

단일쇄석말뚝의 지지력 증가효과에 관한 현장실험 연구

A Study of Field Test on Bearing Capacity Increase Effect of Single Stone Column

최 용 규¹ Choi, Yong-Kyu

Abstract

Among soft ground improvement methods by using granular material, the sand compaction pile method has been widely utilized in Korea, but, as a result of shortage and increase of unit price of sand, a necessity of an alternative method has been required. In this study, a series of in-situ static load tests for crushed-stone compaction piles were performed. Pile diameter was fixed to 700mm and areas of loading plates were changed. The static load tests were performed for area replacement ratios of 20, 30 and 40% respectively. Based on the test results, bearing capacity of single crushed-stone compaction pile was estimated. It showed that the settlement decreases as the replacement ratio increases. Also, a yielding capacity equation of the crushed-stone compaction pile considering replacement ratio was suggested.

요지

국내에서는 조립토를 이용한 연약지반 처리공법 중 모래다짐말뚝공법이 많이 활용되고 있으나, 모래자원의 고갈과 단가상승으로 인해 적용이 제한되고 있어 대체공법이 필요한 실정이다. 본 연구에서는 육상부 현장에 시험시공된 단일쇄석다짐말뚝에 대한 정재하시험을 수행하였다. 시험시 말뚝의 직경을 700mm로 고정하고, 재하판의 면적을 변화시켰으며, 치환율 20, 30, 40%에 대하여 정재하시험을 실시하였다. 그 결과를 토대로 하여 단일쇄석다짐말뚝의 지지력 증가효과를 평가하였다. 치환율이 증가할수록 침하량이 작아지는 경향을 보였다. 또한, 치환율이 고려된 단일쇄석다짐말뚝의 항복지지력 공식을 제안하였다.

Keywords : Crushed-stone compaction piles, Replacement ratio, Settlement, Static load test, Yielding capacity equation

1. 서 론

최근 건설공사 시 양호한 공사부지 확보가 점차 어려워지고 있으며, 3면이 바다인 우리나라의 경우 국토의 효율적인 이용을 위해서 해상 연약지반 개발의 필요성이 점차 증대되고 있다.

조립토 다짐말뚝공법은 다양한 연약지반 처리공법 중 적절한 크기의 상부구조물 하중을 지지하기 위한 연약지반보강에 효율적이고 경제적인 공법으로 알려져 있다(Hu 등, 1997). 그러나, 국내에서는 조립토를 이용

한 연약지반 처리공법 중 모래다짐말뚝공법이 많이 활용되고 있지만, 모래자원의 고갈과 단가상승으로 인해 적용이 제한되고 있어 대체공법이 필요한 실정이다.

유럽 및 미국 등의 경우(Hughes 등, 1974), 기초지반의 지지력 증가와 침하량의 감소를 위한 지반보강 효과를 얻을 수 있는 쇄석다짐말뚝(Crushed-stone compaction piles)공법이 개발되어 사용되었으나, 이에 대한 설계는 반경험적인 방법에 의해 이루어져 왔다. 그러나 국내에서는 그 연구가 미약하여 공법의 설계기준조차도 없을 뿐만 아니라 현장실험 및 실제시공 사례가 거의 없어

¹ 정회원, 경성대학교 건설·환경공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental Engrg., Kyungsung Univ., ykchoi@ksu.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

실무에서 적용이 이루어지지 않고 있다(해양수산부, 2002).

쇄석다짐말뚝공법은 대상지반조건에 따라 개량 메카니즘(Mechanism)은 차이가 있으나 기본적으로 연약점 성토 지반 및 실트질 지반이나 사질토 지반에 모두 적용이 가능한 공법이다. 연약한 사질토 지반에서는 진동과 함께 압력수를 지중에 가하여 토립자 사이의 유효응력을 영에 가깝게 감소시켜 구속력이 해제된 토립자는 가능한 더 조밀한 측으로 재배열 됨으로서 다짐효과를 얻게 된다. 반면, 실트 및 점성토 지반에서는 진동과 압력수로 연약토를 탈락, 분출시켜 밖으로 흘려보내고 연약토가 빠져 나간 공간에 자갈이나 쇄석을 다져 자갈기둥을 형성하여 배수 또는 지반강도를 증대시켜 지반을 개량한다. 즉, 말뚝과 같은 원주형 개량체를 지중에 형성하여 지지력의 증가, 침하량의 감소, 압밀도의 증가 그리고 연약하거나 느슨한 퇴적지반에서의 액상화 방지 등을 목적으로 사용되어질 수 있는 공법이다.

특히, 쇄석다짐말뚝공법은 기존의 모래다짐말뚝공법에 비하여 지지력증대 또는 복합지반효과를 극대화 할 수 있는 경제적인 공법이다(최용규 등, 2003). 따라서, 본 연구에서는 국내 시공실적이 없는 쇄석다짐말뚝의 현장 적용성을 확인하기 위하여 육상부 특정 현장에서 쇄석다짐말뚝을 시험 시공하였다. 그리고, 시험 시공된 쇄석다짐말뚝에 대한 정재하시험을 수행하였으며(경성대학교 지반공학연구실, 2003), 그 결과를 분석하여 단일쇄석다짐말뚝의 지지력 증가효과에 대하여 규명하였다.

2. 지반과 쇄석의 물성

본 연구에서는 육상부 특정현장에 쇄석다짐말뚝을 시공하고 현장재하시험을 실시하였다. 시험 부지의 지층개요 및 흙의 특성을 그림 1에 나타내었다. 시험 부지의 상부에는 매립층이 6.3m 정도 분포하고 있었으며, 연약한 실트질층이 11.4m, 풍화토층이 6.1m 정도 분포하고 있었다.

종래의 연구에 의하면 쇄석말뚝의 파괴 형태는 대부분 벌집 파괴가 발생하고, 파괴영역이 말뚝 직경의 2~3 배 정도이었다(김홍택 등, 1997). 따라서, 쇄석다짐말뚝의 파괴영역에 연약지반을 확보해 주기 위하여 시험대상 지반에 쇄석말뚝 시공 전에 상부 6.3m 까지 분포하는 매립층을 쇄석말뚝 시공시 밀려나온 하부 연약실트를 이용하여 혼합하였다.

혼합층(SC)에서 베인전단시험을 수행한 결과, 비배수 전단강도 c_u 가 36.6 ~ 91.4 kN/m²이었다. 각 지층의 비중은 2.64 ~ 2.71이었다. 연약한 실트층에 대하여 현장 콘관입시험을 수행한 결과, 콘관입저항치는 대부분 245.3 ~ 490.5kN/m²범위에 분포하였고, 최대 저항치는 490.5 kN/m²이었다. 연약한 실트질층의 일축압축강도 q_u 는 32.4 ~ 60.8kN/m²범위에 분포하였고, 비배수 전단강도 c_u 는 27.5 ~ 39.2kN/m²범위에 분포하였다(이민희, 2004).

그림 2에는 쇄석다짐말뚝 재료와 주변 연약지반의 입

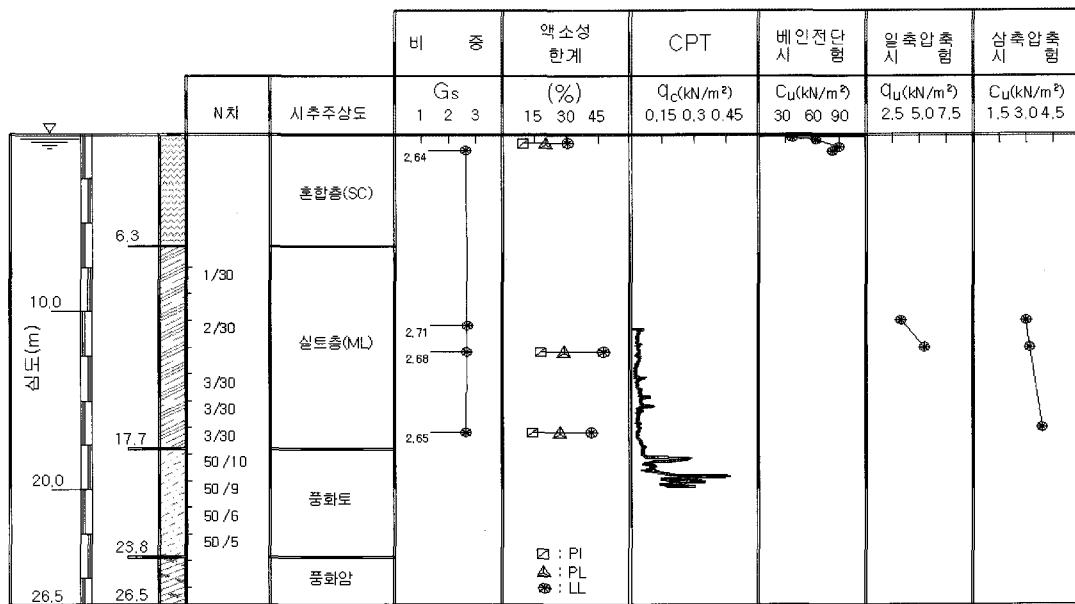


그림 1. 시험부지의 지층개요 및 흙의 특성

도분포곡선을 나타내었다. 쇄석 입경은 3.2~25.4mm 범위에 있어 입도분포가 균등함을 알 수 있었다. 연약지반

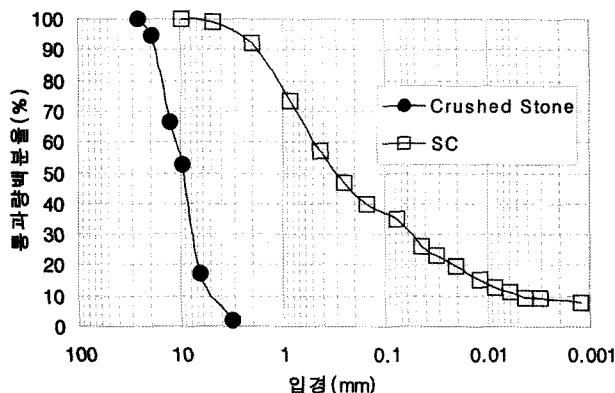


그림 2. 쇄석 및 주변 연약지반의 입도분포곡선

평판재하시험 (무보강)		$\Phi=0.3m$	$\Phi=0.45m$	$\Phi=0.7m$
단말뚝	치환율 20%	• 1.387m $\Phi=0.7m$	• 1.133m $\Phi=0.7m$	• 0.981m $\Phi=0.7m$

비고:

● : 지중반력앵커, ○ : 쇄석말뚝, ○ □ : 재하판

그림 3. 현장정재하시험 계획

표 1. 현장시험의 종류

시험종류		재하판크기 (m)
구분	치환율 (%)	
평판재하	무보강	$\Phi=0.3$
	"	$\Phi=0.4$
	"	$\Phi=0.75$
쇄석말뚝	20	1.387×1.387
	30	1.133×1.133
	40	0.981×0.981



(a) 재하프레임 설치광경

의 입경은 No. 10체를 모두 통과하는 세립분으로 구성되어 있음을 알 수 있었다. 또한 쇄석다짐말뚝의 밀도를 측정하기 위하여 현장들밀도 시험을 실시하였으며, 쇄석다짐말뚝의 단위중량은 15.3kN/m^3 이었다.

3. 현장재하시험

쇄석다짐말뚝은 어스오거의 회전에 의하여 심도 17.6m의 실트층까지 시공하였으며 관입완료 후 쇄석을 벅킷을 이용하여 호퍼에 공급한 후 케이싱 내관에 투입하였다. 케이싱 내관에 일정한 공기압을 가한 후 외부 케이싱을 역회전시켜 인발하면서 유압실린더를 작동하여 내관 케이싱 하단으로 쇄석을 배출하면서 다져서 시공하였다.

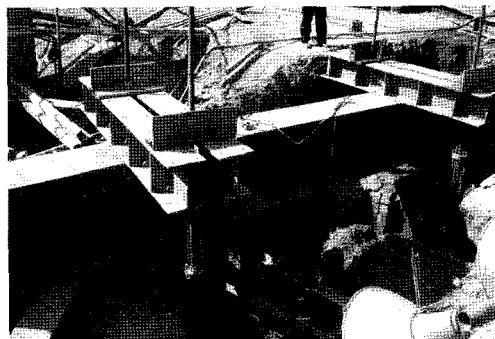
3.1 현장시험시공 계획

시험 시공된 쇄석다짐말뚝의 배치는 그림 3과 같으며 치환율 20, 30, 40%의 단일말뚝 1본씩을 시공하였다.

구체적인 시험 종류를 표 1에 수록하였다. 본 연구에서는 쇄석말뚝의 직경을 일정하게 유지시키면서 쇄석 말뚝의 배치간격을 변화시켜 치환율을 조정해주었다. 즉, 각 치환율에 대한 정재하시험을 수행할 때에는 각 치환율 별로 재하판의 면적을 달리 하였다.

3.2 재하대 및 지중앵커 반력

단일쇄석말뚝의 극한지지력을 알기 위해서는 충분한 재하하중이 필요하므로 재하시험에서는 반력지중앵커 방식을 사용하였으며(그림 4), 반력하중에 충분히 견딜 수 있는 재하대를 설치하였다(그림 4). 반력앵커의 지지력은 $1.18\text{MN}/\text{본}$ 이었으며, 4본을 시공하여 총 반력 지지력은 4.72MN 으로 예상되었다.



(b) 하중재하

그림 4. 쇄석다짐말뚝의 현장재하시험 광경

3.3 정재하시험

쇄석다짐말뚝의 파괴가 발생할 때까지 하중을 재하하였다(그림 4). 재하방법은 ASTM D1143-81(1994)에서 규정하고 있는 완속재하시험방법과 반복재하방법을 혼합한 형태로 실시하였다. 그림 5에는 단일말뚝에 대한 재하시험 개요도 및 계측장비 배치도를 나타내었다. 유압잭은 지반의 침하를 고려하여 2단으로 설치하였으며, 재하판 상단 4개소에 LVDT를 설치하여 하중 재하시 발생하는 침하량을 측정하였다.

3.4 평판재하시험

쇄석다짐말뚝의 보강효과를 파악하기 위하여 원지반에 대한 평판재하시험을 그림 6과 같이 실시하였다.

직경이 0.3, 0.4, 0.75m의 세가지 크기의 재하판에 대하여 시험을 실시하였다.

4. 시험 결과 및 고찰

치환율 20, 30, 40%의 쇄석말뚝에 대하여 각각 정재하시험을 실시하였으며, 재하압력-침하량의 관계를 그림 6에 나타내었다. 임의 재하압력에서 치환율이 클수록 침하량이 감소되는 것을 알 수 있었다. 항복지지력 결정방법중 P-S방법에 의하여 항복지지력을 결정하였다. 또한, 치환율이 증가함에 따라 항복지지력이 증가하는 경향을 나타내었다. 치환율 20, 30, 40%일 경우, 항복지지력은 1.4, 1.8, 2.2MN/m²이었다.

치환율에 따른 항복지지력과 항복시 침하량을 그림 8에 나타내었다. 그림 8(a)에서는 치환율이 증가할수록

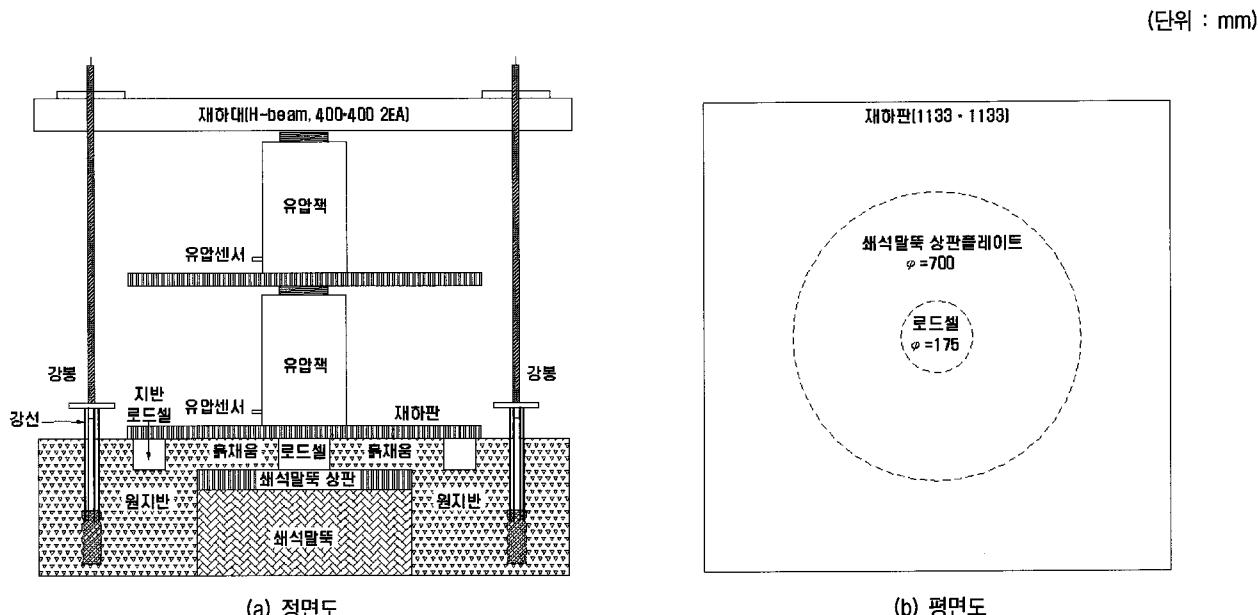
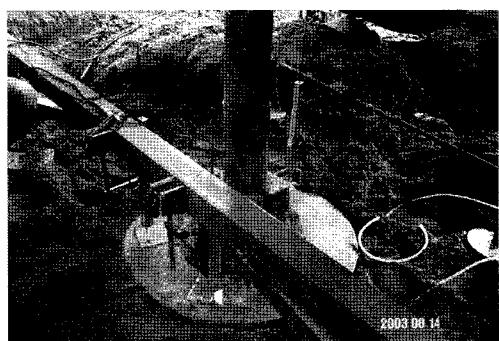


그림 5. 재하시험 개요도 및 계측장비의 배치도



(a) 평판재하시험 장치 설치



(b) 계측

그림 6. 평판재하시험 사진

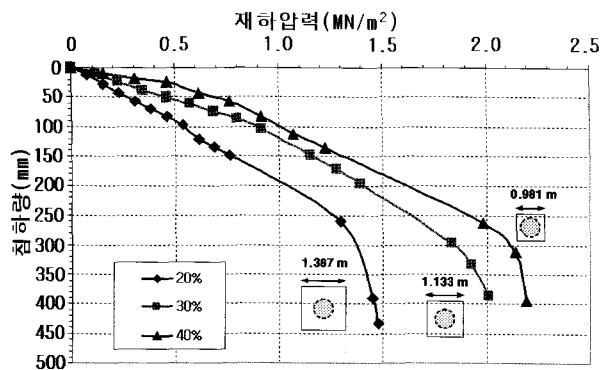


그림 7. 치환율 변화에 따른 재하압력-침하량 관계곡선

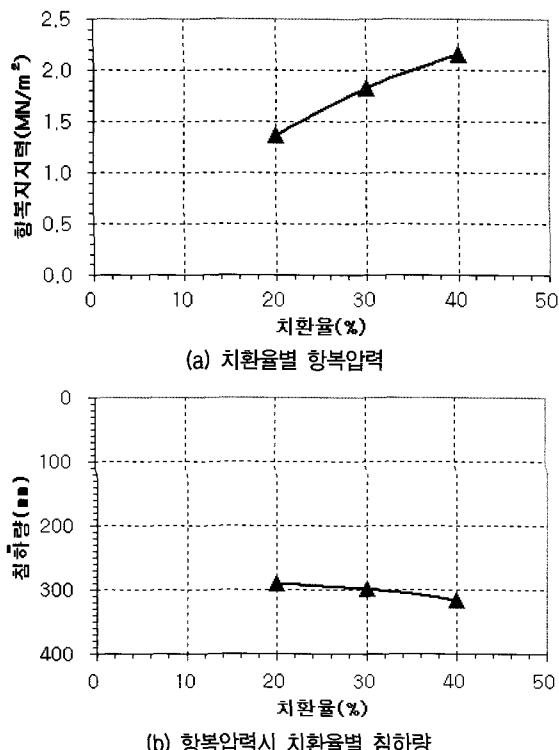


그림 8. 항복지지력시 치환율 변화에 따른 거동

항복지지력이 증가하였고, 그림 8(b)에는 항복시 거동을 나타내었는데 치환율이 증가할수록 침하량이 증가하는 것을 알 수 있었으며, 침하량의 크기가 290~315mm 범위이었다.

원지반에 대한 평판재하시험을 수행한 결과를 그림 9와 표 3에 나타내었는데, 여기서 평판 직경이 0.3, 0.4, 0.75m에 대하여 항복지지력은 각각 281.7, 349.2, 432.1 kN/m²이었다.

원지반에 대한 평판재하시험 결과(표 3a)를 토대로 각 치환율 별 강성재하판 크기에 대한 원지반의 항복지지력을 구하기 위하여 Housel(1929)이 제안한 아래의 식을 사용하였다.

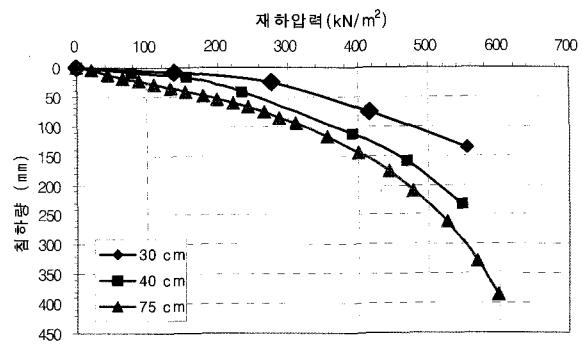


그림 9. 평판재하시험 결과

표 2. 평판재하시험 결과 요약

평판직경 (m)	항복지지력 (kN/m ²)	항복지지력시 침하량 (mm)
0.3	281.7	22
0.4	349.2	90
0.75	432.1	192

표 3. 각 치환율 별 원지반의 항복지지력 결정을 위한 상수 결정

(a) 평판재하시험 재원과 항복하중

사례	직경 (m)	항복하중 (kN)	A (면적, m ²)	P (둘레길이, m)
①	0.3	20	0.071	0.942
②	0.4	44	0.126	1.257
③	0.75	191	0.442	2.356

(b) 원지반의 항복지지력 결정을 위한 상수 결정

조합	m	n
①, ② 조합	54.308	-1.864
①, ③ 조합	53.499	-1.803
②, ③ 조합	53.272	-1.76
평균	53.693	-1.809

$$Q = mA + nP \quad (1)$$

여기서, Q : 기초의 지지력

A : 평판의 면적

P : 평판의 둘레 길이

m : 지지력에 대한 상수

n : 측면전단에 대한 상수

위의 식에 사용되는 지지력과 측면전단에 대한 상수 m, n을 결정하였으며, 이를 표 3(b)에 나타내었다. 표 3b의 결과를 이용하여 각 치환율 별 원지반의 항복지지력을 구한 결과는 그림 10과 같다. 이 때, 현장재하시험에서 사용한 정방형 재하판 면적을 원형면적으로 환산하여 각 치환율 별 직경을 결정하였다.

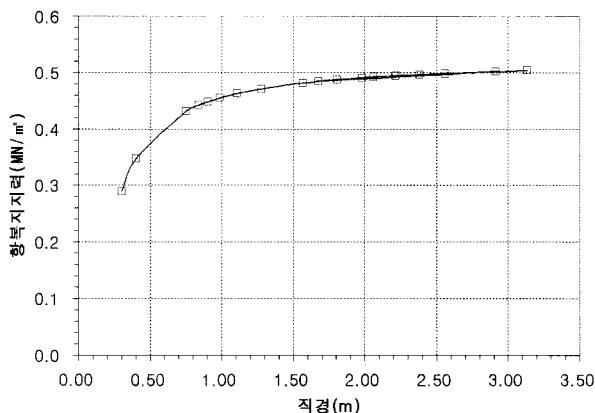
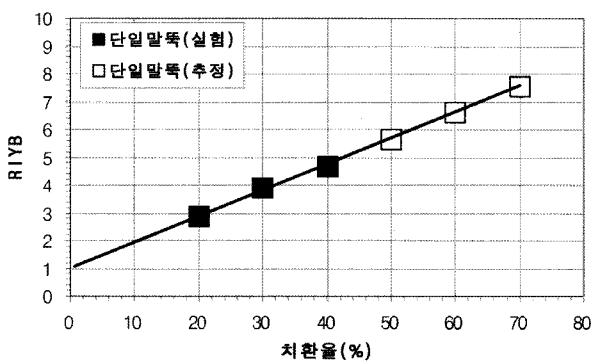


그림 10. Housel 식을 이용하여 외삽법에 의해 구한 각 평판의 직경 별 원지반의 항복지지력



여기서, $\frac{q_{ry}}{q_{uy}} = \frac{\text{보강시 항복지지력}}{\text{무보강시 항복지지력}}$: 항복지지력증가비 (RIYB)
 [RIYB : Ratio of Increasing Yield Bearing Capacity]

그림 11. 치환율에 따른 항복지지력 증가비

그림 11은 무보강시 지반의 항복지지력(q_{uy})에 대하여 쇄석다짐말뚝으로 보강된 지반의 항복지지력(q_{ry})에 대한 증가 효과를 확인하기 위하여 원지반에 대한 쇄석다짐말뚝으로 보강된 지반의 항복지지력 증가비를 각 치환율 별로 나타낸 것이다. 여기서, 치환율이 50~70%인 경우에 대하여는 추세선에 의한 추정식으로 구하였다. 그림 11에서 보는 바와 같이 치환율에 따라 항복지지력 증가비(RIYB)가 선형적으로 증가하는 정성적인 경향을 보이고 있었다.

