

# 토석류 충격력 특성 평가를 위한 모형실험 연구

## A Study on Model Experiment for Evaluation of Debris Flow's Impact Force Characteristics

김 진 환<sup>1</sup> Kim, Jinwan

이 용 수<sup>2</sup> Lee, Yong-Soo

박 근 보<sup>3</sup> Park, Keun-Bo

### Abstract

Debris flow is defined as water mixture flow with wide range of large size soil particles such as rock, gravel and sand. Localized heavy rain, derived from abnormal weather, results in the debris flow which generally occurs in summer, especially during and after rainy season and typhoon. This study focuses on the characteristics of impact force of the debris flow with different gravels and gravel mixtures by model experiment. Based on measured experiment results, it is found that the impact force derived by debris flow is not proportional to the amount of dry material mixture, but depends on the particle size distribution of the debris flow.

### 요 지

산사태의 한 종류인 토석류(debris flow)는 물과 비교적 높은 농도로 섞인 암석, 자갈, 모래, 흙의 혼합물이 빠르게 흐르는 현상을 말한다. 토석류는 주로 장마철과 태풍이 지나가는 여름철에 집중적으로 발생하고 있으며, 최근에는 이상기후로 인한 국지성 집중호우로 인해 계절과 무관하게 토석류가 발생하고 있다. 본 연구에서는 토석류 발생시 나타나는 충격력의 특징을 파악하고자 2가지 자갈과 혼합시료를 이용하여 토석류 모형실험을 수행하였다. 토석류 모형실험 결과, 토석류에 의해 발생되는 충격력은 토석류 양에 비례하여 나타나지 않으며 토석류를 구성하는 입자의 크기에 따라 다양하게 나타나는 것으로 밝혀졌다.

**Keywords :** Debris flow, Model experiment, Impact force

### 1. 서 론

국내에서 발생되고 있는 산사태 중, 많은 비율을 차지하고 있는 토석류는 폭우나 장마로 인하여 포화된 흙과 암석 덩어리가 저면의 마찰력을 지탱하지 못하고 훌러내리는 현상을 말하며 주로 풍화를 심하게 받은 장소

에서 발생한다. 특히 토석류는 다양한 지역특성과 유발 요인에 의하여 발생하며 발생된 토석류의 이동과 퇴적 과정에서 막대한 재산 및 인명 피해를 발생시킨다. 이러한 토석류에 의한 각종 피해를 예방하기 위해 토석류 발생 지역 예측, 발생원인, 피해 범위, 피해 규모, 토석류 흐름 해석, 토석류 차단 시설물 등 토석류 발생에

1 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 전임연구원 (Member, Research Specialist, Geotechnical Engrg. & Tunnelling Research Div., KICT)

2 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 연구위원 (Member, Researcher Fellow, Geotechnical Engrg. & Tunnelling Research Div., KICT)

3 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 수석연구원 (Member, Senior Researcher, Geotechnical Engrg. & Tunnelling Research Div., KICT, uscake@kict.re.kr 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

대한 다양한 분야에서 연구(채병곤 외, 2004; 김원형, 2001; 김상규 외, 1997; 황학 외, 1996; 김진홍, 1995)가 수행되고 있으나 토석류 파괴에서 중요한 요소인 충격력 특성에 관한 연구는 부족한 편이다. 특히 외국의 경우 토석류 설계시, 토석류 피해저감을 위한 대책구조물인 사방댐에 제체의 중량, 토텁, 수압 및 토석류가 발생시키는 충격력을 고려하여 설계에 반영하고(Yamamoto A. 외, 1998) 있지만 국내의 경우, 사방댐이 가장 많이 시공되고 있음에도 설계시 제체의 중량, 토텁, 수압만을 고려되고 있다(김재현, 2003, 산림청, 1998).

자연에서 발생하는 토석류는 규모가 매우 크기 때문에 실제 크기의 실험으로 모사하기는 쉽지 않다. 또한 토석류는 구성 입자의 종류 및 크기, 지형 조건, 강우량 등 매우 다양한 조건에 의해 영향을 받기 때문에 이를 모형 실험에 모두 반영하기란 현실적으로 어려움이 많다. 이런 이유로 최근 복잡한 조건을 단순화시켜 토석류 특징과 거동을 정량적으로 평가하기 위해 제한된 조건에서 토석류 모형실험에 대한 연구가 수행되고 있다. 토석류 발생 기작, 흐름 특성 및 충격력 산정 등을 정량적으로 평가하기 위해 연구자들에 의해 모형실험 연구가 수행되었다(김기환 외, 2008, Berzi D & Larcan E, 2007, Tiberghien D. 외 2007, Yamamoto A, 외, 1998).

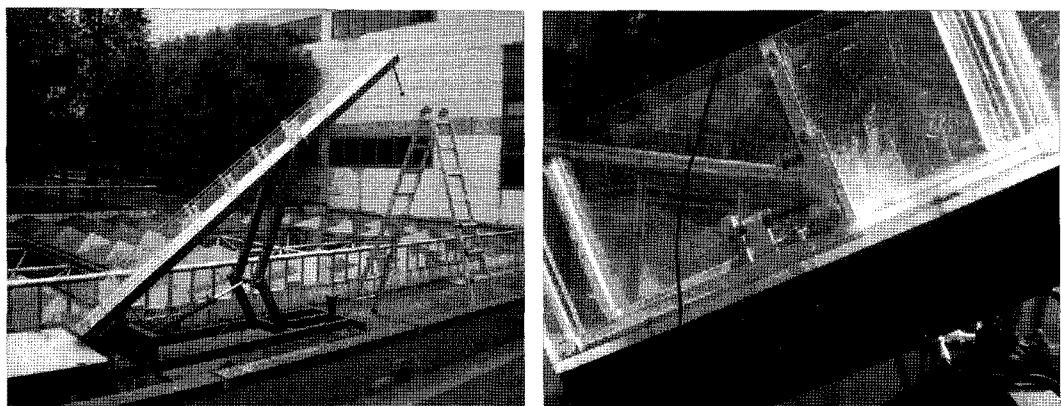
김기환 외(2008)는 산사태로 인한 피해 범위와 토석류 속도를 모형실험을 통해 재현하였다. 실험 결과, 함수비가 높을수록 확산 속도가 빠르고 길게 퍼지는 것으로 보고하였다. Berzi D & Larcan E(2007)도 토석류의 속도에 영향을 미치는 몇 가지 인자를 밝히는 실험을 하였는데, 시료의 포화도 조절, 모형실험장치의 경사조절, 실험장치 바닥판의 거칠기를 조절하여 실험을 수행하였다. 실험결과 포화도가 높을수록 이동 속도가 늦어지고, 경사가 급하고 실험장치 바닥면의 거칠기가 매끄러울수록 이동 속도는 빠르게 나타났다. 김기환 외(2008)의 결과와 비교해보면 함수비에 따른 실험재료의 이동 양상이 반대로 나타나는 것을 알 수 있는데, 이는 모형실험에 사용한 시료의 차이 및 함수 조건을 조절하는 방법의 차이에서 발생하는 것으로 판단된다. 김기환 외(2008)의 실험에서는 모래시료를 사용하였으며 모형실험 장치 상부에 장착한 인공강우 형식의 노즐을 통해 물을 뿌리는 방식으로 실험을 하였다. 반면 Berzi D & Larcan E(2007)의 실험에서는 자갈을 사용하였으며 물과 자갈을 함께 시료상자에 보관하여 수문을 열어 실험장치의 수로를 통해 하부로 흘려보내는 방식으로 실험

을 하였다. 이러한 점은 토석류를 구성하고 있는 재료의 종류 및 강우시와 강우 완료 후에 따라 토석류의 이동 양상이 다르게 나타날 수 있으므로 보다 많은 연구가 필요할 것으로 생각된다. Tiberghien D. 외(2007)는 유체흐름(flow)과 구조물과의 반응을 PIV(Particle Image Velocimetry)를 통해 관찰하고 구조물에는 하중계(Load cell)을 설치하여 구조물에 영향을 미치는 압력의 변화를 관찰하였다. 연구결과에 따르면, 프루드 수(Froude number, Fr) 1을 기준으로 구분되는 사류(supercritical flow, Fr>1)와 상류(subcritical flow, Fr<1)에 따라 구조물에 미치는 유체의 흐름, 동적압력(dynamic pressure)이 다르게 나타난다고 보고하였다. Yamamoto A. 외(1998)는 사방댐 형식 변화에 따른 토석류의 충격력 실험을 하였다. 투과형, 불투과형 사방댐 모형에 자갈시료를 이용하여 각각의 모형 구조물이 받는 충격력을 측정하였으며 그 결과를 개별요소법을 이용한 수치해석을 통해 검증한 결과를 발표하였다. 연구 결과 수치해석과 모형실험 결과는 비교적 잘 일치하는 것으로 보고한 바 있다.

본 연구에서는 토석류 대책 구조물인 사방댐의 국내 설계시, 고려되고 있지 않은 토석류 충격력 특성을 평가하기 위해 시간의 변화에 따른 토텁을 측정하는 토석류 모형실험을 수행하였다. 이를 위해, 동일한 토석류 발생 경사 조건에서 모형 실험 재료의 종류와 무게를 변화시켜 모형실험을 수행하였다. 특히 종류가 다른 두 실험 재료를 혼합한 뒤, 각 시료의 중량비에 변화를 주어 모형실험을 수행하여 주어진 조건에서 충격력 특성을 파악하고자 하였다. 기존 토석류 모형실험에서는 단일 종류의 시료를 사용하여 충격력 특성을 파악하였는데, 실제 자연에서는 다양한 크기의 입자들로 구성된 토석류 흐름이 발생한다. 본 실험에서는 이 같은 자연조건을 모사하고자 입자 크기가 다른 두 시료를 다양한 중량비로 혼합하여 모형실험을 수행하였다.

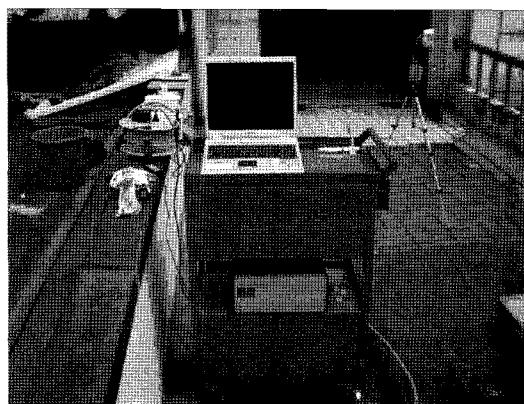
## 2. 토석류 모형실험

토석류 모형실험에 의한 충격력을 산정하기 위하여 그림 1(a)와 같이 모형실험 장치를 제작하였다. 수로(channel)는 경사 조절이 가능하고 실험 장치 최하단부에 토석류 재료의 토텁을 측정할 수 있는 토텁계를 그림 1(b)와 같이 부착하였다. 본 연구에서는 모형실험장치 경사를 35°로 유지하여 실험을 수행하였다. 모형실험장치의 길이는 5m이며 수로 폭은 0.1m, 높이는 0.2m이

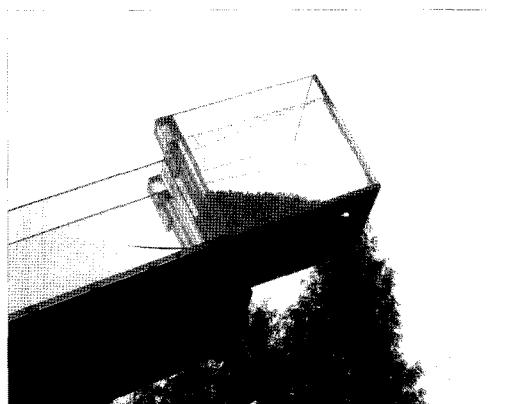


(a) 모형실험장치

(b) 토압계 및 반력판



(c) 데이터 로거



(d) 시료 낙하 상자

그림 1. 토석류 모형실험 장치

표 1. 실험 조건 및 시료 특징

실험조건 및 시료기호	무게	작은 자갈	큰 자갈	혼합시료(작은 자갈 + 큰 자갈)		
				작은 자갈 30% 큰 자갈 70%	작은 자갈 50% 큰 자갈 50%	작은 자갈 70% 큰 자갈 30%
		S	L	M30	M50	M70
시료사진	1 kg	S1	L1	—	—	—
	3 kg	S3	L3	M30-3	M50-3	M70-3
	5 kg	S5	L5	M30-5	M50-5	M70-5
	7 kg	S7	L7	M30-7	M50-7	M70-7
시료사진						
		작은 자갈		큰 자갈		
<ul style="list-style-type: none"> <li>- 작은 자갈 평균 지름 : 0.3 mm</li> <li>- 큰 자갈 평균 지름 : 0.7 mm</li> </ul>						

표 2. 토압계 제원

토압계 제원		토압계 및 고정용 지그 사진
명칭	P350S-2	
정격용량	2kg/cm <sup>2</sup>	
센서지름	34mm	
출력전압	5mV/V	
센서질량	160g	

다. 토압계의 데이터 측정 감도를 높이기 위해 설치된 토압계 뒤쪽에는 반력판을 설치하였다. 실험을 통해 토압계로 측정된 값은 그림 1(c)와 같이 데이터 로거로 전달되며 데이터 로거와 연결된 컴퓨터로 데이터가 취합된다.

실험 방법은 실험장치 상단부 장착한 시료 낙하 상자(그림 1(d))에 큰 자갈, 작은 자갈, 중량비에 따른 혼합시료(큰 자갈+작은 자갈)를 측정하고자하는 무게만큼 담은 뒤, 그림 1(a)의 상단부에서 낙하시켜 실험장치 하부에 설치된 토압계 센서가 실험재료의 토압을 측정하도록 실험을 수행하였다. 하부로 낙하된 시료는 약 10초 정도면 모두 낙하되지만 하부에 퇴적된 시료가 일정 시간동안 토압계에 영향을 미칠 수 있는지를 확인하기 위하여 60초 정도까지 토압을 측정하였다. 실험에 사용한 시료 및 토압계의 사양을 표 1과 2에 나타내었다. 혼합시료 1kg의 경우, 실험에 사용되는 작은 자갈과 큰 자갈 시료의 섞임에 의한 효과가 크지 않아 생략하였다. 표 1에서 나타낸 작은 자갈과 큰 자갈의 평균 크기는 각각의 입자들의 평균 지름을 나타내고 있다.

### 3. 토석류 모형실험 결과

#### 3.1 단일 시료 실험 결과

그림 2는 작은 자갈에 대한 시간에 따른 측정된 토압분포를 나타내고 있다. 작은 자갈 1kg와 3kg의 경우 초기 약 2~5초 사이에 토압이 급격히 증가하며 첨두점을 나타낸 후 서서히 토압이 감소하고 있으나 5kg과 7kg의 경우 1, 3kg의 경우와 같이 토압이 급격히 증가하지만

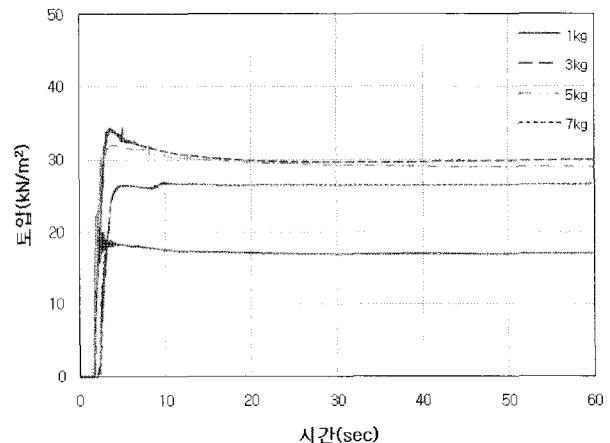


그림 2. 작은 자갈 시료 충격력 측정 결과

표 3. 작은 자갈 시료 모형실험 결과

시료무게 (kg)	최대 토압		최종 토압	
	측정값(kN/m <sup>2</sup> )	측정시간(s)	측정값(kN/m <sup>2</sup> )	측정시간(s)
1	22	2.4	16.9	60
3	34.4	3.6	30	60
5	32.2	3.7	29	60
7	27	4.5	26.6	60

정확한 첨두점을 나타내지 않고 서서히 토압이 일정해지는 경향을 보이고 있다. 또한 작은 자갈의 경우 10초 정도의 시간이 지남에 따라 토압이 일정하게 유지된다. 작은 자갈 1kg을 사용하였을 경우 토압계에서 측정된 최대 토압은  $22\text{kN/m}^2$  정도로 나타났으며 시간이 지남에 따라  $16.9\text{kN/m}^2$  정도로 일정한 값이 나타났다. 작은 자갈 시료를 이용하였을 경우 최대 토압과 최종 토압을 표 3에 나타내었다.

작은 자갈의 경우, 사용 시료의 무게가 1kg에서 3kg 증가함에 따라 최대 토압과 최종 토압이 증가하는 경향을 보인다. 그러나 5kg과 7kg 시료를 사용하였을 경우, 1kg과 3kg의 시료를 사용하였을 경우 보다 측정값이 적게 나왔다. 이는 좁은 수로 폭을 흘러내려가는 다향의 작은 자갈 시료와의 수로 벽면 간의 마찰력에 의해 값이 작게 측정된 것으로 판단된다(그림 2). 그림 2에서 볼 수 있듯이 실험에 사용한 시료의 무게가 증가함에 따라 최대 토압 및 최종 토압이 증가하는 경향을 보이지만

시료의 무게에 비례하게 증가하지 않은 점으로 보아, 토압계 근처에 분포하고 있는 작은 자갈들만이 토압 발생에 영향을 주고 토압계와 떨어져 있는 자갈의 경우에는 토석류 모형실험장치 수로 옆면과 하부저판으로 분산되어 토압계에 영향을 미치지 않았을 것으로 판단된다.

큰 자갈 시료는 초기에 토압이 급격히 증가하다가 약 2~6초 사이에 정확한 첨두점을 보인 후 급격히 감소하는 경향이 나타났다. 1kg 큰 자갈의 경우 초기 충격에 의한 최대 토압이  $31.2\text{kN/m}^2$ 로 측정되었으나 시간이 지나면서 최종 토압은  $17.1\text{kN/m}^2$ 로 일정하게 낮아졌다. 그러나 3, 5, 7kg의 큰 자갈은 최대 토압이 작용한 후 급격히 감소하다가 어느 시간 이후에 점차 계속 증가하는 거동을 나타내었다(표 4와 그림 4). 큰 자갈 시료의 경우 전반적으로 빠른 낙하 속도에 의한 충격에 의해 초기 최대 토압 값이 크게 측정되는 경향을 보여 작은 자갈과 달리 최대 토압 값과 최종 토압 값의 차이가 약간 크게 나타난다. 큰 자갈의 경우도 작은 자갈의 경우

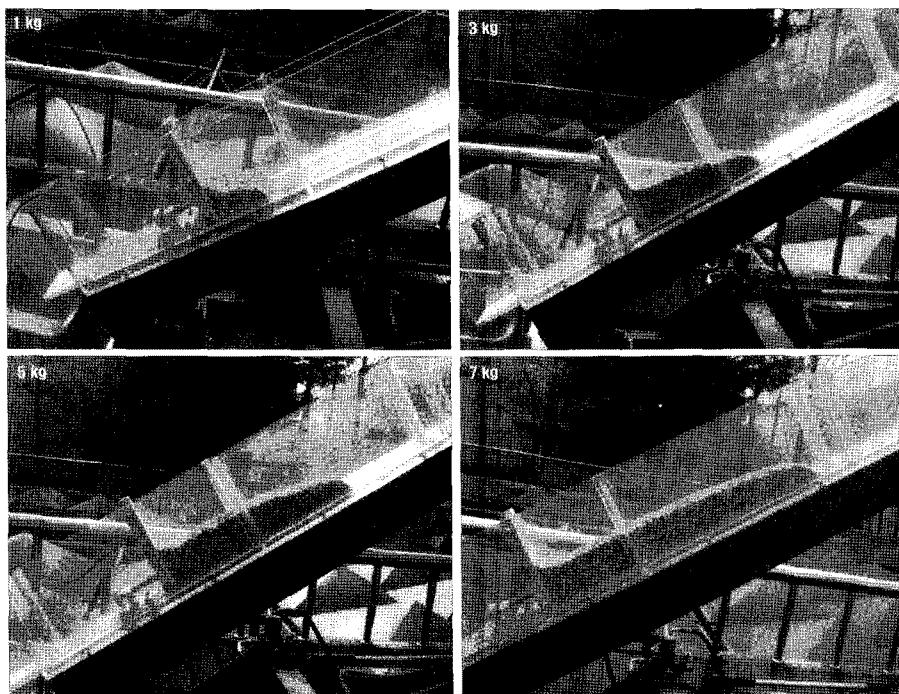


그림 3. 작은 자갈 시료 최종 퇴적 형태

표 4. 큰 자갈 시료 모형실험 결과

시료무게 (kg)	최대 토압		최종 토압	
	측정값( $\text{kN/m}^2$ )	측정시간(s)	측정값( $\text{kN/m}^2$ )	측정시간(s)
1	31.2	2.5	17.1	60
3	49.8	4.3	42.9	60
5	56.6	6.2	52.3	60
7	58.9	5.3	45.3	60

와 마찬가지로 시료의 무게 증가와 비례하게 토압이 증가하는 경향을 보이지는 않고 7kg 시료의 경우 최대 토압은 크게 작용하였으나 최종 토압은 5kg 시료에 비해 낮은 값으로 나타났다(그림 4 참조). 그림 4에 나타난 바와 같이 7kg의 시료를 실험하였을 경우 결과 값이, 5kg을 사용한 경우와 크게 다르지 않거나 오히려 값이 적은 경우를 관찰할 수 있는데, 이는 보다 많은 양의 시료가 일정한 모형실험장치 수로 폭을 통과할 때 입자 상호간의 간섭으로 인한 영향으로 7kg 시료의 최종토압이 작게 산정된 것으로 판단된다.

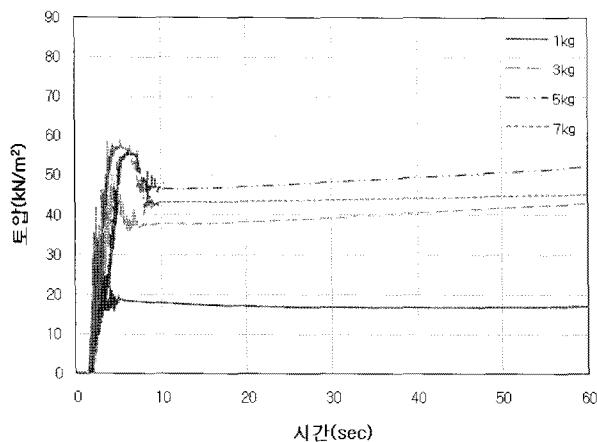


그림 4. 큰 자갈 시료 충격력 측정 결과

### 3.2 혼합 시료 실험 결과

실제 토석류 발생 현장에서 관찰되고 있는 토석류 구성 입장의 크기는 매우 다양하게 나타나고 있다. 아주 작은 흙 입자에서부터 매우 큰 암석까지 다양하게 구성되는 것을 관찰할 수 있다. 따라서 서로 다른 입자 크기를 갖는 시료간의 물리적 반응에 의해 발생될 수 있는 충격력 변화 양상을 관찰해보기 위해 작은 자갈과 큰 자갈을 일정 중량비로 섞어 혼합시료를 만든 뒤 토석류 모형실험을 수행하였다. 혼합시료의 구성 조건은 표 1과 같다. 작은 자갈과 큰 자갈을 일정 중량비로 섞어 단일 시료 실험의 경우와 같은 무게로 맞춘 뒤에 토석류 모형실험을 수행하였다.

혼합시료 실험 결과를 그림 6, 7, 8에 나타내었다. 혼합시료의 경우는 초기에 토압이 급격히 증가하다가 정확한 첨두점을 보인 후 급격히 감소하는 경향을 보이는 큰 자갈과 같은 형태의 토압분포 형상을 나타내고 있으나 일정 시간이후에는 일정한 토압을 유지하고 있어 최종토압 부분에서는 작은 자갈과 같은 경향을 나타내고 있다. 특히 혼합시료의 최종 무게가 3kg의 경우, 혼합시료에서 차지하는 작은 자갈의 비율이 낮을수록 최대 토압 및 최종 토압이 높게 나타났다. 측정되는 토압 값은 시료의 비율별로 다르게 나타났지만, 충격력 형태를 보여주는 그래프는 세 경우가 매우 유사한 양상을 보인다.

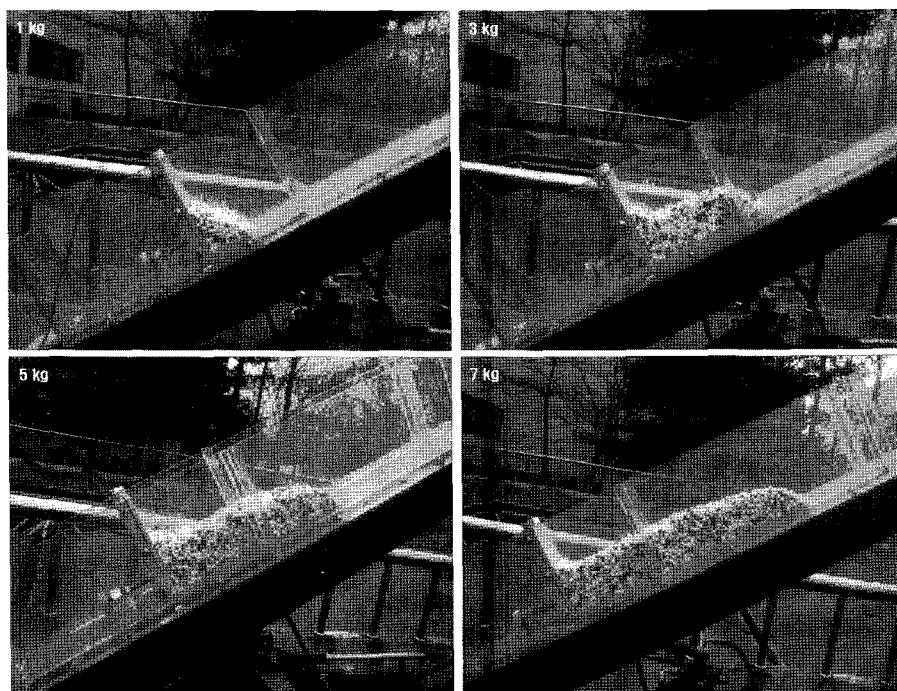


그림 5. 큰 자갈 시료 최종 퇴적 형태

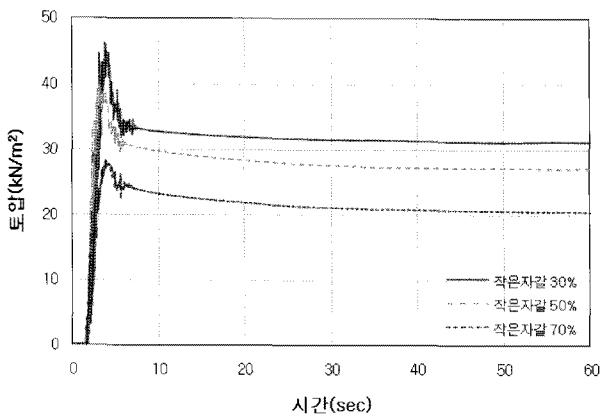


그림 6. 혼합시료 충격력 측정 결과(3kg)

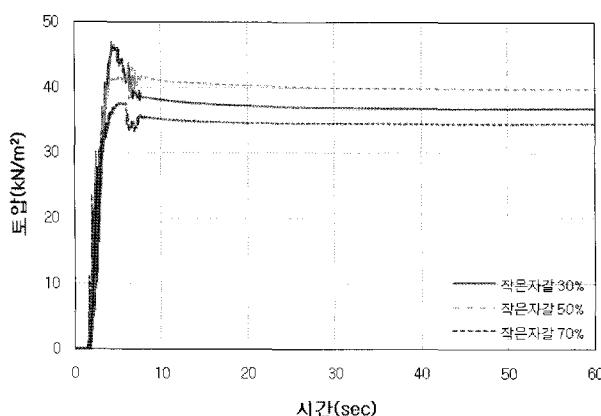


그림 7. 혼합시료 충격력 측정 결과(5kg)

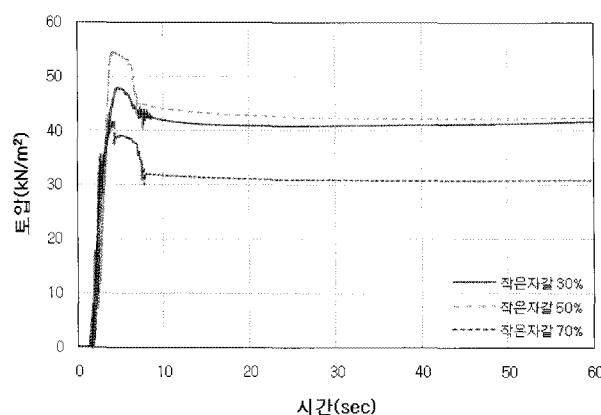


그림 8. 혼합시료 충격력 측정 결과(7kg)

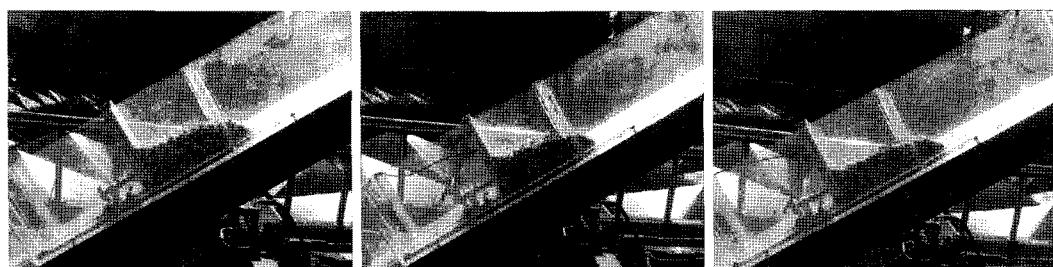


그림 9. 혼합시료 최종 퇴적 형태(3kg, 좌 : M30, 중 : M50, 우 : M70)

혼합시료 5kg의 경우, 혼합시료 3kg과 마찬가지로 작은 자갈의 비율이 적을수록 최대 토압이 높게 측정되었는데 반해 최종토압의 경우에는 작은 자갈을 30% 포함한 경우가 50% 포함한 경우보다 낮게 측정되었다.

혼합시료 7kg의 경우, 작은 자갈의 비율이 30, 50%의 경우에 최종 토압이 비슷하게 측정되었으나 초기 최대 토압에서는 비교적 큰 차이를 보인다. 특히 작은 자갈 50%를 함유한 혼합시료가 30%를 포함한 혼합시료 보다 최대 토압 및 최종 토압이 높게 측정된 이유는 단일 시료 7kg 시료의 경우와 마찬가지로 다량의 시료가 수로를 이동하는 과정에서 발생되는 마찰력에 의해 발생한 현상으로 추정된다.

Yamamoto A 외(1998)의 경우, 수로판 하부 조건, 사용시료의 무게, 입자의 크기 등 실험 조건은 다르지만 본 실험과 비슷한 형식의 모형실험을 수행한 바 있다. 초기 실험조건이 달라 최종 측정 값은 다르지만, 충격력 패턴을 관찰할 수 있는 그래프가 유사하게 나타남을 알 수 있다. Yamamoto A 외는 토석류 모형실험에 의한 충격력 작용 패턴을 그림 12와 같이 분류하였다. 패턴 1의 경우, 충격력이 시간이 지남에 따라 점차 증가하는 경우로 토석류의 이동속도가 비교적 느린 경우에 해당하며, 패턴 2(시료 월류 미발생), 3(시료 월류 발생)의 경우에는 토석류가 하부에 단시간에 도달한 경우에 나타난다. 본 실험 결과의 경우, 충격력 작용 패턴 2, 3의 결과와 유사한 것을 볼 수 있다. 이는 본 실험에서 건조시료를 사용하고 모형실험장치 수로 바닥에 아무런 조건을 가지 않아 비교적 빠른 속도로 시료가 이동하여 나타난 결과로 볼 수 있다. 다만, 시료의 무게가 증가한 경우(그림 7, 8)에는 수로폭의 영향과 시료간의 간섭효과에 의해 측정 토압이 천천히 감소되는 것으로 판단된다.

토석류의 이동 시간 특성을 파악해 보기 위하여 토석류 모형실험 결과로부터 각 시료의 토압계 최초 도달 시간과 최대 토압측정 시간을 측정하였다(표 5).

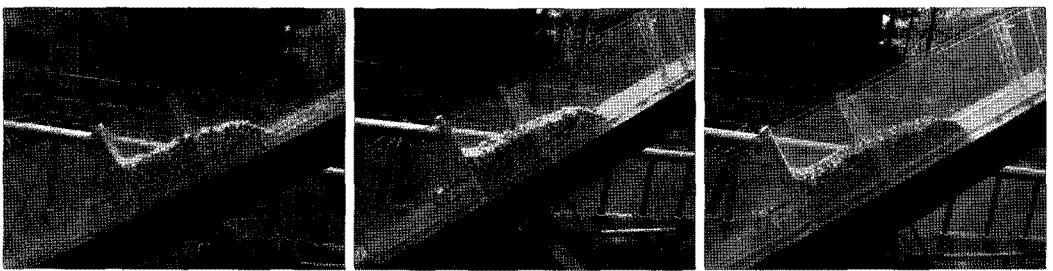


그림 10. 혼합시료 최종 퇴적 형태(5kg, 左 : M30, 中 : M50, 右 : M70)

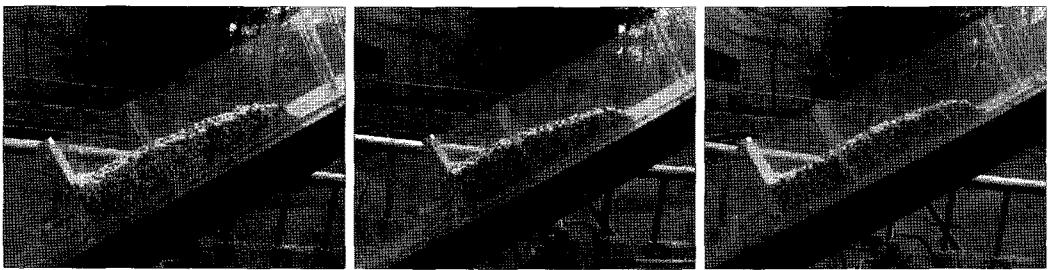


그림 11. 혼합시료 최종 퇴적 형태(7kg, 左 : M30, 中 : M50, 右 : M70)

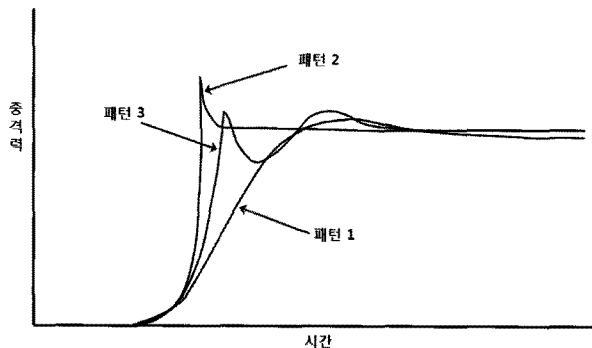


그림 12. 충격력의 작용 패턴(Yamamoto A 외, 1998)

표 5로부터 실험 시료의 구성비 별, 무게별 토압 측정 시간을 정리하였다(그림 13, 14, 15, 16). 각 실험 시료의 구성별 최초 도달 시간을 보면 시료 구성 별, 무게별로 큰 차이가 없음을 알 수 있다. 다만, 7kg의 경우에 약간 늦게 도달되는 현상을 볼 수 있는데, 이는 무게별 토압 측정 경우와 같이 모형실험 수로의 영향으로 발생한 현상으로 판단된다(그림 13, 14). 모형실험 결과를 실제 토

석류 발생의 경우와 같다고 가정하면, 최초 토석류 발생 시 하부까지의 도달 시간은 토석류 발생 규모, 구성 입자의 크기에는 무관하게 일정한 시간에 도달한다고 볼 수 있다.

그림 15는 토석류 모형실험에서 최대 토압 측정시간을 보여준다. 최대 토압 측정시간은 불규칙한 양상을 보이나 대략적으로 입자의 크기가 작아질수록 측정되는 최대 토압의 시간이 짧아지는 경향을 볼 수 있다. 그림 16에서는 최대 토압 측정 시간의 경우, 3, 7kg의 경우 측정시간이 비교적 비슷하게 나타났으나, 5kg의 경우, 다양한 구간에서 최대 토압이 측정되는 것을 알 수 있다. 이 같은 결과는 모형실험 수로의 폭의 영향에 의해 7kg의 최대토압 측정시간이 5kg의 경우보다 빠르게 나타나 발생한 현상으로 판단된다. 그러나 다른 한편으로는 실제 토석류 발생 현장에서도 토석류가 이동하는 수로 혹은 계곡부의 폭이 본 연구의 실험 장치와 같이 좁은 형상이 지속되는 지형이 있다면 발생되는 토석류의

표 5. 모형실험 시료의 최초 토압계 도달 시간 및 최대 토압 측정 시간(단위 : 초)

무게(kg)	3		5		7		
	구분	최초	최대	최초	최대	최초	최대
L		1.8	4.3	1.4	6.2	1.2	5.3
M30		1.5	3.8	1.5	4.3	1.4	4.7
M50		1.4	3.1	1.5	4.5	1.6	4.3
M70		1.5	3.9	1.4	5.4	1.4	4.4
S		1.5	3.6	1.4	3.7	2.1	4.5

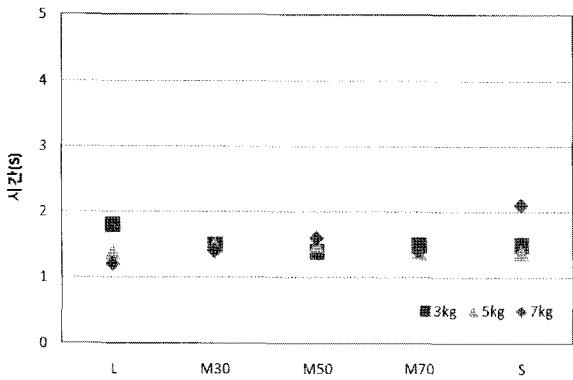


그림 13. 각 실험 재료 구성별 최초 토압계 도달 시간

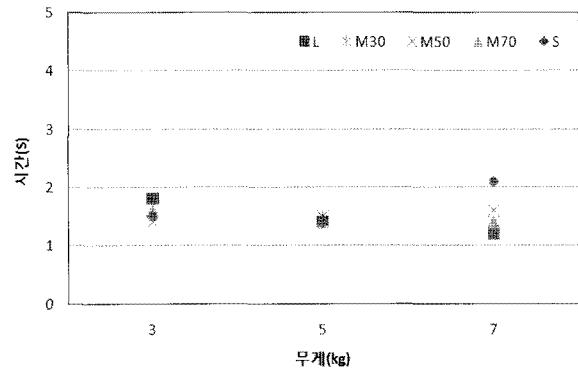


그림 14. 각 실험 재료 무게별 최초 토압계 도달 시간

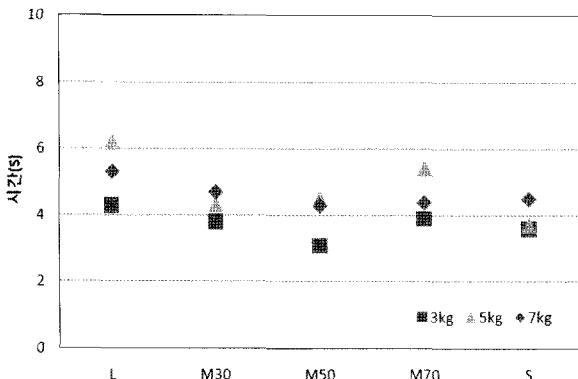


그림 15. 각 실험 재료 구성별 최대 토압 측정 시간

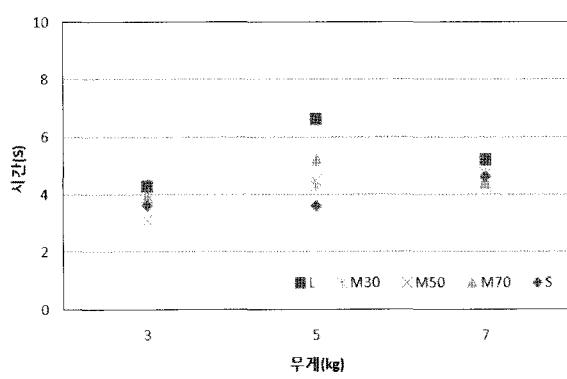


그림 16. 각 실험 재료 무게별 최대 토압 측정 시간

표 6. 토석류 모형실험 측정 결과(unit : kN/m<sup>2</sup>)

구분	1kg		3kg		5kg		7kg	
	최대	최종	최대	최종	최대	최종	최대	최종
L	31.2	17.1	49.8	42.9	56.6	52.3	58.9	45.3
M30	—	—	46.2	31.2	47	36.7	47.9	41.6
M50	—	—	39.7	27.1	43.2	39.9	54.7	42.4
M70	—	—	28.3	20.4	37.6	34.4	41.6	30.8
S	22	16.9	34.4	30	32.2	29	27	26.6

양에 비해 하부에서 측정되는 토압이 작게 나타날 수도 있음을 시사한다고 볼 수 있다.

토석류 모형실험을 통해 측정된 작은 자갈, 큰 자갈, 혼합시료 3, 5, 7 kg을 이용하여 측정된 토압을 표 6에 정리하였다. 표 6을 보면 큰 자갈의 토압이 전반적으로 크게 나타나며 혼합시료의 경우에는 작은 자갈의 비율이 낮을수록 토압이 크게 나타남을 알 수 있다.

표 6으로부터 각각의 실험 시료 구성 특성, 실험 시료 무게 별 토압 분포 특성을 분석하여 보았다. 각 그래프의 데이터에는 로그 방정식의 추세선을 추가하여 데이터 분포 현황을 파악하였다(그림 17, 18, 19, 20).

그림 17과 18을 보면 실험에 사용한 시료의 무게가 일정할 경우, 실험 시료의 구성 입자가 작아질수록 측정

된 최대, 최종 토압은 점차 줄어드는 경향을 볼 수 있다. 같은 크기의 구성비를 갖는 실험 시료의 경우, 무게가 클수록 측정되는 토압이 크게 나타나는 경향을 볼 수 있다. 일부 실험시료의 입자가 작음에도 불구하고 측정되는 토압이 크게 나타나는 경우를 볼 수 있는데, 이는 시료가 하부로 이동하는 과정에서 수로와 시료 입자간, 입자와 입자간 사이의 반응에 의해 발생되는 힘의 양상이 불규칙하게 일어나기 때문으로 판단된다.

그림 19와 20은 각 실험 시료 무게별 최대 토압 및 최종 토압 분포 현황을 나타내고 있다. 각각의 최대 및 최종 토압은 작은 자갈과 큰 자갈의 무게별 최대 및 최종 토압의 범위 안에 포함되어 있다. 따라서 입자의 평균 지름이 크면 토압이 증가되지만 큰 자갈에 혼합된

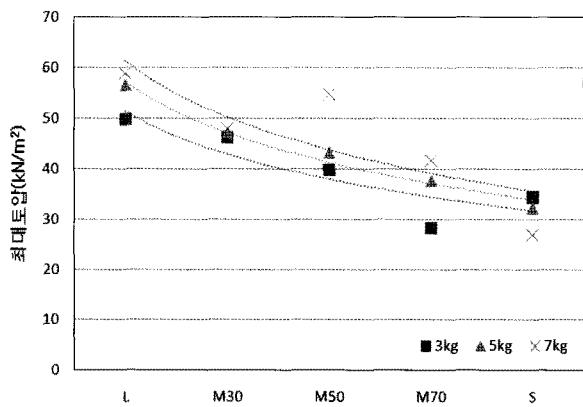


그림 17. 각 실험 시료 구성별 최대 토압 분포 현황

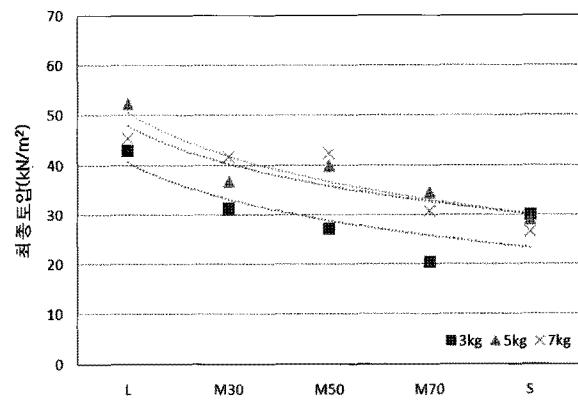


그림 18. 각 실험 시료 구성별 최종 토압 분포 현황

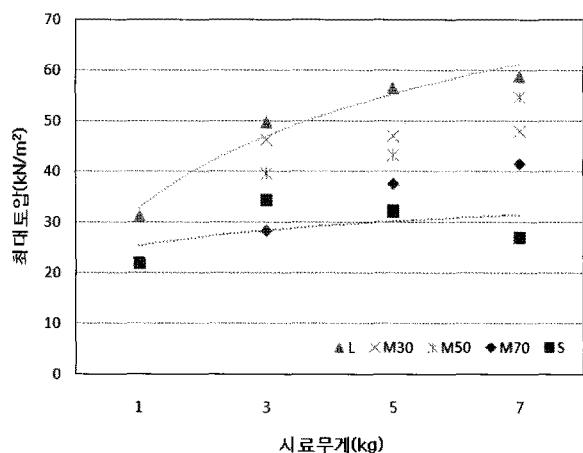


그림 19. 각 실험 시료 무게별 최대 토압 분포 현황

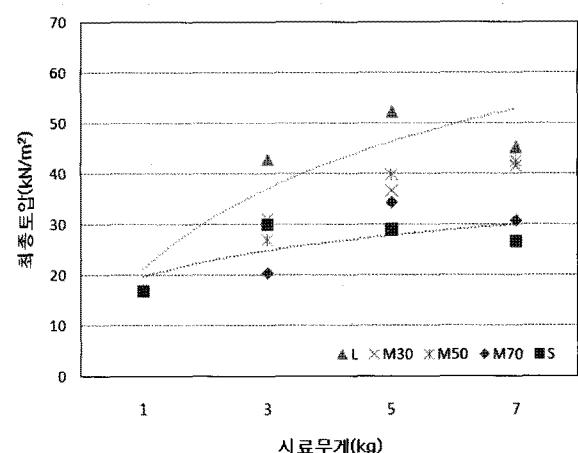


그림 20. 각 실험 시료 무게별 최종 토압 분포 현황

평균 지름이 작은 입자들이 존재하면 혼합된 입자들의 양에 따라 토압의 크기가 감소된다.

#### 4. 결 론

자연에서 발생하는 토석류 발생현상을 실내시험으로 단순화시켜 여러 가지 조건에 대하여 토석류가 발생하는 충격력을 이해하기 위해 토석류 모형실험을 수행하였다. 특히 작은 자갈과 큰 자갈을 이용한 토석류 모형실험을 통해, 단일 시료와 혼합시료가 발생하는 토압을 시간에 따라 측정하여 토석류에 대한 충격력을 실험적으로 산정하였다.

토석류 모형실험결과, 토석류 흐름 초기에는 각 시료가 발생하는 토압이 평균 입자의 지름이 증가함에 따라 증가하는 경향을 나타낸다. 작은 자갈의 경우 최대 토압과 최종 토압 모두에서 시료의 양에 비례하지 않음을 알 수 있었다. 그러나 큰 자갈의 경우 최대 토압은 시료의 무게가 증가함에 따라 증가하는 경향을 보이지만 최

종 토압의 경우 실험 시료의 양에 비례하게 증가하지 않음을 알 수 있다. 이는 모형실험 시료가 발생시키는 토압이 모형실험장치 수로 바닥면과 옆면에 분산되기 때문에 발생한 현상으로 판단된다. 토석류가 발생하는 자연지형에서도 상기 기술한 현상이 동일하게 나타날 수 있는 현상인 점을 고려해 볼 때, 토석류의 영향 범위는 토석류가 퇴적된 전구간에 해당하지 않고 일정 범위에 퇴적된 토석들만이 영향을 줄 수 있음을 시사한다고 볼 수 있다. 또한, 혼합시료를 이용하여 실험한 경우의 경우, 혼합시료를 구성하고 있는 작은 자갈의 비율이 높을수록 측정되는 토압이 작게 나타났으며 입자의 평균 지름이 크면 토압이 증가되지만 큰 자갈에 혼합된 평균 지름이 작은 입자들이 존재하면 혼합된 입자들의 양에 따라 토압의 크기가 감소한다. 이러한 결과는 토석류를 구성하고 있는 입자 크기에 따라 발생되는 토압이 다양하게 나타난다고 볼 수 있다. 토석류 발생시 나타나는 충격력이 토석류의 양에 비례하게 증가하지 않으며 토석류를 구성하고 있는 입자 크기의 구성비에 따라 충격

력의 양상이 다양하게 나타난다면 이런 점을 고려하여 토석류 대책구조물을 설계하는 방법을 개발해야 할 것으로 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 국토해양부 지역기술혁신사업의 연구비 지원('08지역기술혁신 B01-01, 산지하천도로 호우피해 방지를 위한 수충부 및 토석류 방재설계 선진화 기술개발-토석류 대책구조물 설계를 위한 모형실험)에 의해 수행되었습니다.

## 참 고 문 헌

1. 김기환, 이동혁, 김대희, 이승호 (2008), 토석류 흐름 상태 특성 파악을 위한 모형실험 연구, *한국지반환경공학회 논문집*, 제9권 제5호, pp.83-89.
2. 김상규, 서홍석 (1997), 레올로지 모델을 이용한 토석류 이동해석, *한국지반공학회지*, Vol.13, No.4, pp.133-143.
3. 김원형 (2001), 토석류 산사태의 발생원인과 예측, *방재연구*, Vol.3, No.4, pp.4-14.

4. 김재현 (2003), 토석류 발생과 방재 기술, *산림 7월호*, pp.72-77.
5. 김진홍 (1995), 토석류의 해석과 적용분야. *토목*, Vol.43, No.9, pp.100-103.
6. 산림청, 1998, *사방기술교본*.
7. 이동우 외 13인 공연 (2007), 자연재해와 방재. *시그마프레스*, pp. 149-151.
8. 채병곤, 김원영, 조용찬, 김경수, 이준호, 최영섭 (2004), 토석류 산사태 예측을 위한 로지스틱 회귀모형 개발, *지질공학회지*, Vol.14, No.2, pp.211-222.
9. 황학, 고갑수 (1996), 토석류 거동을 위한 운동학적 모델, *대한토목학회논문집*, Vol.16, No.3, pp.287-294.
10. Berzi D., Larcen E. (2007), Laboratory investigation of dam-break flow of a mixture of water and granular mater, *Debris-flow hazards mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, Millpress, pp. 223-228.
11. Kramer, SL, and Mitchell, RA (2006), Ground Motion Intensity Measures for Liquefaction Hazard Evaluation, *Earthquake Spectra*, Vol.22, No.2, pp.413-438.
12. Tiberghien D., Laigle D., Naaim M., Thibert E., Ousset F. (2007), Experimental investigations of interaction between mudflow and an obstacle, *Debris-flow hazards mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, Millpress, pp.281-292.
13. Yamamoto A., Yamamoto S., Toriihara M., Hirama K. (1998), Impact Load on Sabo Dam due to Debris Flow, *砂防學會誌*, Vol.51, No.2 pp.22-30. (Japanese)

(접수일자 2010. 3. 23, 심사완료일 2010. 11. 2)



# 방사방향 배수를 고려한 초연약 지반의 비선형 유한변형 자중압밀 거동 분석

## Non-linear Finite Strain Consolidation of Ultra-soft Soil Formation Considering Radial Drainage

안 용 훈<sup>1</sup> An, Yonghoon  
이 철 호<sup>3</sup> Lee, Chulho  
최 은 석<sup>5</sup> Choi, Eunseok

곽 태 훈<sup>2</sup> Kwak, Taehoon  
최 항 석<sup>4</sup> Choi, Hangseok

### Abstract

Vertical drains are commonly used to accelerate the consolidation process of soft soils, such as dredged materials, because they additionally provide a radial drainage path in a deep soil deposit. In practice, vertical drains are commonly installed in the process of self-weight consolidation of a dredged soil deposit. The absence of an appropriate analysis tool for this situation makes it substantially difficult to estimate self-weight consolidation behavior considering both vertical and radial drainage. In this paper, a new method has been proposed to take into account both vertical and radial drainage conditions during nonlinear finite strain self-weight consolidation of dredged soil deposits. For 1-D nonlinear finite strain consolidation in the vertical direction, the Morris (2002) theory and the PSDDF analysis are adopted, respectively. On the other hand, to consider the radial drainage, Barron's vertical drain theory (1948) is used. The overall average degree of self-weight consolidation of the dredged soil is estimated using the Carillo formula (1942), in which both vertical and radial drainage are assembled together. A series of large-scale self-weight consolidation experiments being equipped with a vertical drain have been carried out to verify the analysis method proposed in this paper. The results of the new analysis method were generally in agreement with those of the experiments.

### 요    지

준설매립지반의 압밀을 촉진시키기 위하여 연직방향 뿐만 아니라 방사방향의 배수를 유도하는 연직배수공법이 많이 사용된다. 하지만, 일반적으로 준설된 매립지반의 자중압밀이 완료되기 이전에 연직배수공법이 적용되므로 준설 매립지반의 자중압밀이 진행되는 도중에 연직방향과 방사방향 배수를 동시에 고려하여 압밀거동을 예측하는 것이 필요하다. 본 논문에서는 비선형 유한변형 자중압밀 과정에서 준설매립지반의 연직방향 및 방사방향을 모두 고려할 수 있는 새로운 해석방법을 제안하였다. 연직방향 비선형 유한변형 자중압밀은 Morris(2002)의 이론해와 PSDDF 해석 결과를 적용하고 방사방향 압밀은 Barron(1948)이 제시한 이론해를 도입하였다. 각각의 압밀도를 Carillo(1942)의 제안식을 적용하여 연직방향과 방사방향 배수를 고려한 준설매립지반의 자중압밀을 예측하는 방법을 제시하였다. 본 연구에서 제안한 해석방법을 검증하기 위해 연직배수재가 설치된 대형자중압밀 시험을 수행한 후 해석결과와 비교하여, 제안한 해석방법이 실험결과를 잘 예측할 수 있음을 알 수 있었다.

**Keywords :** Vertical drains, Self-weight consolidation, Time rate consolidation, PSDDF

1 (주)전화 (Kunhwa Consulting & Engineering Co., Ltd.)

2 고려대학교 건축·사회환경공학부 석사과정 (Graduate Student, School of Civil, Environ & Architect. Engrg., Korea Univ.)

3 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학부 박사과정 (Member, Graduate Student, School of Civil, Environ & Architect. Engrg., Korea Univ.)

4 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 부교수 (Member, Associate Prof., School of Civil, Environ & Architect. Engrg., Korea Univ., hchoi2@korea.ac.kr, 교신저자)

5 정회원, (주)에스디이엔지 이사 (Member, SD Eng.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 서 론

항만공사 부지조성이나 항로 혹은 하천 준설매립시 형성되는 초연약 준설매립지반의 시간에 따른 압밀거동의 정확한 예측은 준설매립지반 개량공사에서 매우 중요한 요소이다. 일반적으로 공사의 특성상 준설매립지반이 단계매립에 의해 조성되기는 하지만, 비교적 두꺼운 준설매립지반의 자중압밀이 완료되기 위해서는 보통 몇 년 이상이 소요된다. 준설토의 자중압밀을 고려한 초연약 준설매립지반의 1차원 비선형 유한변형 압밀거동에 대해서는 현재까지 많은 연구가 이루어져 왔다 (Gibson et al. 1967; Cargill 1982, 1986; Morris 2002, 2007; Stark et al. 2005a, 2005b; 최항석 등 2006, 2007).

준설매립지반 개량공법 중에 하나인 선행압밀공법 적용시, 방사방향의 배수를 추가로 유도하여 두꺼운 준설매립지반의 압밀을 촉진 시키는 연직배수공법을 함께 적용한다. 하지만, 준설매립지반의 자중압밀 완료에는 많은 시간이 소요되므로, 실제 준설매립지반 개량 현장에서는 연직배수재를 준설매립토의 자중압밀이 완료되기 훨씬 이전에 장비를 운전할 수 있는 표층강도만 확보되면 시공하는 것이 일반적이다. 현재까지 연직배수재에 관한 연구내용은 주로 자중압밀이 완료된 준설매립지반에 대한 미소변형이나 비선형 유한변형 압밀해석에 국한되었다(Rendulic 1935; Carillo 1942; Barron 1948; Yoshikuni 1979; Hansbo 1981; Zeng et al. 1981; Xie 1987; Onoue 1988; Zeng and Xie 1989; Lo 1991; 윤찬영 등 2008).

전술한 이전 연구들의 제한성을 극복하고자 본 연구에서는 비선형 유한변형 자중압밀이 진행되는 도중에 연직배수재가 시공된 조건을 적절히 모사하기 위해 준설매립지반의 연직방향 및 방사방향을 모두 고려할 수 있는 해석방법을 제안하였다. 연직방향의 1차원 비선형 유한변형 자중압밀은 Morris(2002)의 이론해와 PSDDF(Stark et al. 2005a) 해석결과를 적용하였고, 방사방향 압밀은 Barron(1948)이 제시한 이론해를 도입하였다. 각각의 연직방향과 방사방향의 압밀도를 Carillo (1942)의 제안식을 적용하여 연직배수재가 설치된 준설매립지반의 자중압밀을 예측하는 방법을 제시하였다. 본 연구에서 제안한 해석방법을 검증하기 위해 연직배수재가 설치된 대형자중압밀 시험을 수행하고 이를 해석결과와 비교하여, 제안한 방법이 실험결과를 잘 예측할 수 있음을 보였다. 특히, 연직방향 1차원 비선형 유한변형 자중압

밀 거동 예측시, Morris(2002)가 제안한 50% 압밀도를 기준으로 연직방향 압밀계수를 전체 압밀과정 중 고정값으로 단순화시킨 방법에 비하여 PSDDF를 이용하여 각 응력단계에서 비선형성을 정밀하게 고려한 해석방법이 보다 정확한 예측을 하도록 하였다.

## 2. 비선형 유한변형 압밀이론

압밀이 진행되는 동안 투수계수가 일정하고 미소변형이며, 간극비와 유효응력이 선형 관계라는 가정 하에서 유도된 Terzaghi의 일차원 압밀 이론해는 준설매립지반과 같은 압축성이 큰 초연약지반의 압밀거동 예측에는 적합하지 않다. 특히, Terzaghi의 일차원 압밀 이론해는 준설매립시 침강이 완료된 후 진행되는 자중압밀거동을 고려하지 못한다. 준설매립지반 압밀 침하량이 크고 압밀이 진행되는 동안 지반의 투수계수가 응력수준에 따라 감소하며, 간극비와 유효응력의 관계가 비선형이다. 따라서 실제 초연약 준설매립지반의 압밀거동을 예측하기 위해서는 간극비-유효응력, 간극비-투수계수 관계의 비선형성을 고려한 유한변형 압밀이론의 적용이 필요하다.

Gibson et al.(1967)은 초연약지반의 자중압밀과 비선형 유한변형 압밀거동 예측을 위해 흙 입자와 간극수의 평형방정식, 시간변화에 따른 연속방정식, 간극비-유효응력 및 간극비-투수계수 관계로부터 다음과 같은 1차원 비선형 편미분 방정식을 제시하였다.

$$\left( \frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \frac{d}{de} \left[ \frac{k(e)}{(1+e)} \right] \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left[ \frac{k(e)}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial z} \right] + \frac{\partial e}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

여기서,  $z$ 는 축소(물질)좌표계(reduced or material coordinate),  $e$ 는 간극비,  $k(e)$ 는 간극비의 함수로 표현되는 투수계수,  $\gamma_s$ 와  $\gamma_w$ 는 각각 흙 입자와 간극수의 단위중량,  $\sigma'$ 은 유효응력,  $t$ 는 시간이다. 식 (1)을 유도하기 위해 Gibson et al.(1967)은 기존의 Darcy의 법칙을 수정하여 흙 입자와 간극수의 상대속도 개념을 적용한 수정 Darcy의 법칙을 적용하고, 비선형 유한변형 압밀이론식에 다음과 같은 비선형계수  $g(e)$ 와  $\lambda(e)$ 를 도입하였다.

$$g(e) = - \frac{k(e)}{\gamma_w(1+e)} \frac{\partial \sigma'}{\partial e}$$

$$\lambda(e) = -\frac{d}{de} \left( \frac{de}{d\sigma'} \right) \quad (2)$$

여기서, 유한변형 압밀계수( $g$ )는 일반적인 Terzaghi의 압밀계수( $c_v$ )와 다음과 같은 관계를 갖는다.

$$g(e) = \frac{c_v}{(1+e)^2} \quad (3)$$

식 (1)의 비선형 유한변형 압밀이론식은 준설토의 자중압밀을 고려할 수 있고, 시간에 따라 변하는 간극비의 함수로 투수계수가 표현되며, 응력단계에 따른 간극비-유효응력 관계를 적용할 수 있기 때문에 압축성이 큰 준설매립지반과 같은 초연약지반의 압밀거동을 예측하는데 적합하다.

비선형 편미분 방정식인 식 (1)에 대한 이론적인 해를 직접 구할 수 없기 때문에 비선형 압밀계수  $g(e)$ 와  $\lambda(e)$ 를 상수로 가정하여 식 (1)을 다음 식 (4)과 같이 단순화 할 수 있다.

$$\frac{\partial^2 e}{\partial z^2} + \lambda(\gamma_s - \gamma_w) \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{1}{g} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (4)$$

여기서,  $\lambda$ 는 압축성과 관련된 선형화된 상수,  $g$ 는 상수로 표시된 유한변형 압밀계수이다.

Morris(2002)는 식 (4)에 대한 해를 유도하기 위해 50% 압밀 시점의 연직방향 압밀계수를 전체 자중압밀 과정의 압밀계수로 적용하여 단순화 시킨 후, 유한변형 시간 계수( $T$ )로 표현되는 압밀도를 일면배수 조건에 대해서는 식 (5)와 같이 제시하고, 양면배수 조건에 대한 식 (6)과 같이 나타냈다.

$$U(T) = 1 - 2\pi^2 N \left( \frac{\left[ \exp\left(\frac{N}{2}\right) - \exp\left(-\frac{N}{2}\right) \right] \exp\left(-\frac{N^2 T}{4}\right)}{N + \exp(-N) - 1} \right) \\ \times \sum_{n=1,2,3}^{\infty} \left( \frac{n^2 \left[ \exp\left(-\frac{N}{2}\right) + (-1)^{n+1} \right] \exp(-n^2 \pi^2 T)}{\left[ \left(\frac{N}{2}\right)^2 + (n\pi)^2 \right]^2} \right) \quad (5)$$

$$U(T) = 1 - 2N^2 \left( \frac{\exp\left(\frac{N}{2} - \frac{N^2 T}{4}\right)}{N + \exp(-N) - 1} \right) \\ \times \sum_{n=1,2,3}^{\infty} \left( \frac{\alpha_n \sin(\alpha_n) \exp(-\alpha_n^2 T)}{\left[ \alpha_n^2 + \left(\frac{N}{2}\right)^2 + \frac{N}{2} \right] \left[ \alpha_n^2 + \left(\frac{N}{2}\right)^2 \right]} \right) \quad (6)$$

여기서,  $N = \lambda l (\gamma_s - \gamma_w)$ ,  $T = \frac{gt}{l^2}$ ,  $l$ 은 흙 입자만의

두께, 푸리에 상수  $a_n$ 은 다음과 같이 표현될 수 있다 (Hildebrand 1949):

$$a_n = \frac{2n\pi(-1)^{n+1} \left[ \exp\left(\frac{N}{2}\right) - \exp\left(-\frac{N}{2}\right) \right]}{\left(\frac{N}{2}\right)^2 + (n\pi)^2}$$

Cargill(1982) 식 (1)을 유한차분식으로 나타내고, 이 유한차분식은 비선형 유한변형률 압밀해석 프로그램인 PSDDF(Primary consolidation, Secondary compression and Desiccation of Dredged Fill, (Stark 등, 2005))에 적용되었다. PSDDF는 압축성이 큰 준설매립토의 일차압밀, 이차압밀, 건조수축을 고려할 수 있다. PSDDF를 적용하기 위해서는 일차압밀, 이차압밀, 건조수축에 대한 입력치가 필요하고, 그 중 일차압밀과 관련이 있는 준설매립토의 초기 간극비, 간극비-유효응력 관계, 간극비-투수계수 관계가 적절한 실험을 통해 결정되어야 한다.

### 3. 방사방향 압밀을 고려한 압밀이론 해석

#### 3.1 Barron의 방사방향 압밀 이론

Barron(1948)은 방사방향 압밀에 대한 가장 포괄적인 해법을 제시하였는데, 연직배수재로 인한 방사방향 압밀에 대해 자유변형 가정에 기초한 이론 해와 균등변형가정에 기초한 근사 해를 제시하였고, 자유변형과 균등변형으로부터 산정된 예상 과잉간극수압의 차이가 거의 없음을 보였다. 균등변형 압밀조건으로부터 Barron(1948)이 제시한 방사방향 압밀 이론해는 식 (7)과 같다.

$$\overline{U_h} = 1 - \exp\left(\frac{-8T_h}{F(n)}\right) \quad (7)$$

여기서,  $T_h$ 는 방사방향 압밀에 대한 시간계수 ( $T_h = \frac{c_h t}{4R^2}$ ),  $R$ 은 연직배수재의 유효반경,  $c_h$ 는 방사방향 압밀계수 ( $c_h = \frac{k_h(1+e)}{a_v \gamma_w}$ ),  $a_v$ 는 점토층의 압축계수를 의미한다.

본 연구에서는 자중압밀 도중에 준설점토가 층상구조를 갖지 않고 균등하게 분포한다고 보고, 연직방향 압밀계수( $c_v$ )와 방사방향 압밀계수( $c_h$ )가 동일하다고 가정하였다.

### 3.2 연직방향과 방사방향을 고려한 carillo의 압밀 이론

연직배수재가 타설된 준설매립지반의 연직방향과 방사방향 배수가 동시에 발생하는 조건에 대한 압밀해는 Carillo(1942)에 의해 다음의 식 (8)과 같이 제안되었다.

$$1 - U = (1 - U_r)(1 - U_z) \quad (8)$$

여기서,  $U$ 는 임의의 시간에서 점토층의 평균압밀도,  $U_z$ 는 임의의 시간에서 연직방향 평균압밀도,  $U_r$ 는 임의의 시간에서 방사방향 평균압밀도를 의미한다. 본 논문에서는 Morris(2002)의 압밀이론해와 PSDDF 해석결과를 연직방향 평균압밀도로, Barron(1948)의 압밀이론해를 방사방향 평균압밀도로 적용하여 연직방향과 방사

방향 흐름을 동시에 고려한 비선형 유한변형 압밀거동을 검토하였다.

### 4. 연직배수재를 고려한 자중압밀 시험

#### 4.1 대형자중압밀 시험장치

방사방향을 고려한 자중압밀 거동분석을 위하여 100cm 높이의 대형자중압밀 시험장비를 고안하였다(그림 1). 대형자중압밀 시험장비는 지름 30cm, 높이 20cm 규격을 갖는 5개의 원통형 투명 아크릴 셀을 결합하여 자중 압밀이 진행되는 동안 외부에서 계면고 변화를 확인할 수 있다. 각 아크릴 셀 사이에는 오링을 삽입하여 자중 압밀이 진행되는 동안 아크릴 셀 사이에서 발생할 수 있는 점토 슬러리의 유출을 방지하였다. 또한, 각 아크릴 셀에는 자중압밀이 진행되는 동안 시간에 따른 깊이 별 간극수압을 측정할 수 있는 간극수압계 설치용 벨브가 설치되어 있다. 대형자중압밀 시험장비의 하부판은 하방향으로 배수조건을 모사할 수 있도록 다수의 배수구를 형성하였다. 하부판의 배수구는 벨브와 연결되어 있어 하부판에서의 배수 및 비배수 조건을 조절할 수 있다. 즉, 하부로의 배수 시, 양면배수 자중압밀 조건을, 하부 비배수 시, 일면배수 자중압밀 조건을 모사할 수 있다. 원통형 아크릴 셀 중심에 연직배수재 역할을 하는 원통형 아크릴을 고정할 수 있는 고정 장치가 존재하며 연직배수재를 통한 배수를 가능하게 하기 위하여 고정 장치에도 하부에 배수구를 설치하였다. 방사방향 배수량과 연직방향 배수량을 비교하기 위하여 하부 연직배수재 고정장치와 하부판의 배수구는 독립된 벨브로 연결되어 있다. 연직배수재 역할을 하는 지름 6cm의 원통형 아크릴에는 하부판과 마찬가지로 다수의 배수구가 존재하며, 자중압밀이 진행되는 동안 점토 슬러리가 배

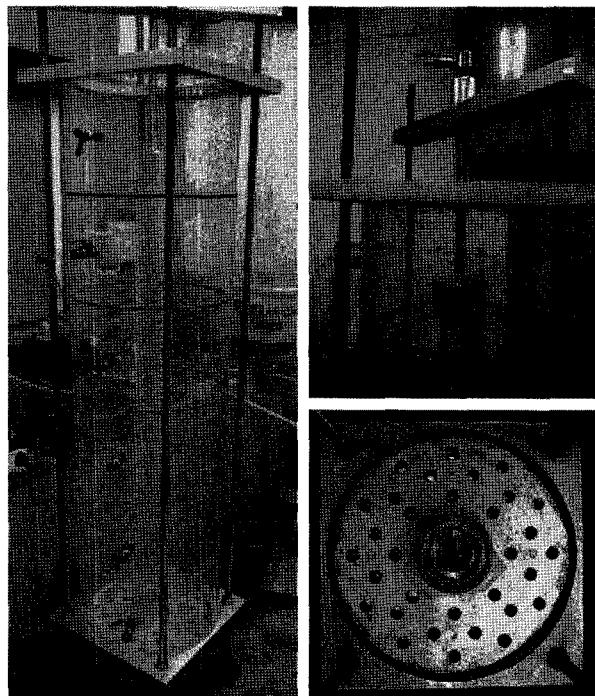


그림 1. 연직배수재를 고려한 대형자중압밀 시험 장비

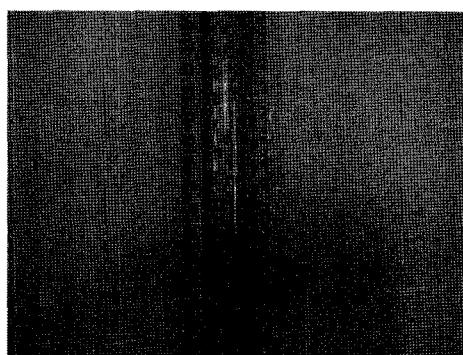
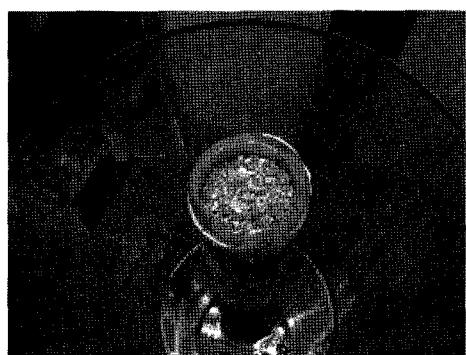


그림 2. 연직배수재 역할을 하는 원통형 아크릴



수구를 통과하는 것을 막기 위하여 원통형 아크릴 외부는 여과지를 부착하였다. 그리고 원통형 아크릴 내부는 투수계수가 충분히 큰 모래를 채워, 준설매립지반에서 사용되는 연직배수재를 모사하였다.

그림 2는 대형자중압밀 시험에서 연직배수재를 모사하는 원통형 아크릴 기동을 보여준다.

#### 4.2 시료 및 자중압밀 시험결과

본 연구에서 시료의 균질성을 확보하기 위해 카올리나이트를 사용하여 준설매립지반 거동을 모사하였다. 카올리나이트 시료에 대한 기본 물성 시험은 비중 시험, 액·소성 시험, 입도 시험을 실시하여 통일분류상 압축성이 큰 점토(CH)로 시료를 분류하였고, 그 결과를 표 1에 정리했다.

표 2는 카올리나이트에 대한 XRD 분석결과를 보여준다. 본 논문에서 사용된 카올리나이트시료의 순도는 90.3%이고, 깁사이트(Gibbsite)와 석영(Quartz)등의 불순

물이 소량 포함되어 있다.

그림 3은 카올리나이트의 XRD 분석결과를 보여주는 그래프이다.

카올리나이트 시료를 배합하여 침강 및 자중압밀 시험을 통해서 산정하게 되는 초기 간극비( $e_{00}$ ; void ratio at zero effective stress)는 침강압밀이 끝나고 자중압밀이 시작되는 시점에서 시료의 간극비를 의미한다. 초기 간극비는 침강과정과 압밀과정 사이의 경계면에 해당하는 상태를 의미하며, 이는 시료 입자들이 서로 접촉하기 시작하여 입자간의 응력이 전이되는 순간의 간극비로 정의할 수 있다(Stark et al. 2005; 최항석 등 2006). 자중압밀이 완료된 시점에서 시료 상부의 부유물과 상층액을 제거한 뒤 시료 표면의 함수비를 측정하는 시료 표면 채취법을 이용하여 산정한 카올리나이트의 초기 간극비는 7.3이였다. 또한 카올리나이트 시료의 간극비-유효응력, 간극비-투수계수관계를 파악하기 위하여 최항석 등 (2006)이 제시한 자중압밀시험 및 CRS 압밀시험을 실시하였고, 그 결과는 그림 4, 그림 5와 같다.

