





2020年 2월 박사학위논문

# DCM 공법으로 개량된 연약지반의 측방유동을 받는 교대 말뚝기초의 거동분석

# 조 선 대 학 교 대 학 원 토 목 공 학 과

## 장 호 훈



# DCM 공법으로 개량된 연약지반의 측방유동을 받는 교대 말뚝기초의 거동분석

A Behavior of Piled Abutment Subjected to Lateral Soil Movement of Soft Ground Improved by Deep Cement Mixing Method

2020년 2월 25일

조 선 대 학 교 대 학 원 토 목 공 학 과 장 호 훈



# DCM 공법으로 개량된 연약지반의 측방유동을 받는 교대 말뚝기초의 거동분석

지도교수 김 대 현

이 논문을 공학박사학위신청 논문으로 제출함 2019년 10월

> 조선대학교 대학원 토목공학과

장 호 훈



장호훈의 박사학위논문을 인준함. 위원장 조선대학교 교수 定 要 章章 위원 조선대학교 교수 非正確 @ 위원 조선대학교 교수 全 聖 法 @ 위원 송원대학교 교수 全 大 賢 @

2019년 12월

조선대학교 대학원



## 목 차

## ABSTRACT

제 $1$ 장 서론
<b>1.1</b> 연구배경과 목적1
<b>1.2</b> 연구동향
<b>1.3 연구내용 및 방법</b>
제 2 장 측방유동 및 수동말뚝
2.1 측방유동의 개념
<b>2.2</b> 한계하중 및 극한하중11
<b>2.3</b> 측방유동의 분포형태 및 해석법13
<b>2.4</b> 측방유동의 안정관리방법17
<b>2.4.1</b> 정성적인 안정관리방법
<b>2.4.2 정량적인 안정관리방법</b> 19
<b>2.5</b> 측방유동 가능성의 판정방법
2.5.1 Tschebotarioff의 방법
2.5.2 Marche and Chapuis의 방법
<b>2.5.3 Oteo의 방법</b> 24
<b>2.5.4 Canada의 방법</b> 24
<b>2.5.5 미연방도로국의 방법</b>
<b>2.5.6</b> 독일 시방서에 의한 방법 ·······27
2.6 측방유동을 받는 수동말뚝



<b>2.7</b> 교대 측방유동의 판정
<b>2.7.1</b> 개요 ~~~~31
<b>2.7.2</b> 기존 경험식에 의한 판정
<b>2.7.3 Slope/W를 이용한 원호활동 안전율(Fs)에 의한 판정</b> 34
2.7.4 MIDAS/GTS를 이용한 수치해석에 의한 판정
제 3 장 도로 성토하부 연약지반의 현장조사
<b>3.1</b> 개요
<b>3.2 연구대상 지역의 토질특성</b>
<b>3.2.1 연구대상 지역의 토질특성</b> 39
<b>3.2.2 연약지반 설계정수</b>
<b>3.3 연약지반 설계기준</b>
<b>3.3.1 연약지반 침하량 기준</b>
3.3.2 측방유동 안전율 기준
<b>3.3.3</b> 말뚝기초의 수평변위 기준 ~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~
제 4 장 측방유동에 따른 연약지반 안정성 검토
4.1 개요 ······50
<b>4.2</b> 교대부 측방유동 검토
<b>4.2.1</b> 검토 개요 ·······53
<b>4.2.2 측방유동 검토절차</b> 55
4.3 측방유동지수(경험식)에 따른 안정성 검토
4.4 성토하중과 비배수전단강도(이론식)에 따른 안정성 검토 57
<b>4.4.1 압밀도에 따른 연약지반 강도증가율(m) 결정</b> 58
4.4.2 성토하중과 비배수전단강도의 관계61

4.5 원호활동 검토에 따른 측방유동 안정성 검토
<b>4.5.1</b> 겸토 개요 ·······64
4.5.2 원호활동 검토에 따른 측방유동 안정성 결과64
제 5 장 즉방유동에 따른 교대 말뚝기초의 거동 분석66
5.1 대책공법 검토
5.1.1 검토 개요
5.1.2 DCM 공법 설계
5.2 수치해석 기법
5.2.1 수치해석 모델
5.2.2 해석조건 및 영역
5.2.3 수직 및 수평변위 검토 위치 및 시공단계별 검토 단면 73
5.3 측방유동에 따른 말뚝기초의 거동 분석
5.3.1 DCM 배면 보강길이에 따른 말뚝기초의 침하량 및 수평변위 76
5.3.2 DCM 배면 보강길이에 따른 말뚝기초의 수평거동 97
5.3.3 DCM 배면 성토하중에 따른 말뚝기초의 수평거동 107
5.4 DCM 보강 후 측방유동 안정성 검토111
5.4.1 경험식에 의한 측방유동 안정성 검토
5.4.2 이론식에 의한 측방유동 안정성 검토
5.4.3 DCM 보강 후 원호활농에 대한 안정성 검토 114
제 6 장 결론
참고문헌



## 표 목 차

표	2.1	한계하중과 극한하중의 산정에 관한 이론식
표	2.2	국내 43개 교대의 실측 측방변위량 분류
표	3.1	지층구성 요약
표	3.2	연약지반 설계정수
표	3.3	한국도로공사 기준
표	3.4	기초의 허용잔류침하량(cm)
표	3.5	연약층 두께에 따른 허용잔류침하량46
표	3.6	인근지역의 1차침하량 기준 허용잔류침하량(cm)47
표	3.7	설계적용된 1차침하량 기준 허용잔류참하량(cm)47
표	3.8	국내·외에서 사용중인 측방유동의 안전율 판정방법47
표	3.9	측방유동 안전율 산정결과
표	3.10	) 국외 시방서 및 기준서의 허용수평변위 기준48
표	3.11	1 국내 시방서 및 기준서의 허용수평변위 기준49
표	4.1	측방유동(F) 검토결과
표	4.2	측방유동(I) 검토결과
표	4.3	연약지반 강도증가율(m)
표	4.4	연약지반 강도증가율(m) 결과
표	4.5	단계성토에 따른 압밀도 분석
표	4.6	단계성토에 따른 강도증가율을 고려한 c값 결정61
표	4.7	성토하중관계와 지지안전율63
표	5.1	DCM 설계 지반정수71
표	5.2	현장시험 물성치와 Es의 관계
표	5.3	말뚝 길이에 따른 말뚝기초의 수평변위(원지반)80
표	5.4	말뚝 길이에 따른 말뚝기초의 수평변위(DCM 20m 보강)84
표	5.5	말뚝 길이에 따른 말뚝기초의 수평변위(DCM 60m 보강)88
표	5.6	말뚝 길이에 따른 말뚝기초의 수평변위(DCM 80m 보강)92
표	5.7	DCM 보강길이에 따른 말뚝기초의 수평변위(공용시)95



표 5.8 원지반에 따른 말뚝기초의 수평거동
표 5.9 DCM 20m 보강에 따른 말뚝기초의 수평거동
표 5.10 DCM 60m 보강에 따른 말뚝기초의 수평거동
표 5.11 DCM 80m 보강에 따른 말뚝기초의 수평거동
표 5.12 성토하중 구분에 따른 말뚝기초의 수평변위
표 5.13 DCM 설계정수 산정
표 5.14 DCM 보강에 따른 측방유동지수(F) 검토결과
표 5.15 DCM 보강에 따른 측방유동지수(I) 검토결과
표 5.16 단계성토에 따른 강도증가율을 고려한 c값 결정
표 5.17 DCM 보강 후 성토하중관계와 지지안전율



## 그 림 목 차

그림	2.1 연약지반의 측방유동 및 파괴형태
그림	2.2 Tavenas의 침하와 측방변위 관계
그림	2.3 성토 기초지반의 변형 개요도8
그림	2.4 한계하중과 극한하중12
그림	2.5 수동말뚝에 작용하는 측방유동압의 분포
그림	2.6 Tschebotarioff의 측방유동압 분포
그림	2.7 실측변위에 따른 측방유동압의 분포형태
그림	2.8 침하량의 시간적 변화와 기초지반의 안정
그림	2.9 수평변위 및 연직변위의 시간에 따른 변화
그림	2.10 <i>S<sub>v</sub></i> - <i>Y<sub>m</sub></i> 관리도법 ······19
그림	2.11 q/Y <sub>m</sub> -q 관리도법 ······20
그림	2.12 S <sub>v</sub> - Y <sub>m</sub> /S <sub>v</sub> 관리도법 ····································
그림	2.13 비배수전단강도와 성토높이의 관계
그림	2.14 사면의 안전율(F)과 측방변위지수(R)의 관계
그림	2.15 연약지반상의 무차원 최대수평변위
그림	2.16 Canada 방법25
그림	2.17 측방유동에 의한 교대말뚝기초 구조물의 변형양상
그림	2.18 독일 시방서에 의한 판정기준
그림	2.19 수평력을 받는 말뚝
그림	2.20 수동말뚝의 예
그림	2.21 측방유동지수 판정을 위한 표준단면
그림	2.22 I값과 측방유동과의 관계
그림	2.23 I값 판정을 위한 표준단면
그림	2.24 교대 배면의 상재압과 연약지반의 비배수전단강도의 관계
그림	2.25 실측 측방변위와 안정수(Ns)의 관계
그림	2.26 실측 측방변위에 따른 사면안전율과 측방유동지수의 관계
그림	3.1 연구대상 지역
그림	3.2 시추주상도(2017.08) ~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~



-	
그림	4.1 측방유동 발생 요인
그림	4.2 수평하중을 받는 말뚝의 거동차이
그림	4.3 측방유동에 따른 교대의 이동형태
그림	4.4 OO 1교 기시공 현황
그림	4.5 연약지반처리공법 도면
그림	4.6 교대부 측방유동 검토 절차
그림	4.7 해당지역 압밀도 분석
그림	4.8 비배수전단강도에 대한 성토하중의 비
그림	4.9 연약지반 강도증가율을 고려한 원호활동 안정성 검토65
그림	5.1 측방유동 대책공법
그림	5.2 개량지반의 응력분담
그림	5.3 교대부 보강 계획도 종단면도70
그림	5.4 변위 검토 위치
그림	5.5 시공단계별 검토 단면
그림	5.6 원지반조건에 따른 공용단계시 침하량 및 말뚝기초의 수평변위77
그림	5.7 깊이에 따른 침하량 및 말뚝기초의 수평변위(원지반)
그림	5.8 DCM 20m 보강시 공용단계 침하량 및 말뚝기초의 수평변위81
그림	5.9 깊이에 따른 침하량 및 말뚝기초의 수평변위(DCM 20m 보강)83
그림	5.10 DCM 60m 보강시 공용단계 침하량 및 말뚝기초의 수평변위85
그림	5.11 깊이에 따른 침하량 및 말뚝기초의 수평변위(DCM 60m 보강)87
그림	5.12 DCM 80m 보강시 공용단계 침하량 및 말뚝기초의 수평변위89
그림	5.13 깊이에 따른 침하량 및 말뚝기초의 수평변위 분석(DCM 80m 보장) 91
그림	5.14 DCM 보장길이에 따른 침하량 및 말뚝기초의 수평변위 분석(공용시) 94
그림	5.15 성토재료에 따른 말뚝기초의 수평변위
그림	5.16 원지반에 따른 말뚝기초의 수평거동
그림	5.17 DCM 20m 보강에 따른 말뚝기초의 수평거동
그림	5.18 DCM 60m 보강에 따른 말뚝기초의 수평거동
그림	5.19 DCM 80m 보강에 따른 말뚝기초의 수평거동
그림	5.20 DCM 보장길이에 따른 좌측말뚝의 수평거동(3단계 성토시)106
그림	5.21 성토재료에 따른 말뚝기초의 수평변위(DCM 20m 보강)108



보강)109	60m	OCM	수평변	뚝기초의	따른 밀	성토재료에	5.22	그림
보강)110	80m	OCM	수평변	뚝기초의	따른 밀	성토재료에	5.23	그림
	의 비	성토하중	에 대한	-전단강도	후 비배	DCM 보강	5.24	그림
······ 114	•••••			량구간 …	리공법 7	심층혼합처	5.25	그림
토	활동 검	시 원호횥	비별 성토	따른 단기	임 개량어	DCM 슬라	5.26	그림



### ABSTRACT

### A Behavior of Piled Abutment Subjected to Lateral Soil Movement of Soft Ground Improved by Deep Cement Mixing Method

Jang, Ho Hun

Advisor : Prof. Kim, Daehyeon, Ph. D. Department of Civil Engineering Graduate School of Chosun University

With the recent economic growth, the expansion of social overhead capital is inevitable. However, since most inland areas in Korea have been developed, the current tendency is supplying the land for residential, industrial, and airport areas by improving the soft land along the coast and riverside has been reclaimed and embanked.

The construction on the soft ground, activation of unsymmetrical surcharges, can often cause the lateral flow the soft ground or the failure of the embankment.

Therefore, it is necessary to apply a countermeasure method that can be applied in the country more efficiently in terms of economic efficiency, construction ability and construction period in order to minimize damage caused by the lateral flow of soft ground.

In this study, the stability of the abutment pile foundation installed on soft ground and itsbehavior has been evaluated. The behavior of the abutment pile foundation under lateral flow was studied by verifying the behavior and reinforcement effects of the abutment pile foundation of previous studies about horizontal loads acting on the pile due to the lateral flow of the ground by performing finite element analysis.



As a result of the consolidation analyses, the undrained cohesion or the strength of the soft ground, was increased by about 1.1 to 1.8 times by the increase in the strength of the soft ground according to the degree of consolidation.

It is deemed reasonable to use 3.8cm of the allowable displacement both economically and constructively, but considering the importance of the structure and the uncertainty of the ground, measurement shall be carried out during construction and thorough safety management of the lateral flow should be done.

### 제1장서 론

#### 1.1 연구배경과 목적

조선대역

CHOSUN UNIVERSITY

최근 경제성장과 더불어 사회간접자본의 확충이 필연적이다. 그러나 우리나라 내륙 지역은 대부분 개발이 진행 되어 해안과 강변의 연약지반을 매립 및 성토를 수행하여 부지를 조성한 후 주거단지, 공항, 산업단지 등으로 공급하는 추세이다. 이러한 연약지 반 위에 도로성토를 시공하는 경우, 연약지반에 편재하중이 작용하게 되어 종종 지반 의 측방유동이나 활동파괴가 발생하게 된다.

지반의 측방유동은 연약지반 상에 옹벽이나 교대를 설치하고 뒷채움을 수행하는 경 우, 구조물 전면부와 배면부의 성토차로 편차토압이 발생하여 연약지반의 하부에서 횡 방향의 압력을 받아 유동하는 현상이다.

측방유동이 발생하는 연약지반에 말뚝기초와 같은 지하구조물이 설치되어 있으면 지 하구조물은 유동지반으로부터 측방토압을 받는다. 이로 인하여 지하 구조물에 과잉 휨 응력, 변위, 전단응력 등으로 인한 문제가 발생한다.

공용 중에 유지관리비용이 소요된 경우를 대상으로하여 교대의 측방유동(수평변위) 실태조사를 수행하였고, 총 125개 교량에서 문제가 있는 것으로 파악되었으나(최현철, 2017), 현실적으로 측방토압을 받는 연약지반의 공학적인 특성을 완벽하게 파악하거나 설계단계에서 측방유동의 특성을 정밀히 분석하기까지 여전히 많은 기술적, 경제적인 한계가 발생하고 있다. 이러한 문제점을 보완하기 위해서는 시공시 현장계측을 이용하 여 설계단계에서 예측하지 못한 지반거동을 파악하거나, 사전 설계시 수치해석을 통하 여 시공단계별 거동상태에 대한 예측이 필요하다 하지만 현재 우리나라 설계기준이나 설계 시방서 등에서는 측방유동을 정량적으로 평가할 수 있는 판정기준이나 평가방법 등이 구체적으로 규정되어 있지 않은 상태로 설계시 검토하기에는 어려운 실정이다.

따라서 본 연구에서는 측방유동을 보강하는 여러 가지 방법 중 측방변형억제공법인 DCM(Deep Cement Mixing, 이하 DCM) 공법을 적용하여 보강길이에 따라 국내·외 말 뚝기초 수평변위 기준에 대한 분석과 측방유동으로 인한 성토단계별 교대 말뚝기초의 수평거동 특성에 관하여 분석하였으며, 이러한 연구결과를 바탕으로 유사 교대 측방유 동 사례에 대한 설계시 예방적 조치 및 DCM 공법 보강에 대한 검토 자료로 활용하고 자 하는데 목적이 있다.

- 1 -



#### 1.2 연구 동향

국외에서 측방유동에 대한 연구는 Franx and Boonstra(1948)가 연약지반 속에 설치 된 말뚝의 파손원인과 측방변위의 상관관계를 처음으로 제안하였으며, 연약지반에서 측방유동에 대한 공학적인 정의는 Peck(1969)이 제안하였다.

1973년에 모스코바에서 개최한 ICSMFE(International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering)에서 Tschebotarioff(1973)가 구조물에 작용하는 점성토 지반의 측방토압에 관한 내용을 발표한 이후, 국내·외에서는 측방유동에 관한 연구가 본격적으로 이루어지고 있다. 특히, 연약지반에 고속도로를 건설하는 사례가 많아지며 교대 및 옹벽의 변형과 관련된 문제가 많이 발생하고 있고, 측방유동이 주원인이 이라 는 사실이 밝혀지고 있다.

최근 교대의 변위와 안전성에 대한 연구는 측방유동에 대한 교대 연구, 교대의 연직 및 수평 허용변위에 대한 연구, 교대변위를 억제하기 위한 대책공법에 관한 연구, 측방 유동에 대한 사례에 대한 연구 등에 관한 연구 등이 수행되어 왔다.

먼저 국외 연구 동향에 관하여 살펴보면 다음과 같다.

공학분야에 컴퓨터 도입과 더불어 수치해석법을 이용하여 연약지반 상의 도로 성토 에 따른 측방변위 특성을 규명하기 위한 연구를 수행하였으며(Duncan and Chang, 1970; Worth and Simpson, 1972; Smith and Hobbs, 1974; Loganathan et al., 1993; Ellis and Springman, 2001), 현장계측 자료 분석을 통해 실제 현장에서 발생하는 측방 변위 특성을 평가하기 위한 연구들도 다수 수행되었다(Tavenas et al, 1978; 1979; Wood, 1980; Folkes and Crooks, 1985; Reese et al, 1975; Suzuki, 1988). 또한 지반의 측방유동에 대한 피해 사례를 보고한 바 있다(Frank, 1977; Heyman, 1965; Leussink and Wenz, 1969; Bigot et al., 1977).

측방유동에 의한 변형 거동은 과정을 Leroueil et al.(1990)이 재하시점부터 한계하중 까지의 거동과 그 이후부터 극한하중까지의 거동, 그리고 극한하중 이후의 장기 배수 거동의 3단계의 순서를 거치는 것으로 설명하였으며, Tavenas et al.(1979)은 무처리 연약지반 상 성토구간에 대한 현장계측결과를 토대로 연약지반의 침하량과 측방유동량 관계를 성토초기단계와 성토완료단계, 공사완료 후 장기방치단계의 3단계에 대해 관계 식을 제시하였다.

Tschebotarioff(1973)는 전단변형이 시작되는 시점의 성토하중을 한계하중으로 규정

- 2 -



하고, 그 이후부터는 연약지반에 측방변위량이 급격한 증가경향을 나타낸다고 하였다. 또한 토고의 증가에 따라 증가되는 상재압이 연약지반의 비배수 전단강도의 3배가 되 면 연약지반에 전단변형이 발생되기 시작함을 표시하고 있으며, 5.14~7.95배가 되면 전단파괴가 발생함을 예측할 수 있는 이론식을 제시하였다.

측방유동의 판정식에 대해서 사면안정 해석을 통하여 Marche and Chapuis(1974)가 성토규모와 연약지반의 사면안전율로부터, 사면선단부의 측방변형규모를 개략적으로 구할 수 있었으며, Franke(1977)는 측방유동이 발생되지 않기 위한 사면의 소요 안전율 은 연약지반의 Consistency와 관련이 있다 하였다.

측방유동을 받는 말뚝기초의 연구로는 1903년 일본 Nigata의 철도공사시 산사태 방 지책으로 나무말뚝을 사용한 이래 Ito et al.(1979)에 의하여 콘크리트말뚝과 강관말뚝 을 사용하여 측방유동을 억제한 연구결과를 발표하였다. DeBeer and Wallays(1972)는 성토하중을 받고 있는 지반의 활동파괴에 대한 안전율과 말뚝의 사용에 의한 측방유동 의 저항효과가 증가함을 제시하여 수동말뚝에 대한 간편한 해석법을 설명하였다.

국내에서 측방유동에 대한 연구는 1990년대부터 관심을 갖기 시작하였으며, 대부분 측방유동에 대한 거동을 규명하고 모형실험결과를 비교분석한 연구가 수행된 바 있다 (홍원표와 안종필, 1991; 안종필, 1993; 홍원표와 한중근, 1994; 안종필과 홍원표, 1994). 또한, 연약지반 상의 도로 성토에 따른 측방변위 특성을 규명하기 위한 수치해석 및 계측관리에 따른 규준에 대한 연구가 수행된 바 있다(권성진, 1996; 장용채와 최영철, 1996; 박춘근, 1998; 신종오, 2000).

최근 측방유동 보강사례에 대한 분석으로는 정연권 등(2016)이 고속국도 교량에서 측방유동을 PHC 말뚝과 경량성토로 분석하였으며, 이한규 등(2013)은 EPS(Expandable Poly-Styrene, 이하 EPS)로 뒷채움된 조건에서의 실내실혐결과, 교대부 최대수평변위 가 약 95% 감소하는 것으로 확인하였다. 이병석과 이재열(2012)은 압성토와 어스앵커 로 분석하였으며, 한병원 등(2010)은 낙동강 하구지역의 사례연구로 측방변형억제공법 이 효과적임을 확인하였다.

이론식에 대한 측방유동 연구의 경우 발생 예측 과정을 홍원표와 김정훈(2012)이 성 토하중에 따라 비배수점착력의 관계를 이용하여 제시하였으며, 양태선과 송병웅(2011) 은 비소성실트지반의 측방유동에 관한 예측을 정적 및 동적 직접전단시험기로 수행하 여 추정식을 제안하였고, 강민수 등(2009)은 압밀이론에 의한 침하량과 현장계측 침하 량의 차이를 통해 측방유동 침하량을 산정하였다.