그림 11에서 현장시험 결과는 선형적인 관계를 나타내고 있는 것을 알 수 있었다. 따라서, 실험결과를 토대로 단일말뚝에 대한 항복지지력 증가비를 치환율을 이용하여 다음과 같이 나타낼 수 있었다.

$$\frac{q_{ry}}{q_{uy}} = a a_s + b \quad (2)$$

여기서, q_{ry} : 쇄석말뚝이 시공된 경우의 항복지지력
 q_{uy} : 원지반의 항복지지력
 a_s : 치환율 (%)
 a : 지반 종류에 따른 상수 (여기서, $a = 0.093$)
 b : 1

5. 결 론

본 연구에서는 특정 현장에서 직경 700mm 쇄석다짐말뚝을 시공하여 저 치환율에 대하여 현장재하시험을 실시하였다. 치환율에 따라 실험 결과를 분석하고, 이것을 토대로 단일쇄석다짐말뚝에 대한 항복지지력 증가비 산정식을 제안하였다.

- (1) 임의 압력에서 치환율이 증가할수록 침하량이 작아지는 경향을 보였다. 즉, 치환율이 증가할수록 지반의 보강효과가 커서 복합지반의 변형계수가 증가한다는 것을 알 수 있었다.
- (2) 치환율이 고려된 단일 쇄석다짐말뚝의 항복지지력 공식을 다음과 같이 제안하였다.

$$\frac{q_{ry}}{q_{uy}} = a a_s + b$$

여기서, q_{ry} : 쇄석말뚝이 시공된 경우의 항복지지력
 q_{uy} : 원지반의 항복지지력
 a_s : 치환율 (%)
 a : 지반 종류에 따른 상수 (여기서, $a = 0.093$)
 b : 1

감사의 글

이 논문은 2004학년도 경성대학교 학술지원연구비에 의하여 연구되었음.

참고문헌

1. 경성대학교 지반공학연구실 (2003), 저소음 저진동 쇄석다짐말뚝 공법에 대한 현장시험시공 및 정재하시험 연구용역 보고서, KSU/GT-03-02, 한국지반환경공학회.
2. 김홍택, 고용일, 강인규, 김진홍 (1997), “Granular Group Pile의 팽창파괴에 대한 극한지지력의 평가”, 한국지반공학회 가을학술발표회 논문집, pp.73-80.
3. 최용규, 이민희, 황근배, 정성민 (2003), “저소음 저진동 쇄석다짐

- 말뚝의 현장시험연구”, 한국지반공학회 기초기술위원회, 2003년
기초기술 학술발표회, pp.155-164.
4. 이민희 (2004), 쇄석다짐말뚝공법의 하중지지거동 및 응력분배특
성에 관한 연구, 박사학위논문, 부산대학교, pp.141-142.
5. 해양수산부 (2002), 대수심 방파제 및 연약지반 관련기술(V), pp.9.
6. Housel, W. S. (1929), *A Practical Method for the selection of Foundations Based on Fundamental Research in Soil Mechanics*, Research Bulletin No. 13, University of Michigan, Ann Arbor.
7. Hu, W., Wood, D.M., and Stewart, W. (1997), “Ground Improvement Using Stone Column Foundation : Results of Model Test”, *Int. Conference on Ground Improvement Techniques*, pp.246 -256.
8. Hughes, J. M. O. and Withers, N. J. (1974), “Reinforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Columns”, *Ground Engineering*, Vol.7, No.3, pp.42-49.

(접수일자 2005. 12. 27, 심사완료일 2007. 6. 30)

Fall cone test의 함수비를 이용한 잔적토의 풍화도 측정

Estimation of Degree of Weathering in Residual Soil Using Water Content from Fall Cone Test Result

손 영 환¹ Son, Young-Hwan

김 성 필² Kim, Seong-Pil

장 병 육³ Chang, Pyoung-Wuck

Abstract

Weathered soils appear from the rock and its weathering result. In accordance with the degree of weathering the rock may become soft rock, weathered rock and residual soil. In general, classification method for determining the degree of weathering are performed by chemical method and N-value. But these method have some problems. So, this research is to suggest an appropriate physical method to determine the degree of weathering of weathered soils. A new classification method for determining the degree of weathering is suggested, based upon the results from fall cone test. According to the proposed physical method using fall cone apparatus, the measured values of the samples from the same area show distinctive difference of weathering. For the checking, we selected two areas. As a result, the relationship between CWI and water content according to penetration is expressed as an equation in Ilsan and Incheon area. And it proved to be a good method to determine the degree of weathering.

요 지

풍화토는 암석으로부터 풍화되어 그 산물로 나타난다. 또한, 풍화정도에 따라 연암, 풍화암, 잔적토에 이르기까지 그 산물은 다양하다. 일반적으로 풍화정도의 결정은 화학적 방법이나 표준관입시험의 N-value를 이용한다. 그러나 이러한 방법은 약간의 단점을 가지고 있으며, 이에 본 연구에서는 교란시료와 물리적인 방법인 Fall cone test를 이용하여 풍화정도를 결정할 수 있는 방법을 제시하였다. Fall cone test 결과, 동일한 지역에서 풍화정도의 차이를 확인할 수 있었으며, 관입량에 따른 화학적 풍화지수(CWI)와 함수비의 관계는 하나의 방정식으로 표현할 수 있었다.

Keywords : Degree of weathering, Disturbed soil, Chemical Weathering Index(CWI), Fall cone test

1. 서 론

풍화토는 암석이 풍화되어 나타나는 결과물로서 풍화정도에 따라 연암, 풍화암, 풍화토와 최종적으로 점토화 된 것까지 성질이 변화한다. 풍화단면이 육안으로 쉽게 보이는 토취장이나 절토사면 지역에서는 풍화의 정

도나 지층별 구성 등의 판단이 상대적으로 쉬우나, 심도가 깊어질 경우 육안으로의 관찰이 불가능하게 되며 이러한 판단이 어렵다.

특히, 잔적토는 풍화가 진행되어 최종적으로 나타나는 경우이며, 일반적인 풍화토의 경우처럼 풍화정도에 따른 구분을 명확하게 하고 있지는 않은 실정이다. 또

1 정회원, 위스콘신대학교 연구원 (Member, Post Doctor, Dept. of Civil & Environmental Engrg., Univ. of Wisconsin-Madison)

2 정회원, 서울대학교 지역시스템공학 연구원 (Member, Post Doctor, Dept. of Rural System Engrg., Seoul National Univ. agsoil@hotmail.com, 교신저자)

3 정회원, 서울대학교 지역시스템공학 교수 (Member, Prof., Dept. of Rural System Engrg., Seoul National Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

한, 기존의 풍화도 판별방법은 주로 화학적 방법에 의존하거나, 표준관입시험의 N치를 기준으로 결정하고 있다. 그러나 N치를 기준으로 한 풍화도의 결정은 신뢰성이 떨어지고, 화학적 방법은 범용적으로 적용하고 있으나 특수한 분석기기와 전문가의 분석이 필요하므로 보다 간편하고 신속하게 적용할 수 있는 물리적인 방법이 필요하다.

이에 본 연구에서는 교란된 시료를 이용하여 풍화도 결정의 기준이 될 수 있는 보다 간편하고 신속한 물리적인 방법으로 Fall cone test를 제시하였다.

2. 문헌고찰

2.1 Fall cone test

Fall cone test는 Casagrande 방법에서 발생하는 단점을 보완하기 위해 여러 학자들에 의해 많은 연구가 진행되어 왔으며, 이에 대한 대안으로 개발되었다(Houlsby, 1982; Koumoto and Houlsby, 2001; Wood, 1982; Wood, 1985). 영국과 스웨덴 그리고 캐나다에서는 Fall cone을 이용하여 액성한계를 결정하는 방법을 관련 규정에 포함시키고 있으며, Casagrande 방법에 비해 더 신뢰할 수 있는 방법으로 여겨지고 있다 (Koumoto and Houlsby, 2001).

2.2 화학적 풍화지수(CWI)

화학 조성의 변화에 따라 풍화도를 측정하는 가장 대표적인 방법으로 Sueoka(1988)가 제시한 CWI(Chemical Weathering Index)를 사용하고 있으며, 이는 지질학적, 공학적 목적으로 풍화토를 분류하는데 사용되고 있다. 그 외 많은 연구자들이 화학적 풍화지수를 제시한 바 있으나, 이러한 화학적 풍화지수의 결정에는 특수한 장치와 기술이 필요하므로 많은 시간과 비용의 제약이 있다. Sueoka는 화학분석을 통해 풍화에 예민한 광물을 분석하여 화학적 풍화지표로 삼았으며, 이를 CWI로 표현하였다. CWI는 풍화가 진행되면서 화학성분이 풍화에 의해 잔류·증가된다는 관점에서 제안된 것으로 풍화의 과정을 설명하고 있다.

즉, 풍화의 제 1단계에서 K_2O , CaO , Na_2O , MgO , FeO 등의 알카리 또는 알카리 토류금속이 용탈되고, 제 2단계에서 SiO_2 가 서서히 용출되고, 제 3단계에서는 Al_2O_3 나 Fe_2O_3 , TiO_2 가 집적된다. 또한, 동시에 강열감량 (H_2O)이 급격히 증가된다. 그리고 알카리 및 알카리 토

류금속, SiO_2 , $R_2O_3+H_2O$ 의 3성분 좌표로 생성 연대가 다른 암석의 화학성분을 조사하면 거의 동일한 mole 단위의 $Al_2O_3+Fe_2O_3+TiO_2+H_2O$ 양을 갖고 있다. 따라서 $Al_2O_3+Fe_2O_3+TiO_2+H_2O(\pm)$ 의 성분합계를 풍화의 진행 정도를 정량적으로 나타내는 지표로 보고, CWI를 정식화하여 제안하였다. 특히, Sueoka의 CWI는 암반 및 풍화토에 대하여 풍화과정 전체를 표현할 수 있으며, 비교적 간단한 경험적 표현을 목표로 제안된 것이다. 이에 본 연구에서는 Sueoka가 제안한 CWI를 풍화도의 기준으로 사용하였다. Sueoka(1988)가 제안한 CWI는 아래식(1)로 구할 수 있다.

$$CWI = \left(\frac{Al_2O_3 + Fe_2O_3 + TiO_2 + H_2O(\pm)}{\text{All Chemical components}} \right)_{\text{mole}} \times 100(\%) \quad (1)$$

2.3 풍화도

풍화는 암석에서 흙으로의 물리, 화학적 변화이다. 그러므로 풍화정도를 확인하기 위해서는 물리적, 역학적, 광물적, 화학적인 것 등 많은 종류의 방법이 가능할 것이다. Iliew(1966)는 탄성파 속도를 V_0 , 풍화암의 탄성파 속도를 V_w 로 하여 풍화도 $K = V_0 - V_w / V_0$ 의 식으로 제안한 바 있다. 또한, Mendes(1966) 등은 암석 조직변화의 관점에서 풍화도를 표현하였는데, 이는 암석 조직중의 변질광물을 %로 나타낸 것이다. 이와 유사한 방법으로 Lumb(1962)는 화강암 중의 장석의 변질, 용탈도에 착안하여 풍화도를 제안한 바 있다. 그리고 Lee(1988) 등은 풍화내구성 지수가 화강암의 풍화도를 표현하는데 적합함을 규명한 바 있으며, Irfan(1978) 등은 흡수율, 슈미트헤더 반발치 및 점하중 강도 등으로 화강암의 정량적인 풍화지수를 제안한 바 있다. Murata(1987) 등은 감열감량(Loss of Ignition)을 이용하여 풍화도를 판정하였는데, 이는 풍화진행시 점토광물이 증가한다는데 착안한 것으로 지수가 클수록 풍화도가 높음을 뜻한다. 모암과 풍화암의 석영과 장석의 함유 중량비로 Lumb(1962)가 풍화지수를 표현하였으며, Irfan(1978) 등은 미소암석학적 지수로 풍화도를 산정하였는데, 광물학적 변화와 조직, 균열, 간극의 특성을 포함하고 있으며, 지수가 작을수록 풍화도가 높음을 의미한다.

한편, 국내에서도 많은 연구자들에 의해 풍화도에 관한 연구가 수행되었는데, 박(1999) 등은 CWI와 강열감량(Li), SiO_2 , 파쇄비, SAR 간의 관계가 좋은 대응을 보여, 이들 모두 풍화정도를 판단하는 지표가 될 수 있다

고 하였으며, 이(2003) 등은 화강풍화암에 대한 흡수율 및 풍화내구성지수 시험결과를 이용하여 풍화도를 나타내었으며, 이를 근거로 대상 지역의 화강풍화암을 3 등급의 풍화도로 구분할 수 있는 풍화도 분류방법을 제시한 바 있다. 또한, 권(1998) 등은 풍화토의 주요 구성 광물인 석영이 장석 또는 운모보다 풍화저항력이 크다는 것과 풍화대의 두께가 구성 조암광물에 크게 영향을 받는다고 한 바 있다.

3. 재료 및 시험 방법

본 연구에서는 일산 및 인천지역에서 채취된 시료를 이용하여 XRF(X-선 형광분석, X-ray fluorescence spectroscopy)분석, Fall cone test를 실시하였다.

3.1 재료

일산지역의 시료는 채취 위치별로 LC-1~LC-5로 명기하였으며, 인천지역 시료는 채취위치에 따라 I-1~I-9로 명기하였다.

3.2 시험 방법

본 연구에서는 지화학분석을 통해 각 시료별 화학적 풍화지수를 산정하고, Fall cone test를 통해 관입량별 함수비와 화학적 풍화지수의 상관관계를 확인하였다.

먼저, 흙 입자의 화학적 조성을 분석하고 화학적 풍화지수인 CWI(Chemical Weathering Index)를 구하기 위하여 노건조시킨 흙을 곱게 갈아 XRF 분석을 수행하였다.

Fall cone test는 0.425mm체의 통과시료를 적당량의

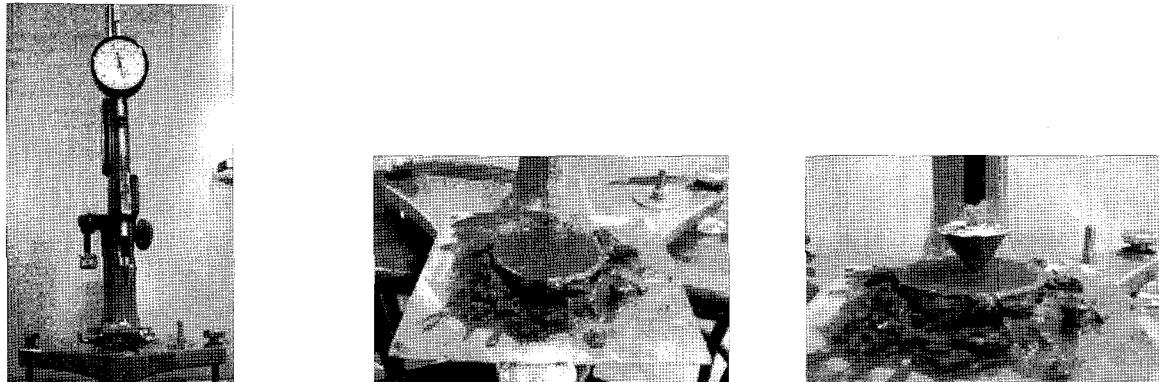


사진 1. Fall cone test

표 1. Physical properties of soils of Ilsan area

Soils	Depth(m)	W _{fied} (%)	Specific Gravity(G _s)	USCS
LC-1	5.2	61.5	2.59	CH
LC-2	5.8	41.1	2.63	CL
LC-3	6.3	28.7	2.65	CL
LC-4	7.3	44.3	2.62	CH
LC-5	8.0	59.3	2.60	CH

표 2. Physical properties of soils of Incheon area

Soils	Depth(m)	W _{fied} (%)	Specific Gravity(G _s)	USCS
I-1	5.2	43.5	2.59	CL
I-2	6.2	36.1	2.62	CL
I-3	9.4	46.3	2.53	CH
I-4	10.1	27.0	2.60	CL
I-5	11.0	30.0	2.62	CL
I-6	11.7	27.0	2.63	CL
I-7	12.7	34.1	2.59	CL
I-8	14.2	29.0	2.60	CL
I-9	15.8	18.4	2.64	CL

증류수와 혼합한 후 각 함수비별 관입량을 구하였으며 Feng (2000)이 제안한 직경 60mm, 높이 20mm의 황동 링을 제작하여 시험에 사용하였다. 사진 1은 Fall cone 시험기와 시료를 황동 링에 setting한 후 cone을 관입시키는 모습을 나타낸 것이다. 이 방법은 시험을 위한 시료 준비가 간편하며 시료 내부에 공기가 혼입되는 것을 방지할 수 있다. 실험은 스웨덴식 Fall cone 시험 장치(60°, 60g)를 이용하였으며, 원시료의 경우 자연 함수비 상태의 흙에 증류수를 가하였으며, 각 함수비에 대한 관입은 3회 이상 실시하여 평균값으로 함수비에 대한 관입량을 구하였다. 이후 시료에 증류수를 첨가하여 함수비를 증가시키면서 시험을 반복하여 실시하였으며, 결과를 정리하여 관입량과 함수비의 관계 그래프를 작성하였다.

4. 결과 및 고찰

4.1 일산지역

4.1.1 XRF 분석 결과

일산지역의 잔적토 시료에 대한 XRF 분석결과는 표 3과 같다.

4.1.2 Fall cone test 결과

LC-1~LC-5 시료에 대한 Fall cone test 결과를 그림 1에 나타내었다.

일산 잔적토시료의 Fall cone test 결과를 이용하여 관입량과 함수비의 관계를 표 4와 같이 구하였으며, 이를 관계식을 이용하여 관입량별 함수비를 표 5와 같이 구하였다.

표 5의 결과와 같이 풍화도가 높을 경우 동일한 관입량에 대한 함수비는 크게 나타났다. 즉, 관입량 10mm를 기준으로 할 경우 풍화도가 가장 큰 LC-4 시료의 경우는 75.77%, LC-1 시료의 경우는 71.30%, LC-5 시료의 경우는 70.59%, LC-3 시료의 경우는 63.75%, LC-2 시료의 경우는 60.30%로 나타났다. Fall cone test 결과를 이용하여 LC-1~LC-5의 시료에 대한 관입량과 함수비

표 3. Results of XRF of Ilsan area

Sample	SiO ₂	Al ₂ O ₃	TiO ₂	Fe ₂ O ₃	MgO	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	MnO	P ₂ O ₅	L.O.I.	CWI	unit : %
LC-1	63.63	17.06	0.82	7.81	1.04	0.25	0.05	2.09	0.08	0.10	7.92	40.31	
LC-2	66.35	16.21	0.91	5.41	1.23	0.59	1.32	2.83	0.03	0.04	4.86	29.03	
LC-3	69.71	14.26	0.79	7.69	0.94	0.31	0.32	1.44	0.02	0.06	4.50	30.41	
LC-4	57.04	14.64	0.73	18.82	0.82	0.20	0.02	1.07	0.04	0.11	6.55	45.20	
LC-5	62.17	16.09	1.15	10.57	1.76	0.43	0.14	1.73	0.03	0.03	6.09	38.05	

표 4. Regressive equation of water content against penetration of Ilsan area

Sample	Regressive Equation	R ²	Remarks
LC-1	y = 28.698Ln(x) + 5.22	0.8121	
LC-2	y = 7.312Ln(x) + 43.46	0.8579	
LC-3	y = 22.437Ln(x) + 12.09	0.9634	x : penetration(mm) y : water content(%)
LC-4	y = 18.04Ln(x) + 34.23	0.9899	
LC-5	y = 19.699Ln(x) + 25.23	0.8283	

표 5. Water content against penetration depth of Ilsan area

Penetration (mm)	Water Content(%)				
	LC-1	LC-2	LC-3	LC-4	LC-5
5	51.40	55.23	48.20	63.27	56.94
6	56.64	56.56	52.29	66.56	60.53
7	61.06	57.69	55.75	69.34	63.56
8	64.89	58.66	58.74	71.75	66.19
9	68.27	59.53	61.39	73.87	68.51
10	71.30	60.30	63.75	75.77	70.59
11	74.03	60.99	65.89	77.49	72.47
12	76.53	61.63	67.84	79.06	74.18
13	78.83	62.21	69.64	80.50	75.76
14	80.95	62.76	71.30	81.84	77.22
15	82.93	63.26	72.85	83.09	78.58
16	84.78	63.73	74.30	84.25	79.85
CWI(%)	40.31	29.03	30.41	45.20	38.05

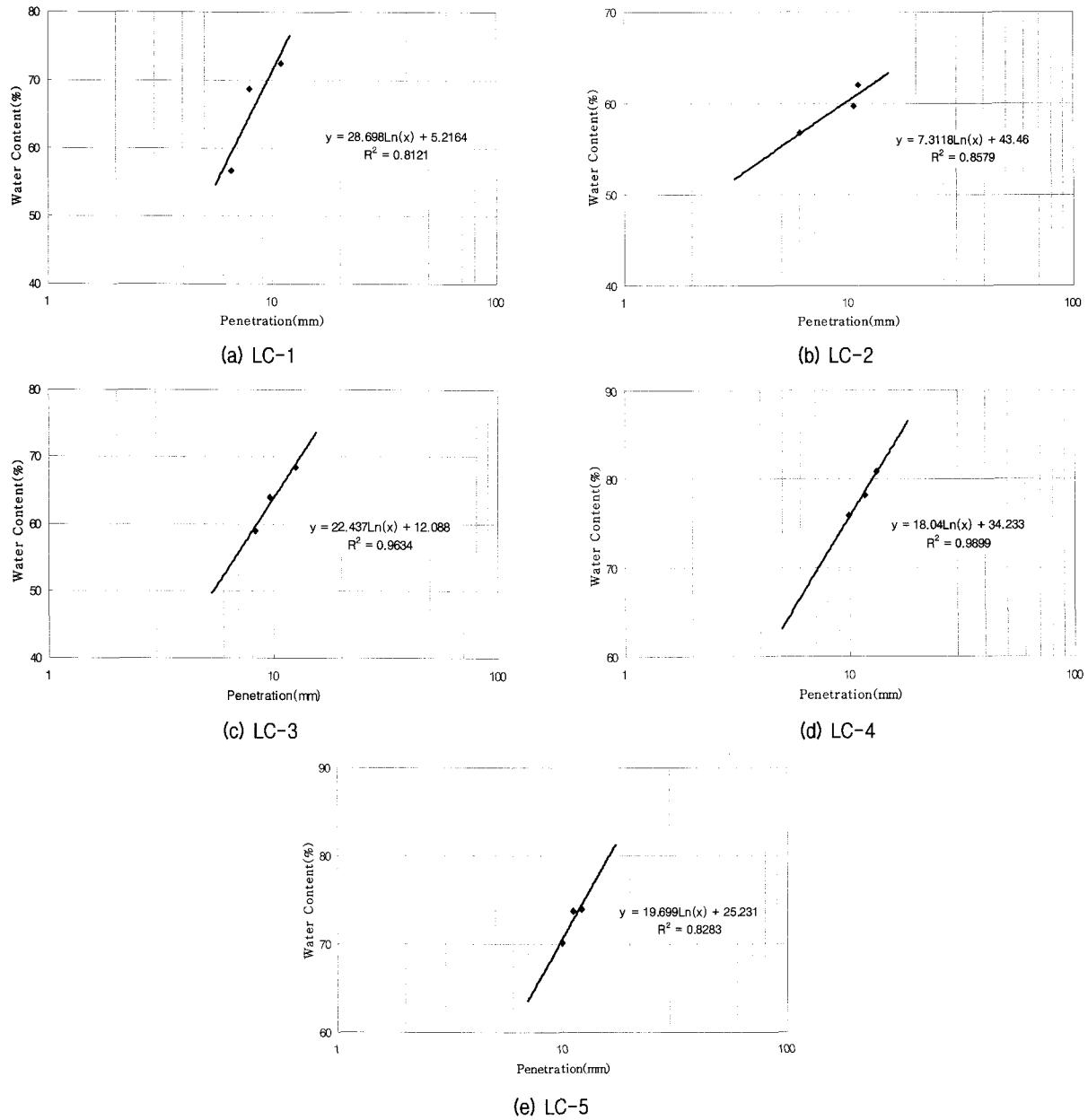


그림 1. Relationship between penetration and water content of Ilsan area

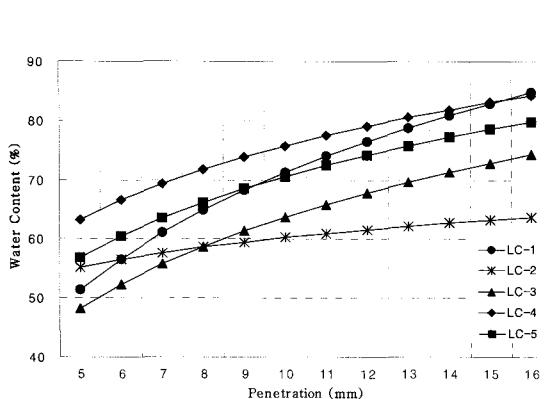


그림 2. Relationship between penetration and water content of Ilsan area

의 관계를 그림 2와 같이 나타낼 수 있다.