표 1. 카올리나이트 시료의 기본 물성치

시료	비중( $G_s$ )	액성한계(LL, %)	소성한계(PL, %)	소성지수(PI, %)	흙의 분류
카올리나이트	2.65	61.2	30.4	30.8	CH

표 2. XRD 분석결과

시료	조성비(%)				
	Kaolin Minerals	Gibbsite	Quartz	Illite	Montmorillonite
카올리나이트	90.3	6.7	2.9	미량	미량

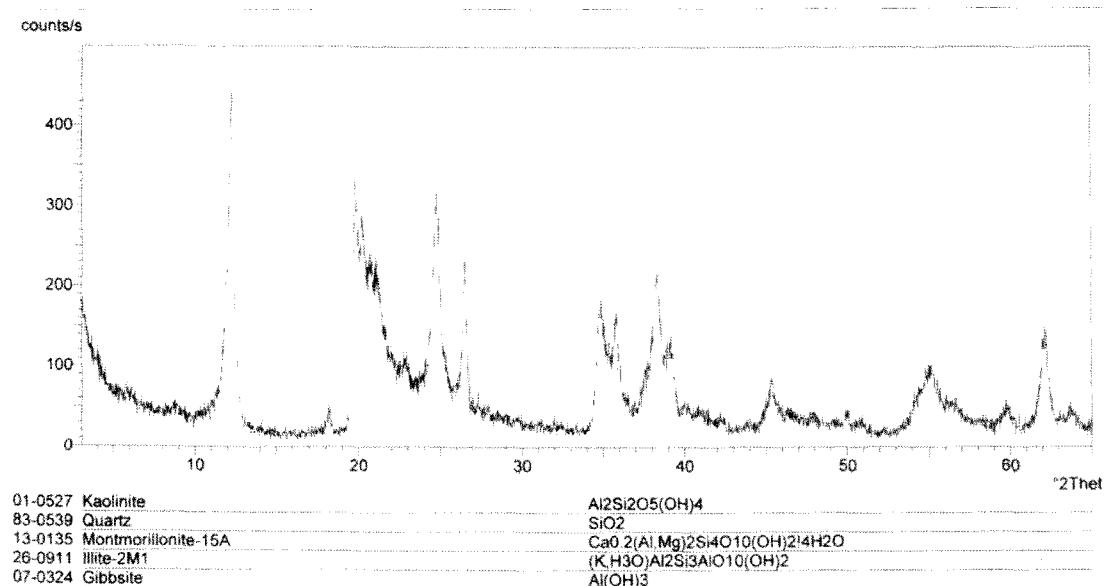


그림 3. 카올리나이트 시료의 XRD 분석결과 그래프

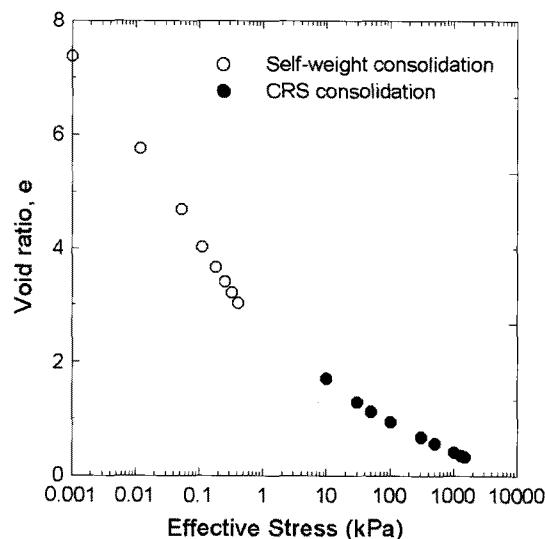


그림 4. 간극비-유효응력 관계(자중압밀 및 CRS 압밀)

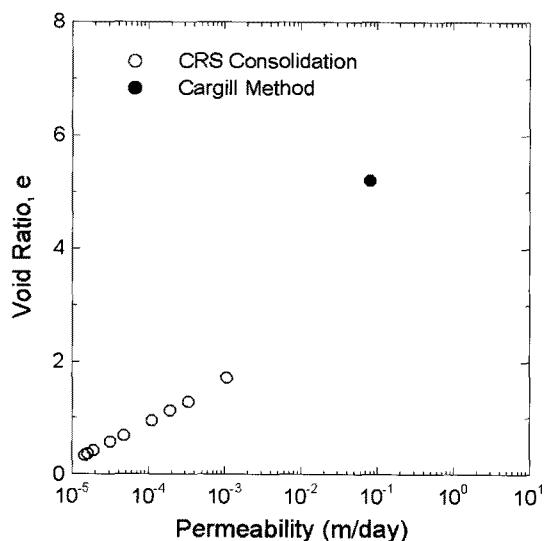


그림 5. 간극비-투수계수 관계(자중압밀 및 CRS 압밀)

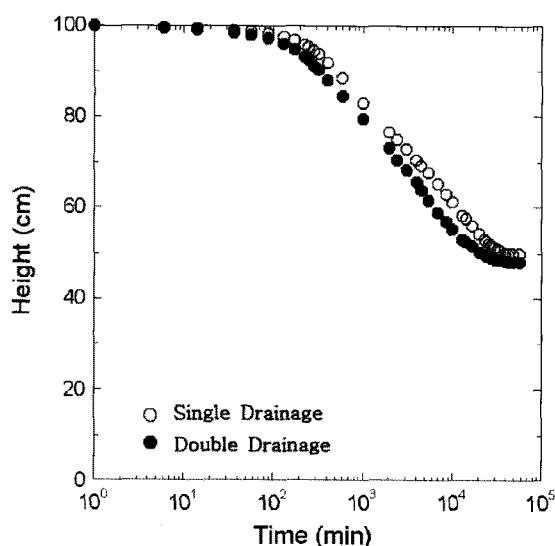


그림 6. 시간에 따른 계면고 변화(시료높이 100cm, 연직배수재 포함)

대형자중압밀 시험 장비를 이용하여 연직배수재가 설치된 준설매립지반의 압밀거동을 모사한 시험 결과는 다음의 그림 6과 같다. 그림 6은 일면 및 양면배수 조건에서 시간에 따른 계면고 변화를 보여준다.

시간에 따른 계면고 변화를 보면, 양면배수 조건이 일면배수 조건에 비하여 자중압밀속도가 빠른 것을 알 수 있다. 일면 및 양면배수 조건에서의 자중압밀 시험 결과는 점토 슬러리의 초기 배합 함수비가 동일함에도 불구하고 최종 압밀침하량에서 차이를 보이는데, 이는 일면 배수 조건에서와는 달리 양면배수 조건에서의 하방향 배수로 인해 점토 슬러리 내부에서 침투수력이 추가로 발생하여 두 조건에서의 압밀침하량의 차이를 야기한 것으로 보인다.

## 5. Morris 이론해와 방사방향 압밀을 고려한 해석

카올리나이트 시료에 대한 연직배수재가 삽입된 대형자중압밀 시험 결과와 본 논문에서 제안한 방법(연직 방향 비선형 유한변형 자중압밀에 대한 Morris (2002)의 이론해와 방사방향 압밀에 대한 Barron(1948)이 제시한 이론해를 Carillo(1942)가 제안한 이론식 (8)로 결합한 방법)을 이용한 해석결과를 비교하였다. 방사방향 압밀 해석을 위해서 필요한 연직배수재의 직경과 점토총의 유효직경은 연직배수재가 삽입된 카올리나이트 시료에 대한 대형자중압밀 시험에 사용된 연직배수재의 제원을 사용하였다.

그림 7과 그림 8은 준설매립지반의 두께가 1m인 경우에 대한 본 논문에서 제안한 Carillo(1942)의 이론식을 적용한 해석방법으로 해석한 결과와 일면 및 양면 배수조건으로 수행한 대형자중압밀 시험결과를 비교한 그래프이다. 해석결과와 시험결과가 일면배수 및 양면 배수 모두 완전하게 일치하지는 않았으나 전반적으로 유사한 경향을 보임을 알 수 있다. 특히, 자중압밀 후반부에서는 Carillo (1942)의 이론식을 적용한 해석결과가 시험결과 보다 자중압밀 속도가 다소 증가하는 경향을 보이는데, 이는 연직방향의 자중압밀 거동을 Morris (2002)의 이론해로 나타낼 때, 50% 압밀 시점의 연직방향 압밀계수를 전체 자중압밀 단계의 압밀계수로 단순화하여 적용하였기 때문으로 유추할 수 있다. 이는 다음 6장에 제시된 연직방향의 자중압밀을 PSDDF 해석결과를 이용하여 각 응력단계마다 비선형성을 정밀하게 고려하여 개선된 결과와 비교할 수 있다.

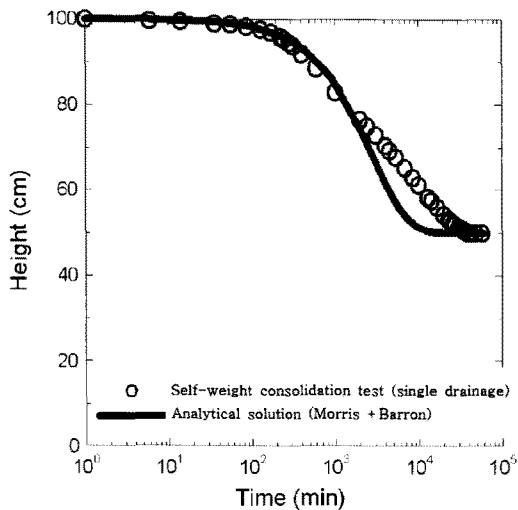


그림 7. 일면배수 자중압밀 시험 결과와 Carillo 이론해를 적용한 해석 결과 비교(시료높이 100cm, Morris(2002) 이론식 적용)

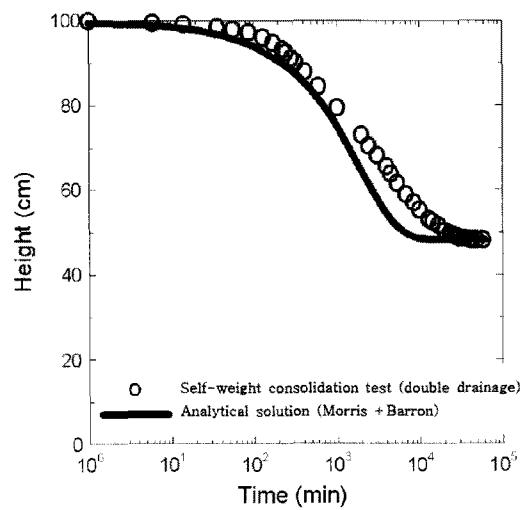
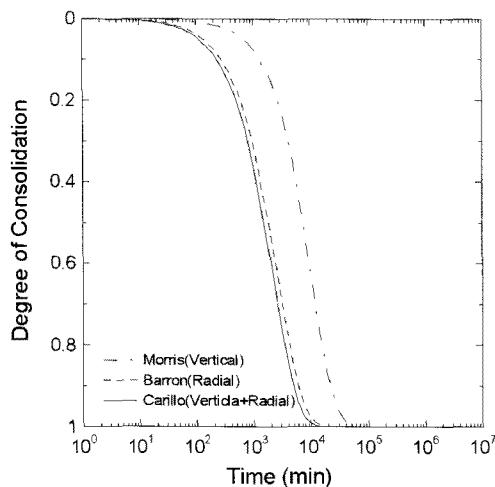
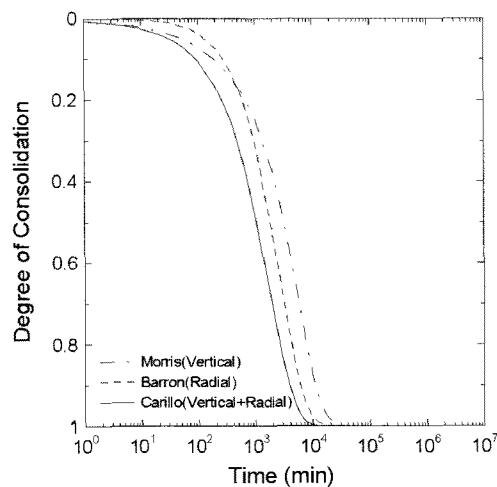


그림 8. 양면배수 자중압밀 시험 결과와 Carillo 이론해 적용한 해석 결과 비교(시료높이 100cm, Morris(2002) 이론식 적용)

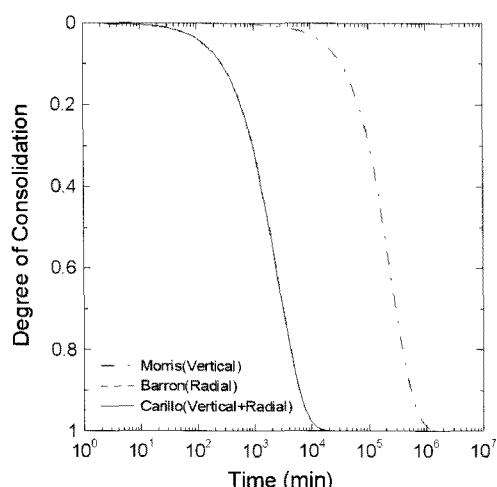


(a) 일면배수 조건

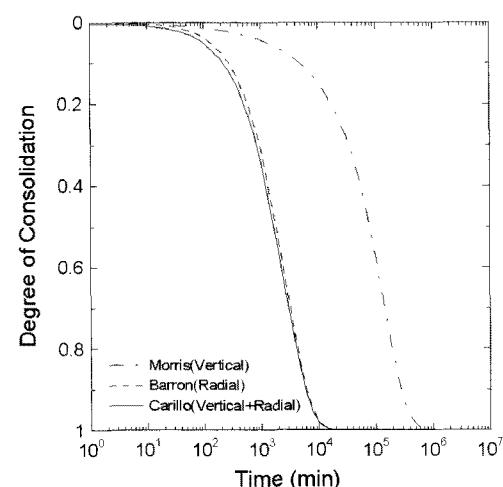


(b) 양면배수 조건

그림 9. Carillo 이론해를 적용한 해석방법으로 산정한 압밀도(매립지반 두께 1m)

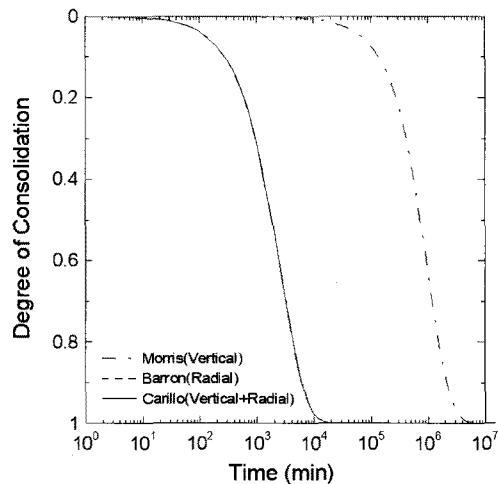


(a) 일면배수 조건

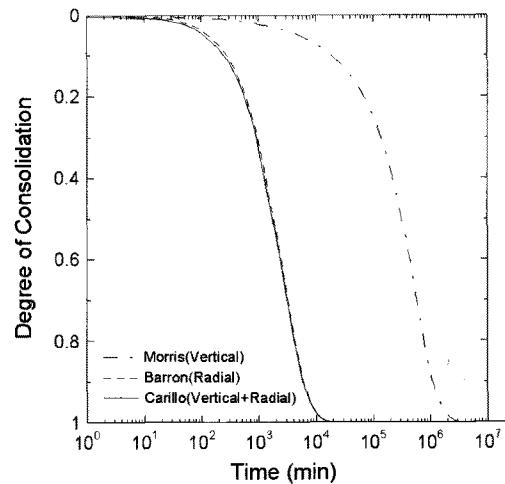


(b) 양면배수 조건

그림 10. Carillo 이론해를 적용한 해석방법으로 산정한 압밀도(매립지반 두께 5m)



(a) 일면배수 조건



(b) 양면배수 조건

그림 11. Carillo 이론해를 적용한 해석방법으로 산정한 압밀도(매립지반 두께 10m)

1m 이상의 두께를 갖는 현장 준설매립 지반에서의 방사방향을 고려한 자중압밀 거동을 예측하기 위하여 준설매립 지반의 두께를 5m, 10m로 가정하여 본 논문에서 제안한 Carillo(1942)의 이론해를 적용한 해석방법으로 압밀도를 산정하였다. 그림 9에서 그림 11은 각각 준설매립지반의 두께가 1m, 5m, 10m인 경우 시간에 따른 압밀도를 나타낸다. 각 경우에서, 연직배수재를 설치하지 않은 경우보다 연직배수재가 존재하여 방사방향으로의 배수가 동시에 발생할 경우 압밀속도가 현저하게 증가하는 것을 확인할 수 있다. 준설매립지반의 두께가 5m, 10m로 증가할수록 방사방향 배수 영향이 커짐을 확인할 수 있다. 또한, 매립지반의 두께가 증가할수록 연직방향과 방사방향 압밀을 고려하기 위해 본 논문

에서 제안한 Carillo(1942) 이론해를 적용한 해석결과가 방사방향 배수만을 고려한 Barron(1948)의 이론해로 근접하는 것을 볼 수 있다. 이는 준설매립지반의 두께가 두꺼워질수록 준설매립지반의 압밀거동은 연직배수재에 의한 방사방향 배수에 의해 지배받음을 알 수 있다.

## 6. PSDDF 해석결과와 방사방향 압밀을 고려한 해석

Morris(2002)가 제안한 자중압밀 이론해에서는 50% 압밀 시점의 유한변형 압밀계수를 전체 자중압밀 과정에 유한변형 압밀계수로 적용함으로 전체 평균 압밀도 산정에 오차가 발생할 수 있다. 이 오차를 감소시키기 위하여 연직방향의 자중압밀을 PSDDF 해석결과를 이

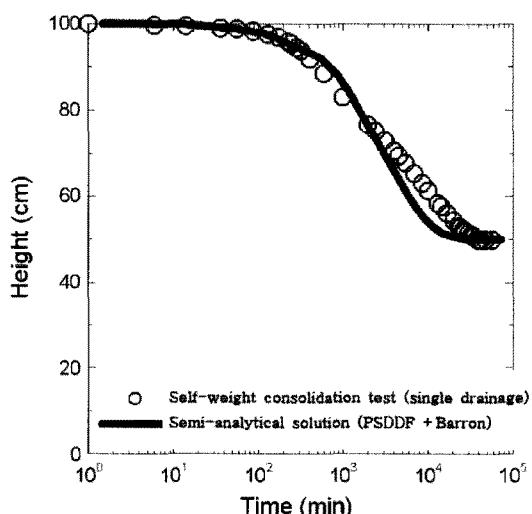


그림 12. 일면배수 자중압밀 시험 결과와 Carillo 이론해를 적용한 해석결과 비교(시료높이 100cm, PSDDF 해석결과 적용)

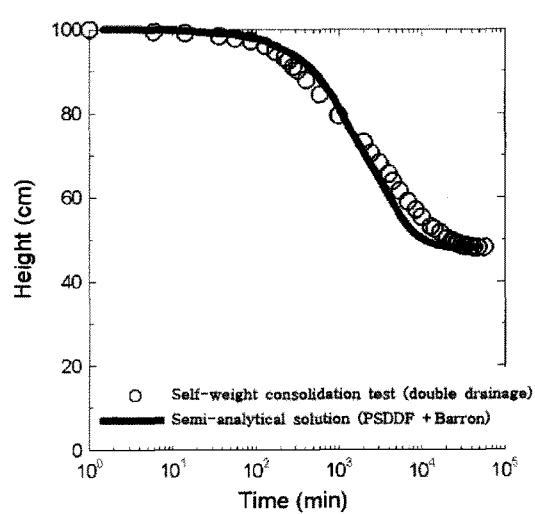


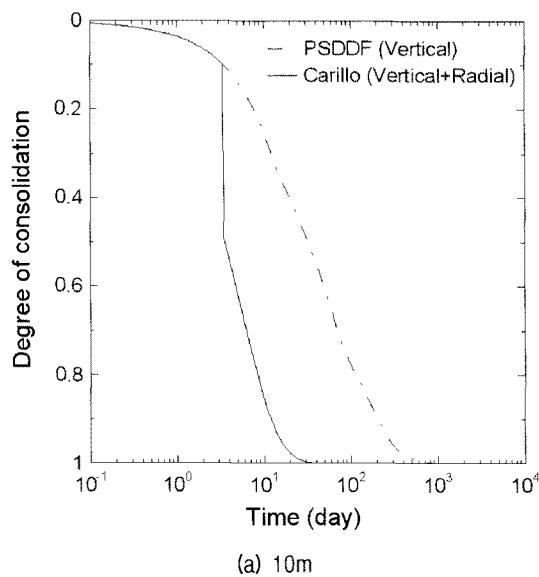
그림 13. 양면배수 자중압밀 시험 결과와 Carillo 이론해를 적용한 해석결과 비교(시료높이 100cm, PSDDF 해석결과 적용)

용하여 각 응력단계마다 비선형성을 정밀하게 고려하는 해석방법을 제안하였다. PSDDF 해석을 위한 입력 데이터는 4장에서 제시한 카올리나이트의 초기간극비 ( $e_{00}=7.30$ ), 간극비-유효응력 관계(그림 4) 및 간극비-투수계수 관계(그림 5)를 적용하였다. PSDDF 해석에서는 유한변형 압밀계수( $g$ )를 산정할 수 있는  $\frac{k}{1+e}$  와  $\frac{d\sigma'}{de}$  값이 각 압밀단계에서의 간극비 따라 계산된다. 즉, 각 압밀단계별로 변화하는 간극비 대한 유한변형 압밀계수를 산정하여 방사방향 압밀 이론해인 Barron의 이론 해와 식 (8)를 이용하여 평균 압밀도를 구한다. 그림 12 와 그림 13은 연직방향 압밀을 PSDDF 해석결과를 이용하여 본 논문에서 제안한 Carillo 이론해를 적용한 해석

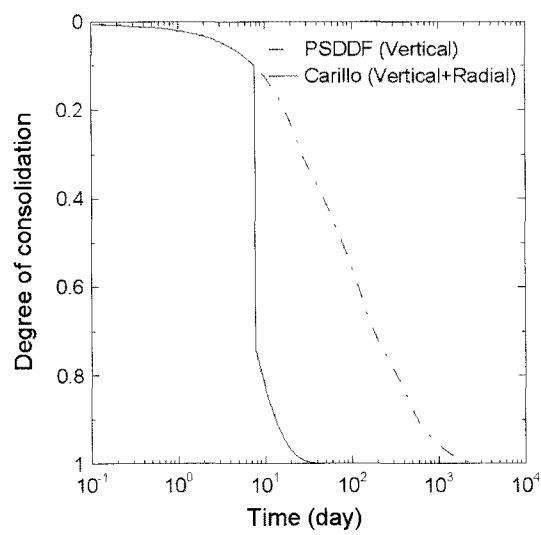
방법 결과와 대형자중압밀 시험결과의 비교를 보여준다. 그림 12와 그림 13은 연직방향 압밀도를 Morris(2002)의 선형화된 압밀해를 적용한 경우(그림 7과 8) 보다, PSDDF 해석결과를 적용한 경우가 대형자중압밀 시험결과에 더 근접함을 보여준다. 이는 PSDDF 해석 결과로부터 간극비에 따른 유한변형 압밀계수( $g$ )를 적용할 경우, 실제 연직배수재가 설치된 준설매립지반의 압밀 거동을 보다 정확하게 예측할 수 있음을 알 수 있다.

## 7. 대심도 준설매립 지반에 대한 압밀거동 예측

연직방향 압밀거동을 PSDDF 해석으로 구한 Carillo

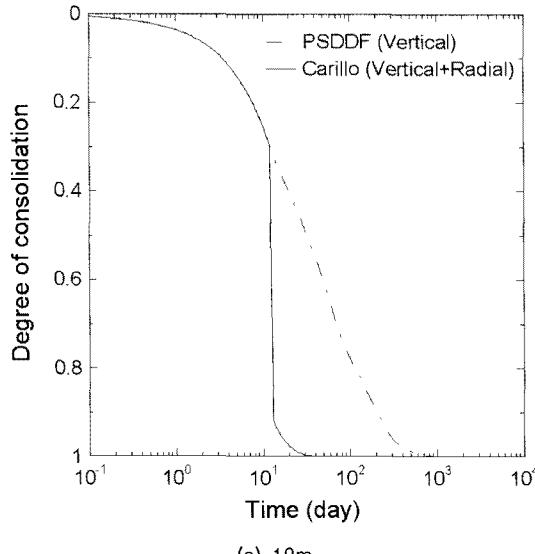


(a) 10m

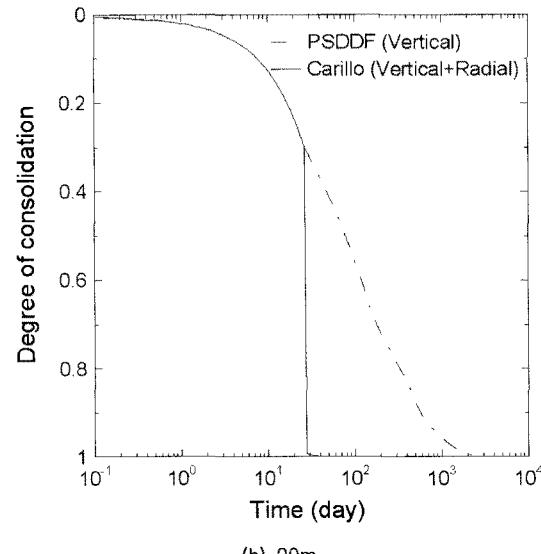


(b) 20m

그림 14. 압밀도가 10%일 때 연직배수재 타설된 경우



(a) 10m



(b) 20m

그림 15. 압밀도가 30%일 때 연직배수재 타설된 경우

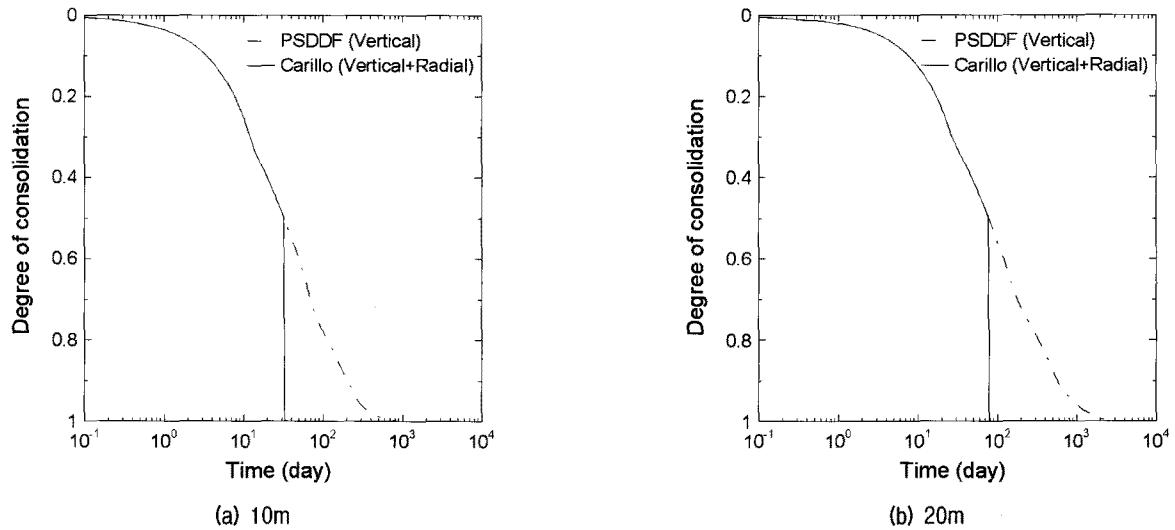


그림 16. 압밀도가 50%일 때 연직배수재 타설된 경우

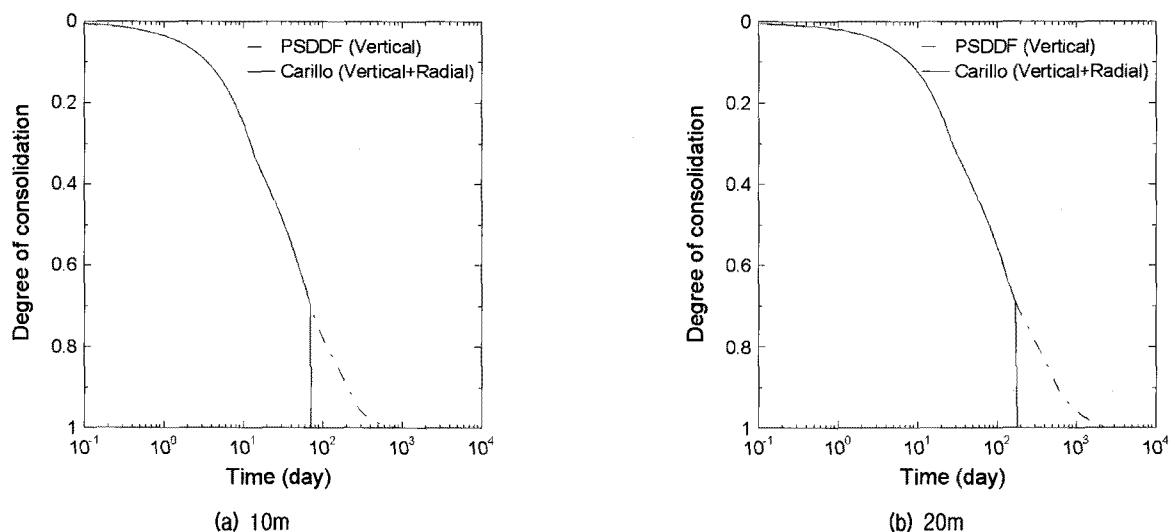


그림 17. 압밀도가 70%일 때 연직배수재 타설된 경우

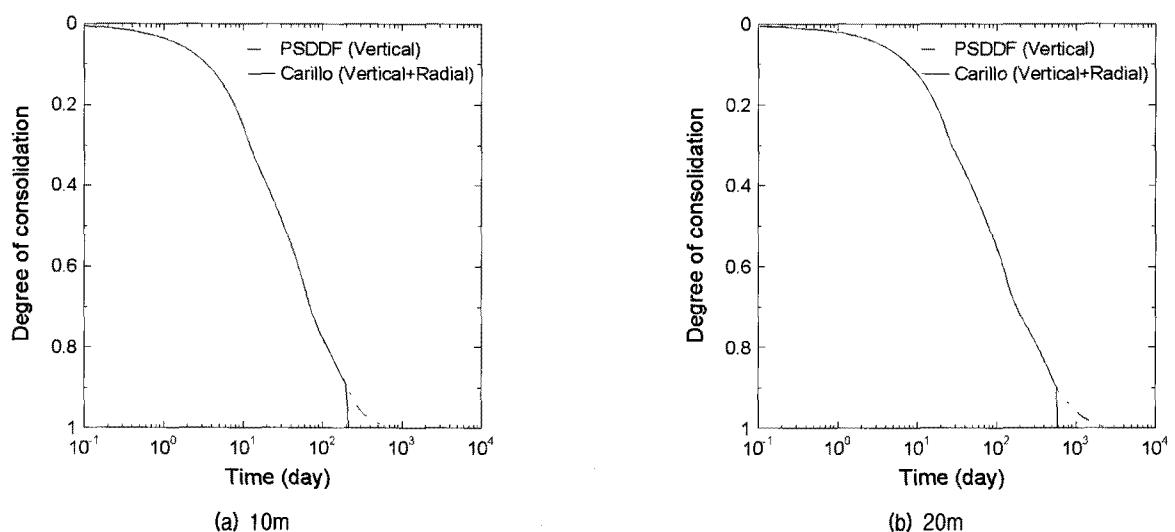


그림 18. 압밀도가 90%일 때 연직배수재 타설된 경우

이론해를 적용한 해석방법 적용하여 두께가 10m, 20m 인 대심도 준설매립지반에 대해 방사방향을 고려한 자중압밀거동을 예측하였다. 연직배수재의 설치시기를 준설매립지반의 자중 압밀도가 10%, 30%, 50%, 70%, 90% 인 경우를 적용하여 실제 현장에서 준설매립지반의 자중압밀이 진행되는 도중에 연직배수재가 설치되는 조건을 모사하였다. 그림 14에서 그림 18은 준설매립지반의 두께가 10m, 20m인 경우에 대해 연직배수재의 설치시기에 따른 준설매립지반의 시간에 따른 압밀도를 보여준다. 해석결과를 통하여, 자중압밀 도중에 연직 배수재를 타설함으로서 대심도 준설매립지반에서의 자중압밀 시간을 상당히 단축시킬 수 있고, 연직배수재의 타설 시점이 빠를수록 연직배수재로 인한 효과가 큰 것을 알 수 있다. 실제 준설매립지반을 개량할 경우, 일반적으로 자중압밀이 완료되기 전에 연직배수재를 설치하게 되는데, 연직배수재 설치를 위한 조건(즉, 충분한 표층처리가 완료되어 장비를 운행할 수 있는 조건)이 갖추어질 경우 빠른 시기에 연직배수재를 타설하면 준설 매립 지반의 자중압밀시간을 최대한 단축시킬 수 있다. 본 연구에서 제시한 해석방법을 적용할 경우, 초연약 준설매립지반의 자중압밀이 완료되기 이전에 연직배수재가 설치될 경우의 압밀도를 적절하게 평가할 수 있음을 알 수 있다.

## 8. 결 론

연직배수재가 설치된 준설매립지반의 자중압밀 거동에 대해 실내 시험결과, 이론해 적용 및 수치해석을 통하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) Morris(2002)와 Barron(1948)이 제시한 각각의 이론해를 Carillo(1942)가 제안식으로 결합하여 본 논문에서 제안한 해석방법은 연직배수재가 설치된 대형 자중압밀 시험결과와 전반적인 경향은 유사하지만, 자중압밀 후반부에서 해석결과가 시험결과 보다 자중압밀 속도가 다소 증가하는 경향을 보이는데, 이는 연직방향의 자중압밀 거동을 Morris(2002)의 이론해로 나타낼 때, 50% 압밀 시점의 연직방향 압밀계수를 전체 자중압밀 단계의 압밀계수로 단순화하여 적용하였기 때문으로 유추할 수 있다.
- (2) 준설매립지반의 두께가 증가할수록 본 논문에서 제안한 Carillo(1942) 이론해를 적용한 해석결과가 방

사방향 배수만을 고려한 Barron (1948)의 이론해로 근접하는 것을 볼 수 있다. 이는 준설매립지반의 두께가 두꺼워질수록 준설매립지반의 압밀거동은 연직배수재에 의한 방사방향 배수에 의해 지배받음을 알 수 있다.

- (3) 연직방향 압밀을 PSDDF 해석결과를 이용하여 본 논문에서 제안한 Carillo 이론해를 적용한 해석방법이 연직방향 압밀률 Morris(2002)의 선형화된 압밀해를 적용한 경우 보다, 대형자중압밀 시험결과에 더 근접함을 보여준다. 이는 PSDDF 해석 결과로부터 압밀 도중 변화하는 간극비에 따른 유한변형 압밀계수( $g$ )를 단계별로 계산한 값을 적용하였기 때문이다.
- (4) 본 연구에서 제시한 해석방법을 적용할 경우, 대심도 초연약 준설매립지반의 자중압밀이 완료되기 이전에 연직배수재가 설치될 경우의 연직방향과 방사방향을 동시에 고려한 평균 압밀도를 적절하게 평가할 수 있음을 알 수 있다. 하지만, 본 논문의 결론은 실내시험에서 조성된 균질한 카울리나이트 시료에 대한 침강 및 자중압밀 시험결과를 바탕으로 얻어진 것이므로, 실제 준설토가 매립될 때 발생할 수 있는 입도분리 현상에 의해 비균질화된 준설매립지반이 조성될 경우에는 본 논문에서 제안하는 방법을 적용시, 주의를 기울여야 한다.

## 감사의 글

본 연구는 국토해양부 건설기술혁신사업의 연구비지원(09기술혁신E06)에 의해 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

## 참 고 문 헌

1. 윤찬영, 조경진, 정충기 (2008) “다층지반 및 스마트 경계면 해석을 위한 유한차분 압밀해석 기법” 대한토목학회 논문집, 제28호, 5권, pp.283-292.
2. 쇠항석, 쇠한영, Stark, T.D. (2006), “준설매립지반의 침하거동 예측을 위한 준설토의 역학적 거동 특성”, 한국지반공학회, 준설 매립위원회 학술발표회, 교총회관, 서울, 8월 25일, pp.75-86.
3. 쇠항석, 옥영석, 이철호, 이종선 (2007), “인천지역 준설토의 압밀특성 분석과 현장매립 상태 예측방법 연구”, 준설매립 기술위원회 학술발표회 논문집, 교총회관, 서울, 8월 24일, pp.95-104.
4. Barron, R. A. (1948), “Consolidation of fine-grained soils by drain wells”, *Transactions, American Society of Civil Engineers*, Vol.113, pp.718-742.

5. Cargill, K.W. (1982), "Consolidation of Soft Layers by Finite Strain Analysis." Miscellaneous Paper GL-82-3, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
6. Cargill, K. W. (1986), "The large strain, controlled rate of strain (LSCR) device for consolidation testing of soft fine-grained soils", Technical Report GL-86-13, *Waterways Experiment Station*, Corps of Engineer, Vicksburg, MI.
7. Carillo, N. (1942), "Simple Two and Three Dimensional Cases in the Theory of Consolidation of Soils", *Journal of Mathematics and Physics*, Vol.21, No.1, pp.1-5.
8. Gibson, R. E., England, G. L., and Cargill, K. W. (1967), "The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. I. Finite non-linear consolidation of thin homogeneous layers", *Geotechnique*, Vol.17, No.3, pp.261-273.
9. Hansbo, S. (1981), "Consolidation of Fine-Grained Soils by Prefabricated Drains," *Proc., 10<sup>th</sup> ICSMFE, Stockholm*, Vol.3, pp. 677-682.
10. Hindebrand, F. B. (1949), Advanced calculus for engineers, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J.
11. Lo, D. O. K. (1991) "Soil Improvement by Vertical Drains", Ph.D. thesis, University of Illinois, Urbana-Champaign, IL.
12. Morris, P. H. (2002), "Analytical solutions of linear finite-strain one-dimensional consolidation", *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol.128, No.4, pp.319-326.
13. Morris, P. H. (2007), "Correlations for zero effective stress void ratio of fine-grained marine and riverine sediments." *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering.*, ASCE, Vol.133, No.4, pp.305-308.
14. Onoue, A. (1988), "Consolidation by Vertical Drains taking Well Resistance and Smear into Consideration," *Soils and Foundations*, Vol.28, No.4, pp.165-174.
15. Rendulic, L. (1935). "Der Hydrodynamische Spannungsausgleich in Zentral Entwasserten Tonzylinern." *Wasserwirtsch. U. Tech.*, Vol.2.
16. Stark, T. D., Choi, H., and Schroeder, P. R. (2005a), "Settlement of Dredged and Contaminated Material Placement Areas, I: Theory and Use of Primary Consolidation, Secondary Compression, and Desiccation of Dredged Fill." *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, Vol.131, No.2, pp.43-51.
17. Stark, T. D., Choi, H, Schroeder, P. R. (2005b), "Settlement of Dredged and Contaminated Material Placement Areas, II: Primary Consolidation, Secondary Compression, and Desiccation of Dredged Fill Input Parameters." *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, Vol.131, No.2, pp.52-61.
18. Xie, K. H. (1987), "Sand-Drained Ground: Analytical and Numerical Solutions and Optimal Design," Dissertation, Zhejiang University, Hangzhou.
19. Yoshikuni, H. (1979), "Design and Construction Control of Vertical Drain Methods," Gihodo, Tokyo, Foundation Engineering Series, Dissertation, Hiroshima University.
20. Zeng, G. X. and Xie, K. H. (1989), "New Development of the Vertical Drain Theories", *Proc., 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, Brazil, Vol.2, pp.1435-1438.

(접수일자 2010. 4. 26, 심사완료일 2010. 10. 27)

# 수치해석을 이용한 강관합성 무리말뚝의 보강효과 분석

## Reinforcement Effect of Steel-Concrete Composite Group Piles by Numerical Analysis

정 문 경<sup>1</sup> Chung, Moonkyung

이 시 훈<sup>2</sup> Lee, Si-Hoon

이 주 형<sup>3</sup> Lee, Ju-Hyung

곽 기 석<sup>4</sup> Kwak, Ki-Seok

김 성 렘<sup>5</sup> Kim, Sung-Ryul

### Abstract

The steel pipe of steel-concrete composite piles increases the pile strength and induces the ductile failure by constraining the deformation of the inner concrete. In this research, the load-movement relations and the reinforcement effect by the outer steel pipe in the steel-concrete composite pile were analyzed by performing three-dimensional numerical analyses, which can simulate the yielding behavior of pile material and the elasto-plastic behavior of soils. The parameters analyzed in the study include three pile materials of steel, concrete and composite, pile diameter, pile distance and loading direction. The results showed that the axial capacity of the composite pile was about 90% larger than that of the steel pipe pile while similar to that of the concrete pile. At the allowable movement criteria, the horizontal capacity of the composite pile was about 50% larger than that of the steel pile and about 22% larger than that of the concrete pile.

### 요 지

강관합성말뚝은 외부 강관의 합성 구속효과에 의해 말뚝강도가 커지고, 연성파괴 거동이 발생한다. 본 연구에서는 해상 지반에 근입된 무리말뚝에 대하여 말뚝재료의 항복거동 및 지반의 탄소성 거동을 함께 고려할 수 있는 3차원 수치해석을 수행하여 하중-변위 거동 및 강관합성말뚝의 보강효과를 분석하였다. 이를 위하여 강관, 콘크리트, 강관합성말뚝에 대하여 각각 말뚝간격, 말뚝직경 그리고 재하방향을 달리한 변수연구를 수행하였다. 그 결과 수직방향 지지력의 경우 강관합성말뚝은 강관말뚝과 비교하여 평균 90% 큰 것으로 나타났고, 콘크리트 말뚝에 대하여는 평균적으로 동일하게 나타났다. 그리고 허용변위 기준에서의 수평방향 지지력의 경우 강관합성말뚝은 강관말뚝보다 평균 50%, 콘크리트 말뚝보다 평균 22% 더 큰 것으로 나타났다.

**Keywords :** Drilled shaft, Numerical analysis, Steel-concrete composite pile, Steel casing, Yield behavior

### 1. 서 론

강관합성말뚝은 강관 내에 콘크리트를 충진한 말뚝

으로 내부 콘크리트의 변형을 외부 강관이 억제하는 보강효과에 의해 말뚝강도가 커지고, 연성파괴 거동이 발생한다. 기존의 연구결과, 강관합성말뚝은 동일직경의

1 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 연구위원 (Member, Research Fellow, Geotechnical Engrg. Research Dept., KICT)

2 정회원, 동아대학교 토목공학과 석사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Dong-A Univ.)

3 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 수석연구원 (Member, Senior Researcher, Geotechnical Engrg. Research Dept., KICT)

4 정회원, 한국건설기술연구원 기획조정처 연구위원 (Member, Research Fellow, Planning & Coordination Dept., KICT)

5 정회원, 동아대학교 토목공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil Engrg., Dona-A Univ., sungryul@dau.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

콘크리트 말뚝에 비하여 말뚝 강도가 증가하고 변위가 감소하는 보강효과가 있는 것으로 나타났다(이주형 등, 2008). 국내의 경우 특수한 시공조건을 만족시키기 위해 현장타설말뚝에 외부강관이 시공되더라도 이를 희생강관으로 고려하여 보강효과를 무시하여 왔다. 그러나, 미국 시방기준(AASHTO, 2004)에서는 강관 케이싱의 두께가 3mm 이상인 경우에는 강관에 의한 재료강도 증가효과를 고려하여 설계하도록 규정하고 있다.

건축구조에서는 외부강관에 콘크리트를 충진한 구조 형식을 CFT(Concrete Filled Tube)로 지칭하며, 건축 구조물의 기동형식으로 많이 적용하고 있다. 지금까지 강관-콘크리트 합성재료와 관련된 대부분의 연구는 구조 분야를 중심으로 수행되어 왔으며, 건축구조의 기동부재 또는 토목구조의 교각 등을 대상으로 모형체 실험(엄진호 등, 2000) 또는 수치해석 방법(방춘석 등, 2002, 2003)을 통하여 연구되어 왔다.

지반공학 분야에서는 강관합성말뚝의 보강효과 등에 대한 연구가 거의 이루어지지 않았는데, 그 이유는 말뚝의 재료강도가 커서 지반의 지지력이 설계를 지배하고 이에 따라 말뚝을 탄성체로 고려하였기 때문으로 판단된다. 그러나, 최근의 대구경 현장타설말뚝은 단단한 암반에 근입되어 지반의 지지력이 말뚝의 재료강도보다 큰 경우가 빈번히 발생하고 있다. 그러므로, 지반공학 분야의 설계에서도 강관-콘크리트 합성거동 및 말뚝재료의 소성거동 등을 고려하여 말뚝재료의 강도 및 변형 특성을 연구하는 것이 필요해지게 되었다.

김성렬 등(2009a, 2009b)은 강관, 콘크리트, 강관합성 말뚝의 3가지 조건의 단말뚝에 대하여 3차원 수치해석을 수행한 결과 강관합성말뚝의 수직방향 극한 지지력은 강관말뚝의 평균 1.90배, 콘크리트 말뚝에 대하여는 평균적으로 동일하고, 허용변위기준에서의 수평방향 지지력은 강관말뚝과 비교하여 평균 1.46배, 콘크리트 말뚝과 비교하여 평균 1.25배 큰 것으로 나타났다.

본 연구에서는 이러한 수치해석 연구를 확장하여 무리말뚝으로 시공되는 강관합성 말뚝을 대상으로 말뚝재료의 항복거동 및 지반의 탄소성 거동을 함께 고려할 수 있는 3차원 수치해석을 수행하고 강관합성 무리말뚝의 보강효과를 분석하고자 한다. 이를 위하여 말뚝간격, 말뚝직경, 말뚝재료 그리고 재하방향 등을 달리하여 총 72가지 경우에 대한 변수연구를 수행하였다.

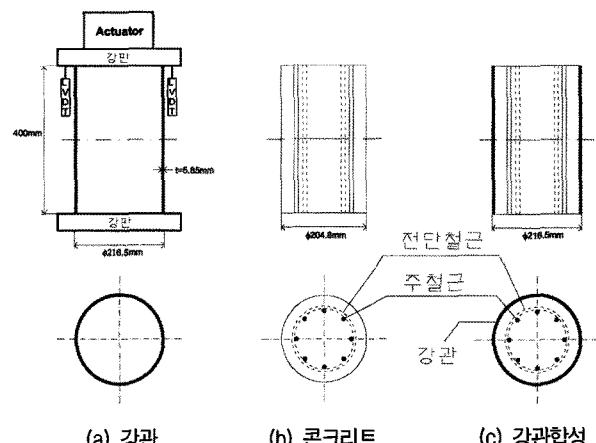


그림 1. 시험체의 단면과 압축시험 모식도(한국건설기술연구원, 2008)

## 2. 해석조건

### 2.1 시험체 압축강도 실험을 이용한 수치해석 모델 검증

본 연구에서는 탄소성모델을 적용하여 말뚝 재료의 항복거동을 모사하고자 하였다. 이를 위하여, 공시체 압축강도 실험 결과를 이용하여 말뚝재료에 적용되는 해석모델 및 입력 물성값을 검증하였다.

공시체의 압축강도 실험은 그림 1에 나타낸 바와 같이 직경 20cm, 높이 40cm의 강관, 콘크리트, 강관합성 공시체를 제작하여 수행하였다. 실험 결과 그림 2에 나타낸 바와 같이 각 재료에 대한 압축 하중-변위 곡선(그림 2에서 “Test”로 표시)을 얻었다. 강관 시험체는 약 1,000kN, 콘크리트 시험체는 약 1,000~1,300kN, 그리고 강관합성 시험체는 약 2,700kN의 하중에서 항복이 발생하였다. 강관합성 시험체가 강관과 콘크리트의 각 항복하중의 합인 2,000~2,300kN보다 더 큰 재하하중에서 항복되어 강관합성말뚝의 보강효과를 실험에서 확인할 수 있었다(한국건설기술연구원, 2008).

본 연구에서는 지반공학 분야에서 널리 이용되는 범용 3차원 유한차분 수치해석 프로그램인 FLAC 3D 프로그램(Itasca, 2006)을 이용하였다. 말뚝재료의 입력물성값은 표 1~표 3에 나타내었다. 각 말뚝재료에 적용된 탄소성모델은 강관의 경우 von-Mises 모델, 콘크리트의 경우 Mohr-Coulomb 모델을 이용하였으며 콘크리트 내부의 철근 면적비는 2%를 적용하였다. 강관합성말뚝에는 강관과 콘크리트 재료에 적용된 해석모델 및 입력물성값을 동일하게 적용하였다.

강관말뚝의 경우 그림 2(a)에 보는 바와 같이 von-

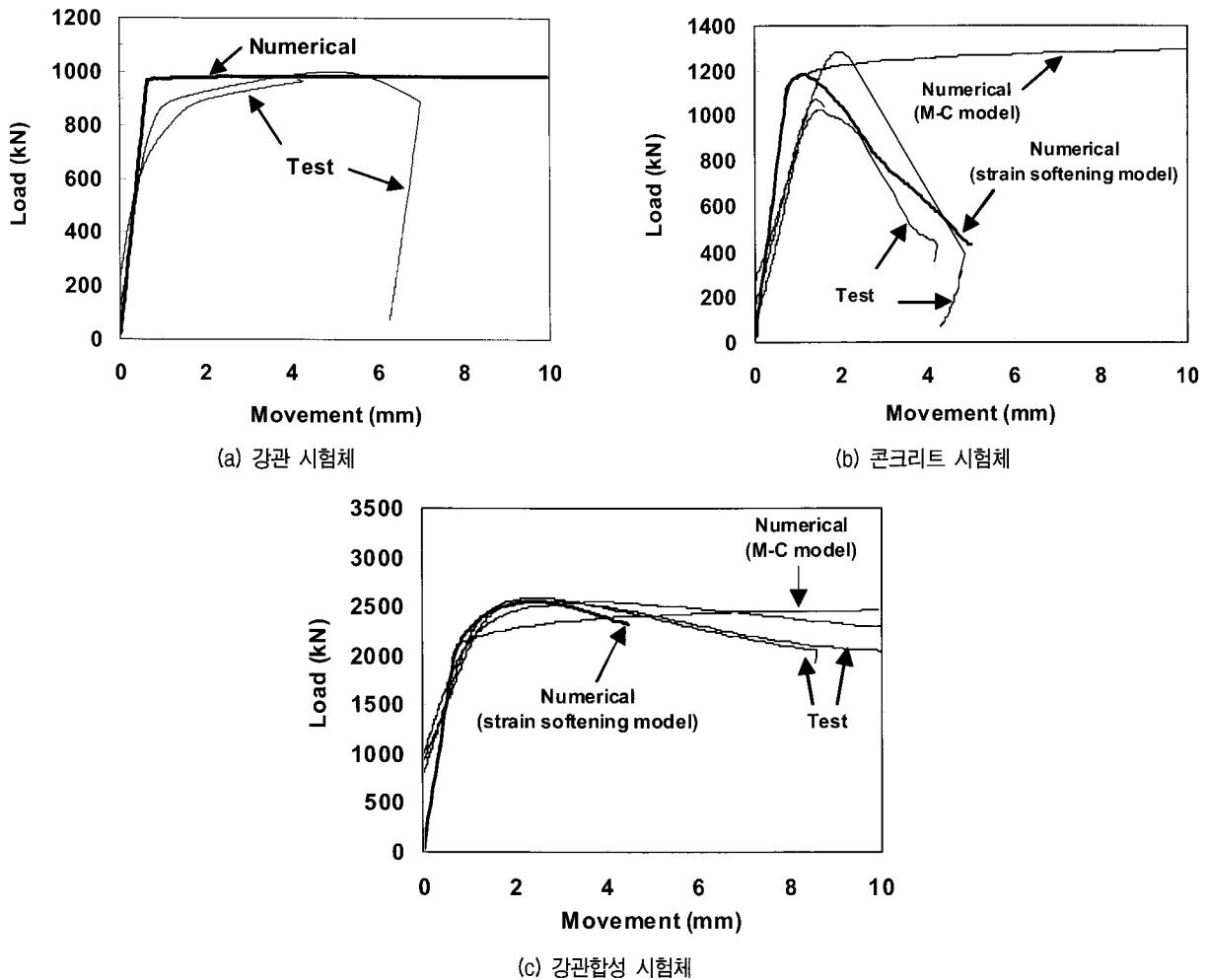


그림 2. 압축재하 실험의 수치해석 모사

표 1. 강관의 수치해석 입력자료

구분	해석모델	E (kPa)	$\nu$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_y$ (kPa)
실험체 모사	von-Mises 모델	$1.5 \times 10^8$	0.3	76.98	250,000
무리말뚝 모사		$2.0 \times 10^8$		66.98	

여기서, E = Young 탄성계수,  $\nu$  = 포아송비,  $\gamma$  = 단위중량,  $\sigma_y$  = 항복응력

표 2. 콘크리트의 수치해석 입력자료

구분	해석모델	E (kPa)	$\nu$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)
실험체 모사	변형률연화모델	$1.84 \times 10^7$	0.2	23	소성변형률에 따라 감소	42	소성변형률에 따라 감소
	M-C 모델				$7.63 \times 10^3$		0
무리말뚝 모사	M-C 모델	$2.76 \times 10^7$		14	$7.63 \times 10^3$		0

여기서, c,  $\phi$  = Mohr Coulomb 강도정수,  $\psi$  = 팽창각

표 3. 철근의 수치해석 입력자료

구분	해석모델	E (kPa)	$\nu$	단면적 (m <sup>2</sup> )	$I_x, I_y$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_t$ (kPa)	P <sub>moment</sub> (Pa·m)
실험체 모사	beam 모델	$1.5 \times 10^8$	0.3	실단면적의 1/100	$4.908 \times 10^{-10}$	392,265	65.37
무리말뚝 모사		$2.0 \times 10^8$			$1.565 \times 10^{-11} \sim 1.268 \times 10^{-9}$		$4.933 \times 10^3 \sim 1.332 \times 10^5$

여기서,  $I_x, I_y$  = 철근단면의 단면2차 모멘트,  $\sigma_t$  = 철근 항복응력, P<sub>moment</sub> = 철근 항복모멘트

Mises 모델을 적용하여 얻어진 수치해석 결과(그림에서 “Numerical”로 표시)가 실험에서 얻어진 하중-변위 곡선을 잘 모사할 수 있었다. 콘크리트 말뚝의 경우 실험 곡선이 변형에 따라 강도가 감소하는 변형률 연화거동을 보였다. 그러므로, 초기 해석에서는 이러한 콘크리트 재료의 변형률 연화거동을 모사하기 위해 변형률 연화 모델(그림에서 “strain softening model”로 표시)을 적용하여 그림 2(b)와 그림 2(c)에서 보는 바와 같이 콘크리트 및 강관합성말뚝의 하중-변위 거동을 잘 모사할 수 있었다. 그러나, 콘크리트 재료의 해석모델로서 최종적으로 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였는데 그 이유는 ① 변형률 연화모델의 해석시간이 Mohr-Coulomb 모델에 비하여 매우 길었고, ② 변형률 연화모델이 무리말뚝해석에서 불안정한 결과를 보여주었으며, ③ 이에 반해 Mohr-Coulomb 모델은 안정되고 경향성 있는 결과를 보여주었으며 재료의 항복시점을 모사할 수 있었기 때문이다.

수치해석 결과, 그림 2에서 보는 바와 같이 콘크리트 재료에 적용된 Mohr-Coulomb 모델(그림에서 “M-C model”로 표시)이 변형률 연화거동은 모사할 수 없었지만 콘크리트 재료의 항복하중을 모사할 수 있으며 강관합성말뚝에서는 실제 실험의 하중-변위 결과와 유사한 곡선을 보여주었다. 본 검증연구에 대한 자세한 사항은 김성렬 등(2009a)의 논문에 기술되어 있다.

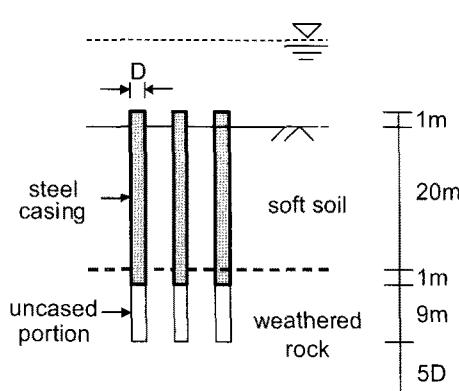


그림 3. 해석지반 및 말뚝의 조건(강관합성말뚝 조건)

표 4. 해석지반의 입력물성값

구분	모델	E (kPa)	$\gamma_{sub}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	c (kPa)	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)	경계면 요소			
								$K_n$ (kPa/m)	$K_s$ (kPa/m)	$c_l$ (kPa)	$\phi_l$ (°)
연약층	M-C	14,710	7.65	0.40	32.36	15	0	147,100	147,100	32.36	15
풍화암	M-C	196,133	9.61	0.30	98.07	35	10	1,961,330	1,961,330	98.07	35

여기서,  $\gamma_{sub}$  = 수중 단위중량,  $K_n$  = 경계면의 법선방향 강성,  $K_s$  = 경계면의 전단방향 강성  
 $c_l$ ,  $\phi_l$  = 경계면에서 Mohr-Coulomb 전단강도를 정의하는 접착력 및 마찰각

## 2.2 무리말뚝 해석조건

해석조건은 그림 3과 같이 해상 지반조건을 가정하여 약 20m 두께의 연약지층 하부에 풍화암이 있는 것으로 가정하였다. 말뚝은 지표면에 1m 돌출되어 있으며, 풍화암에 근입되는 길이의 경우 강관말뚝은 1m, 콘크리트 말뚝은 10m, 그리고 강관합성 말뚝은 10m(강관케이싱은 풍화암 1m 근입)이다. 강관말뚝은 실제 시공조건에서 일반적으로 암 1m 깊이 정도 근입되므로 이 깊이를 적용하였다. 말뚝선단으로부터 해석바닥면까지의 거리는 말뚝직경(D)의 5배로 모델링하였다. 그리고 좌우로 동일한 간격을 가진 3×3 무리말뚝을 가정하였다.

표 4는 해석지반의 해석모델 및 입력물성값으로서 지반의 탄성계수와 강도정수는 인천대교의 설계자료를 참조하여 연약지층과 풍화암에 대한 평균적인 값을 적용하였다. 표 4에서 경계면 요소는 지반과 말뚝 사이의 분리현상 및 미끄러짐을 모사하는데 이용된다. 그리고, 경계면 요소의 법선방향( $K_n$ )과 전단방향( $K_s$ ) 강성은 지반 요소와 말뚝요소의 연결하는 인터페이스 스프링 요소의 강성을 나타내는데 Comodromos 등(2004)이 제안한 바와 같이 인접지반 강성의 약 10배를 적용할 경우 지반과 말뚝구조체 간에 상대변위가 발생하지 않는 것으로 나타났다. 또한, 깊은 기초의 선단지지력은 그 극한값이 존재하지 않고 변위에 따라서 계속 증가하는 것으로 알려져 있으므로(Fellenius, 2004), 현실적인 거동을 모사하기 위해 팽창각을 적용하여 항복 이후의 부피팽창에 의한 강도 증가현상을 모사하였다(Pott, 2003). 그러므로, 말뚝선단의 풍화암에는 팽창각 10°를 적용하여 항복 이후에 암의 부피가 팽창되면서 선단지지력이 증가하는 현상을 모사하였고, 연약지층은 팽창각 0°를 적용하여 항복이후에 강도가 일정해지도록 모사하였다.

표 5는 본 연구에서 수행된 해석종류로서 총 72가지의 경우에 대하여 해석하였다. 말뚝재료는 강관, 콘크리트, 강관합성의 3가지, 말뚝직경은 1.0m, 2.0m, 3.0m의

표 5. 말뚝제원 및 하중조건

말뚝재료	강관, 철근 콘크리트, 강관합성(강관+철근콘크리트 충진)		
말뚝직경(m)	1.0	2.0	3.0
강관두께(m) (부식효과 무시)	0.018	0.022	0.026
말뚝간격	단말뚝, 3×3 무리말뚝: 3D, 6D, 8D 간격		
하중조건	수직방향 / 수평방향		

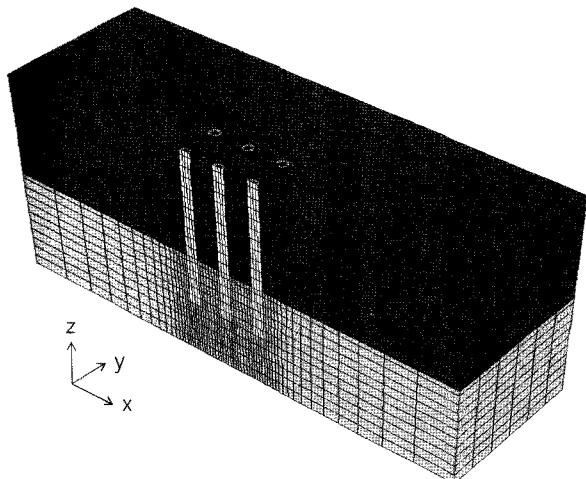


그림 4. 무리말뚝의 해석요소망(말뚝직경 2m, 강관합성말뚝, 말뚝  
간격 3D)

3가지를 적용하였다. 강관합성말뚝의 보강효과를 분석하기 위해 강관 및 콘크리트 말뚝의 재원(두께 및 지반근입깊이)은 강관합성말뚝에 적용된 것과 동일한 제원을 적용하였다. 그러므로, 해석에 적용된 강관말뚝의 두께는 말뚝구조체로서 실제 적용되는 강관의 두께와 다를 수 있다. 또한, 무리말뚝 효과를 분석하기 위해 3×3 무리말뚝을 모델링하고, 말뚝중심간 간격을 3D, 6D, 8D로 변화시켰다. 하중조건은 수직/수평 방향 재하의 2가지를 적용하였다.

그림 4는 무리말뚝 해석에 적용된 해석 요소망을 보여준다. 3×3 무리말뚝에 대해 대칭조건을 적용하여 중앙 반단면만을 모델링하였다. 무리말뚝 및 단말뚝의 말뚝캡은 모델링하지 않았다. 즉, 말뚝캡이 완전강체라는 가정하에 말뚝캡의 변형 및 말뚝캡과 지반간의 상호작용은 고려하지 않았다. 수직방향 재하의 경우 모든 말뚝에 대하여 지표면에서 1m 돌출된 말뚝두부면의 절점변위를 일정한 속도로 z방향 아래로 이동시키면서 하중을 가하였다. 수평방향 재하는 말뚝두부의 회전이 발생하지 않도록 말뚝두부면 절점의 z방향 변위를 고정시킨 상태에서 절점 변위를 x 방향으로 일정한 속도로 증가시키면서 하중을 가하였다.

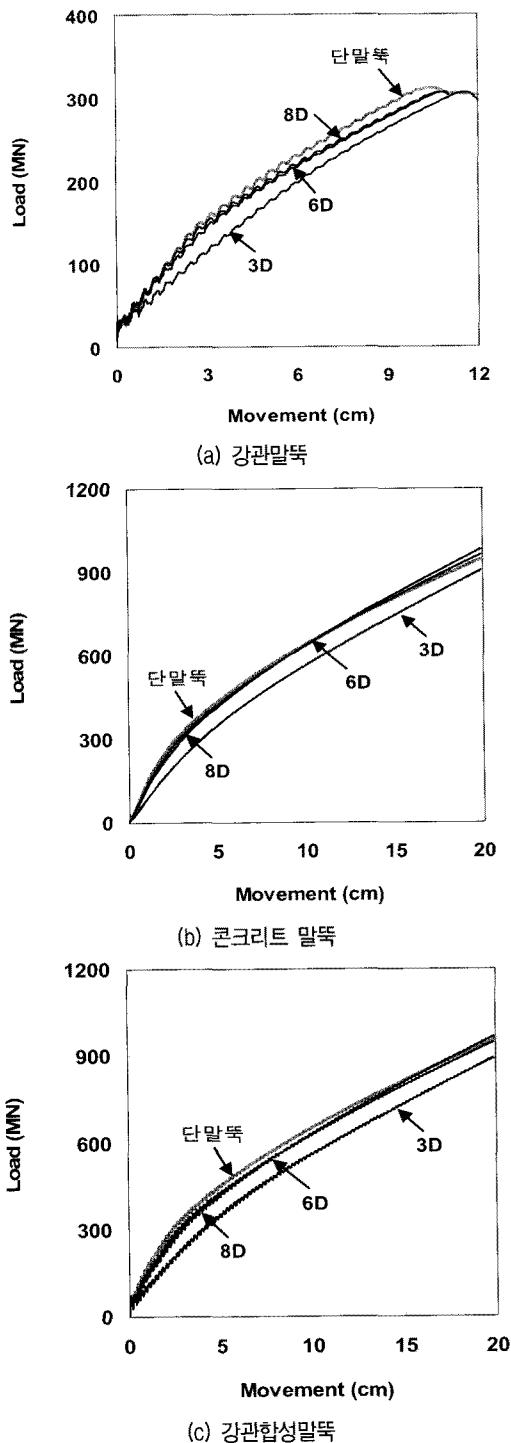


그림 5. 말뚝간격에 따른 수직방향 말뚝두부 하중-변위 곡선 비교  
(말뚝직경 2m, 단말뚝 하중은 무리말뚝 하중으로 환산함)

무리말뚝으로부터 해석영역 경계면까지의 거리는 재하 방향으로 5D~20D, 재하직각 방향으로 5D~10D로 변화시키면서 해석을 수행한 결과 재하 방향으로 20D, 재하 직각방향으로 10D를 적용하였을 때 해석영역 크기가 말뚝의 하중-변위곡선에 미치는 영향이 없는 것을 확인하였다.

### 3. 해석결과 - 수직방향 재하

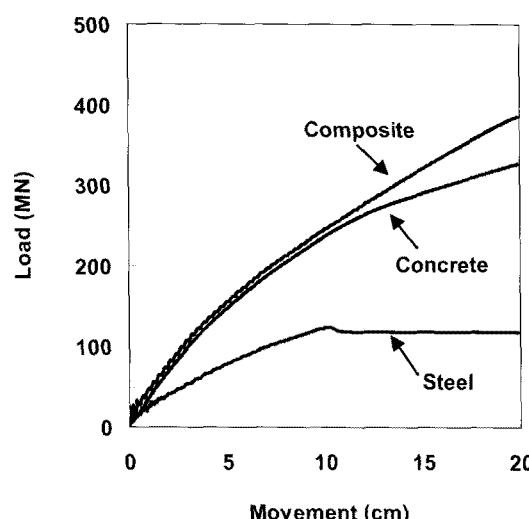
그림 5는 수직방향 재하에 의한 단말뚝과 무리말뚝의 말뚝두부 하중-변위 곡선을 비교하여 보여준다. 말뚝간격이 3D에서 8D로 증가함에 따라 무리말뚝의 하중-변위 곡선이 단말뚝과 유사해지는 것을 알 수 있다. 강관말뚝의 경우 지반지지력에 의해 재료강도가 작아서 약 10cm의 말뚝두부 변위에서 재료항복이 발생하였다. 전체적인 경향은 말뚝간격이 6D 이상인 경우 무리말뚝과 단말뚝의 하중-변위 곡선과 거의 일치하여 수직방향 무리말뚝 효과가 발생하지 않는 것으로 판단된다.

그림 6은 말뚝간격이 3D인 조건에 대하여 각 재료별 말뚝두부 하중-변위 곡선을 비교한 그림이다. 말뚝재료의 강성 및 강도는 강관합성말뚝, 콘크리트, 강관 말뚝 순서대로 큰 것으로 나타났다. 그리고, 말뚝직경이 커질수록 전체 단면적에서 콘크리트가 차지하는 단면적이

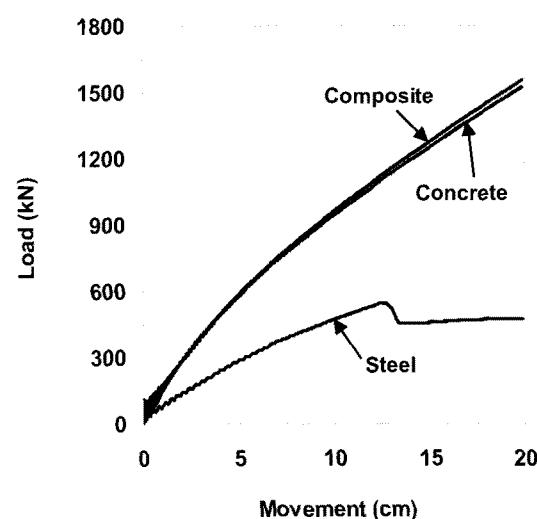
커졌기 때문에 강관합성말뚝과 콘크리트의 하중-변위 곡선이 유사해졌다.

그림 7은 무리말뚝의 전체 변위 등고선도를 나타내었다. 풍화암에 근입된 말뚝선단부에서 상당한 변위가 발생하는 것을 알 수 있다. 즉, 본 연구의 해석 조건에서는 수직방향 재하에 대하여 지반의 변형이 상당히 큰 영향을 미치는 것으로 판단된다.

그림 8은 모든 해석경우에 대하여 얻어진 수직방향 극한지지력을 보여준다. 수직방향 극한 지지력은 대구 경 현장타설말뚝에 적용되는 ASCE 방법(1997)을 이용하여 산정하였다. ASCE 방법은 말뚝의 하중-침하 곡선과 [말뚝의 탄성압축량 + offset값]으로 정의되는 offset 직선이 교차하는 점에서의 하중을 극한지지력으로 정의한다. 여기서, offset값은  $[0.381\text{cm}+D/100]$ 으로 산정되며 이 값은 항타말뚝에 널리 적용되는 Davisson 방법(1973)에서 제시한  $[0.381\text{cm}+D/120]$ 과 유사하다. 말뚝

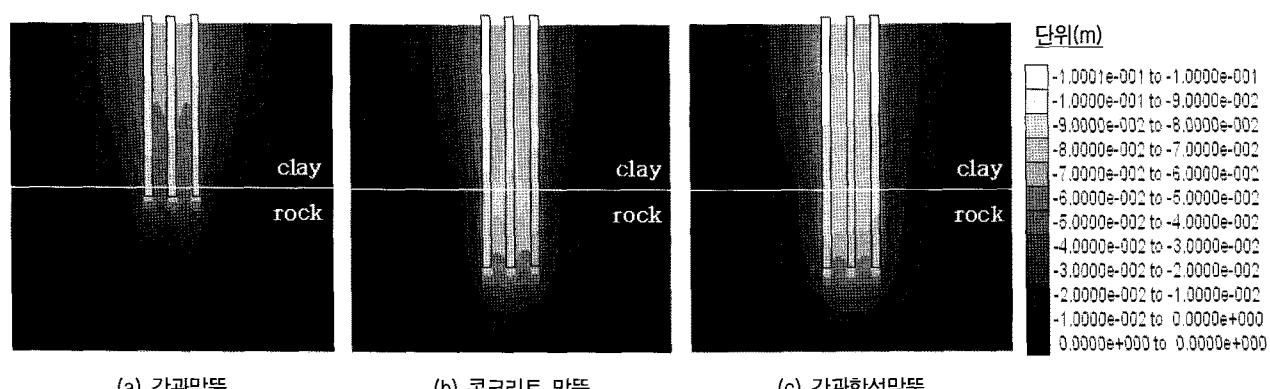


(a) 말뚝직경 1m



(b) 말뚝직경 3m

그림 6. 말뚝재료에 따른 수직방향 말뚝두부 하중-변위 곡선 비교(말뚝간격 3D)



(a) 강관말뚝

(b) 콘크리트 말뚝

(c) 강관합성말뚝

그림 7. 강관, 콘크리트, 강관합성말뚝의 변위 contour(직경 1m, 말뚝간격 3D, 두부변위 10cm)

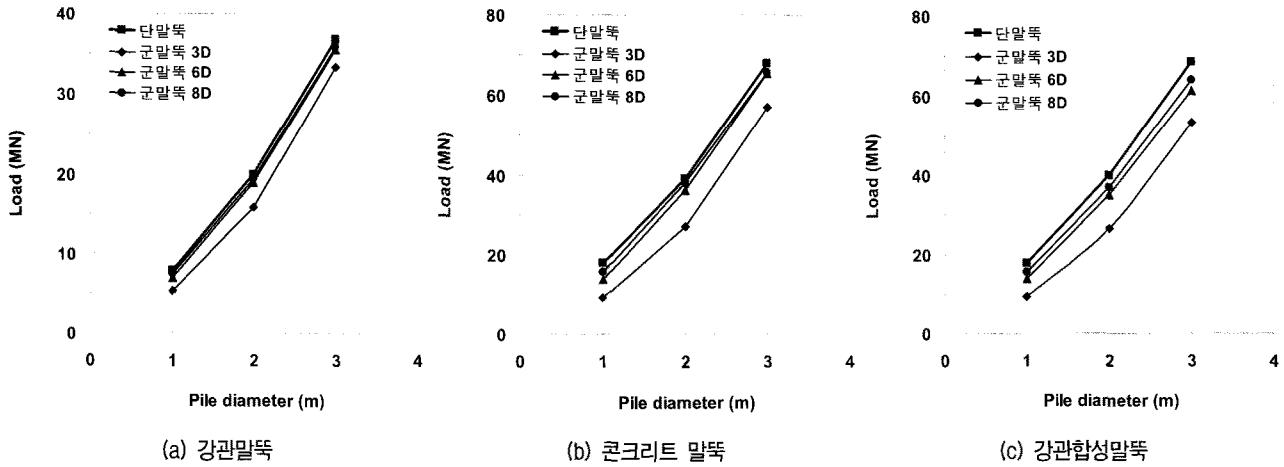


그림 8. 말뚝직경별, 말뚝간격별 말뚝 1본당 수직방향 지지력

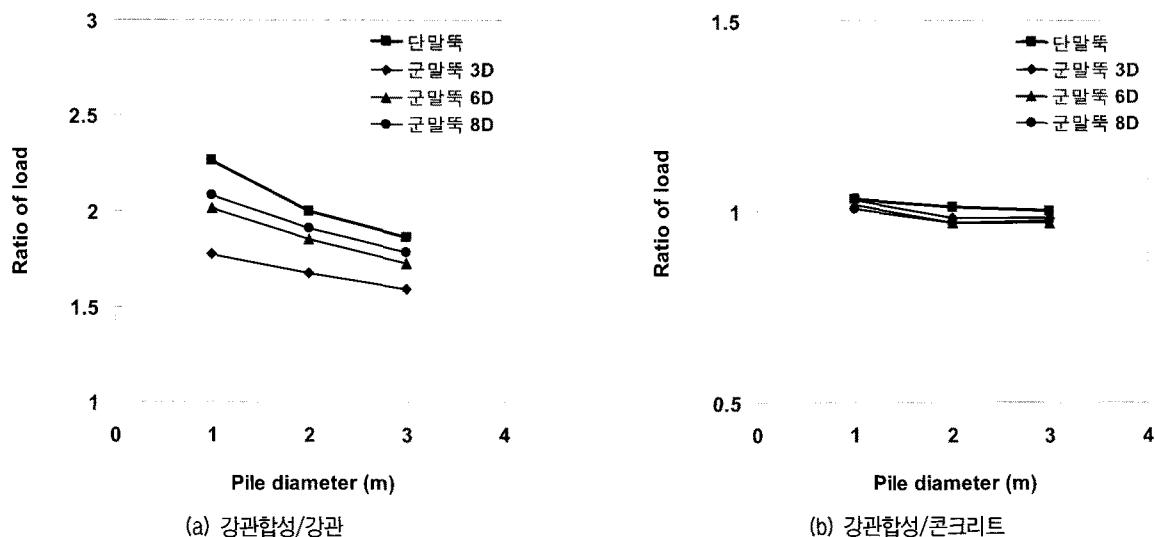


그림 9. 수직방향 강관합성말뚝 보강효과

의 극한 지지력값은 말뚝직경이 증가함에 비례하여 증가하며, 무리말뚝의 지지력은 말뚝중심간 간격이 3D, 6D, 8D로 증가함에 점차 단말뚝의 극한지지력과 유사해지는 것으로 나타났다.

