

MỤC LỤC

MỞ ĐẦU	1
I. TÍNH CẤP THIẾT CỦA ĐỀ TÀI.....	1
II. MỤC ĐÍCH VÀ NHIỆM VỤ NGHIÊN CỨU	2
III. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU	2
IV. PHẠM VI NGHIÊN CỨU	2
V. NỘI DUNG VÀ BỐ CỤC CỦA LUẬN ÁN	3
VI. NHỮNG ĐÓNG GÓP MỚI CỦA LUẬN ÁN	4
CHƯƠNG 1. TỔNG QUAN TÌNH HÌNH NGHIÊN CỨU	6
1.1 ĐỀ ĐIỀU TỈNH HÀ NAM VÀ MỘT SỐ SỰ CỐ DO NGUYÊN NHÂN THÂM	6
1.1.1 Tình hình đề điều tỉnh Hà Nam.....	6
1.1.2 Hiện tượng mạch đùn, mạch sủi nền đề vào mùa lũ	7
1.1.3 Hiện tượng thấm qua nền và mang cống dưới đề	9
1.2 NGHIÊN CỨU BIẾN DẠNG THÂM DƯỚI NỀN ĐỀ.....	10
1.2.1 Ngoài nước.....	10
1.2.2 Trong nước.....	13
1.3 GIẢI PHÁP XỬ LÝ MẠCH ĐÙN, MẠCH SỦI.....	17
1.3.1 Giải pháp xử lý nền đề trước mùa lũ.....	17
1.3.2 Kinh nghiệm xử lý khẩn cấp mạch đùn, mạch sủi trong mùa lũ	23
1.3.3 Kinh nghiệm xử lý khẩn cấp sự cố cống Tác Giang.....	24
1.4 TỔNG QUAN VỀ CÔNG NGHỆ KHOAN PHỤT.....	25
1.4.1 Về công nghệ thiết bị khoan phụt	25
1.4.2 Về vữa phụt.....	26
1.4.3 Nhận xét.....	27
1.5 CÔNG NGHỆ KHOAN PHỤT HÓA CHẤT.....	28
1.5.1 Nguồn gốc.....	28
1.5.2 Các dạng hóa chất sử dụng trong vữa phụt KPHC	28
1.5.3 Các yếu tố ảnh hưởng đến khả năng thâm nhập của vữa	29
1.5.4 Vật liệu phụt là nước thủy tinh	30
1.5.5 Kỹ thuật phụt.....	30
1.5.6 Các ứng dụng của công nghệ KPHC.....	31
1.6 KẾT LUẬN CHƯƠNG 1	35

CHƯƠNG 2. PHÂN LOẠI NỀN ĐÊ TỈNH HÀ NAM TRÊN QUAN ĐIỂM ỔN ĐỊNH THẨM.....	36
2.1 ĐẶC ĐIỂM TỰ NHIÊN ĐÊ TỈNH HÀ NAM	36
2.1.1 Đê sông Nhuệ.....	36
2.1.2 Đê Sông Hồng.....	37
2.1.3 Đê sông Đáy.....	38
2.2 PHÂN LOẠI NỀN ĐÊ TỈNH HÀ NAM THEO QUAN ĐIỂM CỦA TÁC GIẢ TÔ XUÂN VU	40
2.2.1 Phân loại cấu trúc nền đê Hữu sông Nhuệ.....	41
2.2.2 Phân loại cấu trúc nền đê Hữu sông Hồng	42
2.2.3 Phân loại cấu trúc nền đê Tả Đáy.....	44
2.3 NHẬN XÉT CHUNG VỀ ĐỊA CHẤT NỀN ĐÊ TỈNH HÀ NAM.....	45
2.4 ĐÁNH GIÁ AN TOÀN MỘT SỐ ĐOẠN ĐÊ TRONG ĐIỂM	46
2.4.1 Lựa chọn vị trí để đánh giá an toàn.....	46
2.4.2 Kết quả đánh giá an toàn một số đoạn đê xung yếu.....	46
2.5 KẾT LUẬN CHƯƠNG 2	49
CHƯƠNG 3. GIẢI PHÁP ỔN ĐỊNH THẨM NỀN ĐÊ CHO MỘT ĐOẠN TRONG ĐIỂM TRÊN ĐÊ TẢ ĐÁY.....	50
3.1 BÀI TOÁN ỔN ĐỊNH THẨM NỀN ĐÊ	50
3.1.1 Mục đích nghiên cứu	50
3.1.2 Phương pháp giải bài toán thẩm bằng phương pháp giải tích	50
3.1.3 Phương pháp giải bài toán thẩm bằng phương pháp phần tử hữu hạn..	60
3.2 ĐÁNH GIÁ ỔN ĐỊNH THẨM ĐOẠN ĐÊ TẢ ĐÁY	64
3.2.1 Địa điểm nghiên cứu	64
3.2.2 Các trường hợp tính toán	66
3.2.3 Các điều kiện biên tính toán	66
3.2.4 Đánh giá hiện trạng ổn định thẩm	67
3.3 ĐỀ XUẤT GIẢI PHÁP NÂNG CAO ỔN ĐỊNH CHO ĐOẠN ĐÊ TẢ ĐÁY	70
3.3.1 Giải pháp đắp ao hạ lưu.....	70
3.3.2 Giải pháp bố trí hệ thống giếng giảm áp	73
3.3.3 Giải pháp tạo giếng cọc vây.....	77
3.4 ĐÁNH GIÁ HIỆU QUẢ KINH TẾ CÁC PHƯƠNG ÁN XỬ LÝ.....	82
3.2.1 Phương án đắp ao hạ lưu	82

3.2.2	Phương án làm giếng giảm áp.....	82
3.2.3	Phương án làm giếng cọc vây.....	82
3.2.4	So sánh kinh phí các phương án.....	82
3.5	KẾT LUẬN CHƯƠNG 3.....	83
CHƯƠNG 4. NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM KHOAN PHỤT HÓA CHẤT		
ĐỀ XỬ LÝ KHẨN CẤP SỰ CÓ THẨM NỀN ĐỀ		85
4.1	MỤC TIÊU, PHẠM VI VÀ PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU.....	85
4.1.1	Đặt vấn đề.....	85
4.1.2	Khái niệm cơ bản về khoan phụt bằng nước thủy tinh (Sodium Silicate)	86
4.1.3	Mục tiêu nghiên cứu.....	88
4.1.4	Phương pháp nghiên cứu.....	89
4.1.5	Phạm vi nghiên cứu.....	89
4.2	NGHIÊN CỨU HIỆN TRƯỜNG.....	89
4.2.1	Địa điểm thi công thử nghiệm.....	89
4.2.2	Các đặc điểm địa chất nền.....	90
4.2.3	Vật liệu sử dụng.....	90
4.2.4	Thiết bị sử dụng.....	91
4.2.5	Công tác thi công cọc thử nghiệm.....	91
4.3	NGHIÊN CỨU THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG.....	93
4.3.1	Vật liệu sử dụng.....	93
4.3.2	Các bước thực hiện chế tạo mẫu.....	93
4.3.3	Công tác thí nghiệm.....	94
4.4	KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU.....	95
4.4.1	Thí nghiệm về cường độ.....	95
4.4.2	Thí nghiệm thấm.....	98
4.5	NHẬN XÉT KẾT QUẢ.....	99
4.5.1	Về tác dụng thúc đẩy keo hóa.....	99
4.5.2	Về cường độ kháng nén.....	100
4.5.3	Về khả năng chống thấm.....	102
4.6	KẾT LUẬN CHƯƠNG 4.....	103
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ		105
I.	KẾT LUẬN.....	105
II.	KIẾN NGHỊ.....	106

III. HƯỚNG TIẾP TỤC NGHIÊN CỨU	107
DANH MỤC CÁC CÔNG TRÌNH CỦA TÁC GIẢ	108
TÀI LIỆU THAM KHẢO	109
PHỤ LỤC	112
PHỤ LỤC 1 - CÁC TRƯỜNG HỢP TÍNH TOÁN THEO EM 1110-2-1914 ..	112
PHỤ LỤC 2 - ĐẶC TÍNH CƠ LÝ CỦA CÁC LỚP ĐẤT ĐÊ SÔNG NHUỆ..	117
PHỤ LỤC 3 - ĐẶC TÍNH CƠ LÝ CỦA CÁC LỚP ĐẤT ĐÊ HỮU HỒNG ...	118
PHỤ LỤC 4 - ĐẶC TÍNH CƠ LÝ CỦA CÁC LỚP ĐẤT ĐÊ SÔNG ĐÁY	119
PHỤ LỤC 5 - SỐ LIỆU MỨC NƯỚC QUAN TRẮC TRÊN SÔNG HỒNG, SÔNG ĐÁY	120
PHỤ LỤC 6 - KẾT QUẢ KHOAN KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT.....	121
PHỤ LỤC 7 - KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM MẪU ĐẤT.....	122
PHỤ LỤC 8 - KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN MẪU HIỆN TRƯỜNG.....	123
PHỤ LỤC 9 - KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN MẪU CHẾ BỊ TRONG PHÒNG	124
PHỤ LỤC 10 - KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM ĐỘ NƯỚC HỒ KHOAN	125
PHỤ LỤC 11 - BẢN ĐỒ CẤU TRÚC NỀN ĐÊ TỈNH HÀ NAM	127

DANH MỤC HÌNH ẢNH

Hình 1.1 Phòng thủy lợi Cao Dương – Hà Nam và công tác đê điều dưới thời Pháp	
Hình 1.2 Mạch đùn ở hạ lưu đê.....	8
Hình 1.3 Cát dưới nền bị đẩy nổi quanh hồ	8
Hình 1.4 Sự cố cống Tắc Giang	10
Hình 1.5 Cột nước áp lực thấm mặt phân cách giữa lớp 2 và lớp 3 (cao độ -3.0) dọc theo đoạn đê Mai Động – Đức Hợp	17
Hình 1.6 Giải pháp đắp sân phủ chống thấm ở ngoài đê.....	17
Hình 1.7 Giải pháp đắp cơ phản áp ở trong đê.....	18
Hình 1.8 Giếng đào giảm áp	19
Hình 1.9 Cấu tạo giếng đào giảm áp	19
Hình 1.10 Giếng khoan giảm áp.....	20
Hình 1.11 Cấu tạo của giếng khoan giảm áp	20
Hình 1.12 Giếng khoan giảm áp và kết quả tính toán hạ thấp cột nước khi có giếng	21
Hình 1.13 Tầng lọc ngược kết hợp với vòng vây cọc ván.....	22
Hình 1.14 Khoan phụt tạo màn chống thấm	22
Hình 1.15 Xây tường chống thấm	23
Hình 1.16 Phương án xử lý sự cố xói ngầm cống Tắc Giang theo phương án khoan phụt Jet-grouting tạo tường chống thấm.....	25
Hình 1.17 Các loại công nghệ khoan phụt chủ yếu.....	26
Hình 1.18 Giới hạn áp dụng kỹ thuật khoan phụt [21].....	27
Hình 1.19 Đập đất ở Pennsylvania (Mỹ)	33
Hình 1.20 Xử lý nền tuyến tàu điện ngầm Sixth Avenue	34
Hình 2.1 Mô phỏng đơn giản hóa mặt cắt đê tỉnh Hà Nam	45
Hình 3.1 Sơ đồ thấm vào giếng	50
Hình 3.2 Mô hình giếng đơn, áp lực thấm triệt tiêu tại khoảng cách X_3 ở hạ lưu ...	52
Hình 3.3 Nhiều giếng ở hạ lưu, áp lực thấm triệt tiêu ở hạ lưu	54

Hình 3.4 Mô phỏng đường áp lực thấm dưới tầng phủ không thấm.....	56
Hình 3.5 Sơ đồ mô phỏng hiện tượng bực tầng phủ.....	57
Hình 3.6 Cách chia phần tử của Seep/W	61
Hình 3.7 Ao phía hạ lưu đê	64
Hình 3.8 Sông phía thượng lưu đê.....	64
Hình 3.9 Mặt cắt đê tại khu vực nghiên cứu	65
Hình 3.10 Mô phỏng đường áp lực thấm dưới tầng phủ không thấm.....	67
Hình 3.11 Kết quả tính toán Gradient I_{xy} trường hợp hiện trạng	69
Hình 3.12 Kết quả tính toán áp lực nước trường hợp hiện trạng	69
Hình 3.13 Phương án xử lý bằng cách lấp toàn bộ ao đến cao độ +0,8m	70
Hình 3.14 Phân bố đường đẳng Gradient I_{xy} trường hợp đắp đất hạ lưu	71
Hình 3.15 Phân bố đường đẳng cột nước áp lực trường hợp đắp đất hạ lưu.....	72
Hình 3.16 Giá trị tính toán tổng cột nước dưới đáy tầng phủ.....	72
Hình 3.17 Phương án xử lý bằng cách bố trí hệ thống giếng giảm áp	74
Hình 3.18 Phân bố đường đẳng Gradient I_{xy}	76
Hình 3.19 Phân bố đường đẳng cột nước áp lực	76
Hình 3.20 Phương pháp xử lý bằng cách bố trí giếng cọc vây	77
Hình 3.21 Gradient đáy ao trường hợp tường XMĐ 10m, nước trong giếng $h_g=1,5m$	79
Hình 3.22 Phân bố đường đẳng cột nước áp lực trường hợp tường XMĐ 10m, nước trong giếng $h_g=1,5m$	79
Hình 3.23 Gradient đáy ao trường hợp tường XMĐ 20m, nước trong giếng $h_g=1,5m$	80
Hình 3.24 Phân bố đường đẳng cột nước áp lực trường hợp tường XMĐ 20m, nước trong giếng $h_g=1,5m$	80
Hình 3.25 Gradient đáy ao trường hợp tường XMĐ 30m, nước trong giếng $h_g=1,5m$	80
Hình 3.26 Phân bố đường đẳng cột nước áp lực trường hợp tường XMĐ 30m, nước trong giếng $h_g=1,5m$	81

Hình 4.1 Kết quả thí nghiệm của Shimada (1992).....	87
Hình 4.2 Một số hình ảnh thí nghiệm trên hiện trường.....	89
Hình 4.3 Dây chuyền thiết bị thi công khoan phụt hóa chất.....	90
Hình 4.4 Sơ đồ bố trí thí nghiệm khoan phụt.....	92
Hình 4.5 Thiết bị nén mẫu TYA – 300C	94
Hình 4.6 Thí nghiệm xác định hệ số thấm của đất nền tự nhiên bằng phương pháp đổ nước	95
Hình 4.7 Thí nghiệm xác định hệ số thấm của đất nền sau khi xử lý bằng KPHC bằng phương pháp đổ nước.....	95
Hình 4.8 Lỗ khoan cọc A1	96
Hình 4.9 Lỗ khoan cọc A2	96
Hình 4.10 Phá hoại mẫu M1, M2 trong thí nghiệm nén nở hông	97
Hình 4.11 Quan hệ cường độ kháng nén nở hông với thời gian của vật liệu XMĐ và XM-HC	97
Hình 4.12 Quan hệ lượng nước tiêu hao Q_c và thời gian thí nghiệm t của đất nền ..	98
Hình 4.13 Vĩa vữa XMĐ nằm xen kẽ trong lớp đất.	99

DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 1.1 So sánh thuộc tính của các dạng vữa dùng cho KPHC [23]	28
Bảng 1.2 So sánh ứng dụng của KPHC sử dụng các dạng vữa khác nhau [23]	29
Bảng 2.1 Số liệu vị trí và các mực nước các đoạn đo trọng điểm	47
Bảng 2.2 Số liệu đầu vào để tính toán khoảng cách ảnh hưởng áp lực thấm X_3 , áp lực cột nước hạ lưu H_{av} và giá trị Gradient tại một số đoạn đo trọng điểm	47
Bảng 2.3 Kết quả tính toán khoảng cách ảnh hưởng áp lực thấm X_3 , áp lực cột nước hạ lưu H_{av} và giá trị Gradient tại một số đoạn đo trọng điểm	48
Bảng 3.1 Xác định các hệ số θ_a ; θ_m trong trường hợp thiết kế nhiều giếng	55
Bảng 3.2 Kết quả tính toán trường hợp hiện trạng bằng mô hình FEM	69
Bảng 3.3 Số liệu tính toán cho giải pháp đắp ao	71
Bảng 3.4 Kết quả tính toán giải pháp đắp ao bằng giải tích	71
Bảng 3.5 Kết quả tính toán giải pháp đắp ao bằng mô hình FEM	73
Bảng 3.6 So sánh kết quả tính toán giải pháp đắp ao bằng hai phương pháp	73
Bảng 3.7 Kết quả tính toán giải pháp giếng giảm áp bằng giải tích	75
Bảng 3.8 Kết quả tính toán giải pháp giếng giảm áp bằng mô hình FEM	76
Bảng 3.9 So sánh kết quả tính toán giải pháp giếng giảm áp bằng hai phương pháp	77
Bảng 3.10 Kết quả tính toán giải pháp giếng cọc vây bằng giải tích	78
Bảng 3.11 Tổ hợp tính toán giải pháp giếng cọc vây bằng mô hình FEM	79
Bảng 3.12 Kết quả tính toán giải pháp giếng cọc vây bằng mô hình FEM	79
Bảng 3.13 So sánh kết quả tính toán giải pháp giếng cọc vây bằng hai phương pháp	81
Bảng 3.14 So sánh kinh phí các phương án	82
Bảng 4.1 Thành phần hạt của các lớp đất 3 và 4 tại cống Mộc Nam	90
Bảng 4.2 Thông số kỹ thuật áp dụng cho 2 phương pháp khoan phụt	92
Bảng 4.3 Cấp phối vữa dùng cho cọc thử nghiệm	93
Bảng 4.4 Cường độ kháng nén các mẫu hiện trường	96
Bảng 4.5 Cường độ kháng nén các mẫu chế bị	97

DANH MỤC CÁC KÍ HIỆU

W_{tn}	Độ ẩm tự nhiên
γ	Dung trọng tự nhiên
γ_d	Dung trọng đẩy nổi của đất
γ_n	Dung trọng của nước
γ_s	Dung trọng của đất bão hòa
ρ	Khối lượng riêng của dung dịch
γ_c	Dung trọng khô
e	Hệ số rỗng
n	Độ lỗ rỗng
G	Hệ số bão hoà nước
k	Hệ số thấm
W_{ch}	Giới hạn chảy
W_d	Giới hạn dẻo
I_d	Chỉ số dẻo
B	Độ sệt
φ	Góc ma sát trong
c	Lực dính đơn vị
h_a	Cột nước thấm cho phép (giới hạn đáy bực)
h_{ao}	Cột nước trong ao hạ lưu, tính từ mực nước ao đến đáy ao
H	Cột nước thượng lưu, tính từ mực nước sông đến mặt đất tự nhiên ở hạ lưu
H_1	Cột nước toàn phần thượng lưu, tính từ mực nước thượng lưu đến mặt dưới của tầng phủ
H_{av}	Cột nước thấm tại vị trí tính toán, tính từ mực nước tại vị trí tính toán đến mặt đất hạ lưu
h_w	Chiều dày lớp đất hạ lưu, tính từ mặt đất hạ lưu đến mặt cách nước; $h_w = D + Z_t$
H_m	Cột nước thấm tại chân đê hạ lưu

D	Chiều dày tầng thấm nước
Z_t	Chiều dày tầng phủ hạ lưu
S	Khoảng cách từ sông đến giếng giảm áp
a	Khoảng cách giữa các giếng giảm áp
L_c	Khoảng cách từ chân đê đến điểm có áp lực thấm triệt tiêu
X_3	Khoảng cách từ điểm tính toán đến điểm có áp lực thấm triệt tiêu
L	Chiều dài đường thấm theo phương ngang: $L=S+L_c$
r_w	Bán kính giếng giảm áp
W	Chiều sâu giếng giảm áp, tính từ mặt dưới tầng phủ đến đáy giếng
Q_w	Lưu lượng thoát của giếng
R	Bán kính ảnh hưởng của giếng
K	Hệ số thấm của tầng thấm nước
θ_a, θ_m	Hệ số xét đến ảnh hưởng không gian miền thấm khi thiết kế nhiều giếng, cắm một phần vào tầng không thấm
K_b	Hệ số thấm của lớp phủ hạ lưu
I_1	Dạng cấu trúc nền đê rất nhạy cảm với thấm
I_2, I_{2a}, II, III_1	Dạng cấu trúc nhạy cảm với thấm
I_{2c}, I_3, I_4, III_2	Dạng cấu trúc ít nhạy cảm với thấm
III_3	Dạng cấu trúc bền vững với biến dạng thấm
I	Gradient áp lực thấm
I_{gh}	Gradient áp lực thấm giới hạn của tầng phủ
I_{max}	Gradient áp lực thấm lớn nhất theo tính toán
I_{xn}	Gradient áp lực thấm gây ra xói ngầm
I_{xgh}	Gradient áp lực thấm giới hạn xói ngầm
I_c	Gradient áp lực thấm gây ra cát chảy
I_{cgh}	Gradient áp lực thấm giới hạn cát chảy

DANH MỤC CÁC CHỮ VIẾT TẮT

XM	Xi măng
HC	Hóa chất
XM-HC	Xi măng - Hóa chất
XM/HC	Xi măng/Hóa chất
Đ-X-HC	Đất - Xi măng - Hóa chất
XMĐ	Xi măng đất
JG	Jet grouting - Khoan phụt vữa áp lực cao
KPXM	Khoan phụt xi măng
KPHC	Khoan phụt hóa chất
KPHCCA	Khoan phụt hóa chất cao áp
KHCN	Khoa học công nghệ
TCVN	Tiêu chuẩn Việt Nam
TCN	Tiêu chuẩn ngành
HK	Ký hiệu hồ khoan khảo sát địa chất

MỞ ĐẦU

I. TÍNH CẤP THIẾT CỦA ĐỀ TÀI

Trong các loại hình công trình thủy lợi ở tỉnh Hà Nam, đê và công trình trên đê luôn chiếm một vị trí đặc biệt quan trọng nhằm bảo đảm an toàn của sản xuất, đời sống trên địa bàn tỉnh và các tỉnh lân cận. Trong lịch sử đã xảy ra nhiều sự cố vỡ đê, đe dọa an toàn về tính mạng và tài sản của nhân dân trong vùng đê bảo vệ. Mới đây nhất, ngày 01/8/2012, sự cố xói ngầm xảy ra tại cống Tác Giang trên tuyến đê Hữu Hồng gây sụt lún nghiêm trọng, gây hậu quả nặng nề. Trước đó, ở mức độ nhỏ hơn cũng đã xảy ra sự cố tương tự ở cống Đập Phúc, cống D10 và nhiều đoạn trên đê sông Đáy. Nguyên nhân đều là do xói ngầm dưới nền các đoạn đê trọng điểm và các cống dưới đê.

Do cấu tạo địa chất nền đê ở Hà Nam khá phức tạp, tồn tại tầng cát có hệ số thấm lớn thông với sông, lớp tầng phủ phía trên bằng đất sét tương đối mỏng. Cùng với đặc điểm sản xuất của người dân địa phương từ ngày xưa đến nay là thường đào ao nuôi trồng thủy sản dọc theo tuyến đê Hữu Hồng, đê Sông Đáy làm mất tầng phủ. Vì thế khi mực nước sông dâng cao, thường xuất hiện tập đoàn mạch sủi ở nhiều đoạn đê xung yếu, ảnh hưởng đến sự ổn định của đê. Hiện tượng này còn xuất hiện ở giếng nước sinh hoạt trong thôn xóm và những khu vực khai thác đất làm gạch. Xói ngầm đặc biệt hay xảy ra tại các cống dưới đê xây dựng tại vị trí lòng sông cũ, khi thi công cống đã đào bỏ tầng phủ thấm nước yếu phía trên.

Đã có nhiều giải pháp được sử dụng để ổn định nền đê như đắp ao, làm giếng giảm áp. Tuy nhiên, tại một số vị trí khu vực ao, hồ không cho phép lấp bỏ nay đang trở thành trọng điểm phòng chống bão lụt của tỉnh. Vì vậy, việc bảo đảm an toàn đê về mùa lũ vẫn đang là vấn đề hết sức cần thiết.

Luận án đặt vấn đề nghiên cứu, áp dụng các tiến bộ kỹ thuật để ổn định thấm nền đê phù hợp với điều kiện cụ thể của tỉnh Hà Nam. Đây là vấn đề hết sức quan trọng và cần thiết cho công tác quản lý đê điều của tỉnh Hà Nam nói riêng, cả nước nói chung.

II. MỤC ĐÍCH VÀ NHIỆM VỤ NGHIÊN CỨU

Nghiên cứu giải pháp ngăn chặn mạch dùn, mạch sủi cho các đoạn đê trọng điểm và xử lý khẩn cấp sự cố xói ngầm về mùa lũ nhằm bảo đảm an toàn đê điều và phòng chống lụt bão trên địa bàn tỉnh Hà Nam.

Để đạt được mục tiêu trên, luận án phải giải quyết các nhiệm vụ cơ bản sau:

- Đánh giá phân loại nền đê trên địa bàn tỉnh Hà Nam;
- Phân tích làm rõ ưu nhược điểm của các giải pháp xử lý chống mạch dùn mạch sủi hiện có, từ đó có giải pháp khắc phục, cải tiến;
- Nghiên cứu ứng dụng công nghệ khoan phụt hóa chất nhằm xử lý sự cố mạch dùn mạch sủi, đặc biệt là xử lý khẩn cấp trong mùa lũ bão.

III. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

- Điều tra thực địa, kết hợp thu thập số liệu từ các dự án xây dựng;
- Nghiên cứu tài liệu: nghiên cứu tài liệu trong và ngoài nước, các kết quả nghiên cứu của các đề tài, luận án đã công bố trong nước về ổn định thâm nền đê.
- Nghiên cứu lý thuyết: bài toán thâm ổn định và không ổn định dưới nền đê.
- Nghiên cứu trên mô hình toán: sử dụng các phần mềm thương mại để kiểm tra bài toán thâm nền đê, so sánh với kết quả tính lý thuyết và quan trắc hiện trường.
- Nghiên cứu thực nghiệm:
 - + Thực nghiệm trong phòng trên mẫu chế bị và mẫu lấy từ hiện trường.
 - + Thực nghiệm hiện trường trên dây chuyên khoan phụt thực tế.

IV. PHẠM VI NGHIÊN CỨU

Các tuyến đê chính trên địa bàn tỉnh Hà Nam:

- Đê Hữu Hồng;
- Đê Tả Đáy;
- Đê sông Nhuệ.

V. NỘI DUNG VÀ BỐ CỤC CỦA LUẬN ÁN

Theo cách phân loại nền đê của các tác giả trước đây (Tô Xuân Vu, Bùi Xuân Trường), Luận án đã tiến hành thu thập số liệu khảo sát địa chất cho các tuyến đê trên địa bàn tỉnh Hà Nam, tiến hành sắp xếp phân loại nền đê thành các kiểu và phụ kiểu, lập bản đồ phân loại nền đê. Qua phân tích cho thấy địa chất nền đê trên địa bàn tỉnh Hà Nam, Luận án cho rằng có thể quy về một mặt cắt đặc trưng chung, theo thứ tự từ trên xuống gồm: đất đắp đê, lớp phủ thấm nước yếu, tầng thấm nước (cát, cát pha) có chiều dày lớn (trên 40m) và có thể mô phỏng đơn giản hóa theo trường hợp 7 (Phụ lục 1) theo Tiêu chuẩn Mỹ [24]. Như vậy, mức độ an toàn về thấm chủ yếu phụ thuộc vào khoảng cách từ đê đến sông và chiều dày lớp phủ phía đồng. Với tiêu chí như vậy, Luận án đã chỉ ra 3 vị trí trọng điểm trên 3 tuyến đê chính của Hà Nam (Hữu Hồng, Tả Đáy và sông Nhuệ) nằm gần sông và phía đồng có nhiều ao hồ nuôi trồng thủy sản. Luận án đã sử dụng phương pháp giải tích để tính toán cột nước áp lực dưới tầng phủ, kiểm tra đầy bực nền và xói ngầm cho 3 vị trí trọng điểm ứng với các chế độ mực nước lũ từ báo động 1 đến báo động 3. Kết quả tính toán của Luận án phù hợp với tình hình thực tế.

Một đoạn đê trọng điểm trên đê Tả Đáy (Km103+00 đến Km103+147) được chọn làm đối tượng để nghiên cứu và tìm giải pháp xử lý nhằm nâng cao ổn định nền đê. Luận án đồng thời sử dụng các công thức giải tích và phần mềm thương mại để kiểm tra biến dạng thấm. Kết quả tính toán chỉ ra rằng, khi mực nước sông ở cấp báo động 2 (cao độ mực nước +3,6) đáy ao bị bực thủng dẫn đến nguy cơ xói ngầm. Luận án đã đề xuất 3 giải pháp nâng cao ổn định: (1) Làm hệ thống giếng khoan giảm áp; (2) Lấp ao đến cao độ +0,8; (3) Làm giếng cọc vây (hình 3.20). Cả 3 giải pháp đều đảm bảo ổn định khi mực nước sông ở cấp báo động 3 (cao độ mực nước +3,6), luận án phân tích ưu nhược điểm của từng phương án và kết luận rằng về tổng thể giải pháp làm giếng cọc vây là hợp lý nhất. Luận án cũng cho thấy rằng, kết quả tính toán bằng các công thức giải tích trên mô hình đơn giản hóa không sai khác nhiều so với tính bằng các phần mềm thương mại, có thể sử dụng để kiểm tra an toàn thấm trong bước lập dự án đầu tư.

Nghiên cứu áp dụng công nghệ khoan phụt hóa chất để xử lý sự cố xói ngầm trong điều kiện tồn tại dòng chảy ngầm (mùa lũ). Sử dụng hóa chất thông dụng là nước thủy tinh và các phụ gia hóa chất dễ tìm trên thị trường Việt nam, luận án nghiên cứu trên các mẫu chế bị về tính chất cơ học (cường độ theo tuổi ngày), tính chống thấm, thời gian keo hóa của hỗn hợp hóa chất trộn với đất cát pha lấy từ một đoạn đê trên địa bàn Hà Nam, từ đó kiến nghị công thức thích hợp. Với tỷ lệ pha trộn rút ra từ thí nghiệm trên mẫu, luận án tiến hành thử nghiệm trên dây chuyền thiết bị khoan phụt JG theo 2 sơ đồ công nghệ và 2 loại hỗn hợp (sơ đồ phụt thuần áp truyền thống + sơ đồ phụt JG và vữa xi măng + vữa hóa chất) nhằm so sánh, đánh giá khả năng thực tiễn của việc áp dụng.

Ngoài phần mở đầu, kết luận, tài liệu tham khảo và phụ lục tính toán luận án gồm có 4 chương:

Chương 1. Tổng quan tình hình nghiên cứu

Chương 2. Phân loại nền đê tỉnh Hà Nam trên quan điểm ổn định thấm

Chương 3. Giải pháp ổn định thấm nền đê cho một đoạn trọng điểm trên đê Tả Đáy

Chương 4. Nghiên cứu thực nghiệm khoan phụt hóa chất để xử lý khẩn cấp sự cố thấm nền đê.

Phần tài liệu tham khảo: liệt kê 15 tài liệu tiếng Việt, 09 tài liệu tiếng Anh đã được sử dụng để hoàn thành Luận án.

Phần phụ lục: gồm 11 phụ lục, trình bày các bảng biểu thí nghiệm tiến hành trong khuôn khổ Luận án và bản đồ phân loại cấu trúc nền đê tỉnh Hà Nam.

VI. NHỮNG ĐÓNG GÓP MỚI CỦA LUẬN ÁN

1- Luận án đã điều tra thu thập tài liệu, khảo sát bổ sung để lập bản đồ phân vùng địa chất các tuyến đê dựa trên phương pháp luận về an toàn ổn định thấm. Bản đồ này có thể sử dụng cho công tác phòng chống bão lụt, quản lý bảo vệ đê điều của tỉnh Hà nam. Luận án kết luận: có thể có thể mô phỏng đơn giản hóa mặt cắt địa chất đê tỉnh Hà Nam như hình 2.1 (ứng với trường hợp 7 theo Tiêu chuẩn Mỹ [24]-

Phụ lục 1) và sử dụng công thức giải tích để tính toán kiểm tra ổn định thẳm trong bước lập dự án đầu tư.

2- Luận án đã đề xuất được giải pháp ổn định thẳm nền đê bằng giếng cọc vây gồm các cọc xi măng đất chồng lấn tạo thành tường liên tục. Giải pháp mới phù hợp với các đoạn đê có nhiều ao hồ nằm sát chân đê, không phải duy tu (thau rửa định kỳ) như làm giếng giảm áp, không phải lấp ao làm ảnh hưởng đến sản xuất (nuôi trồng thủy sản) của nhân dân.

3- Luận án bước đầu có những nghiên cứu ứng dụng công nghệ khoan phụt hóa chất kết hợp với xi măng để xử lý khẩn cấp các sự cố thẳm nền đê.

4- Kết quả nghiên cứu của Luận án phục vụ thiết thực và hiệu quả cho công tác phòng chống bão lụt, quản lý đê điều trên địa bàn tỉnh Hà Nam.

CHƯƠNG 1. TỔNG QUAN TÌNH HÌNH NGHIÊN CỨU

1.1 ĐÊ ĐIỀU TỈNH HÀ NAM VÀ MỘT SỐ SỰ CÓ DO NGUYÊN NHÂN THÂM

1.1.1 Tình hình đê điều tỉnh Hà Nam

Hà Nam là vùng trũng và chịu nhiều ảnh hưởng của nước lũ từ đầu nguồn tràn về. Hệ thống đê điều của tỉnh dài hơn 319Km, trong đó đê cấp I đến cấp III (hữu Hồng và tả Đáy) dài gần 90Km, đê cấp IV (sông Nhuệ, Châu Giang, Hoàn Uyển, chắn nước Hà Tây + tả Duy Tiên) dài hơn 98Km ... Ngay từ thời Pháp thuộc, công tác hộ đê phòng lụt đã được chính quyền quan tâm và tổ chức chặt chẽ (hình 1.1).

Công trình kè công trên các tuyến đê đa phần là xây dựng từ cách đây 50÷60 năm. Điển hình như cống Vũ Xá, vị trí K134+108 trên đê hữu Hồng thuộc xã Đạo Lý (Lý Nhân) xây dựng từ năm 1930, hiện trạng công yếu, có nơi bị bung và nứt; đê tả Đáy đoạn K101,7 đến K102,7 (thuộc Kim Bảng) có kè nhưng khá yếu, nhiều phương tiện vận tải nặng đi qua, dòng chủ lưu chảy thẳng góc với mái đê có nguy cơ sạt lở cao.



Hình 1.1 Phòng thủy lợi Cao Dương – Hà Nam và công tác đê điều dưới thời Pháp
 Tình trạng khai thác đất làm gạch đã tạo nên hàng ngàn ao, hồ, thùng đầu phía trong và ngoài đê, có nơi rất gần chân đê. Có những ao rộng hàng ngàn m² và chỉ cách đê sông Hồng 100m (như ở xã Chuyên Ngoại huyện Duy Tiên), rất nguy hiểm đối với đê khi nước lũ dâng cao. Ví dụ: đoạn đê bồi ở xã Chuyên Ngoại (huyện Duy Tiên)

bị vỡ tháng 10/2006, cống Tác Giang đoạn Km129+530 đê Hữu Hồng thuộc địa phận xã Chuyên Ngoại bị sự cố tháng 8/2012, v.v.

Việc khai thác cát trái phép đã gây ra hàng loạt vụ sạt lở đất, gây vỡ đê bồi làm cho diện tích đất canh tác ngày càng thu hẹp gây mất ổn định tình hình kinh tế xã hội cũng như sự an toàn của công trình đê điều. Điển hình như ở xã Thanh Tuyên (Thanh Liêm) do khai thác cát ở gần khu vực đê bồi Lại Xá đã làm mất đi hàng chục héc ta đất canh tác do đê bồi bị lở, phải di chuyển vào phía trong. Từ năm 2000 đến nay, người dân ở đây đã 4 lần phải di chuyển đê vào phía trong diện tích đất canh tác, mỗi lần di chuyển chỗ ít cũng phải 10m, còn thông thường từ 20÷25 m, cá biệt có chỗ phải lùi vào sâu trên 30m.

Mặc dù hàng năm ngân sách của Trung ương và địa phương đều phải bỏ ra nhiều tỷ đồng để duy tu bảo dưỡng hệ thống đê điều. Nhưng do điều kiện địa chất nền đê phức tạp nên mùa lũ vẫn xuất hiện mạch dùn mạch sủi ở những vị trí trọng điểm và một số cống dưới đê. Một số nơi thậm chí đã xảy ra những sự cố nghiêm trọng. Vì vậy, vấn đề xử lý những hiện tượng này đã được đặt ra một cách nghiêm túc.

1.1.2 Hiện tượng mạch dùn, mạch sủi nền đê vào mùa lũ

Mạch thấm rỉ xuất hiện rải rác ở thân đê hay nền đê, nước thấm ra với tốc độ và lưu lượng nhỏ và hầu như không mang theo các hạt khoáng. Sự xuất hiện của mạch thấm rỉ ít gây nguy hiểm cho đê nhưng có thể gây sạt lở mái đê, cơ đê, là tiền đề cho mạch dùn, mạch sủi phát triển.

Mạch dùn thường xuất hiện ở nơi mà tầng chứa nước (cát) có chiều dày lớn, nhưng tầng phủ phía trên (đất thịt) có độ bền (cơ học, thấm) tương đối cao. Khi nước sông cao, những nơi có chiều dày lớp phủ nhỏ (thùng trũng, ao hồ, ...) dễ bị bực tầng phủ, nước thoát ra với tốc độ lớn qua các khe nứt, hang hốc... rất nguy hiểm đối với ổn định của đê (hình 1.2 và 1.3).

Mạch sủi thường xuất hiện ở những nơi mà tầng chứa nước nằm nông, phân bố ở gần chân đê hạ lưu, cách chân đê từ 0÷20m cá biệt có nơi từ 100÷200m. Kích thước mạch sủi quan sát được từ vài cm tới hàng chục cm, trung bình từ 10÷20cm. Nước

thoát ra từ mạch sỏi có tốc độ và lưu lượng tùy thuộc vào kích thước miệng thoát và gradient áp lực thấm. Vật liệu mang theo thường là các cát hạt nhỏ, mịn lẫn nhiều bụi. Mức nước sông dâng càng cao thì các mạch sỏi xuất hiện càng nhiều và thường tập trung ở các vị trí trọng điểm thành tập đoàn mạch sỏi hay bãi sỏi.



Hình 1.2 Mạch đùn ở hạ lưu đê



Hình 1.3 Cát dưới nền bị đẩy nổi quanh hố

Khi biến dạng thấm phát triển mạnh, nước từ dưới đùn lên với tốc độ và lưu lượng lớn mang theo nhiều hạt cát làm rỗng nền đê, dẫn đến mặt đất bị sụt xuống và nền đê có thể bị phá vỡ một cách nhanh chóng gây nên vỡ đê. Mức độ và quy mô phát triển các biến dạng thấm rất khác nhau, lưu lượng nước chảy ra có thể lên tới hàng chục, hàng trăm mét khối cát.

Như vậy sự xuất hiện và mức độ nghiêm trọng của biến dạng thấm ở nền đê không chỉ phụ thuộc vào mực nước lũ mà còn có quan hệ chặt chẽ với đặc điểm cấu trúc nền đê. Trong đó, sự có mặt của các lớp trầm tích hạt rời, chiều sâu, chiều dày và phạm vi phân bố của tầng chứa nước và tầng phủ phía trên là những yếu tố ảnh hưởng đến sự phát sinh, phát triển biến dạng thấm ở nền đê. Vì vậy, đánh giá mức độ trọng điểm của một đoạn đê phải gắn với việc phân loại nền đê theo quan điểm về biến dạng thấm.

Các hiện tượng mạch đùn, mạch sỏi như miêu tả ở trên là đặc điểm chung của hệ thống đê vùng đồng bằng sông Hồng nói chung và Hà Nam nói riêng. Trong lịch sử, mạch đùn, mạch sỏi đã xảy ra tại Km123+200 và Km146+150 đê Hữu Hồng vào mùa lũ 2008 (xem hình 1.2, 1.3), tại Km103+100 đê Tả Đáy năm 2009.

1.1.3 Hiện tượng thấm qua nền và mang cống dưới đê

Cống dưới đê là một hạng mục quan trọng đặc biệt trên các tuyến đê, nhiều sự cố gây vỡ đê là do cống bị thấm. Tuy nhiên, do đặc điểm của kết cấu công trình và tính chất của dòng thấm qua cống dưới đê khác với thấm qua nền đê. Vì vậy, công nghệ chống thấm, xử lý đùn sủi qua cống dưới đê khác với công nghệ xử lý thấm qua nền đê.

Kết quả điều tra 855 cống dưới đê trong Đề tài độc lập cấp Nhà nước "Nghiên cứu giải pháp KHCN để sửa chữa nâng cấp cống dưới đê" năm 2005 cho thấy, trên hệ thống sông Hồng và sông Thái Bình có 132 cống bị hư hỏng cần sửa chữa, trong đó có 20 cống bị thấm chiếm 15% [6].

Thống kê các sự cố vỡ đê thì đa phần đều ở vị trí cống, ví dụ như Cống Thôn (1986), cống Nội Doi (1995) v.v... Một loạt các cống mới xây dựng gần đây bị sự cố thấm như: Cống D10 (xây xong năm 1998), Mai Trang (2001), Vĩnh Mộ (2005), Nhân Hiền (2011), Đập Phúc (2011), Tắc Giang (2012), ... cho thấy vấn đề này cần phải được tiếp tục tìm hiểu và phân tích một cách sâu sắc hơn. Tuy nhiên, có thể đưa ra một số nhận định bước đầu như sau:

- Các cống trên đều xây dựng trên nền cát chày, đặc trưng của địa chất nền nhạy cảm về thấm chạy dọc từ Hà Nội xuống Hà Nam và Nam Định.
- Các cống đều xử lý đóng cọc bê tông cốt thép. Một số cống có đóng cừ chống thấm.
- Quan sát hiện trạng các cống bị sự cố cho thấy dòng thấm mang theo một lượng cát nền trôi xuống hạ lưu. Ví dụ như: cống Đập Phúc đã phải bơm 360m³ vữa (cát + xi măng), Vĩnh Mộ (150m³), Nhân Hiền (150m³), Tắc Giang (600m³)... có những cống nền rỗng trên 3m, cống hầu như đứng trên đầu cọc.