상기 결과와 같이 일산지역의 잔적토는 관입량과 함수비의 관계에서 풍화도와 상관 관계가 있음을 알 수 있다. 그러나 전 관입량의 범위에서 풍화도에 따라 일정한 규칙을 가지고 변하는 것은 아니었으며, 풍화도에 따른 구분은 일정 관입량의 범위내에서만 가능하였다.

그림 3에서 보면 관입량 5~7mm의 함수비와 CWI의 관계는 다항식으로 추세선을 표시할 수 있었으며, 이때의 상관도는 상당히 낮은 것으로 나타났다. 8~12mm의 관입량에서의 함수비와 CWI의 관계는 선형적으로 잘 일치하는 것으로 나타났으나, 7mm 관입량에서의 상관

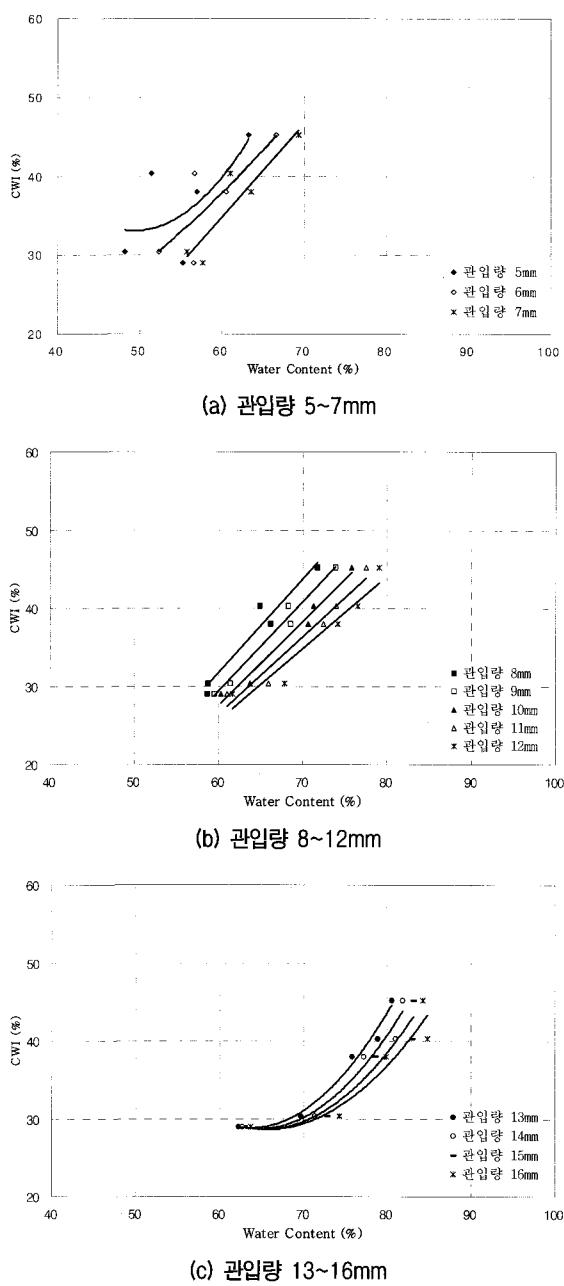


그림 3. Relationship between CWI and water content of all cases of Ilsan area

도는 8~12mm 관입량에 비해 상대적으로 낮은 것으로 나타났다. 그러나, 8~12mm의 경우 잘 일치하는 것으로 나타났다. 13~16mm의 관입량의 범위에서 함수비와 CWI의 관계는 선형의 추세선을 적용하였을 경우 상관도가 낮게 나왔으며, 다항식으로 추세선을 표시할 수 있었다. 그림 3은 5~7mm, 8~12mm, 13~16mm의 관입량을 기준으로 함수비와 CWI의 관계를 나타낸 것이다.

관입량 7mm 이하와 13mm 이상에서 선형의 추세선과 잘 일치하지 않는 현상에 대한 원인은 첫째, 관입량 7mm 이하의 경우는 Fall cone test 시 시료와 종류수가

고르게 혼합되지 않아, 혼합된 시료 중 일부에서 덩어리를 형성하게 되며, 이는 cone 관입시 일정한 값을 측정하는데 방해하는 현상에 기여하는 것으로 판단되며, 둘째, 관입량 13mm 이상을 요구하는 함수비는 상당히 높은 상태이므로 cone 자체의 무게 및 약간의 충격만으로도 많은 관입이 발생하게 된다. 이러한 이유로 관입량 8~12mm인 경우에 비해 상대적으로 신뢰성 있는 측정값을 얻기가 어려울 것으로 판단되므로 관입량의 범위는 8~12mm로 한정하여 적용하는 것이 타당할 것으로 사료된다.

관입량 5~16mm에서의 CWI와 함수비의 관계에 대한 회귀분석 결과를 정리하면 표 6과 같다.

표 6과 같이 일정범위의 관입량에서 함수비와 CWI의 관계는 직선식으로 표현할 수 있으며, 8~12mm의 범위에서는 다음의 형태로 단순화시킬 수 있다.

$$CWI(\%) = a \cdot w(\%) + b \quad (2)$$

이때, w : 함수비 (%)

a, b : 계수

식(2)의 계수 a 는 0.925~1.200의 범위로 나타났으며, b 의 경우 (-)29.89~(-)40.27의 범위로 나타났다. 또한, 표 6의 정리된 식으로 구할 수 있는 CWI의 범위는 21.01~89.32%이다. 그러나, 관입량 8mm 미만과 13mm 이상에서 얻어진 식은 상대적으로 상관도가 떨어지고, 일관성 있는 값을 얻기 위해 관입량 8~12mm에서 구한 값으로 풍화도를 판정하는 것이 합리적일 것이다. 뿐만 아니라 8~12mm 관입량의 범위에서 풍화도의 차이를 잘 표현하였다. 또한, 잔적토(점성토)의 경우 cone의 10mm 관입량에서의 함수비를 액성한계로 규정하고 있으므로, 관입량 10mm에서의 함수비를 적용할 경우 풍화도 뿐 아니라 액성한계까지 함께 확인할 수 있을 것으로 판단된다.

4.2 인천지역

4.2.1 XRF 분석 결과

인천지역에서 채취한 심도별 연속시료의 XRF 분석 결과는 표 7과 같다.

4.2.2 Fall cone test 결과

동일 지점에서 연속으로 채취한 I-1~I-9 시료에 대한

표 6. Regressive equation of CWI vs. water content of Ilsan area

Penetration(mm)	Regressive Equation	R ²	Remarks
5	CWI = 0.06w ² - 5.94w + 179.86	0.4810	
6	CWI = 0.01w ² - 0.18w + 12.04	0.6603	
7	CWI = 1.174w - 35.58	0.8435	
8	CWI = 1.200w - 40.27	0.9451	
9	CWI = 1.156w - 40.04	0.9805	
10	CWI = 1.082w - 37.33	0.9767	
11	CWI = 1.002w - 33.68	0.9536	
12	CWI = 0.925w - 29.89	0.9227	
13	CWI = 0.06w ² - 7.11w + 255.29	0.9816	
14	CWI = 0.05w ² - 6.73w + 246.75	0.9580	
15	CWI = 0.05w ² - 6.06w + 226.66	0.9276	
16	CWI = 0.04w ² - 5.29w + 202.41	0.8941	

표 7. Results of XRF of Incheon area

unit:%

Sample	SiO ₂	Al ₂ O ₃	TiO ₂	Fe ₂ O ₃	MgO	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	MnO	P ₂ O ₅	L.O.I.	CWI
I-1	62.25	15.52	0.90	6.93	1.62	0.53	1.72	2.76	0.04	0.11	8.09	36.44
I-2	64.18	17.37	0.97	5.68	1.00	0.25	1.01	2.41	0.03	0.12	6.70	34.09
I-3	59.66	17.11	0.94	8.35	1.68	0.46	1.64	3.14	0.09	0.11	5.97	33.77
I-4	66.83	15.10	1.15	5.34	1.15	0.66	1.45	3.12	0.08	0.08	4.70	27.39
I-5	67.63	15.47	1.10	4.29	1.16	0.53	1.42	3.36	0.05	0.07	5.09	27.96
I-6	68.99	14.21	1.16	4.57	1.06	0.70	1.63	3.74	0.05	0.07	3.97	24.31
I-7	63.56	16.04	0.86	5.59	1.13	0.70	1.41	2.59	0.08	0.10	7.57	35.14
I-8	66.55	15.12	1.06	4.28	0.96	0.56	1.36	3.48	0.04	0.07	6.17	30.65
I-9	70.12	13.04	0.97	6.21	0.27	0.15	0.47	4.40	0.05	0.17	3.77	23.95

표 8. Regressive equations of water content against penetration of Incheon area

Sample	Regressive Equation	R ²	Remark
I-1	y = 16.969Ln(x) + 14.40	0.9979	
I-2	y = 13.801Ln(x) + 19.53	0.9804	
I-3	y = 12.224Ln(x) + 16.20	0.9993	
I-4	y = 5.9763Ln(x) + 21.14	0.9956	
I-5	y = 10.694Ln(x) + 13.68	0.9432	x : penetration(mm) y : water content(%)
I-6	y = 11.178Ln(x) + 5.176	0.9993	
I-7	y = 12.781Ln(x) + 19.35	1.0000	
I-8	y = 12.01Ln(x) + 12.03	0.976	
I-9	y = 13.037Ln(x) + 0.90	0.9975	

결과를 그림 4에 도시하였다.

인천지역 시료에 대한 Fall cone test 결과를 이용하여 관입량과 함수비의 관계를 정리하면 표 8과 같으며, 관계식을 이용하여 동일한 관입량에서 측정한 각 시료별 함수비는 표 9와 같다. 또한 이를 이용하여 I-1~I-9의 각 시료에 대한 관입량과 함수비의 관계를 그림 5에 도시하였다.

표 9에서와 같이 풍화도가 큰 경우에 동일한 관입량에 대한 함수비는 크게 나타났다. 즉, 관입량 10mm를

기준으로 할 경우 풍화도가 가장 큰 I-1 시료의 경우 53.47%, 가장 작은 I-9 시료의 경우 30.92%로 나타났다.

상기 결과와 같이 인천지역에서 채취한 잔적토 역시 관입량과 함수비의 관계를 보면 풍화도와 밀접한 관계가 있다는 것을 알 수 있다. 그림 6을 보면 5~16mm의 관입량에서 함수비와 CWI의 관계는 선형적으로 잘 일치하는 것으로 나타났으며, 특히 8~12mm의 경우 더욱 잘 일치하는 것으로 나타났다. 그림 6에서도 5~7mm, 8~12mm, 13~16mm의 관입량으로 구분하여 함수비

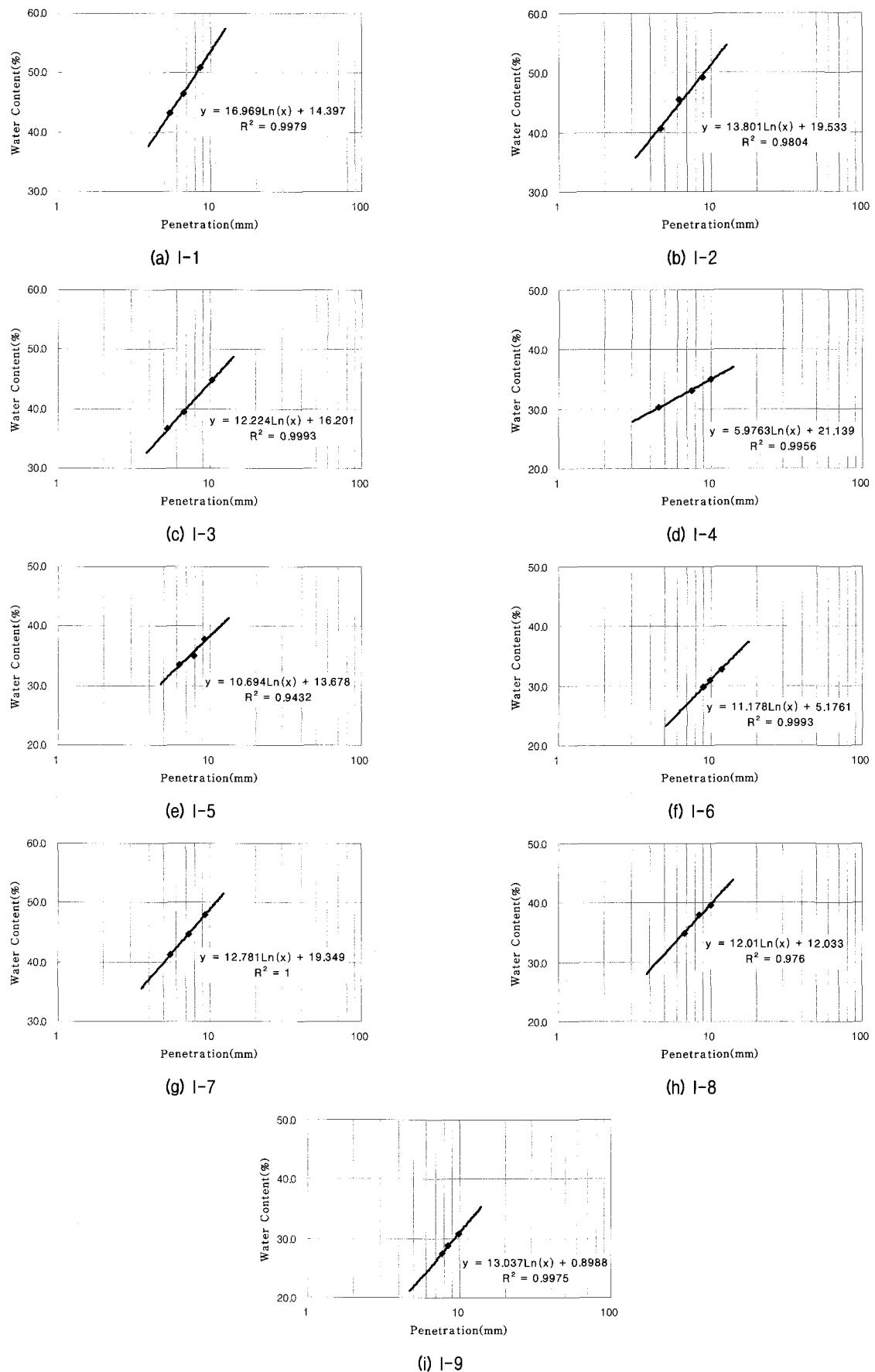


그림 4. Relationship between penetration and water content of Incheon area

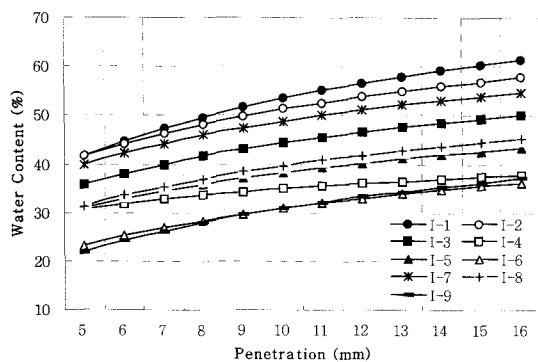


그림 5. Relationship between penetration and water content of Incheon area

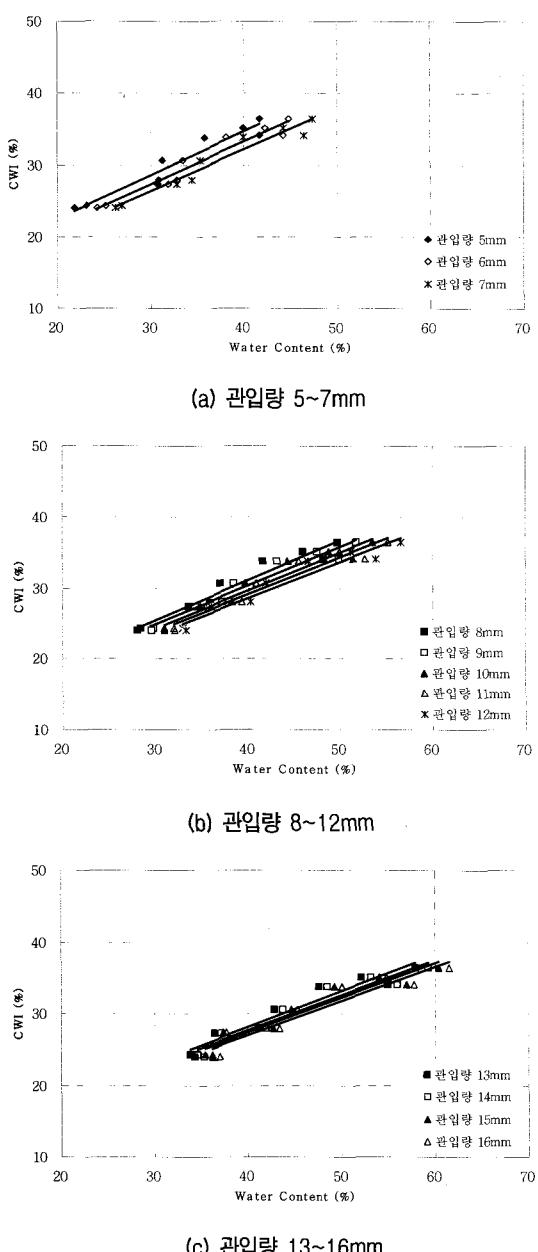


그림 6. Relationship between CWI and water content of all cases of Incheon area

와 CWI의 관계를 도시하였다. 결과와 같이, 인천지역 잔적토 시료는 일산지역 잔적토보다 적용성이 양호한 것으로 판단되며, 두 지역의 시료에 대한 Fall cone test 결과를 이용하여 풍화도 결정에 사용하여도 무방할 것으로 사료된다.

각 관입량에 대한 CWI와 함수비의 관계를 회귀식으로 정리하면 표 10과 같다.

표 10에서 같이 관입량에 따른 함수비와 CWI의 관계는 식(2)와 같이 표현할 수 있으며, 이때 계수 a 는 0.477~0.613의 범위로 나타났으며, b 는 7.94~10.15의 범위로 나타났다. 식을 적용하여 구할 수 있는 CWI의 범위는 주어진 함수비에서 22.26~46.95%로 구해졌다. 그러나 인천지역의 경우도 관입량 8~12mm에서 풍화도를 판단하는 것이 가장 합리적일 것으로 사료된다.

5. 요약 및 결론

일산지역과 인천지역에서 채취한 잔적토 시료에 대해 Fall cone test를 실시한 결과, 동일한 관입량에서 측정된 함수비는 풍화도에 따라 일정한 차이를 보였으며, 풍화도가 클수록 함수비는 큰 값을 나타내었다. 두 지역의 시료에 대한 CWI와 함수비의 관계를 하나의 대표적인 식으로 표현하면 $CWI(\%) = a \cdot w(\%) + b$ 와 같이 나타낼 수 있다. 단, 일산지역 잔적토의 경우 관입량의 범위를 8~12mm로 제한하였다.

위 식에서 계수 a 와 b 의 값을 지역별로 구분하여 보면 일산지역의 경우 계수 a 는 0.925~1.200의 범위로 나타났으며, b 는 (-)29.89~(-)40.27의 범위로 나타났다. 인천지역의 경우 계수 a 는 0.477~0.613의 범위로 나타났으며, b 는 7.94~10.15의 범위로 나타났다. 두 지역의 잔적토 시료에 대하여 Fall cone test를 수행하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 잔적토의 경우 풍화도와 함수비는 지역에 따라 일정한 경향을 가지면서 비례관계를 나타내었다.
- (2) 두 지역에 대해서 공통적으로 하나의 관계식으로 표현할 수 있었으며, 동일한 지역에서 상대적인 풍화 정도를 판정할 수 있을 것으로 사료된다. 지역적인 풍화도의 차이는 모암의 종류나 특성 그리고 풍화환경 등의 영향에 의한 것으로 판단되며, 이로 인해 Fall cone test의 값이 차이가 발생하는 것으로 사료된다.

표 9. Water content against penetration depth of Incheon area

Penetration (mm)	Water Content(%)								
	I-1	I-2	I-3	I-4	I-5	I-6	I-7	I-8	I-9
5	41.71	41.74	35.87	30.76	30.89	23.17	39.92	31.36	21.88
6	44.80	44.26	38.10	31.85	32.84	25.20	42.25	33.55	24.26
7	47.42	46.39	39.99	32.77	34.49	26.93	44.22	35.40	26.27
8	49.68	48.23	41.62	33.57	35.92	28.42	45.93	37.01	28.01
9	51.68	49.86	43.06	34.27	37.18	29.74	47.43	38.42	29.54
10	53.47	51.31	44.35	34.90	38.30	30.91	48.78	39.69	30.92
11	55.09	52.63	45.51	35.47	39.32	31.98	50.00	40.83	32.16
12	56.56	53.83	46.58	35.99	40.25	32.95	51.11	41.88	33.29
13	57.92	54.93	47.55	36.47	41.11	33.85	52.13	42.84	34.34
14	59.18	55.95	48.46	36.91	41.90	34.68	53.08	43.73	35.30
15	60.35	56.91	49.30	37.32	42.64	35.45	53.96	44.56	36.20
16	61.45	57.80	50.09	37.71	43.33	36.17	54.79	45.33	37.05
CWI(%)	36.44	34.09	33.77	27.39	27.96	24.31	35.14	30.65	23.95

표 10. Regressive equations of CWI vs. water content of Incheon area

Penetration(mm)	Regressive Equation	R ²	Remarks
5	$CWI = 0.613w + 10.15$	0.9337	
6	$CWI = 0.597w + 9.38$	0.9459	
7	$CWI = 0.581w + 8.88$	0.9505	
8	$CWI = 0.565w + 8.54$	0.9508	
9	$CWI = 0.551w + 8.32$	0.9487	
10	$CWI = 0.537w + 8.17$	0.9452	
11	$CWI = 0.525w + 8.07$	0.941	
12	$CWI = 0.514w + 8.00$	0.9363	
13	$CWI = 0.504w + 7.96$	0.9314	
14	$CWI = 0.494w + 7.94$	0.9264	
15	$CWI = 0.486w + 7.93$	0.9215	
16	$CWI = 0.477w + 7.94$	0.9166	

w : Water content(%)
CWI : Chemical Weathering Index(%)

- (3) 두 지역의 풍화도를 표현한 식에서 계수 a값의 범위는 0.477~1.200의 범위를 가지고, 풍화도가 높을수록 a의 값은 커지는 경향을 보였다. 특히, 일산지역 잔적토의 경우 CWI 값의 범위가 29.03~45.20%로 일반 풍화토에 비해 풍화도가 높으므로, 상대적으로 a값은 크게 나타났다.
- (4) 인천지역 잔적토의 경우에는 a값의 변화가 상대적으로 적음을 확인할 수 있었다.

참 고 문 헌

- 권오순, 정충기 (1998), “풍화에 따른 풍화토의 특성변화”, *한국지반공학회지*, 제14권, 제5호, pp.53-66.
- 박병기, 이광찬(1999), “국내 화강 풍화토 지반의 풍화도 평가방법”, *한국지반공학회지*, 제15권, 제1호, pp.127-140.
- 이종규, 장서만(2003), “화강 풍화암의 풍화도 및 강도정수의 평가”, *한국지반공학회지*, 제19권, 제2호, pp.227-236.
- Feng, T. W. (2000), “Fall-cone penetration and water content relationship of clays”, *Geotechnique*, Vol.50, No.2, pp.181-187.
- Houlsby, G. T. (1982), “Theoretical analysis of the fall cone test”, *Geotechnique*, Vol.32, No.2, pp.111-118.
- Iliev, I. G. (1966), “An Attempt to Estimate the Degree of Weathering of Intrusive Rocks from their Physico-Mechanical Properties”, *Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mechanics*, Vol.1, pp.109-114.
- Irfan, T. Y. and Dearman, W. R.(1978), “Engineering classification and index properties of weathered granite”, *Bull. Inst. Ass. Engineering Geol.*, Vol.17, pp.79-90.
- Koumoto, T. and Houlsby, G. T.(2001), “Theory and practice of the fall cone test”, *Geotechnique*, Vol.51, No.8, pp.701-712.
- Lee, S. G. and Freitas, M. H.(1988), “Quantitative definition of highly weathered granite using the slake durability test”, *Geotechnique*, Vol.38, No.4, pp.635-640.
- Lumb, P. (1962), “The Properties of Decomposed Granite”, *Geo-*

- technique*, Vol.12, No.3, pp.226-243.
11. Mendes, F. M., Barros, L. A. and Rodrigus, F. P. (1966), "The Use of Modal Analysis in Mechanical Classification of Rock Masses", *Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mechanics*, Vol.1, pp.217-223.
 12. Murata, H. Hyodo, M. and Yasufuku, N. (1987), "Compressive and Shear Characteristic of Undisturbed Decomposed Granite Soils Paying Attention to the Degree of Weathering", *Proceeding of JSCE*, No.382, III-7, pp.131-140.
 13. Wood, D. M. (1982), "Cone penetrometer and liquid limit", Cambridge University Engineering Department, Technical notes, pp.152-157.
 14. Wood, D. M. (1985), "Some fall cone tests", Cambridge University Engineering Department, Technical notes, pp.64-68.

