

발 간 등 록 번 호

11-1541000-000367-10

<http://rri.ckr.or.kr>

농업생산기반시설의 단면확대에 따른 공학적 안정성 확보방안 연구(I)

A Study on Engineering Stability Preservation
Method according to Cross-Section Expansion
of Agricultural Infra Structure

2009. 12

농림수산식품자료실



0006698



농림수산식품부

한국농어촌공사

발간등록번호



11-1541000-000367-10

<http://rri.ekr.or.kr>

농업생산기반시설의 단면확대에 따른 공학적 안정성 확보방안 연구(Ⅰ)

A Study on Engineering Stability Preservation
Method according to Cross-Section Expansion of
Agricultural Infra Structure

2009. 12.

 농림수산식품부
 한국농어촌공사

제 출 문

농림수산식품부 장관 귀하

본 보고서를 “농업생산기반시설의 단면확대에 따른 공학적 안정성 확보방안 연구(I)” 과제의 1차년도 보고서로 제출합니다.

2009년 12월 22일

주관연구기관명 :

농어촌연구원

연구책임자 : 김승욱

연구원 : 윤창진

이준구

정일한

김지성

김성필

위촉연구기관 : 서울대학교

농업생명과학대학

연구책임자 : 배승종

연구원 : 봉태호

노수각

목 차

제1장 서 론	1
제1절 연구의 필요성 및 목적	1
제2절 연구방법 및 범위	2
제2장 모형실험 적합성 검증	4
제1절 개 요	4
제2절 실험장비에 의한 적합성 검증	4
1. 제원 및 측정범위	4
2. 실험장비 적용성	8
제3절 FEM에 의한 모형실험 적합성 검증	10
1. SIGMA/W	11
2. PLAXIS	22
제4절 소 결	32
제3장 실내모형실험을 통한 지중응력분포 파악	36
제1절 개 요	36
제2절 기본 이론식	38
1. 탄성해법	39
2. 근사해법	48

3. 2층 지반 지중응력	54
제3절 실험목적	61
제4절 실험계획	61
1. 실험순서	62
2. 지층구성 및 토압계 배치	63
3. 하중조건	64
제4장 제체 증고에 따른 변형 및 응력분포 해석	66
제1절 개 요	66
제2절 제체 증고시 시공단계별 변형 및 응력해석	66
1. 해석 조건	67
2. 변형해석 결과	68
3. 응력분포 해석결과	70
제3절 소 결	73
제5장 농업생산기반시설 종류별 단면확대시 거동특성 파악 75	
제1절 제체 단면 확대 안정성 분석	75
1. 검토내용 및 검토단면	75
2. 해석단면 및 해석적용 물성치	75
3. 침투류 해석결과	77
4. 사면안정 해석결과	80
5. 해석결과 의견	85

제2절 방조제 단면확대 안정성 분석	86
1. 개 요	86
2. 탄도방조제의 압밀침하량 평가	86
3. 원지반의 압밀침하량 산정	89
4. 탄도방조제 송상 시 침투해석	91
5. 탄도방조제 수위변화 검토	95
제3절 탄도방조제 안정성검토 결과	96
1. 대표단면	96
2. 투수계수의 산정	96
3. 탄도방조제 현재 상태 침투류 해석 결과분석	102
4. 탄도방조제 확장부 송상 침투류 해석 결과분석	107
5. 탄도방조제 송상 1단계 침투류 해석 결과분석	112
6. 탄도방조제 송상 2단계 침투류 해석 결과분석	116
7. 방조제 송상시 침투수압을 고려한 활동에 대한 안정평가	121
제4절 탄도방조제 송상에 따른 사면안정성 평가	127
1. 현재 상태 사면안정 해석 결과 분석	127
2. 탄도방조제 확장부 송상 시공 중 사면안정 해석 결과 분석	129
3. 탄도방조제 확장부 송상 완료 후 사면안정 해석 결과 분석	131
4. 탄도방조제 송상 1단계 시공 중 사면안정 해석 결과 분석	133
5. 탄도방조제 송상 1단계 완료 후 사면안정 해석 결과 분석	135
6. 탄도방조제 송상 2단계 시공 중 사면안정 해석 결과 분석	137
7. 탄도방조제 송상 2단계 완료 후 사면안정 해석 결과 분석	139
제6장 방조제 송상시 유한요소 수치해석을 통한적용성 평가	141

제1절 개 요	141
제2절 유한요소수치해석	141
1. 해석프로그램의 구성	142
2. 유한요소수치해석 방법	145
3. 해석단면	145
4. 적용지반 물성치	146
5. 해석단계(조건)	147
6. 해석결과	148
제7장 요약 및 향후 추진계획	162
참 고 문 헌	164

표 목차

(표 2.1) 하중재하장치 제원	6
(표 2.2) 토압계 제원(RAS-2)	6
(표 2.3) LVDT 제원	7
(표 2.4) N치에 따른 지반의 지지력	8
(표 2.5) 재하판에 따른 최대적용하중	9
(표 2.6) 흙의 탄성계수와 포와송비, Das(1984)	12
(표 2.7) 흙의 탄성계수(Stress-strain modulus) 값의 범위, Bowles(1996)	12
(표 2.8) 재하판 크기에 따른 침하량	14
(표 2.9) 지반 경계조건 변화에 따른 최대 침하량	17
(표 2.10) 경계조건에 따른 응력차이 및 오차	21
(표 2.11) 흙의 종류에 따른 단위중량, 점착력, 내부마찰각(도로설계실무편람)	23
(표 2.12) 해석에 적용된 지반 물성치	24
(표 2.13) 재하판 크기에 따른 침하량	26
(표 2.14) 지반 경계조건 변화에 따른 최대 침하량	28
(표 2.15) 경계조건에 따른 응력차이 및 오차	31
(표 2.16) 재하판 너비 30cm에 따른 응력오차, 측정거리 90cm	35
(표 3.1) Coefficients of variation of different soil properties for summary data from (a) Lacasse and Nadim(1996), and (b) Lumb(1974)	37
(표 4.1) 제체 및 지반 물성치	67
(표 4.2) 시공단계 고려 여부에 따른 최대 변형량 및 변형률	69
(표 5.1) 의총지구 제체단면확대 해석 물성치	77
(표 5.2) 의총지구 BH-1 침투류 해석결과	77
(표 5.3) 의총지구 BH-2 침투류 해석결과	78

(표 5.4) 의총지구 사면안정해석결과 요약	84
(표 5.5) 각각의 구간별 예상 압밀침하량	90
(표 5.6) 하천제방의 안정조건	91
(표 5.7) 파이핑(piping)에 대한 최소안전율	95
(표 5.8) 탄도방조제 수위변화 결과	95
(표 5.9) Creager에 의한 형상계수	97
(표 5.10) Creager에 의한 D20과 투수계수	97
(표 5.11) 각종 흙의 대표적 투수계수	98
(표 5.12) 여러 재료에 대한 전형적인 투수계수 값	99
(표 5.13) 투수계수의 개략치	100
(표 5.14) 암과 흙의 전형적인 투수계수	101
(표 5.15) 지층별 적용 투수계수	101
(표 5.16) 해석프로그램(SEEP/W)에 적용된 탄도방조제의 수위변화특성 ..	102
(표 5.17) 해석프로그램(SEEP/W) 특성	103
(표 5.18) 탄도방조제 제원	103
(표 5.19) 탄도방조제 침투류 해석 적용 물성 값	103
(표 5.20) 한계동수경사에 의한 파이핑(piping) 검토결과	104
(표 5.21) 최대침투속도(V_c) 산정결과	105
(표 5.22) 최대침투속도(V_c) 산정결과	106
(표 5.23) 한계동수경사에 의한 파이핑(piping) 검토결과	108
(표 5.24) 최대침투속도(V_c) 산정결과	109
(표 5.25) 최대침투속도(V_c) 산정결과	110
(표 5.26) 한계동수경사에 의한 파이핑(piping) 검토결과	113
(표 5.27) 최대침투속도(V_c) 산정결과	113
(표 5.28) 최대침투속도(V_c) 산정결과	115

(표 5.29) 한계동수경사에 의한 파이핑(piping) 검토결과	117
(표 5.30) 최대침투속도(V_c) 산정결과	118
(표 5.31) 최대침투속도(V_c) 산정결과	119
(표 5.32) 토공재료의 개략적인 토질정수	124
(표 5.33) 전형적인 흙 분류 특성	125
(표 5.34) 지층별 적용 지반정수	126
(표 5.35) 제체 상태에 따른 안전율	126
(표 5.36) 현재 상태 사면 안정해석 검토결과	127
(표 5.37) 확장부 송상 시공 중 사면안정해석 검토결과	129
(표 5.38) 확장부 송상 완료 후 사면안정해석 검토결과	131
(표 5.39) 송상 1단계 시공 중 사면안정해석 검토결과	133
(표 5.40) 송상 1단계 완료 후 사면안정해석 검토결과	135
(표 5.41) 송상 2단계 시공 중 사면안정해석 검토결과	137
(표 5.42) 송상 2단계 완료 후 사면안정해석 검토결과	139
(표 6.1) 탄도방조제 수치해석 적용 물성치	146

그림목차

<그림 2.1> 모형실험용 토조	5
<그림 2.2> 하중재하장치	5
<그림 2.3> 토압계	6
<그림 2.4> 토압계 배치도	7
<그림 2.5> LVDT(DT100A)	7
<그림 2.6> 데이터 수집장치	8
<그림 2.7> 흙의 종류에 따른 지중응력분포	9
<그림 2.8> 지반 모델링 및 경계조건(SIGMA/W)	11
<그림 2.9> 변형 및 응력분포(재하판 20cm)	13
<그림 2.10> 변형 및 응력분포(재하판 30cm)	13
<그림 2.11> 변형 및 응력분포(재하판 40cm)	13
<그림 2.12> 재하판 너비 및 상부 수평방향거리에 따른 침하량	14
<그림 2.13> 재하판 너비에 따른 재하판 중심의 수직응력	15
<그림 2.14> 지반의 경계조건변화에 따른 변형(재하판 20cm)	16
<그림 2.15> 지반의 경계조건변화에 따른 변형(재하판 30cm)	16
<그림 2.16> 지반의 경계조건변화에 따른 변형(재하판 40cm)	16
<그림 2.17> 지반의 경계조건변화에 따른 응력분포(재하판 20cm)	17
<그림 2.18> 지반의 경계조건변화에 따른 응력분포(재하판 30cm)	18
<그림 2.19> 지반의 경계조건변화에 따른 응력분포(재하판 40cm)	18
<그림 2.20> 경계조건에 따른 재하판 중심의 수직응력	19
<그림 2.21> 경계조건에 따른 응력분포(재하판 20cm)	19
<그림 2.22> 경계조건에 따른 응력분포(재하판 30cm)	20
<그림 2.23> 경계조건에 따른 응력분포(재하판 40cm)	20

<그림 2.24> 지반 모델링 및 경계조건(PLAXIS)	22
<그림 2.25> 변형 및 응력분포(재하판 20cm)	24
<그림 2.26> 변형 및 응력분포(재하판 30cm)	24
<그림 2.27> 변형 및 응력분포(재하판 40cm)	25
<그림 2.28> 재하판 너비 및 상부 수평방향거리에 따른 침하량	25
<그림 2.29> 변위벡터(PLAXIS)	26
<그림 2.30> 재하판 너비에 따른 재하판 중심의 수직응력	27
<그림 2.31> 기초의 접지압분포(Tomlinson, 1995)	27
<그림 2.32> 경계조건 변화에 따른 침하량	28
<그림 2.33> 지반의 경계조건변화에 따른 응력분포(재하판 20cm)	29
<그림 2.34> 지반의 경계조건변화에 따른 응력분포형(재하판 30cm) ..	29
<그림 2.35> 지지반의 경계조건변화에 따른 응력분포(재하판 40cm) ..	29
<그림 2.36> 경계조건에 따른 재하판 중심의 수직응력	30
<그림 2.37> 경계조건에 따른 응력분포(재하판 20cm)	30
<그림 2.38> 경계조건에 따른 응력분포(재하판 30cm)	31
<그림 2.39> 경계조건에 따른 응력분포(재하판 40cm)	31
<그림 2.40> 재하판 아래에서의 토압분포 및 토압계 배치(B=20cm) ..	34
<그림 2.41> 재하판 아래에서의 토압분포 및 토압계 배치(B=30cm) ..	34
<그림 3.1> 지반에 따른 응력분포	36
<그림 3.2> 직교좌표계로 나타낸 집중하중에 의한 지중응력	40
<그림 3.3> 원통좌표계로 나타낸 집중하중에 의한 지중응력	41
<그림 3.4> 원형 등분포하중에 의한 지중응력	42
<그림 3.5> 직사각형 등분포하중에 의한 지중응력	43
<그림 3.6> 집중하중에 의해 발생하는 지중응력	44
<그림 3.7> Newmark 영향도	46

<그림 3.8> 지반 내 응력의 직선적 전달	47
<그림 3.9> 집중계수를 고려한 지중의 응력분포	48
<그림 3.10> 지중응력분포의 비교	50
<그림 3.11> Strohschneider의 응력모형도	50
<그림 3.12> Kögler의 근사해	51
<그림 3.13> Kögler의 수정분포	53
<그림 3.14> 2 : 1 방법	54
<그림 3.15> 2층계	55
<그림 3.16> 축대칭 좌표	55
<그림 3.17> 연구목적에 따른 실험조건 선정	62
<그림 3.18> 실험 순서	62
<그림 3.19> 지층구성 및 토압계 배치	63
<그림 3.20> 토압계 배치도	63
<그림 3.21> 하중종류에 따른 시간별 하중	64
<그림 3.22> 하중분포에 따른 축점 응력의 확률분포	65
<그림 4.1> 웅양지 제체 표준단면도	67
<그림 4.2> 지반 모델링 및 mesh생성	67
<그림 4.3> 제체 증고를 위한 시공단계	68
<그림 4.4> 시공 단계를 고려하지 않은 경우 변형 등고선	68
<그림 4.5> 시공 단계에 따른 변형 등고선	69
<그림 4.6> 시공 단계를 고려하지 않은 경우 응력 등고선	70
<그림 4.7> 시공 단계에 따른 응력 등고선	71
<그림 4.8> 시공 단계에 따른 지반의 응력분포(심도 20m)	71
<그림 4.9> 시공 단계에 따른 응력증가	72
<그림 4.10> 시공 단계 여부에 따른 응력분포(심도 20m)	72

<그림 4.11> 지반 최상부 침하량 분포	73
<그림 5.1> 의총지구 제체단면확대 표준단면도	75
<그림 5.2> BH-1 해석단면	76
<그림 5.3> BH-1 해석단면	76
<그림 5.4> 의총지구 BH-1 침투류 해석결과	78
<그림 5.5> 의총지구 BH-2 침투류 해석결과	79
<그림 5.6> 의총지구 BH-1 사면안정 해석결과(상류사면)	81
<그림 5.7> 의총지구 BH-2 사면안정 해석결과(상류사면)	82
<그림 5.8> 의총지구 BH-1 사면안정 해석결과(하류사면)	83
<그림 5.9> 의총지구 BH-2 사면안정 해석결과(하류사면)	84
<그림 5.10> 원지반에 작용하는 연직응력	86
<그림 5.11> 연직응력에 따른 영향계수	87
<그림 5.12> 대표 단면도	88
<그림 5.13> HO.가 실험한 간극수압-체적함수비 곡선(1979)	93
<그림 5.14> 부간극수압과 투수계수의 관계 (Green & Corey 1971) ...	94
<그림 5.15> 침투류 해석이 시행된 탄도방조제의 대표단면	96
<그림 5.16> 흙의 입경에 따른 투수계수의 값	100
<그림 5.17> 탄도방조제 현재 상태 해석 모델링도	104
<그림 5.18> 탄도방조제 현재 상태 침투류 해석결과 (정상류)	105
<그림 5.19> 탄도방조제 현재 상태 침투류 해석결과 (부정류)	106
<그림 5.20> 탄도방조제 확장부 승상 시 해석 모델링도	108
<그림 5.21> 탄도방조제 확장부 승상 시 침투류 해석결과 (정상류) ...	109
<그림 5.22> 탄도방조제 확장부 승상 시 침투류 해석결과 (부정류) ...	110
<그림 5.23> 탄도방조제 승상 1단계 해석 모델링도	112
<그림 5.24> 탄도방조제 승상 1단계 침투류 해석결과 (정상류)	114

<그림 5.25> 탄도방조제 송상 1단계 침투류 해석결과 (부정류)	115
<그림 5.26> 탄도방조제 송상 2단계 해석 모델링도	117
<그림 5.27> 탄도방조제 송상 2단계 침투류 해석결과 (정상류)	118
<그림 5.28> 탄도방조제 송상 2단계 침투류 해석결과 (부정류)	119
<그림 5.29> 비탈면 안정해석법의 종류	122
<그림 5.30> Bishop의 간편법에 의한 비탈면해석의 기본원리	123
<그림 5.31> 탄도방조제 현재 상태 사면 안정성 평가 (Bishop법)	128
<그림 5.32> 탄도방조제 확장부 송상 시공 중 사면안정성 평가 (Bishop법)	130
<그림 5.33> 탄도방조제 확장부 송상 완료 후 사면안정성 평가 (Bishop법)	132
<그림 5.34> 탄도방조제 송상 1단계 시공 중 사면안정성 평가 (Bishop법)	134
<그림 5.35> 탄도방조제 송상 1단계 완료 후 사면안정성 평가 (Bishop법)	136
<그림 5.36> 탄도방조제 송상 2단계 시공 중 사면안정성 평가 (Bishop법)	138
<그림 5.37> 탄도방조제 송상 2단계 완료 후 사면안정성 평가 (Bishop법)	140
<그림 6.1> PENTAGON 프로그램 해석절차	144
<그림 6.2> 수치해석 격자요소망	146
<그림 6.3> 시공단계를 고려한 해석과정(계속)	147
<그림 6.3> 시공단계를 고려한 해석과정	148
<그림 6.4> 수치해석 결과	148

제1장 서론

제1절 연구의 필요성 및 목적

최근에는 이상기후로 인한 집중호우와 태풍 등으로 홍수피해가 빈발하고, 홍수피해 급증을 방지하기 위한 사전예방에 대한 노력은 부족하여 홍수 등의 피해 발생 후 수해복구에 과다한 비용이 발생하고 있는 실정이다. 급증하고 있는 집중호우 등으로 예기치 못한 홍수량 증가에 대한 기존 계획의 한계를 극복하기 위해, 농업생산기반시설의 보수, 보강을 통한 고품질화 및 저수지 증고사업 등 다양하고 적극적인 홍수대응 방법이 적용되고 있다.

기존의 체제를 높임으로써 기존의 구조물을 효과적으로 활용할 수 있는 저수지 증고사업이나, 기존 방조제의 내측사면에 조성되어 있는 도로의 조망권 확보 등을 이유로 하는 방조제 승상 등이 그 대표적인 사례라 할 수 있으며, 설계시 필수적인 검토항목에 대한 선행연구를 통해 경제성, 안전성을 겸비한 구조물로의 유도가 필요하다고 할 수 있다. 즉, 농업생산기반시설의 고품질화를 위해서는 구조물의 목적 및 성능에 적합한 공학적 검토사항 및 안정성 확보방안에 대한 선행연구가 시급히 이루어져야만 한다.

또한, 저수지 증고사업, 방조제 승상 등의 설계 및 시공에 있어서 필수적으로 검토해야 할 항목에 대한 선행연구를 통해 궁극적으로는 조사, 설계, 시공 및 유지관리 실무자들에게 편의를 제공할 수 있는 실무지침으로까지 도출되어야 할 의무가 있다.

현재 저수지 증고사업과 방조제 승상시 참고할 수 있는 설계기준 등은 ‘농업생산기반정비사업계획설계기준(필댐편)’과 ‘농업생산기반정비사업계획설계기준(해면간척편)’ 등이 유일하다 할 수 있으며, 설계에 있어서 필수적으로 검토해야 할 항목 및 기준, 안정성 확보 방안 등에 대한 내용은 다소 빈약한 현실이다.

한편, 농업생산기반시설의 단면확대는 홍수소통능력 극대화를 위한 효과적인 치수계획이기는 하나, 획일적인 시설물의 규모 증가는 주변환경의 접근성을 단절시키는 역기능을 가질 수도 있으므로 이에 대한 검토 또한

필요하다 할 수 있다.

현재 농업생산기반시설의 단면확대는 특별한 기준이 없어 설계자의 공학적 판단 및 구조물의 성능평가방법에 준하여 기존시설물과의 상호작용 등을 전혀 고려치 못하고 있는 실정이어서, 본 연구에서는 농업생산기반시설의 고품질화 및 성능개선 등을 위한 단면확대시 타당성 및 설계검토 뿐만 아니라 유지관리시에 직접적으로 검토해야 하는 공학적 안정성 확보방안을 제시하고자 하였다.

이에 본 연구에서는 단면확대가 필요한 농업생산기반시설의 성능에 직접적으로 영향을 줄 수 있는 공학적 인자들을 분석하고, 단면확대 시설에 대해 반드시 검토해야 하는 안정성 검토항목을 제시함으로써, 경제성과 안정성을 겸비하는 농업생산기반시설로 유도하고자 하는데 목적을 두었다.

제2절 연구방법 및 범위

본 연구에서는 보다 경제적이고 안정성을 확보할 수 있는 농업생산기반시설로 유도하기 위한 방안 등을 강구하고자 다음과 같은 연구범위를 설정하였다.

- 제체 증고 설계시 검토항목 및 기준의 설정
 - 신설 저수지의 경우, 제고가 결정된 후 침투특성이 만족되고, 안정성이 확보되도록 제체 형상, 코어, 필터, 드레인 등이 설계됨
 - 제체 증고시, 기존 제체, 코어, 필터, 드레인 등의 형상 및 재료가 안정성이 확보되는지에 대한 검토가 필요함. 그러나 현재는 명확한 검토항목 및 기준에 대한 규정이 없음
 - 이러한 경우, 하류사면 증고시 코어의 변형, 필터설계의 적정성, 드레인 용량의 적정성 등이 검토되지 못함
 - 증고시 필수적인 검토항목의 설정 및 기준의 정립
- 기존제체 및 증고제체의 침투해석을 통한 단면 및 재료의 적정성 검토
 - 농업생산기반시설은 강우시 즉각적인 붕괴보다는 강우 후 수위 상승, 사면으로의 강우침투 등 시간적 차이를 보이며 붕괴가 발생됨

- 사면파괴의 발생원인은 강우침투로 인해 유발되는 지반의 단위중량 및 간극수압의 증가, 사면 선단부의 지속적인 침식으로 인한 안정성 상실 등이며, 특히 풍화 축진으로 인한 강도감소 및 사면내로 침투되는 강우가 파괴발생의 주된 원인임
 - 사용재료에 대한 풍화에 대한 민감도를 분석하고 강도정수 산정방법을 통한 최적의 성토재료를 결정하며, 부정류 해석이 필요한 경우에 대한 정의와 안정성 평가에 대한 기준 확립을 통해 적정성을 규명하고자 함
- 지반 응력분포의 규명을 통한 증고제체의 변형, 침하에 대한 검토
 - 기존단면 및 확대단면에 대한 변형 및 침하에 대한 안정성 기준정립
 - 유효응력해석에 대한 적용방안 및 해석시 고려사항에 대한 기준정립
 - 저수지 증고 및 방조제 승상시 부속시설 적정성 및 안정성에 대한 검토
 - 기설 및 신설 농업생산기반시설 설계절차 비교분석
 - 저수지, 방조제 등 시설별 여건 및 특성 비교 및 분석
 - 설계 및 시공시 문제점 분석
 - 농업생산기반시설의 개, 보수 사업 설계시 문제점 분석 및 시공사례 수집, 분석
 - 실내모형시험 및 수치해석에 의한 검토항목 및 안정성 확보 방안 설정
 - 정하중, 동하중 작용시 하중의 형태별 지중응력분포 파악
 - 지중응력 파악 결과를 토대로 한 침하특성 분석
 - 실내모형시험결과의 상호보완을 위한 수치해석
 - 관련 신기술, 신공법의 소개 및 활용 가능성 검토
 - 저수지 증고, 방조제 승상 및 방수제 조성 사업 등에 도입 가능한 신기술/신공법 활용 가능성 검토
 - 경제적 설계 및 시공 등을 위한 실무지침 작성
 - 공사, 업체 및 지자체 실무진들이 활용 가능한 실무지침 작성 및 보급

제2장 모형실험 적합성 검증

제1절 개요

지중응력분포를 실험적으로 확인하기 위해서는 토조를 이용한 모형실험을 실시하게 된다. 모형실험에서 가장 중요한 요소는 계획된 모형이 얼마나 지반의 조건을 잘 구현할 수 있는가 하는 점이다. 모형실험에서는 실내실험의 특성상 경계를 구속할 수밖에 없다. 따라서 정확한 결과를 얻기 위해서는 경계조건이 실험결과에 미치는 영향이 작도록 실험을 설계해야 한다. 본 실험은 하중에 따른 지중응력분포를 해석하기 위한 모형실험으로 하중 및 재하판의 너비에 따라 지중응력분포가 달라지며 재하판 너비가 일정수준 이상이 되면 경계의 구속에 의하여 실험결과가 실제와 매우 다르게 나타날 수 있다. 따라서 본 연구에서는 적합한 실험설계를 위하여 다음과 같은 사항을 고려하여 모형실험의 적합성을 검증하였다.

- (1) 모형실험 사이즈
- (2) 장비의 측정범위 및 적용성
- (3) 최대 하중에서의 변위 및 응력분포
- (4) 재하판 너비 및 경계조건에 따른 영향분석

제2절 실험장비에 의한 적합성 검증

1. 제원 및 측정범위

가. 토조

모형실험용 토조는 길이 200cm, 폭 100cm, 높이 140cm 크기의 직육면체로써 <그림 2.1>과 같이 한쪽 벽면은 투명 아크릴 창을 통하여 지반의 구성 및 변형을 확인할 수 있도록 하였다. 토조의 길이방향으로는 철제 프레임이 존재하며 여기에 하중재하장치를 설치하며 길이방향으로 이동이 가능하게 제작되었다.



<그림 2.1> 모형실험용 토조

나. 하중재하장치



<그림 2.2> 하중재하장치

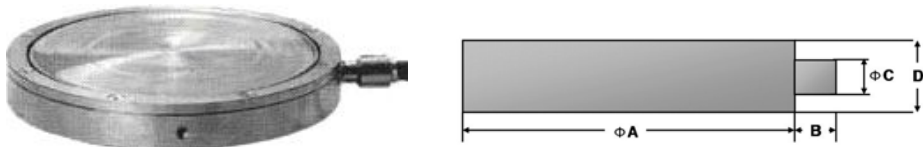
하중재하장치는 유압실린더를 이용하여 하중을 재하하며 <그림 2.2>와 같다. 재하장치 길이는 100cm(실린더+로드셀+재하판)이며 하중의 크기는 실린더 아래 장착된 로드셀을 통하여 제어하게 된다. 하중재하장치의 제원은 (표 2.1)과 같다.

(표 2.1) 하중재하장치 제원

장비명	길이 (cm)	최대하중 (ton)	최대변위 (cm)	제어속도 (cm/s)	재하하중단위 (kg)
하중재하장치	100	7	40	1	1

다. 토압계

수직응력측정을 위한 토압계는 RAS-2로 <그림 2.3>과 같으며 정격용량은 2kg/cm^2 이다. 토압계의 정확성은 0.1%로 $\pm 0.02\text{kg/cm}^2$ 의 범위 내에서 정확한 측정이 가능하다. 토압계의 제원은 (표 2.2)와 같다.

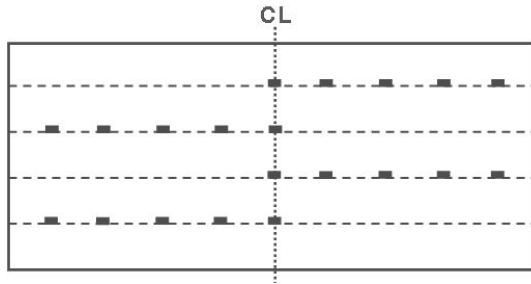


<그림 2.3> 토압계

(표 2.2) 토압계 제원(RAS-2)

Type	RAS			
Capacity	2kgf/cm^2			
Rated Output	$1\text{mV/V} (2,000 \times 10^{-6})$			
Non-linearity	0.1% RO			
Hysteresis	0.1% RO			
Temperature Range Allowable	$-20 \sim 60^\circ\text{C}$			
Over Load	150%			
Resistance	350Ω			
Size	ϕA	B	ϕC	D
	50	13	14	12

모형실험은 토조의 중앙에 대하여 좌우대칭(bilateral symmetry)인 점을 고려하여 <그림 2.4>와 같이 깊이에 대하여 한쪽에만 토압계를 설치하며 토압계의 간섭을 최소화하기 위해서 좌우 번갈아가며 토압계를 배치하였다.



<그림 2.4> 토팅계 배치도

라. 변위센서(Linear Variable Differential Transformer)

변위의 측정은 <그림 2.5>의 일본 Kyowa사 DT-100A를 재하판에 설치하여 시간에 따른 변위를 측정한다. LVDT(Linear Variable Differential Transformer)의 제원은 (표 2.3)과 같다.

(표 2.3) LVDT 제원



<그림 2.5> LVDT(DT100A)

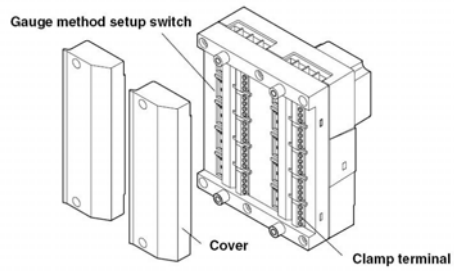
Capacity	100mm
Rated Output	1.5mV/V±20%
Non-linearity	±0.5%F.S.
Hysteresis	±0.3% F.S.
Resistance	120Ω±3%

마. 데이터 수집장치(Data Logger)

데이터 수집장치는 <그림 2.6>과 같으며 일본 Yokogawa사의 DA100과 Sub-unit으로 DU500-13을 사용하여 토팅계에서 출력되는 데이터를 수집한다. DU500은 350Ω 저항의 브릿지가 내장되어 있어 간편하고 안정적인 데이터 수집이 가능하다. 데이터 수집장치의 채널은 DU500-13 1개당 10채널로 총 2개의 DU500-13을 연결하여 20채널의 데이터 수집이 가능하다. 데이터 측정간격은 최단측정간격이 0.5초이며 사용자가 원하는 간격을 설정하여 데이터를 수집할 수 있다.



(a) DA100



(b) DU500-13

<그림 2.6> 데이터 수집장치

2. 실험장비 적용성

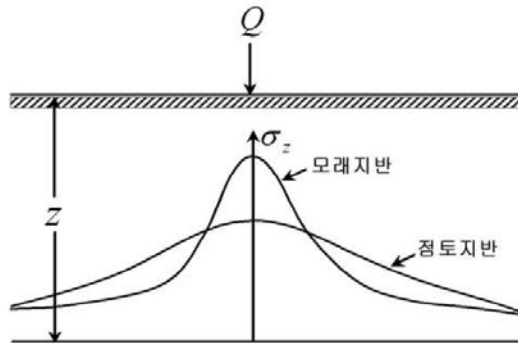
지중응력분포를 확인하기 위해서는 상부에 적절한 하중을 적용하는 것이 필요하다. 하중재하장치는 최대 7ton의 하중을 재하할 수 있으나 수직응력을 측정하는 토압계의 측정범위가 2.0kg/cm^2 이다. 또한 흙의 자중에 의한 토압 등을 고려한다면 적용할 수 있는 최대분포하중은 약 1.8kg/cm^2 이다.

지반의 지지력은 지반의 종류 및 상태에 따라 달라지며 일반적으로 N치에 따른 지반의 지지력은 (표 2.4)와 같다.

(표 2.4) N치에 따른 지반의 지지력

사질층의 지지력				점토층의 지지력			
N치	극한지지력 (t/m^2)	허용지지력 (t/m^2)	상대밀도	N치	극한지지력 (t/m^2)	허용지지력 (t/m^2)	컨시스턴시
0~5	0~10	0	극히느슨	2이하	7 이하	0	대단히약
5~10	10~20	5	느슨	2~4	7~14	2	연약
10~20	20~50	10	보통	4~8	14~28	5	보통
20~30	50~75	20	다져짐	8~15	28~57	10	균음
30~50	75~130	30	잘다져짐	15~30	57~114	20	대단균음
50이상	130이상	30이상	매우잘다져짐	30이상	114이상	20이상	조밀

모형실험을 통하여 지반의 허용지지력에 대한 지중응력분포를 파악하고자 할 때 (표 2.4)에 의하면 사질층은 N치 20~30정도의 다져진 사질토층까지 실험이 가능하며 점토층에 대해서는 N치가 15~30정도의 대단히 굳은 점토층까지 실험이 가능한 것으로 나타났다.



<그림 2.7> 흙의 종류에 따른 지중응력분포

재하판 아래서의 지중응력분포는 <그림 2.7>과 같이 지반의 특성에 따라 다르게 나타나며 일반적으로 모래가 점토지반에 비하여 분포하중 중앙에서의 응력집중현상이 크게 나타나는 것으로 알려져 있다. 따라서 모형 실험에서 모래와 같은 경우 재하판 아래서의 응력분포를 정확히 파악하기 위해서는 토압계의 간격을 점토에 비해 좁혀서 설치하는 것이 바람직하다. 본 연구에 사용되는 토압계의 사이즈가 직경 5cm인 점을 고려하면 재하판 아래의 응력분포를 확인하기 위해서는 재하판의 너비가 최소 15cm 이상이 되어야 3점의 측정이 가능하며 토압계의 간섭을 고려하여 토압계 설치 간격에 여유를 두면 약 20cm 이상이 되어야 한다. 따라서 본 연구에서는 재하판 최소 너비를 20cm 결정하고 재하판 너비 20cm, 30cm, 40cm에 대한 적합성을 비교하였다.

최대분포하중($1.8\text{kg}/\text{cm}^2$)에 대한 재하판 길이 98cm, 너비 20cm, 30cm, 40cm의 최대하중은 (표 2.5)와 같다.

(표 2.5) 재하판에 따른 최대적용하중

재하판 너비(cm)	20	30	40
최대하중(ton)	3.53	5.29	7.06

응력분포 확인을 위한 수평거리 상 측점은 토압계의 크기 및 벽체와의 간섭 등을 고려하여 재하판 중심에서의 측정거리를 최대 90cm로 결정하였다.

제3절 FEM에 의한 모형실험 적합성 검증

지중응력분포를 해석하는 방법으로는 크게 탄성해법, 근사해법, 수치해석법으로 나눌 수 있다. 이중 탄성해법은 지반을 균질등방성의 탄성체(Homogeneous and isotropic elasticity)로 가정하여 지표면에 하중이 작용할 경우 지반 내에 생기는 응력을 해석하는 방법이며, 근사해법은 지반을 균질이방성탄성체로 가정하여 지표면에 하중이 작용할 경우 지반 내에 생기는 수직지중응력은 어느 폐합된 영역 내에서 지반조건에 따라 일정한 직선적 하중 분산각을 갖고 등분포 감소되어진다는 이론에 의한 해석방법이다.

하지만 탄성해법과 근사해법은 하중에 따른 변형을 계산할 수 없으며 경계조건이 달라지더라도 해석결과에는 영향을 미치지 않으므로 이를 통한 재하판 크기 및 경계조건에 따른 적합성을 검증하기에는 무리가 있다.

따라서 본 연구에서는 하중에 따른 응력분포 및 변형을 예측할 수 있는 수치해석방법에 의하여 모형실험에 대한 적합성을 검증하였다. 해석에 적용된 지반의 물리적 특성은 일반적으로 점토층이 모래층보다 재하판 아래에서의 응력집중현상이 적으며 응력의 분산이 넓은 점을 고려하여 경계에 따른 영향이 모래보다 더 클 것으로 판단하고 점토에 대한 물성치를 적용하여 해석을 실시하였다.

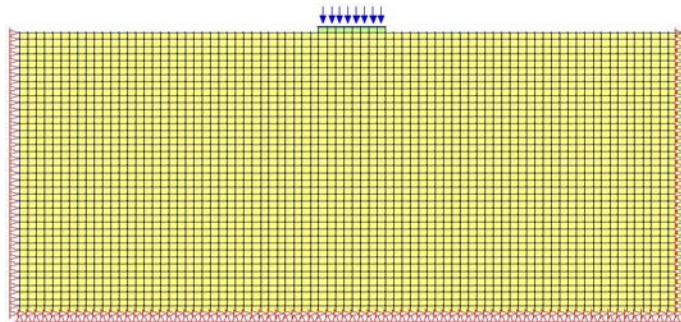
모형실험의 검증은 토조 모형을 모델링 한 후 재하판의 크기에 따른 변형 및 응력에 대한 해석결과를 고찰하였으며 경계조건을 달리하기 위해 지반의 수평 길이를 2배로 늘려서 모델링한 후 동일한 조건을 적용시켜 해석함으로써 모형실험의 경계조건이 해석결과에 미치는 영향을 분석하였다.

1. SIGMA/W

가. 개요

SIGMA/W 프로그램은 캐나다의 GEO-SLOPE International Ltd.에서 개발한 프로그램으로 지반의 거동을 해석하는 유한요소 해석 프로그램이다. 이 프로그램의 구성모델은 선형탄성(Linear Elastic), 이방성 선형탄성 (Anisotropic elastic), 탄소성(Mohr-Coulomb), Cam-Clay(한계상태) 그리고 Modified Cam-Clay(한계상태)로 되어 있으며 복잡한 현장 지반조건을 모사할 수 있도록 동시에 여러 가지 모델을 적용할 수 있도록 되어있다.

나. 지반 모델링



<그림 2.8> 지반 모델링 및 경계조건(SIGMA/W)

지반의 모델링은 <그림 2.8>과 같이 2m×1m의 지반을 생성한 후 지반의 좌우는 수평방향 변위 고정, 바닥면은 수평, 수직방향 변위 고정의 경계조건을 설정하였다. 지표면에 작용하는 등분포하중은 재하판이 강성인 점을 고려하여 재하판 너비의 지반에 비하여 매우 단단한 유한요소망을 생성한 뒤 그 위에 등분포 하중을 적용하였다.

지반 구성모델은 선형탄성으로 가정하였으며 지반의 물성치는 Das(1984)가 제안한 탄성계수와 포와송비(표 2.6)와 Bowles(1996)이 제안한 탄성계수(표 2.7)를 참고하여 점토를 기준으로 탄성계수 1000tf/m², 포와송비 0.3을 적용하였으며, 상부의 하중은 최대분포하중이 1.8kg/cm²인 점을 고려하여 170kPa을 적용하여 해석을 실시하였다.

(표 2.6) 흙의 탄성계수와 포와송비, Das(1984)

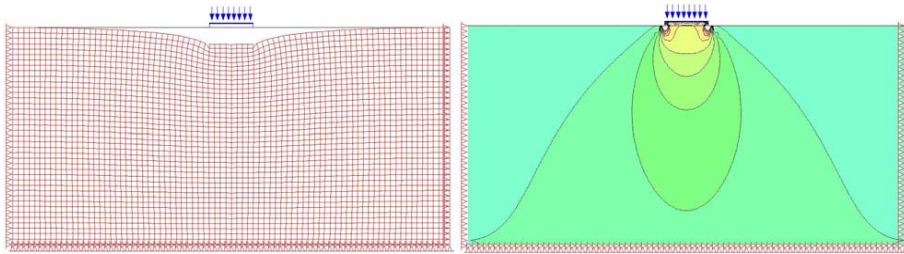
흙의 종류	탄성계수 (tf/m ²)	포와송비
느슨한 모래	1,000 ~ 2,400	0.2 ~ 0.4
중간정도 조밀한 모래	1,700 ~ 2,800	0.25 ~ 0.4
조밀한 모래	3,500 ~ 5,500	0.3 ~ 0.45
실트질 모래	1,000 ~ 1,700	0.2 ~ 0.4
모래 및 자갈	6,900 ~ 17,200	0.15 ~ 0.35
연약한 점토	200 ~ 500	-
중간 점토	500 ~ 1,000	0.2 ~ 0.5
견고한 점토	1,000 ~ 2,400	-

(표 2.7) 흙의 탄성계수(E_c , Stress-strain modulus) 값의 범위, Bowles(1996)

Soil		E_c (MPa)
Clay	Very soft	2 ~ 15
	Soft	5 ~ 25
	Medium	15 ~ 50
	Hard	50 ~ 100
	Sandy	25 ~ 250
Glacial till	Loose	10 ~ 150
	Dense	150 ~ 720
	Very Dense	500 ~ 1440
Sand	Silty	5 ~ 20
	Loose	10 ~ 25
	Dense	50 ~ 81
Sand and gravel	Loose	50 ~ 150
	Dense	100 ~ 200
Loess		15 ~ 60
Shale		150 ~ 5000
Silt		2 ~ 20

다. 해석결과

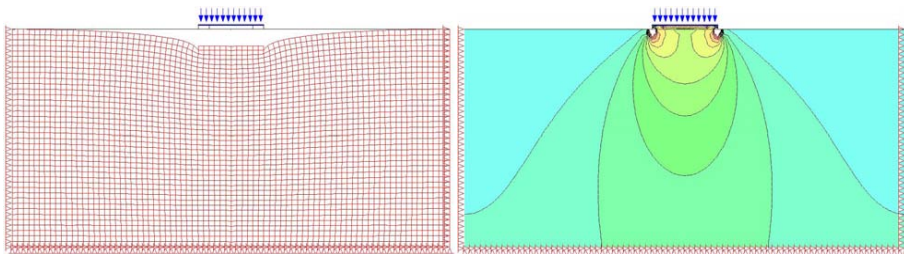
분포하중 170kPa에 대하여 재하판 너비를 20cm, 30cm, 40cm로 변화시켜가며 응력 및 변형 해석을 수행한 결과는 다음과 같다.



(a) Displacement

(b) Stress Contours

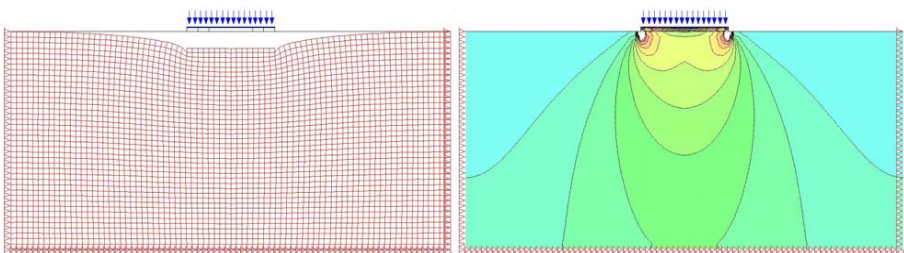
<그림 2.9> 변형 및 응력분포(재하판 20cm)



(a) Displacement

(b) Stress Contours

<그림 2.10> 변형 및 응력분포(재하판 30cm)



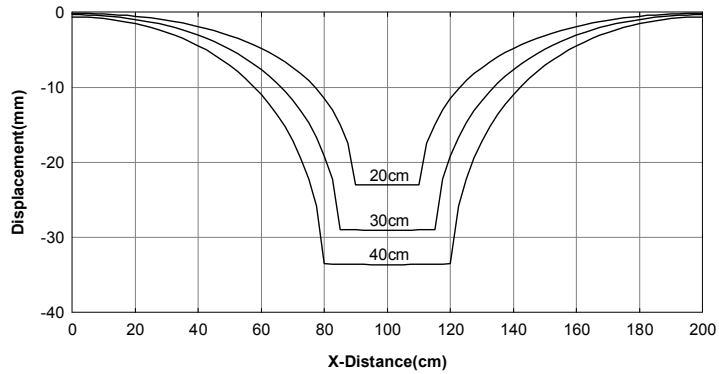
(a) Displacement

(b) Stress Contours

<그림 2.11> 변형 및 응력분포(재하판 40cm)

상부 침하량은 재하판 너비가 커짐에 따라 증가하는 경향을 나타내었으며 <그림 2.12>와 같이 재하판 중심부에서 멀어질수록 작아지는 경향을

나타내었다. 최대 침하량 및 상부 벽면(경계)에서의 변위는 (표 2.8)과 같다.

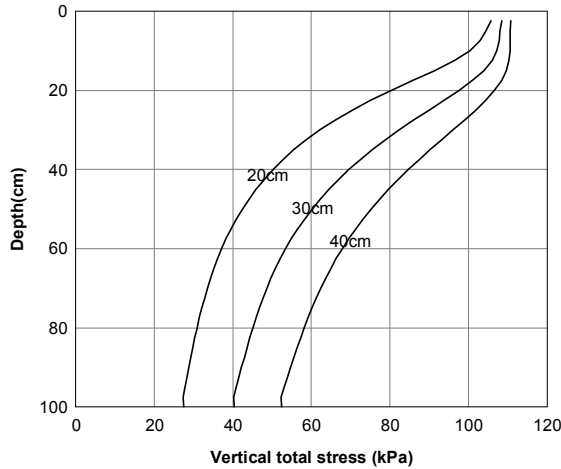


<그림 2.12> 재하판 너비 및 상부 수평방향거리에 따른 침하량

(표 2.8) 재하판 크기에 따른 침하량

재하판 너비(cm)	최대 침하량(mm)	벽면(경계)에서의 변위(mm)
20	23.00	-0.14
30	29.04	-0.33
40	33.64	-0.65

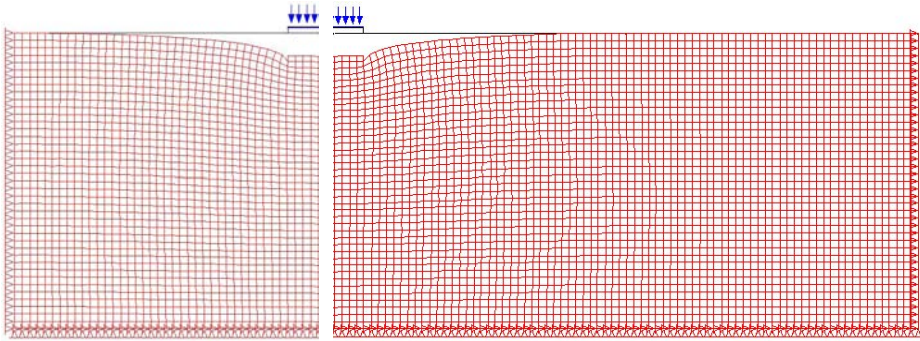
<그림 2.13>은 재하판 너비에 따른 재하판 중심 하부에서의 증가된 수직응력을 나타낸 그래프이다. 재하판 너비가 증가하게 되면 이에 따라 재하판 하부에 작용하는 응력이 증가하게 되어 같은 깊이에 대하여 더 큰 수직응력을 나타내었다.



<그림 2.13> 재하판 너비에 따른 재하판 중심의 수직응력

모형실험의 경계조건에 따른 영향을 알아보기 위해서는 수평방향의 지반이 구속되어 있지 않은 경우에 대하여 해석을 수행하여 그 차이를 비교해야 한다. 실제 모형실험의 경우 재하판 중심에서 수평방향으로 1m 떨어진 곳은 토조의 벽면이 존재하여 수평방향에 대한 변위가 고정되어 있다. 따라서 경계조건이 달라짐에 따른 변형 및 응력분포의 변화를 알아보기 위하여 모든 조건은 동일하게 적용하고 지반의 수평방향 길이를 2m로 증가시켜 모델링한 후 해석을 수행하였다.

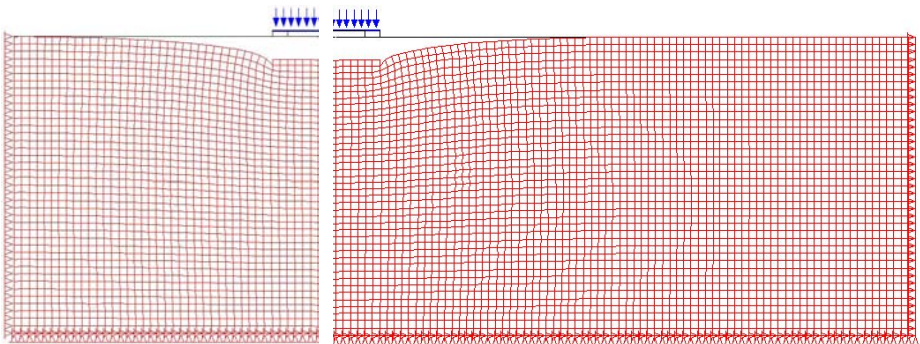
지반의 경계조건의 변화에 따른 변형은 <그림 2.14>~<그림 2.16>과 같다. 모형실험이 좌우 대칭인 점을 고려하여 비교하기 쉽도록 재하판 중심에서 절반에 해당하는 부분을 나타내었으며 지반의 변형은 경계조건이 달라져도 거의 차이가 없는 것을 확인할 수 있다.



