# 공학석사 학위논문

# 연약지반 압밀침하예측에 관한 연구

2009년 8월

부경대학교 산업대학원

# 토목공학과

박 철 호

# 공학석사 학위논문

# 연약지반 압밀침하예측에 관한 연구

# 지도교수 정 진 호

이 論文을 工學碩士 學位論文으로 提出함

2009년 8월

부경대학교 산업대학원

# 토목공학과

# 박 철 호

# 박철호의 공학석사 학위논문으로 인준함

2009년 8월 26일

주 심 공학박사 김명식(인)
위 원 공학박사 정두회(인)
위 원 공학박사 정진호(인)

목 차

목차
표 목차 ···································
그림 목차
Abstract ······ IX
제 1 장 서론
1.1 연구의 배경 및 목적1
1.2 연구의 내용 및 범위
제 <b>2</b> 장 대상지역의 현황
2.1 대상지역의 현황
2.2 대상지역의 토질 특성
2.2.1 비중(G <sub>s</sub> ), 함수비(W <sub>n</sub> ) ······7
2.2.2 간극비(e), 단위중량(γ <sub>sat</sub> ) ······8
2.2.3 컨시스턴시
2.2.4 압밀특성
2.2.5 비배수 전단강도(S <sub>u</sub> )17
2.2.6 지반의 변형 및 동적 특성
2.2.7 사질토의 토질특성
2.3 시공현황

제	3 ろ	방 관	난런	이론	고찰	 	•••••	•••••	 •••••	•••••	· 27
3.	1 연	약지	반 …			 •••••	•••••	•••••	 •••••	•••••	· 27
	3.1	.1 7	성의 ·	•••••	•••••	 			 •••••	•••••	$\cdot 27$

3.1.2 판정기준
3.1.3 연약지반에서 발생하는 공학적 문제점
3.2 연약지반개량 설계
3.2.1 개량공법의 종류
3.2.2 개량설계
3.3 침하에 관한 해석 이론
3.3.1 압밀이론
3.3.2 압밀이론에 의한 침하량 산출방법41
3.3.3 침하량 산정시 수직 증가하중 산출방법46
3.4 계측관리 분석 기법 49
3.4.1 계측에 의한 침하관리 기법 49
3.4.2 계측에 의한 안정관리 기법
3.4.3 본 연구의 안전관리 적용 및 관리치 설정62
3.5 지반조사

4.1 계측관리 개요
4.2 계측의 목적 및 절차
4.2.1 계측의 목적
4.2.2 계측항목 및 내용66

# 

	법의 선정	예측기법의	5.1 침하량
계측분석	특방법에 의한	하량 예측방	5.2 장래침
	결과	· [장계측 결과	5.2.1 현

5.2.2 장래침하량 예측방법에 의한 침하량 및 압밀도 분석 …… 78

53	아저과리	기번에	의하	밧번	 82
0.0	건건건네	/ 日 · 川	ービ	οн	$O_{\Delta}$

제 6 장 결론 ……86

참 고 문 헌 …………87

- 부 록 A : 침하량 및 압밀도 분석결과
- 부 록 B : 제체 및 기초지반의 안정성 평가결과

표 목차

표	2.1 구성지층 현황5
표	2.2 대표 토질별 비중(G <sub>s</sub> )7
표	2.3 비중 및 자연함수비8
표	2.4 간극비 및 포화단위중량9
표	2.5 액성한계, 소성한계, 소성지수
표	2.6 활성도에 의한 점토분류
표	2.7 활성도
표	2.8 압 축 지 수
표	2.9 수직압밀계수 및 수직투수계수
표	2.10 수평압밀계수 및 수평투수계수
표	2.11 공내재하 시험결과
표	2.12 토질특성 분석결과(점성토층)
표	2.13 광물의 비중
표	2.14 대표 토질별 비중
표	2.15 사질토의 토질정수(Hunt, 1984) ····································
표	2.16 입자의 형상별 N· ϕ의 관계 (Dumham) ·······23
표	2.17 토질특성 분석결과(사질토층)
표	2.18 연약지반 처리현황
표	3.1 상대밀도와 N치의 관계(Terzaghi & Peck, 1948)28
표	3.2 일축압축강도와 N치의 관계(Terzaghi & Peck, 1948)
표	3.3 연약지반 개량공법
표	3.4 안전판단을 위한 방정식 계수62

표	4.1	계측기의 종류 및 검토사항	71
표	4.2	계측결과 분석기법	72
표	4.3	계측관리 항목	74
표	4.4	장래 침하량 예측방법	74
표	5.1	지표면침하판 측정결과	77
표	5.2	침하량 및 압밀도 분석결과	79
표	5.3	안정성 평가결과	83

그림 목차

그림 2.1 연구대상 위치도 4
그림 2.2 시설물 계획평면도4
그림 2.3 시설물 단면형식4
그림 2.4 지반조사 위치도
그림 2.5 대상부지 지형도
그림 2.6 연약층 층후도 및 지층단면 위치도, 단면도6
그림 2.7 지층 단면도[외곽호안]6
그림 2.8 지층 단면도[내부가호안]6
그림 2.9 지층 단면도[배수호안]6
그림 2.10 심도별 비중, 함수비 분포도8
그림 2.11 심도별 간극비, 포화단위중량 분포도9
그림 2.12 소성도 및 심도별 아터버그 한계 분포도
그림 2.13 심도별 활성도
그림 2.14 심도별 과압밀비, 압축지수, 팽창지수 분포도
그림 2.15 압밀압력에 따른 수직압밀계수 및 수직투수계수15
그림 2.16 Rowe Cell 시험에 의한 압밀압력에 따른 수평압밀계수 및
수평투수계수16
그림 2.17 심도별 비배수 전단강도 분포도 및 전단강도 산정식 … 18
그림 2.18 심도별 강도증가율 분포도
그림 2.19 기초지반 처리 계획평면도
그림 2.20 외곽호안 시공흐름도

그림	2.21 내부가호안 시공흐름도	26
그림	3.1 말뚝의 지지력	29
그림	3.2 연약지반개량공법의 설계순서도	33
그림	3.3 점토층 깊이에 따른 압밀도, 시간계수 관계	38
그림	3.4 평균압밀도-시간계수곡선	40
그림	3.5 연약지반에 발생하는 침하의 종류	41
그림	3.6 간극비 감소량의 계산	43
그림	3.7 압밀곡선	44
그림	3.8 압축지수	44
그림	3.9 2차 압축지수와 자연함수비의 관계(Mesri, 1973)	45
그림	3.10 증가하중에 의한 응력 분포(한국도로공사, 1996)	48
그림	3.11 쌍곡선법에 의한 경과시간에 따른 침하량 추정방법 실	측
	곡선	50
그림	3.12 쌍곡선법에 의한 최종침하량 산정	50
그림		
	3.13 점증하중의 경우 간략화법	51
그림	3.13 점증하중의 경우 간략화법         3.14 Hoshino법에 의한 최종침하량 산정	51 52
그림 그림	3.13 점증하중의 경우 간략화법         3.14 Hoshino법에 의한 최종침하량 산정         3.15 Asaoka 방법에 의한 최종침하량 산정	51 52 54
그림 그림 그림	3.13 점증하중의 경우 간략화법         3.14 Hoshino법에 의한 최종침하량 산정         3.15 Asaoka 방법에 의한 최종침하량 산정         3.16 시간에 따른 실측침하량 변화도	51 52 54
그림 그림 그림 그림	3.13 점증하중의 경우 간략화법         3.14 Hoshino법에 의한 최종침하량 산정         3.15 Asaoka 방법에 의한 최종침하량 산정         3.16 시간에 따른 실측침하량 변화도         3.17 시간에 따른 침하량 변화와 기초지반의 안정	51 52 54 54 56
그림 그림 그림 그림 그림	3.13 점증하중의 경우 간략화법         3.14 Hoshino법에 의한 최종침하량 산정         3.15 Asaoka 방법에 의한 최종침하량 산정         3.16 시간에 따른 실측침하량 변화도         3.17 시간에 따른 침하량 변화와 기초지반의 안정         3.18 Matsuo-Kawamura법의 관리기준(S - δ/S)	51 52 54 54 56 58
그림 그림 그림 그림 그림 그림	3.13 점증하중의 경우 간략화법         3.14 Hoshino법에 의한 최종침하량 산정         3.15 Asaoka 방법에 의한 최종침하량 산정         3.16 시간에 따른 실측침하량 변화도         3.17 시간에 따른 침하량 변화와 기초지반의 안정         3.18 Matsuo-Kawamura법의 관리기준(S - δ/S)         3.19 Tominaga-Hashimoto method by stability supervision	51 52 54 54 56 58 59
그림 그림 그림 그림 그림 그림 그림	3.13 점증하중의 경우 간략화법         3.14 Hoshino법에 의한 최종침하량 산정         3.15 Asaoka 방법에 의한 최종침하량 산정         3.16 시간에 따른 실측침하량 변화도         3.17 시간에 따른 침하량 변화와 기초지반의 안정         3.18 Matsuo-Kawamura법의 관리기준(S - δ/S)         3.19 Tominaga-Hashimoto method by stability supervision \$         3.20 직선안정관리도 (Tominaga-Hashimoto)	51 52 54 54 56 58 59
그림 그림 김 김 그림 김 림 그림 김 그림	3.13 점증하중의 경우 간략화법	51 52 54 54 56 58 59 59 59 60

그림 3	3.23 일일침하량에 의한 관리기준61
그림 4	4.1 계측기 설치평면도68
그림 4	4.2 계측기 배치단면도
그림 4	4.3 계측계획 및 시행절차
그림 4	4.4 계측관리 흐름도
그림	4.5 실측침하 분석에 의한 장래침하량 및 압밀도 예측기법의
	예시
그림 5	5.1 내부보-침하-1(No.2+10)지점의 침하예측80
그림 5	5.2 내부추가침하-10(No.10)지점의 침하예측81
그림 5	5.3 내부보-침하-1(No.2+10)지점의 안정성 평가결과84
그림 5	5.4 내부주-층별-1(No.14+19.2)지점의 안정성 평가결과85

### A study on prediction of consolidation settlement of soft soils

Cheol Ho Park

Department of Civil Engineering, Graduate School of Industry, Pukyong National University

#### Abstract

This work reports results of our study on the consolidation effects due to the vertical drains. The feed-back analysis based both on the in-situ measured values of the settlement of the embankment and on the soil properties of soft clay under the embankment is carried out in this these for the vertical drains, such as the GCP and PBD. The feed-back analysis is performed with the (K-embant) program which has generally been used to estimate the average degree of consolidation and the final settlement of soft clay under the surcharge.

Hyperbolic, Hoshino and Asaoka method are also used to predict the final settlement of the embankment for the vertical drains. The hyperbolic method shows 284.57cm of the final settlement and 92.28% of the average degree of consolidation in the GCP section whereas Asaoka method shows 277.32cm and 94.69%. PBD respectively. The results in the section are 423.11-617.20cm(average 517.60cm) of the final settlement and 71.14-91.61% (average 78.74%) of the average degree of consolidation in the hyperbolic method, Asaoka method shows 380.77-575.28cm(average 473.66cm), 76.33-93.37% (average 85.09%), respectively. The final settlements by Asaoka

– IX –

method appears to be lower than those by hyperbolic method. We can also find that the Hoshino method could not be used in feed-back analysis in case of obtaining the data which show the inclination of decreasing settlements with time in the early stage.

# 제1장 서론

# 1.1 연구의 배경 및 목적

우리나라가 고속 경제성장과 더불어 경기부양을 위해 사회간접자본에 대한 투자 확대와 더불어 공업용지 및 주거용지의 수요가 날로 증가 되고 있고, 대규모 부지를 필요로 하는 신항만, 대규모 공업단지, 공단, 주거단지를 조성이 필수적이나, 국토의 면적이 협소하고 또한 최근 산업의 급격한 발전과 인구의 증가로 인해 조건이 양호한 사업지구의 확보가 어려위짐에 따라 토질조건이 불량하고, 개발여건이 열약한 연약지반으로의 전환이 불가피하므로 이에 대한 적극적인 대처방안이 요구되고 있고, 경제적으로 수요자의 욕구를 충족시킬 수 있는 해안용지의 개발이 증가되고 있다.

대규모 국책사업의 하나인 ○○신항만은 동북아 국제컨테이너 물류 중심항만(Hub Port)을 목표로 개발중에 있으며, ○○신항은 한반도의 동 해안 남쪽에 위치하고 있으며, 행정구역상 부산광역시 최남단인 강서구 북측해안과 호남도와 입도일대, 진해 용원동과 가덕도 북부지역에 위치하고 있으며, 본 연구대상인 남컨테이너부두 배후부지는 ○○신항에서 발생되는 준설토를 효율적으로 수용하고 향후 배후부지로 활용하기 연약지반 위에 투기장호안을 건설중에 있다.

연약지반은 지반의 공학적 특성이 복잡하고 지반강도가 약하므로 대규모 구조물 및 부지조성시는 안정성을 도모하기 위해 연약지반에 대한 정확한 관련 처리기술과 정밀한 조사를 필요로 하며, 침하량이 크고 장기간에 걸쳐 침하가 발생하므로 구조물의 안정 및 사용성에 큰 영향을 미친다.

본 연구의 목적은 연약지반 개량공사에 있어서 경제적이고 안전한 시공을 도모하기 위해 연약지반에 대한 계측을 통해서 이론침하량과 실측값을

- 1 -

상호 비교·분석하여 보다 정확한 최종침하량과 시간에 따른 장래 침하량을 예측하여 호안구조물의 하부의 지반개량효과를 확인하고, 지표면침하판 및 지중경사계 계측결과를 바탕으로 실측침하분석에 의한 안정성평가를 실시 하여 호안축공사의 경제적이고 안전한 시공을 도모하여 다음단계에서 발생 될 수 있는 지반거동을 사전에 예측함과 동시에 당초설계의 적합성 판단 및 대책을 강구하는데 목적이 있다.

## 1.2 연구의 내용 및 범위

본 연구의 내용은 「○○신항 남컨테이너부두 투기장호안 배후지 가호안 축조공사」현장내에 분포하고 있는 연약지반을 대상으로 하여 계측을 실시하여 그 결과자료를 이용하여 장래예측침하량을 산정하고 또한 제체를 포함한 기초지반의 안정성을 평가하는 기법 등에 대해 연구하였다.

 1) 연약지반 분포범위 및 지반특성 등을 파악하기 위해 현장조사 및 토질시험을 수행하였으며, 그 결과를 분석하여 압밀이론에 의한 설계압밀 침하량을 산정하였다.

2) 제체축조시 연약지반의 장래예측침하량은 쌍곡선법, Hoshino법, Asaoka법을 적용하여 검토하였다.

3) 지표침하판 및 지중침하계 계측결과를 이용하여 제체를 포함한 기초 지반의 안정성을 평가하기 위해 Kurihara법, Matsuo-Kawamura법, Tominaga-Hashimoto법을 이용하여 비교분석한다.