실내모형실험에 대한 측방유동 연구의 경우 lg 가속도가 반영되는 원심모형실험으로

- 3 -



연구를 진행하였으며, 유승경과 김재홍(2011)은 완속 및 급속 성토를 실내모형실험으로 수행하여 급속 성토 보다 완속 성토 시공시 측방유동량은 매우 작은 것을 확인하였다. 유완규 등(2010)은 원심모형과 수치해석 결과를 비교하였으며, 대책공법으로 압성토

공법이 비교적 안정한 공법임을 확인하였다. 허열 등(2007)은 SCP(Sand Compaction Pile, 이하 SCP) 공법을 원심모델링으로 분석하였으며, SCP 및 EPS 적용시 효과적으 로 측방유동을 방지할 수 있다고 발표하였다.

연약지반에 성토가 계획되는 교대의 경우는 비탈면 활동으로 인한 측방유동과 더불 어 말뚝의 연직 및 수평변위에 대한 안정성 확보가 이루어져야 한다. 국내·외 연구동향 을 살펴보면 대부분 연약지반의 측방유동을 판정하거나 예측하는 연구는 비교적 많은 연구자들에 의해서 수행되어 왔으나, 측방유동이 예측이 되는 경우 측방유동이 말뚝기 초에 미치는 수평 변형거동 및 현장 보강사례에 관한 연구는 미미한 실정이다. 또한, 보강사례 연구 대부분 압성토 및 SCP, GCP(Gravel Compaction Pile, 이하 GCP) 공법 에 관한 연구는 진행되어 왔으나, 본 연구에서 적용하고자 하는 DCM 공법에 관한 보 강사례 및 보강에 따른 말뚝기초의 수평 거동에 대한 연구는 미미한 실정이다.

- 4 -



#### 1.3 연구내용 및 방법

본 연구 대상지역은 건설공사 당시 교대 구조물에만 프리로딩이 이루어졌고, 교대 배면부의 토공부는 연약지반 처리가 실시되지 않아 뒷채움시 말뚝기초에 압밀침하로 인한 측방유동 등 교대 기초에 악영향이 우려되는 상황이다. 또한 현재 뒷채움 시공을 제외한 구조물 시공이 완료된 상태로 배면 뒷채움시 교대부에 추가 변형이 발생할 수 있으며, 이는 교량 전체의 안정성을 위해하는 요소로 작용할 수 있다.

교대배면 연약지반에 성토시 성토하중으로 인한 교대하부 말뚝기초에 측방유동이 우 려되며, 측방변형억제공법인 SCP 및 GCP 공법의 경우 교대부 근처 시공시 진동에 의 한 지반변형이 우려된다. 또한 압성토의 경우 교대 전면에 하천이 흐르고 있어 압성토 길이가 충분치 않다. 따라서 본 연구와 같이 치환공법인 DCM 공법이 적용되어야 할 경우 국내·외 말뚝기초 수평변위 기준 및 성토하중에 따른 DCM 공법의 보강길이 분 석 및 측방유동에 의한 말뚝기초의 수평 거동을 분석하였다.

본 연구에서는 다음과 같은 순서로 연구를 진행하였다.

- (1) 본 연구대상 지역의 측방유동 가능성을 이론식(Teschebotarioff 방법), 경험식(측 방유동지수(I, F)), 원호활동에 의한 검토로 측방유동 유무의 판정식을 검증하였 다.
- (2) 교대 말뚝기초의 허용 수평변위에 관하여 국내·외 기준을 분석하고, 시공단계별 수치해석 모델링을 통해 DCM 공법의 치환 길이에 따른 현장조건과 시공성 및 경제성을 고려한 합리적인 설계방법을 파악하였다.
- (3) 시공단계별 수치해석 모델링을 통해 DCM 공법의 보강길이에 따른 시공단계별,
   말뚝기초 깊이별 수평 거동(전단응력, 휨응력, 수평변위)에 대하여 분석하였다.
- (4) 상부 매립토의 단위중량 변화에 따른 말뚝기초의 시공단계별, 말뚝기초 깊이별 수평 거동(전단응력, 휨응력, 수평변위)에 대하여 분석하였다.

- 5 -



### 제 2 장 측방유동 및 수동말뚝

#### 2.1 측방유동의 개념

연약지반에 구조물 및 성토에 의한 편재하중이 작용할 경우 지지지반의 압밀촉진과 그로 인한 간극수압의 소산으로 인해 토립자가 바깥쪽으로 이동하면서 전단강도가 감 소하는데 이러한 현상을 측방유동이라 한다.

그림 2.1과 같이 연약지반상 편재하중이 작용하면 지반의 하부는 재하에 의한 응력 이 증가하게 되고 간극수압의 소산으로 인해 체적이 수축하면서 탄성변형에 의한 침하 가 발생한다. 그러나 간극수압의 완전히 소산되기 전에 하중이 계속적으로 증가하면, 지반 속의 과잉간극수압이 증가하면서 소성평형의 상태로 변하게 된다.

측방유동압에 의해 토립자의 강도 저하와 간극수압의 소산에 의한 지반의 저항력이 감소되었고 토립자의 소성화변에 의한 외향적인 측방변위가 발생 후 지표면에는 융기 현상이 발생한다. 지반은 침하량과 비교하면 측방변위량 및 지표면의 융기량이 증가하 고 결국에는 지반의 활동에 따른 전단파괴가 유발되어 지반 및 구조물의 안정이 위태 롭게 된다.



그림 2.1 연약지반의 측방유동과 파괴형태

- 6 -



Tavenas et al.(1978, 1979)는 그림 2.2와 같이 재하기간 중이나 그 후의 방치기간을 포함한 전기간에 걸친 점토지반의 변형거동을 재하시점으로부터 한계하중까지의 실질 배수거동(OA)과 그 이후의 극한하중까지의 실질 비배수거동(AB)과 극한하중 이후의 장기 배수거동(BC) 3단계로 나누어서 설명하였다.

재하초기(OA)의 어느 정도 과압밀배수상태에 있는 지반은 하중의 증가함에 따라 간 극수압의 소산은 사라지고, 응력경로가  $K_0$ 의 상태로 접근하며 측방변위가 미소해져 탄 성적인 침하로 인식된다. 재하가 종료되며 유효응력이 증가하고 비배수 정규압밀상태 로 이전된다. 압밀항복응력을 초과하면 토립자가 항복해 압축성이 급증한다. 동시에 침 하량과 동일한 비율 정도로 측방변위량이 급격히 증가한다. 지반의 소성화가 촉진되면 서 측방변형이 발생하고 지표면이 융기한다. 대부분의 측방유동은 이 구간에서 발생한 다. 또한, 장기간 동안 하중의 증가 없이 시간이 경과하면(BC), 지반이 압밀되어 측방 변위량이 침하량보다 더 적게 된다.



그림 2.2 Tavenas의 침하와 측방변위 관계(Tavenas et al., 1979)

- 7 -



성토 중심선 아래 임의의 깊이 z에서 미소요소의 변형률 형태를 그림 2.3과 같이 개 략적으로 나타내었다. 성토의 중심선의 아래의 각 요소에서 연직변형률( $\varepsilon_v$ )을 연약층의 두께 H에 대하여 적분하여 지표면 침하량  $S_v$ 가 구해진다. 측방변형률 성분( $\varepsilon_h$ )에서 성 토사면의 선단아래 임의 길이에서 측방변위는 다음의 식 (2.1)과 같이 결정된다.

$$y = -0.4(B/2)\varepsilon_b$$
(2.1)



그림 2.3 성토 기초지반의 변형 개요도

균질한 반무한 탄성지반의 응력분포의 해를 이용하여 비배수 조건의 측방변형률
 *ε<sub>h</sub>* =0이 되는 궤적을 구하면 다음 식 (2.2)와 같다.

$$XLSUP2 + ZLSUP2 = \frac{a + LSUP2bLSUP2}{2}$$
(2.2)

여기서, X = 수평좌표, Z = 연직좌표이고, a =천단폭/2이며, b =바닥폭/2이다.

D'Appolonia et al.(1971)은 지반의 측방유동 변위량( $Y_m$ )을 침하량( $S_y$ )과 기초의 주 변저항, 유동층의 두께를 이용한 연속방정식을 이용하였으며 식은 식 (2.3)과 같이 계

- 8 -



산하였다.

$$Y_{\max} = 2aS_y \frac{A}{LH}$$
(2.3)

여기서, A는 재하면적, L은 기초의 주변길이, H는 유동층의 두께, a는 침하량의 분 포형태에 대한 계수이다. 보통 0.4~0.6 정도의 값을 이용한다.

성토 사면선단으로부터의 거리 L(m)에서의 평균적인 수평변위( $Y_o$ )를 식 (2.4)와 같 이 나타내었다. 측면지반에의 유동에 관한 영향범위는 성토폭과 지반강도 등에 영향을 받지만 연약층의 두께 약 3배의 거리까지 영향을 미치는 것으로 보이며, 일반적으로 성토사면의 선단에서 기존구조물까지 거리는 연약층 두께 그 이상이 필요하다고 제안 하였다.

$$Y_O = 2.0 \left( qD/(D+L) q_u^2 \right)$$
(2.4)

여기서, q는 성토의 하중강도 $(t/m^2)$ , D는 연약층의 두께(m),  $q_u$ 는 일축압축강도  $(t/m^2)$ 이며,  $Y_o$ 의 단위는 (cm)이다.

일반국도 및 고속도로 성토사면에 대한 사면선단 주변지반의 수평이동량( $Y_m$ )과 융 기량( $H_m$ ) 및 주변지반 영향범위(L)를 식 (2.5)와 식 (2.6)과 같이 산정하였다.

$$Y_m = HLSUBy = \beta S_y \tag{2.5}$$

$$L = nH \tag{2.6}$$

여기서, Sy는 성토 중앙에 대한 최종 전침하량, H는 연약층의 두께, β는 (0~0.2) 정 도, n는 1.0~2.0 정도이다.

D'Appolonia et al.(1971)은 11개소의 시험성토를 관측해 분석한 결과 전체의 측방변

- 9 -



위량의 60%가 성토기간 동안에 발생하고, 최대 측방변위는 토층두께 0.1~0.4 정도의 깊이에서 나타났다고 하였다. 또한, 실험관측 및 회귀분석을 종합한 결과 한계하중 상 태의 최대측방변위량은 최대변위량의 0.72~0.73 범위에 해당하는 것으로 제안하였다. 측방유동은 연약층의 두께와 기초의 크기에 많은 영향을 받게 되는 것을 알 수 있다.

- 10 -



#### 2.2 한계하중 및 극한하중

연약지반에 성토하중이 작용하는 경우, 초기에는 탄성적인 거동에 의한 침하가 발생 한다. 하지만 하중의 증가에 따라서 재하면 하부의 지반이 이등변삼각형 분포의 흙쐐 기가 압축되고 점차 소성의 상태로 이전된다. 이처럼 지반이 탄성상태에서 소성상태로 변하는 시점의 하중값을 한계하중이라 규정하였다. Tschebotarioff(1973)은 지반 중에 소성변형이 발생하는 시점의 하중을 한계하중으로 규정하였다.

또한, Das(1984)는 하중과 변위량의 증가가 거의 직선적인 경향을 보이고, 하중량의 증가에 비해서 변위량의 증가가 큰 폭으로 커지는 시점에 하중과 변위량의 관계가 직 선에서 곡선으로 이행되는 시점을 한계하중이라 정의하였다.

국한하중은 한계 하중을 초과해 더욱 하중을 증가시키면 하부지반에는 토립자의 전 단저항에 의하여 탄성영역의 주동쐐기가 아래쪽으로 침하함에 따라 과잉간극수압의 증 가를 유발한다. 이 때 소성영역은 전단 및 수동영역까지 확장되고 토립자는 측방변위 를 발생시키며, 원호활동파괴면이 지표면까지 도달하는 경향을 나타내는 소성평형 상 태에 이르게 된다. 이와 같이 지반의 소성평형에 의한 전단파괴가 이루어질 시점의 하 중값을 극한하중으로 정의하였다.

그림 2.4는 하중과 변위량의 관계 곡선에서 구하여지는 한계하중과 극한하중을 나타 낸 것이다. 표 2.1은 지금까지 제안된 한계하중과 극한하중을 산정하는 이론식을 보여 주고 있다.

- 11 -





그림 2.4 한계하중과	극한하중(Das,	1984)
--------------	-----------	-------

제 안 자	한계하중	극한하중	$q_{cr}/q_{ult}$
Meyerhof	$q_{cr} = (B/2H + \pi/2)c_u$	$q_{ult} = 8.30 c_u$	_
Tschebotarioff	$q_{cr} = 3.00 c_u$	$q_{ult} = 7.95 c_u$	0.38
J.H.I.	$q_{cr} = 3.60 c_u$	$q_{ult} = 7.30 c_u$	0.49
Jaky	$q_{cr} = 3.14 c_u$	$q_{ult} = 6.28 c_u$	0.50
Terzaghi 1	$q_{cr} = 3.81 c_u$	$q_{ult} = 5.71 c_u$	0.67
Fellenius	-	$q_{ult} = 5.52 c_u$	_
Terzaghi 2	$q_{cr} = 3.00 c_u$	$q_{ult} = 5.30 c_u$	0.72
Prandtl	_	$q_{ult} = 5.14c_u$	_
Darragh	$q_{cr} = 4.00 c_u$	_	_

표	2.1	한계하중과	극한하중의	산정에	관한	이론식
---	-----	-------	-------	-----	----	-----

- 12 -



#### 2.3 측방유동의 분포형태 및 해석법

교각 및 교대 구조물은 일반적으로 말뚝기초로 이루어져 있다. 연약층에 위치한 교 대 및 교각 구조물의 측방유동에 대하여 연구를 진행하기 위해서는 어떻게 측방유동 지반 속에 설치된 수동말뚝에 작용하는 측방유동압을 산정하는지가 중요하다. 하지만 이에 관한 명확한 해석기준이 없는 실정이고 수치해석을 통한 이론적 방법과 많은 실 측사례를 통하여 경험적 방법을 이용해 기준을 마련해야 하는 상태이다.

수동말뚝의 거동을 검토하는데 가장 중요한 것은 수동말뚝에 작용하는 측방유동압을 산정하는 것이다. 이는 수동말뚝을 계통적으로 해석할 경우, 구조물의 안정문제를 검토 해야 하며, 그 핵심이 측방유동압의 산정이기 때문이다. 그러나 측방유동압은 성토체의 높이와 형상 및 지반의 역학적 특성과 구성 그리고 교각이나 교대 구조물 내의 말뚝의 배치와 강성 등 여러 가지 요인의 영향을 받기에 정량적으로 파악하기에는 많은 어려 음이 수반된다.

그림 2.5는 지금까지 가정 혹은 추정된 측방유동압의 깊이방향의 분포형태를 개략적 으로 구분하여 보여준 것이다. 그림 2.5(a)는 사각형 분포이며, 그림 2.5(b)에서 그림 2.5(d)까지는 삼각형 분포이다. 그림 2.5(e)에서 그림 2.5(g)까지는 사다리꼴 분포이다. 그리고 그림 2.5에서 측방유동압 분포 중 가장 많이 사용되고 있는 측방유동압의 분포 는 그림 2.5(d)의 이등변삼각형 분포이며 Tschebotarioff에 의해 제시되었다.



실제로 수동말뚝에 작용하는 측방유동압은 구조물의 상호작용과 지반의 측방변형에

- 13 -



의해 발생하는 결과로 그림 2.5에서와 같은 단순한 분포형태와는 다르게 다소 복잡한 형태를 나타내기도 한다. 이와 같이 교대나 교각 구조물의 기초를 이루는 말뚝에 작용 하는 측방유동압의 분포형태는 여러 측방유동의 발생요인에 의하여 그 양상이 복잡 다 양하다.

Tschebotarioff(1973)는 측방유동압의 분포에 대하여 연약층의 중앙에 최대 측방유동 압을 적용하였다. 또, 지표면과 연약층의 저면에는 측방유동압을 작용하지 않는다고 가 정하여 그림 2.6과 같은 이등변 삼각형분포와 같이 간이식 방법에 의한 측방유동압을 제안하였고, 최대 측방유동압을 식 (2.7)로 계산하였다.

 $P_{\rm max} = \alpha \gamma H B$ 

(2.7)

여기서, a는 유동압계수(0.4), γH는 상재하중, B는 유동방향 폭이다.



그림 2.6 Tschebotarioff의 측방유동압 분포(Tschebotarioff, 1973)

다음 그림 2.7과 같이 지반의 실측변위를 아는 경우에는 변위의 분포형태를 측방유 동압의 분포형태와 같다고 생각하고 실측변위로부터 식 (2.8)과 같이 결정하였다. 또한, 실측변위를 알 수 없는 경우에는 Boussinesq의 탄성해 또는 F.E.M을 이용하여 변위를 추정하여 측방유동압의 크기를 다음 식 (2.8)로 결정할 수 있다고 하였다.

- 14 -



 $P_z = K_h Y_m B \tag{2.8}$ 

여기서,  $K_h$ 는 수평방향 지반반력계수,  $Y_m$ 은 지반의 측방변위량, B는 기초폭이다.



그림 2.7 실측변위에 따른 측방유동압의 분포형태(김규덕, 2008)

안종필과 홍원표(1994)는 상재하중의 작용에 의하여 재하면 하부지반의 탄성평형상 태에 도달하기까지는 지반층의 정지토압에 의한 측방유동압  $P_{max} = K_o \gamma H$ 가 지반의 저항력과 평형상태에 있다. 상재하중이 증가함에 따라 응력의 평형이 파괴되고 소성평 형상태의 압밀에 이르게 되면 지반 내의 응력의 저하로 인하여  $P_{max} = 0.4 \gamma H$ 의 측방 유동압이 작용해 평형조건이 파괴되며 지반의 측방유동이 발생하게 된다. 그러나 실제 로는 압밀의 진행에 따라서 응력의 감소는 그리 크지 않다. 소성평형상태에 접근함에 따라서 오히려 강도회복 및 증가현상을 보이는 것으로 보아 적어도 탄성평형의 기본식 인 식 (2.9)에 의해 측방유동압을 산정하는 것이 적당하다고 제안하였다.

$$P_{\max} = K_o \gamma H \tag{2.9}$$

- 15 -

여기서 K<sub>o</sub>는 정지토압계수, γ는 흙의 단위중량, H는 성토높이다.

Matsui et al.(1982)은 말뚝이 연약지반속에 설치되어 있는 경우 말뚝 주변지반의 소 성상태와 말뚝간격을 고려하여 점토지반의 측방유동압을 계산식을 다음 식 (2.10)과 같 이 제안하였다. 만약 측방유동이 큰 폭으로 진행된 상태에서 측방유동압을 구하는 경 우, 다음 식 (2.11)에 의해 개략적으로 산정하는 것으로 제안하였다.

$$P_{z} = CD_{1}[\ln(D_{1}/D_{2}) + (D_{1} - D_{2})/D_{2} \cdot \tan(\pi/8)] + \sigma_{H}(D_{1} - D_{2})$$
(2.10)

$$P_{\max(z)} = 1.6P_z \tag{2.11}$$

여기서 *C*는 점착력, *D*<sub>1</sub>는 말뚝의 중심간격, *D*<sub>2</sub>는 말뚝의 순간격, *σ*<sub>H</sub>는 수평토압이 다.

- 16 -



#### 2.4 측방유동의 안정관리방법

일반적으로 연약지반에 대한 성토의 기본적인 시공법은 성토하중의 증가에 따라 압 밀을 진행하여 강도증가를 도모하면서 차례로 쌓아 올리는 방법이다. 그러나 안전율이 크게 되어도 성토속도가 크게 되는 경우 지반의 파괴나 불안정한 상태가 야기될 수도 있다. 그러므로 성토하중의 증가가 지반의 강도증가와 평형이 이루어질 수 있도록 성 토속도를 조절하여 가장 합리적인 방법으로 시공하는 것이 안정관리의 목적이다(안종 필과 홍원표, 1994).

안정관리의 성패여부는 성토나 지반의 파괴 및 불안정의 징조를 어느 정도로 정확히 예측하느냐에 따른다. 안정관리방법은 궁극적으로 성토하중에 의하여 지반 내에서 발 생하는 압밀과 전단이 복합적으로 작용하는 것이다. 압밀이 전단보다도 탁월하게 되면 지반은 안정상태가 되며, 반대로 전단이 탁월해지면 불안정한 상태가 된다. 지반의 측 방유동에 대한 안정관리방법은 성토나 지반의 파괴 혹은 불안정한 상태의 정성적인 경 향으로부터 지반 소성파괴를 예측하는 방법과 현장계측 결과에 의하여 침하량과 측방 변위량 및 성토하중을 이용하고 성토나 지반의 소성파괴를 정량적으로 예측하는 방법 의 두 가지로 분류할 수 있다.

#### 2.4.1 정성적인 안정관리방법

성토에 의한 지반의 파괴 또는 불안정한 상태의 정성적인 경향으로서는 성토사면에 미세한 균열이 발생하며, 성토 중앙부의 침하가 급격히 증가하고, 성토의 사면선단 부 근 지반의 수평변위가 성토 외측방향으로 급증하는 경우이다. 또한 성토의 사면선단 부근 지반의 연직변위가 위쪽으로 급증하고, 성토작업을 중지해도 지반내의 간극수압 의 상승이 지속되는 경우의 사항들을 들 수 있다.

(1) 침하량에 의한 안정관리방법

지반이 안정되어 있으면 침하량은 시간과 더불어 일정한 값에 수렴하는 경향을 나 타낸다. 하지만 지반이 불안정한 상태에 있는 경우 침하량은 시간과 더불어 직선적으 로 증가한다. 또는 침하속도가 급증하게 되어 파괴에 이른다.

그림 2.8은 시간의 경과에 따른 기초지반의 침하량 변화를 나타낸 것이다.

- 17 -





(2) 지표면 용기량에 의한 안정관리방법

안정된 지반의 측방지반 수평변위량은 시간이 경과하여도 거의 변화하지 않거나 성 토측으로 끌려 들어가는 경향을 나타낸다. 한편 연직변위량(융기량)은 안정한 상태에서 거의 변화하지 않는다. 또는 성토에 의해서 아래쪽으로 끌려 들어가는 듯한 경향을 보 인다. 불안정한 상태로 되면 위쪽으로 융기하는 경향을 보인다. 성토작업을 중지하여도 그러한 경향이 계속된다.

그림 2.9는 시간경과에 따른 수평 및 수직변위량을 나타낸 것이다.





- 18 -



(3) 지중변위량에 의한 안정관리방법

지반이 안정된 상태에서 지중변위계에 의해 측정된 지중변위량은 미소하나, 지반의 변형이 커지면 변위량의 경시변화는 성토의 외측을 향해 추출되는 방향으로 변위가 증 가하는 경향을 나타낸다.