(a) 1m×1m

(b) 2m×1m

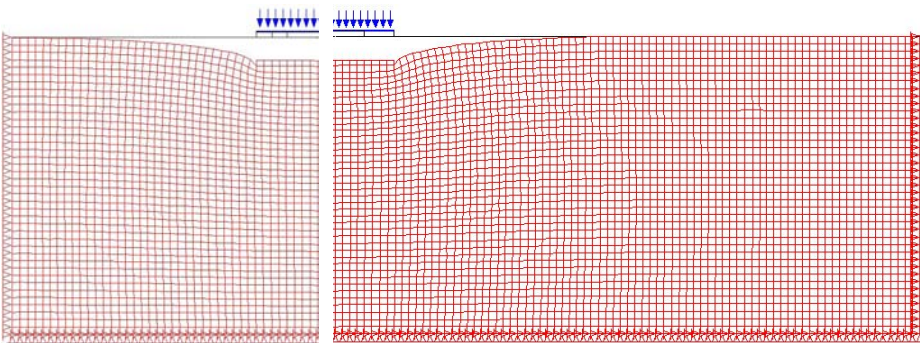
<그림 2.14> 지반의 경계조건변화에 따른 변형(재하판 20cm)



(a) 1m×1m

(b) 2m×1m

<그림 2.15> 지반의 경계조건변화에 따른 변형(재하판 30cm)



(a) 1m×1m

(b) 2m×1m

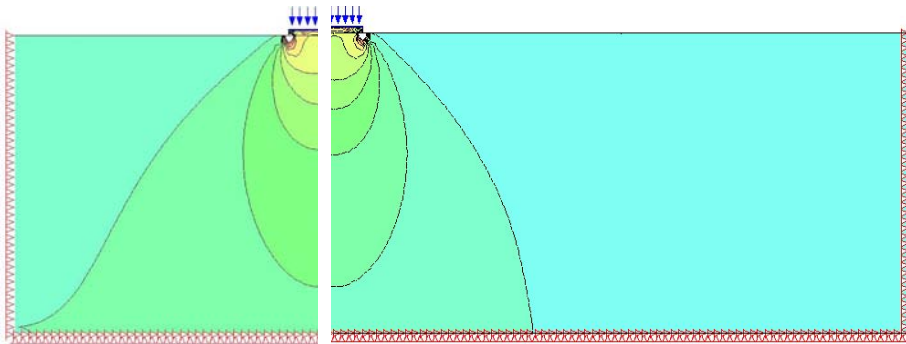
<그림 2.16> 지반의 경계조건변화에 따른 변형(재하판 40cm)

지반 경계조건에 따른 최대 침하량의 차이는 (표 2.9)와 같다. 최대 침하량의 차이는 재하판의 너비가 클수록 크게 나타났지만 약 0.7mm 정도로 경계조건에 대한 영향은 무시할 수 있을 정도로 작게 나타났다.

(표 2.9) 지반 경계조건 변화에 따른 최대 침하량

재하판 너비(cm)	최대 침하량(mm)	
	1m×1m	2m×1m
20	23.00	23.33
30	29.04	29.55
40	33.64	34.33

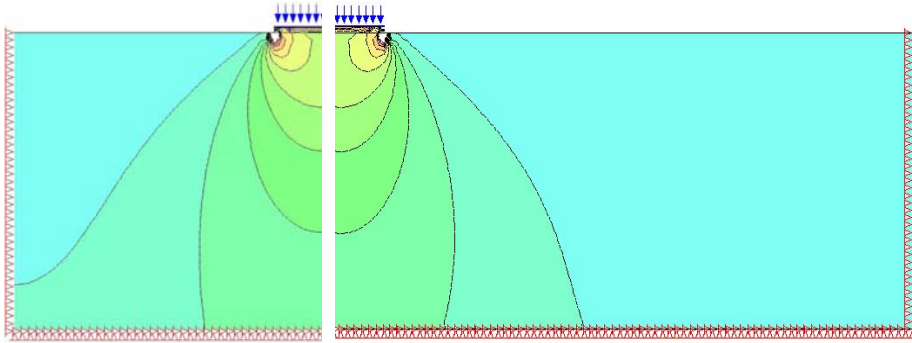
지반의 경계조건의 변화에 따른 응력은 <그림 2.17>~<그림 2.19>와 같으며 지반의 경계조건이 달라짐에 따라 상부에서는 응력분포가 비슷하나 하부에서의 응력분포는 차이가 발생한 것을 확인할 수 있다. 특히 재하판 너비가 증가함에 따라 하부에서의 응력변화는 크게 나타났다.



(a) 1m×1m

(b) 2m×1m

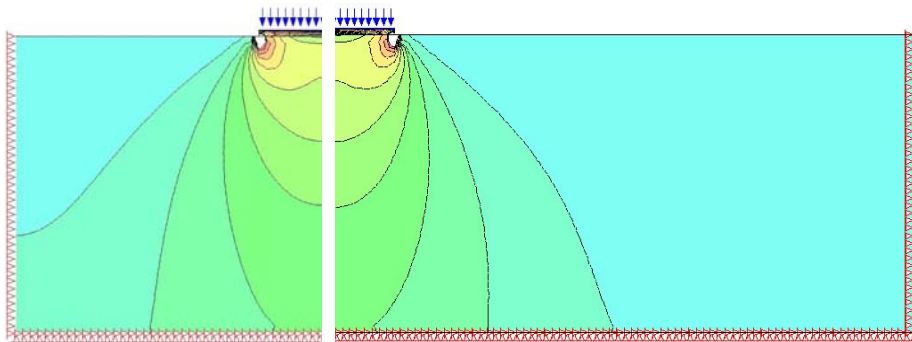
<그림 2.17> 지반의 경계조건변화에 따른 응력분포(재하판 20cm)



(a) 1m×1m

(b) 2m×1m

<그림 2.18> 지반의 경계조건변화에 따른 응력분포(재하판 30cm)



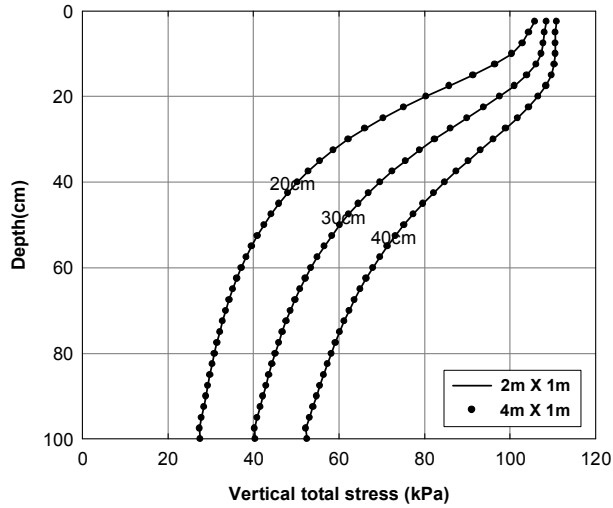
(a) 1m×1m

(b) 2m×1m

<그림 2.19> 지반의 경계조건변화에 따른 응력분포(재하판 40cm)

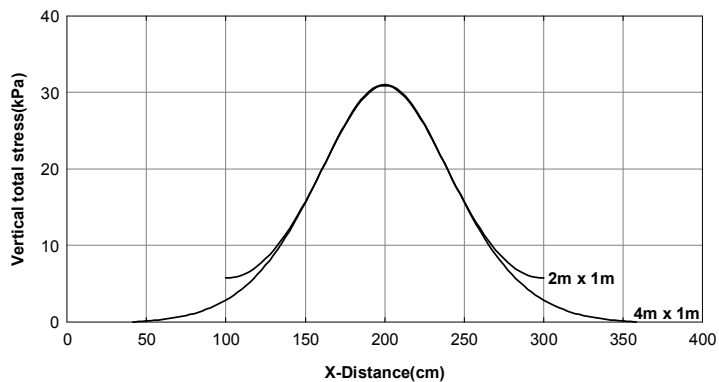
일반적으로 상부에 작용된 응력은 재하판 아래로 갈수록 응력이 분산되며 재하판의 너비가 증가함에 따라 그 영향범위가 커지기 때문에 중심에서 멀어지고 하부로 갈수록 벽체의 구속에 대한 영향으로 실제 응력분포와 다른 결과를 나타나게 된다.

해석결과 재하판 중심에서의 깊이에 따른 수직응력은 <그림 2.20>과 같이 지반의 경계조건에 관계없이 같은 값을 나타내었다.

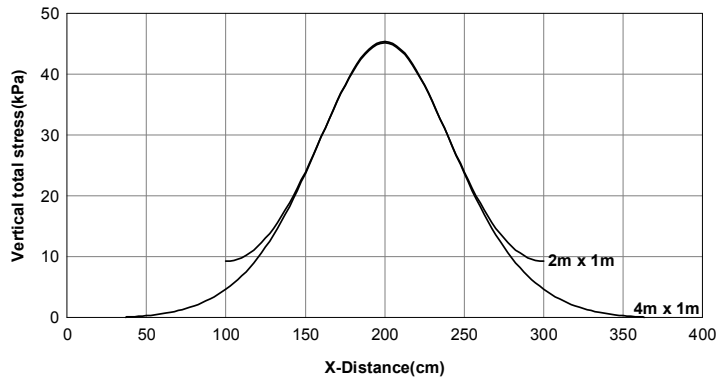


<그림 2.20> 경계조건에 따른 재하판 중심의 수직응력

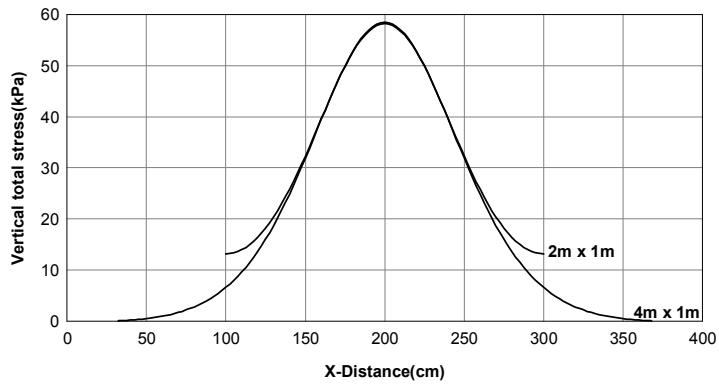
토압계를 설치할 가장 하위에 있는 토심 80cm에서의 응력분포는 <그림 2.21>~<그림 2.23>과 같다. 그래프를 통하여 알 수 있듯이 재하판 중심 부에서 어느 정도 떨어진 거리까지는 응력의 차이가 거의 발생하지 않았으나 중심으로 부터의 거리가 100cm에 가까워지면 벽체의 구속에 대한 영향으로 벽체의 구속이 없는 경우에 비하여 더 큰 수직응력을 나타내는 것을 확인할 수 있었다.



<그림 2.21> 경계조건에 따른 응력분포(재하판 20cm)



<그림 2.22> 경계조건에 따른 응력분포(재하판 30cm)



<그림 2.23> 경계조건에 따른 응력분포(재하판 40cm)

재하판 너비에 따른 경계면에서의 응력차이 및 적용하중 170kPa에 대한 오차율은 (표 2.10)과 같다. 응력차이는 재하판 너비가 증가할수록 증가하는 경향이 나타났으며 이는 재하판 너비가 증가하면 지중에 작용하는 응력이 증가하고 응력분산에 의한 영향범위가 증가하기 때문인 것으로 판단된다.

(표 2.10) 경계조건에 따른 응력차이 및 오차

재하판 너비(cm)	경계면 응력차이(kPa)	적용하중에 대한 오차(%)
20	2.86	1.69
30	4.60	2.71
40	6.61	3.89

라. 요약

모형실험의 적합성을 검증하기 위하여 유한요소 프로그램인 SIGMA/W를 이용하여 점토에 대한 지중응력분포 해석을 실시하였다. 재하판의 너비는 20cm, 30cm, 40cm로 변화시켜 가며 변형 및 응력에 대한 해석을 실시하였으며, 너비가 증가함에 따라 토조 벽면의 구속에 의한 영향을 분석하였다. 변형해석의 경우 재하판 너비가 증가함에 따라 침하량이 증가하는 경향을 보였으며, 토조 벽면의 경계조건이 달라진 경우 변형의 차이는 재하판 너비에 관계없이 거의 발생하지 않아 변형에 대한 경계조건의 영향은 무시할 수 있을 정도로 작은 것으로 나타났다.

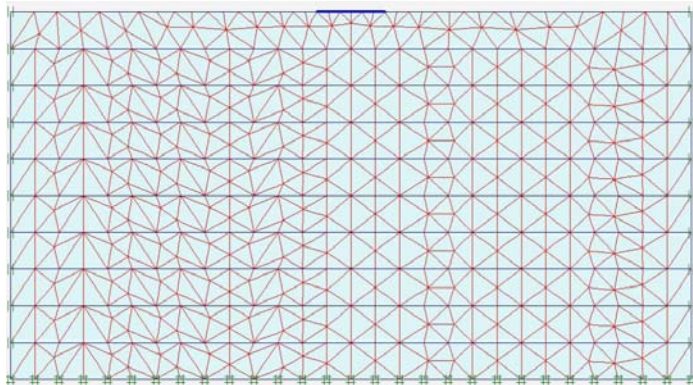
응력해석의 경우 재하판 너비가 증가함에 따라 재하판 중심에서의 수직응력은 더 증가하는 것으로 나타났으며, 이는 증가된 재하판에 의한 응력분산이 재하판 중심 하부에 작용하기 때문이다. 토조 벽면의 경계조건에 따른 영향을 살펴보면 지반을 2m×1m과 4m×1m로 모델링하였을 때 재하판 중심에서는 수직응력의 차이가 거의 발생하지 않았지만 재하판 중심에서 1m 떨어진 곳에서는 벽체의 구속에 대한 영향으로 지반을 2m×1m로 모델링하였을 경우의 응력이 지반을 4m×1m로 모델링한 경우보다 더 크게 나타났다. 벽체에 대한 영향은 재하판 너비가 증가할수록 크게 나타났으며 응력분산에 의한 영향으로 하부로 갈수록 벽체에서의 응력차이가 크게 나타났다.

2. PLAXIS

가. 개요

PLAXIS는 네덜란드 PLAXIS사에서 개발한 2차원 지반공학 전용 유한요소해석 프로그램이다. PLAXIS는 연약지반의 압밀거동 뿐만 아니라 과압밀 점토 그리고 사질토 및 경지반에도 적용이 가능한 다양한 재료모형을 가지고 있다. 복잡한 비선형 거동을 구하기 위하여 PLAXIS에는 다양한 구성(재료) 모형과 탄소성 상태에서 평형상태에 도달하기 위한 즉, 수렴(convergence)을 돕는 강력한 알고리즘을 보유하고 있다.

나. 지반 모델링



<그림 2.24> 지반 모델링 및 경계조건(PLAXIS)

지반의 모델링은 <그림 2.24>와 같이 2m×1m의 지반을 생성한 후 지반의 좌우는 수평방향 변위 고정, 바닥면은 수평, 수직방향 변위 고정의 경계조건을 설정하였다. 지반의 구성모형은 Mohr-Coulomb으로 가정하였으며 해석에 적용된 지반의 물성치는 Das(1984)가 제안한 탄성계수와 포와송비(표 2.6)와 Bowles(1996)이 제안한 탄성계수(표 2.7), 도로설계실무편람에 제시된 흙의 종류에 따른 물성치(표 2.11)를 참고하여 결정하였으며 표 2.12와 같다. 상부의 하중은 최대분포하중을 고려하여 170kPa을 적용하였으며 소성해석(Plastic Analysis)을 실시하였다.

(표 2.11) 흙의 종류에 따른 단위중량, 점착력, 내부마찰각(도로설계실무편람)

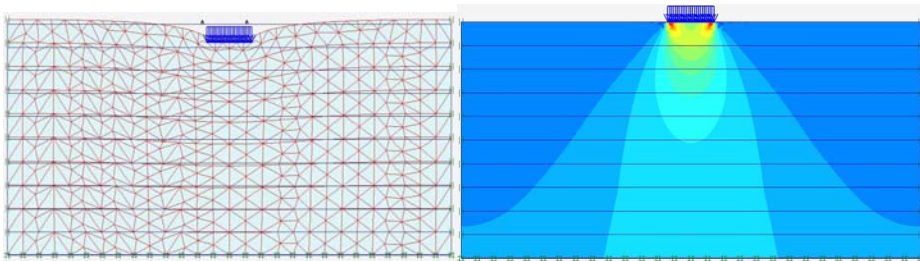
종 류		재료의 상태		단위 중량 ³ (tf/m ³)	내 부 마 찰 각 ϕ (°)	점착력 C(tf/m ²)	분류기 호 (통일분 류)
흙 쌓 기	자갈 및 자갈섞인 모래	다진것		2.0	40	0	GW, GP
	모 래	다진것	입도가 좋은 것	2.0	35	0	SW, SP
			입도가 나쁜 것	1.9	30	0	
	사 질 토	다진것		1.8	25	3 이하	SW, SC
점 성 토	다진것		1.8	15	5 이하	ML, CL MH, CH	
자 연 지 반	자 갈	밀실한 것, 입도가 좋은 것		2.0	40	0	GW, GP
		밀실치 않은 것, 입도가 나쁜 것		1.8	35	0	
	자갈섞인 모래	밀실한 것		2.1	40	0	GW, GP
		밀실치 않은 것		1.9	35	0	
	모 래	밀실한 것, 입도가 좋은 것		2.0	35	0	SW, SP
		밀실치 않은 것, 입도가 나쁜 것		1.8	30	0	
	사 질 토	밀실한 것		1.9	30	3 이하	SM, SC
		밀실치 않은 것		1.7	25	0	
	점 성 토	굳은 것(손가갈으로 강하게 눌러 조금 들어감. N=8~15)		1.8	25	5 이하	ML, CL
		약간, 무른 것(손가락 중간정도의 힘으로 들어감, N=4~8)		1.7	20	3 이하	
		무른 것(손가락으로 강하게 눌러 조금 들어감. N=2~4)		1.7	20	1.5이하	
	점토 및 실트	굳은 것(손가락으로 강하게 눌러 조금 들어감. N=8~15)		1.7	20	5 이하	CH, MH, ML
약간 무른 것(손가락 중간정도의 힘으로 들어감. N=4~8)		1.6	15	3 이하			
무른 것(손가락으로 강하게 눌러 조금 들어감. N=2~4)		1.4	10	1.5 이하			

(표 2.12) 해석에 적용된 지반 물성치

흙의 종류	단위중량, γ_t (tf/m^3)	점착력, C (tf/m^2)	내부마찰각, ϕ ($^\circ$)	탄성계수, E (tf/m^2)	포와송비, ν
점토	1.7	5	20	1000	0.3

다. 해석결과

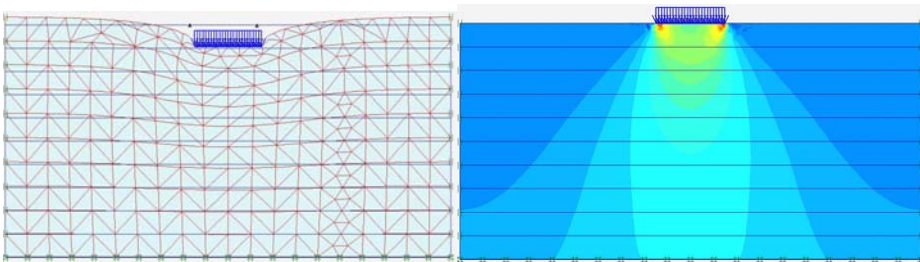
분포하중 170kPa에 대하여 재하판 너비를 20cm, 30cm, 40cm로 변화시켜가며 응력 및 변형 해석을 수행한 결과는 다음과 같다.



(a) Displacement

(b) Stress Contours

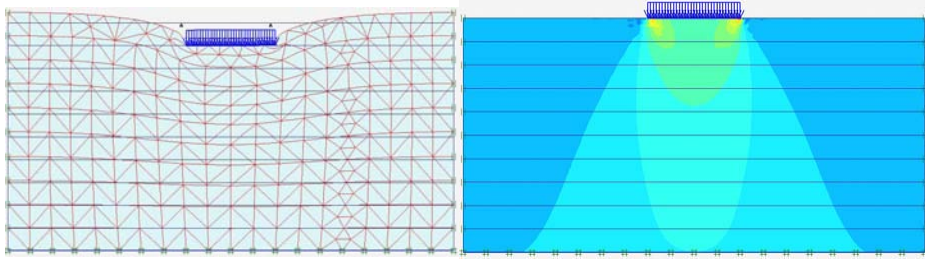
<그림 2.25> 변형 및 응력분포(재하판 20cm)



(a) Displacement

(b) Stress Contours

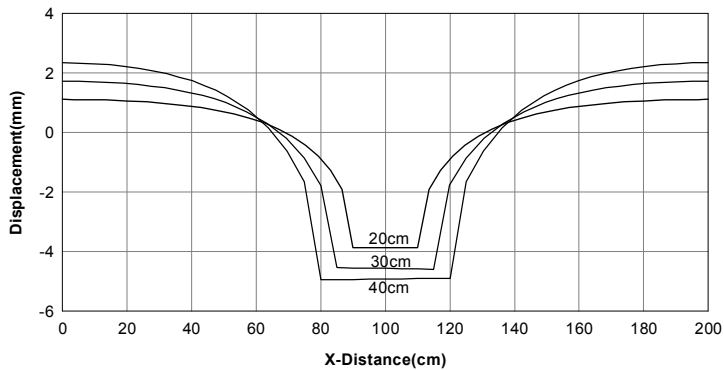
<그림 2.26> 변형 및 응력분포(재하판 30cm)



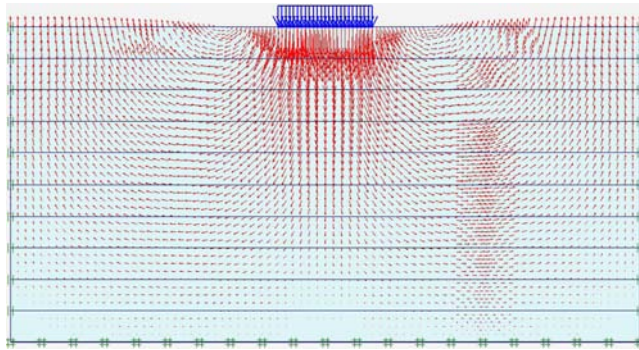
(a) Displacement (b) Stress Contours

<그림 2.27> 변형 및 응력분포(재하판 40cm)

상부 침하량은 <그림 2.28>과 같이 재하판 너비가 커짐에 따라 증가하는 경향을 나타내었으며, 전단파괴의 발생으로 중심부에서 멀어지면서 침하량은 점점 감소하다가 지표면에서 융기가 발생하는 것을 확인할 수 있었다. <그림 2.29>는 하중에 대한 변위백터를 나타낸 것으로 재하판 아래서는 아래 방향으로 변위가 발생하며 재하판과 떨어진 곳에서 지반의 융기가 발생하는 일반적인 전단파괴 변형을 보여주고 있다. 최대 침하량 및 상부 벽면(경계)에서의 변위는 (표 2.13)과 같다.



<그림 2.28> 재하판 너비 및 상부 수평방향거리에 따른 침하량

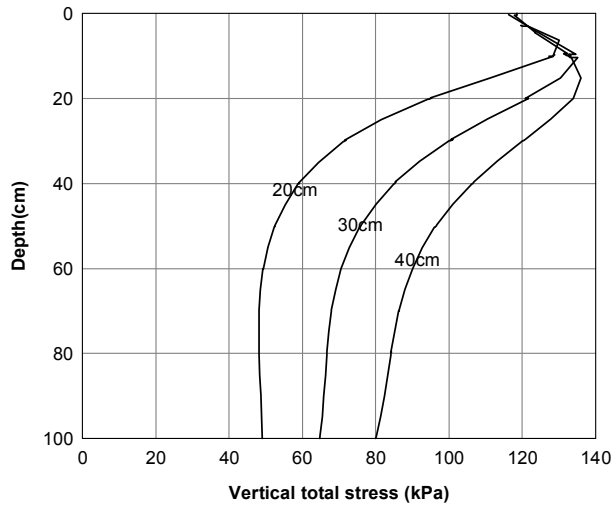


<그림 2.29> 변위 벡터(PLAXIS)

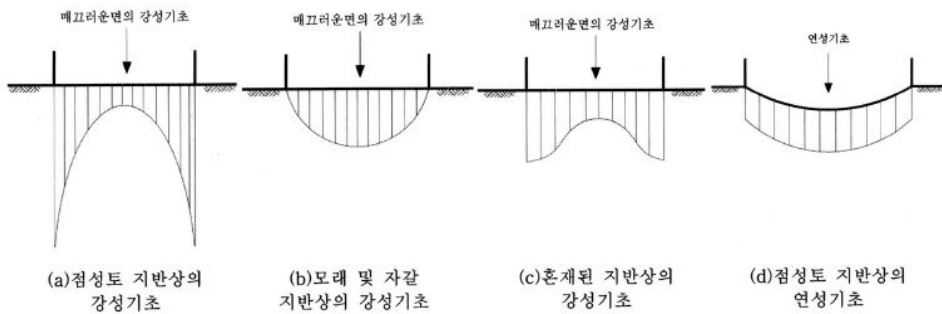
(표 2.13) 재하판 크기에 따른 침하량

재하판 너비(cm)	최대 침하량(mm)	벽면(경계)에서의 변위(mm)
20	3.88	1.10
30	4.57	1.72
40	4.92	2.33

<그림 2.30>은 재하판 너비에 따른 재하판 중심 하부에서의 증가된 수직응력을 나타낸 그래프이다. 재하판 바로 아래서는 재하판에서 약간 떨어진 깊이보다 오히려 더 작은 수직응력을 나타내었으며, 일정 깊이 이상이 되면 수직응력이 점차 감소하는 경향을 나타내었다. 해석상 적용된 지반은 점토이며 재하판은 변형이 발생하지 않는 강성기초로 생각할 수 있으므로, <그림 2.31>의 Tomlinson(1995)이 제시한 기초의 접지압분포중 점성토 지반상의 강성기초에 해당한다. 따라서 재하판 바로 아래서는 오히려 작은 수직응력을 나타내는 것으로 판단할 수 있으며, 재하판 너비의 증가에 따라서는 재하판 하부에 작용하는 응력증가에 따라 같은 깊이에 대하여 더 큰 수직응력을 나타내었다.



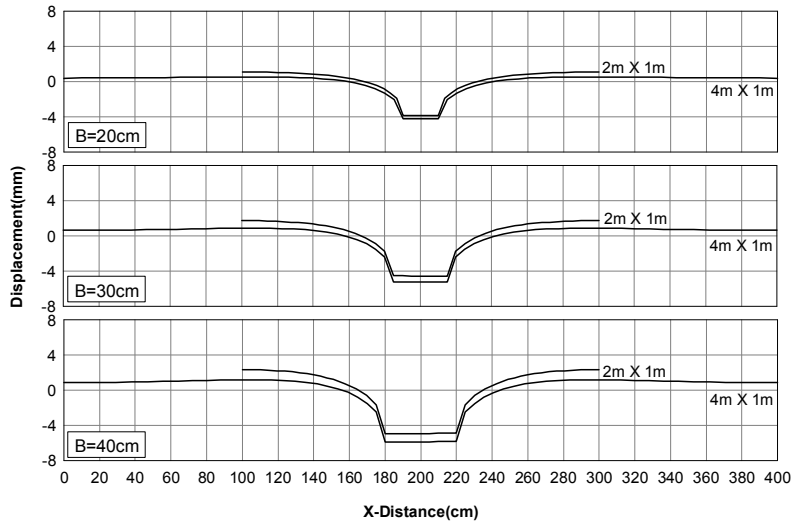
<그림 2.30> 재하판 너비에 따른 재하판 중심의 수직응력



<그림 2.31> 기초의 접지압분포(Tomlinson, 1995)

모형실험의 경계조건에 따른 영향을 알아보기 위해서는 수평방향의 지반이 구속되어 있지 않은 경우에 대하여 해석을 수행하여 그 차이를 비교해야 한다. 실제 모형실험의 경우 재하판 중심에서 수평방향으로 1m 떨어진 곳은 토조의 벽면이 존재하여 수평방향에 대한 변위가 고정되어 있다. 따라서 경계조건이 달라짐에 따른 변형 및 응력분포의 변화를 알아보기 위하여 모든 조건은 동일하게 적용하고 지반의 수평방향 길이를 2m로 증가시켜 모델링한 후 해석을 수행하였다.

지반의 경계조건의 변화에 따른 변형은 <그림 2.32>와 같으며 지반의 경계조건이 달라짐에 따라 침하량은 증가하고 재하판 주위의 지반 용기는 감소하는 경향을 나타내었다.



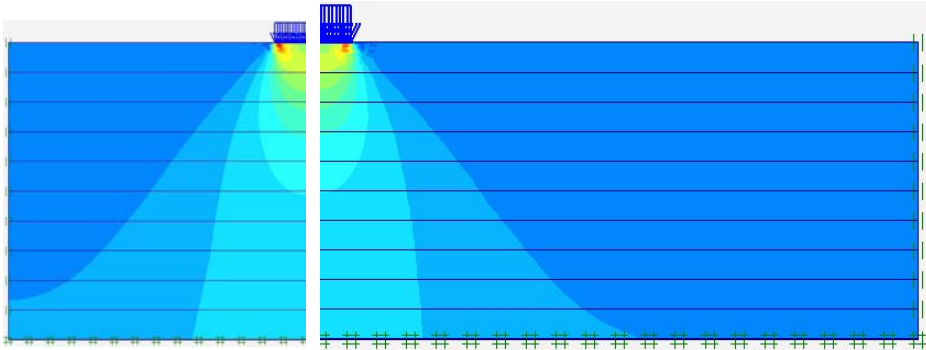
<그림 2.32> 경계조건 변화에 따른 침하량

지반 경계조건에 따른 최대 침하량의 차이는 (표 2.14)와 같다. 최대 침하량의 차이는 재하판의 너비가 클수록 크게 나타났지만 1mm 이하로 경계조건에 대한 영향은 무시할 수 있을 정도로 작게 나타났다.

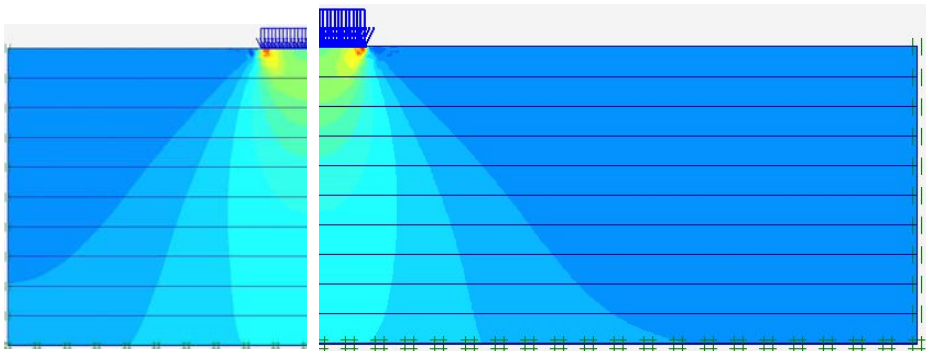
(표 2.14) 지반 경계조건 변화에 따른 최대 침하량

재하판 너비(cm)	최대 침하량(mm)	
	1m×1m	2m×1m
20	3.88	4.23
30	4.57	5.23
40	4.92	5.86

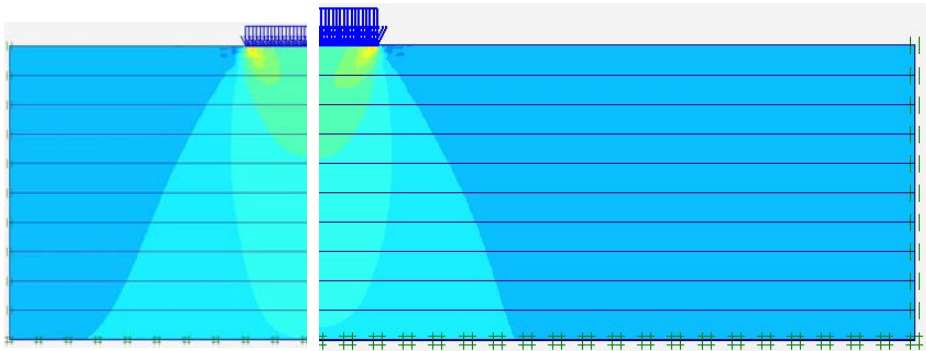
지반의 경계조건에 따른 응력은 <그림 2.33>~<그림 2.35>와 같으며 지반의 경계조건이 달라짐에 따라 상부에서는 응력분포가 비슷하나 하부에서의 응력분포는 차이가 발생한 것을 확인 할 수 있다. 특히 재하판 너비가 증가함에 따라 하부에서의 응력변화는 크게 나타났다.



<그림 2.33> 지반의 경계조건변화에 따른 응력분포(재하판 20cm)

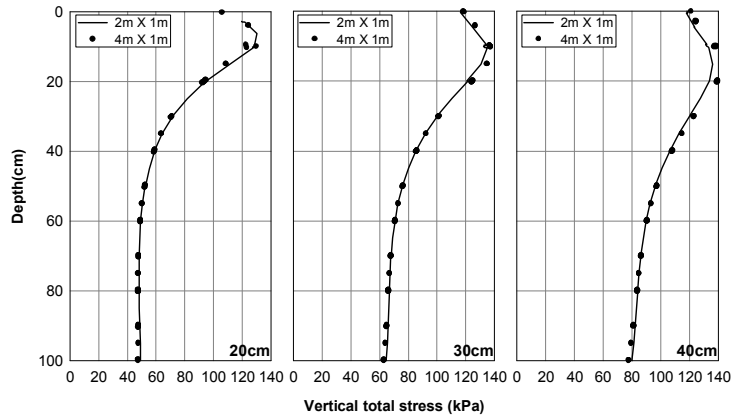


<그림 2.34> 지반의 경계조건변화에 따른 응력분포형(재하판 30cm)



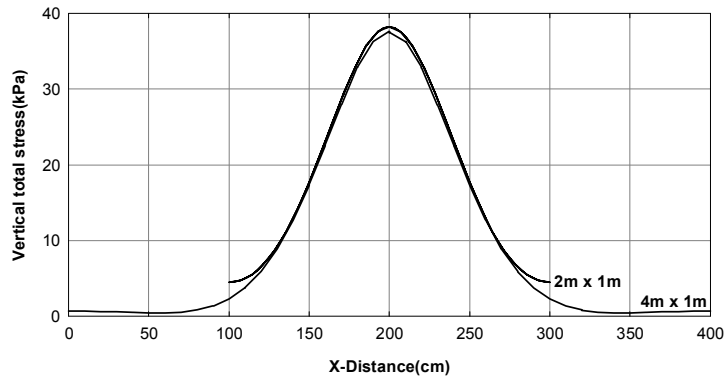
<그림 2.35> 지지반의 경계조건변화에 따른 응력분포(재하판 40cm)

해석결과 재하판 중심에서의 깊이에 따른 수직응력은 <그림 2.36>과 같으며 지반 경계조건에 따라 약간의 차이가 발생하기는 하였지만 큰 차이는 발생하지 않아 경계조건에 따른 영향은 작은 것으로 나타났다.

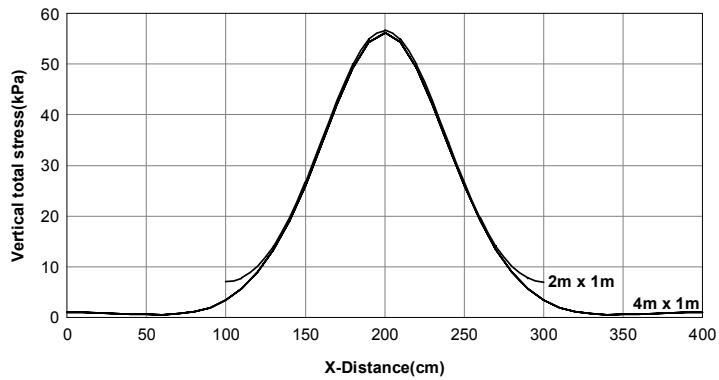


<그림 2.36> 경계조건에 따른 재하판 중심의 수직응력

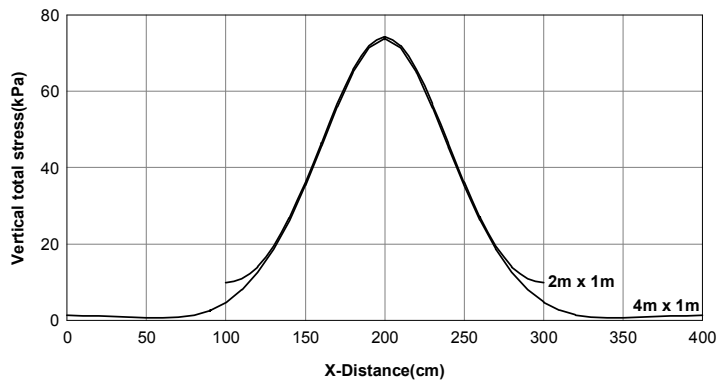
토압계를 설치 할 가장 하위에 있는 토심 80cm에서의 응력분포는 <그림 2.37>~<그림 2.39>와 같다. 그래프를 통하여 알 수 있듯이 재하판 중심부에서 어느 정도 떨어진 거리까지는 응력의 차이가 거의 발생하지 않았으나 중심으로부터의 거리가 100cm에 가까워지면 벽체의 구속에 대한 영향으로 벽체의 구속이 없는 경우에 비하여 더 큰 수직응력을 나타내는 것을 확인할 수 있었다.



<그림 2.37> 경계조건에 따른 응력분포(재하판 20cm)



<그림 2.38> 경계조건에 따른 응력분포(재하판 30cm)



<그림 2.39> 경계조건에 따른 응력분포(재하판 40cm)

재하판 너비에 따른 경계면에서의 응력차이 및 적용하중 170kPa에 대한 오차율은 (표 2.15)와 같다. 응력차이는 재하판 너비가 증가할수록 증가하는 경향이 나타났으며 이는 재하판 너비가 증가하면 지중에 작용하는 응력이 증가하고 응력분산에 의한 영향범위가 증가하기 때문이다.

(표 2.15) 경계조건에 따른 응력차이 및 오차

재하판 너비(cm)	경계면 응력차이(kPa)	적용하중에 대한 오차(%)
20	2.16	1.27
30	3.66	2.15
40	5.13	3.02

라. 요약

모형실험의 적합성을 검증하기 위하여 유한요소 프로그램인 PLAXIS를 이용하여 점토에 대한 지중응력분포 해석을 실시하였다. 재하판의 너비는 20cm, 30cm, 40cm로 변화시켜 가며 변형 및 응력에 대한 해석을 실시하였으며, 너비가 증가함에 따라 토조 벽면의 구속에 의한 영향을 분석하였다. 변형해석의 경우 재하판 너비가 증가함에 따라 침하량이 증가하는 경향을 보였으며 SIGMA/W에 의한 해석과 달리 지반의 전단파괴가 발생하여 재하판 주위의 지반은 용기가 발생한 것으로 나타났다. 토조 벽면의 경계조건이 달라진 경우 침하량은 증가하는 경향을 나타냈으며 지반의 용기는 감소하는 경향을 나타내었다. 하지만 침하량의 최대 차이가 1mm 이하로 매우 작게 나타남에 따라 변형에 대한 경계조건에 의한 영향은 매우 작은 것으로 나타났다.

응력해석의 경우 수직응력 값에는 약간의 차이가 있지만 경계에 의한 영향은 SIGMA/W에 의한 해석결과와 비슷한 경향을 나타내었다. 재하판 너비가 증가함에 따라 재하판 중심에서의 수직응력은 더 증가하는 것으로 나타났으며 토조 벽면의 경계조건에 따른 영향은 재하판 중심에서는 거의 차이가 발생하지 않았지만 재하판 중심에서 1m 떨어진 곳에서는 벽체의 구속에 대한 영향으로 지반을 2m×1m로 모델링하였을 경우의 응력이 지반을 4m×1m로 모델링한 경우보다 더 크게 나타났다. 벽체에 대한 영향은 재하판 너비가 증가할수록 크게 나타났으며 응력분산에 의한 영향으로 하부로 갈수록 벽체에서의 응력차이가 크게 나타났다.

제4절 소 결

본 연구에서는 모형토조실험을 실시하기 전 모형실험의 적합성 검증을 위하여 실험장비에 의한 측정범위 및 적용성을 검토하고 재하판 너비 및 토조크기에 대한 영향을 알아보기 위하여 선행분석을 실시하였다. 해석에 사용된 프로그램은 SIGMA/W와 PLAXIS로 유한요소법에 의한 해석을 수행하며 응력 및 변위에 대한 해석결과를 확인할 수 있었다.

실험장비에 따른 적합성을 살펴보면 모형실험을 통하여 지반의 허용지력에 대한 지중응력분포를 파악하고자 할 때 측정범위의 여유를 고려하여

사질층은 N치 20~30정도의 다져진 사질토층까지 실험이 가능하며, 점토층에 대해서는 N치가 15~30정도의 대단히 굳은 점토층까지 실험이 가능한 것으로 나타났다.

토압계는 지름이 5cm이며 토압계 사이의 간섭을 고려하여 재하판 아래서 최소 3점의 측정을 하기 위해서는 재하판 너비가 최소 20cm 이상 되어야 할 것으로 판단된다. 또한 응력분포 확인을 위한 재하판 중심에서의 측정거리는 토압계의 크기 및 벽체와의 간섭 등을 고려하여 최대 측정 거리를 90cm로 결정하였다.

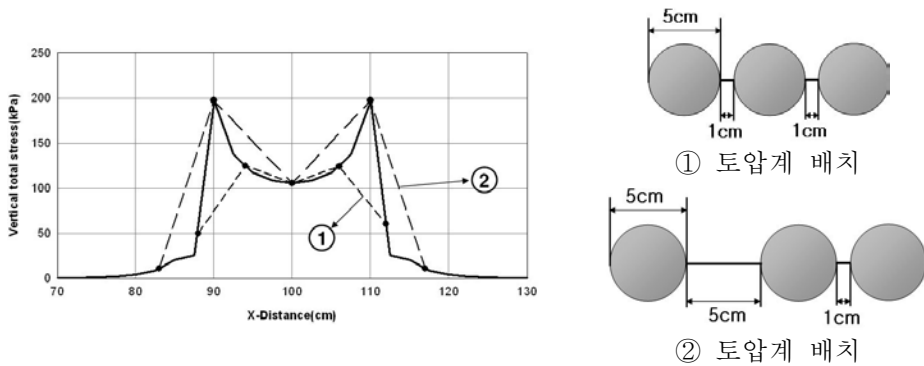
또한, SIGMA/W와 PLAXIS를 이용하여 재하판 너비 및 토조 벽면에 의한 영향분석을 실시하였다. 해석에 적용된 하중은 응력이 클수록 지반에 미치는 영향이 클 것으로 판단하고 실험장비에 의한 최대분포하중을 고려하여 170kPa로 적용하였으며, 일반적으로 응력분산이 크게 발생하는 것으로 알려진 점토에 대한 해석을 실시하였다. 해석알고리즘의 차이로 SIGMA/W 및 PLAXIS 각각의 결과 값에는 약간의 차이가 있었지만 재하판 너비 및 토조 벽면에 의한 영향은 비슷한 경향을 나타내었다.

변형에 대한 결과를 살펴보면 재하판 너비가 증가할수록 침하량은 증가하는 것으로 나타났으며 토조벽체의 구속에 대한 영향은 거의 없는 것으로 나타났다. 응력에 대한 결과는 재하판 너비가 증가할수록 재하판 아래서의 수직응력은 증가하는 것으로 나타났으며, 토조의 경계조건이 변하더라도 재하판 아래서의 수직응력은 거의 변하지 않아 경계조건에 대한 영향을 거의 받지 않는 것으로 나타났다. 하지만 수평응력분포 너비가 응력분산 현상에 의하여 응력이 수평방향으로 퍼짐아 경계조중심에서 벽체로 가까워질수록 넓비가 응력분산 로 퍼짐아 경였으며, 이러한 차이는 토심이 증가할수록, 재하판 너비가 증가할수록 큰 것으로 나타났다.

결과적으로 재하판 너비가 작을수록 토조벽체의 구속에 대한 영향은 적은 것으로 나타났으며 모형실험에서 보다 정확한 결과를 얻을 수 있는 것으로 나타났다. 하지만 재하판은 변형이 발생하지 않는 강성(rigid)기초로 생각할 수 있으며 강성기초 아래서의 응력분포는 지반의 종류 및 응력의 크기에 따라 매우 다른 분포를 갖게 된다(<그림 2.31> 참조). 따라서 재하판 아래의 응력분포를 정확히 파악하기 위해서는 가능한 많은 측점이 필요하다.

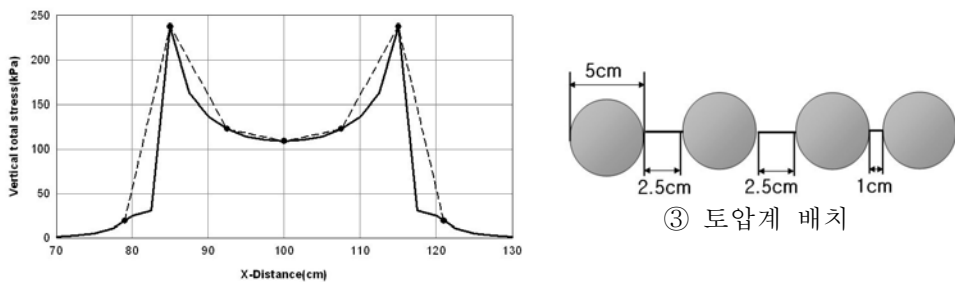
재하판 너비 20cm에 대해 토압계 설치는 <그림 2.40>과 같다. ①의 경

우 토압계 간섭을 고려하여 1cm의 간격으로 최대한 토압계를 붙여서 설치한 경우이며 ②의 경우 재하판 양끝단의 응력이 매우 크게 나오는 점을 고려하여 재하판 중심 및 양끝단에 토압계를 설치하고 다음 토압계는 1cm 간격을 두고 토압계를 설치한 경우이다. 두 배치 모두 실제 응력분포를 나타내기에는 측점이 부족하여 재하판 아래에서 지반에 따른 응력분포의 변화를 측정하기에는 무리가 있을 것으로 판단된다.



<그림 2.40> 재하판 아래에서의 토압분포 및 토압계 배치(B=20cm)

<그림 2.41>은 재하판 너비 30cm에 대한 ③의 토압계 설치한 경우에 대하여 나타낸 그래프이다. 토압계의 설치는 재하판 양끝단에서 큰 수직 응력이 나타나는 점을 고려하여 2.5cm의 여유간격으로 설치하였다. 재하판 아래서 측점은 5개로 실제와 비슷한 응력분포를 표현할 수 있었으며, 재하판 너비 20cm에서의 토압계 배치에 비하여 넓은 여유간격을 확보할 수 있어 토압계 간섭에 의한 영향도 감소할 것으로 판단된다.



<그림 2.41> 재하판 아래에서의 토압분포 및 토압계 배치(B=30cm)

(표 2.16) 재하판 너비 30cm에 따른 응력오차, 측정거리 90cm

재하판 너비 (cm)	오차		적용응력에 대한 오차	
	SIGMA/W	PLAXIS	SIGMA/W	PLAXIS
30	44.2	34.9	1.76	2.21

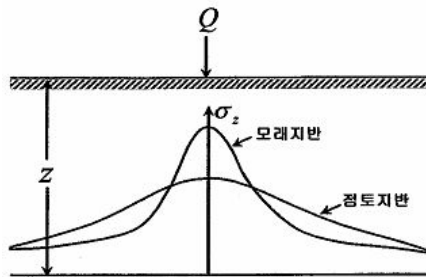
따라서 본 모형실험에서는 실험장비의 적용성 및 FEM방법에 의한 선형 분석을 통하여 재하판 너비를 30cm로 결정하였으며 실제 토압계의 수평 거리상 최대 측점이 90cm인 점을 고려하면 응력에 대한 최대오차는 (표 2.16)과 같으며 실제 적용응력(170kPa)에 대한 최대오차는 평균 1.99로 작게 나타나 지중응력분포를 해석하는데 적합할 것으로 판단된다.

제3장 실내모형실험을 통한 지중응력분포 파악

제1절 개요

지표면에 응력이 재하 되었을 때 지중응력분포를 산정하는 방법은 일반적으로 탄성해법이나 근사해법에 의하여 이루어진다. 그러나 이들 방법은 지반을 실제와 다른 유사 탄성론에 의한 가정공식이므로 흙을 균질성, 등방성으로 보고 응력분포를 산정하게 되므로 실제 지반의 응력분포와는 해석결과가 다르게 나타날 수 있다. 특히 이러한 방법은 토질의 특성을 고려하지 않고 모든 토질에 일률적으로 적용되는 불합리성이 내재되어 있다.

<그림 3.1>에서와 같이 일반적으로 흙의 종류에 따라 지반의 응력은 다른 분포를 갖게 되며 모래지반이 점토지반에 비하여 응력집중현상이 커서 같은 응력을 적용하였을 때 응력 작용점 하부의 같은 깊이에서의 응력은 모래지반이 점토지반보다 더 큰 응력을 나타내며 응력 작용점에서 멀어질수록 점토지반의 응력이 더 크게 나타나는 것으로 알려져 있다.



<그림 3.1> 지반에 따른 응력분포

지반에 작용하는 하중의 경우 크기나 형태가 매우 다양하며 이에 따라 지중응력분포도 달라지게 된다. 특히 점증하중이나 반복하중의 경우 초기 응력작용에 의하여 지반의 변형이 발생하고 이로 인하여 지반 조건이 초기 조건과 달라지게 된다. 따라서 변형이 발생된 후 작용되는 하중에 의한 지중응력분포는 단순히 정적하중만을 고려하여 해석할 경우와 다른 결과를 나타낼 수 있다.

따라서 지반의 종류 및 하중 등을 고려하여 보다 정확한 지중응력분포를 파악하기 위해서는 실내시험을 통하여 지반의 종류 및 하중에 따른 실제 응력분포의 산정이 필요하다.

또한 저수지 제체나 방조제의 경우 지반에 작용되는 하중의 원인은 흙의 자중에 의한 것으로 실제 흙은 재료의 특성상 많은 공간적 변동성 및 불확실성을 내포하고 있다. (표 3.1)은 흙의 불확실성에 대한 확률변수를 나타낸 것이다.