(접수일자 2007. 5. 8, 심사완료일 2007. 12. 11)

화학적 침식을 받은 재래식 터널 콘크리트 라이닝의 내구성능 및 열화특성

Characterization of Durability and Deterioration Eroded by Chemical Attack on the Concrete Lining in Conventional Tunnel

김 동 규¹ Kim, Dong-Gyou

정 호섭² Jung, Ho-Seop

이승태³ Lee, Seung-Tae

Abstract

This study is to evaluate the effect of chemical attack on durability and deterioration of lining concrete in tunnel. Surface examination, nondestructive inspection, uniaxial compressive strength test, carbonation test, chloride diffusion test, micro-structural analysis were performed to analyze the deterioration of lining concrete in tunnel constructed 70 years ago. From surface examination results, the tunnel had been repaired and reinforced in several times. It has many cracks, water-leakage, efflorescence and exploitation. Compressive strengths obtained from nondestructive inspection and uniaxial compressive strength test have measured 17.5 ~ 34.7MPa, and 12.8 ~ 40.3MPa, respectively. Carbonation depth specimen cored from concrete lining has ranged from 3mm to 27mm. From chloride diffusion test, most specimens have low permeability. And the XRD analysis was able to detect ettringite and thaumasite, which were confirmed by SEM and EDS results to be the causes for the deterioration of lining concrete.

요지

본 연구에서는 화학적 침식을 받는 환경에 놓인 터널 콘크리트 라이닝 구조물의 성능저하 원인을 분석하기 위하여 준공 후 70년 된 터널 구조물을 대상으로 외관조사, 비파괴검사, 코어시편의 압축강도, 탄산화, 투수성 평가 및 기기분석을 실시하였다. 그 결과 대상 터널 구조물은 수차례에 걸쳐 보수 및 보강공사의 흔적이 존재하였으며 내부 콘크리트 라이닝의 심한 균열, 누수 및 터락현상 등으로 성능저하가 크게 발생한 상태였다. 콘크리트 라이닝의 비파괴 압축강도측 정과 코어시편에 의한 압축강도는 위치마다 차이는 있었으나 각각 17.5~34.7MPa 및 12.8~40.3MPa로 나타났으며, 반발 경도법의 경우 콘크리트 표면이 누수 및 반응생성물의 영향으로 반발경도가 작게 나타나는 경우가 있었다. 콘크리트 라이닝 코어시편을 이용하여 전위차에 의한 촉진 염소이온 확산실험법으로 투수성 시험결과 일부 코어 시편을 제외한 대부분 낮은(Low) 영역으로 우수한 결과를 나타내었다. 또한 터널 콘크리트 라이닝 코어시편을 대상으로 미세구조를 분석한 결과 터널 콘크리트 라이닝 주변 지하공간으로부터 유입된 황산염이온의 영향으로 반응물질이 생성되어 성능이 저하되었으며, ettringite와 thaumasite 등의 생성에 의한 결정암에 의하여 균열 및 박리현상이 발생한 것으로 판단된다. 따라서 고내구성 콘크리트 라이닝의 제조를 위한 재료적 대책수립 및 관련지침안의 제정이 필요할 것으로 생각된다.

Keywords : Chemical attack, Concrete lining, Deterioration, Durability, Micro-structural analysis

1 정회원, 한국건설기술연구원 지하구조물연구실, 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Underground Structure Research Division, Korea Institute of Construction Technology)

2 한국건설기술연구원 지하구조물연구실, 선임연구원 (Senior Researcher, Underground Structure Research Division, Korea Institute of Construction Technology, hsn97@kict.re.kr, 교신저자)

3 국립군산대학교 토목환경공학부, 교수 (Prof., Department of Civil and Environmental Engng., Kunsan National University)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

국내 터널 구조물은 약 100년 전부터 건설되기 시작한 이래, 철도터널, 도로터널, 지하철 터널 등 다양한 형태로 건설되고 있으며, 수십 년 경과한 현 시점에서 점차 증가하는 노후화된 터널에 대한 효율적인 유지관리를 통한 안정성 확보와 공용수명을 연장시켜야 할 필요성이 대두되고 있는 실정이다(김동규 외, 2004; 김성수, 2004; 변근주, 2005). 터널 구조물은 인접 지상건물의 신축, 교차터널의 건설, 인접지반의 굴착 등에 따른 응력 증가 및 이완 등 외부 주변 환경변화 및 유해 지하수 유입이나 동결융해 등에 따른 지보재의 성능저하, 건조 수축에 따른 균열 등 내부 환경영향의 변화로 인하여 변상이 발생하며 터널 시공중 발생되는 구조적 결함에 의하여 변상이 촉진될 수 있다(新堀敏彦 외, 2003; 猪態明, 2004). 아울러 터널 구조물의 주변 지반의 물리적 특성, 터널의 기하학적 특성, 지보재의 형식, 지하수위 및 환경 등이 터널의 안전성에 큰 영향을 미치게 된다. 특히 공용기간이 증가함에 따라 주변 환경에 의하여 재래식 터널의 콘크리트 라이닝은 산화 또는 탄산화되고 구성재료의 변상에 따라 터널의 안정성 및 사용성이 저하될 수 있다(猪態明, 2004; Lee and Hooton, 2005). 장기적인 측면에서 터널 구조물의 사용성을 증대시키고 효과적인 유지관리 방안을 마련하기 위해서는 각종 성능저하 현상, 손상정도 및 내구성을 장기적으로 점검함으로써 최적의 보수, 보강대책을 수립하여야 할 것이며, 노출환경에 따른 재래식 터널의 콘크리트 라이닝의 재료적인 측면에서의 검토는 구조적 측면에도 영향을 미치기 때문에 매우 중요한 의미를 갖는다(新堀敏彦 외, 2003; Al-Amoudi, 2004; Gollop and Taylor, 1995).

특히, Hooton(2005)은 속크리트 라이닝에 대하여 금결제의 종류에 따른 화학적 침식에 대하여 모르타르 시험체를 제조하여 침지시험을 통하여 각각의 재령에서 기기분석을 통하여 열화정도를 평가한 바 있다.

따라서 본 연구에서는 노후화된 재래식 터널 구조물의 주지보재인 콘크리트 라이닝의 성능저하 특성을 파

악하기 위하여 준공 후 70년이 경과한 철도터널을 대상으로 현장조사를 실시하였으며, 뿐만 아니라 재래식 터널 콘크리트 라이닝에서 채취한 코어 시험체를 이용하여 실내실험을 실시하여 지하수 및 토양환경에 노출된 콘크리트 라이닝의 성능저하 원인을 물리·화학적으로 검토하였다. 노후 터널의 콘크리트 라이닝에 대한 현장 조사는 외관조사, 비파괴시험 및 채취된 콘크리트 라이닝 코어 시편의 압축강도, 탄산화깊이, 투수성 평가 및 XRD 및 SEM에 의한 정량 및 정성적 기기분석을 실시하였으며, 실험결과를 바탕으로 터널 구조물 콘크리트 라이닝의 화학적 성능저하 메커니즘을 분석하였다.

2. 조사대상 구조물의 개요 및 실험방법

2.1 구조물의 개요 및 환경조사

노후 터널의 콘크리트 라이닝 성능저하 원인을 규명하기 위하여 준공 후 약 70여년이 경과된 경기도에 위치한 철도터널을 선정하여 조사 및 분석을 실시하였다. 표 1은 조사대상 터널 구조물의 제원을 나타낸 것이다. 이 터널 구조물은 총 연장이 190m이며, 일축압축강도 기준이 약 12MPa로(1930년대 기준) 추정되는 콘크리트 라이닝으로 시공되었다. 또한, 터널 내부는 수차례에 걸쳐 보수 및 보강공사의 흔적이 존재하였으나, 보수시기, 보수방법 및 보수재료에 대한 자세한 이력은 알 수 없었으며, 10여 년 전부터 사용이 중지된 채 방치되어 현재 터널 내부 콘크리트 라이닝에서 누수 및 탈락현상 등으로 성능저하가 크게 발생된 것으로 조사되었다.

조사 대상 구조물의 주변 환경을 평가하기 위하여 철도터널 부근 및 내부 배수로에서 지하수를 채집하여 성분분석을 실시한 결과 pH는 약 6.5~7.0 정도로 약산성 또는 중성으로 나타났으며, 콘크리트의 성능을 저하시키는 황산염이온(SO_4^{2-}) 농도는 180~200ppm, 마그네슘 이온(Mg^{2+}) 농도는 40~50ppm, 칼슘이온(Ca^{2+}) 농도 70~100ppm 및 소량의 염소이온(Cl^-)이 측정되었다.

표 1. 조사대상 터널구조물의 제원

연장	선로			형식	배수형식	준공년도	비고
	단복선	구배	작곡선				
190m	단선	10/1000 하구배	작선	말굽형	중심하수	1937	폐선

2.2 실험 방법

- (1) 외관조사 : 조사 대상구조물의 외관조사는 주로 터널 내부의 누수, 균열, 백화 및 박리·박락 등 성능저하현상에 대하여 육안관찰을 실시하였다.
- (2) 비파괴 압축강도추정 : 슈미트 해머를 이용하여 각 측정 개소마다 타격점 상호간 30mm 간격으로 종횡으로 4×5열의 직선을 그어 직교하는 20점을 타격하여 그 평균값을 반발경도로 결정하였으며, 일본재료학회에서 제안한 식($F_c = 1.3R_o - 18.4\text{MPa}$)을 이용하여 추정하였다.
- (3) 일축압축강도 : 터널 콘크리트 라이닝에서 채취된 지름 100mm와 높이 200mm인 코어시편을 사용하여 KS F 2405에 근거하여 콘크리트 라이닝의 일축압축강도를 측정하였다.
- (4) 투수성평가 : 콘크리트 라이닝 코어시편의 투수성을 평가하기 위하여 ASTM C 1202에 준하여 전위차에 의한 촉진 염소이온 확산실험을 통하여 평가하였다.
- (5) XRD 분석 : 현장에서 채취한 코어 시편을 미분쇄한 시료를 대상으로 RINT D/max 2500을 이용하여 X-선 회절분석을 실시하였으며, 이때 측정조건은 $Cuk \alpha$ (Ni filter) : 30kV, 20mA, Scanning speed 2°/min, 2θ : 5~25°로 하였다.
- (6) ESEM 및 EDS분석 : 콘크리트의 건전부위 및 침식부위 시료를 대상으로 XL 30 ESEM을 이용하여 여러 가지 배율로 각각 확대촬영 하였으며, EDS 분석은 EDXA Falcon Energy System 60SEM을 사용하여 분석하였다.

3. 현장조사 및 실험결과에 대한 분석·고찰

3.1 외관조사

조사대상 구조물의 외관조사 결과 터널내부의 천장



그림 1. 조사대상 터널라이닝 구조물의 외관조사 결과

부 및 측벽부 전 구간에 걸쳐서 균열이 발생하였으며, 균열 폭은 0.1mm 정도 되는 균열부터 1.0~3.0mm 이상의 종균열, 경사균열, 망상균열 및 횡균열 등 다양하게 분포하고 있었다. 콘크리트 라이닝은 터널 양측벽 및 천정부위에서 균열로 인한 누수, 박리 및 박락 등 심각한 성능저하 현상이 발생한 것을 알 수 있었으며, 특히 측벽 콘크리트 라이닝의 이음부분은 결합력의 감소로 인하여 백색의 물질이 다량 용출되었으며 이 물질이 건습의 반복 작용으로 인하여 결정상으로 존재함에 따라 균열 폭이 점점 더 커져 광폭의 균열이 생성된 것으로 관찰되었다. 그림 1은 대상구조물의 균열로 인하여 누수 및 백태가 발생한 광경을 나타낸 것이며 이 그림에서 보는바와 같이 균열 및 누수로 인한 백화현상과 여러 곳에서 박리·박락이 많이 발생되어 있는 것을 확인할 수 있었다.

3.2 비파괴 압축강도 및 코어시편 압축강도

콘크리트 라이닝의 압축강도는 슈미트해머를 이용한 비파괴 방법인 반발경도법과 재래식 터널 콘크리트 라이닝에서 코어드릴을 이용하여 채취한 코어시편에 의한 실내일축압축실험으로부터 얻었다. 그림 2는 본 연구에서 사용한 코어 시편의 채취 위치에 대한 모식도를 나타낸 것이며 터널 양측면에서 30m 간격으로 비파괴시험을 수행한 후 코어시편을 채취하였다. 그림 3은 콘크리트 라이닝의 비파괴 추정 압축강도와 실내일축압축강도실험에서 얻어진 압축강도를 정리하여 나타낸 것이다. 비파괴 압축강도 실험에 의하여 얻어진 값은 콘크리트 라이닝의 압축강도를 의미하는 것은 아니며, 콘크리트 라이닝의 성능저하 요인에 의하여 침식된 정도, 특히 표면연화작용에 의한 성능저하 정도를 알아보기 위하여 실시한 것이다. 즉, 콘크리트 라이닝의 표면이 누수 및 반응생성물의 영향을 받았을 경우 반발경도가 작게 나타나며 상대적으로 건전한 상태로 존재할 경우 반발경

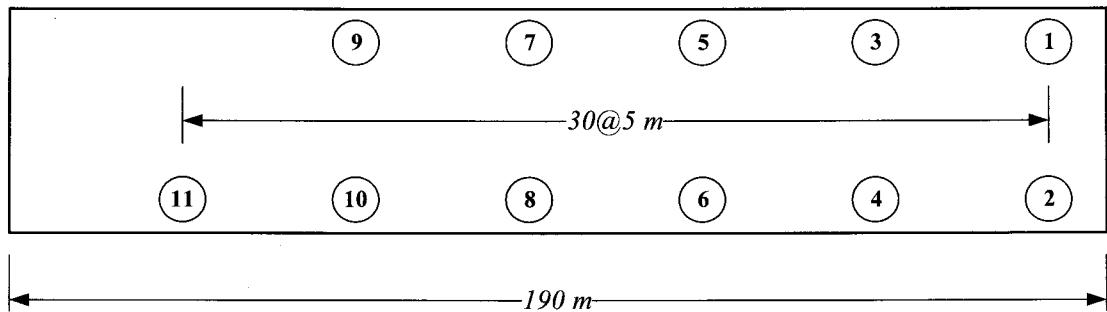


그림 2. 조사대상 터널구조물에서 코어시편 채취 위치 모식도

도가 보다 크게 나타난다. 비파괴 강도는 총 11개소에서 수행되었으며 추정된 콘크리트 라이닝의 압축강도는 17.3~34.7MPa 범위를 나타내었다. 한편 그림 3에서 No. 7과 8의 위치에서 압축강도는 다른 위치에서 채취한 코어 공시체에 비하여 상대적으로 높은 결과를 나타내었다. 콘크리트 라이닝의 일축압축강도실험은 11개의 지점에서 채취된 코어시편에서 수행되었으며 압축강도결과는 13.4MPa에서 41.7MPa까지 측정되었다. 그림 3에서 보여주듯이 터널내의 각 지점에서 측정된 비파괴 추정강도 및 일축압축강도는 서로 일치하지 않았으며, 앞에서 언급된 터널 준공 당시의 일축압축강도기준인 12MPa보다 크게 나타났다. 이것은 그림 4에서 보여주듯이 상당히 큰 골재를 사용하여 콘크리트 라이닝을 건설하여 높은 압축강도를 나타낸 것으로 판단된다. 채취된 코어시편을 기준으로 판단해 보면 본 터널에 사용된 콘크리트 라이닝의 골재 입도는 5mm에서 100mm 정도로 추정되었다.

3.3 탄산화 깊이 및 투수성

터널 주변 지반의 물리적 특성, 터널의 기하적 형상, 지보재의 형식, 지하수위 및 환경 등이 터널의 안전성에 큰 영향을 미치게 된다. 특히, 공용기간이 증가함에 따라 주변 환경에 의하여 콘크리트 라이닝은 산화 또는 탄산화되고, 구성 재료가 열화됨에 따라 터널의 안전성 및 사용성은 저하된다. 그림 4와 그림 5는 대상 터널구조물 콘크리트 라이닝에서 채취한 코어 시편의 탄산화 깊이를 측정한 모습과 결과를 보여주고 있다. 11개의 채취된 코어시편에서 측정된 탄산화 깊이는 3mm에서 27mm의 범위를 보이고 있으며 평균적으로 약 13mm 정도로 나타났다. 경과 년 수에 비해 탄산화가 비교적 적게 진행된 이유는 터널길이가 짧아서 외부공기의 출입

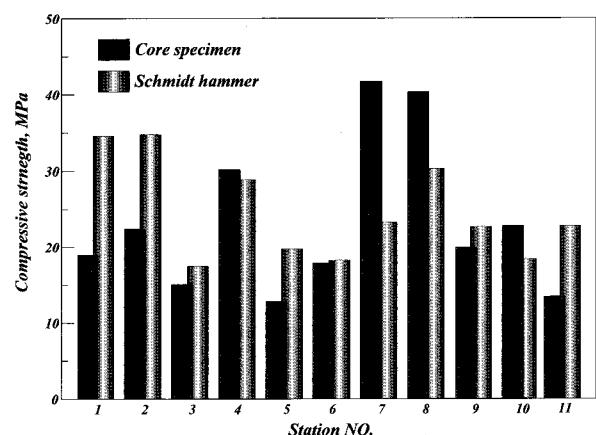


그림 3. 반발경도법 및 코어시편에 의한 압축강도

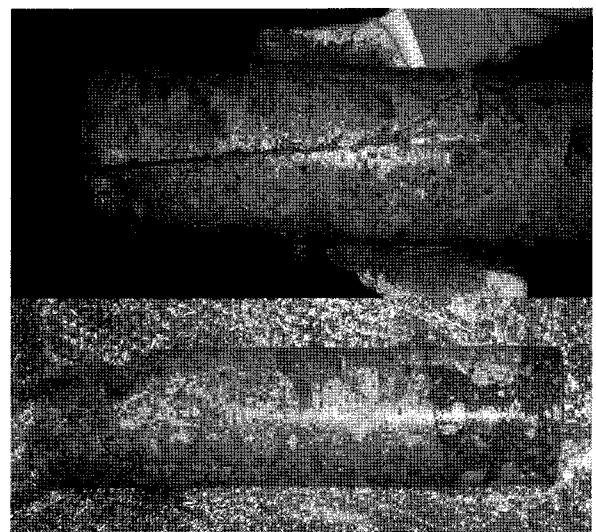


그림 4. 채취된 코어시편 및 탄산화 깊이 측정

이 용이하고, 또한 라이닝 표면에 0.5~1mm 정도의 고형분이 부착되어 미세공극을 채움으로써 이산화탄소 (CO_2)와 콘크리트 수화생성물과의 반응을 1차적으로 차단시켰기 때문으로 판단된다.

한편 터널 구조물의 콘크리트 라이닝에서 채취한 코어 공시체의 역학적 특성을 알아보기 위한 일환으로 투

표 2. 총 통과전하량에 근거한 염소이온 침투성 기준

총 통과전하량 (coulomb)	투수성 평가기준
> 4,000	High
2,000 ~ 4,000	Moderate
1,000 ~ 2,000	Low
100 ~ 1,000	Very low
< 100	Negligible

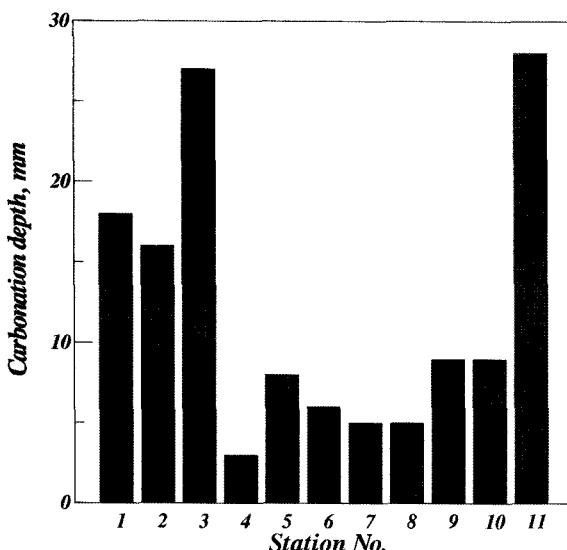


그림 5. 탄산화깊이 측정결과

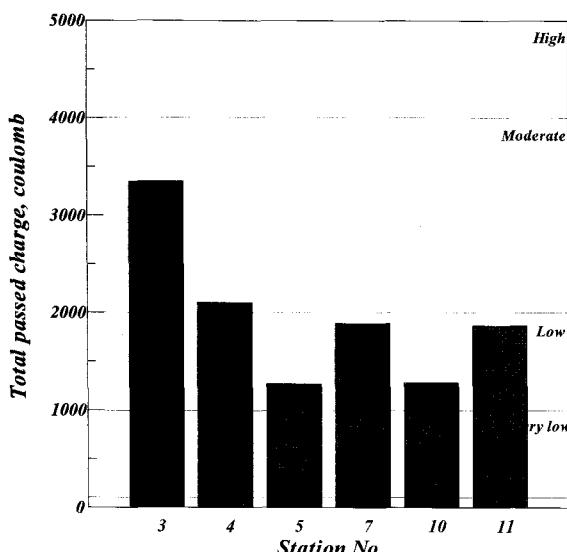


그림 6. 총통과전하량

수성 실험을 실시한 결과 코어시편의 양단을 통과한 총 전하량을 정리하여 나타낸 것이 그림 6이다. 이 그림에서 알 수 있듯이, No. 5 및 No. 10 코어 시편의 경우 총 통과전하량이 약 1,200 coulomb 정도로 적게 나타나는 좋은 결과를 보인 반면, No. 3의 경우 약 3,300 coulomb 정도로 크게 나타남을 알 수 있다. 총 통과전하

량의 실험결과로서 표 2에 나타낸 투수성 평가기준과 비교해 보면, No. 3 코어 공시체를 제외하면, 대부분 low 영역을 나타내었다. 이러한 경향은 앞서 전술한 코어 압축강도 결과와는 다소 상이하게 나타남을 알 수 있다. 그 이유는 압축강도와 콘크리트의 투수성은 직접적인 관련이 없을 뿐 아니라, 콘크리트 라이닝 제조 당시 지나치게 큰 굵은 골재가 사용되어 투수성 평가를 위한 기준 적용이 다소 신뢰성이 떨어지기 때문으로 판단된다.

3.4 미세 구조적 관찰

그림 2에 표시된 바와 같이 노후터널의 No. 8 부근의 벽면 및 천정부분에서 시편을 채취하여 콘크리트 라이닝의 성능저하 현상이 명확하게 나타난 시편에 대하여 XRD, SEM 및 EDS 등 기기분석을 통하여 원인분석을 실시하였다.

일반적으로 X선 회절분석법은 시멘트 경화체의 수화반응에 의하여 생성되는 수화생성물 뿐만 아니라, 주변환경에서 유입되는 각종 유해이온과 시멘트 수화물과의 화학반응에 의하여 생성되는 반응생성물을 반정량적으로 평가할 수 있는 방법으로 알려져 있다. 이 XRD 법에 의하여 확인되는 반응 및 수화 생성물은 결정적 조직구조를 가진 물질에 한정되는 단점이 있지만, 시멘트 조직구조를 구성하는 성분을 조사하기 위한 최적의 방법으로 현재 널리 사용되고 있다. 본 연구에서는 quartz 피크에 의한 상(phase)의 희석효과(dilution effect)를 최소화 하기위하여 2θ 측정범위를 $5\sim 25^\circ$ 에 대한 결과로 제한하였다.

또한 XRD 분석결과로 도출된 결과를 바탕으로 생성 가능한 물질에 대한 미세구조 조사는 SEM 및 EDS 분석을 통하여 수행하였다. 성능이 저하된 코어 공시체의 표면부에 대한 SEM 분석을 실시한 후, 결정 물질에 대한 원소분포를 EDS분석을 통하여 고찰하므로서 성능저하 원인을 규명하고자 하였다. 본 연구에서는 터널 중앙부 No. 8부근에서 열화현상을 명확하게 보여주는 시료에 대하여 벽면과 천정부분에 대하여 언급하기로 한다.