Gần đây nhất đã xảy ra sự cố đùn sủi, sụt lún ở cống và âu thuyền Tắc Giang (hình 1.4) thuộc tiểu dự án Hệ thống thủy lợi Tắc Giang - Hà Nam, dự án thủy lợi khu vực sông Hồng giai đoạn 2 (ADB3). Công trình được xây dựng tại vị trí Km129+530 trên đê Hữu Hồng, giữa hai huyện Lý Nhân và Duy Tiên (Hà Nam).

Cụm đầu mối cống và âu thuyền là công trình cấp I, đặt trên nền địa chất là cát và gia cố bằng cọc bê tông cốt thép.

Vào lúc 5h30 ngày 01/08/2012 phát hiện đùn sủi mạnh ở tường quạt bờ trái cống. Thời điểm sự cố chênh lệch mực nước thượng và hạ lưu là 2,4m. Đến 10h cùng ngày toàn bộ gian đặt tủ điện vận hành bị sứt hoàn toàn xuống hố xói. Nguyên nhân ban đầu xác định là do xói ngầm trong nền và mang cống. Dòng thấm xuất phát từ đoạn đê nối tiếp hai bên mang cống. Qua đây cho thấy việc chống thấm cho cống dưới đê, đặc biệt là các cống nằm trên nền địa chất phức tạp cũng có liên quan đến hiện tượng thấm dưới nền đê.



Hình 1.4 Sự cố cống Tắc Giang

1.2 NGHIÊN CỨU BIẾN DẠNG THẨM DƯỚI NỀN ĐÊ

1.2.1 Ngoài nước

1.2.1.1 Mô hình thấm dưới nền đê

Về hình thức, đê cũng giống như đập đất đều có tác dụng chắn giữ nước. Tuy nhiên, do đê đắp trên nền tự nhiên, không xử lý trước khi đắp, nên mô hình thấm qua đê khác với thấm qua đập đất.

Với đập đất bài toán tính thấm yêu cầu xác định các đặc trưng thấm gồm: đường bão hòa trong thân đập, kiểm tra Gradient tại điểm ra của đường bão hòa, tổng lượng thấm.

Đối với đê, do có một tầng thấm nước rất dày ở dưới nền, dòng thấm tập trung đi qua vùng này cho nên có tác giả gọi là tầng thông áp. Bài toán thấm yêu cầu xác

định các đặc trưng: cột nước áp lực dưới đáy tầng phủ, kiểm tra Gradient tại vị trí tầng phủ mỏng (bài toán kiểm tra bực đất) và xói ngầm khi xảy ra bực đất.

Để xác định áp lực thấm, trong lý thuyết cũng như thực hành các nhà nghiên cứu đã đưa ra nhiều phương pháp khác nhau tùy thuộc chế độ dòng thấm và điều kiện cụ thể của công trình. Các phương pháp tính toán thấm dưới nền công trình thủy lợi thường theo bài toán phẳng với cấu tạo nền địa chất tương đối đơn giản [13].

Lời giải đầu tiên được đề xuất bởi N.N Pavlopxki, tuy nhiên phương pháp này chỉ hạn chế cho những bài toán có đường viền thấm đơn giản, ít sức cản cục bộ (không có sân phủ, chân khay, tường, lõi, ... chống thấm).

Tiếp theo là những nghiên cứu của X.N Numenrov, R.R Tsugaev đề xuất phương pháp giải các bài thấm ổn định dưới nền đập có nhiều sức cản cục bộ, kết quả cho phép xác định tổn thất áp lực ở từng đoạn đường viền. Hạn chế của phương pháp sức cản thấm là khoảng cách giữa các yếu tố riêng biệt của đường viền dưới đất phải tương đối lớn (không nhỏ hơn một nửa chiều dày tầng chứa nước) để cho sức cản cục bộ không ảnh hưởng lẫn nhau.

Theo R. Whitlow [19], có thể xác định áp lực dòng thấm phẳng ổn định tại bất kỳ vị trí nào trong trường thấm bằng phương pháp xây dựng lưới thấm. Lưới thấm được xây dựng dựa trên những nguyên tắc phù hợp với điều kiện biên của bài toán và phương trình vận động liên tục của dòng thấm.

Trên thực tế, mực nước sông mùa lũ biến đổi theo thời gian, dòng thấm dưới đập trong mùa lũ là dòng thấm không ổn định. Do đó phải xác định áp lực dòng thấm dưới đập trong mùa lũ là dòng thấm không ổn định. Đây là bài toán phức tạp được nhiều nhà nghiên cứu đưa ra phương pháp giải khác nhau, trong đó lời giải theo phương pháp giải tích của V.M Sextakov cho kết quả tương đối chính xác và cho độ tin cậy cao. Theo phương pháp này, có thể xác định áp lực gia tăng của dòng thấm phẳng không ổn định theo sơ đồ thấm nửa giới hạn (sơ đồ có một biên mực nước biến đổi, còn biên kia ở xa vô cùng) bằng cách tuyến tính hóa phương trình vận động nước dưới đất theo thời gian (phương trình Butxinet). Mô hình này phù hợp với bài toán thấm dưới nền đập trong mùa lũ.

Trong thực tế, địa chất nền đê là hết sức phức tạp, ổn định thấm nền đê phụ thuộc chủ yếu vào các yếu tố sau:

- Mực nước sông và mực nước hạ lưu
- Chiều dày tầng phủ phía sông và phía đồng
- Chiều dày tầng thông áp
- Hệ số thấm của tầng thông áp và tầng phủ

Để thuận lợi và đơn giản cho các kỹ sư, năm 1956 Trung tâm kỹ thuật đường thủy của quân đội Mỹ (US Army Engineer Waterways Experiment Station) đã phân tích mô hình thấm dưới nền đê với các giả thiết sau [24]:

- a. Dòng thấm đi vào tầng thấm nước qua tầng phủ thấm nước phía thượng lưu và đặc biệt là từ bờ sông.
- b. Dòng thấm qua tầng phủ thượng lưu theo phương thẳng đứng. Dòng thấm trong tầng thấm nước đi theo phương nằm ngang.
- c. Thân đê (bao gồm cả cơ thượng lưu) không thấm nước.
- d. Dòng thấm chảy tầng.
- e. Mô hình dòng thấm nền đê đơn giản hóa như sau:

- Nền cát (hoặc cuội sỏi) được mô phỏng là đồng nhất về chiều dày và hệ số thấm. Tầng phủ thấm nước (hoặc thấm nước yếu) có chiều dày và hệ số thấm như nhau. Cột nước áp lực lên tầng phủ hạ lưu phụ thuộc vào kích thước của đê và chiều dày tầng thấm nước, hệ số thấm của nền và đặc điểm (chiều dày, hệ số thấm, ...) của tầng phủ thượng lưu. EM 1110-2-1914 (1992) [24] đã mô phỏng dòng thấm dưới đê thành 7 trường hợp điển hình nêu trong phụ lục 1 (gọi là phương pháp mô hình thấm đơn giản) nhằm xác định lưu lượng nước ngầm chảy qua tầng và mực nước (hoặc áp lực nước) ngầm phía hạ lưu tác động lên đáy lớp đất phủ và có thể gây phá hủy bực lớp đất phủ dẫn đến hủy hoại nền chân đê và thân đê.

Nhận xét: Mô hình thấm dưới nền đê theo cách làm trên có ưu điểm là đơn giản, dễ sử dụng. Trong chương 2, chương 3 của luận án đồng thời sử dụng phương pháp

phần tử hữu hạn và phương pháp mô hình thắm đơn giản (phụ lục 1) và đi đến kiến nghị phương pháp mô hình thắm đơn giản có thể sử dụng trong bước thiết kế sơ bộ.

1.4.2 Trong nước

Nghiên cứu biến dạng thắm nền đê được một số tác giả nghiên cứu. Nguyễn Công Mẫn [9] đưa ra một số mô hình cơ học đất cho bài toán thắm nền đê. Nguyễn Quyền và nnk [10] nghiên cứu bài toán thắm không ổn định trên mô hình vật lý. Trịnh Minh Thụ và nnk [11] chứng minh giải pháp tường hào XMD đạt hiệu quả thấp khi xét bài toán không gian. Tô Xuân Vu [15] nghiên cứu biến dạng thắm nền đê Hữu Hồng (Hà Nội) và đề xuất giải pháp bằng tường XMD. Bùi Xuân Trường [12] nghiên cứu biến dạng thắm nền hạ du sông Hồng địa phận tỉnh Thái Bình và đánh giá thực nghiệm một số giải pháp xử lý.

Luận án Tiến sĩ của Tô Xuân Vu [15] thực hiện năm 2002 tại trường Đại học Mỏ - Địa chất có tên gọi: Ảnh hưởng của đặc tính biến dạng thắm của một số trầm tích đến ổn định nền đê (lấy ví dụ một đoạn đê sông Hồng). Luận án đã đạt được một số vấn đề sau:

- Phân chia cấu trúc nền đê Hữu Hồng - Hà Nội theo một hệ thống chặt chẽ các dấu hiệu, từ đó lập sơ đồ vùng cấu trúc nền đê sông Hồng đoạn qua Hà Nội, làm cơ sở nghiên cứu đánh giá biến dạng thắm nền đê;
- Sử dụng mô hình vật lý thắm tương tự hình học để xác định các hình thức biến dạng thắm đối với mỗi loại trầm tích ở nền đê Hữu Hồng - Hà Nội;
- Bằng phương pháp giải tích bài toán phẳng đã xác định áp lực dòng thắm không ổn định dưới nền đê tương ứng với các mực nước lũ khác nhau tại những đoạn có cấu trúc nền đê nhạy cảm với biến dạng thắm, trên cơ sở đó đánh giá mức độ nguy hiểm với biến dạng thắm của đê Hữu Hồng, Hà Nội.
- Phân tích hiệu quả kỹ thuật của các giải pháp xử lý biến dạng thắm đã áp dụng ở nền đê Hữu Hồng - Hà Nội và chỉ ra điều kiện cấu trúc nền đê thích hợp với các giải pháp này. Kiến nghị sử dụng tổ hợp các giải pháp xử lý biến dạng thắm đối với mỗi

dạng cấu trúc nền đê. Tác giả kiến nghị sử dụng tường chống thấm bằng đất - xi măng để giảm áp lực thấm hạ lưu.

Luận án Tiến sĩ của Bùi Xuân Trường [12] thực hiện năm 2009 tại trường Đại học Mỏ - Địa chất có tên gọi: “Nghiên cứu biến dạng thấm nền hạ du sông Hồng địa phận tỉnh Thái Bình và đánh giá thực nghiệm một số giải pháp xử lý”.

Theo quan điểm của tác giả, điều kiện lắng đọng trầm tích vùng Thái bình chịu ảnh hưởng của nhiều yếu tố và biến đổi phức tạp, dẫn tới sự không đồng nhất về nguồn gốc và cấu trúc của nền đê. Dòng thấm qua đê cũng biến đổi theo chế độ mực nước sông (cao độ mực nước và thời gian duy trì lũ).

Luận án phân chia cấu trúc nền đê dựa trên các yếu tố:

- Chiều dày tầng phủ: ở những nơi tầng phủ dày < 3m thường xuất hiện mạch sủi, nếu chiều dày > 6m thường không xuất hiện mạch sủi. Vì vậy tác giả phân chia làm 3 nhóm chiều dày tầng phủ: $Z_t < 3m$; $Z_t = 3 \sim 6m$ và $Z_t > 6m$;
- Khoảng cách từ đê đến sông: $S \leq 200m$ và $S > 200m$;
- Tầng thấm nước là loại cát hạt nhỏ, hạt bụi hay là bùn sét pha;

Từ đó tác giả đã phân chia cấu trúc nền đê thành 5 kiểu, 11 phụ kiểu và 23 dạng cấu trúc nền có mức độ nhạy cảm về thấm từ mức độ đặc biệt cao đến thấp và rất thấp. Các đoạn đê nằm cách sông $S \leq 200m$, tầng phủ $Z_t < 3m$, phía dưới cho dù là tầng cát hạt nhỏ, hạt bụi hay bùn sét pha đều thuộc cấu trúc nền nhạy cảm về thấm.

Nghiên cứu biến dạng thấm nền đê bằng thí nghiệm hiện trường, Luận án nhận xét rằng:

- Các lớp đất tầng phủ có tính dính và hệ số thấm nước nhỏ, do đó dễ phá vỡ kết cấu tầng phủ đòi hỏi phải có cột nước giới hạn rất lớn. Về lý thuyết, nhiều tài liệu đã chứng minh đối với đất dính ngay cả khi đã bị phá vỡ kết cấu, cho dù độ dốc thủy lực tương đối lớn ($I > 7$) cũng không xảy ra xói ngầm và chảy đất. Tuy nhiên, quan sát thực tế tại những điểm xảy ra xói ngầm cơ chế phá hoại có khác. Tầng phủ thường bị phá hoại tại những điểm yếu, chỗ có khuyết tật. Từ đó nước trào lên

mang theo hạt cát. Vì vậy, biến dạng thấm nền đê phát triển theo 3 giai đoạn. Đầu tiên là phá vỡ tầng phủ theo các khuyết tật mang theo các hạt bụi, tiếp theo là sự mở rộng lỗ thoát gây ra cát chảy trong nền, rồi đến giai đoạn phát triển biến dạng thấm phát triển mạnh mẽ gây mạch đùn, mạch sủi.

- Để xác định theo điều kiện về giới hạn xói ngầm của tầng cát nền đê, tác giả sử dụng phương pháp thí nghiệm hiện trường kết hợp với phương pháp quan trắc hiện trường trong mùa lũ tại các vị trí mạch đùn để rồi giải bài toán ngược xác định đặc trưng biến dạng thấm ở nền đê.

Kết quả nghiên cứu của Luận án [12, trang 58] cho giá trị giới hạn như sau:

- Giới hạn xói ngầm:

$$+ (I_{xgh}) = 0,476 \sim 0,433 \text{ (với cát hạt bụi) ;}$$

$$+ (I_{xgh}) = 0,510 \sim 0,453 \text{ (với cát hạt nhỏ).}$$

- Giới hạn cát chảy:

$$+ (I_{cgh}) = 0,735 \sim 0,742 \text{ (với cát hạt bụi);}$$

$$+ (I_{cgh}) = 0,720 \sim 0,709 \text{ (với cát hạt nhỏ).}$$

Nghiên cứu biến dạng thấm cho một số cắt đê trọng điểm, luận án sử dụng phần mềm Visual Modflow phiên bản 4.2.0.151 của hãng Waterloo (Canada). Với mỗi đoạn đê, luận án đã vẽ được đẳng cao cột nước áp lực cho phép. Kết quả cho thấy, tùy theo cấu trúc nền mà biến dạng thấm có thể phát sinh cách chân đê từ 30m đến 250m.

Luận án cũng phân tích và đề xuất các giải pháp nhằm nâng cao ổn định nền đê:

- Giải pháp đắp tầng phản áp hạ lưu

- Giải pháp giếng đào giảm áp. Tuy nhiên, đáng chú ý là, kết quả quan trắc 5 giếng giảm áp đã thi công năm 1996 thì các giếng chỉ đạt lưu lượng 55% đến 80% lưu lượng tính toán, có giếng chỉ đạt 22% (0,09 l/s so với yêu cầu là 0,3 l/s), sau 8 năm vận hành (tức là đến 2004) lưu lượng chỉ đạt được 16% đến 54%. Độ hạ thấp mực

nước tại giếng đạt được lúc mới xây dựng là 0,86m, sau 8 năm chỉ còn 0,2m. Hiệu quả giảm là do ôxít sắt bám vào tầng lọc.

- Luận án cũng đề xuất một số giải pháp mới như: giếng khoan giảm áp, làm tường ximăng-đất, cắm cừ bản nhựa, rải màng chống thấm sân phủ thượng lưu,... Trong số đó, tác giả kiến nghị sử dụng giải pháp cắm cừ nhựa.

Bài báo [11] trình bày kết quả nghiên cứu xử lý đùn sủi nền đê Sông Hồng, đoạn Mai Động – Đức Hiệp (Hưng Yên). Mô hình thấm 3 chiều đã được sử dụng để mô phỏng hiện tượng thấm nền đê với các mực nước lũ khác nhau, phương án xử lý bằng giếng giảm áp (ở hạ lưu) hoặc xử lý bằng tường Bentonite (ở thượng lưu).

Các trường hợp tính toán gồm:

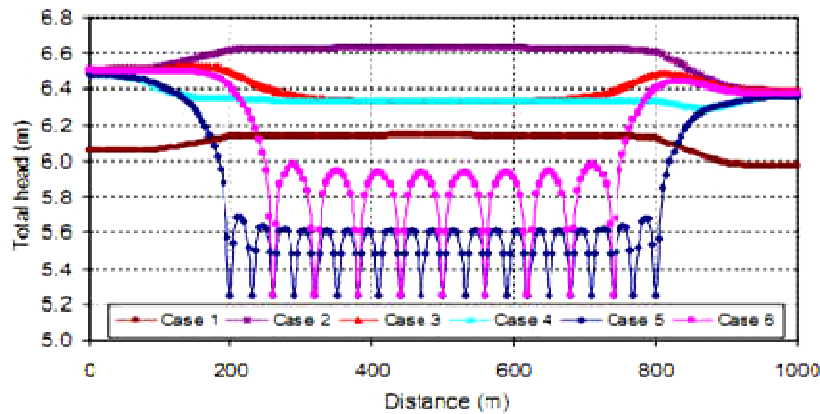
- Trường hợp 1: Bài toán hiện trạng cho thấy khi mực nước sông đạt +8,2 thì phía hạ lưu bắt đầu xuất hiện đùn sủi.
- Trường hợp 2: Mực nước sông ở mực nước thiết kế +10,5m.
- Trường hợp 3: Tính với phương án xử lý bằng tường hào Bentonite ở thượng lưu dài 600m (chiều dày 0,8m), tại vị trí có tầng phủ thấm nước yếu dày 6m.
- Trường hợp 4: Như trường hợp 3, nhưng tường hào dài 800m.
- Trường hợp 5: Xử lý bằng giếng phản áp với khoảng cách 30m ở hạ lưu.
- Trường hợp 6: Xử lý bằng giếng phản áp với khoảng cách 60m.

Kết quả tính toán áp lực thấm nền đê bằng phần mềm SEEP 3D trong bộ phần mềm GEO - SLOPE (Canada) cho thấy:

- Cột nước áp lực thấm tại mặt dưới lớp 2 (lớp tầng phủ thấm nước yếu nằm phía trên tầng cát pha 3) bị tổn thất đột ngột cho trường hợp xử lý bằng giếng giảm áp (trường hợp 5), khi khoảng cách giữa các giếng giảm áp tăng (trường hợp 6) thì cột nước áp lực thấm tăng. Tuy nhiên, trong cả hai trường hợp (trường hợp 5 và trường hợp 6) cột nước áp lực vẫn nhỏ hơn cột nước giới hạn gây bục nền (hình 1.5).
- Tính trường hợp xử lý bằng tường hào Bentonite (600m hoặc 800m) cột nước áp lực thấm cao hơn giới hạn cho phép. Điều này cho thấy việc xử lý bằng tường hào

Bentonite là không thích hợp, được giải thích là do hiện tượng thấm không gian quanh tường hào.

Tác giả kết luận: Giếng giảm áp là phương pháp có hiệu quả nhất để giảm áp lực thấm nền đê.

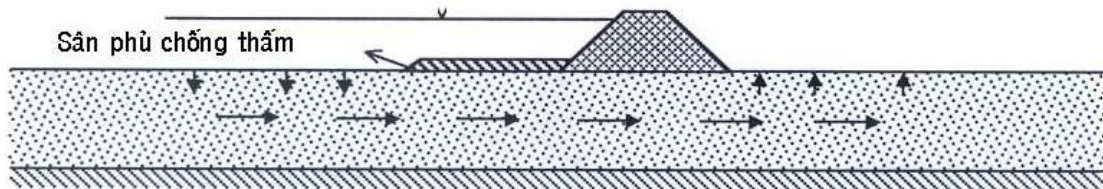


Hình 1.5 Cột nước áp lực thấm mặt phân cách giữa lớp 2 và lớp 3 (cao độ -3.0) dọc theo đoạn đê Mai Động – Đức Hợp

1.3 GIẢI PHÁP XỬ LÝ MẠCH ĐÙN, MẠCH SỬ

1.3.1 Giải pháp xử lý nền đê trước mùa lũ

1.3.1.1 Đắp sân phủ chống thấm ở ngoài đê



Hình 1.6 Giải pháp đắp sân phủ chống thấm ở ngoài đê

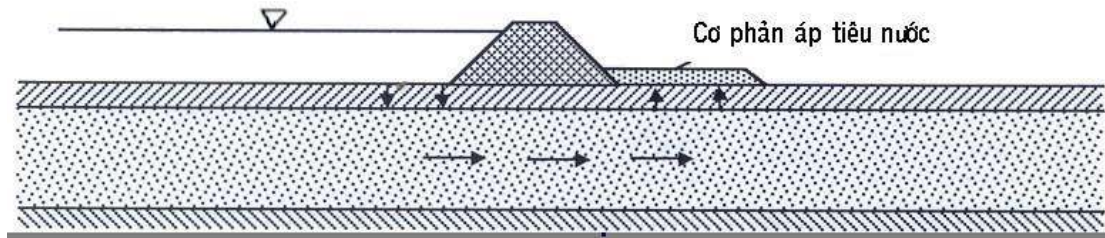
Đối với công trình đê, đây là giải pháp cơ bản được áp dụng phổ biến. Tác dụng của sân phủ là kéo dài đường viền thấm, giảm áp lực thấm (hình 1.6).

Sân phủ chống thấm được đắp dọc theo chân đê phía ngoài sông, chiều rộng thông thường từ (20÷25)m chiều cao sân phủ lớn hơn mặt nền tự nhiên từ (0,5÷1,0)m vật liệu đắp là đất sét hoặc sét pha có hệ số thấm nhỏ hơn 10^{-6} cm/s.

Các kích thước của sân phủ được xác định từ điều kiện Gradient áp lực thấm tính toán I_{tt} phía trong đê nhỏ hơn gradient áp lực thấm cho phép của lớp đất phía trong đê $I_{tt} \leq [I]_{cp}$.

Giải pháp đắp sân phủ chống thấm có ưu điểm là thi công đơn giản, dễ kiểm soát chất lượng và có thể cho phép kết hợp thuận lợi với các giải pháp xử lý khác. Tuy nhiên, việc đắp sân phủ có chiều rộng lớn là một vấn đề khó giải quyết vì ảnh hưởng đến diện tích đất nông nghiệp hoặc đất dân sinh ở ven đê, hơn nữa điều kiện cung cấp vật liệu đắp ở một số nơi không thuận lợi dẫn đến giá thành xử lý cao, không khả thi.

1.3.1.2 Đắp cơ phản áp tiêu nước ở trong đê



Hình 1.7 Giải pháp đắp cơ phản áp ở trong đê

Cơ phản áp có tác dụng giảm gradient áp lực thấm, tăng cường áp lực hữu hiệu cho lớp phủ thấm nước yếu nhưng vẫn tạo điều kiện cho nước thoát qua để giảm áp lực thủy động.

Cơ phản áp tiêu nước được đắp ở phía trong thân đê nhằm gia cố những đoạn đê mà lớp phủ thấm nước yếu bị phá hủy hoặc có chiều dày nhỏ, không liên tục. Bề rộng cơ phản áp thường được đắp là 25m, chiều cao lớn hơn mặt nền thiên nhiên hoặc mực nước mặt từ 0,5÷1,0m, chiều dày trung bình 1,5m. Vật liệu đắp cơ phản áp tiêu nước là đất cát pha, cát bụi có hệ số thấm 10^{-4} ÷ 10^{-5} cm/s.

Cơ phản áp tiêu nước như là một lớp áp tải có tác dụng giữ ổn định nền đê rất hiệu quả. Nhược điểm của biện pháp này cũng như biện pháp sân phủ chống thấm, đó là khả năng mở rộng khó khăn do chiếm nhiều diện tích đất xây dựng.

1.3.1.3 Xây dựng hệ thống giếng giảm áp

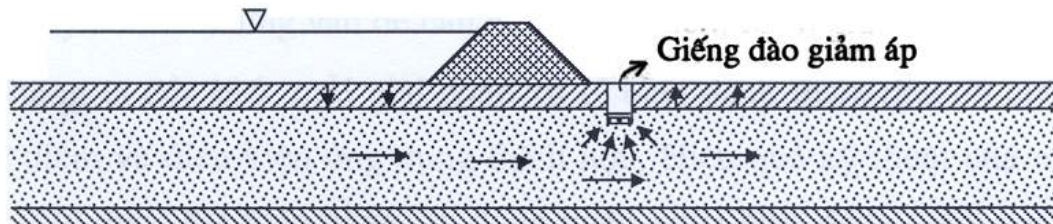
Giếng giảm áp là một giếng đặt thẳng đứng trong đất, xung quanh được bọc một tầng lọc nhằm hạn chế các hạt đất đi vào giếng. Giếng giảm áp được dùng để giải thoát áp lực nước trong tầng chứa nước mà phía trên bị che phủ bởi một tầng thấm nước yếu. Giếng giảm áp là một giải pháp có nhiều ưu điểm so với các giải pháp

kiểm soát thấm khác, ví dụ như làm tầng phản áp. Tuy nhiên, giếng giảm áp đòi hỏi phải được duy tu thường xuyên nhằm tránh bị tắc tầng lọc do bùn đất hoặc vi sinh vật trong đất.

Giếng giảm áp kết hợp với rãnh thoát nước nằm ngang có tác dụng thoát nước dưới đất, giảm áp lực thấm tác dụng lên lớp phủ thấm nước yếu. Giếng giảm áp có hai loại là giếng đào và giếng khoan.

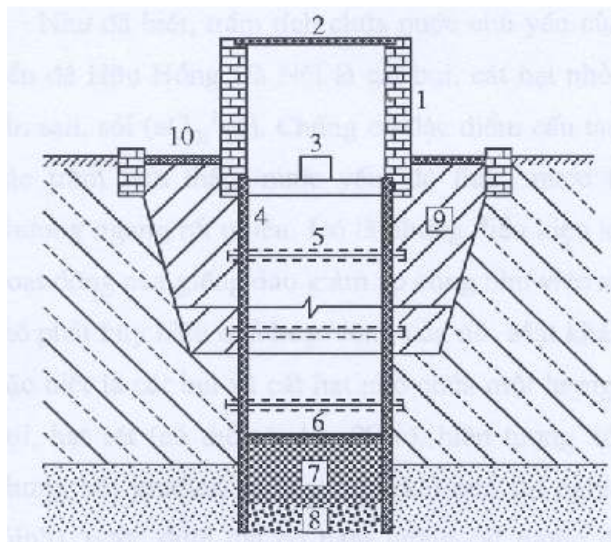
a. Giếng đào giảm áp (hình 1.8)

Giếng đào giảm áp là loại giếng thoát nước tự chảy, có thể đào thành từng cụm hoặc sử dụng giếng nước ăn của nhân dân ở ven đê được xử lý bằng tầng lọc ngược ở đáy.



Hình 1.8 Giếng đào giảm áp

1. Miệng giếng
2. Nắp đáy giếng
3. Cửa nước tràn
4. Thân giếng
5. Đai ghép nối
6. Tấm chắn tầng lọc
7. Cuội sỏi
8. Cát hạt thô
9. Đất sét đầm chặt
10. Sân bảo vệ



Hình 1.9 Cấu tạo giếng đào giảm áp

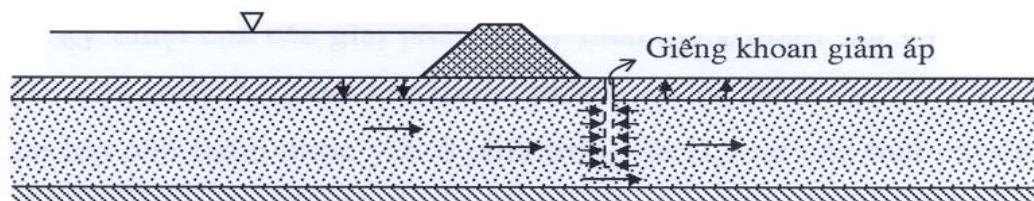
Cấu tạo của giếng đào giảm áp: Giếng được xây bằng gạch hoặc ghép nối với nhau bằng các khoanh bê tông đúc sẵn có dạng hình tròn, đường kính từ 1,0÷1,2m, chiều sâu từ 6÷8m, trong đó đáy giếng được đặt ngập vào tầng trầm tích chứa nước 0,5m.

Tầng lọc ngược gồm hai lớp: dưới là cát hạt thô dày 0,2m, trên là sỏi, cuội dày 0,5m. Khi giếng làm việc, nước thấm qua tầng lọc ngược lên miệng giếng, chảy vào rãnh thu và thoát ra ngoài.

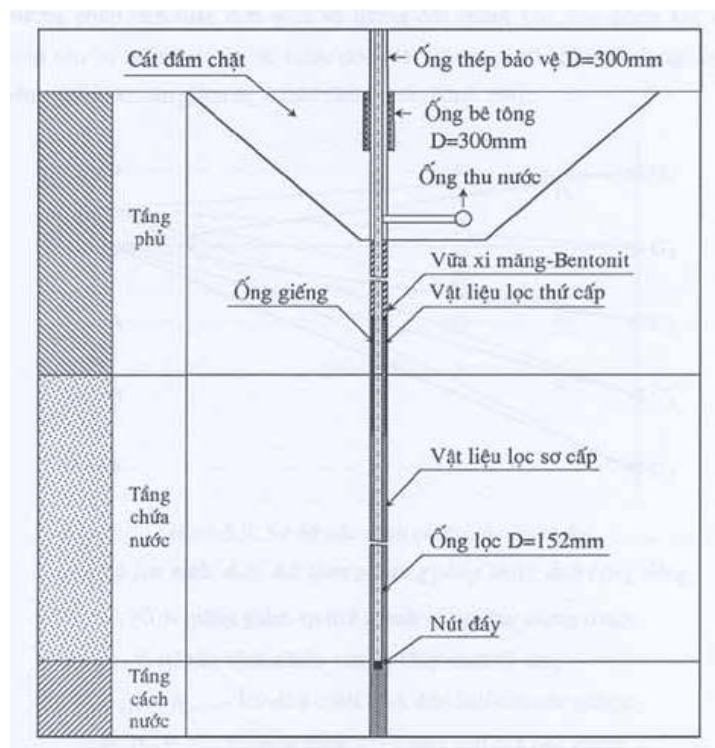
Giếng đào giảm áp nói chung chỉ phát huy được tác dụng trong thời gian đầu, sau đó nếu không được xúc rửa sẽ hoạt động kém hiệu quả, tầng lọc ngược bị tắc.

b. Giếng khoan giảm áp (hình 1.10)

Giếng khoan giảm áp cũng là công trình thoát nước tự chảy, có tác dụng hạ thấp mực nước dưới đất ở phía trong đê. Nếu lưu lượng nước thoát ra từ giếng càng nhiều, bán kính hạ thấp mực nước càng rộng. Khả năng thoát nước của giếng khoan giảm áp phụ thuộc vào kết cấu giếng và đặc điểm cấu trúc nền đê.



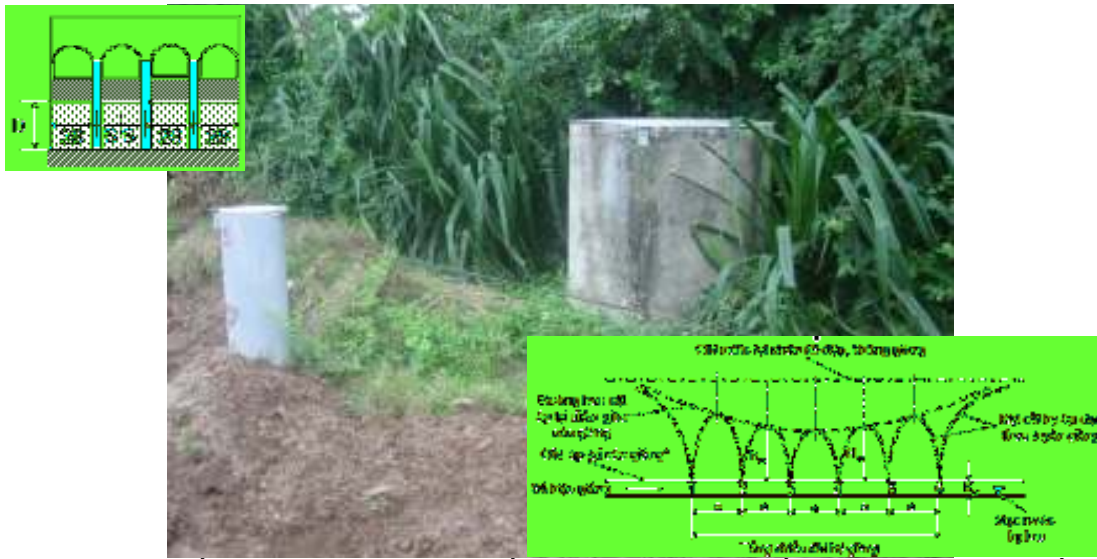
Hình 1.10 Giếng khoan giảm áp



Hình 1.11 Cấu tạo của giếng khoan giảm áp

Giếng được xây dựng thành tuyến dọc chân đê, cách đê từ 15÷20m, khoảng cách đều giữa các giếng là 30m. Hình 1.11 là cấu tạo của giếng khoan giảm áp điển hình theo TCVN.

Biện pháp giếng khoan giảm áp sử dụng thích hợp ở tất cả các dạng cấu trúc nền đê xung yếu. Tuy nhiên, khi áp dụng phải chú ý đến những nhược điểm của biện pháp này là giá thành xây dựng cao, kỹ thuật thi công phức tạp, thường xuyên phải bảo trì do bị tắc ống lọc, lớp lọc, hoạt động của giếng chỉ đảm bảo trong một khoảng thời gian nhất định.



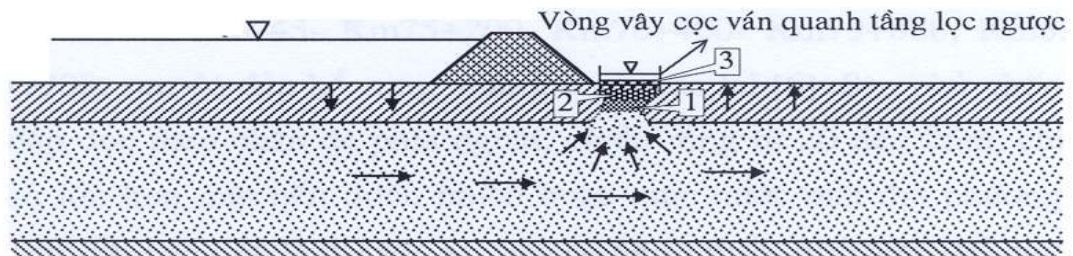
Hình 1.12 Giếng khoan giảm áp và kết quả tính toán hạ thấp cột nước khi có giếng

Hệ thống giếng giảm áp lần đầu tiên được xây dựng ở Montana – Hoa Kỳ trong khoảng thời gian từ tháng 7/1942 đến tháng 10/1943 nhằm kiểm soát thấm cho đập Forpeck. Nền đập là một tầng sỏi cuội, phía trên là tầng phủ bằng đất sét. Mặc dù người ta đã dùng một tường cừ thép đóng cắt qua tầng cuội sỏi, tuy nhiên khi tích nước ở hạ lưu vẫn xuất hiện áp lực thấm lên tầng phủ với mức 45 feet (13,7m). Ban đầu người ta xử lý bằng cách đóng ống đục lỗ đường kính 4 ~ 6 in (1in = 2,54cm) trên một tuyến dài 250 feet (76,2m), ngay lập tức áp lực đẩy ngược giảm còn 5feet, tổng lưu lượng thoát ra qua các giếng đo được là 4500galon/phút (~ 17m³/phút). Tuy nhiên do các ống bằng sắt nên bị ăn mòn nhanh chóng, đến năm 1946 phải thay thế bằng các giếng giảm áp được tiêu chuẩn hóa như ngày nay.

Ngoài ra, các theo dõi của Montgomery (1972) trên các công trình ở Mỹ xây dựng từ năm 1953 đến 1969 cho thấy hiệu quả của giếng giảm áp (thể hiện bằng cột nước tổn thất qua giếng- h_f) phụ thuộc vào lưu lượng thoát qua từng giếng và thời gian sử dụng. Đo đạc qua 3 công trình có lưu lượng thoát qua giếng là 10 gallon/phút, năm 1953 đo được $h_f = 0,1$ đến $0,2$ m thì đến năm 1969 tổn thất tăng đáng kể, $h_f = 1$ đến trên nữa [24].

1.3.1.4 Làm tầng lọc ngược tại vị trí đùn sỏi

Trong trường hợp cấp bách, đang xảy ra sự cố xuất hiện các mạch sỏi, biện pháp làm tầng lọc ngược để dâng cao mực nước nơi dòng thấm xuất hiện (hình 1.13) là một giải pháp hữu hiệu. Tuy nhiên, biện pháp này chỉ là tạm thời, phạm vi đùn sỏi nhỏ.

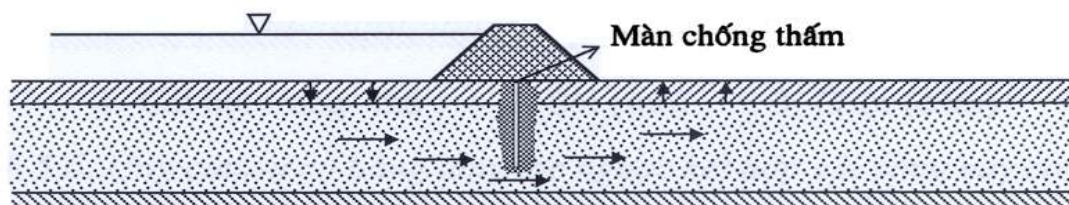


Hình 1.13 Tầng lọc ngược kết hợp với vòng vây cọc ván
1- Cát thô; 2- Sỏi; 3- Cuội (dăm)

1.3.1.5 Khoan phụt tạo màn chống thấm bằng công nghệ khoan phụt thuận áp truyền thống

Khoan phụt dung dịch sét, xi măng, v.v... tạo màn chống thấm trong tầng chứa nước nhằm kéo dài đường viền thấm, nâng cao cường độ đất nền (hình 1.14).

Tuy nhiên, biện pháp này không hiệu quả khi phụt vào nền có mực nước ngầm và đối với đất cát mịn, đất pha sét và bùn [17], [1].

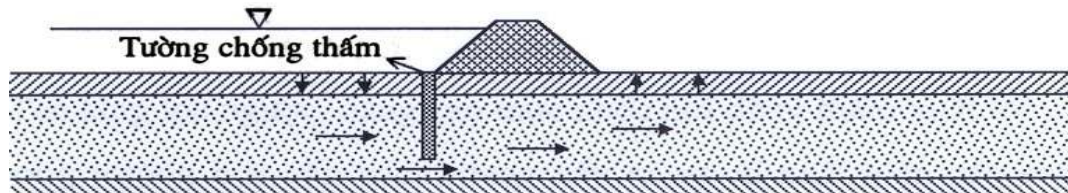


Hình 1.14 Khoan phụt tạo màn chống thấm

1.3.1.6 Xây dựng tường chống thấm

Xây dựng tường chống thấm cắt qua tầng chứa nước (hình 1.15) là giải pháp kỹ thuật được đề xuất gần đây [15] nhằm ngăn chặn hoặc kéo dài đường viền thấm, giảm gradient áp lực thấm. Tuy nhiên, các kết quả nghiên cứu [11] đã chứng minh là không có hiệu quả do xét đến tính không gian của dòng thấm.

Biện pháp xây tường chống thấm có thể tạo ra tường có khả năng chống thấm đạt hiệu quả cao, nhưng giá thành xây dựng lớn hơn so với các biện pháp chống thấm khác, đồng thời cũng đòi hỏi thiết bị thi công và kỹ thuật phức tạp hơn.



Hình 1.15 Xây tường chống thấm

1.3.2 Kinh nghiệm xử lý khẩn cấp mạch đùn, mạch sủi trong mùa lũ

Về mùa lũ, mạch đùn mạch sủi xuất hiện có thể gây ra vỡ đê. Biện pháp xử lý khẩn cấp là hết sức cần thiết, kinh nghiệm xử lý thấm lúc này là: thượng (lưu) bịt, hạ (lưu) thoát. Cụ thể như sau:

- Khi phát hiện miệng xoáy vào ở thượng lưu có thể dùng bao tải đất hay đất hòn tốt đắp áp trực lập bịt ở phía sông, cao hơn mực nước lúc đó từ 0,5÷1m và đủ chiều dài, chiều dày để bịt tắc lỗ rò. Nếu mực nước phía thượng lưu sâu trên 2m, dòng chảy mạnh, có thể đan kết bè phen nửa đánh chìm bịt miệng, sau đó mới đắp đất đá, bao tải đê lên.

- Khi nước rỉ rịn ra mái đê: ở phía đồng thì nên làm tầng lọc và rãnh thoát nước. Có thể dùng bao tải cát vẩy xung quanh lỗ rò, đổ vật liệu làm tầng lọc vào lần lượt là cát, sỏi và bao tải hoặc đá hộc đê lên. Nếu nước ở hạ và trên kênh không sâu thì nên làm tầng lọc trực tiếp tại chỗ có mạch sủi lỗ phụt là an toàn nhất.

- Trường hợp nước trong đồng và ngoài sông đều sâu, không thể tiến hành lập bịt miệng thượng lưu và làm tầng lọc ở hạ lưu được thì nên chuyển sang giải pháp “lấy

nước đê nước” bằng cách điều hành các cống nội đồng để nâng cao mực nước ở hạ lưu đồng thời đắp đê quai thượng lưu để chặn dòng chảy lại.

