	e _{ot}	γi	σ _{pu} (T/m ²)	σ _{zA} Tim (T/m ²)	σ _{zB} Vai (T/m ²)	σ _{zC} Chấn (T/m ²)	γi x hi	σ _v (T/m ²)	S _A Tim (m)	S _B Vai (m)	S _C Chấn (m)	
1.1	1	0.50	0.41	0.08	1.34	0.71	7.31	7.85	7.64	0.17	0.71	0.36	0.05	0.05	0.01	
1.1	1	1.50	0.41	0.08	1.33	0.71	7.31	7.78	7.35	0.50	1.42	1.07	0.04	0.04	0.01	
1.1	1	2.50	0.41	0.08	1.31	0.71	7.31	7.75	6.98	0.81	2.13	1.78	0.04	0.03	0.01	
1.1	1	3.50	0.41	0.08	1.30	0.71	7.31	7.73	6.70	1.10	2.84	2.49	0.04	0.03	0.01	
1.1	1	4.50	0.41	0.08	1.28	0.71	7.31	7.73	6.36	1.36	3.55	3.20	0.04	0.03	0.01	
1.2	1	5.50	0.41	0.08	1.26	0.71	7.31	7.72	6.09	1.59	4.26	3.91	0.05	0.03	0.01	
1.2	1	6.50	0.41	0.08	1.24	0.71	7.31	7.69	5.91	1.80	4.97	4.62	0.05	0.04	0.00	
1.2	1	7.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	7.66	5.77	1.97	5.68	5.33	0.05	0.04	0.00	
1.2	1	8.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	7.62	5.57	2.13	6.39	6.04	0.05	0.04	0.01	
1.2	1	9.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	7.57	5.38	2.26	7.10	6.75	0.06	0.04	0.02	
1.3	1	10.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	7.54	5.29	2.38	7.81	7.46	0.06	0.04	0.02	
1.3	1	11.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	7.51	5.18	2.48	8.52	8.17	0.05	0.04	0.02	
1.3	1	12.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	7.42	5.09	2.56	9.23	8.88	0.05	0.04	0.02	
1.3	1	13.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	7.33	5.01	2.63	9.94	9.59	0.05	0.03	0.02	
1.3	1	14.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	7.15	4.95	2.70	10.65	10.30	0.04	0.03	0.02	
1.4	1	15.50	0.41	0.08	1.20	0.71	7.31	6.98	4.89	2.75	11.36	11.01	0.04	0.03	0.02	
1.4	1	16.50	0.41	0.08	1.19	0.71	7.31	6.85	4.83	2.80	12.07	11.72	0.04	0.03	0.02	
1.4	1	17.50	0.41	0.08	1.17	0.71	7.31	6.77	4.78	2.84	12.78	12.43	0.04	0.03	0.02	
1.4	1	18.50	0.41	0.08	1.16	0.71	7.31	6.67	4.74	2.87	13.49	13.14	0.03	0.03	0.02	
1.4	1	19.50	0.41	0.08	1.14	0.71	7.31	6.58	4.69	2.90	14.20	13.85	0.03	0.02	0.02	
Chiều dày đất yếu za(m) =		20.00											Độ lún cố kết Sc	0.90	0.70	0.26
													Tổng độ lún S=1.2Sc	1.08	0.84	0.31

III. DỰ BÁO ĐỘ LÚN

t (năm)	Tv	U(%)	St (m)	Sr (m)
0	0.000	0.000	0.00	0.90
5	0.119	0.389	0.35	0.55
10	0.238	0.548	0.49	0.41
15	0.357	0.657	0.59	0.31
20	0.476	0.748	0.68	0.23
25	0.595	0.813	0.75	0.17
30	0.714	0.856	0.77	0.13
35	0.832	0.894	0.81	0.10
40	0.951	0.920	0.83	0.07
45	1.070	0.935	0.84	0.06
50	1.189	0.943	0.85	0.05
55	1.308	0.950	0.86	0.04
65	1.546	0.965	0.87	0.03
75	1.784	0.980	0.89	0.02
85	2.022	0.990	0.89	0.01

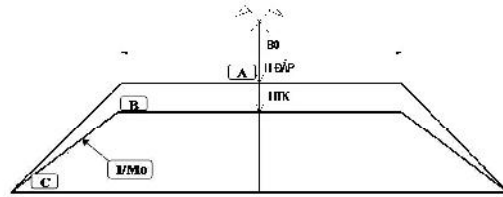


Bảng 12A. Bảng tính dự báo lún cố kết nền đường và tốc độ lún Sơ đồ 2, chiều cao đắp 5m, sơ đồ thấm 2 chiều

I. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN:

1. Số liệu chung:

Bề rộng mặt nền D ₀	32,5 m	Hố đắp	6,85 m
Độ dốc mái taluy M ₀	1,75	HĐC:	5,00 m
Dung trọng đất đắp γ	1,85 T/m ³	h _{ph,soil}	0,77 m
		S _{gr} :	1,65 m
		Chiều thấm	2
Chiều sâu mực nước ngầm D _w	- m		
Hệ số cố kết trung bình C _v ^{tb}	7,28 10 ⁻⁴ cm ² /s		
αz/αz _z	0,76		
Chiều sâu tính lún Z ₀	20,00 m		



Lớp	Chiều dày lớp	Chiều sâu đáy lớp	Dung trọng γ _w	eo (theo cấp áp lực)	C _v (theo cấp áp lực)	Chỉ số nén C _c	Chỉ số nén lại C _r	Áp lực tiền cố kết P _c	Góc nghiêng của đất rời	Góc ma sát trong φ(CU)	Lực dính C	Góc ma sát cắt phẳng	Mô hình
	m	m	T/m ³					T/m ²	Độ	Độ	T/m ²		
1.1	5.000	5.000	1.710			0.412	0.678	7.310		14.000	1.500		UD
1.2	5.000	10.000	1.710			0.412	0.678	7.310		14.000	1.500		UD
1.3	5.000	15.000	1.710			0.412	0.678	7.310		14.000	1.500		UD
1.4	5.000	20.000	1.710			0.412	0.678	7.310		14.000	1.500		UD
2	10.000	30.000	1.800									30.000	MC

II. KẾT QUẢ KIỂM TOÁN LÚN

Lớp	h _i (m)	Z (m)	C _c	C _r	e _{0i}	γ _i	σ _{ps} (T/m ²)	σ _{zA} Tim (T/m ²)	σ _{zB} Vai (T/m ²)	σ _{zC} Chấn (T/m ²)	γ _{ix} h _i	σ _{z0} (T/m ²)	S _x Tim (m)	S _B Vai (m)	S _C Chấn (m)		
1.1	1	0.50	0.41	0.08	1.34	0.71	7.31	12.52	12.18	0.17	0.71	0.36	0.09	0.08	0.01		
1.1	1	1.50	0.41	0.08	1.33	0.71	7.31	12.47	12.03	0.50	1.42	1.07	0.08	0.07	0.01		
1.1	1	2.50	0.41	0.08	1.31	0.71	7.31	12.39	11.67	0.83	2.13	1.78	0.07	0.07	0.01		
1.1	1	3.50	0.41	0.08	1.30	0.71	7.31	12.35	11.28	1.15	2.84	2.49	0.07	0.07	0.01		
1.1	1	4.50	0.41	0.08	1.28	0.71	7.31	12.33	10.94	1.45	3.55	3.20	0.07	0.06	0.01		
1.2	1	5.50	0.41	0.08	1.26	0.71	7.31	12.32	10.69	1.73	4.26	3.91	0.07	0.06	0.01		
1.2	1	6.50	0.41	0.08	1.24	0.71	7.31	12.26	10.38	2.00	4.97	4.62	0.07	0.06	0.01		
1.2	1	7.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	12.22	10.03	2.24	5.68	5.33	0.08	0.06	0.01		
1.2	1	8.50	0.41	0.08	1.23	0.71	7.31	12.18	9.76	2.47	6.39	6.04	0.08	0.06	0.02		
1.2	1	9.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	12.11	9.56	2.68	7.10	6.75	0.08	0.07	0.02		
1.3	1	10.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	12.06	9.39	2.87	7.81	7.46	0.08	0.07	0.03		
1.3	1	11.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	12.04	9.24	3.04	8.52	8.17	0.07	0.06	0.03		
1.3	1	12.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	11.92	9.06	3.20	9.23	8.88	0.07	0.06	0.02		
1.3	1	13.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	11.79	8.85	3.34	9.94	9.59	0.06	0.05	0.02		
1.3	1	14.50	0.41	0.08	1.22	0.71	7.31	11.63	8.64	3.47	10.65	10.30	0.06	0.05	0.02		
1.4	1	15.50	0.41	0.08	1.20	0.71	7.31	11.48	8.49	3.58	11.36	11.01	0.06	0.05	0.02		
1.4	1	16.50	0.41	0.08	1.19	0.71	7.31	11.32	8.39	3.69	12.07	11.73	0.06	0.04	0.02		
1.4	1	17.50	0.41	0.08	1.17	0.71	7.31	11.10	8.29	3.78	12.78	12.43	0.05	0.04	0.02		
1.4	1	18.50	0.41	0.08	1.16	0.71	7.31	10.92	8.18	3.86	13.49	13.14	0.05	0.04	0.02		
1.4	1	19.50	0.41	0.08	1.14	0.71	7.31	10.78	8.08	3.93	14.20	13.85	0.05	0.04	0.02		
Chiều dày đất yếu z ₀ (m) =		20.00								Độ lún cố kết S _c		1.36		1.18		0.32	
										Tổng độ lún S=1.28c		1.63		1.41		0.38	

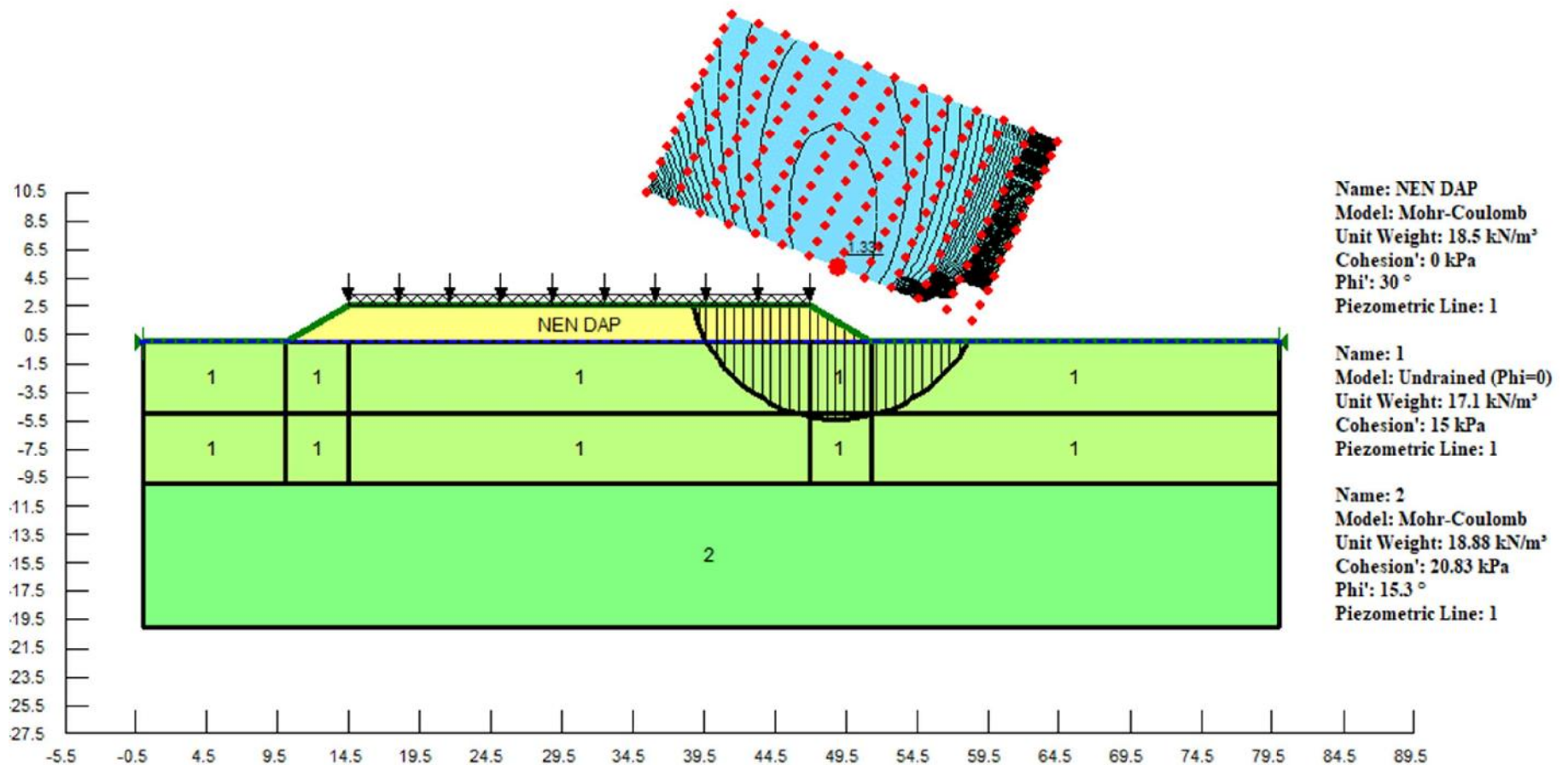
III. DỰ BÁO ĐỘ LÚN

t (năm)	T _v	U _x (%)	S _t (m)	S ₀ (m)
0	0.000	0.000	0.00	1.36
5	0.113	0.379	0.52	0.84
10	0.227	0.535	0.73	0.63
15	0.340	0.646	0.88	0.48
20	0.453	0.733	1.00	0.36
25	0.566	0.799	1.09	0.27
30	0.680	0.844	1.15	0.21
35	0.793	0.884	1.20	0.16
40	0.906	0.910	1.24	0.12
45	1.019	0.932	1.27	0.09
50	1.133	0.939	1.28	0.08
59	1.337	0.952	1.30	0.07
69	1.563	0.966	1.32	0.05
78.5	1.778	0.980	1.33	0.03
89	2.016	0.990	1.35	0.01



**PHỤ LỤC B. KIỂM TOÁN ỔN ĐỊNH TRƯỢT NỀN ĐƯỜNG ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU
KHI CHƯA XỬ LÝ NỀN**

Bảng 1B. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 1, chiều cao đắp 2m, sơ đồ thấm 1 chiều
Giải pháp xử lý: Chưa xử lý

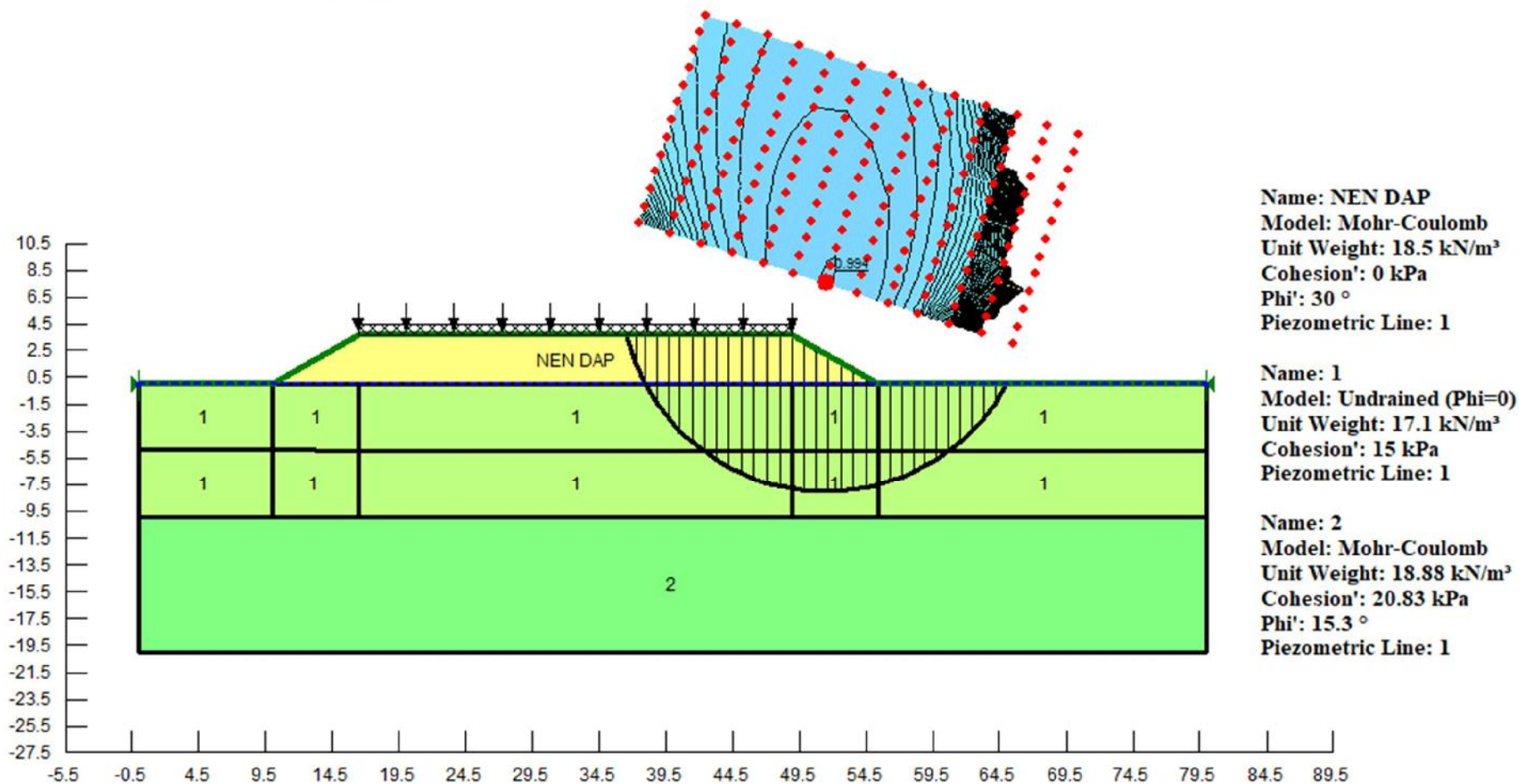


Name: NEN DAP
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 18.5 kN/m³
 Cohesion': 0 kPa
 Phi': 30°
 Piezometric Line: 1

Name: 1
 Model: Undrained (Phi=0)
 Unit Weight: 17.1 kN/m³
 Cohesion': 15 kPa
 Piezometric Line: 1

Name: 2
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 18.88 kN/m³
 Cohesion': 20.83 kPa
 Phi': 15.3°
 Piezometric Line: 1

Bảng 2B. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 1, chiều cao đắp 3m, sơ đồ thấm 1 chiều
Giải pháp xử lý: Chưa xử lý

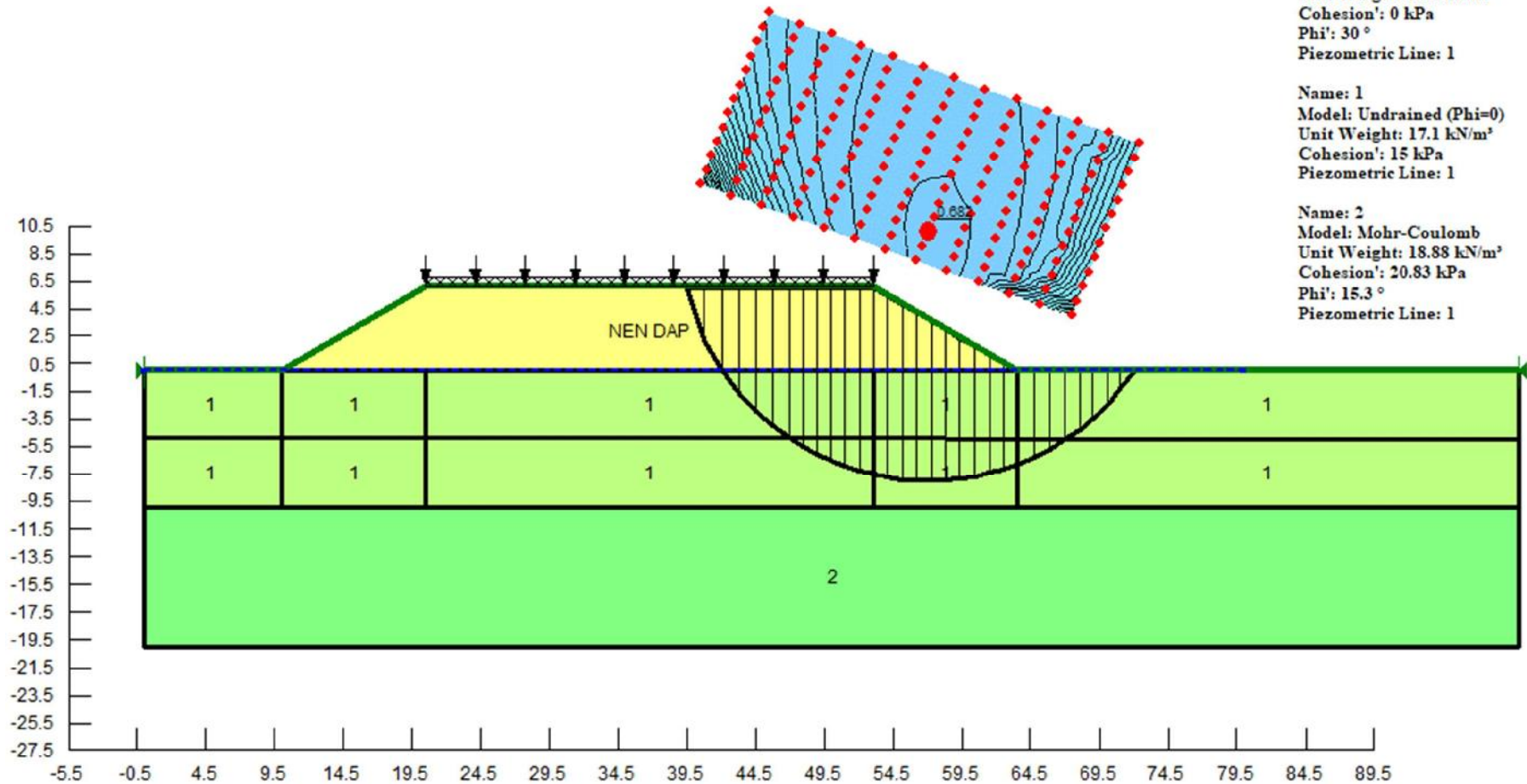


Bảng 3B. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 1, chiều cao đắp 5m, sơ đồ thấm 1 chiều
Giải pháp xử lý: Chưa xử lý