- 2 -

# 제 2 장 대상지역의 현황

## 2.1 대상지역의 현황

연구 대상위치는 행정구역상 ○○광역시 ○○구 ○○동 서측해상(○○ 신항 동방파제 북측에서 호남도 구간 해상)으로서 <그림 2.1>은 연구대상의 위치를, <그림 2.2>는 시설물 계획평면도를, <그림 2.3>는 시설물 단면 형식를 나타내고 있다.

수심은 약최저저조위, DL(-)11m 이내의 비교적 얕은 연안해역에 위치 하고 있으며, 외곽호안, 내부가호안 및 투기장 지역의 지층은 점토층과 하부의 사질토층 및 기반암의 순으로 구성되며 점토층의 롯드 자중 및 햄머자중에 의해 관입되는 매우 연약한 실트질 점토층으로 이루어져 있으며 실트질 점토층은 평균 50m이상, 사질토층은 평균 14m이상으로 구성되어 있으며, 지반조사 위치도는 <그림 2.4>, 구성지층의 현황은 <표 2.1>, 연구대상의 지형도는 <그림 2.5>, 연약층 층후도 및 지층단면 위치도, 단면도는 <그림 2.6>, <그림 2.7> ~ <그림 2.9>는 각 단면별 지층 단면도를 나타 내고 있다.

점토층 하부는 모래층 또는 자갈층으로 이루어진 퇴적층 및 안산암류의 풍화 잔류토로 구성된 사질토층이 나타나고 그 하부는 중생대 백악기의 안산암류의 기반암이 나타나며, 배수호안은 상부에 점토층이 얇게 분포하고 있으며, 모래 및 자갈로 구성된 퇴적층 및 풍화 잔류토층으로 구성된 사질토층과 기반암층의 순으로 구성되어 있다.

- 3 -



<그림 2.1> 연구대상 위치도



<그림 2.2> 시설물 계획평면도



<그림 2.3> 시설물 단면형식



<그림 2.4> 지반조사 위치도

<표 2.1> 구성지층 현황

구 분	수심(DL(-)m)	점성토층 두께(m)	사질토층 두께(m)	기반암심도(DL(-)(m)
외 곽 호 안	7.3 ~ 11.3	1.1 ~ 60.2	0.0 ~ 14.9	8.4 ~ 77.4
내부가호안	0.0 ~ 8.2	$0.0 \sim 68.5$	0.0 ~ 9.5	0.0 ~ 75.8
배수호안	0.0 ~ 9.1	0.0 ~ 5.2	0.0 ~ 13.3	0.0 ~ 17.0
준설토투기장	0.0 ~ 10.6	$0.0 \sim 68.5$	0.0 ~ 19.1	0.0 ~ 73.6



<그림 2.5> 대상부지 지형도

- 5 -



<그림 2.6> 연약층 층후도 및 지층단면 위치도, 단면도

(1) 외곽호안



<그림 2.7> 지층 단면도[외곽호안]

(2) 내부가호안



<그림 2.8> 지층 단면도[내부가호안]

(3) 배수호안



<그림 2.9> 지층 단면도[배수호안]

- 6 -

## 2.2 대상지역의 토질 특성

# 2.2.1 비중(G<sub>s</sub>), 함수비(W<sub>n</sub>)

1) 비중(G<sub>s</sub>)

비중(Specific gravity)은 물의 단위중량에 대한 토입자의 단위중량의 비로 정의되며 함수비 및 포화도와 함께 간극비를 산출하는데 이용되며, 본 지역의 비중은 평균 2.71이다.

지반종류에 따른 일반적인 비중분포는 <표 2.2>, 심도별 비중은 <그림 2.10(a)>와 같다.

토 질 명	비 중	토 질 명	비 중
자 갈	$2.65 \sim 2.68$	점 토(무기질)	$2.68 \sim 2.72$
모 래	$2.65 \sim 2.68$	점 토(유기질)	$2.62 \sim 2.66$
실트	$2.65 \sim 2.68$		

<표 2.2> 대표 토질별 비중(G<sub>s</sub>)

#### 2) 함수비(W<sub>n</sub>)

함수비(Water content)는 흙 입자의 중량에 대한 수분의 중량 백분율로 점성토는 함수비의 대소에 따라 고체, 반고체, 소성, 액체상의 네가지 상태로 변화하며 함수비가 액성한계보다 크면 지반은 약간의 외력에 의해서도 흐트러져 액상 거동을 보인다. 본 지역의 자연함수비는 33.9~ 85.1%를 나타내며, 전반적으로 심도가 증가할수록 함수비가 감소하는 일반적인 점성토의 경향을 나타내고 있다. 비중 및 자연 함수비는 <표 2.3>, 심도별 함수비 분포도는 <그림 2.10(b)>를 나타내고 있다.

- 7 -



(a) 심도별 비중분포도

(b) 심도별 함수비 분포도

<그림 2.10> 심도별 비중, 함수비 분포도

<표 2.3> 비중 및 자연함수비

구 분	비중 (G <sub>s</sub> )	함수비 (W <sub>n</sub> , %)	비고
범 위	2.63~2.73	33.9~85.1	
평 균 치	2.71	67.9	

2.2.2 간극비(e), 단위중량(γ<sub>sat</sub>)

1) 간극비(e)

간극비(Void ratio)는 흙 입자 체적에 대한 간극 체적의 비이며, 본 지역 간극비는 심도에 따라 대체로 0.895~2.789 사이에 분포한다. 점토층의 심도별 간극비 분포는 <그림 2.11(a)>와 같으며, 전반적으로 심도가 증가 할수록 감소하는 일반적인 점성토의 간극비 경향을 보이고 있다. 단위중량 (Unit weight)은 흙덩이의 중량을 이에 대응하는 용적으로 나눈 값이다. 흙이 완전히 포화된 경우 포화단위중량과 간극비의 관계는 다음과 같다.

$$\mathbf{Y}_{sat} = \frac{(G_s + e) \cdot \mathbf{Y}_w}{1 + e}$$

여기서, ¥<sub>sat</sub>: 포화단위중량 (*tf*/m<sup>3</sup>)

𝐅: 물의단위중량 (*tf*/m<sup>3</sup>)

2) 단위중량(*γ<sub>sat</sub>*)

본 지역 점토층의 포화단위중량의 분포는 <그림 2.11(b)>에서와 같이 심도에 따라 거의 일정한 경향을 보이며, 평균 1.590tf/m<sup>3</sup>의 값으로 일반적인 고소성 연약점토의 포화단위중량 분포범위인 1.40~1.80에 속한다.



(a) 심도별 간극비 분포도
 (b) 심도별 포화단위중량 분포도
 <그림 2.11> 심도별 간극비, 포화단위중량 분포도

구 분	초기간극비 (e_)	포화단위중량 (ɣ <sub>sat</sub> , tf/m³)	비고
범 위	0.895~2.789	$1.287 \sim 1.966$	
평 균 치	1.885	1.590	

<표 2.4> 간극비 및 포화단위중량

- 9 -

#### 2.2.3 컨시스턴시

1) 컨시스턴시

컨시스턴시는 흙의 변형 난이도를 의미하는 것으로 일반적으로 외력을 받은 세립토의 유동성 또는 변형에 대한 저항하는 정도를 나타내는 것 으로 흙의 고유한 역학적인 성질을 나타내는 지표로 이용된다.

- (1) 액성지수 값이 1보다 크면 거의 액체상태로서 충격을 받을 경우 Shurry화 되어 유동화현상이 발생할 수 있는 불안정한 상태를 보인다.
  본 지역 점성토 소성도는 <그림 2.12(a)>와 같이 점토층 상부에서는 액성지수가 1 또는 그 이상으로 불안정한 토질상태를 보이나 하부로 갈수록 점차 안정된 상태를 보인다.
- (2) 본 지역의 심도별 아터버그 한계 분포는 <그림 2.12(b)>와 같이 액성한계는 대부분 60~90%, 소성지수는 30~50%의 범위를 나타내며, 액성지수는 0.5~1.4사이로 하부로 갈수록 점차 감소하는 경향을 보이며, 본 지역의 점토는 대부분 액성한계가 50%이상인 고소성의 무기질 점토(CH)로 건조시 강도 및 수축성이 크고 수분 흡수시 팽창성이 크며 투수성이 작은 특성을 갖는다.







(b) 심도별 아터버그 한계 분포도

<그림 2.12> 소성도 및 심도별 아터버그 한계 분포도

Ť	보	액성한계(LL,%)	소성한계(PL,%)	소성지수(PI,%)	비고
범	위	$42.1 \sim 92.2$	18.6~51.8	21.8~59.6	
평	균 치	74.1	30.5	43.6	

<표 2.5> 액성한계, 소성한계, 소성지수

## 2) 활성도(A)

활성도는 소성지수(PI)와 입경 2µm 이하의 점토물 함유량(%)의 비로 흙의 팽창성 및 점토광물 판단에 이용되며 활성도는 점토입자가 작을수록, 유기질이 많이 함유될수록 활성도는 크게 나타나고 흙은 공학적으로 불안정한 상태가 된다.

본 지역의 활성도는 0.616~1.873로 분포하며 구성광물은 대부분 Illite와 Montmorollonite에 해당되며, 활성도에 따른 대표적인 점토광물과 퇴적이력특성은 <표 2.6>와 같다.

<표 2.6> 활성도에 의한 점토분류

활성도	활성정도	점토광물	퇴적이력특성
0.75이하	비활성 Kaolinite 담수나 되어 #		담수나 해저에 퇴적되었다 염류가 용해 되어 빠져나간 상태
0.75~1.25	보통	Illite	하구나 해저에 퇴적된 점토, 충적점토
1.25이상	활성 Montmorollonite 유기 Colloid를 함유한 점토		유기 Colloid를 함유한 점토



<그림 2.13> 심도별 활성도

<표 2.7> 활 성 도

구 분	활성도 (A)	비고
범 위	0.616~1.873	
평 균 치	1.189	

# 2.2.4 압밀 특성

#### 1) 과압밀비(OCR), 압축지수(C<sub>c</sub>),

점성토 지반에 현재 작용하고 있는 유효압력을 유효상재압력(P<sub>0</sub>)이라 하고 과거에 받았던 최대유효압력을 선행압밀압력(P<sub>c</sub>)이라 한다. 선행압밀 압력과 유효상재압력과의 비를 과압밀비(Overconsolidated Ratio)라 하며 흙의 압밀상태를 나타낸다.

$$OCR = \frac{P_c}{P_0}$$

OCR < 1 : 압밀진행중인 점토

- 13 -

OCR = 1 : 정규압밀점토

OCR > 1 : 과압밀점토,

본 지역의 과압밀비가 1.0보다 다소 작은 0.97을 나타내나 Clemence와 Finbarr(1980)는 과압밀비가 0.8~1.5 범위에 있으면 정규압밀 점토로 볼 수 있다고 제안하였고, 본 지역의 액성지수가 LI = 0.84로 액성지수(LI)=0.6 ~1.0범위 이내인 경우 일반적으로 정규압밀점토로 간주하는 점(Simons & Menzies)을 고려하여 본 지역의 점토를 정규압밀상태로 판단하였다. 압축지수는 Schmertmann 방법에 의하여 수정된 압축지수를 이용 하였으며 0.370~1.293의 분포범위를 보인다.



<그림 2.14> 심도별 과압밀비, 압축지수, 팽창지수 분포도 <표 2.8> 압 축 지 수

구 분	압축지수(C <sub>c</sub> )	팽창지수(C <sub>s</sub> )	비	고
범 위	0.370~1.293	0.044~0.199		
평 균 치	0.96	0.129		

2) 수직압밀계수(Cv), 수직투수계수(Kv)

일반적으로 압밀압력 증가에 따라 압밀계수는 감소하여 정규압밀 영역에 서는 거의 일정한 경향을 보이나 시험결과를 압밀압력-압밀계수 곡선에 도시한 결과 분포폭이 다소 크고 불규칙한 형태를 보이고 있다.

압밀계수 및 투수계수 산정을 위해, 현 상태의 유효상재하중 및 증가하중을 고려한 하중범위의 수직압밀계수 및 수직투수계수의 설계치를 결정하였다.



<그림 2.15> 압밀압력에 따른 수직압밀계수 및 수직투수계수 <표 2.9> 수직압밀계수 및 수직투수계수

구 분	수직압밀계수(Cv)(cm/sec)	수직투수계수(K,,)(cm/sec)	비고
대 표 치	$0.39 \times 10^{-3}$	$2.5 \times 10^{-8}$	하중범위: P₀+ΔP/2

# 3) 수평압밀계수(C<sub>h</sub>), 수평투수계수(K<sub>h</sub>)

수평방향의 압밀계수는 로셀시험과 Piezocone 소산시험으로부터 산정할 수 있으며, 일반적으로 C<sub>h</sub>=(2.0~4.0)C<sub>v</sub>의 경우가 많으며(지반공 학시리즈, 연약지반편), "양산물금단지 연약지반 시험시공시 침하계측에

- 15 -

관한 연구보고서(한국토지공사)"에 의하면 C<sub>h</sub>=(2.5~4.3)C<sub>v</sub>로 분포하며, 본 과업부지의 Rowe Cell 결과는 <그림 2.16>과 같으며, 현장시공시 변동 요소를 감안하여 설계시에는 C<sub>h</sub> = 2.0C<sub>v</sub> 안전측으로 적용한다.

로셀(Rowe Cell) 시험을 통해 구한 수평투수계수는 유효응력의 증가가 없는 상태에서 구한 것으로 신뢰성이 낮고 시험빈도가 작아 그대로 적용 하기 어려우므로 수직 및 수평투수계수의 정성적 비교만을 실시하여 수평투수계수를 산정하였다.

본 점성토의 경우 현장시공시 시료채취 및 운반과 시료성형 등으로 인한 교란과 시험오차, 지반의 불확실성등을 감안하여 설계적용시에는 안전측 으로 K<sub>h</sub> = 2.0K<sub>v</sub> 적용한다.



<그림 2.16> Rowe Cell 시험에 의한 압밀압력에 따른 수평압밀계수 및 수평투수계수 <표 2.10> 수평수평압밀계수 및 수평투수계수

구 분	수평압밀계수(C <sub>h</sub> )(cm/sec)	수평투수계수(K <sub>h</sub> )(cm/sec)	비고
대표치	$C_{\rm h}$ = 2.0 · $C_{\rm v}$	$K_h = 2.0 \cdot K_v$	하중범위: P <sub>o</sub> +ΔP/2

- 16 -

# 2.2.5 비배수 전단강도(Su)

# 1) 비배수 전단강도의 산정

비배수 전단강도의 산정은 <그림 2.17>와 같이 현장베인시험, 일축압축 시험, 삼축압축시험(UU), Piezocone시험의 결과를 이용하였으며, 산정된 전 단강도는 심도에 따라 증가하는 경향을 나타내며 실험조건 및 시료교란 등으로 낮은 값을 보이는 일축압축시험값은 설계치 산정시 제외하였다.