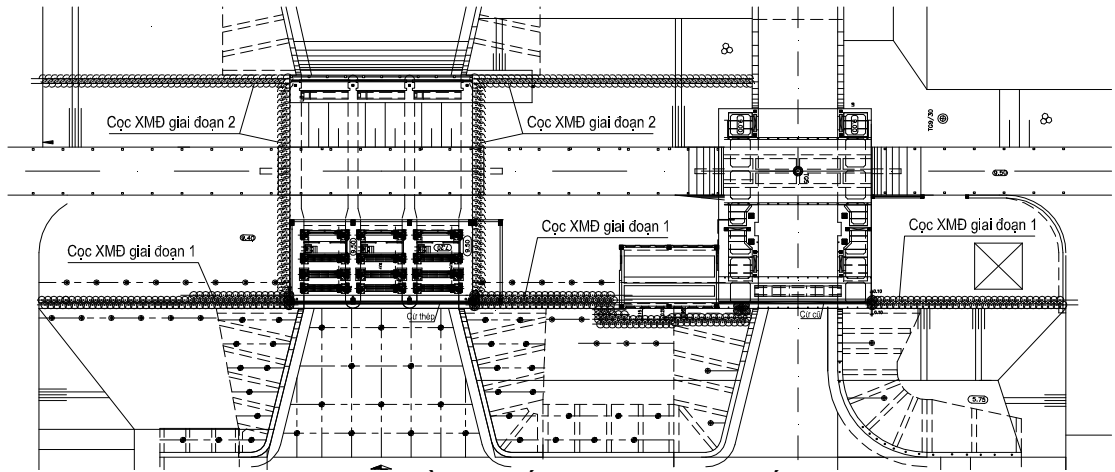
1.3.3 Kinh nghiệm xử lý khẩn cấp sự cố cống Tắc Giang

Cống và âu thuyền Tắc Giang thuộc tiêu dự án Hệ thống thủy lợi Tắc Giang - Phú Lý, dự án thủy lợi khu vực sông Hồng giai đoạn 2 (ADB3). Công trình được xây dựng tại vị trí Km129+530 trên đê Hữu Hồng, giữa hai huyện Lý Nhân và Duy Tiên (Hà Nam). Cụm đầu mối cống và âu thuyền là công trình cấp I, đặt trên nền địa chất là cát và gia cố bằng cọc bê tông cốt thép.

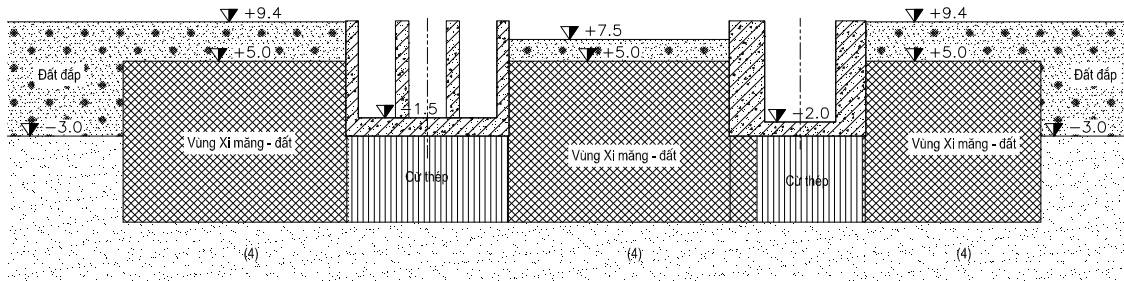
Vào lúc 5h30 ngày 01/08/2012 phát hiện đùn sủi mạnh ở tường quặt bờ trái cống. Thời điểm sự cố chênh lệch mực nước thượng - hạ lưu là 2,4m. Đến 10h cùng ngày toàn bộ gian đặt tủ điện vận hành bị sụt hoàn toàn xuống hố xói. Nguyên nhân ban đầu xác định là do xói ngầm trong nền. Sáng ngày 02/08 tại Hà Nội, Bộ Nông nghiệp và PTNT đã có cuộc họp bàn, thống nhất giải pháp kỹ thuật xử lý giờ đầu như sau:

- Tập trung ưu tiên thi công đê quai thượng lưu để cân bằng mực nước.
- Đóng hàng cừ thép thành tuyến chống thấm;
- Kết hợp khoan phụt bằng công nghệ Jet-grouting tạo tường chống thấm phía thượng lưu công trình;
- Bù lấp đầy khe rỗng dưới nền cống;

Trong 2 ngày 03 và 04/08/2012, do công tác đóng cừ trong nền cát không thể thực hiện được, Ban chỉ đạo xác định giải pháp khoan phụt bằng công nghệ Jet-grouting là giải pháp chính để xử lý chống thấm cho công trình đầu mối (hình 1.16). Công việc này thực hiện đến tháng 12/2/2013 thì kết thúc, sau đó là công việc thử tải bơm nước tạo chênh lệch 5m để kiểm tra chất lượng chống thấm của công trình. Tuy nhiên, trong những ngày đầu khi chưa đắp xong đê quai thượng lưu, việc khoan phụt Jet-grouting bằng xi măng cũng gặp nhiều khó khăn do dòng thấm còn lớn. Chỉ đến khi chặn được đê quai thì công việc khoan phụt mới đạt kết quả như mong muốn.



a. Mặt bằng tuyến tường xi măng đất



b. Cắt dọc tuyến xử lý

Hình 1.16 Phương án xử lý sự cố xói ngầm cống Tắc Giang theo phương án khoan phụt Jet-grouting tạo tường chống thấm

Qua sự cố cống Tắc Giang cho thấy việc nghiên cứu nguyên nhân gây biến dạng thấm nền đề vẫn là vấn đề hết sức phức tạp. Công tác xử lý sự cố xói ngầm trong mùa lũ, trong điều kiện có chênh lệch mực nước thượng hạ lưu là hết sức khó khăn, cần phải có công nghệ thiết bị khoan phụt phù hợp và hiện đại mới có thể xử lý được vì vậy dưới đây sẽ trình bày tổng quan về công nghệ khoan phụt.

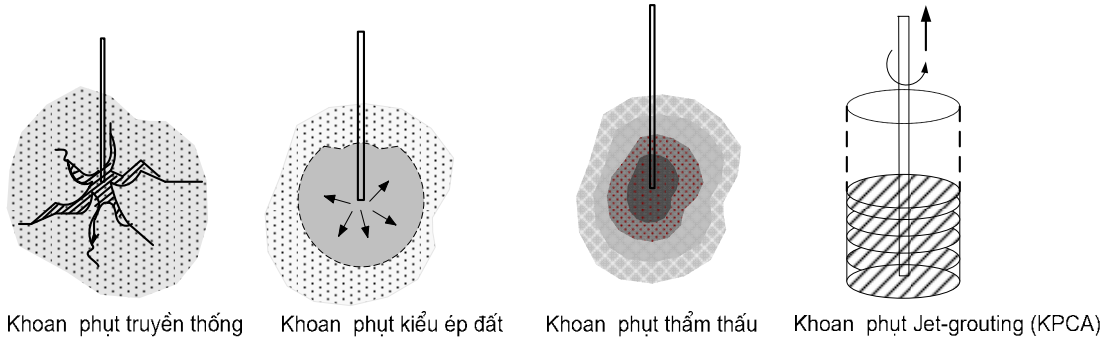
1.4 TỔNG QUAN VỀ CÔNG NGHỆ KHOAN PHỤT

1.4.1 Về công nghệ thiết bị khoan phụt

Khoan phụt là quá trình đưa một lượng hỗn vữa (lông, khí) vào môi trường đất có khe/lỗ rỗng hoặc đá nứt nẻ/rỗng nhằm mục đích giảm tính thấm xuống mức cần thiết, hoặc gia cường tính ổn định và chịu lực của chúng, hoặc cả hai.

Từ đầu thế kỷ trước, phụt đã được sử dụng trong xử lý nền móng công trình. Ban đầu chỉ có hai công nghệ: phụt đáy mở và phụt phân đoạn từ dưới lên hoặc từ trên

xuống, tức phụt phân đoạn thụ động tùy thuộc địa tầng. Từ những năm 1980, phụt phân đoạn chủ động tức phụt ống bọc (còn gọi là phụt 2 nút) mới được phát minh. 30 năm gần đây đánh dấu sự ra đời của các công nghệ phụt tiên tiến như phụt ép đất, phụt thẩm thấu, phụt kiểu tia áp lực cao (JG). Hình 1.17 sơ họa nguyên lý của các công nghệ khoan phụt chủ yếu hiện nay.



Hình 1.17 Các loại công nghệ khoan phụt chủ yếu

Tại Việt nam, công nghệ phụt nói chung còn tồn tại những vấn đề sau [1]:

- Công nghệ phụt trình bày trong các quy trình, tiêu chuẩn cũng như trong nhận thức của các kỹ sư mới chỉ dừng ở phụt phân đoạn thụ động (phụt thuần áp truyền thống như hình 1.17).
- Các quy định dựa chủ yếu trên tiêu chuẩn của Liên xô từ nhiều thập niên trước, đã lỗi thời so với chính nước Nga ngày nay.
- Vữa phụt chưa có hệ thống hóa chi tiết về thành phần, thông số và chỉ tiêu cho từng mục đích và công nghệ sử dụng.

1.4.2 Về vữa phụt

Vữa phụt là một chất lưu, chủ yếu ở trạng thái lỏng và tùy trường hợp chứa một phân trạng thái khí dạng vi bọt. Vữa phụt có thể phân chia ra các loại sau [21]:

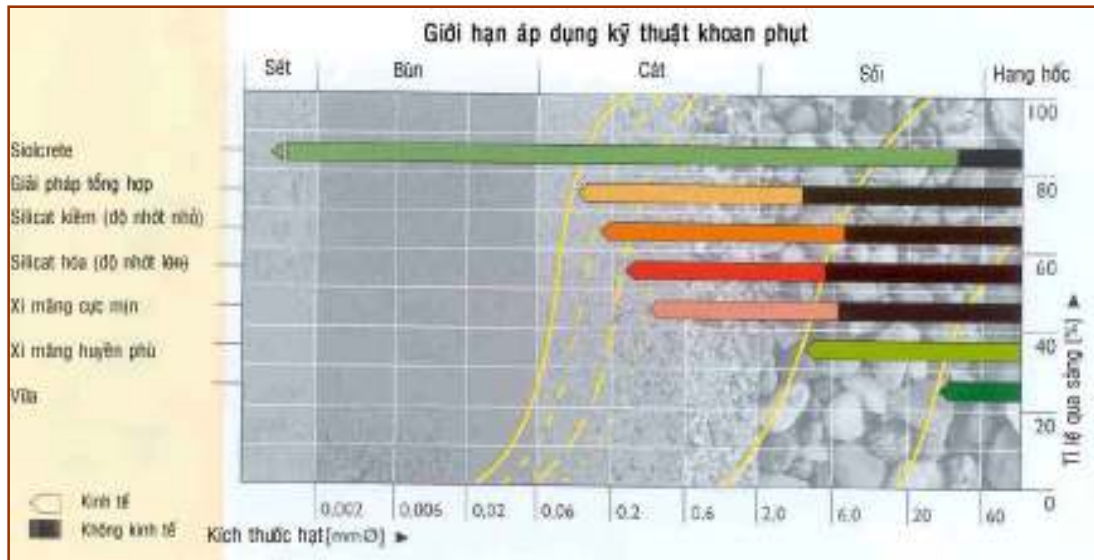
- Vữa hỗn hợp (suspension): cấu thành bởi các hạt rắn lơ lửng trong dung môi lỏng. Thuộc loại này có vữa xi măng, vữa đất - xi măng, vữa bentonite;
- Vữa huyền phù (emulsion): tạo ra bởi các giọt keo lỏng phân tán trong dung môi nước;

- Vữa hợp chất (solution): là hợp chất các phân tử cùng loại hay nhiều loại. Vữa hóa chất như hợp chất silicát, keo acrylic, ... là những ví dụ về loại vữa này.

Việc lựa chọn loại vữa nào cần đạt các yêu cầu sau:

- Tạo hiệu quả phụt tối ưu sau khi đông kết;
- Có độ nhớt và kích thước hạt phù hợp để xâm nhập hiệu quả nhất vào môi trường phụt;
- Không độc hại về môi trường và không làm ăn mòn thiết bị;
- Ổn định trong quá trình phụt;

Mỗi loại môi trường đất/đá cần loại vữa phụt nhất định. Hình 1.18 là giới hạn áp dụng cho loại vữa phụt ứng với môi trường đất đá khác nhau.



Hình 1.18 Giới hạn áp dụng kỹ thuật khoan phụt [21]

1.4.3 Nhận xét

Các công trình nghiên cứu cũng như thực tiễn đã chứng minh rằng công nghệ khoan phụt thuần áp truyền thống sử dụng vữa xi măng không có hiệu quả trong nền cát, cát pha. Trong trường hợp này nên dùng vữa xi măng cực mịn hoặc vữa hóa chất, sử dụng công nghệ khoan phụt áp lực cao (JG) hoặc khoan phụt thẩm thấu, trong đó khoan phụt vữa hóa chất là một vấn đề mới đối với Việt Nam.

1.5 CÔNG NGHỆ KHOAN PHỤT HÓA CHẤT

1.5.1 Nguồn gốc

Theo định nghĩa của Hiệp hội Kỹ sư Mỹ, khoan phụt hóa chất (KPHC) là hoạt động bơm dung dịch hóa chất vào một lớp đất, đá để cải tạo các đặc tính cơ lý của nó. Dung dịch hóa chất ở đây được định nghĩa là chất lỏng thuần nhất không chứa các thành phần hạt lơ lửng.

Thí nghiệm KPHC đầu tiên được ghi nhận do một kỹ sư châu Âu tên là Jeziorsky thực hiện năm 1886, hóa chất chính được sử dụng là thủy tinh lỏng. Tuy nhiên, đến năm 1925, KPHC mới được quy trình hóa nhờ công của H. J. Joosten, một kỹ sư Hà Lan. Joosten đã bơm thủy tinh lỏng vào một hố khoan và bơm canxi clorua với áp lực cao vào hố bên cạnh để hai hóa chất trộn lẫn trong đất và tạo keo. Quy trình Joosten đến nay vẫn còn được sử dụng, và thủy tinh lỏng, kể từ thí nghiệm sơ khai của Jeziorsky đến tận hôm nay, vẫn là vật liệu chủ đạo của KPHC [23].

Ngày nay, hầu hết các sản phẩm vật liệu dùng cho KPHC ở Mỹ đều có gốc silicate. Nói như vậy không có nghĩa là không có các vật liệu khác, chẳng hạn vật liệu phenoplast, aminoplast, chrome lignin và acrylaminade. Các vật liệu này vẫn được sử dụng trong những điều kiện đặc thù, chẳng hạn vật liệu aminoplast hay được dùng trong môi trường acid.

1.5.2 Các dạng hóa chất sử dụng trong vữa phụt KPHC

Bảng 1.1 So sánh thuộc tính của các dạng vữa dùng cho KPHC [23]

Dạng vữa	Thuộc tính					
	Khả năng thâm nhập	Độ bền	Tính dễ áp dụng	Nguy cơ ô nhiễm	Tính dễ gây cháy	Giá thành
Gốc xi măng Portland	T	C	TB	T	K	T
Silicate	C	TB	C	T	K	T
Acrylate	C	TB	C	TB	T	C
Lignin	C	TB	C	C	T	C
Urethan	TB	C	TB	C	C	C
Resin	T	C	TB	C	TB	C

*Chú thích: C = Cao; TB = Trung bình; T = Thấp; K = Không

Một số dạng hóa chất được sử dụng để tạo ra vữa phụt KPHC, mỗi dạng đều có đặc tính riêng, thích hợp với những mục đích khác nhau. Các dạng phổ biến là sodium silicate, acrylate lignin, urethane và resin.

Trong bảng 1.1, thuộc tính của các dạng vữa phụt nói trên được trình bày và so sánh.

Ứng dụng KPHC sử dụng các dạng vữa phụt này được nêu trong bảng 1.2.

Bảng 1.2 So sánh ứng dụng của KPHC sử dụng các dạng vữa khác nhau [23]

Ứng dụng	Dạng vữa				
	Sodium silicate	Acrylate	Lignin	Urethan	Resin
Tăng cường độ	R	R	R	H	H
Chống thấm	R	R	R	T	H
Sửa chữa bê tông	T	T	T	R	R
Sửa chữa đường ống	T	T	T	R	R
Truyền tải, chống đỡ	T	T	T	R	T
Làm neo	H	H	H	T	R

*Chú thích: R = rộng rãi; T = tương đối rộng rãi; H = hiếm khi

1.5.3 Các yếu tố ảnh hưởng đến khả năng thâm nhập của vữa

Khả năng thâm nhập của vữa vào môi trường cần xử lý phụ thuộc vào loại vữa được dùng, môi trường cần xử lý và công nghệ phụt vữa. Thông thường, các loại vữa keo hóa nhanh có phạm vi xử lý nhỏ, khoảng cách giữa các lỗ khoan ngắn và tốc độ phụt vữa nhanh. Các loại vữa này được dùng khi môi trường xử lý gồm nhiều lớp có hệ số thấm khác nhau, và đặc biệt, khi môi trường có dòng nước ngầm đe dọa rửa trôi vữa trong quá trình phụt. Nếu quá trình keo hóa xảy ra ngay trong ca làm việc, vữa mới được phụt sẽ có xu hướng ôm bọc bên ngoài khối vữa phụt cũ và lấp đầy các lỗ hổng lớn nhỏ. Phương pháp phụt vữa cũng có ảnh hưởng quan trọng. Thường thì cùng một dung tích, vữa phụt theo các lỗ khoan bố trí liên tục sẽ keo hóa chậm hơn và khả năng thâm nhập sẽ cao hơn so với vữa phụt theo các lỗ khoan cách quãng.

1.5.4 Vật liệu phụt là nước thủy tinh

Nước thủy tinh (Sodium silicate) là hợp chất Na_2SiO_3 , ở dạng lỏng thường được gọi là thủy tinh lỏng. Đây là vật liệu thông dụng nhất được sử dụng trong khoan phụt hóa chất, do tính an toàn và độ thân thiện với môi trường của nó (US Army Corps, 1995) [23].

Dung dịch thủy tinh lỏng có tính kiềm. Khi tính kiềm này bị trung hòa, các phân tử silica huyền phù sẽ phản ứng kết hợp tạo thành keo. Hóa chất dùng để trung hòa dung dịch thủy tinh lỏng có ba dạng:

- a. Dạng axit (H_3PO_3 , NaHSO_4 , các muối của axit phosphoric);
- b. Kiềm thổ và muối aluminium (CaCl_2 , MgSO_4 , MgCl_2 , Al_2SO_4);
- c. Hợp chất hữu cơ (glyoxal, acetic ester, ethylene carbonate formamide).

1.5.5 Kỹ thuật phụt

Trong kỹ thuật khoan phụt hóa chất sử dụng thủy tinh lỏng, thủy tinh lỏng và hóa chất trung hòa có thể được phụt riêng rẽ (còn gọi là phương pháp hai dung dịch), hoặc trộn sẵn với nhau trước khi phụt (phương pháp một dung dịch). Khi được phụt riêng rẽ, chúng có thể được phụt đồng thời hoặc theo thứ tự:

- a. Phương pháp phụt theo thứ tự, còn được gọi là phụt Joosten hai bước (Bowen 1981, Karol 1990): Trước hết, dung dịch thủy tinh lỏng được phụt vào môi trường đất. Tiếp đến, phụt hóa chất trung hòa, thường là CaCl_2 . Phương pháp này được cho là tạo ra cường độ cao hơn, nhưng giá thành cũng đắt hơn so với các phương pháp khác.
- b. Phương pháp phụt đồng thời: Quá trình keo hóa diễn ra nhanh hơn, dẫn đến phạm vi lan tỏa nhỏ hơn. Thông thường không thể kiểm soát được sự trộn lẫn giữa hai dung dịch ở tầng đất sâu. Sau khi quá trình keo hóa kết thúc, có thể vẫn tồn tại trong đất một lượng chất trung hòa chưa phản ứng hết. Trong luận án sử dụng phương pháp phụt một dung dịch đồng thời.

Về phương pháp phụt một dung dịch:

a. Quy trình phụt phụ thuộc vào độ nhanh chậm của quá trình keo hóa. Ưu điểm của phương pháp này là có thể kiểm soát phân bố của dòng vữa tốt hơn và chất lượng sản phẩm khá đồng đều.

b. Phương pháp này cũng sử dụng hóa chất trung hòa, tương tự như trong phương pháp phụt riêng rẽ, tuy nhiên hóa chất trung hòa cần được pha loãng hơn, hoặc sử dụng các hóa chất phản ứng chậm hơn (chẳng hạn sodium bicarbonate NaHCO_3). Một công thức thông dụng là trộn lẫn một formamide, sodium aluminate và sodium silicate với nhau. Formamide khởi gây sự keo hóa, còn sodium aluminate có tác dụng đẩy nhanh quá trình keo hóa sau đó.

c. Hàm lượng silicate trong dung dịch để phụt nằm trong khoảng từ 10÷70% (theo thể tích), tùy thuộc vào môi trường đất và yêu cầu đối với sản phẩm. Nếu sử dụng một amide làm chất trung hòa, hàm lượng amide nên nằm trong khoảng từ 2÷20% (theo thể tích), tùy theo thời gian keo hóa mong muốn. Độ nhớt của dung dịch silicate phụ thuộc vào hàm lượng silicate trong dung dịch. Hàm lượng silicate cao sẽ làm tăng độ nhớt, và do đó làm giảm khả năng thâm nhập của dung dịch vào các lỗ rỗng nhỏ. Nghiên cứu của US Army Corps chỉ ra rằng, độ nhớt của dung dịch silicate chỉ cao hơn nước từ 2,5÷20 lần nếu hàm lượng silicate nhỏ hơn 60%. Khi hàm lượng này vượt 60%, độ nhớt tăng cao đột biến, chẳng hạn với hàm lượng 70%, độ nhớt của dung dịch gấp 92 lần so với nước.

1.5.6 Các ứng dụng của công nghệ KPHC

Các mảng ứng dụng chính của KPHC bao gồm:

- (1) Ngăn, bịt dòng thấm, dòng chảy trong đất, đá;
- (2) Tăng sức chịu tải của đất, đá;
- (3) Sửa chữa các khuyết tật công trình.

1.5.9.1 Các ứng dụng chống thấm

Ra đời sau phương pháp khoan phụt xi măng (KPXM), KPHC cũng có các ứng dụng chống thấm tương tự KPXM, đó là:

- Tạo màn chống thấm bằng phương pháp ép vữa để lấp bít các khe nứt nẻ trong thân đê, đập;
- Tạo tường trong đất gồm các cột liên thông đất-xi măng-hóa chất bằng phương pháp KPHCCA để chống thấm cho đê, đập hoặc làm vách hồ móng.

Một ưu điểm lớn của phương pháp KPHC so với các phương pháp KPXM là tác dụng ngăn cản dòng thấm trong đất, đá, không chỉ giới hạn ở các dòng thấm có lưu lượng nhỏ mà cả với các dòng thấm, dòng chảy có lưu lượng lớn. Do cần một thời gian tương đối dài để ninh kết, vữa xi măng có nguy cơ bị rửa trôi nếu dòng thấm có lưu lượng lớn. Khi đó, với khả năng điều tiết thời gian keo hóa nhanh hoặc chậm, công nghệ KPHC là giải pháp ưu việt hơn hẳn các công nghệ KPXM.

Trong các địa tầng có độ rỗng lớn, phương pháp KPXM thông thường cũng có hạn chế. Do độ lỗ rỗng lớn, có thể không đủ cốt liệu cần thiết để kết hợp với vữa xi măng. Trong khi đó, KPHC có thể tạo ra các khối keo từ vật liệu được đưa vào mà không cần cốt liệu khác trong đất. Các khối keo này có khả năng lấp đầy các lỗ rỗng.

Kết hợp lại, các đặc điểm trên khiến KPHC được tin cậy khi cần phải xử lý các dòng chảy ngầm trong môi trường có nhiều lỗ rỗng. Các trường hợp này gặp rất nhiều ở công trình có dòng chảy ngầm ở trong tầng cuội sỏi, vốn là các lòng sông, lòng suối cũ.

Do khả năng keo hóa nhanh (tùy theo công thức pha trộn), KPHC cũng được sử dụng phổ biến để bít các khe hở tiếp giáp hoặc lỗ thủng trên tường chắn, vách hồ móng bằng bê tông hoặc cừ thép.

Nhược điểm đáng kể nhất của KPHC so với KPXM là giá thành cao. Vì vậy, với những công trình có khối lượng khoan phụt lớn, cần cân nhắc phạm vi áp dụng của từng phương pháp để nâng cao hiệu quả xử lý cả về mặt kỹ thuật lẫn kinh tế. Thậm chí, có thể áp dụng cả hai phương pháp trong cùng một công trình.

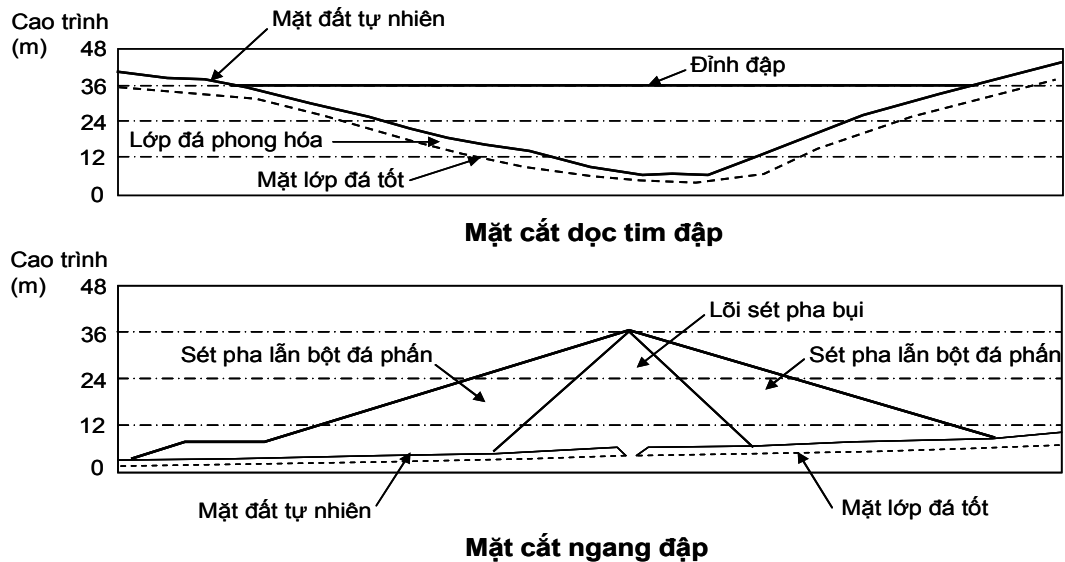
Một ví dụ của việc áp dụng linh hoạt cả hai phương pháp KPXM và KPHC là công trình chống thấm cho một đập đất ở Pennsylvania (Mỹ). Đập này được xây dựng

năm 1955, có kích thước như trong hình 1.19. Năm 1982, do nhu cầu tăng thêm thể tích hồ chứa, đập cần được nâng cao thêm 9m. Để đề phòng sự cố do áp lực thấm tăng lên sau khi nâng cao đỉnh đập, thân đập đã được xử lý bằng khoan phụt để tăng sức kháng thấm qua thân đập. Nhà thầu đã cho bơm nước thử vào từng hố khoan và căn cứ vào năng lực thoát nước của từng hố để chọn lựa giữa KPXM và KPHC. Chỉ số năng lực thoát nước RN được tính toán theo công thức:

$$RN = V_f/L_t \quad (1.1)$$

Trong đó: V - thể tích nước thoát đi, f - chỉ số phụ thuộc áp lực bơm (f = 100 nếu áp lực bơm bằng 20 psi, f = 200 nếu bơm 10 psi, f = 400 nếu bơm 5 pi); L - chiều dài đoạn cần phụt trong hố; t - thời gian bơm (tính bằng phút).

Khi $RN > 100$, KPXM được chọn. Khi $RN \leq 100$, KPHC được chọn.



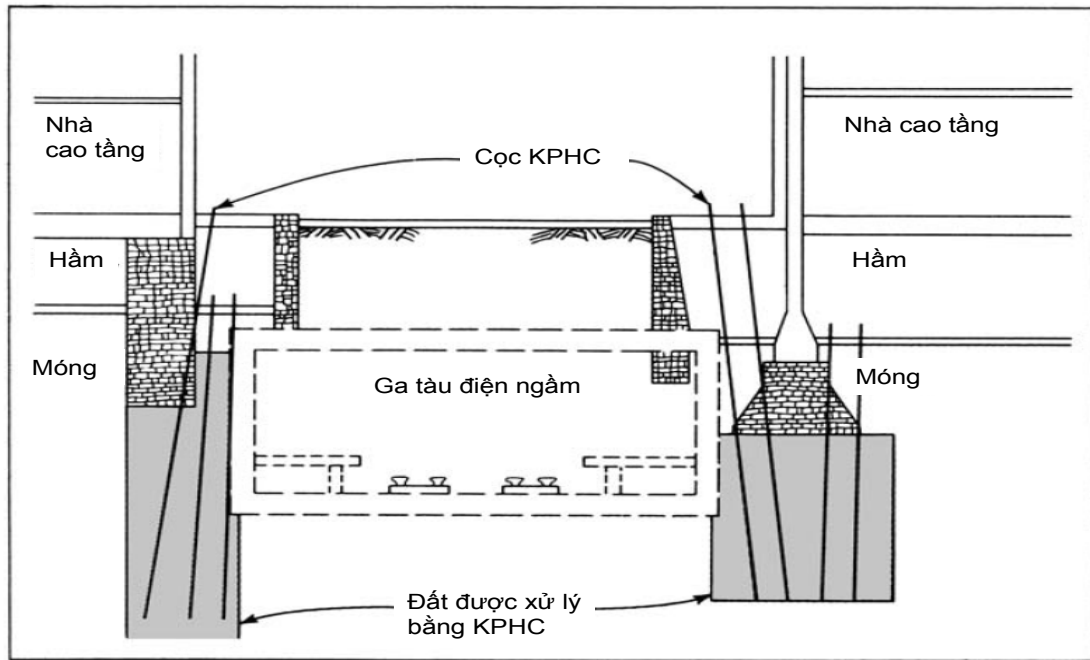
Hình 1.19 Đập đất ở Pennsylvania (Mỹ)

1.5.9.2 Các ứng dụng về cường độ

Cường độ của đất tăng lên sau khi được xử lý bằng KPHC nhờ vào hai yếu tố chính: Một là, khối keo do các hóa chất kết hợp với nhau tạo ra có tác dụng liên kết các hạt trong đất. Lực liên kết giữa các hạt có tác dụng chống lại chuyển vị của các hạt, và do đó, ngăn cản sự biến dạng của đất. Hai là, các khối keo chiếm chỗ các lỗ rỗng trong đất, làm giảm thể tích lỗ rỗng của đất và do đó, làm giảm thể tích nước trong

lỗ rỗng, làm tăng ứng suất hữu hiệu. Hơn nữa, do bản thân các khối keo này có cường độ nhất định, chúng có thể chia sẻ ứng suất với các hạt đất, dẫn đến toàn thể có khả năng chịu được ứng suất lớn.

Trong tính toán sức chịu tải của đất đã được xử lý bằng KPHC, cường độ chịu nén từ biến thường được sử dụng thay vì cường độ chịu nén không nở hông. Nếu không có số liệu thí nghiệm nén từ biến, có thể giả định giá trị này trong khoảng từ 1/4 đến 1/2 cường độ chịu nén không nở hông (Karol, 2003). Ngoài ra, cần phải áp dụng một hệ số an toàn phù hợp với đặc điểm từng công trình.



Hình 1.20 Xử lý nền tuyến tàu điện ngầm Sixth Avenue

Do khả năng gia tăng cường độ của đất, KPHC được ứng dụng để làm ổn định các công trình, kết cấu khi nền không đủ khả năng chịu tải. Trong hình 1.20, KPHC đã được dùng để ổn định nền móng của các công trình cao tầng nằm dọc theo tuyến tàu điện ngầm Sixth Avenue (Pittsburgh, Mỹ). Vật liệu chính được sử dụng là thủy tinh lỏng hàm lượng 50%, thời gian keo hóa 30÷45 phút, cường độ chịu nén của đất sau khi xử lý đạt tối thiểu 7 kgf/cm². Tại thời điểm của dự án, đây là công trình xử lý nền bằng KPHC lớn nhất trong lịch sử ở Mỹ, với tổng cộng gần 4 triệu lít hóa chất được bơm xuống đất trong 4 tháng thi công trên toàn tuyến dài gần 7km.

1.5.9.3 Các ứng dụng sửa chữa khuyết tật

Bên cạnh các ứng dụng chính là chống thấm và tăng sức chịu tải cho nền đã kể trên, KPHC còn được áp dụng trong một số công tác xử lý kỹ thuật đặc biệt, sử dụng trang thiết bị chuyên dụng. Các công tác này bao gồm nhưng không giới hạn trong: lấp bít các ống thăm, ống siêu âm, ống bắt vít cho đường ống kim loại đi ngầm, bọc chống thấm khớp nối hoặc khe nứt nẻ cho các đường ống, cống ngầm bê tông, lấp bít khe hở tường chắn bằng cừ thép, tường cọc barrette.

1.6 KẾT LUẬN CHƯƠNG 1

1. Hệ thống đê điều tỉnh Hà Nam nằm trên địa chất phức tạp, hàng năm xảy ra hiện tượng mạch dùn, mạch sủi, thậm chí đã gây ra những sự cố nghiêm trọng.
2. Nghiên cứu ổn định thấm nền đê đã được nhiều tác giả trong và ngoài nước quan tâm. Tuy nhiên do tính chất phức tạp của địa chất nền đê vùng đồng bằng sông Hồng nên các công trình nghiên cứu trong nước đều giới hạn phạm vi nghiên cứu trong một vùng địa lý cụ thể.
3. Giải pháp xử lý ổn định nền đê có nhiều, từ cách làm truyền thống của ông cha đến các giải pháp mới đề xuất gần đây. Do tính phức tạp của môi trường thấm nên mỗi giải pháp đều có những hạn chế, thậm chí giải pháp sau còn phủ định giải pháp đề xuất trước đó. Ví dụ Tô Xuân Vu (2002) [15] đề xuất làm tường chắn bằng cọc XMĐ, nhưng Trịnh Minh Thụ (2010) [11] chứng minh tường chắn không giảm được áp lực lên nền đê do tính không gian của dòng thấm. Nói như vậy để thấy việc đề xuất giải pháp phù hợp với từng điều kiện cụ thể trong đó đặc biệt là cấu trúc nền đê vẫn còn cần phải được tiếp tục nghiên cứu.
4. Từ thực tế điều hành công tác phòng chống bão lụt của bản thân tác giả, các công nghệ hiện có ở Việt Nam không đáp ứng yêu cầu xử lý sự cố thấm nền đê trong điều kiện khẩn cấp. Nghiên cứu công nghệ khoan phụt hóa chất để xử lý khẩn cấp hiện tượng dùn sủi trong mùa lũ cũng là vấn đề cần thiết trong công tác phòng chống lũ ở Hà Nam nói riêng, cho toàn quốc nói chung.

CHƯƠNG 2. PHÂN LOẠI NỀN ĐÊ TỈNH HÀ NAM TRÊN QUAN ĐIỂM ỔN ĐỊNH THẨM

2.1 ĐẶC ĐIỂM TỰ NHIÊN ĐÊ TỈNH HÀ NAM

2.1.1 Đê sông Nhuệ

2.1.1.1 Đặc điểm địa hình

Tuyến đê sông Nhuệ có cao độ thay đổi không lớn, thượng lưu tiếp giáp sông Nhuệ, hạ lưu có nhiều ao hồ và thung trũng. Cao trình đỉnh đê từ 2,08÷4,19m.

2.1.1.2 Đặc điểm địa chất [4]

Dựa vào các kết quả khảo sát địa chất từ Km0+0.00 đến Km10+250 với 100 mặt cắt, phân chia địa tầng dọc tuyến công trình từ mặt đất xuống độ sâu 12m, gồm các lớp đất sau:

Lớp 1, đất đắp thân đê, thành phần sét màu nâu gụ trạng thái nửa cứng. Lộ ra trên bề mặt địa hình lớp đất đắp thân đê thành phần là sét pha màu nâu gụ, nâu xám trạng thái nửa cứng, là lớp đất dân sinh với chiều dày thay đổi từ 1,8m (HK2) ÷ 3,4m (HK26). Lớp này có mặt trên toàn tuyến công trình cao độ mặt lớp trùng mặt địa hình, cao độ đáy lớp thay đổi từ +4,03m (HK8) ÷ +2,47m (HK26), lớp này phân bố ở tim tuyến đê, về hai phía thượng lưu và hạ lưu không thấy xuất hiện. Hình thành do quá trình đắp đê, chiều dày lớp đất trung bình 2,6m.

Lớp 2, sét pha nâu xám trạng thái dẻo mềm. Thành phần sét pha màu nâu xám trạng thái dẻo mềm có mặt trên toàn tuyến công trình, cao độ đáy lớp thay đổi từ -1,8m (HK22) ÷ +1,02m (HK3) chiều dày trung bình 3,4m.

Lớp 3, sét pha xám ghi trạng thái dẻo chảy. Lớp này phân bố thành hai đoạn, chúng bị che phủ chủ bởi lớp 2, cao độ đỉnh lớp trùng cao độ đáy lớp 2. Tại đoạn đầu trên tuyến công trình (từ K0 ÷ K2) cao độ đáy lớp thay đổi từ -2,2m (HK6) đến chưa xác định, chiều trung bình L=4,6m. Và đoạn từ K6+150m ÷ K10+250m chiều sâu trung bình lớn hơn 10m, có thành phần sét màu xám ghi, trạng thái dẻo chảy, càng xuống sâu trạng thái đất càng yếu. Hình thành do quá trình lắng đọng trầm tích sông.

Lớp 4, cát hạt nhỏ xám ghi trạng thái xốp đến chặt vừa. Bề dày trung bình lớp lớn hơn 10m, chúng bị che phủ chủ bởi lớp 2, cao độ đỉnh lớp trùng cao độ đáy lớp 2. Lớp này phân bố thành hai đoạn, đoạn 1 từ HK4 (K0+500m) ÷ HK21 (K6+200m) đáy lớp trùng với đỉnh lớp 3 tại vị trí đầu tuyến từ K0 ÷ K0+500m. Đoạn 2 từ K9+100m ÷ K10+250m.

Đặc tính cơ lý của các lớp đất đê sông Nhuệ xem phụ lục 2.

2.1.2 Đê Sông Hồng

2.1.2.1 Đặc điểm địa hình

Bề mặt địa hình tương đối bằng phẳng cao độ địa hình tự nhiên phía trong đồng thay đổi từ cao trình +1,6 ÷ +2,2m, cao trình đáy tại các ao thay đổi từ 0,50 ÷ 0,90m. Cao độ địa hình tự nhiên phía ngoài sông thay đổi từ cao trình +2,34 ÷ +4,0m, cao trình đáy tại các ao thay đổi từ +0,45 ÷ +2,40m. Cao trình đỉnh đê thay đổi từ +7,50m ÷ +9,65m. Phân bố ngay chân đê phía sông là các ao và thung lũng (Km117+900 ÷ Km124; Km124+600 ÷ Km129+400; Km133+00 ÷ Km136+00; Km136+600 ÷ Km141+800; Km142+500 ÷ Km155+900) xen giữa đó là các ruộng lúa và bãi trồng ngô.

2.1.2.2 Đặc điểm địa chất [6]

Dựa vào kết quả khảo sát địa chất từ K117+900 đến 156+863 với 500 mặt cắt, phân chia địa tầng của tuyến đê hữu sông Hồng bao gồm các lớp mặt đất đến độ sâu 15,0m như sau:

Lớp 1, sét pha màu nâu gụ, nâu hồng. Trạng thái dẻo cứng. Lớp này nằm ngay trên bề mặt có bề dày trung bình khoảng 4,2m, phân bố trên toàn tuyến, đáy lớp kết thúc ở độ sâu từ 1,0 ÷ 6,5m. Đất thuộc loại sét pha màu nâu gụ, nâu hồng trạng thái dẻo cứng. Đây là lớp đất có sức chịu tải lớn, biến dạng nhỏ.

Lớp 2, sét pha màu nâu gụ, nâu hồng. Trạng thái dẻo mềm. Lớp đất này nằm dưới lớp 1 có bề dày trung bình khoảng 2,2m, xuất hiện trong các hố khoan. Mặt lớp xuất hiện ở độ sâu từ 1,0 ÷ 6,5m, đáy lớp kết thúc ở độ sâu từ 2,0 ÷ 9,3m. Đất thuộc loại sét

pha màu nâu gụ, nâu hồng trạng thái dẻo mềm. Đây là lớp đất có sức chịu tải trung bình, biến dạng trung bình.

Lớp 3a, sét pha màu xám vàng, xám xanh. Trạng thái dẻo cứng. Lớp đất này nằm dưới lớp 2 có bề dày trung bình khoảng 1,1m, xuất hiện trong các hố khoan từ HK1 (Km117+900) ÷ HK20 (Km144+00). Mặt lớp xuất hiện ở độ sâu từ 4,3÷9,3m, đáy lớp kết thúc ở độ sâu từ 5,0÷11,2m. Đất thuộc loại sét pha màu xám vàng, xám xanh trạng thái dẻo cứng. Đây là lớp đất có sức chịu lớn, biến dạng nhỏ.

Lớp 3b, sét pha màu xám vàng, xám xanh. Trạng thái dẻo mềm. Lớp này nằm dưới lớp 2 có mặt trong các hố khoan từ HK21 (Km145+950) ÷ HK30 (Km155+900). Mặt lớp xuất hiện ở độ sâu 2,0÷7,8m. Đất thuộc loại sét pha màu xám vàng, xám xanh trạng thái dẻo mềm. Đây là lớp đất có sức chịu tải trung bình, biến dạng trung bình.

Lớp 4a, sét pha màu nâu gụ, xám đen. Trạng thái dẻo mềm. Lớp này nằm dưới lớp 3a có mặt trong các hố khoan từ HK1 (Km 117+900) ÷ HK20 (Km144+00). Mặt lớp xuất hiện ở độ sâu 5,0÷11,2m. Đáy lớp kết thúc ở độ sâu 9,2÷14,3m. Đất thuộc loại sét pha màu nâu gụ, xám đen. trạng thái dẻo mềm.