3.4.1 측벽부분

대상 구조물의 표면열화가 많이 진행된 측벽 콘크리트 라이닝의 코어 시편을 대상으로 표면부분에 대한 XRD분석결과를 그림 7에 나타내었다. 이 그림에서 알

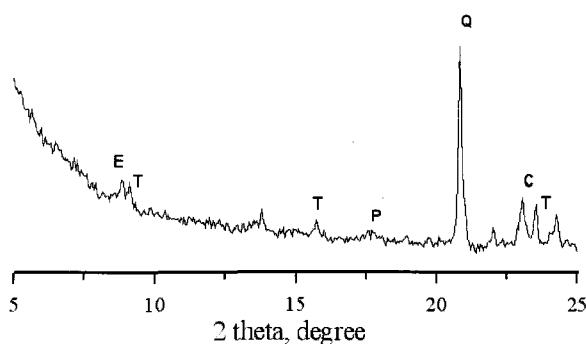


그림 7. No. 8 코어 시편 표면 부분 XRD 분석(E : Ettringite, T : Thaumasite, P : Portlandite, Q : Quartz, C : Calcite)

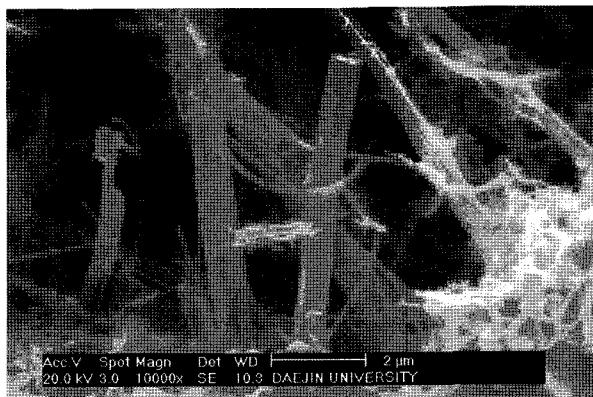


그림 9. 그림 8의 □부분에 대한 확대 SEM 촬영 ($\times 10,000$)

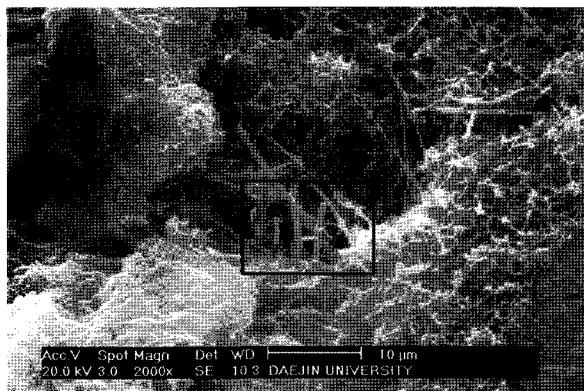


그림 8. No. 8 코어 시편 표면 부분 SEM 사진

수 있듯이 분석에 사용된 분말이 콘크리트 라이닝으로부터 채취한 탓으로 골재의 성분으로 추정되는 quartz 피크가 높은 강도로 검출된 것을 알 수 있다. 또한 콘크리트 라이닝의 외부로부터 침투한 유해이온의 작용으로 인하여 20가 9.1°부근에서 팽창성 반응물질인 ettringite 및 연화 반응물질인 thaumasite의 중첩피크가 관찰됨을 확인할 수 있었다. 반면에 20가 18.1° 부근에서 portlandite의 피크 강도는 매우 약하게 나타남을 알 수 있었다. 이러한 현상이 나타난 이유는 콘크리트 라이닝의 표면부에서 견습 반복 작용으로 인한 수산화칼슘의 용출(leaching) 및 반응물질의 생성이 심화된 탓으로 해석된다. 이러한 환경에서는 mirabilite ($\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$)의 생성에 의한 결정압(crystal pressure)이 크게 작용하여 콘크리트 라이닝의 조직에 심각한 손상을 유발할 가능성성이 높은 것으로 보고되고 있다(Gollop and Taylor, 1995; Al-Amoudi, 2004).

다음으로 동일한 콘크리트 라이닝 코어 공시체에서 채취한 샘플의 성능저하 원인을 시각적으로 조사하기 위하여 SEM을 사용하여 미세구조를 조사하였다. 먼저

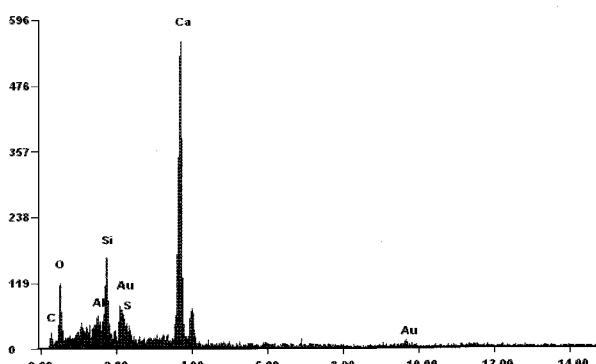


그림 10. 그림 9의 반응생성물에 대한 EDS 분석

그림 8은 No. 8부근 코어공시체의 표면부분에 대한 미세조직을 나타낸 사진으로써 그물모양의 반응생성물이 확인되었으며, 중앙부분에는 각주형의 반응물질이 생성되었음을 확인할 수 있었다. 고배율에서 이 생성물을 확인하기 위하여 그림 8의 □부분에 대한 확대촬영을 실시한 것이 그림 9이며, EDS 분석결과를 나타낸 것이 그림 10이다. 이들 그림에서 알 수 있듯이 각주형의 반응물질은 다량의 C, S 및 O가 분포하며, 소량의 S 원소가 존재하므로, C-S-H gel과 thaumasite가 혼합된 형태의 물질임을 추정할 수 있었다.

3.4.2 천정부분

그림 11은 터널 콘크리트 라이닝의 No. 8 코어 시편에서 가까운 천정부분에서 채취한 샘플에 대한 XRD분석 결과를 나타내고 있다. 앞에서 언급한 No. 8 측벽부분 코어 공시체의 표면부분에서 나타낸 XRD 패턴과 유사하게 thaumasite로 추정되는 고강도(high-intensity) 피크가 검출됨을 알 수 있다. 뿐만 아니라, ettringite의 피크도 관찰되므로 이 부분에 지하수 또는 외부토양으로

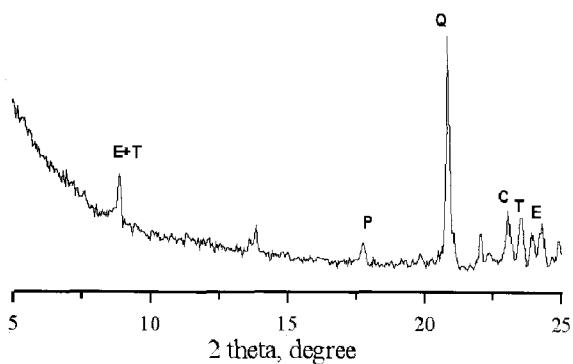


그림 11. 천정부분 샘플의 표면 부분 XRD 분석결과(E : Ettringite, T : Thaumasite, P : Portlandite, Q : Quartz, C : Calcite)

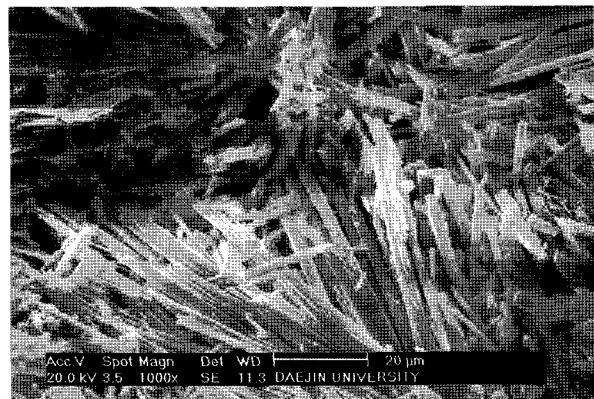


그림 13. 그림 12의 □부분에 대한 확대 SEM 촬영 ($\times 1,000$)

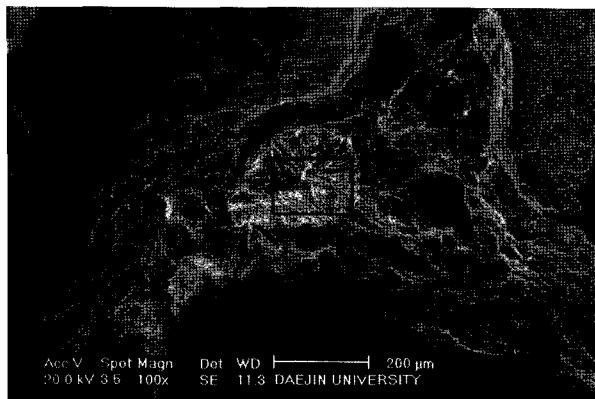


그림 12. 천정부분 샘플의 표면 부분 SEM 사진

부터 유입된 황산염(SO_4^{2-})이온이 지배적으로 반응하였다고 추정할 수 있다(Ogawa and Roy, 1982). 그러나 portlandite의 피크도 검출됨에 따라 향후 화학적 침식이 더욱더 진행될 가능성이 있는 것으로 판단된다. 실제로 본 샘플을 채취한 부위는 누수의 흔적이 뚜렷하였으며, 과도한 콘크리트 라이닝의 탈락으로 인하여 동공(洞空) 상태가 존재하였다.

콘크리트 라이닝에 생성된 반응생성물을 명확하게 평가하기 위하여 No. 8 코어 공시체 부근 천정에서 채취한 코어 공시체에 대한 SEM 촬영을 실시한 것이 그림 12로써, 중앙부분에 골재가 박리된 흔적을 발견할 수 있었다. 이 부분에 대한 보다 고배율($\times 1,000$)의 촬영을 실시한 것이 그림 13으로써 침상의 반응생성물을 발견 할 수 있다. 또한 이 물질에 대한 원소분포 분석 결과를 나타낸 것이 그림 14로써, Ca, Si, S, Al, O 및 소량의 C 피크가 존재함을 알 수 있다. 다시 말해서, thaumasite 와 ettringite가 공존하는 침상물질임을 확인할 수 있었다. 이것은 앞에서 서술한 XRD 분석결과와 일맥상통하는 것으로 판단된다. 반응생성물 중 ettringite와 thaumasite

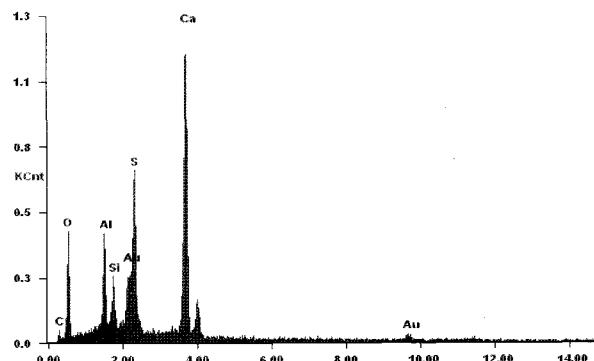


그림 14. 그림 13의 반응생성을 위한 EDS 분석

가 공존하는 것은 수화물질과 외부환경으로부터 유입된 SO_4^{2-} 이온이 반응으로 생성된 물질의 전이반응(transition reaction)에 의한 것으로 알려져 있다. 따라서 이러한 반응 물질의 생성에 따른 천이지역(interfacial transition zone)에서 강성의 소실이 골재의 탈락 및 탈산화(decalcification)에 따른 강도저하를 유발한 것으로 생각할 수 있다.

4. 결 론

재래식 터널 구조물의 지보재인 콘크리트 라이닝의 장기내구성, 화학적 성능저하 및 반응 메커니즘을 규명 하기 위하여 노후화된 터널 구조물에 대한 현장조사 및 실내실험을 실시한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 터널 구조물의 측벽부분에서 채취한 콘크리트 라이닝 코어 공시체의 압축강도 측정 결과, 채취부위에 따라 상이한 값을 나타내었으며, 코어 공시체의 압축강도는 콘크리트 라이닝의 성능저하 정도와 밀접한 관련이 있는 것으로 판단된다. 또 코어 공시체의

압축강도는 반발경도를 이용한 현장 비파괴 시험결과와 상이하게 나타났다. 그러나 본 연구에서는 콘크리트 라이닝의 압축강도가 설계당시인 12MPa 보다 크게 나타났으며 이것은 5mm에서부터 100mm의 크기의 골재를 사용하여 콘크리트 라이닝을 건설하여 나타난 것으로 판단된다.

- (2) 콘크리트 라이닝에서 채취한 코어 공시체의 투수성 실험 결과, 총 통과전하량이 약 1,200 - 3,300 coulomb 정도로 평가되었으며, 투수성 평가기준과 비교해 볼 때, 일부 코어 공시체를 제외하면 대부분 low 영역을 나타내는 좋은 결과를 나타내었다. 그러나 터널 구조물의 콘크리트 라이닝 건설 당시 지나치게 큰 굵은 골재가 사용되어 투수성 평가를 위한 기준의 적용이 다소 신뢰성이 떨어지기 때문에 판단된다.
- (3) 콘크리트 라이닝의 성능저하 원인을 평가하기 위하여 XRD 분석 결과, 코어 시편의 채취위치에 관계없이 9.1° 2θ 부근에서 시멘트 성능 저하 반응물질인 ettringite 및 thaumasite의 중첩피크가 관찰되었으며, 시편의 노출 위치에 따라서 수산화칼슘의 용출 및 수화반응의 영향으로 portlandite의 피크도 검출되어 대상 터널 구조물의 콘크리트 라이닝은 주변 지하공간으로부터 유입된 SO_4^{2-} -이온의 영향으로 반응물질이 생성된 것으로 판단된다.
- (4) 콘크리트 라이닝에 대한 화학적 성능저하 원인 및 정도를 평가한 결과, 배면의 토양 및 주변 지하수로부터 유입되는 유해인자의 영향을 크게 받았음을 알 수 있었다. 화학적 반응에 의한 ettringite, gypsum 및 thaumasite의 생성은 콘크리트 라이닝의 역학적

성질에 영향을 미치며, 궁극적으로 내구수명 저하를 가져오게 되므로 고내구성 콘크리트 라이닝의 제조를 위한 재료적 대책수립 및 관련 지침안의 제정이 반드시 필요한 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. 김동규, 이규필, 최순옥 (2004), “노후터널 안전관리 및 재해 예방 기술개발”, 한국건설기술연구원 연차보고서.
2. 김성수 (2004), “터널지보재의 열화특성 연구”, 한국건설기술연구원 위탁연구보고서.
3. 변근주 (2005), “콘크리트 구조물의 내구성 형상과 장수명화”, 한국미콘공업협회 연구과제보고서.
4. 新堀敏彦, 松田芳範, 下山貴史 (2003), “鐵道トンネルの剥離・剝落対策の現状”, トンネルと地下, Vol.34, No.1, pp.43-47.
5. 猪熊 明 (2004), “現場技術者のためにトンネル維持管理の実際”, 山海堂
6. Al-Amoudi, O. S. B. (2004), “Attack on Plain and Blended Cement Aggressive sulfate Environments”, *Cement and Concrete Composites*, Vol.24, pp.305-316.
7. Gollop, R. S. and Taylor, H. F. W. 1995), “Microstructural and Microanalytical Studies of Sulfate Attack, III, Sulfate-Resisting Portland-cement: Reaction with Sodium and Magnesium sulfate solution”, *Cement and Concrete Research*, Vol.25, No.7, pp.1581-1590.
8. Hooton, R. D. (2005) “Microstructural Study on the Deterioration of Shotcrete in Tunnel Structures”, *KICT Report*, University of Toronto.
9. Lee, S. T. and Hooton, R. D. (2005), “Prediction of Performance on Cement Matrix Exposed to Sulfate Media”, *Annual Report*, University of Toronto.
10. Ogawa, K. and Roy, D. M. 1982), “C4A3S Hydration, Ettringite Formation and Its Expansion Mechanism, III, Effect of Cao, NaOH and NaCl”, *Cement and Concrete Research*, Vol.12, No.2, pp.247-256.

(접수일자 2007. 5. 8, 심사완료일 2007. 12. 18)

연약지반 평가를 위한 블레이드 타입 현장 전단파 속도 프로브

Blade Type Field Vs Probe for Evaluation of Soft Soils

윤 형 구¹

Yoon, Hyung-Koo

이 창 호²

Lee, Chang-Ho

엄 용 훈³

Eom, Yong-Hun

이 종 섭⁴

Lee, Jong-Sub

Abstract

The assessment of shear wave velocity (V_s) in soft soils is extremely difficult due to the soil disturbances during sampling and field access. After a ring type field V_s probe (FVP) has been developed, it has been applied at the southern coastal area of the Korean peninsular. This study presents the upgraded FVP "blade type FVP", which minimizes soil disturbance during penetration. Design concerns of the blade type FVP include the tip shape, soil disturbance, transducers, protection of the cables, and the electromagnetic coupling between transducers and cables. The cross-talking between cables is removed by grouping and extra grounding of the cables. The shear wave velocity of the FVP is simply calculated by using the travel distance and the first arrival time. The large calibration chamber tests are carried out to investigate the disturbance effect due to the penetration of FVP blade and the validity of the shear waves measured by the FVP. The blade type FVP is tested in soils up to 30m in depth. The shear wave velocity is measured every 10cm. This study suggests that the upgraded blade type FVP may be an effective device for measuring the shear wave velocity with minimized soil disturbance in the field.

요 지

연약지반의 강성평가는 샘플링(sampling)과 현장 접근에 따른 교란으로 인해 정확하게 평가하는 것이 상당히 어렵다. 이를 위해 개발된 링 타입 FVP를 이용하여 부산 신항에서 실험이 수행 되었다. 이 논문의 목적은 지반 관입 시 발생하는 교란을 최소화 할 수 있도록 기존의 링 타입 FVP를 블레이드 타입 FVP로 개량하는 것이다. 블레이드 타입 FVP는 하단의 웨지 모양, 시료 교란, 트랜스듀서, 케이블의 보호, 그리고 케이블과 트랜스듀서간의 전자기적 커플링을 고려하여 설계하였다. 케이블 간 누화현상은 케이블의 접지와 통합을 통해 제거 할 수 있었다. FVP의 전단파 속도는 초기 도달 시간과 이동거리를 이용하여 간단하게 계산될 수 있었다. FVP 블레이드의 관입에 의한 교란 효과 조사 및 FVP를 통해 측정된 전단파 속도의 타당성을 확인하기 위하여 실내 대형 calibration 챔버를 이용하여 비교 시험을 수행하였다. 블레이드 타입 FVP는 30m 깊이까지 측정이 되었으며, 전단파 속도는 매 심도 10cm마다 측정이 되었다. 본 논문에서 제시된 개량된 블레이드 타입의 FVP는 대상 지반의 교란을 최소화 시키며 현장에서 직접 전단파 속도를 측정 할 수 있는 효과적인 장비라고 할 수 있다.

Keywords : Blade type FVP, In-situ test, Ring-type FVP, Shear modulus, Shear waves, Soft soils

1 고려대학교 건축·사회환경공학과 석사과정 (Graduate student, Dept. of Civil, Environmental, and Architectural Engrg., Korea Univ.)

2 정희원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 박사 후 연구원 (Member, Postdoctoral Fellow, Dept. of Civil, Environmental, and Architectural Engrg., Korea Univ.)

3 고려대학교 건축·사회환경공학과 석사과정 (Graduate student, Dept. of Civil, Environmental, and Architectural Engrg., Korea Univ.)

4 정희원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil, Environmental, and Architectural Engrg., Korea Univ. jongsub@korea.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

최근 국내외에서 발생하는 지진 빈도 및 그 크기가 점점 증가됨에 따라 구조물 설계 시 내진설계의 필요성이 잦아지고 있다. 지반 내진설계 시 저변형률 상태의 최대 전단탄성계수 값의 사용을 위하여 현재 현장 및 실내 시험을 통한 탄성파 시험이 수행되고 있다. 이를 통해 측정되는 전단파 속도의 정확성은 구조물 설계 시 매우 중요하게 작용한다. 하지만, 현장 시험법은 시험 방법, 경제성 및 분석 기법, 현장 시험 여건, 그리고 현장 적용성 등으로 인한 많은 단점이 있고, 실내실험의 경우 시료 취급에 따른 교란 효과가 시험 결과에 미치는 영향이 상당히 큰 단점이 있다(Stokoe et al. 1978; Nazarian and Stokoe 1984; Stokoe et al. 1994; Park et al. 1999; Xia et al. 1999; Louie 2001; Park and Kim 2001; 이종섭 외. 2006). 이러한 문제점을 개선 시켜 현장에서 직접 탄성파를 측정할 수 있는 링 타입(Ring-type) 현장 전단파 측정 프로브(Field Velocity Probe, FVP)가 기존에 개발되었으며 그에 따른 현장 적용도 시도되었다(이종섭 외. 2006; 이창호 외. 2006).

본 논문에서는 기존에 개발된 링 타입 FVP 장비를 지반 관입 시 교란이 최소화 되도록 블레이드 타입 장비로 개량하고 현장 적용성을 검증하였다. 링 타입 FVP에서 블레이드 타입 FVP 장비까지 개발 과정을 소개하였고 실험 중 발생한 누화현상, 측정을 위해 사용된 시험 주변 장치, 깨끗한 전단파 획득을 위해 사용한 입력 신호 및 해석법 그리고 현장 적용 시험에 대해 서술하였다. 현장 적용 실험은 연약지반 개량을 위한 사석 공법이 적용된 현장에서 수행하였고 개발된 FVP를 이용하여 깊이별 전단파 속도를 도출하였다.

2. FVP의 개발 과정

현장 전단파 측정을 위해 설계, 제작된 FVP는 많은 실내 및 현장 실험, 데이터 분석과 시행 착오를 통하여 링 타입 FVP에서 블레이드 타입 FVP로 발전하였다.

2.1 형상(Shape)

2.1.1 링 타입 FVP

링 타입(Ring type) FVP 장비는 처음 시도된 장비로써, 현장에 적용하여 대심도 연약지반에서 기존의 현장

시험법의 단점을 보완한 새로운 방법으로 전단파 측정 가능성을 보여준 장비이다. 관입의 용이성과 장치의 안정성을 고려하여 Dilatometer와 유사한 모양의 블레이드($90 \times 305 \times 8$, 너비 \times 높이 \times 두께, mm)를 십자 모양으로 교차시킨 후 각 모서리에 전단파 트랜스듀서 설치를 위한 프레임을 연결하였다(이종섭 외. 2006). 프레임을 통한 신호의 직접적 전달을 방지하기 위하여 프레임과 임피던스 차이가 큰 나일론 재질의 스크류를 이용하여 전단파 트랜스듀서를 고정하였다. 또한 트랜스듀서의 선단간 거리를 Shelby tube의 직경과 동일하게 하여 현장에서 측정한 전단파 속도와 UD sampler 내의 전단파 속도를 비교하여 교란도도 쉽게 측정할 수 있도록 설계하였다.

볼트 연결식. 볼트 연결식은 그림 1과 같이 블레이드 모양에 트랜스듀서가 설치된 프레임, 프레임의 균형 및 좌굴 방지 그리고 트랜스듀서를 보호하기 위해 하단에 설치된 링을 모두 볼트로 연결하였다. 이러한 볼트 연결 형식은 트랜스듀서의 고정 및 분리를 쉽게 한다. 또한 하단에 설치된 링은 비대칭 구조의 웨지로 제작된 장비이다. 하지만 현장실험에서 N값이 15이상 되는 모래 지반 시험시 그림 2와 같이 연결 볼트가 부서지는 문제를 보였다.

용접 연결식. 용접식은 볼트 연결식의 단점을 보완한 장비로서 그림 3과 같이 블레이드, 프레임 그리고 하단의 링 부분이 모두 하나의 형태로 용접되어 강성이 강한

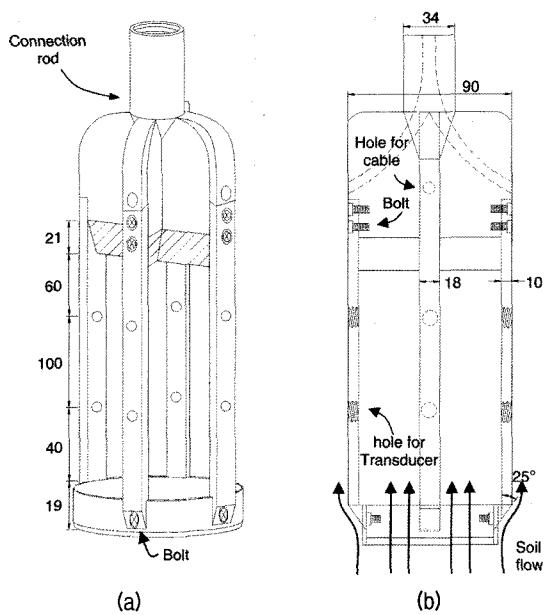


그림 1. 볼트 연결식 링 타입 FVP: (a) 정면도 (b) 측면도. 그림 속의 단위는 mm임

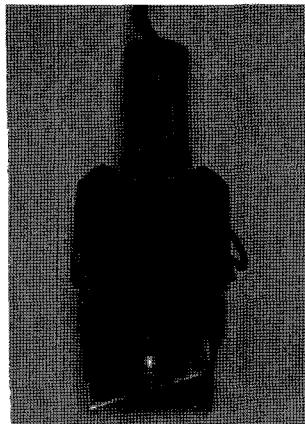


그림 2. 단단한 모래 층에서 볼트 연결식 링 타입 FVP의 손상 (SPT N value = 15)

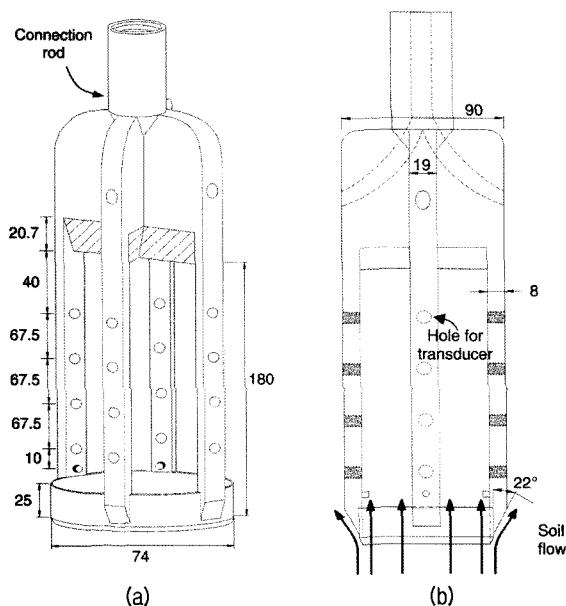


그림 3. 용접 연결식 링 타입 FVP : (a) 정면도 (b) 측면도. 그림 속의 단위는 mm임

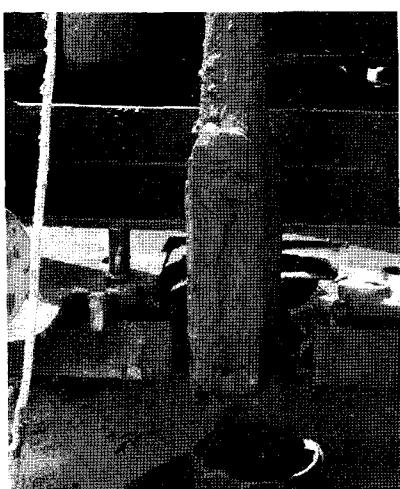


그림 4. 단단한 점토층 관입 후 인발 한 경우 링 타입 FVP 속에 형성 된 soil plug

지반에도 관입이 용이 할 수 있도록 개발 되었다. 또한 현장의 이방성도 측정 할 수 있도록 트랜스듀서를 여러 높이에 설치하도록 설계하였다(이종섭 외. 2006). 그러나 그림 4와 같이 다량의 실트질이 포함되어 있는 실트 질 점토 지반에서 현장 적용 시 plugging 현상이 발생하여 측정된 데이터의 신뢰성에 의문을 갖게 되었다.