설계치는 현장응력조건의 재현과 시험치의 상관관계가 양호한 삼축과 베인시험 결과를 이용하였으며 피조콘 시험치를 이용하여 심도별 경향을 비교하였다.



심도별 비배수 전단강도 분포도(a)

- 17 -



비배수 전단강도 산정식(b)

<그림 2.17> 심도별 비배수 전단강도 분포도 및 비배수 전단강도 산정식

# 2) 비배수 전단강도 증가율(<u>-Su</u>)

연약점토 지반상에 하중이 가해지면 시간경과에 따라 간극수가 배수되면서 강도가 증가하게 되며 강도가 증가되는 정도는 강도증가율을 이용하여 산정한다.

삼축압축시험(CU)은 등방압력에 의한 압밀(CIU) 조건이므로 실제조건 보다 큰 값을 보이는 반면, 일축압축시험은 실험조건 및 시료의 교란 등 으로 낮은 강도를 보인다.

일반적으로 비배수강도 및 소성지수에 의한 방법이 많이 이용되고 있으며 강도증가율을 산정하는 방법은 다음과 같다.

- CU시험 :  $Su = \frac{\sin \Phi}{1 + \sin \Phi}$  (NC, K=0.5, A<sub>f</sub>=1)
- Skempton : 0.11+0.0037PI (PI > 10)
- Hansbo : 0.45LL (LL > 40)

• 비배수 전단강도(
$$Su$$
):  $\frac{Su}{p'} = \frac{Su}{s'Z}$ 

본 지역에서의 강도증가율은 실내시험결과의 한계 및 시료교란의 영향으로 인한 강도증가율의 불확실성을 고려하여 비배수 전단강도 및 소성지수에 의한 값을 이용하여 산정하였다.



<그림 2.18> 심도별 강도증가율 분포도

## 2.2.6 지반의 변형 및 동적 특성

1) 공내수평재하시험

지반의 응력 변형 특성을 파악하기 위하여 공내재하시험을 실시하였 으며 점토층에 대해서는 Lateral Load Test, 기반암층에 대해서는 Pressuremeter Test를 시행하였다.

시험결과, 점성토층에서 지반변형계수는 14.44 ~ 74.65kgf/c㎡의 분포범위로 심도가 깊어짐에 따라 증가하는 경향을 보이고 기반암에서의 지반변형계수는 풍화의 정도에 따라 다르나 4,492 ~ 35,807kgf/c㎡의 범위에 분포한다.

- 19 -

<표 2.11> 공내재하 시험결과(점성토층)

지층	분류	$\mathrm{K}_\mathrm{p}~(\mathrm{kg/cm^3})$	$D_p \ (kg/cm^2)$	$E_{p} (kg/cm^{2})$	비고
점트	토 층	3.64~17.89	$14.44 \sim 74.65$	_	
연	암	868~2,077	4,492~10,424	9,306~20,892	
경	암	2,739~7,453	13,336~35,807	39,255~60,000	

주) kp : 지반반력계수 , Dp : 지반변형계수 , Ep : 지반탄성계수

이상에서와 같이 점성토에 대한 토질특성치를 요약하면 <그림 2.12>와 같다. <표 2.12> 토질특성 분석결과

구 분	기 호	단 위	지반 특성치	비고
비 중	Gs	_	2.71	
함 수 비	$W_n$	%	67.9	
간 극 비	eo	_	1.890	
단위중량	¥sat	tf/m <sup>3</sup>	1.590	
압축지수	Cc	_	0.96	
팽창지수	Cs	_	0.129	
압밀계수(C <sub>v</sub> )	Cv	cm²/sec	$0.39 \times 10^{-3}$	$C_h = 2 \cdot C_v$
투수계수(K <sub>v</sub> )	Kv	cm/sec	$2.50 \times 10^{-8}$	$K_h = 2 \cdot K_v$
비배수 전단강도	Su	tf/m²	$0.12 \times z + 0.65$	
강도증가율	Su/p'	-	0.28	

#### 2.2.7 사질토의 토질특성

1) 비 중

사질토의 구성광물은 대부분 석영으로 구성되며 석영(Quartz)의 비중은 <그림 2.13>와 같이 2.65의 값을 갖는다. 또한, <표 2.14>과 같이 대표토질별 비중 범위에서 사질토의 비중이 2.65 ~ 2.68의 범위 ("지반조사 결과의 해석 및 이용" p448, 한국지반공학회)를 보임에 따라, 이를 고려하여 금회 과업대상지역에 분포하고 있는 사질토의 비중은 2.65로 결정하였다.

<표 2.13> 광물의 비중

광물명 비중		광 물 명	비 중
Quartz	2.65	Serpentine	$2.2 \sim 2.7$
K-Feldspars	$2.54 \sim 2.57$	Kaolinite	$2.61^{a}$
Na-Ca-Feldspars	$2.62 \sim 2.76$		$2.64 \pm 0.02$
Calcite	2.72	Halloysite	2.55
Dolomite	2.85	Illite	2.84 <sup>a</sup>
Muscovite	$2.7 \sim 3.1$		$2.60 \sim 2.86$
Biotite	$2.8 \sim 3.2$	Montmorillonite	$2.74^{\rm a}$
Chlorite	2.6 ~ 2.9		$2.75 \sim 2.78$
Pyrophyllite	2.84	Attapulgite	2.30

주) a : Calculated from crystal structure (Soil Mechanics, p30. Lambe & Whitman) <표 2.14> 대표 토질별 비중

토 질 명	비 중	토 질 명	비 중
자 갈	$2.65 \sim 2.68$	점 토(무기질)	$2.68 \sim 2.72$
모 래	$2.65 \sim 2.68$	점 토(유기질)	$2.62 \sim 2.66$
실 트	$2.65 \sim 2.68$		

## 2) 포화단위중량(y<sub>sat</sub>)

본 지역에 분포하고 있는 사질토에 대한 지반조사결과 표준관입시험에 의한 N값은 평균 17회로 보통의 조밀한 상대밀도를 보이고 통일분류법상 대부분 SM에 해당된다.

사질토에 대한 간극비 산정은 지반조사 결과를 이용하여 <표 2.15>의 "사질토의 토질정수(Hunt, 1984)"에 따라 간극비(e)를 0.74로 결정하였으며, 포화단위중량(y<sub>sat</sub>)은 아래의 식에 따라 y<sub>sat</sub> = 2.0tf/m<sup>3</sup>으로 산정되었다.

- 21 -

재 료	다	짐	DR (%)	$\mathrm{N}^{*}$	간극비 (e)
	조	밀	75	90	0.22
GW: 입도가 양호한 자갈	중간	조밀	50	55	0.28
	느	슨	25	< 28	0.36
	조	밀	75	70	0.33
GP : 입도가 불량한 지갈	중간	조밀	50	50	0.39
	Ľ	슨	25	< 20	0.47
	조	밀	75	65	0.43
SW: 입도가 양호한 모래	중간	조밀	50	35	0.49
	<u>ل</u>	슨	25	< 15	0.57
	조	밀	75	50	0.52
SP:입도가 불량한 모래	중간	조밀	50	30	0.60
	<u>ل</u>	슨	25	< 10	0.65
SM:실트질 모래	조	밀	75	45	0.62
	중간	조밀	50	25	0.74
	<u>г</u>	슨	25	< 8	0.80
ML:무기질 실트, 매우 세리모래	조	밀	75	35	0.80
	중간	조밀	50	20	0.90
에 다 아마머스 에	Ľ	슨	25	< 4	1.00

<표 2.15> 사질토의 토질정수(Hunt, 1984)

주) 1. 참고문헌 : 한국지반공학회 연약지반편 P.114
 2. \* : N치는 SPT 시험시 1ft당 관입저항 타격횟수

#### 3) 내부마찰각

사질토의 전단강도는 내부마찰각(φ)으로 표현되며 사질토는 불교란 시료의 채취가 어렵기 때문에 일반적으로 표준관입결과치(N)를 이용 하여 내부마찰각을 산정한다.

N치로 부터 내부마찰각을 추정하는 여러 가지 방법이 있으며 그 중 대표적인 방법인 Dumham 관계식<표 2.16>을 이용하여 내부마찰각을 산정하였다. Dumham 관계식을 이용하여 산정된 사질토의 내부마찰각인 Φ = 29°를 설계치로 결정하였다.

 $\Phi = \sqrt{12N} + 15 = 29^{\circ} ( 평권 N치 = 17 )$ 

이상에서와 같이 사질토에 대한 토질측정치를 요약하면 <표 2.17>과 같다.

구분내 부 마 찰 각토립자가 둥글고 균일한 입경일때 $\phi = \sqrt{12 \cdot N} + 15$ 토립자가 둥글고 입도분포가 좋을 때 $\phi = \sqrt{12 \cdot N} + 20$ 토립자가 모나고 균일한 입경일 때 $\phi = \sqrt{12 \cdot N} + 20$ 토립자가 모나고 입도분포가 좋을 때 $\phi = \sqrt{12 \cdot N} + 25$ 

<표 2.16> 입자의 형상별 N· ∲의 관계 (Dumham)

<표 2.17> 토질특성 분석결과(사질토층)

구 분	기 호	단 위	특성치	비고
포화단위중량	¥sat	tf/m <sup>3</sup>	2.0	
내 부 마 찰 각	ф	deg	29	

# 2.3 시공현황

본 연구대상지역은 연약지반이 대심도로 분포하여 제체하부 전체폭 개량으로 장기 침하 방지하고, 선행재하에 의한 압밀촉진를 위해 외곽호안은 S.C.P(Sand Compaction Pile)공법 및 강제치환공법을 적용하고, 내부가호안은 차수매트를 설치하여 투기완료후 수두차에 의한 침투수 발생 억제하고 선행재하시 안정한 기초지반 처리를 위해 대형토목섬유튜브+샌드마운드+PBD공법을 적용 하였고, 접속부는 G.C.P(Gravel Compaction Pile)공법을 적용하였다.

S.C.P공법은 심도 약 8.3m~55.9m에 걸쳐, P.B.D(Plastic Board Drain) 그리고 Preloading은 Drain을 2.0m 간격으로 심도 약 7.0m~46.5m에 걸쳐 타입하였다.
<표 2.18> 연약지반 처리현황

구	분	연얀지반처리공법	연 장	비고	
외 곽 호 안		S.C.P공법	730.0m	1,042.1m	
		강제치환공법	240.0m		
		G.C.P공법	72.1m		
내부가호안		G.C.P공법 초 아		1.479 5	
		섬유튜브+P.B.D공법	1,402m	1,472.5m	



<그림 2.19> 기초지반처리 계획평면도

# 1) 시공절차

(1) 외곽호안 시공흐름도

• 덤프트럭을 이용한 육상투하



<그림 2.20> 외곽호안 시공흐름도

•5tf/m 인력포설

• 준공 준비

(2) 내부가호안 시공흐름도



<그림 2.21> 내부가호안 시공흐름도

# 제 3 장 관련 이론 고찰

# 3.1 연약지반

### 3.1.1 정의

연약지반이란 일반적으로 상부구조물을 지지할 수 없는 상태의 지반을 의미한다. 예를 들어 연약한 점성토, 유기질토 등이 이에 속하며 이러한 지반위에 도로, 교량, 건물 등이 시공되면 침하량이 과다하게 발생하고, 지 지력 부족에 의한 지반 및 구조물의 파괴가 생길 수 있다. 느슨한 사질토의 경우에도 지진이나 폭파에 의한 진동이 전달될 때 갑작스런 침하 또는 활동이 발생할 수 있는 연약지반이다. 이러한 일련의 문제들이 예상되는 지반이 연약지반이며 구조물을 축조하기 앞서 지반개량이 선행되어야 한다.

# 3.1.2 판정기준

연약지반의 판정기준은 모래의 경우 상대밀도로, 점토의 경우 굳기 (consistency)로 나타낸다. Table 2.1과 같이 상대밀도가 35% 이하인 모래는 연약지반으로 분류되며 N값이 4이하이면 대단히 느슨한 모래(very loose sand), 10이하이면 느슨한 모래라고 표현한다. 점토의 경우 Table 2.2에서 보듯이 일축압축강도( $_{q_u}$ )가 0.50kg/c㎡ 이하인 점토는 연약점토(soft clay)로 분류되며 일축강도가 0.25kg/c㎡ 이하이면 대단히 연약한 점토(very soft clay)로 분류된다. 표준관입시험 기준으로는 N치가 4 이하이면 연약한 점토, 2이하이면 대단히 연약한 점토로 분류된다.

<표 3.1> 상대밀도와 N치의 관계(Terzaghi & Peck, 1948)

N	상 대 밀 도 (%)
0 ~ 4 4 ~ 10 10 ~ 30 30 ~ 50 50 이상	대단히 느슨 (15) 느 슨 (15 ~ 35) 중 간 (35 ~ 65) 홈 촘 (65 ~ 85) 대단히 촘촘 (85 ~ 100)

<표 3.2> 일축압축강도와 N치의 관계(Terzaghi & Peck, 1948)

굳 기	N 값	일축압축강도, $q_u$ (kg/c㎡)
대단히 연약	< 2	< 0.25
연 약	2 ~ 4	$0.25 \sim 0.5$
중 간	4 ~ 8	$0.5 \sim 1.0$
견 고	8 ~ 15	$1.0 \sim 2.0$
대단히 견고	15 ~ 30	$2.0 \sim 4.0$
고 결	> 30	> 4.0

### 3.1.3 연약지반에서 발생하는 공학적 문제점

연약지반상에서 발생하는 공학적 문제점으로는 지지력 및 활동에 관한 문제, 침하문제, 부마찰력문제, 액상화문제 등이 있다.

#### 1) 지지력 및 활동에 관한 문제

연약지반은 상부구조물을 지지하기에는 일반적으로 지지력이 부족하다. 지지력 부족여부에 대한 판정은 지지력 공식을 적용하여 계산한 극한지지력과 실제 구조물 축조시 가해지는 응력을 서로 비교하여야 하며 이때의 해석 조건은 비배수조건, 즉 φ = 0 해석이 적용된다.

활동에 대한 검토방법은 여러 학자들에 의해 다양하게 제시되어 왔지만 이것으로 실제 점토의 거동을 정확히 예측하기란 쉬운 일이 아니며 가장 신뢰할 수 있는 방법은 시험시공을 통한 점토의 파괴를 관찰하는 것이다.

- 28 -

### 2) 과도한 침하

점토지반의 침하과정은 즉시침하, 압밀침하 및 2차압밀침하의 3단계로 나눌 수 있다. 즉시침하는 하중이 가해짐과 동시에 발생하는 침하이고 압밀침하는 과잉간극수압이 소산되면서 발생되는 침하를 의미하며 시간에 의존하여 그 크기가 커지는데 연약지반에서의 침하는 대부분 압밀침하로 본다. 2차압밀침하는 과잉간극수압이 소산된 후 점토 입자의 구조적인 재배열을 통하여 발생하는 침하를 의미한다. 그러나 실제로는 1차압밀이 진행되는 동안에도 2차압밀이 발생하지만 이론상 2차압밀은 전자가 완료된 후 발생한다고 가정한다.

