



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)



博士學位論文

도로 성토로 인한 연약지반의  
측방유동에 관한 연구

濟州大學校 大學院

土木海洋工學科

金 政 勳

2012年 2月



# 도로 성토로 인한 연약지반의 측방유동에 관한 연구






指導教授 李 東 昱

金 政 勳

이 論文을 工學 博士學位 論文으로 提出함

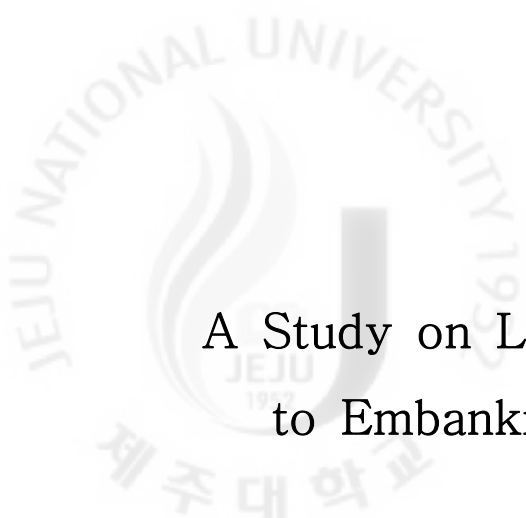
2011年 12月

金政勳의 工學 博士學位 論文으로 認准함

審査委員長	홍 원 표	
委 員	이 병 각	
委 員	박 상 권	
委 員	김 태 혁	
委 員	이 등 우	

濟州大學校 大學院

2011年 12月



A Study on Lateral Flow in Soft Grounds due  
to Embankments for Road Constructions

Jung-Hoon Kim

(Supervised by Professor Dong-Wook Lee)

A thesis submitted in partial fulfillment of the requirement for the  
degree of Doctor of Engineering

2011. 12

This thesis has been examined and approved

Thesis director, Won-Pyo Hong , Prof. of Civil Engineering

Thesis director, Byong-Gul Lee, Prof. of Civil Engineering

Thesis director, Sang-Yeol Park , Prof. of Civil Engineering

Thesis director, Tae-Hyung Kim, Prof. of Civil Engineering

Thesis director, Dong-Wook Lee, Prof. of Civil Engineering

*December. 2011*

Department of Civil & Ocean Engineering

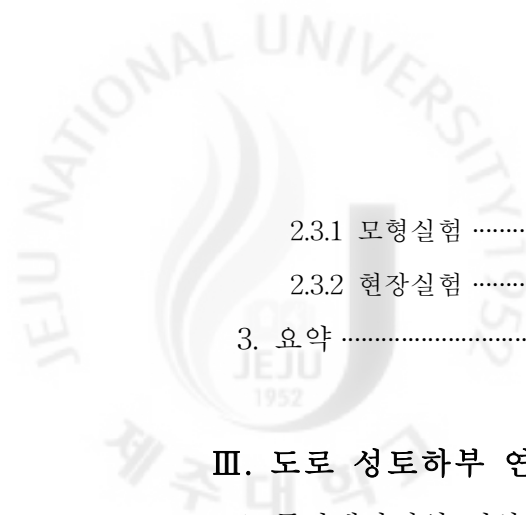
GRADUATE SCHOOL

JEJU NATIONAL UNIVERSITY

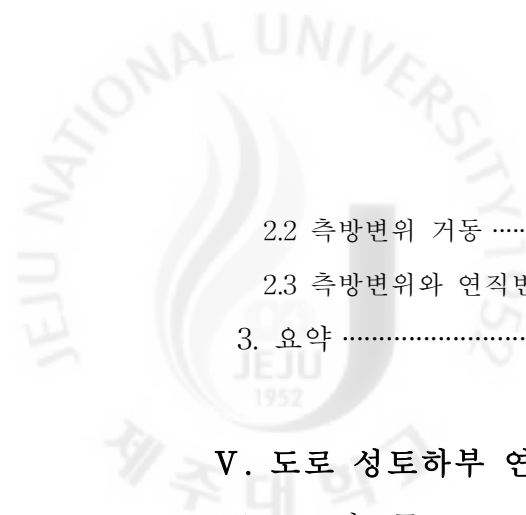


- 목 차 -

목 차 .....	i
List of Tables .....	v
List of Figures .....	vii
Summary .....	ix
<b>I. 서론 .....</b>	<b>1</b>
1. 연경배경 .....	1
2. 연구동향 .....	3
3. 연구목적 .....	5
4. 연구내용 및 범위 .....	7
<b>II. 연약지반의 측방유동에 관한 기존연구 .....</b>	<b>9</b>
1. 연약지반의 측방유동 .....	9
1.1 연약지반 변형거동 .....	9
1.2 연약지반 측방유동 판정법 .....	15
1.2.1 사면변형 가능성 판정법 .....	15
1.2.2 교대의 측방이동 판정법 .....	19
1.3 연약지반 측방유동 대책공법 .....	22
1.3.1 대책공법의 기본원리 .....	22
1.3.2 성토지반의 안정관리 .....	25
1.4 연약지반 변형거동 모형실험 .....	27
2. 연약지반 측방유동의 영향을 받는 구조물 .....	29
2.1 교대의 측방이동 .....	29
2.2 호안구조물의 측방이동 .....	30
2.3 매설관의 측방이동 .....	32



2.3.1 모형실험 .....	32
2.3.2 현장실험 .....	33
3. 요약 .....	33
<b>Ⅲ. 도로 성토하부 연약지반의 조사현장 .....</b>	<b>35</b>
1. 동남해안지역 연약지반 현장 .....	36
1.1 양산지구 연약지반 현장 .....	37
1.2 울산지구 연약지반 현장 .....	40
1.3 김해지구 연약지반 현장 .....	42
1.4 밀양지구 연약지반 현장 .....	43
2. 서남해안지역 연약지반 현장 .....	45
2.1 영암지구 연약지반 현장 .....	45
2.2 광양지구 연약지반 현장 .....	47
2.3 여수지구 연약지반 현장 .....	48
3. 서해안지역 연약지반 현장 .....	50
3.1 김포지구 연약지반 현장 .....	51
3.2 영종도지구 연약지반 현장 .....	53
3.3 경인고속도로지구 연약지반 현장 .....	54
3.4 청라지구 연약지반 현장 .....	56
3.5 마곡지구 연약지반 현장 .....	58
3.6 논산지구 연약지반 현장 .....	59
3.7 군산지구 연약지반 현장 .....	61
4. 요약 .....	63
<b>Ⅳ. 도로 성토하부 연약지반의 강도와 변형 특성 .....</b>	<b>65</b>
1. 전단강도특성 .....	65
1.1 성토하중과 비배수전단강도의 관계 .....	65
1.2 성토고와 비배수전단강도의 관계 .....	78
2. 지반변형특성 .....	91
2.1 성토고에 따른 침하량과 수평변위량 .....	91



2.2 측방변위 거동 .....	99
2.3 측방변위와 연직변위의 관계 .....	104
3. 요약 .....	113
<b>V. 도로 성토하부 연약지반의 측방유동에 영향을 미치는 요소 .....</b>	<b>116</b>
1. 도로성토규모 .....	116
2. 연약지반의 두께 .....	117
3. 연약지반의 비배수전단강도 .....	119
4. 연약지반의 지반계수 .....	121
5. 연약지반의 안정수 .....	125
6. 연약지반의 지지안전율 .....	127
7. 연약지반의 성토속도 .....	129
8. 요약 .....	131
<b>VI. 도로 성토하부 연약지반의 성토하중과 사면안전율 .....</b>	<b>133</b>
1. 성토하중 .....	133
1.1 성토하중과 연약지반 침하량의 관계 .....	133
1.2 성토하중과 연약지반 수평변위량의 관계 .....	135
1.3 연약지반 수평변위량과 침하량의 관계 .....	136
1.4 성토하중과 연약지반 비배수전단강도의 관계 .....	139
1.5 성토하중과 연약지반 안정수의 관계 .....	142
2. 사면안전율 .....	145
2.1 사면안전율과 측방유동지수의 관계 .....	145
2.2 사면안전율과 안정수의 관계 .....	147
2.3 사면안전율과 지지안전율의 관계 .....	149
3. 요약 .....	151
<b>VII. 도로 성토하부 연약지반의 측방유동 판정법 .....</b>	<b>154</b>
1. 기존 측방유동판정법 .....	154



1.1 Marche & Chapuis(1974)법 .....	154
1.2 Tschebotarioff(1973)법 .....	156
1.3 기존 측방유동 판정법의 분제점 .....	159
2. 연약지반 측방유동 예측법 제안 .....	160
2.1 새로운 측방유동 판정법의 기본개념 .....	160
2.2 안정수에 의한 예측법 .....	161
2.2 지지안전율에 의한 예측법 .....	163
3. 요약 .....	166
<b>VIII. 결론 및 요약 .....</b>	<b>168</b>
<b>IX. 참고문헌 .....</b>	<b>174</b>
<b>X.부록(Appendix) .....</b>	<b>185</b>
A1. 동남해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계 .....	186
A2. 서남해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계 .....	190
A3. 서해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계 .....	193



- 표 목차 -

표 2.1 한계하중과 극한하중 산정에 관한 이론식(안종필 & 홍원표, 1994) ..... 11

표 2.2 교대 측방이동 판정법(Hong and Lee, 2009) ..... 20

표 2.3 지반의 측방이동 대책공법 ..... 23

표 2.4 측방유동지반의 거동특성 평가를 위한 모형실험 종류 및 조건 ..... 27

표 3.1 연약지층의 지반특성 ..... 39

표 4.1 성토하중관계와 지지안전율 ..... 71

표 4.2 성토고와 비배수전단강도관계 ..... 90

표 4.3 성토단계 및 성토 후 압밀단계 별 측방변위와 연직변위 관계식 ..... 111

표 5.1 초기탄성계수와 비배수전단강도의 관계(홍원표 등, 1994) ..... 122

표 5.2 초기강도와 증가된 강도에 의한 지반계수 ..... 123

## - 그림 목차 -

그림 1.1 연약지반 측방유동의 전형적인 사례 .....	2
그림 2.1 도로성토하부연약지반의 측방유동 및 활동과괴현상 개략도(Hong, 2005) .....	10
그림 2.2 연약지반의 침하와 측방변위의 관계(Leroueil et al,1990) .....	10
그림 2.3 성토 중앙부 직하에서의 유효응력경로(Leroueil et al,1990) .....	12
그림 2.4 최대측방변위와 침하량의 관계(Tavenase et al.,1979) .....	13
그림 2.5 사면경사각과 $\Delta y_m / \Delta s$ 의 관계(Tavenase & Leroueil, 1980) .....	14
그림 2.6 사면안전율과 R과의 관계(Marche & Chapuis, 1974) .....	16
그림 2.7 R과 H/B의 관계(Oteo, 1977) .....	16
그림 2.8 사면안전율과 consistency index의 관계(Franke, 1977) .....	18
그림 2.9 비배수전단강도와 뒤채움높이의 관계(Tschebotarioff, 1973) .....	18
그림 2.10 연약지반 측방유동 모형실험장치 계통도 .....	28
그림 3.1 연구 대상 지역 위치도 .....	35
그림 3.2 양산지구 도로성토의 대표단면도 .....	38
그림 3.3 양산지구 지층 대표단면도 .....	38
그림 3.4 울산지구 도로성토의 대표단면도 .....	41
그림 3.5 울산지구 지층 대표단면도 .....	41
그림 3.6 김해지구 도로성토의 대표단면도 .....	42
그림 3.7 김해지구 지층 대표단면도 .....	42
그림 3.8 밀양지구 도로성토의 대표단면도 .....	44
그림 3.9 밀양현장 지층 대표단면도 .....	44
그림 3.10 영암지구 도로성토의 대표단면도 .....	46
그림 3.11 영암지구 지층 대표단면도 .....	46
그림 3.12 광양지구 도로성토의 대표단면도 .....	47
그림 3.13 광양지구 지층 대표단면도 .....	48
그림 3.14 여수지구 도로성토의 대표단면도 .....	49
그림 3.15 여수지구 지층 대표단면도 .....	50
그림 3.16 김포지구 도로성토의 대표단면도 .....	52
그림 3.17 김포지구 지층 대표단면도 .....	52

그림 3.18 영종지구 도로성토의 대표단면도 .....	53
그림 3.19 영종지구 지층 대표단면도 .....	54
그림 3.20 경인고속도로지구 도로성토의 대표단면도 .....	55
그림 3.21 경인고속도로지구 지층 대표단면도 .....	55
그림 3.22 청라지구 도로성토의 대표단면도 .....	57
그림 3.23 청라지구 지층 대표단면도 .....	57
그림 3.24 마곡지구 도로성토의 대표단면도 .....	58
그림 3.25 마곡지구 지층 대표단면도 .....	58
그림 3.26 논산지구 도로성토의 대표단면도 .....	60
그림 3.27 논산지구 지층 대표단면도 .....	60
그림 3.28 군산지구 도로성토의 대표단면도 .....	62
그림 3.29 군산지구 지층 대표단면도 .....	62
그림 4.1 성토하중과 비배수전단강도의 관계(동남해안지역) .....	69
그림 4.2 성토하중과 비배수전단강도의 관계(서남해안지역) .....	73
그림 4.3 성토하중과 비배수전단강도의 관계(서해안지역) .....	74
그림 4.4 비배수전단강도에 대한 성토하중의 비 .....	78
그림 4.5 성토고와 비배수전단강도 관계(동남해안지역) .....	83
그림 4.6 성토고와 비배수전단강도 관계(서남해안지역) .....	85
그림 4.7 성토고와 비배수전단강도 관계(서해안지역) .....	86
그림 4.8 항복성토고와 한계성토고 .....	90
그림 4.9 성토고와 침하량 수평변위 관계(동남해안지역) .....	92
그림 4.10 성토고와 침하량 수평변위 관계(서남해안지역) .....	94
그림 4.11 성토고와 침하량 수평변위 관계(서해안지역) .....	95
그림 4.12 심도별 측방변위형태(동남해안지역) .....	100
그림 4.13 심도별 측방변위형태(서남해안지역) .....	101
그림 4.14 심도별 측방변위형태(서해안지역) .....	102
그림 4.15 침하량과 수평변위관계(동남해안지역) .....	107
그림 4.16 성토에 따른 침하량 증분에 대한 수평변위 증분의 비 .....	110
그림 5.1. 성토규모와 연약지반의 수평변위량의 관계 .....	117
그림 5.2 연약층의 두께와 최대수평변위량의 관계 .....	118
그림 5.3 비배수전단강도와 수평변위량의 관계 .....	120

그림 5.4 초기탄성계수와 변형계수의 관계 .....	122
그림 5.5 지반변형계수와 지중 최대수평변위량의 관계 .....	124
그림 5.6 안정수와 최대수평변위량의 관계 .....	126
그림 5.7 지지안전율과 지중 최대수평변위량의 관계 .....	129
그림 5.8 성토속도와 최대수평변위량의 관계 .....	130
그림 6.1 성토하중과 침하량의 관계 .....	135
그림 6.2 성토하중과 최대수평변위량의 관계 .....	136
그림 6.3 성토하중에 의한 연약지반 최대수평변위량과 침하량의 관계(1차압밀 종료시).....	138
그림 6.4. 성토하중과 연약지반의 비배수전단강도의 관계 .....	141
그림 6.5 성토하중과 안정수의 관계 .....	144
그림 6.6 사면안전율과 측방유동지수(FI)의 관계 .....	146
그림 6.7 사면안전율과 안정수( $N_s$ )의 관계 .....	148
그림 6.8 사면 안전율과 지지안전율( $F_b$ )의 관계 .....	150
그림 7.1 사면안전율( $F_s$ )과 무차원계수(R)과의 관계 .....	155
그림 7.2 비배수강도와 성토압과의 관계 .....	157
그림 7.3 안정수( $N_s$ )와 무차원계수(R)의 관계 .....	162
그림 7.4 지지안전율( $F_b$ )과 무차원계수(R)의 관계 .....	165

## Summary

To investigate the characteristics of shear strength and soil deformation in soft grounds, in which various vertical drains were placed, two hundreds field monitoring data of embankments performed in thirteen road construction sites at west and south coastal areas of the Korean Peninsula were collected. At first, the relationship between settlement and lateral displacement was investigated into three stages, in which embankment construction works were divided into initial filling stage, final filling stage and stage after complete filling. And then, the relationship of surcharge pressures and embankment heights with undrained shear strength of soft grounds were investigated. The investigation on settlement and lateral displacement illustrated that the increment of lateral flow to the increment of settlement was low during initial filling stage, but increased gradually with filling and showed largest during final filling stage. After complete filling, the lateral displacement was converged, even though the settlement was increased continuously. Therefore, most of lateral flow was occurred during embankment filling. The ratio of the lateral displacement increment to the settlement increment was 20% for initial filling stage, which coincided with the one presented by Tavenas et al.(1979), but became 50% for final filling stage, which was half of the one presented by Tavenas et al.(1979). However, the ratio reduced to 1% to 9%, which was quite lower than the one presented by Tavenas et al.(1979). Shear deformations, even shear failures, were predicted in soft grounds under initial undrained shear strength, since the design heights of embankments were higher than the yield height in all the sites. However, embankment construction would be possible since the yield height became higher than the design height due to improvement of shear strength of soft grounds with application of the vertical drains. In order to perform safely embankments for

road constructions, the embankment loads should be designed not to exceed 5.14 times the initial undrained shear strength of soft grounds and to be less than 3.0 times the undrained shear strength improved with application of vertical drains in soft grounds.

In this study, the effect of the embankment scale on the lateral flow was investigated. The thicker soft soils and the wider bottom of embankments produced the more horizontal displacements in soft grounds. Especially, if thick soft grounds were placed, the embankment scale, which was given by the ratio of thickness of soft ground to the bottom width of embankments, became larger and in turn large horizontal displacement was produced. And also the higher filling velocity of embankments induced the more horizontal displacements in soft grounds.

The other major factors effected on the lateral flow in soft ground were the thickness and undrained shear strength of soft grounds, the soil modulus and the stability number. The more maximum horizontal displacement was induced by the less undrained shear strength and soil modulus of soft grounds. Also the more stability number produced the more maximum horizontal displacement. The stability number was less than 3.0 and the safety factor of bearing was more than 1.7 when the shear deformation was not developed.

However, if the stability number was more than 5.14 and the safety factor of bearing was less than 1.0, the unstable shear failure was developed in soft ground. 50mm can be recommended as a criterion of the allowable maximum horizontal displacement to prevent the shear deformation in soft ground, while 100mm can be recommended as a criterion of the allowable maximum horizontal displacement to prevent the shear failure in soft ground.

Finally, some methods were proposed to predict lateral flow due to embankments for road constructions on soft grounds, in which vertical drains were placed. For analyzing the relationship between the safety factor of embankment slope and

the horizontal displacement in soft grounds, it was reliable to apply the maximum horizontal displacement in soft ground instead of the horizontal displacement at ground surface. In safe fields where the maximum horizontal displacement were developed within 50mm, lateral flow would not happen since shear deformation was not appeared. On the other hand, shear failure would happen in the fields where the maximum horizontal displacement were developed more than 100mm. In such fields, embankments might be continued after some appropriate countermeasures should be prepared. Safe embankments can be performed on soft grounds, in which the stability number is less than 3.0 and the safety factor for bearing is more than 1.7. However, if the stability number is more than 4.28 and the safety factor for bearing is less than 1.2, shear deformation would begin and even shear failure would happen.



## I. 서론

### 1. 연구 배경

최근 경제성장과 더불어 사회간접자본의 확충이 필연적이다. 그러나 국내 내륙 지역은 대부분 개발이 된 관계로 해안과 강변의 연약지반을 매립 및 성토를 하여 부지를 조성한 후 주거단지, 산업단지, 공항 등으로 공급하는 추세이다.

이러한 연약지반 상에 도로성토를 시공할 경우 연약지반에는 편재하중이 작용하게 되어 연약지반의 측방유동이나 활동파괴가 종종 발생하게 된다(홍원표, 1994). 특히 도로성토를 빠른 속도로 시공할 경우에는 연약지반에 수평방향응력이 증가하게 되고 이로 인하여 지반의 측방유동과 융기현상이 발생하게 되어 인접 구조물의 안전을 위협하게 된다(Peck et al., 1969; 이광우, 2006).

특히 측방유동이 발생하는 지반 속에 말뚝기초 등의 지하구조물이 설치되어 있으면, 지하구조물은 유동지반으로 부터 측방토압을 받게 되며 이로 인하여 지하구조물에는 과잉 휨응력, 전단응력, 변위 등으로 인한 문제가 발생하게 된다(De Beer & Wallays, 1972). 연약지반의 측방유동으로 인한 도로의 변형은 교통장애 요인으로 작용하며, 물류비의 증가와 주행시간의 증가 등으로 막대한 경제적 손실을 야기할 수 있다. 또한 성토부의 측방이동 현상은 도로의 파손으로 직결되며, 이는 이용자의 불안감을 증대시킴과 더불어 미관상으로도 나쁜 영향을 미치게 되므로 이에 대한 대비가 시급한 실정이다.

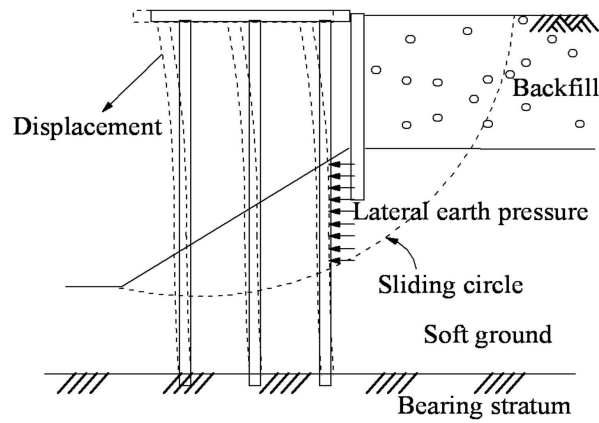
특히, 국내에서는 최근 연약지반 상에 고속도로를 건설하거나 공단 및 주거단지 등을 조성하는 경우가 많아지면서 교대, 안벽, 인접구조물, 지하매설물 등의 변형으로 인한 문제가 종종 발생하였다(Hong & Lee, 2009; 홍원표·김재홍, 2010). 이러한 변형발생의 주원인은 측방유동과 관련이 있는 것으로 밝혀져 측방유동에 대한 관심이 높아지고 있다(홍원표, 1994; Hong, 2005; 김재홍, 2011).

그림 1.1은 연약지반의 측방유동으로 인한 지반구조물의 전형적인 변형거동형태를



(a) 성토하부 연약지반의 측방유동 및 활동과괴

(b) 측방유동지반에 설치된 말뚝기초교대의 측방이동



(c) 측방유동지반 속 호안구조물의 측방이동

그림 1.1 연약지반 측방유동의 전형적인 사례

보여 준다. 연약지반의 측방유동으로 인한 피해는 구조물(혹은 기초)의 과도한 변형으로 인한 구조물 자체의 기능적 손상(예를 들면, 교대의 과대 변위로 인한 교량 신축이음부의 파손 문제)과 인접구조물의 변형과 파손, 도로하부 지하매설물 등의 파손을 생각할 수 있다. 이러한 문제에 대처하기 위해서는 사전에 예방대책을 강구하여 이를 설계에 반영해야 한다. 그러나 현재 국내의 설계시방서나 설계기준 등에는 국내 지반특성 및 시공조건을 고려한 측방유동 판정기준이나 측방유동압의 크기, 분포형태 및 산정방법 등과 관련된 사항이 충분히 마련되어 있지 않은 실정이며, 연약지반의 측방유동으로 인한 피해사례가 속속 보고되고 있다(홍원표 등, 1994, 2001b, Hong & Lee, 2009).

그러므로 연약지반의 측방유동으로 인한 피해를 최소화하기 위해서는 경제성, 시공성 및 공사기간 측면에서 보다 효율적으로 국내에 적용할 수 있는 대책공법의 도입이 필요하고 측방유동의 발생 가능성을 예측할 수 있는 보다 간편하면서도 합리적인 측방유동 판정기법의 제시가 필요하다.

## 2. 연구 동향

Franx & Boonstra(1948)는 연약지반 속에 설치된 말뚝의 파손원인과 측방변위의 상관관계를 처음으로 제안했으며, 연약지반에서 측방유동에 대한 공학적인 정의는 1969년 Peck이 제안했다. 1973년 모스크바에서 개최한 ICSMFE(International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering)에서 구조물에 작용하는 점성토 지반의 측방토압에 관한 연구결과를 Tschebotarioff(1973)가 발표한 이후, 측방유동에 관한 연구가 본격적으로 이루어지고 있다.

공학분야에 컴퓨터 도입과 더불어 수치해석법을 이용하여 연약지반 상의 도로 성토에 따른 측방변위 특성을 규명하기 위한 연구가 활발히 수행되어 오고 있다(Duncan & Chang, 1970; Worth & Simpson, 1972; Smith & Hobbs, 1974; Loganathan et al., 1993; Ellis & Springman, 2001). 또한, 현장계측 자료 분석을

통해 실제 현장에서 발생하는 측방변위 특성을 평가하기 위한 연구들도 다수 수행된 바 있다(Tavenas et al., 1978, 1979; Wood, 1980; Folkes & Crooks, 1985; Reese et al., 1975; Suzuki, 1988).

한편, 토목섬유와 말뚝의 시공에 의한 연약지반 측방유동 억지기술에 대하여는 아직까지 국내 현장적용 실적이 없다. 단지 말뚝 위 성토지반 내에 발달하게 되는 지반아칭에 대한 이론적 및 실험적 연구가 수행된 바 있다(홍원표 등, 1999, 2000; 홍원표 & 강승인, 2000; 이승현 등, 2001; 홍원표 & 이광우, 2002, 2003; 이재호, 2006). 반면에 국외의 경우는 말뚝을 사용하는 공법이 연약지반의 침하 및 측방 유동에 대한 대책공법으로서 경제성과 시공성이 우수하여 북미, 북유럽 및 동남 아시아 등지에서 이미 오래전부터 경험적으로 많이 사용되어 왔다(Broms and Wong, 1985).

그러나 국외에서도 토목섬유 및 말뚝의 복합효과에 대해서 명확한 해석이나 합리적인 설계방법이 마련되지 못한 실정이다. 2002년에는 프랑스에서 개최된 제 7회 Geosynthetics 국제학술대회에서 'Reinforced embankments on piles'라는 주제로 5편의 논문이 투고되는 등 연약지반에 말뚝을 설치하여 성토하중을 지지하는 공법에 대한 각국의 연구가 있었다. 미국의 Aubeny & BriAud(2002)는 토목섬유/말뚝 복합시공에 관한 수치해석과 설계 시 고려사항을 제시하고 있으며, 독일의 Zanziger & Gartung(2002)은 연약지반 상에 놓이는 2.1km 연장의 철도를 말뚝과 토목섬유의 복합시공으로 완성한 사례와 계측결과를 소개하고 있다. 특히, 장기 계측을 통해 말뚝과 지반의 변형을 측정하였으며, 장단기 거동에서 충분히 효과적이며, 안정성을 유지하고 있음을 보고하고 있다.

특히, Leroueil et al.(1990)은 측방유동에 의한 연약지반 변형거동의 과정을 재하시점부터 한계하중까지의 거동과 그 이후부터 극한하중까지의 거동, 그리고 극한하중 이후의 장기 배수거동의 3단계의 순서를 거치는 것으로 설명하였다.

Tavenas et al.(1979)은 무처리 연약지반 상 성토구간에 대한 현장계측결과를 토대로 연약지반의 침하량과 측방유동량 관계를 성토초기단계와 성토완료단계, 공사완료 후 장기방치단계의 3단계에 대해 관계식을 제시하였다.

Tschebotarioff(1973)는 전단변형이 시작되는 시점의 성토하중을 한계하중으로 규정하고, 그 이후부터는 연약지반에 측방변위량이 급격한 증가경향을 나타낸다고

하였다. 또한, 측방유동의 판정에 대해서 Marche & Chapuis(1974)가 성토규모와 연약지반의 사면안전율로부터, 사면선단부의 측방변형규모를 개략적으로 구할 수 있다고 했고, Franke(1977)는 측방유동이 발생되지 않기 위한 사면의 소요 안전율은 연약지반의 consistency와 관련이 있다 하였고, Tschebotarioff(1973)는 성토고의 증가에 따라 증가되는 상재압( $P = \gamma h$ )이 연약지반의 비배수전단강도의 3배 ( $P_y = 3c$ )가 되면 연약지반에 전단변형이 발생되기 시작함을 표시하고 있으며, 5.14~7.95 배가 되면 전단파괴가 발생함을 예측할 수 있다고 제시하였다(안종필 & 홍원표, 1994).

측방유동 발생가능성을 예측하는 대표적인 판정법으로는 일본수도고속도로공단법, 일본도로공단법, 일본건설성토목연구소, 캐나다법을 들 수 있으며, 홍원표 등 (2001b)은 소요사면안전율에 의한 평가법을 제시한 바 있다.

이광우(2006)는 연약지반 측방유동 판정기법에 대한 조사 및 분석을 수행하고, 측방유동지반의 변형거동 특성을 평가하기 위한 일련의 모형실험을 실시하였다. 이를 통해 연약지반 측방유동 발생 영향인자에 대한 분석 및 평가를 수행 했으며, 또한 국내 현장여건을 고려한 합리적인 측방유동 예측방안을 마련하기 위해, 현장 계측자료를 수집, 분석함으로써, 성토하부 연약지반, 연약지반 상 교대 및 호안 구조물에 대해 각각 새로운 측방유동 판정법을 제안했다.

홍원표·김재홍(2010)은 지하매설관의 모형실험을 통해 연약지반 상에 성토로 인하여 지반의 파괴모드를 규명하여 매설관에 작용하는 측방토압, 지반변형속도를 고찰하여 연직, 수평방향의 지반변형에 대하여 매설관에 미치는 영향요소를 수평 지반변형과 매설관의 상호 연관관계를 파악하였다(홍원표·김재홍, 2010).

### 3. 연구목적

연약지반의 측방유동 문제는 크게 두 가지 경우로 다루어 질 수 있다. 하나는 연약지반 상 성토 시공 시 발생하는 문제이고, 다른 하나는 연약지반 상에 교대,

안벽 등과 같은 구조물을 시공하고 뒤채움을 수행할 때 발생하는 문제이다. 많은 연구자들이 연약지반의 측방유동과 관련된 연구를 수행하여 왔으나, 지금까지 이와 관련된 연구는 주로 교대의 안정해석 측면을 중심으로 발전하고 있고, 연약지반 상 성토 문제와 관련해서는 연약지반의 압밀거동 해석에 초점을 둔 연구가 주를 이루고 있다. 연약지반 상 교대의 안정과 관련된 연구에 많은 진전이 있었음에도 불구하고, 교대의 측방이동사례가 꾸준히 보고되고 있는 실정이다. 또한 최근 성토 시공 시 연약지반의 측방유동으로 인해 성토체의 파괴 및 인접지역의 융기(heaving) 등과 같은 사고가 빈번하게 발생하고 있어, 성토에 의한 측방변위의 특성을 규명할 필요성이 대두되고 있다.

연약지반 상에 도로성토를 실시하는 경우 연약지반에는 편재하중이 작용하게 되어 측방유동이나 활동파괴가 발생할 수 있다(홍원표, 1994). 연약지반의 도로성토에 의한 측방유동에 대한 연구는 외국의 경우 연구가 활발하게 진행되고 있으나, 우리나라의 경우는 극히 부족한 수준에 머물러 있다. 따라서 이 분야에 대한 연구가 활발히 진행되어 도로성토 시 연약지반의 측방유동으로 인한 피해가 발생되지 않도록 합리적인 측방유동 예측방법과 대책공법 및 이에 대한 설계법이 확립되어야 한다.

도로성토에 의한 연약지반의 측방유동에 영향을 미치는 요인으로는 성토고, 성토재료, 연약층 두께 및 전단강도, 구조물의 형식 및 치수, 기초의 형식 등을 들 수 있으며, 대책공법은 이들 영향인자에 대한 개량원리에 따라 여러 종류로 나뉘질 수 있다.

현재 국내외에서 제시된 측방유동 발생가능성을 예측할 수 있는 몇몇 판정법이 제시되어 있다. 대표적인 판정법으로는 일본수도고속도로공단법(1978), 일본도로공단법(1981), 일본건설성토목연구소(1981), 캐나다법을 들 수 있으며, 소요사면 안전율에 의한 평가법(홍원표 등, 1994, 2001b)등이 있다. 그러나 이들 판정법으로 예측되는 측방유동의 발생가능성이 제각기 다르게 나타날 경우가 우리나라에서는 많으며, 상관성이 떨어져 혼란의 우려가 있다(홍원표 등, 2001b). 따라서 아직까지 측방유동의 중요성에 대한 인식만큼 측방유동여부에 대한 기준이 상당히 미흡한 실정이다. 이것은 측방유동 억지공법에 대한 합리적인 설계법이 확립되지 않은 것에도 기인하지만, 궁극적으로는 연약지반이 측방유동을 일으키는지 판정하는

것이 매우 어려우며, 설계 시에 정량적으로 측방변위를 고려하는 것이 대단히 어렵기 때문인 것으로 판단된다.

본 연구에서는 연약지반의 측방유동에 대한 기존연구 고찰 및 홍원표 등(2006, 2010)이 연구한 모형실험을 통해 측방유동 발생 기구와 지하구조물에 영향을 미치는 지반변형특성을 파악하고, 국내 여러 지역의 연약지반 상 도로성토 현장에서의 실측자료를 취합, 조사, 분석함으로써 우리나라 연약지반 실정에 적합한 정량적인 측방유동 판정기법을 확립, 제시하여 설계에 적용함을 목적으로 한다.

이러한 연구의 목적이 달성되면 우리나라에 풍부하게 분포되어 있는 해안지역을 매립하여 매립지를 조성하고 그 위에 도로성토를 안전하고 경제적으로 실시 할 수 있을 것이다.

결국 본 연구의 궁극적인 목표는 해안매립지에 도로를 안전하고 경제적으로 설치할 수 있는 설계시공지침의 근거를 마련함에 있다고 할 수 있다.

#### 4. 연구 내용 및 범위

본 연구에서는 연약지반 상에 시공되는 도로성토의 현장계측결과 부터 안정성 및 시공성 측면에서 합리적인 설계기법을 마련하기 위하여 연약지반의 측방유동 여부를 판단하는 측면에서의 연구가 먼저 수행된다. 즉 도로성토에 의한 연약지반 측방유동으로 인한 피해가 발생할 것인지에 대한 합리적인 예측이 먼저 선행되어야 한다. 왜냐하면 만약 측방유동으로 인한 피해가 발생할 것으로 판단된 현장에 대해서 적절한 대책공법이 설계/적용 되어야 하기 때문이다.

따라서 본 연구의 내용 및 범위는 국내 연약지반의 측방유동에 미치는 영향 요인분석과 연약지반의 역학적 거동특성을 고찰해서 측방유동 판정기법을 확립하기 까지를 연구범위로 한다.

도로성토로 인한 연약지반의 측방유동사례로는 우리나라 해안지역의 14개 연약지반 현장을 선택한다. 이들 사례자료는 동남해안지역, 서남해안지역 및 서해안지역의 세 지역으로 구분하여 분석한다. 즉 동남해안지역에서는 양산, 울산,

김해, 밀양의 네 곳의 연약지반에서 실시된 도로성토 사례를 대상으로 하고 서남해안 지역에서는 영암, 광양, 여수의 세 곳의 연약지반 사례를 대상으로 하며 서해안 지역에서는 김포, 영종도, 청라, 경인고속도로, 마곡, 논산, 군산의 일곱 곳의 연약지반 사례를 대상으로 한다. 이들 현장에서 조사한 지반특성과 침하량 및 측방유동량의 자료를 정리 분석한다.

먼저 측방유동 관련 기존연구의 고찰에서는 측방유동 발생 메커니즘과 측방유동 판정법에 대한 기존연구와 국내 연약지반의 측방유동에 대한 기존 모형실험결과를 정리한다(제 II장). 제 III장에서는 국내연약지반에 상에 도로성토가 시공된 연약지반의 측방유동상황을 열거 정리한다. 제 IV장에서는 제 III장에서 열거한 연약지반 현장에서 성토로 인한 연약지반의 전단강도특성 및 지반변형특성을 고찰한다.

제 V장에서는 제 III장에서 열거한 연약지반현장에서 발생된 측방유동 발생에 미치는 영향인자에 대한 분석·평가를 수행한다. 즉, 제 V장에서는 현장여건을 고려한 합리적인 측방유동 예측방안을 마련하기 위해, III장에서 설명한 현장계측 자료를 수집/분석함으로써, 도로 성토하부 연약지반의 측방유동 발생 원인에 대해 영향요인별 역학적 거동 상관성을 분석한다. 제 VI장에서는 제 V장에서 분석한 도로성토 하부 연약지반의 측방유동에 영향을 미치는 요인 중 성토하중과 사면 안전율에 주목하여 고찰을 수행한다.

제 VII장에서는 도로성토로 인하여 연약지반에 측방유동이 발생할 것인가 여부를 예측할 수 있는 측방유동판정법을 검토하여 확립한 후 제시하고자 한다. 특히 제 VII장에서는 연약지반의 측방유동판정법을 사면안전율과 비배수전단강도에 의거한 방법을 모색하여 마련하고자 한다. 궁극적으로 이들 검토와 분석에 의거한 상기 연구의 종합성으로 실무에서 유용하게 활용할 수 있는 합리적이고 정량적인 측방유동 판정법을 제시하고자 한다.

## II. 연약지반의 측방유동에 관한 기존연구

### 1. 연약지반의 측방유동

#### 1.1 연약지반의 변형거동

연약한 점성토지반 상에 도로성토 하중을 재하하면, 이 성토하중은 연약지반에 편재하중으로 작용하게 되어, 연약지반 내에는 지중응력이 증가하고 간극수압이 변화되면서 지반 침하와 측방유동이 발생하게 된다. 이러한 지반의 변형은 하중재하 초기에는 탄성거동을 보이다가 하중이 계속 증가하여 어느 시점에 이르면 과잉 간극수압이 급증하여 지반 강도가 저하되고 소성영역이 확대되어 점차 소성상태로 이전된다. 즉, 간극수압의 소산에 필요한 충분한 시간이 지나기도 전에 재하하중을 지속적으로 증가시키면, 지반내의 과잉간극수압이 증가하게 되어 측방유동압(lateral flow pressure)이 발생 되고, 이로 인해 수평방향으로 측방변위와 주변지반의 융기현상이 함께 발생하게 된다. 이러한 지반변형은 종국적으로는 활동파괴를 유발시켜 기존 구조물의 안정에도 영향을 미치게 된다(그림 2.1 참조).

Leroueil et al.(1990)은 측방유동에 의한 연약지반 변형거동의 과정을 그림 2.2와 같이 재하시점부터 한계하중까지의 거동(OA)과 그 이후부터 극한하중까지의 거동(AB), 그리고 극한하중 이후의 장기 배수거동(BC)의 3단계의 순서를 거치는 것으로 설명하였다. 재하초기(OA)에는 간극수압의 소산이 없는  $K_0$  상태로 탄성적인 침하만이 인식되어 지고, 하중의 증가에 따라 유효응력이 증가하여 어느 한계치를 넘게 되면(AB) 토립자가 항복하여 압축성이 급증함과 더불어 측방변위량의 증가가 시작된다고 하였다. 대부분의 측방유동은 이 구간에서 발생된다고 하였다. 이와 같이 지반이 탄성의 상태에서 소성의 상태로 바뀌는 시점의 응력을 한계하중으로 규정할 수 있다.

한편 Tschebotarioff(1973)는 전단변형이 시작되는 점의 응력을 한계하중으로



규정하고, 그 이후부터는 측방변위량이 급격한 증가경향을 나타낸다고 하였다. 이러한 한계하중은 점성토 지반의 비배수전단강도를 기준으로 정의하고 편재하중이 한계하중을 초과할 경우 측방유동의 가능성이 있다고 판정한다. 또 소성상태에서 지반의 침하량과 측방변위량이 극단적으로 증대하여 국부적인 활동파괴를 나타낼 때의 하중을 극한하중으로 규정하였다.

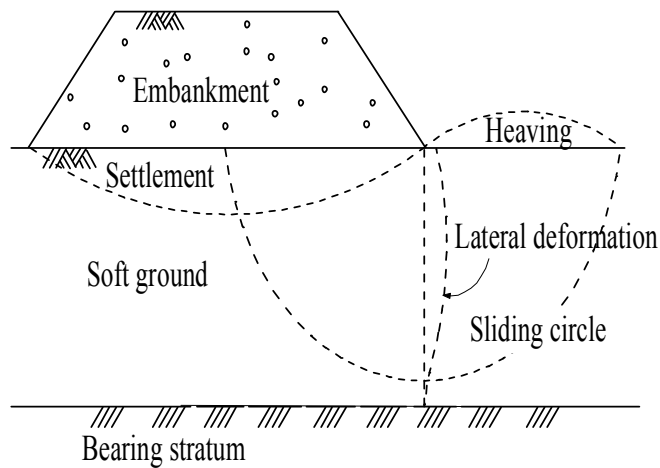


그림 2.1 도로성토하부 연약지반의 측방유동 및 활동파괴현상 개략도(Hong, 2005)

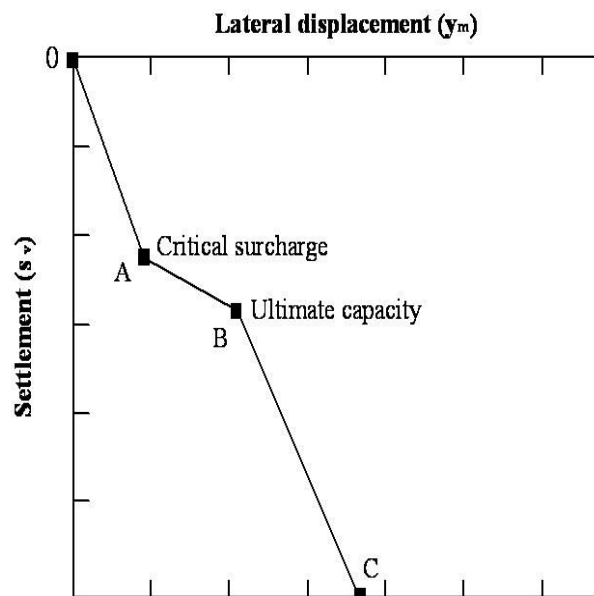


그림 2.2 연약지반의 침하와 측방변위의 관계(Leroueil et al,1990)

한계하중 및 극한하중은 지반의 탄성평형과 소성평형상태에서의 재하중과 지반의 전단저항의 관계로부터 이론제안식과 실험결과에 의해서 결정할 수 있으며, 표 2.1은 기존에 제안된 한계하중과 극한하중의 산정식을 나타낸 것이다. 여기서,  $c_u$ 는 점토의 비배수강도, B는 재하폭, H는 연약 토층의 두께이다.

표 2.1 한계하중과 극한하중 산정에 관한 이론식(안종필 & 홍원표, 1994)

Proposer	Critical surcharge	Ultimate capacity	$q_{cr}/q_{ult}$
Meyerhof	$q_{cr} = (B/2H + \pi/2)c_u$	$q_{ult} = 8.30c_u$	-
Tschebotarioff	$q_{cr} = 3.00c_u$	$q_{ult} = 7.95c_u$	0.38
JHI	$q_{cr} = 3.60c_u$	$q_{ult} = 7.30c_u$	0.49
Jahy	$q_{cr} = 3.14c_u$	$q_{ult} = 6.28c_u$	0.50
Terzaghi 1	$q_{cr} = 3.81c_u$	$q_{ult} = 5.71c_u$	0.67
Fellenius	-	$q_{ult} = 5.52c_u$	-
Terzaghi 2	$q_{cr} = 3.81c_u$	$q_{ult} = 5.30c_u$	0.72
Prandtl	-	$q_{ult} = 5.14c_u$	-
Darragh	$q_{cr} = 4.00c_u$	-	-

점성토 지반에 하중이 작용할 경우 일반적으로 지반이 비배수 거동을 하는 것으로 가정하여, 해석을 수행함이 보통이다. 그러나 대부분의 점토퇴적층은 설하중(snow load), 고결작용(cementation), 경시효과(aging effect), 상부토층 제거, 지하수위의 변화 및 건조작용(desiccation) 등에 의해 지반의 상층부가 다소 과압밀된 상태로 존재하게 된다. 따라서 실제지반의 거동은 비배수 상태로 가정하고 수행한 수치해석 등의 결과와 다소의 차이를 보이게 된다.

그림 2.3은 점성토지반에 성토 시 응력경로를 보여 준다(Leroueil et al., 1990). 그림 2.3에서 하중이 가해지는 초기에는 O'P'의 응력경로를 따라 과압밀 점토의 거동을 나타내는데, 이때의 특징은 압밀속도가 빨라지고 연직변위에 비해 측방변위가 매우 작게 나타난다. 여기서 응력경로가 일반적으로 인식될 수 있는 O'U'가 아니고  $K_0$  압밀상태와 유사한 O'P'의 경로를 따르는 점이 주목된다.

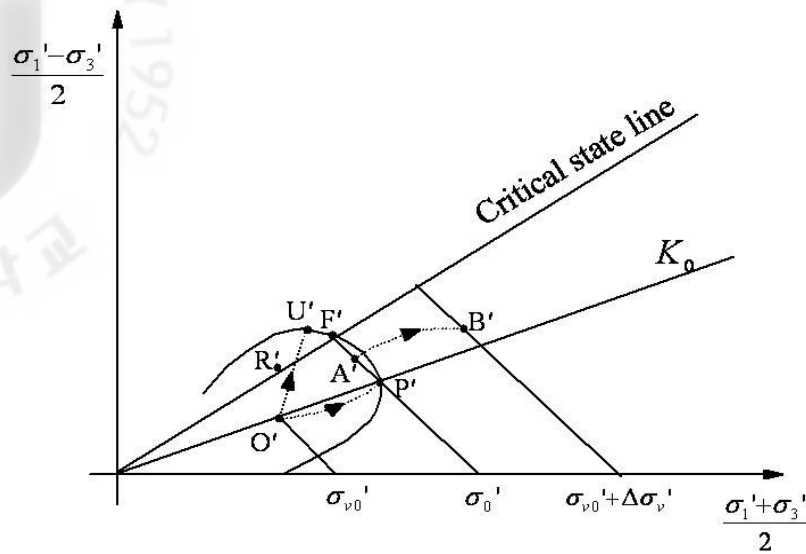


그림 2.3 성토 중앙부 직하에서의 유효응력경로(Leroueil et al., 1990)

하중이 증가되어 항복면(P')에 이르면 정규압밀점토로서 소성적인 거동을 하게 되며 응력경로 P'F'를 따르게 되는데, 이때는 비배수상태로서 과잉간극수압이 증가하며 측방변위가 매우 크게 된다. 시공이 계속되면 과잉간극수압이 계속 증가하게 되고 소성적인 거동이 지속되다가 결국 F'에 이르러 국부파괴가 유발되며, 이후에 응력경로는 F'R'과 같이 되어 변형연화거동(strain softening behavior)현상이 나타난다. 만일 중간에 공사를 중단하고 장시간 방치하면 간극수압이 소산되면서 응력경로 A'B'를 따라 지반은 안정화가 되는데 이때의 측방변위는 연직변위에 비해 작아진다.

이와 같은 현상을 확인하기 위해 Tavenas et al.(1979)은 총 21개소의 성토구간에 대한 현장계측 결과를 토대로 연약지반의 침하량과 측방유동량 사이의 관계를 분석하였다. Tavenas et al.(1979)이 제시한 연약지반 상 성토 시 침하량과 측방유동량 사이의 관계를 정리하면, 그림 2.4와 같이 나타낼 수 있다.

그림 2.4에서 알 수 있는 바와 같이 하중의 초기단계(O'P')에는 비교적 빠른 배수로 측방변위량이 연직침하량에 비하여 작지만 $[\Delta y_m=(0.18\pm 0.09)\Delta s]$ , 성토하중이 증가하면 정규압밀(NC)상태로 변화되며, 공사의 종료단계(P'A')에서는 비배수 상태로 거동하게 되어 측방변위량이 급격히 증가하고 그 크기는 연직변위량과 거의 같아진다 $[\Delta y_m=(0.91\pm 0.2)\Delta s]$ .

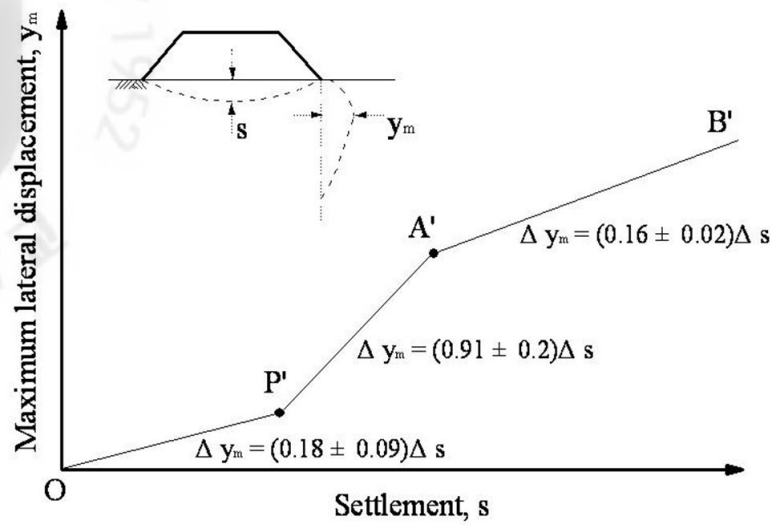


그림 2.4 최대 측방변위와 침하량의 관계(Tavenas et al., 1979)

또한 공사완료 후 장시간 방치시킨 경우(A'B')에는 배수상태로서 연직변위량에 비하여 측방변위량이 작아진다[ $\Delta y_m = (0.16 \pm 0.02)\Delta s$ ]. 이와 같은 계측결과는 그림 2.3의 응력경로를 이용하여 설명한 결과와 매우 유사한 거동을 보임을 알 수 있다.

성토 후 장기간 방치시킬 경우, 연직침하 증분량  $\Delta s$ 와 수평변위 증분량  $\Delta y_m$ 은 대략  $\Delta y_m = (0.16 \pm 0.02)\Delta s$ 의 선형관계가 성립됨을 보았는데,  $\Delta y_m$ 과  $\Delta s$ 의 관계는 성토체의 기하학적 형상에도 영향을 받는 것으로 나타났다. 연약지반 상에 성토를 한 13개소에 대한 계측사례 분석결과에 의하면 성토 법면의 경사각( $\beta$ )과  $\xi$  ( $= \Delta y_m / \Delta s$ )의 관계는 그림 2.5와 같이 나타난다. 단, 이때의 성토사면 안전율은 1.25~1.5 범위에 있는 경우이다(Tavenas & Leroueil, 1980).

또한 Tavenas & Leroueil(1980)은 시험성토에 대한 장기간(약 3~17년)에 걸친 계측결과, 측방변위의 깊이에 따른 분포형태는 압밀기간 중에 거의 변화가 없다는 사실을 발견하였다. 이와 같이 성토후 장기압밀기간 중 연직침하량과 수평변위량은 일정한 비례관계를 유지하며, 또한 측방변위의 깊이에 따른 분포형태가 변하지 않는다는 연구결과로부터, 시공 완료 후 제방의 공용기간(lifetime) 동안 발생할 수 있는 최대 측방변위증분의 상한치(upper limit)를 식 (2.1)로부터 산정할 수 있다.

$$\Delta y_m = \xi(S_c - S) \quad (2.1)$$

여기서, S : 공사완료시에 관측된 총침하량

$\xi$  : 형상계수(그림 2.5 참조)

$$S_c : \text{예상 총침하량} = \frac{H}{1+e_0} \left( c_s \log \frac{\sigma_p'}{\sigma_{v_0}'} + c_c \log \frac{\sigma_{v_0}' + \Delta\sigma_v}{\sigma_p'} \right) + \frac{H}{1+e_p} \left( c_a \log \frac{t_2}{t_1} \right)$$

$e_0$  : 지반의 초기 간극비

$e_p$  : 1차압밀 완료시 간극비

H : 점토지반의 두께

$C_a$  : 2차압축지수

$C_c$  : 압축지수

$C_s$  : 재압축지수

$\sigma_p'$  : 선행압밀하중,

$\sigma_{v_0}'$  : 지반의 초기하중(토포하중)

$\Delta\sigma_v$  : 상재하중,

$t_1$  : 1차압밀 완료시 시간

$t_2$  : 2차압밀 완료시 시간

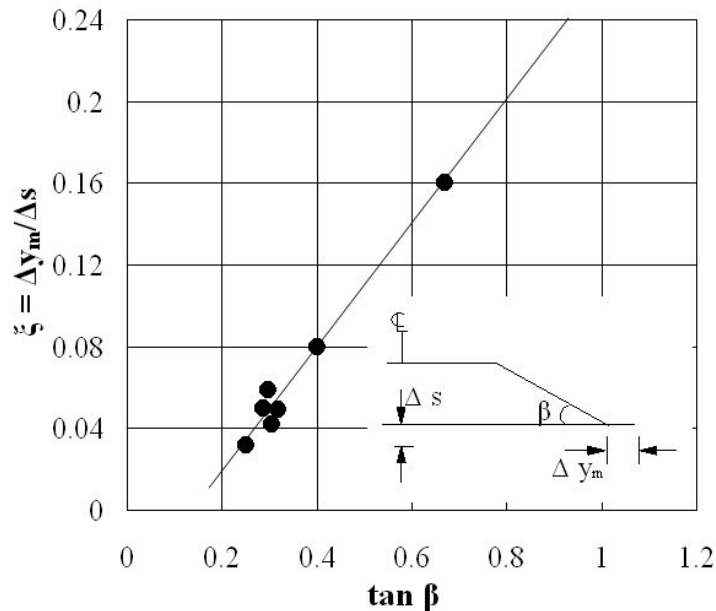


그림 2.5 사면경사각과  $\Delta y_m / \Delta s$ 의 관계(Tavenas & Leroueil, 1980)

## 1.2 연약지반 측방유동 판정법

### 1.2.1 사면변형 가능성 판정법

연약지반 상에 성토 혹은 뒤펀 등으로 편재하중을 가할 경우 지반의 측방유동이 발생할 것인가 여부를 먼저 판단할 필요가 있다. 연약지반의 변형 가능성 여부를 판단할 수 있는 간편한 방법으로는 다음과 같은 경험적 방법을 사용할 수 있을 것이다.

#### 1) 사면안전율과 무차원계수 R과의 관계(Marche & Chapuis, 1974)

측방유동량을 표시하기 위하여 Marche & Chapuis(1974)는 그림 2.6과 같이 성토로 인한 유효연직압  $q$ 에 대응한 성토사면 선단에서의 측방변형량  $\delta_0$ 의 관계를 표시하였다. 무차원계수 R은 다음의 식 (2.2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$R = \frac{\delta_0 E_s}{qB} \quad (2.2)$$

여기서,  $\delta_0$  : 성토사면 선단부 지표면의 측방변위

$E_s$  : 연약점토의 비배수 변형계수

$q = \gamma h$  : 상재하중(surcharge pressure)

$B$  : 성토저면폭

$h$  : 성토고

성토규모와 연약지반의 사면안전율로부터, 사면선단부의 측방변형규모를 그림 2.6에 의거 개략적으로 구할 수 있다. 이 그림에 의하면 연약지반의 두께와 성토폭에 따라 차이는 있으나 대략적으로 사면안전율이 1.4이하가 되면,  $\delta_0$ 이 급격히 증가되고 있음을 알 수 있다.

이 그림에 의하면 A구역은 측방유동이 적게 발생되어 안정된 경우이며 B구역은 측방유동이 크게 발생되어 불안정한 경우에 해당된다. 또한 성토규모(H/B)가 1.15로서 큰 경우는 사면안전율( $F_s$ )이 1.4이하일 때 무차원계수 R은 0.15이상이고 성토규모(H/B)가 0.14인 경우는 사면안전율( $F_s$ )이 1.2이하일 때 R값이 0.15이상으로 되었다. 따라서 측방유동을 방지하려면 성토규모(H/B)에 따라 사면안전율이  $F_s=1.2\sim 1.4$  이상이 되어야함을 보여주었다.

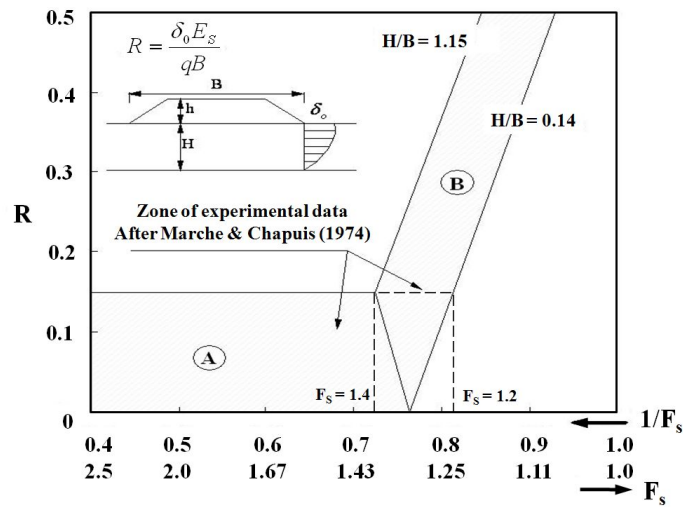


그림 2.6 사면안전율과 R과의 관계(Marche & Chapuis, 1974)

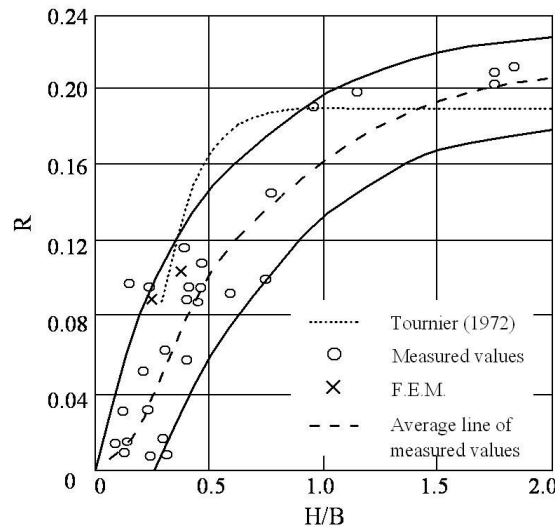


그림 2.7 R과 H/B의 관계(Oteo, 1977)

한편, Oteo(1977)는 무차원계수 R과 성토규모를 나타내는 H/B와의 관계를 20여개의 현장실측치에 대하여 그림 2.7과 같이 정리하였다. 그림 2.7에는 Tournier(1972)의 이론곡선과 F.E.M.값도 함께 표시되어 있다. 이 결과로부터 R과 H/B는 그림 중 굵은 실선으로 표시된 영역범위에서 발생되고 있다고 할 수 있다. 따라서 성토규모가 결정되면 이 그림을 이용하여 예상되는 최대 측방유동량을 예측할 수 있을 것이다.

## 2) 사면안전율과 Consistency index의 관계(Franke, 1977)

측방유동이 발생되지 않기 위한 사면의 소요안전율은 연약지반의 연경도(consistency)와 관련이 있으므로, 연약지반의 연경도 지수(Consistency Index)  $I_c (= \frac{w_l - w_n}{I_p})$ 로부터 사면의 소요안전율  $F_s$ 를 결정하도록 하고 있다. 따라서 연약지반의 Atterberg한계와 자연함수비로부터 사면의 소요안전율은 그림 2.8을 이용하여 마련할 수 있을 것이다. 연약지반의 전단강도  $\tau_f$ 와 지반중에 발생된 전단응력  $\tau$ 와의 비에 의한 사면안전율  $F$ 가 그림 2.8에서 구한 소요안전율  $F_s$ 보다 적으면 측방유동이 발생할 가능성이 있다고 판정한다.

## 3) 비배수전단강도와 교대뒤채움높이의 관계(Tschebotarioff, 1973)

연약지반의 비배수전단강도에 대응하여 연약지반 상에 교대뒤채움 시킬 수 있는 최대높이를 결정하는 방법으로 그림 2.9을 이용할 수 있다. 뒤채움고의 증가에 따라 증가되는 상재압( $P = \gamma h$ )이 연약지반의 비배수전단강도의 3배가 되면( $P_y = 3c$ ) 전단변형이 발생되기 시작함을 표시하고 있으며, 5.14~7.95배가 되면 전단파괴가 발생함을 예측할 수 있다. 즉 전단파괴는 평면변형률상태의 성토에서는 연약지반 비배수전단강도의 5.14배 이상에서 발생되고 정방형상태의 성토에서는 7.95배 이상에서 발생된다고 하였다.



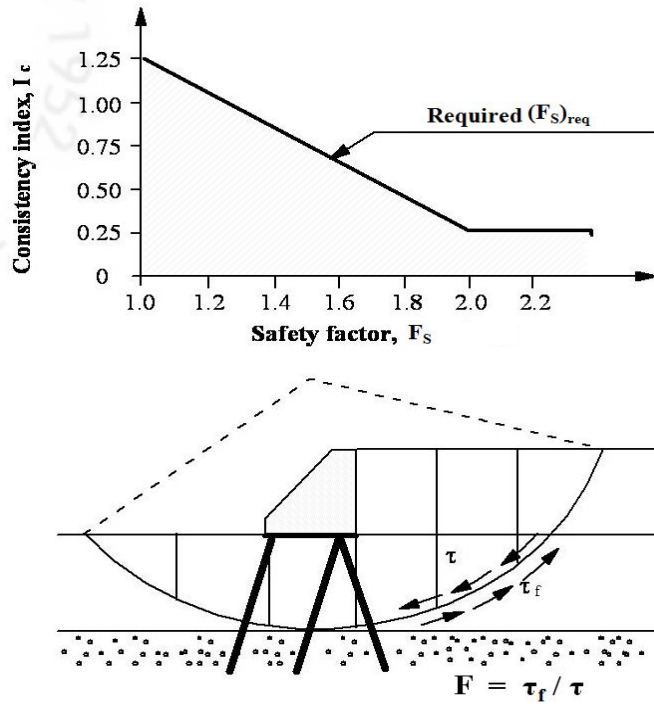


그림 2.8 사면안전율과 consistency index의 관계(Franke, 1977)

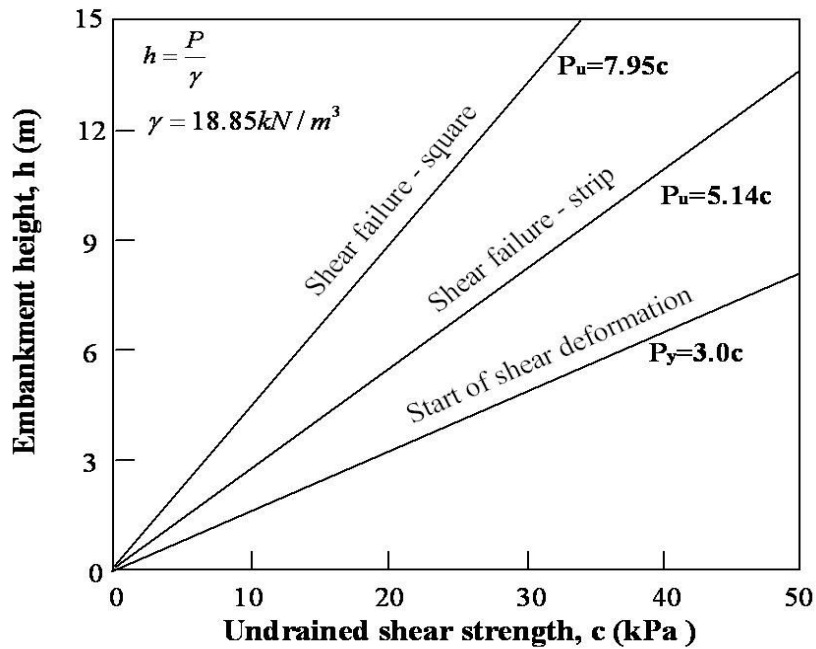


그림 2.9 비배수전단강도와 뒤펀높이의 관계(Tschebotarioff, 1973)

## 1.2.2 교대의 측방이동 판정법

표 2.2는 지금까지 국내외에 알려진 교대 측방이동의 판정 방법을 요약한 것이다 (Hong and Lee, 2009). 표 2.2에 나타난 바와 같이 교대 측방이동 판정법은 크게 경험지수에 의한 방법, 기준교대변위량을 이용한 평가방법 및 소요사면안전율에 의한 방법으로 구분할 수 있다. 국내의 경우 표 2.2에 나타난 교대 측방이동 판정법 중 Tschebotarioff(1973)법과 일본에서 제안된 측방유동지수 및 측방이동판정지수를 이용한 방법이 설계에 주로 활용되고 있으며, 홍원표 등(1994, 2001a)이 제안한 소요사면안전율 방법도 많이 적용되고 있다.

### 1) 경험지수에 의한 방법

국내에서 측방유동지반에 설치된 말뚝기초교대의 측방이동 판정에 주로 활용되고 있는 경험적인 지수들은 공통적으로 Peck(1969)이 제안한 안정수(Stability number)를 근간으로 교대측방이동에 영향을 미치는 몇 가지 영향인자를 경험적으로 반영한 형태를 가지고 있다. 이들 판정법은 실제 교대의 측방이동사례 조사결과에 근거하여 제안된 판정법이므로 간편하게 교대의 측방이동여부를 검토하고자 할 경우 유용하게 활용할 수 있을 것이다. 그러나 측방유동지반 상 말뚝기초교대의 측방이동 발생여부 및 발생량은 교대배면의 성토고, 교대배면 성토재의 단위중량, 연약층의 전단강도, 연약층의 두께, 교대형식, 교대치수, 기초형식 및 기초의 강성 등이 복합적으로 영향을 미치므로, 기존의 경험적인 지수에 의한 간편법만으로는 측방유동지반 상 말뚝기초교대의 측방이동을 엄밀히 판정하기가 어렵다(홍원표 등, 2001b).

### 2) 교대변위량에 의한 방법

일본 및 북미에서는 도로교를 대상으로 교대의 측방이동 실태를 조사함으로써, 표 2.2에 나타난 바와 같이 교대의 허용수평이동량을 제안하였다. 일본도로공단(1981)의 경우 75개 교대에 대한 조사자료를 바탕으로 교대의 허용수평이동량을 20mm로 제안하였으며, Bozozuk(1978), Walkinshaw(1978), Moulton et al.(1985)

표 2.2 교대 측방이동 판정법(Hong and Lee, 2009)

판정기준	제안자	판정 방법
경험지수	Tschebotarioff(1973)	상재하중 $P (= \gamma h)$ $P \geq 3 c_u$ : 전단변형 시작 $P \geq 5.14 c_u$ : 전단파괴 발생
	일본도로공단 (일본고속도로조사회, 1981)	측방유동지수 $F (= \frac{c_u}{\gamma h} \times \frac{1}{H})$ $F < 0.04$ : 측방이동 가능성 있음
	일본건설성토목연구소 (1981)	측방이동판정지수 $I_L (= \frac{H}{L_p} \frac{b}{B_a} \frac{H}{L} \frac{\gamma h}{c_u})$ $I_L \geq 1.5$ : 측방이동 가능성 있음
	한국도로공사 (김성환 등, 1996)	수정 I지수 $M_I (= \alpha \cdot \frac{\gamma h}{c_u})$ $M_I \geq 1.5$ : 측방이동 가능성 있음
교대변위 ( $y_m$ )	일본수도고속도로공단 (1978)	$< 10\text{mm}$ : 교대이동 우려 없음 $10\text{mm} \leq y_m \leq 50\text{mm}$ : 측방변위를 고려한 설계 필요 $> 50\text{mm}$ : 교대이동 우려 있음
	일본도로공단	$\geq 20\text{mm}$ : 측방이동 가능성 있음 $\geq 100\text{mm}$ : 측방이동 가능성 매우 높음
	Bozozuk(1978)	$< 25\text{mm}$ : 유지관리 상 문제없음 $25\text{mm} \leq y_m \leq 51\text{mm}$ : 상당한 변형 있음 $> 51\text{mm}$ : 유지관리상 문제 있음
	Walkinshaw(1978)	$\geq 51\text{mm}$ : 구조적인 결함 있음
	Moulton et al.(1985)	$\leq 38\text{mm}$ : 대부분의 경우 유지관리 상 문제 없음
	Wahls(1990)	$\geq 51\text{mm}$ : 유지관리 상 문제 있음
사면 안전율	Franke(1977)	Consistency Index $I_c (= \frac{w_l - w_n}{I_p})$ 와 사면 안전율의 관계로부터 결정되는 소요사면안전율(1.0~2.0)보다 사면안전율이 작으면, 측방이동 발생
	일본수도고속도로공단 (1978)	원호활동면을 일정하게 가정한 소요사면안전율( $F_c$ ) 제시 $F_c > 1.6$
	홍원표 등(1994, 2001a)	말뚝의 사면안정효과 반영여부에 따라 소요사면안전율 제시 $F_s \geq 1.5$ 사면안정효과를 무시한 경우 $F_s \geq 1.8$ 사면안정효과를 고려한 경우

및 Wahls(1990)는 캐나다 및 미국의 교대에 대한 현장조사를 통해 교대의 허용 수평이동량을 제안하였다. 이들 허용 교대이동량 제안치를 살펴보면, 교대이동량이 20mm 이하이면 측방이동으로 인한 교대 유지관리 상의 문제가 없는 것으로 판단할 수 있으며, 교대이동량이 50mm를 초과하면 교대의 구조적인 결함이 발생할 수 있어 적극적인 대책방안이 강구되어야 함을 알 수 있다. 국내의 경우는 교대의 허용수평 이동량이 15mm(도로교시방서, 1996)로 규정되어 있어, 교좌장치 설계시에 구조공학적 측면에서 이를 반영하고 있으나, 지반공학적인 측면에서는 허용교대이동량을 반영한 설계가 거의 이루어지지 않고 있는 실정이다. 이에 대해 홍원표 등(2001a, 2001b)은 교대 측방이동이 우려되는 현장의 설계시, 교대의 허용측방변위를 적절히 고려한 사면안정해석을 수행함으로써, 교대 측방이동 가능성을 보다 합리적으로 판정할 수 있다고 하였다.

### 3) 사면안전율에 의한 방법

교대의 측방이동에 영향을 미치는 요인으로 성토고, 성토층의 단위중량, 연약층의 전단강도 및 두께, 구조물의 형식 및 치수, 기초의 형식 및 강성 등 8가지를 열거할 수 있다. 따라서 교대 측방이동의 합리적인 판정은 상기의 8가지 영향요소를 종합적으로 반영할 수 있는 사면안정해석을 통해 이루어지는 것이 가장 효과적이라고 판단된다. 즉, 사면안전율이 소요안전율보다 크면 주동말뚝해석을 통해 교대기초말뚝을 설계하고 사면안전율이 소요안전율보다 작으면 수동말뚝으로도 검토가 필요하며, 이를 위해서는 적절한 소요사면안전율이 제시되어야 한다(홍원표 등, 2001a).