2.1.2 블레이드 타입 FVP-1

링타입 FVP는 그림 1, 3과 같이 프레임 하단의 링과 4개의 프레임으로 구성되어 있다. 이는 관입 시 대상지반의 교란을 발생시킬 가능성이 크기 때문에 링 및 여분 2개의 프레임을 그림 5와 같이 제거하였다. 그에 따라 좌굴 방지 및 트랜스듀서 보호를 위해 하단 부분의 링 대신 얇은 프레임을 설치하였으며, 전체적인 모양을 링 타입이 아닌 블레이드 타입으로 변경하였다. 또한, 트랜스듀서를 보호하기 위해 트랜스듀서 하단 부분에 트랜스듀서와 비슷한 두께의 3mm, 너비 15mm 보호대를 각각 설치하였다. 링 타입 FVP와 마찬가지로 각도 별로 트랜스듀서를 회전시켜 현장에서 직접 이방성을 측정할 수 있게 하였다. 그러나 그림 6처럼 하단 부분의 얇은 프레임이 현장 시험 시 휘어져 트랜스듀서간의 정확한 이동거리를 산정하지 못하는 문제점이 발생하였다. 또한 보호대 설치로 인하여 흙의 교란이 발생하므로 새로운 FVP의 개발이 요구되었다.

2.1.3 블레이드 타입 FVP-2

현장 시험 시 블레이드 타입 FVP의 경우 하단부 프레임의 휘어지는 문제로 인하여 그림 7과 같이 하단의 얇은 프레임을 제거하였다. 관입시 프레임의 좌굴을 방지하기 위하여 트랜서듀서가 설치된 프레임의 길이를 축소하였다. 프레임 길이의 축소로 인하여 다수의 트랜스듀서의 설치가 어려워 4쌍의 트랜서듀서만을 설치하였다. 또한 각 트랜서듀서의 하단에 설치하였던 보호대도 최하단의 트랜서듀서에만 적용하였다.

2.1.4 블레이드 타입 FVP-3

관입 시 지반의 교란을 최소화 하기 위하여, 프레임의 두께를 최소화 하였다. 프레임을 통한 신호의 직접적 전달방지와 트랜스듀서의 고정을 위해 사용한 특수 나일론 스크류 대신 적절한 연성과 강성을 동시에 유지하는 특수 에폭시를 이용, 트랜스듀서를 고정하여 프레임의 두께를 약 8mm로 감소 시킬 수 있었다(그림 8). 또한

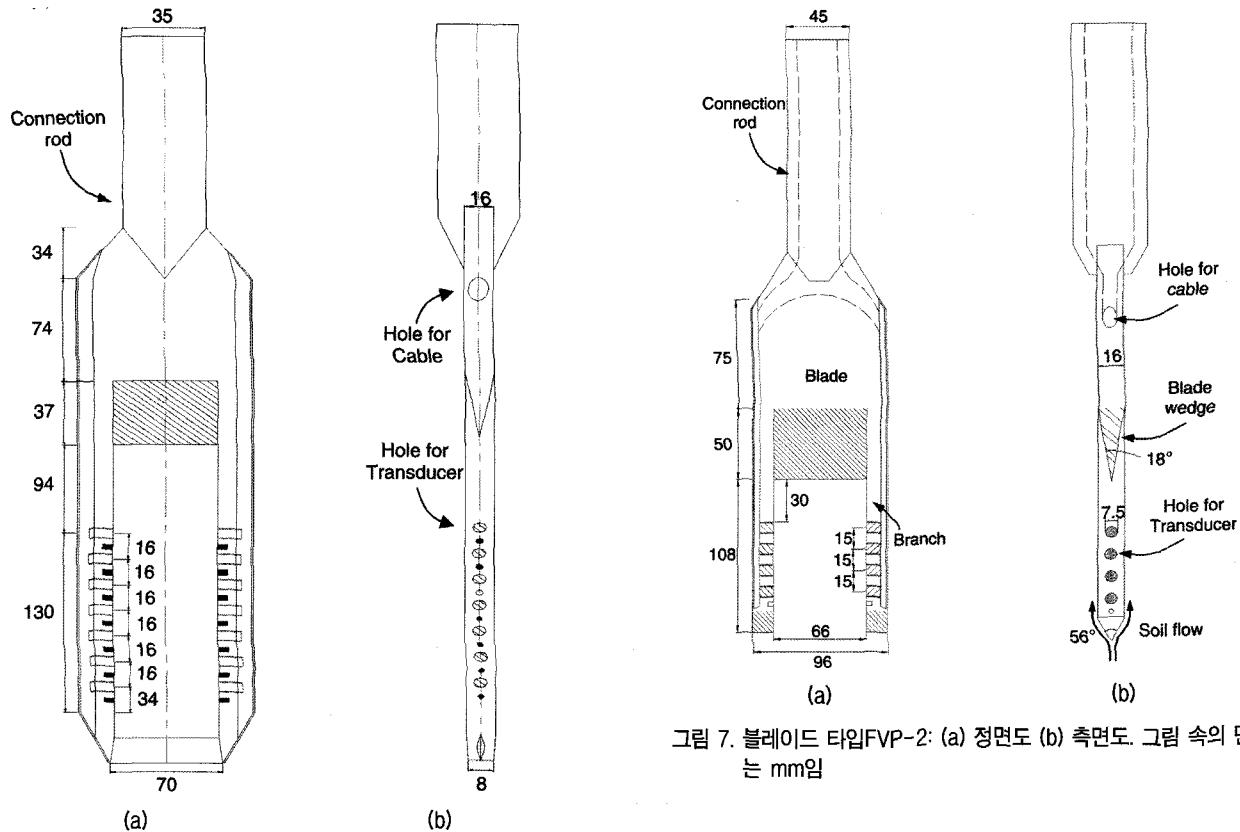


그림 5. 블레이드 타입 FVP-1: (a) 정면도 (b) 측면도. 그림 속의 단위는 mm임

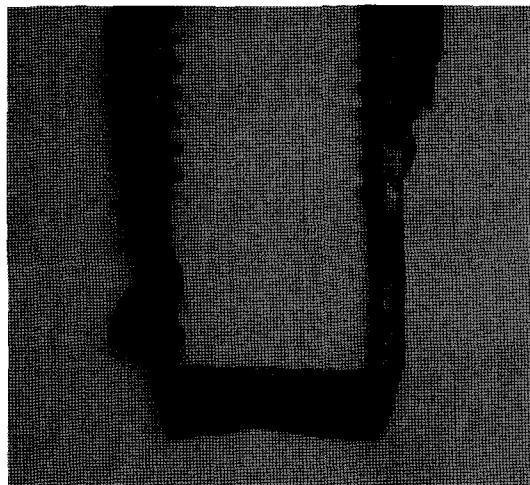


그림 6. 점토-조개껍질 혼합층에서 블레이드 타입 FVP-1의 손상 형상

프레임 모양을 H빔 형태로 제작하여 프레임 내부에 트랜스듀서 전선을 설치하여 프레임의 폭을 최소화하였다. 트랜스듀서는 프레임 하단의 끼리를 돌출시켜 보호하였으며, 대칭형 끼리를 적용하였다. 트랜스듀서 부분의 프레임을 반원형으로 제거하여 트랜스듀서와 흙과의 접촉성을 증가시켰으며, 트랜스듀서의 설치 및 교체를 수월하게 하기 위해 트랜스듀서 프레임을 강성이 큰

볼트를 이용하여 고정하였다. 그림 9(a)는 현장 측정 시스템을 보여준다. 그림 9(b)는 현장 시험 후 인발된 블레이드 타입 FVP-2를 보여주며 그림 9(b)에 나타난 바와 같이 장비의 파손 및 soil plugging과 같은 문제가 전혀 없음을 알 수 있다.

2.2 누화 현상(cross-talking)

누화 현상이란 트랜스듀서 간의 전기적 간섭 현상으로 유효응력이 작아 전단파 속도가 작을 경우에는 초기 도달 시간 산정에 큰 영향을 미치지 않지만, 유효응력이 증가하여 전단파 속도가 증가하면 초기 도달 시간의 정확한 산정을 어렵게 한다. 이러한 누화현상은 트랜스듀서 자체로 인해 발생되는 문제와 케이블로 인해 발생되는 2가지 문제로 분류 할 수 있다. 트랜스듀서 자체에서 발생한 경우는 병렬형식의 벤더 엘리먼트의 이용과 트랜스듀서 제작 시 전도성 페인트(silver paint)를 이용한 전기적 차폐(shielding) 및 접지를 통하여 누화 현상을 효과적으로 제거 할 수 있다(Lee and Santamarina 2005).

대심도 현장 시험을 위해서는 약 50m 이상의 발신 및 수신용 전선이 필요하며, 이러한 긴 전선간의 간섭현상으로 인해 누화현상이 발생한다. 전선간 누화현상은 발신 및 수신용 다축 전선을 동시에 접지할 경우에도 발생

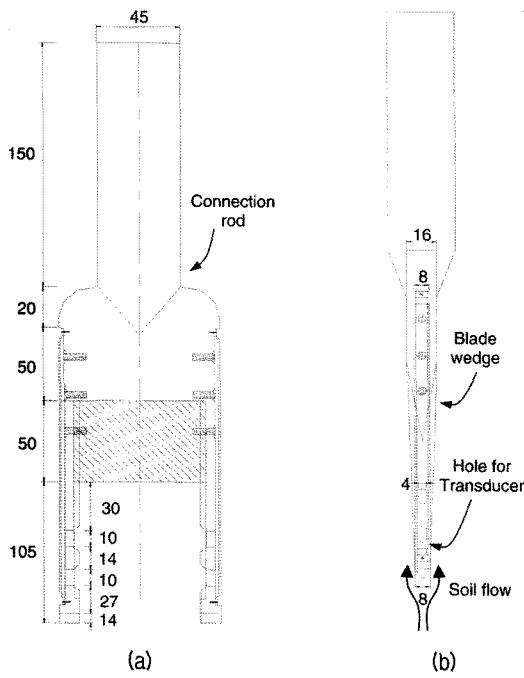


그림 8. 블레이드 타입FVP-3: (a) 정면도 (b) 측면도. 그림 속의 단위는 mm임

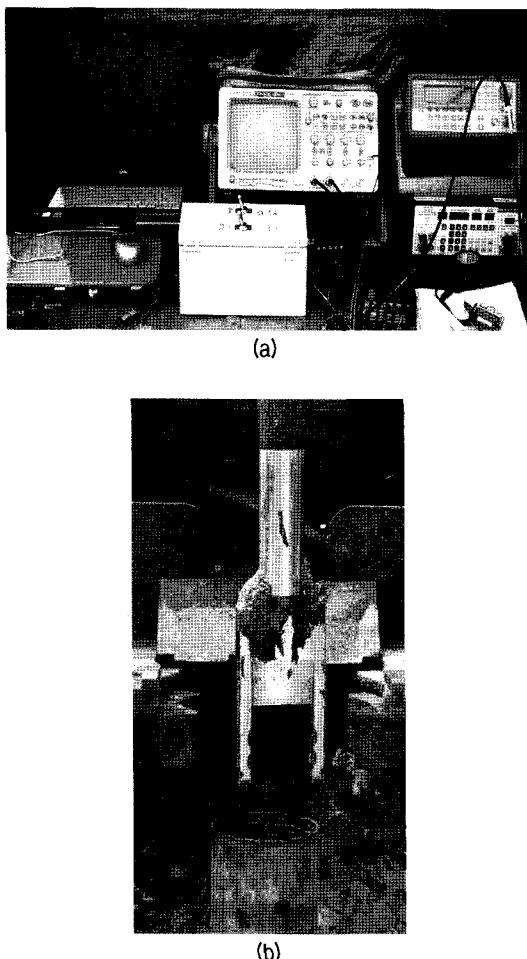


그림 9. 실험사진: (a) FVP 실험을 위한 주변 장치 (b) 실험 후 블레이드 타입 FVP-3 인발

한다. 따라서 발신 및 수신용 전선을 분리하고 각각 접지하여 전선간 누화현상을 효과적으로 제거하였다(이종섭 외. 2006).

2.3 주변 장치 및 해석 방법

현장 전단파 측정을 위한 주변장치로는 발신 트랜서듀서에 입력신호를 주기 위한 20MHz파형 발생기 (Agilent 33220A), 수신 신호의 잡음제거와 증폭을 위한 필터-증폭기(Krohn-Hite 3364) 및 수신 신호의 저장을 위한 디지털 오실로스코프(Agilent 54624A)로 구성되어 있다. 고주파수 잡음 제거를 위하여 1024개의 신호를 평균하여 저장하였다.

측정된 전단파 신호는 자료처리 및 분석을 통해 전단파 속도로 계산된다. 수신된 전단파 신호로부터 전단파의 초동시간(1st arrival time)을 근접장 효과를 고려하여야 하며 본 논문에서는 Lee and Santamrina(2005)에 의해 제시된 초동시간 산정법인 zero after first bump 점을 이용하였다. 벤더엘리먼트-흙 간의 상호 작용에 의하여 공명주파수가 결정되며 지반의 전단파 속도와 공명주파수에 의하여 근접장 거리가 결정된다. 본 논문에서는 측정 지점에서 벤더 엘리먼트-흙 간의 공명주파수를 결정한 후, 명확한 전단파 신호를 획득하기 위해 공명주파수와 유사한 정현파를 입력파(10Vpp: Peak-to-peak amplitude)로 이용하였다. 전단파 속도는 전단파의 초기도달시간과 전단파의 이동거리 즉, 발신 및 수신 트랜서듀서 선단간 거리를 고려하여 다음 식 (1)과 같이 직접 계산할 수 있다.

$$V_s = \frac{L}{\Delta t} \quad (1)$$

여기서, L은 발신 및 수신 트랜서듀서의 선단간 거리, Δt (초동시간)는 가진 시점과 초기 도달시간의 시간차이다.

3. Calibration 챔버 실험

3.1 Chamber

그림 10과 같이 높이 1.0m, 내경 0.7m, 그리고 두께 22mm를 가지는 대형 calibration 챔버를 이용하여 FVP 관입에 따른 교란효과와 FVP로 산정된 V_s 의 타당성 검증을 수행하였다. 하부 plate에 수압을 작용하여 하중을

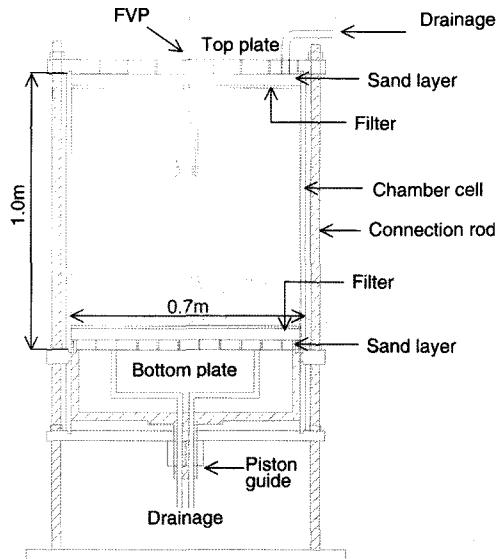


그림 10. 대형 calibration 챔버 장치

가하였으며, 양면 배수 시스템을 적용하였다. 하부 plate 와 연결된 피스톤의 변화를 측정하여 시료의 압밀 침하량을 계산하였다.

3.2 시료조성

대형 calibration 챔버 실험을 위한 비교란상태의 자연 시료를 얻기는 거의 불가능하기 때문에 재성형 부산 점토를 시험에 이용하였다. 비교란 시료로부터 얻어진 부산 점토의 물리적 특성은 표 1과 같다. 시험에 사용된 점토는 초기 합수비 110%의 슬러리 상태로 미서에서 물과 잘 혼합하였다. 혼합 중 진공펌프를 이용하여 슬러리 내부의 공기를 제거하였다. 혼합 후 챔버 내부에 슬러리 상태의 시료를 조심스럽게 채운 후 시료를 안정화시키기 위하여 2일 동안 50kPa의 압력을 가하였다. 또한 그림 10과 같이 원활한 배수를 위하여 시료 상부 및 하부에 약 3cm두께의 부직포와 샌드 매트를 설치하였다. 시료가 안정화된 후 100kPa까지 가압하고 30일 동안 압밀 하였다. 32일 이후 시료의 최종 높이는 0.62m였다.

3.3 비교 실험

FVP 블레이드의 관입에 의한 교란 효과 조사 및 FVP 를 통해 측정된 전단파 속도의 타당성을 확인하기 위하여 chamber 내부에 벤더 엘리먼트가 설치된 길이 600mm, 직경 30mm의 2개의 롯드를 설치하였다. 두 롯드 사이의 이격 거리는 약 250mm이다. 벤더 엘리먼트를 약 100mm

표 1. 부산 점토의 물리적 특성

Soil Properties	Value
Natural Water Content, w_n (%)	73
Liquid Limit, LL (%)	60
Plastic Limit, PL (%)	28
Plastic Index, PI	32
Specific Gravity, G_s	2.64

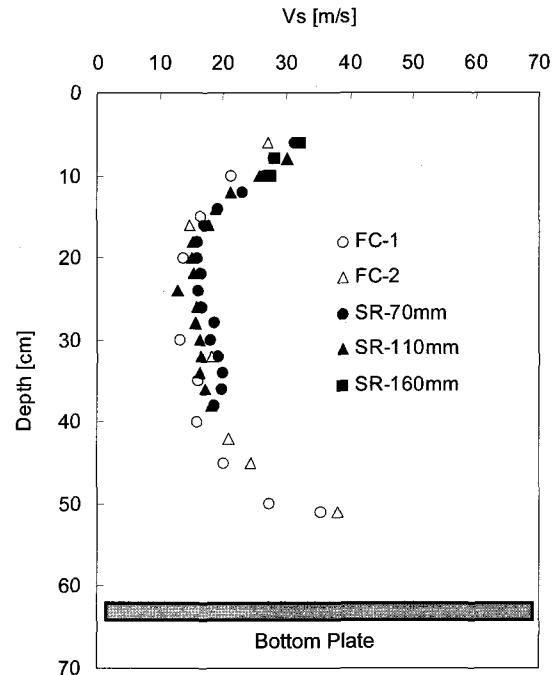
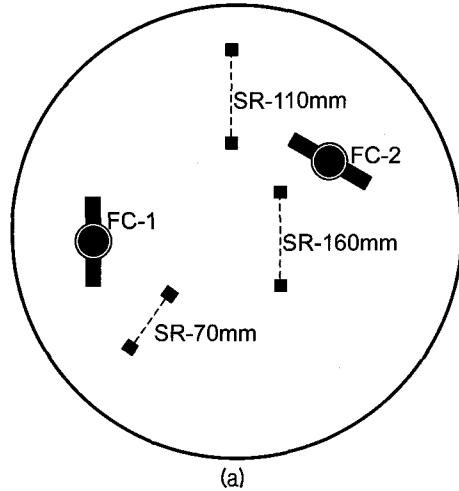


그림 11. 비교시험 결과: (a) 평면도 (b) 깊이에 따른 전단파 속도 FC 는 블레이드 타입 FVP-3 시험을, SR은 분리된 롯드 시험을 각각 표시

의 간격으로 설치하였으나, 재성형 시료의 강성이 매우 약하여 설치된 벤더 엘리먼트로 전단파의 측정은 불가능하였다. 그림 11(a)와 같이 2번의 FVP 시험을 실시하

여 그림 11(b)와 같이 시료의 깊이별 전단파 속도를 얻었다. 시료의 깊이별 전단파 속도는 상부, 중부, 하부에서 각각 약 30m/s, 20m/s 이하, 그리고 30m/s로 나타났다. 이러한 깊이별 전단파속도의 분포는 양면 배수의 결과로 판단된다.

FVP관입 시험 이후 길이 400mm, 직경 15mm의 깊이별로 벤더 엘리먼트가 설치된 2개의 롯드를 설치하였다. 2개 롯드 사이의 간격은 그림 11(a)와 같이 각각 70mm, 110mm, 그리고 160mm이다. 설치된 롯드에서 얻어진 깊이별 전단파 분포를 그림 11(b)에 겹쳐서 나타내었다. 비록 FVP를 통해 측정된 전단파 속도(FC)가 분리된 롯드에서 측정된 전단파 속도(SR)보다 약간 더 작게 나타났으나, 전단파 속도의 깊이별 분포는 거의 동일함을 알 수 있다.

4. 현장 적용 실험

개발된 시험장비의 현장 적용성 확인을 위하여 현재 시공 중인 부산 신항 북컨테이너 현장에서 현장 시험을 실시하였다. 시험 부지의 원지반은 심도 약 30m 이상의 대심도 연약지반이다. 연약지반 개량을 위하여 샌드 매트, PBD 및 사석을 이용한 선재하(Preloading) 공법이 적용 되었다. 그림 12와 같이 현장시험은 장비의 개발 및 개량과 시공 과정에 따라 약 1년에 걸쳐 진행 되었다.

그림 12의 현장 실험 개요와 같이 1 차 실험은 가장 초기 모델인 링 타입 FVP를 이용하여 샌드 매트가 시공

된 이후 실시하였다. 원지반 상부 두께 약 5m의 모래층은 약 15정도의 N치를 보여 측정 장비 파손을 방지하기 위하여 선 굴착 후 시험을 수행하였다. 굴착 후 케이싱 인발 과정에서 약 3m 심도에서 공벽이 무너져 지표 하부 3m의 느슨한 모래층부터 1m 간격으로 전단파 측정 실험을 실시하였다. 실험 결과 깊이별 전단파 속도 변화 양상으로부터 모래층과 점토층을 명확하게 구별 할 수 있었다(이종섭 외 2006).

2차 실험은 사석을 이용한 선재하(Preloading) 공법이 실시된 후 블레이드 타입 FVP-1을 이용하여 실시하였다. 실험장비의 여건상 사석층의 관입이 불가능하므로 사석층 및 모래층 약 18m를 선굴착 후 원지반의 전단파 속도를 약 10~50cm 간격으로 측정하였다. 실험 결과 2차 실험 시 측정된 전단파 속도는 PBD 및 선재하공법의 적용에 따른 원지반의 압밀로 인하여 1차 시험 시 측정된 전단파 속도보다 약 3배 정도 증가된 양상을 보였다. 그러나 1차 실험과 달리 약 18m의 사석층으로 인하여 지표로부터 원지반, 즉, 측정 심도까지 길게 이어진 롯드 길이로 인하여 롯드 자체의 좌굴 발생과 증가한 원지반의 강성으로 인한 관입 장비의 반력 부족으로 약 14m(모래층 최상부 기준)까지 실험을 실시하였다.

3차 실험은 블레이드 타입 FVP-3를 이용하여 2차 실험 실시 후 약 8개월 이후에 실시 하였으며 2차 실험과 동일하게 사석층 및 모래층을 선 굴착 후 원지반인 연약지반의 전단파 속도를 10cm간격으로 측정하였다. 그림 13은 3차 실험 시 측정된 심도별 전단파 형상을 보여준

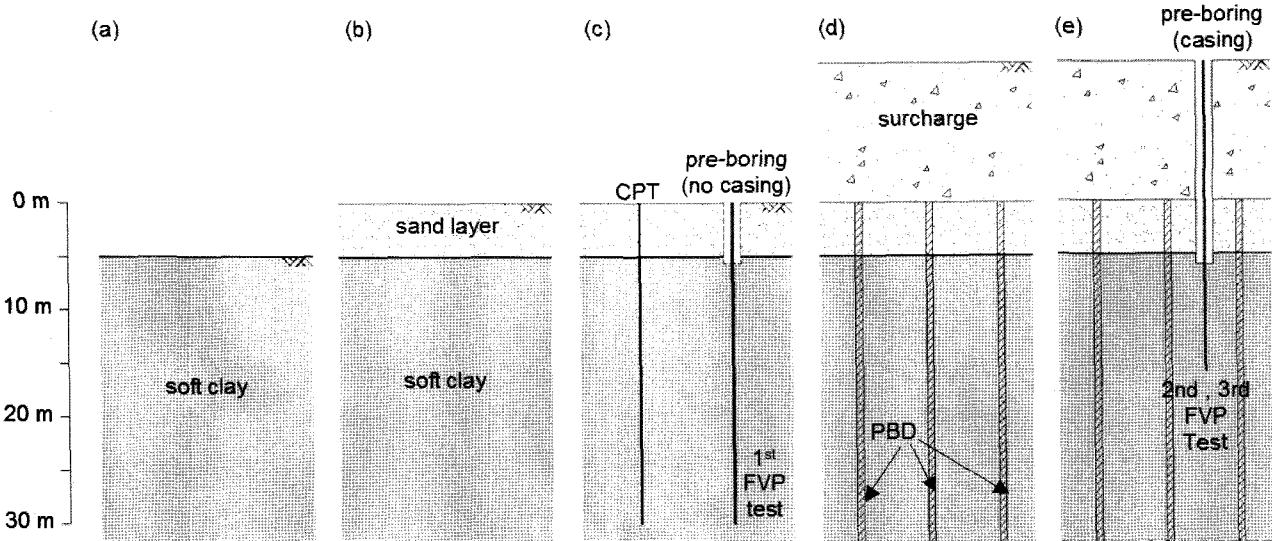


그림 12. 현장 및 현장 실험 개요: (a) 원지반 (b) 샌드매트(Sand mat) 시공 (c) CPT 및 링타입 FVP (2006.3.28) 실험 (d) PBD 및 사석 시공 (e) 블레이드 타입 FVP-2 (2006.9.21), FVP-3 (2007.4.12) 실험

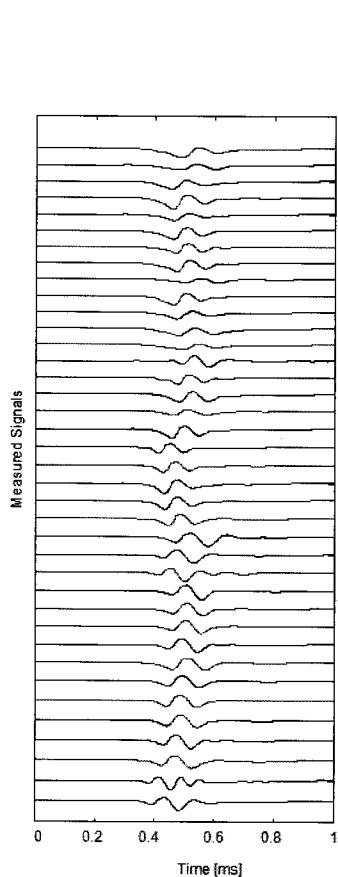


그림 13. 블레이드 타입 FVP-3 심도별 전단파 형상(2007.4.12).