#### 3) 부마찰력

연약지반에 시공된 말뚝의 경우 주위의 지반이 말뚝보다 더 많이 침하할 때 부마찰력이 발생한다. 일반적으로 점토의 소성이 낮을수록 부 마찰력의 크기는 작으며 부마찰력은 말뚝의 전체길이에 걸쳐서 일정하게 분포되지 않고 하부로 갈수록 줄어든다. <그림 3.1> 말뚝의 지지력을 선단 지지력과 주변마찰력으로 구분하여 나타낸 것인데 주변마찰력은 약간의 변위에도 극한치에 도달하지만 선단지지력은 관입량이 증가할수록 커진다는 사실을 알 수 있다.



<그림 3.1> 말뚝의 지지력

- 29 -

#### 4) 액상화 현상

포화된 느슨한 모래가 진동을 받으면 순간적으로 다져지면서 체적이 감소한다. 비배수상태에서 발생한 체적의 감소는 간극수압을 발생시키며 간극수압의 크기가 상부 구조물의 하중과 동일하게 된다면 유효응력이 0이 되어 모래는 강도를 상실하고 마치 액체와 같은 거동을 나타낼 것이다.

# 3.2 연약지반개량 설계

### 3.2.1 개량공법의 종류

연약지반 개량공법은 압출에 의한 강제치환공법과 같은 경험적인 방법을 비롯하여 1960년대 이후 외국으로부터의 기술도입으로 대단히 많은 종류의 연약지반 개량공법이 이용되고 있으나 이 가운데 개량의 원리, 개량의 목적 및 지반의 성질에 의하여 그 종류를 구분하면 다음과 같다.

#### 1) 개량원리에 의한 분류

일반적으로 개량원리에 의한 분류법은 치환, 탈수, 다짐, 고결의 네 종류로 분류하고 있다.

#### 2) 개량목적에 의한 분류

개량목적에 의한 분류는 흙의 기본적인 역학적 특성을 고려하여 검토 하는 경우에 필요하며 개량의 목적은 공법의 효과로 나타내는 것으로써 보통 다음과 같은 네 종류로 구분한다.

- 안정대책 (지반지지력의 증대)
- 침하대책 또는 변형대책(침하, 융기방지)
- 지수대책 (수압, 침투성의 감소 혹은 제거)
- 내구성의 대책 (유지관리)

#### 3) 지반의 성질에 의한 분류

개량하는 지반의 성질에 의한 분류는 일반적으로 공법의 적용지반을 나타내는 것으로써 이들 공법이 지반의 성질이나 퇴적상태에 의해서 시공성이 좌우되기 때문에 개량 대상지반을 대략 다음과 같이 나눌 수 있다.

- 사질토, 점성토와 특수토

- 비포화토와 포화토

- 얕은지반과 깊은지반

- 자연퇴적토와 인공매립토 혹은 성토

- 평탄지와 경사지

이와 같이 연약지반에 대한 개량의 원리, 개량의 목적과 지반의 성질에 의한 개량공법의 종류는 <표 3.3>과 같다.

### 3.2.2 개량설계

지반개량공법 설계의 기본방향은 설계 이전 단계에서 현장 상황을 최대한 반영하는 적절한 설계조건을 설정하고 지반의 공학적 특성과 하중조건을 반영하여 공사가 제대로 시행될 수 있도록 공학적으로 타당성이 있고 경제적인 설계를 하는데 있다. 또한 지반개량공사 중에 현장조건과 설계 조건이 일치하지 않는 경우에는 현장조건에 맞도록 설계를 재검토 하여야 할 필요가 있다. <그림 3.2>는 연약지반개량공법의 설계순서를 간략화한 것이다.

구분	개량원리		주 요 공 법	개 량 목 적	적 용 지 반
경 량 호 하 하 중	경 량 화	경량자재			점성토 지반 유기질토 지반
	하중균형	압성토공법		·지반의 지지력 향상 ·지반의 전단변형 억제 ·지반의 침하억제 ·활동파괴의 방지 ·시공기계의 주행성확보	
		침상공법			
조	하중	Sheet. Net 공법			
절	분산	Sand mat 공법			
		표층혼합처리공법		-	점성토지반
	기원	굴착치환공법		·지반파괴의방지,침하의감소	점성토 지반 유기질토 지반
	시완	강제치환공법			
		Preloading			
			Sand drain 공법		점성토 지반
		연직 비스	Pack drain 공법		
	티스	배수 공법	Paper drain 공법	·압밀침하촉진 기바이 가디즈기 초기	· ㅠ기철도 시반
	털구		Plastic drain 공법	·확동파괴의 방지	
		지 하 수	Well point 공법		사질토 지반
		저하공법	Deep well 공법		키서도키비
		생석회 Pile 공법			~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~
지		Sand Compaction Pile 공법		·침하의 감소 ·액상화의 방지 ·활동파괴의 방지	점성, 사질,
반 개		Vibroflotation 공법			_
パ 량	다짐	Vibro tamper 공법			사질토 지반
		쇄석 Pile 공법			점성토, 사질토 지반
		동압밀공법			사질토 지반
		석회계 심층혼합처리공법		·활동파괴 방지 ·침하의 감소 ·지반의 전단변형 방지 ·지반의 Piping 방지	점성토 지반
	고결	시멘트계 심층혼합처리공법			
		분사교반공법			 점성토,사질토지반
		동결공법			
	지수	약액수입공법			사질도 지반
		분사주입공법		·지반 즉방유농방지 지수 ·지바지수	사질토 지반
		지수널말뚝 공법		1411	사질토, 유기직토 지바
지중 골격 구조 형성	곡겨	체절성토 공법		·화돗파괴의 반지	점성토,
	Pile Cap, Pile Slab 공법		·측방유동 방지	사질토 지반, 유기질토 지반	

<표 3.3> 연약지반 개량공법



- 33 -

# 3.3 침하에 관한 해석 이론

### 3.3.1 압밀이론

일반적으로 모든 흙은 압축성 물질로서 완전히 포화되어 있거나 또는 부분적으로 포화되어 있는 흙속에 하중이 가해지면 흙 입자사이 간극을 차지하고 있는 공기가 압축되거나 간극속의 물이 빠져나가 체적의 감소가 발생하게 된다.

모래와 같은 투수성이 큰 지반의 경우는 점토지반에 비해 간극비가 작아 압축률이 작으며 투수계수가 커서 물이 순간적으로 빠져나가 압축이 빨리 끝난다. 반면, 점토지반은 모래에 비해 간극비가 크고 투수계수가 매우 작아 오랜 기간에 걸쳐 압축이 이루어지며 침하량은 모래에 비하여 대단히 크다.

이와 같이 오랜 시간에 걸쳐 흙 속에서 간극수가 배출되면서 흙이 천천히 압축되는 현상을 압밀(consolidation)이라고 하는데 압밀의 과정과 압밀에 영향을 미치는 요소는 다음과 같이 Terzaghi 1차 압밀이론으로 설명할 수 있다.

### 3.3.1.1 Terzaghi 1차 압밀의 기본 미분방정식

Terzaghi는 압밀이론을 유도하는 데 있어서 다음과 같은 가정을 설정하였다.

- 1) 흙은 균질하고 완전히 포화되어 있다.
- 2) 흙 입자와 물의 압축성은 무시한다.
- 3) 흙 속의 물의 이동은 Darcy의 법칙을 따르며, 투수계수는 일정하다.
- 4) 압축 토층은 횡적으로 변위되지 못하도록 구속되어 있다.
- 5) 유효응력이 증가하면 압축 토층의 간극비는 유효용력의 증가에 반비례 해서 감소한다.

체적이  $dx \times dz \times 1$ 인 압축 토층의 한 요소를 생각할 때 물이 연직방향 으로만 흐른다고 가정하면 Darcy의 법칙에 의하여 물이 흙 속을 흐르는 속도는 V=ki이고, 동수경사 i는 -  $\partial h/\partial z$  이다. 여기에서  $\partial h$  는 이 요소의 상하면 사이의 수두차이고 음의 기호는 수두의 감소를 의미한다.

이 요소에 유입하는 유량과 유출하는 유량의 차이는,

$$\Delta q = -\left(v_{z} + \frac{\partial v_{z}}{\partial z} dz\right) dx + v_{z} dz$$
$$= -\frac{\partial v_{z}}{\partial z} dx dz$$
$$= k + \frac{\partial^{2} h}{\partial z^{2}} dx dz \qquad (3.1)$$

이다.

요소의 체적은  $dx \times dz \times 1$  이고 간극의 체적은 이 요소의 체적에 간극률을 곱한값  $(dx \times dz) = \frac{e}{1+e}$ 가 된다. 이 요소의 체적의 시간적인 변화율은,

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left[ (dxdz) \frac{e}{1+e} \right] = \frac{dxdz}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t}$$
(3.2)

이 된다.

식(3.2)에서  $dx \times dz/(1+e)$ 는 흙 입자의 체적이므로 일정한 값이라는 것에 유의하여야 한다. 흙이 포화되었고 흙 입자와 물은 비압축성이라고 가정 하였으므로 간극의 감소율은 이 요소로부터 물의 유츌률과 동일하여야 한다. 따라서 식(3.1)과 식 (3.2)를 등식으로 놓으면,

$$k\frac{\partial^{2}h}{\partial z^{2}} = \frac{1}{1+e}\frac{\partial e}{\partial t}$$
그런데,  $h = u_{d}/y_{u}$ 이므로
(3.3)

$$dh = \frac{1}{\gamma_w} d\mu_e \tag{3.4}$$

- 35 -

여기서 ue는 과잉간극수압이다.

그러면 식 (3.3)는,

$$\frac{k\partial^2 u_e}{y_u \partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t}$$
(3.5)

그런데,

$$a_v = -\frac{\partial e}{\partial \sigma'} \tag{3.6}$$

로 정의하자. 이 식의 음의 기호는 압력의 증가에 대한 간극비의 감소를 의미한다. 여기서  $a_v$  를 압축계수(coefficient of compressibility)라 한다. 그러면 식 (3.5)는,

$$\frac{k}{|\mathbf{x}|_{w}} \frac{\partial^{2} u_{e}}{\partial z^{2}} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \left( -\frac{\partial \sigma'}{\partial e} a_{v} \right)$$
$$= \frac{a_{v}}{1+e} \frac{\partial (\sigma - u_{e})}{\partial t} = m_{v} \frac{\partial u_{e}}{\partial t}$$
(3.7)

위 식에서  $\sigma$ 는 일정한 값이므로  $\frac{\partial \sigma}{\partial t} = 0$  이라는 점에 유의하여야 한다. 여기서,

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} \tag{3.8}$$

이것을 체적변화계수(coefficient of volume change)라고 한다. 식 (3.7)을 정리하면,

$$\frac{k}{\mathbb{Y}_{w}m_{v}}\frac{\partial^{2}u_{e}}{\partial z^{2}} = \frac{\partial u_{e}}{\partial z^{2}}$$
(3.9)  
$$\alpha \forall \forall \mathbf{A},$$
$$c_{v} = \frac{k}{\mathbb{Y}_{w}m_{v}}$$
(3.10)

- 36 -

라고 두면 식(3.9)는,

$$c_{v}\frac{\partial^{2}u_{e}}{\partial z^{2}} = \frac{\partial u_{e}}{\partial t}$$
(3.11)

가 된다. 여기서 <sub>Cv</sub>를 압밀계수(Coefficient of consolidation)라고 하며, 단위는 cm/sec 또는 m<sup>'</sup>/year로 나타낸다. 식(3.11)은 1차 압밀의 기본 미분방정식이다.

### 3.3.1.2 압밀도

Terzaghi 1차압밀 미분방정식의 해는 응력 분포와 배수 조건을 고려 하여 즉, 점토층이 모래층 사이에 끼어있고 지표면에 Δσ가 작용하여 과잉 간극수압이 깊이에 따라 일정하게 분포된 경우 *t*=0 에서 지표면에 가해진 응력 Δσ는 점토층이 모든 점에서 간극수압으로 지지되므로 *t=0*에서  $u_e = u_i = \Delta \sigma$  이다.

 $z = 0^{\text{od}} \lambda^{\text{d}} u_e = 0, \qquad z = 2H^{\text{od}} \lambda^{\text{d}} u_e = 0$ 

또한, 점토층의 상면과 하면에서는 완전한 배수층이 존재하므로 이 두면 에서는 과잉간극수압이 0이다. 즉,

이와 같은 초기 조건 및 경계 조건을 만족시키는 식 (3.9)의 해는 다음과 같다.

$$u_{e} = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_{i}}{M} \left( \sin \frac{Mz}{H} \right) e^{M^{2}T}$$
(3.12)

$$T: 시간계수 \left(=\frac{c_v t}{H^2}\right)$$
(3.13)

여기에서 T를 시간계수(Time factor)라고 하며 무차원 계수로서 일면 배수의 경우 식 (3.12)및 식 (3.13)의 배수 길이 H는 그 층의 두께와 동일 하며, 양면배수의 경우 그 층의 두께의 반이 된다.

점토층의 임의의 깊이 z에서의 압밀도 U2 다음과 같이 정의하면

$$U_{z} = \frac{u_{i} - u_{e}}{u_{i}} = 1 - \frac{u_{e}}{u_{i}}$$
(3.14)

압밀도는 어떤 시간 *t*가 경과한 후 어떤 지층 내에서의 압밀 정도를 표시 한다. 식(3.12)를 식(3.14)에 대입하면 압밀도는 다음과 같이 시간계수의 함수로 표시할 수 있다. 즉,

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{m} \left( \sin \frac{M_z}{H} \right) e^{-M^2 T}$$

$$(3.15)$$

식(3.12)로 표시되는 과잉간극수압은 시간계수 T의 함수이고 또한 시간 계수는 압밀시간 t의 함수라는 것을 알 수 있다. 점토층 깊이에 따른 압밀도, 시간계수 관계는 <그림 3.3>에 나타낸 바와 같다.



<그림 3.3> 점토층 깊이에 따른 압밀도, 시간계수 관계

- 38 -

### 3.3.1.3 평균압밀도와 시간계수의 관계

어느 시간 t에서 지층의 깊이에 따른 과잉간극수압의 분포는 sine 곡선 형태로서 압밀도는 지층의 깊이에 따라 다르다. 그러나 우리가 실제로 공학적으로 관심을 가지게 되는 것은 각 깊이에서의 압밀도라기보다는 이 들을 합하여 평균을 낸 점토층 전체의 압밀도이며, 이것을 평균압밀도 (average degree of consolidation)라고 한다. 따라서, 평균압밀도는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\overline{U} = 1 - \frac{\int_{0}^{2H} u_{c} dz}{\int_{0}^{2H} u_{1} dz}$$
(3.16)

식 (3.16)에서 식 (3.12)를 대입하면,

$$\overline{U} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2 \int_{0}^{2H} u \sin \frac{M_{z}}{H} dz}{M \int_{0}^{2H} u dz} e^{-M^{2}T} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^{2}} e^{-M^{2}T}$$
(3.17)

이 된다.