그림 9는 강관합성말뚝의 수직방향 보강효과를 분석하기 위해 강관합성 말뚝의 극한지지력을 강관과 콘크리트의 극한지지력으로 각각 나누어 나타내었다. 단말뚝에 대한(강관합성말뚝 지지력)/(강관말뚝 지지력) 비율과(강관합성말뚝 지지력)/(콘크리트 말뚝 지지력) 비율이 평균적으로 각각 2.04 및 1.01, 그리고, 무리말뚝에 대한(강관합성말뚝 지지력)/(강관말뚝 지지력) 비율과(강관합성말뚝 지지력)/(콘크리트 말뚝 지지력) 비율이 평균적으로 1.82, 0.98로 나타나 단말뚝에서 강관합성말뚝의 보강효과가 더 크게 나타났다. 콘크리트 말뚝의 지지력과 강관합성 말뚝의 지지력 차이가 크지 않은 것으로

로 나타났는데, 그 이유는 말뚝 전체 단면적에서 콘크리트가 차지하는 단면적이 매우 크며, 말뚝재료가 아닌 선단지반에서 먼저 항복이 발생하였기 때문이다. 모든 경우에 대하여(강관합성말뚝 지지력)/(강관말뚝 지지력) 비율은 평균적으로 1.90,(강관합성말뚝 지지력)/(콘크리트 말뚝 지지력) 비율은 평균적으로 동일하게 나타났다.

#### 4. 해석결과 - 수평방향 재하

그림 10은 수평방향 재하에 대한 말뚝 간격에 따른 말뚝두부 하중-변위 곡선을 보여준다. 수평변위가 20cm 이상 발생하여도 콘크리트 말뚝에서 뚜렷한 항복파괴가 발생하지 않았는데, 이것은 본 해석에서 콘크리트 재료에 적용한 Mohr-Coulomb 모델이 콘크리트의 변형률 연화거동을 모사하지 못하였기 때문으로 판단된다. 그

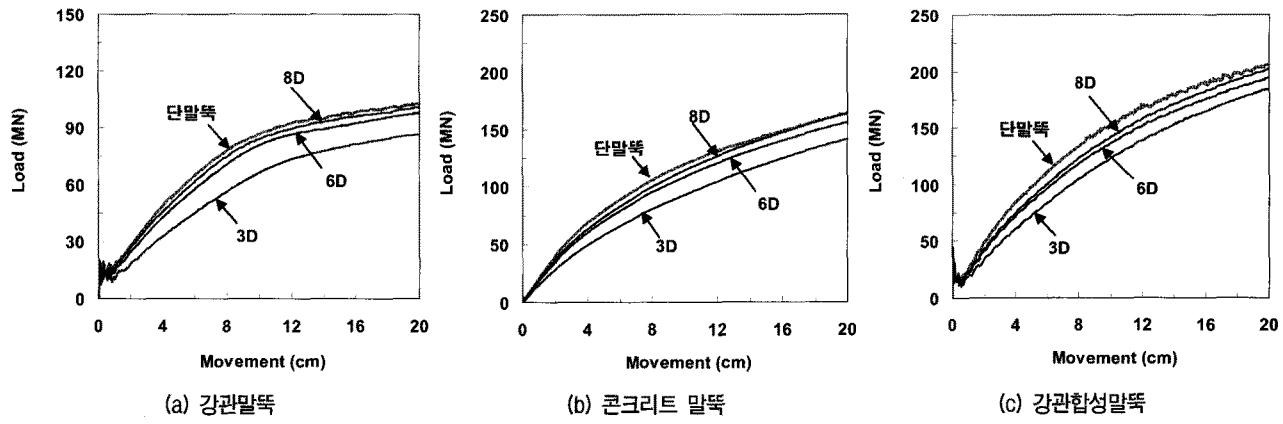


그림 10. 말뚝간격에 따른 수평방향 말뚝두부 하중-변위 곡선 비교(말뚝직경 3m, 단말뚝 하중은 무리말뚝 하중으로 환산함)

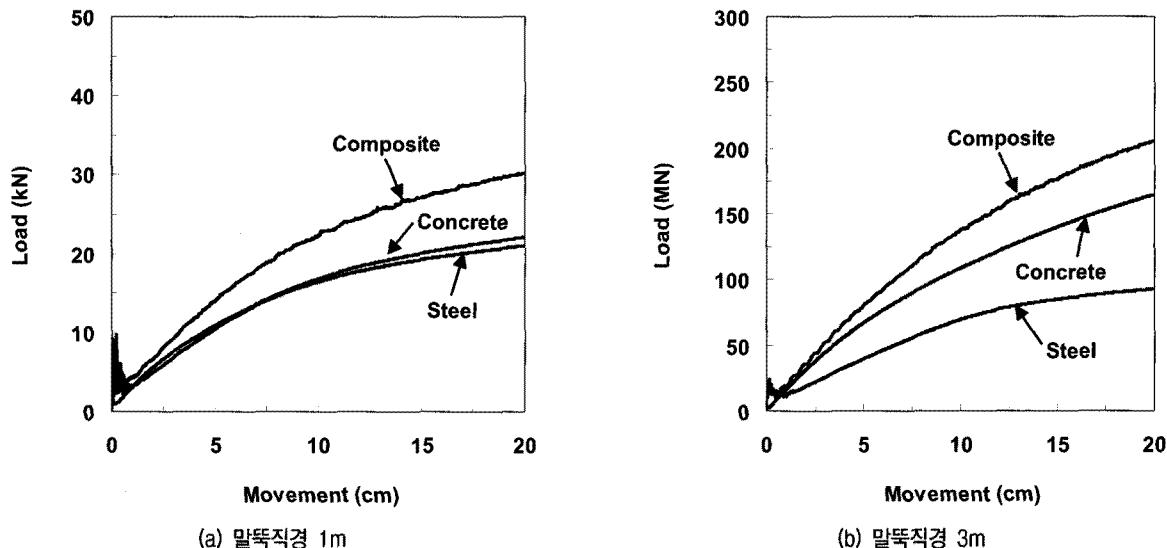


그림 11. 말뚝재료에 따른 수평방향 말뚝두부 하중-변위 곡선 비교(말뚝간격 3D)

러나, 본 논문에서는 수평방향 재하에 대하여 재료파괴가 발생하지 않은 1.5cm~3cm의 허용 수평변위 기준에서의 지지력을 분석하였기 때문에 분석결과에는 영향을 미치지 않았다.

말뚝두부 하중-변위 곡선의 변화 경향을 보면 단말뚝의 수평강성 및 강도가 가장 커졌으며, 무리말뚝의 말뚝간격이 3D, 6D, 8D로 증가할수록 무리말뚝의 하중-변위 곡선이 점차 단말뚝의 곡선과 유사해졌다. 그리고, 말뚝간격이 8D인 경우에는 단말뚝의 곡선과 거의 유사해져서 무리말뚝 효과가 작아지는 것으로 판단된다. 이러한 무리말뚝 효과는 강관, 콘크리트, 강관합성 등 말뚝재료 별로 큰 차이는 발생하지 않았다.

그림 11은 무리말뚝 간격 3D 조건에 대하여 각 재료별 하중-변위 곡선을 비교한 그림이다. 그림을 보면 강관합성말뚝의 강성 및 강도가 강관 및 콘크리트 말뚝에 비하여 가장 큰 것으로 나타났다. 말뚝직경이 커질수록 전체

단면적에서 콘크리트가 차지하는 단면적이 커져서 콘크리트 말뚝의 강도가 증가하였다. 수직방향 하중-변위 곡선에서는 콘크리트 말뚝과 강관합성말뚝이 유사한 하중-변위 곡선을 보여주었지만, 수평방향 재하시에는 콘크리트 말뚝이 강관합성말뚝보다 강성 및 강도가 작았다. 그 이유는 콘크리트 재료가 수평방향 재하시 발생하는 인장 응력에 취약하여 콘크리트 말뚝의 수평저항력은 작지만, 강관합성말뚝은 내부 콘크리트가 외부 강관의 구속효과에 의하여 보다 큰 수평저항력을 발휘하였기 때문이다.

그림 12는 각 말뚝의 허용변위 기준에 따라 지표면에서의 수평변위가 허용변위 기준(말뚝직경의 1%, 최소 1.5cm)에 도달하였을 때의 깊이별 말뚝 수평변위 곡선을 보여준다. 지반 내에서의 말뚝 수평변위는 상부 20m 두께의 연약층에서 주로 발생하였으며 콘크리트와 강관합성 등 말뚝강성이 큰 말뚝은 암반부에서도 수 mm의 수평 변위가 발생하였다.

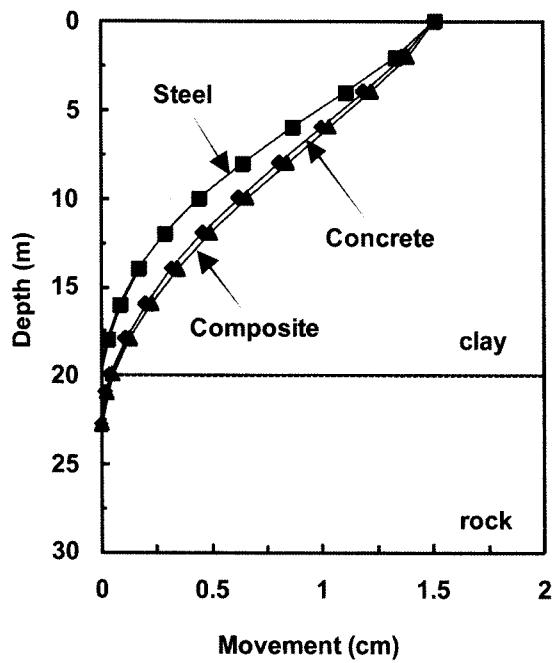


그림 12. 허용변위기준에서의 깊이별 말뚝 수평변위(말뚝직경 1m, 말뚝간격 3D, 중앙말뚝)

그림 13은 수평방향 지지력으로서 이 지지력은 지표면에서의 말뚝변위가 수평방향 허용변위 기준(대한토목학회, 2001)인 말뚝직경의 1%(최소 1.5cm)에 도달하였을 때의 말뚝두부 재하하중으로 정의하였다. 그림 10(a)와 (c)과 같이 일부 경우의 하중-변위 곡선에서 해석초반 불안정한 경향이 나타났지만 허용변위 기준을 전후해서는 모든 해석결과가 안정된 경향을 보여주어 수평방향 지지력 산정값에는 영향을 미치지 않았다. 수평방향 지지력은 말뚝직경에 비례하여 증가하였으며, 무리말뚝의 지지력은 말뚝중심간 간격이 3D, 6D, 8D로 증가함에 점차 단말뚝의 지지력과 유사해졌다.

그림 14는 강관합성말뚝의 수평방향 보강효과를 분석하기 위해 강관합성 말뚝의 지지력을 강관과 콘크리트의 지지력으로 각각 나누어 나타내었다. 단말뚝에 대한(강관합성말뚝 지지력)/(강관말뚝 지지력) 비율과(강관합성말뚝 지지력)/(콘크리트 말뚝 지지력) 비율이 평균적으로 각각 1.54 및 1.24, 그리고, 무리말뚝에 대한

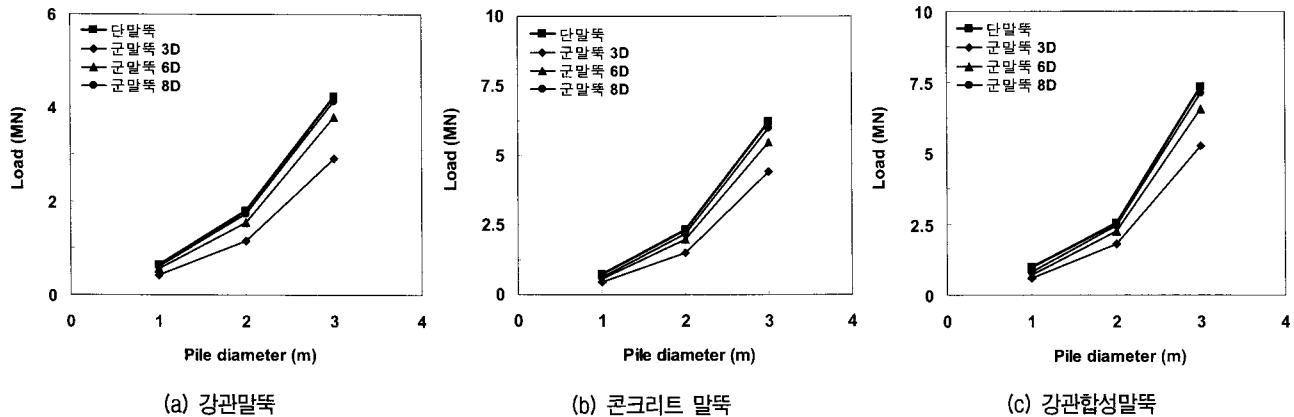


그림 13. 허용변위기준에서의 말뚝 1본당 수평방향 지지력

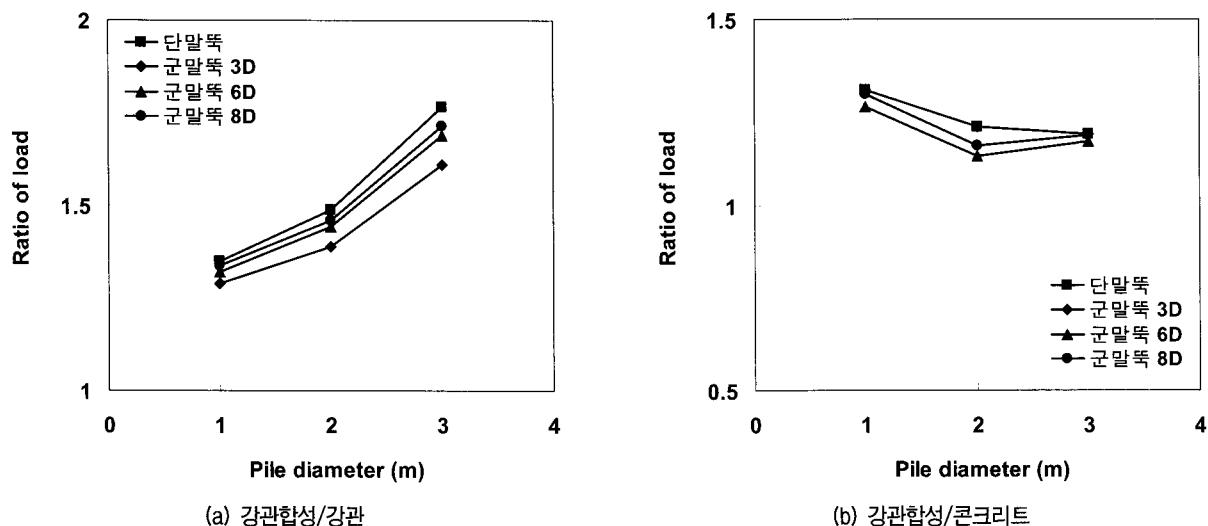


그림 14. 수평방향 강관합성말뚝 보강효과

(강관합성말뚝 지지력)/(강관말뚝 지지력) 비율과(강관합성말뚝 지지력)/(콘크리트 말뚝 지지력) 비율이 평균적으로 1.47, 1.20으로 나타나 단말뚝에서 강관합성말뚝의 보강효과가 더 크게 나타났다. 모든 경우에 대하여 (강관합성말뚝 지지력)/(강관말뚝 지지력) 비율과(강관합성말뚝 지지력)/(콘크리트 말뚝 지지력) 비율이 평균적으로 각각 1.50 및 1.22로 나타나 강관합성말뚝의 수평방향 지지력 증가효과가 큰 것으로 나타났다.

## 5. 결 론

본 연구는 풍화암에 지지되는 무리말뚝의 보강효과를 분석하기 위하여 지반공학 분야에서 널리 이용되는 수치해석 모델들을 적용하여 해상지반에 근입된 말뚝을 가정하여 해석을 수행하였다. 다만, 본 연구에서는 강관합성말뚝의 보강효과를 분석하기 위해 강관합성말뚝과 동일한 제원을 가진 강관 및 콘크리트 말뚝조건을 적용하였으므로, 실제 말뚝구조체로서 적용되는 강관 및 콘크리트 말뚝에 대한 해석결과와 달라질 수 있다. 본 연구에서 얻어진 결론은 다음과 같다.

- (1) 말뚝재료의 탄소성 거동을 모사하기 위해 강관재료는 von-Mises 모델, 콘크리트 재료는 Mohr-Coulomb 모델, 그리고 철근은 보 모델을 적용하였다. 이들 모델 및 해석에 적용된 입력물성값은 각 재료에 대하여 수행된 시험체 압축강도 실험결과와 비교하여 검증하였다.
- (2) 지반조건은 풍화암 상부에 20m 두께의 연약층이 있는 해상지반 조건을 가정하였으며, 근입깊이는 강관말뚝의 경우 풍화암에 1m 근입, 콘크리트 말뚝과 강관합성말뚝의 경우 풍화암에 10m 근입되는 조건을 적용하였다. 수직방향 재하시 강관합성말뚝의 강성 및 강도가 강관 및 콘크리트 말뚝에 비하여 가장 큰 것으로 나타났다. 말뚝간격이 3D에서 8D로 증가함에 따라 무리말뚝의 하중-변위 곡선이 단말뚝과 유사해졌다. 그리고, 말뚝간격이 6D 이상인 경우 수직방향 무리말뚝 효과가 발생하지 않는 것으로 판단된다. 그리고, ASCE 방법으로 강관합성 무리말뚝의 보강효과를 분석한 결과, 강관합성말뚝의 지지력이 강관말뚝에 비하여 평균적으로 90% 큰 것으로 나타났고, 콘크리트 말뚝에 대하여는 평균적으로 동일하게 나타났다.
- (3) 수평방향 재하시 단말뚝의 수평강성 및 강도가 가장 컸으며, 무리말뚝의 말뚝간격이 증가할수록 무

리말뚝과 단말뚝의 하중-변위 곡선이 점차 유사해졌다. 그리고, 말뚝간격이 8D인 경우에는 무리말뚝 효과가 없는 것으로 판단된다. 그리고 허용변위 기준에서의 수평방향 지지력을 이용하여 강관합성말뚝의 보강효과를 분석한 결과, 강관합성말뚝의 지지력이 강관말뚝과 콘크리트 말뚝에 비하여 평균적으로 각각 50%와 22% 큰 것으로 나타났다.

## 감사의 글

본 연구는 한국건설기술연구원의 기관고유사업인 ‘고효율 하이브리드 대형 기초 공법 개발(Ⅱ)’ 과제의 지원을 받아 수행되었으며 이에 감사를 드립니다.

## 참 고 문 헌

1. 김성렬, 이주형, 박재현, 정문경(2009a), “수치해석을 이용한 강관합성말뚝의 보강효과 분석(I) -재료강도”, 대한토목학회 논문집, 제29권 6C호, pp.259-266.
2. 김성렬, 이시훈, 정문경, 이주형(2009b), “수치해석을 이용한 강관합성말뚝의 보강효과 분석(II) -지반 지지력”, 대한토목학회 논문집, 제29권 6C호, pp.267-275.
3. 대한토목학회(2001), 도로교 설계기준 해설(하부구조편).
4. 방춘석, 이준석, 송하원(2002), “연화 거동을 갖는 콘크리트의 3차원 탄소성 해석”, 대한토목학회 논문집, 제22권 6A호, pp.1449-1457
5. 방춘석, 송하원, 변근주(2003), “다축 압축응력을 받는 콘크리트의 파괴거동 해석에 관한 연구”, 대한토목학회 논문집, 제23권 4A호, pp.785-793.
6. 염진호, 송준엽, 윤석구, 권영봉(2000), “콘크리트 충전 합성기둥의 거동에 대한 실험적 연구”, 대한토목학회 논문집, 제20권 1A호, pp.107-114.
7. 이주형, 신휴성, 박민경, 박재현, 곽기석(2008), “수치해석을 이용한 국내 해상교량 현장타설말뚝의 강관지지효과”, 대한토목학회 논문집, 제28권 3C호, pp.149-158.
8. 한국건설기술연구원(2008), 고효율 하이브리드 대형 기초 공법 개발(Ⅱ)
9. AASHTO(2004) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.
10. ASCE(1997) Standard Guidelines for the Design and Installation of Pile Foundations, ASCE 20-96, ASCE.
11. Comodromos, E.M. and Pitilakis, K.D.(2004), “Response evaluation for horizontally loaded fixed-head pile groups using 3-D non-linear analysis”, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.29, pp.592-625.
12. Davisson, M.T.(1973), High capacity piles. Proceedings, Innovations in Foundation Construction, ASCE.
13. Fellenius B.H.(2004), Unified design of piled foundations with emphasis on settlement analysis. Geo-Trans Conference, Los Angeles, ASCE Geotechnical Special Publication Vol.125, pp.253-275.
14. Itasca(2006) FLAC 3D ver. 3.1 User's Guide.
15. Pott, D.M.(2003) “Numerical analysis: a virtual dream or practical reality?”, Geotechnique, Vol.53, No.6, pp.535-573.

(접수일자 2010. 4. 27, 심사완료일 2010. 10. 27)

# 모래지반에서 쐐기모델을 이용한 단독말뚝의 수평저항력 해석

## Lateral Resistance Analysis of Single Pile Using Strain Wedge Model in Sand

배 종 순<sup>1</sup> Bae, Jong-Soon

김 지 성<sup>2</sup> Kim, Ji-Seong

김 성 호<sup>3</sup> Kim, Sung-Ho

### Abstract

The magnitude of the lateral resistance that resists the lateral movement of the pile is controlled by the amount of the pile movement and the strength and stiffness of soil. In this paper, we proposed an equation which produces the lateral resistance of the laterally loaded single pile using the strain wedge model of the soil deformation. The results of this equation is compared with results of model test, field test, p-y curve and other methods. It is found that the result of proposed equation is smaller than the result of model test. The results of loading test considerably coincide with those of proposed equation; however, a few of deviations are generated as the displacement of pile head increases. Moreover, coincidences exist between the results of the proposed equation and those of finite difference method.

### 요    지

본 연구에서는 Strain Wedge 해석모델을 이용하여 수평하중이 작용하는 단독말뚝의 수평저항력 산출식을 제시하였고, 이를 모형실험, 현장 실험의 결과와 기존의 문헌에서 제시된 수평저항력 산정식과 비교·분석하였다. 그 결과 모형 실험의 시험 결과보다 조금 작게 나타났고, 현장 재하실험 결과와는 말뚝 두부의 변위가 작을 경우 상당히 잘 일치하고 있으나, 말뚝 두부의 변위가 증가할 수록 결과 값의 차가 조금씩 발생하였다. 그리고 기존의 산출식과 비교 검토한 결과 유한차분법과 잘 일치하였다.

**Keywords :** Laterally loaded pile, Lateral resistance, Strain wedge model

### 1. 서 론

구조물이 토텁, 풍압, 파력, 지반거동에 의한 측방토압 등을 받게 되면 말뚝에는 연직력 뿐만 아니라 수평하중도 받게 된다. 특히 지진에 의하여 발생되는 수평하중은 매우 크고, 해안 구조물의 경우에 있어서 파도에 의하여 발생되는 수평하중은 말뚝의 거동에 중요한 영향을 미치게 된다. 따라서 수평하중으로 인해 발생하

는 말뚝기초의 과다한 변위나 파괴는 상부구조물에 영향을 미치므로 수평하중을 받는 말뚝의 해석과 설계는 매우 중요한 사항 중의 하나로 인식되고 있다.

수평하중을 받는 단독말뚝의 거동 특성에 관한 이론적 연구들은 활발히 진행되고 있다. 하지만 여러 가지 불분명한 요소, 즉 말뚝-흙 경계요소의 불화실성, 지반의 비균질성, 지하수 변동에 따른 미세 토립자들의 이동 등으로 인하여 많은 문제점을 안고 있다. 따라서 최

1 정회원, 경상대학교 토목공학과 교수, 경상대학교 공학연구원 연구원 (Member, Prof., Dept. of Civil Eng., Gyeongsang National Univ., Researcher, Eng. Research Institute)

2 경상대학교 토목공학과 박사과정, 경상대학교 공학연구원 연구원 (Graduate Student, Dept. of Civil Eng., Gyeongsang National Univ., Researcher, Eng. Research Institute, seal66@naver.com, 교신저자)

3 정회원, 청경E&D 이사 (Member, Director of Chunggyung E&D)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

근 연구들에 의하면 이러한 문제점들을 극복하기 위하여 SW(Strain wedge)모델을 제시하였다.

SW 모델에 관한 연구는 Brown 등(1988)이 수평하중이 작용하는 무리말뚝에서 말뚝 상호간의 간섭에 의한 하중 저감효과를 설명하기 위하여 쐐기 이론을 접목하였고 Ashour 등(1999, 2004)과 Ashour & Norris(2003)는 다층지반에 매설된 말뚝에 수평하중이 작용할 경우 하중변형 거동 특성을 쐐기 이론을 접목하여 해석한 결과를 발표하였다. 그리고 Wang - Reese(1999)는 말뚝에 작용하는 수평 하중에 대한 저항 영역을 쐐기 모델로 가정하여 극한상태의 수평저항력을 산출하는식을 제안하였다. 하지만 Brown(1988)은 말뚝 형상, 깊이, 작용하는 하중의 크기 등 말뚝의 저항 영역에 영향을 미치는 여러 가지 요소들을 고려한 역학적인 거동 해석을 위한 모델을 제시한 것이 아니라, 단지 무리말뚝의 중첩의 원리만을 설명하기 위한 모델로서 제시한 것이다. 그리고 Ashour 등(1999, 2004)가 제시한 해석 모델에서는 말뚝과 지반의 파괴면이 이루는 경사각으로 실제 수평하중이 작용하는 말뚝에서 초기의 수평저항 영역은 말뚝 두부의 변위에 따라 그 영역이 점차 확장되는 거동 형태를 나타낸다. 따라서 말뚝과 지반의 파괴면이 이루는 경사각도 지반의 내부미찰각의 함수이기 보다는 말뚝 두부의 변위에 따른 함수임을 알 수 있고, 쐐기의 변형영역은 말뚝의 회전절점에서부터 시작되지만 이에 대한 고려가 되어있지 않다. 그리고 대부분 제시된 SW모델은 토압론을 이론적 근거로 한 이론적 제시일 뿐 이에 대한 실험적인 검증은 확인이 되지 않은 상태다. 따라서 SW 모델에 관한 모형 실험(배종순 2008, 2009)을 통해 이에 대한 실험적인 검증 및 배면지반의 저항거동특성을 규

명하였다. 본 연구에서는 규명된 사실을 바탕으로 말뚝에 수평하중이 작용할때 말뚝의 수평저항력과 파괴 형상을 쐐기 모델로 가정하여 이에 가장 부합되는 쐐기 형상을 결정하며 결정된 쐐기 형상으로 수평 저항 요소를 고려한 수평저항력 산출식을 도출하고, 도출된 수평 저항력 산출식을 기존의 자료들과 비교분석하여 그 효율성을 검증하고자 한다.

## 2. SW(Strain Wedge) 모델 해석

수평하중이 작용하는 말뚝 배면지반의 파괴는 작용하는 하중의 크기, 말뚝의 지중 매설 깊이, 말뚝 강성, 지반 조건, 그리고 수평하중에 의한 말뚝의 회전변위 등에 따라 서로 다른 결과를 나타낸다. 하지만 이때 발생되는 응력구근은 그림 1(a)에서 보는 바와 같이 모두 그 크기가 다르게 나타나지만 그 형상은 거의 일정한 양상으로 가정할 수 있다. 이때 말뚝을 변형이 없는 강성으로 가정한다면 응력구근은 말뚝의 회전변위에 대한 함수로서 말뚝의 회전각이 증가할수록 응력구근의 크기도 변화하게 된다. 따라서 발생된 응력구근은 앞 연구자들(Ashour 등 1999, 2004 ; Ashour & Norris 2003 ; Wang-Reese 1999)의 가정에 의해 그림 1(b)와 같이 동일한 면적의 쐐기 면적으로 환산한 후 이를 적용하여 말뚝의 저항 거동 특성을 해석한다.

### 2.1 쐐기 모델 해석을 위한 가정조건

수평하중이 작용하는 말뚝 배면지반의 거동 특성을 해석하기 위한 가정조건은 각 지층에서의 지반은 등방

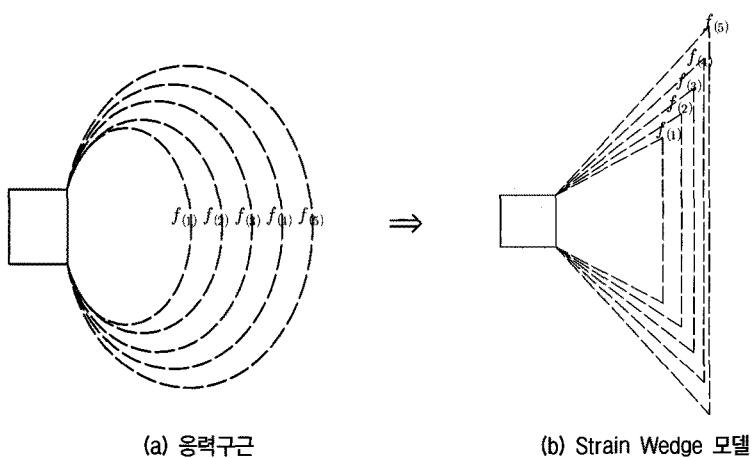


그림 1. Strain Wedge 모델의 응력구근 가정

균질이며 말뚝 배면지반의 파괴는 지표에서부터 발생하여 순차적으로 지중으로 발생하는 것으로 가정한다. 쐐기 측면부의 전단저항은 상재하중으로 인한 영향을 무시하며 말뚝과 지반의 마찰계수는  $\frac{2}{3}\phi$ 를 적용한다. 발생된 쐐기 내부의 지반변형에 의한 저항은 무시하고 말뚝의 회전절점 이하에서는 말뚝 및 지반의 변형이 발생하지 않는 것으로 가정한다. 힘의 평형조건을 만족하며 원형 말뚝인 경우 동일한 면적을 가진 정사각형 말뚝 폭으로 간주하여 해석한다.

## 2.2 말뚝 배면지반의 쐐기 형상 결정

### 2.2.1 말뚝과 쐐기 파괴면이 이루는 경사각( $\beta_m$ )과 말뚝의 회전절점( $h_p$ ) 결정

수평하중이 작용하는 말뚝의 배면지반 파괴는 그림 2

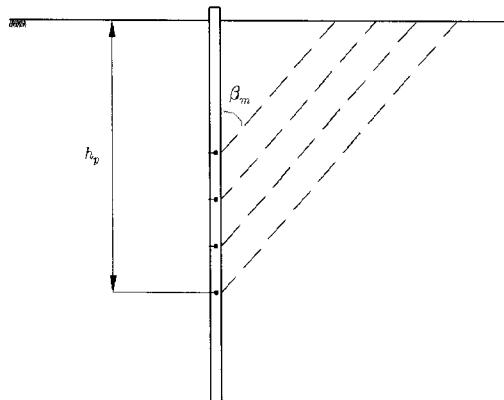


그림 2. 말뚝의 회전절점과 경사각

와 같은 진행성 쐐기 파괴의 형태를 나타내고 있다. 여기서 말뚝과 쐐기 파괴면이 이루는 경사각을  $\beta_m$ 이라 하며 이때  $\beta_m$ 은 지반의 상대밀도 즉, 지반의 내부마찰각  $\phi$ 의 함수이며, 식(1)과 같이 표현한다.

$$\beta_m = f(\phi) \quad (1)$$

그리고 수평하중이 작용하는 말뚝에서 하중에 의하여 발생되는 말뚝의 회전절점은 말뚝 두부의 변위에 대한 함수로 표현되며, 아래의 식(2)와 같다.

$$h_p = f(\delta) \quad (2)$$

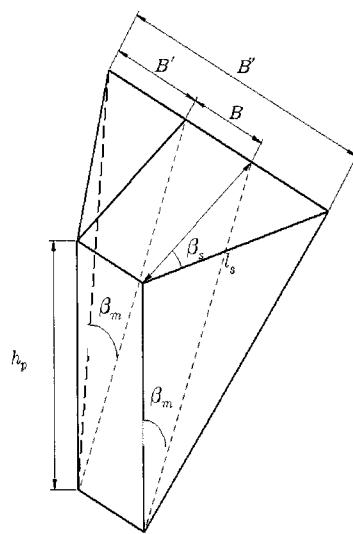
즉, 그림 2와 같이 말뚝 두부의 변위  $\delta$ 가 증가할수록 말뚝 배면지반에서 발생되는 쐐기 영역은 확장되고, 말뚝의 회전절점도 아래로 더 확장되고 있음을 알 수 있었다. 따라서 회전절점의 위치는 식(3)와 같다. (배종순, 김성호 2008)

$$h_p = (0.1899 \cdot \ln(\delta) + 0.2101)L_0 \quad (3)$$

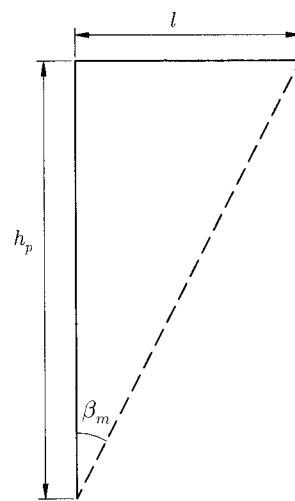
여기서  $L_0$  : 지중에 매설된 말뚝의 매설 길이

### 2.2.2 말뚝 배면지반의 쐐기 영향거리( $l$ )와 쐐기 경사길이( $l_s$ ), 쐐기 폭길이( $B''$ )결정

수평하중이 작용하는 말뚝에서 말뚝 배면지반에서 발생되는 쐐기의 영역을 입체화 한 것은 그림 3과 같다. 그림 3(a)에서 쐐기의 영향거리  $l$ 은 그림 3(b)에서 보는 바와 같이 말뚝 회전절점에 대한 함수로 표현이 가능하



(a) Strain Wedge의 입체형상



(b) Strain Wedge 단면

그림 3. Strain Wedge 모델

며, 식(4)와 같다. 여기서 말뚝 회전절점은 말뚝 두부의 변위에 대한 함수이므로, 쐐기의 영향거리  $l$ 도 말뚝 두부의 변위에 대한 함수로 표현할 수 있다

$$\tan\beta_m = \frac{l}{h_p}$$

$$\therefore l = h_p \cdot \tan\beta_m \quad (4)$$

그리고 그림 3에서 수평하중이 작용하는 말뚝 배면지반의 쐐기 영향 폭  $B''$ 는 식(5)과 같이 나타낼 수 있다.

$$B'' = B + 2B' \quad (5)$$

식(5)에서 쐐기 날개 부분의 폭길이  $B'$ 는 말뚝 변위에 따라 변하는 값이다. 식(4)에 의해서  $B'$ 는 식(6)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\tan\beta_s = \frac{B'}{l}$$

$$\therefore B' = l \cdot \tan\beta_s \quad (6)$$

따라서, 쐐기 영향 폭  $B''$ 는 다음과 같이 된다.

$$B'' = B + 2l \cdot \tan\beta_s \quad (7)$$

그리고 그림 3의 수평하중이 작용하는 말뚝의 배면지반에서 발생되는 쐐기 변형영역 날개부의 경사길이  $l_s$ 는 식(8)과 같다.

$$\cos\beta_s = \frac{l}{l_s}$$

$$\therefore l_s = \frac{l}{\cos\beta_s} \quad (8)$$

### 2.3 쐐기모델을 이용한 말뚝의 수평저항력 산출

#### 2.3.1 쐐기 요소 분할

그림 4는 수평하중이 작용하는 말뚝 배면지반의 쐐기 변형영역을 일정한 깊이의 요소로 분할한 그림이다. 그

림에서 수평하중의 작용에 의하여 말뚝 두부의 변위  $\delta$ 가 발생하면 각각의 요소에서는 그림 5(a)와 같이 말뚝과 쐐기의 경계면에서 말뚝의 회전각  $\theta$  만큼, 그리고 쐐기 파괴면에서는 쐐기 파괴면과 말뚝이 이루는 경사각  $\beta_m$  만큼의 경사가 발생하게 된다. 여기서 쐐기 요소의 높이가 미소 높이  $dh$ 일 때 말뚝과 쐐기 경계면의 경사길이  $dx$ 와 쐐기 파괴면의 경사길이  $dx'$ 는 다음과 같다.

$$dx = \frac{dh}{\cos\theta} \quad (9)$$

$$dx' = \frac{dh}{\sin(90^\circ - \beta_m)} \quad (10)$$

여기서  $\theta$ 는 미소값을 나타내므로,  $\cos\theta \approx 1$ 의 값을 지닌다. 따라서 식(9)는 식(11)과 같이 나타낼 수 있다.

$$dx \approx dh \quad (11)$$

식(10)에서 쐐기 파괴면의 경사길이  $dx'$ 는 연직면과  $90^\circ - \beta_m$ 의 각을 이루고 있다. 여기서  $\beta_m$ 은 말뚝의 형상에 상관없이 최대  $35^\circ$ 를 초과하지 않는다. 따라서 식(10)에서  $\sin(90^\circ - \beta_m)$ 의 값은 최소 0.82 이상의 값을

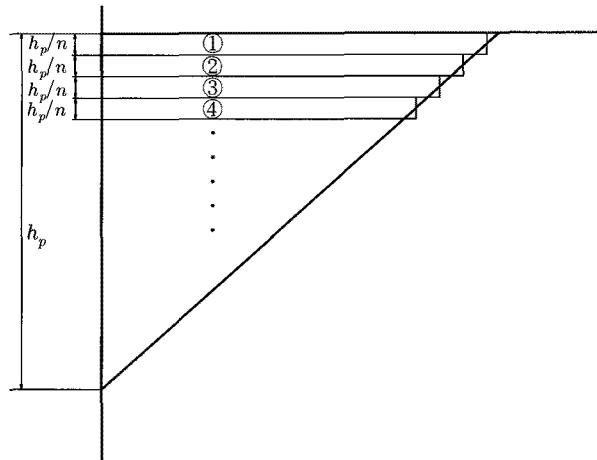


그림 4. Strain Wedge의 요소 층

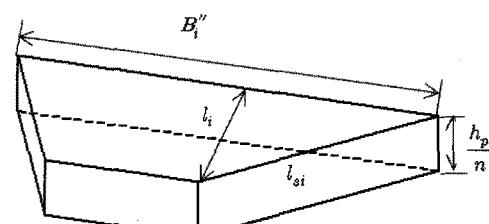
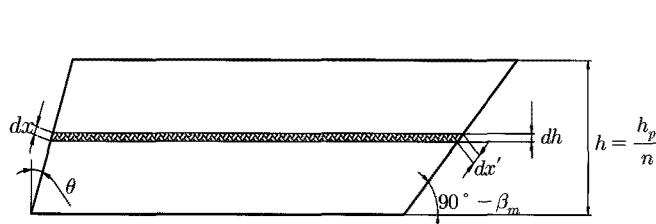


그림 5. Strain Wedge의 요소

지나게 되며 쐐기모델의 간편해석을 위하여 식(10)에서  $dx'$ 와  $dh$ 의 관계를 식(12)와 같이 가정한다.

$$dx' \approx dh \quad (12)$$

따라서 그림 4의 어느 깊이의 한 요소는 그림 5(b)와 같은 형태로 가정하며 요소의 상부와 하부의 경사길이  $l_s$ , 쐐기 후면의 폭 길이  $B$ , 쐐기 영향길이  $l$ 은 같다.

### 2.3.2 힘의 평형

그림 6은 수평하중이 작용하는 말뚝 배면지반의 쐐기 저항 영역에서 각각의 요소에서 발생되는 힘의 평형 관계를 나타낸 그림이다. 그림 6에서 각 요소에 작용하는 외력  $Q_i$ 에 대응하는 내력  $R_i$ 는 쐐기 후면부에서 발생되는 수평저항토압  $\sigma_{hi}$ , 쐐기 측면부의 전단저항  $\tau_{si}'$ , 말뚝 측면과 지반의 마찰저항  $\tau_{ai}$ 의 조합으로, 식(13)과 같다. 따라서 말뚝 두부에 가해지는 수평하중  $Q$ 에 대응하여 나타나는 내력합을  $R$ 이라 하면, 이때  $R$ 을 말뚝에 가해지는 수평하중  $Q$ 에 대응하여 발휘되는 말뚝의 수평저항력이 되고, 식(14)와 같다.

$$Q_i = R_i \quad (13)$$

$$= \sigma_{hi} A_{Bi} + \tau_{si}' 2A_S + \tau_{ai} \cdot 2B$$

$$Q = R = \Sigma \sigma_{hi} A_{Bi} + 2 \Sigma \tau_{si}' A_S + 2 \Sigma \tau_{ai} B \quad (14)$$

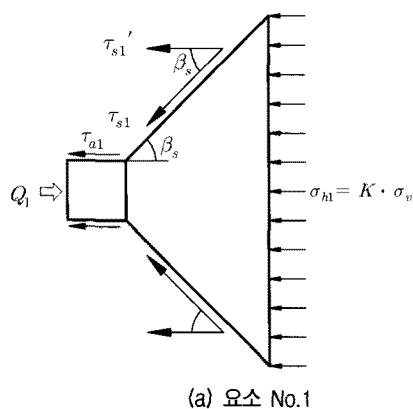
여기서

$\sigma_{hi}$  : 쐐기의 한 요소 후면부에 발생되는 수평저항토압(N)

$\tau_{si}'$  : 쐐기의 한 요소 날개부에서 발생되는 전단저항(N)

$\tau_{ai}$  : 말뚝과 지반의 마찰저항(N)

$Q$  : 말뚝 두부에 가해지는 수평하중(N)



(a) 요소 No.1

$R$  : 말뚝의 수평저항력(N)

$A_{Bi}$  : 쐐기 한 요소 후면부의 면적

$A_S$  : 쐐기 한 요소 측면의 면적

으로 나타낸다.

(1) 쐐기 후면부의 수평저항토압,  $P_h$

그림 6에서 수평하중이 작용하는 말뚝의 배면지반 쐐기 후면부에서 발생되는 수평저항토압은 다음과 같다.

$$P_{hi} = \sigma_{hi} \cdot A_{Bi} = K \cdot \sigma_{vi} \cdot A_{Bi} \quad (15)$$

여기서

$K$  : 토압계수

$\sigma_v$  : 수직응력(요소 단면 중간점까지의 높이로 사용)

으로 나타낸다. 여기서 쐐기 각 요소의 쐐기 후면부의 면적  $A_{Bi}$ 는 다음과 같다.

그림 4에서 ①번 쐐기 후면부의 면적  $A_{Bi}$ 는

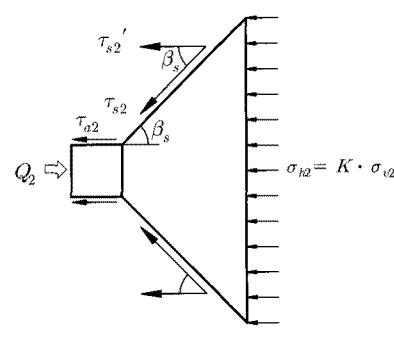
$$A_{Bi} = \frac{h_p}{n} \times B_1'' \quad (16)$$

과 같고, 쐐기 후면부의 각 요소에서 발생되는 수평저항토압은 다음과 같다.

$$P_{hi} = K \cdot \gamma_t \left( \frac{h_p}{n} \right)^2 \left( \frac{2i-1}{2} \right) \left[ B + 2h_p \left( 1 - \frac{i}{n} + \frac{1}{2n} \right) \tan\beta_n \cdot \tan\beta_s \right] \quad (17)$$

따라서 쐐기 후면부에서 발생되는 전체 수평저항토압은 다음과 같다.

$$P_h = \sum P_{hi} \quad (18)$$



(b) 요소 No.2

그림 6. 하중 요소

(2) 쐐기 날개부의 전단저항,  $T_s$

그림 6에서 수평하중이 작용하는 말뚝 배면지반의 쐐기 각 요소의 측면부에서 발생되는 전단저항  $T_{si}$ 는 다음과 같다. (지반은 사질토로 간주하여 점착력은 0으로 본다.)

$$\begin{aligned} T_{si} &= A_s \cdot \sigma_{hi} \cdot \tan\phi \\ &= A_s \cdot \sigma_{vi} \cdot K \cdot \tan\phi \end{aligned} \quad (19)$$

여기서

$T_{si}$  : 쐐기 측면의 전단저항

$K$  : 토압계수

$\phi$  : 쐐기의 내부마찰각

와 같으며, 쐐기 각 요소의 측면 면적  $A_s$ 은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{h_p}{n} \times l_{si} \\ &= \frac{h_p l_i}{n \cos\beta_s} \left(1 - \frac{i}{n} + \frac{1}{2n}\right) \end{aligned} \quad (20)$$

따라서 수평하중이 작용하는 말뚝 배면지반 쐐기 각 요소의 측면에서 발생되는 전단저항력은 다음과 같이 된다.

$$T_{si} = \frac{\gamma_t h_p}{\cos\beta_s} \left(\frac{h_p}{n}\right)^2 \left(i - \frac{1}{2}\right) \left(1 - \frac{i}{n} + \frac{1}{2n}\right) K \cdot \tan\beta_m \cdot \tan\phi \quad (21)$$

식(21)에 의해서

$$T_s = \sum_1^n T_{si} \quad (22)$$

식(22)에서 구해진 쐐기 영역의 측면 전단저항력은 그림 6과 같이 쐐기 파괴면의 경계면에서 발생된 전단 저항력이다. 여기서 발생된 측면 전단력은 힘의 평형 원리를 적용하면 쐐기의 측면각  $\beta_s$ 만큼 힘은 기울어져 작용하게 된다. 따라서 식(22)에서 구한  $T_s$ 는 식(23)과 같이 수정된다.

$$T_s' = T_s \cdot \cos\beta_s \quad (23)$$

식(23)에 의하여 식(22)는 식(24)와 같이 수정된다. 따라서 수평하중이 작용하는 말뚝 배면지반 쐐기 영역의 측면 전단저항력은 다음과 같다.

$$T_s' = \gamma_t h_p \left(\frac{h_p}{n}\right)^2 \left(i - \frac{1}{2}\right) \left(1 - \frac{i}{n} + \frac{1}{2n}\right) K \cdot \tan\beta_m \cdot \tan\phi \quad (24)$$

(3) 말뚝-지반의 마찰저항,  $T_a$

그림 6에서 말뚝의 측면과 지반의 마찰저항에 의한 마찰저항력  $T_a$ 는 다음과 같다.

$$T_a = B \cdot K \cdot \sigma_{vi} \cdot \tan\phi' \quad (25)$$

여기서

$T_a$  : 각 요소의 말뚝-지반 마찰저항

$B$  : 말뚝의 직경 또는 폭

$K$  : 토압계수

$\sigma_{vi}$  : 각 요소의 수직응력

$\phi'$  : 마찰 저항각( $= 2\phi/3$ )

을 나타낸다. 여기서 각 요소에서 발생되는 마찰저항력  $T_{ai}$ 을 구한 결과는 다음과 같다.

$$T_{ai} = B \cdot K \cdot \gamma_t \cdot \frac{h_p}{n} \left(i - \frac{1}{2}\right) \cdot \tan\phi' \quad (26)$$

따라서 수평하중이 작용하는 말뚝과 지반의 마찰저항을 산출하는 식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} T_a &= \sum T_{ai} \\ &= B \cdot K \cdot \gamma_t \cdot \frac{h_p}{n} \cdot \tan\phi' \sum \left(i - \frac{1}{2}\right) \end{aligned} \quad (27)$$

(4) 쐐기의 수평저항력

수평하중이 작용하는 말뚝 배면지반에서 발생되는 쐐기의 수평저항력은 쐐기 후면부의 수평저항토압  $P_h$ , 쐐기 측면부의 전단저항  $T_s$ , 말뚝-지반간의 마찰저항  $T_a$ 로 구분된다. 이때 각 요소들의 합 즉, 식(18), 식(24), 식(27)의 합이 쐐기의 수평저항력으로 대변되며, 그 결과는 식(28)과 같으며, 식(28)을 수평하중이 작용하는 말뚝에서 말뚝 두부의 변위를 고려한 수평저항력 산출식으로 정의한다.

$$\begin{aligned} R &= P_h + 2T_s' + 2T_a \\ &= K\gamma_t \left(\frac{h_p}{n}\right)^2 \cdot \left[ B \sum \frac{2i-1}{2} + 2h_p \tan\beta_m \sum \left(\frac{2i-1}{2}\right) \left(\frac{2n-2i+1}{2n}\right) \right. \\ &\quad \left. + 2h_p \tan\beta_m \tan\phi' \sum \left(\frac{2i-1}{2}\right) \left(\frac{2n-2i+1}{2n}\right) \right] \\ &\quad + 2B \frac{n}{h_p} \tan\phi' \sum \frac{2i-1}{2} \end{aligned} \quad (28)$$

식(28)을 식(29)와 같이 정리하면, 이때의 각 계수들을 수평저항계수  $L_{\sigma_h}$ , 측면 전단저항계수  $L_{\tau_s}$ , 그리고 말뚝-지반의 마찰저항계수  $L_{\tau_a}$ 라 하며, 그 값들은 식(30), (31), (32)과 같다.

$$R = P_h + 2T'_s + 2T_a$$

$$\begin{aligned} &= \frac{L_{\sigma_h}}{n^2} \sum_{i=1}^n \left[ N_i \left\{ B + 2h_p \left( 1 - \frac{N_i}{n} \right) \cdot \tan\beta_m \cdot \tan\beta_s \right\} \right] \\ &+ \frac{L_{\tau_s}}{n^2} \sum_{i=1}^n N_i \left( 1 - \frac{N_i}{n} \right) + \frac{B}{n} L_{\tau_a} \sum_{i=1}^n N_i \end{aligned} \quad (29)$$

$$L_{\sigma_h} = K \cdot \gamma_t \cdot h_p^2 \quad (30)$$

$$L_{\tau_s} = K \cdot \gamma_t \cdot h_p^3 \cdot \tan\beta_m \cdot \tan\phi \quad (31)$$

$$L_{\tau_a} = K \cdot \gamma_t \cdot h_p \cdot \tan\phi' \quad (32)$$

$$N_i = \frac{2i-1}{2} \quad (33)$$

#### (5) 토압계수 결정

수평저항계수에 적용될 토압계수를 결정하기 위하여 모형실험결과와 식(29)에서 토압계수를 수동토압계수, 주동토압계수를 이용하여 구한 결과와 비교 분석하여 역해석을 실시하였고, 그 결과는 그림 7에 나타내었다.

그림 7에서 모형실험 결과 지반의 상대밀도 변화에 상관없이 말뚝 두부의 변위에 따른 수평저항력은 식(29)에서 수평저항계수  $L_{\sigma_h}$ 의 토압계수를 수동토압계수  $K_P$ 를 대입한 결과보다 정지토압계수  $K_0$ 를 대입한 결과와

매우 잘 일치하고 있다. 따라서 식(29)에 정지토압계수  $K_0$ 를 적용하는 것이 바람직하다 생각된다. 그리고 말뚝과 지반의 마찰저항에서 말뚝에 작용하는 토압계수는 정지토압계수  $K_0$ 를 적용한다. 이상의 내용에서 수평저항계수  $L_{\sigma_h}$ , 측면 전단저항계수  $L_{\tau_s}$ , 말뚝-지반의 마찰저항계수  $L_{\tau_a}$ 는 식(34), 식(35), 식(36)과 같이 표현된다.

$$L_{\sigma_h} = K_0 \cdot \gamma_t \cdot h_p^2 \quad (34)$$

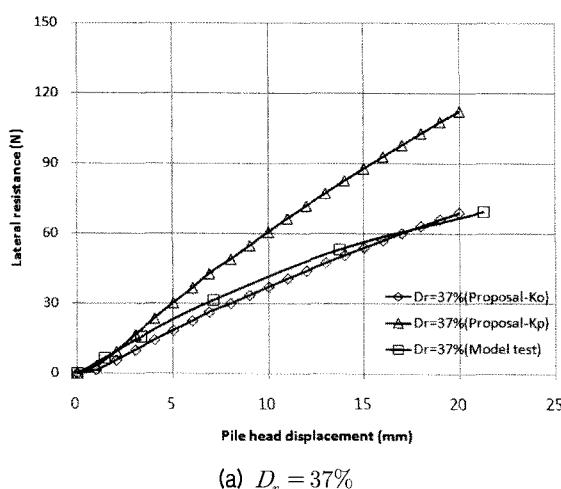
$$L_{\tau_s} = K_0 \cdot \gamma_t \cdot h_p^3 \cdot \tan\beta_m \cdot \tan\phi \quad (35)$$

$$L_{\tau_a} = K_0 \cdot \gamma_t \cdot h_p \cdot \tan\phi' \quad (36)$$

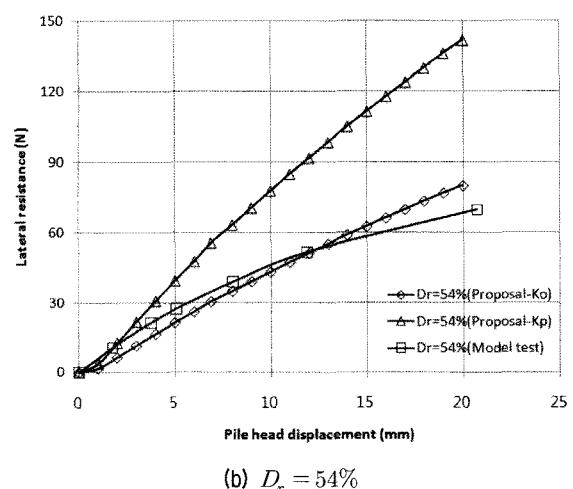
#### 2.4 제안식의 비교 검토

그림 8은 수평하중이 작용하는 말뚝의 수평저항력 산출 제안식(29)에서 구한 하중-변위 관계곡선 결과와 배종순 등(2008)의 모형실험을 통해 구해진 하중-변위 관계곡선의 결과를 비교 분석한 그림이다. 그림에서 보면, 지반의 상대밀도가 느슨한 경우 제안식을 이용하여 구한 결과와 실험 결과가 매우 잘 일치하고 있다. 지반의 상대밀도가 보통, 조밀한 경우 말뚝 두부의 변위가 작을 경우에는 제안식을 이용하여 구한 결과와 실험 결과가 매우 잘 일치하고 있으나, 말뚝 두부의 변위가 증가할수록 제안식이 실험결과 값보다 모두 조금씩 작게 나타나고 있다.

그림 9는 제안식을 이용하여 구한 결과와 현장말뚝 수평재하시험(대림산업 1999)을 통하여 구한 결과, 기존의 수평지지력 산출식인 Chang의 방법, 유한차분해



(a)  $D_r = 37\%$



(b)  $D_r = 54\%$

그림 7. 토압계수  $K_0$ 와  $K_P$ 의 관계

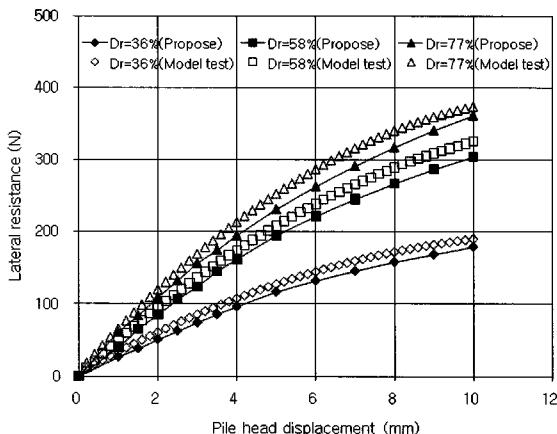


그림 8. 제안식과 모형실험 결과 값의 비교

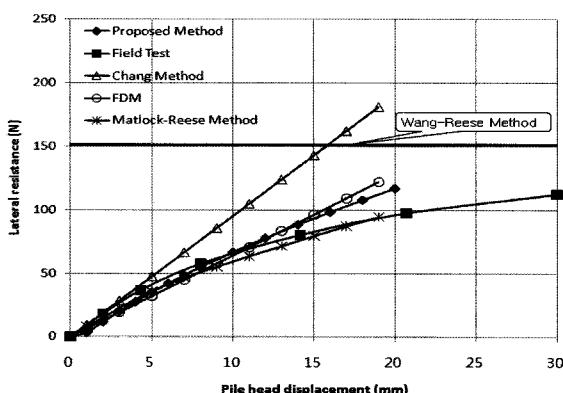


그림 9. 제안식과 현장실험 결과 값의 비교

석, Matlock-Reese가 제안한  $p-y$ 곡선법, Wang-Reese가 제안한 방법을 이용하여 구한 결과를 비교 분석한 그림이다.

그림 9에서 현장실험과 제안식은 초기 변위에서는 비교적 잘 일치하나 변위가 증가할 수록 그 차이가 점점 커지고 비교적 제안식과 유한차분해석법은 잘 일치를 하는 것으로 나타났으나 조금은 오차를 나타내고 있다. 이는 현장지반의 조건을 말뚝을 해석하기 위한 적정 조건으로 변환시 모두 충족시키지 못하기 때문이라 생각되며 현장실험의 경우 다층지반으로 형성이 되어 있어 오차가 크게 나타나고 있다. 하지만 말뚝 두부의 일정변위에 대한 Wang-Reese가 제안한 극한값보다 본 제안식이 작게 나타나고 있어 실제 설계 적용에 있어 안정 측에 있음을 알 수 있다.

### 3. 결론

본 논문에서는 수평하중이 작용하는 단독말뚝의 수평저항력을 산출하기 위하여 strain Wedge모델을 적용

하였고 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) SW 모델에서 저항특성은 쌔기 후면부의 수평저항 토크, 쌔기 측면부의 전단저항, 그리고 말뚝과 지반의 마찰저항으로 구분하였고, 이들의 합력을 수평 저항력이라 표현하였다. 이를 바탕으로 수평하중이 작용하는 단독말뚝의 수평저항력 산출식을 식(29)와 같이 제시하였다.
- (2) 수평하중이 작용하는 단독말뚝에서 제안식을 이용하여 말뚝의 수평저항력을 산출하였고, 이를 모형 실험, 현장 재하실험의 결과 그리고 기존의 말뚝 수평저항력 산출식과 비교 검토하였다. 그 결과 모형 실험의 시험 결과보다 조금 작게 나타났고, 현장 재하실험 결과와는 말뚝 두부의 변위가 작을 경우 상당히 잘 일치하고 있으나, 말뚝 두부의 변위가 증가 할수록 결과 값의 차가 조금씩 발생하였다. 그리고 기존의 산출식과 비교 검토한 결과 유한차분법과는 잘 일치하였다.

### 참 고 문 헌

1. 배종순, 김지성, 김성호 (2009), “수평하중이 작용하는 단독말뚝의 배면지반의 저항거동 특성Ⅱ”, 한국지반공학회논문집, 제25권, 11호, pp.61-73.
2. 배종순, 김성호 (2008), “수평하중이 작용하는 단독말뚝의 배면지반의 저항거동 특성”, 한국지반공학회논문집, 제24권, 8호, pp.53-60.
3. M. Ashour, P. Pilling, and G. Norris, (2004), “Lateral Behavior of Pile Groups in Layered Soils”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.130, No.6, pp.580 -592.
4. M. Ashour, and G. Norris, (2003), “Lateral Loaded Pile Response in Liquefiable Soil”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.129, No.6, pp.404-414.
5. Wang and Reese, L.C.(1999), *Geotechnical Engineering Circular No. 4, Ground Anchors and Anchored Systems*, Federal Highway Administration, pp.272-278.
6. M. Ashour, G. Norris, and P. Pilling, (1999), “Lateral Loading of a Pile in Layered Soil Using the Strain Wedge Model”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.124, No.4, pp.303-315.
7. Brown D. A., Morrison C., and Reese, L.C.,(1988), “Lateral Load Behavior of Pile Group in Sand”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.114, No.11, pp.1261-1276
8. Matlock, H., and Reese, L. C., (1960), “Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.86, No.SM5, pp.63-91
9. Chang, Y. L., (1937), “Lateral Pile-Loading Tests”, ASCE, Vol.91, pp.272-278
10. 대림산업 주식회사 용인기술연구소 (1999), 남강댐 계통 광역상수도(2단계)사업 제 1공구 시설공사, 말뚝의 수평제하시험 보고서

(접수일자 2010. 5. 6, 심사완료일 2010. 10. 22)

# 낙동강 삼각주 범람원에서 부산점토의 수리학적 특성

## Hydraulic Characteristics of Busan Clay in the Floodplain of the Nakdong River Delta

정 성 교<sup>1</sup> Chung, Seong-Gyo

이 남 기<sup>2</sup> Lee, Nam-Ki

이 정 만<sup>3</sup> Lee Jeong-Man

민 세 찬<sup>3</sup> Min, Se-Chan

홍 양 표<sup>3</sup> Hong, Yang-Pyo

### Abstract

To predict the settlement rate of a ground area that incorporates vertical drains, it is desirable to conduct various kinds of advanced field and laboratory tests for hydraulic properties. However, it is urgently needed to appropriately evaluate the hydraulic properties using the results of conventional soil tests which are extensively used for local practice. To achieve this purpose, a number of CPT dissipation test, laboratory permeability and consolidation tests were performed at five sites in the floodplain of the Nakdong River delta, and the test data were comprehensively analyzed. As a result, it is found that the coefficients of horizontal consolidation ( $c_{h,NC}$ ) and permeability ( $k_{h,OC}$ ) of the clay agreed well with those of the CPT-based methods proposed by Baligh and Levadoux (1986). The values of  $c_{h,NC}$  and  $k_{h,OC}$  were in the range of  $0.4\sim3.0 \text{ cm}^2/\text{sec}$  and  $0.40\sim2.50 \text{ cm}^2/\text{sec}$ , each of which slightly increases or decreases with depth, respectively. It was also inferred that these trends seem to reflect the depositional environments of the clay.

### 요 지

연직배수공이 매설되는 점토지반에서 압밀속도를 예측하기 위해서는 다양한 종류의 고급 실내 및 현장토질실험을 수행하여 합리적으로 수리학적 특성치를 결정하는 것이 바람직하다. 그러나 실무에서와 같이 보편적인 토질시험을 수행할 경우에 수리학적 특성을 합리적으로 규명하는 것이 우선 필요하다. 이를 위하여 낙동강 하구의 범람원 지역에 속하는 5개 지점을 선정하여 수많은 CPT 소산시험, 보편적인 실내 투수 및 압밀실험을 실시하였으며, 그들을 이용하여 종합적으로 분석하였다. 그 결과, 이 점토의 수평방향 압밀계수( $c_{h,NC}$ ) 및 투수계수( $k_{h,OC}$ )는 Baligh & Levadoux (1986)의 제안법을 적용한 CPT소산시험결과가 가장 적합한 것으로 나타났다. 여기서  $c_{h,NC}$ 와  $k_{h,OC}$ 는 각각  $0.4\sim3.0 \text{ cm}^2/\text{sec}$  및  $(1\sim3)\times10^9 \text{ m/sec}$  범위에 있으며, 두 값은 깊이에 따라 약간씩 증가 및 감소하는 경향을 보였다. 이러한 경향은 점토의 퇴적환경을 잘 반영하는 것으로 해석되었다.

**Keywords :** Clay, Consolidation, Dissipation test, Laboratory test, Permeability

### 1. 서 론

연약지반 상에 성토를 실시할 때 침하량과 압밀시간

을 실측값과 근사하게 예측하는 기술은 공학적 측면은 물론 사회적인 측면에서도 대단히 중요하다. 국내에서 경험하였던 대표적인 예로서, 낙동강 하구지역의 각종

1 동아대학교 토목공학과 교수 (Prof, Dept. of Civil Engrg., Dong-A Univ., sgchung@dau.ac.kr, 교신저자)

2 부산도시공사 개발팀 과장 (Manager, Development Project Team, Busan Metropolitan Corporation)

3 동아대학교 대학원 토목공학과 (Postgraduate Students, Dept. of Civil Engrg., Dona-A Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 접토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

성토공사에서 예측되었던 침하량과 암밀시간은 각각 2~4배 및 3~10배까지 과소평가되기도 하였다(Chung 1999). 근래에 들어서 침하량을 예측하는 기술은 상당히 개선되었지만, 침하시간의 예측에 대해서는 여전히 문제를 안고 있다고 할 수 있다. 따라서 국내 실정을 감안하여 신뢰 있게 침하시간을 예측할 수 있는 기술을 단계적으로 개선할 필요가 있다.

대심도 연약지반에서와 같이 연직배수공(PVD)을 매설하는 경우에는 얇은 점토층의 경우와는 달리 침하시간을 예측하기가 아주 복잡하다. 즉, 연직배수공이 매설된 지반에 적용하기 위한 각종 이론 해들은 수평 및 연직배수를 고려할 수 있는 수많은 매개변수를 포함하고 있다. 비록 실무에 쉽게 적용할 수 있는 간편법(Lee and Chung 2010)이 제안되어 연직배수의 영향을 무시할 수 있다고 하더라도, 여전히 수평 투수계수( $k_h$ ), 수평암밀계수( $c_h$ ), 배수저항( $q_s$ ) 등과 같은 주된 영향인자를 포함하고 있다. 이 중에서 배수저항은 단지 실험적 방법만으로 결정할 수 없는 어려운 매개변수이므로, 별도로 논의되는 것이 바람직하다(Chai and Miura 1999; Lee and Chung 2010; Chung and Lee 2010b).

해외의 경우를 보면, 싱가폴 해성점토(Chu et al. 2002)와 캐나다 동부점토(Tavenas et al. 1986; Leroueil and Hight 2002)에 대한 수리학적 특성, 즉 투수계수 또는 암밀계수를 평가하기 위하여 다양한 현장 및 실내시험법이 적용되고 있다. 이에 비하여 부산점토에 대한 기존의 연구는 보편적인 실험법에 의존하는 정도로 대단히 빈약한 편이다(Chung et al. 2003; 정성교 등 2006b; 등). 그리고, 상기와 같은 해외의 예에서 볼 수 있는 바와 같이 아무리 정교한 토질실험을 수행한다고 하더라도 적용된 방법에 따라 실험값이 제각각 다르게 산출되기도 하며, 또한 소수의 깊이에서 실시되는 실험만으로는 불균질하며 비등방성인 지반상태를 대표하기에는 역시 무리가 따를 것이다. 이와는 별도로, 또 다른 흥미로운 사실은 이론적인 시간-침하 곡선이 실제거동과 다른 경향으로 나타난다는 것이다(Chung et al. 2009). 상기와 같은 여러 가지 이유 때문에, 가급적 다양한 실험법들을 적용하여 매개변수를 결정하여야 하며, 실제 공사 시에 역해석을 통하여 그 값을 재분석하는 것이 절대적으로 필요하다(Leroueil et al. 1988; Chung et al. 2009).

본 논문에서는 암밀시간 예측에 필요한 기초적이며 실무적인 연구로서, 국내에서 보편적으로 사용하고 있는 각종 토질시험법을 적용하여 부산점토의 수리학적

특성을 규명하기로 하였다. 이를 위하여, 낙동강 하구의 범람원 지역에서 5개 지점을 선정하여 현장토질실험과 정교하게 채취된 자연시료를 이용하여 각종 투수 및 암밀실험을 실시하였다. 이와 같은 실험결과를 종합적으로 분석하여 점토의 수리학적 특성을 합리적으로 결정하였다.

## 2. 지반조건

### 2.1 대상현장

조사위치는 부산광역시 강서구 소재로서, 그림 1에서 볼 수 있는 DIS-1~DIS-5로 표기된 5개 지점이다. 이곳은 자연지리학적 분류에 의하면, 낙동강 삼각주의 중앙부의 서쪽에 위치하고 있는 범람원 지대(Floodplain)에 속한다. 여기서 SB-14는 퇴적환경을 분석하기 위하여 사용되었던 시추공이다.

### 2.2 지층구조 및 퇴적환경

5개 조사공에서 얻어진 시추조사 결과는 그림 2에서와 같이 나타내었다. 여기서 보면, 지층조건, 지하수위 및 자연시료 채취위치, SPT N값, 퇴적환경 등을 나타내고 있다. 여기에서 나타낸 퇴적환경은 Chung et al. (2010b)에 의하여 분류된 결과를 사용하였다. 즉, 하부로부터 하부 조간대(TF: tidal flat), 내만(IS: inner shelf) 및 상부 조간대(TF)로 대부분 구성되어 있지만, DIS-1의 하부에서는 얕은 해성(SM: shallow marine) 환경이 나타난다. Chung

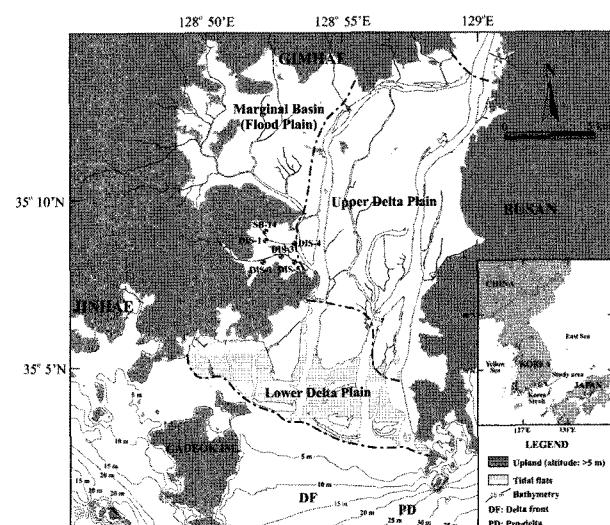


그림 1. 조사위치(류춘길 등, 2005)

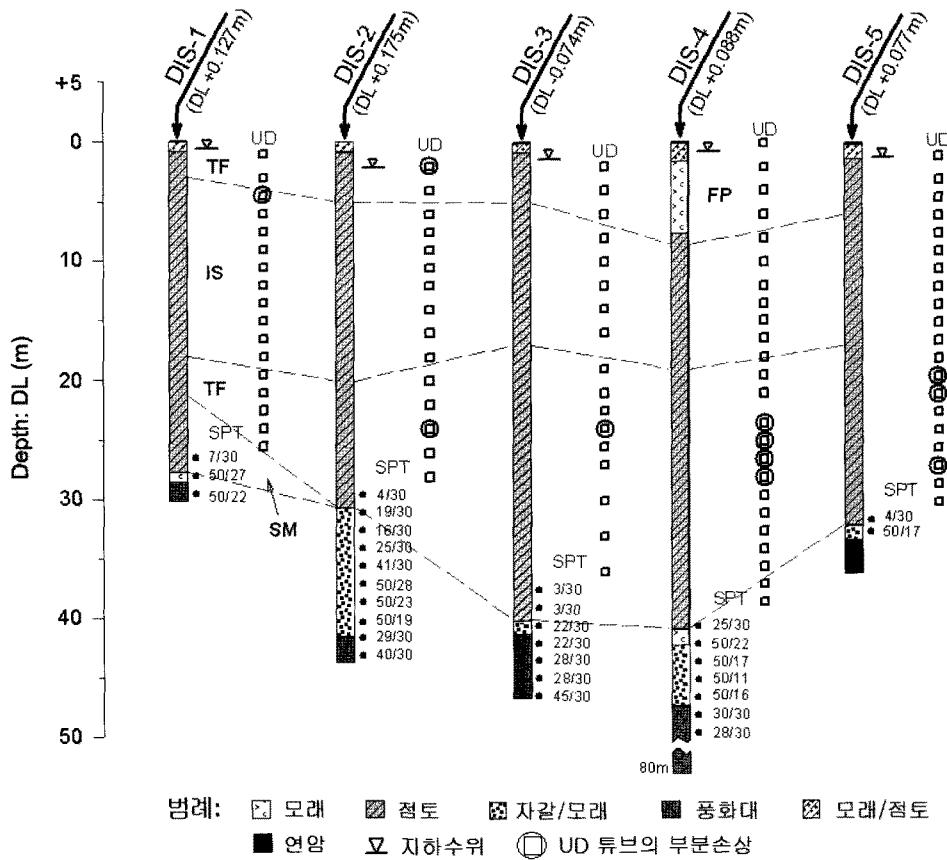


그림 2. 조사공 별의 시추 주상도(TF - 조간대, IS - 내대륙봉 환경)

et al.(2002b, 2002c, 2003, 2006a)에 따르면, TF 및 IS층은 상부 부산점토(Upper Busan clay)에 속하며, SM은 하부점토(Lower clay)로 분류된다. 그리고 각 조사공에서 자연시료 채취 중에 패각(조개껍질) 때문에 샘플튜브(스테인레스강)의 선단이 부분적으로 손상되었던 심도를 표시하고 있다. 샘플튜브가 조금이라도 찌그러진 경우는 낙동강의 지류에 인접한 DIS-4 및 DIS-5의 하부 조간대(TF) 층에서 다수 발생하였으므로, 이 층에는 패각이 다량 함유되어 있음을 지시한다. 또한 이 주상도에서 보면, 퇴적환경대 별의 두께, 점토층의 두께, 모래층의 분포 및 풍화대의 출현심도가 조사공의 위치에 따라 상당한 차이를 나타내고 있다.