현재까지 제안된 교대 설치지반의 소요사면안전율은 표 2.2에 나타낸 바와 같이, Franke(1977)의 1.0~2.0, 일본건설성토목연구소(1976)의 1.0(말뚝효과무시). 일본수도고속도로협회(1987)의 1.2 및 1.6, 홍원표 등(1994, 2001a)의 1.5(말뚝의 사면안정효과 무시) 혹은 1.8(말뚝의 사면안정효과 고려) 등이 있다. 이 중 Franke(1977)의 방법은 연약지반의 연경도지수에 따라 소요사면안전율이 1.0~2.0까지 변하게 되는 방법으로 연경도지수 결정에 있어서의 불확실성에 소요사면안전율의 적정성이 크게 영향을 받을 것으로 판단된다. 또한 일본수도고속도로공

단(1978)에서 제안한 원호활동저항비  $F_c$ 는 사전에 원호활동면을 가정(성토 선단부의 연직선상에 중심점을 놓아서 연약층의 중간을 통과하는 원호활동에 대하여 사면안정해석 수행)하는 방법이기 때문에, 다층으로 구성된 지반 등에서 원호활동면을 가정하는 것이 용이하지 않은 문제가 있는 것으로 판단된다. 따라서 소요 사면안전율에 대한 이전 연구결과 중, 국내의 실측자료를 토대로 제안된 홍원표 등(2001a)의 방법이 가장 합리적일 것으로 판단된다.

### 1.3 연약지반 측방유동 대책공법

#### 1.3.1 대책공법의 기본원리

연약지반 속 구조물의 측방이동에 영향을 미치는 요인으로 성토고, 성토층의 단위중량과 연약층의 전단강도 및 두께, 구조물의 형식 및 치수, 기초의 형식 및 강성 등 8가지를 열거할 수 있다. 따라서 구조물이동을 방지할 수 있는 대책공법은 이들 영향요인을 개선시키는 것이 기본적인 접근방법이 될 것이다. 현재까지 여러 가지 대책공법이 제안되어 실제 현장에 적용되고 있다. 홍원표(1994)는 이들 대책공법을 표 2.3에 나타낸 바와 같이 대책 원리별로 정리하였다.

우선, 측방이동이 발생하는 교대가 설치되어 있는 단면을 위치별로 구분하면 ①뒤채움성토부 ②연약지반부 ③교대부 ④기초부와 같은 4부분으로 나눌 수 있다.

교대측방이동에 대한 영향요인인 ①교대배면의 성토고, ②교대배면 성토층의 단위중량, ③연약층의 전단강도, ④연약층의 두께, ⑤교대형식, ⑥교대치수, ⑦기초형식, ⑧기초강성은 결국 이 4부분 속에 관련된 요인이라 할 수 있다. 즉 뒤채움 성토부에는 편재하중에 관련되는 성토고와 성토층의 단위중량이 고려될 수 있고 연약지반부에는 연약지반의 두께와 전단강도가 고려될 수 있다. 또한 교대부에는 교대의 형식과 치수가 고려될 수 있고 기초부에는 기초의 형식과 강성이 고려될 수 있다. 따라서 이들 부분으로 구분하고 대책공법을 정리하여 보면 다음과 같다.

1) 뒤채움 성토부

교대의 측방이동은 뒤채움성토를 실시할 경우 성토하중이 연약지반상에 편재하중으로 작용하기 때문에 발생하는 현상이므로 편재하중이 적게 되도록 줄이거나 혹은 이 편재하중이 연약지반에 직접 전달되지 않게 대책을 강구하여야 할 것이다. 편재하중  $P(=\gamma h)$ 은 성토고  $h$ 와 성토층의 단위중량  $\gamma$ 에 의하여 발생하는 하중이므로 편재하중을 줄이려면 성토중량을 경량화하거나 성토고를 줄여야 한다.

표 2.3 지반의 측방이동 대책공법

대상 부분	개량 원리	대책 공법
뒤채움성토부	편재하중 경감	연속 Culvert Box공법 파이프 매설 Box 매설 EPS 성토공법 경량기포토 성토공법 슬래그 성토공법 성토지지말뚝공법
	배면토압 경감	소형교대 AC공법 압성토
연약지반부	압밀촉진에 의한 지반강도 증대	연직배수공법 샌드컴팩션파일
	화학반응에 의한 지반강도 증대	생석회말뚝 주입공법
	치환에 의한 지반개량	치환공법
교대부	교대 형식	벽식 교대 지양 소형 교대 AC공법
	교대 치수	교축방향 길이 증대
기초부	기초 형식	케이슨기초 지양
	기초 강성 증대 편재하중 경감	성토지지말뚝공법 버팀슬래브 모래다짐말뚝공법

성토중량을 경감시키는 방법으로는 첫번째 성토부에 빈공간을 조성하는 것으로 연속 Culvert Box, 파이프 및 Box를 뒤채움성토부에 매설하여 전체적으로 중량을 감소시키려는 방법이다. 두번째로 성토재료를 경량화시키는 방법으로는 발포스티로폼(EPS), 경량기포토나 슬래그를 사용하여 배면 뒤채움성토를 실시하는 방법을 들 수 있다.

한편, 성토고를 줄이는 방법으로는 교대전면과 배면의 지표면 차이가 적게 되도록 하여 교대에 배면토압경감은 물론 편재하중경감효과를 얻도록 하는 방법이 있다. 이 공법에는 소형교대 설치공법, AC공법 및 압성토공법을 들 수 있다. 여기서, 소형교대 설치공법과 AC공법은 교대의 형식을 변경하는 교대부에 속하기도 한다.

## 2) 연약지반부

연약지반부와 관련된 측방유동 영향요인으로는 크게 연약지반의 전단강도와 연약층의 두께를 들 수 있을 것이다. 따라서 교대이동을 감소시키거나 방지시키려면 이들 영향요인을 개선시켜야 할 것이다. 우선 연약지반의 전단강도는 압밀을 촉진시켜 지반을 개량함으로써 전단강도를 증대시킬 수 있다. 따라서 연약지반의 개량공법 중 연직배수재 타설을 통한 압밀촉진공법을 대책공법으로 생각할 수 있다.

압밀촉진과 같은 물리적 방법 이외에 약액주입에 의한 화학적 반응으로 지반을 고결시키는 화학적 방법으로도 연약지반의 전단강도를 개량시킬 수 있다. 한편, 연약층의 두께에 대하여는 연약층의 전부 혹은 일부를 양질의 토사로 치환함으로써 연약층의 두께를 감소시키는 방안을 생각할 수 있다. 이와 같은 치환공법은 연약층의 두께가 얇은 경우일수록 효과적이다. 연약층의 두께가 깊어지면 효과를 얻기가 어렵다.

## 3) 교대부

교대 측방이동이 발생된 사례에 대한 조사에 의하면, 교대의 이동은 교대의 형식과 치수에 따라 영향을 많이 받고 있는 것으로 나타났다. 현재 사용되고 있는 교대의 형식으로는 AC식 교대, 소형 교대, 중공식(中空式) 교대, Box식 교대 및 벽식 교대

(역 T 형식, 중력식 등을 칭함)가 조사 대상이었으나, 벽식 교대에서 교대이동이 압도적으로 많이 발생되었다. 따라서 교대형식의 선택에서 벽식교대는 되도록 지양하는 것이 바람직하다. 반면에 교대이동이 비교적 적게 발생된 교대형식은 성토지반에의 소형교대를 설치한 경우와 AC형식교대의 경우로 밝혀졌다. 따라서 이러한 형태로 교대형식을 선택하는 것이 바람직하다.

한편 교대치수에 관하여는 교축방향의 길이가 길수록 교대가 측방이동하기 어려운 것으로 나타났다. 따라서 이 결과를 교대설계시에 고려하여 활용할 수 있을 것이다.

#### 4) 기초부

교대의 기초부에서 교대이동 발생에 영향을 미치는 요인으로는 기초형식과 기초강성을 들 수 있을 것이다. 먼저 기초형식에 대하여는 교대이동사례조사로부터 케이슨기초의 경우 교대이동이 용이하게 발생되었음을 알 수 있었다. 따라서 금후 연약지반상의 교대기초선택에 있어서는 케이슨기초형식을 지양하는 것이 바람직하다.

한편 기초강성에 대하여는 말뚝의 수가 많을수록 교대이동량이 적게 발생하는 경향이 있었다. 이는 말뚝이 지반의 측방유동에 어느 정도 저항한 결과라고 할 수 있다. 결국 말뚝은 지반의 측방유동에 의하여 측방토압을 받으면서도 이 토압에 저항하는 기능을 가지고 있다고 생각된다.

#### 1.3.2 성토지반의 안정관리

연약지반에 구조물을 설치하거나 성토를 시공할 경우 침하와 측방변위가 발생하는데, 이는 성토하중으로 인한 지반의 압밀 및 전단이 복합적으로 작용함에 기인한다. 일반적으로 지반이 비배수 조건에서 전단이 탁월한 경우에는 불안정 상태가 되고, 배수조건에서 압밀이 전단보다 탁월하면 지반은 안정화가 된다.

측방유동은 성토하중의 크기, 재하속도, 지층구성, 연약층의 두께 및 지반의 전단강도 등에 의해 그 발생양상이 달라지기 때문에, 수치해석 등에 의한 예측기법은 신뢰성이 적고 한계가 있을 수밖에 없다. 따라서 시공시 현장계측을 통한 안정관리가 필수적이다. 연약지반상 성토시 현장계측을 통한 안정관리 방법은 성토지면 중앙부의



침하량( $s_v$ )와 성토사면전단부 연약지반의 최대 측방변위량( $y_m$ ) 및 성토하중( $q$ )을 이용하여 지반의 소성과괴를 예측하는 방법으로, 침하량 또는 측방변위량이 어느 일정 값에 근접하거나 어느 비율 이상으로 되면 불안정하거나 파괴되는 것으로 예측한다.

Tominaga & Hasimoto(1974)는 성토 중앙부의 침하량  $s_v$ 와 성토법면 전단부의 수평변위량  $y_m$  사이의 관계를 도시하여 얻은 그래프에서 변곡점 이후의 기울기 즉, 측방변위량과 침하량의 증분비율  $\alpha_2(\Delta y_m/\Delta s_v)$ 가 0.7 이상이거나 변곡점 이전의 증분비율( $\alpha_1$ )에 0.5를 합한 값보다 크게 되면 불안정한 것으로 판정하였다.

Matsuo & Kawamura(1977)는 일본에서 일어난 성토과괴 사례를 조사하여 파괴 시의 침하량  $s_v$ 와  $y_m/s_v$ 의 관계로부터 지반의 소성과괴를 예측하는 방법을 제안하였고, 위험하다고 판단되면 성토를 중단하고 계측곡선이 기준선으로 부터 충분히 멀어질 때까지 방치할 것을 권하였다.

Sekiguchi & Shibata(1979)는 수평변위의 절대량보다는 시간당 변위량이 안정성에 더 큰 영향을 준다는 점에 착안하여, 성토중 측방변위속도  $\Delta y_m/\Delta t$ 의 한계치가 2~3cm/day 정도 된다는 사실을 알았다. 따라서 이 값을 넘지않도록 성토속도를 잘 조절하여 안정관리를 수행할 것을 제안하였다.

Teparaksa(1994)는 약 20m두께의 방곡점토 지반상에 축조된 도로성토에 대한 계측자료로부터 Bishop 방법으로 구한 사면안전율과  $R_{hv}(=y_m/s_v)$ 의 관계를 분석하여, 성토의 안정관리기준으로서 사면안전율을 1.2로 설정할 경우  $R_{hv}$ 가 대략 0.5이내가 되도록 제어함으로써 안정된 성토를 수행할 수 있다고 하였다.

상기한 바와 같은 연약지반 상 성토 시 안전관리기법은 실측사례를 토대로 이루어진 방법이기 때문에 성토관리 시 참고자료로서 유용하게 이용될 수 있을 것이다. 그러나 이러한 관리기법을 이용할 때는 다음과 같은 사항을 염두에 두어야 한다.

- 1) Tavenas et al.(1979)의 연구결과에 따르면, 급격한  $\Delta y_m/\Delta s_v$ 의 증가가 반드시 성토의 파괴를 예지할 수 없으며, 이는 성토체 하부기초점토지반이 성토초기 단계에서는 과압밀 상태로서 탄성상태를 나타내고 성토 마지막 단계에서는 정규압밀 상태가 되어 항복상태를 나타내는 과정의 현상일 수도 있다(Bourges

& Mieussens., 1979). 따라서 성토안정관리 시 이를 염두에 두어야 한다.

- 2) 지표에서 측정된 측방변위량은 지표가 단단하거나 반대로 아주 연약할 때는 측방유동에 대한 거동의 지표로서의 신뢰성이 떨어지는 경향이 있으므로 가능한 지중부의 변위를 측정해야 한다.
- 3) 지층구성의 특성으로 인해 지중 최대 측방변위가 비교적 작아 파괴를 예지하지 못한 상태에서 급격한 파괴가 일어나는 경우가 있다. 예민 점성토 지반상의 시험성토 혹은 표층을 모래층이 두껍게 덮고 있는 지반상의 시험성토 결과에서 이러한 경향이 보고된 바 있으며, 따라서 이와 같은 지반에서 성토를 시공할 경우에는 앞에서 설명한 방법에 의한 안정관리는 부적절할 수 있으므로 주의를 요한다.

#### 1.4 연약지반 변형거동 모형실험

편재하중 작용시 기초 연약지반의 변형거동에 미치는 영향요인은 크게 연약지반 조건과 편재하중조건으로 구분할 수 있다. 이광우(2006)는 표 2.4에 나타낸 바와 같이 지반조건의 영향은 연약지반 조성 시 예압밀 하중을 다르게 적용하고, 하중 조건에 대한 영향은 단계하중의 크기를 다르게 적용하여 모형실험을 수행하고 이들 영향인자 변화에 따른 무처리연약지반의 측방유동에 대한 변형거동을 평가하였다. 모형실험에 사용되는 연약지반의 재료는 영종도 해성점토이며 모형실험 장치계통도는 그림 2.10과 같다. 모형실험방법은 ① 연약지반조성단계에서 예압밀에 의한 침하를 구하며, ② 편재하중 모사위한 성토단계에서 침하, 융기, 지중측방변위를 측정하여 상호관계로부터 연약지반 변형거동에 미치는 영향을 평가하였다.

**표 2.4 측방유동지반의 거동특성 평가를 위한 모형실험 종류 및 조건**

실험 종류	연약지반 심도	예압밀 압력 (kPa)	단계하중 증분 (kPa)
Case I	2B	2	2
Case II		2	4
Case III		2	6
Case IV		4	4
Case V		4	6

\* B는 재하폭(20cm)

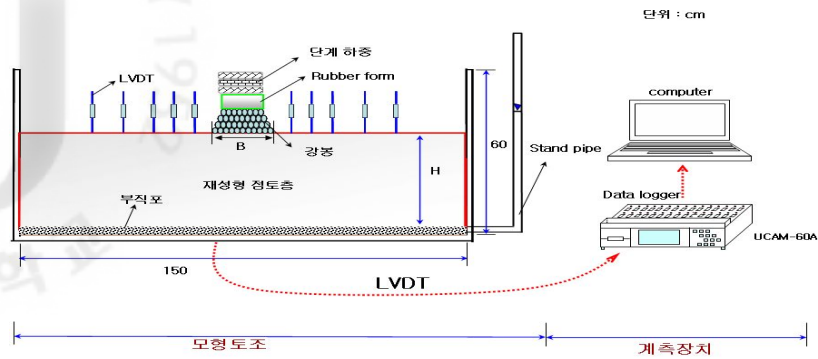


그림 2.10 연약지반 측방유동 모형실험장치 계통도

모형실험결과로부터 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 연약지반 상 성토 하중을 증가시킬수록 최대 수평변위 발생위치가 점차 지표로부터 깊어진다. 즉, 최대 수평변위의 크기가 커질수록 그 발생위치는 지표면에서 보다 깊은 지점에 형성됨을 알 수 있다.
- 2) 연약지반 상 성토하중 재하로 인한 지중 최대 수평변위는 선단부에서 가장 크고, 선단부에서 멀어 질수록 수평변위의 크기가 거의 선형적으로 감소하며, 성토하중 재하가 지중 측방변위 발생에 영향을 미치는 영향거리는 재하선단부로부터 재하 폭의 2배까지이다.
- 3) 성토시공 속도 및 연약지반의 강도특성이 기초 연약지반의 변형 거동에 크게 영향을 미침을 알 수 있다. 즉, 연약지반의 강도가 작고 성토하중 재하속도가 빠를수록 기초연약지반의 변형이 크게 발생하게 된다.
- 4) 침하량과 최대수평변위관계에서는 Tavenas et al.(1979)가 제안한 경험식의 상한선과 유사하게 거동하고 있으나 성토하중이 클수록 침하량에 따른 최대수평변위량의 기울기는 증가하고 있어 성토재하속도가 빠를수록 기초연약지반의 변형이 크게 발생하는 것으로 나타났다.

## 2. 연약지반 측방유동의 영향을 받는 구조물

### 2.1 교대의 측방이동

최근 연약지반 상에 고속도로를 건설하는 경우가 많아지면서 교대 및 안벽의 변형문제가 종종 발생하였고, 검토결과 변형발생의 주원인이 측방유동과 관련이 있는 것으로 밝혀져 측방유동에 대한 관심이 높아지고 있다. 그래서 이에 대한 연구가 많이 이루어지고 있으나, 아직까지도 국외에서 제안된 측방유동지수(일본 고속도로조사회, 1981), 측방이동판정지수(일본건설성토목연구소, 1981) 등의 경험적인 판정법만으로 설계되고 있는 현장이 많다. 특히 측방유동 지반에 설치된 교대기초 말뚝은 전형적인 수동말뚝임에도 불구하고 이를 설계에 적절히 반영하는 경우는 많지 않은 실정이어서, 시공이 완료된 후 공용 중에 과도한 교대 측방이동이 발생되고 있다. 이는 수동말뚝에 대한 해석법의 확립 및 적용이 아직 일반화되지 못한 점에 기인한다.

홍원표 등(1991, 1994, 2001a, 2001b)은 일련의 연구를 통해, 측방유동 지반에 설치된 교대기초말뚝을 수동말뚝으로 취급하여 사면안정해석을 수행할 수 있는 방안을 제시하고, 교대 이동량 실측자료에 대한 분석과 더불어 사면안정해석을 통한 측방유동판정법을 제안하여 그 합리성을 검증한 바 있다. 따라서 홍원표 등(2001a)이 제안한 소요사면안전율이 설계에 반영되는 사례가 점차 많아지고 있다. 즉, 측방유동 지반상 말뚝기초교대의 설계 시 교대 측방이동 여부를 판정하기 위해, 기존의 다양한 경험지수에 의한 판정법과 더불어 사면안정해석이 동시에 적용되는 현장이 많아지고 있다. 실무자 입장에서는 예비설계 단계나 현장조사 단계에서 간편하게 교대의 측방이동 여부를 판단할 수 있으면, 설계작업을 보다 간소화 시킬 수 있을 것이다.

홍원표 등(2006b)는 측방유동지반 상에 설치된 말뚝기초교대의 측방이동 여부를 간편하고 쉽게 평가할 수 있는 방안을 마련하고, 경험지수에 의한 기존 측방이동 판정법의 국내 교대현장 적용성을 평가하기 위해, 국내 43개 교대현장 자료를 분석하여 다음과 같은 사항을 파악하였다.

- 1) 교대 배면의 뒤채움으로 인한 상재압이 연약지반 비배수전단강도의 3배보다 작으면, 교대 유지관리에 문제가 발생하지 않으나, 상재압이 연약지반 비배수 전단강도의 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.
- 2) 교대를 포함한 사면의 안정수가 3보다 크면, 교대기초말뚝의 사면안정 기여효과와 교대의 허용측방변위를 반영한 사면안정해석을 통해 교대 측방이동 여부를 면밀히 검토해야 한다.
- 3) 교대 측방이동을 방지하기 위한 소요 사면안전율은 교대기초말뚝의 사면안정 기여효과를 고려하지 않은 해석의 경우 1.5, 말뚝효과를 고려한 경우에는 1.8로 규정하는 것이 바람직하다.
- 4) 국내 연약지반 상 말뚝기초교대의 경우, 교대의 실측측방변위 및 사면안전율과 경험지수(측방유동지수, 측방이동판정지수)의 상관성이 높지 않은 것으로 나타났다. 따라서 이들 경험지수만으로 교대의 측방이동을 판정하는 것은 합리적이지 않다.

## 2.2 호안구조물의 측방이동

국제교역의 증대와 더불어 부두시설의 신설이 빈번해지고 있으며, 그 규모 또한 날로 커지고 있는 추세이다. 과거의 부두시설은 소규모로 설치장소도 비교적 양호한 지반에 설치하는 경우가 대부분이었으나, 최근에는 대형선박이 정박할 수 있는 부두시설을 지반조건이 열악한 연약지반에 건설하는 경우가 빈번하여 졌다. 대형선박의 정박이 상당한 수심을 확보할 수 있는 장소에 부두시설을 건설하기 위해서는 안벽과 같은 호안구조물을 시공하여야 한다. 또한 항만시설의 유지관리를 위한 준설도 투기장 건설도 날로 증가함에 따라 연약지반상 호안구조물의 축조가 더욱 필요하게 되었다. 호안 안벽은 중력식, 널말뚝식, 선반식, 셀식, 벽강관식 등의 여러 가지 방법으로 축조되고 있다. 국내에서는 연약한 지반 상에 안벽구조물 축조 시 잔교식 안벽(널말뚝식이나 벽강관식 안벽에서 주로 채용)과 중력식 안벽의 일종인 케이슨식 안벽이 주로 채용되고 있다. 잔교식 안벽은 부산항, 인천항, 광양항, 목포항, 마산항, 군산외항, 군·장신항, 포항신항, 동해항 등에 적용되었으며, 케이슨식 안벽은

아산항, 울산항, 여수항, 부산신항 등에 적용된 바 있다. 이러한 안벽구조물의 배면에는 통상적으로 뒤채움 매립을 실시하게 된다. 안벽구조물을 연약지반상에 건설한 후 배면매립을 하게 되면, 매립에 의한 뒤채움하중이 연약지반상에 편재하중으로 작용하게 되어 연약지반 측방유동 및 이로 인한 안벽구조물의 측방이동이 발생하게 된다. 즉, 안벽 배면 뒤채움 매립은 안벽에 막대한 측방토압을 유발시킨다. 이 측방토압은 안벽을 포함하는 사면지반과 안벽구조물 모두의 안정에 막대한 영향을 미치게 된다. 이 경우 안벽구조물에 작용하는 측방토압에 저항할 수 있는 사면지반의 저항력이 충분치 않으면 안벽이 수평방향으로 이동하게 된다. 특히 말뚝기초로 지지된 잔교식 안벽의 경우는 안벽을 구성하고 있는 말뚝에 직접 측방유동압이 전달되면서 말뚝사이로 지반이 빠져나가려고 하는 현상이 발생하게 된다. 이 경우, 안벽구조물의 거동은 측방유동지반상 교대기초말뚝의 거동과 흡사하다.

홍원표등(2006b)은 호안구조물의 측방이동판정법을 마련하기 위하여 국내 현장에서 측방변위가 실측된 현장에 대한 계측자료 분석 및 사면안정해석을 수행하여 다음과 같은 사항은 제시하였다.

- 1) 말뚝이 시공된 호안구조물의 안정을 위해서는 말뚝의 안정과 사면의 안정이 모두 확보되어야 한다. 여기서 연약지반상 잔교식 안벽 등에 적용되는 말뚝기초는 뒤채움하중으로 인해 측방토압을 받는 수동말뚝으로 볼 수 있다. 따라서 말뚝의 안정 및 사면의 안정을 합리적으로 평가해야 한다.
- 2) 말뚝이 시공된 호안구조물의 측방이동 가능성을 효과적으로 판정하기 위한 소요사면안전율은 말뚝의 사면안정효과를 무시하고 1.3으로 하거나 혹은 말뚝의 사면안정효과를 고려하여 1.6을 확보하도록 하여야 한다. 따라서 말뚝이 시공된 호안구조물의 설계시에는 사면만의 안전율이 1.3 미만이라도 말뚝의 사면안정 기여효과를 적극적으로 고려한 사면안정해석을 수행하여 사면안전율이 1.6 이상이 되도록 설계하면 안정성에 문제가 발생되지 않을 것이다.
- 3) 말뚝이 시공되지 않은 연약지반 상 중력식 호안구조물의 안정을 위해서는 현행 항만 및 어항 설계기준(2005)에서 제시하고 있는 상시 사면안전율 1.3을 소요 사면안전율로 함이 바람직하다.
- 4) 사면의 안정수  $N_s$ 와 측방유동지수  $F$ 를 이용하여 호안구조물의 측방이동 가능성을 판정하는 것은 합리적이지 못하다.

## 2.3 매설관의 측방이동

### 2.3.1 모형실험

홍원표와 김재홍(2010)은 측방유동 가능 지반 내에 설치된 매설관에 작용하는 측방토압의 거동을 모형실험을 통하여 관찰하였다. 매설관이 설치된 점성토지반이 측방유동을 할 경우 이 지반의 측방유동현상으로 인한 작용하는 하중의 크기를 지반의 변형속도, 매설관의 직경, 매설관의 형상, 매설관의 강성에 따라 실험을 실시하여 이들 변수에 대한 영향을 검토하였다. 실험결과를 정리하면 다음과 같은 사항을 파악 하였다.

- 1) 매설관에 작용하는 항복하중은 지반의 변형속도에 따라 선형적으로 증가하는 경향을 보이며 탄성거동영역에서 소성거동영역으로 변화하는 사이에 항복하중이 존재한다.
- 2) 매설관에 가해지는 항복하중은 매설관의 직경에 비례하여 증가하며, 지반의 변형속도가 매우 느린 경우에는 매설관의 직경에 관계없이 지반변형속도 증가에 따라 하중증가폭은 일정하다. 그러나 지반변형속도가 빠른 경우에는 일정한 강성 하에서 매설관직경이 큰 경우 측방토압을 많이 받게 되므로 항복하중은 상대적으로 작아진다.
- 3) 매설관의 형상에 따른 항복하중은 그리 큰 차이는 없지만 지반변형량이 증가함에 따라 원형매설관에 비해 정사각형 매설관에 가해지는 측방토압이 상당히 크게 나타난다. 이는 매설관이 설치된 지반 내 파괴형상이 원형관인 경우에 비해 사각형 매설관인 경우 토압이 가해지는 방향인 매설관 전면에서 토압분포가 다소 넓게 분포함에 기인한다. 주변지반에서는 원형관인 경우 관 형상에 대한 영향으로 매설관 후면까지 영향을 미치지만 사각형관인 경우에는 측면까지만 영향을 받으며 후면에는 지반변형에 영향을 미치지 않는다.
- 4) 지반이 탄성범위 내에서 변형을 일으킬 경우 매설관은 강성에 대한 영향을 작게 받고 있다. 그러나 지반변형이 크게 발생할 때에는 매설관에 가해지는 토압은 관의 강성에 크게 영향을 받는다. 따라서 매설관의 강성에 따라 지반변형이 크게 발생할 경우 하중의 크기가 상당히 달라지며 매설관의 지지하중 및 매설관의 거동에 많은 영향을 미친다.

5) 한편 홍원표, 한중근, 배태수(2002)은 측방유동지반 속 지반매설관에 작용하는 토압식은 산정하여 측방토압으로 인한 지하매설관의 거동을 파악하였고, 홍원표, 김재홍(2010)은 실내시험을 하여 수치해석으로 상호관계를 분석 하였다. 홍원표, 한중근(2002)이 측방변형 지반 속 매설관 주변지반의 파괴모드에 대해 실험결과를 고찰하였다.

### 2.3.2 현장실험

김재홍(2010)은 성토하중으로 인하여 발생하는 주변지반의 변형거동을 파악하기 위해 전기비저항탐사법을 적용하여 준설매립지역인 서해안지역에서 현장실험을 하였다. 현장실험결과 다음과 같은 사항을 파악하였다.

- 1) 연약지반 상에 급속 성토 시 침하, 측방유동, 지반용기 등에 대해 전기비저항 탐사법으로 영향범위를 알아낼 수 있다.
- 2) 성토 후 시간이 경과하면 과잉간극수압의 소산으로 전기비저항에 감소하는 Time effect 효과에 의해 전기비저항영역이 증가하므로 연약지반의 creep 변형의 영향범위까지 파악할 수 있었다.

## 3. 요약

도로성토로 인한 연약지반의 측방유동 판정법을 정량적으로 판단하는 방법을 연구하고자 본 장에서 기존의 연구들을 조사, 정리 하였다.

- 1) 연약지반 상에 성토 시 측방유동에 대한 개념을 좀 더 정확하게 파악하기 위해 Lerouil et. al(1990)의 변형거동 연구를 정리하였으며, Tschebotarioff(1973)의 이론에서 연약지반 상에 뒤채움시 전단변형과 전단파괴의 시점을 조사하였다. 또한 Tavenas et. al(1979)이 제안한 침하량과 수평변위량관계의 상관관계를 파악하였다.



2) 도로성토시 연약지반의 측방유동판정법에 관한 기존연구인 Marche & Chapuis 법과 Oteo법, Tschebotarioff법 등에 관한 내용을 정리하여 국내연약지반상에 성토시 측방유동 판정법을 정량적으로 판단하기 위한 방법을 제시하고자 심도있게 분석하였다. 아울러 교대 측방유동 판정법에 대해서도 연약지반 상 성토 시 측방 유동판정법과 함께 고찰하기 위해 검토하였다.

3) 또한, 연약지반 상에 성토 시 설계단계 및 시공단계에서 측방유동 가능성이 크다고 판단할 때 대책공법에 대해서도 검토하였으며, 대책공법의 기본원리로부터 측방유동에 미치는 영향을 분석하였고, 이에 따라 개량원리 별 대책공법과 영향요인 별 개량방법을 연구하였다.

4) 연약지반 상에 성토 시 측방유동에 대한 판정법과 대책공법을 강구하기 위해서는 연약지반 상 성토하중에 의해 하부지반의 변형거동을 알아야하므로 홍원표 등 (2006), 및 이광우(2006)가 수행한 연약지반 변형거동 모형실험 결과로부터 연약지반 상에 성토 시 침하량과 수평변위관계를 검토하였다.

5) 상기 4)의 실내시험 결과를 바탕으로 연약지반 상 성토 시 연약지반의 측방 유동에 의해 구조물에 영향을 미치는 사례로 교대의 측방이동(홍원표 등, 2006)과 호안구조물의 측방이동(이광우, 2006) 및 매설관의 측방이동(홍원표과 김재홍, 2010)의 연구를 검토하였으며 또한, 김재홍(2010)이 성토하중에 의한 주변지반의 변형거동을 현장실험한 결과도 함께 검토 하였다.

따라서 연약지반상 성토시 측방유동이 인접지반과 구조물에 미치는 영향이 크므로 측방유동판정법의 제정이 필요한 실정이라고 판단된다.

### Ⅲ. 도로 성토하부 연약지반의 조사현장

우리나라는 3면이 바다로 둘러싸여 있는 반도국가이다. 특히 서해안과 남해안은 리아스식 해안으로 되어 있어 매립을 하여 토지로 활용할 수 있는 지역이 많다. 최근까지도 해안 매립을 활발히 실시하여 상당히 많은 토지로 조성하여 산업단지, 주택단지 등으로 공급하여 오고 있다. 이러한 해안매립지역에 도로를 축조할 경우 대부분의 지역의 표고가 낮은 관계로 성토를 실시하게 된다. 이 경우 성토하중으로 인한 연약지반의 변형(침하 및 측방변형)이 발생하는 경우가 많다.

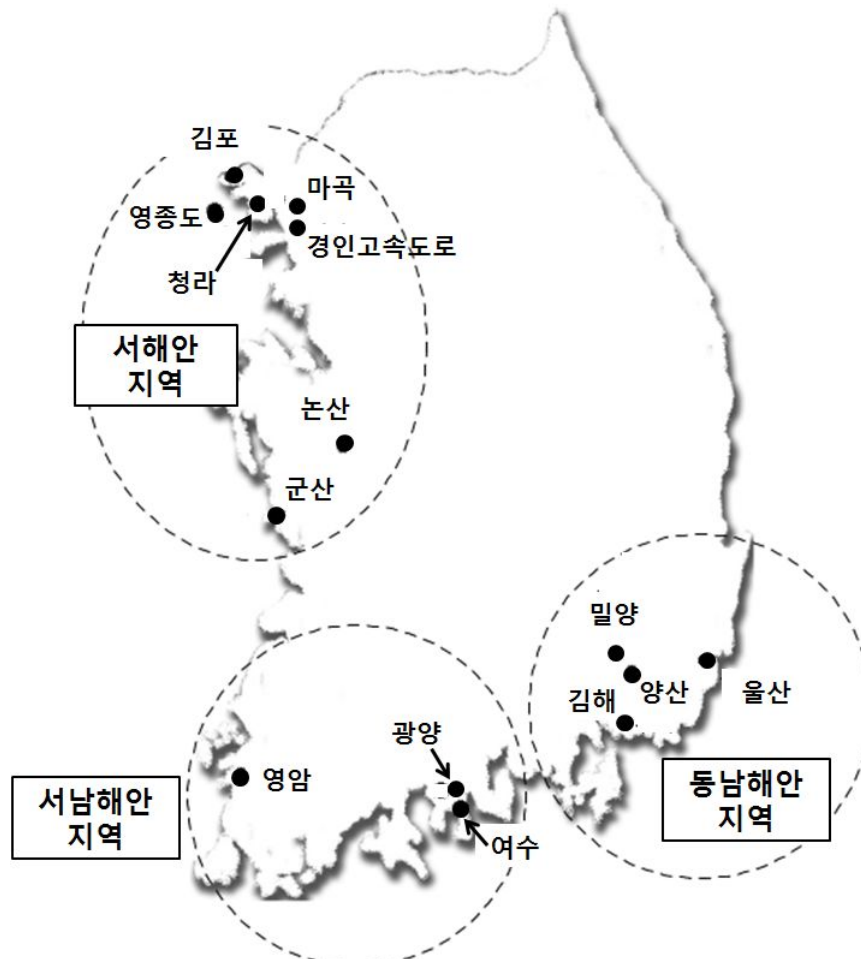


그림 3.1 연구 대상 지역 위치도

특히 측방변형이 심할 경우 성토 옆 구간의 용기나 활동과괴가 발생하는 경우가 있으므로 이에 대한 연구를 수행하기 위해 우리나라 해안지역 매립지를 중심으로 한 14곳의 연약지반을 그림 3.1에 도시된 바와 같이 선정하여 연약지반의 변형거동을 조사하였다.

본 연구에서 분석한 14개 연약지반현장은 지역적 위치에 따라 그림 3.1에서 보는 바와 같이 동남해안 지역, 서남해안 지역, 서해안지역의 세 지역으로 분류하였다. 각 지역별 연약지반 현장에 대한 연직배수공법 및 연약지반 특성에 따른 역학적거동 특성을 파악하고자 하였다.

이들 지역에 도로성토를 실시하면서 측정한 현장계측자료와 성토과정에 대한 자료에 의거하여 분석을 실시 하고자 한다. 분석에 앞서 우선 각 연약지반의 지층 및 지반 특성, 성토규모, 연약지반처리공법 적용상황 등을 정리하면 다음과 같다.

## 1. 동남해안지역 연약지반 현장

동남해안지역에서 그림 3.1에서 보는 바와 같이 양산, 울산, 김해, 밀양 지역 4곳의 연약지반 현장을 대상으로 하였다. 이 지역은 주로 낙동강 유역권으로 퇴적층이 두껍게 분포되어 있다.

동남해안지역 연약지반은 대체로 지표로부터 매립토, 퇴적토, 풍화대 및 기반암 순으로 구성되어 있다. 퇴적토층 두께는 14~46m 정도로 두껍게 형성되어 있으며, 이 중 연약지반은 전체적으로 2~41m 정도이며 강 하류로 갈수록 깊어지는 경향을 보이며 퇴적토층의 두께는 70m되는 곳도 있다(한국토지공사, 1998). 상부 실트질 모래층은 N치가 0~10 정도이며, 중간부 점성토층은 N치가 0~5 정도로 매우 연약하며 하부모래층의 N치는 30~50이상으로 대단히 조밀한 상태를 보이고 있다.

대체로 다른 지역보다 퇴적층 두께가 두껍고 액성한계, 소성한계, 소성지수, 간극비, 압축지수도 높음에도 불구하고 조립성분을 많이 함유하고 있어서 비배수 전단강도, 일축압축 강도가 비교적 큰 특성을 가지고 있다. 또한 양산과 김해지역 연약지반은 충적퇴적물로 구성되어 있어 강도가 상당히 낮은 경우가 많다.

## 1.1 양산지구 연약지반 현장

양산지구 연약지반은 백악기의 불국사 화강암류 위를 제 4기 충적층이 부정합으로 덮고 있으며 이 충적퇴적물은 주로 점성토와 미세한 모래로 되어있다. 연약지반의 두께가 작은 구간과 두꺼운 구간의 대표적 지층구성은 그림 3.3과 같다. 이 그림에서 보는 바와 같이 지표로부터 실트, 점토, 모래, 자갈 등으로 구성된 매립층이 0.2~5.0m, 충적퇴적물인 연약점성토는 15.2~29.5m(평균 23.6m)깊이까지 15.0~24.5m 두께로 비교적 두껍게 지층을 구성하고 있다.

연약지반은 대부분 CL 또는 CH로 분류되는데 거의 같은 비율을 보이고 있다. 표 3.1에 의하면 이들의 평균자연함수비는 53.2%, 평균액성한계는 45.4% 정도로 자연함수비보다 작은 값을 나타내고 있으며 소성지수가 30.1로서 Casagrande의 소성도에 의해 CL로 분류된다. 따라서 CL과 CH가 같이 존재하지만 평균적으로는 CL로 분류된다.

압축지수  $C_c$ 는 0.15~1.29의 범위로 비교적 넓은 분포를 보이며 평균 0.738정도이다. 초기간극비 또한 0.664~1.959로 넓은 분포의 범위를 보이며 평균 1.311이고 단위중량은  $1.73\text{t/m}^3$  정도로 나타났다.

일축압축강도는 평균  $0.43\text{ kg/cm}^2$ 이며 삼축압축시험(UU)에 의한 비배수전단강도는 평균  $0.26\text{ kg/cm}^2$  정도인데, 삼축압축시험에 의한 비배수전단강도가 일축압축강도( $q_u/2$ )에 의한 비배수전단강도 보다 약간 높은 특성을 보이며 일축압축강도와 Consistency관계에서 연약한 점토로 판단되며, 상부점토층(5~7m 깊이까지)은  $\text{OCR}=1.607\sim 2.337$  범위로 약간 과압밀상태에 있으며 하부점토층은 압밀이 진행 중인 정규압밀상태를 나타내고 있다.

현장에 적용한 연직배수재는 Plastic Drain이 그림 3.2는 이 지역 연약지반 상에 조성된 도로성토의 대표단면도이며 성토폭은 30m이며 성토높이는 3.0~8.5m(평균 5.7m)로 1:1.5경사의 범면을 갖도록 하여 성토규모 H/B는 평균적으로 0.53정도였다. 연약지반 압밀 촉진을 위한 연직 배수재를 설치하고 PP mat 및 시공장비의 주행 성능을 확보하는 역할을 위한 수평배수층을 조성하기 위해 쇄석( $\Phi 40\text{mm}$ )을 50cm 두께로 포설한 Sand mat를 포설한 후 도로성토를 실시하였다.

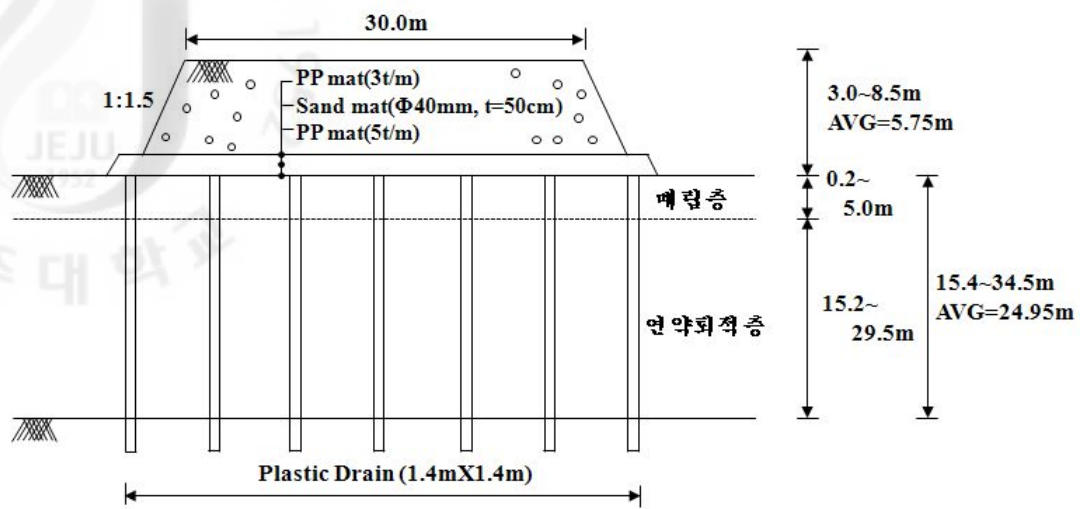


그림 3.2 양산지구 도로성토의 대표단면도

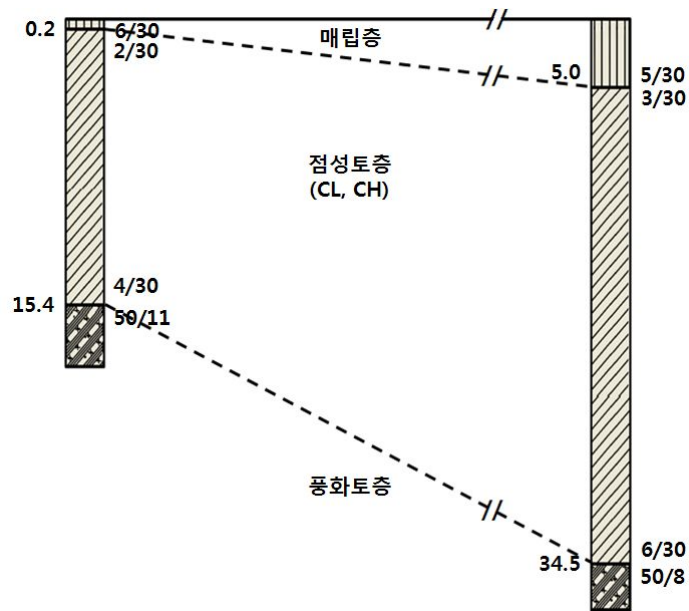


그림 3.3 양산지구 지층 대표단면도

표 3.1 연약지층의 지반특성

지구	지역	자연 함수비 (W <sub>n</sub> ,%)	액성 한계 (LL,%)	소성 지수 (PI)	간극비 (e <sub>o</sub> )	압축 지수 (Cc)	비배수 전단강도 (kg/cm <sup>2</sup> )	강도 증가율 (m= Su/P)	OCR	단위 중량 (tf/m <sup>3</sup> )	USCS	성토규모		
												B	H	H/B
동 남 해 안	양산	53.20	45.4	30.1	1.489	0.738	0.26	0.185	1.97	1.73	CL	47.25	24.9	0.53
	울산	44.86	39.13	26	1.228	0.432	0.23	0.186	1.31	1.76	CL	43.5	17.45	0.40
	김해	67.22	71.1	42.2	1.834	0.585	0.15	0.313	1.0	1.61	CH	35	17.55	0.50
	밀양	41.00	39.4	16.4	1.097	0.320	0.30	0.200	1.5	1.75	CL CH	36.5	16.35	0.45
	평균	51.57	48.76	28.7	1.412	0.519	0.235	0.221	1.45	1.71	CL CH	40.56	19.07	0.47
서 남 해 안	영암	49.00	54.4	33.3	1.380	0.60	0.24	0.250	1.44	1.71	CL CH	53	21.9	0.41
	광양	52.50	54.4	28.4	1.423	0.561	0.14	0.200	1.21	1.69	CH	43.5	14.35	0.33
	여수	83.40	63.2	39.1	2.368	1.071	0.17	0.290	0.36	1.57	CL CH	39.75	13.65	0.34
	평균	61.63	56.67	33.6	1.724	0.744	0.183	0.247	1.00	1.66	CH	45.41	16.63	0.36
서 해 안	김포	41.00	39.4	19.0	1.175	0.441	0.16	0.185	1.77	1.77	CL	46.81	10.2	0.22
	영종	34.92	39.7	20.9	0.948	0.190	0.35	0.260	1.81	1.85	CL	36.25	14	0.38
	경인 고속 도로	27.20	39.5	15.6	0.930	0.34	0.27	0.220	2.70	1.87	CL	63.3	15.5	0.24
	청라	30.86	36.87	16.0	1.080	0.359	0.25	0.200	1.50	1.87	CL	34.25	13.0	0.38
	마곡	31.30	41.7	17.3	1.040	0.250	0.45	0.180	1.50	1.82	CL	46.81	10.8	0.23
	논산	62.00	55.8	17.3	1.250	0.370	0.22	0.190	1.50	1.85	CC CH	57.85	16.7	0.29
	군산	57.40	64.4	22.3	1.350	0.370	0.37	0.220	1.71	1.81	CH CL	40.35	8.35	0.21
	평균	38.95	45.37	18.3	1.110	0.331	0.301	0.208	1.94	1.83	CL	46.82	12.65	0.27
전체 평균	47.42	48.76	24.6	1.328	0.473	0.26	0.220	1.60	1.76	CL	44.26	15.88	0.40	

## 1.2 울산지구 연약지반 현장

울산지구 연약지반의 지층구성은 그림 3.5와 같으며 경작지로 조성된 매립 지층이 약 2.7~4.2m의 두께로서 실트질 모래(SM) 또는 모래 섞인 점토질 실트(ML)로 구성되어 있다. 그 아래에는 사질토층으로서 층 두께는 6.6~7.7m 정도이며, 연약 점성토층은 약 8.8~9.8m의 깊은 층 후로서 분포하고 있으며 깊이까지 19.6~20.2m로서 대부분 실트질 점토(CL, CH), 점토질 실트(ML), 실트질 모래(SM), 점토질 모래(SC), 입도 불량한 모래 등으로 구성되어 있다.

표 3.1에 의하면 평균자연함수비는 30.1~59.62%, 액성한계평균치는 39.13%이며, 소성지수는 16~36 정도로서 평균치 26이므로 Csagrande의 소성도에 의해 CL로 분류된다. 압축지수는 평균 0.432정도이며 초기간극비는 평균 1.228이고, 단위중량은 평균 1.76t/m<sup>3</sup>이다. 또한 삼축압축시험(UU)에 의한 비배수전단강도는 평균 0.23kg/cm<sup>2</sup>정도로서 연약한 점성토로 분류되며, 점토층은 OCR 평균치가 1.31로서 과압밀 상태에 있는 것으로 파악된다.

현장 적용한 연직배수재는 Paper Drain이며 그림 3.4는 이 지역 연약지반 상에 조성된 도로성토의 대표적인 단면도를 나타내었으며 성토상단폭은 30m이며 성토 높이는 3.0~6.0(평균 4.5m)로 1:1.5경사의 법면을 갖도록하여 성토규모 H/B는 평균 0.40정도이다. 그리고 연약지반 압밀축진을 위해 수평배수층(쇄석mat  $\Phi$ 40mm, t=50cm)을 포서하였으며 시공현장의 주행성확보를 위해 쇄석mat와 함께 수평배수층 상부에 PET mat(5tf/m), 하부에 PP mat(5tf/m)을 포설하였다.

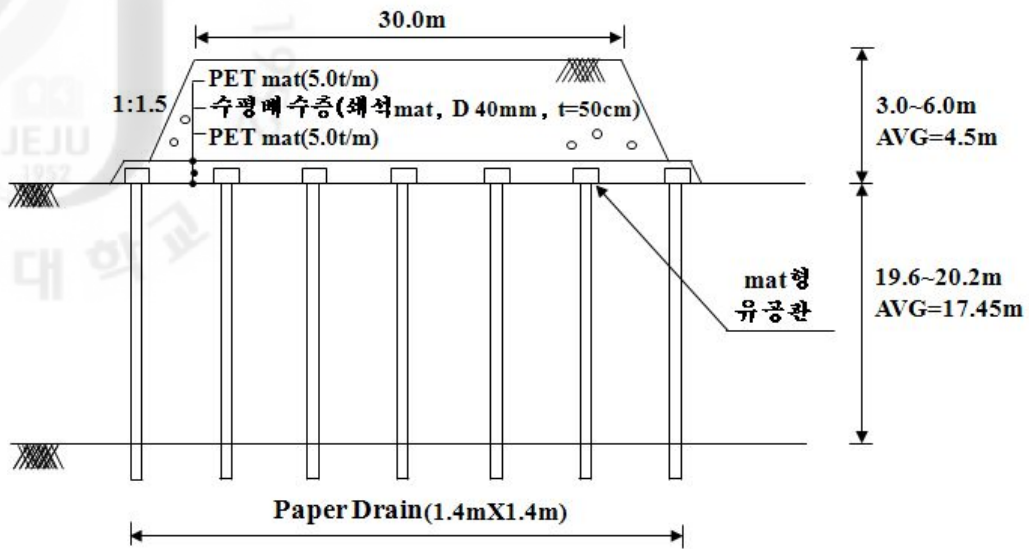


그림 3.4 울산지구 도로성토의 대표단면도

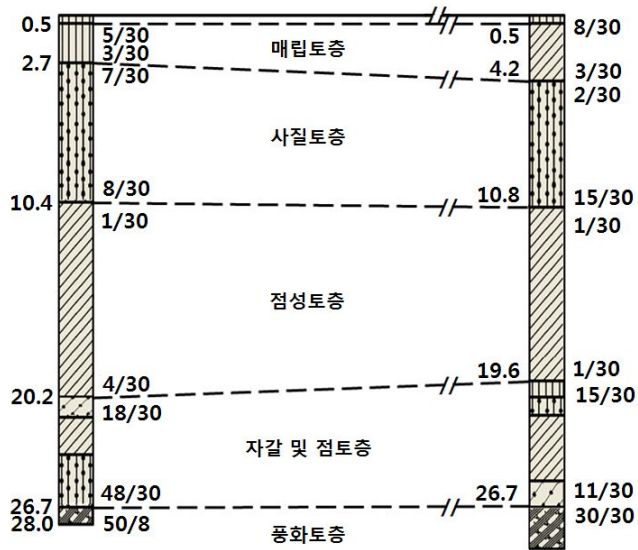


그림 3.5 울산지구 지층 대표단면도



### 1.3 김해지구 연약지반 현장

현장 지질은 백악기 화성암류가 넓게 기반암을 이루고 신생대 제 4기의 충적층이 피복하고 있으며 지층구성은 그림 3.7과 같이 전담토, 매립토 아래에 충적퇴적물인 연약점성토가 16.5~18.6m 깊이 까지 분포하고 있다. 연약지반은 대부분 실트질로 구성되어있다.

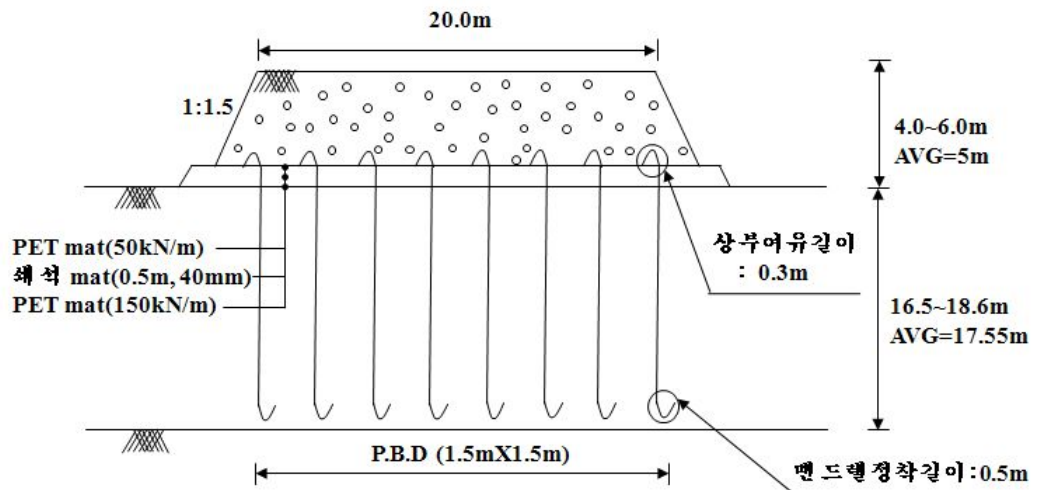


그림 3.6 김해지구 도로성토의 대표단면도

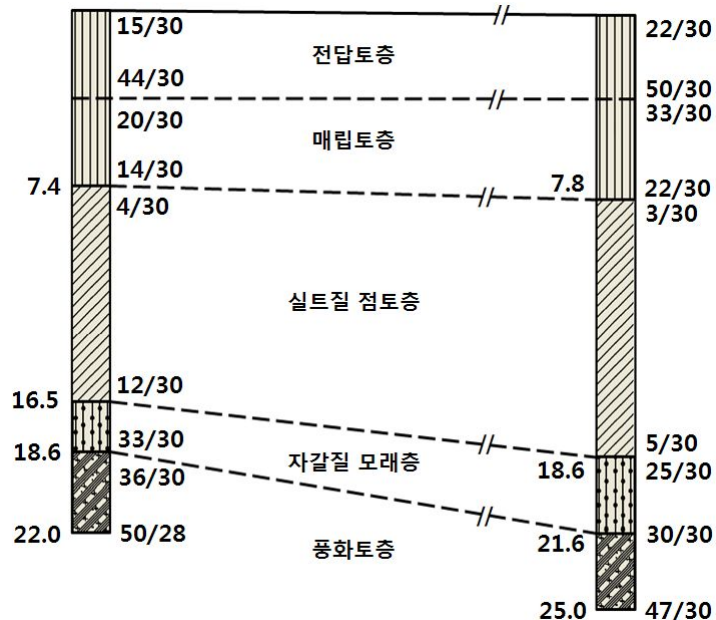


그림 3.7 김해지구 지층 대표단면도

표 3.1에 의해 평균자연함수비는 67.22%, 평균액성한계는 71.1% 정도이고 자연함수비가 다소 작은 값을 나타내고 있다. 소성지수와 액성한계의 관계를 통하여 Casagrande의 소성도로 볼 때 고압축의 소성점토(CH)에 해당된다. 압축지수  $C_c$ 는 평균 0.585정도를 나타내서 압축성이 큰 점토임을 알 수 있다. 초기간극비는 평균 1.834로 나타나서 간극비 분류 및 관계성에 의해 단위중량이 평균  $1.61\text{t}/\text{m}^3$  정도로 나타났다. 삼축압축시험(UU)에 의한 비배수전단강도는 평균  $0.15\text{kg}/\text{cm}^2$  정도로서 연약한 점성토이며, 대부분  $\text{OCR} \approx 1.0$ 으로 정규압밀 상태를 보이고 있다.

현장 적용한 연직배수재는 Plastic Board Drain이며 그림 3.6은 이 지역 연약지반 상에 조성된 도로성토의 대표적인 단면도이다. 성토 상단폭은 20m이며 성토높이 4.0~6.0(평균 5.0m)로 1:1.5경사의 법면을 갖도록 하였으며 성토규모 H/B는 평균적으로 0.50정도였다. 연약지반의 압밀 축진을 위한 상부 배수층 및 시공장비의 주행성능을 확보하는 지지층의 역할을 위한 수평배수층을 현장 쇄석( $\Phi 40\text{mm}$ , 두께 50cm) 및 PET mat을 수평배수층 상하부에 포설하였다.

#### 1.4 밀양지구 연약지반 현장

밀양지구의 지층구성은 그림 3.9과 같이 상부로부터 점토질 모래, 퇴적층, 기본 풍화잔류대인 풍화토층, 풍화암층 그리고, 기반암인 연암층의 순으로 분포하고 있다. 표토층은 점토질 모래로 0.5~5.4m, 퇴적층인 점토구간은 7.1~19.7m 두께로 분포하는데 매우 연약한 상태를 나타내고 있으며 CL로 분류되며, 연약지반의 깊이까지는 7.6~25.1m까지 되어있다.

표 3.1에 의하면 이들의 평균자연함수비는 41.0%, 평균액성한계는 39.4% 정도이고 자연함수비와 유사한 값을 나타내고 있으며 소성지수는 평균 16.4로서 Casagrande의 소성도에 의해 CL로 분류된다. 압축지수  $C_c$ 는 평균 0.320정도 초기간극비는 평균 1.097정도로 간극비 분류에 의해 단위중량은 평균  $1.75\text{t}/\text{m}^3$  정도이다. 또한 삼축압축 시험(UU)에 의한 비배수전단강도는 평균  $0.300\text{kg}/\text{cm}^2$  정도를 나타내어 Consistency 관계에 의하면 중간정도 연약한 점성토로 분류된다.

현장에 적용한 연직배수재는 Plastic Board Drain이며 이 지역 연약지반 상에 조성된 도로 성토의 대표단면도 이다. 연약지반의 압밀 축진을 위한 상부 배수층

및 시공장비의 주행성능을 확보하는 지지층의 역할을 위한 샌드매트( $\Phi$  40mm, t=50cm)와 PP mat(5t/m)를 포설하였다. 성토상단폭은 20m이며 성토높이는 2.0~9.0m(평균 5.5m)로 1:1.5경사의 법면을 갖도록 하였으며 성토규모 H/B는 평균적으로 0.38정도였다.

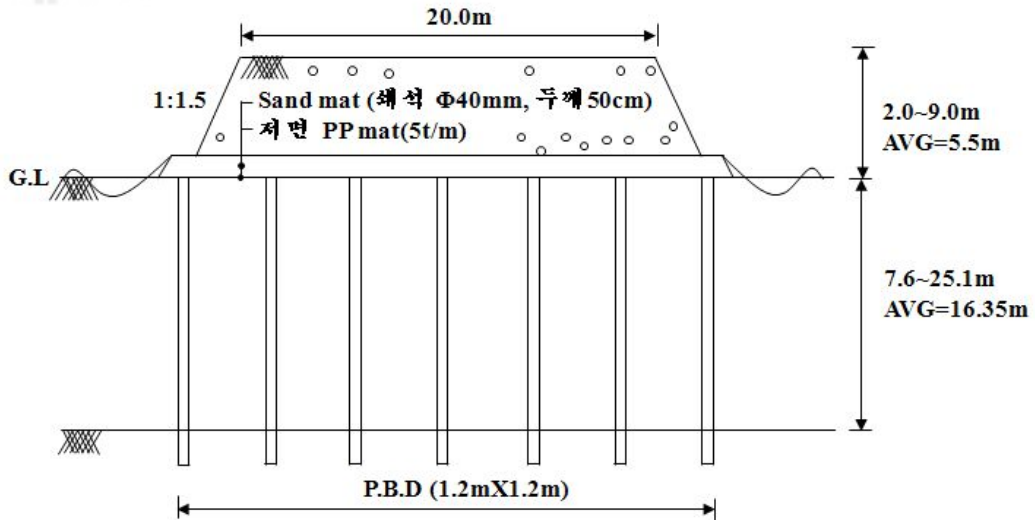


그림 3.8 밀양지구 도로성토의 대표단면도

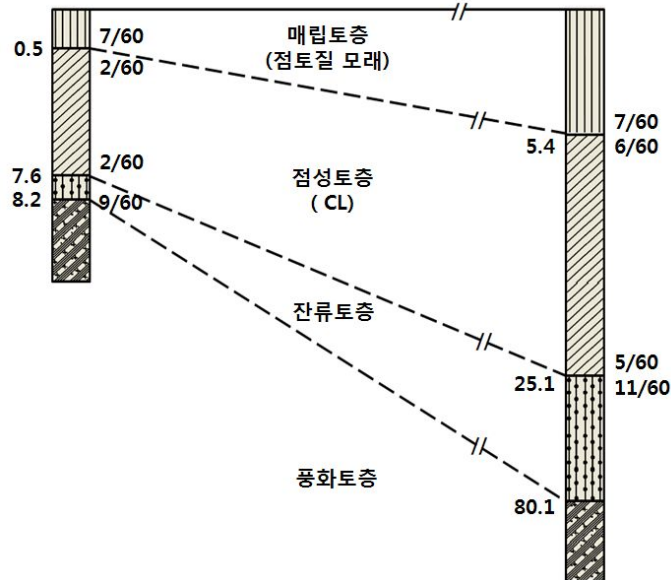


그림 3.9 밀양지구 지층 대표단면도

## 2. 서남해안지역 연약지반 현장

서남해안지역은 그림 3.1에서 보는 바와 같이 영암, 광양, 여수지구 3개의 연약지반현장을 연구대상으로 하였다. 남해안은 주로 해수면의 하강 시 퇴적된 상류사질토퇴적물로 덮여 있으나 서쪽으로 갈수록 세립퇴적물이 많으며 주로 양자강이 주공급원이므로 이 지역은 세립질 점성토가 두껍게 분포되어 있었다.

서남해안지역 연약지반은 대체로 지표로부터 퇴적토, 풍화잔류토, 풍화암, 기반암 등의 순으로 구성되어 있다. 퇴적토층 두께는 10~40m 정도로 상부 모래층은 일반적으로 세립 내지 중립질 모래로서 층 하부로 갈수록 세립분 함량이 증가하며 N치는 10 미만이다. 중간부 점성토층은 실트질 점토, 점토질 실트 또는 사질 실트로 구성되어 있으며 상부 모래층 및 하부 충적층과 접속부에서는 세립내지 중립질 모래가 많이 함유되어 있다. 특히 광양만측은 세립질 점토가 우세하게 나타난다. 서남해안 지역도 동남해안 지역과 같이 대체로 다른 지역보다 퇴적층 두께가 두껍고 액성한계, 소성한계, 소성지수, 간극비, 압축지수도 높으며 조립성분을 많이 함유하고 있으나 비배수전단강도, 일축압축 강도가 작은 특성을 가지고 있다.

### 2.1 영암지구 연약지반 현장

영암지구 연약지반의 지층구성은 그림 3.11과 같이 지표로부터 매립층이 0.2~2.6m, 퇴적층은 실트질 점토로 구성되어 있으며 상부퇴적층이 0.8~25.3m, 하부퇴적층이 0.7~14.2m 두께로 분포하고 있으며, 깊이까지 1.7~4.21m까지 비교적 얇은 지층에서 두꺼운 지층까지 구성하고 있다.

이들의 지반특성은 표 3.1에 나타난 것과 같이 평균자연함수비는 49.0%, 평균 액성한계는 53.2~55.6% 정도이고 소성지수는 33.3이므로 Casagrande 소성도에 의하면 CH로 분류된다. 자연함수비가 액성한계보다 대체로 적게 나타났다. 압축지수는 평균 0.60정도이다. 따라서 평균적으로는 CH로 분류된다. 초기간극비는 평균 1.38이며 단위중량은 평균 1.71로 나타났다. 또한 삼축압축시험(UU)에 의한 비배수전단강도는 평균  $0.24\text{kg/cm}^2$  정도로 연약한 점성토이다. 과압밀비는 0.80~

2.07의 분포를 나타내며 상부층 약 4~7m까지는 과압밀비는 2 정도로 과압밀 영역이고 7m 이하 하부층은 과압밀비 1정도의 정규압밀 영역으로 구분된다.

그림 3.10은 이 지역 연약지반 상에 성토된 도로 성토의 대표적인 단면도이다. 성토 상단폭은 35.0m이며 성토높이는 2.0~10.0m(평균 6.0m)로 1:1.5경사의 범면을 갖도록 하여 성토규모 H/B는 평균적으로 0.41정도였다. 연약지반의 압밀 축진을 위한 연직배수재인 PBD를 적용하였으며, PBD를 시공하고 상부에 PP mat와 수평배수층( $\phi$  40mm)을 포설한 후 도로성토를 실시하였다.

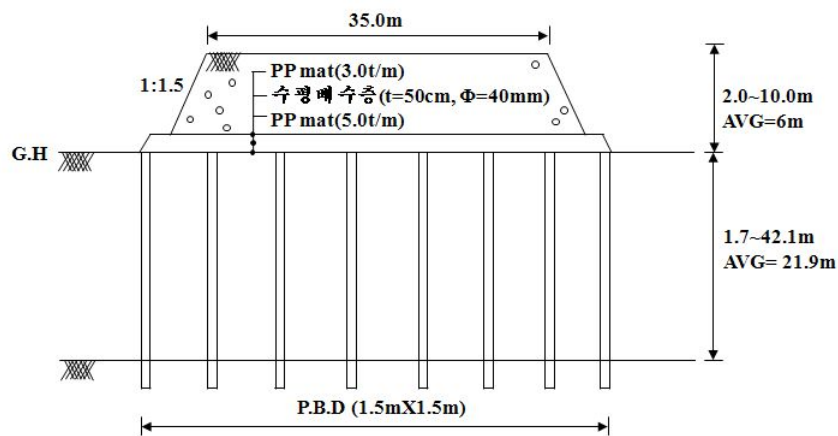


그림 3.10 영암지구 도로성토의 대표단면도

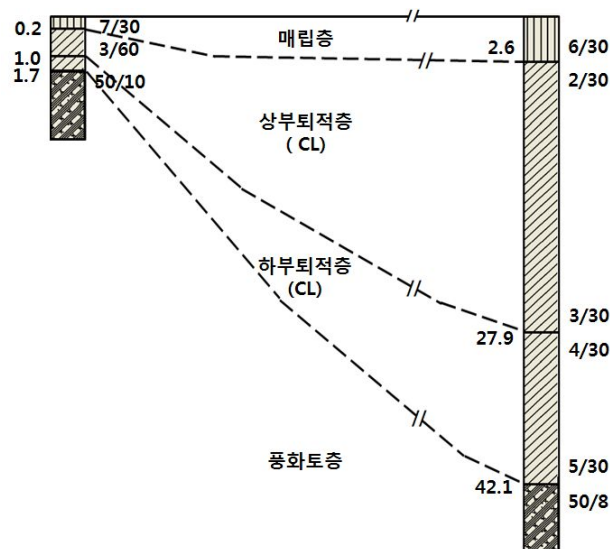


그림 3.11 영암지구 지층 대표단면도

## 2.2 광양지구 연약지반 현장

광양지구 연약지반은 준설패립층, 원지반 퇴적층 및 기반암의 순서로 구성되어 있으며, 부지 내 연약층의 심도는 대략 9~30m로 지역별 편차가 나타났다. 광양지구 대표단면 그림 3.13과 같이 준설택토층(매립층)은 매립 전 슬러리 상태로 투기하여 형성된 지층이며, 약 5.5~6.0m, 원지반퇴적층은 상부로부터 점토층과 모래자갈층 또는 점토자갈층으로 구성되어 있다. 점토층은 전반적으로 실트쉬인 점토로 구성되어 있으며 두께는 3.0~12.2m 깊이까지는 8.5~20.2m로 지층을 구성하고 있다. 이들 층의 대부분 고압축성 점토(CH)이다.

즉, 표 3.1에 의하면 이들의 평균자연함수비는 52.5%, 평균액성한계는 53.2~55.6% 정도이고 소성지수는 평균치 28.4정도로서 Casagrade의 소성도에 의해 CH로 분류된다. 압축지수는 평균 0.561정도를 나타내며, 초기간극비는 평균 1.423로 나타나, 단위중량은 평균 1.69t/m<sup>3</sup>정도이다. 삼축압축시험(UU)에 의한 비배수전단강도는 평균 0.14kg/cm<sup>2</sup>정도로서 Consistency관계에 의해 연약한점성토에 해당된다. OCR=1.21로서 정규압밀상태를 나타내고 있다.

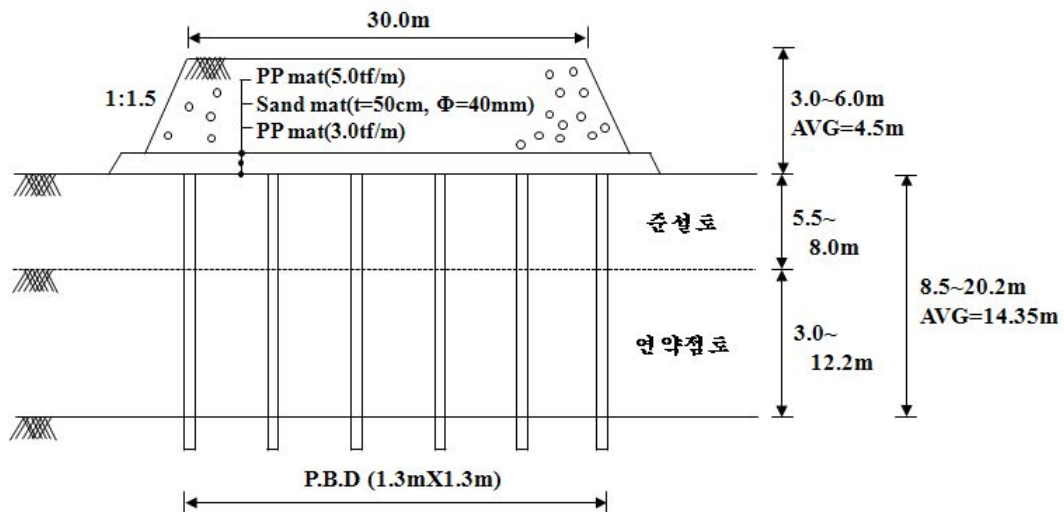


그림 3.12 광양지구 도로성토의 대표단면도

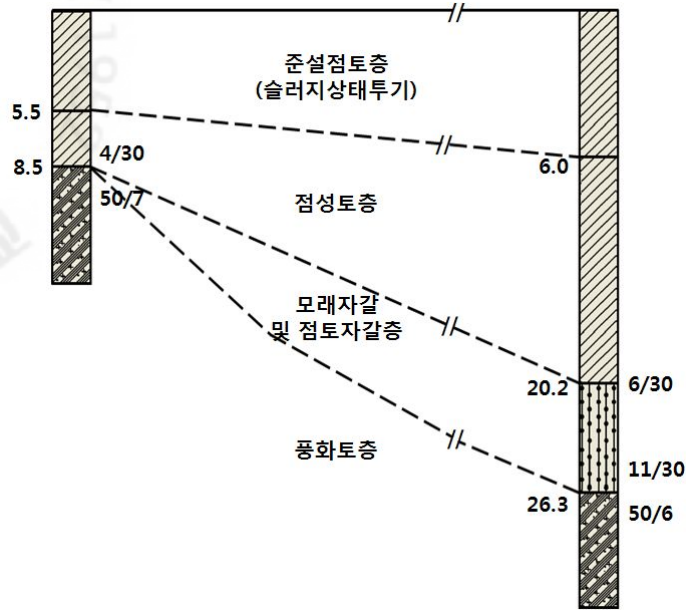


그림 3.13 광양지구 지층 대표단면도

현장에 적용한 연직배수재는 PBD(Plastic Board Drain) 공법이 적용되었으며 그림 3.12는 이 지역 연약지반 상에 성토된 도로 성토의 대표단면도이다. 성토상단폭은 30m이며 성토높이는 3.0~6.0m(평균 4.5m)로 1:1.5경사 법면을 갖도록 하여 성토규모 H/B는 평균적으로 0.33정도이다. 연약지반압밀축진을 위해 상부 배수층 및 PP mat를 설치하였고, 시공장비의 주행성 확보를 위한 수평배수층을 조성하기 위해 쇄석(Φ40mm)을 50cm두께로 포설한 Sand mat를 조성하였다.

