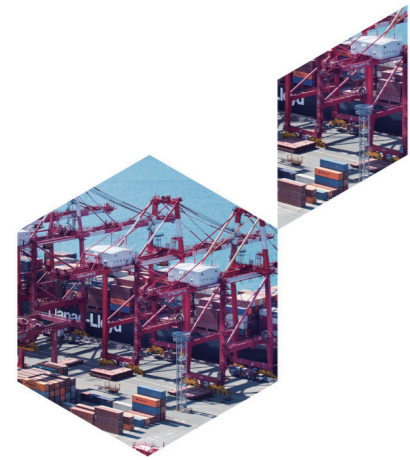


자원순환형 항만을 위한 안벽 성능 향상 기술 개발

Development of Technology for Capacity Improvement of
Quay Wall for Resource Circulation Port



2017. 12.

주 의

1. 이 보고서는 한국해양과학기술원에서 수행한 주요사업의 연구결과보고서입니다.
2. 이 보고서 내용을 발표하는 때에는 반드시 한국해양과학기술원에서 수행한 주요사업의 연구결과임을 밝혀야 합니다.
3. 국가과학기술 기밀유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 아니됩니다.



자원순환형 항만을 위한 안벽 성능 향상 기술 개발

Development of Technology for Capacity Improvement of
Quay Wall for Resource Circulation Port

2017. 12.

제 출 문

한국해양과학기술원장 귀하

본 보고서를 주요사업 “자원순환형 항만을 위한 안벽 성능 향상 기술 개발” 과제의 최종보고서로 제출합니다.

2017. 12. 31.

연구 책임자 : 오 명 학

참 여 연 구 원 : 권오순, 원덕희,
박우선, 윤길림,
한상훈, 장인성,
한인숙, 박해용,
서지혜, 강 현,
김선빈, 서정민,
백승미, 장은이

자 문 위 원 : 안희도, 이달수

위탁 연구 기관 : 한서대학교

위탁연구책임자 : 박인준

위탁 연구 기관 : 명지대학교

위탁연구책임자 : 권승희

보고서 초록

과제고유 번호	PE99324 PE99422 PE99522	연구기간	2015. 1. 1. ~ 2017. 12. 31. (3년)		
연구과제명	중과제명	연안항만 관리 및 해양에너지 활용기술 개발			
	세부과제명	자원순환형 항만을 위한 안벽 성능 향상 기술 개발			
연구책임자	오명학	참여연구원 수	총 : 15 명 내부: 6 명 외부: 9 명	총 연구비	직접비 기준 : 1,056,000천원
연구기관명 및 소속부서명	한국해양과학기술원 연안방재연구센터		참여기업명	-	
국제공동연구					
위탁연구	한서대학교 (위탁연구책임자: 박인준) 명지대학교 (위탁연구책임자: 권승희)				
요약(연구결과를 중심으로 개조식 500자 이내)				보고서 면수	318
<ul style="list-style-type: none"> ○ 케이슨 안벽 중심을 위한 국부 분할식 순차적 중심공법 개발 ○ 중력식 안벽 중심시 하부지반 보강을 위한 그라우트 충전성능 평가 <ul style="list-style-type: none"> - 가소성 그라우트 지반보강 요구강도 확보를 위한 배합비 도출 - 그라우팅 주입성능 영향인자 평가 - 가소성 그라우트 충전 시뮬레이션 기법 개발 ○ 수치해석과 원심모형실험을 통한 중심공법 적용시 케이슨 안벽 구조물 안정성 검증 ○ 항만지진특성 분석 및 안벽 구조물 중심시 지진안정성 평가 <ul style="list-style-type: none"> - 항만 지진응답스펙트럼 분석 - 중심 적용된 케이슨 안벽구조물에 대한 수치해석을 통한 지진 안정성 평가 ○ 중력식 안벽 중심공법 매뉴얼 개발 ○ 토목섬유-흙 접촉면 동적 전단거동 평가 매뉴얼 개발 <ul style="list-style-type: none"> - 토목섬유-흙 접촉면 동적 전단거동평가 및 관리기준 마련 					
색인어 (각 5개 이상)	한 글	중심, 중력식 안벽, 그라우팅, 내진해석, 토목섬유			
	영 어	Deepening water depth, Gravity quay wall, Seismic analysis, Grouting, Geosynthetics			

요약문

I. 제 목

자원순환형 항만을 위한 안벽 성능 향상 기술 개발

II. 연구개발의 목적 및 필요성

초대형 선박의 등장으로 항만물류시스템의 변화가 진행되고 있지만, 기존 항만 시설의 규모가 부족하여 초대형 선박의 접안이 불가능한 경우가 있다. 부산항, 광양항, 울산항 등 국내 항만에서 증심에 대한 검토는 몇차례 이루어진 바 있으나 실제로 중력식 안벽에 대한 증심이 현장에 적용된 사례는 아직까지 없다. 일본에서는 중력식 안벽의 증심에 대한 연구는 실험실 규모에서 연구가 수행되었으며 해외에서도 현장에 적용된 사례는 아직까지 없다. 따라서, 기존 안벽의 접안 수심을 증가시킬 수 있는 공법의 개발이 필요한 실정이다.

한편, 최근 늘어나고 있는 폐기물량에 따라 해상 폐기물 매립장의 건설이 연구되고 있으며, 매립장 내 폐기물의 보강 및 보호 목적으로 토목섬유가 널리 사용되고 있다. 토목섬유는 흙과의 접촉면을 형성하는데 접촉면에서의 동적 전단거동이 폐기물 매립장의 안정성을 지배하는 가장 중요한 요소이다. 따라서 접촉면 동적전단거동 파악이 매우 중요하다.

III. 연구개발의 내용 및 범위

본 과제의 연구내용 및 범위는 다음과 같다.

- 초대형 선박 접안을 위한 기존 중력식 안벽 증심(増深)기술 개발
 - 중력식(케이슨식) 안벽 증심 공법 개발
 - 지반보강 그라우트 충전성능 평가 및 충전 시뮬레이션 기법 개발
 - 안벽 증심에 따른 안벽 구조물 안정성 평가
 - 내진해석을 위한 국내 주요항만의 지진응답특성 분석
 - 증심 적용 중력식 안벽의 내진해석을 통한 지진 안정성 평가
- 호안 차수용 토목섬유 설계 기술 개발
 - 토목섬유-흙 접촉면 동적전단강도 평가
 - 토목섬유-흙 접촉면 동적 전단거동 평가지침 개발

IV. 연구개발결과

본 연구에서는 중력식 안벽에 대한 국부 분할식 순차적 중심공법을 개발하였다. 개발된 공법은 3차원 구속효과를 이용한 방법으로 시공과정에서의 안정성과 효율성을 향상시킬 수 있다. 본 연구에서는 케이슨 안벽에 대해 2m 중심을 위해 중심공법 적용시의 안벽 구조물 안정성을 평가하였다. 3차원 수치해석을 통해 개발된 공법의 시공단계별 구조물의 안정성을 평가하였으며, 중심이 완료된 안벽구조물에 대한 안정성을 평가하였다. 원심모형실험을 통하여 중력식 안벽에 대한 국부 분할식 순차적 중심공법의 굴착 시공단계와 중심이 완료된 안벽 구조물을 모사하여 안정성을 평가하였다. 수치해석과 원심모형실험을 통해 항만 및 어항 설계기준에서 제시하고 있는 허용횡변위 10cm 이내를 만족하는 안정성을 나타내는 것을 확인하였다. 또한, 안벽 중심 시공시 구조물 하부 사석마운드 보강을 위하여 가소성 그라우트 적용을 위하여 요구강도를 만족하는 배합설계를 도출하였으며, 그라우트 충전성능 평가와 충전 시뮬레이션 기법을 개발하였다. 중심이 적용된 안벽 구조물의 지진 안정성 평가를 위하여 내진성능평가 수치해석을 통해 안정성을 확인하였다. 수치해석과 실험 등 안벽 중심공법 개발을 위한 실험실 규모의 기초연구를 통해 중력식 안벽에 대한 공법 매뉴얼을 제안하였다.

본 연구에서는 접촉면 반복단순전단시험과 수치해석을 통하여 접촉면 동적전단거동을 파악하고 접촉면 동적전단강도 관리기준을 제시하였다. 또한, 토목섬유-흙 접촉면의 동적전단거동 평가를 위한 이론적 접근법, 실내실험과 수치해석 방법과 절차를 정립하여 평가지침(안)을 개발하였다.

V. 연구개발결과의 활용계획

기존 안벽에 중심기술을 적용하여 기존 항만 시설의 성능을 향상시킴으로써 깊은 수심이 요구되는 대형 선박의 항만이용수요에 효과적으로 대응하고 안벽 건설에 필요한 막대한 예산을 절감할 수 있을 것으로 기대된다.

향후 안벽 중심 기술은 국가연구개발사업으로 연계하여 중력식 안벽 중심공법의 안정성 확보 실용화를 위한 기술 개발을 추진할 예정이다. 또한, 중심공법 시공을 위한 수중 시공장비 개발과 연계한 후속 국가연구개발사업으로도 확장할 수 있을 것으로 기대된다.

SUMMARY

I. Title

Development of technology for capacity improvement of quay wall for resource circulation port

II. Necessity and Objective

It is important to enhance and improve existing harbor facilities for larger vessels in order to secure international competitiveness. Especially, it is desirable that caisson-type quay walls have more front-water depth to better accommodate the larger and larger vessels coming alongside. Although deepening methods for caisson-type quay wall was considered and designed at Busan port, Gwangyang port and Ulsan port, the field application of deepening methods for caisson-type quay wall is unprecedented in Korea. In Japan, the development of deepening methods for caisson-type quay wall have been performed by laboratory study. But, there is no field application case of deepening methods for caisson-type quay wall in the world until now. Therefore, it is needed to study and develop excavation and reinforcement methods for the deepening front water-depth of caisson-type quay wall.

Recently, the construction onshore waste landfill sites has been studied due to the increase of waste and geosynthetics are widely utilized to enforce and protect waste landfill. Geosynthetics comprises the interface with soil and the seismic behavior and stability mostly depend on the dynamic shear behavior of the geosynthetic-soil interface. Therefore, the understanding of dynamic shear behavior of the interface is critical.

III. Contents and Scope of the Study

Contents and the scope of this study are as follows.

- Development of deepening methods for gravity quay wall
 - Development of a new deepening methods for caisson-type quay wall
 - Evaluation on the filling efficiency and development of filling simulation method of grout for base reinforcement

- Evaluation on the safety of gravity quay wall applied deepening method
- Analysis on earthquake response characteristics of major ports in Korea
- Evaluation on the dynamic safety of gravity quay wall applied deepening method
- Development of design technology on geosynthetics for liner system
 - Evaluation on the dynamic shear strength of geosynthetics-soil interface
 - Development of guideline for evaluation on the dynamic shear behavior of geosynthetics-soil interface

IV. Results and Discussion

Sequential sectional excavation and reinforcement methods for the deepening of quay walls were newly developed in this study. The proposed methods improve construction efficiency and the stability of structures by applying 3-dimensional confined effects during the construction process. The stability of structures during the construction process based on the developed methods was evaluated by 3-dimensional numerical analysis. In addition, the proposed sequential sectional excavation and reinforcement methods for deepening caisson-type quay walls was verified by geo-centrifuge tests. In order to develop the reinforcement method for base of caisson-type quay wall, plastic grout was selected in this study. The filling efficiency and strength of grout with different mixing ratio was evaluated and the optimal mixing ratio to meet the strength requirements was derived. The filling simulation method of grout using volume of fluid model and porous media model was developed and verified. Finally, manual on design and construction processes of the deepening method for caisson-type quay wall was suggested based on the laboratory experiments and numerical analysis results.

In addition, the dynamic shear behaviors of geosynthetics-soil interface were evaluated by cyclic simple shear tests and numerical analysis and then management criteria on interface shear strength was suggested. The guideline on method and process of theoretical approach, laboratory tests and numerical analysis to evaluate the dynamic shear behavior of geosynthetic-soil interface was proposed.

V. Further Application of the Results

The results of this study can be applicable in the following fields.

The developed deepening methods can contribute to reducing potential costs for the construction of new harbor facilities by enhancing the ability of existing harbor facilities efficiently. The results of deepening methods for caisson-type quay walls will be used government funded R&D project as feasibility study.

목 차

제1장 서론	1
제1절 연구배경 및 필요성	3
제2절 연구목적 및 범위	5
제2장 국내외 기술개발 현황	7
제1절 안벽 증심 기술 동향	9
1. 국내 안벽 증심 동향	9
2. 해외 안벽 증심기술 동향	11
제2절 해상처분장 현황 및 연구동향	13
1. 국내동향	13
2. 해외동향	13
3. 해상처분장 관련 연구동향	19
제3장 연구개발수행 내용 및 결과(1): 중력식 안벽 증심	
기술 개발	25
제1절 국부 분할식 순차적 증심공법 개념 도출	27
제2절 케이슨 안벽 증심을 위한 하부 지반 보강 기술 개발	30
1. 서론	30
2. 그라우팅 보강 강도평가	32
3. 그라우팅 주입성능 평가	56
4. 지반보강 그라우트의 충전성능 평가	72
5. 가소성 그라우트 충전 시뮬레이션 기법 개발	88
제3절 수치해석을 통한 증심공법 적용성 평가	96
1. 해석대상 및 지반 물성 산정	96

2. 수치해석을 통한 케이슨 안벽 증심공법 안정성 평가	98
3. 소론	115
제4절 원심모형실험을 통한 증심공법 적용성 평가	116
1. 서론	116
2. 원심모형실험 개요	118
3. 원심모형실험 모델링	122
4. 실험결과	137
5. 소론	153
제5절 항만지진특성 분석 및 증심공법 지진안정성 평가	155
1. 항만지진계측시스템 개요	155
2. 항만지진 응답특성 분석	158
3. 개정된 내진설계기준 공통 적용 사항 분석	165
4. 항만 구조물의 내진설계기준	169
5. 증심공법 적용 케이슨 안벽 지진안정성 평가	171

제4장 연구개발수행 내용 및 결과(2): 토목섬유-흙 접촉면

전단거동 평가 및 지침 개발	181
제1절 서론	183
제2절 토목섬유-흙 접촉면 동적전단특성 평가	185
1. 개요	185
2. 접촉면 동적거동 평가 이론	185
3. 토목섬유-흙 접촉면 동적전단특성	189
4. 토목섬유-흙 접촉면의 영향인자에 따른 동적거동특성 비교	217
제3절 수치해석을 통한 토목섬유-흙 접촉면 동적 전단거동 평가	218
1. 접촉면 동적거동 수치해석 방법 및 이론	218
2. 토목섬유-흙 접촉면의 전단거동	222
3. 토목섬유-흙 접촉면이 적용된 해상처분장 호안 수치해석 조건 및 모델링	227
4. 경사식 호안에서의 토목섬유-흙 접촉면 동적 전단거동특성	241
5. 중력식 호안에서의 토목섬유-흙 접촉면 동적 전단거동특성	254
6. 중점관리구간 및 관리기준 제안	260

제5장 연구개발목표 달성도 263

제6장 연구개발결과의 활용계획 267

참고문헌 271

부 록 277

 부록 1: 안벽의 중심 매뉴얼(안) - 중력식 안벽 279

 부록 2: 토목섬유-흙 접촉면 전단거동 평가지침(안) 299

표 목 차

표 1.1.1 부산 북항 및 신항 현황	4
표 3.1.1 증심공법 시공법 검토	29
표 3.2.1 실험 조건	38
표 3.2.2 예비실험을 통해 결정된 실험조건별 재료량	41
표 3.2.3 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합표	41
표 3.2.4 가소성 그라우트 배합표	44
표 3.2.5 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합의 압축강도 실험 결과	46
표 3.2.6 가소성 그라우트 배합의 압축강도 실험 결과	48
표 3.2.7 점도 측정 결과	50
표 3.2.8 가소성 그라우트 배합표	50
표 3.2.9 큐브형 공시체의 재령별 압축강도 실험 결과	54
표 3.2.10 사석마운드 모형 공시체의 재령별 압축강도 실험 결과	55
표 3.2.11 시료의 기본물성치	59
표 3.2.12 실험계획	66
표 3.2.13 가소성 그라우트의 플로우 실험 결과	77
표 3.2.14 가소성 그라우트 예비 주입실험 결과	78
표 3.2.15 가소성 그라우트 예비 주입실험체의 압축강도 실험 결과	79
표 3.2.16 충전성능 평가 실험 조건	82
표 3.2.17 충전성능 평가 실험 결과	86
표 3.3.1 경험식을 통해 산출된 입력 지반정수	97
표 3.3.2 수치해석 지반 물성치	98
표 3.3.3 해석 조건별 해석 요소망(PLAXIS-2D)	101
표 3.3.4 해석 조건별 케이슨 상단의 변위량(PLAXIS-2D)	101
표 3.3.5 증심 적정 폭 산정 해석 결과 요약	104
표 3.3.6 적용 공법 시공 단계별 변위량	108

표 3.3.7 보강 범위에 따른 안벽의 수평 변위량	112
표 3.4.1 원심모형시험의 주요 상사비(Scaling Factor)	120
표 3.4.2 원심모형시험기 주요 제원	121
표 3.4.3 안벽케이슨 제원	127
표 3.4.4 시험 시료의 기본 물성치	130
표 3.4.5 Accumulated Final Displacement and Relative Displacement after each Excavations	153
표 3.4.6 Comparison of Settlements during Spin-up and 60g Monitoring	154
표 3.5.1 전국항만 지진계측시스템 상세 정보	157
표 3.5.2 2016년 지진 총 발생 현황	159
표 3.5.3 2017년 지진 총 발생 현황	159
표 3.5.4 연도별 지진발생횟수(기상청 공식발표 기준)	159
표 3.5.5 지진 지속 시간 비교	160
표 3.5.6 경주지진 항만별 지반최대가속도(PGA, 20 samples)	160
표 3.5.7 규모 5.8 경주지진에 대한 포항항 지표면의 시계열	161
표 3.5.8 규모 5.8 경주지진에 대한 포항항 암반의 시계열	161
표 3.5.9 규모 5.8 경주지진에 대한 포항항 지표면의 응답스펙트럼	162
표 3.5.10 규모 5.8 경주지진에 대한 포항항 암반의 응답스펙트럼	162
표 3.5.11 포항지진 항만별 지반최대가속도(PGA, 20 samples)	163
표 3.5.12 규모 5.4 포항지진에 대한 포항항 지표면의 시계열	164
표 3.5.13 규모 5.4 포항지진에 대한 포항항 암반의 시계열	164
표 3.5.14 규모 5.4 포항지진에 대한 포항항 지표면의 응답스펙트럼	165
표 3.5.15 규모 5.4 포항지진에 대한 포항항 암반의 응답스펙트럼	165
표 3.5.16 설계 지진의 세기 변경후(2017)	166
표 3.5.17 위험도 계수 변경(2017)	166
표 3.5.18 내진설계 기준연구 II 1997	166
표 3.5.19 지반분류체계 변경 후(내진설계기준 공통적용사항(2017))	167
표 3.5.20 내진성능수준의 변경(2017)	167
표 3.5.21 설계지진의 분류체계 변경(2017)	168
표 3.5.22 내진성능의 목표 변경(2017)	168

표 3.5.23 성능목표에 따른 재현주기	170
표 3.5.24 적용 물성치	175
표 3.5.25 해석 조건별 단면	177
표 3.5.26 해석 조건에 따른 케이슨 안벽의 최대수평변위	179
표 4.2.1 Specification of M-PIA	190
표 4.2.2 Specification of test materials	193
표 4.2.3 Chemical conditions	194
표 4.2.4 Dynamic conditions	195
표 4.2.5 Disturbance function parameters	199
표 4.2.6 Relative displacement(840 days, acid condition)	202
표 4.2.7 Relative displacement(840 days, alkalic condition)	202
표 4.2.8 Relative displacement(60 days, acid condition)	206
표 4.2.9 Relative displacement(60 days, alkalic condition)	206
표 4.2.10 한계누적소성변형을 산정 결과	210
표 4.2.11 Specification of test materials	211
표 4.2.12 Dynamic conditions	212
표 4.2.13 Test Schedule	212
표 4.2.14 교란도 함수 Parameter	215
표 4.2.15 한계누적소성변형을 산정 결과	216
표 4.3.1 접촉면 시험법	224
표 4.3.2 대표적인 진도포락함수	229
표 4.3.3 인공지진과 합성결과	229
표 4.3.4 표준설계응답스펙트럼 부합성 비교 결과	230
표 4.3.5 Strip Element의 입력물성 산정결과	236
표 4.3.6 입력 지반정수	241
표 4.3.7 해석 요소망 작성결과	241
표 4.3.8 정적해석 결과	242
표 4.3.9 침투해석을 위한 주요 입력정수	243
표 4.3.10 침투해석 수행 결과	243

표 4.3.11 동적해석 수행 결과	244
표 4.3.12 동적해석 수행 결과	247
표 4.3.13 과잉간극수압 시간이력	249
표 4.3.14 과잉간극수압비 산정결과	249
표 4.3.15 수평변위 시간이력	250
표 4.3.16 연직변위 시간이력	250
표 4.3.17 토목섬유 축력 시간이력	251
표 4.3.18 위치별 최대 동파압	251
표 4.3.19 과잉간극수압 시간이력	253
표 4.3.20 과잉간극수압비 산정결과	253
표 4.3.21 파랑하중 해석결과	253
표 4.3.22 입력 지반정수	254
표 4.3.23 정적해석 수행 결과	255
표 4.3.24 입력 물성	256
표 4.3.25 침투해석 결과(간극수압 분포 결과)	256
표 4.3.26 입력 지진파 시간이력	257
표 4.3.27 동적해석 결과	257
표 4.3.28 파랑하중 산정결과	258
표 4.3.29 수평변위 및 간극수압 산정결과	259
표 4.3.30 과잉간극수압비 산정결과	259
표 4.3.31 토목섬유 부재력 산정결과	259
표 5.1.1 연구개발목표 달성도	265
표 5.1.2 정량적 연구목표 달성도	266
부록 표 1 슬래그시멘트 품질기준	285
부록 표 2 가소제의 품질기준	286
부록 표 3 가소성 그라우트 1m ³ 표준 배합비	286
부록 표 4 주입재 품질기준	286
부록 표 5 중력식 안벽의 기준안전율	288

부록 표 6 중심 시공방법 비교	296
부록 표 7 접촉면에 대한 실내시험 방법	306
부록 표 8 Specification of M-PIA	310
부록 표 9 Summary of test conditions	310
부록 표 10 Properties of Strip element(Example)	317

그림 목 차

그림 1.1.1 안벽 증심기술 개발 배경 및 필요성	4
그림 1.1.2 중력식 안벽 증심 일반절차 및 개발 필요기술 도출	6
그림 2.1.1 신선대 부두 잔교식 안벽 증심 적용 사례	9
그림 2.1.2 신선대 부두 중력식 안벽 증심설계(안)	10
그림 2.1.3 광양항 컨테이너부두(1단계) 3, 4번선석 증심설계(안)	10
그림 2.1.4 울산신항(1-2단계) 남항부두 2번 선석 증심검토(안)	10
그림 2.1.5 일본 PARI에서 제안한 중력식 안벽 증심공법 개념(PARI, 2013)	12
그림 2.2.1 일본 해상처분장 현황(Endo, 2017)	14
그림 2.2.2 일본 해상처분장의 매립 분담율(Endo, 2017)	15
그림 2.2.3 일본 동경만 해상최종처리장 전경 및 조성계획	15
그림 2.2.4 동경만 내측매립지의 녹지조성 계획	15
그림 2.2.5 일본 오사카만 해상최종처리장	16
그림 2.2.6 매립부지에 조성된 태양광발전단지	17
그림 2.2.7 싱가포르 세마카우 해상최종처리장 전경	18
그림 2.2.8 싱가포르 세마카우 해상처분장의 생태공간 개발 및 이용	18
그림 2.2.9 해상 처분장의 주요 구성요소	19
그림 2.2.10 해상처분장에 설치하는 토목섬유차수시트	20
그림 2.2.11 강관널말뚝 접합부 충전재 연구(일본)	20
그림 2.2.12 해상처분장 차수공 실증연구(일본)	21
그림 2.2.13 케이슨 접합부 차수처리(일본)	21
그림 2.2.14 전기식 감지 시스템	21
그림 2.2.15 광섬유 누수감지기법 개념	21
그림 2.2.16 내부수위관리 및 조기안정화 개요	22
그림 2.2.17 매립지반 안정화 및 용량증대 적용 사례	22
그림 2.2.18 해상처분장 기술군별 논문 분포	23

그림 2.2.19 연도별 해상처분장 관련 논문발표 추이	23
그림 3.1.1 국부 분할식 순차적 증심공법 적용 개념도	28
그림 3.1.2 3차원 구속효과를 이용한 증심 공법의 시공 흐름도	28
그림 3.2.1 그라우팅 보강을 통한 중력식 안벽 구조물의 증심 방법	30
그림 3.2.2 지반보강 그라우트의 역학적 성능 및 충전성능 평가	31
그림 3.2.3 지반보강 그라우트 시뮬레이션 기법 개발	31
그림 3.2.4 공시체 구조의 모식도	33
그림 3.2.5 공시체 A 제작 완료 모습	33
그림 3.2.6 공시체 B 제작 완료 모습	33
그림 3.2.7 공시체 C의 제작 방법	33
그림 3.2.8 공시체 A의 일축압축시험 결과	34
그림 3.2.9 공시체 B의 일축압축시험 결과	34
그림 3.2.10 공시체 C의 일축압축시험 결과	35
그림 3.2.11 그라우트재 속채움 실험을 위한 실험체 세팅	36
그림 3.2.12 타설 완료한 공시체 모습	36
그림 3.2.13 일반 시멘트 그라우트재의 사석 크기에 따른 일축압축강도 실험 결과 ...	36
그림 3.2.14 그라우트재 종류별 사석 크기에 따른 일축압축강도 실험 결과	37
그림 3.2.15 그라우트재 종류별 물시멘트비에 따른 일축압축강도 실험 결과	37
그림 3.2.16 슬래그 시멘트 그라우트재의 팽창재 함유율에 따른 일축압축강도 실험 결과	37
그림 3.2.17 슬래그 시멘트 그라우트재의 실리카폼 함유율에 따른 일축압축강도 실험 결과	37
그림 3.2.18 골재 크기별 분류	39
그림 3.2.19 골재 혼합 과정	39
그림 3.2.20 각 재료량을 결정하기 위한 예비 실험 - 간극 대	40
그림 3.2.21 각 재료량을 결정하기 위한 예비 실험 - 간극 소	40
그림 3.2.22 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합 공시체 제작 방법 - 충전정도 소	42
그림 3.2.23 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합 공시체 제작 방법 - 충전정도 대	43

그림 3.2.24 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합 공시체 제작 및 양생 과정 43

그림 3.2.25 가소성 그라우트 배합 공시체 제작 방법 - 간극 대, 간극 중 45

그림 3.2.26 가소성 그라우트 배합 공시체 제작 방법 - 간극 소 45

그림 3.2.27 가소성 그라우트 배합 공시체 제작 및 양생 과정 45

그림 3.2.28 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 압축강도 실험 결과 - 충전 소 47

그림 3.2.29 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 압축강도 실험 결과 - 충전 대 47

그림 3.2.30 가소성 그라우트 배합의 압축강도 실험 결과 - 충전 대 48

그림 3.2.31 유황 캐핑 과정 49

그림 3.2.32 점도 측정 장비 49

그림 3.2.33 가소성 그라우트 제작 과정 51

그림 3.2.34 골재 및 그라우트량 결정을 위한 예비 실험 51

그림 3.2.35 사석마운드 모형 제작 방법 52

그림 3.2.36 공시체 제작 완료 및 수중양생 53

그림 3.2.37 사석마운드 모형 및 큐브형 공시체 탈형 모습 53

그림 3.2.38 큐브형 공시체의 재령별 압축강도 실험 결과 55

그림 3.2.39 사석마운드 모형 공시체의 압축강도 실험 결과 56

그림 3.2.40 개량형 로우셀 57

그림 3.2.41 주입봉과 다이아프램 57

그림 3.2.42 실험시스템 구축 전경 58

그림 3.2.43 주문진 표준사(좌)와 굵은 모래(우) 59

그림 3.2.44 체가름 시험결과 60

그림 3.2.45 상대밀도에 따른 투수계수 60

그림 3.2.46 실험 방법 62

그림 3.2.47 주입봉 길이 선정(좌 3.5cm, 우 1.5cm) 63

그림 3.2.48 주입봉 개량을 통한 최적 구근 형상 도출 63

그림 3.2.49 물/시멘트비(0.5~2.5)에 따른 구근형상 분석 64

그림 3.2.50 주입시간에 따른 구근 크기 변화 확인 65

그림 3.2.51 그라우팅 주입 양 대비 유출 유량 비교 67

그림 3.2.52 시료의 체적감소와 그라우팅 주입양, 유출 유량 비교 67

그림 3.2.53 포화상태와 건조상태의 주입량 비교 68

그림 3.2.54	주입압에 따른 구근크기 비교	69
그림 3.2.55	유효주입압 대비 구근크기 비교(전체 시험)	70
그림 3.2.56	유효주입압 대비 구근크기 비교(수압 및 상대밀도의 영향)	71
그림 3.2.57	그라우팅 주입압 설계차트	72
그림 3.2.58	골재 계량 및 공극율 측정	73
그림 3.2.59	예비 주입실험에 사용한 에어 콤프레서 및 주입 장치	74
그림 3.2.60	주입관 설치 및 예비 주입실험체 세팅 모습	74
그림 3.2.61	주입 장비 내 가소성 그라우트 투입 및 압력계	75
그림 3.2.62	주입실험 및 플로우 실험	75
그림 3.2.63	가소성 그라우트 예비 주입실험 과정	76
그림 3.2.64	가소성 그라우트의 플로우 실험 결과 - Mix-1	77
그림 3.2.65	가소성 그라우트의 플로우 실험 결과 - Mix-2	77
그림 3.2.66	충진성능 평가 실험 개요	80
그림 3.2.67	충진성능 평가 실험체 개념도	81
그림 3.2.68	충진성능 평가 원형 실험체 제작	81
그림 3.2.69	충진성능 평가 실험 배관 설계 단면도	82
그림 3.2.70	압력센서 및 모르타르 펌프	83
그림 3.2.71	충진성능 평가 실험을 위해 설치된 배관	83
그림 3.2.72	공극율 측정	84
그림 3.2.73	배수관 설치	84
그림 3.2.74	충진성능 평가 실험을 위한 가소성 그라우트 준비 과정	84
그림 3.2.75	가소성 그라우트 충진성능 평가 실험 과정	85
그림 3.2.76	충진성능 평가 실험을 통해 측정된 주입압력·주입속도 관계	86
그림 3.2.77	각 변수별 충진성능 평가 실험체의 충진 상태	87
그림 3.2.78	가소성 그라우트 충진 시뮬레이션 연구 개요	89
그림 3.2.79	VOF model을 이용한 해석 예시	90
그림 3.2.80	해석대상 모델링 및 해석입력 변수	91
그림 3.2.81	2차원 기본 해석 결과	93
그림 3.2.82	주입압력에 대한 parametric study 시뮬레이션 결과	93
그림 3.2.83	그라우트제의 점도에 대한 parametric study 시뮬레이션 결과	93

그림 3.2.84 충전성능 평가 실험체에 대한 모델링 및 해석입력 변수 95

그림 3.2.85 충전성능 평가 실험체에 대한 시뮬레이션 결과 95

그림 3.3.1 대상 구간 표준단면도 96

그림 3.3.2 SPT-N치와 내부마찰각 상관 그래프(Makoto and Khang, 2013) 97

그림 3.3.3 3차원 구속효과를 이용한 중심 공법의 시공 흐름도 99

그림 3.3.4 기존단면에서 사석 마운드 굴착 부분 100

그림 3.3.5 해석 모델의 경계조건 및 외력조건(CASE 1) 101

그림 3.3.6 해석 조건별 응력 분포도(Total mean stresses) 102

그림 3.3.7 해석 조건별 케이스 상단의 변위 분포도(PLAXIS-2D) 102

그림 3.3.8 해석 조건에 따른 해석 요소망과 굴착 폭 103

그림 3.3.9 PLAXIS-3D 해석 요소망 104

그림 3.3.10 굴착 폭에 따른 응력 분포도(Total normal stresses) 105

그림 3.3.11 해석 조건별 변위 분포도 106

그림 3.3.12 해석 요소망 107

그림 3.3.13 적용 공법 시공단계별 수치해석 모형 108

그림 3.3.14 시공 단계에 따른 응력 분포도(Total normal stresses) 109

그림 3.3.15 적용 공법 시공단계별 변위 110

그림 3.3.16 사석마운드 그라우팅 보강 범위에 따른 해석 조건 111

그림 3.3.17 사석마운드 그라우팅 보강 범위에 따른 해석 조건 112

그림 3.3.18 시공 단계에 따른 응력 분포도(Total normal stresses) 113

그림 3.3.19 보강 범위에 따른 안벽의 변위(CASE 2) 114

그림 3.4.1 실험대상 중력식 안벽 단면도 117

그림 3.4.2 실험대상 중력식 안벽(케이스) 평면도 117

그림 3.4.3 원심모형실험 원리 119

그림 3.4.4 원심모형시험기 122

그림 3.4.5 모형 토조(model container) 122

그림 3.4.6 실험대상 단면의 1/60 축소단면 122

그림 3.4.7 원심모형실험 단면(부분굴착실험) 123

그림 3.4.8 원심모형실험 평면도(부분굴착실험) 123

그림 3.4.9 실험대상 안벽의 중심공법 적용후 단면 124

그림 3.4.10 증심공법 완공후 최종단계 원심모형실험 단면	124
그림 3.4.11 부분 굴착장비 모식도	125
그림 3.4.12 굴착장비 조립도	126
그림 3.4.13 부분굴착 순서도	126
그림 3.4.14 안벽 케이슨 모형체 도면	127
그림 3.4.15 케이슨모형	128
그림 3.4.16 케이슨 모형 배치	128
그림 3.4.17 개량체 모형 도면	128
그림 3.4.18 개량체 모형	129
그림 3.4.19 원지반층 조성	129
그림 3.4.20 실리카모래의 입도분포곡선	130
그림 3.4.21 기초사석층 조성 완료	131
그림 3.4.22 부분굴착 실험단면	132
그림 3.4.23 최종단면 제작 완료	132
그림 3.4.24 LVDT 설치 상세도	133
그림 3.4.25 LVDT 배치측면도(부분굴착단계)	133
그림 3.4.26 LVDT 배치평면도(부분굴착단계)	133
그림 3.4.27 LVDT 배치측면도(증심공법 적용단계)	134
그림 3.4.28 LVDT 배치평면도(증심공법 적용단계)	134
그림 3.4.29 토압계 설치 상세도	135
그림 3.4.30 전응력계 배치측면도(부분굴착단계)	135
그림 3.4.31 전응력계 배치평면도(부분굴착단계)	135
그림 3.4.32 전응력계 배치측면도(증심공법 적용단계)	136
그림 3.4.33 전응력계 배치평면도(증심공법 적용단계)	136
그림 3.4.34 레이저센서 설치 상세도	137
그림 3.4.35 부분굴착단면 레이저센서 계측정면도	137
그림 3.4.36 최종실험단면 레이저센서 계측정면도	137
그림 3.4.37 Vertical Displacement of Caisson during Spin-up	138
그림 3.4.38 Settlement of Backfill during Spin-up	139
그림 3.4.39 Settlement of Mound during Spin-up	139

그림 3.4.40 Horizontal Displacement of Caisson during Spin-up 139

그림 3.4.41 Vertical Displacement of Caisson during 1st Excavation(122 sec)
with 2.89mm relative Displacement after Excavation 140

그림 3.4.42 Horizontal Displacement of Caisson during 1st Excavation(122 sec)
with 0.95mm relative Displacement after Excavation 141

그림 3.4.43 Earth Pressure of Caisson during 1st Excavation 141

그림 3.4.44 Settlement of Backfill during 1st Excavation 142

그림 3.4.45 Settlement of Mound during 1st Excavation 142

그림 3.4.46 Vertical Displacement of Caisson during 2nd Excavation(182 sec)
with 1.01mm relative Displacement after Excavation 143

그림 3.4.47 Horizontal Displacement of Caisson during 2nd Excavation(182 sec)
with 0.37mm relative Displacement after Excavation 143

그림 3.4.48 Earth Pressure of Caisson during 2nd Excavation 144

그림 3.4.49 Settlement of Backfill during 2nd Excavation 144

그림 3.4.50 Settlement of Mound during 2nd Excavation 145

그림 3.4.51 Vertical Displacement of Caisson during 3rd Excavation(120 sec)
with 1.09mm relative Displacement after Excavation 146

그림 3.4.52 Horizontal Displacement of Caisson during 3rd Excavation(120 sec)
with 0.37mm relative Displacement after Excavation 146

그림 3.4.53 Earth Pressure during 3rd Excavation 146

그림 3.4.54 Settlement of Backfill during 3rd Excavation 147

그림 3.4.55 Settlement of Mound during 3rd Excavation 147

그림 3.4.56 Vertical Displacement of Caisson during 4th Excavation(86 sec) with
34.43mm relative Displacement after Excavation 148

그림 3.4.57 Horizontal Displacement of Caisson during 4th Excavation(86 sec)
with 1.03 mm relative Displacement after Excavation 149

그림 3.4.58 Earth Pressure of Caisson during 4th Excavation 149

그림 3.4.59 Settlement of Backfill during 4th Excavation 150

그림 3.4.60 Settlement of Mound during 4th Excavation 150

그림 3.4.61 Vertical Displacement of Caisson during Spin-up and 60g Monitoring 151

그림 3.4.62 Horizontal Displacement of Caisson during Spin-up and 60g Monitoring ...	151
그림 3.4.63 Vertical Displacement of Backfill during Spin-up and 60g Monitoring	152
그림 3.4.64 Vertical Displacement of Mound during Spin-up and 60g Monitoring	152
그림 3.5.1 항만지진계측시스템 개요	155
그림 3.5.2 항만지진계측시스템 상세 설치 위치	156
그림 3.5.3 지진계측시스템 시스템 구성도	156
그림 3.5.4 현정점검 사진	158
그림 3.5.5 변경전(1997)	167
그림 3.5.6 변경후(2017)	167
그림 3.5.7 국가지진위험지도, 재현주기 2400년 최대예상지진의 유효지반가속도(S)%(소방방재청, 2013)	170
그림 3.5.8 입력지진파 경주지진파(0.154g)	171
그림 3.5.9 입력지진파 Ofunato지진파(0.154g)	172
그림 3.5.10 응력-변형률관계	172
그림 3.5.11 전단탄성계수-전단변형률	173
그림 3.5.12 하부경계조건 모델링	174
그림 3.5.13 대상구간 단면도	175
그림 3.5.14 대상 단면 해석 요소망	175
그림 3.5.15 시간-가속도 이력 비교(경주)	176
그림 3.5.16 응답스펙트럼 비교(경주)	176
그림 3.5.17 위치에 따른 응답스펙트럼 결과(CASE 1)	177
그림 3.5.18 위치에 따른 응답스펙트럼 결과(CASE 2)	178
그림 3.5.19 위치에 따른 응답스펙트럼 결과(CASE 3)	178
그림 3.5.20 입력 지진파에 따른 수평 변위도	179
그림 4.1.1 Basic concept of Geotextile-soil interface(Modified after Park et al., 2012) ...	183
그림 4.2.1 Relative intact(RI) and fully adjusted(FA) state(Park et al, 2000)	186
그림 4.2.2 Schematic of stress-strain behavior(Park et al., 2000)	186
그림 4.2.3 Typical shape of disturbance function	187
그림 4.2.4 The effect of parameters on the shape of disturbance function curve	188

그림 4.2.5 Detail of shear module	189
그림 4.2.6 Schematic of dynamic interface-shear tester	190
그림 4.2.7 Schematic diagram of M-PIA	191
그림 4.2.8 Overview of M-PIA	191
그림 4.2.9 Test procedures	192
그림 4.2.10 Grain size distribution of Jumunjin sand	193
그림 4.2.11 Test Schedule	195
그림 4.2.12 Shear stress-strain curves	197
그림 4.2.13 Calculation of disturbance function	199
그림 4.2.14 Estimation of disturbance function	200
그림 4.2.15 Relative displacement at gauges(840 days, acid condition)	203
그림 4.2.16 Relative displacement at gauges(840 days, alkalic condition)	204
그림 4.2.17 Relative displacement at gauges(60 days, acid condition)	207
그림 4.2.18 Relative displacement at gauges(60 days, alkalic condition)	208
그림 4.2.19 Estimation of critical	210
그림 4.2.20 Estimation of critical disturbance	210
그림 4.2.21 Critical according to the test conditions	210
그림 4.2.22 Grain size distribution of Jumunjin sand	211
그림 4.2.23 Shear stress-strain curves	214
그림 4.2.24 교란도 함수곡선 재현결과	215
그림 4.2.25 토목섬유-흙 접촉면 한계누적소성변형을 산정 결과	217
그림 4.3.1 고베항 케이슨의 형상 및 지진피해(Iai 등, 1998)	221
그림 4.3.2 케이슨 벽체 변위 계산결과(Iai 등, 1998)	222
그림 4.3.3 토목섬유의 종류(Kwak, 2014)	223
그림 4.3.4 토목섬유-흙 접촉면의 정적 전단거동(Kwak, 2014)	225
그림 4.3.5 토목섬유-흙 접촉면의 동적 전단거동(Kwak, 2014)	226
그림 4.3.6 토목섬유-흙 접촉면의 동적 전단-연직 응력거동(Kwak, 2014)	226
그림 4.3.7 해상처분장 개념도(경사식 호안)	227
그림 4.3.8 해상처분장 해석단면도	227
그림 4.3.9 중력식 해상처분장 해석단면도	228

그림 4.3.10	접촉면 모델링	230
그림 4.3.11	접촉면 형성의 예	231
그림 4.3.12	접촉면 강성 및 element	232
그림 4.3.13	HDPE의 응력-변형율 곡선*	235
그림 4.3.14	흡수경계 적용조건	237
그림 4.3.15	탁월주파수의 결정	238
그림 4.3.16	변위시간이력곡선	239
그림 4.3.17	생성된 인공지진파 시간이력($a_{max}=0.154g$)	244
그림 4.3.18	국내 계기지진 분포	246
그림 4.3.19	경주 실지진파	247
그림 4.3.20	해석 모니터링 위치	249
그림 4.3.21	Normal Wave Pressures(ASCE/SEI 7-10)	252
그림 4.3.22	적용 파압 시간이력	252
그림 4.3.23	해석 모니터링 위치	252
그림 4.3.24	파랑하중 기준 및 실측 파압 시간이력	258
그림 4.3.25	해석 모니터링 위치	259
부록 그림 1	증심 후의 전체안정성 평가	289
부록 그림 2	3차원 효과를 고려한 분할식 증심공법의 개념	290
부록 그림 3	분할식 증심공법의 시공 절차	291
부록 그림 4	중력식 안벽의 하부 그라우팅 육상보강	292
부록 그림 5	해상에서 사석의 그라우트 보강	293
부록 그림 6	수중건설로봇을 이용한 안벽 하부사석의 보강	294
부록 그림 7	버킷을 이용한 사석제거	295
부록 그림 8	수중장비(굴삭기)를 이용한 사석 제거	295
부록 그림 9	잠수사를 이용한 사석 제거	296
부록 그림 10	Relative intact(RI) and fully adjusted(FA) state(Park et al, 2000)	300
부록 그림 11	Schematic of stress-strain behavior(Park et al., 2000)	300
부록 그림 12	Typical shape of disturbance function	302
부록 그림 13	The effect of parameters on the shape of disturbance function curve ..	303

부록 그림 14 Cyclic shear behavior of the interface(Kwak, 2014)	306
부록 그림 15 Cyclic response of shear-normal stress(Kwak, 2014)	307
부록 그림 16 Appearance of M-PIA	307
부록 그림 17 Chart for percent-undercompaction	309
부록 그림 18 Detail of shear module	309
부록 그림 19 Test procedures	311
부록 그림 20 Cyclic shear stress-strain curves(samples)	312
부록 그림 21 Calculation of	312
부록 그림 22 Calculation of	313
부록 그림 23 Sample curve of D function	314
부록 그림 24 Representative plot of linear regression	314

제1장 서론

제1장 서론

제1절 연구배경 및 필요성

초대형 선박의 등장으로 항만물류시스템의 변화가 진행되고 있지만, 기존 항만 시설의 규모가 부족하여 초대형 선박의 접안이 불가능한 경우가 많이 있다. 항만물류의 국제 경쟁력 확보의 관점에서 선박대형화에 대처하는 항만시설 확보가 중요한 과제로 인식하고 있다. 기존 항만의 증심(増深)은 깊은 수심이 필요한 대형 선박의 접안을 위한 새로운 항만의 건설에 필요한 막대한 예산을 기존 항만의 접안 성능향상을 통해 절감할 수 있다. 초대형 컨테이너 선박(18,000TEU)의 만재 흘수는 16.5m~17.0m이므로 부두 안벽에서는 그 이상의 전면 수심이 필요하다. 부산항 컨테이너 전용부두의 현황을 보면 북항의 경우 전면 수심이 15m 정도로 대부분 2m 정도의 증심(増深)이 필요하며, 신항의 경우에는 초기에 건설된 안벽에 대해 부분적으로 1m 내외의 증심이 필요한 실정이다(표 1.1.1).

증심(増深)은 소정의 적합한 조건에 대해서 설계-시공된 안벽에 대해서만 설계조건을 변경하는 것이 가능하기 때문에 손쉽게 실현가능한 것은 아니다. 이 때문에 중력식 안벽의 전면 에 새로운 잔교를 설치하는 것으로 증심하는 방법이 고려되는 경우도 있다. 그러나 이 방법은 안벽법선이 바다 측으로 이동하게 되면서 기존 안벽의 전면해역에 여유 공간이 없는 경우에는 적용하기 어렵다는 단점이 있다. 중력식 안벽에 대해서 케이슨의 안정을 확보하면서 전면수심을 깊게 하는 작업을 결정하는 것은 상당히 어려운 일이다. 기존 중력식 안벽의 사석 마운드 위에 중량의 케이슨이 자중으로 지지하는 구조이로 하부 마운드를 제거하는 것은 안정성에 치명적인 영향을 줄 수 있기 때문에 엄밀한 해석기술과 현장시공 여건이 고려되어야 한다. 이 때문에 기존 중력식 안벽에 대한 증심의 경우 검토는 수행된 바 있지만 현실적으로 가능한 공법은 아직까지 제시되어 있지 않은 상황이다.

우리나라의 경우 잔교식 안벽에 대해서는 성공적으로 증심한 사례가 있다. 그러나, 중력식 안벽에 대해서 안벽 증심에 대한 검토는 몇차례 이루어진 바 있으나 실제로 현장에 적용되어 성공한 사례는 없다. 일본의 경우에도 항만분야에서 기존시설의 적절한 유지관리나 개선에 대한 고기능화가 중요한 과제로 되고 있으며, 이러한 추세로 일본에서도 기존의 안벽에 대한 증심이 많이 검토되고 있다. 일본에서는 Kobe 지진으로 항만을 재건설하는 과정에서 증심이 고려된 경우가 있으며, 기존 중력식 안벽의 증심에 대한 연구는 활발하게 진행되고 있으나 아직 현장에 적용된 사례는 없는 실정이다.

이는 중력식 안벽 증심공법의 현장적용 성공사례가 전무하고, 시공공법과 장비에 대한 신뢰도 부족 때문인 것으로 판단된다. 따라서, 기존 안벽의 접안 수심을 증가시킬 수 있는 증

심공법의 개발이 필요한 실정이다. 이를 통해 기존 안벽의 접안 수심을 증가시킬 수 있는 효율적이고 안전한 증심공법을 개발하고 이를 검증함으로써 구조물의 안정성을 확보할 수 있는 증심공법의 기술적 신뢰도를 제고할 필요가 있다. 기존 항만의 중력식 안벽 증심기술이 개발된다면 부산 북항 및 신항 등을 포함하여 초대형 컨테이너선의 입항을 추진하고 있는 기존 항만의 물류 경쟁력을 제고에 기여할 수 있을 것이다.

표 1.1.1 부산 북항 및 신항 현황

구분	자성대 (1,2단계)	신선대 (3단계)	감만부두 (4단계)	신감만부두	우암부두	PNT (1-1 단계)	PNC (1-1, 2 단계)	HJNC (2-1 단계)	HPNT (2-2 단계)	BNCT (2-3 단계)	
사업기간	1974~ 1996	1985~ 1997	1991~ 1997	1995~ 2001	1995~ 2014	1995~ 2006	1995~ 2009	2001~ 2009	2001~ 2010	2004~ 2013	
총사업비	1,084 억원	2,226 억원	4,724 억원	1,781 억원	535 억원	1조 746억원		3,881 억원	4,118 억원	5,108 억원	
운영개시	1978.9. (피터: 1996.9.)	1991.6. (1선석: '97.9)	1998.4.	2002.4.	1996.9.	2006.1. 2010.3.	2006.12. (1-1), 2009.6. (1-2)	2009.2.	2010.2.	2012.1.	
시설현황	부두길이	1,447m	1,500m	1,400m	826m	500m	1,200m	2,000m	1,100m	1,150m	1,400m
	전면수심	15m	15~16m	15m	15m	11m	16m	16m~17m	18m	16m~17m	17m
	하역능력	1,700천 TEU	2,000천 TEU	1,560천 TEU	780천 TEU	-	1,380천 TEU	2,730천 TEU	1,600천 TEU	1,600천 TEU	1,920천 TEU
	접안능력	5만톤급 4척 1만톤급 1척	5만톤급 5척	5만톤급 4척	5만톤급 2척 5천톤급 1척	2만톤급 1척 5천톤급 2척	5만톤급 3척	5만톤급 6척	5만톤급 2척 2만톤급 2척	5만톤급 2척 2만톤급 2척	5만톤급 4척



기존 항만의 성능향상을 통한 국가예산절감 및 항만물류활성화

그림 1.1.1 안벽 증심기술 개발 배경 및 필요성

제2절 연구목적 및 범위

자원순환형 항만을 위한 성능향상 기술 개발을 목적으로 기존 항만의 안벽 증심 기술 개발과 관리형 해상처분장 건설을 위한 핵심요소기술의 하나인 호안 차수용 토목섬유 설계 기술 개발을 수행하였다.

증심기술 개발과 관련하여 잔교식 안벽에 대한 증심은 부산 신선대 부두에서 하부지반을 보강한 후 소요 수심까지 준설하여 증심한 사례가 있으나, 중력식 안벽에서는 기존 안벽의 안전성을 훼손하지 않고 증심한 사례가 없으므로 기존 중력식 안벽 구조물의 안전성 확보가 가능한 증심 공법 개발 필요하다. 초대형 컨테이너선박(18,000TEU)의 접안을 위해서는 부산항 북항의 경우 전면 수심이 15m 정도로 대부분 2m 정도의 증심(増深)이 필요하며, 신항의 경우에는 초기에 건설된 안벽에 대해 부분적으로 1m 내외의 증심이 필요한 실정이다. 또한 일본 PARI에서도 중력식 안벽에 대해 1~3m의 증심공법 개발 연구를 수행중에 있다. 이에 본 연구에서는 기존 케이슨 안벽에 대해 증심 깊이를 2m로 설정하여 증심공법을 개발하였다. 또한 중력식 안벽에는 케이슨식, L형 블록식, 셀블록식 등 여러 가지 형태의 안벽이 있지만, 본 연구에서는 케이슨 안벽을 대상으로 연구를 수행하였다.

중력식 안벽 증심을 위한 일반적인 설계 및 시공절차를 파악하고 이에 따른 개발 필요기술을 분석한 결과에 의하면 현장조사 및 상태평가 기법, 그라우팅 개량체의 강도특성 평가, 배합설계 기술 개발, 주입범위 설계기술 개발, 해상 그라우팅 시공 장비 개발, 고화된 마운드 품질평가, 마운드 굴착장비 등의 개발이 필요한 것으로 파악되었다(그림 1.1.2). 중력식 안벽의 사석 마운드 보강을 위해 그라우팅 공법이 적용될 수 있으나, 국내에서는 그라우팅 관련하여 주입공법 구분, 주입재, 선단장치 등 사용효과 향상을 위한 이론적 검토 및 실무적 기술 축적이 체계화되어 있지 않고, 새로운 기술개발 노력 미흡한 실정이다. 이에 본 연구과제에서 증심공법의 개발을 위해 중력식 안벽 증심시 사석마운드 보강을 위한 그라우팅 보강과 관련된 설계기술을 개발하는 것을 연구범위로 설정하였다.

한편, 본 과제에서는 당초 관리형 해상처분장 건설 핵심기술 개발을 수행할 계획이었으나, 2016년부터 해양수산부 국가연구개발사업으로 확대되어 “폐기물 해상 최종처리 기술 개발” 과제가 수행되게 되었다. 이에 본 연구에서는 국가연구개발사업에 포함되지 않은 호안 차수용 토목섬유 설계기술 개발의 일환으로 토목섬유-흙 접촉면의 전단특성 분석 및 평가지침 개발로 연구목표 및 범위를 설정하고 연구를 수행하였다.

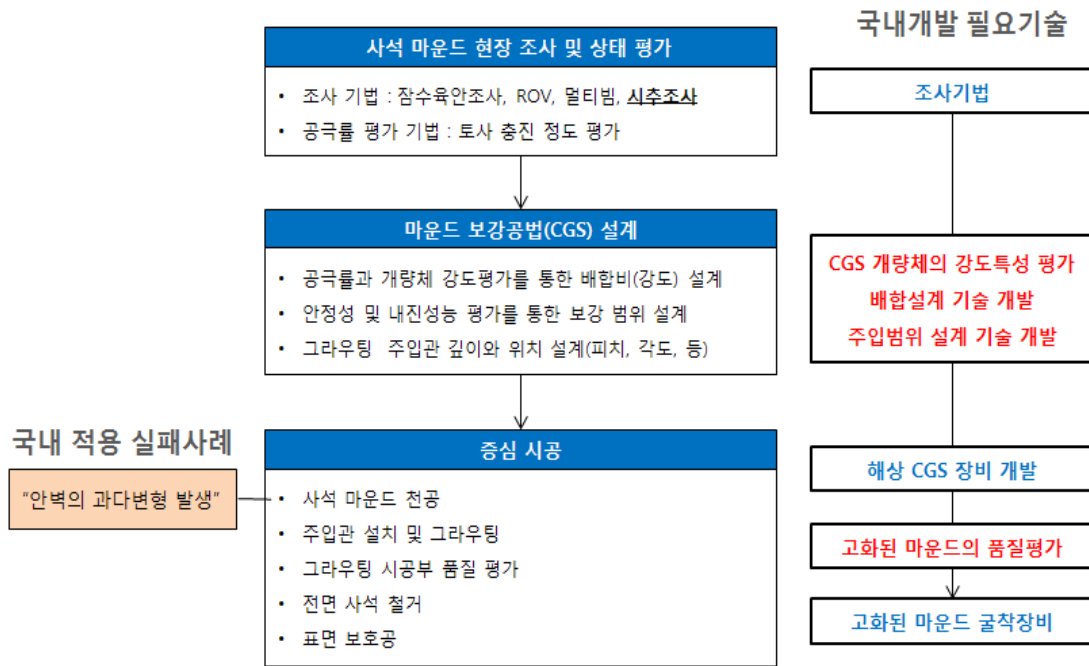


그림 1.1.2 중력식 안벽 증심 일반절차 및 개발 필요기술 도출

본 과제 of 세부 연구내용 및 범위는 다음과 같다.

- 초대형 선박 접안을 위한 기존 중력식 안벽 증심(増深)기술 개발
 - 중력식 안벽 증심 공법 개발
 - 지반보강 그라우트 충전성능 평가 및 충전 시뮬레이션 기법 개발
 - 케이슨 안벽 증심에 따른 안벽 구조물 안정성 평가
 - 내진해석을 위한 국내 주요항만의 지진응답특성 분석
 - 증심 적용 케이슨 안벽의 내진해석을 통한 지진 안정성 평가
- 해상처분장 호안 차수용 토목섬유 설계 기술 개발
 - 토목섬유-흙 접촉면 동적전단강도 평가
 - 토목섬유-흙 접촉면 동적 전단거동 평가지침 개발

제2장 국내외 기술개발 동향

제2장 국내외 기술개발 동향

제1절 안벽 증심 기술 동향

1. 국내 안벽 증심 동향

중력식 안벽은 대형 안벽에 많이 사용되는 형식이기 때문에 기존 중력식 안벽의 증심공법을 개발하는 것은 항만 시설정비에 관해 매우 유용하다. 국내에서의 증심사례 조사결과에 의하면, 잔교식 안벽에 대해서는 신선대 부두의 잔교식 안벽에서 sheet pile 공법을 적용하여 3m 증심에 성공한 사례가 있다. 그러나, 중력식 안벽에 대해서는 검토는 몇차례 이루어졌으나, 실제로 현장에 적용되어 성공한 사례는 없다. 신선대 부두의 중력식 안벽에서는 Sheet pile과 그라우팅 공법을 적용하여 2m 증심을 시도하였으나, 시공중 구조물의 과다변위발생으로 증심 적용에 실패한 바 있다. 광양항 컨테이너부두 1단계 3, 4번 선석의 중력식 안벽에 대해서 2m 증심을 위하여 강관파일을 설치하고 그라우팅 보강을 적용하는 공법으로 설계를 수행한 바 있으나, 시공에 착수되지 못하고 있는 실정이다. 울산신항(1~2단계) 남항부두 2번 선석의 중력식 안벽에 대해서 2m 증심을 위해 강관파일과 안벽 하부 전후면에 CGS 그라우팅을 적용하는 공법에 대해 검토한 바 있으나, 역시 현장에 적용되지 못하고 있다. 중력식 안벽에 대해 증심 시공이 적용되지 못하고 있는 것은 신선대 부두에서의 중력식 안벽에서의 증심 시공 중 실패사례로 인하여 기술에 대한 신뢰성 부족 때문인 것으로 판단된다.

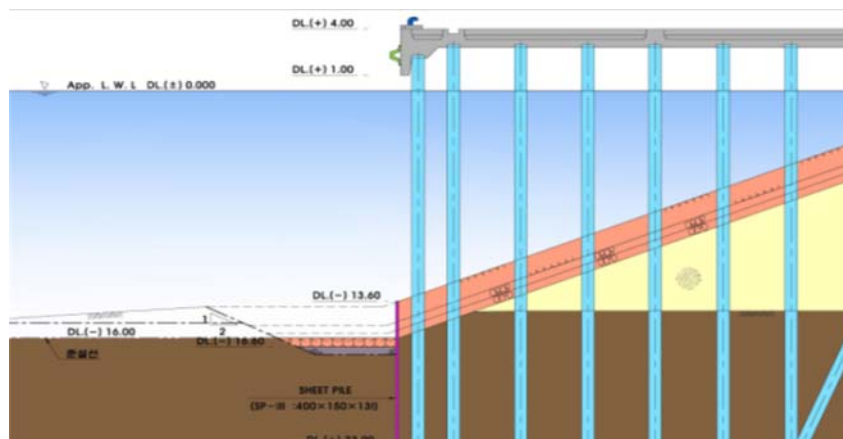


그림 2.1.1 신선대 부두 잔교식 안벽 증심 적용 사례

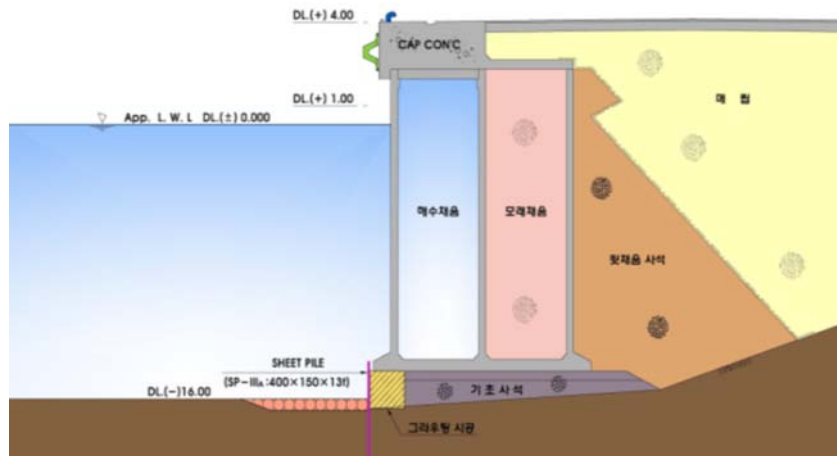


그림 2.1.2 신선대 부두 중력식 안벽 중심설계(안)

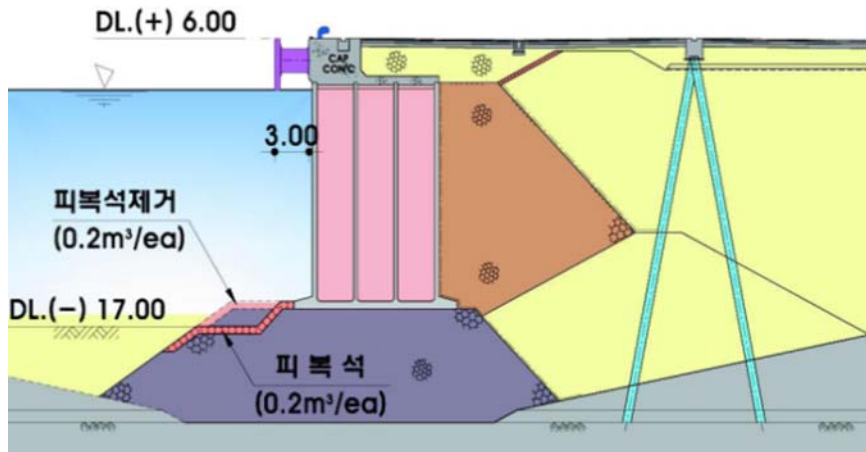


그림 2.1.3 광양항 컨테이너부두(1단계) 3, 4번선석 중심설계(안)

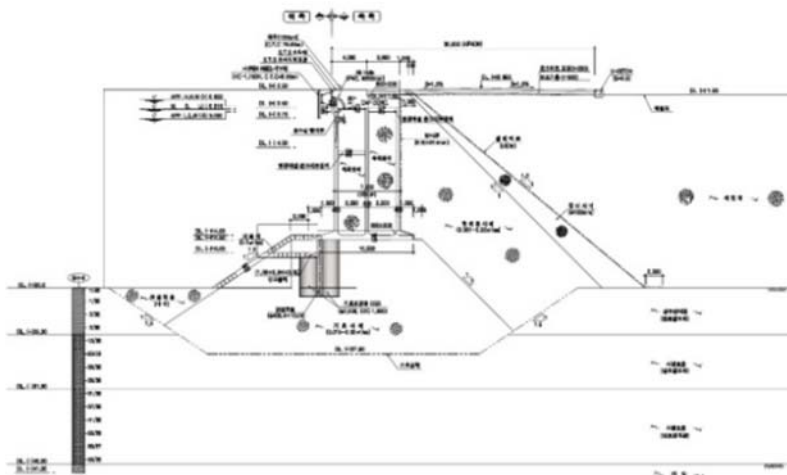


그림 2.1.4 울산신항(1-2단계) 남향부두 2번 선석 중심검토(안)

2. 해외 안벽 중심기술 동향

미국 Elizabeth 항에서는 30년된 노후안벽을 개조하여 Post-panamax급 안벽으로 개조한 사례가 있으며, Seattle항, Auckland항 등에서 내진성능을 향상시킨 강화안벽 확장공사가 시행된 바 있다.

일본에서는 기존의 중력식 안벽을 증심하는 경우, 철판이나 잔교식의 계선안의 구조로 변경하는 사례가 많다. 최근의 사례로 보면 토마코마이항에 -10m의 중력식 안벽의 내진강화 및 증심에 대한 시공사례가 있다. 이 사례는 널말뚝식 구조를 변경하여 범선의 앞쪽을 변경한 것이다. 중력식 안벽의 증심은 그 앞쪽 면을 잔교식이나 널말뚝식 안벽을 신설하는 것이 현재까지 일반적으로 적용되는 방법이라고 볼 수 있다. 그러나, 기존 중력식 안벽의 증심에 대한 연구는 활발하게 진행되고 있으나 중력식 안벽에 대해 범선의 변경없이 증심한 사례는 아직까지 없다.

일본 항만공학기술연구소(PARI)는 일본매립준설협회와 공동으로 2009년 12월부터 2013년 5월까지 중력식 안벽의 증심공법을 개발하기 위한 연구를 수행한 바 있다. 이 연구에서는 사석마운드의 일부를 개량-고화하는 방법을 적용하여 안벽 범선위치를 변경하지 않고 중력식 안벽을 2~3m 증심하는 공법을 개발하는 것을 목표로 연구를 수행한 바 있다.

일본에서의 증심공법 개발 연구에서는 설계 관점에서 다음과 같은 내용에 주목하여 연구를 수행하였다.

제체전면의 사석을 철거하기 위해 증심후의 제체의 거동은 통상 케이슨식 안벽과는 다른 거동을 나타낼 수 있다. 또한 개량의 경우에는 구성된 개량체가 마운드내부로 매립되는 구조가 되기 때문에 안벽 전체의 지진시 거동이 복잡할 것이다. 그러므로 개량체에 작용하는 외력을 평가시 제체전체의 거동을 파악하는 것이 중요하다. 새로운 증심공법에 관련된 설계기법은 확립되지 않은 기법이며 사석마운드를 어떤 영역을 개량하여 증심이 가능한가가 불명확하기 때문에 제체전체의 거동을 파악하고 어떤 설계기법이 개량영역의 설정에 적합한가를 검토하는 것을 검토하였다. 또한, 케이슨 하부의 사석마운드를 개량함에 있어 사석마운드의 강성은 개량부-미개량부가 달라지게 된다. 즉 케이슨은 하나의 개체가 아닌 강성의 사석마운드의 지지를 받게 되므로 케이슨의 저면반력이 단단한 개량체로 집중되어 개량체내의 높은 응력이 발생하게 되는 것을 알 수 있다. 따라서 개량체의 응력집중현상도 고려하여 강도를 검토하였다. 또한, 조립재를 구성하고 있는 사석마운드에 대해서 한정범위에 고화재를 주입할 때 고화재의 유실이 일어날 가능성이 있기 때문에 이를 최소화하는 재료선정 및 시공방법을 선정할 필요가 있다. 예를 들어 어떤 벽체를 구축하고 고화재를 주입하거나 실험시 고화재의 충전성능을 파악한 후에 주입방법을 선정하여야 한다. PARI에서는 중력식 안벽 증심공법 적용시 사석마운드 보강용 고화재 선정을 위하여 적절한 충전재료 및 공법에 대한 실험실 규모의 연구를 수행하였다.

수중에서 사석 같은 간극이 큰 조립재료에 대한 충전 기술의 경우, 수중불분리성 몰타르, 프리펙트 몰타르, 아스팔트 매스틱(asphalt mastic), 가소성 그라우트재, 시멘트벤토나이트, 투수고화공법 등이 고려될 수 있다. 수중불분리 몰타르는 사석 내부의 충전한 실적이 있고, 이 방법은 유동성 높기 때문에 거푸집 등의 칸막이의 범위내부에 충전시키는 방법으로 적용되어야 한다. 프리펙트 몰타르는 시공방법이나 시공관리 방법 등이 참고 가능하나 일반적인 조립골재에 대한 적용 실적은 없다. 아스팔트 매스틱은 표층의 충전은 사용가능하나 강도부재로서는 사용하기 어렵다. 시멘트벤토나이트는 방수를 목적으로 하기 때문에 강도를 기대하기는 어렵다. 투수고화공법은 기초사석 하부의 지반에 대해서 검토된 사례가 있고 사석의 삭공방법이나 SEP바지선에서의 시공방법을 참고하여 적용할 수 있다. 가소성 그라우트재는 터널배면의 공동충진 등에 사용된 사례가 있고 기초사석에 차폐벽을 구축한 사례가 보고된 바 있으며 공극이 큰 사석에도 적용 가능성이 있는 것으로 알려져 있다. PARI에서는 가소성 그라우트, 시멘트 벤토나이트, 수중 불분리성 모르타르, 수중 불분리성 콘크리트, 현탁형 약액 등에 대하여 배합설계 및 강도평가, 주입성능평가 등을 수행하였고, 마운드 보강용 그라우트재로서 가소성 그라우트가 상대적으로 우수하여 적용이 가능한 것으로 평가하였다.

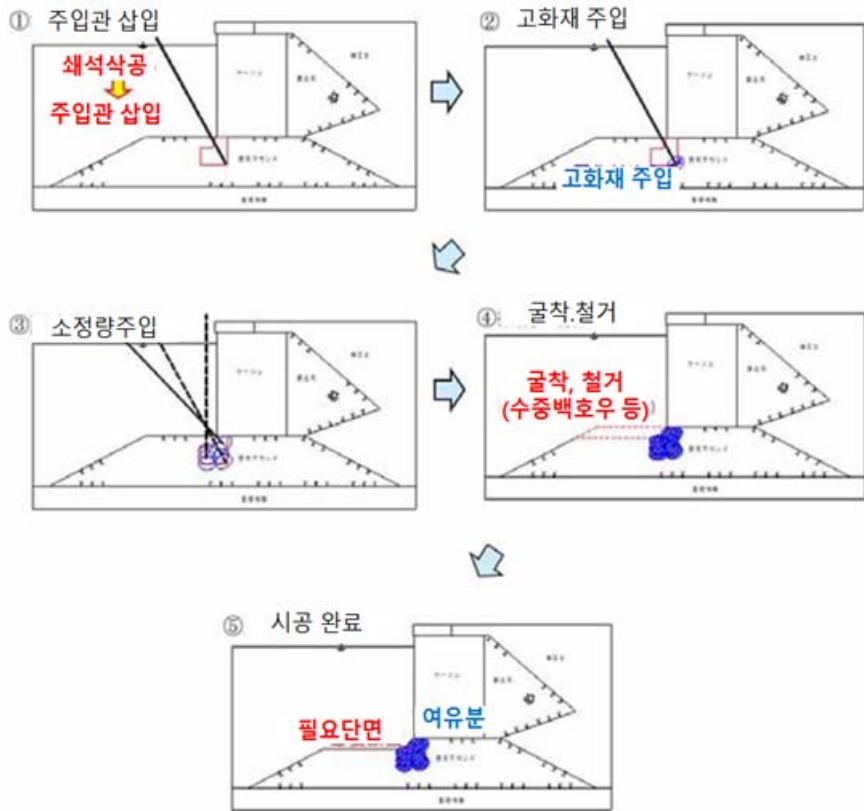


그림 2.15 일본 PARI에서 제안한 중력식 안벽 증심공법 개념(PARI, 2013)

제2절 해상처분장 현황 및 연구동향

1. 국내동향

매립지 수명종료가 임박한 지자체에서는 신규 매립부지 확보를 추진하고 있으나 지역 주민 반대로 인하여 부지 확보에 어려움을 겪고 있다. 특히, 수도권매립지의 경우, 수도권 매립지 1매립장(251만 m^2)은 매립을 완료하여 대중골프장 등 상부 공간을 활용중이며 2매립장(248만 m^2)은 조만간 매립종료 예정이다. 이에 따라 3매립장(307만 m^2) 및 4매립장(338만 m^2) 추가 조성이 필요한 실정인데 인천시에서는 지역주민들의 피해가 크다며 수도권매립지 사용을 종료할 방침이며, 서울시와 경기도는 3매립장 조성을 통해 사용기한 연장을 요구하는 등 지자체간 분쟁이 있었다. 2015년에는 수도권매립지 3매립장 추가 개발과 관련하여 서울시, 인천시, 경기도 합의에 의해 3-1공구를 추가 개발하여 약 연장 사용 후 대체매립지를 확보하기로 합의하였다. 이에 따라 서울, 인천, 경기도는 향후 10년 이내에 도래할 3-1공구 매립종료 이후의 매립지 조성 방안을 모색해야 하는 실정에 있으며, 대체매립지 확보 추진단을 구성하여 대책을 수립하고 있는 중이다.

한국해양과학기술원에서는 2016년부터 해양수산부 국가연구개발사업으로 “폐기물 해상 최종처리 기술 개발” 연구를 수행하고 있다. 이 연구과제에서는 폐기물 해상 최종처리를 육해상폐기물 소각재, 무기성 폐기물 등 전처리된 폐기물 등에 대하여 해상에서 차폐시설을 갖춘 처리장에 최종 매립하는 것으로 정의하고, 호안과 차수공 등을 설치하여 조성되는 공간인 해상 최종처리장(매립지)의 조성 기반 구축을 위한 법적 기반 마련 및 마스터플랜 수립, 해상 최종처리장 건설을 위한 구조물 및 차수시스템 기술 개발과 해상최종처리장 환경성 개선 기술 개발 등의 핵심요소기술개발을 목표로 연구가 진행중이며, 2018년까지 수행될 예정이다.

2. 해외동향

가. 일본

일본은 해상에서의 폐기물 처분을 통해 폐기물 처리공간의 확보와 새로운 국토 창출이라는 두가지 목표를 달성하고 있다.

일본의 경우, 1973년 항만법을 개정하여 항만시설에 폐기물매립호안을 포함함으로써 법적 근거를 마련하고 본격적으로 건설을 시작했다. 해상최종처리장 조성 초기에는 생활폐기물을 직매립하였으나, 1990년대 중반 이후부터는 향후 토지 활용을 위해 소각재 등 전처리과정을

거친 폐기물과 비가연성 고품폐기물, 토사 등에 한하여 매립을 허용하고 있다. 일본은 해상 최종처리장에서 매립이 완료되어 조성된 해양공간을 스포츠 레저시설, 주택단지, 산업단지, 항만시설 등의 다양한 목적으로 개발하여 활용하는 Eco-Town 정책을 추진하여 환경친화적 부지개발을 추진하였다. 2000년대에 들어서는 항만 중심의 자원순환 광역 네트워크 구축을 목적으로 Recycling Port 정책 추진이다. 최근 2014년부터는 국토교통성 항만국에서 「관리형 해상처분장의 조기안정화·이용고도화 기술검토위원회」를 설치하여 해상처분장 매립부지의 활용성을 높이기 위한 방안을 마련하고 있다. 관리형 해상처분장의 조기안정화 및 이용고도화를 촉진할 수 있는 기술 개발과 매뉴얼 작성을 추진하는 등 해상처분장 매립부지를 다양한 용도로 활용하기 위한 노력을 기울이고 있다.

현재 일본 전역에는 약 75개소, 매립면적 약4,500ha의 해상최종처리장이 조성되어 있다. 일본에서는 해상처분장의 개소수는 전체 폐기물매립지 수의 2%에 불과하지만, 매립분담율은 28%에 달한다. 특히, 동경, 요코하마, 오사카 등과 같은 대도시 지역에서는 해상처분장에 대한 의존도가 특히 높다. 동경의 경우에는 매립량의 약 80%를 해상처분장에서 수용하고 있다.

동경만 新海面處分場(신해면처분장)의 경우에는 일부 구간은 매립이 종료된 상태이며, 일부 구간은 매립이 진행되고 있고, 일부 구간은 추가적인 매립공간을 확보하기 위하여 호안을 건설하고 있는 중이다. 동경만 신해면처분장은 동경도의 지자체가 조성하고 운영하고 있으며, 규모는 내측 188ha, 외측 314ha이고, 매립 후에는 동경 올림픽 경기장 등으로 활용할 계획인 것으로 알려져 있다.



그림 2.2.1 일본 해상처분장 현황(Endo, 2017)

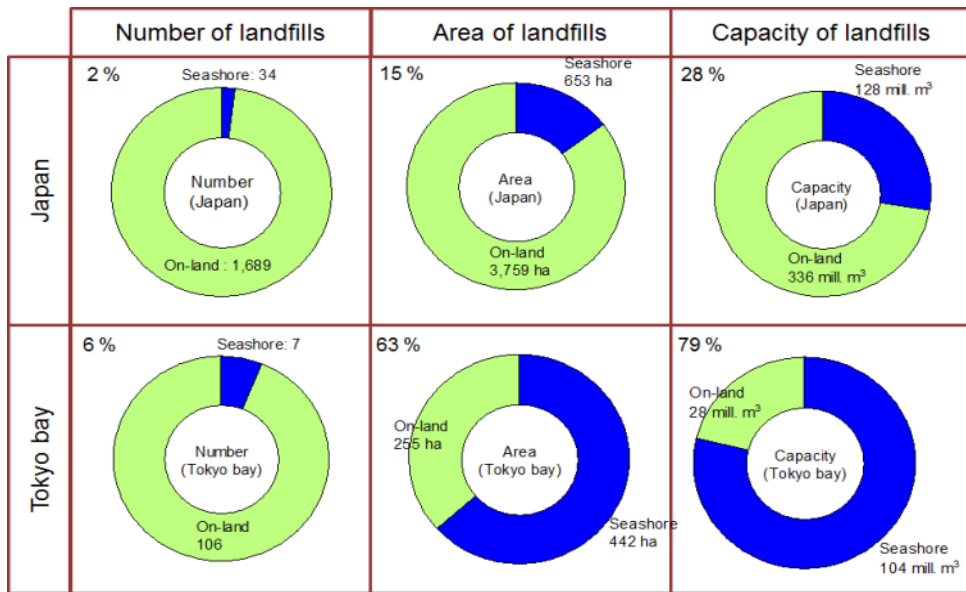


그림 2.2.2 일본 해상처분장의 매립 부담율(Endo, 2017)

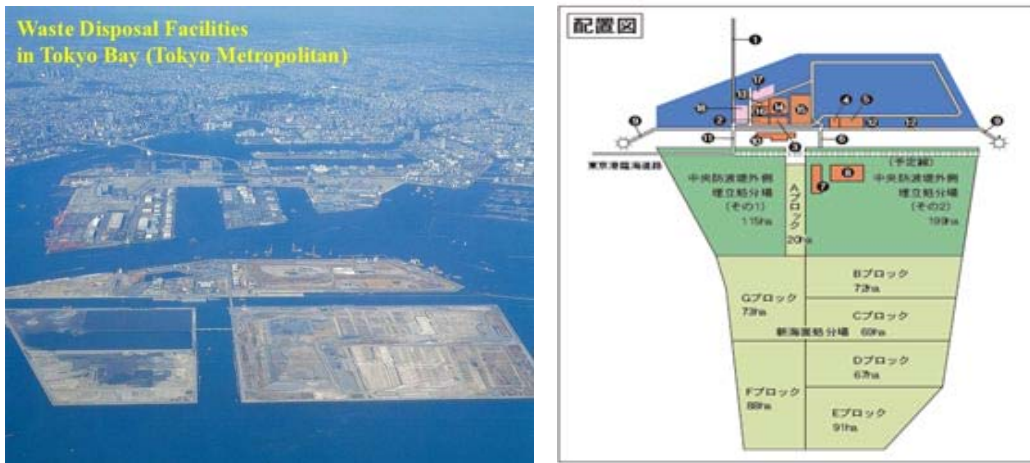


그림 2.2.3 일본 동경만 해상최종처리장 전경 및 조성계획



그림 2.2.4 동경만 내측매립지의 녹지조성 계획

오사카 만에서는 오사카만에는 항만과 도시기능의 확충 필요성과 폐기물 처분을 위하여 40년 전부터 계획하여 1982년 오사카와 인근의 5개 현이 협약을 통해 피닉스센터를 설립하고 4개의 해면처분장(Amagasaki-113ha, Izumiotsu-203ha, Kobe-88ha, Osaka-95ha)과 9개의 반입기지를 조성하여 광역처분장으로 운영하고 있다. 건설비용은 4개 처분장 건설에 2천억엔, 반입기지 9곳 건설에 1천억엔 등 약 3천억엔의 건설비용이 소요되었으며, 연간 운영비는 60억엔 수준인 것으로 알려져 있다. 현재 4개의 해상최종처리장 가운데 2개의 매립장은 매립이 완료된 상태이며 나머지 2개의 해상최종처리장에서 매립이 진행 중이다. 매립이 완료된 부지는 중고차매매단지 및 20만kW규모의 태양광발전시설 부지 등으로 활용되고 있다. 현재 조성되어 있는 해상최종처리장은 2027년까지 운영예정이며, 현재 2027년 이후를 대비하여 신규 해상최종처리장에 대한 계획을 수립하고 있는 것으로 알려져 있다.

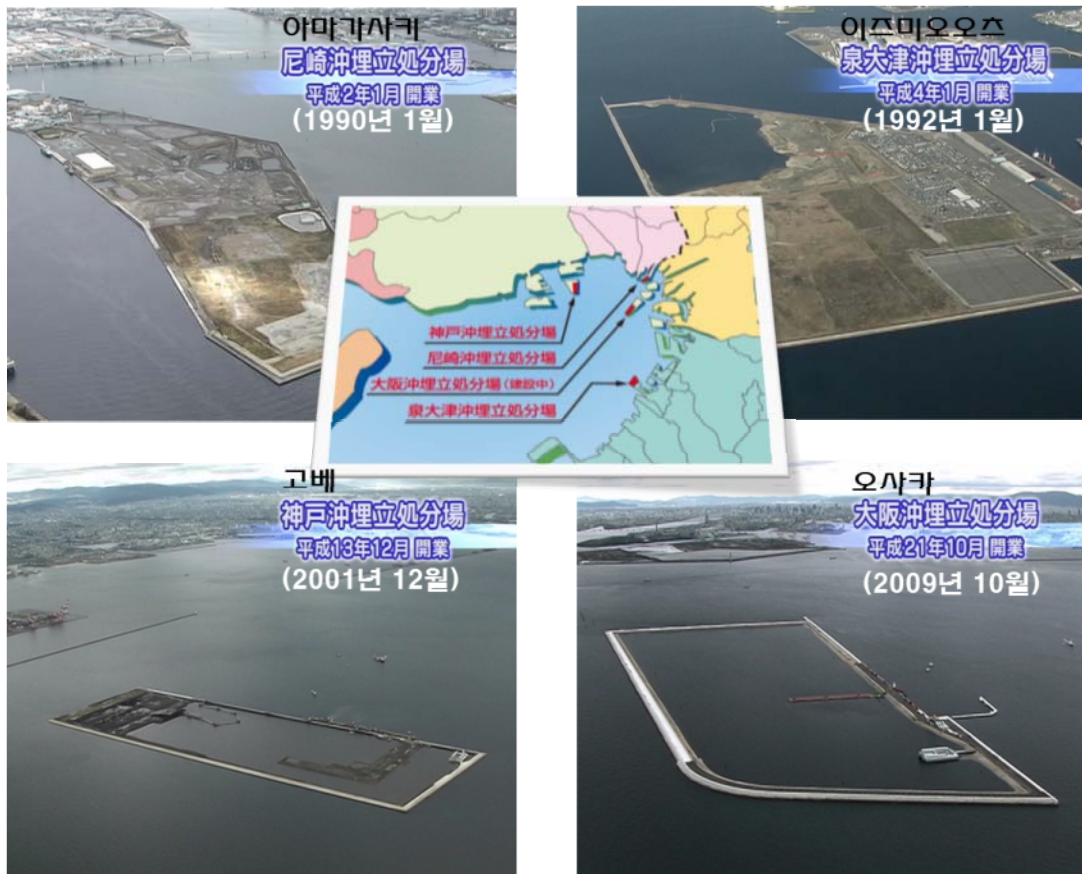


그림 2.25 일본 오사카만 해상최종처리장



그림 2.2.6 매립부지에 조성된 태양광발전단지

일본에서는 지진 등 자연재해시 발생된 폐콘크리트 등 건설 폐자재의 처리에 해상최종처리장이 많은 기여를 하는 것으로 알려져 있다. 일본에서 1995년 1월에 발생한 阪神(한신)·淡路(아와지) 대지진으로 발생한 2,000만톤의 폐기물 중 폐콘크리트가 943만톤에 달하였다. 지진재해 직후 오사카만 해상최종처리장에서 약 847만톤의 폐콘크리트를 해상최종처리장에 매립처리하여 지진재해 폐기물 문제 해결에 기여한 바 있다.

현재까지 일본에서는 다수의 해상최종처리장이 운영중에 있으나 환경문제나 피해사례가 보고된 바는 없으며, 지속적인 모니터링과 철저한 관리를 통해 성공적으로 운영되고 있다.

해상최종처리장과 관련하여 다양한 연구도 지속적으로 추진되고 있다. 최근 일본에서는 차수공에 대한 안전성을 높이기 위해 fail-safe 개념을 도입하여 적용하고 있다. 이는 기본 차수공의 손상에 대비하여 백업기능을 갖는 차수성능 보완기법으로, 1차적인 차수공의 손상이 발생하더라도 백업기능을 통해 차수성능을 유지할 수 있도록 하여 차수에 대한 안전성을 향상시킨 것이다. 차수공의 성능향상을 위해 하부지반의 침하에 의한 변형에 대응이 가능한 차수재 개발 연구도 진행 중이다.

최근에는 해상최종처리장 인근 해역에서의 해양생태계를 활성화시키기 위한 연구도 수행되고 있다. 동경만의 신해면처분장과 오사카의 피닉스센터에서 운영하는 해상최종처리장의 일부 호안에 해양생태계를 활성화시킬 수 있는 친환경호안을 시범적으로 적용하였다. 또한, 지속되는 매립수요에 대응하기 위하여 기존 해상최종처리장에서의 매립용량 증대를 목적으로 매립지반 고밀도화 공법 개발, 지반안정화 촉진기술 개발 등의 연구도 수행 중이다.

나. 싱가포르

싱가포르는 육상 공간이 매우 부족하기 때문에 육상에서 발생한 쓰레기를 처분하기 위하여 싱가포르 남쪽 8km 해상에 350ha 면적의 세마카우(Semakau) 해상처분장을 건설하여 1999

년부터 운영하고 있다. 여기에는 하루 약 2천톤의 소각재와 불연성폐기물이 매립된다. 세마 카우 해상최종처리장은 전체 면적의 1/2 이상을 낚시, 조류관찰, 자전거도로, 캠핑장 등 관광 목적 생태공간으로 조성하여 개방하고 있다. 뉴욕타임즈를 비롯한 세계 언론은 단순한 매립 이 아닌 생태친화적인 해양공간 창조 사례로 보도한 바 있다.



그림 2.2.7 싱가포르 세마카우 해상최종처리장 전경



그림 2.2.8 싱가포르 세마카우 해상처분장의 생태공간 개발 및 이용
(<http://www.nea.gov.sg/corporate-functions/contact-nea/semakau-landfill>)

3. 해상처분장 관련 연구동향

가. 일본의 해상처분장 주요 연구동향

해상처분장에 대한 연구는 실제 해상처분장을 다수 조성하여 운영중인 일본이 전 세계에서 가장 앞서 있으며 관련 연구도 가장 활발히 진행되고 있다. 일본에서는 해상처분장 건설 및 운영 경험을 토대로 2008년 “관리형 폐기물 매립호안 설계·시공·관리 매뉴얼”을 발간하기도 하였다.

해상처분장의 주요 구성요소는 다음 그림에 제시한 바와 같이 외곽호안, 차수공, 지반개량 및 불투수성 개량, 내수위 관리기능, 보유수 등의 처리시설 등으로 구분된다. 외곽호안은 파력 등의 외력으로부터 내부시설을 보호하는 기능을 한다. 차수공은 연직차수공과 바닥차수공으로 구분될 수 있으며 내부 침출수의 외부 유출을 방지하는 역할을 하는 시설로서 해상처분장 건설시 가장 핵심적인 요소이다. 지반개량은 호안구조물 하부 지반의 경우 상부 구조물의 안정성 확보를 위한 지지력 확보 개념의 지반개량과 내부 바닥지층이 차수층으로서의 불투수성을 확보하기 위한 불투수성 개량으로 구분된다. 해상처분장에서 내부수위는 외해 수위보다 조금 낮게 유지하는 것이 일반적이다. 이는 흐름 포텐셜이 외부에서 내부로 형성되게 함으로써 물의 흐름이 발생하더라도 외부에서 내부방향으로 흐름이 형성되므로 내부 침출수의 외부 유출을 방지하는 데 효과적이기 때문이다. 보유수는 수처리 시설을 통해 적절히 처리되어 하수처리장으로 연계되거나 환경기준에 적합한 수준으로 정화처리 후 외부로 배출하게 된다.

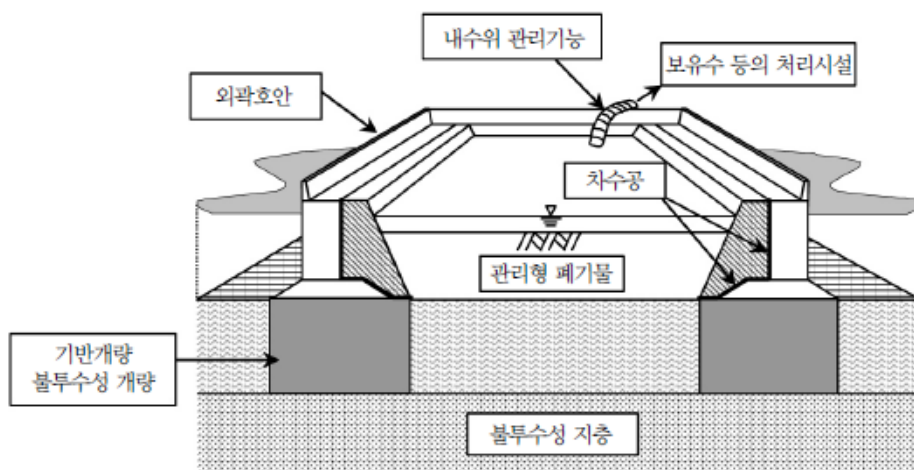


그림 2.2.9 해상 처분장의 주요 구성요소

차수공 재료 분야에서는 차수시트에 대한 연구가 많이 수행되었으며 연구의 내용은 주로 차수시트의 강도 및 변형특성 분석에 대한 연구가 주를 이루었고 차수시트의 시공에 대한 연구도 수행되었음. 또한, 차수시트 이외에도 강관널말뚝이나 점토차수재의 강도 및 변형특성 분석과 연결부 충전재에 관한 연구도 수행된 바 있다.

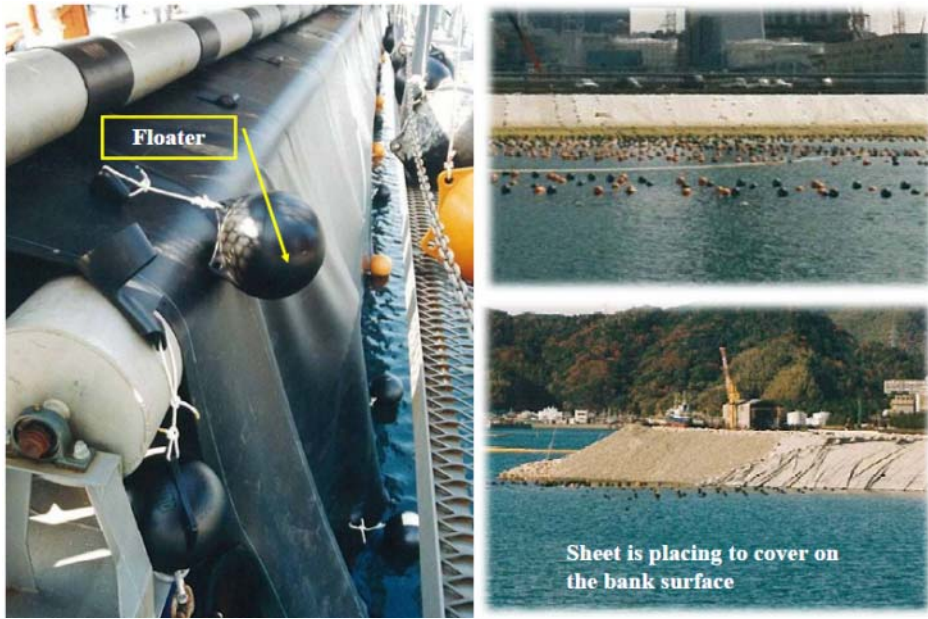


그림 2.2.10 해상처분장에 설치하는 토목섬유차수시트



그림 2.2.11 강관널말뚝 접합부 충전재 연구(일본)

일본에서의 차수호안 및 차수공에 대한 최근의 연구는 새로운 차수공법의 개발과 차수공법의 성능향상 기술 개발 및 차수성능 검증에 대한 연구가 주로 이루어지고 있으며, 연구방법에 따라서는 실내실험연구, 현장실험연구, 현장시공 관련연구 등 다양한 방법으로 연구가 수행되고 있다. 특히, 최근에는 기본차수공에 백업기능을 부여하여 차수에 대한 안전성을 확보하기 위한 fail-safe 개념을 적용한 설계기법에 대한 연구가 진행중이다.

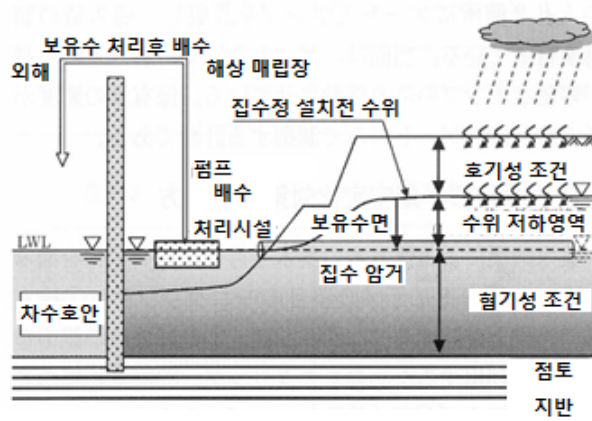


그림 2.2.16 내부수위관리 및 조기안정화 개요



그림 2.2.17 매립지반 안정화 및 용량증대 적용 사례

나. 해상처분장 관련 논문 및 특허 동향

Tomsons사의 Web of Science를 이용하여 1994년부터 2013년까지의 20년간 논문을 대상으로 검색한 해상처분장 관련 논문동향은 다음과 같다. 차수공법 설계/시공 분야의 논문이 많이 발표된 것으로 나타나 차수공법의 설계/시공 기술에 대한 연구가 가장 활발한 것으로 볼 수 있으며, 이는 차수공법의 중요성을 나타낸다. 논문발표건수는 지속적인 증가추세를 보이고 있어 관련 연구가 증가추세임을 알 수 있다. 특히, 차폐호안 설계/시공 분야와 차수공법 설계/시공 분야는 전반적으로 꾸준한 증가추세인 것으로 나타났다.

일본은 1980년대 후반에 들어와서 무역마찰, 엔고의 진행 등에 의해 내수확대형의 정책운영이 요구되는 건설수요가 급속히 증가하였으며, OHBAYASHI CORP는 도시재개발사업, 해안매립지의 개발과 같은 대규모 프로젝트에 잇따라 참여하게 됨에 따라 차수시스템 기술 및 차수공 손상감지 및 보강 기술에 대한 특허출원을 꾸준히 진행하고 있는 것으로 파악되었다.

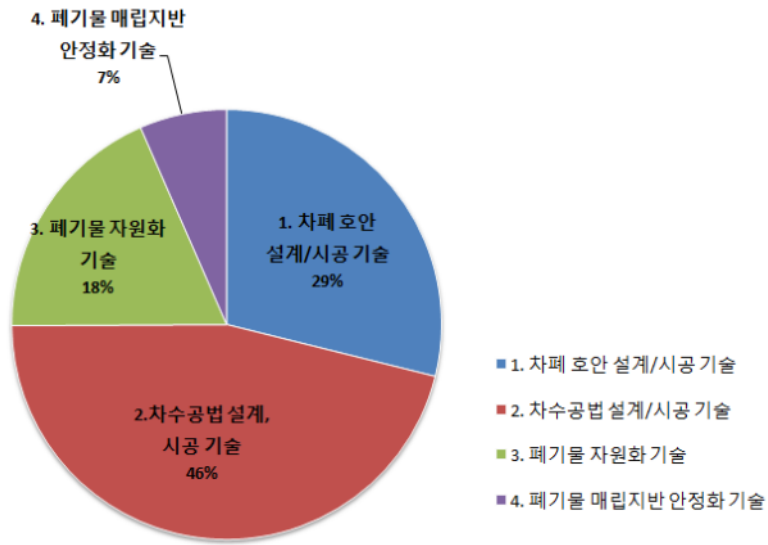


그림 2.2.18 해상처분장 기술군별 논문 분포

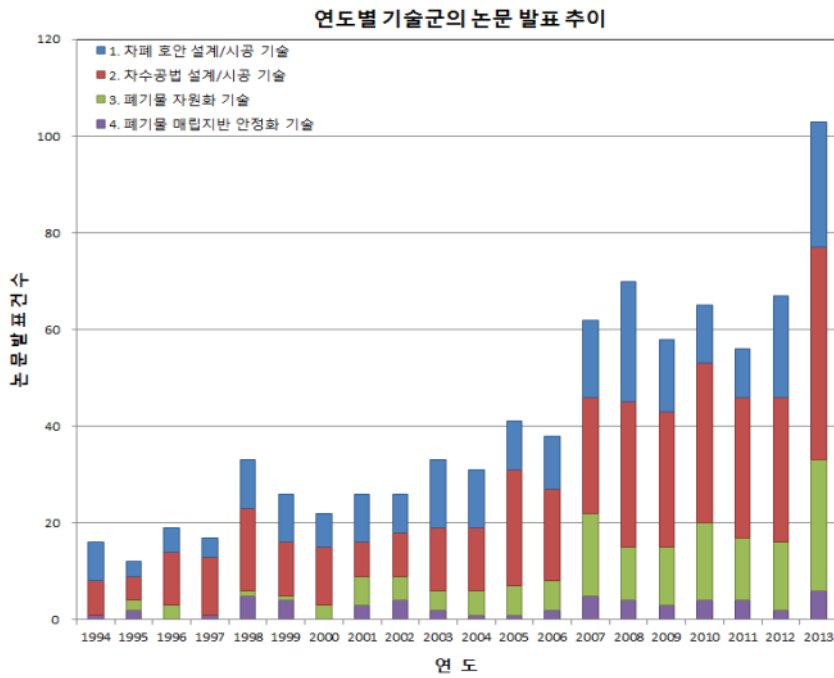


그림 2.2.19 연도별 해상처분장 관련 논문발표 추이

**제3장 연구개발수행 내용 및 결과(1):
중력식 안벽 증심 기술 개발**

제3장 연구개발수행 내용 및 결과(1): 중력식 안벽 증심 기술 개발

제1절 국부 분할식 순차적 증심공법 개념 도출

기존에 국내 현장에서 검토되었던 증심공법은 그라우팅 보강을 위한 천공 후, 그라우팅 주입, 사석 굴착의 순으로 적용되며, 천공과 그라우팅 공정에서 안벽의 변위가 발생할 가능성이 있고 상부하중을 추가 지지하게 되는 그라우팅의 품질을 담보하기 어렵다는 문제를 가지고 있다. 본 연구에서는 3차원 구속효과를 고려한 국부 선굴착 및 보강판 적용 후 그라우팅하여 안정성을 확보하는 국부 분할식 순차적 증심공법 개념을 새롭게 도출하였다.

본 연구에서 제안된 공법은 안벽의 변위를 허용범위까지만 발생하는 최대의 폭으로 전면 사석을 국부적으로 수중에서 굴착한 이후에, 콘크리트블록이나 말뚝 등으로 전면판을 형성한 후 그 사이로 내부 천공 및 그라우팅 주입 통해 품질이 높은 보강과 안벽하부사면의 안정성을 확보하는 공법으로 안벽의 변위를 실시간으로 확인하면서 연속적으로 추진이 가능하다. 국부 분할식 순차적 증심공법의 현장적용 개념은 그림 3.1.1 및 그림 3.1.2와 같다. 추가적으로 전면 사석의 굴착과 전면 보강판의 시공 및 천공과 그라우팅 주입은 수중굴삭기, 3D프린팅 기술과 같이 자동화된 공법을 적용하면 그 효율을 향상시킬 수 있을 것으로 기대된다.

증심공법 시공개념을 육상시공, 바지선을 활용한 시공, 수중장비 이용 시공으로 구분하여 도출하였으며, 시공방법별 특징을 검토하여 표 3.1.1에 제시하였다. 육상 시공은 중력식 안벽 상단에서 하부로 시추공을 형성하여 하부 사석 보강 후 전면 사석의 분할 제거하는 방식으로 적용될 수 있으며, 바지선을 이용한 시공은 안벽 전면 부두에 작업 바지선을 위치시키고 경사 그라우트 주입을 통해 안벽 하부 사석 보강 후 전면 사석의 분할 제거하는 방식으로 적용된다. 수중장비 이용 시공은 수중사석고르기 장비(UX100), 중작업용 수중건설로봇(Uri-R), 수중작업툴을 장착한 수중로봇(KIO-가온 + 수중굴삭기) 등 수중장비를 이용하여 안벽 전면 사석의 분할 제거 후, 수중장비를 이용한 안벽 하부 그라우트 보강하는 방법과 수중 3D 프린팅 장비 개발과 연계하여 사석제거와 그라우트 보강을 분할 및 연속적으로 시공하는 것이 가능할 것으로 판단된다.



그림 3.1.1 국부 분할식 순차적 중심공법 적용 개념도

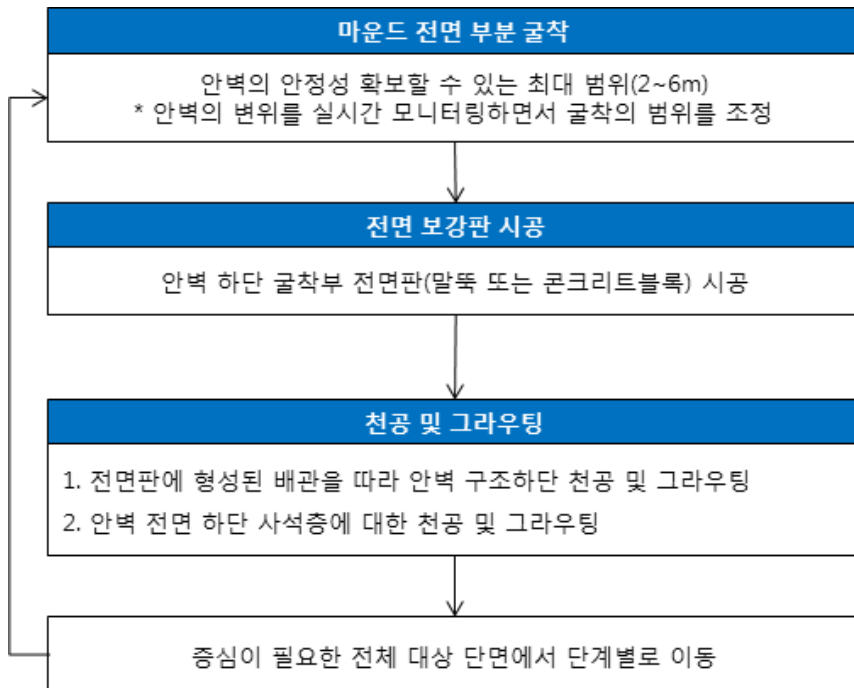

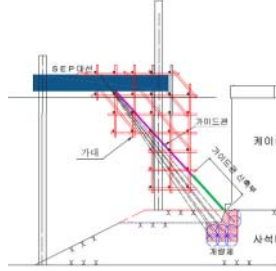

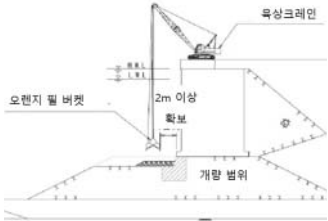
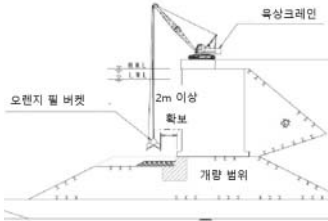



그림 3.1.2 3차원 구속효과를 이용한 중심 공법의 시공 흐름도

표 3.1.1 중심공법 시공법 검토

구분	육상 시공	바지선 시공	수중장비 시공
하부 사석 보강 방법	<p>육상 시추장비 활용</p> 	<p>바지선 활용</p> 	<p>수중장비 활용</p> 
전면 사석 철거 방법	<p>육상 크레인 활용</p> 	<p>육상 크레인 활용</p> 	<p>수중장비 활용</p> 
시공성	<ul style="list-style-type: none"> 육상 시공이므로 시공여건은 우수하지만, 안벽하부 필요 위치에 정밀하게 그라우트 시공이 어렵기 때문에 광범위한 시공 필요 과다 그라우팅으로 전면사석제거가 어려울 수 있음 	<ul style="list-style-type: none"> 바지선에서 필요한 최적의 위치에 그라우트 시공이 가능하지만 바지선박 운영이 별도로 필요 바지선을 이동하면서 작업을 해야 하기 때문에 시공 속도가 느림 	<ul style="list-style-type: none"> 수중환경을 직접 보면서 필요위치에 정밀한 시공이 가능하지만 장비구성이 복잡해짐
경제성	<ul style="list-style-type: none"> 육상 장비 운용으로 경제적임 	<ul style="list-style-type: none"> 선박운영으로 고가의 시공 비용 소요 	<ul style="list-style-type: none"> 수중로봇 운영으로 장비 임차비 소요
장단점 비교	<ul style="list-style-type: none"> 경제적이지만, 중심 공법의 품질을 확보하기 어려움 시공 속도가 빠름 	<ul style="list-style-type: none"> 가장 높은 비용 시공 속도가 낮음 	<ul style="list-style-type: none"> 고비용이지만 고품질 시공 가능하며, 시공과정을 모니터링 할 수 있음 시공 속도가 빠름

제2절 케이슨 안벽 증심을 위한 하부 지반 보강 기술 개발

1. 서론

본 연구에서는 중력식 안벽 구조물의 증심 공법 적용시 그림 3.2.1과 같이 사석마운드의 일부 굴착을 위해 그라우팅을 통해 지반을 보강하는 방법을 검토하였다. 사석마운드 보강을 위한 그라우팅은 수중에서 이루어지기 때문에 수중불분리성과 그라우팅 후 형상유지를 위한 가소성을 모두 갖춘 재료를 사용하는 것이 바람직하다. 그라우팅 보강을 통한 중력식 안벽 구조물의 증심 시공시 사전에 검토해야 될 중요한 요인들은 다음과 같다.

첫번째는 그라우팅을 통해 보강된 개량체가 구조물의 안전성 확보를 위한 요구강도를 만족해야 하며, 두번째는 그라우팅 재료가 설계된 위치에 얼마나 정확하게 구근을 형성하여 충전되어야 한다.

이에 중력식 안벽 구조물의 증심 시공에서 사석마운드 보강을 위한 그라우팅 재료에 대해 강도성능, 주입성능, 충전성능에 대해 검토하였으며, 지반보강 그라우트 충전 시뮬레이션 기법을 개발하였다.

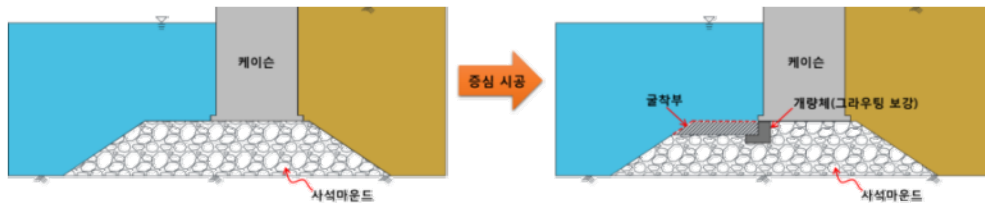


그림 3.2.1 그라우팅 보강을 통한 중력식 안벽 구조물의 증심 방법

중력식 안벽 증심을 위한 하부 지반 보강 기술 개발을 위한 연구는 다음과 같이 크게 네 가지 항목으로 구분하여 진행하였다.

- ① 지반보강 그라우트의 강도성능 평가
- ② 지반보강 그라우트의 주입성능 평가
- ③ 지반보강 그라우트의 충전성능 평가
- ④ 지반보강 그라우트 충전 시뮬레이션 기법 개발

사석마운드에 보강된 그라우트의 강도평가를 위해 그라우트 종류, 배합비, 충전제의 종류, 사석의 간극, 충전정도, 사석마운드 모형의 크기에 따른 영향을 평가하였다. 구조물의 안전성 확보를 위한 그라우트 보강체의 요구강도는 최소 6 MPa이며, 이를 고려하여 재령 7일 기준으로 압축강도 8 MPa 이상을 목표로 정하였다.