지하수위는 조사기간 동안에 수시로 측정된 결과로부터 안정수위를 그림 2에서와 같이 표기하였다. 전체적으로 지하수위는 지표면 아래 1~3m 깊이에 위치하였다.

### 2.3 점토층의 지수특성

대표적으로 DIS-3 지점에서 점토층에 대한 기본적인 토질특성을 그림 3과 같이 나타내었다. 여기서 볼 수 있

는 특성들이 다른 조사공에서도 유사하게 관찰되었다. 즉, 점성토에서 점토함량은 위치 및 깊이에 따라 약 40~70% 사이에서 변화한다. 이 결과는 낙동강 하구지역의 다른 지역(명지, 신호, 화전지역)에서 관찰된 값보다 다소 크게 나왔다. 단위중량은 자연함수비와 유사하게 퇴적환경, 즉 깊이에 따라 뚜렷한 변화를 보여주고 있다. 특히 정규암밀점토에 대해서 이 두 값의 변화경향은 좋은 상관성을 가진다는 것이 일반적이다. 비중은 2.69~2.72 사이에 분포하며, 지층(퇴적환경)에 따라 약간의 차이를 나타내고 있으나 대략 동일한 공급원을 가졌다 고 할 수 있다. 소성지수( $I_p$ )는 20~50% 사이에서 분포하며, 개략적으로 20~30m 깊이를 기준으로 분류된 내대륙봉 환경(IS)에서 크게, 조간대(TF) 환경에서 작게 나타난다. 액성지수( $I_L$ )는 점토구조를 나타내는 지표로 될 수 있으며,  $I_L > 1$ 일 경우에는 예민점토(sensitive clay)로 분류된다. 본 현장에서는 내대륙봉 환경(IS)에서  $I_L > 1$ , 조간대(TF) 환경에서  $I_L \leq 1$ 으로 나타나는 경향을 보여준다. 상기의 결과는 기존의 연구결과와도 유사하다(Chung et al. 2002a, 2002b; Chung and Giao 2001).

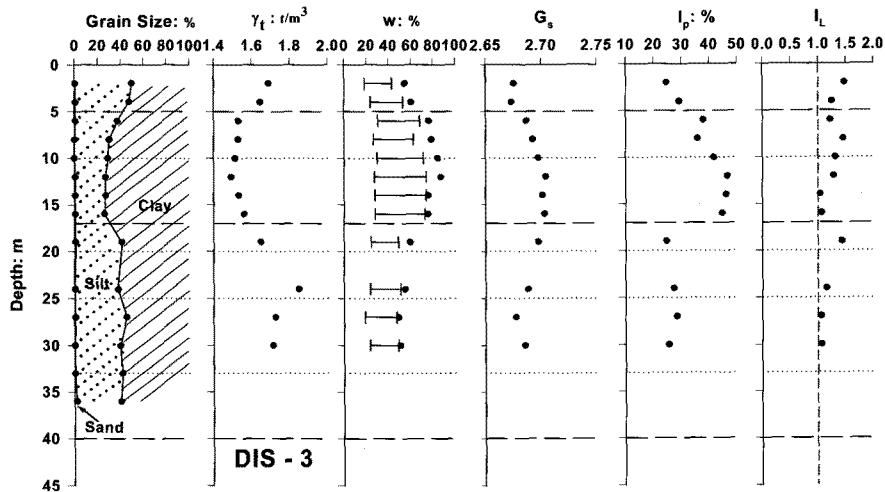


그림 3. 대표적인 지수특성(DIS-3)

### 3. 실험종류 및 방법

#### 3.1 현장실험

##### 3.1.1 자연시료채취

자연시료 채취를 위하여 DIS-4에서는 지표로부터 상부 모래층(약 6m)까지만 케이싱을 삽입하고 그 아래의 깊이에서는 혼탁액(Bentonite slurry)을 공내에 주입하면서 굴진하였다. 그러나 그 외의 다른 조사공들에서는 전 깊이에 걸쳐 Casing과 청수(맑은 물)를 사용하였다. 이 때 사용된 케이싱의 외경이 115mm, 내경 98~101mm 이었다.

국내의 자연시료 채취법에 대한 KS기준(KS F 2317)은 여러 관점에서 미비한 것으로 연구되었다(Chung et al. 2002d, 2003, 2005; Chung 2005). 따라서 상기에서 언급하였던 바와 같이 케이싱을 삽입 중에 과대한 수압이 작용하여 채취심도에 있는 흙이 교란될 수 있다는 단점을 보완하기 위한 연구결과(Chung et al. 2002d, 2004; 광정민 등 2003)에 근거하였다. 즉, 케이싱 선단 아래로 Core tube(bit)를 사용하여 약 50cm 깊이까지 약 0.5kg/cm<sup>2</sup> 이하의 수압(펌프에 부착된 압력계)을 유지시키며, 깊이를 확인하면서 조심스럽게 추가 굴진하였다. 이때, 회전속도는 60rpm 이하이며, 관입속도는 1.7cm/min 이하를 적용하였다. 또한, 작용 수압을 줄이기 위하여 일본에서 주로 사용되는 형식의 Sedimentary tube를 국내에서 처음으로 제작하여 적용하였다.

샘플러는 ‘유압식 고정 피스톤 샘플러(Oil-operated fixed piston sampler)’를 사용하였다(Chung and Kweon

2010). 일반적으로 압입식(mechanical type) 샘플러는 우수한 시료품질을 확보할 수 있는 장점이 있지만, 작업이 불편하며 고가의 채취비가 요구되는 단점이 있다. 반면에, 수압식(hydraulic type) 샘플러는 작업이 용이하고 저렴한 경비가 요구되지만, 시료품질이 다소 떨어진다는 단점이 있다(Clayton et al. 2002). 여기서 사용된 ‘유압식 샘플러’는 위의 두 샘플러의 장점들을 모두 포함하도록 고안되었다. 즉, 유압식 샘플러는 우수한 품질을 확보할 수 있는 동시에 작업이 용이하며 저렴한 채취비 용으로 가능하다. 또한, 샘플튜브(시료채취관)가 전진하는 동안에 샘플러가 케이싱의 중간에 고정시키며, 샘플튜브의 전진속도를 크고 일정하게 유지할 수 있다는 추가적인 장점이 있다.

샘플튜브의 기하학적인 특성이 시료품질에 크게 영향을 미친다는 연구(Tanaka 1999; Clayton et al. 1998; Hight 2000)에 주목할 필요가 있었다. 국내 기준(KS F 2317)에서는 샘플튜브에 대한 품질기준이 최근 연구결과를 반영하지 못하고 있다. 따라서 본 과업에서는 국내에서 사용하는 황동(Brass)관 대신에 Stainless steel을 사용하였으며, 국제적인 기준을 만족하도록 제작하여 사용하였다. 즉, 샘플튜브의 내경과 두께는 각각 73.1mm와 1.5mm이며, 길이는 1000mm이고 선단의 두께 및 각도는 각각 0.25mm와 6°이다.

##### 3.1.2 CPT 소산시험

피에조콘 관입시험(CPT)은 모래지반과 점토층을 연속적으로 관입할 수 있는 대용량(20톤) CPT관입장비(Geomil사)가 사용되었다. 이것은 국내에서 보편적으로

사용되는 방법으로 시추장비를 이용하여 콘을 관입하는 방식과는 근본적으로 다르다. 사용된 콘(Cone; C-15)은 Geomil사에서 제작된 것으로 콘의 면적은  $15\text{cm}^2$ , 선단이  $60^\circ$ 를 이루며 어깨에서 간극수압을 측정( $u_2$ )할 수 있도록 만들어져 있다. 이 콘은 정기적(년 1회)으로 Geomil사에서 보정을 거치고 있으므로 비교적 신뢰 있는 결과를 준다.

콘(cone)의 관입속도는 국제지반공학회(ISSMGE)에서 추천하는  $20\text{mm/s}$ 로 수행하였다(Lunne et al. 1997). 콘의 관입 중에 콘의 경사(허용경사각  $25^\circ$ )가 최대  $6^\circ$ 를 넘지 않도록 주의하였으며, 측정된 경사도에 따라 콘의 깊이를 다시 보정하여 실험결과를 정리하였다.

소산시험을 위하여 콘은 글리세린 내에서 충분히 포화시킨 후에 사용하였다. 현장에서 지하수위 위의 지반을 관통하는 동안에 콘이 불포화될 수도 있으므로, 상부 모래층 내에서 예비적으로 소산시험을 실시하여 완전 포화가 되도록 유도하였다. 또한 소산시험은 소정의 깊이에서 압밀도가  $70\sim80\%$ 에 도달하도록 자연실험을 실시하였다.

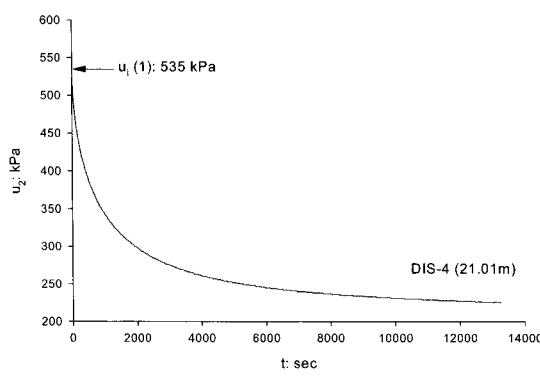
### 3.2 실내실험

#### 3.2.1 시료

채취된 자연시료는 길이가 약  $85\text{cm}$ 에 이른다. 자연시료는 정교하게 제작된 시료추출기를 사용하여 연직방향으로 추출하였으며, 약  $10\text{cm}$  크기로 절단하였다. 절단된 시료는 바로 시험에 사용하였거나, 또는 랩(thin plastic film)과 파라핀을 3겹으로 감아서 항온항습조 내에 보관하였다(Chung et al. 2002c).

#### 3.2.2 실내 투수시험

점성토에 대하여 자연시료 상태에서의 연직 및 수평



투수계수를 측정하는 시험을 실시하였다. 이 실험법에 대한 상세한 기술은 정성교 등(2006b)에서 볼 수 있으므로 여기서는 간단히 설명한다. 먼저 채취된 시료를 이용하여 두 방향으로 각각 절단하여 시편( $2\times6\text{cm}$ )을 제작하였다. 채취된 시료는 시료채취 중에 시료팽창이 발생하였을 것이라는 사실을 감안하여, 압밀링 내에서  $5\text{kPa}$ 의 압력을 가하여 안정된 침하에 도달될 때 투수시험을 실시하였다. 투수시험을 위하여 뷰렛(내경  $5\text{mm}$ )과 압밀링의 하단부를 서로 연결하여 상향침투가 되도록 유도하였으며, 시험 중 증발을 막기 위하여 뷰렛의 상단부에서 기름을 약간 떨어뜨리고 고무풍선으로 덮었다. 이때 적용된 초기수두는  $100\text{mm}$ 이며, 뷰렛 내에서 강하되는 수위를 수시로 측정하였다. 이 결과를 도시하여 강하되는 수위와 경과시간 관계가 일정해지는 부분을 이용하여 투수계수의 계산에 적용하였다.

#### 3.2.3 압밀시험

압밀시험은 두 가지의 시험법이 사용되었다. 즉, 국내에서 적용되고 있는 표준압밀시험법(L<sub>c</sub>)과 일정변형률(CRS) 압밀시험법이다. 두 시험을 위하여 사용된 시편은 직경  $6\text{cm}$ , 높이  $2\text{cm}$  이었다. CRS 압밀시험은 GDS 사에서 제작된 Rowe cell을 사용하였으며, 적용된 재하속도는  $0.02\%/\text{min}$  이었다.

### 4. 실험결과 및 분석

#### 4.1 CPT 소산실험 결과

##### 4.1.1 초기 및 최종 값의 결정

소산시험 결과를 이용하여 각종 수리학적 특성을 분

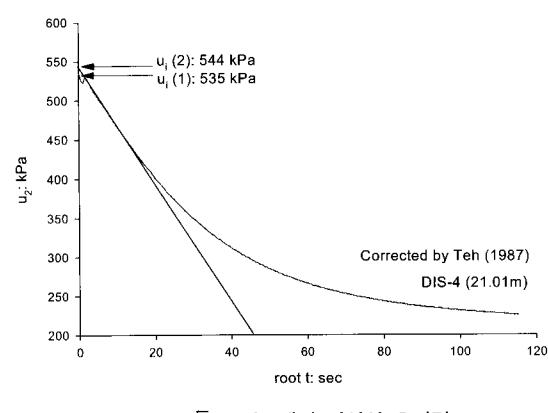


그림 4. 초기 간극수압의 결정법(DIS-4 21.0m의 예)

석할 때 간극수압의 초기 및 최종 값을 결정하여야 한다. 그림 4에서는 초기 간극수압( $u_i$ )의 결정법을 보여주고 있다. 즉, Teh (1987)가 제안한  $\sqrt{t}$  법에 의하면, 실측 값( $u$ )을  $\sqrt{t}$ 에 대하여 도시하여 ‘초기 직선부분’을 연결하여 ‘ $\sqrt{t}=0$ ’에 해당하는 점을 초기값으로 결정한다. 그러나, 좀 더 보수적인 값은 최대값(peak; 일반적으로 초기 읽은 값)을 초기값으로 간주하는 방법이다. 여기서는 전자의 방법( $u_i(2)$ )을 따랐다.

일반적으로 100% 소산된 잔류상태의 수압( $u_{ult}$  또는  $u_0$ )은 ‘쌍곡선(Hyperbolic)법’에 의하여 결정하고 있다. 이때 쌍곡선 함수로 유추된 곡선의 초기 부분은 실측값과 잘 일치하지 않는 경우가 허다하므로, 가급적 실측값( $u$ )의 뒷부분과 일치하는 조건 하에서 쌍곡선 함수의 매개정수를 결정하였다. 그래서 식 (1)은 압밀도를 나타내는 식이며, 압밀도( $U$ ) 50%에 해당하는 시간  $t_{50}$ 은  $(u_i - u_{ult})/2$ 에 해당하는 값으로 결정할 수 있다.

$$U = \frac{u - u_0}{u_i - u_0} \quad (1)$$

#### 4.1.2 신뢰성 분석

위와 같이 간접적인 방법으로 분석된 잔류상태의 수압( $u_{ult}$  또는  $u_0$ )을 이용하여 점성토층 내에 존재하는 피압의 가능성 및 그의 크기를 분석하기도 한다. 그림 5(a)에서는 잔류상태의 수압( $u_{ult}$  또는  $u_0$ )을 깊이에 따라 분석하여 나타내었다. 이를 위하여, 먼저 시추조사 과정에

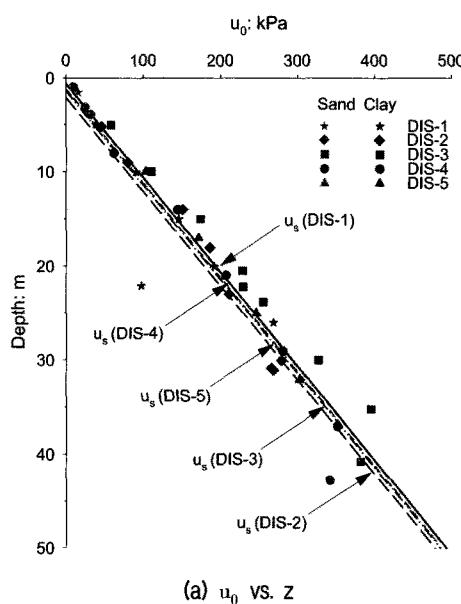


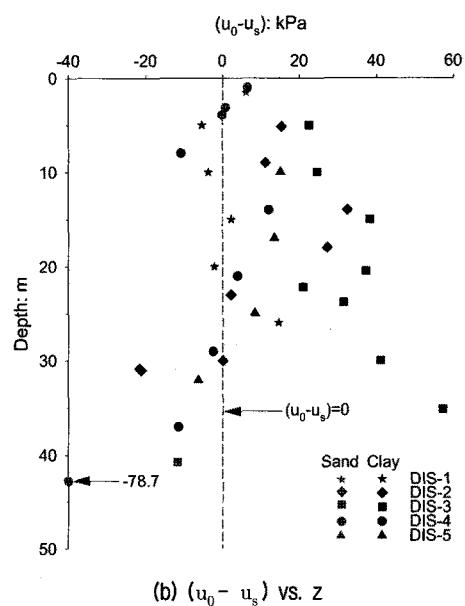
그림 5. 분석된 피압의 깊이별 분포

서 장기간 측정된 지하수위와 모래층(상·하부)에서 실시된 CPT 소산시험 결과를 이용하여 정수압 분포를 얻었다. 그 다음으로, 분석된 잔류상태의 수압( $u_{ult}$  또는  $u_0$ )을 깊이에 따라 도시하여 나타내었다.

그림 5(b)에서 보면,  $U=100\%$ 에서 과잉간극수압 ( $u_0 - u_s$ )가 점토층에서  $-20 \sim 40$ kPa 범위 내에서 마치 존재하는 것으로 분석된다. 그러나 이 결과는 측정된 간극수압 및 적용된 쌍곡선 분석법의 신뢰성 등에 따라 달라질 수 있다. 즉, 모래층에 균질한 점토층 내에서  $\pm 20$ kPa 정도의 과잉간극수압이 존재하며, 점토층 내에서  $(u_0 - u_s)$ 의 분포가 불규칙하게 나타나기도 한다. 여기서  $u_s$ 는 지하수위를 기준으로 계산한 정수압이다. 이러한 원인은 측정값의 신뢰성 보다는 분석방법에 따른 영향으로 생각된다. 예로서, 쌍곡선 함수에 의하여 예측되는  $u_{ult}$ 는 측정시간이 짧을수록 과소평가되는 경향이 있다. 또한 위에서 기술되었던 초기값도 결과에 영향을 미치게 된다. 이와 같은 이유들을 고려할 때, 점토층 내에 피압이 작용하고 있다고 주장하기에는 어려움이 있다. 따라서 보다 정확한 값을 얻기 위해서는 지반 속에 직접 피압미터를 매설하여 장기간 측정하는 방법을 추천할 수 있다(동아대학교 건설기술연구소 2006).

#### 4.1.3 압밀계수 평가

CPT 소산시험 결과를 이용하여 수평압밀계수를 구하는 방법들 중에서 국내에서 널리 인용되는 것들을 표



1에서와 같이 열거하였다. 여기서  $T$  및  $T^*$ =시간계수;  $r$ =콘의 반경;  $I_R = S_u / G$ =강성지수,  $G$ =전단탄성계수,  $\nu$ =Poisson ratio (0.25 적용);  $k_h$ =수평투수계수; Teh법에서  $m = \sqrt{f}$  곡선의 기울기(그림 4(b)를 참조),  $M = 1.15$ .

일반적으로 계산된 압밀계수는  $t_{50}$ (표 2에서는 ‘t’로 표기)에 크게 좌우되므로,  $U_{50}$ 에 해당하는 시간  $t_{50}$ 을 그림 6에서와 같이 도시하여 비교하였다. 이 그림에서 보면 모래층에서의 결과를 제외하면  $t_{50}$ 은 대략 1200~2000sec 사이에 분포하며, 20m 아래에서는 약간 감소하는 경향으로 나타난다. 이러한 분포는 그림 5에서 보여주었던  $(u_0 - u_s)$ 의 불규칙성과 신뢰성에 대한 의심에도 불구하고 정성적인 측면에서 대체로 납득할만한 결과라 할 수 있다. 즉, 상기의 방법으로 결정된  $u_i$  및  $(u_0 - u_s)$ 는 두 값의 평균치에 해당하는  $t_{50}$ 에 크게 영향을 미치지 않았다고 할 수 있다.

Baligh & Levadoux (1986)는 표 3에서와 같은 방법으로 분석된 결과를 과압밀 영역(overconsolidated range), 즉 과재하중이 작용하여 압밀을 겪은 상태가 아닌 자연 상태의 조건에 대한 결과( $c_{h,OC}$ )라고 하였다. 성토공사에 따라 과재하중이 작용하여 압밀을 받은 상태, 즉 정

규압밀 상태(Normally consolidated range)에 대해서는 식 (2)를 적용하여 보정하여야 한다.

$$c_{h,NC} = c_{h,OC} \cdot \frac{RR}{CR} \quad (2)$$

여기서 CR과 RR은 정규압밀 및 재압축 상태에 대한 압축비이다.

상기의 방법으로 분석된  $c_{h,OC}$  및  $c_{h,NC}$ 는 대표적으로 DIS-2에 대하여 그림 7에서와 같이 나타내어 비교하였다. 여기서 CR과 RR은 압밀실험 결과를 이용하였다. 또한, 강성지수  $I_R$ 을 결정하기 위하여 다음과 같이 적용하였다:  $s_u = 0.22\sigma_{v0}$ (Chung et al. 2006, 2010b),  $G = [2(1+\nu)/E_s]$ ,  $E_s = [M(1+\nu)(1-2\nu)/(1-\nu)]$ ,  $\nu = 0.25$ ,  $M = 8.25(q_t - \sigma_{v0})$ (Lunne et al. 1997). 그림 7에서 보면 적용 공식으로부터 얻어진 수평압밀계수는 넓은 범위 내에서 분포하지만, Baligh & Levadoux(1986), Torstensson (1975), Teh & Housby(1991), Teh(1987) 또는 Randolph & Wroth(1979) 순서로 크게 나타났다. 여기서 Randolph & Wroth(1979)의 값을 계산하기 위하여 실내투수실험 결과가 사용되었다. 또한 최대 및 최소값의 차이도 대략

표 1. 압밀계수를 위한 계산공식

제안자	계산공식
Torstensson(1975)-cylindrical	$c_h = r^2 T/t$
Baligh & Levadoux(1986)	$c_h = r^2 T/t$
Teh & Housby(1991)	$c_h = T^* r^2 \sqrt{I_R}/t$
Teh(1987)	$c_h = (m/M) \cdot r^2 \sqrt{I_R}$
Randolph & Wroth(1979)	$c_h = (k_h / \gamma_w) G^*, G^* = (2G(1-\nu))/(1-2\nu)$

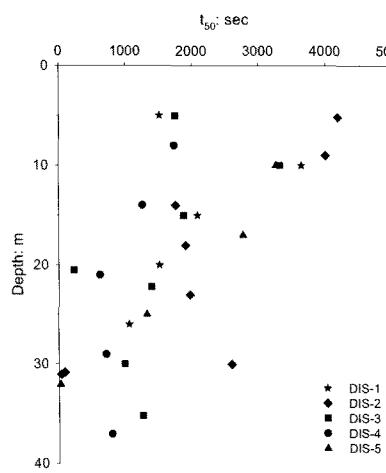


그림 6. 각 조사공에서 산출된  $t_{50}$

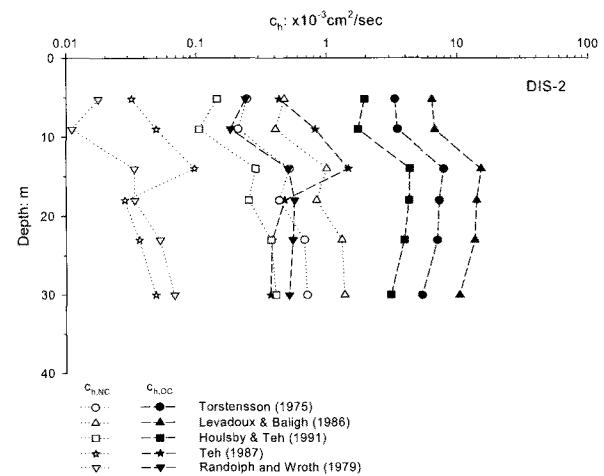


그림 7. 미보정 및 보정 수평압밀계수(DIS-2)

10배 이상에 이르지만, 각 지점별의  $c_{h,NC}$ 와  $c_{h,OC}$ 도 약 10배 이상의 차이(RR/CR)를 나타내고 있다. 따라서 어느 방법을 적용하느냐를 결정하는 것도 어려운 과제이다.

#### 4.1.4 수평 투수계수

Baligh & Levadoux(1980)은 수평 투수계수를 산정하는 계산식을 식 (3)과 같이 제안하고 있다.

$$k_h = \frac{\gamma_w}{2.3 \cdot \sigma'_{v0}} RR \cdot c_h \quad (3)$$

여기서  $RR$  = 과압밀 영역에서의 압축비 [ $= C_r / (1 + e_0)$ ];  $C_r$  = 재압축곡선의 기울기이다. 압축비  $RR$ 은 일반적으로  $(0.5 \sim 2) \times 10^{-2}$ 의 범위이다(Lunne et al. 1997).

그림 8에서는 식 (3)을 사용하여 얻어진 수평투수계수로서 대표적으로 DIS-4에 대하여 보여주고 있다. Randolph & Wroth(1979) 법은 투수계수를 직접 입력하므로 이 그림에서는 배제하였다. 여기서 보면 투수계수

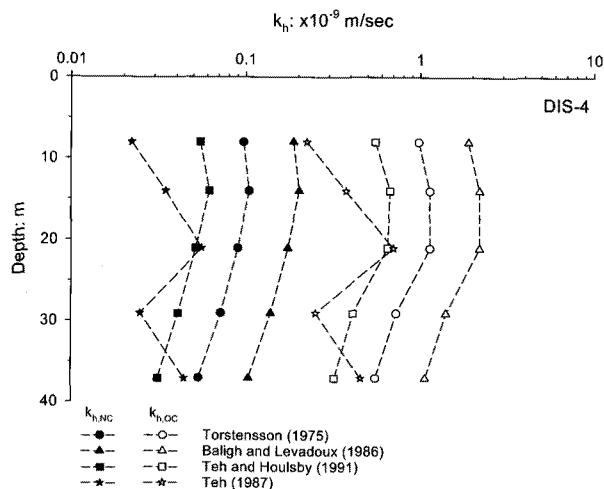


그림 8. 소산시험에 의한 수평투수계수(DIS-4)

는 위치에 따라 차이를 보이지만,  $t_{50}$ (그림 6)에서 볼 수 있었던 바와 같이 깊이에 따라 약간씩 감소하는 경향을 나타내고 있다. 식 (3)에서  $c_h$ 를 위하여 상기에서 얻어진  $c_{h,OC}$ 와  $c_{h,NC}$ 를 각각 적용한 결과, 자연상태(OC)의 수평투수계수는 대략  $(0.5 \sim 2) \times 10^{-9} \text{ m/sec}$ 이지만, 정규암밀상태(NC)에 대해서는  $(0.3 \sim 2) \times 10^{-10} \text{ m/sec}$ 으로 감소하였다.

#### 4.2 실내 투수 및 압밀실험 결과

##### 4.2.1 압밀계수

표준암밀시험( $I_L$ ) 결과를 이용하여  $\sqrt{t}$  법과  $\log t$ 법으로부터 얻어진 압밀계수를 대표적으로 DIS-1에 대하여 그림 9에서와 같이 나타내었다. 이 그림에서 초기 유효연직응력은 화살표로서 표현하였다. 또한 CRS시험으로부터 얻어진 압밀계수는 Wissa et al.(1971)에 의한 비선형해(Non-linear solution)를 이용하여 구하였으며, 그림 10과 같이 나타내었다. 두 그림에서 보여주는 전반적인 경향은 압밀계수가 과압밀영역(OC)에서는 크게 나타나다가 정규암밀영역(NC)에서는 급격하게 작아진다. 그러나 표준암밀시험에서  $\log t$ 법으로 구한 압밀계수는  $\sqrt{t}$  법의 것에 비하여 완만하게 감소하는 경향을 보인다.

설계정수를 구하기 위한 목적으로 그림 11에서와 같이 NC영역에서 얻어진 압밀계수( $c_{v,NC}$ )를 깊이에 따라 모두 나타내었다. 이 그림에서 보면  $c_{v,NC}$ 는 대략 17m까지  $0.3 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 로 일정하며, 28m까지 최대  $1.2 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 로 증가한 후, 다시 약간씩 감소하는 경향을 보인다. 그리고 CRS 및  $I_L$ 시험결과에 의한 NC영역에서의 압밀계수는 거의 차이를 보이지 않는다. 압밀계수는 시간에 반비례한다는 사실을 고려할 때, 그림 6

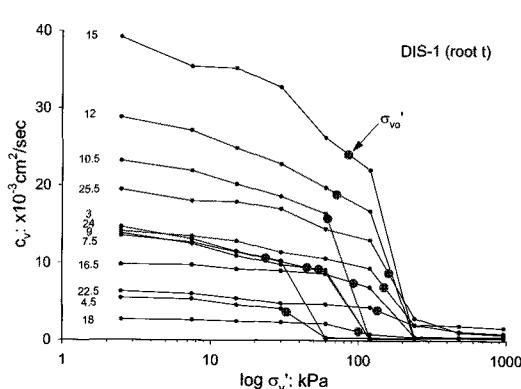
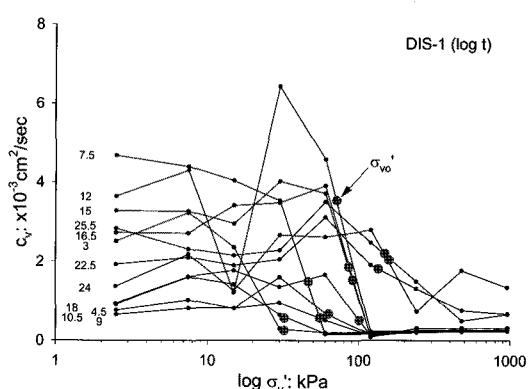


그림 9. 표준암밀실험에 의한 압밀계수: DIS-1



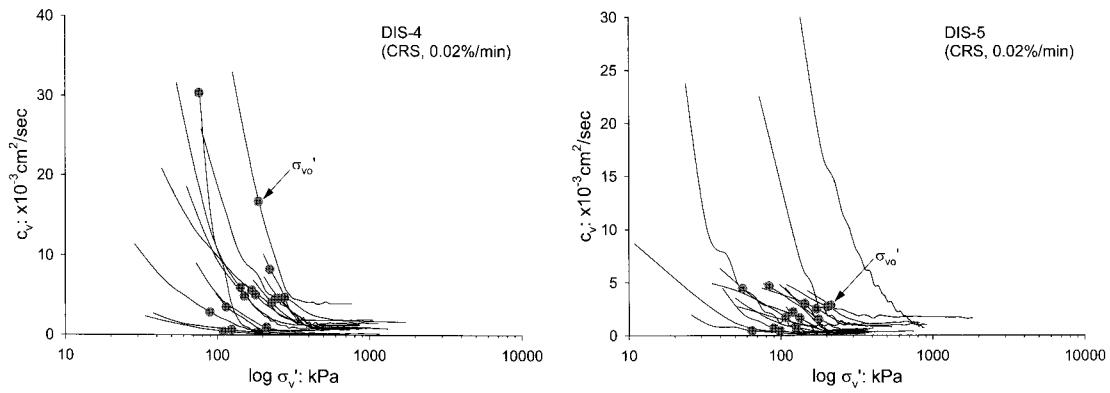


그림 10. CRS시험에 의한 압밀계수: DIS-4 및 DIS-5

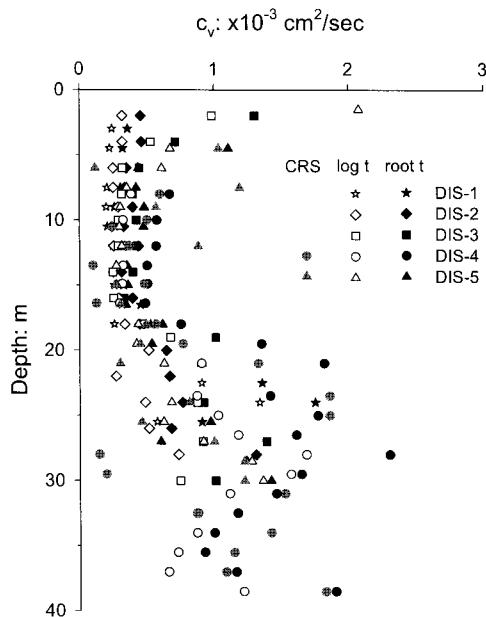


그림 11. 정규압밀영역에 대한 압밀계수의 깊이에 따른 분포

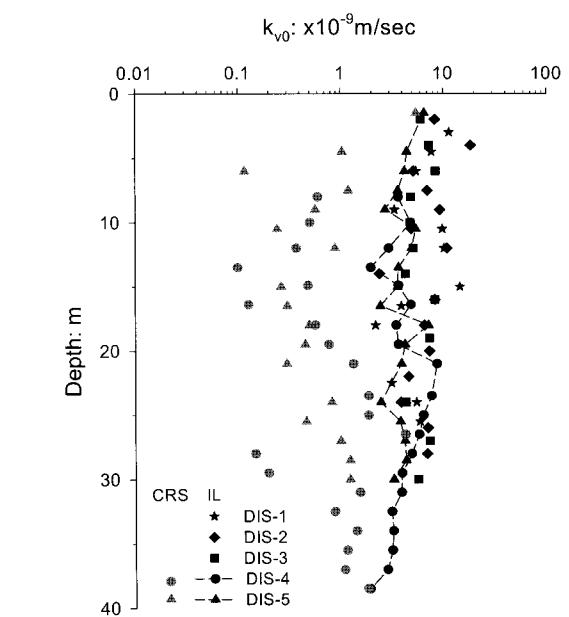


그림 12.  $I_L$  및 CRS 압밀실험 결과를 이용하여 계산된 초기 투수계수 ( $k_{v0}$ )

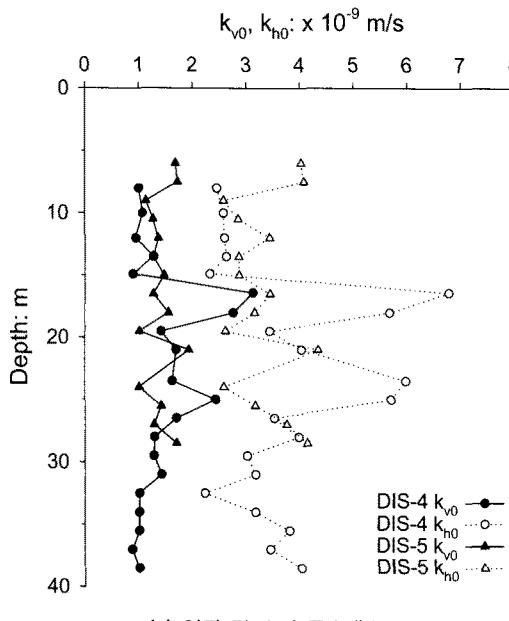
에서 보여주었던  $t_{50}$ 과 그림 11에 나타낸  $c_v$ 는 서로 상관성을 나타낸다고 할 수 있다.

#### 4.2.2 투수계수

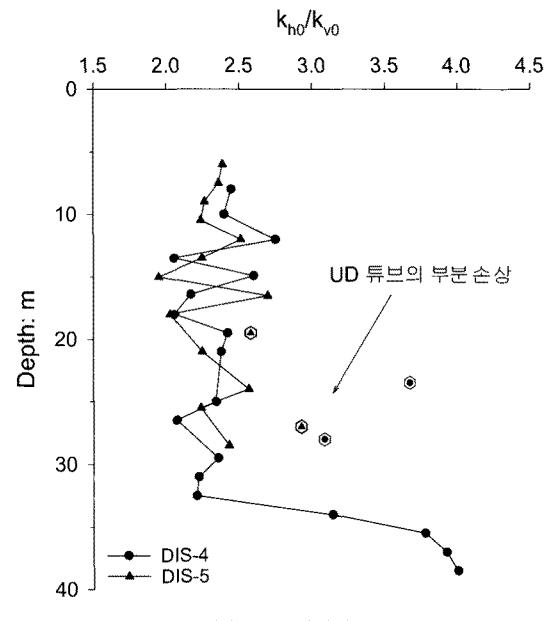
표준압밀실험에서  $\sigma_{v0}' = 5\text{kPa}$ 에 해당하는 압밀자료를  $\sqrt{t}$  법으로 분석 및 계산하여 얻은 투수계수를 초기 투수계수( $k_{v0}$ )라고 정의하여 그림 12와 같이 나타내었다. 그러나 CRS압밀실험의 초기값은 표준압밀 실험결과에 비하여 10배 정도로 작았으며, 비교적 불규칙하게 얻어졌다. 표준압밀실험( $I_L$ ) 결과를 이용하여 계산한 연직 투수계수  $k_{v0}$ 는 대부분  $(2 \sim 10) \times 10^{-9} \text{m/sec}$ 로 깊이에 따라 대체로 일정하게 분포한다.

#### 4.2.3 실내 투수시험 결과

자연상태 조건에 대하여 실내 투수시험을 실시하여 얻어진 투수특성을 그림 13에서와 같이 나타내었다. 그림 13(a)를 보면, 2공(DIS-4와 5)에 대해 실시된 연직 투수계수( $k_{v0}$ )는 모래 또는 패각의 영향으로 임의 깊이에서 최대  $3 \times 10^{-9} \text{m/sec}$ 까지 산출되기도 하지만, 전반적으로 깊이에 거의 무관하게  $(1 \sim 1.5) \times 10^{-9} \text{m/sec}$  범위 내에 분포한다. 수평 투수계수( $k_{h0}$ )는 연직 투수계수와 마찬가지로 모래 또는 패각의 영향으로 최대  $7 \times 10^{-9} \text{m/sec}$ 까지 산출되며, 대체로  $(2.5 \sim 4.0) \times 10^{-9} \text{m/sec}$  범위 내에 분포한다. 이러한 결과는 부산점토(부산신항 및 화전지구)에서 얻어진 기존의 결과와도 비교적 일치한다(정성교 등 2006b). 그러나, 본 실험값은 그림 12에서 보여주는  $k_{v0}$ 에 비하여 약간 작다.



(a) 연직 및 수평 투수계수



(b) 투수 이방성

그림 13. 실내실험에 의한 두 방향의 투수계수 및 투수 이방성

그림 13(b)에서 보여주는 투수 이방성( $k_{h0}/k_{v0}$ )은 2.0~3.7 사이에 분포한다. 이 값은 정성교 등(2006b)에 의한  $k_{h0}/k_{v0}=2\sim 7$ 와 잘 일치한다. 또한, 이 그림 내에서는 패각의 영향으로 샘플튜브가 부분적으로 손상된 위치를 표시하고 있는데, 이 깊이에서는  $k_{v0}$ 에 비하여  $k_{h0}$ 가 크게 나타나고 있다. 이러한 영향을 제외하면,  $k_{h0}/k_{v0}$ 은 대략 2.4로 깊이에 따라 일정하다. 그러나 주로 조간대(TF) 내에 포함된 패각층은 성토공사에 의한 압밀시간에 크게 영향을 미칠 수 있다는 것을 지적하고 있다.

## 5. 토의

### 5.1 압밀계수

연직배수공(PVD)이 매설되는 대심도 점토지반에서는 수평방향의 투수계수 및 압밀계수가 연직방향의 계수들에 비하여 압밀시간에 결정적으로 영향을 미치므로(Lee & Chung 2010), 여기서는 먼저 수평압밀계수를 중심으로 토의한다. 전술한 바와 같이, 이 계수는 Rowe cell을 이용한 수평압밀시험법과 CPT 소산시험법에 의하여 주로 산출하고 있다. 그러나 이 결과는 시료교란도, 시험방법 및 지반상태에 따라 큰 폭의 차이를 나타내므로 신뢰 있는 값을 결정하기가 쉽지 않다. 한편, 국내에서는 대부분 CPT 소산시험만을 사용하고 있지만, 그림 7에서 보았던 바와 같이 적용 방법에 따라 계산된

결과들의 범위는 10배를 초과하고 있다. 따라서 본 연구에서는 기초적인 연구의 일환으로, 부산점토에 적합한 계산법(소산시험에 근거한 공식)을 합리적으로 결정하기 위하여 보편적으로 사용되고 있는 표준압밀시험과 CRS압밀시험법에 의한 연직방향의 압밀계수를 비교 및 분석하였다.

실내 압밀시험결과를 보면, 압밀계수는 재암축(OC) 영역에서는 아주 크게 얻어지나 정규압밀(NC) 영역에서는 갑자기 작아지며 일정하게 나타났었다(그림 9와 10). 특히 CRS시험결과에서는 다른 점토에 대한 시험결과와 마찬가지로 하중의 초기상태에 압밀계수가 아주 크게 나타나는 단점이 있다. 비록 Dobak(2008)은 이러한 단점을 개선하기 위하여 보정법을 제안하였지만, 이 방법은 보편적으로 적용되지는 않고 있다. 따라서, 압밀계수가 정규압밀 영역에서 일정해진다는 사실에 근거하여 현장 및 실내 실험결과를 비교하는 것이 합당할 것으로 사료된다.

그림 14에서는 CPT 소산시험결과를 각종 방법에 적용하여 계산된 수평압밀계수( $c_{h,OC}$ )를 정규압밀영역(NC)에 대하여 환산한 값인  $c_{h,NC}$ 와 실내 실험에 의한 값을 비교하였다. 즉, 표준압밀시험에서  $\sqrt{t}$  및 log $t$ 법으로 얻어진 NC영역에서의 연직 압밀계수( $c_v$ ) 및 CRS압밀시험으로부터 얻어진 값을 함께 나타내었다. 여기서 보면, CPT 소산시험에 근거한 각종 계산결과( $c_{h,NC}$ )의 최대 및 최소값의 범위는 대략 10배를 나타내고 있으며,

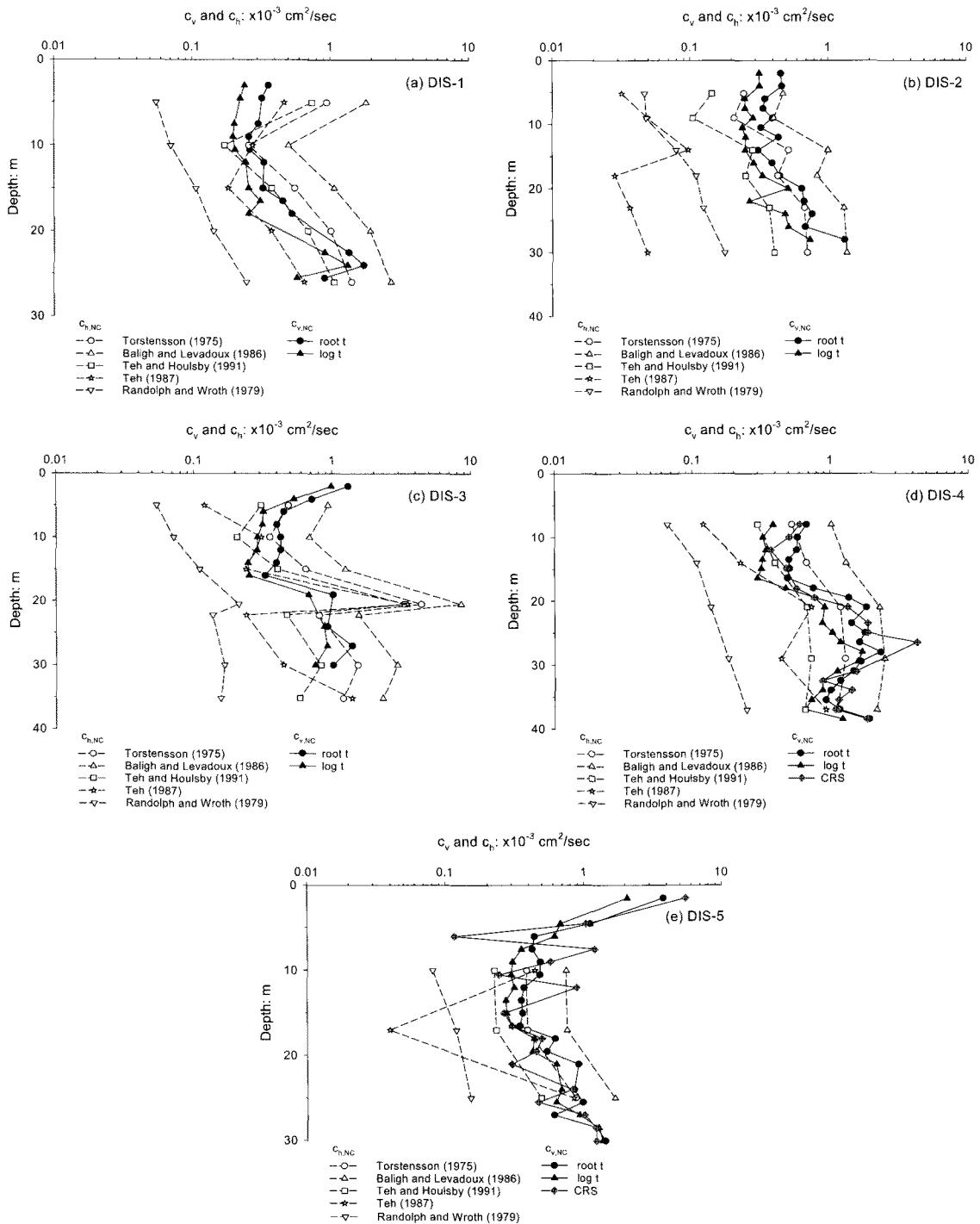


그림 14. 연직 및 수평 압밀계수

실내실험 결과는 그들의 범위 내에서 분포하고 있다. 여기에서 Randolph & Wroth(1978)의 결과는 실내실험으로 얻어진 투수계수를 직접 입력하여 계산한 것으로 다른 방법들에 비하여 아주 작게 얻어졌다.

따라서  $c_h$  값을 합리적으로 결정하기 위하여, 지반이 균질하고 동방인 조건에 대하여 성립하는 식 (4)를 적용할 수 있다.

$$c_h / c_v = k_{h0} / k_{v0} \quad (4)$$

즉, CPT 소산시험에 적용된 4가지 방법으로 얻어진 결과들 중에서 식 (4)의 조건에 가장 근접한 결과를 찾을 수 있다. 실내 투수실험 결과에 의하면  $k_{h0} / k_{v0} \approx 2.4$  이었으므로, 이 조건에 가장 가깝게 근접하는 결과는 Baligh & Levadoux(1986)법에 의한 것이었다.

결과적으로, Baligh & Levadoux(1986)의 값들을 모두

도시하면 그림 15에서와 같다. 여기서 보면, 그 값은  $0.40 \sim 2.50 \text{ cm}^2/\text{sec}$  범위 내에서 분포하며, 환경대(지층)에 따라 변화하고 있다. 이와 같이 결정된 값이 일정한 경향으로 좁은 범위 내에서 분포하고 있으므로, 본 조사 현장을 대표할 수 있는 평균값(파선)을 그림에서와 같이 추천할 수 있다.

그럼에도 불구하고, 이렇게 결정된 수평암밀계수는 여러 가정에 근거하여 근사적으로 결정된 것이므로, 향후 정교한 방법들을 적용하여 보다 합리적으로 결정되어야 할 것이다. 즉, 정규한 실내 및 현장 시험방법들과 실제 공사 중에 역해석법(Chung et al. 2009; Magnan et al. 1983)을 적용하여야 할 필요가 있다.

### 5.1 투수계수

접토지반에서 암밀시간에 영향을 미치는 중요한 요소 중의 하나는 수평방향의 투수계수이다. 이 계수 역

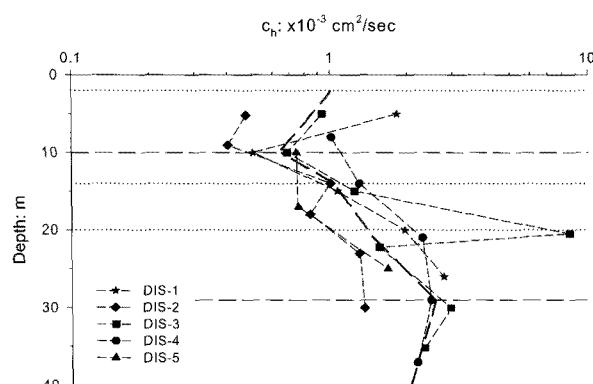
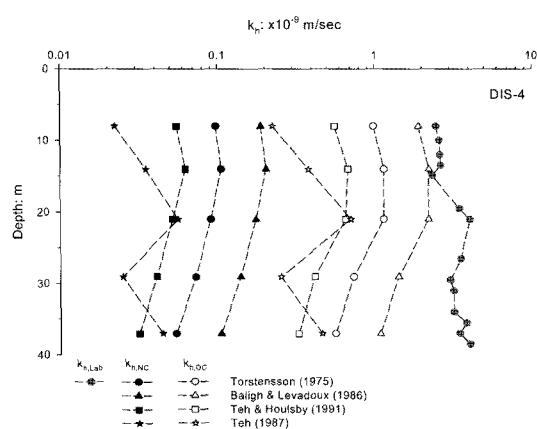


그림 15. 수평 암밀계수의 평균값

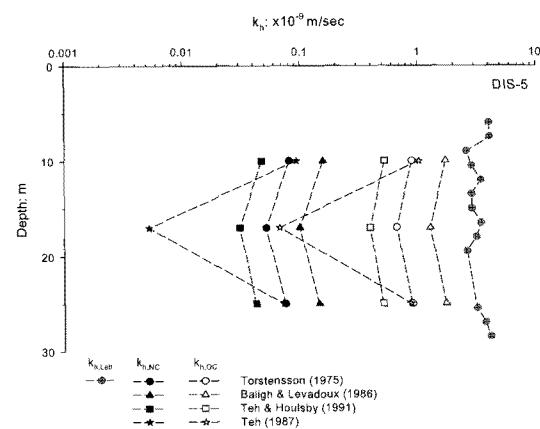


(a) DIS-4

시 시험방법 및 지반상태에 따라 큰 폭의 차이를 나타내므로 신뢰 있는 값을 결정하기가 쉽지 않다. 그러나 이 목적을 위하여 국내에서는 대부분 CPT 소산시험에 의존하고 있지만, 그림 8에서와 같이 적용 방법에 따라 계산결과들의 범위는 압밀계수와 같이 최대 10배를 초과하고 있다. 따라서, 기초적인 연구의 일환으로, 부산점토에 적합한 계산법(소산시험에 근거한 공식)을 합리적으로 결정하기 위하여 보편적인 실내 수평투수시험을 실시하였다. 그러나 이러한 실내 시험법은 시료를 연직 방향으로 절단 한 후 압밀 또는 투수실험을 실시하므로 그 결과의 신뢰성에 대해서는 논란이 되고 있는 것도 사실이다. 그렇지만, 여기서는 압밀하중에 의하여 점토구조가 붕괴되기 전의 초기 투수계수를 평가하기 위한 것으로, 그 결과는 적용 가능하리라 사료된다.

그림 16에서는 소산시험결과를 각종 방법에 적용하여 계산된 수평투수계수와 실내 투수시험으로 얻어진 값들을 비교하고 있다. 여기서 보면, DIS-4와 DIS-5에서 실시된 실내투수시험 결과는 식 (3)에  $c_{h,OC}$ 를 적용한 것보다  $c_{h,NC}$ 를 적용한 결과와 더 가깝다. 그리고 그 중에서 Baligh & Levadoux(1986)에 의한 결과가 가장 유사하다.

모든 조사공에 대하여 상기의 결과를 적용할 수 있는지를 분석하기 위하여, 식 (3)에 Baligh & Levadoux(1986)법으로 얻어진  $c_{h,OC}$ 와  $c_{h,NC}$ 를 적용한 결과와 병행하여 실내투수시험결과를 그림 17과 같이 도시하였다. 여기서 보면 각 지점에서 CPT소산시험으로부터 얻어진  $k_{h,OC}$ 는 거의 비슷하게 나타나고 있다. 그러나 소산시험에 의한 투수계수( $k_{h,OC}$ )는  $(1 \sim 3) \times 10^{-9} \text{ m/sec}$  범위 내에서 깊



(b) DIS-5

그림 16. 실내 투수시험과 CPT소산시험에 의한 수평투수계수의 비교

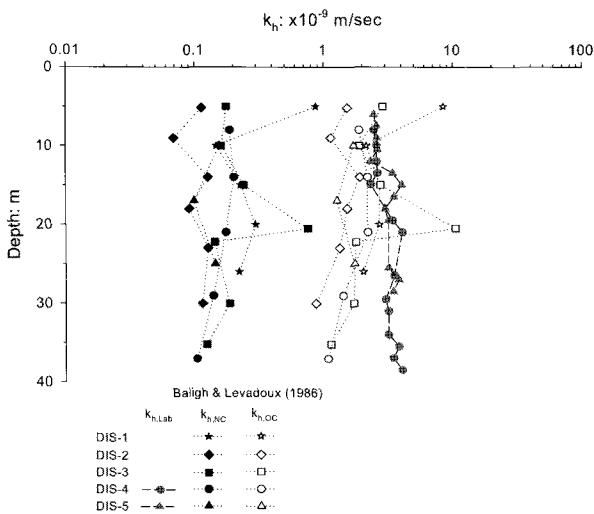


그림 17. 수평 투수계수의 결정

이에 따라 약간씩 감소하는 반면에, 실내 투수시험결과는  $k_{h,lab} \approx 3 \times 10^{-9}$  m/sec로서 전 깊이에 걸쳐 거의 일정하게 나타나고 있다. 본 점토의 간극비(또는 함수비)가 깊이에 따라 감소하는 경향을 나타나고 있으며(Chung et al. 2010), 또한 e-logk 곡선이 일정한 경향을 보여주고 있으므로(정성교 등 2006) 실내 투수시험 결과( $k_{h,lab}$ ) 보다는 CPT 소산시험에 의한 결과가 더 합리적인 값이라 판단된다.

그럼에도 불구하고, 보다 나은 평가를 위해서는 자가식 투수시험법과 같은 정교한 현장시험법들이 동원되어야 한다는 것을 간과해서는 안될 것이다. 또한 성토공사 중 과재하중에 의한 지반응력의 증가( $\Delta\sigma$ )는 지표면으로부터 가까운 지층에서는 유효연직응력( $\sigma_{v0}'$ )에 비하여 수배에 이르며, 깊이가 깊어질수록 그 비율은 작아진다.

## 6. 결 론

낙동강 하구의 범람원 지역에 분포하는 부산점토에 대한 수리학적 특성을 규명하기 위하여 국내에서 때때로 사용되는 간편한 종류의 실내실험 및 CPT소산실험 결과를 이용하여 분석하였다. 이 결과로부터 얻어진 결론은 아래와 같다.

(1) CPT소산시험에 근거하여 수평 암밀계수를 분석한 결과, 적용 방법에 따라 최대 및 최소값의 차이는 10배를 초과하였다. 지반이 균질하고 등방성을 갖는다고 가정하여  $c_h/c_v = k_{h0}/k_{v0} (=2.4)$ 를 적용한 결과,

여러 방법 중에서 Baligh & Levadoux(1986)법에 의한 계산결과가 가장 근접하였다. 이를 위하여  $c_v$ 는 표준암밀실험 결과에서 일정하게 나타나는 정규암밀영역의 값을 사용하였으며,  $k_{h0}/k_{v0}$ 는 실내 투수시험결과를 이용하였다. 이에 따르면, 5개 조사공에서 정규영역(NC)에 해당하는 암밀계수( $c_{h,NC}$ )는  $0.4 \sim 3.0 \text{ cm}^2/\text{sec}$  사이에서 깊이에 따라 약간씩 증가하는 경향을 보였다. 이러한 경향은 점토의 퇴적환경에 따른 영향을 잘 반영한다고 할 수 있다. 반면에 과암밀 영역(OC)에 해당하는 암밀계수( $c_{h,OC}$ )는  $c_{h,NC}$ 에 비하여 약 10배보다 큰 값이다.

- (2) 채취된 시료를 두 방향으로 잘라 만든 시편에 대하여 실내 투수실험을 실시하여 얻어진 연직 및 수평 투수계수는 깊이에 따라 거의 일정하게 각각  $(1 \sim 1.5) \times 10^{-9}$  m/sec 및  $(2.5 \sim 4.0) \times 10^{-9}$  m/sec로 나타나므로, 투수 이방성은 약 2.4이었다. 표준암밀시험으로부터 얻어진 연직투수계수( $\sigma_{v0}' = 5 \text{ kPa}$ 에서)는  $(2 \sim 10) \times 10^{-9}$  m/sec로서 전자에 비하여 약간 크게 얻어졌다. 소산시험 결과에  $c_{h,OC}$ 를 대입하여 얻어진 수평 투수계수는 최대 및 최소값의 차이가 약 10배로 나타났으며, 여러 방법 중에서 Baligh & Levadoux(1986) 법으로 구한 값이 실내 투수실험결과와 가장 근접하였다. 5개 조사공의 결과를 조합하면, 이 값은  $(1 \sim 3) \times 10^{-9}$  m/sec 범위 내에서 깊이에 따라 약간씩 감소하였다.
- (3) 상기에서는 CPT 소산시험에 의하여 암밀 및 투수 계수를 합리적으로 산출할 수 있음을 보였다. 그러나 피암의 존재여부를 분석하였던 과정에서 나타났던 바와 같이, 자료의 분석과정에서 여러 가지 가정과 불확실성을 포함하고 있다. 따라서 수리학적 특성을 보다 합리적으로 결정하기 위해서는 정교한 현장 및 실내실험들을 향후에 실시하여야 함은 물론, 역해석을 수행하여 적용결과의 타당성을 입증할 필요가 있다.

## 감사의 글

이 논문은 2008년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국과학재단의 국가지정연구실 사업의 지원을 받아 수행된 연구(No. ROA-2008-000-20076-0)임을 밝히며, 또한 본 연구를 위하여 협조하여 주신 부산도시공사 및 (주)도화종합기술공사의 관계자들에게 감사한다.

## 참 고 문 현

1. 꽈정민, 정성교, 백승훈, 이영남, 조기영 (2003), 부산점토에 대한 시료채취기술에 따른 시료교란과 시험방법에 따른 암밀정수의 비교. *한국지반공학회 논문집*, 한국지반공학회, 19(4), 8월: 43-53.
2. 동아대학교 건설기술연구소 (2006), 명지·신호지역 학술연구용역 정밀지반조사 최종보고서.
3. 류춘길, 강소라, 정성교 (2005), 낙동강 삼각주 서부지역의 제4기 후기 고환경 변화. *한국지구과학회지*, 제26권, 5호, 6월: 443-458.
4. 정성교, 장우영, E. Ninjgarav, 류춘길 (2006a), 낙동강 하구지역 부산점토의 퇴적환경에 따른 암축특성. *한국지반공학회 논문집*, 22(12): 57-65.
5. 정성교, 장우영, E. Ninjgarav, 김성렬 (2006b), 실내실험에 의한 부산점토의 투수특성 분석. *한국지반공학회 논문집*, 22(11): 133-142.
6. Baligh, M.M. and Levadoux, J.N. (1980), *Pore pressure dissipation after cone penetration*. MIT, Department of Civil Engineering, Cambridge, Mass., Report R80-11.
7. Baligh, M.M. and Levadoux, J.N. (1986), Consolidation after undrained piezocene penetration. II: interpretation. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 7, 727-745.
8. Chai, J.C. and Miura, N. (1999), Investigation of factors affecting vertical drain behavior. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.125, No.3, 216-226.
9. Chu, J., Bo, M.W., Chang, M.F. and Choa, V. (2002), Consolidation and permeability properties of Singapore Marine clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.128, No.9, 724-732.
10. Chung, S.G. (1999), Engineering properties and consolidation characteristics of Kimhae estuarine clayey soil. *Thick Deltaic Deposits*, ATC-7 Workshop, Special Publication at the 11th ARC on SMGE, Seoul: 93-108.
11. Chung, S.G. & P.H. Giao (2001), Examination of Pusan clays at a reference testing site. *Lowland Technology International*, IALT, Vol.3, No.2, pp.1-14.
12. Chung, S.G., P.H. Giao, T.S. Nagaraj, and J.M. Kwag (2002a), Characterization of estuarine marine clays for coastal reclamation in Pusan, Korea. *Marine Georesources and Geotechnology*, 20(4): 237-254.
13. Chung, S.G., P.H. Giao, G.J. Kim and S. Leroueil (2002b), Geotechnical characteristics of Pusan clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5): 1050-1060.
14. Chung, S.G., P.H. Giao and H. Tanaka (2002c), Geotechnical characteristics and engineering problems of Pusan clays. *International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, Vol.1, Dec. 2-4, Singapore, Balkema: 505-541.
15. Chung S.G., P.H. Giao, J.M. Kwag and H. Tanaka (2002d), Comparative study on Korean and Japanese samplers in investigation of Pusan soft clays. *Int'l. Workshop on Foundation Design Codes and Soil Investigation in view of International Harmonization and Performance Based Design*, IWS Kamakura 2002: 183-189.
16. Chung, S.G., S.H. Beck, C.K. Ryu, and S.W. Kim (2003), Keynote Lecture: Geotechnical characterization of Pusan clays. *Korea-Japan Joint Workshop on Characterization of Thick Clay Deposits, Reclamation and Port Construction*, ATC-7, April 8-10, Busan: 3-44.
17. Chung, S.G., J.M. Kwag, P.H. Giao, S.H. Back, and K.N. Prasad (2004), A study on soil disturbance of Pusan clays with reference to drilling, sampling and extruding. *Geotechnique*, 54(1): 61-65.
18. Chung, S.G., C.K. Ryu, K.Y. Jo, and D.Y. Huh (2005), Geological and geotechnical characteristics of marine clays at the Busan new port. *Marine Georesources and Geotechnology*, Vol. 23, No. 3: 235-251. July-August.
19. Chung, S.G. (2005), Keynote Lecture: Sampling techniques and their effects in characterizing of Pusan clay. *Proceedings, Current Geotechnical Issues of Thick Clay Deposits, Joint Symposium of ISSMGE ATC7 and KGS TC*, Sept 21-22, Busan, 3-36; also *Proceedings of International Conf on Civil and Environmental Engineering, ICCEE-2005*, Higashi-Hiroshima, Japan, Oct 26-27, Japan, 29-59.
20. Chung, S.G., Kim, S.K., Kang, Y.J., Im, J.C., and Prasad, K.N. (2006), Failure of a breakwater founded on a thick normally consolidated clay. *Geotechnique*, 56(6): 393-409.
21. Chung, S.G., N.K. Lee, and S.R. Kim (2009), Hyperbolic method for prediction of prefabricated vertical drains performance. *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 135, No. 10, 1519-1528.
22. Chung, S.G. and Lee, N.K. (2010), Smear effect and well resistance of PVD-installed ground based on hyperbolic method. *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 136(4): 640-642.
23. Chung, S.G., Chung, J.G., Jang, W.Y. and Lee, J.M. (2010a), Correlations between CPT and FVT results for Busan Clay. *Marine Georesources & Geotechnology*, Vol. 28, No. 1, 49-63.
24. Chung, S.G., Ryu, C.K., Min, S.C., Lee, J.M., and Hong, Y.P. (2010b), Geotechnical properties and depositional environment of Busan clay in the floodplain of the Nakdong River delta. *KSCE Journal of Civil Engineering*, Springer. (in review)
25. Chung, S.G. and Kwon, H.J. (2010), Oil-operated fixed piston sampler and its applicability. *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE. (in review)
26. Clayton, C.R.I., A. Siddique and R.J. Hopper (1998), Effects of sampler design on tube sampling disturbance - Numerical and analytical investigations. *Geotechnique*, 48(6): 847-867.
27. Clayton, C.R.I., M. C. Matthews and N. E. Simons (2002), Site investigation. Blackie.
28. Dobak, P. (2008), Evaluation of consolidation parameters in CL tests: theoretical and practical aspects. *Geological Quarterly*, 52(4): 397-410.
29. Hight, D.W. (2000), Sampling effects in soft clay: An update. *4th Intl. Geotechnical Engineering Conference*, Cairo, Egypt, 24-27 January: 1- 41.
30. Lee, N.K. and Chung, S.G. (2010), Reevaluation of the factors influencing the consolidation of ground by incorporating prefabricated vertical drains. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 14(2): 155-164.
31. Leroueil, S. and Hight, D.W. (2002), Behaviour and properties of natural soils and soft rocks. *International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, Vol. 1, Dec. 2-4, Singapore, Balkema: 29-254.
32. Leroueil, S., Diene, M., Tavenas, F., Kabbaj, M., and La Rochelle, P. (1988), Direct determination of the permeability of clay under embankment. *ASCE J. Of GED*, 114(6): 645-657.
33. Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. (1997), *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Blackie Academic & Professional, 1st edition, 312p.

34. Magnan, J.P., Pilot, G. and Queyroi, D. (1983), Back analysis of soil consolidation around vertical drains. *8th ECSMFE*, Vol. 2, Helsinki, Balkema, 653-658.
35. Randolph, M.F. and Wroth, C.P. (1979), An analytical solution for the consolidation around a driven pile. *Proceedings of the International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geotechnics*, 3(3): 217-229.
36. Tanaka, H. and M. Tanaka (1999), Key factors governing sample quality. Proc. *Intl. Symp. On Characterization of Soft Marine Clays*, Yokosuka, Edited by Tsuchida & Nakase, Balkema: 52-82.
37. Tavenas, F., Tremblay, M., Larouche, G. and Leroueil, S. (1986), In Situ measurement of permeability in soft clays. *ASCE Specialty Conf. In Situ 86*, Blacksburg, VA, pp. 1034-1048.
38. Teh, C.I. (1987). *An analytical study of the cone penetration test*. PhD thesis, Oxford University.
39. Teh, C.I. and Houlsby, G.I. (1991), An analytical study of the cone penetration test in clay. *Geotechnique*, 41(1), 17-34.
40. Torstensson, B.A. (1975), Pore pressure sounding instrument. Proc. ASCE Special Conf., *In Situ Measurement of Soil Properties*, Raleigh, 2: 48-54.
41. Wissa, A.E.Z., Christian, J.T., Davis, E.H., and Heiberg, S. (1971), Consolidation at constant rate of strain. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 97(SM10): 1393-1413.

(접수일자 2010. 7. 6, 심사완료일 2010. 10. 20)



## 모래지반에서 반복수평하중을 받는 말뚝의 영구변형

### Permanent Deformations of Piles in Sand Under Cyclic Lateral Loads

백 규 호<sup>1</sup> Paik, Kyu-Ho

박 원 우<sup>2</sup> Park, Won-Woo

#### Abstract

Monopiles, used as one foundation option for offshore wind turbines, are usually subjected to great cyclic lateral loads due to wind and wave. In this study, model pile load tests were performed using calibration chamber and three model piles with different pile lengths in order to investigate the behavior of laterally cyclic loaded piles driven into sand. Model test results show that the first loading cycle generates a bigger displacement than the following ones, and the permanent displacement of piles by one loading cycle decreases with increasing the number of cycles. 1-way cyclic loading causes the permanent displacement in the same direction as cyclic loading, whereas 2-way cyclic loading causes the permanent displacement in the reverse direction of initial loading. It is also observed that the permanent displacement of piles due to cyclic lateral loads increases with decreasing relative density of soil and with increasing the magnitude of cyclic loads. However, it is insensitive to the earth pressure ratio of soil and embedded pile length. In addition, based on the model pile load test results, equations for estimation of the permanent lateral displacement and rotation angle of piles due to 1-way cyclic lateral loads are proposed.

#### 요 지

해상풍력발전기의 기초로 사용되는 단말뚝은 풍력과 파랑하중에 의해 큰 크기의 반복수평하중을 받는다. 본 연구에서는 모래지반에서 반복수평하중을 받는 항타말뚝의 거동 특성을 조사하기 위해서 가압토조와 길이가 다른 3개의 모형말뚝을 이용해서 모형말뚝재하시험을 수행하였다. 실험결과에 따르면 하중의 최초 재하는 그 이후에 가해지는 반복재하보다 말뚝의 수평변위를 크게 발생시키고, 반복하중의 재하횟수가 증가함에 따라 1회 재하로 인해 발생하는 말뚝의 수평변위량은 감소하는 것으로 나타났다. 하중의 한방향 반복재하는 말뚝의 영구수평변위를 재하방향으로 증가시킨 반면, 양방향 반복재하는 최초 재하방향과 반대방향으로 말뚝의 영구수평변위를 증가시켰다. 그리고 반복하중으로 인한 말뚝의 영구수평변위는 지반의 상대밀도가 감소하거나 말뚝에 가해지는 반복하중의 크기가 커질수록 급격히 증가하였고, 지반의 토압계수나 말뚝의 근입길이 변화에는 크게 영향을 받지 않았다. 또한 모형실험의 결과에 근거해서 하중이 한방향으로 반복재하될 때 말뚝의 영구수평변위와 영구회전각을 예측할 수 있는 산정식을 제안하였다.

**Keywords :** Calibration chamber test, Cyclic lateral load, Driven pile, Permanent deformation

1 정회원, 관동대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Kwandong Univ., pkh@kd.ac.kr, 교신저자)

2 태조엔지니어링 지반부 사원, 전 관동대학교 토목공학과 석사 (Staff, Geotechnical Engrg. Div., Teso Engng.; Formerly, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Kwandong Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 서 론

최근 세계적으로 석탄과 석유와 같은 화석연료의 고갈에 대한 대비와 함께 지구온난화의 주범으로 지목되는 이산화탄소의 배출량 감소를 위해서 태양광이나 풍력 등과 같은 신재생에너지에 대한 관심이 높아지고 있다. 특히 신재생에너지 중 경제성이 가장 우수한 것으로 알려진 풍력발전은 풍부한 풍력자원의 활용을 위해 발전지역을 육상에서 해상으로 이동시키고 있으며, 수심이 15-30m인 해상에서는 단말뚝(monopile)을 기초로 사용해서 풍력발전기를 건설하고 있다. 이러한 해양구조물들은 대부분 연직하중보다 바람이나 파랑하중으로 인한 반복수평하중을 더 크게 받기 때문에 구조물의 안정성과 기능성을 확보하기 위해서는 기초로 사용되는 단말뚝의 수평지지력 확보와 함께 반복수평하중에 의한 말뚝의 누적 영구변위량이나 누적 영구회전각의 제한이 필수적이다(Achmus 등 2009). 따라서 해양구조물의 설계를 위해서는 반복하중을 받는 말뚝의 누적 영구변위량이나 영구회전각을 산정하는 것이 필요하다.

기존의 연구결과에 따르면 말뚝의 수평거동은 정하중(monotonic load)이 작용할 때와 반복하중(cyclic load)이 작용할 때 크게 달라지며, 반복수평하중을 받는 말뚝의 거동도 지반조건(상대밀도와 응력상태 등)과 말뚝조건(말뚝의 재질과 설치방법, 근입길이), 하중특성(작용하중의 최대 크기와 진폭, 작용횟수, 작용방법 등)에 따라 달라지는 것으로 알려져 있다(Long과 Vannest 1994, Lin과 Liao 1999). 그러나 모래지반에서 반복수평하중을 받는 말뚝의 거동특성을 조사하기 위해서 많은 실내 및 현장실험이 수행되었음에도 불구하고 이들 실험의 대부분이 매우 제한된 조건하에서 수행됨으로써 현재 까지 지반 및 말뚝조건과 반복하중의 특성이 말뚝의 거동에 미치는 영향에 대한 종합적인 연구결과는 보고되지 않고 있다.

또한 몇몇 연구자들은 반복수평하중을 받는 말뚝의 영구변위를 산정하기 위해서 각종 실험이나 수치해석 결과에 근거해서 다양한 형태의 영구변위 산정식을 제안하였다. API 설계기준(2000)에서는 p-y곡선법에 반복수평하중에 의한 지반저항 감소계수를 도입해서 모래지반에 설치된 말뚝의 영구변위를 산정하고 있으나 반복하중의 재하횟수와 진폭(amplitude)을 변수로 고려하지 않아서 하중특성에 따른 말뚝의 거동변화를 제대로 반영하지 못하고 있다. Hettler(1981)와 Little과 Briaud(1988)은 반복

수평하중을 받는 말뚝의 영구수평변위 산정식을 반복하중의 재하횟수에 대한 로그함수와 거듭제곱함수의 형태로 제안했지만, 이들 산정식들은 실측치와 상당히 다른 결과를 제공하였다(Achmus 등 2009). 그리고 Rosquoet 등(2007)은 조밀한 지반에 설치된 말뚝에 대해 반복수평하중의 재하횟수와 진폭을 변수로 하는 영구수평변위 산정식을 제안하였고, Achmus 등(2009)은 수치해석 결과에 근거해서 반복수평하중의 크기와 재하횟수를 고려한 영구변위 산정도표를 제안하였다. 그러나 이들의 방법들은 그 정확도가 객관적으로 검증되지 아니하였거나 계산과정이 복잡하다는 문제점을 갖고 있다.

본 연구에서는 반복수평하중을 받는 단말뚝의 거동 특성을 조사하기 위해 가압토조와 길이가 다른 3개의 모형 말뚝을 이용해서 모형말뚝재하시험을 수행하였다. 모형 실험의 결과를 통해서 지반의 상대밀도와 응력상태, 반복수평하중의 크기와 작용방법(한방향 또는 양방향 재하), 말뚝의 근입길이가 모래지반에 탑입된 말뚝의 영구수평변위와 영구회전각에 미치는 영향을 조사하였고, 실험결과에 근거해서 반복수평하중을 받는 말뚝의 영구수평변위와 영구회전각을 예측하기 위한 산정식을 제안하였다. 그리고 또 다른 조건에서 수행된 모형실험의 결과를 이용해서 제안된 영구변위 산정식의 정확도를 검증하였다.

## 2. 모형말뚝재하실험

### 2.1 모형지반 조성

본 연구에서는 소정의 상대밀도와 응력상태를 갖는 모형지반을 조성하기 위해서 가압토조(calibration chamber)를 사용하였으며, 가압토조는 그림 1과 같이 모형지반이 조성되는 모래 저장조(container)와 모형지반의 상대밀도와 균질도를 조절하기 위한 지반조성장치로 구성된다. 모래 저장조는 직경이 775mm이고 높이가 1250mm로, 그 바닥과 측벽에는 고무막(membrane)을 설치하여 압축공기를 이용한 모형지반의 응력상태 조절이 가능하도록 하였다. 그리고 지반조성장치는 다시 모래상자(sand hopper)와 모래분산장치(sand diffuser)로 구성되는데 모래상자의 바닥에는 크기 조절이 가능한 여러 개의 구멍을 설치해서 모래의 유출량을 조절할 수 있도록 하였다. 모래상자의 아래에 위치하는 모래분산장치는 8번과 10번 체(sieve)로 구성되며, 모래상자에서 유출된 모래가 모래분산장치를 통과함으로써 모형지반이 균질

하게 조성되도록 하였다.