다. 전단파 측정 깊이는 원지반의 최상부층으로 PBD 및 선재하공법에 따른다. 압밀이 거의 완료되어 깊이에 따라 거의 유사한 초기도달시간을 보인다. 1차, 2차 및 3차 실험 통하여 산정된 전단파 속도는 그림 14에 나타내었다. 2차 실험결과와 비교해 볼 경우, 원지반 점토층의 최상부는 압밀이 거의 완료되어 2차 실험과 거의 유사한 전단파 속도를 보이며 심도가 증가함에 따라 시간에 따른 압밀로 인하여 약간의 전단파 속도 증가가 관찰되었다. 전단파 속도 증가는 압밀과정중 유효응력의 증가와 직접적으로 관련되므로 (이종섭과 이창호 2006) 전단파속도의 증가를 통하여 압밀에 따른 유효응력 증가를 추정할 수 있었다.

그림 15는 관입 깊이에 따른 블레이드 타입 FVP-3의 상·하부 트랜서듀서에서 얻은 길이별 전단파 신호이다. 전단파 신호는 약 14mm 간격으로 이격 설치되어 매심도 동일 조건에서 측정하였으며, 트랜서듀서 자체의 특성과 잡음으로 인하여 약간의 파형 차이는 있으나 초기 도달 시간은 거의 유사한 것을 알 수 있다. 그림 16는 상·하부 트랜서듀서에서 측정된 전단파 신호로부터 계

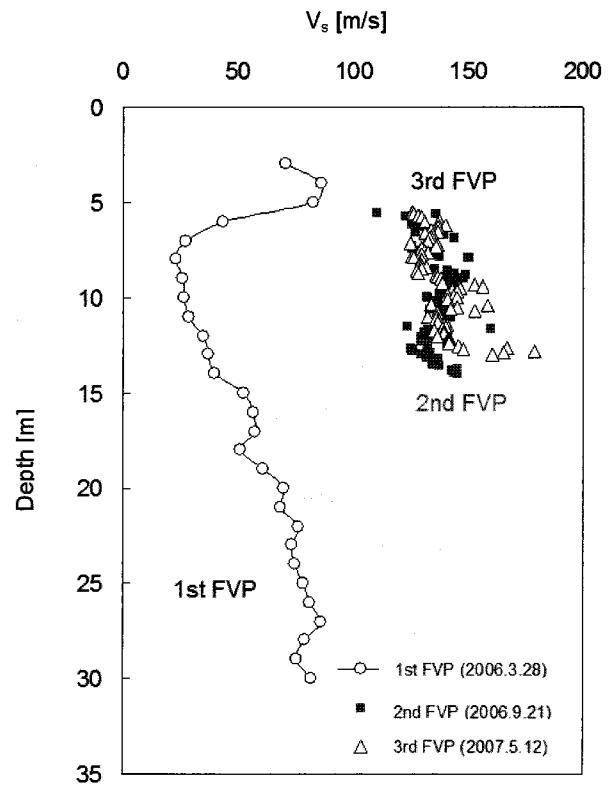


그림 14. FVP 심도별 전단파 속도

산된 전단파 속도이다. 상·하부 트랜스듀서에서 측정된 전단파 속도는 거의 동일하게 나타나고 있다.

5. 요약 및 결론

기존의 링 타입 FVP의 단점을 개량한 블레이드 타입 FVP의 설계 고려사항은 다음과 같다.

① 장비 개량 시 하단의 쪄기 모양, 프레임 길이, 시료 교란, 연결 롯드, 트랜스듀서 보호대, 케이블 선택, 블레이드 형태 등을 고려하였다.

② 트랜스듀서 사이의 전기적 누화현상을 최소화시키기 위하여 전도성 페인트 (silver paint)를 이용한 전기적 차폐 (shielding) 및 접지를 실시하였다.

③ 전선간 누화현상의 최소화를 위하여 발신 및 수신용 전선을 분리하고 각각 접지하여 전선간 누화현상을 효과적으로 제거하였다.

④ FVP 관입으로 인한 교란을 최소화 하기 위하여 트랜스듀서 고정용 스크류를 제거하여 프레임의 두께를 최소화 하였으며, 프레임을 통한 파의 직접적 전달을 방지하기 위하여 약간의 연성을 유지하는 특수 에폭시

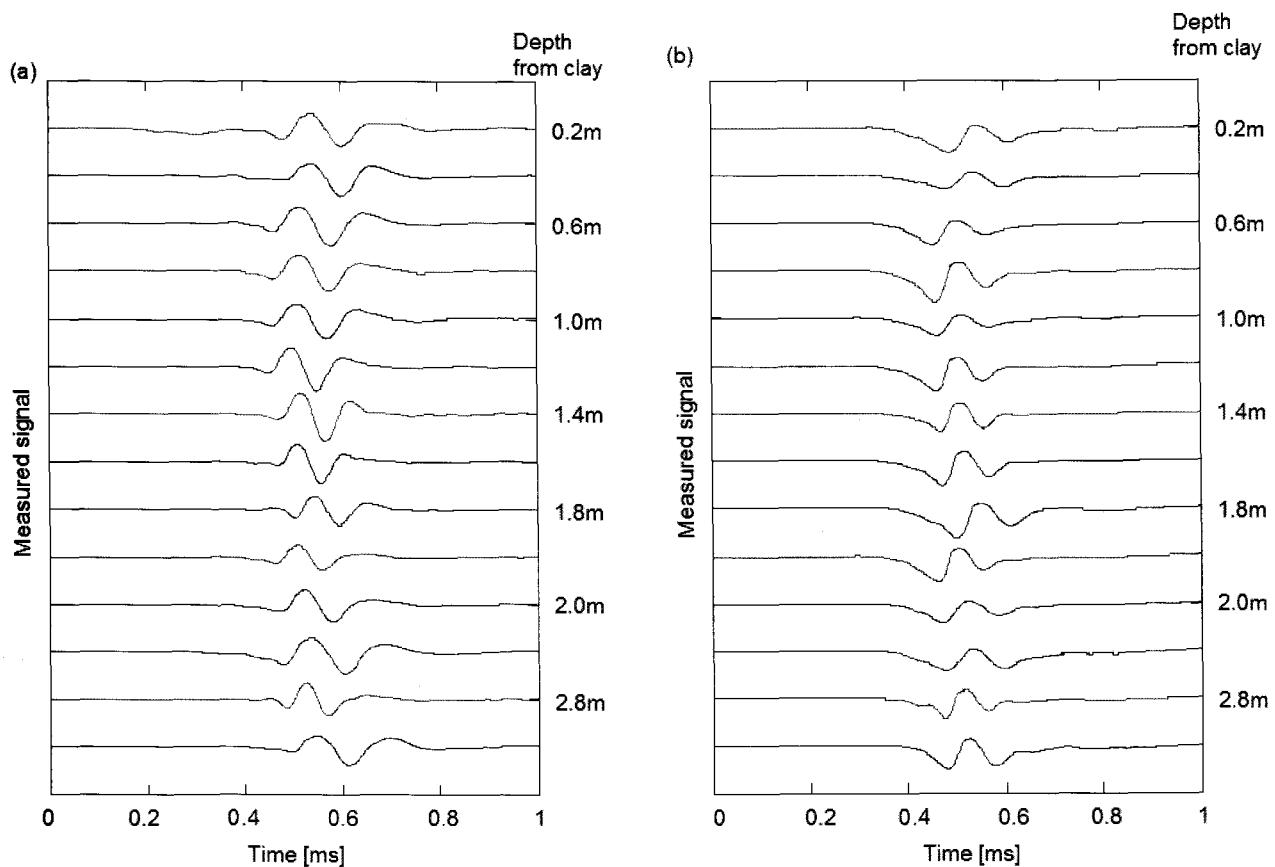


그림 15. 관입 깊이에 따른 블레이드 타입 FVP-3 상·하부에서 측정된 전단파 신호: (a) 상부 (b) 하부

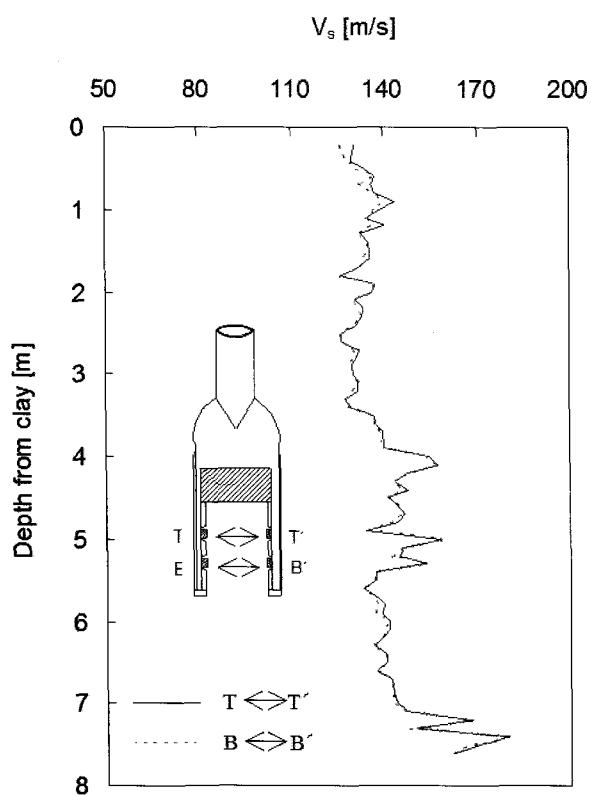


그림 16. 관입 깊이에 따른 블레이드 타입 FVP-3 상·하부에서의 전단파 속도

를 이용하여 트랜스듀서를 고정하였다.

⑤ 명확한 전단파 신호를 획득하기 위해 트랜스듀서의 공진주파수와 유사한 주파수의 단일 정현파를 입력 신호로 사용하였다

개발된 각각의 시험장비의 현장 적용성 파악을 위하여 현장 관입 시험을 수행하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- ① 측정된 전단파 초기 도달 시간과 트랜스듀서 간의 간격을 이용하므로 대심도 연약지반의 높은 수직 분해도의 전단파 속도 주상도를 구할 수 있었다.
- ② 시공 및 시간에 따른 전단파 속도 변화 양상으로부터 압밀에 따른 유효응력의 증가를 추정 할 수 있었다.

6. 감사의 글

본 논문은 2006년 정부 (교육인적자원부)의 재원으로 한국학술진흥재단의 지원을 받아 수행된 연구(KRF-2006-311-D00218)이며, 현장 시험에 협조해 주신 삼성물산 건설 부문, 부산 신항 북컨테이너 터미널 축조공사 2-1 단계 관계자 여러분께 깊이 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. 이종섭, 이창호 (2006). “벤더엘리먼트 시험의 원리와 고려사항”, *한국지반공학회 논문집*, 제22권 5호, pp.47-57.
2. 이종섭, 이창호, 윤형구, 이우진, 김형섭 (2006). “관입형 현장 전단파 측정 장치의 개발 및 적용”, *한국지반공학회논문집*, 22(12), pp.67-76.
3. 이창호, 이종섭, 윤형구, 이우진 (2006). “준설 및 초연약지반의 전단파 산정 기법”, *준설매립기술 위원회 학술 발표회 논문집*, pp.87-96.
4. Lee, J. S. and Santamarina, J. C., (2005). “Bender elements: performance and signal interpretation.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 131(9), 1063-1070.
5. Lee, J. S. and Santamarina, J.C. (2006). “Discussion: Measuring shear wave velocity using bender elements” By Leong, E.C., Yeo, S.H., and Rahardjo, H. (*Geotechnical Testing Journal*, Vol. 28, No. 5).” *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 29(5), pp.439-441.
6. Louie, J. N (2001). “Faster, Better: Shear wave velocity to 100meters depth from refraction microtremor arrays.” *Bulletin of Seismological Society of America*, 91(2), pp.347-364.
7. Nazarian, S. and Stokoe, K. H. II (1984). “In situ shear wave velocities from spectral analysis of surface wave.” *Proc. 8th Conf. On Earthquake Eng.*, San Francisco, pp.31-38.
8. Park, C. B., Miller, R. D., and Xia, J. (1999). “Multichannel analysis of surface waves (MASW).” *Geophysics*, 64(3), pp.800-808.
9. Park, H. C. and Kim, D. S. (2001). “Evaluation of the dispersive phase and group velocities using harmonic wavelet transform.” *NDT&E Inter.* 34, pp.457-467.
10. Stokoe, K. H. II , and Hoar, R. J. (1978). “Variables Affecting In Situ Seismic Measurements.” *Proceedings of the Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE Geotechnical Engineering Division, Vol. II, pp.919-939.
11. Stokoe, K. H. II , Wright, S. G., Bay, J. A., and Rosset, J. M. (1994). “Characterization of geotechnical sites by SASW method.” in *Geophysical characterization of sites*, ISSMFE Technical committee #10 edited by R. D. Woods, Oxford Publishers, New Delhi.
12. Xia, J., Miller, R. D., and Park, C. B. (1999). “Estimation of near-surface shear-wave velocity by inversion of Rayleigh waves.” *Geophysics*, 64, pp.691-700.

(접수일자 2007. 5. 25, 심사완료일 2007. 12. 18)

화강풍화토의 creep 변형특성

Creep Deformation Characteristics of Weathered Granite Soil

박 흥 규¹ Park, Heung-Gyu
팽 우 선³ Paeng, Woo-Seon

김 용 하² Kim, Yong-Ha
이 해 수⁴ Lee, Hae-Soo

Abstract

This study analyzes the characteristics of creep deformation behavior of weathered granite soils used in road embankments. The creep strain under the unconfined compressive state demonstrated an excellent agreement with the theoretical analysis of the burgers substance. The elastic deformation showed a termination in its characteristics after a long-term period owing to the increase in applied loads. The primary creep strain was 0.0028 and concluded that the deformation completed within 3~5 days after applying the loads. Also, the completing time of creep deformation in the embankment soils increased in proportion to the height of embankment soils. The secondary creep strain is about 50% of the primary creep strain.

요지

본 연구는 도로 성토재인 화강 풍화토의 creep 변형 거동특성 분석을 하였다. 일축압축 상태에서의 creep 변형률은 베저스 물체의 이론적 해석치와 비교적 잘 일치하였다. 탄성변형은 작용하중이 클수록 오랜 시간 경과 후 종료되었다. 1차 creep 변형률은 0.0028이며 이는 하중 재하 후 3~5일 이내에 완료되는 것으로 분석되었으며 성토체의 1차 creep 변형 완료 시간은 성토고에 비례하여 증가 되는 것으로 판단되었다. 2차 creep 변형률은 1차 creep 변형률의 약 50%정도로 나타났다.

Keywords : Creep strin, Elastic deformation, Granite soils, Primary creep, Secondary creep

1. 서 론

도로 성토체는 성토재의 자중 및 차량 윤하중 등으로 인해 지중의 응력이 증가하고, 이로인해원자반 및 성토체의 변형이 수반된다. 이러한 지반의 변형 현상은 일반 재료와 같이 응력, 시간의 조건에 따라 크게 변화한다.

응력이 항복 응력에 비해 작은 응력 범위에서 작용되면 응력 변형률 관계가 거의 직선적으로 증가해 가는 탄성변形이 발생되고, 항복응력 이상의 응력을 받으면 응력의 증가없이 변형이 증가되는 항복현상이 발생된다.

도로 성토체와 같이 반영구적인 응력이 작용할 경우 변형률이 시간 경과에 따라 증가하는 creep 현상이 발생된다. Hardy 등(1970)의 연구에 의하면, creep가 발생하게 되는 응력 레벨은 공시체 내부에 미세한 Crack이 발달하게 되는 단계로 알려져 있다. 또 응력이 일정한 조건의 시험에서 얻어진 응력과 변형률의 관계를 시간의 영향도 포함해서 간단하고 기본적인 역학 요소를 조합시키는 것이 어느 정도 가능하다는 것이 Hardy(1970)에 의해 밝혀져 있다.

통상 사용되는 기본적인 역학적 요소로는 spring, dashpot,

1 정희원, 관동대학교 도목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Kwan Dong Univ., parkhghan@hanmail.net, 교신저자)

2 정희원, (주)용마엔지니어링 부장 (Member, General Manager, Yongma Engrg. Co., Ltd)

3 한국도로공사 강원건설사업소 소장 (Chief of Construction Office, Korea Highway Corporation Kwang Won Construction Office)

4 한국도로공사 강원건설사업소 설계차장 (Construction Team Senior Manager, Korea Highway Corporation Kang Won Construction Office)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

slider 등이 있으며, 지반의 creep 거동을 예측하기 위한 복합체의 모형은 Maxwell 모형과 Kelvin 모형을 직렬로 연결한 Burgers 모델이 적합하다는 Hardy(1959)와 Overt(1967)의 연구 결과가 있다.

국내 연구 사례로는, 의성 소분지의 백악기 사암에 대하여 creep 특성을 파악하고 이에 대한 모델로서 Maxwell, Kelvin, Bingham 모델의 조합을 제시한 정태종(1996) 등의 연구 결과가 있다. 또한, 포항분지 제3기 이암에 대하여 creep 특성을 파악하고 이로부터 1차 creep 변형률은 시간경과에 대하여 log 함수로 표현하기에 적절하다는 김광식 등(2001)의 연구와 고속도로 건설시의 절토부와 성토부 경계부의 포장슬래브 보강범위 산정을 위한 지반 거동특성에 대한 염인섭(2001)의 연구가 있다.

본 연구에서는 도로 성토재인 풍화토를 대상으로 공학적 성질시험, 일축압축시험 및 일축 creep 시험을 시행하였고, 이 시험을 통하여 성토재의 creep 변형률의 거동 특성을 Burgers 모델과 비교하여 고찰하였다.

2. 지반의 creep 변형 특성

2.1 기본적인 역학적 요소의 모형

물체의 역학적 거동을 해석하기 위하여 고체 및 액체의 이상적 성질을 모형화하여 물체의 거동을 연구하는 분야인 rheology에서는 완전한 탄성체, 점성체, 소성체를 각각 Hooke의 고체, Newton의 액체, St. Veneart의 소성체라 하며, 각 모형별 수직변형, 전단변형, 체적변형 특성은 표 1과 같다.

2.2 복합체의 역학적 모형

2.2.1 맥스웰 물체(Maxwell Substance)

Maxwell의 물체는 그림 1과 같이 Hooke 고체(H)인 spring과 Newton액체(N)인 dashpot가 직렬로 연결된 모형이고, 응력변형 거동은 식(1)~(4)와 같이 표시 된다.

$$\sigma = \sigma_H = \sigma_N \quad (1)$$

$$\epsilon = \epsilon_H + \epsilon_N \quad (2)$$

$$\frac{d\epsilon}{dt} = \frac{d\epsilon_H}{dt} + \frac{d\epsilon_N}{dt} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma_H}{dt} + \frac{\sigma_N}{\eta} \quad (3)$$

$$d\epsilon = \frac{1}{E} d\sigma_H + \frac{\sigma_N}{\eta} dt = \frac{1}{E} d\sigma + \frac{\sigma}{\eta} dt \quad (4)$$

그림 1의 응력-시간 관계도와 같이 일정시간($t_1 \sim t_2$)동안 일정응력($\sigma = \sigma_0$)이 작용할 경우, 식(4)를 적분하여 그림 1의 변형률-시간 관계도 및 식(5)를 얻을 수 있다. 식(5)에서 1항은 탄성변형, 2항은 영구변형률(점성유동)을 나타내고, 이로부터 creep 현상을 해석할 수 있다.

$$\epsilon = \frac{\sigma_0}{E} + \frac{\sigma_0}{\eta} (t_2 - t_1) \quad (1\text{항 : 탄성변형}, 2\text{항 : 점성유동}) \quad (5)$$

그림 2의 변형률-시간관계도와 같이 일정 변형률($\epsilon = \epsilon_0$)이 유지될 경우 미분계수 ($\frac{d\epsilon}{dt} = 0$)는 0이므로, 이 조건을 식(3)에 대입하고 σ 에 대해 정리한 후 적분함으로서, 그림 2의 응력-시간 관계도 및 식(6)을 얻을 수 있다.

$$\sigma = \sigma_0 \cdot e^{-\frac{E}{\eta} t} = \sigma_0 \cdot \exp(-\frac{E}{\eta} t) \quad (6)$$