Lớp 4b, sét pha màu nâu gụ, xám đen. Trạng thái dẻo chảy. Lớp này nằm dưới lớp 3b có mặt trong các hố khoan từ HK21 (Km145+950m) ÷ HK30 (Km155+900m). Mặt lớp xuất hiện ở độ sâu 3,2÷7,8m. Đất thuộc loại sét pha màu nâu gụ, xám đen trạng thái dẻo chảy. Đây là lớp đất có sức chịu tải yếu, biến dạng lớn.

Lớp 5, cát pha màu xám đen. Trạng thái dẻo. Lớp này nằm dưới lớp 4a & 4b có mặt trên toàn tuyến công trình. Mặt lớp xuất hiện ở độ sâu 13,5÷14,3m. Đất thuộc loại cát pha màu xám tro, xám đen trạng thái dẻo. Đây là lớp đất có sức chịu tải khá, biến dạng nhỏ.

Đặc tính cơ lý của các lớp đất đê sông Hồng xem phụ lục 3.

2.1.3 Đê sông Đáy

2.1.3.1 Đặc điểm địa hình

Sông Đáy trên địa bàn tỉnh Hà Nam có đặc điểm chảy uốn lượn với tổng chiều dài 49,5km, phân chia cơ bản Hà Nam thành 2 vùng đồng bằng và đồi núi. Phía bắc sông Đáy là đồng bằng thấp với các dạng địa hình ô trũng, phía nam sông Đáy là vùng đồi núi có địa hình cao, tập trung nhiều đá vôi, sét. Vì đặc điểm uốn lượn nhiều đã gây nên tình trạng sạt lở bãi sông, có đoạn sạt lở sát chân đê tả Đáy, trong khi đó bờ hữu chưa có đê thường bị ngập lụt về mùa mưa bão. Cao độ đáy sông $-0,5 \div -1,5\text{m}$. Đỉnh đê hiện tại $+6,5 \div 7,5\text{m}$. Dọc theo đê, về phía hạ lưu có nhiều ao hồ nuôi trồng thủy sản của người dân.

2.1.3.2 Đặc điểm địa chất [5]

Dựa vào kết quả khảo sát địa chất từ vị trí K88 ÷ Km136+517 với 200 mặt cắt, phân chia địa tầng của tuyến đê tả sông Đáy bao gồm các lớp mặt đất đến độ sâu 15,0m như sau:

Lớp 1, sét pha màu xám nâu, nâu hồng, trạng thái dẻo mềm. Lớp có bề dày trung bình 2,7m, xuất hiện trong tất cả các hố khoan. Mặt lớp xuất hiện ở độ sâu từ $0,5 \div 5,4\text{m}$, đáy lớp kết thúc ở độ sâu từ $3,1 \div 8,0\text{m}$. Đây là lớp đất có sức chịu tải trung bình, biến dạng trung bình.

Lớp 2a, đất sét màu xám xanh, xám vàng, trạng thái dẻo mềm. Lớp có chiều sâu từ $1,0 \div 2,3\text{m}$. Đây là lớp đất có sức chịu tải trung bình, biến dạng trung bình.

Lớp 2b, sét pha màu xám ghi, xám đen, nâu tím trạng thái dẻo chảy. Lớp này nằm dưới lớp 1 có bề dày trung bình khoảng 5m. Mặt lớp xuất hiện ở độ sâu từ $3,1 \div 8,0\text{m}$, đáy lớp kết thúc ở độ sâu từ $9,5 \div 11,6\text{m}$. Đây là lớp đất có sức chịu tải yếu, biến dạng mạnh.

Lớp 3a, đất sét pha màu xám hồng, xám đen, trạng thái dẻo mềm đến dẻo chảy.

Lớp 3b, cát hạt nhỏ màu xám ghi, trạng thái chặt vừa.

Lớp 4a, cát hạt nhỏ bão hòa nước màu xám xanh, xám đen, xám sáng, trạng thái chặt.

Lớp 4b, sét pha màu nâu gụ, nâu đỏ trạng thái dẻo cứng. Đây là lớp có sức chịu tải khá, biến dạng ít.

Đặc tính cơ lý của các lớp đất đê sông Đáy xem phụ lục 4.

2.2 PHÂN LOẠI NỀN ĐÊ TỈNH HÀ NAM THEO QUAN ĐIỂM CỦA TÁC GIẢ TÔ XUÂN VU

Hiện tồn tại các hệ thống phân loại đất của Liên Bang Nga, Mỹ, Anh, Hà Lan và hệ thống phân loại đất của Việt Nam. Các phương pháp phân loại đất nói trên chủ yếu dựa vào thành phần cấu tạo và nguồn gốc hình thành của các trầm tích để đưa ra các tên gọi cho mỗi loại đất khác nhau. Chưa có tiêu chuẩn riêng để phân loại đất phù hợp với mục đích đánh giá ổn định thềm nền đê [2].

Năm 2002, tác giả Tô Xuân Vu trong Luận án tiến sĩ nghiên cứu về đề tài "Đánh giá ảnh hưởng đặc tính biến dạng thềm của một số trầm tích đến ổn định nền đê (lấy ví dụ một đoạn đê sông Hồng)" [15] đã đưa ra cách tiếp cận theo hướng phân loại "cấu trúc nền".

Để đánh giá biến dạng thềm nền đê, theo Tô Xuân Vu, các yếu tố phải xét tới là: sự sắp xếp phân bố không gian của các lớp trầm tích nền đê, giữa các lớp cát chứa nước với các lớp phủ ở trên, ảnh hưởng của chiều dài đường thềm, tính chất cơ lý, thành phần hạt của nền đê. Trong đó, quan trọng nhất là các trầm tích cát hạt nhỏ, cát bụi hệ tầng Thái Bình có mức độ nguy hiểm biến dạng thềm rất cao.

Tô Xuân Vu đã phân loại cấu trúc nền đê Hữu Hồng (Hà Nội) như sau [15, trang 42]:

- Dạng cấu trúc **rất nhạy cảm** với biến dạng thềm: I₁;
- Dạng cấu trúc **nhạy cảm** với biến dạng thềm: I₂, I_{2a}, I₃; II; III₁;
- Dạng cấu trúc **ít nhạy cảm** với biến dạng thềm: I_{2c}; I₃; I₄; III₂;
- Dạng cấu trúc **bền vững** với biến dạng thềm: III₃;

Bùi Xuân Trường [12] trong điều kiện thực tế ở Thái Bình tiếp cận ý tưởng trên và bổ sung thêm yếu tố khoảng cách từ đê đến sông. Như vậy, việc phân loại cấu trúc nền đê theo Bùi Xuân Trường có đến 3 yếu tố ảnh hưởng. Kế thừa cách tiếp cận trên, để đánh giá an toàn về thềm của nền đê Hà Nam cần tiến hành điều tra thu thập các số liệu sau: việc có mặt hay vắng mặt lớp cát của hệ tầng Thái Bình; độ bền

vững (chiều dày, tính chất cơ lý) của lớp phủ thấm nước yếu phía trên và chiều dài đường thấm từ sông vào nền đê.

Căn cứ số liệu điều tra thu thập được kế thừa cách tiếp của các tác giả đi trước, Luận án tiến hành phân loại cấu trúc nền đê của các tuyến đê chính trên địa bàn tỉnh Hà Nam (bao gồm: đê Hữu sông Nhuệ, đê Hữu Hồng, đê Tả Đáy) nhằm chỉ ra những vị trí trọng điểm phục vụ công tác chỉ đạo quản lý đê.

2.2.1 Phân loại cấu trúc nền đê Hữu sông Nhuệ

Dựa vào tài liệu thu thập được, theo kết quả đánh giá phân chia đơn nguyên địa tầng và các nguyên tắc đã nêu trên, Luận án phân loại cấu trúc nền đê Hữu sông Nhuệ ra 2 kiểu và 3 phụ kiểu.

2.2.1.1 Kiểu I

Có mặt lớp cát hạt nhỏ của hệ tầng Thái Bình, các lớp này bị ngăn cách với lớp cát sạn sỏi của hệ tầng Vĩnh Phúc bởi các lớp trầm tích yếu hệ tầng Hải Hưng và hệ tầng Vĩnh Phúc. Lớp phủ phía trên có chiều dày và độ bền khác nhau. Kiểu I được chia thành 3 phụ kiểu.

a. Phụ kiểu I₁

Phụ kiểu này vắng mặt lớp phủ thấm nước yếu phía trên (hoặc nếu có thì chiều dày phân bố nhỏ <1,5m), xuất hiện ở những vùng bãi thấp hoặc ở đáy các ao hồ chỉ có các lớp bùn hiện đại. Phụ kiểu này phân bố cục bộ, diện hẹp, nằm cách chân đê từ 25m trở ra. Tập trung chủ yếu ở đoạn K3+280 đến K4+250 (Trạm bơm Hoàn Tây) và K9+100 đến K9+600.

Phụ kiểu này là phụ kiểu có cấu trúc rất nguy hiểm. Tại những vùng như vậy, khi mực nước sông dâng cao, dòng thấm từ phía ngoài sông dễ dàng thoát ra ở phía trong đê gây ra biến dạng thấm. Tuy kiểu này phân bố cục bộ tại một số đoạn nhưng vị trí của nó rất khó kiểm soát, khi các tác động vô ý của con người vô tình làm mỏng hoặc biến mất lớp trầm tích thấm nước yếu này.

b. Phụ kiểu I₂

Các lớp phủ phía trên có chiều dày biến đổi từ 1,5÷4m, nền phía dưới là loại trầm tích thấm nước mạnh chiều dày >10m. Đê nằm gần sông (<50m). Phụ kiểu này phân bố thành đoạn từ K1+500 đến K3+280; K4+250 đến K6+250 và K9+200 đến K10+270.

Phụ kiểu cấu trúc I₂ do lớp phủ vẫn còn mỏng trong khi nền thấm có chiều dày khá lớn, do đó áp lực dòng thấm có thể phá vỡ ở những vị trí xung yếu. Vì vậy ở kiểu cấu trúc này cũng rất dễ xảy ra biến dạng thấm khi mực nước sông dâng cao.

c. Phụ kiểu I₃

Các lớp phủ phía trên có chiều dày biến đổi từ 4÷8m. Trầm tích thấm nước mạnh chiều dày >10m. Đê nằm gần sông (<50m). Phụ kiểu này phân bố ở đầu tuyến, đoạn từ K0+00 đến K1+500.

Phụ kiểu cấu trúc I₃ có mặt các lớp phủ chiều dày tương đối lớn, áp lực thấm khó phá vỡ. Vì vậy ở kiểu cấu trúc này khó xảy ra biến dạng thấm khi mực nước sông dâng cao, trừ khi các lớp trầm tích thấm nước yếu phía trên bị bóc mỏng do hoạt động của con người (đào ao, lấy đất làm gạch,...).

2.2.1.2 Kiểu II

Không có lớp trầm tích chứa nước cát hạt nhỏ hệ tầng Thái Bình. Chủ yếu là lớp trầm tích thấm nước yếu hệ tầng Vĩnh Phúc có chiều dày >8m, lớp phủ phía trên thấm nước yếu có chiều dày biến đổi từ 2÷4m, mặc dù bên dưới lớp trầm tích cách nước hệ tầng Vĩnh Phúc là lớp chứa nước tầng Pleistocen tuy nhiên lớp cách nước phía trên có độ bền cao và chiều dày tương đối lớn nên khó có khả năng xảy ra biến dạng thấm. Dạng cấu trúc này phân bố từ vị trí K6+250 đến K9+200.

2.2.2 Phân loại cấu trúc nền đê Hữu sông Hồng

Sử dụng phương pháp nghiên cứu như trên, qua phân tích số liệu điều tra cho thấy nền đê Hữu Hồng chỉ có 1 kiểu cấu trúc nền đê với 2 phụ kiểu.

2.2.2.1 Kiểu I

Có mặt lớp cát hạt nhỏ của hệ tầng Thái Bình, các lớp này nằm gần cách với lớp cát sạn sỏi của hệ tầng Vĩnh Phúc bởi các lớp trầm tích yếu hệ tầng Hải Hưng và hệ tầng Vĩnh Phúc. Tùy thuộc lớp phủ thấm nước yếu phía trên có chiều dày và độ bền khác nhau, kiểu I được chia thành 2 phụ kiểu và 2 dạng.

a. Phụ kiểu I_1

Lớp phủ phía trên có chiều dày biến đổi từ 4÷8m. Đê nằm gần sông hoặc xa sông. Vị trí phân bố đặc trưng phụ kiểu này ở các đoạn từ: Km117+900 đến Km118+600; Km119+400 đến Km119+800; Km124+600 đến Km129+400; Km133+00 đến Km135+500; Km136+600 đến Km141+800; Km142+500 đến Km155+900).

Ở phụ kiểu này các lớp trầm tích thấm nước yếu nằm phía trên các trầm tích chứa nước. Vì vậy ở kiểu cấu trúc này chỉ xảy ra biến dạng thấm khi mực nước sông dâng cao, và khi các lớp trầm tích thấm nước yếu phía trên bị bóc mỏng.

Phụ kiểu này được chia thành 2 dạng.

- Dạng I_{1a} : Đoạn rất nhạy cảm với biến dạng thấm.

Đê nằm gần sông, cách sông dưới 500m (Km117+900 đến Km118+600; Km133+00 đến Km 133+400; Km136+600 đến Km138+00; Km144+00 đến Km146+00).

- Dạng I_{1b} : Đoạn nhạy cảm với biến dạng thấm.

Đê nằm xa sông cách sông trên 500m (Km119+400 đến Km119+800; Km124+600 đến Km129+400; Km133+400 đến Km135+500; Km138+600 đến Km141+800; Km142+500 đến Km144+00; Km146+00 đến Km155+900).

b. Phụ kiểu I_2 : Đoạn ít nhạy cảm với biến dạng thấm.

Các lớp trầm tích thấm nước yếu phía trên có chiều dày lớn hơn 8m. Phụ kiểu này phân bố chủ yếu ở các đoạn từ (Km118+600 đến Km119+400; Km119+800 đến Km124+600; Km129+400 đến Km133+00; Km135+500 đến Km136+600; Km141+800 đến Km142+500; Km155+900 đến Km156+863).

2.2.3 Phân loại cấu trúc nền đê Tả Đáy

Theo kết quả đánh giá phân chia đơn nguyên địa tầng, và nguyên tắc, hệ thống các dấu hiệu đã nêu ở trên chúng tôi chia lớp nền đê tả Đáy ra 1 kiểu và 2 phụ kiểu.

Kiểu I: Có mặt lớp cát hạt nhỏ của hệ tầng Thái Bình. Lớp phủ thấm nước phía trên có chiều dày và độ bền khác nhau, kiểu I được chia thành 2 phụ kiểu.

a. Phụ kiểu I₁ (Dạng I_{1a}): Đoạn rất nhạy cảm với biến dạng thấm.

Lớp phủ thấm nước yếu phía trên có chiều dày từ 1,5÷4m, đê nằm cách sa sông từ 40m đến >200m. Phụ kiểu này xuất hiện ở khu vực Kè Kim Bình Km101+270 đến Km102+130 và đoạn Km103+00 đến 103+200. Tầng chứa nước có thành phần là cát pha, trạng thái dẻo chảy và rất linh động khi có dòng thấm đi qua, bề dày tầng chứa nước lớn trung bình >10m.

Ở phụ kiểu này các lớp trầm tích thấm nước yếu nằm phía trên các trầm tích chứa nước. Vì vậy ở kiểu cấu trúc này chỉ xảy ra biến dạng thấm khi mực nước sông dâng cao, và khi các lớp trầm tích thấm nước yếu phía trên bị bóc mỏng.

b. Phụ kiểu I₂: Đoạn ít nhạy cảm với biến dạng thấm.

Không có lớp trầm tích chứa nước cát hạt nhỏ hệ tầng Thái Bình. Chủ yếu là lớp trầm tích thấm nước yếu hệ tầng Vĩnh Phúc có chiều dày >8m. Dạng cấu trúc này phân bố từ vị trí K88+00 đến K101+270 và K102+130 đến K136+517.

Phụ kiểu này được chia thành 2 dạng.

- *Dạng I_{2a}:* Đê nằm gần sông, cách sông dưới 100m phân bố ở vị trí (Km88 đến Km101+270; Km102+130 đến Km103+00; Km103+200 đến Km119+400; Km119+800 đến Km124+600; Km129+400 đến Km 133+00).

- *Dạng I_{2b}:* Đê nằm xa sông cách sông trên 100m (Km119+400 đến Km119+800; Km124+600 đến Km129+400; Km133+00 đến Km136+517).

Nhận xét:

- Từ tài liệu khảo sát thu thập được, theo cách phân loại của Tô Xuân Vu, Luận án đã lập bản đồ cấu trúc nền đê tỉnh Hà Nam (đính kèm ở phụ lục).

- Cách phân loại cấu trúc nền đê theo Tô Xuân Vu tương đối tỉ mỉ nhưng phức tạp, đòi hỏi tài liệu khảo sát phải đầy đủ.

2.3 NHẬN XÉT CHUNG VỀ ĐỊA CHẤT NỀN ĐÊ TỈNH HÀ NAM

Đê trên địa bàn tỉnh Hà Nam được đắp từ lâu đời, qua nhiều thời kỳ lịch sử. Ban đầu đê chỉ là các bờ bao quy mô nhỏ, đắp trực tiếp trên nền bồi tích không được xử lý, vật liệu đắp thường được khai thác hai bên chân đê. Dần dần, đê được gia cố nâng cấp để có được mặt cắt như ngày nay. Từ kết quả khảo sát địa chất thu thập được ở trên cho thấy đê điều ở tỉnh Hà Nam đều có đặc điểm chung như sau:

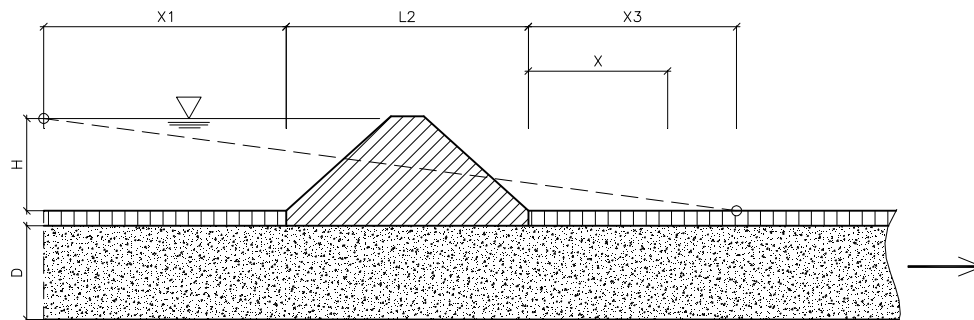
- Thân đê là loại đất đắp có tính dính, nguồn gốc lấy từ lớp bồi tích phủ trên mặt, hệ số thấm $K \sim 10^{-6} \div 10^{-8}$ cm/s;

- Tiếp theo là lớp bồi tích phủ trên mặt có chiều dày biến đổi, ở Hà Nam thường từ 1 đến 8m, có tích thấm nước yếu, hệ số thấm $K \sim 10^{-5} \div 10^{-7}$ cm/s;

- Phía dưới lớp phủ là lớp bồi tích thấm nước mạnh (cát thô, cát mịn, cát pha, ...), hệ số thấm thường là $K \sim 10^{-4} \div 10^{-6}$ cm/s; chiều dày lớp thấm nước thường từ vài mét đến hàng chục mét. Tại Hà Nam có những đoạn đê khoan đến 40m vẫn chưa hết tầng thấm này. Trong một số mặt cắt còn có những xen kẽ (dạng bùn sét pha, cuội sỏi,...) dạng thấu kính. Lớp này thường thông với sông và kéo dài rất sâu vào trong đồng, có những nơi thông cả sang các nhánh sông bên cạnh.

- Kết thúc lớp thấm nước là lớp sét cứng hoặc đá gốc, thường gọi là tầng cách nước.

Có thể mô phỏng đơn giản hóa mặt cắt đê tỉnh Hà Nam theo trường hợp 7 [24], cụ thể như sau:



Hình 2.1 Mô phỏng đơn giản hóa mặt cắt đê tỉnh Hà Nam

Với cấu trúc như vậy nên về mùa lũ, khi nước sông lên cao sẽ theo tầng thấm nước vào sâu trong đồng, gây áp lực đẩy ngược lên đáy tầng phủ. Tại những đoạn đê gần sông tầng phủ phía đồng mông (ao thủy sản, kênh tiêu bị nạo vét sâu, ...) các nguy cơ bực tầng phủ cao và nước thoát ra. Khi nước thoát ra thì tại những vùng xung quanh áp lực thấm dưới lớp phủ sẽ giảm, dòng thấm sẽ kéo theo các hạt mịn thoát ra cùng, gây ra hiện tượng xói ngầm. Đây được xem là các đoạn đê trọng điểm được nghiên cứu trong luận án này.

2.4 ĐÁNH GIÁ AN TOÀN MỘT SỐ ĐOẠN ĐÊ TRỌNG ĐIỂM

2.4.1 Lựa chọn vị trí để đánh giá an toàn

Theo nhận xét ở mục 2.3, mô hình tính toán ổn định thấm nền đê tỉnh Hà Nam có thể đơn giản hóa như hình 2.1. Các yếu tố ảnh hưởng đến độ ổn định nền đê gồm: mực nước ngoài sông và trong đồng, chiều dày và hệ số thấm của tầng phủ, chiều dày và hệ số thấm của tầng chứa nước, khoảng cách từ sông đến đê. Đối với một tuyến đê cụ thể, ví dụ như đê sông Hồng, tầng chứa nước nằm rất sâu, hệ số thấm gần như nhau. Vì vậy, mức độ nguy hiểm về thấm chỉ phụ thuộc vào khoảng cách từ đê đến sông, chiều dày tầng phủ hạ lưu mông. Điều này phù hợp với thực tế đã và đang xảy ra ở Hà Nam. Cụ thể là 3 vị trí:

- Đê sông Hồng: tại Km133+00 đến Km133+400

- Đê sông Đáy: tại Km103+00 đến Km103+570

- Đê sông Nhuệ: tại Km3+280 đến Km4+250

Vị trí, mực nước thượng và hạ lưu tại các đoạn trọng điểm được trình bày trong bảng 2.1.

2.4.2 Kết quả đánh giá an toàn một số đoạn đê xung yếu

Lần lượt tính toán cho đê sông Hồng, sông Đáy và sông Nhuệ bằng cách bắt đầu sử dụng mực nước báo động I. Với mực nước báo động này, nếu đê nào có nguy cơ mất an toàn thì dừng lại và kết luận. Ngược lại, tiếp tục kiểm tra với các mực nước báo động cao hơn.

Bảng 2.1 Số liệu vị trí và các mực nước các đoạn đê trọng điểm

Tên tuyến đê	Vị trí	Bảo động I (m)		Bảo động II (m)		Bảo động III (m)	
		TL	HL	TL	HL	TL	HL
Sông Hồng	Dạng I _{1a} : Km 133+0 ÷ Km 133+400	+5,2	+0,8	+5,5	+1,1	+7,1	+2,2
	Dạng I _{1b} : Km 142+500 ÷ Km 144+100	+5,1	+1,2	+5,3	+1,2	+7,0	+2,5
Sông Đáy	Dạng I _{1a} : Km 103+0 ÷ Km 103+500	+3,6	-1,5	+3,8	+0,8	+4,2	+0,8
	Dạng I _{2a} : Km129+400 ÷ Km 133+00	+2,7	+0,85	+3,1	+0,9	+3,9	+1,1
Sông Nhuệ	Km 3+280 ÷ Km 4+250	+2,9	+1,2	+3,2	+1,3	+4,0	+1,8

(Nguồn: Chi cục Phòng chống Lụt bão và Quản lý Đê điều Hà Nam)

Bảng 2.2 Số liệu đầu vào để tính toán khoảng cách ảnh hưởng áp lực thấm X₃, áp lực cột nước hạ lưu H_{av} và giá trị Gradient tại một số đoạn đê trọng điểm

Các thông số tính toán	Mực nước	Đơn vị	Sông Hồng		Sông Đáy		Sông Nhuệ
Cao trình mặt đất thượng lưu ($\nabla_{\text{MĐTN}}$)			0,5	0,0	-1,5	-1,5	0,0
Cột nước thượng lưu H	BĐ I	(m)	4,7	5,1	5,1	4,2	2,9
	BĐ II	(m)	-	-	-	-	3,2
	BĐ III	(m)	-	-	-	-	4
Cột nước vị trí kiểm tra h _{ao}	BĐ I	(m)	0,8	1,2	1,5	0,85	1,2
	BĐ II	(m)	-	-	-	-	1,3
	BĐ III	(m)	-	-	-	-	1,8
Dạng cấu trúc nền			I1a	I1b	I1	I2a	I1
Chiều dày tầng phủ Z _t	(m)		1,5	2,5	2	4	2,7
Hệ số thấm tầng phủ K _b	(m/s)		5x10 ⁻⁷	5x10 ⁻⁷	1x10 ⁻⁸	10 ⁻⁸	5x10 ⁻⁷
Chiều dày tầng thấm nước D	(m)		55	53	40	40	45
Hệ số thấm tầng thấm nước K	(m/s)		1x10 ⁻⁴	1x10 ⁻⁴	3,7x10 ⁻⁵	3,7x10 ⁻⁵	5x10 ⁻⁵
Khoảng cách mép sông đến vị trí kiểm tra X (*)	(m)		93	89	140	141	79
Khoảng cách từ mép sông đến chân đê S	(m)		43	39,47	90	91	29

Ghi chú Bảng 2.2:

- Tất cả các bài toán đều xem xét trong điều kiện mép ao cách chân đê hạ lưu 50 (m). Vì theo số liệu điều tra ở tỉnh Hà Nam, khoảng cách từ chân đê hạ lưu đến mép ao 50 ÷ 100 (m).

- Cột nước thượng lưu $H = \nabla_{\text{MNTL}} - \nabla_{\text{MĐTN}}$

- Trong đoạn đê sông đáy Km 103+0 ÷ Km 103+500 kiểm tra tại mặt cắt phía hạ lưu là ruộng có cao độ $\nabla 0,0$ (m). Mặt cắt có hạ lưu là ao được tiến hành tính toán trong chương III.

Để xác định X_3 (m), cột nước áp lực tại đáy tầng phủ H_{av} (m) và Gradient tới hạn I_{\max} tiến hành sử dụng các công thức (3.19), (3.20) và (3.31). Kết quả tính toán an toàn đầy bực tầng phủ tại các đoạn đê trọng điểm trên sông Hồng, sông Đáy và sông Nhuệ trình bày trong bảng 2.3.

Bảng 2.3 Kết quả tính toán khoảng cách ảnh hưởng áp lực thấm X_3 , áp lực cột nước hạ lưu H_{av} và giá trị Gradient tại một số đoạn đê trọng điểm

Tên tuyến đê	Vị trí	X_3 (m)	Cột nước tính toán H_{av} (m)	Giá trị giới hạn h_a (m)	Giá trị I_{\max}	Giá trị giới hạn I_{gh}	Mất an toàn	
							Đầy bực	Xói ngầm
Ứng với mực nước báo động I								
Sông Hồng	Dạng I_{1a} : Km 133+0 ÷ Km 133+400	129	2,15	0,9	0,94	0,9	*	*
	Dạng I_{1b} : Km 142+500 ÷ Km 144+100	162,7	2,85	1,2	0,77	0,9	*	
Sông Đáy	Dạng I_{1a} : Km 103+0 ÷ Km 103+500	544	3,97	1,2	1,13	0,9	**	**
	Dạng I_{2a} : Km 129+400 ÷ Km 133+00	769	3,7	2,4	0,726	0,9	*	
Sông Nhuệ	Km 3+280 ÷ Km 4+250	110,2	1,254	1,62	0,32	0,9		
Ứng với mực nước báo động II								
Sông Nhuệ	Km 3+280 ÷ Km 4+250	110,23	1,384	1,62	0,346	0,9		
Ứng với mực nước báo động III								
Sông Nhuệ	Km 3+280 ÷ Km 4+250	110,227	1,73	1,62	0,384	0,9	*	

Ghi chú:

* Nguy cơ mất an toàn

** Nguy cơ mất an toàn nghiêm trọng

Từ kết quả tính toán bằng công thức giải tích, nhận xét:

- Đối với đê sông Hồng và sông Đáy, khi mực nước ở mức báo động I đã xảy ra nguy cơ mất an toàn về đê bực. Nguy cơ xói ngầm xảy ra đối với dạng cấu trúc I_{1a} của sông Hồng và I_{1a} của sông Đáy.
- Đối với đê sông Nhuệ, chỉ khi mực nước ở mức báo động III mới xảy ra mất an toàn về đê bực.

Kết quả tính toán bằng các công thức giải tích tương đối phù hợp với thực tế quan trắc hàng năm của các cơ quan quản lý đê điều của Tỉnh.

2.5 KẾT LUẬN CHƯƠNG 2

- Mức độ ổn định thấm nền đê phụ thuộc vào nhiều yếu tố: địa hình, địa chất, thủy văn, ... tại vị trí xem xét.
- Phân loại cấu trúc địa chất nền đê theo các tác giả đi trước tương đối tỉ mỉ và đòi hỏi tài liệu phải đầy đủ.
- Đối với đê trên địa bàn tỉnh Hà Nam, mức độ nguy hiểm về thấm chỉ phụ thuộc vào khoảng cách từ đê đến sông và chiều dày tầng phủ phía đồng (nơi có nhiều ao hồ nuôi trồng thủy sản).
- Có thể mô phỏng đơn giản hóa mặt cắt đê tỉnh Hà Nam như sơ đồ hình 2.1 và sử dụng các công thức giải tích để tính toán mức độ ổn định thấm nền đê cho các đoạn đê nằm gần sông. Kết quả tính toán cho thấy rằng:
 - + Với đê sông Hồng (đoạn Km133+00 đến Km133+400) có nguy cơ mất an toàn khi mực nước sông ở mức báo động I.
 - + Với đê sông Đáy (đoạn Km103+00 đến Km103+500) có nguy cơ mất an toàn cao khi mực nước sông ở mức báo động I.
 - + Với đê sông Nhuệ (đoạn Km3+280 đến Km4+250) có nguy cơ mất an toàn khi mực nước sông ở mức báo động III.
- Kết quả tính toán kiểm tra phù hợp với thực tế quản lý điều hành phòng chống bão lụt trên địa bàn tỉnh Hà Nam. Vị trí các đoạn đê trọng điểm được chỉ rõ trên bản đồ kèm theo.

CHƯƠNG 3. GIẢI PHÁP ỔN ĐỊNH THẨM NỀN ĐÊ CHO MỘT ĐOẠN TRỌNG ĐIỂM TRÊN ĐÊ TẢ ĐÁY

3.1 BÀI TOÁN ỔN ĐỊNH THẨM NỀN ĐÊ

3.1.1 Mục đích nghiên cứu

Mục đích nghiên cứu bài toán ổn định thẩm nền đê là:

- Xác định áp lực thẩm dưới đáy tầng phủ (tầng chứa nước có áp);
- Kiểm tra điều kiện bục nền, xói ngầm;
- Đề xuất giải pháp ngăn chặn.

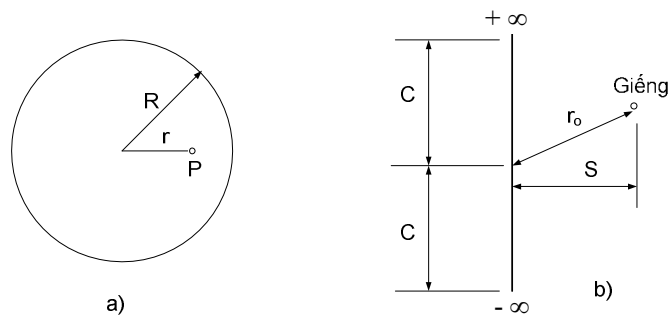
3.1.2 Giải bài toán thẩm bằng phương pháp giải tích

Phương pháp xác định áp lực thẩm nền đê bằng giải tích đã được đưa vào Tiêu chuẩn của Mỹ [24]. Trong đó mô hình tính được mô phỏng đơn giản hóa thành 7 trường hợp nêu trong phụ lục 1. Cơ sở lý thuyết của phương pháp này được trình bày dưới đây.

3.1.2.1 Các điều kiện

- Dòng thấm tuân theo định luật Darcy;
- Giếng cắm xuyên hết tầng thấm (nằm trọn trong tầng chứa nước – giếng hoàn chỉnh);

3.1.2.2 Bài toán giếng đơn, nguồn cấp từ các phía của biên hình tròn (hình 3.1a)



Hình 3.1 Sơ đồ thẩm vào giếng

- a) Giếng đơn, nguồn cấp từ các biên hình tròn;
b) Giếng đơn, nguồn cấp từ biên một phía, bài toán không có áp

Công thức xác định chiều cao cột nước tại một điểm (p) cách giếng một khoảng cách r xác định như sau:

$$h_p = H - \frac{Q_w}{2\pi KD} \ln \frac{R}{r} \quad (3.1)$$

$$h_w = H - \frac{Q_w}{2\pi KD} \ln \frac{R}{r_w} \quad (3.2)$$

Trong đó:

h_p - cột nước tại điểm p nằm trong phạm vi từ nguồn cấp đến giếng thoát (m);

h_w - cột nước tại giếng (m);

H - cột nước tại nguồn (m);

Q_w - lưu lượng thoát của giếng;

K - hệ số thấm của tầng chứa nước;

D - chiều dày của tầng chứa nước (m);

R - bán kính phạm vi ảnh hưởng của giếng (khoảng cách từ nguồn đến giếng) (m);

R_w - bán kính của giếng (m).

3.1.2.3 Nguồn cấp là từ một phía đến giếng đơn, không có tầng phủ (hình 3.1b)

Giống như trường hợp dòng thấm qua nền dẽ, dòng thấm đi từ phía sông trong tầng cát bị phủ bởi tầng đất sét phía trên và thoát ra ở giếng phía đồng, giá trị cột nước được nghiên cứu bởi Muskat (1937), Todd (1980) [24] với giả thiết $r_o = S$, $c = \infty$ như sau:

$$h_p = H - \frac{Q_w}{2\pi KD} \ln \frac{r'}{r} \quad (3.3)$$

$$h_w = H - \frac{Q_w}{2\pi KD} \ln \frac{2S}{r_w} \quad (3.4)$$

Trong đó:

r' - khoảng cách từ điểm p đến giếng ảnh xạ (giếng ảo) (m);

r - khoảng cách từ điểm p đến giếng thực (m);

S - khoảng cách từ giếng thực đến biên thấm thượng lưu (m).

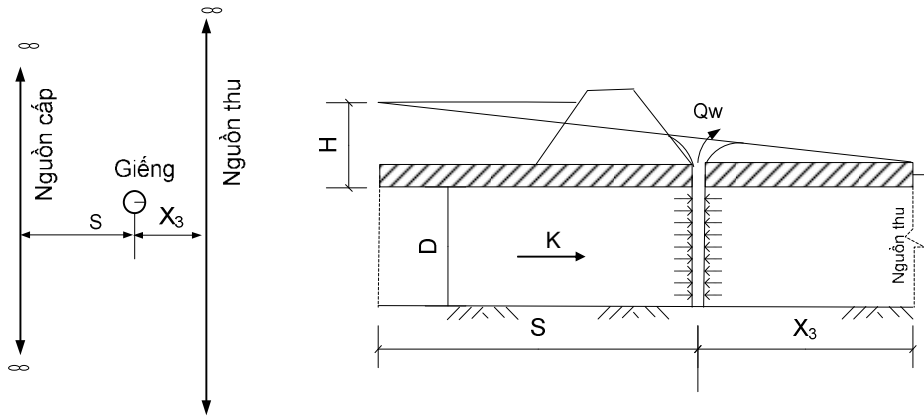
Nguồn có mực nước không đổi có chiều dài giới hạn, khi $c < \infty$ (có chiều dài nhất định) thì:

$$k_w = H - \frac{Q_w}{2\pi KD} \ln \frac{4S}{r_w} \left(\frac{(C^2 - r_0^2)^2 + 4S^2 C^2}{C^2 - r_0^2 + \sqrt{C^2 - r_0^2 + 4S^2 C^2}} \right) \quad (3.5)$$

Trường hợp giếng nằm chính giữa đoạn $2C$ ($r_0 = S$):

$$h_w = H - \frac{Q_w}{2\pi KD} \ln \frac{2S}{r_w} \left(1 + \frac{S^2}{C^2} \right) \quad (3.6)$$

3.1.2.4 Trường hợp giếng đơn hoàn chỉnh, nguồn từ một phía, có tầng phủ



Hình 3.2 Mô hình giếng đơn, áp lực thấm triệt tiêu tại khoảng cách X_3 ở hạ lưu

Khi có một tầng phủ có tính thấm nước nhỏ nằm phía trên tầng thấm nước, áp lực nước triệt tiêu ở một khoảng cách nhất định (X_3) về phía hạ lưu, công thức xác định các yếu tố dòng thấm cho trường hợp giếng đơn hoàn chỉnh (giếng cắm hết toàn bộ tầng chứa nước) được đề xuất bởi Barron 1948 [24], như sau:

$$h_p = H \frac{S + x_3 - x}{S + x_3} - \frac{Q_w}{4\pi KD} \left[\frac{\cosh \frac{\pi y}{S + x_3} - \cos \frac{\pi(x + S)}{S + x_3}}{\cosh \frac{\pi y}{S + x_3} - \cos \frac{\pi(x - S)}{S + x_3}} \right] \quad (3.7)$$

$$Q_w = \frac{4\pi KD \left(H - H \frac{S}{S + x_3} \right)}{\ln \frac{2(S + x_3)^2 \left(1 - \cos \frac{2\pi S}{S + x_3} \right)}{\pi^2 r_w^2}} \quad (3.8)$$

Trường hợp $y = 0$, công thức (3.7) viết lại là:

$$h_p = H \frac{S + x_3 - x}{S + x_3} - \frac{Q_w}{4\pi KD} \left[\frac{1 - \cos \frac{\pi(x+S)}{S+x_3}}{1 - \cos \frac{\pi(x-S)}{S+x_3}} \right] \quad (3.9)$$

3.1.2.5 Trường hợp giếng đơn không hoàn chỉnh (cắm không hết tầng chứa nước)

Khi giếng cắm không hết toàn bộ tầng ngậm nước thì được gọi là giếng không hoàn chỉnh (cắm 1 phần), tỷ số giữa lưu lượng thoát ra khi cắm một phần với lưu lượng thoát ra khi cắm toàn phần xác định như sau:

$$G_p = \frac{Q_{wp}}{Q_w} \Rightarrow Q_{wp} = G_p Q_w = \frac{2K\pi D(H - h_w)Q_p}{\ln \frac{R}{r_w}} \quad (3.10)$$

Trong đó:

Q_{wp} - lưu lượng thoát khi giếng cắm một phần;

G_p - hệ số điều chỉnh, xác định theo Kozeny (1933) [24]:

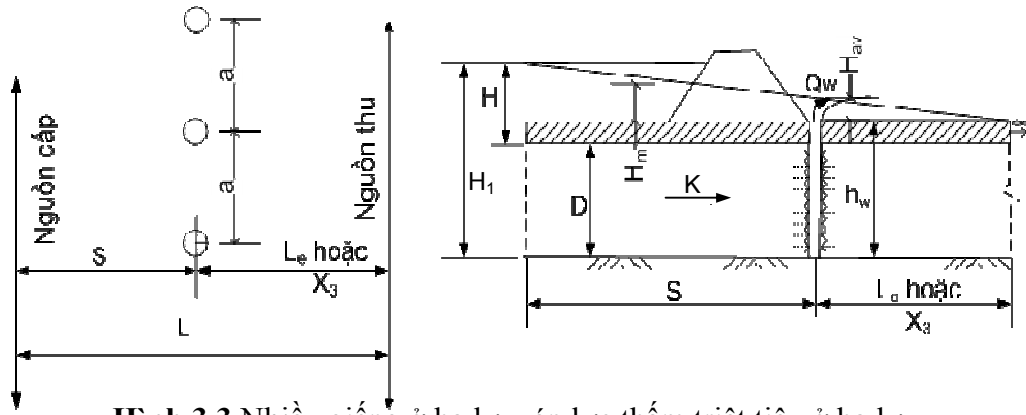
$$G_p = \frac{W}{D} \left[1 + 7 \sqrt{\frac{r_w}{2W}} \cos \frac{\pi W}{2D} \right] \quad (3.11)$$

$\frac{W}{D}$ - tỷ lệ giữa chiều sâu giếng và chiều dày tầng ngậm nước.

3.1.2.6 Trường hợp nhiều giếng vô cùng nằm song song với nguồn

Forcheimer (1914) [24] đã đưa ra lời giải đối với nhiều giếng cắm toàn bộ trong tầng chứa nước.

Trường hợp thấm qua đê, kết quả khảo sát thực tế [12] cho thấy, sau chân đê một khoảng chừng 300 ÷ 400m thì áp lực dưới đáy tầng phủ gần như triệt tiêu. Điều này có thể giải thích là do tầng phủ phía trên có mức độ thấm nhất định, hệ số thấm khoảng chừng $10^{-4} \sim 10^{-5}$ cm/s lại có mặt các các hang hốc, kẽ nứt hoặc giếng nước, ... có tác dụng thoát nước, vì vậy có thể chọn sơ đồ thấm như hình 3.3, áp lực thấm bị triệt tiêu tại điểm cách chân đê một đoạn X_3 .