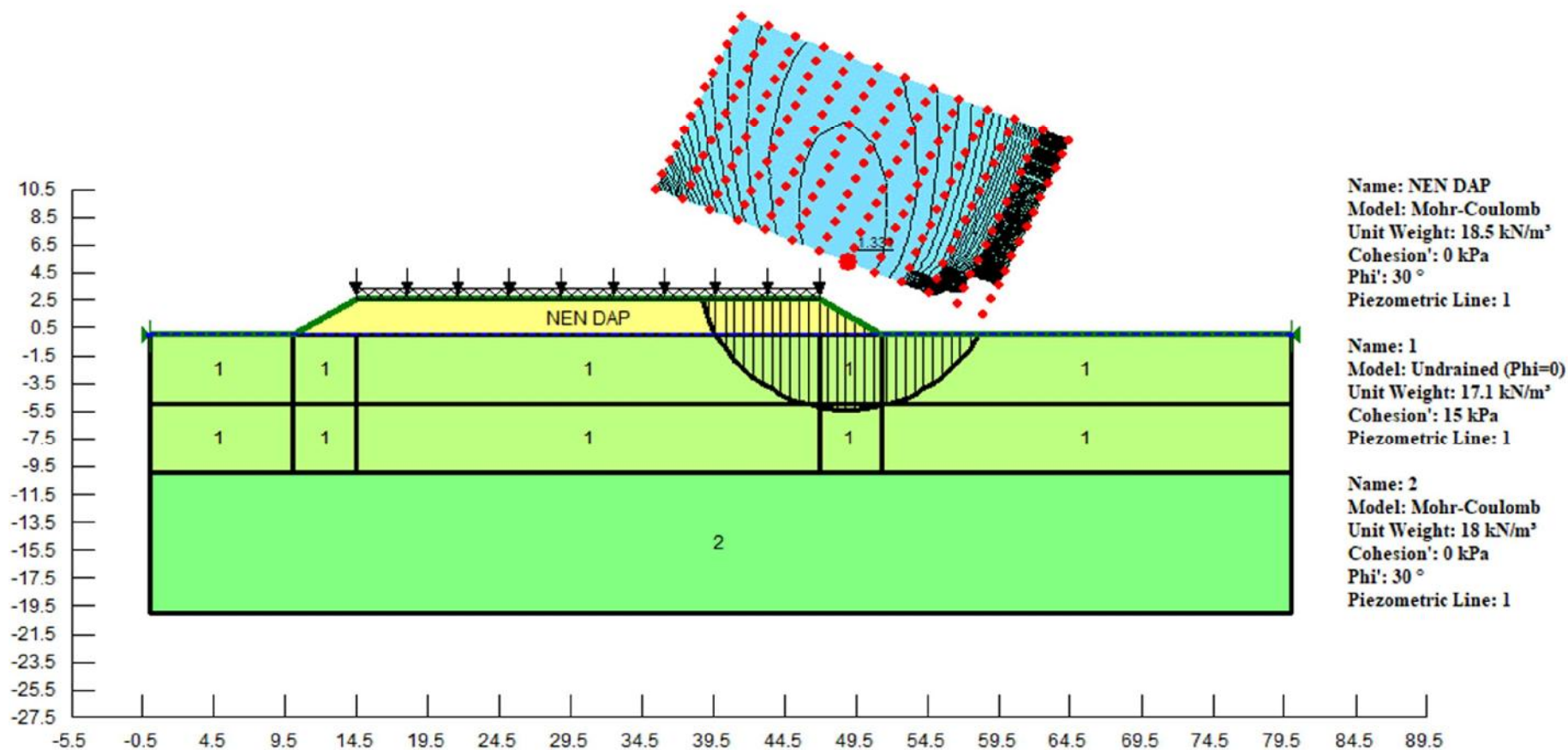
Name: NEN DAP
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 18.5 kN/m³
 Cohesion': 0 kPa
 Phi': 30 °
 Piezometric Line: 1

Name: 1
 Model: Undrained (Phi=0)
 Unit Weight: 17.1 kN/m³
 Cohesion': 15 kPa
 Piezometric Line: 1

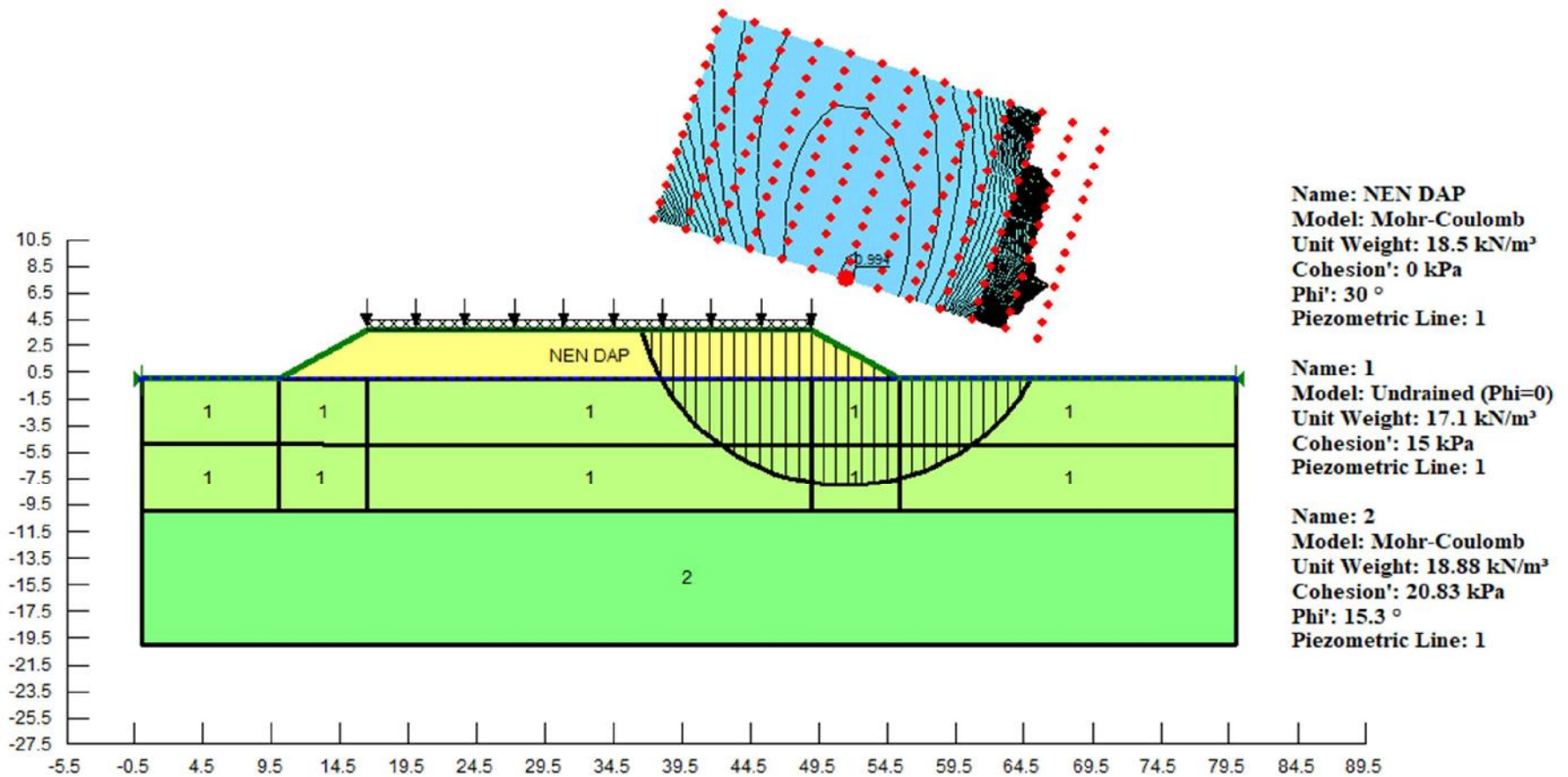
Name: 2
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 18.88 kN/m³
 Cohesion': 20.83 kPa
 Phi': 15.3 °
 Piezometric Line: 1



Bảng 4B. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 1, chiều cao đắp 2m, sơ đồ thấm 2 chiều
Giải pháp xử lý: Chưa xử lý



Bảng 5B. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 1, chiều cao đắp 3m, sơ đồ thềm 2 chiều
Giải pháp xử lý: Chưa xử lý

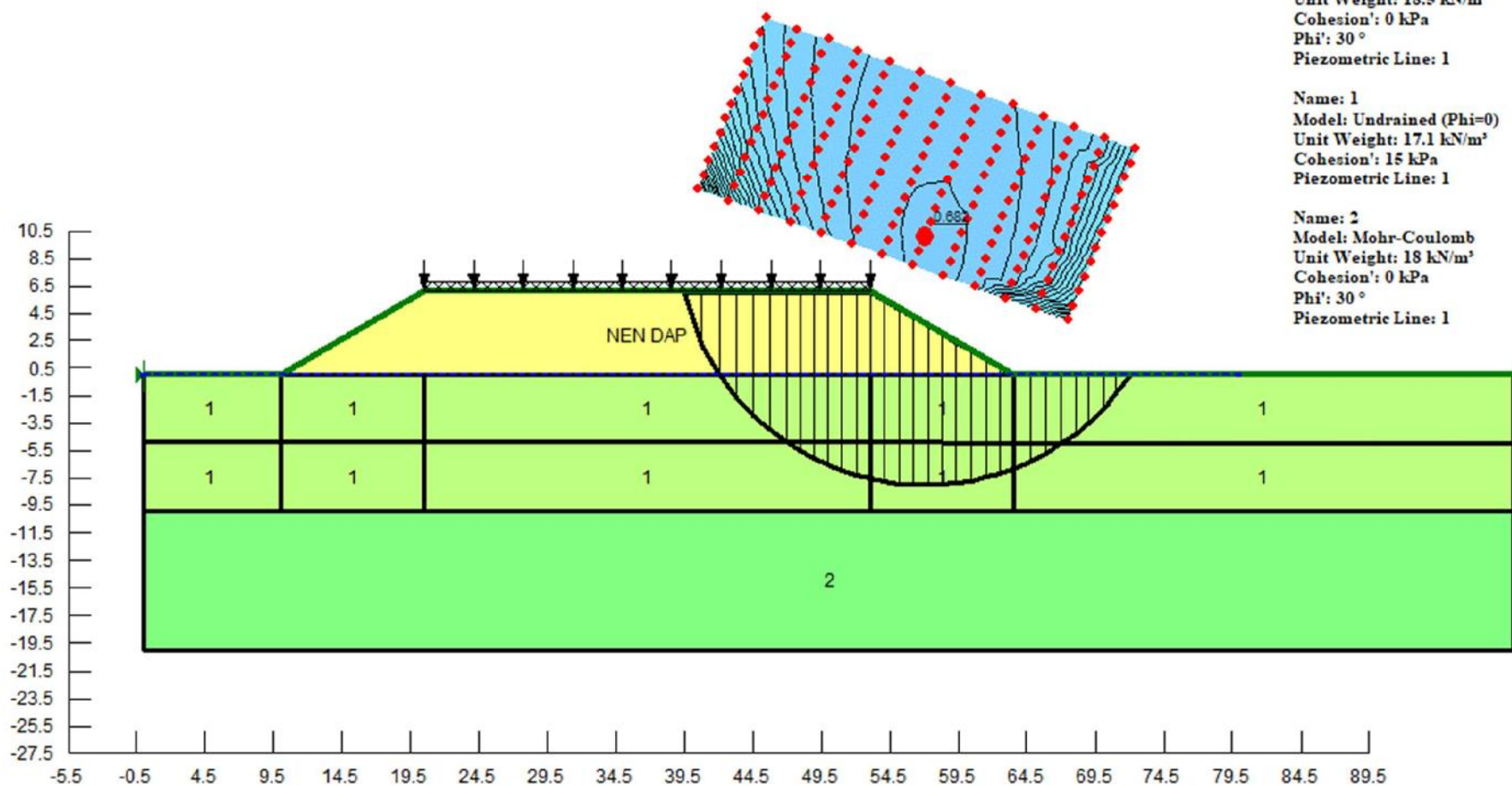


Bảng 6B. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 1, chiều cao đắp 5m, sơ đồ thấm 2 chiều
Giải pháp xử lý: Chưa xử lý

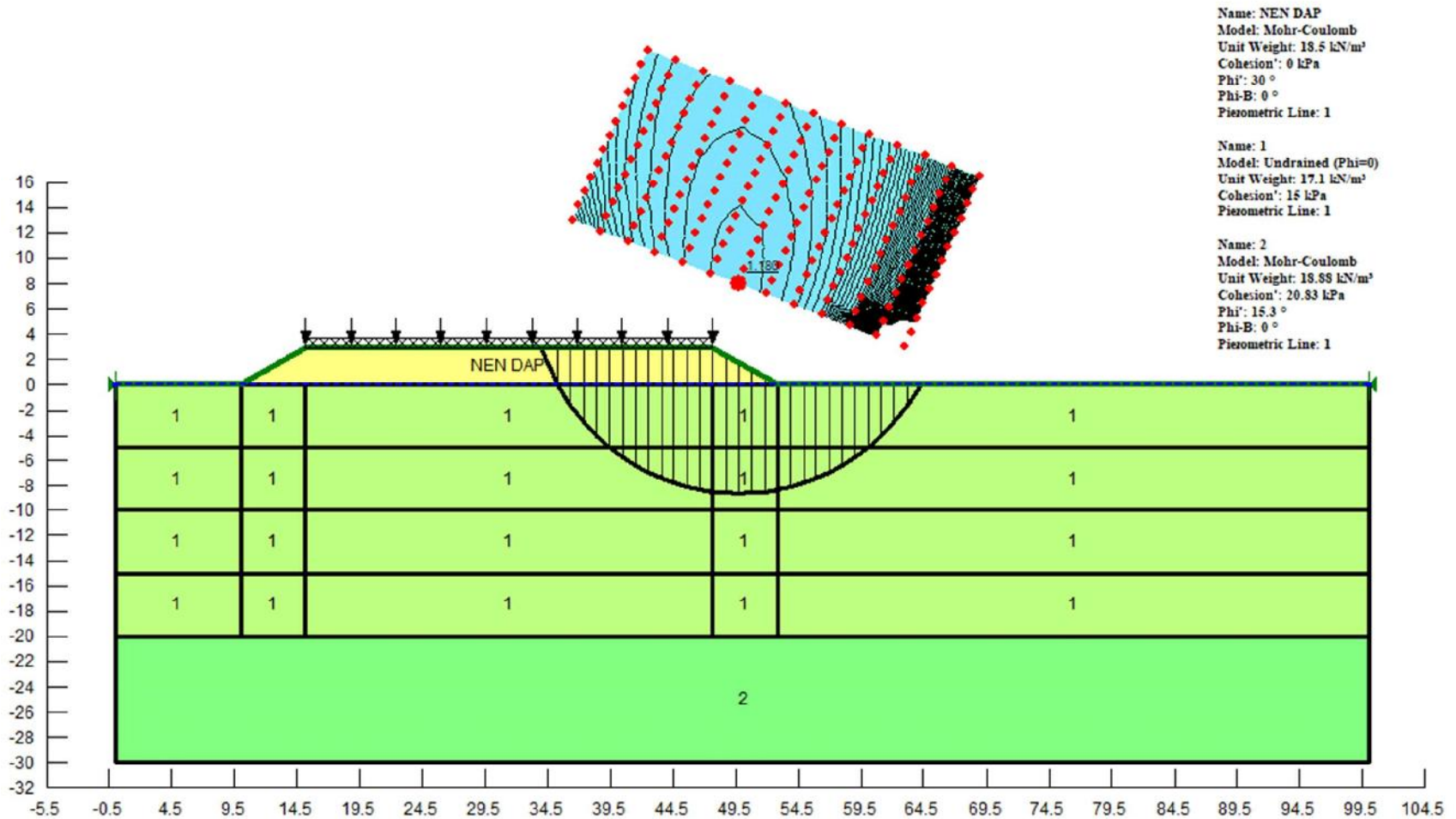
Name: NEN DAP
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 18.5 kN/m³
 Cohesion': 0 kPa
 Phi': 30 °
 Piezometric Line: 1

Name: 1
 Model: Undrained (Phi=0)
 Unit Weight: 17.1 kN/m³
 Cohesion': 15 kPa
 Piezometric Line: 1

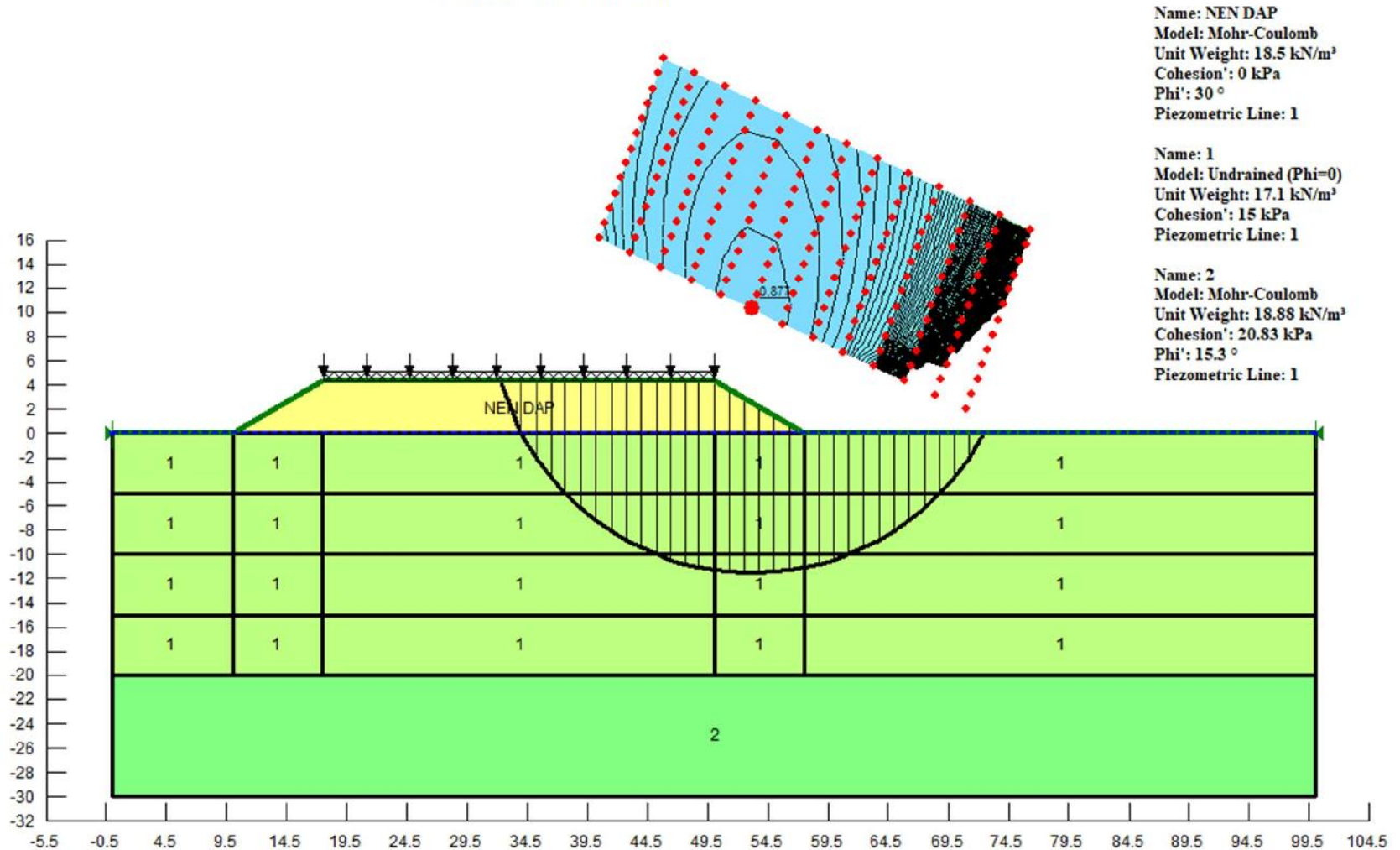
Name: 2
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 18 kN/m³
 Cohesion': 0 kPa
 Phi': 30 °
 Piezometric Line: 1