수중에 거치하는 케이슨 하부의 사석 마운드와 같이 높은 정수압을 받는 조립질 재료에 대한 주입성능을 평가하기 위해 실험시스템을 구축하였으며 실험을 실시하여 수압으로 인한 그라우팅 효율 변화 및 영향인자를 분석하였다.

충진성능 평가는 펌프 속도와 실험체 내에 채워지는 사석의 크기를 조건으로 하여 실험을 통해 평가하였다.

지반보강 그라우트 충전 시뮬레이션 기법을 개발하고 충전성능에 영향을 미치는 인자들에 대한 parametric study를 통해 영향인자를 파악하고, 충전성능 평가 실험체에 대한 유동 해석을 통해 시뮬레이션 기법을 검증하였다.



그림 3.2.2 지반보강 그라우트의 역학적 성능 및 충전성능 평가

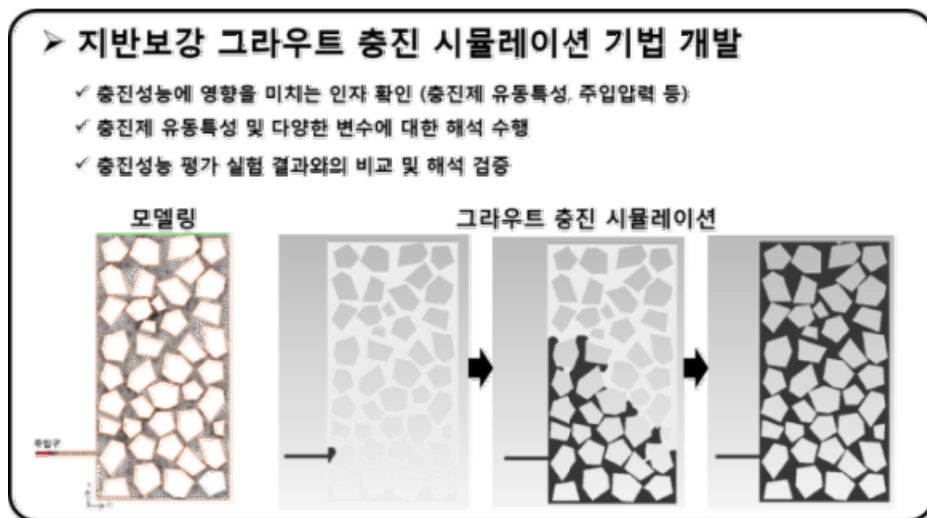


그림 3.2.3 지반보강 그라우트 시뮬레이션 기법 개발

2. 그라우팅 보강 강도평가

가. 개요

중력식 안벽 중심공법으로 사석마운드의 일부를 개량·고화하는 방법을 적용하기 위해서는 개량된 사석마운드의 역학적 성능에 대한 평가가 필요하다. 본 연구에서는 사석의 간극, 충전제의 종류 및 충전정도를 변수로 하여 제작된 사석마운드 모형의 일축압축강도 실험을 통하여 중력식 안벽 구조물의 안정성 확보를 위한 개량체의 강도를 평가하였다.

충진제 종류는 시멘트 페이스트(W/C 0.6) + 수중불분리제 배합과 가소성 그라우트 배합을 적용하였다. 2가지 충전제 종류에 대해 직경 100mm, 높이 200mm와 직경 150mm, 높이 300mm 크기의 실린더형 공시체 형태로 사석마운드 모형을 제작하였다. 또한 가소성 그라우트 자체의 강도를 확인하기 위해 50mm × 50mm × 50mm 크기의 큐브형 공시체에 대한 압축강도 실험을 수행하였다.

사석의 간극에 대한 강도특성을 파악하기 위해 사석마운드 모형 제작 시 사석의 무게와 다짐 정도에 따라 대, 중, 소로 구분하였다. 충전정도는 사석마운드 모형 제작 시 사석의 간극에 주입되는 충전제의 양에 따라 대, 소로 구분하였다.

기존 수행연구 결과(일본 항만공학기술연구소)에 의하면, 중력식 안벽 구조물의 안전성 확보를 위한 개량체의 소요강도는 6MPa 정도이다. 본 연구에서는 개량체의 소요강도를 고려하여 사석마운드 모형의 목표 강도는 재령 7일 기준으로 8MPa로 정하였다. 또한, 가소성 그라우트 자체의 목표 강도는 재령 7일 기준으로 12MPa로 정하였다.

나. 사석마운드 보강 모형실험에 관한 문헌조사

1) 국외 연구사례

사석마운드 모형의 공시체 제작 방법에 참고하기 위하여 일본 항만공학기술연구소에서 수행한 실험 자료를 조사하였다. 일본의 실험사례에서는 시멘트 페이스트(물시멘트비 0.6)의 충전 상태와 사석의 간극을 변수로 하여 일축압축강도를 수행하였다. 여기서는 시멘트 페이스트의 충전 상태를 다음의 세 가지 경우로 선정하여 공시체를 제작하였다.

- ① 공시체 A: 사석의 간극에 시멘트 페이스트를 충분히 충전하지 않은 경우
- ② 공시체 B: 사석의 간극에 시멘트 페이스트를 충분히 충전한 경우
- ③ 공시체 C: 사석이 서로 접점하지 않을 정도로 많은 양의 시멘트 페이스트를 충전한 경우

사석의 간극은 공시체 제작 시 다짐횟수에 따라 간극 대(0회 다짐), 간극 중(1회 다짐), 간극 소(15회 다짐)로 구분하여 공시체를 제작하였다. 그림 3.2.4는 시멘트 페이스트의 충전 상태에 따른 공시체의 모식도를 나타낸 것이다. 그림 3.2.5와 그림 3.2.6은 각각 공시체 A와 공시체 B의 모습을 나타낸 것이다. 공시체 A는, 하부에 주입구가 있는 몰드(직경 50mm, 높이 100mm)에 사석을 담고 하부에서부터 시멘트 페이스트를 주입한 후 다시 시멘트 페이스트가 몰드의 하부를 통해 배출되도록 하여 제작하였다. 공시체 B의 경우는 공시체 A의 경우와 제작 방법은 동일하며, 시멘트 페이스트의 주입, 배출 작업을 한 번 더 진행하여 공시체를 제작하였다.

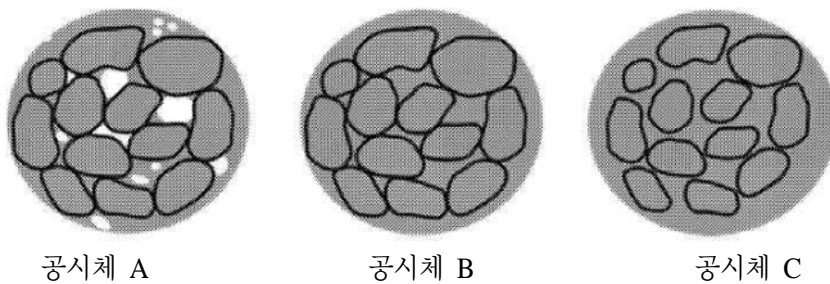


그림 3.2.4 공시체 구조의 모식도

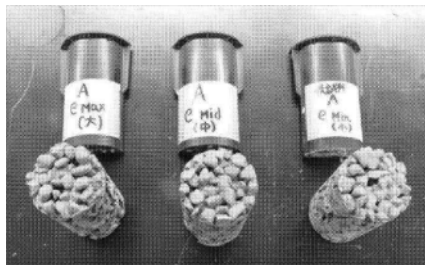


그림 3.2.5 공시체 A 제작 완료 모습

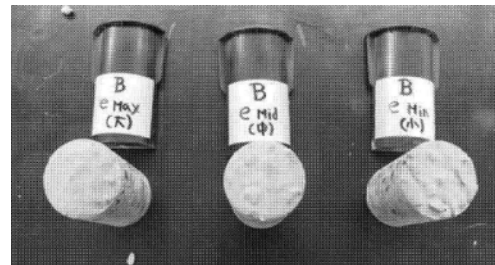


그림 3.2.6 공시체 B 제작 완료 모습

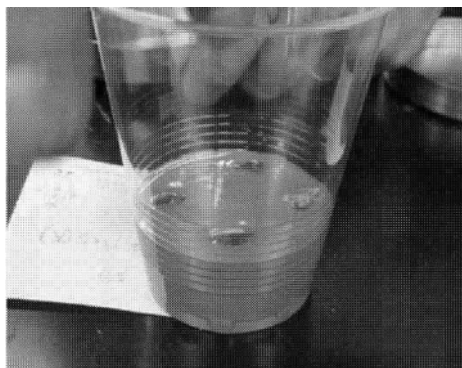


그림 3.2.7 공시체 C의 제작 방법

공시체 C의 경우는 공시체 A, B와는 달리 주입구가 없는 몰드를 사용하였으며, 몰드 내부에 시멘트 페이스트를 조금씩 흘려서 주입하고 여기에 사석을 수작업으로 떨어 뜨리는 공정을 3~4회 정도 반복하여 제작 하였다. 그림 3.2.7은 공시체 C의 제작 방법의 이해를 돕기 위해 투명 컵을 이용하여 사전 제작을 했을 때의 사진을 나타낸 것이다. 제작된 공시체는 수중에서 7일간 양생 후 일축압축시험을 수행하였다. 공시체 제작에 사용한 시멘트 페이스트의 일축압축강도는 16~18 MPa 정도이다. 그림 3.2.8에서 그림 3.2.10은 압축강도 실험 결과를 나타낸 것이다. 사석의 간극에 시멘트 페이스트가 충분히 채워지지 않은 공시체 A의 경우, 사석의 간극이 작을수록 일축압축강도가 커지는 경향을 보였다. 또한 간극 대의 경우, 충전율이 높은 공시체의 일축압축강도가 크게 나타났다. 공시체 B의 경우도 공시체 A의 경우와 마찬가지로 사석의 간극이 작을수록 일축압축강도가 크게 측정되었다. 반면에 공시체 C의 경우는 사석의 간극이 큰 공시체의 일축압축강도가 크게 나타났다.

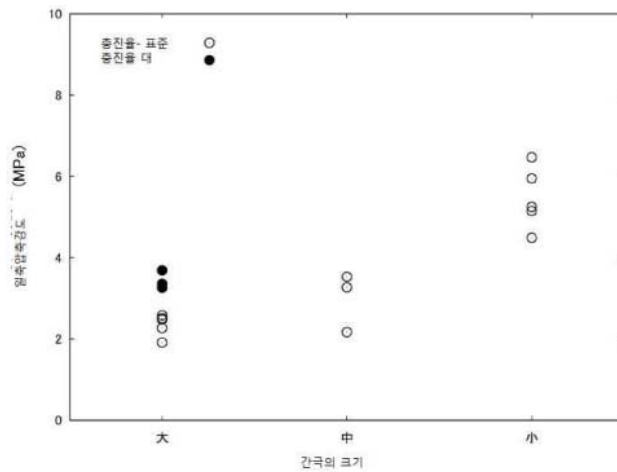


그림 3.2.8 공시체 A의 일축압축시험 결과

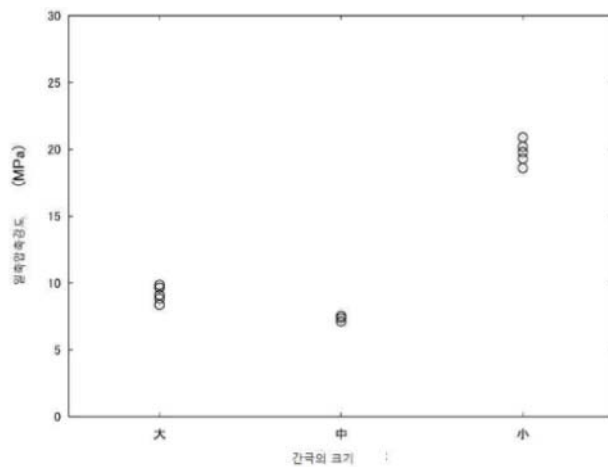


그림 3.2.9 공시체 B의 일축압축시험 결과

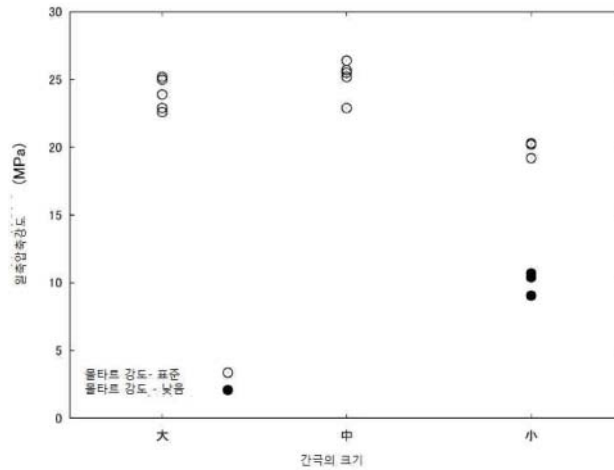


그림 3.2.10 공시체 C의 일축압축시험 결과

2) 국내 연구사례

국내에서는 Kim et al.(2014)에 의해 그라우트재의 수중 속채움 시험 및 일축압축강도 특성에 대한 연구가 진행된 바 있다. 이 실험에서는 그라우트재의 종류, 골재의 크기, 물시멘트비, 강도 증진 혼화재(실리카폼) 함유율, 팽창제 함유율을 변수로 공시체를 제작하여 일축압축강도를 비교하였다.

실험에서 대상으로 선정한 그라우트재의 종류로는 일반 시멘트 그라우트, 슬래그 시멘트 그라우트이다. 사석의 크기는 총 4종류를 변수로 하였으며, 크기는 10~25mm, 25~40mm, 25~50mm, 100mm 이상으로 선정하였다. 물시멘트비는 총 3종류를 변수로 하였으며, 45%, 60%, 75%에 대해 실험을 수행하였다. 강도 증진 혼화재 함유율은 0%, 3%, 6%를 변수로 하였다. 팽창제 함유율은 3%, 8%, 15%를 변수로 하였다. 공시체의 크기는 직경 15cm, 높이 30cm의 철제몰드를 이용하여 제작하였다(그림 3.2.11)

시험방법은 주입관을 몰드 중앙에 설치한 후 사석을 다짐기를 이용해 다짐하여 1.75t/m³의 건조단위중량으로 공시체를 제작하였고, 주입관을 통한 그라우트의 주입과 타설, 양생 모든 과정을 수중에서 수행하였다. 사석의 간극사이로 주입되는 그라우트재의 점성이 높거나 물시멘트비가 낮은 경우, 또는 주입 속도가 침투속도보다 빠를 경우 몰드 내에 채워진 사석이 위로 부상하여 몰드 밖으로 빠져나올 수가 있다. 따라서 그라우트재의 주입속도를 3~4 L/min으로 결정하여 실험을 수행하였다.

그라우트 주입을 완료한 공시체는 그림 3.2.12와 같이 블리딩 현상으로 인해 상부 면에 골재가 노출되어 있는 상태이다. 일축압축실험을 수행하기 위해서는 공시체의 윗면이 평탄한 수평 상태를 유지해야 하므로 블리딩이 일어난 후 동일한 그라우트재로 마감을 하였다. 그림 3.2.13은 일반 시멘트 그라우트재를 사용한 공시체의 사석 크기별 양생 일수에 따른 일축압

축강도를 나타낸 것이다. 일반 시멘트 그라우트재의 경우, 사석의 크기 10~25mm, 25~40mm 인 공시체에서 28일 강도가 20MPa 이상으로 비슷하게 나타났으나, 60일 강도는 사석의 크기가 10~25mm인 공시체가 약간 높은 것으로 나타났다.



그림 3.2.11 그라우트재 속채움 실험을 위한 시험체 세팅



그림 3.2.12 타설 완료한 공시체 모습

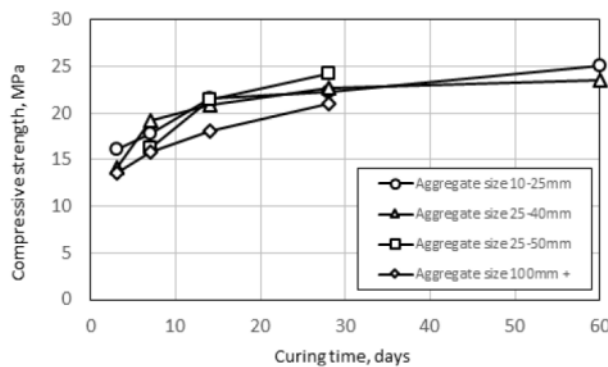


그림 3.2.13 일반 시멘트 그라우트재의 사석 크기에 따른 일축압축강도 실험 결과

그림 3.2.14는 일반 시멘트 그라우트재와 슬래그 시멘트 그라우트재에 대한 사석 크기 25~40mm, 25~50mm 공시체에 대한 일축압축강도 실험 결과를 나타낸 것이다. 초기 강도의 경우 뚜렷한 경향을 나타내지 않았으나, 28일 이후의 강도에서 슬래그 시멘트 그라우트가 일반 시멘트 그라우트보다 약간 높은 압축강도를 보였다. 그림 3.2.15는 일반 시멘트 그라우트재와 슬래그 시멘트 그라우트재의 물시멘트비 변화에 따른 일축압축강도 실험 결과를 나타낸 것이다.

물시멘트비의 변화에 따른 일축압축강도 실험 결과를 살펴보면, 모든 배합에서 물시멘트비가 높을수록 강도는 낮아지는 경향을 보였다. 물시멘트비가 45%로 동일한 경우, 양생 14일까지는 슬래그 시멘트 그라우트재로 제작한 공시체의 강도가 일반 시멘트 그라우트재로 제작한 공시체의 강도보다 낮은 것으로 나타났으며, 28일 강도에서는 비슷한 수준으로 나타났다.

그림 3.2.16은 슬래그 시멘트 그라우트재에 대한 팽창제 함유율에 따른 일축압축강도 실험

결과를 나타낸 것이다. 슬래그 시멘트 그라우트재에 대한 팽창제 함유율에 따른 일축압축강도 실험 결과를 살펴보면, 양생 초기에서는 강도 차이가 크지 않으나 양생일수가 경과할수록 팽창제 함유율이 높은 공시체에서 약 7~16% 정도 강도 증진 효과를 보였다. 그림 3.2.17은 슬래그 시멘트 그라우트재에 대한 강도 증진 혼화재(실리카폼) 함유율에 따른 일축압축강도 실험 결과를 나타낸 것이다. 양생 초기에는 실리카폼 함유에 따른 강도 증가가 거의 나타나지 않았으나 양생 일수가 길어짐에 따라 압축강도는 약 5~7% 정도 증가하는 경향을 보였다.

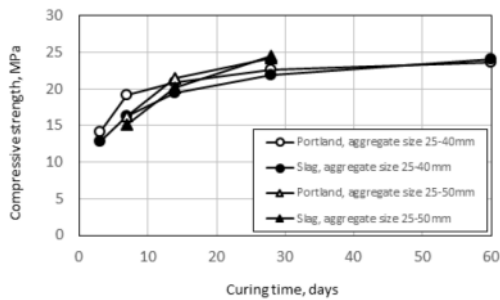


그림 3.2.14 그라우트재 종류별 사석 크기에 따른 일축압축강도 실험 결과

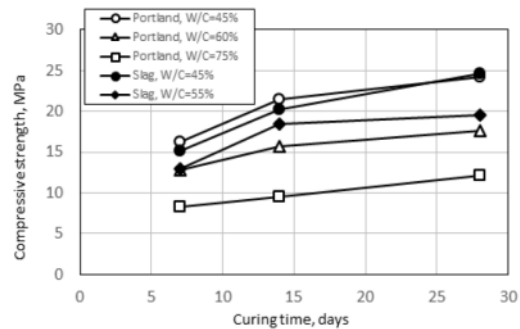


그림 3.2.15 그라우트재 종류별 물시멘트비에 따른 일축압축강도 실험 결과

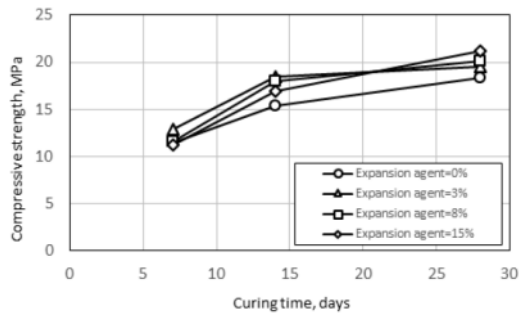


그림 3.2.16 슬래그 시멘트 그라우트재의 팽창제 함유율에 따른 일축압축강도 실험 결과

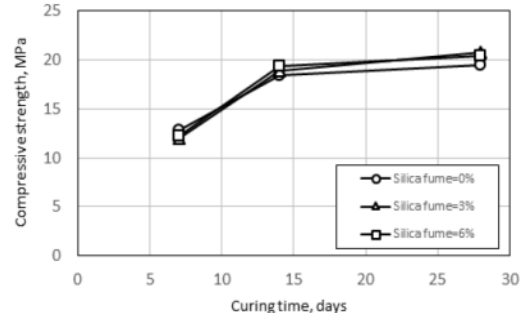


그림 3.2.17 슬래그 시멘트 그라우트재의 실리카폼 함유율에 따른 일축압축강도 실험 결과

다. 사석마운드 보강용 그라우트의 압축강도 특성

1) 실험 개요

사석마운드 모형의 압축강도 실험에 대한 기존 문헌조사를 바탕으로 사석마운드 모형 공시체를 제작하여 압축강도 특성을 평가하였다. 본 연구에서 선정한 그라우트재의 종류는 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합, 그리고 가소성 그라우트 배합 총 2가지로 선정하였다. 사석의 간극, 그라우트재의 충전정도를 실험조건으로 선정하여 실험을 수행하였으며, 기본적으로 그라우트재로만 제작된 공시체의 강도도 측정하였다. 실험에 사용한 사석의 크기는 5~13mm 정도의 골재를 각 크기별로 동일한 양을 혼합하여 사용하였다. 그라우트재를 채우는

방법은 그라우트재의 종류에 따라 직접 타설, 그리고 주입 펌프를 사용한 주입 두 가지로 하였다.

사석마운드 모형의 압축강도 실험 외에 추가적으로 시멘트 페이스트, 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합의 점도 실험을 수행하여 사석 내의 간극 충진을 위한 유동성을 평가하였다.

2) 실험조건

실험 조건은 충전제의 종류, 사석의 간극, 충전정도, 그리고 실험체의 크기에 따른 영향을 분석하였으며, 상세 조건은 다음과 같다.

- ① 충전제 종류: 시멘트 페이스트(W/C 0.6) + 수중불분리제 배합, 가소성 그라우트 배합
- ② 사석의 간극: 다짐횟수 및 사석의 무게에 따라 대, 중, 소로 구분
- ③ 충전정도: 사석의 간극에 주입되는 충전제의 양에 따라 대, 소로 구분
- ④ 실험체 크기: ϕ 100×200mm, ϕ 150×300mm(일부만 수행)

사석의 간극을 변수로 공시체 제작 시, 사석의 무게는 예비 실험을 통해 결정하였다. 간극 대의 경우 타설을 진행하면서 다짐을 한 번도 하지 않은 경우이며, 간극 중의 경우 공시체 타설 시 1/2, 2/2만큼 채운 후 각각 20 회 다짐하였다. 마지막으로 간극 소의 경우 공시체 타설 시 1/3, 2/3, 3/3만큼 채운 후 각각 20 회씩 다짐하였다. 충전정도 소의 경우 공시체 타설 시 그라우트와 골재를 손비빔하여 섞은 후 4.75mm 체로 wet screening하여 그라우트를 걸러낸 후 공시체를 제작하였다. 충전정도 대의 경우 예비 실험을 통해 그라우트량을 결정하였으며, 몰드에 그라우트가 완전히 채워지도록 제작하였다.

표 3.2.1에 실험 변수 및 실험체 개수에 대한 내용들을 정리하였다. 실험 case는 각 변수별로 3개씩 제작하였다. 제작된 공시체의 양생은 기본적으로 타설 후 1일 공기 중 양생, 1일부터 7일까지 수중 양생으로 하였으며, 제작된 공시체의 상태에 따라 양생 일수를 조절하였다.

표 3.2.1 실험 조건

충진제 종류	간극	충진 정도	실험체 개수	
			ϕ 100×200mm	ϕ 150×300mm
페이스트 + 수중불분리	대, 중, 소	대, 소	· 각 변수당 3개 · 그라우트 강도용 3개 총 21개	
가소성 그라우트	대, 중, 소	대	· 각 변수당 3개 · 그라우트 강도용 3개 총 12개	각 3개씩 제작

3) 사석마운드 모형 공시체 제작

가) 사석 골재량 및 그라우트량 산정

각 실험조건에 필요한 사석과 그라우트량을 결정하기 위하여 예비실험을 수행하였다. 실험을 수행하기 전에 4.75mm, 8mm, 9.52mm, 12.7mm의 체로 골재를 분류하여 각각 동일한 무게로 골재를 혼합하였다. 그림 3.2.18과 그림 3.2.19는 각각 골재 분류과정과 혼합 과정을 나타낸 것이다.



그림 3.2.18 골재 크기별 분류



그림 3.2.19 골재 혼합 과정

실험에 사용될 골재들을 분류하여 혼합한 후, 간극 대 case 조건에 대한 예비 실험을 수행하였다. 실험 절차는 다음과 같으며, 그림 3.2.20에 나타내었다.

- ① ϕ 100×200mm 몰드에 다짐을 하지 않고 골재를 가득 채운다.
- ② 골재를 가득 채운 상태에서 몰드의 무게를 측정하여 골재량을 결정한다.
- ③ 골재가 들어 있는 상태에서 몰드에 물을 부어 가득 채운다.
- ④ 골재 + 물이 가득 차 있는 상태의 무게를 측정하여 그라우트량을 결정한다.

간극 대와 마찬가지로 간극 소 변수에 대한 예비 실험도 수행하였다. 실험 절차는 다음과 같으며, 그림 3.2.21에 나타내었다.

- ① ϕ 100×200mm 몰드에 다짐을 하지 않고 골재를 가득 채운다.
- ② 골재를 가득 채운 상태에서 진동 테이블에 몰드를 놓고 다짐한다.
- ③ 위의 과정을 반복하여 몰드에 골재를 가득 채운 후 무게를 측정하여 골재량을 결정한다.
- ④ 골재가 들어 있는 상태에서 몰드에 물을 부어 가득 채운다.
- ⑤ 골재 + 물이 가득 차 있는 상태의 무게를 측정하여 그라우트량을 결정한다.

1. 골재량 및 그라우트량 결정 - 간극 대

- ① 몰드에 골재 투입(다짐 X) 후 무게 측정 - 골재량 결정
- ② 골재가 차 있는 몰드에 물을 부어 완전히 채운 후 무게 측정 - 그라우트량 결정

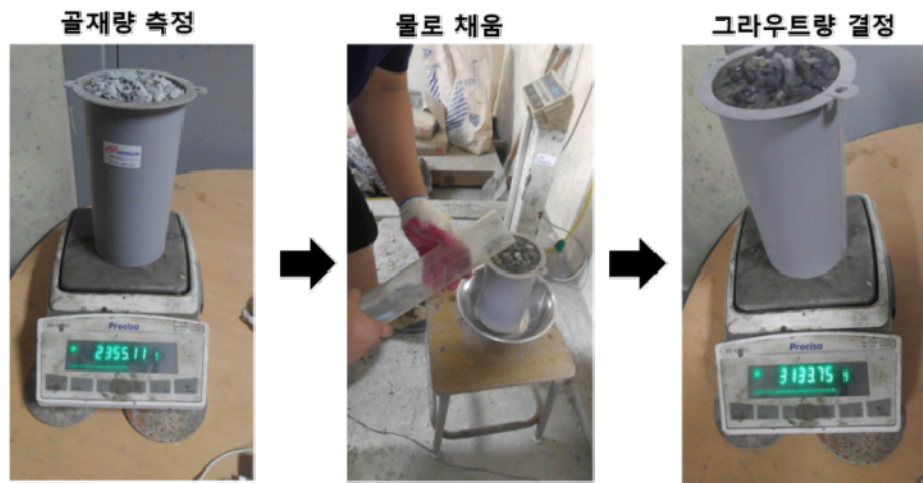


그림 3.2.20 각 재료량을 결정하기 위한 예비 실험 - 간극 대

2. 골재량 및 그라우트량 결정 - 간극 소

- ① 몰드에 골재 투입(다짐 X)
- ② 진동 테이블을 이용해 다짐
- ③ 위의 작업을 반복하여 몰드에 골재를 채운 후 무게 측정 - 골재량 결정
- ④ 골재가 차 있는 몰드에 물을 부어 완전히 채운 후 무게 측정 - 그라우트량 결정



그림 3.2.21 각 재료량을 결정하기 위한 예비 실험 - 간극 소

각각의 변수에 대한 예비 실험을 통해 결정된 골재와 그라우트량은 표 3.2.2와 같다. 간극 대와 간극 소의 골재량은 각각 예비 실험을 통해 결정하였으며, 간극 중의 경우는 간극 대와 간극 소의 중간 정도에 해당하는 무게로 골재량을 결정하였다. 충전정도 소의 경우 따로 그라우트를 결정하지 않았으며, 공시체 타설 시 그라우트와 골재를 손비빔하여 섞은 후 4.75 mm체로 wet screening하여 그라우트를 걸러낸 후 공시체를 제작하였다.

표 3.2.2 예비실험을 통해 결정된 실험조건별 재료량

실험 조건		그라우트(ml)	골재(kg)
간극	충진 정도		
대	대	890	2.25
	소	Wet screening	
중	대	800	2.38
	소	Wet screening	
소	대	740	2.5
	소	Wet screening	

나) 공시체 제작방법

(1) 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합

예비 실험을 통해 결정된 골재와 그라우트재량을 토대로 공시체를 제작하였다. 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합의 변수는 총 6가지로 각 변수에 대해 ϕ 100mm×200mm 크기의 공시체 3개씩 제작 하였으며, ϕ 150×300mm 공시체는 간극 소-충진정도 대 변수로 3개, 그리고 그라우트 강도용 공시체도 3개를 제작하였다. 시멘트 페이스트 + 수중불분리제의 배합표를 표 3.2.3에 나타내었다.

표 3.2.3 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합표

단위재료량(kg/m ³)				
W/C	시멘트	물	수중불분리제	비고
60%	1,090	654	6.54	1m ³

시멘트 페이스트는 물시멘트비 60%로 하였고, 수중불분리제는 배합에 사용한 물 무게의 1%를 첨가하였다. 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합의 충전정도 소 변수에 대한 공시체 제작 방법을 그림 3.2.22에 나타내었으며, 제작 순서는 다음과 같다.

- ① 각 변수에 맞게 골재를 계량하고, 그라우트재를 믹싱하여 준비한다.
- ② 골재와 그라우트재를 손비빔하여 골재에 그라우트가 충분히 묻게 한다.
- ③ 4.75mm 눈금의 체를 이용하여 wet screening 한다.
- ④ wet screening 하여 체에 남은 재료를 타설한다(타설 시 다짐은, 간극 대: 다짐하지 않음, 간극 중: 1/2, 2/2 타설 후 각각 20회씩 다짐, 간극 소: 1/3, 2/3, 3/3 타설 후 각각 20회씩 다짐).

시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합의 충전정도 대 변수에 대한 공시체 제작 방법을 그림 3.2.23에 나타내었으며, 제작 순서는 다음과 같다.

- ① 각 변수에 맞게 골재와 그라우트재를 계량한다.
- ② 골재와 그라우트재를 손비빔하여 골재에 그라우트가 충분히 묻게 한다.
- ③ 충분히 비빈 후 재료들을 몰드에 타설한다(타설 시 다짐은, 간극 대: 다짐하지 않음, 간극 중: 1/2, 2/2 타설 후 각각 20회씩 다짐, 간극 소: 1/3, 2/3, 3/3 타설 후 각각 20회씩 다짐).
- ④ 비빔 후 남은 그라우트재를 타설하여 몰드에 가득 채운다.

위에서 설명한 각각의 방법을 통해 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합의 타설을 완료하였다. 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합의 양생은 타설 후 1일 공기 중 양생, 1일부터 7일까지 수중 양생, 그리고 7일째 압축강도실험을 수행하였다. 실험 준비에서부터 그라우트 믹싱, 타설 완료, 수중 양생의 전 과정을 그림 3.2.24에 나타내었다.

➤ 충전 정도 소

- ① 골재, 그라우트 준비
- ② 골재, 그라우트 비빔
- ③ Wet screening - 4.75 mm 눈금 체 사용
- ④ 타설 - 간극 대 : 다짐 X, 간극 중 : 1/2, 2/2 타설 후 다짐(20회), 간극 소 : 1/3, 2/3, 3/3 타설 후 다짐(20회)



그림 3.2.22 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합 공시체 제작 방법 - 충전정도 소

➤ **충진정도 대**

- ① 골재, 그라우트 준비
- ② 골재, 그라우트 비빔
- ③ 타설 - 간극 대 : 다짐 X, 간극 중 : 1/2, 2/2 타설 후 다짐(20회), 간극 소 : 1/3, 2/3, 3/3 타설 후 다짐(20회)
- ④ 그라우트로 완전히 채움



그림 3.2.23 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합 공시체 제작 방법 - 충진정도 대



그림 3.2.24 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합 공시체 제작 및 양생 과정

(2) 가소성 그라우트 배합

예비 실험을 통해 결정된 골재와 그라우트재량을 토대로 공시체를 제작하였다. 가소성 그라우트재 배합의 변수는 총 3가지로 각 변수에 대해 ϕ 100 mm×200mm 크기의 공시체 3개씩 제작 하였으며, ϕ 150×300mm 공시체는 간극 소-충진정도 대 변수로 3개, 그리고 그라우트 강도용 공시체도 3개를 제작하였다. 가소성 그라우트재의 배합표를 표 3.2.4에 나타내었다.

표 3.2.4 가소성 그라우트 배합표

Milk-A(900L)			Milk-B(100L)		
물(kg)	시멘트(kg)	ECG2000(kg)	물(kg)	ECG2000(kg)	ECG-S(kg)
697	540	90	90	10	-

이 실험에 사용된 가소성 그라우트재는 국내에 있는 (주)제이엔티아이엔씨 사에서 개발된 것으로, 표 3.2.4에 나타낸 것처럼 Milk-A 와 Milk-B를 따로 믹싱하여 9:1 비율로 섞어서 사용된다. 가소성 그라우트재는 압력에 의해 주입되며, 주입압력 제거시 유동성이 소멸되어 그 형태로 경화되는 특징이 있다. 또한 주입 펌프 장비를 사용하여 그라우트재를 타설하기 때문에 충진정도를 조절하기 어려워 충진정도는 변수로 고려하지 않았다. 가소성 그라우트재의 간극 대, 간극 중 변수에 대한 공시체 제작 방법을 그림 3.2.25에 나타내었으며, 제작 순서는 다음과 같다.

- ① 각 변수에 맞게 골재를 계량하여 몰드에 미리 채워 넣는다(간극 대: 다짐 하지 않음, 간극 중: 1/2, 2/2 타설 후 각각 20회씩 다짐).
- ② 가소성 그라우트재 Milk-A와 Milk-B를 각각 믹싱 한다.
- ③ 주입 펌프를 이용하여 그라우트재가 몰드에 가득 찰 때까지 주입한다.

가소성 그라우트재의 간극 소 변수에 대한 공시체 제작 방법을 그림 3.2.26에 나타내었으며, 제작 순서는 다음과 같다.

- ① 골재와 가소성 그라우트를 준비한다.
- ② 그라우트재 타설, 골재를 투입하고 다짐하는 과정을 반복한다.

간극 소 변수에 대한 공시체를 위와 같이 제작한 이유는, 간극 중 타설 시 주입 펌프를 통해 그라우트재가 제대로 주입되지 않았기 때문이다. 따라서 간극 소의 경우 간극 중의 경우보다 골재가 몰드에 조밀하게 채워지기 때문에 주입 펌프로 그라우트재를 주입하기에는 어려움이 있었다. 실험 준비에서부터 그라우트 믹싱, 타설 완료, 수중 양생의 전 과정을 그림 3.2.27에 나타내었다.

➢ 간극 대, 간극 중

- ① 골재 준비
- ② 가소성 그라우트 믹싱
- ③ 주입 펌프를 이용하여 그라우트 주입



그림 3.2.25 가소성 그라우트 배합 공시체 제작 방법 - 간극 대, 간극 중

➢ 간극 소

- ① 골재 및 가소성 그라우트 준비
- ② 그라우트 타설, 골재 투입, 다짐 과정을 반복하여 공시체 제작

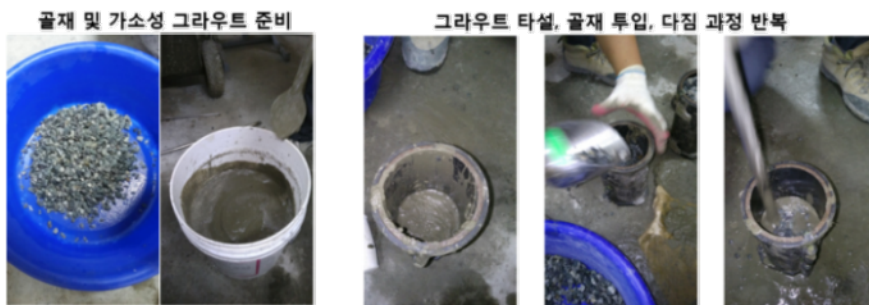


그림 3.2.26 가소성 그라우트 배합 공시체 제작 방법 - 간극 소



그림 3.2.27 가소성 그라우트 배합 공시체 제작 및 양생 과정

4) 지반보강 그라우트 압축강도 특성

가) 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합

표 3.2.5는 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합의 압축강도 실험 결과를 정리한 것이다. 그라우트 공시체의 재령 7일 압축강도는 평균 26.15MPa로 측정되었다. 충전 소의 경우 측정된 압축강도의 범위는 0.66MPa에서 1.48MPa이며, 간극 대의 경우가 평균 1.40MPa로 가장 크게 나타났다. 충전 소의 경우 간극의 크기에 따른 경향은 뚜렷하게 나타나지 않았다. 충전 대의 경우 간극 소의 경우가 평균 12.19MPa로 가장 크게 나타났으며, 간극이 커질수록 압축강도가 감소하는 경향을 보였다. 실험체 크기에 따른 압축강도 측정 결과는, $\phi 100 \times 200\text{mm}$ 실험체가 $\phi 150 \times 300\text{mm}$ 실험체보다 약 24% 정도 크게 나타났다.

표 3.2.5 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합의 압축강도 실험 결과

공시체 크기	실험조건	압축강도(MPa)	평균(MPa)
$\phi 100 \times 200\text{mm}$	그라우트	28.28	26.15
		24.09	
		06.08	
	충진 소-간극 소	0.65	1.06
		1.40	
		1.13	
	충진 소-간극 중	0.73	0.76
		0.66	
		0.90	
	충진 소-간극 대	1.48	1.40
		1.36	
		1.36	
	충진 대-간극 소	13.61	12.19
		10.30	
		12.66	
	충진 대-간극 중	10.39	10.72
		10.31	
		11.46	
충진 대-간극 대	10.07	10.37	
	11.79		
	9.26		
$\phi 150 \times 300\text{mm}$	충진 대-간극 소	8.36	9.85
		10.02	
		11.18	

그림 3.2.28과 그림 3.2.29는 각각 충전 소와 충전 대 변수에 대한 압축강도 그래프를 나타낸 것이다. 그래프에서 변수명 GL과 GH는 각각 충전 소와 충전 대를 의미하며, PL, PM, PH는 각각 간극 소, 간극 중, 간극 대를 의미한다.

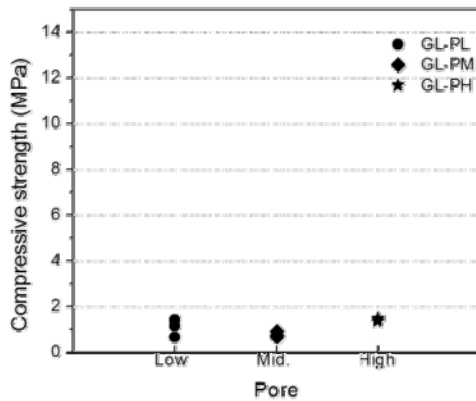


그림 3.2.28 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 압축강도 실험 결과 - 충전 소

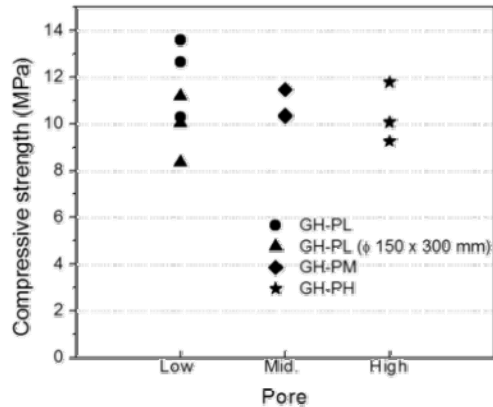


그림 3.2.29 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 압축강도 실험 결과 - 충전 대

나) 가소성 그라우트 배합

표 3.2.6은 가소성 그라우트 배합의 압축강도 실험 결과를 정리한 것이다. 가소성 그라우트 배합의 경우 양생 1일 후 몰드 탈형 시, 그라우트 주입 불량 및 경화가 되지 않은 관계로 간극 중 2개, 간극 대 1개의 공시체가 부서져 버렸다. 따라서 그라우트 강도용 공시체를 제외하고는 모두 7일 공기 중 양생 후, 7일부터 14일까지 수중양생, 그리고 14일째에 강도실험을 수행하였다. 그라우트 공시체의 재령 7일 압축강도는 평균 3.14MPa로 측정되었다.

간극의 크기에 따른 압축강도 실험 결과는 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합과 마찬가지로 간극 소의 경우가 평균 2.57MPa로 가장 크게 나타났으며, 간극이 커질수록 압축강도가 감소하는 경향을 보였다.

실험체 크기에 따른 압축강도 측정 결과는, ϕ 150×300mm 실험체가 ϕ 100×200mm 실험체보다 약 42% 정도 크게 나타났다.

그림 3.2.30은 충전 대 변수에 대한 가소성 그라우트 배합의 압축강도 실험 결과 그래프를 나타낸 것이다. 그래프에서 변수명 GH는 충전 대를 의미하며, PL, PM, PH는 각각 간극 소, 간극 중, 간극 대를 의미한다.

표 3.2.6 가소성 그라우트 배합의 압축강도 실험 결과

공시체 크기	실험조건	압축강도(MPa)	평균(MPa)	비고
φ100×200mm	그라우트	2.85	3.14	7일 강도
		3.44		
		3.12		
	충진 대-간극 소	2.36	2.57	14일 강도
		2.67		
		2.69		
	충진 대-간극 중	2.25	2.25	14일 강도
		-		
		-		
충진 대-간극 대	1.91	1.81	14일 강도	
	1.71			
	-			
φ150×300mm	충진 대-간극 소	3.66	3.66	14일 강도
		4.35		
		2.98		

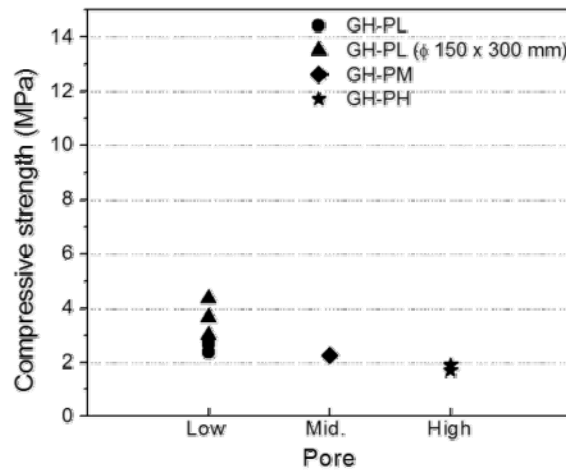


그림 3.2.30 가소성 그라우트 배합의 압축강도 실험 결과 - 충전 대

5) 그라우트재의 점도 평가

가) 실험방법

압축강도 실험 전 공시체의 윗면과 아랫면의 표면을 편평하게 하기 위하여 그림 3.2.31과 같이 유황을 이용해 캐핑 처리 하였다. 제작된 공시체의 압축강도는 최대하중 200ton급의 UTM을 사용하여 실험을 수행하였다. 압축강도 실험은 변위 제어 방식으로 수행하였으며, 재하속도는 1.8mm/min이다. 점도 측정은 시멘트 페이스트와 시멘트 페이스트 + 수중불분리제

배합에 대해서만 수행하였으며, 측정 장비는 Brookfield viscometer를 사용하였다. 점도 실험 방법은 그림 3.2.32와 같이 날개형(vane type) 회전축을 여러 단계의 정해진 회전 속도로 회전시키는 방식으로 진행된다. 각 단계에서 측정되는 각속도와 토크 값을 각각 전단 속도와 전단응력으로 환산하고, 전단 속도-전단 응력 관계를 curve fitting한 그래프의 기울기를 점도로 산정하게 된다.

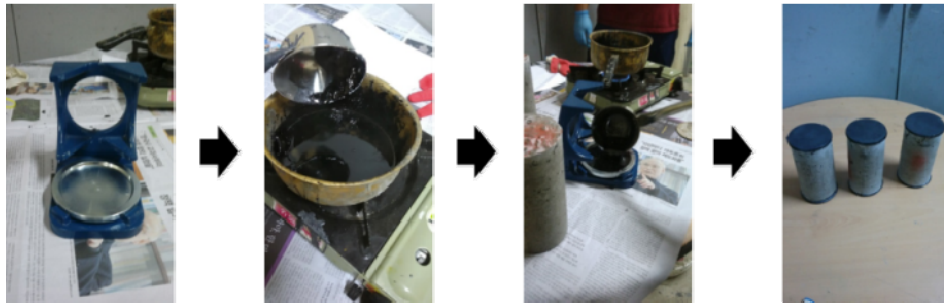


그림 3.2.31 유황 캐핑 과정

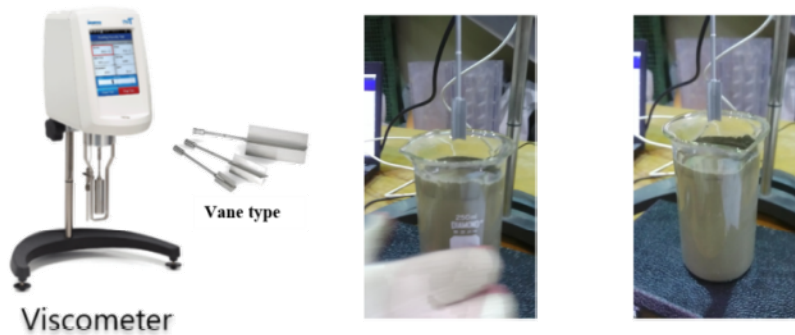


그림 3.2.32 점도 측정 장비

나) 실험결과

시멘트 페이스트(물시멘트비 0.6)와 시멘트 페이스트 + 수중불분리제 배합에 대해 점도 실험을 수행하였다. 표 3.2.7은 점도 실험을 통해 측정된 각 배합의 점도값을 나타낸 것이다. 물 무게의 1% 정도로 수중불분리제를 첨가할 경우, 첨가하지 않은 경우와 비교하여 약 10배 정도 점도가 커지는 것으로 나타났다. 하지만 2.22 Pa·s 정도로 점도값이 매우 낮으며, 압축 강도 실험을 위한 사석마운드 모형 제작 시 사석의 간극을 채우는 데 어려움 없이 충분한 유동성을 보였다.

표 3.2.7 점도 측정 결과

재료	점도 (Pa-s)
시멘트 페이스트	0.26
시멘트 페이스트+수중 불분리제	2.22

라. 가소성 그라우트의 지반보강 성능 평가

1) 개요

본 연구에서는 가소성 그라우트를 대상으로 하여 사석마운드의 보강성능을 검토하고자 한다. 일본 항만공학기술연구소에서 수행한 기존의 연구결과에 의하면, 중력식 안벽 구조물의 안전성 확보를 위한 개량체의 소요강도는 6MPa 정도이다. 본 연구에서는 개량체의 소요강도를 고려하여 사석마운드 모형의 목표 강도는 재령 7일 기준으로 8MPa로 정하였다. 가소성 그라우트 자체의 목표 강도는 재령 7일 기준으로 12 MPa로 정하였다. 강도성능을 평가하기 위해 압축강도 실험을 수행하였으며, 재령 3일, 7일, 15일, 28일에 대한 압축강도를 평가하였다.

2) 가소성 그라우트 배합비 산정

지반보강성능 검토를 위한 압축강도 실험에는 1종 보통시멘트를 사용한 배합(Mix-1)과 조강시멘트를 사용한 배합(Mix-2), 총 2가지 가소성 그라우트 배합을 사용하였다. 실험에 사용한 가소성 그라우트의 배합표를 표 3.2.8에 나타내었다. 가소성 그라우트는 그림 3.2.33과 같이 시멘트 혼합물과 혼합액을 9:1 비율(부피비)로 각각 준비하여 타설 전에 혼합하는 방식으로 제작한다.

표 3.2.8 가소성 그라우트 배합표

배합	w/b (%)	단위재료량(kg/m ³)					
		시멘트 혼합물(900L)				혼합액(100L)	
		물	1종 보통시멘트	조강시멘트	팽창제	가소제	물
Mix-1	55.3	570	950	-	80	6	94
Mix-2	55.9	570	-	960	60	6	94



(a) 시멘트 혼합물 (b) 혼합액 (c) 가소성 그라우트 제작

그림 3.2.33 가소성 그라우트 제작 과정

3) 사석마운드 모형 및 큐브형 공시체 제작

공시체 제작에 앞서 예비 실험을 통해 1개의 사석마운드 모형 공시체를 제작하기 위해 필요한 골재량과 가소성 그라우트의 양을 미리 확인하였다. 실험에 사용한 골재의 크기는 13mm에서 15mm이다. 예비 실험 과정은 다음과 같으며, 그림 3.2.34에 나타내었다.

- ① ϕ 100mm×200mm 몰드에 다짐을 하지 않고 골재를 가득 채운다.
- ② 골재를 가득 채운 상태에서 몰드의 무게를 측정하여 골재량을 결정한다.
- ③ 골재가 들어 있는 상태에서 몰드에 물을 부어 가득 채운다.
- ④ 골재 + 물이 가득 차 있는 상태의 무게를 측정하여 그라우트량을 결정한다.

예비 실험을 통해 결정된 사석마운드 모형 공시체 1개 제작에 필요한 골재량은 2.25kg이며, 그라우트량은 890mL이다. 모든 사석마운드 모형 공시체 제작 시 같은 양의 골재와 그라우트를 사용하였다.

▶ 예비 실험

- ① 몰드에 골재 투입(다짐 X) 후 무게 측정 - 골재량 결정
- ② 골재가 차 있는 몰드에 물을 부어 완전히 채운 후 무게 측정 - 그라우트량 결정



그림 3.2.34 골재 및 그라우트량 결정을 위한 예비 실험

사석마운드 모형 공시체(Ø100mm×H200mm) 제작 과정을 그림 3.2.35에 나타내었으며, 공시체 제작 순서는 다음과 같다.

- ① 계량해 놓은 골재와 가소성 그라우트 재료를 준비한다.
- ② 시멘트 혼합물과 혼합액을 골재가 담긴 용기에 붓는다.
- ③ 골재와 가소성 그라우트가 충분히 섞일 때까지 손비빔 한다.
- ④ Ø100mm×H200mm 몰드에 1/3씩 재료를 채워 다짐한다(15~20회).
- ⑤ 몰드에 재료를 가득 채워 공시체 제작을 완료한다.

현장에서 가소성 그라우트를 타설할 때에는 시멘트 혼합물과 혼합액을 각각 고압 분사하여 혼합한다. 하지만 공시체를 제작할 때에는 고압 분사가 어려우므로 골재와 가소성 그라우트를 용기에 넣고 손비빔 하는 방법으로 제작하였다. 1종 보통시멘트를 사용한 Mix-1 배합과 조강시멘트를 사용한 Mix-2 배합 모두 동일한 방법으로 사석마운드 모형 공시체를 제작하였으며, 가소성 그라우트 자체의 강도를 확인하기 위한 큐브형 공시체도 함께 제작하였다. 사석마운드 모형 공시체와 큐브형 공시체는 제작 직후 수온 20 °C의 항온수조에서 수중양생하였다. 지반보강성능 평가를 위한 압축강도 실험은 3일, 7일, 15일, 28일로 계획하였으며, 각 재령별로 3개씩 강도실험을 진행하였다. 따라서 제작된 공시체의 개수는 각 배합별로 사석마운드 모형 공시체 12개, 큐브형 공시체 12개이다.



그림 3.2.35 사석마운드 모형 제작 방법

사석마운드 모형 및 큐브형 공시체 타설 완료 모습과 수중양생 모습을 그림 3.2.36에 나타내었다.



그림 3.2.36 공시체 제작 완료 및 수중양생

4) 가소성 그라우트 지반보강성능 평가

사석마운드 모형과 큐브형 공시체 모두 재령 3일, 7일, 15일, 28일에 실험을 진행하였다. 각 재령별로 압축강도 실험 30분 전에 몰드를 탈형하였으며, 사석마운드 모형 공시체는 몰드 탈형 전 석고 캐핑으로 윗면처리를 하였다. 석고 캐핑 및 몰드 탈형 모습을 그림 3.2.37에 나타내었다.



그림 3.2.37 사석마운드 모형 및 큐브형 공시체 탈형 모습

압축강도 실험은 변위제어 방법으로 3mm/min의 속도로 수행하였다. 큐브형 공시체와 사석마운드 모형 공시체의 각 재령별 압축강도 실험 결과를 표 3.2.9와 표 3.2.10에 정리하였으며, 그림 3.2.38과 그림 3.2.39에 그래프로 나타내었다.

표 3.2.9의 큐브형 공시체의 압축강도 실험 결과를 살펴보면, 가소성 그라우트 자체의 강도는 재령 15일까지 1종 보통시멘트를 사용한 Mix-1이 더 높은 양상을 보였으며, 재령 28일에

서는 조강시멘트를 사용한 Mix-2가 26.9MPa로 Mix-1보다 약 7MPa 정도 높은 것으로 확인되었다. 가소성 그라우트 자체의 압축강도는 재령 7일에서 두 배합 모두 12MPa 이상으로, 이 연구에서 목표로 정한 재령 7일 강도 12MPa을 모두 만족하였다.

표 3.2.10의 사석마운드 모형 공시체의 압축강도 실험 결과를 살펴보면, 조강시멘트를 사용한 Mix-2가 모든 재령에서 강도가 높은 것으로 측정되었다. 28일 재령에서 사석마운드 모형 공시체의 압축강도는 두 배합 모두 약 16MPa로 비슷한 수준으로 측정되었다.

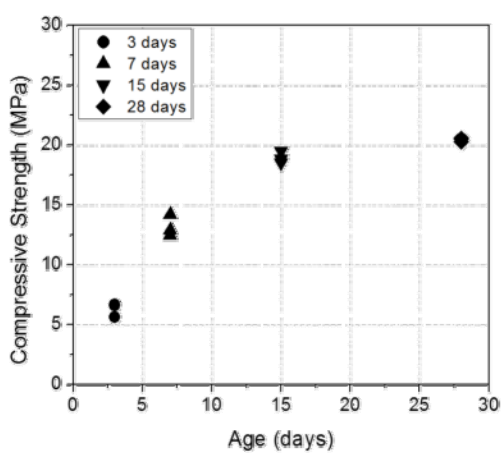
Mix-2로 제작한 사석마운드 모형 공시체는 재령 3일에 약 7MPa로 안전성 확보를 위한 소요강도 6MPa을 만족하였고, Mix-1은 재령 7일에서 소요강도를 만족하는 것으로 확인되었다. 재령 7일에서의 압축강도는 두 배합 모두 9MPa 이상으로, 이 연구에서 목표로 정한 재령 7일 강도 8MPa을 웃도는 것으로 확인되었다.

표 3.2.9 큐브형 공시체의 재령별 압축강도 실험 결과

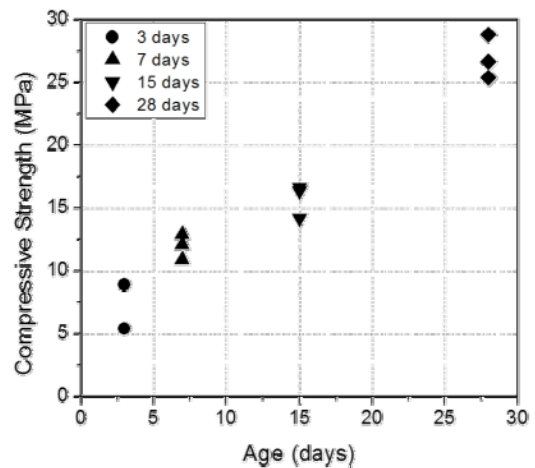
재령	시편	압축강도 (MPa)		압축강도 평균 (MPa)	
		Mix-1	Mix-2	Mix-1	Mix-2
3	#1	5.6	8.9	6.3	7.7
	#2	6.6	5.4		
	#3	6.7	8.8		
7	#1	12.5	12.1	13.2	12.0
	#2	12.9	10.9		
	#3	14.2	12.9		
15	#1	18.5	16.4	19.0	15.7
	#2	18.8	16.6		
	#3	19.5	14.2		
28	#1	20.3	26.7	20.4	26.9
	#2	20.6	25.4		
	#3	20.5	28.8		

표 3.2.10 사석마운드 모형 공시체의 재령별 압축강도 실험 결과

재령	시편	압축강도 (MPa)		압축강도 평균 (MPa)	
		Mix-1	Mix-2	Mix-1	Mix-2
3	#1	5.8	7.2	5.2	7.2
	#2	4.5	-		
	#3	5.3	-		
7	#1	9.5	10.3	9.1	9.8
	#2	8.8	9.6		
	#3	9.0	9.6		
15	#1	11.7	13.4	10.3	13.7
	#2	9.1	14.4		
	#3	10.2	13.4		
28	#1	16.1	14.6	16.0	16.7
	#2	16.6	16.9		
	#3	15.4	18.6		



(a) Mix-1



(b) Mix-2

그림 3.2.38 큐브형 공시체의 재령별 압축강도 실험 결과

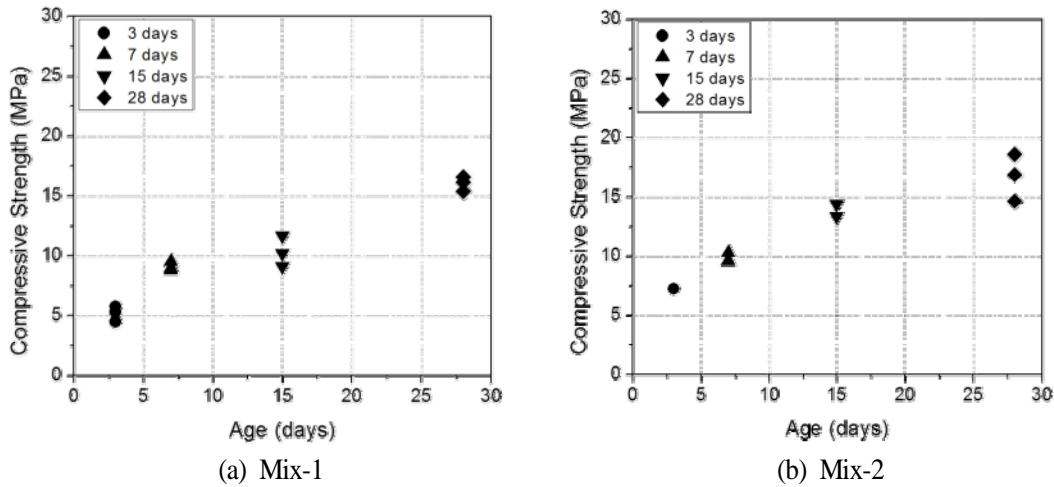


그림 3.2.39 사석마운드 모형 공시체의 압축강도 실험 결과

3. 그라우팅 주입성능 평가

가. 개요

수중에 거치하는 케이슨 하부의 사석 마운드를 재시공 없이 개량하기 위해서는 그라우팅 공법 외에 적절한 대안이 없는 상황에서, 높은 정수압을 받는 지반의 그라우팅 공법 적용을 위한 연구의 필요성이 매우 높다.

국내에서 수행중인 그라우팅은 주로 지반 개량을 목적으로 수행되고 있으며, 대부분 지표면 하부 얇은 깊이에서 수행되고 있다. 그에 따라 그라우트가 주입되는 지반은 지하수위 상부에 위치하여 지하수의 영향을 받지 않거나, 지하수위 아래에서 주입되는 경우에도 그 깊이가 깊지 않아 수압의 영향이 매우 적은 경우가 대부분이다. 하지만 해저에서 그라우팅을 수행하는 경우, 깊은 수심의 영향으로 높은 정수압을 받게 되므로 그라우팅의 효율성이 매우 감소할 것으로 예상된다. 하지만 이와 같이 정수압을 받는 조건에서 그라우팅 공법을 적용하기 위한 합리적인 설계 방법이나 그 영향에 대한 연구는 매우 부족하며, 관련 시장도 활성화 되지 못하였다.

본 연구에서는 수중에 거치하는 케이슨 하부의 사석 마운드와 같이 높은 정수압을 받는 조립질 재료에 대한 실험을 실시하여 수압으로 인한 그라우팅 효율 변화 및 영향인자를 분석하였다.

나. 정수압을 고려한 그라우팅 주입성능 평가 실험시스템 구축

1) 개량형 로우셀

정수압을 고려한 그라우팅의 주입성능을 평가하기 위해서는 그라우트 재의 주입압 뿐만 아니라 지반의 유효응력, 수압 등을 조절할 수 있어야 하며, 그라우트 재료의 주입량, 시료에서의 배출 유량, 지반변위 등을 계측할 수 있는 장비가 함께 제작되어야 한다. 이를 위하여 본 연구에서는 기존 로우셀 장비의 셀 높이를 13.5cm로 상향 제작하여 그라우팅 주입영역을 확보하였다. 개량한 로우셀은 그림 3.2.40과 같다. 개량형 로우셀 상판에는 주입봉을 설치하여 로우셀 내부로 그라우팅 주입이 가능하도록 하였다.



그림 3.2.40 개량형 로우셀



그림 3.2.41 주입봉과 다이어프램

2) 주입압, 상재압, 수압 조절 장치

개발된 그라우팅 주입성능 평가 실험장비는 주입압, 상재압, 수압을 조절할 수 있도록 제작하였다. 주입압은 압력조절 장치와 조절밸브를 부착한 주입용기를 제작하여 주입압 제어장치와 개량형 로우셀 상관의 주입봉과 연결함으로써 일정한 압력으로 그라우팅 용액이 주입되도록 하였다. 상재압은 개량형 로우셀 상관의 다이어프램에 공기압을 주입하여 팽창시킴으로써 지반구속압을 모사할 수 있도록 하였다. 수압은 그라우팅 용액의 역류 방지용 외부 물통을 제작하고 수압조절 밸브를 부착하여 조절이 가능하도록 하였다.

주입압, 상재압, 수압은 동일한 압력제어장치를 사용하도록 제작되었으며, 이 제어장치의 상용범위는 0~500kPa(지반심도 28m, 수심 50m), 최대 1,000 kPa(지반심도 56m, 수심 100m)까지 가능하도록 제작되었다.

다음 그림 3.2.42은 개발된 실험장비의 주입압, 상재압, 수압 조절장치 및 개량된 로우셀이다.



그림 3.2.42 실험시스템 구축 전경

다. 실험조건 및 방법

1) 시료선정 및 기본물성

실제 증심공법 시공 시 수중의 안벽하부에 있는 약 10mm 이상의 입경을 가진 쇄석에 그라우팅을 주입한다. 본 연구는 실내 축소 모형시험이므로, 쇄석과 같은 조립재료를 모사하기 위하여 사질토를 이용하였다. 입자크기 영향을 고려하기 위하여 입경이 다른 주문진 표준사와 굵은 모래의 2가지 재료를 선정하여 사용하였다. 재료의 사진 그림 3.2.43과 같다.



그림 3.2.43 주문진 표준사(좌)와 굵은 모래(우)

각 시료의 기본물성 실험결과는 다음 표 3.2.11과 같다.

표 3.2.11 시료의 기본물성치

	주문진 표준사	굵은 모래
입도분포(mm)	0.297~0.59	0.8~1.2
비중(g/cm ³)	2.616	2.627
투수계수(cm/sec)	0.0113~0.0118	0.0122~0.0165

상대밀도에 따른 투수시험결과 입경이 작은 표준사의 경우 투수성의 변화가 크지 않으나, 입경이 큰 굵은 모래의 경우에는 상대밀도가 증가할수록 투수성이 급격하게 감소하는 것으로 나타났으며, 상대밀도가 약 80% 이상일 경우에는 두 시료의 투수성이 비슷해지는 것으로 나타났다.

또한, 체가름 시험결과 입경이 작은 표준사의 입경은 0.297~0.59mm로 일반적인 쇄석에 비해 약 1/34 크기인 것으로 나타났으며, 입경이 큰 굵은 모래의 경우 약 1/8 크기인 것으로 나타났다.

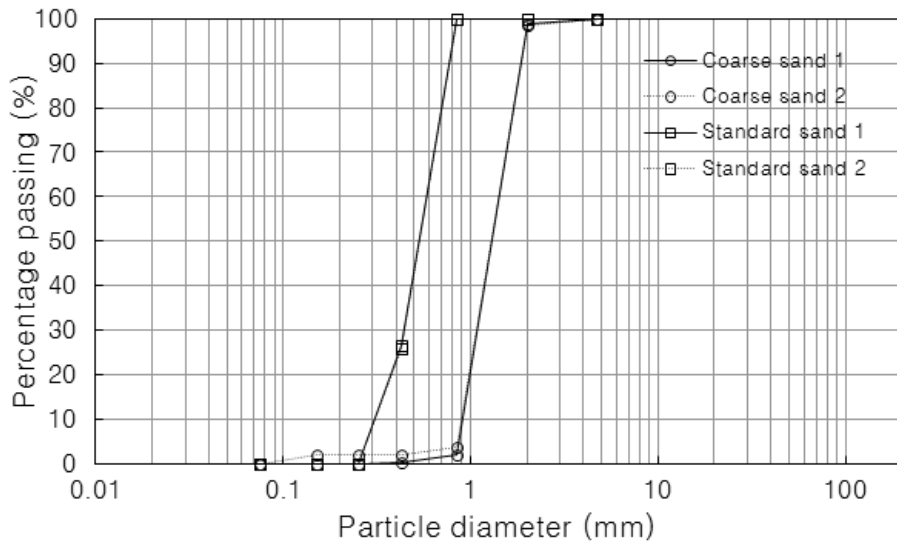


그림 3.2.44 체가름 시험결과

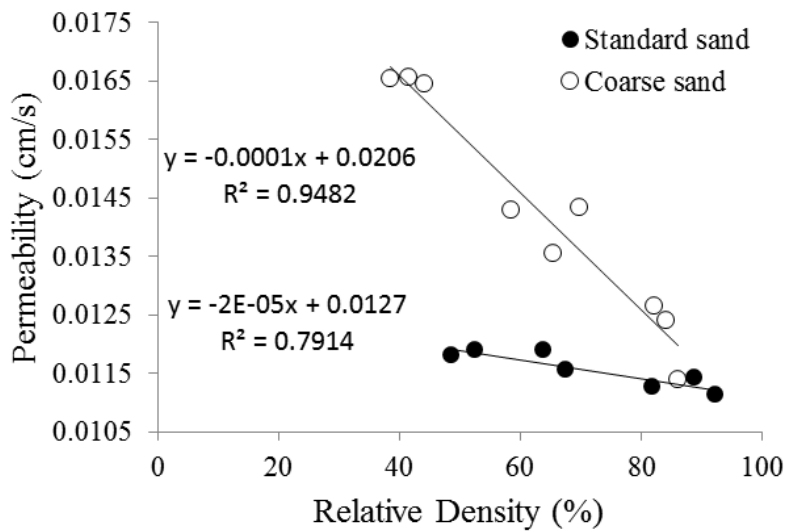


그림 3.2.45 상대밀도에 따른 투수계수

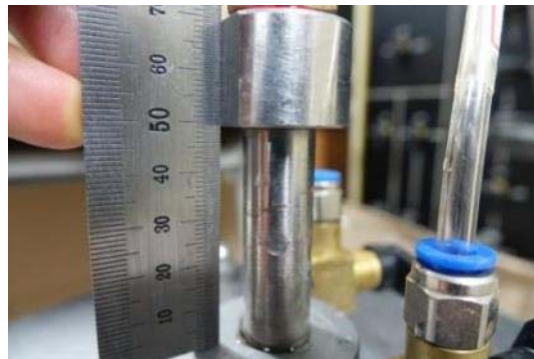
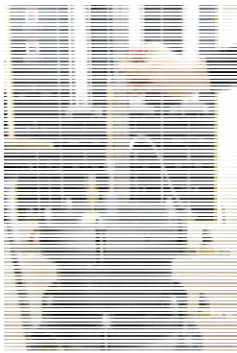
2) 실험순서 및 방법

정수압을 고려한 그라우팅 주입성능 평가 실험 순서는 시료의 포화, 상재압 주입, 수압 주입, 주입압 주입 총 4단계로 진행된다. 개량된 로우셀 내부에 시료를 성형하고 20kPa의 수압으로 셀 하부에서 상부로 물을 통과시켜 셀 내부 시료를 포화시킨 이후에 상재압, 수압, 주입압을 순차적으로 가하여 실험을 수행하게 된다. 실험 전 후로는 변위량, 유출 유량, 주입량을 측정하였다. 그라우팅 주입봉 높이 변화를 확인하여 시료의 변위량을 측정하였으며, 수압

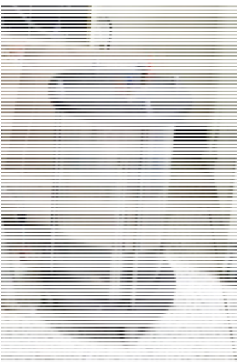
을 가하는 물통에 부착된 스케일바를 이용하여 유출 유량을 측정하였다. 또한, 그라우팅 주입액 용기 측면에 주입량 스케일 바를 부착하여 주입량을 측정하였다. 실험 종료 후에는 셀을 탈거한 후 시료를 2등분하여 시료 내부에 형성된 구근의 크기를 측정하였다.



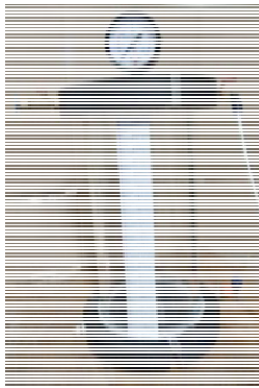
(a) 시료 성형



(b) 변위량 측정



(c) 유출 유량 측정



(d) 주입량 측정



(e) 구근 크기 확인(주문진 표준사)



(f) 구근 크기 확인(굵은 모래)

그림 3.2.46 실험 방법

3) 실험장비 검증

예비실험에 앞서 그라우팅 주입성능 평가 실험을 위해 개발한 실험장비의 검증실험을 수행하였다. 초기에 제작한 주입봉은 3.5cm로 구근이 시료의 바닥부에 형성되어 구근이 시료의 중앙부에 위치하도록 주입봉 길이를 1.5cm로 수정하였으며, 주입봉 내부에서 그라우팅 액이 clogging되어 구근이 제대로 형성되지 않는 문제점이 발생하여 이를 방지하기 위해 주입봉을 개량하였다.

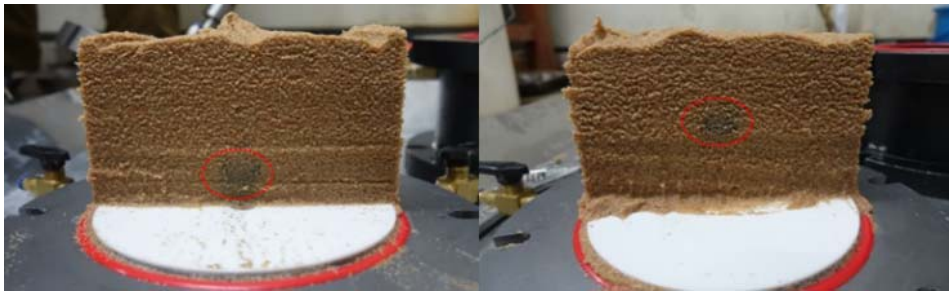
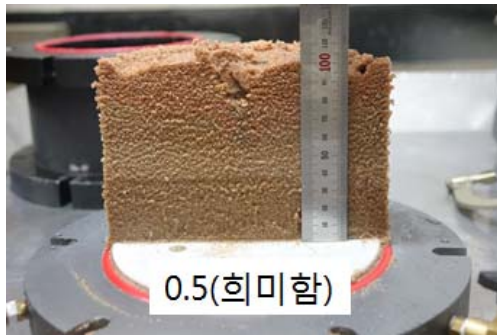


그림 3.247 주입봉 길이 선정(좌 3.5cm, 우 1.5cm)

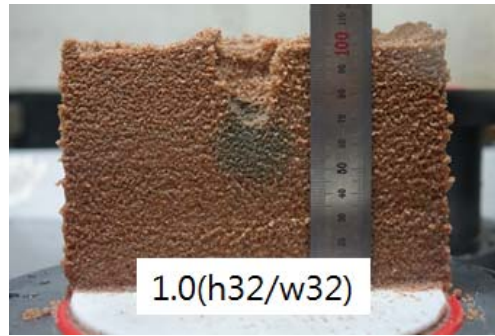


그림 3.248 주입봉 개량을 통한 최적 구근 형상 도출

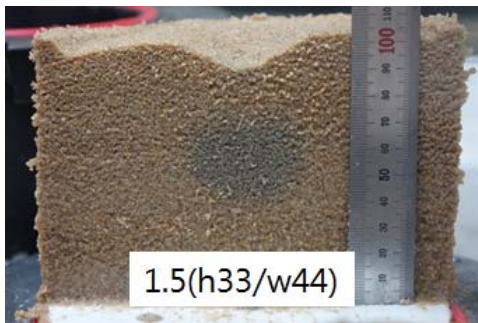
그라우팅 주입 성능 평가 예비실험에서는 물/시멘트 비와 주입시간에 따른 구근형상 및 크기 변화를 확인하여 최적의 구근 형상을 도출할 수 있는 물/시멘트비와 주입시간을 선정하였다. 이 때 지반재료는 주문진 표준사를 이용하였으며, 상대밀도 50%, 주입압 150 kPa, 수압 80 kPa, 상재압 120 kPa의 실험 조건으로 실험을 수행하였다. 예비실험에서는 그림 3.249에 나타난 것과 같이 물/시멘트비가 작을 때에는 구근의 형상 확인이 어려웠으며, 물시멘트비가 증가할수록 구근의 형상이 명확히 확인되는 것을 볼 수 있었다. 그러나 물시멘트비가 1:1.5 이상이 되면 시멘트가 너무 많아지면서 그라우트 재료의 고형율과 점성이 높아져 구근의 크기는 오히려 줄어드는 결과를 나타낸다. 물시멘트비 1:1.5로 고정하여 주입시간을 변화시킨 결과 그림 3.250에서 볼 수 있는 것과 같이 주입시간이 증가할수록 구근의 크기도 커지지만, 주입시간 5초 이후에는 그 크기의 변화가 크지 않은 것으로 나타나, 물시멘트비 1:1.5, 주입시간 5초를 실험조건으로 결정하였다.



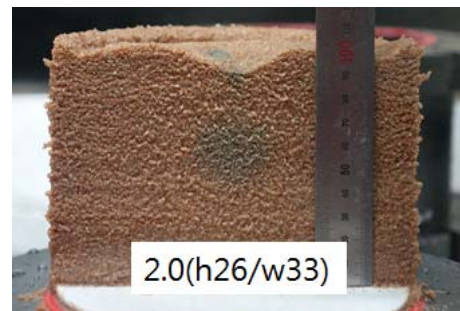
(a) 1:0.5



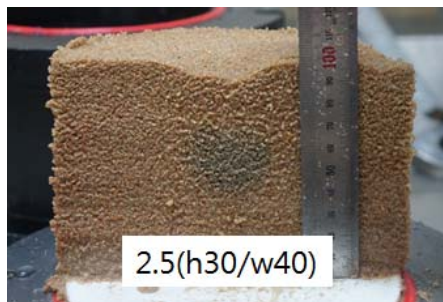
(b) 1:1.0



(c) 1:1.5



(d) 1:2.0



(e) 1:2.5

그림 3.2.49 물/시멘트비(0.5~2.5)에 따른 구근형상 분석

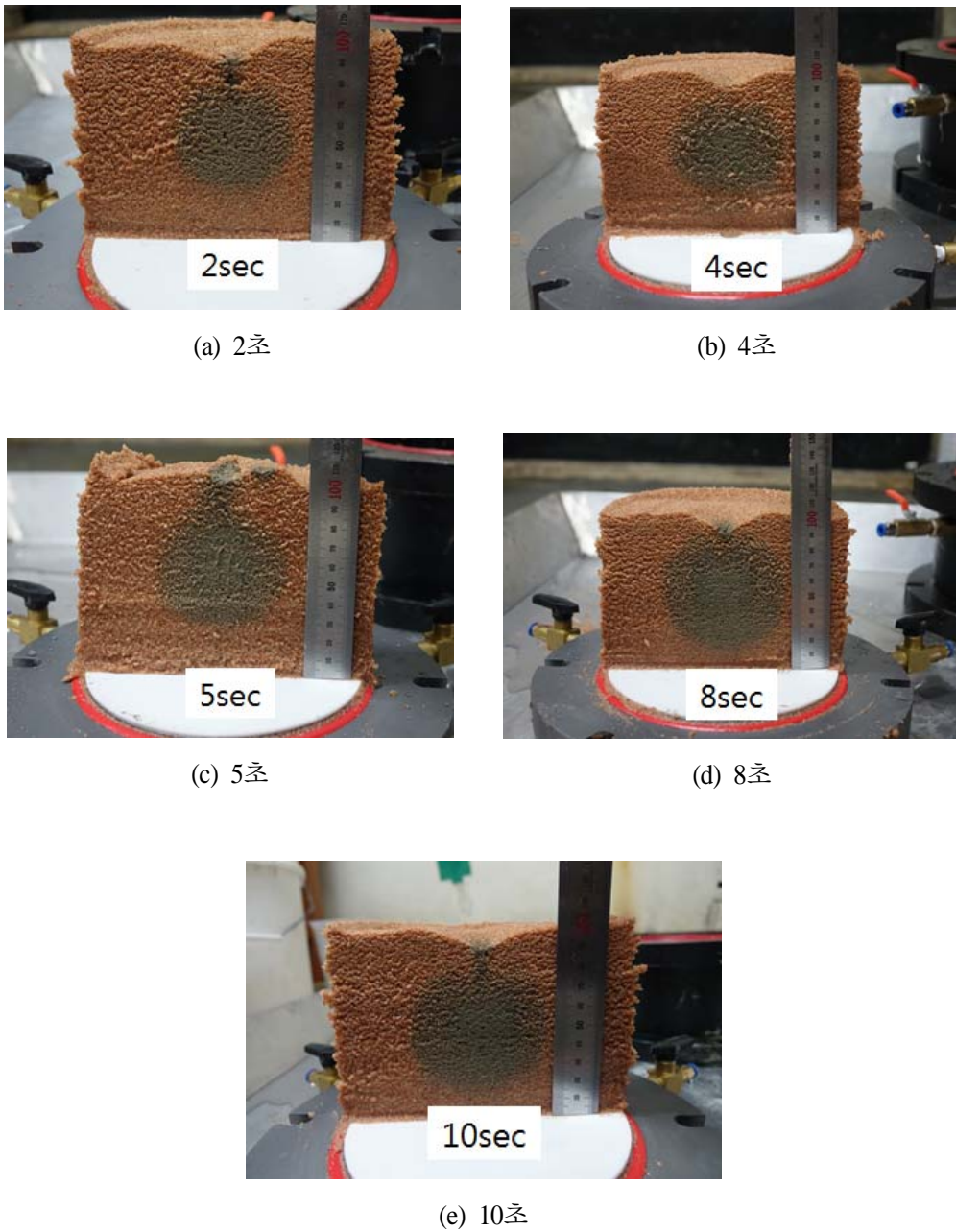


그림 3.2.50 주입시간에 따른 구근 크기 변화 확인

4) 실험계획

예비실험을 통해 결정된 5초의 주입시간과 1:1.5의 물/시멘트비를 고정변수로 두고 상대밀도와 상대압, 수압, 주입압을 달리하여 실험을 수행하였으며 각 시료 당 18회씩 총 36회의 실험을 수행하였다. 상대밀도는 최저 및 최대 상대밀도 값인 50%와 80%를 실험계획에 적용하였다. 상세 실험계획은 표 3.2.12와 같다.

표 3.2.12 실험계획

No.	상대밀도	상재압	수압	주입압
1	50%	40	0	20
2				40
3				60
4		120	80	100
5				120
6				150
7		200	150	170
8				200
9				230
10	80%	40	0	20
11				40
12				60
13		120	80	100
14				120
15				150
16		200	150	170
17				200
18				230

라. 실험결과 및 분석

1) 그라우팅 주입양 대비 유출유량 비교(시료 입경별 비교)

그라우팅 액 주입양과 그로 인한 유출 유량을 비교하여 그림 3.2.51에 도시하였다. 주입양과 유출량을 부피로 비교하였을 때(그림 3.2.51(a)) 유출 유량은 그라우팅 주입양과 대체로 유사하며, 선형적 관계이다. 이는 그라우팅 액이 입자 사이로 침투하며 간극수를 밀어내면서 유출이 발생된다는 것을 의미하며 침투그라우팅의 메커니즘을 나타낸다. 또한 그라우팅 주입양 대비 유출 유량을 비교하였을 때 입경이 굵어질수록 동일 조건에서 그라우팅 주입양과 유출 유량이 증가하는 것으로 나타났다. 주입량과 유출량을 중량으로 비교했을 때는(그림 3.2.51(b)), 그라우팅 액의 비중이 유출되는 물에 비하여 크므로 유출된 유량의 중량은 주입량에 비하여 감소하는 것으로 나타났다.

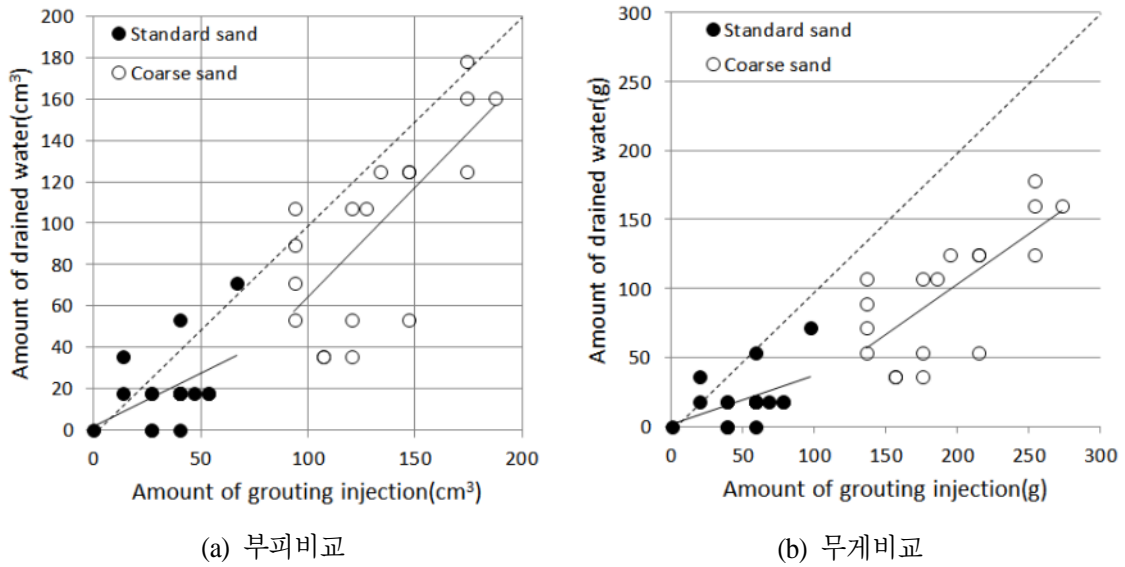


그림 3.2.51 그라우팅 주입 양 대비 유출 유량 비교

2) 시료의 체적감소와 그라우팅 주입 양, 유출 유량 비교

굵은 모래는 주입양이 증가할수록 시료의 체적이 감소하는 것으로 나타났다. 이는 그라우팅액이 시료의 간극으로 침투하면서 다짐효과를 발휘하기 때문인 것으로 보인다. 표준사는 주입량 증가에 따라 미소하게 체적이 감소하나 큰 상관성은 없는 것으로 판단된다. 이와 같이 시료의 체적감소와 그라우팅 주입양 및 유출 유량을 비교해본 결과, 시료의 입경이 크고 간극 사이즈가 클수록 침투로 인한 다짐효과가 증대되는 것으로 나타났다.

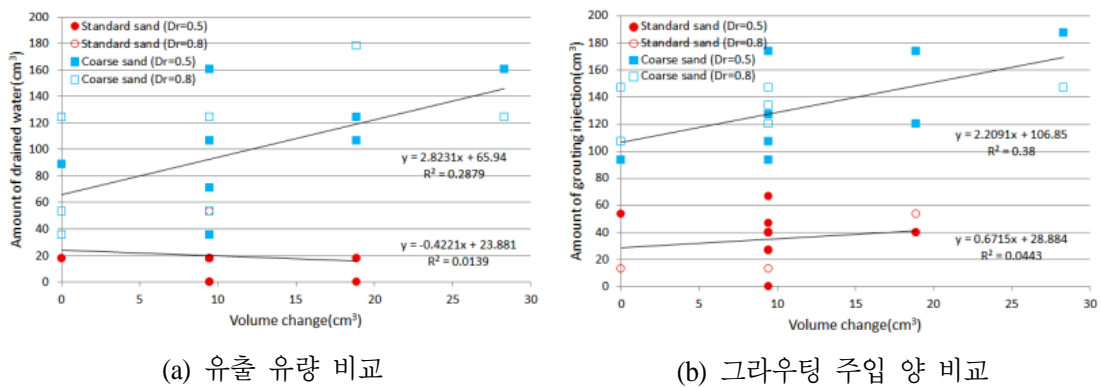


그림 3.2.52 시료의 체적감소와 그라우팅 주입양, 유출 유량 비교

3) 포화상태와 건조상태의 주입량 비교(주문진 표준사)

건조된 시료와 포화된 시료에 대한 그라우팅 주입결과, 수중에서는 수압이 0kPa인 경우에도 건조된 시료의 경우에 비하여 그라우팅 효율이 급격히 감소하는 것으로 나타났다(구근 크기 약 73% 감소). 이는 수중주입에서는 육상주입보다 주입효율이 감소한다는 것을 의미하므로, 수중주입에서는 일반적인 그라우팅 공법에서의 주입효율과는 달리 수중조건으로 인한 그라우팅 효율 감소를 고려한 설계가 필요할 것으로 판단된다.

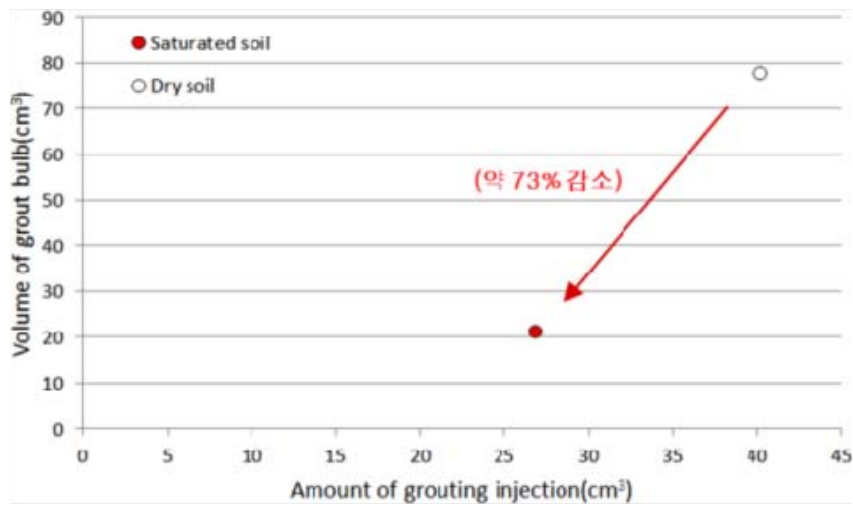
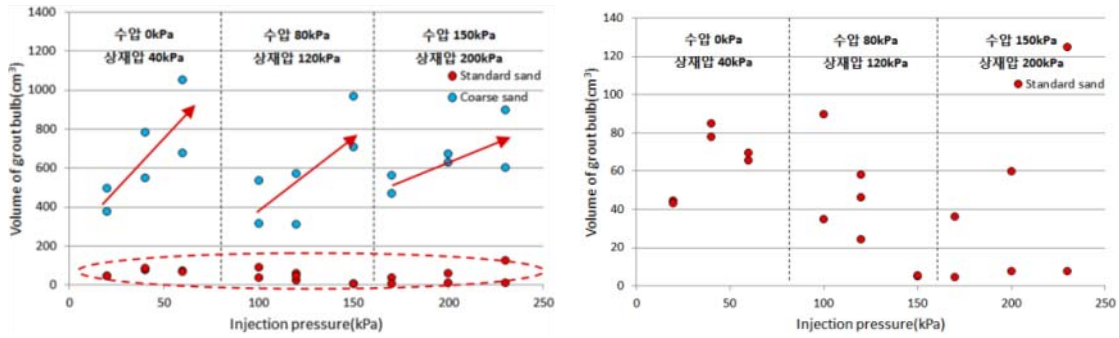


그림 3.2.53 포화상태와 건조상태의 주입량 비교

4) 주입압에 따른 구근크기 비교

모든 실험에서 주입압과 주입후 형성된 구근의 크기를 도시하면 그림 3.2.54와 같다. 이 때 각 실험에서의 유효응력은 상재압에서 수압을 뺀 값이므로 수압과 상재압이 각각 0, 40kPa인 경우의 유효응력은 40kPa이고, 수압과 상재압이 80, 120kPa인 경우의 유효응력은 40kPa, 수압과 상재압이 150, 200kPa인 경우의 유효응력은 50kPa로 모든 실험에서 유효응력조건은 거의 동일하다. 분석결과, 굵은 모래에서는 주입압 증가에 따라 구근크기가 증가하며, 이러한 주입압 증가에 따른 구근크기 증가 효율은 동일한 유효응력이라도 수압이 증가할수록 감소하는 것으로 나타났다. 하지만 표준사에서는 주입압에 따른 구근의 차이가 거의 없는 것으로 나타났다. 이는 입경이 작은 시료에서는 수압(수심)증가에 따라 주입압을 증가시켜도 주입효율 증가효과가 거의 없다는 것을 의미한다.



(a) 주문진 표준사와 굵은 모래 비교

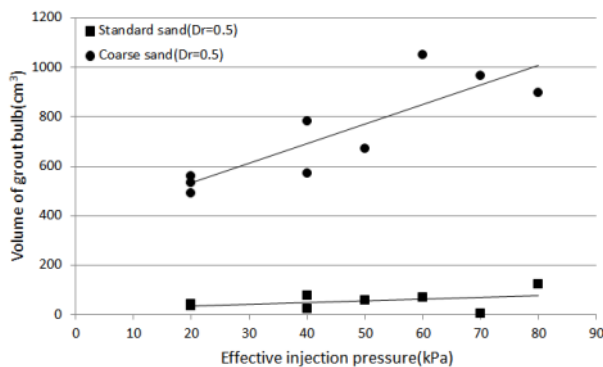
(b) 주문진 표준사

그림 3.254 주입압에 따른 구근크기 비교

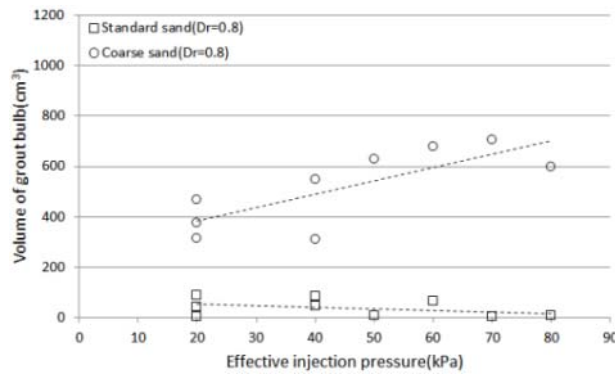
5) 유효주입압 대비 구근크기 비교

가) 시험결과

주입압이 커도 수압이 그 이상으로 크면 그라우트 액은 지반내에 주입될 수 없다. 따라서 실제 주입을 유발하게 되는 순수 주입압은 주입압과 수압의 차이로 나타낼 수 있다. 이 때 주입압과 수압의 차를 유효주입압으로 정의하고 전체시험에 대하여 유효주입압과 구근의 크기를 상대밀도에 따라 그림 3.255에 도시하였다. 그림에서 굵은 모래는 유효주입압 증가에 따라 구근의 크기도 선형적으로 증가하는 것으로 나타났다. 하지만 상대밀도가 50%에서 80%로 증가하는 경우에는 구근의 크기가 감소하여, 수중에서는 상대밀도 증가에 따라 주입효율이 감소하는 것으로 나타났다. 반면에 표준사는 유효주입압이 증가해도 주입효율의 변화가 매우 적은 것으로 나타났다.



(a) 상대밀도 50%

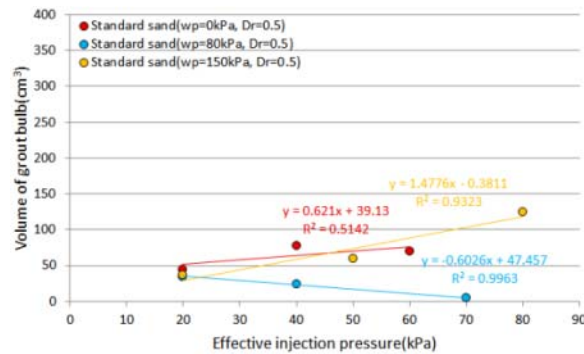


(b) 상대밀도 80%

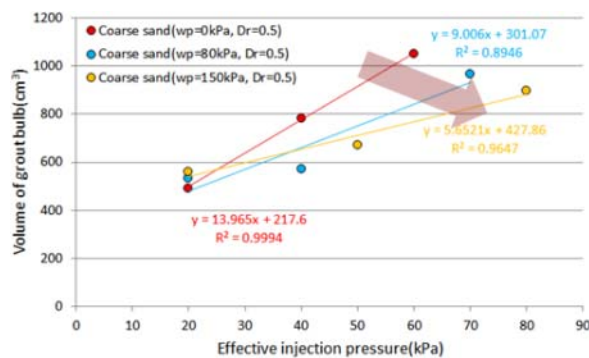
그림 3.255 유효주입압 대비 구근크기 비교(전체 시험)

나) 수압 및 상대밀도의 영향

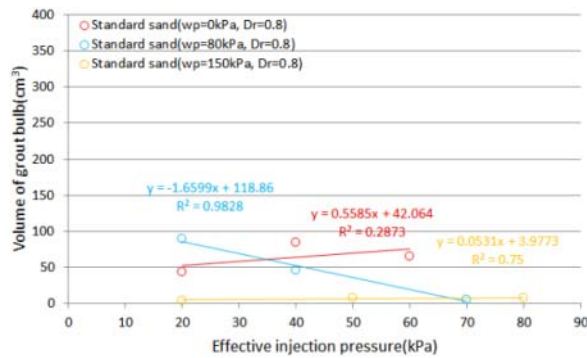
동일한 실험결과를 수압에 따라 도시하면 그림 3.256과 같다. 그림에서 굵은 모래는 유효주입압의 크기가 동일해도 수압(수심)이 증가할수록 주입효율이 감소하는 경향이 뚜렷하게 나타난다. 반면에 표준사는 수압에 따른 영향은 크지 않은 것으로 나타났다.



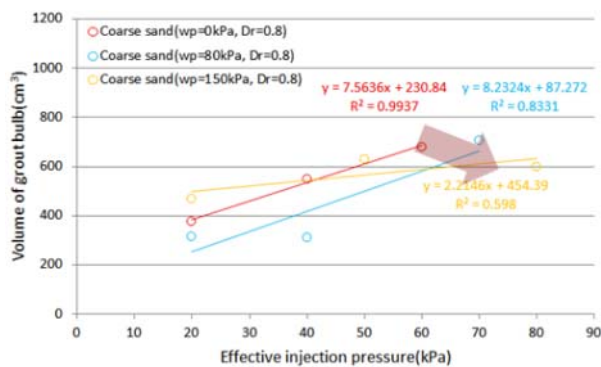
(a) 표준사, 수압 별 비교(상대밀도 50%)



(b) 굵은 모래, 수압 별 비교(상대밀도 50%)



(c) 표준사, 수압 별 비교(상대밀도 80%)



(d) 굵은 모래, 수압 별 비교(상대밀도 80%)

그림 3.2.56 유효주입압 대비 구근크기 비교(수압 및 상대밀도의 영향)

마. 적정 그라우팅 주입압 산정을 위한 설계차트 제시

실제 중심공법 시공시 적정한 그라우팅 주입압을 산정하기 위하여 실험 결과를 바탕으로 설계차트를 제시하였다. 먼저 지반개량을 위한 그라우팅 주입액의 주입범위를 산정해야 한다. 그 이후에는 그라우팅 주입액을 주입할 시료의 입경과 상대밀도를 확인한다. 그라우팅 주입액의 주입범위와 대상지반의 입경, 상대밀도가 결정되면 이에 따라 그라우팅 주입량을 결정할 수 있다. 만약 그라우팅 주입량이 적절하다면 그라우팅 공법이 적용될 대상위치의 수심을 확인하고 수압을 계산한다. 마지막으로 수압과 시료의 입경, 상대밀도, 주입량 등을 고려하여 주입압을 산정하도록 한다. 이렇게 결정된 주입압이 실제 시공성, 즉, 장비의 용량이나 압력범위 내에 있는지 확인하고 주입압이 적절하다면 설계를 완료한다.

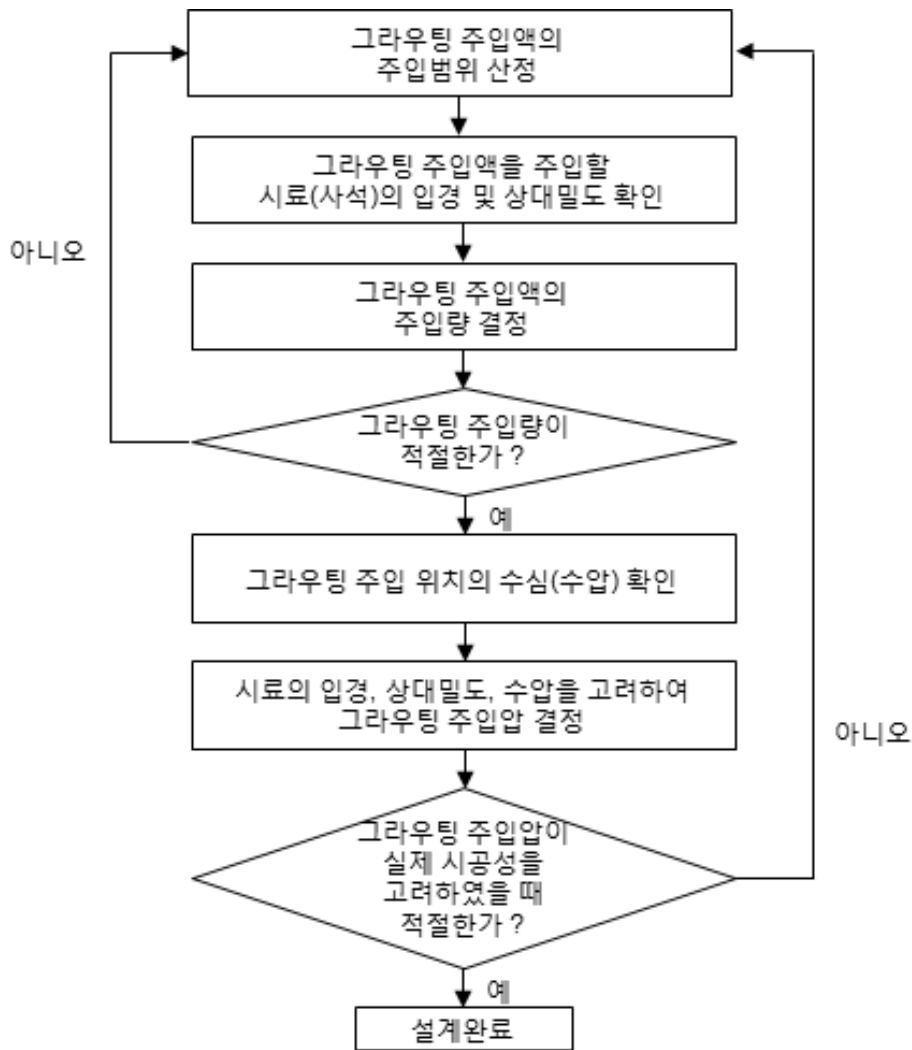


그림 3.257 그라우팅 주입압 설계차트

4. 지반보강 그라우트의 충전성능 평가

가. 지반보강 그라우트의 배합비 선정

1) 개요

본 연구에서는 압축강도 실험을 통해 지반보강성능을 평가한 두 가지 가소성 그라우트 배합 중 충전성능 평가 실험에 사용될 배합을 선정하기 위하여 예비 주입실험을 수행하였다. 예비 주입실험에는 직경 150mm, 높이 300mm, 부피 3.5L 크기의 실린더형 몰드를 사용하여

지반보강성능 평가 실험과 동일한 배합비의 가소성 그라우트를 사용하였다. 각 배합비별로 6개의 실험체를 준비하여 예비 주입실험을 수행하였다. 주입 완료된 실험체는 제작 직후 수온 20℃의 항온수조에서 수중양생 하였으며, 재령 7일과 28일에 각각 3개씩 압축강도 실험을 진행하여 지반보강성능도 재확인하였다.

주입성능에 영향을 미치는 인자는 재료의 점도, 주입압력, 주입속도가 있으며, 가소성 그라우트의 특성상 혼합 후 흐름이 없는 소성고체와 같은 거동을 보이므로 점도 측정이 어렵다. 따라서 플로우 실험(정치, 타격)으로 두 배합의 흐름성능을 비교하였다. 또한 공극율과 주입압력이 동일한 상태에서 주입시간을 측정하여 상대적으로 주입성능이 좋은 배합을 충전성능 평가 실험 배합으로 선정하였다.

2) 주입실험 방법

예비 주입실험에 사용한 가소성 그라우트 배합은 지반보강성능 평가 실험 배합과 동일하다. 실험에 사용한 골재의 크기는 27~32mm를 적용하였다. 공극율을 최대한 동일하게 맞추기 위해 골재를 6.5kg씩 미리 계량해 놓고 다짐 없이 몰드에 채워 넣었고, 물을 부어 채워지는 양으로 부피를 계산하여 공극률을 산출하였다(그림 3.2.58).

예비 주입실험에 사용한 주입장비는 최대 압력 1.2MPa 용량의 에어 콤프레서와 10L 용량의 소형 주입 장치를 사용하였다(그림 3.2.59). 소형 주입 장치의 주입관 직경은 10mm이며, 골재 투입 시 그림 3.2.60(a)와 같이 몰드 상면에서부터 200mm 깊이에 미리 설치해 놓고 주입실험을 진행하였다. 여기서, 주입실험 진행시에는 가소성 그라우트는 압력에 의해 몰드 내부의 공극을 채우므로 골재가 외부로 빠져나가는 것을 방지하기 위하여 그림 3.2.60(b)와 같이 아크릴판을 이용하여 주입실험체를 막아야 한다.



(a) 골재 계량



(b) 공극율 측정

그림 3.2.58 골재 계량 및 공극율 측정



(a) 에어 컴프레서



(b) 주입 장치

그림 3.2.59 예비 주입실험에 사용한 에어 컴프레서 및 주입 장치



(a) 주입관 설치



(b) 예비 주입실험체 세팅 모습

그림 3.2.60 주입관 설치 및 예비 주입실험체 세팅 모습

예비 주입실험체 준비가 완료되면 그림 3.2.61(a)와 같이 가소성 그라우트 10L를 제작하여 소형 주입 장치에 투입 후 주입실험이 진행된다. 소형 주입실험 장치에는 그림 3.2.61(b)와 같이 압력계가 설치되어 있으며, 동일 압력에서의 주입성능을 비교하기 위해 실험 전 에어 컴프레서의 압력을 200kPa 정도로 설정한다.

주입실험은 각 배합당 6개씩 총 12개의 실험체에 대해 수행하였으며, 각 실험체마다 주입 시간을 측정하여 주입속도를 산출하였다. 제작된 주입실험체는 수온 20℃에서 수중양생 하였으며, 7일과 28일 재령에서 압축강도 실험을 수행하여 지반보강성능도 재확인하였다.



a) 가소성 그라우트 준비



(b) 소형 주입 장치에 설치된 압력계

그림 3.2.61 주입 장비 내 가소성 그라우트 투입 및 압력계

추가적으로 주입실험 시 가소성 그라우트의 정치 및 타격 플로우 실험도 함께 진행하였다. 타격 플로우는 정치 플로우 실험 후 15초 동안 15회의 낙하 운동을 가하여 퍼진 후의 지름을 의미한다. 주입실험 및 플로우 실험 모습을 그림 3.2.62에 나타내었다.



(a) 주입 실험



(b) 플로우 실험 장비



(c) 플로우 실험 과정

그림 3.2.62 주입실험 및 플로우 실험



그림 3.2.63 가소성 그라우트 예비 주입실험 과정

예비 주입실험의 전체 실험과정은 다음과 같으며, 그림 3.2.63에 나타내었다.

- ① 가소성 그라우트 및 골재 계량(6.5kg) 계량
- ② 실험체 제작: 주입관 배치 후 골재 투입
- ③ 가소성 그라우트 믹싱: 시멘트 혼합물 및 혼합액 따로 믹싱 후 혼합
- ④ 소형 주입 장치에 가소성 그라우트 투입
- ⑤ 주입 시작
- ⑥ 몰드에 가소성 그라우트가 가득 채워지면 주입 정지

3) 충전성능 평가를 위한 배합비 선정

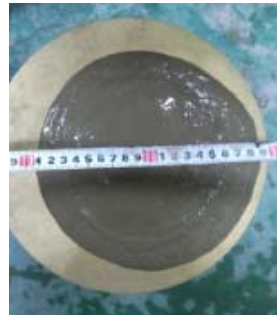
1종 보통시멘트(Mix-1)와 조강시멘트(Mix-2)를 사용한 두 가지 가소성 그라우트 배합에 대한 플로우 실험 결과를 표 3.2.13에 정리하였으며, 각각 그림 3.2.64와 그림 3.2.65에 나타내었다. 두 가지 가소성 그라우트 배합의 정지 플로우 실험 결과는 모두 100mm로 혼합 후 거의 유동이 없는 소성상태를 유지하는 것으로 확인되었다. 타격 플로우 실험 결과도 두 배합 모두 190mm로 동일한 것으로 측정되었다. 따라서, 플로우 실험에 의한 그라우트 주입성능을 평가하기에는 어려움이 있는 것으로 판단된다.