Hình 3.3 Nhiều giếng ở hạ lưu, áp lực thấm triệt tiêu ở hạ lưu

Công thức xác định các thông số dòng thấm như sau:

$$H_m = \frac{(H_1 - h_w)\theta_m}{\frac{S}{a} + \left(\frac{L}{L_e}\right)\theta_a} = \frac{H\theta_m}{\frac{S}{a} + \left(\frac{L}{L_e}\right)\theta_a} \quad (3.12)$$

$$H_{av} = \frac{(H_1 - h_w)\theta_a}{\frac{S}{a} + \left(\frac{L}{L_e}\right)\theta_a} = \frac{H\theta_a}{\frac{S}{a} + \left(\frac{L}{L_e}\right)\theta_a} \quad (3.13)$$

$$Q_w = \frac{(H_1 - h_w)KD}{\frac{S}{a} + \left(\frac{L}{L_e}\right)\theta_a} = \frac{HKD}{\frac{S}{a} + \left(\frac{L}{L_e}\right)\theta_a} \quad (3.14)$$

Trong đó:

H_1 - cột nước toàn phần phía thượng lưu (tính từ MNTL đến mặt so sánh - mặt dưới của tầng ngậm nước) (m);

H - cột nước thượng lưu (tính từ MNTL đến mặt so sánh) (m);

h_w - chiều dày lớp đất hạ lưu (tính từ mặt đất hạ lưu đến mặt so sánh - mặt dưới của tầng ngậm nước), $h_w = D + Z_t$ (m);

H_{av} - cột nước tại giếng đo áp (tính từ MN tại giếng đến mặt đất hạ lưu) (m);

D - chiều dày tầng chứa nước (m);

S - khoảng cách từ sông đến giếng (m);

L_e - khoảng cách từ giếng đến cuối nguồn (tại điểm có áp lực thấm ngược triệt tiêu);

a - khoảng cách giữa các giếng (m);

$$L = L_e + S;$$

r_w - bán kính giếng (m);

θ_a ; θ_m - là hệ số phụ thuộc vào D/a ; a/r_w và W/D lấy theo kết quả của Barron 1982 dựa trên kết quả thí nghiệm mô hình tương tự (bảng 3.1) hoặc xác định theo công thức:

Với $a/r_w \geq 20$: có $a/r_w = 100$

$$\theta_a = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{a}{2\pi r_w} \quad (3.15)$$

$$\theta_m = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{a}{2\pi r_w} \quad (3.16)$$

Với $a/r_w < 20$:

$$\theta_a = \theta_{\left(\frac{a}{r_w}=100\right)} - \Delta\theta \left(\lg \frac{a}{r_w} - 2 \right) \quad (3.17)$$

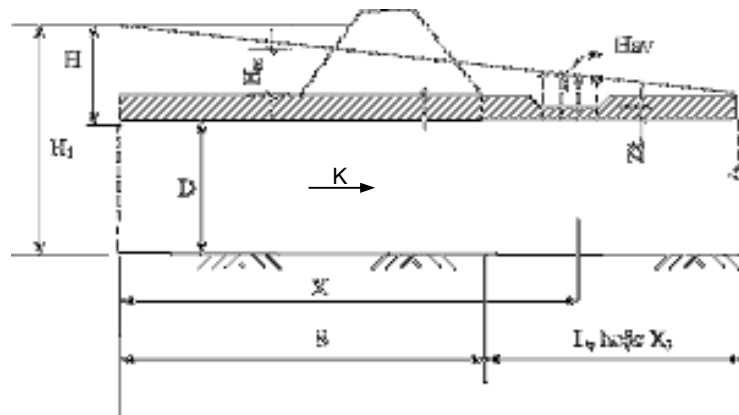
$$\theta_m = \theta_{\left(\frac{a}{r_w}=100\right)} - \Delta\theta \left(\lg \frac{a}{r_w} - 2 \right) \quad (3.18)$$

Bảng 3.1 Xác định các hệ số θ_a ; θ_m trong trường hợp thiết kế nhiều giếng

W/D	D/a	a/r _w	θ_a	θ_m	$\Delta\theta$
100%	Tất cả giá trị	100*	0,44	0,55	1,00
75%	0,25	100	0,523	0,633	0,489
	0,50		0,563	0,667	
	1,0		0,606	0,681	
	2,0		0,678	0,682	
	3,0		0,748	0,682	
	4,0		0,818	0,682	
50%	0,25	100	0,742	0,851	0,733
	0,40		0,857	0,955	
	1,0		0,983	1,012	
	2,0		1,175	1,024	
	3,0		1,361	1,024	
	4,0		1,547	1,024	

W/D	D/a	a/r _w	θ_a	θ_m	$\Delta\theta$
25%	0,25	100	1,225	1,335	1,466
	0,40		1,569	1,622	
	1,0		1,926	1,908	
	2,0		2,390	2,024	
	3,0		2,798	2,047	
	4,0		3,199	2,075	
15%	0,25	100	1,662	1,772	2,077
	0,40		2,310	2,401	
	1,0		2,970	2,938	
	2,0		3,747	3,293	
	4,0		4,941	3,432	
	10%		0,25	100	
0,40		2,934	3,025		
1,0		3,977	3,941		
2,0		5,139	4,649		
4,0		6,814	5,071		
5%		0,25	100		1,778
	0,40	3,879		3,969	
	1,0	6,063		6,021	
	2,0	8,377		7,864	
	4,0	11,744		9,283	

3.1.2.7 Trường hợp nguồn cấp từ một phía, có tầng phủ giới hạn



Hình 3.4 Mô phỏng đường áp lực thấm dưới tầng phủ không thấm

I_0 - gradient áp lực giới hạn, là tỷ số giữa trọng lượng riêng của đất với trọng lượng riêng của nước;

h_a - cột nước áp lực cho phép dưới đáy tầng phủ (m);

F_s - hệ số an toàn, tối thiểu lấy bằng 1,5 [15].

Hiện nay chưa có cơ sở lý thuyết nào được thừa nhận rộng rãi cho việc xác định chính xác áp lực thấm giới hạn phát sinh bục đất trong đất dính (I_{gh}). Tô Xuân Vu [15] đề nghị xác định I_{gh} với giả thiết khối đất phá hoại ban đầu có dạng hình trụ tròn:

$$I_{gh} = \frac{\gamma_d}{\gamma_n} \left(1 + \frac{\xi}{3} \text{tg}\varphi \right) + \frac{4C}{d} \Rightarrow h_a = \frac{I_{gh}}{F_s} Z_t \quad (3.22)$$

Trong đó:

γ_d - khối lượng thể tích của đất phủ ở trạng thái bị đẩy nổi;

$\text{tg}\varphi$ - hệ số ma sát trong của đất;

ξ - hệ số áp lực hông của đất;

d - đường kính của diện tích lớp phủ bị phá vỡ ban đầu (m).

Trần Văn Tư [14] đề nghị tính chiều dày giới hạn (Z_{tgh}) của lớp phủ như sau:

$$Z_{tgh} = K \frac{-\left(2 \frac{C}{\gamma_d} + 1 \right) + \sqrt{\left(2 \frac{C}{\gamma_d} + 1 \right)^2 + 4\xi \text{tg}\varphi \frac{H_p}{\gamma_d}}}{2\xi \text{tg}\varphi} \quad (3.23)$$

Trong đó: h_p - áp lực dòng thấm tác dụng tại đáy lớp phủ tại điểm tính toán

Theo Tô Xuân Vu [15], do đất ở những vị trí khuyết tật có độ bền, độ ổn định rất thấp nên có thể xem như đất rời (lực dính $C = 0$) khi đó giới hạn phát sinh đùn đất có dạng rút gọn:

$$I_{gh} = \frac{\gamma_d}{\gamma_n} \frac{4C}{d} \quad (3.24)$$

Qua điều tra thấy rằng kích thước của mạch đùn phổ biến từ 0,1 đến 0,5m và đất tại đó có độ rỗng lớn, vì vậy tác giả kiến nghị sử dụng công thức:

$$I_{gh} = \frac{\gamma_d}{\gamma_n} \quad (3.25)$$

Gradient thấm cho phép (I_{cp}):

$$I_{cp} = \frac{I_{gh}}{F_s} \quad (3.26)$$

Trong đó:

F_s - hệ số an toàn.

Tô xuân Vu đề nghị tính $F_s = 2$; $I_{gh} = 1$.

b. Điều kiện an toàn chống xói ngầm

Đối với đất rời, sử dụng kết quả nghiên cứu của Bùi Xuân Trường:

- Giới hạn xói ngầm:

$$(I_{xgh}) = 0,476 \sim 0,433 \text{ (với cát hạt bụi)} \quad (3.27)$$

$$(I_{xgh}) = 0,510 \sim 0,453 \text{ (với cát hạt nhỏ)} \quad (3.28)$$

- Giới hạn cát chảy:

$$(I_{cgh}) = 0,735 \sim 0,742 \text{ (với cát hạt bụi)} \quad (3.29)$$

$$(I_{cgh}) = 0,720 \sim 0,709 \text{ (với cát hạt nhỏ)} \quad (3.30)$$

3.1.2.9 Xác định khoảng cách ảnh hưởng của áp lực thấm

Công thức xác định khoảng cách tầng phủ hạ lưu X_3 :

$$X_3 = \sqrt{\frac{K}{K_b}} Z_t D \quad (3.31)$$

Trong đó:

X_3 - chiều dày ảnh hưởng tầng phủ hạ lưu (m);

H - chênh lệch cột nước (m);

Z_t - chiều dày tầng phủ (m);

D - chiều dày tầng thấm nước (m);

K_b - hệ số thấm tầng phủ (m/s);

K - hệ số thấm tầng thấm nước (m/s).

3.1.3 Giải bài toán thấm bằng phương pháp phần tử hữu hạn FEM

Có rất nhiều phương pháp đã được áp dụng trong thực tế để giải bài toán thấm qua nền đất, tác giả chọn phương pháp phần tử hữu hạn trong phần mềm SEEP/W của công ty GEO – Slope International – Canada [18] đang được áp dụng rộng rãi và đã được thực tế kiểm nghiệm.

3.1.3.1 Cơ sở lý thuyết

- Phương trình vi phân đạo hàm riêng chủ đạo

Seep/W sử dụng mô phỏng thấm không ổn định như sau:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t} = m_w \cdot \gamma_w \cdot \frac{\partial H}{\partial t} \quad (3.32)$$

Các thay đổi của hàm lượng nước thể tích phụ thuộc vào trạng thái ứng suất và các tính chất của đất. Các trạng thái ứng suất được thể hiện bởi hai biến số trạng thái là $(\sigma - u_a)$ và $(u_a - u_w)$, trong đó: σ là ứng suất tổng cộng, u_a là áp suất khí trong lỗ rỗng đất và u_w là áp suất nước lỗ rỗng.

Seep/W được xây dựng cho các điều kiện có ứng suất tổng cộng không thay đổi, tức là không có hiện tượng chất tải hoặc dỡ tải (bỏ tải) lên khối đất. Seep/W cũng dùng giả định rằng, áp suất khí lỗ rỗng không thay đổi và bằng áp suất khí quyển trong quá trình ở trạng thái không ổn định (thay đổi theo thời gian). Tức là $(\sigma - u_a)$ là hằng số và không tác động lên sự thay đổi hàm lượng nước thể tích. Các thay đổi của hàm lượng nước thể tích do đó chỉ phụ thuộc vào sự thay đổi $(u_a - u_w)$ và với u_a không thay đổi thì nó sẽ là hàm số của u_w : $\partial \theta = m_w \partial u_w$.

Trong đó:

H - cột nước thấm;

t - thời gian;

K_x, K_y , - hệ số thấm theo phương x, y. Trường hợp có áp: K_x, K_y , là hằng số, trường hợp không có áp: K_x, K_y , là hàm số;

θ - hàm số lượng chứa nước thể tích: Biểu diễn mối quan hệ giữa áp lực nước lỗ rỗng và lượng chứa nước thể tích. Chú ý rằng, lượng nước chứa trong lỗ rỗng độc lập với áp lực nước lỗ rỗng. Mối quan hệ trên được biểu diễn như sau:

$$\theta = \frac{W_v}{V} \quad (3.33)$$

Trong đó:

θ - lượng chứa nước thể tích;

W_v - thể tích nước trong lỗ rỗng;

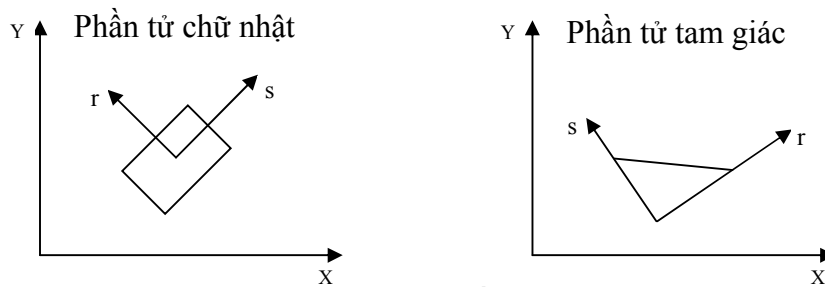
V - tổng thể tích khối đất.

Trường hợp bài toán thấm ổn định trong môi trường bão hòa và không bão hòa, phương trình tổng quát:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = 0 \quad (3.34)$$

- Hệ thống tọa độ

Seep/W sử dụng hệ thống tọa độ toàn thể X-Y của góc phần tư thứ nhất, tọa độ địa phương r-s.



Hình 3.6 Cách chia phần tử của Seep/W

Tọa độ x-y ở bất cứ điểm nào trong phần tử quan hệ với tọa độ x-y của nút bởi các chương trình sau đây:

$$\begin{cases} x = \langle N \rangle \{X\} \\ y = \langle N \rangle \{Y\} \end{cases} \quad (3.35)$$

Trong đó: $\langle N \rangle$ là véc tơ của các hàm nội suy, và $\{X\}$ và $\{Y\}$ là tọa độ toàn thể của các nút phân tử.

- Các phương trình phần tử hữu hạn

Áp dụng phương pháp Galerkin phần dư trọng số cho phương trình vi phân (3.35), phương trình phần tử hữu hạn như sau:

$$\int_V ([B]^T [C|B]) dV \{H\} + \int_V (\lambda \langle N \rangle^T \langle N \rangle) dV \{H\}, t = q \int_V (\langle N \rangle^T) dA \quad (3.36)$$

Trong đó:

$$[B] = \begin{Bmatrix} i_x \\ i_y \end{Bmatrix} - \text{ma trận gradient};$$

[C] - ma trận hệ số thấm phần tử;

{H} - véc tơ cột áp của nút;

$$\lambda = m_w \cdot \gamma_w$$

$\langle N \rangle^T \langle N \rangle = [M]$ - ma trận khối;

{H}, $t = \frac{\partial h}{\partial t}$ - thay đổi cột áp theo thời gian;

q - lưu lượng đơn vị qua mặt bên của phần tử;

$\langle N \rangle$ - véc tơ hàm nội suy.

Đối với bài toán phẳng, chiều dày của phần tử được xem là không đổi trên toàn bộ phần tử. Do đó phương trình phần tử hữu hạn có thể viết là:

$$\int_A ([B]^T [C|B]) dA \{H\} + t \int_A (\lambda \langle N \rangle^T \langle N \rangle) dA \{H\}, t = qt \int_V (\langle N \rangle^T) dL \quad (3.37)$$

Trong đó:

t – chiều dày phần tử. Khi t không đổi thì tích phân trên thể tích \int_V trở thành tích phân trên diện tích \int_A và tích phân trên diện tích \int_A trở thành tích phân trên chiều dài \int_L từ nút này đến nút khác.

Trong bài toán đối xứng trục, chiều dày phần tử tương đương là khoảng cách chu vi theo trục đối xứng. Chu vi toàn bộ là $2\pi R$. Vì thế Seep/W được mô phỏng trong 1

radian, chiều dày tương là R. Phương trình phần tử hữu hạn cho trường hợp đối xứng là:

$$\int_A ([B]^T [C|B]) dA \{H\} + \int_A (\lambda \langle N \rangle^T \langle N \rangle) dA \{H\}, t = q \int_L (\langle N \rangle^T R) dL \quad (3.38)$$

Khoảng cách radian R không là hằng số như chiều dày t đối với phân tích hai chiều trong một phần tử, do đó, R là một biến trong phân tích.

Dạng rút gọn của phương trình phần tử hữu hạn là:

$$[K]\{H\} + [M]\{H\}, t = \{Q\} \quad (3.39)$$

Ma trận đặc trưng của phần tử:

$$[K] = t \int_A ([B]^T [C|B]) dA = \int_A ([B]^T [C|B] R) dA \quad (3.40)$$

Ma trận khối:

$$[M] = t \int_A (\lambda \langle N \rangle^T \langle N \rangle) dA = \int_A (\lambda \langle N \rangle^T \langle N \rangle R) dA \quad (3.41)$$

Véc tơ lưu lượng áp dụng:

$$\{Q\} = qt \int_L (\langle N \rangle^T) dL = q \int_A (\langle N \rangle^T R) dL \quad (3.42)$$

Phương trình rút gọn (3.39) là phương trình phần tử hữu hạn tổng quát cho phân tích thấm không ổn định. Đối với phân tích thấm trạng thái ổn định, cột áp không là hàm số theo thời gian và do đó số hạng $[M]\{H\}, t$ biến mất, và giảm tới phương trình phần tử hữu hạn: $[K]\{H\} = \{Q\}$.

3.1.3.2 Phần mềm dùng để tính toán

Trong luận án này, tác giả chọn phần mềm tính toán SEEP/W để phân tích thấm. Đây là phần mềm dựa trên cơ sở lý thuyết thấm bão hòa – không bão hòa, do Công ty GEO – Slope International Ltd – Canada thiết lập, đã được ứng dụng rộng rãi ở nước ta cũng như nhiều nước trên thế giới. Ưu điểm của chương trình SEEP/W:

- Giao diện của chương trình rất tiện lợi, nhập số liệu nhanh đặc biệt việc chia lưới các phần tử hữu hạn, hình dạng và kích thước phần tử được chia tùy thuộc vào hình dạng, tính không đồng nhất của miền thấm.

- SEEP/W có thể đưa ra nhiều lời giải như biểu đồ gradient thấm, biểu đồ trường vận tốc thấm, biểu đồ áp lực nước kẽ rỗng, lưu lượng thấm và nhiều yếu tố khác.
- Tại các chỗ nguy hiểm trên mặt cắt đê (chỗ ra trên mái đê, xung quanh các chỗ, đầm ở phía đồng v.v...) có thể chia phần tử nhỏ hơn và cho phép có được các yếu tố thấm một cách chi tiết hơn.
- Không phân biệt tính toán thấm nền đê và thân đê tách rời.

Là một phần mềm PTHH được dùng để mô hình hóa các chuyển động và phân bố các áp lực nước kẽ rỗng trong các môi trường rỗng như đất và đá.

3.2 ĐÁNH GIÁ ỔN ĐỊNH THẨM ĐOẠN ĐÊ TẢ ĐÁY

Trong chương 2, Luận án chỉ ra 3 vị trí trọng điểm nằm trên 3 tuyến đê của Tỉnh Hà Nam. Trong đó đoạn trọng điểm trên đê Tả Đáy từ Km103+00 đến Km103+500. Kết quả tính toán trong chương 2, bảng 2.2, tính với chiều dày tầng phủ trung bình $Z_t = 2\text{m}$ cho thấy có khả năng bị bục tầng phủ và xói ngầm khi mực nước sông ở mức báo động I. Trong thực tế, từ Km103+00 đến Km103+147 còn có các ao nuôi trồng thủy sản, tại đây chiều dày tầng phủ còn nhỏ hơn ($Z_t = 1,5\text{m}$). Vì vậy, vị trí này được xem là nguy hiểm nhất trong toàn bộ hệ thống đê tỉnh Hà Nam. Luận án chọn đoạn này làm đối tượng nghiên cứu và tìm giải pháp xử lý.

3.2.1 Địa điểm nghiên cứu

3.2.1.1 Mô tả chung



Hình 3.7 Ao phía hạ lưu đê

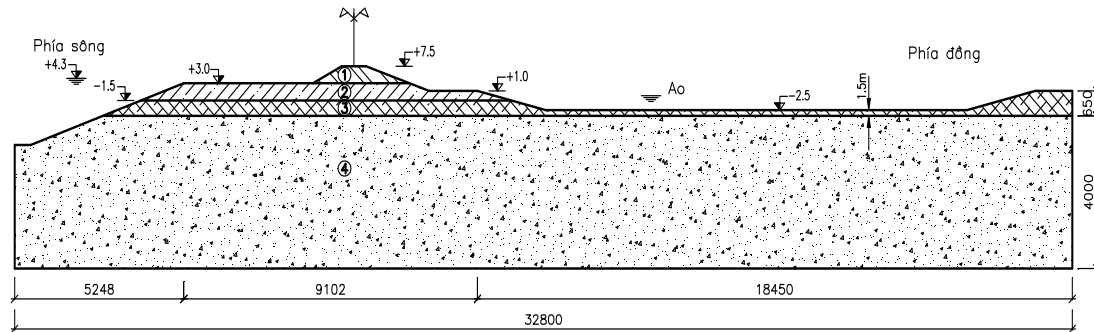


Hình 3.8 Sông phía thượng lưu đê

Địa điểm nghiên cứu là khu vực Km103÷Km103+200 trên đê tả sông Đáy, đoạn đi từ thị trấn Quế đến cầu Ba Đa. Luận án chọn vị trí này để tiến hành nghiên cứu vì đây là vị trí trọng điểm nhất trên toàn bộ hệ thống đê tỉnh Hà Nam. Ở khu vực này, bên phải là sông Đáy, có cao độ đáy sông trung bình -2,0m. Trên bờ là ruộng lúa, có cao độ trung bình +2,7÷+3,0m. Tiếp đó là đê tả sông Đáy, có cao độ trung bình +7,0÷+7,5 m. Trong cùng, phía hạ lưu đê là ao nuôi trồng thủy sản có diện tích 7068m². Cao độ đáy ao thấp nhất -2,0m.

3.2.1.2 Điều kiện địa hình, địa chất

Địa chất đê tả sông Đáy, tại khu vực nghiên cứu gồm có 4 lớp (hình 3.9). Trên cùng là lớp đất đắp đê số 1, là lớp sét pha màu nâu gụ, trạng thái dẻo cứng đến nửa cứng, có chiều dày 5÷5,3m. Tiếp theo là lớp 2, là lớp sét pha màu xám nâu trạng thái dẻo mềm, dày 0,5÷2,1m. Đây chính là lớp tầng phủ. Lớp 3, là lớp sét pha màu xám ghi, xám đen trạng thái dẻo chảy, dày 1÷8m. Lớp 4, là lớp cát hạt nhỏ màu xám ghi trạng thái chặt vừa, lớp này có chiều dày lớn khoảng 40÷50m (xem phụ lục 4).



Hình 3.9 Mặt cắt đê tại khu vực nghiên cứu

3.2.1.3 Tài liệu khí tượng, thủy văn và mực nước tính toán

Theo tài liệu quan trắc trong nhiều năm thì lượng mưa trên khu vực phân phối không đồng đều, lượng mưa chủ yếu tập trung vào tháng 7, 8, 9 chiếm 80÷90% lượng mưa cả năm. Lượng mưa trung bình nhiều năm: 2000÷2200 mm.

Trong những năm gần đây, do ảnh hưởng của biến đổi khí hậu mực nước quan trắc tại các trạm Mộc Nam, Như Trác trên sông Hồng và Tân Lang trên sông Đáy cũng có diễn biến bất thường (xem phụ lục 5).

Trong lịch sử đã xuất hiện lũ lớn trên hệ thống sông Hồng và sông Đáy. Cụ thể, năm 1971 đã xuất hiện mực nước lũ lớn. Cụ thể, ngày 22/8/1971: (1) Hà Nội là 13,97m; (2) Mộc Nam là 9,03m; (3) Như Trác là 7,81m; (4) Hữu Bị là 7,15m. Trên sông Đáy, ngày 02/11/2008: (1) Tân Lang là 5,21m; (2) Phủ Lý là 6,8m.

Tổ hợp mực nước dùng để tính toán tại vị trí nghiên cứu như sau:

- Tổ hợp 1, Mực nước báo động I: Thượng lưu: +3,6 (m); Hạ lưu: -1,5 (m).
- Tổ hợp 2, Mực nước báo động III: Thượng lưu: + 4,2 (m); Hạ lưu: +0,8 (m).

3.2.2 Các trường hợp tính toán

Trường hợp 1 (trình bày tại mục 3.2): Bài toán đánh giá hiện trạng, đây là bài toán kiểm tra sự phù hợp của mô hình so với hiện trạng. Trong thực tế khi mực nước sông +3,6 m, mực nước ao -1,5 m hiện tượng xói ngầm bắt đầu xảy ra. Trường hợp này tính toán với tổ hợp mực nước ứng với mức báo động I, tức là MNTL +3,6 (m); MNHL -1,5 (m).

Trường hợp 2 (trình bày tại mục 3.3): Bài toán xử lý ổn định thấm, đề xuất 3 phương án: (1) lấp ao, (2) giếng giảm áp và (3) giếng cọc vây. Các trường hợp này tính toán với tổ hợp mực nước ứng với mức báo động III, tức là MNTL +4,2 (m); MNHL +0,8 (m).

3.2.3 Các điều kiện biên tính toán

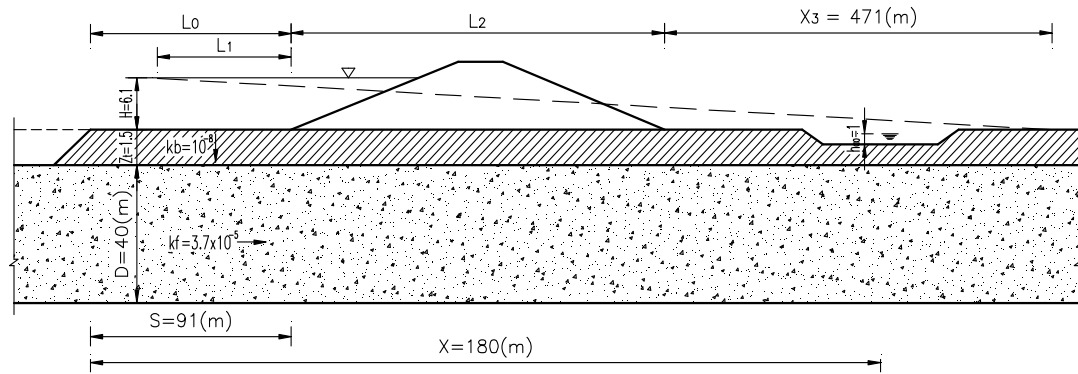
Chọn miền mô hình gồm thân đê, tầng phủ và tầng cát. Phạm vi tính toán là toàn bộ phạm vi khu vực xung quanh ao. Theo phương ngang đê, kéo dài từ sông về đồng 328 (m). Biên thượng lưu là mực nước trong sông được lấy theo trường hợp tính toán. Biên hạ lưu là mực nước trong ao (hoặc giếng) tương ứng.

Trong bài toán giải tích, các kích thước hình học như trên hình 3.10.

Trong bài toán FEM, giếng giảm áp được mô phỏng là cột thoát nước tự do riêng rẽ. Hệ số thấm của giếng là $K=3,0 \times 10^{-4}$ (m/s). Tường XMD cho phương án giếng vây được mô phỏng như tường chống thấm trong đất. Hệ số thấm của tường là $K=3,16 \times 10^{-7}$ (m/s). Bài toán được chia thành các phần tử tam giác và tứ giác, liên kết với nhau bằng các nút trung gian.

3.2.4 Đánh giá hiện trạng ổn định thấm

3.2.4.1 Mô hình giải tích



Hình 3.10 Mô phỏng đường áp lực thấm dưới tầng phủ không thấm

Giả thiết tầng phủ là không thấm, không có giếng thoát, cột nước thấm bị tổn thất theo quan hệ tuyến tính như hình 3.4, chiều dài khoảng cách ảnh hưởng tầng phủ hạ lưu đến cột nước thấm X_3 xác định theo công thức (3.31):

$$X_3 = \sqrt{\frac{K}{K_b}} Z_t D = 471(\text{m})$$

Trong đó:

Z_t - chiều dày tầng phủ, $Z_t = 1,5$ (m);

D - chiều dày tầng thấm nước, $D = 40$ (m);

K_b - hệ số thấm tầng phủ, $K_b = 1 \times 10^{-8}$ (m/s);

K - hệ số thấm tầng thấm nước, $K = 3,7 \times 10^{-5}$ (m/s).

Cột nước áp lực thấm tại một điểm đáy ao cách sông một khoảng X được xác định theo công thức (3.19):

$$H_{av} = H \frac{S + X_3 - X}{S + 2P + X_3} = 3,467(\text{m})$$

Trong đó:

H - chênh lệch cột nước, $H = 3,6 - (-1,5) = 5,1$ (m);

S - khoảng cách từ sông đến chân đê hạ lưu, $S = 91$ (m);

X - khoảng cách từ sông đến điểm tính toán, $X = 180$ (m);

X_3 - như giải thích ở trên, $X_3 = 471$ (m);

Gradient xói ngầm hạ lưu xác định bằng công thức (3.20):

$$I_{\max} = \frac{H_{av}}{Z_t + h_{ao}} = 1,387(\text{m})$$

Trong đó:

h_{ao} - chiều sâu nước trong ao, $h_{ao} = -1,5 - (-2,5) = 1$ (m);

Z_t, H_{av} - như đã giải thích trên

Đối chiếu với điều kiện an toàn về bực đất:

$H_{av} = 3,467$ (m) $> h_a = 0,9 \Rightarrow$ Đáy ao bị bực.

Đối chiếu với điều kiện an toàn xói ngầm:

$I_{\max} = 1,387 > I_{xn} = 0,9 \Rightarrow$ Đáy ao bị xói ngầm

Kết luận: Qua kiểm tra bằng công thức giải tích cho thấy, nếu không có biện pháp xử lý sẽ gây bực đáy ao khi mực nước sông lên đến báo động I.

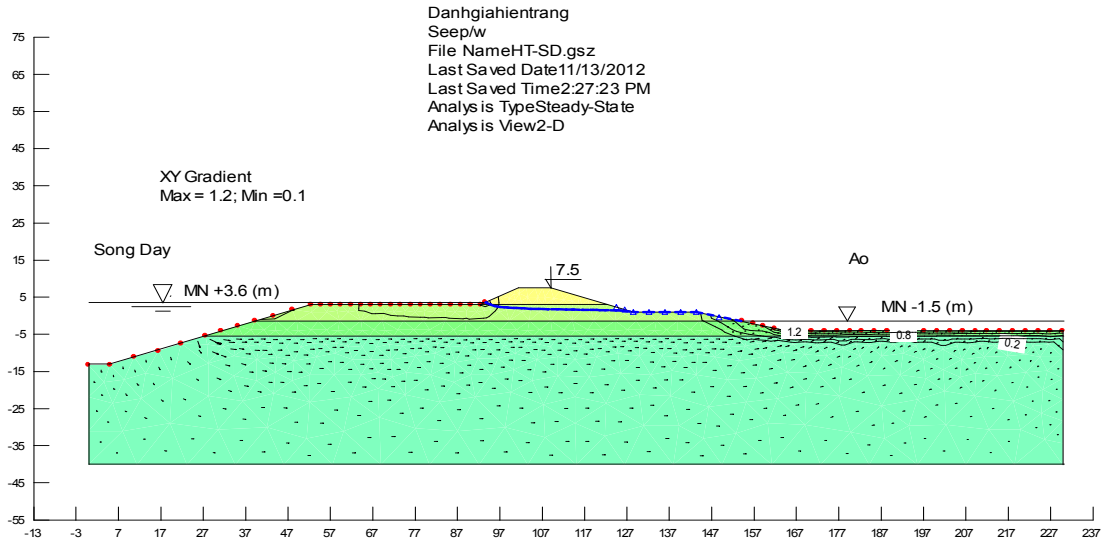
3.2.4.2 Mô hình FEM

Ban đầu phần mềm được lựa chọn là phần mềm Seep 3D v1.2 của hãng phần mềm quốc tế Geoslope. Do hình dạng của ao phức tạp, phần mềm không có khả năng mô phỏng được điều kiện biên hình học vì vậy đã tiến hành quy đổi thành hình vuông có diện tích tương đương. Tuy nhiên, việc tập trung các giá trị Gradient bất thường tại 2 góc của ao quy đổi cho thấy việc quy đổi này có thể dẫn đến kết quả tính toán không chính xác.

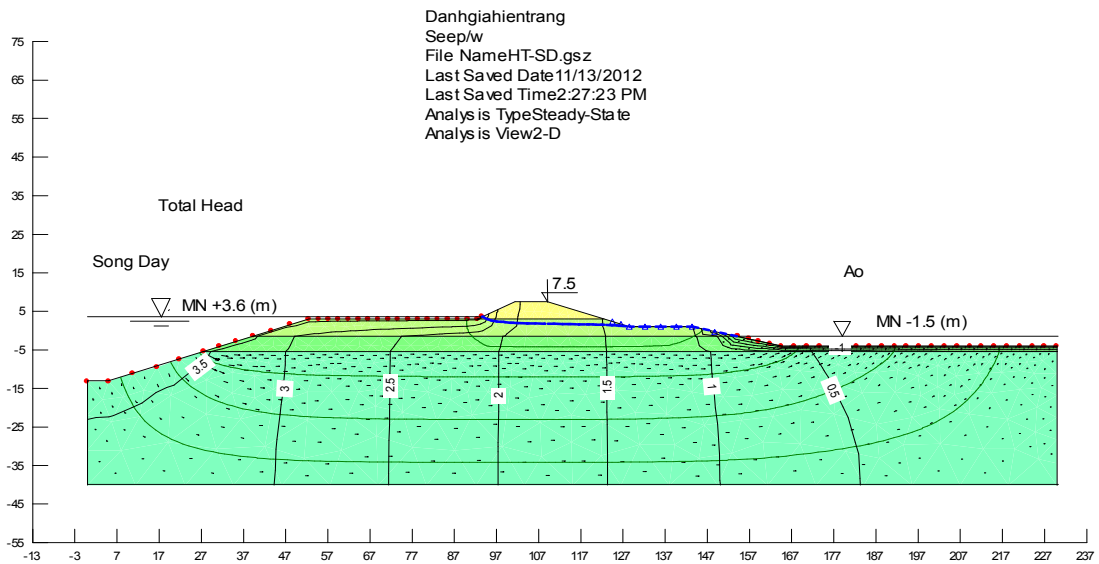
Vì vậy, luận án đã sử dụng bài toán phẳng với công cụ phần mềm Seep/W để mô phỏng tính toán.

Kết quả tính toán giá trị gradient I_{xy} ra tại vị trí đáy ao có giá trị lớn nhất (hình 3.11): $\max I_{xy} = 1,39 > I_{gh} = 0,9$ do đó có khả năng xói ngầm.

Kết quả tính toán giá trị áp lực đẩy nổi tầng phủ tại vị trí tính toán giá trị (hình 3.12): $H_{av} = 3,477 > h_a = 0,9$ do đó có khả năng đẩy bực.



Hình 3.11 Kết quả tính toán Gradient I_{xy} trường hợp hiện trạng



Hình 3.12 Kết quả tính toán áp lực nước trường hợp hiện trạng

Kết quả tính toán áp lực đẩy nổi tầng phủ tại vị trí tính toán H_{av} và Gradient xói ngầm I_{xn} cho trường hợp đánh giá hiện trạng, bằng phương pháp giải tích và phương pháp FEM được tổng hợp trong bảng 3.2.

Bảng 3.2 Kết quả tính toán trường hợp hiện trạng bằng mô hình FEM

Trường hợp tính toán	MN TL	MN HL	Tính bằng giải tích		Tính bằng FEM	
			H_{av}	I_{max}	H_{av}	I_{max}
Bài toán hiện trạng	+3,6	-1,5	3,467	1,387	3,477	1,39

Nhận xét:

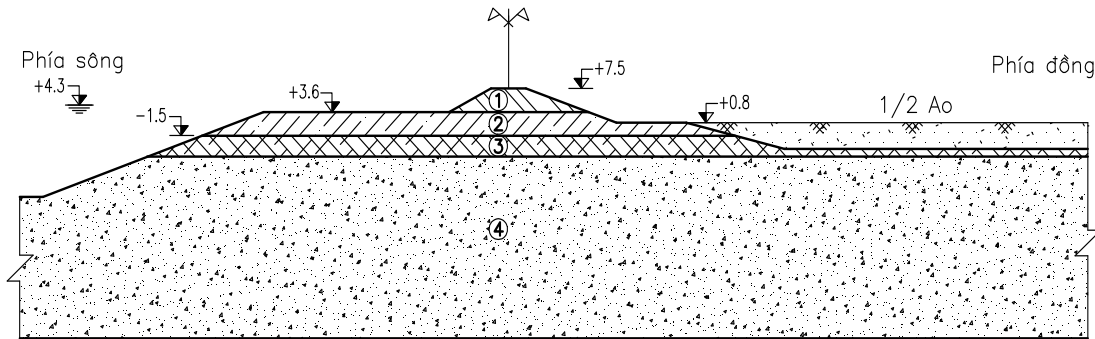
- Kết quả tính toán bằng mô hình số FEM cho giá trị tương đương với tính bằng giải tích. Vì thế, trong thực tiễn hoàn toàn có thể sử dụng phương pháp này để tính toán nhanh. Trong trường hợp cần kết quả chính xác thì sử dụng phương pháp FEM, đặc biệt các trường hợp muốn nghiên cứu mực nước lũ thượng lưu theo thời gian và đánh giá ở nhiều vị trí giá trị H_{av} và I_{max} để từ đó đưa ra các giải pháp phù hợp nhất;
- So với hiện tượng xảy ra trong thực tế, kết quả tính toán trên tương đối phù hợp: Cụ thể là hàng năm quan sát thấy xảy ra đùn sủi ở hạ lưu đê khi mực nước sông ở mức báo động I.
- Cần có giải pháp để ổn định thấm nền đê.

3.3 ĐỀ XUẤT GIẢI PHÁP NÂNG CAO ỔN ĐỊNH CHO ĐOẠN ĐÊ TẢ ĐÁY

3.3.1 Giải pháp đắp ao hạ lưu

3.3.1.1 Mô tả giải pháp

Lắp toàn bộ ao đến +0,8 (m), gần ngang cơ đê hạ lưu như hình 3.13.



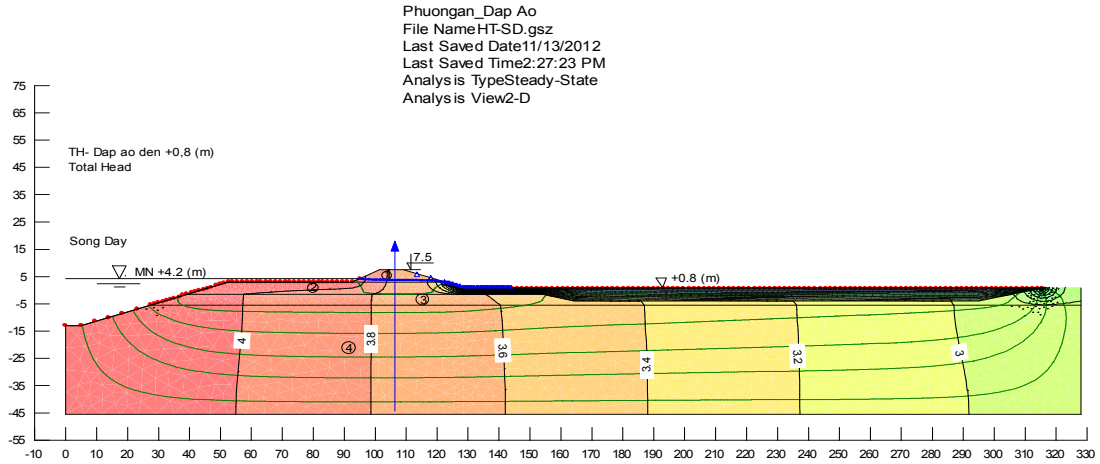
Hình 3.13 Phương án xử lý bằng cách lấp toàn bộ ao đến cao độ +0,8m

3.3.1.2 Tính toán bằng công thức giải tích

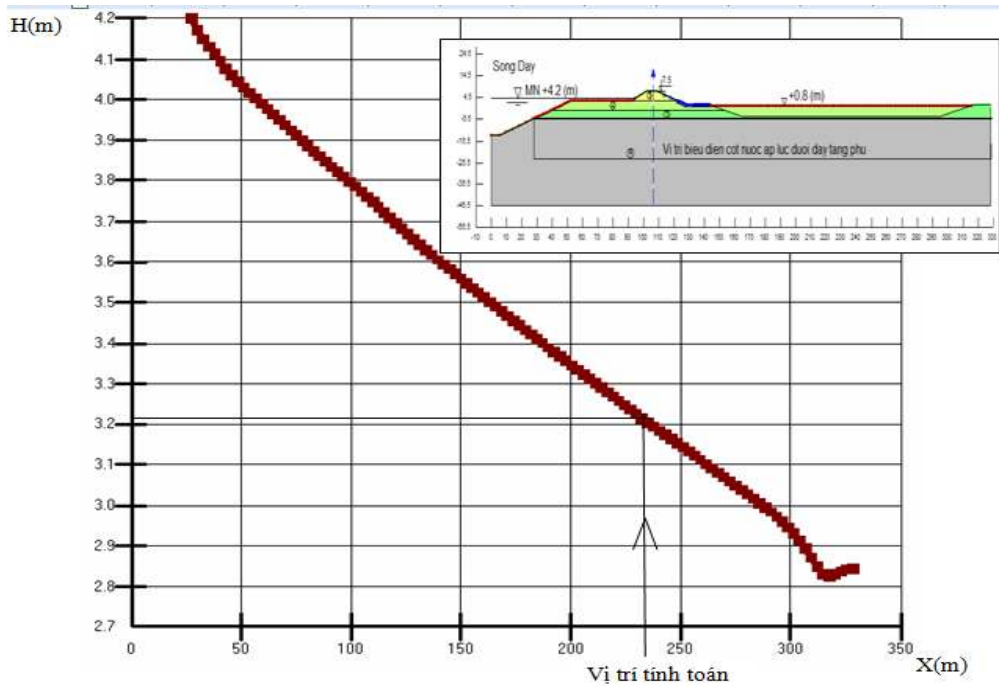
Áp dụng các công thức (3.31), (3.19) và (3.20) xác định X_3 , H_{av} và I_{max} như trình bày ở mục 3.1.2.

Tổ hợp mực nước dùng để tính toán như mục 3.2.1.3. Tổng hợp số liệu tính toán như bảng 3.3.

Kết quả tính toán Gradient I_{max} và áp lực đẩy nổi tầng phủ tại vị trí tính toán H_{av} theo phương pháp FEM, khi đắp ao đến cao trình +0,8 (m) như trong các hình 3.14 và 3.15. Từ hình 3.14 cho ta giá trị gradient $I_{max} = 0,5$.



Hình 3.15 Phân bố đường đẳng cột nước áp lực trường hợp đắp đất hạ lưu



Hình 3.16 Giá trị tính toán tổng cột nước dưới đáy tầng phủ

Từ hình 3.16 ứng với vị trí kiểm tra bằng phương pháp giải tích, cột nước áp lực có giá trị là $H=3,225$ (m). Tương ứng với vị trí này, mặt đất tự nhiên có cao trình +0,8 (m). Như vậy, giá trị $H_{av} = 3,225 - 0,8 = 2,425$ (m).