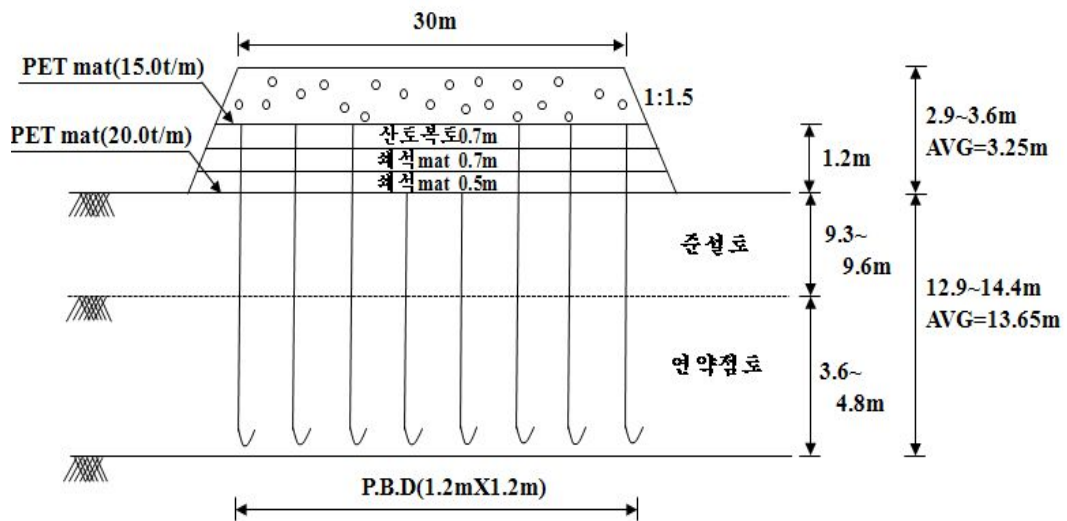
### 2.3 여수지구 연약지반 현장

여수지구 연약지반은 준설매립층을 포함한 연약점토층은 북서측(낮은 산악지형)에서 남동측(해안선)으로 14.7~15.1m의 깊이까지 발달되어 있고, 고소성인 퇴적점토층은 매우 연약한 해성점토(CH)로, 압축지수 및 함수비가 높은 특징을 보인다. 지층구조는 그림 3.15와 같으며 준설매립층 9.3~9.6m(평균9.45m), 퇴적점토층 3.6~4.8m(평균 4.2m)로 총 연약지반 평균심도는 13.65m로 구성되어 있다.

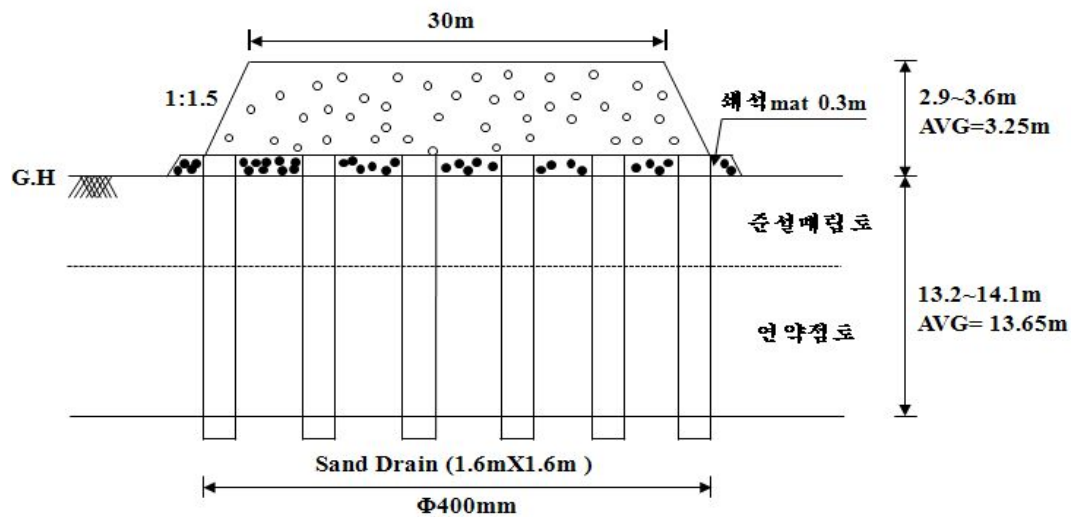
연약지반의 특성은 표 3.1에 나타낸 바와 같이 이들의 자연함수비는 평균치 83.4%, 액성한계는 평균치 63.2% 보다 매우 크고 소성지수도 39.1%로서 고소성, 고함수비의

매우연약한 점성토(CH) 특성을 나타낸다. CL 또는 CL-ML로 평균적으로 분류되며, 압축지수는 평균 1.071정도가 초기간극비는 평균 2.368로 나타나 연구대상 지역 중 가장 큰 압축성을 보이며 단위중량은 평균  $1.57\text{t/m}^3$ 로서 가장 적게 나타났다.

또한 일축압축강도는 평균  $0.12\text{kg/cm}^2$  삼축압축시험(UU)에 의한 비배수전단강도는 평균  $0.17\text{kg/cm}^2$  정도를 나타내서 일축압축강도와 Consistency 관계에서 매우 연약한 점성토로 판단된다.



(a) P.B.D 공법



(b) Sand Drain 공법

그림 3.14 여수지구 도로성토의 대표단면도



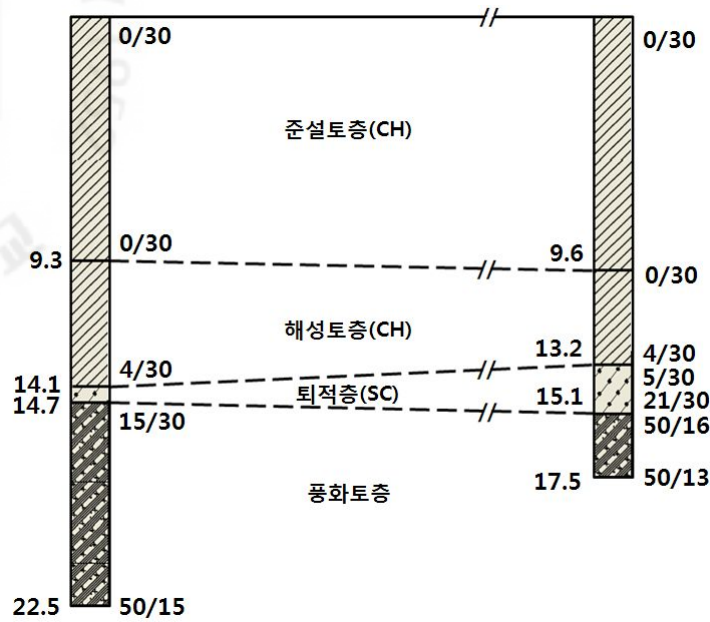


그림 3.15 여수지구 지층 대표단면도

현장 적용한 연직배수재는 Plastic Board Drain과 Sand drain 공법을 적용하였으며 그림 3.14와 같이 이 지구 연약지반상에 조성된 도로성토의 각 공법 대표단면도를 도시하였다. 성토상단폭은 30m이며 성토높이는 2.9m~3.6m(평균 3.25m)로 1:1.5 경사의 법면을 갖도록 하며 성토규모 H/B는 평균적으로 0.34정도 였다. 연약지반 압밀 축진을 위한 상부 배수층 및 시공장비의 주행성능을 확보하는 지지층의 역할을 위한 수평배수층은 쇄석(Φ25mm)을 30cm 두께로 포설하였다.

### 3. 서해안지역 연약지반 현장

서해안지역은 그림 3.1에서 보는 바와 같이 김포, 영종도, 경인고속도로, 인천, 마곡, 논산, 군산 지구 7곳의 연약지반현장을 대상으로 하였다. 중국의 황하강 및 한반도의 하천에 의해 세립질 퇴적물이 분포되어 있다.

서해안지역의 지반은 대체로 지표로부터 퇴적토, 풍화잔류토, 풍화암, 기반암 등의 순으로 구성되어 있다. 퇴적토층은 상부 점성토층과 하부 사질토층으로

구분되며 상부점성토층은 해수의 작용으로 인해 운반 및 퇴적되어 생성된 층으로 바다 쪽으로 갈수록 층 두께가 두꺼워지는 경향을 보이고 있다.

층 두께는 0~35m 정도로 모래질 실트, 모래 섞인 실트로 대부분 갈색내지 암갈색을 띠고 있고 일부 조개껍질도 포함하고 있다. 다른 연안에 위치한 지역에 비해 입자가 크며 N치는 1~50정도로 다양하게 측정된다. 주로 실트질 점토 및 모래가 넓게 분포하고 있으며 실트질 점토층은 1~10m 정도, 실트 섞인 모래층은 2~18m 정도 두께를 나타낸다. 하부 사질토층은 하부로부터 모래질 자갈층, 중간 입자로 된 모래층, 가는 입자로 된 모래층으로 퇴적한 경향을 보이고 있다. N치는 35~50 이상으로 나타난다.

### 3.1 김포지구 연약지반 현장

김포지구 연약지반은 지질은 변성암류 위를 부정합으로 피복하고 있으며 점토, 모래, 자갈 등으로 구성되어 있다. 지층구성은 그림 3.17과 같이 지표로부터 실트질 점토 및 점토질 실트로 구성된 논 지역 표토 및 매립층의 분포 심도는 0.3~1.2m, 연약층은 4.8~15.6m심도로 분포하고 있으며, 점토질 실트 및 실트 섞인 점토가 주를 이루고 하부로 갈수록 모래 섞인 실트질 점토, 자갈 섞인 실트질 모래, 자갈 섞인 모래, 자갈섞인 점토질 모래로 구성되어 있다.

이들 연약지반의 특성은 표 3.1에 의하면 평균 자연함수비는 41.02%, 평균 액성한계는 39.4% 정도이고 자연함수비와 액성한계는 유사한 값을 나타내고 있으며 소성지수 평균치 19.0로서 CL에 해당된다.

압축지수  $C_c$ 는 평균 0.441정도이며 초기간극비는 평균 1.175로 나타났으며 단위 중량은 평균  $1.77t/m^3$ 정도이다. 또한 삼축압축시험(UU)에 의한 비배수전단강도는 평균  $0.16kg/cm^2$  정도를 나타내며 연약한 점성토로 분류할 수 있다. 상부점토층은 OCR이 2.85로 과압밀상태를 나타내고 있다. 하부점성토층은 압밀이 진행 중인 정규압밀상태를 나타내고 있다.

현장에 적용한 연직배수재는 Plastic Drain이며 그림 3.16은 이 지구 연약지반 상에 조성된 도로성토의 대표단면도이다. 도로상단폭은 20m이며 성토높이는 2.7~8.0m (평균 5.35m)로 1:1.5경사의 법면을 갖도록하여 성토규모  $H/B$ 는 평균적으로 0.22정도

였다. 연약지반 압밀 축진을 위한 상부 배수층 및 시공장비의 주행성능을 확보하는 지층의 역할을 위한 수평배수층은 현장 쇄석( $\Phi 40\text{mm}$ )을 두께 50cm로 포설하였다. 또한 활동방지공법으로 고강도 Mat와 쇄석말뚝 공법을 적용하였다.

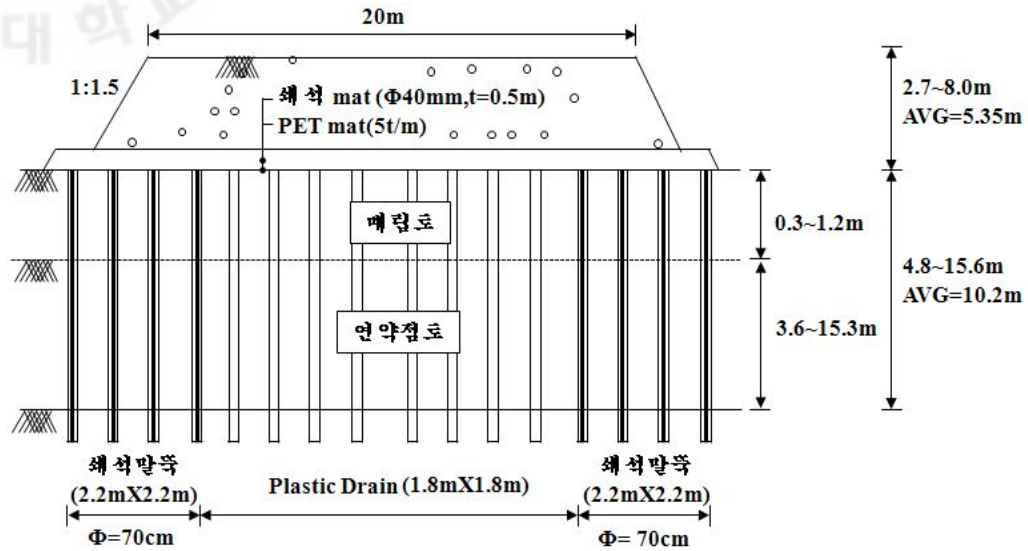


그림 3.16 김포지구 도로성토의 대표단면도

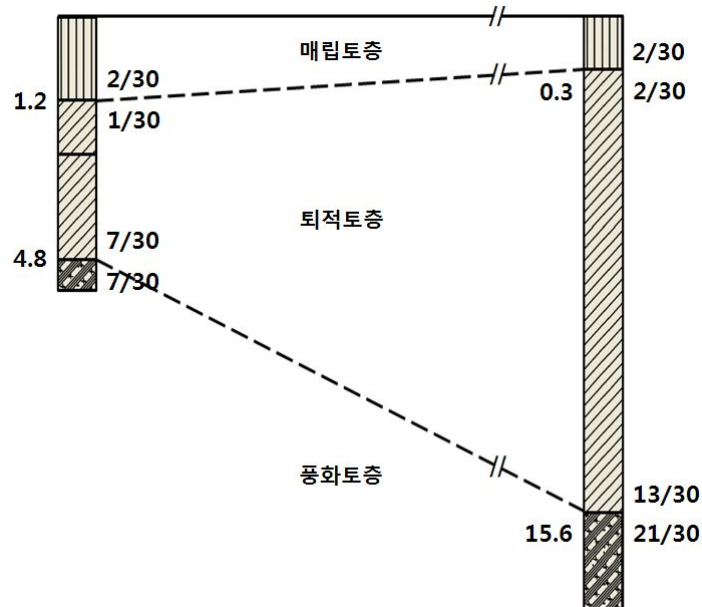


그림 3.17 김포지구지층 대표단면도

### 3.2 영종지구 연약지반 현장

영종지구 연약지반은 대보화강암이 기반암을 이루고 있으며 제 4기 미고결 충적층이 부정합의 관계로 피복하고 있다. 지층구성은 그림 3.19와 같이 지표로부터 매립층 및 전답토, 붕적층 및 충적층, 풍화토, 풍화암, 연암으로 구성되어 있다.

매립층 및 전답토가 0.3~1.8m의 두께로 되어있고 점토질~실트질 모래 및 자갈층 등으로 구성되며, 충적층은 0.9~25.0m의 두께로 분포하고 있으며 깊이까지 1.2~26.8m의 지층을 구성하고 있다. 일부구간에 분포하는 붕적층은 1.0~4.5m이며 실트, 점토질~실트질 모래 및 자갈로 구성되어있다.

영종지구 연약지반 특성은 표 3.1에 의해 자연함수비는 평균치 34.92%이고 평균 액성한계는 39.7%이며 소성지수 20.9로서 Casagrande의 소성도 상에 의해 CL로 분류된다. 압축지수는 평균 0.19정도 초기간극비는 평균 0.948이고 단위중량은 평균  $1.85t/m^3$ 로서 비교적 적은 압축성을 보이고 있다.

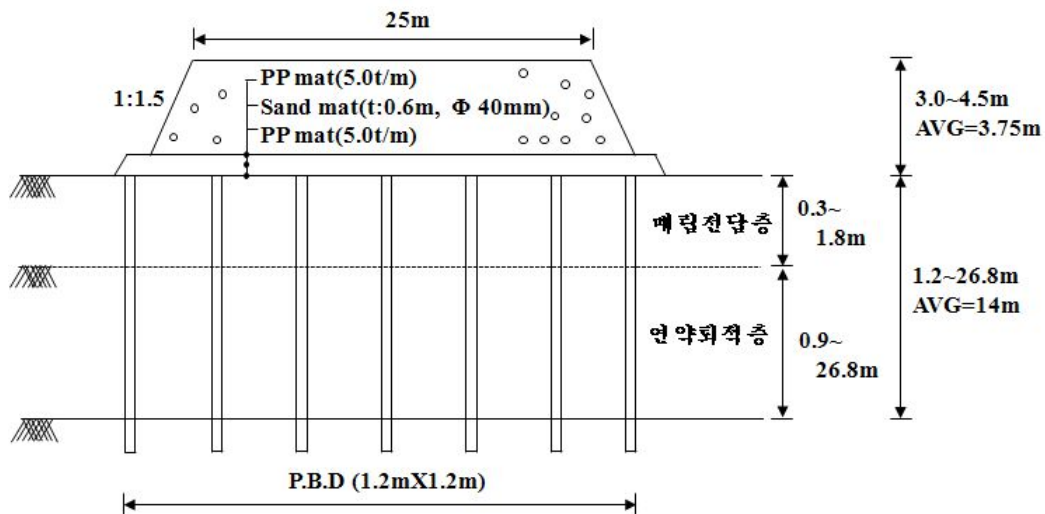


그림 3.18 영종지구 도로성토의 대표단면도

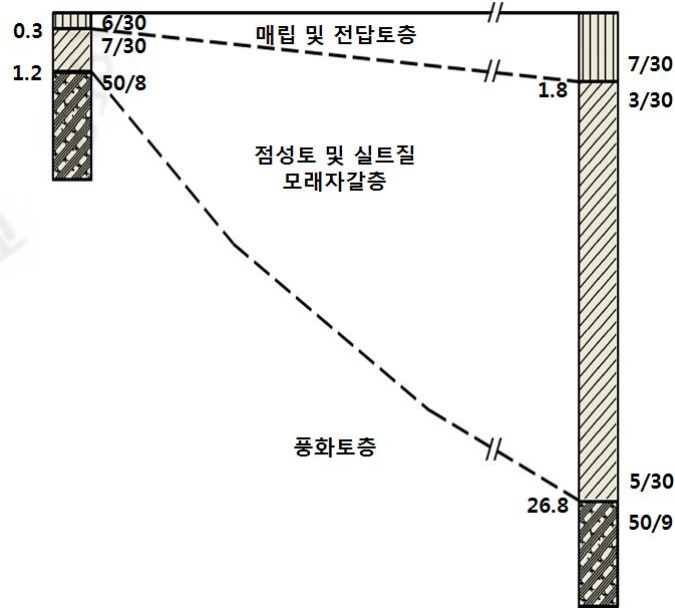


그림 3.19 영종지구 지층 대표단면도

또한 삼축압축시험(UU)에 의한 비배수전단강도는 평균  $0.35\text{kg/cm}^2$  정도로 다른 지역보다 비교적 높은 강도를 나타내고 있다. 상부점토층은  $\text{OCR} = 1.81$  범위로 과압밀상태를 나타내고 있다. 이 현장 적용한 연직배수재는 Plastic Drain이며 그림 3.18은 이 지구 연약지반 상에 조성된 도로성토의 대표단면도이다. 성토 상단폭은 25mm이며 성토높이는 3.0~4.5m(평균 3.75m)로 1:1.5경사의 법면을 갖도록 하였으며 성토규모 H/B는 평균적으로 0.38정도이다. 연약지반 압밀 축진을 위한 상부 배수층 및 시공장비의 주행성능을 확보하는 지지층의 역할을 위한 수평배수층을 Sand mat ( $\Phi 40\text{mm}$ , 두께 60cm)로 포설하였다.

### 3.3 경인고속도로 연약지반지구 연약지반 현장

경인고속도로 지층구성은 그림 3.21과 같이 지표로부터 매립토층이 심도 1.0~7.0m, 퇴적토층은 1.0~7.0m에서 출현하여 8.0~15.0m의 두께로 분포하며 심도 9.0~22.0m 까지 모래 섞인 실트, 실트 섞인 점토, 점토 섞인 실트, 점토 섞인 모래로 구성되어 있다. 매우 연약~매우 견고한 연경도와 느슨~매우 조밀한 상대밀도를 나타내고 대부분 CL로 구성되어있다.

즉, 이들 연약지반의 특성은 표 3.1과 같이 평균자연함수비는 27.2%로서 비교적 작은 함수비를 가지고 있으며, 평균액성한계는 39.5% 정도인데 자연함수비가 액성한계 값보다 작게 나타났으며 소성지수가 평균 15.6이므로 Casagrande 소성도에 의하면 CL로 분류된다. 압축지수  $C_c$ 는 평균 0.34정도이며 초기간극비는 평균 0.93으로서 단위중량은 평균  $1.87t/m^3$ 이며 연구대상 현장 중 제일 크게 나타났다.

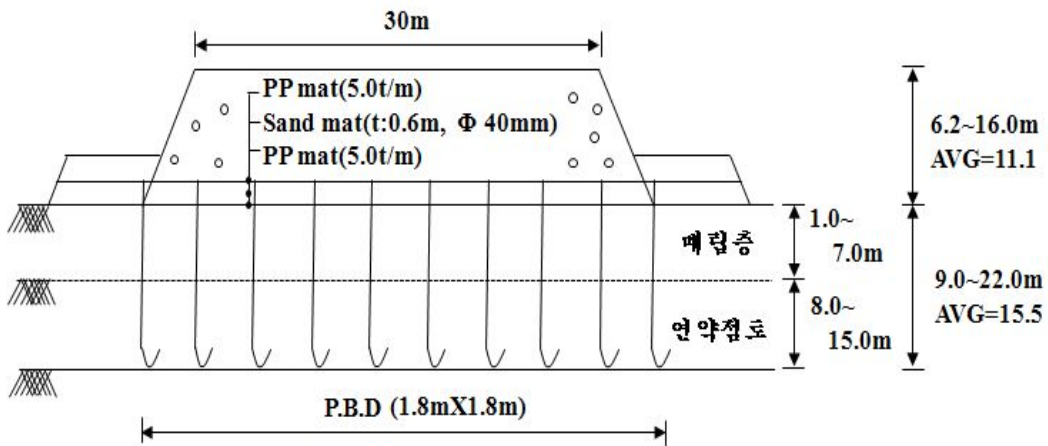


그림 3.20 경인고속도로지구 도로성토의 대표단면도

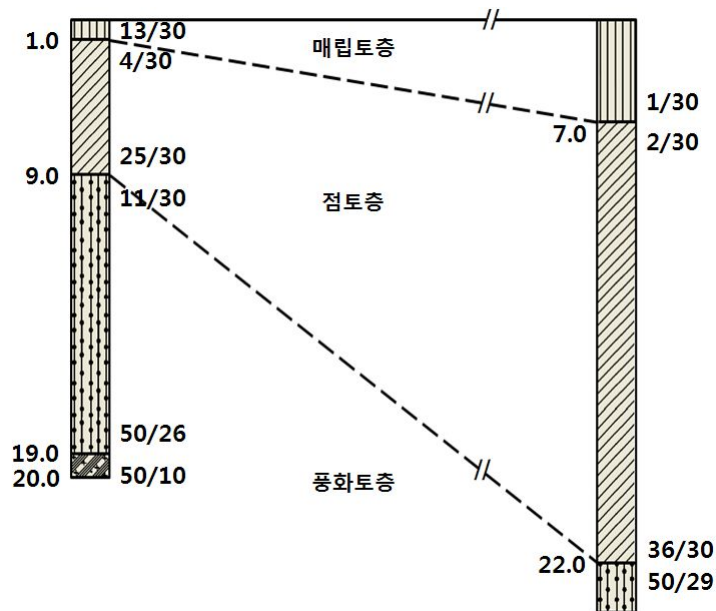


그림 3.21 경인고속도로지구 지층 대표단면도

삼축압축시험(UU)에 의한 비배수전단강도는 평균  $0.27\text{kg/cm}^2$ 로서 Consistency로는 중간정도 연약한 점토로 판단되며, 상부점토층은 OCR값이 평균 2.7로서 과압밀 상태를 나타내고 있다. 현장에 적용한 연직배수재는 Plastic Drain이며 그림 3.20은 이 지구 연약지반 상에 조성된 도로 성토의 대표단면도이다. 성토상단폭은 30m이며 성토높이는 6.2~16m(평균 11.1m)로 1:1.5경사의 법면을 갖도록 하였으며 성토규모 H/B는 평균적으로 0.23정도였다.

연약지반 압밀 축진을 위한 상부 배수층 및 시공장비의 주행성능을 확보하는 지층의 역할을 위한 수평배수층을 Sand mat( $\Phi 40\text{mm}$ ,  $t=0.6\text{m}$ )로 포설하였으며, 수평배수층 상하부에 PP mat를 포설하였다.

#### 3.4 청라지구 연약지반 현장

청라지구 연약지반은 제 4기 충적층이 기반암을 부정합으로 피복하였으며 현재는 점토, 모래, 자갈로 이루어진 해성 퇴적층이 미 고결된 상태로 분포하고 있다. 지층구성은 그림 3.23과 같이 상부부터 매립토층이 0.5~6.0m(평균 3.25m) 연약 점성토층은 2.0~18.0m(평균 9m) 두께로 분포하며 심도 8.0~18.5m까지 지층을 구성하고 있다.

전체 퇴적토층 내 연약 점성토는 약 46% 정도 분포하고 있으며 연약 점성토층의 토성은 ML이 31.6%, CL이 68.4%로 CL이 우세하게 분포되어있다. 즉 연약지층의 지반특성은 이들의 자연함수비는 평균치 30.86%, 액성한계는 평균치 36.87% 정도이고 자연함수비보다 큰 값을 나타내고 있으며 소성지수가 평균 16.0이므로 Casagrande의 소성도에 의해 CL로 분류된다. 압축지수  $C_c$ 는 평균 0.359 정도이며 초기간극비는 평균 1.08 이고 단위중량은  $1.87\text{t/m}^3$ 로서 크게 나타났다. 일축압축 강도는 평균  $0.41\text{kg/cm}^2$  삼축압축시험(UU)에 의한 비배수전단강도는 평균  $0.25\text{kg/cm}^2$  정도를 나타내어 연약한 점토로 분류된다. 수직분포 5m( $\text{OCR}=1.5$ ) 기준으로 상부는 과압밀상태(O.C), 하부는 정규압밀상태(N.C)를 보이고 있다.

현장 적용한 연직배수재는 Plastic Drain이며 그림 3.22는 이 지구 연약지반 상에 조성된 도로성토의 대표단면도이다. 성토상단폭은 20m이며 성토높이는 3.0~6.5m

(평균 4.75m)로 1:1.5경사의 범면을 갖도록 하였으며 성토규모 H/B는 평균적으로 0.38정도였다. 연약지반 압밀 축진을 위한 상부 배수층 및 시공장비의 주행성능을 확보하는 지지층의 역할을 위한 수평배수층을 Sand mat( $\Phi 40\text{mm}$ ,  $t=60\text{cm}$ )로 포설하였으며 수평배수층 상하부에 PP mat를 포설하였다.

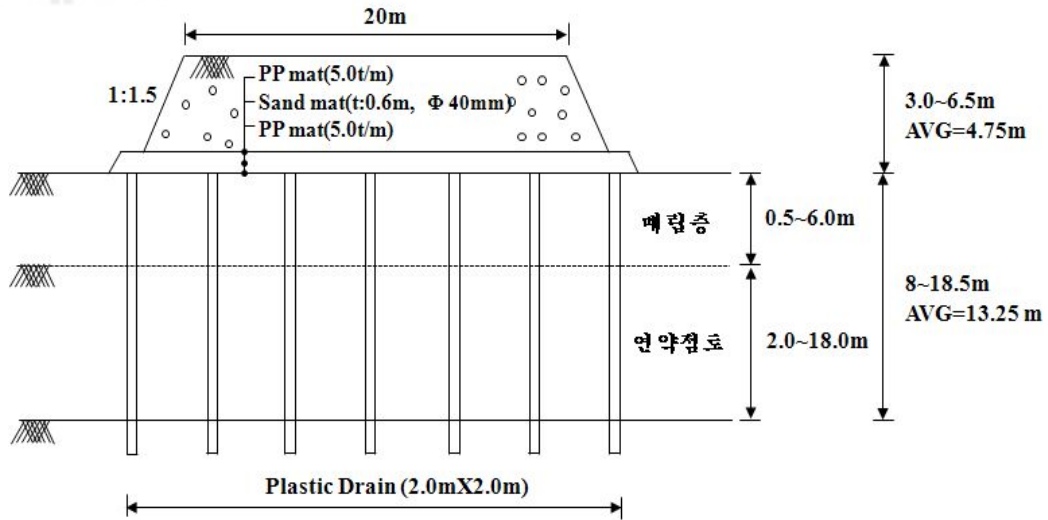


그림 3.22 청라지구 도로성토의 대표단면도

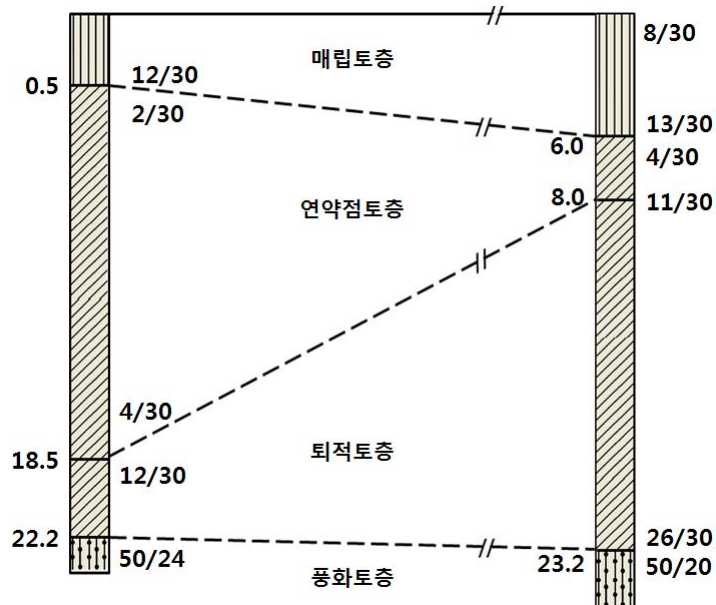


그림 3.23 청라지구 지층 대표단면도



### 3.5 마곡지구 연약지반 현장

마곡지구 연약지반은 점토, 모래, 자갈로 이루어진 퇴적층이 미고결된 상태로 분포하고 있으며 대개 한강 1, 2차 수계를 따라 그 주변에 발달하고 있는데 경기육괴에 해당하는 기반암으로 하여 부정합으로 피복하고 있다.

지층구성은 그림 3.26과 같이 상부로부터 매립토층이 0.3~2.4m 두께로 분포하고 있다. 퇴적토층은 6.1~11.4m 두께로 분포하며 0.5~13.8m 심도까지 지층을 구성하고 있다. 토질 분류 결과로는 실트질 모래, 실트질 점토, 실트, 압축성(유기질) 점토로 구성되어 있다.

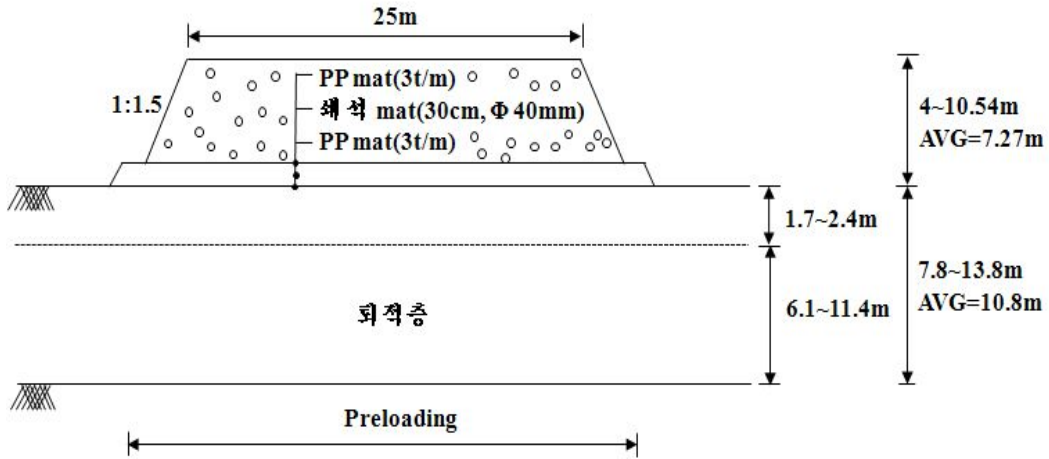


그림 3.24 마곡지구 도로성토의 대표단면도

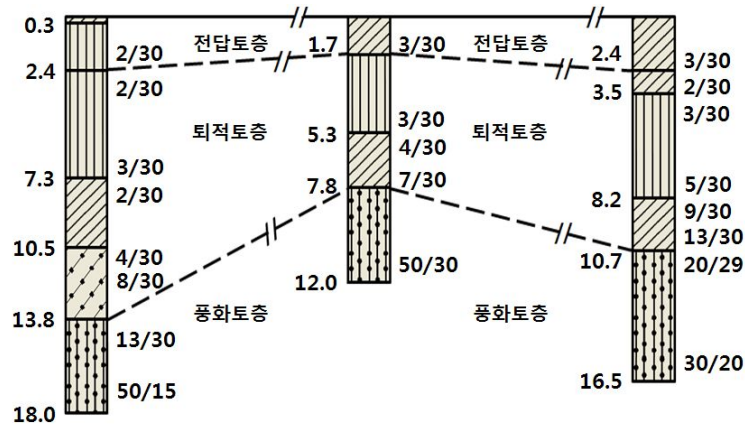


그림 3.25 마곡지구 지층 대표단면도

연약 점성토층의 지반특성을 검토한 결과 표 3.1에 의해 자연함수비는 13.1~15.6% (평균 31.3%)로서 비교적 다양하게 나타나고 있으며, 액성한계 평균이 4.17%이고 소성지수는 17.3이므로 Casagrande 소성도에 의해 CL로 분류되었다. 압축지수  $C_c$ 는 평균 0.25이며 초기간극비는 0.70~1.48(평균 1.09)로 나타났으므로 단위중량은 평균  $1.82t/m^3$ 로 나타났다. 액성한계는 함수비보다 큰 28.4~63.5%(평균 45.95%)로 나타나 중간정도 이상의 소성도와 압축성을 보인다. 일축압축강도는 평균  $0.44kg/cm^2$ , 삼축압축시험(UU)에 의한 비배수전단강도는 평균  $0.45kg/cm^2$  정도로서 일축압축강도와 Consistency관계 상 연약한 점토로 판단된다. 수직분포 6m 기준으로 상부는 과압밀상태(O.C), 하부는 정규압밀상태(N.C)를 보이고 있다.

현장설계 시 연약지반 처리 기간 내에 무처리가 가능한 구간을 제외하고는 선행하중 재하공법(Pre-Loading)을 적용하여 압밀침하를 촉진토록 하였으며 이 지역 연약지반 상에 조성된 도로성토의 대표단면은 그림 3.24에 나타나 있다. 성토상단 폭은 25m이며 성토높이는 4.0~10.54m(평균 7.27m)로 1:1.5경사의 범면을 갖도록 하였으며 성토규모는 평균적으로 0.19정도였다. 연약지반 압밀 촉진을 위한 상부 배수층 및 시공장비의 주행성능을 확보하는 지지층의 역할을 위한 수평 배수층을 쇠석매트( $\Phi 40mm$ ,  $t=30cm$ )로 포설하였으며 수평배수층 상하부에 PP mat를 포설하였다.

### 3.6 논산지구 연약지반 현장

논산지구 지층구성은 그림 3.27과 같이 지표로부터 실트질 모래로 구성된 매립층이 0.8~4.5m, 연약점성토 퇴적층은 6~22m, 실트질 모래 잔류토층이 1~8m 두께로 형성하고 있다. 연약지반의 심도는 6.8~26.5m까지 지층을 구성하고 있으며 대부분 점토(CL, CH)로 분포되어 있다.

표 3.1에 의하면 이들의 평균자연함수비는 액성한계 보다 크고, 평균액성한계 지수가 1보다 큰 불안정한 상태이고 액성한계도 50% 이상으로 큰 압축성을 나타내고 있다. 일축압축강도는 평균  $0.44kg/cm^2$  삼축압축시험(UU)에 의한 비배수 전단강도는 평균  $0.22kg/cm^2$  정도를 나타내서 연약한 점토로 판단되며, 압축지수는

평균 0.37이며 선행압밀하중은  $0.98\text{kg}/\text{cm}^2$  정도로서 입밀진행 중 내지 정규압밀 상태를 나타내고 있다.

현장에 적용한 연직배수재는 Pack Drain이며 그림 3.26은 이 지역 연약지반상에 조성된 도로성토의 대표단면도이다. 성토상단폭은 23.4m이며 성토 높이는 9.0~15.3m (평균 12.15m)를 1:1.5경사의 범면을 갖도록 하여 성토규모 H/B는 평균적으로 0.29정도였다. 연약지반 압밀 축진을 위한 상부 배수층 및 시공장비의 주행성능을 확보하는 지지층의 역할을 위한 Sand mat와 P.E.T mat로 포설하였다.

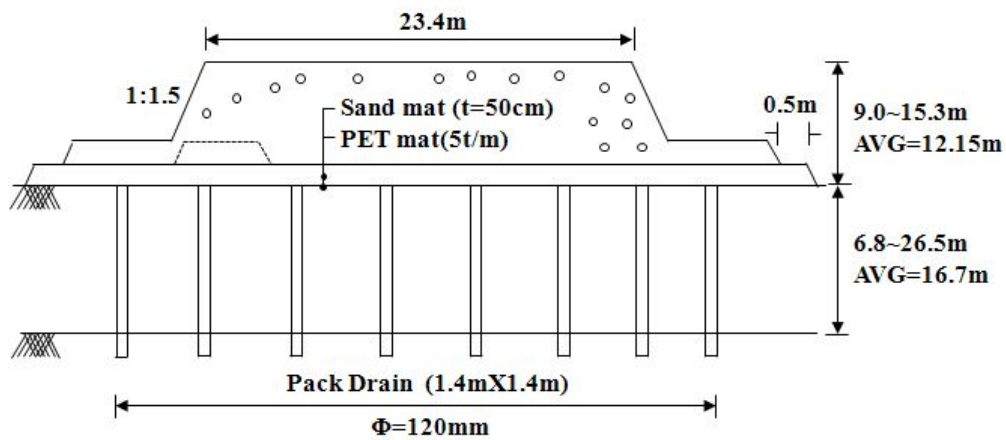


그림 3.26 논산지구 도로성토의 대표단면도

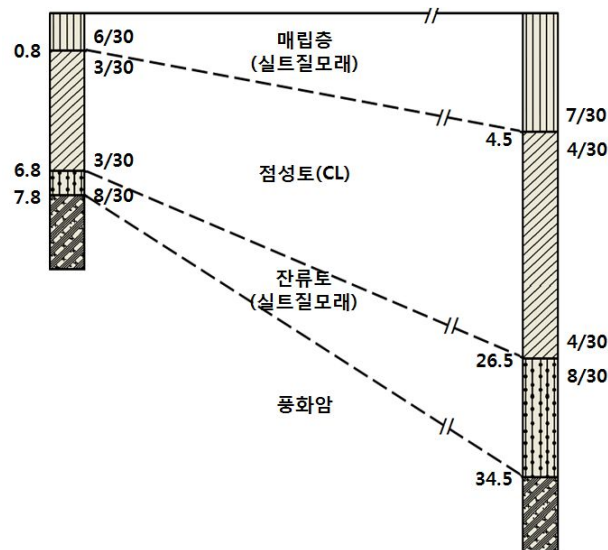


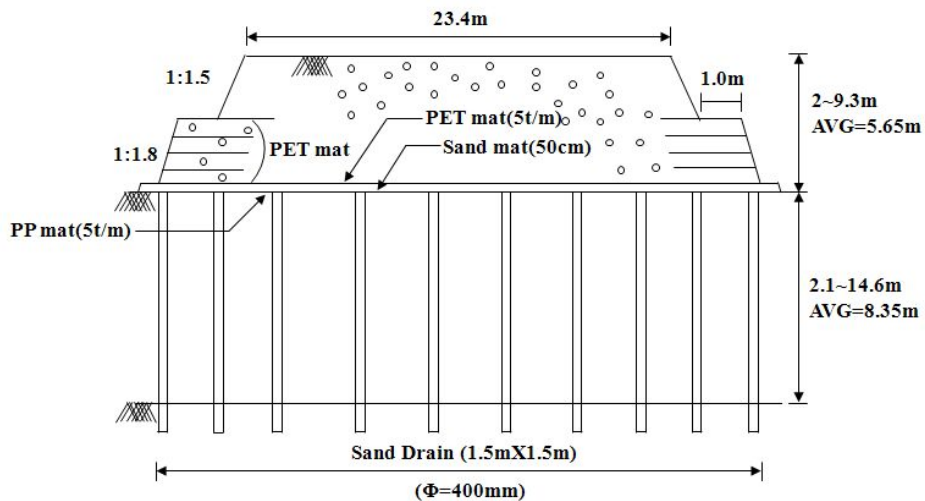
그림 3.27 논산지구 지층 대표단면도

### 3.7 군산지구 연약지반 현장

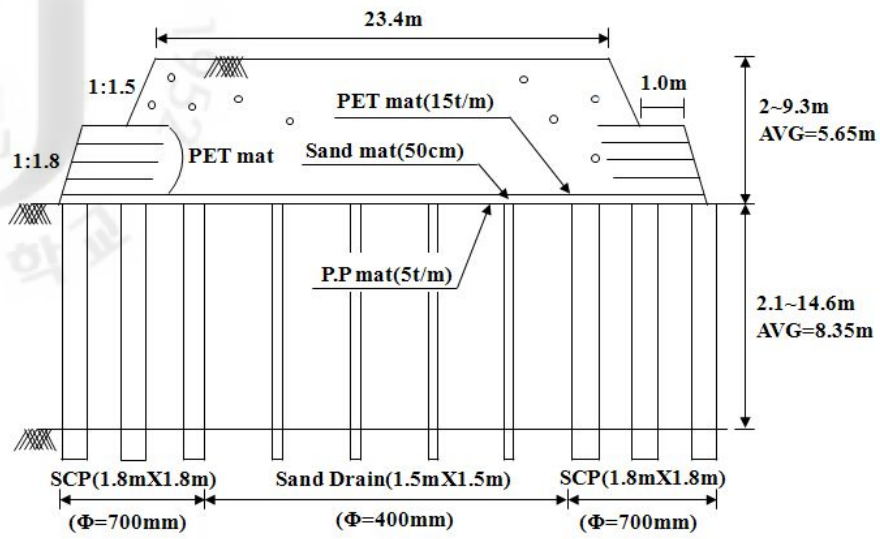
군산지구 지층구성은 그림 3.29와 같이 지표로부터 실트질 모래로 구성된 매립층이 0.3~4.2m, 실트질 점토(CL, CH) 퇴적층은 1.8~10.4m 두께로 분포되어 있고, 그 하부는 모래와 자갈로 이루어진 하부퇴적층으로 구성되어 있다. 표 3.1에 의하면 지반물성의 평균치가 자연함수비는  $w_n=57.40\%$ , 액성한계  $LL=64.4\%$ 이고, 소성지수  $PI=22.3$ 이다. Casagrande의 소성도에 의해 CH로 분류되며, 압축지수  $C_c$ 는 평균치 0.37로서 압축성이 큰 점토임을 알 수 있다.

또한 일축압축강도는 평균  $0.41\text{kg}/\text{cm}^2$  삼축압축시험(UU)에 의한 비배수전단강도는 평균  $0.37\text{kg}/\text{cm}^2$  정도로서 중간정도의 연약한 점토로 판단된다. 그리고 선행압밀 하중은  $0.83\text{kg}/\text{cm}^2$  정도로서 압밀진행 중 내지 정규압밀상태를 나타내고 있다.

현장 적용한 연직배수재는 Sand Drain 및 Sand Drain과 Sand Compaction을 조합한 공법을 적용하였으며 그림 3.28은 이 지역 연약지반 상에 조성된 도로성토의 대표단면도이다. 성토상단폭은 23.4m이며 성토높이는 2~9.3m(평균 5.65m)로 1:1.5 경사의 범면을 갖도록 하며 성토규모 H/B는 평균적으로 0.21 정도였다. 연약지반 압밀 촉진을 위한 상부 배수층 및 시공장비의 주행성능을 확보하는 지지층의 역할을 위한 Sand mat와 하부에는 PP mat, 상부에는 P.E.T mat로 포설하였다.



(a) Sand Drain 공법



(b) S.D, S.C.P 조합

그림 3.28 군산지구 도로성토의 대표단면도

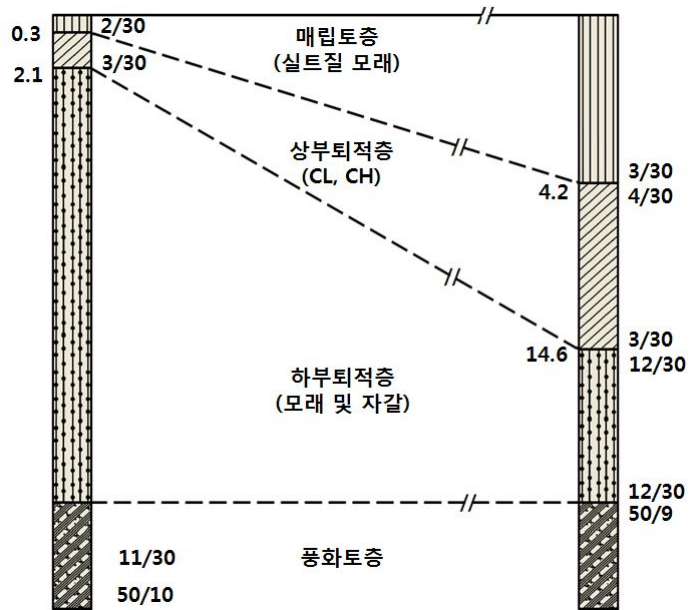


그림 3.29 군산지구 지층 대표단면도

#### 4. 요약

연약지반 상에 성토를 하면 성토하중에 비해 지지력이 부족한 경우 연직변위와 측방변위가 발생하게 된다. 따라서 본 장에서는 국내연약지반 3개 지역인 동남해안 지역, 서남해안지역, 서해안지역에서 연직배수공법이 적용된 13개 지구 연약지반 현장의 계측지점 200개소와 Preloading공법이 적용된 마곡지구의 7개소 계측지점을 포함해서 총 207개소 계측지점에서 연약지반의 물리적 역학적 특성과 연약지반 개량공법 및 설계 성토하중, 성토규모 등을 조사하였다.

- 1) 연약지반 14개 지구현장의 제반특성은 표 3.1과 같았다. 표 3.1에서 살펴보면 동남해안지역의 경우 평균이 각각 자연함수비는 51.57%, 액성한계는 48.76%, 소성지수가 28.7로서 Casagrande의 소성도에 의해 CL로 분류되며, 압축지수  $C_c$ 는 평균 0.519로서 압축지수  $C_c$ 의 분류에 의해 CH로도 분류된다. 초기간극비는 평균 1.412이며 단위중량은 평균 1.71로 나타났다. 그리고 비배수전단강도의 평균은  $0.235\text{kg}/\text{cm}^2$ 로서 연약한 점성토로 구분되며, 과압밀비 OCR은 평균 1.45 정도로 약간 과압밀점토의 성향이 있으며 성토규모 H/B는 평균 0.47 정도로 나타났다.
- 2) 14개 지구현장 별 조사한 결과 지역별 비교분석하면 흙의 분류 상 동남해안 지역은 평균적으로 CL, CH로 분류되며 서남해안지역은 CH분류되고, 서해안 지역은 CL로 분류되며 연구대상지역 전체평균으로 보면 CL의 경향이 큰 것으로 나타났다.
- 3) 또한 비배수전단강도로서 동남해안지역은 평균  $0.235\text{kg}/\text{cm}^2$ 로서 연약한 점성토로 판단된다. 서남해지역도 평균 비배수전단강도가  $0.183\text{kg}/\text{cm}^2$ 으로서 연약한 점성토에 해당되나, 동남해안지역보다는 연약한 점토이다. 서해안지역은 평균  $0.301\text{kg}/\text{cm}^2$ 이므로 중간정도 연약한 점성토에 해당된다. 그리고 연구대상지역

전체평균으로는  $0.26\text{kg}/\text{cm}^2$ 로서 연약한 점성토에 해당된다. 강도증가율은 동남해안지역이 0.221, 서남해지역이 0.247, 서해안지역은 0.208로서 비배수전단 강도가 큰 지역이 강도증가율은 적게 나타났다.

## IV. 도로 성토하부 연약지반의 강도와 변형 특성

본 장에서는 제 III장에서 설명한 14개 지구 현장 연약지반의 전단강도와 지반변형(침하량 및 수평변위량) 특성을 분석하기 위해 현장별로 측정된 지반특성을 조사하여 본다. 먼저 전단강도특성에 관하여는 연약지반 현장별로 성토하중 및 성토고와 연약지반의 비배수전단강도의 관계를 분석한다. 한편 지반변형특성에 관하여는 연약지반의 침하량과 수평변위량의 관계를 연약지반 현장별로 조사하여 본다.

### 1. 전단강도특성

연약지반에 도로성토를 실시할 경우 성토하중이 비교적 짧은 시간에 재하되므로 연약지반의 안전성은 장기안전성보다 단기안전성이 더 위험하다. 이때 연약지반의 배수상태는 비배수상태로 취급할 수 있다. 따라서 연약지반의 비배수전단강도가 성토하중을 지탱할 수 있는지 여부를 검토하여야 할 사항이다.

여기서 비배수전단강도는 성토하중을 재하하기 전의 초기강도에서부터 시작하여 성토시공 중에 강도가 점차증가 될 것이다. 따라서 연약지반의 비배수전단강도는 초기강도와 증가된 강도에 대하여 모두 검토하여보고자 한다.

#### 1.1 성토하중과 비배수전단강도의 관계

일반적으로 연약지반이라 하면 상재하중을 하부 연약지반이 지지할 수 없는 상태의 경우가 많다. 연약지반의 비배수전단강도는 설계시 현장시험 및 실내시험에 의한 원지반 연약지반의 초기비배수전단강도( $c_0$ )와 성토로 인해 압밀에 의한 강도 증가율을 고려하여 증가된 비배수전단강도( $c$ )의 두 가지를 생각할 수 있다. 증가된 비배수전단강도 산정방법은 다음과 같다.



우선 흙의 전단강도식은 식(1)과 같다.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (4.1)$$

점성토는  $\phi = 0$ 이므로 식(1)은 식(2)와 같아진다.

$$\tau = c \quad (4.2)$$

이 식은 비배수상태의 전단강도의 일반식이다. 만약 초기강도를  $c_o$ 라 하면 증가된 강도  $c$ 는 식(3)과 같이 쓸 수 있다.

$$c = c_o + \Delta c \quad (4.3)$$

여기서 강도증가분  $\Delta c$ 는 식(4)와 같이 표현된다.

$$\Delta c = m \Delta p U_t \quad (4.4)$$

여기서,  $c$  : 증가강도

$c_o$  : 초기강도

$\Delta c$  : 강도증가량

$m$  : 강도증가율 ( $m = c_u / p'$ ,  $c_u$  : 비배수전단강도,  $p'$  : 유효응력)

$\Delta p$  : 성토하중 ( $p = \gamma h$ )

$U_t$  : 시간  $t$ 에 대한 압밀도 ( $U_t = \frac{\Delta u_o - \Delta u_t}{\Delta u_o}$ )

$\Delta u_o$  : 성토직후 초기과잉간극수압 ( $t = 0$ )

$\Delta u_t$  :  $t$ 시간에서의 과잉간극수압

여기서 강도증가율  $m$ 은 ①심도-비배수전단강도 이용방법, ②삼축압축시험

( $CU, \overline{CU}$ ), ③소성지수 이용방법(Skempton), ④액성한계이용법(Hansbo) 등에 의해 조사된 값의 평균치를 적용한다.

예를 들어 표 4.2에서 양산지구현장 초기비배수전단강도가  $2.23t/m^2$ 인 원지반에 성토높이를  $5.3m$  (단위중량  $\gamma_t=1.9t/m^3$ ) 한 경우 강도증가율은  $m=0.185$ 이며 압밀도  $U_t=80\%$ 일 때 증가된 강도는 관계식  $c=c_o+\Delta c$ 에서  $c_o=2.23t/m^2$   $\Delta c=m\Delta pU_t=0.18\times 1.9\times 5.3\times 0.8=1.49t/m^2$ ,  $c=c_o+\Delta c=2.23+1.49=3.72t/m^2$ 이 된다. 결국 초기비배수전단강도나 증가된 비배수전단강도가 성토하중을 지지할 수 있는가 여부에 따라 연약지반의 안전성이 결정된다고 할 수 있을 것이다.

그림 4.1~4.3은 연구대상지역의 14개 지구의 연약지반현장에 대해 성토하중과 비배수전단강도의 관계를 도시한 결과이다. 그림 중에는 초기비배수전단강도와 성토하중의 관계와 증가된 비배수전단강도와 성토하중의 관계를 함께 도시하였다. 우선 그림 4.1(a)에 도시되어 있는 양산지구 연약지반의 경우 성토하중  $P$ 는 초기 비배수전단강도에는 6.76배에 해당되었고 증가된 비배수전단강도에는 3.39배에 해당되었음을 보여주고 있다.

이와 같은 방법으로 다른 14개 연약지반현장에 대하여 정리하면 그림 4.1~4.3에 도시된 바와 같으며 이 결과를 종합정리하면 표 4.1과 같다.

한편 이들 그림 속에는 Tschebotarioff(1973)가 제시한  $P_y=3.0c_u$ 선과  $P_u=5.14c_u$  값이 함께 참고로 기입되어 있다.

Tschebotarioff(1973)는 성토하중이 연약지반의 비배수전단강도의 3배 이상이 되면 전단변형이 시작된다고 하였으며 성토하중이 비배수전단강도의 5.14배 이상이 되면 전단파괴가 시작된다고 하였다. 결국 성토하중이 연약지반의 비배수전단강도의 3배 이전에는 탄성변형을 보이다가 3배가 넘을 때 전단변형이 발생되기 시작한다면 이때의 성토하중은 항복하중(Yielding load)에 해당함을 의미한다. 반면에 전단파괴가 시작되는  $5.14c_u$ 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 전단파괴가 된다고 하므로 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. 즉 성토하중이 항복 하중에 도달하였을 때는 지지안전율이 1.7이 되어 연약지반이 안정된 상태에 있음을 의미한다.

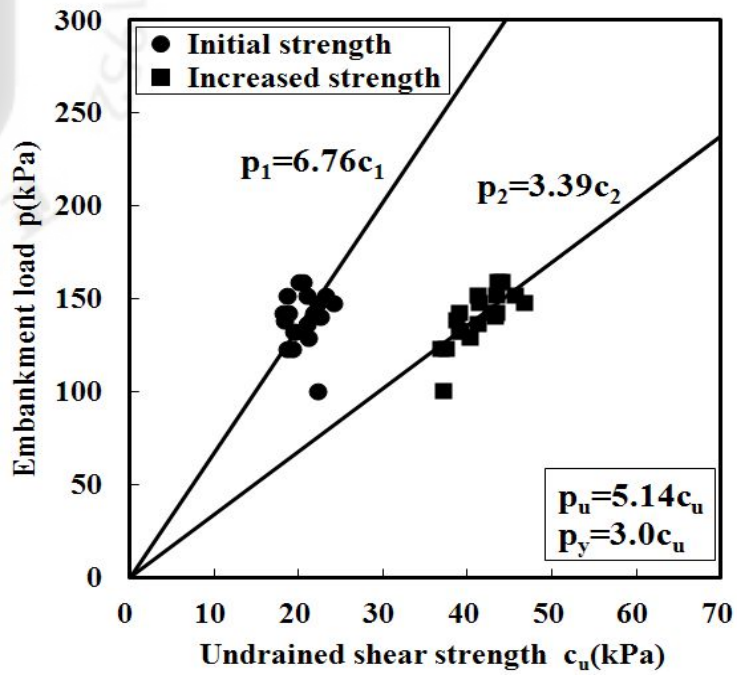
양산지구연약지반의 성토하중에 대한 지지안전율을 구하면 그림 4.1(a)에서 보는 바와 같이 초기비배수강도를 적용하였을 경우  $F_b=5.14c_u/6.76c_u=0.76$ 이고 증가된 비배수전단강도를 적용하였을 경우  $F_b=5.14c_u/3.39c_u=1.51$ 이 된다. 나머지 연약지반에 대한 결과를 정리하면 표 4.1에 정리된 지지안전율과 같다.

이러한 기준으로 그림 4.1을 표 4.1과 같이 정리하여 살펴보면 동남해안지역의 경우 지반개량 전 초기비배수전단강도일 때 성토하중에 대한 비배수전단강도의 비가 양산, 울산, 김해지구에서는 각각  $P_1=6.76c_1$ ,  $P_1=5.55c_1$ ,  $P_1=6.10c_1$ 으로서 Tschebotarioff(1973)가 제안한 전단파괴 기준인  $P_u=5.14c_u$ 보다 모두 크므로 성토시공 시에 전단파괴가 발생할 수 있었다고 예상된다.

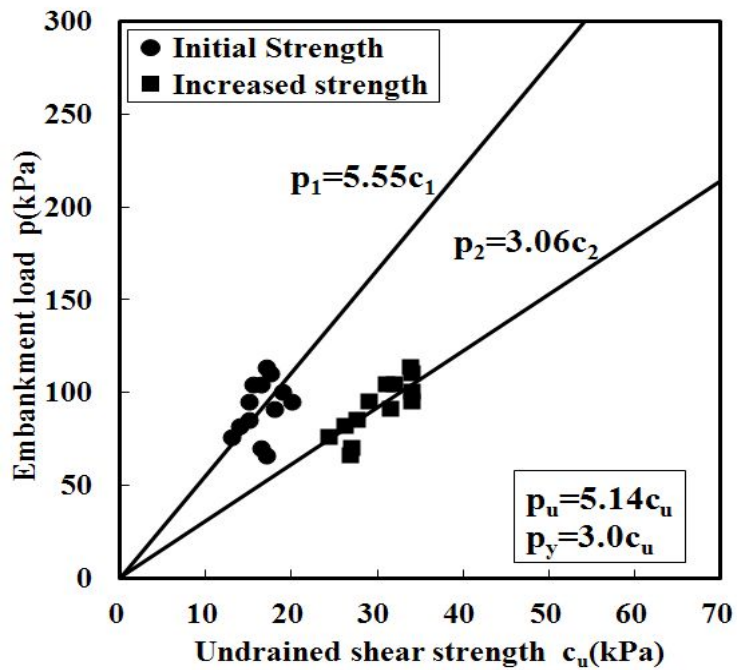
그러나 지반개량공법을 사용하였기 때문에 시공 중에 연약지반의 증가강도에 의해 성토하중과 비배수전단강도의 비가 양산지구에서는  $P_2=3.39c_2$ , 울산지구에서는  $P_2=3.06c_2$ 로서 Tschebotarioff(1973)의 전단파괴 기준인  $P_u=5.14c_u$ 보다 적으나 전단변형 기준인  $P_y=3.0c_u$ 보다는 크게 나타나서 전단파괴는 발생하지 않았으나 전단변형은 일어날 수 있었음을 알 수 있다.

그리고 김해지구의 경우는 지반개량으로 증가된 강도인 경우  $P_2=2.42c_2$ 로서 전단변형 기준인  $P_y=3.0c_u$ 보다 작으므로 전단변형이 발생하지 않았기 때문에 안전하였다고 예측할 수 있다. 한편 밀양지구의 경우는 초기강도를 적용할 경우  $P_1=4.08c_1$ 으로  $5.14c_u$ 보다 적어 전단파괴가 없었으며 증가된 강도를 적용할 경우  $P_2=2.49c_2$ 로써  $P_y=3c_u$ 보다 작으므로 전단변형이 발생하지 않았다.

표 4.1에서 보는 바와 같이 동남해안지역의 평균은 초기강도 일 때  $P_1=5.62c_1$ 으로 전단파괴기준  $P=5.14c_u$ 보다 크므로 전단파괴가 예상되나 지반개량 후에는 증가된 강도에 의해  $P_2=2.84c_2$ 가 되어 전단변형기준  $P_y=3.0c_u$ 보다 작으므로 전단변형이 발생하지 않는 안전한 상태를 예측할 수 있다.

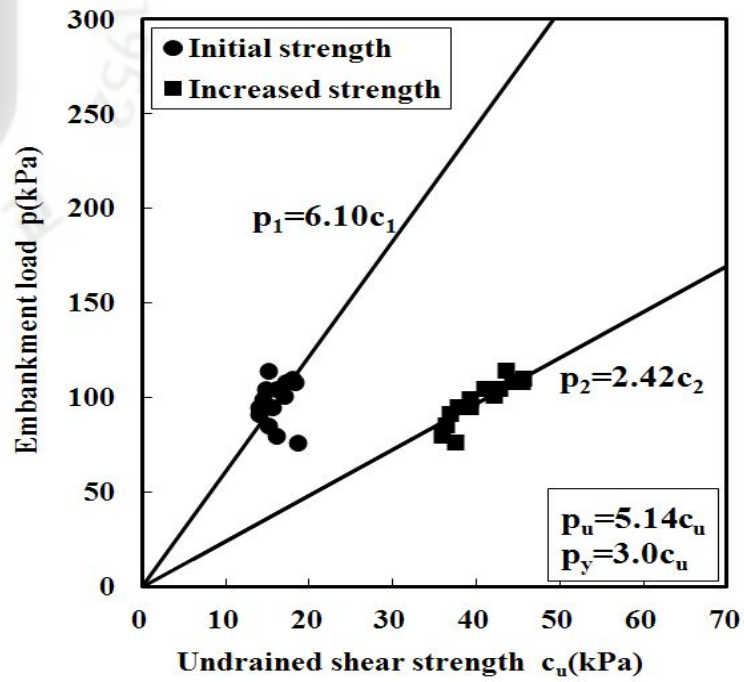


(a) 양산지구

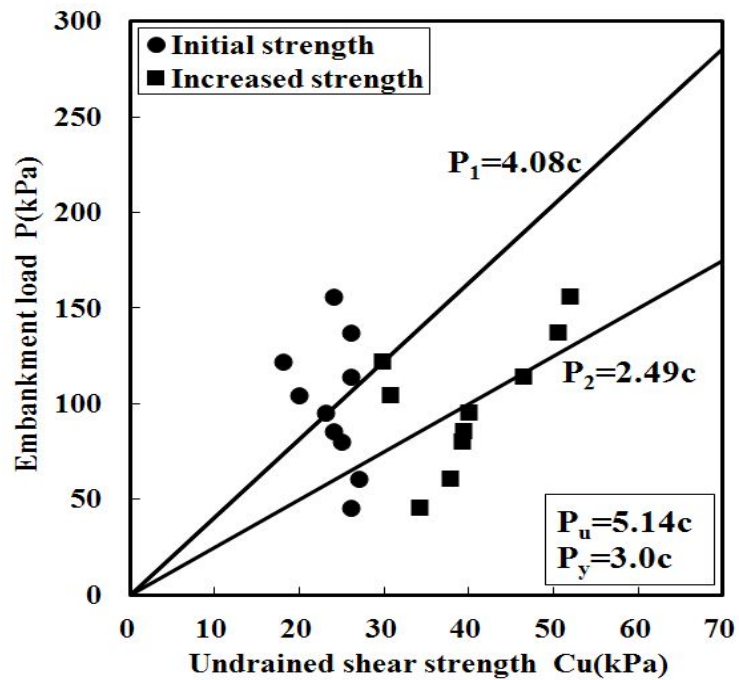


(b) 울산지구

그림 4.1 성토하중과 비배수전단강도의 관계(동남해안지역)



(c) 김해지구



(d) 밀양지구

그림 4.1 성토하중과 비배수전단강도의 관계(동남해안지역)(계속)

표 4.1 성토하중관계와 지지안전율

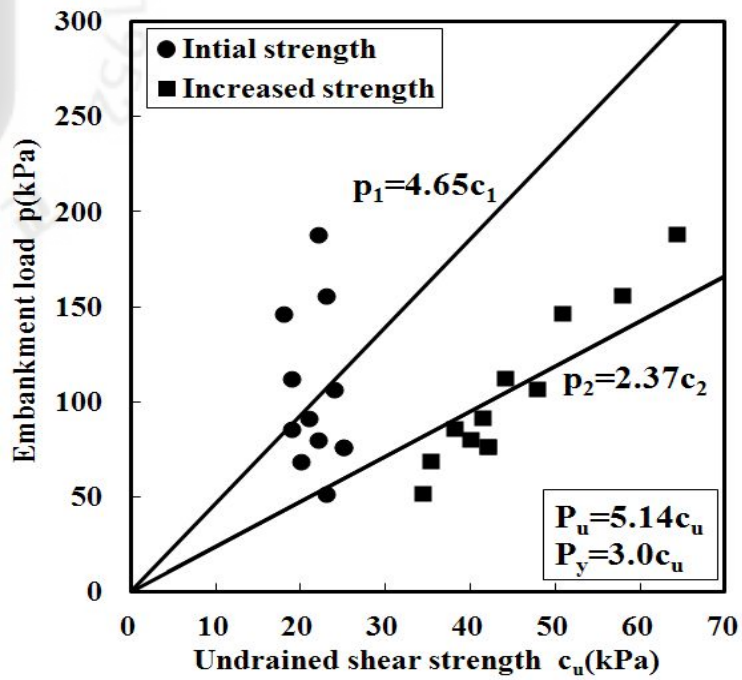
지역	지구	성토하중관계( $p$ )		지지안전율( $F_b$ )	
		초기강도	증가강도	초기강도	증가강도
동남해안	양산	$p_1=6.76c_1$	$p_2=3.39c_2$	$F_{b1}=0.76$	$F_{b2}=1.51$
	울산	$p_1=5.55c_1$	$p_2=3.06c_2$	$F_{b1}=0.93$	$F_{b2}=1.68$
	김해	$p_1=6.10c_1$	$p_2=2.42c_2$	$F_{b1}=0.84$	$F_{b2}=2.12$
	밀양	$p_1=4.08c_1$	$p_2=2.49c_2$	$F_{b1}=1.26$	$F_{b2}=2.35$
	평균	$p_1=5.62c_1$	$p_2=2.84c_2$	$F_{b1}=0.94$	$F_{b2}=1.91$
서남해안	영암	$p_1=4.65c_1$	$p_2=2.37c_2$	$F_{b1}=1.10$	$F_{b2}=2.17$
	광양	$p_1=4.85c_1$	$p_2=2.75c_2$	$F_{b1}=1.06$	$F_{b2}=1.87$
	여수	$p_1=4.38c_1$	$p_2=2.06c_2$	$F_{b1}=1.17$	$F_{b2}=2.49$
	평균	$p_1=4.63c_1$	$p_2=2.39c_2$	$F_{b1}=1.11$	$F_{b2}=2.17$
서해안	김포	$p_1=3.40c_1$	$p_2=2.31c_2$	$F_{b1}=1.51$	$F_{b2}=2.22$
	영종도	$p_1=2.25c_1$	$p_2=1.51c_2$	$F_{b1}=2.28$	$F_{b2}=3.40$
	경인고속도로	$p_1=7.27c_1$	$p_2=3.07c_2$	$F_{b1}=0.7$	$F_{b2}=1.67$
	청라	$p_1=2.76c_1$	$p_2=1.89c_2$	$F_{b1}=1.86$	$F_{b2}=2.72$
	마곡	$p_1=4.99c_1$	$p_2=3.03c_2$	$F_{b1}=1.03$	$F_{b2}=1.69$
	논산	$p_1=3.87c_1$	$p_2=2.35c_2$	$F_{b1}=1.32$	$F_{b2}=2.18$
	군산	$p_1=4.36c_1$	$p_2=2.41c_2$	$F_{b1}=1.17$	$F_{b2}=2.13$
	평균	$p_1=4.12c_1$	$p_2=2.36c_2$	$F_{b1}=1.41$	$F_{b2}=2.28$
전체평균		$p_1=4.66c_1$	$p_2=2.50c_2$	$F_{b1}=1.21$	$F_{b2}=2.15$

또한 지지안전율  $F_b$ 에서도 알 수 있는 바와 같이 동남해안지역의 초기강도일 때 평균 지지안전율은  $F_b = 0.94$ 로서 전단파괴기준  $F_b = 1$ 보다 작아 전단파괴가 예상되나 지반개량 후에는  $F_b = 1.91$ 이 되어 전단변형기준  $F_b = 1.7$ 보다 큼으로서 안전한 상태가 된다.

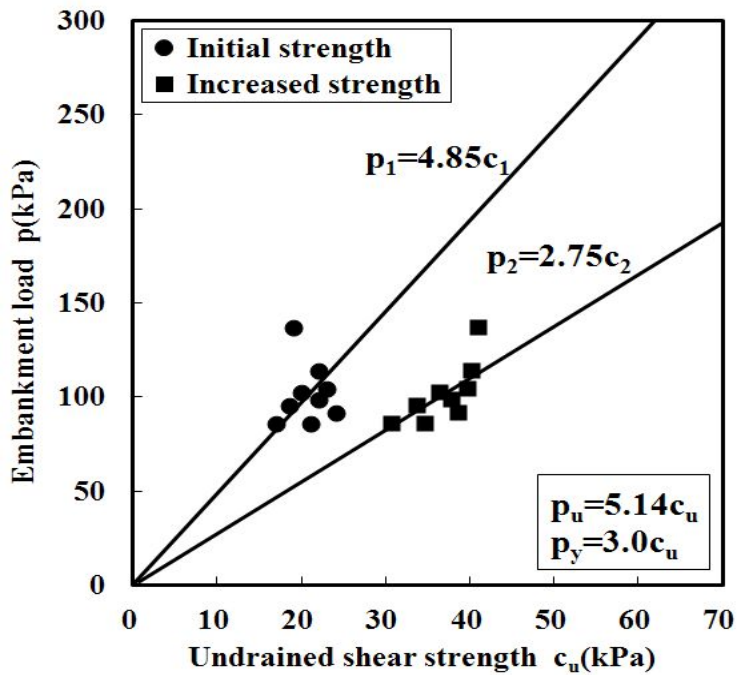
한편 그림 4.2와 같이 서남해안지역의 경우는 초기강도일 때는 평균  $p_1 = 4.63c_1$ 로서 전단파괴기준  $p_u = 5.14c_u$ 보다 적고 전단변형기준  $p_y = 3.0c_u$ 보다 크므로 전단파괴는 일어나지 않으나 전단변형은 일어난다고 예측할 수 있다. 그러나 지반개량 후에는 평균  $p_2 = 2.39c_2$ 가 되어 전단변형기준  $p_y = 3.0c_u$ 보다 작으므로 안전하다.