식 (3.17)을 보면 평균압밀도는 시간계수 T의 함수로서 표시될 수 있음을 알 수 있다. 이 식은 과잉간극수압이 깊이에 따라 일정하게 분포된 경우에 대한 해이며, 이 관계는 <그림 3.4>의 곡선(1)로 나타낼 수 있다. 곡선(2)와 (3)은 경계조건이 이와 다른 경우에 대해 얻어진 것이다.

식 (3.17)의 평균압밀도와 시간계수의 관계를 식 (3.18), 식 (3.19)와 같이 나타낼 수도 있다.

$$\overline{U} < 60\%: T = \frac{\pi}{4} \left( \frac{\overline{U}\%}{100} \right) 2 \tag{3.18}$$

 $\overline{U} \langle 60\% : T = 1.781 - 0.933 [\log(100 - \overline{U})]$ (3.19)

한편, 과잉간극수압이 모두 소산되면 더 이상의 침하가 없고 또한 과잉 간극수압의 소산에 비례하여 침하가 발생한다고 가정하면, 평균압밀도는 침하량의 함수로서도 나타낼 수 있다.

$$\overline{U} = \frac{S_{ct}}{S_c}$$
(3.20)

여기서, S<sub>c</sub> : 전압밀침하량

S<sub>ct</sub> : 어느시간에서의 침하량



<그림 3.4> 평균압밀도-시간계수곡선

### 3.3.2 압밀이론에 의한 침하량 산출방법

일반적으로 연약지반에 발생하는 침하량은 사질토층에서 발생하는 즉시 침하와 점성토층에서 발생하는 압밀 침하로 구분된다. 사질토의 즉시침하는 점토에 비하여 대단히 작고 순간적이기 때문에 일반적인 구조물에서는 별로 문제시 되지 않으나 점성토의 압밀침하는 지반에 하중 작용시 투수 계수가 작아 장기적인 침하가 발생하게 됨으로 충분한 검토가 이루어져야 한다. 하중 재하조건과 발생시기에 따라 다음과 같이 분류된다.



<그림 3.5> 연약지반에 발생하는 침하의 종류

### 3.3.2.1 점성토의 1차 압밀침하량

점성토의 침하량 예측은 Terzaghi의 1차원 압밀이론에 의한 침하량 산 정식이 사용된다.

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_c \tag{3.21}$$

여기서,  $e_o$ : 초기간극비

*H<sub>c</sub>* : 대상토층의 두께

<그림 3.6>는 반대수 그래프에 그린 간극비(e)와 압밀압력(<sub>0</sub>)과의 관계를 단순화시켜 위 식의 간극비 감소량(Δ<sub>e</sub>)을 산정하는 방법을 도식화한 것으로 선행압밀압력 (σ)과 응력증가량 (Δσ<sub>v</sub>) 및 연직유효응력 (σ'<sub>vo</sub>) 의 크기에

- 41 -

따라 즉, 정규압밀점토인가 과압밀점토인가에 따라 △e를 다음과 같이 구할 수가 있다.

1) 정규압밀 상태일 경우σ' <sub>νο</sub>=σ'<sub>c</sub>

$$\Delta e = C_c \times \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{vo}} \tag{3.22}$$

$$S_{c} = \frac{C_{c}}{1 + e_{o}} \times H \times \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma_{v}}{\sigma'_{vo}}$$
(3.23)

2) 파압밀 상태일 경우  $\sigma'_{vo} > \sigma'_{c}$   $\sigma'_{vo} + \Delta \sigma_{v} < \sigma'_{c}$  일 경우  $\Delta e = C_{r} \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma_{v}}{\sigma'_{vo}}$  (3.24)  $S_{c} = \frac{C_{r}}{1 + e_{o}} \times H \times \log_{10} \frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma_{v}}{\sigma'_{vo}}$  (3.25)  $\sigma'_{vo} < \sigma'_{c} < \sigma'_{vo} + \Delta \sigma_{v}$  일 경우  $\Delta e = C_{r} \log \frac{\sigma'_{c}}{\sigma'_{w}} + C_{r} \log \frac{\sigma'_{w} + \Delta \sigma_{v}}{\sigma'_{c}}$  (3.26)  $S_{c} = \frac{C_{r}}{1 + e_{o}} \times H \times \log \frac{\sigma'_{c}}{\sigma'_{vo}} + \frac{C_{c}}{1 + e_{o}} \times H \times \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma_{v}}{\sigma'_{o}}$ 

여기서, S<sub>c</sub>:1차압밀침하량, o'<sub>c</sub>:선행압밀압력, o'<sub>w</sub>:연직유효응력 C<sub>r</sub>:재압축지수, C<sub>c</sub>:압축지수, e<sub>o</sub>:초기간극비 간극비 감소량의 계산을 도식화 하면 다음과 같다.

(3.27)



### 3.3.2.2 점성토의 2차 압밀침하량

점토층이 하중을 받아 압축되는 양은 <그림 3.7>에서 보는 바와 같이 과잉 간극수압이 소산되면서 압축되는 양과 과잉간극수압이 사실상 소산되고 난 다음 흙 구조의 소성적 재배열을 통해 압축되는 양으로 나누어 생각할 수 있다.

전자는 Terzaghi의 압밀이론을 따르는 압축인데, 이를 1차 압밀이라고 하고, 후자는 전자의 압밀이론을 따르지 않으며, 이를 2차 압밀이라고 한다.

<그림 3.8>은 어떤 하중을 받고 있는 흙 시료에 대한 반대수지 상에 그린 시간-침하량곡선이다. 이 곡선을 보면 1차 압밀이 끝난 다음에 생기는 2차 압밀은 거의 직선을 보인다는 것을 알 수 있다. 이 직선의 기울기로부터 2차 압축지수(Secondary compression index) *C*<sub>a</sub>를 다음과 같이 정의 한다.

$$C_{a} = \frac{\underline{\text{변형률}}}{\underline{\text{대수로표}}\overline{\text{N}}\overline{\text{e}}\overline{\text{A}}\overline{\text{log}}_{10}t} = \frac{\underline{\Delta H}H_{P}}{\underline{\Delta \log}_{10}t}$$
(3.28)

*Ca* : 2차 압축지수

여기서,  $H_p$ : 1차 압밀이 완료된 후의 흙 시료의 두께

*t* : 시간



<그림 3.8> 압축지수

2차 압축지수 *Ca*는 압밀시험을 하여 과잉간극수압이 소산된 다음에도 직선 부분이 얻어질 때까지 하중을 가하면 이 직선 부분에서 2차 압축 지수를 구할 수 있다.

이 값은 무기질의 점토보다 유기질토나 이탄에서는 더 크다. 만일 실험실에서 이 값을 결정할 수 없다면 <그림 3.9>을 이용하여 점토의 자연함수비로부터 이것을 추정할 수 도 있다.



<그림 3.9> 2차 압축지수와 자연함수비의 관계(Mesri, 1973)[자연함수비(%)]

# 3.3.3 침하량 산정시 수직 증가하중 산출방법

일반적으로 침하량 산정시 고려되는 하중의 종류는 매립하중(성토하중) 교통하중, 구조물하중, 침하토하중, 지하수위거동에 따른 하중으로 이들 산출방법은 다음과 같다.

# 3.3.3.1 수직 증가 하중의 종류

1) 부지매립하중(성토하중)

부지매립하중( $P_g$ )은 원지반 위에 놓이는 매립토량과 단위체적중량 으로 구한다.

$$P_g = \int_0^z \mathfrak{V} H \tag{3.29}$$

여기서, χ: 매립토의 단위체적중량

H: 매립토층의 두께

2) 교통하중 및 구조물 하중

교통 및 구조물로 인하여 지반내에 생기는 압밀응력은 Boussinesq의 탄성해로 구한다.

침하에 따른 하중 증분은 침하량과 매립토의 단위체적중량으로 구한다.

(3.31)

$$P_s = \mathbb{Y}_{sub} \times S$$

여기서, ४ 🚓 : 매립토의 수중단위체적중량, S : 침하량

4) 지하수위 거동에 따른 하중 증감

지하수위의 변동에 따른 하중의 증감은 지하수위 변동차이와 매립토의 단위체적중량 변화로 구한다.

 $\Delta h_w$  : 지하수의 변동폭

### 3.3.3.2 수직 증가하중 산출방법

일반적으로 연약지반의 퇴적토층은 완전한 강성, 등방성 및 균질한 재료는 아니지만 단계별 성토에 의한 지중연직응력 증가는 다음과 같은 방법을 사용하여 침하량 산정에 이용한다.

성토하중에 의한 심도 z에 작용된 지중응력 ∆P의 산정 :

$$\Delta P = \frac{q_0}{\pi} \left( \frac{b+a}{a} \right) \left( a_1 + a_2 \right) - \frac{b}{a} \left( a_2 \right)$$
(3.33)

$$\alpha_{1}(radians) = \tan^{-1}\left(\frac{b+a}{z}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{b}{z}\right)$$
(3.34)

$$a_2 = \tan^{-1} \left(\frac{b}{z}\right) \tag{3.35}$$

여기서, a : 사면폭(m), b : 도로폭(m), h : 성토고(m) x : 흙의 단위중량(t/m²), z : 심도(m)



<그림 3.10> 증가하중에 의한 응력 분포(한국도로공사, 1996)

# 3.4 계측관리 분석 기법

# 3.4.1 계측에 의한 침하관리 기법

### 1) 쌍곡선법(Hyperbolic)방법

침하량으로부터 장래의 침하량을 예측하는 방법으로 침하예측의 관계식은 다음과 같다."침하의 평균속도가 쌍곡선을 따라 감소한다"는 가정하에 초기침하량의 측정치로부터 장래침하량을 예측하는 방법이다. 기본식은 다음과 같다.

$$S_t = S_o + \frac{t}{\alpha + \beta}$$
(3.36)

여기에서 St: 성토종료 경과시간 t에서의 침하량

So: 성토종료 직후의 침하량

t : 성토종료 시점으로부터의 경과시간

α,β:실측침하량 값으로부터 구한 계수

위의 식은 다음의 그림에서 보는 바와 같이  $t/(S_t - S_o)$ 와 t의 관계곡선으로 나타낸 후  $\alpha$ 와  $\beta$ 를 결정하고, 위의 식에 의해 임의의 시간 t에서의 침하량  $S_i$ 를 구할 수 있다. 최종침하량,  $S_f$ 는  $t=\infty$  일때 다음 식으로 부터 구할 수 있다.

$$\frac{t}{S_t - S_o} = \alpha + \beta t \tag{3.37}$$



<그림 3.11> 쌍곡선법에 의한 경과시간에 따른 침하량 추정방법 실측곡선 실제의 하중은 점증하중으로 <그림 3.11>과 같이 성토기간을 두고 이루어지고 있으므로 성토의 재하방법이 불규칙한 일반적인 경우 t의 계산은 단순히 <u>t</u>로 가정하여 적절하게 수정한다.

$$S_{f} = S_{o} + \frac{1}{\beta}$$

$$(3.38)$$



<그림 3.12> 쌍곡선법에 의한 최종침하량 산정

- 50 -



<그림 3.13> 점증하중의 경우 간략화법

#### 2) Hoshino 법(Hoshino, 1962)

Terzaghi의 압밀이론에 근거하며 쌍곡선법과 유사하다. 침하는 시간의 평방근에 비례한다는 가정으로 장래 침하량을 예측한다. 침하의 시간적 경과에 대해서 Terzaghi의 압밀론에 의하면 초기침하는 시간의 평방근에 비례한다. 그러나 √t 법은 현장에서 전단에 의한 유동변형을 포함하여 침하는 시간의 평방근에 비례한다는 기본 원리에서 장래침하량을 예측하는 방법이다. 이를 기본원리로 하여 t=∞에서 일정한 값이 되도록 시간-침하량 관계를 다음 식으로 표시하였다.

 S<sub>t</sub> = S<sub>o</sub> + S<sub>d</sub> = S<sub>i</sub> + AK√t / √1 + K<sup>2</sup>t
 (3.39)

 여기서, S<sub>t</sub>: 성토종료 경과시간 t에서의 침하량
 S<sub>o</sub>: 성토종료 직후의 침하량

 S<sub>d</sub>: 시간의 경과와 더불어 증가하는 침하량
 t : 성토완료시점으로부터의 경과시간

 A, K : 실측침하량 값으로부터 구한 계수

- 51 -

성토완료 후 t 시간동안의 실측 침하량을 기본으로 하여 t/(S<sub>t</sub> − S<sub>o</sub>)<sup>2</sup>을 계산한 후 <그림 3.14> 같이 t와의 관계를 플로트 하여 A, K의 값을 결정한다. 최종침하량(S<sub>f</sub>)은 t = ∞ 라 하면 다음 식으로 구할 수 있다.

 $\frac{t}{(S_t - S_o)^2} = \frac{1}{A^2} + \frac{1}{A^2 K^2}$ , 변형식은  $\frac{t}{(S_t - S_o)^2} - t$ 의 관계도 에서 기울기가  $\frac{1}{A^2}$ , 절편이  $\frac{1}{(A^2 K^2)}$ 인 직선을 표현한다. 따라서 실측한 자료를 이용하여 기울기와 절편을 구한 후 미지수 A, K 를 구할 수 있다. 최종침하량,  $S_f$ 는 다음 식으로 구할 수 있다.

$$S_f = S_0 + A \tag{3.40}$$



<그림 3.14> Hoshino법에 의한 최종침하량 산정

# 3) Asaoka법

9

Asaoka(1978)는 Mikasa(1963)에 의해 유도된 압밀방정식을 이용 하여 장래침하량 및 최종침하량을 산정하는 새로운 방법을 제시 하였다. Mikasa의 압밀방정식은 Terzaghi의 압밀방정식에 사용되 었던 과잉간극수압 대신 연직방향의 변형률, <sub>& y</sub>를 사용하여 다음과 같이 편미분방정식으로 나타내었다. Asaoka는 1차원 압밀 방정식에 기초한 하중이 일정할 때의 침하량을 나타내는 식를 제안하였다.

$$C_{v} \frac{\partial^{2} \varepsilon_{v}}{\partial z^{2}} = \frac{\partial \varepsilon_{v}}{\partial t}, \quad S_{i} = \beta_{0} + \beta_{1} \times S_{i-1}$$
 (3.41)

 $\mathbf{S}_{i-1}$  : 시간  $\mathbf{t}_{i-1}$  =  $\Delta t \times (i-1)$ 에서의 침하량

β0, β1 : 실측 침하량으로 구한 계수

그리고, 최종 침하량 산정방법은 다음과 같이 구한다.