Tổng hợp kết quả tính toán trường hợp đắp ao đến +0,8 (m) trình bày ở bảng 3.5.

Bảng 3.5 Kết quả tính toán giải pháp đắp ao bằng mô hình FEM

TT	Số liệu tính toán	Đơn vị	Giá trị
1	Giá trị tính toán H_{av}	m	2,425
2	Giá trị cho phép h_a	m	2,88
3	Giá trị tính toán I_{max}		0,5
4	Giá trị giới hạn I_{xn}		0,9

Từ kết quả bảng 3.4 và bảng 3.5 lập bảng so sánh kết quả tính toán theo phương pháp giải tích và phương pháp FEM như trong bảng 3.6

Bảng 3.6 So sánh kết quả tính toán giải pháp đắp ao bằng hai phương pháp

Trường hợp tính toán	MN TL	MN HL	Tính bằng giải tích		Tính bằng FEM	
			H_{av}	I_{max}	H_{av}	I_{max}
Đắp ao hạ lưu đến +0,8 (m)	+4,2	+0,8	2,74	0,57	2,425	0,5

Nhận xét:

- Kết quả tính toán bằng mô hình toán cho giá trị nhỏ hơn so với tính bằng giải tích.
- Đắp ao đến +0,8 (m) đảm bảo an toàn ổn định thấm nền đê.

3.3.2 Giải pháp bố trí hệ thống giếng giảm áp

3.3.2.1 Mô tả giải pháp

- Sơ đồ bố trí như hình 3.17;
- Giếng giảm áp được bố trí ngay sát chân đê hạ lưu;
- Khoảng cách giếng $a = 10\text{m}$;
- Đường kính giếng $r_w = 0,05\text{m}$;
- Giếng sâu $W = 20\text{m}$ (giếng không hoàn chỉnh);
- Tổ hợp mực nước tính toán: MN_{TL} +4,2 (m);

MN_{HL} +0,8 (m).

$$H_{av} = \frac{(H_1 - h_w)\theta_a}{\frac{S}{a} + \left(\frac{L}{L_e}\right)\theta_a} = \frac{H\theta_a}{\frac{S}{a} + \left(\frac{L}{L_e}\right)\theta_a} = 0,87(\text{m})$$

Trong đó: Các đại lượng H , H_1 , θ_a , L , L_e , a như đã giải thích ở trên.

Thay giá trị vào công thức (3.21) và (3.19):

$$h_a = \frac{I_{gh}}{F_s} Z_t = 0,9(\text{m})$$

$$I_{\max} = \frac{H_{av}}{Z_t + h_{ao}} = 0,9(\text{m})$$

Lưu lượng thoát qua giếng giảm áp xác định theo công thức (3.14):

$$Q_w = \frac{(H_1 - h_w)KD}{\frac{S}{a} + \left(\frac{L}{L_e}\right)\theta_a} = \frac{HKD}{\frac{S}{a} + \left(\frac{L}{L_e}\right)\theta_a} = 96,1(\text{l/s})$$

Trong đó:

H , H_1 , θ_m , L , L_e , a , D - đã giải thích ở trên;

K - hệ số thấm tầng thấm nước, $K = 3,7 \cdot 10^{-5}$ (m/s).

Tổng hợp kết quả tính toán trường hợp làm giếng giảm áp trình bày ở bảng 3.7.

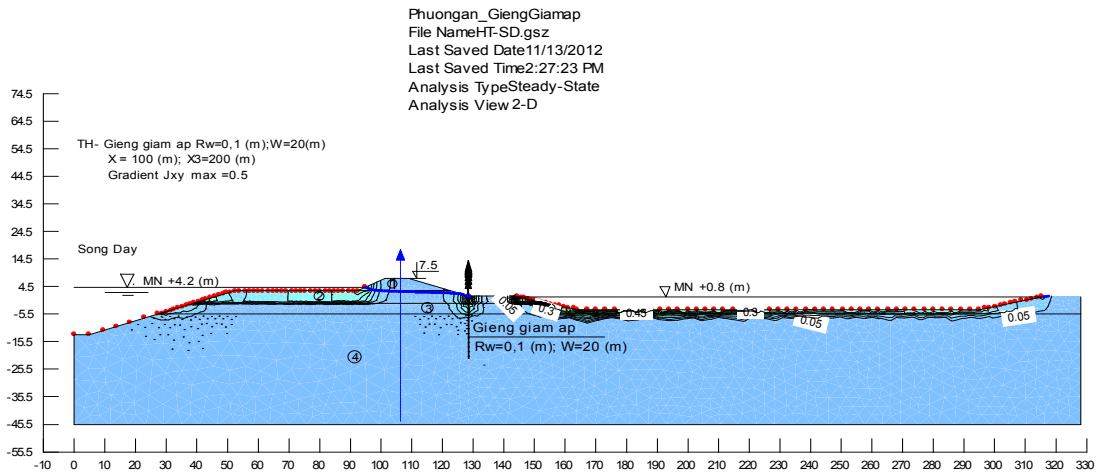
Bảng 3.7 Kết quả tính toán giải pháp giếng giảm áp bằng giải tích

TT	Số liệu tính toán	Đơn vị	Giá trị
1	Lưu lượng giếng Q_w	l/s	96,1
2	Giá trị tính toán H_{av}	m	0,87
3	Giá trị cho phép h_a	m	0,9
4	Giá trị tính toán I_{\max}		0,48
5	Giá trị giới hạn I_{xn}		0,9

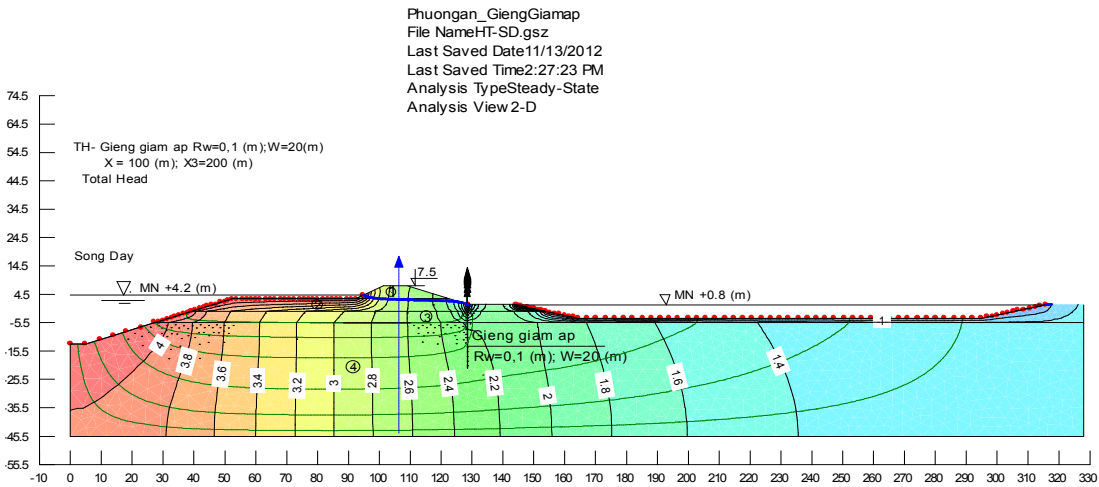
Kết luận: Thiết kế giếng giảm áp sâu 20m, khoảng cách 10m tại chân đê hạ lưu sẽ đảm bảo an toàn về thấm.

3.3.2.3 Tính toán bằng mô hình FEM

Kết quả tính toán Gradient I_{\max} và áp lực đẩy nổi tầng phủ tại vị trí tính toán H_{av} theo phương pháp FEM, khi xử lý bằng giếng giảm áp như trong các hình 3.18 và 3.19.



Hình 3.18 Phân bố đường đẳng Gradient I_{xy}



Hình 3.19 Phân bố đường đẳng cột nước áp lực

Kết quả tính toán Gradient I_{max} và áp lực đẩy nổi tầng phủ tại vị trí tính toán trình bày ở bảng 3.8

Bảng 3.8 Kết quả tính toán giải pháp giếng giám áp bằng mô hình FEM

TT	Số liệu tính toán	Đơn vị	Giá trị
1	Giá trị tính toán H_{av}	m	0,6
2	Giá trị cho phép h_a	m	0,9
3	Giá trị tính toán I_{max}		0,45
4	Giá trị giới hạn I_{xn}		0,9

Từ kết quả bảng 3.7 và bảng 3.8 lập bảng so sánh kết quả tính toán theo phương pháp giải tích và phương pháp FEM như trong bảng 3.9

Bảng 3.9 So sánh kết quả tính toán giải pháp giếng giảm áp bằng hai phương pháp

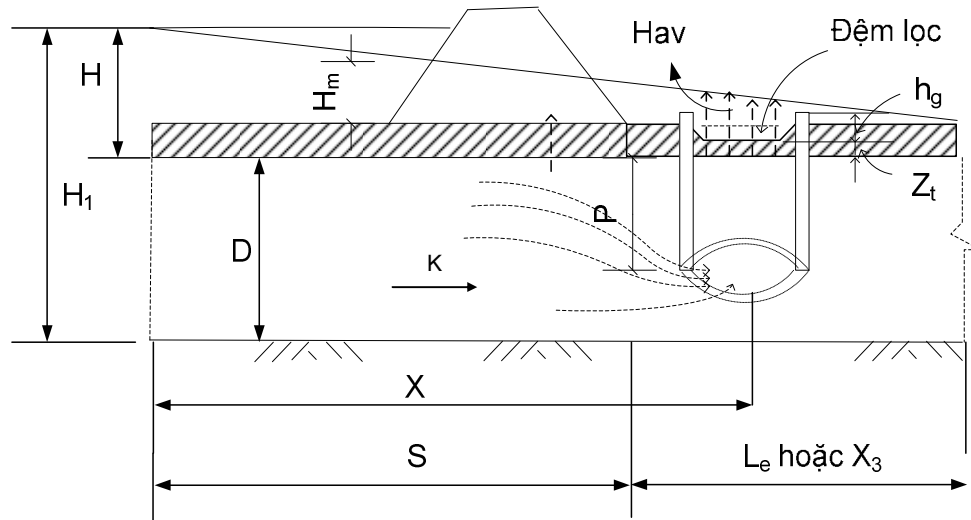
Trường hợp tính toán	MN	MN	Tính bằng giải tích		Tính bằng FEM	
	TL	HL	H_{av}	I_{max}	H_{av}	I_{max}
Giếng giảm áp	+4,2	+0,8	0,87	0,48	0,6	0,45

Nhận xét:

- Tính toán theo phương pháp giải tích cho thấy, nếu làm giếng giảm áp với khoảng cách 10m, chiều sâu 20m thì ngăn chặn được hiện tượng bực đáy ao dẫn đến xói ngầm.
- Kết quả tính toán bằng giải tích phù hợp với kết quả tính bằng mô hình số;
- Tuy nhiên, sau một thời gian sử dụng nếu không thau rửa giếng giảm áp thì hiệu quả của giếng giảm. Chỉ cần giếng giảm hiệu quả 50% thì kết quả tính sẽ không an toàn nữa. Vì vậy, luận án đề xuất giải pháp ổn định nền đê thay thế cho giếng phản áp.

3.3.3 Giải pháp tạo giếng cọc vây**3.3.3.1 Mô tả giải pháp**

Hình 3.20 mô phỏng giải pháp chống đẩy bực đáy ao bằng cách tạo ra một vòng giếng vây quanh khu vực đáy ao có tầng phủ mỏng nằm trên tầng cát thấm nước, hoặc vây quanh khu vực xuất hiện tập đoàn mạch đùn mạch sủi.

**Hình 3.20** Phương pháp xử lý bằng cách bố trí giếng cọc vây

Kết cấu giếng như sau:

- Vành giếng bằng cọc XMD chống lún tạo thành tường;
- Vành giếng cắm sâu vào tầng cát một đoạn ký hiệu là P, nhờ đó chiều dài đường viền thấm (S) sẽ tăng lên giá trị $S + 2P$;
- Phần nhô lên khỏi mặt đất tự nhiên (h_g) có tác dụng nâng cao mực nước hạ lưu, tương tự như làm tăng chiều dày tầng phủ (Z_t);

Kích thước giếng (đường kính trên mặt bằng, chiều sâu cắm giếng P, chiều cao thành giếng h_g chọn thông qua tính toán. Vành giếng (trên thực tế phạm vi vây giếng không nhất thiết phải là hình tròn) nên bao hết khu vực đùn sủi hoặc khu vực đáy ao mỏng. Các kích thước có được thông qua tính toán trình tự dưới đây.

3.3.3.2 Tính toán bằng công thức giải tích

Giả thiết là không có giếng giảm áp, hoặc giếng giảm áp bị tắc hoàn toàn. Trong trường hợp này, công thức 3.19 được viết lại là:

$$H_{av} = H \frac{S + X_3 - X}{S + 2P + X_3} \quad (3.44)$$

Trong đó: H, S, X_3 , P - đã giải thích ở trên.

Lần lượt thay giá trị vào các công thức (3.44) và (3.20) để xác định H_{av} và I_{max} . Kết quả tính toán lập thành bảng 3.10.

Bảng 3.10 Kết quả tính toán giải pháp giếng cọc vây bằng giải tích

h_g (m)	1,5	2,0	2,5	3,0
P = 10m	1,466	1,25	1,09	0,977
P = 20m	1,41	1,21	1,06	0,944
P = 30m	1,37	1,17	1,02	0,914

3.3.3.3 Tính toán bằng mô hình FEM

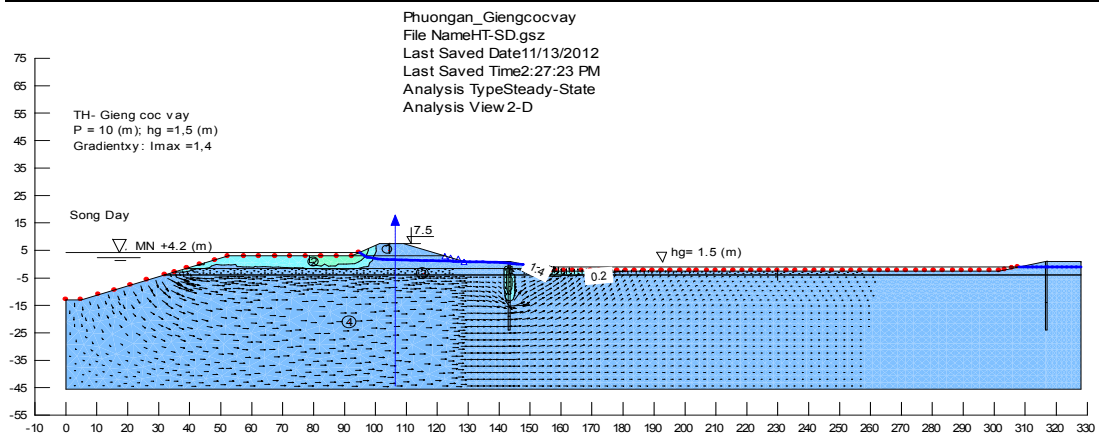
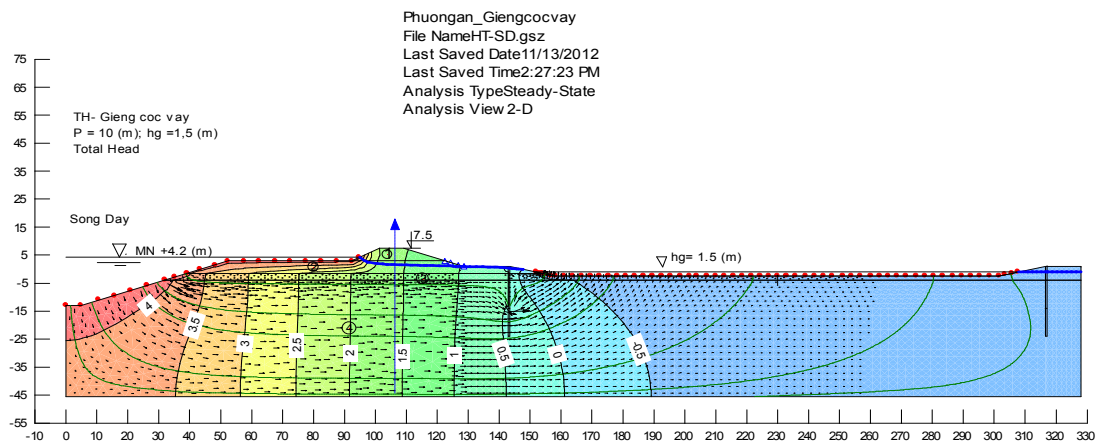
Để kiểm tra mức độ sai lệch về kết quả tính toán so với phương pháp giải tích, mô hình toán đã được sử dụng. Các tổ hợp tính toán kiểm tra như bảng 3.11. Kết quả tính toán Gradient thể hiện ở bảng 3.12.

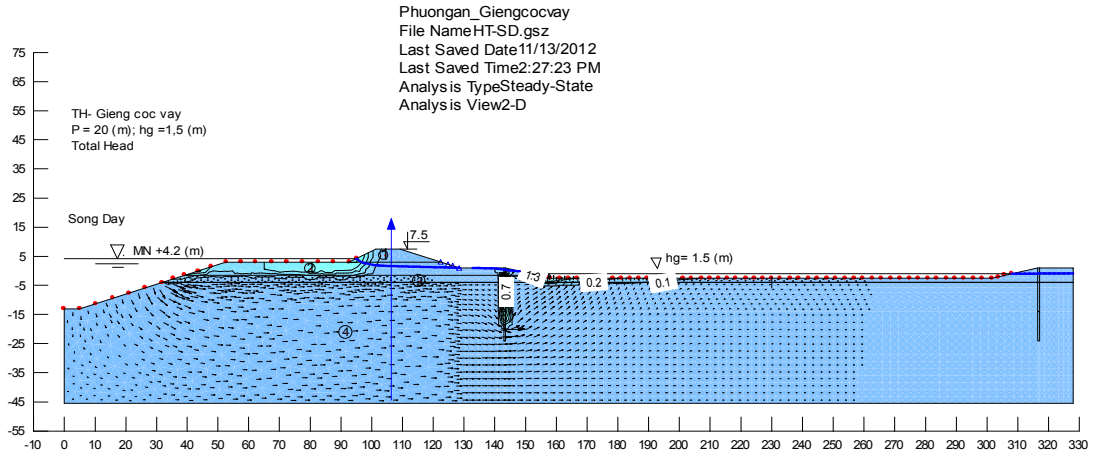
Bảng 3.11 Tổ hợp tính toán giải pháp giếng cọc vây bằng mô hình FEM

TT	Chiều dài tường XMD (m)	Mức nước thượng lưu (m)	Mức nước trong giếng h_g (m)			
1	L = 10	4,2	1,5	2,0	2,5	3,0
2	L = 20	4,2	1,5	2,0	2,5	3,0
3	L = 30	4,2	1,5	2,0	2,5	3,0

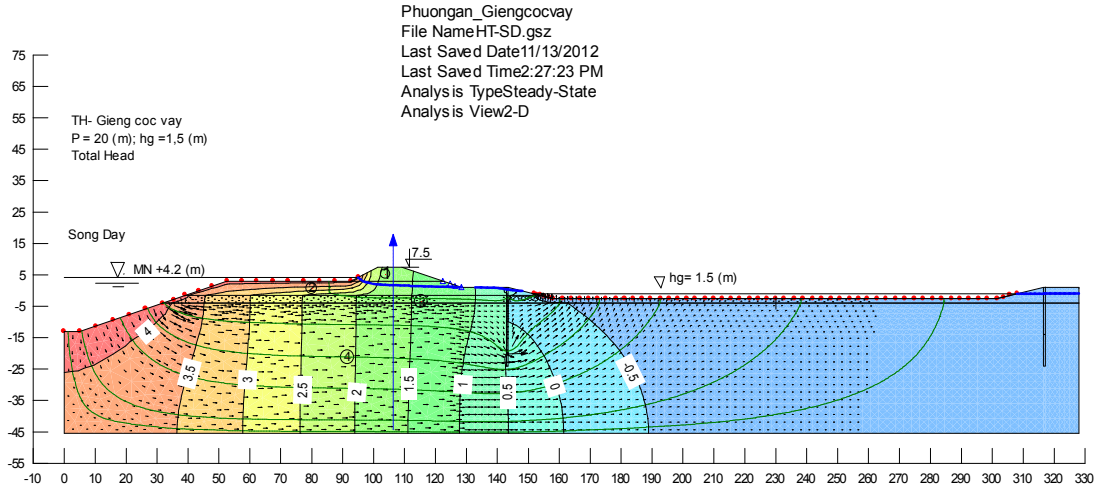
Bảng 3.12 Kết quả tính toán giải pháp giếng cọc vây bằng mô hình FEM

h_g (m)	1,5	2,0	2,5	3,0
P = 10m	1,4	1,25	1,05	1,0
P = 20m	1,3	1,1	1,0	0,9
P = 30m	1,2	1,05	0,93	0,85

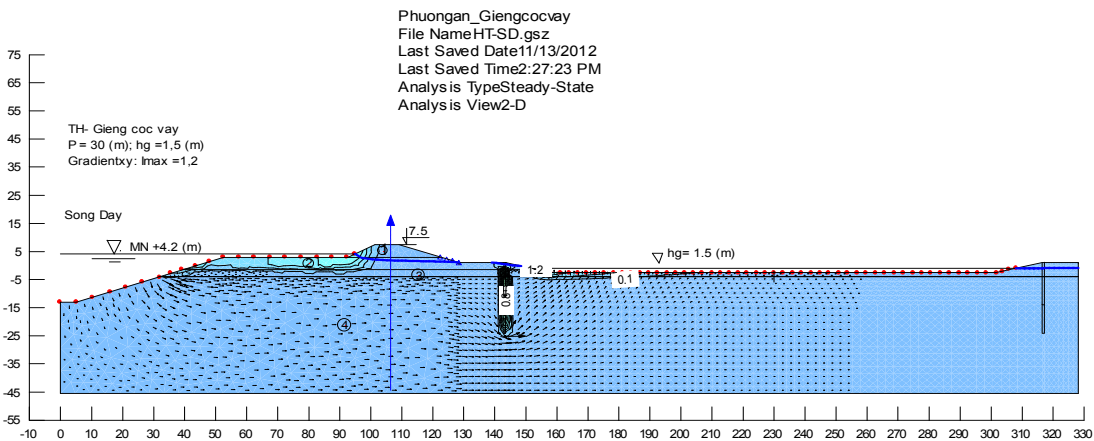
**Hình 3.21** Gradient đáy ao trường hợp tường XMD 10m, nước trong giếng $h_g = 1,5$ m**Hình 3.22** Phân bố đường đẳng cột nước áp lực trường hợp tường XMD 10m, nước trong giếng $h_g = 1,5$ m



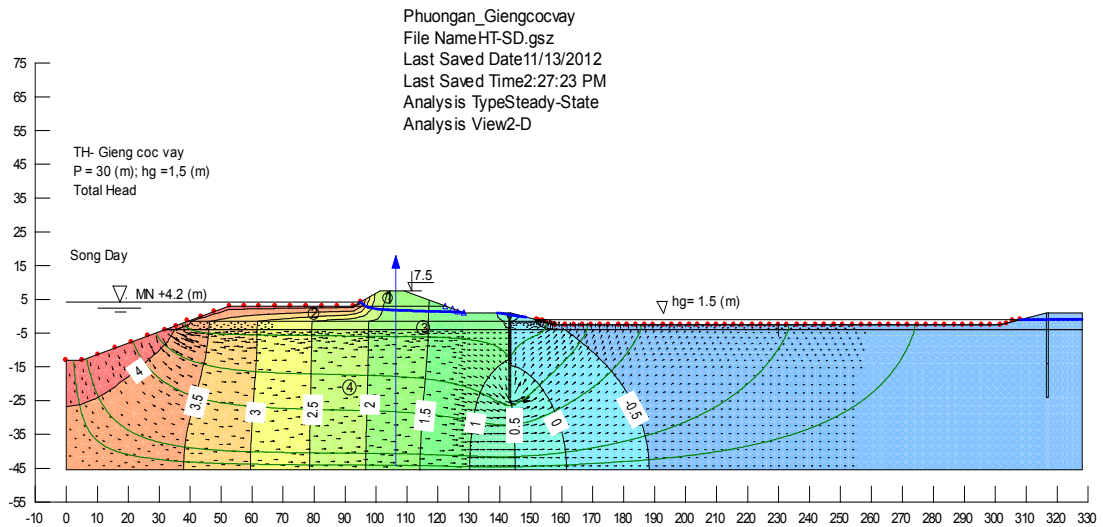
Hình 3.23 Gradient đáy ao trường hợp tường XMĐ 20m, nước trong giếng $h_g=1,5m$



Hình 3.24 Phân bố đường đẳng cột nước ao lực trường hợp tường XMĐ 20m, nước trong giếng $h_g=1,5m$



Hình 3.25 Gradient đáy ao trường hợp tường XMĐ 30m, nước trong giếng $h_g=1,5m$



Hình 3.26 Phân bố đường đẳng cột nước áp lực trường hợp tường XMĐ 30m, nước trong giếng $h_g=1,5m$

Từ kết quả bảng 3.10 và bảng 3.12 lập bảng so sánh kết quả tính toán theo phương pháp giải tích và phương pháp FEM như trong bảng 3.13

Bảng 3.13 So sánh kết quả tính toán giải pháp giếng cọc vây bằng hai phương pháp

h_g (m)	Tính toán bằng công thức giải tích				Tính toán bằng mô hình FEM			
	1,5	2,0	2,5	3,0	1,5	2,0	2,5	3,0
P = 10m	1,466	1,25	1,09	0,977	1,4	1,25	1,05	1,0
P = 20m	1,41	1,21	1,06	0,944	1,3	1,1	1,0	0,9
P = 30m	1,37	1,17	1,02	0,914	1,2	1,05	0,93	0,85

Nhận xét: Cũng như các phần trên kết quả tính toán bằng mô hình toán cho giá trị nhỏ hơn so với tính bằng giải tích.

Kiến nghị: Xét điều kiện cụ thể khu vực nghiên cứu nên chọn kết cấu giếng:

- Vành giếng nên cắm sâu 10m (P = 10m) theo đường bờ ao, chu vi toàn bộ khoảng 600m.
- Vành giếng bằng tường XMĐ thi công theo công nghệ Jet-grouting, trình bày trong chương 4.
- Miệng giếng đến cao độ +0,8, tương đương cơ đê hạ lưu.

3.4 ĐÁNH GIÁ HIỆU QUẢ KINH TẾ CÁC PHƯƠNG ÁN XỬ LÝ

3.2.1 Phương án đắp ao hạ lưu

Cần đắp ao hạ lưu với các thông số sau: Diện tích ao: $7.068(m^2)$; Chu vi ao: $309(m)$; Chiều cao đắp: $3,3(m)$; Chiều dài mép ao bám theo đê: $147(m)$.

- Đền bù diện tích ao: $7.068(m^2) * 40.000(đ/m^2) = 282.720.000(đ)$.

- Đền bù diện tích đất nông nghiệp (chỉ khai thác tối đa $0,5 m$): $46.649(m^2) * 40.000(đ/m^2) = 1.865.952.000(đ)$.

- Giá đất tính đến công trình: $23.324(m^3) * 126.000(đ/m^3) = 2.938.874.400(đ)$.

- Kinh phí tổng cộng: $5.087.546.400(đ)$.

3.2.2 Phương án làm giếng giảm áp

Theo tính toán cần bố trí giếng giảm áp có chiều dài $w = 20(m)$, khoảng cách $a = 10(m)$ dọc theo mép ao bám theo đê $L = 147(m)$. Như vậy số lượng giếng giảm áp là 14(giếng).

Theo tổng kết, giá thành giếng giảm áp tương tự thi công trên đê sông Hồng có giá $700.000.000(đ/giếng)$.

- Kinh phí phương án giếng giảm áp: $14 * 700.000.000(đ/giếng) = 9.800.000.000(đ)$.

3.2.3 Phương án làm giếng cọc vây

Theo tính toán cần bố trí cọc XMD $0,8 (m)$ vây xung quanh ao có chu vi $309(m)$, cọc XMD giao nhau $0,2(m)$. Số lượng cọc XMD cần thiết là $309(m) : 0,6 = 633(cọc)$. Tổng chiều dài cọc XMD cần thiết là: $633(cọc) * 10(m) = 6.330(m)$.

- Kinh phí phương án giếng cọc vây: $6.330(m) * 800.000(đ/m) = 5.064.000.000(đ)$

3.2.4 So sánh kinh phí các phương án

Kết quả kinh phí các phương án được tổng hợp trong bảng 3.14

Bảng 3.14 So sánh kinh phí các phương án

Phương án	Đắp ao hạ lưu	Giếng giảm áp	Giếng cọc vây
Giá thành (đồng)	5.087.546.400	9.800.000.000	5.064.000.000

Kết luận:

Phương án làm giếng giảm áp có giá thành cao nhất, phương án giếng cọc vây và phương án đắp ao hạ lưu có giá thành xấp xỉ nhau. Tuy nhiên, phương án làm giếng cọc vây có nhiều ưu điểm hơn về môi trường (không vận chuyển đất gây ô nhiễm), ưu điểm hơn về mặt xã hội (vẫn nuôi trồng thủy sản, không phải chuyển đổi sản xuất), không làm mất đất canh tác.

3.5 KẾT LUẬN CHƯƠNG 3

1. Xử lý ổn định thấm cho một số đoạn đê Tả Đáy (Km103+00 đến Km103+147) là một yêu cầu bức thiết trong thực tế ở Hà Nam. Đoạn đê này tồn tại vùng ao hồ phía hạ lưu, hàng năm cứ đến báo động I (cao độ +3,6) là xuất hiện mạch sủi. Kết quả tính toán kiểm tra hiện trạng (mục 3.2) cho thấy ở cấp báo động I (mực nước sông ở +3,6) xảy ra hiện tượng bực đáy ao vì có xói ngầm. Phương án lấp ao đã được đặt ra, tuy nhiên chưa được chấp thuận vì ảnh hưởng đến tập quán sản xuất và tâm linh của người dân.

2. Luận án đề xuất và tính toán 3 phương án xử lý:

- Xây dựng hệ thống giếng giảm áp tại chân đê hạ lưu;
- Đắp ao đến cao độ + 0,8;
- Tạo giếng cọc vây như sơ đồ hình 3.20.

Cả 3 phương án đều tính với mực nước sông ở cấp báo động III (cao độ +4,2), đảm bảo điều kiện không bị bực nền gây hiện tượng xói ngầm tại đáy ao.

3. Tính toán áp lực thấm nền đê có thể tính bằng lý thuyết, dựa trên các công thức giải tích (3.19), (3.20) và (3.31) hoặc tính bằng phương pháp PTHH dựa trên các phần mềm thương mại. Kết quả tính bằng lý thuyết thiên về an toàn. Tuy nhiên, trong điều kiện địa phương, việc sử dụng các công thức nêu trong Luận án là chấp nhận được.

4. Qua phân tích lựa chọn, tác giả kiến nghị áp dụng phương án làm giếng cọc vây để xử lý cho đoạn đê Tả Đáy với các thông số như sau:

- Vành giếng nên cắm sâu 10m ($P = 10\text{m}$) theo đường bờ ao, chu vi toàn bộ khoảng 600m.
 - Vành giếng bằng tường XMĐ thi công theo công nghệ Jet-grouting, trình bày trong chương 4.
 - Miệng giếng đến cao độ + 0,8, tương đương cơ đê hạ lưu.
5. Với các đoạn đê trọng điểm tương tự, có thể sử dụng phương pháp nêu trong chương này để tính toán và thiết kế cụ thể.

CHƯƠNG 4. NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM KHOAN PHỤT HÓA CHẤT ĐỂ XỬ LÝ KHẨN CẤP SỰ CỐ THẨM NỀN ĐÊ

4.1 MỤC TIÊU, PHẠM VI VÀ PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

4.1.1 Đặt vấn đề

Thực tế điều hành công tác phòng chống lụt bão của tác giả trong thời gian qua cho thấy khi có sự cố thẩm nền đê về mùa lũ (như ở cống Tắc Giang vừa qua) công tác xử lý khẩn cấp giờ đầu hết sức khó khăn vất vả, đòi hỏi phải có những công nghệ thiết bị mới và hiện đại. Một trong những công nghệ đáp ứng được điều đó là khoan phụt hóa chất.

Trong chương 1, luận án đã tổng quan về các phương pháp khoan phụt, trong đó có đề cập đến phương pháp khoan phụt hóa chất. Ưu điểm của khoan phụt hóa chất so với khoan phụt xi măng là: (1) độ nhớt của vữa phụt nhỏ (thậm chí gần bằng nước) nên dễ xâm nhập vào đất đá, đặc biệt là đất cát pha hạt mịn như trong điều kiện nền đê ở Hà Nam; (2) không chế được thời gian làm cứng của vữa (thời gian keo hóa), thậm chí có thể keo hóa gần như tức thời (10 giây đến 30 giây), cho phép phụt vữa trong điều kiện có dòng chảy ngầm mà không bị trôi vữa như trong KPXM. Vì vậy, khi đặt vấn đề nghiên cứu xử lý khẩn cấp sự cố thẩm nền đê luận án hướng đến sử dụng khoan phụt hóa chất.

Nhược điểm của khoan phụt hóa chất đơn thuần, như nhiều tài liệu đã dẫn, là còn nghi ngại đến độ bền lâu dài của vữa. Hướng khắc phục hiện nay là sử dụng hỗn hợp vữa xi măng + hóa chất. Vì vậy, luận án đi ngay vào việc sử dụng hỗn hợp xi măng + hóa chất trong nghiên cứu thực nghiệm. Hóa chất sử dụng trong nghiên cứu là “*nước thủy tinh – sodium silicate*”, là loại thông dụng và có mặt rộng rãi trên thị trường hiện nay, kể cả ở Việt Nam.

Trên thế giới, nghiên cứu khoan phụt hóa chất được tiến hành từ những năm 1940 của thế kỷ trước. Ngày nay đã có những tiến bộ vượt bậc, đặc biệt là chế tạo ra vữa phụt có tính năng đặc biệt, ví dụ như “*silica colloidal*” dạng vật liệu nano. Tại Việt

Nam, các nghiên cứu khoan phụt hóa chất chủ yếu mới chỉ triển khai trong phòng thí nghiệm. Đã có một số cố gắng để triển khai trong thực tế, nhưng do thiết bị cải tiến từ các thiết bị khoan phụt thông thường nên chưa phổ biến được vào sản xuất. Trong nghiên cứu của luận án đã sử dụng thiết bị khoan phụt hóa chất đồng bộ nhập khẩu, đặc biệt là thiết bị trộn hóa chất (chemical mixer), lần đầu tiên có mặt ở Việt nam. Vì vậy, có thể nói những nghiên cứu của luận án là mới và có tính khả thi cao trong thực tiễn.

Vữa phụt đóng rắn trong môi trường đất dưới sâu do đó tính chất cơ lý bị ảnh hưởng bởi các điều kiện môi trường tại chỗ. Vì vậy, luận án tìm hiểu những ảnh hưởng đó qua việc so sánh kết quả khoan phụt hiện trường và trong phòng để có những nhận xét, điều chỉnh cần thiết.

4.1.2 Khái niệm cơ bản về khoan phụt bằng nước thủy tinh (Sodium Silicate)

a) Sodium Silicate (dạng dung dịch, dạng bột) được tạo ra bằng cách nấu chảy SiO_2 và Na_2CO_3 ở nhiệt độ cao và bán ra dưới dạng dung dịch. Nó có thể hòa tan trong nước, vì vậy còn gọi là nước thủy tinh (thủy tinh lỏng) có công thức $\text{N}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2 \cdot m\text{H}_2\text{O}$. Chỉ tiêu áp dụng của Sodium Silicate là chỉ số Mole (Molecular ratio) tính theo công thức:

$$\text{Mol} = \frac{\text{SiO}_2}{\text{Na}_2\text{O}} \cdot 1,032 \quad (\text{tính theo trọng lượng}) \quad (4.1)$$

Nồng độ của Sodium Silicate được thể hiện qua chỉ số Be' và từ Be' có thể tính khối lượng riêng của dung dịch:

$$\text{Be}' = 144,3 - \frac{144,3}{\rho} \quad (4.2)$$

Trong đó:

ρ - khối lượng riêng của dung dịch

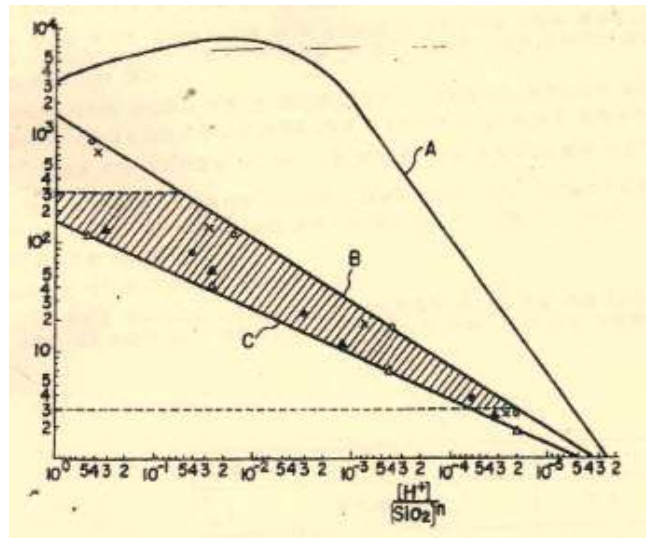
b) Độ nhớt của Sodium Silicate

Độ nhớt của Sodium Silicate phụ thuộc vào chỉ số Mol, nó thay đổi theo khối lượng riêng tùy theo nồng độ và nhiệt độ, cho dù nó có cùng một chỉ số Mol. Nồng độ càng cao và nhiệt độ càng cao thì độ nhớt càng giảm.

c) pH: Độ pH của Sodium Silicate thể hiện tính năng của dung dịch. pH tăng khi chỉ số SiO và Na₂O tăng. Khi chỉ số khối lượng của SiO và Na₂O giảm thì độ pH giảm.

d) Nghiên cứu thời gian keo hóa của Sodium Silicate (thường gọi là silica sol).

Shimada (1992) đã làm một số thí nghiệm trên các mẫu đất có độ pH khác nhau, sử dụng nhiều dung dịch silica sol có tỉ lệ $[H^+]/[SiO_2]^n$ khác nhau.



Hình 4.1 Kết quả thí nghiệm của Shimada (1992)

Trong đồ thị hình 4.1, trục X là tỷ số $[H^+]/[SiO_2]^n$, trục Y là thời gian keo hóa, tính bằng phút.

Đường cong A là đường cong keo hóa của bản thân silica sol dùng cho thí nghiệm.

Trong mọi trường hợp, thời gian keo hóa của silica sol trong đất được rút ngắn đáng kể, đại khái nằm trong phạm vi giữa đường thẳng B (trường hợp đất có pH khoảng 5) và đường thẳng C (trường hợp pH khoảng 9,5) trong đồ thị hình 4.1. Như vậy, thời gian keo hóa thay đổi phụ thuộc vào độ pH, đặc biệt mức độ rút ngắn ở đất có tính kiềm sẽ lớn.

Theo đồ thị hình 4.1, thời gian keo hóa trong đất đo được từ khoảng 3~300 phút, nếu silical sol được chế tạo để giá trị $[H^+]/[SiO_2]^n$ nằm trong phần gạch chéo giữa đường thẳng B và C thì sẽ tốt.

Giá trị $[H^+]/[SiO_2]^n$ có thể được điều chỉnh bằng cách pha trộn các thành phần của chất thúc đẩy keo hóa và hỗn hợp (thủy tinh lỏng + chất phản ứng acid). Hỗn hợp (thủy tinh lỏng + chất phản ứng acid) thường gọi là dung dịch A, chất thúc đẩy keo hóa là dung dịch B. Khi phun kết hợp hai dung dịch A và B vào đất sẽ có tác dụng làm cứng nền một cách nhanh chóng.

Trong các loại đất chứa nhiều hữu cơ có độ acid cao, nên sử dụng silica sol có hàm lượng $[H]$ thấp để giảm giá trị $[H^+]/[SiO_2]^n$, qua đó rút ngắn thời gian keo hóa. Đồng thời giá trị $[H^+]/[SiO_2]^n$ có thể điều chỉnh theo chất thúc đẩy keo hóa. Việc điều chỉnh thời gian keo hóa nhanh hoặc chậm cho phép ứng dụng kỹ thuật này để xử lý trên diện rộng.

Tóm lại, nghiên cứu khoan phụt là vấn đề còn mới mẻ, phụ thuộc vào điều kiện cụ thể của từng công trình, đòi hỏi phải có những thí nghiệm cụ thể. Luận án bước đầu tiếp cận với vấn đề này, kết quả được báo cáo cụ thể dưới đây.

4.1.3 Mục tiêu nghiên cứu

Mục tiêu tổng quát: Nghiên cứu khả năng ứng dụng khoan phụt hóa chất để xử lý khẩn cấp sự cố thấm nền đê.

Mục tiêu cụ thể:

- Nghiên cứu tác dụng của các thành phần cấp phối vữa, từ đó tìm ra cấp phối tối ưu;
- Tìm hiểu khả năng cải thiện cường độ và khả năng chống thấm của đất sau khi được xử lý bằng phương pháp khoan phụt hóa chất;
- Sử dụng 2 công nghệ thiết bị khoan phụt hiện có ở Việt nam (khoan phụt thuần áp truyền thống và khoan phụt kiểu tia – Jet grouting) kết nối với thiết bị trộn hóa chất tự động để tiến hành cá thử nghiệm hiện trường, so sánh và kiến nghị áp dụng.

4.1.4 Phương pháp nghiên cứu

Nghiên cứu lý thuyết kết hợp thực nghiệm hiện trường và trong phòng.

4.1.5 Phạm vi nghiên cứu

Các cọc thử nghiệm đã được thi công tại hiện trường. Để đánh giá khả năng cải thiện cường độ của đất, cần thực hiện thí nghiệm nén nở hông (nén một trục) trên các mẫu đất nguyên trạng và đất sau khi xử lý. Để đánh giá khả năng cải thiện hệ số thấm của đất, các thí nghiệm thấm trên mẫu đất nguyên trạng và đất sau khi xử lý sẽ được thực hiện và so sánh kết quả.