#### 2.4.2 정량적인 안정관리방법

성토 중앙부의 현장계측결과에 의한 침하량 $(S_v)$ 과 사면 선단부의 측방변위량 $(Y_m)$ 및 성토하중(q)를 이용하여 지반이나 성토의 소성파괴를 정량적으로 예측하는 방법이다.

(1) Tominaga-Hashimoto의 관리도법 (S<sub>v</sub>-Y<sub>m</sub>)

그림 2.10은 재하면 중앙의 최대침하량과 최대 측방변위량간의 관계를 나타낸 것이 다. 하중이 작아 안정상태인 동안에는 직선관계에 있지만, 하중이 증가하여 불안정한 상태가 되면 최대 측방변위량의 증가가 침하량에 비하여 상대적으로 커지게 된다. 이 곡선 중의 변곡점 이후의 경사를 측방변위량과 침하량의 증분비율( $\alpha_2 = \Delta Y_m / \Delta S_v$ )이 라 부르며 이 값이 0.7이상이 되거나 변곡점 이전의 증분비율  $\alpha_1$ 에 0.5를 합한 값보다 크면 불안정 혹은 파괴한 것으로 판정한다.



그림 2.10 S<sub>v</sub>-Y<sub>m</sub> 관리도법

(2) Shibata-Sekiguch의 관리도법 $(q/Y_m - q)$ 

- 19 -



비배수조건에서 일정한 속도로 재하한 경우, 그림 2.11과 같이 성토하중(q)에 대해 성토하중과 최대측방변위량의 비(q/Y<sub>m</sub>)가 거의 직선으로 감소하는 것으로 하여 (q/Y<sub>m</sub>)가 0으로 되는 때 즉, (q/Y<sub>m</sub>)와 q의 직선이 횡축과 만나는 점이 파괴하중이 된 다고 하였으며, (q/Y<sub>m</sub>)가 15t/m<sup>3</sup> 이하이면 불안정하게 된다.



그림 2.11 q/Y<sub>m</sub>-q 관리도법

(3) Matsuo-Kawamura의 관리도법 $(Y_m/S_v - S_v)$ 

그림 2.12는 다수의 성토 파괴사례에 대하여  $(Y_m/S_v - S_v)$ 의 관계를 정리한 것이다. 파괴는 일정의 곡선부근에서 발생하게 되며 이 곡선을 파괴기준선이라고 부른다. 시공 중  $(Y_m/S_v - S_v)$ 의 관계가 파괴기준선에 가까워지는 경우는 파괴에 접근하는 경향을 보이고, 반대로 멀어지는 경우에 안정하게 되는 경향을 갖는다.

또한,  $P_j$ 를 임의 시점의 성토하중,  $P_f$ 를 파괴시의 성토하중,  $\alpha_3 는 S_v$ 와  $(Y_m/S_v)$ 의 중분비율로 변곡점 이후의 경사라 하면,  $(Y_m/S_v) \ge 0.6$ 인 경우 또는  $(Y_m/S_v) \ge 0.1$ 에 서  $P_j/P_f \ge 0.95$ 인 경우 또는  $P_j/P_f \ge 0.8$ 에서  $-1 \le \alpha_3 \le 1$ 인 경우는 불안정하게 되 고, 파괴기준선에 대한 제안식은 다음 식과 같다.

$$P_j/P_f = 1.0: [0 < (Y_m/S_v) \le 1.4]$$
(2.12)

- 20 -





$$S_v = 5.93 \exp[1.28 (Y_m/S_v)^2 - 3.41 (Y_m/S_v)]$$
(2.13)

$$S_v = 4.95 \exp[-2.28(Y_m/S_v)]$$
(2.14)

여기서,  $P_j$ 는 임의 시점의 성토하중,  $P_f$ 는 파괴시의 성토하중이다.

- 21 -


# 2.5 측방유동 가능성의 판정방법

연약지반 위의 사면에 성토나 뒤채움 등으로 편재하중을 작용시킬 경우에는 사면 지 반의 측방유동이 발생하는지의 여부를 먼저 판단할 필요가 있다. 즉, 사면지반의 측방 변형에 대한 가능성 여부를 먼저 판단할 필요가 있다. 연약지반의 측방변형에 대한 가 능성 여부를 판단하는는 방법으로 Tschebotarioff의 방법, Canada의 방법, Marche and Chapuis의 방법, Oteo의 방법, 독일시방서에 의한 방법, 미연방도로국의 방법이 있다. 그 내용을 정리하면 다음과 같다.

### 2.5.1 Tschebotarioff의 방법

그림 2.13은 비배수전단강도에 대해 연약지반 위에 성토할 수 있는 한계성토고를 나 타낸다. 연약지반의 비배수 전단강도에 대해 연약지반 위에 성토할 수 있는 최대 높이 인 한계성토고를 결정하기 위해 그림 2.13을 이용할 수 있다. 즉, 성토고의 증가에 따 라 증가하는 상재압력(*P*=γ*h*)이 연약지반의 비배수전단강도의 3배가 되면 (*P<sub>y</sub>*=3*C*) 전단변형이 발생하게 됨을 예측할 수 있다. 띠기초인 경우에는 5.14배, 정사각형 기초 인 경우는 7.95배가 되면 전단파괴가 발생하게 됨을 예측할 수 있다.



그림 2.13 비배수전단강도와 성토높이의 관계(Tschebotarioff, 1973)

- 22 -



## 2.5.2 Marche and Chapuis의 방법

측방유동량을 표시하기 위해 그림 2.14와 같이 성토로 인한 유효연직압 *q*에 대응한 성토사면 선단의 측방변형량δ<sub>0</sub>의 관계를 변수 *R*로 표시하여 성토사면의 안전율 *F*혹은 안전율의 역수 1/*F*의 관계를 표시하였다.



그림 2.14 사면의 안전율(F)과 측방변위지수(R)의 관계(Marche and Chapuis, 1974)

무차원 계수 R의 관계는 다음 식 (2.15)와 같이 나타낼 수 있다.

$$R = \frac{\delta_0 E_s}{qB} \tag{2.15}$$

여기서,  $\delta_0$ 는 성토사면 선단부의 측방변위,  $E_s$ 는 점토의 비배수 변형계수, q는 상재 하중, B는 성토저면의 폭이다.

성토규모와 연약지반의 사면안전율에서 사면선단부의 측방변형규모를 그림 2.14에서 개략적으로 구할 수 있다. 연약지반의 두께와 성토폭에 따라서 차이는 있으나 대체적 으로 사면의 안전율이 1.4이하가 되는 경우, δ<sub>0</sub>이 급격히 증가되고 있다. 따라서 측방 유동을 방지하기 위하여 1.4이상의 사면안전율이 확보되어야 한다.

- 23 -



## 2.5.3 Oteo의 방법

Oteo의 방법은 Marche법에서 식 (2.15)에서 구한 변수 R과 성토규모를 나타내는 H (연약층 두께)/B(성토저면의 폭)간의 관계를 20여개의 현장실측치에 대해 그림 2.15와 같이 정리하였다. 또한 Tournier의 이론곡선과 F.E.M의 값도 함께 표시하였고 그 결과 로부터 R과 H/B는 대략 그림 중의 굵은 실선으로 표시된 영역에서 발생되고 있다고 할 수 있다. 그림 2.15를 통하여 결정되는 성토규모에 따라 예상되는 최대측방유동량을 예측할 수 있다.



그림 2.15 연약지반상의 무차원 최대수평변위(Oteo, 1977)

## 2.5.4 Canada의 방법

Canada의 방법은 Canada와 미국 내의 약 90여 개소의 지지말뚝을 갖는 교대 및 교 각의 변형을 조사한 사례를 검토하여, 그림 2.16과 같이 교량 교대의 연직변위와 수평 변위의 관계를 정리하였다. 여기서, 연직변위량이 50mm보다 적고, 수평변위량은 25mm보다 적을 경우 유지관리상의 문제가 없으며(C), 연직변위량이 50mm이상이며 100mm이하 이고, 수평변위량은 25mm이상이며 50mm이하인 경우 어느 정도 변형이 있으며(B), 연직변위량이 100mm이상이며, 수평변위량이 50mm 이상이 되는 경우 유지 관리상의 문제가 있다(A)고 판정한다.

- 24 -



그림 2.16에서 ○, △는 유지관리상의 문제가 없는 경우이다., ●, ▲는 유지관리와 보수의 필요한 경우이다..



### 2.5.5 미연방도로국의 방법

미연방도로국의 말뚝기초 설계 및 시공에 대하여 지침서를 살펴보면 다음과 같다.

그림 2.17과 같이 연약한 점성토 지반에 근입된 말뚝으로 지지된 교대구조물은 교대 구조물의 기하학적 형상조건과 뒤채움지반에 따라 전면 또는 배면측으로 이동하게 된 다. 즉, 편재하중으로 인하여 연약지반에는 측방변형이 발생하고, 이는 말뚝을 변형시 켜 교대구조물에 큰 피해를 입힌다.

그림 2.17에 나타낸 것과 같이 측방유동에 의한 교대 말뚝기초 구조물의 변형양상과 변형된 측방이동량을 예측하기 위하여 미연방도로국은 두 가지의 판정기준을 추천하고 있다.

- 25 -





미연방도로국의 방법은 다음의 식 (2.16)에 해당하는 경우 측방유동의 발생이 가능하며, 교대구조물이 변형될 수 있다고 판단한다.

 $\gamma H > 3 c_u$ 

(2.16)

여기서, γ는 성토체의 단위중량, *H*는 성토높이, *c*<sub>u</sub>는 연약층의 비배수전단강도를 나 타낸다. 교대구조물의 변형이 발생할 때 나타나는 측방이동량은 식 (2.17)에 의해 예측 할 수 있다.

교대구조물의 측방이동량 = 0.25 × 배면 성토지반의 침하량(mm) (2.17)

미연방도로국은 교대 말뚝기초 구조물의 변형을 방지하기 위하여 네가지 방법을 제 시하고 있다. 첫째로 배면 성토지반의 침하가 안정화된 후 교대 말뚝기초 구조물을 시 공하는 방법, 둘째로 교대구조물의 측방 이동량을 허용할 수 있는 신축이음을 마련하 는 방법, 셌째로 휨변형에 대한 인장강도가 큰 강재의 H말뚝을 사용하는 방법, 마지막 으로 배면 성토지반 조성시 측방유동의 크기를 감소시키기 위한 경량화 공법을 이용하 는 방법이다.

- 26 -

## 2.5.6 독일 시방서에 의한 방법

독일 시방서에서 제시하는 연경도에 의한 판정법은 측방유동이 발생하지 않는 사면 의 소요안전율은 연약지반의 연경도와 관련 있으므로 연약지반의 연경도지수로부터 사 면의 소요안전율을 결정할 수 있도록 하고 있다.

따라서 연약지반의 애터버그한계와 자연함수비로부터 사면의 소요안전율을 그림 2.18과 같이 결정할 수 있다. 연약지반의 전단강도에 대하여 지반 내에서 발생하는 전 단응력의 비로부터 산정한 사면안전율이 소요안전율보다 작은 경우 측방유동이 발생할 가능성이 있다고 판정한다.



- 27 -



# 2.6 측방유동을 받는 수동말뚝

상부구조물의 하중을 하부의 지반에 안전하게 전달하기 위하여 말뚝이 사용되었다. 이러한 연직하중을 받는 말뚝에 대해 일찍이 많은 연구가 진행되어 설계에 유용하게 활용되고 있다. 과거에는 말뚝의 설계에 있어서는 수평력 검토가 행해지지 않았지만 수평력을 받는 말뚝의 변위 또는 파괴시 상부구조물에 상당한 문제점이 발생하여 현재 는 많은 해석법 및 설계법이 연구되어 설계에 반영되고 있다.

수평력을 받는 말뚝은 말뚝과 지반 중 움직이는 주체에 따라 주동말뚝과 수동말뚝으 로 대별할 수 있다. 그림 2.19와 같이 기지의 수평력과 미지의 수평력으로 나뉠 수 있 다. 그림 2.19(a)는 기지에 수평하중을 받은 말뚝이 변형함에 따라 말뚝 주변지반이 저 항하게 되며, 이 저항으로 인해 하중이 지반에 전달된다. 이 경우 말뚝이 움직이는 주 체가 되어 말뚝에 변위가 발생하고 그 결과 주변지반의 변형이 유발된다. 이를 주동말 뚝이라 한다. 이들 두 종류의 말뚝의 가장 큰 차이점은 지반과 말뚝사이의 사호작용의 결과에 의하여 정해지는 것이다.



- 28 -



지금까지 수평지지력의 문제는 대부분 주동말뚝이 취급되어 왔지만 근래에 수동말뚝 의 연구에 관심이 집중되며 많은 연구가 진행되고 있다.

수동말뚝의 전형적인 예로 성토, 야적, 등에 의하여 측방변형이 발생하는 연약지반 속의 구조물의 말뚝기초와 사면파괴 등 사면지반의 측방유동을 방지하기 위해 사용하 는 억지말뚝 등이 있다. 측방유동에 저항하는 억지말뚝의 종류를 대략적으로 살펴보면 다음과 같다.

교대는 주동말뚝으로 취급하고 있으나 교대가 연약지반에 설치되어 있는 경우 그림 2.20(a)와 같이 배면성토하중에 의해 연약지반이 측방으로 유동하게 된다. 이 측방유동 은 교대 말뚝에 측방토압을 가하게 되어 교대를 수평으로 이동시킨다. 따라서 이러한 경우의 교대 말뚝기초는 수동말뚝으로 취급함이 타당할 것이다.



- 29 -





그림 2.20(b)는 말뚝기초를 가지는 구조물 지표면상에 성토나 야적 등의 상재하중이 발생되는 경우 기초는 측방유동압을 받아서 구조물의 측방이동이나 말뚝의 파괴와 같 은 사고가 발생하는 경우가 있다. 한편 굴착공사를 실시할 경우 또한 흙막이 벽 배면 지반에 측방변형이 발생하게 된다. 이 측방변형 영향권 내에 구조물 말뚝기초가 존재 하면 이 경우도 말뚝은 측방토압을 받아 수동말뚝으로 간주할 수 있게 된다.

그림 2.20(c)는 사면 안정용 말뚝으로 산사태와 같은 사면붕괴를 방지할 목적으로 사 면 내 말뚝을 설치하는데, 보통은 사질지반에 매입을 하게 된다. 이는 수동말뚝이 가지 는 수평저항력에 대하여 저항특성을 적극적으로 활용한 경우이다. 한편 횡잔교 말뚝기 초는 주동말뚝으로 많이 취급하고 있다. 그러나 횡잔교가 불안정한 사면상에 설치되어 있는 경우에는 임의의 파괴면을 따라서 지반변형 혹은 파괴가 발생될 것이다. 이러한 측방토압이 말뚝에 작용하면 수동말뚝으로서 검토가 요구된다.

그림 2.20(d)는 측방유통 억지말뚝으로 연약지반에 성토를 하는 경우 측방유동을 방 지하기 위해 말뚝을 성토 양단에 설치하는 경우이다. 이때에도 수동말뚝의 검토가 요 구된다.

- 30 -

# 2.7 교대 측방유동의 판정

### 2.7.1 개요

경험식에 의한 교대측방유동 판정법은 판정기준에 의하여 배면 성토하중과 점성토의 비배수전단강도와의 관계와 교대 구조물의 이동량이나 지표침하량에 관한 판정으로 나 뉜다. 또한, 상재압과 비배수전단강도의 상관관계 또는 사면지반의 안정수를 이용하면 측방 유동지반의 교대 말뚝기초의 측방이동 가능성을 간편하게 평가할 수 있다(홍원표 등, 2007).

지반의 안정수는 Peck(1969)에 의해 처음 제안되었다. 식 (2.18)과 같이 나타낼 수 있다.

$$N_s = \frac{\gamma H}{c} \tag{2.18}$$

여기서, γ는 교대배면 성토재의 단위중량이며, H는 교대배면의 성토고, c는 연약층 의 비배수전단강도이다.

배면 성토하중과 점성토 비배수전단강도와의 관계로부터 측방유동을 판정하는 방법 은 Tscebotarioff 법, I치에 의한 판정, 측방유동지수(F)에 의한 판정, 수정판정지수법 등이 있다.

교대구조물 이동량이나 지표침하량으로 결정되는 판정법은 FHWA(미연방도로국) 기 준, 일본 수도 고속도로공단 방법, 캐나다 시방서, 일본도로공단 방법이 있다. 소요사 면 안전율을 판정기준으로 사용하는 대표적인 판정법은 원호활동에 관한 안전율과 압 밀침하량에 대한 판정이 있다.

최근 프로그램의 급속한 발달로 지반의 수치해석기법이 보편화되어 가고 있지만, 지 반의 복잡한 거동을 연구하기 휘해서는 실험적 접근 또한 중요하다. 실험적 접근방법 에는 댐, 제방 등의 지반구조물의 안정성 검토에 대표적인 시험방법인 축소모형실험, 실대형시험, 원심모형실험 등이 있다.

실대형시험은 대상물의 제작 및 구현에 있어서 고비용과 많은 시간이 필요하기 때문 에 실제적인 활용성은 낮은 편이다. 또한, 1g축소모형실험은 지반 거동의 가장 중요한

- 31 -



요소인 자중 응력을 재현하지 못하는 단점이 있다. 반면 원심모형실험은 흙의 지중 응 력을 원심력을 이용하여 현장 응력 상태로 구현하기 때문에 활용성이 우수한 시험으로 평가된다.

## 2.7.2 기존 경험식에 의한 판정

(1) 측방유동지수에 의한 판정(F)

일본도로공단은 75개 교대의 성토고와 연약층의 두께 그리고 연약층의 점착력 각각 요인을 분석한 결과로부터 측방이동지수인 F값을 도입하고 있다. 각종 교대를 조사하 여 변형이 확인된 것은 F값이 0.004 미만인 경우라고 판단하였다. 따라서 F값에 의한 판정에서는 F값이 0.004 이상이면 측방이동의 위험이 없는 것으로 판단하고 있다.

F값은 아래의 식으로 산출한다.

$$F = \frac{c}{\gamma h} \frac{1}{H} \tag{2.19}$$

여기서, c는 연약층의 점착력( $kg/m^3$ ),  $\gamma$ 는 성토재의 단위체적중량( $kN/m^3$ ), h는 성토 a(m), H는 연약층의 두께(m)이다.



- 32 -



(2) 측방유동판정지수 값에 의한 판정(I)

일본의 건설성토목연구소에서 제시한 측방이동판정지수 I값에 의한 방법은 우리나라 도로교시방서(1996)에도 게재하였다. I값이란 성토고와 연약층의 두께, 연약층의 점착 력, 교대의 길이 등을 분석하여 얻는 측방이동 판정치이다. 측방이동과 I값의 상관관계 는 다음 그림 2.22와 같다. I값이 1.2보다 작은 경우는 변형이 확인되지 않는다. 따라서 I값이 1.2 미만이면 측방이동의 위험이 없는 것으로 한다.

아래와 같은 판정 기준에 의해 교대이동여부를 판정하며 교대이동이 판정되면 수동 말뚝으로서의 설계순서에 의하여 설계하여야 한다.

I<1.2 : 측방유동 없음

I>1.2 : 측방유동 우려



그림 2.22 |값과 측방유동과의 관계(도로교시방서, 1996)





- 33 -



I값은 아래의 식 (2.20)으로 구한다.

$$I = \mu_1 \mu_2 \mu_3 \frac{\gamma H}{c} \tag{2.20}$$

여기서,  $\mu_1$ 은 연약층의 두께에 관한 보정계수( $\mu_1 = D/L$ ),  $\mu_2$ 는 말뚝자체 저항폭에 관한 보정계수( $\mu_2 = \sum b/B$ ),  $\mu_3$ 은 교대길이에 관한 보정계수( $\mu_3 = D/A$ )이다.

### 2.7.3 Slope/W를 이용한 원호활동 안전율(Fs)에 의한 판정

홍원표 등(2007)은 국내 건설현장에서 수집된 43개 교대의 측방이동 실측자료에 관 한 분석을 통해 교대 말뚝기초의 측방이동을 간편하게 평가하는 방안을 제안하였다. 기존의 경험적 지수를 이용한 측방이동판정법으로만 교대의 측방이동 여부를 판단하는 것은 교대의 안정성 측면에서 바람직하지 않다. 측방유동지반 상 교대 말뚝기초보다 안전한 설계를 위해서는 소요사면안전율(교대 말뚝기초의 사면안정 기여효과 미반영시 1.5 반영한 경우 1.8)을 기준으로하여 측방이동 발생여부를 판단해야 함을 입증하였다. 분석대상인 43개교대의 실측 측방변위량을 기준으로 표 2.2와 같이 세 개의 그룹으

로 분류하였다.

표	2.2	국내	43개	교대의	실측	측방변위량	분류
---	-----	----	-----	-----	----	-------	----

분 류	실측 변위량	비 율
А	0.015m 이하	35%
В	0.015m 초과~0.050m 이하	21%
С	0.050m 초과	44%

그림 2.24와 같이 교대배면의 뒤채움으로 인한 상재압이 연약지반 비배수전단강도의 3배 이상 8.3배 이하이면 상당한 교대 변위가 발생 할 수 있고, 8.3배 이상이면 심각한 교대 측방이동이 우려되므로 적절한 교대 측방이동 대책공법이 강구되어야 한다.

그림 2.25와 같이 교대를 포함한 사면안정수가 3보다 크면, 교대 말뚝기초의 사면안

- 34 -



정 기여효과와 교대의 허용측방변위를 반영한 사면안정해석을 통하여 교대측방이동 여 부를 면밀히 검토해야 한다.

그림 2.26과 같이 국내 연약지반상의 말뚝기초교대의 경우에는 교대 실측 측방변위 및 사면안전율과 경험지수(측방유동지수, 측방이동판정지수)의 상관관계가 높지 않은 것으로 나타났다.



그림 2.24 교대 배면의 상재압과 연약지반의 비배수전단강도의 관계(홍원표 등, 2007)



그림 2.25 실측 측방변위와 안정수(Ns)의 관계(홍원표 등, 2007)

- 35 -





(a) 말뚝효과를 무시한 경우

(b) 말뚝효과를 고려한 경우

그림 2.26 실측 측방변위에 따른 사면안전율과 측방유동지수의 관계(홍원표 등, 2007)

홍원표 등(2007)은 말뚝의 사면안정효과 반영여부에 따라 교대의 소요사면안전율을 아래와 같이 제시하였다.