- 실측침하량 시간 침하변화도로부터 동일한 시간간격(Δt)에 대응하는 침하량 S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub>, ..... S<sub>i-1</sub>, S<sub>i</sub>를 구한다(그림 3.16참조)
- S<sub>i-1</sub>과 S<sub>i</sub>를 축으로 하는 좌표 상에 (S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub>),(S<sub>2</sub>, S<sub>3</sub>),(S<sub>i-1</sub>, S<sub>i</sub>)를 Plot
   한다. 이 경우 플로트 된 점은 거의 직선상에 놓인다(그림 3.15참조)
- 최종침하량(S<sub>f</sub>)은 플로트직선과 Si-1인 직선(45°)의 교점으로부터
   도식적으로 구할 수 있으며 계산식은 식 아래와 같다.

$$S_f = \frac{\beta_0}{1 - \beta_1} \tag{3.42}$$



<그림 3.15> Asaoka 방법에 의한 최종침하량 산정



<그림 3.16> 시간에 따른 실측침하량 변화도

### 3.4.2 계측에 의한 안정관리 기법

침하계 및 경사계 등의 계측기에 의해 측정된 자료는 시공도중에 지반의 거동을 정량적 및 정성적으로 나타낼 수 있으며, 이를 분석함으로서 성토의 시공속도 관리, 지반의 변형량과 변형 속도로부터 안정성 검토, 간극수압 발생 및 소산의 유무 파악 및 압밀 진행상황 확인 등을 할 수 있어 성토에 따른 공사의 안정성, 경제성, 신속성을 높이고자 하는데 있다.

#### 3.4.2.1 정성적 지표에 의한 방법

성토 안정관리 방법으로 연약지반의 거동이 안정한 상태인가, 불안정한 상태인가를 판단하고 제체중앙부의 침하와 제체측방의 수평·수직변위 등의 측정결과를 토대로 정성적 판단을 하는데 이용된다.

성토의 파괴를 나타내는 불안정 상태의 정성적 경향은 아래와 같은 사항들이 있다.

#### 1) 침하량에 의한 방법

침하량은 지반이 안정되어 있으면 시간과 더불어 일정치에 수렴하는 경향을 보이나 지반이 불안정하게 되면 침하량은 시간과 더불어 직선적 으로 증가하거나 침하속도가 급증하면서 파괴에 이른다.

제체 중앙부의 침하에 의한 판단은 <그림 3.17> 나타낸 바와 같이, 지반이 안정상태이면 시간이 경과함에 따라 침하량이 어떤 일정치에 수렴하는 경향을 나타내지만, 파괴에 가까우면 침하량이 급격한 증가를 보인다.

#### 2) 지표변위량에 의한 방법

지반이 안정되어 있으면 측방지반위 지표변위에 의한 수평 변위량은 시간적으로 거의 변화하지 않거나 또는 성토 측으로 끌려 들어가는 경향을 나타내나, 블안정한 상태에서는 수평 변위량이 성토의 외측방향 으로 급증한다. 제체 측방 지반의 변위량에 의한 판단은 변위말뚝이나 경사계 등에서 얻어지는 수평변위가 나타나면 안정한 상태이고 반대로 수평변위량이 급격히 증가하거나 제체외측으로 수평변위가 나타나면 불안정한 상태로 평가된다.

### 3) 지중 변위량에 의한 방법

지반이 안정되어 있는 상태에서의 지중 변위계에 의하여 측정된 지중 변위량은 작은 값을 나타내고 최대 변위량의 측정 위치도 거의 일정한 반면에 불안정한 상태에서는 시간에 따른 지반의 변위가 심하며 변위가 성토의 외측을 향해 밀려나가는 현상을 보이며 최대 변위량의 측정 위치도 하부로 이동하는 경향을 나타낸다.

수직변위량의 경우 수직변위량이 거의 없거나 침하의 경향을 보이면 안정한 상태이고, 수직변위량이 급격히 증가하거나 융기의 경향을 보이면 불안정한 상태이다.



<그림 3.17> 시간에 따른 침하량 변화와 기초지반의 안정

- 56 -

#### 3.4.2.2 정량적 지표에 의한 방법

본 연구에서는 Matsuo-Kawamura법, Tominaga-Hashimoto법, Kurihara법이 사용되며 이들 방법에 대해 개략적으로 소개하면 다음과 같으며, 성토 안정관리 판단방법으로 이용한다.

1) Matsuo-Kawamura법

성토의 파괴사례를 조사하여 파괴시의 성토중앙부의 최대침하량 (S)과 δ/S (δ 는 성토경사면의 최대 수평변위량)의 계수가 대개 하나 의 곡선(파괴기준선)으로 표시되는 것에 착안하여 시공중의 측정치를 S ~ δ/S 도상에 그려서 파괴기준선에 근접하는지 멀어지는지에 따라 안정, 불안정을 판단하는 방법이다.

Matsuo-Kawamura는 일본 내의 제체파괴사례를 조사하여 파괴시의 제체 중앙부의 침하량, S와 δ/S (δ는 제체비탈 끝의 측방변위량)의 관계 가 거의 하나의 곡선(파괴규준선) 상에 놓임을 발견하였다.

제체 시공 중의 계측치를 S-δ/S 관리도 위에 그릴 경우, 그 궤적이 접근하는지, 멀어지는지의 여부를 밝힘으로써 제체의 안정과 불안정을 판단한다.

S와 δ/S의 관계는 통계적으로 다음 식과 같이 표현되며, 그 계수는 아래의 표와 같다.

 $S = a \exp\left[b \frac{\delta^2}{S} + c \frac{\delta}{S}\right]$ (3.43)

일본에서의 시공사례에 의하면, " $p_j/p_f=0.8(p_j$ : 임의의 하중,  $p_f$ : 파괴시의 하중)인 파괴규준선에 도달하면 시공속도를 지연시키고,  $p_j/p_f=0.9$ 에 도달하면 현장시공을 중단시키며,  $p_j/p_f=1.0$ 에 도달하면 지반파괴가 일어난다."고 보고되었다.

- 57 -



<그림 3.18> Matsuo-Kawamura법의 관리기준( *S* - δ/*S* )

# 2) Tominaga-Hashimoto법

Matsuo-Kawamura 이론을 참고하여 S와 δ를 측정하여 관리하는 방법으로, 성토하중이 적은 초기단계의 S와 δ값에 의해 기준선(E선)을 표시하여 이 E선을 기준하여 위쪽으로 떨어지는 D선상으로 진행되는 경우에는 침하량보다도 수평변위가 크기 때문에 위험하다고 판단한다. 또한 E선 아래쪽으로 진행되는 경우에는 δ/S가 급증하면 위험하다.

Tominaga-Hashimoto에 의하여 제안된 안정관리법으로서, 제체 중앙부의 침하량, S와 제체비탈 끝의 측방변위, δ 사이의 비율, δ/S 값이 급증하면 파괴의 징후로 판단하였다.

제체하중이 작은 단계에서 계측된 침하량, S와 측방변위량, δ의 관계는 S 측에 대하여 임의의 기울기를 갖는 직선 E선 위에 놓인다. 이 E선을 기준으로 하여 그 위 부분인 D선 상을 진행할 경우, 즉 침하보다 수평변위의 거동이 탁월하면 위험하다고 판단하고, 아랫 부분인 S 선을

- 58 -

따라 진행하면 안정하다고 판단한다. 그러나 E선의 아래 부분에 있어도 δ/S<sup>T</sup> 급증하면 위험하다고 판단한다.

이것을 수치적으로 표현하기 위해 직선의 변곡점에서 수직선을 그려 보면 기울기 a<sub>1</sub>, a<sub>2</sub>를 관찰할 수 있는데, 이 각들의 크기가 a<sub>2</sub>≥0.7 혹은 a<sub>2</sub>≥a<sub>1</sub>+0.5이면 불안정으로 판단된다.



<그림 3.19> Tominaga-Hashimoto method by stability supervision



<그림 3.20> 직선안정관리도 (Tominaga-Hashimoto)

- 59 -
#### 3) Kurihara법

사면의 수평변위 속도에 착안하여 관리하는 방법으로 측정치에서  $\Delta_t$ 와  $\Delta\delta/\Delta_t$ 의 관계를 도식화하여  $\Delta\delta/\Delta_t$ 가 어는 한계치(과거예는 2cm/sec)를 넘는 경우에 위험하다고 판단한다.



<그림 3.21> Stabiliy supervision net by Kurihara method

#### (1) 수평변형속도에 주목하는 방법

이 방법은 제체 비탈끝 부분의 측방변위속도 Δδ/Δt에 착안하여 이 값이 어느 한계치를 초과하지 않도록 시공관리하는 기법이다.

이 방법에서는 측방변위속도 Δδ/Δt<sup>의</sup> "한계치를 얼마로 설정 하는 것이 타당한가?"가 요점이다. 일본의 Kurihara는 제체첨단면에 균열이 발생한 시점에서의 측방변위속도 Δδ/Δt 값이 2cm/day임을 발견 하였다. 따라서 이 방법은 Δδ/Δt<sup>의</sup> 값이 2cm/day를 초과하지 않도록 축조속도를 제어함으로써 안전한 제체의 축조가 가능하다고 보았다.



<그림 3.22> 일일수평변위에 의한 관리기준

(2) 침하속도에 의한 방법

제체축조공사시 제체 중앙하부의 하루당 침하량을 관리기준치로 설정하는 방법으로써 통상은 S/day<5.0cm/day 이면 안정하다고 한다. 하지만, 지반의 종류에 따라서 그 기준량도 달리할 필요가 있을 것이고, 거시적인 관점에서 압밀현상도 전단의 범주로 간주하면 단순한 침하량만의 관리보다는 수평변형량과의 복합적인 판단이 더욱 의미가 있을 것이다.



<그림 3.23> 일일침하량에 의한 관리기준

### 3.4.3 본 연구의 안전관리 적용 및 관리치 설정

본 연구의 경우 연약지반의 깊이가 비교적 깊은 지역이 포함되어 있는 지반 조건과 일부 구간의 경우 10m 이상의 고성토의 시공 조건 등을 고려하여 <표 3.4>에 나타난 이론적 방법과 관리기준을 바탕으로 안전관리를 실시하였다.

$p_j/p_f$	a	b	С	δ/S 의 범위
1.0	5.93	1.28	-3.41	0<δ/S<1.4
0.9	2.80	0.40	-2.49	0<δ/S<1.2
0.8	2.94	4.52	-6.37	0<δ/S<0.8
0.7	2.66	9.68	-9.97	$0 < \delta / S < 0.7$
0.6	0.98	5.93	-7.37	0<8/S<0.6

<표 3.4> 안정판단을 위한 방정식 계수

#### 3.5 지반조사

지반개량효과를 확인하기 위한 지반조사는 현장에서 직접 시행하는 현장시험과 현장에서 채취한 시료를 가지고 실험실에서 수행하는 실내 토질시험으로 구분되며, 실내토질시험은 역학시험과 물성시험으로 대별된다.

여기서는 현장에서 지반개량효과를 확인할 수 있는 지반조사 중에서 데이터의 신뢰도가 높고 간편하게 개량심도 전체의 비배수전단강도를 연속적으로 측정할 수 있는 콘관입시험(CPT) 및 현장베인시험(FVT)에 대해 소개하고자 한다.

#### 1) 현장 시험

(1) 정적 콘관입 시험

정적 콘관입 시험(Cone Penetration Test, CPT)은 원추 모양의 콘을 2cm/sec의 일정한 속도로 지중에 압입하면서 깊이별로 관입저항 력과 간극수압을 연속적으로 측정하는 원위치시험(in-situ test)으로써, 덧 치콘 시험으로도 불리운다.

간극수압 측정장치가 부착된 피에조콘을 사용할 경우는 관입 도중 간극수압 소산시험을 실시 할 수도 있다. 시험 도중의 주요 측정값은 원추관입저항력 (tip resistance, q<sub>c</sub>), 주면 마찰력(sleeve friction f<sub>s</sub>), 간극수압 (porewater pressure, u)등이며, 이 값들을 이용하여 마찰비 (friction ratio R<sub>f</sub>)와 간극수압 계수 (B<sub>q</sub>)를 계산해서 지반의 공학적 특성값들을 산정한다.

(2) 현장 베인시험

현장베인시험은 연약한 점성토를 대상으로 한 현장시험 방법으로써 단면이 십자형(+)인 저항날개를 롯드 선단부에 부착하여 압입하고, 롯드에 일정한 회전력을 주어 베인의 회전각도와 회전모멘트를 측정 하여 흙의 비배수전단강도(cu)를 파악하기 위한 시험방법이다.

- 63 -

현장베인 시험 사용된 베인의 형상은 H=2D를 표준형으로 사용 하였으며 비배수전단강도(cu)는 다음 식에 의해 산정한다.

$$c_{u} = \frac{M_{max}}{\pi D^{2}(\frac{H}{2} + \frac{D}{6})}$$
 (3.47)

여기서, cu: 비배수전단강도 (kgf/cm<sup>2</sup>)

M<sub>max</sub> : 측정된 최대 회전모멘트 (kgf·cm) D : 베인 폭 (=5cm) H : 베인 높이 (=10cm)

## 제 4 장 현장 계측관리

이 장에서는 설계 계획단계에서 정확하게 파악할 수 없었던 기초지반의 압밀특성에 대해 계측 데이터를 토대로 호안구조물의 안정성과 압밀특성을 평가하고 안전하고 합리적인 시공관리를 위해 계측결과를 이용한다.

본 연구에서는 층별침하계, 각극수압계, 경사계, 지하수위계, 지표침하판 계측기를 설치, 측정하고 결과를 분석, 역해석하여 지반거동분석 예측자료로 이용한다.

#### 4.1 계측관리 개요

본 연구대상지역에 대한 계측관리는 외곽호안, 내부가호안의 주요지점에 계측기를 설치하여 현장계측을 실시하고, 공사진행에 따른 구조물의 거동 및 연약지반의 침하등 제반정보를 신속하게 처리 분석하여 시공속도를 조절하고 공사의 안전화를 도모한다.

현장 지반조사와 실내시험을 이용하여 연약지반개량공사시 침하와 이에 따른 변형특성 파악 및 개량효과 분석 등을 수행하여 설계시의 가정조건과 지반의 불확실한 요소 등으로 인해 실제지반의 거동이 설계시 검토한 해석결과와 상이할 수 있으므로 현장계측을 통하여 다음과 같은 사항들을 검토한다.

1) 지반개량시 공사속도, 단계별 제체축조시 안전관리, 선행재하 제거시기 결정

2) 따라서, 시공단계에서 지반 거동을 모니터링(Monitoring) 할 수 있는 계측관리를 수행하여 설계시 검토된 내용을 확인하고 보완하며, 목표공기에 맞게 지반개량이 될 수 있도록 정보화 시공관리 체계가 필요함.

3) 계측계획은 인근지역에서 지반개량 시공중 발생된 문제점을 조사·분석하여 예상
 되는 문제점을 사전에 예측 및 대처가 가능하도록 계측관리계획을 수립하여 제안함.

- 65 -

#### 4.2 계측의 목적 및 절차

일반적으로 연약지반 현장에서는 시공 중 보다 정확한 침하 거동을 예측 하기 위하여 계측결과를 기반으로 향후 침하거동을 예측하계 된다. 이러한 침하예측 방법들 중 경험적인 방법으로는 쌍곡선법(Hyperbolic)방법, Hoshino 방법, 이론적인 방법으로는 Asaoka 방법이 있으며, 흙과 관련된 공사, 특히 연약지반공사에서는 조사→설계→시공 이라는 순서로 진행되지 않고 조사→설계→관측시공이라는 시행착오 결정법으로 공사가 진행된다.