표 3.2.13 가소성 그라우트의 플로우 실험 결과

배합	정치 플로우 (mm)	타격 플로우 (mm)
Mix-1	100	190
Mix-2	100	190



(a) 정치 플로우



(b) 타격 플로우

그림 3.2.64 가소성 그라우트의 플로우 실험 결과 - Mix-1



(a) 정치 플로우



(b) 타격 플로우

그림 3.2.65 가소성 그라우트의 플로우 실험 결과 - Mix-2

1종 보통시멘트(Mix-1)와 조강시멘트(Mix-2)를 사용한 두 가지 가소성 그라우트 배합에 대한 예비 주입실험 결과를 표 3.2.14에 나타내었다. 실험 전 모든 실험체에 골재량을 동일한 무게로 진행하였으므로 공극율은 Mix-2의 4, 5번째 실험체를 제외하고 모두 52.8%로 동일하게 측정되었다. 압력 측정 결과를 살펴보면, Mix-1과 Mix-2의 평균압력은 각각 192 kPa, 202 kPa로 미리 설정한 에어 컴프레서의 압력과 거의 비슷한 수준으로 측정된 것을 확인할 수 있다. 공극율과 주입압력이 동일한 상태에서의 주입시간을 비교해보면, Mix-1은 평균 22.1 초, Mix-2는 평균 77.8 초로 Mix-1이 약 3.5배 정도 빠른 것으로 확인되었다. 주입속도 평균도 마찬가지로 Mix-1이 7.7 L/min, Mix-2가 2.17 L/min으로 Mix-1이 약 3.5배 빠른 것으로 확

인되었다. 조강시멘트의 분말도가 1종 보통시멘트보다 약 1.5배 정도 크기 때문에 물-시멘트 비가 비슷한 수준에서는 상대적으로 조강시멘트를 사용한 배합이 반죽이 된 것으로 나타나 이는 점도가 높다는 것을 의미하며 이러한 이유로 같은 양을 주입하기 위해 필요한 압력도 커지는 것으로 나타났다. 따라서 상대적으로 된 배합인 Mix-2가 Mix-1 보다 동일 압력에서 상대적으로 주입속도가 낮은 것으로 판단된다.

표 3.2.14 가소성 그라우트 예비 주입실험 결과

배합	시편	공극율 (%)	압력 (kPa)	주입시간 (sec)	주입속도 (L/min)
Mix-1	#1	52.8	240	22.7	7.4
	#2	52.8	180	25.2	6.7
	#3	52.8	180	23.1	7.3
	#4	52.8	180	22.7	7.4
	#5	52.8	180	19.2	8.8
	#6	52.8	190	19.5	8.6
Mix-2	#1	52.8	200	88.8	1.9
	#2	52.8	210	81.9	2.1
	#3	52.8	200	82.3	2.0
	#4	50.9	200	80.6	2.0
	#5	50.9	200	63.0	2.6
	#6	52.8	200	70.2	2.4

주입실험체의 재령 7일과 28일에서의 압축강도 실험 결과를 표 3.2.15에 나타내었다. 재령 7일에서의 압축강도 평균은 두 배합 모두 약 9MPa 정도로 소요강도 6MPa를 웃도는 것으로 확인되었다. 28일에서의 압축강도 평균은 Mix-1이 16.2MPa, Mix-2는 17.4MPa로 Mix-2가 약간 높은 것으로 측정되었다.

예비 주입실험 결과, 압축강도 측면에서는 Mix-1과 Mix-2가 비슷한 수준이나, 주입속도는 1종 보통시멘트를 사용한 Mix-1이 조강시멘트를 사용한 Mix-2보다 3배 이상 높은 것을 확인할 수 있었다. 따라서 상대적으로 시공성능이 뛰어난 Mix-1 배합을 충전성능 평가 실험에 적용하였다.

표 3.2.15 가소성 그라우트 예비 주입실험체의 압축강도 실험 결과

재령	시편	압축 강도 (MPa)		압축강도 평균 (MPa)	
		Mix-1	Mix-2	Mix-1	Mix-2
7	#1	10.2	8.7	9.3	9.1
	#2	9.6	9.5		
	#3	8.9	9.0		
28	#1	15.0	18.7	16.2	17.4
	#2	16.4	16.0		
	#3	17.2	17.6		

나. 가소성 그라우트의 충전성능 평가

1) 개요

가소성 그라우트의 충전성능은 실내실험을 통하여 평가하였다. 충전성능 평가 실험의 목적은 사석마운드에 가소성 그라우트를 주입했을 때 원하는 범위만큼 충진이 잘 되는지와 시공 시 적절한 주입속도를 파악하는 것이다. 충전성능 평가 실험에 사용할 가소성 그라우트 배합은 예비 주입실험을 통해 1종 보통시멘트를 사용한 배합으로 선정되었다.

충진성능 평가 실험에는 직경 400mm, 높이 530mm 크기의 원형 실험체를 설계하여 제작하였고 펌프 속도와 사석의 종류를 변수로 총 5개의 실험체에 대해 충전 실험을 수행하였다. 충전성능 평가 실험에 사용한 펌프는 최대압력 4MPa, 최대토출량 40L/min의 모르타르 펌프를 적용하였다.

각 변수별로 공급율, 압력, 주입시간을 측정하였으며, 충전성능 평가 실험 후 28일 경과 시점에서 실험체의 충전 상태를 육안으로 관찰하였다. 그라우팅 시 시간지연으로 인한 충전성능 감소 효과도 살펴보기 위해 5개의 실험체 중 1개의 실험체에 대해서는 가소성 그라우트 혼합 후 1시간 경과 후 실험을 진행하였다. 그림 3.2.66은 가소성 그라우트의 충전성능 평가 실험 개요를 나타낸 것이다.

· 실험 개요

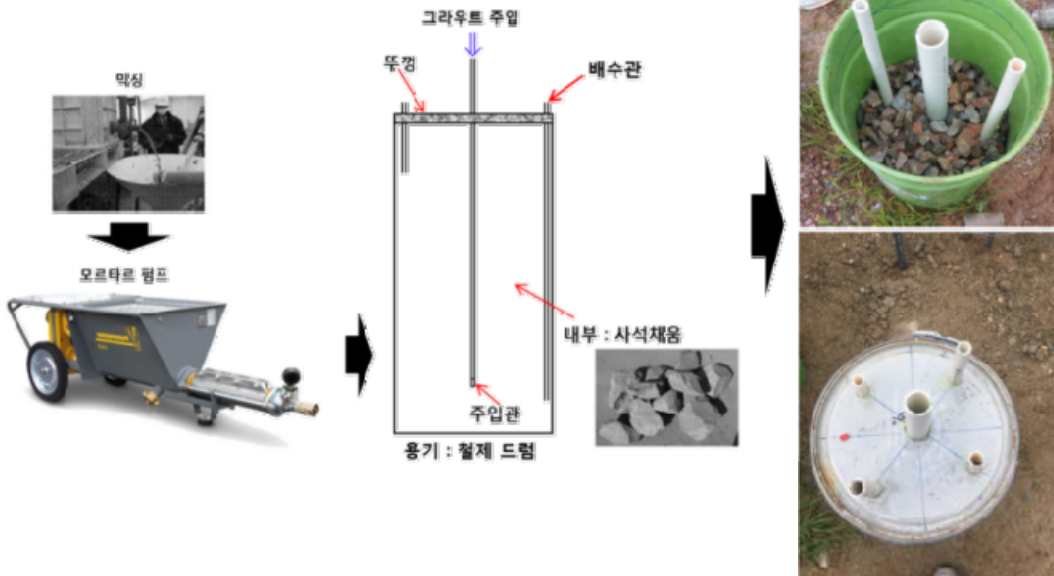


그림 3.2.66 충전성능 평가 실험 개요

2) 충전성능 평가 실험체 설계

가소성 그라우트의 충전성능을 평가하기 위해 원형 실험체에 주입관과 배수관을 설계하였다. (그림 3.2.67). 원형 실험체의 치수는 직경 400mm, 높이 530mm이며 부피는 약 66.6L이다. 가소성 그라우트가 주입되는 주입관의 내경은 40mm이며, 실험체 바닥에서부터 150mm 높이에 설치하였다. 배수관은 그라우팅 시 실험체 내부에 채워진 물을 배출하기 위한 용도로 내경은 20mm이며 실험체 하부 2개, 상부 2개를 설치하였다. 배수관 위치는 각각 실험체 바닥에서부터 50mm, 480mm 높이에 설치되어 있다. 주입관과 배수관의 재질은 모두 폴리염화비닐(PVC, Polyvinyl chloride)으로 제작되었다.

실험체는 총 5개를 제작하였으며, 그림 3.2.68과 같이 실험시 원형 실험체 내에 사석을 채우면서 주입관과 배수관을 설치하는 방식을 적용하였다. 실험체 제작 완료 후 뚜껑을 닫아 밀폐시킨 모습은 아래 그림과 같다. 가소성 그라우트 충전실험 중에는 주입관 및 배수관과 뚜껑 사이를 에폭시로 처리하여 누수를 방지하도록 하였다.

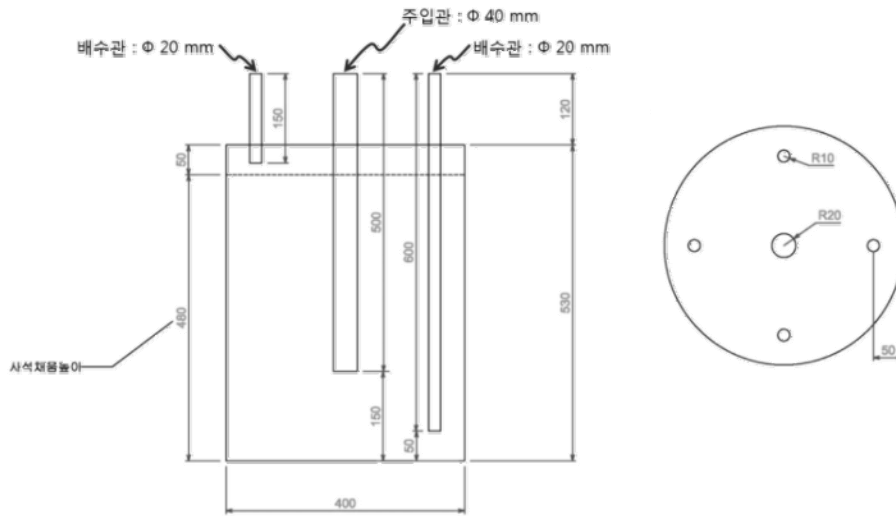


그림 3.2.67 충전성능 평가 실험체 개념도



(a) 골재 투입 및 주입관과 배수관 설치



(b) 충전성능 평가 실험체 제작 완료

그림 3.2.68 충전성능 평가 원형 실험체 제작

3) 실험조건

가소성 그라우트의 충전성능 평가 실험체는 총 5개를 제작하여 실험에 적용하였다. 충전성능 실험은 펌프 속도와 채움 사석의 종류에 따른 영향을 검토하기 위해 표 3.2.16과 같은 조건으로 진행되었다.

실험체 제작 시 사용한 사석의 크기는 27mm 미만, 27mm 이상 32mm 이하, 32mm 초과, 총 3가지이며, 실험 조건은 사석의 크기별로 한 가지만 사용한 실험체, 두 가지를 50%씩 혼합해서 사용한 실험체, 3 가지를 모두 혼합하여 사용한 실험체로 구분하여 실험이 진행되었다.

펌프 속도에 따른 충전성능 실험에서의 사석 입경은 27mm에서 32mm 조건으로 적용되었다. 사석의 입경크기에 따른 실험은 펌프 속도를 220rpm 조건으로 적용하였다. 표 3.2.16에서 사석 크기 부분의 혼합비율 “%”는 무게비를 의미한다. 실험 case의 VL, VM, VH는 각각 펌프 속도 하(170rpm), 중(190rpm), 상(220rpm)을 의미하며, 사용한 사석의 종류가 1가지이면 A1, 2가지 혼합이면 A2, 3가지 혼합이면 A3로 정의하였다.

표 3.2.16 충전성능 평가 실험 조건

실험 case	조건	
	펌프 속도	사석 크기
VL-A1	170rpm	27mm ~ 32mm : 100%
VM-A1	190rpm	
VH-A1	220rpm	
VH-A2		27mm 미만 : 50% 27mm ~ 32mm : 50%
VH-A3		27mm 미만 : 30% 27mm ~ 32mm : 40% 32mm 이상 : 30%

4) 실험을 위한 장비설계 및 제작

충진성능 평가 실험을 위한 배관을 설계하였으며 그림 3.2.69에 배관설계 단면도를 나타내었다. 전체 배관 길이는 8,200mm이며, 배관 입구에서부터 1,000mm 위치에 압력센서를 설치하여 압력을 측정하였다. 충전성능 평가 실험에 사용한 펌프는 최대압력 4MPa, 최대토출량 40L/min 규격의 모르타르 펌프를 적용하였으며, 그림 3.2.70에 압력센서 및 충전성능 평가 실험에 사용된 펌프를 나타내었다. 그림 3.2.71은 충전성능 평가 실험을 위해 설치된 배관의 모습을 나타낸 것이다. 펌프 입구에서 3,800mm까지는 내경 55mm의 철제배관을 설치하였으며, 이후 4,000mm는 고무관을 설치하여 실험체의 주입관과 연결이 가능하도록 제작되었다.

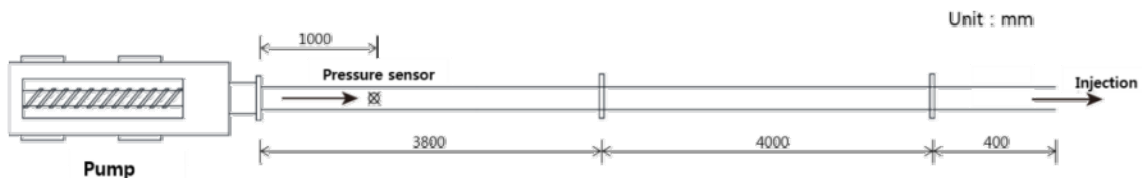


그림 3.2.69 충전성능 평가 실험 배관 설계 단면도



(a) 압력센서



(b) 모르타르 펌프

그림 3.2.70 압력센서 및 모르타르 펌프



그림 3.2.71 충전성능 평가 실험을 위해 설치된 배관

5) 실험방법

가소성 그라우트의 충전성능 평가 실험을 통해 공극율, 주입압력, 그리고 주입시간을 측정하였다. 공극율은 실험체를 제작할 때 사석을 채운 후 그림 3.2.72와 같이 실험체 내부에 물을 부어 채워지는 부피로 계산하였다. 충전 실험을 진행하면서 배출되는 물을 받기 위해 그림 3.2.73과 같이 배수관 아래에 통을 배치하였으며, 상부 배수관에서 그라우트가 배출되면 실험을 종료하였다. 충전성능 평가 실험 시 타이머로 주입시간을 측정하여 주입속도를 계산하였다. 실제 현장에서의 가소성 그라우트 주입 공법은 시멘트 혼합물과 혼합액을 고압 분사로 각각 주입하여 개량단면 내에서 혼합하는 방식을 사용한다. 하지만 본 실험에서는 고압으로 주입하기에는 실험체의 규모가 작으며, 주입되는 가소성 그라우트의 양도 많지 않기 때문에 충전성능 평가 실험 전에 시멘트 혼합물과 혼합액을 미리 혼합하여 충전성능을 평가하는 것으로 실험을 진행하였다.



그림 3.2.72 공극율 측정



그림 3.2.73 배수관 설치

그림 3.2.74는 가소성 그라우트 제작 및 펌프 호퍼에 재료를 투입한 모습을 나타낸 것이다. 그라우팅 시공 시 시간지연으로 인한 충전성능 감소 효과를 확인하기 위해 VM-A1 실험체는 가소성 그라우트를 제작하고 1시간 경과 후에 실험을 진행하였다. 충전성능 평가 실험에서의 목표 충전 범위는, 수평방향으로는 실험체 옆면 전체, 그리고 연직방향으로는 실험체 바닥에서부터 상부 배수관 설치위치인 480mm까지이다. 충전성능 평가 실험 과정은 다음과 같으며, 그림 3.2.75에 전체 실험 과정을 나타내었다.

- ① 실험체 제작 : 골재 및 주입관과 배수관 설치
- ② 제작된 실험체와 배관 연결
- ③ 가소성 그라우트 믹싱 : 시멘트 혼합물 및 혼합액 따로 믹싱 후 혼합
- ④ 펌프 호퍼에 가소성 그라우트 투입
- ⑤ 주입 시작
- ⑥ 상부 배수관에서 가소성 그라우트 배출 시 실험 종료



(a) 가소성 그라우트 믹싱 (b) 실험 전 호퍼에 투입된 그라우트
그림 3.2.74 충전성능 평가 실험을 위한 가소성 그라우트 준비 과정

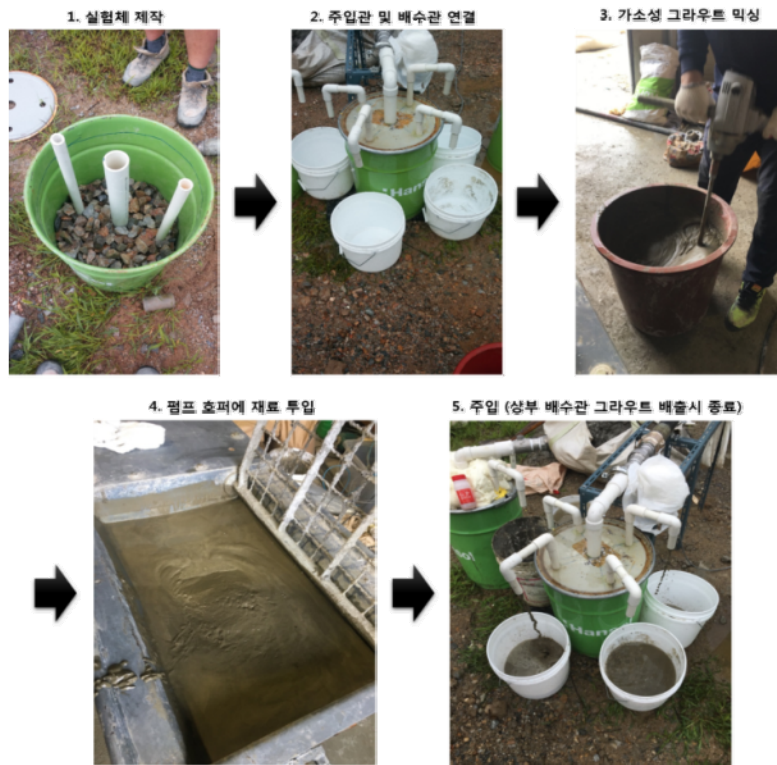


그림 3.2.75 가소성 그라우트 충전성능 평가 실험 과정

6) 실험결과

각 실험에 대한 충전성능 실험에 대해 공극율, 주입압력, 주입시간 결과를 표 3.2.17에 나타내었다. 물 채움량은 공극율 측정을 위해 실험체 내에 채워진 물의 양을 의미하며, 주입속도 계산이 가능하다.

공극율 측정 결과를 살펴보면, 사석크기 27mm 이상 32mm 이하로만 채운 VL-A1, VM-A1, VH-A1 실험체는 공극율이 약 43% 정도로 비슷한 수준으로 측정되었다. 사석크기 2가지를 혼합한 실험체 VH-A2와 3가지를 혼합한 실험체 VH-A3 실험체의 공극율은 각각 41.7%, 41.4%로 비슷한 수준으로 측정되었으며, 1종류의 사석을 사용한 실험체보다는 약간 작은 것으로 확인되었다. 크기 27mm 미만의 사석을 채움으로써 공극율이 감소될 것으로 예상했지만 크게 영향이 없는 것으로 확인되었다. 압력측정 결과를 살펴보면, 시간지연으로 인한 충전성능 감소 효과를 확인하기 위한 VM-A1 실험체가 104.8kPa로 가장 높게 측정되었는데, VH-A1에 비해 주입속도는 느린데도 불구하고 압력은 약 26% 정도 높은 것으로 나타났다. 원인은 가소성 그라우트 혼합 후 1시간 경과 후 실험을 진행하였기 때문에 일반적인 시멘트계 재료와 마찬가지로 유동성 저하 및 응결에 의해 주입압력이 높아진 것으로 판단된다.

표 3.2.17 충전성능 평가 실험 결과

case	물 채움량 (L)	공극율 (%)	주입압력 (kPa)	주입시간 (sec)	주입속도 (L/min)
VL-A1	28.8	43.2	47.0	83.7	20.6
VM-A1	28.3	42.5	104.8	55.6	30.5
VH-A1	28.8	43.2	83.5	35.0	49.4
VH-A2	27.8	41.7	82.3	34.8	47.9
VH-A3	27.6	41.4	95.3	35.9	46.1

충진성능 평가 실험을 통해 측정된 주입압력과 주입속도의 관계를 그림 3.2.76에 나타내었다. 주입속도가 중간(VM)인 실험체의 압력은 시간지연에 의한 유동성 저하로 인해 주입속도가 상(VH) 실험체의 압력보다 높게 측정되었다. 그러나 속도 하(VL) 실험체와 속도 상 실험체의 주입압력-주입속도 관계를 보면, 시간지연 없이 속도 중 실험체의 실험을 진행했을 경우 주입압력과 주입속도는 선형적인 관계를 보였을 것으로 판단된다.

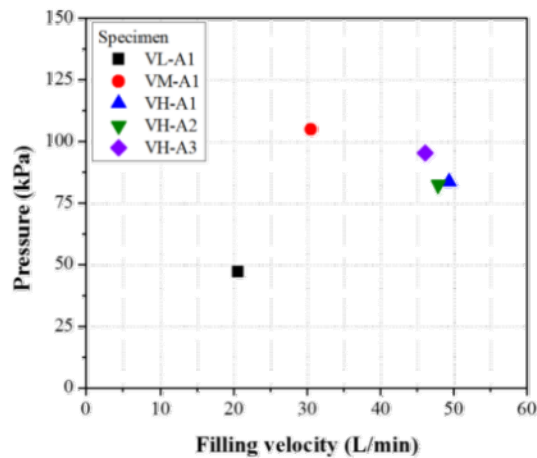


그림 3.2.76 충전성능 평가 실험을 통해 측정된 주입압력-주입속도 관계

가소성 그라우트의 충전성능 평가 실험 후 28일 경과 시점에서 실험체의 충전 상태를 육안으로 관찰하였다. 실험체의 옆면을 해체한 후 실험체의 충전 상태를 그림 3.2.77에 나타내었다. 실험체의 표면 상태는 충전 속도가 약 20 L/min으로 가장 낮은 VL-A1 실험체가 상대적으로 공극이 적고 충전 범위도 가장 큰 것을 확인할 수 있었다. VM-A1 실험체를 제외한 모든 실험체에서 연직방향과 수평방향으로 목표한 범위만큼 충진이 잘 된 것을 확인하였다. VM-A1 실험체는 수평방향으로는 충전 범위를 만족하였지만, 주입관 아래쪽으로는 충진이

잘 되지 않은 것으로 확인되었다. 가소성 그라우트를 제작하고 1시간 경과 후 실험을 진행하였기 때문에 다른 실험체들에 비해 그라우트의 유동성이 저하되어 주입관 아래쪽으로는 잘 채워지지 않은 것으로 판단된다. 따라서 현장에서의 그라우팅 공정 시 시공효율이나 충전성능 측면에서 그라우트재를 정지 없이 가능한 연속으로 주입하는 것이 효과적이라고 판단된다. 주입압력이 증가할수록 주입속도는 증가하는 것으로 확인되었다.



(a) VL-A1 실험체

(b) VM-A1 실험체

(c) VH-A1 실험체



(d) VH-A2 실험체

(e) VH-A3 실험체

그림 3.2.77 각 변수별 충전성능 평가 실험체의 충전 상태

7) 소론

가소성 그라우트의 충전성능 평가를 위해 직경 400mm, 높이 530mm 크기의 실험체를 5개를 제작하여 주입 실험을 수행하였다. 측정 항목은 공극율, 주입압력, 그리고 주입속도이며, 펌프속도와 실험체 내부에 채워지는 사석의 크기 및 종류를 실험조건에 따른 영향을 검토하였다. 또한 1개의 실험체에 대해 가소성 그라우트를 제작하고 1시간 경과 후 실험을 진행하여 시간지연으로 인한 충전성능 감소 효과를 확인하였다.

공극율 측정 결과, 사석크기 27mm 이상 32mm 이하로만 채운 VL-A1, VM-A1, VH-A1 실험체는 공극율이 약 43% 정도로 비슷한 수준으로 측정되었다. 사석크기 2가지를 혼합한 실험체 VH-A2와 3가지를 혼합한 실험체 VH-A3 실험체의 공극율은 각각 41.7%, 41.4%로 비슷한 수준으로 측정되었으며, 1종류의 사석을 사용한 실험체보다는 약간 작은 것으로 확인되었다. 크기 27mm 미만의 사석을 채움으로써 공극율이 감소될 것으로 예상했지만 크게 영향을 미치지 않는 것으로 확인되었다.

압력측정 결과, 시간지연으로 인한 충전성능 감소 효과를 확인하기 위한 VM-A1 실험체가 104.8kPa로 가장 높게 측정되었다. VH-A1에 비해 주입속도는 느린데도 불구하고 압력은 약 26% 정도 높은 것으로 나타났다. 가소성 그라우트 혼합 후 1시간 경과 후 실험을 진행하였기 때문에 일반적인 시멘트계 재료와 마찬가지로 유동성 저하 및 응결에 의해 주입압력이 높아진 것으로 판단된다.

가소성 그라우트의 충전성능 평가 실험 후 28일 경과 시점에서 실험체의 충전 상태를 육안으로 관찰하였다. 실험체의 표면 상태는 충전 속도가 약 20L/min으로 가장 낮은 VL-A1 실험체가 상대적으로 공극이 적고 충전 범위도 가장 큰 것을 확인할 수 있었다. VM-A1 실험체는 수평방향으로는 충전 범위를 만족하였지만, 주입관 아래쪽으로는 충진이 잘 되지 않은 것으로 확인되었다. 가소성 그라우트를 제작하고 1시간 경과 후 실험을 진행하였기 때문에 다른 실험체들에 비해 그라우트의 유동성이 저하되어 주입관 아래쪽으로는 잘 채워지지 않은 것으로 판단된다.

5. 가소성 그라우트 충전 시뮬레이션 기법 개발

가. 개요

본 연구에서는 지반보강 그라우트 충전 시뮬레이션 기법을 개발하여 그라우트 충전실험과 비교하여 검증하였다. 사석 각각에 대해 모델링하는 것은 크기와 형태가 매우 다양하기 때문에 사석으로 이루어진 중력식 구조물 하부의 환경을 모사할 수 있는 모델링 방법을 모색하였으며, 사석마운드 부분을 porous media model을 이용하여 모델링하는 방법을 고안하였다.

먼저 2차원 기본해석을 통해 충전성능에 영향을 미치는 인자들에 대한 parametric study를 수행하였으며, 최종적으로 충전성능 평가 실험체에 대한 충전 시뮬레이션을 수행하여 가소성 그라우트의 충전 시뮬레이션 해석 시 porous media model에 사용되는 해석 입력변수를 파악하였다.

나. 해석방법

1) Porous media model

Porous media model은 사석마운드와 같이 복잡한 형상을 고려하지 않고도 다공질 물질의 전반적인 유동 및 압력 저항에 대하여 평가할 수 있는 장점이 있다. 특징으로는 다공질 물질 내부의 복잡한 유동을 공간 평균 기법을 이용하여 간단화한 모델로써, 다공질 물질을 일정한 체적을 갖는 유체로 모델링이 가능하다.

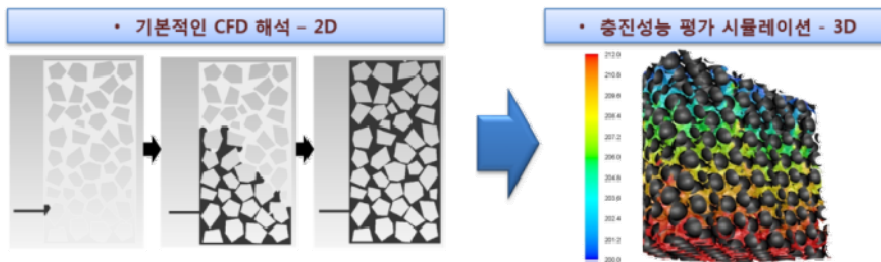
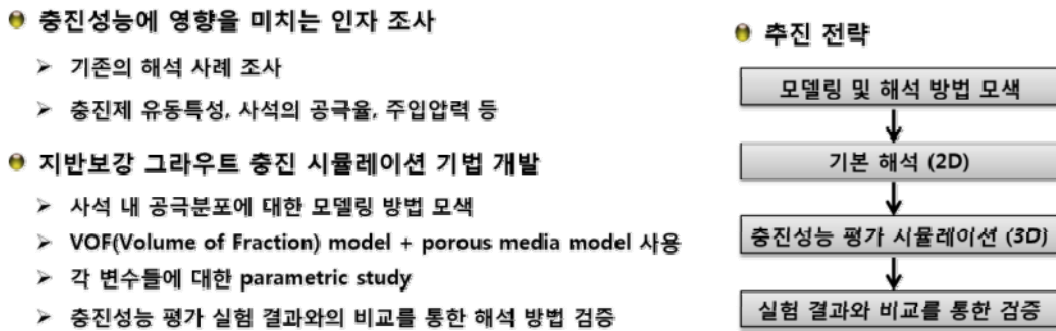


그림 3.2.78 가소성 그라우트 충전 시뮬레이션 연구 개요

다공질 물질은 공극(pore)의 형태나 크기가 물질에 따라서 매우 불균일하기 때문에 내부에서의 유동도 실제로 매우 불균일하다고 할 수 있다. Porous media model은 다공질 물질 내부의 여러 공극을 거쳐서 나타난 공간 평균값들을 이용하며, 이러한 접근 방법을 통해서 다공질 물질 내부 유동에 대한 이론 및 해석적인 분석이 가능하다. 공간 평균을 적용하기 위해서 다공질 물질을 대표할 수 있는 일부분을 단위 대표 체적으로 정의하며, 단위 대표 체적을 통해서 다공질 물질 내부의 값들을 평균하게 된다. 이때, 단위 대표 체적을 이용하여 평균하는 방법과 단위 대표 체적 내 유체의 체적만을 이용하여 평균하는 방법이 있다. 속도의 예를 들면, 전자의 경우 겉보기 속도(superficial velocity), 후자의 경우 물리 속도(physical velocity)로 정의한다. 겉보기 속도와 물리 속도는 공극율(porosity)를 통해서 아래와 같은 관계식으로 나타낼 수 있다.

$$V = \epsilon v \quad (3.2.1)$$

여기서, V 는 걸보기 속도, v 는 물리 속도를 의미한다.

CFD(Computational Fluid Dynamics) 해석 프로그램에서도 이와 같은 두 가지 접근 방식으로 주로 사용한다. 걸보기 속도 접근 방식은 다공질 물질을 통과하는 속도에 대한 연속성을 만족하는 특징이 있으며, 물리 속도 접근방식은 다공질 물질 내부의 실제 속도를 적용할 수 있다.

2) VOF(Volume of Fluid) model

VOF model은 그림 3.2.79와 같이 밀도차가 큰 두 가지 이상의 유체가 각각의 해석격자(mesh) 안에서 차지하고 있는 부피의 비율을 계산하는 방법이다.

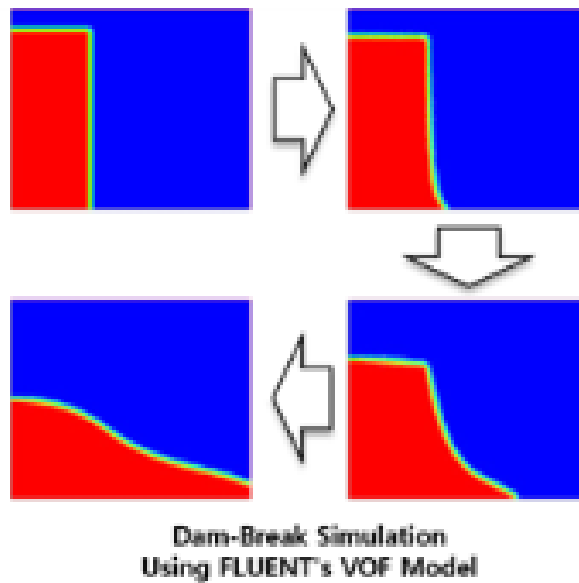


그림 3.2.79 VOF model을 이용한 해석 예시

이 모델을 유동 계면(fluid interface)를 고려하는 방법에 따라 서로 다른 해석 결과를 나타낼 수 있다. 유동 계면을 고려하는 방법으로, linear slope reconstruction과 donor-acceptor scheme 두 가지 방식이 있다. Linear slope reconstruction 방식은 각각의 격자 내에서 유동 계면의 선형변화를 고려할 수 있어 격자가 충분히 작은 경우 실제와 유사한 유동 계면을 묘사할 수 있다. Donor-acceptor scheme은 불규칙하게 분포되어 있는 격자에 주로 사용되는 방식이다.

다. 그라우트 충전 영향인자 분석

1) 개요

가소성 그라우트 충전성능 평가 실험체에 대한 충전 시뮬레이션을 수행하기에 앞서 직경 150 mm, 높이 300mm 공시체에 대한 2차원 기본해석을 수행하였다. 해석을 통하여 porous media model과 VOF model을 사용한 시뮬레이션 기법의 적용가능성 확인과 그라우트의 점도와 주입압력이 주입성능에 미치는 영향을 파악하는데 목적을 두고 있다.

2) 해석 대상 모델링 및 조건

기본해석에서는 직경 150mm, 높이 300mm 공시체의 단면을 2차원으로 모델링하여 시뮬레이션을 수행하였다. 그림 3.2.80에 해석 대상에 대한 격자생성, 그리고 VOF model과 porous media model을 사용한 해석에서 필요한 입력변수들을 나타내었다.

- VOF(Volume of Fluid) model + porous media model 사용한 2D 기본해석 수행
- 각 변수들이 충전성능에 미치는 영향을 파악하기 위한 parametric study 수행 - 2D

✓ 해석 입력 변수 - reference value

① Material properties of grout

- Density : 1,700 (kg/m³)
- Viscosity : 1 (Pa·s)

② 주입 압력

- 200 kPa (2 bar)

③ Porous zone

- Fluid porosity : 1
- Viscous resistance (1/α) : 50 x 10⁶ (1/m²)
- Permeability (α) : 20 x 10⁻⁹ (m²)

④ Surface tension

- Cement paste-air interface : 0.07 (N/m)

⑤ 자중 고려

- Gravity : 9.81 (m/s²)

✓ Parametric study

① Viscosity : 1 ~ 3 Pa·s

② Pressure : 100 ~ 300 kPa

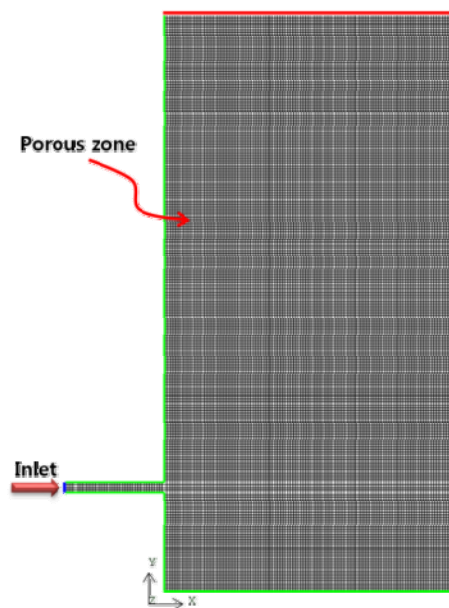


그림 3.2.80 해석대상 모델링 및 해석입력 변수

해석 격자는 주입구에서부터 실험체까지의 주입관은 직경 5mm로 하였으며, 실험체 내부의 모든 영역을 다공질 물질로 적용하였다. 그라우트의 재료특성인 밀도는 실제 가소성 그라우트의 밀도인 1,700kg/m³을 사용하였으며, 점도는 실험을 통해 측정을 하지 않고 일반적으로

시멘트 페이스트의 점도 수준보다 약간 높은 $1\text{Pa}\cdot\text{s}$ 정도로 가정하였다. 주입압력은 가소성 그라우트 배합비를 구하기 위한 예비주입 실험에서 측정된 압력인 200kPa 을 적용하였다. 다공질 물질 영역에서의 해석입력 변수인 공극율, 점도 저항, 투수성 등은 모두 가정하였다. 그라우트 재료와 공기 사이의 표면 장력은 기존의 해석 사례를 참고하여 0.07N/m 로 하였으며, 가소성 그라우트의 자중도 고려하였다.

그라우트재의 점도와 주입압력이 주입성능에 미치는 영향을 알아보기 위해 그라우트의 점도 범위 $1\text{Pa}\cdot\text{s}$ 에서 $3\text{Pa}\cdot\text{s}$ 까지, 그리고 주입압력 100kPa 에서 300kPa 까지를 범위로 parametric study를 수행하였다.

3) 영향인자 분석

그라우트의 점도 $1\text{Pa}\cdot\text{s}$, 주입압력 200kPa 을 기준 해석입력 변수로 하여 VOF model과 porous media model을 사용한 해석방법의 적용가능성을 검토하였다. 그림 3.2.81은 해석 결과로 그라우트가 실험체 내부에 충전되는 과정을 추출한 것이다. 해석 결과를 살펴보면, 주입관 입구에서부터 그라우트가 채워지기 시작하여 약 30초 정도에서 실험체 내부에 가득 채워지는 것을 확인할 수 있다. VOF model과 porous media model을 사용하여 그라우트 충전 시뮬레이션을 수행한 결과 그라우트재가 실험체 내부에 채워지는 과정을 잘 묘사하는 것으로 확인되었다.

그림 3.2.82는 그라우트재의 점도를 $1\text{Pa}\cdot\text{s}$ 로 고정한 상태에서 주입압력만을 변화시켜 해석을 수행한 결과를 나타낸 것이다. 주입 압력 100kPa 의 경우 실험체를 가득 채우는 데 걸리는 시간은 약 52초, 200kPa 의 경우 약 30초, 300kPa 의 경우 약 24초 정도 걸리는 것으로 평가되었다. 본 해석에서는 다공질 물질 부분의 해석입력 변수를 가정하였기 때문에 실제 실험과는 차이가 있다. 따라서 이 연구의 해석 결과는 주입압력이 주입성능에 미치는 영향을 파악하는 수준으로만 사용될 수 있다. 주입압력이 100kPa 에서 200kPa 로 증가하면 약 12초 정도 주입시간이 단축되었고, 200kPa 에서 300kPa 로 증가하면 약 6초 정도 주입시간이 단축되었다. 이 결과로 봤을 때에는 주입압력이 높아질수록 주입시간이 단축되는 정도는 감소하는 것으로 판단되며, 어느 정도 압력 수준 이상에서는 일정시간으로 수렴하여 압력증가에 의한 주입시간 단축효과는 사라질 것으로 사료된다. 따라서 현장에서의 가소성 그라우트 주입 시공 전 충전 시뮬레이션을 통해 주입압력의 최적값을 파악하여 불필요한 에너지 소모를 줄일 수 있을 것으로 판단된다.

그림 3.2.83은 주입압력을 100kPa 로 고정한 상태에서 그라우트재의 점도만을 변화시켜 해석을 수행한 결과를 나타낸 것이다. 그라우트재의 점도가 $1\text{Pa}\cdot\text{s}$ 의 경우 실험체를 가득 채우는 데 걸리는 시간은 약 32초, $2\text{Pa}\cdot\text{s}$ 의 경우 약 54초, $3\text{Pa}\cdot\text{s}$ 의 경우 약 89초 정도 걸리는 것으로 나타났다.

✓ 해석 입력 변수 - reference value

① Material property

- Density : 1,700 (kg/m³)
- Viscosity : 1 (Pa-s)

② 주입 압력

- 200 (kPa)

③ Porous zone

- Fluid porosity : 1
- Viscous resistance : 50 x 10⁶ (1/m²)

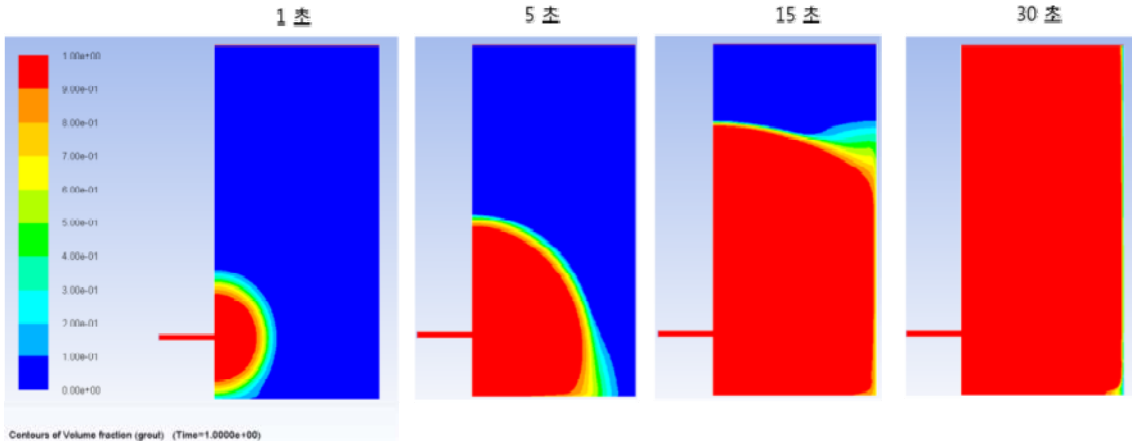


그림 3.2.81 2차원 기본 해석 결과

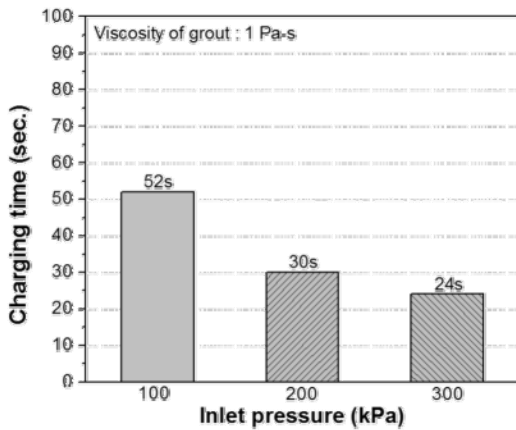


그림 3.2.82 주입압력에 대한 parametric study 시뮬레이션 결과

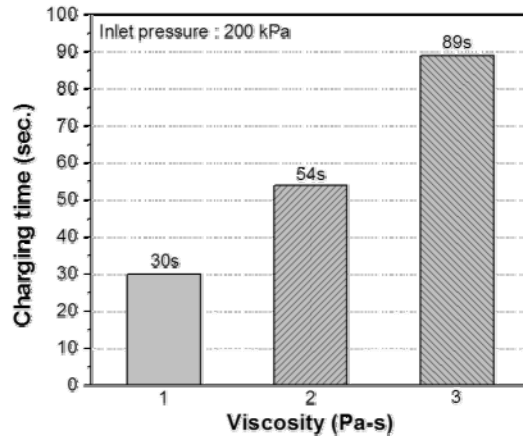


그림 3.2.83 그라우트재의 점도에 대한 parametric study 시뮬레이션 결과

수치해석을 통하여 점도가 높을수록 그라우트재가 실험체를 가득 채우는 데 걸리는 시간은 증가하는 것을 확인할 수 있다. 점도가 증가하면 그만큼 주입성능이 떨어진다는 것을 의미하며, 충전성능 평가 실험에서와 같이 그라우트재 제작 후 지연시간이 있는 경우 경화로 인해 점도가 높아지기 때문에 현장에서의 그라우팅 공정 시 시공효율이나 충전성능 측면에서 그라우트재를 정지 없이 가능한 연속으로 주입하는 것이 효과적이라고 판단된다.

라. 가소성 그라우트 충전 시뮬레이션 검증

가소성 그라우트 충전성능 평가 실험체에 대한 충전 시뮬레이션을 수행하여 이 연구에서 정립한 porous media model과 VOF model을 사용한 해석방법을 검증하였다.

그림 3.2.84에 충전성능 평가 실험체에 대한 모델링과 해석입력 변수를 나타내었다. 기본적으로 충전성능 평가 실험에서 측정된 값을 그대로 해석입력 변수로 사용하였으며, 그라우트 재의 점도는 측정을 하지 못했기 때문에 기본해석에서와 마찬가지로 일반적인 시멘트 페이스트의 점도보다 약간 높은 $1\text{Pa}\cdot\text{s}$ 로 가정하였다. 충전성능 평가 실험체의 형상이 원통형인 것으로 고려하여 축대칭 모델을 사용하였으며, 실험체의 치수와 주입관의 직경은 실제 실험체와 동일하게 모델링하였다. 충전성능 평가 실험에서 VH-A1(펌프속도 상, 사석 종류 한 가지) 실험체의 실험 결과인 주입압력 83.5kPa , 공극율 0.432 를 해석입력 변수로 입력하였다. Porous media model을 사용한 유동 시뮬레이션에서 중요한 입력 변수인 다공성 물질 영역 내부의 점성 저항(viscous resistance) $25 \times 10^6(1/\text{m}^2)$ 은 실제로 측정된 주입시간인 35초를 역으로 계산하기 위해 적용된 값이다.

그림 3.2.85는 주입시간에 따른 그라우트재의 충전 과정을 나타낸 것이다. 약 30초 정도에 충전 실험체 바닥부분 둘레를 제외한 모든 영역에 그라우트재가 채워졌으며, 35초에서 그라우트재가 실험체를 완전히 채우는 것을 확인하였다. 시뮬레이션을 통해 찾아낸 점성 저항 $25 \times 10^6(1/\text{m}^2)$ 은 본 연구에서 수행한 충전성능 평가 실험에만 해당되는 값이며, 여기서는 해석방법의 검증을 위해서 점성 저항 값을 변경하여 산정되었다. 따라서 다른 그라우팅 재료나 사석층의 해석에 적용하는 데에는 한계가 있으며, porous media model에 사용되는 해석입력 변수를 실험을 통해 파악하면 좀 더 정확한 시뮬레이션 정확성을 얻을 수 있을 것으로 판단된다.

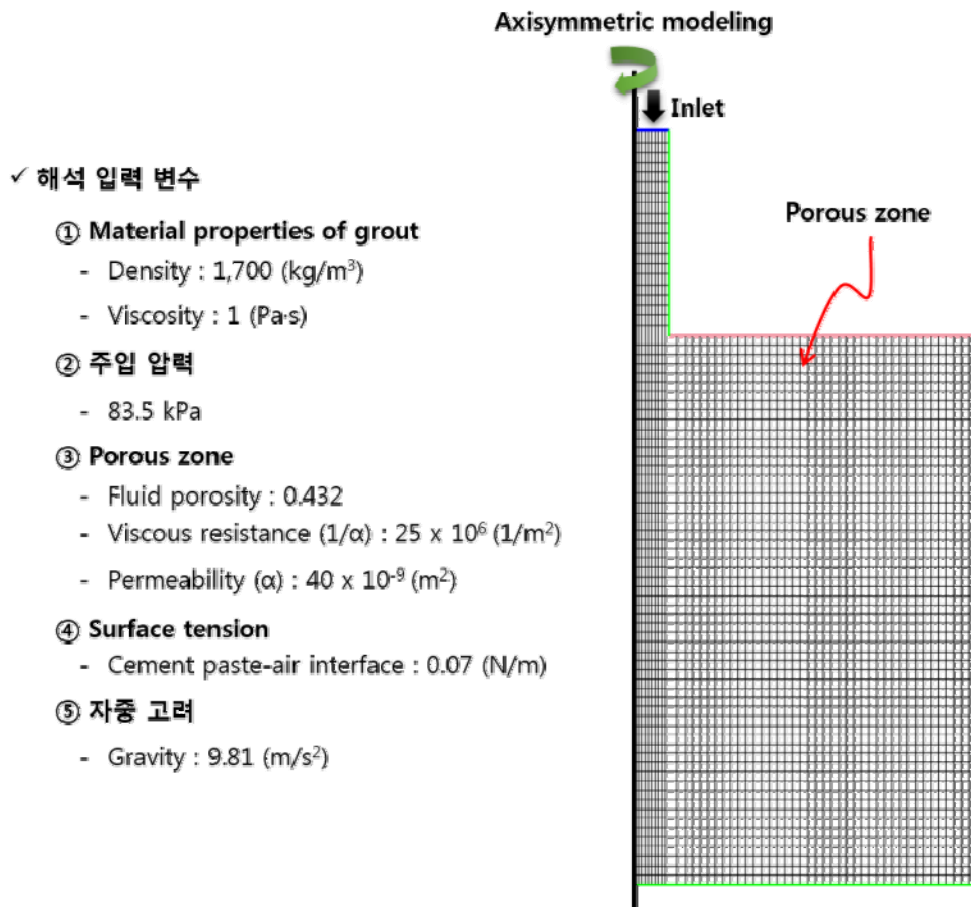


그림 3.2.84 충전성능 평가 실험체에 대한 모델링 및 해석입력 변수

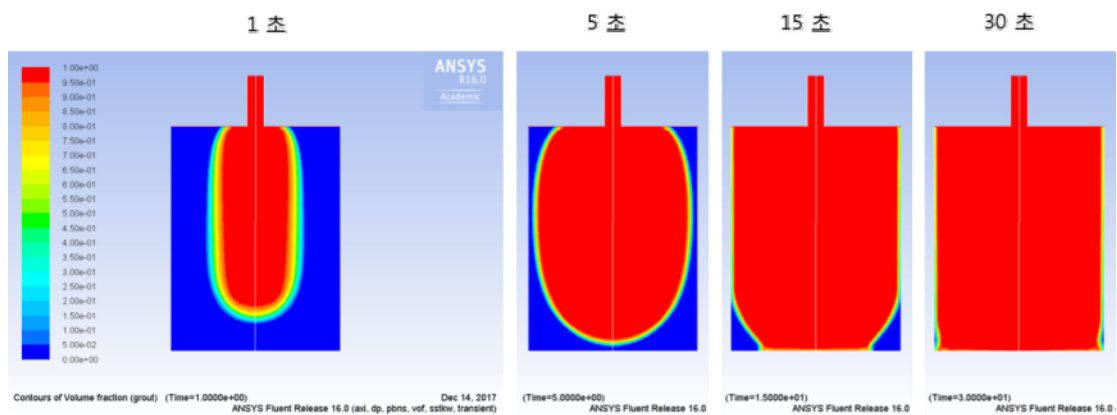


그림 3.2.85 충전성능 평가 실험체에 대한 시뮬레이션 결과

제3절 수치해석을 통한 증심공법 적용성 평가

1. 해석대상 및 지반 물성 산정

증심 제안 공법을 적용한 대상 단면은 울산 신항 남향부두로, 깊이 2 m 증심 후 사석 마운드 하부를 CGS 및 강관 시트파일을 이용하여 보강하는 안이다. 그림 3.3.1은 대상 구간의 표준 단면도를 나타낸 것이다. 정확한 지반 물성을 산정하기 위하여 도면상에서 제공하는 SPT-N치를 이용하였다. 국내외에서 널리 사용되고 있는 경험식을 통해 탄성계수를 산정하였다. Mitchell & Gardner(ASCE)식과 Japanese Design Standard에서 사용되는 식을 적용하였으며, 경험식을 통해 산출된 지반정수는 표 3.3.1에 나타내었다.

SPT-N치를 이용하여 지반정수를 산출한 경험식은 아래와 같다. Mitchell and Gardner(1975)은 N치에 따른 지반별 탄성계수를 산정식을 제안하였다.

$$E_s = 10(N + 15) \text{ ksf for sands}$$

$$E_s = 6(N + 5) \text{ ksf for clayey sands}$$

N를 이용하여 지반의 내부마찰각을 산정하는 방법은 여러 연구자들에 의해 제안된 바있다. N치와 지반의 내부마찰각의 관계를 그래프로 나타내고 경험식을 그림 3.3.2로 나타내었다.

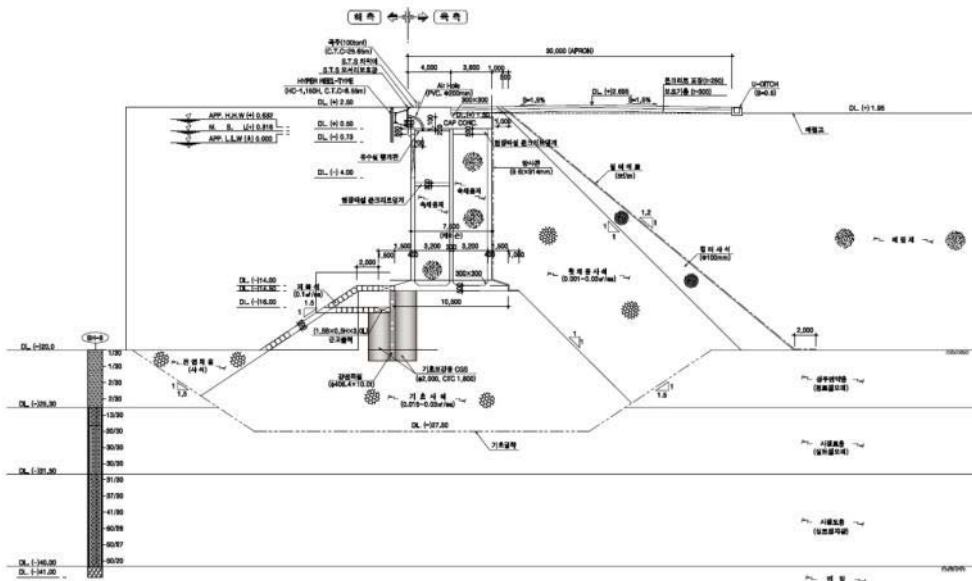


그림 3.3.1 대상 구간 표준단면도

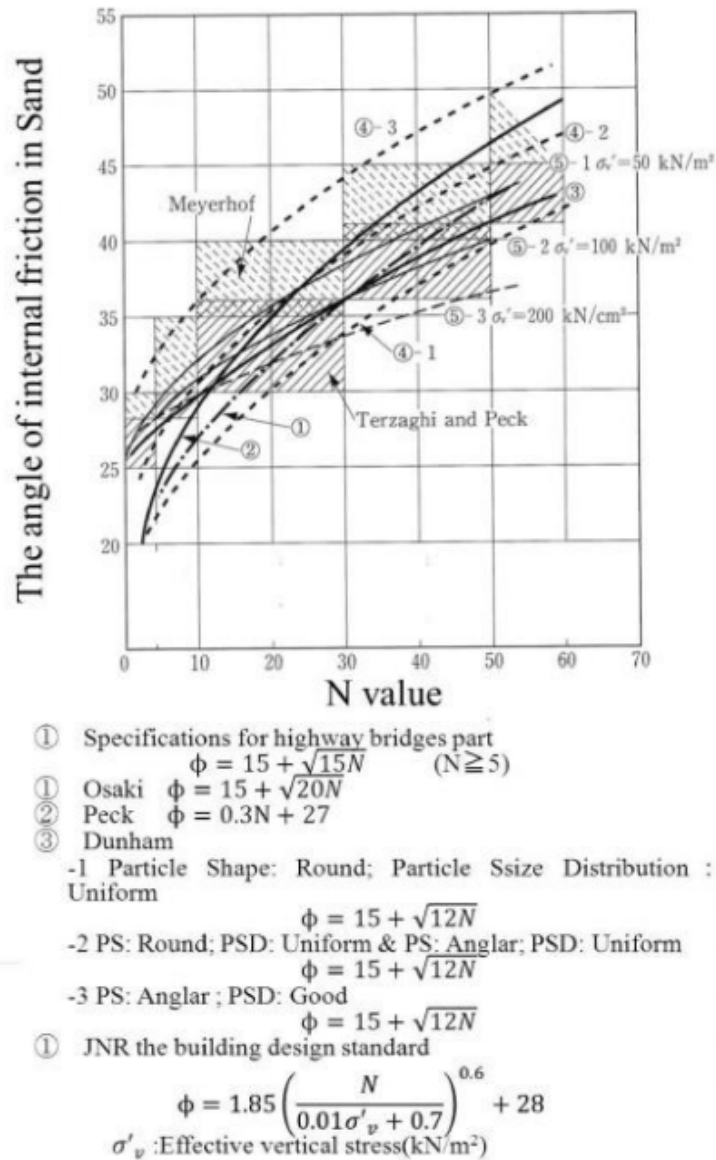


그림 3.3.2 SPT-N치와 내부마찰각 상관 그래프(Makoto and Khang, 2013)

표 3.3.1 경험식을 통해 산출된 입력 지반정수

구분	N치	전단파속도 Vs(m/sec)	탄성계수 E(Pa)	전단 탄성계수 G(Pa)	체적 탄성계수 K(Pa)
점토질모래	2	50.0	1.2E+07	5.02E+06	6.69E+06
실트질모래	30	127.1	8.7E+07	3.35E+07	7.25E+07
실트질자갈	45	155.5	1.3E+08	5.01E+07	1.086E+08

경험식을 이용하여 산출한 지반정보와 기존에 항만설계 자료에서 제공된 지반물성치 자료를 기반으로 수치해석에 사용될 지반정수를 표 3.3.2와 같이 산정하였다.

표 3.3.2 수치해석 지반 물성치

Soil	N	γ sat(tf/m ³)	E(kPa)	ν	c(kPa)	ϕ	ψ
Clayey Soil	2	2.0	1.2E+04	0.2	7.0	23	-
Silty Soil	30	2.072	8.7E+04	0.3	1.0	40	10
Silty Gravel	45	2.072	1.3E+05	0.3	1.0	40	10
Caisson	-	2.45	2.7E+07	0.16	-	-	-
기초사석 필터사석 뒷채움사석	-	2.0	5.0E+07	0.3	-	40	-
매립토		2.0	5.0E+07	0.3	-	40	-
CGS		2.3	2.4E+07	0.2	666.67	-	-
케이슨		2.45	2.7E+07	0.16	-	-	-
보강판		2.83	3.0E+08	0.2	-	-	-

2. 수치해석을 통한 케이슨 안벽 증심공법 안정성 평가

가. 3차원 구속효과를 고려한 국부 분할식 순차적 증심공법 개요

기존의 공법은 그라우팅 보강을 위한 천공 후, 그라우팅 주입, 사석 굴착의 순으로 적용된다. 천공과 그라우팅 공정에서 안벽의 변위가 과도하게 발생할 가능성이 있고 상부하중을 추가 지지하게 되는 그라우팅의 품질을 담보하기 어렵다는 단점이 있다. 이런 단점을 보완하고자 제안공법은 안벽의 변위가 허용범위 내에서 발생하는 최대의 폭으로 전면 사석을 국부 수중 굴착한 이후에, 콘크리트 블록이나 말뚝 등으로 전면판을 형성한 후 그 사이로 내부 천공 및 그라우팅 주입을 통해 품질이 높은 보강과 안벽하부사면의 안정성을 확보하는 공법을 제안하였다. 이 제안공법은 안벽의 변위를 실시간으로 확인하면서 연속적으로 시공이 가능하다. 그림 3.3.3은 제안공법의 흐름도를 나타내었다.

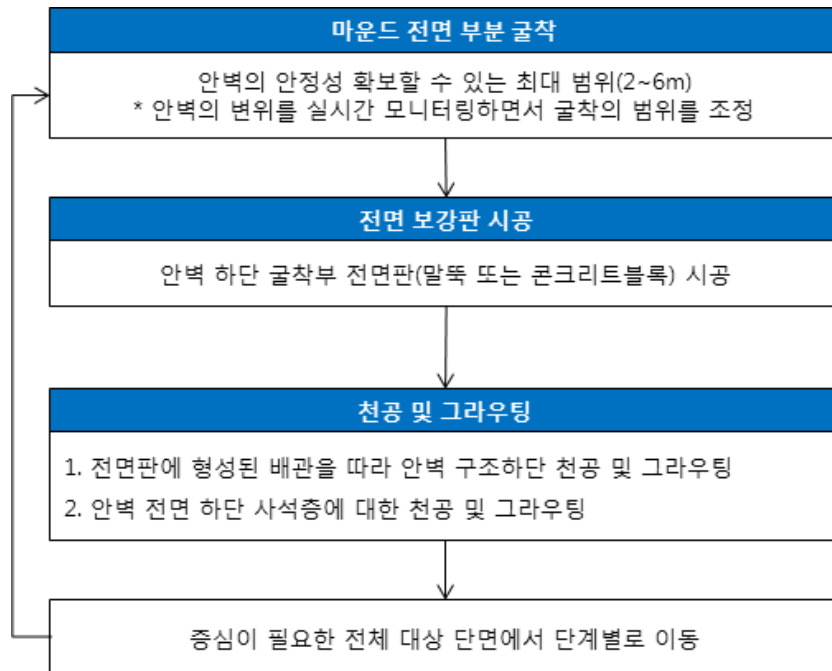


그림 3.3.3 3차원 구속효과를 이용한 증심 공법의 시공 흐름도

본 절에서는 굴착으로 인해 안벽에 발생하는 변위를 수치해석으로 평가하였다. 안벽의 허용수평변위(최대 수평변위 10cm 이내, 항만 및 어항설계기준, 2014) 내에서 최대 굴착 폭과 깊이를 산정하고, 3차원 구속효과를 고려한 제안공법을 단계별로 적용했을 때 안벽의 변위를 수치해석으로 평가하였다.

나. 증심단면의 안정성 평가(2차원 평면조건)

PLAXIS-2D를 이용하여 대상 단면에 대해 수치해석을 통해 증심시 케이슨 안벽 구조물의 안정성을 평가하였다. 굴착 깊이는 기존의 울산 신항 단면의 수심이 D.L(-) 14m로 대형 컨테이너 선박이 정박하기에는 수심이 얕다. 최소 D.L(-) 16m의 수심이 확보되어야 대형 선박이 정박하기에 적합한 것을 고려하여 기본 굴착 깊이는 2m로 가정하였다. 울산 신항 뿐 아니라 대형 선박이 건조되기 전에 설계된 항만의 수심은 평균적으로 D.L(-) 14m ~ 15m이다. 그림 3.3.4은 기존 울산 신항 단면을 나타낸 것이다.

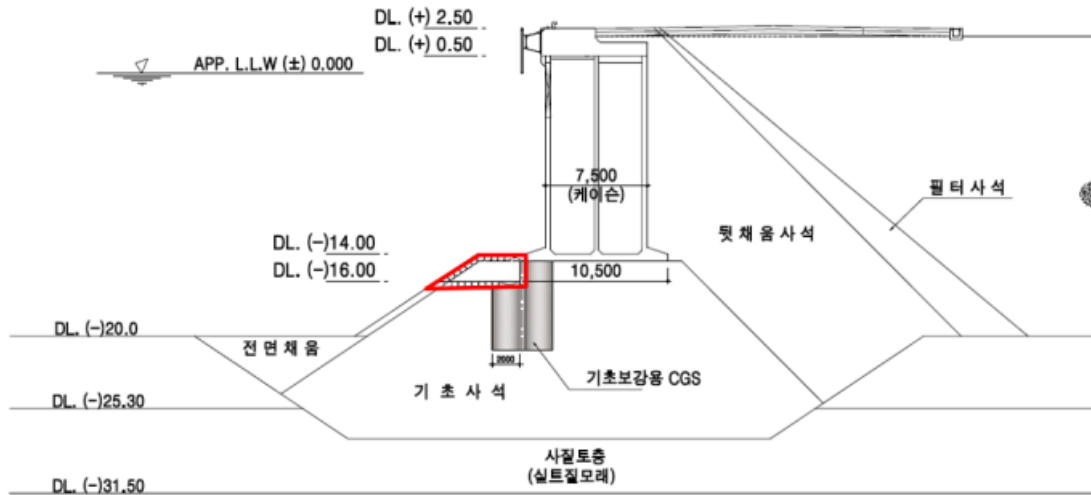


그림 3.3.4 기존단면에서 사석 마운드 굴착 부분

앞서 경험식을 이용하여 산출한 지반정보와 기존에 항만설계 자료에서 제공된 지반물성치 자료를 기반으로 수치해석에 사용될 지반정수를 표 3.3.2와 같이 산정하였다. 수치해석 프로그램인 PLAXIS-2D 및 PLAXIS-3D에서 지반모델은 Mohr Coulomb 파괴기준을 이용하여 모델링하였다. 케이슨과 기초보강용 CGS 및 보강판은 선형모델로 모델링하였다.

PLAXIS-2D를 이용하여 지반과 케이슨을 Plane strain 조건으로 모델링하여 수치해석을 수행하였다. 추가적으로 중심 구간의 단면에 Slope(소단 형성)를 적용하여 안벽의 변위를 평가하였다. 해석 영역의 크기는 케이슨의 폭이 7.5m(D)인 것을 고려하여 양방향으로 13D (97.5m)로 설정하여 측면 경계가 케이슨의 거동의 영향을 미치지 않도록 하였다. 해석 경계 조건은 Fixed condition을 적용하여 측면 조건은 y축 방향을 구속하였고(y=0), 하단 경계조건은 x축 방향과 y 방향을 모두 구속하였다(x=0, y=0). 외력 조건으로는 케이슨 상단과 매립토 상단에 등분포 하중 1.5 tf/m² 을 적용하였다(그림 3.3.5). 경계조건과 외력 조건은 모든 해석 조건에 동일하게 적용하였다. 중심 공법에 따른 해석 조건별로 해석 요소망은 표 3.3.3로 나타내었다. 해석의 효율성을 고려하기 위하여 변위가 가장 크게 발생하는 케이슨과 기초사석 부분에 fine mesh를 생성하였고, 그 외 다른 지반 모델은 그보다 coarse mesh를 생성하였다.

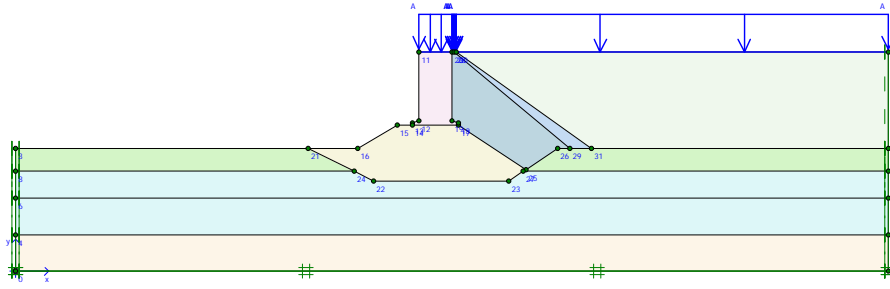


그림 3.3.5 해석 모델의 경계조건 및 외력조건(CASE 1)

표 3.3.3 해석 조건별 해석 요소망(PLAXIS-2D)

CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4
기본단면	무보강 중심	그라우팅 보강	소단형성 1:1.4

PLAXIS-2D를 이용하여 정적 안정성평가 수치해석에 따른 변위분포도와 최대 변위 발생시의 응력분포를 그림 3.3.6과 그림 3.3.7에 각각 제시하였다. 해석 조건별로 케이슨 상단의 변위발생량을 표 3.3.4에 요약하여 제시하였다.

해석 결과, 무보강 중심에 대한 단면에서 해석이 수렴하지 않고 소성파괴를 일으키는 것으로 나타났다. 보강 후 그라우팅 보강을 실시한 단면에서는 기본단면에서 발생한 변위량보다는 다소 감소한 변위량을 나타내었다. CASE 4와 같이 중심 단면 구간에 Slope를 형성하면 변위량은 감소하지만 선박을 정박했을 때에는 적합하지 않은 단면으로 판단된다. 3차원 구속 효과를 구현하여 중심 구간에 대한 정확한 해석을 위해 3차원 조건에서 해석을 수행할 필요성이 있다고 판단된다.

표 3.3.4 해석 조건별 케이슨 상단의 변위량(PLAXIS-2D)

구분	CASE 1		CASE 2		CASE 3		Slope 1:1.4	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
변위 (m)	0.076	0.016	소성파괴	소성파괴	0.061	0.002	0.0566	0.0102

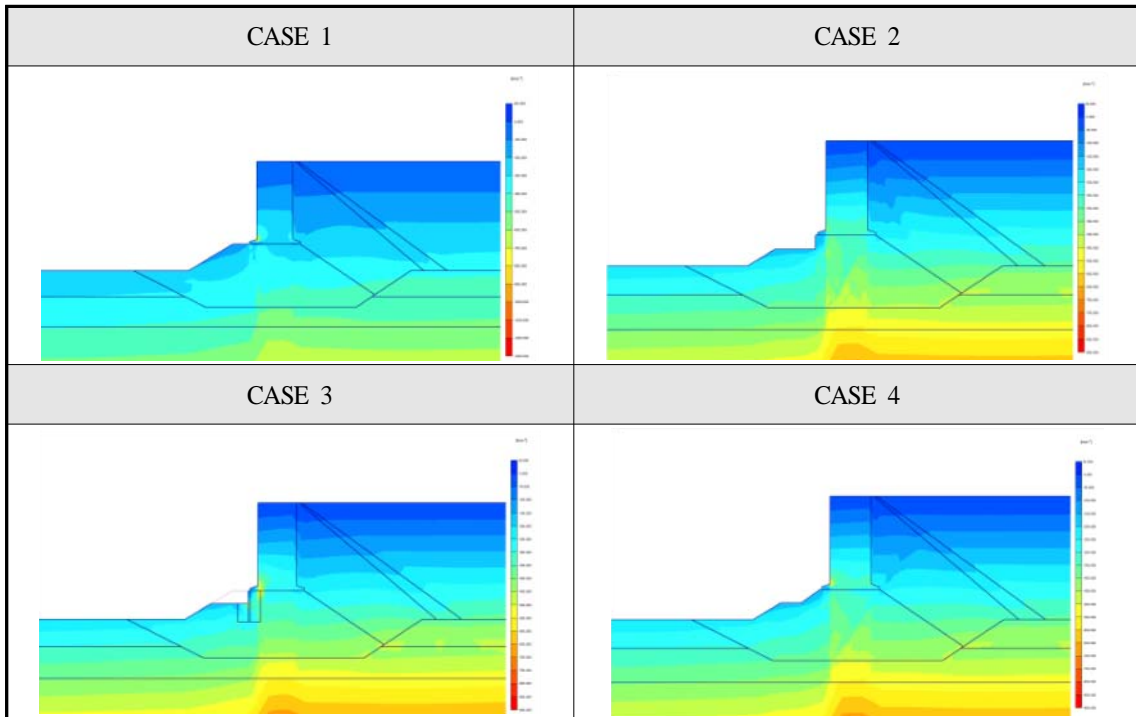


그림 3.3.6 해석 조건별 응력 분포도(Total mean stresses)

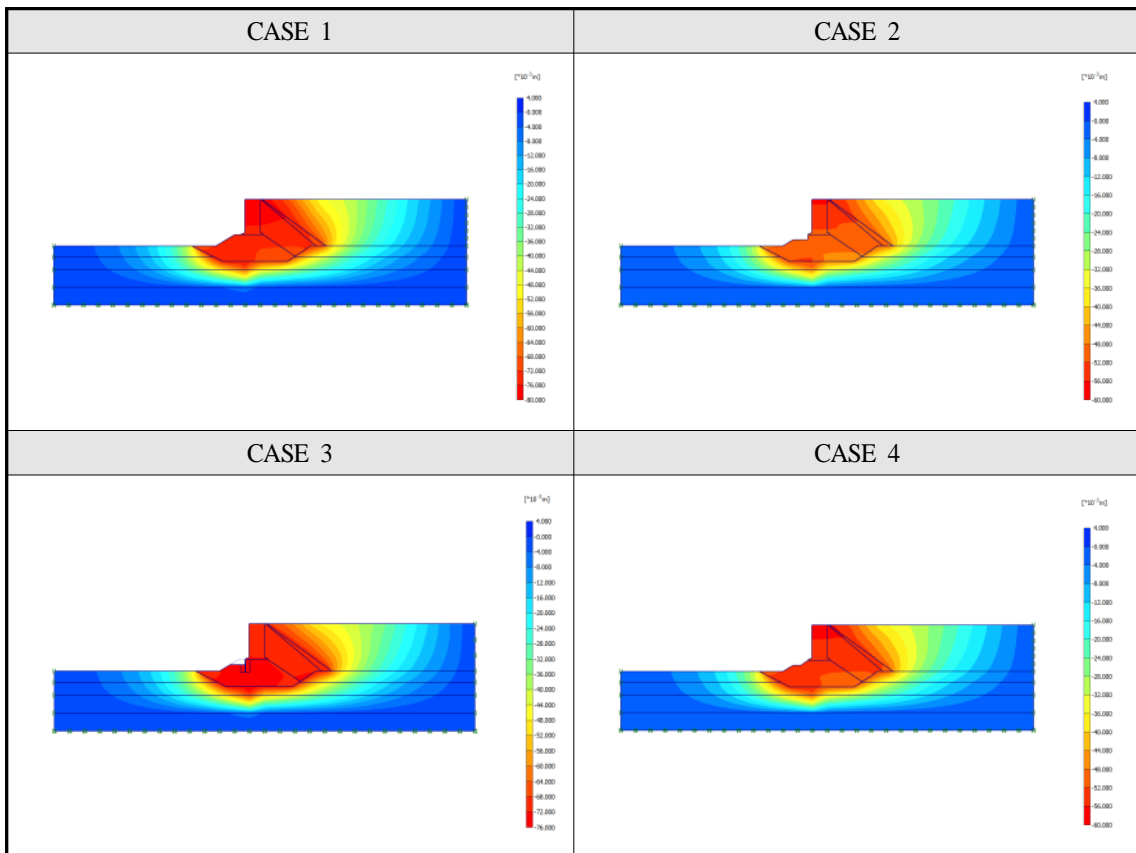


그림 3.3.7 해석 조건별 케이스 상단의 변위 분포도(PLAXIS-2D)

다. 3차원 수치해석을 통한 적정 증심 범위 산정

3차원 구속효과를 이용한 국부 분할식 증심공법 적용을 위한 적정한 단위 굴착 폭을 산정하기 위해 케이슨 안벽의 증심 심도 2m 조건에서 국부 분할식 순차적 증심공법 적용을 위한 단위 굴착 폭을 2m, 4m, 6m, 8m로 설정 후 각 조건에 대해 케이슨 벽체의 안정성을 평가하였다(그림 3.3.8). 3차원 수치해석은 PLAXIS-3D를 이용하여 수행하였다. 그림 3.3.8은 수치해석을 수행한 굴착폭 조건에 따른 요소망을 나타낸 것이다.

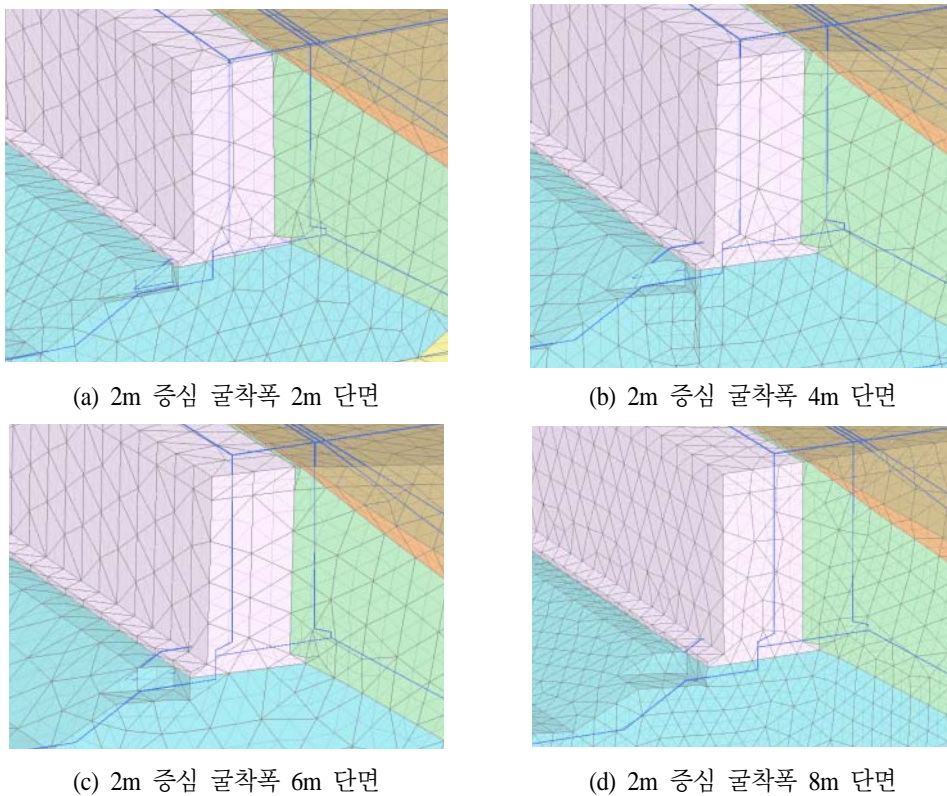


그림 3.3.8 해석 조건에 따른 해석 요소망과 굴착 폭

해석 대상 영역은 케이슨의 폭 7.5m(D)를 고려하여 양방향(x축 방향)으로 폭 13D(97.5m)를 적용하였고, 깊이(y축 방향)는 85m로 설정하였다(그림 3.3.9). 지반 모델은 표 3.3.2를 이용하여 Mohr coulomb 파괴기준을 이용하여 모델링하였고, 케이슨과 사석마운드 보강영역 및 보강판은 선형모델로 가정하였다. 지반 경계조건은 하단경계는 fixed condition을 이용하여 $x=0$, $y=0$ 으로 설정하였고, 측면 경계는 $y=0$ 으로 적용하였다. 외력으로는 상재하중 $1.5\text{ft}/\text{m}^2$ 이 케이슨 상단과 매립토 상단에 등분포 하중으로 작용한다.

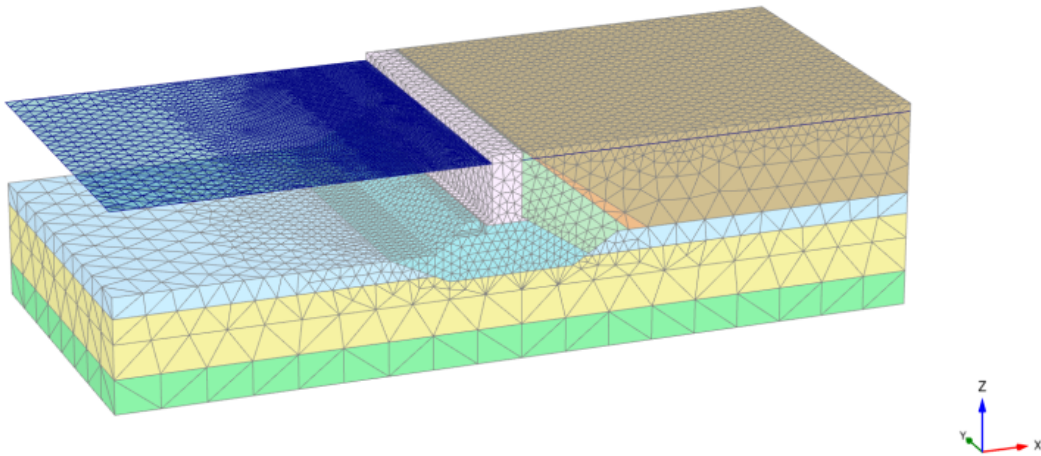


그림 3.3.9 PLAXIS-3D 해석 요소망

PLAXIS-3D 해석을 통해 도출된 각 굴착 폭에 대한 응력분포도와 변위발생 분포도를 그림 3.3.10과 그림 3.3.11에 각각 제시하였다. 굴착 폭에 따라 발생하는 변위값은 표 3.3.5에 정리하였다. 수치해석을 통한 안벽 구조물의 안정성 평가는 안벽의 수평변위가 항만 및 어항설계 기준에 따른 허용횡변위 10cm 이내인 경우를 중심 후에도 안정하다고 판단하였다. 해석 결과 굴착 폭이 4m일 때, 허용 범위 10cm 내에서 변위가 발생하는 것으로 나타났다. 이번 해석 결과를 통해 4m가 중심 적정 폭이라고 판단하였다. 표 3.3.5에서 보듯이 굴착 폭을 8m로 설정하였을 때는 해석이 수렴되지 못하고 소성 파괴가 일어나는 것을 확인하였다. 그러므로 최대한으로 안벽의 변위를 허용할 때에는 굴착 폭의 범위를 4~6m로 산정할 수 있을 것이다. 그림 3.3.10은 굴착 폭에 따른 응력 분포도(Total normal stresses)를 나타내었다.

표 3.3.5 중심 적정 폭 산정 해석 결과 요약

Case	굴착 폭(m)	안벽 수평변위(m)
Case 1	2.0	-0.0700
Case 2	4.0	-0.0966
Case 3	6.0	-0.1030
Case 4	8.0	소성파괴

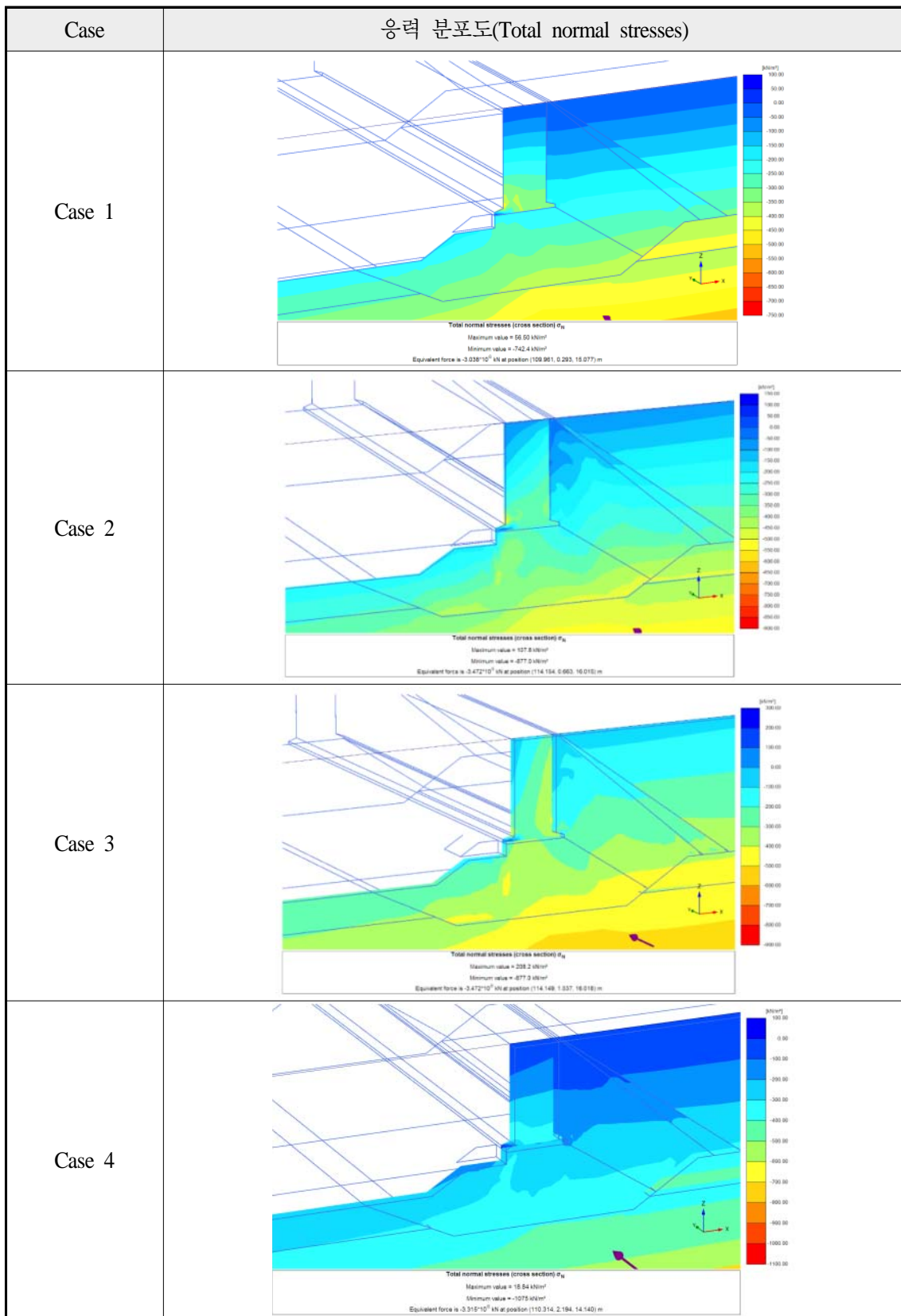


그림 3.3.10 굴착 폭에 따른 응력 분포도(Total normal stresses)

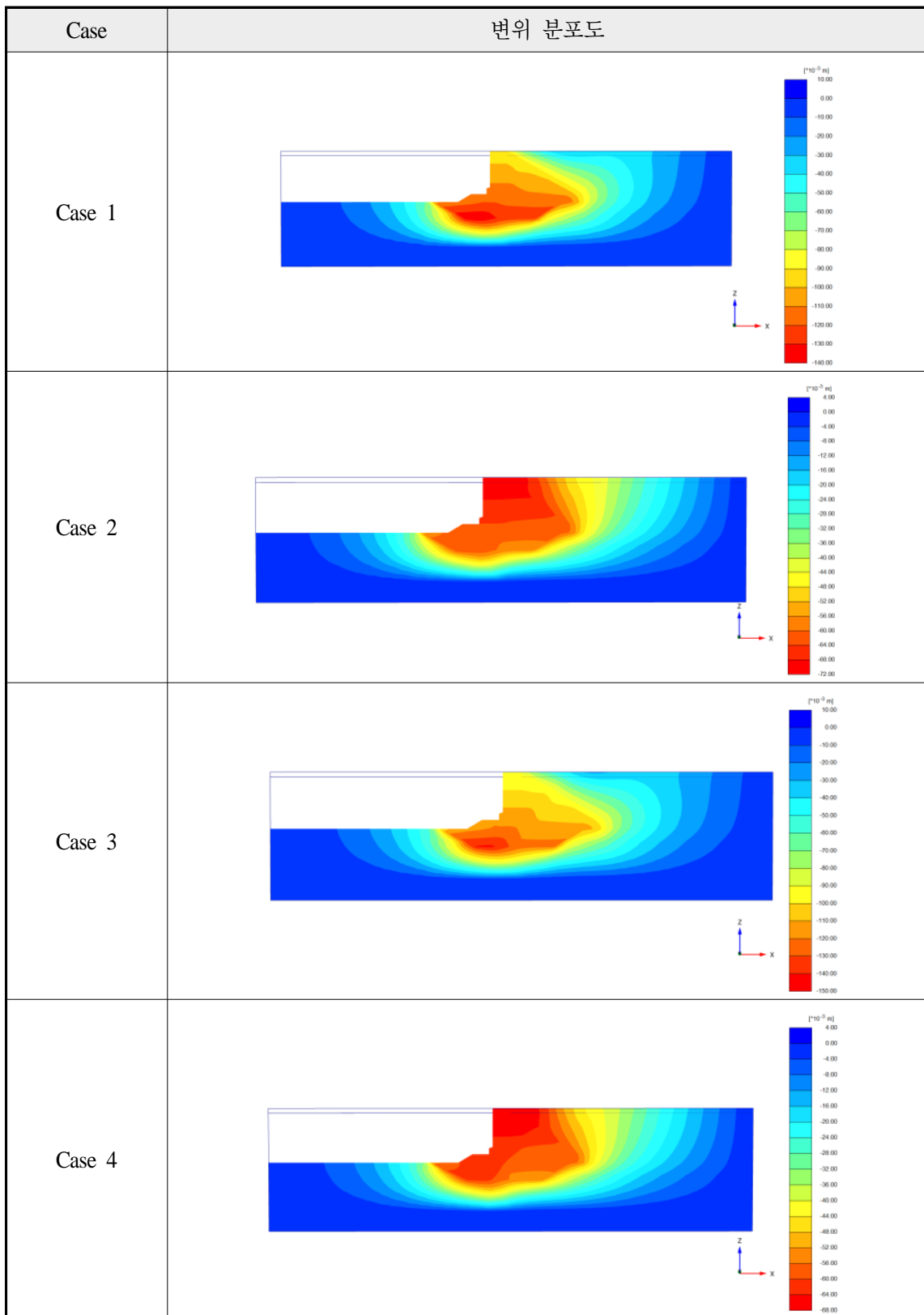


그림 3.3.11 해석 조건별 변위 분포도

라. 시공 단계별 안벽의 안정성 평가(3차원 수치해석)

앞서 언급한 공법의 순서대로 연속 수치해석을 수행하여 각 단계별로 안벽의 수평변위를 평가하였다(그림 3.3.3). 선굴착이 진행된 후 전면판 설치와 CGS 보강을 통해 안벽에 과도한 변위가 발생하는 현상을 억제하고, 실시한 변위 제어를 통해 연속적인 시공이 가능한지 수치해석으로 평가하였다. 앞선 적정 굴착 폭 산정 수치해석에서 그 범위를 4~6 m로 평가한 결과를 바탕으로 이번 해석에서는 최대 굴착 폭인 6 m를 적용하였다.

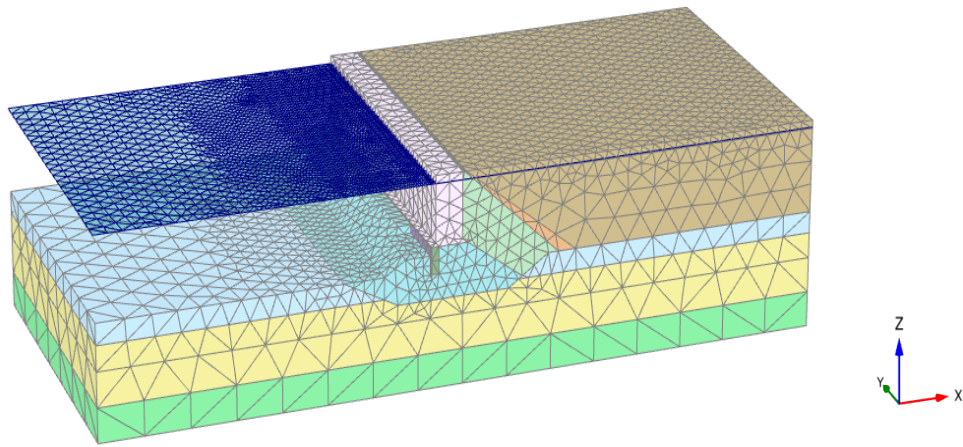


그림 3.3.12 해석 요소망

그림 3.3.12는 해석 영역을 나타낸 것으로 x축을 기준으로 양방향의 폭은 케이슨의 폭 7.5m(D)를 기준으로 각각 13D(97.5m)으로 설정하여 측면 경계가 케이슨의 거동에 영향을 미치지 않도록 고려하였다. y축으로의 너비는 85m로 설정하였다. 측면 경계는 fixed condition을 이용하여 x축과 y축의 구속하였고($x=y=0$), 하단 경계 역시 fixed condition을 이용하여 x축, y축, z축의 움직임을 모두 구속하였다($x=y=z=0$). 지반 모델은 이전 수치해석과 동일하게 표 3.3.2의 물성치 데이터 이용하여 Mohr Coulomb 모델로 모델링하였다. 케이슨과 사석마운드 그라우팅 보강 및 보강판은 선형 모델로 모델링하였다.

그림 3.3.13은 각 시공 단계별로 증심과 보강이 진행되는 단계를 나타낸 것이다. 여기서 전면판은 지름 0.4m, 10t의 강관파일로, 사석마운드 그라우팅 보강영역은 지름 2m, 깊이 4.5m~6.5m을 범위로 설정하였다.

국부 분할식 순차적 증심공법의 시공단계를 고려하여 수행된 수치해석에 의한 응력분포도와 변위분포도 결과를 그림 3.3.14와 그림 3.3.15에 제시하였다. 또한, 시공단계별 변위발생량을 표 3.3.6에 정리하였다.

시공이 진행될수록 약간의 변위 차이는 발생하지만 항만 및 어항설계 기준서에서 제안한 10cm를 크게 상회하는 변위 값은 나타나지 않았다. 그러나, 굴착폭 6m 조건에서 케이슨 안벽 하부 사석마운드의 일부 구간에 대한 보강에 의해서는 완전한 구조물의 안정성을 확보하기는 어려운 것으로 판단된다. 이번 해석에서는 앞서 적정 굴착폭으로 산정된 4m가 아닌 최대 굴착폭인 6m를 적용하여 해석을 수행하였으므로 적정 폭인 4m를 적용하여 증심을 진행할 경우 이보다 작은 변위량 내에서 안벽이 거동할 것으로 예측된다. 또한, 사석마운드 보강 영역의 확장을 검토할 필요가 있을 것으로 판단된다.

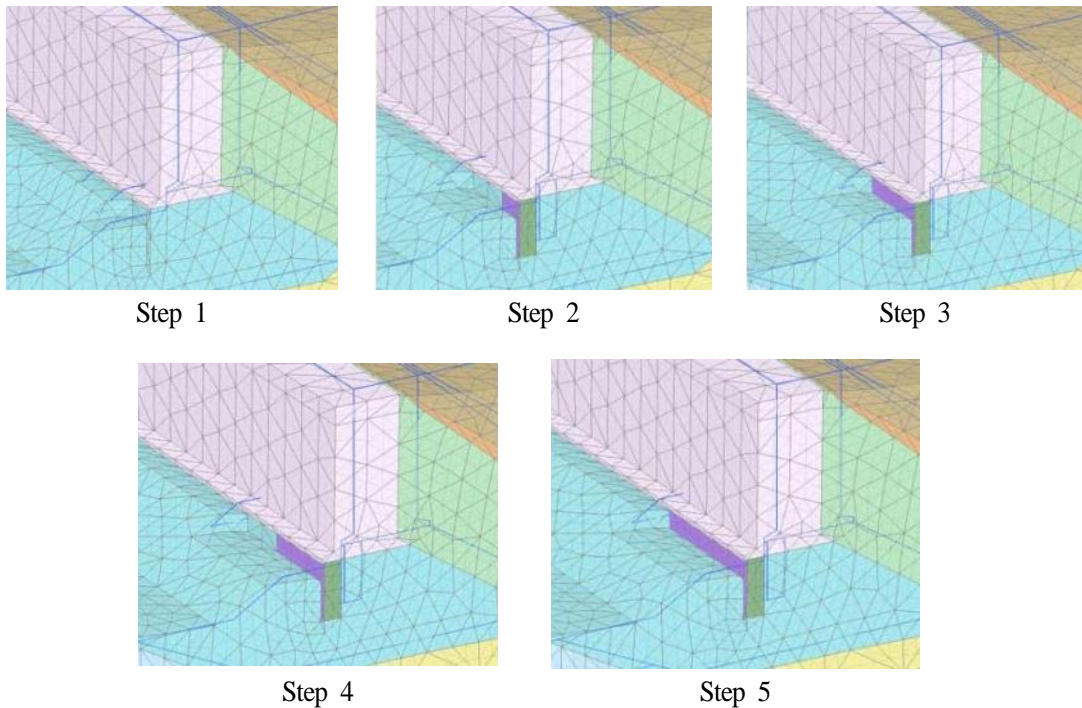


그림 3.3.13 적용 공법 시공단계별 수치해석 모형

표 3.3.6 적용 공법 시공 단계별 변위량

Step	시공 내용	변위(m)
Step 1	폭 6.0m 굴착	-0.1030
Step 2	전면판 설치 및 천공 후 그라우팅, 폭 12.0m 굴착	-0.1043
Step 3	전면판 설치 및 천공 후 그라우팅	-0.1042
Step 4	인접 구간 18.0m 굴착	-0.1063
Step 5	전면판 설치 및 천공 후 그라우팅	-0.1056

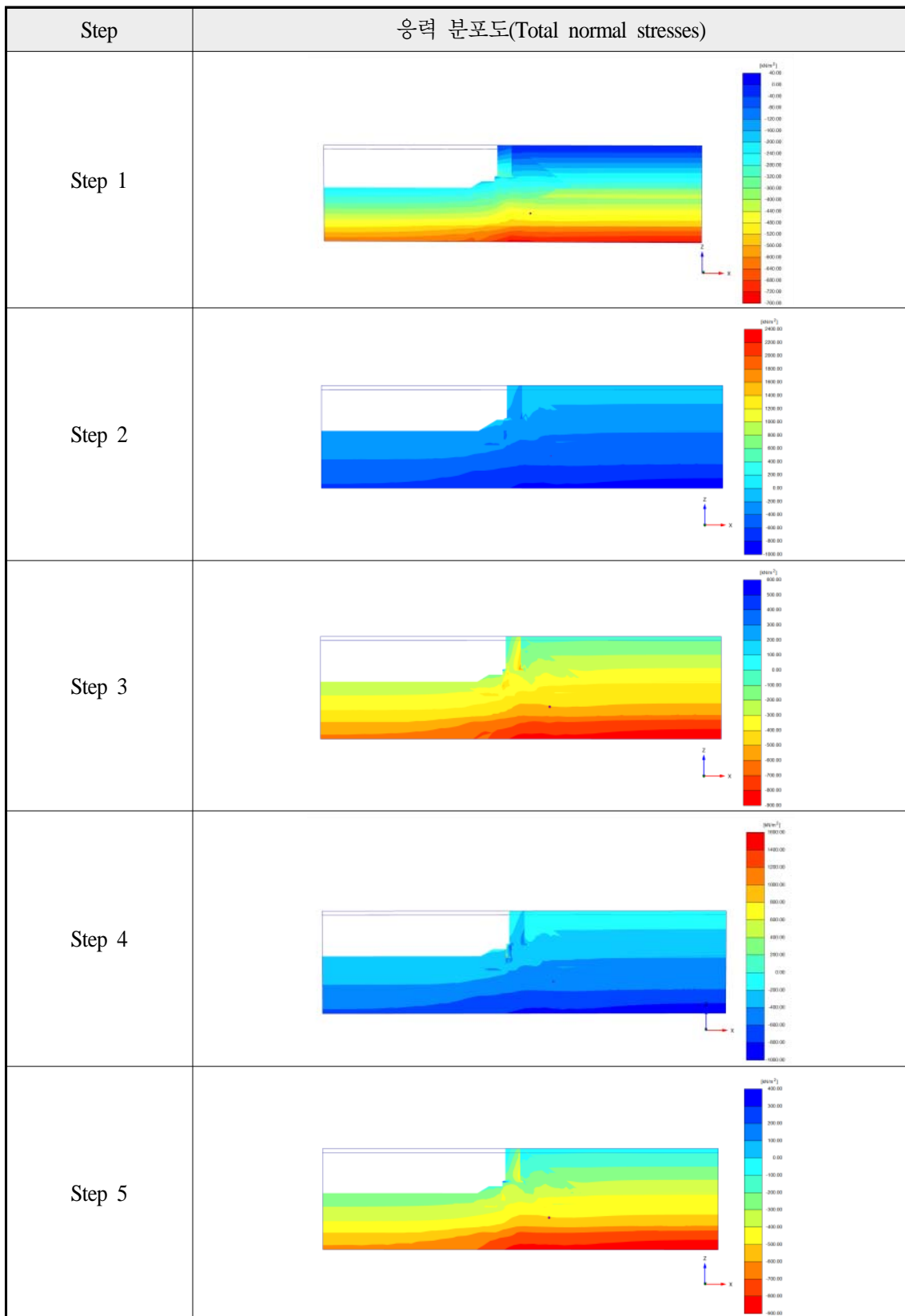


그림 3.3.14 시공 단계에 따른 응력 분포도(Total normal stresses)

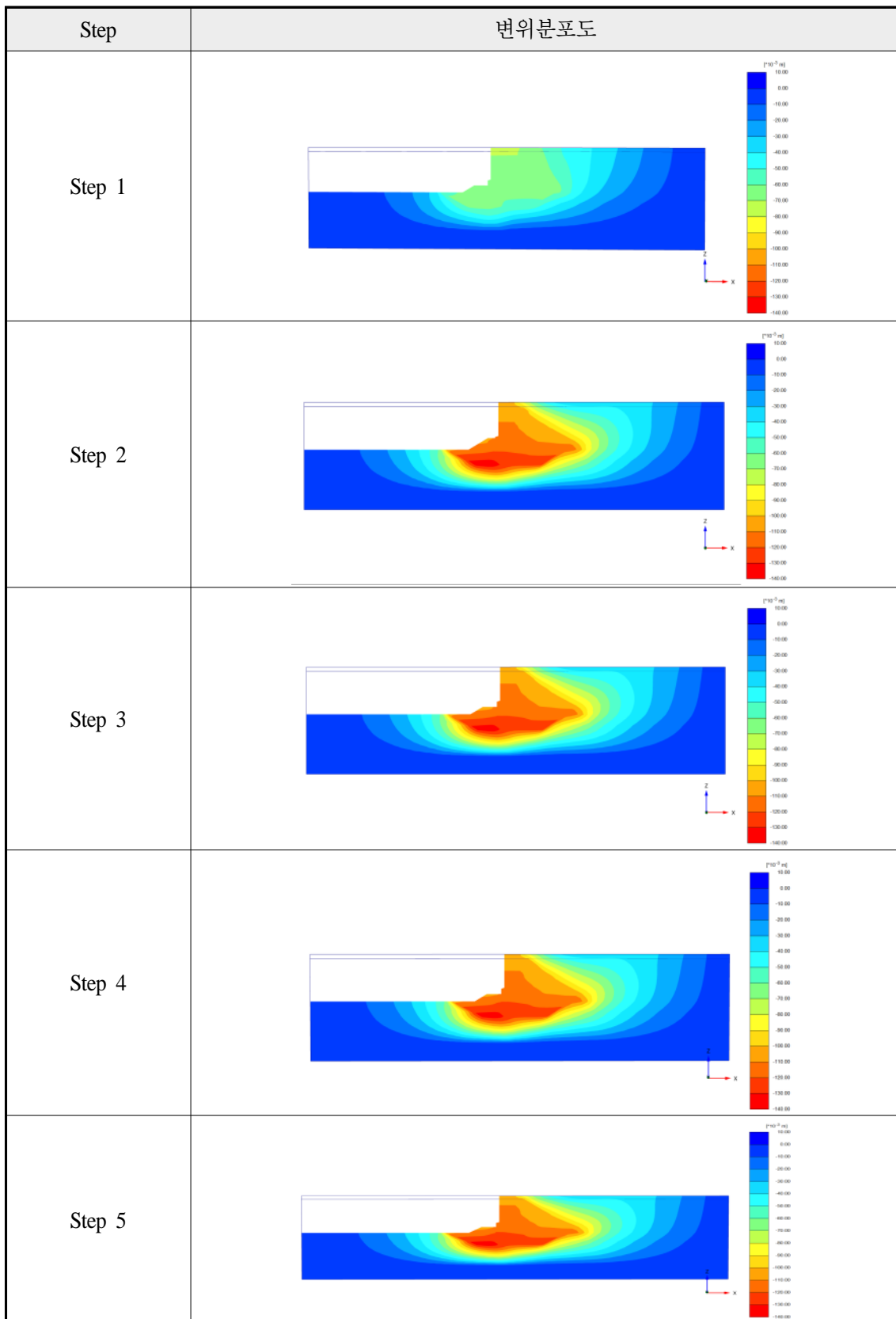
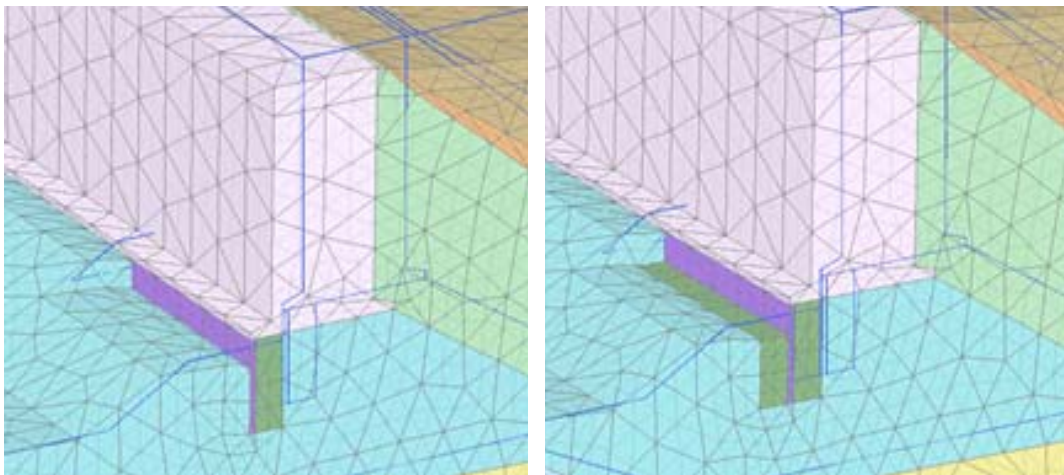


그림 3.3.15 적용 공법 시공단계별 변위

이번 연구에서 제안한 중심 공법은 사석 마운드 부분 굴착 후, 사석마운드 그라우팅 보강 및 전면판으로 보강이 실시된다. 앞선 수치해석 결과에서 최대 굴착 폭 6m로 중심 시 안벽의 변위가 항만 및 어항설계 기준서에서 제시한 10cm를 약간 초과하는 변위를 보였다. 이에 보강 범위 확장에 따른 안벽의 변위 거동을 판단하기 위해 3차원 수치해석을 수행하였다. 보강 조건 중 전면판은 이전의 설계안대로 적용하고, 사석마운드 그라우팅 보강 범위를 달리하여 CASE 1은 케이슨 하부에만 그라우팅 보강을 실시한 조건이고, CASE 2는 그라우팅 보강 범위를 굴착면 하부까지 확장한 조건으로 구분하여 적용하였다(그림 3.3.16). 여기서 전면판은 지름 0.4m, 10t의 강관파일로, 그라우팅 보강 범위는 지름 2m, 깊이 4.5m~6.5m을 범위로 시공된다. 두 해석 조건 모두 보강판은 공통적으로 적용하였다. 외력 조건으로는 케이슨 상단과 매립토 상단에 상재하중 1.5 tf/m² 작용한다. 굴착 조건은 중심 깊이 2m 조건에서 최대 단위 굴착 폭은 6m를 적용하였다.



Case 1

Case 2

그림 3.3.16 사석마운드 그라우팅 보강 범위에 따른 해석 조건

해석 모델의 크기는 케이슨의 폭 7.5 m(D)을 고려하여 양방향(x축 방향)으로 폭 13D(97.5m)를 각각 적용하였다. y축 방향으로서는 85m의 폭을 갖는다(그림 3.3.17). 지반의 측면 경계조건은 fixed condition을 이용하여 x축과 y축 방향의 변위를 구속하였다($x=y=0$). 지반의 하단 경계조건 역시 fixed condition을 이용하여 x축, y축, z축의 변위를 구속하였다($x=y=z=0$).

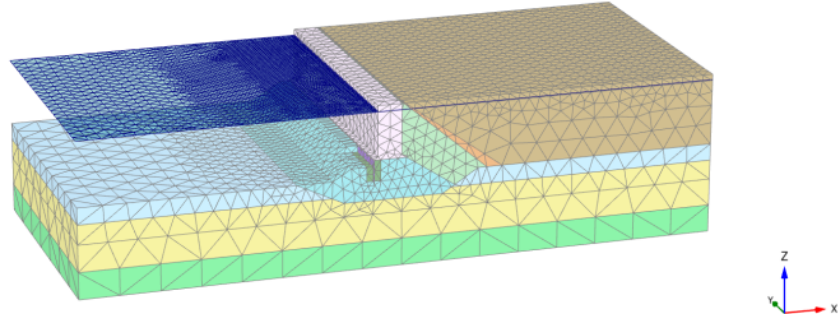


그림 3.3.17 사석마운드 그라우팅 보강 범위에 따른 해석 조건

해석 방법은 적용 공법을 단계별로 진행하면서 각 단계에서 발생하는 안벽의 수평 변위를 평가하였다. 우선 폭 6m, 깊이 2m로 굴착이 선행되고, 그 다음에 보강판과 그라우팅 보강이 실시된다. 이 과정을 굴착 폭이 총 18m가 될 때까지 반복한다. 각 단계에서 발생하는 변위가 0.1 m 내에서 발생하는지를 확인하고 보강 범위의 확장에 따른 변위감소 효과를 평가하였다.

CASE 1의 결과는 앞서 수행한 시공 단계별 안벽의 안정성 평가의 결과와 동일하므로 CASE 2에 대한 해석결과를 그림 3.3.18과 그림 3.3.19에 나타내었다. 또한, 보강 범위 확장시 (CASE 2) 안벽의 수평변위량을 CASE 1과 비교하여 표 3.3.7에 정리하여 제시하였다.