Fs ≥ 1.5 사면안정효과를 무시한 경우

Fs ≥ 1.8 사면안정효과를 고려한 경우(말뚝기초를 고려한 경우)

### 2.7.4 MIDAS/GTS를 이용한 수치해석에 의한 판정

(1) 유한요소해석(FEM : Finite Element Method)

일반적인 해석 프로세스는 전처리 작업, 해석수행, 후처리 결과분석의 세 개의 과정으로 나눌 수 있다.

전처리 작업(Pre-processing)은 해석을 위하여 모델(요소망)을 작성한 후, 하중/경계 조건을 부여하고, 해석종류를 지정해 해석을 수행시키는 과정으로 구성된다. 해석을 위 한 요소망을 작성하는 작업은 전통적으로 가장 많은 시간이 소요되는 단계이다. 현재 는 대부분 3차원 CAD 모델을 불러와서 자동요소망생성 기능을 이용하기에 해석을 위한 요소망을 바로 작성할 수 있으므로 편리하고 빠른 전처리 작업이 가능하다.

해석수행(Analysis)은 솔버(Solver)에 의하여 유한요소법에 따른 계산이 수행되는 과

- 36 -



정이다.

결과분석(Post-processing)단계는 솔버가 완료한 해석을 확인하고, 결과의 타당성을 검토하는 과정이다. 해석 목적에 따라 솔버가 제공하는 결과를 확인하는 것이 충분할 수도 있으나, 설계 적합성을 판단하기도 하기 위해 해석결과를 이용한 추가적인 연산 을 수행하기도 한다.

(2) 해석프로그램

유한요소법에 근거한 MIDAS GTS(2014) 프로그램의 재료 및 응력-변형 구성모델은 시공단계해석에 적용하기 적합하며, 그 외 다양한 해석법을 제공한다. 특히 성토에 의 한 교대측방유동 혹은 부등침하에 대한 안정성 검토해석에도 적용할 수 있다.

또한, MIDAS GTS(2014)의 경우 말뚝 설치 방법에 따라 부과된 응력과 변위 조건 을 도입할 수 있다. 또, 지반 내에 설치된 말뚝의 경우에는 응력분포에 미치는 영향도 고려할 수 있다.

- 37 -

# 제 3 장 도로 성토하부 연약지반의 현장조사

# 3.1 개요

우리나라는 반도로 3면이 바다로 둘러싸여 있다. 특히 리아스식 해안으로 되어 있는 서해안과 남해안에는 매립을 하여 토지로 활용할 수 있는 지역이 많다.

최근까지도 해안 매립을 활발히 시행하여 상당히 많은 토지로 조성하여 산업단지, 주택단지 등으로 공급해 오고 있다. 이러한 해안매립지역에 도로를 축조하게되면, 대부 분 지역의 표고가 낮은 관계로 성토를 한다. 이 경우 성토하중으로 인하여 연약지반의 변형(침하 및 측방변형)이 발생하는 경우가 많다.

특히 측방변형이 심할 경우 성토 옆 구간에 융기나 활동파괴가 발생하는 경우가 있 으므로 이에 관한 연구를 수행하기 위해 지방도 확포장공사 중 교대 안정성 검토를 수 행함으로써 시공 중 문제 발생 원인을 분석하여 원호활동 및 측방유동에 대한 안정화 방안을 수립하고자 하였다.

따라서 본 연구에서는 검토 위치에 해당하는 인근지역의 2곳에서 지반조사를 하여 상·하부로 연약지반 특성 및 지층구성을 확인하고 측방유동에 따른 교대 말뚝기초의 거동에 대하여 분석하였다.



### 그림 3.1 연구대상 지역

- 38 -

# 3.2 연구대상 지역의 지반조사 결과

## 3.2.1 연구대상 지역의 토질특성

표 3.1은 지층구성에 대한 요약표이다.

매립층은 현 지표를 이루고 있는 지층으로써 3.0m의 층후로 분포하고 있으며, 구성 성분은 자갈섞인 실트질모래로 이루어져 있다. 표준관입시험 결과 N치는 3/30~5/30 (회/cm)로 느슨한 상태로 분석되었으며, 암갈색으로 습윤상태이다.

퇴적층(점토)은 비, 바람, 유수등의 물리적작용에 의해 형성된 지층으로써 26.3m의 층후로 분포하고 있으며, 구성성분은 실트질점토로 이루어져 있고, 22.5~29.3m 구간에 서 압밀된 점토층이 확인되었다. 표준관입시험 결과 N치는 0/30~11/30(회/cm)로 연경 도는 매우연약~연약한 상태로 분석되었으며, 암회색으로 포화상태이다.

퇴적층(모래)는 4.3m의 층후로 분포하고 있으며, 구성성분은 자갈섞인 모래로 이루 어져 있고, 암회색의 포화상태이다. 표준관입시험 결과 N치는 7/30~31/30(회/cm)로 느슨~조밀한 상대밀도가 확인되었다.

연암층은 전체 시추공에서 분포하고 있으며, 육안관찰에 의한 암상태는 심한풍화에 서 보통 풍화이고 암강도는 약함에서 보통 강함의 강도를 나타냈다.

지층	구성성분	색조	분포심도 (m)	충후 (m)	N값 (TCR/RQD)
매립층	자갈섞인 실트질모래	암갈색	0.0~3.0	3.0	3/30~5/30
퇴적층	실트질점토	암회색	3.0~29.3	26.3	0/30~11/30
퇴적층	자갈섞인 모래	암회색	29.3~33.6	4.3	7/30~31/30
연암층	응회암	암갈색	33.6~34.6	1.0	_

표 3.1 지층구성 요약

- 39 -



기 시공된 OO 1교의 시점측 교대부 구간이며, 깊은 연약층 심도를 감안하여 2017년 8월 수행된 지반조사 결과와 측방유동 검토를 위하여 수행된 2018년 10월 지반조사를 통하여 신뢰성 있는 Data로 분석하고자 하였다. 실시된 지반조사(2017년 8월(SB-2-1), 2018년 10월(BH-1))의 시추주상도는 그림 3.2와 그림 3.3과 같다.

그림 3.2와 같이 SB-2-1의 경우 N치 0인 퇴적점토층이 0.4~14.4m 분포, 0<N≤6 퇴적점토층이 14.4~20.5m로 분포하였으며, 그림 3.3과 같이 BH-1의 경우 N치 0인 퇴 적점토층이 3.0~22.0m 분포, 0<N≤6 퇴적점토층이 0.0~28.0m로 분포하였다.

- 40 -



(a) SB-2-1 (1/2)

그림 3.2 시추주상도(2017. 08)

- 41 -





(a) SB-2-1 (2/2)

그림 3.2 시추주상도(2017. 08)(계속)





표고	Scale	심도	8¢	주상도			통비	Ås	l s anpl	8	표 ( Standa	는관 Q nd Pena	J 시 힘 tration Test
Elev.	w	Depth N	knest N	Golumna Section	지충명	AI 등 살 영 Description	별 문 다 다 다	시료 번호	채취 방법	채취 심도	NXI (5) /cs) 1(	N	blow 30 40
	louting				매립충	▶ <u>매 립 층</u> 심도::0,00 ~ 3.00m 자료 취인 실트질모( 색조:명관색 느슨, 습문상태	SN	S-1 S-2	0	1.0 2.0	5/30		
-3,00		3,00	3,00					5-3	0	3.0	0/30		
						▶퇴적중 최도 : 3.00 - 29.300		S-4	0	4.0	0/30+		
						실 드 집 왕도 22.5-28.3m1 압밀 됨 색조: 암 회색		S=5	0	5.0	0/30+		
						매우연와~단단함 포함상태		5-6	0	6.0	0/30+		
								8-7	0	7.0	0/30+		
	1							S-8	õ	B,0	0/30•		
	1							S-9	0	9,0	0/30•		
								S-10	0	10.0	0/30•		
	1			1				8-11	0	11.0	0/30•		
					퇴적총		Q.	8-12	0	12,0	0/30•		
	1							S-13	0	13,0	0/30•		
	4							S-14	0	14,0	0/30+		
	1							S-15	0	15,0	0/30•		
	1							S-18	0	16.0	0/30•		
	1							S-17	0	17,0	0/30•		
	-							S-18	0	18,0	0/30•		
	- E							S-19	0	18,0	0/30+		
	1			1/				5-21	0	20.0	0/30		

(a) BH-1 (1/2)

그림 3.3 시추주상도(2018. 10)

- 43 -





(a) BH-1 (2/2)

그림 3.3 시추주상도(2018. 10)(계속)





# 3.2.2 연약지반 설계정수

측방유동에 대한 안정성 해석시 적용된 연약지반 설계정수는 표 3.2와 같다.

지반조사 분석 결과, 연약지반 심도는 대부분 0~25.0m 이상으로 분포하는 것으로 분석되었으며, 추가 지반조사 중 BH-1의 경우 교대 배면에 위치하여 지반조사를 수행 하였으므로 가장 신뢰성이 있는 결과이나, SB-2-1 구간이 교대배면 가운데 부분이므 로 SB-2-1 시추주상도의 결과로 단면을 설정하였다.

기존 지반조사 및 실내시험 결과를 비교해 본 결과 부분적으로 BH-1의 점착력 등이 과대하게 분석되어 적용 설계지반정수는 2개의 지반조사 Data와 최초 시행된 지반조 사로 총 3개의 지반조사 결과의 평균값을 연약지반 설계정수로 사용하여 OO 1교의 측 방유동에 대한 안정성 판정을 검토하였다.

구분	$\gamma_t$ $(kN/m^3)$	$c$ $(kN/m^3)$	eo	C <sub>c</sub>	Cr	$C_{\rm v}$ $(cm^2/{\rm sec})$	k ( <i>cm</i> /sec)	비고
최초	18.66	14.83	0.971	0.22	0.02	7.237×10 <sup>-3</sup>	4.36×10 <sup>-7</sup>	상부
지만조자 (SB-2)	18.44	18.27	1.009	0.25	0.02	2.583×10 <sup>-3</sup>	2.75×10 <sup>-7</sup>	하부
17. 08 추가	18.02	17.61	0.971	0.22	0.02	7.237×10 <sup>-3</sup>	4.36×10 <sup>-7</sup>	상부
지반조사 (SB-2-1)	17.45	21.19	1.009	0.25	0.02	2.583×10 <sup>-3</sup>	2.75×10 <sup>-7</sup>	하부
18. 10 추가	17.61	28.10	1.010	0.32	0.05	5.840×10 <sup>-3</sup>	2.43×10 <sup>-7</sup>	상부
지반조사 (BH-1)	16.96	43.00	1.201	0.49	0.09	2.133×10 <sup>-3</sup>	1.28×10 <sup>-7</sup>	하부
최종 선정	18.10	20.18	0.991	0.27	0.04	6.539×10 <sup>-3</sup>	3.40×10 <sup>-7</sup>	상부
(평균)	17.62	27.49	1.105	0.37	0.06	2.358×10 <sup>-3</sup>	2.02×10 <sup>-7</sup>	하부

## 표 3.2 연약지반 설계정수

- 45 -



# 3.3 연약지반 설계기준

본 검토에서는 연약지반 설계시 적용기준을 검토하였으며, 설계기준은 국내외 설계 기준, 인근 설계자료 및 원 설계자료를 종합적으로 고려하여 적용하였다.

# 3.3.1 연약지반 침하량 기준

허용잔류침하량은 구조물의 사용목적과 중요도, 포장종류, 공사기간 지반의 특성, 경 제성 등을 고려하여 선정하며, 한국도로공사 설계기준 및 인근지역의 연약지반 개량설 계시 적용한 사례를 종합적으로 검토하여 허용잔류침하량을 선정하였다.

#### 표 3.3 한국도로공사 기준

조 건	허용잔류침하량(cm)
포장공사 완료후의 노면 요철	10.0
Box Culvert 시공시	30.0
배수시설	15.0~30.0

#### 표 3.4 기초의 허용잔류침하량(cm)

구조물 종류	콘크리트 블록	철근 콘크리트				
기초형식	연속기초	독립기초	연속기초	전면기초		
표준치	2.0	5.0	10.0	10.0		
최대치	4.0	10.0	20.0	20.0		

### 표 3.5 연약층 두께에 따른 허용잔류침하량(일본도로공단 설계요령)

연약층의 두께	허용잔류침하량(cm)
$D \leq 10m$	10.0
$D \leq 30m$	20.0
D > 30m	30.0

- 46 -

### 표 3.6 인근지역의 1차침하량 기준 허용잔류침하량(cm)

구 분	화원-삼포간 도로확장 및 포장공사	목포시 관내 국도대체 우회도로(고하-죽교)	목포-압해간 연육교 가설공사
침하량 기준	1차 침하량 기준	1차 침하량 기준	1차 침하량 기준
허용잔류침하량	10.0	10.0	10.0

연약지반의 허용잔류침하량은 10cm를 적용하여 압밀도를 평가하였다.

#### 표 3.7 설계적용된 1차침하량 기준 허용잔류침하량(cm)

구분	침하량 기준	허용잔류침하량
설계적용	1차 압밀침하량 기준	10.0

## 3.3.2 측방유동 안전율 기준

현재 국내·외에서 사용하고 있는 점성토 지반의 측방유동을 판정하는 방법을 보면 표 3.8과 같이 구분된다.

판 정 기 준	판 정 방 법
측방변위지수(R)에 의한 판정법	• 비탈면안전율(F)과 관계 R = <u>δ<sub>n</sub> · E<sub>u</sub></u>
(Marche and Chapuis, 1973)	S.F≤1.4 : 변형 우려됨
연경도지수(Ic)에 의한 판정법	•점토의 연경도지수(I <sub>c</sub> =(W <sub>L</sub> -W <sub>n</sub> )/PI)로부터 측방
(독일 시방서)	유동이 발생하지 않는 사면의 최소안전율 결정
활동 안전율(F)에 의한 방법 (일본 건설성 토목연구소)	•비탈면안전율(F)<1.0:교대의 측방유동 발생가능
활동 안전율(F)과 침하량(δs)에	• F≥1.5, δ <sub>s</sub> <10cm : 교대의 측방유동 가능성 없음
의한 방법(일본수도고속도로공단)	• F<1.2, & δ <sub>s</sub> <50cm : 교대의 측방유동 가능성 있음
사면안전율(F)과 교대 예측이동량	• F<3, ≥2cm : 교대의 측방유동 가능성 있음
(δ)에 의한 방법 (일본 도로공단)	• F<3, δ≥10cm : 교대의 측방유동 매우 높음
활동 안전율(F)에 의한 방법	• 말뚝효과 미고려시 1.5 이상 가능성 없음
(홍원표 등 2007)	• 말뚝효과 고려시 1.8이상 가능성 없음

표 3.8 국내·외에서 사용중인 측방유동의 안전율 판정방법

- 47 -



교량 측방유동 검토시 안전율은 활동 안전율(F)에 의한 방법을 적용하며, 홍원표 등 (2007)이 제안하여 측방유동 검토시 적용하는 말뚝효과를 미고려하는 경우에 대해 안 전율은 표 3.9와 같이 1.5를 적용하였다.

#### 표 3.9 측방유동 안전율 산정결과

구	보	최소안전율(F <sub>S</sub> )	비고
교량부	말뚝효과 미고려	1.5	활동안전율(F)에 의한 방법

### 3.2.3 말뚝기초의 수평변위 기준

횡방향 변위기준은 표 3.10과 표 3.11에서 보는 바와 같이 국외의 경우 주로 38mm 이내로, 국내의 경우 기초폭의 1% 이내로 규정하고 있다. 그러나 각 기관별, 연구자별 수평변위에 대한 구체적인 크기 또는 규정이 모호하고 대부분 상부구조 및 말뚝부재의 안정성이 확보되는 변위까지로만 규정하고 있다.

따라서 본 연구에서는 말뚝 수평변위 15mm, 38mm, 50mm 허용변위로 설정하여 각 허용변위에 따른 보수·보강 대책을 적용하여 경제성과 시공성 측면에서보다 효율적으 로 국내에 적용 가능한 대책공법을 분석하였다.

표 :	3.10	국외 시	시방서 달	및 기준서의	허용수평변위	기준(한국철도시설공단,	2012)
-----	------	------	-------	--------	--------	--------------	-------

구 분	국 외 규 정
AASHTO LRFD Bridge Design Specifications(2007)	<ul> <li>말뚝의 수평변위는 Barker 방법 또는 p-y 해석 절차 적용</li> <li>수평변위는 지반-말뚝 상호작용을 고려하여야 함</li> <li>말뚝의 수평변위는 선택된 허용수평변위 이내</li> <li>수평방향 변위는 38mm로 제한</li> </ul>
AASHTO Standard Specification for Highway Bridges(1996)	<ul> <li>말뚝의 수평변위 기준은 연직변위와 수평변위를 결합 시킬 수 있는 경우, 수평변위를 25mm 이하, 연직변위</li> <li>가 작은 경우 수평변위는 50mm 이하로 규정</li> <li>· 예측 변위가 위의 규정을 초과하였다면, 정밀분석이 필요</li> </ul>
Canadian Foundation Engineering Manual(2006)	· 수평지지력은 3가지 조건에 의해 제한 · 그 중 말뚝두부 변위에 의해 상부 구조의 존립이 가능
FHWA-IF-99-025 Drilled Shafts(1999)	· 교대 수평 변위는 연직변위보다 구조물 손상에 큰 영향 을 미치며, 사용성 예측으로 38mm보다 작아야 함

- 48 -



# 표 3.11 국내 시방서 및 기준서의 허용수평변위 기준(한국철도시설공단, 2012)

구 분	국 내 규 정
구내서게바여기즈	· 말뚝머리의 수평방향 변위량이 상부구조에서 정해지는 허용변 위량을 넘어서지 않는 조건을 만족
~ 데 글게 한 3기 한	· 말뚝의 허용수평변위는 기초폭의 1% 이며, 최소 15mm, 최대 50mm로 함
도로교 설계기준 (제 5장 하부구조)	<ul> <li>탄성체 기초에서는 기초의 수평변위량을 탄성변위량 이내로 억제할 것을 원칙으로 함</li> <li>하부구조로부터 결정되는 허용변위량은 다수의 재하시험 결과 로부터 기초폭의 1%로 함</li> <li>다만, 기초폭이 5m 넘는 대형 탄성체 기초의 허용변위량은 5.0cm를 한도로 하고, 말뚝기초에서는 과거의 실적으로부터 안정성이 확인되고 있다고 생각되는 1.5cm를 최소값으로 함</li> </ul>
도로설계편람 (제 5편 교량)	· 말뚝기초 설계시 하부구조의 조건에 따라 정해지는 허용변위 량은 말뚝지름의 1%로 하는데, 지름이 1,500mm 이하인 말뚝 은 15mm로 함
도로설계요령 (제8-3편) (교량 하부 구조물)	<ul> <li>말뚝머리 허용변위량은 상시 때 말뚝직경의 1% 또는 15mm 중 큰 값을 적용함</li> <li>하부구조의 조건에 따라 정하여지는 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하는데, 지름이 1,500mm 이하인 말뚝은 이제까지의 실 적을 고려하여 15mm로 함</li> <li>다만, 편토압이 작용하는 경우에는 설계지반면의 말뚝 지름의 크고 작음에 관계없이 평상시의 수평변위량을 15mm까지로 억제하는 것이 좋음</li> </ul>
철도설계지침 및 편람 (말뚝기초 설계)	<ul> <li>하부구조의 조건에 따라 정해지는 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름이 1,5m이하의 말뚝의 허용변위량은 15mm 로 함</li> <li>편토압이 작용되는 경우에는 실제 지반면의 말뚝 지름과 관계 없이 평상시의 수평변위량을 15mm까지로 억제하는 것이 좋음</li> </ul>
구조물기초설계기준 (제 5장 깊은기초)	<ul> <li>말뚝재료의 허용휨응력 이내이며, 말뚝머리의 횡방향 변위량 이 상부구조에서 정해지는 허용변위량을 넘지 않는 조건을 만족시키는 가장 큰 값으로 함</li> <li>국내의 경우 기초 폭의 1% 이내로 규정</li> <li>국내설계반영 : 말뚝의 허용수평변위는 기초 폭의 1%이며, 최 소 15mm, 최대 50mm로 함</li> </ul>

- 49 -

# 제 4 장 측방유동에 따른 연약지반 안정성 검토

## 4.1 개요

본 연구에서는 연약지반 상에 시공되는 도로성토에 의한 측방유동으로 교대 말뚝기 초의 안정성 및 시공성 측면에서 합리적인 방안을 마련하고자 하였다. 따라서 측방유 동으로 문제가 나타난 현장사례를 통하여 원인을 분석하고, 보수·보강 방법에 따른 교 대 말뚝기초의 거동을 분석하여 측방유동으로 인한 피해가 발생할 것으로 판단된 현장 에 대해서 적절한 대책공법의 설계 및 시공을 통한 측방유동의 보수·보강 방법을 참조 할 수 있도록 하고자 하였다.

# 4.2 교대부 측방유동 검토

본 구간은 연약지반상 쌓기 하중에 따른 압밀침하의 발생에 기인하여 측방토압이 발 생할 수 있으며, 이러한 경우 말뚝 기초에 수평변위가 발생되어 교대의 안정성에 영향 을 미치게 된다.

교대 측방유동에 대한 구조물의 피해로는 Shoe 및 Shoe plate 파손, 신축이음부의 기능저하, 주형과 흉벽의 폐합 불량 및 교대 기초의 파손 등으로 중요한 검토 요소이 다. 따라서 OO 1교 교대(A1)에 대하여 원호활동 및 측방유동에 대한 안정해석을 실시 하여 교대의 안정성을 평가하고, 필요시 보강대책을 수립하고자 한다.

(1) 측방유동 발생원인 및 문제점

교대가 지지구조가 상이한 교량과 토공의 경계에 위치하기 때문에 발생하는 것으로 서 측방이동에 의해 압밀치함에 의한 교대배면의 단차, 교대의 수평이동과 경사, Beam 의 지지점 및 교좌의 파손, 신축이음부의 기능저하, Beam 단부의 국부 압축파괴가 발 생 가능, 말뚝에 휨모멘트가 발생하여 두부 파손 등의 문제가 발생될 수 있다.

상부 성토체에서 상재하중이 발생되고 상재하중으로 인해 하부 연약층에서 압밀에 의한 수평 변위로 그림 4.1과 같은 원호활동 파괴가 나타난다.

- 50 -





#### 그림 4.1 측방유동 발생 요인

(2) 수평하중을 받는 말뚝의 거동특성

그림 4.2와 같이 수평하중을 받는 말뚝은 말뚝과 지반중 움직이는 주체에 따라 주동 말뚝과 수동말뚝으로 대별되며 상이한 토압분포양상을 보이게 된다. 특히 교대의 경우 에는 배면 쌓기하중에 의한 지반변형으로 인해 말뚝기초가 영향을 받게 되므로 거동의 형태는 그림 4.2(b)와 같이 수동말뚝의 거동을 보이게 된다.