이는 전술한 바와 같이 현재까지 주로 이용되는 연약지반개량 설계이론이 지반을 균질하고 등방압밀 상태로 가정하나 이는 실제지반과 다소 차이가 있으므로 실제 시공 시 이의 검증 및 보완을 위해 계측관리 및 지반조사로 대상연약지반의 개량정도를 재검토하여야 한다. 각 방법에 대한 자세한 내용은 다음과 같다.

#### 4.2.1 계측의 목적

연약지반 개량공법의 설계는 복잡한 토층 및 토질특성을 단순화시켜 시행하므로 실내시험이나 현장시험의 자료를 이용한 설계정수의 추정치에 내포된 불확실성 및 자료부족을 시공 중의 계측관리를 통하여 보충하고, 보다 정확한 새로운 정보에 의해 설계를 적절하게 수정 하는 것이 바람직 하다. 따라서 제반 계측관리를 통하여 연약지반 개량공사의 경제성 및 안정성을 도모하고 나아가서 이러한 정보를 Feed-back시켜 다음 단계에서 발생할 수 있는 지반의 이상거동을 사전에 파악하여 이를 토대로 보완 대책을 강구하는데 계측관리의 목적이 있다.

#### 4.2.2 계측항목 및 내용

(1) 계측항목은 지반개량 상황 및 설계시의 불확실성을 충분히 검토하여 결정하여야 하며, 선정하는 요소는 다음과 같다.

- 설계시 추정된 침하의 진행 상황 파악

- 시추조사와 병행하여 지반의 전단강도 증가 및 압밀 효과 확인
- 인접구조물(기존도로 및 구조물)의 변위에 대한 안정성 확보
- (2) 계측 관리는 연약지반 상에 제체를 축조함에 있어 대상 지반의 주요 지점에 침하 안정관리 등에 필요한 지중경사계, 지하수위계, 간극수압계, 층별침하계, 침하판 등의 계측기를 설치하고 지반의 거동을 확인하는데 필요하며, 다음과 같은 목적이 있다.
  - 설계시 지반조건에 관한 정보부족으로 인한 설계자의 결점을
     시공 중에 발견하여 제거한다.
  - 설계시 예측치 않았던 거동이 생기면 신속히 그 원인을 규명하고
     그 대책을 수립한다.
  - 계측한 자료를 정리, 분석하고 자료를 축척하고 이를 Feed Back 시켜
     앞으로의 성토 구조물의 설계 시공에 적용하여 경제성, 안정성을 도모한다.
  - 계측 자료를 정리, 분석하여 제체의 안정성을 예측, 판단하고 그
     결과를 설계 및 시공에 반영하여 안전하고 경제적인 시공을 한다.



<그림 4.1> 계측기 설치평면도

- 68 -

#### <외곽호안 설치단면도(a)>





#### <내부가호안 설치단면도(b)>





<그림 4.2> 계측기 배치단면도

계측기명	계측목적 및 검토사항	계측기 배치원칙	규 격
충별침하계 (Magnetic ProbeExtenso meter)	-연약점성토의 심도별 압밀침하량 및 지표면 침하량과의 비교분석 -측정된 침하량을 이용하여 지반의 층별 압밀계수정수 유추	-연약층 심도가 깊거나 고 성토지역에 간극수압계와 동일 지점에 설치 -공당소자는 3개씩	-Spider magnet 식 -여굴지역은 주변 지반과 유사한 재료로 채운다.
간극수압계 (Vibrating wire type Piezometer)	-제체하중에 의한 지반내 간극 수압의 변화 측정 -과잉간극수압의 소산정도 및 유효응력 증가량 유추 -압밀효과 확인 -압밀진행 및 강도증가 상황 확인	-연약층 심도가 깊거나 고성토지역에 층별침하계 와 동일 지점에 설치 -공당소자는 3개씩	-Vibrating wire 식 -계측기 매설지점은 모래를 이용하여 필터를 형성하고 그 외 여굴지역은 밴토나이트를 채운다.
경사계 (Inclinometer)	-제체사면부의 지반내 수평방향의 변형량과 변형속도 측정 -제체중앙부의 최대침하량과 함께 분석하여 제체사면의 안정관리 -측방유동토압에 의한 교대의 안정성 확인	-전단파괴가 우려되는 고성토지역 좌·우 사면에 설치 -현장상황에 따라서 교대 전·후면 또는 측면에 설치	-ABS 수지형 가이드관 매설 -여굴지역은 주변 지반과 동일한 재료로 채운다.
지하수위계	-제체축조에 대한 지하수위의 변화 파악 -간극수압과 비교하여 과잉간극 수압의 소산정도 및 유효응력 증가량 유추	-간극수압계가 설치되는 지점에서 성토에 의해 자 연지하수위가 영향을 받지 않도록 성토사면에 이격하 여 설치	-다공관 길이는 충분한 것 사용 -여굴지역은 모래로 채운다.
지표면침하관	-설치지점의 전침하량 측정 -제체축조속도 조절, 프리로딩 제거시기 판정	-연약지반 제체축조시 100m 간격으로 제체 단면 중앙에 설치	

<표 4.1> 계측기의 종류 및 검토사항





<sup>&</sup>lt;그림 4.3> 계측계획 및 시행절차

<표 4.2> 계측결과 분석기법

구 분	내 용	기법종류
침하관리	-압밀이론으로 구한 침하량을 실측치와 비교, 분석하여 보다 정확한 최종침하량과 시간에 따른 장래 침하량의 변화 예측. -Pre-Load의 양, 방치기간 및 제거시기 등을 결정하며, 잔류침하량을 추정하여 여성토 추가여부 결정.	-쌍곡선법 -Hoshino법 -Asaoka법
안정관리	-계측결과 분석에 의하여 파괴의 초기단계를 감지하여 제체축조 속도 제어. -제체 및 원지반의 안정성을 평가하고, 다음 단계의 제체축조 시기와 제체축조고를 결정 하는 시공관리. -불안정한 징후가 나타나 성토를 중단하여도 파괴가 계속될 경우 에는 확인시추와 비배수전단강도의 확인.	-정성적 방법 -정량적 방법



<그림 4.4> 계측관리 흐름도

- 73 -

<표 4.3> 계측관리항목

계측항목	계측계기명	목적 및 데이터의 이용	비고
침 하	지표면침하판 자동화침하계 전단면침하계	-전체 침하량을 측정, 침하 진행상황 파악 -부등침하 발생 경향 파악, 잔류 침하량 추정, Pre-load 제거 시기 결정	
변 위	경 사 계	-측방변위를 측정, 사면 안정검토 -축조 시기 및 속도 결정, 안정관리	
수 압	간극수압계	-제체하중에 의한 과잉 간극수압의 변화 측정 -SCP 등의 지반처리 효과 판정 -침하의 진행상황 검토 -안정의 검토	
수 위	지하수위계	-지하수위를 측정하여 지반내 간극수압으로부터 정수압과 과잉 간극수압 구분	
층별침하	층별침하계	-연약점성토의 심도별 압밀 침하량 측정 및 지표면 침하량과의 비교분석	

<표 4.4> 장래 침하량 예측방법

예측방법	특 징
쌍곡선법	-침하의 평균속도가 쌍곡선을 따라서 감소한다는 이론 -가능한한 후반부의 직선값을 이용 -침하량 내에 2차 압밀침하가 포함되어 있으므로 예측치와 실측치는 잘 대응됨. -예측침하량은 실측치보다 작은 값으로 예측되다가 점차 실측치와 가까워짐. -Data의 처리가 간단하고 예측정도가 높으며 예측가능시기가 빠르다.(압밀도 70%이상에서는 오차범위 10%이내 예측가능) -시공완료 후 장기간 방치한 시점의 침하량을 이용해야 하며, 시공 직후의 측정치를 이용하는 것은 부적당함.
Hoshino법	-초기의 침하는 평방근에 비례(Terzaghi 압밀이론) -전침하가 유동변형을 포함, 시간의 평방근에 비례 -S <sub>o</sub> , t <sub>o</sub> 의 선정방법에 따라 예측정도가 크게 달라지고, 예측침하량은 실측치 보다 작은 값을 나타내며, 시간이 경과함에 따라 실측치에 근접함. -침하의 예측은 압밀도가 작은 단계에서도 예측이 가능하며, 예측정도가 높다.(압밀도 75%이상에서는 오차범위 10%이내에서 예측가능)
Asaoka법	<ul> <li>-1차원 압밀방정식에 의거하여 하중이 일정할 때의 침하량 계산</li> <li>-예측침하량은 실측치보다 작게 예측되며 시간이 경과함에 따라 실측치에 근접한다.(압밀도 80%이상에서는 오차범위 10%이내에서 예측가능)</li> <li>-회귀직선을 구할 때에 시간간격(△t)의 채용방법은 예측정도와 거의 무관 하므로 △t의 크기를 적당히 변화시키면서 이용한다.</li> </ul>



<그림 4.5> 실측침하 분석에 의한 장래침하량 및 압밀도 예측기법의 예시

## 제 5 장 장래침하량 예측 및 분석

#### 5.1 침하량 예측기법의 선정

본 연구에서는 예상침하량을 분석하는 방법을 쌍곡선법, Asaoka법, Hoshino법을 실제침하와 비교하여 분석하였다.

계측결과에 의한 예측침하량 분석은 아래와 같이 성토완료 후 14개월이 지난 시점에서 분석한 결과이며, 쌍곡선법에 의한 예상침하곡선과 실측침하 곡선이 다른 방법에 비하여 비교적 잘 일치 하는 것으로 나타났다.

따라서 침하계측 결과를 분석하여 현 재하성토에 대한 최종침하량을 결정 하는 것으로 하였다.

이 장에서는 설계 계획단계에서 정확하게 파악할 수 없었던 기초지반의 압밀특성에 대해 계측 데이터를 토대로 호안구조물의 안정성과 연약지반의 압밀특성을 평가하고 안전하고 합리적인 시공관리를 위해 계측결과를 이용한다.

본 연구에서는 층별침하계, 간극수압계, 경사계, 지하수위계, 지표침하판 계측기를 설치, 측정하고 결과를 분석하여 지반거동분석 예측자료로 이용한다.

#### 5.2 장래침하량 예측방법에 의한 계측분석

장래침하량을 예측하기 위한 지표침하판은 "OO신항 남컨테이너부두 배후부지 준설토투기장 가호안(1공구) 축조공사" 내부가호안 P.B.D구간 샌드마운드 포설후 1.8~3.3m에서 설치하였고, G.C.P구간은 G.C.P타설후 2.0m에 설치하였다.

- 76 -

#### 5.2.1 현장계측 결과

지표침하판 측정결과는 P.B.D구간은 제체축조 완료후 1개월 경과한 시점을 기준으로 장래침하량를 예측하였으며, 현재까지의 침하량은 2.6~ 4.3m(평균 3.7m) 정도로 발생되었다. 금번 검토구역의 계측현황은 <표 5.1> 같다. <표 5.1>에서 내부보-침하-1(No.2+10) 지점은 내부가호안 G.C.P구간이며, 그 외 나머지 지점은 P.B.D구간으로 분류한다.

관리	개량	제체축	조고(m)	침하	뢍(cm)	경과일수		
번호	심도 (m)	측정월	설계	설계 최종	현재 ('09.6.2)	PBD설치후	재하후 방치	
내부보-침하-1 (No.2+10)	26	2009106	2009106 14.7 290 262.6 743 (G.C		743 일 (G.C.P)	570 일		
내부추가침하-10 (No.10)	35	2009106	21.0	460	418.6	437 일	168 일	
내부주-층별-1 (No.14+19.2)	45	2009106	21.4	480	422.1	552 일	165 일	
내부추가침하-20 (No.20)	45	2009106	20.4	480	428.7	437 일	122 일	
내부보-침하-3 (No.25)	45	2009106	20.4	480	439.1	545 일	130 일	
내부추가침하-30 (No.30)	45	2009106	20.3	470	420.9	437 일	130 일	
내부추가침하-35 (No.35+0.8)	45	2009106	20.1	455	413.6	393 일	162 일	
내부추가침하-40 (No.40)	45	2009106	20.1	455	430.4	425 일	131 일	
내부보-침하-5 (No.45)	45	2009106	19.9	450	378.9	545 일	132 일	
내부추가침하-50 (No.50)	45	2009106	20.1	450	412.8	425 일	132 일	
내부주-충별-3 (No.55+0.8)	45	2009106	20.5	450	331.3	382 일	134 일	
내부추가침하-60 (No.60)	45	2009106	7.92	450	368.0	349 일	132 일	
내부보-침하-7 (No.65)	33	2009106	6.45	450	411.4	382 일	134 일	
내부추가침하-70 (No.70)	13	2009106	6.49	440	346.9	375 일	159 일	

<표 5.1> 지표면침하판 측정결과

#### 5.2.2 장래침하량 예측방법에 의한 침하량 및 압밀도 분석

제체의 높이는 준설토 상단 sand mat를 포함하여 14.7~21.4m이며, 성토완료 후 방치 4~19개월의 현장계측결과를 쌍곡선법, Asaoka법, Hoshino법으로 비교분석하였다. 모든 지점에 대한 장래침하량 및 압밀도 분석결과는 <표 5.2>와 같으며 내부보-침하-1(No.2+10)지점과 내부추가 침하-10(No.10)지점에 대한 침하해석 그래프는 <그림 5.1>과 <그림 5.2> 와 같다. 그 외 지점에 대한 침하해석 그래프는 부록A에 수록하였다.

내부가호안의 경우 G.C.P구간과 P.B.D구간으로 구분하여 분석하였다. 침하해석 결과, G.C.P구간의 예측된 장래침하량 및 평균압밀도는 쌍곡선법 284.57cm, 92.28%, Hoshino법 예측불가, Asaoka법에 의해 예측된 침하량이 다소 작게 나타났으나, 2009년 4월 제체축조작업이 진행된 관계로 신뢰도는 다소 떨어지는 것으로 보인다.

P.B.D구간을 침하예측한 결과, 예측된 장래침하량 및 평균압밀도는 쌍곡선법 423.11~617.20cm(평균 517.60cm), 71.14~91.61%(평균 78.74%), Hoshino법 예측불가, Asaoka법 380.77cm~575.28cm(평균 473.66cm), 76.33~93.37%(평균 85.09%) 정도로, 전반적으로 Asaoka법에 의해 예측된 침하량이 다소 작게 나타났다.

Hoshino법 예측불가한 사유는  $t/(S_t - S_o)^2 - t$ 의 관계도의 기울기가 양 (+)의 값을 나타내어야 하고, 그래프의 y축인  $t/(S_t - S_o)^2$ 가 침하량의 자승인 관계로 시간의 경과에 따른 침하량의 감소량이 일정수준 이상에 도달한 이후에만 예측이 가능하다. 본 연구대상지역의 경우는 기울기가 부(-)의 값을 나타내기 때문에 Hoshino 법에서의 장래침하량 예측을 실시 할 수 없었다.