표에서 보듯이 2차 추가 굴착이 수행되었을 때, 굴착 면까지 보강 범위를 확장한 CASE 2는 CASE 1에 비해서 변위량이 줄어드는 것을 확인할 수 있었다. 최대 굴착 폭인 6 m를 적용해서 해석한 결과에서 보강 범위를 확장함으로써 안벽의 변위량을 감소시켜 허용횡변위 이하로 유지할 수 있음을 확인하였다. 따라서, 적정 단위 굴착 폭을 6m보다 작게 적용하고, 보강 범위를 굴착 면까지 확장한다면 국부 분할식 순차적 증심공법 적용시 시공중 안정성을 확보할 수 있을 것으로 판단된다. 단, 이는 수치해석에 의한 결과이므로 모형실험이나 현장 실험을 통한 추가적인 검증이 필요하다.

표 3.3.7 보강 범위에 따른 안벽의 수평 변위량

Step	Case 1, 최대변위[m]	Case 2, 최대변위[m]	보강영역 확장에 따른 변위 감소량 (m)
보강 후 1차 추가 굴착	-0.1043	-0.0990	0.0053
2차 보강	-0.1042	-0.0960	0.0082
2차 추가 굴착	-0.1063	-0.0971	0.0092
3차 보강	-0.1056	-0.0943	0.0113

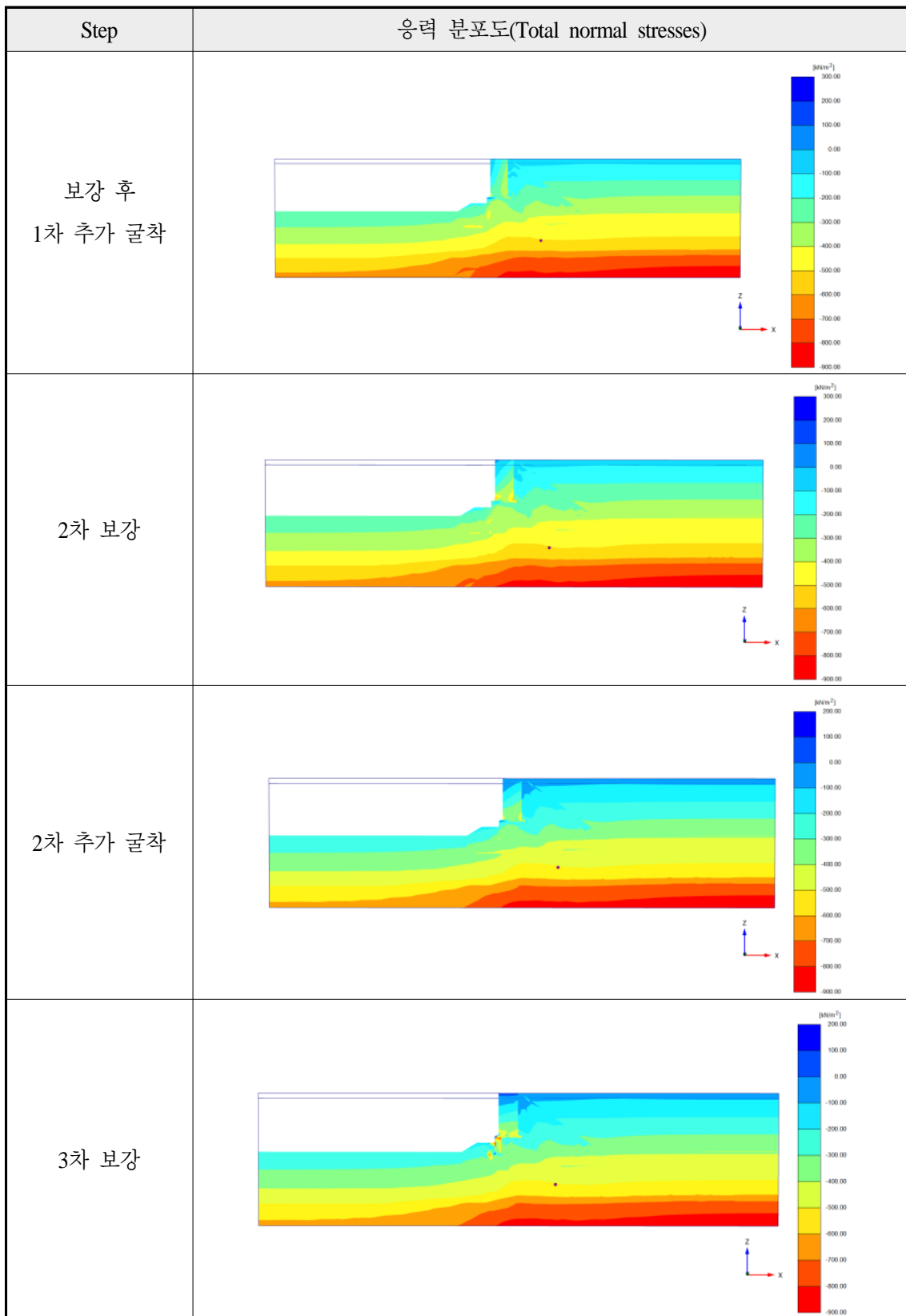


그림 3.3.18 시공 단계에 따른 응력 분포도(Total normal stresses)

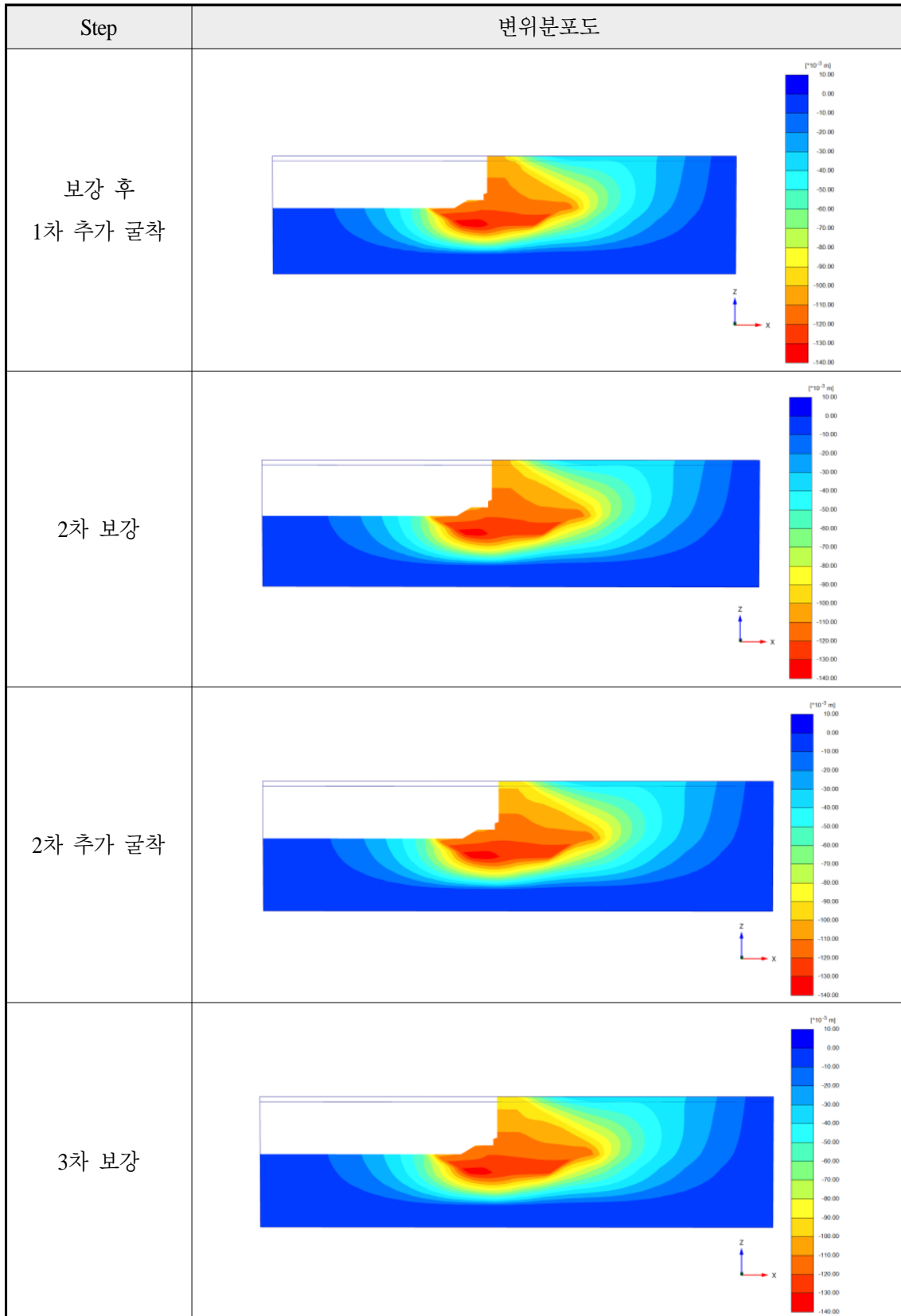


그림 3.3.19 보강 범위에 따른 안벽의 변위(CASE 2)

3. 소론

PLAXIS-2D 및 3D를 이용한 2차원 및 3차원 수치해석을 통하여 본 연구에서 제안한 국부 분할식 순차적 증심공법 적용성을 평가하였다. 정적수치해석을 통해 다양한 공법 적용 조건에 대해 케이슨 구조물의 안정성을 평가하여 국부 분할식 증심을 위한 적정 단위굴착 폭을 산정하였으며, 안벽구조물 하부 사석마운드 그라우팅 보강범위에 따른 영향을 평가하였다. 증심공법 적용시 케이슨 안벽구조물의 안정성 평가는 상단의 최대 수평변위가 항만 및 어항 설계기준(2014)에서 제시한 안벽구조물 허용횡변위인 10cm 이내에서 나타나는 경우를 안정한 것으로 판단하였다.

PLAXIS-3D를 이용하여 국부 분할식 순차적 증심공법의 3차원 구속효과를 구현한 수치해석을 수행하여 적정 굴착 폭을 산정하였다. 해석 결과 굴착 폭이 4 m일 때, 안벽의 변위가 10 cm 내에서 발생하는 것으로 나타나 안정하다고 판단하였다. 해석 결과를 통해 국부 분할식 증심공법 적용시 2m 증심 조건에서의 적정 단위 굴착폭은 4m로 산정하였으며, 사석마운드 보강을 전제로 최대 4~6m범위에서 단위 굴착이 가능한 것으로 평가되었다.

증심 후 보강단면에서 보강 범위에 따른 안벽의 변위 거동을 3차원 수치해석을 통해 평가하였다. 해석 결과, 연속 굴착이 진행되었을 때 보강 범위를 굴착 면 하부까지 확장한 조건에서는 케이슨 하부만 보강한 조건에 비해서 변위량이 줄어드는 것을 확인할 수 있었다. 최대 굴착 폭인 6m를 적용해서 해석한 결과에서 보강 범위를 확장함으로써 안벽의 변위량을 감소시켜 허용횡변위 이내에서 변위가 발생하는 것으로 나타났다. 따라서, 적정 단위 굴착 폭을 6m보다 작게 적용하고, 보강 범위를 굴착 면까지 확장한다면 국부 분할식 순차적 증심공법 적용시 시공중 안정성을 확보할 수 있을 것으로 판단된다. 단, 이는 수치해석에 의한 결과이므로 실제 현장적용을 위해서는 모형실험이나 현장실험을 통한 검증이나 실증연구가 필요할 것으로 생각된다.

제4절 원심모형실험을 통한 증심공법 적용성 평가

1. 서론

중력식 안벽 증심공법의 현장적용성검토를 위하여 원심모형실험을 수행하여 중력식 안벽 증심공법의 안정성을 검토하였다.

중력식안벽 증심공법 적용시 부분굴착이 이루어지고 전면 보강판 및 그라우팅이 적용되기 전의 상태가 매우 취약하여 이때의 안정성평가가 중요하다. 또한, 중력식 안벽 증심공법의 완성을 위해서는 모든 공정이 완료된 최종단계의 안정성도 평가되어야 한다.

따라서, 부분굴착 단계와 시공완료 후 최종단계를 모사하는 실험시스템과 안벽 모형체와 지반모형체를 설계하고 제작하고, 원심모형실험을 수행하여 시공 중 안정성과 증심공법 완공 후 최종단계의 안정성을 평가하였다.

연구범위는 크게 다음 2가지로 구성하였다.

- 증심공법을 위한 부분굴착단계 안정성 평가
- 증심공법을 적용 완료 후 최종단계 안정성 평가

실험대상은 기존에 적용하여 운영중인 중력식 안벽 설계단면을 적용하였다(그림 3.4.1, 그림 3.4.2). 주어진 실험대상 중력식 안벽을 1/60의 상사비로 축소하여 원심모형실험 단면을 설계하였다. 안벽의 안정성 평가의 기준이 되는 변위량을 모니터링하기 위하여 안벽 및 주변 지반의 침하와 안벽의 수평변위를 측정할 수 있는 계측기를 선정하여 계측기 설치 위치를 설계하였다.

부분굴착단계를 모사하기 위하여 굴착기를 설계하여 제작하였다. 부분굴착 모의실험에서는 굴착폭에 따른 영향을 분석하기 위하여 단계별로 폭을 늘려가서 굴착할 수 있는 장비를 개발하여, 원형크기 2m, 4m, 6m, 8m 폭의 굴착을 수행하여 안정성을 평가하였다.

증심공법 완공후 최종단계의 모사에서는 그라우팅 개량으로 인하여 형성되는 구체를 모사하여 강성모형체를 제작하였고, 이를 삽입하여 증심한 안벽단면에 대하여 원심모형실험을 수행하고 안정성을 평가하였다.

2. 원심모형실험 개요

가. 이론적 배경

지반공학에서 많이 다루고 있는 기초, 댐, 사면안정, 옹벽, 해안매립 등의 다양한 토류구조물의 응력-변형 거동 및 파괴 메카니즘을 연구하기 위하여 여러 가지의 이론적 방법과 시험적 방법이 사용되어 왔다. 대표적인 시험적 방법으로는 실물크기의 원형구조물을 대상으로 실험하고 분석하는 것이 가장 이상적인 방법이지만, 여러 가지의 경계조건 및 초기조건을 변화시키면서 토류구조물 및 지반의 거동을 확인하기에는 실물크기 토류구조물의 준비 과정이 경제적으로 문제가 된다. 따라서 많은 경우 축소된 소규모 모형에 의한 실내시험을 수행하고, 그 결과분석을 사용하여 왔다.

토목분야에 많이 사용되는 재료인 흙, 강재 혹은 콘크리트 중에서, 흙은 다른 재료에 비해 응력상태나 응력경로에 크게 의존적인 재료이다. 따라서 지반이 받는 정확한 응력상태와 응력경로를 재현하지 못하는 지반 관련 실험은 부정확한 결과를 야기할 가능성이 매우 높다. 특히 원형 내 응력장이 정확히 모델링되지 않으면, 모사된 낮은 구속응력이 흙의 압축성 거동 대신 부적절한 팽창성 거동을 이끌어내기 때문에, 1g 상태에서 행해지는 작은 규모의 지반 모형시험은 잘못된 결과를 초래할 수 있다. 또한, 축소된 모형시험에서는 토립자의 자중에 의한 응력(Body Force)의 효과가 무시되거나 상사법칙(Similarity Rule)이 고려되지 않는 상태에서 시험이 수행되기 때문에 그 결과의 신뢰도 또는 실물구조물에 대한 적용성에 대하여 의문이 제기되고 있다. 이것은 근본적으로 흙의 역학적 거동이 응력수준(Stress Level)에 의하여 지배되기 때문에 현장 구조물에서 발생하는 큰 초기 응력 상태와 시험실 내에서 소규모 모형에서 발휘하는 작은 응력 상태의 차이에 기인한다. 따라서 현장조건에서 발견되는 응력 상태를 실내모형시험에서 재현시키는 동시에 축소된 모형을 제작함으로써 경제성을 고려할 수 있는 효과적인 시험방법의 필요성이 요구되어 졌다.

원심모형시험은 이러한 문제점을 해결하고자 흙의 자중 응력을 원심력을 활용하여 현장 응력 상태에 맞추기 때문에 매우 우수한 실험기법으로 평가된다. 원심모형시험의 기본 개념은 그림 3.4.3에 나타낸 바와 같이 지반구조물 모형을 1/N 크기로 축소시키고 중력가속도의 N배로 가속시킴으로써 지반 깊이별 응력상태를 원형과 가깝게 모사함에 있다. 일반적인 1g (g는 중력가속도) 상태에서는 전체적인 중력장이 동일한 분포를 나타내지만, 원심모형시험 중 모형에 가해지는 가속도는 깊이에 따라 그 분포가 달라지게 된다(가속도 $a = r\omega^2$, 회전축으로부터의 거리에 비례).

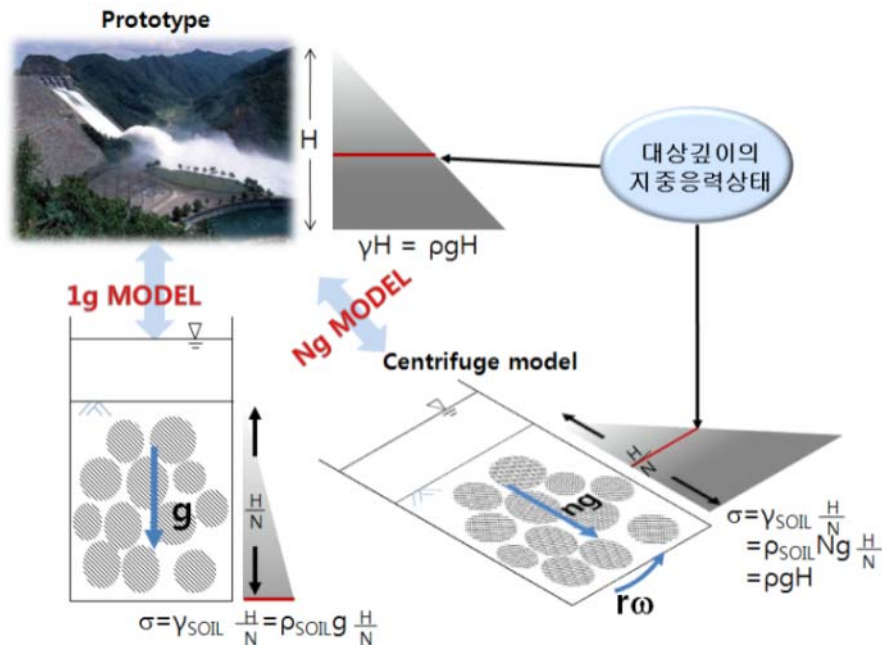


그림 3.4.3 원심모형실험 원리

원심모형시험방법에서는 실내에서 축소된 모형을 사용하여 인위적으로 모형을 가속시킴에 따라 토립자의 자중이 증가됨으로 현장상태의 응력을 재현할 수 있고, 또한 축척감소에 따른 압밀 시간을 단축시킬 수 있어 경제적으로 시험을 수행할 수 있는 효율적인 시험기법으로 알려져 있다. 현재 국외에서는 대부분의 모형시험이 원심모형시험 또는 현장원형시험을 수행하고 있는 실정이다.

Ng 상태에서 원형과 같은 밀도 ρ 의 시료를 사용하여 제작한 축소모형으로 원심모형시험을 수행할 경우 원형의 깊이 h_p 에서의 수직응력 σ_{vp} , 모형의 깊이 h_m 에서의 수직응력 σ_{mp} 은 다음과 같은 식으로 표현된다. 이 때 h_m/h_p 이 N의 비로 만들어 진다면, 각 대표 깊이에서의 수직응력은 같아지게 된다.

$$\sigma_{vp} = g\rho h_p \quad (3.4.1)$$

$$\sigma_{mp} = gN\rho h_m \quad (3.4.2)$$

Ng 상태의 원심모형시험에서 모형 대 원형의 길이에 대한 상사비가 1:N이므로 변위의 상사비 역시 1:N이며, 길이에 대한 변위의 비인 변형률의 상사비는 1:1을 적용하게 된다. 원심 모형시험은 실제 현장을 1/N의 축척으로 축소시킨 기하학적 축소모형을 모델링하고 실제현장과 축소 모델링간의 상사성을 적용시킴으로써 구성관계를 치환하게 된다.

모형시험에서 원형구조물의 거동을 정확히 재현시키기 위하여 상사성(Similarity)이 만족되는 조건에서 원형의 거동을 지배하는 요소가 모형시험에서 모사 되어야 한다. 원형과 모형의 상사관계 및 축척관계는 차원해석(Dimensional Analysis)이나 미분 방정식(Differential Equations)을 사용하여 구할 수 있다. 차원해석은 어느 변수들에 의하여 표시되는 자연현상의 물리적 관계를 나타내는 방정식은 동차원이어야 한다는 ‘차원의 동차성원리(Principle of Dimensional Homogeneity)’에 근거한다.

이 방법은 자연현상을 결정하는 변수들과 그들의 차원에 대한 지식으로부터 확보할 수 있는 유용한 방법으로 알려져 있다. 차원해석은 몇 개의 독립변수 조합을 무차원의 π 군으로 표시하여 차원의 동차성원리를 만족시키는 Buckingham의 π 정리를 사용하여 효율적으로 모형과 원형사이의 상관관계를 구할 수 있다. 원심모형시험에서의 압밀에 대한 시간의 축척관계는 연속방정식과 흐름관계로부터 유도된다. 이러한 원심모형시험에서 사용되는 주요상사비는 표 3.4.1과 같다.

표 3.4.1 원심모형시험의 주요 상사비(Scaling Factor)

물리량	Scaling Factor(model/prototype)
응력, 변형계수	1
밀도	1
길이, 변위	1/N
중력가속도	N
동적 가속도	N
동적 시간	1/N
변형률	1
힘, 하중	1/N ²
질량	1/N ³

원심모형시험은 실제의 구조물에 대한 축소모형을 제작하여 거동을 분석하므로, 축소 모형과 원형사이의 크기관계(상사법칙)를 합리적으로 반영하는 것이 필요하다. 기존의 많은 연구자들에 의하여, 지반-구조물의 상호작용 모사를 위한 상사법칙이 제안되고 검증되어 왔다 (Schofield 1980; Stone 등 1991; Talyer, 1995). 말뚝과 같이 지중에 매립된 구조물의 경우, 지반-구조물의 상호작용이 중요하기 때문에, 원형과 축소 모형의 구조물 강성을 상사법칙에 맞도록 반영하여야 한다.

모형말뚝의 두께를 결정하기 위한 상사비는 식 (3.4.3)과 같고, 두 재료사이의 강성(EI)값의 식으로 구성된다(Stone 등, 1991).

$$E_m I_m = \frac{E_p I_p}{N^4} \quad (3.4.3)$$

이 때, E는 재료의 탄성계수(Young의 계수)이고, I는 재료 단면의 2차 관성 모멘트이다.

나. 원심모형실험을 위한 시험기 제원 및 특징

본 과업에서 원심모형시험을 위하여 사용된 KAIST 지오센트리퓨지센터의 원심모형실험장비는 Beam형식의 원심모형시험기로서, 회전반경 5.0m, 유효반경 4.5m 크기의 시험기로서, 최대 2,400kg의 모형하중을 100g까지 가속이 가능하므로 최대 용량은 240g-tons이다. 해당 장비의 경우 최대 130g까지 가속이 가능하나, 이러한 경우 최대 적재하중은 1,300kg으로 줄어든다.

시험 모형이 놓이는 플랫폼은 회전팔의 끝단에 위치하며 지반모형은 컨테이너 형태의 상자에 담겨 플랫폼에 놓이게 된다. 본 시험기의 플랫폼 크기는 1.2m×1.2m×1.2m로 넓은 시험 공간을 확보하고 있다. 본 시험기의 계측 시스템은 계측용 컴퓨터를 원심모형시험기의 중앙부에 설치하여 장비와 함께 회전하도록 설치하고 있으며, Fiber Optic Rotary Joint(FORJ)를 이용한 컴퓨터 통신을 활용함으로써 고전적인 slip-ring을 이용하는 방식보다 노이즈에 강하고 효과적인 계측을 수행할 수 있다. 또한, 원심모형시험기 하단 6채널의 Fluid Rotary Joint가 설치되어 원심가속 중에 시험에 필요한 용수, 공압, 유압 등을 시험 토조로 공급할 수 있다.

본 시험에서는 모형 토조는 평면변형(plane strain)조건을 만족하면서 경계면의 오차를 줄일 수 있는 내부크기인 1100mm, 폭 700mm, 높이 700mm의 직육면체 모형토조를 사용하였다. 또한, 축소모형의 변화 관측이 용이하도록 한쪽 면은 투명아크릴판으로 제작하였다. 상류층의 담수 및 하류층의 배수가 가능하도록 토조의 측벽에 밸브 연결공을 설치하였다.

표 3.4.2 원심모형시험기 주요 제원

항 목	내 용
제작사	ACTIDYN SYSTEMES SA, France
모델명	C72-2
회전반경(Platform Radius)	5.0m
최대 용량	240g-tons
최대가속도	130g
최대 모델 중량	2,400kg (up to 100 g)
Payload 크기	1.2m(L) × 1.2m(W) × 1.2m(H)
Fluid rotary joint	Total 10 lines(air, water, oil)
Electrical slip ring	Total 42 lines(power, signal, video)
Fiber optic rotary joint	Data acquisition and video signal



원심모형시험기

그림 3.4.4 원심모형시험기

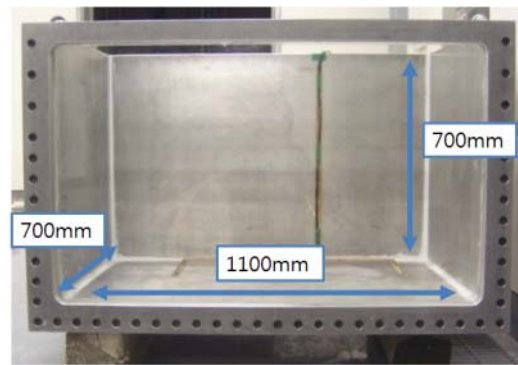


그림 3.4.5 모형 토조(model container)

3. 원심모형실험 모델링

가. 실험조건

실험대상 단면은 케이슨 아래에 기초사석층이 있고, 그 아래에 있는 원지반층은 점토질모래와 실트질모래층으로 구성된다. 또한 케이슨 배면에는 일부 매립토로 구성된다. 실험대상 안벽단면을 1/60 상사비를 적용하여, 축소하였고, 그 단면을 토조(길이1100mm× 폭700mm×높이700mm)에 배치한 결과는 그림 3.4.6과 같다. 이때 사석마운드에 적용된 피복석은 제외하였다.

원심모형실험 모형단면의 설계를 위하여 증심공법으로 인한 변형 및 예상파괴면은 기초사석층에서 발생할 것으로 예상되므로, 실험결과에 원지반의 영향을 최대한 배제하기 위하여 원지반층을 최대한 단단하게 조성하는 방안을 구상하였다. 원지반층을 하나로 통합하여 풍화토를 최대한 다져서 조성하는 것으로 설계하였다. 또한, 기초사석과 매립토도 하나의 지반재료를 사용하여 조성하는 것으로 설계하였다. 최종 설계 단면은 그림 3.7.7과 그림 3.7.8과 같다.

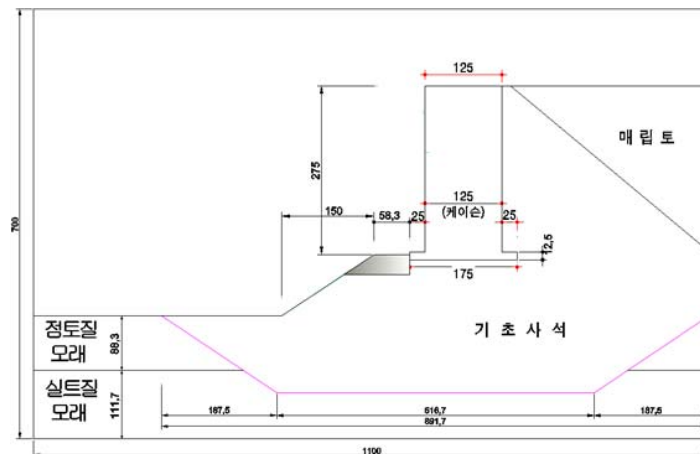


그림 3.4.6 실험대상 단면의 1/60 축소단면

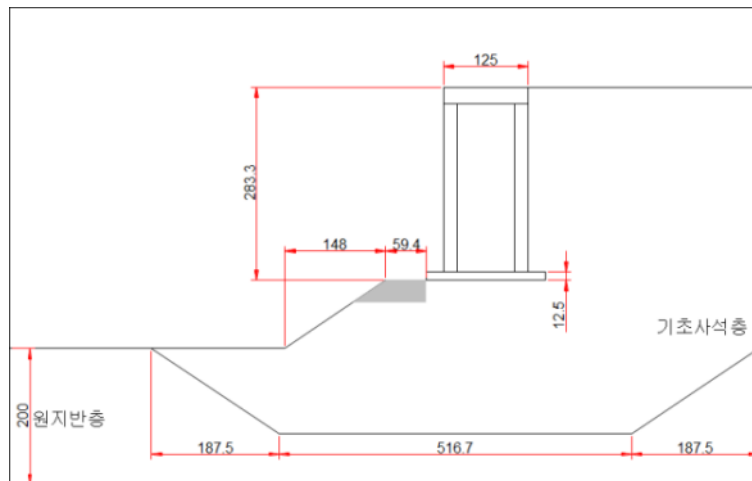


그림 3.4.7 원심모형실험 단면(부분굴착실험)

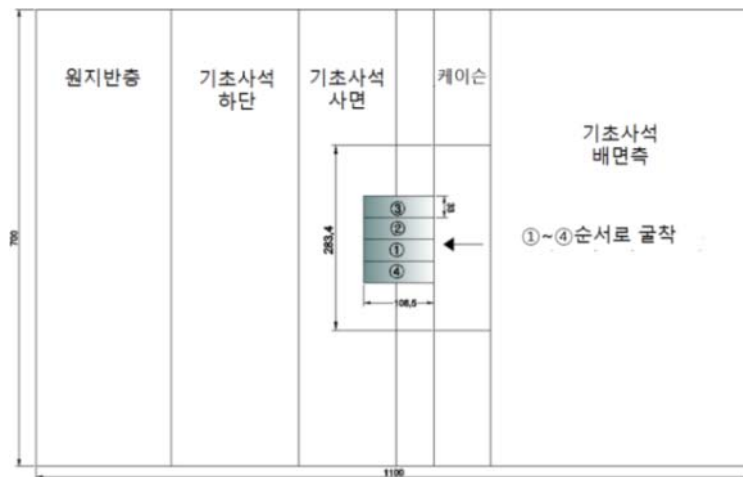


그림 3.4.8 원심모형실험 평면도(부분굴착실험)

부분굴착 실험에서는 그림 3.4.7의 음영표시된 부분을 굴착하도록 설계하였고, 원형스케일에서 폭2m(모형스케일 33mm), 깊이 2m(모형스케일 33mm)로 설계하였다. 그러나 최종적으로 원심모형실험중 60g가속에 도달한 후, 원지반층 및 기초사석층의 침하로 인하여 부분굴착의 깊이가 얇게 모사되어 최종 원형스케일로 폭2m(모형스케일 33mm), 깊이 1.38m(모형스케일 23mm)의 굴착이 수행되었다. 부분굴착은 총 4단계로 수행되었으며, 1차굴착에서는 그림 3.4.8의 ① 음영박스부분이 굴착되었고, 2차굴착에서는 ①과 ② 음영박스가, 3차굴착에서는 ①,②,③ 음영박스가, 마지막 4차굴착에서는 ①,②,③,④음영박스가 굴착되어 폭 2m, 4m, 6m, 8m의 4가지 부분굴착에 대한 안정성을 평가하였다.

증심공법이 완공된 후의 단면은 그림 3.4.9와 같고, 안벽케이슨 전면에 마운드가 굴착되어 높이가 조정되고 케이슨 하단부터 전면까지 그림 3.4.9의 음영부와 같이 그라우팅으로 인한

개량체가 형성된다. 개량체는 해상그라우팅을 적용하여 하나의 구체로 형성될 것으로 가정하였고, 따라서 이를 하나의 강체로 모델링하여 그림 3.4.10과 같이 원심모형실험 단면을 결정하였다. 그림 3.4.9의 음영부 개량체와 동일한 크기의 강체를 1/60 스케일하였고 그림 3.4.10과 같다. 케이스하부에는 원형스케일로 폭 2m, 깊이 6.5m의 개량체가 형성되고 케이스전면 마운드는 폭 2m, 깊이 4.5m의 개량체가 형성되어 지지하는 구조이다.

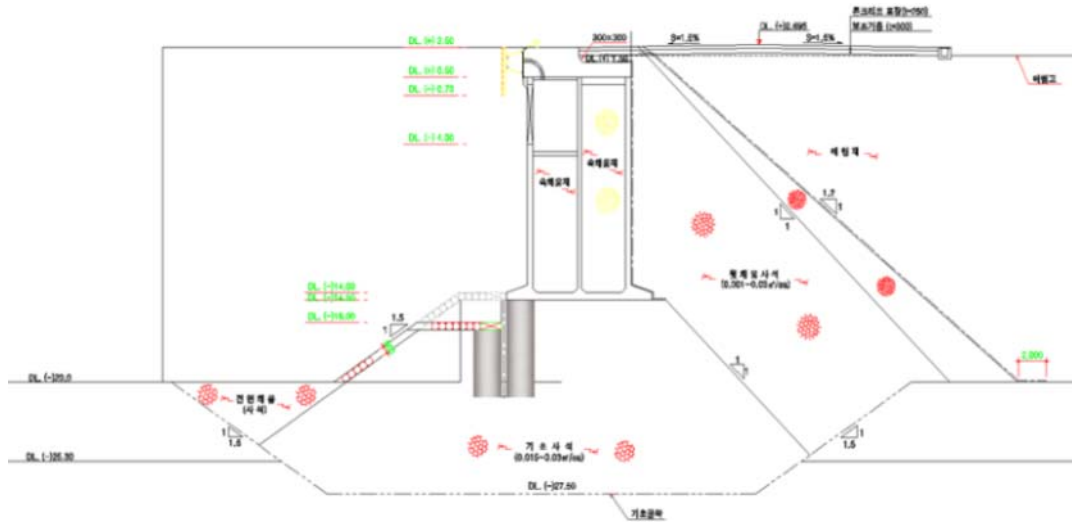


그림 3.4.9 실험대상 안벽의 증심공법 적용후 단면

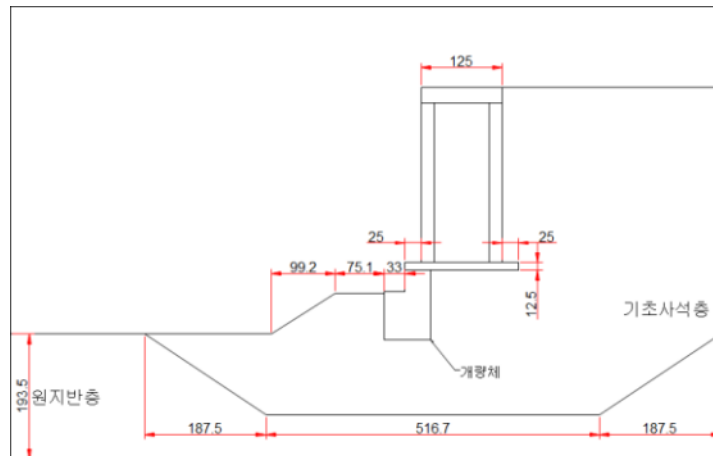


그림 3.4.10 증심공법 완공후 최종단계 원심모형실험 단면

나. 부분굴착장비 설계

마운드 전면 부분굴착을 위해 그림 3.4.11과 같은 굴착장비를 설계 및 제작하였다. 공압실린더 로드에는 폭 33mm(원형스케일 폭 2m)의 굴착날을 부착하여 부분굴착을 모사하였으며, 원심가속 중 원격으로 구동하기 위해 솔레노이드 밸브를 이용하여 공압을 공급하였다. 굴착장비의 구동은 컴퓨터로 제어하는 스위치모듈을 이용하여 DC 24V의 전원을 원격으로 공급하여 솔레노이드 밸브를 기동하였다. 원격으로 기동되는 솔레노이드 밸브가 실린더에 주입되는 공압실을 변경하여 변화시켜 피스톤로드의 움직임을 제어하였다.

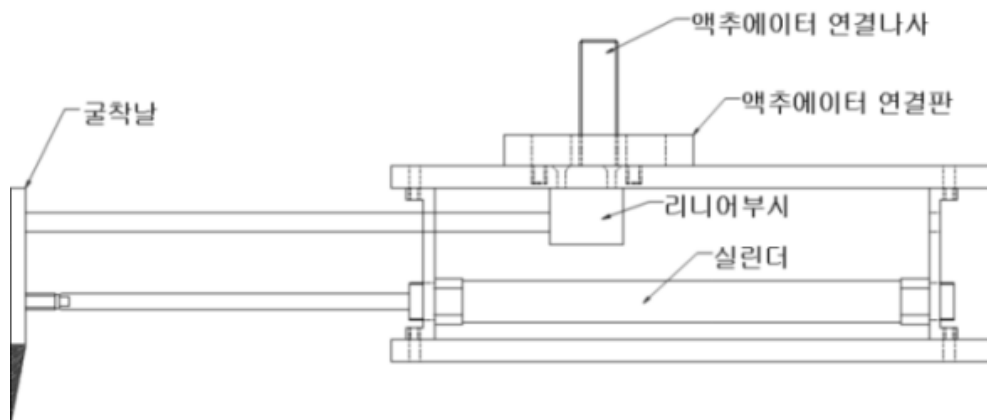


그림 3.4.11 부분 굴착장비 모식도

공압실린더 굴착기를 4세트를 나란히 배치하여 총 4가지 폭(2m, 4m, 6m, 8m)의 부분굴착이 가능하도록 하였다. 그림 3.4.12와 같이 4개의 굴착기가 하나로 조립되어 수직 액추에이터에 연결되고, 수직위치를 제어함으로써 부분굴착 모사가 가능하다.

굴착은 그림 3.4.13과 같은 순서로 진행되어 부분굴착을 모사하였다. ①초기위치에서 ②솔레노이드밸브를 기동하여 공압실린더의 피스톤로드를 전진시킨다. ③수직액추에이터를 기동하여 굴착깊이까지 굴착 날을 삽입한다. ④솔레노이드밸브를 기동하여 어하여 피스톤로드를 후진시켜 부분굴착을 수행한다. ①~④과정을 반복하여 4차 굴착을 수행하였다. 1개의 굴착기는 모형스케일 폭 33.3mm, 깊이 23mm(원형스케일 폭 2m, 깊이 1.38m)의 굴착을 모사하였다. 따라서, 부분굴착 모사절차에 따라 1차굴착시는 1개의 굴착기를 기동하고, 2차굴착시는 2개의 굴착기, 3차굴착시는 3개의 굴착기, 4차굴착시는 4개의 굴착기를 기동하여 각각 원형스케일에서 2m, 4m, 6m, 8m의 굴착을 모사하였다.

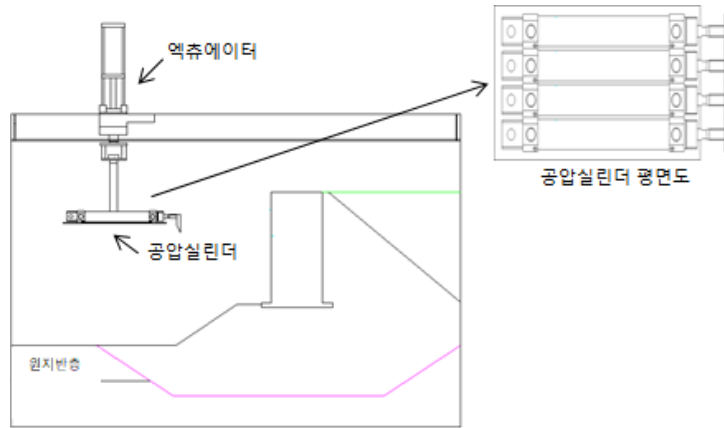


그림 3.4.12 굴착장비 조립도

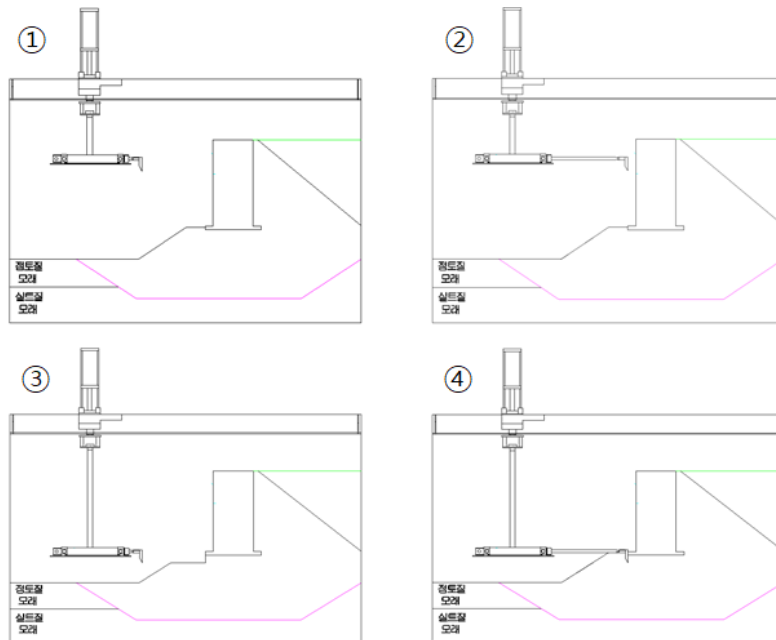


그림 3.4.13 부분굴착 순서도

다. 케이스 모형 및 개량체 모형설계

안벽 케이스는 원형으로 하였고 이를 1/60상사비로 축소하여 설계하였다. 실제 원형의 상세한 경사는 단순화하여 하부 기초사석과 접하는 면과 케이스의 폭과 높이를 동일하게 일치시켰다. 설계된 최종 형상은 그림 3.4.14와 같다. 안벽케이스는 강체로 가정하여 알루미늄재 료로 제작하였고, 안벽케이스의 질량을 상사비(=N3=603)에 맞게 모델링하기 위하여 안벽케이스 모형을 중공형으로 제작하고 케이스모형 안쪽 빈공간에 모래를 채워 모형체 중량 조절이

가능하다. 원형 안벽케이슨 제원과 설계된 모형의 제원은 표 3.4.3과 같다. 제작된 최종 케이슨모형은 그림 3.4.15와 같다. 케이슨모형의 1개 함체의 폭은 283.3mm로 결정되어, 토조의 폭 700mm를 3개의 완전한 함체를 배치할 수 없어, 실제 폭의 함체를 중앙에 배치하고 나머지는 남는 공간에 맞게 함체의 폭을 조절하여 배치하였다. 최종적으로 3개의 케이슨모형이 배치되었고, 그림 3.4.16과 같다.

표 3.4.3 안벽케이슨 제원

	원형(Prototype)		모형(Model)	
	안벽케이슨	속채움 모래	안벽케이슨	속채움 모래
부피(m ³)	815.91	1339.52	-	-
질량(t)	1876.593	2411.136	16.4×10 ⁻³	3.45×10 ⁻³
단위중량(t/m ³)	2.3	1.8	-	
전체질량(t)	4287.729		19.85×10 ⁻³	

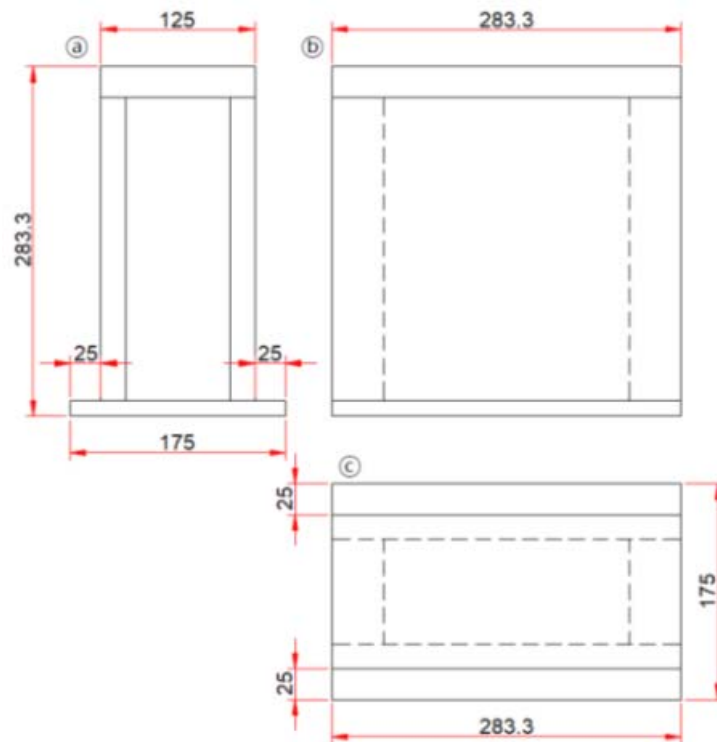


그림 3.4.14 안벽 케이슨 모형체 도면



그림 3.4.15 케이스모형

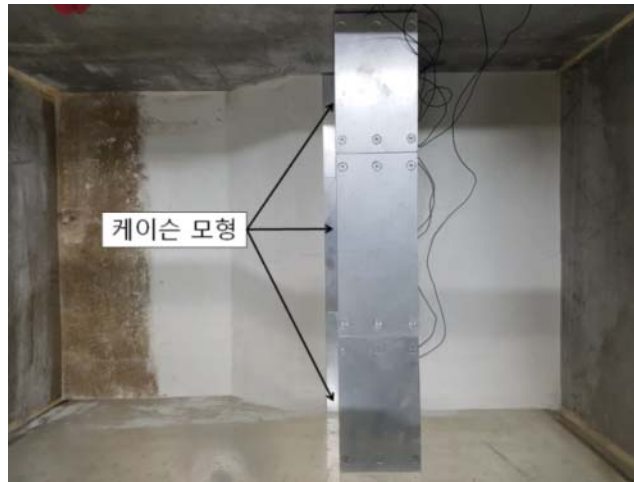


그림 3.4.16 케이스 모형 배치

개량체는 강체로 가정하여 알루미늄으로 제작하였다. 개량은 부분굴착이 진행되면서 연속적으로 이루어지고 그라우팅이 접속되면서 시공되기 때문에 전체 구간이 하나로 연결된다고 가정하였다. 따라서, 토조의 폭에 따라 모두 형성된 것으로 보고 695mm 길이로 제작되어 설치하였으며, 제작된 개량체는 그림 3.4.18과 같다.

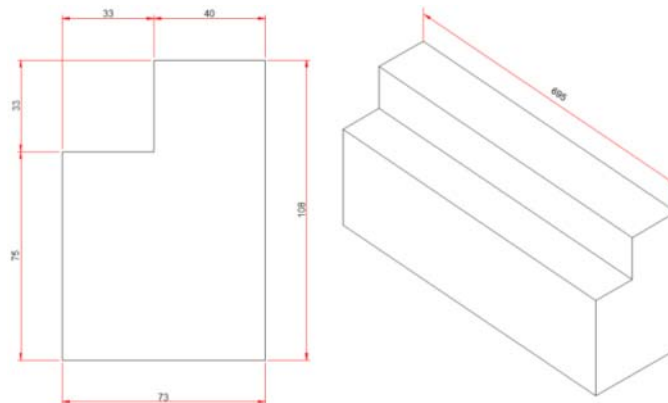


그림 3.4.17 개량체 모형 도면



그림 3.4.18 개량체 모형

라. 지반모형 조성

1) 원지반층 조성

원지반층 조성에 사용된 풍화토는 최적함수비 10%, 최대건조단위중량 $1.97t/m^3$ 의 재료이다. 원지반층은 다짐함수비를 12%로 습윤측에서 상대다짐 90%를 목표로 다짐하여 조성하였고, 깊이별 균질성을 확보하기 위하여 5개의 층으로 나누어 목표건조단위중량으로 다져서 조성하였다. 최종적으로 다짐함수비 11%와 건조단위중량 $1.955t/m^3$ 의 조건으로 200mm두께(모형스케일)를 조성하였다.

이 후, 기초사석층 조성을 위해 원지반을 깊이 125mm, 아랫면 516.7mm 사면 경사 1:1.5로 하여 굴착하였다. 조성이 완료된 모형 원지반층을 그림 3.4.19와 같다.



그림 3.4.19 원지반층 조성

2) 기초사석층 조성

본 연구에서는 모래지반을 모사하기 위해 사용된 시료는, 규암을 Hammer Crusher 공정에 의해 인공적으로 제작된 규사를 시험 시료로 사용하였고, 시험시료에 대한 입도분포곡선 및 기본 물성치를 그림 3.4.20과 표 3.4.4에 각각 나타내었다. 본 연구에서 사용된 규사는 소성지수(PI)가 NP인 깨끗한 모래로서 유효입경(D50)이 약 0.22mm, 균등계수(Cu)가 1.96으로 통일분류법에 의해 SP로 분류되는 모래이다.

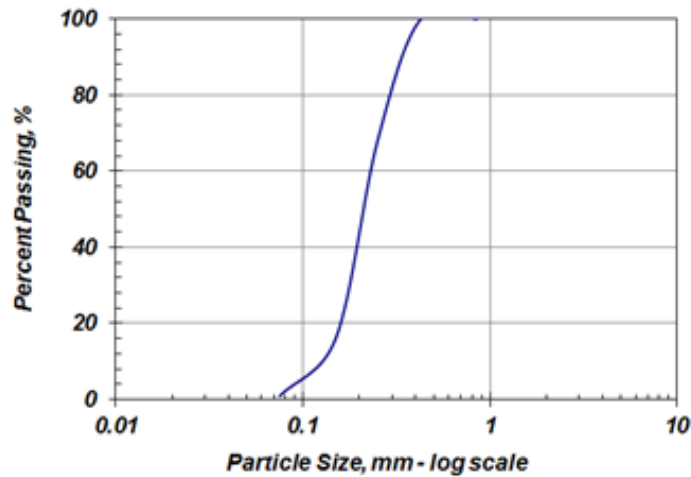


그림 3.4.20 실리카모래의 입도분포곡선

표 3.4.4 시험 시료의 기본 물성치

시험 시료	규 사
지반분류(USCS)	SP
최대 건조단위질량, $\rho_{d,max}$ (g/cm^3)	1.645
최소 건조단위질량, $\rho_{d,min}$ (g/cm^3)	1.244
비중(Gs)	2.65
곡률계수(Cc)	1.11
균등계수(Cu)	1.96
소성지수(PI)	NP
D50 (mm)	0.22

모래지반의 조성은 낙사법(sand pluviation method)을 이용하여 모형 지반이 조성되었다. 낙사법은 균질한 모래 지반의 조성이 가능하고, 낙사 높이 및 모래입자의 낙하속도를 조절하여 조성 지반의 밀도를 조절할 수 있는 시험법이다(Miura 등, 1982; Lo Presti 등 1993). 본 연구에서는 기계식 낙사장비를 사용하여 조성되었다. 본 장비는 일렬의 개구를 구지는 호퍼가 수

평으로 왕복 운동하면서 모래를 낙하시키는 장비로, 호퍼의 위치를 조절하여 낙사높이, 호퍼의 개구의 크기와 이동속도를 조절하여 조성하는 밀도를 조절할 수 있는 장비이다. 본 연구에서는 균질한 지반 조성을 위하여 10mm 두께의 얇은 층을 반복적으로 낙사하여 목표한 전체 모래 지반층을 조성하였다. 매 10mm 층을 조성되면 호퍼의 높이를 조절하여 낙하 높이를 일정하게 유지되도록 하였다.

낙사를 통하여 목표 두께 이상의 모래층을 조성한 후, 모래 흡입 장치와 고른면을 조성하는 기구를 이용하여 모래층을 목표 깊이로 조절하였다. 그림 3.4.21은 조성이 완료된 그림을 나타낸다.



그림 3.4.21 기초사석층 조성 완료

마. 실험방법 및 계측계획

1) 실험방법

모형 원지반층과 기초사석층이 조성된 후, 바닥판에 토압계가 설치된 모형체를 설치한다. 이 후에 육측에 뒷채움을 하여 모형지반 조성을 마무리하였다. 모형지반 조성 및 모형체 설치가 끝난 후, 토조를 원심모형실험 장비에 설치하였다 (그림 3.4.22).

이 후, 굴착장비의 설치 및 구동을 위해 수직 액추에이터를 설치하였고, 원심가속 중 원격 구동을 위해 솔레노이드 밸브를 굴착장비의 실린더와 공압호스로 연결하였으며, 굴착기 출입 속도는 공압조절밸브를 이용하여 조절하였다.

수직 및 수평변위 계측을 위해 30x30 프로파일로 제작된 센서설치용 프레임에 LVDT 및 레이저센서 설치용 가이드바를 제작하였다. 센서의 배치도는 다음 절에 기술하였다.

계측기의 설치가 끝난 뒤, 원심가속을 시작하여 1g부터 60g까지 가속하였다. 60g 도달 후,

모형지반 및 모형체가 정적으로 안정될 때까지 10분정도 유지한 후 부분굴착을 수행하였다. 굴착은 2m씩 총 4회를 실시하여 8m를 굴착하였으며, 각 부분굴착단계에서 굴착후, 정적안정성 여부의 판단을 위해 30분을 유지하여 모형의 변화를 모니터링한후 다음 굴착을 실시하였다.

부분굴착 실험 종료 후, 증심공법 적용 후 최종단면 정적안정성 평가를 위해 실험장비에서 토조를 해체하여 육측 뒷채움부부터 사면개착을 실시하여 모형체를 제거하고 개량체가 설치될 위치를 굴착하여 개량체를 설치하였다. 이 후, 모형체를 다시 설치하고, 뒷채움 및 사면을 조성하여 최종단면을 제작하였다(그림 3.4.23).



그림 3.4.22 부분굴착 실험단면



그림 3.4.23 최종단면 제작 완료

원심가속은 토조를 장비에 설치하여, 계측기를 부착한 뒤, 1g부터 60g까지 가속하였다. 60g 도달 후, 최종단면의 정적안정성 평가를 위해 40분 정도 유지한 후, 원심가속을 종료하였다.

2) 계측계획

부분굴착단계 및 증심공법 완공후 최종단계의 정적안정성 평가를 위해 침하량, 전응력이 측정되었다.

침하량을 측정하기 위하여 측정범위 $\pm 12.7\text{mm}$, $\pm 25.4\text{mm}$ 인 Schaevitz의 MHR 500MC모델 LVDT가 사용되었다. 증심공법 적용단계 실험에서는 부분굴착단계 실험과 기초사석 지반고에 차이가 있어 사면근처에 설치되는 LVDT의 위치가 변경되었다. LVDT는 규격 30×30mm의 프로파일을 재단하여 LVDT용 가이드바를 제작하였고, 이를 액추에이터 프레임에 연결하여 측정하고자하는 위치에 LVDT를 설치하였다(그림 3.4.24 참조). 정확한 LVDT 설치위치는 부분굴착단계 실험에서 그림 3.4.25~3.4.26, 증심공법 적용단계 실험에서 그림 3.4.27~3.4.28상의 X표시와 같다.



그림 3.4.24 LVDT 설치 상세도

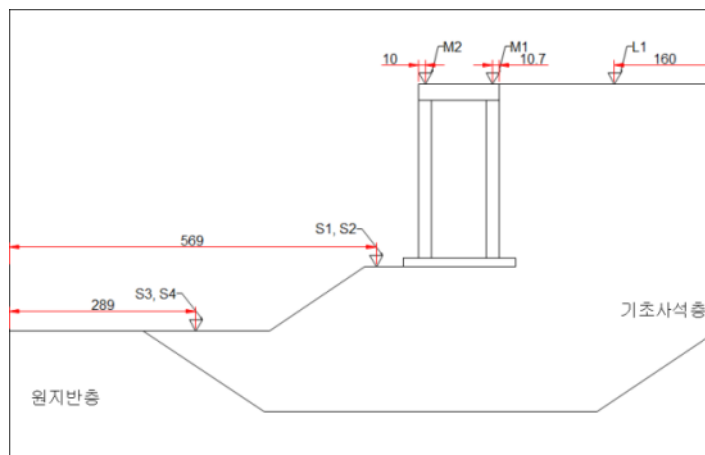


그림 3.4.25 LVDT 배치측면도(부분굴착단계)

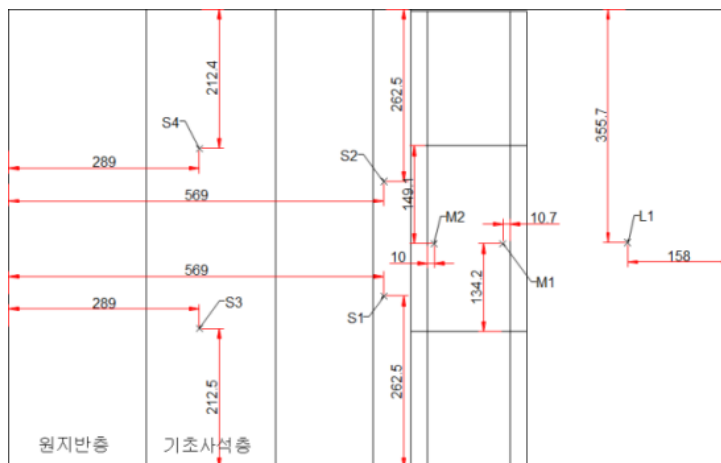


그림 3.4.26 LVDT 배치평면도(부분굴착단계)

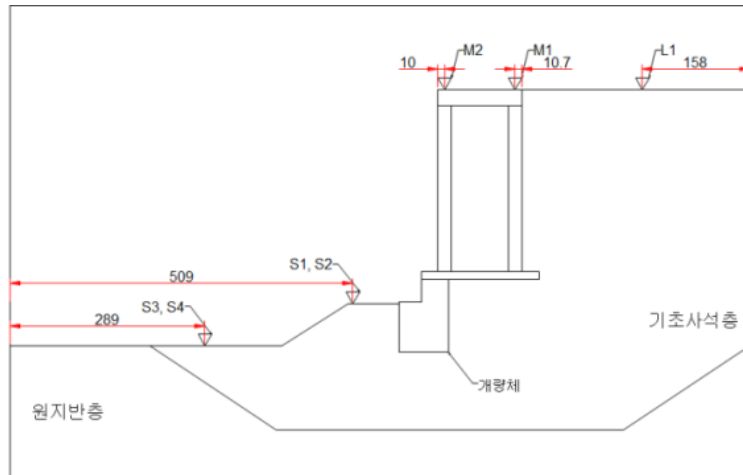


그림 3.4.27 LVDT 배치측면도(증심공법 적용단계)

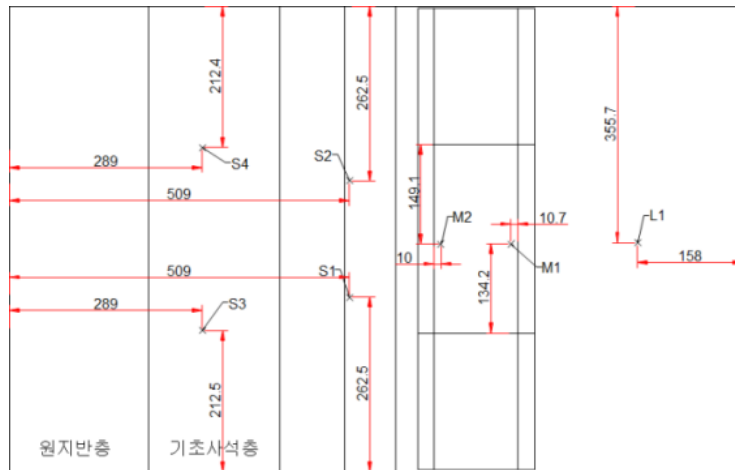


그림 3.4.28 LVDT 배치평면도(증심공법 적용단계)

전응력계는 부분굴착 및 증심공법 적용단계의 정적안정성 실험에서 지반의 강도저하로 인해 모형체가 전도될 경우, 지반에 전달되는 하중을 측정하기 위해 모형체 바닥판에 부착하였다(그림 3.4.29 참조). 증심공법 적용단계 실험의 경우, 부분굴착 정적안정성 실험 시, 해측방향 전응력계의 위치에 개량체가 놓이는 이유로 기존 위치보다 육측방향으로 40mm 뒤에 부착하여 실제 지반-구조물 간에 전달되는 하중을 측정할 수 있도록 하였다. 정확한 전응력계의 위치는 부분굴착단계 실험에서 그림 3.4.30~3.4.31, 증심공법 적용단계 실험에서 그림 3.4.32~3.4.33의 ○표시와 같다.

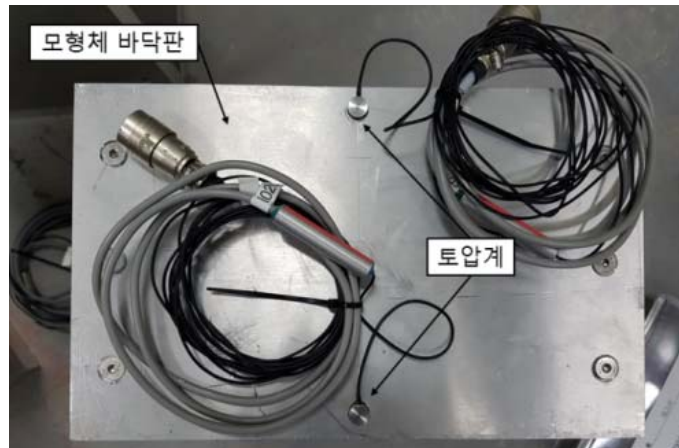


그림 3.4.29 토압계 설치 상세도

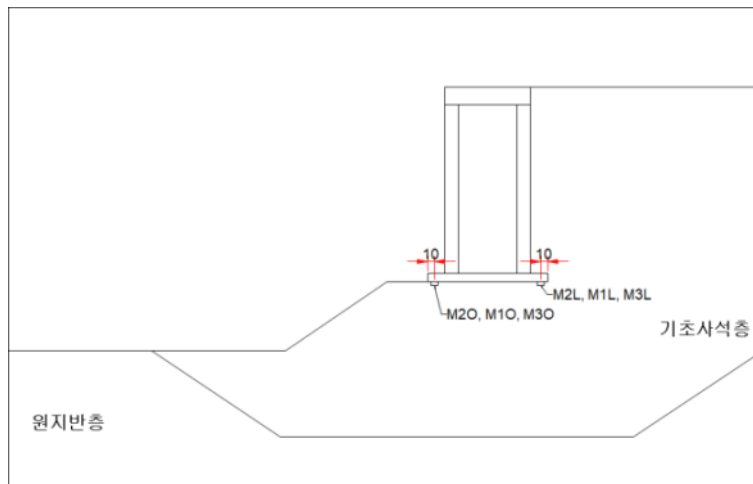


그림 3.4.30 전응력계 배치측면도(부분굴착단계)

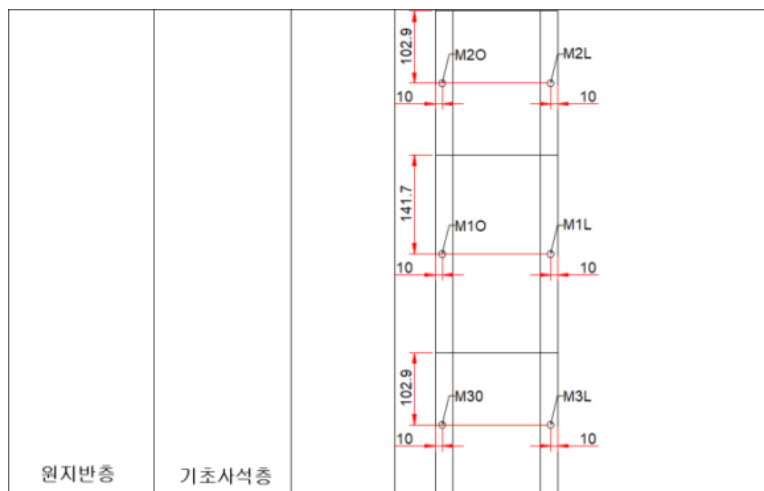


그림 3.4.31 전응력계 배치평면도(부분굴착단계)

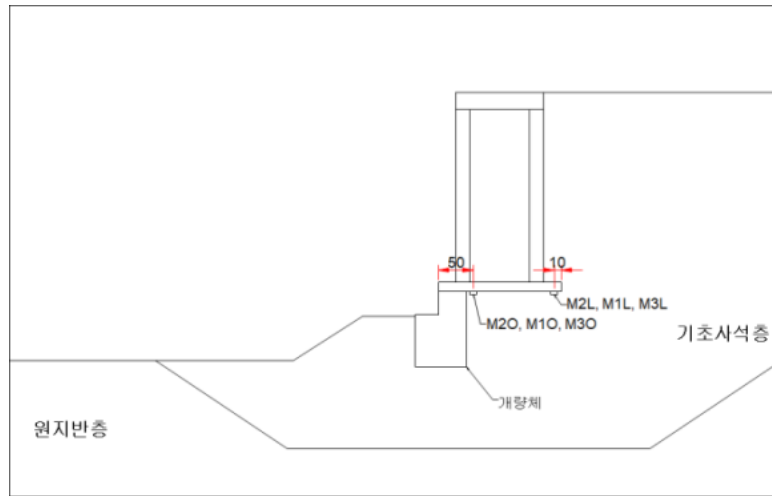


그림 3.4.32 전응력계 배치측면도(중심공법 적용단계)

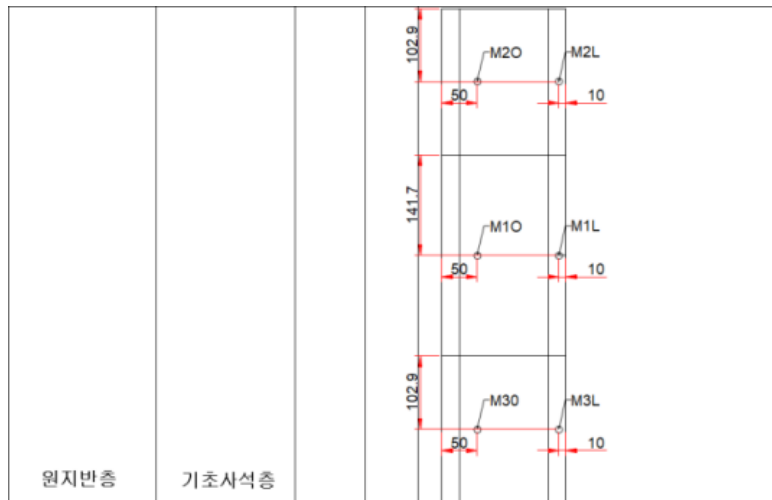


그림 3.4.33 전응력계 배치평면도(중심공법 적용단계)

레이저 센서는 부분굴착 단계 및 최종단면의 정적안정성 시험에서 모형체의 수평방향 변위를 측정하기 위해 설치되었다. KEYENCE사의 IL-100 모델을 사용하였으며, 측정범위는 55-150mm이다. 레이저 센서는 거치대에 부착한 뒤, 거치대를 LVDT용 가이드바와 T볼트를 통해 단단히 고정하는 형태로 설치하였다(그림 3.4.34 참조). 정확한 레이저센서 계측위치는 부분굴착 실험단면에서 그림 3.4.35, 최종단면실험에서 그림 3.4.36 상의 ○표시와 같다.



그림 3.4.34 레이저센서 설치 상세도

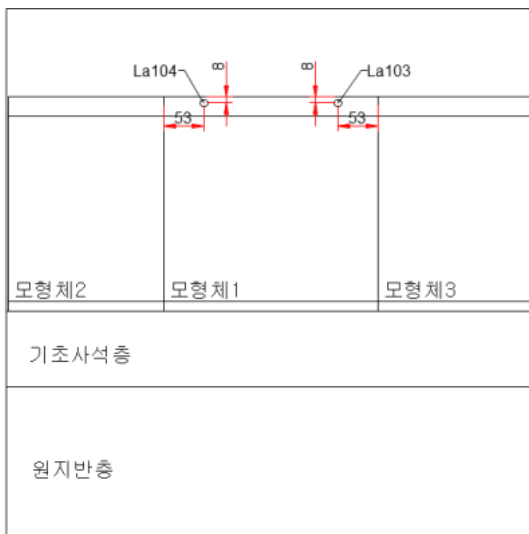


그림 3.4.35 부분굴착단면 레이저센서
계측정면도

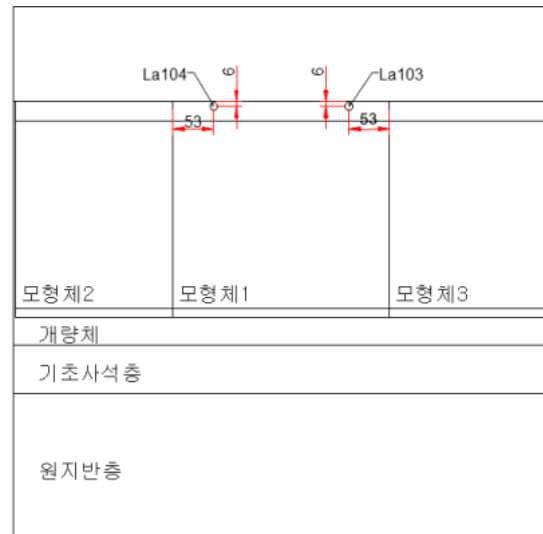


그림 3.4.36 최종실험단면 레이저센서
계측정면도

4. 실험결과

가. 부분굴착

그림 3.4.37 ~ 그림 3.4.40은 원심가속이 진행되는 동안 케이슨의 수직 및 수평변위와 기초 사석층의 수직변위를 측정한 결과이다. 여기서, 모든 계측값은 모형실험결과를 실험대형으로

환산한 값이다. 1g상태의 모형이 목표가속도인 60g에 도달한 시간은 5,600초이며, 그림에 빨간색 선으로 표시하였다. 이후 모형지반이 정적으로 안정될 때까지 30분 정도 유지하였다.

그림 3.4.37은 케이슨 상부에서 측정된 침하량으로 육측방향인 M1과 해측방향인 M2를 비교하였다. 60g에 도달하고 지반이 안정된 후 발생한 침하량은 M1, M2가 각각 171mm, 159mm이었다. 케이슨 상부에서 측정된 M1과 M2의 침하량 차이는 12mm로, 케이슨이 그림 3.4.6을 기준으로 시계방향으로 회전하였음을 나타내지만 상대침하량이 미미하여 큰 영향은 없는 것으로 판단된다. 그림 3.4.38은 기초사석 배면측의 지표면에서 측정된 수직변위를 나타낸다. 침하가 완료된 후 측정된 수직변위는 233mm이다. 그림 3.4.39는 마운드 윗면에서 측정된 침하량을 나타낸다. 침하가 완료된 후 수직변위는 S1, S2가 각각 88mm, 116mm로 측정되었다. 이때, 그림 3.4.39~그림 3.4.40에서 S2는 케이슨과 케이슨 사이에 위치한 상황으로 60g가속됨에 따라 케이슨들 사이의 틈으로 나오는 모래들에 의해 밀려서 코아가 이탈하여 계측값이 이상을 보였고, La104는 굴착기 작동여부를 확인하는 과정에서 굴착날이 수직프레임과 부딪혀 계측값이 크게 변하였다. 하지만 60g에 도달한 이후에는 변위가 크게 변하지 않아 60g에 도달했을 때의 변위를 안정된 상태로 가정하였다. 계측된 침하량을 비교해보면 기초사석 배면측에서 침하량이 가장 크게 발생하였고, 그 다음 케이슨, 마운드 순으로 나타났다. 그림 3.4.40은 케이슨의 수평변위를 나타낸다. La103, La104는 60g에 도달한 이후 수평변위량이 각각 75mm, 54mm로 측정되었다. 이는 양(+)의 값을 갖으며 케이슨이 육측방향으로 변위가 발생함을 나타낸다. 두 계측값의 차이는 케이슨과 토조 사이의 작은 틈으로 측면으로 회전함을 의미하지만, 상대수평변위가 작아 큰 영향을 미치지 않을 것으로 판단된다.

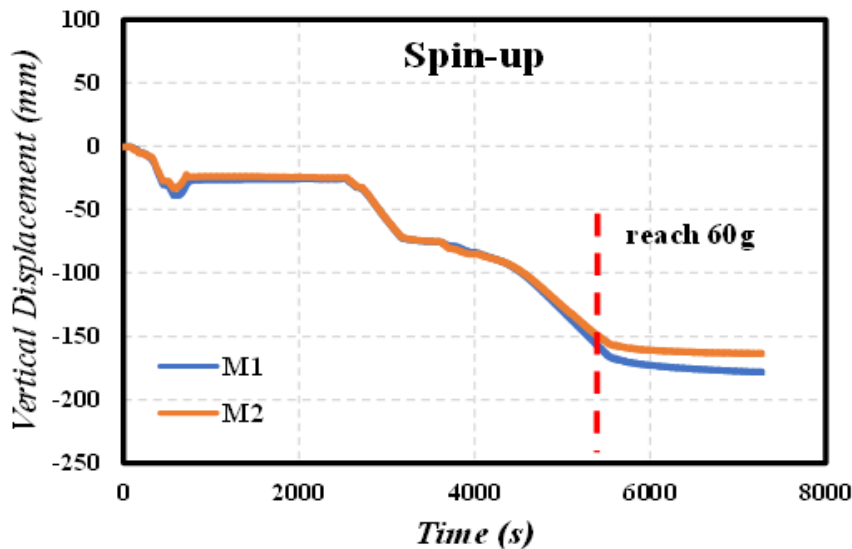


그림 3.4.37 Vertical Displacement of Caisson during Spin-up

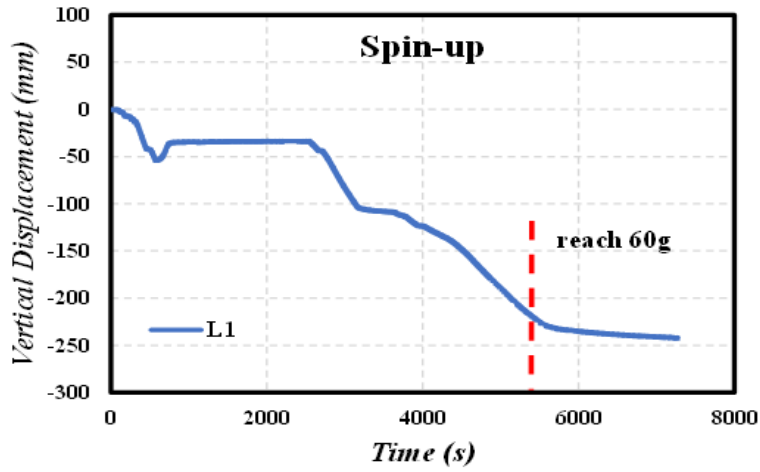


그림 3.4.38 Settlement of Backfill during Spin-up

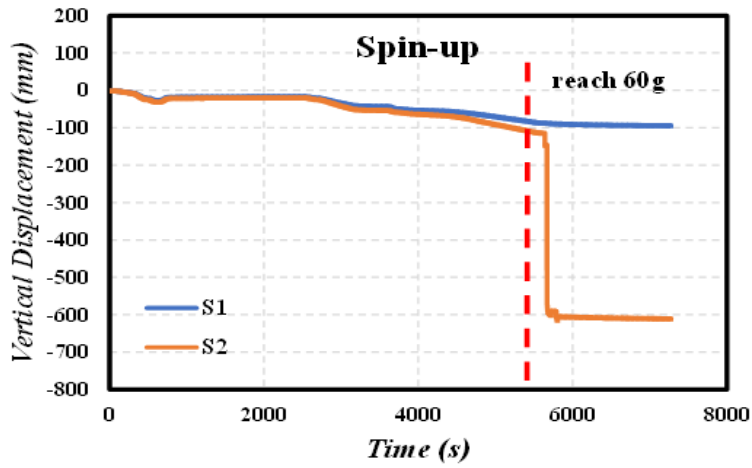


그림 3.4.39 Settlement of Mound during Spin-up

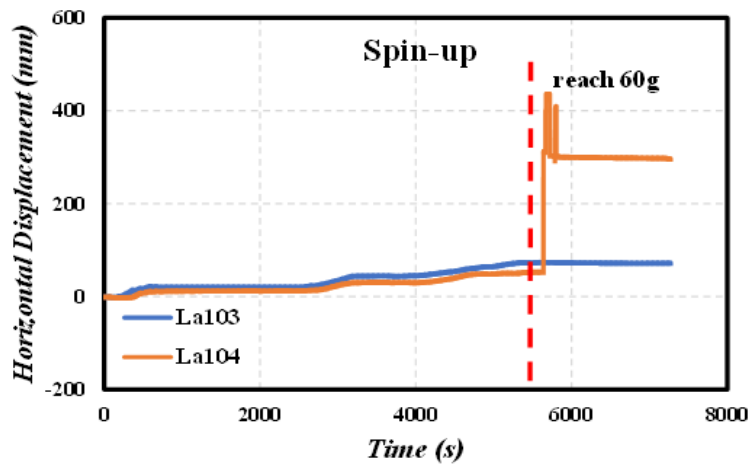


그림 3.4.40 Horizontal Displacement of Caisson during Spin-up

1) 1차 굴착(폭 2m)

가) 케이슨 변형

1차 굴착은 2m의 폭으로 부분굴착을 진행하였다. 60g에 도달한 후, 1차 굴착이 진행되는 동안 케이슨의 수직 및 수평변위, 그리고 케이슨 하단면에서 토압을 측정하였고, 지반이 안정될 때까지 관측하였다. 굴착깊이까지 굴착날이 삽입된 시점(Penetration)과 굴착이 완료된 후의 시점(Excavation)은 그림에 화살표로 표시하였다.

그림 3.4.41은 케이슨 상부에서 측정된 침하량으로 굴착이 진행되는 동안 큰 변화는 보이지 않았고, 최종침하량은 M1, M2가 각각 2.89mm, 1.94mm로 나타났다. M1이 M2보다 침하량이 0.95mm 더 크게 발생하여 시계방향으로 조금 기울어진 것을 확인하였다. 그림 3.4.42는 케이슨의 수평변위량을 측정된 결과이다. 1차 굴착이 완료되었을 때 변위량은 La103, La104가 각각 0.34mm, 0.95mm만큼 발생하였다. 그림 3.4.43은 케이슨 하단부의 토압을 측정된 결과로, M10는 해측방향, M1L은 육측방향에 위치한다. 1차 굴착이 완료된 후에도 M1L의 토압은 큰 변화가 없었지만, M10은 굴착이 진행되면서 지반내 응력이 이완되고 굴착된 부분의 흙이 일부 유실되면서 토압이 최대 -300kPa까지 감소하였다. 지반이 안정된 후에는 토압이 회복되어 M10의 감소된 토압은 -125kPa로 나타났다.

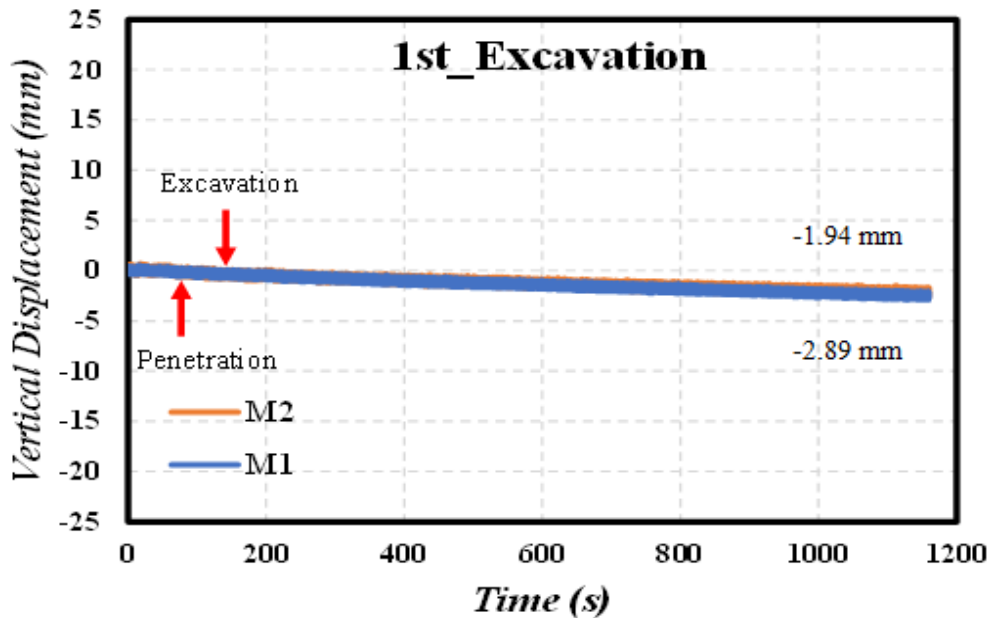


그림 3.4.41 Vertical Displacement of Caisson during 1st Excavation (122 sec) with 2.89mm relative Displacement after Excavation

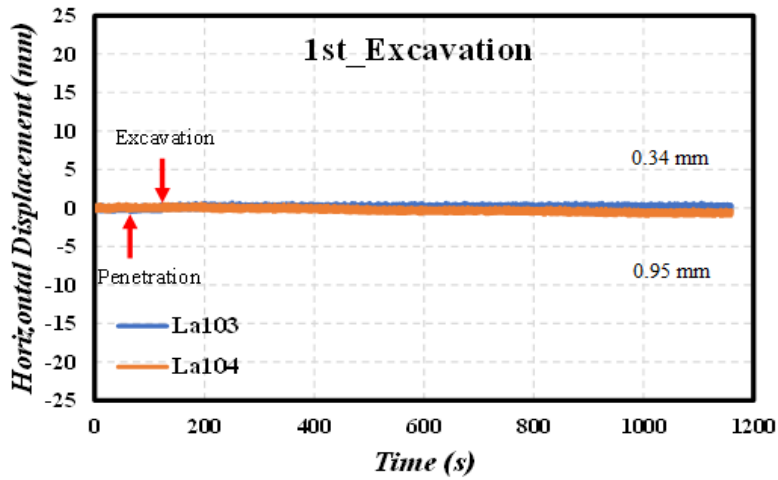


그림 3.4.42 Horizontal Displacement of Caisson during 1st Excavation (122 sec) with 0.95mm relative Displacement after Excavation

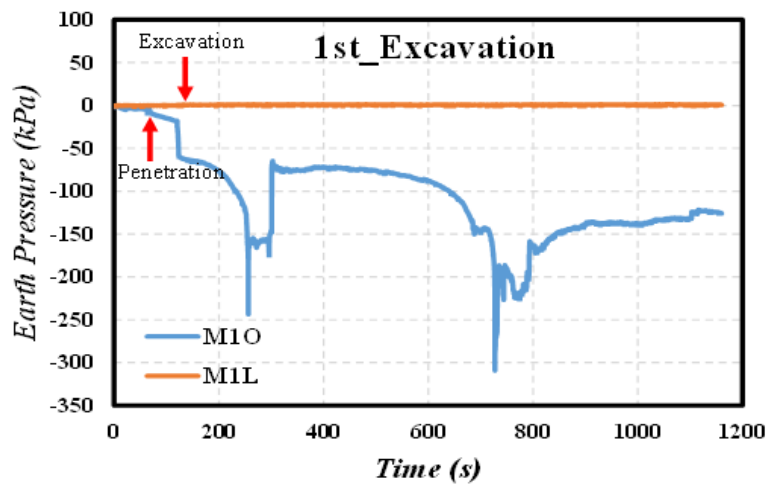


그림 3.4.43 Earth Pressure of Caisson during 1st Excavation

나) 지반침하

그림 3.4.44는 배면측 지표면에서 측정된 침하량으로 1차 굴착 후 최종침하량이 3.42mm로 나타났다. 그림 3.4.45는 마운드에서의 침하량을 나타낸 것이다. 최종 침하량은 S1, S2가 각각 0.93mm, 1.63mm로 배면측에서 발생한 침하량에 비해 비교적 작게 발생하였다.

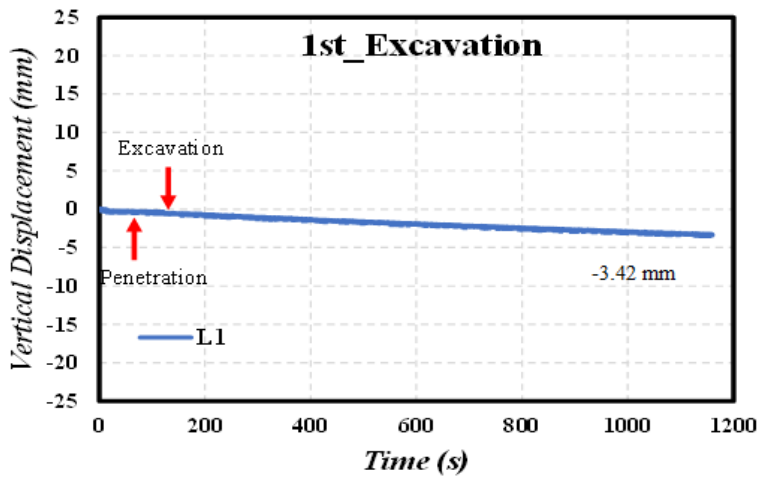


그림 3.4.44 Settlement of Backfill during 1st Excavation

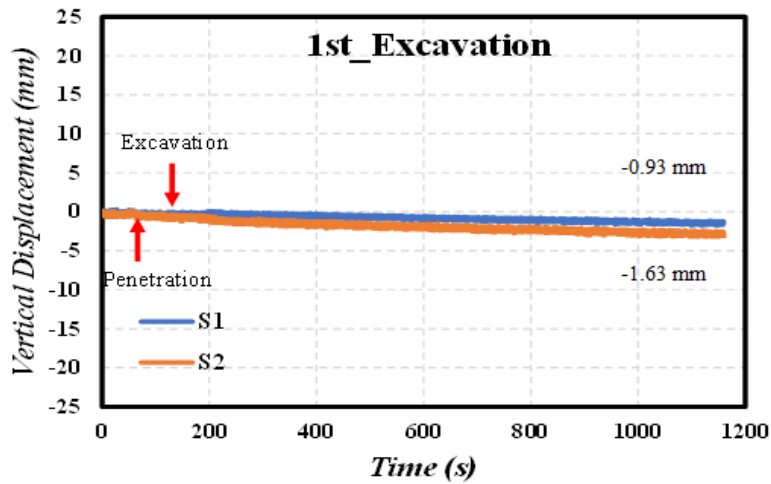


그림 3.4.45 Settlement of Mound during 1st Excavation

2) 2차 굴착(폭 4m)

가) 케이슨 변형

2차 굴착은 굴착폭 4m를 목표로, 기존 굴착된 2m에 추가로 2m를 더 굴착하는 방식으로 진행되었다. 케이슨의 수직 및 수평변위, 케이슨 하단부에서의 토압을 측정하였다. 그림에 표시된 침하량은 2차 굴착을 시작하기 전을 기준으로, 굴착이 완료되고 30분 경과 후 측정된 상대침하량을 표시한 것이다.

그림 3.4.46은 2차 굴착에서 발생한 케이슨의 수직변위를 보여준다. 2차 굴착이 완료된 후, 상대침하량은 M1과 M2가 각각 0.81mm, 1.01mm로, 1차 굴착에 비해 상대침하량은 줄어든 것으로 나타났다. 그림 3.4.47은 케이슨의 수평변위를 나타낸다. 2차 굴착 후, La103과 La104의

상대수평변위는 0.16mm, 0.37mm이다. 그림 3.448은 케이슨 하단부에서 토압을 측정한 결과이다. 1차 굴착 때처럼 육측방향에 위치한 MIL은 토압변화가 거의 발생하지 않았다. MIO는 굴착날이 삽입된 상태에서 토압이 증가하였고, 이 후 굴착이 완료된 후에 토압이 감소하는 현상을 보였다. 지반이 안정될 때까지 일정시간 유지하였고, 토압변화는 2차 굴착 직전과 유사한 -125kPa 수준으로 나타났다.

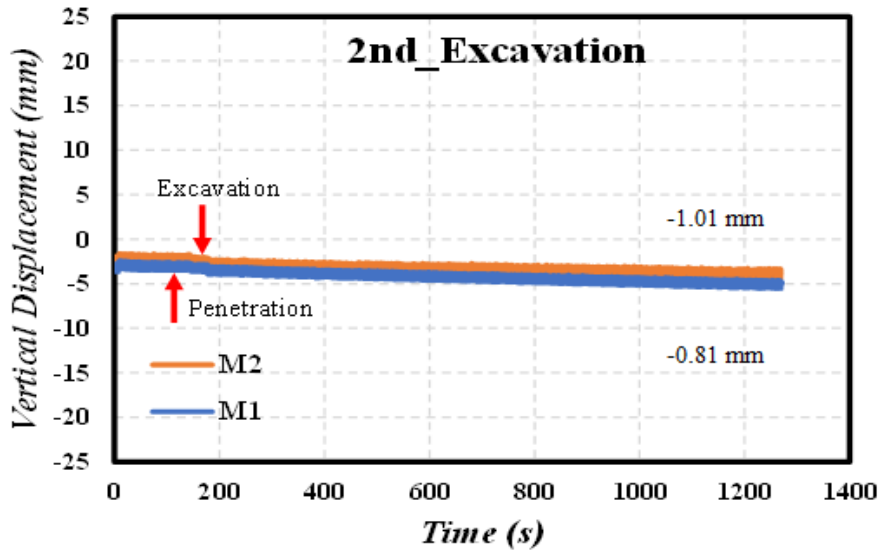


그림 3.4.46 Vertical Displacement of Caisson during 2nd Excavation (182 sec) with 1.01mm relative Displacement after Excavation

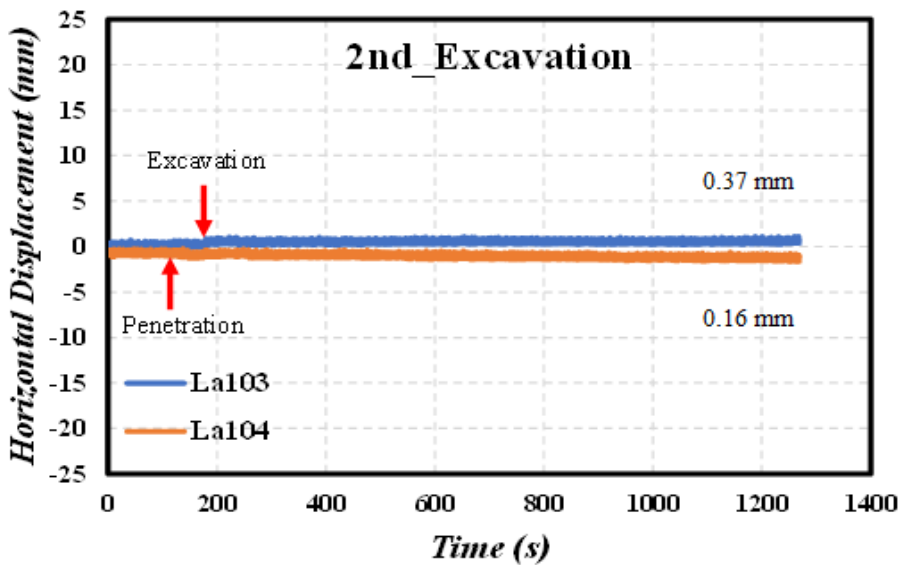


그림 3.4.47 Horizontal Displacement of Caisson during 2nd Excavation (182 sec) with 0.37mm relative Displacement after Excavation

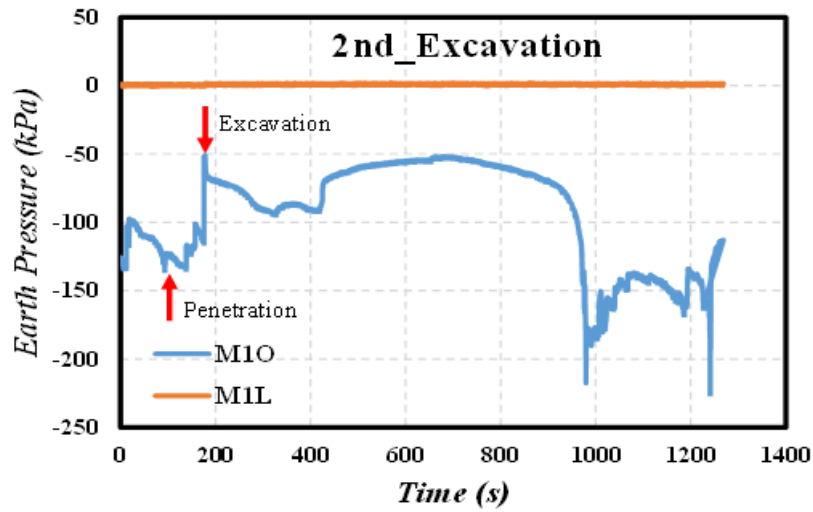


그림 3.4.48 Earth Pressure of Caisson during 2nd Excavation

나) 지반침하

그림 3.4.49는 배면층에서의 침하량은 보여준다. 2차 굴착이 완료된 후, 상대침하량은 1.99mm로 측정되었다. 그림 3.4.50은 마운드에서 측정된 침하량으로, S1과 S2의 상대침하량이 각각 0.62mm, 1.36mm이다. 2차 굴착에서 지반의 상대침하량은 1차 굴착의 경우보다 줄어든 것으로 나타났다.

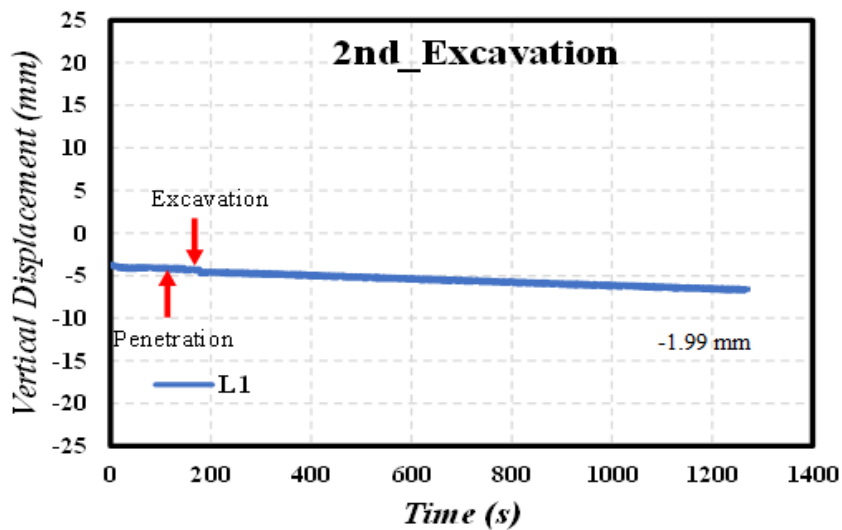


그림 3.4.49 Settlement of Backfill during 2nd Excavation

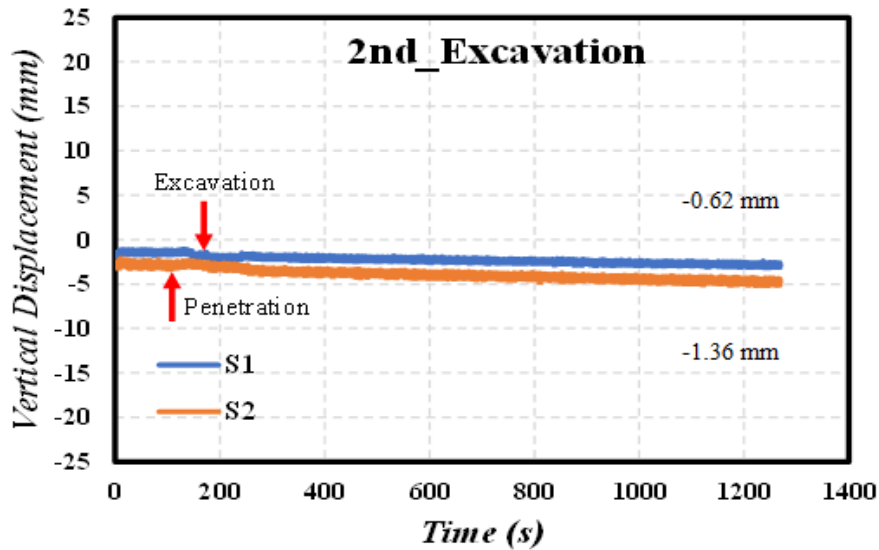


그림 3.4.50 Settlement of Mound during 2nd Excavation

3) 3차 굴착(폭 6m)

가) 케이슨 변형

3차 굴착은 6m의 폭으로 굴착되었으며, 기존에 굴착된 4m에 추가로 2m를 더 굴착하였다. 그림 3.4.51 ~ 그림 3.4.53은 케이슨의 수직 및 수평변위, 케이슨 하단부에서의 토압을 나타낸다. 그림에 표시된 침하량은 3차 굴착 전을 기준으로, 굴착 이후 지반이 안정되었을 때 측정된 상대침하량을 표시한 것이다.

그림 3.4.51은 3차 굴착에서 발생한 케이슨의 수직변위를 보여준다. 3차 굴착 후, 상대침하량은 M1과 M2가 각각 1.09mm, 0.68mm로, 2차 굴착과 상대침하량은 큰 차이를 보이지 않았다. 그림 3.4.52는 케이슨의 수평변위를 나타낸 것이다. 3차 굴착이 완료된 후, La103과 La104의 상대수평변위는 0.37mm, 0.11mm이다. 그림 3.4.53은 케이슨 하단부에서 발생한 토압변화를 나타낸다. 육측방향에 위치한 M1L은 1차, 2차 굴착 때와 동일하게 토압이 변하지 않았다. 또한 M1O는 굴착날이 삽입된 상태에서는 토압이 증가하였고, 이 후 굴착이 완료된 후에 토압이 감소하는 현상을 보였다. 지반이 안정될 수 있도록 30분 정도 유지하면서 모니터링하였다. 굴착완료된 후, 초기에는 응력이완으로 인하여 토압은 -250kPa까지 감소하였다가 점차 회복하여 30분 후 측정된 토압은 -160kPa로 나타났다.

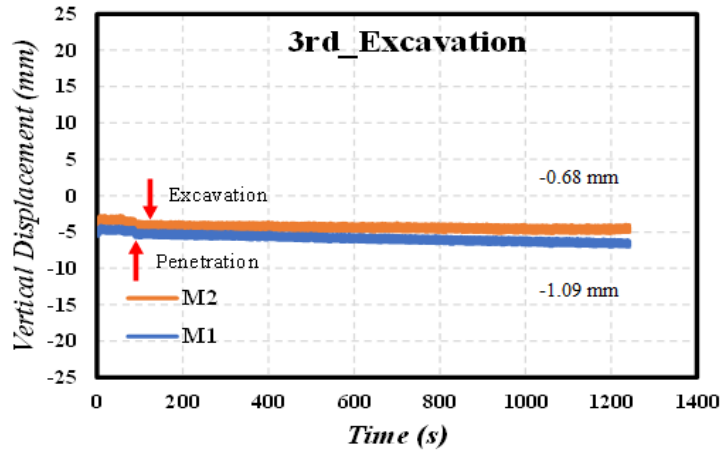


그림 3.4.51 Vertical Displacement of Caisson during 3rd Excavation (120 sec) with 1.09mm relative Displacement after Excavation

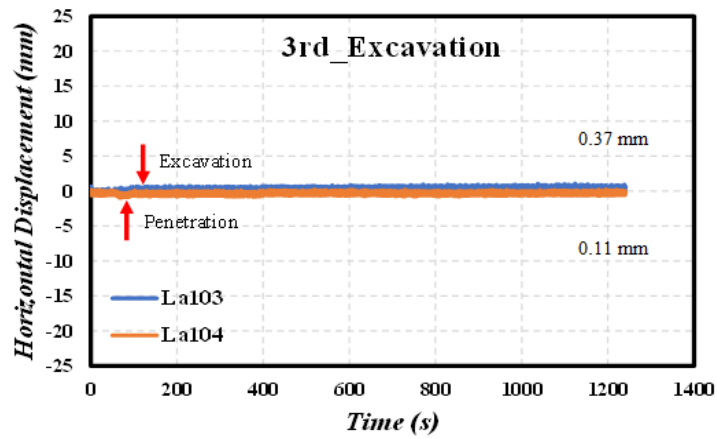


그림 3.4.52 Horizontal Displacement of Caisson during 3rd Excavation (120 sec) with 0.37mm relative Displacement after Excavation

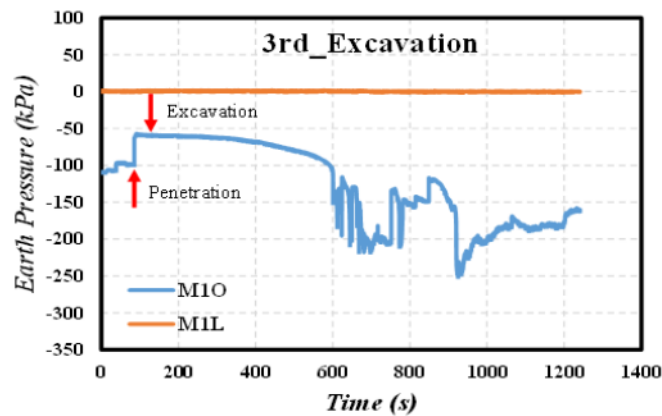


그림 3.4.53 Earth Pressure during 3rd Excavation

나) 지반침하

그림 3.4.54는 배면층에서의 침하량으로, 3차 굴착후의 상대침하량은 1.54mm로 나타났다. 그림 3.4.55는 마운드에서 측정된 침하량을 보여준다. S1과 S2의 상대침하량이 각각 0.77mm, 1.26mm로 2차 굴착에서 지반의 상대침하량과 유사하게 나타났다.

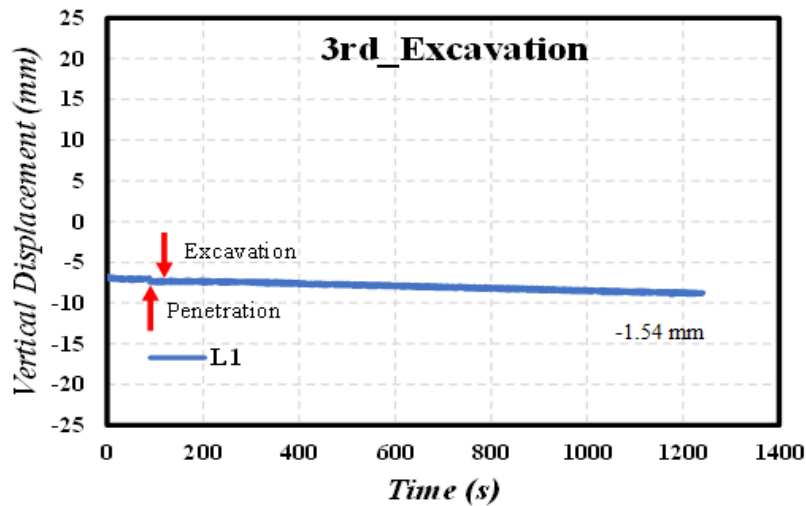


그림 3.4.54 Settlement of Backfill during 3rd Excavation

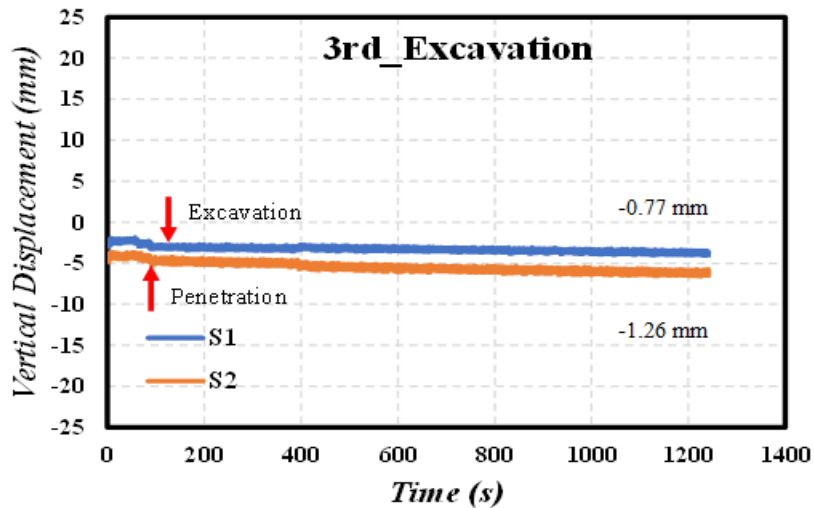


그림 3.4.55 Settlement of Mound during 3rd Excavation

4) 4차 굴착(폭 8m)

가) 케이슨 변형

4차 굴착은 마지막 굴착단계로 8m의 폭으로 굴착되었다. 이미 굴착된 6m에서 폭 2m가 더 굴착되어졌다. 그림 3.4.56~그림 3.4.58은 케이슨의 수직 및 수평변위, 케이슨 하단부에서의 토압을 나타낸다. 그림에 표시된 침하량은 4차 굴착 전을 기준으로 상대침하량을 표시한 것이다.

그림 3.4.56은 4차 굴착에서 발생한 케이슨의 수직변위를 보여준다. 4차 굴착 후, 상대침하량은 M1과 M2가 각각 0.28mm, 34.43mm로 나타났다. M2의 상대변위는 양의 방향으로 상당히 크게 증가하였고, 이는 케이슨이 시계방향으로 크게 회전하였음을 나타낸다. 그림 3.4.57은 케이슨의 수평변위를 나타낸 것이다. 4차 굴착이 완료된 후, La103과 La104의 상대수평변위는 1.03mm, 0.42mm로 케이슨 상단에서 발생한 변위는 상대적으로 작게 발생하였다. 그림 3.4.58은 케이슨 하단부에서 발생한 토압변화를 나타낸다. 토압 변화는 앞서 진행된 굴착 단계에서와 유사한 경향을 보였다. M10는 굴착날이 삽입된 상태에서는 토압이 증가하였고, 이후 굴착이 완료된 후에 토압이 감소하였다. 굴착 전 측정된 토압과 굴착이 완료된 후의 토압은 -150kPa 수준으로 비슷하게 나타났다.