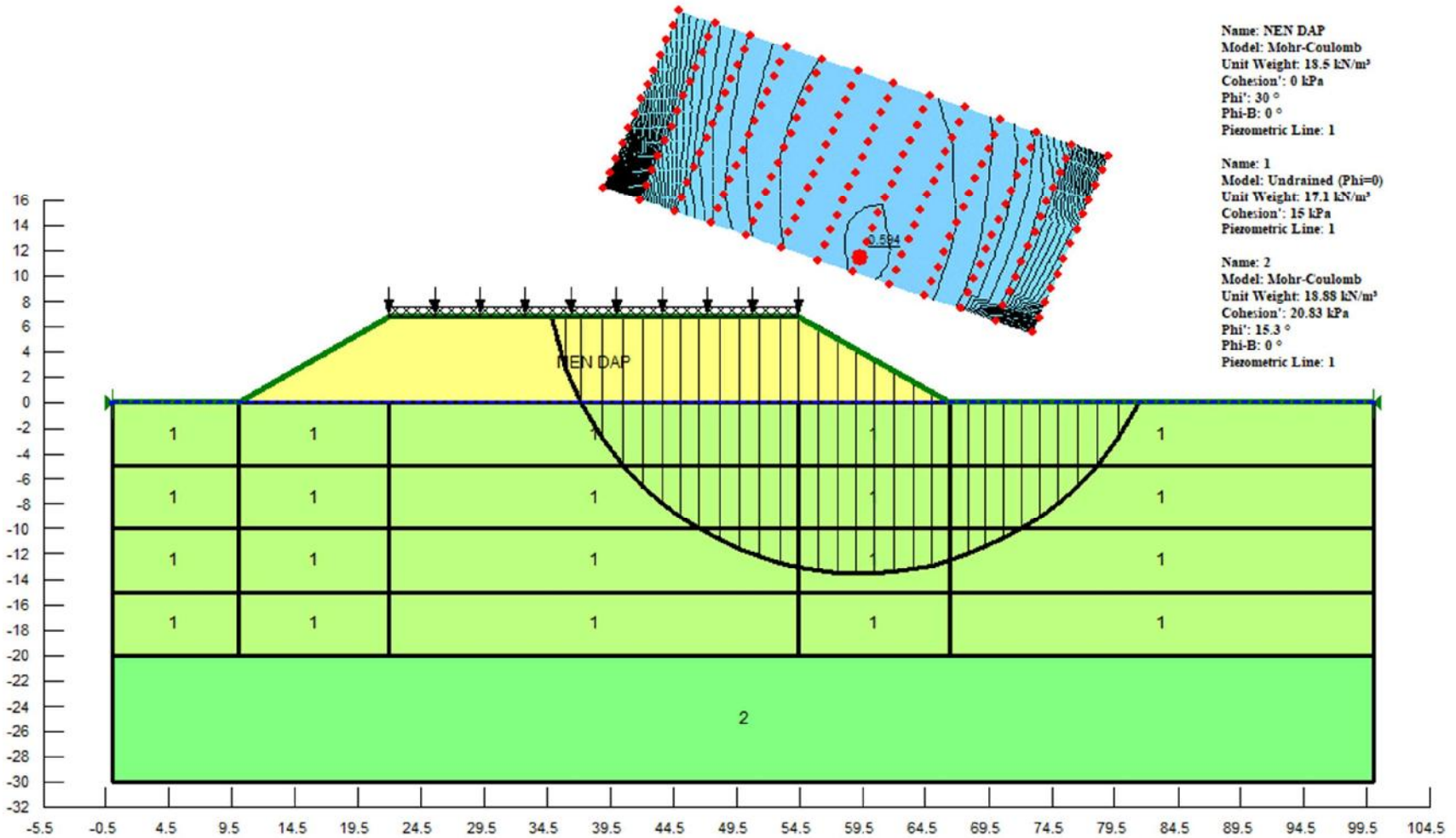
Bảng 7B. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 2, chiều cao đắp 2m, sơ đồ thấm 1 chiều
Giải pháp xử lý: Chưa xử lý



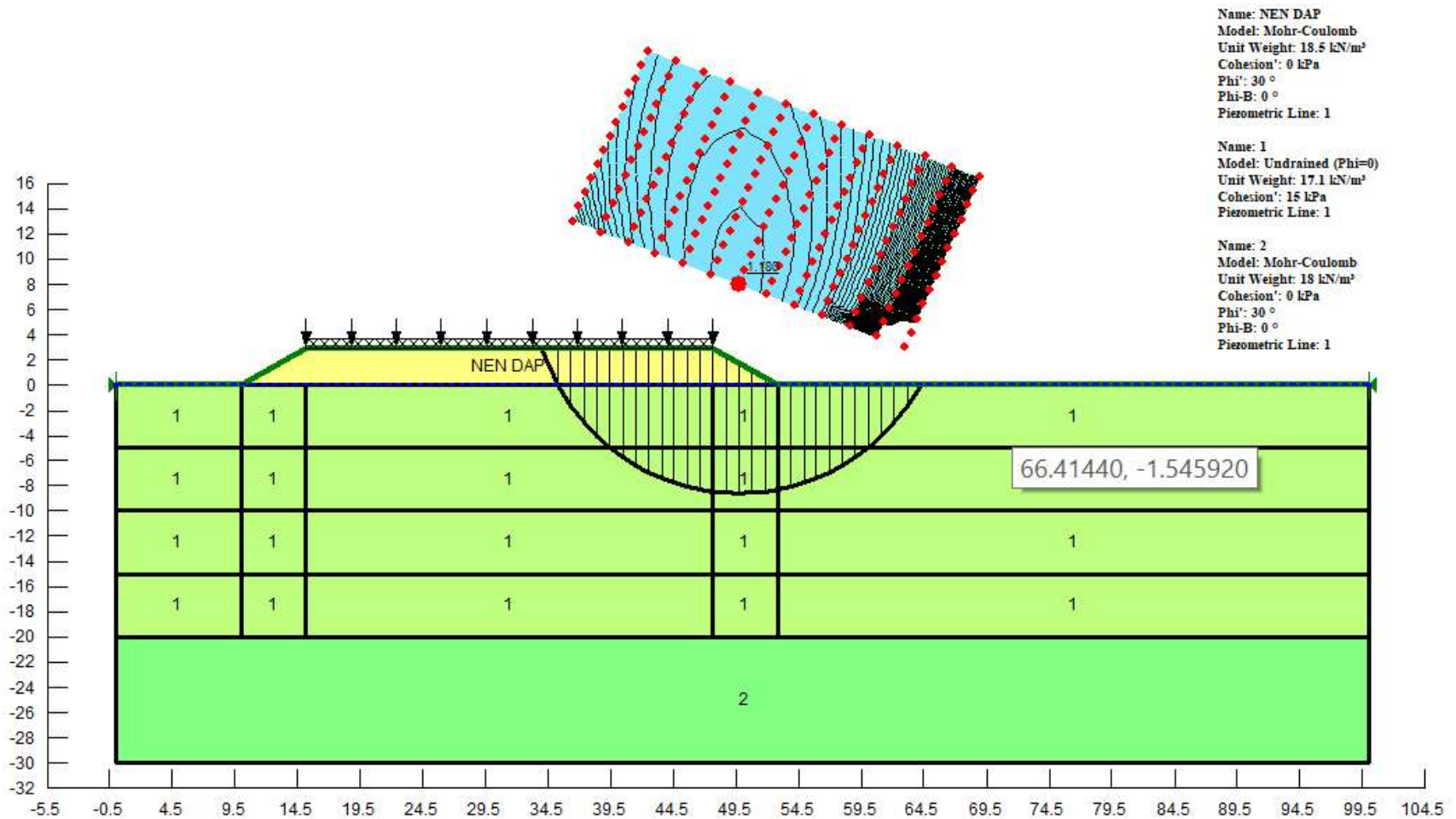
Bảng SB. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
 Phương pháp phân tích: Bishop
 Sơ đồ 2, chiều cao đắp 3m, sơ đồ thấm 1 chiều
 Giải pháp xử lý: Chưa xử lý



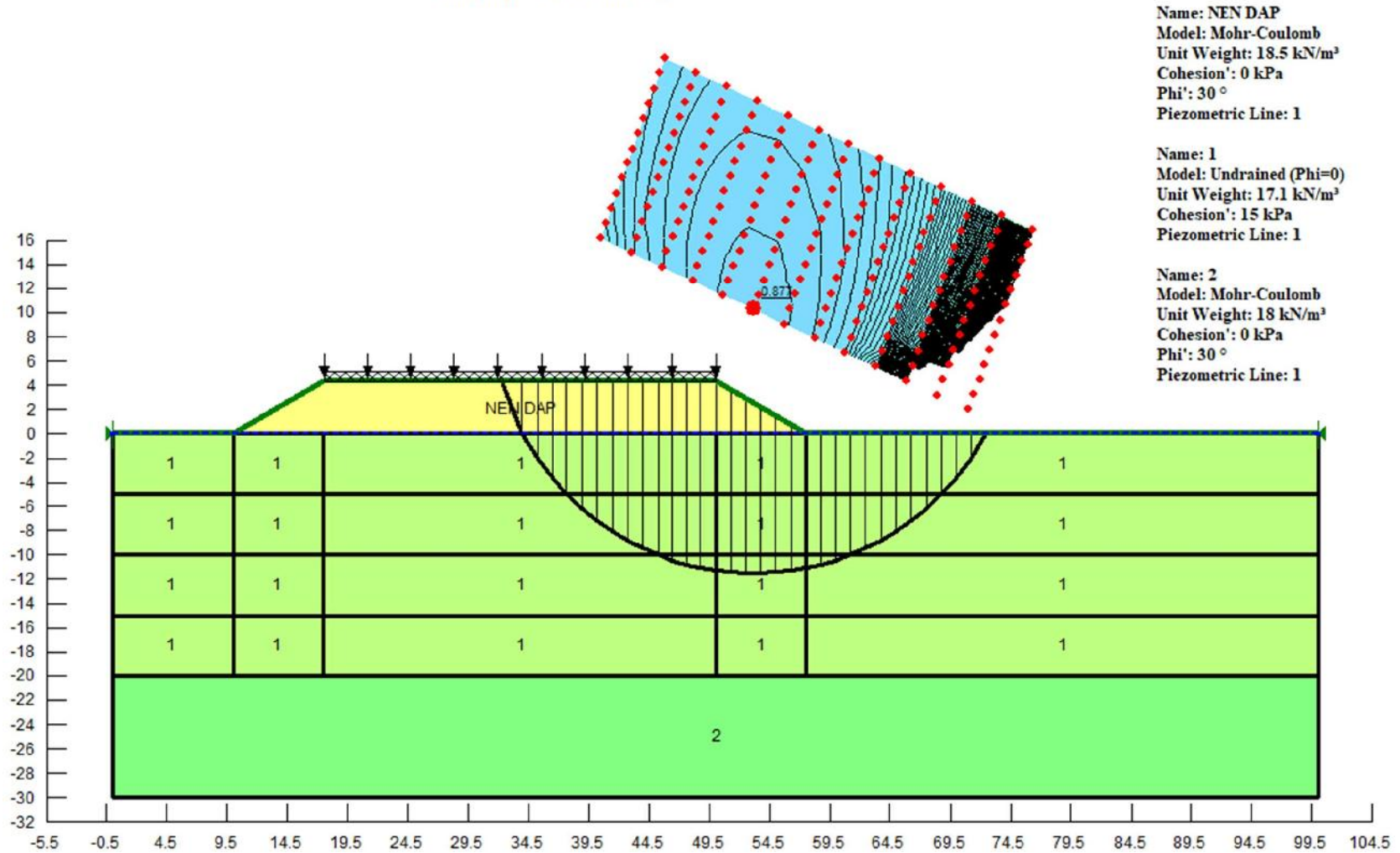
Bảng 9B. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 2, chiều cao đắp 5m, sơ đồ thấm 1 chiều
Giải pháp xử lý: Chưa xử lý



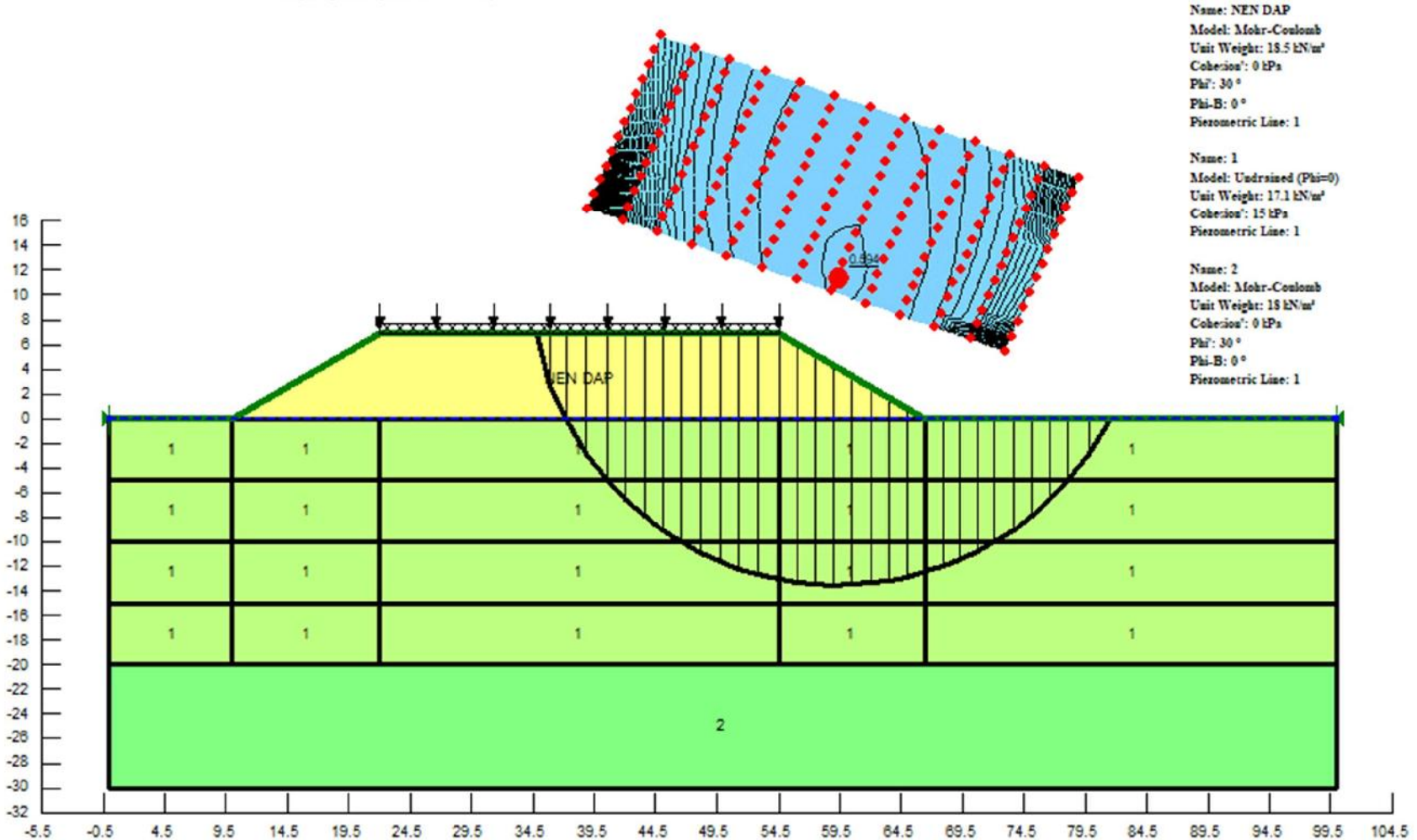
Bảng 10B. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 2, chiều cao đắp 2m, sơ đồ thấm 2 chiều
Giải pháp xử lý: Chưa xử lý



Bảng 11B. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 2, chiều cao đắp 3m, sơ đồ thấm 2 chiều
Giải pháp xử lý: Chưa xử lý



Bảng 12B. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 2, chiều cao đắp 5m, sơ đồ thấm 2 chiều
Giải pháp xử lý: Chưa xử lý



**PHỤ LỤC C. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN VÀ THỜI GIAN CÓ
KẾT NỀN ĐƯỜNG KHI XỬ LÝ NỀN BẰNG THIẾT BỊ
THOÁT NƯỚC THẲNG ĐÚNG (BẮC THẨM)**

Bảng 3C. BẢNG TÍNH ĐỘ LÚN VÀ THỜI GIAN CÓ KẾT KHI XỬ LÝ THOÁT NƯỚC THĂNG ĐỨNG
 Sơ đồ 1, chiều cao đắp 5m, sơ đồ thấm 1 chiều

I. BIỆN PHÁP VÀ KẾT QUẢ XỬ LÝ

1. Kết quả xử lý

Tổng thời gian thi công (tháng)	14.00
Thời gian đắp (tháng)	2.00
Lưu dư xử lý (lưu dư kết + lưu dư thời)	0.79
Độ lún còn lại (m)	0.07
Độ cố kết đạt được:	0.97

2. Lựa chọn biện pháp gia tải

H _{đắp} GD1	3.00	m
H _{đắp} GD2	3.03	m
H _{đắp} GD3	-	m
Tổng H _{đắp}	6.03	m
Chức GD1	6.00	tháng
Chức GD2	6.00	tháng
Chức GD3	-	tháng
H _{đắp} min	-	m

Tốc độ đắp GD1 (cm/ngày):

10

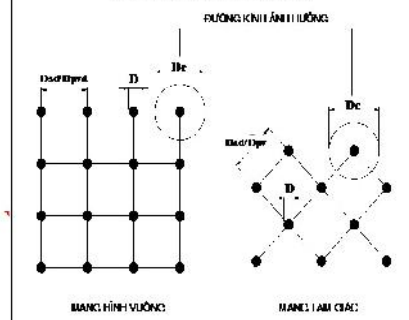
Tốc độ đắp GD2, GD3 (cm/ngày):

10

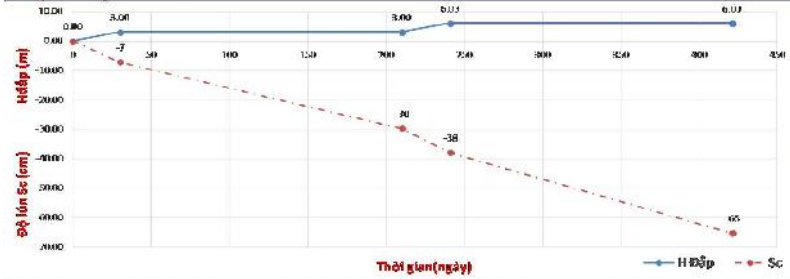
3. Thông số "bức thấm"

Chiều dày lớp thấm (mm)	3	Tỷ số C _v /C _v	3.44	F(n)	2.74
Chiều rộng bức thấm (mm)	100	n = l/De	32.91	Fs	1.69
Đường kính tương đương De (mm)	51.50	Fr	-	Fr	0.02
Khoảng cách giữa các bậc Dpvd (m)	1.5	K _v /K _v	3.44	F(n)+Fs+Fr	4.46
Kiểu bố trí	1 hình vuông	d _v /D _v	2	-	-
Khoảng cách tính toán l (m)	1.70	K _v /q _v	0.0001	-	-
Chiều sâu cắm (m)	10	-	-	-	-

SƠ ĐỒ BỐ TRÍ BỨC THẤM, CỌC GẠT



II. BIỂU "BẮC ĐỒ" LÚN XỬ LÝ KẾT



Giai đoạn	Thời gian (ngày)	H _{đắp} (m)	Sc (cm)
Hết đắp	0	0.00	0
Đắp GD1	30	3.00	7
Chức GD1	210	3.00	30
Đắp GD2	241	6.03	38
Chức GD2	421	6.03	65
	0	0.00	0
	0	0.00	0