(표 3.1) Coefficients of variation of different soil properties for summary data from (a) Lacasse and Nadim(1996), and (b) Lumb(1974)

(a) Soil property	Soil type	pdf	Mean	COV(%)
Cone resistance	Sand	LN	*	*
	Clay	N/LN		
Undrained shear strength	Clay (triaxial)	LN	*	5-20
	Clay (index S_u)	LN		10-35
	Clayey slit	N		10-30
Ratio S_u/σ'_{vo}	Clay	N/LN	*	5-15
Plastic limit	Clay	N	0.13-0.23	3-20
Liquid limit	Clay	N	0.30-0.80	3-20
Submerged unit weight	All soils	N	5-11(kN/m ³)	0-10
Friction angle	Sand	N	*	2-5
Void ratio, porosity, initial void ratio	All soils	N	*	7-30
Over consolidation ratio	Clay	N/LN	*	10-35
(b) Soil property				
Density	All soils			5-10
Void ratio	All soils			15-30
Permeability	All soils			200-300
Compressibility	All soils			25-30
Undrained cohesion (clay)	All soils			20-50
Tangent of angle of shearing resistance (sand)	All soils			5-15
Coefficient of consolidation	All soils			25-50

따라서 실제 지반에 작용하는 하중은 이에 따라 확률적 분포로 작용하게 되며 이를 고려한 합리적 설계를 위해서는 응력 증가에 따른 지중응력분포의 확률론적 해석이 필요하다. 본 장에서는 실험목적에 맞는 적합한 실험을 계획하고 실내모형실험과 기존의 지중응력분포 산정방법에 의한 결과를 비교하기 위하여 탄성해법, 근사해법 등 기존의 지중응력분포 산정을 위한 이론식을 살펴보고자 한다.

제2절 기본 이론식

표면재하하중으로 인한 깊이에 따른 응력분포의 평가는 교통도로의 설계, 얇은 기초의 설계, 연약지반의 성토공사와 기초침하의 계산 및 연약지반의 안전시공을 위하여 중요한 요구사항이다. 일반적으로 비보강토에서의 응력분포는 다음 중 하나를 사용하여 평가된다.

가. 탄성해법

탄성해법은 흙이 선형탄성매질처럼 거동한다는 가정에 근거하여 해석하였다. 최초의 개발은 Boussinesq와 Westergaard에 의해 수행되었으며 후자는 교호하는 단단한 층이 있는 탄성 흙에 대한 해를 제공하였다. 층이진 토층 및 강성 경계가 있는 토층에 대한 탄성해는 후에 Burmister와 다른 이들에 의해 개발되었다.

나. 근사해법

이 경우는 기초 지지면으로부터 지반을 지나는 응력의 분산각을 흙의 종류에 근거하여 정한다. 실무에서 일반적으로 사용되는 값은 26° 이다(2:1분포에 해당).

다. 수치해석법

이 방법은 복잡한 기초형상이나 해석에 흙의 비선형성을 포함할 필요가 있을 때를 위해 마련되었다. 이 경우에 있어서, 응력분포와 침하는 유한요

소법, 경계요소법, 유한차분법을 사용한 전산 Program에 의해 평가될 수 있다.

각 방법들은 각각의 장단점을 가지고 있다. 탄성해법은 연직 및 수평방향의 응력분포를 제공하며 비교적 사용하기 쉽다. 또한 약간의 조작으로 복잡한 기초형상에 대해 사용할 수 있다. 이 방법의 주된 단점은 흙의 비선형성과 불규칙성에 대한 평가를 할 수 없다는 것이다. 그러나 이 범주의 방법들은 이론공식에 의해 현재 실무에서 가장 널리 사용되고 있다. 근사해법은 간단하고 사용하기 쉬운 장점이 있으나 정밀성이 부족하며 결과가 개략적으로 산출된다는 단점을 가지고 있다. 재하된 기초면적 하에서 이러한 응력들이 평가되어지고 있는 위치에 대해 구분되지 않고 주어진 깊이에서 단지 평균적인 응력만이 평가될 수 있다. 게다가 지지면으로부터 분산각에 의해 정의된 영향영역 밖의 응력크기는 0이라고 가정된다. 수치해석법은 가장 다용도이고 다른 방법들의 단점을 보완한다. 전산기술의 발전과 함께 수치해석법은 공학계에서 가장 이용하기 쉽게 되었다. 그러나 적용하기에 비교적 비싸고 시간이 걸린다.

1. 탄성해법

가. Boussinesq의 이론

1921년 Boussinesq는 지반의 수평면을 경계면으로 하는 균질하고 등방성이며, 자중이 없는 반무한 탄성체지반(semi-infinite elastic body) 표면에 상재하중이 가해졌을 때 지중의 한 요소부분에 발생하는 응력해석을 발표하였다. 균질 등방성인 반무한 탄성체의 지표면에 집중하중 Q 가 작용할 경우 지반내의 한 점에서의 x, y, z 방향에 대한 압축응력 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ 와 전단응력 τ_x, τ_y, τ_z 를 Boussinesq의 이론으로 지중에서 발생하는 응력분포를 해명하였다. 또한 연직응력과 수평응력을 직교좌표계를 이용하여 지표면에 집중하중이 작용하는 경우와 선형 등분포하중이 작용하는 경우를 다음과 같이 나타내었다.

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} \quad (3.1)$$

$$\sigma_x = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \left[\frac{x^2 z}{R^3} + \frac{1-2\mu}{3} \cdot \frac{R^2 - Rz - z^2}{R^3(R+z)} - \frac{(2R+z)x^2}{R^3(R+z)^2} \right] \quad (3.2)$$

$$\sigma_y = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \left[\frac{y^2 z}{R^3} + \frac{1-2\mu}{3} \cdot \frac{R^2 - Rz - z^2}{R^3(R+z)} - \frac{(2R+z)y^2}{R^3(R+z)^2} \right] \quad (3.3)$$

$$\tau_{xy} = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \left[\frac{x \cdot y \cdot z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \cdot \frac{(2R+z) \cdot x \cdot y}{R^3(R+z)^2} \right] \quad (3.4)$$

$$\tau_{yz} = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{y \cdot z^2}{R^5} \quad (3.5)$$

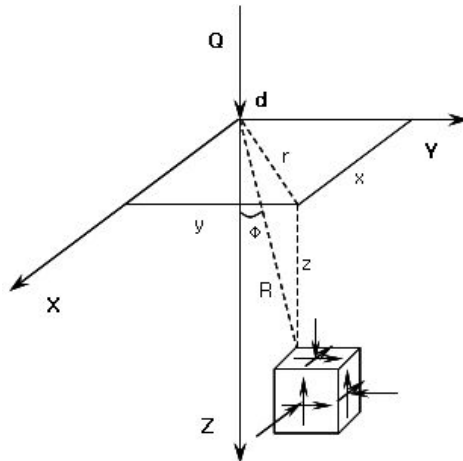
$$\tau_{zx} = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{y \cdot z^2}{R^5} \quad (3.6)$$

여기서, z : 하중작용점에서 응력을 구하려는 깊이

Q : 지표면에 가해지는 집중하중의 크기

R^2 : $x^2 + y^2 + z^2$

μ : 포아송비



<그림 3.2> 직교좌표계로 나타낸 집중하중에 의한 지중응력

또한, 식(3.1)에서 침하량 계산에 필요한 수직응력은 다음과 같다.

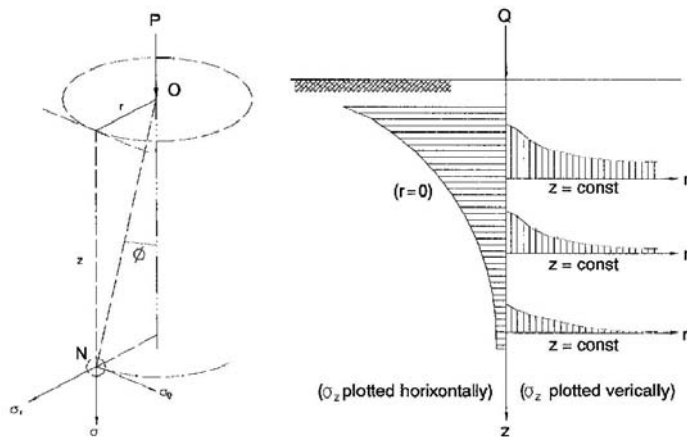
$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}$ 에서 $\frac{z}{R} = \cos\psi$ 로 나타내면 식(3.7)과 같다.

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \cos^5\psi \frac{Q}{z} \quad (3.7)$$

여기서, ψ 는 집중하중이 작용하는 지점과 수직응력을 구하려는 지점을 연결하는 선과의 연직축을 이루는 각이며, 위 식을 정리하면 집중하중에 의한 지반의 수직응력에 대한 영향치(I_σ)를 이용하여 식(3.8)과 같이 나타낼 수 있으며, $\frac{R}{z}$ 와 I_σ 의 관계도는 <그림 3.3>과 같다.

$$\Delta\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{Q}{z^2} \cos^5\psi = \frac{3}{2z} \left\{ \frac{1}{1 + \left(\frac{x}{z}\right)^2} \right\}^{\frac{5}{2}} = f\left(\frac{x}{z}\right) = I_\sigma \quad (3.8)$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} I_\sigma$$



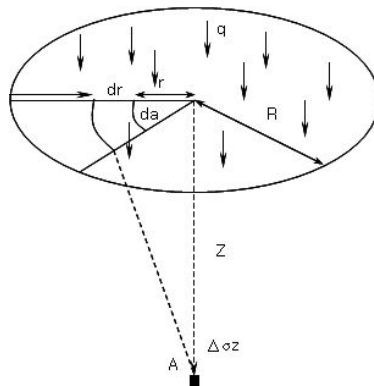
<그림 3.3> 원통좌표계로 나타낸 집중하중에 의한 지중응력

식(3.1)~식(3.7)에서 나타낸 것과 같이 연직응력(σ_z)은 탄성계수인 포아송비(μ)에 무관함에도 측정치와 탄성이론치가 비교적 잘 맞는 것으로 판명되었다. 위 식들을 이용하여 원형연성등분포 하중의 중심점 아래 임의

의 점에서의 연직응력증가를 계산하면 식(3.9)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\Delta\sigma_z = q \left[1 - \frac{1}{\left\{ 1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2 \right\}^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (3.9)$$

여기서, R : 작용하는 원형등분포하중의 반경
 q : 등분포하중



<그림 3.4> 원형 등분포하중에 의한 지중응력

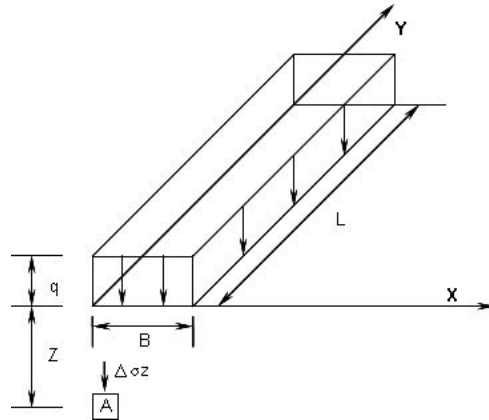
길이 L , 폭 B 인 직사각형 단면상에 등분포 하중이 지표면에 작용할 때에도 Boussinesq의 해로 지반 내의 연직응력을 구할 수 있으며 식(3.10)과 같다.

$$\Delta\sigma_z = q \cdot I_\sigma \quad (3.10)$$

여기서,

$$I_\sigma : \frac{1}{4\pi} \cdot \left[\frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{\frac{1}{2}}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \cdot \tan^{-1} \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{\frac{1}{2}}}{m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1} \right]$$

$m: \frac{B}{Z}, \quad n: \frac{L}{Z}$



<그림 3.5> 직사각형 등분포하중에 의한 지중응력

정사각형면적에 등분포하중이 작용할 경우에, 구형 재하면적의 중심 아래에서의 연직응력 증가량이 중요하다.

$$\Delta\sigma_z = q \cdot I_\sigma \quad (3.11)$$

여기서,

$$I_\sigma : \frac{2}{\pi} \left[\frac{m_1 n_1}{\sqrt{1+m_1^2 n_1^2}} \frac{1+m_1^2+2n_1^2}{(1+n_1^2)(m_1^2+n_1^2)} \right] + \sin^{-1} \frac{m_1}{\sqrt{m_1^2+n_1^2} \sqrt{1+n_1^2}}$$

$$m_1 : \frac{L}{B}, \quad n_1 : \frac{z}{b}, \quad b : \frac{B}{2}$$

나. Westergaard의 이론

Westergaard는 지반의 모래층이나 실트층, 점토층의 호층으로 되어있는 경우 지표면에 재하된 하중이 지중으로의 분산됨을 고려한 독자적 이론식을 발표하였다. 1938년 Westergaard는 얇은 강성보강재가 각 층 사이에 깔린 탄성지반에서 집중하중 P로 인하여 <그림 3.6>의 A점에서 발생하는 연직응력을 포아송비의 함수로 다음과 같은 식(3.12)을 제안하였다.

$$\Delta\sigma_z = \frac{P\eta}{2\pi z^2} \cdot \left[\frac{1}{\eta^2 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \quad (3.12)$$

여기서, $\eta : \sqrt{\frac{(1-2\mu)}{(2-2\mu)}}$

r : 수평거리

μ : 포아송비

σ_z : 하중 Q 에 의해 지반의 임의점에서의 수직응력

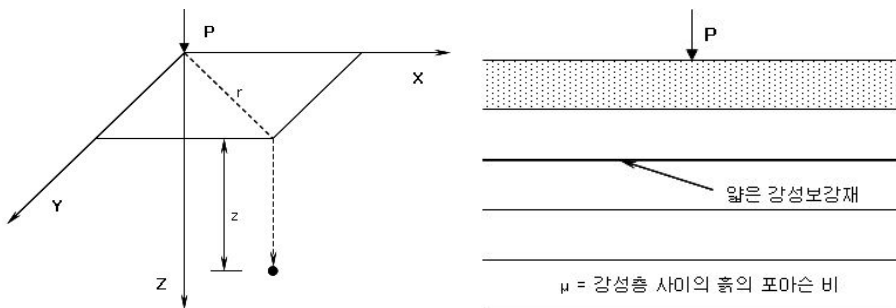
식(3.12)는 식(3.13)처럼 다시 쓸 수 있다.

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} I_\sigma \quad (3.13)$$

여기서, $I_\sigma : \frac{1}{2\pi\eta^2} \left[\left(\frac{r}{\eta z}\right)^2 + 1 \right]^{-3/2}$

일반적으로 Westergaard의 분석에 따르면 재하면 아래에서는 더 낮은 응력 값을 나타내며, 재하면 밖에서는 더 큰 값이 나타났다.

Boussinesq이론과 Westergaard이론에 의한 응력값을 비교해 보면 r/z 의 값이 작은 지점의 응력은 Boussinesq이론에 의한 값이 더 크게 나타나며, r/z 가 약 1.8인 지점의 응력은 두 값이 비슷하며, 1.8보다 큰 지점의 응력은 Westergaard이론에 의한 값이 더 크게 나타난다.



<그림 3.6> 집중하중에 의해 발생하는 지중응력

다. Newmark 이론

Newmark는 Boussinesq의 해를 기초로 하여 지표면에 등분포하중 q 가 작용할 때 지반 내의 어떤 점에서의 연직응력을 구할 수 있는 영향도표를 제시하였다.

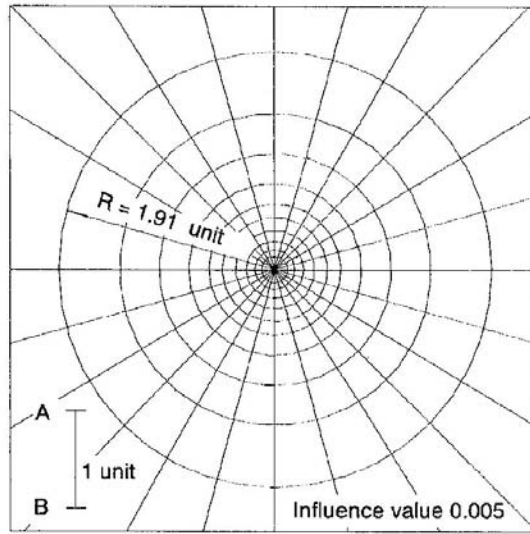
장방형하중에서 장방형이 여러 개 조합된 불규칙한 형상의 등분포하중에 대해서도 구하고자 하는 위치 점의 하중우각이 되도록 가상적인 적당한 장방형으로 분할하여 연직응력을 구할 수 있으나, 임의의 불규칙적인 형상의 등분포하중에 의한 임의 점 깊이 z 의 연직응력은 구할 수 없다. 이에 Newmark는 임의 형상의 연성의 수직 재하면 아래의 임의 점에서의 응력을 구하기 위한 영향도표를 작성하였다. 영향도는 <그림 3.7>과 같다. 영향도표를 이용한 연직응력의 계산단계는 다음과 같다.

- ① 기준선상 AB와 깊이 z 를 같게 하여 축적을 정한다.
- ② 정해진 축적을 기본으로 하여 재하면의 평면을 다시 그린다.
- ③ 구하고자 하는 지중응력의 위치점이 영향원의 고심에 일치하도록 배치한다.
- ④ 평면내에 들어가는 영향도의 구획수 n 을 계산하여 $\Delta\sigma_z$ 를 계산할 수 있다.

$$\Delta\sigma_z = q \cdot (IV) \cdot (n) \quad (3.14)$$

여기서, IV : 도표의 영향값

n : 작도된 재하면적 내의 영향원 블록수



<그림 3.7> Newmark 영향도

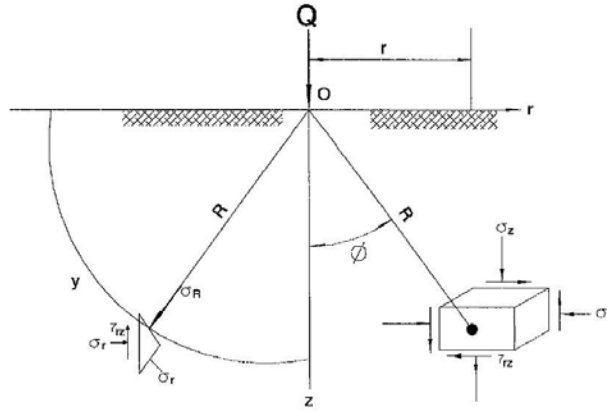
라. Fröhlich 이론

Fröhlich는 많은 실험 결과로 실제지반에 하중이 작용하는 경우 인장응력이 발생하지 않는다는 것을 연구하여 Boussinesq의 식에서 포아송비(μ)가 0.5인 경우와 같이 응력의 직진성을 기본가정으로 삼고, 지중응력이 하중작용점 부근에 집중하는 실험결과를 도입하여 Boussinesq의 식을 수정하고 응력 집중계수(ν)라는 새로운 개념을 도입해黽밀내의 응력분포의 근사식 (3.15)를 제안하였다.

$$\Delta\sigma_z = \frac{\nu}{2\pi} \cos^{\nu+2}\phi \frac{Q}{z^2} \quad (3.15)$$

여기서, ν 는 응력집중계수로 포화점토의 비배수 조건인 연약한 점토지반일 경우 비압축성이라고 가정해도 되므로 포아송비 $\mu=0.5$ 인 경우 비압축성이므로 $\nu=3$ 이 되고, 이 경우 Boussinesq의 식과 일치한다. Ohde는 응력집중계수(ν)와 포아송비(μ)와의 관계를 $\nu = \frac{1}{\mu} + 1$ 의 식으로 나타냈으며 깊이 z 를 일정하게 두면 지표면에서 깊이가 z 인 임의의 수평면상의 수직응력의 분포를 구할 수 있다. 이 응력분포는 <그림 3.8>과 같이 종상의

분포를 하게 되며 μ 값이 클수록 곡선의 볼록 부분은 하중의 작용선상에 집중하게 되는 것을 알 수 있다. 많은 실험결과 집중계수(ν)에 대하여 점토지반의 경우 $\mu=0.5$ 로 $\nu=3$ 이며, 사질지반의 경우 $\mu=0.25 \sim 0.33$ 으로 $\nu=4 \sim 6$ 의 값을 적정치로 규정하였다.



<그림 3.8> 지반 내 응력의 직선적 전달

수직응력계수와 정지토압계수의 관계식은 다음 식(3.16)과 같다.

$$\nu = 2 + \frac{1}{K_0} \quad (3.16)$$

그리고 Fröhlich는 원형등분포하중이 작용할 경우 식(3.19)와 같이 나타내었다.

$$\sigma_x = \frac{\nu Q}{2\pi R^2} \cos^{\nu-2} \phi \sin^2 \phi = \frac{\nu Q}{2\pi R^2} \cos^2 \phi \sin^2 \phi \quad (3.17)$$

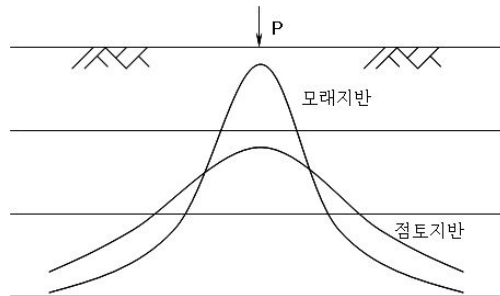
$$\sigma_t = 0 \quad (3.18)$$

$$\sigma_z = \frac{\nu Q}{2\pi R^2} \cos^{\nu} \phi = \frac{\nu Q}{2\pi R^2} \cos^{\nu+2} \phi \quad (3.19)$$

$$\tau_{zx} = \tau_{xz} = \frac{\nu Q}{2\pi R^2} \cos^{\nu-1} \phi \sin \phi = \frac{\nu Q}{2\pi R^2} \cos^{\nu+1} \phi \sin \phi \quad (3.20)$$

식(3.19)를 $z/R = \cos\psi$, $x/R = y/R = \sin\psi$ 로 계산하거나, 점성지반으로 가정하여 $\mu = 3$ 인 경우 Boussinesq의 식과 같게 된다.

$$\Delta\sigma_z = q \left[1 - \frac{1}{\left\{ 1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right\}^{\frac{3}{2}}} \right] = q(1 - \cos^3\theta) \quad (3.21)$$



<그림 3.9> 집중계수를 고려한 지중의 응력분포

2. 근사해법

가. Strohschneider 이론

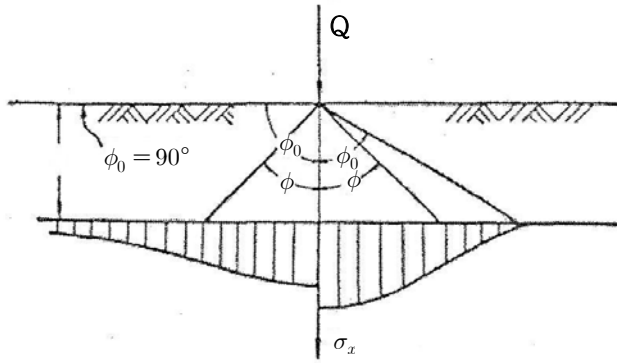
지반의 응력전달은 <그림 3.10>과 같이 Boussinesq의 탄성해에 의하면 매우 광범위하게 분포되지만 Kögler의 실험결과에 의하면 어느 범위 내에 한정된다는 사실로부터 Strohschneider는 집중하중 Q 에 의한 지반 내 응력의 확산영역을 <그림 3.10>의 우측반분과 같이 경각 ϕ_0 의 1개의 원추형과 같이 생각하고 지표에서 깊이 z 가 되는 점의 연직방향의 수직응력 σ_z 로서 집중하중에 의한 연직지중응력을 식(3.22)와 같이 표시하였다.

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{Q}{Z^2} \frac{(\cos\phi - \cot\phi_0 \sin\phi) \cos^4\phi}{1 - \cos\phi_0} = \frac{Q}{z^2} I_s \quad (3.22)$$

이 식에 있어서 $\phi = 90^\circ$ 로 바꾸면,

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^5 \phi \quad (3.23)$$

식(3.23)과 같이 되어 이것은 Boussinesq의 식과 일치한다. <그림 3.10>에서 알 수 있듯이 폐합된 응력영역을 가정하면 지반 내 응력분포는 하중 작용점의 직하에서 탄성론에 의하여 계산된 것으로서 크게 된다. 그보다 외방에서는 지반 내에 응력을 일으키지 않는 것과 같은 경계를 주는 경각 ϕ_0 의 크기는 깊이 z 에 의하여 변하면 고려해야 할 깊이와 더불어 큰 값을 취하면 실정에 잘 부합된다. 여기서 Strohschneider는 토질로부터 수직선 기준 응력 분산각 ϕ_0 는 지중응력 σ_z 의 분포각으로써 사질토에서는 $\phi_0 = 40^\circ \sim 50^\circ$, 점성토에서는 $\phi_0 \leq 70^\circ$ 이며 70° 보다 큰 값은 결코 관측되지 않고 있다. $\phi_0 = 90^\circ$ 일 때의 σ_z 는 Boussinesq의 식과 일치한다. 그리고 I_s 는 Strohschneider의 영향치이다.



(Boussinesq)

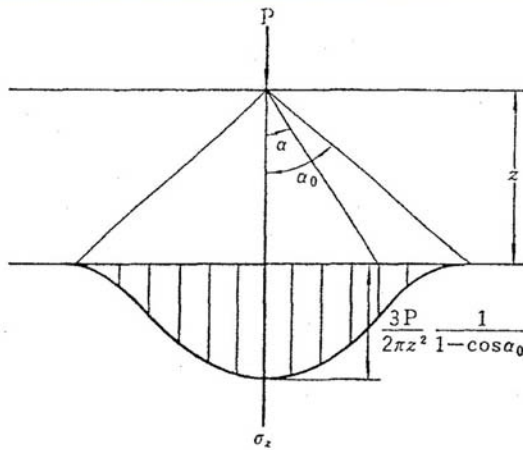
$$\phi_0 = 90^\circ$$

(Strohscneider)

사질토 : $\phi_0 = 40^\circ \sim 50^\circ$

점성토 : $\phi_0 \leq 70^\circ$

<그림 3.10> 지중응력분포의 비교



<그림 3.11> Strohscneider의 응력모형도

Strohscneider 식에 있어 $I_s(K_s)$ 는 응력정수이며 점성토 및 사질토에 대하여 비교하면 (표 3.2)와 같다.

(표 3.2) 흙의 종류에 따른 I_s

토질	I_s
점성토	0.700
사질토	2.040

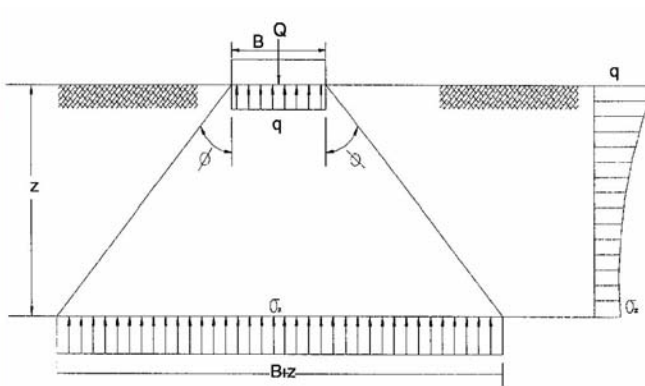
(표 3.2)에서 영향치의 값은 하중 작용점 직하인 $\phi=0$ 에 대한 것이며, I_s 의 값은 점성토에서 $n=3$ 및 $\phi_0=70^\circ$, 사질토에서 $n=5$ 및 $\phi_0=40^\circ$ 로 가정하였다. 한편 Kögler는 선하중 q' 에 대하여 Strohschneider의 식을 확장하여 식(3.24)를 얻었다.

$$\sigma_z = \frac{q'}{z} \frac{1}{\phi_0} (\cos \phi_0 \sin \phi) \cos^3 \phi \quad (3.24)$$

나. Kögler의 이론

Kögler는 등분포대상하중에 의한 지중연직응력에 대한 근사해로서 <그림 3.12>와 같이 응력이 하중단에서 일정한 분포각을 갖고 지중수평면상에 등분포하는 것으로 가정하여 식(3.25)와 같이 나타냈다.

$$\Delta\sigma = \frac{q \cdot B}{B + 2z \cdot \tan \psi} \quad (3.25)$$



<그림 3.12> Kögler의 근사해

그러나 등분포하중에 의하여 지반 수평면상에 분포되는 지중연직응력은 등분포가 아니며, 어느 폐합영역 내에 한정되지도 않으므로 Kögler는 지중응력이 등분포 되지 않는 것을 검정한 후, 분포각을 $\psi = 45^\circ$ 로 하고, 응력환산한계선이 하중의 양단에서 출발하여 지중수평면과 만나는 교점에서 사다리꼴의 응력분포도를 이루는 것으로 가정하여 응력의 평형조건으로서 식(3.26)으로 나타냈다.

$$\Delta\sigma = \frac{q \cdot B}{2z} \quad (3.26)$$

다. 수정된 Kögler의 이론

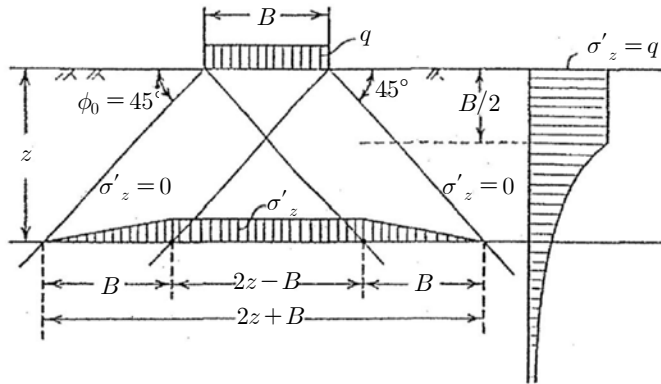
Kögler는 응력의 직선적 분포와 등분포를 가정하였으나 실제로는 지반 내 수평면 상에 작용하는 연직응력은 등분포하지 않는다. 이 사실은 미하중을 미소한 폭으로 분할해서 각 편에 일어나는 지반 내 응력을 중첩시킴으로써 쉽게 검증할 수 있다. 즉, 응력의 분포는 종모양이 되고 응력은 깊이에 따라 직선적으로 감소하는 것도 아니다.

Kögler는 후에 직선적 응력분포에 있어서 분포각 $\phi_0 = 45^\circ$ 로 일정하게 하고 그 대신 지반 내 수평면에는 등분포응력이 작용하는 것이 아니라 다음 그림과 같이 사다리꼴인 응력의 분포임을 제안하였다.

$$z \leq \frac{B}{2} : \sigma_z = q(\text{일정})$$

$$z \geq \frac{B}{2} : \frac{(2z+B) + (2z-B)}{2} \sigma_z = qB$$

여기서, $\sigma_z = \frac{qB}{2z}$ (쌍곡선)



<그림 3.13> Kögler의 수정분포

라. 분산각법

하중 분산각(ϕ)을 토질특성별로 구분 적용하는 방법이다.

- ① 암 : 55°
- ② 자갈 : 50°
- ③ 모래 : 45°
- ④ 사질토 : 40°
- ⑤ 점토 : 30°
- ⑥ 연약점토 : 26.5°

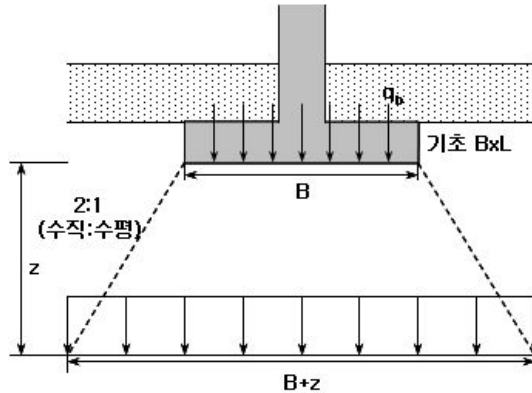
같은 지반에서도 하중이 커지만 분산각이 커진다.

마. 2:1 방법

여러 경우에 기초공학자들은 기초를 축조할 때 깊이에 따라서 생기는 응력의 증가를 구하기 위해 근사적인 방법을 사용하는데, 이를 2:1방법이라 한다(<그림 3.14> 참조). 이 방법에 따르면 임의의 깊이 z 의 응력증가는 다음과 같다.

$$\Delta p = \frac{q_0 \times B \times L}{(B+z)(L+z)} \quad (3.27)$$

위 식은 기초면에서 응력이 수평 1에 대하여 연직 2의 경사로 확산됨을 나타낸다.



<그림 3.14> 2 : 1 방법

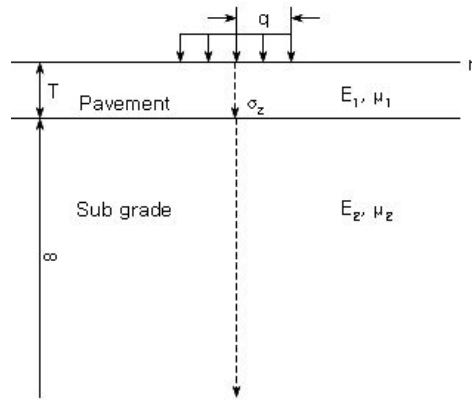
3. 2층 지반 지중응력

가. Burmister 2층계 이론

2층계는 임의의 깊이 T 를 갖는 모든 표면 또는 포장층인 1층과 강성이 약한 아래층인 2층으로 구성되어 있으며 표면하중은 반경 r 을 갖는 원형 등분포하중으로 작용한다. 이러한 문제를 해결하기 위한 탄성이론의 적용은 다음의 가정과 조건이 뒤따른다.

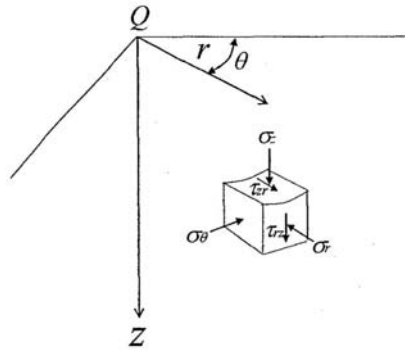
- ① 2층의 각 흙은 Hooke의 법칙에 따르기 위해 균질하고 이상적인 탄성재료이다.
- ② 표면 보강층인 1층은 중량이 없고 수평방향으로 무한하다. 두께는 T 로 유한하다고 가정하며 2층은 수평 및 수직방향으로 무한하다고 가정한다.
- ③ 1층의 표면은 재하면의 범위 밖에서는 주응력 및 전단응력을 받지 않으며 하층인 2층에서는 무한한 깊이에서 응력, 변위는 0이다.
- ④ 2층 문제의 해는 1층과 2층 사이의 접촉면에서의 응력과 변위가 연속조건을 만족해야 한다.

⑤ 상하층의 포아송비는 0.5또는 0이다



<그림 3.15> 2층계

위 전제조건들을 잘 표현하기 위해 포아송비를 0.5로 하여 Burmister는 다음과 같이 3차원 문제인 응력-변형식을 해석하였다.



<그림 3.16> 축대칭 좌표

이들 값의 정, 부는 압반인 경우에 정의 값으로 취급하였으며 그 정의 방향은 <그림 3.16>과 같다. 이문제의 조건방정식은 제 j층에서의 응력함수를 ϕ_j 로 하면 다음과 같다.

$$\nabla^4 \phi_j = 0$$

$$\nabla^2 = \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \quad (3.29)$$

이 응력함수에서 응력 및 변위를 구하려면 다음 식을 따른다.

$$\begin{aligned}
 \sigma_{zj} &= \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial^2 \phi_j}{\partial z^2} - (2 - \mu_j) \nabla^2 \phi_j \right) \\
 \sigma_{rj} &= \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial^2 \phi_j}{\partial z^2} - \mu_j \nabla^2 \phi_j \right) \\
 \sigma_{\theta j} &= \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial^2 \phi_j}{\partial z^2} - \mu_j \nabla^2 \phi_j \right) \\
 \tau_{rzj} &= \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial^2 \phi_j}{\partial z^2} - (1 - \mu_j) \nabla^2 \phi_j \right)
 \end{aligned} \tag{3.30}$$

이것을 변위로 계산하면 식(3.31)이 된다.

$$W_j = \frac{1 + \mu_j}{E_j} (2(1 - \mu_j) \nabla^2 \phi_j - \frac{\partial^2 \phi_j}{\partial z^2}) \tag{3.31}$$

이 식에서 첨자 j 는 제 j 층의 값을 나타내고 W_j 는 j 층에 있어 연직변위, U_j 는 j 층에 있어서 반경방향의 변위를 나타낸다. 식(3.29)의 적합방정식을 만족하는 응력함수 ϕ_j 로서 다음 식이 있다.

$$\phi_{mj} = j_0(m\rho)(C_{j1} \cosh m\beta + C_{j2} \sinh m\beta + C_{j3} \cosh m\beta + C_{j4} \sinh m\beta) \tag{3.32}$$

여기서, $\beta: z/T$

$\rho: r/T$

j_0 : 제 1 종 0차 Bessel 함수

m : 무차원 파라메타

$C_{j1}, C_{j2}, C_{j3}, C_{j4}$: 경계조건에서 정해지는 미정계수

경계조건으로서 다음과 같은 조건을 고찰할 수 있다. 표면($\beta=0$)에 있어서 경계 조건은 식(3.33), 식(3.34)로 표현된다.

$$\sigma_{r1} = p\alpha \int_0^\infty j_1(m\alpha)j_0(m\rho)dm = \begin{cases} p & \alpha > \rho > 0 \\ \frac{1}{2}p & \rho = \alpha > 0 \\ 0 & \rho > \alpha > 0 \end{cases} \quad (3.33)$$

여기서, $\alpha = a/T$

$$\sigma_{zm} = p\alpha J_1(m\alpha)j_0(m\rho)$$

$$\tau_{rz1} = 0$$

1층과 2층의 접촉면($\beta=1$)에서는 다음의 조건을 생각할 수 있다.

$$W_1 = W_2 \quad (3.34a)$$

$$U_1 = U_2 \quad (3.34b)$$

$$\sigma_{rz1} = \sigma_{rz2} \quad (3.34c)$$

$$\tau_{rz1} = \tau_{rz2} \quad (3.34d)$$

2층의 무한깊이($\beta=\infty$)에 있어 조건은 다음 두 가지로 나타낼 수 있다.

$$\sigma_{z3} = 0 \quad (3.35a)$$

$$W_3 = 0 \quad (3.35b)$$

이와 같은 8개의 조건에서 식 3.34의 C_{11} , C_{12} , C_{13} , C_{14} , C_{21} , C_{22} , C_{23} , C_{24} 의 미정계수가 구해지며, 이 식들에 의해 응력 및 변위가 구해진다. 한편 표면($\beta=0$)에 있어 연직변위 W_1 을 구하면

$$\begin{aligned} W_1 &= \int_0^\infty W_{m1}dm \\ &= -\frac{1+\mu_1}{E_1} \int_0^\infty (C_{11} - C_{14} \frac{2-4\mu_1}{m}) \frac{m^2}{T^2} J_0(m\rho)dm \end{aligned} \quad (3.36)$$

원형 등분포하중 중심점에 있어 연직변위 W_{co} 는

$$W_{\infty} = -\frac{1+\mu_1}{E_1} \int_0^{\infty} (C_{11} - C_{14} \frac{2-4\mu_1}{m}) \frac{m^2}{T^2} dm \quad (3.37)$$

여기에서 무한적분은 0에서부터 어떤 범위까지 적분할 때 그것보다 이전 값은 무시할 수 있기 때문에 전자계산기로 수치 계산 할 수 있다.

나. Barber 이론

Barber는 Palmer와 함께 2층 탄성체 표면변위의 간이계산법을 제시하였다. 이는 포장의 노상에 대한 상대강도를 $[E_1(1-\mu_2^2)/E_2(1-\mu_1^2)]^{1/3}$ 라 하면 포아송비가 $\mu_1 = \mu_2 = 0.5$ 일 때와 상대강도는 $(E_1/E_2)^{1/3}$ 이 되며 이때 포장은 노상과 같은 재료특성에서 노상을 보호한다고 할 때, 같은 값이 피복 두께 T_e 는 다음과 같다.

$$T_e = T(E_1/E_2)^{1/3} \quad (3.38)$$

원형등분포하중을 받는 반무한체에서 z 깊이의 연직응력과 수평응력을 나타내면 연직방향의 주응력(P_z)는

$$P_z = P[1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{3/2}}] \quad (3.39)$$

반경방향의 주응력(P_r)은 다음과 같다.

$$P_r = \frac{P}{2} [1 + 2\mu - \frac{2(1+\mu)z}{(a^2 + z^2)^{3/2}} + \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{3/2}}] \quad (3.40)$$

또한 표면에 원형등분포하중(재하반경 a)을 받는 반무한탄성체(탄성계수 E)에서 z 깊이에 있어 연직변위 W_z 는 아래와 같다.

$$W_z = \frac{1.5ap}{E_2(1+(z/a)^2)^{1/2}} \quad (3.41)$$

위 식에서 E 를 E_2 로 Z 를 식(3.38)의 T_e 에 바꿔 정리하면 포장 아래의 노상면의 연직변위 W_s 를 나타내는 식이 된다.

$$W_s = \left[\frac{1.5ap}{E_2(1+(T/a)^2(E_z/E_2)^{2/3})^{1/2}} \right] \quad (3.42)$$

한편 포장부분의 압축량 W_p 는 아래와 같다.

$$W_p = \frac{E_1}{E_2} \left(\frac{1.5ap}{E_2} - W_s \right) \quad (3.43)$$

따라서 2층계의 표면 변위량 W_{co} 는 다음 식과 같이 나타낸다.

$$\begin{aligned} W_{co} &= W_s + W_p \\ &= \frac{1.5ap}{E_2} \left[\frac{1}{(1+(T/a)^2(E_1/E_2)^{2/3})^{1/2}} \left(1 - \frac{E_2}{E_1} \right) + \frac{E_2}{E_1} \right] \end{aligned} \quad (3.44)$$

그러므로 Barber의 변위계수 F_{co} 는 다음 식이 된다.

$$F_{co} = \left[\frac{1}{(1+(T/a)^2(E_1/E_2)^{2/3})^{1/2}} \left(1 - \frac{E_2}{E_1} \right) + \frac{E_2}{E_1} \right] \quad (3.45)$$

다. Odemark 이론

Odemark의 간이계산법은 Barber의 근사계산법과 비슷하지만 결과적으로 Burmister의 엄밀해와 일치가 잘 되도록 n_1, n_2 2개의 수정계수를 이용하고 있다. 즉 식(3.38)의 T_e 의 계산에 수정계수 n_1 을 포함하여 다음과 같이 표현하고 있다.

$$T_e = n_1 T_1 (E_1/E_w)^{1/3} \quad (3.46)$$

$$W_s = \left[\frac{1.5ap}{E_2 (1 + n_1^2 (T/a)^2 (E_1/E_2)^{2/3})^{1/2}} \right] \quad (3.47)$$

한편 포장부분의 압축량에 대해서는 식(3.41)을 이용하여 다음과 같이 구한다.

$$W_s = \frac{1.5ap}{E_1} - \frac{1.5ap}{E_1 (1 + n_2^2 (t/n)^2)^{1/2}} = \frac{1.5ap}{E_1} \left[1 - \frac{1}{(1 + n_2^2 (t/n)^2)^{1/2}} \right] \quad (3.48)$$

따라서,

$$\begin{aligned} W_{co} &= W_s + W_p = W_s \\ &= \frac{1.5ap}{E_2} \left[\frac{1}{(1 + n_1^2 (T/a)^2 (E_1/E_2)^{2/3})} + \frac{E_2}{E_1} \left(1 - \frac{1}{(1 + n_2^2 (T/a)^2)^{1/2}} \right) \right] \end{aligned} \quad (3.49)$$

여기서 Odemark는 Burmister의 변위계수와 이들의 계산치를 비교한 결과 $n_1 = n_2 = 0.9$ 일 때 가장 적당한 수정계수라 생각하고 해석하였으며 서로는 거의 같은 값을 나타내고 있다. 즉, Odemark에 의한 변위계수 F_{co} 는 다음 식이 된다.

$$F_{co} = \left[\frac{1}{(1 + 0.9^2 (T/a)^2 (E_1/E_2)^{2/3})^{1/2}} + \frac{E_2}{E_1} \left(1 - \frac{1}{(1 + 0.9^2 (T/a)^2)^{1/2}} \right) \right] \quad (3.50)$$

제3절 실험목적

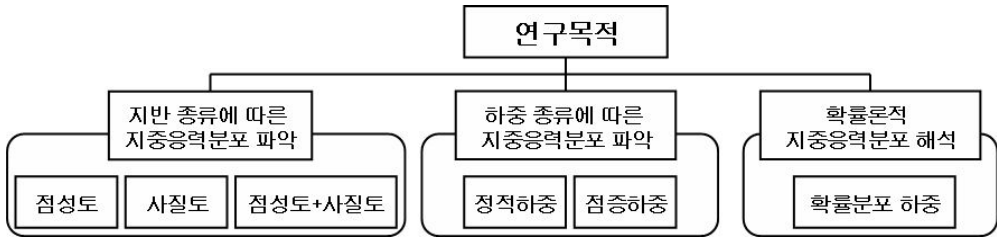
본 연구는 실내모형실험을 통하여 지반의 종류 및 하중의 종류에 따른 지중응력분포를 규명하고 확률론적 해석을 통하여 보다 합리적인 설계가 가능하도록 하기 위한 것으로 실험 목적은 다음과 같다.

- (1) 지반종류별 재하하중에 의한 지중응력분포 파악
- (2) 점증하중에 따른 지중응력분포 파악
- (3) 다층지반에 대한 지중응력분포 파악
- (4) 실내모형실험과 기존 이론식에 의한 지중응력분포 결과 비교
- (5) 확률론적 해석을 위한 하중 및 지반응력 증가의 확률론적분포 파악

제4절 실험계획

연구목적에 맞는 실험결과를 도출하기 위해서는 적절한 실험계획의 설계가 무엇보다 중요하다. 본 연구의 목적은 농업생산기반시설의 단면 확대에 따른 공학적 안정성 확보를 위한 것으로 저수지 제체 증고나 방조제의 승상에 따른 지반의 변형 및 응력분포를 정확히 파악하는데 있다. 특히 저수지 및 방조제의 단면 확대는 추가 하중을 발생시키며 이에 따른 지반의 변형 및 응력을 정확하게 파악하여 설계에 반영하는 것은 매우 중요하다. 초기에 제체는 일정한 하중이 변하지 않고 작용하고 있는 정적하중으로 간주할 수 있으며 만약 단면 확대에 의하여 추가 성토가 이루어지면 이에 따른 하중은 하중의 증가가 시공 단계에 따라 점차적으로 증가하는 점증하중으로 간주할 수 있다. 여기서 추가 성토에 의한 하중은 일반적으로 흙의 자중에 의한 것으로 앞서서도 언급하였듯이 흙은 재료의 특성상 많은 불확실성을 내포하고 있어 이에 따른 응력분포도 확률적 분포형태를 갖게 된다. 따라서 지중응력분포의 확률론적 해석을 위해서는 하중의 확률분포에 따른 응력 증가분의 확률분포를 알아야 한다.

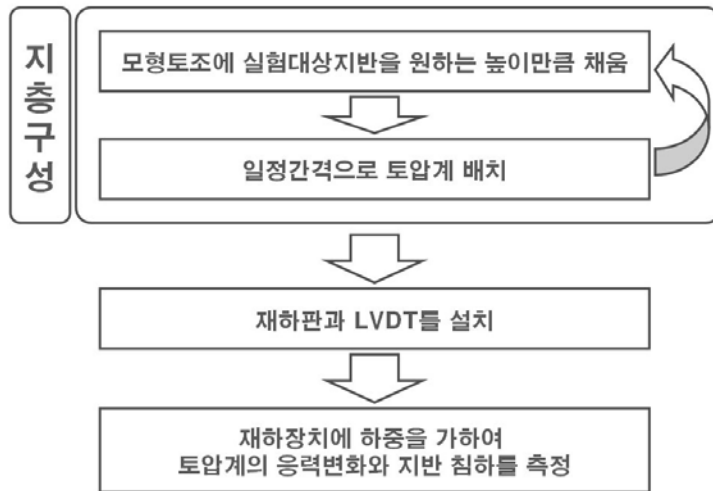
따라서 모형실험은 이러한 하중 종류에 따른 지반에서의 응력분포를 도출할 수 있어야 하며 <그림 3.17>은 적절한 실험을 위하여 연구목적에 맞는 실험조건의 선정을 나타낸 것이다.



<그림 3.17> 연구목적에 따른 실험조건 선정

토조에서 지층 구성은 지반의 종류 및 다층지반에 따른 응력분포의 변화를 살펴보기 위하여 점성토, 사질토, 점성토와 사질토로 혼합된 다층지반을 선정하였으며 적용하중은 단순한 응력분포를 파악하기 위한 정적하중, 하중의 증가에 따른 지반의 변형 및 응력분포를 파악하기 위한 점증하중, 지중응력의 불확실성을 고려한 확률분포 하중으로 선정하였다.