- 78 -

	개량	성토두께(m)	방치	침하령	ŧ(cm)	장리	시치하량	(cm)	Ó	알밀도(U%	6)	잔	류침하량	(cm)
관리 번호	심도 (m)	성 토 체 (S/M포함)	시점 (To)	09/06/02	설계	Asaoka	쌍곡선	Hoshino	Asaoka	쌍곡선	Hoshino	Asaoka	쌍곡선	Hoshino
내부보-침하- 1(No.2+10)	26	14.7	07/11/10	262.6	290	277.32	284.57	-	94.69	92.28	-	14.72	21.97	-
내부추가침하-10 (No.10)	35	21.0	08/12/18	418.6	460	504.13	554.03	-	83.03	75.55	-	85.53	135.73	-
내 <del>부주 충</del> 별-1 (No.14+19.2)	45	21.4	09/12/20	422.1	480	508.70	584.67	-	82.97	72.19	-	86.60	162.57	-
내부추가침하-20 (No.20)	45	20.4	09/01/31	428.7	480	515.04	588.11	-	83.24	72.90	-	86.34	159.41	-
내부보-침하-3 (No.25)	45	20.5	09/01/23	439.1	480	575.28	617.20	-	76.33	71.14	-	136.18	178.10	-
내부추가침하-30 (No.30)	45	20.3	09/01/28	420.9	470	486.85	563.22	-	86.45	74.73	-	65.95	142.32	-
내부추가침하-35 (No.35+0.8)	45	20.4	08/12/22	413.6	455	494.11	521.74	-	83.70	79.27		80.51	108.14	-
내부추가침하-40 (No.40)	45	20.6	09/01/22	430.4	455	460.93	501.70	-	93.37	85.78	-	30.53	71.30	-
내부보-침하-5 (No.45)	45	19.7	09/01/21	378.9	450	452.59	478.13	-	83.72	79.25	-	73.69	99.23	-
내부추가침하-50 (No.50)	45	20.2	09/01/21	412.8	450	461.25	505.84	-	89.50	91.61	-	48.45	93.04	-
내부 <del>주 -</del> 충별-30 (No.55+0.8)	45	18.1	09/01/20	331.3	450	380.77	424.51	-	87.00	78.04	-	49.47	93.21	-
내부추가침하-60 (No.60)	45	18.3	09/01/19	368.0	450	441.76	469.83	-	83.30	78.33	-	73.76	101.83	-
내부보-침하-7 (No.65)	33	17.1	09/01/19	411.4	450	487.13	496.70	-	84.45	82.83	-	75.73	85.30	-
내부추가침하-7 0(No.70)	13	16.6	08/12/01	346.9	440	389.06	423.11	-	89.16	81.99	-	42.16	76.21	-

<표 5.2> 침하량 및 압밀도 분석결과



<그림 5.1> 내부보-침하-1(No.2+10)지점의 침하예측



<그림 5.2> 내부추가침하-10(No.10)지점의 침하예측

#### 5.3 안정관리 기법에 의한 방법

성토체 및 지반을 포함하는 사면파괴의 안전성을 현장에서 정확하고 간편 하게 판단할 수 있는 안전관리기법들은 주로 성토고, 간극수압, 침하량 및 지중변위의 안정성분석을 위해 사용한다.

본 연구지역의 구간별 대표단면으로부터 얻어진 지표침하판과 지중 경사계의 결과를 바탕으로 실측침하분석에 의한 안정성 평가를 실시하였 으며, 안정성 평가에 사용된 방법은 일일침하변위에 의한 방법, Δδ/Δt-t 관리 기준, Matuo- Kawamura 법, Tominaga-Hashimoto 법(S-δ 관리기준)을 사용하였다.

내부보-침하-1(No.2+10) 지점과 내부주-층별-1(No.14+19.2)지점에 대한 안정성 분석 그래프는 각각 결과 <그림 5.3> <그림 5.4>에 나타내였으며, 그 외 지점에 대한 안정성해석 그래프는 부록B에 수록하였다.

<표 5.3>은 모든 지점에 대한 안정성 평가결과를 나타낸 표이다.
<그림 5.3>에서 알 수 있듯이 재하초기기간에서 제체성토가 급히 시행된 결과 일일침하 및 수평변위률 속도가 불안정상태가 야기되었고 이는 시공 중단 조치를 통해 안정성을 유지할 수 결과를 얻을 수 있었다. 반면에
<그림 5.4>에서와 같이 안정된 성토속도를 유지하여 전반적인 제체의 안정성을 유지하면서 재하시킬 수 있는 결과를 얻을 수 있었음을 알 수 있다.

<그림 5.3>에 수록된 결과를 통해 알 수 있듯이 일부지점에서는 시공 과정에 불안정이 나타나기도 하나 이는 일시적 현상으로 시공관리를 통해 안정성을 유도할 수 있다는 안정관리기법을 설명하고 있다. 본 현장에서 제체축조후 대체적으로 4.0cm/day의 일평균 침하속도를 나타 내고 있으며, 최종계측시까지 모두 안정화되어 가는 경향을 알 수 있다.

- 82 -

서리이리	키 기 니 추	제체축조고	Kurihara법				Matuo-		Tominaga-	
실시위시	관디번호	(m)	일일침하변위		Δδ/Δt-t		Kawamura법		Hashimoto법	
내 부 가호안	내부보-침하-1 (No.2+10)	13.6	안	정	안	정	시공	중단	안	정
	내부주-층별-1 (No.14+19.2)	18.4	안	정	안	정	안	정	안	정
	내부보-침하-3 (No.25)	18.3	안	정	안	정	시공중단		안	정
	내부주-층별-2 (No.35+0.8)	17.7	안	정	안	정	안	정	안	정
	내부보-침하-5 (No.45)	16.7	안	정	안	정	시공중단		안	정
	내부주-층별-3 (No.55+0.8)	13.1	안	정	안	정	시공속	도지연	불 q	반 정
	내부보-침하-7 (No.65)	13.8	안	정	안	정	안	정	안	정

<표 5.3> 안정성 평가결과





- 84 -





- 82 -

### 제 6 장 결 론

본 연구는 『○○신항 남컨테이터부두 배후지 준설토 투기장 가호안(1공구) 축조공사』 현장에 설치된 계측기의 침하계측자료를 이용하여 장래침하량을 예측하는 기법인 쌍곡선법, Hoshino법(√t법), Asaoka법(직선법)을 이용하여 시간에 따른 장래침하량을 예측하고 그 예측된 장래침하량을 실제 현장에서 계측된 침하량과 상호 비교·분석하여 장래침하량 예측방법의 적용성과 신뢰성을 검토하였다.

계측 분석·예측한 결과를 토대로 제체를 포함한 기초지반의 안정성 검토를 위해 Kurihara법, Matsuo-Kawamura법, Tominaga-Hashimoto법을 이용 하여 검토하였다.

내부가호안의 경우 GCP구간(내부보-침하-1, No.2+10)의 예측된 장래 침하량 및 평균압밀도는 쌍곡선법이 284.57cm, 92.28%, Hoshino법은 예측 불가, Asaoka법은 277.32cm, 94.69%로 산정되어 Asaoka법에 의한 예측 침하량이 작게 평가되었다.

P.B.D구간에서는 쌍곡선법이 423.11~617.20cm(평균 517.60cm), 71.14~ 91.61%(평균 78.74%), Hoshino법은 예측불가, Asaoka법은 380.77~575.28cm (평균 473.66cm), 76.33~93.37%(평균 85.09%)로 전반적으로 Asaoka법에 의한 예측침하량이 작게 나타났다.

지표침하판 및 지중경사계 계측결과를 이용하여 제체를 포함한 지반의 안정성평가를 실시한 결과 내부보-침하-1(No.2+10) 지점에서는 제체성토가 급히 시행된 결과 일일침하 및 수평변위율 속도가 불안정상태가 야기되었고 이는 시공중단 조치를 통해 안정성을 유지할 수 있었다. 반면에 안정된 성토속도를 유지한 모든 지점에서는 제체의 안정성을 유지할 수 있었다.

- 86 -

## 참 고 문 헌

- Terzaghi, K. and Peck, R. B., 1967, "Solil Mechanics in Engineering Practice", Willy, New York
- 부산항건설사무소, 2005, 부산신항 남「컨」부두 배후지 준설토투기장
   가호안 기본 및 실시설계 보고서
- 부산항건설사무소, 2005, 부산신항 남「컨」부두 배후지 준설토투기장
   가호안 기본 및 실시설계 지반조사보고서
- 부산항건설사무소, 2005, 부산신항 남컨테이너부두 배후지 준설토투기장 가호안(1공구) 축조공사 대안설계보고서
- 5. 부산항건설사무소, 2005, 부산신항 남컨테이너부두 배후지 준설토투기장 가호안(1공구) 축조공사 공동조사보고서(제1권 지반조사 및 시험)
- 부산항건설사무소, 2005, 부산신항 남컨테이너부두 배후지 준설토투기장 가호안(1공구) 축조공사 개별조사보고서
- A. Asaoka, 1978, Observational Procedure of Settlement Prediction" Soil & Foundation, JSSMFE Vol.18, NO.4
- 현대산업개발, 2008, 부산신항 남컨테이너부두 배후지 준설토 투기장 가호안(1공구)축조공사 계측관리보고서
- 이형석, 준설토를 매립한 대심도 연약지반의 재하성토 제거에 관한 연구,
   부경대학교 산업대학원 석사학위논문
- 10. 변기준, 20076, "부산신항 연약지반에 적용된 PBD공법의 지반개량 효과에 대한 연구", 한국해양대학교 해사산업대학원 석사학위논문
- 11. 이춘석, 2007, "토질 및 기초공학 이론 및 실무"
- 12. 정삼섬, 2007, "연약지반", 연세대학교 공과대학 토목공학과 학회집

- 87 -

- 13. 김승흠, 2007, "연약지반에서의 현장 실측 침하량과 이론식에 의한 압밀침하량의 비교 연구", 대전대학교 대학원 석사학위논문
- 14. 조현모, 2007, "낙동강하구(부산 신항만 지역) 해성퇴적점토의 침하특성에 관한 연구" 부경대학교 산업대학원 석사학위논문
- 15. 윤병옥, 2007, "대심도 연약지반에서의 지반개량도 분석에 대한 연구"
   부산대학교 산업대학원 석사학위논문
- 16. 임성욱, 2007, "계측관리를 통한 연약지반의 장래침하량 예측방법대심도 연약지반에서의 지반개량도 분석에 대한 연구" 한양대학교 공과대학원 석사학위논문
- 17. Terzaghi, K., 1954, "Theoretical Soil Mechanics", McGraw HillT
- 18. 김상규, 2004 토질역학, 청문각
- 19. 이상문, 2007, "준설토 투기조건이 장기적 침하에 미치는 영향 연구" 동서대학교 대학원 석사학위논문
- 20. 정성교, 2003, "부산신항만 지역의 점성토에 대한 지반공학적 특성 " 동아대학교 대학원 석사학위논문
- 21. 정영재, 2005, "부산점토의 교란도 평가 및 적용결과에 대한 상관성 분석 " 동아대학교 대학원 석사학위논문
- 22. 안재희, 2006, "배수조건을 고려한 연약지반의 개량효과 분석" 서울 시립대학교 산업대학원 석사학위논문
- 23. 윤병권, 2007, "연약지반 BOX 접속부의 단차저감 방안에 대한 연구 " 부산대학교 산업대학원 석사학위논문김상규, 2004 토질역학, 청문각
- 24. 이인모. 2008 토질역학의 원리, 새론

# - 부 록 -

## 부록 A. 침하량 및 압밀도 분석결과

## 부록 B. 제체 및 기초지반의 안정성 평가결과

## 부록 A. 침하량 및 압밀도 분석결과



<그림 A-1> 내부보-층별-1(No.14+19.2)지점의 장래침하량 산정

600



<그림 A-2> 내부추가침하-20(No.20)지점의 장래침하량 산정



<그림 A-3> 내부보-침하-3(No.25)지점의 장래침하량 산정



<그림 A-4> 내부추가침하-30(No.30)지점의 장래침하량 산정







<그림 A-5> 내부-추가침하-35(No.35+0.8)지점의 장래침하량 산정


<그림 A-6> 내부추가침하-40(No.40)지점의 장래침하량 산정



<그림 A-7> 내부보-침하-5(No.45)지점의 장래침하량 산정







<그림 A-8> 내부추가침하-50(No.50)지점의 장래침하량 산정



<그림 A-9> 내부주-층별-30(No.55+0.8)지점의 장래침하량 산정



<그림 A-10> 내부추가침하-60(No.60)지점의 장래침하량 산정



<그림 A-11> 내부보-침하-7(No.65)지점의 장래침하량 산정



<그림 A-12> 내부추가침하-70(No.70)지점의 장래침하량 산정

## 부록 B. 제체 및 기초지반의 안정성 평가결과





- 104 -





- 105 -





- 106 -





- 107 -





- 108 -

## 감사의 글

항상 부족한 저에게 끊임없는 격려로 저를 학문의 길로 인도해 주시고, 본 논문이 완성되기까지 열의와 성의를 다해 세심한 지도해 주신 지도교수 정진호 교수님께 머리 숙여 감사드립니다.

여러 가지로 바쁘신 중에서도 본 논문을 심사하시며 세밀한 지도와 충고와 격려를 해주신 김명식 교수님, 정두회 교수님께도 깊은 감사의 마음을 전합니다. 그리고 학위 과정 동안에 지도와 편달로 이끌어 주신 이환우 교수님, 이영대 교수님, 손인식 교수님, 장희석 교수님, 이종섭 교수님, 이동욱 교수님, 이종출 교수님, 국승규 교수님, 이상호 교수님, 김수용 교수님께도 깊은 감사를 드립니다.

아울러 본 논문이 완성되기까지 많은 도움을 준 (주)세일종합기술공사 허종대 상무님, 김천일 부장님, (주)대영엔지니어링 강장수 부장님, 민현성 대리님에게 감사의 마음을 전합니다.

그리고 대학원 과정동안 따뜻한 격려와 아낌없는 배려해주신 주신 동해어 업지도사무소 설인철 소장님, 박경국 과장님, 이태일 계장님, 선병길 계장님, 농림수산식품부 수산개발과 이상기 계장님, 농림수산식품부 이수일 주임님, 정인기술단 이영수 상무님, (주)소일테크 이종익 사장님, 김용운 상무님 에게도 깊은 감사를 드립니다.

논문이 끝날 때까지 적극적으로 도와주신 아내 금혜숙님에게도 깊은 감사의 마음을 전합니다. 그 외 대학원 선배님, 동기님, 후배님, 지반공학 연구실 회원님들에게도 분들에게도 감사의 마음을 전합니다.

끝으로 이 자리에 논문이 완성되기 까지 도움을 주신 모든 분들께 깊은 감사의 마음을 전합니다.