III. CÁC GIAI ĐOẠN XỬ LÝ

ĐÁP GIAI ĐOẠN I												
Lớp	h _i (m)	σ _v + σ _{vz} - σ _{pv} (T/m ²)	C vùng nuôi đường (T/m ²)	φ (độ)	Tổng lưu tại tâm S _A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian S _{Av(T)D_v} (m)	Độ lún dư S _v (T/m ²)	σ _v + σ _{vz} - σ _{pv} tương (T/m ²)	C vùng tương (T/m ²)	Độ lún theo thời gian S _{B(C)D_v} (m)	Độ lún theo thời gian S _{C(C)D_v} (m)
Sau khi đắp (ngày) 30												
Hđ	3.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.1	5.00	0.37	1.52	14.00	0.134	0.23	0.031	-	1.50	-	0.03	0.00
1.2	5.00	3.36	1.69	14.00	0.175	0.23	0.041	1.26	1.57	-	0.04	0.00
2	-	-	2.08	-	-	0.23	-	-	2.08	-	-	-
SAU KHI ĐÁP GIAI ĐOẠN 1					0.31	0.07	0.60	-	-	-	0.06	0.01
KẾT THÚC THỜI GIAN CHỜ CÓ KẾT GIAI ĐOẠN I												
Lớp	h _i (m)	σ _v + σ _{vz} - σ _{pv} (T/m ²)	C vùng nuôi đường (T/m ²)	φ (độ)	Tổng lưu tại tâm S _A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian S _{Av(T)D_v} (m)	Độ lún dư S _v (T/m ²)	σ _v + σ _{vz} - σ _{pv} tương (T/m ²)	C vùng tương (T/m ²)	Độ lún theo thời gian S _{B(C)D_v} (m)	Độ lún theo thời gian S _{C(C)D_v} (m)
Sau khi chờ (ngày) 180												
Hđ	3.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.1	5.00	0.37	1.59	14.00	0.134	0.96	0.129	-	1.50	-	0.114	0.015
1.2	5.00	3.36	2.31	14.00	0.175	0.96	0.169	1.26	1.80	-	0.15	0.02
2	-	-	2.08	-	-	0.96	-	-	2.08	-	-	-
TỔNG GIAI ĐOẠN I					-	0.30	0.38	-	-	-	0.26	0.04
ĐÁP GIAI ĐOẠN II												
Lớp	h _i (m)	σ _v + σ _{vz} - σ _{pv} (T/m ²)	C vùng nuôi đường (T/m ²)	φ (độ)	Tổng lưu tại tâm S _A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian S _{Av(T)D_v} (m)	Độ lún dư S _v (T/m ²)	σ _v + σ _{vz} - σ _{pv} tương (T/m ²)	C vùng tương (T/m ²)	Độ lún theo thời gian S _{B(C)D_v} (m)	Độ lún theo thời gian S _{C(C)D_v} (m)
Sau khi đắp (ngày) 31												
Hđ	3.03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.1	5.00	5.38	2.25	14.00	0.334	0.56	0.19	-	2.32	1.83	0.17	0.02
1.2	5.00	8.77	2.73	14.00	0.340	0.56	0.19	5.12	2.22	-	0.17	0.02
2	-	-	2.08	-	-	0.56	-	-	2.08	-	-	-
SAU KHI ĐÁP GIAI ĐOẠN 2					0.67	0.38	0.30	-	-	-	0.33	0.05
KẾT THÚC THỜI GIAN CHỜ CÓ KẾT GIAI ĐOẠN II												
Lớp	h _i (m)	σ _v + σ _{vz} - σ _{pv} (T/m ²)	C vùng nuôi đường (T/m ²)	φ (độ)	Tổng lưu tại tâm S _A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian S _{Av(T)D_v} (m)	Độ lún dư S _v (T/m ²)	σ _v + σ _{vz} - σ _{pv} tương (T/m ²)	C vùng tương (T/m ²)	Độ lún theo thời gian S _{B(C)D_v} (m)	Độ lún theo thời gian S _{C(C)D_v} (m)
Sau khi chờ (ngày) 180.00												
Hđ	6.03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.1	5.00	5.38	2.80	14.00	0.334	0.97	0.32	-	2.32	2.06	0.28	0.04
1.2	5.00	8.77	3.62	14.00	0.340	0.97	0.33	5.12	2.74	-	0.29	0.04
2	-	-	2.08	-	-	0.97	-	-	2.08	-	-	-
TỔNG GIAI ĐOẠN 2					-	0.65	0.62	-	-	-	0.58	0.08
TỔNG 2 GIAI ĐOẠN					-	0.65	0.62	-	-	-	-	-

Bảng 4C. BẢNG TÍNH ĐỘ LÚN VÀ THỜI GIAN CỐ KẾT KHI XỬ LÝ THOÁT NƯỚC THĂNG ĐỨNG
 Sơ đồ 1, chiều cao đập 2m, sơ đồ thấm 2 chiều

I. BIỆN PHÁP VÀ KẾT QUẢ XỬ LÝ

1. Kết quả xử lý

Tổng thời gian thi công (tháng) 6.90
 Thời gian đập (tháng) 0.90
 Lún đã xử lý (lún cố kết + lún trực tiếp) (m) 0.30
 Độ lún còn lại (m) 0.01
 Độ cố kết đạt được: 0.97

Tốc độ đập GD1 (cm/ngày): 10
 Tốc độ đập GD2, GD3 (cm/ngày): 10

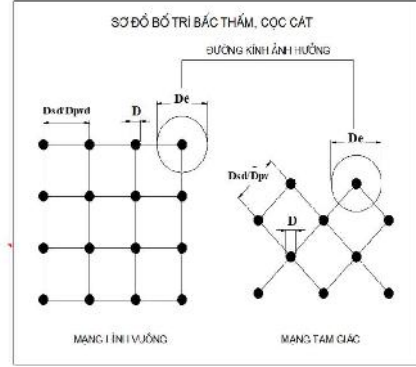
3. Thông số bắc thấm

Chiều dày bắc thấm (mm) 3
 Chiều rộng bắc thấm (mm) 100
 Đường kính tương đương D_e (mm) 51.50
 Khoảng cách giữa các bắc D_{pvd} (m) 1.5
 Kiểu bố trí Hình vuông d/D_e 2
 Khoảng cách tính toán l (m) 1.70
 Chiều sâu cắm (m) 10

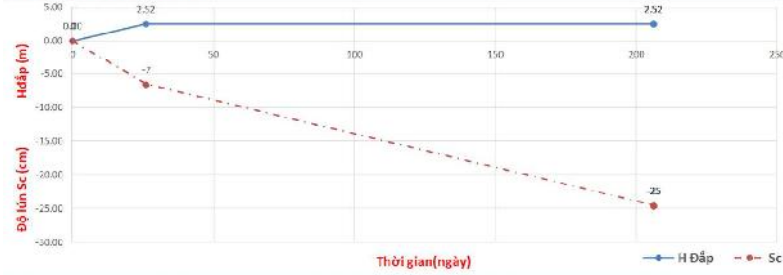
2. Lựa chọn biện pháp gia tải

$H_{đập}$ GD1	2.52	m
$H_{đập}$ GD2		m
$H_{đập}$ GD3		m
Tổng $H_{đập}$	2.52	m
Chỉ số GD1	6.00	tháng
Chỉ số GD2		tháng
Chỉ số GD3		tháng
$H_{đập}$ năm		m

Tỷ số C_u/C_v	3.44	$F(n)$	2.74
$n = l/D_e$	32.91	F_s	1.69
K_u/K_v	3.44	F_r	0.02
d/D_e	2	$F(n)+F_s+F_r$	4.46
K_u/q_u	0.0601		



II. DỰ BÁO ĐỘ LÚN CỐ KẾT



Giai đoạn	Thời gian (ngày)	$H_{đập}$ (m)	S_c (cm)
Bắt đầu	0	0.00	0
Đập GD1	26	2.52	7
Chỉ số GD1	206	2.52	25
	0	0.00	0
	0	0.00	0
	0	0.00	0
	0	0.00	0
	0	0.00	0

III. CÁC GIAI ĐOẠN XỬ LÝ

DẬP GIAI ĐOẠN I

Lớp	l _i (m)	$\sigma_1 + \sigma_{v1} - \sigma_{v2}$ (T/m ²)	C vùng môi trường (T/m ²)	ϕ (độ)	Tổng lún tại tâm S_A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian $S_{M(TIM)}$ (m)	Độ lún dư S_r (T/m ²)	$\sigma_1 + \sigma_{v1} - \sigma_{v2}$ thực (T/m ²)	C vùng thực (T/m ²)	Độ lún theo thời gian $S_{B(VAD)}$ (m)	Độ lún theo thời gian $S_{C(CHANS)}$ (m)
Hđ	2.52	t đập (ngày)	26									
1.1	5.00	0.08	1.51	14.00	0.113	0.26	0.029		-	1.50	0.02	0.01
1.2	5.00	2.47	1.66	14.00	0.140	0.26	0.036		0.80	1.55	0.03	0.01
2	-	-	-	-	-	0.26	-		-	-	-	-
SAU KHI DẬP GIAI ĐOẠN I							0.25	0.07	0.19		0.05	0.01

KẾT THÚC THỜI GIAN CHỜ CỐ KẾT GIAI ĐOẠN I

Lớp	l _i (m)	$\sigma_1 + \sigma_{v1} - \sigma_{v2}$ một đường (T/m ²)	C vùng môi trường (T/m ²)	ϕ (độ)	Tổng lún tại tâm S_A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian $S_{M(TIM)}$ (m)	Độ lún dư S_r (T/m ²)	$\sigma_1 + \sigma_{v1} - \sigma_{v2}$ thực (T/m ²)	C vùng thực (T/m ²)	Độ lún theo thời gian $S_{B(VAD)}$ (m)	Độ lún theo thời gian $S_{C(CHANS)}$ (m)
Hđ	2.52	t chờ (ngày)	180									
1.1	5.00	0.08	1.52	14.00	0.113	0.97	0.109		-	1.50	0.077	0.025
1.2	5.00	2.47	2.10	14.00	0.140	0.97	0.136		0.80	1.69	0.10	0.03
2	-	-	-	-	-	0.97	-		-	-	-	-
TỔNG GIAI ĐOẠN I							0.25	0.01			0.17	0.06

Bảng 6C. BẢNG TÍNH DỘ LÚN VÀ THỜI GIẠN CỐ KẾT KHI XỬ LÝ THOÁT NƯỚC THĂNG DỨNG
Sơ đồ 1, chiều cao đắp 5m, sơ đồ thấm 2 chiều

1. KẾT QUẢ XỬ LÝ

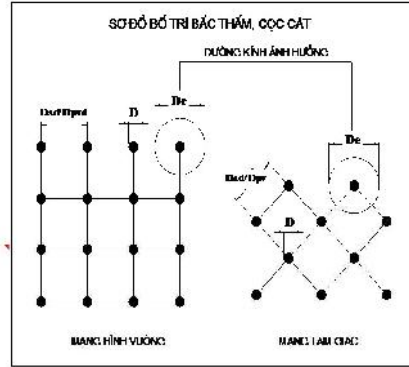
Tổng thời gian thi công (tháng)	14.00
Thời gian đắp (tháng)	2.00
Thời gian xử lý (lưu cõ kết + lưu tốc thời)	0.79
Độ lún còn lại (m)	0.02
Độ cố kết đạt được:	0.97
Tốc độ đắp GD1 (cm/ngày):	10
Tốc độ đắp GD2,GD3 (cm/ngày):	10

2. Lưu chọn biến pháp giá tài

H_{GD1}	3.00	m
H_{GD2}	3.03	m
H_{GD3}	-	m
Tổng H_{GD}	6.03	m
Chiều GD1	6.00	tháng
Chiều GD2	6.00	tháng
Chiều GD3	-	tháng
H_{GD} , min	-	m

3. Thông số bấc thấm

Chiều dày bấc thấm (mm)	3	Tỷ số C_u / C_v	3.44	$F(n)$	2.74
Chiều rộng bấc thấm (mm)	100	$n = l/D_c$	32.91	F_a	1.69
Đường kính thương thương D_c (mm)	51.50	K_u/K_v	3.44	$F(n) \cdot F_a \cdot F_r$	0.02
Đường kính giữa các bấc $D_{gđ}$ (m)	1.5	d_v/D_c	2	-	-
Khả năng bố trí	Hình vuông	K_u/d_{gv}	0.0001	-	-
Khoảng cách giữa lõi l (m)	1.70	K_u/d_{gv}	-	-	-
Chiều sâu cắm (m)	10	-	-	-	-



Bảng 7C. BẢNG TÍNH DỘ LÚN VÀ THỜI GIAN CỐ KẾT KHI XỬ LÝ THOÁT NƯỚC THĂNG DỨNG
Sơ đồ 2, chiều cao đập 2m, sơ đồ thấm 1 chiều

I. BIỆN PHÁP VÀ KẾT QUẢ XỬ LÝ

1. Kết quả xử lý

Tổng thời gian thi công (tháng)	8.00
Thời gian đập (tháng)	1.00
1m đất xử lý (lên cốt kết + lún tức thời) (m)	0.72
Độ lún còn lại (m)	0.02
Độ cố kết đạt được:	0.97

Tốc độ đập GD1 (cm/ngày): 10
 Tốc độ đập GD2, GD3 (cm/ngày): 10

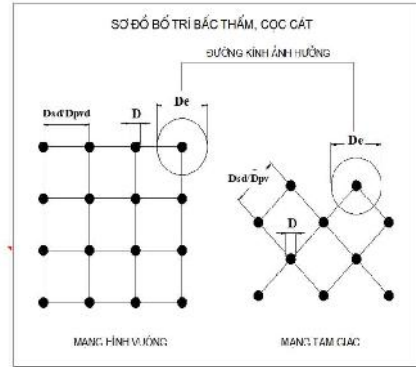
3. Thông số bấc thấm

Chiều dày bấc thấm (mm)	3
Chiều rộng bấc thấm (mm)	100
Đường kính trong đường De (mm)	51.50
Khoảng cách giữa các bấc Dpvd (m)	1.5
Kiểu bố trí	Hình vuông
Khoảng cách tính toán l (m)	1.70
Chiều sâu cấu (m)	20

2. Lựa chọn biện pháp gia tải

H _{áp} GD1	2.96	m
H _{áp} GD2		m
H _{áp} GD3		m
Tổng H _{áp}	2.96	m
Chức GD1	7.00	tháng
Chức GD2		tháng
Chức GD3		tháng
H _{áp} mùa		m

Tỷ số C _v / C _v	3.44	F(n)	2.74
a = l / De	32.91	Fs	1.69
K _v / K _z	3.44	Fr	0.08
d _v / De	2	F(n)+Fs+Fr	4.52
K _v / q _v	0.0001		



II. DỰ BÁO DỘ LÚN CỐ KẾT



Giai đoạn	Thời gian (ngày)	H _{áp} (m)	Sc (cm)
Bắt đầu	0	0.00	0
Đập GD1	30	2.96	13
Chức GD1	240	2.96	60
	0	0.00	0
	0	0.00	0
	0	0.00	0
	0	0.00	0

III. CÁC GIAI ĐOẠN XỬ LÝ

DÁP GIAI ĐOẠN I												
Lớp	l _i (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{pz}$	C vùng mặt đường (T/m ²)	φ (%)	Tổng lún tại tâm S _A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian S _{A(t, T)} (m)	Độ lún dư S _r (mm)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{pz}$ thực (T/m ²)	C vùng thực (T/m ²)	Độ lún theo thời gian S _{B(t, T)} (m)	Độ lún theo thời gian S _{C(t, T)} (m)
Hd	2.96	t đập (ngày)	30									
1.1	5.00	0.34	1.52	14.00	0.132	0.20	0.027	-	1.50	0.02	0.01	
1.2	5.00	3.26	1.66	14.00	0.172	0.20	0.035	1.21	1.56	0.02	0.01	
1.3	5.00	6.60	1.83	14.00	0.183	0.20	0.037	4.55	1.73	0.03	0.01	
1.4	5.00	9.70	1.99	14.00	0.130	0.20	0.026	7.98	1.90	0.02	0.01	
2	-	-	2.08	-	-	0.20	-	-	2.08	-	-	-
SAU KHI ĐÁP GIAI ĐOẠN I					0.62		0.13	0.49			0.09	0.04
KẾT THÚC THỜI GIAN CHỮ CỐ KẾT GIAI ĐOẠN I												
Lớp	l _i (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{pz}$	C vùng mặt đường (T/m ²)	φ (%)	Tổng lún tại tâm S _A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian S _{A(t, T)} (m)	Độ lún dư S _r (mm)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{pz}$ thực (T/m ²)	C vùng thực (T/m ²)	Độ lún theo thời gian S _{B(t, T)} (m)	Độ lún theo thời gian S _{C(t, T)} (m)
Hd	2.96	t chờ (ngày)	210									
1.1	5.00	0.34	1.58	14.00	0.132	0.97	0.128	-	1.50	0.091	0.044	
1.2	5.00	3.26	2.29	14.00	0.172	0.97	0.166	1.21	1.79	0.12	0.06	
1.3	5.00	6.60	3.09	14.00	0.183	0.97	0.177	4.55	2.60	0.13	0.06	
1.4	5.00	9.70	3.84	14.00	0.130	0.97	0.126	7.98	3.42	0.09	0.04	
2	-	-	2.08	-	-	0.97	-	-	2.08	-	-	-
TỔNG GIAI ĐOẠN I							0.60	0.02			0.42	0.20

Bảng 8C. BẢNG TÍNH DỘ LÚN VÀ THỜI GIAN CỐ KẾT KHI XỬ LÝ THOÁT NƯỚC THĂNG DỨNG
 Sơ đồ 2, chiều cao đắp 3m, sơ đồ thấm 1 chiều

I. BIÊN PHÁP VÀ KẾT QUẢ XỬ LÝ

1. Kết quả xử lý

Tổng thời gian thi công (tháng)	13.40
Thời gian đắp (tháng)	1.40
Lưu trữ xử lý (khu cố kết + lưu trữ thời (tu)	2.60
Hệ lún còn lại (m)	0.02
Độ cố kết đạt được:	0.98

2. Lựa chọn biện pháp gia tải

H _{np} GD1	3.60	m
H _{np} GD2	1.30	m
H _{np} GD3	-	m
Tổng H _{np}	4.90	m
Chờ GD1	6.00	tháng
Chờ GD2	6.00	tháng
Chờ GD3	-	tháng
11 cấp nền	-	m

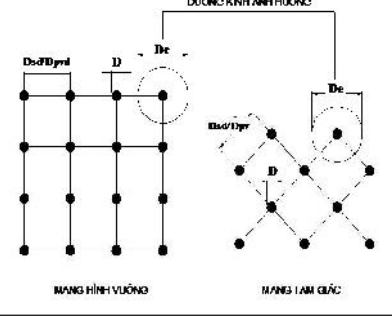
Tốc độ đắp GD1 (cm/ngày): 10

Tốc độ đắp GD2, GD3 (cm/ngày): 10

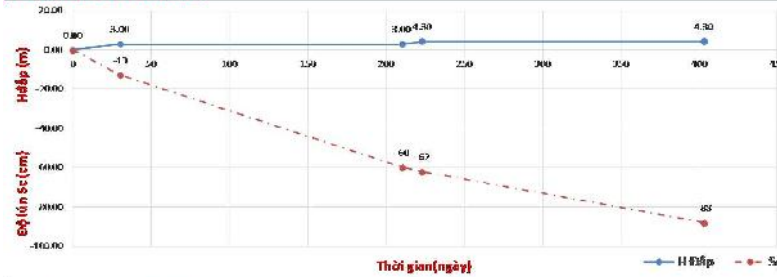
3. Thông số bấc thấm

Chiều dày bấc thấm (mm)	3	Tỷ số C _v /C _v	3.44	F(u)	2.74
Chiều rộng bấc thấm (mm)	100	u = l/D ₀	32.91	F ₀	1.69
Đường kính tương đương D ₀ (mm)	51.50	K ₀ /K _v	3.44	F ₁	0.08
Khoảng cách giữa các bấc D _{vd} (m)	1.5	Hình vuông	?	F(u)+F ₀ +F ₁	4.52
Khả thấm	Hình vuông	d ₁ /D ₀	?		
Khoảng cách tính toán l (m)	1.70	K _v /q _v	0.0001		
Chiều sâu cắm (m)	20				

SƠ ĐỒ HỒ TRỊ BẮC THẤM, CỌC CÁT



II. DỰ BÁO ĐỘ LÚN CỐ KẾT



Giai đoạn	Thời gian (ngày)	U _{đạt} (m)	S _c (cm)
Bắt đầu	0	0.00	0
Đắp GD1	30	3.00	13
Chờ GD1	210	3.00	60
Đắp GD2	223	4.30	62
Chờ GD2	403	4.30	88
	0	0.00	0
	0	0.00	0

III. CÁC GIAI ĐOẠN XỬ LÝ

ĐÁP GIAI ĐOẠN I												
Lớp	h _i (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{pz}$ một đường (T/m ²)	C vùng mặt đường (T/m ²)	φ (%)	Tổng lún tại tâm S _t (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian S _{u(t)} (m)	Độ lún dư S _v (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{pz}$ tại (T/m ²)	C vùng tại (T/m ²)	Độ lún theo thời gian S _{u(t)} (m)	Độ lún theo thời gian S _{u(t)} (m)
SAU KHI ĐÁP GIAI ĐOẠN 1												
KẾT THÚC THỜI GIAN CHỜ CÓ KẾT GIAI ĐOẠN I												
ĐÁP GIAI ĐOẠN II												
SAU KHI ĐÁP GIAI ĐOẠN 2												
KẾT THÚC THỜI GIAN CHỜ CÓ KẾT GIAI ĐOẠN II												
TỔNG 2 GIAI ĐOẠN												