1. 실험순서



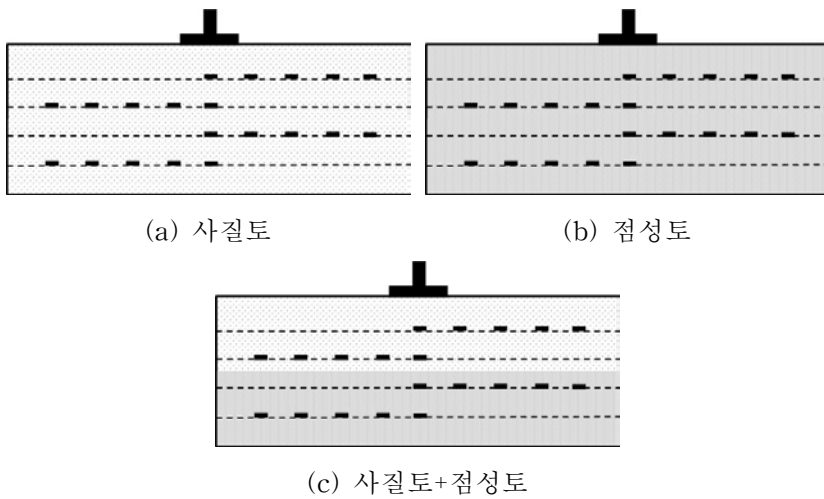
<그림 3.18> 실험 순서

일반적인 모형실험의 순서는 <그림 3.18>과 같다. 우선 실험대상지반을 목표 밀도에 맞추어 원하는 높이만큼 채운 다음 일정간격으로 토압계를 배치하고 다시 원하는 높이만큼 실험대상지반을 채운다. 원하는 지층구성과 토압계의 배치가 끝나면 하중재하를 위한 재하판과 침하측정을 위한

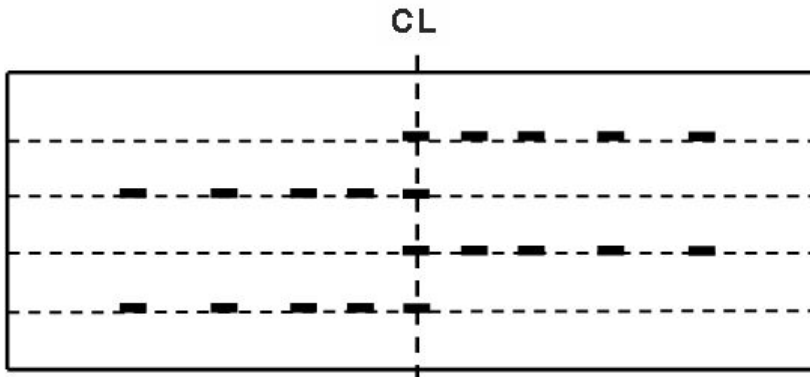
LVDT를 설치한다. 설치가 완료되면 재하장치에 원하는 하중의 종류와 크기를 적용하고 이에 따른 토압계의 응력변화 및 지반 침하를 측정한다.

2. 지층구성 및 토압계 배치

지층의 구성은 <그림 3.19(a)>, <그림 3.19(b)>와 같이 사질토 및 점성토만으로 이루어진 단층지반과 <그림 3.19(c)>와 같이 사질토와 점성토로 이루어진 다층지반을 구성하여 지반을 모사한다.



<그림 3.19> 지층구성 및 토압계 배치

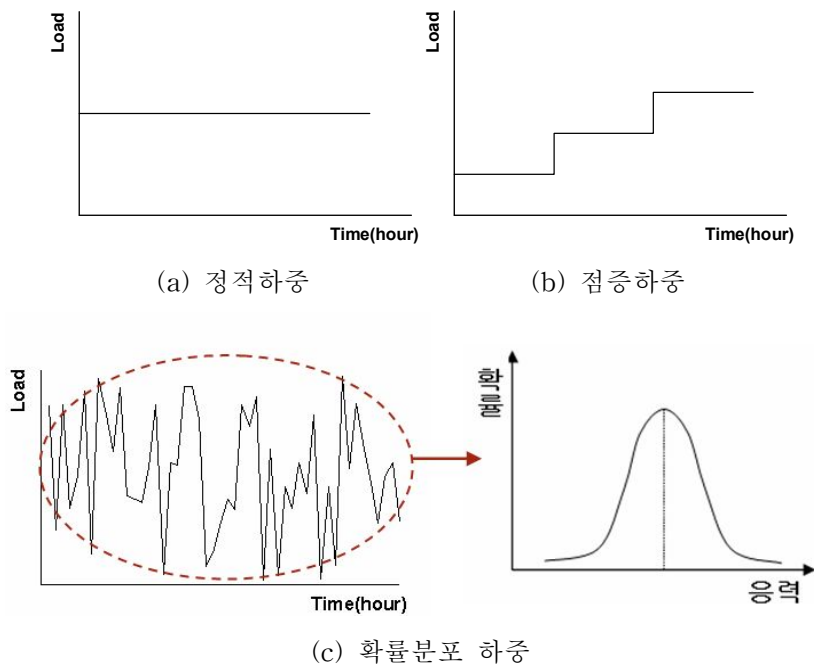


<그림 3.20> 토압계 배치도

토압계의 배치는 모형실험은 토조의 중앙에 대하여 좌우대칭(bilateral symmetry)인 점을 고려하여 <그림 3.20>과 같이 임의 깊이에 대하여 한 쪽에만 토압계를 설치하며 토압계의 간섭을 최소화하기 위해서 좌우 번갈아가며 토압계를 배치한다. 토압계의 간격은 재하판 가까이서 응력변화가 큰 점을 고려하여 재하판 중심에서 간격을 좁히고 수평방향으로 갈수록 점차 토압계의 설치간격을 늘려 효과적으로 응력분포를 측정할 수 있도록 배치한다.

3. 하중조건

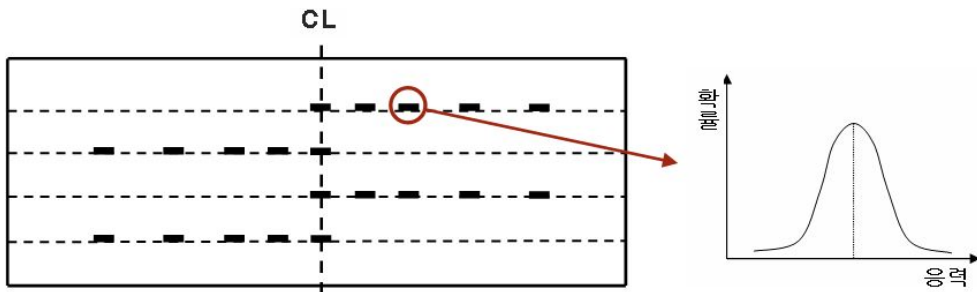
모형실험에 적용되는 정적하중, 점증하중, 확률분포 하중으로 하중종류에 따른 시간별 적용하중은 <그림 3.21>과 같다.



<그림 3.21> 하중종류에 따른 시간별 하중

정적하중의 경우 일정한 크기의 하중을 시간에 따라 동일하게 적용하여 지반의 변형 및 지중응력을 관찰하며 점증하중의 경우 임의의 하중을 재하한 뒤 일정시간이 지나면 변형이 발생된 지반에 추가적인 하중을 적용

하여 응력 변화를 관찰한다. 확률분포 하중의 경우 하중의 크기가 정해진 평균과 표준편차에 범위에서 임의적으로 변하면서 지반에 응력을 발생시키는 것으로 하중은 <그림 3.21(c)>의 오른쪽과 같이 일정한 확률분포를 나타낸다. 하중의 확률적 분포에 따라 임의 한 측정에서는 <그림 3.22>와 같이 확률적 응력분포를 구할 수 있으며 하중의 확률분포와 비교하여 깊이, 거리 및 시간에 따라 확률분포가 어떻게 달라지는지를 비교한다.



<그림 3.22> 하중분포에 따른 측정 응력의 확률분포

제5절 활용계획

본 실내모형실험결과의 향후 활용계획은 다음과 같다.

- (1) 기존 이론식과 실험에 의한 결과의 비교분석
- (2) 다층지반에 따른 응력분포 파악
- (3) 확률론적 하중분포에 따른 측정별, 시간별 응력분포 파악
 - 지중응력증가에 대한 확률분포함수 추정 및 확률변수결정
- (4) 지중응력증가의 확률변수를 활용한 침하분포 파악 - 확률론적 침하해석

제4장 제체 증고에 따른 변형 및 응력분포 해석

제1절 개요

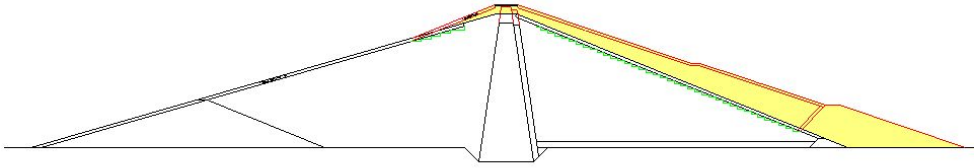
저수지 증고사업은 제체 단면의 확대를 통하여 제정고를 높이는 것으로 이에 따라 농업생산기반시설의 재정비와 안정적인 농업용수를 확보할 수 있다. 저수지 증고사업을 통한 제체 단면의 확대는 지반의 응력증가를 초래하며 이에 따른 안정성 확보를 위해서는 추가 성토에 따른 지반의 변형 및 응력을 검토할 필요성이 있다. 특히 단면 확대는 단계적인 추가 성토에 의하여 이루어지므로 최종 단면에 대한 해석만 수행하기 보다는 시공 단계를 고려하여 변형 및 응력을 해석하는 것이 더 바람직하다고 할 수 있다.

본 연구에서는 이러한 저수지 증고사업에 대하여 저수지 제체의 단면 확대에 따른 지반의 변형 및 응력을 검토하기 위하여 경상남도 거창군 웅양면 산포리에 있는 웅양지 제체의 단면 확대에 따른 지반 변형 및 응력 해석을 실시하였다.

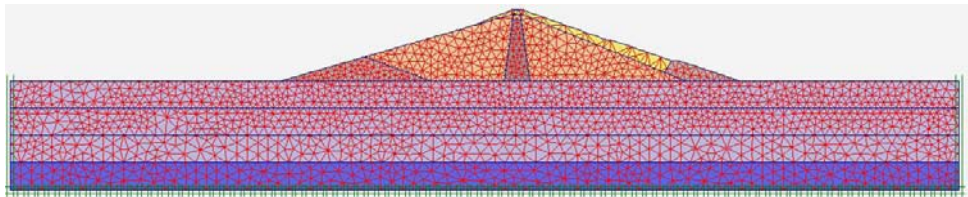
제2절 제체 증고시 시공단계별 변형 및 응력해석

웅양지 제체의 표준단면도는 <그림 4.1>과 같으며 음영처리된 부분은 제체의 증고를 위하여 기존 제체 위에 추가로 시공한 부위를 나타낸다. 기존 제체의 총 높이는 47.5m이며 제체 증고에 따라 두 높임 후 제정고는 기존 제정고와 비교하여 3.2m 증가한 50.7m이다. 제체 너비의 경우 기존 제체의 경우 298m이었으며 단면 확대에 의하여 338m로 증가였다. 제체 증고에 따른 지반의 응력 및 변형은 유한요소해석 프로그램인 PLAXIS를 통하여 해석을 수행하였다.

1. 해석 조건



<그림 4.1> 용양지 제체 표준단면도



<그림 4.2> 지반 모델링 및 mesh생성

프로그램 해석을 위한 지반 모델링 및 유한요소해석을 위한 mesh 생성은 <그림 4.2>와 같다. 지반의 경계조건은 지반의 좌우는 수평방향 변위에 대하여 고정하였으며 바닥면은 암층과 같은 단단한 층이 존재함을 고려하여 수평, 수직방향 변위를 고정하였다. 지하수위는 제체 바로 아래 존재하는 것으로 설정하였으며 이에 따라 지반은 지하수위 아래 존재하게 된다.

본 해석에 사용된 제체 및 지반 물성치는 (표 4.1)과 같다.

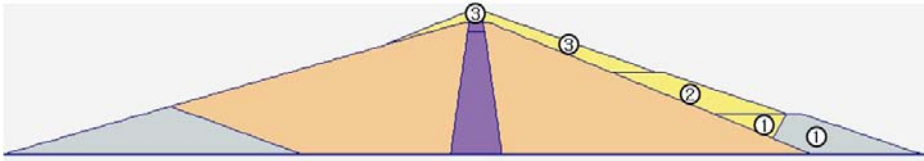
(표 4.1) 제체 및 지반 물성치

Soil		단위중량, γ_t (kN/m^3)	투수계수 (cm/s)	탄성계수, E (tf/m^2)	포와송비	점착력 (kN/m^2)	마찰각 ($^\circ$)
제체	추가성토	18.6	0.0001	2800	0.3	29.4	15
	사석	20.6	0.1	20000	0.2	0.0	45
	제체토사	18.6	0.0001	2800	0.3	34.3	15
	제체점토	18.1	0.0000001	2000	0.33	39.2	10
지반	점토	17.6	0.0000001	2500	0.33	49.0	20
	사질토	16.7	0.001	2500	0.3	29.4	30

2. 변형해석 결과

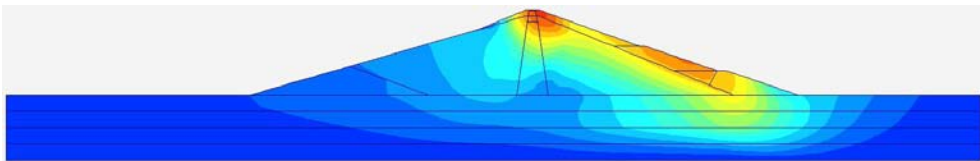
증고 전 제체는 이미 침하에 따른 변형이 완료된 상태이므로 제체 증고로 인한 지반의 변형을 관찰하기 위해서는 추가성토로 인한 응력변화를 계산해야 한다.

실제 제체의 증고시 단계적 시공이 이루어지며 이에 따라 하중도 단계적으로 적용된다. 따라서 시공단계에서의 변형 및 응력을 확인하기 위해서는 시공단계에 따른 응력의 적용이 필요하다. <그림 4.3>은 시공 단계별 해석을 위하여 제체 증고를 위한 추가 성토부분을 3단계로 구분한 것이다.



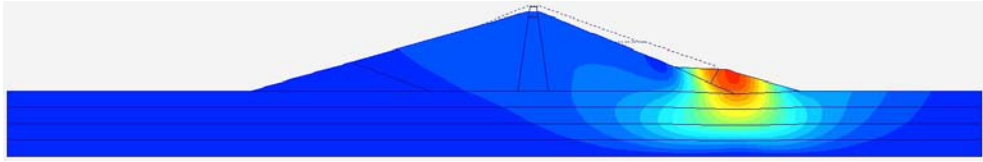
<그림 4.3> 제체 증고를 위한 시공단계

시공 단계별 성토를 고려한 경우와 그렇지 않은 경우 변형에 대한 결과를 비교하기 위하여 지반에 최종 단계의 성토를 한 번에 적용한 경우와 시공 단계별로 성토를 적용한 경우에 대하여 제체 및 지반의 분석을 실시하였다. <그림 4.4>는 시공 단계를 고려하지 않은 경우의 변형 등고선으로 최대 변형량은 2.60m로 나타났다.

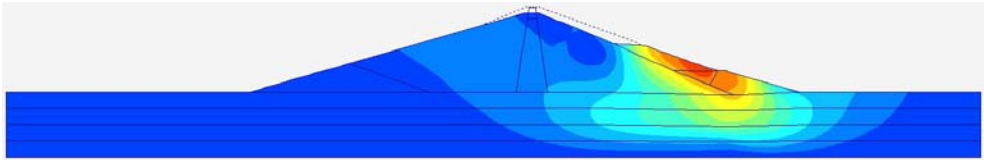


<그림 4.4> 시공 단계를 고려하지 않은 경우 변형 등고선

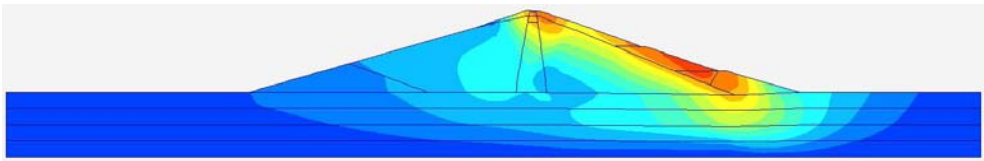
시공 단계를 고려하여 해석을 수행한 경우의 변형 등고선은 <그림 4.5>와 같다. 시공 단계에 따라 최대 변형량은 증가하였으며 변형의 분포도 추가 성토에 따라 달라지는 것을 확인할 수 있었다.



(a) 1단계 시공에 따른 변형 등고선



(b) 2단계 시공에 따른 변형 등고선



(c) 3단계 시공에 따른 변형 등고선

<그림 4.5> 시공 단계에 따른 변형 등고선

(표 4.2)는 시공단계를 고려하여 변형을 해석한 경우와 고려하지 않고 변형을 해석한 경우에 대한 변형의 차이를 비교한 것으로 시공단계를 고려하여 해석한 경우가 그렇지 않은 경우에 비하여 변형이 약 50cm 작게 발생하는 것으로 나타났다. 체체와 지반에 대한 변형률을 구해보면 시공 단계를 고려한 경우 최종 단계에서의 변형률이 2.3%로 나타났으며 시공 단계를 고려하지 않은 경우는 2.87%로 0.57%의 차이가 발생하였다.

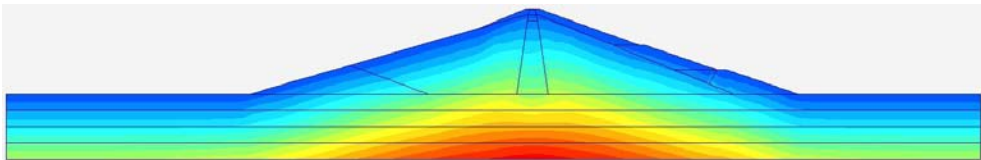
(표 4.2) 시공단계 고려 여부에 따른 최대 변형량 및 변형률

시공 단계	시공단계를 고려할 경우		시공단계를 고려하지 않을 경우	
	변형량(m)	변형률(%)	변형량(m)	변형률(%)
1	1.75	1.93	2.60	2.87
2	2.08	2.29		
3	2.09	2.30		

이와 같이 시공단계의 고려 여부에 따라 변형량이 차이를 보이는 이유는 시공단계를 고려하여 변형을 계산할 경우 초기 성토에 대하여 지반 조건이 달라지고 간극수압의 분포도 달라지기 때문에 추가적으로 성토가 이루어지면 초기 지반과 다른 조건의 지반에 하중이 적용되어 침하가 계산되기 때문인 것으로 판단된다.

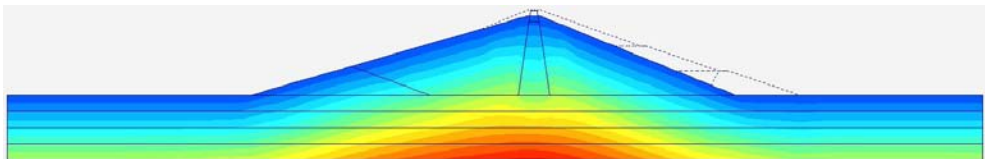
3. 응력분포 해석결과

변형해석의 경우와 마찬가지로 시공 단계의 고려여부에 따른 응력분포 해석을 실시하였으며 시공 단계를 고려하지 않은 경우 응력 등고선은 <그림 4.6>과 같다.

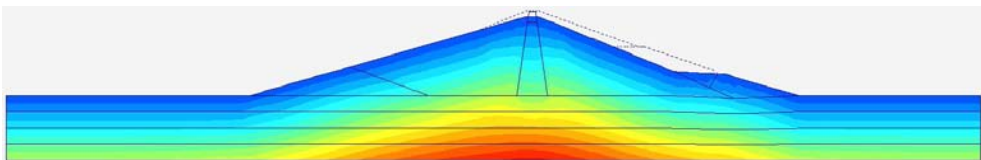


<그림 4.6> 시공 단계를 고려하지 않은 경우 응력 등고선

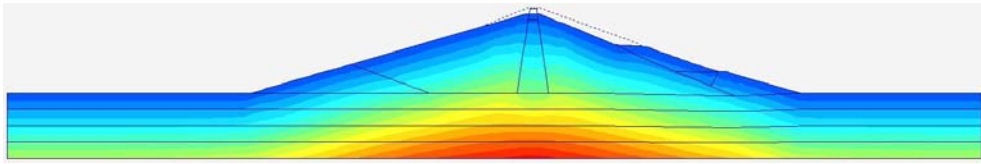
시공 단계에 따른 응력 등고선은 <그림 4.7>과 같으며 단면 확대에 따른 추가 성토가 진행됨에 따라 성토부분에서 응력이 증가하여 응력분포가 변하는 것을 확인할 수 있었다.



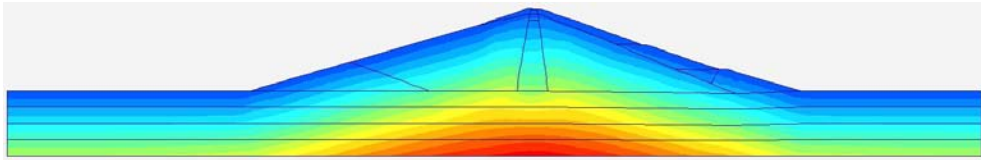
(a) 기존 제체에 의한 응력 등고선



(b) 1단계 시공에 따른 응력 등고선



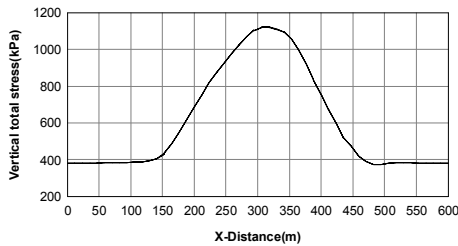
(c) 2단계 시공에 따른 응력 등고선



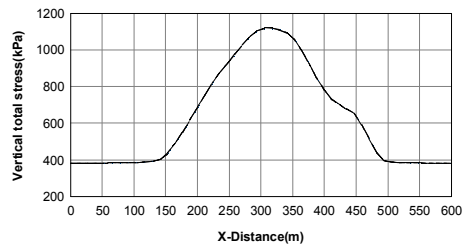
(d) 3단계 시공에 따른 응력 등고선

<그림 4.7> 시공 단계에 따른 응력 등고선

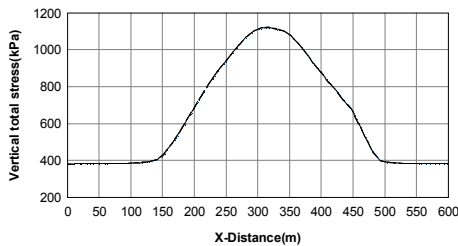
지반의 중앙부분인 심도 20m아래서의 기존 제체에 의한 응력분포 및 추가 성토를 고려한 응력분포는 <그림 4.8>과 같다.



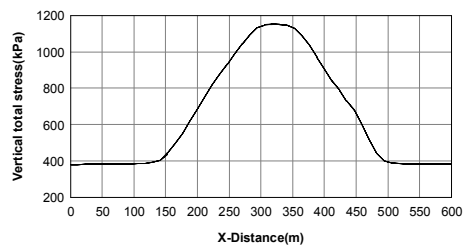
(a) 기존 제체



(b) 1단계 시공



(c) 2단계 시공

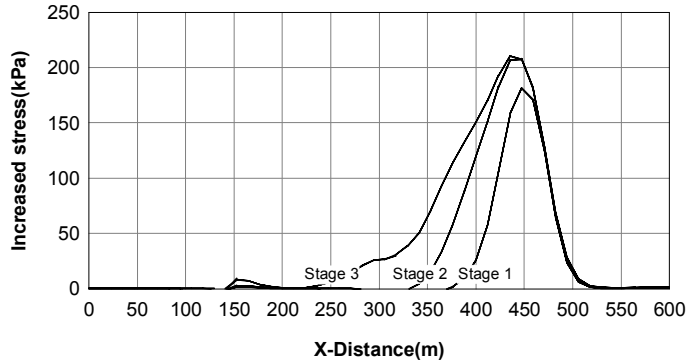


(d) 3단계 시공

<그림 4.8> 시공 단계에 따른 지반의 응력분포(심도 20m)

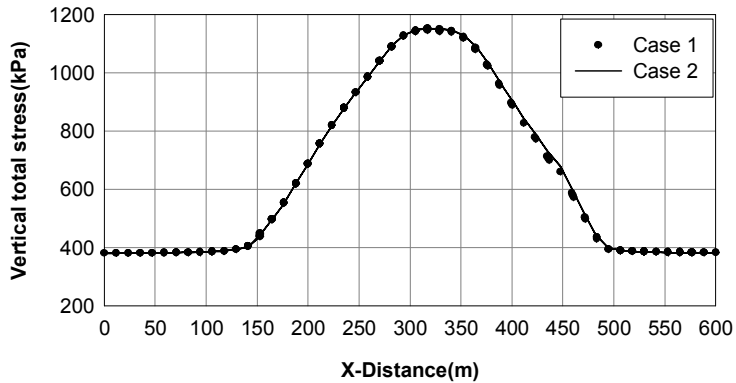
추가 성토가 이루어짐에 따라 지중에는 추가 성토와 비슷한 분포형태로 응력증가가 발생하는 것을 확인할 수 있었다. <그림 4.9>는 각 시공 단계

에 따른 응력증가를 나타낸 그래프로 최대 응력증가량은 210.45kPa로 나타났다.



<그림 4.9> 시공 단계에 따른 응력증가

<그림 4.10>은 시공 단계 고려 여부에 따른 응력분포의 변화를 살펴보기 위하여 동일한 심도에 대하여 단계별 성토를 한 경우와 그렇지 않은 경우의 응력분포를 비교한 것으로 Case 1의 경우 시공 단계를 고려한 경우, Case 2의 경우가 시공 단계를 고려하지 않은 경우이다.

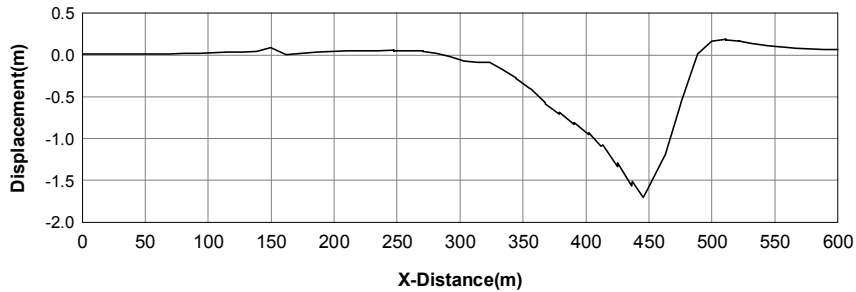


<그림 4.10> 시공 단계 여부에 따른 응력분포(심도 20m)

그래프를 통해서 살펴보면 시공 단계를 고려한 경우 체체의 왼쪽부분은 응력차이가 거의 발생하지 않았으나 추가 성토가 이루어진 부분에서는 지중응력이 약간 더 작게 나온 것을 확인할 수 있었다. 단면 확대를 위한 추가 성토로 침하가 발생하게 되며 침하가 발생된 지반의 자리에 지반의

침하량만큼 제체가 침하하게 되면서 지하수위면 아래로 잠기게 된다.

<그림 4.11>은 단면 확대에 따른 지반 최상부의 침하량 분포를 나타낸 그래프이다. 그림을 통하여 알 수 있듯이 제체의 오른쪽 단면 확대에 따라 그 부분에 해당하는 지반에서 많은 침하가 발생한 것을 확인할 수 있었다.



<그림 4.11> 지반 최상부 침하량 분포

지반이 침하됨에 따라 물에 잠긴 제체의 부분에서는 유효응력의 변화가 발생하게 되고 이에 따라 유효 상재압 감소의 결과를 초래하게 된다. 결국 지중응력의 크기는 유효 상재압 감소에 따라 작아지게 되고 시공단계를 고려하지 않을 경우에 비하여 지중응력이 작게 나타나게 된다. 만약 침하량이 커진다면 지하수위면 아래로 잠기게 되는 부분이 많이 지게 되어 그 차이는 더 크게 나타날 것으로 판단된다.

제3절 소 결

본 연구에서는 웅양지 제체의 단면 확대에 따른 지반의 변형 및 응력을 해석하였다. 실제 제체의 증고는 추가성도에 의하여 단계적으로 이루어지며 이에 따른 영향을 분석하기 위해 추가 성도를 시공 단계적으로 고려하였을 경우와 최종 단면에 대한 성도를 한꺼번에 고려했을 경우로 나누어 해석을 실시하였다.

변형에 대한 해석결과, 시공 단계를 고려한 최대 변형량은 2.09m로 나타났으며 시공 단계에 따라 변형량이 증가하는 것을 확인할 수 있었다. 시공 단계를 고려하지 않은 경우의 최대 변형량은 2.60m로 시공 단계를 고

려했을 경우보다 약 50cm 더 큰 변형을 나타내었다. 제체와 지반에 대한 변형률의 차이를 비교하면 시공 단계를 고려한 경우가 2.3%, 시공 단계를 고려하지 않은 경우가 2.87%로 0.57%의 차이가 발생하였다. 이와 같이 시공단계의 고려 여부에 따라 변형률이 차이를 보이는 이유는 시공단계를 고려하여 변형을 계산할 경우 초기 성토에 대하여 변형이 발생하면서 간극비와 같은 지반 조건이 달라지게 되고 지하수위 아래 지반이 존재하는 경우 간극수압의 분포도 달라지기 때문이다. 따라서 이후 추가 성토를 하게 되면 초기 지반과는 다른 조건을 갖는 지반에 적용되기 때문에 한꺼번에 성토를 고려한 경우와 비교하였을 때 변형량에서 차이를 나타내는 것으로 판단된다.

응력에 대한 해석결과, 지반에서는 추가 성토와 유사한 형태로 응력증가가 발생하였으며 최대 응력증가량은 210.45kPa로 나타났다. 시공 단계의 고려 여부에 따라서는 시공 단계를 고려한 경우가 그렇지 않은 경우에 비하여 추가 성토가 이루어진 부분에서 응력이 더 작게 나타났으며 응력의 차이는 지반이 침하함에 따라 지하수위 아래로 잠기는 지반이 발생하게 되어 이에 따른 유효 상재압의 감소로 시공단계를 고려하지 않을 경우에 비하여 더 작은 지중응력이 나타나는 것으로 판단된다.

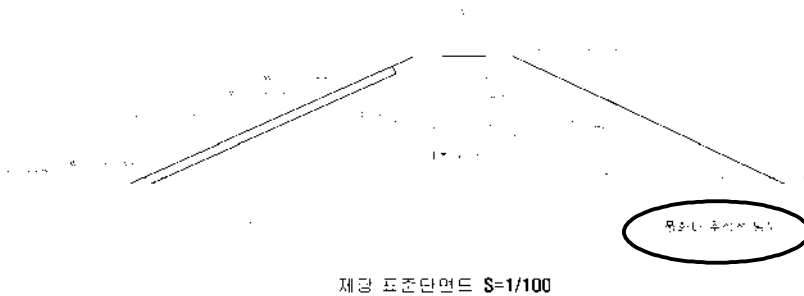
제5장 농업생산기반시설 종류별 단면확대시 거동특성 파악

제1절 제체 단면 확대 안정성 분석

1. 검토내용 및 검토단면

가. 「의총지구 소규모용수개발사업」 중 계획터파기고 이하에서 연약지반으로 판단되는 토층이 있음

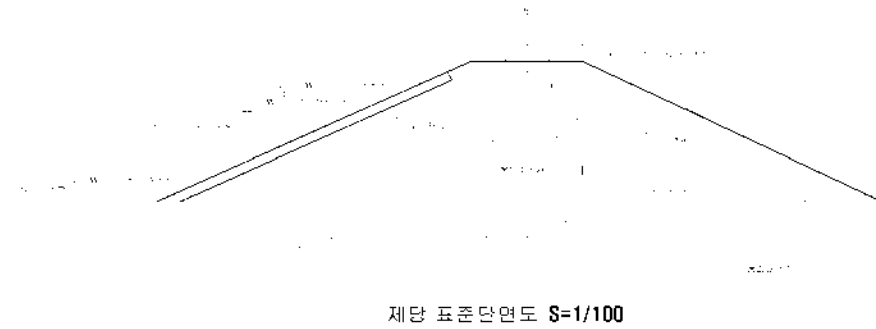
나. 이에 풍화대 추정선까지 터파기를 실시하지 않고, 표준단면대로 시공하였을 때 침투 및 사면안정성이 확보되는지에 대한 검토를 수행함



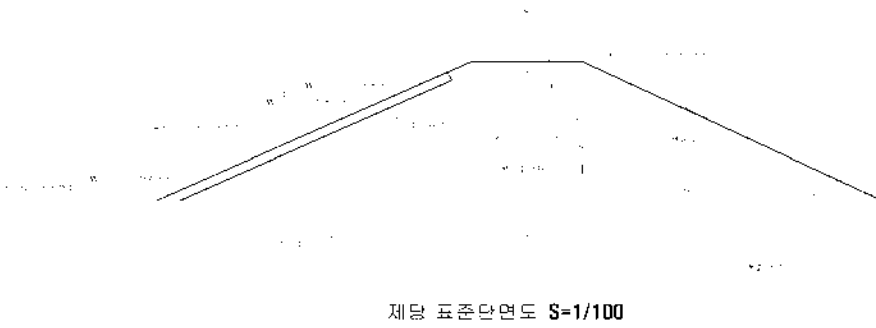
<그림 5.1> 의총지구 제체단면확대 표준단면도

2. 해석단면 및 해석적용 물성치

가. 해석단면



<그림 5.2> BH-1 해석단면



<그림 5.3> BH-1 해석단면

나. 해석적용 물성치

(표 5.1) 의총지구 제체단면확대 해석 물성치

토층	투수계수 (cm/s)	단위중량 (tf/m ³)	점착력 (tf/m ²)	내부마찰각 (°)	비고
성토재	5.00×10 ⁻⁵	1.89	1.67	28	문헌 및 추정값
코어재	7.70×10 ⁻⁶	1.72	3.5	6	문헌 및 추정값 (투수는 시험값)
사 석	1.00×10 ⁻²	2.00	0.00	40	문헌 및 추정값
지반 (상부연약층)	5.39×10 ⁻⁴	1.90	3.00	10	문헌값 (투수는 시험값)
지반 (하부풍화대)	4.03×10 ⁻⁴	2.00	1.00	40	문헌값 (투수는 시험값)

3. 침투류 해석결과

가. 해석조건

- (1) 해석 프로그램 : SEEP/W
- (2) 해석방법 : 2차원 정상류 해석
- (3) 해석단면 : 제체 표준단면
- (4) 내 수 위 : 만수위, 수위급강하시
- (5) 투수계수 : 현장 투수 시험치 및 문헌자료

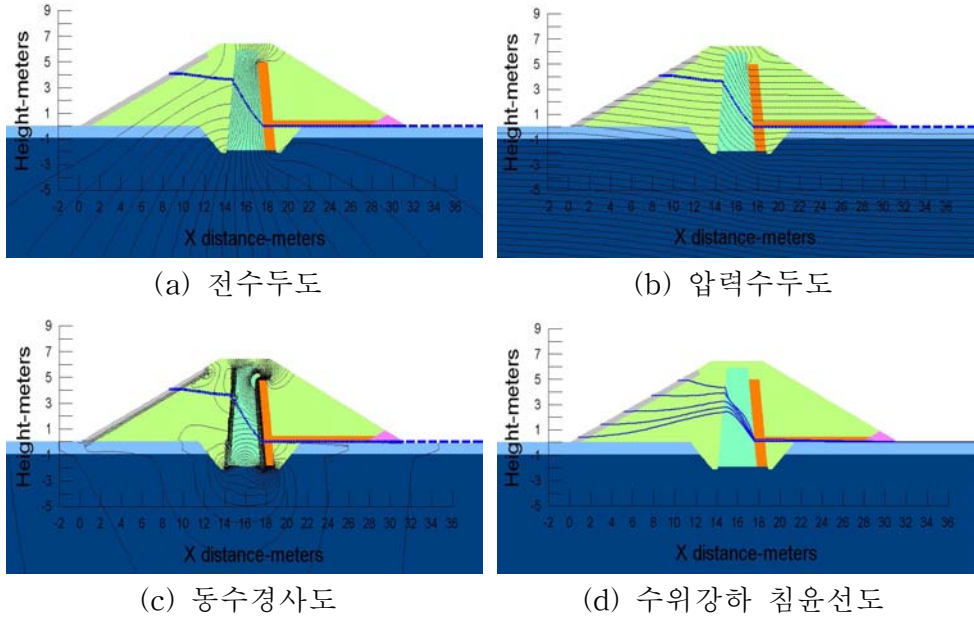
나. BH-1 해석결과

- (1) 유한요소법에 의한 해석결과

(표 5.2) 의총지구 BH-1 침투류 해석결과

한 계 동수경사	최대출구 동수경사	안 전 율	침투수량 (m ³ /s/m)
0.939	0.0619	15.17	2.6312E-07

(2) 만수위시 해석결과



<그림 5.4> 의총지구 BH-1 침투류 해석결과

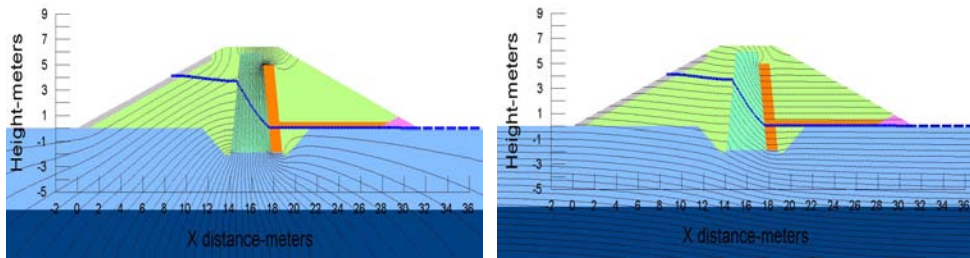
다. BH-2 해석결과

(1) 유한요소법에 의한 해석결과

(표 5.3) 의총지구 BH-2 침투류 해석결과

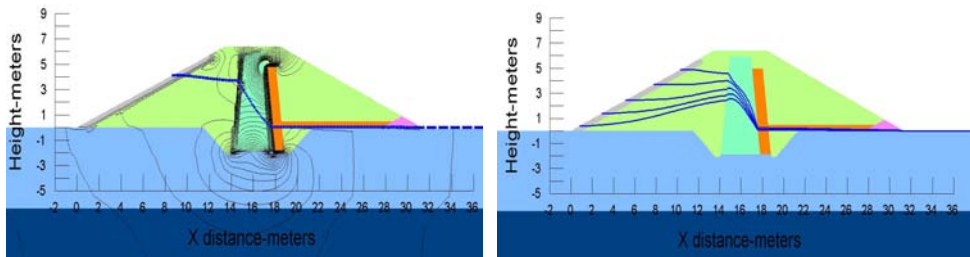
한 계 동수경사	최대출구 동수경사	안 전 율	침투수량 (m ³ /s/m)
0.939	0.038	24.7	5.4684E-07

(2) 만수위시 해석결과



(a) 전수두도

(b) 압력수두도



(c) 동수경사도

(d) 수위강하 침윤선도

<그림 5.5> 의충지구 BH-2 침투류 해석결과

라. 해석결과 검토

(1) BH-1 침투수량 검토

- ① 1일당 침투로 인한 침투수량 : $3.67\text{m}^3/\text{d}$
- ② $\Sigma Q = 2.6312 \times 10^{-7}\text{m}^3/\text{s}/\text{m} \times 161.37\text{m} \times 86,400 = 3.67\text{m}^3/\text{d}$
- ③ 총저수량에 대한 검토 : 1일 허용 침투수량은 총저수량의 0.05%
- ④ $Q_a = 135,000\text{m}^3 \times 0.05/100 = 67.5\text{m}^3/\text{d}$
- ⑤ $Q_a = 67.5\text{m}^3/\text{d} > \Sigma Q = 3.67\text{m}^3/\text{d} \quad \therefore \text{O.K}$
- ⑥ 체체길이에 대한 검토 : 100m당 $1\ell/\text{s}$
- ⑦ $\Sigma Q = 2.6312 \times 10^{-7}\text{m}^3/\text{s}/\text{m} \times 100,000 = 0.0263\ell/\text{s}$
- ⑧ $Q_a = 1\ell/\text{s} > \Sigma Q = 0.0263\ell/\text{s} \quad \therefore \text{O.K}$

(2) BH-2 침투수량 검토

- ① 1일당 침투로 인한 침투수량 : $7.62\text{m}^3/\text{d}$

- ② $\Sigma Q = 5.4684 \times 10^{-7} \text{m}^3/\text{s}/\text{m} \times 161.37\text{m} \times 86,400 = 7.62\text{m}^3/\text{d}$
- ③ 총저수량에 대한 검토 : 1일 허용 침투수량은 총저수량의 0.05%
- ④ $Q_a = 135,000\text{m}^3 \times 0.05/100 = 67.5\text{m}^3/\text{d}$
- ⑤ $Q_a = 67.5\text{m}^3/\text{d} > \Sigma Q = 7.62\text{m}^3/\text{d} \quad \therefore \text{O.K}$
- ⑥ 제체길이에 대한 검토 : 100m당 1 ℓ /s
- ⑦ $\Sigma Q = 5.4684 \times 10^{-7} \text{m}^3/\text{s}/\text{m} \times 100,000 = 0.0547 \ell / \text{s}$
- ⑧ $Q_a = 1 \ell / \text{s} > \Sigma Q = 0.0547 \ell / \text{s} \quad \therefore \text{O.K}$

(3) 파이핑 검토

- ① $G_s=2.69$, $e=0.80$ 으로 가정하면
- ② 한계동수경사(i_c) = $(G_s-1)/(1+e) = (2.69-1)/(1+0.80) = 0.939$
- ③ BH-1 파이핑에 대한 안전율 : $i_c/i_e = 0.939/0.0619 = 15.17$
 $\therefore \text{O.K}$
- ④ BH-2 파이핑에 대한 안전율 : $i_c/i_e = 0.939/0.0380 = 27.70$
 $\therefore \text{O.K}$

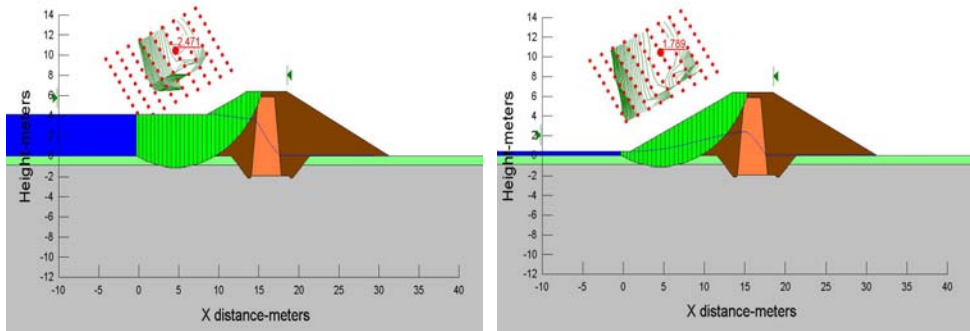
4. 사면안정 해석결과

가. 해석조건

- ① 해석 프로그램 : SLOPE/W(한계평형법에 의한 사면안정해석)
- ② 해석방법 : Spencer법, Bishop법, Morgenstern-Price법
- ③ 해석단면 : 제체 표준단면
- ④ 원지반 조건 : 상부 연약층, 하부 풍화대(의충지 제체 종단면도)
- ⑤ 침윤선 : 침투류 해석에서 구한 Data 값을 적용
- ⑥ 내수위 : 만수위, 수위급강하(H.W.L.~D.W.L.)

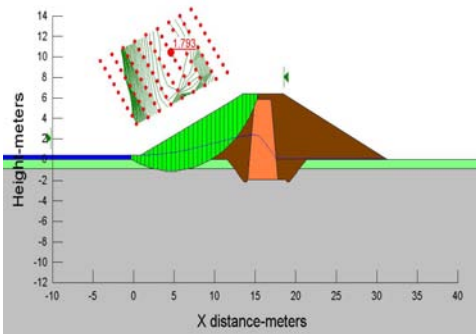
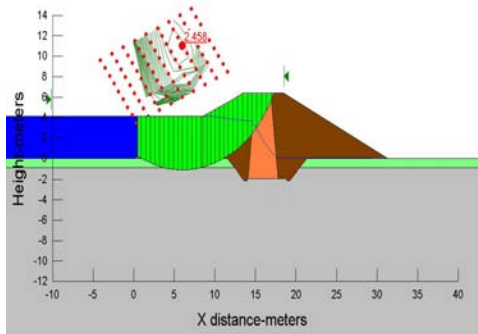
나. 상류사면 해석 결과

(1) BH-1 만수위 및 수위급강하시 해석 결과



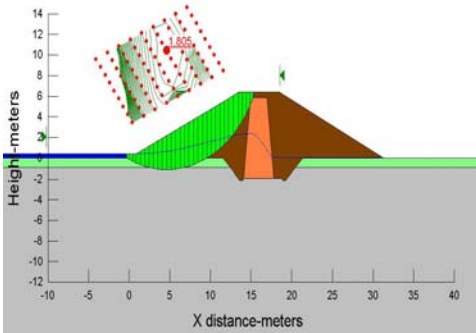
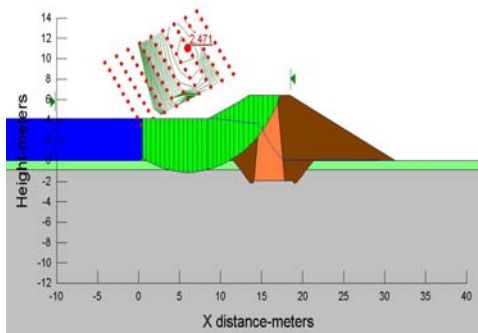
Spencer법(만수위)

Spencer법(수위급강하)



Morgenstern-Price법(만수위)

Morgenstern-Price법(수위급강하)

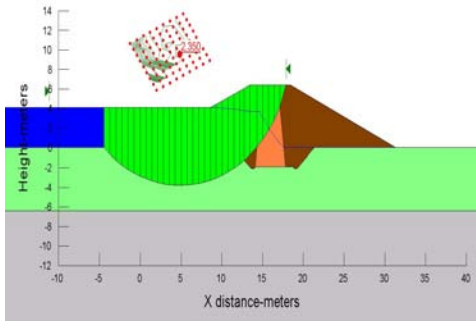


Bishop법(만수위)

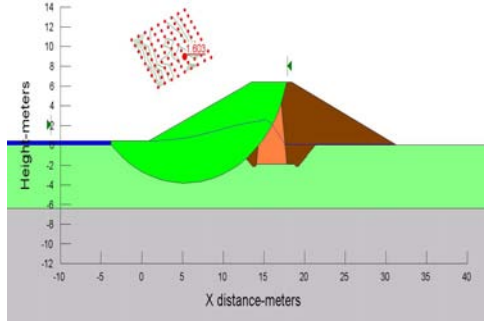
Bishop법(수위급강하)

<그림 5.6> 의총지구 BH-1 사면안정 해석결과(상류사면)

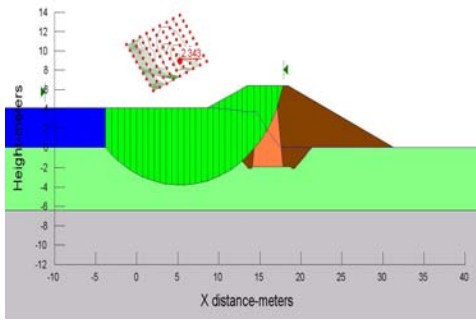
(2) BH-2 만수위 및 수위급강하시 해석 결과



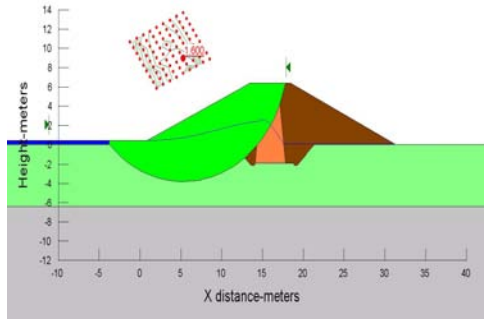
Spencer법(만수위)



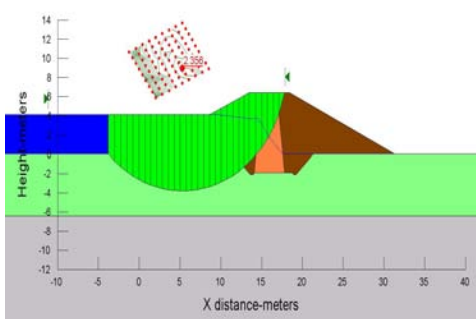
Spencer법(수위급강하)



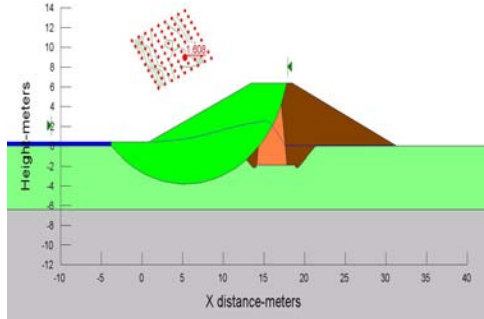
Morgenstern-Price법(만수위)



Morgenstern-Price법(수위급강하)



Bishop법(만수위)

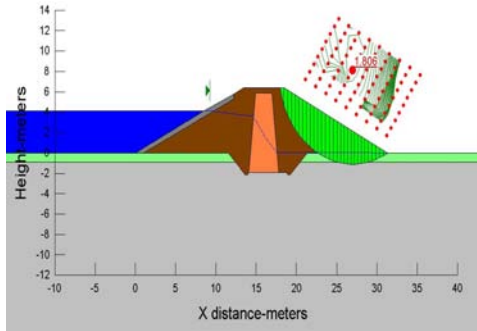


Bishop법(수위급강하)

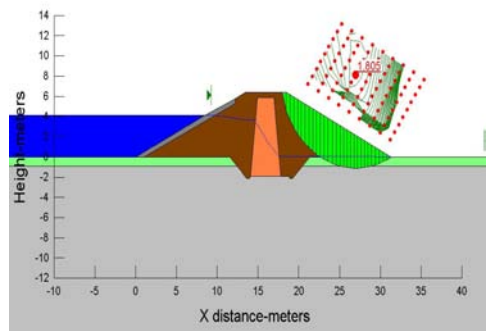
<그림 5.7> 의충지구 BH-2 사면안정 해석결과(상류사면)

다. 하류사면 해석결과

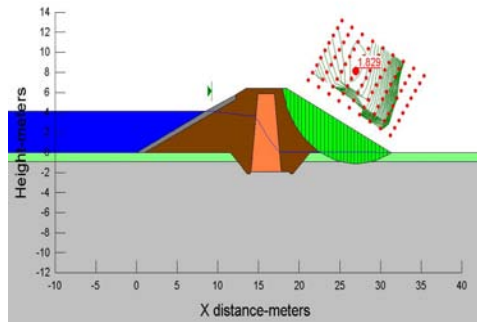
(1) BH-1 만수위 및 수위급강하시 해석 결과



Spencer법(만수위)



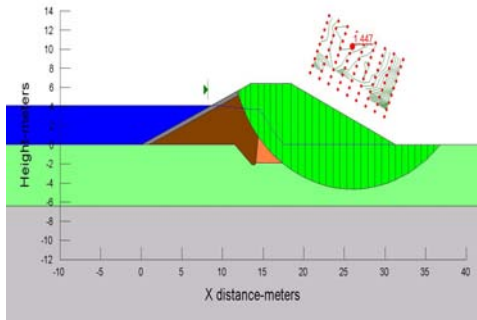
Morgenstern-Price법(만수위)



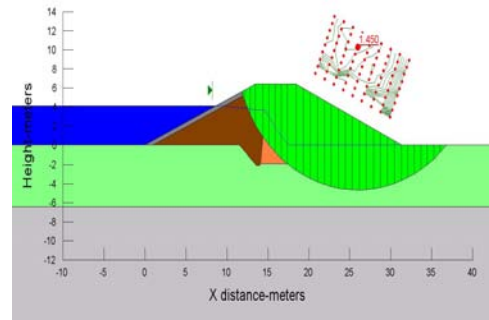
Bishop법(만수위)

<그림 5.8> 의총지구 BH-1 사면안정 해석결과(하류사면)

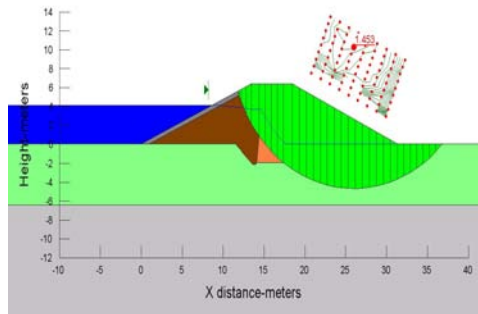
(2) BH-2 만수위 및 수위급강하시 해석 결과



Spencer법(만수위)



Morgenstern-Price법(만수위)



Bishop법(만수위)

<그림 5.9> 의충지구 BH-2 사면안정 해석결과(하류사면)

라. 해석결과 요약

(표 5.4) 의충지구 사면안정해석결과 요약

구 분		Spencer법	Morgenstern-Price법	Bishop법	
BH-1	상류사면	만수위	2.471	2.458	2.471
		수위급강하	1.789	1.793	1.805
	하류사면(만수위)	1.806	1.805	1.829	
BH-2	상류사면	만수위	2.350	2.343	2.356
		수위급강하	1.603	1.600	1.608
	하류사면(만수위)	1.447	1.450	1.453	

5. 해석결과 의견

침투류해석 결과 침투수량은 허용치를 초과하지 않는 것으로 분석되었으며, 파이핑에 대한 안전율은 BH-1에서 15.17 BH-2에서 27.70로, 일반적으로 적용되는 안전율 1.5~2.0을 적용하면 파이핑에 대해서도 안전한 것으로 나타났다.