(a) 주동말뚝 거동

(b) 수동말뚝 거동

그림 4.2 수평하중을 받는 말뚝의 거동차이

- 51 -



(3) 측방유동에 따른 교대의 이동형태

그림 4.3(a)와 같이 배면성토고가 커서 침하량이 크게 발생하는 경우 배면 성토부 쪽 으로 교대가 이동하게 되며, 그림 4.3(b)와 같이 배면 성토의 침하가 작은 경우에는 교 대는 배면성토와 반대방향인 교량쪽으로 이동하게 된다.

교대의 이동에 따라 Shoe 및 Shoe plate의 파손, 신축 이음부의 기능저하, 주형과 흉 벽의 폐합 불량, 교대기초의 파손 등 심각한 문제가 발생된다.



- 52 -



## 4.2.1 검토 개요

본 연구에서 검토하고자 하는 OO 1교는 시점부 교대의 뒷채움을 제외한 교대 및 교 각 등의 구조물 시공은 완료된 상태이며, 그림 4.4와 같다.



### 그림 4.4 00 1교 기시공 현황

과업지역은 연약지반 구간으로 건설공사 당시 시점부 교대 A1의 설치를 위해 교대 구조물부에 P.B.D공법(1.8m×1.8m)을 적용하여 프리로딩(재하높이 11.3m)을 완료한 상 태이며, 지반침하를 안정화시킨 후 말뚝기초 및 교대를 설치하고 교량시공을 완료하였 다(그림 4.5 참고).

연약지반이 21.4m로 깊게 분포하는 OO 1교의 교대부는 뒷채움에 의한 배면토공부 의 압밀침하가 발생될 우려가 있으며, 연약층 내의 측방유동에 의해 교대부의 안정성 확보가 어려울 수 있어 이에 대한 대안으로 SCP, GCP 공법이 검토되었으나, 본 연구 대상지역은 건설공사 당시 교대 구조물에만 프리로딩이 이루어졌고, 교대 배면부의 토 공부는 연약지반 처리가 실시되지 않아 뒷채움시 말뚝기초에 압밀침하로 인한 측방유 동 등 교대 기초에 악영향이 우려되는 상황이다. 또한 현재 뒷채움 시공을 제외한 구 조물 시공이 완료된 상태로 배면 뒷채움시 교대부에 추가 변형이 발생할 수 있으며, 이는 교량 전체의 안정성을 위해하는 요소로 작용할 수 있다.

- 53 -





시공순서: ① 저면 Mat 포설 ◆ ② Rock Mat 부설 ◆ ③ P.B.D 타설 ◆ ④ 고강도 인장 Mat 포설 ◆ ⑤ 단계쌓기 재하 및 방치 ◆ ⑥ P.L 제거 그림 4.5 연약지반처리공법 도면

교대부 측방유동 대책으로 측방변형억제공법인 SCP, GCP 공법은 구조물이 설치되 기 이전에 원지반을 보강하는 공법으로, 기 시공된 교대부에 설치하는 경우 천공 후 모래 및 쇄석다짐 등의 작업시 진동에 의한 교대구조물의 변형을 일으킬 우려가 있을 것으로 판단된다.

따라서 본 연구에서는 경험식과 이론식에 따른 측방유동의 안정성 및 원호활동 검토 를 통한 측방유동에 대한 안정성을 검토하고 측방유동에 대한 안정성을 확보하기 위한 보강공법으로는 측방변형억제공법인 DCM 공법을 대책공법으로 수립하였다.

- 54 -



# 4.2.2 측방유동 검토 절차

교대부 측방유동 검토 절차는 그림 4.6과 같다.

그림 4.6(a)는 기존 설계시에는 측방유동 검토시 홍원표 등(2007)이 제시한 원호활동 안정성을 검토하여 말뚝기초 고려시 1.8이상, 말뚝기초 미고려시 1.5이상으로 검토 후 설계를 종료하였다. 원호활동시 안전율이 1.5 이상으로 검토되었으나, 말뚝기초 수평변 위는 국내 최소 허용변위 15mm 및 국외 최소 허용변위 38mm 이상으로 검토되는 경 우도 발생하여 하부 말뚝기초의 수평변위에 관한 위험요소를 고려하지 않은 설계 과정 으로 볼 수 있다.

따라서 그림 4.6(b)와 같이 기존 설계시에 검토되지 않은 말뚝기초의 수평거동에 대 한 검토를 수행 후 다시 이론식 및 경험식, 원호활동 검토를 통해 안정조건을 확인 후 설계를 종료해야 한다.



(a) 기존 검토방법

(b) 말뚝기초 수평거동 확인



- 55 -



# 4.3 측방유동지수(경험식)에 따른 안정성 검토

(1) 측방유동지수(F)에 의한 방법

일본 도로공단에서 75개 교대사례를 대상으로 수량화 이론에 의한 요인 분석을 실시 하고 교대이동에 상관성이 높은 요인을 조합한 지수(F)로 표현하여 교대이동의 유무를 판단하는 방법이다.

측방유동 가능성 검토결과, 식 (2.19)와 같이 측방유동지수(F)에 의한 방법은 기준치 를 만족하지 못하는 것으로 검토되어 측방유동 발생이 우려되므로, 대책공법의 적용이 필요한 것으로 검토되었다.

표 4.1 측방유동지수(F) 검토결과

$c_u(kN/m^2)$	$\gamma_t (kN/m^3)$	H(m)	D(m)	$F(\times 10^{-2} m^{-1})$	판 정
20.18	19.0	8.83	21.4	0.56	$0.56 < 4_N.G$

(2) 측방유동지수(I)에 의한 방법

측방유동에 관련된 교대, 말뚝기초 및 지반에 관한 요인을 고려하며, 교대의 측방유 동이 지반구조물의 안정문제에 깊은 관련이 있으므로 성토의 안정계수를 기본으로 보 정계수를 활용 측방유동의 유무를 판정한다.

측방유동 가능성 검토결과, 식 (2.20)과 같이 측방유동지수(I)에 의한 방법은 기준치 를 만족하지 못하는 것으로 검토되어 측방유동 발생이 우려되므로, 대책공법의 적용이 필요한 것으로 검토되었다.

표 4.2 측방유동지수(1) 검토결과

$c_u(kN/m^2)$	$\gamma_t t(kN/m^3)$	$\mu_1$	$\mu_2$	$\mu_3$	Ι	판 정
20.18	19.0	0.629	0.244	4.756	6.07	$6.07 > 1.2$ _N.G

- 56 -



# 4.4 성토하중과 비배수전단강도(이론식)에 따른 안정성 검토

연약지반에 도로성토를 실시할 경우 성토하중이 비교적 짧은 시간에 재하되므로 연 약지반의 안전성은 장기안전성보다 단기안전성이 더 위험하다. 이때 연약지반의 배수 상태는 비배수상태로 취급할 수 있다.따라서 연약지반의 비배수전단강도가 성토하중을 지탱할 수 있는지 여부를 검토하여야할 사항이다.

여기서 비배수전단강도는 성토하중을 재하하기 전의 초기강도에서부터 시작하여 성 토시공 중에 강도가 점차증가 될 것이다. 따라서 연약지반의 비배수전단강도는 초기강 도와 증가된 강도에 대하여 모두 검토하여보고자 한다.

일반적으로 연약지반이라 하면 상재하중을 하부 연약지반이 지지할 수 없는 상태의 경우가 많다. 연약지반의 비배수전단강도는 설계시 현장시험 및 실내시험에 의한 원지 반 연약지반의 초기비배수전단강도( $c_o$ )와 성토로 인해 압밀에 의한 강도 증가율을 고 려하여 증가된 비배수전단강도(c)의 두 가지를 생각할 수 있다. 증가된 비배수전단강 도 산정방법은 다음과 같다.

흙의 전단강도식은 식 (4.1)과 같다.

 $\tau = c + \sigma \tan \phi \tag{4.1}$ 

점성토는  $\phi=0$  이므로 식 (4.1)은 식 (4.2)와 같아진다.

$$\tau = c \tag{4.2}$$

이 식은 비배수상태의 전단강도의 일반식이다. 만약 초기강도를  $c_o$ 라 하면 증가된 강도 c는 식 (4.3)과 같이 쓸 수 있다.

$$c = c_o + \Delta c \tag{4.3}$$

- 57 -


여기서, 강도증가분 △c는 식 (4.4)와 같이 표현된다.

$$\Delta c = m \Delta p U_t \tag{4.4}$$

여기서, c는 증가강도,  $c_o$ 는 초기강도,  $\Delta c$ 는 강도증가량, m은 강도증가율 $(m = c_u/p')$ ,  $\Delta p$ 는 성토하중 $(p = \gamma h)$ ,  $U_t$ 는 시간 t에 대한 압밀도이다.

여기서, 강도증가율 m은 심도-비배수전단강도 이용방법, 삼축압축시험(*CU*, *CU*), 소 성지수 이용방법(Skempton), 액성한계이용법(Hansbo)등에 의해 조사된 값의 최소값을 적용하여 안전측으로 설계한다.

### 4.4.1 압밀도에 따른 연약지반 강도증가율(m) 결정

(1) 연약지반 강도증가율(m) 결정연약지반 강도증가율을 구하는 방법은 표 4.3과 같다.

#### 표 4.3 연약지반 강도증가율(m)

구 분	관 계 식
Skempton	m = 0.11 + 0.0037 × PI (단, PI > 10)
Hansbo	m = 0.0045 × LL (단, LL > 40)
삼축압축시험	$m = \frac{\sin\phi}{1 + \sin\phi}$

본 검토에서는 안전측으로 검토하기 위하여 가장 낮은 Skempton의 방법 중 상부지 반 강도증가율(m)을 고려하여 단계성토에 따른 연약지반 강도증가를 결정하였다. 강도 증가율의 경우 연약지반 단계 성토에 따라 연약지반 강도증가율을 고려하면 표 4.4와 같다.

- 58 -

표 4.4 연약지반 강도증가율(m) 결과

고비	채취심도 액성한7		소성지수	<u>ठ</u> हा	· 강도증가율(m)		
중 빈	(m) (LL, %)	(PI, %)	분류	Skempton	Hansbo	CU-Test	
SB-2-1	3.0~4.0	56.4	27.3	СН	0.21	0.25	_
	15.0~16.0	57.5	24.6	СН	0.20	0.26	-
BH-1	5.0~5.8	40.5	18.1	CL	0.18	0.18	_
	16.0~16.8	58.6	34.6	СН	0.24	0.26	_

(2) 단계성토에 따른 압밀도 분석

단계성토에 따른 압밀도 분석을 통하여 그림 4.7과 표 4.5와 같이 압밀도를 구하였 다.



- 59 -





표 4.5 단계성토에 따른 압밀도 분석

서트 노이 (~~)	1단계		2단계		3단계		합계
/8도 늪이 (m)	5.00		2.50		1.33		8.83
연약지반	쌓기	방치	쌓기	방치	쌓기	방치	000.01
처리기간 (일)	100	300	50	200	27	123	800월
누적 침하량(m)	0.91		1.15		1.25		1.25
압밀도(%)	69.78		88.48		96.37		96.37
잔류 침하량(m)		$1.30 - 1.25 = 0.05 < 0.10 \text{m} \rightarrow \text{O.K}$					

- 60 -



### 4.4.2 성토하중과 비배수전단강도의 관계

단계별 성토하중에 따라 압밀이 진행되면서 연약지반 강도증가가 높아지므로 강도증 가율 및 압밀도를 이용하여 연약지반 강도증가에 따른 비배수전단강도 증가를 표 4.6 과 같이 계산하였다. 초기 비배수전단강도에 비해 단계성토별 비배수전단강도는 약 1.1 ~1.8배 증가하였으며, 1단계 성토시 가장 높은 1.4~1.8배 증가함을 나타내었다. 이는 1단계 성토시 가장 높은 성토고 높이(5m)에 따라 압밀되어 나타난 결과로 판단되며, 2 단계, 3단계시 비배수전단강도의 증가는 1.1~1.3배로 나타났다.

압밀과정에 있어서 강도증가 메커니즘은 비배수 전단강도의 경우 일반적으로 식 (4.3)과 같은 일차식으로 추정하고 있다.

구 분		초기	1단계 (5m 서트)	2단계 (25m 서트)	3단계 (1.33m 서트)
	1		(JIII '8' L)	(2.011 78 王)	(1.55111-75-工)
SB-2-1 SB-2-1 (kN/m) 하부 (kN/m)	상부 ( <i>kN</i> /m <sup>2</sup> )	17.61	31.53	40.36	45.33
	하부 ( <i>kN</i> /m <sup>2</sup> )	21.19	34.45	42.86	47.59
	상부 ( <i>kN</i> /m <sup>2</sup> )	28.10	40.03	47.60	51.86
	하부 ( <i>kN</i> /m <sup>2</sup> )	43.00	58.91	69.00	74.84

표 4.6 단계성토에 따른 강도증가율을 고려한 c값 결정

Tschebotarioff(1973)는 성토하중이 연약지반의 비배수전단강도의 3배 이상이 되면 전단변형이 시작된다고 하였으며 성토하중이 비배수전단강도의 5.14배 이상이 되면 전 단파괴가 시작된다고 하였다. 결국 성토하중이 연약지반의 비배수전단강도의 3배 이전 에는 탄성변형을 보이다가 3배가 넘을 때 전단변형이 발생되기 시작한다면 이때의 성 토하중은 항복하중(Yielding load)에 해당함을 의미한다. 반면에 전단파괴가 시작되는 5.14c<sub>u</sub>에 해당하는 성토하중은 극한하중(Ultimate load)라고 생각할 수 있을 것이다.

성토하중이 극한하중에 이르렀을 때는 지반의 지지력과 같은 상태가 되는 것으로 생각된다. 즉, Tschebotarioff(1973)가 말한 성토하중이 비배수전단강도의 5.14배일 때 전

- 61 -



단파괴가 되므로 성토하중과 지반의 지지력이 같기 때문에 지지안전율(Safety factor of bearing)은  $F_b = 5.14c_u/\gamma h = 1$ 이 된다. 한편 전단변형이 시작되는  $P = 3.0c_u$ 일 때의 지지안전율은  $F_b = 5.14c_u/3.0c_u = 1.7$ 이 된다.

따라서 성토하중이 항복하중에 도달하였을 때는 지지안전율이 1.7이 되어 연약지반 이 안정된 상태에 있음을 의미한다. 이러한 기준으로 나머지 성토시공 시에 전단파괴 의 유무를 확인할 수 있다.

표 4.7은 해당지역의 지반개량 전 초기비배수전단강도 일 때 성토하중에 대한 비배 수전단강도의 비를 나타내었다.

성토하중관계(*p*)는 3.0이상이면 전단변형이 시작된다고 하였으며, 5.14배 이상 되면 전단파괴가 시작된다고 하였다. SB-2-1의 경우 초기단계에서는 평균 4.94로 Tschebotarioff(1973)의 전단파괴 기준인 *P<sup>u</sup>* = 5.14*c<sup>u</sup>* 보다 적으나 전단변형 기준인 *P<sup>y</sup>* = 3.0*c<sup>u</sup>*보다는 크게 나타나서 전단파괴는 발생하지 않았으나 전단변형은 일어날 수 있었음을 알 수 있다. 지반개량 후 평균 0.54~2.89로 전단변형 기준인 *P<sup>y</sup>* = 3.0*c<sup>u</sup>*보다 는 크게 나타나지 않으므로 전단변형이 발생하지 않음을 알 수 있었다. 또한 지지안전 율 *F<sup>b</sup>*에서 초기와 1단계 성토시 평균 지지안전율은 0.35~0.59로서 전단파괴기준 *F<sup>b</sup>* = 1 보다 작아 전단파괴가 예상되며, 2단계에서는 1.49로 전단변형기준 *F<sup>b</sup>* = 1.7보다 작으므로 변형이 발생할 수 있다. 3단계에서는 3.12로 전단변형기준 *F<sup>b</sup>* = 1.7보다 큼으 로서 안전한 상태가 됨을 알 수 있었다.

BH-1의 경우 초기단계에서는 평균 3.87로 Tschebotarioff(1973)의 전단파괴 기준인  $P_u = 5.14c_u$ 보다 적으나 전단변형 기준인  $P_y = 3.0c_u$ 보다는 크게 나타나서 전단파괴는 발생하지 않았으나 전단변형은 일어날 수 있었음을 알 수 있다. 지반개량 후 평균 0.48 ~2.44로 전단변형 기준인  $P_y = 3.0c_u$ 보다는 크게 나타나지 않으므로 전단변형이 발생 하지 않음을 알 수 있었다. 또한 지지안전율  $F_b$ 에서 초기와 1단계 성토시 평균 지지안 전율은 0.49~0.74로서 전단파괴기준  $F_b = 1$ 보다 작아 전단파괴가 예상되며, 2, 3단계 에서는 1.79~3.69로 전단변형기준  $F_b = 1.7$ 보다 큼으로서 안전한 상태가 됨을 알 수 있었다.

따라서 상기와 같은 조건의 연약지반에서는 초기와 1단계 성토 시공시 주의를 기하 여 시공을 수행해야 될 것으로 판단되며, 2, 3단계 성토 시공 후 안정한 상태가 됨을 성토하중과 비배수전단강도의 관계를 통해 확인할 수 있었다.

- 62 -



# 표 4.7 성토하중관계와 지지안전율

구 분		성토하중관계( $p$ ) $p_1 = \Delta p / c_{u1}$			지지안전율( $F_b$ ) $F_{b_1} = 1.7/p_1$				
		초기	1단계	2단계	3단계	초기	1단계	2단계	3단계
	상부	5.39	3.01	1.18	0.56	0.32	0.56	1.44	3.05
SB-2-1	하부	4.48	2.76	1.11	0.53	0.38	0.62	1.53	3.20
	평균	4.94	2.89	1.14	0.54	0.35	0.59	1.49	3.12
	상부	3.38	2.37	1.00	0.49	0.50	0.72	1.70	3.48
BH-1	하부	2.21	1.61	0.69	0.34	0.77	1.05	2.47	5.03
	평균	2.80	1.99	0.84	0.41	0.64	0.89	2.09	4.26
전체평	] 균	3.87	2.44	0.99	0.48	0.49	0.74	1.79	3.69



- 63 -

# 4.5 원호활동 검토에 따른 측방유동 안정성 검토

#### 4.5.1 검토 개요

홍원표 등(2007)은 국내현장에서 수집된 43개 교대의 측방이동 실측자료에 관한 분 석을 통해 교대 말뚝기초의 측방이동을 간편하게 평가하는 방안을 제안하였다. 기존의 경험적인 지수를 이용한 측방이동판정법만으로 교대의 측방이동 여부를 판단하는 것은 교대의 안정성 측면에서 바람직하지 않으며, 측방유동지반의 교대 말뚝기초보다 안전 한 설계를 위해서는 소요사면안전율(교대 말뚝기초의 사면안정 기여효과 미반영시 1.5, 반영한 경우 1.8)을 기준으로 측방이동 발생여부를 판단해야 함을 입증하였다.

본 검토에서는 교대 말뚝기초의 사면안정 기여효과 미반영으로 안전율 1.5를 적용하 여 원지반에 대한 교대의 측방유동에 대하여 검토하였다.

#### 4.5.2 원호활동 검토에 따른 측방유동 안정성 결과

원호활동에 적용된 연약지반의 강도증가율을 고려한 설계정수는 표 4.6과 같으며, 시 공단계별 연약지반 강도증가율을 고려하여 원호활동에 의한 측방유동 안정성 검토를 그림 4.9와 같이 분석되었다.

원호활동 검토결과, 1단계 성토시 안전율은 1.313, 2단계 성토시 안전율은 1.164, 3단 계 성토시 안전율은 1.119, 공용시 안전율은 1.042로 모두 기준안전율인 교대 말뚝기초 의 사면안정 기여효과 미반영시 1.5를 만족하지 못하는 것으로 검토되어 이론식 및 경 험식과 동일하게 측방유동 가능성이 있으므로 대책공법의 적용이 필요한 것으로 검토 되었다.

측방유동에 의한 구조물의 손상은 배면 성토시에 확인되는 것이 일반적이고, 최근에 는 이를 방지하기 위해 연약지반에 교대 등의 구조물을 시공하는 경우 설계 및 시공단 계에서 측방유동에 대한 대책으로 경량성토 또는 완속시공 등을 포함한 적극적인 검토 가 강화되고 있다.

성토시 연약지반의 거동은 시간에 따른 지반의 압밀과 전단현상이 복잡한 형태로 나 타날 뿐만 아니라 기술적인 여건상 지반조건의 불확실성을 예측하기가 어렵기 때문에 설계당시에 다양한 측방유동 판정기법을 이용하여 측방유동에 의한 피해를 차단해야

- 64 -



할 것으로 판단된다.



(a) 1단계 성토시

(b) 2단계 성토시 Fs = 1.313 < 1.5</th>:: 불안정Fs = 1.164 < 1.5</th>:: 불안정



Fs = 1.119 < 1.5</th>∴ 불안정Fs = 1.042 < 1.5</th>∴ 불안정

그림 4.9 연약지반 강도증가율을 고려한 원호활동 안정성 검토

- 65 -



# 제 5 장 측방유동에 따른 교대 말뚝기초의 거동 분석

### 5.1 대책공법 검토

### 5.1.1 검토 개요

측방유동에 대한 원인으로는 쌓기고, 쌓기층의 단위중량, 연약층의 전단강도 및 두 께, 구조물의 형식 및 치수, 기초의 형식 및 강성 등을 들 수 있다. 따라서 측방유동에 대한 대책공법은 이들 요인을 개선시키는 것을 기본적인 접근 방법으로 하며, 위치별 로 구분하여 보면 뒤채움 쌓기부, 연약지반부, 교대부, 기초부로 구분할 수 있다.

측방유동 안정성 확보를 위해서는 하부지반을 개량하는 방법, 교대형식을 변경하는 방법, 성토하중을 경감하는 방법 및 기초체의 저항력을 증가시키는 방법이 있다. 구조 물의 측방유동에 영향을 미치는 영향요인은 구조물 위치에 관련된 요인이라 할 수 있 으며, 위치에 따라 대책공법을 정리하여 보면 그림 5.1과 같다.



그림 5.1 측방유동 대책공법

측방유동 대책공법으로는 교대부의 변형발생을 최소화 할 수 있으며, 지반개량효과 가 우수해 측방유동 안정성 측면에서 우수한 DCM공법을 적용하는 것으로 계획하였

- 66 -



다. DCM공법의 개량구간은 배면부에 위치하는 Box구간까지를 개량구간으로 설정하여 원호활동 검토를 수행하여 안정성을 검토하였으며, 측방유동 보강에 따른 말뚝기초의 수평거동에 대하여 분석하고자 하였다.