Bảng 9C. BẢNG TÍNH DỘ LÚN VÀ THỜI GIAN CỐ KẾT KHI XỬ LÝ THUẬT NƯỚC THĂNG DỪNG
 Sơ đồ 2, chiều cao đắp 5m, sơ đồ thấm 1 chiều

I. BIỆN PHÁP VÀ KẾT QUẢ XỬ LÝ

1. Kết quả xử lý

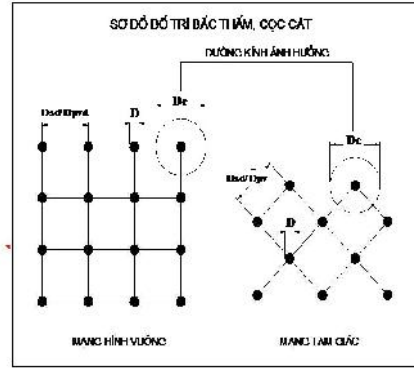
Tổng thời gian thi công (tháng)	17.30
Thời gian đắp (tháng)	2.30
Thời gian xử lý (tính cả kết + thấm) (tháng)	1.61
Độ lún còn lại (m)	0.02
Độ cố kết đạt được:	0.98

2. Lựa chọn biện pháp gia tải

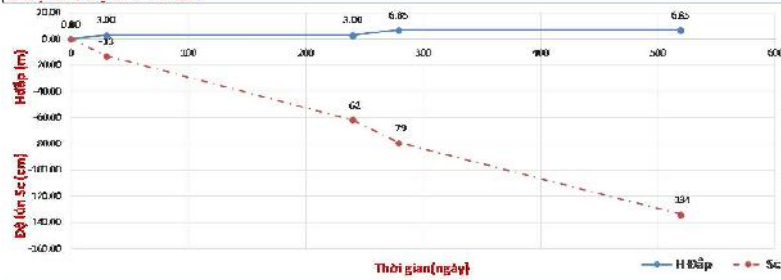
H_{GD1}	3.00	m
H_{GD2}	3.85	m
H_{GD3}	-	m
Tổng H_{GD}	6.85	m
Chức GD1	7.00	tháng
Chức GD2	8.00	tháng
Chức GD3	-	tháng
H_{GD} tính	-	m

3. Thông số các thông số

Chiều dày bậc thấm (mm)	3	Tỷ số C_v/C_v	3.44	$F(u)$	2.74
Chiều rộng bậc thấm (mm)	100	$u = l/D_0$	32.91	F_a	1.69
Đường kính trung đường D_0 (mm)	51.50	F_r	-	F_r	0.08
Khoảng cách giữa các bậc D_{bvd} (m)	1.5	K_v/K_v	3.44	$F(u)+F_r$	4.52
Kích thước	Hình vuông	d_v/D_0	2	-	-
Khoảng cách tính toán l (m)	1.70	K_v/q_v	0.0001	-	-
Chiều sâu cảm (m)	20	-	-	-	-



II. DỰ BÁO ĐỘ LÚN CÓ KẾT



Giai đoạn	Thời gian (ngày)	U_{GD} (m)	S_c (cm)
Bắt đầu	0	0.00	0
Đắp GD1	30	3.00	13
Chức GD1	240	3.00	62
Đắp GD2	279	6.85	79
Chức GD2	519	6.85	134
	0	0.00	0
	0	0.00	0

III. CÁC GIAI ĐOẠN XỬ LÝ

DÁP GIAI ĐOẠN I

Lớp	h (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{vz}$ mặt đường (T/m ²)	C vùng nứt đường (T/m ²)	φ (độ)	Tổng tải tại tâm S_A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian $S_{A(t)}$ (m)	Độ lún dư S_r (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{vz}$ tại (T/m ²)	C vùng tại (T/m ²)	Độ lún theo thời gian $S_{A(t)}$ (m)	Độ lún theo thời gian $S_{O(t)}$ (m)
Hd	3.00	t đắp (ngày)	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.1	5.00	0.37	1.52	14.00	0.134	0.20	0.027	-	1.50	0.02	0.01	
1.2	5.00	3.36	1.67	14.00	0.175	0.20	0.035	1.26	1.56	0.03	0.01	
1.3	5.00	6.84	1.84	14.00	0.189	0.20	0.038	4.62	1.73	0.03	0.01	
1.4	5.00	10.20	2.01	14.00	0.142	0.20	0.029	8.07	1.91	0.02	0.01	
2	-	-	2.08	-	-	0.20	-	-	2.08	-	-	
SAU KHI ĐÁP GIAI ĐOẠN I												
					0.64		0.13		1.23		0.11	0.03

KẾT THÚC THỜI GIAN CHỜ CÓ KẾT GIAI ĐOẠN I

Lớp	h (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{vz}$ mặt đường (T/m ²)	C vùng nứt đường (T/m ²)	φ (độ)	Tổng tải tại tâm S_A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian $S_{A(t)}$ (m)	Độ lún dư S_r (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{vz}$ tại (T/m ²)	C vùng tại (T/m ²)	Độ lún theo thời gian $S_{A(t)}$ (m)	Độ lún theo thời gian $S_{O(t)}$ (m)
Hd	3.00	t chờ (ngày)	210	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.1	5.00	0.37	1.59	14.00	0.134	0.97	0.129	-	1.50	0.112	0.030	
1.2	5.00	3.36	2.31	14.00	0.175	0.97	0.169	1.26	1.80	0.15	0.04	
1.3	5.00	6.84	3.15	14.00	0.189	0.97	0.183	4.62	2.61	0.16	0.04	
1.4	5.00	10.20	3.96	14.00	0.142	0.97	0.137	8.07	3.44	0.12	0.03	
2	-	-	2.08	-	-	0.97	-	-	2.08	-	-	
TỔNG GIAI ĐOẠN I												
							0.62		0.74		0.53	0.14

DÁP GIAI ĐOẠN II

Lớp	h (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{vz}$ mặt đường (T/m ²)	C vùng nứt đường (T/m ²)	φ (độ)	Tổng tải tại tâm S_A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian $S_{A(t)}$ (m)	Độ lún dư S_r (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{vz}$ tại (T/m ²)	C vùng tại (T/m ²)	Độ lún theo thời gian $S_{A(t)}$ (m)	Độ lún theo thời gian $S_{O(t)}$ (m)
Hd	3.85	t đắp (ngày)	39	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.1	5.00	6.88	2.50	14.00	0.377	0.58	0.22	-	3.44	2.00	0.19	0.05
1.2	5.00	10.23	2.99	14.00	0.375	0.58	0.22	6.21	2.40	0.19	0.05	
1.3	5.00	13.45	3.45	14.00	0.345	0.58	0.20	9.19	2.83	0.17	0.05	
1.4	5.00	16.24	3.66	14.00	0.264	0.58	0.15	12.27	3.28	0.13	0.04	
2	-	-	2.08	-	-	0.58	-	-	2.08	-	-	
SAU KHI ĐÁP GIAI ĐOẠN 2												
					1.36		0.79		0.57		0.68	0.18

KẾT THÚC THỜI GIAN CHỜ CÓ KẾT GIAI ĐOẠN II

Lớp	h (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{vz}$ mặt đường (T/m ²)	C vùng nứt đường (T/m ²)	φ (độ)	Tổng tải tại tâm S_A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian $S_{A(t)}$ (m)	Độ lún dư S_r (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{vz}$ tại (T/m ²)	C vùng tại (T/m ²)	Độ lún theo thời gian $S_{A(t)}$ (m)	Độ lún theo thời gian $S_{O(t)}$ (m)
Hd	6.85	t chờ (ngày)	240.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.1	5.00	6.88	3.19	14.00	0.377	0.98	0.37	-	3.44	2.34	0.32	0.09
1.2	5.00	10.23	4.01	14.00	0.375	0.98	0.37	6.21	3.02	0.32	0.09	
1.3	5.00	13.45	4.80	14.00	0.345	0.98	0.34	9.19	3.75	0.29	0.08	
1.4	5.00	16.24	5.48	14.00	0.264	0.98	0.26	12.27	4.51	0.22	0.06	
2	-	-	2.08	-	-	0.98	-	-	2.08	-	-	
TỔNG GIAI ĐOẠN 2												
							1.34		0.02		1.16	0.31
TỔNG 2 GIAI ĐOẠN												

Bảng 10C. BẢNG TÍNH ĐỘ LÚN VÀ THỜI GIAN CỐ KẾT KHI XỬ LÝ THOÁT NƯỚC THẲNG ĐỨNG
Sơ đồ 2, chiều cao đập 2m, sơ đồ thấm 2 chiều

L BIỆN PHÁP VÀ KẾT QUẢ XỬ LÝ

1. Kết quả xử lý

Tổng thời gian thi công (tháng): 8.00
 Thời gian đập (tháng): 1.00
 Lún đã xử lý (lún cố kết + lún nở thời (m): 0.72
 Độ lún còn lại (m): 0.02
 Độ cố kết đạt được: 0.97

Tốc độ đập GD1 (cm/ngày): 10
 Tốc độ đập GD2,GD3 (cm/ngày): 10

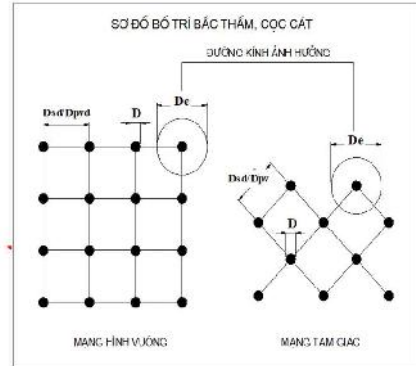
3. Thông số bắc thấm

Chiều dày bắc thấm (mm): 5
 Chiều rộng bắc thấm (mm): 100
 Đường kính tương đương D_e (mm): 51.50
 Khoảng cách giữa các bắc D_{pvd} (m): 1.5
 Kiểu bố trí: Hình vuông
 Khoảng cách tính toán l (m): 1.70
 Chiều sâu cắm (m): 20

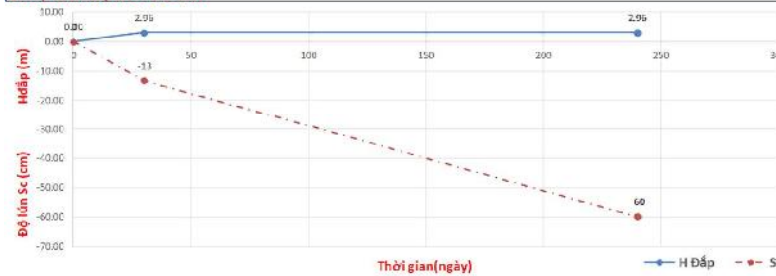
2. Lựa chọn biện pháp gia tải

$H_{đập}$ GD1	2.96	m
$H_{đập}$ GD2	-	m
$H_{đập}$ GD3	-	m
Tổng $H_{đập}$	2.96	m
Chỉ số GD1	7.00	tháng
Chỉ số GD2	-	tháng
Chỉ số GD3	-	tháng
$H_{đập}$ năm	-	m

γ số C_u/C_v : 3.44 $F(n)$: 2.74
 $n = l/D_e$: 32.91 F_s : 1.69
 K_u/K_v : 3.44 $F(n)+F_s+Fr$: 4.52
 d_v/d : 2
 K_u/q_u : 0.0001



II. ĐU BẢO ĐỘ LÚN CỐ KẾT



Giới đoạn	Thời gian (ngày)	$H_{đập}$ (m)	S_c (cm)
Bắt đầu	0	0.00	0
Đập GD1	30	2.96	13
Chỉ số GD1	240	2.96	60
	0	0.00	0
	0	0.00	0
	0	0.00	0
	0	0.00	0
	0	0.00	0
	0	0.00	0
	0	0.00	0
	0	0.00	0
	0	0.00	0

III. CÁC GIAI ĐOẠN XỬ LÝ

ĐÁP GIAI ĐOẠN I

Lớp	l _i (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{vz}$ (T/m ²)	C vùng mặt đường (T/m ²)	ϕ (độ)	Tổng lún tại tâm S_A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian $S_{A(t,T)}$ (m)	Độ lún dư S_r (T/m ²)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{vz}$ (T/m ²)	C vùng đáy (T/m ²)	Độ lún theo thời gian $S_{B(t,T)}$ (m)	Độ lún theo thời gian $S_{C(t,T)}$ (m)
Hđ	2.96	t đập (ngày)	30									
1.1	5.00	0.34	1.52	14.00	0.132	0.22	0.028	-	1.50	0.02	0.01	
1.2	5.00	3.26	1.68	14.00	0.172	0.22	0.037	1.21	1.57	0.03	0.01	
1.3	5.00	6.60	1.85	14.00	0.183	0.22	0.039	4.55	1.74	0.03	0.01	
1.4	5.00	9.70	2.02	14.00	0.130	0.22	0.028	7.98	1.93	0.02	0.01	
2	-	-	-	-	-	0.22	-	-	-	-	-	-
SAU KHI ĐÁP GIAI ĐOẠN I					0.62		0.13	0.48			0.09	0.03

KẾT THÚC THỜI GIAN CHỜ CỐ KẾT GIAI ĐOẠN I

Lớp	l _i (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{vz}$ (T/m ²)	C vùng mặt đường (T/m ²)	ϕ (độ)	Tổng lún tại tâm S_A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian $S_{A(t,T)}$ (m)	Độ lún dư S_r (T/m ²)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{vz}$ (T/m ²)	C vùng đáy (T/m ²)	Độ lún theo thời gian $S_{B(t,T)}$ (m)	Độ lún theo thời gian $S_{C(t,T)}$ (m)
Hđ	2.96	t chờ (ngày)	210									
1.1	5.00	0.34	1.58	14.00	0.132	0.97	0.128	-	1.50	0.091	0.044	
1.2	5.00	3.26	2.29	14.00	0.172	0.97	0.166	1.21	1.79	0.12	0.06	
1.3	5.00	6.60	3.10	14.00	0.183	0.97	0.177	4.55	2.60	0.13	0.06	
1.4	5.00	9.70	3.84	14.00	0.130	0.97	0.126	7.98	3.43	0.09	0.04	
2	-	-	-	-	-	0.97	-	-	-	-	-	-
TỔNG GIAI ĐOẠN I							0.60	0.02			0.42	0.20

Bảng 11C. BẢNG TÍNH ĐỘ LÚN VÀ THỜI GIAN CỐ KẾT KHI XỬ LÝ THOÁT NƯỚC THẲNG ĐỨNG
 Sơ đồ 2, chiều cao đập 3m, sơ đồ thấm 2 chiều

I. BIÊN PHÁP VÀ KẾT QUẢ XỬ LÝ

1. Kết quả xử lý

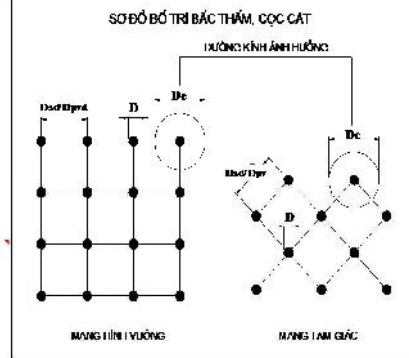
Tổng thời gian thi công (tháng)	13.40
Thời gian đập (tháng)	1.40
Tần độ xử lý (lần mỗi kết + lần theo thời)	1.66
Độ lún còn lại (m)	0.02
Độ cố kết đạt được:	0.98

2. Lựa chọn biến pháp gia tải

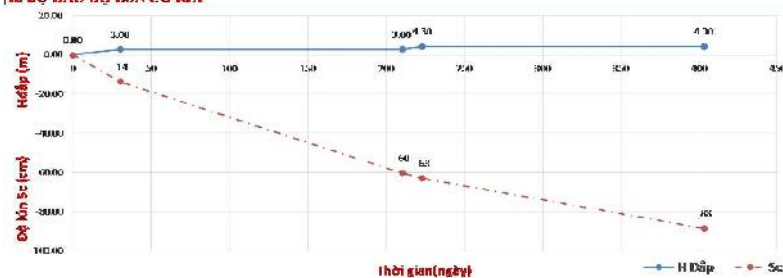
$H_{lập}$ GD1	3.00	m
$H_{lập}$ GD2	1.30	m
$H_{lập}$ GD3	-	m
Tổng $H_{lập}$	4.30	m
Chức GD1	6.00	tháng
Chức GD2	6.00	tháng
Chức GD3	-	tháng
$H_{lập}$ mm	-	m

3. Thông số

Chiều dày lớp đất nền (mm)	3	Tỷ số C_u/C_v	3.44	$F(\alpha)$	2.74
Chiều rộng bậc thấm (mm)	100	$n = l/D_e$	32.91	$F(\alpha)$	1.69
Đường kính trung đường D_e (mm)	51.50	K_u/K_v	3.44	$F(\alpha)/F(\alpha)/F(\alpha)$	4.52
Đường kính giữa các bậc D_{pvd} (m)	1.5	d_v/d	2		
Đấu bố trí	Hình vuông	K_u/q_u	0.0001		
Đường kính tính toán l (m)	1.70				
Chiều sâu cắm (m)	20				



II. DỰ BÁO ĐỘ LÚN CỐ KẾT



Giai đoạn	Thời gian (ngày)	H _{lập} (m)	Sc (cm)
Bắt đầu	0	0.00	0
Đập GD1	30	3.00	14
Chức GD1	210	3.00	60
Đập GD2	223	4.30	63
Chức GD2	403	4.30	88
	0	0.00	0
	0	0.00	0

III. CÁC GIAI ĐOẠN XỬ LÝ

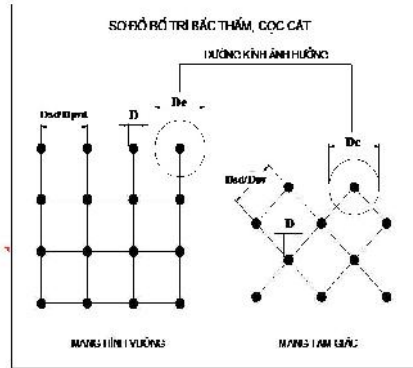
DÁP GIAI ĐOẠN I												
Lớp	h _i (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{pz}$ nội đường (T/m ²)	C vùng nứt đường (T/m ²)	φ (độ)	Tổng tải tại tâm S_A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian $S_{A(t,10)}$ (m)	Độ lún dư S_v (mm)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{pz}$ taluy (T/m ²)	C vùng taluy (T/m ²)	Độ lún theo thời gian $S_{B(t,10)}$ (m)	Độ lún theo thời gian $S_{C(t,10)}$ (m)
Hđ	3.00	t đập (ngày)	30									
1.1	5.00	0.37	1.52	14.00	0.134	0.21	0.029			1.50	0.02	0.01
1.2	5.00	3.35	1.68	14.00	0.175	0.21	0.038		1.25	1.57	0.03	0.01
1.3	5.00	6.76	1.86	14.00	0.187	0.21	0.040		4.61	1.75	0.03	0.01
1.4	5.00	9.94	2.03	14.00	0.136	0.21	0.029		8.04	1.93	0.02	0.01
2	-	-	-	-	-	0.21	-		-	-	-	-
SAU KHI DÁP GIAI ĐOẠN I						0.63	0.14	0.77	-	-	0.11	0.04
KẾT THÚC THỜI GIAN CHỜ CỐ KẾT GIAI ĐOẠN I												
Lớp	h _i (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{pz}$ nội đường (T/m ²)	C vùng nứt đường (T/m ²)	φ (độ)	Tổng tải tại tâm S_A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian $S_{A(t,10)}$ (m)	Độ lún dư S_v (mm)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{pz}$ taluy (T/m ²)	C vùng taluy (T/m ²)	Độ lún theo thời gian $S_{B(t,10)}$ (m)	Độ lún theo thời gian $S_{C(t,10)}$ (m)
Hđ	3.00	t chờ (ngày)	180									
1.1	5.00	0.37	1.59	14.00	0.134	0.95	0.127			1.50	0.099	0.037
1.2	5.00	3.35	2.29	14.00	0.175	0.95	0.166		1.25	1.80	0.13	0.05
1.3	5.00	6.76	3.10	14.00	0.187	0.95	0.178		4.61	2.59	0.14	0.05
1.4	5.00	9.94	3.86	14.00	0.136	0.95	0.129		8.04	3.41	0.10	0.04
2	-	-	-	-	-	0.95	-		-	-	-	-
TỔNG GIAI ĐOẠN I						0.60	0.30	0.30	-	-	0.47	0.17
DÁP GIAI ĐOẠN II												
Lớp	h _i (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{pz}$ nội đường (T/m ²)	C vùng nứt đường (T/m ²)	φ (độ)	Tổng tải tại tâm S_A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian $S_{A(t,10)}$ (m)	Độ lún dư S_v (mm)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{pz}$ taluy (T/m ²)	C vùng taluy (T/m ²)	Độ lún theo thời gian $S_{B(t,10)}$ (m)	Độ lún theo thời gian $S_{C(t,10)}$ (m)
Hđ	1.30	t đập (ngày)	13									
1.1	5.00	2.23	1.89	14.00	0.222	0.70	0.15		0.31	1.55	0.12	0.04
1.2	5.00	5.67	2.48	14.00	0.254	0.70	0.18		2.87	2.00	0.14	0.05
1.3	5.00	8.95	3.05	14.00	0.246	0.70	0.17		6.07	2.55	0.13	0.05
1.4	5.00	11.89	3.56	14.00	0.180	0.70	0.13		9.40	3.13	0.10	0.04
2	-	-	-	-	-	0.70	-		-	-	-	-
SAU KHI DÁP GIAI ĐOẠN 2						0.90	0.63	0.27	-	-	0.49	0.18
KẾT THÚC THỜI GIAN CHỜ CỐ KẾT GIAI ĐOẠN II												
Lớp	h _i (m)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{pz}$ nội đường (T/m ²)	C vùng nứt đường (T/m ²)	φ (độ)	Tổng tải tại tâm S_A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian $S_{A(t,10)}$ (m)	Độ lún dư S_v (mm)	$\sigma_v + \sigma_{vz} - \sigma_{pz}$ taluy (T/m ²)	C vùng taluy (T/m ²)	Độ lún theo thời gian $S_{B(t,10)}$ (m)	Độ lún theo thời gian $S_{C(t,10)}$ (m)
Hđ	4.30	t chờ (ngày)	180.00									
1.1	5.00	2.23	2.04	14.00	0.222	0.98	0.22		0.31	1.58	0.17	0.06
1.2	5.00	5.67	2.88	14.00	0.254	0.98	0.25		2.87	2.20	0.19	0.07
1.3	5.00	8.95	3.68	14.00	0.246	0.98	0.24		6.07	2.98	0.19	0.07
1.4	5.00	11.89	4.40	14.00	0.180	0.98	0.18		9.40	3.79	0.14	0.05
2	-	-	-	-	-	0.98	-		-	-	-	-
TỔNG GIAI ĐOẠN 2						0.88	0.02	0.02	-	-	0.69	0.25
TỔNG 2 GIAI ĐOẠN						0.88	0.02	0.02	-	-	-	-