사면안정해석 결과 제체의 상류사면 안전율은 만수위시와 수위급강하시 현 설계기준(1.20 이상)과 비교할 때 안전한 것으로 분석되었으며, 하류사면 또한 만수위시 현 설계기준(1.20 이상)과 비교할 때 안전한 것으로 분석되었다.

이상의 결과는 제체 및 지반의 물성치 중 코어 및 지반의 투수계수만 실험결과에 의한 것으로 나머지 부분의 투수계수 및 모든 강도정수는 일반적인 물성치를 적용한 결과이다. 검토에 사용된 물성치가 실제와 크게 다르지 않다고 가정하면 현재 계획된 터파기공로 시공하여도 문제는 없을 것으로 판단되나, 시공 중 안정관리에 만전을 기해야 할 것으로 판단된다.

$$\Delta\sigma = \frac{q_0}{\pi} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} \alpha_2 \right]$$

여기서, $q_0 = \gamma H$

γ = 다짐지반의 단위중량

H = 다짐지반의 높이

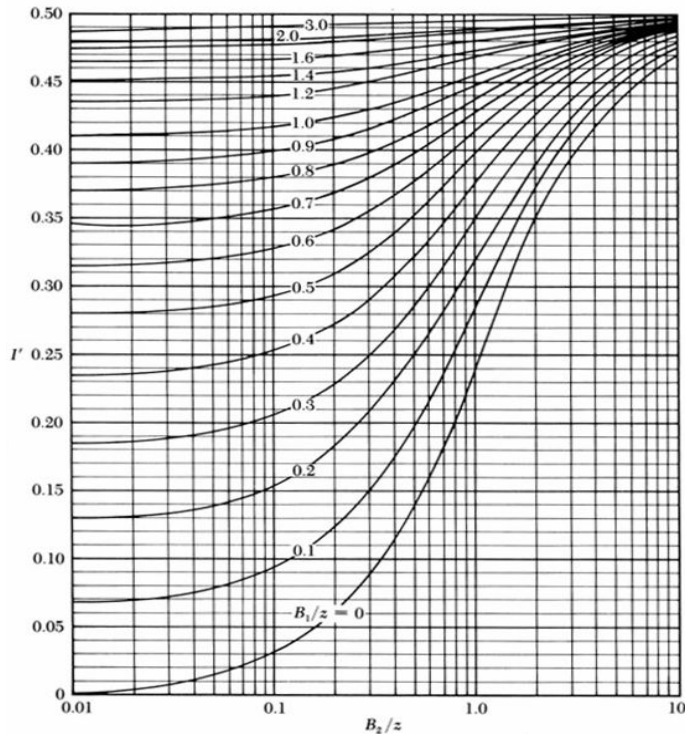
$$\alpha_1 = \tan^{-1} \left(\frac{B_1 + B_2}{z} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right)$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right)$$

위의 방정식을 간단하게 나타내면, $\Delta\sigma = q_0 I'$

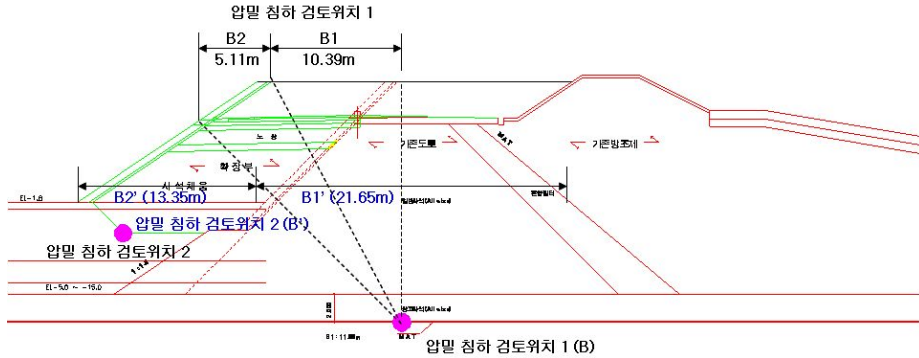
여기서, $I' = B_1/z$ 와 B_2/z 의 함수

B_1/z 와 B_2/z 에 대한 I' 의 변화는 다음 그림 5.11과 같다.



<그림 5.11> 연직응력에 따른 영향계수

상기된 방법으로 탄도방조제 하부 원지반 점토층(그림 5.12 참조)에 작용이 예상되는 하중은 다음과 같이 표현된다.



<그림 5.12> 대표 단면도

탄도방조제의 승상으로 인해 증가되는 높이는 기존도로 부분에서는 2.4m이며, 좌측 확장부에서는 8.44m이므로 본 연구에서는 기존도로부와 하부 확장부의 압밀침하량을 각각 나누어 검토하였다. 기존도로 하부 원지반 점성토층에서 작용하는 q_0 는 다음과 같다.

$$\gamma H = 2.05 \times 2.4 = 4.92 \text{ t/m}^2$$

시공 및 차량 등의 이동에 의해 발생하는 상재하중 1.3tf/m^2 를 적용하면, 총 작용 상재하중은 6.22t/m^2 이다.

여기서, 원지반 점성토층은 방조제 기존도로 아래 16.99m에 위치하고 있으므로, $z = 16.99\text{m}$ 이다. 또한, $B_1 = 10.39\text{m}$, $B_2 = 5.11\text{m}$ 이므로,

$$\frac{B_1}{z} = \frac{10.39}{16.99} = 0.612, \quad \frac{B_2}{z} = \frac{5.11}{16.99} = 0.301 \text{ 이며, 따라서 } I' = 0.355 \text{이다.}$$

기존 탄도방조제 하부 원지반 점성토층에서 작용하는 연직응력 증가량은,

$$\Delta\sigma = q_0 I' = 6.22 \times 0.355 = 2.21 \text{ t/m}^2 \text{ 이다.}$$

확장부 하부 원지반 점성토층에서 작용하는 q_0 는 다음과 같다.

$$\gamma H = 2.05 \times 8.44 = 17.302 \text{ t/m}^2$$

시공 및 차량 등의 이동에 의해 발생하는 상재하중 1.3tf/m^2 를 적용하면, 총 작용 상재하중은 18.602t/m^2 이다.

여기서, 원지반 점성토층은 방조제 아래 10.48m 에 위치하고 있으므로, $z=10.48\text{m}$ 이다. 또한, $B_1=21.65\text{m}$, $B_2=13.35\text{m}$ 이므로,

$$\frac{B_1}{z} = \frac{21.65}{10.48} = 2.07, \quad \frac{B_2}{z} = \frac{13.35}{10.48} = 1.274 \text{ 이며, 따라서 } I' = 0.485 \text{이다.}$$

확장부 하부 원지반 점성토층에서 작용하는 연직응력 증가량은,

$$\Delta\sigma = q_0 I' = 18.602 \times 0.485 = 9.022\text{t/m}^2 \text{ 이다.}$$

3. 원지반의 압밀침하량 산정

본 연구에서는 탄도방조제 승상에 따른 성토하중의 증가에 따라서 연구 구간에 분포하고 있는 점토층의 압밀침하량을 알아보기 위하여 지반조사 시 수행된 압밀시험결과를 이용하여 각각 구간의 작용하중에 대한 압밀침하량을 평가하였다. 압밀침하는 일차압밀침하와 이차압밀침하로 일어나게 되는데, 본 연구에서는 일차압밀침하만을 고려하였다. 점토지반의 일차원 압밀침하 공식은 다음과 같다.

$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{av}'}{\sigma'_o}$$

여기서, σ'_o : 기초 시공전 점토층이 받는 평균 유효응력

$\Delta\sigma_{av}'$: 기초시공으로 인해 점토층이 받는 평균응력증가량

$$\Delta\sigma_{av}' = \frac{1}{6} (\Delta\sigma'_t + 4\Delta\sigma'_m + \Delta\sigma'_b)$$

e_0 : 점토층의 초기간극비

C_c : 압축지수

H_c : 점토층의 두께

가. 기존도로 하부 점성토 지반의 압밀침하량

탄도방조제 승상에 따른 기존도로 하부 점성토지반의 압밀침하량은 다음과 같다.

$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{av}'}{\sigma'_o} = \frac{0.27 \times 5.93}{1+0.975} \log \frac{17.84+2.21}{17.84} = 0.0411 = 4.11\text{cm}$$

나. 확장부 하부 원지반 점성토 지반의 압밀침하량

확장부 하부 원지반 점성토 지반의 경우, 원지반을 약 2.2m정도 치환하는 것으로 계획되어 있어, 본 구간의 경우 원지반을 치환한 경우로 하여 압밀침하량을 계산하였다.

확장부 하부 원지반 점성토 지반의 압밀침하량은

$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{av}'}{\sigma'_o} = \frac{0.27 \times 2.2}{1+0.975} \log \frac{19.612+9.022}{19.612} = 0.0494 = 4.94\text{cm}$$

(표 5.5) 각각의 구간별 예상 압밀침하량

구 분	예상압밀침하량
기존 도로 하부 원지반	4.11 cm
확장부 하부 원지반	4.94 cm

각각의 구간에 대하여 압밀침하량을 평가한 결과, 탄도방조제 승상에 따른 기존도로 하부 원지반 구간의 예상 침하량은 4.11cm, 확장부 하부 원지반 구간의 예상 침하량은 4.94cm 정도로 평가되었다.

4. 탄도방조제 승상 시 침투해석

본 연구구간은 ‘탄도-송산간 도로 확·포장공사’구간 중 탄도방조제 구간에서 검토한 문헌자료를 이용하여 탄도방조제 승상에 따른 침투류 해석과 제체의 사면안정해석을 시행하여 탄도방조제 승상에 따른 안정검토를 시행하였다.

가. 제방의 안정검토 방법

제방의 역학적인 안정성 평가는 외력과 저항력의 균형, 한계상태의 파괴조건에 근거하여 평가된다. 그러나 제방의 파괴는 월류, 세굴, 누수 등에 의해 발생할 수 있으며, 이러한 현상들은 역학적으로 서로 다른 특성을 지니고 있다. 하천제방의 안정조건은 아래 표와 같으며, 본 검토를 통하여 해측의 수위조건 변화에 따른 비탈면의 안정성, 누수 및 파이핑에 대한 안정성 등을 검토하였다.

(표 5.6) 하천제방의 안정조건

구분	내 용
안정조건	홍수시 물이 제방을 월류해서는 안됨
	유속에 의해 제체가 세굴되지 않아야 함
	하천수위가 급강하할 때 비탈면의 활동에 대해 안전
	연약지반에 축제할 경우에 파괴와 침하에 대해 안전
	제체 및 기초지반이 투수성인 경우 누수 및 파이핑에 대해 안전
강우가 제방표면에 침투하여 제체의 함수비가 상승했을 경우에 비탈면 붕괴에 대해 안전	

나. 제방의 누수에 대한 안정

제방의 누수는 외수위가 상승하여 제체 또는 지반을 통해 내측으로 침투수가 유출하는 현상을 말하고 제체를 침투해 오는 제체누수와 지반을 침투해 오는 지반누수가 있다. 제체누수는 제방 비탈끝 부근에서 침투수가 유출하는 것을 말하며 이것은 하천의 외수위가 상승하여 제체내로 유수가 침투하여 발생하는 것이다. 즉 침윤선이 내측 비탈면에 도달하면 누수가

시작되고 그 양이 많으면 파이핑(piping) 현상에 의해 붕괴위험을 내포하게 된다. 제체누수는 제체의 침윤선이 결정적인 요인이 되므로 침윤선을 낮추어 제체하부에 위치하도록 해야 하며, 지반누수가 있을 경우에는 적절한 대책공법을 강구해야 한다.

본 연구에서는 현재 탄도방조제의 안정성 확보여부를 확인하기 위하여 수치해석 기법을 이용하여 침투류해석을 수행, 침투수에 의한 제방의 파이핑(piping) 발생여부와 안정성을 확인하였다.

흙 속의 물은 유속이 작아 층류의 흐름을 보이며 다음식의 Darcy법칙에 지배되며 이는 다음과 같이 표현 된다.

$$Q = kiA = VA, \quad V_s = \frac{V}{n}$$

여기서, Q : 단위면적당 유량

k : 투수계수

i : 동수경사

V : 유출속도(Discharge velocity)

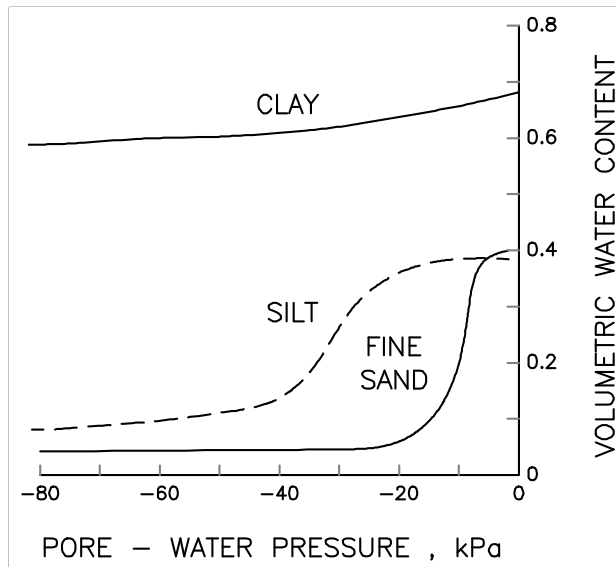
V_s : 침투속도(Seepage velocity)

n : 공극률

Darcy의 법칙은 본래 포화토에 적용하도록 유도된 것이나, 연구결과 불포화토에 대해서도 적용할 수 있다는 것이 밝혀졌다(Richards, Childs and Collis-George). 다만, 적용시 유일한 차이는 불포화토에 있어서의 투수계수는 일정한 값이 아니고 함수비 변화에 따라 달라진다는 것이다.

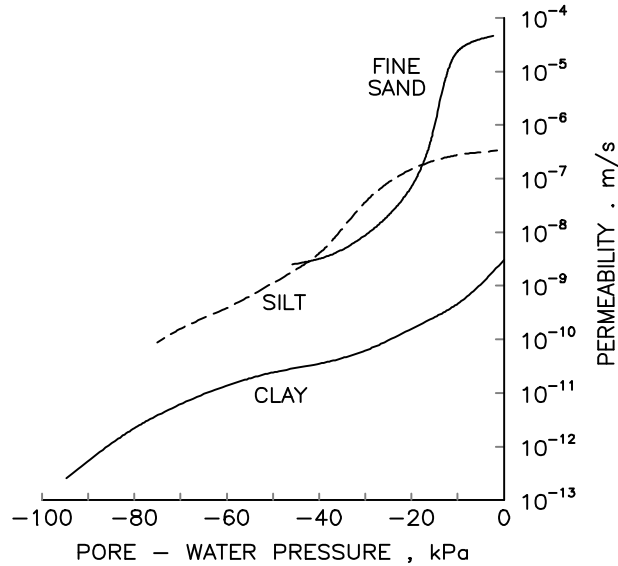
주어진 흙에 대한 함수비의 변화는 간극수압의 변화와 관련이 있다. HO.(1979)가 몇 가지 흙에 대해 불포화영역에 대하여 실험한 간극수압-체적함수비 곡선인 그림 5.4에 보인 것처럼 포화영역에서는 간극수압의 증가에 따라 체적함수비(전체 흙의 용적에 대한 물의 용적비)는 선형으로 증가하나 불포화영역에서는 간극수압의 감소에 따라 비선형으로 갑작스레 감소한다. 이 곡선의 경사는 포화영역에서는 체적변화계수 m_v 와 같고 일정하나 불포화영역에서는 일반적으로 값이 크고 간극수압의 크기에 따라 변화한다.

HO의 간극수압-체적함수비 곡선에서 보면 점토는 체적함수비가 크고 불포화영역에서도 거의 직선에 가까우나 가는 모래는 불포화상태가 되면 체적함수비는 갑작스레 감소하며 실트는 점토와 모래의 중간인 특성곡선을 그린다.



<그림 5.13> HO가 실험한 간극수압-체적함수비 곡선 (1979)
(Geo-Slope International Ltd, User's Guide Seep/w, Chapter 8. Theory)

불포화토의 투수계수는 부간극수압과 밀접한 관련이 있으며 일반적으로 부간극수압이 작을수록 투수계수는 감소한다. 불포화 영역에서의 투수계수를 실제로 측정하는 것은 매우 어렵다. 그러나 흙의 종류에 따른 간극수압-체적함수비 변화곡선은 쉽게 얻을 수 있으며 불포화영역에서의 체적함수비와 투수계수는 함수관계에 있다는 것에 착안하여 Green and Corey(1971)는 간극수압-체적함수비 곡선으로부터 부간극수압과 투수계수 관계를 그림 5.5와 같이 추정하였다.



<그림 5.14> 부간극수압과 투수계수의 관계 (Green & Corey 1971)
 (Geo-Slope International Ltd, User's Guide Seep/w, Chapter 8. Theory)

다. 안정성 검토방법

지반의 투수성이 높은 경우에는 하천수위가 상승함으로써 침투수압이 증가하여 제내측 지반에 침투수가 용출하는 파이핑(piping) 현상이 발생한다. 이러한 파이핑의 원인은 대상재료의 불균일성이나 지질조건의 사소한 변화, 시공상 부주의 등에 의한 경우가 많으므로 이론적인 취급은 곤란하지만 보통은 Justin의 침투유속의 한계치(한계유속)를 구하여 토립자의 이동가능성을 검토하는 방법과 한계동수경사를 구하여 분사현상(quick sand)의 발생가능성을 검토하여 안전여부를 판정한다.

라. 한계동수경사에 의한 방법

이 방법은 한계동수경사에 대한 제한치를 설정하여 piping의 기준을 정하거나 filter의 기준을 역으로 적용할 수도 있다. 그러나, 이러한 방법은 일반적이고 경험적인 것이므로 정상 침투조건에 대한 안전율 설정에도 임의적인 요소가 많고 결과의 해석 범위가 커서 중요 구조물에 현지 제 조

건의 정밀한 검토 없이 적용할 경우 그 결과의 불명확성이 커지게 되는 경향이 있다.

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (i < i_c)$$

여기서, i_c : 한계동수경사

i : 동수경사

G_s : 토립자의 비중

e : 간극비

(표 5.7) 파이핑(piping)에 대한 최소안전율

제 안	최소안전율(Fs)	비 고
건설교통부(2001), 댐설계기준	Fs = 2.0	
NAVFAC(1971), DM-7.1		

5. 탄도방조제 수위변화 검토

정확한 탄도방조제의 부정류 침투해석을 위해 최근의 탄도방조제의 수위변화를 분석하였으며, 이 자료를 이용하여 현재 탄도방조제의 침투해석을 시행하였다.

탄도방조제의 수위는 ‘화안 사업단 수위표’를 참조하였으며, 탄도방조제의 수위변화는 결과는 다음 표 5.8과 같다.

(표 5.8) 탄도방조제 수위변화 결과

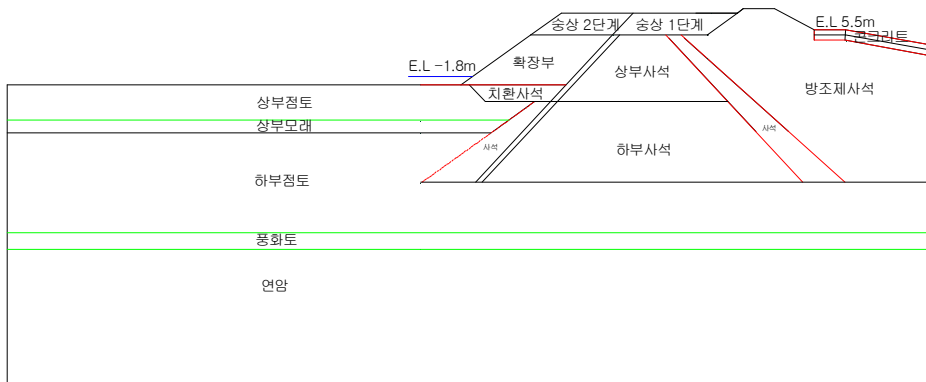
구 분	최고수위(m)	최저수위(m)	수위차(m)	비 고
탄도방조제 해측 수위	E.L 4.59	E.L -4.74	9.33	화안 사업단 수위표 참조

제3절 탄도방조제 안정성검토 결과

침투수압 발생으로 인한 제방의 안정성을 검토하기 위해서는 제방성토 단면 및 구성, 기초지반의 투수특성, 구성 지층 재료의 토질특성, 홍수위 변화 및 내수위 변화 등이 요구되며, 제반요건에 대하여 가장 취약할 것으로 예상되는 대표단면을 대상으로 파이핑(piping)에 대한 안정성을 검토하였다.

1. 대표단면

탄도방조제 인근에서 시행한 시추조사 결과와 ‘(탄도-송산간 도로 확·포장공사, 토질조사보고서 1999, 지반조사보고서 2002)’자료를 참조하여 대표단면을 결정하였다. 대표단면은 점토층의 심도가 비교적 더 깊은 SB-1 시추공을 적용하여 다음 그림 5.15와 같이 결정하였다.



<그림 5.15> 침투류 해석이 시행된 탄도방조제의 대표단면

2. 투수계수의 산정

기초지반 및 제체의 포화시 투수계수는 실험식 및 경험식에 의한 투수계수, 현장투수시험 성과 등을 종합적으로 비교, 분석하여 산정하였다.

가. 실험식 및 경험식에 의한 투수계수 산정

입도시험 결과로부터 투수계수를 추정하는 방법 중에 현재 가장 많이 사용되고 있는 방법은 Hazen의 근사식과 Creager가 제시한 표이다.

$$K = C(D_{10})^2 \text{cm/sec}$$

여기서, K : 투수계수 (cm/sec)

C : 형상계수

D₁₀ : 유효입경

(표 5.9) Creager에 의한 형상계수

형상계수(C)	Sand (any or all of the following applies)
40 - 80	Very fine, well graded or with appreciable fines [(-) No.200]
80 - 120	Medium coarse, poorly graded : clean, coarse but well graded
120 - 150	Very coarse, very poorly graded, gravelly, clean

(표 5.10) Creager에 의한 D₂₀과 투수계수

D ₂₀ (mm)	k(cm/sec)	토질분류	D ₂₀ (mm)	k(cm/sec)	토질분류
0.005	3.00 × 10E-6	점 토	0.18	6.85 × 10E-3	세립모래
0.01	1.05 × 10E-5	세립실트	0.20	8.90 × 10E-3	
			0.25	1.40 × 10E-2	
0.02	4.00 × 10E-5	조립실트	0.30	2.20 × 10E-2	중립모래
0.03	8.50 × 10E-5		0.35	3.20 × 10E-2	
0.04	1.75 × 10E-4		0.40	4.50 × 10E-2	
0.05	2.80 × 10E-4		0.45	5.80 × 10E-2	
			0.50	7.50 × 10E-2	
0.06	4.60 × 10E-4	매 우 세립모래	0.60	1.10 × 10E-1	조립모래
0.07	6.50 × 10E-4		0.70	1.60 × 10E-1	
0.08	9.00 × 10E-4		0.80	2.15 × 10E-1	
0.09	1.40 × 10E-3		0.90	2.80 × 10E-1	
0.10	1.75 × 10E-3		1.00	3.60 × 10E-1	
0.12	2.60 × 10E-3	세립모래	2.00	1.80	잔 자 갈
0.14	3.80 × 10E-3				
0.16	5.10 × 10E-3				

※자료출처 : 건설교통부(1997), 구조물기초설계기준

(표 5.11) 각종 흙의 대표적 투수계수

투수계수 (cm/sec)	흙
1~10 ³	깨끗한 자갈
10 ⁻³ ~1	깨끗한 모래, 깨끗한 모래와 자갈이 섞인 흙
10 ⁻⁷ ~10 ⁻³	극 미립토사, 실트, 모래, 실트와 점토가 섞인 흙, 성층 있는 점토
10 ⁻⁷ 미만	불투수층

※자료출처 : 지반공학 이론과 실제 천병식 저, p98

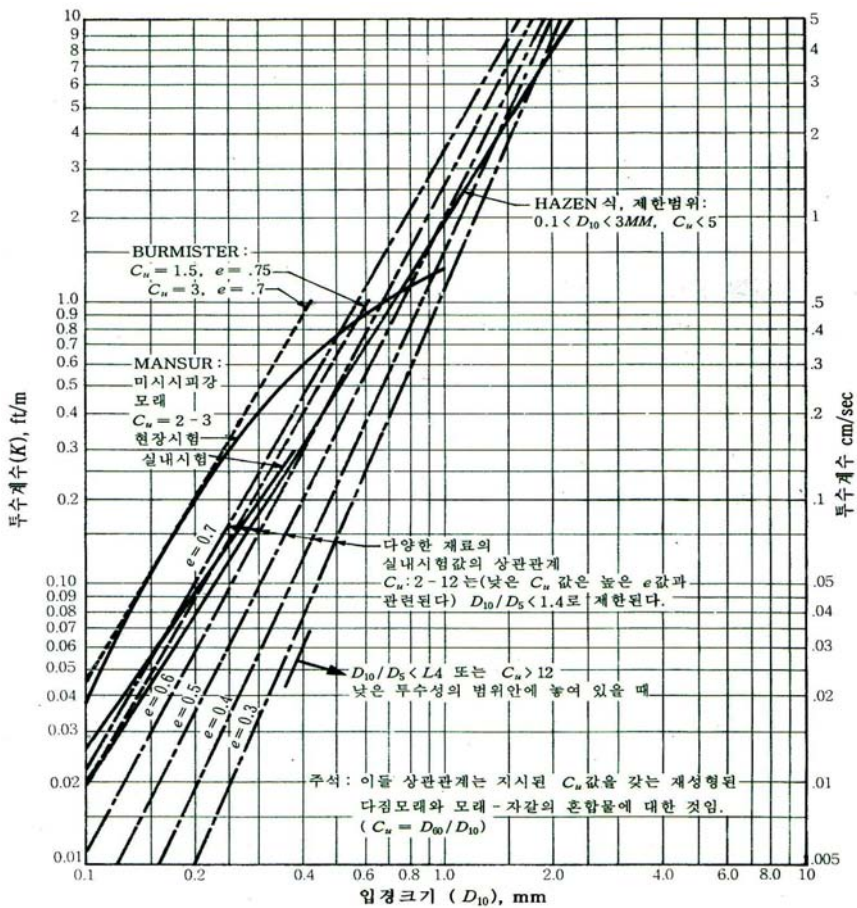
(표 5.12) 여러 재료에 대한 전형적인 투수계수 값

구 분	입 자 크 기				유 효 입 경		투 수 계 수 k		
	in		mm		D ₂₀ , in	D ₁₀ , mm	ft/년	ft/월	cm/sec
	D _{max}	D _{min}	D _{max}	D _{min}					
난 류									
Derrick stone	120	36			48		100×10 ⁶	100×10 ⁵	100
One-man stone	12	4			6		30×10 ⁶	30×10 ⁵	30
깨끗한 세립내지 조립자갈	3	1/4	80	10	1/2		10×10 ⁶	10×10 ⁵	10
세립의 균등한 자갈	3/8	1/16	8	1.5	1/8		5×10 ⁶	5×10 ⁵	5
매우조립, 깨끗하고 균등한 자갈	1/8	1/32	3	0.8	1/16		3×10 ⁶	3×10 ⁵	3
층 류									
균등한 조립모래	1/8	1/64	2	0.5		0.6	0.4×10 ⁶	0.4×10 ⁵	0.4
균등한 중간모래			0.5	0.25		0.3	0.1×10 ⁶	0.1×10 ⁵	0.1
깨끗하고 입도가 양호한 실트질 모래와 자갈			10	0.05		0.1	0.01×10 ⁶	0.01×10 ⁵	0.01
균등한 세립모래			0.25	0.05		0.06	4000	400	40×10 ⁻⁴
입도가 양호한 실트질 모래 및 자갈			5	0.01		0.02	400	40	4×10 ⁻⁴
실트질 모래			2	0.005		0.01	100	10	10 ⁻⁴
균등한 실트			0.05	0.005		0.006	50	5	0.5×10 ⁻⁴
모래질 점토			1.0	0.001		0.002	5	0.5	0.05×10 ⁻⁴
실트질 점토			0.05	0.001		0.0015	1	0.1	0.01×10 ⁻⁴
점토(점토입자가30~50%)			0.05	0.0005		0.0008	0.1	0.01	0.001×10 ⁻⁴
콜로이드점토(-2μ≤50%)			0.01	10A		40A	0.001	10 ⁻⁴	10 ⁻⁹
※자료출처 : 지반공학 핸드북, 엔지니어즈, p85									

(표 5.13) 투수계수의 개략치

토 질	점 토	실 트	아주가는 모래	가는 모래	중간 모래	굵은 모래	작은 자갈
입경 D(mm)	0.0~0.075	0.075~0.25	0.25~0.75	0.75~2.0	2.0~4.75	4.75~20	20~75
k(cm/sec)	3.0×10^{-6}	4.5×10^{-4}	3.5×10^{-3}	1.5×10^{-2}	8.5×10^{-2}	3.5×10^{-1}	3.0

※자료출처 : 건설교통부(1997), 구조물기초설계기준



<그림 5.16> 흙의 입경에 따른 투수계수의 값

(표 5.14) 압과 흡의 전형적인 투수계수

k (cm/sec)		신선암	간극률 n, %	과쇄암	흡
실제로 는 불투수	10 ⁻¹⁰ 10 ⁻⁹ 10 ⁻⁸ 10 ⁻⁷	간극률이 작은 암괴	0.1~0.5 0.5~5.0		풍화대 아래의 균등한 점토
배수불 량	10 ⁻⁶ 10 ⁻⁵ 10 ⁻⁴ 10 ⁻³	풍화된 화강암, 편암	5.0~30.0	점토로 충전된 절리	매우 세립한 모래 유기질과 무기질 실트 모래와 점토의 혼합물 방적도, 충이진 점토층
배수량 호	10 ⁻² 10 ⁻¹ 1.0 10 ¹ 10 ²			절리된 암반 절리가 열린 암반 과쇄가 심한 암반	
※자료출처 : 지반공학 핸드북, 엔지니어즈, p87					

나. 침투류 해석 적용 투수계수

토사층의 투수성을 판단하기 위하여 각 시추조사 위치에서 문헌자료를 참고하여 투수계수를 비교·분석하였으며, 대표단면에 적용된 투수계수는 다음 표 5.15와 같다.

(표 5.15) 지층별 적용 투수계수

구 분	지 층	투 수 계 수(cm/sec)	비 고
		침투해석시 적용 값	
탄도방조 제	상부 점토	1.40×10 ⁻⁵	문헌자료 참고
	상부 모래	5.4×10 ⁻³	
	하부 점토	2.5×10 ⁻⁶	
	사석층	1.0×10 ⁻⁴	
	풍화토	1.13×10 ⁻⁴	
	연암	1.0×10 ⁻⁶	

3. 탄도방조제 현재 상태 침투류 해석 결과분석

가. 해석조건

침투류 해석에서 사용한 프로그램은 침투해석을 위한 유한요소해석 프로그램으로 Canada의 Geo-Slope사에서 개발한 SEEP/W(Version. 4.22)를 이용하였다.

본 침투류 해석은 침투수에 의한 파이프(piping) 발생여부를 검토하기 위하여 가장 취약할 것으로 예상되는 대표단면을 대상으로 최고수위 지체 상태를 적용시킨 정상류 침투해석과 수위하강시의 시간적 수위변화를 고려한 부정류 침투해석을 실시하였다.

대표단면의 유한요소망 작성에 필요한 제방단면, 제체 구성재료, 지반조건(층후, 층서, 구성재료) 등은 시추조사 성과를 참고하여 모델링하였으며, 투수계수는 지층별 적용 투수계수를 적용하였다.

침투류 해석시 정상류 해석은 현재 탄도방조제의 상태를 고려하여 탄도방조제가 최고수위인 상태를 적용하였으며, 대표단면의 수위하강은 탄도방조제의 최근 수위변화자료를 활용하여 다음 표 5.16과 같이 수위가 변화하는 것으로 고려하였으며, 침투류 해석 프로그램에 대한 특성은 다음 표 5.17과 같고, 탄도방조제 제원은 표 5.18와 같다.

(표 5.16) 해석프로그램(SEEP/W)에 적용된 탄도방조제의 수위변화특성

구 분	최고수위 지속시간 (day)	최저수위 도달시간 (day)	비 고
탄도방조제	1	1	최저수위를 고려하였으나, 수위하강시간은 과거 기록을 이용하는 것이 무의미함으로 1일만에 하강하는 것으로 가정

(표 5.17) 해석프로그램(SEEP/W) 특성

Program	특 성
SEEP/W (Ver. 4.22)	① 개발자 : Geo-slope International Ltd., Canada ② 유한요소법(F.E.M) ③ 정상상태(Steady-State Condition) 및 비정상상태 (Transient Condition) 흐름해석 ④ 2차원, 축대칭 및 평면해석 ⑤ 초기 자유수면 가정 불필요(포화토 및 불포화토의 특성을 ⑥ 동시에 반영하여 자유수면 결정) ⑦ 침윤선 및 유선망(Flow-Net) 작성 ⑧ 침투유량, 수압, 수두 및 동수경사 계산

(표 5.18) 탄도방조제 제원

구 분	길이 (m)	높이 (m)	총 저수량 (만 m ³)
탄도방조제 제원	853	E.L (+) 8.0	1,600

나. 토질조사 결과

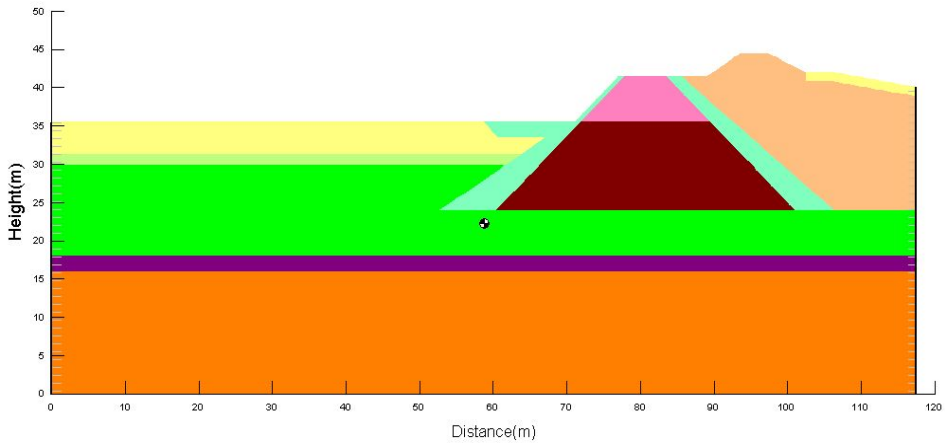
탄도방조제 승상에 따른 침투류 해석에 대한 물리적 역학적 토질정수는 다음 표 5.19와 같다.

(표 5.19) 탄도방조제 침투류 해석 적용 물성 값

구 분	자연상태		삼축압축시험		비중 (Gs)	함수비 (%)
	간극비 (e)	단위중량 (gf/cm ³)	점착력 (kgf/cm ²)	내부마찰각 (°)		
점토재	0.952	1.850	1.88	0	2.67	35.2

다. 모델링도

침투류 해석은 탄도방조제 현재상태의 만수위 [EL.(-)1.8m]에서 정상침투 해석을 적용하였다. 해석 단면의 모델링에서 사용한 총 절점수는 3990개이며 총 요소수는 3616개이다 다음 그림 5.8은 탄도방조제 현재상태의 침투류 해석 모델링도이다.



<그림 5.17> 탄도방조제 현재 상태 해석 모델링도

라. 파이핑 검토 결과

다음 표 5.20의 침투류 해석결과를 살펴보면, 한계동수경사는 0.856, 최대 유출 동수경사는 0.01로 탄도방조제 현재 상태는 파이핑에 대한 안전율 85.6을 갖는 것으로 평가되었다.

(표 5.20) 한계동수경사에 의한 파이핑(piping) 검토결과

구 분	검토조건	침투류해석 (SEEP/W) (i)	한 계 동수경사 (i _c)	검 토 안 전 율 Fs=(i _c /i)	기 준 안 전 율 (Fs)	판 정
탄도방조 제 현재 상태	정상류 침투해석	0.01	0.856	85.6	2.0	안정

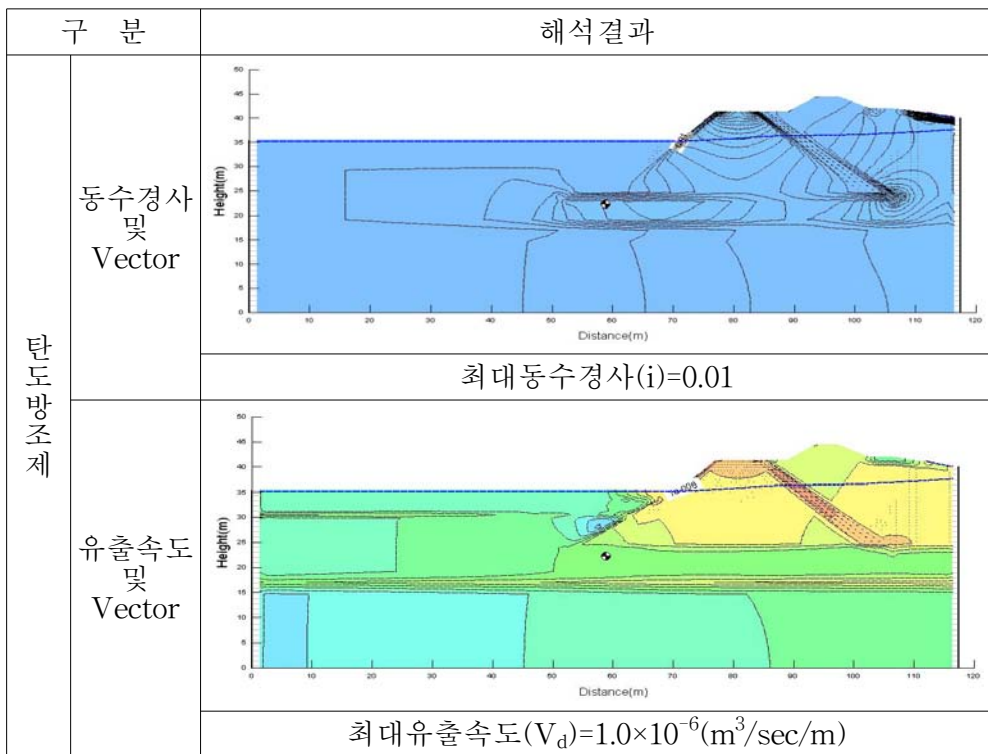
구 분	내 용
탄도방조제 현재 상태	① $i_c = (G_s - 1)/(1 + e) = (2.67 - 1) / (1 + 0.952) = 0.856$ ② $e = 0.952$ ③ $G_s \approx$ 평균 2.67, $w \approx$ 평균 35.2 %, $S = 100\%$ (포화상태) 적용 ④ G_s, w, e 는 실내시험성과

마. 침투류 해석 결과 검토

본 연구에서의 탄도방조제에 대한 정상류 침투류 해석 결과는 다음 그림 5.18, 표 5.21,에 나타내었으며, 부정류 해석 결과는 다음 그림 5.19, 표 5.22과 같다.

(표 5.21) 최대침투속도(V_c) 산정결과

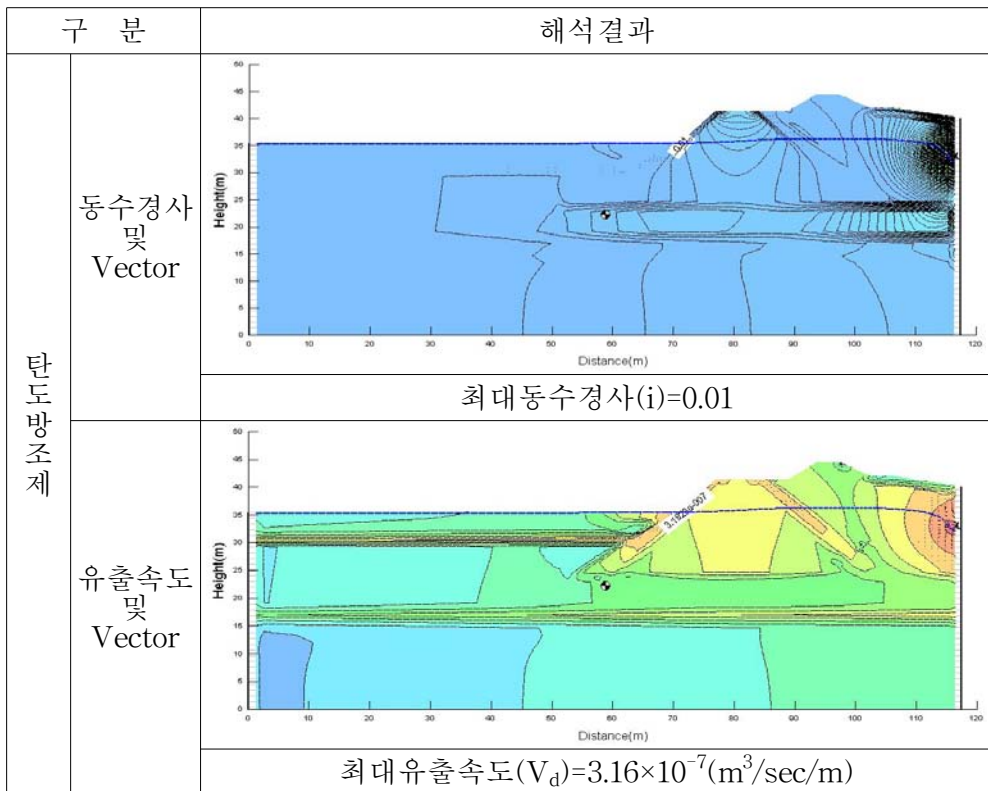
구 분	검토조건	간극비 (e)	간극율 (n)	침투류해석(SEEP/W) V_d (m/sec)	최대침투속도 V_s (m/sec)
탄도방조제 현재 상태	정상류 침투해석	0.952	0.49	$1.0 \times 10^{-6} (\text{m}^3/\text{sec}/\text{m})$	$1.74 \times 10^{-3} (\text{m}^3/\text{sec}/\text{c})$
특 기 사항	① V_s : 흡속의 간극을 흐르는 실제 침투속도 ② V_d : 침투류해석에서 구한 유출속도 ③ $V_s = V_d/n$ or $V_c = V_d/\beta$ ($\beta = 1 - (1-n)^2/3$, n =간극율)				



<그림 5.18> 탄도방조제 현재 상태 침투류 해석결과 (정상류)

(표 5.22) 최대침투속도(V_c) 산정결과

구 분	검토조건	간극비 (e)	간극율 (n)	침투류해석(SEEP/W) V_d (m/sec)	최대침투속도 V_s (m/sec)
탄도방조제 현재 상태	부정상류 침투해석	0.952	0.49	$3.16 \times 10^{-7} (\text{m}^3/\text{sec}/\text{m})$	$1.32 \times 10^{-4} (\text{m}^3/\text{sec}/\text{c})$
특 기 항	① V_s : 흙속의 간극을 흐르는 실제 침투속도 ② V_d : 침투류해석에서 구한 유출속도 ③ $V_s = V_d/n$ or $V_c = V_d/\beta$ ($\beta = 1 - (1-n)^2/3$, n =간극율)				



<그림 5.19> 탄도방조제 현재 상태 침투류 해석결과 (부정류)

바. 침투수량 검토 결과

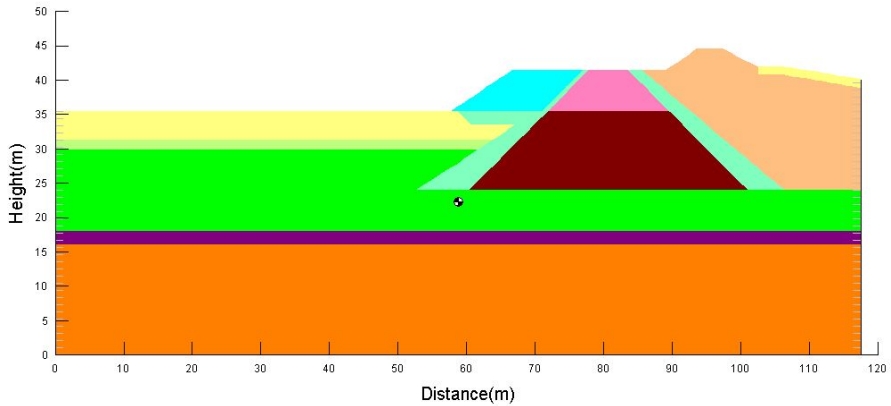
탄도방조제 현재 상태의 침투류 해석 결과를 살펴보면, 정상류 조건일 때 최대유출속도가 크므로 정상류 상태일 때 침투수량 1.0×10^{-6} ($m^3/sec/m$) 및 탄도방조제 제원을 이용하여 침투수량을 검토하였으며, 그 결과 침투수량도 허용 침투수량 이내인 것으로 분석되었다.

수위 조건	검토 조건	침 투 수 량		허 용 침 투 수 량		검 토 결 과	
		1일당 ($m^3/일$)	제체길이 100m당 (l/s)	총저수량의 0.05% ($m^3/일$)	제체길이 100m당 (l/s)		
최고 수위	정상류	73.70	0.10	8,000	1.00	O.K	O.K
검토사항		① 침투수량 - 1일당 침투로 인한 침투수량 : $73.70m^3/일$ - 제체길이 100m당 침투로 인한 침투수량 : $0.10 l/s$ ② 허용 침투수량 - 총저수량에 의한 허용 침투수량 : 총저수량의 0.05% $\Rightarrow 8000m^3/일$ - 제체길이(100m당)에 대한 허용 침투수량 : $1 l/s$					

4. 탄도방조제 확장부 승상 침투류 해석 결과분석

가. 모델링도

침투류 해석은 탄도방조제 확장부 승상 시 만수위 [EL.(-)1.8m]에서 정상침투 해석을 적용하였다. 해석 단면의 모델링에서 사용한 총 절점수는 4,080개이며 총 요소수는 3,706개이다 다음 그림 5.20은 탄도방조제 확장부 승상 시 침투류 해석 모델링도이다.