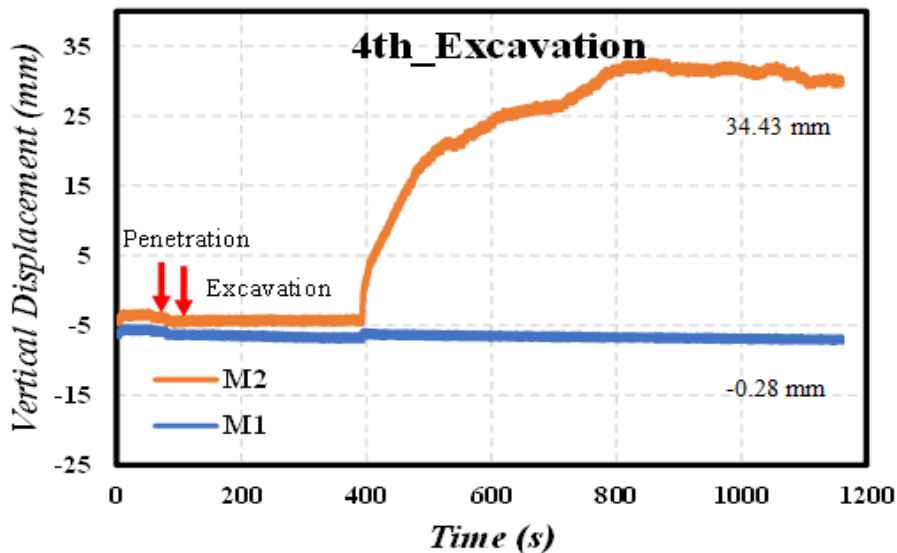


그림 3.4.56 Vertical Displacement of Caisson during 4th Excavation(86 sec) with 34.43mm relative Displacement after Excavation

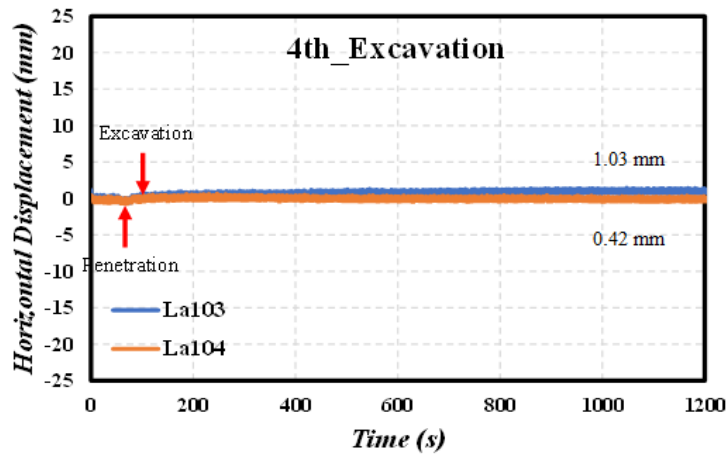


그림 3.4.57 Horizontal Displacement of Caisson during 4th Excavation (86 sec) with 1.03 mm relative Displacement after Excavation

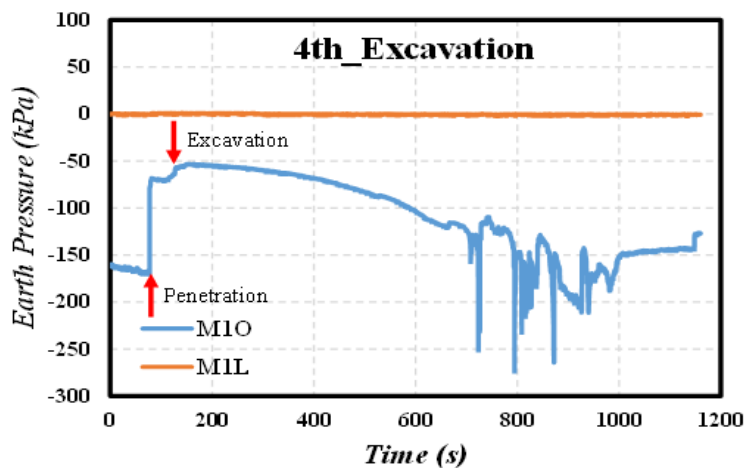


그림 3.4.58 Earth Pressure of Caisson during 4th Excavation

나) 지반침하

그림 3.4.59는 배면층에서의 침하량으로, 4차 굴착후의 상대침하량은 1.56mm로 나타났다. 그림 3.4.60은 마운드에서 측정된 침하량을 보여준다. S1과 S2의 상대침하량이 각각 0.57mm, 1.57mm로 2차 굴착에서 지반의 상대침하량과 유사한 수준으로 나타났다. 4단계의 굴착과정 동안 지반침하는 지속적으로 발생하였고, 최종 굴착 후 마운드에서의 누적된 침하량은 S1과 S2가 각각 2.89mm, 5.82mm로 나타났다.

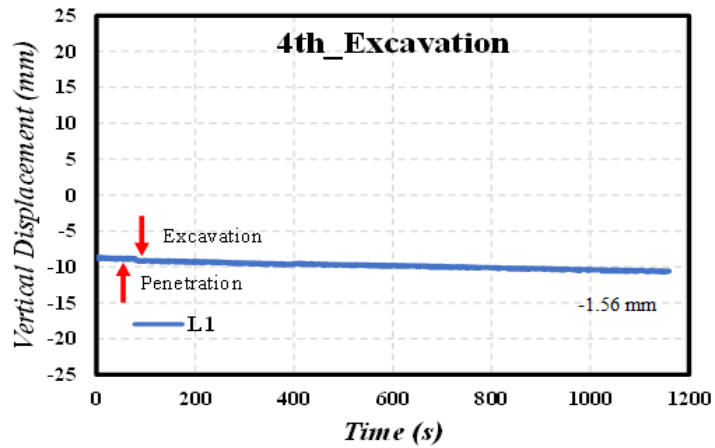


그림 3.4.59 Settlement of Backfill during 4th Excavation

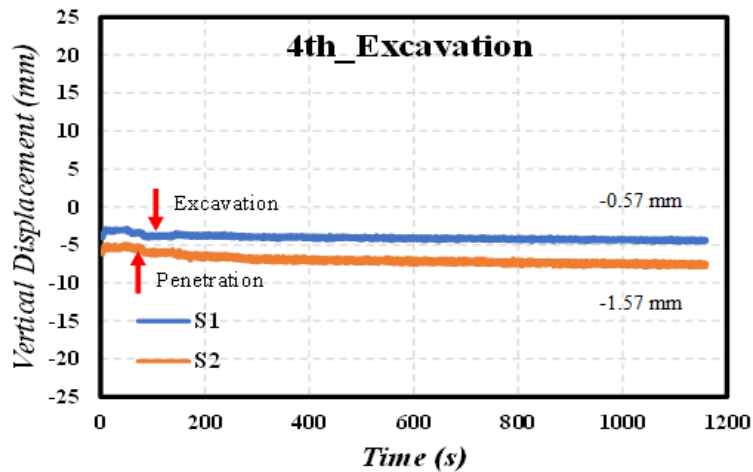


그림 3.4.60 Settlement of Mound during 4th Excavation

나. 증심 완료 후 구조물 안정성 평가

1) 케이슨 변형

증심공법을 적용하기 위해 케이슨 전면의 지반굴착된 위치에 개량체를 설치하고, 60g에서 40분 정도 유지하며 최종단면에 대한 정적안정성을 평가하였다. 그림 3.4.61~그림 3.4.62는 1g에서 60g까지 도달한 후 40분 정도 경과하는 동안 측정된 케이슨의 수직 및 수평 변위량을 나타낸다. 1g상태에서 목표가속도인 60g에 도달한 시간은 2,100초이며, 그림에 빨간색 선으로 표시하였다.

그림 3.4.61은 케이슨 상부에서 측정된 침하량이다. 60g에 도달하고 지반이 안정될 때까지 발생한 침하량은 M1, M2가 각각 131mm, 92mm이다. 육측방향인 M1의 침하량이 39mm정도 더 크게 발생하였으며, 시계방향으로 케이슨이 회전함을 알 수 있다. 이는 강체로 모델링된 개량체 부분은 60g까지 도달하는 동안 상대적으로 침하가 덜 발생하기 때문에 침하가 비교적 크게 발생하는 육측방향으로 회전하는 것으로 판단된다.

그림 3.4.62는 케이슨의 수평변위량을 나타낸 것이다. La103, La104는 60g에 도달한 이후 수평변위량이 각각 68mm, 86mm로 측정되었다. 두 계측값의 차이는 4.1절에 기술된 굴착전 케이슨의 상태와 유사한 수준으로 케이슨 거동에는 큰 영향이 없는 것으로 판단된다.

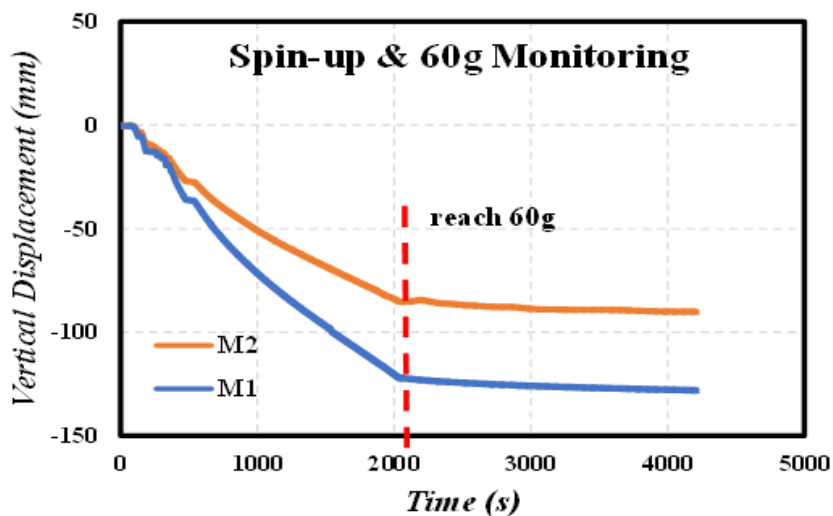


그림 3.4.61 Vertical Displacement of Caisson during Spin-up and 60g Monitoring

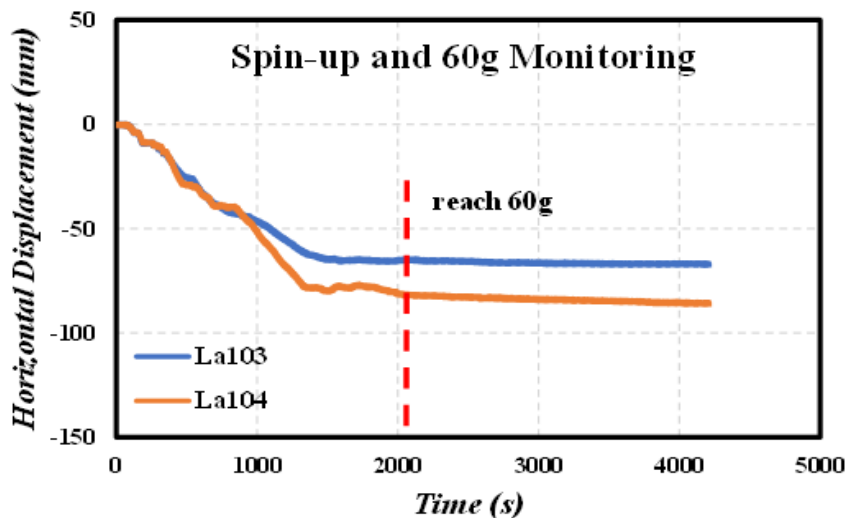


그림 3.4.62 Horizontal Displacement of Caisson during Spin-up and 60g Monitoring

2) 지반침하

그림 3.4.63은 기초사석 배면측의 지표면에서 측정된 수직변위를 보여준다. 60g에 도달하고 침하가 완료된 후, 수직변위는 134mm로 나타났다. 그림 3.4.64는 마운드에서 측정된 침하량이다. 침하가 완료된 후 수직변위는 S1, S2가 각각 79mm, 72mm로 측정되었다.

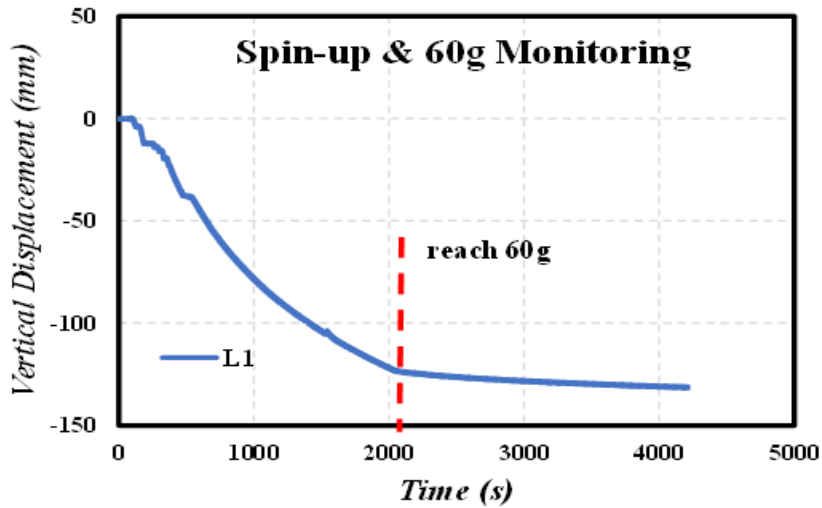


그림 3.4.63 Vertical Displacement of Backfill during Spin-up and 60g Monitoring

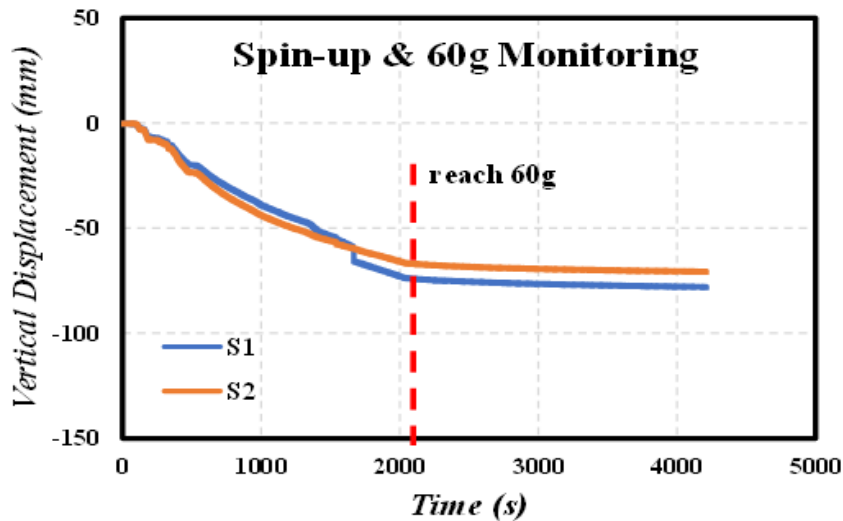


그림 3.4.64 Vertical Displacement of Mound during Spin-up and 60g Monitoring

5. 소론

본 연구에서는 중력식 안벽 증심공법의 현장적용성검토를 위하여 원심모형실험을 수행하여 중력식 안벽 증심공법의 안정성을 검토하는 것을 목표로 하여 부분굴착 단계와 증심공법 완공후 최종단계를 모사하는 실험시스템과 안벽 모형체와 지반모형체를 설계하고 제작하고, 원심모형실험을 수행하여 시공 중 안정성과 증심공법 완공 후 최종단계의 안정성을 평가하였다.

표 3.4.5는 각 굴착단계별로 발생하는 누적변위와 상대변위를 나타낸다. 4단계의 굴착과정이 진행되면서 3차 굴착까지는 시계방향으로 조금 회전하는 거동을 보였다. 특히, 4차 굴착에서는 8m의 폭으로 사면이 개착되면서 시계방향 회전이 상당한 변위가 발생하였다. 이는 8m폭의 굴착은 케이슨을 지지하는 마운드의 사면안정성에 영향을 주는 것으로 판단되나, 6m 폭 이하에서는 변화가 미미하였다. 4차 굴착까지 완료된 후 케이슨 상단에서의 누적 변위량은 30.8mm만큼 발생하였으나, 레이저수평변위계에 측정된 양과 합산하여도 케이슨 안정성의 기준값인 10cm에 크게 못 미치는 결과를 보였다.

표 3.4.5 Accumulated Final Displacement and Relative Displacement after each Excavations

Sensor Name	1st Excavation (mm)	2nd Excavation (mm)	3rd Excavation (mm)	4th Excavation (mm)
L1	-3.42	-5.41 (-1.99)	-6.95 (-1.54)	-8.51 (-1.56)
M1	-2.89	-3.71 (-0.81)	-4.80 (-1.09)	-5.08 (-0.28)
M2	-1.94	-2.96 (-1.01)	-3.64 (-0.68)	30.80 (34.43)
S1	-0.93	-1.55 (-0.62)	-2.32 (-0.77)	-2.89 (-0.57)
S2	-1.63	-2.99 (-1.36)	-4.25 (-1.26)	-5.82 (-1.57)
La103	0.34	0.50 (0.16)	0.87 (0.37)	1.91 (1.03)
La104	0.95	1.32 (0.37)	1.43 (0.11)	1.01 (-0.42)

표 3.4.6은 1차실험의 굴착전단계와 증심공법완료 최종단계 시험의 1g에서 60g가속 도달까지 발생한 변위 및 두 단계간의 사이의 변위차를 나타낸다. 증심공법이 적용된 최종실험에서는 60g상태에서 40분 가량 모니터링하는 동안 모든 변위량이 안정화되었다. 따라서, 최종단면에서 사면안정성에는 큰 문제가 없는 것을 확인하였다.

굴착전 원단면에서의 침하량이 개량체가 삽입된 이후 최종단면의 침하량보다 조금 크게 발생하였다. 이는 굴착이 완료된 직후 개량체를 삽입하는 것이 실험적으로 한계가 있기 때문에 1g에서 개량체를 삽입하고 배면의 모래를 다시 채우고, 60g상태에서 실험을 진행하였다. 이 과정에서 하부지반이 원심가속으로 1차실험시 발생한 소성변형이 누적되어 2차실험인 최종단계에서 변위가 적게 나타난 것으로 판단된다. 그러나, 그 차이는 크게 나타나지 않았다.

표 3.4.6 Comparison of Settlements during Spin-up and 60g Monitoring

Sensor Name	Settlement 1(mm)	Settlement 2(mm)	Difference(mm)
L1	-233.42	-134.28	-99.14
M1	-171.07	-131.43	-39.64
M2	-159.58	-92.51	-67.07
S1	-88.15	-79.79	-8.37
S2	-116.46	-72.61	-43.86
La103	75.52	-68.08	143.60
La104	54.23	-86.31	140.54

제5절 항만지진특성 분석 및 중심공법 지진안정성 평가

1. 항만지진계측시스템 개요

가. 항만지진계측시스템 설치 개요

한국해양과학기술원에서는 해양수산부 R&D ‘항만지진응답계측시스템 구축 및 활용기술개발(주관: 한국해양과학기술원, 2008.11~2013.12)’ 과업을 통하여 2010년부터 인천항에 처음 지진계측시스템을 설치한 이래로 2013년까지 국가 무역항을 중심으로 8개 항만(인천항, 군산항, 목포항, 광양항, 부산항, 울산항, 포항항, 동해항) 18개소에 지진계측시스템을 설치하였다. 구축된 시스템은 본 과업을 바탕으로 운영 및 유지관리가 되었으며, 2016년 5월에 항만지역의 지진대응 효율성 확보를 위하여 해양수산부로 시스템을 전체 이관하여 현재 운용 중에 있다. 이들 지진계측시스템에서 수집된 지진동 자료는 한국해양과학기술원 항만지진계측통합서버로 실시간 전송 분석된다.

- 2010년 구축: 인천항(지표면, 암반) 이상 2개소
- 2011년 구축: 목포항(지표면, 암반), 부산항(지표면, 암반), 울산항(암반), 동해항(지표면, 암반) 이상 8개소
- 2013년 구축: 포항항(지표면, 암반*), 부산신항(지표면, 암반*, 토사*), 광양항(지표면, 암반*), 군산항(지표면, 암반) 이상 9개소 ※ *암반: 시추공 지진계 설치



그림 3.5.1 항만지진계측시스템 개요

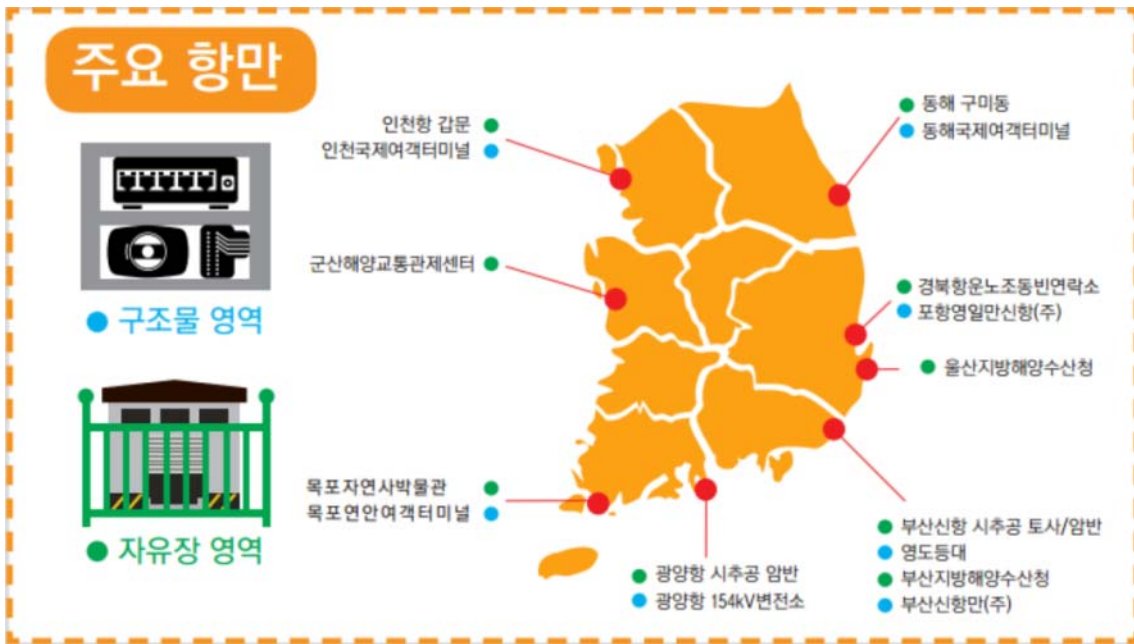


그림 3.5.2 항만지진계측시스템 상세 설치 위치

나. 항만지진계측시스템 운영 개요

○ 지진계측시스템 시스템 구성도 및 장비현황

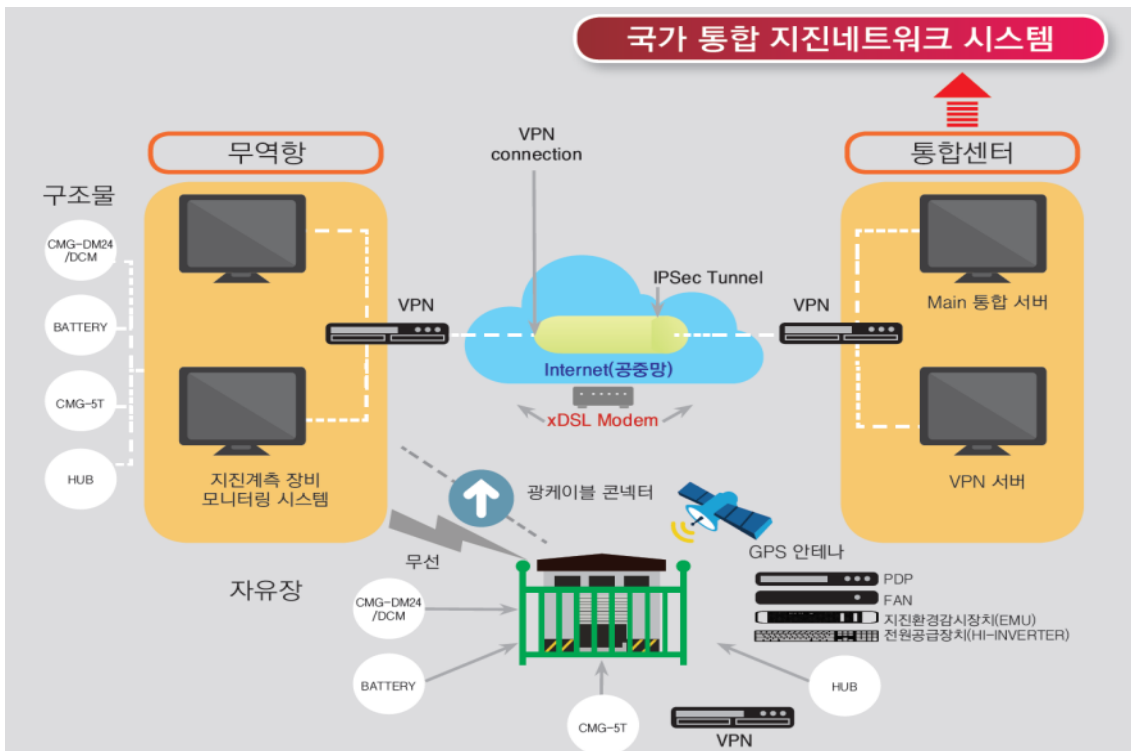


그림 3.5.3 지진계측시스템 시스템 구성도

표 3.5.1 전국항만 지진계측시스템 상세 정보

관 측 소 명		가속도계	지진기록계	모니터링 PC	전원장비	VPN
인천항	지표면	CMG-5T	CMG-DM24S3EAM	서버PC	CMG-ELP-76	NXG100
	암반	CMG-5T	CMG-DM24S3EAM	-	CMG-ELP-76	NXG100
군산항	지표면	CMG-5TC	CMG-DAS-S6	서버PC	CMG-ELP-76	NXG100
	암반	CMG-5TC	-	-	-	-
목포항	지표면	CMG-5T	CMG-DAS-S3	-	CMG-ELP-76	NXG100
	암반	CMG-5T	CMG-DAS-S3	서버PC	CMG-ELP-76	NXG100
광양항	지표면	CMG-5TC	-	서버PC	-	NXG100
	암반	CMG-5TB	CMG-DAS-S6	-	CMG-ELP-76	-
부산항	지표면	CMG-5T	CMG-DAS-S3	서버PC	CMG-ELP-76	NXG100
	암반	CMG-5T	CMG-DAS-S3	-	CMG-ELP-76	NXG100
부산신항	지표면	CMG-5TC	CMG-DAS-S3	서버PC	CMG-ELP-76	MF2100
	암반	CMG-5TB 2EA	CMG-DAS-S6	-	CMG-ELP-76	MF2100
울산항	암반	CMG-5T	CMG-DAS-S3	-	CMG-ELP-76	NXG100
포항항	지표면	CMG-5TC	CMG-DAS-S3	서버PC	CMG-ELP-76	MF2100
	암반	CMG-5TB	CMG-DAS-S3	-	CMG-ELP-76	MF2100
동해항	지표면	CMG-5T	CMG-DAS-S3	서버PC	CMG-ELP-76	NXG100
	암반	CMG-5T	CMG-DAS-S3	-	PROSTAR-30 (Solar시스템)	NXG100

다. 항만지진계측시스템 운영 개요

각 항만별 지진감시시스템 주분석 장비 및 지진기록계 모니터링 상태에 대한 정기점검 및 수시점검을 수행하였으며, 통합서버 유지관리를 통해 운영 중에 있다.

부산항 지표면 상시점검(통신교체)





그림 3.5.4 현장점검 사진

2. 항만지진 응답특성 분석

가. 우리나라 지진발생 현황

- 2016년 지진발생현황(규모 2.0 이상, 기상청 발표기준)
 - 총 발생횟수: 254회(규모 3.0 이상 34회, 유감지진 55회)
 - 2016년 9월 12일, 한반도 지진 관측 이래 사상 최대 규모인 5.8의 경주지진에 따른 여진이 600여회 발생한 가운데, 기상청(<http://www.kma.go.kr>)에 따르면, 2016년도에 사람이 느낄 수 있는 정도의 유감지진은 55회가 발생하였고, 규모(ML, Local Magnitude) 3.0 이상의 지진은 34회, 규모 2.0 이상은 254회 발생하였다. 2015년과 비교 시 지진발생 수치는 10년 전 평균(규모 2.0 이상 54회, 규모 3.0 이상 9회, 유감지진 7.9회, <http://necis.kma.go.kr>)에 비해 5배 이상 증가한 수준임을 알 수 있다. 해역에서의 지진은 2015년(27회)과 유사한 빈도로 발생하였다.

표 3.5.2 2016년 지진 총 발생 현황

구 분	2.0≤ML<3.0	3.0≤ML<4.0	4.0≤ML<5.0	5.0≤ML	계
발생횟수	220	30	1	3	254
해역지진	30	2	-	1	33

- 2017년 지진발생현황(규모 2.0 이상, 기상청 발표기준)
 - 총 발생횟수: 224회(규모 3.0 이상 19회, 유감지진 20회)
 - 기상청(<http://www.kma.go.kr>)에 따르면, 2017년도에 사람이 느낄 수 있는 정도의 유감지진은 20회가 발생하였고, 규모(ML, Local Magnitude) 3.0 이상의 지진은 19회, 규모 2.0 이상은 224회 발생하였다. 해역에서의 지진은 2015년(27회), 2016년(30회)에 비해 다소 증가하였다.

표 3.5.3 2017년 지진 총 발생 현황

구 분	2.0≤ML<3.0	3.0≤ML<4.0	4.0≤ML<5.0	5.0≤ML	계
발생횟수	151	12	1	1	165
해역지진	54	5	-	-	59

표 3.5.4 연도별 지진발생횟수(기상청 공식발표 기준)

Year	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Total	42	46	60	42	52	56	93	49	44	254	224
ML ≥ 3	2	10	10	5	14	9	18	8	5	34	19
Felt eq.	5	7	10	5	7	4	15	11	7	55	20

나. 주요 지진계측 분석 결과

- 2016년 경주지진 개요
 - 본 지진은 2016년 9월 12일 오후 8시경 경주 남남서쪽 11.6km에서 발생한 규모 5.8의 지진으로서 심도는 약 14.1km인 것으로 발표되었다. 참고로 1978년 이후 발생한 규모 5.0지진의 진원 평균심도는 8.2km이다. 본 지진은 약 7초 동안 발생하였으며, 진앙지 부분의 탁월 주파수는 13.77Hz의 고주파로서 진앙지 인근의 건축물피해가 상대적으로 적었으나 항만에는 지반특성에 따라서 탁월 주파수가 상이하였다. 깊은 심도, 높은 진동수, 짧은 지속시간의 지진특성으로 규모에 비해 상대적으로 적은 피해 발생하였다.

- 해외 주요 지진 Imperial Valley(1940, ElCentro), Taft(1952, Lincoln School), Hachinohe(1968) 은 지속시간이 24초 이상이었음을 감안하였을 시, 본 지진은 강진구간 지속시간이 1~2 sec 내외로 짧았기 때문에 반복적인 하중에 의해 손상이나 변형이 누적될 가능성이 높지 않은 것으로 판단된다.

표 3.5.5 지진 지속 시간 비교

구 분	한 국			일 본		
	7.5 울산 (M 5.0)	9.12 (M 5.1)	9.12 (M 5.8)	고베 (M 7.3)	동일본 (M 9.0)	구마모토 (M 7.3)
지속시간(sec)	약 12초	약 5초	약 7초	약 20초	약 170초	약 20초

○ 2016년 경주지진 진도분석

- 분석결과 항만 지진계측시스템 진원을 중심으로 약 45km 인근 포항 영일만신항 지표면에서 89.341 Gal(진도 VI-VII)의 반응을 보였으며, 약 73km 인근 부산지방해양항만청 지표면에서 58.247 Gal(진도 VI)의 반응을 보인 것으로 나타났다.

표 3.5.6 경주지진 항만별 지반최대가속도(PGA, 20 samples)

진원시 (Origin Time)	규모 (ML)	위도 Lat(°N)	경도 Lon(°E)	발생위치 Region
2016-09-12 20:32:54	5.8	35.76 N	129.19 E	경북 경주시 남남서쪽 9km 지역
위치		계측값(Gal)		비고
인천항	국제여객터미널	-		지표면
	갑문	-		암반
군산항	VTS	-		지표면
	VTS	-		암반
목포항	연안여객터미널	-		지표면
	자연사박물관	-		암반
광양항	154kV 변전소	8.562		지표면
	154kV 변전소	3.519		암반
동해항	국제여객터미널	13.734		지표면
	구미동	4.727		암반
포항항	영일만항	89.341		지표면
	경북항운노조	43.827		암반
울산항	VTS	5.996		암반
부산항	부산수산청	58.547		지표면
	영도등대	16.104		암반
부산신항	부산신항(주)	35.095		지표면
	PNIT	39.266		토사
	PNIT	13.876		암반

○ 2016년 경주지진 파형 및 응답스펙트럼

- 경주지진(규모 5.8.)에 의한 가장 큰 반응을 보인 포항항 지표면 반응을 분석하였다. 그 결과 최대지반가속도는 규모 5.8에서 88.32gal(0.09g)의 반응을 보였으며, 댐핑계수를 0.05로 가정하였을 때, 응답스펙트럼의 최대 가속도는 0.2g를 나타내었다.

표 3.5.7 규모 5.8 경주지진에 대한 포항항 지표면의 시계열

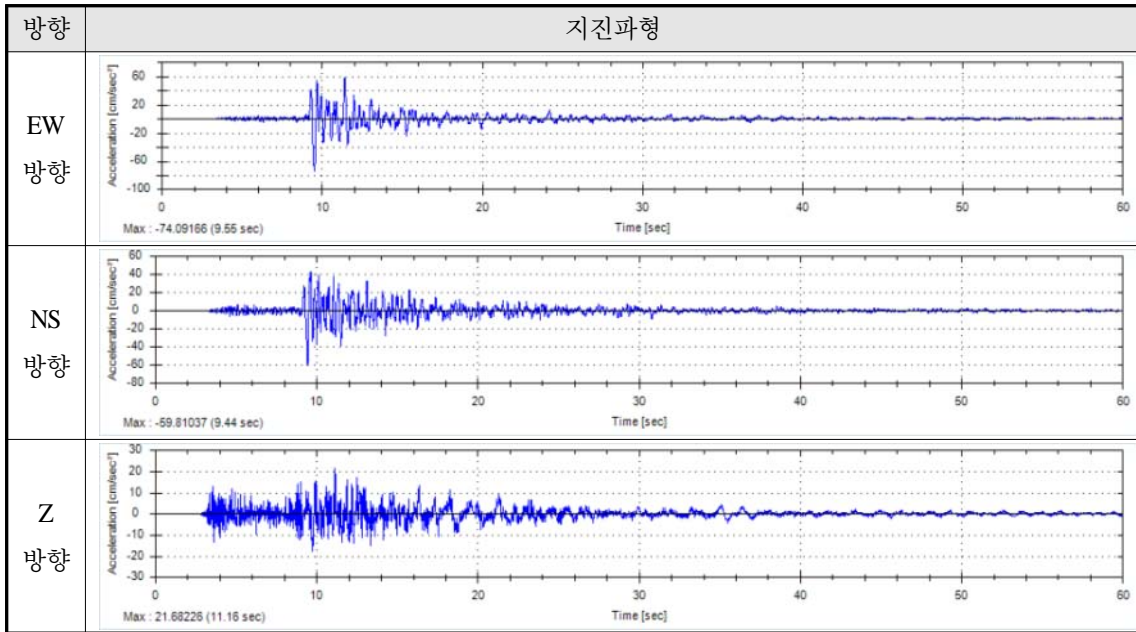


표 3.5.8 규모 5.8 경주지진에 대한 포항항 암반의 시계열

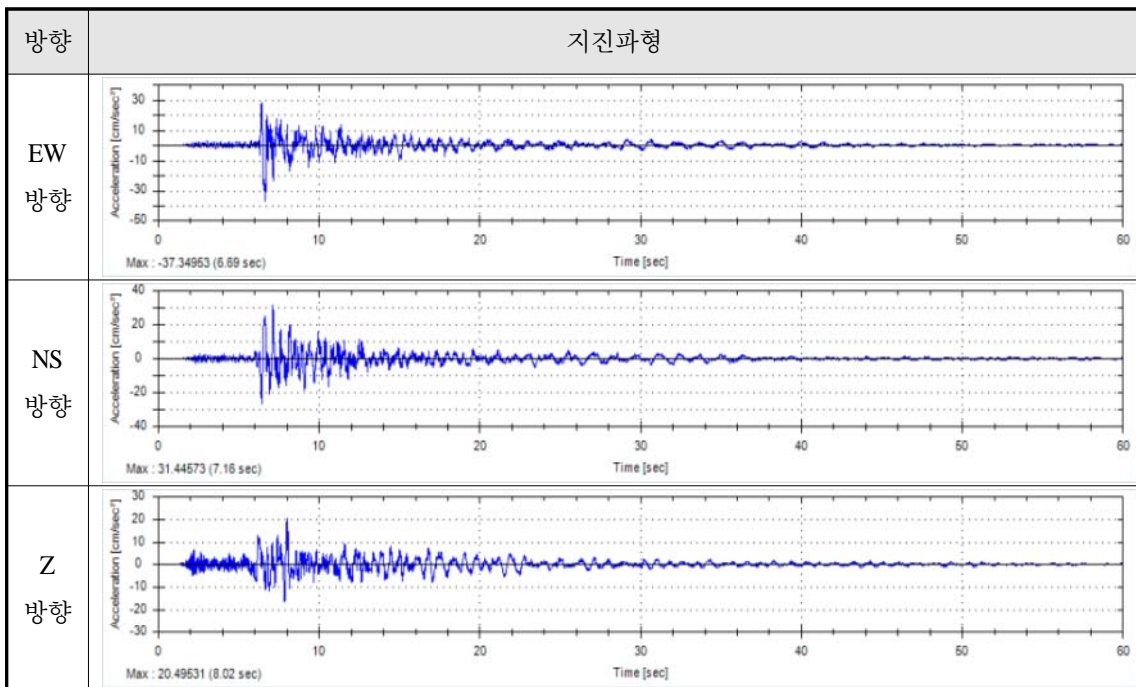


표 3.5.9 규모 5.8 경주지진에 대한 포항항 지표면의 응답스펙트럼

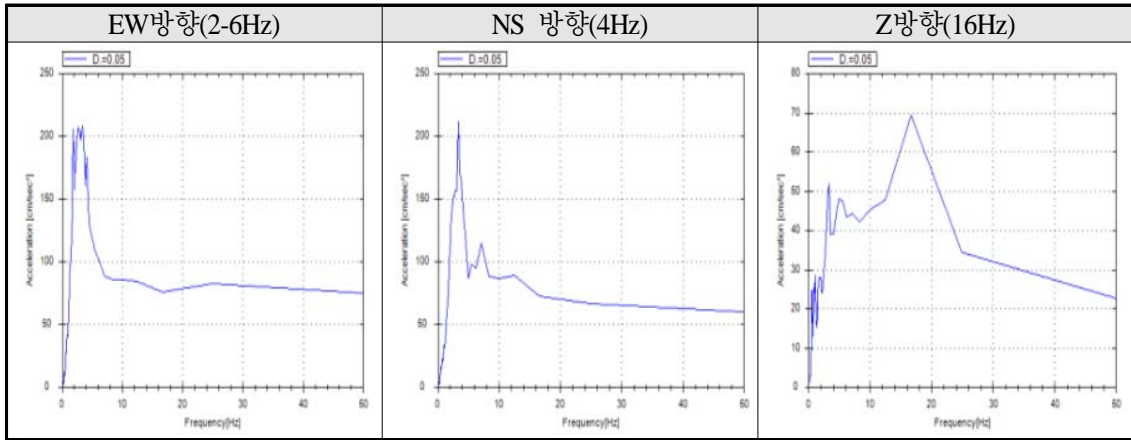
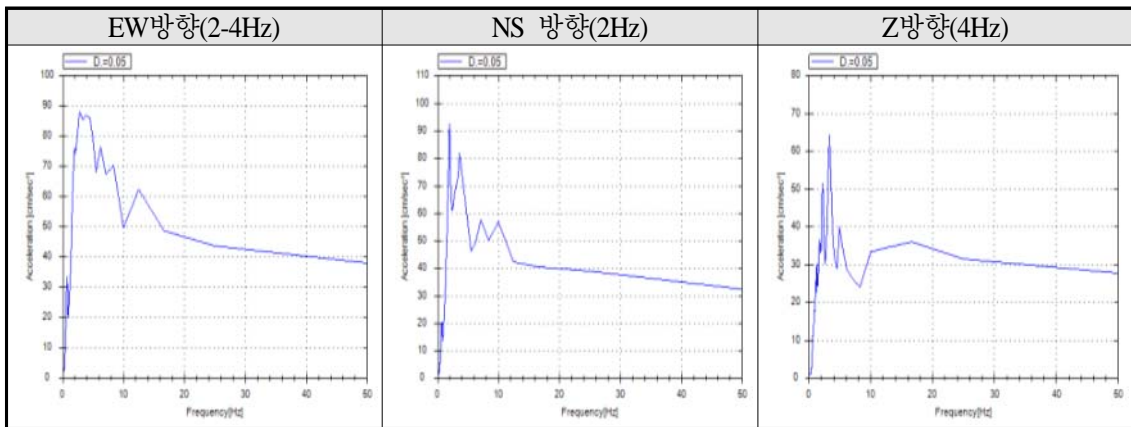


표 3.5.10 규모 5.8 경주지진에 대한 포항항 암반의 응답스펙트럼



○ 2017년 포항지진개요

- 2017년 11월 15일 오후 2시경 발생한 규모 5.4의 포항지진은 2016년 경주 지진에 이어 두 번째로 큰 규모로 발생한 포항지진은 또한, 역대 가장 많은 피해가 발생한 지진이다. 본 지진은 발생 깊이가 기상청 발표 기준 9km이며, 지진 지속시간은 최대 7~8초로 경주지진과 유사한 특성을 지닌다(경주지진의 경우 발생 깊이 11km, 지속시간 7~8초). 또한 탁월주기는 0.68초(탁월주파수는 1.4Hz)로 경주지진(2~4Hz)에 비해 장주기 특성을 가진다.
- 항만구조물의 고유진동 조건(중력식 케이슨 1.29~1.63Hz, 잔교식 안벽 0.66~3.73Hz) 속하므로 피해 가능성이 높을 것으로 예상된다.

○ 2017년 포항지진 진도분석

- 설치된 항만 지진계측시스템 중 포항항 기반암과 지표면에서 각각 347.599 Gal(진도Ⅷ) 289.527 Gal(진도Ⅷ) 반응을 보였다.

- 설계 지반가속도(1등급시설 기준)가 154Gal로 약 2.3배가 큰 347.599 Gal의 지진 가속도가 계측되었으므로 시설물의 점검이 필요하다고 판단된다.

표 3.5.11 포항지진 향만별 지반최대가속도(PGA, 20 samples)

진원시 (Origin Time)	규모 (ML)	위도 Lat(°N)	경도 Lon(°E)	발생위치 Region
2017-11-15 14:29:31	5.4	36.12 N	129.36 E	경북 포항시 북구 북쪽 9km 지역
위치		계측값(Gal)		비고
인천항	국제여객터미널	-	-	지표면
	갑문	-	-	암반
군산항	VTS	-	-	지표면
	VTS	-	-	암반
목포항	연안여객터미널	-	-	지표면
	자연사박물관	-	-	암반
광양항	154kV 변전소	-	-	지표면
	154kV 변전소	-	-	암반
동해항	국제여객터미널	25.027	-	지표면
	구미동	5.545	-	암반
포항항	영일만항	289.257	-	지표면
	경북항운노조	347.599	-	암반
울산항	VTS	3.459	-	암반
부산항	부산수산청	7.995	-	지표면
	영도등대	-	-	암반
부산신항	부산신항(주)	4.079	-	지표면
	PNIT	5.022	-	토사
	PNIT	-	-	암반

○ 2017년 포항지진 과형 및 응답스펙트럼

표 3.5.12 규모 5.4 포항지진에 대한 포항항 지표면의 시계열

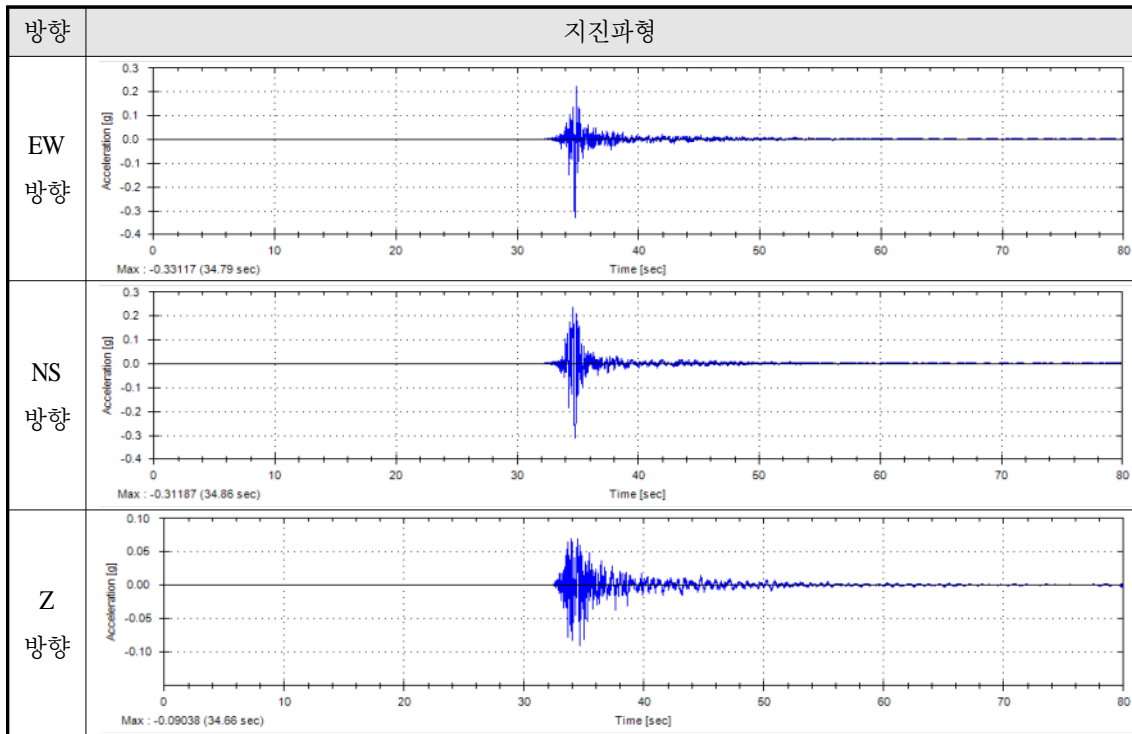


표 3.5.13 규모 5.4 포항지진에 대한 포항항 암반의 시계열

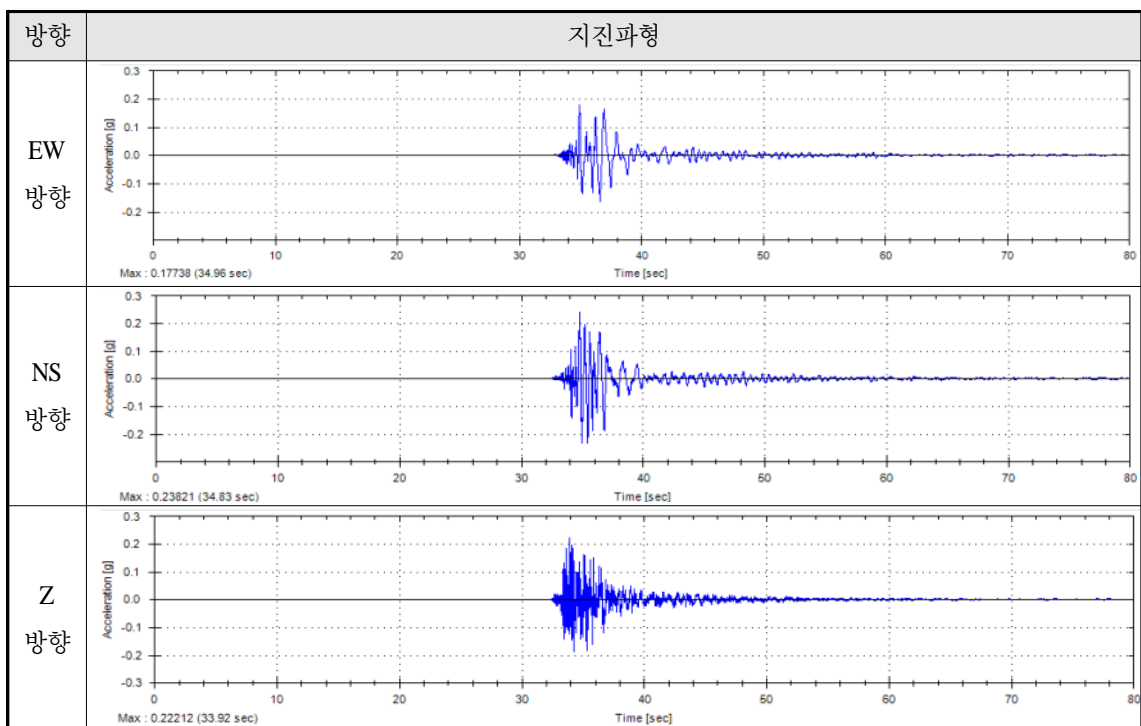


표 3.5.14 규모 5.4 포항지진에 대한 포항항 지표면의 응답스펙트럼

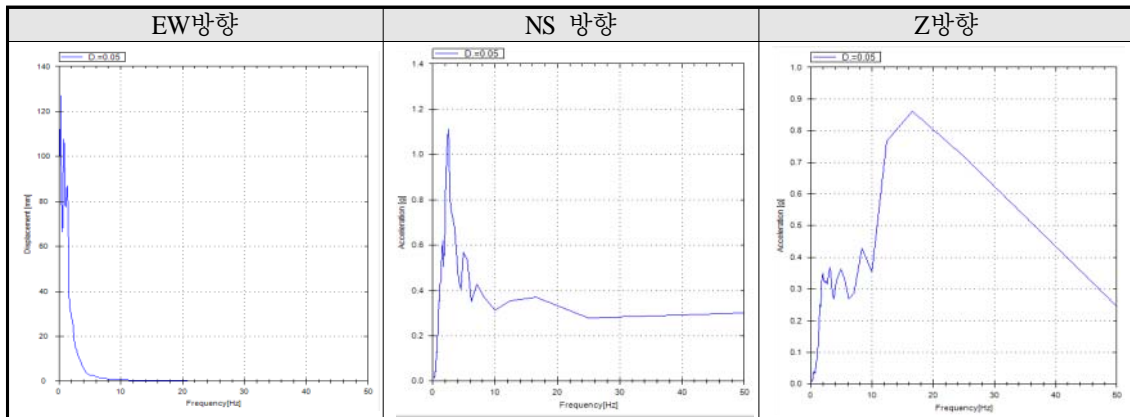
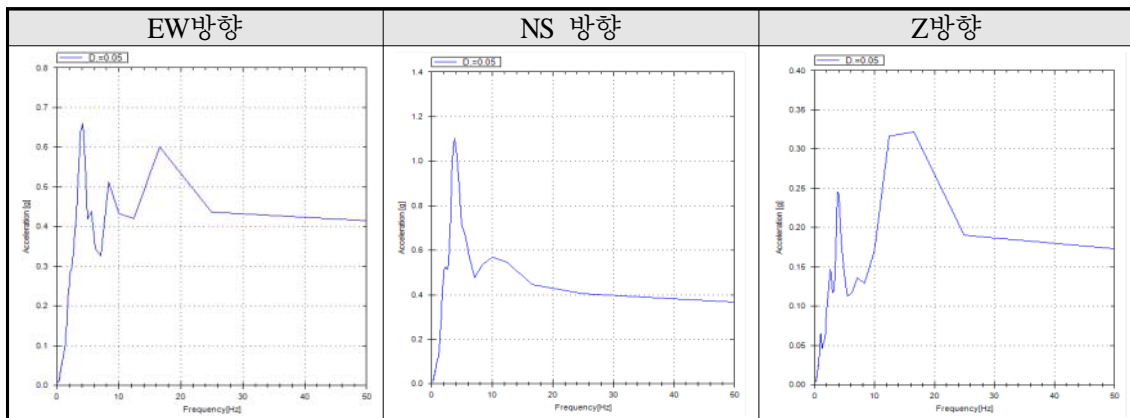


표 3.5.15 규모 5.4 포항지진에 대한 포항항 암반의 응답스펙트럼



3. 개정된 내진설계기준 공통 적용 사항 분석

가. 개정 내진설계 공통적용사항

○ 주요 내용

- 개정 목적: 「지진·화산재해대책법」 제14조(내진설계기준의 설정) 및 동법 시행령 제10조에 따른 ‘시설별 내진설계기준’의 일관성유지를 위하여 「내진설계기준 공통적용사항」을 정하여 활용하도록 함
- 지역에 따른 설계 지진의 세기: 1997년 상위기준대비 세종시를 분리하였으며, I 구역에 편입함. 전라도 남서부를 II 구역에서 I 구역으로 변경함.

표 3.5.16 설계 지진의 세기 변경후(2017)

지진구역		행정구역	구역계수
I	시	서울, 인천, 대전, 부산, 대구, 울산, 광주, 세종	0.11
	도	경기, 강원 남부, 충북, 충남, 경북, 경남, 전북, 전남 북동부, 전남	
II	시	강원 북부, 제주도	0.07

- 위험도계수(I): 4800년 설계 지진 신설

표 3.5.17 위험도 계수 변경(2017)

재현주기	50년	100년	200년	500년	1,000년	2,400년	4,800년
위험도계수(I)	0.4	0.57	0.73	1.0	1.4	2.0	2.6

- 지반분류체계

표 3.5.18 내진설계 기준연구 II 1997

지반종류	지반종류의 호칭	상부 30.480m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 (m/s)	표준관입시험(N)	비배수전단강도(kPa)
SA	경암지반	1500초과	-	-
SB	보통암지반	760에서 1500		
SC	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
SD	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
SE	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
SF	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

표 3.5.19 지반분류체계 변경 후(내진설계기준 공통적용사항(2017))

지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암* 깊이, H(m)	토층 평균 전단파속도, Vs,soil(m/s)
S1	암반 지반	1 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	얕고 연약한 지반		260 미만
S4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S5	깊고 연약한 지반		180 미만
S6	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반		

- 설계지반운동의 특성표현: 설계 응답스펙트럼의 변경, 지반분류체계에 따라서 변경됨

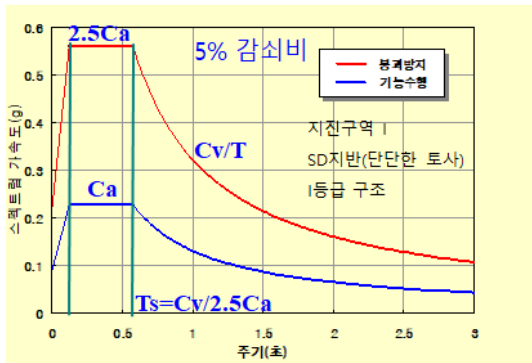


그림 3.5.5 변경전(1997)

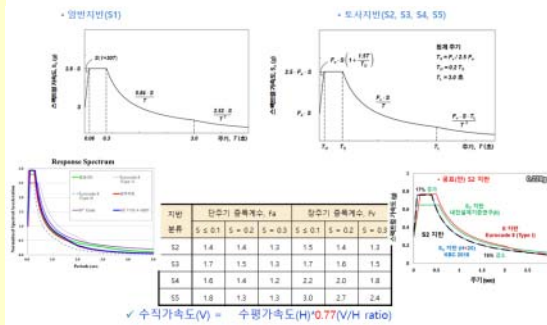


그림 3.5.6 변경후(2017)

- 내진성능수준의 변경: 기존 1997년 기준의 경우 기능수행수준과 붕괴방지수준만 있었으나, 즉시복구, 장기복구/인명보호 수준 추가됨.

표 3.5.20 내진성능수준의 변경(2017)

내진성능수준
기능수행수준
즉시복구수준
장기복구수준/인명보호수준
붕괴방지수준

- 설계지진의 분류체계: 4800년 지진이 추가됨(2017)

표 3.5.21 설계지진의 분류체계 변경(2017)

설계지진	재현주기
	50년(5년내 초과확률 10%)
	100년(10년내 초과확률 10%)
	200년(20년내 초과확률 10%)
	500년(50년내 초과확률 10%)
	1000년(100년내 초과확률 10%)
	2400년(250년내 초과확률 10%)
	4800년(500년내 초과확률 10%)

- 내진성능의 목표: 즉시복구와 장기복구/인명보호가 추가됨. 선택적으로 적용 가능함.

표 3.5.22 내진성능의 목표 변경(2017)

설계지진	재현주기	기능수행	즉시복구	장기복구/인명보호	붕괴방지
	50년	II등급			
	100년	I등급	II등급		
	200년	특등급	I등급	II등급	
	500년		특등급	I등급	II등급
	1000년			특등급	I등급
	2400년				특등급
	4800년				특등급

○ 소결: 현재 항만 및 어항 내진설계 기준은 개정된 공통적용사항이 적용되지 않았음. 향후 1년 2018년 12월 이전에 개정이 될 예정이므로 향후에는 내진설계 시 개정된 기준에 의하여 설계되어야 함.

4. 항만 구조물의 내진설계기준

국내의 최신 내진설계기준은 1997년 건설교통부 주관으로 제정된 “내진설계기준연구Ⅱ”에 기반으로 한 “항만 및 어항 설계기준. 해설”서 이다. 항만 및 어항 설계기준. 해설(해양수산부, 2014)에서는 대형 및 소규모 항만을 내진 I 및 II 등급으로 구분하고, 성능수준은 기능수행수준과 붕괴방지수준으로 분류하고 있다.

가. 내진등급

항만시설의 내진등급은 I 등급 및 II 등급으로 구분하고, 내진 I 등급은 다음과 같은 경우의 항만시설물에 적용하고 있다.

- ① 시설물이 피해를 입으면 많은 인명과 재산상의 손실을 줄 염려가 있는 시설물
- ② 시설물이 피해를 입으면 심각한 환경오염을 줄 염려가 있는 시설물
- ③ 지진재해 복구에 중요한 역할을 담당하는 시설물(지진재해 복구용 시설물)
- ④ 국방상 필요성에 의하여 분류된 시설물
- ⑤ 지진피해 발생 시 구조물의 복구가 곤란한 시설

내진 I 등급으로 분류되지 않는 항만시설물은 내진 II 등급으로 간주하여 내진설계를 수행하는 것을 원칙으로 하고 있다. 단, 항만시설의 내진등급은 시설물의 용도, 구조, 규모 등에 따라서 일률적으로 적용될 성격이 아니며, 시설물의 사회적, 경제적 성격에 따라서도 변화될 수 있으므로 기능측면에서 등급을 구분하였다.

나. 설계지진

설계지반운동은 지진의 강도, 주파수 특성, 지속시간과 국지적인 토질조건이나 지질조건 등이 지반운동에 미치는 영향 등이 적절히 고려되어야 하며, 해당시설물의 내진설계에 필요한 지점에서의 자유장 운동으로 정의한다. 설계 지진크기는 “지진구역계수× 위험도 계수”거나 S_B 를 기준으로 제시된 “지진재해도(소방방재청, 2013)”를 사용한다 (그림 3.5.7).

다. 성능목표

항만시설의 설계성능수준은 기능수행수준과 붕괴방지수준으로 분류하고 있으며 이는 표 3.5.23 에 정리하였다.

표 3.5.23 성능목표에 따른 재현주기

성 능 목 표	내진 I 등급	내진 II 등급
기능수행수준	평균재현주기 100년	평균재현주기 50년
붕괴방지수준	평균재현주기 1000년	평균재현주기 500년

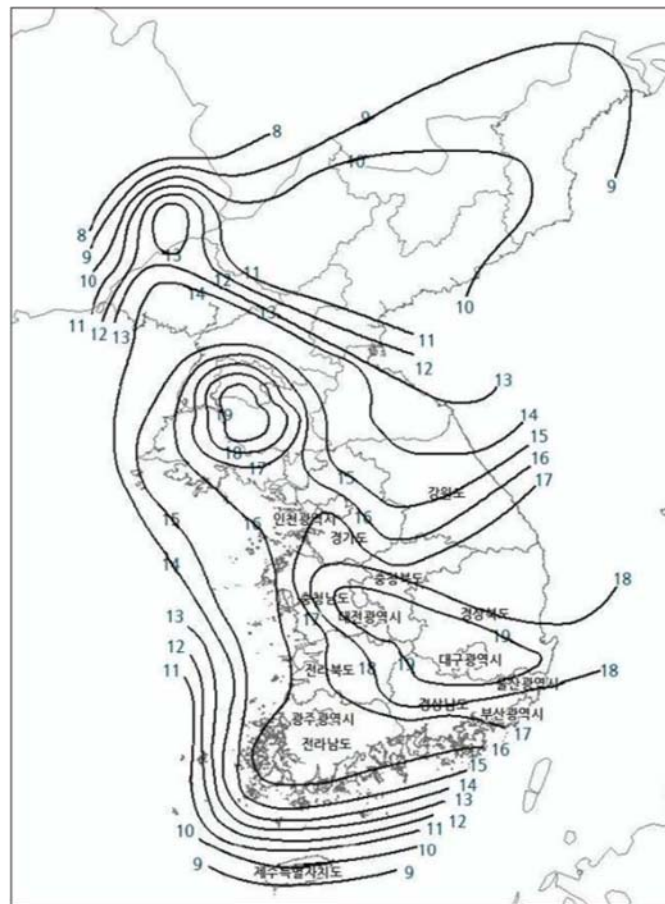


그림 3.5.7 국가지진위험지도, 재현주기 2400년 최대예상지진의 유효지반가속도(S)%
(소방방재청, 2013)

5. 중심공법 적용 케이스 안벽 지진안정성 평가

지진 발생 시 대상 시설물의 거동을 정밀하게 예측하기 위해 울산 신항의 단면에 대한 1차원 지반응답해석, 유한요소해석을 수행하였다. 수치해석을 수행하기 위한 구성모델, 경계조건, 그리고 입력 지진파에 대하여 본장에서 상세하게 기술하였다.

가. 입력지진파

대상 구조물의 지진에 대한 안정성평가를 위해서는 대표 지진파 선정이 필요한데 항만구조물, 지진사면 등과 같이 변위를 통해 안정성을 평가할 시 영구변위 예측에서 지진파의 영향이 절대적이다. 따라서 국내 지진환경과 설계기준에 상응하는 지진파를 선정하는 것은 매우 중요하다. 현재 국내에서는 Hachinohe와 Ofunato 지진파를 이용한 안정성평가가 널리 수행 중이며 최근에는 2016년에 발생한 경주지진의 지진기록 많이 이용하고 있는 실정이다. 현재 사용 중인 지진파의 특성(최대진동가속도, 지속기간, 주파수 특성 등)은 발생 규모(M), 지진 원으로부터의 거리(R), 지진원의 특성(source effect), 전파경로(path effect) 등에 지배를 받으며, 이 중 지진파 특성에 가장 큰 영향을 주는 것은 지진 규모와 거리이다.

입력 지진파는 국내에서 널리 사용되고 있는 Ofunato 지진파와 경주 지진파를 사용하였다. 이 때, 해석에 적용된 입력 지진파는 Baseline correction을 통해 보정함과 동시에 최대지반가속도(PGA)를 재현주기 1000년 지진에 부합되도록 0.154g로 스케일링 하였다. 그림 3.5.8과 그림 3.5.9는 스케일링된 입력지진파의 시간-가속도이력을 나타내었다.

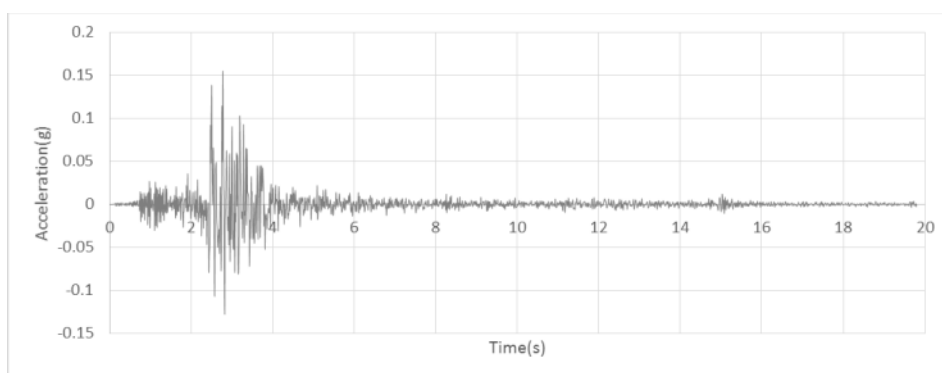


그림 3.5.8 입력지진파 경주지진파(0.154g)

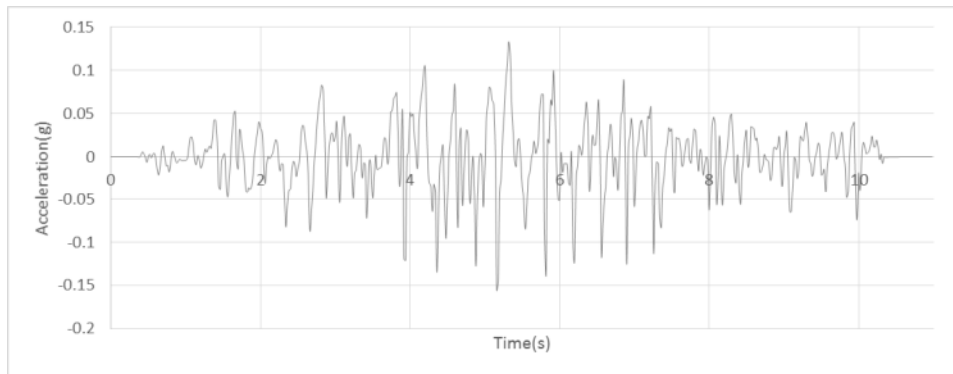


그림 3.5.9 입력지진파 Ofunato지진파(0.154g)

나. 해석조건 및 모델링

지반 모델은 점탄성(visco-elastic)으로 고려하였고, Mohr-Coulomb 모델을 사용하였다. 지반은 작용하는 응력에 따라 비선형 거동을 최대 전단변형률에서 항복파괴가 발생한다. 이와 같은 비선형적 거동은 구속응력, 하중 주파수, 하중반복횟수 등의 외력에 의해 흙의 입자배열 구조가 바뀌기 때문이다. 흙의 미소변형구간에서는 탄성거동을 하며 이때의 탄성계수를 최대 전단탄성계수(G_{max})라 한다. 이를 수식화하면 아래와 같다.

$$\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma}$$

여기서 τ = 전단강도, G = 전단탄성계수, γ = 전단변형률, $\eta \dot{\gamma}$ = 미소전단변형률 이다. 이때 지반의 감쇠비는 저변형률 영역에서 변형률 크기에 관계없이 일정한 최소 감쇠 값을 갖는다. 저변형률 감쇠비(D_{min})는 0.5~5.5% 범위에 분포하는 것으로 알려져 있다(Vucetic & Dobry, 1991). 그림 3.5.10과 3.5.11은 지반의 응력-변형률 관계를 나타내었다.

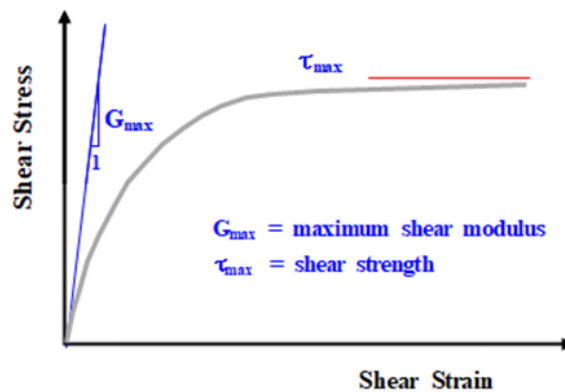


그림 3.5.10 응력-변형률관계

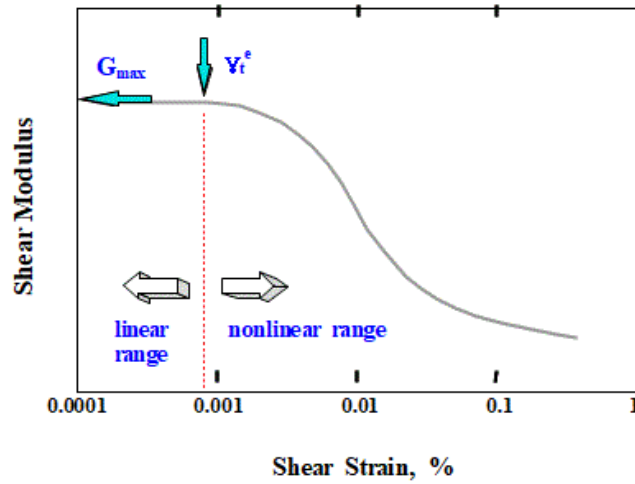


그림 3.5.11 전단탄성계수-전단변형률

지반 모델은 진동에 의한 미소변형률(Small strain damping, D_{min})이 발생한다. 진동이 완전 탄성체를 통과할 경우 재료적 감쇠는 발생하지 않고 기하학적 감쇠만이 발생한다. 하지만 실제 지반은 완전한 탄성체가 아니기 때문에 미소변형에 대한 감쇠가 발생한다. 지반 모델은 미소변형률에 대한 감쇠비를 적용하였다. 시간영역해석에서 이를 모사하기 위해서는 Rayleigh damping formulation을 사용한다. 아래 공식에 따라 진동수에 따른 α , β 로 입력하였다. 시간영역해석에서 사용되는 감쇠행렬은 다음과 같다.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

여기서, $[C]$ =감쇠행렬, $[M]$ =질량행렬, $[K]$ =강성행렬이며 α 와 β 는 다음과 같이 계산되는 계수이다.

$$\alpha = 4\pi\xi \frac{f_m f_n}{f_m + f_n}, \quad \beta = \frac{\xi}{\pi} \frac{1}{f_m + f_n}$$

여기서, ξ = 감쇠비, f_m 과 f_n 은 Rayleigh 공식의 주파수 의존성을 결정하는 주파수이다.

실제 지반의 감쇠는 진동 주파수의 영향을 받지 않지만 Rayleigh 공식은 진동 주파수의 영향을 받게 된다. 따라서 Rayleigh 공식 적용시, 진동 주파수의 영향을 최소화하는 f_m 과 f_n 의 조합을 결정해야 한다. 특히 시간영역 지반응답해석 프로그램에 대한 비교연구를 수행한 연구 (Kwok et. al., 2007)에서 f_m 과 f_n 으로 토층의 1차와 5차 모드를 사용할 것을 권장하였다.

동해석 시 지반의 하부 및 측면에 정해석과 동일한 경계조건을 적용하면 진동은 경계에서 반사를 생성하게 된다. 이때 발생한 반사파의 영향을 최소화하기 위해서는 좌우 및 하부를 최대한 넓게 모사해야 하는데 이는 요소 절점수의 한계와 연산시간의 증가로 매우 비효율적인 방법이다. 따라서 측면에는 무한경계(Infinite element)를 적용하여 경계에서 반사되는 반사파의 영향이 없도록 하였다. 지반의 하단경계에서 발생하는 반사파의 영향을 고려해야 한다. 암반노두에서는 자유면이기에 상향 입사파(A_n^*)와 동일한 크기의 반사파(B_n^*)가 발생되며 이는 하향으로 전파된다. 하지만 기반암에서 상향 입사되는 진폭(A_n)은 A_n^* 과 동일하지만 상향파가 모두 반사되는 것이 아니라 일부만 전파되고 일부는 반사되므로 반사파의 진폭 B_n 은 B_n^* 보다 작게 된다. 따라서 이를 적절하게 모델링하기 위해서는 그림 3.5.12과 같이 댐퍼를 이용하여 모델링한다.

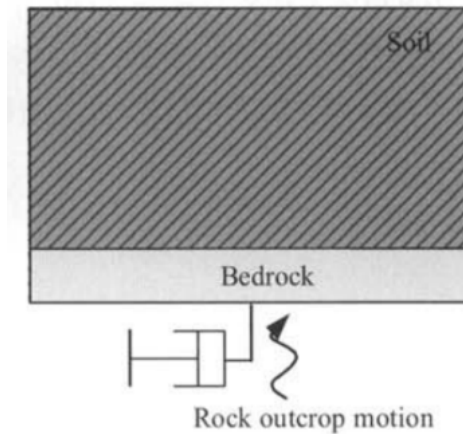


그림 3.5.12 하부경계조건 모델링

내진성능 평가를 위한 대상 지반은 울산 신항의 남항부두이다. 기존 남항부두의 수심은 16m로 대형 컨테이너 선박이 정박하기에는 너무 얇다. 이를 위해 본 과제에서 제안한 공법을 적용하여 수심을 약 18m로 증심한 후 대상 단면에 대한 지진해석을 수행하였다. 그림 3.5.13에서 보듯이 사석 마운드 부분을 깊이 2m만큼 굴착하여 증심하는 방법이다(빨간색 부분). 해석 조건은 기본 단면, 증심 단면, 그리고 증심 후 사석 마운드 부분을 그라우팅 보강한 단면에 대해 지진성능 평가를 수행하였다.

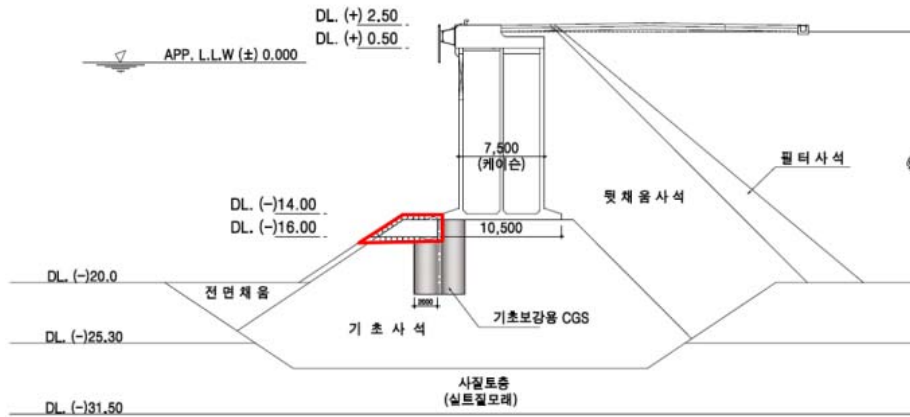


그림 3.5.13 대상구간 단면도

해석 시 사용한 지반 물성치는 표 3.5.24에 정리하였다. 해석 전체 요소망과 geometry는 그림 3.5.14와 같이 도시하였다.

표 3.5.24 적용 물성치

Soil	N	γ sat(tf/m ³)	E(kPa)	ν	c(kPa)	ϕ	ψ
Clayey Soil	2	2.0	1.2E+04	0.2	7.0	23	-
Silty Soil	30	2.072	8.7E+04	0.3	1.0	40	10
Silty Gravel	45	2.072	1.3E+05	0.3	1.0	40	10
Caisson	-	2.45	2.7E+07	0.16	-	-	-
Mound	-	2.0	5.0E+05	0.3	-	-	-

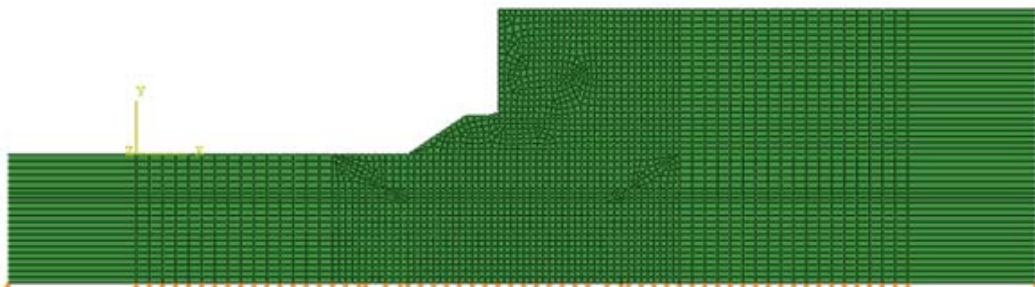


그림 3.5.14 대상 단면 해석 요소망

다. 1차원 지반응답해석

지진해석의 신뢰성 확보를 위하여 1차원 지반응답해석 프로그램을 이용하여 간단한 검증 을 수행하였다. 지진해석 시 유한요소 해석 프로그램인 ABAQUS(2014)를 사용하였고, 1차원 지반응답해석 프로그램은 Deepsoil v.6을 사용하여 각각의 결과를 비교 및 검증하였다.

동일한 지반조건과 입력지진파(경주지진파, 0.154g)를 이용하여 각각의 지진해석 및 지반응답해석을 수행하였다. 그 결과를 그림 3.5.15, 그림 3.5.16와 같이 시간-가속도 이력과 응답스펙트럼으로 각각 도식화하여 비교하였다. 시간-가속도 이력은 잘 일치하는 것으로 나타났다. 응답스펙트럼은 단주기에서 약간의 차이는 있지만, 두 결과의 PGA 값이 큰 차이를 보이지 않고 탁월 주파수 양상도 비슷하게 나타났다. 따라서, ABAQUS(2014)를 이용하여 본 구조물 에 대한 신뢰성 있는 지진 성능평가가 가능한 것을 확인하였다.

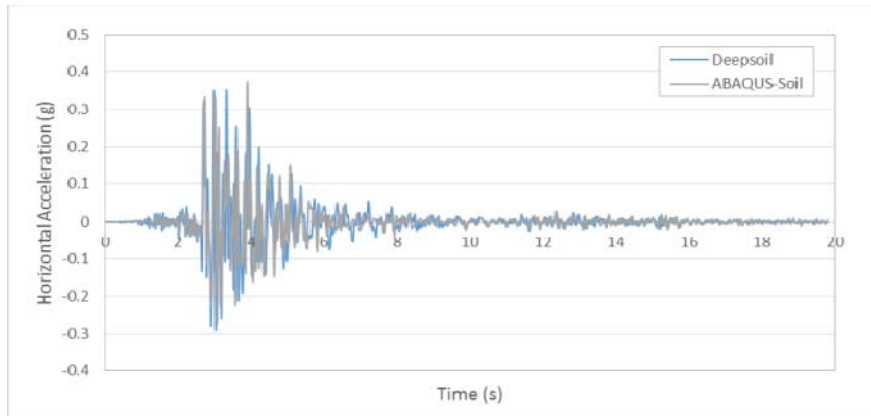


그림 3.5.15 시간-가속도 이력 비교(경주)

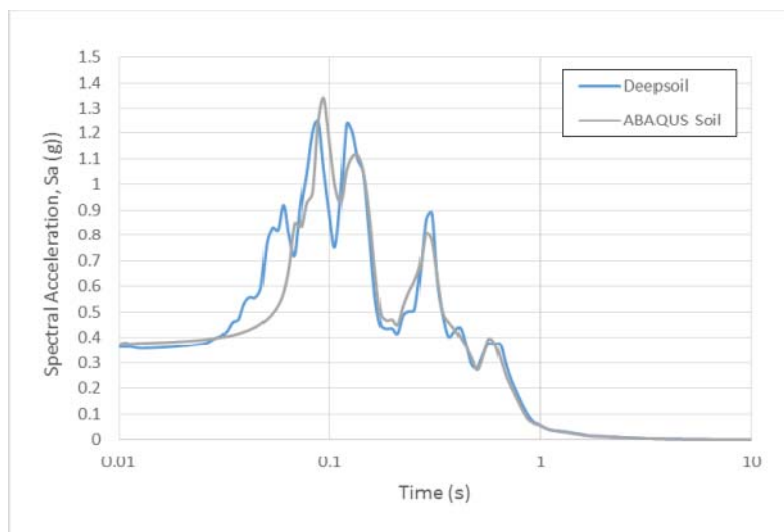


그림 3.5.16 응답스펙트럼 비교(경주)

라. 제안공법 단계별 지진응답 FEM 해석 및 평가

경주 지진파와 Ofunato 지진파를 적용한 대상 단면의 지진 성능평가를 수행하였다. 본 해석에서는 보수적인 검토를 수행하기 위해 수압은 고려하지 않았으며 케이슨과 매립토 상단에 작용하는 상재하중 $1.5\text{tf/m}^2(\text{Static})$ 을 추가하였다. 해석 조건은 총 3가지로 1) 증심 전 기본 단면, 2) 깊이 2m 증심 단면, 그리고 3) 증심 후 마운드 하부 보강 단면에서 지진 성능을 평가하였다(표 3.5.25).

표 3.5.25 해석 조건별 단면

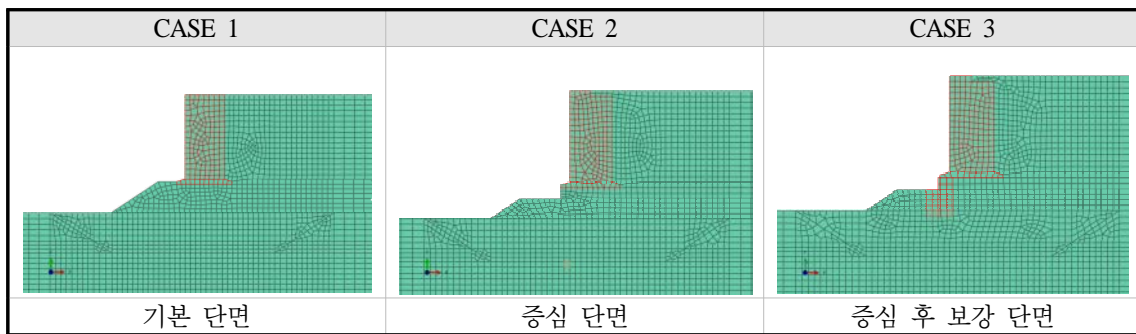


그림 3.5.17~19을 보면 3가지 해석 조건 모두 케이슨에서의 응답이 자유장에서의 응답보다 감소한 것으로 나타났다. 이는 자유장에서 증폭된 지반거동이 케이슨에 그대로 전달되지 않기 때문이다.

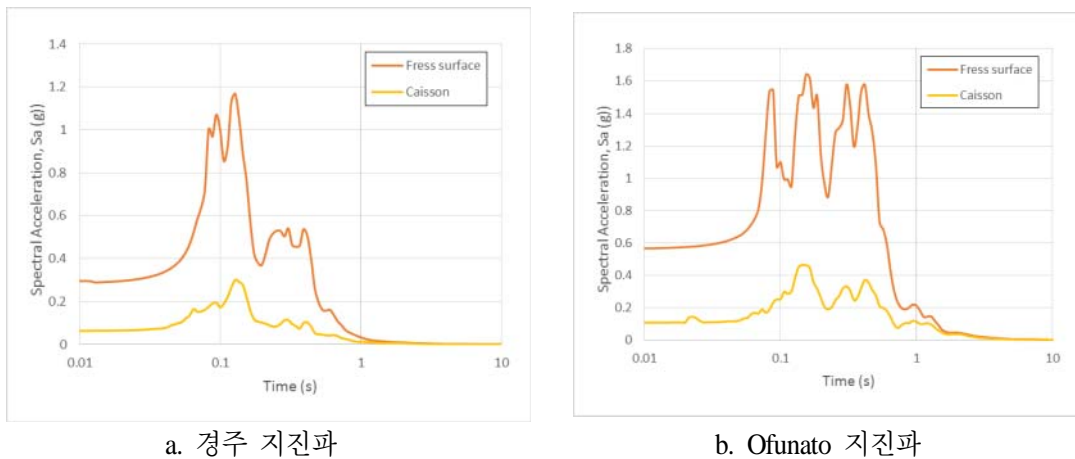


그림 3.5.17 위치에 따른 응답스펙트럼 결과(CASE 1)

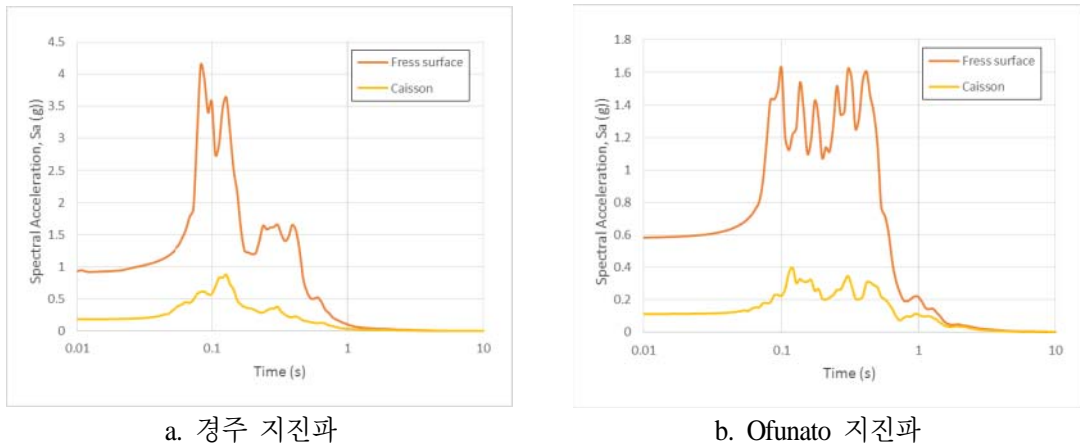


그림 3.5.18 위치에 따른 응답스펙트럼 결과(CASE 2)

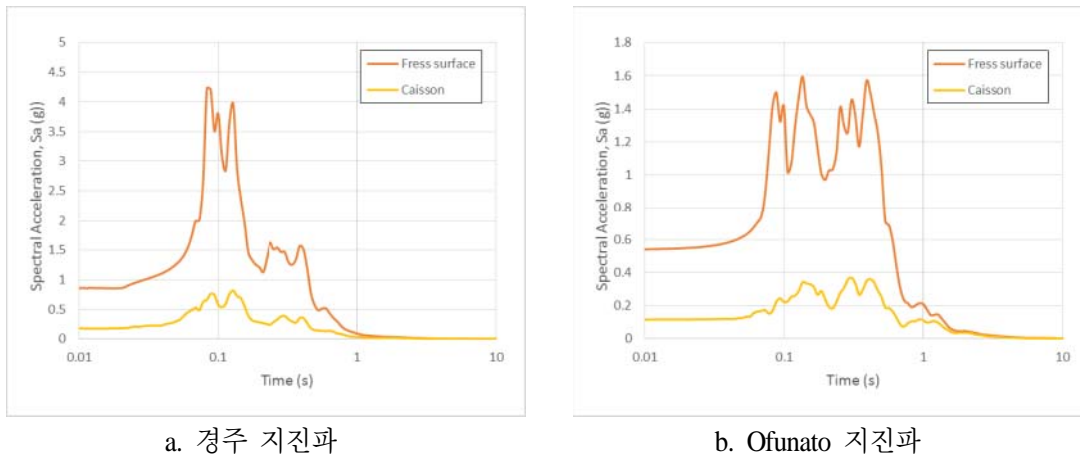


그림 3.5.19 위치에 따른 응답스펙트럼 결과(CASE 3)

하지만 케이슨의 경우 뒷채움 흙에 대하여 발생하는 영구변위가 중요하다. 지진 시 뒷채움 흙에서 주동토압이 작용할 경우 케이슨은 토압에 의한 변형이 발생한다. 외력에 따른 케이슨과 지반 하단에서의 상대 변위차를 통해 토압에 의한 변형을 살펴보았다. 표 3.5.26에서 보듯이 입력지진과와 해석 조건에 따라서 상대변위 값이 약간의 차이를 보인다. 하지만 항만 및 어항설계기준(2014)에서 제시하는 기능수행수준(최대 수평변위 10cm)과 붕괴방지수준(최대 수평변위 30cm) 범위 내에서 거동하는 것을 확인하였다.

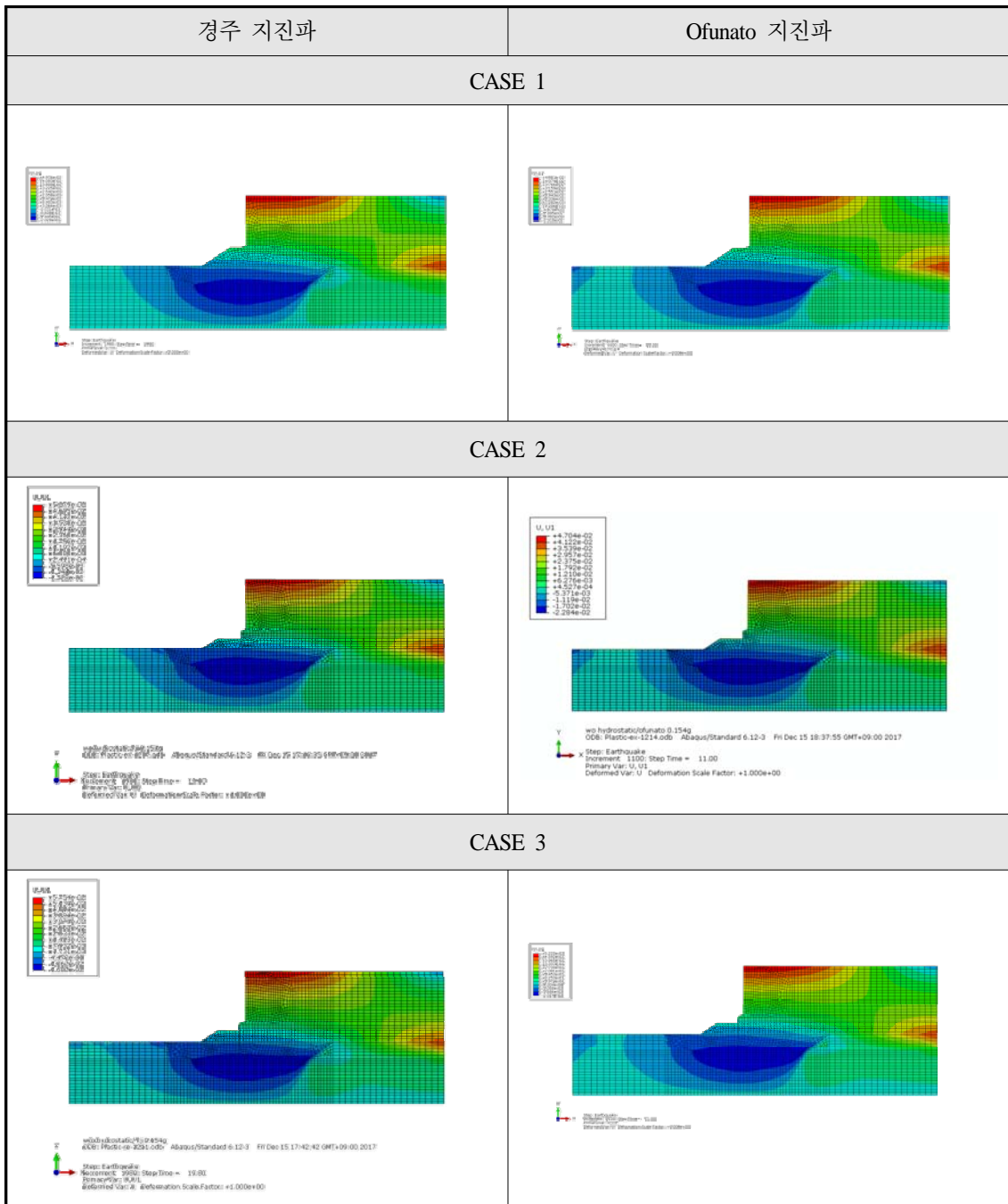


그림 3.5.20 입력 지진파에 따른 수평 변위도

표 3.5.26 해석 조건에 따른 케이스 안벽의 최대수평변위

		CASE 1	CASE 2	CASE 3
기반암과 케이스의 상대변위	Ofunato 지진파	0.053m	0.049m	0.055m
	경주 지진파	0.049m	0.054m	0.057m

**제4장 연구개발수행 내용 및 결과(2):
토목섬유-흙 접촉면 전단거동 평가 및 지침 개발**

제4장 연구개발수행 내용 및 결과(2): 토목섬유-흙 접촉면 전단거동 평가 및 지침 개발

제1절 서론

최근 환경에 대한 범국민적 관심이 증가하면서 폐기물 매립장과 같이 파괴시 주위 환경에 미치는 영향이 큰 구조물에 대하여 보다 심도 있는 연구가 진행되어야 할 필요성이 증가하고 있다. 또한 폐기물 매립장에 대한 환경적 요구사항이 날로 엄격해지고 있고 규모 또한 커지고 있으나 극심한 님비(NIMBY) 현상으로 인하여 부지선정조차 쉽지 않은 실정이다. 따라서 그에 대한 대안으로 등장한 것이 해상에 건설하는 해상 폐기물 매립장이다. 국내에서도 해상 폐기물 매립장에 대한 관심이 증가하고 있으며 이에 대한 연구도 진행되고 있다.

해상 폐기물 매립장은 해상에 건설되므로 육상 매립장에 비해 파괴시 환경에 미치는 영향이 지대하므로 지진시 동적거동을 보다 정확하게 파악하여야 한다. 폐기물 매립장에 설치되는 토목섬유와 지반은 직접 접촉하여 접촉면을 형성하게 되는데 이러한 접촉면의 거동은 기하학적 형상, 상재하중, 지반강성 등 여러 인자에 의하여 큰 영향을 받는다(Desai, 2001). 토목공학에서 정의하는 접촉면은 다른 물질로 구성된 2가지 물질이 접촉할 때 이며, 두 물질 사이의 접촉면에는 제한된 스미어 존(smear zone)이 존재할 수 있다. 그림 4.1.1은 토목섬유-지반 접촉면의 기본 개념을 표현하고 있다. 여기서 σ_n 은 상재하중, t 는 접촉면 두께, u_r 은 접촉면의 상대변위이다.

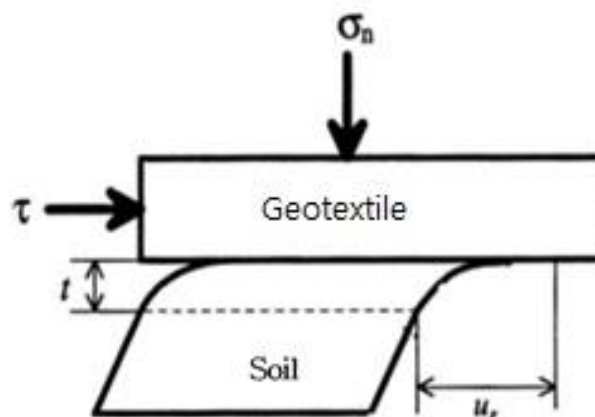


그림 4.1.1 Basic concept of Geotextile-soil interface(Modified after Park et al., 2012)

접촉면의 거동특성을 파악하기 위하여 이론적, 실험적, 수치해석적 방법이 가능하다. 그러나 접촉면은 불연속면으로서 거동에 영향을 미치는 변수들이 다양하고 그 역학관계가 매우 복잡하여 이론적 접근만으로는 한계가 있다. 또한 실험 시험 수행시 시간적, 경제적 비용이 과다하게 투입되는 단점이 있으므로 이에 대한 대안으로서 토목섬유-흙 접촉면의 동적 전단거동을 모사할 수 있는 실내시험을 수행하는 것이 바람직하다. 또한 다양한 해석단면(geometry) 및 지반조건에 대한 관심분야의 결과를 얻을 수 있는 수치해석을 수행하여 실내 시험 결과를 활용 또는 보완할 수 있다. 특히 모형 조성 및 시험조건 구현이 까다로운 호안구조물의 경우 수치해석을 통하여 일관성 있는 결과를 획득할 수 있다.

본 연구에서는 해상처분장의 차수재로서 토목섬유 적용과 관련하여 토목섬유-흙 접촉면 전단거동을 평가하고 이에 대한 평가지침을 개발하고자 하였다. 본 연구에서 수행한 연구내용은 다음과 같다.

- ① 해상 폐기물 매립장의 시공 및 유지를 위한 차수용 토목섬유 시트에 대한 동적 설계요소를 분석하고 적용 가능한 요소를 도출하기 위해 물체에 작용하는 외력에 대하여 손상 또는 회복거동을 수학적으로 정의할 수 있는 교란상태개념(Disturbed State Concept, DSC)과 교란도 함수(Disturbed Function)를 적용하고 관련 파라미터를 분석한다.
- ② 토목섬유-흙 접촉면의 동적 전단강도 저감을 정량적으로 파악하기 위해 접촉면 동적 전단시험기를 활용하여 실내시험을 수행하였다.
- ③ 접촉면 손상 정도를 정량적으로 정의할 수 있는 교란도 함수를 도출하였다.
- ④ 도출된 교란도 함수 곡선을 이용하여 한계누적소성변형을 산정을 통한 접촉면 동적 전단거동 관리기준을 제시하였다.
- ⑤ 해상처분장 호안형식(경사식/케이슨식)에 따라 2차원 침투해석 및 동적 유효응력해석을 통하여 토목섬유-흙 접촉면의 간극수압 및 전단변형율을 검토하여 중점관리구간 및 관리기준(안)을 제시하였다.
- ⑥ 토목섬유-흙 접촉면에서의 동적 전단거동에 대한 적합한 이론과 실내시험 및 수치해석 결과를 바탕으로 평가지침(안)을 작성하였으며, 이는 본 보고서의 부록에 제시하였다.

제2절 토목섬유-흙 접촉면 동적전단특성 평가

1. 개요

폐기물 매립장에 설치되는 토목섬유와 지반은 직접 접촉하여 접촉면을 형성하게 되는데 이러한 접촉면의 거동은 기하학적 형상, 상재하중, 지반강성 등 여러 인자에 의하여 큰 영향을 받는다(Desai, 2001). 특히 해상처분장에서는 해수에 대한 영향뿐만 아니라 지진에 대한 동적거동도 영향을 받으므로 토목섬유-흙 접촉면의 전단특성을 파악할 필요가 있다. 본 연구에서는 토목섬유-흙 접촉면 동적 전단강도에 대한 실내시험을 수행하여 결과를 도출하고 그 결과를 분석하였다. 실내시험을 수행하기 위해 다기능 접촉면 전단시험기를 이용하여 화학적 조건, 동적조건, 토목섬유 종류(Geocomposite 및 HDPE), 수침기간 등에 따른 토목섬유-흙 접촉면에 대한 영향을 비교·평가하였다.

2. 접촉면 동적거동 평가 이론

가. 교란상태개념(Disturbed State Concept)

재료가 외부로부터 하중을 받게 되면 재료내부의 미세구조는 그로 인해 변화를 일으키게 된다. 교란상태개념은 하중을 받는 재료의 거동을 이러한 미세구조의 변화에 근거하여 정량적으로 표현할 수 있다는 가정에 기초하고 있다. 교란상태개념에서는 하중을 받는 재료의 거동을 정의하기 위해 두 개의 기준상태를 도입하였다.

첫 번째는 상대적으로 손상되지 않은 상태(relatively intact, RI) 로써 재료가 외력을 받기 전의 초기 상태에는 미세한 결함들을 포함하더라도 재료가 상대적으로 손상되지 않은 상태로 볼 수 있다. 두 번째는 완전파괴 상태(fully adjusted, FA)로써 재료의 초기상태는 미세하게 존재했던 손상된 부분이 외력에 의해 점차로 확산되어 재료가 전단저항력을 완전히 잃은 상태를 말한다. 하중을 받는 재료는 파괴에 이르기까지 RI 상태와 FA 상태의 사이에 존재하게 된다. RI 상태는 탄성모델 또는 탄소성 모델 등의 구성방정식으로 나타낼 수 있으며, FA 상태는 한계상태개념을 통해 나타낼 수 있다.

그림 4.2.1은 재료가 하중을 받는 초기에는 RI 상태의 거동과 유사한 거동을 보이나 지속적인 하중으로 인해 재료의 미세구조가 자기조정(self-adjustment)과정을 거치면서 점차 한계상태인 FA 상태에 도달하게 되는 과정을 표현하였다. 그림 4.2.2는 재료의 응력-변형률 관계곡선을 정적하중과 동적하중 상태로 나누어 표현하였다. 재료의 교란정도를 나타내는 교란도, D 는 두 개의 기준 상태에 대한 응력 수준의 차이를 통해 정의한다(Park et al., 2000).

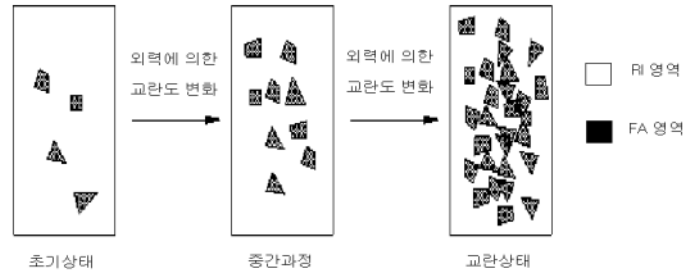


그림 4.2.1 Relative intact(RI) and fully adjusted(FA) state(Park et al, 2000)

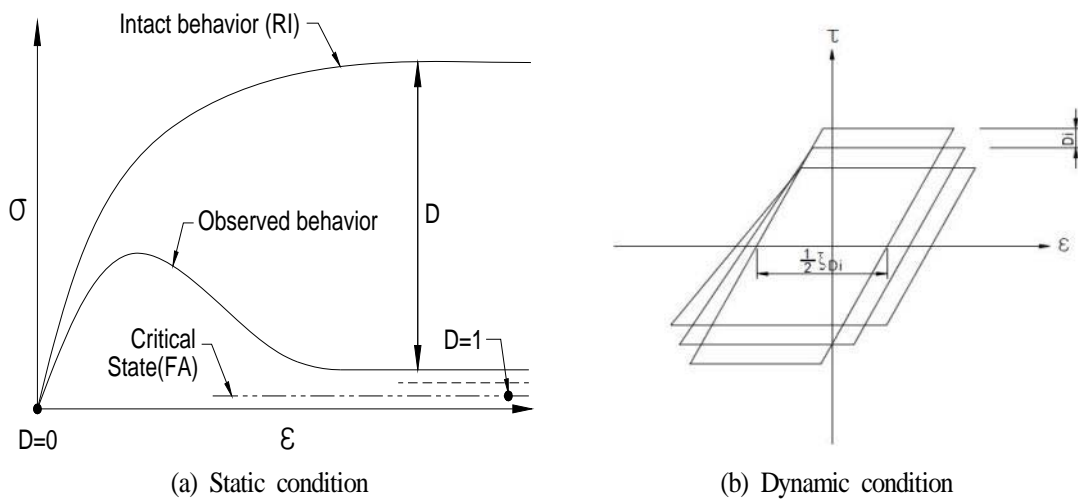


그림 4.2.2 Schematic of stress-strain behavior(Park et al., 2000)

접촉면은 불연속면이므로 동적거동을 이론적으로 파악하기에 한계가 있으며 현재까지의 연구 결과도 제한적이므로 실내시험 결과를 이용할 수 있는 이론을 도입할 필요성이 있다. 접촉면 동적거동 분석에 활용할 교란상태개념(DSC)은 실내시험과 병행된 기존 연구에서 그 활용성과 적합성이 검증된 바 있다(Kwak et al., 2013; Park et al., 2000; Rigby and Desai, 1995; Armaleh and Desai, 1990; Ma, 1990).

나. 교란도함수

어떤 재료에서 임의의 응력상태를 RI상태 및 FA상태와 비교하여 교란도(D) 값으로 표현할 수 있으며 이는 다음 식 4.2.1과 같다. 초기상태에 재료는 전혀 교란된 부분이 존재하지 않는 RI상태라고 가정하면 D 값은 0이다. 재료가 완전히 교란된 상태를 FA상태라고 보면, D 값은 1이 되는데 실제로 대부분의 재료는 D 값이 1에 도달하기 전에 파괴에 이르므로 실제의 경우 FA상태의 D 값은 1보다 작은 값을 가진다.

$$D = \frac{\tau^i - \tau^a}{\tau^i - \tau^c} \quad (4.2.1)$$

여기서 τ^i , τ^a 그리고 τ^c 는 각각 RI상태, FA상태 그리고 시험을 통해 얻은 재료의 평균의 평균 전단응력 값을 나타낸다. 교란도와 응력-변형률 상관도로부터 산정한 소성변형의 누적량을 표현하는 매개변수를 전단소성변형률 상각궤도(deviatoric plastic strain trajectory, ξ_D)라고 하고, 이에 관한 상관식은 식 4.2.2와 같이 표현하였다.

$$D = D_u (1 - e^{-A\xi_D^Z}) \quad (4.2.2)$$

여기서 D_u 는 한계 교란도이고, A, Z 는 물체 특성에 따라 결정되는 고유의 파라미터이다. 상수 D_u 는 여러 연구에서 0.99 로 가정되었다(Armaleh and Desai, 1990). 이러한 가정은 물체가 한계상태에 도달했음을 의미하는 잔류응력이 임계상태에 접근하는 것과 같은 이상적인 상태에 기초한 것이다. 하지만 실제 실험결과는 잔류응력이 임계응력보다 1~2% 정도 크게 측정됨을 보여준다. 그러므로 D_u 값을 0.99로 하는 것이 합당하다. ξ_D 의 산정 방법은 식 4.2.3과 같다. 여기서 u_r^P 는 소성상대수평변위이며 ν_r^P 는 소성상대수직변위이다.

$$\xi_D = \int \left(du_r^P \cdot du_r^P + d\nu_r^P \cdot d\nu_r^P \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.2.3)$$

일반적인 교란도 함수의 형태는 다음 그림 4.2.3과 같다. 동일한 소성변형률상각궤도(누적 소성변형률) ξ_1 일 때 물체 A 는 교란도 값이 B 에 비하여 월등히 크게 산정되어 파괴시점에 보다 빠르게 접근함을 알 수 있으며 각 소성변형률상각궤도별 교란도를 교란도 함수 곡선으로부터 정량적으로 파악할 수 있다.

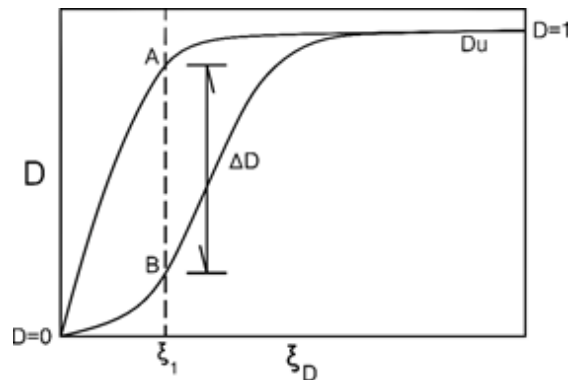


그림 4.2.3 Typical shape of disturbance function

교란도 함수의 형태에 따라 손상속도와 정도가 결정되는데, 형태는 고유의 파라미터인 A, Z 값에 의하여 결정된다. A, Z 값에 대한 수학적 민감도 분석을 통하여 각 파라미터가 교란도 함수 곡선 형태에 기여하는 특징을 파악할 수 있으며, 그 결과는 다음 그림 4.2.4와 같다. A 값이 증가하면 곡선의 기울기는 거의 변동 없이 좌측으로 이동한다. 즉 동일한 소성 변형률상각계도 값에 대하여 보다 빨리 교란도가 증가(즉, 파괴에 근접)하게 된다. Z 값이 증가하면 곡선의 기울기가 급속히 증가하므로 역시 동일한 소성 변형률상각계도 값에 대하여 보다 빨리 교란도가 증가하게 된다. 따라서 교란도 함수 곡선의 형태는 A, Z 값을 알면 결정할 수 있으며, A, Z 값은 실내시험을 통하여 결정할 수 있다.

결과적으로, 교란도 함수를 결정하기 위하여 실내시험이 반드시 필요하며 많은 실내시험 자료가 축적된다면 최소한의 실내시험을 통하여 일반적인 교란도 함수를 추정해 낼 수 있다.

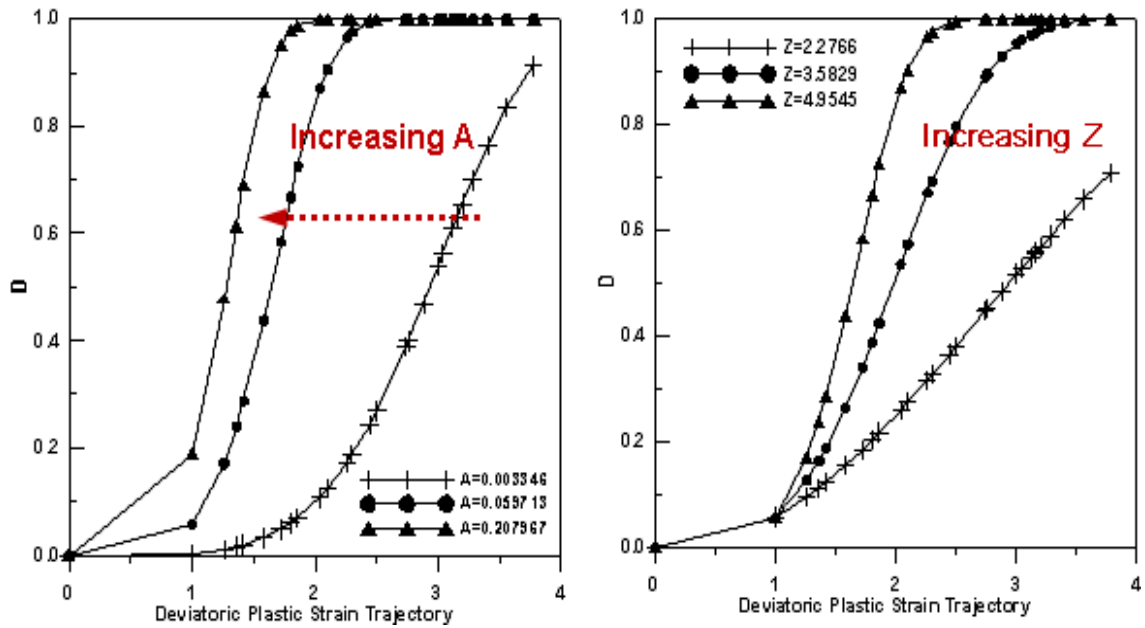


그림 4.2.4 The effect of A, Z parameters on the shape of disturbance function curve

3. 토목섬유-흙 접촉면 동적전단특성

가. 접촉면 전단시험기 특징 및 시험방법

1) 다기능 접촉면 전단시험기

본 연구에서는 해수조건을 고려한 토목섬유, 흙 시료를 이용하여 반복 단순전단시험을 수행하였다. 지반-토목섬유 접촉면 동적 전단파괴의 거동 특성을 분석하기 위해 다기능 접촉면 전단시험기(Multi-purpose interface Apparatus)를 이용하였다. 본 기기는 국내 최초로 지반과 임의 재료의 접촉면의 정, 동적 강도저하 평가 및 온도 조건 제어가 가능한 시험기이다. 본 기기에서는 연직하중(normal force) 재하기구와 전단하중(shear force) 재하기구를 분리함으로써 상부 모듈(⑬)에서 연직하중만을 재하하고, 하부 모듈(⑮)에서 전단하중만을 재하하여 모멘트 발생을 억제하며 시험결과의 신뢰성을 향상시켰다. 12개의 전단링(①~⑫)으로 시료전체의 변위를 측정함으로써 근접한 접촉면의 두께를 산정할 수 있다. 시료의 상대밀도는 60%로 설정하고 시료의 성형은 각 시료의 함수비를 측정 후 시료의 무게를 계산하고 1, 2차 다짐을 330mm 높이에 맞추어 시험을 수행하였다. 전단 박스 및 전단링을 포함한 전단 모듈의 모식도는 다음 그림 4.2.5와 같다. 또한 본 시험기는 변형을 제어 방식의 전단시험기이며 최대 적정 변형은 150mm이나 그 이상의 변형도 재하가 가능하다. 상재압 재하를 위한 최대 연직 하중은 10kN 재하가 가능하고 열수조에 의한 온도 제어는 -20℃~80℃ 범위에서 가능하다.