Bảng 12C. BẢNG TÍNH ĐỘ LÚN VÀ THỜI GIAN CỐ KẾT KHI XỬ LÝ THOÁT NƯỚC THĂNG DỪNG
 Sơ đồ 2, chiều cao đắp 5m, sơ đồ thấm 2 chiều

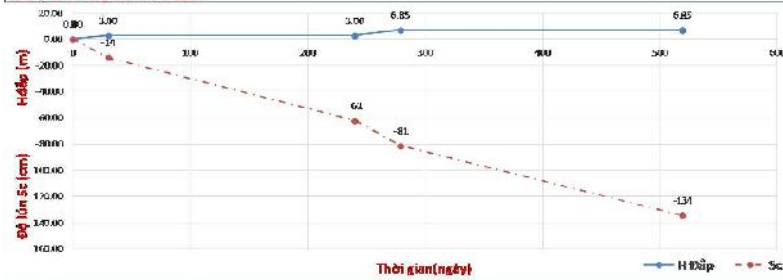
1. BIỆN PHÁP VÀ KẾT QUẢ XỬ LÝ

1. Kết quả xử lý		2. Lựa chọn biện pháp gia tải	
Tổng thời gian thi công (tháng)	17.30	H _{đắp} GD1	3.00 m
Thời gian đắp (tháng)	2.30	H _{đắp} GD2	3.63 m
Lưu ý: độ sụt lún (lún cố kết + lún theo thời gian)	1.61	H _{đắp} GD3	- m
Độ lún của lún (lún)	0.82	Tổng H _{đắp}	6.85 m
Độ cố kết đạt được	0.98	Chiều GD1	7.00 tháng
		Chiều GD2	8.00 tháng
		Chiều GD3	tháng
		H _{đắp} nền	m

3. Thông số bấc thấm					
Chiều dày bấc thấm (mm)	3	Tỷ số C _v /C _h	3.44	F(n)	2.74
Chiều rộng bấc thấm (mm)	100	n = 1/D _b	32.91	F _s	1.69
Đường kính trong đường D _b (mm)	51.50	Fr		Fr	0.08
Khoảng cách giữa các bấc D _{gv} (m)	1.5	K _v /K _h	3.44	F(n) ² /Fr	4.52
Kiểu bố trí	Hình vuông	d _h /D _b	2		
Khoảng cách tính toán l (m)	1.70	K _v /q _v	0.0001		
Chiều sâu chôn (m)	20				



II. ĐƯA BẢO ĐỘ LÚN CỐ KẾT



Giai đoạn	Thời gian (ngày)	H _{đắp} (m)	Sc (cm)
Bắt đầu	0	0.00	0
Đắp GD1	30	3.00	14
Đắp GD2	240	3.00	62
Đắp GD3	279	6.85	81
Chờ GD2	519	6.85	134
	0	0.00	0
	0	0.00	0

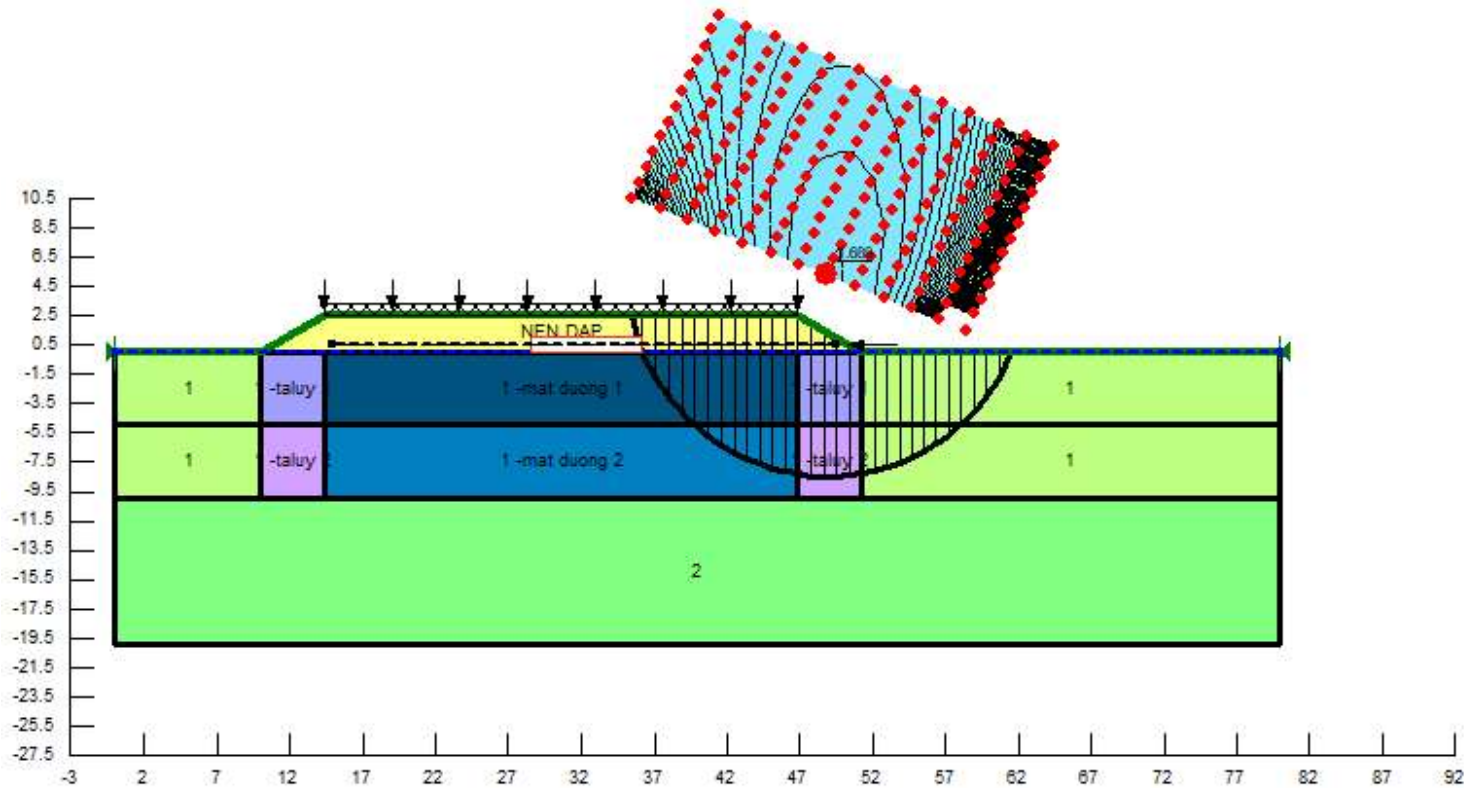
III. CÁC GIAI ĐOẠN XỬ LÝ

ĐÁP GIAI ĐOẠN I												
Lớp	h (m)	$\alpha_v + \alpha_{cv} - \alpha_{ce}$ mặt đường (T/m ²)	C vùng nứt đường (T/m ²)	φ (độ)	Tổng tải tại tâm S _A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian S _{A(t,100)} (m)	Độ lún dư S _v (T/m ²)	$\alpha_v + \alpha_{cv} - \alpha_{ce}$ taluy (T/m ²)	C vùng taluy (T/m ²)	Độ lún theo thời gian S _{B(t,100)} (m)	Độ lún theo thời gian S _{C(t,100)} (m)
Hđ	3.00	t đắp (ngày)	30									
1.1	5.00	0.37	1.52	14.00	0.134	0.21	0.029					
1.2	5.00	3.36	1.68	14.00	0.175	0.21	0.038	1.26	1.50	0.03	0.01	0.01
1.3	5.00	6.84	1.87	14.00	0.189	0.21	0.041	4.62	1.75	0.04	0.01	0.01
1.4	5.00	10.20	2.05	14.00	0.142	0.21	0.031	8.07	1.93	0.03	0.01	0.01
2	-	-	-	-	-	0.21	-	-	-	-	-	-
SAU KHI ĐÁP GIAI ĐOẠN I					0.64	0.14	1.22				0.12	0.03
KẾT THÚC THỜI GIAN CHỜ CỐ KẾT GIAI ĐOẠN I												
Lớp	h (m)	$\alpha_v + \alpha_{cv} - \alpha_{ce}$ mặt đường (T/m ²)	C vùng nứt đường (T/m ²)	φ (độ)	Tổng tải tại tâm S _A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian S _{A(t,100)} (m)	Độ lún dư S _v (T/m ²)	$\alpha_v + \alpha_{cv} - \alpha_{ce}$ taluy (T/m ²)	C vùng taluy (T/m ²)	Độ lún theo thời gian S _{B(t,100)} (m)	Độ lún theo thời gian S _{C(t,100)} (m)
Hđ	3.00	t chờ (ngày)	210									
1.1	5.00	0.37	1.59	14.00	0.134	0.97	0.130					
1.2	5.00	3.36	2.31	14.00	0.175	0.97	0.170	1.26	1.80	0.15	0.04	0.04
1.3	5.00	6.84	3.15	14.00	0.189	0.97	0.183	4.62	2.62	0.16	0.04	0.04
1.4	5.00	10.20	3.96	14.00	0.142	0.97	0.138	8.07	3.45	0.12	0.03	0.03
2	-	-	-	-	-	0.97	-	-	-	-	-	-
TỔNG GIAI ĐOẠN I							0.62	0.74			0.54	0.14
ĐÁP GIAI ĐOẠN II												
Lớp	h (m)	$\alpha_v + \alpha_{cv} - \alpha_{ce}$ mặt đường (T/m ²)	C vùng nứt đường (T/m ²)	φ (độ)	Tổng tải tại tâm S _A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian S _{A(t,100)} (m)	Độ lún dư S _v (T/m ²)	$\alpha_v + \alpha_{cv} - \alpha_{ce}$ taluy (T/m ²)	C vùng taluy (T/m ²)	Độ lún theo thời gian S _{B(t,100)} (m)	Độ lún theo thời gian S _{C(t,100)} (m)
Hđ	3.85	t đắp (ngày)	39									
1.1	5.00	6.88	2.52	14.00	0.377	0.60	0.23		3.44	2.01	0.19	0.05
1.2	5.00	10.23	3.02	14.00	0.375	0.60	0.22	6.21	2.42	0.19	0.05	0.05
1.3	5.00	13.45	3.50	14.00	0.345	0.60	0.21	9.19	2.87	0.18	0.05	0.05
1.4	5.00	16.24	3.92	14.00	0.264	0.60	0.16	12.27	3.33	0.14	0.04	0.04
2	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-
SAU KHI ĐÁP GIAI ĐOẠN 2					1.36	0.81	0.55				0.70	0.19
KẾT THÚC THỜI GIAN CHỜ CỐ KẾT GIAI ĐOẠN II												
Lớp	h (m)	$\alpha_v + \alpha_{cv} - \alpha_{ce}$ mặt đường (T/m ²)	C vùng nứt đường (T/m ²)	φ (độ)	Tổng tải tại tâm S _A (m)	Độ cố kết U	Độ lún theo thời gian S _{A(t,100)} (m)	Độ lún dư S _v (T/m ²)	$\alpha_v + \alpha_{cv} - \alpha_{ce}$ taluy (T/m ²)	C vùng taluy (T/m ²)	Độ lún theo thời gian S _{B(t,100)} (m)	Độ lún theo thời gian S _{C(t,100)} (m)
Hđ	6.85	t chờ (ngày)	240.00									
1.1	5.00	6.88	3.19	14.00	0.377	0.98	0.37		3.44	2.35	0.32	0.09
1.2	5.00	10.23	4.01	14.00	0.375	0.98	0.37	6.21	3.02	0.32	0.09	0.09
1.3	5.00	13.45	4.80	14.00	0.345	0.98	0.34	9.19	3.76	0.29	0.08	0.08
1.4	5.00	16.24	5.49	14.00	0.264	0.98	0.26	12.27	4.51	0.22	0.06	0.06
?	-	-	-	-	-	0.98	-	-	-	-	-	-
TỔNG GIAI ĐOẠN 2							1.34	0.02			1.16	0.31
TỔNG 2 GIAI ĐOẠN							1.34	0.02			-	-

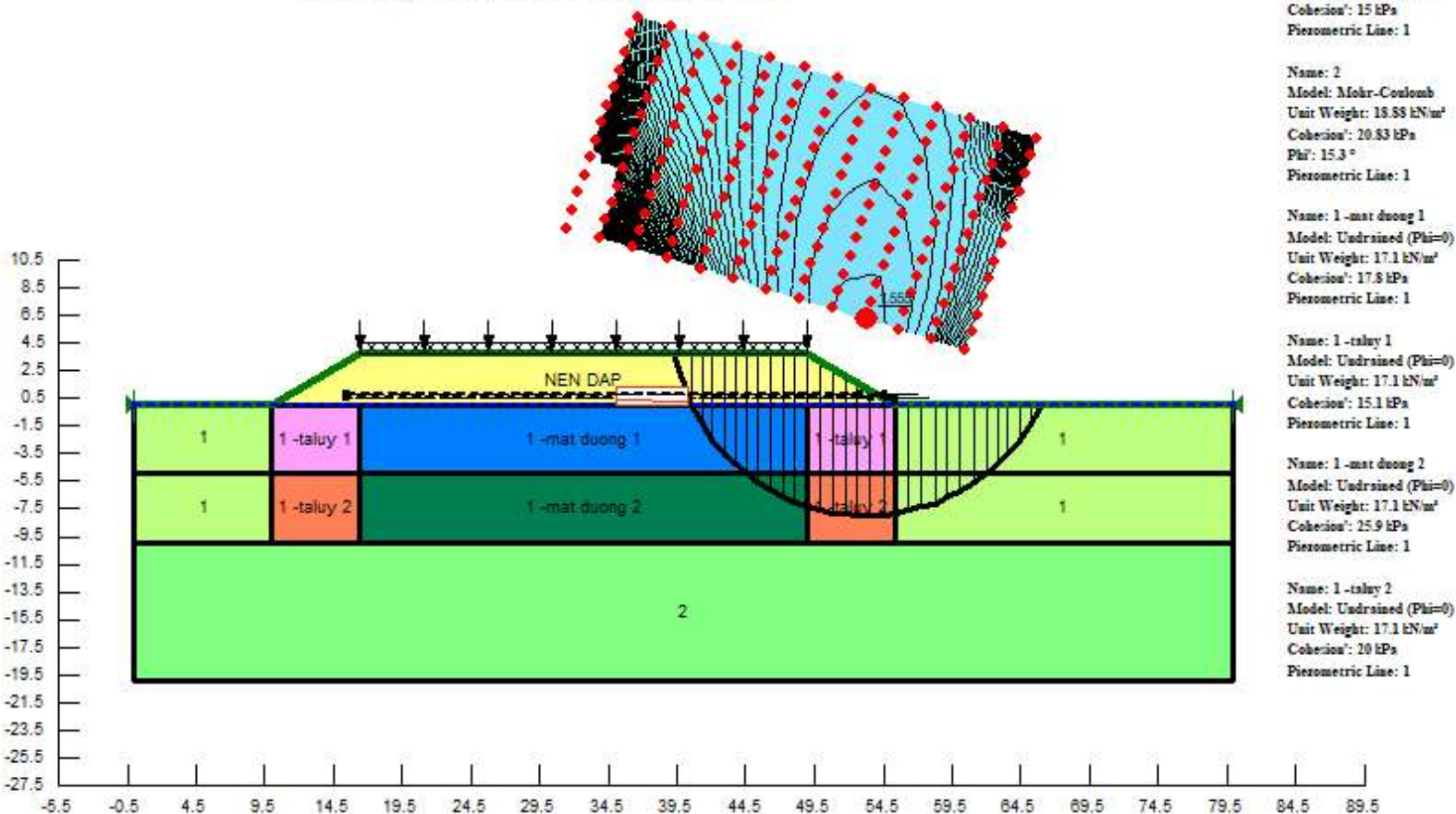
**PHỤ LỤC D. KIỂM TOÁN ỔN ĐỊNH TRƯỢT NỀN ĐƯỜNG ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU
KHI ĐÃ XỬ LÝ NỀN**

Bảng 1D. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 1, chiều cao đắp 2m, sơ đồ thấm 1 chiều
Giải pháp xử lý: Bấc thấm + 1 lớp vải địa kỹ thuật

Name: NEN DAP Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 18.5 kN/m³ Cohesion': 0 kPa Phi': 30 °
 Name: 1 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion': 15 kPa
 Name: 2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 18.88 kN/m³ Cohesion': 20.83 kPa Phi': 15.3 °
 Name: 1 -mat duong 1 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion': 15.2 kPa
 Name: 1 -taluy 1 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion': 15 kPa
 Name: 1 -mat duong 2 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion': 21 kPa
 Name: 1 -taluy 2 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion': 16.9 kPa

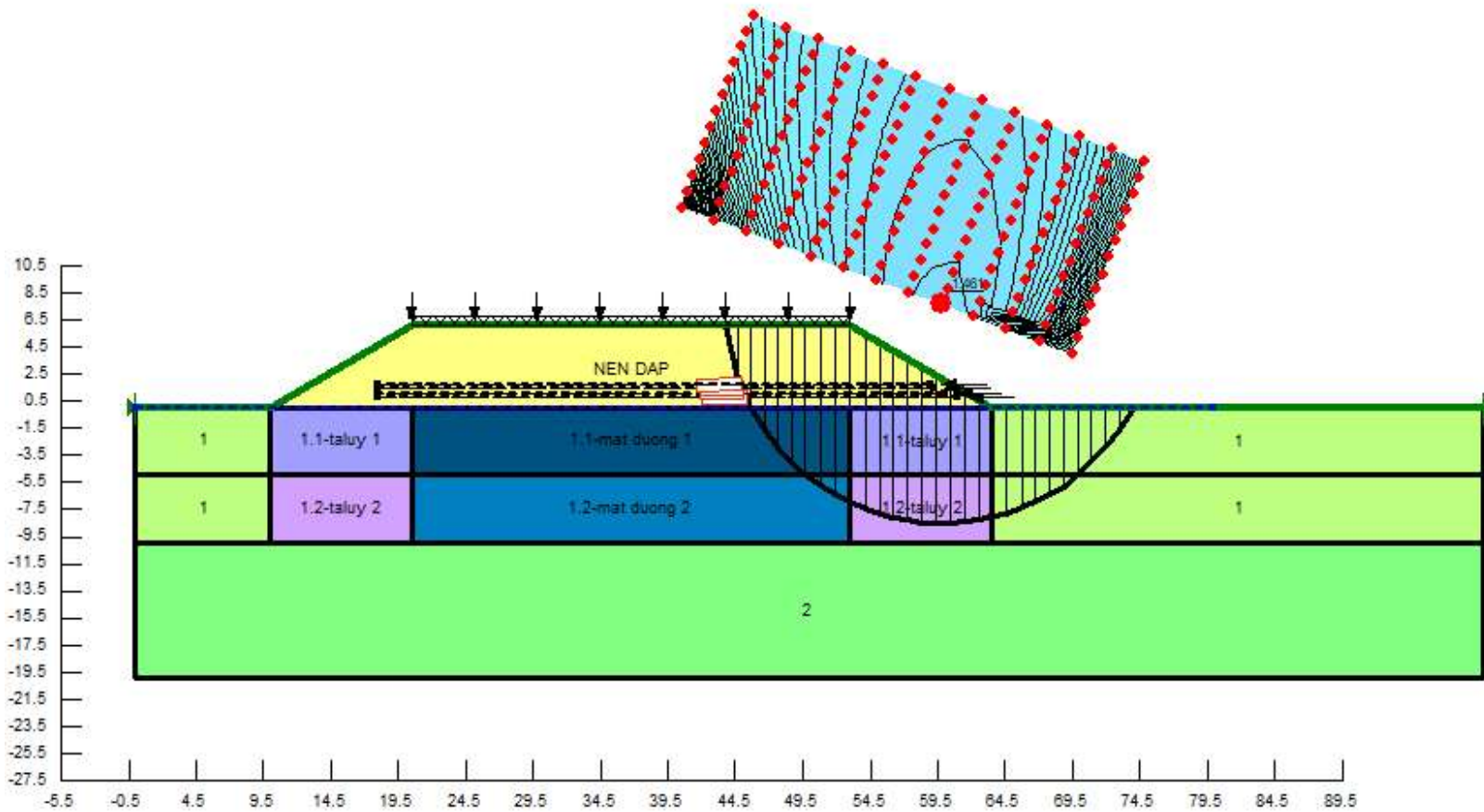


Bảng 2D. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 1, chiều cao đắp 3m, sơ đồ thấm 1 chiều
Giải pháp xử lý: Bấc thấm + 2 lớp vải địa kỹ thuật