<그림 5.20> 탄도방조제 확장부 승상 시 해석 모델링도

나. 파이핑 검토 결과

다음 표 5.23의 침투류 해석결과를 살펴보면, 한계동수경사는 0.856, 최대 유출 동수경사는 0.4로 탄도방조제 확장부 승상 시 파이핑에 대한 안전율 2.14를 갖는 것으로 평가되었다.

(표 5.23) 한계동수경사에 의한 파이핑(piping) 검토결과

구 분	검토 조건	침투류해석 (SEEP/W) (i)	한 계 동수경사 (i _c)	검 토 안전율 F _s =(i _c /i)	기 준 안전율 (F _s)	판 정
탄도방조제 확장부 승상 시	정상류 침투해석	0.4	0.856	2.14	2.0	안정

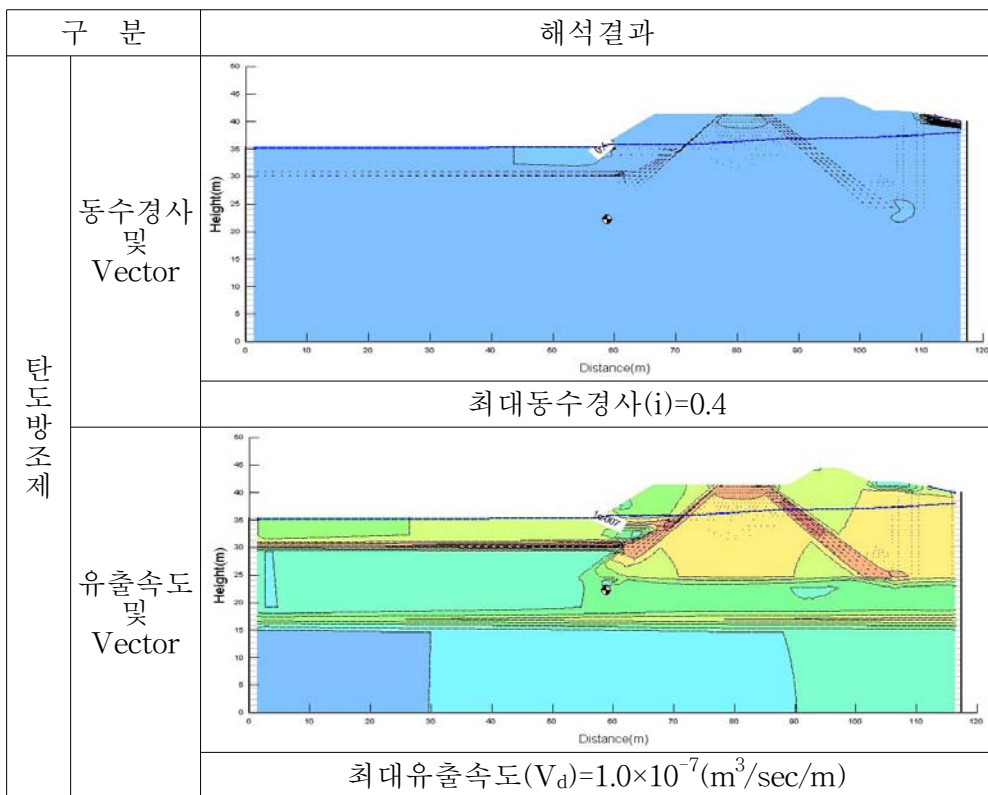
구 분	내 용
탄도방조제 확장부 승상 시	① $i_c = (G_s - 1) / (1 + e) = (2.67 - 1) / (1 + 0.952) = 0.856$ ② $e = 0.952$ ③ $G_s \approx$ 평균 2.67, $w \approx$ 평균 35.2 %, $S = 100\%$ (포화상태) 적용 ④ G_s, w, e 는 실내시험성과

다. 침투류 해석 결과 검토

본 연구에서의 탄도방조제에 대한 정상류 침투류 해석 결과는 다음 그림 5.21, 표 5.24,에 나타내었으며, 부정류 해석 결과는 다음 그림 5.22, 표 5.25와 같다.

(표 5.24) 최대침투속도(V_c) 산정결과

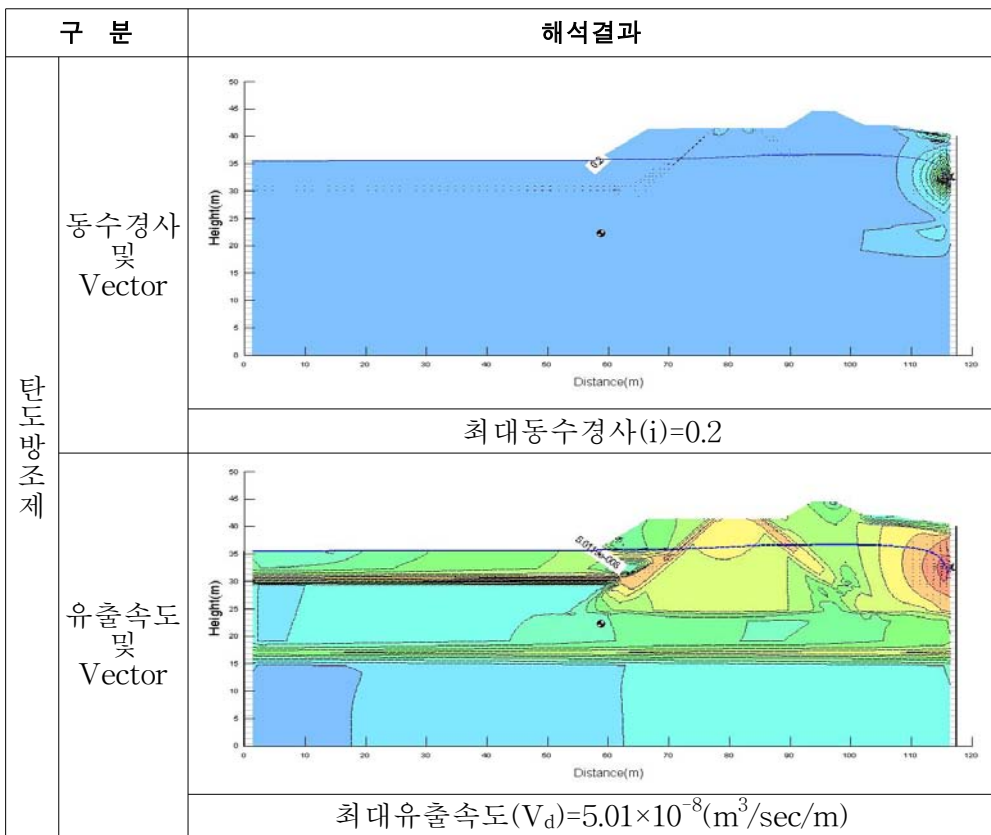
구 분	검토조건	간극비 (e)	간극율 (n)	침투류해석(SEEP/W) V_d (m/sec)	최대침투속도 V_s (m/sec)
탄도방조제 확장부 승상 시	정상류 침투해석	0.952	0.49	$1.0 \times 10^{-7} (\text{m}^3/\text{sec}/\text{m})$	$1.74 \times 10^{-4} (\text{m}^3/\text{sec}/\text{c})$
특 기 사 항	① V_s : 흙속의 간극을 흐르는 실제 침투속도 ② V_d : 침투류해석에서 구한 유출속도 ③ $V_s = V_d/n$ or $V_c = V_d/\beta$ ($\beta = 1 - (1-n)^2/3$, n=간극율)				



<그림 5.21> 탄도방조제 확장부 승상 시 침투류 해석결과 (정상류)

(표 5.25) 최대침투속도(V_c) 산정결과

구 분	검토조건	간극비 (e)	간극 율 (n)	침투류해석(SEE P/W) V_d (m/sec)	최대침투속도 V_s (m/sec)
탄도방조제 확장부 승상 시	부정류 침투해석	0.952	0.49	$5.01 \times 10^{-8} (\text{m}^3/\text{sec}/\text{m})$	$8.72 \times 10^{-5} (\text{m}^3/\text{sec})$
특 기 사 항	① V_s : 흙속의 간극을 흐르는 실제 침투속도 ② V_d : 침투류해석에서 구한 유출속도 ③ $V_s = V_d/n$ or $V_c = V_d/\beta$ ($\beta = 1 - (1-n)^{2/3}$, n=간극율)				



<그림 5.22> 탄도방조제 확장부 승상 시 침투류 해석결과 (부정류)

라. 침투수량 검토 결과

탄도방조제 확장부 승상 시 침투류 해석 결과를 살펴보면, 정상류 조건 일 때 최대유출속도가 크므로 정상류 상태일 때 침투수량 1.0×10^{-7}

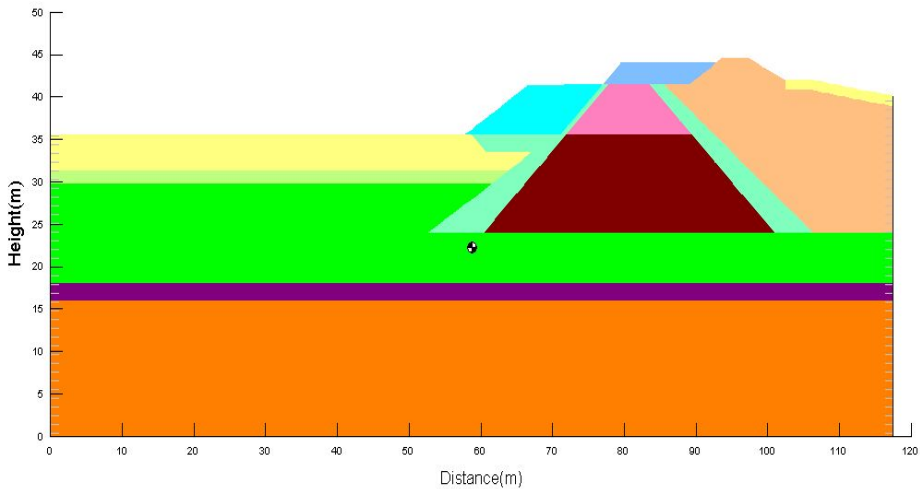
($m^3/sec/m$) 및 탄도방조제 제원을 이용하여 침투수량을 검토하였으며, 그 결과 침투수량도 허용 침투수량 이내인 것으로 분석되었다.

수위 조건	검토 조건	침 투 수 량		허 용 침 투 수 량		검 토 결 과	
		1일당 ($m^3/일$)	제체길이 100m당(l/s)	총저수량의 0.05%($m^3/일$)	제체길이 100m당(l/s)		
최고 수위	정상 류	7.370	0.010	8000	1.00	O.K	O.K
검토사항		① 침투수량 - 1일당 침투로 인한 침투수량 : $7.370m^3/일$ - 제체길이 100m당 침투로 인한 침투수량 : $0.01 l/s$ ② 허용 침투수량 - 총저수량에 의한 허용 침투수량 : 총저수량의 0.05% $\Rightarrow 8000m^3/일$ - 제체길이(100m당)에 대한 허용 침투수량 : $1 l/s$					

5. 탄도방조제 승상 1단계 침투류 해석 결과분석

가. 모델링도

침투류 해석은 탄도방조제 승상 1단계 시 만수위 [EL.(-)1.8m]에서 정상 침투 해석을 적용하였다. 해석 단면의 모델링에서 사용한 총 절점수는 4,283개이며 총 요소수는 3,909개이다 다음 그림 5.23은 탄도방조제 승상 1단계 시 침투류 해석 모델링도이다.



<그림 5.23> 탄도방조제 승상 1단계 해석 모델링도

가. 파이핑 검토 결과

다음 표 5.26의 침투류 해석결과를 살펴보면, 한계동수경사는 0.856, 최대 유출 동수경사는 0.4로 탄도방조제 승상 1단계 시 파이핑에 대한 안전율 2.14를 갖는 것으로 평가되었다.

(표 5.26) 한계동수경사에 의한 파이핑(piping) 검토결과

구 분	검토조건	침투류해석 (SEEP/W) (i)	한 계 동수 경사 (i_c)	검 토 안 전 율 $F_s = (i_c/i)$	기 준 안 전 율 (F_s)	판 정
탄도방조 제 승상 1단계	정상류 침투해석	0.4	0.856	2.14	2.0	안정

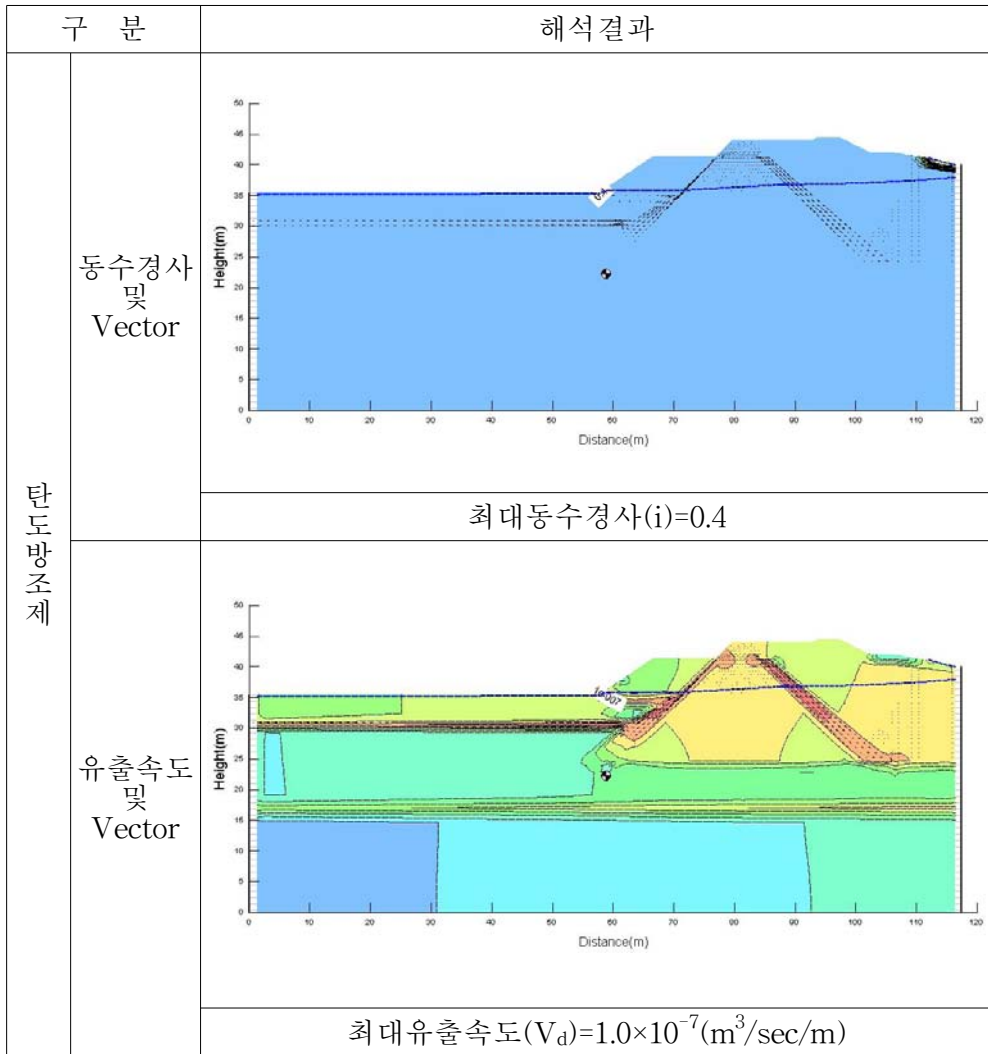
구 분	내 용
탄도방조제 승상 1단계	① $i_c = (G_s - 1)/(1 + e) = (2.67 - 1) / (1 + 0.952) = 0.856$ ② $e = 0.952$ ③ G_s ≙ 평균 2.67, w ≙ 평균 35.2 %, $S = 100\%$ (포화상태) 적용 ④ G_s, w, e 는 실내시험성과

나. 침투류 해석결과 검토

본 연구에서의 탄도방조제에 대한 정상류 침투류 해석 결과는 다음 그림 5.24, 표 5.27,에 나타내었으며, 부정류 해석 결과는 다음 그림 5.25, 표 5.28와 같다.

(표 5.27) 최대침투속도(V_c) 산정결과

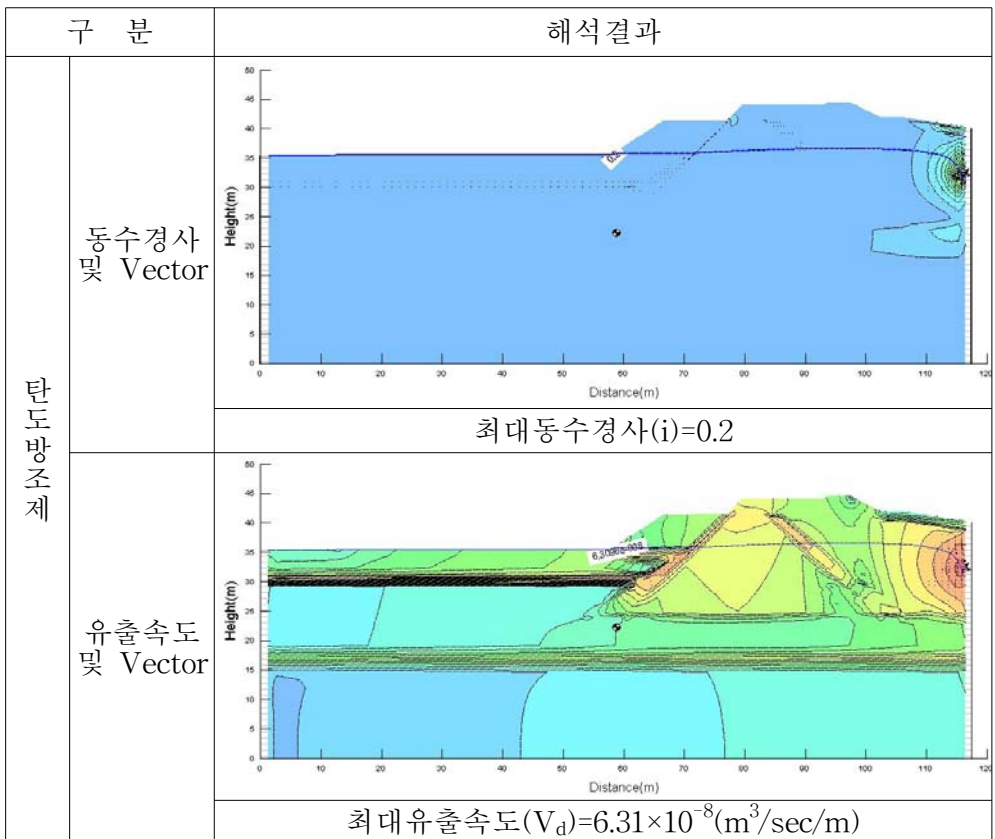
구 분	검토조건	간극비 (e)	간극율 (n)	침투류해석(SEEP/W) V_d (m/sec)	최대침투속도 V_s (m/sec)
탄도방조 제 승상 1단계	정상류 침투해석	0.952	0.49	$1.0 \times 10^{-7} (m^3/sec/m)$	$1.74 \times 10^{-4} (m^3/sec)$
특 기 사 항	① V_s : 흡속의 간극을 흐르는 실제 침투속도 ② V_d : 침투류해석에서 구한 유출속도 ③ $V_s = V_d/n$ or $V_c = V_d/\beta$ ($\beta = 1 - (1-n)^2/3$, n =간극율)				



<그림 5.24> 탄도방조제 승상 1단계 침투류 해석결과 (정상류)

(표 5.28) 최대침투속도(V_c) 산정결과

구 분	검토조건	간극비 (e)	간극율 (n)	침투류해석(SEEP/W) V_d (m/sec)	최대 침투속도 V_s (m/sec)
탄도방조제 승상 1단계	부정류 침투해석	0.952	0.49	$6.31 \times 10^{-8} (\text{m}^3/\text{sec}/\text{m})$	$1.10 \times 10^{-4} (\text{m}^3/\text{sec})$
특 기 사 항	① V_s : 흙속의 간극을 흐르는 실제 침투속도 ② V_d : 침투류해석에서 구한 유출속도 ③ $V_s = V_d/n$ or $V_c = V_d/\beta$ ($\beta = 1 - (1-n)^2/3$, $n = \text{간극율}$)				



<그림 5.25> 탄도방조제 승상 1단계 침투류 해석결과 (부정류)

다. 침투수량 검토 결과

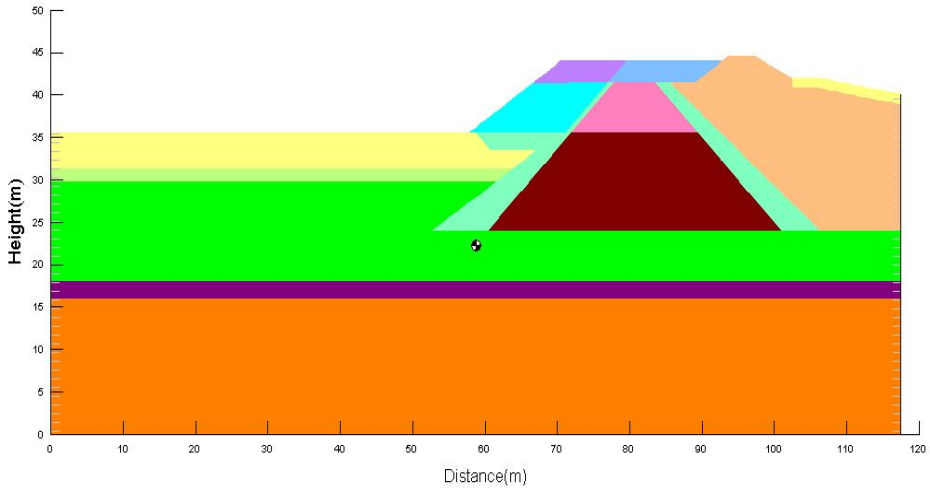
탄도방조제 승상 1단계 침투류 해석 결과를 살펴보면, 정상류 조건일 때 최대유출속도가 크므로 정상류 상태일 때 침투수량 $1.0 \times 10^{-7} (\text{m}^3/\text{sec}/\text{m})$ 및 탄도방조제 제원을 이용하여 침투수량을 검토하였으며, 그 결과 침투수량도 허용 침투수량 이내인 것으로 분석되었다.

수위 조건	검토 조건	침 투 수 량		허 용 침 투 수 량		검토 결과	
		1일당 ($\text{m}^3/\text{일}$)	제체길이 100m당(ℓ /s)	총저수량 의 0.05%($\text{m}^3/\text{일}$)	제체길이 100m당(ℓ /s)		
최고 수위	정상류	7.370	0.010	8000	1.00	O.K	O.K
검토사항		① 침투수량 - 1일당 침투로 인한 침투수량 : $7.370 \text{m}^3/\text{일}$ - 제체길이 100m당 침투로 인한 침투수량 : $0.01 \ell/\text{s}$ ② 허용 침투수량 - 총저수량에 의한 허용 침투수량 : 총저수량의 0.05% $\Rightarrow 8000 \text{m}^3/\text{일}$ - 제체길이(100m당)에 대한 허용 침투수량 : $1 \ell/\text{s}$					

6. 탄도방조제 승상 2단계 침투류 해석 결과분석

가. 모델링도

침투류 해석은 탄도방조제 승상 2단계 시 만수위 [EL.(-)1.8m]에서 정상 침투 해석을 적용하였다. 해석 단면의 모델링에서 사용한 총 절점수는 4,346개이며 총 요소수는 3,972개이다 다음 그림 5.26은 탄도방조제 승상 2단계 시 침투류 해석 모델링도이다.



<그림 5.26> 탄도방조제 승상 2단계 해석 모델링도

나. 파이핑 검토 결과

다음 표 5.29의 침투류 해석결과를 살펴보면, 한계동수경사는 0.856, 최대 유출 동수경사는 0.4로 탄도방조제 승상 2단계 시 파이핑에 대한 안전율 2.14를 갖는 것으로 평가되었다.

(표 5.29) 한계동수경사에 의한 파이핑(piping) 검토결과

구 분	검토조건	침투류해석 (SEEP/W) (i)	한 계 동수경사 (i_c)	검 토 안전율 $F_s=(i_c/i)$	기 준 안전율 (F_s)	판 정
탄도방조제 승상 2단계	정상류 침투해석	0.4	0.856	2.14	2.0	안정

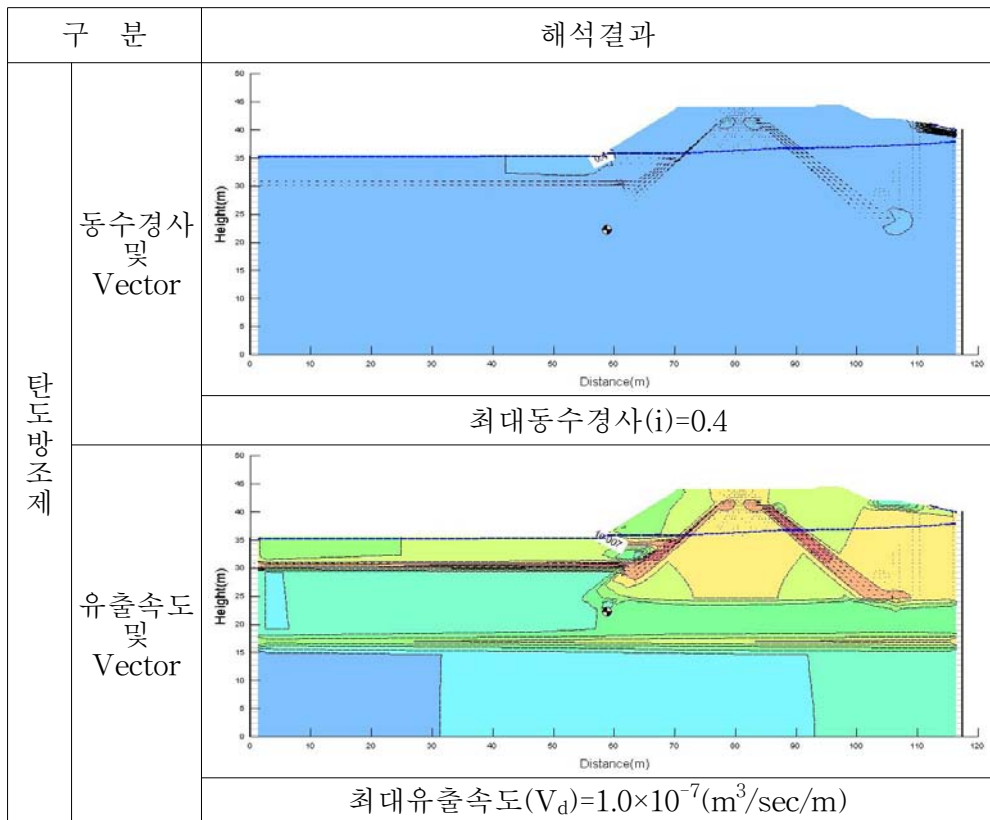
구 분	내 용
탄도방조제 승상 2단계	① $i_c = (G_s - 1) / (1 + e) = (2.67 - 1) / (1 + 0.952) = 0.856$ ② $e = 0.952$ ③ G_s ≙ 평균 2.67, w ≙ 평균 35.2 %, $S = 100\%$ (포화상태) 적용 ④ G_s, w, e 는 실내시험성과

다. 침투류 해석 결과 검토

본 연구에서의 탄도방조제에 대한 정상류 침투류 해석 결과는 다음 그림 5.27, 표 5.30에 나타내었으며, 부정류 해석 결과는 다음 그림 5.28, 표 5.31과 같다.

(표 5.30) 최대침투속도(V_c) 산정결과

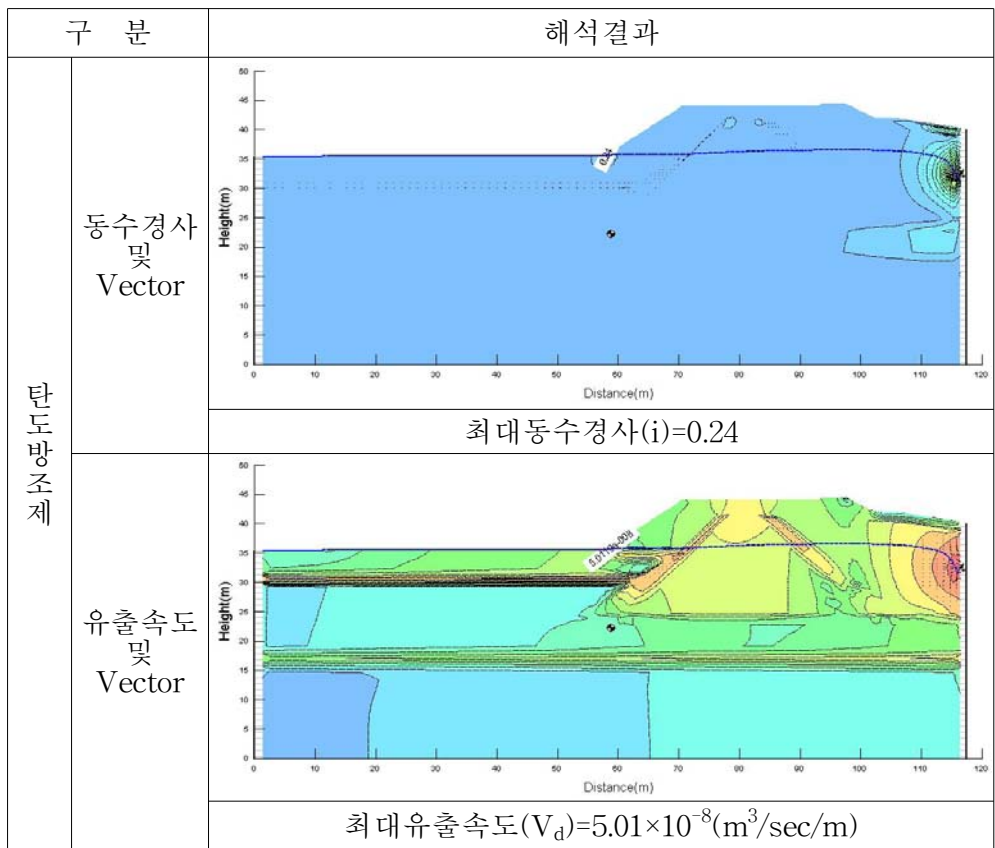
구 분	검토조건	간극비 (e)	간극율 (n)	침투류해석(SEE P/W) V_d (m/sec)	최대침투속도 V_s (m/sec)
탄도방조제 승상 2단계	정상류 침투해석	0.952	0.49	$1.0 \times 10^{-7} (\text{m}^3/\text{sec}/\text{m})$	$1.74 \times 10^{-4} (\text{m}^3/\text{sec})$
특 기 사 항	① V_s : 흙속의 간극을 흐르는 실제 침투속도 ② V_d : 침투류해석에서 구한 유출속도 ③ $V_s = V_d/n$ or $V_c = V_d/\beta$ ($\beta = 1 - (1-n)^2/3$, n =간극율)				



<그림 5.27> 탄도방조제 승상 2단계 침투류 해석결과 (정상류)

(표 5.31) 최대침투속도(V_c) 산정결과

구 분	검토조건	간극비 (e)	간극율 (n)	침투류 해석(SEEP/W) V_d (m/sec)	최대침투속도 V_s (m/sec)
탄도방조제 승상 2단계	부정류 침투해석	0.952	0.49	$5.01 \times 10^{-8} (\text{m}^3/\text{sec}/\text{m})$	$8.72 \times 10^{-5} (\text{m}^3/\text{sec})$
특 기 사 항	① V_s : 흡속의 간극을 흐르는 실제 침투속도 ② V_d : 침투류해석에서 구한 유출속도 ③ $V_s = V_d/n$ or $V_c = V_d/\beta$ ($\beta=1-(1-n)^2/3$, n =간극율)				



<그림 5.28> 탄도방조제 승상 2단계 침투류 해석결과 (부정류)

라. 침투수량 검토 결과

탄도방조제 승상 2단계 침투류 해석 결과를 살펴보면, 정상류 조건일 때 최대유출속도가 크므로 정상류 상태일 때 침투수량 $1.0 \times 10^{-7} (\text{m}^3/\text{sec}/\text{m})$ 및 탄도방조제 제원을 이용하여 침투수량을 검토하였으며, 그 결과 침투수량도 허용 침투수량 이내인 것으로 분석되었다.

수위 조건	검토 조건	침 투 수 량		허 용 침 투 수 량		검토 결과	
		1일당 ($\text{m}^3/\text{일}$)	제체길이 100m당 (ℓ/s)	총저수량의 0.05%($\text{m}^3/\text{일}$)	제체길이 100m당 (ℓ/s)		
최고 수위	정상류	7.370	0.010	8000	1.00	O. K	O. K
검토사항		① 침투수량 - 1일당 침투로 인한 침투수량 : $7.370 \text{m}^3/\text{일}$ - 제체길이 100m당 침투로 인한 침투수량 : $0.01 \ell/\text{s}$ ② 허용 침투수량 - 총저수량에 의한 허용 침투수량 : 총저수량의 0.05% $\Rightarrow 8000 \text{m}^3/\text{일}$ - 제체길이(100m당)에 대한 허용 침투수량 : $1 \ell/\text{s}$					

7. 방조제 승상시 침투수압을 고려한 활동에 대한 안정평가

가. 비탈면의 안정해석방법

비탈면이 활동하기 직전의 상태에서 지반의 전단강도와 활동하려는 전단력의 비를 안전율이라고 한다. 활동문제가 발생하는 활동면을 가정하고 이에 대해 안전율을 구하는 과정을 반복하여 최소의 안전율을 구하며, 이때 구해진 값을 그 비탈면의 최소안전율로 정하고 그 안전율이 기준안전율보다 클 때 안정한 것으로 판단한다.

비탈면의 안정해석법은 강도정수의 적용에 따라 전응력해석법과 유효응력해석법으로 대별할 수 있고, 또한 적용이론에 따라 여러 가지 해석법으로 분류할 수 있다. 적용되는 기본이론은 한계평형, 소성, 변형이론 등이 있으나 현재 이용되는 해석이론은 한계평형이론을 기초로 하고 있는 것이 많다.

한계평형상태란 비탈이 활동면을 따라 활동하게 되기 직전에 활동하려는 힘과 활동에 저항하려는 힘이 평형을 이루는 상태라고 한다. 한계평형법은 부정정이므로 비탈면안정해석은 절편의 측면에 작용하는 힘에 대한 가정이 필요한데 이에 따라 여러 가지 방법이 개발되었다.

결국 각 방법은 상이한 측면력을 가정함으로써 서로 다른 전단강도와 전단응력을 산정하여 결과적으로 안전율의 값을 다르게 산정한다. 그리고 그 차이는 대부분이 문제가 되지 않는 정도로 작은 것이 보통인데, 이는 안정해석시 안전율의 신뢰도는 해석이론의 정교함 보다 지반조건 및 강도정수의 산정에 더 큰 영향을 받기 때문이다.

일반적인 사면안정해석의 방법은 평형조건에 따라 다음 그림 5.29와 같은 방법들이 있다.

Overall Moment Equilibrium Method	Force Equilibrium Method	Moment and Force Equilibrium Method	Finite Element Method	Probabilistic Method
Fellenius Method, Sliding Wedge Method, Janbu Method, Simplified Bishop Method, $\Phi=0$ Method, Logarithmic Spiral Method	Seed and Sultan Method	Morgenstern and Price Method, Spencer Method		

<그림 5.29> 비탈면 안정해석법의 종류

나. 해석프로그램

비탈면의 안정해석시 사용된 프로그램 “SLOPE/W”는 원호형상의 파괴면, 활동 Block 특성의 가상파괴면, 그리고 불규칙 형상의 임의 파괴면을 발생시킬 수 있다. 또한 복잡한 토층, 비등방성 토질특성, 전단으로 인한 과잉간극수압, 지하수위 및 지표수, 가상의 정적 지진하중 및 재하하중, 앵커, Soil-Nailing 보강효과 등을 고려한 해석도 가능하며, U.S.L(Ultimate State Limit)해석이 가능하여 설계자의 실질적인 경험을 고려할 수도 있고 일반적인 한계상태해석을 수행할 수도 있다.

해석시 지반조건에 따른 여러 이론들(Janbu, Simplified Bishop, Ordinary, Spencer 등)에 의한 안전율이 산출되며, 본 비탈면의 안정 해석시 Simplified Bishop method에 의한 안전율을 적용하였다.

Bishop의 간편법에 의한 기본원리는 그림 5.30과 같으며, Bishop의 간편법의 안전율 계산식은 다음과 같다.

라. 지반정수의 산정

시추조사 및 토질시험의 결과와 문헌자료를 통해 적정의 토질정수를 선정하였다. 일반적으로 알려진 지반물성치는 다음과 같다.

(표 5.32) 토공재료의 개략적인 토질정수

종 류		재료의 상태	γ_t (tf/m^3)	Φ ($^\circ$)	C (tf/m^2)	U.S.C.S
자연 지반	자갈 섞인 모래	밀실한 것	2.1	40	0	GW, GP
		밀실치 않는 것	1.9	35	0	
	모래	밀실한 것, 입도가 좋은 것	2.0	35	0	GW, GP
		밀실치 않는 것, 입도가 나쁜 것	1.8	30	0	
자 연 지 반	사질 토	밀실한 것	1.9	30	3 이하	SM, SC
		밀실치 않는 것	1.7	25	0	
	점성 토	굳은 것 (손가락으로 강하게 눌러 조금 들어감)	1.8	25	5 이하	ML, CL
		약간 무른 것 (손가락 중간정도의 힘으로 들어감)	1.7	20	3 이하	
		무른 것 (손가락이 쉽게 들어감)	1.7	20	1.5 이하	
	점토 및 실트	굳은 것 (손가락으로 세게 눌러 조금 들어감)	1.7	20	5 이하	CH, MH, ML
		약간 무른 것 (손가락 중간 정도 힘으로 들어감)	1.6	15	3 이하	
		무른 것 (손가락이 쉽게 들어감)	1.4	10	1.5 이하	

※자료출처 : 도로설계요령 2권 토공 및 배수, p.41, 한국도로공사

(표 5.33) 전형적인 흙 분류 특성

입경의 크기와 분포			습윤중량(tf/m ³)		수중중량(tf/m ³)	
종 류	D10 (mm)	Cu	느슨	조밀	느슨	조밀
균등한 조립질 모래						
양질의 균등한 모래 (세립또는 중간)	-	1.2~2.0	1.34	2.18	0.83	1.17
균등, 무기질 실트	0.012	1.2~2.0	1.29	2.18	0.82	1.17
입도분포가 좋은 재료						
실트질 모래	0.02	5~10	1.41	2.27	0.86	1.26
양질의 세립에서 굵은 입자가 포함된 모래	0.09	4~6	1.38	2.36	0.85	1.38
운모질 모래	-	-	1.23	2.21	0.77	1.22
실트질 모래와 자갈	0.02	12~300	1.44	2.48	0.90	1.47
혼합토						
모래질 또는 실트질 점토	0.003	10~30	1.60	2.35	0.61	1.36
암편이나 돌이 포함된 실트질 점토	-	-	1.84	2.42	0.85	1.42
양입도의 자갈 모래 실트 및 점토 혼합물	0.002	25~1000	2.00	2.50	0.99	1.50
※자료출처 : NAVFAC 7.1						

위의 문헌들과 성토재에 대한 실내시험 및 현장시험결과를 참고하여 지반정수를 다음 표 5.34와 같이 선정하였으며, 본 연구에서는 탄도 방조제 승상에 따른 활동 안정성 평가에 지반정수 값을 적용 하였다.

(표 5.34) 지층별 적용 지반정수

구 분	지 층	γ_t (tf/m ³)	C (tf/m ²)	Φ (°)	비 고
탄도방조 제	사석층	2.05	0	40	지반조사 자료 참조
	상부 점토	1.85	1.88	0	
	하부 점토	1.85	4.5	0	
	상부 모래	1.95	0	38	
	풍화토	2.0	5	30	문헌자료 참조
	콘크리트	2.3	0	42	
	연암	2.4	10	42	

마. 비탈면 안정해석

비탈면의 안정성은 시공전, 시공후 장시간 경과후 등의 시간적 조건, 수위급강하, 정상침투 등의 수위조건, 지반의 점착력, 내부마찰각, 다짐도 및 상대밀도에 관한 단위중량 등의 강도정수 등의 여러 요소에 의한 영향을 받는다.

하천제방의 내측 및 해측 조건 일 때 가장 위험하게 되는 경우는 시공직 후와 수위급강하 상태이다. 따라서, 본 하천제방 비탈면의 안정검토에서 내측 및 해측 해석조건은 정상침투 상태와 최고수위(F.W.L)에서 최저수위로 수위가 강하하는 수위급강하상태를 각각 고려하여 가장 불리한 측면에서의 비탈면 안정해석을 수행하였다.

해석방법은 수위변동에 따른 제체내 침윤선 및 간극수압의 변화를 SEEP/W로 해석한 후, 그 결과를 SLOPE/W에 이용하여 Bishop의 간편법으로 한계평형해석을 실시하였다. 이때 허용안전율은 $F_s=1.3$ (하천공사 설계기준, 2005)을 적용하였다.

(표 5.35) 제체 상태에 따른 안전율

제체상태	간극수압상태	안전율
연직붕괴(crack) 불고려시	간극수압을 고려하지 않는 경우	2.0 이상
	간극수압을 고려하는 경우	1.4 이상
연직붕괴(crack) 고려시	간극수압을 고려하지 않는 경우	1.8 이상
	간극수압을 고려하는 경우	1.3 이상

※자료출처 : 하천공사설계기준(2005.5), p19

제4절 탄도방조제 승상에 따른 사면안정성 평가

1. 현재 상태 사면안정 해석 결과 분석

가. 사면안정 해석결과

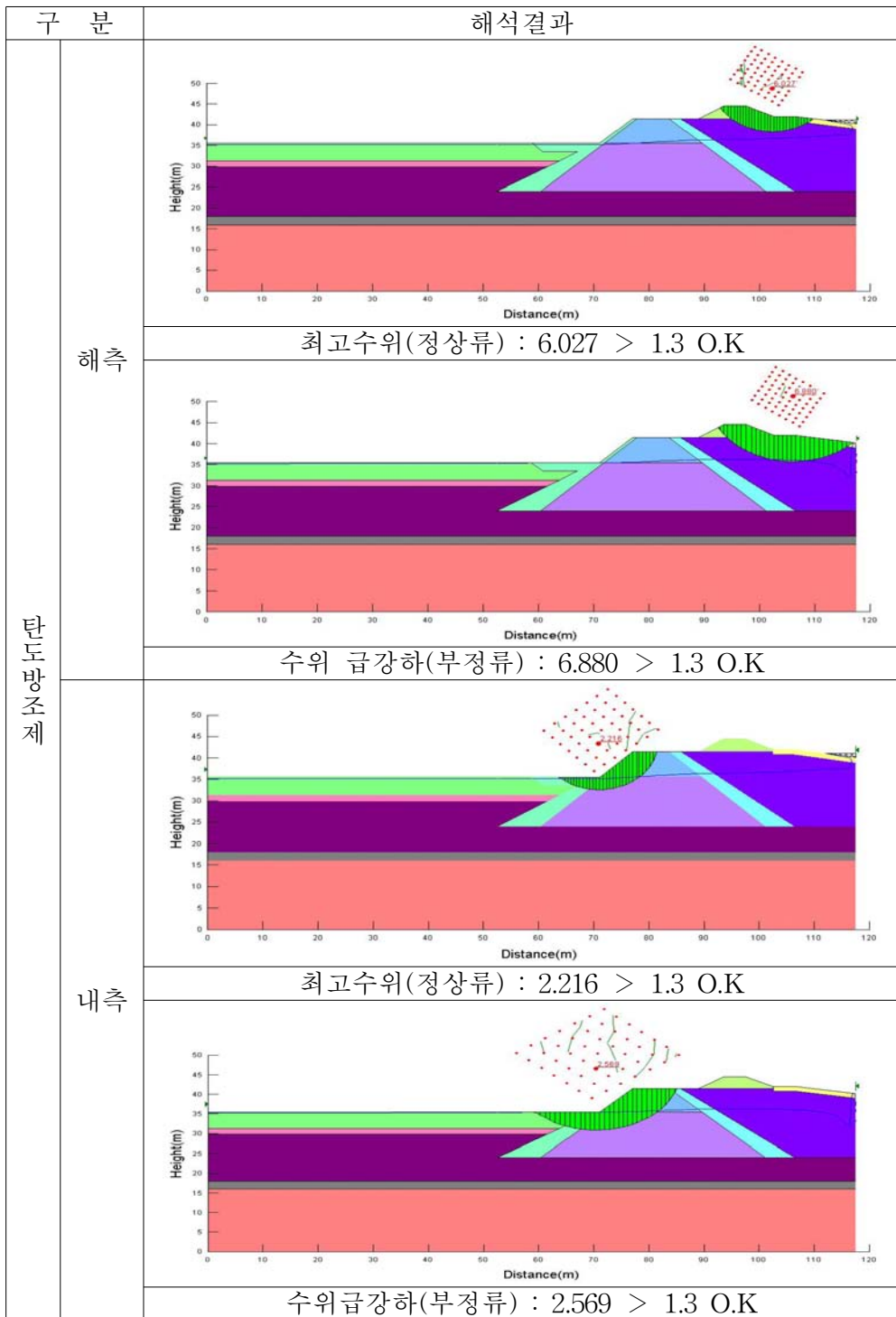
시추조사결과와 실내시험 및 현장시험결과, 그리고 각종 문헌 및 경험식 등을 통한 각 제방별 지층의 지반정수를 산정하여 수위조건에 따른 침윤선 분포와 함께 승상 단계별로 대표단면에 대하여 사면 안정해석을 실시하였다.

사면안정 해석결과는 현재 상태의 도로구간 교통하중을 1.3tf/m²를 받는 것으로 해석을 수행하였으며, 탄도방조제 내측 및 해측에 대한 정상류·부정류 조건에 대한 Bishop법에 의한 해석기준별 사면파괴 형상 및 안전율을 그림 5.31에 나타내었으며, 현재상태의 사면 안정성 결과는 다음 표 5.36과 같다.

내측과 해측에 대한 사면 안정성은 모두 최소안전율이 기준안전율 ($F_s=1.3$)을 상회하므로 안정성을 확보하는 것으로 나타났다.

(표 5.36) 현재 상태 사면 안정해석 검토결과

구 분	검토조건	Bishop법 최소안전율(F_s)	기준 안전율 (F_s)	판 정
해측	최고 수위 (정상류)	6.027	1.30	O.K
	수위 급강하 (부정류)	6.880	1.30	O.K
내측	최고 수위 (정상류)	2.216	1.30	O.K
	수위 급강하 (부정류)	2.569	1.30	O.K



<그림 5.31> 탄도방조제 현재 상태 사면 안정성 평가 (Bishop법)

2. 탄도방조제 확장부 승상 시공 중 사면안정 해석 결과 분석

가. 사면안정 해석결과

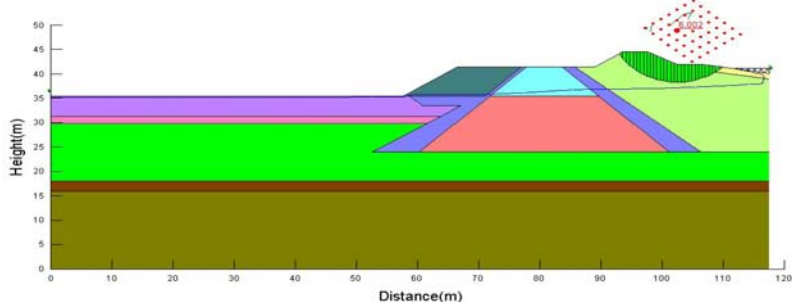
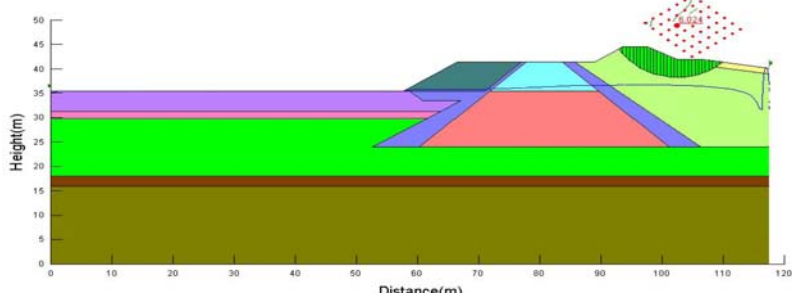
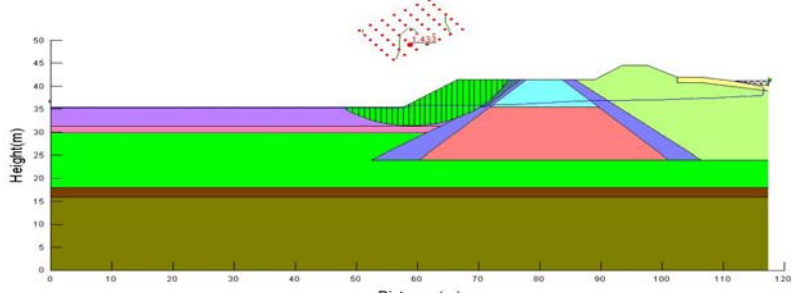
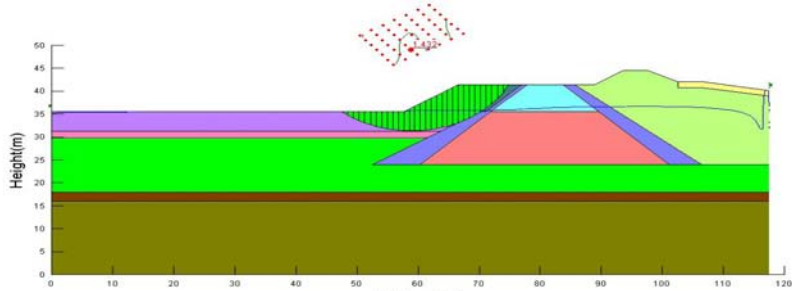
시추조사결과와 실내시험 및 현장시험결과, 그리고 각종 문헌 및 경험식 등을 통한 각 제방별 지층의 지반정수를 산정하여 수위조건에 따른 침윤선 분포와 함께 승상 단계별로 대표단면에 대하여 사면 안정해석을 실시하였다.