이상과 같은 가압토조에 모형지반을 조성하기 위해서 대기 진조된 주문진 표준사 중 10번 체를 통과한 모래만을 지반조성 재료로 사용하였다. 지반조성용 모래의 비중( $G_s$ )은 2.66이었고, 최대 및 최소건조단위중량은

각각  $16.37\text{kN/m}^3$ 과  $13.53\text{kN/m}^3$ 으로 측정되었다. 또한 체분석시험으로부터 얻어진 균등계수( $C_U$ )와 곡률계수( $C_c$ )는 각각 1.43과 0.90이었고, 통일분류법에 의해서는 SP(poorly graded sand)로 분류되었다.

모형지반은 모래상자로부터 유출되는 모래의 양과 모래분산장치로부터 떨어지는 모래입자의 낙하고를 조절해서 지반의 상대밀도를 결정하는 낙사법(raining method)으로 조성하였고, 본 실험에서는 상대밀도가  $D_R=30, 60, 90\%$ 인 세 가지 상태의 모형지반을 조성하였다. 모형지반은 깊이방향의 균질성을 확보하기 위해 13개 층으로 나누어 조성하였고, 지반 조성 후 가압토조의 뚜껑을 결합시키고 토조의 바닥과 측벽에 설치한 고무막에 계획한 크기의 압축공기를 18시간 동안 가함으로써 소정의 상대밀도와 응력상태를 갖도록 하였다.

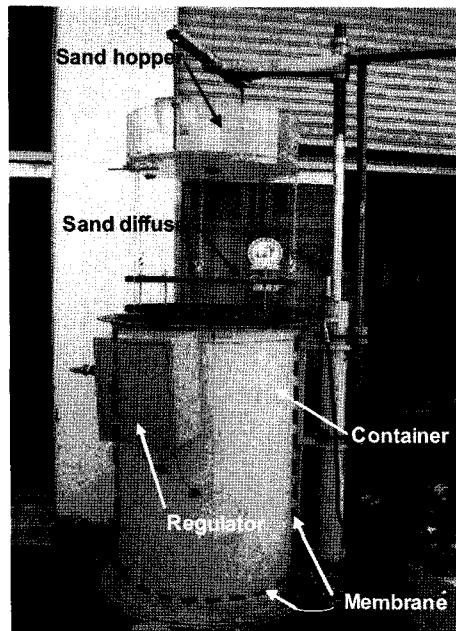


그림 1. 가압토조

## 2.2 모형말뚝

본 모형실험에서는 반복수평하중을 받는 말뚝의 거동 특성을 조사하기 위해서 그림 2와 같이 외경이 40mm로 일정하고 길이가 480, 590, 700mm로 각기 다른 3개의 폐단말뚝(closed-ended pile)을 시험말뚝으로 사용하였다. 그리고 수평하중을 받는 말뚝의 중요 설계인자 중 하나

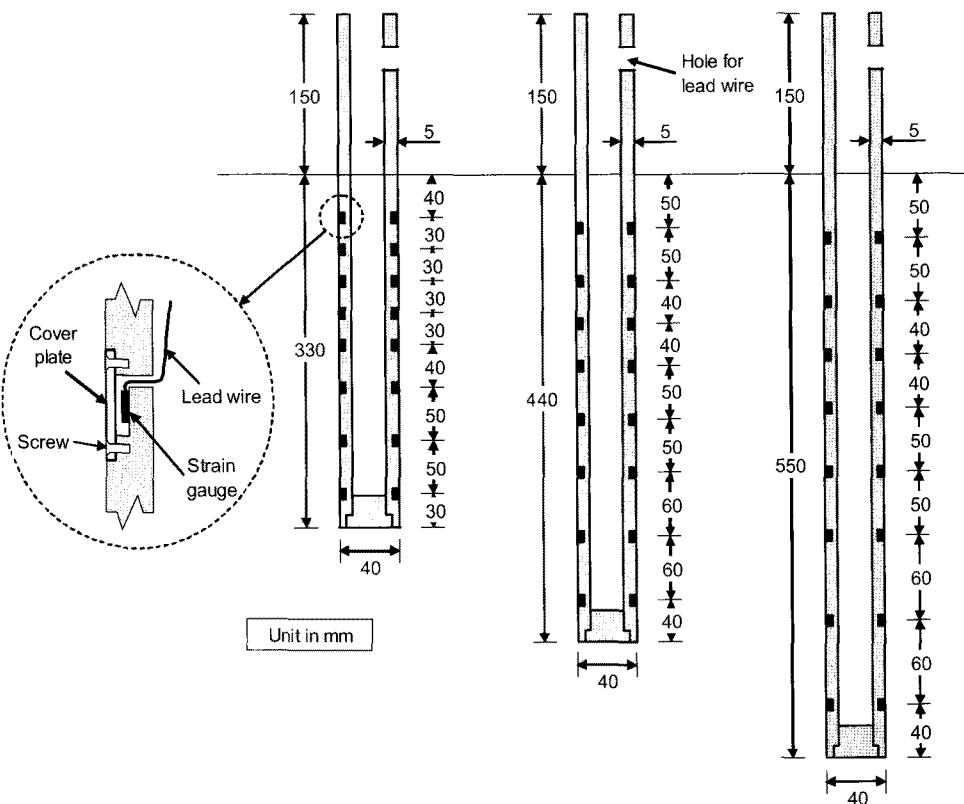


그림 2. 모형말뚝의 개략도

인 말뚝에 유발되는 흡모멘트 특성을 조사하기 위해서 시험말뚝 중 모형지반에 판입되는 부분(시험말뚝 하부 330, 440, 550mm)에 총 16개의 스트레인게이지를 8개 위치에 대칭으로 부착하였다. 특히 시험말뚝을 모형지반에 탑입하는 동안 말뚝에 설치한 스트레인게이지가 파손되는 것을 방지하기 위해서 말뚝 표면에 폭과 길이가 각각 3mm와 10mm이고 깊이가 3mm인 홈을 성형한 후 그 홈 내부에 스트레인게이지를 설치하였고, 홈의 입구부는 덮개 철판(cover plate)으로 폐쇄하였다. 이때 스트레인게이지의 전선들은 그림 2에서 보듯이 스트레인게이지 설치용 홈의 상부에 설치한 배선용 구멍을 통해서 시험말뚝 내부로 배선되어 말뚝 두부에 설치한 전선구멍으로 빼냄으로써 모형말뚝실험을 수행하는 동안 스트레인게이지의 전선이 파손되거나 재하시험에 지장을 주지 않도록 하였다.

### 2.3 실험방법

본 연구에서는 표 1과 같이 모형지반의 상대밀도와 응력상태, 반복수평하중의 크기와 재하횟수, 작용방법, 그리고 말뚝의 근입길이를 변경하면서 7회의 정적수평재하시험과 11회의 반복수평재하시험을 수행하였다. 먼저, 모형지반의 상대밀도( $D_R$ )가 30, 60, 90%인 경우와 토압계수( $K_0$ )가 0.4, 0.7, 1.0인 경우 그리고 말뚝의 근입길이( $L$ )가 330, 440, 550mm인 경우에 대해서 정적수평재하시험을 수행함으로써 다양한 조건하에서 말뚝의 정적극한수평지지력( $H_{us}$ )을 결정하였다. 그리고 지반의 상대밀도와 응력상태에 따른 반복수평하중을 받는 말뚝의 거동 변화를 조사하기 위해서 모형지반의 상대밀도를 30, 60, 90%로 그리고 토압계수를 0.4, 0.7, 1.0

으로 변경하면서 5회의 반복수평재하시험을 수행하였다. 또한 말뚝에 재하되는 수평하중의 크기( $H$ )와 재하방법이 말뚝의 거동에 미치는 영향을 규명하기 위해서 말뚝에 가해지는 하중을 동일 조건하에서 측정된 정적극한수평지지력의 0.2, 0.4, 0.6배로 변화시켰고, 이를 수평하중을 한방향(1-way)과 양방향(2-way)으로 반복재하하면서 4회의 반복수평재하시험을 실시하였다. 그 외에도 말뚝의 근입길이에 따른 수평거동 변화를 조사하기 위해서 지반 및 하중조건은 일정하게 유지한 상태에서 말뚝의 근입길이만을 330, 440, 550mm로 증가시키면서 반복수평재하시험을 수행하였다.

표 1에 보이는 지반조건을 갖는 모형지반이 조성되면 무게가 49N인 도넛형 햄머를 50cm높이에서 자유낙하시키는 방법으로 시험말뚝을 모형지반에 330, 440, 550mm 깊이로 탑입하였다. 시험말뚝이 탑입되면 그림 3에서 보듯이 지표면으로부터 75mm 떨어진 높이에서 시험말뚝에 수평하중을 반복재하했고, 하중이 재하되는 동안

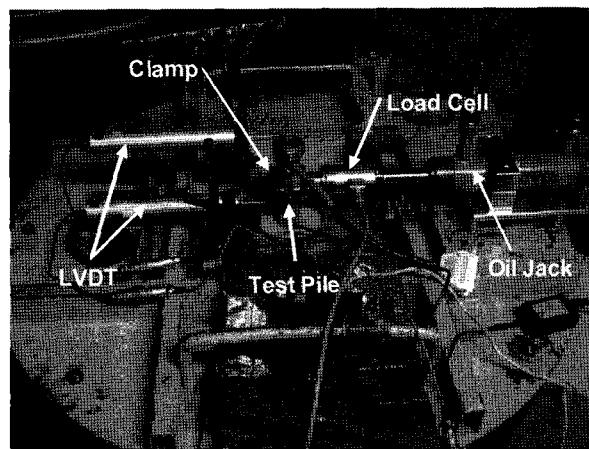


그림 3. 시험말뚝의 수평재하시험 전경

표 1. 모형수평재하시험의 조건

근입길이 (mm)	상대밀도 (%)	응력조건(kPa)			하중크기 $H/H_{us}$	작용횟수 N	재하방법	정재하 시험
		연적응력	수평응력	$K_0$				
440	30	98	39.2	0.4	0.4	10	1-way	○
440	60	98	39.2	0.4	0.4	10	1-way	○
440	90	98	39.2	0.4	0.4	10, 50	1-way	○
440	90	98	68.6	0.7	0.4	10	1-way	○
440	90	98	98	1.0	0.4	10	1-way	○
440	90	98	39.2	0.4	0.2	10	1-way	
440	90	98	39.2	0.4	0.6	10	1-way	
330	90	73.5	29.4	0.4	0.4	10	1-way	○
550	90	122.5	49	0.4	0.4	10	1-way	○
440	90	98	39.2	0.4	0.4	10	2-way	

지표면으로부터 각각 45mm와 145mm 떨어진 높이에서 LVDT를 이용해서 하중단계별 말뚝의 수평변위를 측정하였다. 특히 시험말뚝에 반복수평하중을 한방향과 양방향으로 원활하게 재하할 수 있도록 재하장치로 복동식 유압잭을 사용하였고, 수평하중의 측정을 위해 유압잭과 연결된 로드(rod)의 단부에는 하중계(load cell)를 설치했다, 그리고 수평재하시험이 진행되는 동안 시험말뚝의 단부를 자유단 상태로 유지하기 위해서 유압잭에 연결된 하중계와 시험말뚝의 두부는 클램프(clamp)를 이용해서 헌지(hinge)형태로 결합시켰다.

시험말뚝의 탑입과 계측기 설치가 완료된 후에는 정적 혹은 반복수평재하시험을 수행하였다. 정적수평재하시험을 위해 수평하중은 단계별로 약 20분간 일정하게 유지하였고, 20분이 경과한 후에도 말뚝의 변위가 계속 발생할 경우에는 말뚝의 시간당 회전각이  $0.1^\circ$  이하가 될 때까지 해당 하중단계를 유지하였다. 반면 반복수평재하시험을 위해 동일 지반 및 말뚝조건 하에서 측정된 정적극한수평지지력의 20, 40, 60%에 해당하는 수평하중을 시험말뚝의 두부에 한방향 또는 양방향으로 계획된 횟수(N)만큼 재하/loading)와 제하(unloading)한 후 위에서 언급한 정적수평재하시험과 동일한 방법으로 수평재하시험을 수행하였다. 이때 그림 4에서 보듯이 1회의 한방향 반복재하는 최초 재하방향으로 하중을 재하 및 제하하는 것이고, 1회의 양방향 반복재하는 최초 재하방향으로 하중을 재하 및 제하한 후 연속해서 최초 재하방향과 반대방향으로 동일 크기의 수평하중을 재하 및 제하하는 것이다.

### 3. 실험결과 및 분석

#### 3.1 정적극한수평지지력

일반적으로 말뚝의 극한수평지지력은 말뚝 두부의 수

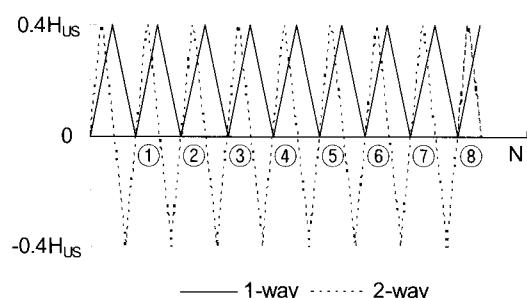
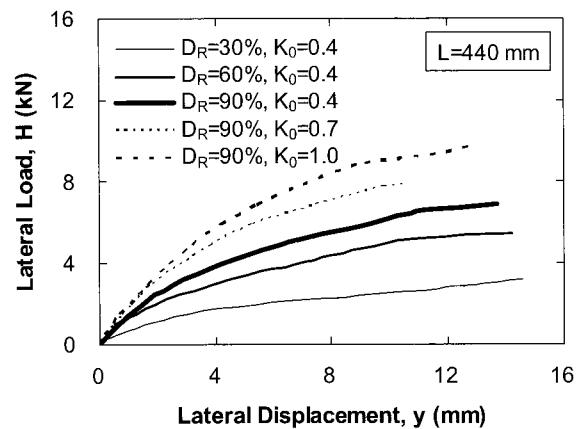


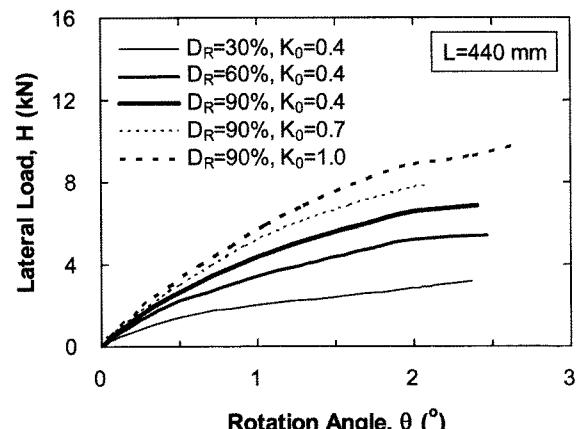
그림 4. 반복수평하중의 재하방법

평변위나 회전각에 의해 정의되거나 재하시험에서 얻어진 하중-변위 곡선에 도식적인 방법을 적용해서 결정한다. Davidson 등(1982)은 말뚝 두부가  $2^\circ$  회전했을 때 말뚝에 작용하는 하중을 그리고 Meyerhof 등(1981)은 수평하중-변위 곡선에서 초반부의 비선형 곡선 이후에 나타나는 직선부의 시작점에 해당하는 하중을 극한수평지지력으로 정의하였다. 또한 Lee 등(2010)은 모형말뚝실험의 결과를 이용해서 Davidson 등(1982)과 Meyerhof 등(1981)의 방법에 의해 결정되는 극한수평지지력이 큰 차이를 보이지 않음을 보고하였다. 따라서 본 연구에서는 해석의 편의성을 고려해서 Davidson 등(1982)의 방법을 이용하여 시험말뚝의 극한수평지지력을 결정하였다.

그림 5는 반복수평재하시험이 수행된 지반 및 말뚝조건과 동일한 조건하에서 수행한 정적수평재하시험의 결과를 수평하중-회전각 곡선으로 나타낸 것이다. 그림에서 보듯이 말뚝 두부의 회전각이 일정할 때 지반의 상대밀도가 커질수록 그리고 지반의 연직응력에 대한



(a) 지반조건에 따른 변화



(b) 근입길이에 따른 변화

그림 5. 지반 및 말뚝조건에 따른 정적수평재하시험 결과의 변화

표 2. 말뚝의 정적극한수평지지력

근입길이 (mm)	상대밀도 (%)	응력조건(kPa)			$H_{us}$ (kN)
		연직응력	수평응력	$K_0$	
440	30	98	39.2	0.4	2.87
440	60	98	39.2	0.4	5.23
440	90	98	39.2	0.4	6.60
440	90	98	68.6	0.7	7.71
440	90	98	98	1.0	8.87
330	90	73.5	29.4	0.4	3.55
550	90	122.5	49	0.4	8.35

수평응력의 비로 정의되는 토압계수가 커질수록 말뚝이 지지하는 수평하중은 증가하였다. 그리고 말뚝의 근입길이가 증가할수록 일정한 크기의 말뚝 회전각에서 말뚝이 지지하는 수평하중의 크기도 증가하였다.

또한 모형실험에서 측정된 수평하중-회전각 곡선에 Davidson 등(1982)의 파괴기준을 적용해서 다양한 조건 하에서 말뚝의 정적극한수평지지력을 구한 결과 표 2와 같았다. 표에서 보듯이 말뚝의 정적극한수평지지력은 지반의 상대밀도와 토압계수, 그리고 말뚝의 근입길이가 커질수록 증가하였다. 이러한 정적극한수평지지력의 경향은 사질토 지반에서 말뚝의 극한수평지지력이 지반의 단위중량과 수동토압계수, 말뚝의 근입길이에 비례한다는 Broms(1964)의 지지력산정식이 갖는 의미와 일치하는 것이다.

### 3.2 영구수평변위 특성

그림 6은 상대밀도가  $D_R=90\%$ 이고 토압계수가  $K_0=0.4$ 인 모형지반에 440mm 깊이로 타입한 말뚝에 대해서 정적극한수평지지력( $H_{us}$ )의 0.4배에 해당하는 수평하중( $H$ )을 한방향과 양방향으로 10회 반복재하했을 때 측정한 하중-변위 곡선이다. 그림 6(a)에서 보듯이 한방향 재하의 경우 첫번째 하중 재하가 그 이후에 가해진 반복재하보다 말뚝에 매우 큰 수평변위를 일으켰으며, 하중의 반복재하횟수가 증가할수록 하중 제하(unloading) 시 말뚝의 잔류변위인 누적 영구변위는 커졌지만 1회의 반복재하로 인한 영구변위량은 감소하였다. 이것은 말뚝에 하중이 반복재하될 때 말뚝 전면부의 지반이 계속 다져 질 뿐만 아니라 말뚝에 가해진 하중이 제하(unloading) 될 때 말뚝 전면부에 발생한 틈새에 주변의 모래가 채워지고, 이렇게 충진된 모래는 다음 번 하중 재하 시 추가로 다져지게 되기 때문이다(Kishida 등 1985). 또한 그림

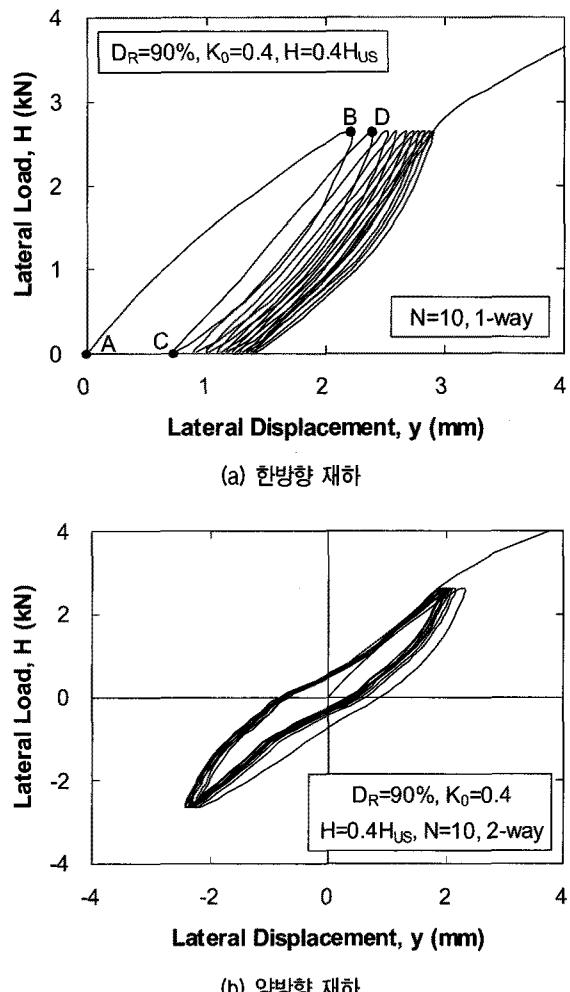


그림 6. 하중 재하방법별 말뚝의 수평하중-변위 곡선

에서 선분  $\overline{AB}$ 의 기울기로 정의되는 최초 재하로 인한 최초접선강성(initial tangent stiffness)은 선분  $\overline{CD}$  등의 기울기로 정의되는 반복재하로 인한 반복접선강성(cyclic tangent stiffness)보다 매우 작았으며, 반복하중의 재하횟수가 증가함에 따라 말뚝 전면부 지반의 다짐도 증가로 인해 하중-변위 곡선의 접선강성도 증가하였다.

반면 양방향 재하의 경우에는 그림 6(b)에서 보듯이 하중의 반복재하횟수가 증가할수록 초기 재하방향의 영구변위는 계속 감소하고 반대방향의 영구변위는 미세하게 증가하였다. 그 결과 10회의 반복재하가 완료된 후에 말뚝은 초기 재하방향의 반대방향으로 영구변위가 발생한 상태였으며, 이것은 동일한 크기의 하중을 말뚝에 양방향으로 반복재하하더라도 초기 재하 시 말뚝 전면부 지반은 원지반보다 다져지는 반면 후면부 지반은 틈새의 발생으로 인해 원지반보다 느슨해지기 때문이다. 또한 한방향 재하의 경우와 마찬가지로 양방향 재하의 경우에도 최초 재하에 의한 영구변위가 이 이후에

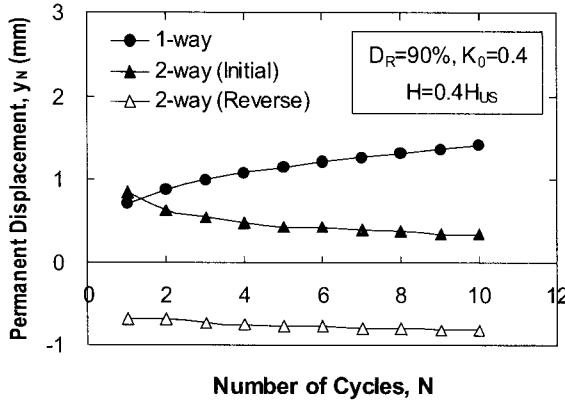
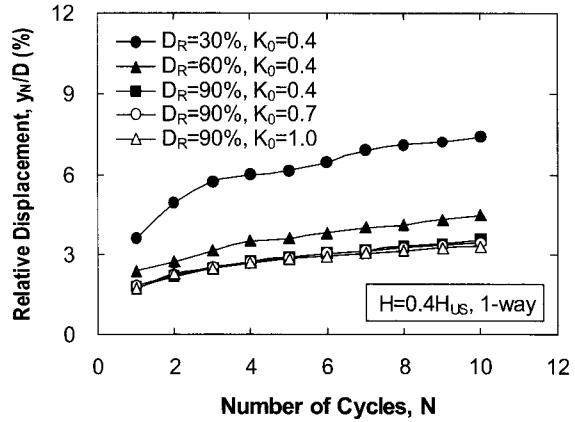


그림 7. 하중 재하횟수에 따른 말뚝의 영구수평변위 변화

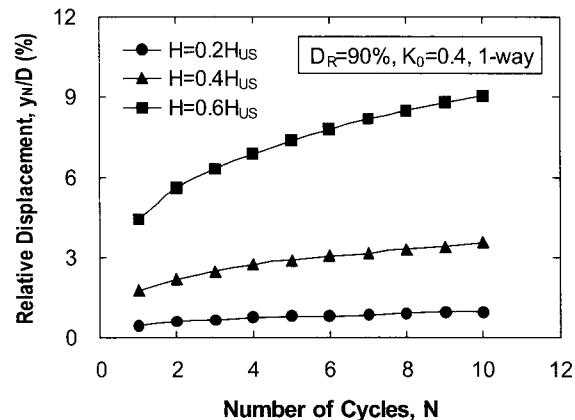
가해지는 재하에 의한 영구변위보다 매우 큰 것으로 나타났다. 이처럼 반복하중의 재하방법에 따른 말뚝의 수평거동 변화는 하중의 재하방법별 재하횟수와 말뚝의 영구수평변위간의 관계를 나타낸 그림 7에서 분명하게 볼 수 있다.

그림 8은 지반조건과 하중의 크기, 말뚝의 근입깊이가 반복수평하중을 받는 말뚝의 영구변위에 미치는 영향을 보인 것으로, 그림에서  $y_N$ 은 하중이  $N$ 회 반복재하되었을 때 말뚝에 발생한 영구수평변위이고  $D$ 는 말뚝의 직경을 의미한다. 그림과 같이 말뚝에 발생한 영구수평변위는 지반조건과 반복하중의 크기, 말뚝의 근입깊이를 달리한 모든 경우에서 말뚝에 가해지는 반복하중의 재하횟수가 많아질수록 증가하였고, 지반의 상태밀도가 감소하거나 말뚝에 가해지는 반복수평하중의 크기가 커질수록 말뚝의 영구수평변위도 급격히 증가하였다. 반면 말뚝에 정적극한수평지지력의 0.4배에 달하는 수평하중이 일정한 횟수만큼 반복해서 가해질 때 지반의 토압계수에 따른 영구수평변위의 변화는 무시할 정도였고, 말뚝의 근입깊이에 따른 영구수평변위 변화도 그다지 크지 않았다. 따라서 반복수평하중을 받는 말뚝의 영구수평변위는 말뚝의 정적극한수평지지력과 말뚝에 가해지는 반복수평하중의 비로 정의되는 정규화된 수평하중( $H/H_{US}$ )의 크기와 지반의 상태밀도에 큰 영향을 받는 것으로 나타났다.

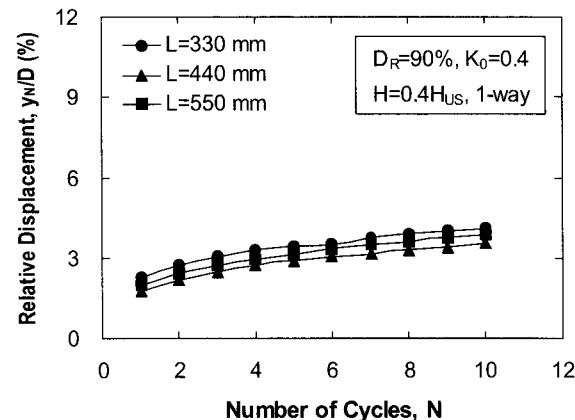
한편, 반복수평하중을 받는 말뚝의 영구수평변위 특성을 정량화하기 위해 그림 8의 상대영구변위( $y_N/D$ )를 최초 재하로 인한 영구수평변위( $y_I$ )에 대한 반복재하로 인한 영구수평변위( $y_N$ )의 비로 정의되는 정규화된 영구변위( $y_N/y_I$ )로 변환시켜서 그림 9에 나타냈다. 그림에서 보듯이 지반 및 하중조건과 말뚝의 근입깊이를 달리한



(a) 지반조건의 영향



(b) 하중크기의 영향



(c) 말뚝길이의 영향

그림 8. 지반 및 하중조건, 말뚝 근입깊이가 말뚝의 영구수평변위에 미치는 영향

모든 경우에서 반복수평하중의 재하횟수가 많아질수록 말뚝의 정규화된 영구변위도 증가하였다. 또한 그림 8에서 보인 상대영구변위와 달리 말뚝의 정규화된 영구변위는 지반의 상태밀도와 토압계수, 반복수평하중의 크기, 말뚝의 근입깊이에 크게 영향을 받지 않는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 말뚝에 작용하는 반복수평하

중이 커질수록 말뚝의 정규화된 영구수평변위도 증가한다는 Achmus 등(2009)의 연구결과와는 상반되지만, 반복하중을 받는 말뚝의 정규화된 영구수평변위는 반복수평하중의 크기와 무관하다는 Hettler(1981)와 Little과 Briaud(1988)의 연구결과와는 일치한다.

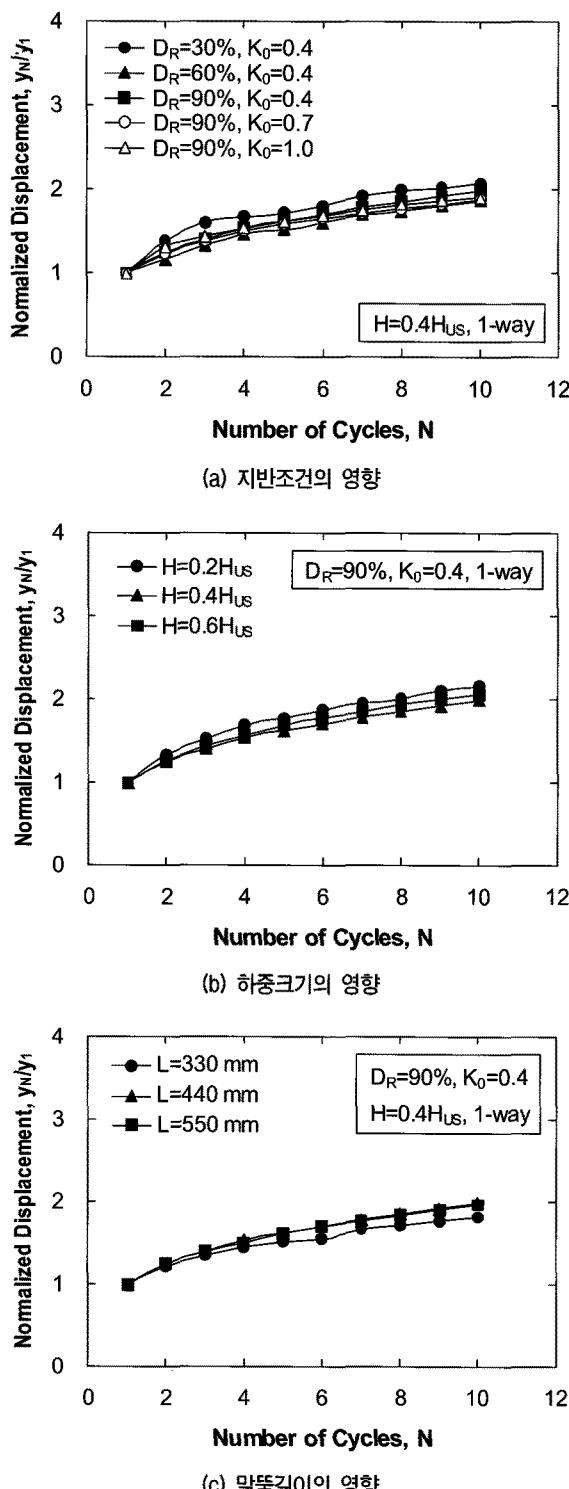


그림 9. 지반 및 하중조건, 말뚝 근입길이가 말뚝의 정규화된 영구수평 변위에 미치는 영향

#### 4. 말뚝의 영구변위 산정

##### 4.1 영구수평변위

그림 10은 다양한 조건의 모형지반에 탑입된 말뚝에 대해 다양한 크기의 수평하중을 한방향과 양방향으로 10회 반복재하했을 때 하중재하횟수에 따른 말뚝의 정규화된 영구변위(normalized permanent displacement)의 변화를 보인 것이다. 그림에서 보듯이 수평하중을 한방향으로 반복재하한 경우에는 본 연구에서 수행한 모든 모형실험의 결과들이 좁은 범위안에 밀집하였으나, 하중을 양방향으로 반복재하한 경우에는 한방향 반복재하의 경우와 달리 실험결과들이 넓게 분산되었다. 그리고 반복하중이 한방향으로 재하된 경우에 하중재하횟수에 따라 오차의 정도가 약간씩 달라지지만 하중의 재하횟수와 말뚝의 정규화된 영구변위간의 관계는 식 (1)과 같이 표현될 수 있었다.

$$y_N/y_1 = N^{0.277} \quad (1)$$

여기서  $y_1$ 과  $y_N$ 은 수평하중이 말뚝에 각각 1회와  $N$ 회 반복재하되었을 때 발생한 말뚝의 영구수평변위이다. 따라서 말뚝에 대한 정적수평재하시험이나 p-y곡선법과 같은 이론적인 방법을 통해서 정하중 재하 시 말뚝의 영구수평변위를 파악하면 식 (1)을 이용해서 동일 조건 하에서 하중이 반복재하될 때 발생하는 말뚝의 영구수평변위를 산정하는 것이 가능하다.

반복수평하중을 받는 말뚝의 영구수평변위를 예측하기 위한 식 (1)의 정확도를 평가하기 위해서 제안식으로부터 계산된 예측치를 기존의 제안식들과 비교함과 동시

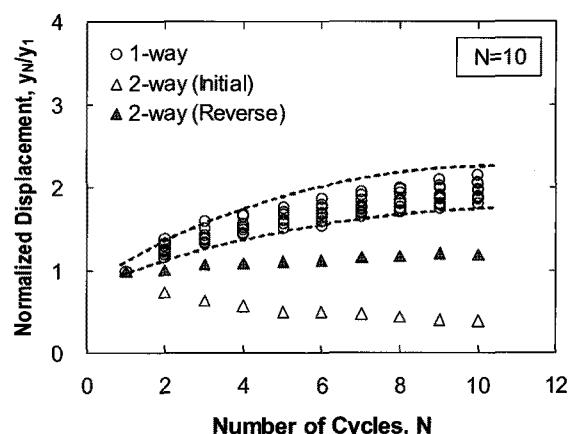


그림 10. 하중 재하횟수에 따른 말뚝의 정규화된 영구수평변위 변

에  $D_R=90\%$ 이고  $K_0=0.4$ 인 모형지반에 탑입된  $L=440\text{mm}$ 인 말뚝에  $0.4H_{US}$  크기의 수평하중을 한방향으로 50회 반복재하했을 때 측정한 모형실험 결과와도 비교하였다. 그 결과 그림 11에서 보듯이 식 (1)은  $N=50$ 회에서 실측치보다 말뚝의 영구수평변위를 약 10% 크게 예측하였다. 그러나  $N=50$ 회일 때의 실험결과가 제안식의 도출에 사용된  $N=10$ 회일 때 실험결과의 하단부에 위치함을 고려할 때 식 (1)은 반복수평하중의 재하횟수가  $N=50$ 일 때에도 다양한 지반 및 하중조건하에 있는 말뚝의 영구수평변위를 비교적 정확하게 예측할 수 있을 것으로 판단된다. 반면 아래 식 (2)와 (3)과 같이 말뚝의 정규화된 영구수평변위와 하중의 반복재하횟수간의 관계를 로그함수( $\ln N$ )로 가정한 Hettler(1981)와 Rosqueot 등(2007)의 제안식과 식 (4)와 같이 이들간의 관계를 거듭제곱( $N^a$ )의 함수로 가정한 Little과 Briaud(1988)의 제안식은 말뚝의 영구수평변위를 매우 과소평가하는 것으로 나타났다.

$$y_N/y_1 = 1 + 0.2 \ln N \quad (2)$$

$$y_N/y_1 = 1 + 0.08(DF/F_{max})^{0.35} \ln N \quad (3)$$

$$y_N/y_1 = N^{0.136} \quad (4)$$

여기서  $F_{max}$ 는 말뚝에 가해진 반복수평하중의 최대값이며  $DF$ 는 반복수평하중의 진폭, 즉 최대치와 최소치간의 차이이다. 뿐만 아니라 그림 11을 통해서 하중재하횟수의 로그값( $\ln N$ )과 말뚝의 정규화된 영구수평변위( $y_N/y_1$ )가 직선관계에 있지 않다는 것을 알 수 있으며, 이러한 점에 근거할 때 하중의 반복재하횟수와 말뚝의 정규화된 영구수평변위는 Hettler(1981)와 Rosqueot 등(2007)

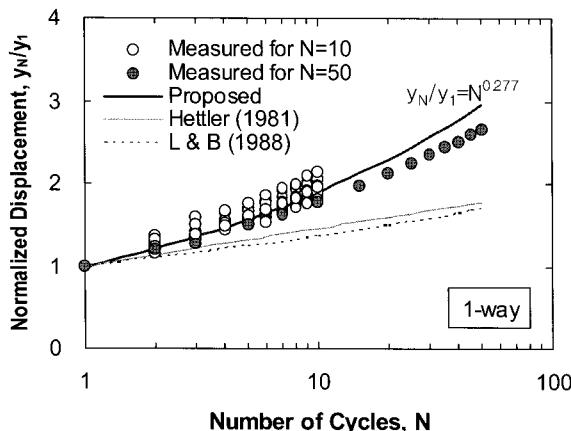
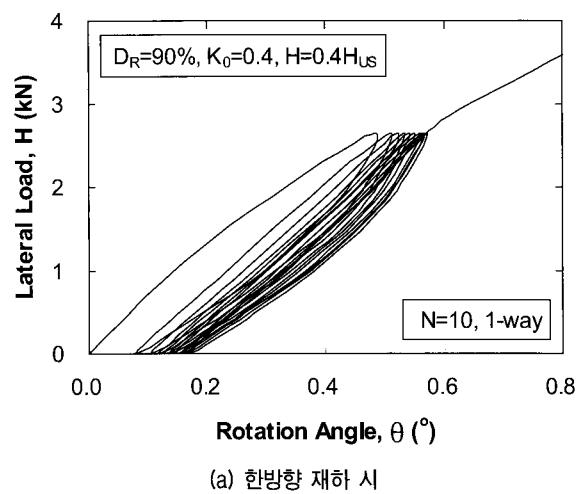


그림 11. 말뚝의 영구수평변위 산정식에 대한 정확도 검증

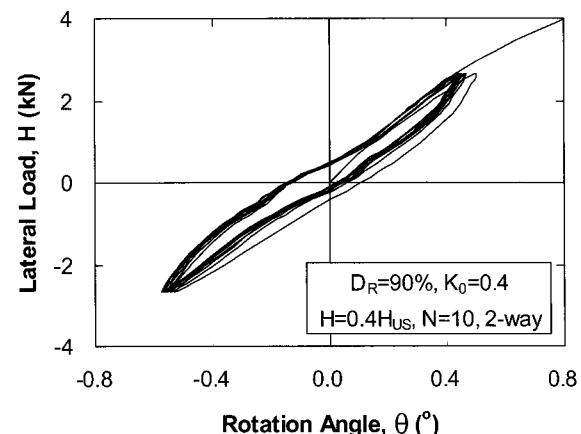
이 제안한 로그함수보다 Little과 Briaud(1988)이 사용한 거듭제곱함수로 연결되는 것이 더 타당한 것으로 판단된다.

#### 4.2 영구회전각

그림 12는  $D_R=90\%$ 이고  $K_0=0.4$ 인 모형지반에 440mm 깊이로 탑입된 말뚝에 대해  $0.4H_{US}$  크기의 수평하중을 한방향과 양방향으로 10회 작용시켰을 때 말뚝의 수평하중-영구회전각 관계를 보인 것이다. 그림에서 보듯이 최초 반복하중은 그 이후에 가해진 반복하중보다 말뚝에 상당히 큰 영구회전각을 발생시켰으며, 하중 재하횟수가 증가할수록 단위 영구회전각에 대응하는 반복수평하중의 증분으로 정의되는 접선강성도 증가하였다. 이처럼 반복수평하중을 받는 말뚝의 영구회전각 특성은 그림 7에서 보인 영구수평변위 특성과 정성적으로 동일한 것으로 나타났다.



(a) 한방향 재하 시



(b) 양방향 재하 시

그림 12. 하중 재하방법별 말뚝의 수평하중-회전각 곡선

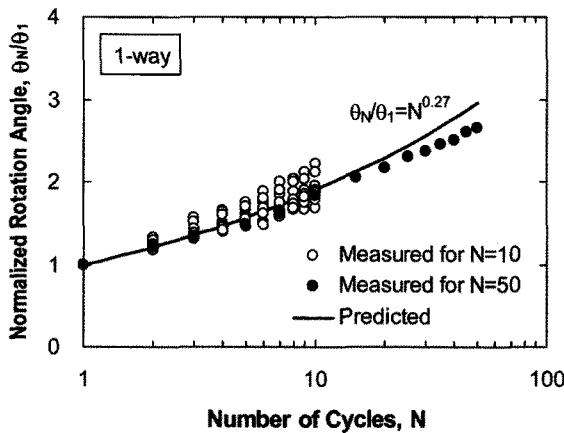


그림 13. 말뚝의 영구회전각 산정식에 대한 정확도 검증

그리고 말뚝에 수평하중을 한방향으로 10회 반복재하했을 때 측정된 반복수평하중의 재하횟수와 말뚝의 정규화된 영구회전각간의 관계를 그림 13에 나타냈다. 이때 정규화된 영구회전각(normalized permanent rotation angle)은 최초 재하 시 발생한 말뚝의 영구회전각( $\theta_1$ )과 반복재하로 인해 발생한 말뚝의 영구회전각( $\theta_N$ )의 비로 정의된다. 그 결과  $N=10$ 회일 때 측정된 모형실험의 결과에 근거해서 식 (5)와 같은 하중재하횟수와 말뚝의 정규화된 영구회전각간의 관계식이 도출되었으며, 이 제안식은  $N=50$ 회일 때 측정된 말뚝의 거동을 정성적으로나 정량적으로 비교적 정확하게 예측하였다. 또한 말뚝의 영구회전각을 산정하기 위한 식 (5)는 영구수평변위를 산정하기 위한 식 (1)과 형식 및 크기 측면에서 매우 유사한 것으로 나타났다.

$$\theta_N/\theta_1 = N^{0.27} \quad (5)$$

## 5. 결 론

해상풍력발전기를 포함한 많은 해양구조물들은 풍력과 파랑하중에 의해 큰 크기의 반복수평하중을 받게 되며, 이러한 해양구조물의 기초로 사용되는 말뚝의 설계를 위해서는 극한수평지지력의 산정과 함께 반복하중에 의한 영구수평변위의 예측이 필요하다. 본 연구에서는 모래지반에서 반복수평하중을 받는 항타말뚝의 거동 특성을 조사하기 위해서 가압토조와 길이가 다른 3개의 모형말뚝을 이용해서 모형말뚝재하시험을 수행하였고, 그 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 최초의 하중재하는 이후에 가해지는 반복재하보다 말뚝에 매우 큰 수평변위를 발생시켰고, 수평하중의 반복재하횟수가 증가함에 따라 말뚝의 누적 수평변위는 증가하지만 1회 재하로 인해 발생하는 말뚝의 수평변위량은 감소하였다.
- (2) 반복수평하중의 한방향 재하는 하중재하 방향으로 말뚝의 영구수평변위를 일으키지만, 양방향 재하는 최초 하중재하 방향과 반대방향으로 말뚝의 영구수평변위를 발생시킨다.
- (3) 반복수평하중으로 인한 말뚝의 영구수평변위는 지반의 상대밀도가 감소하거나 말뚝에 작용하는 반복하중의 크기가 커질수록 급격히 증가하였으나, 지반의 토압계수와 말뚝의 근입길이 변화에는 큰 영향을 받지 않았다.
- (4) 반복수평하중이 한방향으로 재하된 경우 최초 재하시 발생한 영구수평변위에 대한 반복재하로 인한 누적영구수평변위의 비로 정의되는 말뚝의 정규화된 영구수평변위는 수평하중의 반복재하횟수에 매우 민감하게 반응했으며, 지반 및 말뚝조건과 하중특성의 변화에는 크게 반응하지 않았다.
- (5) 모형실험의 결과에 근거해서 하중이 한방향으로 반복재하될 때 말뚝의 영구수평변위와 영구회전각을 예측할 수 있는 산정식을 제안하였으며, 제안된 산정식은 반복수평하중을 받는 말뚝의 영구수평변위 특성을 비교적 정확하게 예측하였다.

## 감사의 글

이 논문은 2008년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 이공분야기초연구사업(2008-D00475)의 연구 결과임.

## 참 고 문 현

1. American Petroleum Institute (2000), *Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms-working stress design: API recommended practice 2A-WSD (RP2A-WSD)*, 21<sup>st</sup> ed., API.
2. Achmus, M., Kuo, Y.-S., and Abdel-Rahman, K. (2009), "Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load", *Computer and Geotechnics*, Vol.36, pp.725-735.
3. Davidson, H. L., Cass, P. G., Khilji, K. H., and McQuade, P. V. (1982), *Laterally loaded drilled pier research*, Report EL-2197, EPRI, 324p.
4. Hettler, A. (1981), *Verschiebungen starrer und elastischer Grund-*

- ungskörper in sand bei monotoner und zyklischer Belastung*, ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, Geo- and Environmental Sciences, Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics, University of Karlsruhe.
5. Kishida, K., Suzuki, Y., and Nakai, S. (1985), "Behavior of a pile under horizontal cyclic loading", *Proc. of the 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Vol.4, pp.1413-1416.
  6. Little, R. L., and Briaud, J. L. (1988), "Full scale cyclic lateral load tests on six single piles in sand", *Miscellaneous paper GL-88-27*, Geotechnical Division, Texas A&M University, Texas, 30p.
  7. Lee, J. H., Paik, K. H., and Kim, D. H. (2010), "Estimation of ultimate lateral load capacity of piles in sands", *Submitted to Soils and Foundations*.
  8. Lin, S. -S., and Liao, J. -C. (1999), "Permanent strains of piles in sand due to cyclic lateral loads", *J. of Geotech. And Geoenviron. Eng., ASCE*, Vol.125, No.9, pp.798-802.
  9. Long, J. H., and Vanneste, G.. (1994), "Effect of cyclic lateral loads on piles in sand", *J. of Geotech. Eng., ASCE*, Vol.120, No.1, pp.225-244.
  10. Meyerhof, G. G., Mathur, S. K., and Valsangkar, A. J. (1981), "Lateral resistance and deflection of rigid wall and piles in layered soils", *Canadian Geotechnical J.*, Vol.18, pp.159-170.
  11. Rosquoet, F., Thorel, L., Garnier, J., and Canepa, Y. (2007), "Lateral cyclic loading of sand-installed piles", *Soils and Foundations*, Vol.47, No.5, pp.821-832.

(접수일자 2010. 8. 2, 심사완료일 2010. 10. 14)



# 사면안정을 위한 지중 흡수관의 설계

## Design of Absorption Pipe for Slope Stability

조 홍 제<sup>1</sup> Cho, Hong-Je  
문 종 규<sup>2</sup> Moon, Jong-Kyu  
이 광 제<sup>3</sup> Lee, Kwang-Je

### Abstract

Incessant rainfalls in unsaturated soil raises pore water pressure and drops shear stress. Controlling pore water pressure in unsaturated soil prevents pressure increase and leads to slope stability. Laboratory experiment of pore water absorption in soil tank has been conducted for pore pressure decrease in soil slope under artificial rainfall supplied in varying rainfall intensities. Soil slope failure triggers the deepening of the wetting front to critical depth accompanied by decrease in matric suction induced by water infiltration. This paper addresses an experimental design for absorption pipe to prevent pore pressure increase in unsaturated soil slope from heavy rain. It is expected that absorption pipe will be widely used in unsaturated soil slope to strengthen slope stability.

### 요지

불포화토에 강우가 지속되면 토체내 간극수압이 상승하게 된다. 따라서 토층의 포화로 인해 강도가 저하되고, Suction압이 균형을 이루는 임계 깊이까지 Wetting Front가 하강하여 사면붕괴가 발생한다. 지중 간극수압을 제어할 수 있다면 강도저감을 방지함으로써 사면안정을 유지할 수 있을 것이다.

본고는 지중 간극수를 흡수하여 배출할 수 있는 흡수관 설계를 시도하여 실험성과로 그 가능성을 제시하였다. 흡수관은 사면안정을 위한 보강공법으로 활용하는 것이 효과적일 것이다.

**Keywords :** Drain pipe, Absorption, Pore water, Slope stability

### 1. 서 론

토사나 암반사면의 안정을 위한 보강공법의 연구는 지난 반세기 동안 꾸준히 진행되어 왔으며 그 성과도 크고 공학적으로 유용한 방법들도 많이 개발되어 현장 시공에 적용되고 있다. 적용대상과 시공방법에 따라 이론의 연구와 공법의 개발이 다양하며 시공성의 편의와 공사비 절감 및 재해를 사전에 방지하는데 매우 큰 도

움이 되었던 것이 사실이다.

그러나 이 방법들은 대부분이 역학적인 억지력이나 억제기능을 밟히는데 한정되고 있으며, 강우에 의한 간극수압 증가로 인한 지반의 저항력 상실에 대한 사전 방지책에 대한 연구는 아직 뚜렷한 진전을 보이지 못하고 있는 실정이다. 지반내 간극수압 증가로 인한 저항력 저감을 차단할 방법은 침투수를 차단하거나 혹은 침투수를 신속히 배수시켜 간극수압 상승을 막는 방법이

1 정회원, 울산대학교 공과대학 건설환경공학부 교수, 공학박사 (Member, Prof. Dept. of Civil & Environ., Univ. of Ulsan)

2 정회원, 동명기술공단(주), 공학박사, 토질 및 기초기술사 (Member, Dongmyung Eng. Consultant Co., 1067mjk@hanmail.net, 교신저자)

3 울산대학교 공과대학 건설환경공학부, 석사과정 (Grad. Student, Dept. of Civil & Environ., Univ. of Ulsan)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

될 것이다.

최근 한반도는 지구온난화로 인해 대기 중의 수분량이 증가되고 있다. 그로 인해 강우강도가 증가하고 강우빈도는 감소되는 경향을 보이고 있다(Stephens 1990; Gordon 등, 1992). 이러한 결과로 2002년 8월 발생한 태풍 ‘루사’는 일강우 870.5mm의 집중호우가 쏟아졌고 3,000여 곳에 사면붕괴를 발생시키는 원인이 되었다(권태영 등, 1998; 이문세 등, 2009). 이러한 사실은 차후의 사면붕괴 빈도증가 및 피해규모의 대형화를 유발할 것으로 예상되며 그 원인은 집중호우에 따른 지중 간극수압의 급증에 의한 것으로 판단된다. 사면붕괴는 강우로 인한 침투수가 사면내부의 간극수압과 체적함수비(volumetric water content)를 상승시키고 토층부의 포화로 인한 전단강도가 저하되어 발생(Yoshida 등, 1991; Lim 등, 1995; Meilani 등, 2005)하기 때문에 지중 간극수압 제어의 필요성이 대두되고 있다.

사면 수평배수공 유무에 따른 사면 안전율의 변화에 대한 연구 결과에 의하면 사면 수평배수공을 설치했을 때, 이것을 설치하지 않았을 때에 비하여 13.3%의 안전율 증가와 25%의 지하수위 감소를 보였다(노홍제 등, 2006). 이는 사면 수평배수공을 설치하여 지속적인 배수 기능을 유지시킨다면, 이것은 사면의 안정성 확보에 긍정적인 영향을 미치는 구조물로서 역할을 할 것이라 판단된다. 그러나 사면에 적용되고 있는 사면 배수공법 중 수평배수공에 대한 배수성능 평가 및 연구는 전무한 실정이다. 따라서 사면붕괴는 강우로 인한 침투수가 사면내부의 간극수압, 체적함수비(volumetric water content)를 상승시키고 토층부의 포화로 인한 전단강도가 저하되어 발생(Yoshida 등, 1991; Lim 등, 1995; Meilani 등, 2005)하기 때문에 지중 간극수압 제어의 필요성이 대두되고 있다.

## 2. 이론적 배경

본 연구의 실험적 접근을 위해서 실제 강우 발생시 강우 침투수에 의한 사면 붕괴의 메커니즘을 정확히 이해할 필요가 있다. 과거에는 강우에 의한 침투수가 사면내 지하수와 접촉하여 지하수위가 상승하고 그로 인해 간극수압이 증가하여 사면붕괴가 발생한다고 알려져 있었다. 그러나 최근 연구결과들에 따르면 강우에 의한 침투수는 사면 하부에 존재하는 지하수까지 침투하지 못하고 지표면에서 약 1~2m의 깊이 까지만 영향을 미

치는 것으로 보고되었다(Mein과 Larson, 1973; Pradel과 Raad, 1993; Fredlund 등, 1994; Ng와 Xi, 1998; 조성은과 이승래, 2000; 조성은과 이승래, 2001; 정상섭 등, 2004; 정상섭 등, 2009). 이러한 이론적인 공식을 근거로 포화깊이를 산정하고 그에 대한 지반특성을 연구한 결과들에 의하면, 강우시 약 1~1.2m 침투깊이에서 안전율이 급격히 감소되는 것으로 보고되었다(Zhang 등, 2000; 김재홍 등, 2002). 필자의 사면안정 보고서(2008, 2009, 2010)에서도 침투깊이(사질토 및 풍화잔류토)가 79~88cm로 산정된 바 있다.

이러한 결과는 사면을 불포화토의 개념으로 해석하여야 한다는 사실을 말해주고 있다. 지하수위 위의 지반은 불포화 상태로 존재한다. 불포화 지반은 투수성이 낮고 모관흡수력(metric suction)이라는 부의 간극수압이 존재하기 때문에 강우가 깊은 심도까지 침투되기 어렵다. 모관흡수력은 사면의 안정을 유지하는데 매우 중요한 역할을 하는 장력의 개념을 의미한다. 즉, 침투된 강우는 표층에 존재하는 모관흡수력을 감소시키면서 사면 내부로 이동하게 된다. 모관흡수력이 감소하거나 소멸하면 사면 내 강도는 점차 약화된다. 또한 지표부근에 침윤선(seepage line, wetting front)이 형성되고 양의 간극수압이 유발되어 사면 내 강도가 급격히 약화되기도 한다. 이렇게 약해진 사면은 지속적인 강우로 인해 안정성을 확보할 수 없는 임계 깊이(critical depth)까지 침투가 발생할 경우 붕괴된다(Mein과 Larson, 1973; Pradel과 Raad, 1993; Fredlund 등, 1994; Ng와 Xi, 1998; 조성은과 이승래, 2000; 정삼섭 등, 2004).

그리므로 침윤선위 지반에 존재하는 얕은 깊이의 침투수를 흡수하여 배제할 수 있는 기술을 개발한다면 사면내의 붕괴위험 요소를 감소시킬 수 있을 것이다.

그림 1과 그림 2는 Green-Ampt(1911)이론과 불포화토

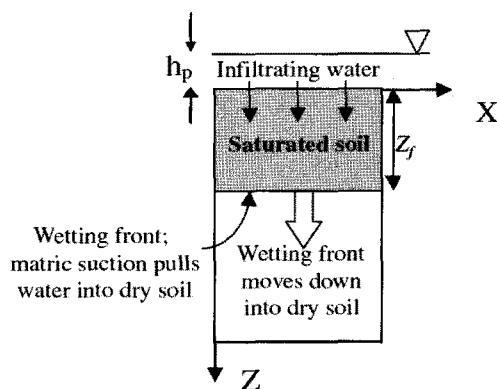


그림 1. 침윤선의 모식도(Green-Ampt, 1911)

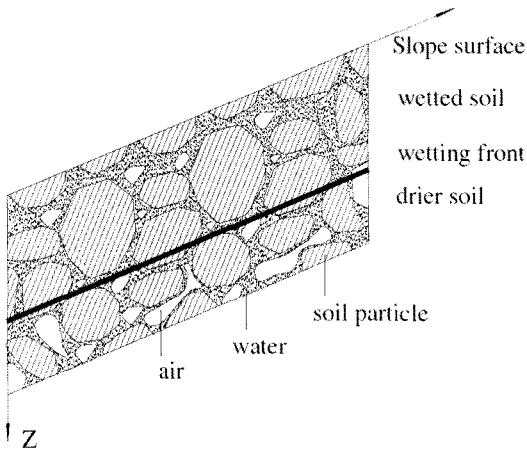


그림 2. 불포화토 사면에서의 침윤선(Green-Ampt, 1911)

사면에서의 침윤선(wetting front)의 개념도를 나타낸다.

### 3. 수평배수관

#### 3.1 각종규정의 검토

우리나라 건설공사에서 각종 구조물 즉, 터널(터널과 이닝 뒷면 배수편:한국도로공사, 1990), 옹벽(옹벽편:국토해양부, 2003) 및 깎기사면의 지하수 배수(지하수 배수시설의 설계편:국토해양부, 2006)를 위하여 설치하는 수평배수공에 관한 설계기준을 요약하면 다음과 같다. 즉 수평배수공 설치는 구조물 배면 및 지하배수를 원활히 하여 배면토압을 경감시키거나 지하배수로 유효응력 저감을 방지시켜 토층의 저항력 증대를 목적으로 하기 위함이다. 그리고 배수는 토립자 사이의 간극수가 포화되어 유동을 하는 상태의 지하수를 대상으로 하고 있다. 재료는 토목 섬유나 유공관 사용을 권장하고 있으나, 배수공 재료의 규격, 유공의 밀도 및 간격, 관설치의 간격 및 길이에 대한 기준은 제시되어 있지 않다.

일부 현장에 적용되고 있는 사면배수공법은 현장 시공자의 경험에 따라 임의적인 시공이 이루어지고 있어 신뢰성 측면에서도 부족한 점이 있다(이승호 등, 2007). 또한 불포화토에 강우시에 간극수가 포화되기 전에 흡수를 하여 배수시켜 유효응력 저감을 방지할 지중흡수관 설치를 시도한 사실은 없다.

토사사면의 불포화상태의 간극수를 흡수하여 배수하거나 암반사면의 불규칙한 절리면을 흐르는 침투수를 흡수하여 배수시킬 수 있다면 사면안정에 매우 효과적일 것이며 보강력 저감을 유도하여 보강공사비 절감에

큰 효과가 있을 것으로 기대할 수 있을 것이다.

#### 3.2 흡수관의 구비요건

사면에서 불포화토의 간극수나 절리면의 침투수를 흡수하여 간극수압을 저감시키는 것은 사면재료의 접착력과 내부 마찰각 저감을 방지시켜 저항력증대를 기하는 직접적인 요인이 될 것이다. 간극과 절리면내의 지중수는 흐름속도가 낮아 흡수력이 우수한 재료와의 접촉이 원활하면 대부분의 간극수 배수가 가능할 것이다. 흡수재에서 흡입된 간극수는 보수력과 배수능력이 좋은 재료와 접촉시켜 신속한 배수가 된다면 강우시에도 사면 저항력 저감을 막을 수 있는 수단이 될 수 있을 것이다. 여기서 재료의 가장 중요한 기능을 꼽는다면 흡수력, 보수성능, 배수성능 및 부식방지 기능이 가장 필요한 기능이라 할 것이다.

### 4. 설 계

#### 4.1 개요

불포화토 사이를 흐르는 침투수는 중력과 흙의 흡수력 및 투수계수에 영향을 받는다. 강우로 인한 침윤선이 형성되면 강우 지속시간에 따라 침윤선은 차츰 하강하게 되고 지표면에서부터 흙의 전단강도는 저하하게 된다. 불포화토의 특성에 의해 침윤선이 임계 깊이까지 하강하면 계속되는 강우량에 의해 흙내부의 간극수압은 증가되고 과잉간극수압의 상태가 되어 전단강도가 거의 없는 상태로 사면의 붕괴가 발생하게 될 것이다.

많은 연구자들은 야외 및 실내실험을 통하여 임계 깊이가 경사면 표층에서 1-2m정도라는 것을 밝혀냈다. 이것은 강우에 의한 토사사면 파괴는 얕은 깊이에서 붕괴 된다는 것을 뜻한다. 본 연구에서는 이러한 연구결과에 따라 잔층 침투수를 배제하여 전단강도 저하를 방지하기 위한 흡수관 설계를 시행할 것이다.

본 시험에는 흡수재료의 선택을 위한시험, 강우강도 재현시험 및 대상토사의 토질시험이 포함된다. 대상토사와 체적함수비를 연계한 흙-수분 특성곡선시험이 필요하지만 흡수재와의 연관성을 직접 대비시키기 어려운 점을 감안하여 흡수재의 모관상승시험으로 흡입능력을 판단하였으며 여러 가지의 가상 흡수관을 제작하여 토조에서 강우재현에 의한 흡수-배수시험을 시행하였다.

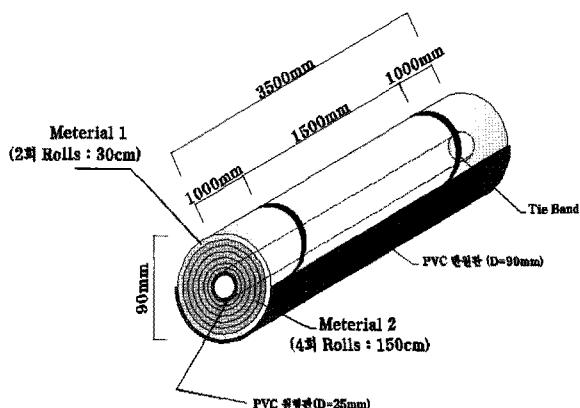


그림 3. 흡수관 모식도(가정)

## 4.2 실험준비

### 4.2.1 흡수관 설계

흡수관 설계를 함에 있어 간극을 통해 흐르는 침투수 흡수에 초점을 두었다. 불포화토 사이를 흐르는 침투수는 중력과 흙의 흡수력의 영향을 받는다. 그러므로 본고에서는 침투수의 배제를 흡수 및 배수의 개념에서 접근하였다. 즉 지중 간극수와 흡수관의 접촉면적을 최대한 넓히기 위하여 PVC 반월관을 아래에 설치하고 상부 반단면은 흡수재가 흙과 직접 접촉하도록 설계하였다. 흡수재를 외측에 감고 보수 및 배수재를 내부에 감아 흡·배수 기능을 발휘하도록 하였다. 내부 핵에는 흡·배수 재의 변형을 막을 수 있는 직경 25mm의 PVC 원형관을 설치하였다. 이들 재료의 감는 두께와 종류는 실험으로 흡·배수기능이 가장 좋은 상태의 것을 선택할 것이다. 흡수관의 지름은 90mm로, 천공경 105mm에 적합하게 시공성을 고려하였다. 천공경과 흡수관의 지름차이에서 생기는 공간은 지중 천공에 의한 토층의 응력해방으로 흙의 재배치에 의해 빠른 시간 내에 느슨하게 채워질 것이다. 오랫동안 간극수의 흐름과 흙의 재배치로 흡수관을 변형시키더라도 지중 맹암거의 원리에 의해 그 기능은 계속될 것이다. 본고에서 예상한 흡수관의 가상도를 그림 3에 도시하였다.

설계된 흡수관은 Material 1(외측 흡수재)이 간극 사이를 흐르는 침투수를 흡착, 흡수하고 Material 2(보수 및 배수재)를 통하여 중력방향 이동을 통해 PVC 원형관을 타고 배수되는 구조이기 때문에 중요한 것은 재료의 선택인데 Material 1, 2의 흡수력과 배수력이 높아야 한다. 일반적으로 현장에서 많이 쓰이는 사면 수평배수 공용 부직포와 시중에서 유통되는 여러 부직포를 이용



그림 4. 모관상승고 실험

표 1. 재료 선정 실험결과

순 번	구 분	모관상승고(cm)
1	사면배수공용 부직포( $450\text{g}/\text{m}^2$ )	2.0
2	일면친수처리 부직포( $362\text{g}/\text{m}^2$ )	7.5
3	양면친수처리 부직포( $215\text{g}/\text{m}^2$ )	10.0
4	의료용 가아제	6.5
5	부직포(pp분드)	1.0
6	부직포 ( $350\text{g}/\text{m}^2$ -Y.산업)	0.5
7	부직포 ( $300\text{g}/\text{m}^2$ -A사제품)	3.0
8	부직포 ( $350\text{g}/\text{m}^2$ -B사제품)	2.7
9	부직포 ( $400\text{g}/\text{m}^2$ -C사제품)	4.0
10	부직포 ( $450\text{g}/\text{m}^2$ -D사제품)	4.5
11	극세사( $263\text{g}/\text{m}^2$ -흑)	22.0

하여 흡수 및 배수실험을 실시한 결과, 설계에 적합한 4가지 재료, 즉 양면친수 부직포, 일면친수 부직포, 극세사 및 일반부직포를 선정하였다. 재료는 모관상승고와 배수기능을 기준으로 선정하였다. 모관상승고 실험을 통한 재료 선정실험은 그림 4와 같으며 실험대상 재료는 표 1과 같다.

### 4.2.2 강우재현장치

강우재현장치는 원심형 펌프, 수압을 조절하는 압력 regulator, nozzle 및 분사높이를 조절하는 장치로 구성된다. regulator 조작, nozzle의 분사각, 분사높이, 분사공의 유기적 조절이 균형을 유지해야 강우강도 재현이 가능하였으며 계획한 강우강도의 근사 값에 가까운 값을 찾을 수 있었다. 이렇게 시행착오를 여러 번 겪은 후 임의로 실험할 강도 값을 구한 결과 10mm, 22.4mm, 52.3mm, 92mm, 152mm/hr의 값을 재현할 수 있었다.

본 실험에서는 water tank를 frame 상부에 설치하여 수압을 일정하게 유지하도록 시도하였다. 실험중 강수

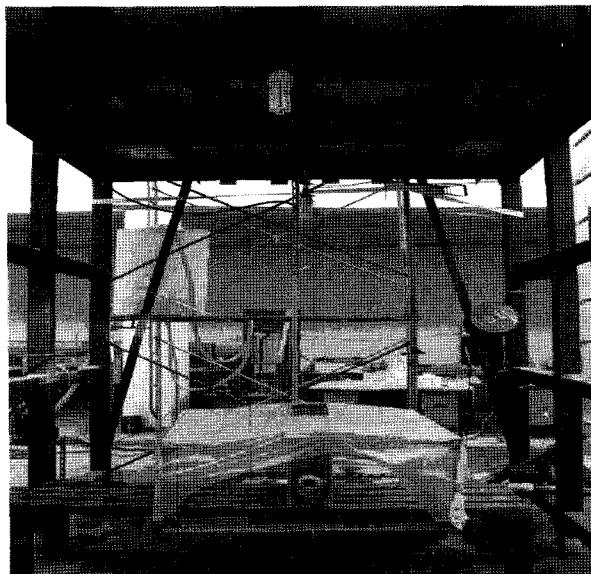


그림 5. 강우재현장치

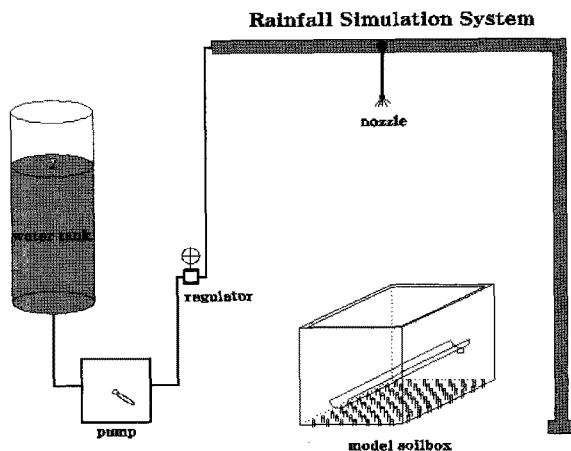


그림 6. 강우재현장치 모식도

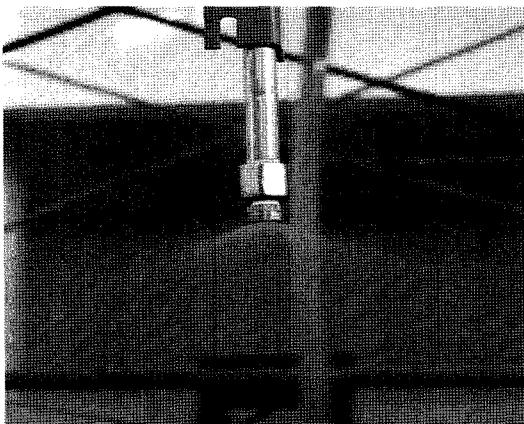


그림 7. 노즐의 강우재현

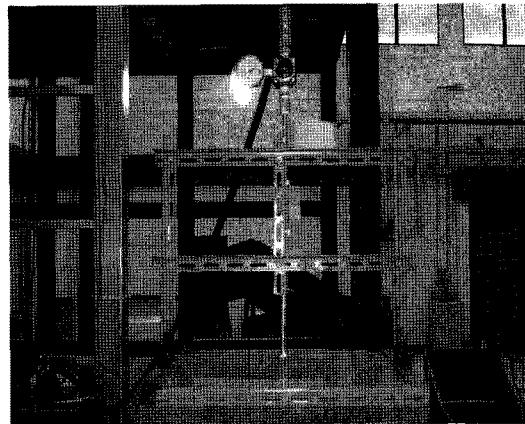


그림 8. 분사높이 조절 System

량이 일정한 값을 가지는지를 유출량과 강수면적을 계측하여 확인하였다. 그림 5는 강우재현장치이며 그림 6은 모식도이다. 그림 7은 nozzle의 분사형태를, 그림 8은 분사높이를 조절하는 장치를 보인 것이다.

#### 4.2.3 지반모형

이 연구는 지중 간극수를 가장 효율적으로 흡수·배수 할 수 있는 재료의 조합을 찾기 위한 연구이므로 강우량이 토사의 표면에 수직으로 강하하는 구조를 택하여 일정 강수량이 전부 토조에 강하되도록 시도하였다.

지반모형은 실험 내 침투경로를 최대한 일정하게 하여 동일한 침투조건이 되고 토조벽면의 간섭효과를 배제하기 위하여 토조 높이는 50cm로, 폭을 15cm, 30cm 및 50cm로 변화시키며 각각에 대하여 실험을 시행하였다. 토조는 아크릴재로 제작하여 포화상태의 수위를 눈

으로 식별이 가능하도록 하였다. 이는 유출률과 유출량을 극대화한 상태의 흡수관 구조를 찾기 위함이다. 또한 불포화상태의 간극수 흡수력을 찾기 위하여 강우 강도에 따라 토조하부에 포화상태의 수위를 흡수관 아래 10cm이상 상승하지 못하도록 유지하기 위하여 토조바닥에 배수공을 두어 자연배수상태를 유지하였고, 강우 강도가 매우 클 때는 수위상승이 되므로 그림 9처럼 토조하부 양쪽에 강재배수구를 설치하여 흡수관은 포화토와 항상 10cm 간격을 두어 불포화상태의 흙에 위치하도록 하였다. 흡수관에서 유출되는 유출량과 바닥 및 강재 배수되는 양을 측정하여 전체 물수지를 측정하였다. 또한 실험중 증발산양에 따라 미세한 차이는 오차배분으로 처리하였다. 그림 10은 지반모형의 모식도를 나타낸 것이다.

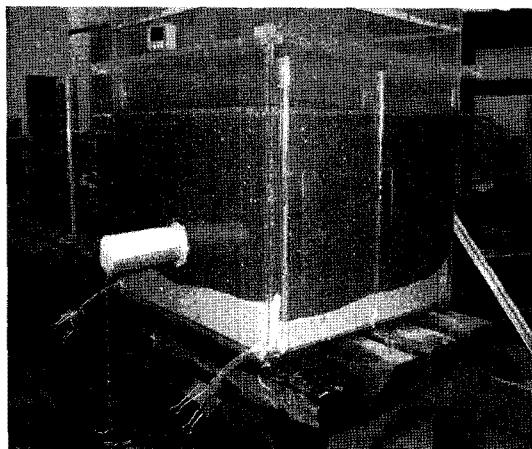


그림 9. 실험용 토조

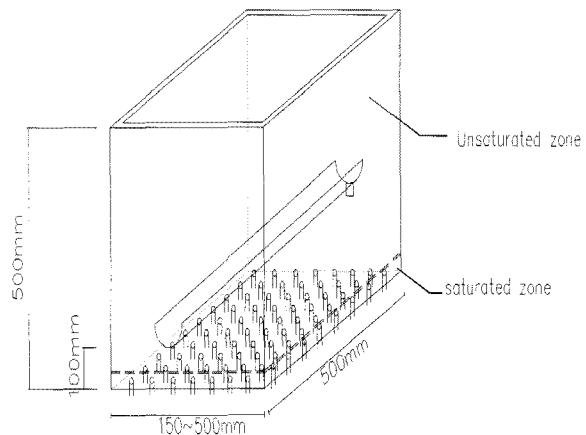


그림 10. 토조의 모식도

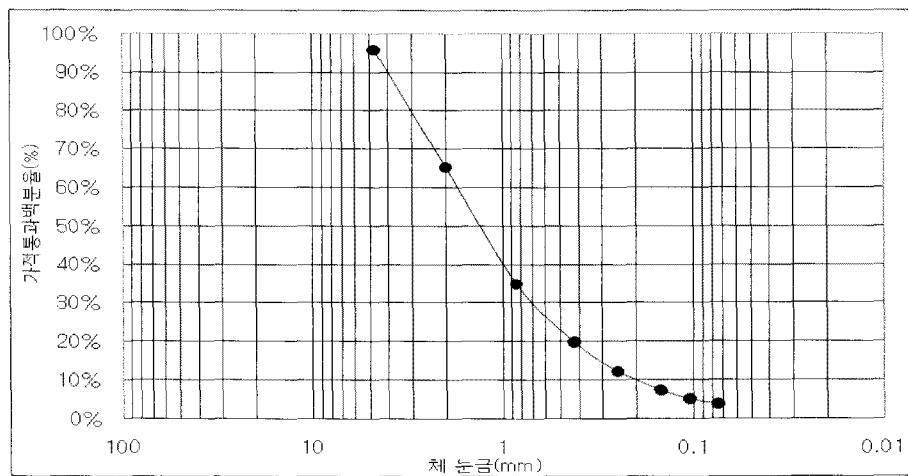


그림 11. 화강암 풍화토 입도분포곡선

표 2. 화강암 풍화토 물성치

통과중량백분율 10% 입경(mm)	$D_{10}$	0.21
통과중량백분율 30% 입경(mm)	$D_{30}$	0.72
통과중량백분율 60% 입경(mm)	$D_{60}$	1.80
균등계수	$C_U$	8.65
곡률계수	$C_C$	1.38
비중	$G_S$	2.65
투수계수(cm/sec)	$K$	$3.9 \times 10^{-3}$
자연함수비(%)	$W_n$	3.17%
최적함수비(%)	OMC	8.82%
최대건조단위중량(t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{d\max}$	2.001
NO. 200체 통과량(%)		3.77

#### 4.2.4 토질특성

본 연구에 사용된 토사는 점토분 함량이 작은 화강암(대보 화강암) 풍화토로서 안동지역에서 채취하였다. 그

에 대한 물리적 특성을 실험을 통하여 분석하였다. 표 2와 그림 11은 실험을 통해 분석된 화강암 풍화토의 물성치와 입도분포곡선을 나타내고 있다. 또한, 실험에 사용된 화강암 풍화토는 통일분류법에 의하여 SW로 분류된 흙으로 점토함량이 3.77%이다. 실험에 필요한 토사는 24시간- 105°C로 건조후 자연함수비보다 높고 최적 함수비보다 약간 낮은 4.4~8.2%의 함수비로 불포화토 조건을 부여하였다. 동일한 토사로 강우강도별 새 흙으로 토조를 채워 실험에 임했으며 다짐은 A다짐의 1/2로 통일하였다.