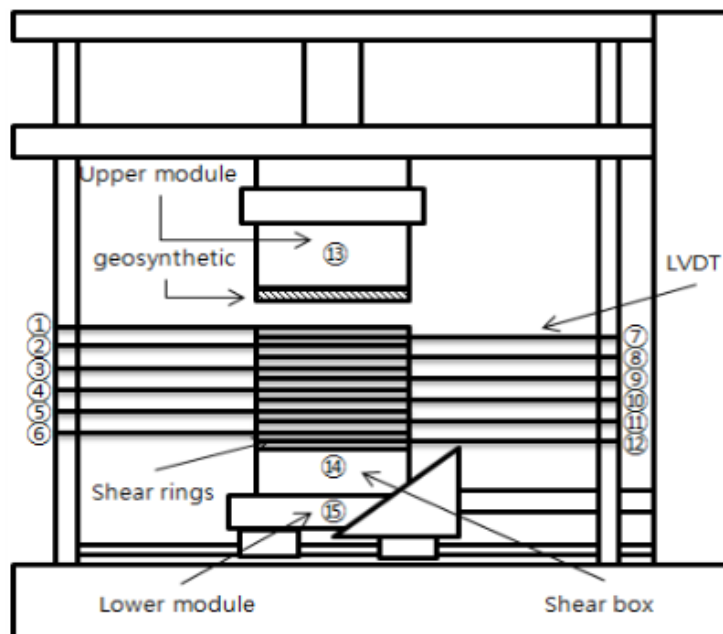


그림 4.2.5 Detail of shear module

표 4.2.1 Specification of M-PIA

unit	specification
vertical section	maximum load: 10kN maximum stroke distance: 150mm or more
horizontal section	maximum load: 10kN maximum stroke distance: 150mm or more
servo motor	screw settle-type servo motor system rated speed/ maximum speed : 3,000/5,000(r/min) encoder: 15lines, 2,500pulses/revolution
load sell	rated capacity: 10kN nonlinearity: 0.03%, R.O temperature range: -20℃~80℃ dynamic fatigue type
software	calibration program(interface) specimen size and test conditions input type test data display save and analysis unit conversion and graphic zoom function

시험기 각 부분은 시료 성형 및 거치시 시료 교란을 방지하기 위하여 쉽게 서로 분리되도록 설계하였다. 전단박스의 시료 거치 과정은 다음 그림 4.2.6과 같다.



(a) Base plate



(b) Sand installation



(c) Geosynthetic installation



(d) Shear box with upper plate

그림 4.2.6 Schematic of dynamic interface-shear tester

시험기의 가장 핵심 부분인 하중 재하 모듈은 전단 박스와 전단링 및 연직, 수평방향 재하 모듈로 구성되어 있고, 전단 박스는 외부에서 시료를 거치한 후 하중 재하 모듈 내부로 이동하여 외부 몰드를 돌로 분리하여 벗겨 낸다. 이를 통해 시료 거치시 교란을 최소화할 수 있다. 또한 시료 외부 멤브레인과 직접 접촉하여 거치되는 전단링 또한 외부 몰드 내부에서 미리 위치가 정해지므로 가장 설치하기 까다롭고 교란이 많이 발생하는 전단링 거치에 대한 오차를 대폭 줄일 수 있다. 이와 같이 외부 몰드 내에 전단링과 시료를 미리 설치하는 개념은 다음 모식도에 나타내었고, 전체적인 시험기의 형상은 다음 그림과 같다.

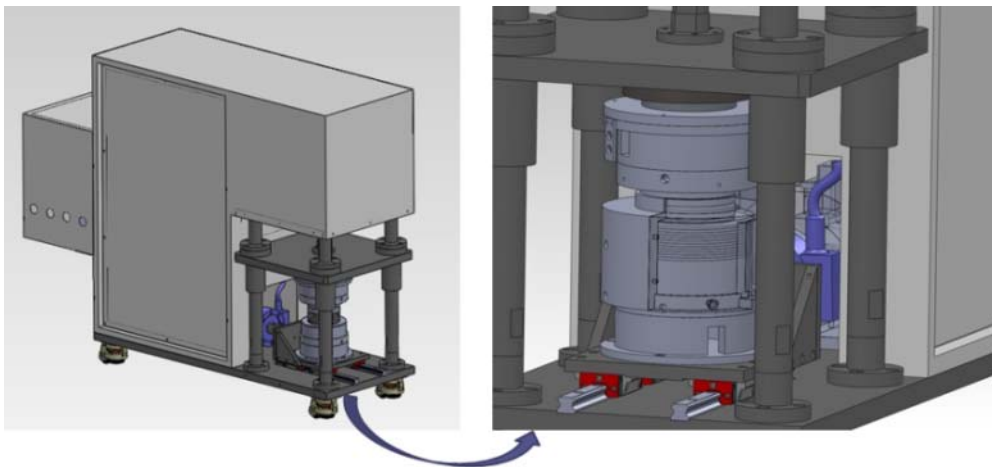


그림 4.2.7 Schematic diagram of M-PIA



그림 4.2.8 Overview of M-PIA

2) 시험방법

다기능 접촉면 전단시험기의 주요 구성부분에 대한 사진 및 토목섬유-흙 접촉면에 대한 반복 단순전단시험의 순서는 다음 그림 4.2.9에 도시하였다. 본 시험기의 특징상 시료 교란의 원인을 억제하기 위하여 전단링 거치 및 흙, 토목섬유 거치는 외부 몰드를 이용하여 사전에 완료되고 이를 그대로 전단모듈에 거치하여 전단 변형을 가하는 방식이다.



(a) Outline



(b) Lower shear module



(c) Upper load module



(d) Monitoring



(e) Installation of shear rings



(f) Soil deposit



(g) Installation of geosynthetics



(h) Test-ready state

그림 4.2.9 Test procedures

나. 화학적 영향에 의한 토목섬유-흙 접촉면 동적전단특성

1) 시험조건

해수의 화학적 조건을 고려한 접촉면 동적 전단시험을 수행하기 위하여 시험 조건을 설정하였다. 여기서는 크게 재료조건, 화학적 조건 및 동적 조건으로 구분하였다.

가) 토목섬유-흙 조건

토목섬유-흙 접촉면에 대한 시험이므로 흙 시료와 토목섬유를 준비하여야 한다. 각 재료별 상세 제원은 다음 표와 같다. 본 연구에서 사용된 Geocomposite은 국내 폐기물 매립장에 가장 널리 사용되는 토목섬유이며 HDPE Geonet에 부직포를 열융착시킨 것이다(표 4.2.2 참조). 흙 시료는 주문진표준사를 사용하였으며 사용된 주문진표준사의 입도분포곡선은 그림 4.2.10과 같다.

표 4.2.2 Specification of test materials

Soil	Geosynthetics	Remarks
주문진표준사	Geocomposite(t=7.0mm) (HDPE Geonet + Non-wooven Fabric)	Geocomposite은 국내 폐기물 매립장에서 가장 널리 사용됨

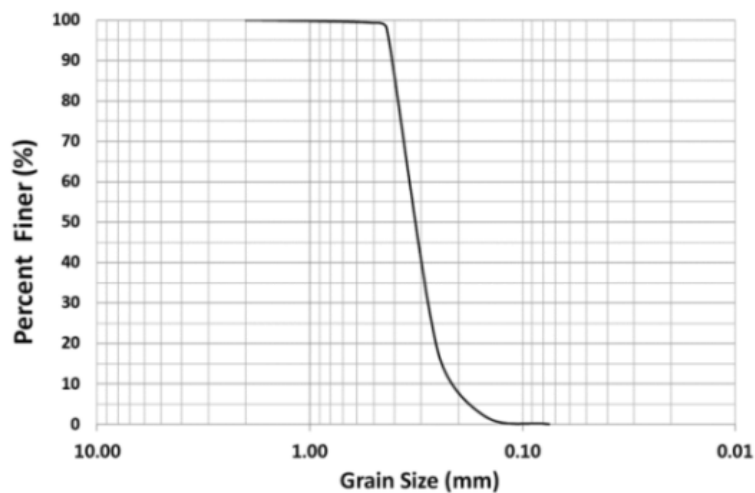


그림 4.2.10 Grain size distribution of Jumunjin sand

나) 화학적조건

일반적으로 해수는 염기성이나 폐기물 처분장의 특성상 다양한 화학적 조건에 노출될 가능성이 있으므로 산성, 중성 및 염기성 조건을 모두 고려하였다. 각 용액은 Buffer 표준용액을 이용하여 제작하였으며 각 조건별로 단기 거동을 파악하기 위하여 30일간 토목섬유 및 흙 시료를 모두 수침시켜 사용하였으며, 장기 거동을 파악하기 위하여 1,200일간 수침시킨 시료를 사용하였다.

표 4.2.3 Chemical conditions

Solutions	Basic	Neutral	Acid
pH	10.0	7.0	4.0
Main chemical element	Sodium Bicarbonate (NaHCO ₃)	Potassium Hydrogen Phthalate (C ₈ H ₅ O ₄ K), Phosphate (Na ₂ HPO ₄)	Potassium Hydrogen Phthalate (C ₈ H ₅ O ₄ K)
Submerging period	30 days	30 days	30 days
	1,200 days	1,200 days	1,200 days

다) 동적조건

지진의 일반적인 진동수는 0.1~10Hz이고 반복진동시험에서는 0.5Hz를 추천(ASTM D3999-91)하므로 0.5Hz를 적용하였다. 본 시험기는 변형률 제어 방식의 진동하중을 가하게 되므로 재하변형률을 결정하여야 한다. 이를 위하여 예비시험을 수행하여 적절한 재하변형률을 3.0 %로 결정하였다. 이보다 큰 변형률을 적용할 경우 파괴에 도달하는 경로가 지나치게 짧아져 충분한 전단응력-변형률 거동을 관측하기 곤란하고, 이보다 작은 변형률을 적용할 경우 파괴에 이르지 않거나 파괴에 이르는 과정이 지나치게 길어져 추가적인 소성 거동을 보이게 된다. 따라서 이러한 예비시험 결과를 토대로 적정 변형률을 3.0%로 결정하였다.

표 4.2.4 Dynamic conditions

재하진동수(Hz)	재하변형율(%)	비 고
0.5	3.0	재하변형율은 예비시험 수행결과 적정변형율 결정

이와 같이 토목섬유와 지반조건, 화학적 조건 및 동적 조건 모두를 고려하고 각 조건별로 재하되는 장, 단기 및 상재하중을 감안하여 총 12 회 시험을 각 조건별 3회 수행하여, 총 시험 회수는 36회가 된다.

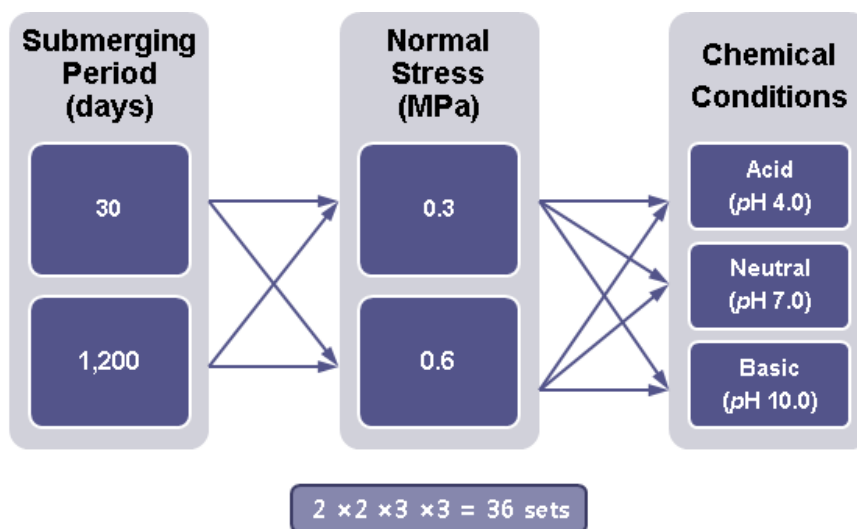


그림 4.2.11 Test Schedule

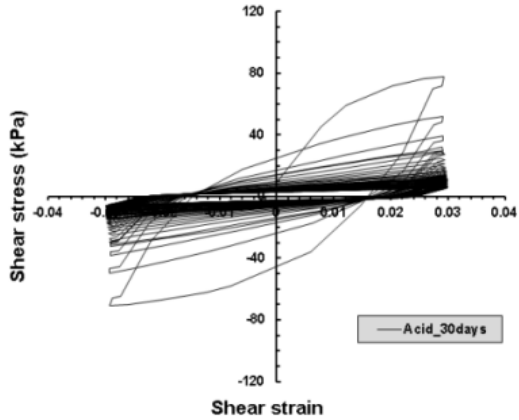
2) 시험결과

시험 결과 동적 전단응력-변형율 곡선을 획득하였으며 각 조건별 전단응력-변형율 관계곡선은 다음 그림 4.2.12와 같다. 이는 pH와 수침기간, 상재압에 따라서 지반-토목섬유 접촉면의 손상 정도가 달라짐을 의미하므로 각 조건별로 다른 형태의 교란도 함수(D)를 구할 수 있다.

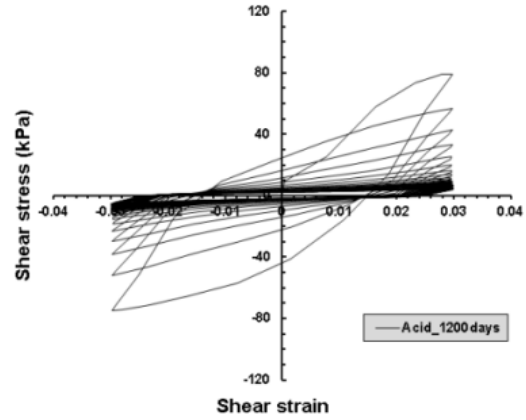
동적 전단응력-변형율 곡선에서 동하중 재하횟수가 증가할수록 지반-토목섬유 접촉면 전단응력이 감소하는 경향이 뚜렷하게 나타났으며, 이는 교란도(식 4.2.1 참조) 증가로 인한 접촉면 전단강도의 손상(damage)의 축적을 의미한다.

본 연구에서 사용된 시험기는 변형율 제어(strain-controlled) 방식의 시험기이다. 즉 시료 두께를 고려하여 사전에 결정된 변형율을 재하하여 시료에 전단을 가하고 이 때의 전단응력을 측정하여 응력-변형율 곡선을 산정하게 된다. 따라서 변형율의 재하-제하시 하중 방향 변경점에서 일정하게 변형율을 유지되어야 시험의 오차가 적어지며 이를 유지하는 것이 중요하다.

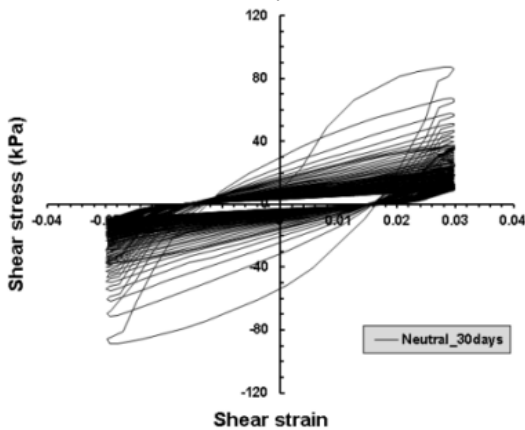
이와 반대로 응력 제어(stress-controlled) 방식의 시험은 실제 응력 상태와 유사한 응력 상태를 모사할 수 있으나 제어 방법이 복잡하고 오차 발생 가능성이 높은 단점이 있다. 토목섬유의 특성상 어느 정도 변형이 발생하여야지만 접촉면 전단 강도가 발현되므로 이러한 메커니즘을 고려하고, 또한 시험기 제작의 편의성과 시험 오차를 고려할 때 변형을 제어 방식이 보다 적합한 것으로 판단되어 본 연구에 적용하였다.



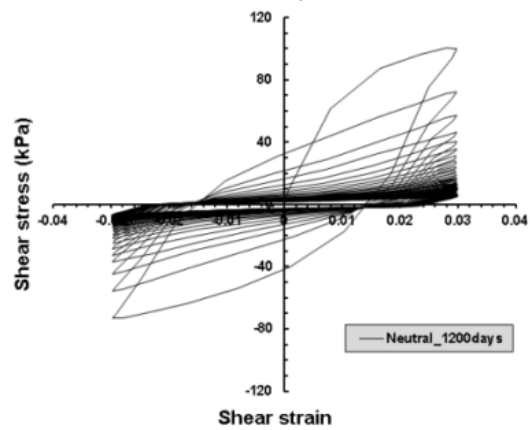
(a) Acid, 30days, 0.3 MPa



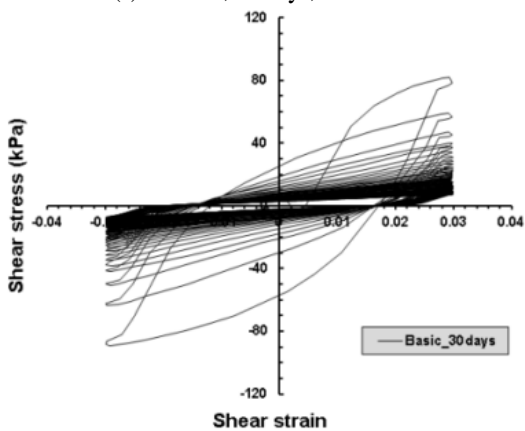
(b) Acid, 1,200days, 0.3 MPa



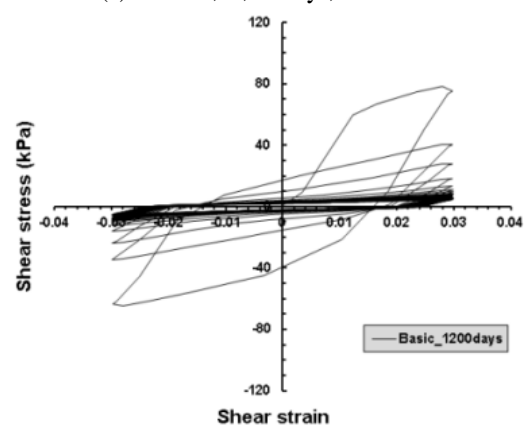
(c) Neutral, 30days, 0.3 MPa



(d) Neutral, 1,200days, 0.3 MPa



(e) Alkalic, 30days, 0.3 MPa



(f) Alkalic, 1,200days, 0.3 MPa

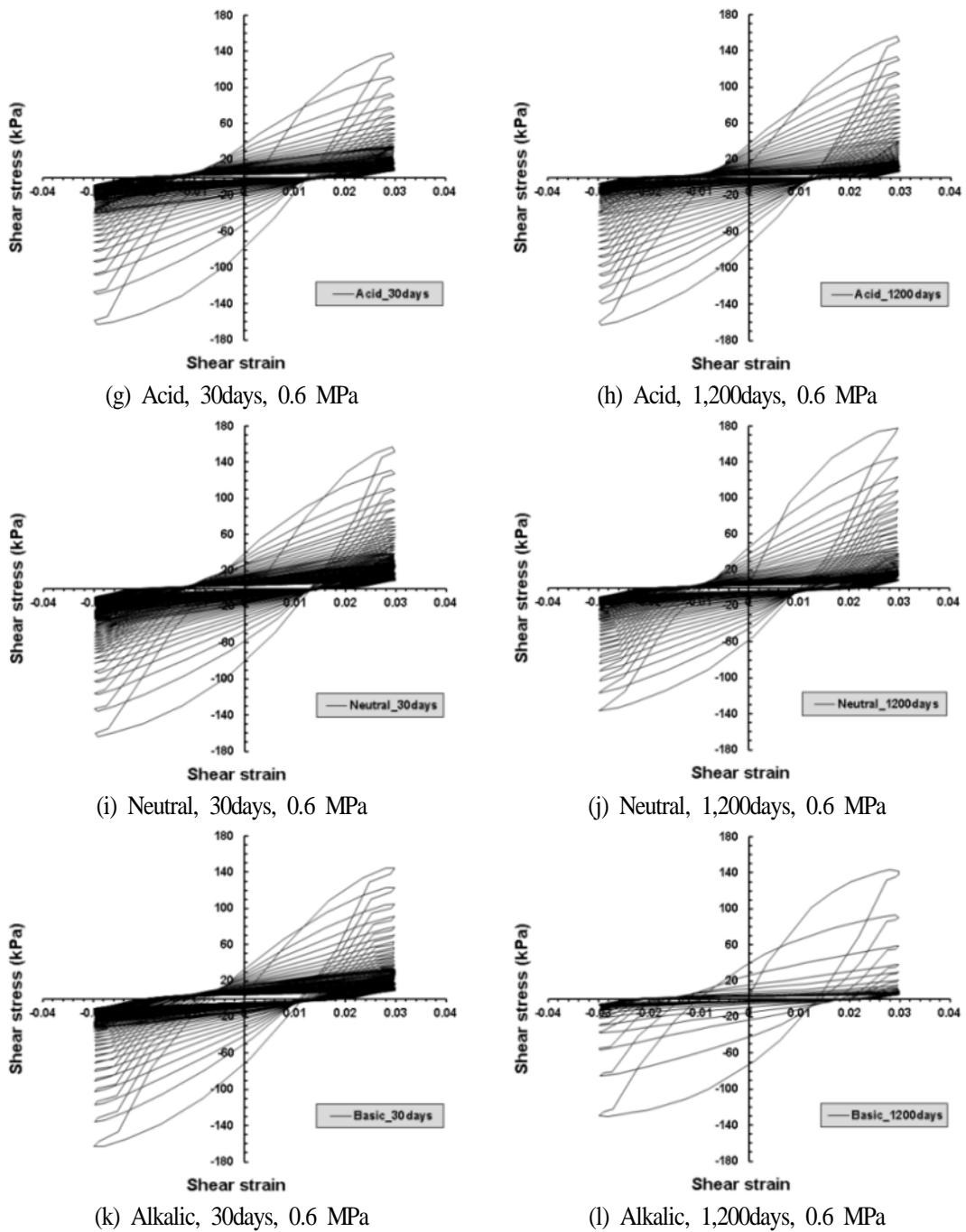


그림 4.2.12 Shear stress-strain curves

시험 결과, 모든 화학적 및 상대하중 조건에서 재하횟수에 따라 전단응력이 감소하는 전단 응력저감(shear stress degradation) 현상이 확인되었다. 이는 동적하중의 누적 재하에 의하여 접촉면 내부의 손상(damage)이 축적되고 이러한 부분이 손상되지 않은 부분보다 증가하면서 접촉면의 전체적인 교란도가 증가한 것으로 볼 수 있다. 손상 부분의 증가 정도에 대한 정량

적인 평가는 추후에 산정할 교란도 함수를 통하여 가능하며 이를 통하여 파괴시점도 예측할 수 있다.

또한 중성에 비해 산성과 염기성에서 초기 재하시 급격한 전단응력 감소가 관측되는데 이는 산성 및 염기성과 같은 화학적 성분에 침수된 접촉면에 동적 하중이 재하될 경우 보다 급격하게 파괴에 이르게 됨을 의미한다. 파괴에 이르는 시점은 교란도 함수 곡선을 산정하여 수학적으로 정의할 수 있으며 이 때의 전단 소성변형율상각계도를 파악함으로써 파괴에 도달하는 누적 소성변형율도 산정할 수 있다. 소성변형율을 산정한다면 추후 폐기물 매립장 접촉면의 동적 변형율에 대한 관리기준으로 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

누적 소성변형율에 따른 접촉면 손상 정도를 나타내는 교란도 함수 Parameter는 다음 표 4.2.5와 같이 산정하였다. 이는 교란도 함수의 형상을 나타내는 가장 중요한 변수이며 접촉면 손상 정도를 직접적으로 표현하는 지표이다. 교란도 함수 Parameter는 선형회귀법을 이용하여 구할 수 있다. 교란도 함수 식 4.2.2 의 양변에 두 번 연속으로 자연로그를 취하면,

$$\ln \left[-\ln \left(1 - \frac{D}{0.99} \right) \right] = \ln A + Z \ln \xi_D \quad (4.2.4)$$

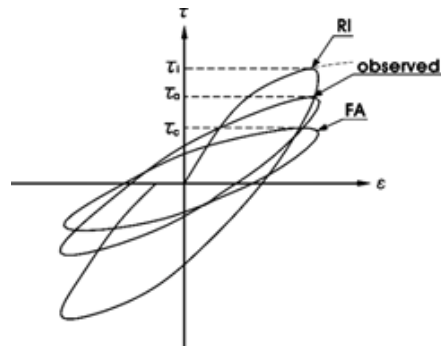
식 4.2.4를 이용하여 평면상에 2차원적으로 도시하면 직선의 형태로 나타나게 된다. 이 직선의 기울기가 Z 값이 되며 y 절편이 $\ln(A)$ 값이 되므로 A, Z 값을 쉽게 결정할 수 있다. 이와 같이 실험적으로 A, Z 값을 결정하게 되면 이 값만으로도 교란도 함수 곡선을 재현할 수 있으므로 정량적 분석에 매우 편리하다.

한편, 시험으로 획득한 전단응력-변형율 곡선으로부터 교란도 함수는 다음 그림 4.2.13과 식 4.2.5를 이용하여 결정할 수 있다. 먼저, 첫 번째 반복하중이 시료에 가해진다면 소성변형율은 회복되지 않고 영구히 남는 변형율이므로 오직 전단응력-변형율 곡선의 내부에만 존재하게 된다. 즉 다음 그림 4.2.13(b)에서 다음 식 4.2.5와 같이 구할 수 있다.

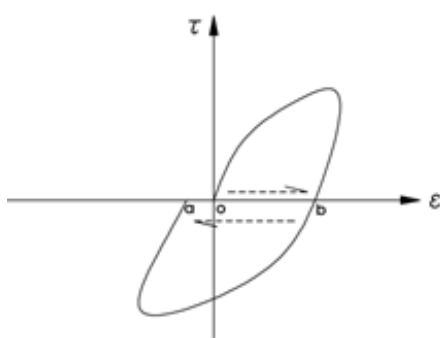
$$\xi_{D,1} = \overline{ob} + \overline{bo} + \overline{oa} \quad (4.2.5)$$

2회 이상의 소성변형율상각계도는 1회 재하시의 소성변형율에 각 회별 소성변형율의 합으로 구할 수 있다. 2회 이상의 각 회별 소성변형율은 각 전단응력-변형율 곡선의 x 절편 값의 합(+방향과 -방향의 합)이다. 이를 수식으로 표현하면 다음 식 4.2.6과 같다. 1회 재하시를 RI 상태라 볼 수 있고, 파괴시를 FA 상태라 본다면 식 4.2.1과 식 4.2.5, 4.2.6을 이용하여 각 재하 회수별 전단응력-변형율 곡선으로부터 교란도 함수를 산정할 수 있다.

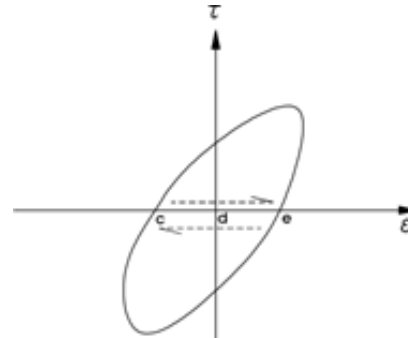
$$\xi_{D,N} = \overline{cd} + \overline{de} + \overline{ed} + \overline{dc} + \sum_{N=2}^N \xi_{D,N-1} \quad (N \geq 2) \quad (4.2.6)$$



(a) Typical shape of stress-strain curves



(b) 1st cycle



(c) After 1st cycle

그림 4.2.13 Calculation of disturbance function

표 4.2.5 Disturbance function parameters

Submerging period (Days)	Normal stress (MPa)	Chemical conditions	Parameter	Average Value
30	0.3	Acid	A	2.2608
			Z	0.3916
		Neutral	A	1.5529
			Z	0.5287
		Basic	A	1.9634
			Z	0.4910
	0.6	Acid	A	1.9895
			Z	0.4862
		Neutral	A	1.6648
			Z	0.4917
		Basic	A	2.0637
			Z	0.5014
1,200	0.3	Acid	A	2.9589
			Z	0.4082
		Neutral	A	2.5811
			Z	0.505
		Basic	A	3.6165
			Z	0.2897
	0.6	Acid	A	2.1336
			Z	0.6377
		Neutral	A	2.2461
			Z	0.5416
		Basic	A	3.9729
			Z	0.3934

산출된 Parameter를 이용한 교란도 함수곡선을 다음 그림 4.2.14와 같이 재현하였다. 시험 조건별로 대표 교란도 함수곡선을 선정하고 교란도 함수식에 대한 선형 회귀법(Linear Regression) 및 앞 표에서 산출된 Parameter를 적용하였다. 교란도 곡선 재현을 통하여 추후 실내시험 횟수를 최소화시킬 수 있다.

교란도 함수곡선 재현 결과, 모든 경우에서 단기 침수시 산성 조건에서 가장 손상이 크고 장기 침수시 염기성 조건에서 가장 손상이 크게 나타났다. 또한 단기 침수시, 상재압에 따라 중성에 비해 산성에서 최대 21.4%(0.3MPa), 18.1%(0.6MPa) 손상이 크게 발생함을 확인하였다. 반면에 장기 침수시, 상재압에 따라 중성에 비해 염기성에서 최대 19.8%(0.3MPa), 31.5%(0.6MPa) 손상이 크게 발생하였다. 즉 장기 침수시 보다 작은 누적소성변형율에서 교란도 값이 크게 산정되어 재하 초기에 급속도로 손상이 진행됨을 알 수 있다.

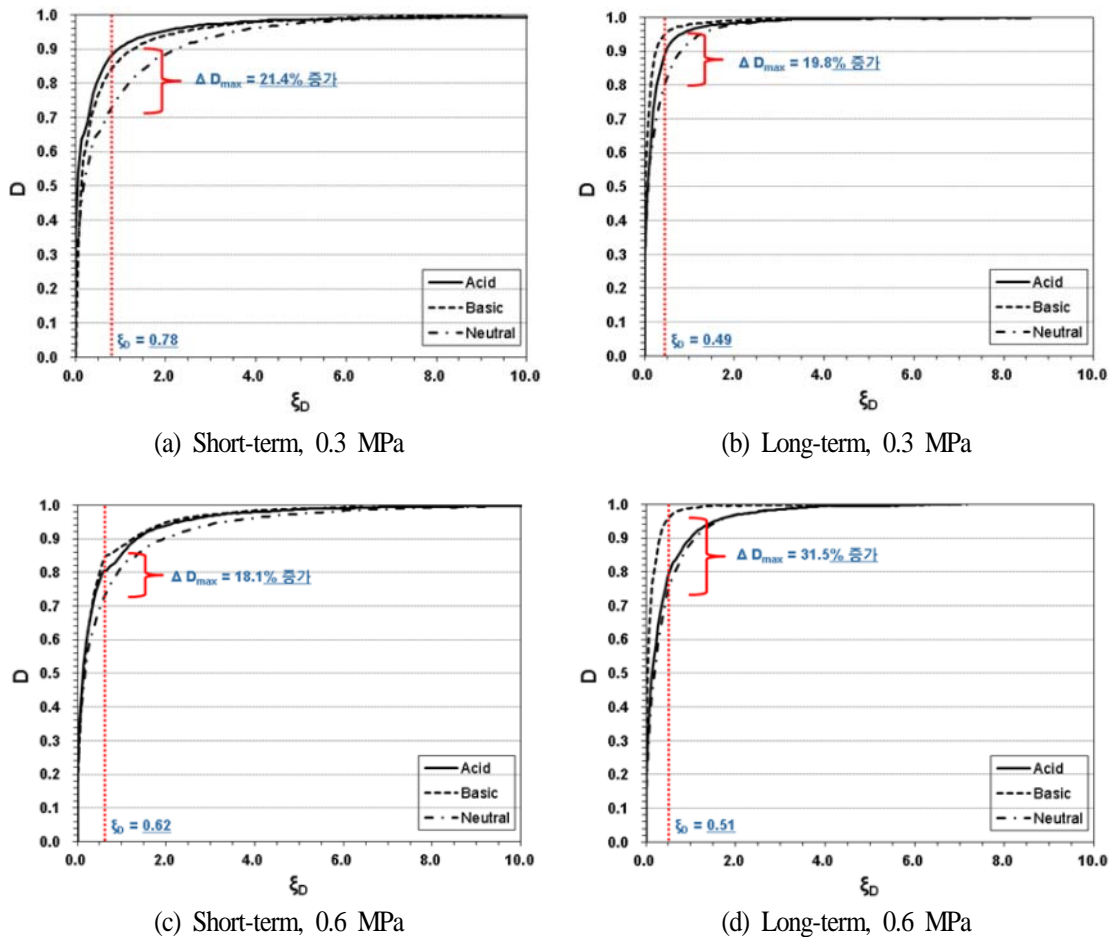


그림 4.2.14 Estimation of disturbance function

3) 접촉면 변위 특성 분석

토목섬유-흙 접촉면에 대한 응력-변형을 특성 이외에, 접촉면 변위 발생경향을 분석하였다. 접촉면 변위는 미소변형을 하에서 수행되는 본 시험의 특성상 측정하기가 까다롭고 시험 조건에 의해 영향을 크게 받으므로 그동안 많은 연구가 이루어지지 않은 분야이다. 본 연구에서는 60일 침수된 시료와 840일 침수시킨 시료를 이용하여 접촉면의 변위 특성을 분석하였다. 상재하중은 0.3MPa로 적용하였는데, 이는 폐기물의 개략적인 단위중량인 15kN/m^3 (Oweis & Khera, 1998)을 고려할 경우 폐기물 매립시의 적재 높이 약 20m에 해당하는 하중이다.

산성용액과 염기성용액에 840일간 장기 수침시킨 시료에 대한 상대변위 산정 결과는 다음 표 4.2.6과 같다. 0.3MPa의 상재하중을 재하하였고, 시험결과 산성용액이 상대적으로 염기성보다 큰 변위가 발생하였다. 산성 조건인 경우 최대 상대변위는 동적 전단변위 가진지점과 가장 가까운 12번 게이지에서 2.92mm로 측정되었고, 바로 위 6번 게이지에서는 1.01mm로 측정되었다. 반면, 하부 재하판에서 가장 먼 1번 게이지에서 0.43mm로 측정되어 전단변위를 가지는 하부 재하판에 근접할수록 변위가 급격히 증가하는 경향을 나타내었다.

또한, 다음 그림 4.2.15와 같이 전단시험 초기단계에 변위가 급격히 변화하였고 시간이 지남에 따라 점차 동적 변위의 변동폭이 감소하는 경향을 나타내었다. 하부 재하판과 가장 멀리 떨어져 있는 1번 및 7번 게이지에서의 상대변위는 각각 0.43mm, 0.79mm로 측정되었다.

염기성 조건인 경우 최대 상대변위는 6번 게이지에서 1.19mm로 측정되었고, 바로 아래 12번 게이지에서는 0.84mm로 측정되었다. 전반적으로 산성 시료인 경우와 동일하게 하부 재하판에 근접할수록 변위가 급격히 증가하는 경향을 나타내었다. 또한 반복하중에 대한 변위 응답값의 변동폭이 상대적으로 더 크게 발생하였다. 상대적으로 하부 재하판과 가장 멀리 떨어져 있는 1번 및 7번 게이지에서 각각 0.51mm, 0.30mm의 상대변위가 발생하였다.

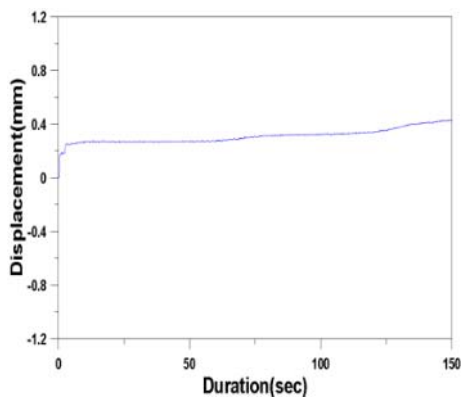
또한 다음 그림 4.2.16과 같이 12개의 게이지 계측 결과 하부모듈에 가까운 6, 12번 게이지에서는 초기에 급격한 변화를 나타내었고 시간이 지남에 따라 점차 동적 변위 변동폭이 줄어드는 경향을 나타내었다. 또한 산성, 염기성 조건 공통적으로 재하판과 근접한 지점에서 동적변위 변동폭이 더 크게 발생하였다. 결과적으로, 시료의 화학적 특성에 따라 상대변위는 산성 조건시 최하단 게이지에서 2.92mm에서 염기성 조건시 1.19mm로 59.2% 감소하였으며, 동적 전단변위를 가지는 하부 재하판에 가까운 게이지일수록 큰 상대변위를 나타내었다. 변형을 제어 시험에서 동일한 전단변형을 재하할 경우 상대변위가 클수록 토목섬유-지반 접촉면의 손상 정도가 크기 때문에 산성 조건에서 초기에 보다 큰 손상이 발생함을 알 수 있다.

표 4.2.6 Relative displacement(840 days, acid condition)

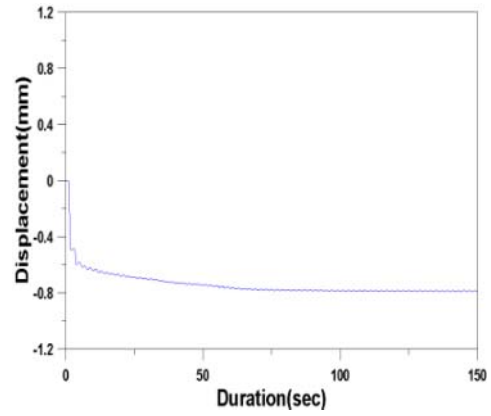
Surcharge	No. of gauge	(-)direction Relative Disp. (mm)	(+)direction Relative Disp. (mm)	Absolute Relative Disp.(mm)
0.3 MPa	1	0.00	0.43	0.43
	2	0.00	0.59	0.59
	3	0.00	0.60	0.60
	4	0.00	0.93	0.93
	5	0.00	0.82	0.82
	6	0.00	1.01	1.01
	7	-0.79	0.00	0.79
	8	-0.81	0.00	0.81
	9	-0.90	0.00	0.90
	10	-0.97	0.00	0.97
	11	-1.03	0.00	1.03
	12	-2.92	0.00	2.92

표 4.2.7 Relative displacement(840 days, alkalic condition)

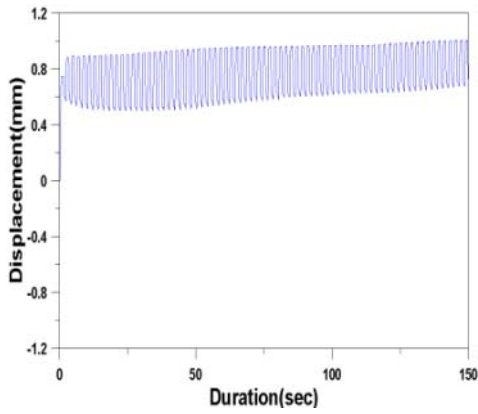
Surcharge	No. of gauge	(-)direction Relative Disp. (mm)	(+)direction Relative Disp. (mm)	Absolute Relative Disp.(mm)
0.3 MPa	1	0.00	0.51	0.51
	2	0.00	0.47	0.47
	3	0.00	0.80	0.80
	4	0.00	0.83	0.83
	5	0.00	1.00	1.00
	6	0.00	1.19	1.19
	7	-0.30	0.00	0.30
	8	-0.49	0.01	0.50
	9	-0.45	0.00	0.45
	10	-0.54	0.00	0.54
	11	-0.78	0.01	0.79
	12	-0.84	0.01	0.85



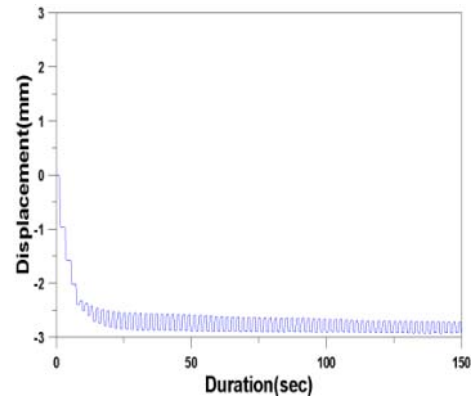
(a) gauge #1



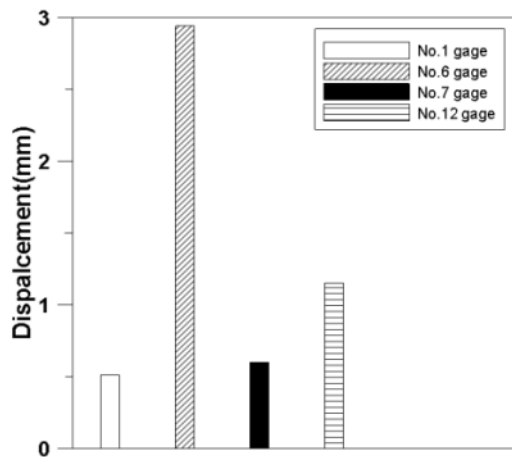
(b) gauge #7



(c) gauge #6

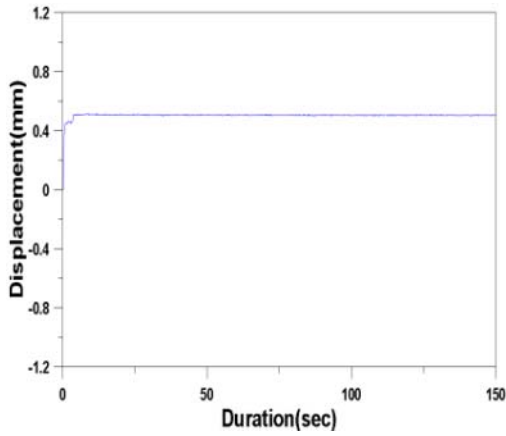


(d) gauge #12

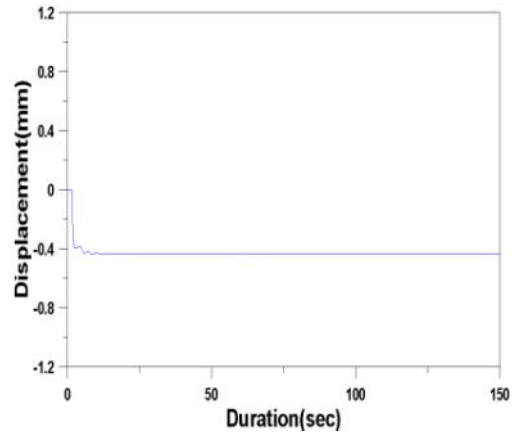


(e) total gauge

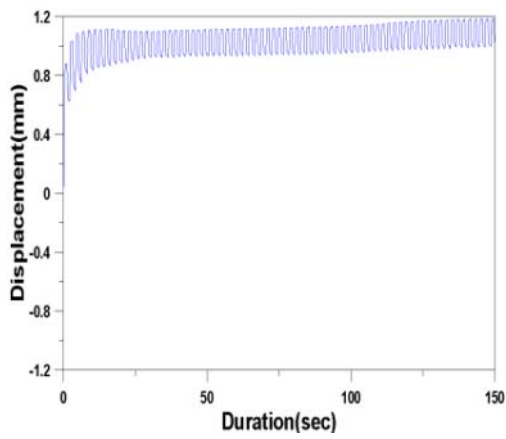
그림 4.2.15 Relative displacement at gauges(840 days, acid condition)



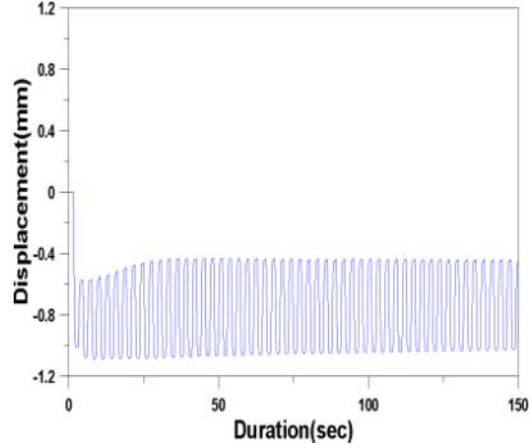
(a) gauge #1



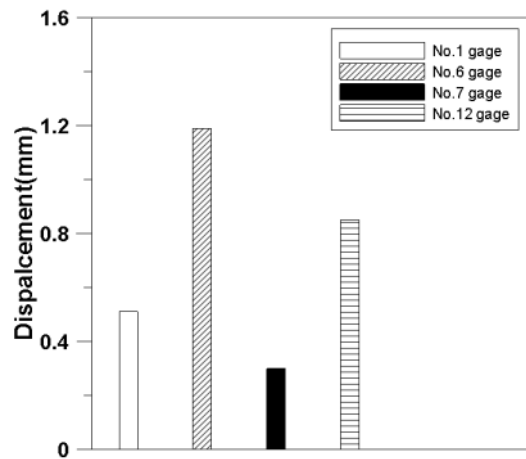
(b) gauge #7



(c) gauge #6



(d) gauge #12



(e) total gauge

그림 4.2.16 Relative displacement at gauges(840 days, alkalic condition)

산성용액 및 염기성 용액에 60일간 단기 수침시킨 시료에 대한 상대변위 산정 결과는 다음 표와 같다. 0.3MPa의 상재하중을 재하하였고, 산성 조건에서 염기성 조건 보다 상대적으로 큰 변위가 발생하였다.

산성 조건인 경우 최대 상대변위는 동적 전단변위 가진지점과 가까운 6번 게이지에서 2.94mm로 측정되었고, 바로 아래 12번 게이지에서는 1.15mm로 측정되었다. 장기 수침 시료의 경우와 동일하게 하부 재하판에 근접할수록 다음 그림 4.2.17과 같이 전단시험 초기단계에 변위가 급격히 변화하였고 시간이 지남에 따라 동적 변위의 변동폭이 감소하는 경향을 나타내었다. 하부 재하판과 가장 멀리 떨어져 있는 1번 및 7번 게이지에서의 상대변위는 각각 0.51mm, 0.60mm로 미소하게 측정되었다.

염기성 조건인 경우 최대 상대변위는 6번 게이지에서 1.15mm로 측정되었고, 바로 아래 12번 게이지에서는 1.08mm로 측정되었다. 장기수침 시료의 경우와 동일하게 하부 재하판에 근접할수록 초기단계에서 변위가 급격히 변화하는 경향을 나타내었고, 반복하중에 대한 변위 응답값의 변동폭이 상대적으로 더 크게 발생하였다. 상대적으로 하부 재하판과 가장 멀리 떨어져 있는 1번 및 7번 게이지에서 각각 0.94mm, 0.28mm의 상대변위가 발생되었다.

다음 그림 4.2.18과 같이 12개의 게이지 계측 결과 하부모듈에 가까운 6, 12번 게이지에서는 초기에 급격한 변화를 나타내었고 시간이 지남에 따라 점차 동적 변위 변동폭이 줄어드는 경향을 나타내었다. 또한 산성, 염기성 조건 공통적으로 재하판과 근접한 지점에서 동적 변위 변동폭이 더 크게 발생하였다. 일반적으로 상, 하면 모두 테플론 전단링과 접촉하고 있는 6번 전단링에서 보다 큰 변위가 발생하게 되고 가장 아래쪽에 위치한 12번 전단링의 하부면은 전단링과 같은 테플론 재질이 아닌 알루미늄 바닥판과 접촉하게 되므로 보다 작은 변위가 발생하게 된다.

결과적으로, 상대변위는 산성 조건시 염기성 조건 대비 하단 6번 게이지에서 60.9% 감소(2.94mm에서 1.15mm)하였으며, 동적 전단변위를 가진하는 하부 재하판에 가까운 게이지일수록 큰 상대변위를 나타내었다. 따라서 장기 수침조건과 동일하게 산성 조건에서 초기에 보다 큰 손상이 발생함을 알 수 있다.

표 4.2.8 Relative displacement(60 days, acid condition)

Surcharge	No. of guage	(-)direction Relative Disp. (mm)	(+)direction Relative Disp. (mm)	Absolute Relative Disp.(mm)
0.3 MPa	1	0.00	0.51	0.51
	2	0.00	1.00	1.00
	3	0.00	1.23	1.23
	4	0.00	1.10	1.10
	5	0.00	1.43	1.43
	6	0.00	2.94	2.94
	7	-0.60	0.00	0.60
	8	-0.74	0.00	0.74
	9	-0.81	0.00	0.81
	10	-0.99	0.00	0.99
	11	-1.43	0.00	1.43
	12	-1.15	0.00	1.15

표 4.2.9 Relative displacement(60 days, alkalic condition)

Surcharge	No. of guage	(-)direction Relative Disp. (mm)	(+)direction Relative Disp. (mm)	Absolute Relative Disp.(mm)
0.3 MPa	1	0.00	0.94	0.94
	2	0.00	0.78	0.78
	3	0.00	1.11	1.11
	4	0.00	1.12	1.12
	5	0.00	1.14	1.14
	6	0.00	1.15	1.15
	7	-0.21	0.07	0.28
	8	-0.79	0.00	0.79
	9	-0.87	0.00	0.87
	10	-0.95	0.00	0.95
	11	-1.01	0.00	1.01
	12	-1.08	0.00	1.08

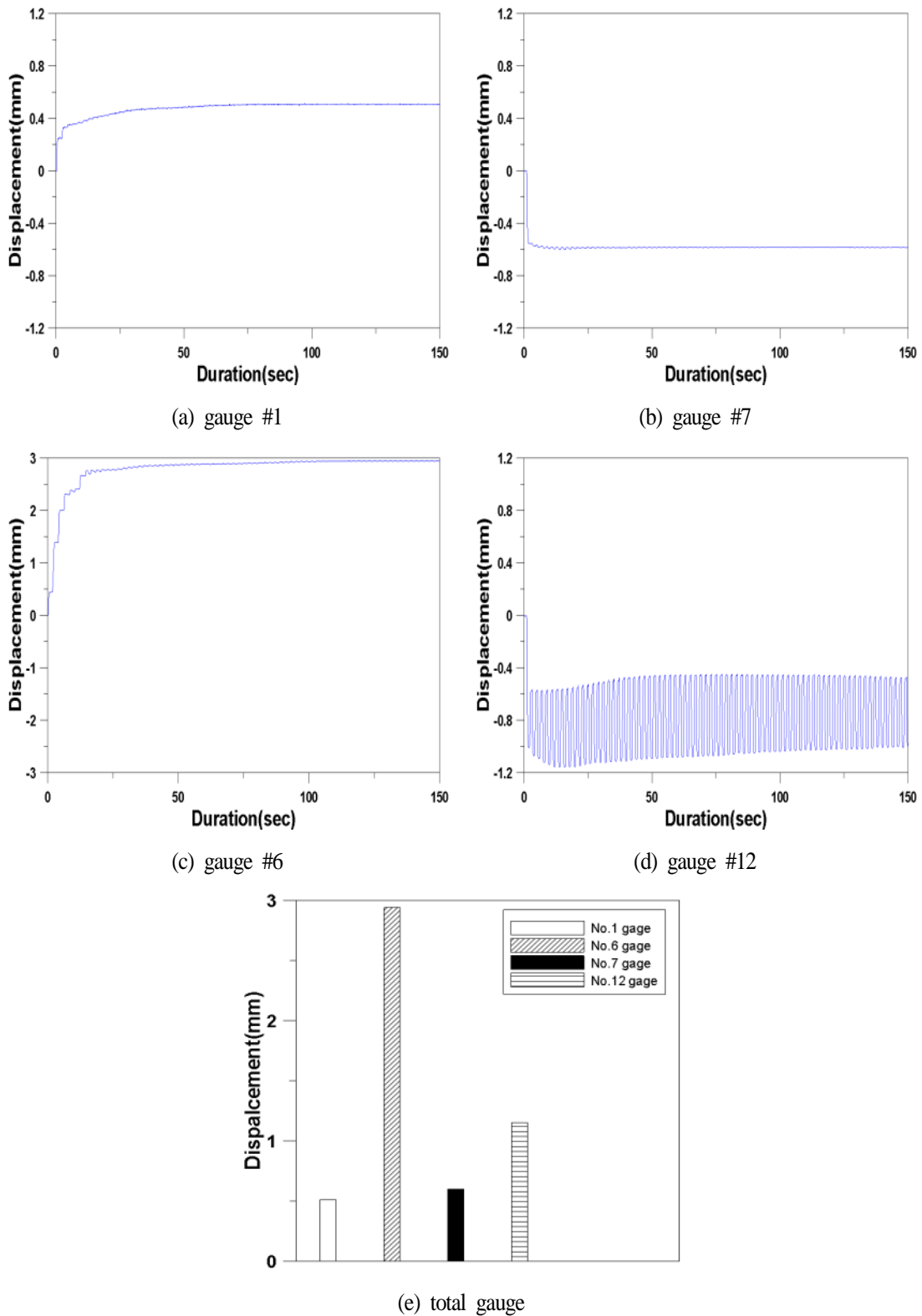


그림 4.2.17 Relative displacement at gauges(60 days, acid condition)

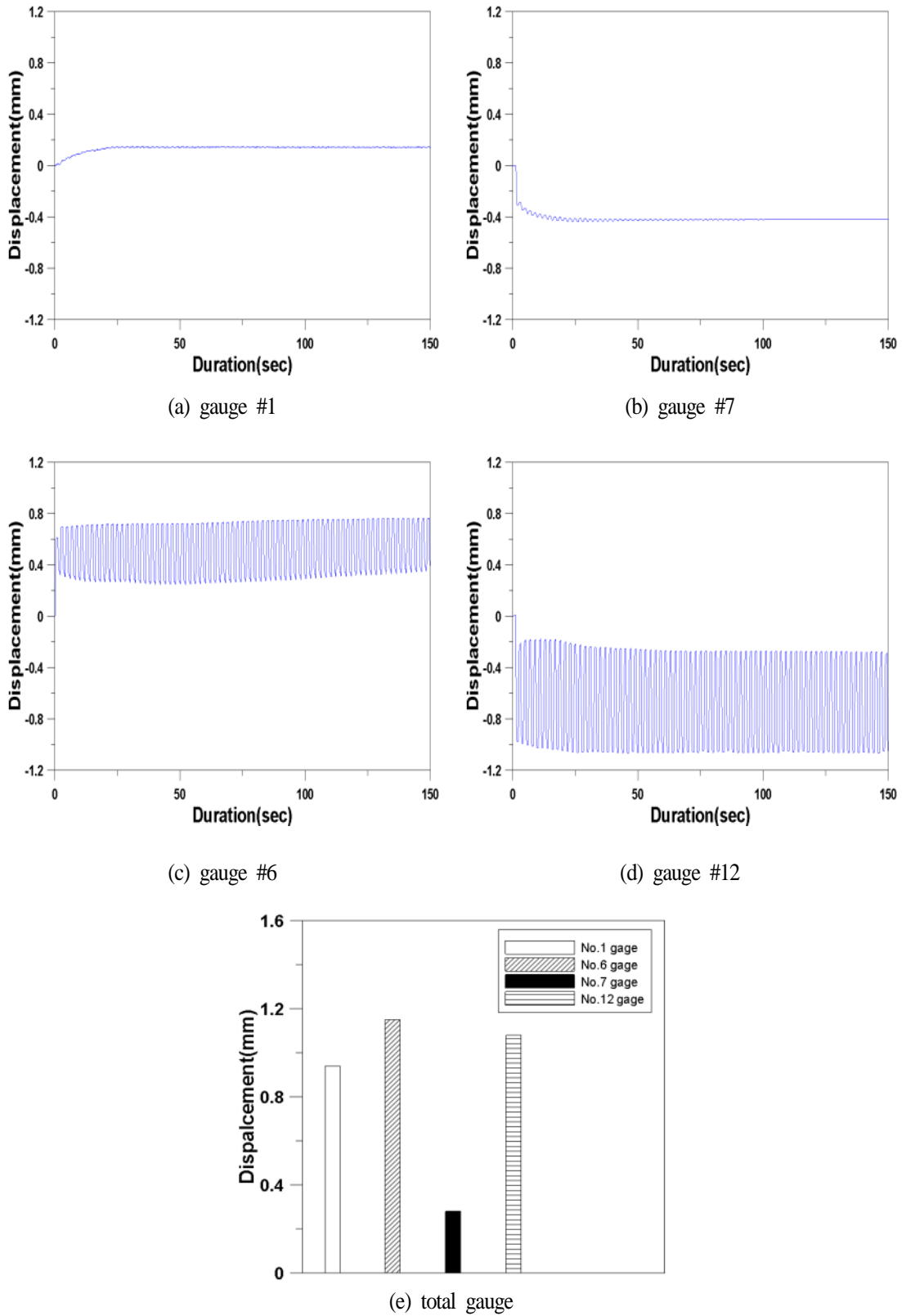


그림 4.2.18 Relative displacement at gauges(60 days, alkalic condition)

4) 한계누적소성변형을 산정 및 결과분석

토목섬유-흙 접촉면에 대한 반복 단순전단시험 결과, 동적 전단응력-변형을 곡선을 시험 조건별로 획득하였으며 이를 이용하여 교란도 함수 곡선을 산출하였다. 산출된 교란도 함수 곡선은 주로 2차 포물선 형태를 띠고 있으며, 따라서 특정한 소성변형율상각계도 이후에는 소성변형율 증가에 따라 교란도 값의 증가가 미미하며 파괴상태로 접근하는 특성을 보인다. 따라서 파괴상태로 접근이 시작되는 점을 정의할 수 있다면 이를 접촉면의 누적 소성변형율을 관리하는 기준으로 활용할 수 있을 것이다. 파괴상태로 접근이 시작되는 점을 구하기 위하여, 교란도 함수 곡선에서 최소 곡률반경을 가지는 점을 한계 교란도로 정의하고, 이 지점 도달 이후 접촉면은 FA 상태로 진입한다고 가정한다. 따라서 한계 교란도는 파괴 상태가 시작되는 점이며 그 때의 누적소성변형율을 한계누적소성변형율이라 정의할 수 있다. 최소 곡률반경은 다음 식 4.2.7으로 결정할 수 있다.

$$R = \left| \frac{(D'^2 + 1)^{3/2}}{D''} \right| \quad (4.2.7)$$

여기서, D 는 교란도 함수이다. 교란도 함수의 도함수와 이중미분함수는 다음 식과 같다.

$$\frac{dD}{d\xi_D} = 0.99 A Z \xi_D^{Z-1} e^{-A\xi_D^Z} \quad (4.2.8)$$

$$\frac{d^2D}{d\xi_D^2} = A Z \xi_D^{Z-2} e^{-A\xi_D^Z} \{ Z (0.99 - 0.99 A \xi_D^Z) - 0.99 \} \quad (4.2.9)$$

식 4.2.8과 4.2.9를 식 4.2.7에 대입하면 A, Z 파라메타를 이용하여 최소 곡률반경을 결정할 수 있고, 교란도 함수곡선에서 이때의 한계누적소성변형율과 한계 교란도를 결정할 수 있다. 위 식과 교란도 함수곡선을 이용하는 예는 다음 그림과 같고, 시험 조건별로 한계누적소성변형율을 산정한 결과는 다음 표 4.2.10과 같다.

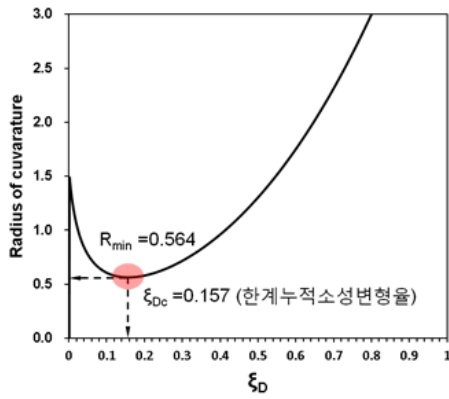


그림 4.2.19 Estimation of critical ξ_D

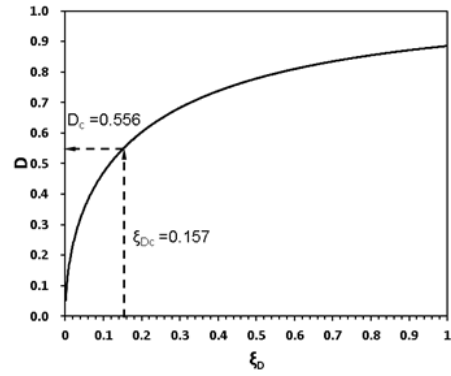


그림 4.2.20 Estimation of critical disturbance

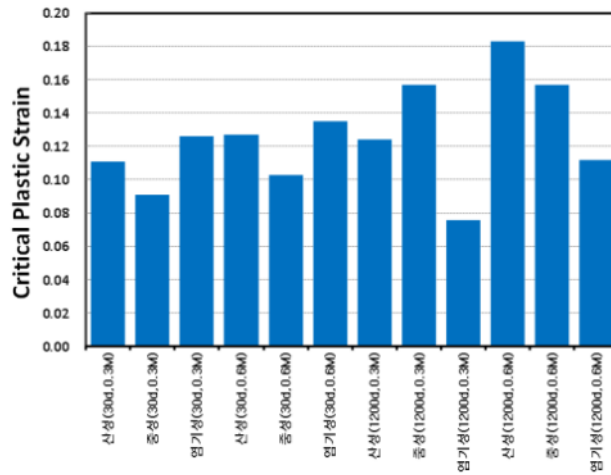


그림 4.2.21 Critical ξ_D according to the test conditions

표 4.2.10 한계누적소성변형율 산정 결과

수침기간	상재압	화학조건	한계누적소성변형율
30일	0.3 MPa	산성(30d,0.3M)	0.111
		중성(30d,0.3M)	0.091
		염기성(30d,0.3M)	0.126
	0.6 MPa	산성(30d,0.6M)	0.127
		중성(30d,0.6M)	0.103
		염기성(30d,0.6M)	0.135
1,200일	0.3 MPa	산성(1200d,0.3M)	0.124
		중성(1200d,0.3M)	0.157
		염기성(1200d,0.3M)	0.076
	0.6 MPa	산성(1200d,0.6M)	0.183
		중성(1200d,0.6M)	0.157
		염기성(1200d,0.6M)	0.112

나) 수침기간

해수조건을 모사하기 위해 인공해수 용액을 제조하여 적용하였다. 각 조건별로 단기 거동을 파악하기 위하여 30일간 토목섬유 및 흙 시료를 인공해수에 수침시켜 사용하였으며, 장기 거동은 1,200 일간 인공해수에 토목섬유와 흙 시료를 수침시켰다.

다) 동적조건

지진의 일반적인 진동수는 0.1~10Hz이고 반복진동시험에서는 0.5Hz를 추천(ASTM D3999-91)하므로 0.5Hz를 적용하였다. 본 시험기는 변형을 제어 방식의 진동하중을 가하게 되므로 재하변형율을 결정하여야 한다. 이를 위하여 예비시험을 수행하여 적절한 재하변형율을 3.0%로 결정하였다. 이보다 큰 변형율을 적용할 경우 파괴에 도달하는 경로가 지나치게 짧아져 충분한 전단응력-변형율 거동을 관측하기 곤란하고, 이보다 작은 변형율을 적용할 경우 파괴에 이르지 않거나 파괴에 이르는 과정이 지나치게 길어져 추가적인 소성 거동을 보이게 된다. 따라서 이러한 예비시험 결과를 토대로 적정 변형율을 3.0 % 로 결정하였다.

표 4.2.12 Dynamic conditions

재하진동수(Hz)	재하변형율(%)	비 고
0.5	3.0	재하변형율은 예비시험 수행결과 적정변형율 결정

이와 같이 재료조건, 수침기간 및 동적 조건 모두를 고려하고 각 조건별로 재하되는 장, 단기 및 상재하중을 감안하여 총 8 회 시험을 각 조건별 3회 수행하여, 총 시험 회수는 24회가 된다.

표 4.2.13 Test Schedule

수침 조건	시료 수침기간	상재하중	전단변위 (mm)	온도 (°C)	토목 섬유	시험 횟수
인공 해수	장기	0.3 MPa(20m 높이)	1.2(3.0%)	20	Geocomposite	3회
		0.6 MPa(40m 높이)	1.2(3.0%)	20	Geocomposite	3회
인공 해수	단기	0.3 MPa(20m 높이)	1.2(3.0%)	20	Geocomposite	3회
		0.6 MPa(40m 높이)	1.2(3.0%)	20	Geocomposite	3회
인공 해수	장기	0.3 MPa(20m 높이)	1.2(3.0%)	20	HDPE	3회
		0.6 MPa(40m 높이)	1.2(3.0%)	20	HDPE	3회
인공 해수	단기	0.3 MPa(20m 높이)	1.2(3.0%)	20	HDPE	3회
		0.6 MPa(40m 높이)	1.2(3.0%)	20	HDPE	3회
계						24회

2) 시험결과

시험 결과 동적 전단응력-변형을 곡선을 획득하였으며 각 조건별 전단응력-변형을 관계곡선은 다음 그림 4.2.23과 같다. 이는 토목섬유의 종류와 수침기간, 상재압에 따라서 지반-토목섬유 접촉면의 손상 정도가 달라짐을 의미하므로 각 조건별로 다른 형태의 교란도 함수(D)를 구할 수 있다. 동적 전단응력-변형을 곡선에서 동하중 재하횟수가 증가할수록 지반-토목섬유 접촉면 전단응력이 감소하는 경향이 뚜렷하게 나타났으며, 이는 교란도 증가로 인한 접촉면 전단강도의 손상(damage)의 축적을 의미한다.

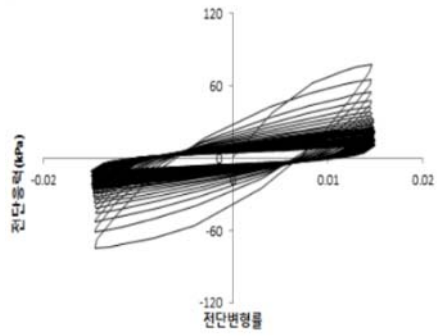
실내시험 결과에 의해

- 모든 조건에서 재하횟수에 따라 전단응력이 감소(shear stress degradation)함을 확인하였다.
- Geocomposite에 비해 HDPE에서 초기 재하시 상대적으로 급격한 전단응력 감소가 관측되나 이를 정량적으로 비교분석하기 곤란하므로 교란도 함수 산정이 필요하다.
- 수침기간이 길수록 전단응력이 급격하게 감소하는 공통적인 경향을 확인하였다.
- 누적 소성변형률에 따른 접촉면 손상 정도를 나타내는 교란도 함수 Parameter를 다음 표 4.2.14와 같이 산정하였다.

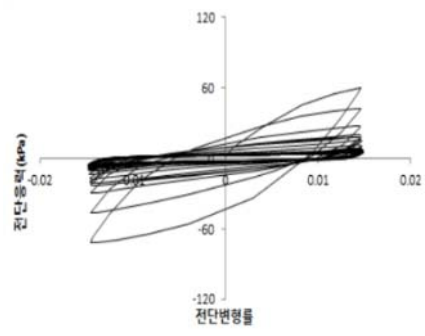
산출된 Parameter를 이용한 교란도 함수곡선을 다음 그림 4.2.24와 같이 산정하였다. 시험 조건별로 대표 교란도 함수곡선을 선정하고 교란도 함수식에 대한 선형 회귀법(Linear Regression) 및 앞 표에서 산출된 Parameter를 적용하였다. 충분한 시험을 통하여 전체적인 경향을 파악한다면 산출된 Parameter를 이용하여 교란도 곡선 재현을 재현함으로서 추후 실내시험 횟수를 최소화시킬 수 있다.

시험 결과 장기 침수 시에는 HDPE, 상재하중 0.6Mpa 조건에서 가장 손상이 크고 단기 침수 시 Geocomposite 상재하중 0.3Mpa 조건에서 가장 손상이 적게 나타났다.

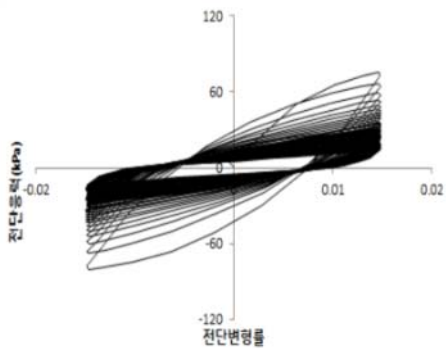
토목섬유에 따라 단기 침수시에는 Geocomposite에 비해 HDPE 에서 최대 22.4%(0.3MPa), 20.2%(0.6MPa) 손상이 크게 발생함을 확인하였다. 장기 침수시에는 Geocomposite에 비해 HDPE 에서 최대 23.7%(0.3MPa), 32.1%(0.6MPa) 손상이 크게 발생하였다. 이를 통하여 장기 침수시 보다 작은 누적소성변형률에서 교란도 값이 크게 산정되어 재하 초기에 급속도로 손상이 진행됨을 알 수 있다. 따라서 흙-HDPE 접촉면의 동적 전단강도 발현이 흙-Geocomposite 접촉면 동적 전단강도 대비 취약한 것으로 볼 수 있으며 이는 Geocomposite 의 표면 거칠기, 두께, 부직포의 마찰저항성 등의 영향인 것으로 판단된다.



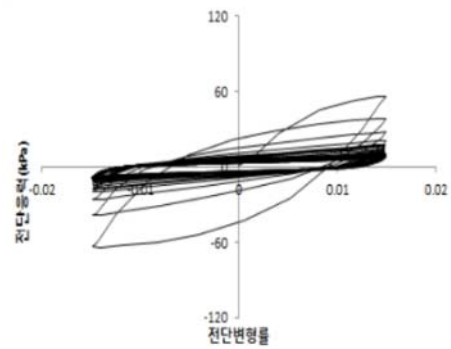
(a) Geocomposite, 1,200days, 0.3MPa



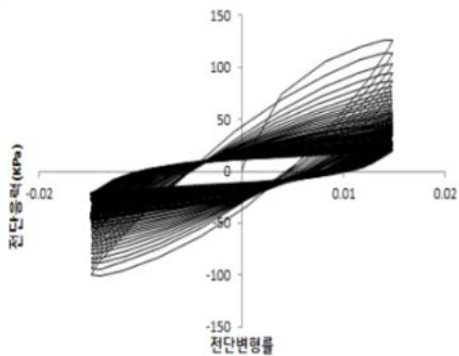
(b) Geocomposite, 1,200days, 0.6MPa



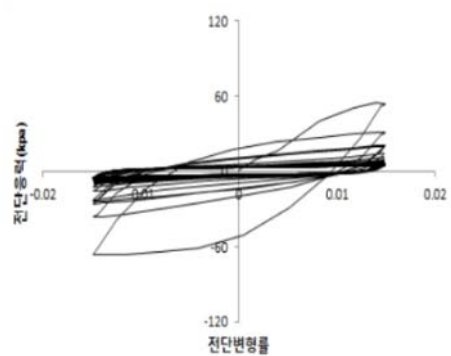
(c) Geocomposite, 30days, 0.3MPa



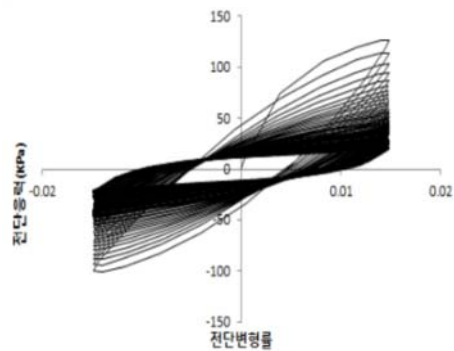
(d) Geocomposite, 30days, 0.6MPa



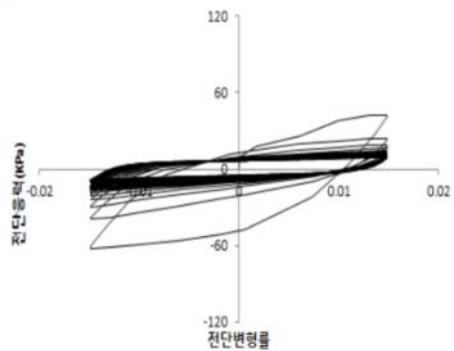
(e) HDPE, 1,200days, 0.3MPa



(f) HDPE, 1,200days, 0.6MPa



(g) HDPE, 30days, 0.3MPa



(h) HDPE, 30days, 0.6MPa

그림 4.2.23 Shear stress-strain curves

표 4.2.14 교란도 함수 Parameter

Submerging period (Days)	Normal stress (MPa)	geotextile	Parameter	Average Value
1200	0.3	Geocomposite	A	2.2956
			Z	0.4891
	0.6	Geocomposite	A	3.9936
			Z	0.3248
30	0.3	Geocomposite	A	2.2286
			Z	0.5692
	0.6	Geocomposite	A	3.4113
			Z	0.3314
1200	0.3	HDPE	A	2.2956
			Z	0.4891
	0.6	HDPE	A	2.9710
			Z	0.5555
300	0.3	HDPE	A	2.22866
			Z	0.5692
	0.6	HDPE	A	3.3713
			Z	0.4466

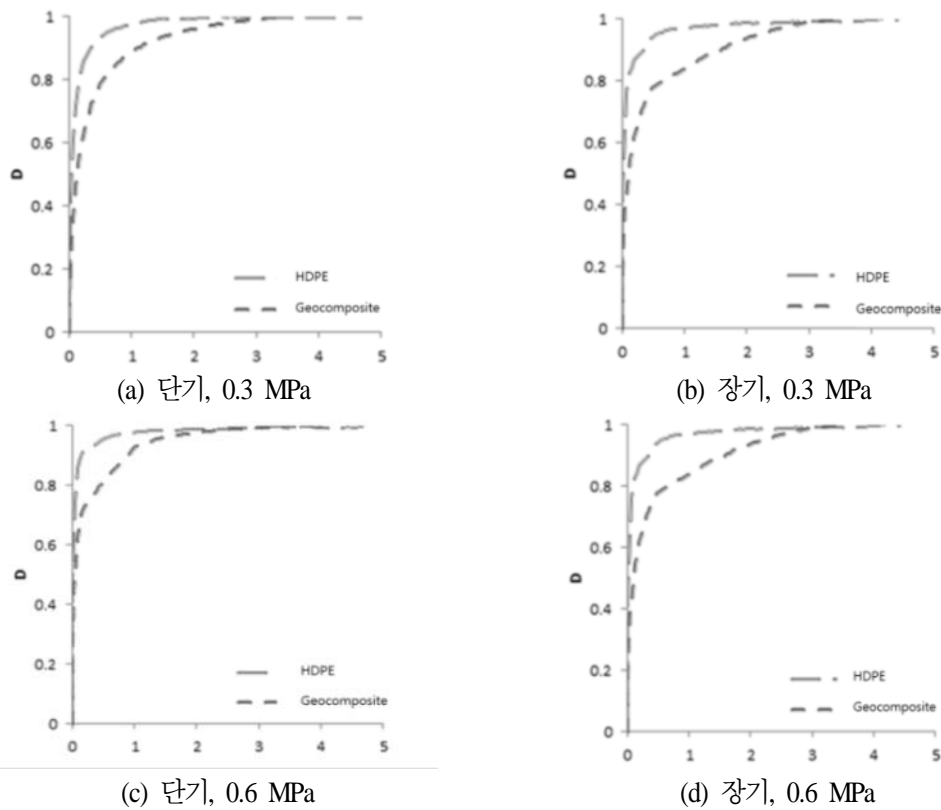


그림 4.2.24 교란도 함수곡선 재현결과

3) 한계누적소성변형율 산정 및 결과분석

다기능 접촉면 전단시험기를 이용하여 동적 전단응력-변형율 곡선을 시험 조건별로 획득하였으며 이를 이용하여 교란도 함수 곡선을 산출하였다. 시험 조건별로 한계누적소성변형율을 산정한 결과는 다음 표 4.2.15와 같다.

표 4.2.15 한계누적소성변형율 산정 결과

수침 조건	시료수침기간	상재하중	토목섬유	한계누적 소성변형율
인공 해수	단기	0.3MPa	HDPE	0.114
		0.6MPa	HDPE	0.135
	장기	0.3MPa	HDPE	0.105
		0.6MPa	HDPE	0.129
	단기	0.3MPa	Geocomposite	0.155
		0.6MPa	Geocomposite	0.182
	장기	0.3MPa	Geocomposite	0.123
		0.6MPa	Geocomposite	0.179

4) 소론

토목섬유-흙 접촉면 동적전단거동 평가 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 교란도 함수 산정결과, 모든 경우에서 장기 침수 시 HDPE, 상재하중 0.6Mpa 조건에서 가장 손상이 크고 단기 침수 시 Geocomposite 상재하중 0.3Mpa 조건에서 가장 손상이 적게 나타났다. 단기 침수시, 토목섬유에 따라 Geocomposite에 비해 HDPE 에서 최대 22.4%(0.3MPa), 20.2%(0.6MPa) 손상이 크게 발생함을 확인하였다. 또한 장기 침수시, 토목섬유에 따라 Geocomposite에 비해 HDPE 에서 최대 23.7%(0.3MPa), 32.1%(0.6MPa) 손상이 크게 발생하였다.
- 흙-HDPE 접촉면의 동적 전단강도 발현이 흙-Geocomposite 접촉면 동적 전단강도 대비 취약한 것으로 볼 수 있으며 이는 Geocomposite의 표면 거칠기, 두께, 부직포의 마찰저항성 등의 영향인 것으로 판단된다.
- 접촉면 동적 전단강도 관리기준을 한계누적소성변형율로 제시하였고 이를 결정하는 방법과 시험 조건별 한계누적소성변형율을 산출하였다.
- 본 연구를 통하여 토목섬유-흙 접촉면의 동적 전단강도를 평가하는 수치해석시 활용 가능한 한계누적소성변형율을 제시하였다.

4. 토목섬유-흙 접촉면의 영향인자에 따른 동적거동특성 비교

본 연구에서는 토목섬유-흙 접촉면 동적전단특성을 파악하기 위해 다기능 접촉면 전단시험기를 이용하여 실내시험을 수행하여 도출한 한계누적소성변형율에 대해 비교·평가한 결과는 다음과 같다.

- ① 한계누적소성변형율 산정결과, 단기 수침, 상재하중 0.6 MPa 적용시 화학적영향을 고려한 시험보다 인공해수를 적용한 시험에서 한계누적소성변형율이 더 크게 산정되는 경향이 나타났다. 또한 단기 수침, 염기성, 상재하중 0.6 MPa 일 때 최대 약 140% 정도 인공해수 적용시의 한계누적소성변형율이 크게 산정되었다.
- ② 단기수침 조건에서는 화학적 영향을 고려한 경우보다 인공해수의 한계누적소성변형율이 약 16~140% 정도 더 크게 산정되었고, 장기수침 조건에서는 염기성 조건일 때 비해 인공해수 조건에서 최대 약 60% 정도 크게 산정되어 단기수침 조건에서의 화학적 영향이 현저히 크게 작용한다고 판단된다.
- ③ 한계누적소성변형율 값은 중성일 경우 인공해수와 비교적 유사하게 나타났고, 해수 조건이 화학적 조건 대비 전반적으로 유리하다고 판단된다. 또한 염기성 조건에서 한계누적소성변형율 값이 해수 조건 대비 가장 차이가 크므로 염기성 조건이 토목섬유-흙 접촉면의 동적 전단강도에 가장 불리함이 실험적으로 증명되었다.

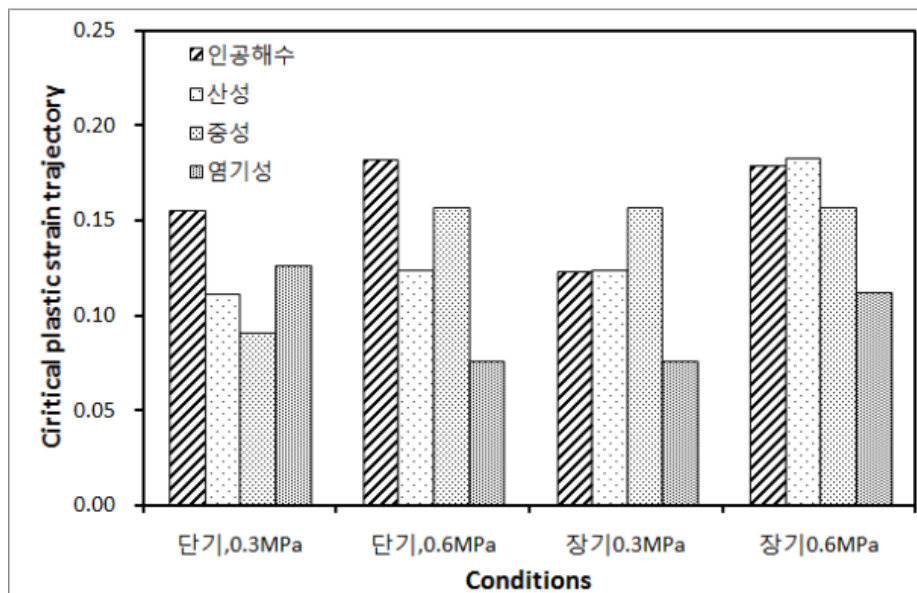


그림 4.2.25 토목섬유-흙 접촉면 한계누적소성변형율 산정 결과

제3절 수치해석을 통한 토목섬유-흙 접촉면 동적 전단거동 평가

1. 접촉면 동적거동 수치해석 방법 및 이론

가. 수치해석 방법론

수치해석은 유한요소해석법 또는 유한차분해석법에 의거하여 상용화된 수치해석 프로그램을 이용하여 해석조건 결정, 모델링, 해석, 결과검토 등 과정을 수행하는 것을 의미한다.

수치해석에 의한 해상처분장의 동적거동 해석시, 원지반 초기조건 구현 후 지하수위를 고려한 유효응력해석이 적합하다고 판단된다. 이를 위하여 유효응력해석이 가능한 FLAC2D와 같이 프로그램을 적용하여야 함이 타당하고, 추후 동적하중 재하시에는 정적(static)-간극수흐름(flow)-동적(dynamic) 연계해석(coupled analysis) 수행이 바람직하다.

수치해석시 간극수위(지하수위) 분포를 위한 흐름해석 수행이 가능하고, 이 상태에서 추가적인 동적해석을 수행하는 연계해석이 가능한 프로그램을 이용하는 것이 보다 실제조건에 부합하는 결과를 도출하게 된다.

나. 유한차분해석 이론

범용 지반해석 프로그램 중 유한차분해석법(finite difference method)을 적용한 FLAC2D가 적합한 프로그램이라 판단된다. 유한차분해석법을 이용한 개략적인 알고리즘은 평형방정식, 적합방정식, 구성방정식, 연속방정식, 운동방정식, 열전달 방정식 등을 지배방식으로 선택하여 2차원 또는 3차원 연속체 공간을 유한차분망으로 분할하여 임의의 위치에서 각각의 지배방정식 해를 구하는 것이다.

$$m \left[\frac{du}{dt} \right] = F \quad (4.3.1)$$

상기 식은 연속체에서 다음과 같이 표현된다.

$$\rho \left[\frac{\partial u_i}{\partial t} \right] + \left[\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} \right] = \rho g_i \quad (4.3.2)$$

여기서 ρ : 밀도 σ_{ij} : 응력 tensor 성분
 u_i : 속도 g_i : 자중
 t : 시간 x_i : 좌표 벡터 성분

FLAC2D에서는 응력 또는 변위를 지정하는 경계조건에서 변위 경계조건인 경우 절점(gridpoint)에 일정속도를 부여하고 응력 경계조건인 경우 뉴턴의 운동법칙으로부터 힘을 구하여 절점에 그 힘을 더함으로서 미지의 점에서의 힘을 순차적으로 구한다.

다. 유효응력해석 이론

지반은 다공질 매체이며 수위의 높낮이는 있지만 항상 물이 존재하고 있다. 모든 지반공학 적 문제에서 중요한 부분을 차지하는 것이 지하수이며 이를 간과할 경우 흠막이 구조물의 붕괴, 토사유실, 파이프(piping), 분사(quick sand) 등 지반 재해를 유발할 수 있다. 특히, 해상 처분장의 경우 항상 물과 접하므로 수치해석시 해수에 의한 침투 및 포화상태를 반드시 고려하여야 한다. 지하수가 분포할 경우 지반에 외력이 재하되면 지반의 응력-변형률 거동을 유발하는 것은 오로지 유효응력에 기인하게 된다. 따라서 지하수와 분리하여 지반의 유효응력 변화를 고려할 수 있는 유효응력해석(effective stress analysis)을 수행하여야 실제 지반의 거동과 유사한 결과를 얻을 수 있다.

포화된 지반에 지진과 같은 급속한 하중이 가해지면 지반은 순간적으로 비배수 거동을 하게 되며 이때 변위 및 응력은 간극수압에 의해 많은 영향을 받는다. 따라서 간극수압-진동하중 상호작용을 고려하는 연계해석(coupled analysis)을 수행하여 과잉간극수압 증가와 변형을 검토하는 것이 합리적이며, 이 때 간극수압 분포는 흐름해석(flow analysis)을 통하여 해석적으로 얻을 수 있다. 유효응력 해석시 과잉간극수압의 누적변화를 계산할 수 있는 Finn Model을 적용하는 것이 일반적이며, 이 모델의 기본개념 및 입력정수는 아래와 같다(Finn & Byrne, 1991).

- ① 동적하중 재하시 간극수압의 증가현상은 부차적인 것으로서 동적하중 재하시의 일차적인 결과는 지반의 영구적인 체적변형이다. 이때 간극이 유체로 채워져 있다면 유체의 압력은 증가하게 되고 유효응력은 감소하게 된다. 이러한 영구적인 체적변형률과 전단변형률 크기 사이의 관계는 다음 방정식과 같다(Martin et al, 1975).

$$\Delta\epsilon_{vd} = C_1 (\gamma - C_2 \epsilon_{vd}) + \frac{C_3 \epsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \epsilon_{vd}} \quad (4.3.3)$$

- ② 여기서 ϵ_{vd} 는 영구적인 체적변형률, γ 는 전단변형률, C_1, C_2, C_3 및 C_4 는 Finn & Byrne Model 적용시 필요한 입력상수이다. 만일 전단변형률이 없다면 체적변형률의 변화량도 0이 되므로 위 식 4.3.3으로부터 다음 식 4.3.4를 얻을 수 있다.

$$C_1 C_2 C_4 = C_3 \quad (4.3.4)$$

- ③ 실무적으로는 다음 식과 같이 Byrne(1991)이 제안한 간편식이 널리 쓰인다.

$$\frac{\Delta\epsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \left(\frac{\epsilon_{vd}}{\gamma}\right)\right) \quad (4.3.5)$$

- ④ 여기서 C_1 은 대상 지반의 상대밀도(D_r)에 의해 결정되는 상수이며 다음 식 4.3.6에 의해 계산할 수 있다(Byrne, 1991).

$$C_1 = 7600 (D_r)^{-2.5} \quad (4.3.6)$$

- ⑤ 많은 실험을 수행한 결과 C_1 및 C_2 의 관계는 다음 식 4.3.7과 같다.

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (4.3.7)$$

라. 유효응력해석 사례분석

유효응력해석의 적합성 및 타당성을 검토하기 위하여 실제 해석사례를 분석하였다. 1995년 효고현 난부(고베) 지진 이후에 케이슨 안벽과 같은 해안 구조물에 대한 유사정적해석법은 사용성 수준의 설계 지반운동을 산정시에 유용한 방법으로 평가받아 왔다. 그러나 유사정적해석법은 외력으로 작용하는 지진의 에너지(지진규모)가 클 경우 적용이 곤란하게 되는데, 그 이유는 지진 강도의 크기가 유사정적해석법으로 계산하기에 너무 크기 때문이다. 이에 따라 2000년대 들어 유사정적해석법을 적용하는 경우가 점차 감소하고 이를 유효응력해석법에 의한 수치해석이 주를 이루고 있다.

유효응력해석은 일반적으로 유한요소해석법(finite element analysis) 또는 유한차분해석법(finite difference analysis)을 사용하는데 흙-구조물의 상호작용(soil-structure interaction)을 고려하여야 한다. 이는 지진하중에 대한 해안 구조물과 뒤채움 토사 및 지반의 응답거동을 통합적으로 구조응답 계산시에 고려하는 방법이다. 흙의 응력-변형을 거동은 유효응력 구성모델(예. Finn & Byrne, 1991; Iai 등, 1992)로 이상화시킬수 있고 구조물 자체의 모델링은 일반적으로 선형탄성(elastic) 모델을 적용하게 된다. 유효응력해석을 통한 결과는 상당히 합리적이며 흙-구조물 시스템의 파괴 모드와 잔류변형에 대한 결과를 포함하게 된다.

고베항 케이슨에 대한 유효응력해석을 수행한 사례가 있으며 이에 대하여 분석한 결과는 다음과 같다(Ichii 등, 1997; Iai 등, 1998).

- ① 해석을 위한 모델 파라메타들은 현장 탄성과 속도시험 결과와 표준관입시험 결과 및 진동삼축시험 결과를 토대로 산정하였다. 특히 진동삼축시험에 사용된 시료는 현장 급속 냉동을 통하여 채취한 불교란 시료를 이용하였다.
- ② 입력 지진 가속도는 안벽으로부터 2km 떨어진 지점에서 기록된 실지진파를 사용하였고 해석방법은 유한요소해석법을 적용하였다.

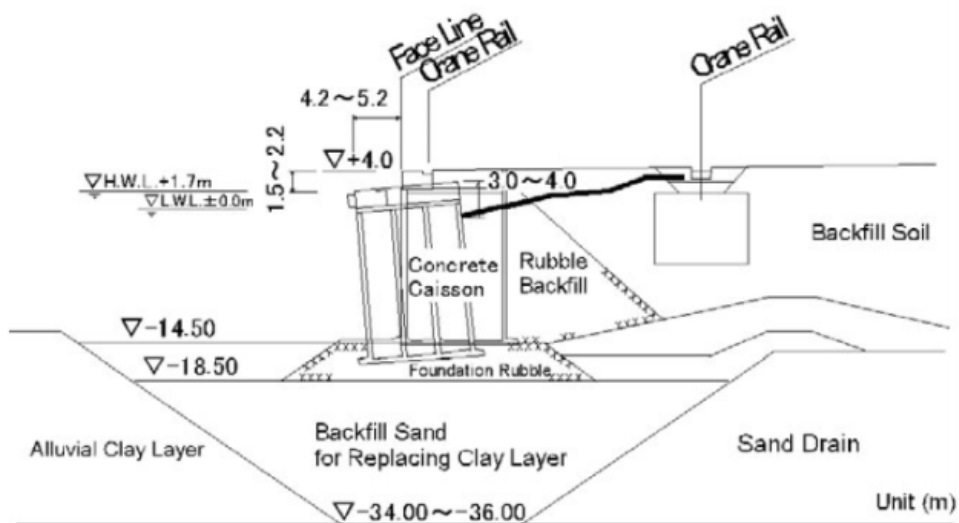


그림 4.3.1 고베항 케이슨의 형상 및 지진피해(Iai 등, 1998)

- ③ 느슨하고 포화된 화강 풍화토 상부에 케이슨을 시공하였고 지지력이 부족한 구간에서는 연약 점토층을 치환하여 지지력을 확보한 상태이다. 강진으로 인한 지반운동시 최대 0.5g의 지반가속도를 기록하였고 이로 인한 케이슨 벽체의 변위는 바다 방향으로 최대 3m에 달하였으며 침하량은 1~2m, 바다 방향으로 기울어짐은 4도 정도 발생하였다.

- ④ 유한요소해석을 위하여 220m(가로) × 40m(세로) 영역에 대한 모델링을 수행하였고, 해석결과 획득한 잔류변형은 그림 4.3.2에 도시하였다. 케이슨 벽체의 변형 모드는 기초 바닥 지반으로의 기울어짐과 이동이며 이것은 실제 그림 4.3.1에서와 같이 현장 손상 결과와 거의 일치하였다(Inagaki 등, 1996).

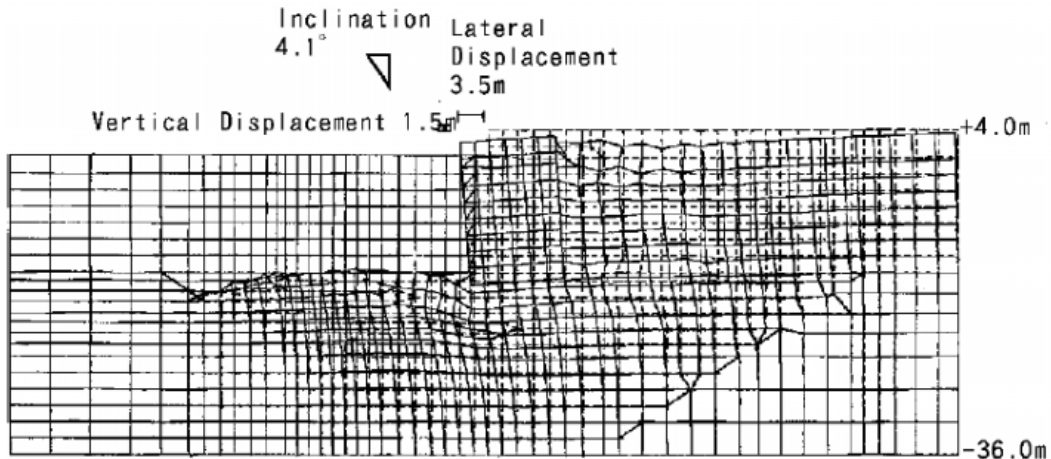


그림 4.3.2 케이슨 벽체 변위 계산결과(lai 등, 1998)

실제 지진피해가 발생한 해안 구조물에 대하여 유효응력해석을 수행한 사례를 분석한 결과 실제의 거동에 잘 부합하고 있는 결과를 나타내었다. 이는 원지반 조건에 대한 불교란시료 채취 및 이를 이용한 실내시험을 수행하여 지반 조건에 대한 신뢰도 높은 결과를 획득하여 수치해석에 적용하였다는 점과 지중 간극수압을 고려하였다는 점에 기인하는 것으로 판단된다. 따라서, 추후 해상처분장에 대한 동적거동 분석시 지반정수 등의 입력변수들에 대한 신뢰성을 충분히 확보하여 유효응력해석법을 적용하는 것이 중요할 것으로 판단된다.

2. 토목섬유-흙 접촉면의 전단거동

가. 토목섬유의 전단거동

ASTM D4439에 따르면 토목섬유(Geosynthetics)란 중합체(polymetric) 재료로 제작되어 토사, 암반 등의 지반공학적 재료와 함께 사용되어 인공 구조물과의 통합적인 시스템을 구성하는 평면적인 제품을 의미한다. 1970년대 이후로 개발, 이용이 본격화되었으며 주요 기능(목적)으로는 (1) 재료분리(separation), (2) 보강(reinforcement), (3) 여과(filtration), (4) 배수(drainage), (5) 보관(containment) 등이 있다.

토목섬유의 종류는 다양하나 통상 (1) geotextiles, (2) geogrids, (3) geonets, (4) geomembranes, (5) geosynthetic clay liners(GCL), (6) geof foam, and (7) geocomposites 의 7가지 유형으로 구분할 수 있으며 다음 그림 4.3.3과 같다. 이 중 해상폐기물 매립장(해상처분장)에서는 차수목적의 Geomembrane, GCL 등이 주로 사용된다.

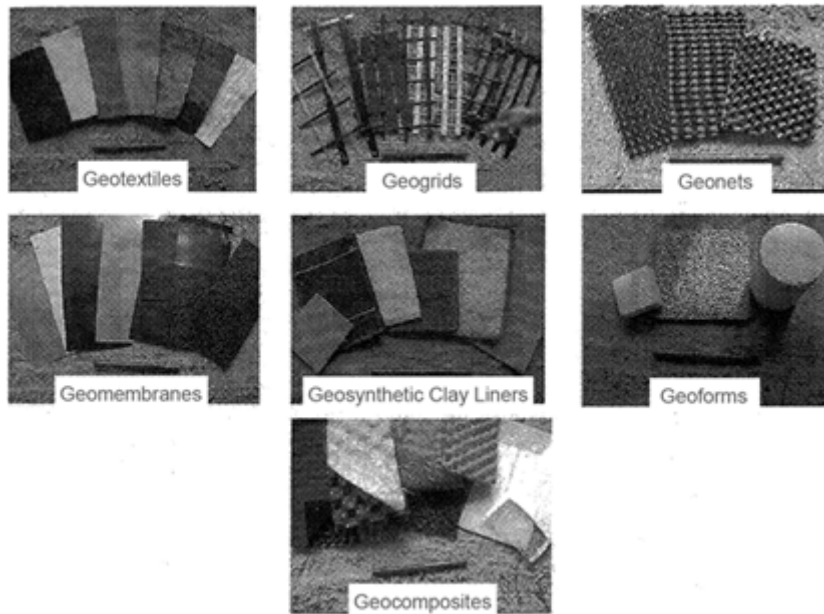


그림 4.3.3 토목섬유의 종류(Kwak, 2014)

단, 해상처분장의 차수목적으로 토목섬유를 사용시 해상처분장의 특징을 고려하여야 한다. 즉 해상처분장은 연약지반 위에 조성되는 경우가 많으므로 지반침하와 측방유동 등의 대변형 발생시 차수성에 영향을 받지 않아야 하고, 해수 파랑과 조위의 영향을 지속적으로 받는 가혹조건 하에서도 필요한 차수성능을 유지하여야 한다. 또한 해상처분장 내, 외측 수위차 및 해수면측 파랑압으로 인한 침투압 등이 고려되어야 한다. 따라서 해수보다 비중이 큰 고밀도폴리에틸렌(HDPE), 염화비닐(PVC), 섬유보강 가류고무(EPDM) 등의 재료가 적합하다고 판단된다.

나. 토목섬유-흙 접촉면과 시험법

토목섬유는 해상처분장에서 차수벽의 측면 또는 바닥면에 포설되고 주로 전단력을 받게 되므로 전단거동이 가장 중요하다. 이 때, 토목섬유는 주위 흙(뒤채움재 등)과의 접촉면을 형성하게 되므로 여기서 말하는 토목섬유의 전단거동은 토목섬유 그 자체만의 전단거동이 아니라 토목섬유-흙 접촉면(geosynthetic-soil interface)의 전단거동을 의미한다.

토목섬유-흙 접촉면의 전단거동은 지반조건, 외력조건, 하중조건 등 수많은 변수들에 의하여 영향을 받으므로 이를 이론적으로 정의하기 쉽지 않아 주로 실내시험에 의한 실험적 연구가 진행되어 왔다. 대표적인 접촉면 시험법과 그 장단점은 다음 표 4.3.1과 같다.

표 4.3.1 접촉면 시험법

시험법	장점	단점
직접전단시험 (Direct shear test)	<ul style="list-style-type: none"> 시험이 비교적 쉽음 시료제작이 간단 	<ul style="list-style-type: none"> 접촉면을 따라 진행성파괴가 발생 시료 경계면이 결과에 영향을 미침 접촉면 상대변위를 독립적으로 획득 불가능 접촉면 단면적이 시험 도중 지속적으로 변함
링전단시험 (Ring torsion test)	<ul style="list-style-type: none"> 대변형을 적용 가능 단부효과(end effect) 없음 시험 도중에도 접촉면 면적이 일정 정적, 동적시험이 모두 가능 	<ul style="list-style-type: none"> 시료성형, 준비가 어려움 시험기 구조 및 시스템과 시험 절차가 복잡 시료 내 전단변형율이 변화
단순전단시험 (Simple shear test)	<ul style="list-style-type: none"> 시료준비 및 시험수행이 간단 독립적인 변형 계측 가능 정적, 동적시험이 모두 가능 	<ul style="list-style-type: none"> 단부에서 응력집중 발생

다. 토목섬유-흙 접촉면의 정적 전단특성

토목섬유는 그 용도적인 특성상 주변의 흙 또는 토목섬유간 접촉면(interface)을 형성할 수 밖에 없으며 이러한 접촉면에서의 거동 특성이 곧 전체 구조물계의 거동을 지배하는 중요한 요소이다. 특히 접촉면의 파괴는 접촉면 전단거동에 지배를 받으며 전단거동에 영향을 미치는 요소는 연직하중, 토사종류, 토목섬유의 종류, 포화도 등으로서 다양하다.

토목섬유-흙 접촉면(geosynthetic-soil interface)의 정적 전단특성은 주로 시험 수행이 비교적 간단한 직접전단시험 또는 단순전단시험을 통하여 파악할 수 있다.

단순전단시험(simple shear test)를 수행하여 토목섬유-흙 접촉면의 정적 전단거동을 나타내면 다음 그림 4.3.4와 같다. 적용된 토목섬유는 복합식 토목섬유(geocomposite)이며 토사는 주

문진표준사를 적용하였다. 전단하중 재하 초기에 선형 탄성구간이 짧게 나타나며, 탄성한계 이후에는 연성이 큰 토목섬유의 특성상 변위 증가에 따라 전단응력도 같이 증가하는 전형적인 변형을 연화(shear strain softening) 거동을 보여주고 있다.

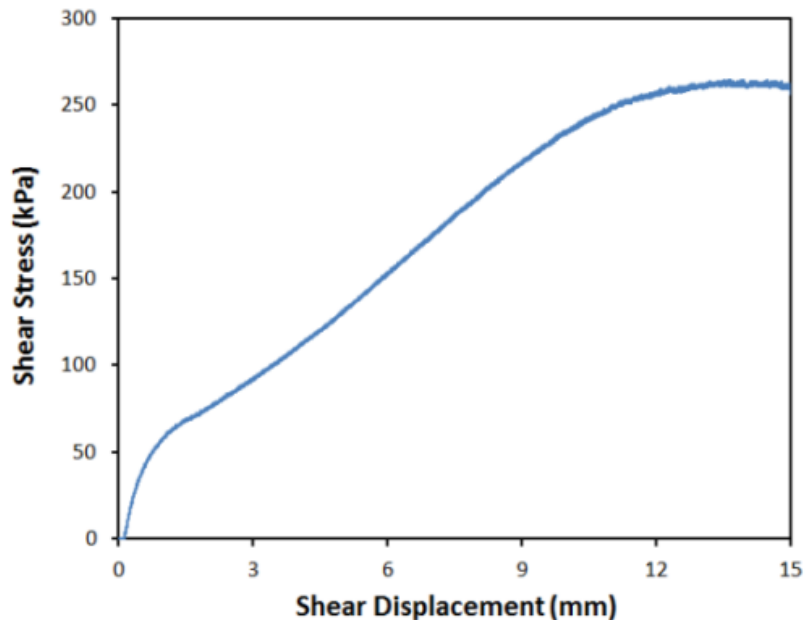


그림 4.3.4 토목섬유-흙 접촉면의 정적 전단거동(Kwak, 2014)

라. 토목섬유-흙 접촉면의 동적 전단특성

접촉면에 동적하중 재하시 그 거동에 영향을 미치는 요인은 정적요인 이외에 동적하중의 특성(진동수, 진폭, 형태 등)까지 영향을 미치게 되므로 이론적으로만 접근하기 곤란하여 실험적 연구를 병행하는 것이 바람직하다.

동적 전단특성을 파악하기 위한 시험으로는 동하중을 구현할 수 있는 가진기를 장착한 단순전단시험이 가장 대표적이다. 동적 단순전단시험은 하중 재하방식에 따라 응력제어(stress-controlled)방식과 변형율제어(strain-controlled)방식으로 구분하며, 통상 시험기 제작이 쉽고 경제조건 설정이 용이한 변형율제어방식을 사용하는 것이 일반적이다. 국내에서 가장 널리 사용되는 복합식 토목섬유(geocomposite)와 주문진표준사를 적용하고, 진동수는 0.5Hz, 최대전단 변형율은 3.0% 를 적용하였을 때 동적 단순전단시험의 수행 예는 다음 그림 4.3.5와 같다.

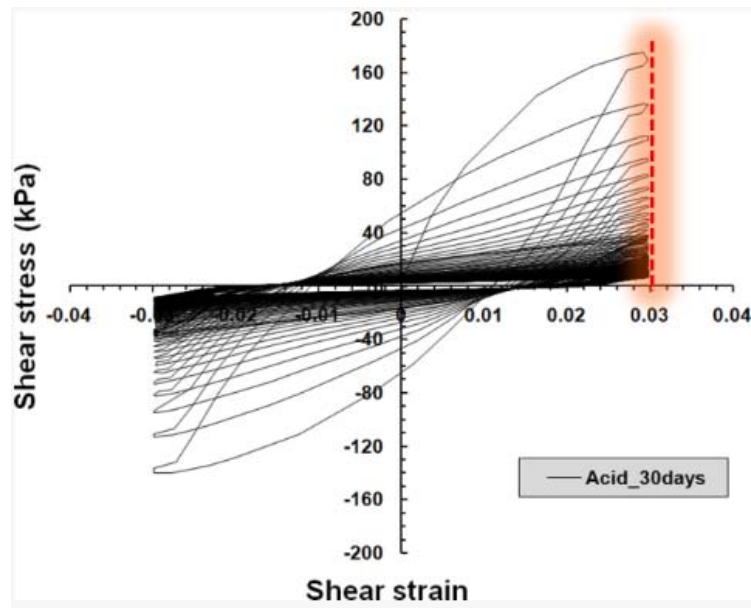


그림 4.3.5 토목섬유-흙 접촉면의 동적 전단거동(Kwak, 2014)

재하 Cycle 증가시에도 3%의 전단변형율을 유지하고 있으며 최대전단응력이 약 15회 까지 급격하게 감소한 후 감소폭이 둔화되는 경향을 보인다. 이는 토목섬유-흙 접촉면의 전단강도가 동하중 재하 초기에 급격히 감소함을 의미한다.

재하 Cycle 의 누적 회수에 따른 전단응력-연직응력 관계는 다음 그림 4.3.6과 같다. 재하 초기에 급격한 연직응력, 전단응력의 감소로 인하여 곡선이 좌측으로 이동하며 반복 재하에 따라 일정한 포락선을 형성한다. 포락선의 최대 각도는 상재압에 주로 영향을 받으며 통상 상재압이 증가할수록 포락선의 각도가 증가하는 경향을 보이고 있다.