Thêm vào đó, để nghiên cứu tác dụng của các thành phần cấp phối vữa, từ đó tìm ra cấp phối tối ưu, ba công thức cấp phối khác nhau sẽ được sử dụng để tạo mẫu thí nghiệm. Kết quả thí nghiệm nén và thí nghiệm thấm trong phòng và trên hiện trường sẽ được so sánh trước khi rút ra kết luận.

4.2 NGHIÊN CỨU HIỆN TRƯỜNG

4.2.1 Địa điểm thi công thử nghiệm



Hình 4.2 Một số hình ảnh thí nghiệm trên hiện trường

Địa điểm tiến hành việc thử nghiệm là bãi đất trống phía sông, cạnh công trình cống Mộc Nam thuộc xã Mộc Nam, huyện Duy Tiên, tỉnh Hà Nam tại Km 123+050m trên hệ thống đê Hữu Hồng.

4.2.2 Các đặc điểm địa chất nền

Kết quả khoan khảo sát địa chất tại hiện trường cho thấy một lớp sét mềm (Lớp 3), dẻo chảy dày khoảng 3,7m, từ cao trình -4,30 ÷ -8,00m. Dưới lớp dẻo chảy này là lớp cát pha, hạt mịn (Lớp 4) dày 2m (Phụ lục 6).

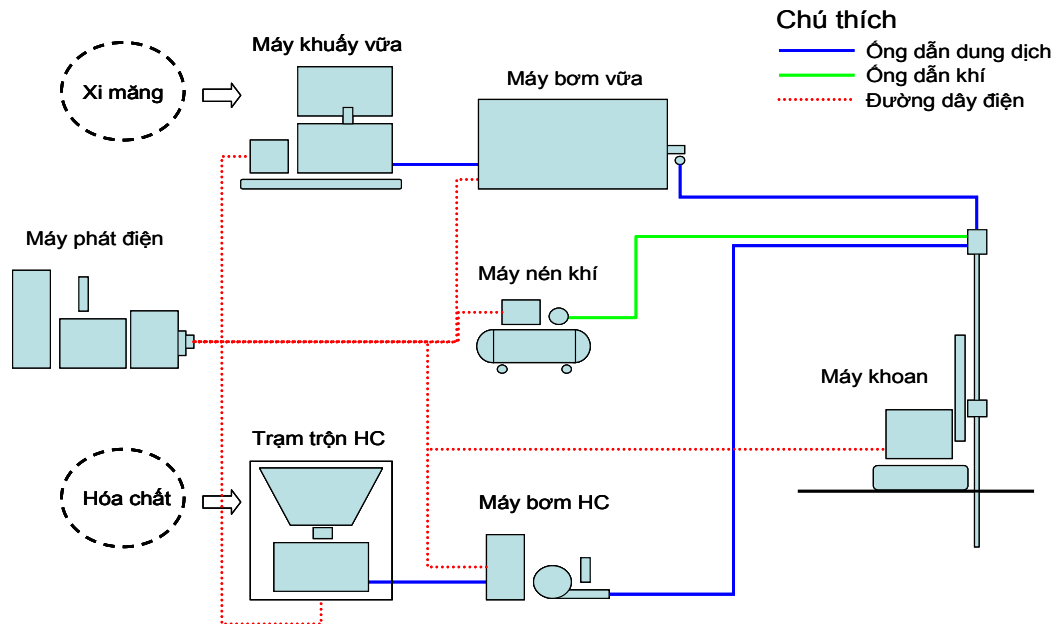
Lớp sét dẻo chảy và lớp cát pha nói trên là đối tượng nghiên cứu của đề tài. Đây là hai lớp có hệ số thấm cao, là nguyên nhân gây ra nhiều khuyết tật và sự cố đối với hệ thống đê điều.

Thành phần hạt của hai lớp đất này được nêu trong bảng 4.1. Các thông số địa kỹ thuật khác trình bày tại phụ lục 7.

Bảng 4.1 Thành phần hạt của các lớp đất 3 và 4 tại công Mộc Nam

Thành phần	Sét	Bụi			Cát			Sỏi sạn	
Kích thước (mm)	<0,005	0,005-0,01	0,01-0,05	0,05-0,1	0,1-0,25	0,25-0,5	0,5-2	2-5	5-10
Sét dẻo mềm, dẻo chảy (lớp 3)	30,6	16,7	13,6	27,9	8,4	2,6	0,2	-	-
Cát pha (lớp 4)	7,0	2,7	4,3	10,0	63,0	12,7	0,2	0,1	-

4.2.3 Vật liệu sử dụng



Hình 4.3 Dây chuyền thiết bị thi công khoan phụt hóa chất

Nhóm nghiên cứu đã sử dụng xi măng Vissai PCB 40, các hóa chất: Axit sulfuric H_2SO_4 98%, natri bicarbonat $NaHCO_3$ và thủy tinh lỏng do Công ty Hóa chất Biotech (Hà Nội) cung cấp và nước máy sinh hoạt để pha trộn vật liệu tại phòng thí nghiệm, nước trong kênh tiêu tự nhiên tại hiện trường.

4.2.4 Thiết bị sử dụng

Thiết bị thi công cọc thử nghiệm là dây chuyền thiết bị khoan phụt hóa chất bao gồm máy khoan chuyên dụng để xử lý đất yếu, máy nén khí, máy khuấy vữa và bơm vữa xi măng cao áp, máy trộn và máy bơm hóa chất. Các thiết bị nói trên đều sử dụng nguồn điện do máy phát điện cung cấp (Hình 4.3).

Thiết bị thí nghiệm trong phòng sử dụng thiết bị của phòng thí nghiệm địa kỹ thuật, LASXD265;

4.2.5 Công tác thi công cọc thử nghiệm

Nhóm nghiên cứu đã thi công ba cọc thử, bố trí như trong hình 4.3, trong đó hai cọc A1 và A2 được thi công bằng phương pháp khoan phụt áp lực cao. Hai cọc này được thi công dưới các điều kiện như nhau, có hàm lượng xi măng giống nhau. Tuy nhiên, cọc A2 có sử dụng thủy tinh lỏng để gia tăng tốc độ keo hóa.

Thông qua nghiên cứu các mẫu thu được từ cọc A1 và A2, có thể tìm hiểu ảnh hưởng của thủy tinh lỏng đối với cọc xi măng đất thi công bằng phương pháp khoan phụt cao áp.

Mỗi cọc A1 và A2 có đường kính thiết kế 80cm, chiều dài 200cm, nằm ở độ sâu -7m đến -9m. Như vậy mỗi cọc đều có một phần nằm trong lớp 3 (sét dẻo chảy) và một phần nằm trong lớp 4 (cát pha).

Một trong các vấn đề cần tìm hiểu là hiệu quả của việc xử lý bằng hóa chất đối với các lớp đất khác nhau này như thế nào. Do đó, mẫu của các phần cọc nằm trong các lớp đất khác nhau sẽ được lấy lên để phân tích và so sánh.

Khác với hai cọc A1 và A2, cọc thử nghiệm A3 được thi công bằng phương pháp khoan phụt áp lực thấp. So sánh các thông số kỹ thuật áp dụng cho phương pháp khoan phụt áp lực cao và áp lực thấp được thể hiện trong bảng 4.2.

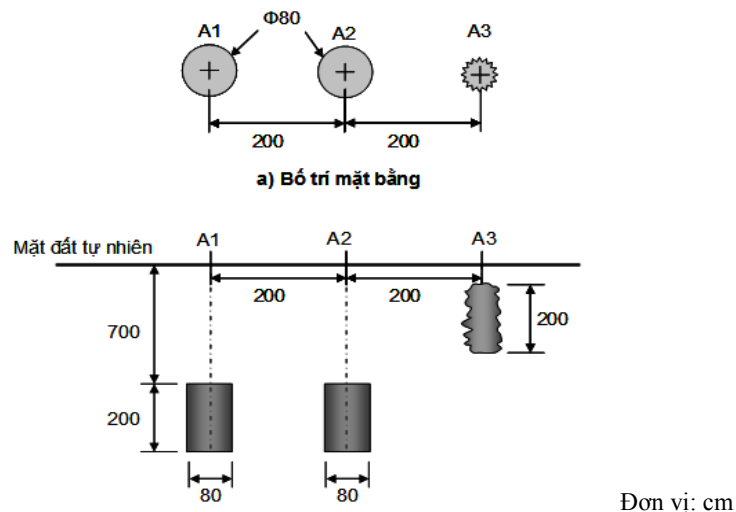
Bảng 4.2 Thông số kỹ thuật áp dụng cho 2 phương pháp khoan phụt

Phương pháp	Áp lực bơm (MPa)			Lưu lượng bơm (l/phút)		
	Vữa XM	Hóa chất	Khí	Vữa XM	Hóa chất	Khí
Khoan phụt JG	20 - 21	0,7 - 1,0	0,8 - 1,0	50 - 55	10 - 15	2000
Khoan phụt phân đoạn	1,5 - 2,0	0,7 - 1,0	-	20 - 30	10 - 15	-

Trong phương pháp khoan phụt áp lực thấp, do sử dụng áp lực bơm nhỏ, tia vữa được phụt ra không có khả năng phá vỡ kết cấu của đất như phương pháp khoan phụt cao áp. Thay vào đó, dòng vữa sẽ len lỏi vào các khe nứt nhỏ và lấp đầy các lỗ rỗng trong đất. Phương pháp này, vì thế, còn có thể gọi là phương pháp ép vữa. Nhờ vữa bị ép vào phần thể tích rỗng của đất và hóa thành keo, độ rỗng của đất sẽ giảm, dẫn đến khả năng chống thấm của đất được tăng lên.

Để đánh giá mức độ cải thiện khả năng chống thấm của đất sau khi được xử lý bằng khoan phụt hóa chất, nhóm nghiên cứu đã tiến hành thí nghiệm đổ nước hồ khoan trong khu vực được xử lý và so sánh với kết quả thí nghiệm trong đất tự nhiên, chưa xử lý.

Cấp phối vữa dùng để tạo các cọc thử nghiệm được trình bày trong bảng 4.3. Sơ đồ bố trí mặt bằng thí nghiệm như hình 4.4.

**Hình 4.4** Sơ đồ bố trí thí nghiệm khoan phụt

Bảng 4.3 Cấp phối vữa dùng cho cọc thử nghiệm

Cọc	Thành phần vật liệu cho 1m ³ cọc			
	Xi măng	Thủy tinh lỏng	H ₂ SO ₄ (70%)	NaHCO ₃
A1	750 kg	-	-	-
A2	750 kg	60 L	-	-
A3	200 kg	60 L	15 L	6 kg

4.3 NGHIÊN CỨU THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG

Chúng ta đều biết, điều kiện thi công ở hiện trường có thể có nhiều yếu tố bất thường ảnh hưởng đến tính đồng đều của sản phẩm. Do đó, để có thể tạo ra một tập hợp số liệu đủ tin cậy, cần thiết phải tiến hành tạo được nhiều mẫu có độ đồng đều cao, số lượng mẫu trong mỗi tổ phải đủ lớn.

Song song với việc thi công cọc thử nghiệm tại hiện trường, nhóm nghiên cứu đã tiến hành đúc mẫu trong phòng thí nghiệm nhằm so sánh ảnh hưởng của hóa chất đối với quá trình tạo cọc cũng như chất lượng của cọc thi công bằng phương pháp áp lực cao.

4.3.1 Vật liệu sử dụng

- Cát hạt nhỏ, màu xám đen (dùng làm vữa trát trong xây dựng)
- Xi măng Vissai PCB 40
- Thủy tinh lỏng.
- Nước máy sinh hoạt
- Ống mẫu bằng nhựa PVC đường kính 76mm, cao 150mm, đáy bịt kín.

4.3.2 Các bước thực hiện chế tạo mẫu

a. Mẫu chứa hóa chất

Bước 1: Hòa xi măng với nước theo tỉ lệ trọng lượng 1:1.

Bước 2: Trộn đều 800g cát với 380ml nước xi măng thành vữa nhuễn.

Bước 3: Pha loãng thủy tinh lỏng với nước theo tỉ lệ thể tích 1:4.

Bước 4: Rót từ từ và đồng thời toàn bộ lượng vữa xi măng tạo thành ở bước 2 cùng với 100ml nước thủy tinh pha loãng vào ống mẫu, khuấy đều cho đến khi vữa bắt đầu đông kết.

b. Mẫu không chứa hóa chất

Bước 1: Hòa xi măng với nước theo tỉ lệ trọng lượng 1:1.

Bước 2: Trộn đều 800g cát với 380ml nước xi măng thành vữa nhuyễn.

Bước 3: Rót từ từ toàn bộ lượng vữa xi măng tạo thành ở bước 2 vào ống mẫu, vừa rót vừa khuấy đều để tránh hiện tượng vữa tách nước.

4.3.3 Công tác thí nghiệm

4.3.3.1 Thí nghiệm cường độ



Hình 4.5 Thiết bị nén mẫu TYA – 300C

Các mẫu chế bị được bảo quản trong điều kiện phòng thí nghiệm và dưỡng hộ trong 1, 3, 7, 14, 28 ngày. Hết thời gian dưỡng hộ, mẫu được lấy ra khỏi ống và cắt gọt để đạt kích thước chuẩn trước khi mang đi nén.

Các mẫu khoan lấy lõi từ cọc thử nghiệm được nén sau 28 ngày kể từ ngày thi công.

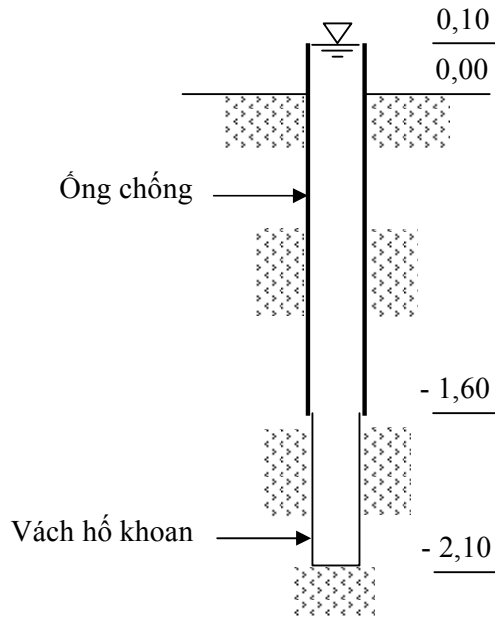
Thí nghiệm nén nở hông được tiến hành trên tất cả các mẫu hiện trường và mẫu đúc trong phòng bằng máy nén TYA-300C theo tiêu chuẩn TCVN 3118.

4.3.3.2 Thí nghiệm hệ số thấm

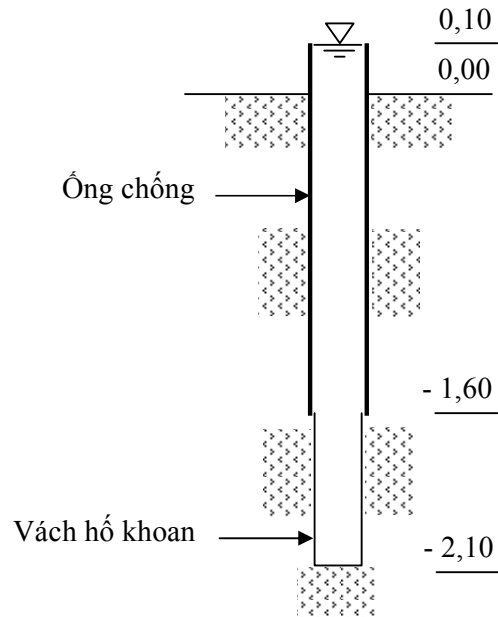
a. Hệ số thấm của đất nền trước khi xử lý

Thí nghiệm này nhằm xác định hệ số thấm của đất trước khi xử lý bằng phương pháp ép vữa hóa chất.

Dùng máy khoan địa chất khoan vào nền đất tự nhiên, tạo một hố khoan thẳng đứng đến cao trình -1,6. Thả ống chống giữ vách. Khoan tiếp 50cm bằng mũi khoan đường kính 91mm đến cao trình -2,1. Bơm nước rửa sạch hố khoan và tiến hành thí nghiệm đo nước hố khoan.



Hình 4.6 Thí nghiệm xác định hệ số thấm của đất nền tự nhiên bằng phương pháp đổ nước



Hình 4.7 Thí nghiệm xác định hệ số thấm của đất nền sau khi xử lý bằng KPHC bằng phương pháp đổ nước

b. Hệ số thấm sau khi xử lý

Dùng máy khoan địa chất khoan vào nền đất đã được xử lý. Phương pháp khoan tương tự như đối với đất nền trước khi xử lý. Sơ đồ bố trí thí nghiệm như hình 4.7.

4.4 KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU

4.4.1 Thí nghiệm về cường độ

4.4.1.1 Mẫu hiện trường

Lõi khoan của các cọc A1 và A2 được chụp ảnh như trong hình 4.8 và 4.9.



Hình 4.8 Lõi khoan cọc A1



Hình 4.9 Lõi khoan cọc A2

Qua quan sát lõi khoan lấy lên từ cọc A1 và A2, có thể nhận thấy việc xử lý đã có tác dụng rõ rệt. Cụ thể, mẫu khoan được từ lớp thứ 3 (sét dẻo chảy) có hình dạng ổn định, có độ cứng tương tự đất sét ở trạng thái nửa cứng. Ở lớp 4 (cát pha), các dung dịch xử lý đã được trộn đều với đất nền có sẵn và ninh kết hoàn toàn, tạo ra những sản phẩm có độ cứng rất cao.

Từ lõi khoan thu được, nhóm nghiên cứu đã cắt gọt thành 4 mẫu tiêu chuẩn: UC1, M1 (từ cọc A1) và UC2, M2 (cọc A2), trong đó các mẫu UC1, UC2 có độ sâu lấy mẫu thuộc lớp 3 và các mẫu M1, M2 thuộc lớp 4.

Bốn mẫu nói trên được đưa vào máy nén một trục. Báo cáo thí nghiệm được trình bày ở phụ lục 8. Kết quả tổng hợp như bảng 4.4.

Ảnh chụp các mẫu M1 (cọc A1) và mẫu M2 (cọc A2) phá hoại do thí nghiệm nén nở hông được trình bày ở hình 4.9.

Bảng 4.4 Cường độ kháng nén các mẫu hiện trường

Tên cọc	Ký hiệu mẫu	Cường độ kháng nén (kG/cm ²)
A1	UC1	1,697
	M1	123,7
A2	UC2	0,867
	M2	121,0



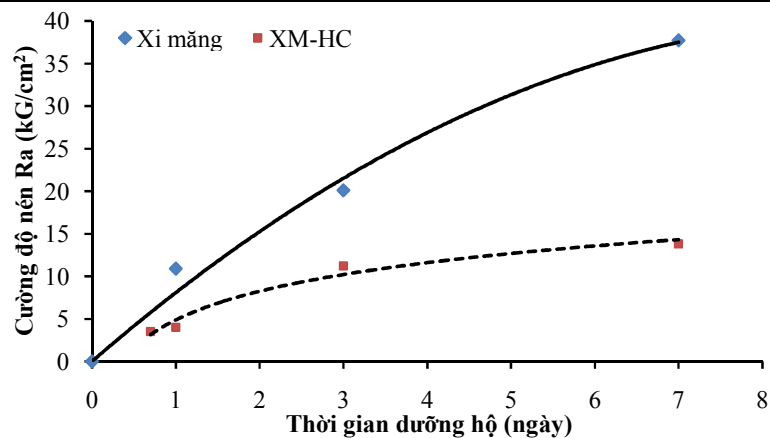
Hình 4.10 Phá hoại mẫu M1, M2 trong thí nghiệm nén nở hông

4.4.1.2 Mẫu chế bị

Phụ lục 9 là báo cáo đầy đủ của các thí nghiệm nén mẫu chế bị. Cường độ kháng nén trung bình của các tổ mẫu, sau khi loại bỏ các số liệu có độ sai lệch so với kết quả trung bình quá 10%, được trình bày trong bảng 4.5. Biểu đồ phát triển cường độ kháng nén của mẫu theo thời gian được thể hiện ở hình 4.11.

Bảng 4.5 Cường độ kháng nén các mẫu chế bị

Vật liệu	Thời gian dưỡng hộ (ngày)	Cường độ kháng nén trung bình (kG/cm ²)
Xi măng	1	10,9
	3	20,1
	7	37,7
Xi măng – Hóa chất	1	4,0
	3	11,2
	7	13,8

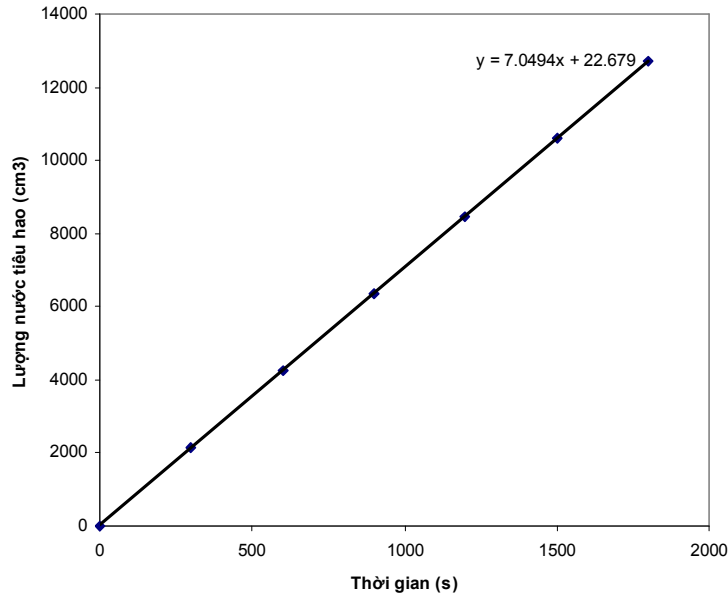


Hình 4.11 Quan hệ cường độ kháng nén nở hông với thời gian của vật liệu XMĐ và XM-HC

4.4.2 Thí nghiệm thấm

4.4.2.1 Hệ số thấm trước khi xử lý

Từ kết quả đo đạc (Phụ lục 10), ta có thể biểu diễn lượng nước tiêu hao theo thời gian như hình 4.12.



Hình 4.12 Quan hệ lượng nước tiêu hao Q_c và thời gian thí nghiệm t của đất nền

Từ hình 4.12, lưu lượng thấm ổn định được xác định $Q_c = 7,049 \text{ (cm}^3/\text{s)}$.

Hệ số thấm của đất được xác định bằng công thức:

$$K = 0,43 \frac{Q_c}{H^2} \lg\left(\frac{2H}{g}\right) \quad (4.3)$$

Trong đó:

H - chiều cao cột nước thí nghiệm, $H = 50 \text{ (cm)}$;

r - bán kính hố khoan thí nghiệm, $r = 45,5 \text{ (cm)}$;

Thay vào công thức (4.3), xác định: $K = 4,079 \times 10^{-4} \text{ (cm/s)}$.

4.4.2.2 Hệ số thấm sau khi xử lý

Từ kết quả đo đạc (Phụ lục 10), xác định lưu lượng thấm ổn định được xác định $Q_c = 0,546 \text{ (cm}^3/\text{s)}$.

Hệ số thấm của đất được xác định bằng công thức (4.3).

Thay các giá trị vào công thức (4.3) xác định được hệ số thấm của đất nền sau xử lý: $K = 3,16 \times 10^{-5}$ (cm/s).

4.5 NHẬN XÉT KẾT QUẢ

4.5.1 Về tác dụng thúc đẩy keo hóa

Nhờ phản ứng hóa học giữa xi măng và hóa chất, quá trình ninh kết được đẩy nhanh. Hiện tượng keo hóa nhanh khi đưa hóa chất vào vữa phụt được xác nhận qua quan sát trong quá trình thi công cọc thử nghiệm tại hiện trường và cả trong quá trình chế bị mẫu.

Quan sát trong quá trình thực hiện thí nghiệm thấy rằng, khi rót vữa xi măng đồng thời với nước thủy tinh đã pha loãng vào ống chế bị mẫu và khuấy đều, chỉ khoảng 30 giây sau, hợp chất trong ống mẫu bắt đầu keo kết đến mức không thể tiếp tục khuấy được nữa. Việc chế bị mẫu theo cách tương tự, nhưng sử dụng silica sol (sản phẩm thu được từ việc pha trộn thủy tinh lỏng, acid H_2SO_4 với $NaHCO_3$ theo tỷ lệ thí nghiệm) thay thủy tinh lỏng pha loãng đã không thành công, do phản ứng keo hóa xảy ra quá nhanh, chỉ trong vòng 3 ÷ 5 (s). Trong một thời gian quá ngắn đó, việc trộn đều vật liệu trong ống mẫu là không thể thực hiện được.



Hình 4.13 Vữa xi măng nằm xen kẽ trong lớp đất.

Hiện tượng keo hóa nhanh chóng của vữa trào ngược trong quá trình phụt vữa cũng được quan sát tại hiện trường. Dòng vữa trào ngược keo hóa ngay trên miệng hố khoan đã làm co hẹp tiết diện hố khoan, hạn chế lưu lượng của dòng vữa trào ngược lên miệng hố, và do đó, góp phần hạn chế tổn thất vật liệu một cách đáng kể.

Đối với cọc A2, do phản ứng giữa xi măng với thủy tinh lỏng diễn ra có phần chậm hơn, công tác khoan phụt đã được tiến hành với thiết bị mũi khoan thường. Tuy nhiên, đối với cọc A3, do phản ứng giữa xi măng và hỗn hợp hóa chất diễn ra rất nhanh, nhóm nghiên cứu đã phải sử dụng thiết bị mũi khoan cải tiến để tránh hiện tượng mũi khoan bị kẹt dưới đất do dòng trào ngược đã ninh kết và bít chặt miệng hố khoan.

4.5.2 Về cường độ kháng nén

Các kết quả thí nghiệm trên mẫu hiện trường và mẫu chế bị đều cho thấy, việc xử lý bằng khoan phụt XMĐ có tác dụng rõ rệt về khả năng gia tăng cường độ kháng nén của đất. Tùy thuộc vào loại đất, mức độ ảnh hưởng có thể khác nhau. Chẳng hạn, đối với lớp sét dẻo chảy (lớp 3), mức tăng về cường độ nhỏ hơn nhiều so với lớp cát mịn (lớp 4) của hiện trường thí nghiệm. Kết quả này, tương tự như nghiên cứu của các tác giả khác.

Kết quả thí nghiệm trên mẫu hiện trường cho thấy hiệu quả của việc xử lý bằng XMĐ và Đ-X-HC là khác nhau đối với lớp 3. Cường độ kháng nén của XMĐ thuộc lớp này sau khi xử lý bằng vữa xi măng là $1,697\text{kG/cm}^2$, gấp đôi cường độ kháng nén Đ-X-HC nếu xử lý bằng vữa xi măng - hóa chất. Kết quả này cho thấy, hiệu quả của việc xử lý bằng vữa xi măng - hóa chất chỉ bằng khoảng 50% hiệu quả của việc xử lý bằng vữa xi măng đơn thuần. Điều đó có nghĩa, việc đưa hóa chất vào vữa phụt có tác dụng đẩy nhanh tiến trình keo hóa, nhưng lại có tác dụng phụ là làm giảm cường độ kháng nén của vật liệu sau khi xử lý.

Mặc dù vậy, nhận xét này không hoàn toàn hợp lý khi ta xem xét kết quả thí nghiệm trên các mẫu hiện trường lấy từ lớp cát pha (lớp 4). Cường độ kháng nén của các mẫu thu được từ cọc A1 và A2 ở lớp 4 chỉ chênh lệch khoảng 2%. Điều này đặt ra

giả thuyết là sự khác biệt về mặt hiệu quả của các loại vữa cũng thay đổi tùy thuộc vào các đặc tính cơ - lý - hóa của đất. Chẳng hạn, việc sử dụng các loại vữa khác nhau để xử lý có thể không khác biệt nhiều đối với đất hạt thô (cát hoặc sỏi sạn).

Như vậy, khó có thể kết luận gì về hiệu quả của các loại vữa khác nhau đối với cùng một loại đất, nếu chỉ dựa vào các mẫu hiện trường. Do việc thi công trong điều kiện hiện trường có quá nhiều yếu tố ảnh hưởng. Vì vậy, cần thiết phải tiến hành chế bị mẫu dưới các điều kiện được kiểm soát tốt hơn để thu được các mẫu có chất lượng đồng đều hơn và số lượng đủ lớn để có thể loại bỏ các số liệu quá sai lệch. Từ đó có các kết luận chính xác hơn về ảnh hưởng của vữa XM và XM-HC.

Kết quả thí nghiệm nén trên mẫu chế bị, biểu diễn trên hình 4.10 cho thấy:

- Trong giai đoạn đầu, cường độ của mẫu XMĐ phát triển cao gấp xi hai lần mẫu XMĐ. Sau đó, cường độ của mẫu XMĐ tiếp tục phát triển nhanh, trong khi cường độ của mẫu XMĐ phát triển chậm lại. Do đó, khi thời gian càng dài, sự khác biệt về cường độ của hai loại vật liệu càng lớn, mẫu XMĐ có xu hướng đạt cường độ tối đa nhanh hơn so với mẫu XMĐ.

- Sự khác biệt rõ rệt về cường độ của hai nhóm mẫu là bằng chứng ủng hộ giả thuyết đã nêu ở trên về hiệu ứng phụ của việc đưa hóa chất vào vữa phụt là làm giảm cường độ của vật liệu sau khi xử lý.

- Từ thực tế là lớp cát số 4, đã được sử dụng để chế bị mẫu trong phòng và kết quả nén mẫu qua cùng thời gian dưỡng hộ, bác bỏ giả thuyết cho sự khác biệt về hiệu quả xử lý của vữa XM và XM-HC. Khác biệt này có thể đã thể hiện trên các mẫu hiện trường nằm trong lớp 4 nếu điều kiện thi công trên hiện trường cũng lý tưởng như điều kiện trong phòng thí nghiệm. Nói cách khác, kết quả thí nghiệm trên các mẫu hiện trường M1 và M2 đã không phản ánh đúng quy luật, điều đó càng khẳng định sự ảnh hưởng của điều kiện thi công đến các tính chất của vật liệu. Kết luận này, cũng phù hợp với các kết quả nghiên cứu trong luận án tiến sĩ “Nghiên cứu một số yếu tố ảnh hưởng đến sức chịu tải của cọc XMĐ thi công theo công nghệ JG cho một số vùng đất yếu ở Việt Nam” của NCS Phùng Vĩnh An.

4.5.3 Về khả năng chống thấm

Kết quả thí nghiệm thấm bằng phương pháp đổ nước hồ khoan chứng tỏ rằng việc xử lý bằng phương pháp ép vữa xi măng - hóa chất có thể giảm hệ số thấm của nền đất tới hơn 10 lần. Tuy nhiên, trong thí nghiệm này, dù đã giảm được hơn 10 lần, kết quả hệ số thấm sau khi xử lý vẫn còn khá cao ($3,16 \times 10^{-5}$ cm/s). Điều này có thể được giải thích như sau: Khi sử dụng phương pháp ép vữa, dòng vữa không tạo thành tia có áp lực cao như phương pháp khoan phụt cao áp. Trong quá trình khoan phụt cao áp, kết cấu của đất bị phá vỡ hoàn toàn và có thể xem như được thay thế tại chỗ bằng vật liệu đất - xi măng - hóa chất có hệ số thấm nhỏ hơn. Khi đó trong phạm vi cọc, tức phạm vi hiệu quả của việc "thay thế đất" nói trên sẽ có hệ số thấm nhỏ, nhưng ngoài phạm vi đó, các đặc tính của đất, bao gồm cả tính thấm, ít bị thay đổi.

Trong khi đó, do sử dụng áp lực thấp, phương pháp ép vữa không nhằm phá vỡ hoàn toàn kết cấu của đất, mà chủ yếu tác động vào những "điểm yếu" trong kết cấu đó. Những "điểm yếu" đó chính là những khu vực có độ rỗng lớn, hệ số thấm cao, liên kết giữa các thành phần hạt yếu, dễ bị phá vỡ. Do đường đi của dòng vữa tập trung vào những khu vực này, những khu vực lân cận, có hệ số thấm nhỏ hơn, ít chịu sự xâm nhập của dòng vữa, mặc dù hệ số thấm của chúng không phải là rất nhỏ.

Như vậy, nếu nền đất tự nhiên (trước khi xử lý) có độ rỗng lớn, hệ số thấm cao thì việc xử lý bằng ép vữa sẽ bít được các mạch rỗng chính mà bỏ qua các mạch nhỏ hơn, yếu tố duy trì tính thấm tương đối cao của đất ngay cả sau khi xử lý. Một ví dụ về loại đất này chính là lớp đất trên cùng (đất lấp) tại hiện trường thử nghiệm.

Để kiểm chứng nhận định này, nhóm nghiên cứu đã cho mở một hố đào vào giữa khu vực được xử lý ép vữa xi măng - hóa chất ("Cọc" A3). Kết quả quan sát cho thấy dòng vữa quả thực đã xâm nhập vào nền đất xung quanh một cách "có trọng điểm", nghĩa là có những khu vực tập trung rất nhiều vữa đã ninh kết, trong khi những khu vực lân cận có ít biểu hiện bị ảnh hưởng hơn. Có vị trí, dòng vữa tạo hẳn thành những vỉa cứng, có chiều dày đáng kể, nằm xen kẽ giữa các lớp đất tự nhiên.

Qua đó, có thể xác nhận cách giải thích trên về hiệu quả cải thiện khả năng chống thấm đối với nền có hệ số thấm lớn.

4.6 KẾT LUẬN CHƯƠNG 4

Qua nghiên cứu bằng thực nghiệm trình bày trên đây, có thể rút ra một số kết luận như sau:

- Việc sử dụng hóa chất pha trộn theo đúng tỷ lệ để bơm vào nền cùng với vữa phụt trong công tác xử lý nền có tác dụng đẩy nhanh tốc độ keo hóa rõ rệt. Thời gian keo hóa của hỗn hợp XMĐ tùy thuộc vào công thức pha trộn các hóa chất, có thể thay đổi trong khoảng từ 3 ÷ 30 giây. So với thời gian ninh kết của xi măng - đất thi công theo phương pháp khoan phụt cao áp, thời gian ninh kết của xi măng - đất - hóa chất được đẩy nhanh một cách ngoạn mục.

- Sử dụng vữa XM-HC để làm vữa phụt có thể cải thiện cường độ của nền một cách rõ rệt. Mức độ cải thiện cường độ tùy thuộc vào các đặc tính của đất. Chẳng hạn, đối với đất có nhiều hàm lượng cát, hiệu quả của việc gia tăng cường độ sẽ cao hơn so với đất có nhiều hàm lượng hạt sét.

- Hiệu quả cải thiện cường độ của vữa XM-HC đối với cùng một loại đất là thấp hơn so với xử lý bằng vữa xi măng đơn thuần. Vì vậy, vữa XM-HC không nên được lựa chọn cho các ứng dụng có yêu cầu chính là cường độ. Khi đó, phương pháp JG nên được áp dụng.

- Mặt khác, trong một số trường hợp, điều kiện địa chất gây trở ngại đối với việc triển khai JG, chẳng hạn có dòng chảy ngầm gây ra nguy cơ rửa trôi vữa xi măng trước khi kịp ninh kết, việc đưa hóa chất vào vữa phụt là một sự hỗ trợ cần thiết và hiệu quả. Khi đó, phương pháp khoan phụt hóa chất chính là sự bổ sung đặc lực cho phương pháp khoan phụt JG.

- Vữa XM-HC được bơm vào nền theo phương pháp ép vữa có khả năng cải thiện hệ số thấm của nền một cách rõ rệt. Vì vậy, khả năng ứng dụng của phương pháp ép vữa để xử lý các khuyết tật về thấm của các công trình thủy lợi là rất cao. Do khả

năng keo hóa nhanh, có thể chống lại sự rửa trôi do tác động của dòng chảy, kể cả dòng chảy mạnh, phương pháp này ưu việt hơn so với một số phương pháp khoan phụt sét/bentonite truyền thống để chống thấm cho đê, đập đang được sử dụng rộng rãi hiện nay.

Những nghiên cứu thực nghiệm trong luận án đã đạt được những kết quả ban đầu hết sức khả quan. Tuy nhiên, do những hạn chế về thời gian, kinh phí và đặc biệt những khó khăn khi tiếp cận với công nghệ khoan phụt hóa chất mới, lần đầu tiên xuất hiện ở nước ta, những kết quả thu được vẫn còn khá hạn hẹp. Để mở rộng và hoàn thiện những hiểu biết về phương pháp khoan phụt hóa chất với mục đích ứng dụng trong lĩnh vực thủy lợi, cũng như một số lĩnh vực khác, cần thiết phải tiếp tục nghiên cứu phương pháp xử lý nền tiên tiến này, cả trên lý thuyết lẫn thực nghiệm. Đặc biệt, cần kiểm chứng khả năng ứng dụng phương pháp này để cải thiện hệ số thấm cho nền sỏi cuội, chẳng hạn các lòng sông, lòng suối cũ. Đây là một vấn đề rất khó khăn đối với tất cả các phương pháp khoan phụt hiện nay. Theo một số nghiên cứu trước đây, do vữa xi măng - hóa chất có khả năng tự tạo keo mà không cần các hạt cấp phối, sử dụng nó để làm vữa phụt vào nền có nhiều lỗ rỗng lớn, thiếu hạt cấp phối như nền sỏi cuội lòng sông suối đã được chứng minh là có hiệu quả.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

I. KẾT LUẬN

1. Theo cách phân loại nền đê của các tác giả trước đây (Tô Xuân Vu, Bùi Xuân Trường), Luận án đã tiến hành thu thập số liệu khảo sát địa chất cho các tuyến đê trên địa bàn tỉnh Hà Nam, tiến hành sắp xếp phân loại nền đê thành các kiểu và phụ kiểu, lập bản đồ phân loại nền đê. Có thể tham khảo bản đồ này để lập các Dự án tu sửa nâng cấp đê, quản lý và bảo vệ đê.

Qua phân tích tài liệu cho thấy: địa chất nền đê trên địa bàn tỉnh Hà Nam có thể quy về một mặt cắt đặc trưng chung, theo thứ tự từ trên xuống gồm: đất đắp đê, lớp phủ thấm nước yếu, tầng thấm nước (cát, cát pha) có chiều dày lớn (trên 40m) và có thể mô phỏng đơn giản hóa theo trường hợp 7 (Phụ lục 1) theo Tiêu chuẩn Mỹ [24]. Như vậy, mức độ an toàn về thấm chủ yếu phụ thuộc vào khoảng cách từ đê đến sông và chiều dày lớp phủ phía đồng. Với tiêu chí như vậy, Luận án đã chỉ ra 3 vị trí trọng điểm trên 3 tuyến đê chính của Hà Nam (Hữu Hồng, Tả Đáy và sông Nhuệ) nằm gần sông và phía đồng có nhiều ao hồ nuôi trồng thủy sản.

Có thể sử dụng mô hình đơn giản hóa (hình 2.1) và các công thức giải tích 3.19, 3.20, 3.31 để tính toán cột nước thấm H_{av} tác dụng lên đáy tầng phủ. Sau đó kiểm tra điều kiện bực nền theo công thức 3.21, kiểm tra xói ngầm theo công thức từ 3.27 đến 3.30.

Kết quả tính toán đã chỉ ra một cách định lượng về mức độ an toàn thấm cho 3 đoạn trọng điểm, đó là: (1) Đê Hữu Hồng: Km117+900 ÷ Km118+600; Km119+400 ÷ Km119+800; (2) Đê Tả Đáy: đoạn Km101 + 270 ÷ Km 102 + 130 (kè Kim Bình) và đoạn Km 103 + 00 ÷ Km 103 + 200. (3) Đê Hữu sông Nhuệ: đoạn Km3 + 280 ÷ Km4 + 250 (trạm bơm Hoàng Tây). Kết quả tính toán của Luận án phù hợp với tình hình thực tế.

2. Luận án đã tính toán kiểm tra ổn định thấm cho đoạn đê Tả Đáy (Km103 ÷ Km103+200) và cho thấy có khả năng bực đáy ao khi mực nước ở mức báo động II.

Luận án đề xuất 3 phương án xử lý để bảo đảm an toàn: (1) Lấp ao, (2) Làm giếng giảm áp, (3) Làm giếng cọc vây theo đề xuất của tác giả. Cả 3 phương án đều đảm bảo an toàn khi mực nước sông ở cấp báo động III. Luận án đề nghị sử dụng làm giếng cọc vây vì phù hợp với điều kiện cụ thể của địa phương và đảm bảo bền vững.

3. Sử dụng công nghệ JG với chất kết dính là xi măng để làm tường chống thấm cho nền đê và cống dưới đê đã được thực hiện trên nhiều công trình ở Hà Nam. Tuy nhiên, trong trường hợp khẩn cấp (như đã xảy ra ở cống Tắc Giang) thì khoan phụt xi măng cho thấy không hiệu quả do xi măng bị dòng nước rửa trôi.

Luận án đã tiến hành nghiên cứu thử nghiệm công nghệ khoan phụt hóa chất kết hợp xi măng và rút ra được những kết luận sau:

- Sử dụng hóa chất nước thủy tinh pha trộn với xi măng có thể rút ngắn thời gian keo hóa của hỗn hợp trong khoảng từ 10 ÷ 30 giây, tùy thuộc vào tỷ lệ pha trộn.
- Có thể sử dụng cấp phối vữa XM/HC (nước thủy tinh) với tỷ lệ 750 kg XM/60 lít HC để xử lý khẩn cấp các sự cố xói ngầm.
- Những nghiên cứu thực nghiệm trong luận án mới chỉ là những kết quả bước đầu trên một công trình cụ thể. Do điều kiện thời gian và kinh phí nên Luận án chưa có điều kiện để nghiên cứu sâu và rộng hơn vấn đề này.