사면안정 해석결과는 확장부 승상 시공 중 일 때 현재 상태의 도로구간 교통하중을 1.3tf/m^2 를 받는 것으로 해석을 수행하였으며, 탄도방조제 내측 및 해측에 대한 정상류·부정류 조건에 대한 Bishop법에 의한 해석기준별 사면파괴 형상 및 안전율을 그림 5.32에 나타내었으며, 확장부 승상 시공 중 사면안정성 결과는 다음 표 5.37과 같다.

내측과 해측에 대한 사면 안정성은 모두 최소안전율이 기준안전율 ($F_s=1.3$)을 상회하므로 안정성을 확보하는 것으로 나타났다.

(표 5.37) 확장부 승상 시공 중 사면안정해석 검토결과

구 분	검토조건	Bishop법 최소안전율(F_s)	기준 안전율 (F_s)	판 정
해측	최고 수위 (정상류)	6.002	1.30	O.K
	수위 급강하 (부정류)	6.024	1.30	O.K
내측	최고 수위 (정상류)	1.433	1.30	O.K
	수위급강하 (부정류)	1.432	1.30	O.K

구 분	해석결과
탄도방조제	
	<p>최고수위(정상류) : 6.002 > 1.3 O.K</p>
	
	<p>수위 급강하(부정류) : 6.024 > 1.3 O.K</p>
내측	
	<p>최고수위(정상류) : 1.433 > 1.3 O.K</p>
	
	<p>수위 급강하(부정류) : 1.432 > 1.3 O.K</p>

<그림 5.32> 탄도방조제 확장부 승상 시공 중 사면안정성 평가 (Bishop법)

3. 탄도방조제 확장부 승상 완료 후 사면안정 해석 결과 분석

가. 사면안정 해석결과

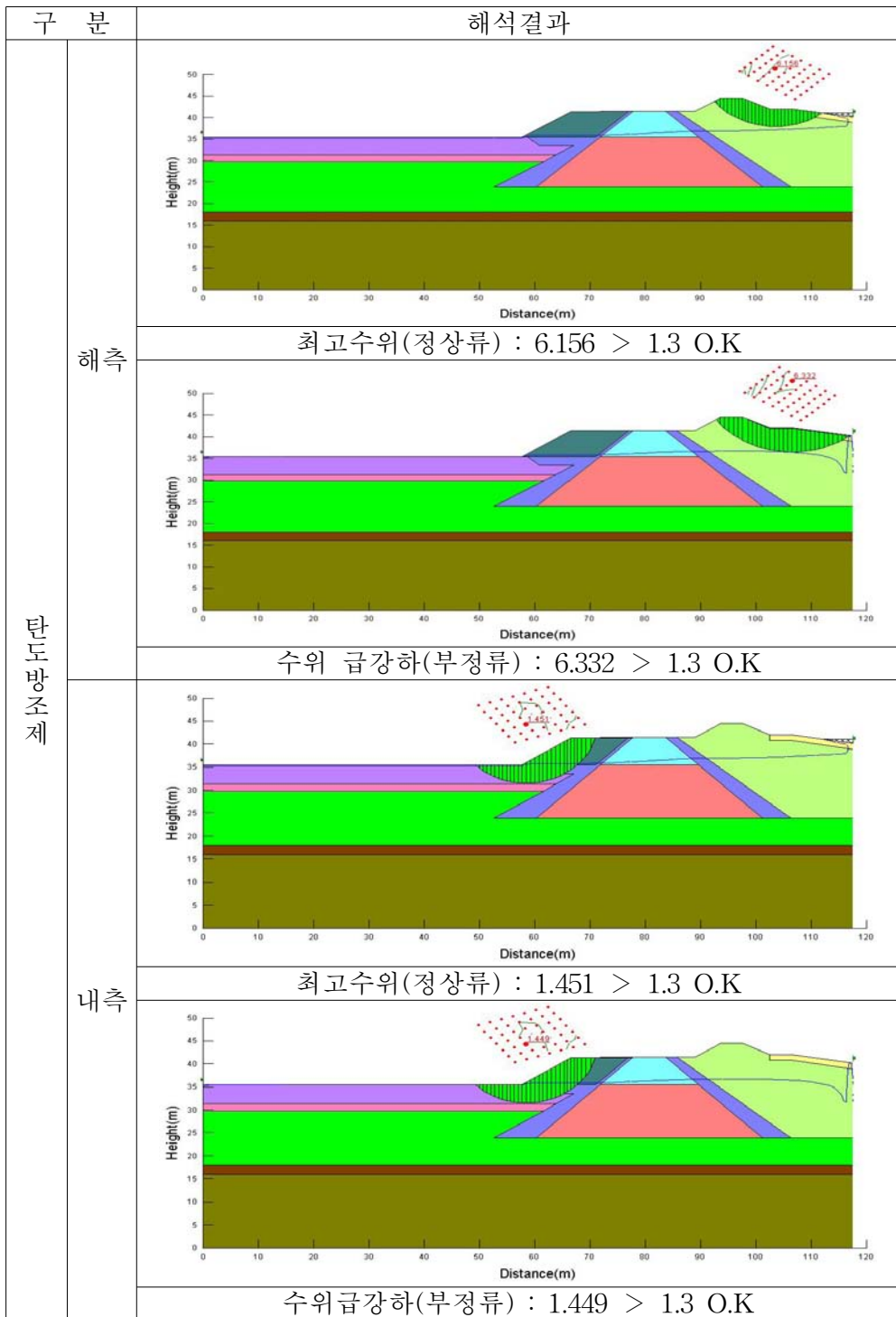
시추조사결과와 실내시험 및 현장시험결과, 그리고 각종 문헌 및 경험식 등을 통한 각 제방별 지층의 지반정수를 산정하여 수위조건에 따른 침윤선 분포와 함께 승상 단계별로 대표단면에 대하여 사면 안정해석을 실시하였다.

사면안정 해석결과는 확장부 승상 완료 후 도로구간 교통하중을 1.3tf/m^2 를 받는 것으로 해석을 수행하였으며, 탄도방조제 내측 및 해측에 대한 정상류·부정류 조건에 대한 Bishop법에 의한 해석기준별 사면파괴 형상 및 안전율을 그림 5.33에 나타내었으며, 확장부 승상 완료 후 사면안정성 결과는 다음 표 5.38와 같다.

내측과 해측에 대한 사면안정성은 모두 최소안전율이 기준안전율($F_s=1.3$)을 상회하므로 안정성을 확보하는 것으로 나타났다.

(표 5.38) 확장부 승상 완료 후 사면안정해석 검토결과

구 분	검토조건	Bishop법 최소안전율(F_s)	기준 안전율 (F_s)	판 정
해측	최고 수위 (정상류)	6.156	1.30	O.K
	수위 급강하 (부정류)	6.332	1.30	O.K
내측	최고 수위 (정상류)	1.451	1.30	O.K
	수위급강하 (부정류)	1.449	1.30	O.K



<그림 5.33> 탄도방조제 확장부 승상 완료 후 사면안정성 평가 (Bishop법)

4. 탄도방조제 승상 1단계 시공 중 사면안정 해석 결과 분석

가. 사면안정 해석결과

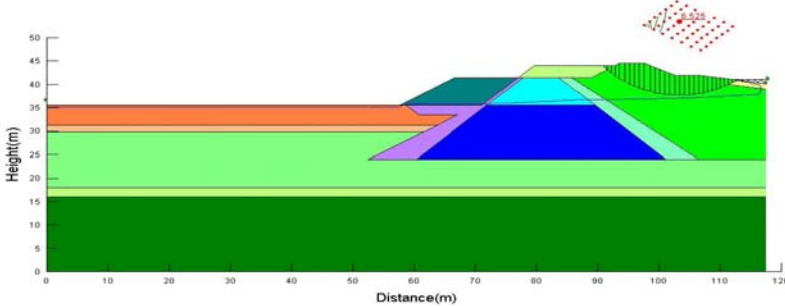
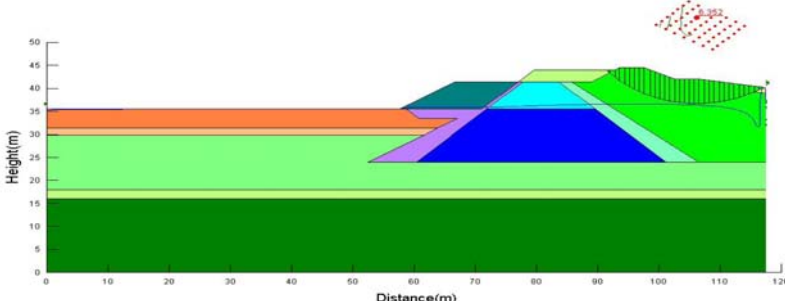
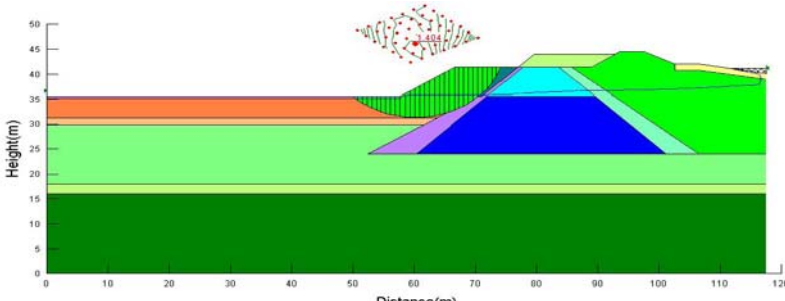
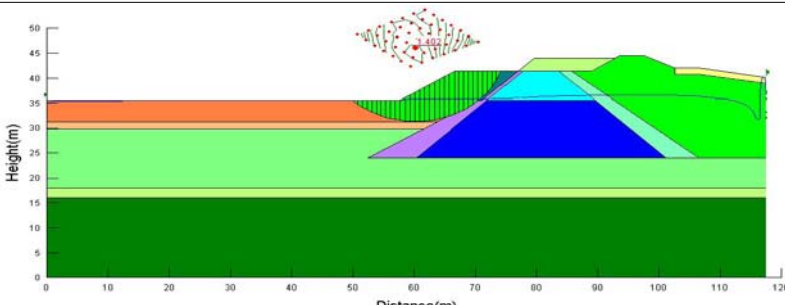
시추조사결과와 실내시험 및 현장시험결과, 그리고 각종 문헌 및 경험식 등을 통한 각 제방별 지층의 지반정수를 산정하여 수위조건에 따른 침윤선 분포와 함께 승상 단계별로 대표단면에 대하여 사면 안정해석을 실시하였다.

사면안정 해석결과는 확장부 승상 시공완료 후 도로구간 교통하중을 1.3tf/m^2 를 받는 것으로 해석을 수행하였으며, 탄도방조제 내측 및 해측에 대한 정상류·부정류 조건에 대한 Bishop법에 의한 해석기준별 사면파괴형상 및 안전율을 그림 5.34에 나타내었으며, 승상 1단계 시공 중 사면안정성 결과는 다음 표 5.39와 같다.

내측과 해측에 대한 사면안정성은 모두 최소안전율이 기준안전율($F_s=1.3$)을 상회하므로 안정성을 확보하는 것으로 나타났다.

(표 5.39) 승상 1단계 시공 중 사면안정해석 검토결과

구 분	검토조건	Bishop법 최소안전율(F_s)	기준 안전율 (F_s)	판 정
해측	최고 수위 (정상류)	6.525	1.30	O.K
	수위 급강하 (부정류)	6.352	1.30	O.K
내측	최고 수위 (정상류)	1.404	1.30	O.K
	수위급강하 (부정류)	1.402	1.30	O.K

구분	해석결과
탄도방조제	
	<p>최고수위(정상류) : 6.525 > 1.3 O.K</p>
	
	<p>수위 급강하(부정류) : 6.352 > 1.3 O.K</p>
내측	
	<p>최고수위(정상류) : 1.404 > 1.3 O.K</p>
	
	<p>수위급강하(부정류) : 1.402 > 1.3 O.K</p>

<그림 5.34> 탄도방조제 승상 1단계 시공 중 사면안정성 평가 (Bishop법)

5. 탄도방조제 승상 1단계 완료 후 사면안정 해석 결과 분석

가. 사면안정 해석결과

시추조사결과와 실내시험 및 현장시험결과, 그리고 각종 문헌 및 경험식 등을 통한 각 제방별 지층의 지반정수를 산정하여 수위조건에 따른 침윤선 분포와 함께 승상 단계별로 대표단면에 대하여 사면 안정해석을 실시하였다.

사면안정 해석결과는 확장부 승상 시공완료 및 승상 1단계 시공완료 후 도로구간의 교통하중을 1.3tf/m^2 를 받는 것으로 해석을 수행하였으며, 탄도방조제 내측 및 해측에 대한 정상류·부정류 조건에 대한 Bishop법에 의한 해석기준별 사면파괴 형상 및 안전율을 그림 5.35에 나타내었으며, 승상 1단계 완료 후 사면안정성 결과는 다음 표 5.40과 같다.

내측과 해측에 대한 사면안정성은 모두 최소안전율이 기준안전율($F_s=1.3$)을 상회하므로 안정성을 확보하는 것으로 나타났다.

(표 5.40) 승상 1단계 완료 후 사면안정해석 검토결과

구 분	검토조건	Bishop법 최소안전율(F_s)	기준 안전율 (F_s)	판 정
해측	최고 수위 (정상류)	6.228	1.30	O.K
	수위 급강하 (부정류)	6.078	1.30	O.K
내측	최고 수위 (정상류)	1.700	1.30	O.K
	수위급강하 (부정류)	1.657	1.30	O.K

구 분		해석결과
탄도방조제	해측	<p>최고수위(정상류) : 6.228 > 1.3 O.K</p>
		<p>수위 급강하(부정류) : 6.078 > 1.3 O.K</p>
	내측	<p>최고수위(정상류) : 1.700 > 1.3 O.K</p>
		<p>수위급강하(부정류) : 1.657 > 1.3 O.K</p>

<그림 5.35> 탄도방조제 승상 1단계 완료 후 사면안정성 평가 (Bishop법)

6. 탄도방조제 승상 2단계 시공 중 사면안정 해석 결과 분석

가. 사면안정 해석결과

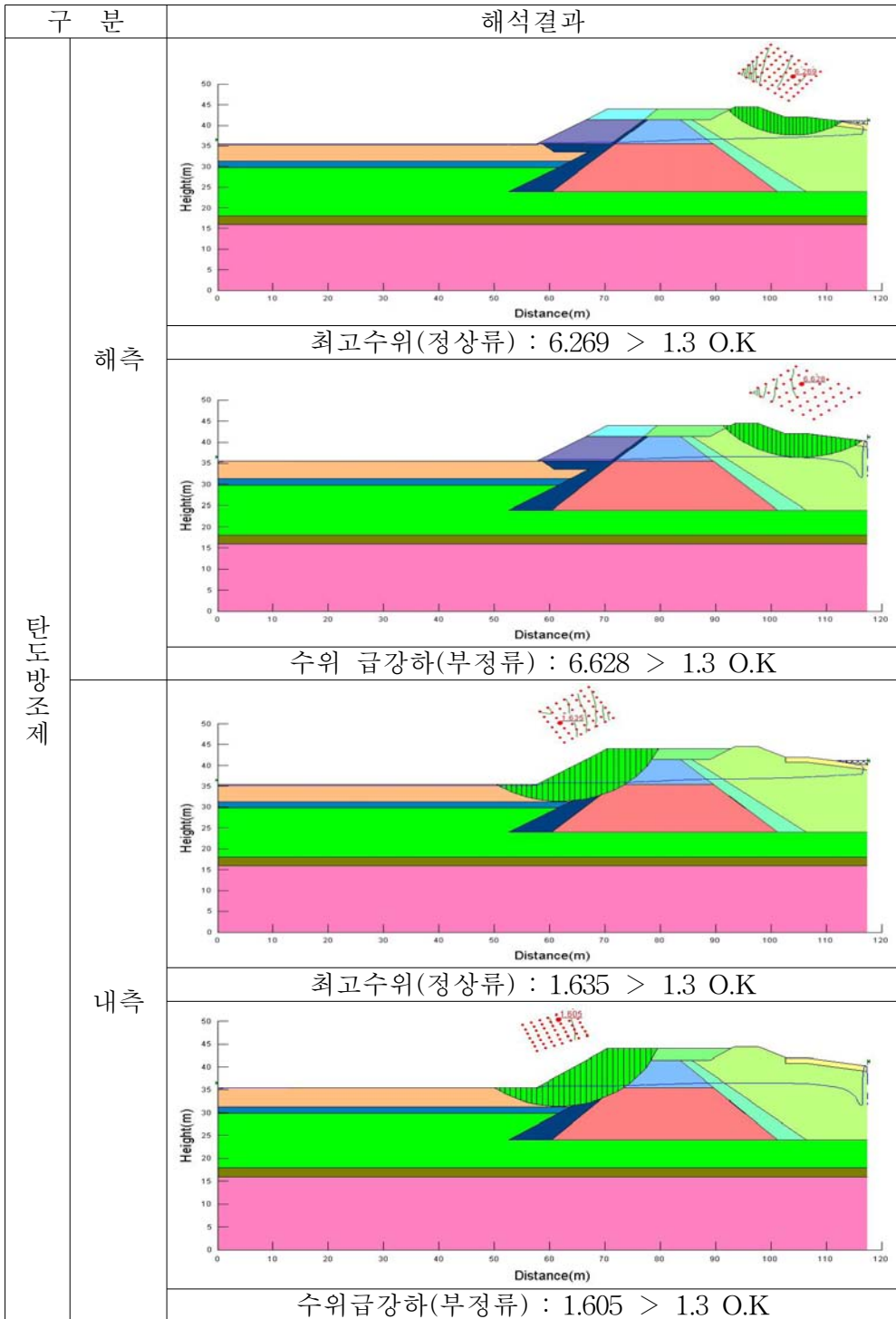
시추조사결과와 실내시험 및 현장시험결과, 그리고 각종 문헌 및 경험식 등을 통한 각 제방별 지층의 지반정수를 산정하여 수위조건에 따른 침윤선 분포와 함께 승상 단계별로 대표단면에 대하여 사면 안정해석을 실시하였다.

사면안정 해석결과는 승상 1단계 시공완료 후 도로구간의 교통하중을 $1.3\text{tf}/\text{m}^2$ 를 받는 것으로 해석을 수행하였으며, 탄도방조제 내측 및 해측에 대한 정상류·부정류 조건에 대한 Bishop법에 의한 해석기준별 사면파괴 형상 및 안전율을 그림 5.36에 나타내었으며, 승상 2단계 시공 중 일 때 사면안정성 결과는 다음 표 5.41과 같다.

내측과 해측에 대한 사면안정성은 모두 최소안전율이 기준안전율 ($F_s=1.3$)을 상회하므로 안정성을 확보하는 것으로 나타났다.

(표 5.41) 승상 2단계 시공 중 사면안정해석 검토결과

구 분	검토조건	Bishop법 최소안전율(F_s)	기준 안전율 (F_s)	판 정
해측	최고 수위 (정상류)	6.269	1.30	O.K
	수위 급강하 (부정류)	6.628	1.30	O.K
내측	최고 수위 (정상류)	1.635	1.30	O.K
	수위급강하 (부정류)	1.605	1.30	O.K



<그림 5.36> 탄도방조제 승상 2단계 시공 중 사면안정성 평가 (Bishop법)

7. 탄도방조제 승상 2단계 완료 후 사면안정 해석 결과 분석

가. 사면안정 해석결과

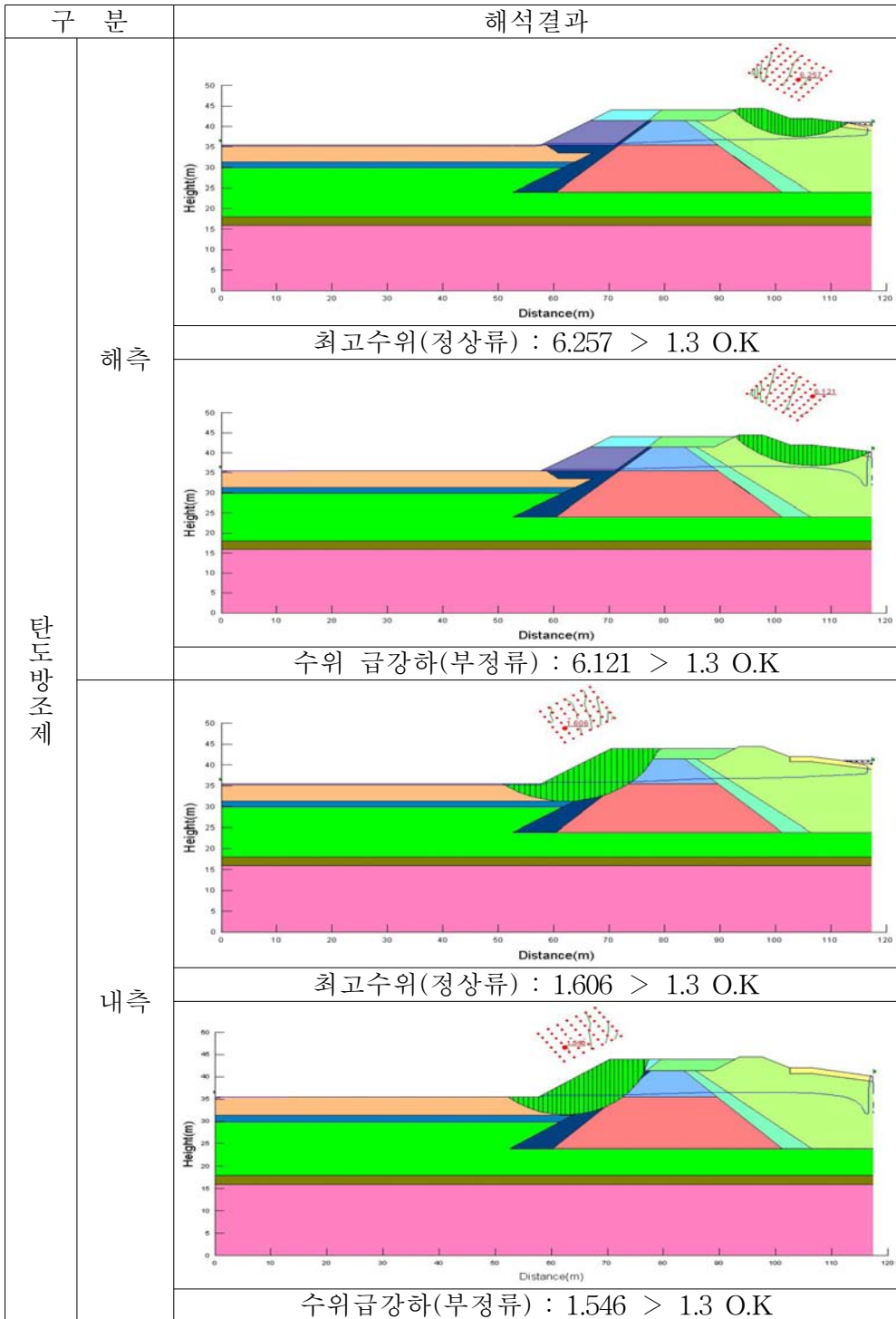
시추조사결과와 실내시험 및 현장시험결과, 그리고 각종 문헌 및 경험식 등을 통한 각 제방별 지층의 지반정수를 산정하여 수위조건에 따른 침윤선 분포와 함께 승상 단계별로 대표단면에 대하여 사면 안정해석을 실시하였다.

사면안정 해석결과는 승상 1단계 시공완료 후 및 승상 2단계 시공완료 후 도로구간의 교통하중을 1.3tf/m^2 를 받는 것으로 해석을 수행하였으며, 탄도방조제 내측 및 해측에 대한 정상류·부정류 조건에 대한 Bishop법에 의한 해석기준별 사면파괴 형상 및 안전율을 그림 5.37에 나타내었으며, 승상 2단계 시공 완료 후 사면안정성 결과는 다음 표 5.42과 같다.

내측과 해측에 대한 사면안정성은 모두 최소안전율이 기준안전율($F_s=1.3$)을 상회하므로 안정성을 확보하는 것으로 나타났다.

(표 5.42) 승상 2단계 완료 후 사면안정해석 검토결과

구 분	검토조건	Bishop법 최소안전율(F_s)	기준 안전율 (F_s)	판 정
해측	최고 수위 (정상류)	6.257	1.30	O.K
	수위 급강하 (부정류)	6.121	1.30	O.K
내측	최고 수위 (정상류)	1.606	1.30	O.K
	수위 급강하 (부정류)	1.546	1.30	O.K



<그림 5.37> 탄도방조제 승상 2단계 완료 후 사면안정성 평가 (Bishop법)

제6장 방조제 승상시 유한요소 수치해석을 통한 적용성 평가

제1절 개요

본 연구에서는 탄도방조제의 확, 포장과 관련하여 승상하는 경우에 대하여 침하 등 변형에 대한 안정성 확보여부와 기존 방조제의 라이닝 구조물에 대한 안정성 확보여부를 알아보았다. 이와 관련하여 본 연구에서는 범용 3차원 유한요소 프로그램인 PENTAGON 3D 프로그램을 이용하여 방조제의 승상에 따른 하중증가가 원지반의 변형과 방조제의 안정성에 미치는 영향을 평가하였다. 3차원 수치해석은 본 연구구간인 탄도방조제 구간 중 일부를 모델링하여 시공과정에 따라 모사하는 방법으로 진행되었다. 대표단면은 1차 및 2차 시추조사결과와 탄도방조제의 표준단면을 이용하여 결정하였으며, 시추 조사시 지반조건이 가장 불량한 구간을 기준으로 하여 50m까지 모델링하는 방법으로 진행되었다.

방조제의 승상에 따른 침하 등에 대한 정확한 해석을 위해서는 압밀특성을 반영하여 시간에 따른 침하량을 예측하여야 하나, 본 연구구간의 경우에는 현재 지반상태에 대한 압밀특성을 알 수가 없으며, 가장 최근의 지반조사결과도 5년 전의 자료이기 때문에 현재의 압밀 특성을 반영할 수가 없는 문제가 있다. 따라서 본 연구에서는 각각의 시공단계에 따른 침하량 및 변위량을 계산하는 방법으로 진행되었다. 아울러 수치해석으로 예측된 결과를 활용하여 방조제의 예상변위량을 평가하였으며, 지중매설물의 변위량을 평가하는 방법으로 방조제의 안정성 확보여부를 평가하였다.

제2절 유한요소수치해석

본 연구에서는 탄도방조제의 승상에 따른 지반 침하 등 전반적인 안정성을 확인하기 위하여 3차원 유한요소수치해석을 시행하였다. 본 연구구간과 같이 연약지반 상의 단계별 성토는 시간경과에 따른 압밀침하량을 확인하는 방법으로 검토하여야 하나 현 상태에서는 단계별 성토과정 조건

등이 명확하지 않아 각각의 시공단계에서 최종압밀침하량을 산정하는 방법으로 3차원 유한요소수치해석을 수행하였다. 3차원 유한요소 수치해석은 압밀침하량 산정이 가능한 유한요소 해석법 방식의 PENTAGON3D 프로그램을 이용하였다. PENTAGON3D 프로그램은 지반 자체를 구조 시스템으로 하여 굴착, 보강, 성토 등의 복잡한 시공 단계를 거치는 구조계의 변화에 대해 지반특성, 굴착과정, 보강재 특성을 고려하며 굴착단계별 지반 및 보강재의 변형과 응력변화를 반영할 수 있도록 개발된 지반 구조 해석용 유한요소해석 프로그램이다.

PENTAGON3D 프로그램은 탄소성 해석개념을 도입하고 있으며, 사용 요소로서 지반요소는 20절점 및 8절점 육면체 요소, 15 절점 및 6절점 프리즘 요소, 4절점 삼각뿔 요소가 있으며, 그 외 구조 요소로 4절점 및 3절점 Shell 요소, 2절점 트러스 요소, 2절점 스프링 요소를 사용할 수 있다. 또한, 하중증분법과 접선강도법을 이용하였으며, 소성상태에서의 증분변형에 대한 유도식은 직교조건(Normality condition) 및 상관흐름법칙(Associated flow rule)을 적용하였고, Mohr-Coulomb 항복규준 등 다양한 모델의 파괴규준에 의거하여 탄성/완전소성(Elastic/Perfectly plastic) 재료 Model을 사용하였다. 소성변형과 응력과의 관계는 변형증분이론을 근거로 하였으며, 각 응력 경로에 따른 응력-변형관계식을 적용하였다.

1. 해석프로그램의 구성

본 Program은 크게 3단계로 분류되며 다음과 같다.

가. 1단계

입력 DATA 작성(Pre-processing) ; Pre_process 프로그램으로 DATA를 작성한 후에, 완성된 DATA에 대해서 Screen이나 Plotting에 의한 검색작업

나. 2단계

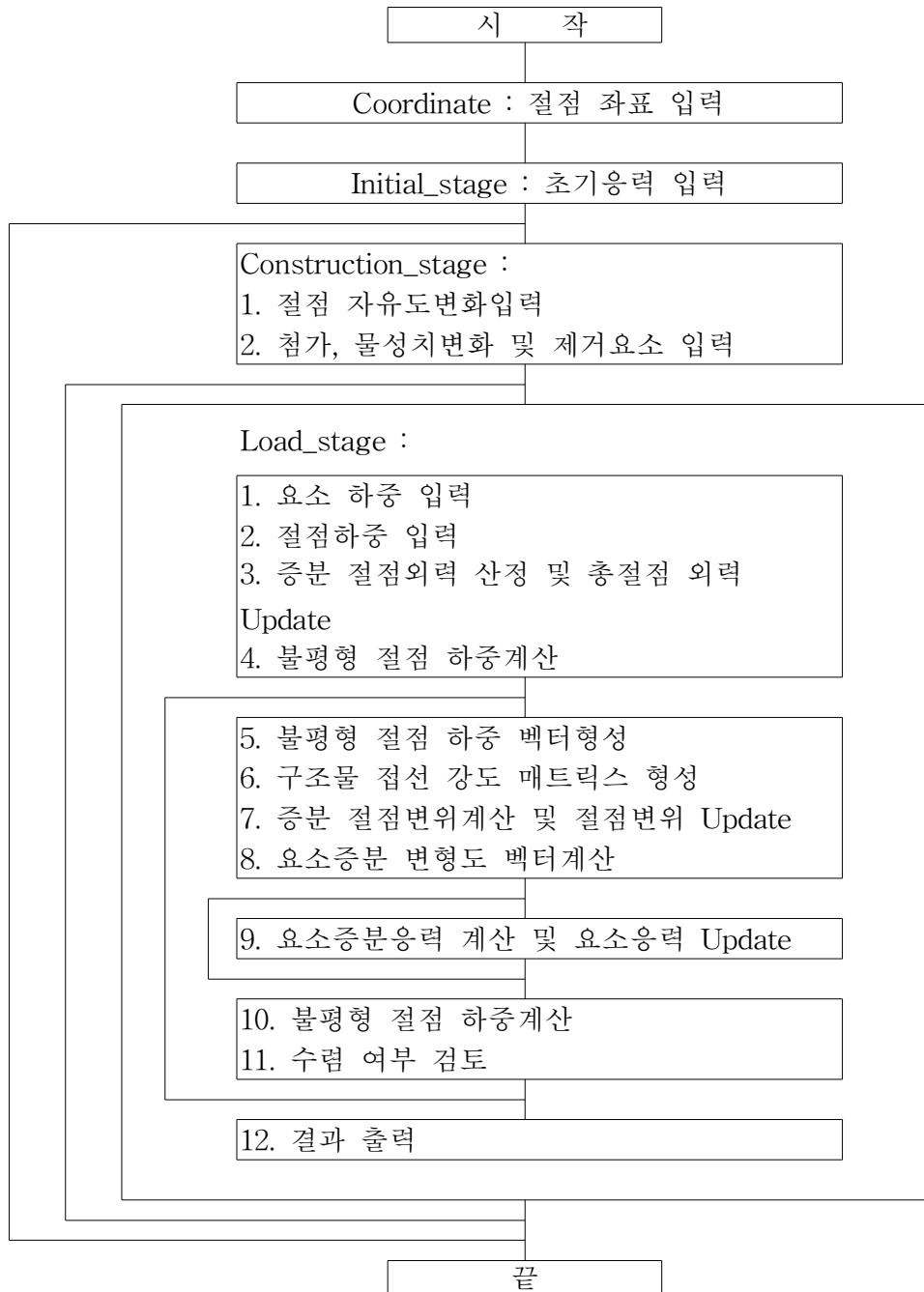
유한요소 해석(Main processing) ; 1단계에서 완성된 DATA를 이용, 유

한요소법에 의한 해석을 아래 절차에 따라 수행(해석 프로그램 흐름도 참조)

- (1) Initial_stage : 초기응력상태를 해석하여 초기응력상태를 구성
- (2) Construction_stage : 굴착으로 인하여 변화되는 경계조건, 첨가 혹은 제거되는 요소의 입력, 물성변화 입력
- (3) Load_stage : 요소하중, 절점하중, Prestress력 등을 입력받아서 응력해석을 수행
- (4) 시공단계별 해석에 따른 "Construction stage" 와 "Load stage" 의 반복수행

다. 3단계

해석결과 출력 (Post-processing) ; 2단계에서 계산된 결과의 출력 작업
PENTAGON 프로그램을 이용한 해석절차는 다음 그림 6.1과 같다.



<그림 6.1> PENTAGON 프로그램 해석절차

2. 유한요소수치해석 방법

3차원 유한요소 수치해석에서 기본적인 탄도방조제의 대표단면은 침투해석과 사면안정해석이 이루어진 대표단면과 동일한 단면으로 결정하였다. 3차원 유한요소 수치해석은 전체적으로 8절점 육면체 요소를 사용하여 모델링 하였다. 탄도방조제 및 지반의 거동을 해석하기 위하여 지반을 탄소성(Elasto-Plastic) 모델로 결정하였으며, 탄소성 모델중 가장 보편적으로 사용되는 Mohr- Coulomb모델을 사용하였다. 모형지반 요소는 8절점 고체요소(solid element)로 현재 탄도방조제 상부에 위치하고 있는 콘크리트 라이닝은 셸요소(shell element)를 사용하였다. 수치해석은 대표단면의 단면을 X, Y평면으로 지정하고 Z방향으로 투영하여 3차원으로 모델링 하였다.

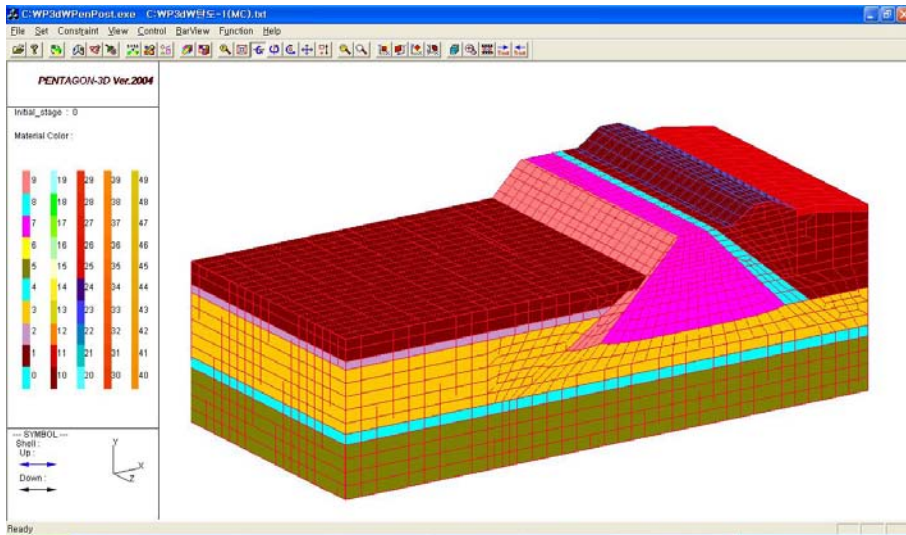
유한요소 수치해석은 대표단면의 현재 상태를 모델링하여 초기해석을 시행한 후, 향후 이루어지는 시공과정을 모사하는 단계별시공과정에 따른 압밀침하량 확인의 방식으로 진행되었다. 또한 각각의 시공조건에 따라 차량의 이동을 고려할 수 있도록 교통하중을 방조제 상부에 작용시키는 것으로 하여 수치해석을 수행하였다. 방조제의 모델링에 있어서, 현재 방조제 상부도로는 아스콘으로 포장되어 있으나 이에 대한 강도정수 등은 제공받지 못한 실정이며, 아스콘에 의한 영향은 없다고 판단하여 아스콘 포장은 모델링에서 제외하였다.

경계조건은 초기해석에서 좌, 우측면과 바닥면을 고정시켜 해석하였으며, Z방향 역시 맨 끝 경계부에서는 고정시켜 수행하였다.

3. 해석단면

본 연구에서는 3차원 수치해석단면으로 탄도방조제의 일부구간으로 결정하였으며, 1차 및 2차 지반조사결과를 참조하여 지반조건이 가장 불량한 구간을 결정하였으며, 대표단면을 중심으로 총 50m 구간을 해석단면으로 결정하였다.

본 연구에서 수행된 수치해석에 적용된 격자요소망은 다음 그림 6.2와 같다.



<그림 6.2> 수치해석 격자요소망

4. 적용지반 물성치

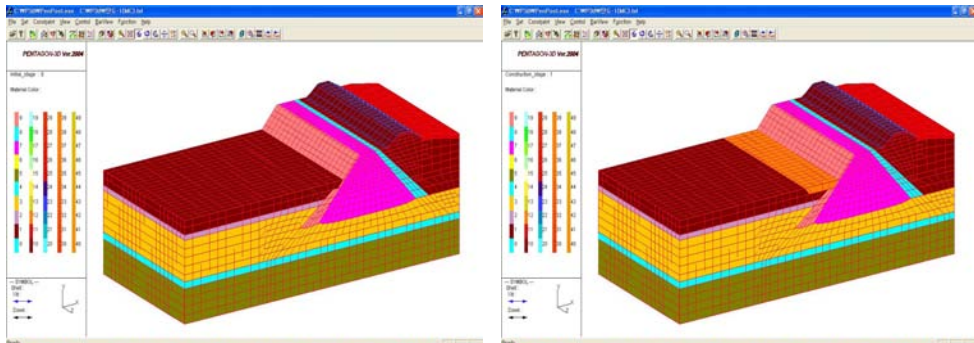
수치해석에 적용된 지반강도정수는 실내시험 및 현장시험 등을 통해 정확하게 산정하여야 하나 본 연구에서는 이러한 자료가 다소 부족한 부분이 있어 1차 및 2차 지반조사보고서를 검토하여 결정하였으며, 본 연구에 적용된 지반 물성치는 다음 표 6.1에 정리하여 나타내었다.

(표 6.1) 탄도방조제 수치해석 적용 물성치

구 분	γ_t (tf/m^3)	G (tf/m^2)	K (tf/m^2)	c (tf/m^2)	ϕ (degree)	구성모델
상부점토층	1.85	229.17	59.67	1.88	0	Mohr-Coulomb
상부모래층	1.95	2,005.56	668.52	1.00	38	Mohr-Coulomb
하부점토층	1.90	410.06	107.1	4.50	0	Mohr-Coulomb
풍화토층	1.90	5,555.56	1,856.85	1.00	30	Mohr-Coulomb
연암층	2.40	378,787.9	195,312.5	0	0	Elastic
방조제체	2.00	3,958.33	1,826.92	1.00	40	Mohr-Coulomb
콘크리트	2.30	1,111,111	833,333.3	0	0	Elastic

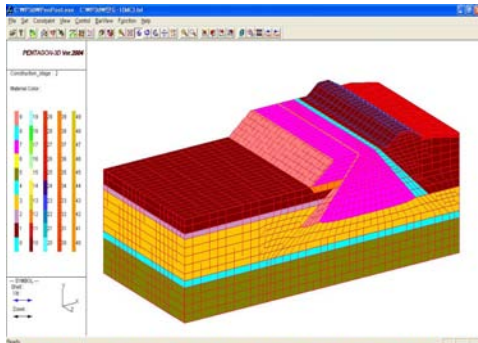
5. 해석단계(조건)

수치해석에서는 현재 상태를 초기해석조건으로 가정하였으며, 추후 진행되는 단계별 성토과정을 모사하여 실제 시공과정에 맞게 해석단계를 그림 6.3과 같이 나타내었다.

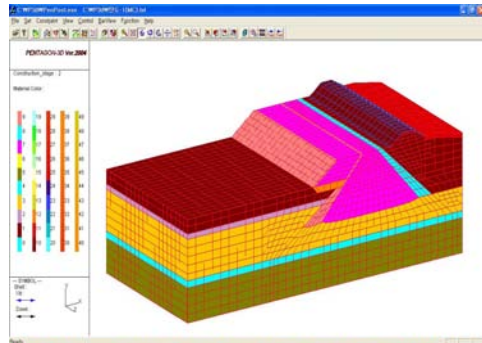


1단계 : 초기응력상태 구현

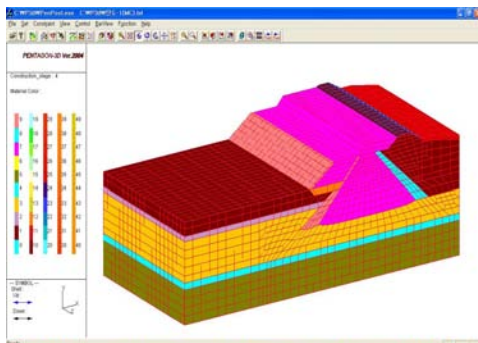
2단계 : 확장부 원지반 치환



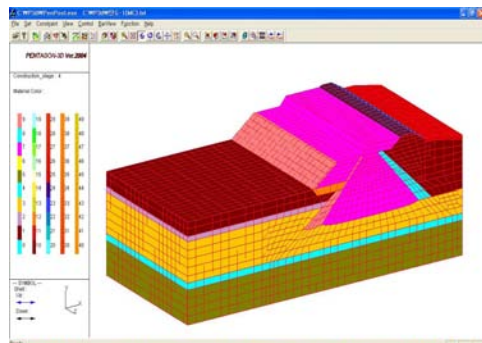
3단계 : 확장부 성토



4단계 : 확장부 교통하중 재하

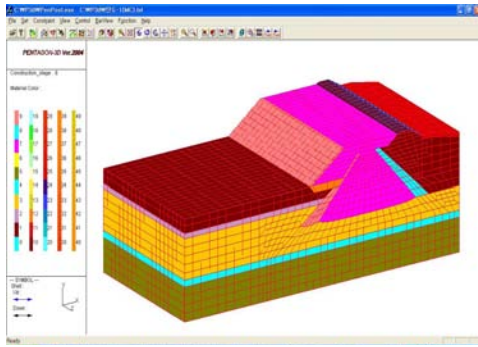


5단계 : 방조제 부분 침상

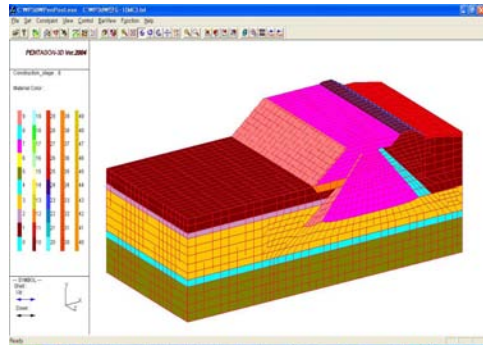


6단계 : 침상구간 교통하중 재하

<그림 6.3> 시공단계를 고려한 해석과정(계속)



7단계 : 성토완료



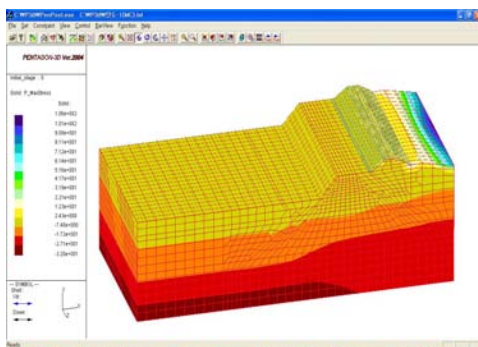
8단계 : 방조제 전체 교통하중
제하

<그림 6.3> 시공단계를 고려한 해석과정

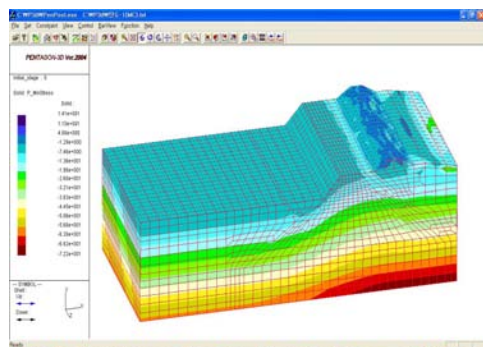
6. 해석결과

수치해석은 본 연구구간인 탄도 방조제의 확장 및 승상에 따른 기존 방조제와 지반의 변형정도를 알아보기 위하여 수행하였으며, 동시에 방조제 지중에 매설되어 있는 지중매설물과 방조제에 설치되어 있는 라이닝 구조물이 단계별 시공과정동안 안정성을 확보하고 있는지 알아볼 수 있도록 진행하였다.

해석구간의 수치해석 결과는 다음 그림 6.4와 같다.