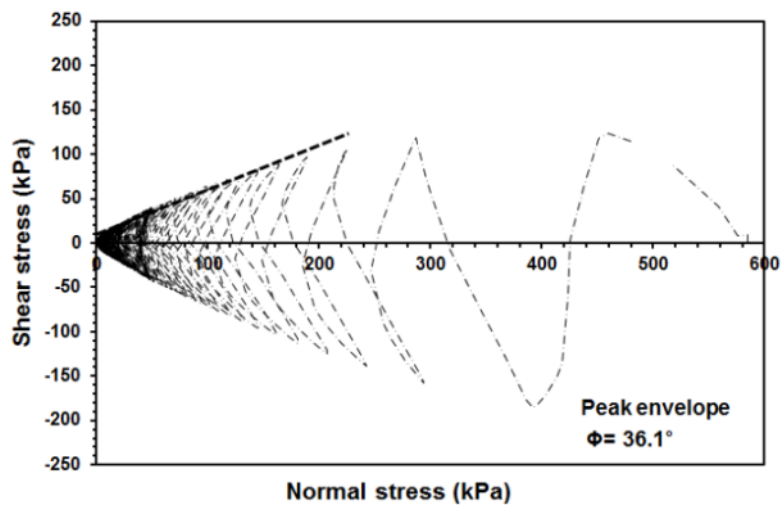


그림 4.3.6 토목섬유-흙 접촉면의 동적 전단-연직 응력거동 (Kwak, 2014)

3. 토목섬유-흙 접촉면이 적용된 해상처분장 호안 수치해석 조건 및 모델링

가. 해석단면

1) 경사식 호안

경사식 호안은 시공비가 저렴하고 지진시 안정성이 높은 경사식 호안이 적용성이 높다. 그러나 경사식 호안의 경우 침투 억제를 위한 차수공이 필요하며, 차수목적으로 널리 적용되는 것이 토목섬유(토목섬유 차수재)이다.

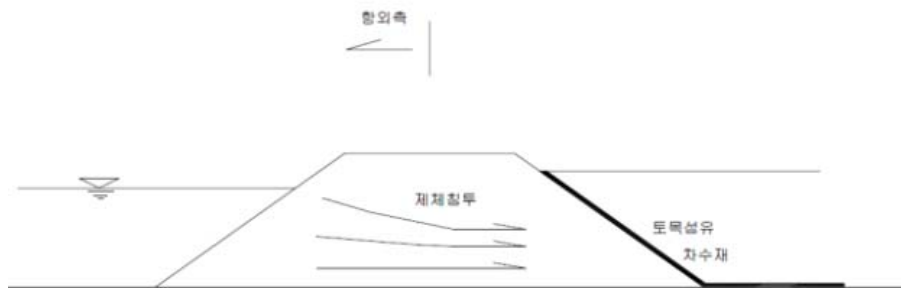


그림 4.3.7 해상처분장 개념도(경사식 호안)

경사식 호안 형태의 해상처분장 단면을 선정한 결과는 다음 그림 4.3.8과 같다. 동적하중 재하시 수평방향 경계면에서의 중복반사와 영향을 최소화하기 위하여 영역의 수평방향 길이를 제체 폭 정로로 확보하였다. 지반 조건은 해성퇴적층과 기반암으로 구성하였고 항외측 수심을 6m로 설정하였다.

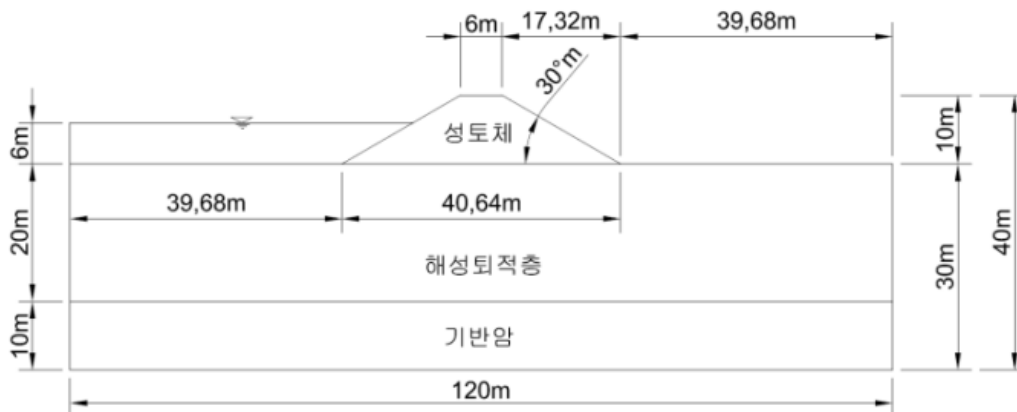


그림 4.3.8 해상처분장 해석단면도

2) 중력식 호안

중력식 호안은 벽체 차수가 확실하고 구조적 안정성이 높으며 바닥면적을 작게 차지하는 특징이 있다.

중력식 호안 형태의 단면을 선정한 결과는 다음 그림 4.3.9와 같다. 동적하중 재하시 수평 방향 경계면에서의 반사파 영향을 최소화하기 위하여 영역의 수평방향 길이를 중력식 옹벽 폭의 20배 이상으로 확보하였다. 지반 조건은 해성퇴적층과 기반암(연암)으로 구성하였고 항 외측 수심을 6m로 설정하였다.

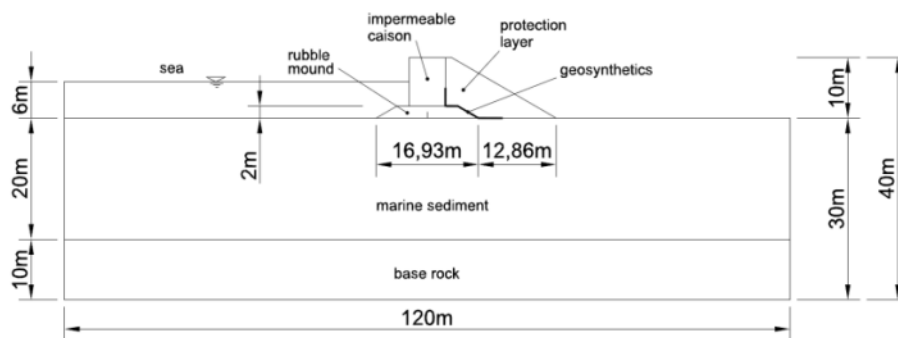


그림 4.3.9 중력식 해상처분장 해석단면도

나. 지진하중 조건

해석 영역 하부면에 지진하중을 재하하여 동적 수치해석을 수행하고, 지진하중 재하시 해석 영역 좌, 우측면에 발생하는 중복 반사파 및 간섭파의 영향을 최소화하기 위하여 좌, 우측면 경계는 흡수경계(quiet boundary)로 설정하여야 한다.

지진하중은 지진구역 1구역 내 붕괴방지 내진 1등급에 해당하는 설계기준가속도 값인 0.154g를 최대치로 결정하였다. 동적 수치해석에 이용되는 입력 지진하중은 지진시 동적거동을 확인하고자 하는 지점에서 직접 측정된 지진기록을 이용하는 것이 가장 적합하나, 국내의 경우 사용할 수 있는 지진기록이 거의 없는 상태이므로 통상 외국의 지진 기록을 수정하여 사용하거나 시간영역에서 인공적으로 생성한 지진파를 입력지진으로 사용하였다. 따라서 다양한 주기특성을 가진 지진파를 모사하기 위하여 장, 단주기 특성을 모두 가지는 인공지진파를 합성하여 적용토록 하였다.

실제 지진기록은 크기를 조정하여 목표로 하는 최대값을 만족시킨다 하더라도 설계 응답 스펙트럼을 만족시키지 못하는 경우가 발생할 수 있다. 따라서 설계응답 스펙트럼에 부합하는 입력지진을 작성하고 이를 이용하여 동적해석 등을 수행하여야 한다. 입력지진은 주기와 위상각 및 진폭이 다양한 정현함수와 포락함수로 중첩하여 시간의 함수로 나타낼 수 있으며

이를 수식으로 표현하면,

$$V_g(t) = E(t) \sum_{i=1}^n C_i \sin(\omega_i t + \phi_i) \quad (4.3.8)$$

여기서, $E(t)$: 가속도-시간이력 곡선의 진도 포락함수

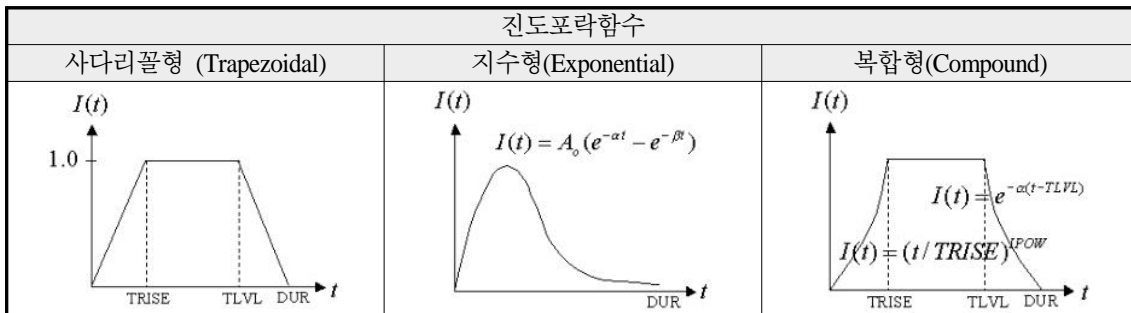
C_i : 진폭

ω_i : 진동수

ϕ_i : 위상각

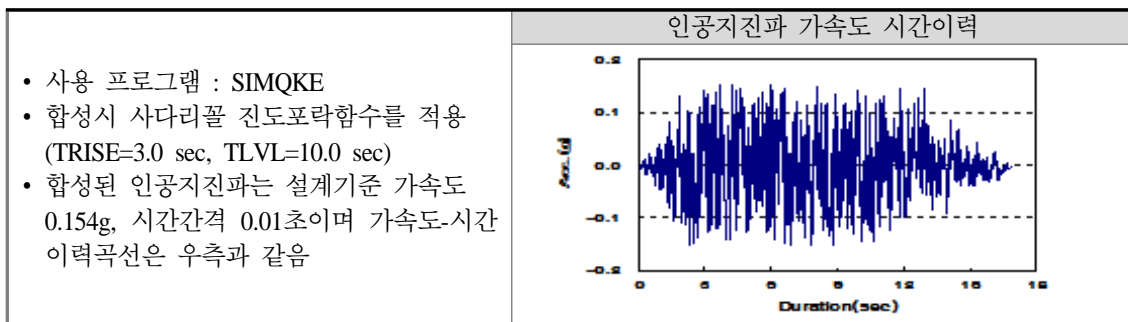
인공지진파를 작성하기 위하여 응답스펙트럼을 포괄하는 지진지반 운동을 확률과정으로 구해 응답스펙트럼에 상응하는 가속도 시간이력 데이터를 생성하는 SIMQKE 프로그램을 이용하였다. 인공지진파 작성을 위한 진도포락함수는 일반적으로 Trapezoidal(사다리꼴형), Exponential(지수형), Compound(복합형) 등의 형태를 이용하며 본 해석에서는 해석의 효율성을 위하여 일반적으로 자주 사용되는 사다리꼴형 진도포락함수를 적용하였다.

표 4.3.2 대표적인 진도포락함수



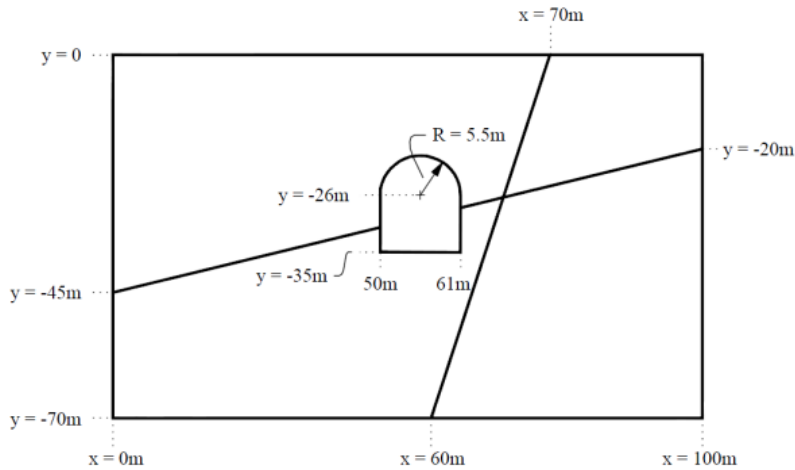
인공지진파 합성 결과 산정된 가속도 시간이력은 다음 표 4.3.3과 같다.

표 4.3.3 인공지진파 합성결과

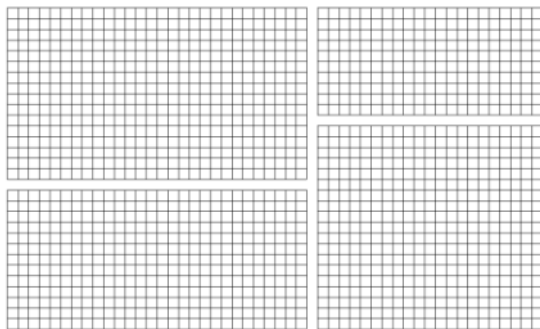


여기서, T : 인장강도, K_n : 연직 강성, K_s : 전단 강성, L_n : 절점 N 의 거동에 관여하는 요소의 길이, L_m : 절점 M 의 거동에 관여하는 요소의 길이이다.

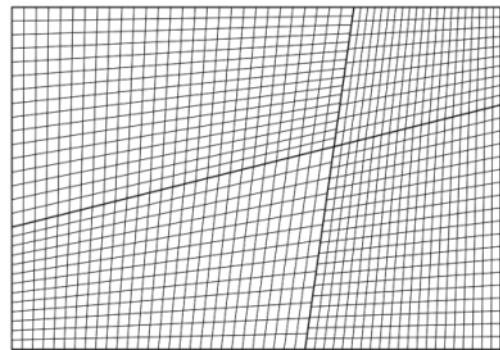
본 연구에서 활용한 프로그램은 유한차분해석법을 이용한 범용 지반해석 프로그램인 FLAC 이며, 이 프로그램에서 Grid Point간 접촉면 요소를 직접 적용하기 위해서는 접촉면이 위치할 Mesh 양쪽의 절점이 둘 다 존재하여야 한다. 즉 접촉면을 형성할 선을 따라 그 양쪽으로 별도의 Mesh를 구성 후 Mesh 이동을 통해 접촉시킨 다음 접촉면 요소를 지정하게 된다. 따라서 접촉면 요소 고려시 전단 및 연직 강성을 결정하는 것이 매우 중요하며 이 강성 값에 의해 접촉면 거동특성이 결정된다. 접촉면의 거동 특성이 복잡하고 이론적 접근이 곤란하므로 통상적으로는 실내시험에 의하여 전단 및 연직강성을 결정하는 것이 바람직하나 경험치를 적용하거나 별도의 수치해석을 수행하여 그 결과를 적용할 수 있다.



(a) 접촉면 형성 대상영역(예)



(b) 분리된 Mesh 형성



(c) Mesh 이동으로 접촉면 형성

그림 4.3.11 접촉면 형성의 예

2) 접촉면 모델링

FLAC에서의 접촉면은 별도로 생성된 Grid 절점을 평행이동시켜 두 절점을 접촉하도록 Geometry를 구성하여야 하는데, 접촉면에서의 미끄러짐(slip)이나 완전분리(separation)를 피하기 위하여 완전접착조건(glued interface)을 설정할 수 있다.

완전접착조건을 설정할 경우 접촉면에서의 전단 및 연직 강성은 무시되며 접촉력 및 인장력 역시 무시되므로(매우 큰 값으로 대체) 일반적으로는 잘 사용하지 않는 조건이다. 만일 강성값을 매우 크게 설정하게 되면 접촉면의 변위를 억제할 수 있으나 접촉면 변형거동 속도 및 해석 수렴속도가 매우 느려지는 단점이 있다. 따라서 FLAC에서 다음과 같은 접촉면 물성을 제안하고 있다.

연직방향 단위길이당 강성은 다음과 같다.

$$\max \left[\frac{\left(K + \frac{4}{3} G \right)}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (4.3.9)$$

여기서, K , G 는 각각 체적탄성계수 및 전단탄성계수이고 Δz_{\min} 은 연직방향 mesh 중 가장 작은 element의 길이이다.

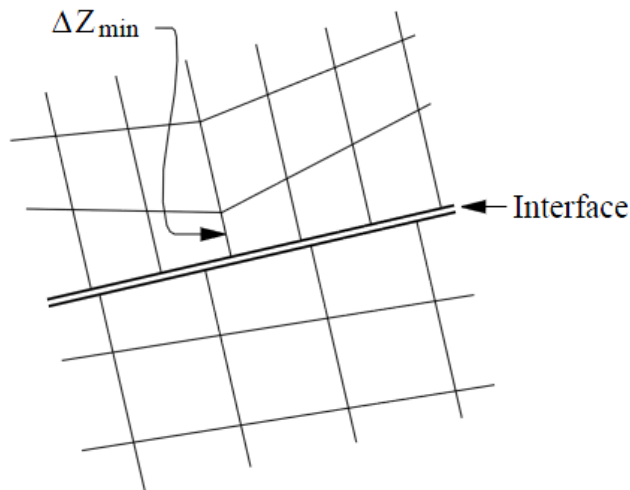


그림 4.3.12 접촉면 강성 및 element

여기서, T : 인장강도, K_n : 연직 강성, K_s : 전단 강성, L_n : 절점 N의 거동에 관여하는 요소의 길이, L_m : 절점 M의 거동에 관여하는 요소의 길이이다.

연직 및 전단강성값에 대한 시험 결과(삼축시험 또는 직접전단시험 등)가 있다면 사용하는 것이 합리적이나, 이 값이 접촉면 인접 지반 강성의 10배가 넘는다면 해석 수렴 및 변위억제 문제가 발생하게 되므로 적절한 값을 산정하여 적용하여야 한다. 구조부재(structural element)가 없이 순수한 접촉면이 형성되는 경우(예. 압반 절리면)에는 위와 같은 개념 및 제안식을 적용하나 본 연구와 같이 토목섬유 등의 구조부재가 고려될 경우, 이와 관련된 변수들을 적용하여야 한다.

3) 구조부재를 포함한 접촉면 모델링

토목섬유를 포함한 접촉면을 모델링하기 위하여 FLAC에서 제공하는 구조요소(structural element)를 이용하는 것이 현실적으로 가장 편리하며 적용성이 높다. 토목섬유와 같이 두께가 얇고(thin) 평평한(flat) 특징을 가지는 요소는 strip element가 있으므로 수치해석시 strip element를 적용토록 한다. Strip 요소의 특징 및 입력 변수는 다음과 같다.

- ① 해석을 위한 요소폭(calwidth) 및 요소폭 당 strip 요소의 개수(nstrip), strip의 두께(strthickness), strip 폭
- ② strip의 탄성계수(Young's modulus)
- ③ strip의 항복인장강도(strield), 항복압축강도(strcomp)
- ④ strip의 파단은 임의로 지정한 인장 파괴시의 변형율(tfstrain) 값을 지정하여 모사할 수 있다. 수치해석시 strip의 변형율은 strip 요소의 길이방향 소성변형율을 누적하여 계산하게 되며 이 값이 사전에 정의한 인장 변형율(tfstrain)을 초과시 파괴로 간주하고, strip 요소가 분리되며 작용력이 0로 세팅된다.

Strip 요소는 strip-soil 접촉면의 전단 거동을 표현하기 위한 접촉면 특성을 가지고 있으므로 접촉면과 구조요소를 한꺼번에 모사할 수 있는 장점이 있다. Strip-soil 접촉면의 전단 거동은 구속압의 함수로서 표현할 수 있으며 이는 비선형 전단 파괴거동을 보인다. 최대 전단력 F_s^{\max} 값은 다음 식으로 계산할 수 있다.

$$\frac{F_s^{\max}}{L} = S_{bond} \quad (\text{단, } \sigma'_c < 0) \quad (4.3.10)$$

$$\frac{F_s^{\max}}{L} = S_{bond} + \sigma'_c \times f^* \times \text{perimeter} \quad (\text{단, } \sigma'_c \geq 0) \quad (4.3.11)$$

$$\text{여기서, } f^* = f_0^* - (f_0^* - f_1^*) \times \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{c0}} \quad (\text{단, } 0 \leq \sigma'_c < \sigma'_{c0})$$

$$f^* = f_1^* \quad (\text{단, } \sigma'_c \geq \sigma'_{c0})$$

L : strip 요소의 길이

S_{bond} : strip 요소 접촉면의 점착력(cohesion)

σ'_c : strip 요소의 직각방향으로 작용하는 유효구속압

f_0^* : 초기 마찰계수

f_1^* : 최소 초기 마찰계수

σ'_{c0} : 전이 구속압

이와 같이 strip element를 적용하게 되면 mesh 자체에 interface element를 적용하는 방법 대비 간편하고, 지하수-동적하중 연계해석이 가능(mesh 자체에 interface element를 적용시 흐름 해석이 불가능함)한 장점이 있으므로 interface 요소가 모델 내에 고려된 strip element를 적용하여 수치해석을 수행하는 것이 바람직하다.

라. 접촉면 물성

1) Strip element 입력물성 개요

토목섬유를 포함한 접촉면을 모델링하기 위한 Strip 요소의 입력 변수를 각종 문헌 및 FLAC Manual을 참조하여 산정하는 것이 필요하고, 이를 적용하여 해석을 수행하여야 한다. 가장 이상적인 방법은 접촉면 요소의 물성을 토목섬유 인발시험 등을 통하여 실험적으로 산출하는 것이지만 시간, 비용 등의 제약이 따르므로 기존 연구결과 또는 해석결과를 활용하는 것이 현실적이다.

Strip 요소 적용시 요소의 폭과 개수에 따라 입력물성과 출력되는 결과값이 달라지므로 반드시 요소폭 및 개수를 입, 출력시 고려하여야 한다. Strip 요소의 주면장(perimeter)은 Strip 폭(strwidth), 개수(nstrips) 및 계산영역의 폭(calwidth)에 의존하며, 다음 식에 의해 계산할 수 있다. 단, 평면변형을 조건에서의 2차원 해석을 수행하므로 계산영역의 폭은 항상 1.0m 이다.

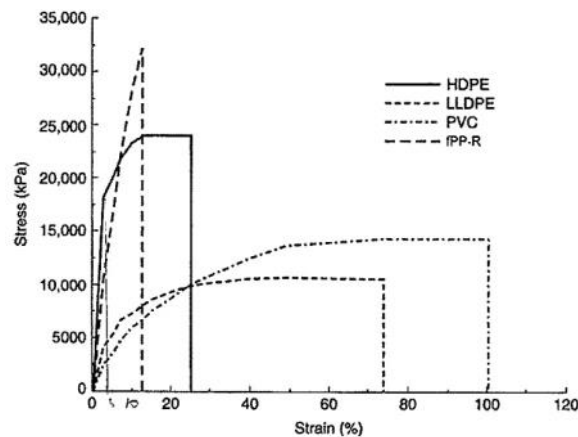
$$perimeter = \frac{2 \times strwidth \times nstrips}{calwidth} \quad (4.3.12)$$

Strip 요소의 점착력, S_{bond} 는 Strip 각각의 점착력(strbond)과 Strip의 개수(nstrips) 및 계산영역의 폭(calwidth)에 따라 다음 식에 의해 계산할 수 있다. 역시, 평면변형을 조건에서의 2차원 해석을 수행하므로 계산영역의 폭은 항상 1.0m 이다.

$$S_{bond} = \frac{strbond \times nstrips}{calwidth} \quad (4.3.13)$$

토목섬유 접촉면의 동적 전단거동을 파악하기 위한 수치해석은 근본적으로 구성모델을 적용한 해석이므로 적용된 구성모델에서 필요로 하는 Parameter 값을 찾아야 한다. 지반은 Mohr-Coulomb 탄소성 모델을 적용하고 토목섬유는 Elastic Model을 적용하며, 이 때 Elastic Model에서 가장 중요한 것은 탄성계수이다.

탄성계수(Young's Modulus)는 재료에 대한 재하시험을 수행하여 응력-변형을 곡선을 구한 후 그 기울기를 계산한 값이므로 시험에 의하여 산정하는 것이 가장 이상적이다. 그러나, 토목섬유(HDPE)의 일반적인 탄성계수는 기존 연구에 의하여 실내시험에 기반한 값들이 다수 제안되어 있으므로 문헌자료를 활용하여 적용 가능하다. 본 연구에서는 다음 그림 4.3.13을 토대로 HDPE의 Young's Modulus 를 0.6GPa로 산정하여 수치해석에 적용토록 한다.



*Koerner, R.M.(2012), "Designing with Geosynthetics", 6th Eds, Vol. 2., pp.532

그림 4.3.13 HDPE의 응력-변형을 곡선*

2) 입력물성 산정

FLAC2D에서 입력자료로 사용하기 위하여 structure 명령어를 적용하고 입력물성 번호를 지정 후 결정된 입력물성을 기입하게 된다.

표 4.3.5 Strip Element의 입력물성 산정결과

No.	Item	Value	Unit
1)	Prop. No	7001	-
2)	Young's Modulus	6.00E+08	N
3)	calwidth	1.0	m
4)	nstrips	1.0	EA
5)	strwidth	1.0	m
6)	strthickness	0.002	m
7)	stryield	2.25E+04	N
8)	strkbond	2.00E+07	N/m/m
9)	strsbond	1.00E+05	N/m
10)	density	980	kg/m ³

위 표 4.3.5에서 산정된 FLAC2D 입력 데이터를 이용하여 입력 명령어를 작성한 결과는 다음과 같다.

```

struct prop 7001
struct prop      7001      e 6.00E+08          &
calwidth 1.0  nstrips 1.0  strwidth 1.00      &
strthickness      0.002  stryield 2.3E+04  strkbond 2.0E+07 &
strsbond 100000.00 density 9.8E+02
    
```

마. 경계조건

2차원 동적수치해석을 위한 해석 영역을 설정하는데, 지진하중과 같은 동적하중 재하시 좌, 우측 경계면에서의 중복반사파 영향을 최소화하기 위하여 충분한 영역을 확보하는 것이 바람직하다. 좌, 우측 경계조건으로 흡수경계(quiet boundary)를 설정하여 반사파로 인한 간섭을 최소화하도록 한다. 단, FLAC에서는 흡수경계면에서 동적하중이 속도 또는 가속도로 주어질 경우 흡수경계조건이 무효화되므로 주의하여야 한다. 본 해석에서는 좌우경계만 흡수경계로 적용하였다. 만일 바닥면까지 흡수경계를 적용할 경우(즉, flexible base condition), 응력 경계조건을 적용다하여야 하는데, 이는 속도하중을 응력으로 전환하여 재하하는 것이다.

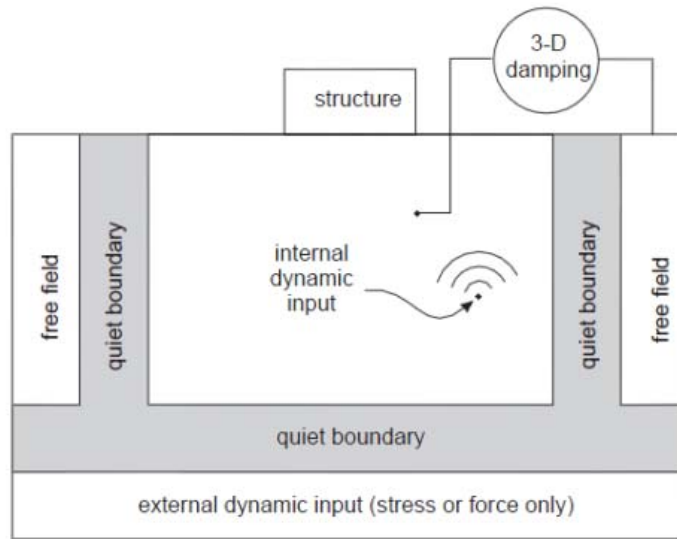
전환식은 다음과 같다.

$$\sigma_n = 2(\rho C_p)v_n \tag{4.3.14}$$

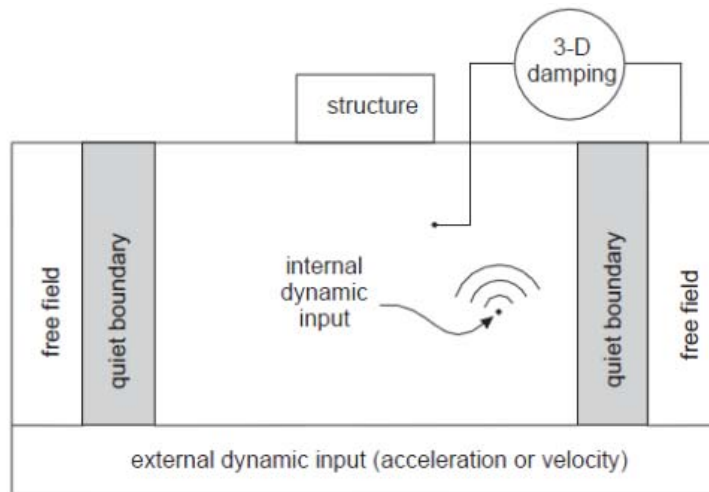
$$\sigma_s = 2(\rho C_s)v_s \quad (4.3.15)$$

여기서, σ_n 은 연직응력, σ_s 는 전단응력, ρ 는 밀도, C_p 는 p-wave의 속도, C_s 는 s-wave의 속도, v_n 은 입력할 연직속도, v_s 는 입력할 전단속도이다.

바닥면이 흡수경계일 경우와 바닥면이 고정경계일 경우(rigid boundary)에 대한 흡수경계 적용 개념은 다음 그림 4.3.14와 같다.



(a) Flexible base



(b) Rigid base

그림 4.3.14 흡수경계 적용조건

바. Damping 조건

FLAC에서 동적수치해석을 위한 Damping 계수는 크게 고유 Damping(Natural Damping)과 역학적 Damping(Mechanical Damping) 계수로 나눌 수 있다. 구조물계 전체의 진동에너지의 감쇠를 결정짓는 것이 Damping 계수이며 구조물계 내부의 진동에너지 감쇠를 결정하는 변수가 고유 Damping 계수이다. 반면에 외력에 의하여 발생한 진동에너지 감쇠를 결정하는 변수는 역학적 Damping 계수이다. 동적하중에 의하여 지반 또는 암반에서 발생하는 고유 Damping은 시간 의존적(hysteretic)이므로 진동수에 무관하다(Gemant and Jackson, 1937). 시간이력해석시 가장 유용하게 쓰이는 것은 레일리 Damping(Rayleigh)이며 구조물, 탄성 연속체에 대하여 정확도 높은 결과를 도출할 수 있다. 레일리 Damping의 Damping Matrix는 다음 식 4.3.16과 같다.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (4.3.16)$$

여기서, α 는 질량에 비례하는 감쇠 상수, β 는 강성에 비례하는 감쇠 상수이다.

FLAC2D에서 적용되는 레일리 Damping Parameter는 적정 수준에서 통계적으로 결정할 수 있으며 통상 지반공학적 재료에서는 2~5%, 구조부재에서는 2~10%로 결정된다.

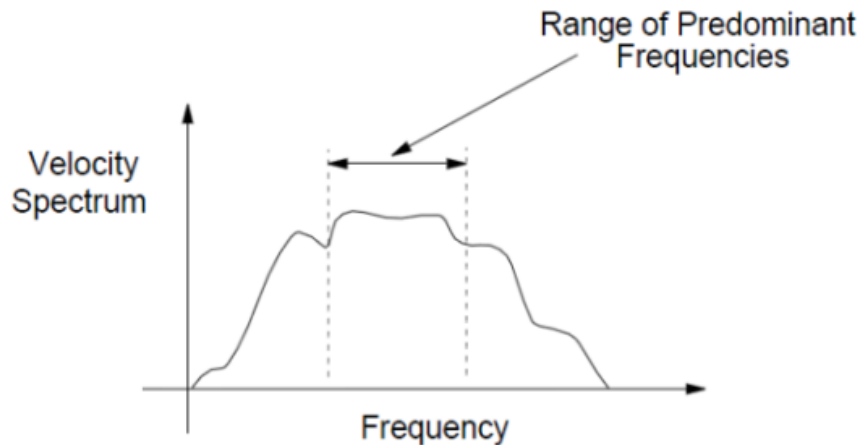


그림 4.3.15 탁월주파수의 결정

가장 널리 적용되는 5% 레일리 Damping을 해석에 적용한 결과 획득한 변위시간이력곡선의 예는 다음 그림 4.3.16과 같으며, 본 해석에 적용하는 것이 바람직하다고 판단된다.

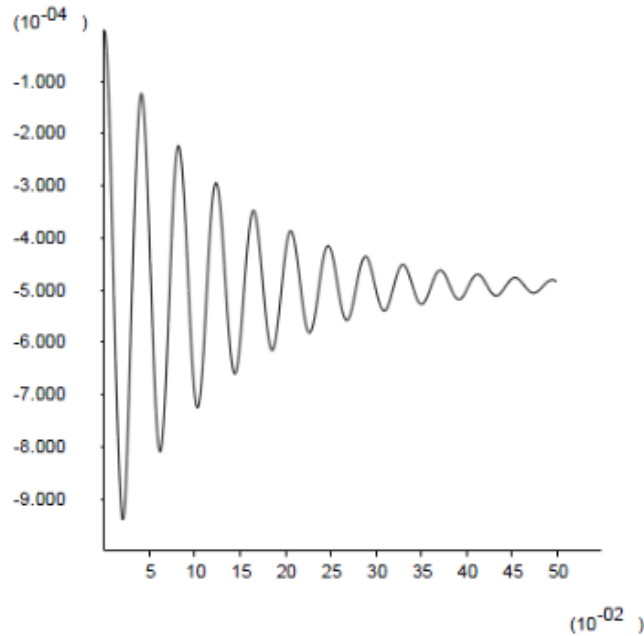


그림 4.3.16 변위시간이력곡선

사. 유효응력해석 조건

본 연구의 궁극적인 목적은 토목섬유-흙 접촉면의 동적 전단거동을 파악하기 위함이고, 이를 위하여 범용 유한차분해석 프로그램인 FLAC2D를 이용한 2차원 동적수치해석을 수행하는 것이다. 2차원 동적수치해석시 간극수압과 토립자의 유효응력을 고려하는 것이 흙의 거동을 실제와 가깝게 모사할 수 있으므로 간극수압을 해석에 반영하는 유효응력해석(effective stress analysis)을 수행하는 것이 바람직하다.

이를 위하여 FALC2D에서 제공하는 유효응력해석 모델인 Finn & Byrne Model을 적용하는 것이 일반적이며, 이 모델의 일반식은 다음과 같다.

$$\Delta\epsilon_{vd} = C_1 (\gamma - C_2\epsilon_{vd}) + \frac{C_3\epsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4\epsilon_{vd}} \quad (4.3.17)$$

위 식의 변수들을 일반화한 것이 Martin et al.(1975) 이며 보다 간소화시킨 것이 Byrne (1991) Model이다. Byrne의 간편식은 다음과 같다.

$$\frac{\Delta\epsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2\left(\frac{\epsilon_{vd}}{\gamma}\right)\right) \quad (4.3.18)$$

여기서, C_1 , C_2 는 토체의 상대밀도, N치 등을 이용하여 계산할 수 있다.

Finn & Byrne Model을 실제 프로그램에 적용하기 위한 명령어를 적용시, 대상 영역을 지정하고 반드시 기존 구성모델의 기본적인 물성을 입력하여야 한다. 즉 Mohr-Coulomb Model로 토체가 지정되어 있고, 이 부분에 대한 유효응력해석시 동적모드로 진입(set dynamic on) 후 Mohr-Coulomb Model의 기본적인 물성(탄성계수, 포아송비,점착력, 내부마찰각)을 지정 후 Finn & Byrne Model의 변수들을 지정하여야 한다.

적용 명령어의 작성 예는 다음과 같으며 FLAC에서 제공하고 있는 언어인 FISH를 이용하여 함수로써 지정하는 것이 적용하기 편리하다.

```

group '1:1' region 47 18 ; element 좌표 47, 18이 포함된 영역을 group 1 로 지정
model finn group '1:1' ; group 1에 대한 finn model 적용선언
set e_mod=50000 p_ratio=0.49 co_v=2.5
conversion
prop bulk=b_mod she=s_mod den=1895 fric=32 c=co_val &
t=5.15 group '1:1' ; 기본적인 Mohr-Coulomb Model 물성적용

def _setCoeff_Byrne1 ; Finn & Byrne Model 변수의 정의
ff_c1_ = 8.7*exp(-1.25*ln(n1_60)) ; C1 계산
ff_c2_ = 0.4/ff_c1_ ; C2 계산
ff_c3_ = 0.0000 ; C3 계산
end
set n1_60=8
_setCoeff_Byrne1
prop ff_c1=ff_c1_ ff_c2=ff_c2_ group '1:1'
prop ff_c3=ff_c3_ group '1:1'
    
```


4. 경사식 호안에서의 토목섬유-흙 접촉면 동적 전단거동특성

가. 정적해석 결과

경사식 호안 해석단면에 대하여 2차원 유한차분요소망을 FLAC2D 프로그램을 이용하여 구성하였다. 정적해석 수행을 위하여 지반물성과 경계조건(수평 및 바닥면 고정경계조건)을 설정하고 중력가속도만을 재하하여 1차적으로 원지반 조건을 모사하였다(1차 수렴단계). 1차 수렴단계 도달 후 전체 구조물계의 변위, 속도를 초기화한 후 해수로 인한 외부수압을 재하 후 다시 초기화하여 정적해석을 완료하였다.

표 4.3.6 입력 지반정수

구 분	탄성계수 (MPa)	포와송비	점착력 (kPa)	단위중량 (kg/m ³)	내부마찰각 (deg)
해성퇴적층	35	0.33	15	1,850	30
성토체	50	0.30	0	1,800	33
매립층	20	0.34	10	1,000	5
기반암	300	0.28	300	2,300	38

표 4.3.7 해석 요소망 작성결과

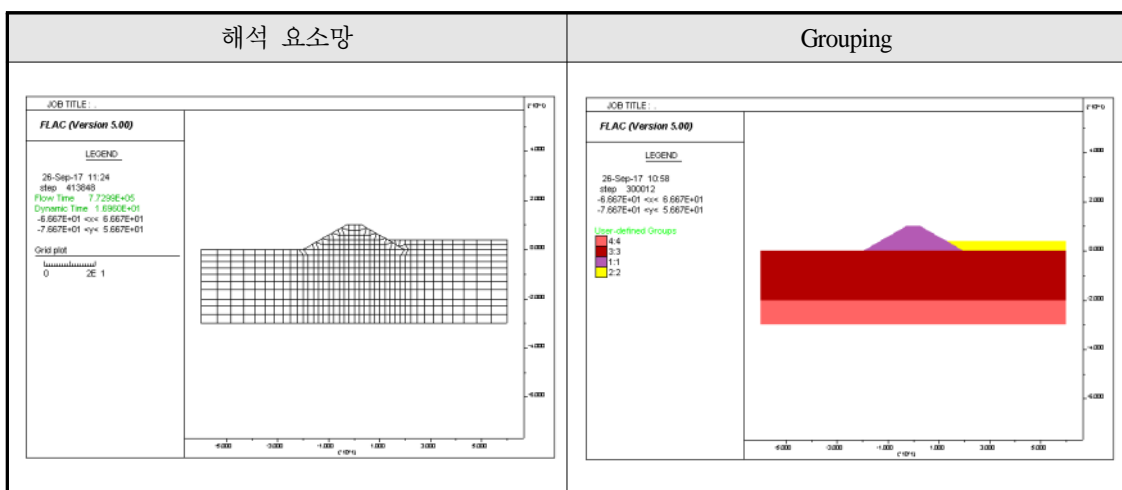
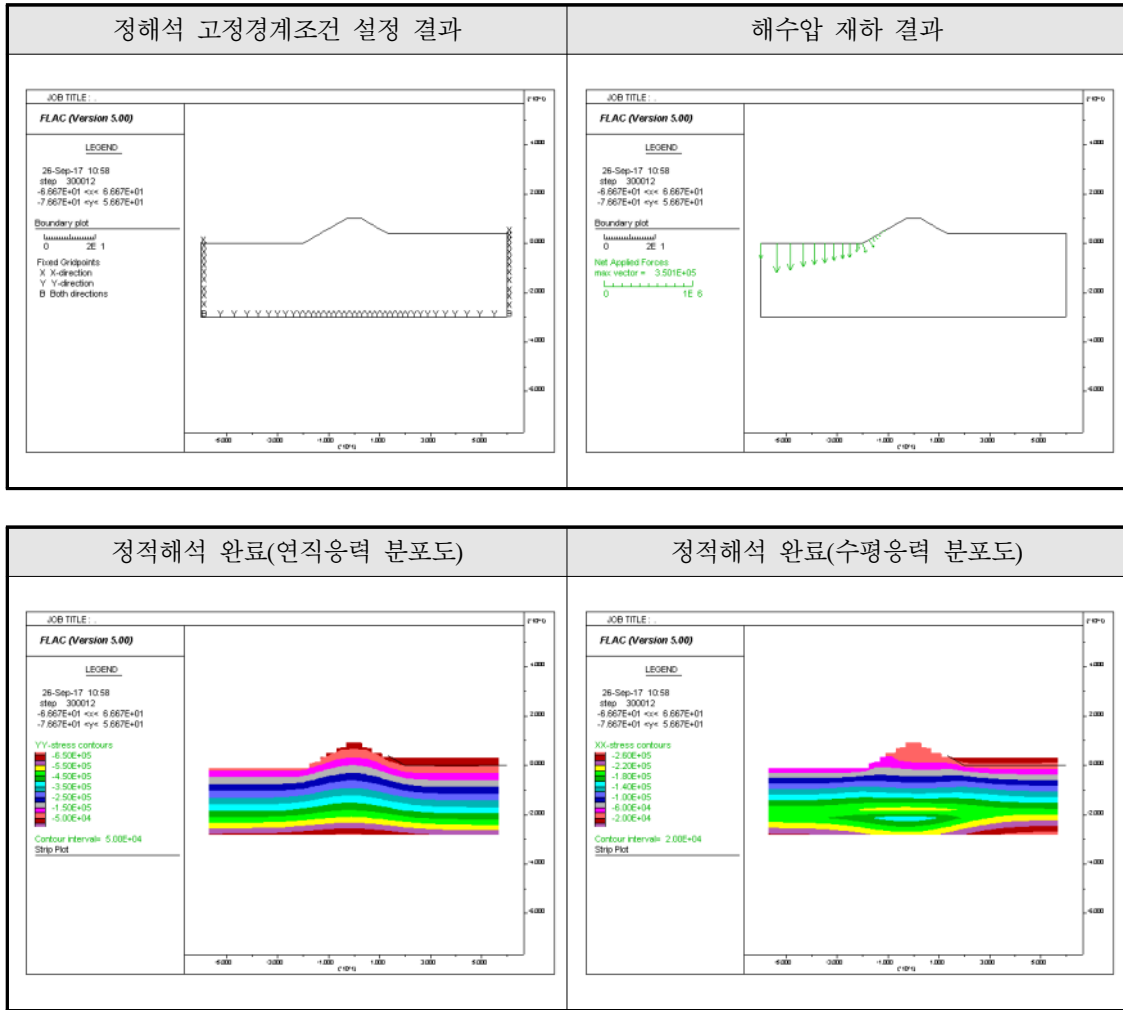


표 4.3.8 정적해석 결과



나. 침투해석 결과

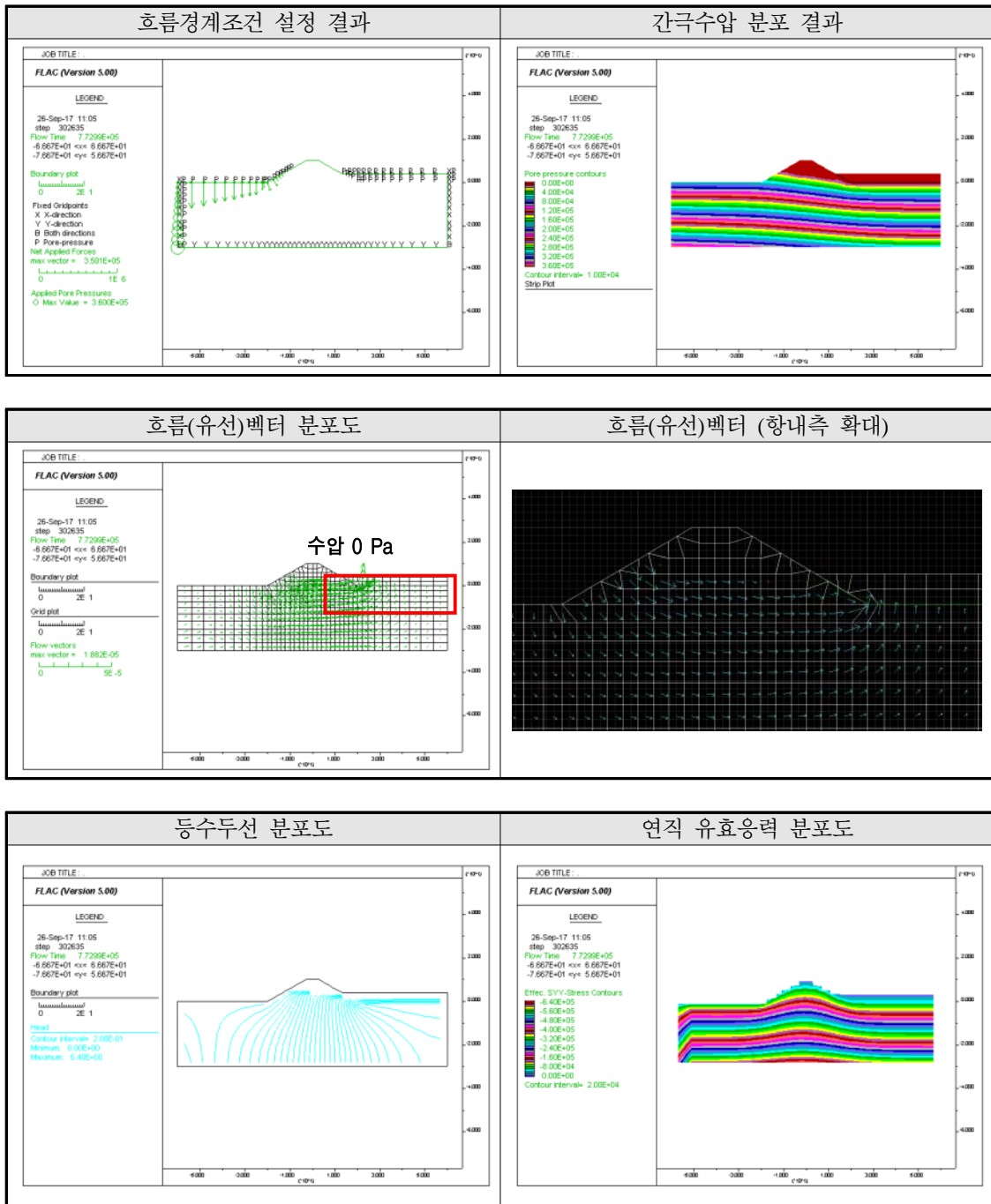
침투해석은 역학적 해석(mechanical analysis)을 통한 1차 정적해석완료 이후, 역학적 해석단계를 일시 중지하고 흐름해석(flow analysis)을 수행하는 연계해석(coupled analysis)적 방법에 의해 수행하였다.

정확한 흐름해석을 위하여 수압을 고려한 지하수 경계조건 설정이 선행되어야 한다. 지하수 경계조건은 해수위가 존재하는 항외측 단면의 최 하단부로부터 해수면까지의 수압을 계산하여 해저 지형(mesh) 형상에 따라 설정한다. 또한 침투(infiltration)에 의한 침윤선(phreatic line) 및 유선(flow vector) 형성을 모사하기 위하여 항내측 흐름경계조건을 추가로 설정하여야 한다. 항내측은 토목섬유 차수재가 설치되는 폐기물 하단영역의 수압을 0.0Pa로 고정하여 해석을 수행하였다.

표 4.3.9 침투해석을 위한 주요 입력정수

적용영역	Water Density (kg/m ³)	Water Bulk Modulus (Pa)	Soil Porosity	Hydraulic Conductivity (m ² /Pa·sec)
지반	1,000	2.0×10 ⁹	0.3	7.0×10 ⁻⁹

표 4.3.10 침투해석 수행 결과



다. 동적해석 결과 및 검토

동적해석은 흐름해석단계를 일시 중지하고 다시 역학적 해석단계(mechanical analysis) 조건 설정을 통하여 간극수압 및 침윤선 분포가 된 상황에서 지진하중을 재하하여 구조물계 전체의 동적거동을 파악할 수 있다.

입력 지진파는 장, 단주기 특성을 모두 가지도록 시간 영역에서 합성하여 생성된 인공지진파를 적용하였다. 이 때, 안전측 해석을 위하여 지진구역 1구역의 붕괴방지 내진 1등급에 해당하는 최대가속도 0.154g를 적용하였다. 좌, 우측 경계면에서의 지진파 반사 및 중첩을 억제하기 위하여 좌, 우측 경계를 흡수경계(quiet boundary)로 적용하였다.

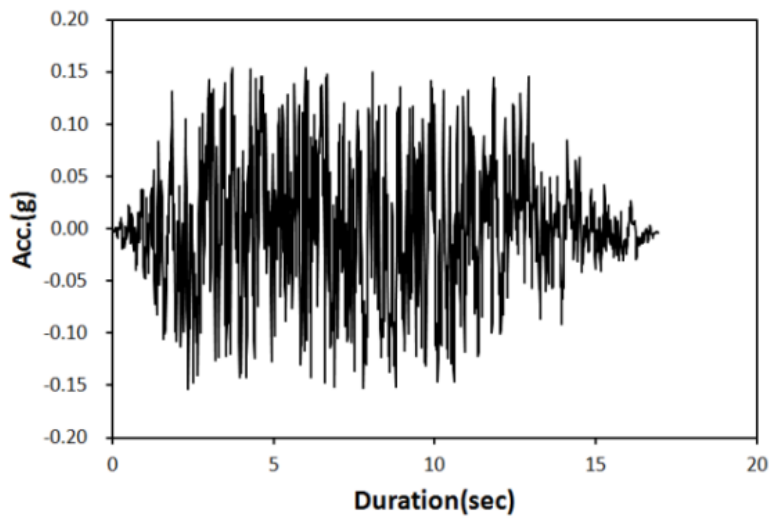
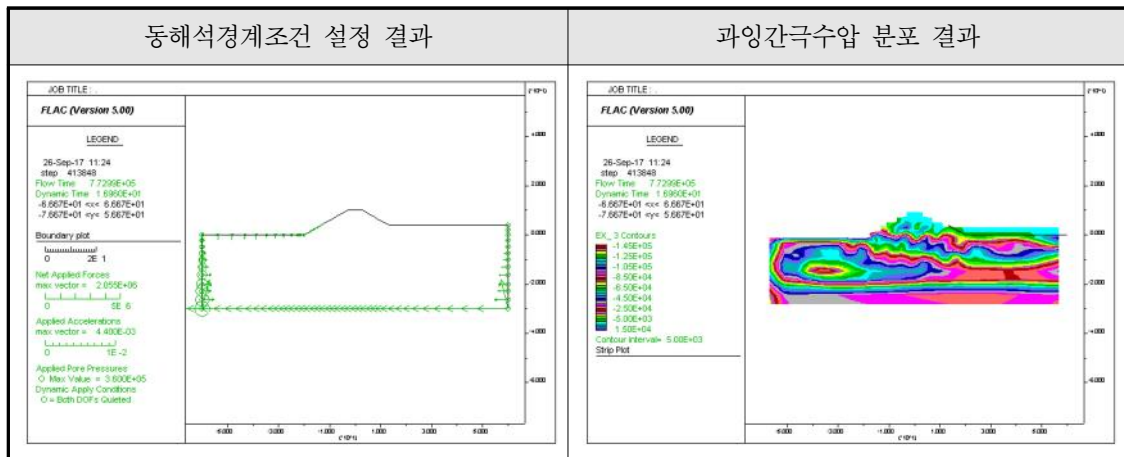
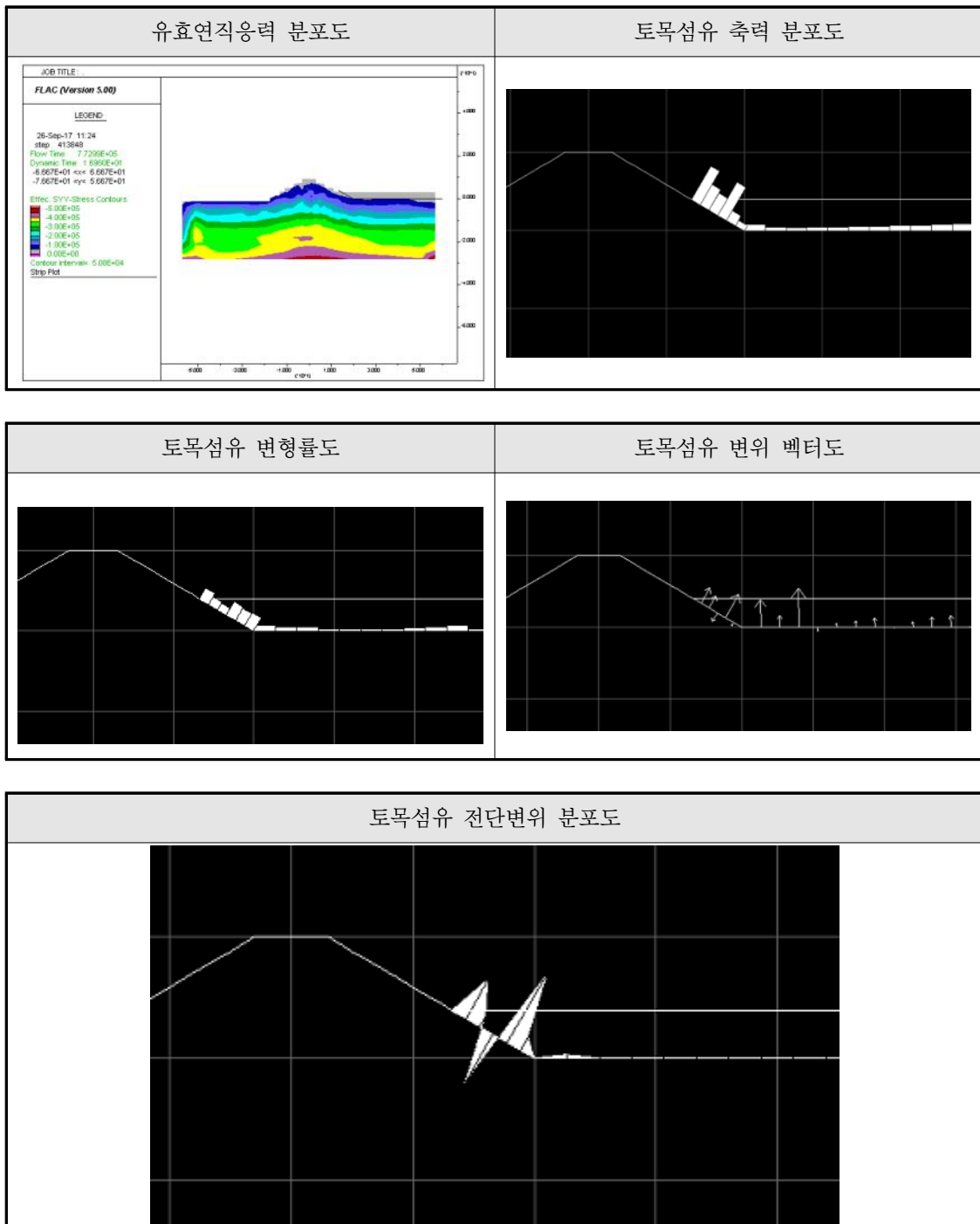


그림 4.3.17 생성된 인공지진파 시간이력(amax=0.154g)

표 4.3.11 동적해석 수행 결과

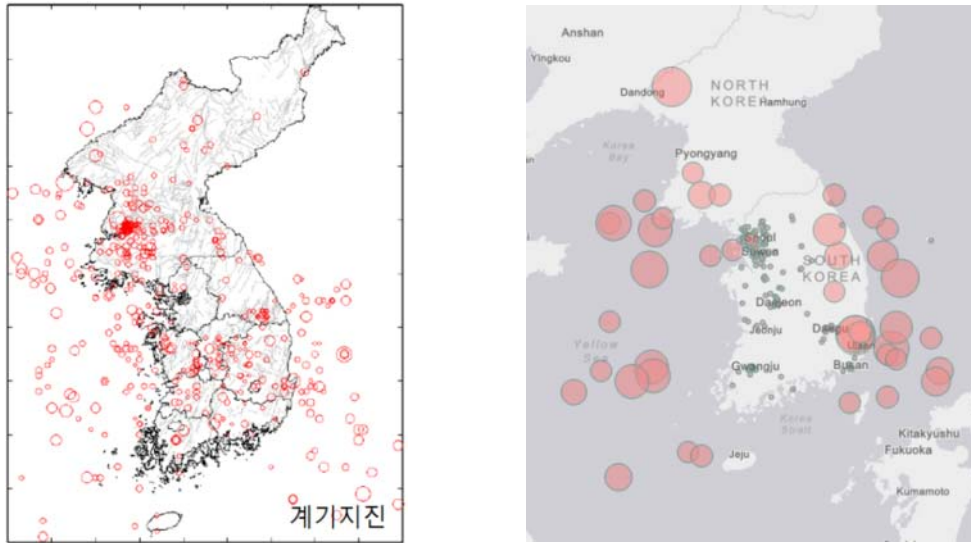




동적해석 결과, 과잉간극수압은 항외측(좌측) 지반에 집중되며 침윤선을 따라 과잉간극수압 분포가 확산되는 경향을 보인다. 토목섬유의 변위, 전단변위 및 변형률은 사면부에서 최대치를 나타내며 특히 사면 하단부에 집중되는 경향을 나타내었다. 따라서, 지진시 위험단면은 사면부로 판단되며 본 해석단면에서 사면부 하단에서 과잉간극수압의 발현은 구조물계 전체의 안정성에 영향을 미칠 정도는 아닌 것으로 판단된다.

라. 국내 지진특성을 반영한 동적해석 결과 및 검토

국내 계기지진 기록을 검토하여 발생 빈도와 규모 특성 및 주파수 특성을 고려한 실지진 파 시간이력을 동적해석에 적용하여 국내 지진특성을 고려한 해상처분장 구조체의 동적 응답거동을 파악할 필요가 있다. 국내 계기지진의 분포도는 다음 그림 4.3.18과 같다.



계기지진 진앙 및 규모 분포(1905~2000)

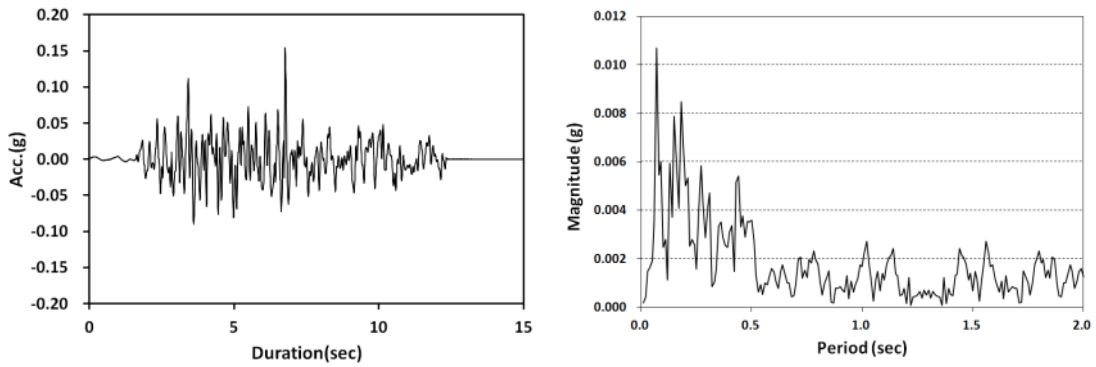
지진규모 4.0 이상 진앙 및 규모 분포

그림 4.3.18 국내 계기지진 분포

지진규모 4.0 이상의 지진에 대한 진앙 및 규모 분포도를 검토해 볼 때, 주요 발생지는 황해 및 동해의 해저지반이므로 해상처분장 건설시 지진에 의한 영향이 매우 중요하여 국내 지진특성을 고려할 필요성이 크다고 판단된다.

2016년 9월 12일 발생한 경주지진(912지진)은 국내 계기지진 관측 역사상 최대규모(리히터 지진규모)인 5.8로 예측되어 본 연구에서 경주 실지진파를 적용하여 동적해석을 수행하였다. 지진하중 적용시 실지진파인 경주지진 가속도 시간이력을 붕괴방지 내진1등급 설계기준가속도에 해당하는 0.154g로 scaling 하여 적용하였다.

고속푸리에변환(Fast Fourier Transform)에 의한 경주지진 주기특성 분석결과, 주기 1.0초 미만에 대부분의 에너지가 집중되어 있는 전형적인 단주기 지진특성을 나타내었다. 따라서 단주기 지진파가 우세한 국내 지진특성을 본 해석에 반영하였다.



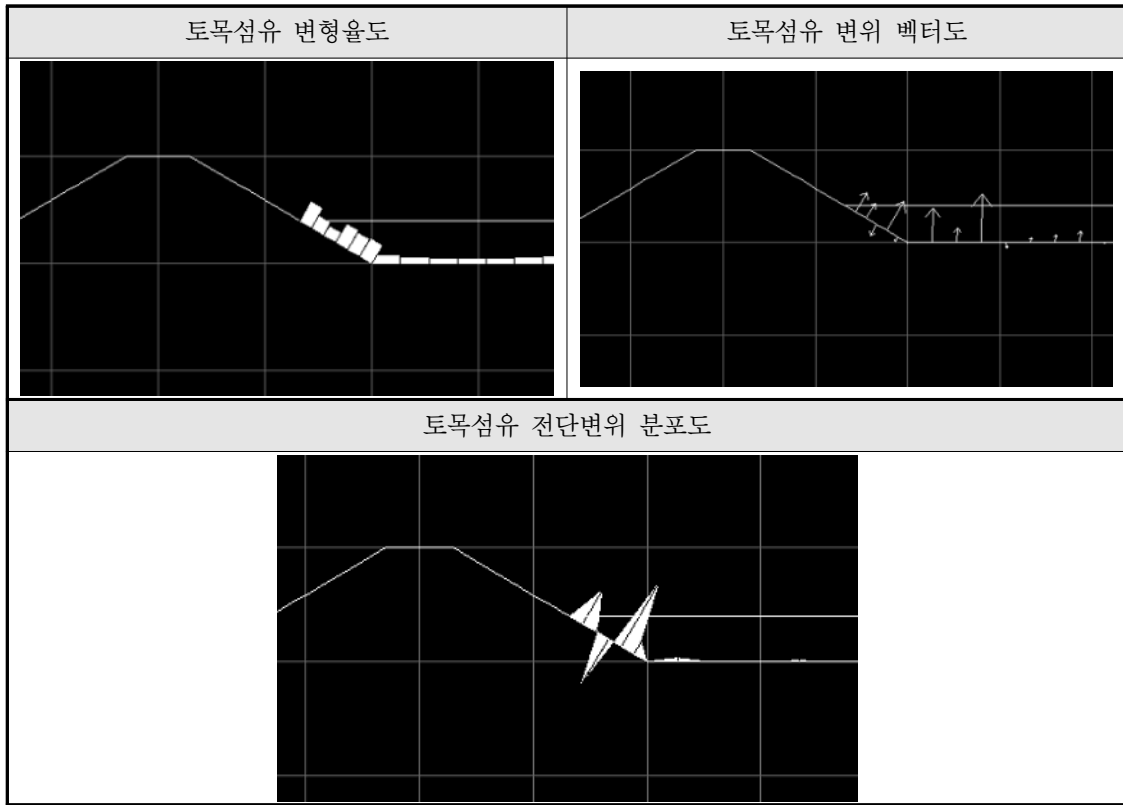
경주지진 가속도 시간이력

경주지진 주기특성

그림 4.3.19 경주 실지진파

표 4.3.12 동적해석 수행 결과

동해석경계조건 설정 결과	과잉간극수압 분포 결과
유효연직응력 분포도	토목섬유 축력 분포도



동적해석 결과, 과잉간극수압은 항외측(좌측) 지반에 집중되며 침윤선을 따라 과잉간극수압 분포가 확산되는 경향을 보였다. 토목섬유의 변위, 전단변위 및 변형율은 사면부에서 최대치를 나타내며 특히 인공지진과 대비 사면부에 집중되며 수평매설구간의 값은 변형율이 거의 발생하지 않는 특징을 나타내었다. 따라서, 단주기 지진시 위험단면은 인공지진 적용시와 동일하게 사면부로 판단된다.

마. 동적해석 결과의 비교검토

동적해석시 장, 단주기 특성을 모두 지닌 인공지진과와 국내 발생 지진특성을 반영하기 위하여 계기지진 계측 이래 최대치를 기록한 경주지진파를 적용하여 각각 해석을 수행하였고, 그 결과를 비교 분석하였다.

토목섬유 차수시트를 포함한 해상처분장 구조물계 지반 전체가 동수압에 의하여 액상화 파괴되지 않도록 액상화에 대해 안정한지 여부가 우선 검토되어야 한다.

이를 위하여 유효구속압 대비 과잉간극수압의 비율(과잉간극수압비)을 계산하여 1.0 이상 산출시 액상화 발생 가능성이 있다고 판단하므로, 검토지점의 간극수압 시간이력 곡선을 도출하여 이 중 최대값을 적용하여 과잉간극수압비를 산정하였다. 이 때, 지반의 유효구속압을 적용하여야 하므로 본 해석에서와 같이 간극수를 고려한 유효응력해석이 필수적이다.

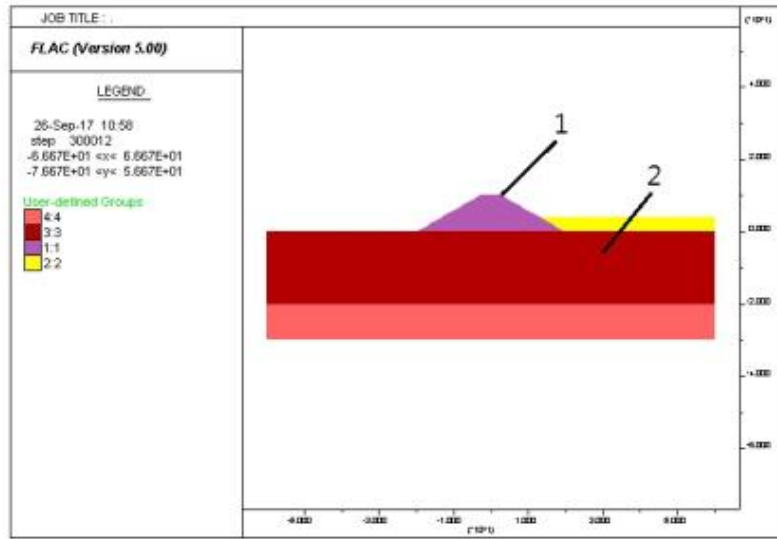


그림 4.3.20 해석 모니터링 위치

표 4.3.13 과잉간극수압 시간이력

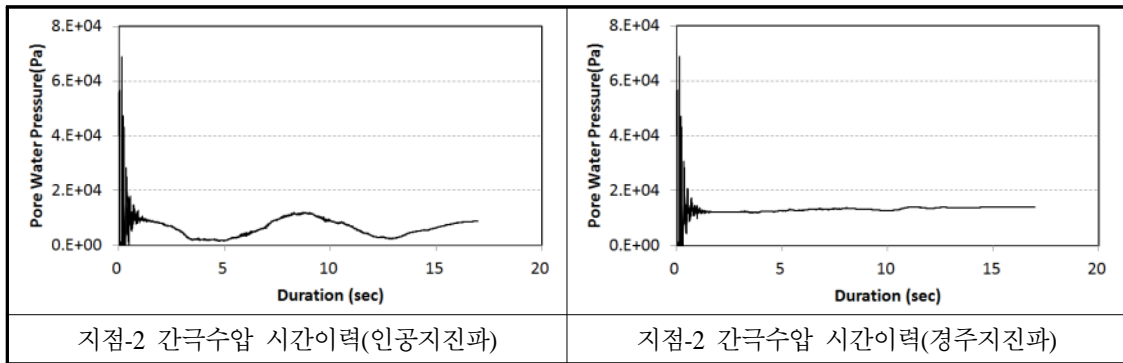


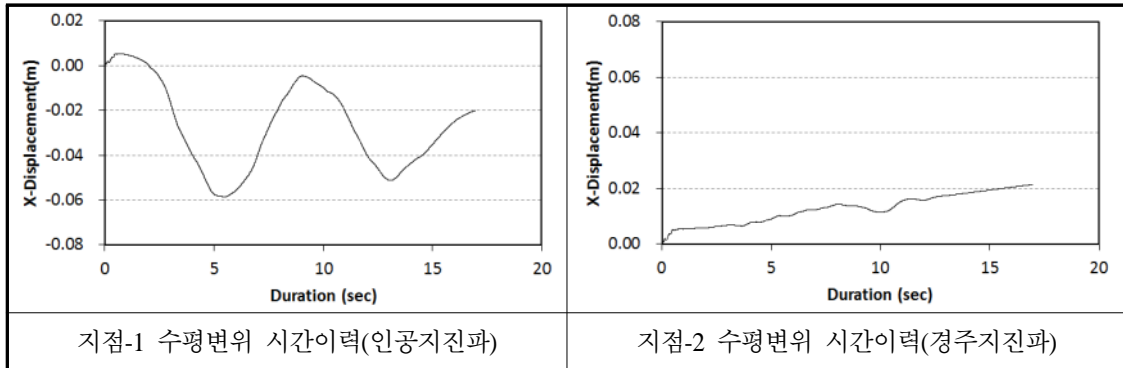
표 4.3.14 과잉간극수압비 산정결과

지점	지진파	초기수압 (Pa)	최대수압 (Pa)	최대과잉 간극수압(Pa)	유효구속압 (Pa)	과잉간극수압비	내진 안정성
1	인공 지진파	40178.941	68985.874	28806.933	7.52E+04	0.383	OK
	경주 지진파	40178.941	68959.453	28780.512	7.36E+04	0.391	OK

인공지진파, 경주지진파 모두 과잉간극수압비가 1.0 미만으로 산정되었고 단주기 영역에 에너지가 집중되어 있는 경주지진파 적용시 1초 미만의 초기재하 단계에서 과잉간극수압이 큰 폭으로 증가하여 과잉간극수압비가 인공지진파 대비 약 2% 미소하게 더 큰 값을 나타내었다.

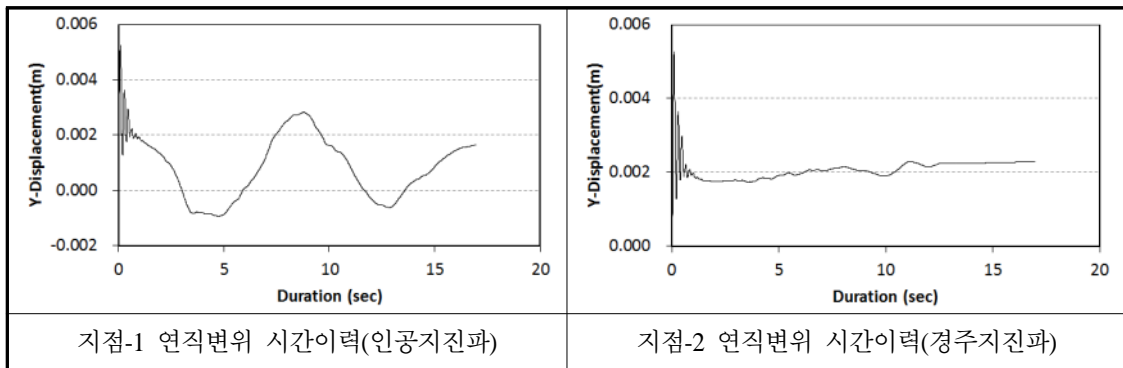
지점-1의 수평변위 검토결과 인공지진파 최대 변위가 경주지진파 대비 173% 정도 크게 산정되었다. 이는 경주지진파의 에너지가 주로 단주기 영역에 지나치게 몰려 있고, 가속도가 큰 구간의 지속시간 자체도 짧기 때문인 것으로 판단된다.

표 4.3.15 수평변위 시간이력



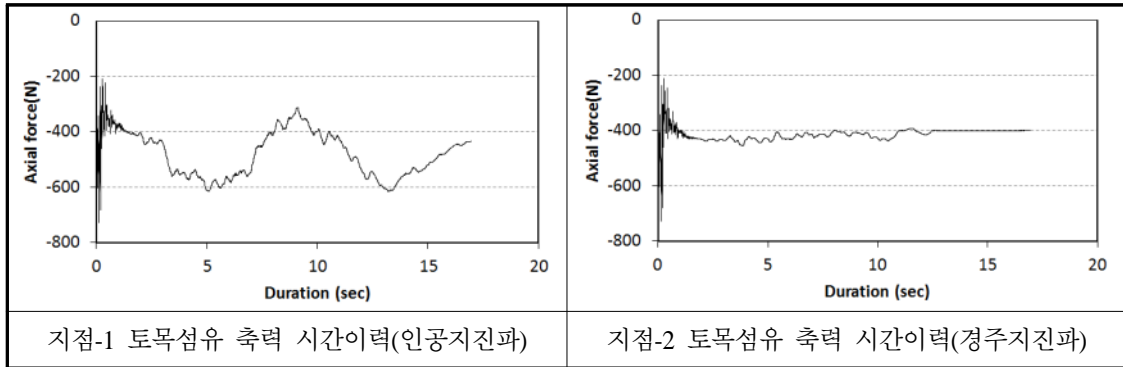
지점-1의 연직변위 검토결과 최대 연직변위는 인공지진파와 경주지진파 변위가 거의 동일하게(변위차 0.01% 미만) 산정되었다.

표 4.3.16 연직변위 시간이력



토목섬유 차수재의 축력 검토 결과 최대 축력은 인공지진파와 경주지진파 변위가 거의 동일하게(축력차 0.01% 미만) 산정되었다. 따라서, 축력 최대값의 차이는 지진파의 주기특성에 대한 영향을 비교적 적게 받는 것으로 보이나 시간에 따른 축력 값의 변화 경향은 지반 변위와 유사하게 인공지진파에서 보다 크게 발생하는 경향을 보였다.

표 4.3.17 토목섬유 축력 시간이력



바. 파랑하중 해석결과

해상처분장 구조체에 지속적으로 해수에 의한 파랑하중이 가해지며, 파랑하중 역시 동적하중이므로 이에 따른 동적거동을 파악할 필요가 있다. 역시 흐름해석과 동적해석의 연계해석을 통하여 지중 간극수 분포를 고려한 유효응력해석(Finn Model 적용)을 수행하여야 한다.

파랑하중은 유사한 높이의 구조체를 가진 국내 ○○현장의 실측 파압을 응력시간이력으로 해상처분장 항외측 제체부에 작용시킨다. 통상 파압은 (1)해석적 방법 (2)수치모델링 (3)실내시험 등을 통하여 결정하나 본 해석에서는 파압 작용시 해상처분장 구조체의 전체적인 동적응답 경향 파악이 목적이므로 실측 파압을 적용하였다.

실측 파압 적용시 ASCE/SEI 7-10의 5.4.4(Wave Loads) 규정을 준용하여 항외측을 상단, 중단, 하단으로 나누어 각각의 최대치를 선형보간법에 의해 산정한 후 응력시간이력으로 재하였다.

표 4.3.18 위치별 최대 동파압

H(m)	Max. P(kPa)	Grid 절점 번호	
		i	j
6	108.4	16	14
3	84.2	14	13
0	60.0	12	11

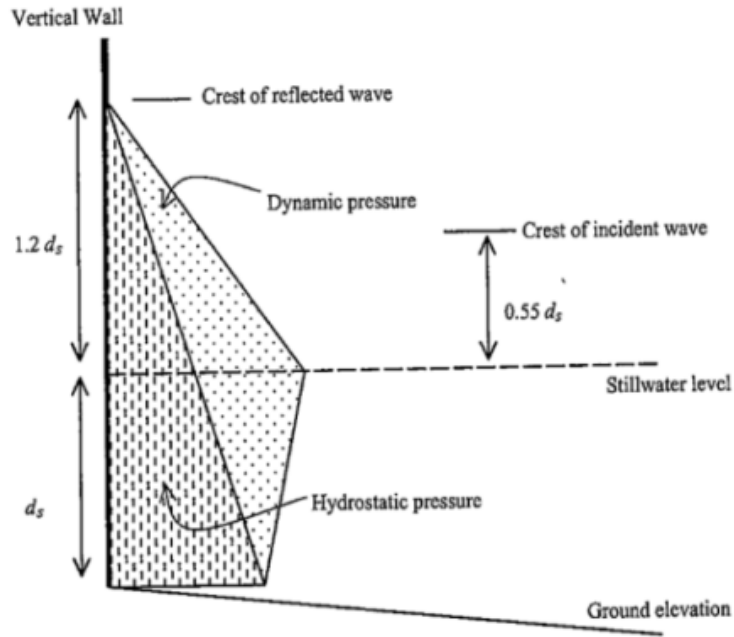


그림 4.3.21 Normal Wave Pressures(ASCE/SEI 7-10)

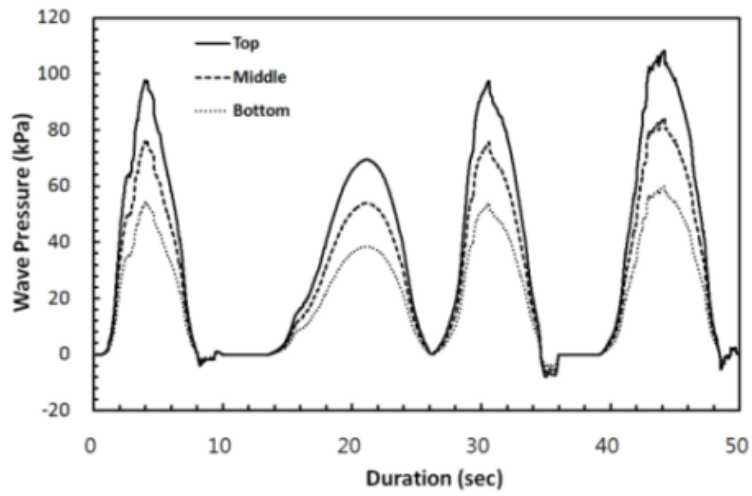


그림 4.3.22 적용 파압 시간이력

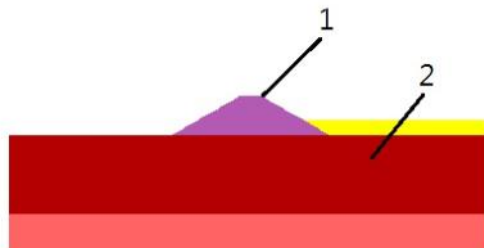


그림 4.3.23 해석 모니터링 위치

표 4.3.19 과잉간극수압 시간이력

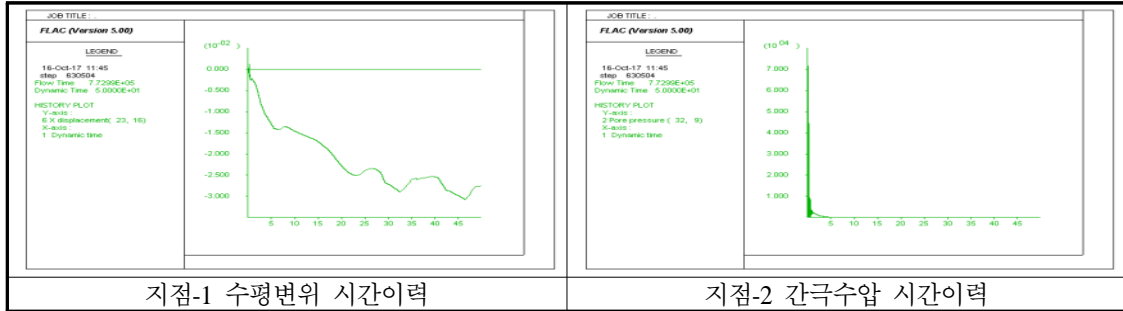
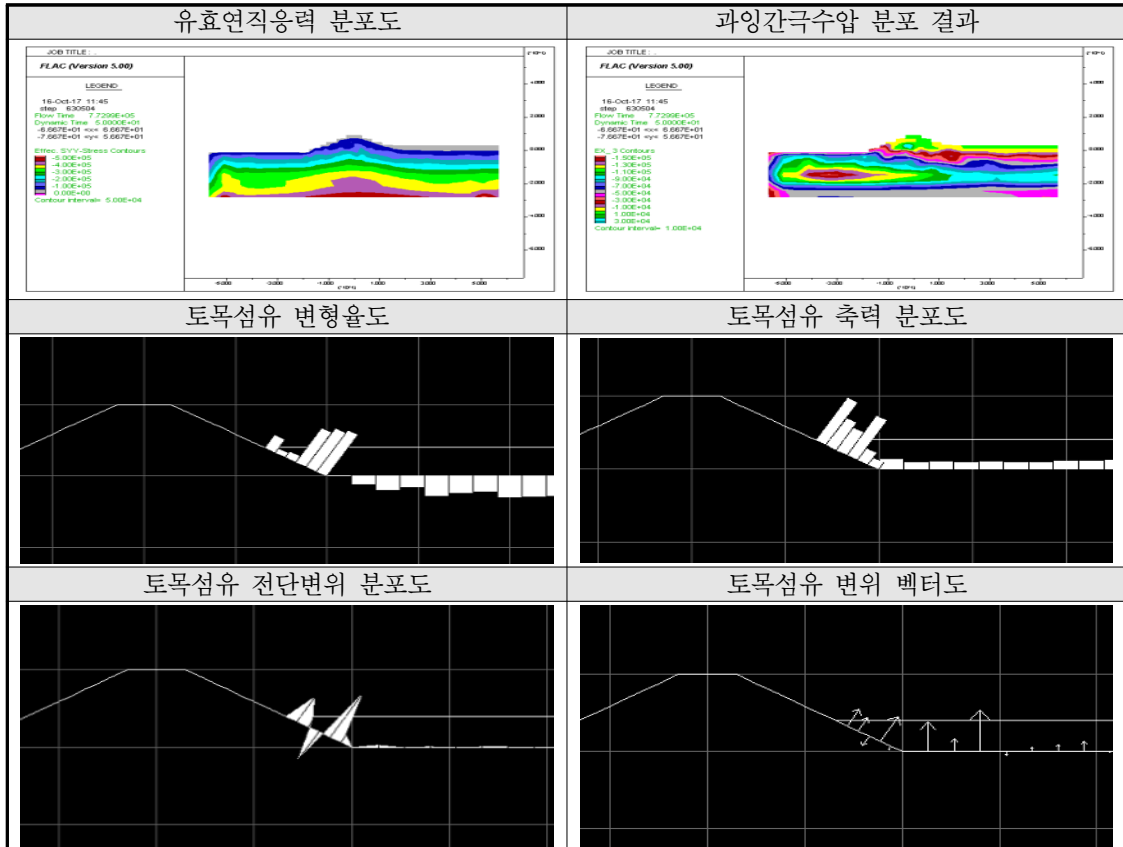


표 4.3.20 과잉간극수압비 산정결과

지점	하중 동과압	초기수압 (Pa)	최대수압 (Pa)	최대과잉 간극수압(Pa)	유효구속압 (Pa)	과잉간극 수압비	내진 안정성
1	실측 동과압	40178.941	71665.632	31486.691	7.35E+04	0.429	OK

과잉간극수압비가 1.0 미만으로 산정되었고 변위도 30mm 미만에서 수렴하는 경향을 나타내어 해상처분장 구조물계의 안정성에는 큰 문제가 없는 것으로 나타났다.

표 4.3.21 파랑하중 해석결과



토목섬유 거동 분석결과 지진하중 적용시 대비 수평구간(폐기물 바닥부)의 축력 및 변형율이 상대적으로 증가하는 경향을 보였고 변위벡터 및 전단변위 발생 경향은 지진하중 적용시와 유사한 형태를 나타내었다.

결론적으로, 토목섬유 접촉면 강성을 고려하여 2차원 유한차분해석 요소망 및 Structural element 를 적용하여 수치해석적으로 모사 가능하였고, 이에 따른 동적결과 도출에도 문제가 없음을 확인하였다. 또한 동적하중 특성별 토목섬유의 변형을 및 부재력 응답 특성이 발생하였으며 추후 다양한 동적하중 조건에서의 해석을 수행하여 일반적인 경향 파악이 가능할 것으로 판단된다.

5. 중력식 호안에서의 토목섬유-흙 접촉면 동적 전단거동특성

가. 정적해석 결과

중력식 호안 해석단면에 대하여 유한차분해석 수행을 위한 요소망을 작성하였다. 해석 프로그램은 지반-지하수 동적 연계해석이 가능한 FLAC2D 프로그램을 이용하였다. 이 때, 중력식 호안 인접구간은 요소망 크기를 상대적으로 작게 설정하여 해석의 효율성을 높이고, 해석 시간을 합리적으로 단축할 수 있도록 하였다.

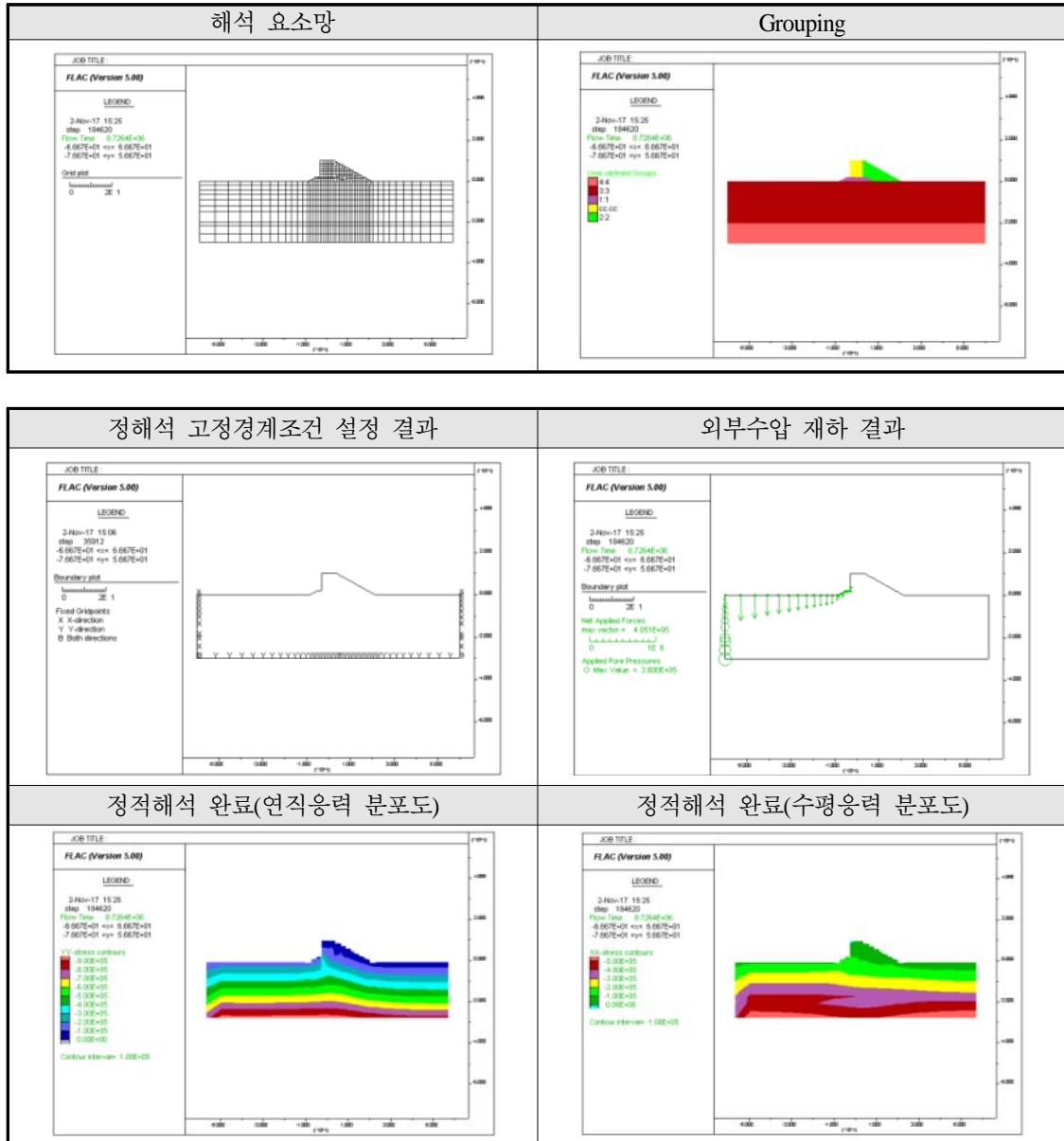
중력가속도만 적용된 상태에서의 정적 평형상태를 모사하기 위하여 지반물성과 경계조건(수평 및 바닥면 고정 경계조건)을 설정하고 해석을 수행하여 원지반 초기응력조건을 구현하였다(1차 수렴). 이후, 전체 해석 영역의 지반변위, 속도, 구조물 변위, 속도, 각속도를 초기화하여 응력조건만 남긴 평형상태를 구현하였다(2차 수렴).

이를 바탕으로 해수로 인한 외부수압과 외부수위 공급에 의한 침투를 모사하고, 침투에 의한 유선 및 침윤선 형성을 위한 흐름해석 수행(3차 수렴)의 순서로 정적 및 침투해석을 진행하였다.

표 4.3.22 입력 지반정수

구 분	탄성계수 (MPa)	포와송비	점착력 (kPa)	단위중량 (kg/m ³)	내부마찰각 (deg)
해성퇴적층	35	0.33	15	1,850	30
성토체	50	0.30	0	1,800	33
매립층	20	0.34	10	1,000	5
기반암	300	0.28	300	2,300	38

표 4.3.23 정적해석 수행 결과



나. 침투해석 결과

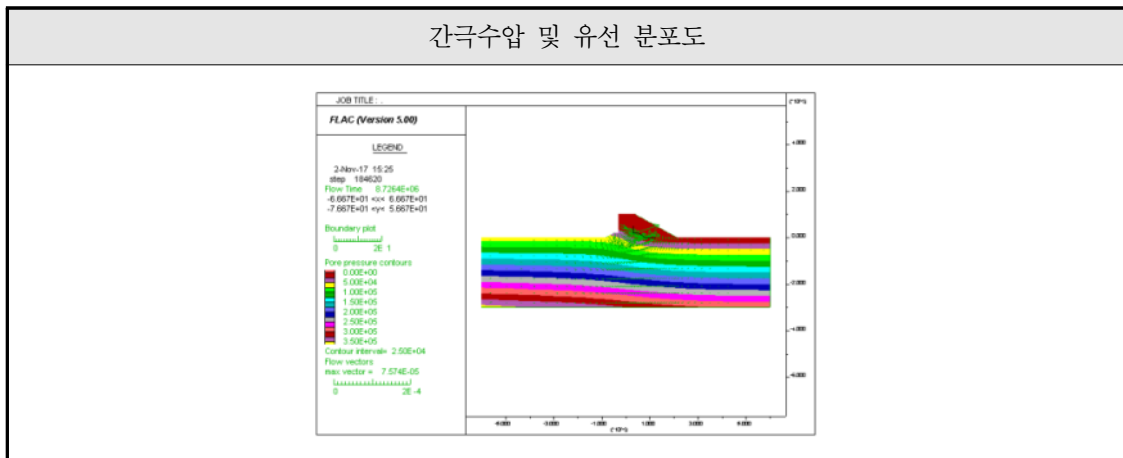
침투해석을 위하여 지하수압을 고려한 지하수 경계조건을 설정하여야 하는데, 이는 해수위가 존재하는 항외측 단면의 최 하단부로부터 해수면까지의 수압을 계산하여 하부로부터 해수면까지 선형적으로 감소시키는 형태로 재하하기 위함이다. 이를 외부수압의 형태로 재하하여야 한다. 외부수압과는 별도로 침투(infiltration)에 의한 침윤선(phreatic line) 및 유선(flow vector)을 생성하기 위하여 침투경계조건을 추가로 설정하여야 한다. 항외측은 상시 지하수로

포화되어 있는 구간이므로 해당 심도에 맞는 간극수압으로 값을 고정하는 고정 간극수압경계(fixed pore pressure boundary)를 설정하고, 항내측은 토목섬유 차수재가 설치되는 폐기물 하단영역의 수압을 0.0 Pa 로 고정한다. 지반의 입력 물성은 다음 표와 같이 결정하였다.

표 4.3.24 입력 물성

적용영역	Water Density (kg/m3)	Water Bulk Modulus (Pa)	Soil Porosity	Hydraulic Conductivity (m2/Pa·sec)
지반	1,000	2.0×10 ⁹	0.3	7.0×10 ⁻⁹

표 4.3.25 침투해석 결과(간극수압 분포 결과)



다. 동적해석 결과

입력지진파는 장, 단주기 특성을 모두 가지도록 시간 영역에서 합성하여 생성된 인공지진파와 국내 지진특성을 반영할 수 있는 경주 실지진파(단주기파)를 적용하였다.

과잉간극수압은 현저히 낮은 수준으로 산정되었다. 또한 인공지진파와 경주지진파 적용시 최대과잉간극수압이 거의 동일한 값을 나타내어 지진파의 주기특성에 민감하지 않은 결과를 보였다. 중력식 호안에서 토목섬유 및 접촉면 특성을 살펴보면, 토목섬유 축력이 수평면과 경사면에 고르게 발생하였다. 접촉면 전단변위는 오히려 하부 수평면에서 가장 큰 값을 나타내었는데 이는 중력식 호안의 경사재의 자중이 크고 기초사석 및 경사재의 탄성계수가 커 전체적으로 강제거동을 하기 때문인 것으로 판단된다.

표 4.3.26 입력 지진파 시간이력

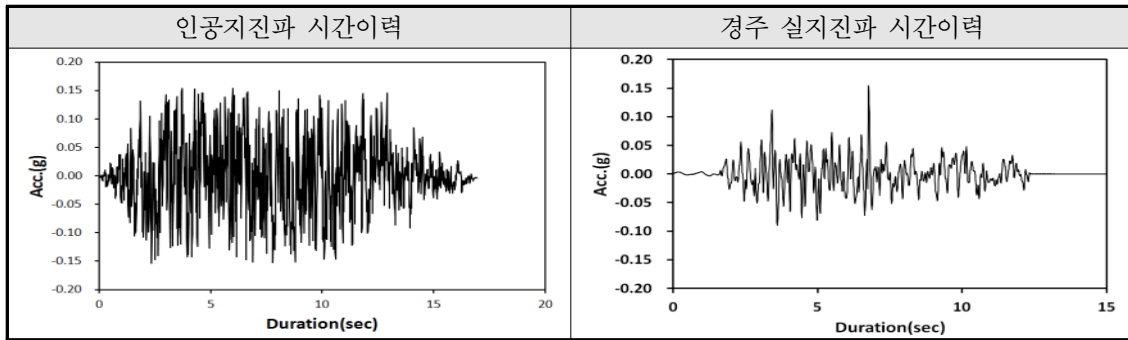
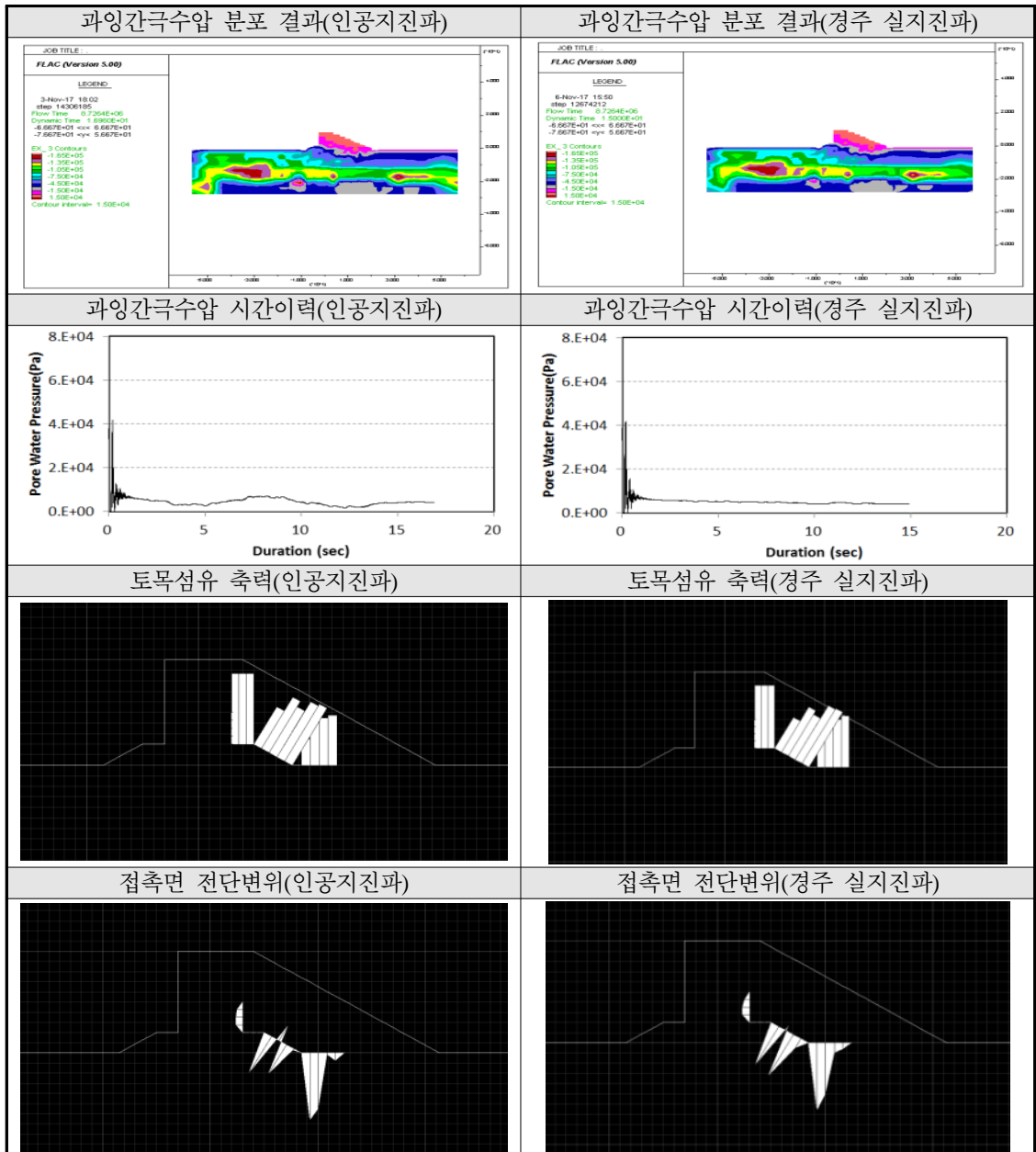


표 4.3.27 동적해석 결과



라. 파랑해석 결과

해상처분장 구조체에 지속적으로 가해지는 파랑하중은 시간에 따라 그 크기가 주기적으로 변하는 동적하중이며 이에 대한 해상처분장의 동적 거동을 수치해석적으로 검토되었다.

파랑하중은 통상 해석적 방법(Analytical solution), 수치모델링(Numerical modeling), 실내시험(Laboratory test) 등을 통하여 산정하는데, 본 연구에서는 가정한 단면 및 지반조건에 대한 동적응답 경향 파악이 목적이므로 국내 ○○ 방파제에서 획득한 실측 파랑하중을 시간이력으로 재하하였다. 파압 적용은 ASCE의 파랑하중 규정(5.4.4 Wave load, ASCE/SEI 7-10)을 적용하여 해수면 높이 6m를 기준으로 그 하부 절점의 높이별로 선형 분포되도록 적용하였다.

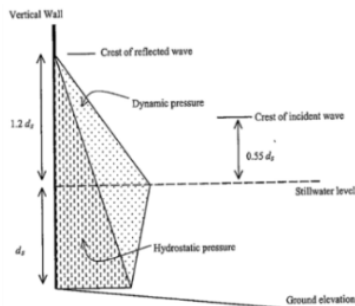
해석 결과, 과잉간극수압비가 1.0 미만으로 산정되었고 변위도 30mm 미만(9.762mm)을 나타내어 해상처분장 구조물계의 안정성에는 큰 문제가 없는 것으로 나타났다.

토목섬유 거동 분석결과 지진하중 적용시 대비 수평구간(폐기물 바닥부)의 변형율이 상대적으로 증가하는 경향을 보였고 반면, 축력은 바닥부 및 경사부에서 증가하는 경향을 나타내었다. 이는 중력식 벽체 구조물이 충분한 강성으로 배면지반의 수평변위를 억제하기 때문인 것으로 판단된다.

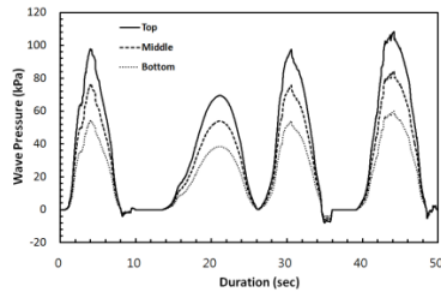
결론적으로, 토목섬유 접촉면 강성을 고려하여 2차원 유한차분해석 요소망 및 Structural element를 적용하여 수치해석적으로 모사 가능하였고, 이에 따른 동적결과 도출에도 문제가 없음을 확인하였다. 또한 동적하중 특성별 토목섬유의 변형율 및 부재력 응답 특성이 발생하였으며 추후 다양한 동적하중 조건에서의 해석을 수행하여 일반적인 경향 파악이 가능할 것으로 판단된다.

표 4.3.28 파랑하중 산정결과

H(m)	Max. P(kPa)	Grid 절점 번호	
		i	j
6	108.4	18	15,16
3	84.2	18	13,14
0	60.0	13,14	11



< Normal Wave Pressures > (ASCE/SEI 7-10)



< 실측 파압 >

그림 4.3.24 파랑하중 기준 및 실측 파압 시간이력

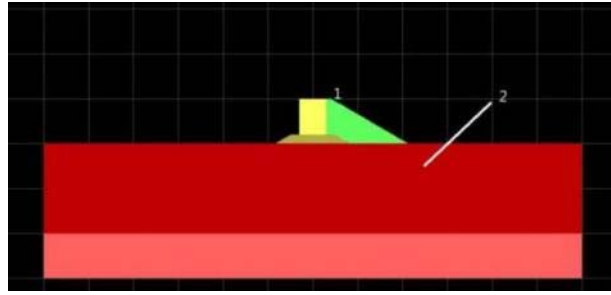


그림 4.3.25 해석 모니터링 위치

표 4.3.29 수평변위 및 간극수압 산정결과

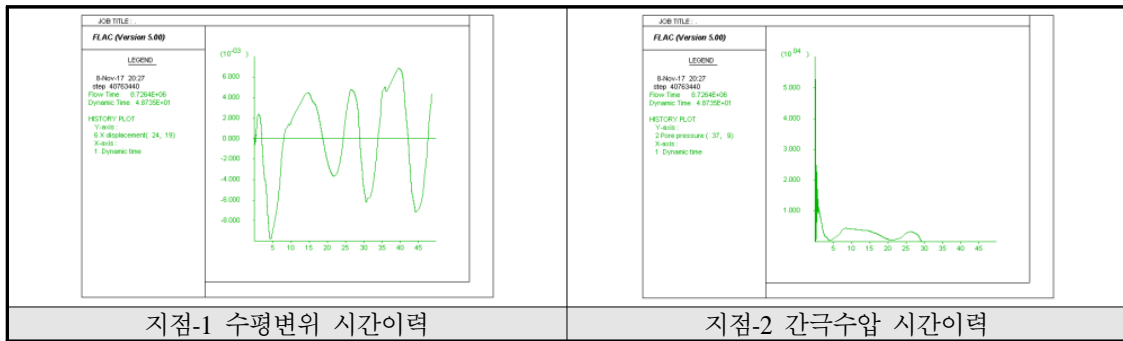
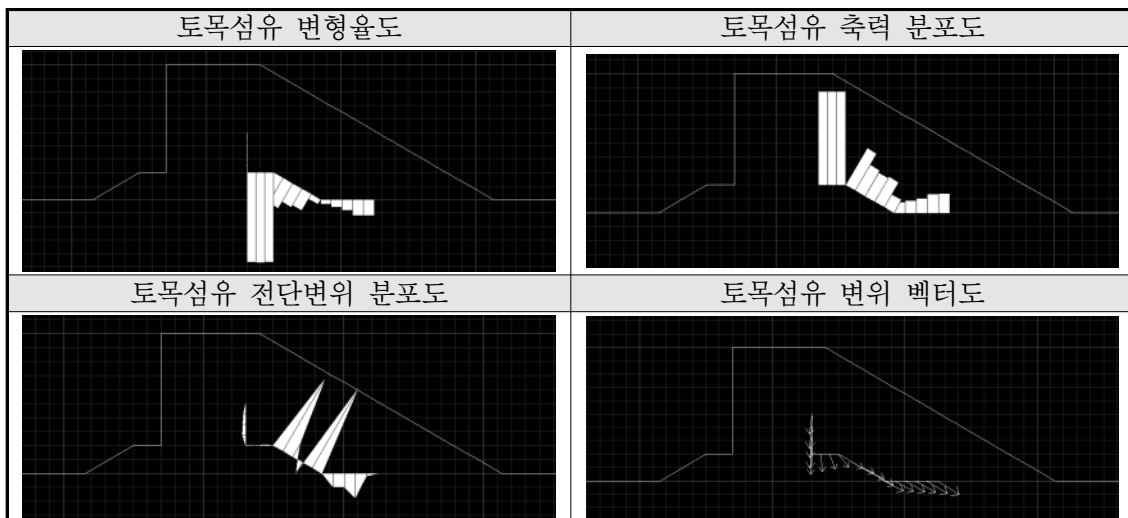


표 4.3.30 과잉간극수압비 산정결과

지점	하중	초기수압 (Pa)	최대수압 (Pa)	최대과잉 간극수압(Pa)	유효구속압 (Pa)	과잉간극 수압비	내진 안정성
2	과랑 하중	33045.011	52821.11	19776.099	65190.0	0.303	OK

표 4.3.31 토목섬유 부재력 산정결과



6. 중점관리구간 및 관리기준 제안

가. 수치해석결과의 요약

본 연구에서는 해상처분장 건설에 필수적인 토목섬유 차수재를 설치할 경우 토목섬유-지반 접촉면이 필연적으로 형성되는데, 토목섬유-지반 접촉면이 지진하중을 받았을 경우의 동적 전단거동을 수치해석적으로 파악하였다. 경사식 호안 및 중력식 호안에 대하여 인공지진파, 경주 실지진파 및 파랑하중을 각각 적용하여 2차원 동적수치해석을 수행하여 그 결과를 비교 분석하였다.

1) 경사식 호안 해석결과

- ① 과잉간극수압은 항외측(좌측) 지반에 집중되며 침윤선을 따라 과잉간극수압 분포가 확산되는 경향을 보인다.
- ② 토목섬유의 변위, 전단변위 및 변형률은 사면부에서 최대치를 나타내며 특히 사면 하단부에 집중되는 경향을 나타내므로 지진시 위험단면은 사면부로 판단되며, 본 해석단면에서 사면부 하단에서 과잉간극수압의 발현은 구조물계 전체의 안정성에 영향을 미칠 정도는 아닌 것으로 판단된다.
- ③ 토목섬유 차수재의 축력 검토 결과 최대 축력은 인공지진파와 경주지진파 변위가 거의 동일하게(축력차 0.01% 미만) 산정되었다. 따라서, 축력 최대값의 차이는 지진파의 주기 특성에 대한 영향을 비교적 적게 받는 것으로 보이나 시간에 따른 축력 값의 변화 경향은 지반 변위와 유사하게 인공지진파에서 보다 크게 발생하는 경향을 보였다.
- ④ 파랑해석 결과, 수평구간(폐기물 바다부)의 토목섬유 축력 및 변형율이 상대적으로 증가하는 경향을 보였고 변위벡터 및 전단변위 발생 경향은 지진하중 적용시와 유사한 형태를 나타내었다.

2) 중력식 호안 해석결과

- ① 과잉간극수압은 경사식 호안 해석결과 대비 현저히 낮은 수준으로 산정되었다. 인공지진파와 경주지진파 적용시 최대과잉간극수압이 거의 동일한 값을 나타내어 지진파의 주기특성에 민감하지 않은 결과를 보였다.
- ② 토목섬유 및 접촉면 특성을 살펴보면, 토목섬유 축력이 수평면과 경사면에 고르게 발생하였다. 접촉면 전단변위는 오히려 하부 수평면에서 가장 큰 값을 나타내었는데 이는 중력식 호안의 경사재의 자중이 크고 기초사석 및 경사재의 탄성계수가 커 전체적으로 강체거동하기 때문인 것으로 판단된다.