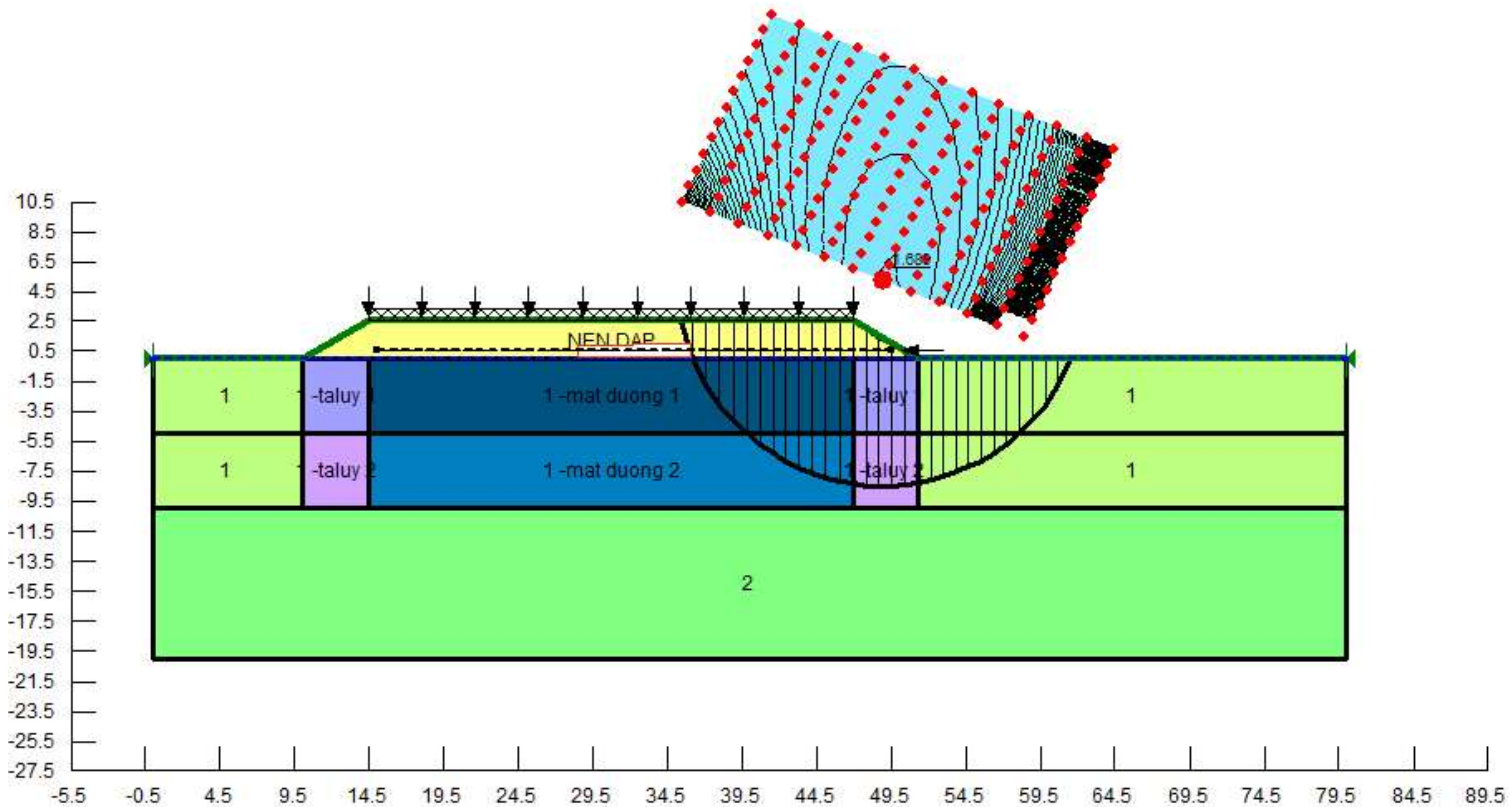
Bảng 3D. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 1, chiều cao đắp 5m, sơ đồ thấm 1 chiều
Giải pháp xử lý: Bấc thấm + 4 lớp vải địa kỹ thuật

Name: NEN DAP Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 18.5 kN/m³ Cohesion: 0 kPa Phi: 30 ° Picozmetric Line: 1
 Name: 1 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion: 15 kPa Picozmetric Line: 1
 Name: 2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 18.88 kN/m³ Cohesion: 20.83 kPa Phi: 15.3 ° Picozmetric Line: 1
 Name: 1.1-mat duong 1 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion: 28 kPa Picozmetric Line: 1
 Name: 1.2-mat duong 2 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion: 36.2 kPa Picozmetric Line: 1
 Name: 1.1-taluy 1 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion: 20.6 kPa Picozmetric Line: 1
 Name: 1.2-taluy 2 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion: 27.4 kPa Picozmetric Line: 1

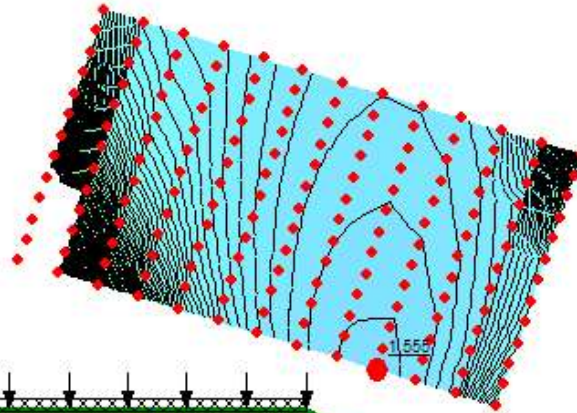


Bảng 4D. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 1, chiều cao đắp 2m, sơ đồ thấm 2 chiều
Giải pháp xử lý: Bậc thềm + 1 lớp vải địa kỹ thuật

Name: NEN DAP Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 18.5 kN/m³ Cohesion': 0 kPa Phi': 30 °
 Name: 1 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion': 15 kPa
 Name: 2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 18 kN/m³ Cohesion': 0 kPa Phi': 30 °
 Name: 1 -mat duong 1 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion': 15.2 kPa
 Name: 1 -taluy 1 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion': 15 kPa
 Name: 1 -mat duong 2 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion': 21 kPa
 Name: 1 -taluy 2 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion': 16.9 kPa



Bảng 5D. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 1, chiều cao đắp 3m, sơ đồ thấm 1 chiều
Giải pháp xử lý: Bấc thấm + 2 lớp vải địa kỹ thuật



Name: NEN DAP
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 18.5 kN/m³
 Cohesion': 0 kPa
 Phi': 30 °
 Piezometric Line: 1

Name: 1
 Model: Undrained (Phi=0)
 Unit Weight: 17.1 kN/m³
 Cohesion': 15 kPa
 Piezometric Line: 1

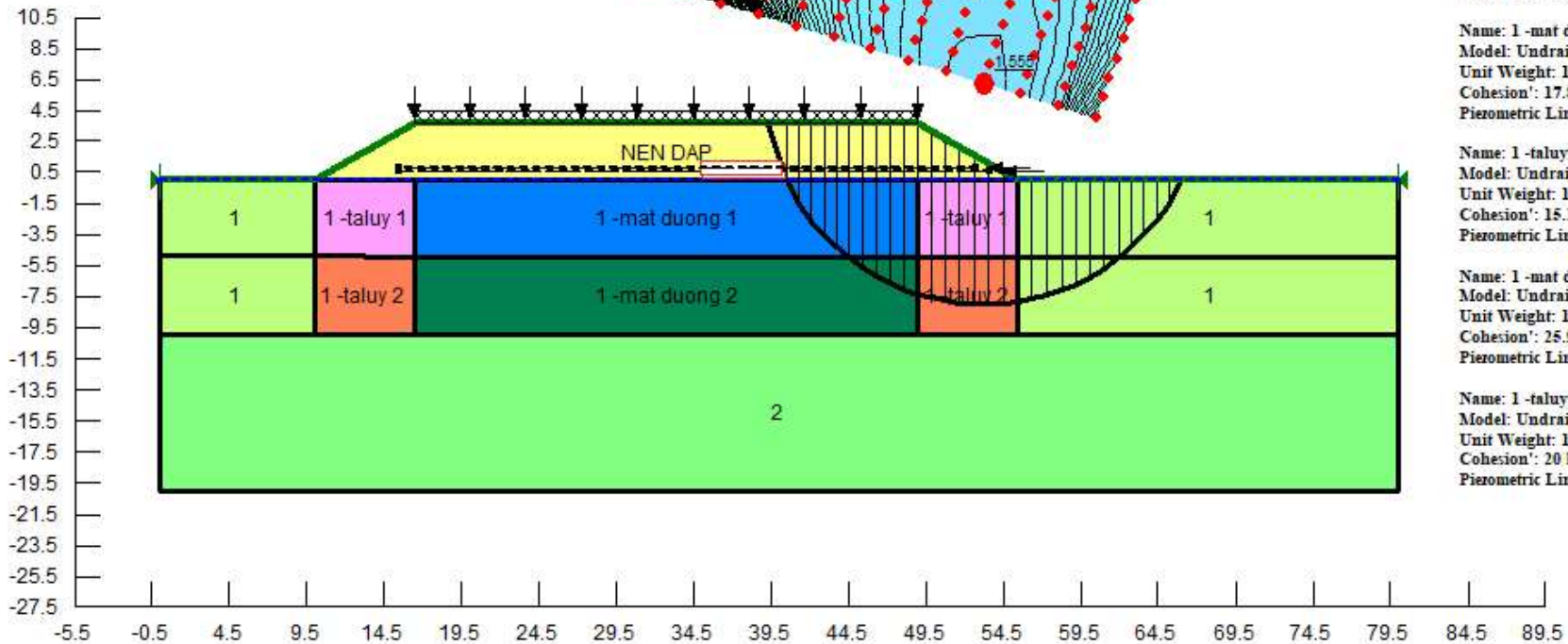
Name: 2
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 180 kN/m³
 Cohesion': 0 kPa
 Phi': 30 °
 Piezometric Line: 1

Name: 1 -mat duong 1
 Model: Undrained (Phi=0)
 Unit Weight: 17.1 kN/m³
 Cohesion': 17.8 kPa
 Piezometric Line: 1

Name: 1 -taluy 1
 Model: Undrained (Phi=0)
 Unit Weight: 17.1 kN/m³
 Cohesion': 15.1 kPa
 Piezometric Line: 1

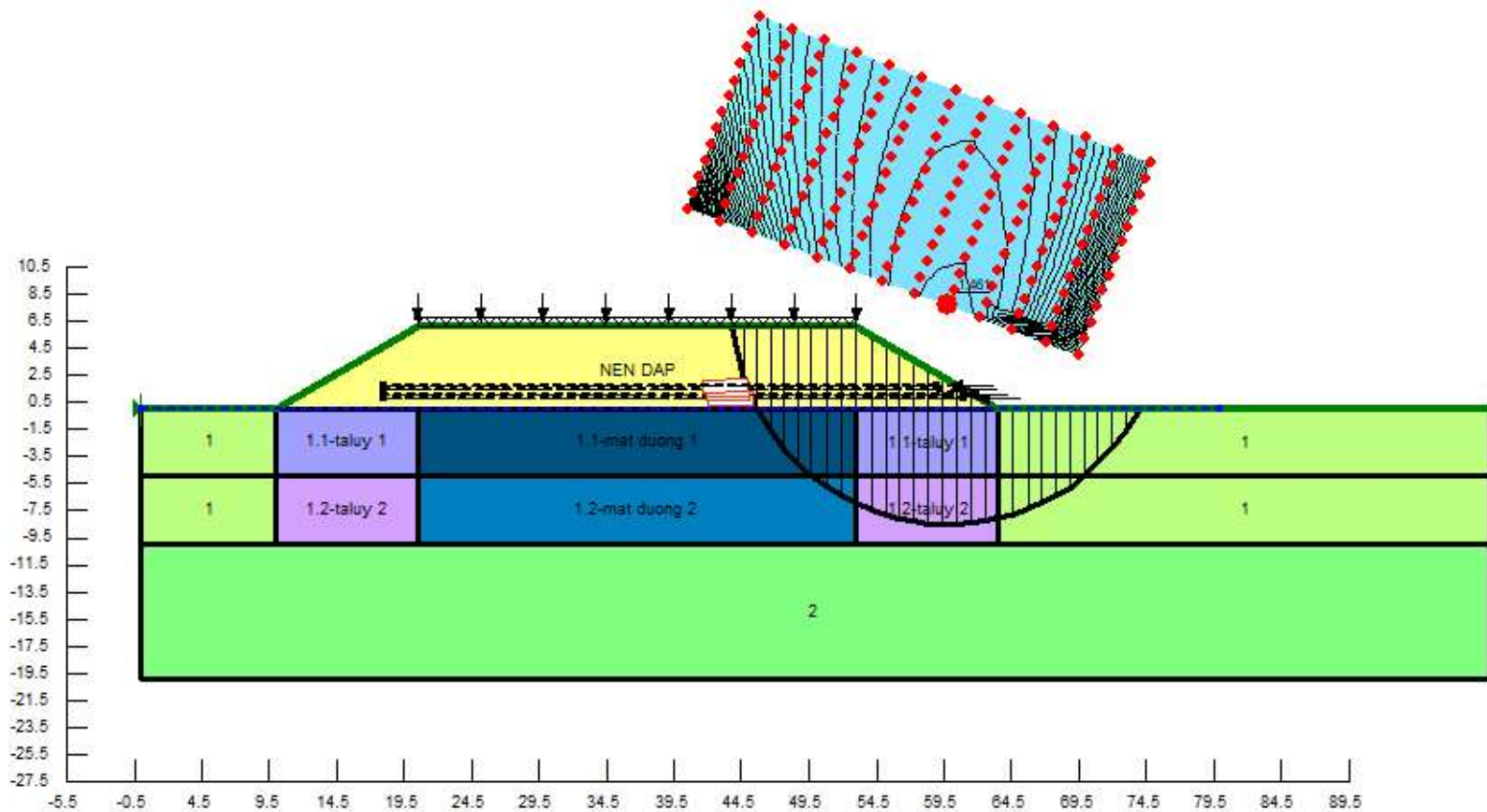
Name: 1 -mat duong 2
 Model: Undrained (Phi=0)
 Unit Weight: 17.1 kN/m³
 Cohesion': 25.9 kPa
 Piezometric Line: 1

Name: 1 -taluy 2
 Model: Undrained (Phi=0)
 Unit Weight: 17.1 kN/m³
 Cohesion': 20 kPa
 Piezometric Line: 1



Bảng 6D. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 1, chiều cao đắp 5m, sơ đồ thấm 2 chiều
Giải pháp xử lý: Bấc thấm + 4 lớp vải địa kỹ thuật

Name: NEN DAP Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 18.5 kN/m³ Cohesion: 0 kPa Phi: 30 ° Piezometric Line: 1
 Name: 1 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion: 15 kPa Piezometric Line: 1
 Name: 2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 18 kN/m³ Cohesion: 0 kPa Phi: 30 ° Piezometric Line: 1
 Name: 1.1-mat duong 1 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion: 28 kPa Piezometric Line: 1
 Name: 1.2-mat duong 2 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion: 36.2 kPa Piezometric Line: 1
 Name: 1.1-taluy 1 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion: 20.6 kPa Piezometric Line: 1
 Name: 1.2-taluy 2 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 17.1 kN/m³ Cohesion: 27.4 kPa Piezometric Line: 1



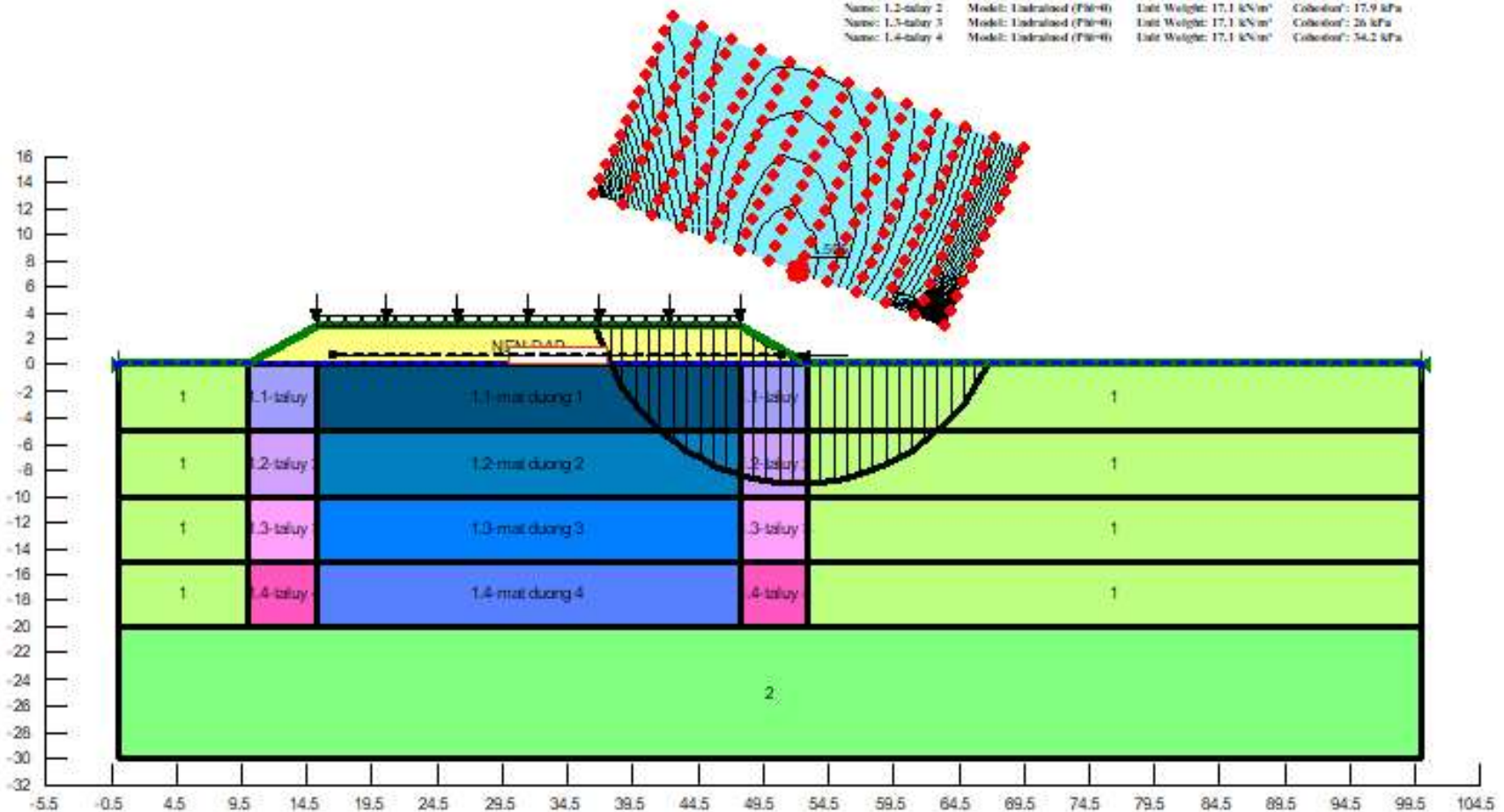
Bảng 7D. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu

Phương pháp phân tích: Bishop

Sơ đồ 2, chiều cao đắp 2m, sơ đồ thấm 1 chiều

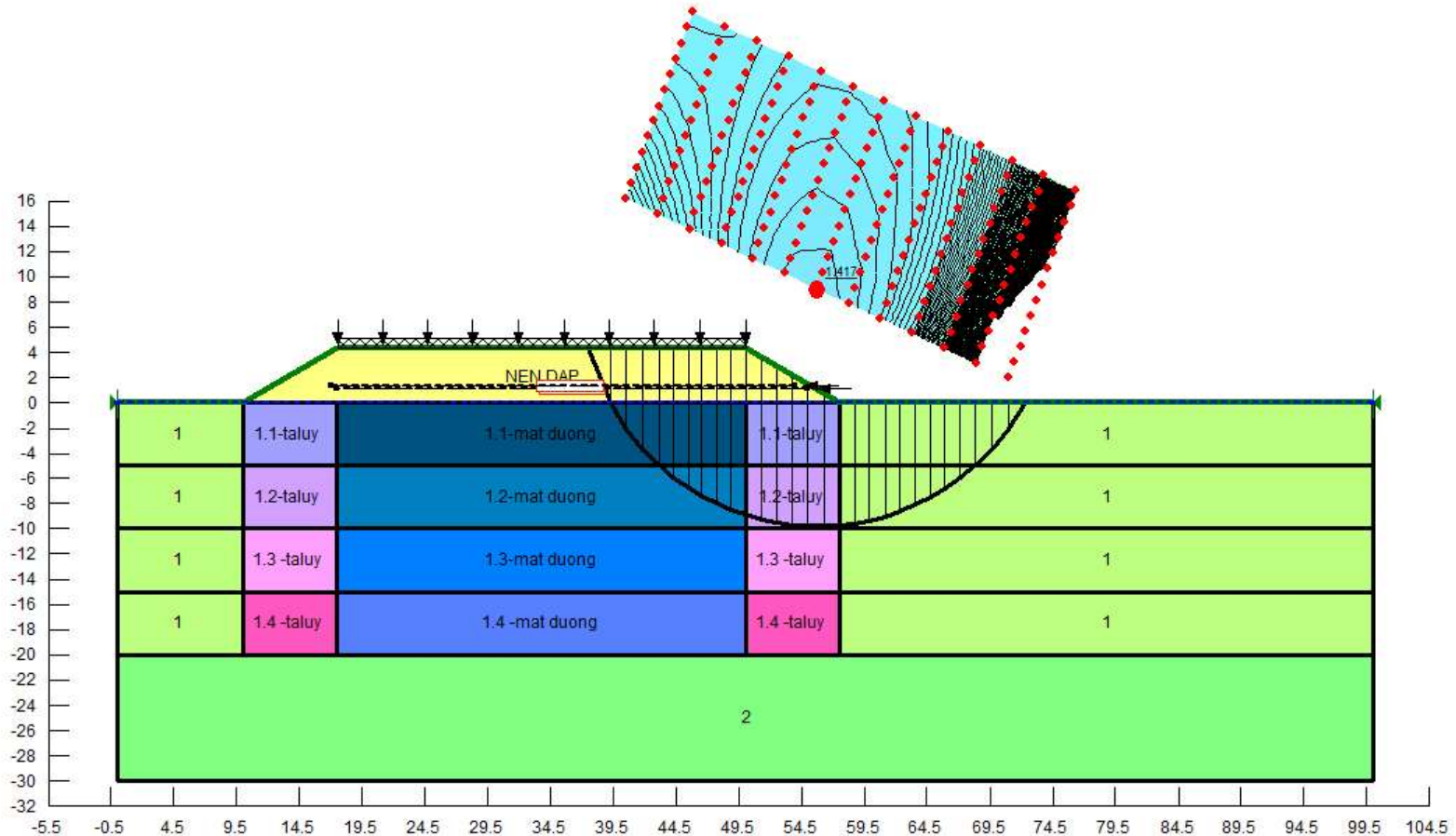
Giải pháp xử lý: Bấc thấm + 1 lớp vải địa kỹ thuật

Name: NEN ĐÁP	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18,5 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 30 °
Name: 1	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17,1 kN/m ³	Cohesion: 15 kPa	
Name: 2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18,88 kN/m ³	Cohesion: 20,85 kPa	Phi: 15,5 °
Name: 1.1-mat đường 1	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17,1 kN/m ³	Cohesion: 15,8 kPa	
Name: 1.2-mat đường 2	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17,1 kN/m ³	Cohesion: 22,9 kPa	
Name: 1.3-mat đường 3	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17,1 kN/m ³	Cohesion: 30,9 kPa	
Name: 1.4-mat đường 4	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17,1 kN/m ³	Cohesion: 38,4 kPa	
Name: 1.1-taluy 1	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17,1 kN/m ³	Cohesion: 15 kPa	
Name: 1.2-taluy 2	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17,1 kN/m ³	Cohesion: 17,9 kPa	
Name: 1.3-taluy 3	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17,1 kN/m ³	Cohesion: 26 kPa	
Name: 1.4-taluy 4	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17,1 kN/m ³	Cohesion: 34,2 kPa	



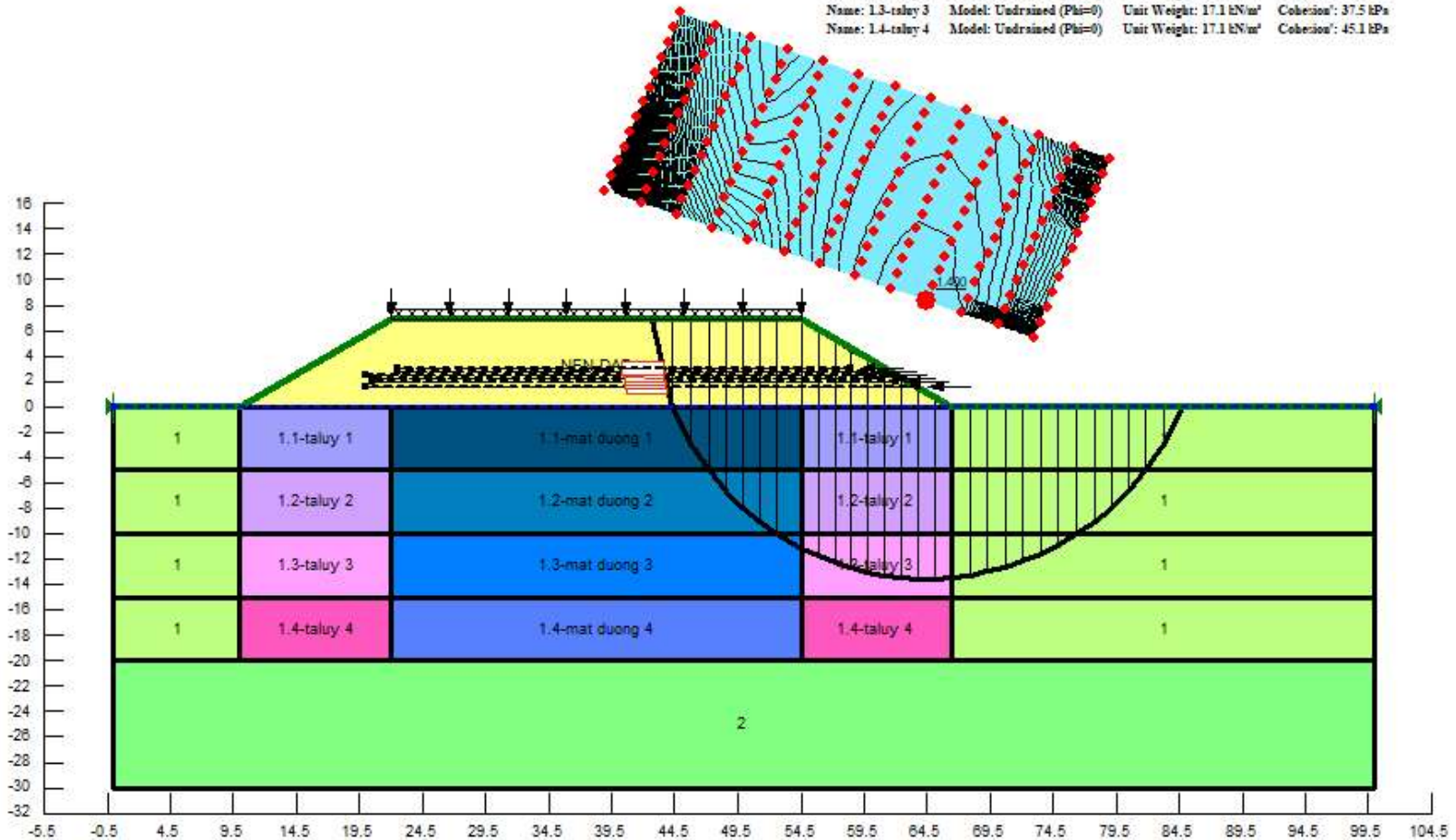
Bảng SD. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 2, chiều cao đắp 3m, sơ đồ thấm 1 chiều
Giải pháp xử lý: Bắc thấm + 2 lớp vải địa kỹ thuật

Name: NEN DAP	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18.5 kN/m ³	Cohesion': 0 kPa	Phi': 30 °	Piezometric Line: 1
Name: 1	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 15 kPa	Phi':	Piezometric Line: 1
Name: 2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18.88 kN/m ³	Cohesion': 20.83 kPa	Phi': 15.3 °	Piezometric Line: 1
Name: 1.1-mat duong	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 20.4 kPa	Phi':	Piezometric Line: 1
Name: 1.2-mat duong	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 28.8 kPa	Phi':	Piezometric Line: 1
Name: 1.3-mat duong	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 36.8 kPa	Phi':	Piezometric Line: 1
Name: 1.4-mat duong	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 43.9 kPa	Phi':	Piezometric Line: 1
Name: 1.1-taluy	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 15.8 kPa	Phi':	Piezometric Line: 1
Name: 1.2-taluy	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 22 kPa	Phi':	Piezometric Line: 1
Name: 1.3-taluy	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 29.8 kPa	Phi':	Piezometric Line: 1
Name: 1.4-taluy	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 37.9 kPa	Phi':	Piezometric Line: 1



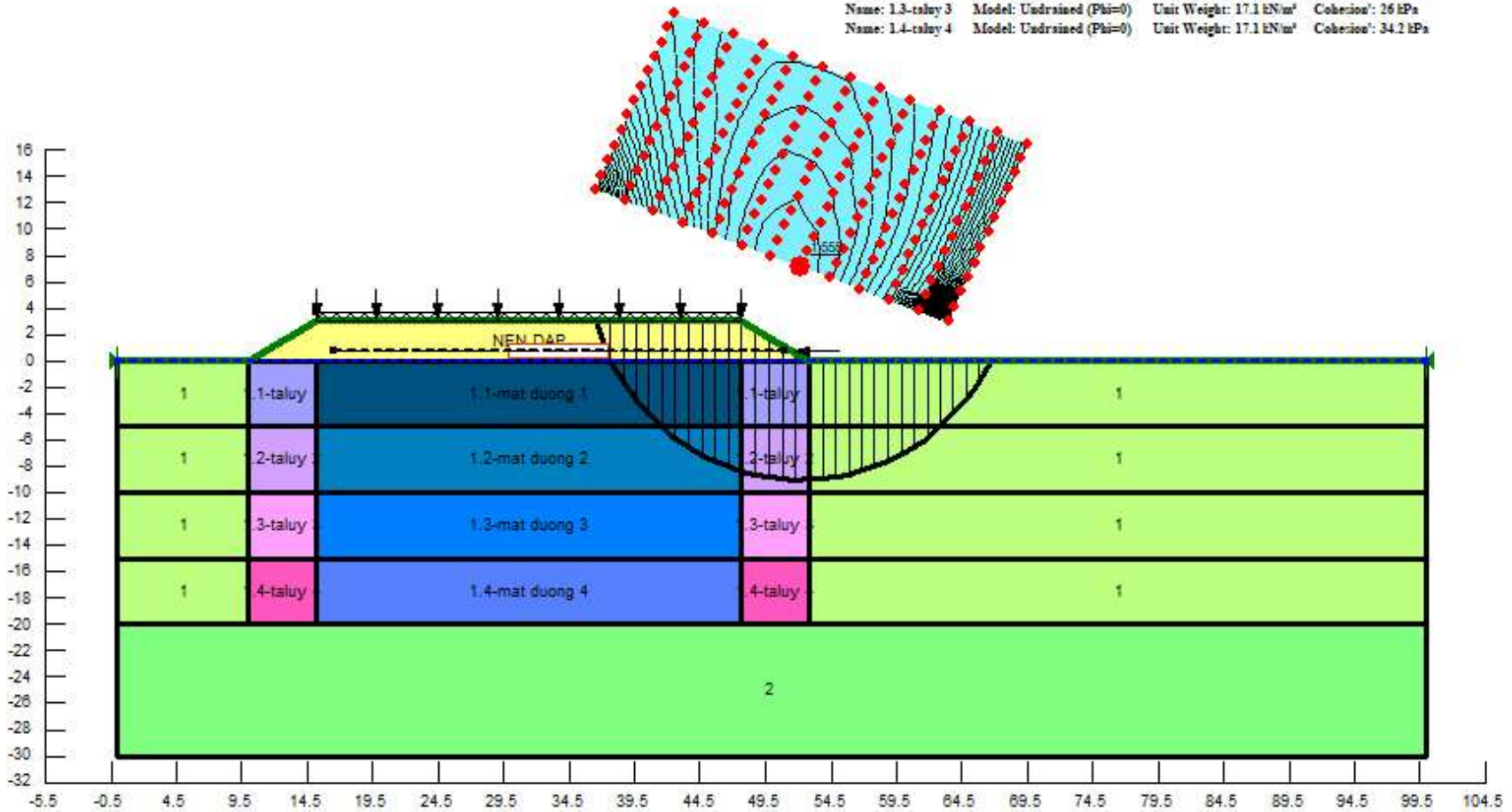
Bảng 9D. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 2, chiều cao đắp 5m, sơ đồ thấm 1 chiều
Giải pháp xử lý: Bấc thấm + 6 lớp vải địa kỹ thuật

Name: NEN DAP	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18.5 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 30 °
Name: 1	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 15 kPa	
Name: 2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18.88 kN/m ³	Cohesion: 20.83 kPa	Phi: 15.3 °
Name: 1.1-mat duong 1	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 31.9 kPa	
Name: 1.2-mat duong 2	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 40.1 kPa	
Name: 1.3-mat duong 3	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 48 kPa	
Name: 1.4-mat duong 4	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 54.8 kPa	
Name: 1.1-taluy 1	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 23.4 kPa	
Name: 1.2-taluy 2	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 30.2 kPa	
Name: 1.3-taluy 3	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 37.5 kPa	
Name: 1.4-taluy 4	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 45.1 kPa	



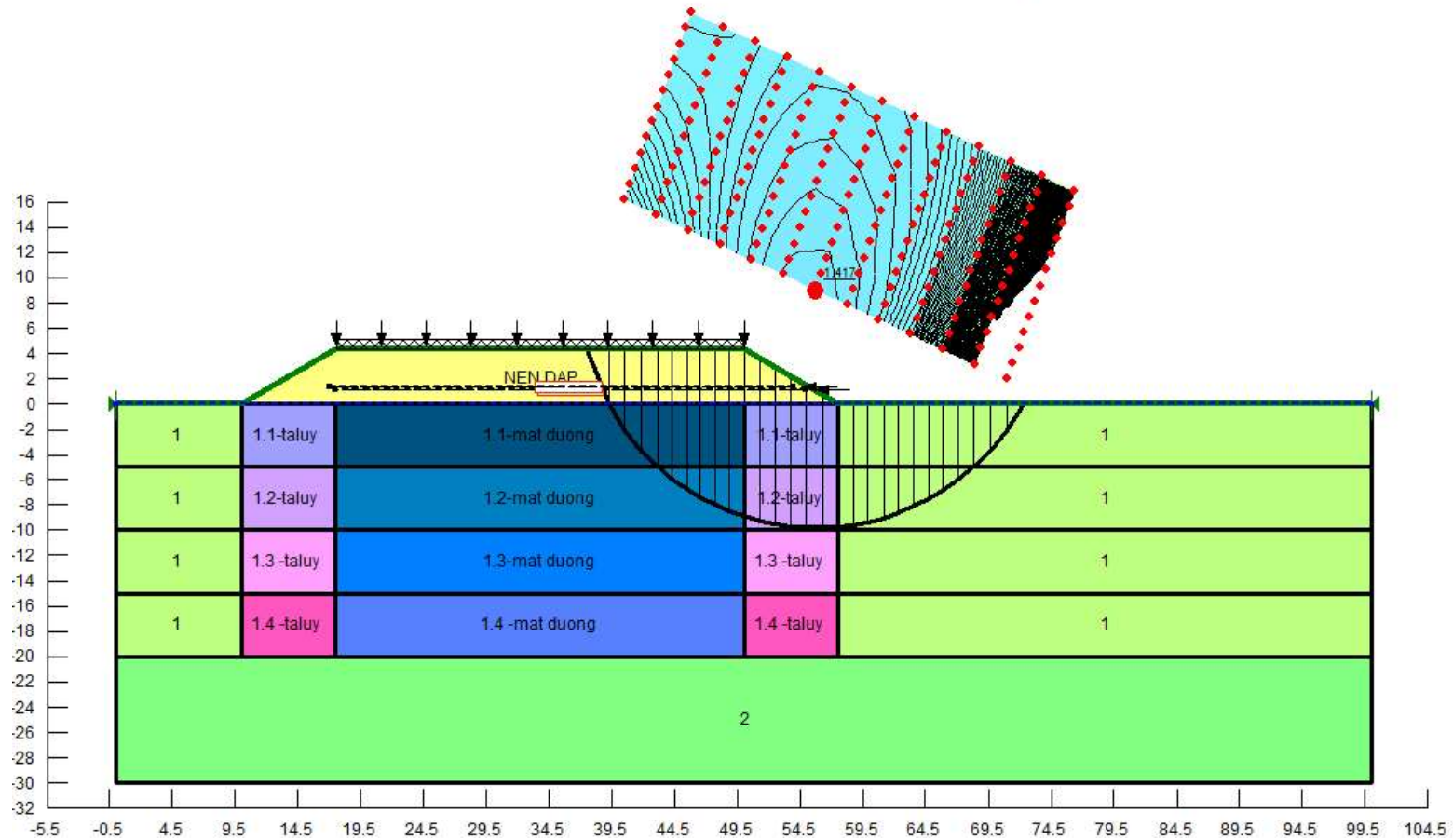
Bảng 10D. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 2, chiều cao đắp 2m, sơ đồ thấm 2 chiều
Giải pháp xử lý: Bấc thấm + 1 lớp vải địa kỹ thuật

Name: NEN DAP	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18.5 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 30 °
Name: 1	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 15 kPa	
Name: 2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 30 °
Name: 1.1-mat duong 1	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 15.8 kPa	
Name: 1.2-mat duong 2	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 22.9 kPa	
Name: 1.3-mat duong 3	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 30.9 kPa	
Name: 1.4-mat duong 4	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 38.4 kPa	
Name: 1.1-taluy 1	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 15 kPa	
Name: 1.2-taluy 2	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 17.9 kPa	
Name: 1.3-taluy 3	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 26 kPa	
Name: 1.4-taluy 4	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion: 34.2 kPa	



Bảng 11D. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 2, chiều cao đắp 3m, sơ đồ thấm 2 chiều
Giải pháp xử lý: Bắc thấm + 2 lớp vải địa kỹ thuật

Name: NEN DAP	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18.5 kN/m ³	Cohesion': 0 kPa	Phi': 30 °	Piezometric Line: 1
Name: 1	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 15 kPa	Piezometric Line: 1	
Name: 2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18 kN/m ³	Cohesion': 0 kPa	Phi': 30 °	Piezometric Line: 1
Name: 1.1-mat duong	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 20.4 kPa	Piezometric Line: 1	
Name: 1.2-mat duong	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 28.8 kPa	Piezometric Line: 1	
Name: 1.3-mat duong	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 36.8 kPa	Piezometric Line: 1	
Name: 1.4-mat duong	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 43.9 kPa	Piezometric Line: 1	
Name: 1.1-taluy	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 15.8 kPa	Piezometric Line: 1	
Name: 1.2-taluy	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 22 kPa	Piezometric Line: 1	
Name: 1.3-taluy	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 29.8 kPa	Piezometric Line: 1	
Name: 1.4-taluy	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 37.9 kPa	Piezometric Line: 1	



Bảng 12D. Kiểm toán ổn định trượt nền đường đắp trên đất yếu
Phương pháp phân tích: Bishop
Sơ đồ 2, chiều cao đắp 5m, sơ đồ thấm 2 chiều
Giải pháp xử lý: Bắc thấm + 6 lớp vải địa kỹ thuật

Name: NEN DAP	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18.5 kN/m ³	Cohesion': 0 kPa	Phi': 30 °
Name: 1	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 15 kPa	
Name: 2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18 kN/m ³	Cohesion': 0 kPa	Phi': 30 °
Name: 1.1-mat duong 1	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 31.9 kPa	
Name: 1.2-mat duong 2	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 40.1 kPa	
Name: 1.3-mat duong 3	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 48 kPa	
Name: 1.4-mat duong 4	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 54.8 kPa	
Name: 1.1-taluy 1	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 23.4 kPa	
Name: 1.2-taluy 2	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 30.2 kPa	
Name: 1.3-taluy 3	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 37.5 kPa	
Name: 1.4-taluy 4	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 17.1 kN/m ³	Cohesion': 45.1 kPa	