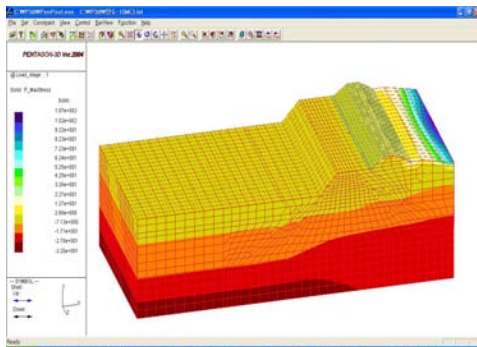


1단계 : 최대주응력 분포

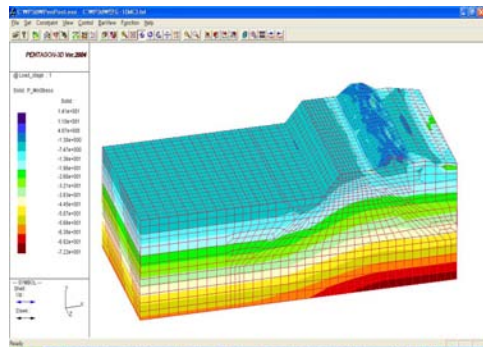


1단계 : 최소주응력 분포

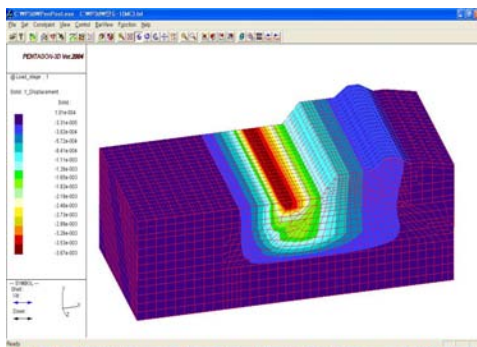
<그림 6.4> 수치해석 결과(계속)



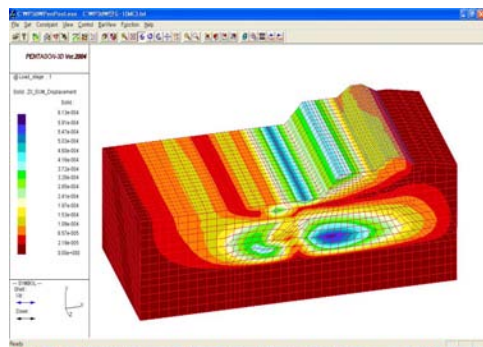
2단계 : 최대주응력



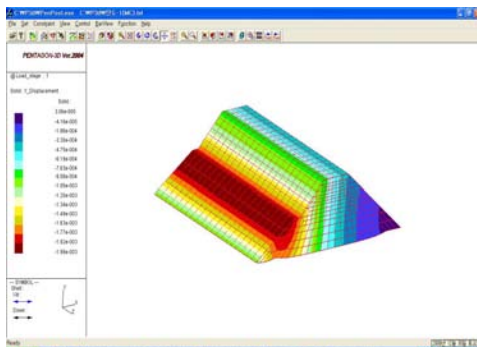
2단계 : 최소주응력



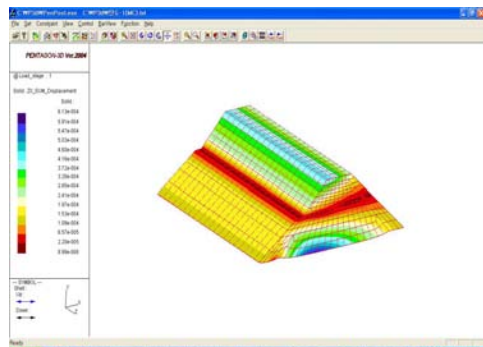
2단계 : 연직변위(침하량)



2단계 : 수평변위

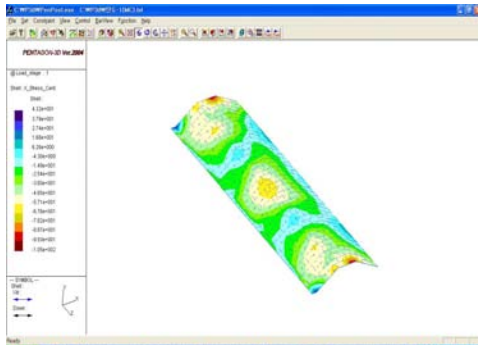


2단계 : 방조제 부분의 연직변위

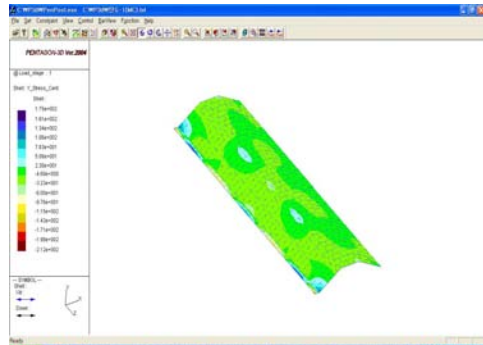


2단계 : 방조제 부분의 수평변위

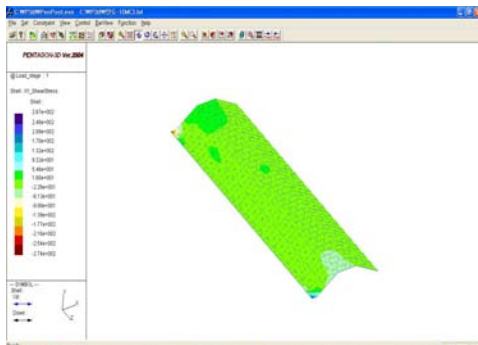
<그림 6.4> 수치해석 결과(계속)



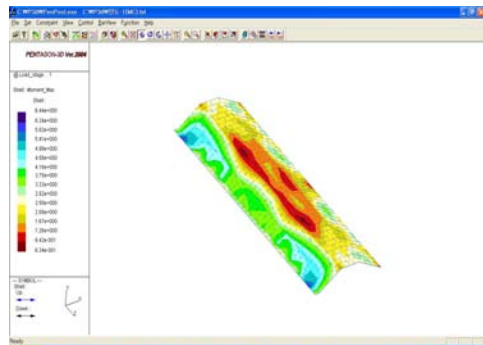
2단계 : 라이닝 구조물의 압축응력



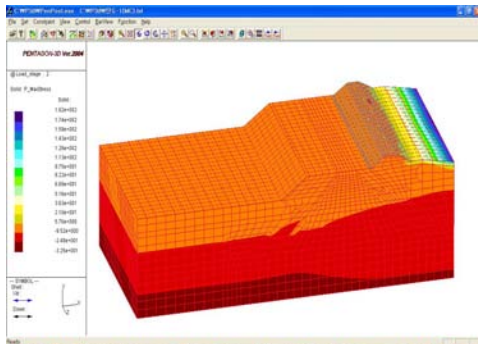
2단계 : 라이닝 구조물의 압축응력



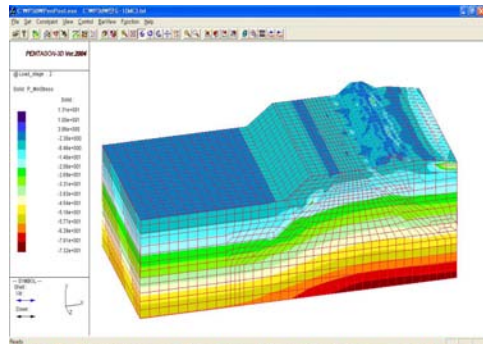
2단계 : 라이닝 구조물의 전단응력



2단계 : 라이닝 구조물의
최대모멘트

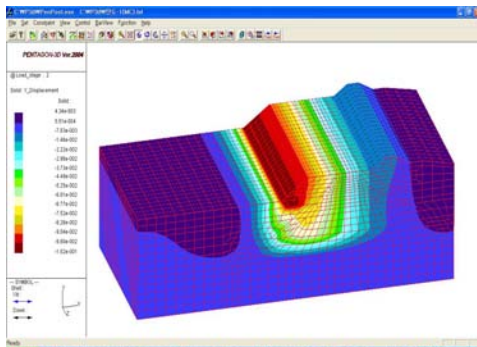


3단계 : 최대주응력

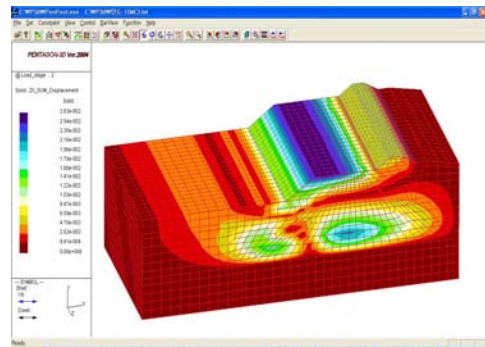


3단계 : 최소주응력

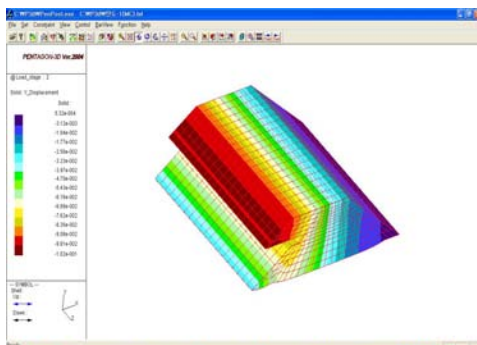
<그림 6.4> 수치해석 결과(계속)



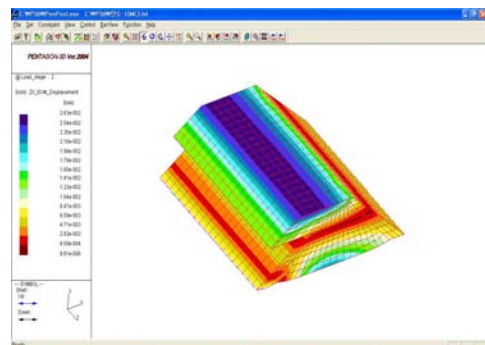
3단계 : 연직변위(침하량)



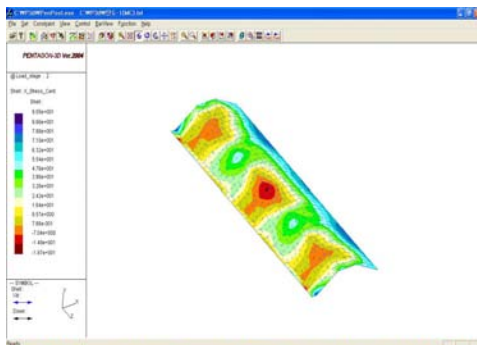
3단계 : 수평변위



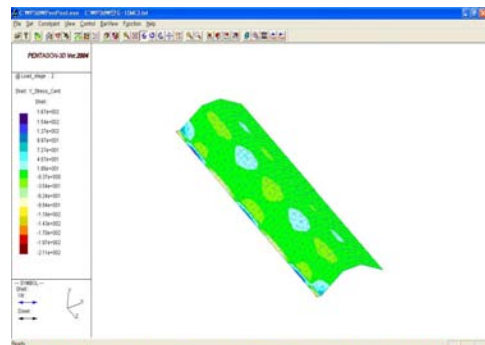
3단계 : 방조제 부분의 연직변위



3단계 : 방조제 부분의 수평변위

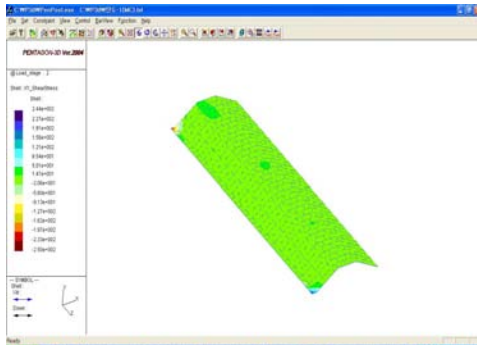


3단계 : 라이닝 구조물의 압축응력

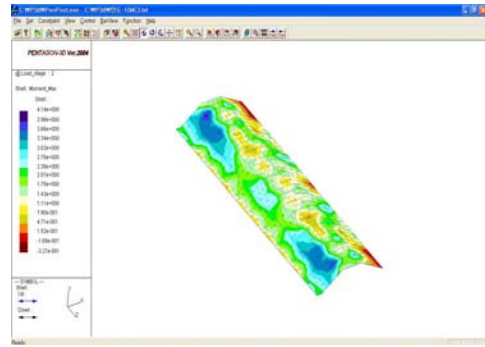


3단계 : 라이닝 구조물의 압축응력

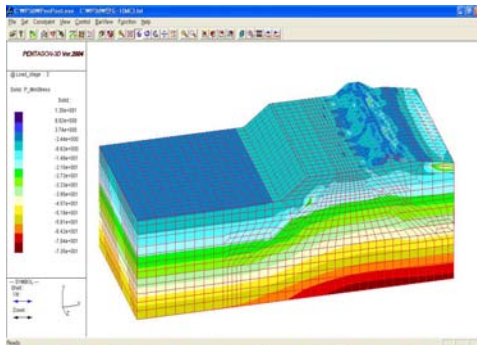
<그림 6.4> 수치해석 결과(계속)



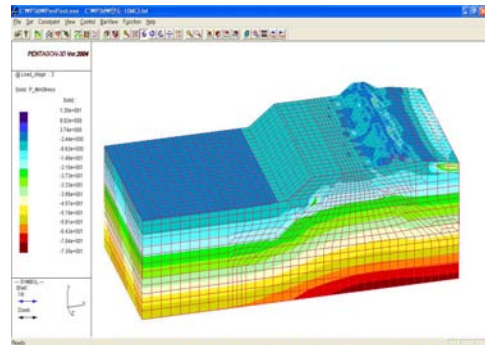
3단계 : 라이닝 구조물의 전단응력



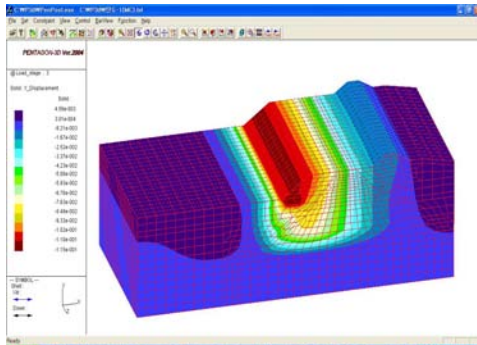
3단계 : 라이닝 구조물의 최대모멘트



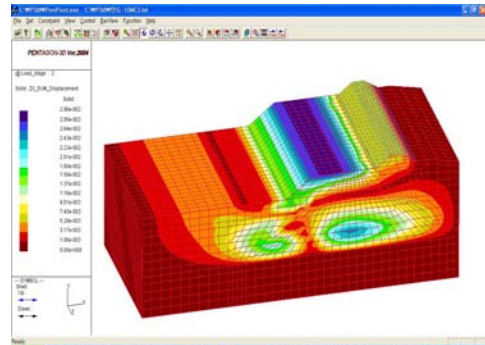
4단계 : 최대주응력



4단계 : 최소주응력

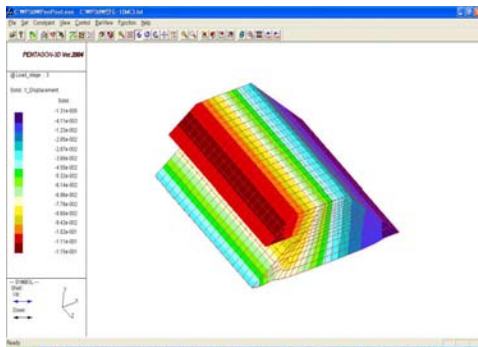


4단계 : 연직변위(침하량)

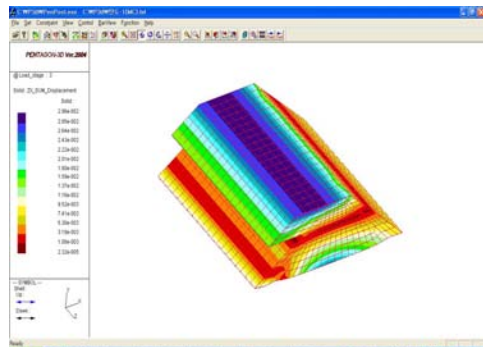


4단계 : 수평변위

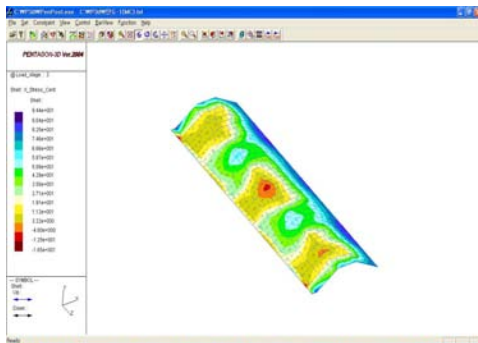
<그림 6.4> 수치해석 결과(계속)



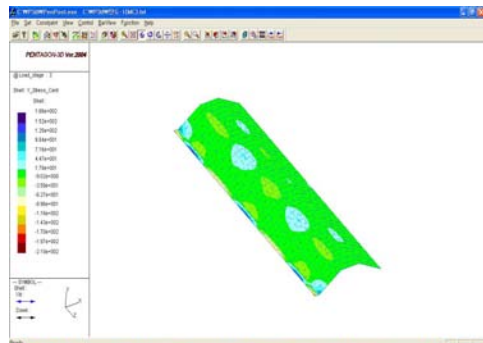
4단계 : 방조제 부분의 연직변위



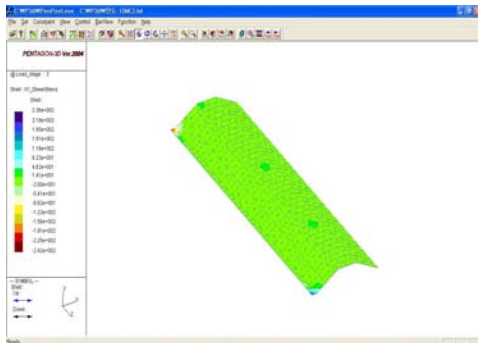
4단계 : 방조제 부분의 수평변위



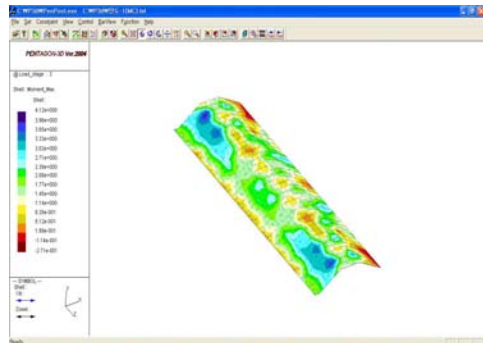
4단계 : 라이닝 구조물의 압축응력



4단계 : 라이닝 구조물의 압축응력

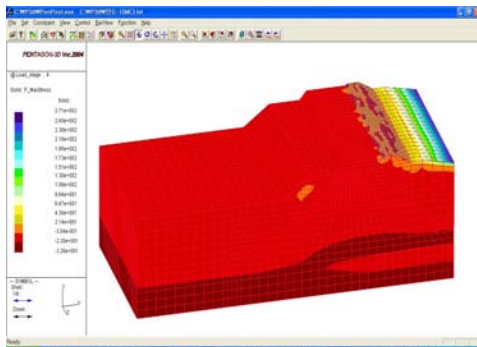


4단계 : 라이닝 구조물의 전단응력

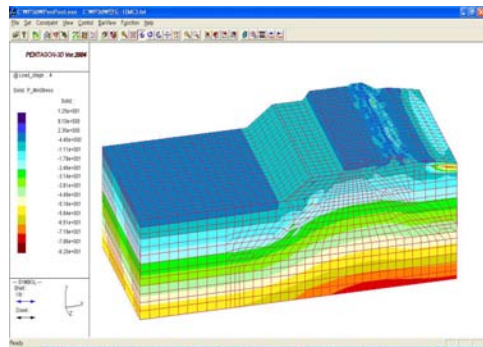


4단계 : 라이닝 구조물의 최대모멘트

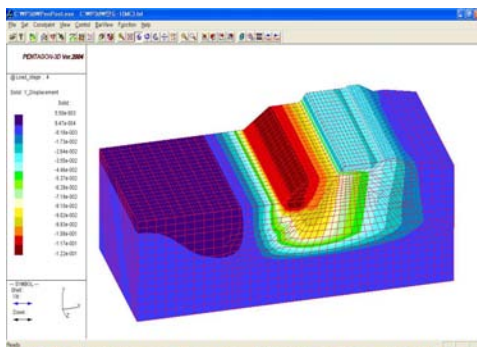
<그림 6.4> 수치해석 결과(계속)



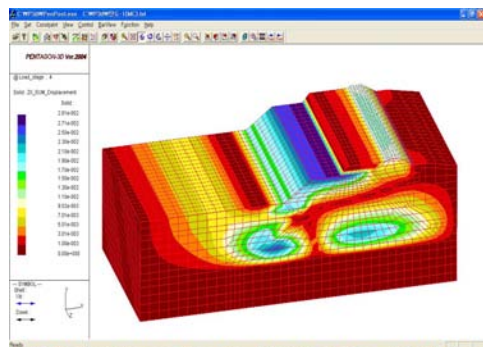
5단계 : 최대주응력



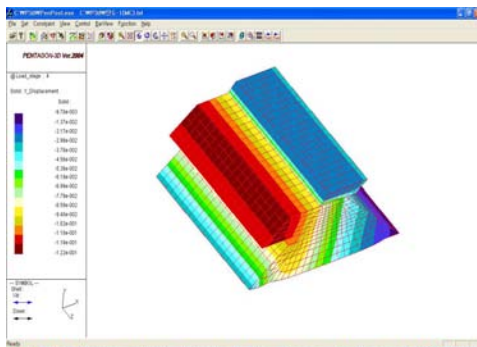
5단계 : 최소주응력



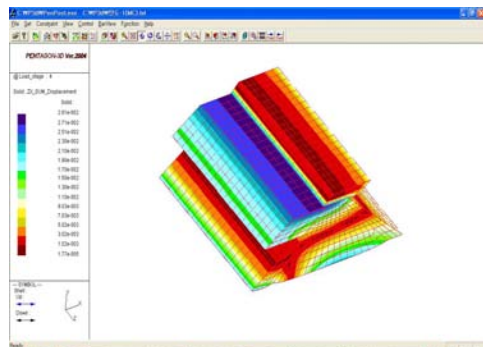
5단계 : 연직변위(침하량)



5단계 : 수평변위

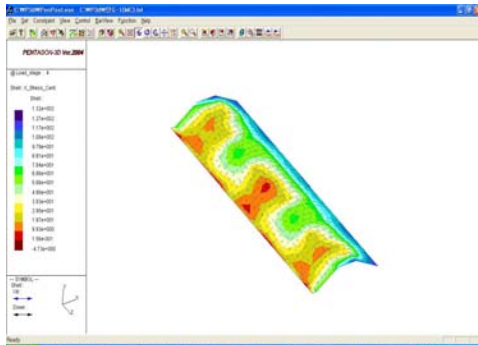


5단계 : 방조제 부분의 연직변위

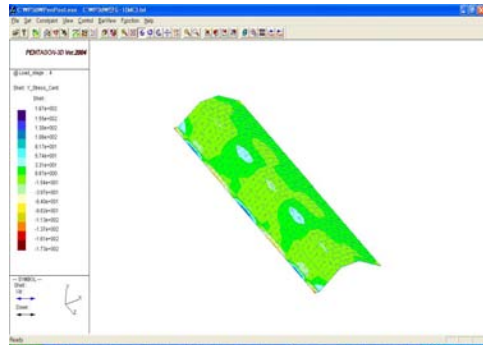


5단계 : 방조제 부분의 수평변위

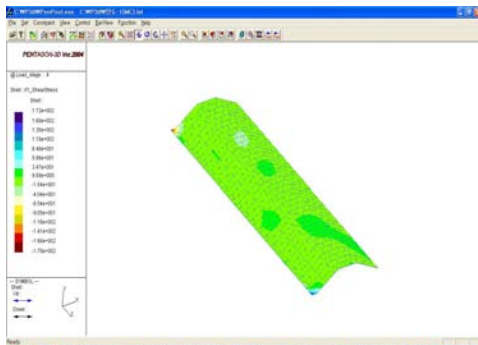
<그림 6.4> 수치해석 결과(계속)



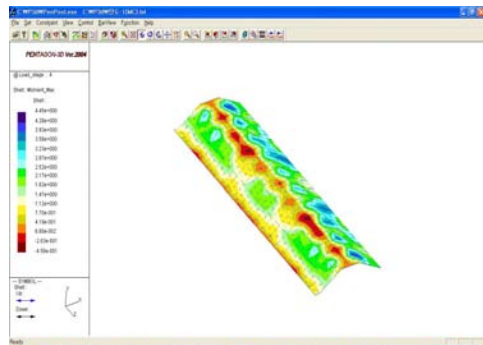
5단계 : 라이닝 구조물의 압축응력



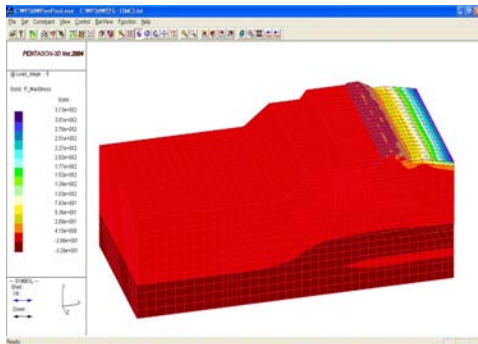
5단계 : 라이닝 구조물의 압축응력



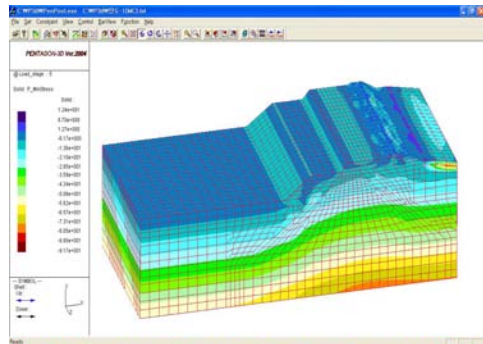
5단계 : 라이닝 구조물의 전단응력



5단계 : 라이닝 구조물의
최대모멘트

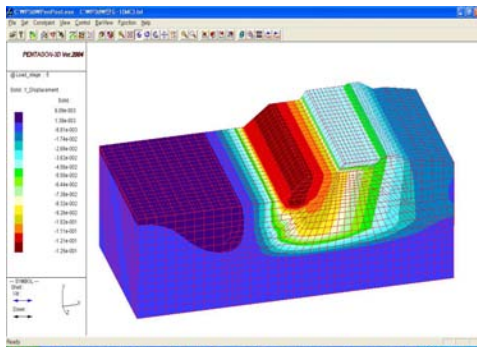


6단계 : 최대주응력

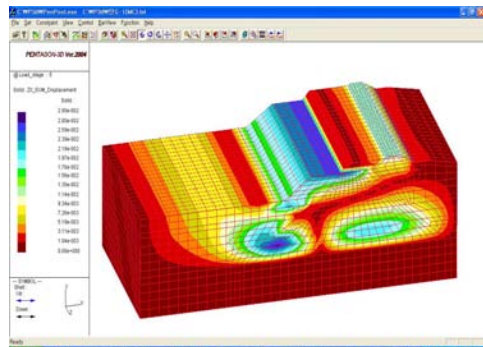


6단계 : 최소주응력

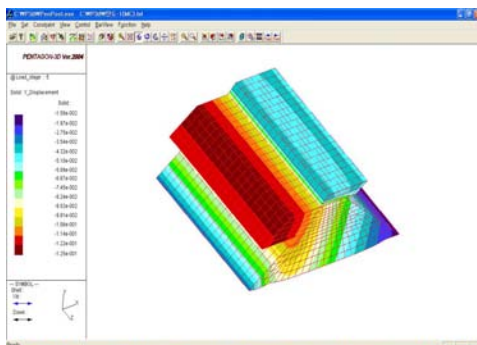
<그림 6.4> 수치해석 결과(계속)



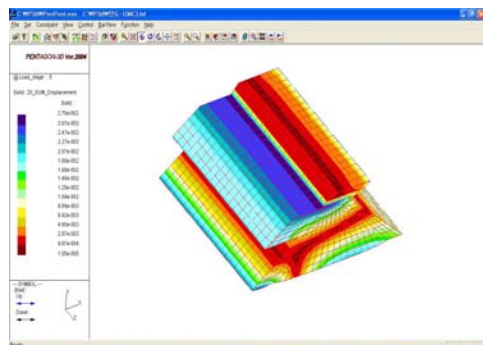
6단계 : 연직변위(침하량)



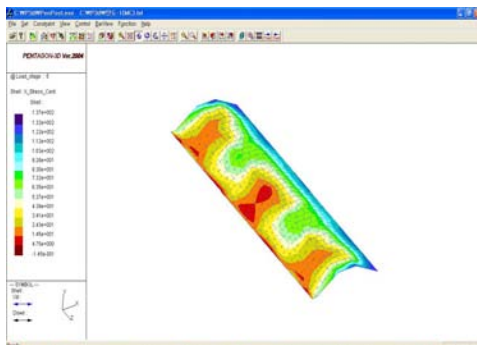
6단계 : 수평변위



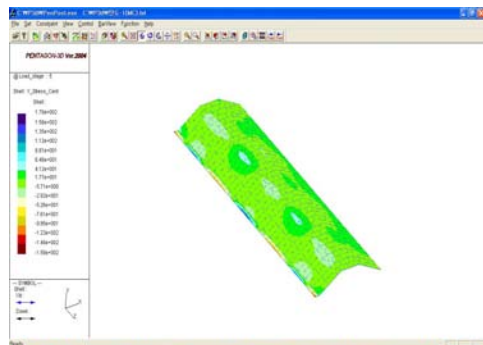
6단계 : 방조제 부분의 연직변위



6단계 : 방조제 부분의 수평변위

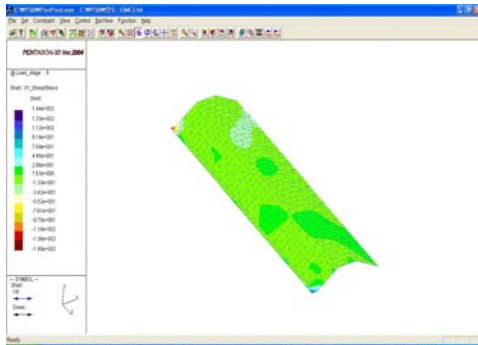


6단계 : 라이닝 구조물의 압축응력

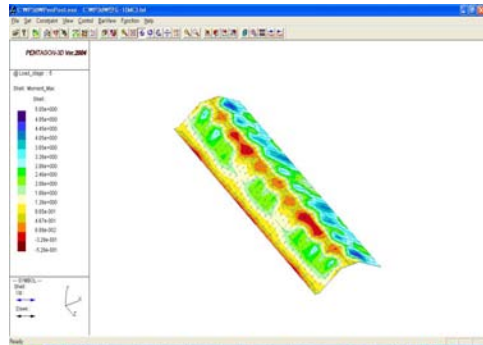


6단계 : 라이닝 구조물의 압축응력

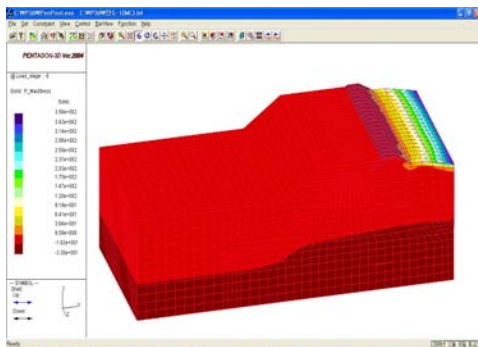
<그림 6.4> 수치해석 결과(계속)



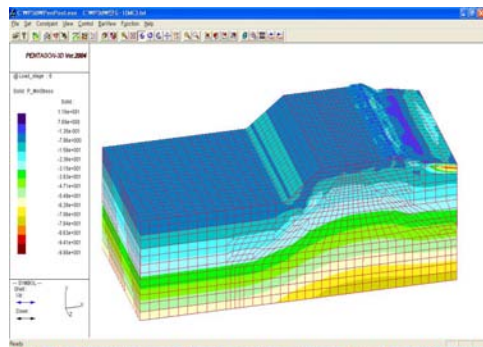
6단계 : 라이닝 구조물의 전단응력



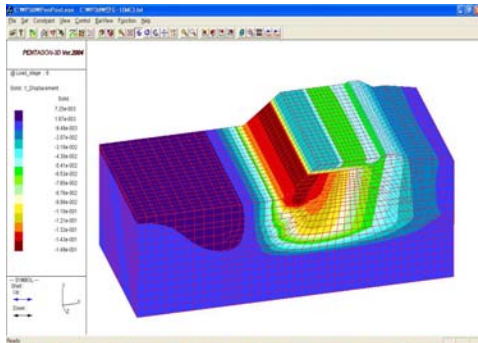
6단계 : 라이닝 구조물의 최대모멘트



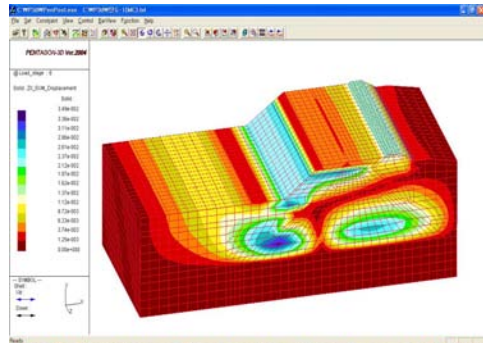
7단계 : 최대주응력



7단계 : 최소주응력

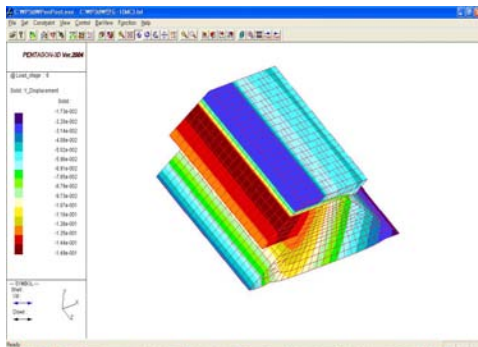


7단계 : 연직변위(침하량)

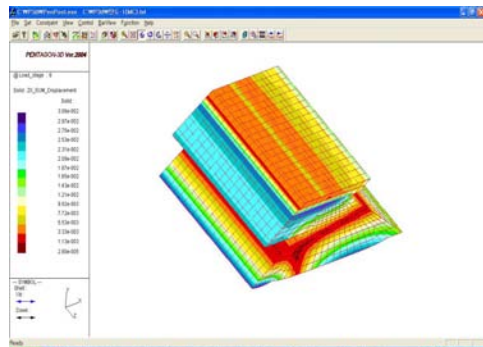


7단계 : 수평변위

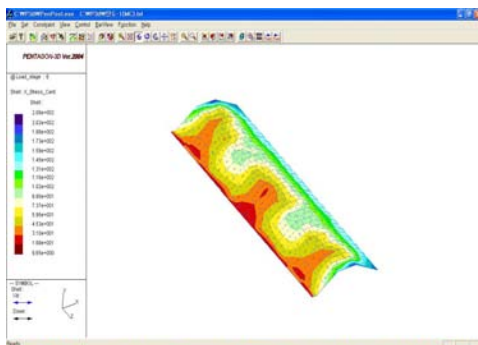
<그림 6.4> 수치해석 결과(계속)



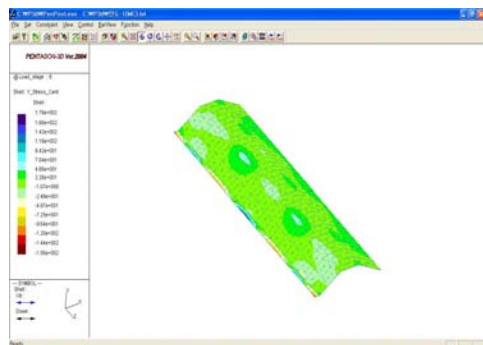
7단계 : 방조제 부분의 연직변위



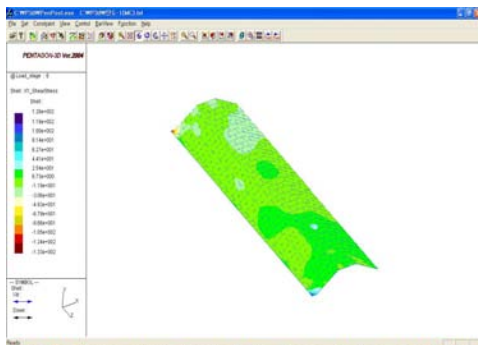
7단계 : 방조제 부분의 수평변위



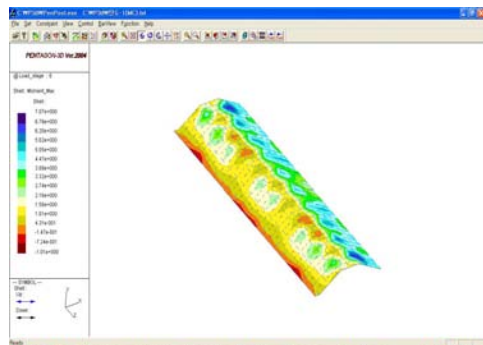
7단계 : 라이닝 구조물의 압축응력



7단계 : 라이닝 구조물의 압축응력

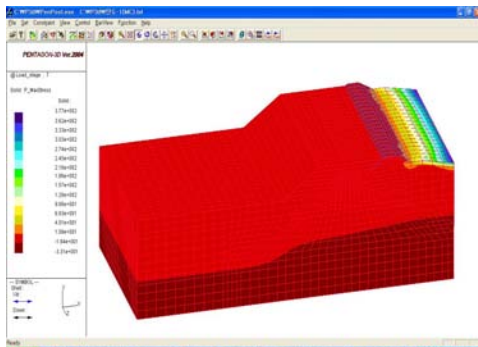


7단계 : 라이닝 구조물의 전단응력

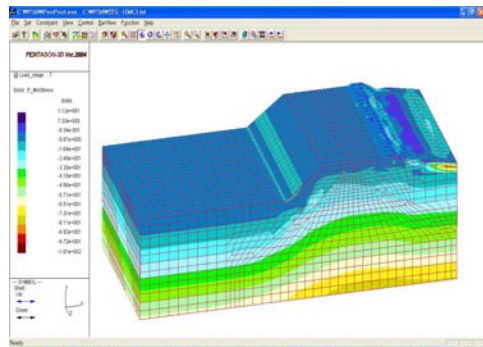


7단계 : 라이닝 구조물의 최대모멘트

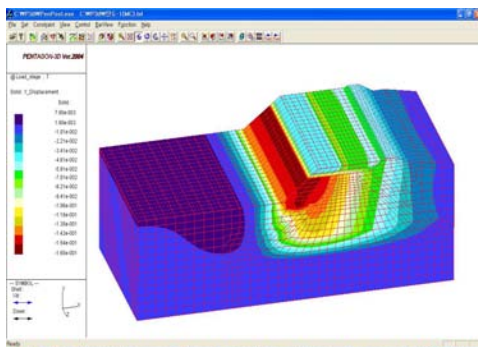
<그림 6.4> 수치해석 결과(계속)



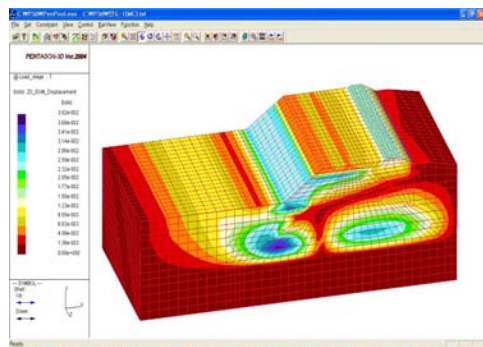
8단계 : 최대주응력



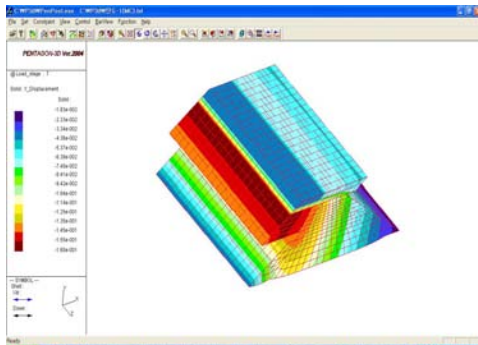
8단계 : 최소주응력



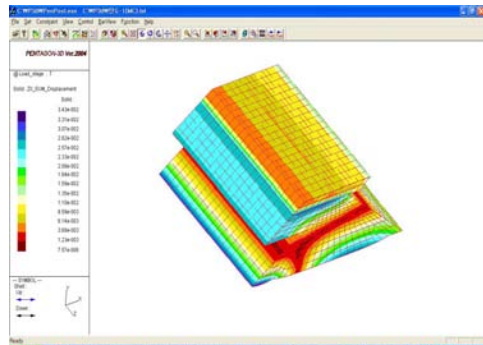
8단계 : 연직변위(침하량)



8단계 : 수평변위

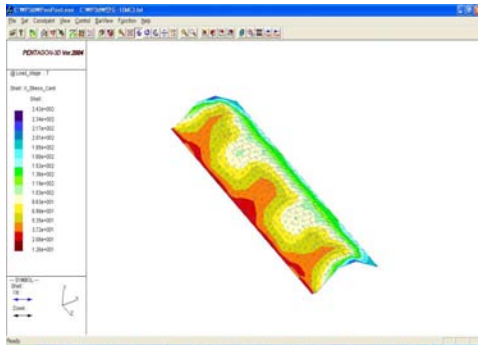


8단계 : 방조제 부분의 연직변위

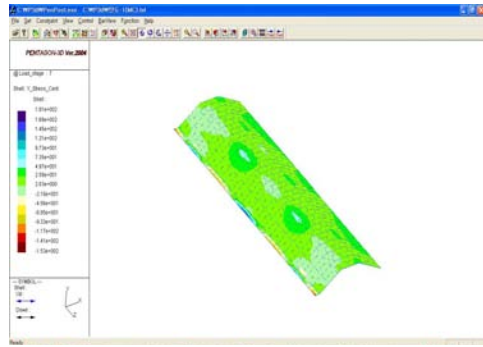


8단계 : 방조제 부분의 수평변위

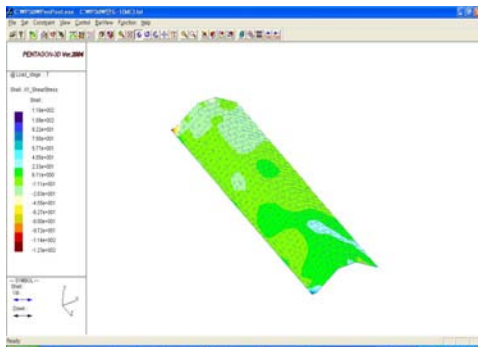
<그림 6.4> 수치해석 결과(계속)



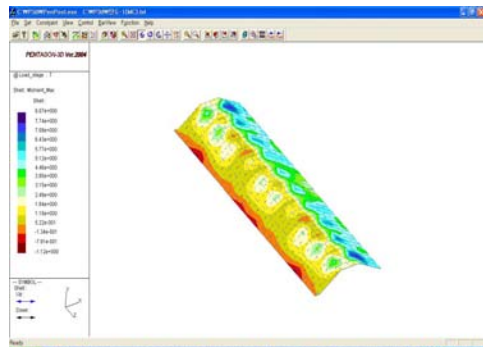
8단계 : 라이닝 구조물의 압축응력



8단계 : 라이닝 구조물의 압축응력



8단계 : 라이닝 구조물의 전단응력



8단계 : 라이닝 구조물의 최대모멘트

<그림 6.4> 수치해석 결과

수치해석결과, 본 연구구간인 탄도방조제는 방조제의 승상으로 인하여 비교적 큰 변위가 발생하는 것으로 나타났다. 탄도방조제 승상조건 중 최종시공 후 차량의 이동을 교통하중으로 처리하였을 때를 기준으로 하여 살펴보면, 탄도방조제를 승상한 이후 승상부위에서는 약 3.4cm~7.0cm의 침하가 발생하는 것으로 평가되었다. 기존 방조제체 즉, 현재의 방조제는 최종시공 완료후 약 7cm~14cm의 침하가 발생하는 것으로 평가되었으며, 확장부의 경우가 가장 큰 침하량을 보였는데 약 14cm~16cm 정도의 침하가 발생하는 것으로 평가되었다. 이처럼 확장부의 침하량이 큰 것은 확장부의 경우 기초지반을 치환하기는 하지만 치환지반 조건 하부로 상대적으로 연약한 점토지반이 남아있는 조건에 의한 것으로 생각된다. 제체 하부 원지반 점토층의 총 침하량은 약 3.4cm~4.6cm로 평가되어 기 산정한 점토층의 압밀침하량과 거의 유사한 결과를 보였다.

수평변위의 경우, 비교적 침하량에 비해 작게 평가되었는데 전체적으로 0.123cm~3.07cm의 변위가 발생하는 것으로 평가되었다. 확장부의 경우에

는 약 2.86cm 정도의 변위를 보이는 것으로 평가되어 비교적 큰 변위가 확장부에서 발생하는 것으로 평가되었다. 승상을 하는 승상부 위치에서는 0.4cm~1.5cm의 수평변위가 발생하는 것으로 평가되었다.

본 연구에서는 기존 방조제에 시공되어 있는 콘크리트 라이닝의 안정성을 알아보기 위하여 초기상태에 라이닝을 쉘 요소로 모델링하였다가 단계별 시공과정에 따른 라이닝의 응력분포현황을 확인하였다. 최종시공조건에서 라이닝에 작용하는 압축응력은 20.8t/m²~185.0t/m² 정도 인 것으로 평가 되었으며, 전단력은 비교적 작게 평가되었는데 약 6.11 ~ 40.5t/m²의 범위를 보이는 것으로 평가되었다. 라이닝 구조물의 설계강도를 210kg/cm²로 가정하면, 라이닝의 허용압축응력, 허용인장응력 및 허용전단응력은 다음과 같이 산출할 수 있다.

$$\text{라이닝의 허용압축응력} : f_{ca} = 0.4 \times f_{ck} = 0.4 \times 210 = 84 \text{kg/cm}^2$$

$$\text{라이닝의 허용인장응력} : f_{ca} = 0.42 \times \sqrt{f_{ck}} = 0.42 \times \sqrt{210} = 6.1 \text{kg/cm}^2$$

$$\text{라이닝의 허용전단응력} : f_{ca} = 0.25 \times \sqrt{f_{ck}} = 0.25 \times \sqrt{210} = 3.6 \text{kg/cm}^2$$

라이닝 구조물은 압축응력에 대해서는 안정성을 확보하고 있지만 전단응력은 부분적으로 허용전단응력을 상회하는 것으로 평가되어 일부구간에서는 라이닝 구조물의 전단파괴가 발생할 수 있는 것으로 평가되었다.

수치해석결과를 종합적으로 분석하면, 연구구간인 탄도방조제는 방조제의 확장 및 승상에 따라서 비교적 적지 않은 변형을 보이는 것으로 평가되었으나, 사면의 활동 등에 대한 전반적인 안정해석결과에 근거하여 볼 때 비교적 안정성을 확보하고 있는 상태로 평가되었다. 다만 기존의 방조제에 시공되어 있는 라이닝 구조물의 경우에는 하부 내측과 상부 해측에서 전단파괴가 일어날 수 있는 것으로 평가되었다.

제7장 요약 및 향후 추진계획

본 연구에서는 저수지, 방조제 등 농업생산기반시설의 단면확대와 관련된 선행연구를 통해 경제성, 안정성을 겸비한 사회 기반시설로의 유도를 목적으로 하고 있으며, 1차년도 연구를 통해 도출된 주요 연구성과와 2차년도에 추진하고자 하는 내용을 간략히 요약하면 다음과 같다.

- 1차년도에는 우선 농업생산기반시설의 단면확대 대상사업을 저수지 증고사업과 방조제 승상사업으로 선정하여, 확대단면에 의한 지중응력분포를 규명하기 위한 효과적인 모형실험의 범위를 정하였다.
- 모형실험 적정규모를 도출하기 위한 방법의 일환으로 SIGMA/W 및 PLAXIS 등의 유한요소해석 프로그램을 이용한 수치해석을 실시하였으며, 이를 토대로 적정한 토조 및 재하판의 크기 등을 결정하였다.
- 저수지 증고 및 방조제 승상 사례를 수집 및 분석하였으며, 유한요소 수치해석 프로그램을 활용하여 응력-변형해석을 수행하고자 할 때, 시공단계를 해석에 반영한 경우와 반영하지 않은 경우, 각각의 해석결과를 비교함으로써 시공단계를 감안한 해석이 필요함을 파악하였다.
- 농업생산기반시설의 단면확대시 공학적 안정성 영향인자에 대한 분석을 위해 단면확대로 인한 확률론적 지중응력분포 해석을 수행하였으며, 이를 통해 실제 구조물에 작용할 것으로 예상되는 하중의 규모 등을 결정하였다.
- 한편, 2차년도에는 1차년도 연구성과와 지속적인 연구를 토대로 농업생산기반시설의 종류와 기초지반 등의 상태에 따른 안정성 저해요인의 민감도를 분석하여 중요 평가항목을 도출하고자 하며,
- 또한, 농업생산기반시설의 단면확대시 공학적 안정성 평가항목을 설정함으로써 안전하고 합리적, 경제적인 시설물의 품질개선을 도모하고, 설계 및 발주시 명확한 검토항목과 안정성 확보방안을 제시하고자 한다.

참 고 문 헌

김기웅, 백영식, 1981, 탄성론과 확률론에 의한 지중응력분포의 비교연구, 대한토목학회논문집, Vol.29, No.1, pp.91~97.

김상규, 2004, 토질역학, 청문각.

박승구, 2006, 모형실험에 의한 지중연직응력 해석에 관한 실험적 연구, 관동대학교 석사학위논문.

윤향동, 2006, 연약점토상 자갈성토지반에 대한 반복재하시 지반의 거동에 관한 연구, 목포대학교 석사학위논문.

이인형, 2005, 연약점토지층위 이층지반 지표면 재하시 지중응력 특성 연구, 목포대학교 박사학위논문.

임종석, 2004, 지표면 띠하중 재하에 따른 사질토지반 지중연직응력 증가량의 Boussinesq 이론값에 대한 실험적 고찰, 한국지반공학회 논문집, Vol.20, No.9, pp.5~15.

임종석, 2004, 지표면 띠하중 재하에 따른 사질토지반 지중연직응력 증가량의 Boussinesq 이론값에 대한 실험적 고찰, 한국지반공학회논문집, 제 20권, 제9호, pp.5~15.

전용백, 이태화, 2000, 점증하중에 의한 지중응력의 실험적 연구, 대한토목학회 학술발표회 논문집, Vol.2000, No.2, pp.533~536.

Alfreds R. Jumikis, 1969, Theoretical SOIL MECHANICS, Van Nostrand Reinhold Company.

Alireza Kholdebarin, Ali Massumi, Mohammad Davoodi, Hamid Reza Tabatabaiefar, 2008, Comparing of Normal Stress Distribution in Static and Dynamic Soil-Structure Interaction Analyses, 2008 SEISMIC

ENGINEERING CONFERENCE, Vol.1020, pp. 650~657.

Boussinesq, J., 1883, Application des potentials a L'Etude de L'Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques, Gauthier-Villars, Paris.

Burmister, D. M., 1962, Application of Layered System Concepts and Principles to Interpretations and Evaluations of Asphalt Pavement Performance and to Design and Construction, Proceedings International Conference on Structural Design of Pavements, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, pp.218~233.

G. A. Skormin and M. V. Malyshev, 1970, Experimental Investigation of The Stress Distribution in Sandy Foundation Beds Beneath a Circular Foundation with Increasing Load, Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.7, No.5, pp.297~302.

L. T. Abramov, I. M. Kryzhanovakii, A. G. Patrova, 1968, Stress Distribution in Soils Under Static Loading, Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.5, No.6, pp.389~392.

Newmark, Nathan M., 1947, Influence Charts for Computation of Vertical Displacements in Elastic Foundations, University of Illinois Experiment Station Bulletin 367.

Yalcin B. Acar, Hassan Hilal, 1988, FEM Analysis of Elastic Stress Distribution in Embankments, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.114, No.6, pp. 711~718.

주 의

1. 이 보고서는 농림수산식품부로부터 연구비를 지원받아 한국농어촌공사 농어촌연구원에서 수행한 연구보고서입니다.
2. 이 보고서의 내용은 연구원의 공식견해와 반드시 일치하는 것은 아닙니다.

■ 발 행 처

농업생산기반시설의 단면확대에 따른 공학적안정성 확보방안 연구(I)	
발행일	2009. 12
발행인	박 해 성
발행처	한국농어촌공사 농어촌연구원
주 소	경기도 안산시 상록구 사동 해안로 391번지 전 화 031 - 400 - 1700 FAX 031 - 409 - 6055
※ 이 책의 내용을 무단 전재하거나 복사하면 법에 저촉됩니다. 단, 이 책의 출처를 명시하면 인용이 가능합니다.	