따라서 측방유동에 대한 안정성을 확보하기 위해 교대배면에 DCM 처리구간의 길이 를 15m, 20m, 80m로 변경하면서 치환길이에 따른 교대배면 침하량 및 말뚝기초에 미 치는 수평변위 및 수평거동을 분석하여 향후 유사 교대 측방유동 사례에 대한 설계시 예방적 조치 및 DCM 공법 보강에 대한 검토 자료로 활용하고자 하였다.

#### 5.1.2 DCM 공법 설계

(1) DCM공법 개요

DCM공법은 석회, 시멘트 등의 개량제를 원위치에서 지중에 공급하여 강제적으로 연약지반과 혼합 교반함으로써 원지반에 임의형상의 견고한 안정처리토를 형성하는 공 법이다. 또한 저소음, 저진동으로 공해가 적고, 단기간에 큰 강도를 얻을 수 있는 장점 이 있으며, 일본에서 1970년대 석회계 심층혼합처리공법이 실용화된 이후 시멘트 모르 타르, 시멘트 밀크를 이용한 공법이 개발되었고, 국내에서는 부산 수영하수처리장, 가 좌 하수처리장 및 신설부두의 호한기초로 사용하고 있다.

연약지반 위에 도로 등의 구조물을 시공할 경우에는 시공 후 발생하는 침하량의 예 즉 및 관리가 매우 중요한 문제이며, DCM과 같이 연약지반 개량 후 복합지반이 형성 되는 지반의 침하량 예측을 위해서는 그림 5.2와 같이 응력분담비(n)의 결정이 필요하 다.

$$S_t = \beta \cdot S_0 \tag{5.1}$$

 $\beta = \frac{1}{1 + \alpha_p (n-1)} \tag{5.2}$ 

여기서,  $S_t$ 는 개량지반의 침하량,  $S_0$ 는 무처리시 침하량,  $\beta$ 는 침하 저감계수,  $\alpha_p$ 는 개량 면적율, n는 응력분담비  $(n = m_{vr}/m_v)$ 이다.

- 67 -





그림 5.2 개량지반의 응력분담

시멘트-흙 말뚝의 복합지반에서의 응력분담비는 말뚝 주변 흙의 특성, 말뚝크기, 탄 성계수, 복합지반에 작용하는 하중의 크기 등의 영향을 받는 것으로 알려져 있다.

응력분담비에 대한 연구를 살펴보면 Loganathan et al.(1993)은 1.5m간격의 사각형 배치의 심층혼합말뚝(D=0.5m, L=9.0m)을 설치 후 침하저감계수를 측정한 결과 26.52라 고 제안하였다. 또한 국내에서는 유완규 등(2010)이 원통형 모형토조를 사용하여 시험 적으로 연구하여 28.6~35.4로 산정한 바 있다.

심층혼합처리공법 적용시 복합지반의 침하를 예측하기 위해서는 응력분담비의 결정 이 필요하며, 본 검토에서는 상기 연구자료 및 설계사례 등을 토대로 응력분담비 *n*을 20으로 적용하였다.

- 68 -



### 5.2 수치해석 기법

본 논문에서 사용된 유한요소법에서는 지반 및 기타 지보재를 연속체로 간주하며, 각 절점으로 연결되는 특정한 크기를 갖는 한정된 수의 요소로 이산화 된다. 외력의 변화에 따른 지반의 변형 특성은 적용되는 응력-변형율 구성법칙에 의해서 결정된다.

유한요소법의 적용범위는 광범위하며 특히 지반공학에서 문제시되는 지반의 비균질 성, 비등방성, 시간의존성 등 복잡한 해석 모델링에서는 지반 및 지보재의 모델링이 적 절히 이루어져야한다.

#### 5.2.1 수치해석 모델

유한요소법 혹은 유한 차분법 등의 연속체 역학에 근거한 수치해석기법을 이용하여 터널 및 주변 암반 혹은 지반의 거동을 해석할 경우 해석 결과의 신뢰성은 터널의 기 하적 형상 혹은 경계조건이 적절히 모델링에 반영되었다고 할 때 해석에서 적용된 암 반 혹은 지반의 응력-변형률 관계를 표현하는 구성법칙의 타당성에 좌우된다.

구성법칙이란 재료의 외력에 대한응력-변형 관계를 수학적으로 표현한 것이라고 할 수 있는데 해석 모델링에서는 대상 지반 혹은 암반의 종류 및 하중조건에 따라 재료 모델화가 적절히 이루어져야 한다.

#### 5.2.2 해석조건 및 영역

해석에서는 유한요소 프로그램인 MIDAS GTS(2014)를 사용하였다. MIDAS GTS(2014)는 지반 및 터널구조물 전용해석 프로그램으로서 복잡한 지형과 다양한 흙 의 구성모델을 제공하고 있어 직관적인 모델링이 가능하다. 또한 다양한 계산 기능을 갖고 있으며, 후처리 결과를 그래픽으로 표현하는 것이 가능한 장점이 있다.

그림 5.3은 교대부 측방유동 보강 계획도의 종단면도이다.

본 연구에서는 DCM 간격 2.0mx1.1m를 기본으로 DCM 보강길이를 20m, 60m, 80m 로 변경하여 국내·외 말뚝기초 수평변위를 기준으로 성토단계별 교대의 측방유동을 분 석하였다. 기본조건의 해석 모델링은 교대의 높이 12.5m, 교대 길이는 4m이고, 말뚝 설계는 강관말뚝(508mm, t=12mm) 길이 34m, 강재등급은 STK490을 적용하였다.

- 69 -





그림 5.3 교대부 보강 계획도 종단면도

- 70 -



검토단면에서 적용되는 설계 지반정수는 지반조사 결과의 자료를 이용하여 표 5.1과 같이 적용하였다.

### 표 5.1 DCM 설계 지반정수

구 분		$\gamma_t (kN/m^3)$	$c(kN/m^2)$	$\phi$	$E(kN/m^2)$	
성토재		19.00	15	25	15,000	
	교대	상부	18.10	20.18	_	10,090 (=500 Cu)
여야	배면	하부	17.62	27.49	-	13,745 (=500 Cu)
지반	교대	하부	18.91	22.85	-	11,425 (=500 Cu)
	교대	상부	19.02	24.25	_	12,125 (=500 Cu)
	전면	하부	18.23	31.51	_	15,755 (=500 Cu)
	퇴적(SN	[)	18.00	_	28	45,000
연암		23.00	200	35	1,000,000	
	강관말득	<u>-</u> 1	78.00	_	_	210,000,000
DCN	/I 복합지반	(70.06%)	18.00	180	_	210,000
연약기	지반 강도증 (교대배면 ⁄	·가 1단계 상부)	18.10	32.11	_	16,055 (=500 Cu)
연약기	지반 강도증 (교대배면 5	·가 1단계 하부)	17.62	39.42	_	19,710 (=500 Cu)
연약기	지반 강도증 (교대배면 ⁄	·가 2단계 상부)	18.10	39.68	_	19,840 (=500 Cu)
연약지반 강도증가 2단계 (교대배면 하부)		17.62	46.99	_	23,495 (=500 Cu)	
연약기	연약지반 강도증가 3단계 (교대배면 상부)		18.10	44.06	_	22,030 (=500 Cu)
연약기	지반 강도증 (교대배면 ;	·가 3단계 하부)	17.62	51.37	_	25,685 (=500 Cu)

- 71 -



탄성계수(E) 결정은 점토지반의 경우 탄성계수에 대한 결정은 표 5.2와 같이 Bowles and Joseph(1982)에서 제시한 SPT와 CPT, 비배수 전단강도( $c_u$ )와 Ip지수를 이용하여 탄성계수를 결정할 수 있었다. 따라서 안전측으로 검토하기 위하여 중간 값인  $E_s = 500 \times C_u$ 를 적용하여 탄성계수를 결정하였다.

표 5.2 현장시험 물성치와 Es의	관계(Bowles and	Joseph,	1982)
---------------------	---------------	---------	-------

토 질	SPT	CPT	비고
모 래 (정규압밀된 경우)	$\begin{split} E_s &= 500  (N\!\!+15) \\ E_s &= 1,800 + 750 N \\ E_s &= (15,000 \sim 22,000)  \mathrm{ln} \end{split}$	$E_{s} = (2 \sim 4) q_{c}$ $E_{s} = 2(1 + D_{r}^{2}) q_{c}$ $N$	
모 래 (과압밀된 경우)	$E_s = 40,000 + 1,050N$	$E_{s} = (6 \sim 30) q_{c}$	
점토질 모래	$E_s = 320 (N+15)$	$E_s = (3 \sim 6) q_c$	
자갈섞인 모래	$E_s = 300 (N+6)$	$E_{s} = (1 - 2) q_{c}$	
실트, 점토질 실트	$E_s = 1,200 (N+6)$		
연약 점토		$E_{s} = (3 \sim 8) q_{c}$	
ы	배수 전단강도 ( <i>c<sub>u</sub></i> ) 사용	. ^]	
점 토	<i>I<sub>p</sub>&gt;</i> 30, 또는 유기질 <i>I<sub>p</sub>&lt;</i> 30, 또는 견고 1 <i>&lt; OCR</i> < 2 <i>OCR</i> > 2	$E_{s} = (100 \sim 500) c_{u}$ $E_{s} = (500 \sim 1,500) c_{u}$ $E_{s} = (800 \sim 1,200) c_{u}$ $E_{s} = (1,500 \sim 2,000) c_{u}$	

- 72 -



# 5.2.3 수직 및 수평변위 검토 위치 및 시공단계별 검토 단면

수직변위 검토 위치는 그림 5.4(a)와 같이 DCM 좌측구간에서 가장 큰 침하가 나타 나는 것으로 분석되어 DCM 절점부에서 침하거동을 확인하였으며, 수평변위 검토 위 치는 그림 5.4(b)와 같이 교대 하부 말뚝기초 중 가장 좌측 구간에 시공된 말뚝의 절 점을 수평변위로 검토하였다. 해당 말뚝기초의 깊이별 변위를 확인하여 말뚝기초의 거 동을 분석하였다.



(a) 수직변위 검토 위치



(b) 수평변위 검토 위치 그림 5.4 변위 검토 위치

- 73 -



시공단계는 초기단계(변위 초기화, 수위조건 결정), 1단계 쌓기(5m 성토), 2단계 쌓 기(2.5m 성토), 3단계 쌓기(1.33m 성토) 후 3단계 쌓기를 제거하고, 교통하중(15kN/m) 을 주어 공용단계로 설정하였다.

무처리시 초기단계, 박스설치, 1단계 쌓기 후 연약지반 강도증가 고려, 2단계 쌓기 후 연약지반 강도증가 고려, 3단계 쌓기 후 연약지반강도 증가를 고려한 후 3단계를 제거하고 교통하중을 주어 공용단계시 연약지반 배면의 침하량 및 말뚝기초의 수평변 위를 분석하였으며, DCM 공법 적용시 초기단계, DCM 공법, 상부 박스설치, 1단계 쌓 기 후 연약지반 강도증가 고려, 2단계 쌓기 후 연약지반 강도증가 고려, 3단계 쌓기 후 연약지반 강도증가 고려, 3단계 제거 후 교통하중을 주어 공용단계시 연약지반 배면의 침하량 및 말뚝기초의 수평변위를 분석하였다.

그림 5.5는 DCM 적용시 시공단계별 검토 단면이다.





그림 5.5 시공단계별 검토 단면

- 74 -







(d) 2단계 쌓기(2.5m 성토)



(e) 3단계 쌓기





- 75 -



# 5.3 측방유동에 따른 말뚝기초의 거동 분석

#### 5.3.1 DCM 배면 보강길이에 따른 말뚝기초의 침하량 및 수평변위

국내에서는 말뚝기초의 수평변위 허용변위량을 15mm, 50mm 기준을 두고 있으나 50mm 변위는 과다한 것으로 보아 15mm 기준을 준수하고 있으며, 국외에서는 대부분 38mm 기준까지 허용기준으로 확인하였다.

따라서 말뚝기초의 수평변위의 기준(15mm, 38mm, 50mm)을 따라 교대 배면의 DCM 보장길이(20m, 60m, 80m)를 결정하여 보장길이에 따른 교대 배면 침하량 및 말 뚝기초의 수평변위를 분석하고자 하였다.

(1) 원지반 조건(무처리시)

원지반 조건에 따른 교대 배면의 침하량 및 교대 하부 말뚝기초 수평변위를 분석하 였다. 단계별 시공단계를 적용하여 침하량을 분석하였으며, 원지반 조건에 따른 침하량 및 말뚝기초의 수평변위를 분석한 결과 그림 5.6과 같다.

그림 5.6(a)는 무보강시 교대배면 박스 하부에서 가장 큰 침하량이 발생함을 확인할 수 있었으며, 그림 5.6(b)와 같이 수평변위는 교대배면 박스 좌측에서 가장 큰 수평변 위가 발생되어 교대하부 말뚝기초까지 영향을 미치는 것을 확인할 수 있었다.

- 76 -





(a) 침하량



(b) 수평변위

그림 5.6 원지반 조건에 따른 공용단계시 침하량 및 말뚝기초의 수평변위

- 77 -

그림 5.7(a) 와 같이 배면 연약지반 깊이에 따른 침하량 분석결과, 연약지반 상부에 서부터 3단계 성토시 가장 큰 26.7cm의 침하량을 확인하였으며, 공용시 25.8cm의 침하 량으로 허용침하량 10cm 이상 변위가 발생되어 허용기준에 만족하지 못하는 것으로 분석되었다.

그림 5.7(b)와 같이 말뚝 길이에 따른 수평변위 분석결과, 국내·외 말뚝기초의 수평 변위 기준 분석시 15mm, 38mm, 50mm 기준을 제시하고 있다. 따라서 무처리시 말뚝 기초의 수평변위는 50mm 기준시 허용변위 이하로 검토되었으나, 15mm, 38mm 기준 시 허용변위 이상으로 검토되어 허용기준에 만족하지 못하는 것으로 분석되었다.

총 말뚝기초 길이 34m에서 31.8m 부근에서 가장 큰 수평변위 4.63cm가 발생하였으 며, 최상부에서는 수평변위량이 감소하는데 이는 교대의 자중에 의한 영향 및 말뚝기 초와 교대의 결합 때문으로 판단된다.

말뚝두부가 교대와 일체형으로 변위구속이 되고, 선단조건은 자유단으로 측방 유동 압의 분포형태는 이등변삼각형 형태를 나타내어 그림 5.7(b)와 같은 말뚝기초의 수평 변위로 나타났다.

교대 절점부에서 최대 수평변위는 14mm로 교대하부 말뚝기초의 수평변위 영향이 상부 교대에 미치는 영향은 미미한 것으로 분석되어 교대 절점부 수평변위는 제외하였 다.

- 78 -





그림 5.7 깊이에 따른 침하량 및 말뚝기초의 수평변위(원지반)

- 79 -

# 표 5.3 말뚝 길이에 따른 말뚝기초의 수평변위(원지반)

말뚝 길이(m)	1단계(mm)	2단계(mm)	3단계(mm)	공용시(mm)
34.0	3.40	4.23	4.56	4.37
31.9	3.46	4.29	4.63	4.55
29.7	3.41	4.23	4.57	4.54
27.6	3.31	4.11	4.45	4.48
25.4	3.18	3.97	4.31	4.37
23.3	3.03	3.78	4.12	4.21
21.1	2.84	3.56	3.89	3.99
19.0	2.61	3.30	3.61	3.72
16.9	2.36	3.00	3.29	3.39
14.7	2.12	2.70	2.97	3.09
12.6	1.99	2.53	2.79	2.97
10.7	1.89	2.41	2.65	2.89
8.7	1.66	2.12	2.34	2.60
6.8	1.32	1.69	1.87	2.12
4.9	0.87	1.12	1.24	1.44
2.9	0.42	0.54	0.60	0.71
1.0	0.07	0.09	0.10	0.12
0.0	0.04	0.05	0.05	0.06

- 80 -



(2) 교대 배면 DCM 20m 보강시

교대 배면 DCM 20m 보강시 교대 배면의 침하량 및 교대 하부 말뚝기초 수평변위 를 분석하였다. 단계별 시공단계를 적용하여 침하량을 분석하였으며, 침하량 및 말뚝기 초의 수평변위를 분석한 결과 그림 5.8과 같다.

그림 5.8(a)와 같이 DCM 20m 길이방향으로는 침하가 거의 나타나지 않음을 확인할 수 있었으며, 그림 5.8(b)와 같이 수평변위는 DCM 20m 좌측에서 가장 큰 수평변위가 발생되어 교대하부 말뚝기초까지 약간의 영향을 미치는 것을 확인할 수 있었다. 따라 서 DCM 보장길이 60m, 80m로 증가시켜 말뚝기초에 미치는 영향을 확인하였다.



(a) 침하량 그림 5.8 DCM 20m 보강시 공용단계 침하량 및 말뚝기초의 수평변위





(b) 수평변위

그림 5.8 DCM 20m 보강시 공용단계 침하량 및 말뚝기초의 수평변위(계속)

그림 5.9(a)와 같이 배면 연약지반 깊이에 따른 침하량 분석결과, 연약지반 상부에서 부터 성토단계시 3단계 성토에서 가장 큰 3.09cm 침하량을 확인하였으며, 공용시 가장 큰 4.44cm의 침하량을 확인하였다. 이는 교대 배면 연약지반을 DCM으로 처리하여 침 하량이 원지반에 비해 감소한 것으로 분석되며, 공용시 4.44cm의 침하량으로 허용침하 량 10cm 이상 변위가 발생되어 허용기준에 만족하는 것으로 분석되었다. 또한, 3단계 성토시보다 공용시 침하량이 다소 증가한 이유는 공용시 교통하중에 의한 추가하중으 로 인한 것으로 판단된다.

그림 5.9(b)와 같이 말뚝 길이에 따른 수평변위 분석결과, 교대 배면 DCM 20m 시공 시 말뚝기초의 수평변위는 38mm 기준시 허용변위 이하로 검토되었으나, 15mm 허용 변위 이상으로 검토되었다.

최대 수평변위는 3단계 성토시 29.7m에서 3.26cm로 가장 크게 나타났으며, 공용시 최대 수평변위는 25.4m에서 3.24cm로 가장 큰 수평변위가 나타났다.

최상부에서는 오히려 수평변위량이 감소하는데 이는 교대의 자중에 의한 영향 및 말 뚝기초와 교대의 결합 때문으로 판단된다. 또한, 말뚝두부가 교대와 일체형으로 변위구 속이 되고, 선단조건은 자유단으로 측방 유동압의 분포형태는 이등변삼각형 형태를 나

- 82 -



그림 5.9 깊이에 따른 침하량 및 말뚝기초의 수평변위(DCM 20m 보강)

- 83 -

타내어 그림 5.9(b)와 같은 말뚝기초의 수평 변위로 나타났다.



### 표 5.4 말뚝 길이에 따른 말뚝기초의 수평변위 분석(DCM 20m 보강)

말뚝 길이(m)	1단계(mm)	2단계(mm)	3단계(mm)	공용시(mm)
34.0	2.12	2.78	3.06	2.89
31.9	2.28	2.94	3.23	3.13
29.7	2.32	2.98	3.26	3.20
27.6	2.32	2.98	3.26	3.23
25.4	2.31	2.95	3.24	3.24
23.3	2.28	2.90	3.18	3.20
21.1	2.21	2.81	3.09	3.12
19.0	2.12	2.70	2.96	3.01
16.9	2.00	2.54	2.79	2.85
14.7	1.89	2.40	2.63	2.71
12.6	1.86	2.34	2.56	2.68
10.7	1.84	2.29	2.51	2.67
8.7	1.68	2.09	2.28	2.46
6.8	1.39	1.72	1.87	2.04
4.9	0.95	1.17	1.28	1.41
2.9	0.47	0.58	0.63	0.71
1.0	0.08	0.10	0.11	0.12
0.0	0.05	0.05	0.06	0.07

- 84 -



(3) 교대 배면 DCM 60m 보강시

교대 배면 DCM 60m 보강시 교대 배면의 침하량 및 교대 하부 말뚝기초 수평변위 를 분석하였다. 단계별 시공단계를 적용하여 침하량을 분석하였으며, 침하량 및 말뚝기 초의 수평변위를 분석한 결과 그림 5.10과 같다.

그림 5.10(a)와 같이 DCM 60m 길이방향으로는 침하가 거의 나타나지 않음을 확인 할 수 있었으며, 그림 5.10(b)와 같이 수평변위는 DCM 60m 좌측에서 가장 큰 수평변 위가 발생되어 교대하부 말뚝기초까지 미미한 영향을 미치는 것을 확인할 수 있었다.



(a) 침하량



(b) 수평변위 그림 5.10 DCM 60m 보강시 공용단계 침하량 및 말뚝기초의 수평변위

- 85 -



그림 5.11(a)와 같이 배면 연약지반 깊이에 따른 침하량 분석결과, 연약지반 상부에 서부터 성토단계시 3단계 성토에서 가장 큰 2.17cm 침하량을 확인하였으며, 공용시 가 장 큰 3.47cm의 침하량을 확인하였다. 이는 교대 배면 연약지반을 DCM으로 처리하여 침하량이 원지반에 비해 감소한 것으로 분석되며, 공용시 3.47cm의 침하량으로 허용침 하량 10cm 이상 변위가 발생되어 허용기준에 만족하는 것으로 분석되었다. 또한, 3단 계 성토시보다 공용시 침하량이 다소 증가한 이유는 공용시 교통하중에 의한 추가하중 으로 인한 것으로 판단된다.

그림 5.11(b)와 같이 말뚝 길이에 따른 수평변위 분석결과, 교대 배면 DCM 60m 시 공시 말뚝기초의 수평변위는 1단계, 2단계 성토시 15mm 기준 이하의 허용변위를 나타 내었으나, 공용시에서는 15mm 허용변위 이상으로 검토되었다.

총 말뚝기초 길이 34m에서 21.1m 부근에서 가장 큰 수평변위 1.67cm가 발생하였으 며, 최상부에서는 오히려 수평변위량이 감소하는데 이는 교대의 자중에 의한 영향 및 말뚝기초와 교대의 결합 때문으로 판단된다. 또한 최대 수평변위는 공용시 가장 큰 수 평변위를 나타내었는데 이는 3단계 성토하중의 제거 후 교통하중에 의한 것으로 판단 된다.