지지안전율  $F_b$ 는 표 4.1에서 보는 바와 같이 지반개량 전 초기강도의 경우에는  $F_b = 1.11$ 이고 지반개량 후 증가강도 시에는  $F_b = 2.17$ 이므로 지반개량 전에는 지지 안전율  $F_b = 1.7$ 보다 작으므로 전단변형이 예측되었으나 지반개량 후에는 지지 안전율  $F_b = 1.7$ 보다 큼으로 전단변형이 발생하지 않고 안전한 상태가 된 것으로 생각된다.

한편 서해안지역의 경우는 그림 4.3과 같이 영종도지구, 청라지구가 지반개량 전에는 각각 평균이  $p_1 = 2.25c_1$ ,  $p_1 = 2.76c_1$ 으로 안전한 상태를 보였다. 그러나 경인고속도로지구에서는 성토고가 상당히 큼으로서 평균  $p_1 = 7.72c_1$ 를 나타내어 성토시공 시 전단파괴가 예상되었고 지반개량 후에는  $p_2 = 3.07c_2$ 로 나타나서 전단변형기준  $p_y = 3.0c_u$ 보다 크므로 전단파괴는 일어나지 않았으나 전단변형은 일어날 수 있었다고 예측된다. 이들 모든 연약지반 연구대상지역 전체 평균은 초기강도일 때  $p_1 = 4.66c_1$ ,  $F_b = 1.21$ 이므로 전단파괴 기준인  $p_u = 5.14c_u$ 보다 작고 전단변형 기준인  $p_y = 3.0c_u$  크다. 또한 지지안전율에서도 전단파괴기준  $F_b = 1.0$ 보다 크고 전단변형기준  $F_b = 1.7$ 보다 작으므로 전단파괴는 되지 않으나 전단변형이 발생한다는 것을 예측할 수 있다. 증가강도를 적용할 경우  $p_2 = 2.50c_2$ ,  $F_b = 2.15$ 로서  $p_2 < 3.0c_u$ 이고,  $F_b > 1.7$ 이므로 전단변형이 발생하지 않는 안전한 상태가 된다는 것을 예측할 수 있다.



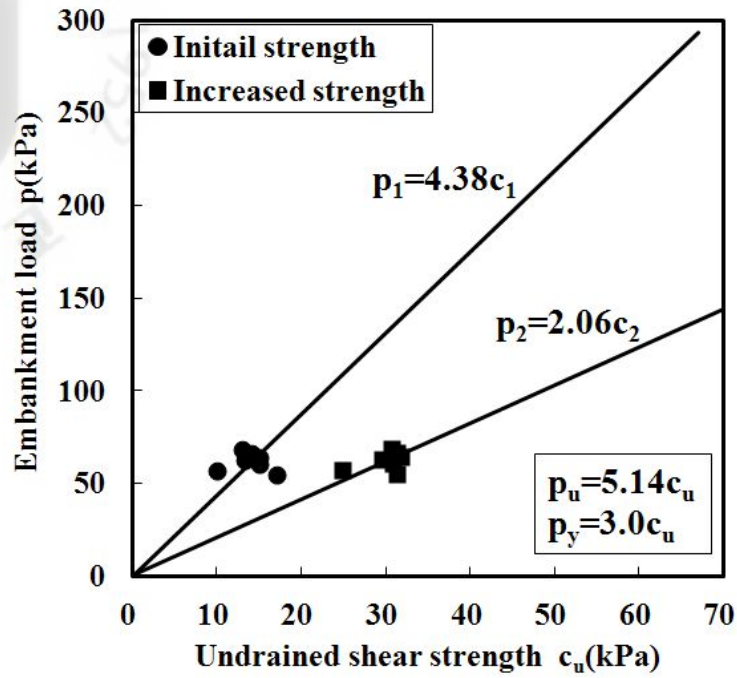
(a) 영암지구



(b) 광양지구

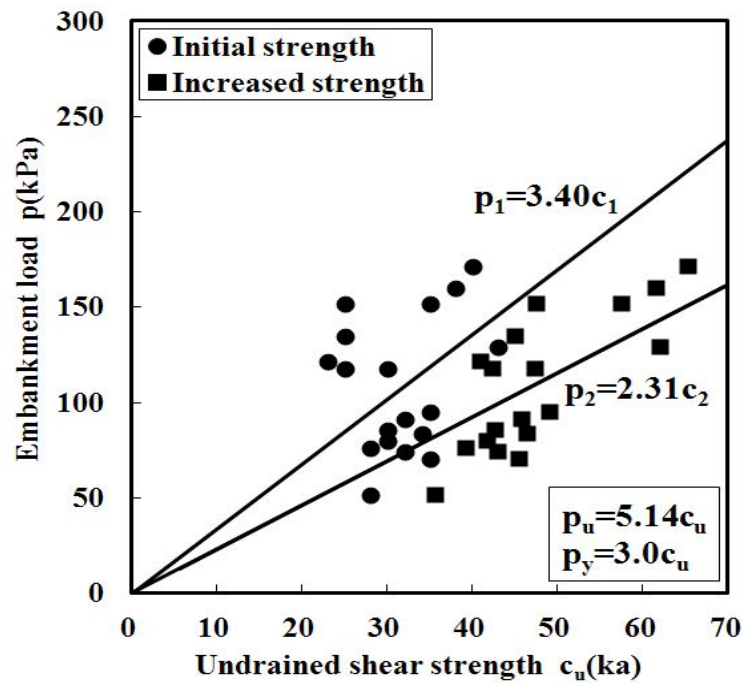
그림 4.2 성토하중과 비배수전단강도의 관계(서남해안지역)





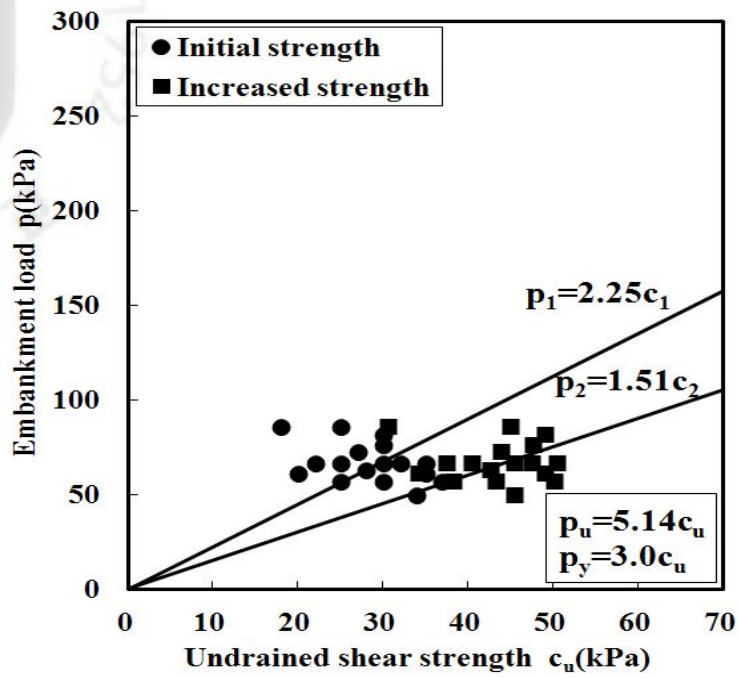
(c) 여수지구

그림 4.2 성토하중과 비배수전단강도의 관계(서남해안지역)(계속)

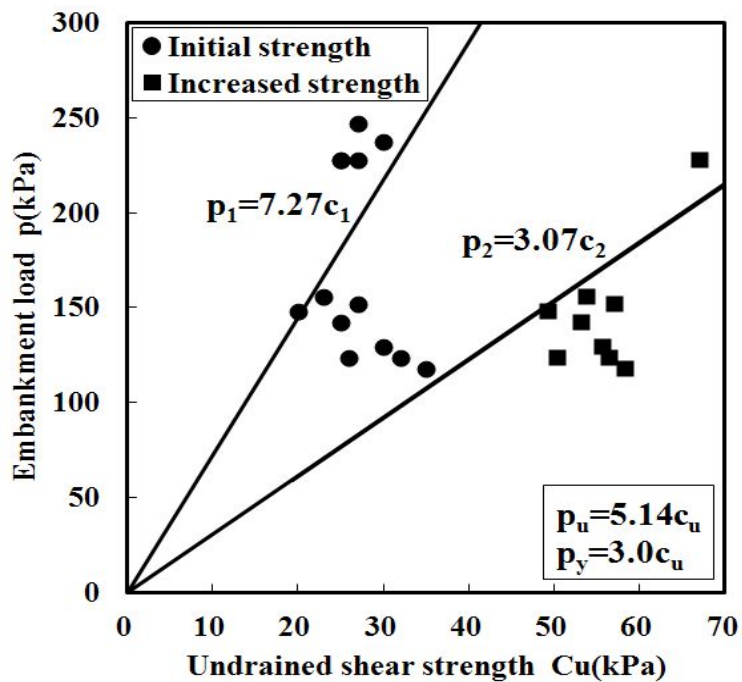


(a) 김포지구

그림 4.3 성토하중과 비배수전단강도의 관계(서해안지역)

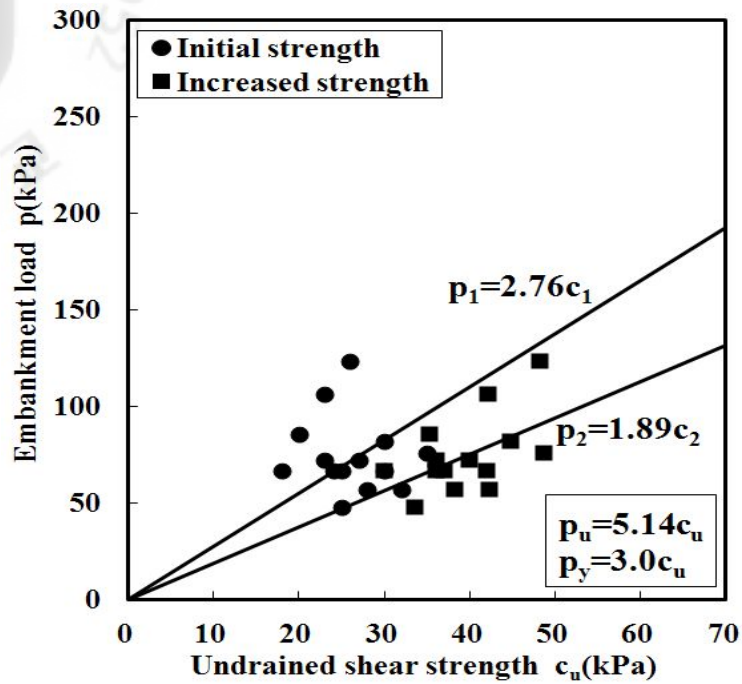


(b) 영종지구

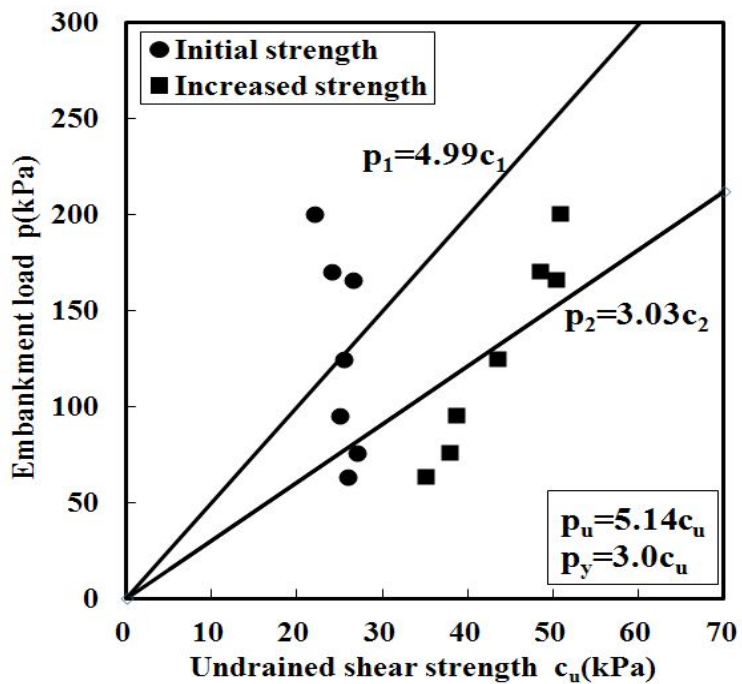


(c) 경인고속도로지구

그림 4.3 성토하중과 비배수전단강도의 관계(서해안지역)(계속)

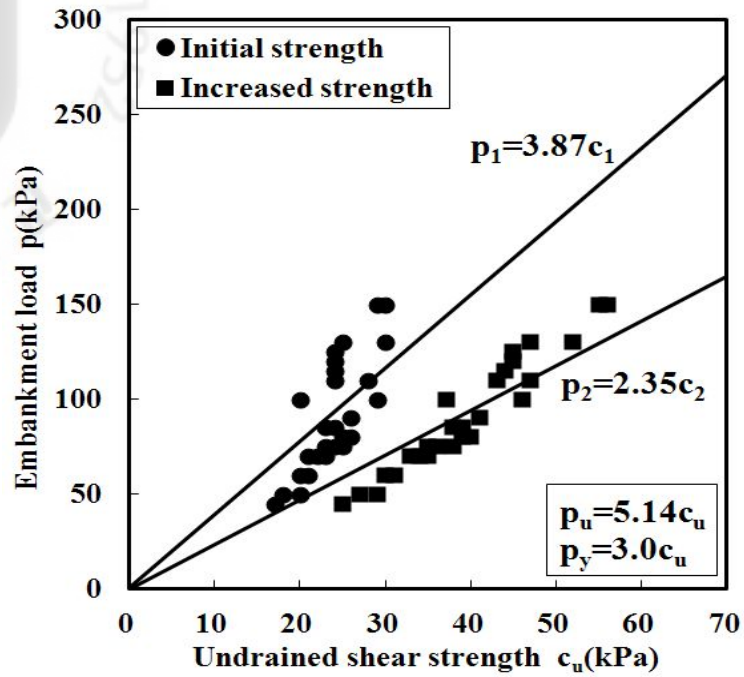


(d) 청라지구

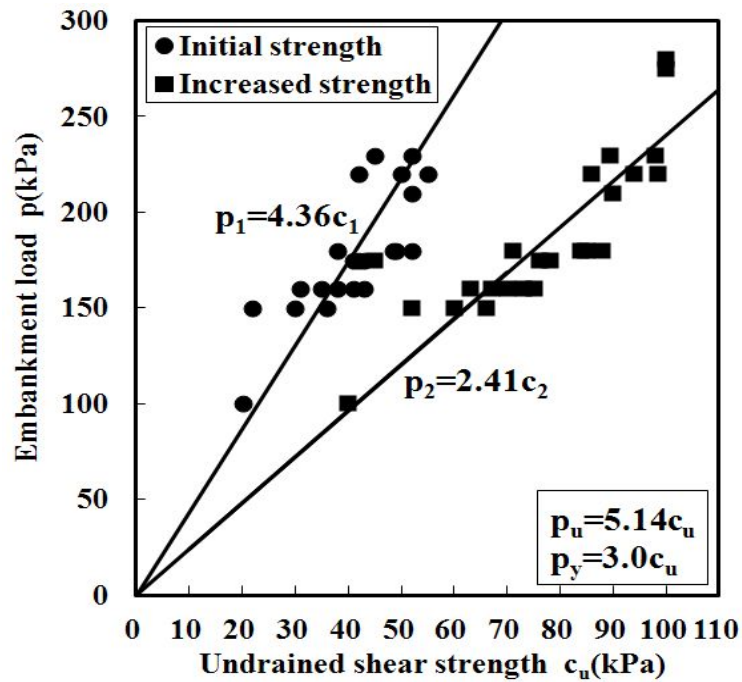


(e) 마곡지구

그림 4.3 성토하중과 비배수전단강도의 관계(서해안지역)(계속)



(f) 논산지구



(g) 균산지구

그림 4.3 성토하중과 비배수전단강도의 관계(서해안지역)(계속)

그림 4.4에서는 연구대상 14개현장중에 연직배수공법을 적용한 13개 현장에 대하여 비배수전단강도에 대한 성토하중의 비를 검토하였다. 초기비배수전단강도에 대한 성토하중의 비는 대부분이 3.0 이상이고 5.14 전후의 값으로 나타났다. 비배수 전단강도에 대한 성토압의 비가 3.0 이상이므로 연약지반 속에 전단변형이 발생하고 일부 현장에서는 전단파괴의 우려까지 나타났다. 그러나 지반개량 후 증가된 비배수 전단강도에 대한 성토압의 비는 대부분 3.0 이하가 되어 안전하게 성토시공을 마칠 수 있었다.

따라서 도로성토시공을 안전하게 실시하기 위해서는 설계단계에서 성토압이 초기비배수전단강도의 5.14배가 넘지 않도록 하여야하며 증가된 비배수전단강도에 대하여 3.0배 이하가 되도록 설계하여야 한다.

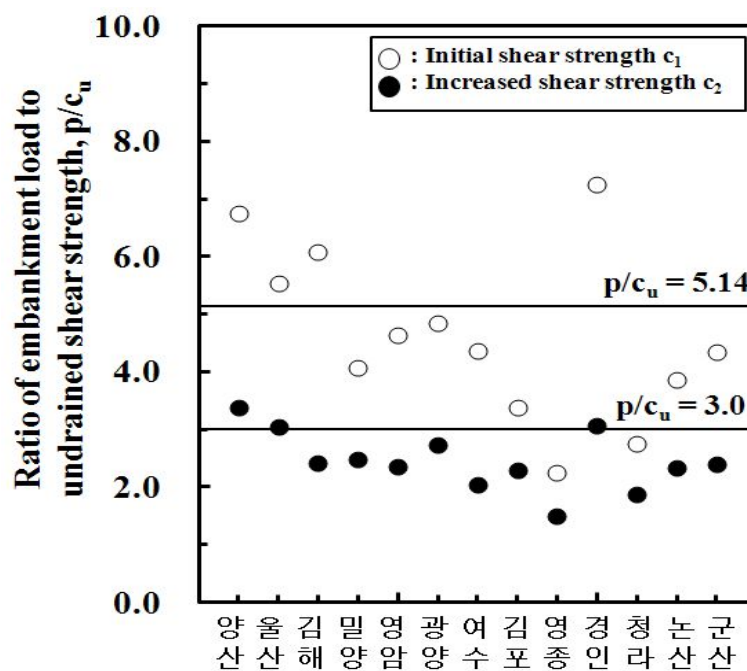


그림 4.4 비배수전단강도에 대한 성토하중의 비

## 1.2 성토고와 비배수전단강도의 관계

연약지반 상에 도로성토를 시공하려면 연약지반의 비배수전단강도의 크기에 따라 한계성토고를 결정하여 성토를 하면 안전한 시공이 될 수 있다. 그림 4.4는

연구대상지역 별 대표계측지점에서의 성토고와 비배수전단강도의 관계를 나타낸 그림으로서 지반개량 전후의 비배수전단강도에 부합되는 한계성토고를 나타낸 그림이다. 성토하중이 비배수전단강도의 3배 이상이면 전단변형이 시작되고 5.14배 이상이면 전단파괴가 된다. 따라서 성토하중의 항복하중은 식(4.5)와 같이 되고 극한하중  $P_u$ 은 식(4.6)과 같이 된다.

$$P_y = 3c \quad (4.5)$$

$$P_u = 5.14c \quad (4.6)$$

성토하중  $P$ 와 연약지반의 지지력  $q_u$ 는 각각 식(4.7)과 (4.8)와 같다.

$$P = \gamma h \quad (4.7)$$

$$q_u = (\pi + 2)c \quad (4.8)$$

전단파괴가 발생할 때는 성토하중이 연약지반의 지지력과 같을 때이므로 식(4.7)과 식(4.8)에서

$$P = q_u \quad (4.9)$$

따라서

$$h = h_u = \frac{5.14}{\gamma} c \quad (4.10)$$

성토체의 단위중량을  $1.9\text{t/m}^3$ 라고 하면 식(4.11)이 구해진다.

$$h_u = 2.71c \quad (4.11)$$

전단파괴 발생 시의 지지안전율(Safety factor of bearing)은 식(4.12)와 같이 구할 수 있다.

$$F_b = q_u/P_u = 1 \quad (4.12)$$

한편, 전단변형이 발생할 때 성토하중의 항복치는 식(4.5)와 같다. 이 항복하중이 작용 시 지지안전율은 식(4.13)과 같이 된다.

$$F_b = \frac{q_u}{P_y} = \frac{5.14c}{3c} = 1.7 \quad (4.13)$$

항복성토고  $h_y$ 는 식(4.5)과 식(4.7)을 결합하여 식(4.14)과 같이 된다.

$$h_y = \frac{3}{\gamma}c \quad (4.14)$$

성토체의 단위중량을  $1.9t/m^3$ 라고 하면 식(4.15)이 구해진다.

$$h_y = 1.58c \quad (4.15)$$

실제 시공에 있어서는 성토하중의 재하로 연약지반에 전단변형은 발생되더라도 전단파괴는 발생되지 않도록 해야하므로 전단파괴에 대한 지지안전율  $F_b = 1$ 에 여유율 20%를 할증하여  $F_b = 1.2$ 로 하는 것이 바람직하다.

$$F_b = 1.2 = \frac{5.14c}{\gamma h} \quad (4.16)$$

따라서 성토체의 단위중량을  $1.9t/m^3$ 로 잡으면 한계성토고  $h_c$ 와 한계성토하중  $P_c$ 는 식(4.17) 및 (4.18)과 같이 된다.

$$h_c = 2.25c \quad (4.17)$$

$$P_c = \frac{5.14}{1.2}c = 4.28c \quad (4.18)$$

이와 같은 항복성토고, 한계성토고 및 극한성토고를 14개 연약지반현장에서의 자료와 비교하면 그림 4.5 ~ 4.7과 같고 이들 결과를 정리하면 표 4.2와 같다. 그림 중  $h_{y1}$ 과  $h_{y2}$ 는 각각 초기강도 및 증가된 강도를 적용한 경우의 항복성토고이고  $h_{c1}$ 과  $h_{c2}$ 는 각각 초기강도 및 증가된 강도를 적용한 경우의 한계성토고이다. 그리고  $h_d$ 는 실제현장에서 적용한 계획설계성토고이다.

우선 그림 4.5(a)에 도시된 동남해안지역의 양산지구는 연약지반의 경우를 보면 지반개량 전 초기강도를 적용한 경우 계획성토고가  $h_d=5.3m$ 로서 한계성토고  $h_{c1}=5.03m$ 보다 크므로 전단파괴에 가까워 불안전하다는 의미이다. 그러나 지반개량 후 강도가 증가하여 한계성토고가  $h_{c2}=8.39m$ 로 높아졌고 항복성토고도  $h_{y2}=5.88m$ 로 높아졌으므로 전단변형도 발생하지 않는 안전한 상태가 된다는 것을 의미한다.

또한 김해지구의 경우 그림 4.5(b)에서 보는 바와 같이 계획성토고가  $h_d=5.7m$ 로서 지반개량 전 초기강도 시 한계성토고  $h_{c1}=3.88m$ 보다 크므로 이때 성토 시공 시에는 전단파괴가 발생할 수 있는 것으로 예측되나 지반개량 후 증가된 강도에서는 한계성토고  $h_{c2}=9.99m$ 보다 작고 항복성토고  $h_{y2}=7.0m$ 보다 작으므로 전단변형이 없는 안전한 상태가 된다고 예측할 수 있다.

이와 같이 동남해안지역 전체 평균에 대해 살펴보면 평균 계획성토고는  $h_d=4.7m$ 일 때 초기강도에서 한계성토고  $h_{c1}=4.60m$ 보다 크므로 전단파괴에 가까워 불안전하나 지반개량 후에 증가된 강도에서는 한계성토고  $h_{c2}=8.33m$ 보다 작을 뿐만 아니라 항복성토고  $h_{y2}=5.83m$  보다도 작으므로 전단변형도 발생하지 않는 안전한

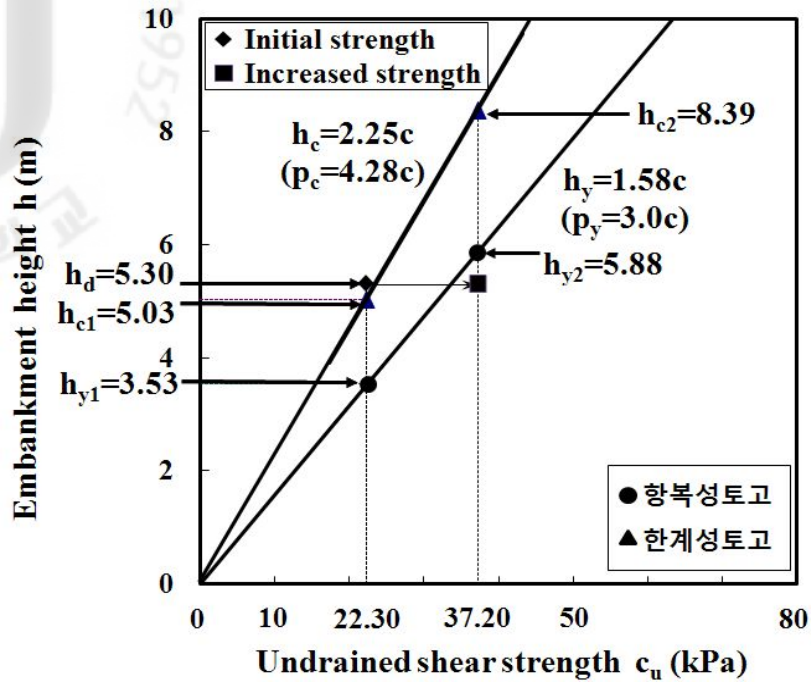


상태라 볼 수 있다.

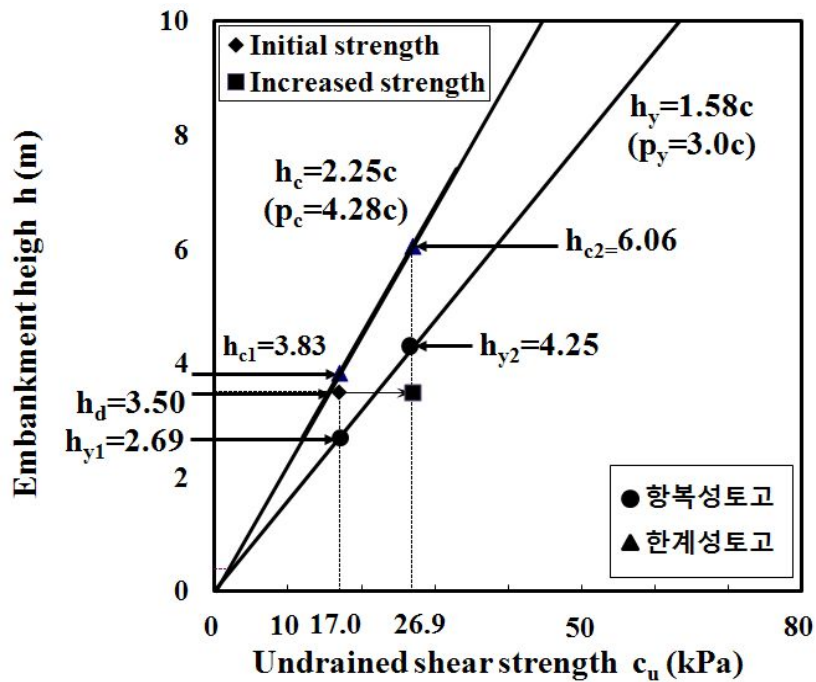
국내연약지반 중에 본 연구대상지역 14개 지구현장의 대표지점에 대해 전체 평균으로 검토해 본 결과 평균계획성토고  $h_d=4.91\text{m}$ 이며 지반개량 전 초기강도인 경우 한계성토고  $h_{c1}=4.93\text{m}$ 보다 작고 항복성토고  $h_{y1}=3.46\text{m}$ 보다 크므로 전단파괴는 되지 않으나 전단변형발생은 예측할 수 있다. 지반개량 후에는 증가된 강도에 의한 경우 전단변형 시 항복성토고  $h_{y2}=6.24\text{m}$ 보다 작으므로 지반개량 후 성토 시에는 전단변형도 전혀 발생하지 않는다는 것을 예측할 수 있다.

한편 그림 4.8은 연직배수재가 적용된 13개 연약지반현장에 대하여 설계성토고를 항복성토고 및 한계성토고와 비교한 결과이다. 우선 그림 4.8(a)는 항복성토고에 대한 설계성토고의 비를 조사한 그림이다. 이 그림에 의하면 초기강도일 때는 설계성토고가 모든 현장에서 항복성토고보다 높은 상태이므로 연약지반 속에 전단변형 혹은 전단파괴가 발생할 것이 예상되었다. 그러나 강도가 증가된 후에는 모든 현장에서 항복성토고에 대한 설계성토고의 비가 1.0이하가 되어 설계성토고가 항복성토고보다 낮게 되므로 안전한 성토시공이 가능하였던 것으로 판단된다.

한편 한계성토고에 대한 설계성토고의 비를 조사한 그림 4.8(b)에 의하면 초기 강도일 때는 설계성토고가 모든 현장에서 한계성토고의 0.7배 이상인 상태였다. 이미 그림 4.8(a)에서 모든 현장에서 초기강도 상태에서는 전단변형에 예상되었다. 따라서 한계성토고에 대한 설계성토고의 비가 1.0이하이고 0.7 사이인 현장의 연약지반 속에서는 전단변형이 발생할 것이 예상되었고 1.0이상인 현장에서는 전단파괴가 예상되었다. 그러나 강도가 증가된 후에는 모든 현장에서 한계성토고에 대한 설계성토고의 비가 0.7이하가 되어 설계성토고가 한계성토고보다 낮게 되므로 연약지반의 강도가 증가된 후에는 전단파괴가 발생한 현장은 없었던 것으로 판단된다.

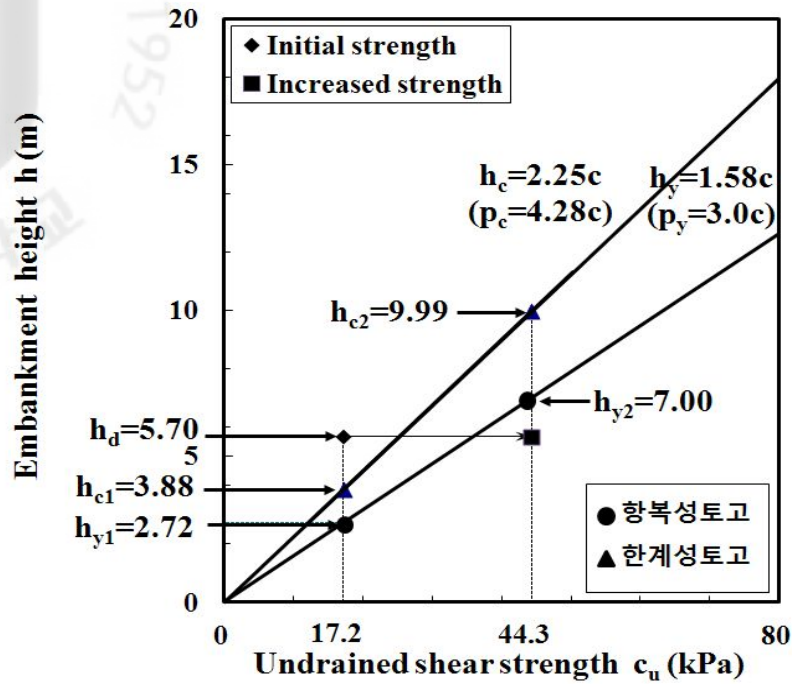


(a) 양산지구

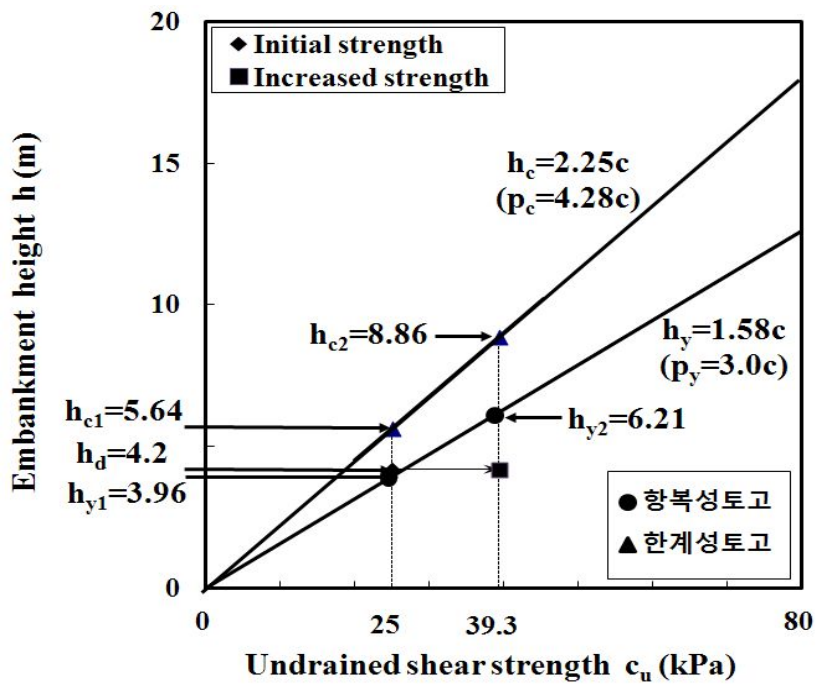


(b) 울산지구

그림 4.5 성토고와 비배수전단강도 관계(동남해안지역)

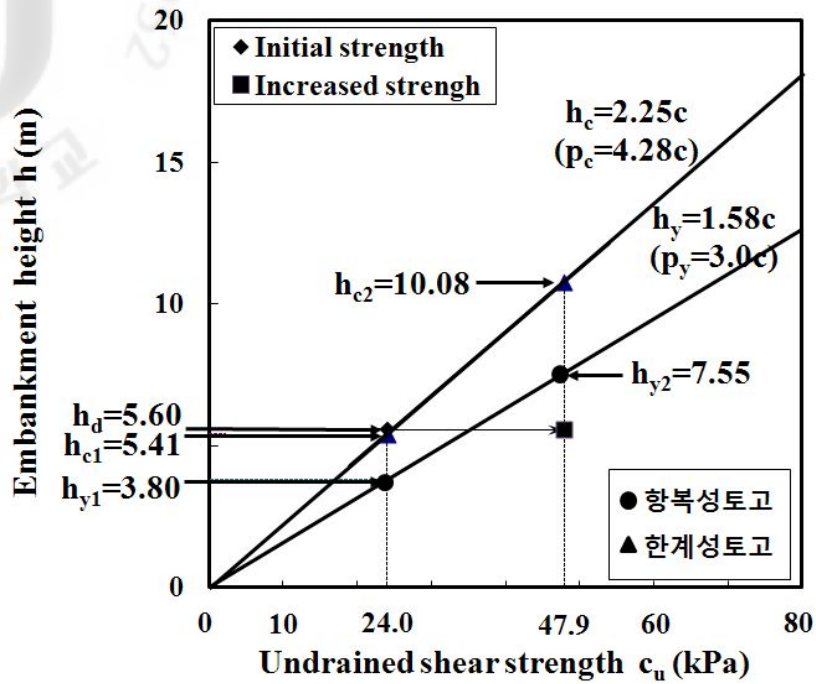


(c) 김해지구

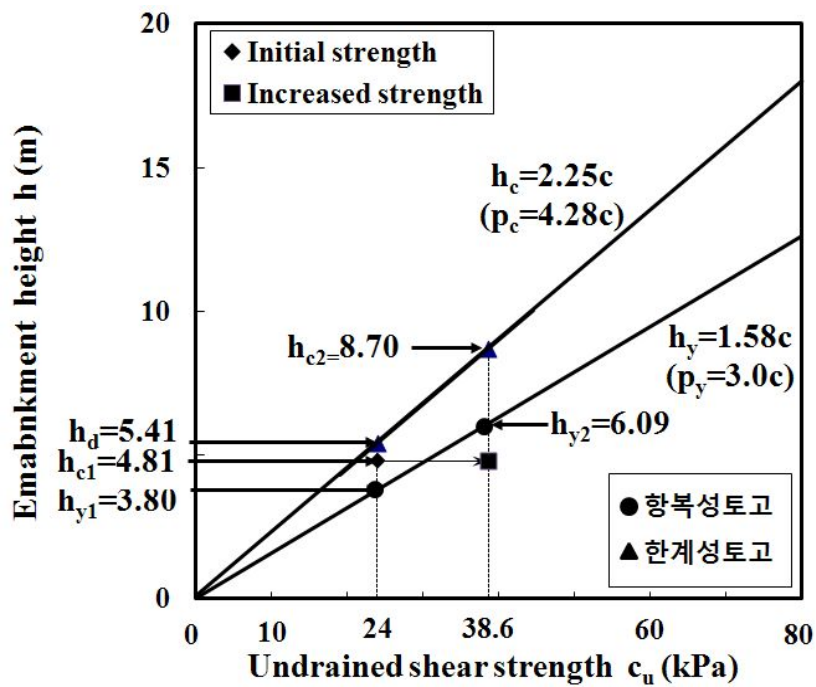


(d) 밀양지구

그림 4.5 성토고와 비배수전단강도 관계(동남해안지역)(계속)

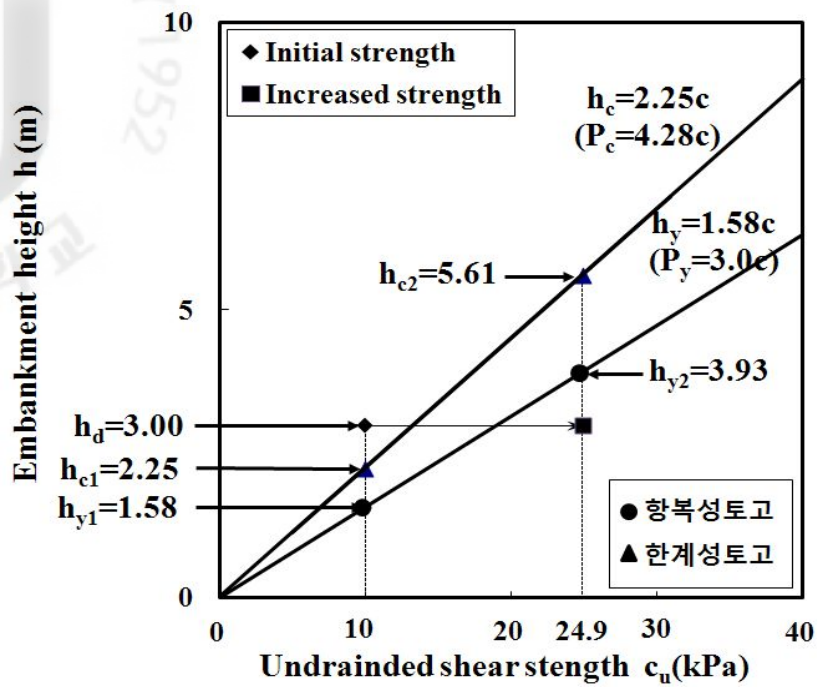


(a) 영암지구



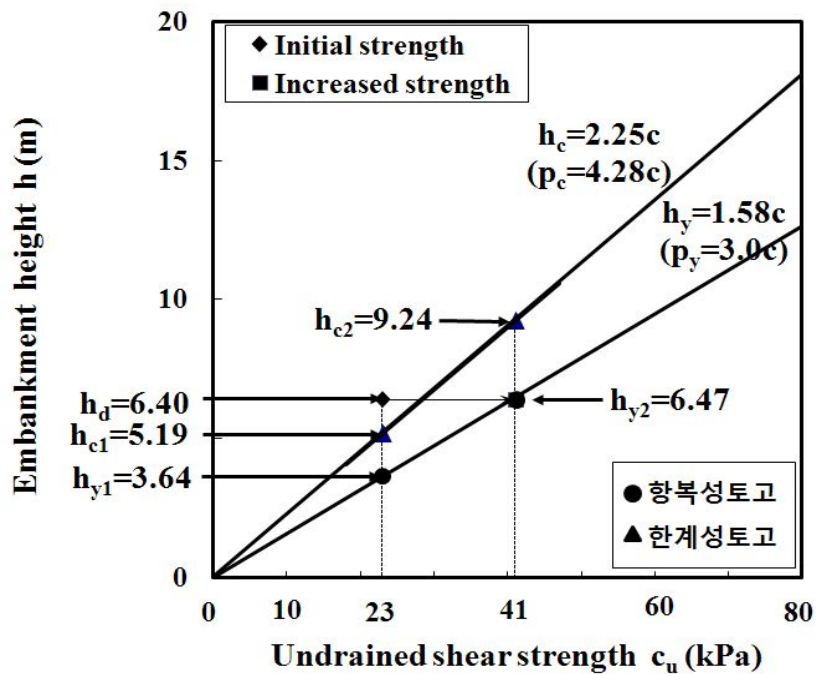
(b) 광양지구

그림 4.6 성토고와 비배수전단강도 관계(서남해안지역)



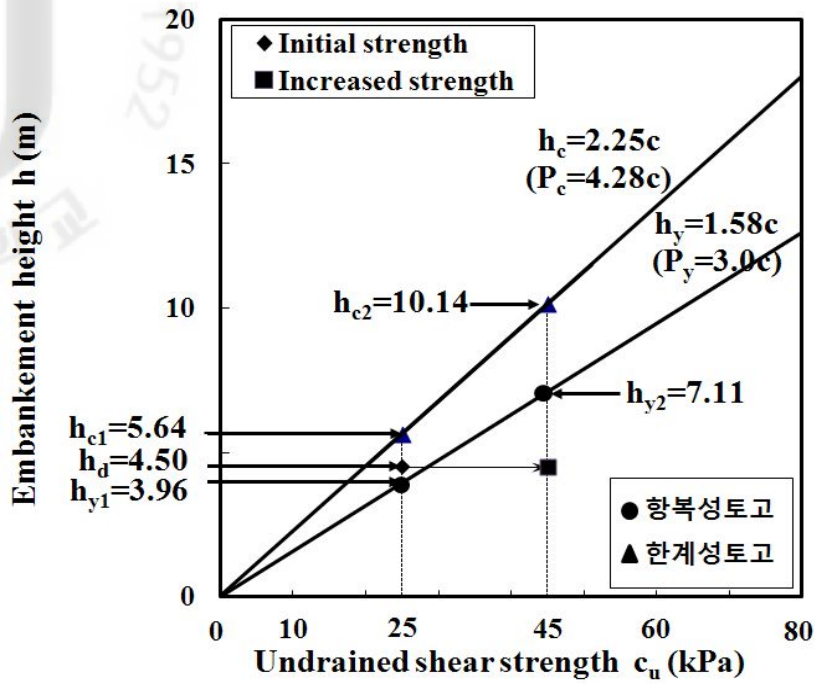
(c) 여수지구

그림 4.6 성토고와 비배수전단강도 관계(서남해안지역)(계속)

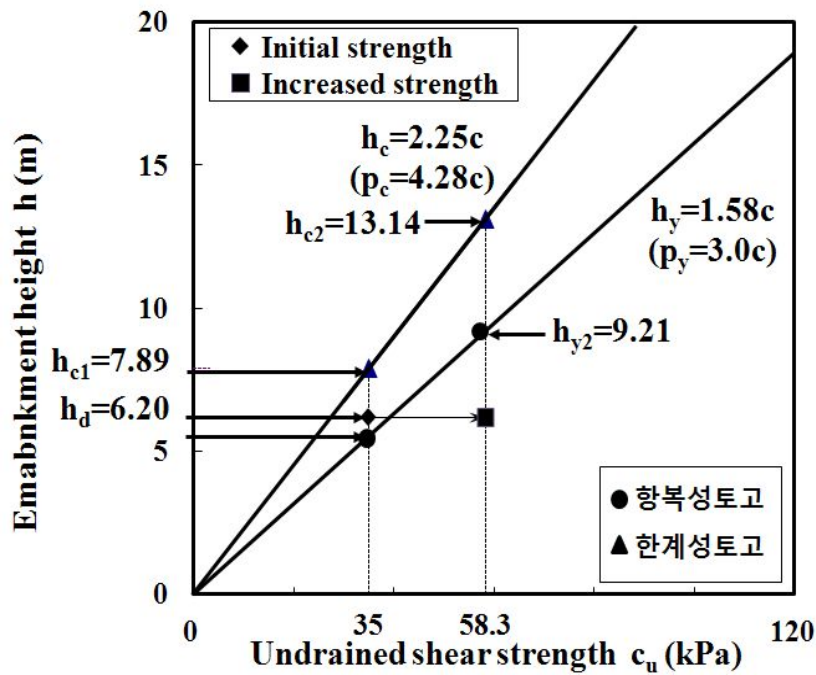


(a) 김포지구

그림 4.7 성토고와 비배수전단강도 관계(서해안지역)

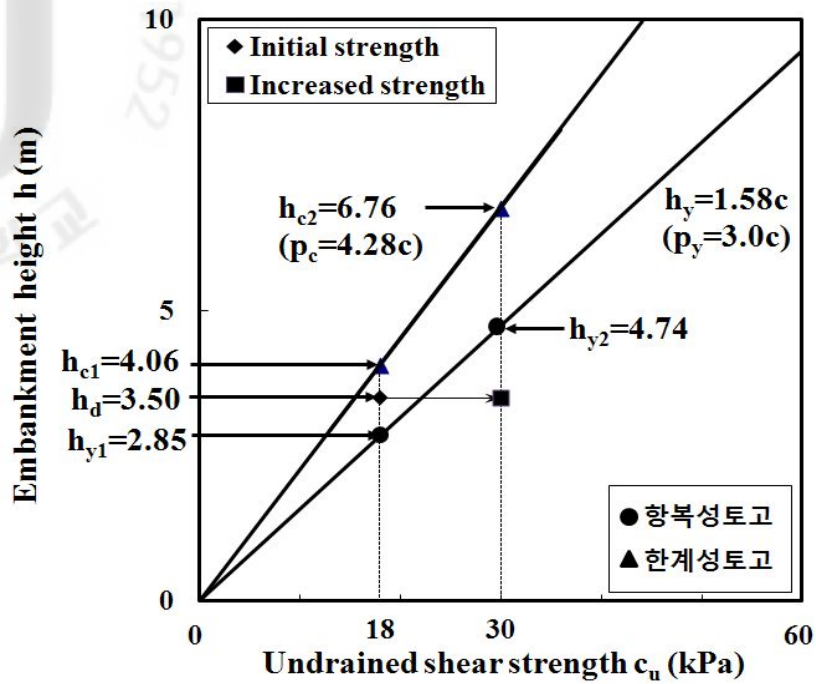


(b) 영종지구

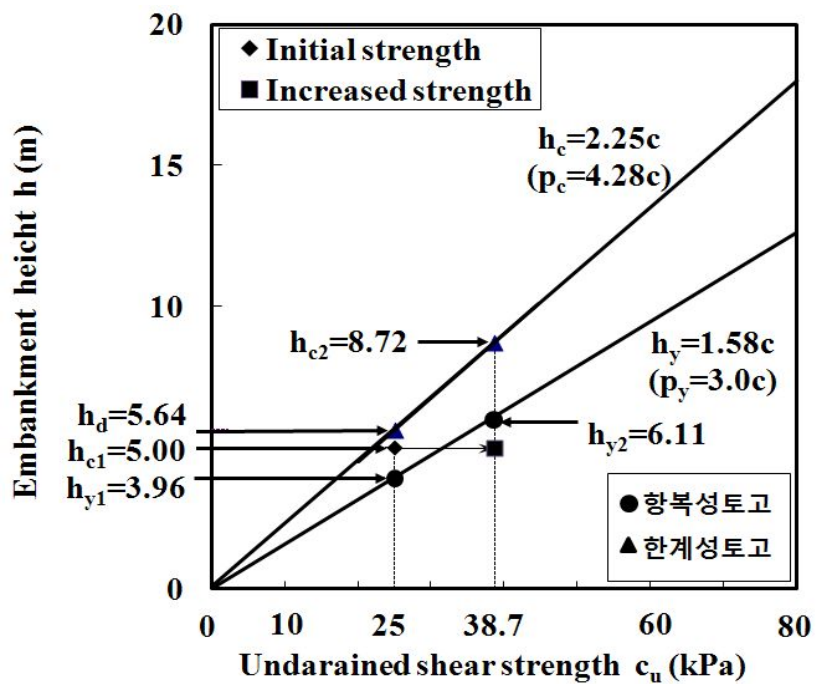


(c) 경인고속도로지구

그림 4.7 성토고와 비배수전단강도 관계(서해안지역)(계속)

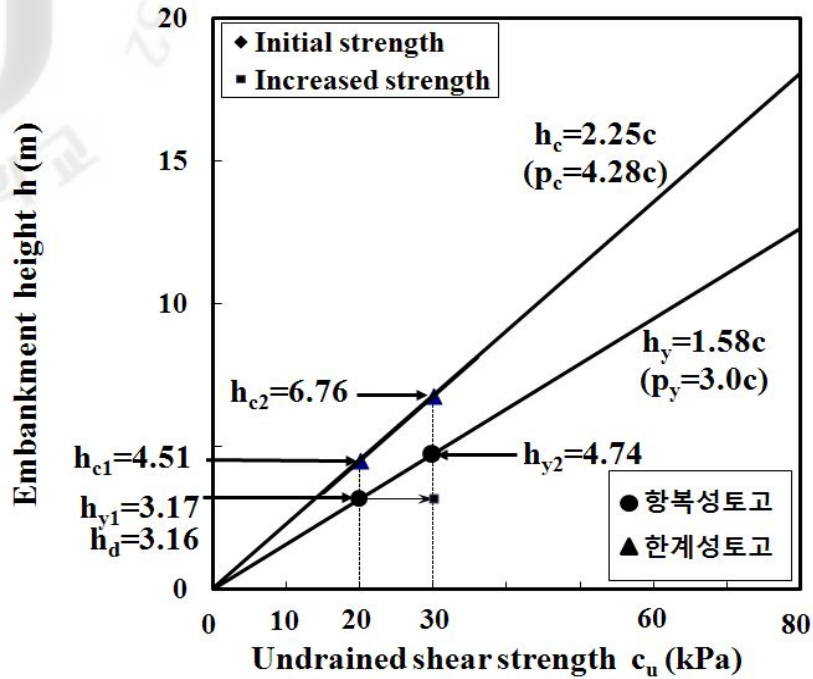


(d) 청라지구

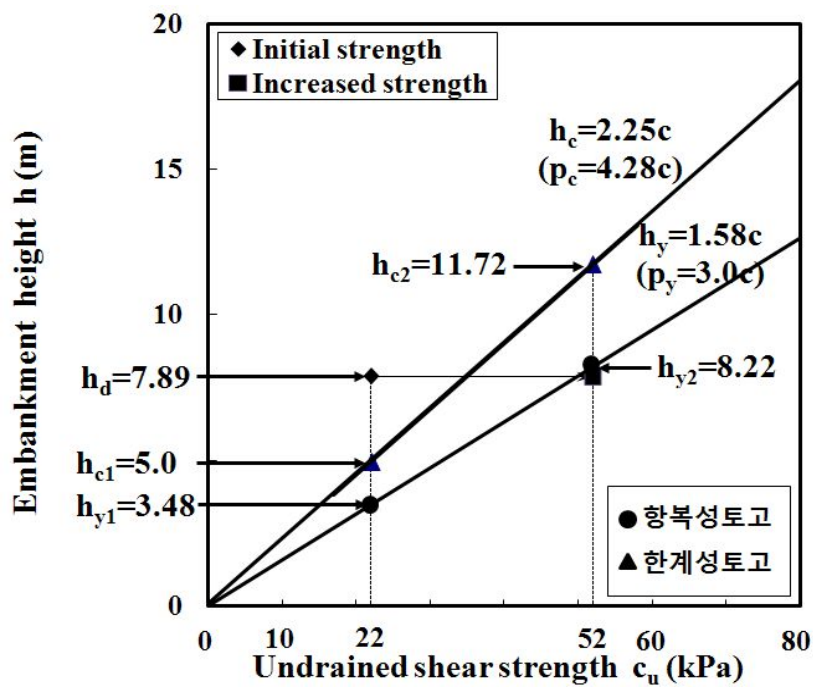


(e) 마곡지구

그림 4.7 성토고와 비배수전단강도 관계(서해안지역)(계속)



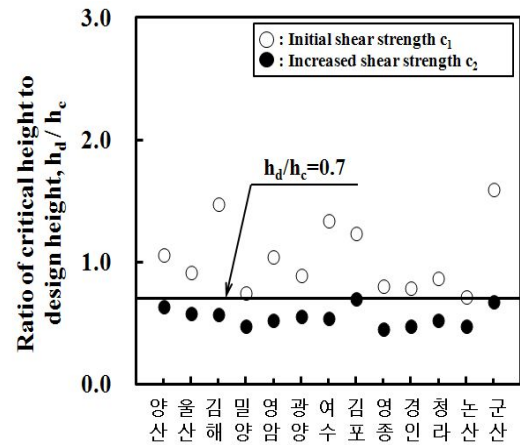
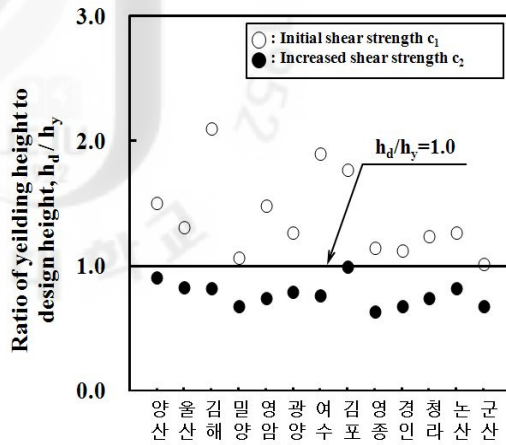
(f) 논산지구



(g) 군산지구

그림 4.7 성토고와 비배수전단강도 관계(서해안지역)(계속)





(a) 항복성토고와 설계성토고의 비교 (b) 한계성토고와 설계성토고의 비교

그림 4.8 항복성토고와 한계성토고

표 4.2 성토고와 비배수전단강도관계

지역	지구	계획 성토고 ( $h_{d,m}$ )	성토 하중 ( $t/m^2$ )	비배수전단강도( $t/m^2$ )					항복 성토고 ( $h_y, m$ )		한계 성토고 ( $h_c, m$ )		극한 성토고 ( $h_u, m$ )	
				초기 강도	강도 증가율	압밀도 (%)	강도 증가량	증가 강도	초기 강도 $h_{y1}$	증가 강도 $h_{y2}$	초기 강도 $h_{c1}$	증가 강도 $h_{c2}$	초기 강도 $h_{u1}$	증가 강도 $h_{u2}$
동 남 해 안	양산	5.3	10.07	2.23	0.185	80	1.49	3.72	3.53	5.88	5.03	8.39	6.04	10.08
	울산	3.5	6.65	1.7	0.186	80	1.58	2.69	2.68	4.25	3.83	6.06	4.60	7.29
	김해	5.7	10.83	1.72	0.313	80	2.71	4.43	2.72	7.0	3.88	9.99	4.66	12.00
	밀양	4.2	7.98	2.5	0.2	90	1.43	3.93	3.95	6.21	5.64	8.86	6.77	10.65
	평균	4.7	8.89	2.04	0.221	82.5	1.80	3.69	3.22	5.83	4.60	8.33	5.52	10.00
서 남 해 안	영암	5.6	10.64	2.4	0.25	90	2.39	4.79	3.79	7.55	5.41	10.8	6.50	12.98
	광양	4.8	9.12	2.4	0.2	80	1.46	3.86	3.79	6.09	5.41	8.70	6.50	10.46
	여수	3.0	5.7	1.0	0.29	90	1.49	2.49	1.58	3.93	2.25	5.61	2.71	6.74
	평균	4.5	8.47	1.93	0.247	86.6	2.38	3.71	3.05	5.86	4.09	8.37	5.23	10.06
서 해 안	김포	6.4	12.16	2.3	0.185	80	1.80	4.10	3.63	6.47	5.19	9.24	6.23	11.11
	영종	4.5	8.55	2.5	0.26	90	2.0	4.50	3.95	7.11	5.64	10.14	6.77	12.19
	경인 고속 도로	6.2	11.78	3.5	0.22	90	2.33	5.83	5.53	9.21	7.89	13.14	9.48	15.80
	청라	3.5	6.65	1.8	0.2	90	1.20	3.0	2.84	4.74	4.06	6.76	4.88	8.13
	마곡	5.0	9.5	2.5	0.18	80	1.37	3.87	3.96	6.11	5.64	8.72	6.78	10.49
	논산	3.2	6.0	2.0	0.19	90	1.0	3.0	3.16	4.74	4.51	6.76	5.42	8.13
	군산	7.9	14.99	2.2	0.22	90	3.0	5.2	3.48	8.22	4.96	11.72	5.96	14.09
	평균	5.2	9.95	2.4	0.21	87.1	1.81	4.21	3.79	6.66	5.41	9.50	6.50	11.42
전체 평균	4.91	9.33	2.12	0.22	85.7	1.76	3.95	3.46	6.24	4.93	8.90	5.93	10.70	

## 2. 지반변형특성

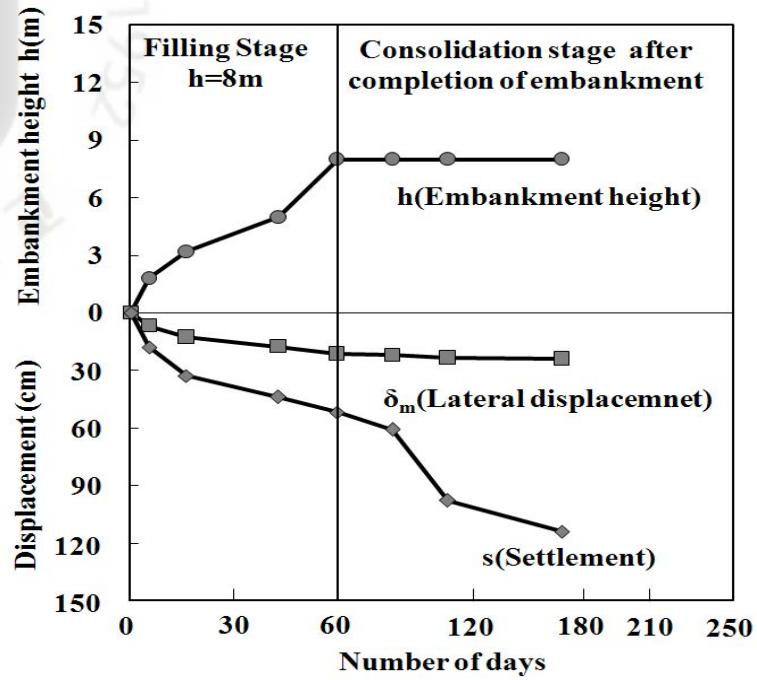
### 2.1 성토고에 따른 침하량과 수평변위량

연약지반 상에 도로성토를 실시하면 그림 2.1에 도시된 바와 같이 연약지반은 성토하중을 지지할 지지력이 부족하여 연직방향과 수평방향으로 변형하게 되어 침하와 수평변위가 연약지반에 발생하게 된다. 이와 같은 연약지반의 거동을 조사하기 위하여 실제 연약지반에서의 계측결과를 정리하면 그림 4.9~4.11과 같다.

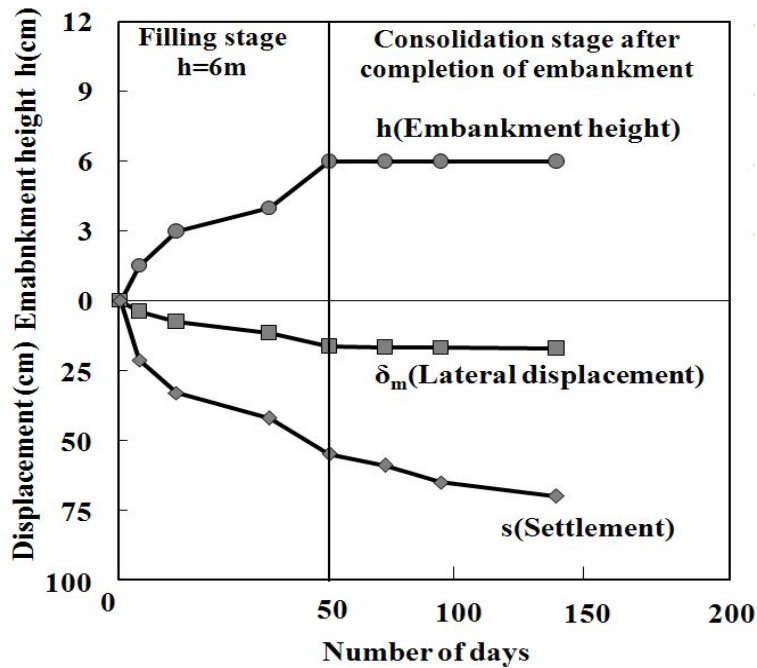
이 그림 4.9~4.11은 연구대상지역인 동남해안지역, 서남해안지역 및 서해안지역의 지역별 대표지점의 연약지반상 도로성토시 성토고에 따른 침하량과 수평변위량을 측정하여 성토고와 함께 도시한 결과이다. 성토고는 성토시공단계와 성토완료후 단계로 구분하여 도시하였고 침하량은 성토 중심축 위치에서 측정하였으며 수평변위는 성토사면 선단부에서 측정하였다.

그림 4.9~4.11에서 보는 바와 같이 도로성토가 진행됨에 따라 연약지반에서는 수평변위가 침하와 함께 급속하게 발생되었음을 알 수 있다. 성토초기에는 수평변위의 증가량이 침하량의 증가량에 비해 작았으나 점차 증가하여 성토완료단계에서 침하량의 증가량에 대한 수평변위의 증가량이 가장 크게 발생되었다. 성토시공 완료 후에는 침하량은 계속 증가하고 있었으나 수평변위는 거의 수렴하고 있었다. 따라서 대부분의 측방유동은 성토시공 중에 발생되었음을 알 수 있다.

즉 이들 지구의 연약지반에는 지반개량 목적으로 연직배수공법을 적용하여 연직배수재가 연약지반에 설치되어 있었음에도 불구하고 상당량의 침하와 측방유동이 발생되었음을 알 수 있다. 이는 지반개량공법이 적용되었어도 대부분의 현장에서 압밀완료 이전에 도로성토가 실시되었기 때문인 것으로 생각된다. 따라서 성토시공 중에도 계속 지반개량이 진행되어 시간이 지날수록 연약지반의 강도가 증대되었고 측방유동에 대한 저항력이 증대하였기 때문으로 생각된다.