#### 4.3 실험방법

- 본 연구의 실험은 다음과 같은 가정 하에 이루어졌다.
- 각 사면 흡수관의 배수능력 실험 조건은 동일하다 (강우강도, 토조 등).
  - 시스템내로 유입되는 유량과 시스템 내에서 발생

표 3. 실험에 적용된 흡수관 유형

구분	Material 1 (감은 길이 L = 0.3m)	Material 2 (감은 길이 L = 1.5m)	PVC 원형관	PVC 반원관
Case 1	양면친수처리 부직포	일반 부직포	Core재	바닥재
Case 2	일면친수처리 부직포	일반 부직포		
Case 3	극세사	일반 부직포		
Case 4	일반 부직포	일반 부직포		
Case 5	양면친수처리 부직포	양면친수처리 부직포		
Case 6	일면친수처리 부직포	일면친수처리 부직포		
Case 7		원형 배수공		
Case 8		S형 다발관		

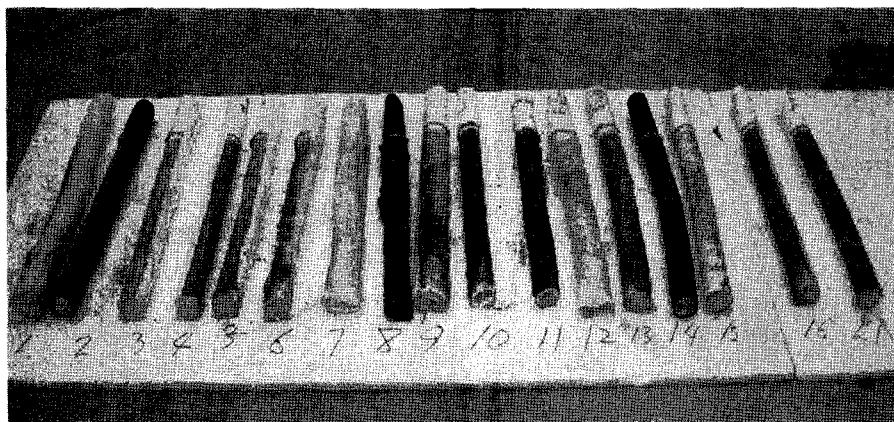


그림 12. 부직포 시료

되는 총 유량은 동일하다.

3. 각 사면 흡수관의 배수능력은 유출량의 크기로 판단한다.

지반모형은 선행실험에 의해 결정된 일정한 강우재현 하에 부피에 대한 흙의 무게를 일정하게 함으로써 단위중량을 일정하게 하였다. 강우재현 실험에서 일정한 강우강도를 펌프와 레귤레이터를 이용하여 유지하게 하였다. 지반모형내로 유입되는 총 강우량과 실험종료 후 모형 외부 유출 및 내부 보수량을 측정하여 총 유입량과 총 유출량을 비교하였다. 흡수관의 유출량의 측정은 최초유출시간 이후 5분 간격으로 1분 동안 측정하여 강우 발생 동안의 배수경향 및 유출량을 함께 측정하였다. 또한, 지하수 유출량도 함께 측정하여 총 유출량의 변화를 측정하였다. 지반모형 내부의 보수량은 흙의 선행함수비를 확인한 후, 실험 종료 후의 함수비와 비교하여 결정하였다. 흡수관 재료의 보수량은 실험 전의 무게와 실험 후의 무게를 비교하여 결정하였다. 실험에 사용된 흡수관의 유형은 재료 선정실험을 통하여 선정된 재료중에서 흡수능이 좋은 4가지 재료를 사용하였다. 선정된 4가지 재료를 이용하여 6가지의 유형을 제작

하였고 현행 설계기준에 따른 원형배수공과 S형 다발관을 제작하여 실험에 적용하였다. 표 3은 실험에 적용된 흡수관의 유형이다.

#### 4.4 강우재현실험

실험에 적용한 강우강도는 10.0, 22.4, 52.3, 92.0, 152.0 mm/hr 등 5가지이며 각 강우강도별 평균 146분의 연속 강우를 재현하여 평균값을 강우강도에 따른 유출률과 유출량으로 산정하였다. 선정된 흡·배수재를 사용하여 감기두께를 다양하게 변경해가며 17가지 흡수관에 대하여 각 강우강도를 적용하여 각각의 유출률을 비교 검토한 후 선정대상을 8가지로 압축하여 공학적 검토를 시행하였다. 부직포의 조합으로 다양하게 시험한 시료를 그림 12에서 볼 수 있다.

강우재현시험에서 각 Case별로 유출률과 유출량의 성과는 해당 Case별로 각각 도시를 하였다.

##### 4.4.1 152mm/hr 적용

152mm/hr를 적용하였을 경우, 총 유입량에 대한 흡

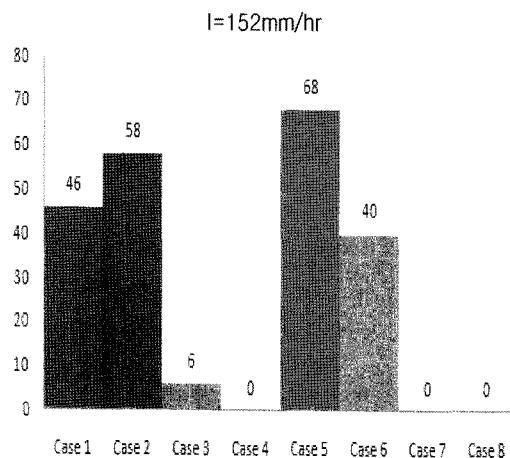


그림 13. 유출량 (ml/min/)

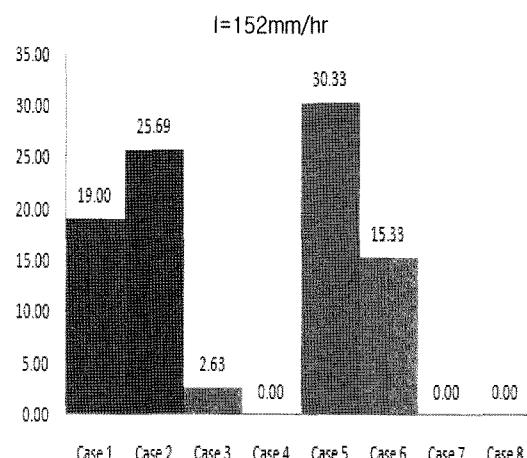


그림 14. 유출율 (%)

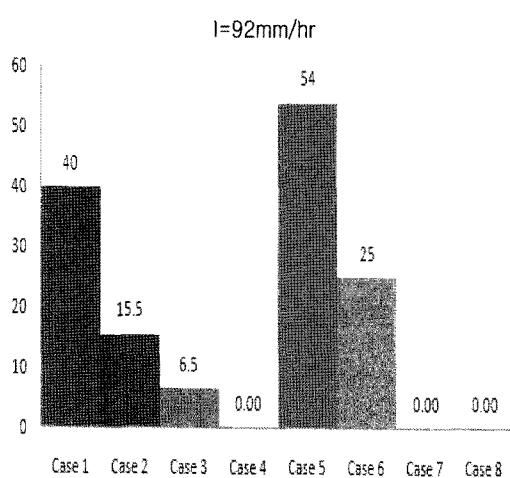


그림 15. 유출량 (ml/min/)

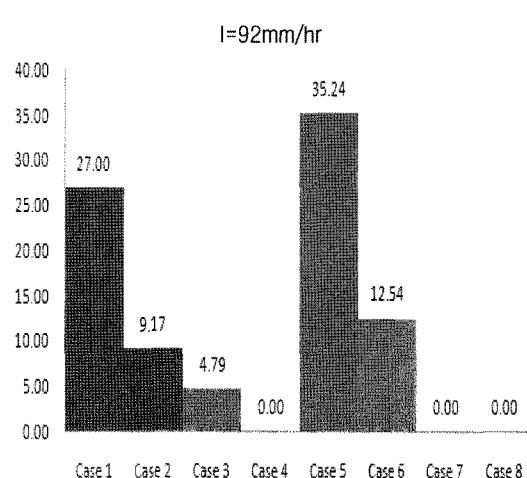


그림 16. 유출율 (%)

수관의 유출률은 Case 5가 30.33%로 가장 좋은 효율을 보였다. 다음은 Case 2, Case 1, Case 6, Case 3 순으로 각각 25.69%, 19.00%, 15.33%, 2.63%의 유출률을 보였다. 흡수관의 1분당 유출량 역시 같은 순으로 각각 68ml/min, 58ml/min, 46ml/min, 40ml/min, 6ml/min의 값을 나타내었다. 반면, 사면 수평배수공용 일반 부직포로 이루어진 Case 4와 현행 설계기준을 반영한 Case 7, Case 8에서는 배수가 발생하지 않았다. 이것은 일반부직포는 흡수능력이 전혀 없다는 것을 뜻하며 일반적으로 구조물 뒷채움이나, 사면에 사용하는 유·공 PVC관과 S형 다발관은 토층의 간극이 완전포화되어 있는 경우가 아닌 불포화상태의 지중 간극수를 배수하지 못한다는 것을 증명하고 있다.

#### 4.4.2 92mm/hr 적용

92mm/hr를 적용하였을 경우, 총 유입량에 대한 흡수

관의 유출률은 Case 5가 35.24%로 가장 좋은 효율을 보였다. 다음은 Case 1, Case 6, Case 2, Case 3 순으로 각각 27.00%, 12.54%, 9.17%, 4.79%의 유출률을 보였다. 흡수관의 1분당 최대 유출량 역시 같은 순으로 각각 54ml/min, 40ml/min, 25ml/min, 15.5ml/min, 6.5ml/min을 보였다. 여기서도 Case 4, Case 7 및 Case 8에서는 전혀 배수되지 않았다.

#### 4.4.3 52.3mm/hr 적용

강우강도 52.3mm/hr을 적용하였을 경우, 총 유입량에 대한 흡수관의 유출률은 Case 1이 53.75%로 가장 좋은 유출률을 보였다. 다음은 Case 5, Case 2, Case 3, Case 6 순으로 각각 43.39%, 17.41%, 6.87%, 2.45%의 유출률을 보였다. 흡수관의 유출량은 Case 5가 38ml/min로 가장 큰 값을 나타냈다. 다음은 Case 1, Case 2, Case 3, Case 6 순으로 각각 37.5ml/min, 14ml/min, 5ml/min, 3ml/min의

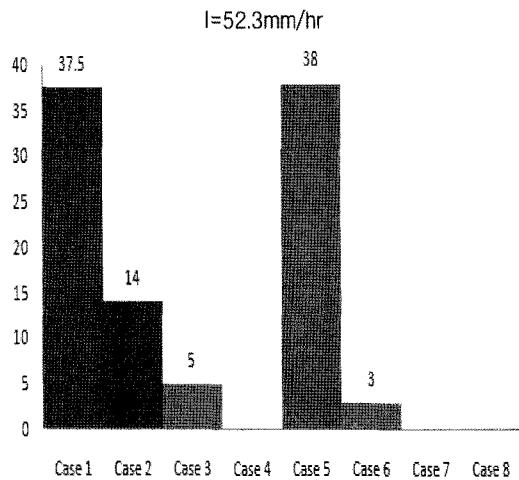


그림 17. 유출량 (ml/min)

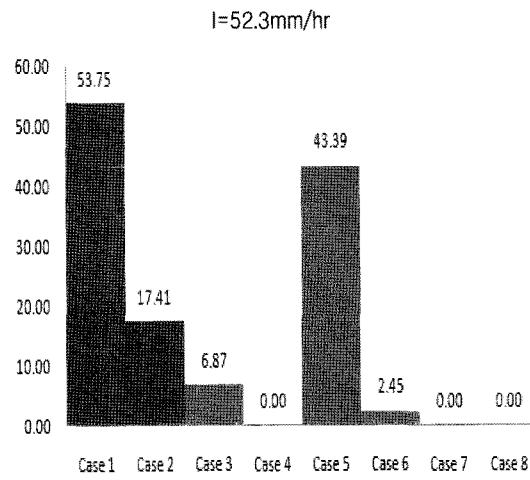


그림 18. 유출율 (%)

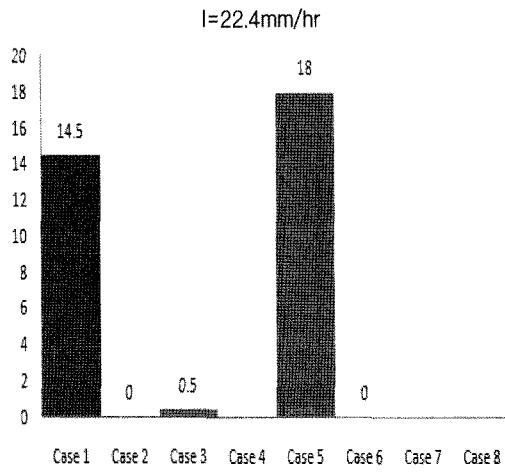


그림 19. 유출량 (ml/min)

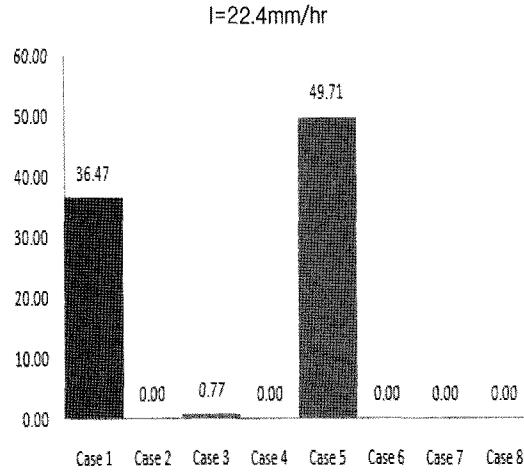


그림 20. 유출율 (%)

유출량을 보였다. 여기서도 Case 4, Case 7 및 Case 8에서는 전혀 배수되지 않았다.

#### 4.4.4 22.4mm/hr 적용

22.4mm/hr을 적용하였을 경우, 총 유입량에 대한 흡수관의 유출률은 Case 5가 49.71%로 가장 좋은 효율을 보였다. 다음은 Case 1, Case 3 순으로 각각 36.47%, 0.77%의 유출률을 보였다. 흡수관의 유출량 역시 같은 순으로 각각 18ml/min, 14.5ml/min, 0.5ml/min의 유출량을 보였다. 반면, 강우강도가 52.3mm/hr 적용시 배수가 발생하였던 Case 2, Case 6은 강우강도 22.4mm/hr 적용시 배수가 발생하지 않았다. 또한 Case 4, Case 7 및 Case 8에서는 전혀 배수되지 않았다.

#### 4.4.5 10mm/hr 적용

강우강도 10mm/hr을 적용했을 때 모든 유형의 흡수

관에서 배수가 발생하지 않았다. 10mm/hr 강우량이 평균 146분간 지속되었으나 wetting front는 지표에서 25cm 정도였기에 흡수관에도, 바닥 drain hole에도 배수가 되지 않았다. 이 실험으로 미루어볼 때 초기 강우시에는 불포화토의 suction압이 간극수압보다 크게 작용하는 것으로 판단된다.

#### 4.4.6 자료의 정리

실험대상인 8가지 흡수관에 대하여 강우강도별로 흡수관에서의 유출률, 유출량을 측정하였다. 이들 값의 신뢰성에 대한 검토를 하기 위하여 먼저 토조흙의 선행함수비를 측정하였으며 이 함수비로 토사 흡수율, 재료의 흡수율, 재료의 보수율을 산정하여 총 물수지에 대한 검토를 하였다. 또한 각종 재료 및 흙의 물 수지에 대한 값의 오차를 줄이기 위해 강우지속시간은 실험의 편의상 Case별로 약간의 차이는 있으나 136분~163분간 강

표 4. ( $I = 152\text{mm/hr}$ )의 시험값 예시

	단위	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7	Case8
선행함수비	%	4.4	6.0	7.5	7.5	6.7	4.7	6.7	8.2
강우지속시간	min	141	141	147	143	163	145	136	154
분당유입량	ml/min	190	190	190	190	190	190	190	190
총 유입량	l	27	27	28	27	31	27	26	29
흡수관 최초유출시간	min	26	26	27	-	23	30	-	-
흡수관 유출량	ml/min	46	58	6	0	68	40	0	0
흡수관 총 유출량	ml	5078	6858	734	0.0	9412	4214	0.0	0.0
흡수관 유출률	%	19.0	25.7	2.6	0.0	30.3	15.3	0.0	0.0
지하수 최초유출시간	min	41	41	27	28	33	35	31	24
지하수 최대 유출량	ml/min	150	130	178	194	116	151	204	193
지하수 총 유출량	l	17	15	24	24	16	19	22	28
지하수 유출률	%	61.9	57.0	85.0	86.8	52.7	68.1	84.3	95.1
토사 흡수량	ml	4396	2942	1863	3383	3521	5137	3611	1336
토사 흡수율	%	16.5	11.0	6.7	12.5	11.4	18.7	14.0	4.6
재료 보수량	ml	153	200	134	8	1238	743	29	5
재료 보수율	%	0.6	0.8	0.5	0.0	4.0	2.7	0.1	0.0
총 유출량	l	26	25	27	27	31	29	25	29
물수지 (In-Out)	ml	564	1476	1474	186	522	-1329	421	86
오차율	%	2.1	5.5	5.3	0.7	1.7	-4.8	1.6	0.3

수시험에 의한 값을 평균값으로 각 Case 실험값으로 대표하였다. 강수 이후 흡수관의 최초 유출시간은 23~30분 후로 측정되었으며 이 시간은 강수량에 의해 토중 포화 zone이 형성된 시간으로 볼 수 있으며 흡수관 하부에 고인물을 지하수로 간주하였는데 이 물이 바닥 배수 가 되기 시작한 시간은 23~41분 후로 측정되었다. 즉 흡수관 하부 10cm 두께의 토사에 물이 포화된 시간으로 간주하면 된다.

표 4에서 알 수 있듯이 Case5(양면친수처리 부직포)의 유출량이 가장 크며 지하수 유출률이 가장 작게 측정되었다. 즉, 양면친수처리 부직포가 지중 간극수를 가장 많이 흡수하여 배수하는 기능이 우수하다는 것을 알 수 있다. 이 결과로 총유입량과 유출량의 오차는 0.30~5.53%로 나타났다. 이 오차는 시험 중 증발산량과 측정 오차가 포함되어 있을 것이다. 전체적 오차의 규모가 시험성과에 큰 영향을 미치는 수준이 아니기에 이 시험을 해석자료로 사용함에 문제가 없을 것으로 판단된다. 여러 시험자료중 강수량 152mm/hr에 대한 자료를 표 4에 예시하였다.

#### 4.5 시험결과

흡수관의 유형별로 비교해 보았을 때, 양면친수처리

로 가공된 Case 1과 Case 5는 강우강도가 증가할수록 1분당 최대 유출량은 증가하고 흡수관 유출률은 감소하는 경향을 보인다. 일면친수처리로 가공된 Case 2와 Case 6은 강우강도가 증가할수록 1분당 최대 유출량과 흡수관 유출률이 함께 증가하는 경향을 보였다. 그 중, 양면 및 일면친수 처리되어 가공된 부직포만으로 구성된 Case 5, Case 6은 강우강도-유출관계에서 일정한 경향을 보였다. 설계된 흡수관의 배수능력 실험에 적용될 재료 선정을 위한 선행 실험에서 가장 큰 모관상승고를 나타낸 극세사로 이루어진 Case 3은 강우강도-유출관계에서 유출률과 유출량에서 매우 미흡한 것으로 나타났다. 내부에 일반 부직포를 감은 Case 1, 2, 및 Case 3은 강우강도가 50mm/hr의 경우에 유출률이 최대로 나타나는데 이는 강우강도가 작을 때는 유출이 잘되나 강도가 차츰 커지면 재료의 특성상 유출률이 감소하는 경향을 나타내고 있다. 각 흡수관의 강우강도에 따른 1분당 최대 유출량 및 유출률의 변화는 표 5, 표 6, 그림 21 및 그림 22와 같다. 표 5와 표 6에서 기존 수평배수관으로 사용하고 있는 원형배수관과 S형 다발관에서는 강우강도 152mm/hr가 136분과 154분간 지속되었지만 유출량 발생이 없었다. 그리고 강우강도 10mm/hr에서는 모든 흡수관에서 유출량이 없었다. 즉 각각의 흡수관 시험에 사용된 불포화토에 평균 146분간의 연속된 강우강도

표 5. 강우강도별 흡수관의 유출률 (%)

	흡수관 재료구성	152.0mm/hr	92.0mm/hr	52.3mm/hr	22.4mm/hr	10.0mm/hr
Case 1	양면친수+일반	19.00	27.00	53.75	36.47	0.00
Case 2	일면친수+일반	25.69	9.17	17.41	0.00	0.00
Case 3	극세사+일반	2.63	4.79	6.87	0.77	0.00
Case 4	일반+일반	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Case 5	양면친수+양면친수	30.33	35.24	43.39	49.71	0.00
Case 6	일면친수+일면친수	15.33	12.54	2.45	0.00	0.00
Case 7	원형배수관	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Case 8	S형다발관	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

표 6. 강우강도별 흡수관의 유출량 (ml/min)

	흡수관 재료구성	152.0mm/hr	92.0mm/hr	52.3mm/hr	22.4mm/hr	10.0mm/hr
Case 1	양면친수+일반	46.0	40.0	37.5	14.5	0.00
Case 2	일면친수+일반	58.0	15.5	14.0	0.0	0.00
Case 3	극세사+일반	6.0	6.5	5.0	0.5	0.00
Case 4	일반+일반	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
Case 5	양면친수+양면친수	68.0	54.0	38.0	18.0	0.00
Case 6	일면친수+일면친수	40.0	25.0	3.0	0.0	0.00
Case 7	원형배수관	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
Case 8	S형다발관	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00

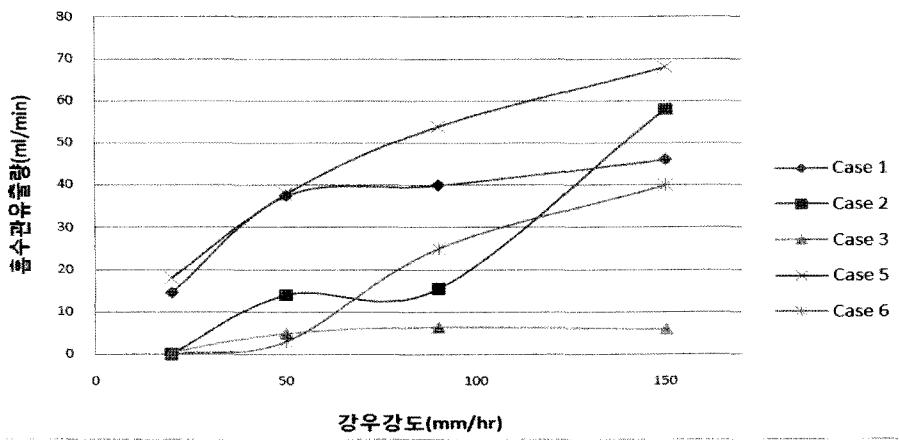


그림 21. 강우강도-유출량 변화(ml/min)

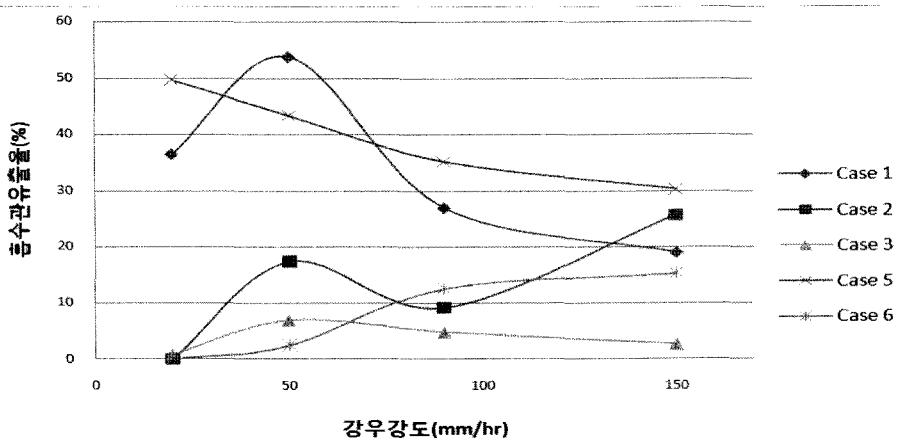


그림 22. 강우강도-유출률(%)

10mm/hr에서는 모든 흡수관에는 Suction암에 미치지 못한다는 의미로 판단된다.

## 5. 결과의 검토

본 연구에서는 양면친수처리 부직포와 일면친수처리 부직포의 흡수력과 배수능력이 극세사나 일반 부직포의 흡수력과 배수력보다 우수함을 알 수 있다. 표 3에서 보인 8가지 흡수관 재료로 강우강도가 10mm/hr에서부터 높은 순으로 152.0mm/hr까지, 평균 146분간 연속강우의 재현실험으로 각각의 흡수관을 사용하여 흡수력과 배수능력시험을 시행하여 강우강도별 유출량과 유출률을 측정하였다.

설계 및 시공에서 보편적으로 사용되는 유공원형관 (Case 7)이나 S형 다발관(Case 8)은 토사가 지중포화상태일 때 배수기능을 가진 구조로 간극수 흡수는 불가능함이 증명되었다. 일반부직포(Case 4)로 구성된 흡수관도 배수가 전혀 되지 않는 직포구조를 가진 것으로 생각할 수 있다. 극세사로 구성된 흡수관은 흡수능력은 좋으나 보수만 되며 배수는 잘 되지 않음을 보여주고 있다. 일면친수처리 부직포 구조인 Case 2(일면친수 부직포+일반 부직포)와 Case 6(일면친수 부직포+일면친수 부직포)를 검토하면 유출률과 유출량에서 Case 1과 Case 5에 비해서 값이 낮게 나왔다. 이는 일면친수처리 부직포는 양면친수처리 부직포에 비해 흡수능력이 떨어진다는 것을 의미한다.

양면친수처리 부직포 구조인 Case 1(양면친수 부직포+일반 부직포)과 Case 5(양면친수 부직포+양면친수 부직포)를 검토하면 Case 1은 강우강도가 큰 92.0, 152.0mm/hr에서는 배수효율이 큰 폭으로 떨어지는 반면 Case 5는 떨어지는 폭이 작다. 따라서 유출량은 Case 5가 강우강도의 비례에 따라 매우 크게 나타나고 있다. 이러한 결과에 따라 흡수관은 양면친수 부직포 단일재료로 구성함이 지중 간극수 흡수 및 배수에 가장 효율적이라 판단된다.

더욱이 재현기간 50년-지속시간 1시간 동안의 우리나라의 확률강우량도(국토해양부, 2000)가 53~109mm/hr로 분포됨을 감안한다면, 표 5에서 52.3mm/hr와 92.0mm/hr에서 양면친수처리 부직포 구조의 흡수관 효율이 각각 43.30 및 35.24%로 다른 구조의 흡수관보다 매우 높게 나타나기 때문에 양면친수처리 부직포 구조로 흡수관을 제작하는 것이 합리적이라 판단된다.

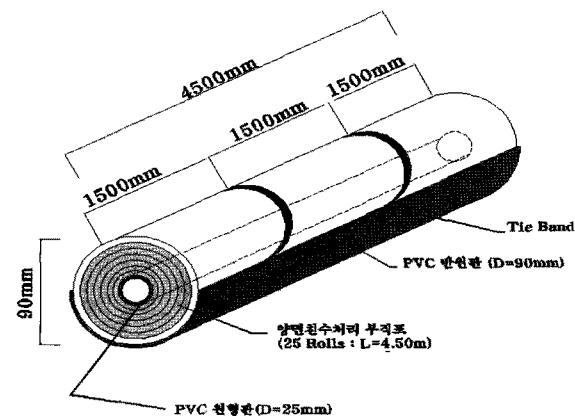


그림 23. 지중흡수관의 제안

이상의 요소들을 감안하여 wetting front의 최대깊이를 2.0m로, 토사사면의 일반적 기울기를 1:1.5로, 흡수관 설치각을  $7^{\circ}$ 로 가정하면 흡수관의 길이는 4.5m로 산출할 수 있다. 즉 PVC 25mm관을 Core로 설치하고 양면 친수 부직포를 1.8m 감고 90mm PVC 반월관에 올려 요동방지띠를 1.5m마다 둘러 제작된 지중 흡수관이 가장 적합한 재료조합으로 사료된다. 따라서 그림 23과 같은 구조의 흡수관을 활용할 것을 제안한다.

지중간극수 흡수관은 불포화상태의 간극수를 흡수, 배출함으로서 간극수압상승으로 인한 토사의 점착력과 내부마찰각 저감을 최소화하여 사면 활동력에 대한 저항력이 떨어지는 것을 방지함으로써 일종의 사면보강공의 보조공법으로 역할을 할 수 있으리라 기대한다.

## 6. 결 론

강우시 불포화토의 지중 간극수압 제어를 위하여 흡수관 설계를 위한 연구를 시행하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 여러 종류의 부직포 중 양면친수처리 부직포의 흡·배수능력이 가장 우수하다.
- (2) 양면친수처리 부직포로 제작된 흡수관은 지중 간극수 흡입 및 배수에 매우 좋은 효과를 보이고 있다.
- (3) 흡수관은 사면보강공의 보조공법으로 활용이 가능할 것이다.

## 참 고 문 헌

1. 국토해양부 (2006), 건설공사 비탈면 설계기준, 19.4.3(1), 구미서관.
2. 국토해양부 (2006), 건설공사 비탈면 설계기준, 19.4.6, 구미서관.

3. 국토해양부 (2003), 구조물 기초설계 기준, 6.3-(4).
4. 국토해양부 (2003), 구조물 기초설계 기준, 6.7.3-(4)배수대책.
5. 국토해양부 (1992), 토목공사 일반표준시방서, 7.3.7-(2).
6. 국토해양부 (2000), “재현기간 50년- 지속시간 1시간 확률강우량 도”, 1999년도 수자원관리기법 개발연구조사 보고서/1999년도 제1권 별책부록.
7. 권태영, 오성남, 박상욱 (1998), “한반도 여름강우의 장기변동과 지역적 특성”, 한국기상학회, 제34권 제1호, pp.20-30.
8. 김재홍, 박성완, 정상섭, 유지형 (2002), “강우시 습윤에 의한 불포화토 풍화토의 사면안정해석 연구”, 한국지반공학회 논문집, 18권2호, pp.123-136.
9. 노홍제, 이승호, 황영철, 천성열 (2006, 9), “사면수평배수공 유무에 따른 사면 안전율 변화에 관한 연구”, 한국지반환경공학회, pp. 395-400.
10. 문종규 (2008), “사면안정 보강공법 연구보고서”, 안동~서후간 국도확포장공사, 부산지방국토관리청.
11. 문종규 (2009), “비탈면안정성 검토 보고서”, 개발촉진지구사업 (3기구/옹점~신기간 도로개설공사), 경상북도.
12. 문종규 (2010), “사면안정 검토 및 보강공법제안”, 진해국가산업단지 진입로 부산지방국토관리/서진산업(주).
13. 이문세, 김경수, 송영식, 류제천 (2009), “강우 및 식생에 의한 토질특성변화특성”, 대한지질공학회, 19(1), pp.33-41.
14. 이승호, 천성열, 정지수 (2007, 9), “현행 사면수평배수공법에 사용되는 배수재의 문제점 및 개선에 관한 연구”, 한국지반환경공학회, pp. 341-345.
15. 조성은, 이승래 (2000), “강우특성을 고려한 사면의 표면파괴에 대한 안정성평가”, 한국지반공학회 논문집, 16(5), pp.107-116.
16. 조성은, 이승래 (2001), “불포화 토사사면의 얇은파괴 해석에 대한 비교 연구”, 한국지반공학회 논문집, 제17권, 4호, pp.135-143.
17. 정상섭, 김재홍, 박성완 (2004), “강우시 국내 불포화 풍화토 사면에서의 습윤영향 분석”, 한국지반공학회 논문집, 20(7), pp. 159-169.
18. 정상섭, 최재영, 이재환 (2009), “지속강우특성에 따른 불포화 풍화토사면의 안정성분석”, 대한토목학회 논문집, 제29권 제1C호, pp.1-9.
19. 한국도로공사 (1990), 고속도로공사 일반표준시방서, 709.2.
20. 확률강우량도 (2000), “1999년도 수자원 관리기법 개발연구보고서”, 확률강우량도, 국토해양부, 제1권, 별책 부록.
21. Fredlund, D.G., Xing, A. and Huang, S. (1994), “Predicting the permeability functions for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve” *Can. Geotech J.*, Ottawa, Vol.31, pp.533-546.
22. Gordon H. B., Whetton P. H. Pittok A. B., Fowler A. N., and Haylock M. R. (1992), “Simulated changes in daily rainfall intensity due to the enhanced greenhouse effect: implications for extreme rainfall event”, *Climate Dyn.*, 4, pp.83-102.
23. Green, W.H., Ampt, G.A. (1911), “Study on soil physics 1, The flow of air and water through soils”, *Journal of Agricultural Sciences* 4(1), pp.1-24.
24. Lim T. T., Rahardjo H., Chang M. F. and Fredlund D. G. (1995), “Effect of rainfall on matric suctions in a residual soil slope”, *Candian Geotechnical Journal*, 33(4), pp. 618-628.
25. Meilani I., Rahardjo H. and Leong, E. (2005), “Porewater pressure and water volume change of an unsaturated soil under infiltration conditions”, *Candian Geotechnical Journal*, 42(6), pp.1509-1531.
26. Mein, R.G. and Larson, C.I. (1973), “Modeling infiltration during a steady rain” *Water Resour Res.*, Vol.9, No.2, pp.384-394.
27. Ng, C.W.W. and Xi, Q. (1998), “A numerical investigation of the stability of unsaturated soil slopes subjected to transient seepage” *Computers and Geotechnics*, Vol.22, N0.1, pp.1-28.
28. Pradel, D. and Raad, G. (1993), “Effect of permeability on surficial stability of homogeneous slopes” *J. Geotech. Eng.*, Vol.119, No.2, pp.315-332.
29. Stephens G. L. (1990), “On the relationship between water vapor over the oceans and sea surface temperature”, *J. Climate*, 3, (pp. 634-645).
30. Yoshida Y., Kuwano J. and Kuwano R. (1991), “Rain-induced slope failures caused by reduction in soil strength, *Soil and Foundations*, 31(4), pp.187-193.
31. Zhang, J., Jiao, J.J. and Yang, J. (2000), “In situ infiltration studies at a hillside in Hubei Prince”, *China, Eng. Geol.*, Vol.57, pp.31-38.

(접수일자 2010. 8. 12, 심사완료일 2010. 10. 25)



# 말뚝지지성토지반 내 지반아칭이 발달할 수 있는 한계성토고의 평가

## Estimation of Critical Height of Embankment to Mobilize Soil Arching in Pile-supported Embankment

홍 원 표<sup>1</sup> Hong, Won-Pyo

홍 성 원<sup>2</sup> Hong, Seongwon

### Abstract

A method to design a critical height of embankments is presented so as to mobilize fully soil arching in pile-supported embankments. The behavior of the load transfer of embankment weights on pile cap beams was investigated by a series of model tests performed on pile-supported embankments with relatively wide space between cap beams. The model tests explained that the behavior of the load transfer depended very much on the height of embankments, because soil arching could be mobilized in pile-supported embankments only under enough high embankments. The measured vertical loads on cap beams coincided with the predicted ones estimated by the theoretical equations, which have been presented in the previous studies on the basis of load transfer mechanisms according to either the punching shear failure mode during low filling stage or the soil arching failure mode during high filling stage. The mechanism of the load transfer was shifted beyond a critical height of embankment from the punching shear mechanism to the soil arching mechanism. Therefore, in order to mobilize soil arching in pile-supported embankments, the embankments should be designed at least higher than the critical height. A theoretical equation to estimate the critical height could be derived by equalizing the vertical loads estimated by the load transfer mechanisms on the basis of both the punching shear and the soil arching. The derived theoretical equation could predict very well the experimental critical height of embankment.

### 요    지

성토지지말뚝시스템을 적용하여 연약지반 상에 성토를 설계 시공하고자 할 경우 말뚝지지 성토지반 내에 지반아칭이 잘 발달할 수 있도록 한계성토고를 설계하는 방법이 마련되었다. 먼저 말뚝캡보의 간격이 비교적 넓은 경우를 대상으로 일련의 모형실험을 실시하여 성토단계에 따른 성토하중의 하중전이거동을 조사하고 성토지반 속에 지반아칭이 충분히 발달 되기 시작할 때의 성토고를 실험적으로 관찰하였다. 모형실험결과, 하중전이거동은 말뚝지지성토지반 내에 지반아칭이 발달 될 수 있느냐 여부를 결정짓을 수 있는 성토고에 영향을 많이 받음을 알 수 있었다. 저성토단계에서는 성토지반 속에 지반아칭이 아직 발달되지 못한 관계로 편침전단파괴모드에 의하여 성토하중이 말뚝캡보에 하중전이가 진행되었고 고성토단계에서는 지반아칭이 발달하여 지반아칭파괴모드에 의하여 하중전이가 진행되었다. 이들 저성토단계와 고성토단계에서 측정된 연직하중의 실험치는 각각의 파괴모드에 의한 하중전이 메커니즘에 근거하여 이전 연구에서 유도 제시된 이론식들로 산정된 예측치와 좋은 일치를 보였다. 또한 모형실험결과 저성토단계의 편침전단파괴모드에 의한 하중전이 메커니즘에서 고성토단계의 지반아칭파괴모드에 의한 하중전이 메커니즘으로 변화하는 시점의 한계성토고가 존재함을 확인 할 수 있었다. 성토지반 속에 지반아칭을 충분히 발달시키려면 성토를 이 한계성토고 보다 높게 설계 시공하여야 함을 알았다. 또한 편침전단파괴에 의한 하중전이 메커니즘에 의거 유도 제안되었던 전이하중 산정 이론식을 같은 놓음으로서 한계성토고를 산정할 수 있는 이론식을 유도할 수 있었고 이 이론식으로 한계성토고의 실험치를 잘 예측할 수 있었다.

**Keywords :** Critical height, Embankment, Load transfer, Pile, Punching shear, Soft ground, Soil arching

1 정회원, 중앙대학교 건설환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental Engrg., Chung-Ang Univ.)

2 정회원, 중앙대학교 방재연구소 연구원 (Member, Researcher, Disaster Prevention Research Institute, Chung-Ang Univ., swhong@wm.cau.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 서 론

연약지반의 측방유동이 발생됨이 없이 연약지반 상에 성토나 뒤채움을 빼는 시일 내에 실시하고자 할 경우 성토지지말뚝시스템공법이 종종 적용된다(Holmberg 1978; Reid and Buchanan 1984; Johns, et al. 1990; Low, et al. 1994; Gartung and Verspohl 1996; Huang, et al. 2009; Wachman, et al. 2010; Chen, et al. 2010). 연약지반 속에 말뚝을 설치하고 상부의 성토하중을 지지하게 하면 말뚝과 연약지반 위에 있는 성토 토사의 상대적인 침하 차이로 인하여 말뚝 사이 성토지반에는 지반아칭(soil arching)이 발달하게 된다. 이 지반아칭현상에 의하여 상당 부분의 성토하중이 말뚝에 전달되므로 결국 연약지반에는 성토하중이 적게 작용하게 된다(Hewlett and Randolph 1988).

Hong, et al.(2007)은 수열의 캡보로 연결시킨 성토지지말뚝에 대한 모형실험 및 이론해석을 통하여 말뚝캡보 사이 성토지반 속에 발달되는 지반아칭현상에 의하여 상당량의 성토하중이 말뚝에 전달되는 하중전이효과를 자세히 규명한 바 있다. 또한 홍원표 등(2010)은 말뚝캡보의 간격이 너무 넓거나 말뚝캡보의 설치 간격에 비하여 성토고가 충분하지 못하면 성토지반 내에 지반아치가 발달하지 못하고 편창전단파괴(punching shear failure)가 발생하게 됨을 규명한 바도 있다.

결국 성토지지말뚝시스템공법을 적용하여 연약지반 상에 성토나 뒤채움을 설계하고자 할 경우에는 말뚝캡보의 간격에 적합한 합리적인 성토고를 결정하여 반드시 성토지반 내에 지반아치가 잘 발달할 수 있도록 유도하는 것이 대단히 중요하다. 특히 경제적인 이유로 말뚝캡보의 설치 간격을 비교적 넓게 결정하게 될 경우는 성토지반 속에 지반아칭이 발달할 수 있는지를 반드시 검토할 필요가 있다.

따라서 본 연구는 말뚝으로 지지된 성토지반 내에 편창전단파괴가 발생됨이 없이 지반아칭이 발달하여 말뚝으로의 성토하중 전이가 효과적으로 달성될 수 있는 한계성토고(critical height of embankment)의 기준을 마련함을 목적으로 하고 있다. 결국 본 연구의 결과는 궁극적으로 지반아칭현상에 의한 성토하중의 하중전이효과를 충분히 활용할 수 있는 성토지지말뚝시스템의 합리적인 설계법을 마련하는데 도움이 될 수 있을 것이다.

이 목적을 달성하기 위하여 먼저 말뚝캡보의 간격이 비교적 넓은 경우를 대상으로 일련의 모형실험을 실시하여 성토단계에 따른 성토하중의 하중전이거동의 변화를 조사하고 성토지반 속에 지반아칭이 충분히 발달

될 때의 성토고를 실험적으로 관찰하였다. 그런 후 성토지지말뚝시스템에 대하여 이전에 연구한 성토지반 속에 발생될 수 있는 두 가지 파괴모드 즉 지반아칭파괴모드(Hong, et al. 2007)와 편창전단파괴모드(홍원표 등 2010; Hong, et al. 2010)에 의한 연구결과를 본 모형실험치를 예측하는데 적용시켜보았다. 또한 지반아칭이 말뚝지지성토지반 속에서 잘 발달될 수 있는 합리적인 한계성토고의 산정식을 이론적으로 구하여 모형실험에서 구한 한계성토고를 이론적으로 구한 한계성토고의 예측치와 비교 고찰을 해봄으로서 합리적이고 실용적인 한계성토고 결정 기준을 마련하고자 한다.

## 2. 기존연구

### 2.1 말뚝지지성토지반 속 파괴모드

#### 2.1.1 지반아칭파괴모드

Hong, et al.(2007)은 말뚝지지성토지반 모형실험결과에 근거하여 지반아칭영역의 기하학적 형상을 그림 1과 같이 정의하였다. 즉 지반아칭영역을 두 개의 캡보 사이의 중앙 O점을 중심으로 하는 중공반원실린더(semi-hollow cylinder)로 나타낼 수 있다. 이 지반아치는 내부반원과 외부반원으로 도시된다. 외부반원의 직경은 두 캡보의 양 단부 사이의 간격과 같으며 내부반원의 직경은 두 캡보 사이의 순간간격과 같다. 지반아칭영역은 외부아칭영역과 내부아칭영역의 두 부분으로 구성되어 있으며 캡보의 바로 위에는 쪄기영역이 존재한다.

#### 2.1.2 편창전단파괴모드

홍원표 등(1999, 2010)은 편창전단파괴 모형실험결과

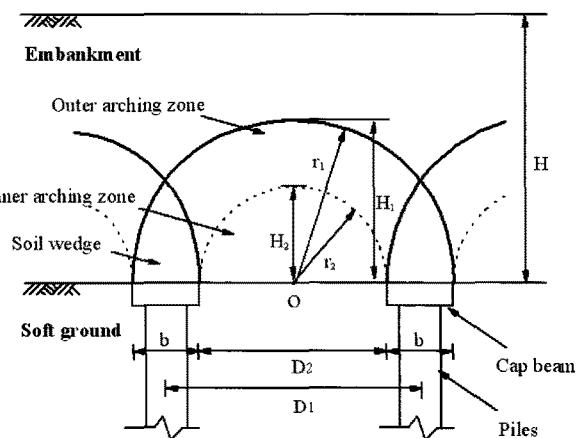


그림 1. 지반아칭의 기하학적 형상

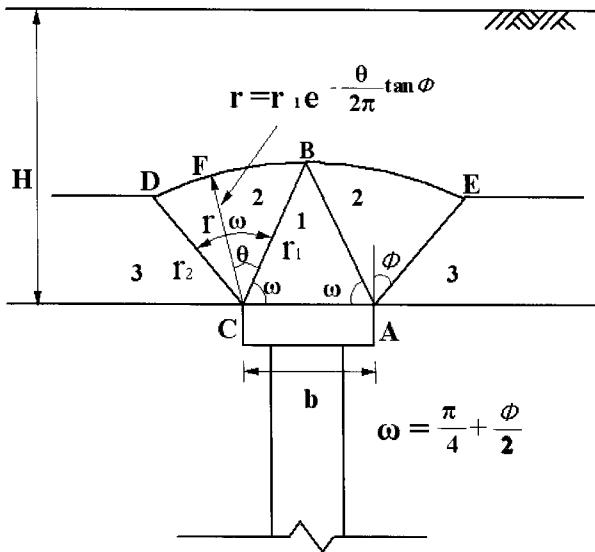


그림 2. 편칭전단의 기하학적 형상

에 근거하여 편칭전단파괴의 기하학적 형상을 그림 2와 같이 정의하였다. 즉 지반쐐기영역 1은 밑변의 사이 각이  $\omega$ 인 이등변 삼각형으로 도시할 수 있으며 사이각  $\omega$ 는 성토지반의 내부마찰각  $\phi$ 와  $(\pi/4 + \phi/2)$ 의 관계를 가지고 있다. 소성영역 2는 영역 3과의 사이에 발달하는 전단띠(Shear band) AE면과 CD면 및 곡선경계면  $\widehat{BE}$ 와  $\widehat{BD}$ 로 도시된다. 여기서 소성상태영역 2는 지반쐐기영역 1에서 외측으로  $\omega$ 와 동일한 각도로 발생되며 곡선경계면인  $\widehat{BE}$ 와  $\widehat{BD}$ 는 대수나선으로 표현할 수 있다. 즉 말뚝캡보 위에 편칭전단파괴가 발생할 경우 편칭전단 영역은 말뚝캡보의 두 모서리에서 연직축과 외측으로 흙의 내부마찰각  $\phi$ 만큼의 각도를 이루는 면과 말뚝캡보 위의 삼각형쐐기의 정점 B에서 좌우로 그려지는 대수나선면으로 둘러싸여 있다.

## 2.2 성토하중의 하중전이

### 2.2.1 지반아칭파괴모드에 의한 하중전이

Hong, et al.(2007)은 그림 1에서 관찰된 지반아칭파괴모드에 의거하여 말뚝캡보에 전이되는 성토하중 산정식을 식 (1)과 같이 제안하였다.

$$P_v = \gamma D_1 \cdot H - \sigma_s \cdot D_2 \quad (1)$$

여기서  $P_v$ 는 캡보에 작용하는 연직하중이며  $D_1$ 은 말뚝캡보의 중심간 간격이다.  $\sigma_s$ 는 말뚝캡보 사이의 순간적  $D_2$  구간 위의 연약지반 상에 작용하는 수직응력이다.

수직응력  $\sigma_s$ 은 식 (2)와 같다.

$$\sigma_s = \sigma_i + H_2 \cdot \gamma \quad (2)$$

여기서  $\sigma_i$ 는 내부아치 정점에서의 수직응력이다.

$\sigma_i$ 는 식 (3)으로 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} \sigma_i = & \gamma \left\{ H' - \frac{r_1}{N_\phi - 2} \right\} \cdot \left( \frac{r_2}{r_1} \right)^{N_\phi - 1} \\ & + \gamma \frac{r_2}{N_\phi - 2} \cdot \left\{ 1 - \left( \frac{r_2}{r_1} \right)^{N_\phi - 1} \right\} \cdot \frac{2cN_\phi^{1/2}}{N_\phi - 1} \end{aligned} \quad (3)$$

여기서  $H' = H - H_1$ ,  $H$ =성토고,  $H_1$ =외부아치 정상부의 높이],  $H_2$ =내부아치 정상부의 높이],  $r_1$ =외부아치의 반지름,  $r_2$ =내부아치의 반지름,  $N_\phi = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$ ,  $\phi$ =성토재의 내부마찰각,  $c$ =성토재의 점착력,  $\gamma$ =성토재의 단위중량이다.

성토지지말뚝의 효율  $E_f$ 는 식 (4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$E_f = \frac{P_v}{\gamma D_1 \cdot H} \times 100 (\%) \quad (4)$$

### 2.2.2 편칭전단파괴모드에 의한 하중전이

그림 2에 도시된 편칭전단파괴의 기하학적 형상에 근거하여 성토지반 내에서 편칭전단 파괴가 발생하여 말뚝에 전이되는 성토하중  $P_v$ 의 산정식을 식 (5)과 같이 유도한 바 있다(홍원표 등 2000, 2010).

$$P_v = \gamma b \left( H - \frac{H_3}{2} \right) + \left\{ \gamma \left( H - \frac{H_3}{2} \right) \tan \phi + c \right\} \frac{b}{\tan \alpha} \quad (5)$$

식 (5)의  $b$ 는 말뚝캡보의 폭이고  $H$ 와  $H_3$ 는 각각 성토고와 지반쐐기영역의 높이이며  $\alpha$ 와  $H_3$ 는 식 (6)과 식 (7)로 같이 구할 수 있다.

$$\alpha = \pi/4 - \phi/2 \quad (6)$$

$$H_3 = \frac{b}{2} \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (7)$$

## 3. 모형실험

### 3.1 모형실험장치

모형실험장치는 이전의 편칭전단파괴모드실험에서

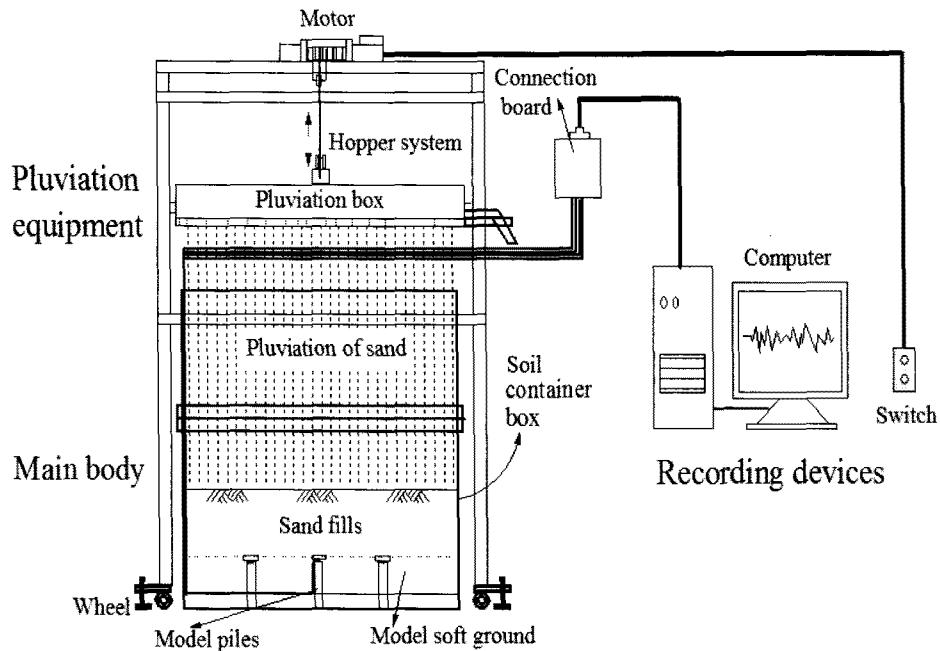


그림 3. 실험장치의 계통도

사용된 모형실험장치와 동일하므로 상세한 사항은 참고문헌(홍원표 등 2010)을 참조하기로 하고 전반적인 개요에 대하여만 설명하면 다음과 같다.

우선 모형실험장치의 전체 계통도는 그림 3에 도시된 바와 같이 크게 모형말뚝과 토조, 모래살포기 및 하중측정장치로 구성되어 있다. 토조 내부에는 그림 3에서 보는 바와 같이 3 열의 말뚝 및 말뚝캡보를 설치하여 지반 아침파괴모드실험을 실시할 수 있게 하였다. 말뚝으로 지지된 3 열의 말뚝캡보, 연약지반 및 하중계를 설치한 후 모래살포기로 모래성토를 단계별로 실시하면서 캡보에 작용하는 성토하중을 말뚝과 캡보 사이에 설치한 하중계로 측정하였다. 토조는 모형말뚝간의 간격과 성토높이, 말뚝캡의 길이 등을 고려하여 길이 100cm, 폭 80cm, 높이 110cm로 제작하였다. 이 때 모형말뚝의 설치를 용이하게 하고 단계별 성토시 낙하높이를 일정하게 유지시키기 위하여 토조를 연약지반 상부 약 50cm에서 분리가 가능하도록 하였다. 모형말뚝은 직경이 3cm이고 길이가 15cm인 알루미늄봉으로 제작하였으며 말뚝캡보의 두께, 폭 및 길이는 각각 2cm, 4cm 및 72cm인 알루미늄판으로 제작하였다.

### 3.2 사용시료 및 실험계획

모형실험에서 성토토사는 주문진 표준사를 사용하였다. 균등계수  $C_u=1.78$ 이고 곡률계수  $C_c=0.9$ 이며 비중

$G_s=2.62$ 이다. 또한 건조상태에서 최대건조단위중량과 최소건조단위중량은 각각  $16\text{kN/m}^3$ 과  $14\text{kN/m}^3$ 이다. 모래의 상대밀도가 72.8%인 건조모래상태에서 모형실험을 실시한다. 상대밀도가 72.8%일 때 단위체적중량은  $15.4\text{kN/m}^3$ 이고 배수삼축압축시험을 실시한 결과 내부마찰각은  $40.2^\circ$ 이었다.

그림 3에서 보는 바와 같이 먼저 모형말뚝 여섯 개를 12cm간격으로 토조 바닥 고정판에 일렬로 고정 설치한 후 이들 말뚝머리를 하나의 말뚝캡보로 연결 설치하였다. 이러한 상태의 말뚝열과 말뚝캡보를 3 열 설치하였다.

즉 토조 내부에 말뚝과 말뚝캡보, 하중계 및 연약지반용 고무스펀지를 설치하고 토조를 모래살포장치에 굴려 넣은 후에 모래살포기를 배치시켰다. 모래살포상자 내부에 4~5cm 높이로 모래를 쌓고 낙하고가 80cm가 되도록 모래살포상자의 높이를 조절하여 모래를 살포하였다. 이와 같이 하여 한층 분량의 모래 살포가 완료되면 이때의 성토높이와 연직하중을 정해진 시간 간격으로 측정하여 PC에 저장하였다. 이와 같은 과정을 10회 반복하여 성토고가 대략 40cm정도가 될 때까지 실험을 진행하였다.

각 단계별 성토재하시간은 2시간씩으로 정하여 실시하였다. 따라서 본 연구에서는 말뚝캡보의 간격이 비교적 넓은 경우를 대상으로 말뚝캡보 간격비  $D_2/D_1$ 가 0.9, 0.85, 0.8 및 0.75까지의 네 경우를 대상으로 실시하였다.

### 3.3 모형실험결과

#### 3.3.1 성토하중의 하중전이거동

그림 4(a)와 (b)는 각각 말뚝캡보의 간격비  $D_2/D_1$ 가 0.9와 0.8인 비교적 캡보의 간격이 넓은 경우의 실험 결과로 말뚝캡보에 전달되는 성토하중의 변화를 시간에 따라 나타낸 그림이다. 성토 초기의 저성토단계를 제외하고는 일반적으로 말뚝캡보에 전달되는 연직하중은 각 단계별 성토 직후 비교적 급히 증가한 후 일정치에 수렴하는 거동을 보이고 있다.

말뚝캡보의 간격비가 0.9인 실험결과(그림 5(a))에 의하면 성토 초기인 세 번째 재하단계까지의 저성토단계에서는 연직하중이 성토하중재하 후 다소 감소하는 거동을 보였다. 이 결과는 말뚝캡보 사이의 간격이 40cm로 넓은 경우이므로 저성토단계에서 성토하중에 의하여 연약지반이 먼저 침하하게 되며 이 침하가 하중전이 거동에 영향을 끼쳐 연직하중이 감소하게 된 것으로 생

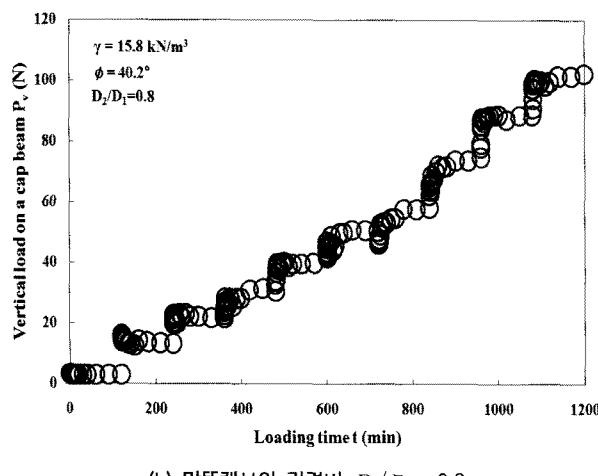
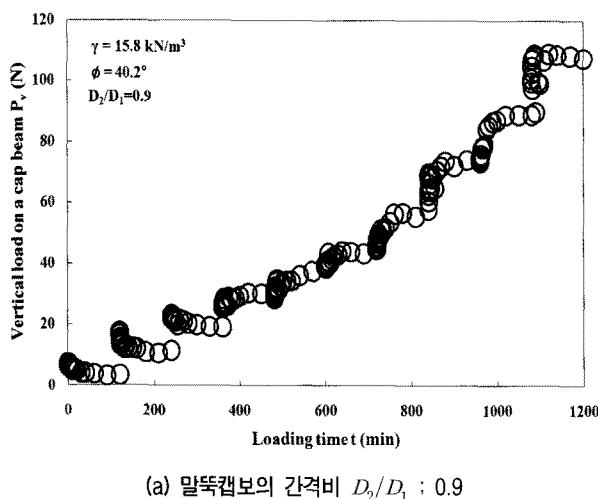


그림 4. 성토단계별 하중전이거동

각된다. 그러나 네 번째 재하단계에서부터는 성토 직후 연직하중이 점차 증가한 후 수렴하는 정상적인 성토하중의 하중전이거동을 보이고 있다.

한편 말뚝캡보의 간격비가 0.8인 경우는 그림 5(b)에서 보는 바와 같이 두 번째 재하단계까지에서는 성토 직후 연직하중이 수렴하는 거동을 보이다가 세 번째 재하단계에서부터는 성토 직후 연직하중이 점차 증가한 후 수렴하는 정상적인 하중전이거동을 보이고 있다.

결국 이들 실험결과에 의하면 성토가 진행됨에 따라 말뚝캡보에 전달되는 성토하중도 비례하여 증가하고 있음을 알 수 있다. 다만 저성토단계에서는 말뚝캡보에 전달되는 성토하중이 그다지 크지 않으나 고성토단계에서는 말뚝캡보에 전달되는 성토하중의 비율이 상당히 증대되고 있음을 알 수 있다.

#### 3.3.2 성토고와 전이하중의 관계

그림 5(a)와 (b)는 말뚝캡보간격비  $D_2/D_1$ 가 0.9와 0.8인 두 실험에 대하여 각 성토단계에서 말뚝캡보에 전달

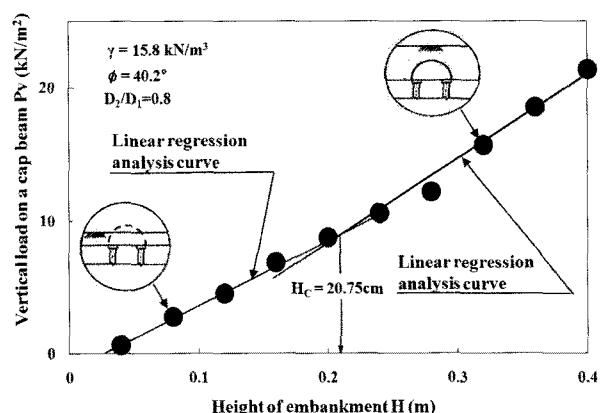
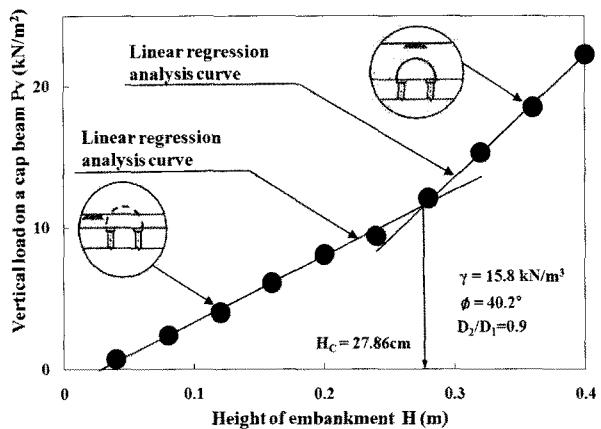


그림 5. 하중전이 메커니즘의 변화

된 연직하중의 수렴치를 각 단계의 성토고와의 관계로 도시한 결과이다. 그림 중에 도시된 검은원은 실험치를 나타내고 있으며 실선은 실험결과 나타난 성토고와 캡보작용 연직하중의 선형회귀분석선(linear regression analysis curve)을 참고로 기입한 결과이다.

우선, 캡보간격비가 0.9인 그림 5(a)에 의하면 실험결과는 두 개의 선형회귀분석선에 따라 연직하중이 증대하였음을 알 수 있다. 즉 고성토단계에서의 연직하중 증가구배는 저성토단계에서의 연직하중 증가구배보다 크게 나타나고 있다. 한편 그림 5(b)는 캡보간격비가 0.8인 경우의 실험결과로 캡보간격비 0.9인 경우와 동일한 경향을 보이고 있다. 이러한 경향은 네 경우의 캡보간격비에 대한 실험결과에서 모두 동일하게 나타났다. 다만 캡보간격비가 0.75의 경우는 두 개의 추세선이 구분하기가 용이하지 않았으나 비교적 낮은 성토고에서 두 선형회귀분석선이 교차하고 있었다.

이는 이 경우 말뚝캡보간격이 좁으므로 지반아침이 저성토단계에서 조기에 발달될 수 있었기 때문으로 생각된다.

결국 그림 5에서 보는 바와 같이 두 선형회귀분석선이 만나는 성토고  $H_C$ 를 기점으로 저성토단계와 고성토단계에서의 하중전이 메커니즘이 다름을 의미한다. 즉 저성토단계에서는 그림 중에 도시된 원내부에 지반아침이 발달할 수 있을 정도까지 성토가 실시되지 못한 상태를 의미한다. 따라서 이 상태에서는 지반아침파괴모드에 의하여 성토하중의 하중전이가 이뤄지지 못하고 편창전단파괴모드에 의하여 하중전이가 이뤄졌음을 의미한다.

한편 두 개의 선형회귀분석선이 만나는 시점의 성토고  $H_C$ 보다 높은 고성토단계에서는 그림 중의 또 다른 원내부에 참고그림으로 도시된 바와 같이 성토지반내 지반아침이 충분히 발달되어 지반아침파괴모드에 의하여 하중전이가 이뤄졌음을 의미한다.

따라서 이들 실험결과로부터 성토단계에 따라 초기에는 편창전단파괴모드에 의하여 하중전이가 진행되다가 성토고  $H_C$ 를 시점으로 이후의 성토고에서는 지반아침파괴모드에 의하여 하중전이가 진행되었음을 보여주고 있다.

여기서 하중전이 메커니즘이 변하는 시점의 성토고  $H_C$ 를 한계성토고(critical height of embankment)라 정의 할 수 있다. 따라서 성토지지말뚝시스템에서 지반아침 효과를 충분히 활용하여 성토하중을 말뚝캡보에 전이

시키려면 이 한계성토고  $H_C$ 보다 높게 성토가 실시되어야 함을 보여주고 있다.

## 4. 고찰

### 4.1 하중전이 메커니즘 변화의 이론적 고찰

그림 6은 지반아침파괴모드와 편창전단파괴모드에 의해 말뚝에 전이되는 연직하중을 식(1)과 식(5)로 산출하여 비교해본 결과이다. 즉 지반아침파괴모드의 경우는 말뚝캡보간격비  $D_2/D_1$ 를 0.9로 하여 식(1)로 산출한 연직하중이며 편창전단파괴모드에 의한 연직하중은 식(5)으로 산출한 값이다. 단 여기서 성토토사의 단위체적 중량과 내부마찰각은 각각  $15\text{kN/m}^3$ 과  $30^\circ$ 로 하였다.

그림 6에서 보는 바와 같이 두 이론식 (1)과 (5)이 교차하는 부분이 그림 5의 실험결과에서와 같이 존재함을 알 수 있다. 즉 성토고가 증가함에 따라 편창전단파괴모드와 지반아침파괴모드에 의해 말뚝에 작용하는 연직하중의 이론치가 일치하게 되는 성토고가 존재함을 알 수 있다. 이 지점에서의 성토고도 그림 5에서와 같이 한계성토고  $H_C$ 라 할 수 있을 것이다.

이 한계성토고가 가지는 의미는 성토지반 내에 지반아침이 발달할 수 있는 최소한의 소요 성토고라 할 수 있다. 즉 성토고가 낮은 단계에서는 성토지반 내에 지반아침이 발달하지 못하므로 편창전단파괴모드에 의해 성토하중이 말뚝에 전이되다가 이 한계성토고보다 높은 성토고에서는 지반아침이 성토지반 내에 발달되어 지반아침파괴모드에 의해 하중전이가 발생됨을 의미한다.

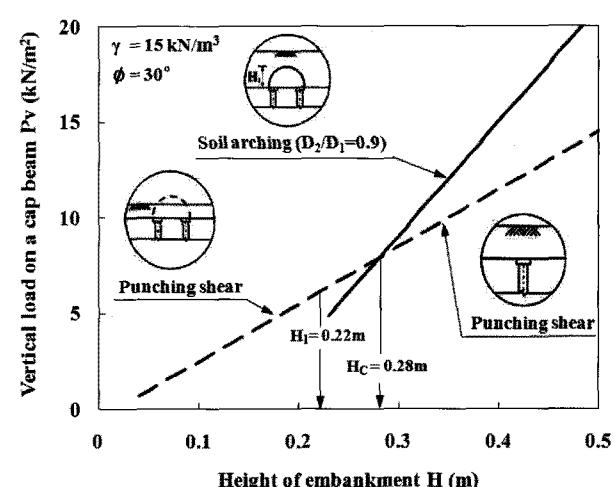


그림 6. 하중전이 메커니즘의 변화에 따른 전이하중의 차이

한편 그림 6에서  $H_1$ 은 지반아칭파괴모드에서 보여준 지반아칭영역의 높이 다시 말하여 외부아치정상부의 높이를 의미한다. 결국 성토지반 내 지반아치가 효과적으로 발달되려면 지반아칭영역의 높이  $H_1$ 보다 높은 한계성토고  $H_C$  이상으로 성토가 실시되어야 함을 의미한다.

이 한계성토고( $H_C$ )는 지반아칭파괴모드에 의한 식 (1)과 편칭전단파괴모드에 의한 식 (5)로 산정된 연직하중  $P_v$ 가 같게 될 때의 성토고 이므로 이를 두 식을 같게 하여 식 (8)과 같이 유도할 수 있다.

$$H_C = \frac{D_2 \left\{ \left( H_1 + \frac{r_1}{N_\phi - 2} \right) \left( \frac{r_2}{r_1} \right)^{N_\phi - 1} - \frac{r_2}{N_\phi - 2} - H_2 \right\}}{b \left( 1 + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) - D_1 + D_2 \left( \frac{r_2}{r_1} \right)^{N_\phi - 1}} + \frac{\frac{H_3 b}{2} \left( 1 + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) - \frac{bc}{\gamma \tan \alpha}}{b \left( 1 + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) - D_1 + D_2 \left( \frac{r_2}{r_1} \right)^{N_\phi - 1}} \quad (8)$$

통상 양질의 성토재는 점착력이 미소하거나 없는 흙을 사용함이 좋으므로 식 (8)에 점착력  $c$ 를 0으로 하면 한계성토고  $H_C$ 는 식 (9)와 같이 나타낼 수 있다.

$$H_C = \frac{D_2 \left\{ \left( H_1 + \frac{r_1}{N_\phi - 2} \right) \left( \frac{r_2}{r_1} \right)^{N_\phi - 1} - \frac{r_2}{N_\phi - 2} - H_2 \right\}}{b \left( 1 + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) - D_1 + D_2 \left( \frac{r_2}{r_1} \right)^{N_\phi - 1}} + \frac{\frac{H_3 b}{2} \left( 1 + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right)}{b \left( 1 + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) - D_1 + D_2 \left( \frac{r_2}{r_1} \right)^{N_\phi - 1}} \quad (9)$$

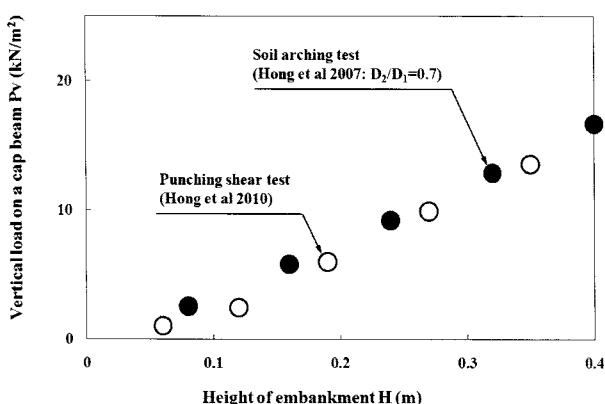


그림 7. 좁은 간격비의 캡보에 대한 하중전이 매커니즘

## 4.2 편칭전단파괴 발생가능 영역

이전에 실시한 지반아칭 모형실험결과에 의하면 하중전이효율이 가장 좋은 말뚝캡보간격비  $D_2/D_1$ 은 0.7 부근으로 나타난바 있다(Hong, et al. 2007). 이는 이정도의 간격비에서는 지반아칭파괴모드발생이 용이하여 편칭전단파괴모드는 쉽게 발생되지 않을 수 있음을 의미한다. 예를 들어 앞에서 설명한 바와 같이 캡보간격비가 0.75 정도가 되면 캡보의 설치간격이 좁으므로 점차 편칭전단이 성토지반내에 발생되지 않게 됨을 알 수가 있었다. 따라서 이 사실을 좀 더 확인하기 위해 캡보간격비가 0.75이하인 0.7 이하인 경우를 대상으로 검토하기위해 실시된 모형실험결과(Hong, et al. 2007, 2010)를 참고로 고찰해보기로 한다.

그림 7은 말뚝캡보간격비  $D_2/D_1$ 이 0.7인 경우를 대상으로 실시한 지반아칭파괴모드모형실험결과(Hong, et al. 2007)를 나타낸 그림이다. 이 그림 속에서는 편칭전단파괴모형실험 결과도 함께 도시하여 두 파괴모드의 시험결과를 비교하고 있다(홍원표 등 1999, Hong, et al. 2010). 캡보간격비가 0.7인 경우는 그림 7에서 보는 바와 같이 편칭전단파괴모드에 의해 말뚝캡보에 전이되는 연직하중과 지반아칭파괴모드에 의해 말뚝캡보에 전이되는 연직하중이 거의 동일함을 볼 수 있다. 따라서 이 경우는 편칭전단파괴에 대한 검토를 별도로 할 필요가 없을 것으로 생각된다. 따라서 이와 같이 캡보간격비가 적은 경우는 한계성토고  $H_C$ 도 역시 구할 필요가 없게 된다.

그림 8은 이론적으로 구한 한계성토고  $H_C$ 를 지반아칭영역의 높이  $H_1$ 으로 나눈 값  $H_C/H_1$ 과 말뚝캡보의 간

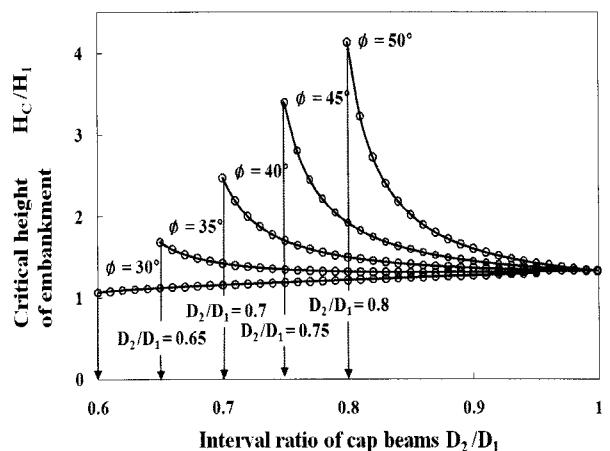


그림 8. 한계성토고와 간격비

격비  $D_2/D_1$ 를 연관지어 나타낸 그림이다. 여기서  $H_1$ 은 캡보의 설치간격에 따라 기하학적으로 구할 수 있으나 한계성토고  $H_C$ 에 대하여는 식 (10)에서 알 수 있는 바와 같이 성토토사의 내부마찰각에 영향을 받고 있으므로 내부마찰각을  $30^\circ$ 에서  $50^\circ$ 까지  $5^\circ$ 씩 변화시킨 다섯 경우에 대하여 산정하여 보았다. 이 그림에는 성토재의 내부마찰각을  $30^\circ$ 에서  $50^\circ$ 까지  $5^\circ$ 씩 변화시킨 결과를 정리하였다. 성토토사의 여러 내부마찰각에 대하여 편칭전단파괴모드가 적용 가능한 캡보 간격비를 대상으로  $H_C/H_1$  값을 산정하여 도시하였다. 이 그림에서 각각의 내부마찰각에 대한  $H_C/H_1$ 이 도시된 마지막 지점의 캡보 간격비가 편칭전단파괴모드가 적용 가능한 한계간격비  $(D_2/D_1)_c$ 에 해당하게 된다.