말뚝두부가 교대와 일체형으로 변위구속이 되고, 선단조건은 자유단으로 측방 유동 압의 분포형태는 이등변삼각형 형태를 나타내어 그림 5.11(b)와 같은 말뚝기초의 수평 변위로 나타났다.

- 86 -





(a) 배면 깊이에 따른 침하량



(b) 말뚝기초 길이에 따른 수평변위

#### 그림 5.11 깊이에 따른 침하량 및 말뚝기초의 수평변위(DCM 60m 보강)

- 87 -

### 표 5.5 말뚝 길이에 따른 말뚝기초의 수평변위(DCM 60m 보강)

말뚝 길이(m)	1단계(mm)	2단계(mm)	3단계(mm)	공용시(mm)
34.0	0.95	1.26	1.41	1.39
31.9	1.04	1.35	1.50	1.53
29.7	1.08	1.38	1.52	1.59
27.6	1.10	1.39	1.53	1.63
25.4	1.11	1.40	1.53	1.66
23.3	1.11	1.39	1.52	1.67
21.1	1.11	1.37	1.50	1.67
19.0	1.09	1.35	1.47	1.65
16.9	1.07	1.31	1.42	1.62
14.7	1.02	1.24	1.35	1.56
12.6	0.97	1.17	1.26	1.48
10.7	0.94	1.12	1.20	1.44
8.7	0.84	0.99	1.06	1.30
6.8	0.66	0.77	0.82	1.04
4.9	0.46	0.53	0.56	0.72
2.9	0.23	0.27	0.28	0.37
1.0	0.04	0.05	0.05	0.07
0.0	0.03	0.03	0.03	0.04

- 88 -



(4) 교대 배면 DCM 80m 보강시

교대 배면 DCM 80m 보강시 교대 배면의 침하량 및 교대 하부 말뚝기초 수평변위 를 분석하였다. 단계별 시공단계를 적용하여 침하량을 분석하였으며, 침하량 및 말뚝기 초의 수평변위를 분석한 결과 그림 5.12와 같다.

그림 5.12(a)와 같이 DCM 80m 길이방향으로는 침하가 거의 나타나지 않음을 확인 할 수 있었으며, 그림 5.12(b)와 같이 수평변위는 DCM 80m 좌측에서 가장 큰 수평변 위가 발생되어 교대하부 말뚝기초까지 영향을 미치지 않는 것을 확인할 수 있었다.



(a) 침하량



(b) 수평변위

그림 5.12 DCM 80m 보강시 공용단계 침하량 및 말뚝기초의 수평변위

- 89 -



그림 5.13(a)와 같이 배면 연약지반 깊이에 따른 침하량 분석결과, 연약지반 상부에 서부터 성토단계시 3단계 성토에서 가장 큰 2.06cm 침하량을 확인하였으며, 공용시 가 장 큰 3.46cm의 침하량을 확인하였다. 이는 교대 배면 연약지반을 DCM으로 처리하여 침하량이 원지반에 비해 감소한 것으로 분석되며, 공용시 3.46cm의 침하량으로 허용침 하량 10cm 이상 변위가 발생되어 허용기준에 만족하는 것으로 분석되었다. 또한, 3단 계 성토시보다 공용시 침하량이 다소 증가한 이유는 공용시 교통하중에 의한 추가하중 으로 인한 것으로 판단된다.

그림 5.13(b)와 같이 말뚝 길이에 따른 수평변위 분석결과, 교대 배면 DCM 80m 시 공시 말뚝기초의 수평변위는 모든 시공 단계시 15mm 기준 이하의 허용변위를 나타내 어 안정할 것으로 검토되었다.

총 말뚝기초 길이 34m에서 23.3m 부근에서 가장 큰 수평변위 1.45cm가 발생하였으 며, 최상부에서는 오히려 수평변위량이 감소하는데 이는 교대의 자중에 의한 영향 및 말뚝기초와 교대의 결합 때문으로 판단된다. 또한, 최대 수평변위는 공용시 가장 큰 수 평변위를 나타내었는데 이는 3단계 성토하중의 제거 후 교통하중에 의한 것으로 판단 된다.

말뚝두부가 교대와 일체형으로 변위구속이 되고, 선단조건은 자유단으로 측방 유동 압의 분포형태는 이등변삼각형 형태를 나타내어 그림 5.13(b)와 같은 말뚝기초의 수평 변위로 나타났다.

- 90 -



-1단계

0.050

0.060





그림 5.13 깊이에 따른 침하량 및 말뚝기초의 수평변위(DCM 80m 보강)

- 91 -

(b) 말뚝기초 길이에 따른 수평변위

소신니 CHOSUN UNIVERSITY

40

35

30

25

20

0

0.000

### 표 5.6 말뚝 길이에 따른 말뚝기초의 수평변위(DCM 80m 보강)

말뚝 길이(m)	1단계(mm)	2단계(mm)	3단계(mm)	공용시(mm)
34.0	0.75	0.98	1.08	1.22
31.9	0.85	1.07	1.17	1.37
29.7	0.88	1.10	1.19	1.41
27.6	0.89	1.10	1.19	1.44
25.4	0.89	1.10	1.18	1.45
23.3	0.89	1.08	1.17	1.45
21.1	0.88	1.06	1.14	1.43
19.0	0.85	1.03	1.10	1.40
16.9	0.82	0.98	1.05	1.36
14.7	0.80	0.95	1.01	1.33
12.6	0.80	0.94	1.00	1.34
10.7	0.80	0.92	0.98	1.34
8.7	0.71	0.82	0.86	1.22
6.8	0.56	0.63	0.67	0.96
4.9	0.39	0.43	0.46	0.67
2.9	0.20	0.22	0.23	0.35
1.0	0.04	0.04	0.04	0.07
0.0	0.02	0.02	0.02	0.03

- 92 -



CHOSUN UNIVERSITY

그림 5.14(a)와 같이 원지반 공용단계에서 배면 연약지반 상부로부터 하부로 내려갈 수록 침하량은 감소하나 최대 침하량은 25.8cm로 허용변위 침하량 10cm 기준이상 변 위가 나타나므로 연약지반 처리 후 시공을 수행해야 할 것으로 나타났다.

따라서 배면 연약지반을 DCM 길이(20m, 60m, 80m)에 따라 치환하였으며, 그에 따 른 침하량 검토결과, 20m 보강시 1.89cm, 60m 보강시 3.25cm, 80m 보강시 3.34cm로 나타났다. 이는 유한요소 해석시 경계면 설정 따른 결과로 판단되며, DCM 보강길이가 길어짐에 따라 상부 성토하중이 증가되므로 상기와 같이 보강길이가 증가시 침하량이 약간 증가하는 것을 확인하였다. 그러나 허용침하량은 10.0cm로 침하에 대하여 안정한 것으로 확인되었다.

본 현장과 같은 지반조건의 경우 약 80m DCM 치환을 통해 국내 말뚝기초 수평변 위의 최소 허용기준인 1.5cm이하의 변위를 만족하는 것으로 확인되었으나, 이는 측방 유동으로 인한 말뚝기초의 수평변위를 감소시키고자 과대설계가 요구되어지며, 시공성 및 경제성에 불리하므로 합리적인 검토가 필요한 것으로 판단된다.

따라서 국외 말뚝기초의 수평변위 기준인 38mm 허용기준시 DCM 보강길이는 20m 로 만족하는 것으로 확인되어 현장조건과 시공성 및 경제성을 고려하여 합리적인 설계 및 시공이 필요할 것으로 확인된다.

또한 말뚝길이 10m 부근까지 수평변위가 급격하게 변위가 나타났다. 이는 다층지반 의 효과(Layer effect)를 고려한 해석시 하단부 사질토층에 대한 기준깊이가 상부에 위 치하고 있는 연약층의 영향으로 실제 깊이보다 작게 산정되고 이로 인해 비유동층으로 말뚝을 지지하는 역할을 하는 사질토층의 지지력이 실제깊이에 의한 지지력보다 작게 산정되어 변위가 더 커지게 되어 경계층에서의 말뚝변위가 급격하게 발생한 것으로 Heyman(1965) 연구사례와 유사한 결과를 나타내었다.

- 93 -




(a) 배면 깊이에 따른 침하량 분석



(b) 말뚝기초 길이에 따른 수평변위 분석

- 94 -

그림 5.14 DCM 보강길이에 따른 침하량 및 말뚝기초의 수평변위(공용시)



## 표 5.7 DCM 보강길이에 따른 말뚝기초의 수평변위(공용시)

마뜬 기이(m)	원지반	20m DCM	60m DCM	80m DCM
말국 실이(III)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
34.0	4.37	2.89	1.39	1.22
31.9	4.55	3.13	1.53	1.37
29.7	4.54	3.20	1.59	1.41
27.6	4.48	3.23	1.63	1.44
25.4	4.37	3.24	1.66	1.45
23.3	4.21	3.20	1.67	1.45
21.1	3.99	3.12	1.67	1.43
19.0	3.72	3.01	1.65	1.40
16.9	3.39	2.85	1.62	1.36
14.7	3.09	2.71	1.56	1.33
12.6	2.97	2.68	1.48	1.34
10.7	2.89	2.67	1.44	1.34
8.7	2.60	2.46	1.30	1.22
6.8	2.12	2.04	1.04	0.96
4.9	1.44	1.41	0.72	0.67
2.9	0.71	0.71	0.37	0.35
1.0	0.12	0.12	0.07	0.07
0.0	0.06	0.07	0.04	0.03

DCM 보장길이가 길어짐에 따라 말뚝기초에 미치는 수평변위는 그림 5.15와 같이 감소하는 것으로 나타났다. 원지반에 비해 20m 보장시 말뚝기초 최대 수평변위는 약 28.8% 감소하였으며, 60m 보장시 말뚝기초 최대 수평변위는 약 63.3% 감소하였고, 80m 보장시 말뚝기초 최대 수평변위는 약 68.1% 감소하는 결과를 확인하였다. 또한 DCM 보장길이 60m 이상은 말뚝기초 수평변위의 감소폭이 확연히 줄어들어 경제성이 없는 것으로 확인되었다.

성토하중은 말뚝기초의 수평변위에 큰 영향을 주는 주요요인이 된다. 따라서 다음과 같은 상관관계식을 이용하여 해당지반에 대한 단계별 성토하중의 변화(뒷채움재의 단 위중량의 변화)에 따른 말뚝기초의 수평변위를 예측할 수 있다.

- 95 -





- 96 -



# 5.3.2 DCM 배면 보장길이에 따른 말뚝기초의 수평거동

(1) 원지반 조건(무처리시)

원지반 조건에 따른 교대 하부 말뚝기초의 수평거동에 대하여 분석하였다. 원지반시 측방유동으로 인해 발생된 최대 휨모멘트, 휨응력, 전단응력은 표 5.8과 같고, 이에 대 한 구조검토결과는 다음과 같다.

강관말뚝의 STK490(t=12mm) 휨 실험결과, 극한강도가 870.0kN · m였다(백규호, 2018). 따라서 허용 휨모멘트는 안전율 3을 고려하여 290.0kN · m으로 확인하였다. 수 치해석에서 나타난 좌측, 중앙, 우측 각각의 휨모멘트의 최대값은 332.0kN · m, 173.2 kN · m, 146.7kN · m로 좌측 말뚝기초에서 휨모멘트의 허용치 이상으로 나타나 불안 전한 것으로 판단된다. 또한 전단응력에 대한 검토결과, 전단력의 최대값은 0.04 kN · m, 0.02kN · m, 0.02kN · m로 각각 허용전단응력인 110MPa이내로 나타나 전단 력은 안전한 것으로 판단된다.

그림 5.16은 원지반에 따른 말뚝기초의 수평거동을 나타내었다. 휨모멘트 및 전단응 력은 말뚝기초의 13.6m 지점에서 나타났는데 이는 사질토와 점성토의 경계부이며, 측 방유동으로 인해 보강이 되지 않은 원지반 특성상 가장 연약한 점토층에서 변형이 생 겨 사질토와 점성토의 경계부에서 큰 휨모멘트가 발생한 것으로 판단된다.

분 류	휨모멘트	$(kN \bullet m)$	전단응력( <i>MPa</i> )		
	허용	수치해석	허용	수치해석	
Left pile		332.0		0.04	
Middle pile	290.0	173.2	110	0.02	
Right pile		146.7		0.02	

표 5.8 원지반에 따른 말뚝기초의 수평거동

- 97 -





(a) 휨 모멘트



(b) 전단응력 그림 5.16 원지반에 따른 말뚝기초의 수평거동

- 98 -



CHOSUN UNIVERSITY

교대 배면 DCM 20m 보장에 따른 교대 하부 말뚝기초의 수평거동에 대하여 분석하 였다. 측방유동으로 인해 발생된 최대 휨모멘트, 휨응력, 전단응력은 표 5.9와 같고, 이 에 대한 구조검토결과는 다음과 같다.

수치해석에서 나타난 좌측, 중앙, 우측 각각의 휨모멘트의 최대값은 262.4kN • m, 205.4kN • m, 172.7kN • m로 휨모멘트의 허용치 이내로 나타나 안전한 것으로 판단된 다. 또한 전단응력에 대한 검토결과, 전단력의 최대값은 0.05kN • m, 0.04kN • m, 0.03 kN • m로 각각 허용전단응력인 110kN • m이내로 나타나 안전한 것으로 판단된다.

그림 5.17은 DCM 20m 보강에 따른 말뚝기초의 수평거동을 나타내었다. 휨모멘트 및 전단응력은 말뚝기초의 1m 지점에서 나타났다. 이는 연암과 사질토의 경계부이며, 원지반과는 다르게 원지반 부분에 DCM 공법으로 치환되어 그 하부인 연암과 사질토 의 경계부에서 가장 큰 휨모멘트가 발생한 것으로 판단된다.

旦 三	휨모멘트	$(kN \bullet m)$	전단응력( <i>kN</i> • <i>m</i> )		
र ग	허용	수치해석	허용	수치해석	
좌측		262.4		0.05	
중앙	290.0	205.4	110	0.04	
우측		172.7		0.03	

표 5.9 DCM 20m 보강에 따른 말뚝기초의 수평거동





(a) 휨 모멘트



(b) 전단응력 그림 5.17 DCM 20m 보강에 따른 말뚝기초의 수평거동

- 100 -



CHOSUN UNIVERSITY

교대 배면 DCM 60m 보강에 따른 교대 하부 말뚝기초의 수평거동에 대하여 분석하 였다. 측방유동으로 인해 발생된 최대 휨모멘트, 휨응력, 전단응력은 표 5.10과 같고, 이에 대한 구조검토결과는 다음과 같다.

수치해석에서 나타난 좌측, 중앙, 우측 각각의 휨모멘트의 최대값은 121.3kN • m, 116.3kN • m, 111.1kN • m로 휨모멘트의 허용치 이내로 나타나 안전한 것으로 판단된 다. 또한 전단응력에 대한 검토결과, 전단력의 최대값은 0.02kN • m, 0.02kN • m, 0.02 kN • m로 각각 허용전단응력인 110MPa이내로 나타나 안전한 것으로 판단된다.

그림 5.18은 DCM 60m 보강에 따른 말뚝기초의 수평거동을 나타내었다. 휨모멘트 및 전단응력은 말뚝기초의 1m 지점에서 나타났다. 이는 연암과 사질토의 경계부이며, DCM 20m 보강시와 유사한 결과를 확인하였다.

분 류	휨모멘트	$(kN \bullet m)$	전단응력( <i>kN</i> • <i>m</i> )		
	허용	수치해석	허용	수치해석	
좌측		121.3		0.02	
중앙	290.0	116.3	110	0.02	
우측		111.1		0.02	

표 5.10 DCM 60m 보강에 따른 말뚝기초의 수평거동

- 101 -





(a) 휨 모멘트



(b) 전단응력 그림 5.18 DCM 60m 보강에 따른 말뚝기초의 수평거동

- 102 -



(4) DCM 80m 보강시

교대 배면 DCM 80m 보강에 따른 교대 하부 말뚝기초의 수평거동에 대하여 분석하 였다. 측방유동으로 인해 발생된 최대 휨모멘트, 휨응력, 전단응력은 표 5.11과 같고, 이에 대한 구조검토결과는 다음과 같다.

수치해석에서 나타난 좌측, 중앙, 우측 각각의 휨모멘트의 최대값은 135.3kN • m, 91.9kN • m, 97.1kN • m로 휨모멘트의 허용치 이내로 나타나 안전한 것으로 판단된다. 또한 전단응력에 대한 검토결과, 전단력의 최대값은 0.02kN • m, 0.02kN • m, 0.02 kN • m로 각각 허용전단응력인 110*MPa*이내로 나타나 안전한 것으로 판단된다.

그림 5.19는 DCM 80m 보강에 따른 말뚝기초의 수평거동을 나타내었다. 휨모멘트 및 전단응력은 말뚝기초의 1m 지점에서 나타났다. 이는 연암과 사질토의 경계부이며, DCM 20m 보강시와 유사한 결과를 확인하였다.

분 류	휨모멘트	$(kN \bullet m)$	전단응력( <i>kN</i> • <i>m</i> )		
	허용	수치해석	허용	수치해석	
좌측		135.3		0.02	
중앙	290.0	91.9	110	0.02	
우측		97.1		0.02	

표 5.11 DCM 80m 보강에 따른 말뚝기초의 수평거동

- 103 -





(a) 휨 모멘트



(b) 전단응력 그림 5.19 DCM 80m 보강에 따른 말뚝기초의 수평거동

- 104 -



(5) 요약(3단계 성토시)

원지반 및 DCM 보강길이(20m, 60m, 80m)에 따른 교대 하부 말뚝기초의 수평거동 에 대하여 분석하였다. 측방유동으로 인해 발생된 최대 휨모멘트 및 전단응력을 비교 하면 그림 20과 같다.

그림 20(a)는 3단계 성토시 좌측말뚝의 휨모멘트 결과이다. 원지반시에는 약 14m 부 근에서 가장 큰 휨모멘트를 나타내고, DCM으로 보강된 지반에서는 약 1m 부근에서 가장 큰 휨모멘트를 나타낸다. 약 14m 부근은 사질토와 점성토의 경계면이며, 약 1m 부근은 연암과 사질토의 경계면으로서 측방유동을 받는 말뚝기초의 겨우 상부는 교대 에 의해 고정점이 되고, 하부는 연암과 일체형으로 고정됨이 되어 다음과 같은 휨모멘 트의 분포를 보이고 있다. 이는 말뚝기초의 수평 변위시 나타났던 현상과 같이 다층지 반의 효과(Layer effect)에 의한 영향으로 판단된다.

그림 20(b)는 3단계 성토시 좌측말뚝의 전단력 결과이다. 휨모멘트와 유사하게 원지 반시에는 약 14m 부근에서 가장 큰 전단력이 나타났으며, DCM으로 보강된 지반에서 는 약 1m 부근에서 가장 큰 전단력을 확인하였다.

Heyman(1965) 연구사례와 같이 다층지반의 효과(Layer effect)로 인해 경계면에서 가장 큰 수평변위가 나타났던 결과와 유사하게 휨모멘트 및 전단력도 원지반의 경우 점성토와 사질토층의 경계면, DCM으로 보강된 경우 사질토와 연암의 경계면에서 가 장 크게 나타났다.

또한 원지반에 비해 DCM 20m 보강시 말뚝기초 최대 휨모멘트는 약 30% 감소하였으며, 60m 보강시 약 71% 감소하였고, 80m 보강시 약 56% 감소하는 결과를 확인하였다. 원지반에 비해 DCM 20m 보강시 말뚝기초 최대 전단응력은 약 보강길이 60m 이상은 말뚝기초 휨모멘트 및 전단력이 증가하는 경향이 있어 경제성이 없는 것으로 확인되었다.

- 105 -





(a) 3단계 성토시 좌측말뚝의 휨모멘트



(a) 3년계 정도시 과학철국의 신년덕 그림 5.20 DCM 보강길이에 따른 좌측말뚝의 수평거동(3단계 성토시)

- 106 -



# 5.3.3 DCM 배면 성토하중에 따른 말뚝기초의 수평거동

DCM 보장길이에 따른 말뚝기초의 수평거동 분석에서 보다 효과적으로 말뚝기초의 수평변위를 감소시키고자 성토재료를 변경하여 분석하였다. 성토재료로 활용되는 일반 적인 풍화토계열의 단위중량은  $19kN/m^3$ 을 사용하였으며, 본 연구에서는 성토재료의 단위중량을 표 5.12와 같이  $17kN/m^3$ , 경량성토재료  $10kN/m^3$ , EPS재료  $0.3kN/m^3$ 를 적용하여 분석하였다.

표 5.12 성토하중 구분에 따른 말뚝기초의 수평변위

구 분	단위중량( <i>kN</i> /m <sup>3</sup> )	말뚝기초 최대 수평변위(cm)
풍화토 계열 1	19	3.26
풍화토 계열 2	17	2.72
경량성토재료	10	1.49
EPS재료	0.3	0.43

(1) DCM 20m 보강시

DCM 20m 보강시 연약지반 상부 성토하중에 변화를 주어 성토하중에 대한 영향에 대하여 분석하였으며, 수치해석을 수행한 결과 그림 5.21과 같이 나타났다.

일반적인 성토재료에서는 38mm 기준이하로 확인되었으나, 15mm 기준에는 미치지 못하는 것으로 나타났다. 따라서 경량성토재료를 사용할 경우 1.49cm로 15mm 기준 이내로 확보됨을 확인하였으며, EPS재료의 경우 성토하중이 거의 없으므로 말뚝기초 에 미치는 수평변위 또한 거의 없는 것으로 확인되었다.

그러나 경량성토 및 EPS재료의 경우 단위중량이 작아 부력에 약한 문제점이 있으므 로 교대에 사용할 경우 현장 지하수위 및 하천 홍수위, 만수위 등을 고려하여 설계 및 시공해야 될 것으로 판단된다.

- 107 -





그림 5.21 성토재료에 따른 말뚝기초의 수평변위(DCM 20m 보강)

- 108 -



(2) DCM 60m 보강시

DCM 60m 보강시 연약지반 상부 성토하중에 변화를 주어 성토하중에 대한 영향에 대하여 분석하였으며, 수치해석을 수행한 결과 그림 5.22와 같이 나타났다.

일반적인 성토재료-1(19*kN*/*m*<sup>3</sup>)에서 38mm 기준이하로 확인되었으나, 15mm 기준에 는 미치지 못하는 것으로 나타났다.

일반적인 성토재료 중 단위중량이 낮은 재료를 사용할 경우 15mm 기준 이내로 나 타남을 확인하였으며, 경량성토재료 및 EPS재료를 사용할 경우 15mm 기준 이내로 확 보됨을 확인하였다.