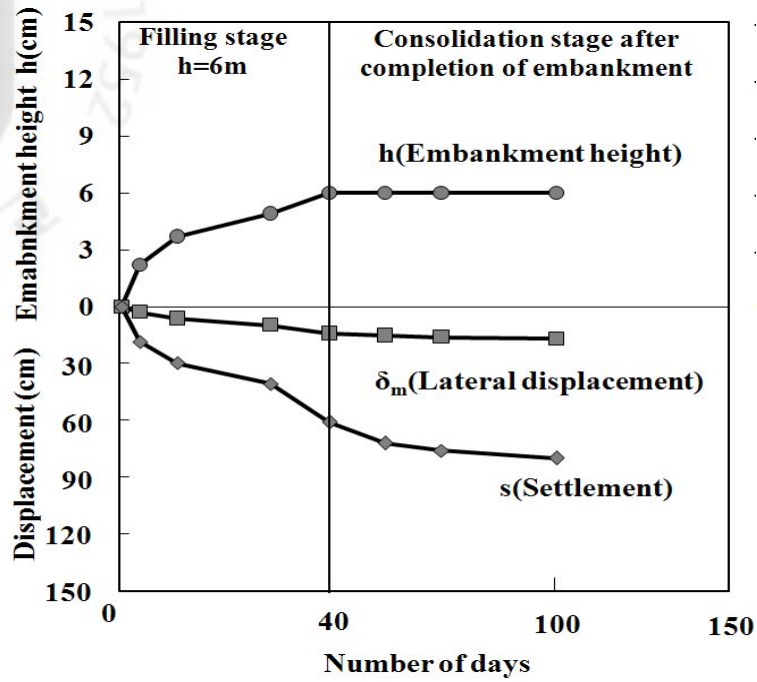


(a) 양산지구 No.3

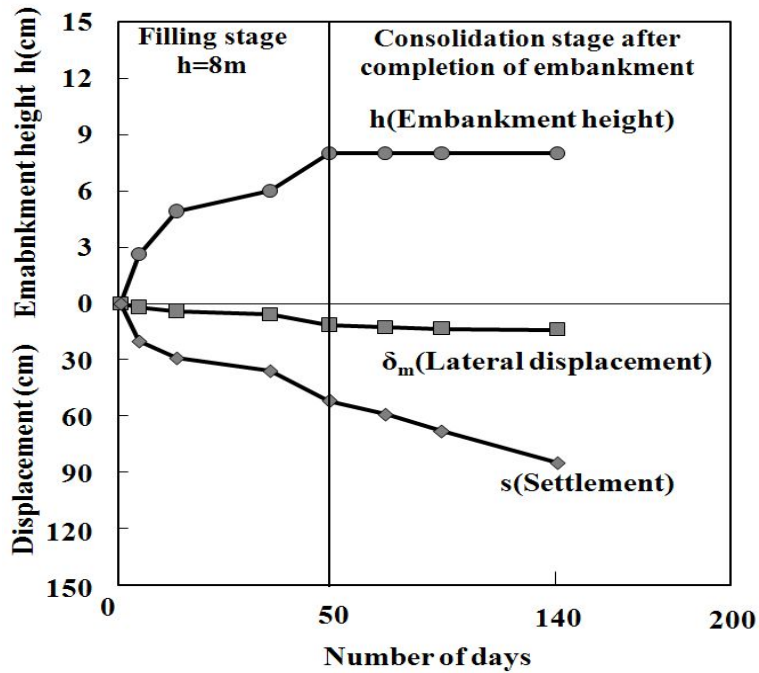


(b) 울산지구 No.1

그림 4.9 성토고와 침하량 수평변위 관계(동남해안지역)

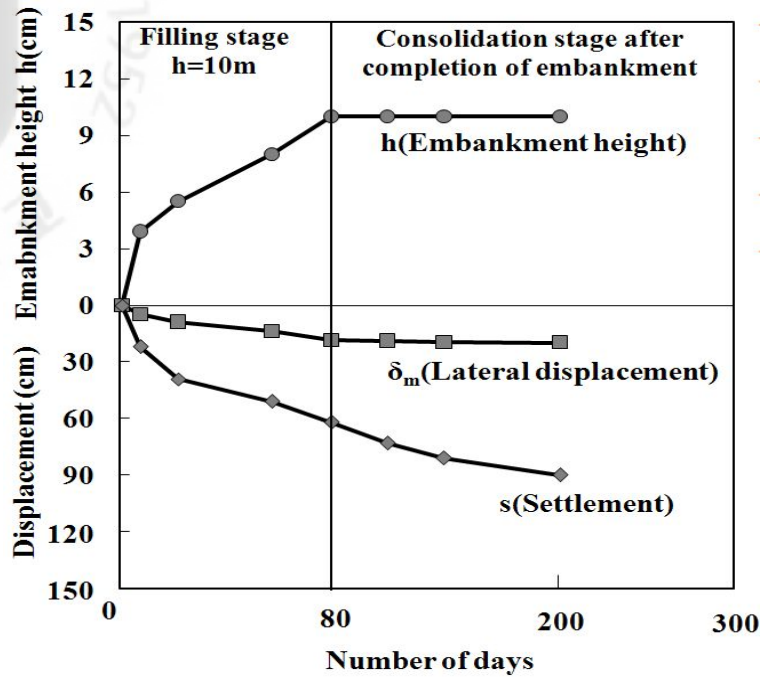


(c) 김해지구 No.7

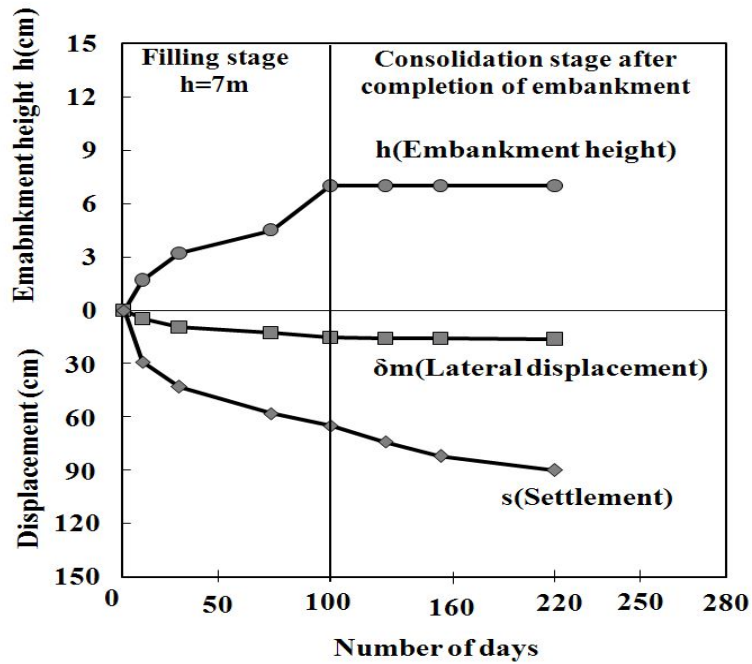


(d) 밀양지구 No.12

그림 4.9 성토고와 침하량 수평변위 관계(동남해안지역)(계속)

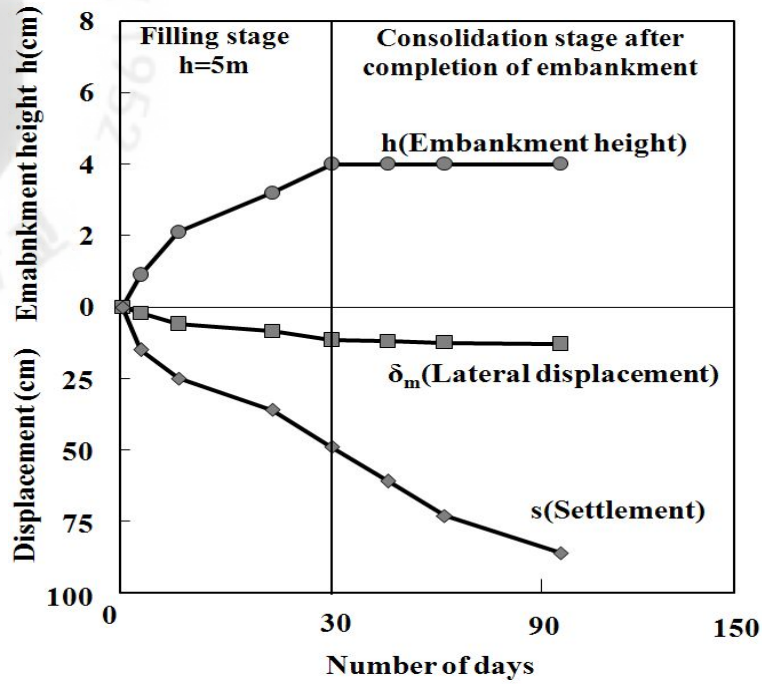


(a) 영암지구 No.5



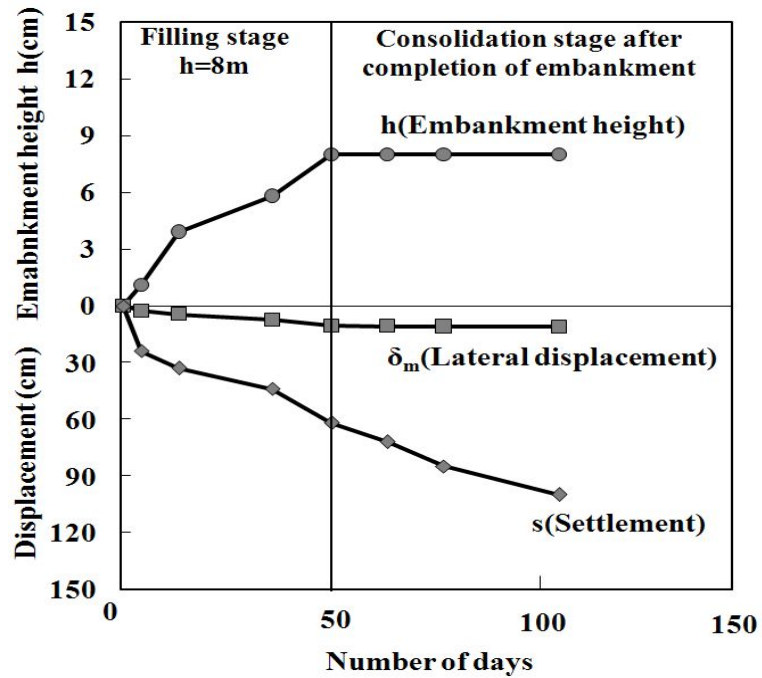
(b) 광양지구 No.6

그림 4.10 성토고와 침하량 수평변위 관계(서남해안지역)



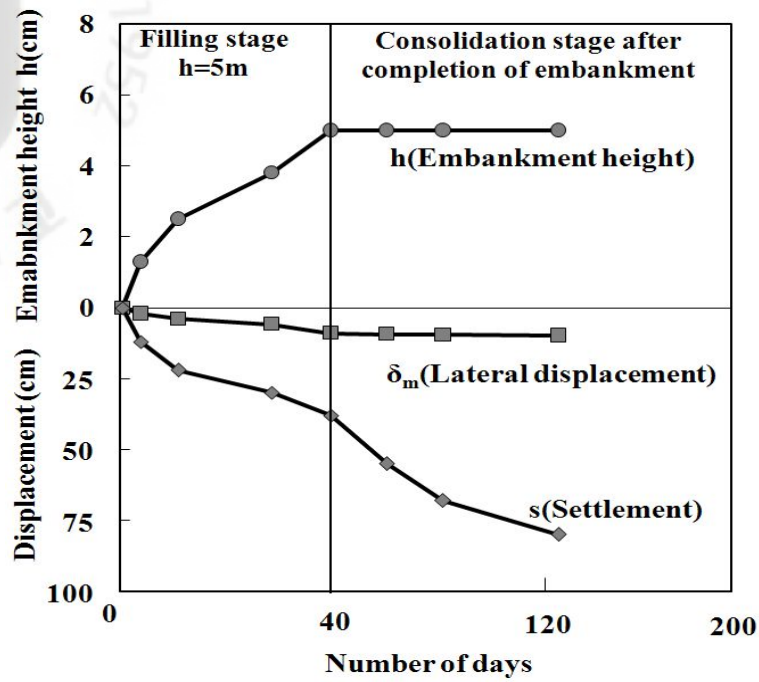
(c) 여수지구 No.6

그림 4.10 성토고와 침하량 수평변위 관계(서남해안지역)(계속)

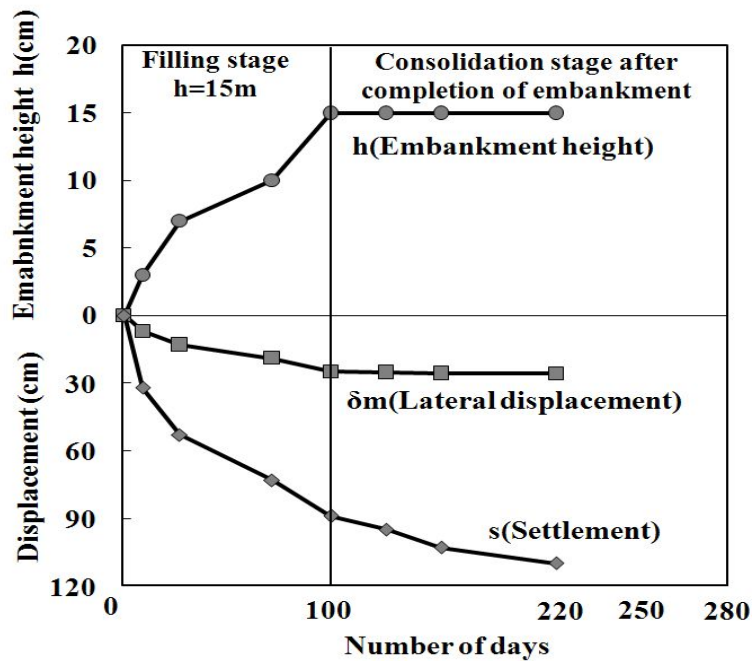


(a) 김포지구 No.5

그림 4.11 성토고와 침하량 수평변위 관계(서해안지역)

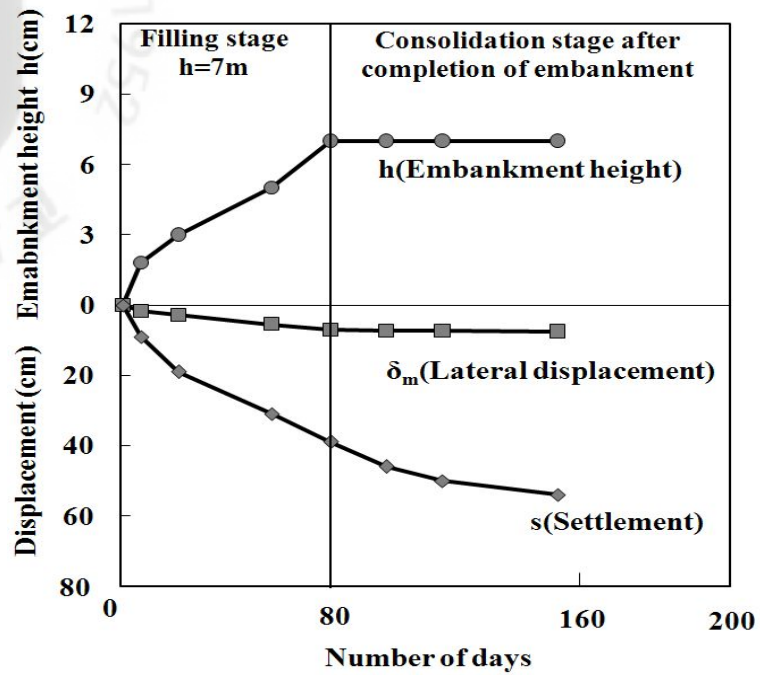


(b) 영종지구 No.11

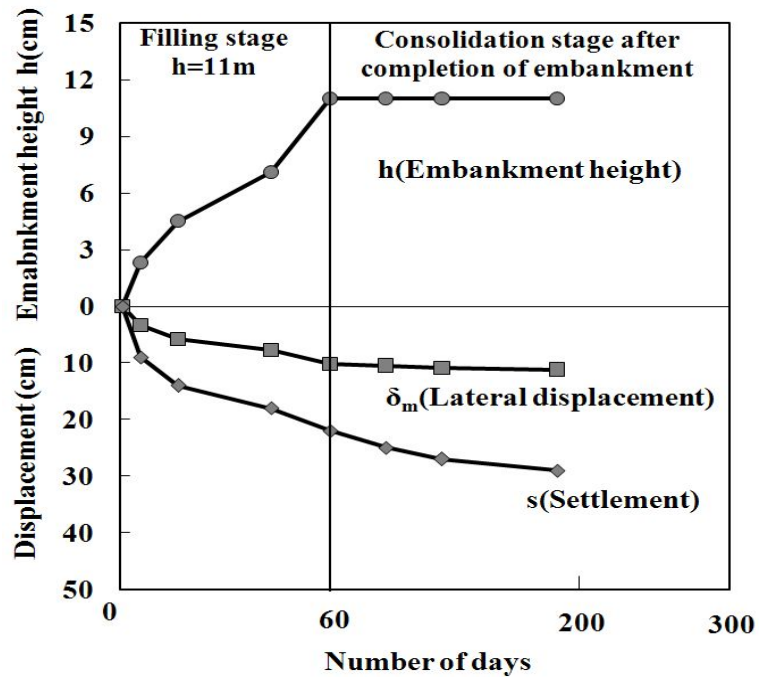


(c) 경인고속도로지구 No.12

그림 4.11 성토고와 침하량 수평변위 관계(서해안지역)(계속)



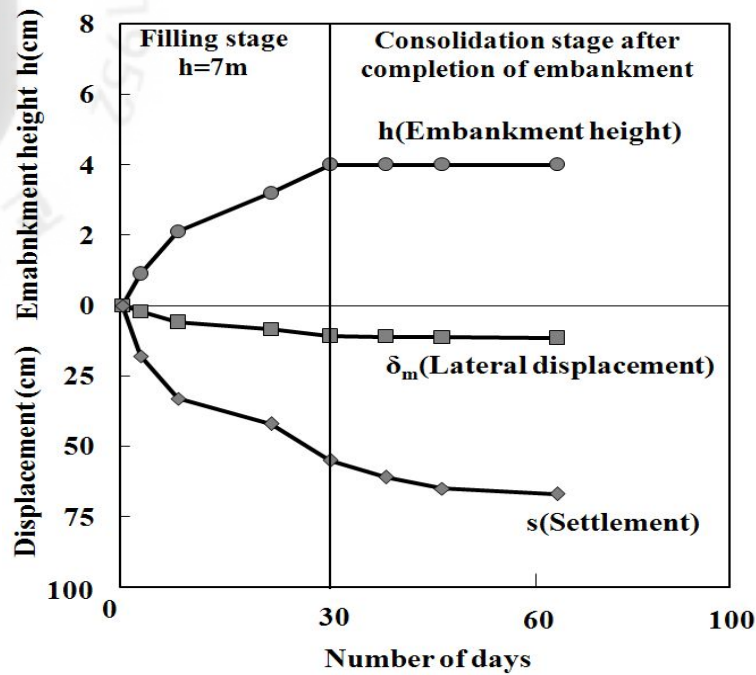
(d) 청라지구 No.4



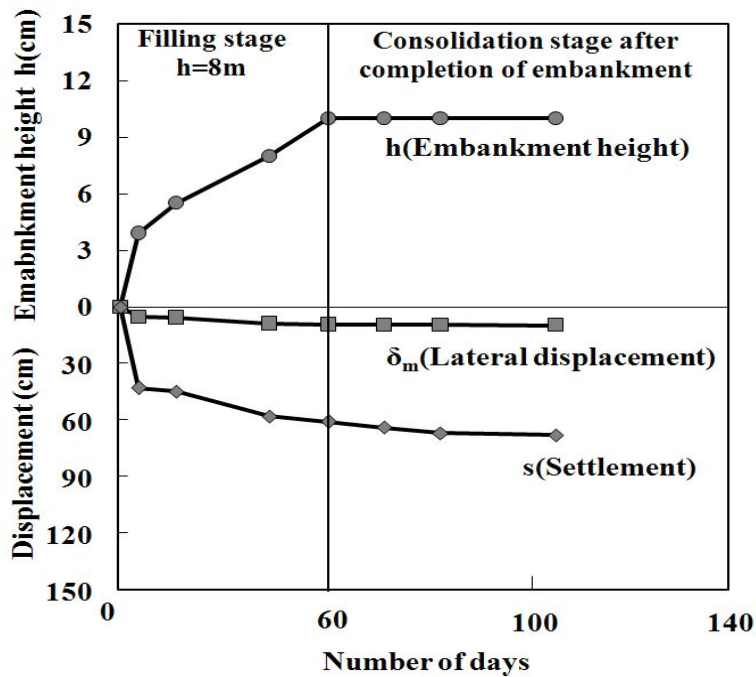
(e) 마곡 No.6

그림 4.11 성토고와 침하량 수평변위 관계(서해안지역)(계속)





(f) 논산지구 No.3



(g) 군산지구 No.4

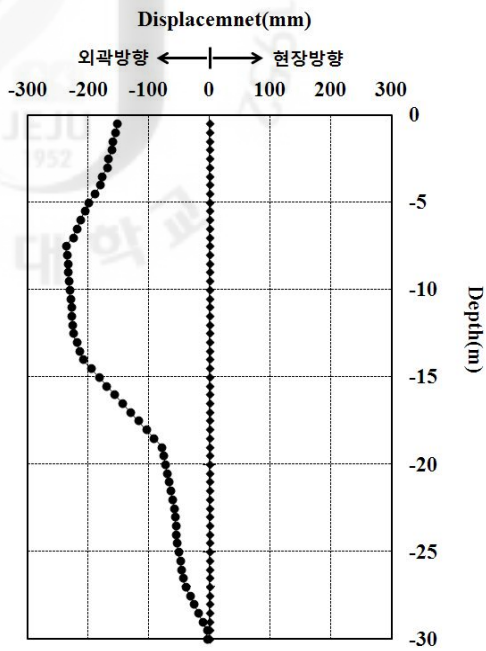
그림 4.11 성토고와 침하량 수평변위 관계(서해안지역)(계속)

## 2.2 측방변위 거동

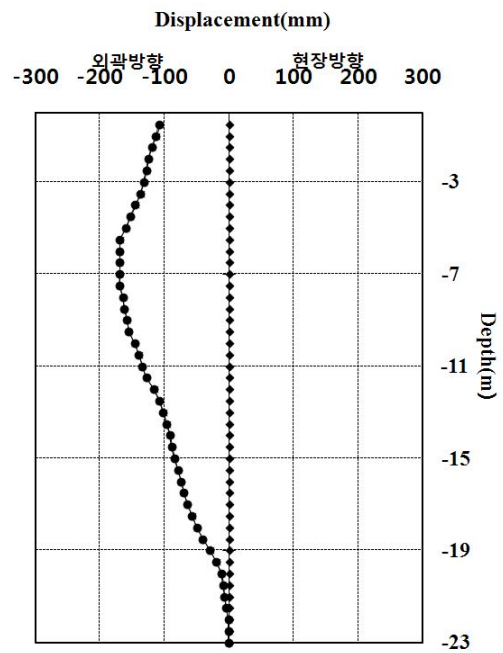
그림 4.12~4.14는 연구대상지역인 동남해안지역과 서남해안지역 및 서해안지역의 연약지반상에 도로 성토시 지반개량을 위해 연직배수공법을 적용한 현장에서 성토사면 선단부에 경사계를 설치하여 측정한 심도별 수평변위형태를 나타낸 것이다. 이들 경사계는 성토사면 선단부에 설치하였으며, 이 지역에서 발생된 최종결과를 도시하였다.

이들 측정결과에 의하면 대부분의 경우 최대수평변위는 지표면이 아닌 지중부에서 발생되었음을 볼 수 있다. 이 결과는 최대수평변위가 지표면에서 발생된 것으로 보고한 Marche & Chapuis(1974)의 제안과 차이가 있다. 이는 Marche & Chapuis (1974)의 연구대상 연약지반은 연직배수재가 적용되지 않은 경우를 대상으로 하였으나 본 연구대상 연약지반에는 연직배수재와 Sand mat, PET mat 등의 수평배수재가 설치되어 있어서 지표면에서의 연약지반 수평변위가 구속되었기 때문으로 생각된다.

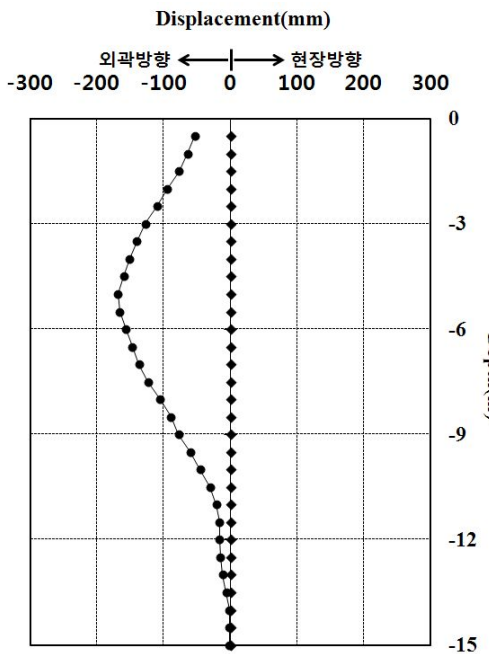
또한 그림 4.12~4.14까지 살펴보면 최대수평변위가 발생되어도 발생변위는 일정하지 않음을 볼 수 있다. 이는 연약지반의 구성상태에 따라 측방변형거동이 다르게 발생되기 때문으로 생각된다. 즉 연약층의 위치, 두께, 강도 등에 따라 연약지반의 변형거동은 달라질 수 있기 때문이다. 예를들어 동남해안지역의 양산 지구현장의 경우는 연약층이 지층의 중간부분에 존재하고 있어 10m전후에서 최대수평변위가 크게 발생하였다. 서남해안지역의 여수지구현장의 경우는 연약층이 지표면 부근에 많이 분포되어 있어서 지표부근에 수평변위가 크게 발생하였다. 한편 서해안지역의 김포지구의 경우는 연약층상부에 퇴적층과 매립층의 두께가 두꺼워 하부부분에서 최대수평변위가 발생하였다고 생각된다.



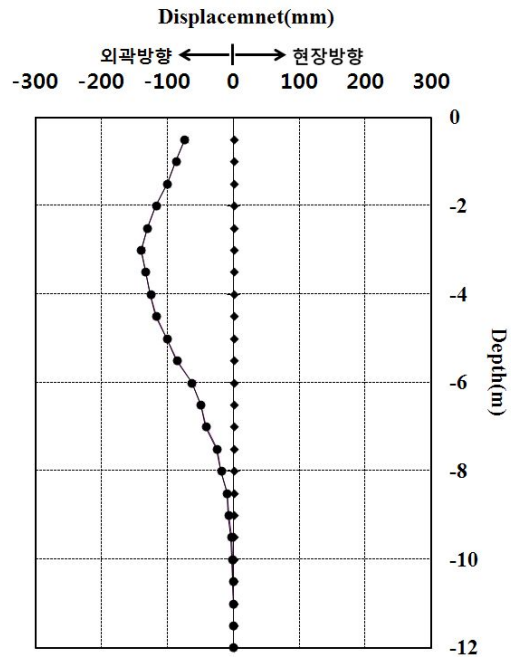
(a) 양산지구



(b) 울산지구

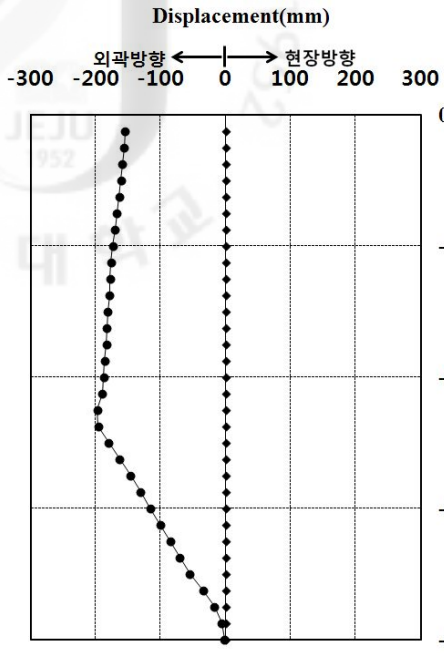


(c) 김해지구

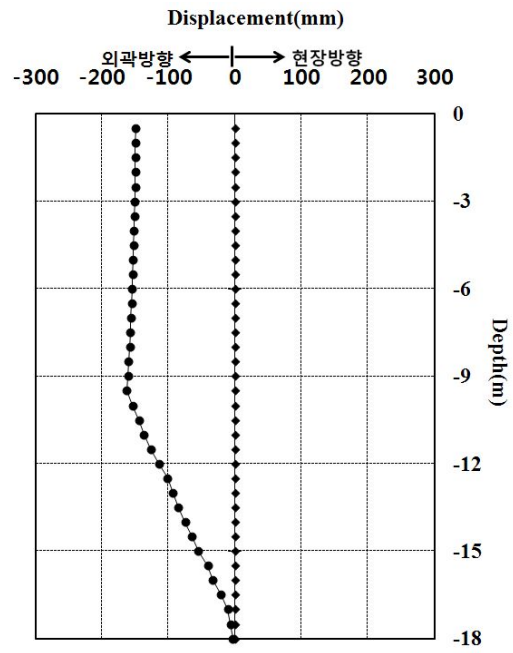


(d) 밀양지구

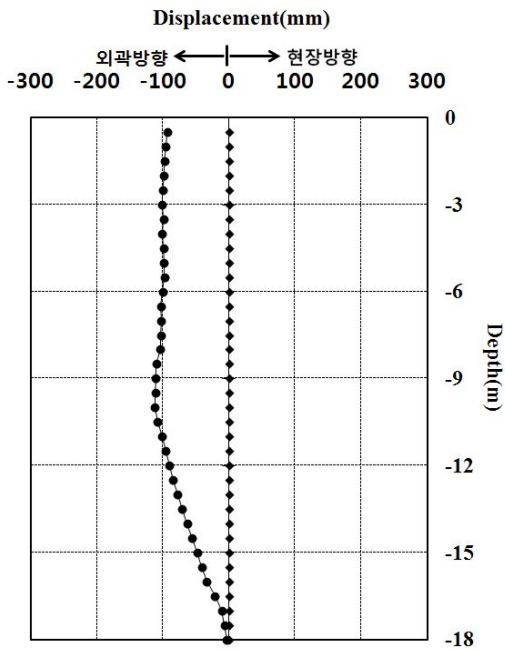
그림 4.12 심도별 측방변위형태(동남해안지역)



(a) 영암지구

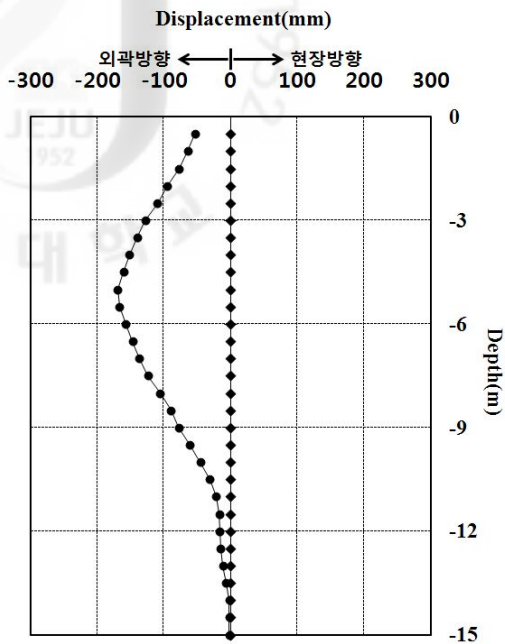


(b) 광양지구

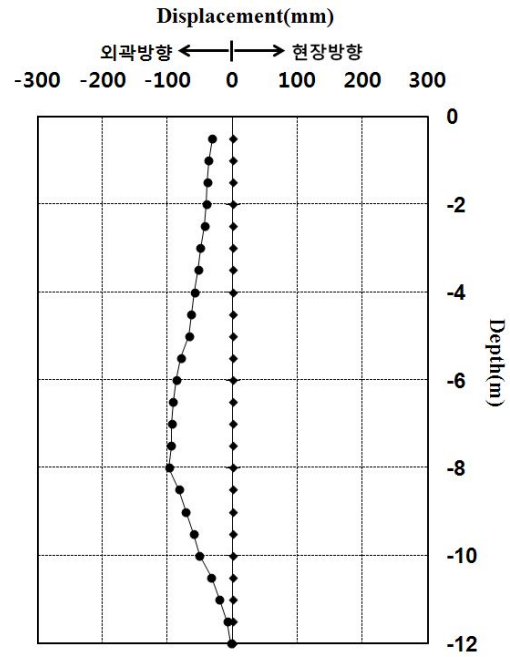


(c) 여수지구

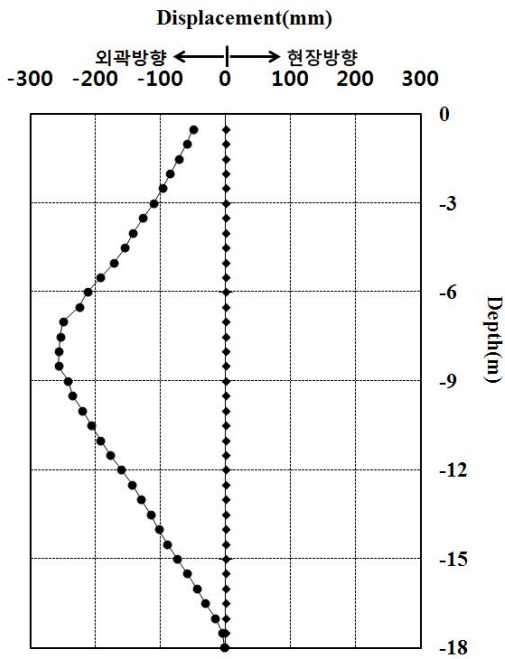
그림 4.13 심도별 측방변위형태(서남해안지역)



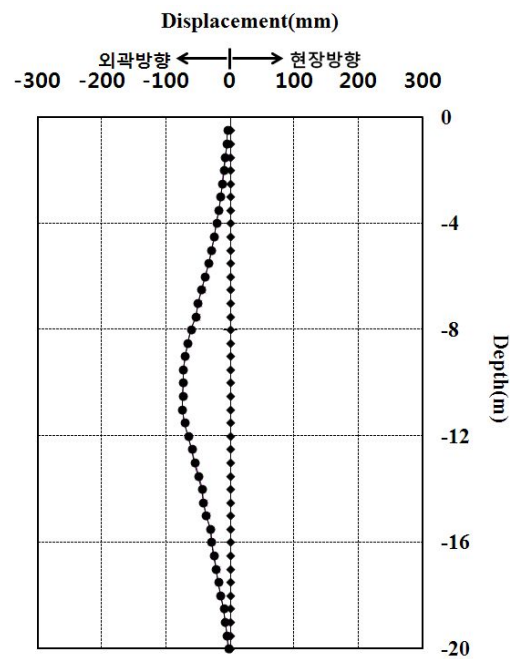
(a) 김포지구



(b) 영종도지구

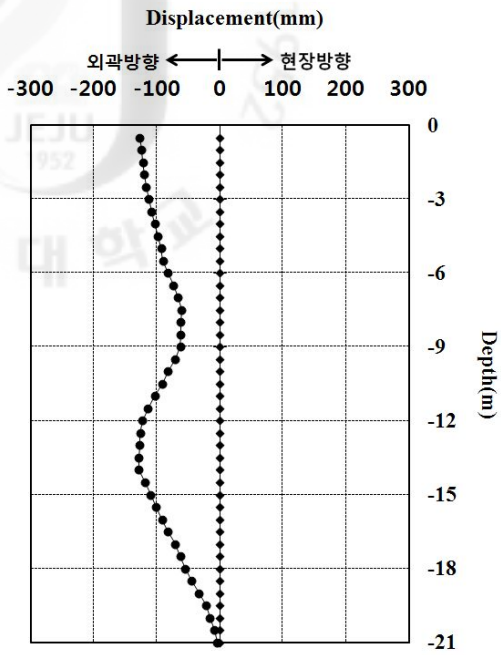


(c) 경인고속도로지구

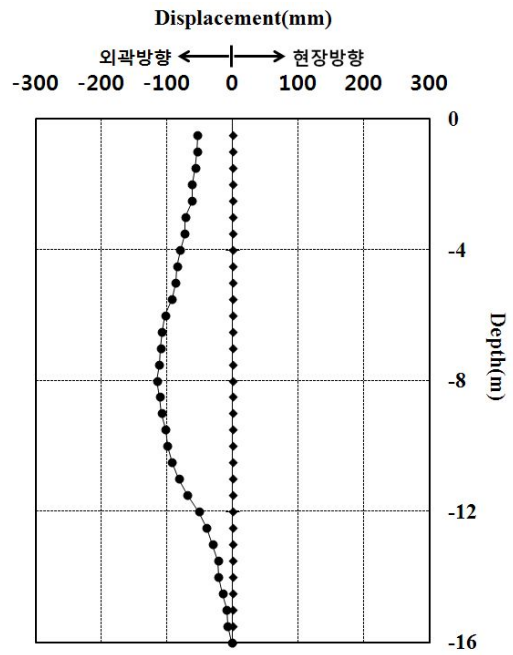


(d) 청라지구

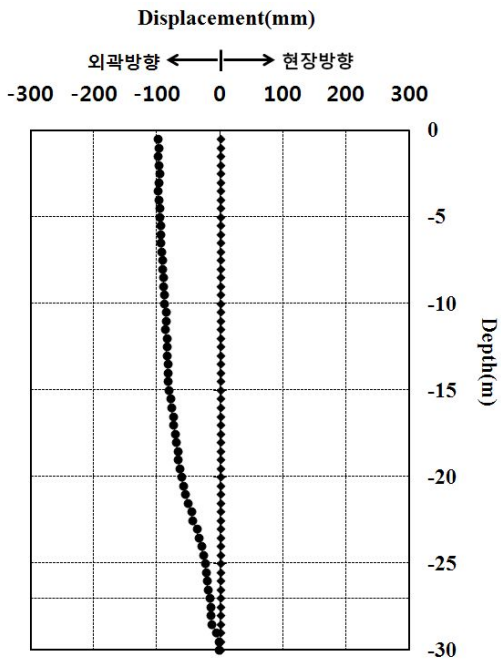
그림 4.14 심도별 측방변위형태(서해안지역)



(e) 마곡지구



(f) 논산지구



(g) 균산지구

그림 4.14 심도별 측방변위형태(서해안지역)(계속)

### 2.3 측방변위와 연직변위의 관계

연약지반에 성토를 하면 연직변위, 즉 침하와 측방변위가 발생하게 된다. 이때 성토하중에 의해 연직변위가 먼저 발생하고 성토하중 증가 및 압밀하중의 증가로 인하여 연직변위가 더욱 증가하면서 측방변위가 발생하게 되므로 일반적으로 연직변위량이 측방변위량 보다 더 크게 발생한다.

그림 4.15은 동남해안 지역에 속하는 양산, 울산, 김해, 밀양 4개 연약지반현장의 대표성토고에 대한 성토단계와 성토 후 압밀단계를 구분해서 측방변위와 침하량의 관계를 도시하였다. 계측결과에 대한 측방변위와 연직변위의 회기분석식을 그림 속에 표시하였다. 서남해안지역과 서해안지역의 계측결과는 부록에 수록하였으며 이를 검토한 결과 구해진 측방변위와 침하량의 회기분석식은 표 4.3에 정리되어 있다.

표 4.3에서 지역 별 평균 관계식은 동남해안지역의 경우 평균성토고  $h=5.6\text{m}$ 일 때 성토단계는  $\delta_m=0.29s-2.17$ , 압밀단계  $\delta_m=0.05s+8.96$ , 전체평균  $\delta_m=0.17s+3.40$ 이며, 서남해안지역의 경우 평균성토고  $h=5.64\text{m}$ 로서 성토단계  $\delta_m=0.29s-2.77$ , 압밀단계  $\delta_m=0.04s+10.85$ , 전체평균  $\delta_m=0.165s+4.04$ 이며 서해안지역의 경우는 평균성토고  $h=6.79\text{m}$ 이며, 성토단계  $\delta_m=0.27s-1.77$ , 압밀단계  $\delta_m=0.05s+6.76$ , 전체평균  $\delta_m=0.16s+2.49$ 로 나타났다. 연구대상전체평균은 평균성토고가  $h=6.01\text{m}$ 이고 성토단계는  $\delta_m=0.29s-2.11$ 이고, 압밀단계는  $\delta_m=0.05s+8.30$ 이며 성토단계와 압밀단계를 포함한 전체평균은  $\delta_m=0.17s+3.09$ 인 것으로 나타났다.

그림 4.15에 의하면 침하량에 대한 수평변위의 관계는 일정한 선형적 관계를 가지고 있음을 보여 주고 있다. 이 선형적 관계는 기울기와 절편을 가지는 직선 식으로 나타낼 수 있다. 여기서 기울기가 가지는 의미는 침하량의 증가량에 대한 수평변위의 증가량의 비율이라 할 수 있을 것이다. 한편 이들 관계식이 모두 (-)의 절편을 가지고 있음을 볼 수 있다. 이는 침하량이 어느 정도 발생된 후에 수평변위가 발생되었음을 의미한다. 따라서 성토하중이 연약지반에 사하여지면 먼저 침하가 발생되고 측방유동이 뒤 따라서 발생된다는 것을 의미한다.

그림 4.15(a)를 살펴보면 침하량의 증가량에 대한 수평변위의 증가량의 비율을 나타내는 선형관계식의 기울기는 성토단계에서와 성토완료후단계에서 확연히 구분

됨을 알 수 있다. 즉 성토단계에서는 이 기울기가 0.27에서 0.43 사이로 크게 나타났으나 성토완료수단계에서는 0.03에서 0.06으로 급격히 감소되었다. 이는 성토단계에서는 침하량에 대한 수평변위가 크게 발생하였으나 성토완료후단계에서는 수평변위량이 급격히 적게 발생되었음을 의미한다.

또한 그림 4.15(a) 에서 성토단계에서도 선형관계식의 기울기가 성토초기단계의 기울기보다 성토완료단계로 갈수록 기울기가 커짐을 볼 수 있다. 즉 5m 성토시에는 기울기가 0.27이었으나 8m 성토시에는 이 기울기가 0.43으로 크게 나타났다. 따라서 저성토고에서 측방유동이 크게 그리고 빠르게 발생하였다고 할 수 있을 것이다.

한편 이 기울기를 본 연구의 대상인 13개 연약지반에 대하여 확대 적용하여 도시하여 보면 그림 4.16과 같다. 즉 침하량의 증분에 대한 수평변위의 증분의 비율( $\Delta\delta_m/\Delta s$ )을 성토고와의 관계로 정리하면 그림 4.16과 같이 나타난다. 그림 4.16(a)는 성토단계에서의 결과이고 그림 4.16(b)는 성토완료후단계에서의 결과이다.

우선 성토시공단계에서는 그림 4.16(a)에서 보는 바와 같이 침하량의 증분에 대한 수평변위의 증분의 비율인  $\Delta\delta_m/\Delta s$ 의 성토고( $h$ )가 커질수록 증가하였으며 이들 사이의 상관관계는 식 (4.19)과 같이 구해졌다.

$$\Delta\delta_m/\Delta s = 0.02h + 0.18 \quad (4.19)$$

여기서  $\Delta\delta_m$ 은 최대수평변위의 증분,  $\Delta s$ 는 침하량증분,  $h$ 는 성토고이다.

식 (4.19)에 의하면 성토고가 1m에서 16m로 높아질 때  $\Delta\delta_m/\Delta s$ 는 0.2에서 0.5로 증가한다. 이는 성토고가 1m일 때는 수평변위증가량이 침하량증가량의 20% 정도만 발생하였으나 성토고가 16m로 높아질 때는 수평변위증가량이 침하량증가량의 50%까지 발생되었음을 의미한다. 따라서 저성토일 때보다 고성토일 때 측방유동이 심하게 발생되었음을 보여 주는 결과라고 할 수 있다.

또한 이 결과는 Tavenas et al.(1979)가 제시한 최대측방변위와 침하량의 관계인 그림 2.4와는 큰 차이를 보인다. Tavenas et al.(1979)는 그림 4.16 속에 작은 그림으로 도시한 바와 같이 연약지반의 변형 거동을 성토초기단계(OP'), 성토완료단계(P'A') 및 성토완료후단계(A'B')의 세 단계로 구분하여 식(4.20)~(4.22)와



같이 관계식을 제시하였다.

$$\Delta\delta_m/\Delta s = 0.18h + 0.09 \quad (4.20)$$

$$\Delta\delta_m/\Delta s = 0.91h + 0.20 \quad (4.21)$$

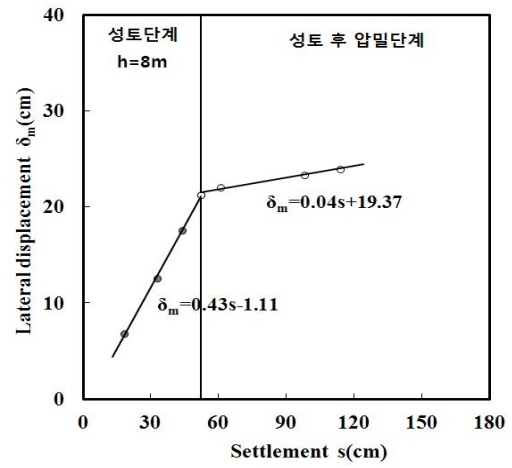
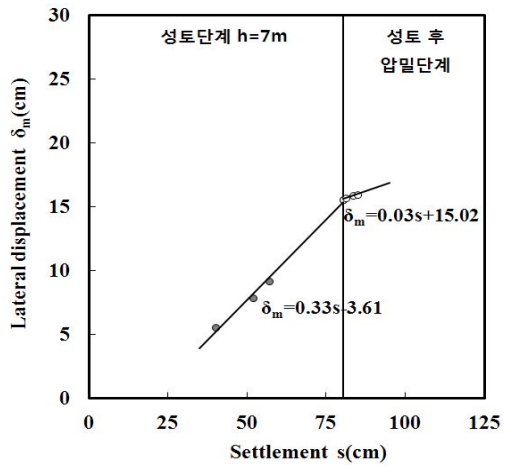
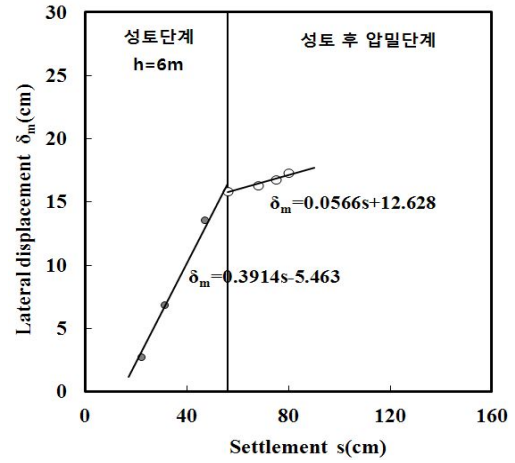
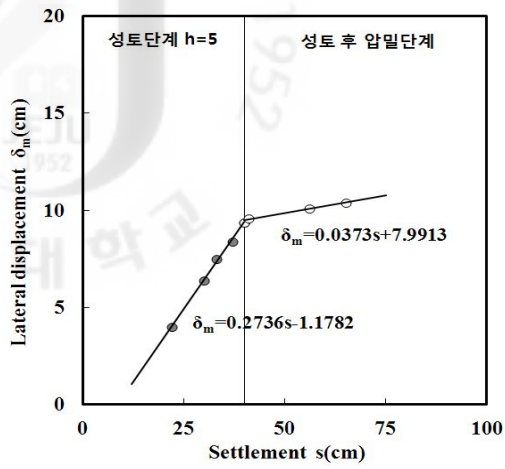
$$\Delta\delta_m/\Delta s = 0.16h + 0.02 \quad (4.22)$$

그림 4.16(a) 속에 식 (4.20)과 (4.21)에 의한 Tavenas et al.(1979)의 제시 값의 범위를 표시하고 비교해보면 침하량의 증분에 대한 수평변위의 증분의 비율  $\Delta\delta_m/\Delta s$ 가 성토초기단계에서는 Tavenas et al.(1979)가 제시한 값과 잘 일치하고 있음을 볼 수 있다. 그러나 성토고가 높아져서 성토완료단계에서는 Tavenas et al. (1979)가 제시한 값의 절반 정도밖에 나타나지 않았음을 알 수 있다. 즉 Tavenas et al.(1979)에 의하여 예측된 수평변위보다 실제로는 반 정도만 측방유동이 발생 되었음을 보여 주고 있다. 이는 본 연구의 대상 연약지반에는 모두 연직배수공법이 적용된 관계로 연직배수재와 수평배수재의 효과에 의하여 측방유동이 상당히 억제 되었기 때문으로 생각된다.

한편 성토완료후의 침하량의 증분에 대한 수평변위의 증분의 비율( $\Delta\delta_m/\Delta s$ )을 성토고에 따라 정리하면 그림 4.16(b)과 같다. 이 결과에 의하면 침하량의 증분에 대한 수평변위의 증분의 비율인  $\Delta\delta_m/\Delta s$ 은 성토고( $h$ )에 관계없이 0.01에서 0.09 사이의 값으로 식 (4.23)과 같이 나타났다.

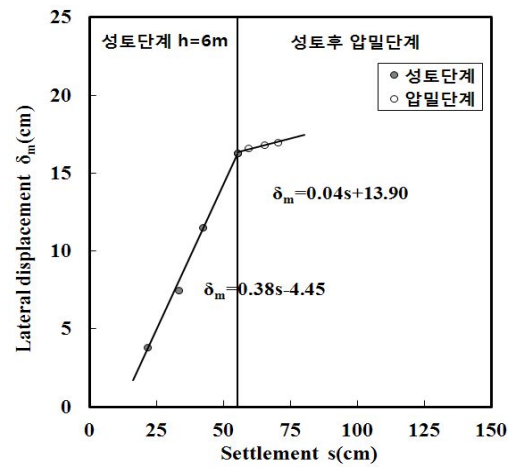
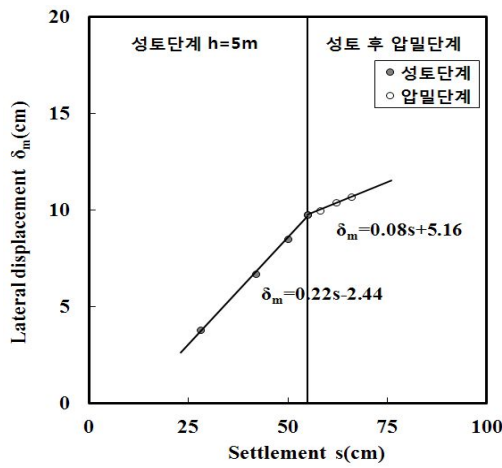
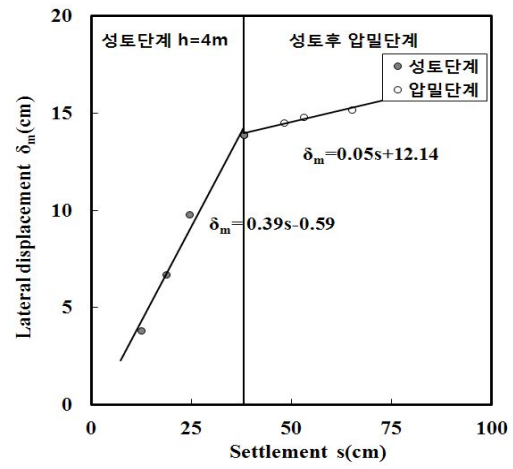
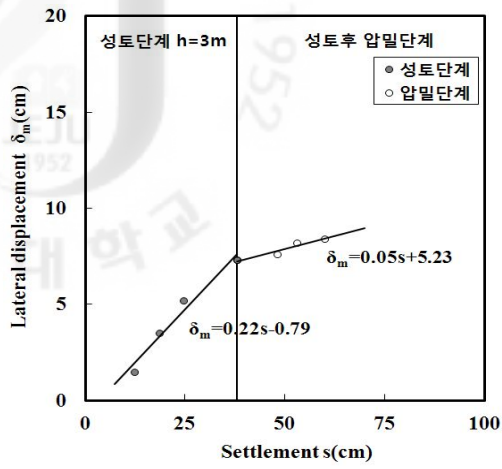
$$\Delta\delta_m/\Delta s = 0.05 \pm 0.04 \quad (4.23)$$

즉 성토완료 후에는 수평변위의 증가량은 침하량증가량의 1%에서 9% 사이로 아주 작게 발생되었음을 보여 주고 있다. 이는 식 (4.23)으로 제시된 Tavenas et al. (1979)의 14%에서 18% 사이의 값보다 훨씬 작은 값에 해당한다. 이러한 결과의 원인으로는 본 연구의 대상 연약지반에는 모두 연직배수공법이 적용된 관계로 연직배수재와 수평배수재의 효과에 의하여 성토시공단계에서와 동일하게 성토완료 후에도 측방유동이 상당히 억제되었기 때문으로 생각된다.



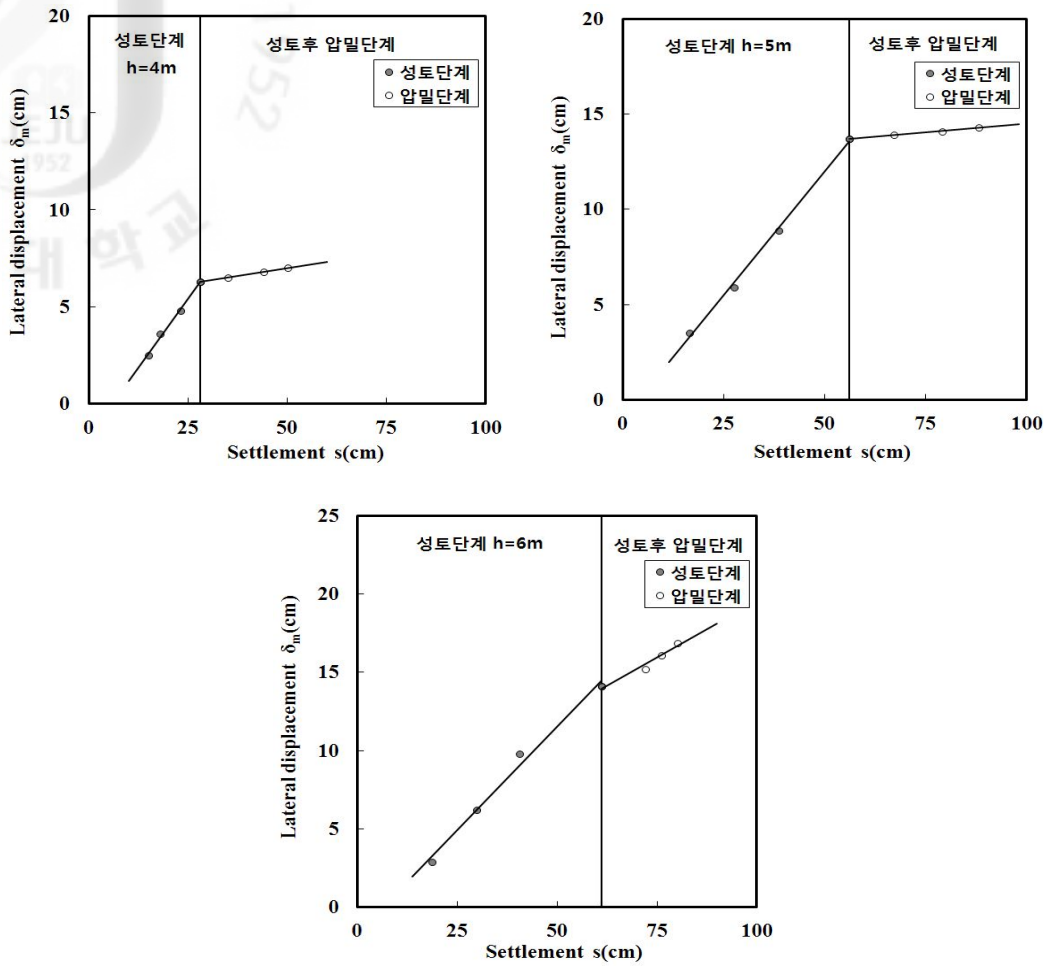
(a) 양산지구

그림 4.15 침하량과 수평변위관계(동남해안지역)



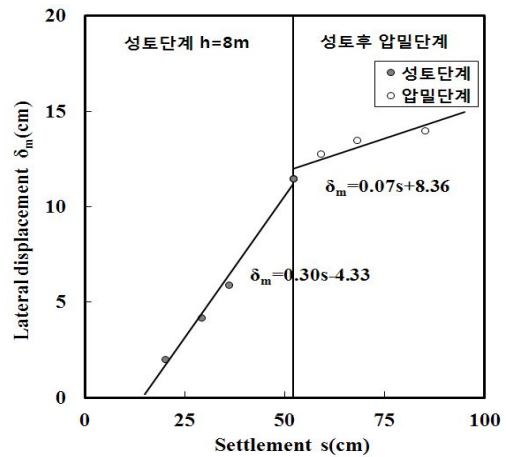
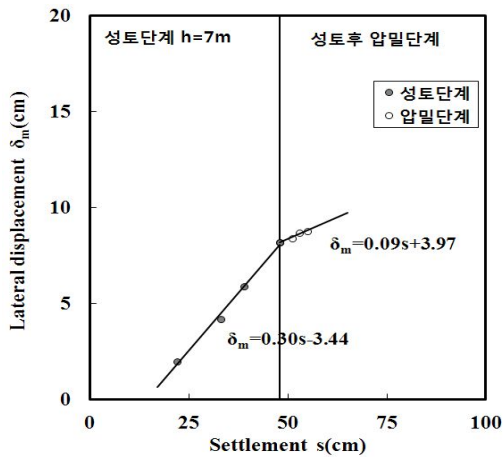
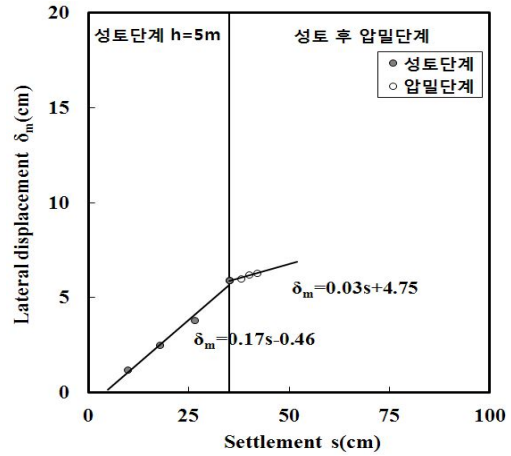
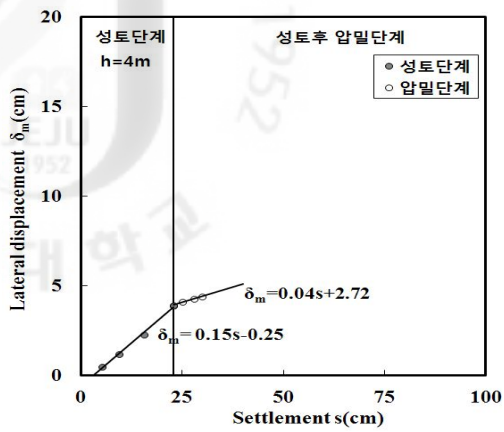
(b) 울산지구

그림 4.15 침하량과 수평변위관계(동남해안지역)(계속)



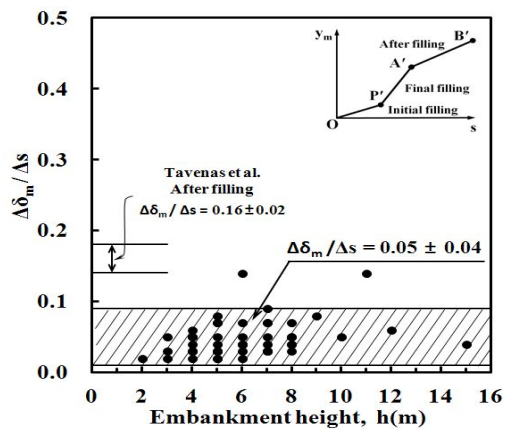
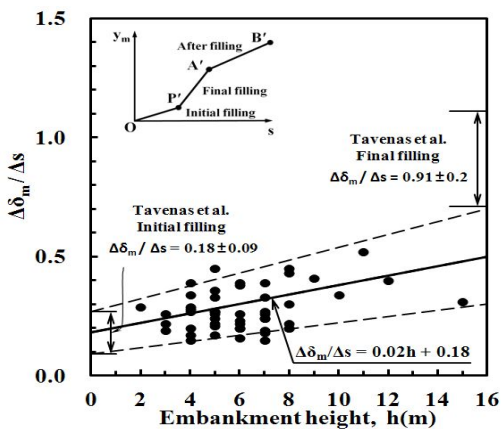
(c) 김해지구

그림 4.15 침하량과 수평변위관계(동남해안지역)(계속)



(d) 밀양지구

그림 4.15 침하량과 수평변위관계(동남해안지역)(계속)



(a) 성토시공중

(b) 성토완료후

그림 4.16 성토에 따른 침하량증분에 대한 수평변위증분의 비

표 4.3 성토단계 및 성토 후 압밀단계 별 측방변위와 연직변위 관계식

지역	지구	성토고 (h,m)	관계식		
			성토단계	성토 후 압밀단계	전체 평균
동 남 해 안	양산	5	$\delta_m = 0.27s - 1.17$	$\delta_m = 0.03s + 7.99$	
		6	$\delta_m = 0.39s - 5.46$	$\delta_m = 0.06s + 12.62$	
		7	$\delta_m = 0.33s - 3.61$	$\delta_m = 0.03s + 15.02$	
		8	$\delta_m = 0.43s - 1.11$	$\delta_m = 0.04s + 19.37$	
	울산	3	$\delta_m = 0.22s - 0.79$	$\delta_m = 0.05s + 5.23$	
		4	$\delta_m = 0.39s - 0.59$	$\delta_m = 0.05s + 12.14$	
		5	$\delta_m = 0.22s - 2.44$	$\delta_m = 0.08s + 5.16$	
		6	$\delta_m = 0.38s - 4.45$	$\delta_m = 0.04s + 13.9$	
	김해	4	$\delta_m = 0.28s - 1.68$	$\delta_m = 0.03s + 5.39$	
		5	$\delta_m = 0.26s - 1.02$	$\delta_m = 0.02s + 12.66$	
		6	$\delta_m = 0.26s - 1.68$	$\delta_m = 0.14s + 5.16$	
	밀양	4	$\delta_m = 0.15s - 0.25$	$\delta_m = 0.04s + 2.72$	
		5	$\delta_m = 0.17s - 0.46$	$\delta_m = 0.03s + 4.75$	
		7	$\delta_m = 0.24s - 3.44$	$\delta_m = 0.09s + 3.97$	
		8	$\delta_m = 0.30s - 4.33$	$\delta_m = 0.07s + 8.36$	
	평균	5.6	$\delta_m = 0.29s - 2.17$	$\delta_m = 0.05s + 8.96$	$\delta_m = 0.17s + 3.40$
서 남 해 안	영암	6	$\delta_m = 0.22s + 0.19$	$\delta_m = 0.04s + 12.57$	
		7	$\delta_m = 0.26s - 1.25$	$\delta_m = 0.04s + 15.05$	
		8	$\delta_m = 0.45s - 4.43$	$\delta_m = 0.05s + 10.59$	
		10	$\delta_m = 0.34s - 3.30$	$\delta_m = 0.05s + 15.46$	
	광양	4	$\delta_m = 0.20s - 1.10$	$\delta_m = 0.05s + 7.19$	
		5	$\delta_m = 0.27s - 3.69$	$\delta_m = 0.03s + 11.95$	
		6	$\delta_m = 0.20s - 1.24$	$\delta_m = 0.03s + 7.71$	
		7	$\delta_m = 0.39s - 10.05$	$\delta_m = 0.03s + 13.46$	
	여수	2	$\delta_m = 0.29s - 2.66$	$\delta_m = 0.02s + 7.73$	
		3	$\delta_m = 0.26s - 1.62$	$\delta_m = 0.03s + 7.96$	
		4	$\delta_m = 0.27s - 1.36$	$\delta_m = 0.03s + 9.74$	
	평균	5.64	$\delta_m = 0.29s - 2.77$	$\delta_m = 0.04s + 10.85$	$\delta_m = 0.165s + 4.04$

표 4.3 성토단계 및 성토 후 압밀단계 별 측방변위와 연직변위 관계식(계속)

지역	지구	성토고 (h,m)	관계식		
			성토단계	성토 후 압밀단계	전체 평균
서 해 안	김포	6	$\delta_m = 0.20s - 1.25$	$\delta_m = 0.04s + 3.49$	
		7	$\delta_m = 0.15s - 0.35$	$\delta_m = 0.03s + 7.29$	
		8	$\delta_m = 0.20s - 2.17$	$\delta_m = 0.04s + 8.04$	
	영종	3	$\delta_m = 0.19s - 0.84$	$\delta_m = 0.02s + 2.14$	
		4	$\delta_m = 0.34s - 0.59$	$\delta_m = 0.02s + 4.59$	
		5	$\delta_m = 0.26s - 1.44$	$\delta_m = 0.02s + 8.26$	
	경인고속	7	$\delta_m = 0.27s - 0.76$	$\delta_m = 0.07s + 4.51$	
		8	$\delta_m = 0.20s - 1.33$	$\delta_m = 0.03s + 7.78$	
		12	$\delta_m = 0.40s - 5.06$	$\delta_m = 0.06s + 15.20$	
		15	$\delta_m = 0.31s - 3.48$	$\delta_m = 0.04s + 21.57$	
	청라	4	$\delta_m = 0.17s - 0.76$	$\delta_m = 0.03s + 2.90$	
		5	$\delta_m = 0.21s - 1.84$	$\delta_m = 0.04s + 5.05$	
		6	$\delta_m = 0.16s - 0.10$	$\delta_m = 0.02s + 10.29$	
		7	$\delta_m = 0.18s - 0.12$	$\delta_m = 0.03s + 10.06$	
	마곡	5	$\delta_m = 0.45s - 0.06$	$\delta_m = 0.05s + 3.78$	
		9	$\delta_m = 0.41s - 1.28$	$\delta_m = 0.08s + 5.73$	
		11	$\delta_m = 0.52s - 1.38$	$\delta_m = 0.14s + 6.94$	
	논산	4	$\delta_m = 0.29s - 3.87$	$\delta_m = 0.06s + 4.43$	
		5	$\delta_m = 0.24s - 2.08$	$\delta_m = 0.07s + 5.43$	
		7	$\delta_m = 0.24s - 1.89$	$\delta_m = 0.05s + 7.76$	
	군산	5	$\delta_m = 0.33s - 3.90$	$\delta_m = 0.07s + 2.91$	
		6	$\delta_m = 0.23s - 1.79$	$\delta_m = 0.07s + 3.67$	
		7	$\delta_m = 0.19s - 2.14$	$\delta_m = 0.07s + 4.24$	
		8	$\delta_m = 0.22s - 4.09$	$\delta_m = 0.05s + 6.16$	
	평균	6.79	$\delta_m = 0.27s - 1.77$	$\delta_m = 0.05s + 6.76$	$\delta_m = 0.16s + 2.49$
	전체 평균	6.01	$\delta_m = 0.29s - 2.11$	$\delta_m = 0.05s + 8.30$	$\delta_m = 0.17s + 3.09$

### 3. 요약

본장에서는 제 III장에서 국내연약지반 대상 3개 지역에서의 연직배수공법 (마곡지구는 Preloading공법)을 적용한 14개 연약지반 지구현장 207개소 계측 지점에서의 계측결과와 연약지반상에 도로성토 시 성토하중에 의한 지반특성변화를 파악하고자 전단강도특성을 고찰하였다. 또한 무처리지반의 연구결과를 제시한 Tavenas et al.(1979)의 제안과 지반변화를 비교연구고찰 하였다.

1) 성토하중에 따른 지지안전율변화를 표 4.1에 의해 고찰해 보면 동남해안지역은 초기강도일 때  $p_1 = 5.62c_1$ 으로서 전단파괴가 예상되나 증가된 강도에 의한 경우  $p_2 = 2.84c_2$ 로서 전단변형이 발생하지 않는 안전한 조건이 되며 지지안전율에서도 초기강도일 경우  $F_{b1} = 0.94$ 이었으나 증가된 강도에서는  $F_{b2} = 1.91$ 로 안전한 상태가 되었다. 이와 같이 국내 연약 전체 평균은 초기강도일 때  $p_1 = 4.66c_1$ ,  $F_{b1} = 1.21$ 로서 전단파괴는 되지 않으나 전단변형이 발생하였지만 지반개량 후에는  $p_2 = 2.5c_2$ ,  $F_{b2} = 2.0$ 으로서 전단변형이 발생하지 않는 안전한 상태가 되는 것을 고찰하였다. 따라서 도로성토를 안전하게 시공하기 위해서는 성토하중이 초기 비배수전단강도의 5.14배가 넘지 않도록 하여야하며 증가된 비배수전단강도의 3.0배 이하가 되도록 설계 하여야한다.

2) 성토고와 비배수전단강도에 대해서는 성토체의 단위중량이 일반적으로  $1.9t/m^3$ 으로 잡으면 한계성토고는  $h_c = 2.25c$ 이고 항복성토고는  $h_y = 1.58c$ 가 된다. 계획성토고  $h_d$ 가 한계성토고  $h_c$ 보다 크면 전단파괴가 발생하고 항복성토고  $h_y$ 보다 작으면 전단변형이 없는 안정한 상태이며 항복성토고  $h_y$ 와 한계성토고  $h_c$ 사이인 경우는 전단변형이 발생한다는 의미이다. 한편 한계성토고에 대한 설계성토고의 비를 연구대상 13개 연약지반현장에 대해 고찰해본 결과 1.0이하이고 0.7이상인 현장은 전단변형 발생이 예상되고 1.0이상인 현장에서는 전단파괴가 예상되었다.



그러나 강도증가 후에는 모든 현장에서 설계성토고가 한계성토고보다 낮으므로 전단파괴발생은 없었던 것으로 판단된다.

3) 연약지반 심도별 측방변위의 경우 연직배수공법을 적용한 연약지반 현장으로서 수평배수재, PET mat 등에 의해 지표면 변위보다는 지중에 최대수평변위가 발생하며 지중수평변위형태는 동남해안지역과 서해안지역은 연약퇴적층위에 매립층이 있으나 서남해지역은 주로 준설매립 지반이 관계로 성토체 선단부 지표면에서 수평변위가 크게 발생하였으며 하부로 가면서 점점 크게 나타났다. 이와 반대로 동남해안지역과 서해안지역은 성토체사면 선단부 지표면에서 수평변위가 적은 반면에 지중수평변위가 크게 나타났다. 이는 연약층의 위치, 두께, 강도등에 따라 연약지반의 변형거동은 달라 질 수 있기 때문이다.

4) 표 4.3를 살펴보면 지구별 성토고와 침하량, 수평변위량 관계를 고찰하여 침하량과 수평변위량 관련 관계식을 나타낸바 성토단계에서는  $\delta_m = 0.29s - 2.11$ 이고 성토후 압밀단계에서는  $\delta_m = 0.05s + 8.30$ 으로 나타났으며, 성토단계와 압밀단계를 포함한 전체평균을  $\delta_m = 0.17s + 3.09$ 으로 관계식이 성립되는 것을 분석하였다. Tavenas et al.(1979)가 제안한 무처리지반 상에 성토 시 관계식  $\delta_m = (0.18 \pm 0.09)\Delta s$ 의 평균기울기 0.18보다 연직배수공법에 적용된 본 연구에서는 성토단계에서 기울기는 0.29로서 크게 나타났고 성토와 압밀단계를 포함한 경우는 0.17로서 적게 나타났다.

한편 침하량증분에 대한 수평변위 증분의 비 관계식  $\delta_m/\Delta s = 0.02h + 0.18$ 으로부터 고찰한 결과 성토고가 1m에서 16m까지 높아질 때  $\delta_m/\Delta s$ 는 0.2에서 0.5로 증가한다. 이는 성토초기 성토고가 1m일 때 수평변위증가량이 침하량증가량의 20% 정도 발생하여 Tavenas et al.(1979)가 제안한 성토초기단계와 잘 일치하나 성토최종단계 성토고가 16m일 때는 수평변위증가량이 침하량증가량의 50%로서 Tavenas et al.(1979)이 제안한 최종성토단계의 50%정도이다. 그리고 성토완료 후에는 1%에서 9%사이로 아주 작게 발생되어 Tavenas et al.(1979)가 제안한 값과 상당한 차이를 보였다.

이런 이유는 연직배수공법이 적용된 현장으로 성토단계에서도 배수로 인하여

압밀침하가 이루어져서 수평변위가 많이 발생하였기 때문에 성토 후 압밀단계에서는 수평변위가 적게 발생되며 또한 성토단계에서 압밀침하로 인한 비배수 전단강도가 증가하여 수평변위발생에 저항할 효과가 발생하였다고 판단된다.

## V. 도로 성토하부 연약지반의 측방유동에 영향을 미치는 요소

### 1. 도로성토규모

그림 5.1은 연약지반에 도로성토 시 성토규모(H/B)에 대한 최대수평변위량  $\delta_m$ 과의 상관관계를 도시한 것이다. 성토규모(H/B)는 연약지반상에 성토시 성토체 저면폭 B에 대한 연약지반의 두께 H의 비이다. 14개 연약지반 지구현장에서의 성토규모에 대한 수평변위량을 조사한 것이므로 지역별 조사위치 별로 성토체 저면폭 B와 연약층 두께 H가 각각 다르다. 따라서 이들 연약지반 현장의 공통점을 도출하여 비교하기 위해 연약층 두께 H를 그룹별로 구분하여 도시한 결과 A, B, C 세 그룹으로 구분할 수 있었다. 즉, 연약층의 두께가 0~10m인 경우 A그룹, 11~20m인 경우 B그룹, 21~30m인 경우 C그룹으로 구분하였다.

그림 5.1에서 보면 연약지반의 수평변위량은 A그룹의 경우가 제일 작고 C그룹의 경우가 제일 크게 발생하였음을 알 수 있다. 즉, 연약지반의 두께가 두꺼울수록 수평변위가 크게 발생한다고 할 수 있다. 또한 그림 5.1에서 알 수 있는 바와 같이 일반적으로 성토규모 H/B가 클수록 수평변위량은 크게 발생되었음을 알 수 있다. 이는 도로저면폭 B의 변화는 비교적 적으나 연약지반의 두께 H는 변할 수 있으므로 결국 연약지반이 두꺼우면 성토규모 H/B도 자연 커진다고 할 수 있으며, 이 규모가 커지면 수평변위가 크게 발생됨을 의미한다.

Marche & Chapuis(1974)는 성토규모 H/B가 0.14인 경우 사면안전율이 1.2 이상이 되면 측방변위가 크게 감소하지만 성토규모 H/B가 1.15으로 큰 경우는 사면안전율이 1.4이상이 되어야 측방변위가 크게 감소할 수 있다고 하였다. 따라서 성토규모는 측방유동에 크게 영향을 미치고 있음을 알 수 있다.

그리고 성토규모와 소요사면안전율을 이용하면 연약지반 상 도로성토 시 측방유동 발생가능성을 판단할 수 있다고 하였다. Oteo(1977)는 성토규모 H/B와 무차원계수  $R(=\delta_m E_s/qB)$ 의 관계를 이용하여 측방유동판정법을 제시하였다. 따라서 성토규모가

크면 수평변위량이 크게 발생하므로 측방유동을 방지하려면 사면의 안전성도 함께 검토해야한다고 하였다.

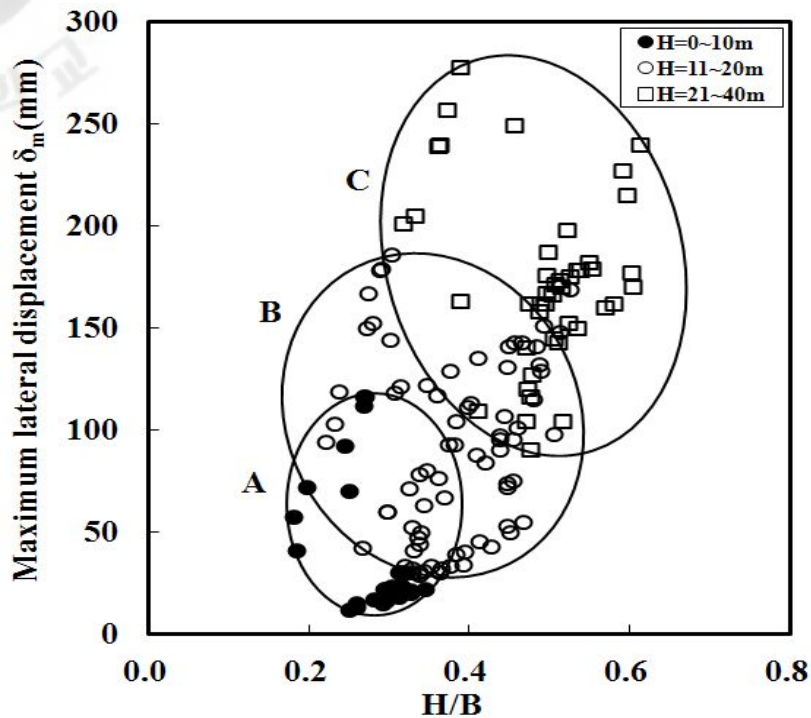


그림 5.1. 성토규모와 연약지반의 수평변위량의 관계

## 2. 연약지반의 두께

그림 5.2는 연약지반의 두께 H에 대한 최대수평변위량과의 상관관계를 나타낸 그림이다. 앞 절에서 언급한 바와 같이 본 연구 대상인 14개 연약지반 지역에서 계측기 설치위치별 연약층의 두께 H가 다르며 도로성토 저면 폭 B도 지역별, 위치별로 설계에 따라 크기가 다르기 때문에 그림에서 도로성토 저면폭 B를 그룹으로 구분하여 도시하여 검토하여 보았다. 도로성토 저면폭 B는 35m와 45m를 기준으로 세 그룹으로 구분하였다. 즉, 0~35m, 36~45m, 46~65m의 세 그룹으로 구분하여 정리하였다.

그림 5.2에 의하면 연약지반의 수평변위는 연약지반의 규모 H가 클수록 크게 발생한다는 것을 알 수 있다. 즉, 앞 절에서도 언급한 바와 같이 성토로 인한 연약지반의 수평변위는 연약지반의 두께가 두꺼울수록 많이 발생한다고 할 수 있다.

또한 세 그룹으로 구분한 도로성토저면폭도 큰 그룹일수록 수평변위가 크게 발생되었다. 다시 말하면 46m~65m폭의 경우가 수평변위가 제일 크게 발생하였고 0~35m폭의 경우가 제일 작게 발생하였다.

그림 5.1에서도 성토규모 H/B가 동일한 경우라도 연약지반두께 H가 클수록 수평변위량이 크게 발생한다는 것을 알 수 있듯이 측방유동을 방지하려면 성토규모 H/B도 함께 검토되어야 한다.