그림 9은 그림 8에서 내부마찰각이  $30^\circ$ 에서  $50^\circ$ 까지 사이에서  $H_C/H_1$  값이 최종점에 도달했을 때의 말뚝캡보의 한계간격비를 내부마찰각과 연계하여 나타낸 그림이다. 한계간격비  $(D_2/D_1)_c$ 는 흙의 내부마찰각의 증가와 함께 선형적으로 증가하고 있음을 알 수 있다. 그림 9에 의하면 이 관계선보다 낮은 간격비로 말뚝캡보가 설치될 경우는 편칭파괴가 발생될 수 없음을 의미한다. 따라서 성토지지말뚝시스템의 설계에 있어서 말뚝캡보의 간격비를 경제적인 이유로 이 선보다 위의 간격비 즉 넓은 간격으로 캡보를 설치할 경우에는 편칭전단파괴모드에 의한 검토가 반드시 필요할 것으로 생각된다. 즉 이 경우에는 한계성토고를 구하여 편칭전단파괴의 가능성을 검토함은 물론이고 지반아침이 발달할 수 있도록 성토고를 설계해야 할 것이다.

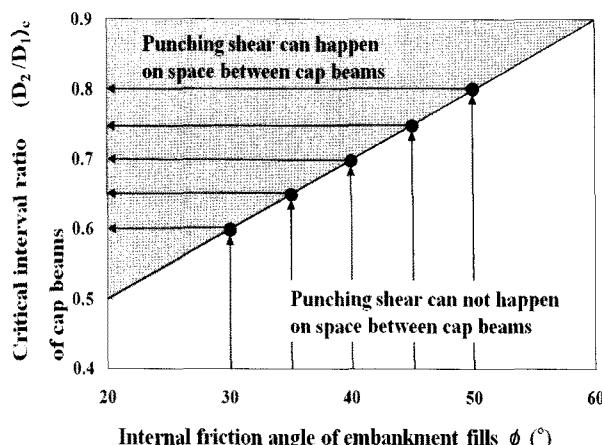


그림 9. 한계말뚝캡보간격비

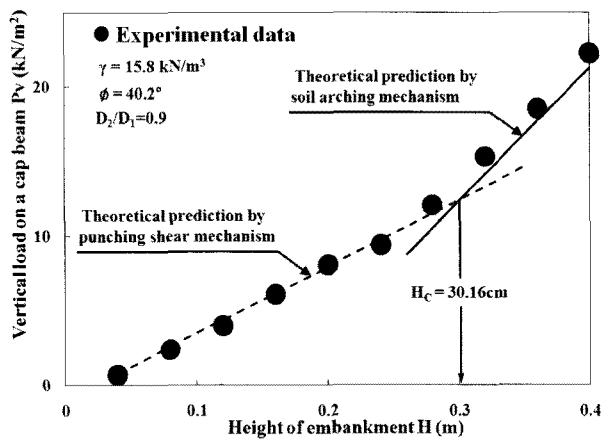
### 4.3 실험치와 예측치의 비교

#### 4.3.1 전이하중의 예측

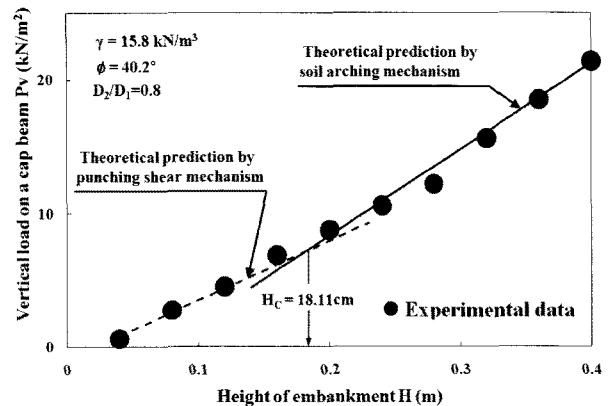
그림 10(a)와 (b)는 각각 캡보의 간격비가 0.9와 0.8인 실험치를 이론예측치와 비교한 결과이다. 그림 중 검은 원은 실험결과를 도시한 것이며 실선은 지반아침파괴모드로 제시된 식 (1)로 산정된 이론선이며 파선은 편칭전단파괴모드로 제시된 식 (6)으로 산정된 이론선이다.

또한 한계성토고  $H_C$ 는 식 (9)에 의하여 산정된 예측치이다. 여기서 말뚝캡보상부의 작용하중은 말뚝캡보에 작용하는 연직응력을 말뚝캡보의 면적으로 나누어 단위 면적당 하중( $kN/m^2$ )으로 환산한 값이다.

이들 그림에 의하면 모형실험에서 측정된 성토고에 따른 연직하중의 변화 경향은 이론적으로 제안된 두 개의 산정식으로 잘 예측이 되고 있음을 보이고 있다. 즉, 말뚝캡보에서 측정된 실험치의 변화는 성토고가 한계성토고에 도달할 때까지는 편칭전단파괴모드로 제시된



(a) 말뚝캡보의 간격비  $D_2/D_1 : 0.9$



(b) 말뚝캡보의 간격비  $D_2/D_1 : 0.8$

그림 10. 말뚝캡보 작용연직하중의 실험치와 예측치의 비교

식 (5)로 잘 예측되었으며 한계성토고 이상의 성토고에서는 지반아칭파괴모드로 제시된 식 (1)로 잘 예측되고 있음을 알 수 있다.

따라서 본 연구에서 제시된 제안식들은 성토지지말뚝시스템의 성토고설계에 충분히 적용될 수 있을 것으로 생각된다. 즉 저성토단계에서는 편침전단파괴의 메커니즘에 의하여 성토하중이 말뚝캡보에 전이되고 한계성토고이상의 고성토단계에서는 지반아칭파괴 메커니즘에 의하여 성토하중이 말뚝캡보에 전이됨을 확인할 수 있었기 때문에 식 (1)과 식 (5)로 성토단계별 캡보작용 연직하중을 산정할 수 있을 것이다.

성토고가 높은 단계에서는 지반아칭현상에 의해 전달되는 연직하중이 편침전단파괴에 의하여 전달되는 연직하중보다 훨씬 크므로 성토지반 속에 지반아치가 발달할 수 있게 하면 보다 더 많은 성토하중이 말뚝캡보에 전이될 수 있음을 보여 주고 있다. 그러나 성토높이가 낮은 단계에서는 지반아칭이 형성되지 못하여 편침전단파괴현상에 의하여 성토하중전이가 이루어지고 있음을 알 수 있다. 이는 성토지지말뚝에서 성토고의 높이가 충분하지 못하거나 말뚝캡보의 간격이 너무 넓은 경우는 말뚝캡보에의 하중전이가 편침전단의 메커니즘을 따르게 된다. 즉 지반아칭의 메커니즘에 대한 하중전이는 성토고가 충분히 높지 못하다면 적용할 수 없음을 의미한다.

#### 4.3.2 한계성토고

그림 11는 한계성토고  $H_C$ 를 예측하기 위해 유도 제

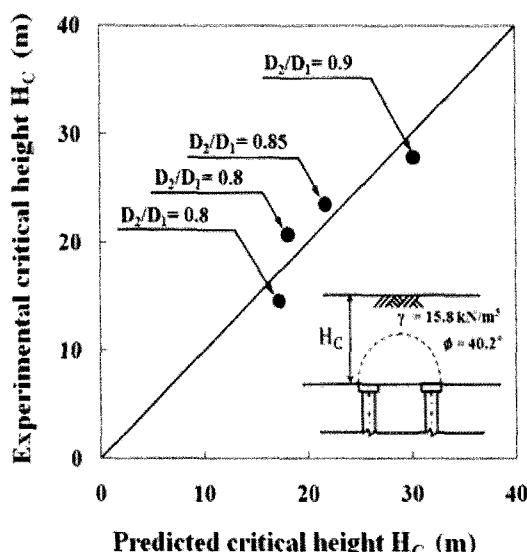


그림 11. 한계성토고의 이론치와 실험치의 비교

안된 식 (8) 혹은 (9)의 적용성을 검증하기 위해 모형실험으로 구한 한계성토고의 실험치와 이론식으로 구한 예측치를 비교한 결과이다. 즉 그림 12의 횡축인  $H_C$ 의 예측치는 한계성토고 산정식인 식 (9)로 산정된 이론한계성토고이며 종축인  $H_C$ 의 실험치는 본 연구에서 실시된 네 경우의 모형실험에서 구한 실험적 한계성토고이다. 즉 이 한계성토고의 실험치는 실험결과를 정리한 그림 5에서 성토고의 증가에 따른 연직하중 전이거동 분석을 통하여 구한 값이다. 즉 저성토단계에서의 하중전이거동이 고성토단계에서의 하중전이거동으로 변하게 되는 상태에서의 성토고로 이미 그림 5에서 연직하중의 변화를 따르는 두 선형회귀분석선의 교점으로 구한 값이다.

이들 한계성토고의 실험치와 예측치의 상관점이 그림 12의 중앙의  $45^\circ$  기울기선에 근접할수록 예측치는 실험치를 잘 예측하였다고 할 수 있을 것이다. 그림 12의 결과에 의하면 실험치와 예측치의 상관점들이 그림 12에서 알 수 있는 바와 같이 중앙의  $45^\circ$  기울기선에 양호하게 근접하고 있음을 알 수 있다. 따라서 말뚝지지성토시스템에서 성토지반 속에 지반아칭을 충분히 발달시켜 지반아칭파괴모드에 의한 성토하중전이가 효율적으로 이루어 질 수 있게 되는 최소한의 성토높이인 한계성토고  $H_C$ 는 본 연구에서 제안된 식 (9)로 잘 예측될 수 있음을 검증할 수 있었다.

결국 말뚝지지성토시스템의 설계에 있어서 말뚝캡보의 설치 간격이 결정된 상태에서 성토지반 내 지반아칭을 발달시키기에 필요한 성토고는 한계성토고를 기준으로 하여 그 이상의 성토고로 결정하여야 하며 이 한계성토고는 식 (9)으로 산정하여 설계할 수 있을 것이다.

## 5. 결 론

성토지지말뚝시스템을 적용하여 연약지반 상에 성토나 뒤채움을 설계하고자 할 경우 성토지반 내에 지반아칭이 잘 발달할 수 있도록 말뚝캡보의 간격에 적합한 합리적인 성토고를 결정하는 방안이 마련되었다. 모형실험과 이론적 고찰을 통하여 얻어진 결론을 정리하면 다음과 같다.

- (1) 말뚝캡보의 간격이 비교적 넓은 경우 말뚝캡보에 전달되는 연직하중은 성토 초기의 저성토단계를 제외하고는 일반적으로 각 단계별 성토 직후 비교적

- 빠른 시간에 연직하중의 일정치에 수렴하였다.
- (2) 성토단계별로 말뚝캡보에서 측정된 연직하중과 성토고의 관계는 저성토단계와 고성토단계로 구분하여 두 개의 선형회귀분석선으로 나타낼 수 있었다. 이때 고성토단계에서의 연직하중 증가속도는 저성토단계에서의 연직하중 증가속도보다 크게 나타났다.
- (3) 저성토단계에서는 성토지반 속에 지반아칭이 아직 발달되지 못한 관계로 편침전단파괴모드에 의하여 성토하중이 말뚝캡보에 하중전이가 진행되었고 고성토단계에서는 지반아칭이 발달하여 지반아칭파괴모드에 의하여 하중전이가 진행되었다. 저성토단계와 고성토단계에서 측정된 연직하중의 실험치는 각각의 파괴모드에 의한 하중전이 메커니즘에 근거하여 유도 제시된 이론식들로 산정된 예측치와 좋은 일치를 보였다.
- (4) 저성토단계의 편침전단파괴모드에 의한 하중전이 메커니즘에서 고성토단계의 지반아칭파괴모드에 의한 하중전이 메커니즘으로 변화하는 시점의 한계 성토고가 존재하였다. 이 한계성토고를 산정할 수 있는 이론식을 정립할 수 있었으며 이 이론식은 실험치를 잘 예측할 수 있었다. 또한 성토지반 속에 지반아칭을 충분히 발달시키려면 성토고를 이 한계 성토고 보다 높게 하여야 한다.
- (5) 말뚝캡보의 간격이 어느 정도이하로 좁아지면 성토지반 속에 편침전단파괴가 발생되지 않으므로 한계 성토고의 의미가 없게 된다. 이런 상태의 말뚝캡보의 간격비를 한계간격비라 하며 이 한계간격비는 성토토사의 내부마찰각이  $30^\circ$ 와  $50^\circ$ 일 때 각각 0.6과 0.8로 달라질 수 있다. 따라서 내부마찰각이 큰 성토재 일수록 말뚝캡보의 간격을 넓게 사용할 수 있다.

## 참 고 문 헌

1. 홍원표, 윤중만, 서문성 (1999), “말뚝으로 지지된 성토지지말뚝”, *한국지반공학회논문집*, 제15권 제4호, pp.207-220.
2. 홍원표, 이재호, 전성권 (2000), “성토지지말뚝에 작용하는 연직하중의 이론해석”, *한국지반공학회논문집*, 제16권 제1호, pp.131-143.
3. 홍원표, 송제상, 홍성원 (2010), “말뚝으로 지지된 성토지반 내 편침전단파괴”, *한국지반공학회논문집*, 제 26권 3호 pp.35-45
4. Chen, R. P., Xu, Z. Z., Chen, Y. M., Ling, D. S., and Zhu, B. (2010), “Field tests on pile-supported embankments over soft ground”, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engrg.*, ASCE 136(6), 777-785.
5. Gartung, E. & Verspohl, J. (1996), “Geogrid reinforced embankment on pile-Monitoring”, *Proc. International symposium on Earth Reinforced piled embankment*, Fukuoka, Japan, pp.209-214
6. Hewlett, W. J. and Randolph, M. F. (1988), “Analysis of piled embankments”, *Ground Engineering*, London, England, Vol.21, No.3, pp.12-18.
7. Holmberg, S. (1978), “Bridge approaches on soft clay supported by Embankment piles”, *Geotechnical Engineering*, Vol.10, pp.77-89.
8. Hong, W. P., Hong, S. W., and Song, J. S. (2010), Load transfer by punching shear in pile-supported embankments on soft grounds. *Marine Georesources and Geotechnology*, in review.
9. Hong, W. P., Lee, J. H. and Lee, K. W. (2007), “Load transfer by soil arching in pile-supported embankments”, *Soils and Foundations*, Tokyo, Japan, Vol.47, No.5, pp.833-843.
10. Huang, J., Han J., and Oztoprak, S. (2009), “Coupled Mechanical and Hydraulic Modeling of Geosynthetic-Reinforced Column-Supported Embankments”, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engrg.*, ASCE 135(8), 1011-1021.
11. Johns, C. J. F. P., Lawson, C. R. & Ayres, D. J. (1990), “Geotextile reinforced piled embankment”, *Geotextile, Geomembranes and Related Products*, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 8339, pp.155-160
12. Low, B. K., Tang, S. K. and Choa, V. (1994), “Arching in piled embankments”, *J. Geotech. Eng.*, ASCE, Vol.120, No.11, pp.1917-1937.
13. Reid, W. M. and Buchanan, N. W. (1984), “Bridge approach support piling”, *Proc. Conf. Advances in Piling and Ground Treatment*, ICE, pp.267-274.
14. Wachman, G. S., Biolzi, L., and Labuz, J. F. (2010), “Structural Behavior of a Pile-Supported Embankment”, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engrg.*, ASCE 136(1), 26-34.

(접수일자 2010. 8. 16, 심사완료일 2010. 10. 26)

# 현장 계측 사례를 통한 단독 말뚝의 주면마찰계수( $\alpha$ , $\beta$ 계수) 역산정

## Back-calculation of Skin Friction Coefficient ( $\alpha$ , $\beta$ ) on a Single Pile by Long-Term Field Monitoring

고 준 영<sup>1</sup> Ko, Jun-Young  
최 용 규<sup>3</sup> Choi, Yong-Kyu

김 영 호<sup>2</sup> Kim, Young-Ho  
정 상 섬<sup>4</sup> Jeong, Sang-Seom

### Abstract

A fundamental study of the pile-soil systems subjected to negative skin friction in soft soil was conducted using the long-term field measurements. The emphasis was on the identification of the magnitude and distribution of skin frictions ( $\alpha$  and  $\beta$  coefficients) in bitumen coated and uncoated piles. A skin friction coefficient of instrumented piles is back-calculated by varying degrees of consolidation (U) of surrounding soils. It is shown that the bitumen coated pile is capable of reducing the negative skin friction up to almost 50 to 90 percents. Through comparisons with the existing friction coefficient values ( $\alpha$  and  $\beta$  coefficients), the calculated coefficients are within the appropriate range, and thus we can suggest basic materials to estimate the realistic pile behavior in the short-term and long-term analysis.

### 요 지

본 연구에서는 부주면마찰력이 발생하는 3개 지역 총 16본 말뚝의 현장 계측 자료들을 바탕으로 국내 지반 특성에 맞는 주면마찰계수( $\alpha$ ,  $\beta$  계수)의 분포범위를 압밀도(U)와 역청재(S.L) 도포 유무에 따라 역산정하였다. 역청재 도포 말뚝의 부주면마찰력 저감효과는 50~90% 정도인 것으로 나타났으며, 기존 설계에 사용되던 제안 값과의 비교를 통해, 본 연구에서 산정된  $\alpha$ 와  $\beta$  계수가 적정 범위에 있으며, 그 결과 국내지반조건을 반영한 말뚝의 장, 단기 주면마찰력을 예측할 수 있는 기본자료를 제시하였다.

**Keywords :**  $\alpha$  and  $\beta$  coefficient, Bitumen coating, Degree of consolidation, Long-term and short-term analysis,  
Negative skin friction

### 1. 서 론

최근 산업화에 따른 도시로의 인구집중과 용지면적의 부족으로 인해 사회 시설물의 고밀도화가 요구되고 있으며, 이에 따라 상대적으로 건설이 용이한 매립 간척지 및 해안 지역에 대한 관심이 높아지고 있다. 하지

만, 매립 간척 지역의 지질학적 특성상 연약층이 두텁고 지하수위가 높아, 대규모 구조물 시공 시 추가 성토나 지하수위의 변화에 따른 압밀 침하 및 부주면마찰력의 발생 가능성이 크기 때문에 이러한 사항을 복합적으로 고려한 하부기초의 설계가 필요하다.

말뚝에 하향력으로 작용하는 부주면마찰력은 말뚝

1 정회원, 연세대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Ph.D. Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

2 정회원, 연세대학교 토목공학과 박사후 연구원 (Member, Post-doctoral Fellow, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

3 정회원, 경성대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Kyungsung Univ.)

4 정회원, 연세대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ., soj9081@yonsei.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

자체에 수직 압축응력과 침하를 증가시키게 되어 상부 구조물에 과대한 손상을 주고 말뚝의 지지력 감소 뿐 아니라 경우에 따라서는 작용하중이 극한지지력을 초과하여 구조적 파괴를 발생시키기도 한다(Hanna와 Sharif, 2006; Gayarre 등, 2010). 그러므로 부주면마찰력의 정확한 산정은 말뚝의 설계, 시공 및 해석 시 안전율 확보가 관건이라 할 수 있다. 또한, 이러한 부주면마찰력을 감소시키기 위해 주로 말뚝 주면에 역청재(S.L., slip layer)를 도포하는데, 역청재의 종류 및 두께, 지반 특성에 따라 저감의 정도는 다르나 일반적으로 50~90% 정도의 부주면마찰력 감소효과를 발휘하는 것으로 많은 연구자들에 의해 보고되고 있다(Bjerrum 등, 1969; Briaud, 1983, 1989, 1992, 1997; Felenius, 1975, 1979; 정상섭 1993; 정상섭 등, 1996).

현재 국내에서는 구조물기초 설계기준(한국지반공학회, 2009)등에 부주면마찰력을 고려한 말뚝의 허용지지력 공식이 존재하나 그 적용성에 있어서 명확한 기준이 없는 것이 현실이다. 따라서 부주면마찰력이 고려된 말뚝기초의 설계를 위해서는 먼저 침하량 해석이 수행된 후에 말뚝의 침하량과 상부구조의 허용침하량이 산정되어야 한다(Jeong et al., 2004; Jeong and Kim, 1998). 부주면마찰력의 크기를 결정하는 방법에는 크게 현장 시험결과 활용법 및 경험적 방법(계수법) 그리고 유한

요소 해석법이 있다. 그러나 현재까지 이러한 부주면마찰력 산정법과 압밀 등의 연약지반 특성을 적절히 고려한 연구는 부족한 실정이다.

이에 본 연구에서는 현장 계측 사례들을 바탕으로 연약지반상의 역청재(S.L.) 도포에 따른 부주면마찰력 감소효과 및 국내 지반 특성에 맞는 압밀도를 고려한 주면마찰력 산정 계수를 제안하고자 한다.

## 2. 이론적 배경

연약 점성토층에 시공된 말뚝에 하중이 재하되지 않는 경우 말뚝의 축력은 말뚝에 작용하는 단위 면적당 발생하는 주면마찰력의 누적 값이 된다. 하지만 그림 1과 같이 말뚝에 하중이 재하되는 경우 말뚝의 축력은 재하 하중과 단위 면적당 작용하는 주면마찰력의 합으로 산정할 수 있다. 부주면마찰력 발생시, 말뚝 주면에 발생하는 축력의 분포는 깊이에 따라 증가하여 중립점에서는 축력이 최대가 되었다가 중립점 아래에서는 축력이 서서히 감소한다. 축력의 증감상태, 최대 축력의 발생 깊이, 말뚝 선단부의 잔류 축력 등은 중립점 위치에 영향을 미치는 인자로, 말뚝의 단면, 지지층 유무 그리고 중간토층의 물성이나 침하량 등에 따라 변화하여 부주면마찰력 발생 양상이 달라지게 된다. 이러한 말뚝

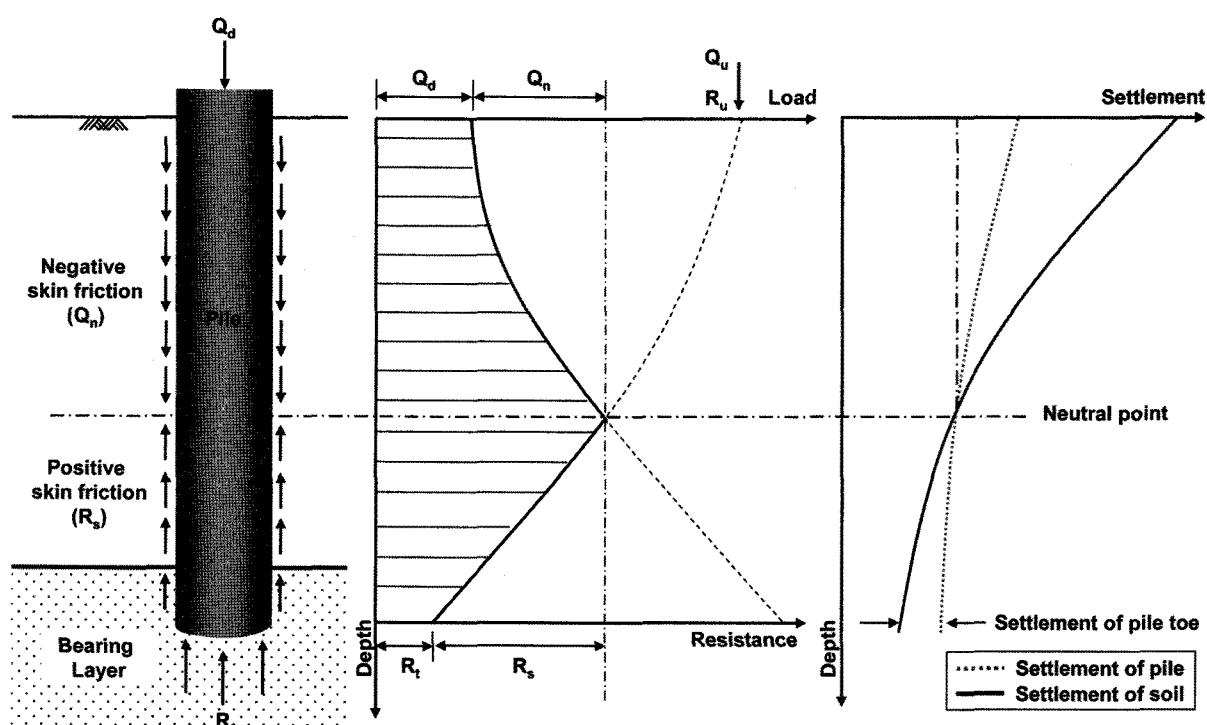


그림 1. 부주면마찰력의 Mechanism

에 작용하는 부주면마찰력의 크기와 거동을 예측하는 방법은 말뚝-지반의 상호작용을 바탕으로 한 복합적인 문제로, 많은 해석 방법들이 연구되어 왔다. 이들 방법은 크게 경험적인 방법과 탄소성 해석법, 하중전이 곡선법 그리고 유한요소 해석법으로 구분할 수 있다. 일반 설계에서 가장 널리 사용되는 방법인 경험 공식을 이용한 방법에는 비배수 전단강도를 이용한 단기안정 해석법인 전단강도법( $\alpha$  계수법), 장기 안정 해석법인 유효 응력법과( $\beta$  계수법) 두 방법을 혼합한  $\lambda$  계수법이 있다.

본 연구에서는 말뚝의 장단기 안정 해석을 위하여, 앞서 언급한 방법 중  $\alpha$  계수법과  $\beta$  계수법을 바탕으로 현장계측 자료와의 비교를 통하여 적용가능한 주면마찰 계수 값을 고찰하고자 하였다.

$\alpha$  계수법은 말뚝을 따라 분포하는 전단응력이 말뚝과 지반의 상대 변위에 직접적으로 영향을 미친다는 가정하에 제안된 방법으로(Terzaghi 와 Peck, 1967; Broms 등, 1969; Begeman, 1969), 주면마찰력을 비배수 전단강도( $c_u$ )를 이용하여 산정한다. 이 방법은 비배수 전단강도를 구하지 못하는 사질토에는 적합치 않으며, 점토와 점토질 실트의 단기거동 해석에 이용한다.  $\alpha$  계수법을 이용한 부주면마찰력 산정과정은 다음과 같다.

$$Q_n = f_n A_s \quad (1)$$

$$f_n = \alpha c_u \quad (2)$$

여기서,  $Q_n$ 은 부주면마찰력이고,  $A_s$ 는 부주면마찰력이 작용하는 부분의 말뚝주면적이다.  $\alpha$  계수는 말뚝의 재질과 비배수전단강도( $c_u$ )에 따라 달라진다..

$\beta$  계수법은 많은 연구자들(Zeevaert, 1959; Garlanger,

1974; Meyerhof, 1976; Bozozuk, 1981; Combarieu, 1895; Briaud; 1997)에 의해 여러 시험결과가 보고된 주면마찰력 산정법으로, 말뚝 시공 후 일정한 시간이 경과한 후에 하중이 말뚝에 작용하며 하중이 작용하는 시점에서는 말뚝 시공으로 발생한 과잉간극수압이 완전히 소산되었다고 가정하여, 말뚝 주면에 작용하는 단위면적당 부주면마찰력( $f_n$ )을 이용하여 산정한다. 일반적으로  $\beta$  계수법은  $\alpha$  계수법과 달리 사질토에도 적용이 가능하며, 장기 안정해석에 주로 사용된다.  $\beta$  계수법을 이용한 산정과정은 다음과 같다.

$$f_n = \beta \sigma_v' \quad (3)$$

여기서,  $\sigma_v'$ 는 유효상재압이고,  $\beta$ 는 지반의 상태에 따라 달라지는 경험계수로 각 제안자들의 제안 값을 표 1에 정리하였다.

### 3. 현장 말뚝 계측 사례 및 침하량 분석

본 연구에서는 국내현장지반에 적합한 부주면마찰력 산정법을 분석하기 위하여, 부산과 포항지역에서 실시된 현장 계측 자료를 이용하였다. 시험말뚝은 압밀이 발생할 수 있는 압축성의 연약지반층을 통과하여 풍화토 이상의 암층에 근입되어있으며, 말뚝 주면부에 역청재(S.L.) 도포 유무에 따른 시공을 수행하였다.

#### 3.1 부산지역 사례(2001)

부산지역 사례는 시간경과에 따른 압밀영향을 분석하기 위하여 연약지반 처리 전인 원지반 상태에서부터

표 1. 기준 제안된  $\beta$  값

$\beta$ 값	지반조건	제안자
0.20~0.25	점토	Baligh 등(1981) Lambe와 Baligh(1978)
0.25~0.35	실트	
0.30~0.50	모래	
0.20	연약하거나 중간정도의 Norwegian 해상점토	Johannessen과 Bjerrum(1965)
0.18~0.23	연약하거나 중간정도의 Norwegian 해상점토	Bjerrum 등(1969)
0.25~0.26	실트질에 가까운 Norwegian 해상점토	
0.20~0.35	매우 연약한 실트질 점토	Endo 등(1969)
0.02~0.35	충적점토	일본토질공학회
0.20~0.30	점성토(연약~견고)	Combarieu(1985)
0.35~1.00	사질토(느슨~매우조밀)	
0.02	점성토 지반에 근입된 역청재 도포 말뚝	

예정 압밀침하 완료 후까지 약 1년간의 장기 지반 계측을 수행하였고, 압밀 완료 시점에서 말뚝의 정재하시험을 수행하였다. 시험말뚝은 총 8본으로 S.L. 도포 말뚝과 미도포 말뚝으로 나누어 성토 시작 전에 항타 시공하였으며, 직경은 0.609m 이고, (두께:12mm) 길이는 50m이다. 말뚝의 심도별 축하중 분포를 계측하기 위하여 전기 저항식 변형률계를 180° 간격으로 0.5~1.0m 심도마다 용접하여 설치하였다.

지반조건은 상부 실트질 모래층(SM) 하부로 암축성이 강한 실트질 점성토(CL)과 점성토층(CH)이 약 10~12m 정도 분포하고 있는 연약지반 지형으로, 총 6공의 시추공을 통하여 지반 층서를 확인하였으며, SPT와 현장 베인시험 및 실내 물성시험을 통하여 지반정수를 산정하였다. 대상 지역의 시공된 말뚝 및 지층 구성도는 그림 2와 같다.

### 3.2 부산지역 사례(2006)

본 계측 사례는 2001년에 수행된 부산지역 시공현장의 지역 인근에서 수행되었으며, 약 7개월간에 걸친 장기 계측과 S.L. 도포에 따른 부주면마찰력 저감효과 및 말뚝의 거동을 분석하였다. 시험말뚝은 총 6본의 강관 말뚝으로 성토 시작 전에 항타 시공하였으며, 직경은 0.61m(두께 12mm)이고 길이는 약 57m이다. 부산지역 2001년 사례와 동일하게 말뚝의 축하중 분포를 확인하기 위하여 0.5~1.0m 간격으로 변형률계를 설치하였다.

지반조건은 상부 실트질 모래층(SM) 하부로 약 18m 이상의 두터운 점성토(CH, CL) 층이 분포하고 있는 연약지반 지형으로, 총 2공의 시추공을 통하여 지반 층서를 확인하였으며, 현장 및 실내 물성시험을 통하여 지반정수를 산정하였다. 대상 지역의 시공된 말뚝 및 지층 구성도는 그림 3과 같다.

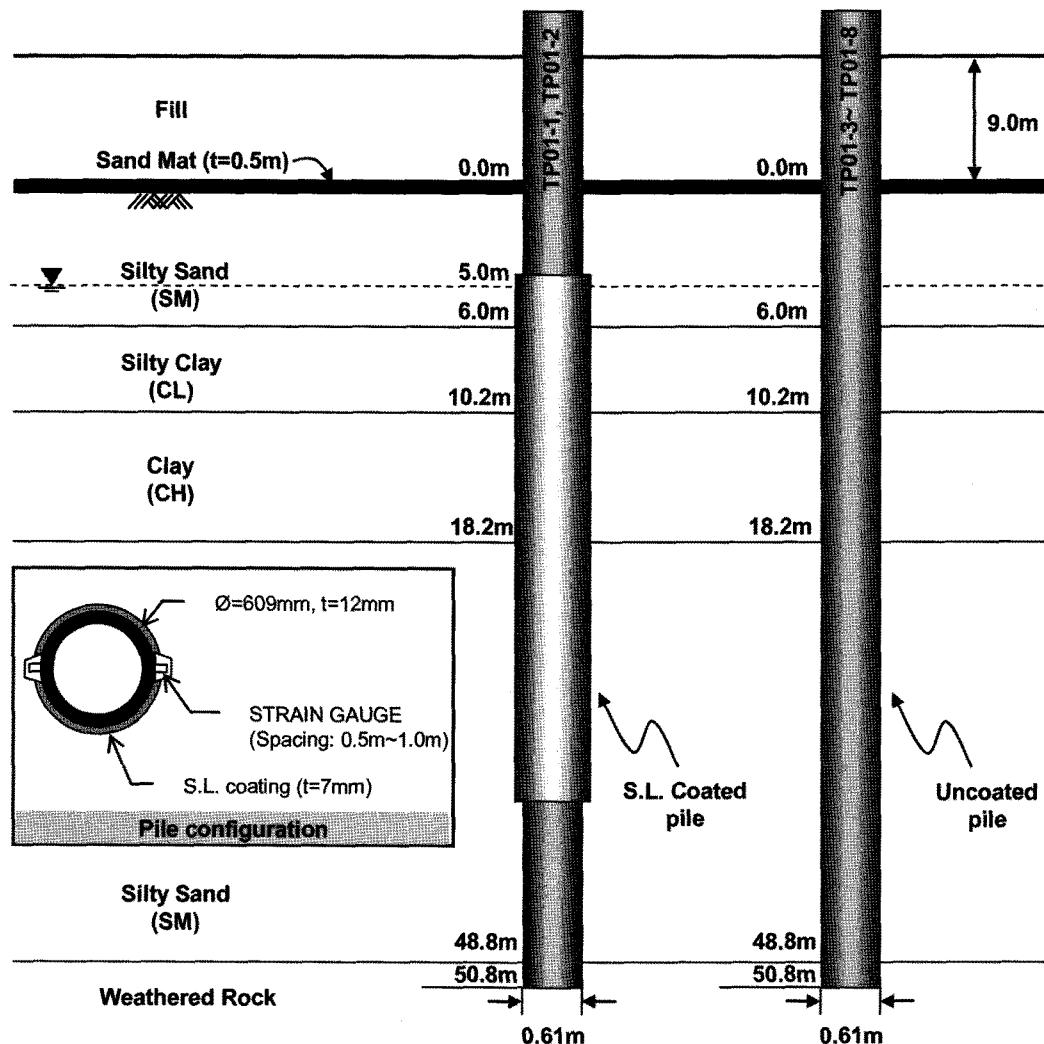


그림 2. 부산지역 재하시험(2001)에 사용된 말뚝 및 지층 구성

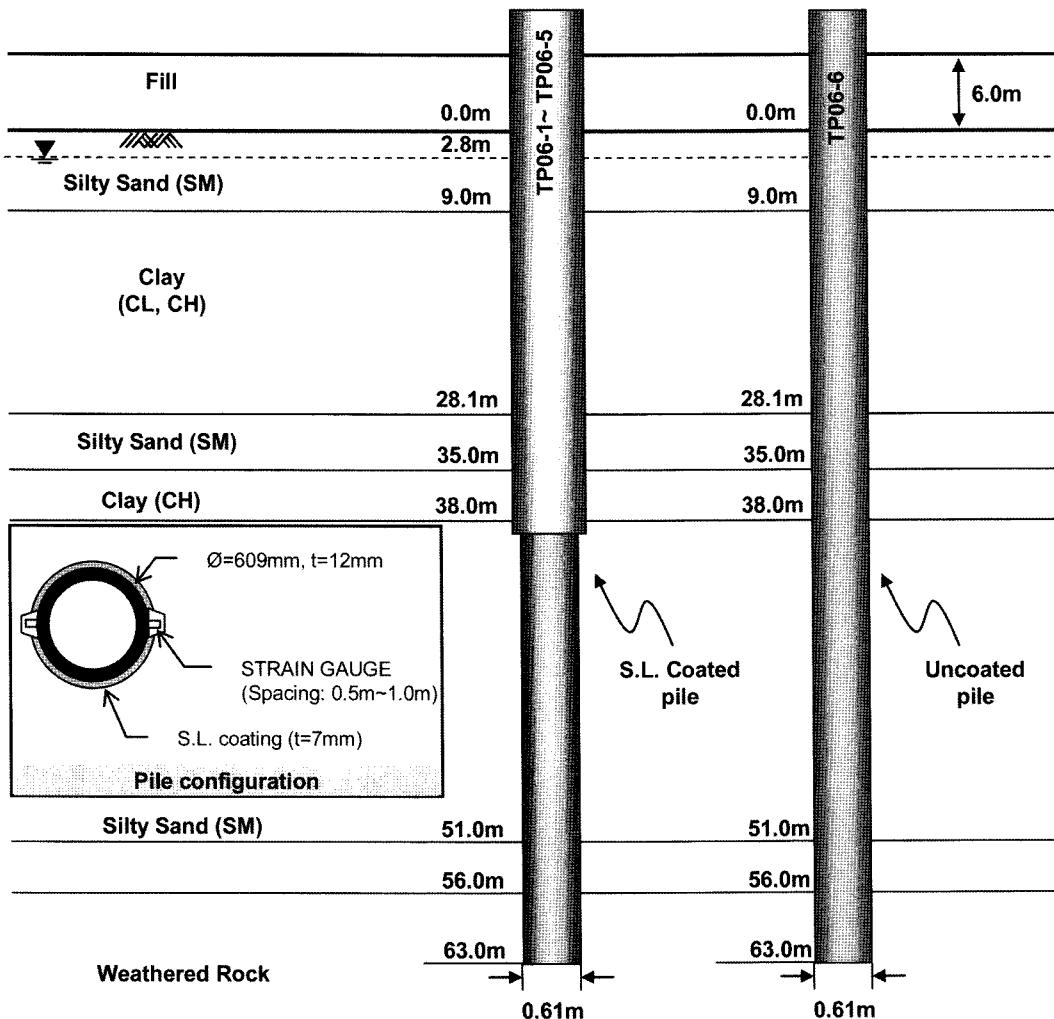


그림 3. 부산지역 재하시험(2006)에 사용된 말뚝 및 지층 구성

### 3.3 포항지역 사례(1998)

포항지역에서는 약 7개월간 연약지반 계측을 수행하였고, S.L. 도포 유무에 따른 직경 0.51m(두께:16mm)이고 길이가 63m인 2본의 시험 말뚝을 성토 전에 항타 시공하였다. 심도별 축하중 계측을 위한 축방향 변형률계는 2.0~5.0m 간격으로 설치하였다. 포항지역 또한, 앞선 계측 사례들과 동일하게 상부 실트질 모래층(SM) 하부로 약 26.3m 정도의 실트질 점성토(CH, CL) 층이 분포하고 있는 연약지반 지형으로, 총 17공의 시추공을 통하여 지반 층서를 확인하였으며, 현장 및 실내 물성시험을 통하여 지반정수를 산정하였다. 대상 지역의 시공된 말뚝 및 지층 구성도는 그림 4와 같다.

### 3.4 최종 압밀 침하량 및 압밀도 산정

계측 대상 구간은 여러 번의 단계성토에 의하여 소정

의 높이까지 성토가 진행되었으며 성토단계별 침하량을 측정하기 위하여 지표침하판 및 층별침하판이 설치되어 있다. 대상지역의 성토고에 대한 지표 침하량은 그림 5와 같다. 그림의 획축은 성토 시작일을 기점으로 경과일 수이고, 종축은 각각 침하량과 성토고를 도시하였다.

현장 토질조건이 고려된 정확한 침하분석을 하기 위하여, 현장 계측관리를 통한 지표 침하판 및 층별 침하계의 data를 비교 분석 하였으며, 이를 바탕으로 예상되는 최종 침하량, 현재까지의 압밀도, 임의 시점에서의 압밀도 등을 추정하고자 하였다. 실제 계측된 값을 사용하는 침하분석 방법으로 쌍곡선법, Hoshino법 Asaoka법 등이 있으며, 본 연구에서는 각 방법의 신뢰도 분석 및 문헌연구(이승우 등, 1997; 유한규와 김종희, 2000; 김종렬 등, 2005)를 통하여, 이중 쌍곡선법을 사용하여 최종 침하량을 예측하고자 하였다. 쌍곡선법은 침하의 평균 속도가 쌍곡선 형태의 수학적인 함수에 따라 감소한다는 가정 하에 초기의 실측침하량으로부터 장래의 침하

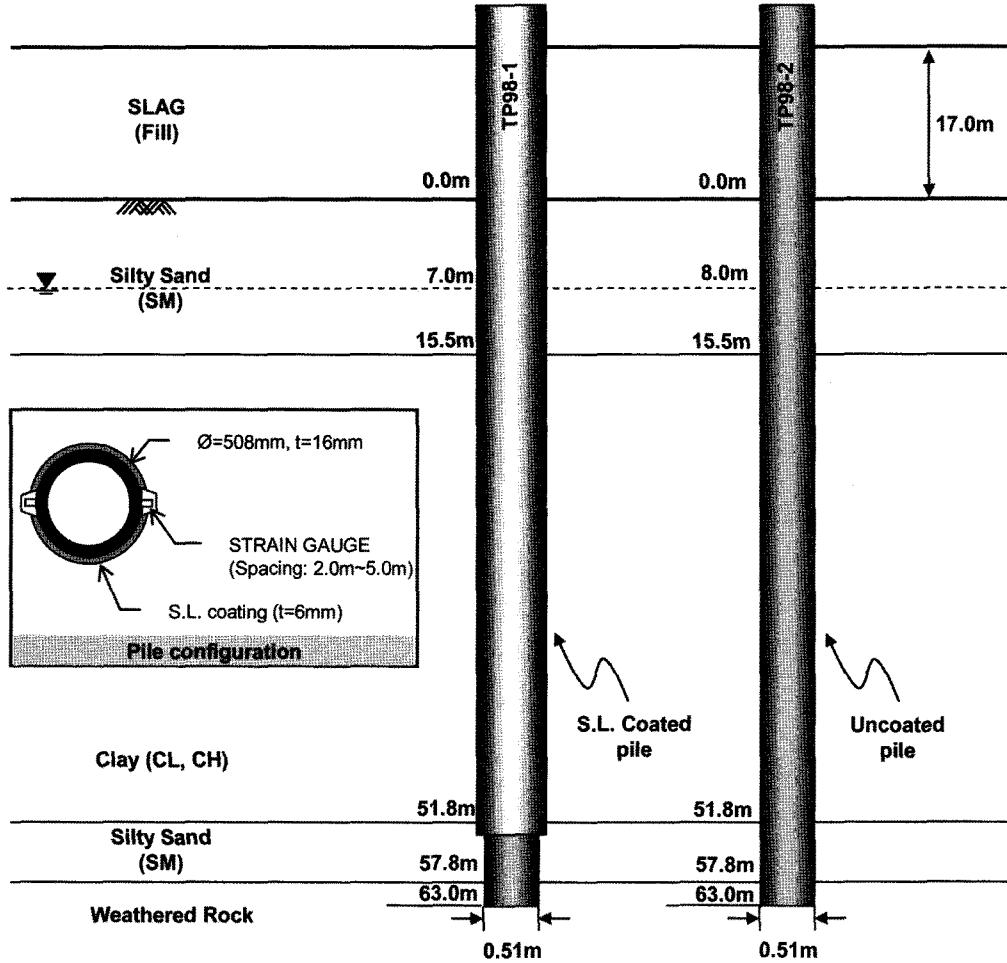


그림 4. 포항지역 재하시험(1998)에 사용된 말뚝 및 지층 구성

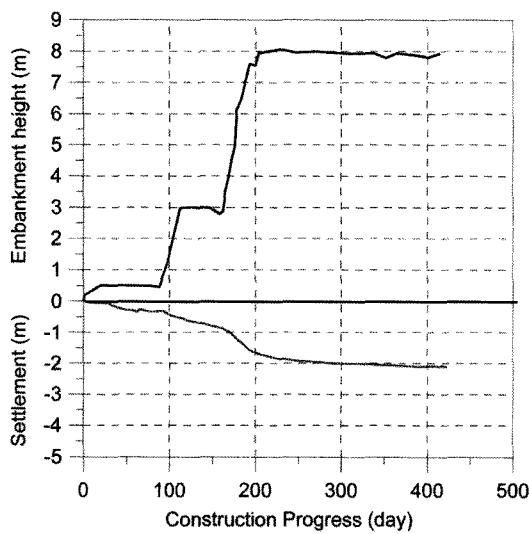


그림 5. 대상 지역의 경과시간에 따른 침하곡선(부산, 2001)

량을 예측하는 방법으로 기본식은 다음과 같다.

$$S_t = S_0 + \frac{t}{a + bt} \quad (4a)$$

$$S_f = S_0 + \frac{1}{b} \quad (4b)$$

여기서,  $S_0$ 는 성토종료 직후의 침하량이고,  $S_t$ 는 성토종료 경과시간  $t$ 에서의 침하량이며,  $S_f$ 는 100% 압밀이 완료된 시점에서의 최종 침하량이다.  $a$ 와  $b$ 는 실측침하량을 바탕으로 선형 회귀분석을 통해 구할 수 있는 계수이다. 계수  $a$ 와  $b$ 를 얻기 위하여 성토가 종료된  $t_0$ 부터  $t$ 시점까지의 실측침하량을 기준으로  $y$ 축에  $(t-t_0)/(S_f-S_0)$ 를 취하고  $x$ 축에는 시간경과  $(t-t_0)$ 를 도시하여 얻은 계측침하량 값을 선형회귀분석 하였다. 그림 6은 시간-침하관계로부터 쌍곡선법에 의한 선형회귀분석을 수행한 결과이다.

부산지역 계측사례(2001)의 최종 성토 이후 예측된 침하량 결과를 살펴보면, 223.3cm로 성토종료 직후의 침하량 170.1cm보다 큰 값을 보이고 있다. 성토가 단계적으로 진행되고 있는 경우에는 종래의 성토에 의한 침하가 내포되어 있기 때문에, 예측에 있어서 부정확한 결과를

가져왔다. 하지만 최종 성토가 실시된 이후 방치가 되면 침하량이 점차 수렴하는 경향을 보인다. 따라서, 회귀분석을 수행함에 있어서 후반부의 직선부분을 주목함이 바람직할 것으로 판단되고, 실제로 쌍곡선법으로 분석

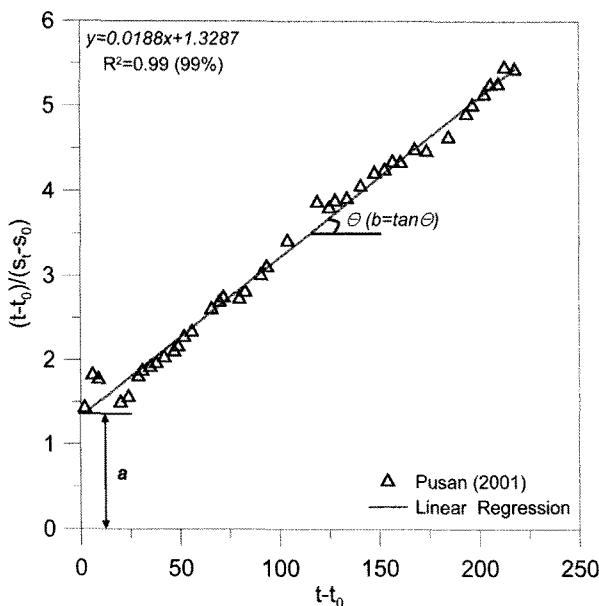
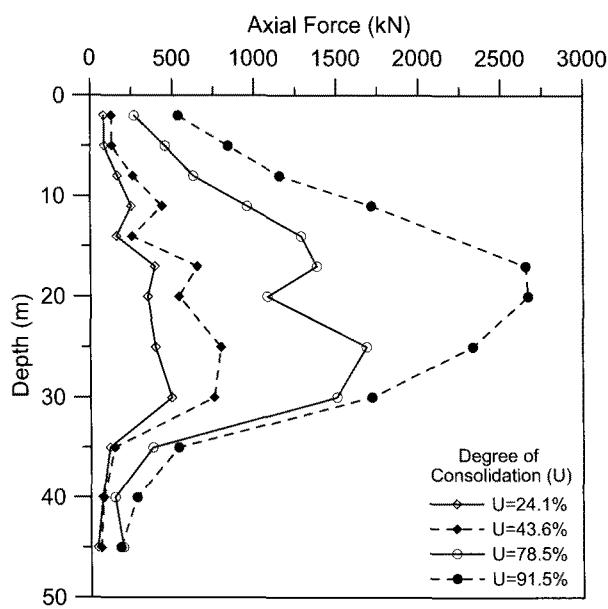


그림 6. 쌍곡선법을 이용한 선형회귀분석

표 2. 쌍곡선법에 의한 최종 침하량 예측결과

구분	초기 침하량( $S_0$ )	계수 b	최종침하량( $S_f$ )	신뢰도( $R^2$ )
부산(2001)	170.1cm	0.0188	223.3cm	0.99
부산(2006)	147.6cm	0.0235	190.2cm	0.88
포항(1998)	250.8cm	0.0125	330.9cm	0.91



(a) TP01-01(S.L. 도포)

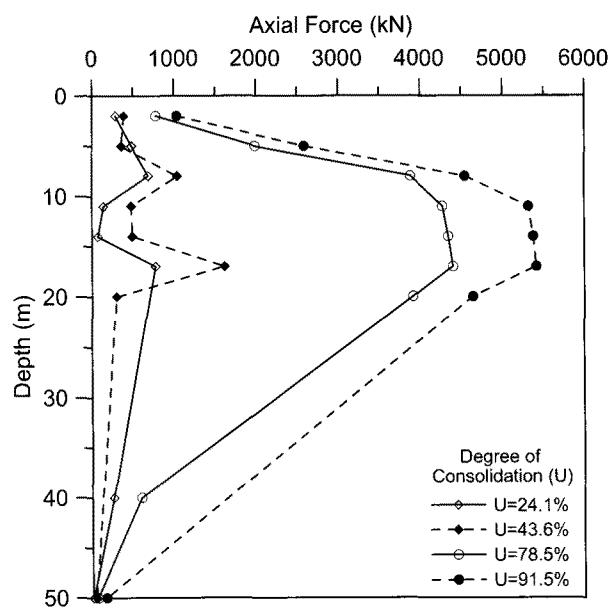
한 결과 신뢰도가 99% 정도로 나와 예측정도가 높은 것으로 판단된다. 같은 방법으로 나머지 2개 지역의 침하 계측 결과를 바탕으로 쌍곡선법 회귀분석을 수행하여 표 1과 같은 최종침하량 예측결과를 확인하였다. 또한, 압밀 진행에 따른 말뚝 주면부 특성 파악을 위하여, 산정되어진 최종 침하량 예측 값을 바탕으로, 다음과 같이 시간경과에 따른 특정 시기의 압밀도를 추정하였다.

$$\frac{\text{특정시기의 지표침하판 침하량}}{\text{예측된 최종 침하량}} \times 100 = \text{특정시기의 압밀도, } U (\%) \quad (5)$$

#### 4. 유효응력법( $\beta$ 계수법)에 의한 주면마찰력 분석

##### 4.1 압밀 진행에 따른 말뚝의 하중 분포

본 절에서는 시간경과에 따른 말뚝의 심도별 축하중 분포를 바탕으로 압밀진행에 따른 부주면마찰력 발생 양상과 S.L. 도포효과를 확인하고자 하였다. 그림 7에서 9까지는 각 계측 지역별 대표적인 S.L. 도포 및 미도포 말뚝의 압밀 진행에 따른 축하중 분포도를 나타낸 것이다. 그림에서 볼 수 있듯이, 계측 대상 구간에서 부주면



(b) TP01-03(S.L. 미도포)

그림 7. 계측 사례별 압밀 진행에 따른 축하중 분포도 (부산, 2001)

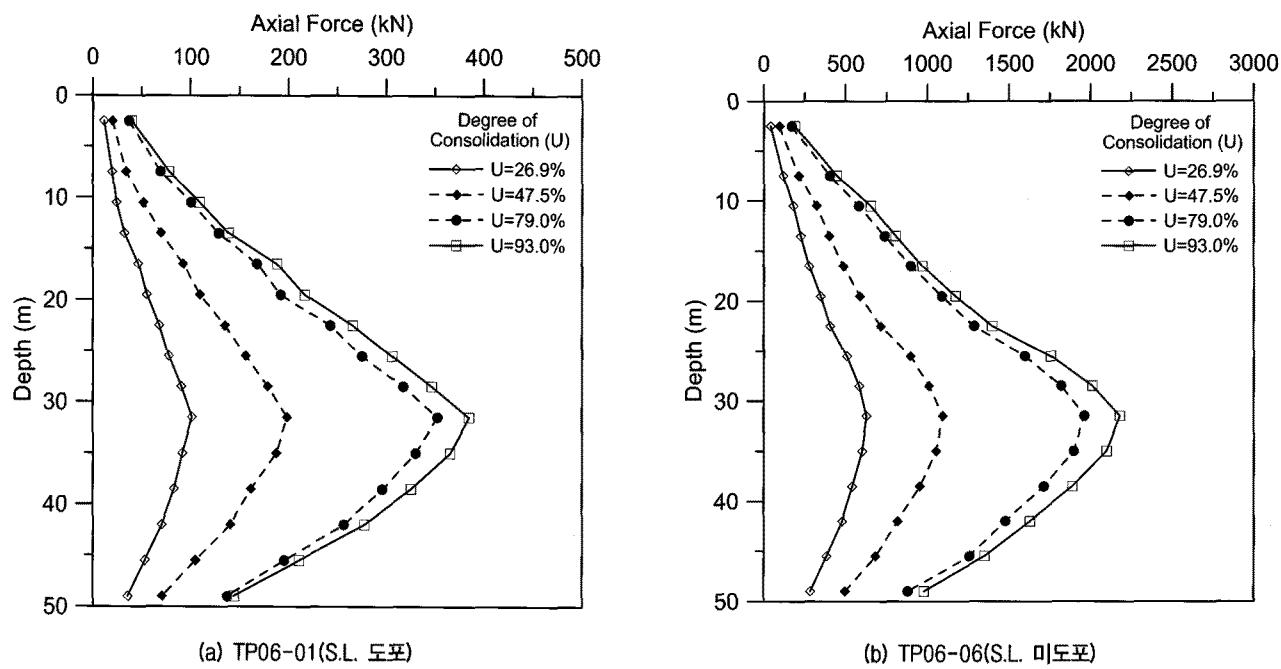


그림 8. 계측 사례별 압밀 진행에 따른 축하중 분포도(부산, 2006)

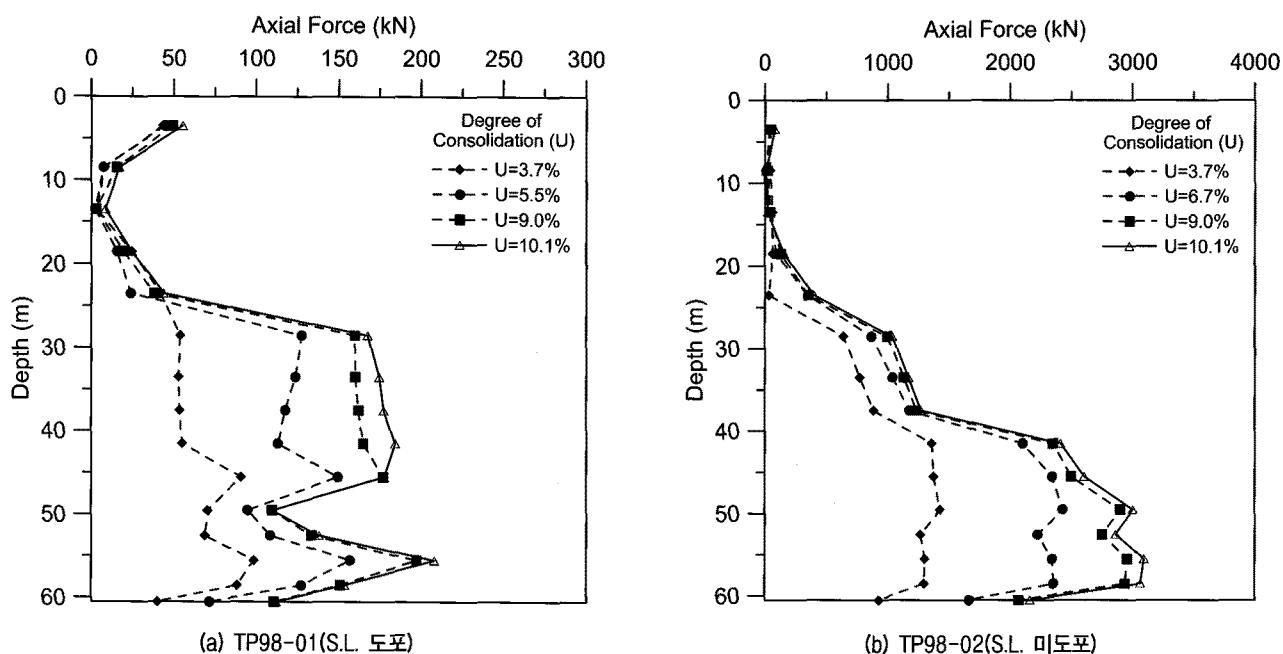
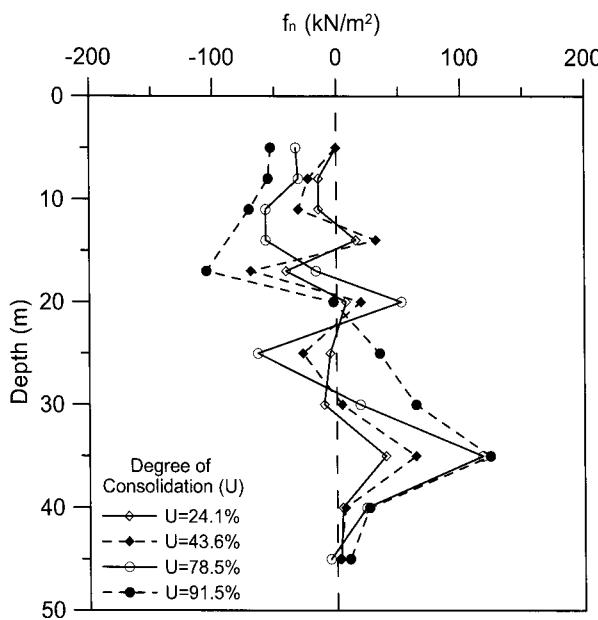


그림 9. 계측 사례별 압밀 진행에 따른 축하중 분포도(포항, 1998)

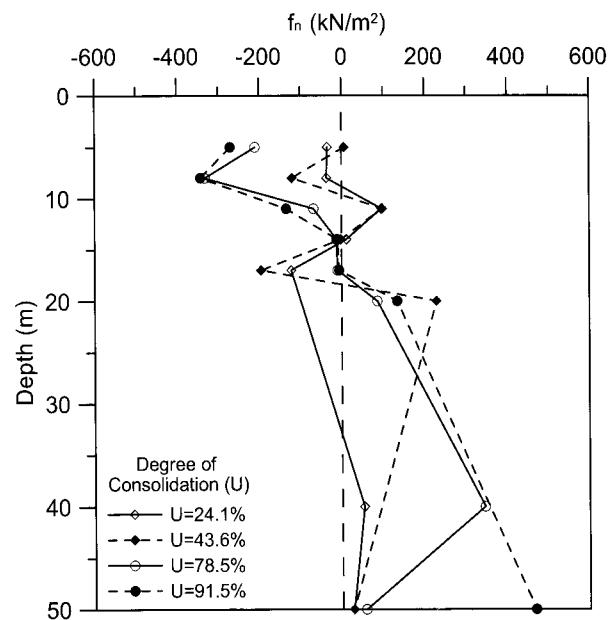
마찰력이 발생하고 있는 것을 확인할 수 있다. S.L. 도포를 하지 않은 무처리 말뚝의 경우, 축력은 성토재하 직후 급격히 증가한 뒤 그 증가세가 점차 감소하는 경향을 보였으며, 도포처리 된 말뚝은 성토재하 직후 발휘된 축력이 이후 크게 증가하지 않았다. 이러한 도포 처리에 따른 축력 감소량은 무처리 말뚝에 비해 최대 82% 정도로 나타났다.

#### 4.2 압밀도에 따른 $\beta$ 계수 분포범위 산정

그림 10에서 12는 압밀 진행에 따른 말뚝의 축하중 분포도를 바탕으로 장기계측에 따른 말뚝의 주면마찰력을 산정한 것이다. 앞서 축력 분포도에서 언급했던 것과 같이, 부주면마찰력의 발생은 압밀이 진행됨에 따라 현저하게 둔화되는 것으로 나타났으며, 역청재를 도포함에 따라 그 발생 정도 역시 현저하게 감소시킬 수 있

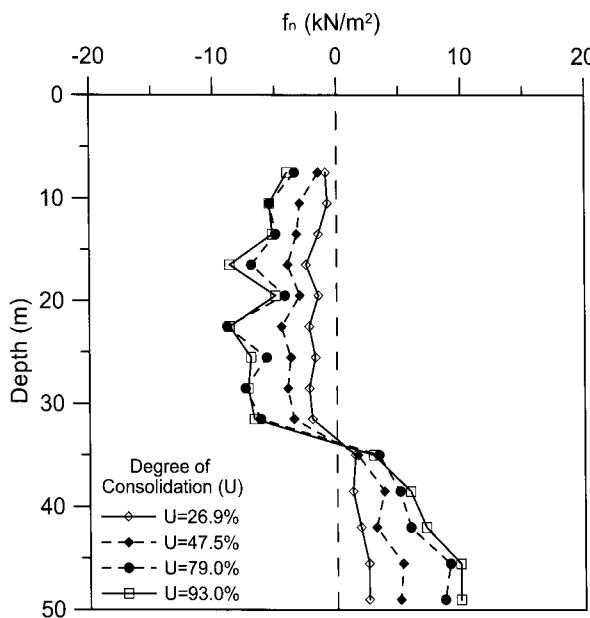


(a) TP01-01(S.L. 도포)

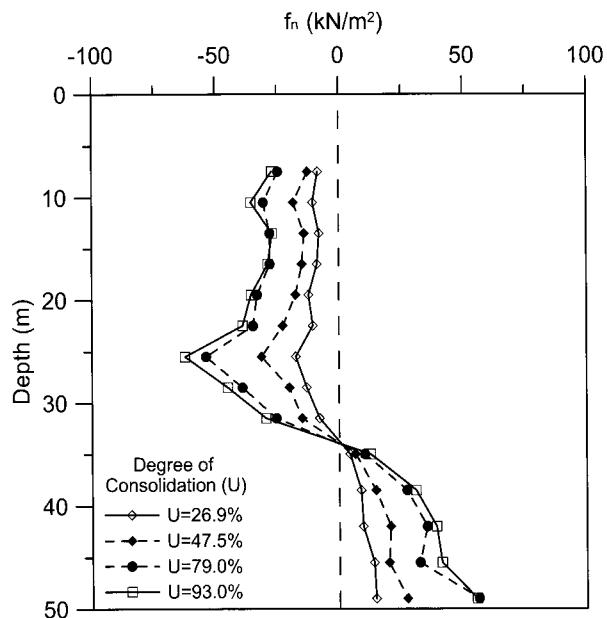


(b) TP01-03(S.L. 미도포)

그림 10. 계측 사례별 압밀 진행에 따른 주면마찰력 분포도(부산, 2001)



(a) TP06-01(S.L. 도포)



(b) TP06-06(S.L. 미도포)

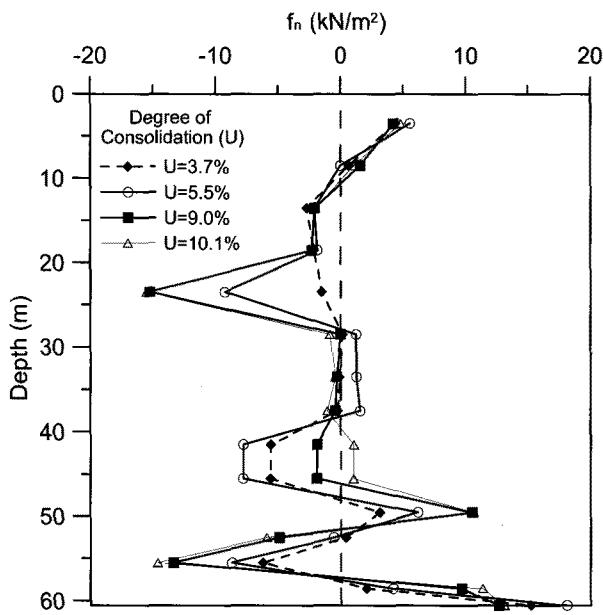
그림 11. 계측 사례별 압밀 진행에 따른 주면마찰력 분포도(부산, 2006)

는 것을 확인하였다.

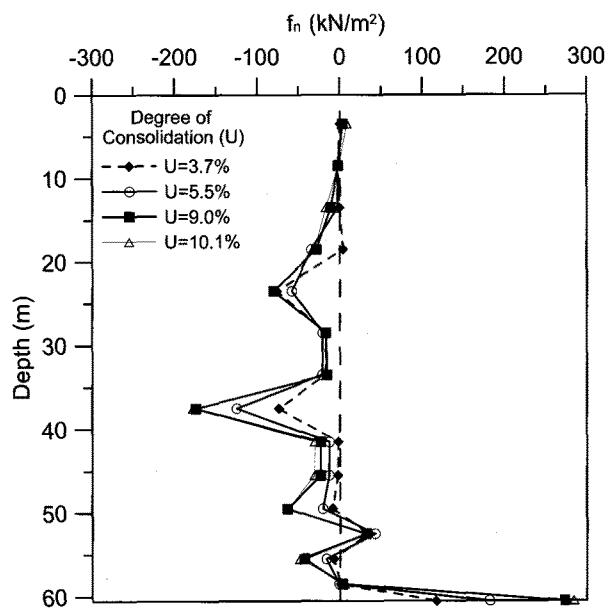
본 연구에서는 국내 지반에 적합한 주면마찰력 산정법을 제안하기 위해 유효응력법인 식 (3)을 바탕으로, 부주면마찰력 발생 영역에서 측정된 주면마찰력 값을 역산하여  $\beta$  계수를 지반 별로 산정하였다. 압밀도에 따라 산정된 지반별  $\beta$  계수의 분포는 그림 13과 같다.

그림에서 볼 수 있듯이, 장기 계측 사례를 바탕으로 산정된  $\beta$  계수 값은 압밀이 진행됨에 따라 증가하는 것

으로 나타났으며, 표 1에서 언급하였던 기존 제안 값들 (Baligh 등, 1981; Lambe 등, 1974; Johansen과 Bjerrum, 1965; Bjerrum 등, 1969; Endo 등, 1969)과의 비교를 위하여 100% 압밀이 된 상태에서의 평균적인  $\beta$  값을 산정하고자 하였다. 실제로 쌍곡선 법을 통해 산정한 압밀 완료 시점에서의 측정치는 얻을 수 없기 때문에, 본 연구에서는  $\beta$  계수 분포도를 바탕으로 100% 압밀시점 ( $U=1$ )에서의 분포범위를 추정하여 비교 값으로 사용하

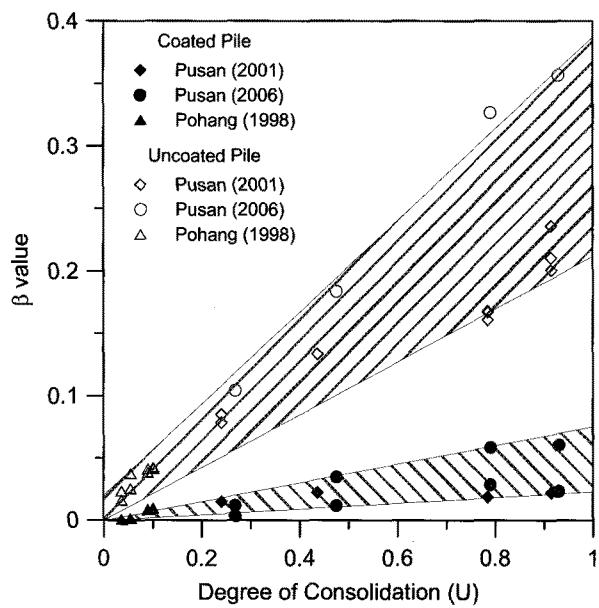


(a) TP98-01(S.L. 도포)

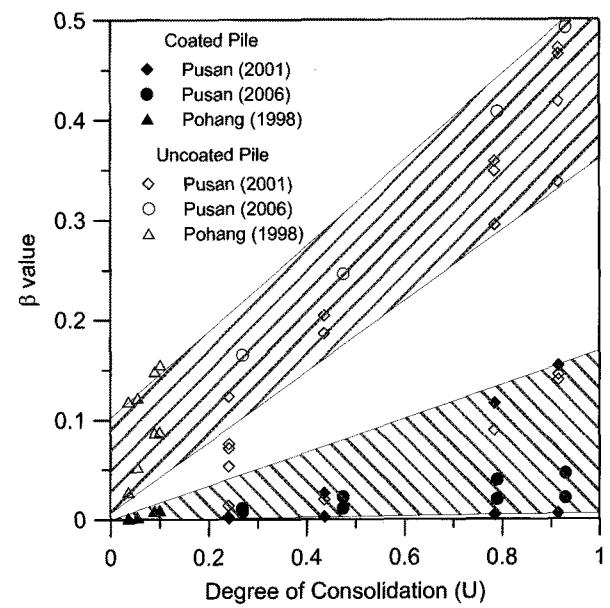


(b) TP98-02(S.L. 미도포)

그림 12. 계측 사례별 입밀 진행에 따른 주면미찰력 분포도(포항, 1998)



(a) 점성토



(b) 사질토

그림 13. 압밀진행에 따른  $\beta$  계수 분포

였다. 비교결과, 점성토의 경우, 무처리 말뚝의 산정된  $\beta$ 값은 기존 제안 값 중 Endo(1969)와 가장 유사한 범위(0.20~0.35)를 가지는 것으로 나타났으며, 사질토의 경우는  $\beta$  계수의 분포 범위가 0.35~0.55 정도로 예상되어, 기존 제안 값 중 Baligh 등(1981)의 제안 범위인 0.3~0.5에 가장 근접하는 것으로 나타났다. S.L. 도포 말뚝의 경우, 앞서 분석하였던 부주면마찰력 저감효과로 인해  $\beta$  값 역시 점성토와 사질토 모두에서 현저하게

감소하여 무처리 말뚝의 50% 미만의 범위를 가지는 것을 확인할 수 있었다.

## 5. 전단강도법( $\alpha$ 계수법)에 의한 주면미찰력 분석

본 절에서는 말뚝의 단기거동 예측에 사용되는 전단강도법( $\alpha$  계수법)을 사용하여 4장과 같은 방법으로  $\alpha$  계수 값을 역산하여 기존 값들과의 비교 및 분석을 수행

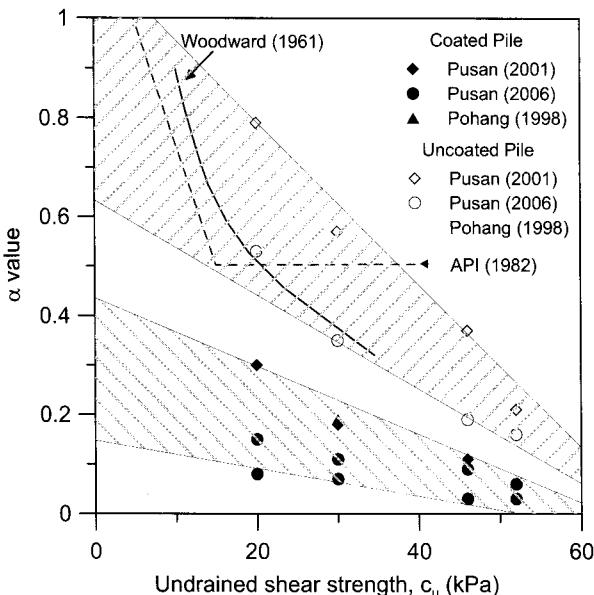


그림 14. 비배수전단강도( $c_u$ )에 따른  $\alpha$  계수 분포

하고자 하였다. 전단강도법과의 비교를 위해 사용된 주면마찰력 결과는 계측 초기, 즉 압밀이 거의 진행되지 않은 시점에서의 주면마찰력 계측 값을 비배수 상태로 가정하여 사용하였다. 비배수 전단강도에 따른  $\alpha$  계수의 분포 및 기존 제안 값과의 비교 결과는 그림 14와 같다.

분석 결과, 무처리 말뚝의  $\alpha$  계수 범위는 비배수 전단강도( $c_u$ )가 10~35kPa의 분포를 나타낼 때, 0.3~0.9 정도로 Woodward(1961)가 제안한  $\alpha$  계수 분포곡선과 일치하는 경향을 나타냈으나, 계측된  $\alpha$  계수 값이  $c_u$  값 증가에 따라 지속적으로 감소하여, 일정  $c_u$  값 이상에서 수렴( $c_u$ : 15kPa 이상,  $\alpha$  계수: 0.5)하는 API(1982) 분포 곡선과는 상이한 결과를 나타냈다. 역청재 도포에 따른  $\alpha$  계수는 약 50~70% 정도로 감소하여 유효응력법을 통한 분석 결과와 동일한 저감효과를 나타냈다.