③ 파랑해석 결과, 토목섬유 차수재의 부재력 검토결과 지진하중 적용시 대비 수평구간(폐기물 바닥부)의 변형율이 상대적으로 증가하는 경향을 보였고 반면, 축력은 바닥부 및 경사부에서 증가하는 경향을 나타내었다. 이는 중력식 벽체 구조물이 충분한 강성으로 배면지반의 수평변위를 억제하기 때문인 것으로 판단된다.

토목섬유 접촉면 강성을 고려하여 2차원 유한차분해석 요소망 및 Structural element를 적용하여 수치해석적으로 모사 가능하였고, 이에 따른 동적결과 도출에도 문제가 없음을 확인하였다. 또한 동적하중 특성별 토목섬유의 변형율 및 부재력 응답거동의 차이가 발생하였으며 추후 다양한 동적하중 조건에서의 해석을 수행하여 일반적인 경향 파악이 가능할 것으로 판단된다.

나. 중점관리구간 및 관리기준(안) 제안

1) 경사식 호안

과잉간극수압은 항외측(좌측) 지반에 집중되며 침윤선을 따라 과잉간극수압 분포가 확산되는 경향을 보인다. 항외측에 과잉간극수압이 집중되기는 하지만 토목섬유 차수재 직하부에서 토목섬유와 평행한 방향으로 과잉간극수압이 발현되고 있다. 토목섬유-흙 접촉면에 과잉간극수압이 발생함으로써 유효응력이 감소한다면 전단저항력이 급속히 저하될 수 있으므로 **토목섬유가 포설된 직하부 지반**에 대한 다짐관리를 철저히 수행하여야 한다.

토목섬유의 변위, 전단변위 및 변형률은 사면부에서 최대치를 나타내며 특히 사면 하단부에 집중되는 경향을 나타내므로 **지진시 위험단면은 사면부**로 판단되며, 본 해석단면에서 사면부 하단에서 과잉간극수압의 발현은 구조물계 전체의 안정성에 영향을 미칠 정도는 아닌 것으로 판단된다.

토목섬유 차수재의 축력 검토 결과 최대 축력은 인공지진파와 경주지진파 변위가 거의 동일하게(축력차 0.01% 미만) 산정되었다. 따라서, **축력 최대값의 차이는 지진파의 주기특성에 대한 영향을 비교적 적게 받는 것으로** 보이나 시간에 따른 축력 값의 변화 경향은 지반 변위와 유사하게 **인공지진파에서 보다 크게 발생**하는 경향을 보였다.

파랑해석 결과, **수평구간(폐기물 바닥부)의 토목섬유 축력 및 변형율이 상대적으로 증가하는 경향**을 보였고 변위벡터 및 전단변위 발생 경향은 지진하중 적용시와 유사한 형태를 나타내었다.

2) 중력식 호안

과잉간극수압은 경사식 호안 해석결과 대비 현저히 낮은 수준으로 산정되었다. 인공지진파

와 경주지진과 적용시 최대과잉간극수압이 거의 동일한 값을 나타내어 지진파의 주기특성에 민감하지 않은 결과를 보였다.

토목섬유 및 접촉면 특성을 살펴보면, 토목섬유 축력이 수평면과 경사면에 고르게 발생하였다. 접촉면 전단변위는 오히려 하부 수평면에서 가장 큰 값을 나타내었는데 이는 중력식 호안의 경사재의 자중이 크고 기초사석 및 경사재의 탄성계수가 커 전체적으로 강제거동을 하기 때문인 것으로 판단된다.

과량해석 결과, 토목섬유 차수재의 부재력 검토결과 지진하중 적용시 대비 수평구간(폐기물 바닥부)의 변형율이 상대적으로 증가하는 경향을 보였고 반면, 축력은 바닥부 및 경사부에서 증가하는 경향을 나타내었다. 이는 중력식 벽체 구조물이 충분한 강성으로 배면지반의 수평변위를 억제하기 때문인 것으로 판단된다.

3) 중점관리구간 및 관리기준 요약

동적수치해석 결과를 토대로 해상처분장 호안 구조물에 대한 중점관리구간 및 관리기준을 제안하면 다음과 같다.

- ① 지진하중 재하시 경사식 호안의 경우, **사면부** 토목섬유-흙 접촉면의 변위 및 변형률이 증가하므로 사면부 시공시 철저한 다짐관리를 수행하고, 설계시 충분한 강성을 확보하여야 한다.
- ② 지진하중 재하시 경사식 호안의 경우, 토목섬유 차수재 직하부에서 토목섬유와 평행한 방향으로 과잉간극수압이 발현됨으로서 유효응력이 감소하여 전단저항력이 급속히 저하될 수 있으므로 **토목섬유가 포설된 직하부 지반**에 대한 상시수위를 관리하고 시공시 다짐관리를 철저히 수행하여야 한다.
- ③ 지진하중 재하시 중력식 호안의 경우, 중력식 벽체 자체의 차수효과로 인하여 과잉간극수압의 발현이 현저히 낮아 토목섬유 접촉면의 유효응력 감소에 대한 우려가 적다는 장점이 있다.
- ④ 지진하중 재하시 중력식 호안의 경우, 토목섬유 축력이 수평면과 경사면에 고르게 발생하고, 접촉면 전단변위는 하부 수평면에서 가장 크게 산정되는데 이는 중력식 벽체의 자중 및 하부 지지기초의 자중이 과대하기 때문인 것으로 판단된다. 중력식 벽체는 구조상 충분한 자중을 확보하여야 하므로 중력식 벽체 **기초의 다짐을 철저히 수행하여 배면 지반에 전달되는 토압을 최대한 경감**시킬 수 있도록 관리하여야 한다.

제5장 연구개발목표 달성도

제5장 연구개발목표 달성도

표 5.1.1 연구개발목표 달성도

년 차	연구목표	연구내용 및 범위	달성도
1차년도 (2015)	• 기존 중력식 안벽의 중심공법 검토	- 기존 중력식 안벽의 상태평가 기법 검토 - 중력식 안벽 하부 지반 보강공법 도출	100%
	• 안벽증심에 따른 안정성 평가	- 증심에 따른 안벽 구조물의 안정성 평가 - 증심에 따른 중력식 안벽의 횡변위 평가	100%
	• 내진성능 평가를 위한 항만지진특성 분석(I)	- 국내 주요항만의 지진가속도 계측 - 국내 주요항만 지진응답특성 분 - 2015년도 주요 지진에 대한 DB 구축	100%
2차년도 (2016)	• 기존 중력식 안벽의 중심공법 설계기술 개발	- 지반보강 그라우팅 배합설계 및 강도특성 분석 - 지반보강 성능 평가	100%
	• 중심공법 적용을 위한 시공기법 도출	- 중심공법의 시공기술 검토 - 중심공법 시공기법 도출	100%
	• 안벽 증심에 따른 안정성 평가	- 안벽 하부 지반 보강에 따른 구조물 변위 분석 - 중심공법 적용 전후의 안벽 내진성능 평가	100%
	• 내진성능 평가를 위한 항만지진특성 분석(II)	- 국내 주요항만의 지진가속도 계측 - 국내 주요항만 지진응답특성 분석 - 2016년도 주요 지진 DB 구축	100%
	• 호안 차수용 토목섬유 설계·시공 기술 개발	- 토목섬유 차수시트 설계요소 도출 및 분석 - 토목섬유 차수시트 수중설치 기술 개발	100%
3차년도 (2017)	• 중력식 안벽의 중심공법 설계기술 개발	- 지반보강 그라우트 충전성능 평가 - 지반보강 그라우트 충전 시뮬레이션 기법 개발 - 시공성을 고려한 설계 매뉴얼 개발	100%
	• 중력식 안벽 중심공법 적용성 평가	- 시공장비를 고려한 시공기법의 시공성 평가 - 원심모형실험을 통한 중심공법 적용성 평가	100%
	• 내진해석을 위한 항만지진특성 분석	- 내진해석을 위한 지진응답스펙트럼 분석 - 중심 적용 중력식 안벽의 내진해석을 통한 안정성 평가	100%
	• 호안 차수용 토목섬유 전단거동 평가지침 개발	- 흙-토목섬유 접촉면 전단강도 평가 - 토목섬유-흙 접촉면 전단강도 관리기준 검증 - 접촉면 동적 전단거동 평가 지침 마련	100%

표 5.1.2 정량적 연구목표 달성도

구 분		성과목표 건수	실적 건수	달성도(%)	
논문 게재	SCI/SCIE	6	7	100%	
	국내 학술지	10	13	100%	
학술 발표	국외	-	7	100%	
	국내	12	23	100%	
저서	저서/역서/편저	-	1	100%	
특허	국외	출원	-	1	100%
		등록	-	-	-
	국내	출원	9	10	100%
		등록	6	6	100%

제6장 연구개발결과의 활용계획

제6장 연구개발결과의 활용계획

1. 연구개발결과의 파급효과

- 기존 성공사례가 없는 중력식 안벽에 대하여 증심공법 적용시 안벽 구조물의 안정성을 수치해석과 원심모형실험을 통해 검증함으로써 증심공법에 대한 기술적 신뢰성 제고
- 실제 계측된 데이터를 기반으로 내진해석을 수행함으로써 항만의 고유 특성을 반영한 지진안정성 평가를 통해 증심공법이 적용된 안벽 구조물의 안정성 검증
- 안벽 증심기술을 확보함으로써 기존 항만의 성능 향상을 통해 깊은 수심이 요구되는 대형 선박의 접안을 위한 기존 항만 물류 경쟁력 강화 기여
 - 기존에 현장적용 사례가 없는 중력식 안벽에 대한 증심 기술을 확보함으로써 증심 기술의 적용 대상 항만을 확대
 - 기존 항만에 안벽 증심기술을 적용하여 부산 북항 및 신항 등 초대형 컨테이너선의 입항을 추진하고 있는 기존 항만의 물류 경쟁력을 제고에 기여
- 증심 적용을 통해 새로운 항만의 건설에 필요한 막대한 예산 절감
 - 기존 항만에 대형선박 접안이 가능하게 함으로써 신규 항만 건설비용 절감
- 해상처분장에서의 토목섬유 적용시 중점관리구간 제시로 차수시트 설치시 접촉면의 동적거동을 고려한 설계 및 관리 기반 마련

2. 연구개발결과의 활용방안

- 안벽증심기술은 국가연구개발사업으로 확장하여 후속연구과제 추진
 - 국가연구개발사업으로 중력식 안벽 증심 실용화 연구과제를 후속연구로 추진
 - 수중시공로봇 및 3D 프린팅 장비 등과 연계된 증심시공기술 관련 후속 연구과제를 도출하여 국가연구개발사업으로 확대 추진
- 안벽 증심기술은 부산 북항 및 신항 등 초대형 컨테이너선의 입항을 추진하고 있는 기존 항만에서 대형선박이 접안할 수 있는 안벽의 증심에 적용 가능
- 토목섬유-흙 접촉면 전단거동 평가지침은 한국해양과학기술원 주관으로 수행중인 해양수산부 국가연구개발사업인 “폐기물 해상 최종처리 기술 개발”의 기초자료로 활용하고 향후 실증연구나 시범사업이 추진되는 경우 설계참고자료로 활용 가능

참 고 문 헌

참 고 문 헌

1. Abrahamson, N., Atkinson, G., Boore, D., Bozorgnia, Y., Campbell, K., Chiou, B., & Youngs, R. (2008), "Comparisons of the NGA ground-motion relations", *Earthquake Spectra*, 24(1), 45-66.
2. Armaleh, S. H. and Desai, C. S. (1990). "Modeling include testing of cohesionless soils under disturbed state concept," Report to the NSF, Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, University of Arizona, Tuscon, Arizona
3. ASCE/SEI 7-10(2013), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.(2013)", pp. 22-25.
4. ASTM D3999. (1996). "Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus," ASTM International, West Conshohocken, PA., Unite States.
5. Boore, D. M., & Atkinson, G. M. (2008), "Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods between 0.01 s and 10.0 s", *Earthquake Spectra*, 24(1), 99-138.
6. Campbell, K. W., & Bozorgnia, Y. (2008), "NGA ground motion model for the geometric mean horizontal component of PGA, PGV, PGD and 5% damped linear elastic response spectra for periods ranging from 0.01 to 10 s", *Earthquake Spectra*, 24(1), 139-171.
7. Chiou, B. J., & Youngs, R. R. (2008), "An NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra", *Earthquake Spectra*, 24(1), 173-215.
8. Cornell, C. A. (1968), "Engineering seismic risk analysis", *Bull. Seismol. Soc.Am.* 58, 1583-1606.
9. Darendeli, M. B. (2001), "Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves", PhD Thesis.
10. Desai, C.S. (2001), "Mechnanics of Materials and Interfaces", CRC Press LLC, Florida, pp. 421-472.
11. Endo, K.(2017), "Present situation and stabilization technique of seashore landfills in Japan", 2017 해상처분장 해외전문가초청 특별세미나, pp.29-46.
12. Gidigasu, M. D. (1976). "Laterite Soil Engineering: Pedogenesis and Engineering Principles," Elsevier Scientific Publication Company, Amsterdam, pp. 35-36
13. Groholski, D. R., Hashash, Y. M., Kim, B., Musgrove, M., Harmon, J., & Stewart, J. P. (2016), "Simplified model for small-strain nonlinearity and strength in 1D seismic site response analysis", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(9), 04016042.

14. Idriss, I. M. (2008), "An NGA empirical model for estimating the horizontal spectral values generated by shallow crustal earthquakes", *Earthquake Spectra*, 24(1), 217-242.
15. Koerner, R. M.(2012), "Designing with geosynthetics", 6th Eds., Vol. 2, pp. 532.
16. Kwak, C.W., Park I.J., and Park. J.B. (2013), "Evaluation of disturbance function for geosynthetic-soil interface considering chemical reactions based on cyclic direct shear tests", *Soils and Foundations*, Vol.53, No.5, pp. 720-734.
17. Kwak, C.W., Park I.J., and Park. J.B. (2016), "Development of Modified Interface Apparatus and Prototype Cyclic Simple Shear Test Considering Chemical and Thermal Effects", *ASTM Geotechnical Testing Journal*, Vol.39, No.1, pp. 20-34.
18. Kwok, A. O., Stewart, J. P., Hashash, Y. M., Matasovic, N., Pyke, R., Wang, Z., & Yang, Z. (2007), "Use of exact solutions of wave propagation problems to guide implementation of nonlinear seismic ground response analysis procedures", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(11), 1385-1398.
19. Ma, Y. (1990). "Disturbed state concept for rock joints," Ph.D Dissertation, Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, University of Arizona, Tuscon, Arizona
20. MASING, G. (1926), "Eigenspannungen und verfestigung beim messing. In Proceedings", second international congress of applied mechanics (pp. 332-335).
21. Menq, F. Y. (2003),"Dynamic properties of sandy and gravelly soils", PhD Thesis.
22. Oweis, I.S., and Khera, R.P. (1998), "Geotechnology of Waste Management", Second Edition, PWS Publishing Company, pp. 24.
23. Pyke, R.M. (1992),"TESS: A computer program for nonlinear ground response analyses", TAGA Engin. Systems & Software, Lafayette, California.
24. Rafizul, I. M. and Alamgir, M. (2012), "Characterization and tropical seasonal variation of leachate: Results from landfill lysimeter studied", *Waste Management*, Vol. 32, pp.2080-2095
25. Rigby, D. B. and Desai, C.S. (1995), "Testing, modeling, and application of saturated interfaces in dynamic soil-structure interaction", Report to the NSF, Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, University of Arizona, Tuscon, Arizona
26. Schofield, A.N., (1980), "Cambridge university geotechnical centrifuge operation, Rankine Lecture", *Geotechnique*, Vol. 30, No. 3, pp. 227-268.
27. Seo, M.W., Park, I.J. and Park J.B. (2004), "Development of displacement-softening model for interface shear behavior between geosynthetics, *Soils and Foundations*, Vol. 44, No. 6, pp. 27-38.
28. Seo, M.W., Park, J.B. and Park I.J. (2007), "Evaluation of interface shear strength between geosynthetics under wet condition," *Soils and Foundations*, Vol. 47, No. 5, pp. 845-856.

29. Taylor, R. N., (1995), "Centrifuge in modeling: principles and scale effects," Geotechnical centrifuge technology, Blackie Academic and Professional, Glasgow, U.K., pp. 19-33.
30. User's Guide, "Fast Lagrangian Analysis of Continua (2005), Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis", Minnesota USA.
31. Vucetic, M. (1990), "Normalized behavior of clay under irregular cyclic loading", Canadian Geotechnical Journal, 27, 29-46.
32. Vucetic, M., & Dobry, R. (1991), "Effect of soil plasticity on cyclic response", Journal of geotechnical engineering, 117(1), 89-107.
33. Yoon, S. S.(2001), "Introduction of Offshore Waste Landfill", Oceans and Fisheries, pp. 74-85.
34. 独立行政法人 港湾空港技術研究所 (2013) 港湾空港技術研究所資料 No.1227 重力式係船岸の新しい増深工法の開発
35. 小笠原 哲也, 合田 和哉, 加藤 繁幸, 水谷 崇亮, 菊池 喜昭, 寺内 潔 (2014), "重力式係船岸増深のための基礎構造に関する研究", 土木学会論文集B3(海洋開発), Vol.70, No.2, pp. I_882-I_887
36. 곽창원, 오명학, 장동인, 박인준(2016), "화학적 영향을 고려한 토목섬유-지반 접촉면의 동적상대변위", 한국지반공학회 논문집, Vol. 32, No. 11, pp. 73-81.
37. 국가지진종합정보시스템, <http://necis.kma.go.kr/>
38. 국토해양부 (2016), "건축구조 설계기준(KBC)"
39. 권오순, 오명학, 채광석(2012), "관리형 폐기물 매립호안 설계·시공관리 매뉴얼", 도서출판 씨아이알, pp. 2-3.
40. 기상청 지진 통보문, http://www.kma.go.kr/weather/earthquake_volcano/report.jsp
41. 김동수, & 추연욱(2001), "공진주시험을 이용한 국내 비점성토 지반의 동적변형특성", 한국지반공학회논문집, 17(5), 115-128.
42. 내진설계기준 공통적용사항(2017), 국민안전처
43. 박인준, 곽창원, 박준범, 조준신(2012), "폐기물 매립장 차수시설 접촉면 전단특성에 관한 연구", 한국지반공학회 논문집, Vol. 28, No. 3, pp. 45-54.
44. 박인준, 유지형, 김수일(2000), "흙-구조물 경계면의 동역학적해석을 위한 교란상태 모델링", 한국지반공학회지, Vol. 16, No. 3, pp. 5-13.
45. 오명학, 권오순, 김건호, 채광석(2012), "해상 폐기물처분장 도입을 위한 수요 및 건설입지 분석", 대한토목학회지, Vol. 60, No. 11, pp. 40-48.

부 록

안벽의 증심 매뉴얼

- 중력식 안벽 -

[국가건설기준 포맷]

국가건설기준

설계기준 Korean Design Standard

KDS 64 55 6x : 2017

안벽의 중심

2017년 12월

(예제) 국가건설기준의 표지

건설기준 제·개정 연혁

- 이 기준은 건설기준 코드체계 전환에 따라 기존 건설기준(설계기준, 표준시방서) 간 중복·상충을 비교 검토하여 코드로 통합 정비하였다.
- 이 기준은 기존의 건설공사 중력식 안벽의 증심공법 설계기준을 중심으로 항만 및 어항 설계기준, 구조물기초 설계기준의 해당하는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년월)
안벽의 증심 설계기준	· 중력식 안벽의 증심공법 설계기준	초안 (2018.02)

목 차

1. 일반사항	283
1.1 목적	283
1.2 적용 범위	283
1.3 용어의 정의	283
1.4 참고 기준	283
2. 조사 및 계획	284
2.1 일반사항	284
2.2 조사	284
2.3 계획	284
3. 재료	284
3.1 일반사항	284
3.2 재료특성	285
3.3 품질 및 성능시험	287
4. 설계	287
4.1 일반사항	287
4.2 중력식 안벽의 설계	287
4.3 중력식 안벽의 증심 설계	288
4.4 지진시 안정해석	290
4.5 중력식 안벽의 증심 시공	290

부록 1. 안벽의 중심

1. 일반사항

1.1 목적

이 기준은 항만 및 어항 설계기준에서 기존 중력식 안벽을 대상으로 하며, 필요한 접안수심이 증가하여 기존 안벽의 구조물을 그대로 활용하면서 추가적인 구조물 설치를 통해 접안 수심의 증가(이하 중심으로 표기)를 위한 설계를 수행하기 위하여 요구되는 기본적인이고 표준적인 설계기준을 제시함을 목적으로 한다.

1.2 적용 범위

- (1) 이 기준은 항만 및 어항 설계기준에서 중력식 안벽의 중심에 필요한 각종 구조물과, 기초, 굴착, 보강, 지반구조물 등의 설계에 적용된다.
- (2) 이 기준에 기술되지 않은 사항과 특수한 경우에 대해서는 국가 기준으로 제정된 기준을 적용할 수 있고, 국제적으로 검증되어 통용되는 기준도 발주자의 승인을 얻어 준용한다.

1.3 용어의 정의

내용 없음.

1.4 참고 기준

- KDS 64 00 00 ‘항만 및 어항 설계기준’
- KDS 64 10 10 ‘항만 및 어항 설계기준-설계조건’
- KDS 64 55 10 ‘항만 및 어항 설계기준- 계류시설 설계일반’

2. 조사 및 계획

2.1 일반사항

중력식 안벽의 중심 설계의 조사 및 계획은 각 구조물 및 시설물의 설계 및 시공에 필요한 구조물과 지반정보를 얻기 위해 실시한다.

2.2 조사

- (1) 조사는 각 구조물과 시설물 설계에 필요한 각종 지반 자료와 정보를 얻기 위하여 실시하며, 크게 예비조사, 본 조사, 추가조사로 이루어진다.(KDS 64 10 10 참고)
- (2) KDS 64 10 10에 명시되지 않은 사항 중 각 구조물과 시설물 설계에 추가적으로 요구되는 조사 항목은 국가 기준으로 제정된 기준을 적용할 수 있거나 국제적으로 검증되어 통용되는 기준을 준용하여 적용한다.

2.3 계획

- (1) 계획은 각 구조물과 시설물의 목적을 충분히 이해하여 합리적이고 경제적으로 수립한다.
- (2) 각 구조물과 시설물의 기능과 중요성, 지반조건, 현장의 시공여건, 지역의 환경기준, 문화재 및 천연기념물의 존재, 공사비와 공기, 재해영향, 법적 규제사항 등도 고려하여 계획을 수립한다.
- (3) 계획 수립은 해당분야 전문가의 자문과 발주자의 의견을 수렴하여 조정할 수 있으며, 필요시에는 지역주민 및 지방자치단체의 의견을 반영하여 검토한다.
- (4) 각 구조물과 시설물에 대한 계획은 기본적으로 이 기준을 따라야 하며, 추가적으로 요구되는 사항은 해당되는 구조물 및 시설물의 국가 기준을 참고하여 수립한다.

3. 재료

3.1 일반사항

중력식 안벽의 중심의 주목적 대상인 구조물, 사석, 지반(흙과 암)의 특성과 품질 및 성능 시험을 포함한다. (KDS 64 10 20 참고)

3.2 재료특성

3.2.1 흙(토사)

- (1) 일반적으로 조립토(자갈, 모래)는 상대밀도로 특성을 나타내며 세립토(실트, 점토)는 연경도로 특성을 나타낸다.
- (2) 정확한 흙의 특성은 물리적·역학적(강도, 변형, 투수 특성 등) 시험을 통해 결정된다.

3.2.2 암

- (1) 암석의 강도는 극도로 약함, 매우 약함, 약함, 보통 강함, 강함, 매우 강함 및 극도로 강함으로 기술된다.
- (2) 정확한 암의 특성은 물리적·역학적(강도, 변형, 투수, 불연속면의 전단특성 등) 시험을 통해 결정된다.
- (3) 사석의 특성은 현장조사(사석의 크기, 공극율, 공극형상, 충전정도, 충전재료 등)를 통해 결정된다.

3.2.3 그라우트

- (1) 가소성 그라우트 주입공법에 사용되는 슬래그시멘트는 혼합시멘트로 품질기준은 아래와 같다.

부록 표 1 슬래그시멘트 품질기준

항목		기준	시험 방법
분말도(cm^2/g)		3,000 이상	KS L 5106
비중		2.90 이상	KS L 5110
일축압축강도 (N/mm^2)	3일	10 이상	KS L 5105
	7일	18 이상	
	28일	25 이상	
응결 (길모아시험)	초결(분)	60 이상	KS L 5103
	종결(시간)	10 이하	

(2) 가소성 그라우트 주입공법에 사용되는 가소제는 액상제품으로 품질기준은 아래 표와 같다.

부록 표 2 가소제의 품질기준

항 목	기 준	비 고
점 도	max. 200 cps	회전식 점도계
비 중	1.0 이상	비중계법
색 상	Milky White	육안확인
pH	4.0 ± 1.5	

(3) 가소성 그라우트 주입공법에 사용되는 슬래그시멘트 페이스트(paste) 제조용 물은 청수를 사용함을 기본으로 하되 해수를 사용해도 기본 물성의 변화는 없다. 단, 강도에 유해한 영향을 주는 불순물을 함유해서는 안 된다.

(4) 해수를 사용할 경우에는 사용 장비 및 부품의 내구성이 저하되어 소모율이 커지게 되므로 충분한 양의 예비품을 준비하여야 한다.

(5) 친환경 고압분사 공법인 가소성 그라우트 주입공법에 적용되는 표준 배합비는 아래와 같으며, 목표하는 물성의 변경이 필요할 경우 시험을 통해 성능을 확인한 후 배합비를 변경하여 사용할 수 있다.

부록 표 3 가소성 그라우트 1m³ 표준 배합비(단위:kg)

슬래그시멘트			가소제 (액상)	
슬래그시멘트	첨가제	혼합수	가소제	혼합수
720	40	647	6	94

※ 첨가제는 슬래그시멘트와 현장 배합에 맞게 공장에서 혼합하여 현장으로 반입

(6) 슬래그시멘트, 첨가제, 가소제의 표준 배합으로 혼합된 주입재의 품질 기준은 아래와 같다.

부록 표 4 주입재 품질기준

항 목	품질기준	비 고
블리딩율	3% 이내	
수축율	3% 이내	
일축압축강도	5.0 N/mm ² 이상	28일 기준, KS L 5105
pH 증가율	2.0 이내	
탁도	50 이하	
Cr+6 용출 농도	0.05mg/리터 이내	수질환경 기준

3.2.4 기타

지반과 접하여 사용되는 콘크리트, 그라우트, 강재, 목재, 합성재료 등의 재료특성은 관련 기준들을 따른다.

3.3 품질 및 성능시험

- (1) 흙의 품질 및 성능시험은 한국산업규격(KS)의 기준을 따라야 한다.
- (2) 암석 및 암반의 품질 및 성능시험은 한국산업규격(KS)의 기준을 따라야 한다.
- (3) 기타 지반과 접하여 사용되는 콘크리트, 그라우트, 강재, 목재, 합성재료 등은 한국산업규격(KS) 관련 기준들을 따라야 한다.
- (4) 한국산업규격(KS)에 명시되지 않은 각종 구조물과 시설물의 지반설계에 요구되는 재료의 품질 및 성능 시험은 국제적으로 검증되어 통용되는 시험법을 준용하여 적용하여야 한다.

4. 설계

4.1 일반사항

4.1.1 검토항목

- (1) 중력식 안벽의 중심에 따른 안정해석은 기존 중력식 안벽의 안정해석과 동일하며, 다음의 항목에 대하여 검토한다.
 - ① 활동파괴(sliding failure)
 - ② 전도파괴(overturning failure)
 - ③ 지지력 파괴(bearing capacity failure)
 - ④ 전체안정성(overall stability)
 - ⑤ 기초지반의 침하(settlement)

4.2 중력식 안벽의 설계

- (1) 중력식 안벽의 설계는 KDS 64 55 20에 따른다.

4.3 중력식 안벽의 중심 설계

4.3.1 적용범위

- (1) 중력식 안벽의 중심은 전면 수심의 부족을 해결하기 위하여 안벽의 전면의 사석을 필요한 수심만큼 제거하는 방법을 의미하며, 제거된 사석의 역할을 대신할 수 있는 보강공법을 적용하여야 한다.
- (2) 안벽 전면 사석의 제거는 자중의 감소와 수동토압의 감소로 인해 안벽의 안정성에 영향을 줄 수 있기 때문에 다음과 같은 항목에 대한 검토를 수행하여야 한다.
 - ① 수동토압 감소로 인한 전도과괴
 - ② 사석중량감소로 인한 전체안정성
 - ③ 시공과정에서 전면 안벽 하단에서 발생할 수 있는 국부과괴(local failure)
- (3) 중심은 시공사례가 많지 않기 때문에 사석제거와 보강방법에 따라 나타날 수 있는 모든 상황에 대해 세심한 검토가 필요하다.

4.3.2 벽체에 작용하는 외력과 하중

KDS 64 55 20 ‘항만 및 어항 설계기준- 고정식 계류시설’에 따른다.

4.3.3 안전율 기준

중력식 안벽의 중심시 안정해석에서 적용하는 기준 안전율은 다음과 같이 중력식 안벽의 안전율과 동일하게 적용한다.

부록 표 5 중력식 안벽의 기준안전율

검토항목	평상시	지진 시
활동(sliding)	1.2	1.0
전도(overturning)	1.2	1.0
지지력(bearing capacity)	1.2	1.0
전체안정성(overall stability)	1.2	1.0

4.3.4 활동 안정성

중심공법이 적용된 중력식 안벽의 활동 안정성 평가는 KDS 64 55 20에 따른다.

4.3.6 전도 안정성

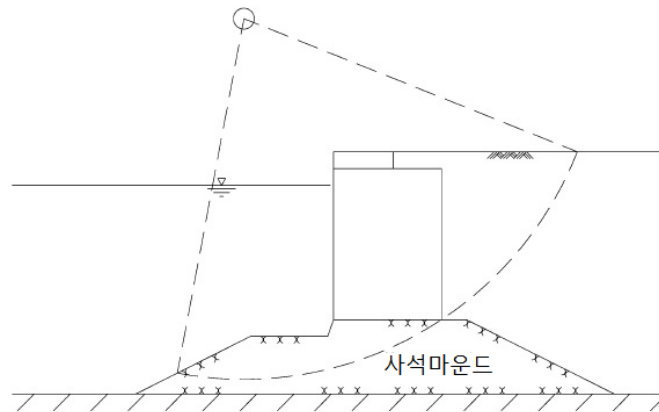
중심공법이 적용된 중력식 안벽의 전도 안정성 평가는 KDS 64 55 20에 따른다.

4.4.4 지지력 검토

증심공법이 적용된 중력식 안벽의 지지력 검토는 KDS 64 55 20에 따른다.

4.3.7 전체안정성

증심공법이 적용된 중력식 안벽의 전체안정성 검토는 KDS 64 55 20에 따른다.



부록 그림 1 증심 후의 전체안정성 평가

4.3.8 기초지반의 침하

증심공법이 적용된 중력식 안벽의 기초지반의 침하 검토는 KDS 64 55 20에 따른다.

4.3.9 시공 중 안전성

- (1) 증심공법이 적용된 중력식 안벽의 시공 중 안전성 검토는 사석제거와 지반보강에 시
간적인 차이로 인하여 발생할 수 있는 불안정성에 대한 검토를 수행한다.
- (2) 수동토압 감소로 인한 전도파괴 검토
 - ① 전도파괴에 대해 검토하는 위치는 사석을 제거한 안벽 전면 하단을 기준으로 한다.
 - ② 사석을 제거한 상태에서 하부 사석의 보강이 이루어지지 않았다면 해당조건을 가
장 위험한 상태로 보고 검토를 수행한다.
- (3) 사석중량 감소로 인한 전체안정성 검토
 - ① 전체안정성에 대한 검토는 KDS 64 11 00 지반(4.7사면의 안정)에 따라 원호활동에
대한 검토를 하여야 한다.
 - ② 시공과정에서 나타날 수 있는 가장 위험한 조건에 대해 검토를 수행한다.
- (4) 안벽 전면 하단에서 발생하는 국부파괴 검토
 - ① 사석의 제거와 사석의 보강조건에 따라 안벽의 전면 하부지반의 국부적인 안정성
을 검토한다.

- ② 안벽은 상재 하중으로 고려하고 제거된 사석마운드를 KDS 64 11 00 지반(4.7사면의 안정)에 따라 국부안정성을 검토한다.

4.4 지진 시 안정해석

- (1) 지진시 증심된 안벽의 안정해석은 중력식 안벽의 지진시 검토사항과 동일하다.
 (2) 기초지반의 액상화에 대한 검토는 KDS 11 90 00을 참조한다.

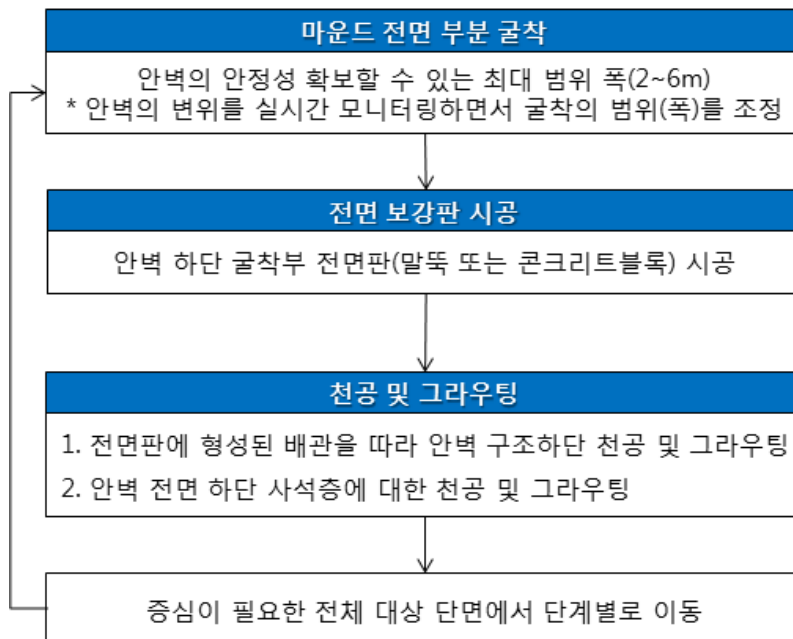
4.5 중력식 안벽의 증심 시공

4.5.1 3차원 구속효과를 고려한 분할식 증심공법

- (1) 안벽의 전면 사석을 먼저 제거하면 안벽 하부의 국부 안정성 확보가 어렵고, 안벽 하부보강을 우선적으로 수행하기에는 사석에 천공이나 말뚝, 널말뚝의 시공이 난이도가 높고 오히려 안벽 하부의 진동이나 약화를 유발할 수 있다. 이러한 문제를 해결하기 위하여 사석의 제거를 우선적으로 하지만 안벽 하단의 안정성이 국부적으로 유지되는 시점에 하부 보강을 한 후 다음 사석 제거 단계를 수행하는 증심공법이 3차원 구속효과를 고려한 분할식 증심공법이다.
- (2) 설계단계에서 사석의 최적 제거 폭을 산정하여 시공에 적용하며, 사석의 제거와 안벽 전면 하부 사석의 보강은 육상시공, 바지선을 이용한 시공, 수중장비를 이용한 시공방법이 있다.



부록 그림 2 3차원 효과를 고려한 분할식 증심공법의 개념



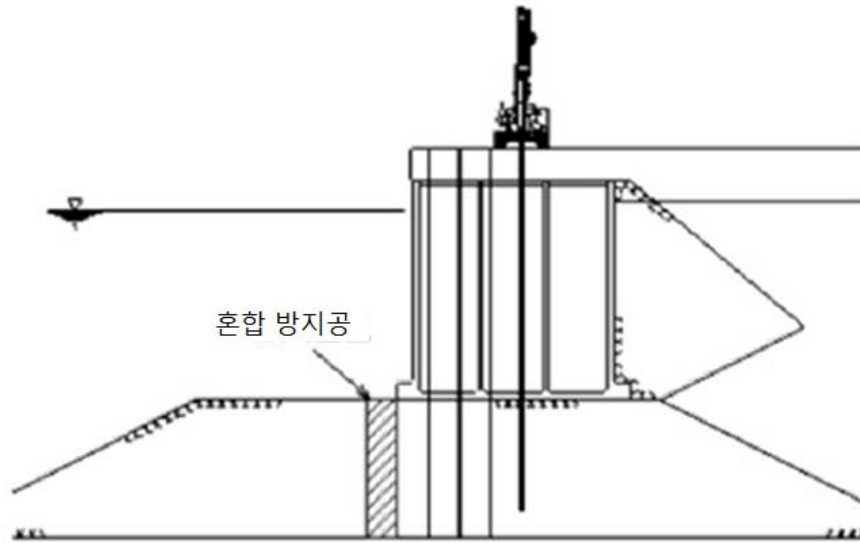
부록 그림 3 분할식 증심공법의 시공 절차

4.5.2 중력식 안벽의 증심 적용시 변위 관측

- (1) 증심공법의 시공 중 안전성 확보를 위하여 반드시 안벽의 침하, 경사 등에 주의해서 계측하면서 작업을 수행하여야 한다.
- (2) 계측항목은 변위량과 변위속도이며, 허용 변위는 요구조건에 따라 관리 기준치를 설정하여 관리한다.
- (3) 허용변위속도는 필요시 설정한다. 응력의 재분배 중 변위가 생길 가능성이 있기 때문에 재분배 후에는 움직이지 않는 것을 것을 확인하는 등, 변위 속도의 경과를 보며 시공을 진행할 필요가 있다.
- (4) 계측 초기치 설정 때문에 계획시에 안벽의 기울기 값을 조사한다.

4.5.3 전면 사석 하부보강

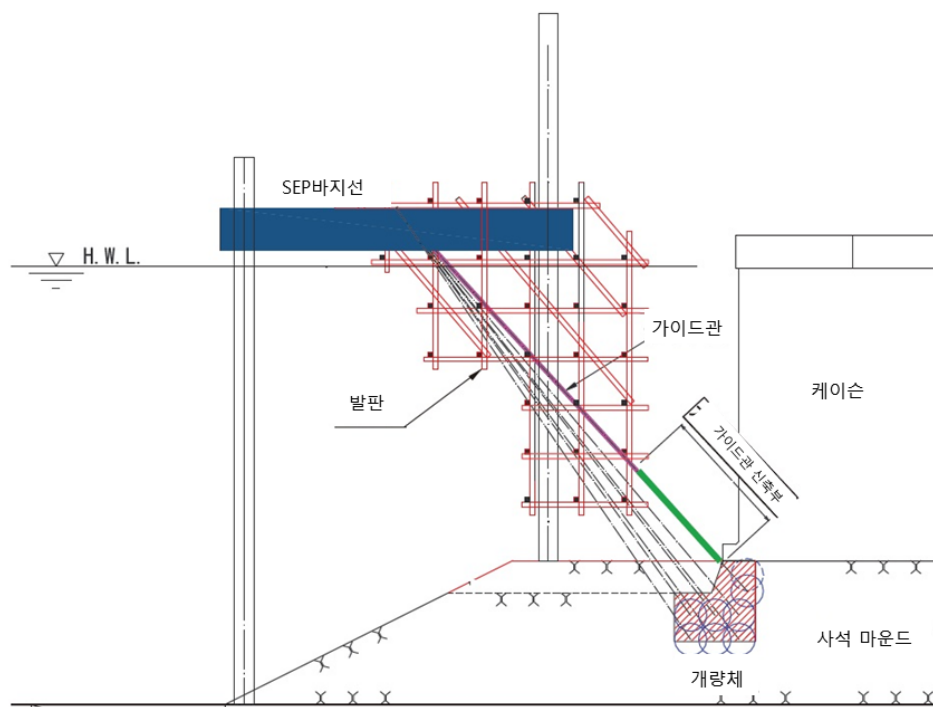
- (1) 중력식 안벽 상단에서 하부로 시추공을 형성하여 하부 사석 보강 후 전면 사석의 분할 제거하는 방법이다. 견고한 사석을 천공하므로, 통상 사용되는 회전과 주입만의 천공에서는 시간과 노력이 많이 들기 때문에 기존의 방법은 어려우며, 퍼커션에 의한 타격과 함께 침단 비트 회전 굴착하면서 천공이 적합하다.



부록 그림 4 중력식 안벽의 하부 그라우팅 육상보강

- (2) 안벽 전면 부두에 작업 방지선을 위치시키고 경사 그라우트 주입을 통해 안벽 하부 사석을 보강하는 방법이다.
- ① SEP방지선의 위치 결정은 GPS나 레이저를 이용한 유도·미세 조정에 의한다. SEP 방지선 하면위치는 작업시의 파고에 대응하는 소정의 필요 높이를 확보한다.
 - ② 발판의 상황을 잠수사가 확인한다.
 - ③ 천공시의 케이싱의 좌굴, 변위를 방지하기 위해서, SEP방지선 하부에 해저면까지 신축 가능한 가이드관을 장치하고 가이드 관을 천공 위치까지 유도·고정한다. 가이드관은 외부 케이싱의 좌굴, 변위를 억제하는 지름을 선정한다. 또 경우에 따라서는 외부 케이싱의 지름을 키우는 것과 고강도의 부재료를 이용하는 것 등의 좌굴 대책을 검토할 필요가 있다.
 - ④ 가이드관 설치 후 SEP방지선이 흔들리는 변위를 억제하기 위해서, SEP방지선과 안벽사이에 강재나 와이어 등의 변위억제 자재를 설치한다.
 - ⑤ 케이싱이 가이드관을 따라 연결하면서 착저하고 케이싱의 왜곡 등을 잠수사가 확인하고 세팅한다.
 - ⑥ 케이싱의 위치를 광파기나 스틸 줄자에 의해 확인하고 케이싱의 각도를 디지털 수준기로 확인한다.
 - ⑦ 로터리 퍼커션 드릴을 이용하여 천공 작업을 시작한다. 또한 시공 중에도 수시로 케이싱 각도를 확인해야 한다.
 - ⑧ 천공에 따른 변곡을 막기 위한 석재의 타격 파쇄가 가능한 내관 비트를 갖춘 이중 파이프 케이싱을 적용한다.

- ⑨ 천공 깊이는 시공 기본면 높이나 전케이싱 길이를 측정했다가 천공 완료시의 시공면의 여유길이를 확인한다.
- ⑩ 천공 완료 후 케이싱을 방치하고 이너 로드를 회수한다.
- ⑪ 주입관을 그라우트재 주입 위치까지 삽입한 뒤 케이싱을 회수한다. 이 때 주입관을 보호하기 위해서 가이드관은 방치한다.
- ⑫ 그라우트 재료를 주입한다.
- ⑬ ①~⑫의 순서를 반복하는 동일한 단면의 시공이 모두 완료 이후 주입 파이프를 절단하고 가이드관을 회수한다. 그 다음 단면을 시행한다.
- ⑭ 사석 굴착 후에 주입 파이프를 다시 절단한다.



부록 그림 5 해상에서 사석의 그라우트 보강

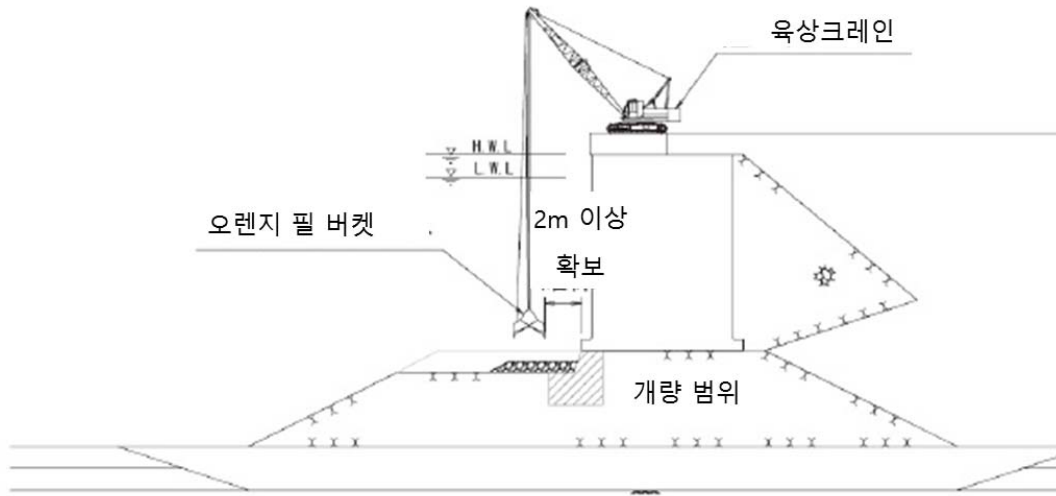
- (3) ·수중사석고르기 장비(UX100), 중작업용 수중건설로봇(Uri-R), 수중작업툴을 장착한 수중로봇(KIO가온) 등 수중장비를 이용하여 안벽 전면 사석의 분할 제거 후, 수중장비를 이용한 안벽 하부 그라우트 보강을 수행할 수 있다. 또한 수중 3D플린팅 장비 개발과 연계하여 사석제거와 그라우트 보강을 분할 및 연속적으로 시공하는 방법도 개발 중이다.



부록 그림 6 수중건설로봇을 이용한 안벽 하부사석의 보강

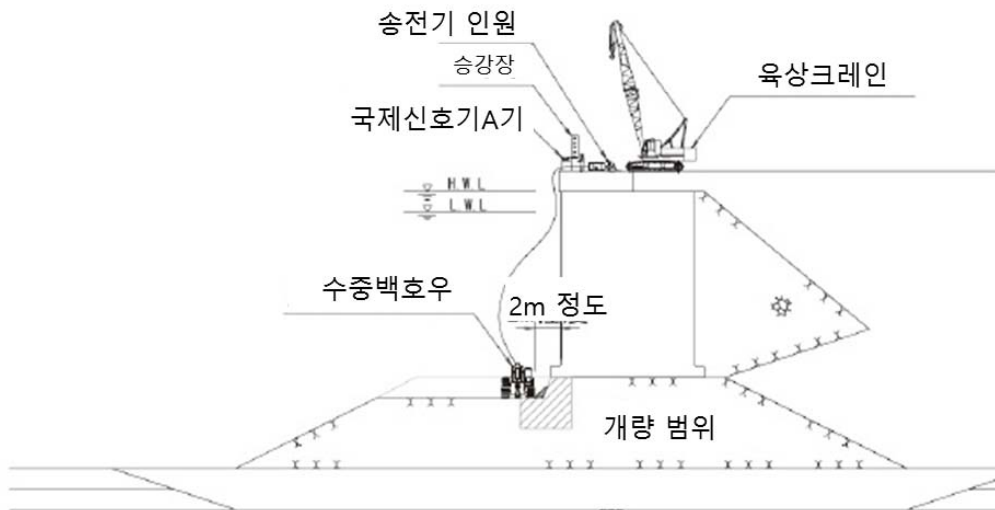
4.5.4 사석의 철거

- (1) 사석의 고화후, 안벽 전면의 사석을 굴착할 때, 시공 시에 대해서도 안벽의 안정성을 확보하기 위해 개량체가 필요 강도에 이른 것을 확인해야 한다. 개량체의 강도확인으 현장 시험을 수행하여 평가한다. 또한 고화재의 강도가 필요 강도보다 현저히 큰 경우에는, 굴착하는 부분의 사석에 충전된 고화재강도가 필요 강도를 만족한 후에 빨리 굴착하는 것이 바람직하다.
- (2) 안벽 부근의 사석 굴착에서는, 안벽에 근접하여 굴착을 해야 하기 때문에 육안 확인을 하며 신중하게 굴착할 필요가 있다.
- (3) 사석 굴착 후, 안벽 앞쪽 벽면의 사석 표면에 대해 표면 보호를 할 필요가 있다.
- (4) 오렌지 버킷의 시공은 계선안 본체를 손상하지 않도록 주의하며 시공할 필요가 있다, 오렌지 필 버킷(orange-peel bucket)을 뜯 상태에서 케이슨과의 간격을 2m이상 확보하는 것이 바람직하다.



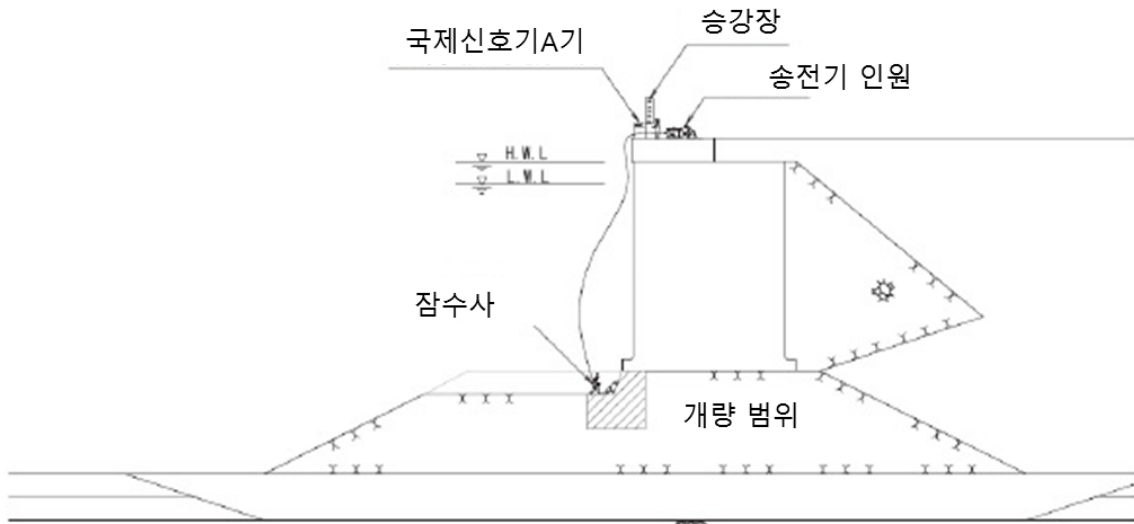
부록 그림 7 버킷을 이용한 사석제거

- (5) 수중 백호우를 이용한 시공은 버킷형 어태치먼트로 끌어내고 안벽근처부분에서 착암기형 어태치먼트를 사용하여 철거 작업을 한다. 안벽 앞쪽 부근의 사석 굴착에서는, 구조물에 손상을 주지 않아야 한다. 한편 고결된 사석은 견고하기 때문에 인력으로 굴착이 어렵고 잠수사나 수중카메라에 의해 직접 육안으로 확인하면서, 신중하게 성형해야 한다.



부록 그림 8 수중장비(굴삭기)를 이용한 사석 제거

- (6) 사석의 제거의 효율은 낮지만 정밀한 작업을 위해서 잠수사가 직접 사석을 제거하는 방법도 적용할 수 있지만, 전체 구간에 적용하기에는 적합하지 않다.



부록 그림 9 잠수사를 이용한 사석 제거

4.5.6 공법별 비교

부록 표 6 증심 시공방법 비교

구분	육상 시공	바지선 시공	수중장비 시공
하부 사석 보강법	육상 시추장비 활용	바지선 활용	수중장비 활용
전면 사석 철거 방법	육상 크레인 활용	육상 크레인 활용	수중장비 활용
시공성	<ul style="list-style-type: none"> 육상 시공이므로 시공여건은 우수하지만, 정밀 그라우트 시공이 어렵기 때문에 광범위한 시공 필요 과다 그라우팅으로 전면사석제거 어려울 수 있음 	<ul style="list-style-type: none"> 바지선에서 필요한 최적의 위치에 그라우트 시공이 가능하지만 바지선박 운영이 별도로 필요 바지선을 이동하면서 작업을 해야 하기 때문에 시공 속도가 느림 	<ul style="list-style-type: none"> 수중환경을 직접 보면서 필요위치에 정밀한 시공이 가능하지만 장비구성이 복잡해짐
경제성	<ul style="list-style-type: none"> 육상 장비 운용으로 경제적임 	<ul style="list-style-type: none"> 선박운영으로 고가의 시공 비용 소요 	<ul style="list-style-type: none"> 수중로봇 운영으로 장비 임차비 소요
장단점 비교	<ul style="list-style-type: none"> 경제적이지만, 증심 공법의 품질을 확보하기 어려움 시공 속도가 빠름 	<ul style="list-style-type: none"> 가장 높은 비용 시공 속도 낮음 	<ul style="list-style-type: none"> 고비용이지만 고품질 시공 가능하며, 시공과정을 모니터링 할 수 있음 시공 속도가 빠름

4.5.7 그라우트 주입

(1) 사용 장비

- ① 친환경 고압분사 공법 분사용 초고압 펌프는 상용압력이 200 ~ 400 kg/cm², 상용토출량이 분당 60±10 l 이상의 능력이 있는 것을 사용하여야 한다.
- ② JETTING MACHINE(분사 장비)은 저속 회전이 가능하며 자동 상승 작동장치가 부착된 것을 사용한다.
- ③ 분사용 MONITOR는 특수 NOZZLE을 상하에 장착하여 가소제와 슬래그시멘트를 소정의 압력으로 압축공기를 병용하면서 소정의 양을 분사할 수 있어야 한다.
- ④ 발전기는 고압전류를 사용하므로 누전의 위험이 없어야 한다.
- ⑤ 공기 압축기는 토출압 7kg/cm²이상, 토출량 10.3m³/min이상의 것을 사용한다.
- ⑥ 친환경 고압분사 공법 MIXER(믹서기)는 1m³ 이상의 것을 사용한다.
- ⑦ AGITATOR(교반기)는 2m³ 이상의 것을 사용하고 시멘트 입자가 가라앉지 않게 하는 장치가 있어야 한다.
- ⑧ 가소제 탱크는 분사되는 양을 수시로 확인 할 수 있도록 한쪽 면이 투명한 것으로 한다.

(2) PLANT 설치

- ① 작업 반경 100m 이내 지점에 설치하되 배수 처리, 인접 건물에 대한 소음, 현장교통 관계 등을 고려하여 설치한다.
- ② PLANT 설치가 완료되면 시운전을 하여 전선의 연결 상태, 각 장비의 가동상태, MONITOR 작동 상태, 급수, 유류상태 등을 확인 점검하여 안전도 및 시공에 필요한 제반 사항을 확인한다.

(3) 가소성 그라우트 주입공

- ① 지반 내에 슬래그시멘트와 첨가제, 가소제를 분사, 교반 혼합하는 과정을 가소성 그라우트 주입공이라 한다. 단, 첨가제는 슬래그시멘트와 현장 배합에 맞게 공장에서 혼합하여 현장으로 반입한다.
- ② 작업 전 삼중관의 회전속도 및 양관속도를 지층 구성 상태에 따라 소정의 수치에 맞춘다.
- ③ 혼합된 슬래그시멘트와 첨가제를 MIXING 한 후 AGITATOR에서 혼합수와 섞어준다.
- ④ 슬래그시멘트 분사용 초고압 PUMP에서는 공천공시 공급하던 물을 슬래그시멘트로 바꾸고 가소제 탱크의 밸브를 열어준 후 설계기준 압력 200~400kg/cm²이 될 때까지 서서히 압력을 높인다.
- ⑤ 공기 압축기의 압력도 지층 구성 상태에 따라 소정의 압력(7~22kg/cm²)에 맞춘다.

- ⑥ 공기 압축기의 압력에 따라서 가소제의 주입량이 달라지므로 수시로 확인하여 배합에 맞는 양이 주입되도록 압력을 조절해준다.
- ⑦ 삼중관의 인상 시, 한 계단 (1 STEP)의 거리는 2.5 ~ 5.0cm를 기준으로 하되 지층 구성 상태 및 시험 시공결과에 따라 증감할 수 있다.
- ⑧ 삼중관의 분해, 조립 시에는 슬래그시멘트와 가소제, 압축공기의 공급을 중단한다.
- ⑨ 슬래그시멘트의 분사량은 관내 저항 등에 의해 다소 변화하며 설계 기준량 $60 \pm 10 \text{ l/min}$ 이상을 기준으로 하되, 성과 이용 목적에 따라 증감 할 수 있다.
- ⑩ 시공시 토피는 최소 1.0m 이상 유지하도록 한다.
- ⑪ 시공시 SLIME의 배출을 최대한 원활하게 하여 공내에 잔류압력이 걸리지 않도록 한다.
- ⑫ 공내에 잔류압력이 걸려서 압력이 높아지게 되면 슬래그시멘트와 첨가제, 가소제의 분사를 멈추고 물로 바꾸어 분사하며 압력이 안정될 때까지 천천히 삼중관을 인상한다.
- ⑬ 배출된 SLIME은 300m 이내의 폐기물 처리장 내로 처리토록 한다.

(4) 검 사

① 검사방법

- 가. 현장 여건 및 설계목적에 따라 아래와 같은 방법 중 하나를 택하여 시공 결과를 검사할 수 있으며, 그 비용과 일정은 별도로 계상해야 한다.
- 나. 주기적인 실내시험으로 현장시험을 대체하여 일축압축강도를 확인하며 공인 기관에 의뢰한다.

② 검사회수

검사수량은 한 현장당 1개소를 기준으로 하되 지반조건이 현저히 다르거나 시공조건, 시공방법 그리고 사용재료가 다를 경우 또 성과 이용목적이 다를 경우 그 때마다 1개소씩 추가할 수 있다.

부록 2. 토목섬유-흙 접촉면 전단거동 평가지침(안)

1. 개요

토목섬유는 해상처분장에서 차수벽의 측면 또는 바닥면에 포설되고 지진시 동적하중에 의한 전단력을 받게 되므로 동적 전단거동이 가장 중요하다. 이 때, 토목섬유는 주위 흙(뒤채움재 등)과의 접촉면을 형성하게 되므로 토목섬유-흙 접촉면(geosynthetic-soil interface)의 동적 전단거동을 파악하는 것이 가장 핵심이다.

접촉면의 거동특성을 파악하기 위하여 이론적, 실험적, 수치해석적 방법이 가능하다. 그러나 접촉면은 불연속면으로서 거동에 영향을 미치는 변수들이 다양하고 그 역학관계가 매우 복잡하여 이론적 접근만으로는 한계가 있다. 또한 실험적 시험 수행시 시간적, 경제적 비용이 과다하게 투입되는 단점이 있으므로 이에 대한 대안으로서 토목섬유-흙 접촉면의 동적 전단거동을 모사할 수 있는 실내시험을 수행하는 것이 바람직하다. 또한 다양한 해석단면(geometry) 및 지반조건에 대한 관심분야의 결과를 얻을 수 있는 수치해석을 수행하여 실내 시험 결과를 활용 또는 보완할 수 있다. 특히 모형 조성 및 시험조건 구현이 까다로운 호안구조물의 경우 수치해석을 통하여 일관성 있는 결과를 획득할 수 있다.

2. 접촉면 동적거동 평가 이론

가. 교란상태개념(Disturbed State Concept)

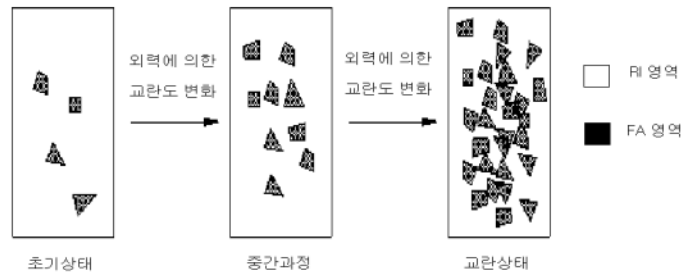
1) 교란상태개념

재료가 외부로부터 하중을 받게 되면 재료내부의 미세구조는 그로 인해 변화를 일으키게 된다. 교란상태개념은 하중을 받는 재료의 거동을 이러한 미세구조의 변화에 근거하여 정량적으로 표현할 수 있다는 가정에 기초하고 있다. 교란상태개념에서는 하중을 받는 재료의 거동을 정의하기 위해 두 개의 기준상태를 도입하였다.

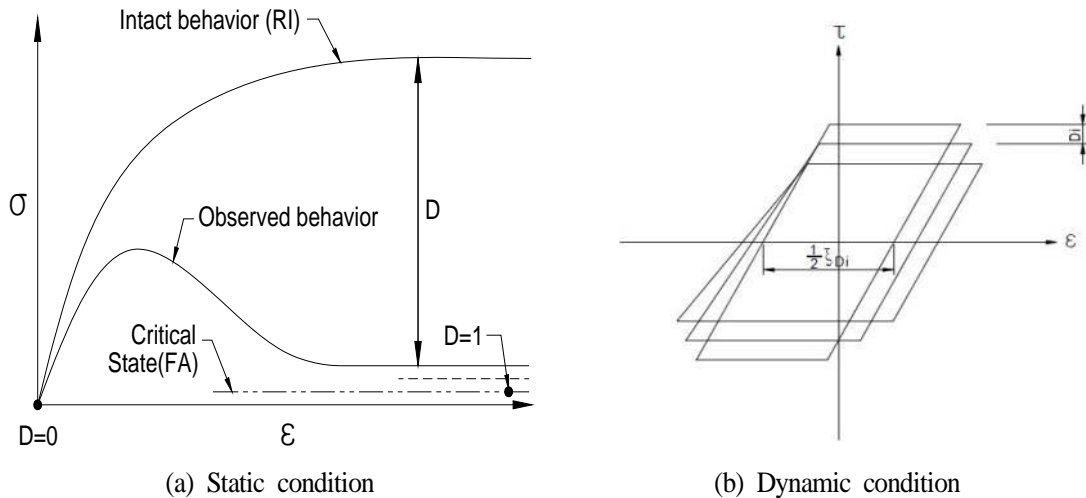
첫 번째는 상대적으로 손상되지 않은 상태(relatively intact, RI) 로써 재료가 외력을 받기 전의 초기 상태에는 미세한 결함들을 포함하더라도 재료가 상대적으로 손상되지 않은 상태로 볼 수 있다. 두 번째는 완전파괴 상태(fully adjusted, FA)로써 재료의 초기상태는 미세하게 존재했던 손상된 부분이 외력에 의해 점차로 확산되어 재료가 전단저항력을 완전히 잃은 상태를 말한다. 하중을 받는 재료는 파괴에 이르기까지 RI 상태와 FA 상태의 사이에 존재하게 된다. RI 상태는 탄성모델 또는 탄소성 모델 등의 구성방정식으로 나타낼 수 있으며, FA 상

태는 한계상태개념을 통해 나타낼 수 있다.

그림 10은 재료가 하중을 받는 초기에는 RI 상태의 거동과 유사한 거동을 보이거나 지속적인 하중으로 인해 재료의 미세구조가 자기조정(self-adjustment)과정을 거치면서 점차 한계상태인 FA 상태에 도달하게 되는 과정을 표현하였다. 그림 11는 재료의 응력-변형률 관계곡선을 정적하중과 동적하중 상태로 나누어 표현하였다. 재료의 교란정도를 나타내는 교란도, D 는 두 개의 기준 상태에 대한 응력 수준의 차이를 통해 정의한다(Park et al., 2000).



부록 그림 10 Relative intact(RI) and fully adjusted(FA) state(Park et al, 2000)



부록 그림 11 Schematic of stress-strain behavior(Park et al., 2000)

접촉면은 불연속면이므로 동적거동을 이론적으로 파악하기에 한계가 있으며 현재까지의 연구 결과도 제한적이므로 실내시험 결과를 이용할 수 있는 이론을 도입할 필요성이 있다. 접촉면 동적거동 분석에 활용할 교란상태개념(DSC)은 실내시험과 병행된 기존 연구에서 그 활용성과 적합성이 검증된 바 있다(Kwak et al., 2013; Park et al., 2000; Rigby and Desai, 1995; Armaleh and Desai, 1990; Ma, 1990).

2) 교란도 함수

어떤 재료에서 임의의 응력상태를 RI상태 및 FA상태와 비교하여 교란도(D) 값으로 표현할 수 있으며 이는 다음 식 1과 같다. 초기상태에 재료는 전혀 교란된 부분이 존재하지 않는 RI상태라고 가정하면 D 값은 0이다. 재료가 완전히 교란된 상태를 FA상태라고 보면, D 값은 1이 되는데 실제로 대부분의 재료는 D 값이 1에 도달하기 전에 파괴에 이르므로 실제의 경우 FA상태의 D 값은 1보다 작은 값을 가진다.

$$D = \frac{\tau^i - \tau^a}{\tau^i - \tau^c} \quad (1)$$

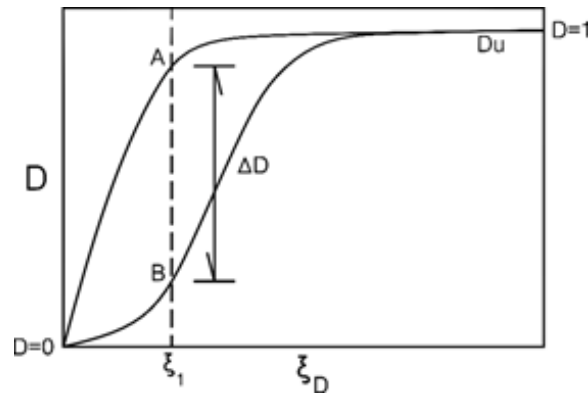
여기서 τ^i , τ^a 그리고 τ^c 는 각각 RI상태, FA상태 그리고 시험을 통해 얻은 재료의 평균의 평균 전단응력 값을 나타낸다. 교란도와 응력-변형률 상관도로부터 산정한 소성변형의 누적량을 표현하는 매개변수를 전단소성변형률 상각궤도(deviatoric plastic strain trajectory, ξ_D)라고 하고, 이에 관한 상관식은 식 2와 같이 표현하였다.

$$D = D_u (1 - e^{-A\xi_D^Z}) \quad (2)$$

여기서 D_u 는 한계 교란도이고, A, Z 는 물체 특성에 따라 결정되는 고유의 파라미터이다. 상수 D_u 는 여러 연구에서 0.99로 가정되었다(Armaleh and Desai, 1990). 이러한 가정은 물체가 한계상태에 도달했음을 의미하는 잔류응력이 임계상태에 접근하는 것과 같은 이상적인 상태에 기초한 것이다. 하지만 실제 실험결과는 잔류응력이 임계응력보다 1~2 % 정도 크게 측정됨을 보여준다. 그러므로 D_u 값을 0.99로 하는 것이 합당하다. ξ_D 의 산정 방법은 식 3과 같다. 여기서 u_r^P 는 소성상대수평변위이며 v_r^P 는 소성상대수직변위이다.

$$\xi_D = \int \left(du_r^P \cdot du_r^P + dv_r^P \cdot dv_r^P \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

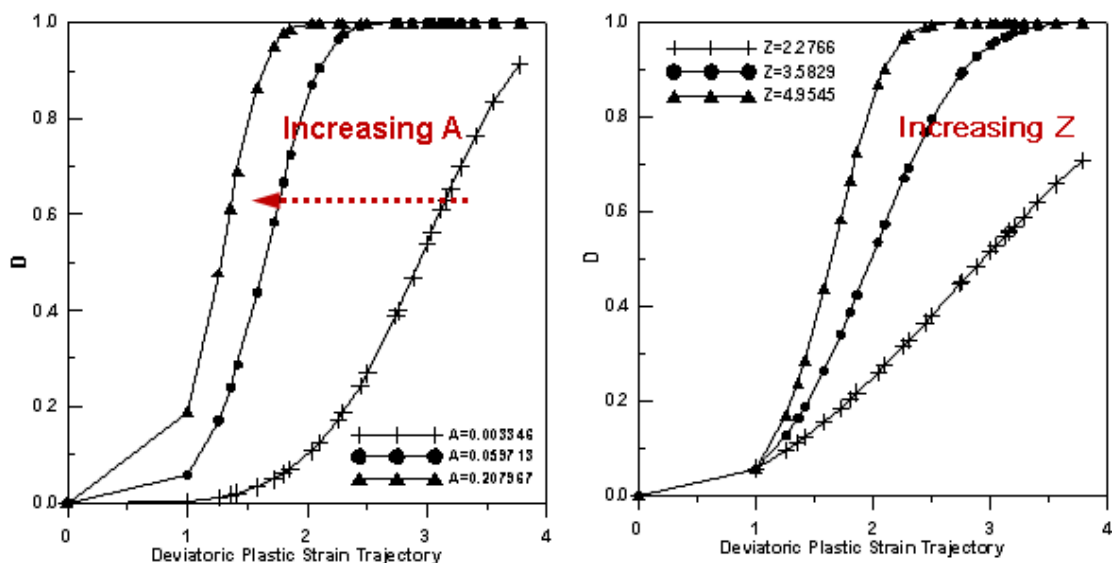
일반적인 교란도 함수의 형태는 다음 그림 3과 같다. 동일한 소성변형률상각궤도(누적 소성변형률) ξ_1 일 때 물체 A는 교란도 값이 B에 비하여 월등히 크게 산정되어 파괴시점에 보다 빠르게 접근함을 알 수 있으며 각 소성변형률상각궤도별 교란도를 교란도 함수 곡선으로부터 정량적으로 파악할 수 있다.



부록 그림 12 Typical shape of disturbance function

교란도 함수의 형태에 따라 손상속도와 정도가 결정되는데, 형태는 고유의 파라미터인 A, Z 값에 의하여 결정된다. A, Z 값에 대한 수학적 민감도 분석을 통하여 각 파라미터가 교란도 함수 곡선 형태에 기여하는 특징을 파악할 수 있으며, 그 결과는 다음 그림 13와 같다. A 값이 증가하면 곡선의 기울기는 거의 변동 없이 좌측으로 이동한다. 즉 동일한 소성변형률상각계도 값에 대하여 보다 빨리 교란도가 증가(즉, 파괴에 근접)하게 된다. Z 값이 증가하면 곡선의 기울기가 급속히 증가하므로 역시 동일한 소성변형률상각계도 값에 대하여 보다 빨리 교란도가 증가하게 된다. 따라서 교란도 함수 곡선의 형태는 A, Z 값을 알면 결정할 수 있으며, A, Z 값은 실내시험을 통하여 결정할 수 있다.

결과적으로, 교란도 함수를 결정하기 위하여 실내시험이 반드시 필요하며 많은 실내시험 자료가 축적된다면 최소한의 실내시험을 통하여 일반적인 교란도 함수를 추정해 낼 수 있다.



부록 그림 13 The effect of A, Z parameters on the shape of disturbance function curve

나. 수치해석(Numerical Analysis)

1) 수치해석 방법론

수치해석은 유한요소해석법 또는 유한차분해석법에 의거하여 상용화된 수치해석 프로그램을 이용하여 해석조건 결정, 모델링, 해석, 결과검토 등 과정을 수행하는 것을 의미한다.

수치해석에 의한 해상처분장의 동적거동 해석시, 원지반 초기조건 구현 후 지하수위를 고려한 유효응력해석이 적합하다고 판단된다. 이를 위하여 유효응력해석이 가능한 FLAC2D 와 같이 프로그램을 적용하여야 함이 타당하고, 추후 동적하중 재하시에는 정적(static)-간극수흐름(flow)-동적(dynamic) 연계해석(coupled analysis) 수행이 바람직하다.

수치해석시 간극수위(지하수위) 분포를 위한 흐름해석 수행이 가능하고, 이 상태에서 추가적인 동적해석을 수행하는 연계해석이 가능한 프로그램을 이용하는 것이 보다 실제조건에 부합하는 결과를 도출하게 된다.

2) 유한차분해석 이론

범용 지반해석 프로그램 중 유한차분해석법(finite difference method)을 적용한 FLAC2D 가 적합한 프로그램이라 판단된다. 유한차분해석법을 이용한 개략적인 알고리즘은 평형방정식, 적합방정식, 구성방정식, 연속방정식, 운동방정식, 열전달 방정식 등을 지배방식으로 선택하여 2차원 또는 3차원 연속체 공간을 유한차분망으로 분할하여 임의의 위치에서 각각의 지배방정식 해를 구하는 것이다.

$$m \left[\frac{du}{dt} \right] = F \quad (4)$$

상기 식은 연속체에서 다음과 같이 표현된다.

$$\rho \left[\frac{\partial u_i}{\partial t} \right] + \left[\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} \right] = \rho g_i \quad (5)$$

여기서 ρ : 밀도 σ_{ij} : 응력 tensor 성분

u_i : 속도 g_i : 자중

t : 시간 x_i : 좌표 벡터 성분

FLAC2D에서는 응력 또는 변위를 지정하는 경계조건에서 변위 경계조건인 경우 절점(gridpoint)에 일정속도를 부여하고 응력 경계조건인 경우 뉴턴의 운동법칙으로부터 힘을 구하여 절점에 그 힘을 더함으로서 미지의 점에서의 힘을 순차적으로 구한다.

3) 유효응력해석 이론

지반은 다공질 매체이며 수위의 높낮이는 있지만 항상 물이 존재하고 있다. 모든 지반공학 적 문제에서 중요한 부분을 차지하는 것이 지하수이며 이를 간과할 경우 흙막이 구조물의 붕괴, 토사유실, 파이프(piping), 분사(quick sand) 등 지반 재해를 유발할 수 있다. 특히, 해상 처분장의 경우 항상 물과 접하므로 수치해석시 해수에 의한 침투 및 포화상태를 반드시 고려하여야 한다.

지하수가 분포할 경우 지반에 외력이 재하되면 지반의 응력-변형률 거동을 유발하는 것은 오로지 유효응력에 기인하게 된다. 따라서 지하수와 분리하여 지반의 유효응력 변화를 고려할 수 있는 유효응력해석(effective stress analysis)을 수행하여야 실제 지반의 거동과 유사한 결과를 얻을 수 있다.

포화된 지반에 지진과 같은 급속한 하중이 가해지면 지반은 순간적으로 비배수 거동을 하게 되며 이때 변위 및 응력은 간극수압에 의해 많은 영향을 받는다. 따라서 간극수압-진동 하중 상호작용을 고려하는 연계해석(coupled analysis)을 수행하여 과잉간극수압 증가와 변형을 검토하는 것이 합리적이며, 이 때 간극수압 분포는 흐름해석(flow analysis)을 통하여 해석적으로 얻을 수 있다. 유효응력 해석시 과잉간극수압의 누적변화를 계산할 수 있는 Finn Model 을 적용하는 것이 일반적이며, 이 모델의 기본개념 및 입력정수는 아래와 같다(Finn & Byrne, 1991).

- ① 동적하중 재하시 간극수압의 증가현상은 부차적인 것으로서 동적하중 재하시의 일차적인 결과는 지반의 영구적인 체적변형이다. 이때 간극이 유체로 채워져 있다면 유체의 압력은 증가하게 되고 유효응력은 감소하게 된다. 이러한 영구적인 체적변형률과 전단변형률 크기 사이의 관계는 다음 방정식과 같다(Martin et al, 1975).

$$\Delta\epsilon_{vd} = C_1 (\gamma - C_2 \epsilon_{vd}) + \frac{C_3 \epsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \epsilon_{vd}} \quad (6)$$

- ② 여기서 ϵ_{vd} 는 영구적인 체적변형률, γ 는 전단변형률, C_1, C_2, C_3 및 C_4 는 Finn & Byrne Model 적용시 필요한 입력상수이다. 만일 전단변형률이 없다면 체

적변형률의 변화량도 0이 되므로 위 식 6으로부터 다음 식 7을 얻을 수 있다.

$$C_1 C_2 C_4 = C_3 \quad (7)$$

③ 실무적으로는 다음 식과 같이 Byrne(1991)이 제안한 간편식이 널리 쓰인다.

$$\frac{\Delta\epsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \left(\frac{\epsilon_{vd}}{\gamma}\right)\right) \quad (8)$$

④ 여기서 C_1 은 대상 지반의 상대밀도(D_r)에 의해 결정되는 상수이며 다음 식 9에 의해 계산할 수 있다(Byrne, 1991).

$$C_1 = 7600 (D_r)^{-2.5} \quad (9)$$

⑤ 많은 실험을 수행한 결과 C_1 및 C_2 의 관계는 다음 식 10과 같다.

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (10)$$

3. 접촉면 동적전단거동특성 실내시험 평가지침(안)

가. 실내시험 개요 및 절차

1) 동적 단순전단시험

토목섬유-흙 접촉면의 전단거동은 지반조건, 외력조건, 하중조건 등 다양한 변수들에 의하여 영향을 받으므로 이를 이론적으로 정의하기 쉽지 않아 주로 실내시험에 의한 실험적 연구가 진행되어 왔다. 대표적인 접촉면 시험방법과 그 장단점은 다음 표 7과 같다.

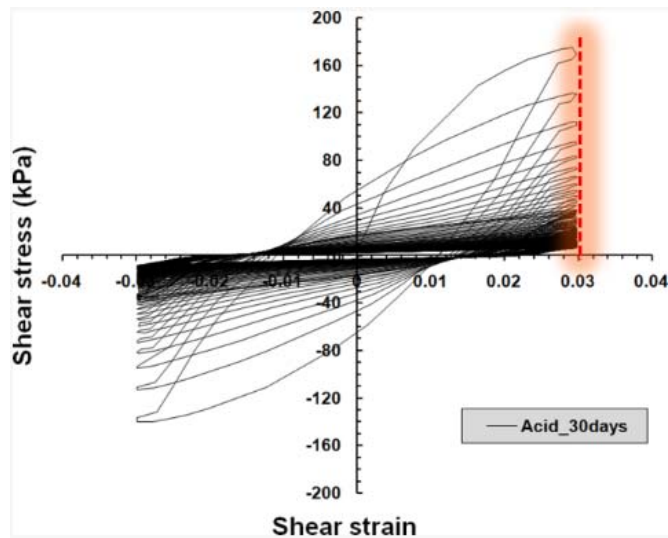
다양한 실내시험 방법 중 접촉면 거동을 실제와 가장 근접하게 모사할 수 있고 시료의 교란이 적어 신뢰도가 높은 단순전단시험을 적용하는 것이 합리적이다. 특히 반복 동적하중 재하시의 전단거동을 직접적으로 모사할 수 있고 접촉면 위치별로 발생하는 변형을 직접적으로 측정할 수 있으므로 가장 유리한 시험방법이라 할 수 있다.

부록 표 7 접촉면에 대한 실내시험 방법

시험방법	장점	단점
직접전단시험 (Direct shear test)	시험이 비교적 쉬움 - 시료제작이 간단	- 접촉면을 따라 진행성과파괴가 발생 - 시료 경계면이 결과에 영향을 미침 - 접촉면 상대변위를 독립적으로 획득 불가능 - 접촉면 단면적이 시험 도중 지속적으로 변함
링전단시험 (Ring torsion test)	- 대변형률 적용 가능 - 단부효과(end effect) 없음 - 시험 도중에도 접촉면 면적이 일정정적, 동적시험이 모두 가능	- 시료성형, 준비가 어려움 - 시험기 구조 및 시스템과 시험 절차가 복잡 - 시료 내 전단변형률이 변화
단순전단시험 (Simple shear test)	- 시료준비 및 시험수행이 간단 - 독립적인 변형 계측 가능 - 정적, 동적시험이 모두 가능	- 단부에서 응력집중 발생

2) 동적 재하조건

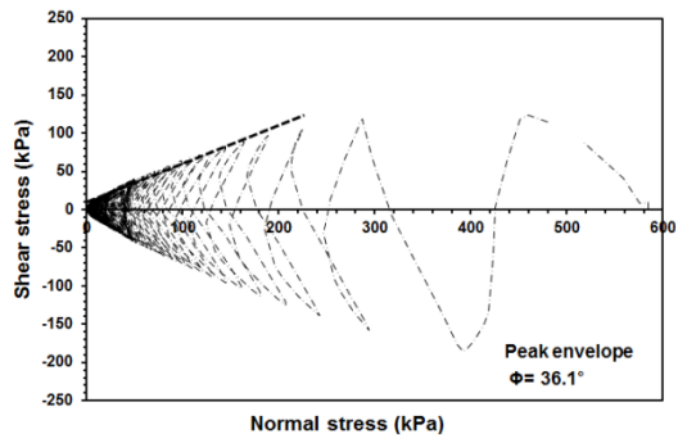
앞절에서 살펴본 바와 같이 동적 전단특성을 파악하기 위한 시험으로는 동하중을 구현할 수 있는 가진기를 장착한 단순전단시험이 가장 대표적이다. 동적 단순전단시험은 하중 재하 방식에 따라 응력제어(stress-controlled) 방식과 변형률제어(strain-controlled) 방식으로 구분하며, 통상 시험기 제작이 쉽고 경계조건 설정이 용이한 변형률제어방식을 사용하는 것이 일반적이다. 국내에서 가장 널리 사용되는 복합식 토목섬유(geocomposite)와 주문진표준사를 적용하고, 진동수는 0.5 Hz, 최대전단변형률은 3.0 % 를 적용하였을 때 동적 단순전단시험의 수행 예는 다음 그림 14와 같다.



부록 그림 14 Cyclic shear behavior of the interface(Kwak, 2014)

재하 Cycle 증가시에도 3.0 % 의 전단변형률을 유지하고 있으며 최대전단응력이 약 15회 까지 급격하게 감소한 후 감소폭이 둔화되는 경향을 보인다. 이는 토목섬유-흙 접촉면의 전단강도가 동하중 재하 초기에 급격히 감소함을 의미한다.

재하 Cycle 의 누적 회수에 따른 전단응력-연직응력 관계는 다음 그림 15와 같다. 재하 초기에 급격한 연직응력, 전단응력의 감소로 인하여 곡선이 좌측으로 이동하며 반복 재하에 따라 일정한 포락선을 형성한다. 포락선의 최대 각도는 상재압에 주로 영향을 받으며 통상 상재압이 증가할수록 포락선의 각도가 증가하는 경향을 보이고 있다.



부록 그림 15 Cyclic response of shear-normal stress(Kwak, 2014)

3) 다기능 접촉면 전단시험기(Multi-purpose interface Apparatus) 및 시료준비

지반-토목섬유 접촉면 동적 전단거동 특성을 분석하기 위해 다기능 접촉면 전단시험기(Multi-purpose interface Apparatus)를 이용할 수 있다. 본 기기는 지반과 임의 재료의 접촉면의 정, 동적 강도저하 평가 및 온도 조건 제어가 가능한 시험기이다. 시험기 및 제어 PC의 전체 외형은 다음 그림 16과 같다.



부록 그림 16 Appearance of M-PIA

본 기기에서는 연직하중(nomal force) 재하기구와 전단하중(shear force) 재하기구를 분리함으로써 상부 모듈(㉓)에서 연직하중만을 재하하고, 하부 모듈(㉔)에서 전단하중만을 재하하여 모멘트 발생을 억제하며 시험결과의 신뢰성을 향상시켰다.

12개의 전단링(㉑~㉒)으로 시료전체의 변위를 측정함으로써 근접한 접촉면의 두께를 산정할 수 있다. 토사 시료는 주문진표준사를 적용하며, 시료의 상대밀도는 60% 로 설정하고 토사 시료는 각 시료의 함수비를 측정한 후 시료의 무게를 계산하여 공기낙사법(air pluviation method)을 이용하여 몰드에 다져 넣는다. 이 때, 시료직경 100mm, 흙시료 높이 33mm, 토목섬유 두께 7mm를 고려하여야 하며 Ladd의 방법(Ladd, 1978)에 의하여 층별 다짐높이를 결정할 수 있다. 공기낙사법의 적용은 다음 식 및 순서에 의한다.

- ① 목표 상대밀도를 결정한다. 일반적으로 60 % 를 적용한다.
- ② 시료의 평균 함수비(ω)를 구한다.
- ③ 시료 높이를 고려한 다짐 층수(n)를 결정한다. 본 시험에서는 시료 높이가 33mm 이므로 1개 층 두께 16.5 mm, 총 2개 층으로 결정하였다.
- ④ 총 습윤중량(W_T)을 결정한다(γ_d 는 건조단위중량, V_m 은 시료 전체의 부피).

$$W_T = \gamma_d(1 + \omega) V_m \quad (11)$$

- ⑤ 층별 습윤중량(W_L)을 결정한다.

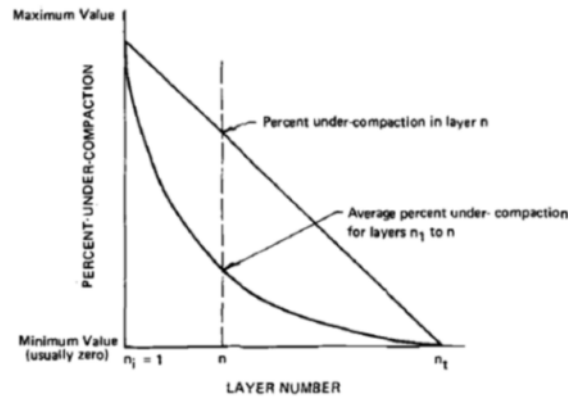
$$W_L = W_T/n \quad (12)$$

- ⑥ 다음 식과 그림 8에 의해 층별 과소다짐도(U_n)을 결정한다.

$$U_n = U_{ni} - \left[\frac{(U_{ni} - U_{nt})}{n_t - 1} \times (n - 1) \right] \quad (13)$$

$$U_{ni} = 5.0 \% \text{ (기존 연구결과에 따름)}$$

$$U_{nt} = 0.0 \% \text{ (기존 연구결과에 따름)}$$



부록 그림 17 Chart for percent-undercompaction

⑦ n 번째 층 상단에서의 높이 hn 을 결정한다.

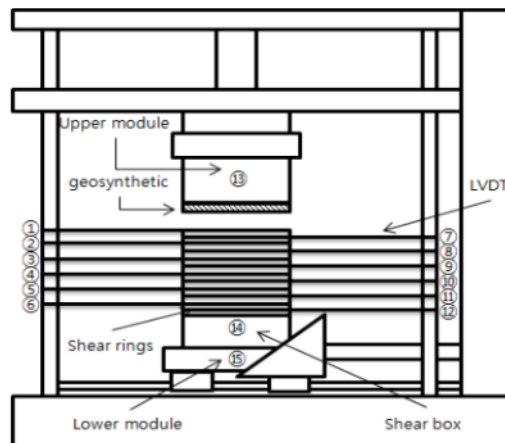
$$hn = \frac{h_t}{n_t} \left[(n-1) + \left(1 + \frac{U_n}{100} \right) \right] \quad (14)$$

본 시험조건에서 결정된 층 높이는 다음과 같다.

- 1층 : 17.33mm
- 2층 : 33.83mm

전단 박스 및 전단링을 포함한 전단 모듈의 모식도는 다음 그림 9와 같다. 또한 본 시험기는 변형을 제어 방식의 전단시험기이며 최대 적정 변형은 150 mm 이나 그 이상의 변형도 재하가 가능하다. 상재압 재하를 위한 최대 연직 하중은 10 kN 재하가 가능하고 열수조에 의한 온도 제어는 $-20^{\circ}\text{C} \sim 80^{\circ}\text{C}$ 범위에서 가능하다.

다기능 접촉면 전단시험기의 상세 Specification은 다음 표 8과 같다.



부록 그림 18 Detail of shear module

부록 표 8 Specification of M-PIA

Unit / Module	Specification
vertical section	maximum load : 10 kN maximum stroke distance : 150 mm or more
horizontal section	maximum load : 10 kN maximum stroke distance : 150 mm or more
servo motor	screw settle-type servo motor system rated speed/ maximum speed : 3000/5000 (r/min) encoder : 15 lines, 2500 pulses/revolution
load sell	rated capacity : 10 kN nonlinearity : 0.03 %, R.O temperature range : -20 °C ~ 80 °C dynamic fatigue type
software	calibration program(interface) specimen size and test conditions input type test data display save and analysis unit conversion and graphic zoom function

4) 실내시험 조건

동적 하중조건과 시료조건을 포함하여 전체적인 시험 조건을 정리하면 다음 표 3과 같다.

접촉면에 미치는 화학적 영향을 고려할 경우 흙 시료와 토목섬유를 원하는 기간 만큼 화학 용액에 수침시킨 후 실내시험을 수행한다. 특히 pH 에 따른 영향을 고려할 경우 Buffer 표준용액을 이용할 수 있고, 해수에 의한 영향은 인공해수를 제조하여 수침시켜 고려한다. 인공해수의 제조는 ASTM D1141-98 을 참조할 수 있다.

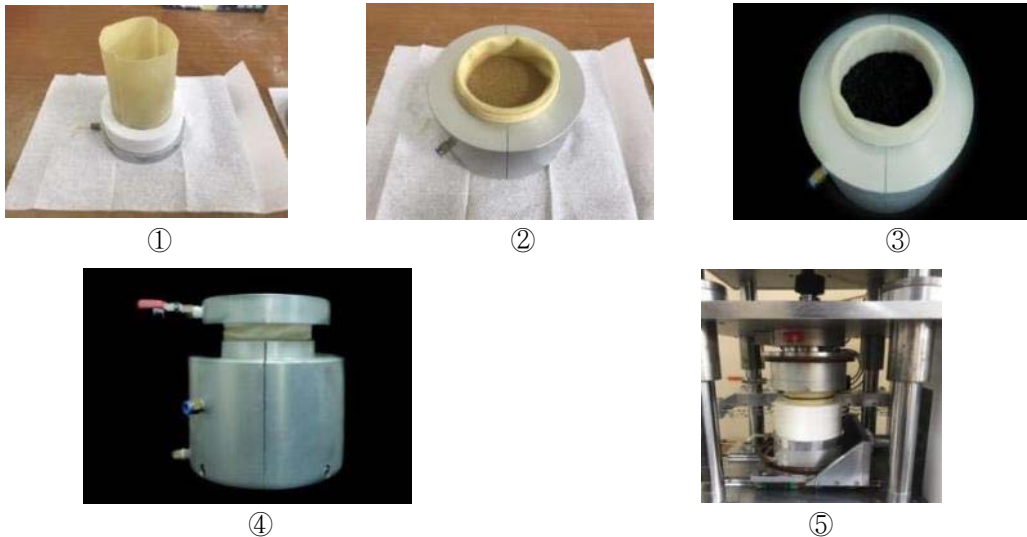
부록 표 9 Summary of test conditions

항 목	시험조건	비 고
동적하중 재하조건	변형률 제어	-
	재하변형률 3.0%	예비시험으로 결정
동적하중 주파수	0.5Hz	ASTM D3999
시료 직경	100mm	전단링 내경 기준
시료 높이	40mm	토목섬유두께 포함
시료 상대밀도	60%	air pluviation method
연직하중	0.3 / 0.6MPa	매립장 높이에 따라 결정
수침시료	pH Buffer 이용	pH 영향 고려시
	인공해수	해수영향 고려시 (ASTM D1141-98)

5) 실내시험 절차

동적 단순전단시험의 수행 절차는 다음과 같다.

- ① Base Plate에 멤브레인을 설치한다.
- ② 멤브레인을 둘러싸도록 전단링을 거치시키고 흙 시료를 공기낙사법에 의하여 설치한다.
- ③ 흙시료 상부에 토목섬유를 거치시킨다.
- ④ 상부에 연직하중 재하를 위한 Upper module을 시료 상부에 거치시킨다.
- ⑤ 전단상자를 다기능 전단시험기 하부모듈에 거치시킨 후 시험을 시작한다.



부록 그림 19 Test procedures

나. 실내시험 결과도출

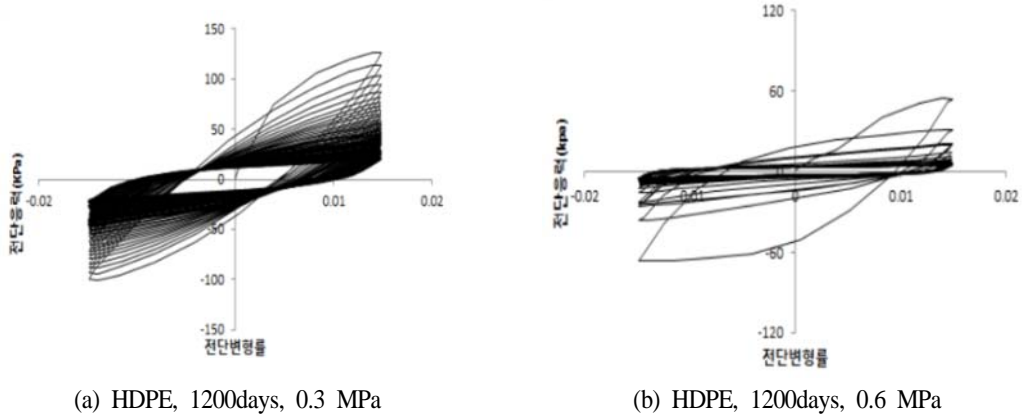
1) 전단응력-변형률 곡선 산정

시험 결과 동적 전단응력-변형률 곡선을 획득할 수 있으며 각 조건별 전단응력-변형률 관계곡선의 산정 예는 다음 그림 20과 같다. 반복하중 재하 Cyclic 별 전단응력-변형률 곡선을 구하는 이유는 이를 토대로 교란도 함수 곡선(D)를 구하기 위함이다.

토목섬유의 종류와 수침기간, 상재압에 따라서 지반-토목섬유 접촉면의 손상 정도가 달라 지므로 각 조건별로 다른 형태의 교란도 함수(D)를 구할 수 있다.

동적 전단응력-변형률 곡선에서 동하중 재하횟수가 증가할수록 지반-토목섬유 접촉면 전단

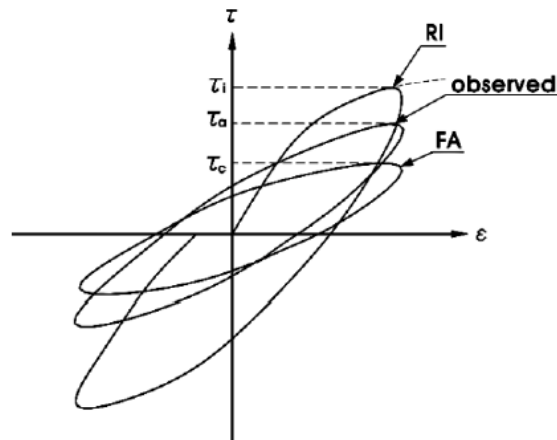
응력이 감소하는 경향이 뚜렷하게 나타났으며, 이는 교란도 증가로 인한 접촉면 전단강도 손상(damage)의 축적을 의미한다.



부록 그림 20 Cyclic shear stress-strain curves(samples)

2) 교란도 함수의 산정

교란도 함수는 동적 단순전단시험 결과와 식 1을 이용하여 산정할 수 있다. 식 1에서 τ^i 는 RI상태의 전단응력이므로 첫 번째 Cycle의 전단응력값이다. τ^a 는 FA상태의 전단응력이므로 파괴시 전단응력 값이며 전단응력 값이 수렴하는 단계의 값을 취하면 된다. 통상 50번째 Cycle 의 전단응력을 적용하면 무방하다. 그리고 τ^c 는 각 Cycle 별 전단응력 값을 나타내므로 τ^c 값에 따라 연속적인 교란도 함수 값(D)을 계산할 수 있다.



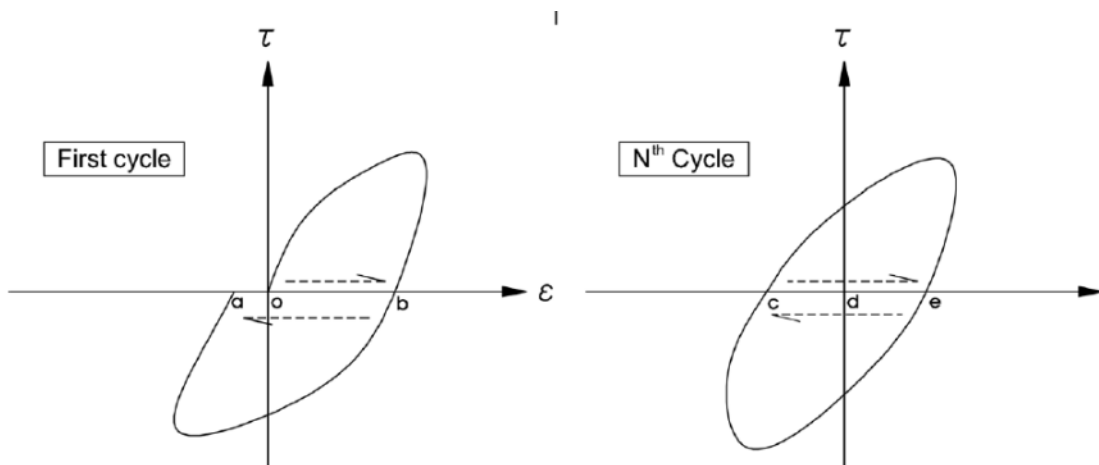
부록 그림 21 Calculation of D

교란도와 응력-변형률 상관도로부터 산정한 소성변형의 누적량을 표현하는 매개변수를 전단소성변형률 상각궤도(deviatoric plastic strain trajectory, ξ_D)라 하며, 교란도 함수의 수평축을 구성한다. 역시 전단응력-변형률 곡선을 통하여 직접적으로 계산할 수 있다.

전단응력-변형률 곡선에서 소성변형률은 하중 제하시에도 회복 불가능한 영구변형을 의미하므로 각 Cycle 의 내부 절편 길이의 합을 의미한다. 따라서 첫 번째 Cycle에서 전단소성변형률 상각궤도는 변형률이 발생한 모든 궤적 길이의 합이므로 그림 12에서 $o \rightarrow b \rightarrow o \rightarrow a$ 까지의 누적길이의 합이다.

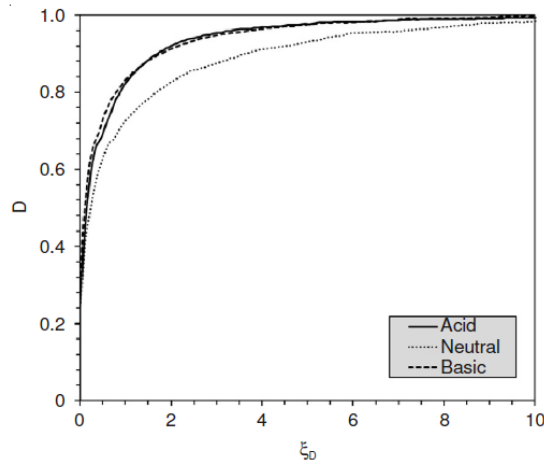
두 번째 Cycle 에서는 $c \rightarrow d \rightarrow e \rightarrow d \rightarrow c$ 까지의 누적길이의 합이다. 이를 각 Cycle 마다 반복하여 전단소성변형률 상각궤도 값을 구하여 식 1에서 구한 교란도 함수값(D)과 함께 도식하여 교란도 함수 곡선을 얻는다. 전단소성변형률 상각궤도를 구하는 일반식은 다음과 같다.

$$\xi_{D_N} = \overline{cd} + \overline{de} + \overline{ed} + \overline{dc} + \sum_{N=1}^N \xi_{D_{N-1}} \quad (N \geq 2) \quad (15)$$



부록 그림 22 Calculation of ξ_D

교란도 함수곡선의 산정 예는 다음 그림 23과 같다.



부록 그림 23 Sample curve of D function

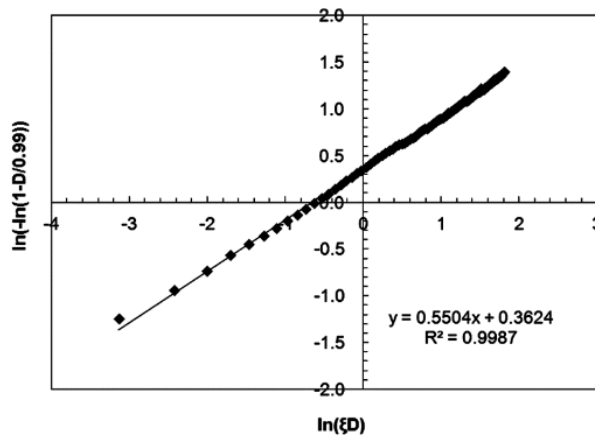
3) 교란도 함수 Parameter의 산정

실내시험을 통하여 교란도 함수 곡선이 산정되었다면 대표곡선을 선정하여 교란도 함수 Parameter를 산정하여야 한다. 교란도 함수 Parameter 는 실내시험으로 구한 교란도 함수 곡선을 식 2의 형태로 표현하기 위하여 산정하는 A, Z Parameter를 의미하며 이 값에 따라 교란도 함수 곡선의 형태가 결정된다.

식 2에 대한 자연로그를 양 변에 2회 연속으로 취하면 다음 식 16과 같다.

$$\ln\left[-\ln\left(1 - \frac{D}{0.99}\right)\right] = \ln A + Z \ln \xi_D \quad (16)$$

식 16의 우변에서 A, Z Parameter 가 정의되며 선형회귀법에 의하여 다음 그림 24와 같이 자연로그 함수축을 기준으로 한 일차함수의 형태로 표현된다.



부록 그림 24 Representative plot of linear regression

따라서 직선 그래프의 기울기가 Z 값, y 절편이 $\ln A$ 값이 되므로 쉽게 A, Z Parameter를 계산할 수 있다.

4) 한계교란도의 산정

산출된 교란도 함수 곡선에서 최소 곡률반경을 가지는 점을 한계교란도(Critical disturbance, D_c)로 정의하고, 이 지점 도달 이후 접촉면은 FA 상태로 진입하게 된다. 따라서 한계교란도는 파괴 상태가 시작되는 점이며 그 때의 누적소성변형률을 한계누적소성변형률이라 정의할 수 있다. 한계교란도라는 지표를 산정하는 이유는 접촉면의 동적 전단거동을 파악할 때 파괴가 시작되는 기준을 정하고자 하기 때문이며 이 때의 기준을 한계누적소성변형률로 정할 수 있다.

한계교란도는 교란도 함수 곡선에서 최소 곡률반경을 갖는 점이므로 수학적으로 다음과 같이 도출할 수 있다.

$$R = \left| \frac{(D'^2 + 1)^{3/2}}{D'} \right| \quad (17)$$

여기서, D 함수의 식은 식 2와 같으므로 이를 식 17에 대입하고 도함수 및 도함수의 이중 미분을 취하면,

$$\frac{dD}{d\xi_D} = 0.99 A Z \xi_D^{Z-1} e^{-A\xi_D^Z} \quad (18)$$

$$\frac{d^2D}{d\xi_D^2} = A Z \xi_D^{Z-2} e^{-A\xi_D^Z} Z(0.99 - 0.99A\xi_D^Z) - 0.99 \quad (19)$$

이를 다시 식 17에 대입하면 곡률반경곡선을 얻는다. 이 곡선에서 최소값이 바로 한계누적소성변형률이고, 이 값에 해당하는 교란도 값을 찾으면 한계교란도가 된다. 한계누적소성변형률을 추후 수치해석시 산정된 소성변형률과 비교하여 접촉면 안정성을 평가하는 기준 지표로서 활용할 수 있다.

4. 접촉면 동적전단거동특성 수치해석 평가지침(안)

가. 수치해석 개요

수치해석은 해상처분장 호안 구조물과 토목섬유-흙 접촉면을 포함한 전체적인 구조물계에 대하여 지진하중 등의 동적하중을 재하하여 동적 응답거동을 파악하기 위하여 수행한다.

나. 수치해석 절차

1) 해석단면 결정

단면형상, 지층구성, 구조물 구성, 해석영역 등을 결정한다. 해석영역은 일반적으로 경계면에서의 반사파의 영향을 피하기 위하여 충분히 넓은 영역을 고려하여야 한다.

2) 입력지진하중 및 경계조건 결정

해석 영역 하부면에 지진하중을 재하하여 동적 수치해석을 수행하고, 지진하중 재하시 해석 영역 좌, 우측면에 발생하는 중복 반사파 및 간섭파의 영향을 최소화하기 위하여 좌, 우측면 경계는 흡수경계(quiet boundary)로 설정하여야 한다.

지진하중의 최대값은 지진구역, 구조물의 등급, 내진설계 성능수준 등을 고려하여 구조물 기초설계기준에 의거하여 결정한다. 입력지진하중은 지진시 동적거동을 확인하고자 하는 지점에서 직접 측정된 지진기록을 이용하는 것이 가장 적합하나, 국내의 경우 사용할 수 있는 지진기록이 거의 없는 상태이므로 통상 외국의 지진 기록을 수정하여 사용하거나, 시간영역에서 장, 단 주기특성을 모두 가지도록 인공적으로 생성한 지진파를 입력지진으로 사용할 수 있다. 단, 생성된 인공지진 시간이력은 설계응답스펙트럼에 부합하여야 한다.

3) 해석요소망 작성

선정된 해석 단면에 대하여 해석 요소망을 작성한다.

4) 접촉면 모델링

토목섬유를 포함한 접촉면을 모델링하기 위하여 FLAC에서 제공하는 구조요소(structural element)를 이용하는 것이 현실적으로 가장 편리하며 적용성이 높다.

Strip element의 입력물성은 다음과 같이 적용할 수 있다.

부록 표 10 Properties of Strip element(Example)

No.	Item	Value	Unit
1)	Prop. No	7001	-
2)	Young's Modulus	6.00E+08	N
3)	calwidth	1.0	m
4)	nstrips	1.0	EA
5)	strwidth	1.0	m
6)	strthickness	0.002	m
7)	stryield	2.25E+04	N
8)	strkbond	2.00E+07	N/m/m
9)	strsbond	1.00E+05	N/m
10)	density	980	kg/m3

5) 정적해석 수행 및 초기화

모든 해석 물성과 외부하중을 입력 후 원지반 지중응력 및 외부수압 고려를 위한 정적해석을 수행하고, 수렴 이후 모든 변위 및 속도를 0 으로 초기화한다.

6) 침투해석 수행

정적해석완료 및 초기화 이후, 정적해석단계를 일시 중지하고 침투해석(flow analysis)을 수행하는 연계해석(coupled analysis)적 방법에 의해 수행한다.

정확한 침투해석을 위하여 수압을 고려한 지하수 경계조건 설정이 선행되어야 한다. 지하수 경계조건은 해수위가 존재하는 항외측 단면의 최 하단부로부터 해수면까지의 수압을 계산하여 해저 지형(mesh) 형상에 따라 설정한다. 또한 침투(infiltration)에 의한 침윤선(phreatic line) 및 유선(flow vector) 형성을 모사하기 위하여 항내측 흐름경계조건을 추가로 설정하여야 한다. 항내측은 토목섬유 차수재가 설치되는 폐기물 하단영역의 수압을 0.0 Pa 로 고정하여 해석을 수행하도록 한다.

7) 동적해석 수행

동적해석은 침투해석단계를 중지하고 다시 역학적 해석단계(mechanical analysis) 및 동적해석 조건설정(set dynamic on)을 통하여 간극수압 및 침윤선 분포가 된 상황에서 지진하중을 재하하여 구조물계 전체의 동적거동을 파악할 수 있다.

토목섬유 부재력(축력 등)과 접촉면 변형률, 전단응력 등을 검토하며, 관심 위치의 유효구속압과 간극수압을 검토하여 액상화 여부를 판단할 수 있다.

5. 요약

해상처분장의 동적 안정성은 토목섬유-흙 접촉면에서의 동적전단거동에 의하여 가장 큰 영향을 받는다. 이러한 접촉면의 동적전단거동은 적합한 이론과 실내시험 및 수치해석을 통하여 파악할 수 있으며 본 평가지침에서는 다음과 같이 그 절차와 기준을 정립하였다.

1) 평가이론 정립

교란상태개념(Disturbed State Concept)에 기초하여 접촉면 동적 전단거동을 정량적, 수학적 으로 정의하고 전단강도 저감 속도와 정도를 결정하는 교란도 함수 파라미터와 교란도 함수 곡선을 정의한다.

2) 실내시험 수행

교란도 함수 곡선 및 교란도 함수 파라미터를 도출하기 위하여 동적 단순전단시험을 수행한다. 또한 수학적으로 한계교란도 및 한계누적소성변형률 상각궤도를 산정하여 관리기준으로 활용할 수 있다.

3) 수치해석 수행

해상처분장 호안 구조물과 토목섬유-흙 접촉면을 포함한 전체적인 구조물계에 대하여 지진 하중 등의 동적하중을 재하하여 동적 응답거동을 직접적으로 파악한다. 다양한 입력조건과 접촉면 조건을 고려하여야 한다.