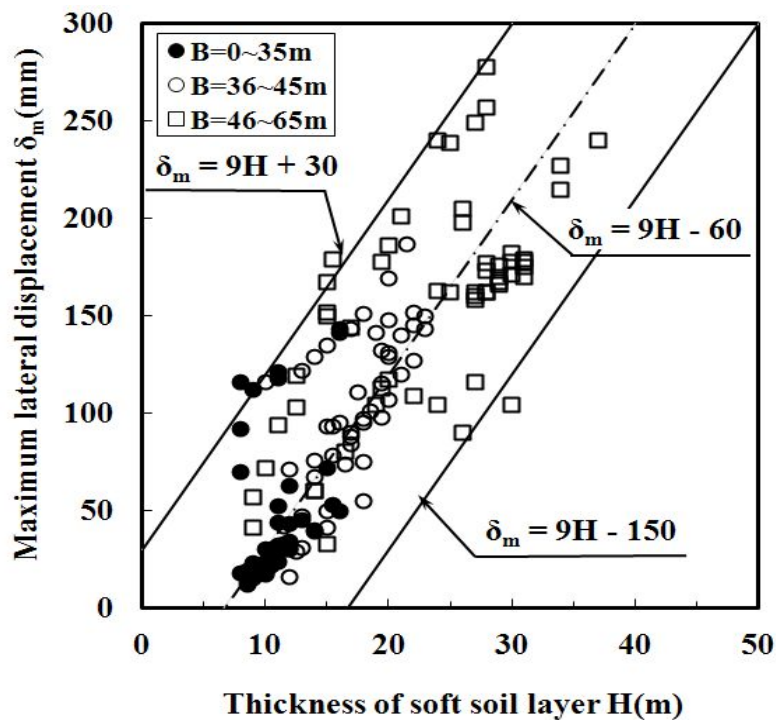


그림 5.2 연약층의 두께와 최대수평변위량의 관계

또한, 그림 5.2에서 수평변위량은 연약지반의 두께와 상관성은  $\delta_m = 9H + 30$ 과  $\delta_m = 9H - 150$ 의 사이에 분포하며 평균적으로는  $\delta_m = 9H - 60$ 의 관계를 가짐을 보이고 있다. 평균관계식으로부터 연약지반규모 H를 알면 국내연약지반의 경우

개략적인 수평변위 발생량을 예측할 수 있을 것이다. 즉, 연약지반의 최대 수평 변위량은 식 (5.1)로 표현할 수 있다.

$$\begin{aligned}\delta_m &= 9H + 30 && \text{(최대치)} \\ \delta_m &= 9H - 150 && \text{(최소치)} \\ \delta_m &= 9H - 60 && \text{(평균치)}\end{aligned}\tag{5.1}$$

이들 관계식은 식 (5.2)로 간략하게 표현할 수 있을 것이다.

$$\delta_m = 9H + K_1\tag{5.2}$$

여기서  $K_1$ 은 30에서 -150사이의 값을 가지며 평균치로 -60을 적용할 수 있다.

### 3. 연약지반의 비배수전단강도

일반적으로 연약지반이라 하면 상부구조물을 지지할 수 없는 상태의 지반을 말한다. 연약한 점토라 하면  $q_u$ 가 50kPa( $c_u=25$ kPa,  $\phi=0$ )이하인 점토를 말하며  $q_u$ 가 25kPa 이하이면 대단히 연약한 점토라고 말한다.

본 연구대상지역의 연약지반현장 비배수전단강도를 조사한 결과 동남해안지역의 경우 13~27kPa이고 서남해안지역의 경우는 10~25kPa 정도이며 서해안지역의 경우 18~43kPa으로 확인되었으므로 연구대상지역 전체 연약점토에 대한 연약지반 판별기준으로는 대단히 연약한 점토( $q_u=25$ kPa이하)에서 연약한 점토( $q_u=50$ kPa) 까지로 분류된다.

이와 같은 연약지반에 도로구축을 위해 성토시공하면 성토하중에 의해 지지력이 부족하여 연직변위와 수평변위가 발생하게 된다. 그림 5.3은 14개 연약지반지역에 성토 시 비배수전단강도에 대한 수평변위량 관계를 나타낸 그림이다. 이 그림에서

보는 바와 같이 현장위치별 성토높이 및 비배수전단강도가 다르더라도 평균적으로 비배수전단강도가 크면 수평변위량이 적고 비배수전단강도가 작으면 수평변위량이 크게 발생하는 것을 알 수 있다. 수평변위량은 연약지반의 비배수전단강도와의 관계에서 식 (5.3)으로 구해진다.

$$\begin{aligned} \delta_m &= -290\ln c_u + 1150 \quad (\text{최대치}) \\ \delta_m &= -290\ln c_u + 850 \quad (\text{최소치}) \\ \delta_m &= -290\ln c_u + 1000 \quad (\text{평균치}) \end{aligned} \quad (5.3)$$

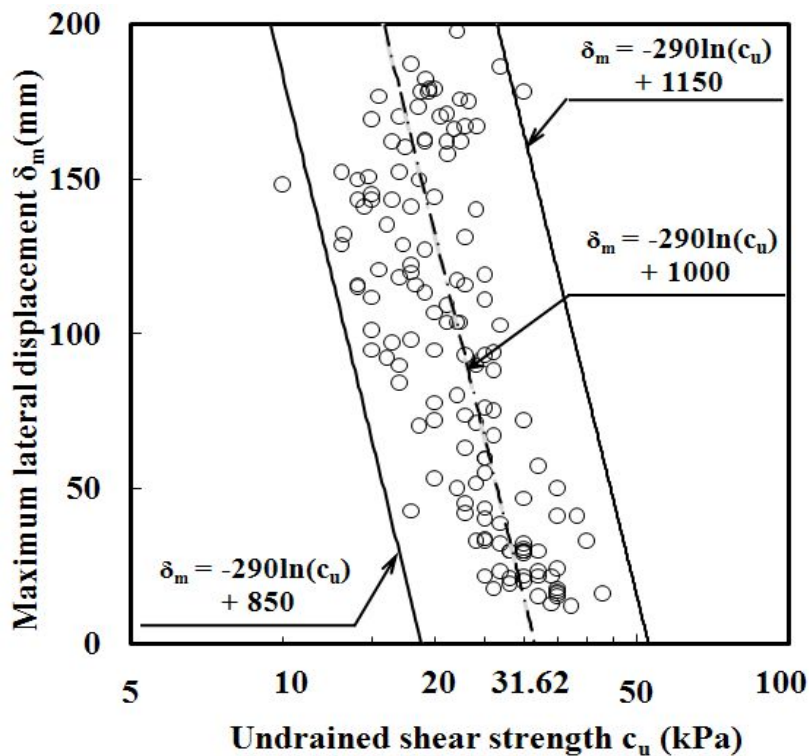


그림 5.3 비배수전단강도와 수평변위량의 관계

즉 연약지반의 최대수평변위량은 식  $\delta_m = -290\ln(c_u) + 850$ 와  $\delta_m = -290\ln(c_u) + 1150$  사이에 분포하며 평균으로는  $\delta_m = -290\ln(c_u) + 1000$ 의 관계를 가진다. 그러나 실제 사용하기 편리하게 하기위하여 평균식을 정리하면 식 (5.4)와 같이된다.

$$\delta_m = -290 \ln c_u + K_2 \quad (5.4)$$

식 (5.4)에서  $\delta_m$ 의 단위는 mm이며  $c_u$ 의 단위는 kPa이고,  $K_2$ 는 850에서 1150사이 값을 가지며 평균치로 1000을 적용할 수 있다.

이상에서의 검토로 연약지반의 비배수전단강도도 연약지반의 측방유동에 영향을 미치는 중요한 요소임을 알 수 있다.

#### 4. 연약지반의 지반계수

연약지반에 도로성토 및 구조물하중을 재하하면 1차원압밀과는 다르게 즉시침하 및 압밀침하에 의해 연직변위 및 수평변위가 발생한다. 이때 변위량에 대한 하중 크기의 기울기를 일반적으로 지반계수( $E_s$ )라 한다. 그림 5.4는 응력-변형률 관계를 나타낸 것으로서 직선 OB의 기울기를 초기탄성계수( $E_i$ )라하고  $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}}{2}$  응력점을 지나는 직선 OA의 기울기를 변형계수( $E_{50}$ )라 하는 탄성계수이다. 즉, 흙은 탄성체가 아니므로 탄성계수라 하기 보다는 변형계수  $E_{50}$ ,  $E_s$ 로 표현하며 지반계수( $E_s$ )라 한다. 지반계수는 다음과 같은 관계식이 성립된다.

$$E_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}}{\epsilon_f} \quad (5.5a)$$

$$E_{50} = \frac{1}{2} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}}{\epsilon_{50}} \quad (5.5b)$$

변형계수는 Bowles(1982) 및 Schultze(1958) Poulos(1971), Das(1984)등에 의해 토질별(사질토, 점성토)로 제안된 값이 많으나 각각 제안자들에 따라 값이 다르며 같은 토질이라도 크기가 다르다. 한편 국내에서는 홍원표 등(1994)이 서해안, 남해안,



서남해안 별로 구분해서 초기탄성계수와 비배수전단강도와의 관계를 표 5.1과 같이 제시하였다.

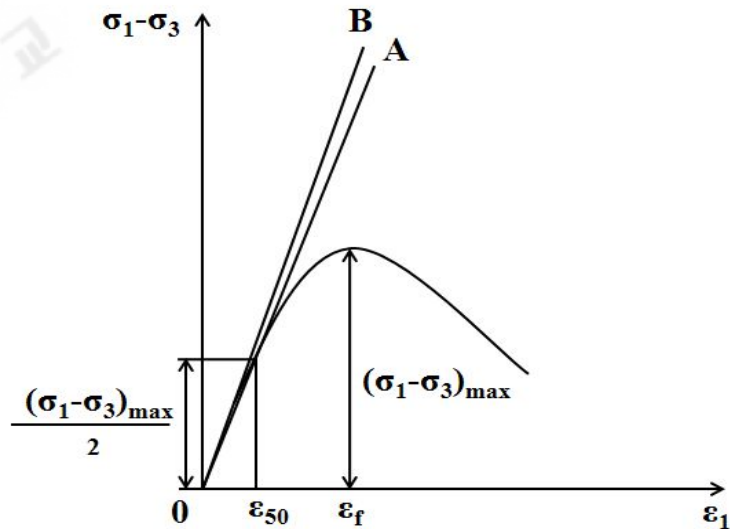


그림 5.4 초기탄성계수와 변형계수의 관계

표 5.1 초기탄성계수와 비배수전단강도의 관계(홍원표 등, 1994)

지역	분포(t/m <sup>2</sup> )	평균(t/m <sup>2</sup> )
서해안	$E_i=(80-320)Cu$	$E_i=148Cu$
남해안	$E_i=(50-400)Cu$	$E_i=191Cu$
서남해안	$E_i=(50-400)Cu$	$E_i=164Cu$

Marche & Chapuis(1974) 및 Oteo(1977)는 연약지반상에 성토 시 측방유동 판정법을 제안하기 위해 무차원계수 R값을 산정할 때 변형계수( $E_s$ )를 적용하였다.

무차원계수 R값의 관계식은 다음과 같다.

$$R = \frac{\delta_o E_s}{qB} \quad (5.6)$$

여기서,  $\delta_o$  : 지표면수평변위량

$E_s$  : 지반계수(변형계수)

$q$  : 성토하중( $q = \gamma h$ )

$B$  : 성토체 저면폭

본 연구에서도 변형계수 산정 시 지반개량 전 초기강도의 경우는  $E_s = 150c_{ui}$ , 지반개량 후 증가된 강도의 경우는  $E_s = 300c_u$ 를 적용하여 계산한 결과 표 5.2와 같다.

표 5.2 초기강도와 증가된 강도에 의한 지반계수 (단위 : kPa)

지역	분 포		평 균	
	초기강도	증가강도	초기강도	증가강도
동남해안	1950-4050	7290-15600	3000	1144.50
서남해안	1500-3600	9210-19290	2550	14250
서해안	3000-6450	9180-24120	4725	16650

그림 5.5는 전체연약지반 상에 성토 시 계측기 위치별 연약지반의 변형계수에 대한 지중 최대수평변위량 관계를 나타낸 그림이다. 그림 5.5에 의하면 연약지반의 수평변위는 지반계수에 반비례 관계에 있음을 알 수 있다. 즉, 지반계수가 작으면 수평변위가 크게 발생하고 반대로 지반계수가 크면 수평변위가 작게 발생되었음을 보여주었다.

연약지반의 변형계수 즉 지반계수는 변형율에 대한 응력의 기울기로서 지반계수가 크다는 의미는 변형율이 작거나 응력이 크다는 의미로서 큰 성토하중에서도 변형률이 작으면 지반의 비배수전단강도가 크다는 의미가 된다. 따라서 지반계수가 크면 수평변위량이 작고 지반계수가 작으면 수평변위량이 크게 발생한다는 것을 알 수 있다.

최대 수평변형량과 지반계수의 상관관계를 그림 5.5에 의해 다음의 관계식으로 표현될 수 있다.

$$\begin{aligned} \delta_m &= -150\ln E_s + 1000 && \text{(최대치)} \\ \delta_m &= -150\ln E_s + 900 && \text{(최소치)} \\ \delta_m &= -150\ln E_s + 950 && \text{(평균치)} \end{aligned} \tag{5.7}$$

즉 식 (5.7)에 의해 최대수평변위량  $\delta_m$ 은 연약지반의 지반계수  $E_s$ 와 관계는 식 (5.8)로 나타낼 수 있다.

$$\delta_m = -150\ln E_s + K_3 \tag{5.8}$$

최대수평변위량  $\delta_m$ 의 단위는 mm이며  $E_s$ 의 단위는 kPa이고  $K_3$ 는 900에서 1000 사이의 값을 가지며 평균치로 950을 적용할 수 있다.

따라서 연약지반의 지반계수도 연약지반의 측방유동에 영향을 미치는 중요한 요소임을 알 수 있다.

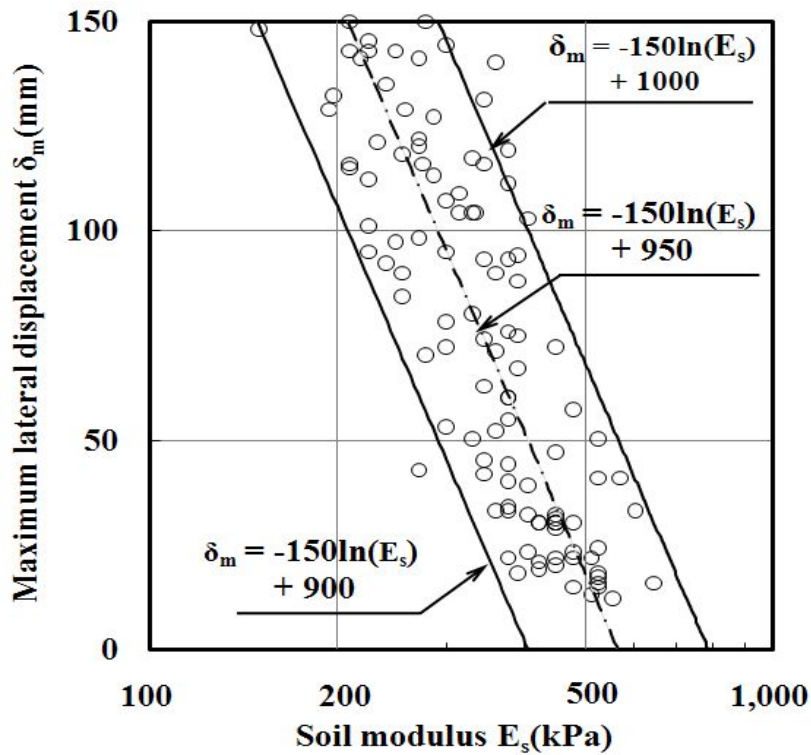


그림 5.5 지반변형계수와 지중 최대수평변위량의 관계

## 5. 연약지반의 안정수

그림 5.6은 현장에서 실측된 연약지반의 최대수평변위량과 성토하중에 의한 안정수 ( $N_s$ )의 상관관계를 나타낸 그림이다. 지반의 안정수( $N_s$ )는 Peck(1969)에 의해 제안되었으며 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$N_s = \gamma h / c \quad (5.9)$$

여기서,  $N_s$  : 연약지반의 안정수(Stability number)

$\gamma$  : 성토제 단위중량

$h$  : 연약지반 상 성토고

$c$  : 연약지반의 비배수전단강도

안정수  $N_s$ 는 연약지반의 비배수전단강도에 대한 성토하중의 비로서 안정수가 커질수록 불안정하다 할 수 있다. 그림 5.6에서 보는 바와 같이 안정수  $N_s$ 가 커질수록 최대수평변위가 크게 측정되었음을 알 수 있다. 즉  $N_s$ 가 클수록 불안정한 상태가 되므로 연약지반의 측방유동도 크게 됨을 보여주고 있다.

결국 연약지반의 안정수도 연약지반의 측방유동에 영향을 미치는 중요한 요소임을 알 수 있다.

이와 같이 수평변위량은 연약지반의 안정수와 다음과 같은 관계를 갖는다.

$$\begin{aligned} \delta_m &= 28N_s + 30 \quad (\text{최대치}) \\ \delta_m &= 28N_s - 90 \quad (\text{최소치}) \\ \delta_m &= 28N_s - 30 \quad (\text{평균치}) \end{aligned} \quad (5.10)$$

이 식들을 간략하게 정리하면 식 (5.11)과 같다.

$$\delta_m = 28N_s + K_4 \quad (5.11)$$

여기서  $K_4$ 는 최대치가 30이고 최소치가 -90이며 평균적으로 -30을 적용할 수 있다.

즉 수평변위는 연약지반의 안정수와  $\delta_m = 28N_s + 30$ 과  $\delta_m = 28N_s - 90$  사이에 분포하며 평균적으로  $\delta_m = 28N_s - 30$ 의 관계식을 가짐을 알 수 있다. 평균관계식  $\delta_m = 28N_s - 30$ 으로부터 연약지반의 안정수  $N_s$ 을 알면 전체연약지반의 개략적인 수평변위발생량을 알 수 있다.

Tschebotarioff(1973)는  $N_s = 3$ 이 되면 전단변형이 시작된다고 하여 항복하중과 같다고 하였고,  $N_s = 5.14$ 가 되면 전단파괴 된다고 하였으며, Meyerhof(1951)는  $N_s = 8.3$ 이 되면 극한하중과 같다고 하였다.

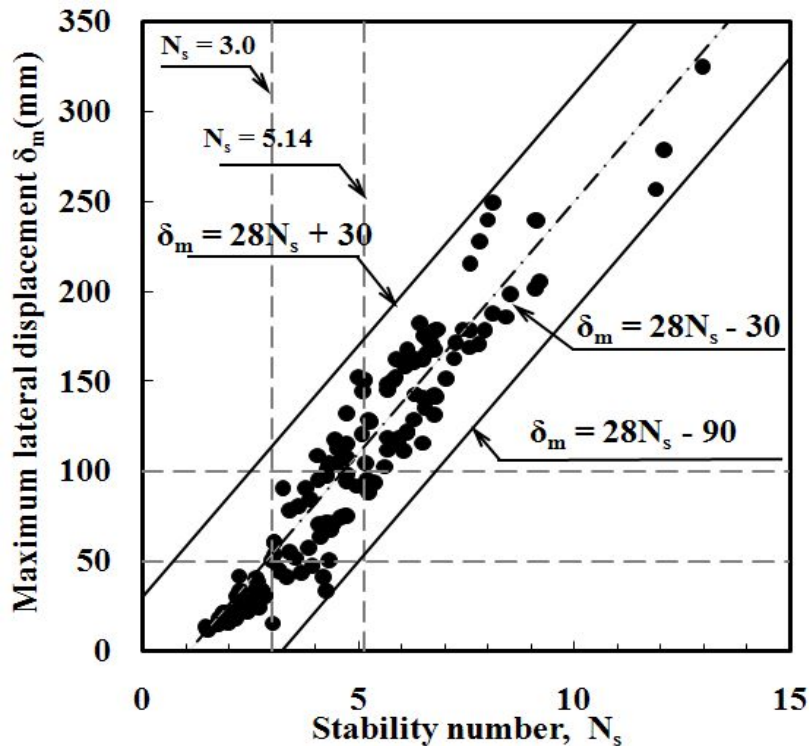


그림 5.6 안정수와 최대수평변위량의 관계

식 (5.10)의 평균상관식( $\delta_m = 28N_s - 30$ )에  $N_s = 3$ 을 대입하면 최대수평변위는 54mm로 산정된다. 따라서 연약지반에 전단변형이 발생됨이 없이 도로성토를 실시할 수 있는 허용수평변위량 기준을 54mm에 10%정도의 여유를 보아 50mm로 정하는 것이 바람직할 것이다.

또한  $N_s = 5.14$ 를 식 (5.10)의 평균상관식( $\delta_m = 28N_s - 30$ )에 대입하면 최대수평변위는 114mm로 산정된다. 따라서 연약지반에 최대수평변위가 114mm에 이르면 전단파괴가 발생할 수 있으므로 주의를 하여야 한다. 현장 시공시에는 최대수평변위의 기준치로 위의 114mm에 10%정도의 여유를 보면 100mm가 되므로 현장에서 전단파괴 발생을 예방할 수 있는 기준치로 100mm를 정하는 것이 바람직할 것이다.

## 6. 연약지반의 지지안전율

그림 5.7은 연약지반의 지지안전율( $F_b$ )과 현장실측 최대수평변위량( $\delta_m$ )과의 관계를 나타낸 것이다. 그림 5.7에 의하면 지지안전율이 크면 수평변위가 작게 발생되었으나 지지안전율이 작으면 수평변위가 크게 발생되었다. 특히 지지안전율이 1이하가 되면 수평변위가 급격히 크게 발생되었음을 보여주고 있다.

연약지반의 지지안전율( $F_b$ )은 성토하중( $p = \gamma h$ )에 대한 점성토지반의 극한지지력( $q_u$ )의 비로 나타낼 수 있으며 다음과 같다.

$$F_b = \frac{q_u}{p} = \frac{q_u}{\gamma h} \quad (5.11)$$

여기서,  $F_b$  : 지지안전율(stability factor of bearing)

$p$  : 상재하중( $= \gamma h$ ,  $\gamma$  : 성토단위중량,  $h$  : 성토고)

$q_u$  : Terzaghi의 극한지지력

$$q_u = cN_c + \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D_f N_q \quad (5.12)$$

여기서,  $c$  : 비배수전단강도(점토의 점착력)

$B$  : 기초폭

$D_f$  : 근입깊이

$N_c, N_r, N_q$  : 지지력계수

$\phi = 0$  이므로  $N_r = 0, N_q = 0$ 임

$$q_u = 5.14c \quad (5.13)$$

상재하중이 연약지반의 비배수전단강도가 3배 이상이 되면 전단변형이 되고 5.14배 이상이면 전단파괴 된다. 전단파괴가 된다는 의미는 상재압과 지지력이 같을 때이므로,  $p = q_u$ 에서  $p = \gamma h = 5.14c$ 가 되어 지지안전율은  $F_b = q_u/p = 5.14c/\gamma h = 1$ 이 된다는 의미이다. 또한 상재압이 비배수전단강도의 3배일 때 전단변형이 된다고 하므로  $\gamma h = 3c$ 로 표현할 수 있으며, 이때의 지지안전율은  $F_b = 5.14c/\gamma h = 5.14c/3.0c = 1.7$ 이 된다.

따라서 그림 5.7에서 지지안전율  $F_b$ 가 1.7 이상일 때 최대 수평변위량은 50mm 이하로 계측되었고 전단변형이 일어나지 않는 안전한 상태였고, 지지안전율  $F_b$ 가 1.0이하일 때 최대 수평변위량은 100mm이상으로 계측되었으며 전단파괴 후에 발생한 수평변위량으로 판단되었다. 지지안전율  $F_b$ 가 1.0~1.7사이의 경우는 수평변위량이 50mm이하에서부터 100mm이상까지도 측정된 값으로서 전단변형에서부터 전단파괴 시까지 발생한 수평변위량이라는 것을 알 수 있다. 결국 지지안전율이 크면 수평변위량이 작고 지지안전율이 작으면 수평변위량은 크다는 것을 알 수 있다.

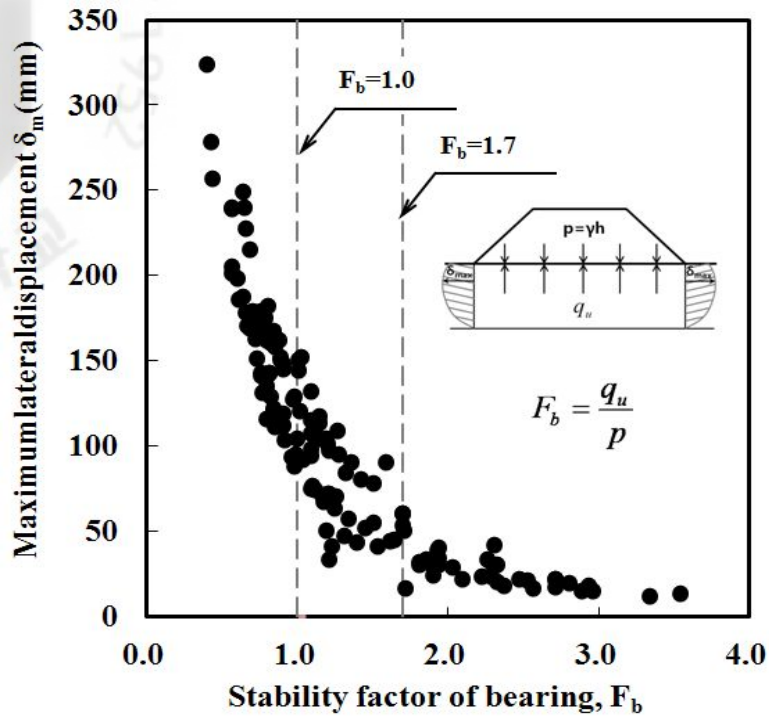


그림 5.7 지지안전율과 지중 최대수평변위량의 관계

## 7. 연약지반의 성토속도

그림 5.8은 성토속도와 연약지반의 최대수평변위량  $\delta_m$  과의 상관관계를 도시한 그림이다. 여기서 성토속도는 성토완료시점에서의 일일평균속도  $v$ (m/day)를 적용하였다. 이 그림에 의하면 성토속도가 빠를수록 연약지반의 최대수평변위는 크게 증가되었음을 알 수 있다. 이는 성토를 빠르게 시공하면 성토하중재하로 인하여 연약지반에 발생하는 과잉간극수압이 소멸될 시간적 여유가 없어 압밀이 이뤄지지 못하고 연약지반이 측방으로 유동하였기 때문으로 생각된다. 따라서 도로성토 시에는 일일성토속도를 적절히 조절하여 수평변위가 허용치이내에 있도록 항상 시공관리를 철저히 해줄 필요가 있음을 보여주는 결과라고 할 수 있을 것이다. 그림 5.8에 도시되어 있는 바와 같이 성토속도  $v$ (m/day)와 최대수평변위량  $\delta_m$ (mm)은 다음과 같은 식 (5.14)으로 표현될 수 있다.



$$\delta_m = 3500v - K_5 \quad (5.14)$$

여기서  $\delta_m$ 의 단위는 mm이며  $v$ 의 단위는 m/day이다. 한편  $K_5$ 는 200에서 400 사이의 값을 가지며 평균치로 300을 적용할 수 있다.

제 V장 3절에서 연약지반에 전단변형이 발생됨이 없이 도로성토를 실시할 수 있는 연약지반의 허용수평변위량 기준은 50mm로 정하는 것이 바람직하다고 제안한 바 있다. 만약 연약지반 속에 발생하는 수평변위량을 이 기준에 맞춰 50mm이내로 관리하고자 한다면 식 (5.14)에 의하여 성토속도를 0.1m/day이하로 정하여 성토시공을 실시함이 좋을 것이다.

결국 도로성토속도는 연약지반의 측방유동에 영향을 미치는 중요 요소 중에 하나임을 알 수 있다.

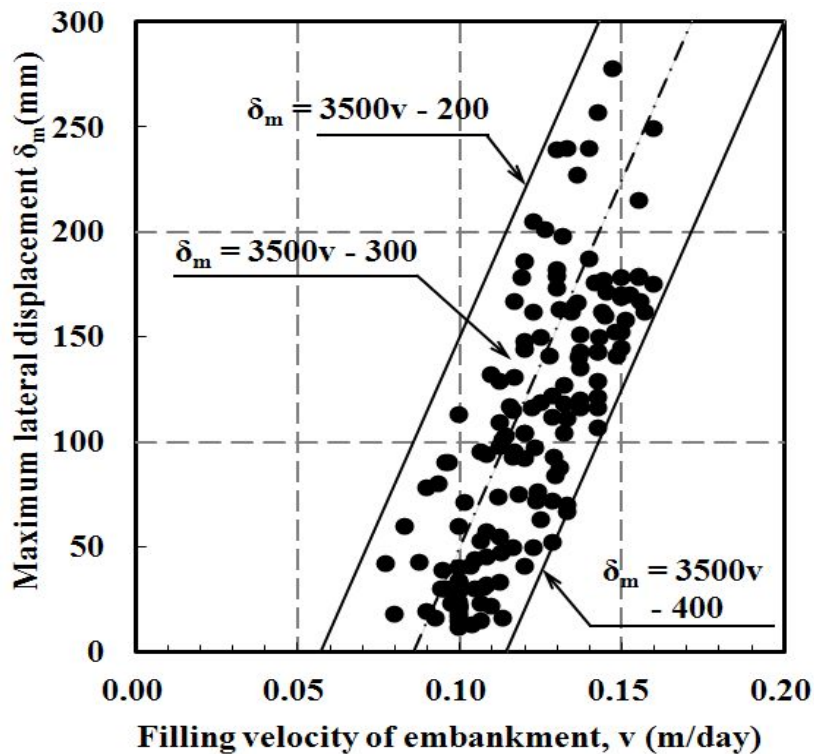


그림 5.8 성토속도와 최대수평변위량의 관계

## 8. 요약

본 장에서는 제 III장에서 지역별 현장조사한 내용을 바탕으로 연약지반상에 성토시 측방유동에 영향을 미치는 요소를 검토하였다. 연약지반상에 성토시 수평변위량 발생에 영향을 미치는 주요요소로는 성토규모( $H/B$ )와 연약지반의 규모( $H$ ), 연약지반의 비배수전단강도( $c_u$ ), 연약지반의 지반계수( $E_s$ ), 연약지반의 안정수( $N_s$ ), 연약지반의 지지안전율( $F_b$ ), 연약지반상의 성토 속도 등을 들 수 있다.

- 1) 성토규모( $H/B$ )와 수평변위량( $\delta_m$ )의 관계를 연구한 결과 지역, 지구별, 현장마다 성토폭  $B$ 와 연약지반의 규모인 심도  $H$ 가 각각 다르므로 연약지반의 규모  $H$ 를 그룹으로 구분해서 성토규모( $H/B$ )에 대한 수평변위량을 도시한 결과 성토규모( $H/B$ )가 증가할수록 수평변위량은 크게 발생하는 것으로 나타났다.
- 2) 연약지반의 규모( $H$ )와 최대수평변위량( $\delta_m$ )은  $\delta_m = 9H - 60$ 의 관계식을 나타내어 연약층의 두께인  $H$ 가 크면 클수록 수평변위량이 크게 발생하는 것을 알았다.
- 3) 연약지반의 지반계수( $E_s$ )에서도 최대수평변위량( $\delta_m$ )의 관계가 지반계수는 변형률에 대한 응력의 관계로서 동일한 응력조건에서 변형율이 크면 지반계수는 작으므로 지반계수가 작으면 수평변위량이 크게 발생하는 것을 고찰하였다.
- 4) 연약지반의 안정수( $N_s$ )와 수평변위량 관계에서 안정수  $N_s$ 는 연약지반 비배수 전단강도에 대한 성토하중의 비로서 성토하중이 연약지반 비배수전단강도의 3배 이상이면 전단변형이 발생하고 5.14배 이상이면 전단파괴가 발생되었다. 안정수  $N_s$ 와 수평변위량  $\delta_m$ 의 관계를 연구한 결과 안정수  $N_s$ 가 3 이하이면 수평변위량  $\delta_m$ 은 50mm 이하로 나타났으며  $N_s$ 가 5.14 이상이면 수평변위량은 100mm 이상으로 나타났고 안정수가 3.0~5.14 범위에서는 수평변위량이 50mm 이하에서부터 100mm 이상까지 나타났다. 안정수  $N_s$ 가 크면 수평변위량이 크게 발생하므로

안정수가 작게 되도록 하여야 한다.

5) 연약지반의 지지안전율( $F_b$ )과 수평변위량 관계에서도 지지안전율  $F_b$ 는 성토하중  $p = \gamma h$ 에 대한 연약지반의 지지력  $q_u = 5.14c$ 로서  $F_b = 5.14c/\gamma h$ 의 식이 성립된다. 성토하중이 크면 지지안전율  $F_b$ 가 작게 산정되며 지지안전율  $F_b$ 가 1.0이하인 경우 전단파괴가 발생하며 수평변위량은 100mm이상으로 나타났고 지지안전율  $F_b$ 가 1.7이상이면 수평변위량은 50mm이하로 나타났으므로 전단변형이 없는 조건으로 안전하다는 것을 고찰하였다. 지지안전율이 작으면 수평변위량이 크게 발생하므로 지지안전율을 크게 되도록 해야 한다.

6) 도로성토속도는 연약지반의 측방유동에 영향을 미치는 가장 중요한 요소 중에 하나이다. 연약지반에 전단변형이 발생됨이 없이 도로성토를 실시하여 연약지반 속에 발생하는 측방변형량을 제안치 50mm이내로 관리하고자 한다면 성토속도를 0.1 m/day이하로 정하여 성토시공을 해야 한다.

7) 본 장에서의 연구결과를 정리하면 연약지반상에 도로성토시 성토하부 연약지반의 측방유동에 영향을 미치는 주요요소로서 성토규모  $H/B$ 는 성토규모가 크면 클수록 수평변위가 크게 발생하고 지지안전율( $F_b$ )은 지지안전율이 크면 클수록 수평변위가 작게 발생한다는 정성적인 방법으로 확인하였다.

또한 연약층두께  $H$ , 연약지반의 비배수전단강도  $c_u$ , 연약지반의 지반계수  $E_s$ , 연약지반의 안정수  $N_s$ , 연약지반의 성토속도  $v$ 는 다음과 같은 관계식으로 수평변위량을 확인할 수 있을 것이다.

(1) 연약층두께  $H$  :  $\delta_m = 9H + K_1$ ,  $K_1 = -60$

(2) 연약지반의 비배수전단강도  $c_u$  :  $\delta_m = -290\ln(c_u) + K_2$ ,  $K_2 = 1000$

(3) 연약지반의 지반계수  $E_s$  :  $\delta_m = -150\ln E_s + K_3$ ,  $K_3 = 950$

(4) 연약지반의 안정수  $N_s$  :  $\delta_m = 28N_s + K_4$ ,  $K_4 = -30$

(5) 연약지반의 성토속도  $v$  :  $\delta_m = 3500v - K_5$ ,  $K_5 = +300$

## VI. 도로 성토하부 연약지반의 성토하중과 사면안전율

### 1. 성토하중

#### 1.1 성토하중과 연약지반 침하량의 관계

연약지반 상에 도로성토를 하여 하중을 가하면 연약지반의 지지력부족으로 연직방향으로 침하가 발생한다. 연약지반의 침하량은 성토 후 과잉간극수압소산에 의해 압밀되는 침하량을 Terzaghi의 1차압밀침하량이라고 하고 과잉간극수압 소산 후 점토입자의 Creep 변형에 의해 압밀되는 침하량을 2차압밀침하량이라 하며, 전체 침하량은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$s_c = s_1 + s_2 \quad (6.1)$$

여기서,  $s_1$  : 공사완료시 관측된 최종침하량(1차 압밀침하량)

$$\textcircled{1} \text{ 정규압밀점토인 경우 : } s_1 = \frac{C_c}{1+e_o} H \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vo}} \quad (6.2)$$

$$\textcircled{2} \text{ 과압밀점토인 경우 : } s_1 = \frac{C_s}{1+e_o} H \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} + \frac{C_c}{1+e_o} H \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \quad (6.3)$$

$s_2$  : 1차침하 완료 후 Creep변형에 의한 침하량(2차압밀침하량)

$$s_2 = \frac{C_\alpha}{1+e_p} H \log \frac{t_2}{t_1} \quad (6.4)$$

$s_c$  : 예상 총 침하량(침하량 상한치)

$$s_c = s_1 + s_2 = \frac{H}{1+e_o} \left( C_s \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + C_c \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \right) + \frac{H}{1+e_p} C_\alpha \log \frac{t_2}{t_1} \quad (6.5)$$

여기서,  $e_o$  : 초기간극비

$H$  : 점토지반의 두께

$C_e$  : 압축지수

$C_s$  : 재압축지수

$\sigma'_p$  : 선행압밀하중

$\sigma'_{vo}$  : 지반의 초기하중(토포하중)

$\Delta\sigma_v$  : 상재하중

$e_p$  : 1차압밀 완료시 간극비

$C_\alpha$  : 2차압밀계수

$t_1$  : 1차압밀 완료시 시간

$t_2$  : 2차압밀 완료시 시간

위 식에서 알 수 있듯이 성토하중( $\Delta\sigma_v$ )이 증가하면 침하가 증가하게 되며 성토하중( $\Delta\sigma_v$ )에 의한 침하량은 1차압밀침하량으로서 성토 후 과잉간극수압소산까지 침하된 량을 말한다.

그림 6.1은 성토하중과 연약지반의 침하량의 관계를 나타낸 그림이다. 이 그림에서 보는 바와 같이 성토압이 크면 연약지반의 침하량도 크게 발생하였다. 이 계측 결과들로 각 현장의 연약층 두께를 세 그룹으로 분류하여 고찰하여 보았다. 즉 10 이하인 그룹과 20 이상인 그룹을 각각 A와 C 그룹으로 분류하고 그 사이인 11m에서 20m 사이는 B그룹으로 분류하였다. 이 결과 A그룹의 경우 침하량이 가장 작게 발생하였고 C그룹이 가장 크게 발생하였음을 알 수 있다.

따라서 성토하중과 침하량 사이는 간단한 관계식을 구할 수 없었으나 정성적으로 비례관계에 있음을 알 수 있었다.

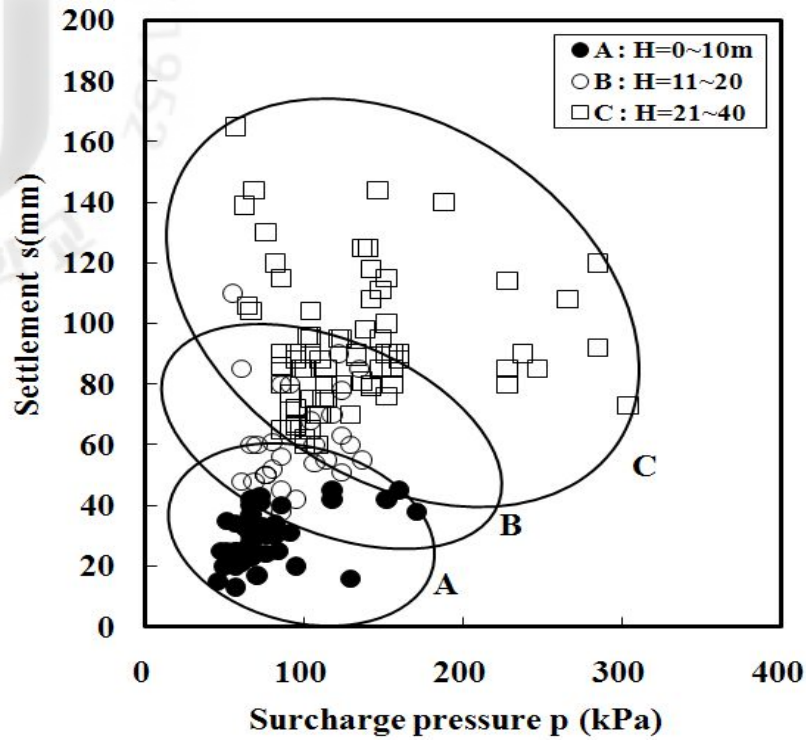


그림 6.1 성토하중과 침하량의 관계

1.2 성토하중과 연약지반 수평변위량의 관계

그림 6.2는 성토하중과 연약지반의 최대수평변위량 사이의 관계를 도시한 그림이다. 이 결과에 의하면 연약지반 속에 발생된 측방변위량은 성토압의 크기와 비례관계가 있음을 분명히 알 수 있다. 이는 성토하중이 증가할수록 연약지반에 가하여지는 성토압이 증가하고, 이 증가된 성토압이 연약지반을 더욱 측방으로 유동시키는 원인이 됨을 보여주는 증거라고 할 수 있을 것이다.

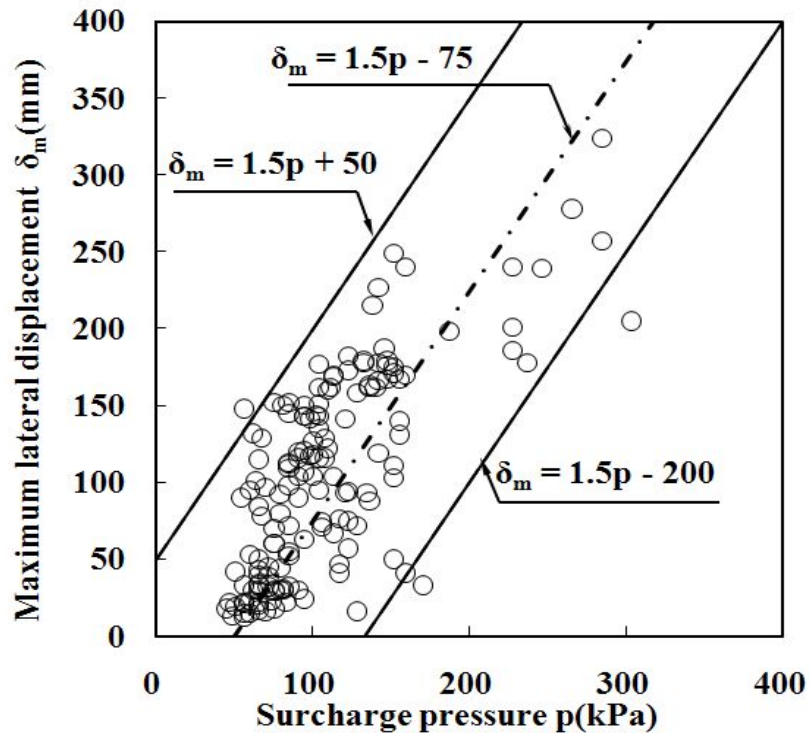
이들 성토 p와 연약지반의 최대수평변위  $\delta_m$  사이의 상관관계식은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\begin{aligned} \delta_m &= 1.5p + 50 \quad (\text{최대치}) \\ \delta_m &= 1.5p - 200 \quad (\text{최소치}) \\ \delta_m &= 1.5p - 75 \quad (\text{평균치}) \end{aligned} \tag{6.6}$$

이들 관계식을 간략하게 정리하면 식 (6.7)와 같다.

$$\delta_m = 1.5p + K_6 \quad (6.7)$$

여기서,  $K_6$  값은 최대 50이고 최소 -200이며 평균적으로 -75를 적용할 수 있다.



6.2 성토하중과 최대수평변위량의 관계

### 1.3 연약지반 수평변위량과 침하량의 관계

연약지반 상에 성토를 하면 성토하중에 의해 지지력이 부족해서 침하가 먼저 발생하며 성토하중의 증가에 따라 침하량이 증가하면서 수평변위가 발생한다. 성토하중이 연약지반의 비배수전단강도의 3배 이상이 되면 전단변형이 발생하여 수평변위량이 크게 발생하며, 일반적으로 침하량(s)이 수평변위량( $\delta_m$ )보다 크게 발생함을 앞장에서 조사된 바 있다.

Tavenas et al.(1979)은 지반개량공법이 적용되지 않는 연약지반 상에 성토현장 계측사례를 분석한 결과 성토중양부 침하량 증분  $\Delta s$ 과 성토제방 선단부 지표면에서의 최대수평변위증분  $\Delta\delta_m$ 은 다음과 같은 관계식이 성립한다고 하였다.

$$\Delta\delta_m = (0.18 \pm 0.09) \Delta s \text{ (성토초기단계)} \quad (6.8)$$

$$\Delta\delta_m = (0.91 \pm 0.2) \Delta s \text{ (성토완료단계)} \quad (6.9)$$

$$\Delta\delta_m = (0.16 \pm 0.02) \Delta s \text{ (성토완료후단계)} \quad (6.10)$$

여기서,  $\Delta\delta_m$  : 수평변위량 증분

$\Delta s$  : 침하량 증분

본 연구대상 현장의 1차압밀종료 시 계측결과를 성토중양부 침하량에 따른 성토 선단부 직하 지중 최대수평변위량의 관계를 나타내면 그림 6.3과 같다. 현장계측결과 침하량에 따른 수평변위량 관계를 회귀분석한 결과 관계식은 다음과 같이 나타난다.

$$\delta_m = 0.15s \quad (6.11)$$

여기서  $\delta_m$  : 수평변위량

$s$  : 침하량

본 연구대상 현장의 계측결과는 Tavenas et al.(1979)가 제안한 성토초기단계 경험식에서 구한  $\delta_m = (0.18 \pm 0.09)s$  내에 분포하고 있다. 즉 이식은 식(6.8)의 성토 초기단계의 침하량과 수평변위증분의 상관관계식을 그대로 지속되었을 경우를 가장한 전체침하량과 수평변위의 상관관계식이다. 계측 분포도는 성토초기단계의 Tavenas et al.(1979) 제안식의 상한계선으로부터 하한계선의 아래에 까지 위치하고 있다. 다시 말하면 본 연구대상현장에서 침하량 증가에 따른 수평변위량 증가의



평균 기울기 0.15인데, Tavenas et al.(1979)가 제안한 평균기울기 0.18보다 작다.

그러나 그림 6.3은 1차압밀 종료 시의 침하량과 수평변위의 측정치에 대한 결과이므로 식(6.8)로 표현된 Tavenas et al.(1979)의 식은 초기성토단계의 관계식을 압밀종료 시까지 연장할 식이므로 엄격히 말하면 서로 비교하기가 어렵다고 할 수 있다. 다시 말하면 Tavenas et al.(1979)는 성토초기단계, 성토완료단계, 성토완료후단계의 세단계로 나누어 관련식을 제시하였다. 그러나 그림 6.3의 자료는 이들 세 단계를 모두 포함하여 1차압밀이 종료된 시점에서의 전체 침하량과 수평변위이므로 식(6.8)~식(6.10)의 평균에 해당된다고 할 수 있을 것이다. 따라서 그림 6.3의 결과를 세 단계 중 어느 하나의 단계와 비교하는 것은 다소 의미가 부족하다고 생각된다. 굳이 비교하고자 한다면 평균관계식(6.11)을 성토완료후 단계식 (6.10)과 비교하면 어느 정도 일치한다고 할 수 있을 것이다.

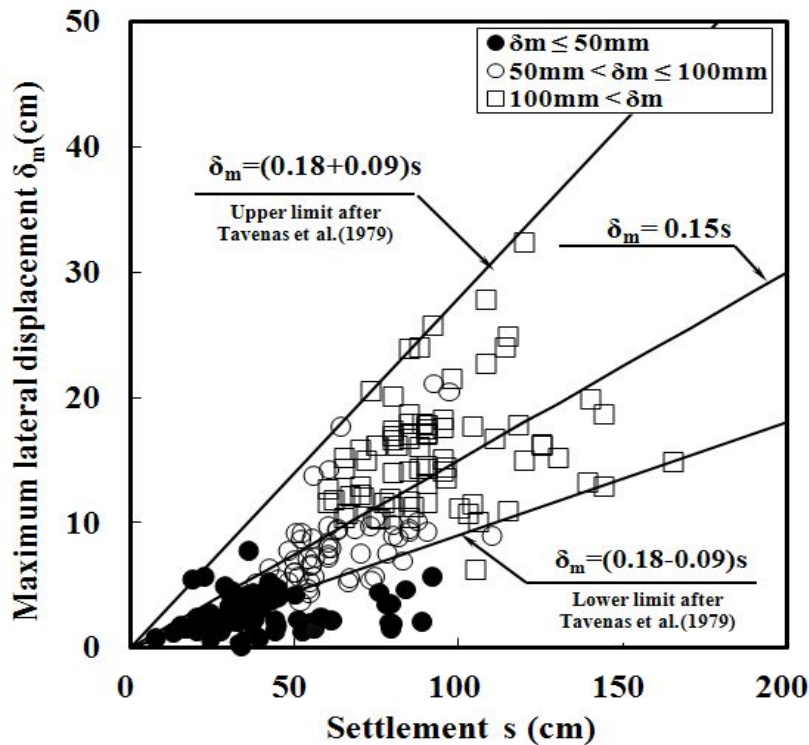


그림 6.3 성토하중에 의한 연약지반 최대수평변위량과 침하량의 관계 (1차압밀 종료시)

다만, 그림 6.3의 결과로 알 수 있는 것은 국내 14개 연약지반 상에 도로 성토를 실시한 결과 1차압밀 종료시점에서 발생된 총 수평변위량은 총 침하량의 최대 27(=0.18+0.09)%이며 평균 15%였다는 결과이다.

다시 말하면 도로성토시공으로 측정된 전체침하량의 27%에 해당하는 변위량이 최대로 발생될 수평변위량이며 평균적으로는 15%정도의 수평변위가 발생되었음을 알 수 있다. 이는 Tavenas et al.(1979)의 성토완료단계에서의 식(6.9)의 수평변위 발생속도에 비하면 상당히 낮은 수준이라 할 수 있다. 이렇게 수평변위가 작은 원인은 연직배수재에 의한 배수축진효과로 인해 성토하중증가에 따른 과잉간극수압의 증가가 상대적으로 작기 때문에 측방유동압이 작게 발생하였고, 또한 장비의 Trafficalbility 확보를 위해 지표면에 시공된 Sand mat 및 PET mat가 연약지반의 측방유동 발생에 저항하는 효과를 발휘하였기 때문인 것으로 판단된다.

#### 1.4 성토하중과 연약지반 비배수전단강도의 관계

그림 6.4는 본 연구대상 현장의 성토하중과 연약지반 비배수전단강도의 관계를 지반개량 전 초기강도일 때와 지반개량 후 증가강도일 때를 구분하여 나타낸 결과이다. 계측자료는 수평변위량의 크기를 50mm와 100mm를 기준으로 세 그룹으로 구분하여 도시하였다.

그림 6.4(a)에서 초기강도는 지반개량 전의 연약지반 비배수전단강도로서 10~43 kPa의 범위로 대단히 연약한 점토에서부터 연약한 점토까지 분류될 수 있다. 이러한 연약점토에 성토를 하여 계측한 결과를 그림 6.4(a)와 같이 도시한 결과 전단변형이 발생되지 않는  $p_y = 3c_u$  위치에서부터 Meyerhof(1951)가 제안한 극한하중인  $p = 8.3c_u$  보다 큰 위치까지에 걸쳐 다양하게 분포되어 있음을 볼 수 있다. 이는 현장에 따라 비배수전단강도가 다르며, 성토하중이 작은 경우부터 큰 경우까지 다양하게 존재하고 있음을 의미한다.

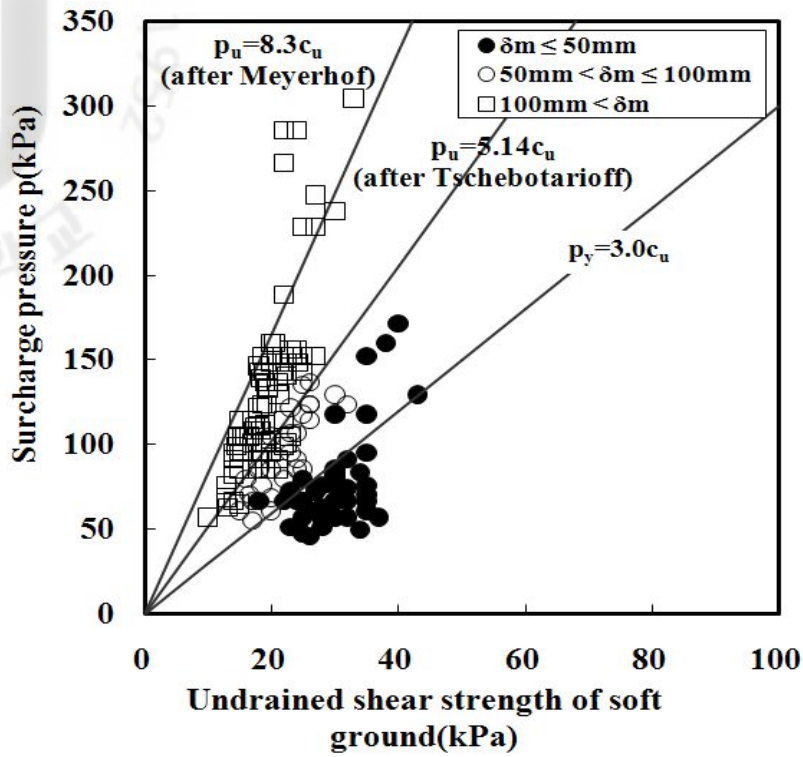
이 그림에서 수평변위가 50mm 이내로 발생한 경우는 성토하중이 대부분  $p_y = 3c_u$  이내에 있음을 보여주고 있으며 50mm이상으로 발생한 경우는 성토하중이

$p_y = 3c_u$  선과  $p_u = 8.3c_u$  선 사이에 분포하고 평균적으로  $p = 5.14c_u$  선 전후에 분포하고 있음을 알 수 있다. 따라서 성토하중이 연약지반의 비배수전단강도의 3배 이내가 되게 성토가 되면 수평변위는 50mm 이내로 발생되어 안전하나 5.14배가 되게 성토되면 수평변위가 100mm 혹은 그 이상이 되어 전단파괴가 발생할 수 있음을 알 수 있다. 한편 지반개량을 하면 그림 6.4(b)에서 보는 바와 같이 대부분이 전단변형이 발생하지 않는  $p_y = 3.0c_u$  부근 이하에 위치를 하고 있으며, 일부분  $p_y = 3.0c_u$  이상 인 경우도 있으나 전단파괴가 되는  $p_u = 5.14c_u$  보다 훨씬 작은 위치에 분포하고 있다. 수평변위가 50mm 이상 발생된 경우도 초기성토단계에서는 전단변형이 발달하는 상황이었으나 지반개량의 효과가 나타나면서 비배수전단강도가 증가되어 성토하중이 비배수전단강도의 3배가 되게 되어 전단파괴 없이 도로성토가 완료될 수 있었을 것으로 생각된다.

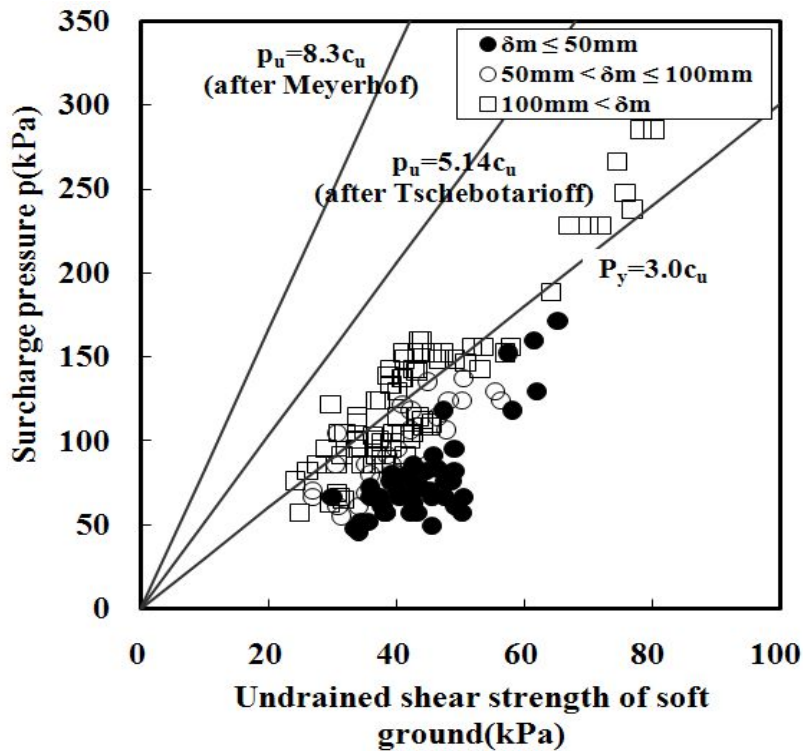
이와 같이 강도증가의 효과는 그림 6.4(c)에 초기강도와 증가된 강도를 서로 비교해 봄으로써 확실히 알 수가 있다. 이 그림에 의하면 초기강도가  $p_y = 3c_u$  에서  $p_y = 8.3c_u$  사이에 분포하였던 관계가 강도증가로  $p_y = 3c_u$  부근내지 이내로 이동하므로 안전하게 되었음을 잘 보여 주고 있다.

그리고 성토하중이 아주 커서 초기강도의 경우  $p_u = 8.3c_u$  이상의 극한하중보다 큰 하중도 있었으나 지반개량 후 강도증가는 성토하중이 작은 경우의 강도증가보다 오히려 더 증가하였다.

이러한 사항을 정리하면 연약지반에 성토를 하면 과잉간극수압의 소산에 의해 압밀도가 증가하면서 비배수전단강도가 증가하게 되며 비배수전단강도는 성토하중의 크기와 압밀도와 관련하여, 선형적으로 증가기 때문이다.

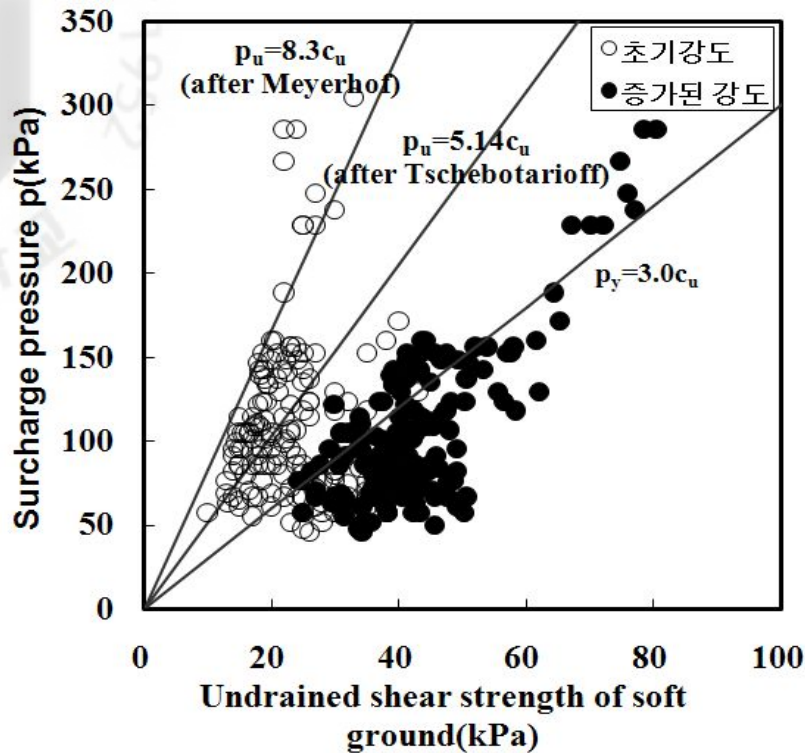


(a) 초기강도와의 관계



(b) 증가된 강도와의 관계

그림 6.4. 성토하중과 연약지반의 비배수전단강도와의 관계



(c) 초기강도와 증가된 강도의 비교

그림 6.4. 성토하중과 연약지반의 비배수전단강도와의 관계(계속)

### 1.5 성토하중과 연약지반 안정수의 관계

연약지반이란 일반적으로 상부구조물을 지지할 수 없는 상태의 지반을 말한다. 즉 연약지반의 비배수강도에 대한 성토하중의 비가 커서 지반에 변형이 생기면 연약지반이라고 할 수 있다.

안정수  $N_s (= \gamma h / c_u)$ 는 비배수전단강도  $c_u$ 에 대한 성토하중  $p (= \gamma h)$ 의 비이다. 다시 말해서 비배수강도가 동일한 경우에 성토하중이 큰 경우가 성토하중이 작은 경우보다 안정수  $N_s$ 가 크게 산정되며 전단변형이 쉽게 발생 할 수 있으며 수평 변위량이 크게 발생한다.

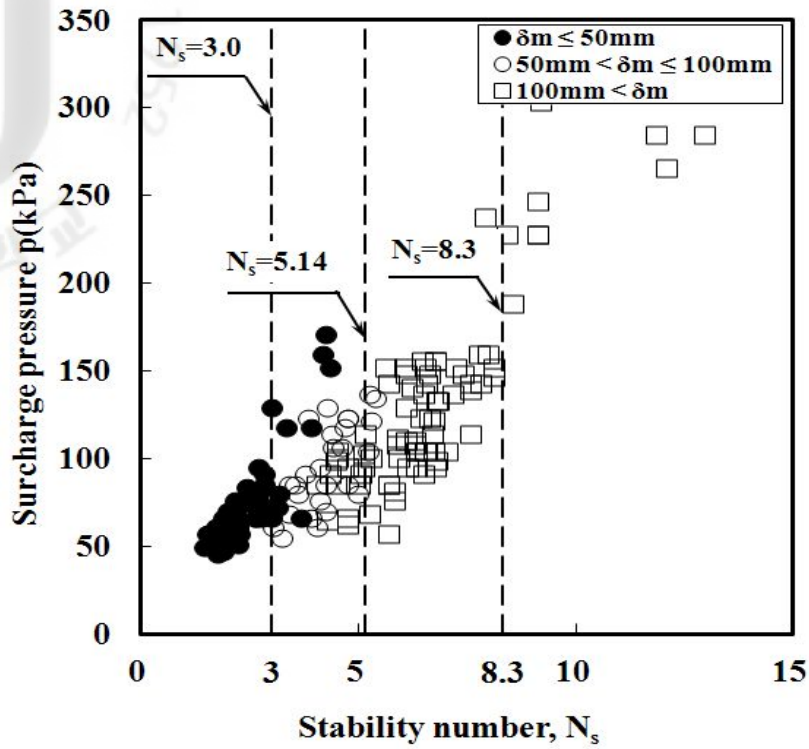
그림 6.5는 안정수( $N_s$ )와 성토하중  $P$ 와의 관계를 도시한 그림이다. 이 그림에서 발생된 수평변위를 50mm와 100mm를 기준으로 세 그룹으로 구분하여 도시하였다. 그림 6.5(a)에서 보는 바와 같이 안정수( $N_s$ )가 3.0이하 인 경우에 성토하중이 100kPa 이하가 대부분이고 수평변위량은 50mm 이하인 경우로 나타났다. 또한

안정수  $N_s$ 가 8.3 이상인 경우는 성토하중이 대체로 200kPa 이상이며 수평변위량이 100mm 이상 크게 발생하였다.

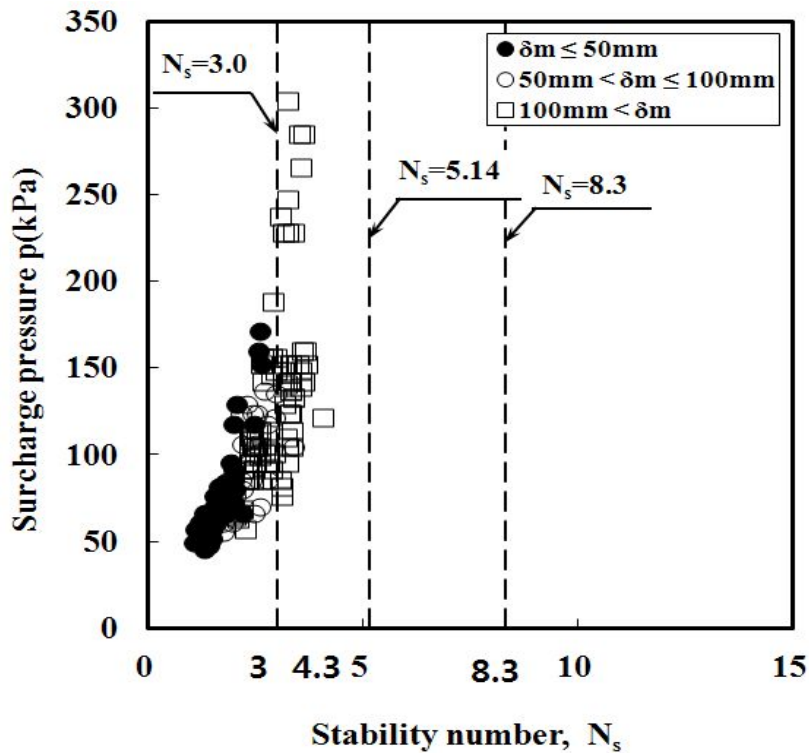
따라서 지반개량 전 초기강도의 경우 그림 6.5(a)와 같이 성토하중에 비해 연약지반의 비배수전단강도가 상대적으로 작기 때문에 안정수( $N_s$ )는 크게 산정되며 수평변위량이 크게 발생하는 것을 알 수 있다. 그러나 지반개량 후 강도가 증가된 경우에는 그림 6.5(b)에서 보는 바와 같이 수평변위량이 100mm이하인 경우는  $N_s = 3$ 이하로 나타났고, 수평변위량이 100mm 이상인 경우는  $N_s = 3.0 \sim 5.14$ 로 나타났다. 따라서 지반개량후에 전단파괴가 발생되지 않는 것을 알 수 있다.

결국 성토하중이 비배수전단강도의 3배가 넘으면 수평변위가 50mm가 넘는 단계가 되므로 이때를 연약지반의 항복상태라 규정할 수 있을 것이다. 이 항복상태에서부터 연약지반의 지반변형이 발달할 것으로 생각된다.

또한 성토하중이 비배수전단강도의 5.14배가 넘으면 수평변위가 100mm가 넘는 단계가 되므로 이때를 전단파괴상태라 규정할 수 있을 것이다. 연약점토의 경우는 견고한 점토에서 볼 수 있는 파괴 이후의 변형률 연화현상이 없으므로 한계상태가 계속 지속되어 변형이 지속될 것이다. 이러한 상태가 Meyerhor가 제시한  $p = 8.3c_u$  상태까지 지속되므로 Tschebotarioff가 제시한 5.14c 상태에서  $p = 8.3c_u$  상태 사이는 언제나 파괴될 수 있는 극한상태로 규정할 수 있을 것이다.



(a) 초기강도와의 관계



(b) 증가된 강도와의 관계

그림 6.5 성토하중과 안정수의 관계

## 2. 사면안전을

### 2.1 사면안전율과 측방유동지수의 관계

그림 6.6은 연약지반 상에 성토 시 사면안전율( $F_s$ )과 측방유동지수(FI)의 관계를 나타낸 그림이다. 그림 속에 수평변위발생량에 따라 측정결과를 세 그룹으로 구분하여 도시하였다. 사면안전율( $F_s$ )은 Slopile(Ver. 3.0) 프로그램을 이용하여 Bishop의 간편법으로 구하였고, 측방유동지수 FI는 성토하중과 연약층 두께에 대한 비배수 전단강도로서 관계식은 다음과 같다(일본고속도로조사회, 1981).

$$FI = \frac{c_u}{\gamma h H} \quad (6.12)$$

여기서, FI : 측방유동지수(Lateral Flow index,  $F(\times 10^{-2}m^{-1})$ )

$c_u$  : 비배수전단강도

$\gamma h$  : 성토하중( $\gamma$  : 성토단위중량,  $h$  : 성토고)

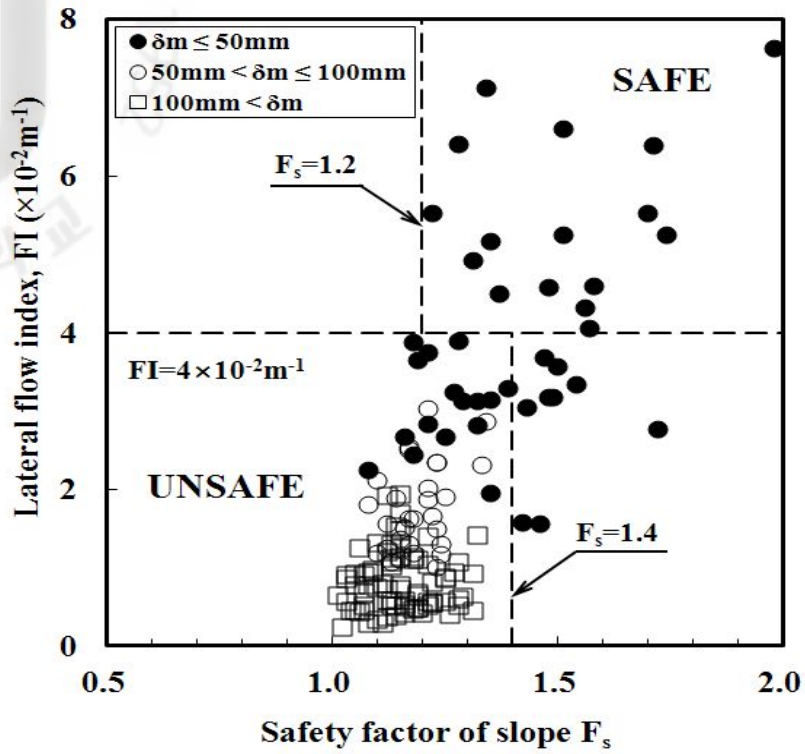
$H$  : 연약층의 두께

측방유동지수(FI)는 일본고속도로조사회(1981)에서 연구한 결과로 측방유동지수(FI)가  $4 \times 10^{-2}m^{-1}$  보다 작으면 측방유동가능성이 있다고 하였다.

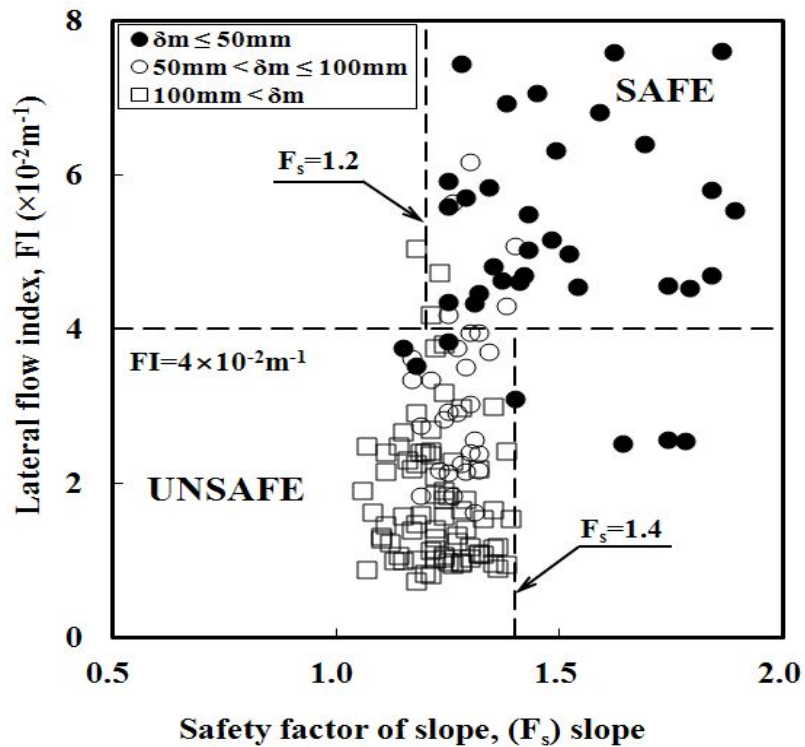
그림 6.6(a)는 초기강도를 적용한 경우의 결과이며 이 그림을 살펴보면 측방유동지수 FI가  $4 \times 10^{-2}m^{-1}$  보다 큰 경우는 수평변위량이 50mm이하이며 사면안전율( $F_s$ )은 1.2 이상으로 나타났다. 한편 측방유동지수 FI가  $4 \times 10^{-2}m^{-1}$  보다 작으면 수평변위량은 50mm이상으로 발생되었고 사면안전율( $F_s$ )은 1.4 이하로 나타났다.