## 6. 결 론

본 연구에서는 말뚝 장기 계측 사례들을 바탕으로 역청재(S.L.) 도포에 따른 부주면마찰력 감소효과 고찰 및 국내 지반 특성에 적합한 장, 단기 주면마찰력 산정 계수를 압밀도를 고려하여 비교, 분석하였다. 본 연구로부터 얻어진 결과는 다음과 같다.

- (1) 본 연구에서 분석하였던 현장 계측 사례는 3개 지역 총 16분의 말뚝 계측 결과로 전 구간에서 부주면마

찰력이 발생하고 있음을 확인하였으며, 이를 바탕으로 장, 단기 거동 예측에 사용되는 유효응력법과 전단강도법의 주면마찰력 산정식을 바탕으로  $\alpha$ 와  $\beta$  계수를 역산하였다.

- (2) 역청재 도포 말뚝의 경우, 평균 50% 이상의 부주면마찰력 저감 효과를 가지는 것으로 확인되었으며, 이러한 저감효과는 설계에 사용되는 주면마찰력 산정 계수에도 영향을 주기 때문에 역청재 사용 시 적합한  $\alpha$ ,  $\beta$  계수 값의 산정이 필수적이다.
- (3) 장기거동 예측에 사용되는  $\beta$  계수의 분포 범위는 점성토의 경우, 기존 설계에서 사용되고 있는 제안 값 중 Endo(1969)의 결과 값과 가장 유사한 경향(0.2~0.35)을 나타냈으며, 사질토의 경우는  $\beta$  계수의 분포 범위가 0.35~0.55 정도로 예상되어, 기존 제안 값 중 Baligh 등(1981)의 제안 범위인 0.3~0.5에 가장 근접하는 것으로 나타났다. 따라서, 본 연구결과를 바탕으로, 연약지반에 시공되는 대심도 말뚝 설계 시, 신뢰성 있는  $\beta$  계수 산정이 중요하며, 압밀 진행에 따른 유효응력법 설계의 가능성을 확인 할 수 있었다.
- (4) 단기거동 예측에 사용되는  $\alpha$  계수 분포 범위는 비배수 전단강도( $c_u$ )가 10~35kPa의 분포를 나타낼 때, 0.3~0.9 정도로 Woodward (1961)가 제안한  $\alpha$  계수 분포곡선과 일치하는 경향을 나타냈으며, 역청재 도포에 따른  $\alpha$  계수는 약 50~70% 정도로 감소하여 장기거동 예측 시 감소효과와 동일한 부주면마찰력 저감효과를 나타내었다.

## 참 고 문 헌

1. 경성대학교 공학기술연구소 (2001), 부산강서경기장 건립공사의 부마찰력 확인을 위한 현장시험 연구용역 보고서, 경성대학교.
2. 경성대학교 공학기술연구소 (2006), 국산 SL컴파운드의 부마찰력 저감효과 확인을 위한 현장시험 연구용역 보고서, 경성대학교.
3. 정상섬 (1993), 단독말뚝과 군말뚝의 Downdrag, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, Vol. 13(4), 259-268.
4. 정상섬, 이상원, 조성한 (1996), 역청재 도장말뚝의 하향력 해석, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, Vol. 16(III-5), 445-453.
5. 포스코 건설 연구소 (1998), 포항 LNG 발전소 Pile 재하시험 용역 보고서, 포스코 건설.
6. 한국지반공학회 (2009), 구조물 기초 설계기준해설.
7. API (1982), RP2A: Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms. Washington, DC: American Petroleum Institute.
8. Baligh, M.M., Figi, H., Vivatra, V. and Azzouz, A.M. (1981), Design of Bitumen coatings to reduce Downdrag on Piles, Research

- report R80-42, *Geotechnical Order No.686*, Department of Civil Engineering, M.I.T., 65.
9. Begeman, H.K.S. (1969), Negative Skin Friction on a Single Pile, *Proc. 7<sup>th</sup> int. Conf. on Soil Mechanics And Foundation Engineering*, Mexico City, Specialty Session 8.
  10. Bjerrum, L., Johannessen, I.J. and Eide, O. (1969), Reduction of negative skin friction on steel piles to rock. *Proc. 7<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, Vol.2, 27-34.
  11. Bozozuk, M. (1981), Bearing Capacity of Pile Preloaded by Downdrag, *Proc. 10<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics And Foundation Engineering*, Stockholm, Vol.2, 631-636.
  12. Broms, K.F., Ames, A.W., and Rinck, J. (1969), The Negative Skin Friction Along the Shaft of a Foundation Pile, *Proc. 7<sup>th</sup> int. Conf. on Soil Mechanics And Foundation Engineering*, Mexico City, Specialty Session 8.
  13. Briaud, J.L., Tucker, L.M., Lytton, R.L. and Coyle, H.M. (1983), Behavior of Piles and Pile Groups in Cohesionless Soils, *Federal Highway Admin.*, Report No. FHWAIRD-83-38.
  14. Briaud, J.L., Al-Gurjia, Z., Quraishi, M., Bush, R. K. and Jeong, S. (1989), Downdrag on Bitumen Coated Piles, *Texas Transportation Institute*, Texas A&M University System, Preliminary Draft Report to National Cooperative Highway Research Program.
  15. Briaud, J.L. and Miran, J. (1992), The Cone Penetrometer Test, *U.S. Dept. of Trans.*, Pub. NO. FHWA-SA-91-043.
  16. Briaud, J.L. (1997), Bitumen selection for reduction of downdrag on piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.123 (12), 1127-1134.
  17. Briaud, J.L. and Tucker, L. (1997), Design and construction guidelines for downdrag on uncoated and bitumen-coated piles. *National Cooperative Highway Research Program Report 393*, Washington D.C.
  18. Combarieu, O. (1985), Frottement négatif sur les pieus, *Rapport de recherche LPCN 136, Laboratoire Centrale des ponts Et Chaussees*, 151.
  19. Endo, M., Minou, A., Kawasaki, Shibata, T. (1969), Negative Skin Friction Acting on Steel Pipe Pile in Clay, *Proc. 7<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, Vol.2, 85-92.
  20. Fellenius, B.H. (1975), Reducing negative skin friction with bitumen layers, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.101(GT4), 412-414.
  21. Fellenius, B.H. (1979), Downdrag on bitumen-coated piles, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.105(GT10), 1262-1265.
  22. Garlanger, J.E. (1974), Measurements of Pile Downdrag Beneath a Bridge Abutment, *Transportation Research Record*, Vol.517, 61-69.
  23. Gayarre, F.L., Nicieza, C.G., Fernández, M.I.A., and Vigil, A.E.Á. (2010), Forensic analysis of a pile foundation failure, *Engineering Failure Analysis*, Vol.17, 486-497.
  24. Hanna, A.M. and Sharif, A. (2006), Drag force on single piles in clay subjected to surcharge loading. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, Vol.6(2), 89-96.
  25. Jeong, S.S., Lee, J.H., and Lee, C.J. (2004), Slip effect at the pile-soil interface on dragload. *Computers and Geotechnics*, Vol.31, 115-126.
  26. Jeong S. and Kim S. (1998), Interaction factors for pile groups due to downdrag, *Soils and Foundations*, Vol.38(2), 49-61.
  27. Johannessen, I.J. and Bjerrum, L. (1965), Measurements of the Compression of a Steel Pile to Rock due to Settlement of the Surrounding Clay, *Proc. 7<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, 261-264.
  28. Lambe, T.W., Garlanger, J.E. and Leifer, S.A. (1974), Prediction and Field Evaluation of Downdrag Forces on a Single Pile, *Research Report No. R74-27, Soil Publication No.339*, Massachusetts Institute of Technology.
  29. Meyerhof, G.G. (1976), Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, No. GT3, 197-228.
  30. Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967), Settlement of Point Bearing Pile Foundation: Settlement of Floating Pile Foundation, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2<sup>nd</sup> ed., John Wiley & Sons, New York, 540-555.
  31. Woodward, R., and Boitano, J. (1961), Pile Loading Tests in Stiff Clays, *Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, Vol.2, 177.
  32. Zeevaert, L. (1959), Reduction of Point Bearing Capacity of Pile Because of Negative Skin Friction, *Proc. 1<sup>st</sup> Pan Am. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, 1145-1152.

(접수일자 2010. 8. 27, 심사완료일 2010. 10. 26)

# 말뚝 재하시험을 이용한 강관합성 현장타설말뚝의 적용성 분석

## Applicability of Steel-Concrete Composite Drilled Shafts by Pile Loading Tests

이 주 형<sup>1</sup> Lee, Ju-Hyung  
곽 기 석<sup>3</sup> Kwak, Kiseok

정 문 경<sup>2</sup> Chung, Moonkyung  
김 성 렐<sup>4</sup> Kim, Sung-Ryul

### Abstract

The steel pipe of steel-concrete composite drilled shafts increases the pile strength and induces the ductile failure by constraining the deformation of the inner concrete. In this research, pile loading tests were performed to analyze the field applicability of a steel-concrete composite drilled shafts. The test ground consisted of 5~7 m thick soil underlying rock mass. The test piles consisted of two steel-concrete composite drilled shafts, which were the concrete filled steel pipe piles with the diameter of 0.508 m, and a concrete pile with the same diameter. The test results showed that the boundary between the upper steel composite section and the lower concrete section was structurally weak and needs to be reinforced by using a inner steel cage. If the boundary is located in deep depth, which is not influenced by lateral load, the allowable strength of the lower concrete section increases, so an economical design can be performed by increasing the design load of steel-concrete composite drilled shafts.

### 요    지

강관합성 현장타설말뚝은 굴착시 공벽보호를 위해 사용되는 강관케이싱을 구조재로 보고 내부에 콘크리트를 채운 합성말뚝으로서 외부 강관이 내부 콘크리트의 변형을 억제하여 말뚝의 강도를 증가시키고 연성파괴를 유도하는 보강 효과를 발휘한다. 본 연구에서는 강관합성 현장타설말뚝의 현장 적용성을 분석하기 위하여 현장재하시험을 수행하였다. 시험결과 강관 선단부 즉, 강관합성-콘크리트 경계면이 구조적으로 취약하며 힘에 대한 저항력이 작기 때문에 내부 철근망을 설치하여 이 부분을 보강할 필요가 있었다. 또한 강관합성-콘크리트 경계면이 휨모멘트의 영향을 받지 않는 충분히 깊은 깊이에 위치하고 주변지반의 구속효과가 발휘되는 경우에는 강관합성 현장타설말뚝의 하부 콘크리트 재료에 대한 허용강도가 증가하므로 강관합성 현장타설말뚝의 설계하중을 증가시켜 경제적인 설계가 가능해질 수 있을 것으로 판단된다.

**Keywords :** Composite pile, Drilled shaft, Pile loading test, Pile material strength, Steel-concrete composite drilled shafts

### 1. 서 론

최근, 장대교량, 초고층 빌딩 등 상부하중이 큰 주요

구조물에 대하여 강관합성 현장타설말뚝을 이용하여 말뚝기초의 재료강도와 설계 지지력을 증가시키려는 연구가 진행중이다. 강관합성 현장타설말뚝은 강관 내

1 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 수석연구원 (Member, Senior Researcher, Geotechnical Engineering Research Dept., KICT)

2 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 연구위원 (Member, Research Fellow, Geotechnical Engineering Research Dept., KICT)

3 정회원, 한국건설기술연구원 기획조정처 연구위원 (Member, Research Fellow, Planning & Coordination Dept., KICT)

4 정회원, 동아대학교 토목공학과 조교수 (Member, Assistant Professor, Dong-A University, sungryul@dau.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 5월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

부에 콘크리트를 충진한 말뚝으로서 강관이 내부 콘크리트의 변형을 구속하여 말뚝의 재료강도를 증가시키고 변위를 감소시키는 보강효과가 있는 것으로 나타났다(이주형 등, 2008).

강관합성 현장타설말뚝의 재료강도는 강관의 보강효과에 의해 강관과 콘크리트의 각각의 재료강도를 합한 값보다 더 증가하는 것으로 알려져 있다(Kilpatrick and Rangan, 1999; 권형민 등, 2008). 김성렬 등(2009a)은 3차원 수치해석 연구를 수행하여 강관합성 현장타설말뚝의 재료강도를 분석하였는데, 그 결과 강관합성 현장타설말뚝의 재료강도는 강관과 콘크리트의 재료강도를 합한 값보다 축방향에 대하여 약 10%, 횡방향에 대하여 20~45% 더 큰 것으로 나타났다. 또한, 강관합성 현장타설말뚝은 항복강도에 도달한 이후에도 강도가 급격히 감소되지 않고 변형률에 따라 강도가 일정하게 유지되는 연성파괴 거동을 보이므로 콘크리트 재료에 비하여 구조적인 안정성이 훨씬 뛰어나다. 미국 시방기준(AASHTO, 2004)에서는 현장타설말뚝 강관 케이싱의 두께가 3mm 이상인 경우에는 강관에 의한 재료강도 증가효과를 고려하여 설계하도록 규정하고 있다. 그러므로 강관합성 현장타설말뚝의 보강효과 및 현장적용성을 분석하는 관련연구가 수행된다면 향후 강관합성 현장타설말뚝이 실무적으로 널리 적용될 수 있을 것으로 판단된다.

본 연구에서는 강관합성 현장타설말뚝의 현장적용성을 분석하기 위하여 내부 철근망이 있는 강관합성 현장타설말뚝, 내부 철근망이 없는 강관합성 현장타설말뚝, 그리고 동일한 직경의 현장타설 철근콘크리트 말뚝의 총 3본에 대하여 현장 말뚝재하시험을 수행하였다. 재하시험이 수

행된 장소의 지반조건은 지표면으로부터 5~7m 두께의 토사층, 그 아래에 연암층 및 경암층이 존재하였다. 먼저, 수평방향 재하시험을 실시하여 말뚝의 탄성거동 범위 내에서 수평지지력을 측정하였다. 그 후, 수직방향 재하시험을 실시하여 각 말뚝의 재료 파괴하중을 측정하였다.

재하시험으로부터 말뚝두부에서의 하중-변위 곡선, 변형률 계측결과를 이용한 축하중 분포곡선과 모멘트 분포곡선, 말뚝재료 탄성계수 등을 분석하였다. 그리고 말뚝종류에 따른 거동차이를 비교하여 강관합성 현장타설말뚝의 현장적용성을 분석하였다.

## 2. 지반 및 재하시험 조건

시험말뚝은 강관합성 현장타설말뚝의 내부에 철근망이 있는 경우(Case 1)와 없는 경우(Case 2) 그리고, 철근 콘크리트 말뚝(Case 3)의 3본이다. 그림 1은 각 시험말뚝의 위치에서 수행한 표준관입시험 결과와 지층구성, 그리고 시험말뚝의 간략한 제원을 보여준다. 본 재하시험이 수행된 장소는 인천의 매립지반으로서 지표면으로부터 약 2m 두께의 매립층, 그 아래로 3~5m 두께의 실트질 모래층 그리고 연암층과 경암층이 존재한다. 그런데 실트질 모래층의 하부는 암편 등을 다량 포함하고 있으며 SPT N값의 범위가 50/16~50/8로 매우 단단하였다. 강관케이싱은 STK490  $\phi 508-9t$ 를 사용하였으며, 말뚝의 외경은 강관이 근입되는 부분은 0.508m이고 강관이 근입되지 않고 오거굴착만 수행된 부분은 0.430m이다. 강관합성 현장타설말뚝의 암반 소켓부의 길이는 설계를 통하여 예측된 강관합성부의 재료강도 이상 지반의 지

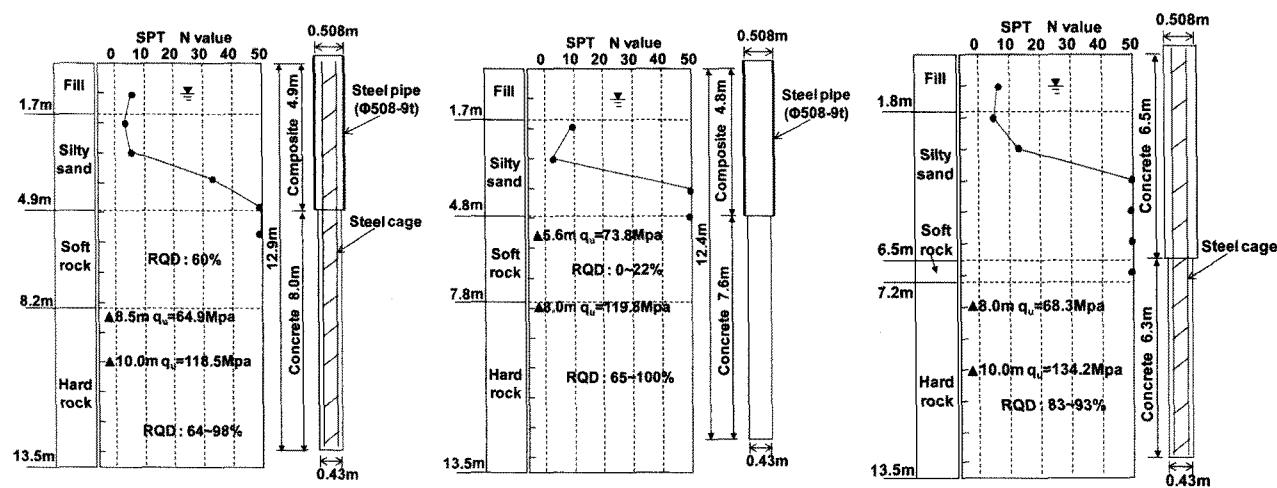


그림 1. 지반조건 및 말뚝의 제원

지력이 발휘될 수 있도록 충분히 길게 하였다. 시험말뚝의 전체길이는 12.4m~12.9m로서 3개 말뚝 모두 선단이 경암에 위치하였다. 말뚝선단을 매우 단단한 경암에 근입한 이유는 수직방향 재하시험시 말뚝재료 파괴를 발생시켜 강관합성 현장타설말뚝의 재료 보강효과를 분석하기 위해서이다. Case 3의 철근콘크리트말뚝의 경우 말뚝의 재료강도가 강관합성 현장타설말뚝에 비해 훨씬 작게 예측되었으나 말뚝의 거동 및 깊이에 따른 말뚝의 응력상태에 대한 상대적인 비교를 용이하게 하기 위하여 말뚝의 전체길이를 유사하게 시공하였다.

표 1은 각 시험말뚝의 제원을 보여준다. 콘크리트는 국내 현장에서 일반적으로 사용되는 설계강도 35MPa을 적용하였으나 실제 재령 60일인 공시체(직경 10cm, 높이 20cm)에 대한 압축강도 실험결과 41.5MPa로 나타났다. 그리고 내부 철근망의 주철근 면적비는 말뚝단면적에 대하여 1.19%를 적용하였다.

시험말뚝 시공은 강관내부의 오거 굴착을 통해 강관을 토사부에 근입시킨 후 오거 천공을 계속하여 경암까지 굴착하였다. 그 후 굴착공 내부로 계측기가 부착된 철근망을 삽입한 후 콘크리트를 타설하였다. 철근콘크리트 말뚝은 강관을 토사부에 근입하고 천공 및 철근망 설치를 완료한 후 콘크리트를 타설하면서 강관을 제거하였다.

강관합성 현장타설말뚝인 Case 1과 Case 2의 경우 외부 강관을 풍화암에 1D(D=말뚝직경)만큼 근입시키는 것으로 계획하였으나 본 현장에서는 풍화암층이 나타나지 않았기 때문에 단단한 토사층과 연암층 경계부에 선단을 위치시켰다. 각 Case 별 강관의 최종 근입깊이는 그림 1에서 보는바와 같이 Case 1, Case 2, 그리고 Case 3의 경우 각각 4.9m, 4.8m 그리고 6.5m 이다.

진동형식 변형률계(GeoKon Model #4000)를 말뚝의 내부 주철근에 용접으로 부착하였으며, 각 깊이의 양단

표 1. 재하시험 말뚝 제원

구분		Case 1 강관합성 현장타설말뚝 (w/ 철근)	Case 2 강관합성 현장타설말뚝 (w/o 철근)	Case 3 철근콘크리트말뚝
상부 강관근입부	말뚝길이	4.9m	4.8m	6.5m
	말뚝직경	0.508m	0.508m	0.508m
하부 콘크리트부	말뚝길이	8.0m	7.6m	6.3m
	말뚝직경	0.430m	0.430m	0.430m
강관	D=0.508m, t=9mm	D=0.508m, t=9mm	-	-
내부 철근망	D=0.38m, D16@12	-	-	D=0.38m, D16@12

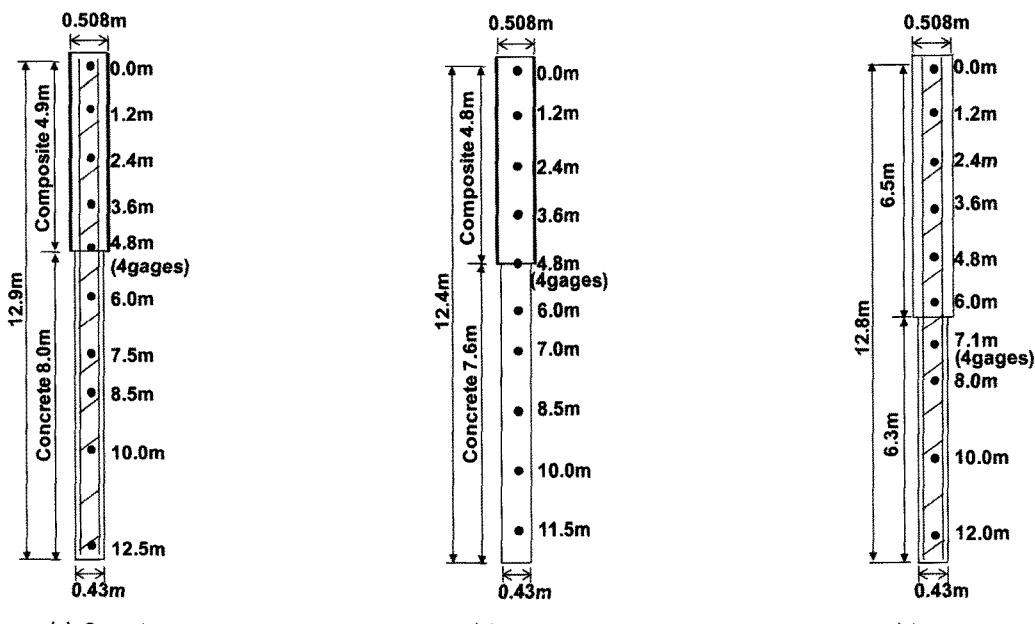


그림 2. 변형률계 설치위치

에 2개씩 부착하였다. 그림 2는 각 Case 별 변형률계의 설치위치이다. 토사층에서는 약 1.2m 간격으로 설치하였으며, 암반 소켓부에서는 약 1.5m 간격으로 설치하였다. 특히 말뚝의 직경 및 재료강도가 변하는 강관 선단부 즉, 토사층과 연암층의 경계부 주변에는 정밀한 계측을 위하여 4개의 변형률계를 설치하였다.

말뚝 시공 완료 후 각 말뚝 주변에 10~16공의 반력앵커를 설치하였다. 반력앵커는 크로울러 드릴을 사용하여, 직경 약 150mm, 깊이 약 11.5m로 천공한 다음 강도 30MPa의 그라우트를 주입하였다. 반력앵커는 각 공당 12.7mm 강선 10가닥을 사용하였다. 최대 재하용량은 수평방향에 대하여 500kN, 수직방향에 대하여 15,000kN을 계획하였다.

재하시험은 시험말뚝의 콘크리트를 타설한 후 약 60일 후에 수행하였다. 재하시험 방법은 ASTM 1143-81(ASTM, 1981)에서 채택하고 있는 급속재하법(quick loading test)을 적용하였으며 반복재하는 수행하지 않았다. 하중재하 방법은 최대하중까지 일정한 속도로 재하를 한 후 최대하중에 도달하면 제하를 실시하는 것으로 계획하였다. 재하/loading 단계에서 각 단계의 하중 지속시간은 15분으로 하였으며, 하중 증분은 수평방향과 수직방향의 경우 각각 5kN과 500kN으로 결정하였다. 제하(unloading) 단계에서는 각 단계의 하중 지속시간은 5분으로 하였으며, 하중 증분은 수평방향과 수직방향의 경우 모두 최대 재하하중의 10%씩 감소시키는 것으로 결정하였다. 수평방향 재하시험은 변형률 분석을 통해 콘크리트에 소성변형률이 발생하는 것으로 판단될 경우 하중을 제거하였다. 그리고 수직방향 재하시험은 말뚝의 재료파괴가 발생할 때까지 재하하였다.

### 3. 수평방향 재하시험 결과 분석

수평방향 재하시험 결과로부터 말뚝두부 하중-변위곡선, 깊이별 휨변형률 분포 곡선 등이 얻어졌으며, 변형률 보정절차를 적용하여 깊이별 휨멘트 분포 곡선을 산정하였다.

#### 3.1 말뚝두부 하중-변위 및 휨변형률 곡선

그림 3은 말뚝두부에서 측정된 수평방향 하중-변위곡선을 보여준다. 수평변위는 말뚝의 두부(Lower)와 말뚝의 두부로부터 약 0.9m 떨어진 말뚝 상부(Upper)에 각각 LVDT를 설치하여 말뚝의 수평변위와 함께 회전각을 측정하였다. Case 1의 경우 수평하중 54kN에서 변위가 크게 발생하였으며 최종적으로 69kN까지 재하한 후 하중을 제거하였다. Case 2는 수평하중에 비례하여 변위가 계속 증가하였으며 콘크리트의 변형률 관찰결과 69kN에서 콘크리트의 소성변형률 약  $200\mu\epsilon$  이상 발생하는 것으로 판단하여 하중을 제거하였다. 이에 반해 Case 3의 콘크리트 말뚝은 강관합성 현장타설말뚝 최대 재하하중의 약 3배인 225kN까지 재하할 수 있었다.

재하시 양단에서 측정된 변형률 값을 이용하여 말뚝 중심에서의 평균 휨변형률을 그림 4와 같이 산정하였다. Case 1의 경우 2.4m 깊이와 4.8m 깊이에서 휨변형률이 크게 발생하였으며, 하중단계가 49kN에서 64kN으로 증가할 때 전단계에 비하여 변형률이 크게 증가하였다. Case 2의 경우 2.4m 깊이와 4.8m 깊이, Case 3의 경우 지표면과 2.4m 깊이에서 휨변형률이 크게 발생하였다.

말뚝두부에 수평하중이 작용하면 휨변형률이 깊이에 따라 점차 증가하다가 감소하는 것이 일반적인 경향이다. 그러나 Case 1의 4.8m 깊이와 Case 2의 4.8m 깊이에

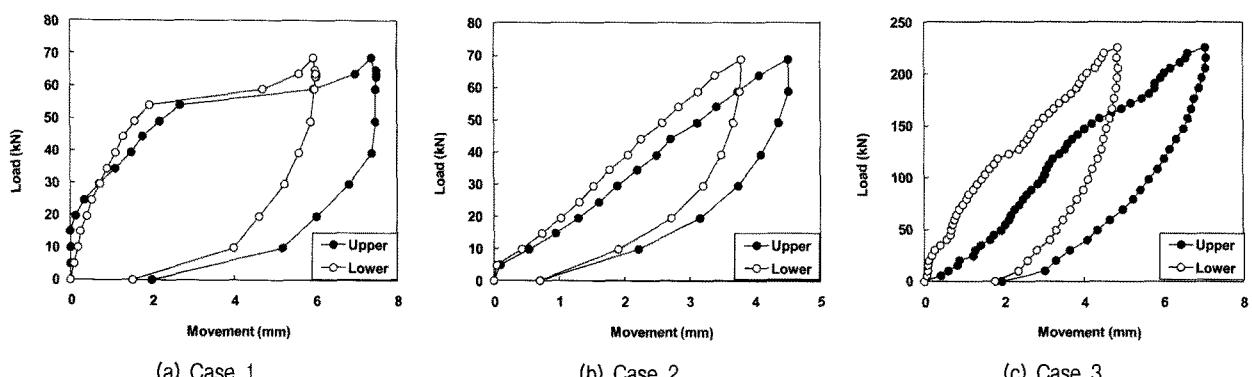


그림 3. 수평방향 말뚝두부 하중-변위 곡선

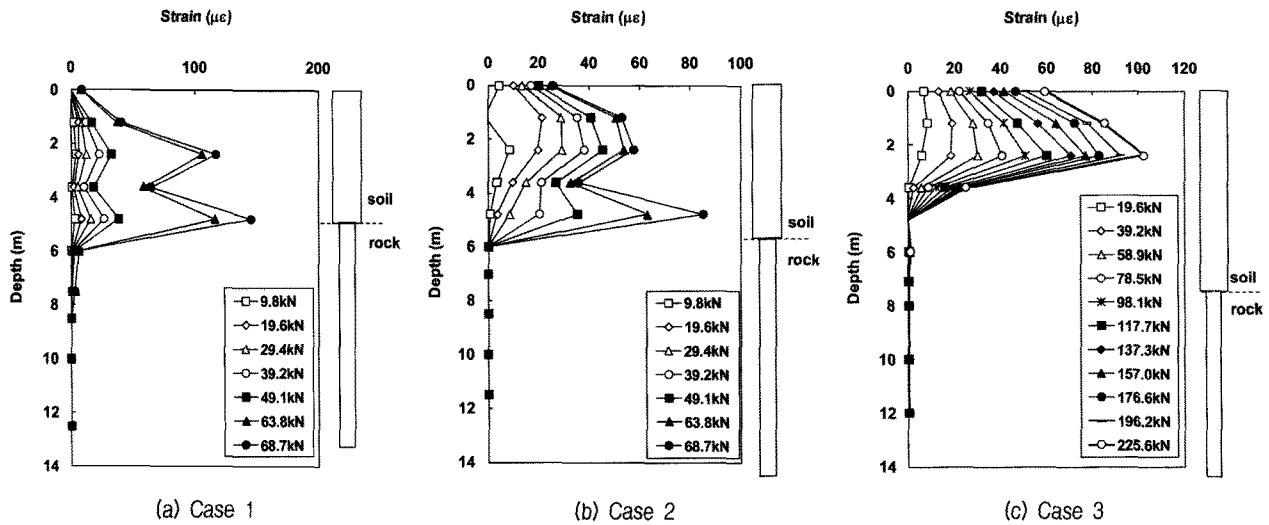


그림 4. 깊이에 따른 평균 흔변형률 분포 곡선

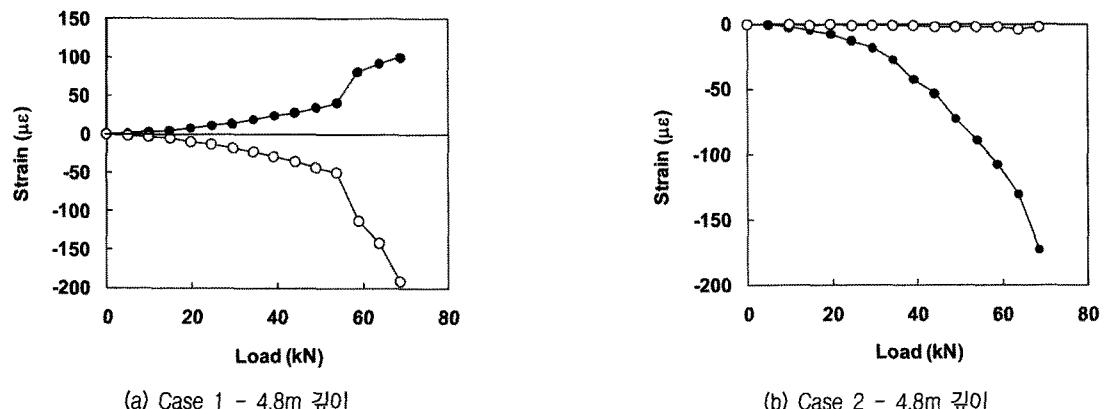


그림 5. 강관합성 하부 콘크리트 영역의 인장-압축 변형률 측정값((-) 부호 인장측, (+) 부호 압축측)

서 흔변형률이 증가하였는데, 그 이유는 이 깊이들이 강관의 선단부 즉, 강관합성-콘크리트의 경계부로서 말뚝 재료 강성 및 단면적이 감소하기 때문에 동일한 응력에서 변형률이 크게 발생하기 때문이다.

이번 실험결과처럼 철근콘크리트 말뚝이 강관합성 현장타설말뚝에 비하여 수평하중 저항력이 크게 나타난 것을 강관합성 현장타설말뚝의 경우 단면적이 변하는 깊이에서 변형이 크게 발생하였고 철근콘크리트 말뚝의 경우 타설된 콘크리트가 토사층에 침투하여 콘크리트-토사층의 접촉이 좋아졌으며, 인근지반의 강도가 증가하였기 때문으로 판단된다.

### 3.2 변형률값 보정을 통한 흔모멘트 산정

콘크리트 재료는 인장 변형률에 취약하므로, 내부 철근망이 없으면 인장력에 대한 저항력이 작다. 실제로 강

관합성 현장타설말뚝의 하부 콘크리트 영역에서의 인장-압축 변형률 측정값을 살펴보면 철근망의 유무에 따라 변형률의 발생경향이 달라진다.

그림 5는 Case 1과 Case 2의 강관합성 현장타설말뚝 변형률 측정결과로서 Case 2에는 내부 철근망이 존재하지 않는 경우이다. Case 1의 4.8m 깊이 단면의 경우 약 54kN까지는 인장과 압축측의 변형률이 서로 대칭적으로 증가하였지만, 54kN이상의 재하하중에서 인장변형률이 약  $50\mu\epsilon$ 을 넘어서면서 인장측의 변형률이 압축측에 비하여 2배 이상 커졌다. 인장변형률이 압축변형률보다 커진 것은 인장측에서 콘크리트의 균열이 발생하였기 때문으로 판단된다. 이에 반해 Case 2의 4.8m 깊이 단면의 경우 압축측의 변형률은 발생하지 않고 인장측의 변형률만 크게 증가하였다. 이것은 Case 1과 달리 콘크리트 내부에 철근이 없기 때문에 인장응력에 전혀 저항하지 못하고 콘크리트 단면에 균열이 발생하였기 때

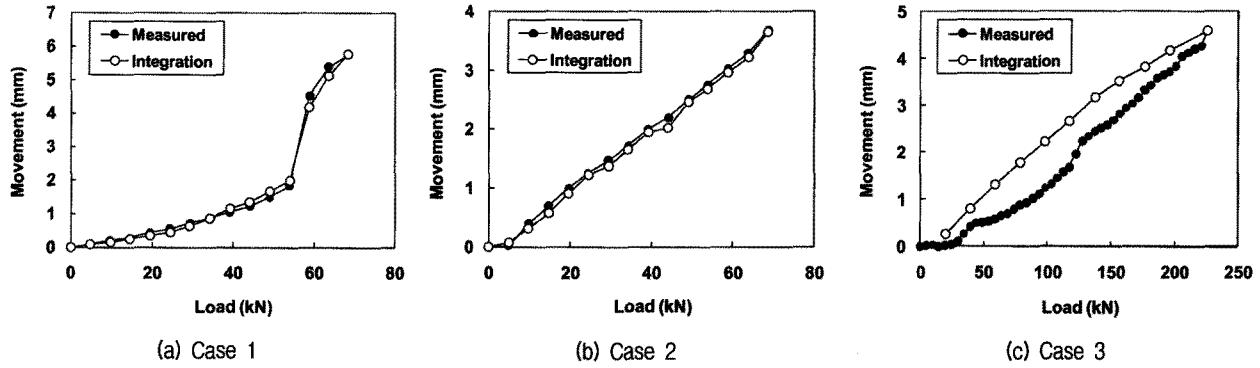


그림 6. 수평변위 산정값과 계측값의 비교

문이다.

콘크리트 단면에 균열이 발생하게 되면 단면의 휨강성이 감소하여 모멘트에 대한 저항력이 작아진다. 이러한 영향을 고려하여 평균적인 모멘트 분포 곡선을 산정하기 위해 변형률값을 보정하였다. 보정방법은 변형률 측정값을 두 번 적분하여 산정한 말뚝두부의 수평변위가 말뚝두부에 설치한 LVDT로 계측한 값과 동일해지도록 Case 1의 4.8m 깊이와 Case 2의 4.8m 깊이의 변형률 측정값을 감소시키는 방법이다.

그 결과 Case 1의 경우 4.8m 깊이의 휨변형률을 1/2.5, Case 2의 경우 4.8m 깊이의 휨변형률을 1/9로 감소시켰을 때 수평변위 산정값이 계측값과 동일해졌다. Case 3의 콘크리트 말뚝에도 동일한 방법으로 계측 변형률을 보정하였는데, 전체 깊이의 계측 변형률을 약 1.5배 증가시켰을 때 수평변위 산정값과 계측값이 대체적으로 잘 일치하는 것으로 나타났다.

그림 7은 보정된 변형률 분포를 이용하여 산정된 수평변위와 휨모멘트 분포 곡선을 보여준다. Case 1과 Case 2의 경우 강관합성-콘크리트 경계부에서부터 회전각 및 휨모멘트가 발생하기 시작하였으며, Case 3의 경우에는 상부 약 5.0m 깊이의 토사층에서 휨모멘트가 발생하기 시작하였다.

이러한 결과로 볼 때, 강관합성 현장타설말뚝은 휨모멘트에 대하여 강관선단부 즉, 강관합성-콘크리트 경계부와 같이 말뚝 단면이 변하는 곳에서 구조적으로 취약하므로 이러한 경계면이 휨모멘트의 영향이 미치지 않는 깊은 곳에 위치하는 것이 필요하다.

#### 4. 수직방향 재하시험 결과분석

수직방향 재하시험 결과로부터 말뚝두부 하중-변위

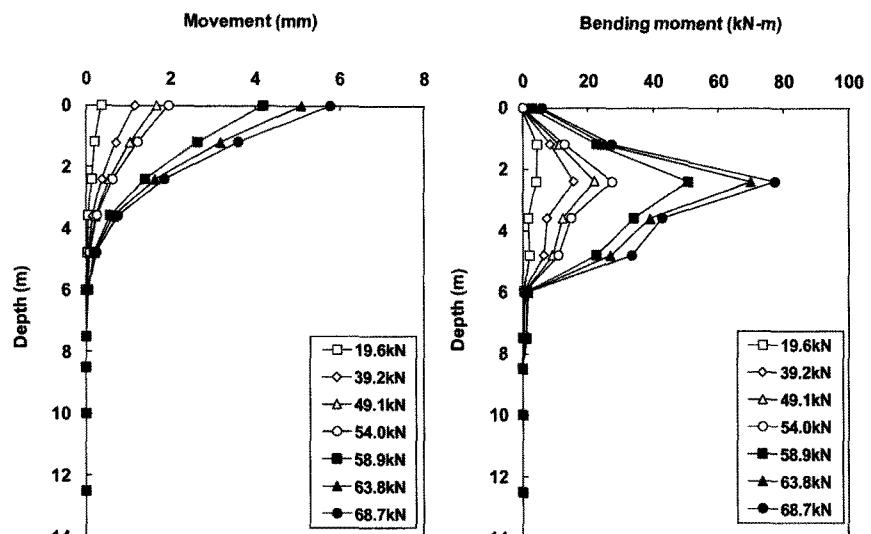
곡선, 깊이별 축변형률 분포 곡선 등이 얻어졌으며, 이를 이용하여 말뚝재료별 탄성계수와 축하중 분포곡선 등을 산정하였다.

##### 4.1 말뚝두부의 축방향 하중-변위 곡선

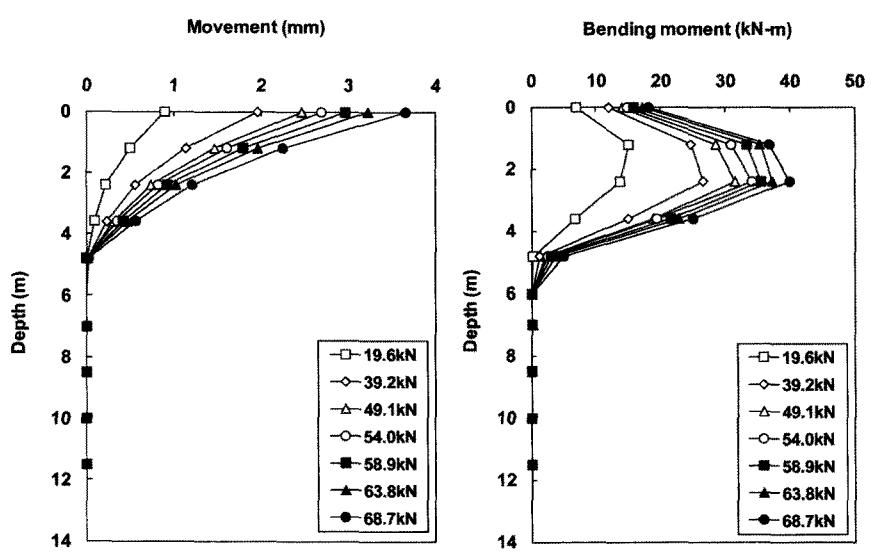
그림 8은 말뚝두부에서 얻어진 축방향 하중-변위 곡선이다. 모든 말뚝은 하중을 완전히 제거한 후에도 회복되지 않는 소성변형이 발생하였다. 이 소성변형은 말뚝 선단이 단단한 경암에 근입되어 선단변위가 발생하지 않는 것을 고려할 때 말뚝 재료 항복 때문에 발생한 것으로 판단된다.

각 말뚝의 최대 재하하중은 9,810kN(Case 1), 7,848kN(Case 2), 그리고 4,414kN(Case 3)으로서 철근이 있는 강관합성 현장타설말뚝의 재하하중이 가장 큰 것으로 나타났다. 강관합성 현장타설말뚝과 철근콘크리트 말뚝에서 콘크리트와 강관의 재료강도 값은 표 2와 같이 계산할 수 있다. 강관합성 현장타설말뚝의 재하하중은 이 재료강도의 단순한 합인 12,380kN의 79%와 63%로 나타났다.

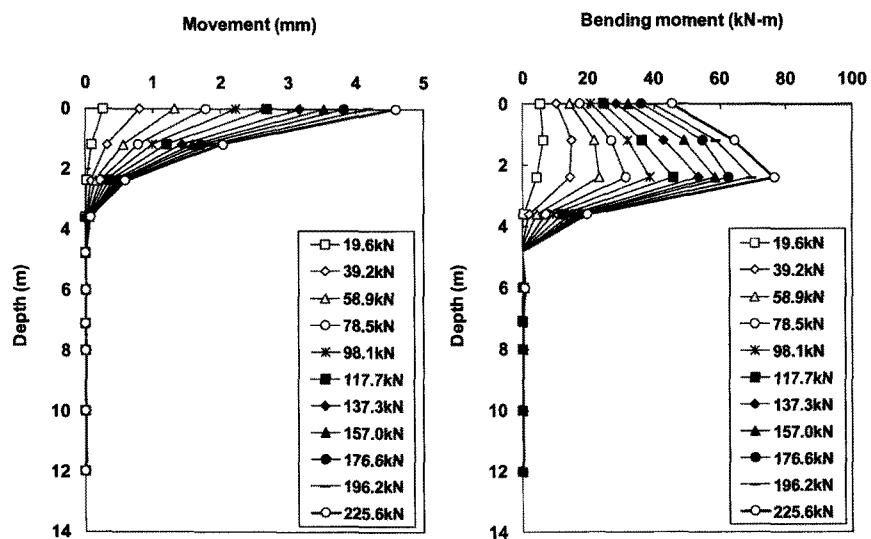
특히, 철근콘크리트 말뚝의 최대 재하하중은 4,414kN인데, 이 값은 표 2에서 계산된 말뚝 상부의 콘크리트 압축강도 값인 8,310kN의 53%로 나타났으며 하부 콘크리트의 압축강도 값인 5,954kN 보다도 작았다. 이러한 원인은 재하시험시 말뚝두부에서 4개의 유압잭을 이용하여 가압하였는데, 재하하중의 중심이 말뚝중심과 불일치하면서 축하중 외에 모멘트가 함께 발생하였기 때문으로 판단된다. 그림 9는 말뚝두부 위에 놓인 재하 강판의 4방향에 설치한 침하계측 자료이다. 실제로 Case 3의 콘크리트 말뚝의 경우 재하하중이 3MN을 넘어가면서 대칭위치에 있는 S1과 S3의 변위값이 평균값에 비



(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3

그림 7. 깊이별 수평변위 및 모멘트 분포곡선

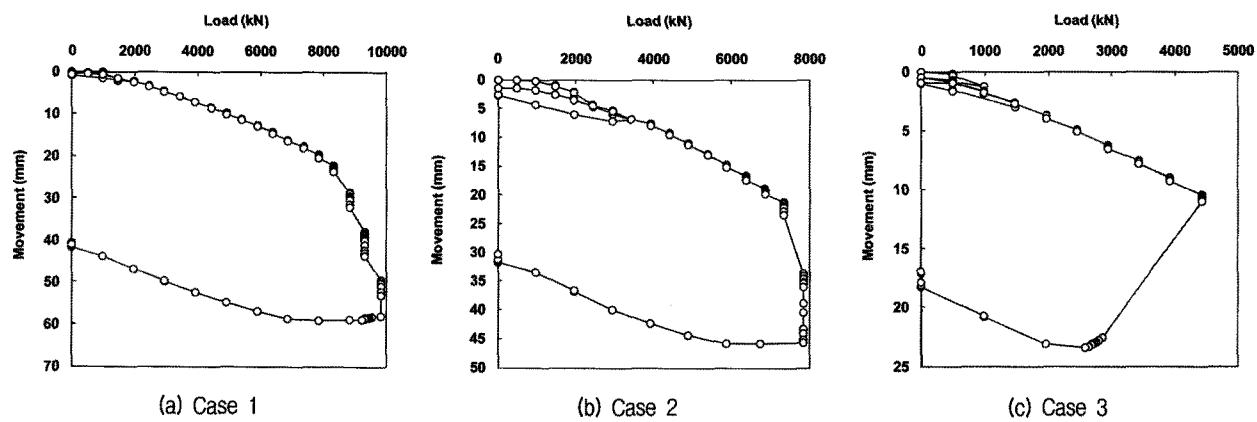


그림 8. 수직방향 말뚝두부 하중-침하 곡선

표 2. 말뚝의 수직방향 재료강도

Case	재료	항복강도(MPa)	직경(m)	단면적( $m^2$ )	재료강도(kN)
1, 2	강관	33.0	0.508	0.0140	4,650
	콘크리트	41.5	0.490	0.1885	7,730
3	상부 콘크리트	41.5	0.508	0.2026	8,310
	하부 콘크리트	41.5	0.430	0.1452	5,954

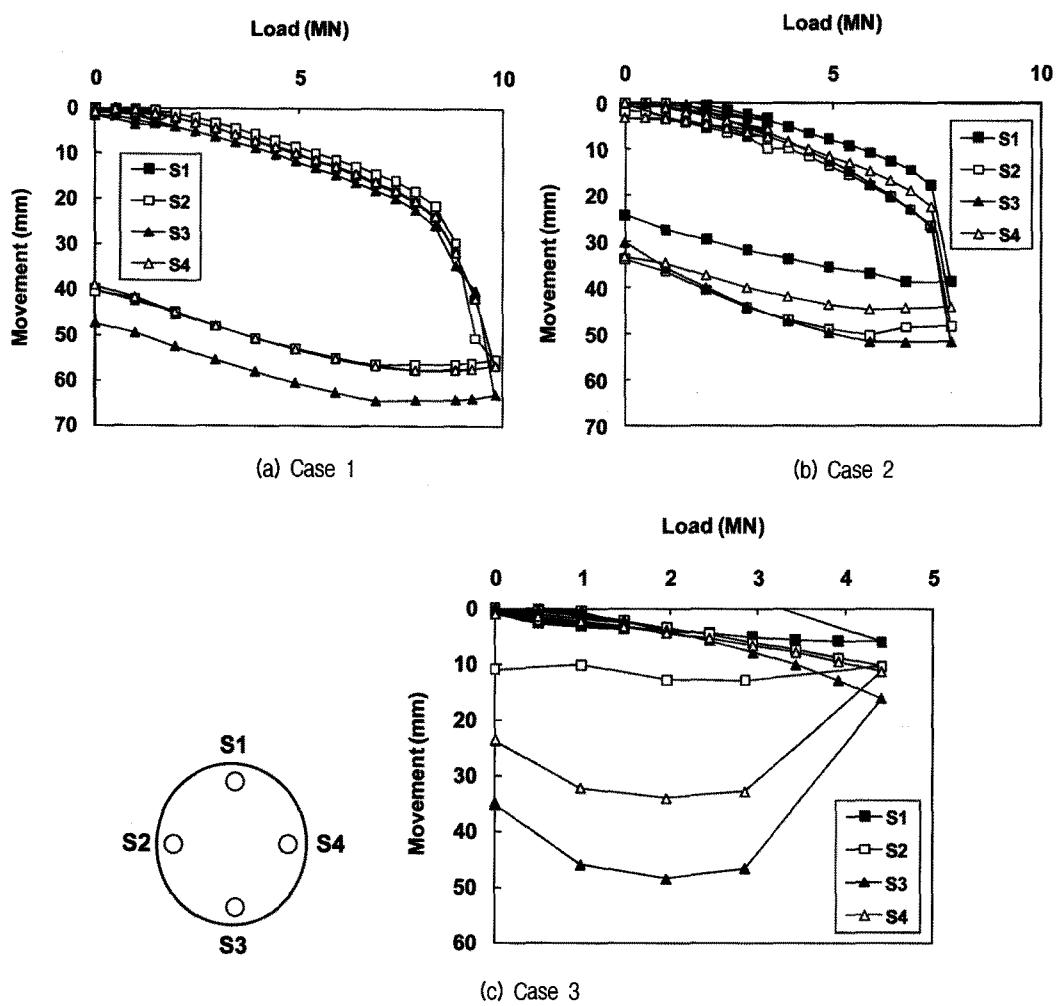


그림 9. 말뚝두부에서의 위치별 하중-침하 곡선

해 최대 5mm 정도 작거나 커지면서 말뚝 두부의 회전이 발생하였다. Case 2도 평균변위에 대한 각 위치의 오차가 최대 6mm 정도 발생하였다. 이에 반해, Case 1은 평균변위에 대한 최대 오차가 2mm 정도로 나타났다.

#### 4.2 재료 탄성계수 분석

말뚝재료 중 콘크리트의 탄성계수는 변형률의 크기에 따라 비선형적으로 변화하며 일반적으로 변형률이 증가함에 따라 감소한다. 그러므로 Fellenius(2008)는 재하시험에서 얻어지는 응력증분을 변형률증분으로 나눈 접선탄성계수  $E_{tan}$ 값을 이용하여 변형률 측정결과를 응력으로 산정하는 절차를 다음과 같이 제안하였다.

$$\Delta\sigma = E_{tan} \times \Delta\epsilon \quad (1)$$

$$E_{tan} = a + b \times \epsilon \quad (2)$$

$$\sigma = \int_0^\epsilon \Delta\sigma = \int_0^\epsilon E_{tan} \times \Delta\epsilon = (a \times \epsilon + b \times \epsilon^2/2) \quad (3)$$

$$F = \sigma \times A \quad (4)$$

여기서,  $\sigma, \Delta\sigma$  = 응력 및 응력증분

$\epsilon, \Delta\epsilon$  = 변형률 및 변형률 증분

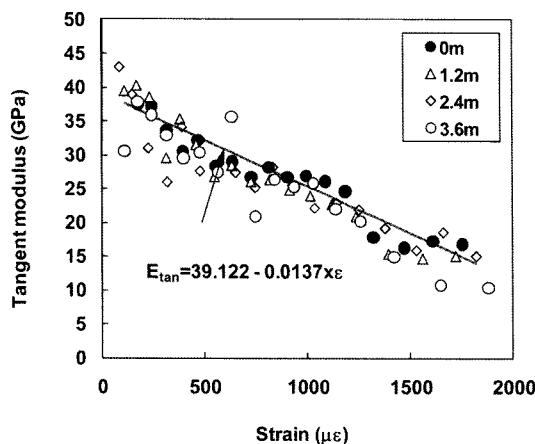


그림 10. 말뚝 변형률-접선탄성계수 곡선(Case 1)

a, b = 변형률-E<sub>tan</sub>의 선형 추세선식 상관계수  
F = 축하중  
A = 말뚝 단면적

위 식을 이용하여 주면마찰력의 영향이 적은 상부 4개 깊이에서의 E<sub>tan</sub>값을 산정하여 그림 10에 도시하였다. Case 1의 탄성계수 산정과정은 다음과 같다. 우선, 그림 10에서 변동이 큰 3.6m 깊이의 E<sub>tan</sub>값은 제외하고 0~2.4m 깊이의 E<sub>tan</sub>값에 대하여 최적 선형 추세선식을 산정하였다. 그 결과, E<sub>tan</sub>-변형률 관계식을 그림 9에서와 같이 얻을 수 있었으며, 이 식을 이용하여 변형률 측정값을 축하중(F)으로 환산하였다. Case 2와 Case 3의 경우에도 동일한 과정을 적용하여 변형률과 E<sub>tan</sub> 또는 축하중의 관계식들을 산정하였다. 각 Case에 대한 접선탄성계수-변형률 관계식 및 축하중-변형률 관계식은 표 3에 정리하였다.

그림 11에서 말뚝재료별 접선탄성계수를 비교해보면 Case 2의 E<sub>tan</sub>값이 Case 1에 비하여 1,000με에서 약 7% 작지만 평균적으로 거의 동일한 값을 보여준다. 즉, 강관합성 현장타설말뚝 재료의 탄성계수 값은 내부 철근의 존재여부에 큰 영향을 받지 않는 것으로 판단된다. 강관합성 현장타설말뚝의 탄성계수 값은 변형률 값이 증가함에 따라 초기 40GPa에서 1,000με에서 25GPa로

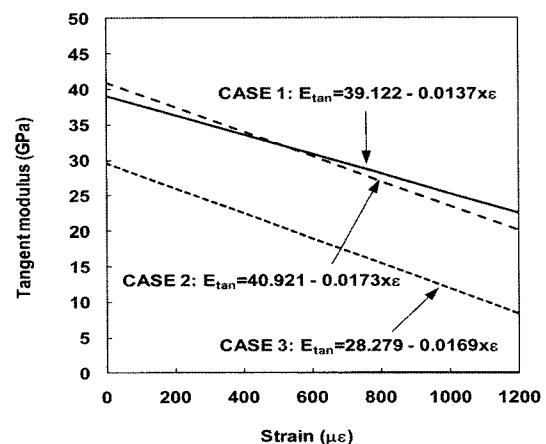


그림 11. 말뚝재료별 변형률-접선탄성계수 곡선의 비교

표 3. 접선탄성계수-변형률 관계식 및 축하중-변형률 관계식

Case	관계식	비고
1	$E_{tan} = 39.122 - 0.0137 \times \epsilon \text{ (GPa)}$	$\epsilon \text{ in } \mu\epsilon$
	$F = \sigma \times A = (39.122\epsilon - 0.0137 \times \epsilon^2/2) \times A$	
2	$E_{tan} = 40.921 - 0.0173 \times \epsilon \text{ (GPa)}$	$\epsilon \text{ in } \mu\epsilon$
	$F = \sigma \times A = (40.921\epsilon - 0.0173 \times \epsilon^2/2) \times A$	
3	$E_{tan} = 28.279 - 0.0169 \times \epsilon \text{ (GPa)}$	$\epsilon \text{ in } \mu\epsilon$
	$F = \sigma \times A = (28.279\epsilon - 0.0169 \times \epsilon^2/2) \times A$	

감소하는 것으로 나타났다. 즉, 강관합성 현장타설말뚝도 콘크리트와 동일하게 변형률에 따라 탄성계수가 감소되었다. 그리고 Case 3의 콘크리트 말뚝의  $E_{tan}$  값은 Case 2에 비하여 약 11GPa정도 작았으며, 1,000 $\mu\epsilon$ 에서 약 50% 작은 것으로 나타났다. 강관과 콘크리트의 탄성계수 값을 각각 210GPa과 28GPa을 적용하여 면적비를 고려한 등가탄성계수 값을 산정했을 때, 강관합성 현장타설말뚝의 등가탄성계수 값은 약 40GPa로 나타났다. 이 값은 강관합성 현장타설말뚝의 초기 변형률에서의 탄성계수 값에 해당한다. 그러므로 변형률 크기를 고려한 탄성계수값을 적용하는 것이 필요하다.

#### 4.3 축하중 분포 곡선

그림 12는 수직방향 재하시에 발생한 말뚝 축방향 변

형률을 보여준다. 강관합성 현장타설말뚝인 Case 1과 Case 2의 경우 강관이 설치되는 토사구간에서 주면마찰력이 작은 것으로 나타났으며, 강관 선단부 즉, 강관합성-콘크리트 경계부에서 변형률이 가장 크게 발생한 것으로 나타났다. 즉, 강관합성 현장타설말뚝의 경우 강관합성-콘크리트 경계부에서 변형률이 크게 발생하면서 파괴된 것으로 판단된다. 그런데, 하부 콘크리트의 압축강도 예측값은 표 2에서 5,954kN이었음에도 불구하고 Case 1과 Case 2에서 각각 9,810kN과 7,848kN의 큰 재하하중을 지지할 수 있었다. 이것은 주변지반이 하부 콘크리트 영역을 구속하면서 콘크리트의 압축강도가 증가한 효과 때문으로 판단된다. 향후 강관합성 현장타설말뚝의 재료강도를 산정할 때 이러한 하부 콘크리트부의 재료강도 증가효과를 고려할 필요가 있다.

그림 13은 축하중 분포곡선으로서, 표 3에서 얻어진

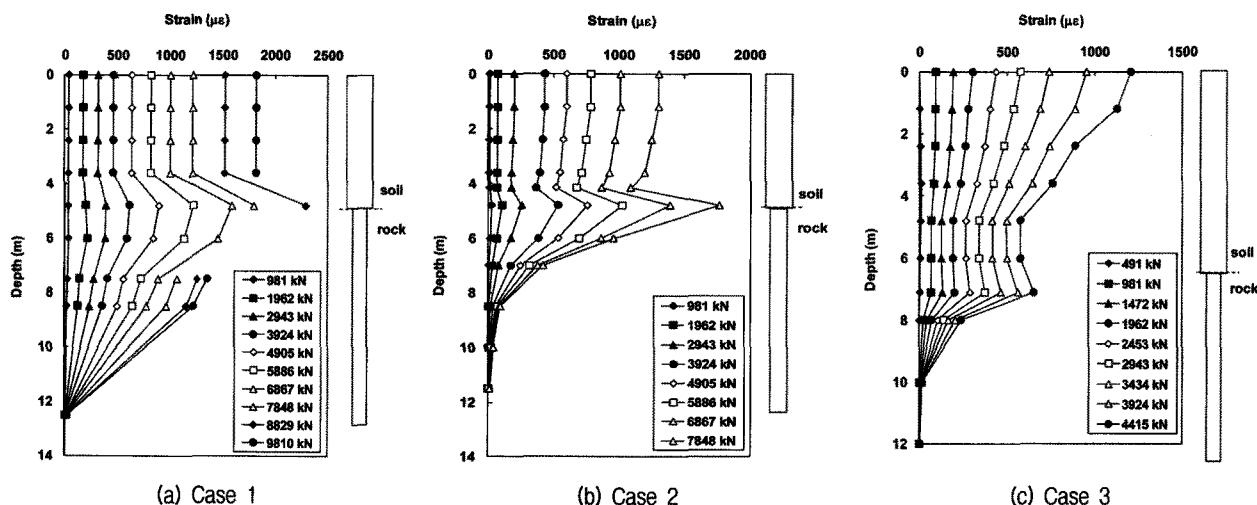


그림 12. 말뚝재료별 축변형률 분포 곡선

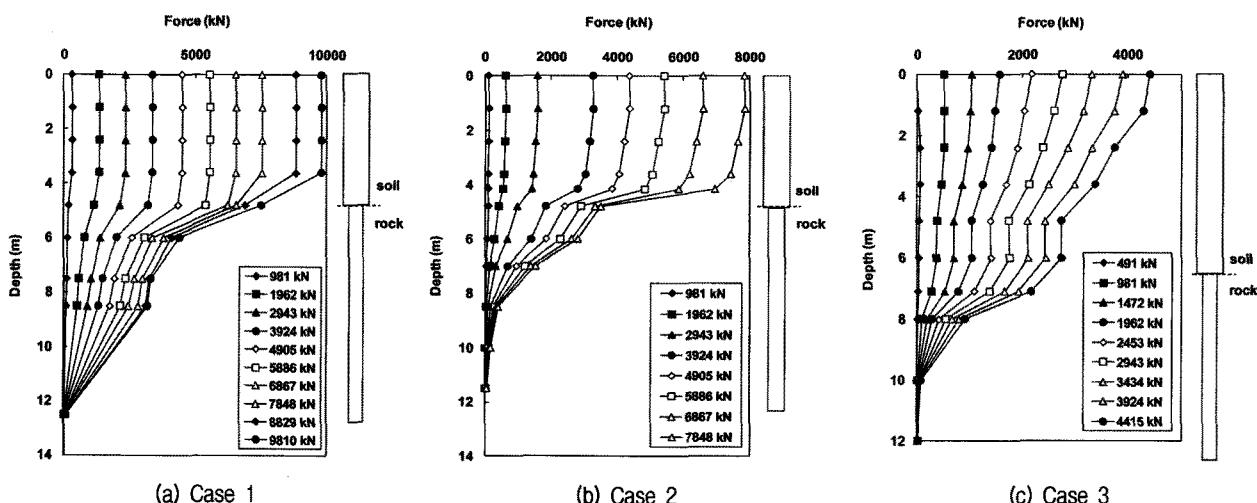


그림 13. 말뚝재료별 축하중 분포 곡선

변형률-축하중 관계식을 적용하여 산정하였다. Case 1과 Case 2의 경우 토사구간의 주면마찰력은 매우 작았으며 전체하중의 약 90%가 하부 콘크리트 부분의 주면마찰력에 의하여 지지되었다. Case 3의 경우에는 토사구간에서 주면마찰력이 크게 발휘되었으며 암구간에서 전체하중의 62%를 지지하였다.

## 5. 강관합성 현장타설말뚝의 현장 적용성에 관한 토의

강관합성 현장타설말뚝은 강관케이싱 내부에 콘크리트를 채운 합성말뚝으로서 재료강도 및 안정성이 기존의 강관 및 콘크리트에 비하여 뛰어난 장점이 있다. 본 절에서는 현장재하시험에서 도출된 문제점을 토대로 강관합성 현장타설말뚝의 현장 적용성을 다음과 같이 분석하였다.

첫째, 강관합성 현장타설말뚝의 수평방향 지지력이 콘크리트 말뚝보다 작은 문제점에 대한 토의이다. 본 재하시험에서는 상부 토사층의 두께가 작았고 이에 따라 강관합성 보강영역의 깊이도 작았기 때문에 강관합성부-콘크리트부의 경계에서 큰 변형이 발생하였다. 그러나 대부분의 경우 이러한 경계면이 수평하중의 영향을 받지 않는 깊은 곳에 위치하고 말뚝 재료강성이 수평거동을 지배하게 된다. 김성렬 등(2009b)은 인천대교 재하시험이 수행된 대표적 지반조건을 적용하여 3차원 수치해석을 수행한 바 있다. 이 때, 말뚝이 20m 두께의 상부 점성토 지반과 10m 두께의 풍화암 지반에 근입된 조건에 대하여 말뚝직경을 1m~3m로 변화시키며 수치해석을 수행하였다. 그 결과 허용 수평변위 기준에서 말뚝 수평변위는 상부 10m~15m 깊이의 점성토 지반에서만 발생하였다. 즉, 강관합성부-콘크리트부 경계면 깊이에서는 수평변위 및 휨모멘트가 발생하지 않고 순수한 축력만 작용하는 것으로 나타났다. 또한, 강관합성부의 재료강성은 콘크리트 말뚝보다 훨씬 크기 때문에 수평하중에 대한 저항력이 크다. 그러므로 강관합성부와 콘크리트부의 경계면이 수평방향 하중에 영향을 받지 않도록 충분히 깊은 곳에 위치하는 경우 강관합성 현장타설말뚝의 수평지지력이 감소하는 문제점은 발생하지 않을 것으로 판단된다.

둘째, 강관합성 현장타설말뚝의 주면마찰력이 토사구간에서 현장타설말뚝보다 작아지는 문제점이 나타났다. 설계시방기준에 따르면 사질토 지반에서 현장타설

말뚝의 주면마찰력은 중굴말뚝공법에 비하여 2.5배(대한토목학회, 2008) 또는 5배(일본 도로협협회, 1996) 큰 것으로 제시되어 있다. 토사구간의 주면마찰력이 전체주면마찰력에 미치는 영향을 알아보기 위해 인천대교(Loadtest, 2005)에서 희생강관말뚝이 설치된 현장타설말뚝 4본에 대한 양방향 재하시험 결과를 분석하였다. 인천대교의 현장타설말뚝은 외경 2.45m 3본과 외경 3m의 1본의 총 4본으로서 희생강관의 두께는 2.5cm이다. 지반에 근입된 말뚝의 총길이는 40m~46m로서 이중 암에 근입된 길이는 전체 길이의 18%~33%에 해당하는 8m~15m이다. 이 말뚝들에 대한 양방향 재하시험 결과 암근입부의 주면마찰력은 토사층에 비하여 매우 크며 총 주면마찰력의 약 93%~96%를 차지하는 것으로 나타났다. 즉, 대구경 말뚝은 대부분의 축하중을 암근입구간에서 지지하기 때문에 강관설치로 인하여 토사구간에서 주면마찰력이 감소하는 효과는 무시할 수 있을 것으로 판단된다.

셋째, 강관합성 현장타설말뚝의 강관합성부과 하부 콘크리트부의 경계부에서 구조적으로 취약한 문제가 발생하였다. 강관은 암에 근입하기 어렵기 때문에 강관합성 현장타설말뚝의 암근입부는 일반 콘크리트 말뚝과 동일해진다. 그런데, 대부분의 축하중이 암 근입부에서 지지되기 때문에 암근입부 콘크리트의 재료강도가 설계하중을 결정하게 된다. 도로교 설계기준(2008)에서는 콘크리트 재료허용강도 값으로 콘크리트 압축강도의 27%까지 적용 가능하다. 그러나 이 값은 말뚝두부에 작용하는 휨모멘트와 전단력 등의 영향을 고려하여 보수적인 안전율을 적용한 값이다. 그런데, 강관합성부-콘크리트부 경계가 수평하중의 영향을 받지 않는 충분히 깊은 곳에 위치하여 콘크리트부에 순수한 축력만이 작용하고 주변지반의 구속효과가 발휘되는 경우에는 콘크리트의 재료강도 값으로 일반적인 허용 값보다 큰 값을 적용할 수 있다. 실제, 본 재하시험에서 강관합성 현장타설말뚝의 하부 콘크리트 영역에서 압축파괴가 발생하였다. 그런데, 최대 재하하중은 Case 1의 경우 9,810kN, Case 2의 경우 7,848kN으로서 표 2에서 계산된 하부 콘크리트 영역의 압축강도 5,950kN 보다 큰 것으로 나타난 바 있다. 구조물 기초설계기준 해설(한국지반공학회, 2009)에서는 부주면마찰력이 작용할 때 중립면에 적용하는 말뚝재료의 허용하중 식을 식 (5)와 같이 말뚝재료의 항복응력값에 안전율 1.0~1.2를 적용하도록 규정하고 있다. 즉, 콘크리트의 항복응력을 콘크리트 압축강도

의 85%값을 적용하고 안전율 1.2를 적용할 경우 콘크리트 압축강도값의 70%값을 하부 콘크리트부의 허용 재료강도 값으로 적용할 수 있다. 이 개념을 적용하면 상부 강관합성부의 재료보강효과를 고려하여 강관합성 현장타설말뚝에 대하여 큰 허용 재료강도값을 적용할 수 있으므로 경제적인 설계가 가능하다.

$$(중립면 최대하중) \geq \frac{\sigma_y A}{FS} \quad (5)$$

여기서,  $\sigma_y$  = 말뚝재료 항복응력

A = 말뚝 단면적

FS = 안전율(1.0 또는 1.2)

넷째, 강관합성 현장타설말뚝 내부에 철근망의 설치 여부에 대한 토의이다. 한국건설기술연구원(2008)에서 수행한 강관합성 공시체의 압축재하 실험결과 강관합성 공시체의 압축강도가 철근망의 유무에 따라 크게 차이나지 않으며 모두 연성파괴의 안정된 거동을 보여주었다. 또한, 본 현장재하시험에서도 말뚝재료의 탄성계수값이 내부 철근망의 존재에 큰 영향을 받지 않았다. 그러나 본 재하시험에서 철근이 없는 콘크리트의 경우 힘에 대하여 전혀 저항하지 못하는 것으로 나타났다. 또한, 최근 내진설계에 대한 중요성이 부각되는 상황에서 토사부-암 경계면의 토층강성이 변하는 구간에서 지진에 의한 토층간 상대변위가 크게 발생할 수 있으므로 강관합성부-콘크리트부 경계면에서부터 하부 콘크리트 부분에 걸쳐 내부 철근망을 설치하는 것이 필요할 것으로 판단된다.

## 6. 결 론

본 연구에서는 강관합성 현장타설말뚝 2본과 철근콘크리트 말뚝 1본 등 총 3본의 말뚝에 대한 현장재하시험을 수행하여 강관합성 현장타설말뚝의 현장적용성을 분석하였다. 강관합성 현장타설말뚝은 상부 토사구간에서 케이싱으로 사용한 두께 9mm, 외경 508mm의 강관을 구조부재로 활용한 말뚝이다. 지반조건은 지표면으로부터 5~7m 두께의 토사층, 그 아래에 연암층 및 경암층이 존재하였다. 현장재하시험 결과로부터 강관합성 현장타설말뚝의 현장적용성을 분석한 결과 다음의 결론을 얻었다.

- (1) 강관합성 현장타설말뚝의 수평방향 지지력이 콘크리트 말뚝보다 약 3배 정도 작은 것으로 나타났는데, 그 원인은 지반의 토사층 두께가 얕아서 강관보강부 아래의 콘크리트 부분에서 변형이 크게 발생하였기 때문이다. 강관합성부-콘크리트부 경계가 수평하중의 영향을 받지 않는 충분히 깊은 깊이에 위치할 경우 강관합성부의 큰 재료강성에 의해 수평방향 지지력 감소저하 효과는 크지 않을 것으로 판단된다.
- (2) 강관합성 현장타설말뚝의 재료 탄성계수 값은 내부 철근의 존재여부에 큰 영향을 받지 않고 거의 동일한 것으로 나타났다. 그리고 강관합성 현장타설말뚝의 탄성계수 값은 콘크리트 재료와 마찬가지로 변형률 값이 증가함에 따라 감소하기 때문에 변형률 크기를 고려하여 산정하여야 한다. 강관합성 현장타설말뚝의 탄성계수 값은 변형률 값이 증가함에 따라 초기 40GPa에서 변형률 1,000με에서 25GPa로 감소하였다. 콘크리트 말뚝의 재료 탄성계수 값은 강관합성 현장타설말뚝에 비하여 변형률 1,000με에서 약 50% 작은 것으로 나타났다.
- (3) 수직방향 재하시험 결과 각 말뚝의 재료파괴 하중은 철근이 있는 강관합성 현장타설말뚝 9,810kN, 철근이 없는 강관합성 현장타설말뚝 7,848kN, 그리고 콘크리트 말뚝 4,414kN으로 나타났다. 강관합성 현장타설말뚝은 하부 콘크리트 영역에서 파괴가 발생하였으며, 콘크리트 말뚝은 두부 근처에서 파괴가 발생하였다. 그런데, 강관합성 현장타설말뚝에서 파괴가 발생한 하부 콘크리트부의 압축강도 예측값은 5,950kN임에도 불구하고 지반 구속효과 등에 의하여 압축강도 예측값보다 더 큰 하중을 지지할 수 있었다. 이러한 하부 콘크리트 부의 압축강도 증가효과를 고려할 경우 강관합성 현장타설말뚝의 설계하중 값을 증가시킬 수 있을 것으로 판단된다.
- (4) 강관합성 현장타설말뚝은 강관합성-콘크리트 경계면에서 구조적으로 취약하였으며, 내부 철근망이 없을 경우 강관합성-콘크리트 경계부가 힘에 대하여 저항하지 못하였다. 그러므로 강관합성부-콘크리트부 경계영역을 내부 철근망으로 보강하는 것이 필요한 것으로 판단된다.

## 참 고 문 헌

1. 김성렬 이주형, 박재현, 정문경 (2009a), “수치해석을 이용한 강

- 관합성 현장타설말뚝의 보강효과 분석(I)-재료강도”, *대한토목학회* 논문집, 29권 6C호, pp.259-266.
2. 김성렬, 이시훈, 정문경, 이주형 (2009b), “수치해석을 이용한 강관합성 현장타설말뚝의 보강효과 분석(II)- 지반지지력”, *대한토목학회* 논문집, 29권 6C호, pp.267-275.
3. 이주형, 신희성, 박민경, 박재현, 곽기석 (2008), 수치해석을 이용한 국내 해상교량 현장타설말뚝의 강관지지효과. *대한토목학회* 논문집, 대한토목학회, 28권 3C호, pp.149-158.
4. 대한토목학회 (2008), 도로교 설계기준 해설.
5. 日本道路協會 (1996), 道路橋示方書 同解說.
6. 한국건설기술연구원 (2008), 고효율 하이브리드 대형 기초 공법 개발 (II).
7. 한국지반공학회 (2009), 구조물 기초설계기준 해설.
8. AASHTO (2004) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.
9. ASTM D 1143-81 (1981), “Standard test method for piles under static axial compressive load”, American Society for Testing and Materials.
10. Fellenius B.H. (2008). Basics of foundation engineering, Electronic Edition.
11. Kilpatrick, A. E. and Rangan, B. V. (1999), “Tests on high-strength concrete-filled steel tubular columns”, *ACI Structural Journal*, 96(2): 268 ~ 274.
12. Loadtest (2005), Report on drilled pile load testing, TP1, TP2, TP3, TP4.

(접수일자 2010. 10. 11, 심사완료일 2010. 10. 28)