그러나 일반적인 성토재료 중 단위중량이 낮은 재료의 경우 철저한 시공다짐을 통한 성토가 필요하며 설계정수를 실내실험을 통해 분석하여 성토시 원호활동에 대한 안정 성을 확보하고 난 후에 적용해야 될 것으로 판단된다. 또한 경량성토 및 EPS재료의 경우 부력에 취약한 문제점이 있으므로 교대에 사용할 경우 현장 지하수위 및 하천 홍 수위, 만수위 등을 고려하여 설계 및 시공해야 될 것으로 판단된다.



그림 5.22 성토재료에 따른 말뚝기초의 수평변위(DCM 60m 보강)

- 109 -



(3) DCM 80m 보강시

DCM 80m 보강시 연약지반 상부 성토하중에 변화를 주어 성토하중에 대한 영향에 대하여 분석하였으며, 수치해석을 수행한 결과 그림 5.23과 같이 나타났다.

모든 성토재료에 최대 수평변위 15mm 이내로 나타났으나, DCM 80m 시공시 시공 성 및 경제성이 상당히 낮으므로 현장조건을 고려하여 성토재료의 하중을 조절하여 시 공시 측방유동에 의한 말뚝기초의 수평변위를 효과적으로 제어할 수 있을 것으로 판단 된다.



그림 5.23 성토재료에 따른 말뚝기초의 수평변위(DCM 80m 보강)

- 110 -



# 5.4 DCM 보강 후 측방유동 안정성 검토

## 5.4.1 경험식에 의한 측방유동 안정성 검토

DCM 보강 후 그에 따른 설계정수를 변경하여 이에 대한 경험식에 대한 측방유동을 검토하였다. 표 5.13은 경험식에 사용한 설계정수이다.

#### 표 5.13 DCM 설계정수 산정

구 분	$\gamma_t (kN/m^3)$	$c(kN/m^2)$	$\phi$	$E(kN/m^2)$
성토재	19.00	15	25	15,000
DCM 복합지반(70.06%)	18.00	180	-	210,000

(1) 측방유동지수(F)에 의한 방법

측방유동 가능성 검토결과, 식 (2.19)와 같이 측방유동지수(F)에 의한 방법은 DCM 보강 후 비배수 점착력이 증가하여 기준치를 만족하여 측방유동이 발생되지 않는 것으 로 검토되었다.

표 5.14 DCM 보강에 따른 측방유동지수(F) 검토결과

$c_u(kN/m^2)$	$\gamma_t (kN/m^3)$	H(m)	D(m)	$F(\times 10^{-2} m^{-1})$	판 정
180.0	19.0	8.83	21.4	50.1	$50.1 > 4_O.K$

(2) 측방유동지수(I)에 의한 방법

측방유동 가능성 검토결과, 식 (2.20)과 같이 측방유동지수(I)에 의한 방법은 DCM 보강 후 비배수 점착력이 증가하여 기준치를 만족하여 측방유동이 발생되지 않는 것으 로 검토되었다.

#### 표 5.15 DCM 보강에 따른 측방유동지수(I) 검토결과

$c_u(kN/m^2)$	$\gamma_t t(kN/m^3)$	$\mu_1$	$\mu_2$	$\mu_3$	Ι	판 정
180.0	19.0	0.629	0.244	4.756	0.65	$0.65 < 1.2_{O.K}$

- 111 -



# 5.4.2 이론식에 의한 측방유동 안정성 검토

DCM 보강에 따라 단계성토에 의해 강도증가는 나타나지 않은 상태로 평가하여 단 계성토에 따른 점착력 증가를 표 5.16과 같이 나타냈다.

표 5.16 단계성토에 따른 강도증가율을 고려한 c값 결정

구 분		ラフ	1단계	2단계	3단계
		소기	(5m 성토)	(2.5m 성토)	(1.33m 성토)
DCM	상부         18.10           DCM         (kN/m²)           보강 후         하부           (kN/m²)         17.62	180.0	180.0	180.0	
보강 후		180.0	180.0	180.0	

표 5.17은 해당지역의 지반개량 전 초기비배수전단강도 일 때 성토하중에 대한 비배 수전단강도의 비를 나타내었다.

성토하중관계(p)는 3.0이상이면 전단변형이 시작된다고 하였으며, 5.14배 이상 되면 전단파괴가 시작된다고 하였다.

그림 5.24와 같이 DCM 보장 후 초기단계에서는 평균 0.53으로 Tschebotarioff(1973) 의 전단파괴 기준인  $P_u = 5.14c_u$ 과 전단변형 기준인  $P_y = 3.0c_u$ 보다 낮으므로 측방유동 가능성은 없는 것으로 확인되었다. 최종 3단계 쌓기에서도 전단파괴 기준인  $P_u = 5.14c_u$ 과 전단변형 기준인  $P_y = 3.0c_u$ 보다 낮으므로 측방유동 가능성은 없는 것으 로 확인되었다. 따라서 DCM 보장 후 측방유동의 가능성은 없는 것으로 확인되어 안 정한 것으로 검토되었다.

- 112 -



표 5.17 DCM 보강 후 성토하중관계와 지지안전율

		성토하중관계(p)				지지안전율 $(F_b)$			
구 분		$p_1 = \varDelta p / c_{u1}$				$F_{b_1} = 1.7/p_1$			
		초기	1단계	2단계	3단계	초기	1단계	2단계	3단계
DCM	상부	0.53	0.53	0.26	0.14	3.22	3.22	6.44	12.09
보강 후	하부	0.53	0.53	0.26	0.14	3.22	3.22	6.44	12.09



그림 5.24 DCM 보강 후 비배수전단강도에 대한 성토하중의 비

- 113 -



# 5.4.3 DCM 보강 후 원호활동에 대한 안정성 검토

(1) DCM 공법의 개량구간 검토

DCM 공법의 개량구간 설정시 개량폭 및 심도를 결정할 필요가 있다.

DCM 공법의 최소 개량폭은 사면 안정검토결과를 토대로 예상되는 원호 활동면의 크기를 고려하였으며, 사면안정 검토결과 중 가장 넓은 범위로 원호가 분포하는 3단계 성토시의 원호활동 영역을 적용하였다. 또한 DCM 공법의 개량심도는 측방유동 안정 성 검토 및 침하안정성을 확보할 수 있는 심도로 계획하여야 한다.

DCM 공법은 연약지반 내에 시멘트 등의 개량재를 첨가하여 강제적으로 혼합, 교반 하여 고결시켜 지반 강도를 증대시키는 공법으로, 압밀촉진공법이 아니므로 연약지반 침하안정성을 확보할 수 있도록 연약층이 분포하는 심도 전체를 개량하여야 한다. 따 라서 개량심도는 연약지반 구간을 대상으로 하였으며, 개량구간 범위는 그림 5.25와 같 다.



그림 5.25 심층혼합처리공법 개량구간

- 114 -



(2) DCM 공법 적용 시 원호활동 안정성 검토

앞서 언급한 바와 같이 측방유동에 대한 검토는 이론식, 경험식에 의한 방법, 수치해 석을 통한 말뚝기초의 수평변위에 의한 방법 및 원호활동 검토에 의한 방법 모두 충족 시켜야 한다. 말뚝기초의 수평변위는 허용기준에 만족하더라도 원호활동에 대한 검토 시 측방유동이 나타날 가능성이 있으며, 원호활동에 대한 안전율은 만족하더라도 말뚝 기초의 수평변위는 허용기준을 넘어 측방유동에 의한 문제가 발생할 수 있다.

지반개량이 되지 않은 교대하부 및 전면부로 활동면이 형성되어 시공중 및 공용중 측방유동 안정성을 확보하지 못하는 것으로 검토되었으나, 교대 하부 및 전면부는 개 량이 불가한 구간이므로, 비교적 얕은 파괴가 발생하는 것에 대한 별도의 대책공법의 수립이 필요한 것으로 판단된다. 이에 대한 대책으로는 교대 기초의 직하부를 보강하 는 방안과 구조물을 추가 설치하는 방안 및 DCM 치환 후 상부 2.0m를 슬라임으로 개 량하는 방안 등을 고려할 수 있다.

교대 직하부를 보강하는 방안으로는 기초 측면부에서 개량작업이 이루어져야 하므 로, 천공 및 그라우팅 작업시 기 시공된 말뚝과의 간섭이 발생할 수 있으며, 교대부에 지반보장에 따른 추가변위 발생이 우려되어 적용성이 불량하다.

구조물을 추가 보강하는 방안으로는 교대배면부에 슬라브 구조물을 추가 시공하여 원호 활동면의 반경을 증가시키는 공법으로, 일종의 파일 슬라브 구조물의 설계개념이 다. 그러나 슬라브 하부에는 말뚝을 설치하지 않으므로 성토하중에 의한 발생침하량 차이로 인해 부등침하가 발생하여 슬라브 접속구간에 손상이 발생할 우려가 있다.

따라서 DCM 개량공법을 적용하여 격자형으로 배치하여 침하발생을 최소화 할 수 있도록 2.0m의 DCM 개량체를 형성하여 보강하는 지반보강 방안을 제안하였다. 교대 배면에서 DCM치환을 하는 경우 안정성을 확보할 수 있으나, 교대부에서 시공하는 경 우에는 안전율이 떨어지는 경향이 있으므로 완벽한 시공과 어떠한 경우라도 시공성을 확보할 수 있도록 박스와 교대부 사이에 DCM 슬라임을 이용하여 2.0m 높이로 시공을 함으로서 안전율을 높이고 안전하게 설계에 반영해야 한다.

하부 연약지반을 DCM 치환 후 상부 2.0m를 슬라임으로 개량을 할 경우 단계성토에 따른 원호활동 안정성 검토를 수행한 결과, 그림 5.26과 같이 기준안전율 1.5 이상으로 안정성을 확보하는 것으로 검토되었다.

- 115 -





Fs = 2.177 > 1.5 : 안정 Fs = 1.986 > 1.5 : 안정 a) 1단계 성토시

(b) 2단계 성토시



(c) 3단계 성토시

(d) 공용시

그림 5.26 DCM 슬라임 개량에 따른 단계별 성토시 원호활동 검토

- 116 -



# 제 6 장 결 론

본 연구에서는 측방유동을 보강하는 여러 가지 방법 중 측방변형억제공법인 DCM 공법을 적용하여 보강길이에 따라 국내·외 말뚝기초 수평변위 기준에 대한 분석과 측 방유동으로 인한 성토단계별 교대 말뚝기초의 수평거동 특성에 관하여 분석하였으며, 결과를 정리하면 다음과 같다.

- 단계별 성토하중에 따른 압밀도를 분석하여 연약지반 강도증가율을 고려한 비배 수전단강도 산정시 비배수전단강도는 초기에 비해 성토단계별 약 1.1~1.8배 증가 하였으며, 이를 고려하여 측방유동에 대한 안정성을 검토해야 될 것으로 판단된 다.
- 2. 경험식에 따른 측방유동 검토결과, 측방유동지수 F, I 모두 측방유동 가능성이 있는 것으로 확인하였으며, 이론식에 따른 측방유동성 평가한 결과, 1단계 성토시 측방유동에 의한 전단파괴와 2단계, 3단계 성토시 전단변형이 나타날 수 있음을 확인하여 측방유동 가능성이 있는 것으로 검토되었다.
- 측방유동에 의한 원호활동 검토시 이론식 및 경험식에서 분석한 바와 같이 기준 안전율이 미확보 되어 측방유동에 대해 불안정한 것으로 나타나 설계 단계에서의 종합적 예측과 그에 따른 보강 방안이 절실함을 알 수 있다.
- 4. DCM 공법으로 보강길이에 따라 말뚝기초의 수평변위에 대한 수치해석 검토결과, 국내 말뚝기초 수평변위의 최소 허용기준인 15mm이하의 변위를 만족시키기 위해 서는 과대설계가 요구되어지며, 시공성 및 경제성에 불리하므로 현장조건에 따라 국외 말뚝기초 수평변위 허용기준인 38mm도 고려해야 될 것으로 판단된다.
- 5. 대부분 말뚝기초의 수평변위가 점토층과 사질토층의 경계면 부근에서 수평변위가 급격하게 나타났다. 이는 다층지반의 효과(Layer effect)를 고려한 해석시 비유동 층으로 말뚝을 지지하는 역할을 하는 사질토층의 지지력이 실제깊이에 의한 지지 력보다 작게 산정되어 변위가 더 커지게 되어 점토층과 사질토층의 경계에서의

- 117 -



말뚝변위가 급격하게 발생한 것으로 분석되었다.

- 6. 말뚝기초의 수평변위를 감소시키고자 성토재료의 단위중량을 변경하여 말뚝기초 의 수평변위 검토결과, 성토하중이 말뚝기초의 수평변위에 미치는 영향이 상당히 금을 확인할 수 있었다. 성토재료의 경우 단위중량이 낮은 재료를 사용해도 되나 철저한 시공다짐을 통한 성토가 필요하며, 경량성토 및 EPS재료의 경우 부력에 취약한 문제점이 있으므로 교대에 사용할 경우 현장 지하수위 및 하천 홍수위, 만 수위 등을 고려하여 설계 및 시공해야 될 것으로 판단된다.
- 7. 측방유동 설계시 간략법으로 원호활동만을 검토하는 경향이 있으나 이는 성토하 중에 의한 교대 하부 말뚝기초의 수평변위에 관한 위험요소를 고려하지 않은 설 계방법으로 이론식 및 원호활동 검토와 유한요소 해석을 이용한 교대 하부 말뚝 기초의 수평변위에 대한 검토가 필요할 것으로 판단된다.

- 118 -



- 1. 강민수, 전상옥, 임성훈(2009), "압밀이론에 의한 침하량과 현장계측 침하량의 차에 의한 측방유동 침하량 산정", 한국농공학회논문집, 제 51권, 5호, pp.59~68.
- 권성진(1996), 성토에 의한 연약지반의 측방유동에 대한 수치해석, 전남대학교 대 학원, 석사학위논문.
- 김규덕(2008), 측방유동을 받는 교대 기초말뚝의 안정성에 관한 신뢰성 해석, 조선 대학교 대학원 박사학위논문.
- 4. 대한토목학회(1996), 도로교표준시방서, 건설교통부 저.

CHOSUN UNIVERSI

- 백규호(2018), "복합말뚝용 중공형 콘크리트 충전 강관말뚝의 강도 특성", 한국지 반공학회논문집, 제 34권, 1 호, pp.37~46.
- 신종오(2000), 도로교대의 측방변위에 관한 추정규준 및 계측관리, 전남대학교 산 업대학원, 석사학위논문.
- 7. 안종필(1993), "편재하중을 받는 연약지반의 측방유동에 관한 연구", 지질공학회논 문집, 제 3권, 2호, pp.177~190.
- 8. 안종필, 홍원표(1994), "측방유동을 받는 연약지반의 변형거동에 관한 연구", 한국 지반공학회논문집, 제 10권, 2호, pp. 25~40.
- 양태선, 송병웅(2011), "비소성실트지반의 액상화 및 측방유동량 예측", 한국지반환 경공학회논문집, 제 12권, 11호, pp.65~70.
- 10. 유승경, 김재홍(2011), "성토로 인한 연약지반의 측방유동 거동에 관한 실내모형 실험", 한국토목섬유학회논문집, 제 10권, 1호, pp.43~51.
- 11. 유완규, 김기일, 김병일(2010), "원심모형시험과 수치해석을 이용한 교대 측방유동
   에 관한 연구", 한국산학기술학회논문집, 제 11권, 5호, pp.1799~1804.
- 12. 이병석, 이재열(2012), "교대의 측방변위와 대책공법에 대한 사례연구", 한국산학 기술학회논문지, 제 13권, 3호, pp. 1359~1369.
- 13. 이한규, 홍종욱, 천병식(2013), "측방유동 발생 시 성토사면에 시공된 교대의 영향
   에 대한 연구", 한국지반환경공학회논문집, 제 14권, 12호, pp.31~41.
- 14. 장용채, 최영철(1996), "국내고속도로 교량교대에 대한 측방유동 판정식의 적용성 연구", 한국지반공학회 가을학술발표회논문집, pp.249-256.
- 15. 장효완, 주성문(1998), 말뚝 기초 설계 편람, 탐구문화사.

- 119 -

- - 16. 정연권, 김현영, 이재권, 최현철, 석지웅, 임신환(2016), "고속국도 교량 측방유동 보강사례", 한국지반공학회논문집, 제 32권, 2호, pp.11~18.
  - 17. 최현철(2017), 도로교량 교대 측방유동 사례 분석, 충남대학교 대학원 석사학위논 문.
  - 18. 한국지반공학회(2002), 개정판 지반공학시리즈 4 깊은기초, 사단법인 한국지반공 학회 저.
  - 19. 한국철도시설공단(2012), 말뚝 기초 설계, 한국도시시설공단 저.
  - 20. 한병원, 손회수, 성인출, 백연균, 이계춘(2010), "낙동강 하구지역 성토하부 연약 지반의 측방변형 특성에 관한 사례연구", 한국지반공학회 춘계학술발표회논문집, pp.1178~1189.
  - 21. 허열, 박성훈, 윤석현, 권선욱(2007), "복합지반상 교대변위 및 지반 측방유동에 관한 원심모델링", 한국지반환경공학회논문집, 제 8권, 5호, pp.39~46.
  - 22. 홍원표, 김정훈(2012), "연직배수재가 설치된 연약지반 상에 도로성토로 인한 측 방유동 발생 예측", 대한토목공학회논문집, 제 32권, 6호, pp.239~247.
  - 23. 홍원표, 안종필(1991), "교대기호말뚝의 안정", 대한토목공학회논문집, 제 7권, 2 호, pp.67~82.
  - 24. 홍원표, 한중근(1994), "연약지반상 교대의 측방이동에 관한 연구", 한국지반공학 회논문집, 제 10권, 4호, pp. 53~66.
  - 25. 홍원표, 이광우, 조삼덕, 이재호(2007), "측방유동지반 상 말뚝기초교대의 측방이 동 평가", 대한토목학회논문집, 제 27권, 50호, pp.305~12.
  - Bigot, G., Bourges, F., Frank, R. and Geugan, Y.(1977), "Action displacement lateral soil", Proc., 9th ICSMFE, Vol. 1, pp.407~410.
  - 27. Bowles and Joseph, E.(1982), Foundation analysis and design 3rd edition.
  - Bozozuk, M.(1978), "Bridge foundations move, Transportation Research Record 678, Washington, D.C., pp.17~21.
  - D'Appolonia, D. J., Lambe, T. W. and Poulos, H. G.(1971), "Evaluation of pore pressures beneath an embankment", Journal of Soil Mechanics Foundation, ASCE, Vol. 97, No. SM6, pp.881~897.
  - Das, B. M.(1984), "Principles of foundation engineering", Brooks/Cole Engineering division, Monterey, Calfornia, pp.101~206.
  - 31. DeBeer, E. E. and Wallays, M.(1972), "Forces induce din piles by

- 120 -



unsymmetrical surcharges on the soil around the piles", Proc., 5th ICSMFE, Madrid, pp.325~332.

- Duncan, J. M and Chang, C. Y.(1970), "Non linear analysis of stress and strain in soils", Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol. 96, pp.1629~1653.
- Ellis, E. A. and Springman, S. M.(2001), "Modeling of soil-structure for apiled bridge abutment in plane strain FEM analysis", Computers and Geotechnics, Vol. 28, No. 2, pp.79~98.
- Folkes, D. J. and Crooks, J. H. A.(1985), "Effective stress paths and yielding in soft clays below embankments", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, pp.357~374.
- Franx, C. and Boonstra, G. C.(1948), "Horizontal pressure on pile foundations", Proc., 2nd ICSMFE, Vol. 1, pp.131~135.
- Franke, E.(1977), "German recommendations on passive piles, Proc, 9th ICSMFE, Specialty sessuon 10, Tokyo, pp.193~194.
- 37. Heyman, L.(1965), "Measurement of the influence of lateral earth pressure on pile foundations", Proc., 6th ICMFE, Vol. 2, pp. 257~260.
- Ito, T., Matsui, T. and Hong, W. P.(1979), "Design method for the stability analysis of the slope with landing pier", Soils and Foundations, Vol. 19, No. 4, pp.43~57.
- Leussink, H. and Wenz, K. P.(1969), "Storage yard foundations on soft clay", Proc., 7th ICMFE, Vol. 2, pp.741~745.
- 40. Loganathan, N., Balasubramaniam, A. S. and Bergado, D. T.(1993),
  "Deformation Analysis of Embankments", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 8, pp.1185~1206.
- Marche, R. and Chapuis, R.(1974), "Contrôle de la stabilité des remblais par lamesure des déplacement shorizontaux", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, No. 1, pp.182~201(In French).
- Matsui, T. Hong, W. P. and Ito, T.(1982), "Earth pressures on piles in arow due to lateral soil movments", Soils and Foundations, Vol. 22, No. 2, pp.71~81.

- 121 -



- 43. Oteo, C. S.(1977), "Horizontally Loaded Piles Deformation Influence", Proc. 9th ICSMFE, Specialty Session 10, Tokyo, pp.101~106.
- 44. Peck, R. B.(1969), "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground", Proc. of the 7th ICSMFE, State of the Art, pp.225~290.
- 45. Reese, L. C., Cox, W. R. and Koop, F. D.(1975), "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay", Proc., 7th Offshore Technology Conference, Houston, TX, Paper No. OTC2312, pp.671~690.
- 46. Smith, I. M. and Hobbs, R.(1974), "Finite element analysis of centrifuged and built-up slopes", Geotechnique, Vol. 24, pp.531~559.
- 47. Suzuki, O.(1988), "The lateral flow of soil caused by banking on soft clay ground", Soils and Foundations, Vol. 28, No. 4, pp.1~18.
- Tavenas, F., Blanchet, R., Garneau, R. and Leroueil, S.(1978), "The stability of stage-constructed embankments on soft clay", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, pp.283~305.
- Tavenas, F., Mieussens, C. and Bourges, F.(1979), "Lateral displacements in clay foundations under embankments", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, pp.532~550.
- Tschebotarioff, G. P.(1973), "Lateral pressure of clayey soils on structures", Proc., 8th ICSMFE, Special Session 5, Moscow, Vol. 4, No. 3, pp.227~280.
- Wood, D. M.(1980), "Yielding in soft clay", Sweden, Geotechnique, Vol. 30, No. 1, pp.49~65.
- 52. Worth, C. P. and Simpson, B.(1972), "An induced failure of a trial embankment : Part II finite element computations", Proc. Special Conf. on Performance of Earth and Earth-supported Structures, Lafayette, Ind., Vol. 1, pp.65~79.

- 122 -