그림 6.6(b)는 지반개량 후 증가된 강도를 적용하여 사면안전율( $F_s$ )을 산정한 값으로서 수평변위량이 50mm 이상으로 발생한 경우는 지반개량 후에도 사면안전율( $F_s$ )이 1.4 이상이 되지 않았고 FI값은 아직도  $4 \times 10^{-2}m^{-1}$ 을 넘지 못하고 있음을





(a) 초기강도와의 관계



(b) 증가된 강도와의 관계

그림 6.6 사면안전율과 측방유동지수(FI)의 관계

볼 수 있다. 반면에 수평변위량이 50mm이하로 발생한 경우는 FI값은 많이 향상되었으나 사면안전율( $F_s$ )은 1.2이상으로 변화가 없었다.

그러므로 소요사면안전율의 범위는 1.2와 1.4가 되겠다. 이를 정리하면 수평변위량이 50mm이하로 발생한 경우  $F_s$ 가 1.2 이상이고 FI가  $4 \times 10^{-2} m^{-1}$  이상이면 안전(SAFE)하였고 수평변위량이 50mm이상으로 발생한 경우  $F_s$ 가 1.4 이하이고 FI가  $4 \times 10^{-2} m^{-1}$  이하이면 불안전(UNSAFE)하였다.

## 2.2 사면안전율과 안정수의 관계

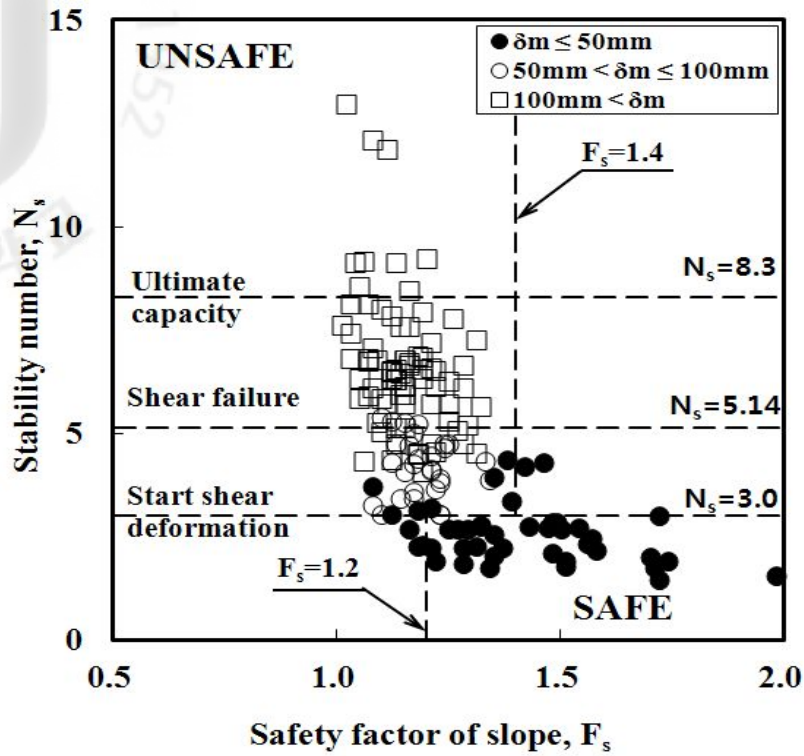
그림 6.7은 성토지반의 사면안전율( $F_s$ )와 안정수  $N_s(=\gamma h/Cu)$ 의 관계를 연약지반의 초기강도와 개량된 강도를 적용하여 검토한 결과이다. 그림 속에 Tschebotarioff(1973)와 Meyerhof(1951)가 제시한 안정수 기준도 함께 도시하였다.

그림 6.7(a)는 지반개량 전 초기강도를 적용한 경우의 사면안전율과 안정수의 관계도로써 안정수  $N_s$ 가 3.0 이상이고 사면안전율  $F_s$ 가 1.4 이하인 경우 수평변위량이 50mm 이상으로서 전단파괴이후까지 수평변위가 발생하였음을 알 수 있다. 그러나 안정수  $N_s$ 가 3.0 이하이고 사면안전율  $F_s$ 가 1.2 이상인 경우는 수평변위량이 50mm 이하로 발생되었으므로 전단변형이 발생하지 않는 안전한 상태였다고 생각된다.

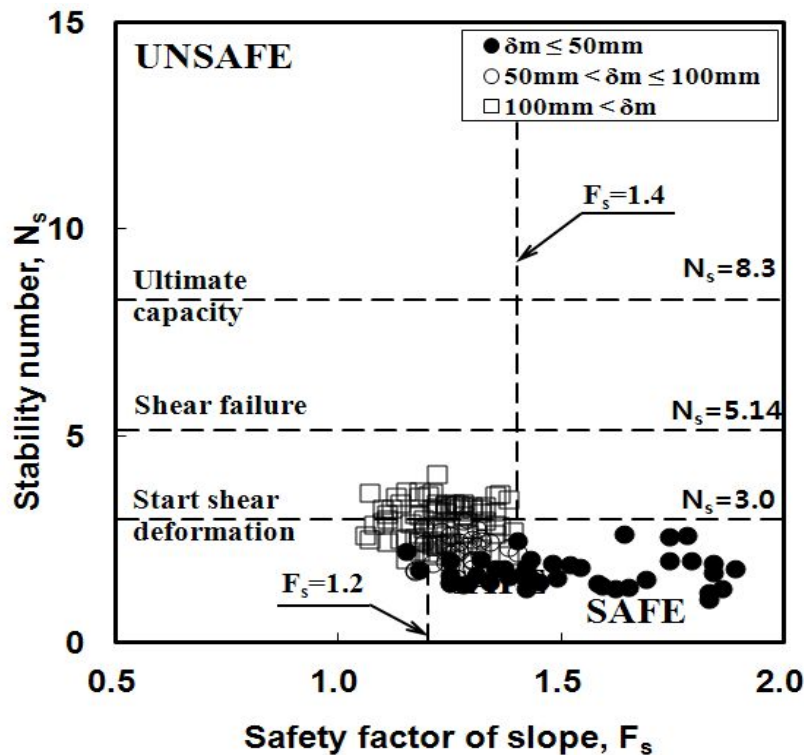
한편 지반개량 후에는 그림 6.7(b)에 나타난 바와 같이 지반개량 후에는 사면안전율은 그다지 개선되지는 않았으나 안정수는 상당히 크게 개선된 것을 알 수 있다. 안정수  $N_s$ 가 수평변위량 크기에 관계없이 전단파괴기준인  $N_s = 5.14$  이하로 되었다.

결국 연약지반개량을 통하여 비배수전단강도를 증대시키므로 수평변위가 초기에 50mm 이상 많이 발생된 현장에서도 안정수가 개선되어 전단파괴발생 없이 성토시공을 완료할 수 있었던 것으로 생각된다.

종합적으로 정리하면 도로성토로 인하여 연약지반의 수평변위량이 50mm 이하로 발생한 경우 안정수가 3이하이면 사면안전율은 대부분 1.2 이상이 되었다. 반면에 연약지반의 수평변위량이 50mm 이상으로 발생되고 안정수가 3 이상이면 사면안전율이 1.4 이상이 되지 못하였다. 그러나 지반개량에 의하여 안정수를 5.14 이하로 크게 개선시킬 수 있었다. 이때 사면안전율도 1.0을 넘길 수 있었다.



(a) 초기강도와의 관계



(b) 증가된 강도와의 관계

그림 6.7 사면안전을과 안정수( $N_s$ )의 관계

### 2.3 사면안전율과 지지안전율의 관계

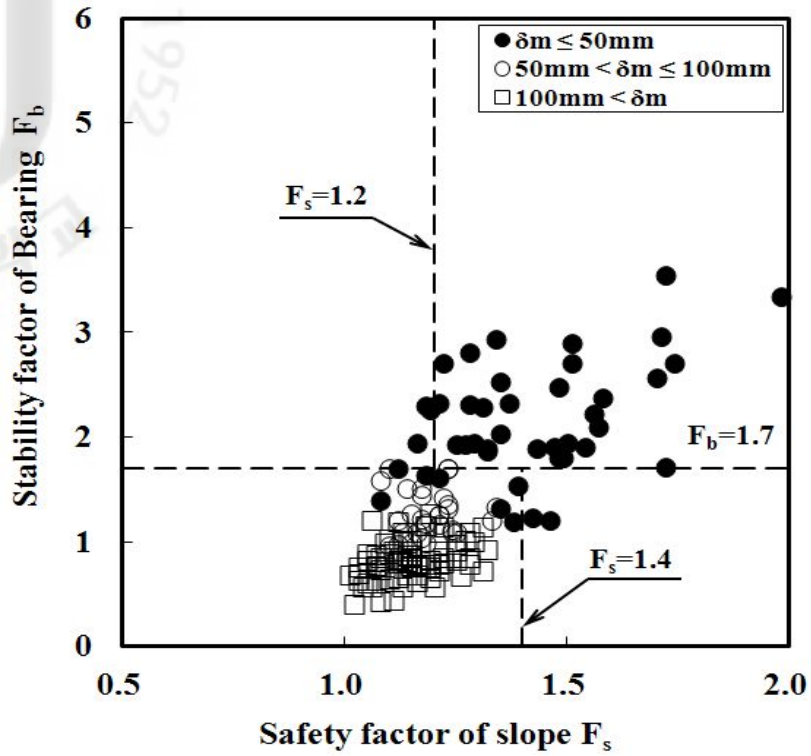
그림 6.8은 성토지반의 사면안전율과 지지안전율의 상관관계를 연약지반의 초기강도와 개량된강도를 적용하여 도시한 그림이다. 지지안전율  $F_b$ 는 Terzaghi의 극한지지력 공식에서  $\phi=0$ 일 때 점착력지반의 지지력계수  $N_c=5.14$ 을 이용하여 제 IV장에서와 같이 지지력을 구할 수 있다.

앞 장에서 성토하중이 연약지반의 비배수전단강도의 5.14배 일 때 전단파괴가 발생된다고 하였으므로 이때의 지지안전율은  $F_b$ 는 1이 된다. 또한 연약지반에 전단변형이 시작될 때 성토하중이 비배수전단강도의 3배가 된다고 하였으므로 이 때의 지지안전율  $F_b$ 는  $1.7(=5.14c/3c)$ 이 된다.

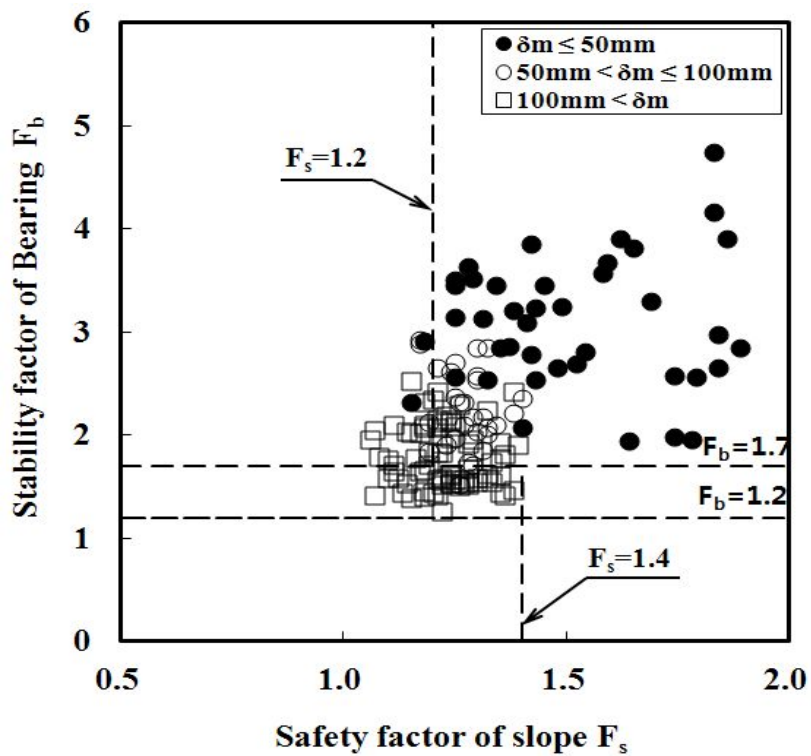
그림 6.8(a)에서는 연약지반개량 전의 초기강도를 적용한 경우의 사면안전율과 지지안전율의 관계를 수평변위량의 크기로 구분하여 도시한 그림이다. 이 그림에서 발생된 수평변위량이 50mm 이하인 경우는 대부분 사면안전율이 1.2 이상이고 지지안전율이 1.7 이었다. 그러나 수평변위량이 50mm 이상으로 발생된 경우는 지지안전율이 1.7 이하였고 사면안전율은 1.4 이하로 나타났다. 이 경우 지지안전율은 연약지반개량 후 증가된 강도를 적용하면 상당히 크게 개선되었음을 그림 6.8(b)에서 볼 수 가 있다. 즉 연약지반 개량 후에는 모두 지지안전율이 1.2 이상으로 향상 되었음을 알 수 있다.

그러나 사면안전율은 초기강도 적용시와 동일하게 1.4를 넘지 못하였다. 전단파괴 시 지지안전율은  $F_b=1.0$ 이였으므로 측방유동을 방지하려면 전단파괴지지안전율에 20%의 여유율을 고려해서 허용지지안전율을 정하면 그림 6.8(b)에서의 결과와 같이  $F_b$ 는 1.2 이상이 되도록 하여야한다.

이 결과를 정리하면, 성토하중으로 인하여 연약지반의 수평변위가 50mm이하로 발생된 안전한 경우는 사면안전율은 1.2이상이고 지지안전율은 1.7이상으로 나타났다. 50mm이상으로 발생된 경우는 사면안전율이 1.4이하이고 지지안전율은 1.7 이하로 나타났다. 이러한 과다 수평변위 발생지역에서는 연약지반의 개량 시공으로 지지안전율은 1.2이상으로 향상시킬 수 있었다. 이때 사면안전율도 1.0을 넘길 수 있었다.



(a) 초기강도와의 관계



(b) 증가된 강도와의 관계

그림 6.8 사면 안전율과 지지안전율( $F_b$ )의 관계

### 3. 요약

본 장에서는 제 V장에서 측방유동에 미치는 영향요소들이 연약지반 상에 성토 시 상호간에 작용에 의해 일어나는 역학적 거동을 고찰하였다.

첫째 성토하중과의 관계는 다음과 같다.

- 1) 성토하중과 연약지반 침하량과의 관계를 조사한 결과 성토하중  $p$ 가 증가하면 침하량  $s$ 가 정성적으로 비례하였다.
- 2) 성토하중과 수평변위량 관계를 조사한 결과  $\delta_m = 1.5p + K_6$ 의 관계식을 얻어 성토하중  $p$ 가 증가하면 수평변위량이 선형적으로 증가하는 것을 고찰하였다. 여기서  $K_6$ 는 최대 50이고 최소 -200이며 평균적으로 -75를 적용할 수 있다.
- 3) 1), 2)을 고찰한 결과를 성토하중에 의해 압밀도 80%~90%일 때 발생한 침하량과 수평변위량 관계를 Tavenas et al.(1989)이 제안한 방법대로 도시한 결과  $\delta_m = 0.15s$  관계식을 얻었다. 이는 Tavenas et al.(1979)이 제안한  $\delta_m = (0.18 \pm 0.09)s$ 의 성토초기단계와 유사하나 Tavenas et al.(1979)의 경우 무처리지반 상에 성토시 침하량과 수평변위량관계를 제안한 것이고 본 연구에서는 연직배수공법이 적용된 현장에서의 계측결과를 고찰한 결과로서 성토 시에도 간극수의 배출에 의해 수평변위량이 무처리지반 보다 작게 발생하기 때문으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 연약지반 상 성토 시 성토하중에 의한 수평변위량은 전체 침하량의 15%가 발생하였다는 것을 고찰하였다.
- 4) 성토하중과 연약지반의 비배수전단강도관계에서 성토하중에 의해 지지력이 부족하면 변위가 발생하게 된다. 본 연구에서 성토하중과 비배수전단강도관계를 도시한 결과 지반개량 초기강도의 경우에는  $p_y = 3.0c$  이하인 경우 수평변위량이

50mm 이하로 나타났으며,  $p_u = 5.14c$  이상인 경우는 수평변위량이 100mm 이상으로 나타났고,  $p_y = 3.0c \sim 5.14c$  범위에서는 50mm 이하에서부터 100mm 이상까지도 나타났다. 그리고 지반개량 후에 증가된 강도에서는 대체로  $p_y = 3.0c$  이하로 전단변형이 발생하지 않는 안전한 상태가 되며, 수평변위량이 100mm 이상 중에서 변위량이 아주 큰 경우는 전단파괴는 되지 않으나 전단변형이 되는  $p = 3.0c \sim 5.14c$  범위에 있었다. 그러므로 지반개량에 따라 한계성토고를 결정하여 단계 성토한다면 측방유동을 방지할 수 있다고 본다.

5) 성토하중과 안정수의 관계에서 안정수  $N_s$ 는 연약지반의 비배수전단강도에 대한 성토하중의 비로서  $N_s \geq 3.0$  이면 전단변형이 발생하고  $N_s \geq 5.14$  이면 전단파괴가 발생한다고 하였다. 그래서 비배수전단강도와 안정수의 관계를 수평변위량을 고려해서 도시한 결과 안정수  $N_s$ 가 3.0 이하인 경우 수평변위량은 50mm 이하로 나타났으며 안정수  $N_s$ 가 5.14이상인 경우 수평변위량은 100mm 이상으로 나타났고,  $N_s = 3.0 \sim 5.14$  범위에서는 수평변위량이 50mm 이하에서부터 100mm 이상까지 나타났다. 지반개량 후 증가된 강도로 도시한 결과 수평변위량이 100mm 이상인 것 중에서도 아주 큰 것은 전단변형기준인  $N_s = 3.0$  이상으로서 전단파괴는 되지 않으나 전단변형은 일어나는 것을 알 수 있었으며, 100mm 이하는 대부분  $N_s = 3.0$ 이하가 되어 안전한 상태가 되었다.

둘째, 사면안전율과의 관계는 다음과 같다.

1) 사면안전율과 측방유동지수와 상관을 알기 위해 도시한 결과 지반개량 전 초기강도의 경우 사면안전율  $F_s$ 가 1.4 이상이고 측방유동지수가  $FI = 4 \times 10^{-2} m^{-1}$  이상이면 수평변위량이 50mm 이하로 나타났으므로 안전하다고 판단되며 사면안전율  $F_s$ 가 1.2 이하이고 측방유동지수가  $FI = 4 \times 10^{-2} m^{-1}$  이하이면 수평변위량이 100mm 이상으로서 나타나서 불안전하다고 판단된다. 그리고 불안정한 상태에서 100mm 이상인 경우는 지반개량 후 증가된 강도에 의해서도  $F_s = 1.2$

이상과  $FI=4 \times 10^{-2} m^{-1}$  이상이 안 되므로 상관관계를 해석하기 곤란하므로 기타 방법과 같이 검토한다면 안전과 불안전을 좀 더 정확하게 구분 관리 할 수 있을 것으로 판단된다.

2) 사면안전율과 안정수의 관계에서 전단변형기준인 안정수  $N_s$ 가 3.0이하인 경우 수평변위량은 50mm 이하로 나타났으며, 이때 사면안전율  $F_s = 1.4$  이상이 되고 전단파괴기준  $N_s = 5.14$  이상부터는 수평변위량이 100mm 이상 사면안전율  $F_s$ 는 1.2 이하가 된다. 그리고 지반개량 후에는 수평변위량 크기에 관계없이 안정수  $N_s$ 가 5.14 이하가 되었다. 그러므로 전단파괴는 발생하지 않으나 최대 전단변형이 일어나는 것으로 나타났다.

3) 사면안전율과 지지안전율 관계에서 수평변위량을 고려해서 도시한 결과 수평 변위량이 50mm 이하인 경우는 지지안전율  $F_b = 1.7$  이상으로 나타났고 수평 변위량이 100mm 이상인 경우는  $F_b = 1.0$  이하로 나타났으며 수평변위량이 50 ~ 100mm 사이인 경우는  $F_b = 1.0 \sim 1.7$  로 나타났다. 이를 사면안전율과 비교하면  $F_b = 1.7$  이상이고  $F_s = 1.4$  이상이면 전단변형이 없는 안전한 상태가 되고  $F_b = 1.0$  이하이고  $F_s = 1.2$  이하이면 전단파괴가 되는 기준으로 불안정한 상태가 되는 것으로 나타났다. 지반개량 후에는 수평변위량 크기에 관계없이 지지안전율이  $F_b = 1.2$  이상 모두 나타났으므로 성토 시 안전한 상태가 되려면 지지안전율  $F_b$ 을 1.0에서 1.2로 조정해야한다고 본다.



## Ⅶ. 도로성토하부 연약지반 측방유동 판정법

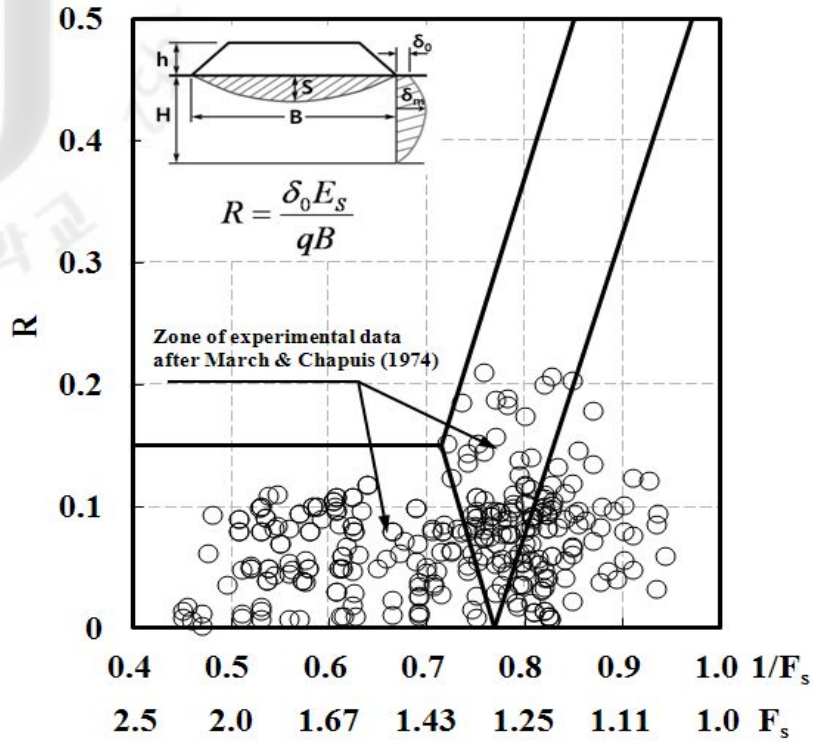
### 1. 기존 측방유동 판정법

#### 1.1 Marche & Chapuis(1974)법

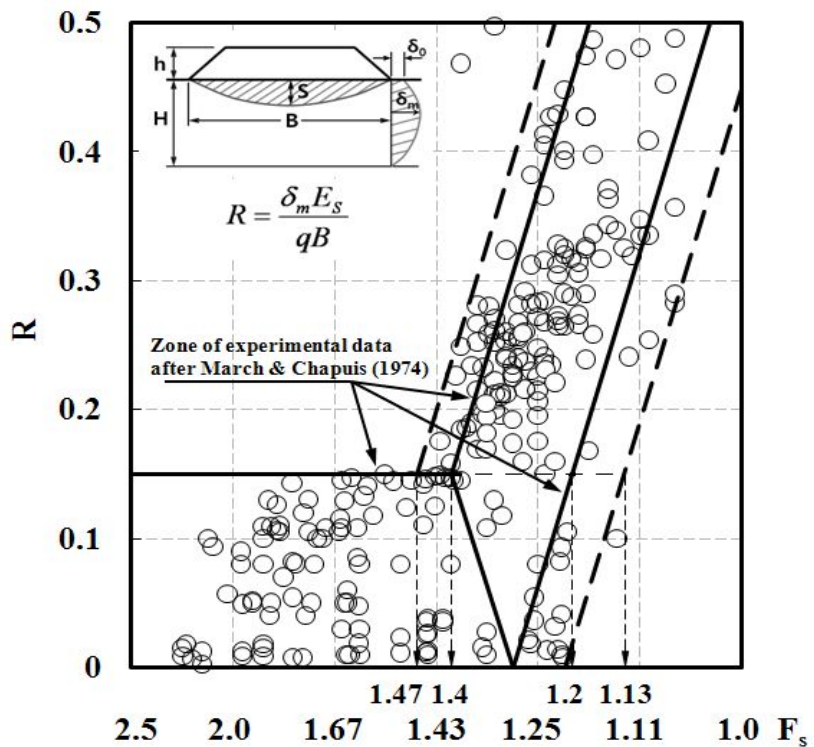
표 3.1에 정리되어있는 우리나라 13개 해안연약지반의 200개 측정점에서 측정한 지표면수평변위  $\delta_0$ 와 사면안전율의 관계를 그림으로 정리하면 그림 7.1(a)와 같다. 이 그림에서 보는 바와 같이 13개 연약지반현장에서 측정한 지표면수평변위와 사면안전율의 관계는 그림 7.1(a)에 실선으로 도시한 Marche & Chapuis(1974)의 분석결과와 상당한 차이를 보이고 있음을 알 수 있다. 즉 지표면수평변위  $\delta_0$ 를 적용하여 무차원계수 R을 산정할 경우 상당히 작게 산정되어 Marche & Chapuis(1974)의 분석결과를 우리나라 해안연약지반의 측방유동 특성 분석에 활용할 수가 없음을 알 수 있다.

이러한 결과는 Marche & Chapuis(1974)이 조사한 현장자료들은 수평배수재 등의 연약지반개량공이 적용되지 않은 무처리 연약지반을 대상으로 연약지반의 수평변위를 조사한 관계로 최대수평변위가 지표면에서 발생되었으나 본 연구대상 연약지반에서는 수평배수재를 연직배수재 상부에 포설하여 시공하였기 때문에 지표면에서의 수평변위가 상당히 구속되어 그다지 크게 발생되지 않았다. 즉 연직배수재와 수평배수재를 설치한 연약지반에서는 최대수평변위는 지표면에서 발생되지 않고 연약지반 지중에서 발생되었기 때문으로 생각된다.

한편 그림 7.1(b)는 연약지반의 지표면수평변위  $\delta_0$  대신 지중최대수평변위  $\delta_m$ 을 적용하여 무차원계수 R을 산정하여 사면안전율과의 관계를 조사한 결과이다. 이 그림에서 보는 바와 같이 연직배수재를 설치한 연약지반에서 측정한 지중최대수평변위와 사면안전율의 관계는 Marche & Chapuis(1974)이 제시한 분석결과와 약간



(a) 지표면수평변위를 적용한 경우



(b) 지중최대수평변위를 적용한 경우

그림 7.1 사면안전을( $F_s$ )과 무차원계수( $R$ )의 관계

상이하기는 하지만 전반적인 경향은 일치하고 있음을 알 수 있다.

따라서 연직배수재를 설치한 연약지반에서 무차원계수 R과 사면안전율의 관계를 조사할 경우는 연약지반의 지표면수평변위량  $\delta_0$ 보다는 지중최대변위량  $\delta_m$ 을 적용하는 것이 바람직하다고 할 수 있을 것이다.

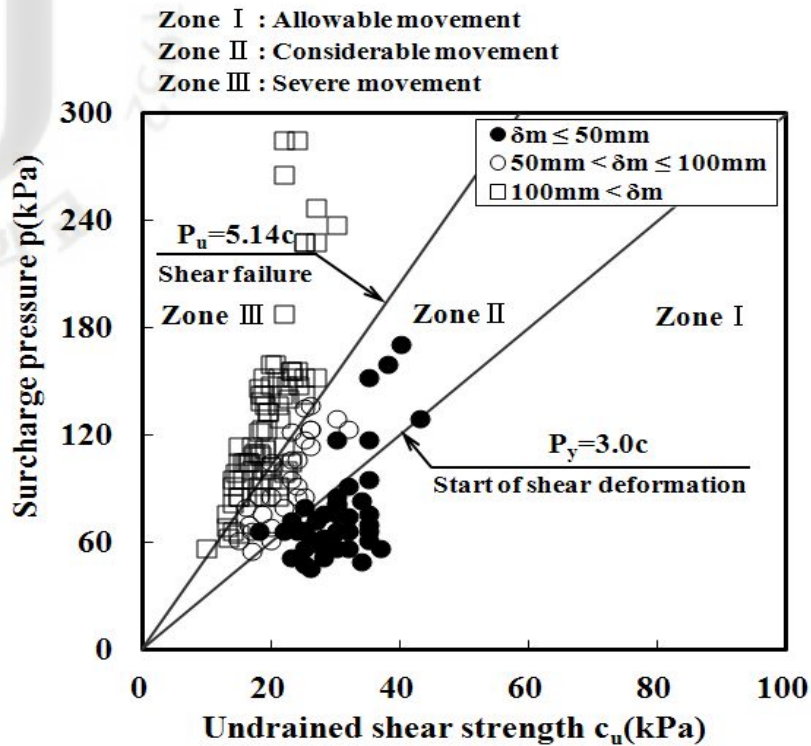
Marche & Chapuis(1974)의 조사에서는 그림 2.6에서 보는 바와 같이 성토규모 (H/B)가 0.14에서 1.15 사이였으나 본 연구에서는 표 3.1에서 보는 바와 같이 이 보다 좁은 0.21에서 0.53 사이에 해당하여 더 좁은 범위 임에도 불구하고 계측결과와 분포 폭은 그림 7.1(b)에서 보는 바와 같이 더 크게 나타났다.

또한 Marche & Chapuis(1974)의 조사에서는 그림 2.6에서 보는 바와 같이 성토규모 H/B가 작은 경우는 사면안전율이 1.2이하이면 R 값이 0.15이상으로 크게 되어 수평변위량이 크게 발생되었음을 보여 주고 있으며 성토규모가 큰 경우는 사면안전율이 1.4이하일 때 수평변위량이 크게 발생되었음을 보여주었다. 그러나 본 연구에서는 그림 7.1(b)에서 보는 바와 같이 성토규모 H/B가 작은 경우는 사면안전율이 1.13이하일 때 수평변위량이 크게 발생되었으며 성토규모가 큰 경우는 사면안전율이 1.47이하일 때 수평변위량이 크게 발생되었음을 알 수 있다. 따라서 Marche & Chapuis(1974)법은 연직배수공법이 적용된 연약지반상에 도로성토 시에도 측방유동판정에 적용하기가 충분하지 못하다.

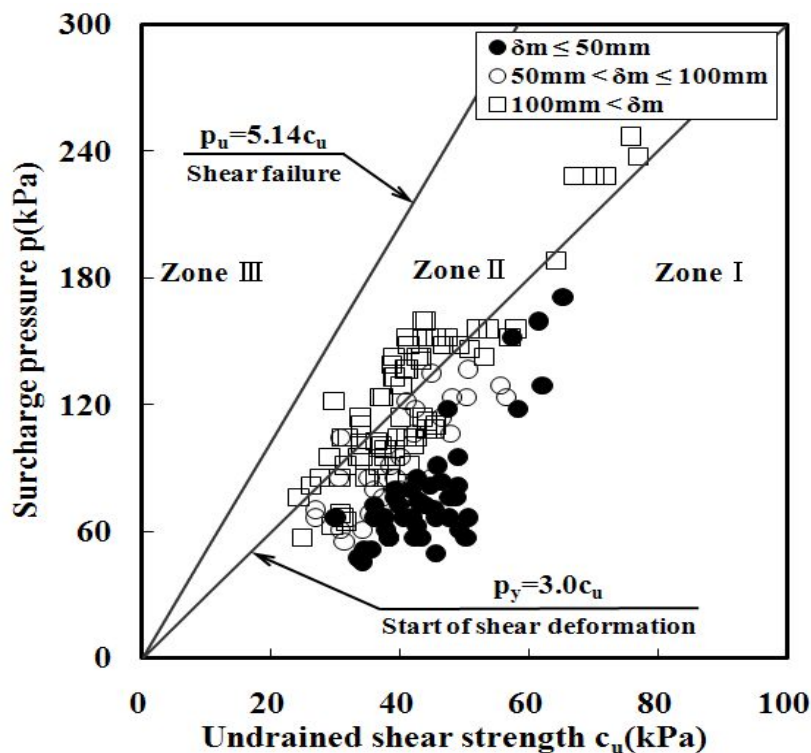
## 1.2 Tschebotarioff(1973)법

그림 7.2(a)는 연직배수재가 설치된 13개 연약지반현장에서 측정한 지반개량전 연약지반의 비배수전단강도와 성토압과의 관계를 도시한 결과이다. 이 그림 속에는 연직배수재가 설치된 현장에서 계측한 지중최대수평변위량을 50mm와 100mm를 기준으로 세 그룹으로 구분하여 도시하였다.

그림 7.2(a)에서 볼 수 있는 바와 같이 최대수평변위가 50mm이하로 발생된 대부분의 경우는 성토압 p가 연약지반의 비배수전단강도의 3배 이하로 나타났으며 최대수평변위가 100mm이상으로 발생된 경우는 성토압 p가 연약지반의 비배수전단강도의 5.14배 이상으로 나타났다. 또한 최대수평변위가 50mm에서 100mm 사이로



(a) 초기비배수전단강도와의 관계



(b) 증가된 비배수전단강도와의 관계

그림 7.2 비배수전단강도와 성토압의 관계

발생된 경우는 성토압  $p$ 가 연약지반의 비배수전단강도의 3배에서 5.14배 사이로 나타났다.

Tschebotarioff(1973)는 그림 2.9에서 설명한 바와 같이 무처리 연약지반 상에 성토시 수평변위와는 관계없이 성토압이 연약지반 비배수전단강도의 3배 이상이 되면 전단변형이 발생하고 5.14배 이상이 되면 전단파괴가 발생된다고 하였다.

따라서 본 연구대상 연약지반에서 측정된 결과는 다음과 같이 세 구역으로 분류할 수 있을 것이다. 즉 연약지반의 최대수평변위량이 50mm 이하로 발생하면 안전한 제 I 구역으로 구분하며 이 구역에서는 전단변형이 발생하지 않으므로 측방유동이 발생할 우려가 없다고 판단된다. 반면에 연약지반의 최대수평변위량이 100mm 이상으로 크게 발생하면 제 III구역으로 구분하며 이 구역에서는 전단파괴가 발생한 후에도 수평변위가 계속 발생하므로 측방유동이 발생할 가능성이 크다고 판단된다. 이 구역에서는 즉각 대책을 강구한 후 성토를 계속 실시함이 바람직하다고 판단된다. 마지막으로 연약지반의 최대수평변위가 대체로 50mm 이상에서 100mm 이하까지 다양하게 나타나는 경우는 제 II구역으로 구분한다. 이 구역에서는 시공 시 계속 관리를 통한 안정관리가 필요하다고 판단된다.

한편 그림 7.2(a)에는 성토압이 비배수전단강도의 5.14배가 넘는 제 III구역으로 분류되는 자료도 상당수 도시되어있어 전단파괴가 발생할 것이 예측된 현장도 많았으나 연직배수공법이 적용되어 도로성토 시공전이나 시공중에도 계속 연약지반의 압밀이 진행되어 비배수전단강도가 증대된 관계로 전단파괴가 발생됨이 없이 성토시공을 완료할 수 있었다. 이는 연약지반개량으로 증가된 비배수전단강도와 성토압의 관계를 나타낸 그림 7.2(b)에서 보는 바와 같이 전단변형의 제 II구역과 전단파괴의 제 III구역에 속할 것으로 예측되었던 경우가 대부분 안전한 제 I 구역 쪽으로 이동되어 있는 것으로 확인할 수 있다.

이상에서 검토한 바와 같이 Tschebotarioff(1973)법은 무처리 연약지반상에 도로성토시 수평변위량과는 관계없는 성토압과 비배수전단강도와 관계로 전단변형시점과 전단파괴시점을 제안하였으나, 연직배수공법이 적용된 연약지반상의 도로성토시 수평변위량을 고려한 판정법과는 차이가 있으므로 연약지반의 수평변위량을 함께 고려하여 측방유동을 판정함이 바람직하다. 또한 측방유동을 방지하려면 전단파괴기준인  $p=5.14c$ 보다 작을 때 판정해서 대책을 강구해야 하므로 정량적인

판정법으로 적용상 문제가 있다고 판단된다.

### 1.3 기존 측방유동 판정법의 문제점

앞의 두 절에서 검토한 바와 같이 우리나라 연약지반, 특히 연직배수재가 설치된 연약지반에서 측방유동발생여부 판단하는데 Marche & Capuis(1974)법과 Tschebotarioff(1973)법을 활용하기에는 부족한 점이 있다.

먼저 Marche & Capuis(1974)법은 연약지반개량을 위하여 각종 연직배수재 및 수평배수재를 설치한 우리나라 연약지반위치에서는 지표면 수평변위량을 적용할 경우 적절한 측방유동판정이 불가능하였다. 그러나 연약지반개량 목적의 각종 배수재가 설치된 연약지반에서는 최대수평변위량이 지표면에서 발생되지 않고 지중에서 발생하는 점을 감안하여 지표면 수평변위량 대신 지중최대수평변위량을 적용하면 Marche & Capuis(1974)의 연구결과와 어느 정도 유사한 경향이 나타났다. 그러나 성토규모에 따른 기준사면안전율이 1.13에서 1.47로 넓게 나타났다. 이 결과는 Marche & Capuis(1974)가 제시한 기준사면안전율 1.2에서 1.4 사이보다 너무 넓게 나타나서 Marche & Capuis(1974)의 제안 값을 우리나라 연약지반의 측방유동판단에 그대로 적용하기가 적합하지 못한 것으로 생각된다.

한편, Tschebotarioff(1973)법은 연약지반의 수평변위량에 대한 정보 없이 비배수 전단강도와 성토압 만으로 측방유동을 판정하고 있어 충분한 측방유동을 판정할 수 없다고 생각된다. 물론 연약지반의 비배수전단강도와 성토압은 연약지반의 측방유동에 매우 큰 영향을 미치는 요소임에는 틀림이 없으나 이들 요소만으로는 충분하다고 할 수가 없다. 연약지반의 측방유동현상에는 이들 요소 이외에도 수평변위량, 성토폭 및 연약지반의 지반변형계수도 영향을 미치는 것을 제 V장에서 확인할 수 있었다. 따라서 이들 요소를 고려한 측방유동 판정법이 필요하다고 생각된다.

## 2. 새로운 연약지반의 측방유동 예측법

### 2.1 새로운 측방유동 판정법의 기본개념

본 연구에서는 앞 절에서 검토한 기존 측방유동 판정법의 부족한 점을 개선시킨 새로운 판정법을 확립 제안하고자 한다. 이 새로운 측방유동 판정법에서는 연약지반의 비배수전단강도와 성토압을 함께 고려할 수 있고 연약지반의 지중최대수평변위량과 연계할 수 있는 기준을 모색하고자 한다.

먼저, Tschebotarioff(1974)가 제안한 비배수전단강도와 성토압의 관계를 함께 고려할 수 있는 방법으로는 두 가지를 생각할 수 있다. 하나는 안정수( $N_s$ )이고 또 다른 하나는 지지안전율( $F_b$ )이다. 즉 안전수  $N_s$ 는 연약지반 비배수전단강도  $c_u$ 에 대한 성토압  $p(=\gamma h)$ 의 비로 산정되므로 비배수전단강도와 성토압을 동시에 고려한 지수가 될 수 있을 것이다. 또한 지지안전율( $F_b$ )은 성토압  $p(=\gamma h)$ 에 대한 연약지반의 극한지지력( $q_u$ )의 비로 산정된다. 연약점토의 극한지지력  $q_u$ 는 Terzaghi의 지지력 공식에서 5.14c로 산정되므로 비배수전단강도를 고려할 수 있게 된다. 결국 지지안전율도 성토압과 비배수전단강도를 동시에 고려한 지수가 될 수 있을 것이다.

또한 이들 두 지수를 각각 연약지반의 수평변위와 연계시키기 위해 Marche & Capuis(1974)가 도입한 무차원 계수  $R(=\frac{\delta_m E_s}{qB})$ 을 도입할 수 있다. 다만  $R$ 값을 지표면수평변위  $\delta_o$ 가 아닌 지중최대수평변위  $\delta_m$ 의 값으로 산정하여 활용한다.

따라서 안정수와  $R$ 의 관계 및 지지안전율과  $R$ 의 관계로 측방유동 여부를 판정하는 것이 보다 합리적일 것으로 생각된다. 더욱이  $R$ 값은 연약지반의 최대수평변위 이외에도 성토폭  $B$ , 지반계수  $E_s$ , 성토압  $p$ 로부터 산정되므로 이들 요소의 영향도 고려할 수 있는 장점도 있다고 할 수 있다.

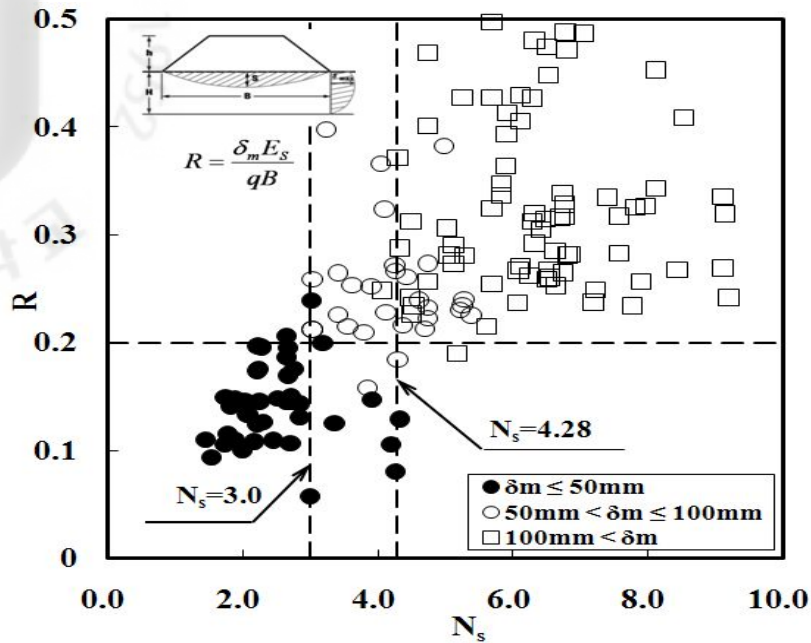
## 2.2 안정수에 의한 예측법

그림 7.3(a)은 안전수( $N_s$ )와 무차원계수(R)와의 관계를 연직배수공법이 적용된 현장에서의 지중최대수평변위량  $\delta_m$ 을 적용해서 나타낸 그림이다. 안정수( $N_s$ )는 연약지반 비배수전단강도에 대한 성토하중의 비  $\gamma h/c$ 로 산정되며 무차원계수(R)은 최대수평변위량을 적용하여  $\delta_m E_s/qB$ 로 산정된다. 그림 7.3(a)는 연약지반의 초기 비배수전단강도를 적용하여 안정수를 산정한 결과이며 그림 7.3(b)는 증가된 비배수전단강도를 적용하여 안정수를 산정하여 정리한 결과이다.

연약지반의 초기비배수전단강도 상태에서는 그림 7.3(a)에서 보는 바와 같이 안정수( $N_s$ )가 3.0 이하이면 R값은 0.2 이하이며 최대수평변위량이 50mm 이하로 나타났으므로 전단변형이 없는 안전한 상태라고 할 수 있다. 그러나 안정수( $N_s$ )가 4.28 이상이면 R값이 0.2 이상이며 최대수평변위량이 대부분 100mm 이상으로 나타났다. 여기서 안정수 4.28은 전단파괴가 발생될 안정수로 Tschebotarioff(1973)가 제시한 5.14에 20%의 안전율을 적용하여 감소시킨 값에 해당한다. 이 경우에는 전단파괴 이후까지도 수평변위가 계속 발생하는 것으로 나타나 측방유동발생 가능성이 크다고 할 수 있다. 그리고 안정수가 3.0에서 4.28사이인 경우는 최대수평변위량이 100mm 이내로 다양하게 나타났다. 이 경우에는 시공단계에서 계측관리를 통한 안정관리가 필요하다고 할 수 있을 것이다.

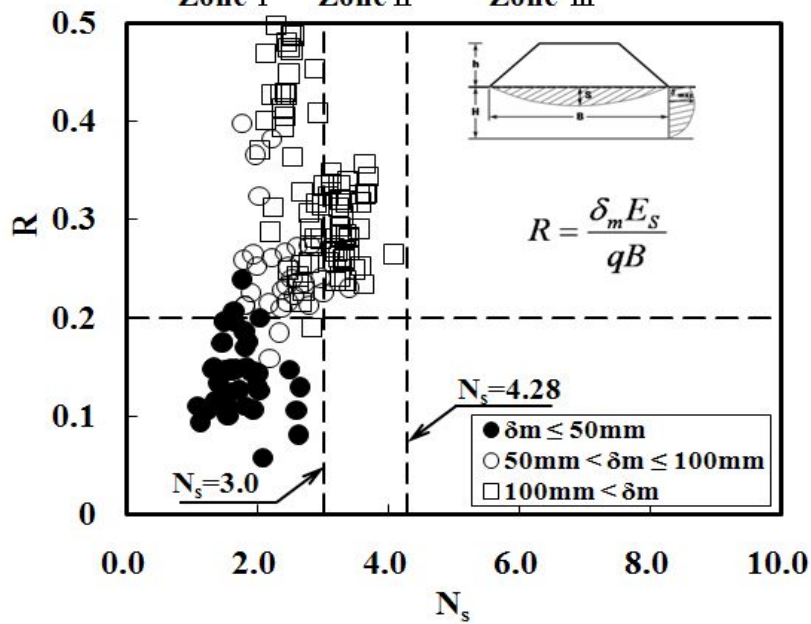
한편 그림 7.3(b)는 연약지반개량 후 증가된 비배수전단강도를 적용하여 산정된 안정수( $N_s$ )와 무차원계수(R)와의 관계를 나타낸 그림이다. 이 그림에 의하면 지반개량 전에 R값이 0.2 이하이거나 최대수평변위가 50mm 이하 이면서도 안정수가 3.0 이상 이었던 몇몇 경우도 지반개량 후에는 안정수가 모두 3.0이하로 안정된 상태가 되었음을 보이고 있다. 또한 그림 7.3(b)에서는 최대수평변위가 50mm 이상인 경우는 안정수가 모두 4.28 이하가 되었음도 보여주고 있다.





(a) 초기비배수전단강도와의 관계

Zone I :  $N_s \leq 3.0$  Safe for Lateral flow  
 Zone II :  $3.0 < N_s \leq 4.28$  Considerable Lateral flow  
 Zone III :  $N_s > 4.28$  Severe Lateral flow



(b) 증가된 비배수전단강도와의 관계

그림 7.3 안정수( $N_s$ )에 의한 무차원계수(R)의 관계

이상의 결과로부터 연직배수재를 설치한 연약지반에 측방유동이 발생할 것인가 여부를 예측할 수 있는 방법은 다음과 같이 정리할 수 있다. 먼저 초기비배수전단강도를 적용하여 산정된 안정수가 3.0이하이면 제 I 구역으로 분류할 수 있다. 이 구역에서는 연약지반 내에 전단변형이 없는 안전한 성토시공이 가능할 것이라고 예측할 수 있다. 그러나 안정수가 4.28이상으로 산정되는 제 III 구역으로 분류되면 연약지반에 전단변형의 발생은 물론이고 전단파괴의 가능성까지도 예측되므로 연약지반개량공법을 도입하여야 하며 지반개량 후 예상되는 비배수전단강도를 적용하여 산정된 안정수가 4.28이하가 되는지 여부를 확인할 필요가 있다. 또한 안정수가 3에서 4.28사이로 산정되어 제 II 구역으로 분류되면 연약지반에 전단변형이 발생할 것이 예상되므로 현장계측관리를 통하여 지속적으로 관찰 하면서 성토를 실시할 필요가 있다고 판단함이 합리적일 것이다.

따라서 본 연구에서는 안정수를 이용한 정량적인 측방유동 예측법을 다음과 같이 제안하고자 한다.

Zone I :  $N_s \leq 3.0$  Safe for lateral flow

Zone II :  $3.0 < N_s \leq 4.28$  Considerable lateral flow

Zone III :  $N_s > 4.28$  Severe lateral flow

### 2.3 지지안전율에 의한 예측법

그림 7.4는 지지안전율  $F_b$ 와 무차원계수 R의 관계를 수평변위량을 고려해서 나타낸 그림이다. 여기서 지지안전율  $F_b$ 은 성토압에 대한 연약지반의 지지력을 의미한다. 즉 이 지지안전율  $F_b$ 은 성토압  $p$ 에 대한 연약지반의 극한지지력  $q_u$ 의 비로서  $F_b = q_u/p$ 로 구할 수 있다. 연약지반의 극한지지력  $q_u$ 는 Terzaghi의 극한지지력 공식에 의하면  $q_u = 5.14c$ 로 산정될 수 있다.

전단변형기준과 전단파괴기준에 해당하는 성토압  $p = 3.0c$ 와  $p = 5.14c$ 를 연약지반의 극한지지력  $q_u$ 에 대한 지지안전율로 나타내면 전단변형시 지지안전율은  $F_b = 5.14c/3.0c = 1.7$ 이 되며 전단파괴 시 지지안전율은  $F_b = 5.14c/5.14c = 1.0$ 이 된다. 그러나 실제 시공 시에는 전단파괴가 발생하지 않게 시공을 실시하기 위해서는

20%의 여유율을 두어 전단파괴 시 지지안전율을 1.0에서 1.2로 증가시킴이 바람직하다.

그림 7.4(a)를 살펴보면 연약지반의 최대수평변위량이 50mm 이하이면 R값이 0.2 이하가 되고 전단변형이 발생하지 않으므로 이때 지지안전율  $F_b$ 는 1.2 이상이 되고 연약지반의 최대수평변위량이 100mm이상인 경우는 대부분 R값이 0.2 이상이 되고 지지안전율  $F_b$ 가 1.2이하로 나타났다. 한편 최대수평변위가 50~100mm 사이의 경우는 전단변형이 발생하는 것으로서 지지안전율이 1.2에서 1.7 사이로 나타났다.

한편 연약지반개량 후에는 그림 7.4(b)에 나타난 바와 같이 최대수평변위가 50mm 이상으로 발생한 대부분의 경우도 지지안전율이 1.2 이상으로 나타났고 최대수평변위가 50mm 이하로 발생한 경우는 지지안전율이 1.7 이상으로 크게 증가 되었다.

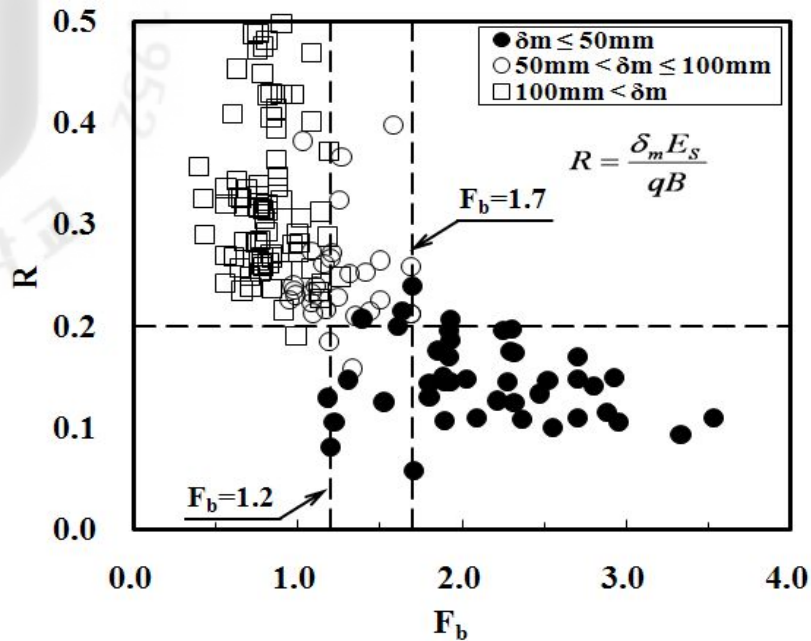
이를 정리하면 그림 7.4(b)에 도시된 바와 같이 성토압에 대한 연약지반의 지지안전율이 1.7 이상이면 제 I 구역으로 분류할 수 있으며 이 구역에서는 연약지반 내에 전단변형이 없는 안전한 성토시공이 가능할 것이라고 예측할 수 있다. 그러나 지지안전율이 1.2 이하로 산정되는 제 III 구역으로 분류되면 연약지반에 전단파괴의 가능성이 예측되므로 연약지반개량공법을 도입하여야 하며 지반개량 후 예상되는 비배수전단강도를 적용하여 산정된 지지안전율이 1.2 이상이 되는지 여부를 확인할 필요가 있다. 또한 지지안전율이 1.2에서 1.7 사이로 산정되어 제 II 구역으로 분류되면 연약지반에 전단변형이 발생할 것이 예상되므로 현장계측관리를 통하여 관찰을 지속적으로 실시하면서 성토를 실시할 필요가 있다고 판단함이 합리적일 것이다.

따라서 본 연구에서 안정수( $N_s$ )에 이어 두 번째로 측방유동 예측법을 다음과 같이 정량적인 방법으로 제시하고자 한다.

Zone I :  $F_b > 1.7$  Safe for lateral flow

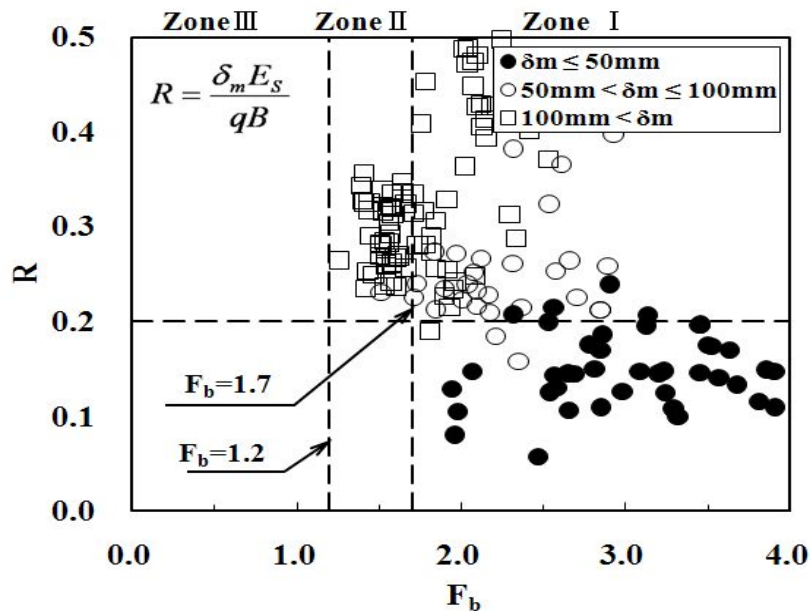
Zone II :  $1.2 < F_b \leq 1.7$  Considerable lateral flow

Zone III :  $F_b > 1.2$  Severe lateral flow



(a) 초기비배수전단강도와의 관계

Zone I :  $F_b > 1.7$  Safe for Lateral flow  
 Zone II :  $1.2 < F_b \leq 1.7$  Considerable Lateral flow  
 Zone III :  $F_b \leq 1.2$  Severe Lateral flow



(b) 증가된 비배수전단강도와의 관계

그림 7.4 지지안전율( $F_b$ )과 무차원계수( $R$ )의 관계

### 3. 요약

도로성토가 시공된 우리나라 서해안지역과 남해안지역 연약지반에서 계측관리가 실시된 13개 현장 200개 측정의 현장계측자료를 수집 분석하여 연직배수재가 설치된 연약지반의 수평변위량을 조사한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 연직배수재를 설치한 연약지반에서 Marche & Chauis(1974)가 제시한 수평변위와 사면안전율 사이의 관계를 검토하려면 지표면수평변위 대신 지중최대수평변위를 적용해야 한다. 계측된 지중최대수평변위를 적용한 경우의 사면안전율과의 관계는 Marche & Chauis(1974)가 제시한 분석결과와 전반적으로 잘 일치한다.
- 2) 연직배수재가 설치된 연약지반에서 도로성토로 인한 연약지반의 측방유동이 발생되지 않게 하려면 소요사면안전율을 성토규모가 작은 경우는 1.13 이상으로, 성토규모가 큰 경우는 1.47 이상으로 해야 한다.
- 3) 연약지반에 발생한 최대수평변위량이 50mm 이하이면 안전한 현장으로 구분하여 이 현장에서는 전단변형이 발생하지 않으므로 측방유동이 발생할 우려가 없다고 판단된다. 반면에 연약지반의 최대수평변위량이 100mm 이상으로 크게 발생하는 현장에서는 전단파괴가 발생한 후에도 수평변위가 계속 발생하므로 측방유동이 발생할 가능성이 크다고 판단된다. 이 구역에서는 즉각 대책을 강구한 후 성토를 계속함이 바람직하다고 판단된다. 마지막으로 연약지반의 최대 수평변위가 대체로 50mm 이상에서 100mm 이하까지 다양하게 나타나는 현장에서는 시공시 계측관리를 통한 안정관리가 필요하다고 판단된다.
- 4) 한편 Tschbotarioff(1973)는 수평변위량과는 관계없이 성토압과 연약지반의 비배수전단강도와의 관계로부터 성토압이 비배수전단강도의 3배가 되면 전단변형이 시작하고 5.14배가 되면 전단파괴가 된다고 하였다. 이를 연직배수재가 설치된 연약지반에 적용하여 수평변위를 고려하여 연구고찰한 결과 상기 3)과

같이 수평변위량별로 구분할 수 있으나, 수평변위량을 고려하지 않고 성토압과 비배수전단강도만으로 측방유동을 판정하기는 부족하다고 판단된다.

5) 따라서 Tschebotarioff(1973)의 성토압과 비배수전단강도를 이용한 안정수( $N_s$ )와 지지안전율( $F_b$ )과 Marche & Chapuis(1974)의 수평변위량(지중최대수평변위량  $\delta_m$ ), 성토폭 B, 지반계수  $E_s$ , 성토압 p로부터 산정된 무차원계수 R과의 관계로부터 연구한 결과 측방유동판정이 실무적용에 충족한다고 판단하여 다음과 같이 새로운 측방유동 예측법을 제시하였다.

첫째, 안정수  $N_s$ 의 경우

연직배수재를 설치한 연약지반에서 안정수가 3.0 이하이면 안전한 성토시공이 가능하며 4.28 이상이면 연약지반에 전단변형의 발생은 물론이고 전단파괴의 가능성까지도 예측된다. 또한 안정수가 3에서 4.28 사이로 산정되면 연약지반에 전단변형이 발생될 것이 예상된다.

둘째, 지지안전율  $F_b$ 의 경우

성토압에 대한 연약지반의 지지안전율이 1.7이상이면 안전한 성토시공이 가능하며 1.2 이하이면 연약지반에 전단파괴의 가능성이 예측된다. 또한 지지안전율이 1.2에서 1.7 사이로 산정되며 연약지반에 전단변형이 발생될 것이 예상된다.

## VIII 결론 및 요약

일반적으로 연약지반 상에 택지개발, 산업단지 등을 조성하기 위해 매립 및 도로성토 등을 축조하게 된다. 이 경우 대부분의 연약지반에서 지반개량이 요구된다. 그리고 시공에 앞서 설계단계에서 지반조사 등을 통해 연약지반의 측방유동으로 인한 피해가 발생할 것인지에 대해 정확한 예측이 필요하게 된다.

1. 제 I 장 서론에서는 연약지반상에 성토시 측방유동으로 인한 인접구조물, 지하매설물 등의 변형으로 인하여 피해가 발생되고 있다는 것을 파악하였다. 또한 Franx & Boonstra(1948) 및 Peck(1959) 이후 현재까지 측방유동에 관한 연구배경을 조사하였고, 도로성토에 의한 연약지반 측방유동에 미치는 영향요인과 영향인자별 개량원리에 따라 대책공법을 검토하였다. 연약지반 도로성토시 안전하고 경제적인 방법을 강구하기 위해서 설계시공 지침의 근거를 마련하기 위해 정량적인 측방유동판정법을 제시함이 본 연구의 궁극적인 목표임을 밝혔다.
2. 제 II 장에서는 제 I 장에서 설명한 연구배경 및 연구목적에 바탕으로 연약지반의 측방유동에 관한 기존연구를 정리하였다. 연약지반상 성토시 성토단계와 성토완료 후단계로 구분하여 연약지반의 침하와 수평변위관계로부터 연약지반의 변형거동을 검토하였다. 지반개량법이 개발되기 전인 무처리 연약지반상에 성토시 지표면 수평변위량을 고려해서 측방유동을 판정하는 기존의 판정법인 Marche & Chapuis (1974)법, Oteo(1977)법과 연경도지수를 고려해서 판정하는 방법과 Franx(1977)법, 비배수전단강도와 성토하중과의 상관성을 고려하는 Tschebotarioff (1973)법을 검토하였다. 그 밖에 기타 교대의 측방이동판정법과 측방유동대책공법 등을 검토하였다. 아울러 연약지반 측방유동의 영향을 받는 구조물인 교대, 호안구조물, 매설관 등의 구조물이 지반과의 상호 거동에 대해 기존연구를 고찰하였다.
3. 제 III 장에서는 우리나라 해안지역 등인 동남해안지역과 서남해안지역, 서해안지역

연약지반에서 연직배수공법이 적용된 13개지구 연약지반현장의 계측지점 200개소와 Preloading공법이 적용된 1개지구 연약지반현장의 7개소 계측지점을 포함해서 총 207개소 계측지점에 대해 연약지반의 물리적, 역학적 특성과 연약지반개량공법 및 설계하중, 성토규모, 계측자료 등을 조사하였다.

4. 제 IV장에서는 제 III장에서 연직배수공법이 적용된 연약지반 13개현장의 계측자료를 바탕으로 연약지반상에 도로성토시 성토하부 연약지반의 전단강도와 지반변형특성을 다음과 같이 연구고찰하였다.

1) 침하량에 대한 수평변위증분의 비는 성토초기단계에서는 20%정도로 Tavenas et al.(1979)가 제시한 값과 잘 일치하였으나 성토완료단계에서는 Tavenas et al. (1979)가 제시한 값의 절반 정도인 50%밖에 나타나지 않았다. 그리고 성토완료 후에는 1%에서 9% 사이로 아주 작게 발생되어 Tavenas et al.(1979)가 제시한 값과 상당한 차이를 보였다.

2) 도로성토시공을 안전하게 실시하기 위해서는 성토하중이 초기비배수전단강도의 5.14배가 넘지 않도록 하여야 하며 증가된 비배수전단강도의 3.0배 이하가 되도록 설계하여야 한다.

3) 초기비배수전단강도 상태에서 설계성토고가 모든 현장에서 항복성토고보다 높은 상태였으므로 연약지반 속에 전단변형이 발생할 것이 예상되었다. 그러나 강도가 증가된 후에는 모든 현장에서 설계성토고가 항복성토고보다 낮게 되어 안전한 성토시공이 가능하였던 것으로 판단된다.

4) 한계성토고에 대한 설계성토고의 비가 1.0이하이고 0.7 사이인 현장의 연약지반 속에서는 전단변형이 발생할 것이 예상되었고 1.0이상인 현장에서는 전단파괴가 예상되었다. 그러나 강도가 증가된 후에는 모든 현장에서 설계성토고가 한계성토고보다 낮게 되어 전단파괴가 발생한 현장은 없었던 것으로 판단된다.



5. 제 V장에서는 연약지반상에 성토시 측방유동은 수평변위량의 크기와 관계가 있다. 수평변위량 발생에 영향을 미치는 주요요소는 성토규모(H/B), 연약지반의 규모(H), 연약지반의 비배수전단강도( $c_u$ ), 연약지반의 지반계수( $E_s$ ), 연약지반의 안정수( $N_s$ ), 연약지반의 지지안전율( $F_b$ ), 연약지반의 성토속도( $v$ ) 등을 들 수 있으므로 이들의 영향요인과 수평변위량을 고려하여 다음과 같이 연구고찰하였다.

1) 연약층의 두께 H와 도로성토저면폭 B가 클수록 연약지반 속의 수평변위는 크게 발생한다. 특히 연약지반이 두꺼우면 성토규모 H/B도 자연히 커지므로 수평변위량은 크게 발생한다.

2) 연약지반의 두께와 비배수전단강도, 지반계수 및 안정수는 연약지반의 측방유동에 영향을 미치는 중요한 요소이다. 즉 연약지반의 비배수전단강도와 지반계수가 작을수록 그리고 안정수가 클수록 연약지반의 최대수평변위량은 크게 발생한다.

3) 도로성토로 인하여 연약지반 속에 전단변형이 발생하는지 여부를 판단할 수 있는 허용수평변위량의 기준은 50mm로 정하는 것이 바람직하며 연약지반에 전단파괴가 발생됨이 없이 도로성토를 실시할 수 있는 연약지반의 수평변위량 기준은 100mm로 정하는 것이 바람직할 것이다.

4) 도로성토속도는 연약지반의 측방유동에 영향을 미치는 가장 중요한 요소 중에 하나이다. 연약지반에 전단변형이 발생됨이 없이 도로성토를 실시하여 연약지반 속에 발생하는 측방변형량을 제안치 50mm 이내로 관리하고자 한다면 성토속도를 0.1m/day이하로 정하여 성토시공을 해야 한다.

6. 제 VI장에서는 제 V장에서 측방유동에 미치는 영향요소들이 연약지반상에 성토시 상호작용에 의해 일어나는 역학적 거동을 고찰하였다.

첫째, 성토하중의 관계는 다음과 같다.

1) 성토하중과 연약지반의 침하량관계는 성토하중  $p$ 가 증가하면 침하량  $s$ 가 정성적으로 비례하는 것으로 고찰하였고 성토하중과 수평변위량의 관계에서는  $\delta_m = 1.5p + K_0$ 의 관계식을 얻어 성토하중이 증가하면 수평변위량이 선형적으로 증가하는 것을 고찰하였다.

2) 또한 성토하중에 의한 침하량과 수평변위량 관계에서  $\delta_m = 0.15s$ 의 관계식을 얻었다. 이는 Tavenas et al.(1979)가 제안한 성토초기단계 관계식인  $\delta_m = (0.18 \pm 0.09)s$ 와 유사하나 성토완료단계 관계식인  $\delta_m = (0.91 \pm 0.02)s$ 보다 훨씬 작은 것으로 나타났다. 이러한 이유는 Tavenas et al.(1979)의 경우 무처리 연약지반상에 성토시 침하량과 수평변위량 관계를 제안한 것이고 본 연구는 연직배수공법이 적용된 현장으로서 성토단계에서도 배수에 의한 압밀침하로 지반의 강도가 증가되었기 때문에 Tavenas et al.(1979)가 제안한 수평변위량 보다는 작게 발생된다고 판단된다.

둘째, 사면안전율과 관계는 다음과 같다.

1) 사면안전율과 안정수( $N_s$ ) 관계에서 안정수  $N_s$ 가 3.0 이하인 경우 수평변위량은 50mm 이하로 발생하며 이때 사면안전율  $F_s$ 는 1.4 이상이 되었고, 안전수  $N_s$ 가 5.14 이상인 경우 수평변위량은 100mm 이상으로 발생하며 사면안전율  $F_s$ 는 1.2 이하가 된 것을 알게 되었으며, 지반개량 후에는 안정수가 모두 5.14 이하가 되어 전단파괴는 발생하지 않으나 전단변형은 발생한다는 것을 고찰하였다.

2) 사면안전율과 지지안전율( $F_b$ )의 관계에서는 지지안전율이  $F_b = 1.7$ 인 경우 수평변위량은 50mm 이하이고 이때 사면안전율  $F_s$ 는 1.4 이상이 되었다. 그리고 지지안전율이  $F_b = 1.2$ 인 경우 수평변위량은 100mm 이상이고 이때 사면안전율

$F_s$ 는 1.2 이하가 되었다. 결국 측방유동을 방지하려면 수평변위량이 100mm 이하로 발생되도록 하여야 하며, 이를 위해서는 사면안전율  $F_s$ 가 1.2 이상이 되어야하고 지지안전율도  $F_b = 1.2$  이상이 되도록 해야 한다는 것을 연구하였다.

7. 제 VIII장에서는 상기 제 I 장 ~ 제 VI장까지 연구고찰한 결과로부터 국내 연약지반상에 도로성토를 하는 경우 설계단계 및 시공단계에서 측방유동을 방지하기 위하여 기존판정법과의 다른 점을 고찰하므로서 정량적인 새로운 판정법을 제시하고자 다음과 같이 연구하였다.

#### 1) 기존의 측방유동 판정법의 문제점

##### (1) Marche & Chapuis(1974)법

연약지반 개량을 위해 각종 연직배수재 및 수평배수재를 설치한 우리나라 연약지반위치에서는 지표면 수평변위를 적용할경우 측방유동 판정이 불가능하였다. 그러나 지중최대수평변위를 적용하면 Marche & Chapuis(1974)의 방법과 어느 정도 유사한 경향이 나타났다. 그리고 성토규모에 따라 기준사면안전율이 Marche & Chapuis (1974)는 1.2에서 1.4이고 본 연구의 결과에서는 1.13에서 1.47까지 넓게 나타났다. 따라서 우리나라 연약지반의 측방유동 판단에 Marche & Chapuis(1974)의 방법을 그대로 적용하기는 부적합하다고 생각된다.

##### (2) Tschebotarioff(1973)법

Tschebotarioff(1973)법은 연약지반상에 성토시 수평변위량에 대한 정보 없이 비배수전단강도와 성토압만으로 측방유동을 판정하는 것은 충분한 측방유동을 판정할 수는 없다고 생각된다. 물론 연약지반의 비배수전단강도와 성토압은 연약지반의 측방유동에 매우 큰 영향을 미치는 요소임에는 틀림이 없으나 이들 요소 이외에도 수평변위량, 성토폭 및 연약지반의 지반변형계수도 영향을 미치는 것을 제 V장에서 연구 확인하므로서 이들 요소를 고려한 판정법이 필요하다고 생각된다.