II. KIẾN NGHỊ

- Kiến nghị tỉnh Hà Nam sử dụng kết quả bản đồ phân loại nền đê trong Luận án, đặc biệt quan tâm đến các đoạn đê nhạy cảm về thấm. Tăng cường công tác quản lý đê và lập phương án phòng chống lũ cho các đoạn đê trọng điểm. Bố trí kinh phí để điều tra khảo sát nhằm đánh giá phân loại nền đê cho những đoạn đê còn lại trên địa bàn tỉnh để có được bản đồ cấu trúc nền đê hoàn chỉnh hơn.
- Tại các đoạn đê xác định là nhạy cảm về thấm cần xây dựng hệ thống giếng giảm áp, đồng thời phải có quy trình duy tu bảo dưỡng thường xuyên nhằm tránh tắc lọc. Các đoạn có nhiều hồ ao nằm sát chân đê cụ thể tại Km103÷Km103+147 đê Tả Đáy cần xây dựng giếng cọc vây quanh ao theo đề xuất của Luận án.

- Kiến nghị sử dụng các kết quả nghiên cứu của Luận án vào việc xây dựng sổ tay kỹ thuật thường thức trong công tác thiết kế, duy tu bảo dưỡng và xử lý khẩn cấp sự cố thấm nền đê.

- Cần tiếp tục có những đề tài nghiên cứu về công nghệ khoan phụt hóa chất, tiến đến xây dựng thành Tiêu chuẩn/Hướng dẫn kỹ thuật làm cơ sở cho việc áp dụng rộng rãi vào thực tế sản xuất.

III. HƯỚNG TIẾP TỤC NGHIÊN CỨU

- Do điều kiện thời gian và kinh phí nên chưa thu thập đầy đủ tài liệu địa chất nền đê trên toàn địa bàn tỉnh Hà Nam. Do đó bản đồ phân vùng địa chất theo mức độ nhạy cảm về thấm còn chưa đầy đủ trên tất cả các tuyến đê. Công việc này cần được tiếp tục.

- Các nghiên cứu thực nghiệm về công nghệ khoan phụt hóa chất mới chỉ là bước đầu. Cần có những nghiên cứu tiếp tục để hoàn thiện và phát triển công nghệ, cả về vật liệu cũng như công nghệ thi công. Cụ thể:

+ Về phạm vi áp dụng: Mở rộng phạm vi áp dụng cho nền cuội sỏi, đá nứt nẻ lớn, đặc biệt tại những vị trí có dòng chảy ngầm. Ngoài việc chống thấm cho nền đê còn có thể nghiên cứu áp dụng cho các mục đích và loại hình công trình khác. Ví dụ chống thấm cho cừ vây hố móng, chống thấm trong quá trình xây dựng các công trình ngầm,

+ Về nghiên cứu vật liệu: Cần tiếp tục có những nghiên cứu sâu hơn về tính chất vật liệu XM-HC. Đặc biệt là ảnh hưởng của các yếu tố môi trường của đất nền (lý, hóa), tỷ lệ pha trộn ... đến tốc độ keo hóa, hệ số thấm, độ bền, độ cứng ... của vật liệu.

+ Về công nghệ và phương pháp kiểm tra, kiểm soát chất lượng: Cần tiếp tục nghiên cứu và phát triển các công nghệ dò tìm và phát hiện vị trí dòng thấm để đánh giá chất lượng công trình sau khi đã được xử lý thấm.

DANH MỤC CÁC CÔNG TRÌNH CỦA TÁC GIẢ

1. Nguyễn Quốc Đạt (2012), *Kinh nghiệm nâng cao ổn định và xử lý thấm nền đê sông*, Tạp chí Khoa học và công nghệ Thủy lợi Viện KHTLVN số tháng 11, Hà Nội.
2. Nguyễn Quốc Đạt (2011), *Kết quả nghiên cứu phân loại địa chất nền đê tỉnh Hà Nam theo quan điểm an toàn ổn định về thấm*, Tạp chí Khoa học và công nghệ Thủy lợi Viện KHTLVN số 05+06 tháng 12, Hà Nội.
3. Nguyễn Quốc Dũng, Nguyễn Quốc Đạt (2011), *Công nghệ khoan phụ hoá chất để chống thấm và khả năng ứng dụng ở Việt Nam*, Tạp chí kết cấu công nghệ xây dựng, Hà Nội.
4. Nguyễn Quốc Đạt, Phùng Vĩnh An (2005), *Một số vấn đề về cột xi măng đất trong ổn định hố đào*, Tạp chí Nông nghiệp và PTNT ISN 0866 – 7020, Hà Nội.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

Tiếng Việt

1. Lê Hồng Anh (8/2006); *Công tác phụt, thông số vữa và mô hình hóa vữa phụt*, Tuyển tập hội thảo “Công nghệ khoan phụt tiên tiến trong xây dựng công trình Thủy lợi”, Hội Đập lớn Việt nam, Hà nội.
2. Bộ Nông nghiệp và PTNT (2002), *Phân loại đất*, Tiêu chuẩn ngành 14TCN 123 – 2002, Hà Nội.
3. Công ty Cổ phần Tư vấn xây dựng và Chuyên giao công nghệ Thăng Long 12 (2010), *Báo cáo địa chất công trình Dự án: “Kè chống sạt lở đoạn K117+900 đến K156+873 đê hữu sông Hồng Tỉnh Hà Nam”*, Hà Nội.
4. Công ty Tư vấn xây dựng Nông nghiệp & PTNT Hà Nam (2006), *Báo cáo địa chất công trình Dự án: “Tu bổ nâng cấp tuyến đê hữu sông Nhuệ kết hợp giao thông nông thôn tỉnh Hà Nam”*, Hà Nam.
5. Công ty Tư vấn xây dựng Nông nghiệp & PTNT Hà Nam (2009), *Báo cáo địa chất công trình Dự án: “Xử lý khẩn cấp sạt lở và tu bổ nâng cấp tuyến đê tả sông Đáy từ K88 đến K137+516 tỉnh Hà Nam”*, Hà Nam
6. Nguyễn Quốc Dũng và nnk (2002), *Nghiên cứu các giải pháp khoa học công nghệ để nâng cấp sửa chữa các cống dưới đê thuộc sông Hồng và sông Thái Bình*, Báo cáo tổng kết đề tài nghiên cứu Khoa học cấp nhà Nước, Viện Khoa học Thủy lợi, Hà Nội.
7. Nguyễn Công Mẫn (1994), *Tổng kết địa tầng vùng châu thổ sông Hồng*, Hà nội.
8. Nguyễn Công Mẫn (2004), *Cơ học đất cho đất chưa bão hòa*, Hà nội.
9. Nguyễn Công Mẫn (2005), *Một số vấn đề địa kỹ thuật của đê vùng sông Hồng, phương pháp kiểm toán, xử lý, nâng cấp*, Hội nghị khoa học Địa chất công trình và môi trường Việt Nam, Hà Nội.
10. Nguyễn Quyền, Nguyễn Văn Mạo, Nguyễn Chiến, Phạm Văn Quốc (2001), *Thiết kế đê và công trình bảo vệ bờ*, Nxb Xây dựng, Hà Nội.

11. Trịnh Minh Thụ, Nguyễn Công Thắng, Phạm Đức Luận (2010), *Application of Informatics in Modeling of groundwater flow to relief wells, Lecture note on short course for Geotechnical and Geo-Slope office soft ware*, Đại học Thủy lợi, Hà Nội.
12. Bùi Xuân Trường (2009), *Nghiên cứu biến dạng thấm nền hạ du sông Hồng địa phận tỉnh Thái Bình và đánh giá thực nghiệm một số giải pháp xử lý*, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Trường Đại học Mỏ Địa chất, Hà Nội.
13. Nguyễn Xuân Trường (1972), *Thiết kế đập đất*, Nxb Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
14. Trần Văn Tư (1988), *Phân tích đánh giá hiện tượng phá hủy tầng phủ hạ lưu do tác dụng của dòng thấm*, Tập san Thủy lợi số 264, Hà Nội.
15. Tô Xuân Vu (2002), *Nghiên cứu đánh giá ảnh hưởng đặc tính biến dạng thấm của một số trầm tích đến ổn định nền đê*, Luận án tiến sĩ kỹ thuật, Trường Đại học Mỏ Địa chất, Hà Nội.

Tiếng Anh

16. Almer E.C van der Stoel (2001), *Grouting for piles foundation improvement*, Published and distributed by DUP Science, Neitherland.
17. George M.Filz and Zames K.Michel (2008), *Barrier Technologies: Design, construction, and performance of soil - and cement based vertical barriers*, Virginia Polytechnic Institute and State University, USA.
18. Geo-Slope, International Ltd (1998), *SEEP/W and SLOPE/W for User's Guide*, Calgary, Aberlta, Canada.
19. John Wiley, Sons Inc and Whitlow. R (1999), *Soil Mechanics*, New York, USA.
20. John Wiley & Sons Inc (1995), *Barrier Containment Technologies for Environmental Remediation Applications*, edited by Rumer and Ryan, USA.
21. Karol, R. H. (2010), *Chemical Grouting and Soil Stabilization*, 3rd. ed., M. Dekker, New York, USA.

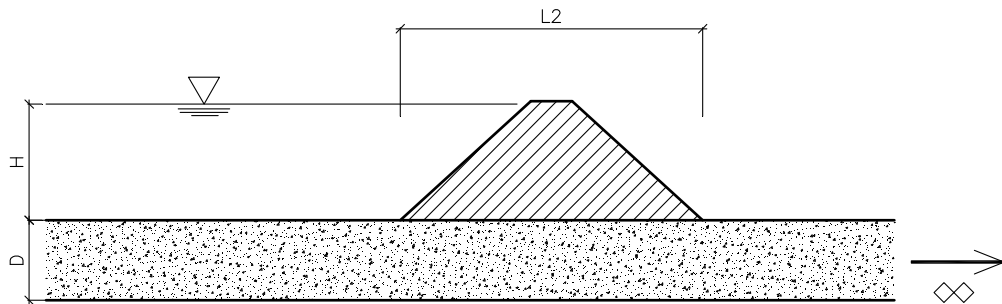
22. Porbaha et al (1998), *State of the art in deep mixing technology* part II and III, Ground improvement.
23. US Army Corps of Engineers (1995), *Chemical Grouting*, EM 1110-1-3500, Washington, USA.
24. US Army Corps of Engineers (1992), *Design, construction, and maintenance of relief wells*, EM 1110-2-1994, Washington, USA.

PHỤ LỤC

PHỤ LỤC 1 - CÁC TRƯỜNG HỢP TÍNH TOÁN THEO EM 1110-2-1914

Trường hợp 1: Đê đắp trên nền thấm nước (không có tầng phủ)

- Sơ đồ tính toán đắp đê trên nền thấm nước (không có tầng phủ):

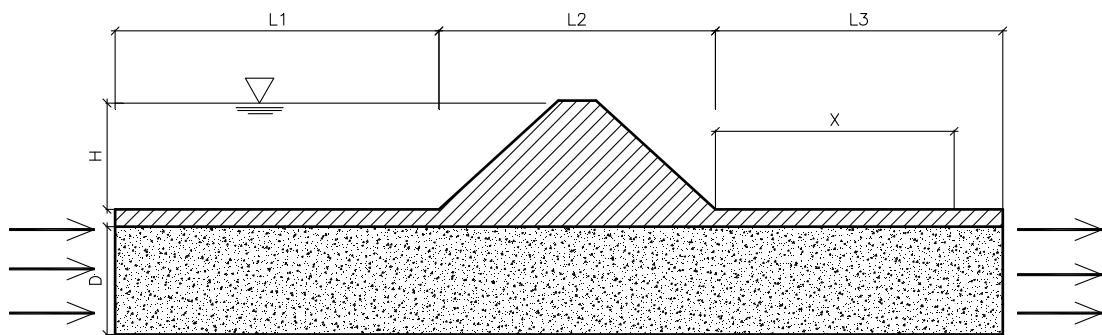


- Công thức tính toán:

$$h_0 - h_x = 0 \quad (\text{PL1.1})$$

Trường hợp 2: Có tầng phủ không thấm nước ở thượng lưu và hạ lưu đê

- Sơ đồ tính toán đắp đê trên nền có tầng phủ không thấm nước ở thượng lưu và hạ lưu đê:



- Công thức tính toán:

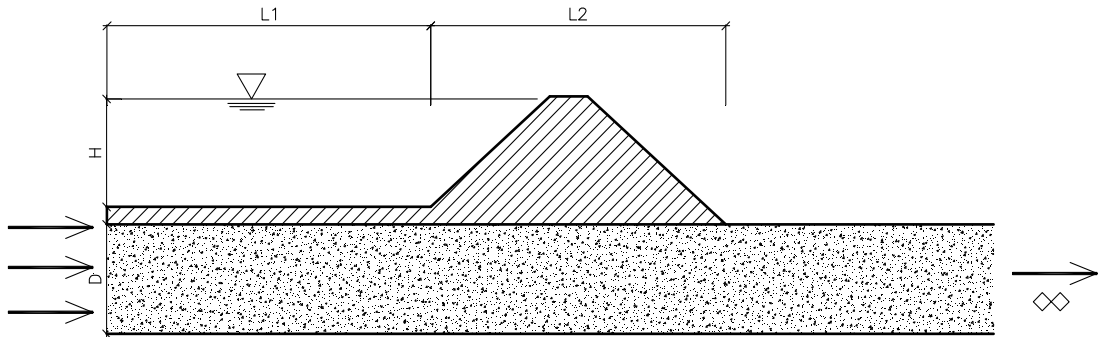
$$h_0 = H \left(\frac{L_3}{L_1 + L_2 + L_3} \right) \quad (\text{PL1.2})$$

$$h_x = h_0 \left(\frac{L_3 - x}{L_3} \right) \text{ với } x < L_3 \quad (\text{PL1.3})$$

$$h_x = 0 \text{ với } x > L_3 \quad (\text{PL1.4})$$

Trường hợp 3: Thượng lưu có tầng phủ không thấm, hạ lưu không có tầng phủ

- Sơ đồ tính toán đắp đê trên nền thượng lưu có tầng phủ không thấm, hạ lưu không có tầng phủ:

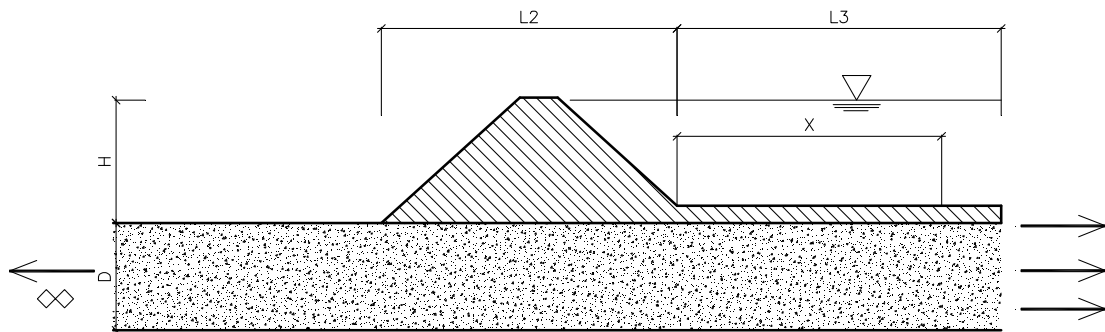


- Công thức tính toán:

$$h_0 = h_x = 0 \quad (\text{PL1.5})$$

Trường hợp 4: Thượng lưu không có tầng phủ, hạ lưu có tầng phủ không thấm

- Sơ đồ tính toán đắp đê trên nền thượng lưu không có tầng phủ, hạ lưu có tầng phủ không thấm:



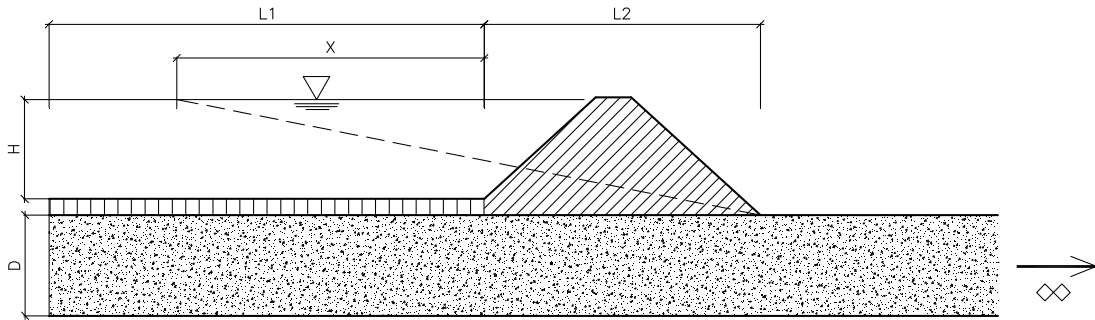
- Công thức tính toán:

$$h_0 = H \left(\frac{L_3}{0,43D + L_2 + L_3} \right) \quad (\text{PL1.6})$$

$$h_x = h_0 \left(\frac{L_3 - x}{L_3} \right) \quad (\text{PL1.7})$$

Trường hợp 5: Thượng lưu có tầng phủ thấm nước yếu, hạ lưu không có tầng phủ

- Sơ đồ tính toán đắp đê trên nền thượng lưu có tầng phủ thấm nước yếu, hạ lưu không có tầng phủ:

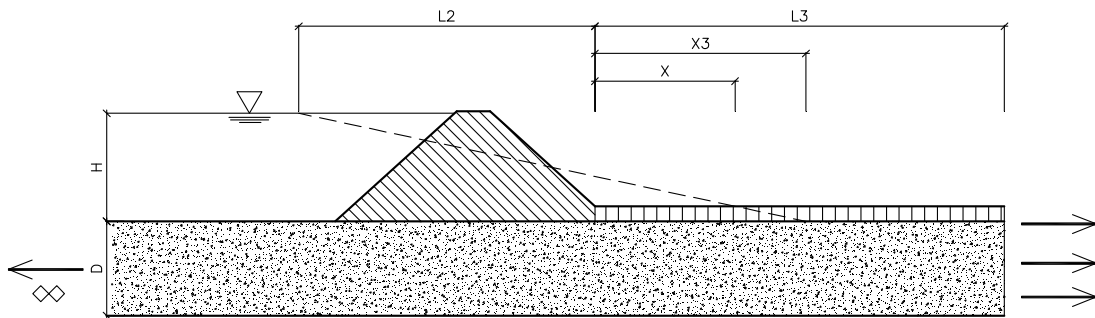


- Công thức tính toán:

$$h_0 = h_x = 0 \quad (\text{PL1.8})$$

Trường hợp 6: Thượng lưu không có tầng phủ, hạ lưu có tầng phủ thấm nước yếu

- Sơ đồ tính toán đắp đê trên nền thượng lưu không có tầng phủ, hạ lưu có tầng phủ thấm nước yếu:



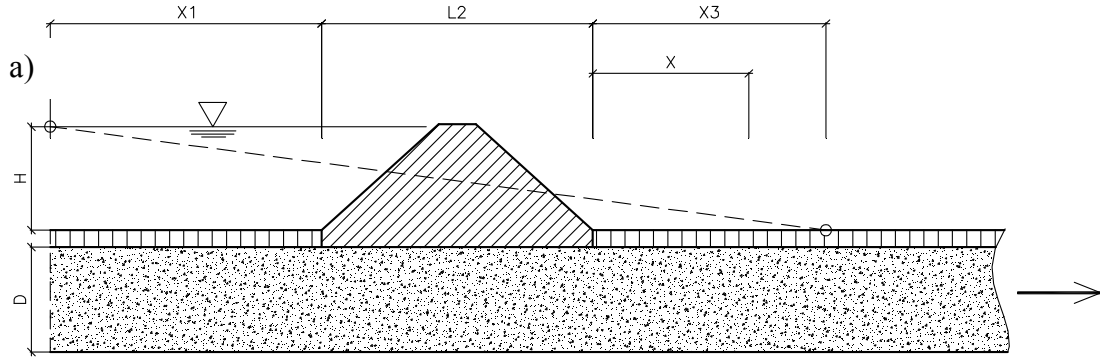
- Công thức tính toán:

$$h_0 = H \left(\frac{D}{0,43D + L_2 + x_3} \right) \quad (\text{PL1.9})$$

$$h_x = h_0 \left(\frac{X_3 - x}{x_3} \right) \quad (\text{PL1.10})$$

Trường hợp 7: Thượng lưu và hạ lưu có tầng phủ thấm nước yếu

- Sơ đồ tính toán đắp đê trên nền thượng và hạ lưu thấm nước yếu, trường hợp a:

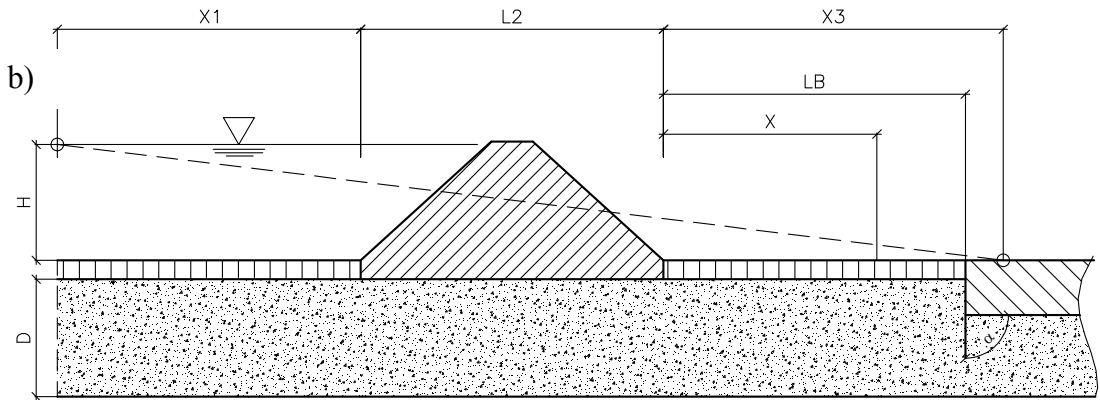


- Công thức tính toán:

$$h_0 = \frac{H \cdot x_3}{x_1 + L_2 + x_3}; c = \frac{K_{bL}}{Kz_{bL} D} \quad (\text{PL1.11})$$

$$h_x = h_0 e^{-cx} \quad (\text{PL1.12})$$

- Sơ đồ tính toán đắp đê trên nền thượng và hạ lưu thấm nước yếu, trường hợp b:

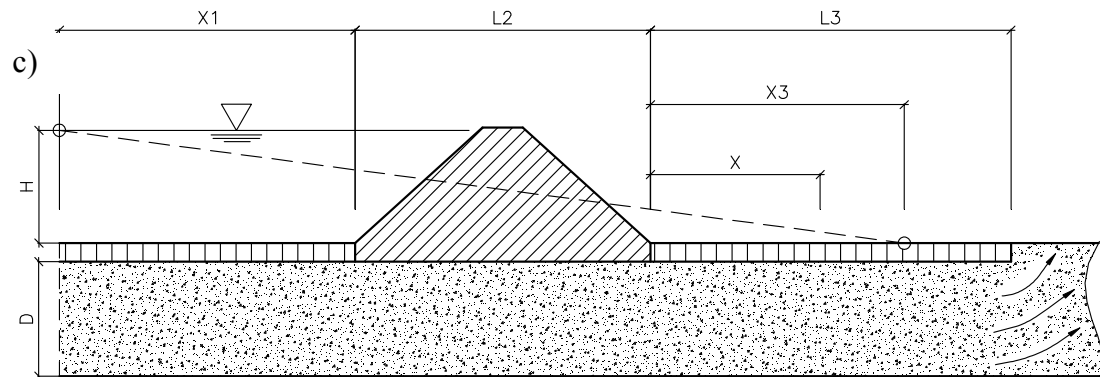


- Công thức tính toán:

$$h_x = h_0 \frac{\cosh.c.(L_B - x)}{\cosh.c.L_B} \quad (\text{PL1.13})$$

$$h_x = L_3 = \frac{h_0}{\cosh.c.L_B} \quad (\text{PL1.14})$$

- Sơ đồ tính toán đắp đê trên nền thượng và hạ lưu thấm nước yếu, trường hợp c:




- Công thức tính toán:


$$h_x = h_0 \frac{\sinh .c.(L_3 - x)}{\sinh .c.L_3} \quad (\text{PL1.15})$$

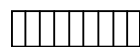
$$h_x = 0 \text{ tại } L_3 = 0 \quad (\text{PL1.16})$$

Ghi chú:

D - chiều dày tầng chứa nước; L_1 - chiều rộng tầng phủ thượng lưu; L_2 - chiều rộng đê; L_3 - chiều rộng tầng phủ hạ lưu

 cát

 tầng phủ không thấm nước

 tầng phủ thấm nước theo phương thẳng đứng.

PHỤ LỤC 2 - ĐẶC TÍNH CƠ LÝ CỦA CÁC LỚP ĐẤT ĐÊ SÔNG NHUỆ

STT	Chỉ tiêu cơ lý	Đơn vị	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3	Lớp 4
1	Độ ẩm tự nhiên, W	%	30,8	37,9	42,8	-
2	Dung trọng ướt, γ_w	kN/m ³	1,89	1,75	1,68	-
3	Dung trọng khô, γ_d	kN/m ³	1,45	1,27	1,19	-
4	Hệ số rỗng, e_o		0,870	1,121	1,267	-
5	Giới hạn chảy, L_L	%	40,4	42,4	44,9	-
6	Giới hạn dẻo, P_L	%	27,1	31,4	31,6	-
7	Chỉ số dẻo, I_L	%	13,3	11,0	14,9	-
8	Mô đun tổng biến dạng	kG/cm ²	155	23	15	-
9	Lực dính, C	kN/m ²	14,4	11,2	6,8	-
10	Góc ma sát trong, ϕ	Độ	14 ⁰ 12	9 ⁰ 35	7 ⁰ 52	-
11	Áp lực quy ước, R_o	kG/cm ²	1,1	0,8	0,5	-
12	Hệ số nén lún, a_{1-2}	cm ² /kG	0,022	0,058	0,091	-
13	Hệ số thấm, K	m/s	5x10 ⁻⁷	5x10 ⁻⁷	5x10 ⁻⁵	

PHỤ LỤC 3 - ĐẶC TÍNH CƠ LÝ CỦA CÁC LỚP ĐẤT ĐỀ HỮU HỒNG

T T	Chỉ tiêu cơ lý	Đơn vị	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3a	Lớp 3b	Lớp 4a	Lớp 4b	Lớp 5	
1	Độ ẩm tự nhiên, W	%	31,7	35	30,9	34,9	34,7	40,3	18,4	
2	Dung trọng ướt, γ_w	kN/m ³	1,83	18,1	18,3	18,1	18,1	17,2	18,3	
3	Dung trọng khô, γ_d	kN/m ³	1,39	13,4	14	13,4	13,4	12,3	15,4	
4	Hệ số rỗng, e_o		0,929	1	0,918	1	0,993	1,177	0,719	
5	Giới hạn chảy, L_L	%	40,3	40,7	39,8	40,4	40,4	42,4	20,9	
6	Giới hạn dẻo, P_L	%	26,7	26	25,9	26	25,7	28,4	15,3	
7	Chỉ số dẻo, I_L	%	13,6	14,7	13,9	14,4	14,7	14	5,6	
8	Mô đun biến dạng	kG/cm ²	110	70	110	70	70	10	130	
9	Lực dính, C	kN/m ²	15,5	13,4	16,1	13,6	13,6	9,9	9,7	
10	Góc ma sát trong, φ	Độ	10 ⁰ 59	9 ⁰ 22	11 ⁰ 12	9 ⁰ 02	9 ⁰ 01	4 ⁰ 58'	12 ⁰ 10'	
11	Áp lực quy ước, R_o	kG/cm ²	112	0,9	1,2	0,9	0,9	0,4	1,4	
12	Hệ số nén lún, a_{1-2}	Cm ² /kG	0,033	0,064	0,032	0,06	0,062	0,136	0,033	
13	Hệ số thấm, K	m/s	5x10 ⁻⁷	5x10 ⁻⁷	5x10 ⁻⁷	5x10 ⁻⁷	5x10 ⁻⁷	5x10 ⁻⁷	1x10 ⁻⁴	
14	Thành phần hạt	Sỏi sạn	%	6,6	7,2	5,8	6,9	6,9	9,5	
		Hạt cát	%	57	57,1	58,1	56,71	56,4	78,1	
		Hạt bụi	%	10,1	9,3	9,5	9,7	10,4	7	
		Hạt sét	%	25,8	26,4	26,5	26,6	26,3	5,5	

PHỤ LỤC 4 - ĐẶC TÍNH CƠ LÝ CỦA CÁC LỚP ĐẤT ĐÈ SÔNG ĐÁY

TT	Chỉ tiêu cơ lý	Đơn vị	Lớp 1	Lớp 2a	Lớp 2b	Lớp 3a	Lớp 3b	Lớp 4a	Lớp 4b
1	Độ ẩm tự nhiên, W	%	31,08	36,01	41,80	39,37	42,20	-	30,00
2	Khối lượng thể tích tự nhiên, γ	g/cm ³	1,87	1,82	1,8	1,78	1,76	-	1,86
3	Khối lượng thể tích khô, γ_c	g/cm ³	1,43	1,34	1,34	1,29	1,24	-	1,43
4	Hệ số rỗng, e_o		0,901	1,030	1,212	1,083	1,170	-	0,874
5	Giới hạn chảy, L_L	%	38,61	43,39	44,80	44,07	43,40	-	39,60
6	Giới hạn dẻo, P_L	%	23,65	26,52	29,10	28,73	32,00	-	25,70
7	Chỉ số dẻo, I_L	%	14,96	16,88	15,70	15,34	11,40	-	13,90
8	Mô đun tổng biến dạng	kG/cm ²	50	-	30	-	13	-	140
9	Lực dính, C	kG/cm ²	0,227	0,228	0,113	0,113	0,090	-	0,162
10	Góc ma sát trong, ϕ	Độ	12 ⁰ 32'	12 ⁰ 11'	6 ⁰ 47'	8 ⁰ 24'	6 ⁰ 25'	-	12 ⁰ 27'
11	Áp lực quy ước R_o	kG/cm ²	0,8	-	0,6	-	0,61	-	1,50
12	Hệ số nén lún a_{1-2}	Cm ² /kG	0,041	0,051	0,128	0,060	0,107	-	0,031
13	Hệ số thấm K	m/s	1x10 ⁻⁸	1x10 ⁻⁸	1x10 ⁻⁸	1x10 ⁻⁸	1x10 ⁻⁸		3,7x10 ⁻⁵

**PHỤ LỤC 5 - SỐ LIỆU MỰC NƯỚC QUAN TRẮC TRÊN SÔNG HỒNG,
SÔNG ĐÁY**

Sông Hồng				Sông Đáy	
Mộc Nam		Như Trác		Tân Lang	
Thời gian	MN max	Thời gian	MN max	Thời gian	MN max
31-7-1990	7,60	31-7-1990	6,51	31-7-1990	3,48
06-8-1991	7,36	20-7-1991	6,01	29-7-1991	3,06
28-7-1992	7,38	28-7-1992	6,26	30-7-1992	4,00
26-8-1993	6,18	26-8-1993	4,99	11-9-1993	3,43
19-7-1994	6,98	19-7-1994	5,71	01-9-1994	4,78
19-8-1995	7,64	19-8-1995	6,26	02-9-1995	3,86
22-8-1996	8,32	22-8-1996	6,95	07-11-1996	4,84
21-7-1997	7,39	04-7-1997	6,08	29-7-1997	5,00
14-7-1998	7,25	14-7-1998	5,94	03-7-1998	3,34
03-9-1999	7,25	04-9-1999	5,95	02-9-1999	2,84
26-7-2000	7,38	26-7-2000	6,05	13-9-2000	3,30
07-7-2001	7,39	04-8-2001	6,13	24-7-2001	4,33
19-8-2002	7,74	19-8-2002	6,48	18-8-2002	2,77
29-7-2003	5,69	29-7-2003	4,75	12-9-2003	4,43
25-7-2004	6,98	24-7-2004	5,80	25-7-2004	4,04
13-8-2005	5,96	13-8-2005	4,87	29-9-2005	4,56
21-7-2006	6,25	20-7-2006	5,20	21-8-2006	4,35
6-8-2007	6,22	6-8-2007	5,18	6-10-2007	4,50
11-8-2008	6,59	11-8-2008	5,46	2-11-2008	5,28
8-7-2009	5,49	8-7-2009	4,60	19-7-2009	3,87
28-8-2010	3,70	28-8-2010	3,12	29-8-2010	4,58

PHỤ LỤC 6 - KẾT QUẢ KHOAN KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT

I. Địa điểm: Công Mộc Nam (xã Mộc Nam, huyện Duy Tiên, tỉnh Hà Nam).

II. Thời gian: Ngày 24 tháng 10 năm 2011

III. Phương pháp: Khoan xoay nòng đơn. Ống lấy mẫu có đường kính trong 91mm.

IV. Số mẫu: 03 mẫu, ký hiệu U1, U2, U3 được lấy tương ứng tại các lớp 3, 4 và 5. Các mẫu được bảo quản và mang về phòng thí nghiệm để thực hiện công tác phân tích.

V. Mặt cắt địa chất: Từ kết quả quan sát các mẫu đất thu được tại hiện trường, có thể tổng hợp được mặt cắt địa chất tại vị trí khoan như sau:

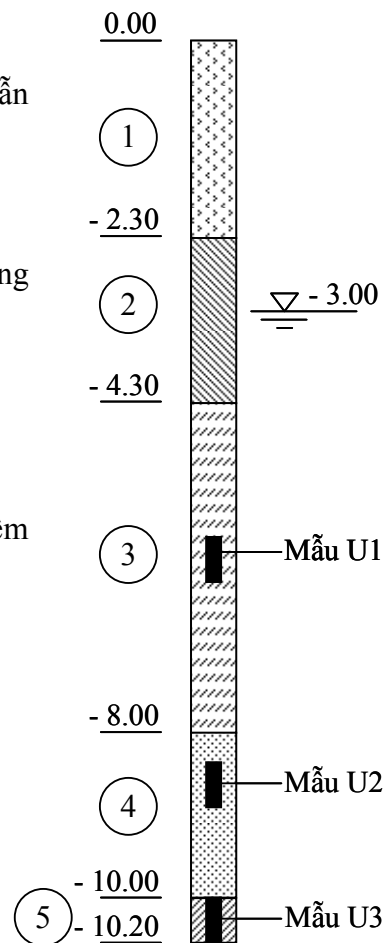
Lớp 1: Đất lấp, chủ yếu bao gồm cát đen, có lẫn gạch vỡ.

Lớp 2: Sét màu nâu hồng hoặc trắng vàng, trạng thái dẻo cứng đến nửa cứng.

Lớp 3: Sét pha màu nâu xám, trạng thái dẻo mềm hoặc dẻo chảy.

Lớp 4: Cát pha, hạt nhỏ, màu đen hoặc nâu đen.

Lớp 5: Sét pha màu nâu đen.



PHỤ LỤC 7 - KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM MẪU ĐẤT

Bảng tổng hợp kết quả thí nghiệm mẫu đất

Công trình : Cống Mộc Nam, Duy Tiên, Hà Nam

hạng mục :

Đơn vị gửi mẫu : Nguyễn Quốc Đạt

Ngày gửi mẫu

Vị trí lấy mẫu :

Cao trình lấy mẫu (m)

Số hiệu mẫu trong phòng			DT1	DT2	DT3			
Độ sâu (m)			-6.0-6.2		-10.0.10.2			
Chỉ tiêu		Đơn vị						
Thành phần cơ hạt	Hạt sỏi sạn	10-5	%					
		5-2	%		0.1	0.1		
	Hạt cát	2-0.05	%	0.2	0.2	0.6		
		0.5-0.25	%	2.6	12.7	3.0		
		0.25-0.1	%	8.4	63.0	25.9		
		0.1-0.05	%	27.9	10.0	23.0		
	Hạt bụi	0.05-0.01	%	13.6	4.3	17.5		
Hạt bụi	0.01-0.005	%	16.7	2.7	13.0			
Hạt sét	<0.005	%	30.6	7.0	16.9			
Độ ẩm tự nhiên	W	%	38.5	-	31.3			
Khối lượng thể tích tự nhiên	gw	(g/cm ³)	1.45					
Khối lượng thể tích khô	gc	(g/cm ³)	1.05					
Khối lượng riêng	D	(g/cm ³)	2.70	2.68	2.68			
Độ bão hòa	G	(%)	65.80	-	-			
độ lỗ rỗng	n	(%)	61.22	-	-			
hệ số rỗng	e ₀		1.58	-				
Hạn độ Atterberg	Giới hạn chảy W _L	(%)	44.1	-	33.40			
	Giới hạn dẻo W _p	(%)	24.5	-	19.00			
	Chỉ số dẻo I _p	%	19.6		14.4			
	Độ sệt I _s		0.71		0.85			
Góc ma sát trong	j	(độ)	6°47'Á					
Lực dính kết	C	kG/cm ²	0.108					
Hệ số nén lún	a _i (cm ² /kG)	P=0.0-0.25		0.220				
		P=0.0-0.5		0.149				
		P=0.5-1.0		0.101				
		P=1.0-2.0		0.066				
		P=2.0-4.0						
Phân loại đất			Sét nâu hồng, dẻo mềm	Cát hạt nhỏ xám nâu, xám	Sét pha xám nâu xám đen, dẻo chảy			

Người báo cáo
Phan Việt Dũng

Người kiểm tra
Nguyễn Thùy Dung

Trưởng phòng
Quách Hoàng Hải

PHỤ LỤC 8 - KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN MẪU HIỆN TRƯỜNG

Công trình: Cổng Mộc Nam, Duy Tiên, Hà Nam.

Phương pháp thí nghiệm: TCVN 3118 (nén mẫu 1 trục không hạn chế nở hông)

Thiết bị thí nghiệm: Máy nén 0 -300 KN

Ngày nén mẫu: 2/12/2011

TT	Loại mẫu	Số hiệu mẫu	Độ sâu lấy mẫu (m)	Kích thước mẫu dxh (cm)	Tải trọng phá hủy P (kG)	Cường độ nén Rn (kG/cm²)
1	Mẫu Đ-XM – Cọc A1	M1	-8,4	7,3x14,6	4505,1	127,3
2	Mẫu Đ-XM-HC – Cọc A2	M2	-8,8	7,3x14,6	4498,0	121,0

PHỤ LỤC 9 - KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN MẪU CHẾ BỊ TRONG PHÒNG

Công trình: Công Mộc Nam, Duy Tiên Hà Nam.

Phương pháp thí nghiệm: TCVN 3118 (nén mẫu 1 trục không hạn chế nở hông)

Thiết bị thí nghiệm: Máy nén 0 -300 KN

Ngày nén mẫu: 7, 9, 13/12/2011

Nhóm mẫu	Ngày đúc mẫu	Ngày thí nghiệm	Tuổi mẫu (ngày)	Mẫu Đ-XM			Mẫu Đ-XM-HC		
				Kích thước mẫu dxh (cm)	Tải trọng phá hủy P (kG)	Cường độ nén Rn (kG/cm ²)	Kích thước mẫu dxh (cm)	Tải trọng phá hủy P (kG)	Cường độ nén Rn (kG/cm ²)
Nhóm 1	6/12/2012	7/12/2012	1	7,3x13,2	370,4	10,1	7,3x14,6	140,8	3,9
				7,4x13,9	315,4	8,4	7,5x15,0	159,2	4,2
				7,5x13,6	458,2	11,8			
Nhóm 2	6/12/2012	9/12/2012	1	7,4x13,1	1.160,2	30,7	7,4x14,6	460,2	12,4
				7,4x13,6	839,8	22,2	7,4x14,6	407,1	11,0
				7,4x13,6	683,7	18,1	7,5x14,6	382,7	10,1
Nhóm 3	6/12/2012	13/12/2012	1	7,3x13,7	1.424,5	39,1	7,3x14,6	472,4	13,1
				7,3x13,7	1.321,4	36,3	7,4x14,7	554,1	15,0
				7,5x13,4	955,1	24,6	7,4x14,8	498,0	13,4

PHỤ LỤC 10 - KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM ĐỔ NƯỚC HỐ KHOAN

Tên công trình: Xử lý thảm công Mộc Nam - Hạng mục: Khoan phụt thử nghiệm

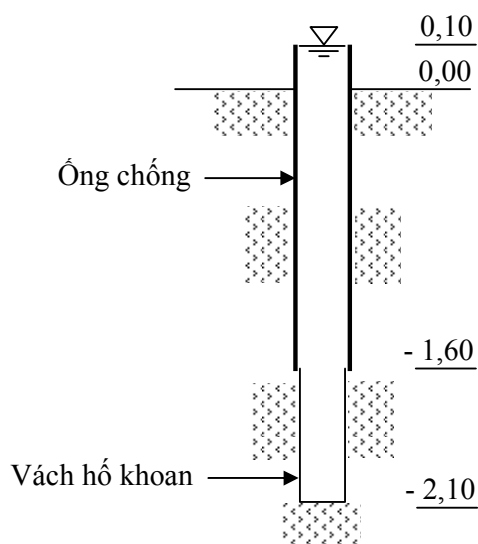
Đơn vị thực hiện: Phòng Địa kỹ thuật - Viện Thủy công

Người thực hiện: Quách Hoàng Hải, Nguyễn Quốc Huy

Thông số thí nghiệm:

Các thông số	Khoan giữa cọc A2 và A3	Khoan tại cọc A3
Thời gian thí nghiệm:	Từ 13h30' – 17h30' ngày 28/11/2012	Từ 18h00' – 20h30' ngày 28/11/2012
Vị trí hố khoan:	Cách cọc A2 3.2m, cách cọc A3 1.8m (Khu vực chưa xử lý bằng khoan phụt)	Cọc A3
Chiều sâu hố khoan (cm):	120	210
Đường kính hố khoan (mm):	91	91
Kỹ thuật khoan:	Khoan xoay nòng đơn	Khoan xoay nòng đơn
Chiều dài đoạn đổ nước L (cm):	130	220
Chiều cao cột nước H (cm):	50	50

Sơ đồ thí nghiệm:



Sơ đồ thí nghiệm vị trí giữa cọc A2 và A3 và sơ đồ thí nghiệm vị trí tại cọc A3

Kết quả đo:

Lần đo	Vị trí giữa cọc A2 và A3		Vị trí tại cọc A3	
	Thời lượng t (s)	Lượng nước tiêu hao V (cm ³)	Thời lượng t (s)	Lượng nước tiêu hao V (cm ³)
1	300	2.150	1.200	695
2	300	2.120	1.200	670
3	300	2.100	1.200	660
4	300	2.100	1.200	650
5	300	2.145	1.200	645
6	300	2.080	1.200	610