## 2) 새로운 측방유동 판정법 연구

먼저, Tschebotarioff(1974)가 제안한 비배수전단강도와 성토압의 관계를 함께 고려할 수 있는 방법으로는 두 가지를 생각할 수 있다. 하나는 안정수( $N_s$ )이고 또 다른 하나는 지지안전율( $F_b$ )이다. 즉 안전수  $N_s$ 는 연약지반 비배수전단강도  $c_u$ 에 대한 성토압  $p(=\gamma h)$ 의 비로 산정되므로 비배수전단강도와 성토압을 동시에 고려한 지수가 될 수 있을 것이다. 또한 지지안전율( $F_b$ )은 성토압  $p(=\gamma h)$ 에 대한 연약지반의 극한지지력( $q_u$ )의 비로 산정된다. 연약점토의 극한지지력  $q_u$ 는 Terzaghi의 지지력공식에서 5.14c로 산정되므로 비배수전단강도를 고려할 수 있게 된다. 결국 지지안전율도 성토압과 비배수전단강도를 동시에 고려한 지수가 될 수 있을 것이다.

또한 이들 두 지수를 각각 연약지반의 수평변위와 연계시키기 위해 Marche & Capuis(1974)가 도입한 무차원 계수  $R(=\frac{\delta_m E_s}{qB})$ 을 도입할 수 있다. 다만  $R$ 값을 지표면수평변위  $\delta_o$ 가 아닌 지중최대수평변위  $\delta_m$ 의 값으로 산정하여 활용한다.

따라서 안정수와  $R$ 의 관계 및 지지안전율과  $R$ 의 관계로 측방유동 여부를 판정하는 것이 보다 합리적일 것으로 생각된다. 더욱이  $R$ 값은 연약지반의 최대수평변위 이외에도 성토폭  $B$ , 지반계수  $E_s$ , 성토압  $p$ 로부터 산정되므로 이들 요소의 영향도 고려할 수 있는 장점도 있다고 판단되어 안정수( $N_s$ )에 의한 측방유동 예측법과 지지안전율( $F_b$ )에 의한 측방유동 예측법을 연구하여 제시하였다.

## 8. 기대효과

본 연구의 도로성토로 인한 연약지반 측방유동에 관한 판정방법은 연직배수공법을 적용한 현장과 Preloading공법을 적용한 현장을 대상으로 연구하였으나 향후 연직배수공법 및 Preloading공법과 같이 지표면에 수평배수층 PET mat 설치 및 지표면 수평변위 발생억제를 위한 기타의 재료가 설치된 경우 모든 현장에

적용될 것으로 기대된다. 특히 대단지 연약지반 개량 현장에서의 도로성토시 경제적인 공법인 연직배수공법을 적용하므로 설계 및 시공시에 적용하여 적절한 대책을 세우면 측방유동으로 인한 피해는 없을 것으로 판단된다.

## IX. 참고문헌

- 김영환(2004), 성토하부 개량된 연약지반의 측방이동에 관한연구, 중앙대학교 건설대학원 석사학위논문.
- 김재홍, 홍원표(2010), 연약지반의 측방유동으로 인하여 매설관에 작용하는 측방 토압, 한국지반환경공학회논문집, 11(9), pp.27-38.
- 김재홍(2011), 측방유동영향을 받는 해안매립 연약지반속 지하매설관에 관한 연구, 중앙대학교 대학원 박사학위논문.
- 김정훈, 이충민, 이준우, 홍원표(2011), 도로성토로 인한 측방유동에 관한 연구, 지반환경공학회논문집, 심사 중.
- 김준한, 윤형구, 최용규, 이종섭(2009), 전기비저항 콘 프로브를 이용한 해안 연약 지반의 간극률 산정, 한국지반공학회논문집, 25(2), pp.45-54.
- 김현태(1998), 스미어 존내 투수성변화와 웬저항을 고려한 연직배수공법의 압밀해석, 동국대학교대학원 박사학위논문.
- 박영목(1997), 국내 PBD재의 배수성능과 진공효과에 의한 통수능력 향상에 관한 연구, 한국지반공학회지, 제13권 2호, pp.39-53.
- 박재석(2003), 연약지반 상 성토사면의 측방이동에 관한 연구, 중앙대학교 건설대학원 석사학위논문.
- 서정주, 서동희, 정상섭, 김유석(2003), 측방유동을 받는 교대 말뚝기초의 거동분석 (I)·원심모형실험 연구, 한국지반공학회 논문집, 제19권 제1호, pp.5-19.
- 송무영, 김필규(1992), 서산간척지 연약지반의 토질역학과 물리탐사 비교연구(I), 한국지구과학회, 13(2), pp.145-155.
- 신동훈(2000), 소성변형지반속의 지중매설관에 작용하는 측방토압에 관한 연구. 중앙대학원 건설대학원 석사학위논문.
- 안종필, 홍원표(1994), 측방유동을 받는 연약지반의 변형거동에 관한 연구, 한국지반공학회지, 제10권, 제2호, pp.25-40.
- 오다영(1992), 현장계측에 의한 압밀계수 산정 및 강도증가 예측기법에 관한 연구,

중앙대학교 대학원 석사학위논문.

이광우(2006), 연약지반 측방유동 억지를 위한 토목섬유 보강 성토지지말뚝시스템의 설계법, 중앙대학교 대학원 박사학위논문.

윤성배(1999), 대형실험장치를 이용한 연직 천연섬유 드레인의 배수성능 평가에 관한 연구, 영남대학교 대학원 석사학위논문.

이승현, 이영남, 홍원표, 이광우(2001), 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중에 대한 현장시험, 한국지반공학회 논문집, 제17권, 제4호, pp.221-229.

이재호(2006), 토목섬유 보강 성토지지말뚝시스템에서의 지반아칭, 중앙대학교 대학원 박사학위논문.

이재훈, 홍성영(1995), 지반의 측방유동, 건설도서.

정하익, 진현식, 진규남, 김달용(1999), 연약지반 성토 시 전단변형에 의하여 유발된 측시침하량의 산정, 연약지반처리위원회 '99학술세미나, 한국지반공학회, pp.78-83.

정하익(1999), 연약지반의 측방유동 특성, 해안공간 개발을 위한 연약지반 처리기술, 한국건설기술연구원, pp.7-46.

조충봉(1994), 응용토질기초공학, 창우출판.

지반공학시리즈6(1997), 연약지반, 한국지반공학회, pp. 392

최승대(2000), 측방변형 점토지반속의 지중매설관에 작용하는 측방토압에 관한 연구, 중앙대학교 건설대학원 석사학위논문.

최혁(1998), 연약지반의 측방변위에 관한 거동분석, 서울시립대학교 대학원 석사학위논문.

충북대학교 지반공학연구실(1998), 장항-서천간 도로확장 및 포장공사 시행에 따른 성토의 안정성 및 대책공법에 관한 연구보고서.

한국도로공사(1996), 교대변위 억제대책에 관한 연구, 도로연구 96-46-12, 한국도로공사 도로연구소.

한국수자원공사(2003), 시화멀티테크로밸리 제 1공구 조성공사 지반조사 보고서 (제1권), pp.20-24.

한국토지공사(1996), 연약지반이 처리공법과 침하예측에 관한 연구-양산물금 연약지반 시험시공, 연구 96-7-22.

- 한국토지공사(1999), 연약지반의 압밀특성에 관한 연구Ⅱ.
- 한국토지공사(1997), 양산물금지구 시험시공연구공사 사전조사 보고서.
- 한국토지공사(1998), 지반구조물 설계·시공시의 분체점 및 대책방안 workshop, KICT 제10회 건설기술발표회.
- 한국토지공사 도로연구소(1996), 교대변위 억제대책에 관한연구Ⅱ.
- 해양수산부(2005), 항만 및 어항 설계기준.
- 홍원표(1994), 수동말뚝, 이진문화사.
- 홍원표(1999), OO산업도로 OO육교의 교대측방이동에 대한 안정성 검토 연구보고서, 중앙대학교.
- 홍원표, 강승인(2000), 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중에 대한 모형실험, 한국지반공학회논문집, 제16권, 제4호, pp.171-182.
- 홍원표, 권오현, 한중근, 조성한(1994), 연약지반 교대의 측방이동에 관한 연구. 한국지반공학회논문집, 제10권, 제4호, pp53-65.
- 홍원표, 김재홍(2010), 연약지반의 측방유동으로 인하여 매설관에 작용하는 측방토압, 한국지반환경공학회 논문집, 제 11권 9호, pp.27-38.
- 홍원표, 김정훈(2011), 연직배수재가 설치된 연약지반 상에 도로성토로 인한 측방유동발생 예측, 토목학회논문집, 심사 중.
- 홍원표, 김정훈, 남정만(2011), 연직배수공법이 적용된 연약지반 상에 도로성토로 인한 측방유동, 한국지반공학회논문집, 심사 중.
- 홍원표, 송영석, 신도순, 손규만(2001a), 측방유동 연약지반상 교대의 안정성, 한국지반공학회 논문집, 제17권, 제4호, pp.199-208.
- 홍원표, 송영석, 조용량(2001b), 연약지반 상 교대측방이동에 대한 판정, 한국지반공학회논문집, 제17권 제4호, pp.269-278.
- 홍원표, 이광우(2002), 성토지지말뚝의 연직하중 분담효과에 관한 연구, 한국지반공학회논문집, 제18권, 제4호, pp.285-294.
- 홍원표, 이광우(2003), 단독 캡을 사용한 성토지지말뚝에 관한 모형실험, 한국지반공학회논문집, 제19권, 제6호, pp.49-59.
- 홍원표, 이광우, 조삼덕, 이재호(2006), 성토하부 연약지반의 측방유동 평가, 한국지반공학회 논문집, 제22권, 제 10호, pp.93-100.



- 홍원표, 이광우, 조삼덕, 이재호(2007), 측방유동지반 상 말뚝기초교대의 측방이동 평가, 대한토목학회 논문집, 제27권, 제50호, pp.305-312.
- 홍원표, 이재호, 전성권(2000), 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중의 이론해석, 한국지반공학회논문집, 제16권, 제1호, pp.131-143.
- 홍원표, 이우현, 남정만, 한중근(1990), 편재하중을 받는 연약지반속의 벽강관식 안벽의 안정해석, 한국강구조학회 논문집, 제2권, 제4호, pp.213-226.
- 홍원표, 윤중만, 서문성(1999), “말뚝으로 지지된 성토지반의 파괴형태”, 한국지반공학회논문집, 제15권, 제4호, pp.207-220.
- 홍원표, 한중근(2002), 측반변형지반속 매설관 주변지반의 파괴모드, 한국환경복원녹화술학회지, 제 5권 5호, pp.11-21.
- 홍원표, 한중근, 배태수(2002), 측방유동지반 속 지중매설관에 작용하는 토압식 산정, 한국지반공학회 논문집, Vol. 18, No. 5, pp.55-65.
- 홍원표, 한중근, 신동훈, 배태수(2000), 소성변형지반속이 지중매설관에 작용하는 측방토압에 관한 연구, 대한토목학회 학술발표회, pp. 519-522.
- 建設省土木研究所(1981), 橋台側方移動に關する研究, 土木研究所 資料 第1804號, 日本.
- 高速道路調査會(1981), 軟弱地盤上の橋台移動に關する調査研究報告書, 日本.
- Aboshim, H., and Inoue, T.(1986), Prediction of consolidation settlement of clay layer, Especially in the case of soil stabilization by vertical drains, Proc. IEMJSSMFE joint symposium, on geotechnical problems, pp.31-40.
- Aboshim, H., and Monden, H.(1963), Determination of the Horizontal Coefficient of Consolidation of an Alluvial Clay, Proc. 4th Australia-New Zealand. SMFE, pp.159-164.
- Akagi, T.(1977), Effect of Displacement Type Sand Drains on Strength and Compressibility of Soft Clay, Dr. Engrg. Dissert., Univ. of Tokyo.
- Ali, F.H.(1991), The flow behavior of deformed prefabricated vertical drains, Geotextiles and Geomembranes. Vol.10. No.3.
- Aubeny, C.P., LI, Y. and BriAud, J.L.(2002), Geosynthetic reinforced pile

- supported embankments: numerical simulation and design needs, 7th ICG, pp365–372.
- Barron, R.A.(1948), Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells, Trans. ASCE, Vol. 113, No. 2346, pp. 718–742.
- Bergado, D. T., Asakami, H., Alafaro, M. C., and Balasubramaniam, A.S.(1991). Smear effect of vertical drains on soft Bangkok clay, J. Soil Mech. Found. Engrg., ASCE, Vol. 117, No. 10, pp.1509–1529.
- Bergado, D. T. and Long, P.V.(1994), Numerical analysis of embankment on subsiding ground improved by vertical drains and granular piles, 13th ICSMFE. Vol.4, pp.1361–1366.
- Bishop, A.W.(1955), The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, *Gedtechnique*, 5(1), pp.7–17
- Bourges, F. and Mieussens, C.(1979), Deplacements Lateraux a Proximité des Remblais sur Sols Compressibles, *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussees*, Paris, No 101, pp.73–100
- Bozozuk, M.(1978), Bridge Foundations Move, *Transportation Research Record* 678, Washington, D.C., pp.17–21.
- Broms, B.B. and Wong, I.H.(1985), Embankment piles, *Soil Improvement Methods, Proc., 3rd International Geotechnical Seminar*, Nanyang Technological Institute, Singapore, pp.167–178.
- Bujang, B.K.H. and Faisal, H.A.(1994), Pile embankment on soft clay : comparison between model and Field performance, *Proc., 3rd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, Missouri, Vol. I . pp.433–436.
- Chai J. C., Miura N., Bergado D. T., and Long P. V.(1997), Finite element analysis of embankment failure on soft subsoil, *Geotechnical Engineering, Journal of Southeast Asian Geotechnical Society*, Vol. 28, No. 2, pp.249–276.
- Chin, F.K.(1985), The design and construction of high embankment on soft

- clay, Proc. 8th Southeast Asian Geotech. Conf., Institution of Engineers Malaysia, Kuala Lumpur, Malaysia, 2, pp.42-59.
- Combarieu, O. and M. Pioline(1990), Reinforcement des remblais d'accès du futur échangeur de carrère(Martinique), Etudes et recherches 1989 Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, pp 32-33.
- Crofts, J. E., Menzies. B.K. and Tarzi. A. I.(1977), Lateral Displacement of Shallow Buried Pipelines Due To Adjacent Deep Trench Excavations, Geotechnique, Vol.27, No.2, pp.161-179.
- Dai, J., Zhang, C., and Yuan, W.(1996), A calculation method of immediate settlement caused by shear deformation, Proceedings of Second International Conference on Soft Soil Engineering, pp.820-825.
- De Beer, E.E. and Wallays, M.(1972), Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles, Proc., 5th ICSMFE, Madrid, pp.325-332.
- Duncan, J.M and Chang, C.Y.(1970), Nonlinear 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 a piled bridge abutment in plane strain FEM analysis, Computers and Geotechnics, Vol.28, No. 2, pp. 79-98.
- Fellenius, B.J., and Samson, L(1976), Testing of drivability of concrete piles and disturbance to sensitive clay, Can. Geotech. J. Vol. 13, pp.139-160
- 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 session 10, Tokyo, pp193-194.

- Gartung, E. and Boonstra, G.C.(1996), Geogrid reinforced embankment on piles-Monitoring, Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, pp.209-214.
- Hartlen J., and Wolski, W.(1996), Embankments on organic soils, Elsevier.
- Han, J., and Gabr, M.A.(2002), Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platforms over Soft Soil, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE., Vol.128., No.1, pp.44-53.
- Hansbo, S.(1979), Consolidation of clay by band-shaped prefabricated drains, Ground Engineering, Vol. 12, No. 5, pp.21-25.
- Hansbo, S.(1986), Preconsolidation of soft compressible soils by the use of prefabricated vertical drains, Ann. des Travaux Publ. de Belgique. No6, pp.553-562.
- Hansbo, S.(1992), Preconsolidation of soft compressible subsoils by the use of prefabricated vertical drains, Workshop on Applied Ground Improvement Technique, Southeast Asian Geotechnical Society.
- Hong, W.P. and Ahn, J. P.(1993), Behavior of the water front quaywall constructed by steel pipe piles in soft soil slope, Proc. International Conference on Environmental Management Geo-Water and Engineering Aspects, Wollongong, Australia, pp.789-794.
- Hong, W.P.(2005), Lateral soil movement induced by unsymmetrical surcharges on soft grounds in Korea, IW-SHIGA2005, pp. 135-154.
- Hong, W.P., Hong, S., and Lee, C.M., and Kim, J.H.,(2010), Model tests to evaluate uplift capacity of micro piles in sand, Proceedings of the 9th Jpan/Korea Joint Seminar on Geotechnical Engineering, Japan, pp.175-183.
- Hong, W.P., Kim, J.H., Nam J.M. and Lee C.M.(2011), Lateral Soil movements in soft grounds under embankments for road construction, Proceedings of the 10th Korea/Japan Joint Seminar on Geotechnical Engineering, Korea, pp.105-114

- Hong, W.P., Nam, J.M., and Kim J.H.(2010), Case studies on soft grounds undergoing lateral soil movement due to embankments, Proceedings of the 9th Jpan/Korea Joint Seminar on Geotechnical Engineering, Japan, pp.141-150
- Hong, W.P. and Lee, K.W.(2009), Evaluation of lateral movement of piled bridge abutment undergoing lateral soil movement in soft ground, Marine Georesources and Geotechnology, Vol. 27, pp. 177-189.
- Hong, W. P., Song, Y. S and Lee, S.J.(2001), Case Study on Lateral Movement of Bridge Abutment", Proc. 11th Int. Offshore & Polar Engineering Conference (ISOPE-2001), Stavanger, Norway, pp.607-614.
- Homberg, S.(1979). Bridge approaches on soft clay supported by embankments piles Journal of Geotechnical Engineering, Bangkok, Thailand, 10(1), pp.77~89.
- Horgan, G. J. and Sarsby, R.W.(2002)/ The Arching Effect of Soils over Voids and Piles incorporating Geosynthetics Reinforcement, Proc. of the 7th Inter. Conf. on Geosynthetics, Nice, France, pp.373-378.
- Ingold, T. S.(1977), A Field Study of Laterally Loaded Piles, Proc. 9th ICSMFE, Specialty Session 10, Tokyo, pp.77-80.
- 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, No4, pp.43-57.
- Kimura, T., Takemura, J., Watabe, Y., Suemasa, N., and Hiro-Oka, A.(1994), Stability of Piled Bridge Abutments on Soft Clay Deposits, Proc. 13th ICSMFE, New Dehli, pp.721-724.
- Lo, K. Y.(1972), The Influence on the Consolidation of clays, Proc. 3rd Southeast Asian Conf, Soil Engrg., pp.223-232.
- 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.

- Leroueil, S., Magnan, J.P. and Tavenas, F.(1990), Embankments on soft clays, Ellis Horwood, pp. 360.
- Marche, R., and Chapuis, R. (1974), Contrôle de la stabilité des remblais par lamesure des déplacements horizontaux, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, No.1, pp.182-201 (in French).
- Meyerhof, G. G.(1951), The ultimate bearing capacity of foundations, Geotechnique, Vol.2, pp. 301-332.
- Moulton, L.K., GangaRao, H.V.S., and Halvorsen, G.T.(1985), Tolerable Movement Criteria for Highway Bridges, Reprt No. FHWA/RD-85/107, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 118 p.
- Onoue, A.(1988), Consolidation by vertical drains taking well resistance and smear into consolidation, Soils and Foundations 28, No.4, pp.165-174.
- Onoue, A.(1988(a)), Consolidation of multilayered anisotropic soils by vertical drains with well resistance, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 3, pp.77-90.
- Onoue, A.(1988(b)), Consolidation by vertical drains taking well resistance and smear into consideration, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 4, pp.165-174.
- Oteo, C.S.(1977), Horizontally Loaded Piles Deformation Influence, Proc. 9th ICSMFEE, Specialty Session 10, Tokyo, pp.101~106.
- Peck, R. B.(1969), Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, Proc. of the 7th ICSMFEE, State of the Art Volume, pp.225~290.
- Richart, F. E(1957), A review of the theories for sand drains, Proc, ASCE, Vol.83, No. SM3-1302.
- Reid, W.M., and Buchannan, N.W.(1983), Bridge approach support piling. Proc., International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment, ICE, London, pp.267-274.
- Reese, L.C., Cox, W.R., 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.
- RUTUGANDHA GANGAKHEDKAR(2004), Geosynthetic reinforced pile supported embankments, University of Florida.
- Schmertman, J. H.(1958), The undisturbed consolidation behavior of clay, Trans. ASCE, Vol. 120, pp.1201-1233.
- Simons, N. E(1965), Consolidation investigation on undisturbed Formebu clay, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Publication. No. 62.
- Smith, I.M., and Hobbs, R.(1974), Finite element analysis of centrifuged and built-up slopes, Geotechnique, Vol. 24, pp.531-559.
- 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.
- Tavenas F. and Leroueil, S.(1980), The behaviour of embankments on soft clay foundation, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17. pp.236-260.
- Tschebotarioff, G.P.(1973), Lateral pressure of clayey soils on structures, Proc., 8th ICSMFE, Special Session 5, Moscow, Vol. 4.3, pp.227-280.
- Tschebotarioff, G.P.(1973), Foundations, retaining and earth structures, McGraw-Hill Kogakusha, Ltd., pp.400-410.
- Vesic, A.s.(1972), Expansion of Cavities In Infinite Soil Mass, ASCE, Vol. 98, No. 7, pp.265-290.
- Wahls, H.E.(1990), Design and Construction of Bridge Approaches, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice Transportation Research Board, National Research Council, Washinton, D.C.,45p.

Walkinshaw, J.L.(1978), Survey of Bridge Movements in the Western United States, TRR678, Transportation Research Record, Washington, D.C., pp.6-11.

Wood, D.M.(1980), Yielding in soft clay at Bäckebol, Sweden, Geotechnique, Vol. 30, No. 1, pp.49-65.

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.

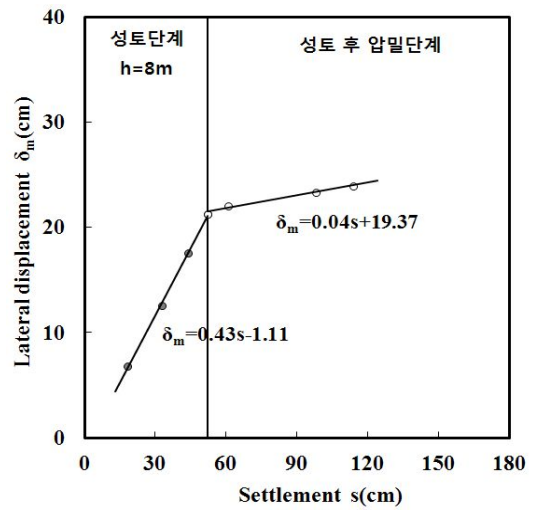
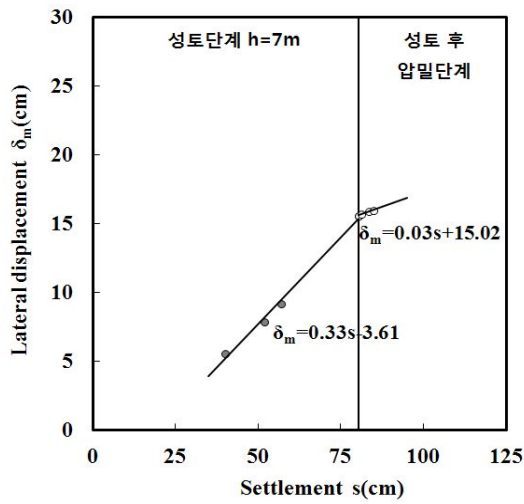
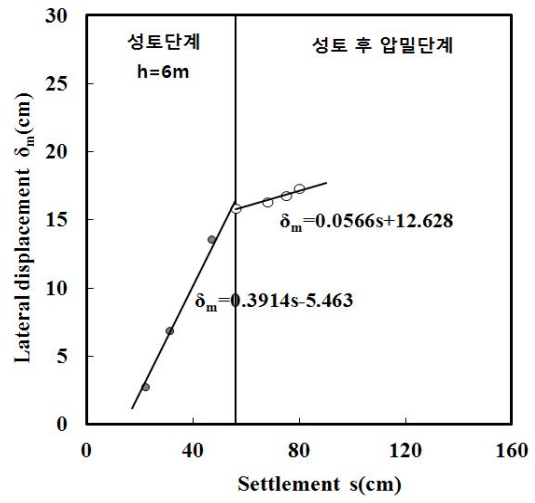
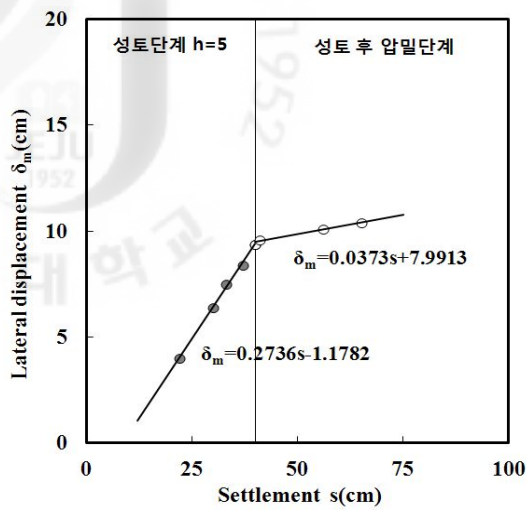
Yoshikuni, H. and Nakanodo, H.(1974), Consolidation of soils by vertical drain well finite permeability, Soils and Foundations 14. No2, pp35-46.

Zanziner, H., and Gartung, E.(2002), Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles, 7th ICG, pp381-386.



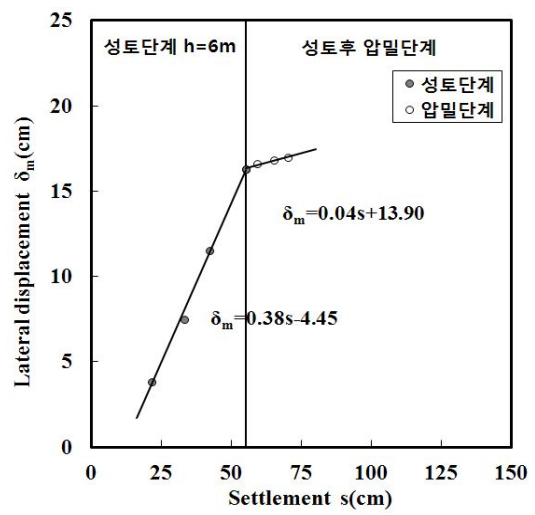
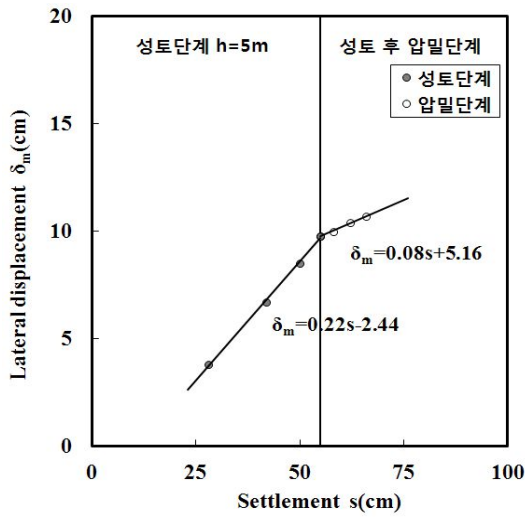
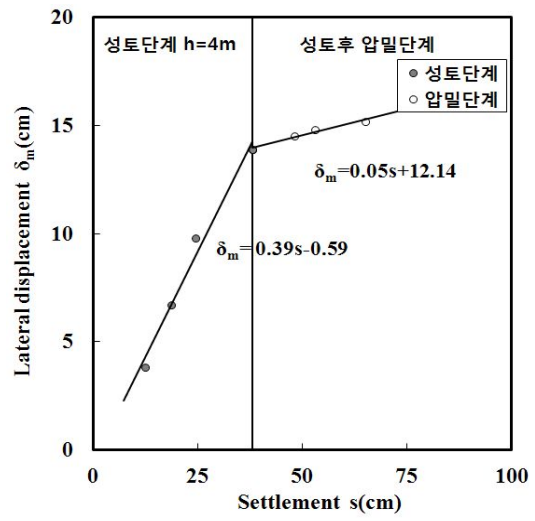
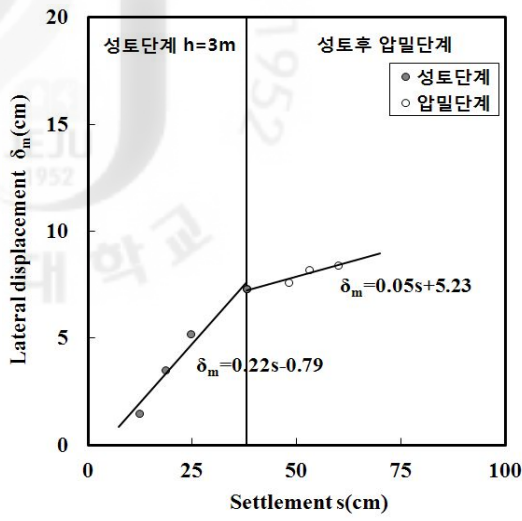
## X. 부록(Appendix)

- A1. 동남해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계
- A2. 서남해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계
- A3. 서해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계



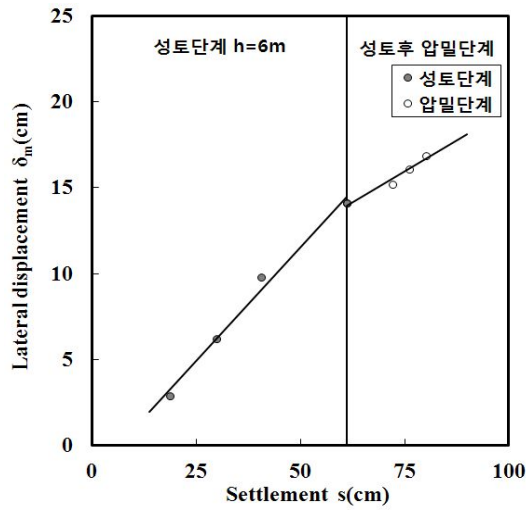
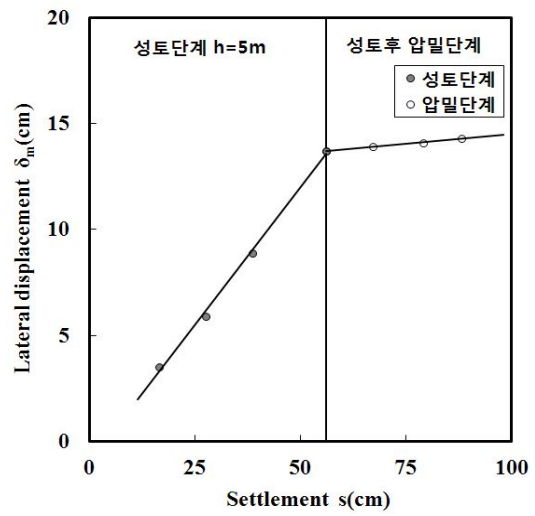
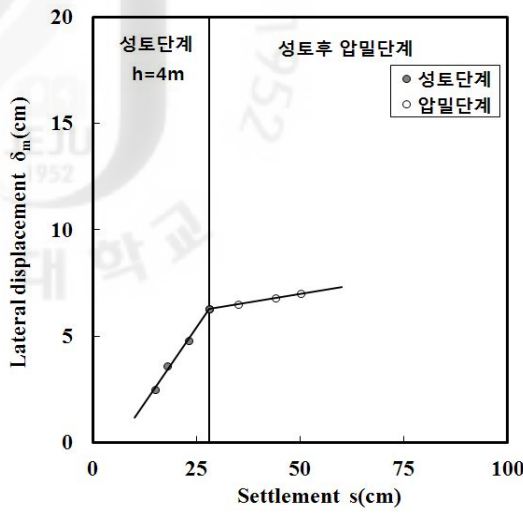
(a) 양산지구

A1 동남해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계



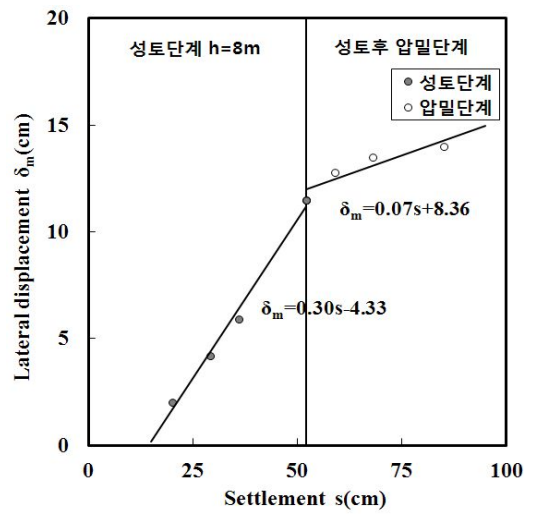
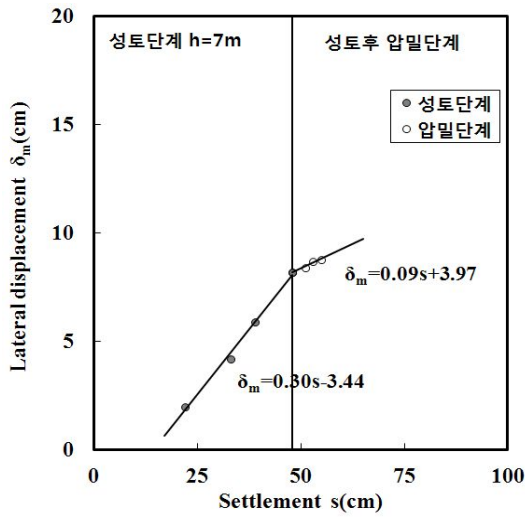
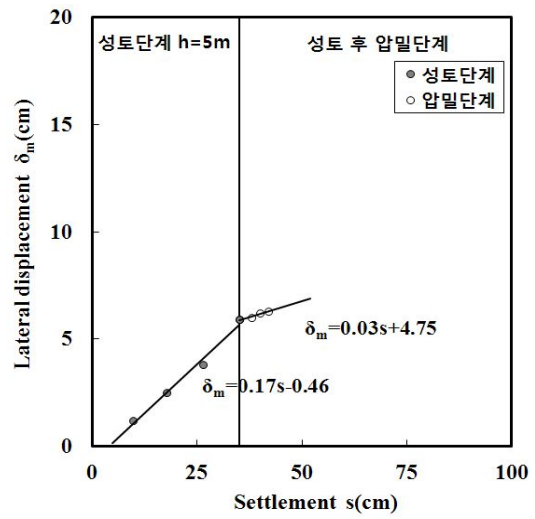
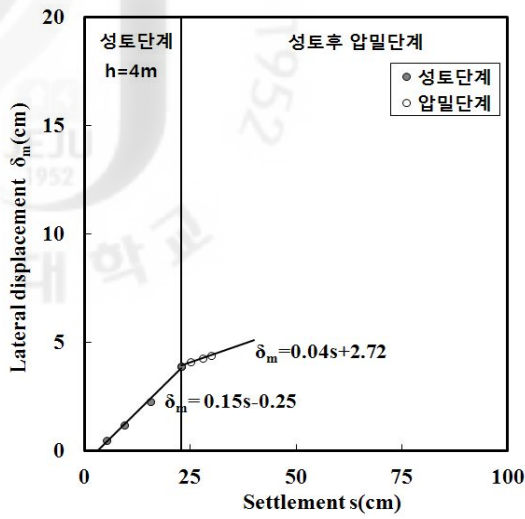
(b) 울산지구

A1 동남해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계 (계속)



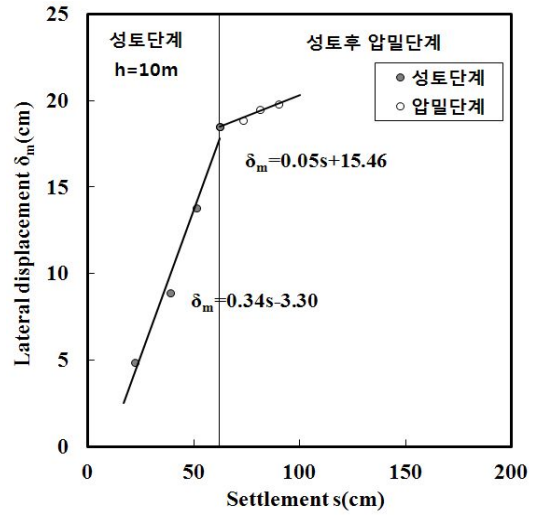
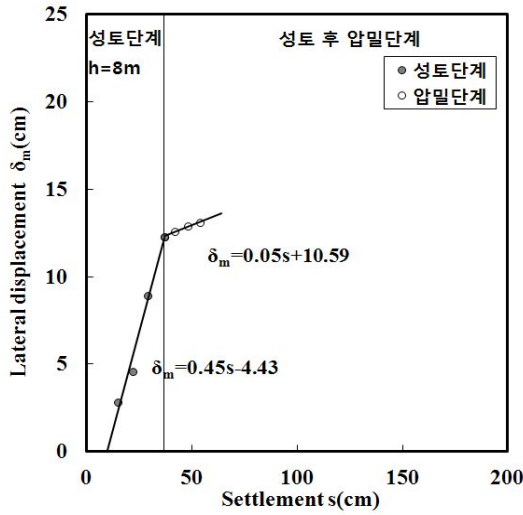
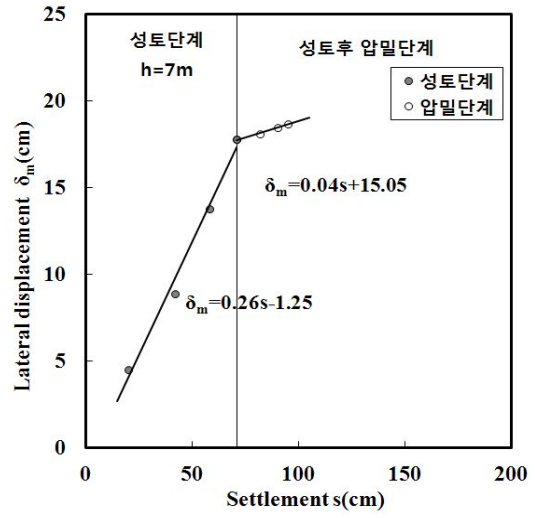
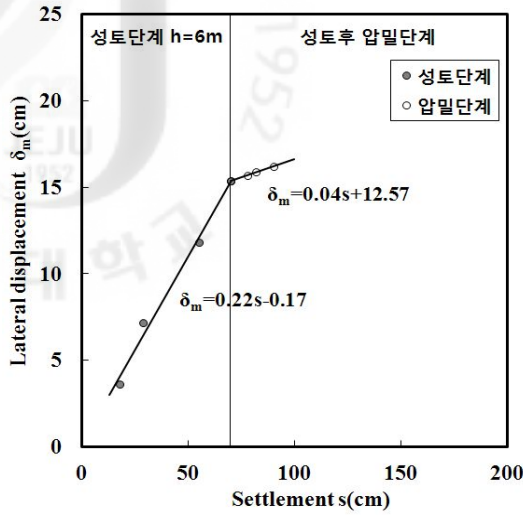
(c) 김해지구

A1 동남해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계 (계속)



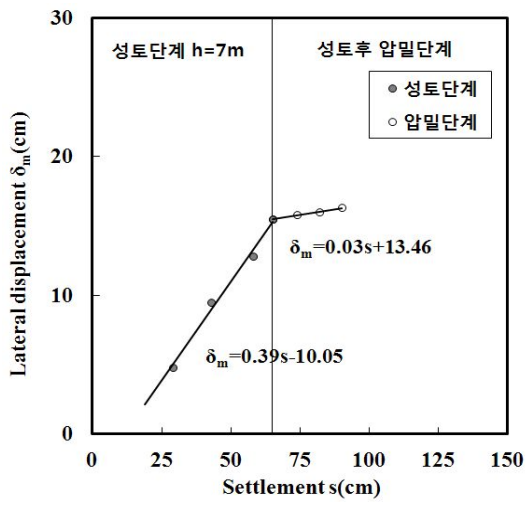
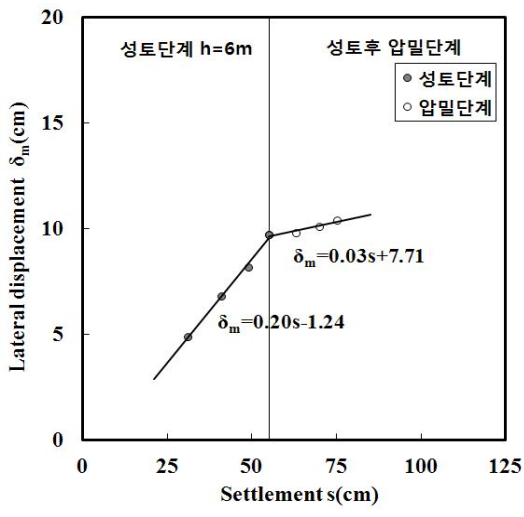
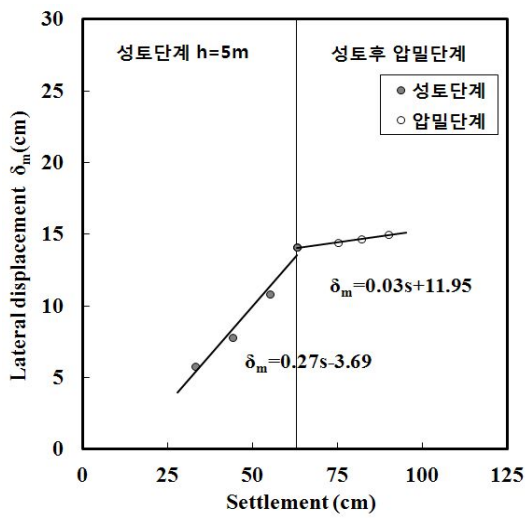
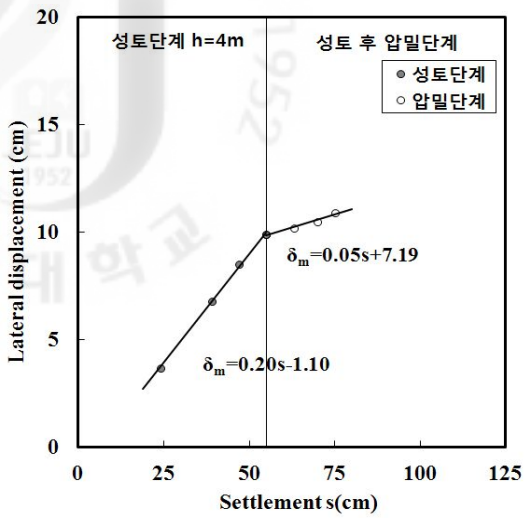
(d) 밀양지구

A1 동남해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계 (계속)



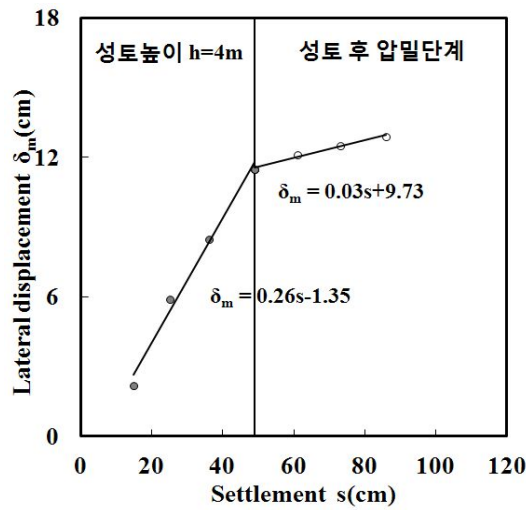
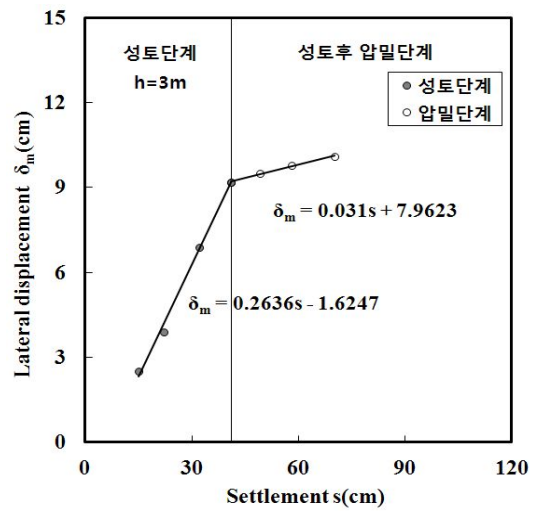
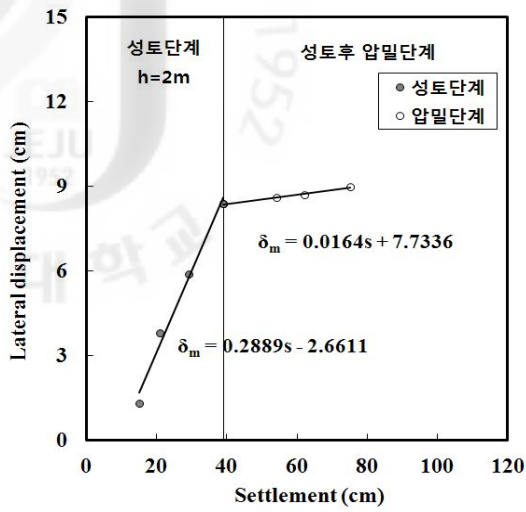
(a) 영암지구

A2 서남해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계



(b) 광양지구

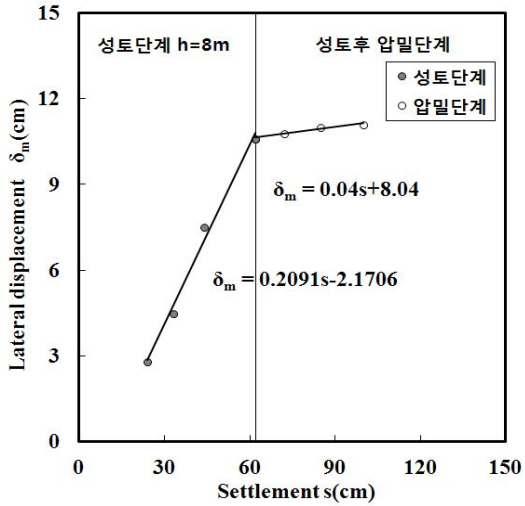
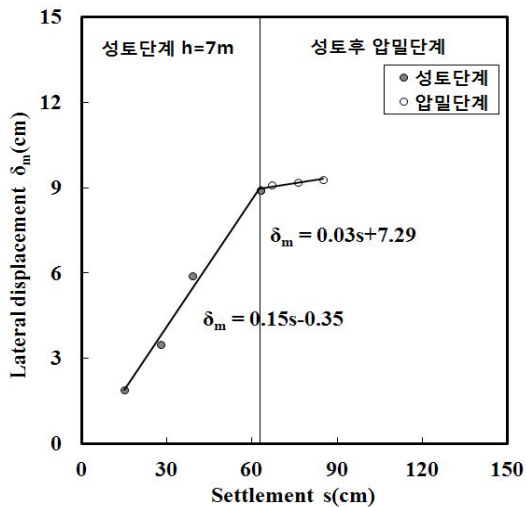
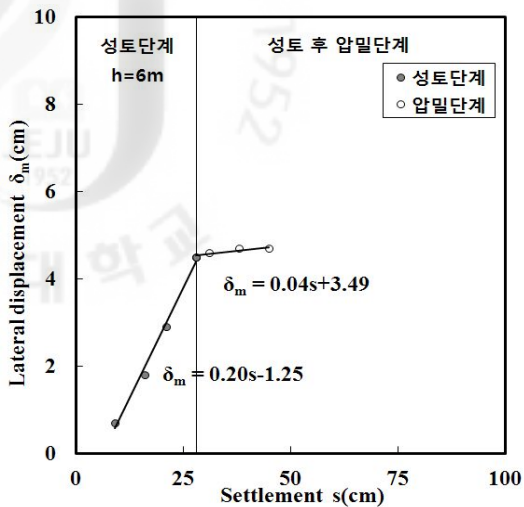
A2 서남해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계 (계속)



(c) 여수지구

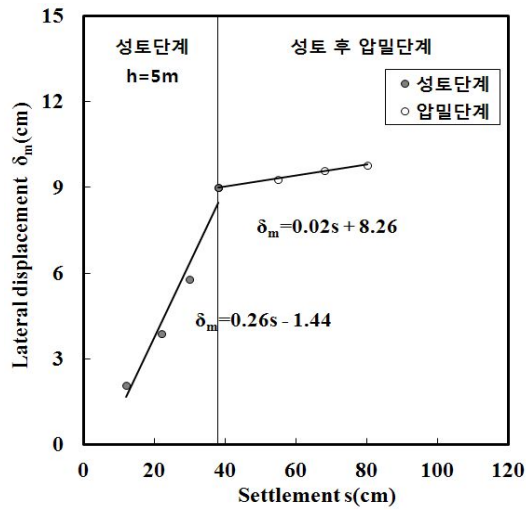
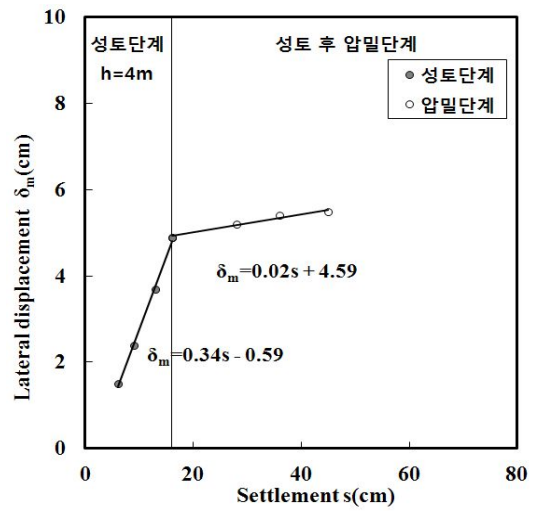
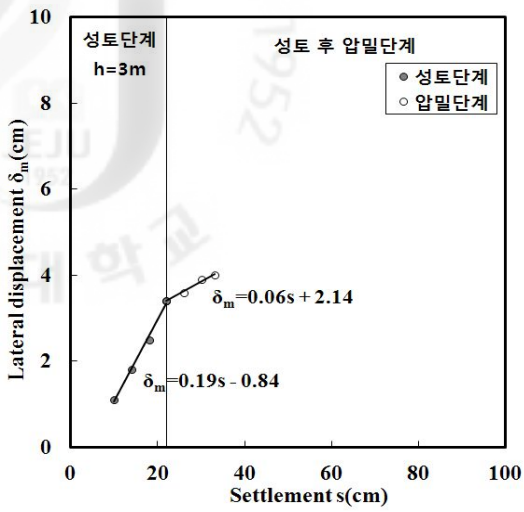
A2 서남해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계 (계속)





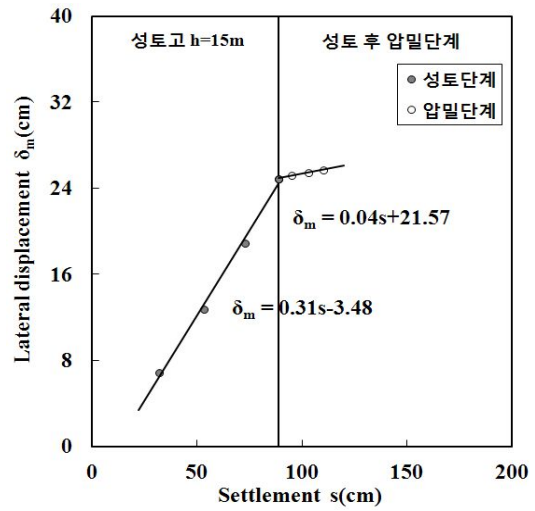
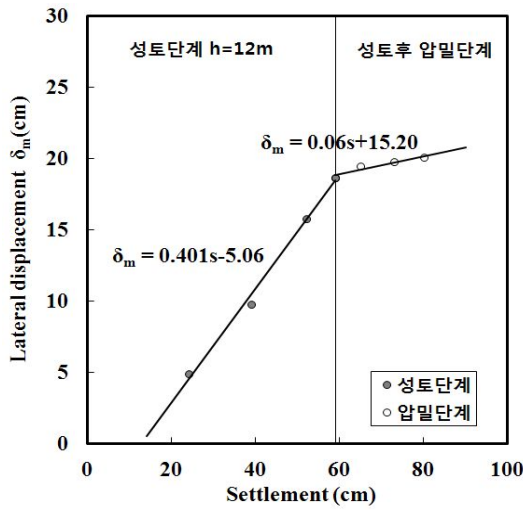
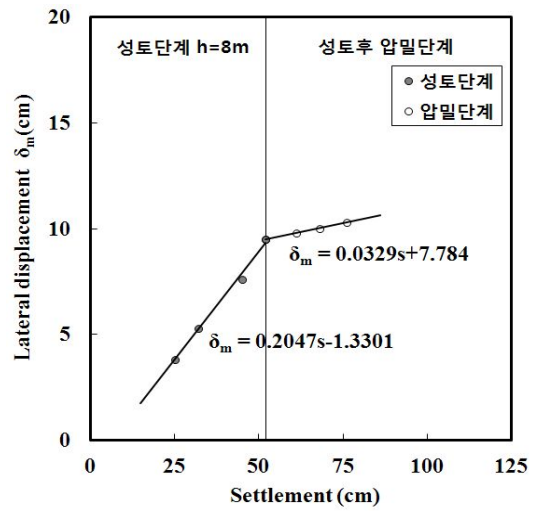
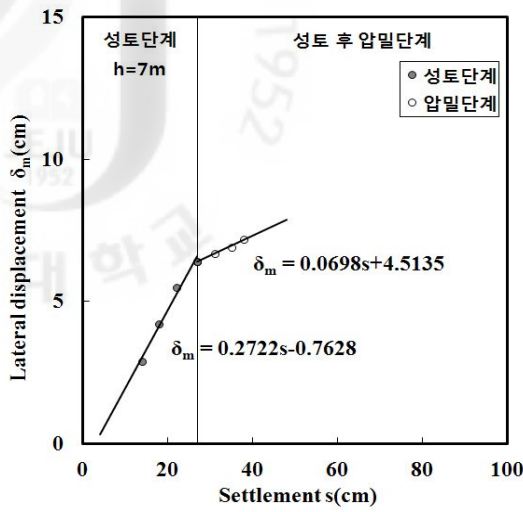
(a) 김포지구

A3 서해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계



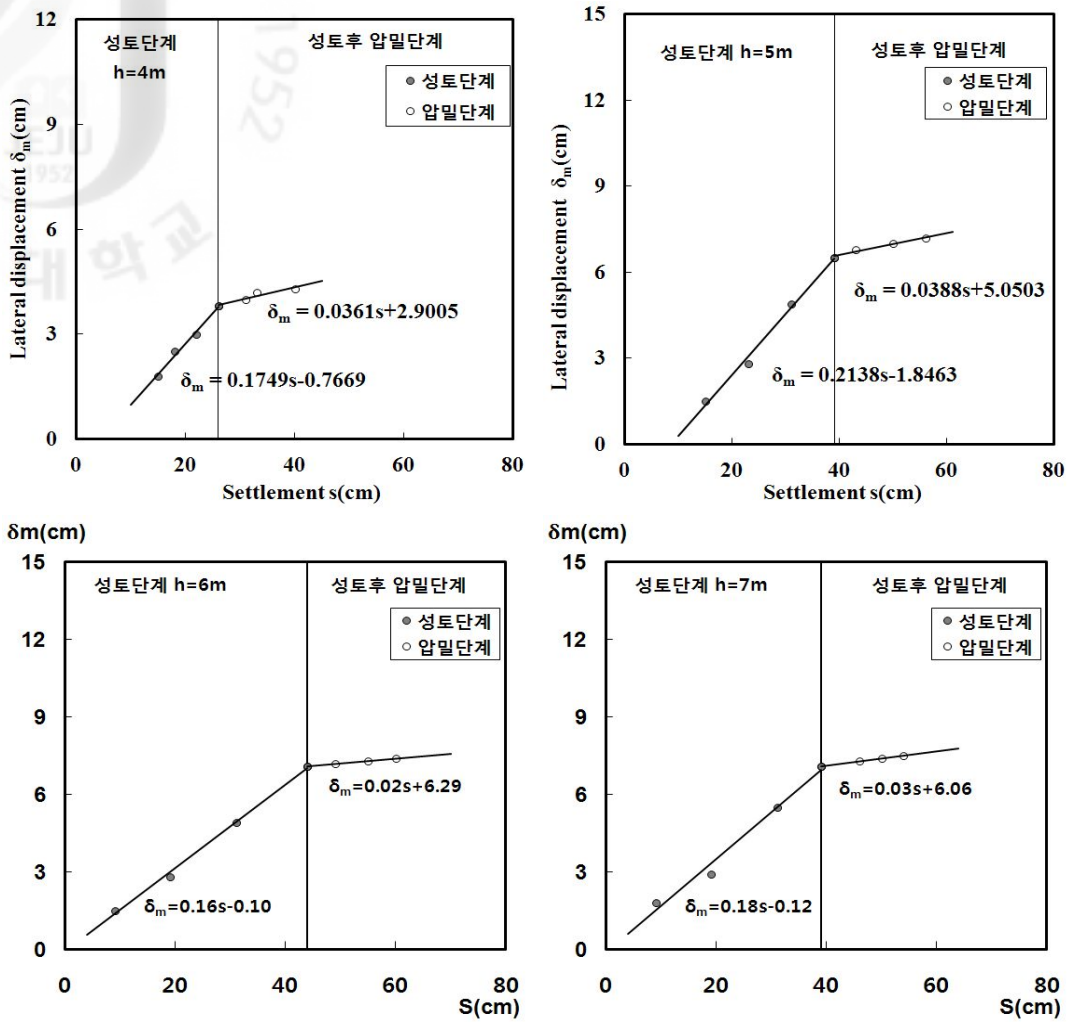
(b) 영종지구

A3 서해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계 (계속)



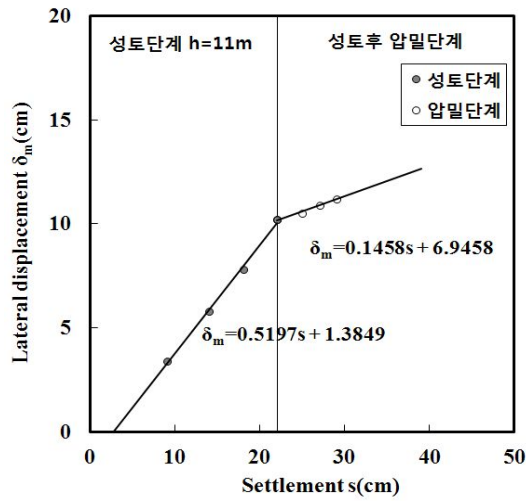
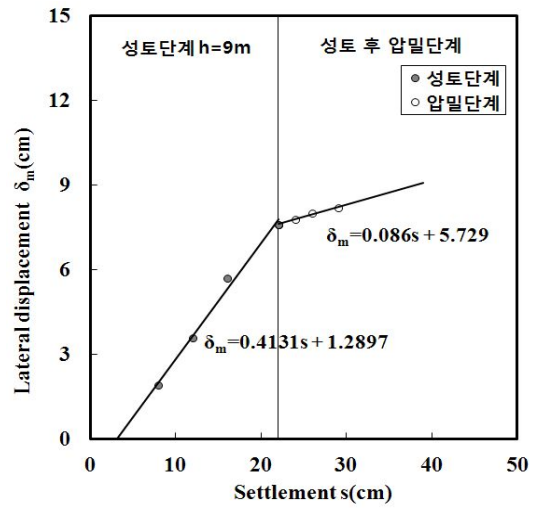
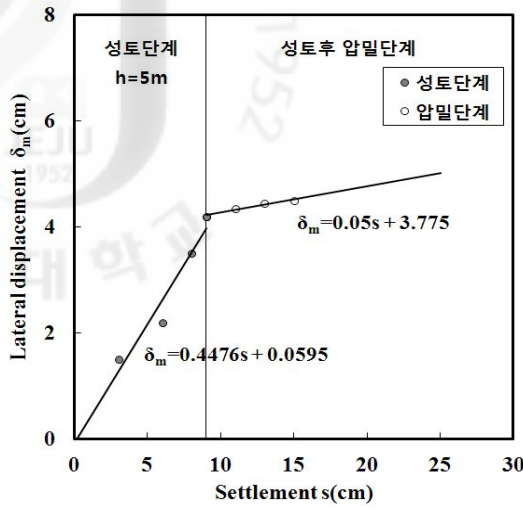
(c) 경인고속도로지구

A3 서해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계 (계속)



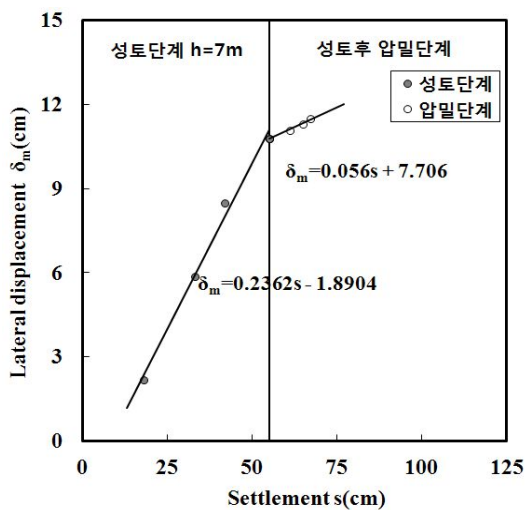
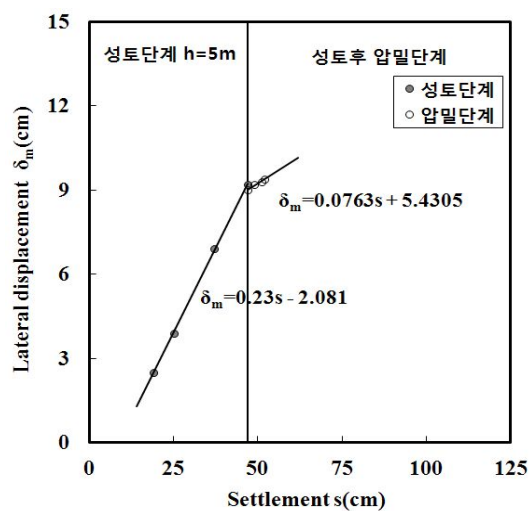
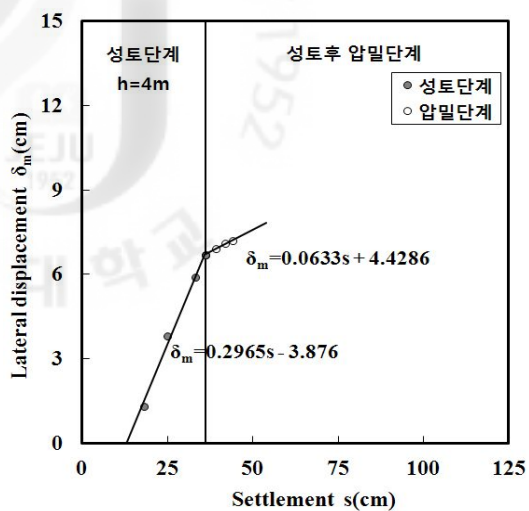
(d) 청라지구

A3 서해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계 (계속)



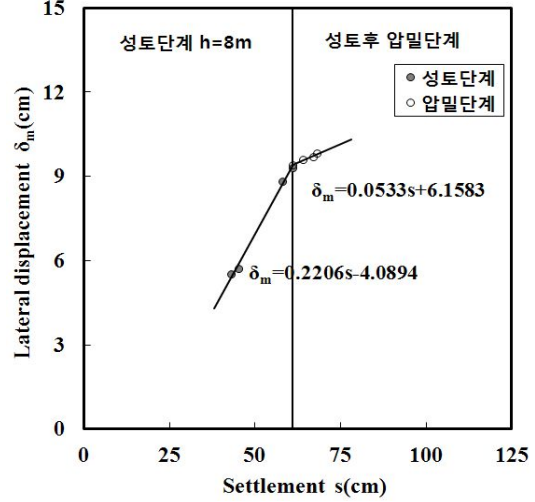
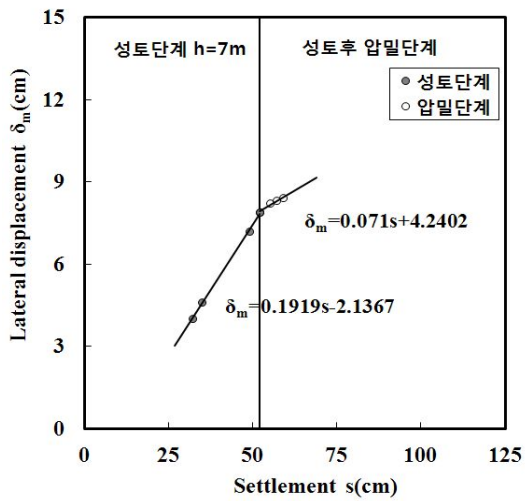
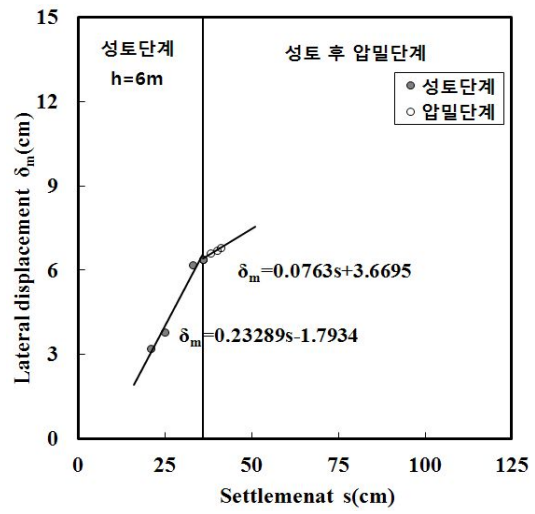
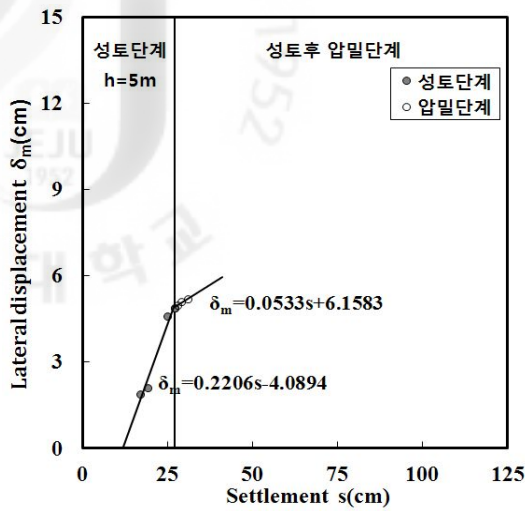
(e) 마곡지구

A3 서해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계 (계속)



(f) 논산지구

A3 서해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계 (계속)



(g) 군산지구

A3 서해안지역 연약지반의 침하량과 수평변위 관계 (계속)

## 감사의 글

학위논문이 완성되기까지 학업과정에서 학문적 가르침을 아끼지 않으신 남정만 교수님께 감사의 말씀을 드립니다.

학업과정을 수행한 후 서울로 올라온 관계로 지리적 시간적 제약으로 인하여 더 이상 남정만 교수님의 지도가 곤란하여, 그 이후 오늘에 있기까지 2년 동안 열정과 사랑으로 논문을 지도해 주신 실질적인 논문지도 교수님이신 중앙대학교 홍원표 교수님께 머리숙여 감사의 마음을 올립니다.

홍원표 교수님께서서는 논문지도에 앞서 인생지도에서, 사람이 태어나 하지 말아야 할 세 가지를 작성하여 저에게 주셨습니다.

첫째, “소년등과 하지 말 것” 이는 과거부터 현재까지 일찍 출생한 사람은 요절이 많았다고 말씀하셨습니다. 물론, 모든 사람한테 해당되는 것은 아니겠지요?

둘째, “중년상처 하지 말 것” 이는 화목한 가정을 꾸려야한다는 말씀이었습니다.

셋째, “말년무전 하지 말 것” 이는 당연히 늙어서 돈이 있어야 한다는 말씀이었습니다.

중심을 마치고 조용히 생각을 해보니 저는 오십이 넘어 말년등과 했으니 요절은 아니고 아마 오래살수 있다는 희망을 가졌습니다.

그리고 현재 사랑하는 아내와 딸, 아들 4식구가 하루 세끼 먹고 건강하게 잘 살고 있으니 두 번째 말씀도 저에게는 맞는 말씀입니다.

또한 말년무전이 되지 않기 위해서 말년등과 했으니 “인생은 지금부터다”라고 생각하고 건강하고 오래 동안 열심히 살아 라고 용기를 주신 것으로 해석했습니다.

앞으로 더욱 열심히 살아갈 것을 마음으로 약속하면서 홍원표 교수님께 한번 더 감사의 말씀을 올립니다.

그리고 이 논문이 완성되기까지 자료수집과 현장경험에 많은 도움을 주신 계측 전문회사인 (주)청한의 조길훈 사장님과 김명한 차장님, (주)테스콤의 권성훈 상무님께 고마운 마음을 드리며, 논문정리에 도움을 준 중앙대학교 토질역학연구소에서 학업을 충실히 하고 있는 이충민군과 이준우군에도 고맙다는 말을 전합니다.



그리고 논문의 심사과정에서 날카로운 지적과 세심한 지도를 해주신 이병걸 교수님, 박상렬 교수님, 이동욱 교수님, 한국해양대학교 김태형 교수님께도 감사의 말씀을 드립니다. 특히, 김태형 교수님께서 토질분야를 전공하신 교수님으로서 일본에서 한일세미나 때부터 각별한 관심을 가져주시면서 논문자료수집의 도움을 주시고, 논문심사에서도 논문의 질을 향상시키기 위해 많은 관심을 가져주신 것에 대해 감사드립니다.

또한 저 자신의 명예와 가문의 명예를 위해 경제적, 물질적, 정신적으로 논문이 완료될 때까지 뒷전에서 묵묵히 후원해준 사랑하는 아내 이영숙에게 이 논문을 바치는 바이며, 논문 쓰느라 시간이 없다는 핑계로 대화도 많이 하지 않았던 귀여운 딸 민선이와 듬직한 아들 형주에게 미안한 마음으로 이 논문을 선물로 대신하고자 합니다.

그리고 지금 요양원에 계신 90세가 넘는 어머니께도 자주 찾아뵙지 못한 불효를 막내아들의 박사학위로서 효도하고자 합니다. 다시 한 번 오늘의 이 순간이 있을 수 있도록 논문지도에 모든 시간을 투자해주신 논문지도 교수님이신 중앙대학교 홍원표 교수님께 감사의 말씀을 올립니다.

마지막으로 이 자리를 빌어 저에게 도움을 주신 모든 분들께 항상 행복이 가득하기를 기원합니다.

2011년 12월

김 정훈 올림