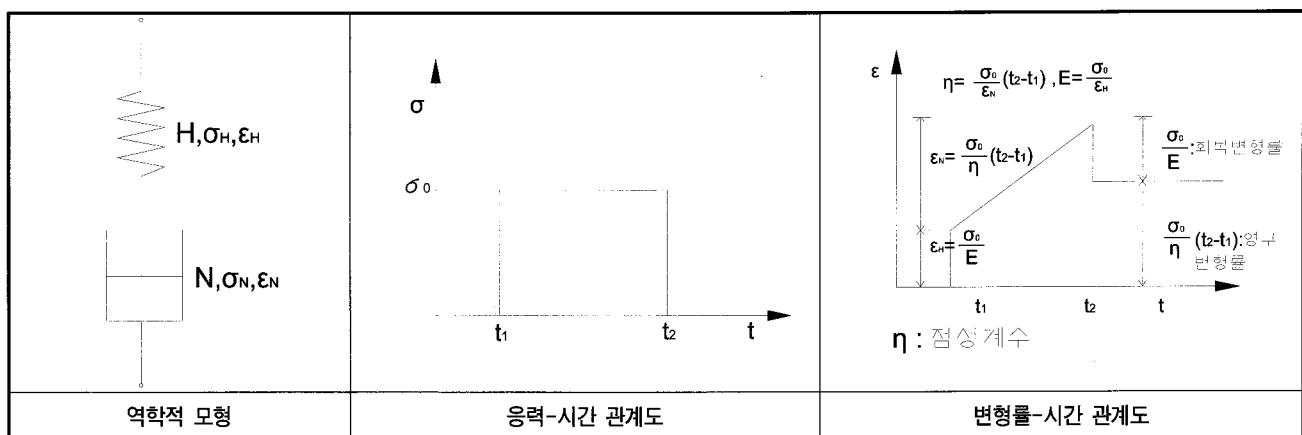


그림 1. Maxwell 물체의 역학적 모형 및 응력-변형률-시간 관계

표 1. 기본적인 역학적 요소의 변형 특성

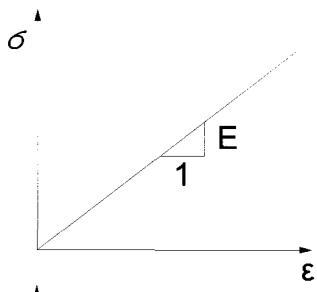
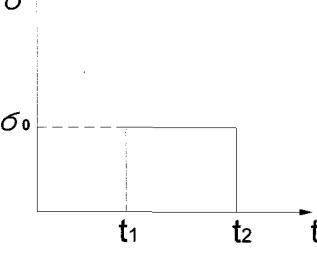
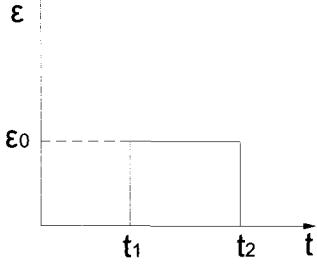
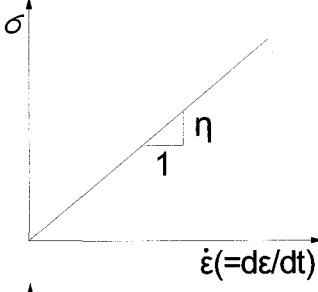
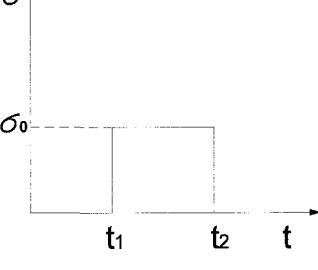
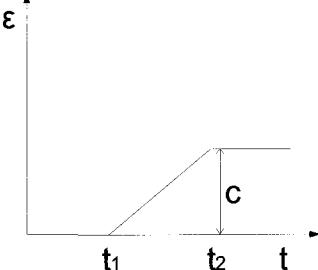
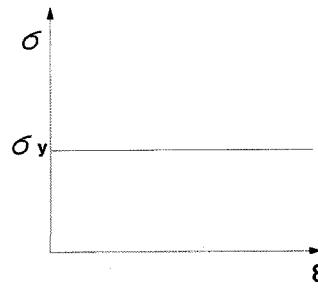
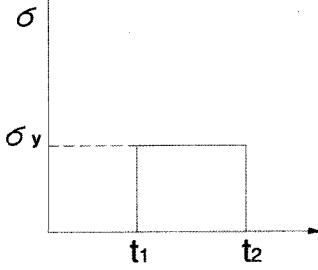
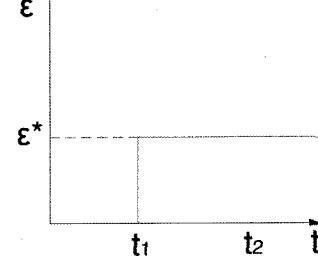
항목	Hooke의 고체	Newton의 액체	St. Venant 소성체
모델			
모델명	스프링(Spring)	대시포트(Dashpot)	마찰판(Slider) 또는 걸림고리(Ratchet)
수직변형	$\sigma = E\epsilon$ (양변미분) $\frac{d\sigma}{dt} = E\frac{d\epsilon}{dt} = E\dot{\epsilon}$ E : 탄성계수(N/m ²) $\dot{\epsilon}$: 변형률 속도	$\sigma = \eta \frac{d\epsilon}{dt} = \eta \dot{\epsilon}$ $d\epsilon = \frac{\sigma}{\eta} dt$ (양변적분) $\epsilon = \frac{\sigma}{\eta} t + C$ η : 종점성을(Ns/m ²) $\dot{\epsilon}$: 변형률속도	$\sigma < \sigma_y$ 일때 $\epsilon = 0$ $\sigma = \sigma_y$ 일때 $\epsilon = \epsilon^*$ ϵ^* : 소성변형률
전단변형	$\tau = Gr$ (양변미분) $\frac{d\tau}{dt} = G\frac{dr}{dt} = Gr$ G : 전단탄성계수(N/m ²) \dot{r} : 전단변형률속도	$\tau = \mu \frac{dr}{dt} = \mu \dot{r} = \mu \frac{dv}{dL}$ $dr = \frac{\tau}{\mu} dt$ (양변적분) $\gamma = \frac{\tau}{\mu} t + C$ μ : 전단점성을(NS/m ²) \dot{r} : 전단변형률속도	$\tau < \tau_y$ 일때 $r = 0$ $\tau = \tau_y$ 일때 $r = r^*$ r^* : 전단소성변형률
체적변형	$p = K\epsilon_v$ (양변미분) $\frac{dp}{dt} = K\frac{d\epsilon_v}{dt} = K\dot{\epsilon}_v$ K : 체적탄성계수(N/m ²) $\dot{\epsilon}_v$: 체적변형률속도	$p = \eta_v \frac{d\epsilon_v}{dt} = \eta_v \dot{\epsilon}_v$ $d\epsilon_v = \frac{p}{\eta_v} dt$ (양변적분) $\epsilon_v = \frac{p}{\eta_v} t + C$ η_v : 체적점성을 $\dot{\epsilon}_v$: 체적변형률속도	$p < p_y$ 일때 $\epsilon_v = 0$ $p = p_y$ 일때 $\epsilon_v = \epsilon_v^*$ ϵ_v^* : 체적소성변형률

식(6)으로부터 응력이완(stress relaxation)을 해석할 수 있다. σ 가 σ_0 의 $1/e$ 로 될 때까지의 시간을 t_m 이라 하고 이 조건을 식(6)에 대입하면 식(7)의 t_m 을 얻을 수 있고, 이때의 시간 t_m 을 완화시간(relaxation time)이라 한다.

$$t = t_m = \frac{\eta}{E} \quad (7)$$

상기 내용을 분석하면, 고체일지라도 오랜 시간동안 일정한 응력을 주면 액체와 같은 점성 변형을 하며, 액체일지라도 급격히 가해진 응력에 대해서는 고체와 같은 탄성변형을 한다. 따라서 Maxwell 물체는 creep 현상에서 탄성 변형률 및 2차 creep 현상을 나타내는 것으로 분석된다(이부경, 1999).

표 1. 기본적인 역학적 요소의 변형 특성 계속

항목	Hooke의 고체	Newton의 액체	St. Venant 소성체
변형거동	  	  	  
		C: 적분상수(영구변형률)	σ_y : 항복응력
	<ul style="list-style-type: none"> 일정시간($t_1 \sim t_2$)동안 $\sigma = \sigma_0$일때 일정변형률 ε_0 유지 응력을 제거함과 동시에 변형도 소거되어 원상 회복 	<ul style="list-style-type: none"> Newton의 점성법칙에 완전히 일치되는 이상물체 응력과 변형속도는 직선적 비례관계 성립 	<ul style="list-style-type: none"> 완전소성체로서 실제의 변형현상으로서는 존재하지 않는 가상적 모형 항복응력 이하에서는 변形이 전혀 발생하지 않고 항복응력에 도달하면 무한변형이 발생 항복응력 이상의 응력에는 견딜 수 없으므로 응력은 그 이상으로 증대되지 않음.
변형 특성			

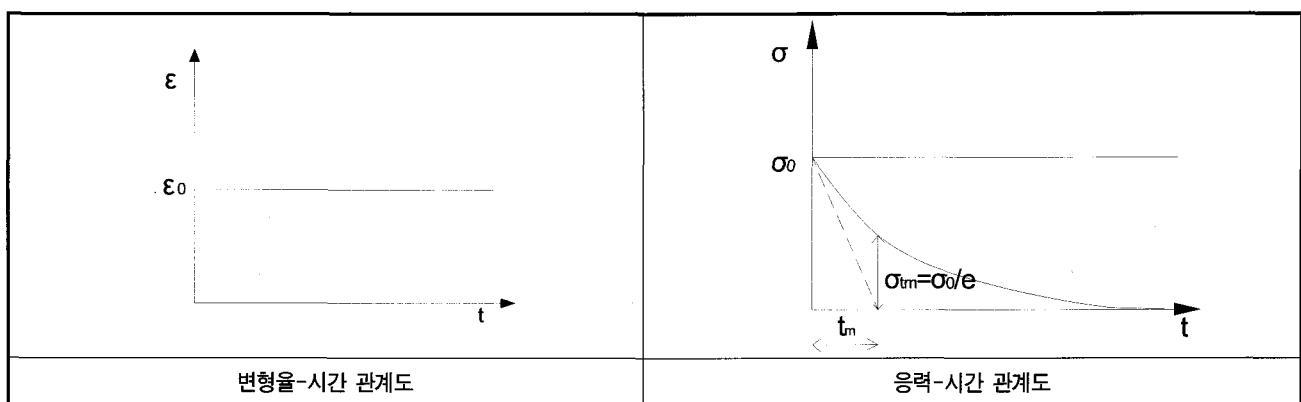


그림 2. 일정 변형률 상태의 응력-변형률-시간 관계(Maxwell 물체)

2.2.2 켈빈 물체(Kelvin Substance)

Kelvin의 물체는 그림 3과 같이 Hooke 고체(H)인 spring과 Newton 액체(N)인 dashpot가 병렬로 연결된 모형이고, 응력 변형 거동은 식(8)~(10)과 같이 표시된다.

$$\sigma = \sigma_H + \sigma_N \quad (8)$$

$$\epsilon = \epsilon_H = \epsilon_N \quad (9)$$

$$\sigma = \epsilon_H E + \eta \frac{d\epsilon_N}{dt} = \epsilon E + \eta \frac{d\epsilon}{dt} \quad (10)$$

그림 3의 응력-시간 관계도와 같이 일정기간($t_1 \sim t_2$)동안 일정응력($\sigma = \sigma_0$)이 작용할 경우, 식(10)을 적분하여 식(11) 및 그림 3의 변형률-시간 관계도에서 t_2 이전의 곡선을 얻을 수 있다. 일정시간($t=t_2$)이 경과한 시점의 변형률은 식(11)을 이용하여 식(12)를 구할 수 있다. 그리고 응력을 제거한 후인 $t > t_2$ 의 경우에 식(10) 및 식(12)로부터 식(13) 및 변형률-시간 관계도에서 t_2 이후의 곡선을 얻을 수 있으며, 이로부터 creep 현상을 해석할 수 있다.

$$\epsilon = \frac{\sigma_0}{E} \left[1 - \exp \left\{ -\frac{E}{\eta} (t - t_1) \right\} \right] \quad (11)$$

$$\epsilon_1 = \frac{\sigma_0}{E} \left[1 - \exp \left\{ -\frac{E}{\eta} (t_2 - t_1) \right\} \right] \quad (12)$$

$$\epsilon = \epsilon_1 \exp \left[-\frac{E}{\eta} (t - t_2) \right] = \frac{\sigma_0}{E} \left[1 - \exp \left\{ -\frac{E}{\eta} (t_2 - t_1) \right\} \right] \exp \left[-\frac{E}{\eta} (t - t_2) \right] \quad (13)$$

$\epsilon \approx \epsilon_1$ 의 $\frac{1}{e}$ 로 될 때까지의 시간을 자연시간(t_k)라 하고 이 조건을 식(13)에 대입하면 식(14)를 얻을 수 있다.

$$t_k = \frac{\eta}{E} + t_2 \quad (14)$$

2.2.3 버저스 물체 (Burgers Substance)

Burgers 물체는 Maxwell 물체와 Kelvin 물체를 직렬로 연결한 모형이고, 이를 모형의 응력-변형률 관계를 이용하여 Burgers 물체의 응력-변형률 관계인 식 (15) 및 그림 4를 얻을 수 있다(한국지반공학회, 2000). Burgers 물체는 순간 변형률, 1차 creep 및 2차 creep의 거동을 잘 설명해주는 것으로 분석된다.

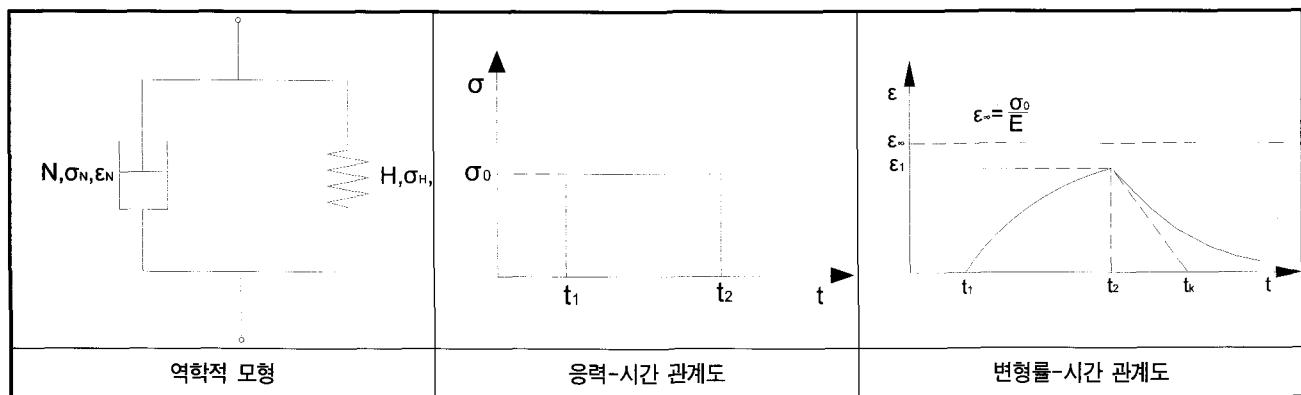


그림 3. Kelvin 물체의 역학적 모형 및 응력-변형률-시간 관계

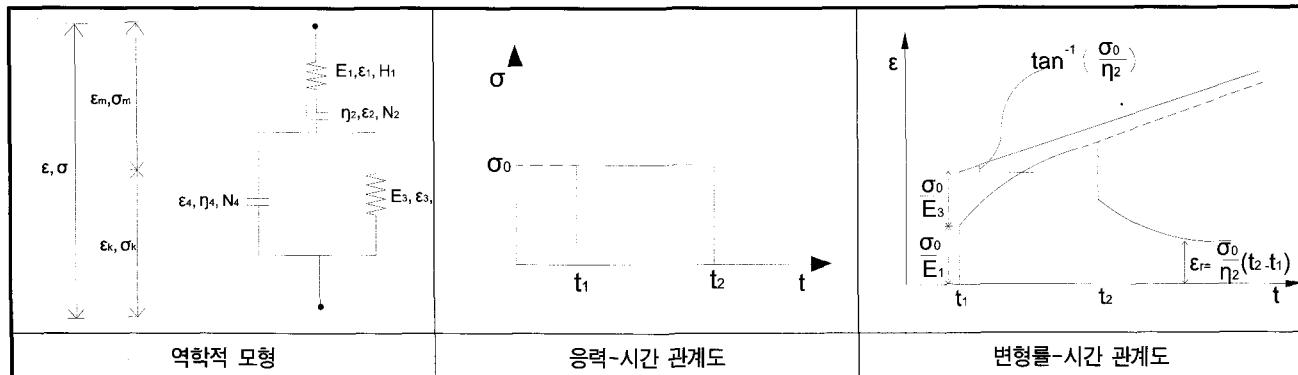


그림 4. Burgers 물체의 역학적 모형 및 응력-변형률-시간 관계

$$\epsilon = \epsilon_m + \epsilon_k = \frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0}{\eta_2}(t - t_1) + \frac{\sigma_0}{E_3}(1 - e^{-\frac{E_3(t-t_1)}{\eta_4}}) \quad (15)$$

$$t = t_1, \epsilon = \frac{\sigma_0}{E_1} \quad (16)$$

$$t_1 < t < t_2, \epsilon = \frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0}{\eta_2}(t - t_1) + \frac{\sigma_0}{E_3}(1 - e^{-\frac{E_3(t-t_1)}{\eta_4}}) \quad (17)$$

$$\text{영구 잔류 변형 } \epsilon_r = \frac{\sigma_0}{\eta_2}(t_2 - t_1) \quad (18)$$

2.3 creep 변형 특성 분석

2.3.1 creep 곡선

하중을 작용시킬 때 순간적으로 발생되는 변형률은 탄성 변형률(ϵ_0)이고 응력을 일정하게 유지할 때 변형률이 시간 경과에 따라 증대되는 변형률은 creep 변형률이다. 이 creep 변형률은 시간 의존성 현상이다.

그림 5에 나타낸 바와 같이 creep는 1~3차 creep로 나뉘며, 1차 creep 구간은 변형률 속도가 시간에 따라 감소하는 구간(A~B)이고, 2차 creep 구간은 변형률 속도가 시간에 비례하는 구간(B~C)이며, 3차 creep 구간은 변형률 속도가 시간에 따라 급격히 증대되는 구간(C~D)이다. creep 한도는 creep 파괴가 일어나지 않은 최대강도로 압축강도의 70~80%정도이고 파괴점(failure)은 최종적으로 파괴가 일어나는 점(D)이며 creep 곡선의 방정식은 식 (19)이다.

$$\epsilon_t = \epsilon_0 + at + f(t) \quad (19)$$

여기서, ϵ_0 : 순간 변형률, at : 2차 creep, $f(t)$: 1차 creep ($=\beta \log(1+t)$)

2.3.2 Burgers 모형을 이용한 시험 결과 분석

Burgers 모형의 역학적 거동 특성 분석에 의하여 변형률을 산정하는 식은 식(20)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\epsilon = \sigma_0 \left[\frac{1}{E_1} + \frac{1}{\eta_2}(t - t_1) + \frac{1}{E_3}(1 - e^{-\frac{E_3(t-t_1)}{\eta_4}}) \right] \quad (20)$$

여기서, $\frac{1}{\eta_2}(t - t_1)$: 영구 변형률,

$\frac{1}{E_3}(1 - e^{-\frac{E_3(t-t_1)}{\eta_4}})$: 회복 가능한 변형률

creep 곡선의 순간 변형률(ϵ_0)과 creep 응력(σ_0)을 이용하여 E_1 을 결정한다.

$$E_1 = \frac{\sigma_0}{\epsilon_0} \quad (21)$$

2차 creep 구간의 기울기인 변형률 속도($\dot{\epsilon}=\alpha$)로 부터 η_2 를 결정한다.

$$\eta_2 = \frac{\sigma_0}{\alpha} \quad (22)$$

2차 creep 구간의 직선을 연장하여 종축과의 절편으로부터 E_3 를 결정한다.

$$E_3 = \frac{\sigma_0}{\epsilon_0 - \epsilon_0} \quad (23)$$

1차 creep 곡선의 중간 부근의 측정값 (ϵ_m, t_m)을 이용하여 η_4 를 결정한다.

$$\eta_4 = -\frac{E_3 t_m}{\ln \left[1 - E_3 \left(\frac{\epsilon_m}{\sigma_0} - \frac{1}{E_1} - \frac{t_m}{\eta_2} \right) \right]} \quad (24)$$

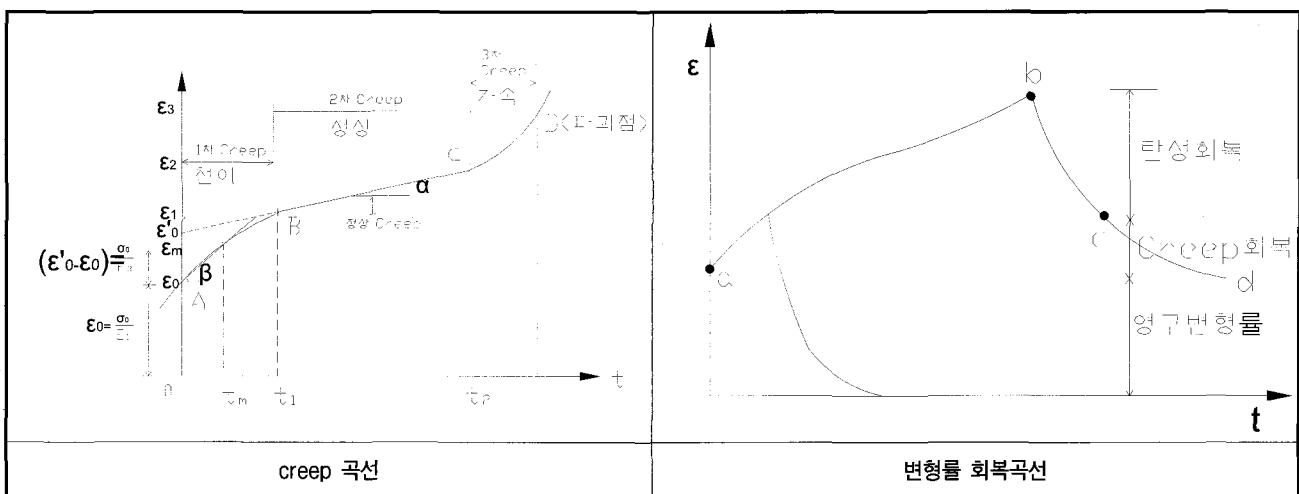


그림 5. creep 변형 특성 곡선

3. 일축압축 상태의 creep시험

3.1 시료토 및 공시체 제작

Creep 시험용 재료인 화강 풍화토를 채취하여 일반적인 물성시험 및 역학적 특성시험을 시행하였고 그 결과는 표 2과 같다.

표 2의 공학적 특성을 갖는 시료토로 일축압축용 공시체를 제작하기 위해 제작용 mold 6조와 유압으로 압력 에너지를 mold에 작용시킬 수 있는 공시체 제조기를 사용하였다. 현장 성토체의 다짐밀도(17.94KN/m^3)와 동일한 밀도(rdmax 의 95%)에 상당하는 성토체의 시료토

를 직경 5cm, 높이 10cm의 mold에 넣고 상·하 프로그를 유압 재키로 압축하여 밀도가 균일하게 되도록 공시체를 그림 6과 같이 제작하였다.

3.2 일축압축강도시험

3.2.1 시험방법

일축압축강도시험 과정에서 포아슨비 산출을 위해 필요한 가로변형을 그림 7과 같은 방법으로 측정하였다. 설정된 연직방향 변형 속도로 피스톤이 올라오며 작용하중은 일정한 시간 간격으로 load cell을 이용하여 자동 측정하였고 연직방향 및 횡방향 변위를 일정한 시간

표 2. 시료토의 공학적 특성

시험항목	G_s	LL (%)	r_{dmax} (KN/m^3)	현장 r_d (kN/m^3)	q_u (kN/m^2)	Φ (°)	C (kN/m^3)	k (m/sec)	USCS
물성값	2.63	NP	18.80	17.94	80	34	21	1.64×10^{-5}	SM

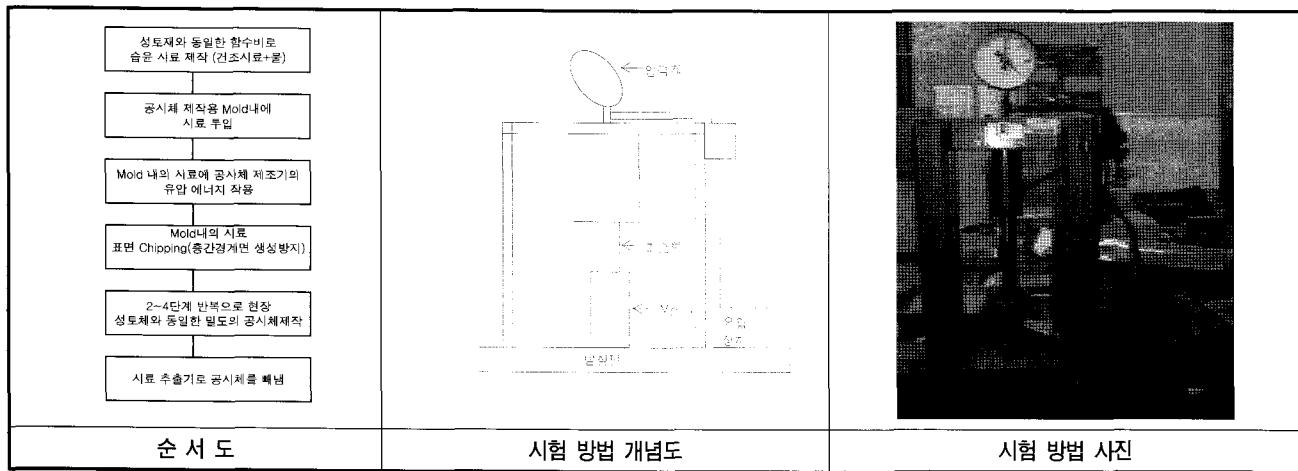


그림 6. 일축압축 시험용 공시체 제작 순서도 및 제작방법

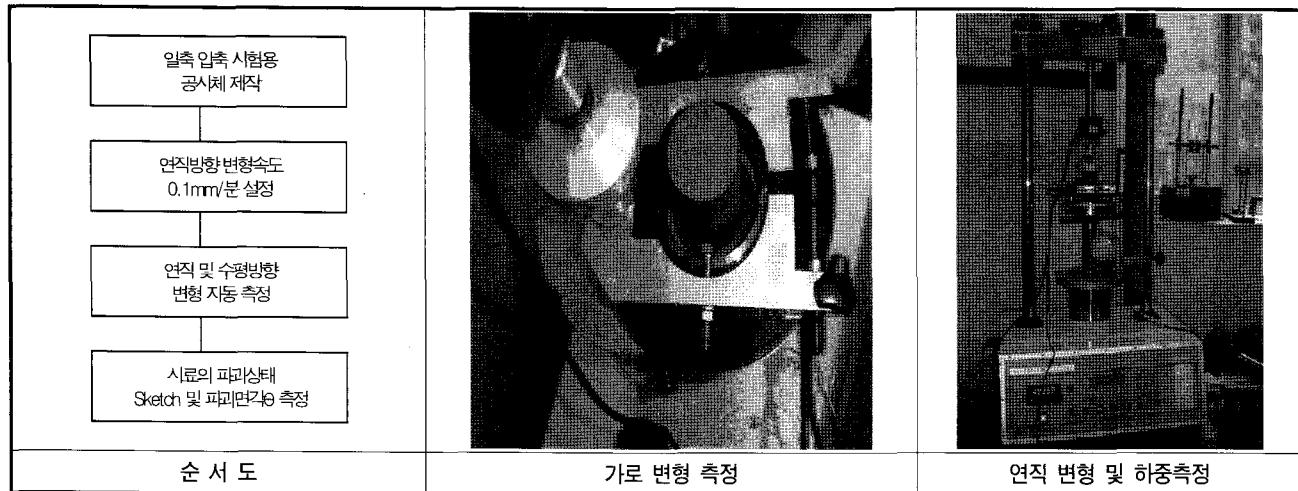


그림 7. 일축압축강도시험 순서도 및 시험방법

간격으로 자동 측정하였다. 응력-변형 관계도에서 일축 압축강도(q_u), 탄성계수(E_{50}), 포아슨비(μ)를 산정하고 파괴상태 분석에 의해 점착력(c), 내부마찰각(ϕ)을 구하였다.

3.2.2 시험결과

현장 성토체 다짐 밀도와 동일한 밀도(r_{dmax} 의 95%)로 제작된 공시체의 일축압축강도를 측정하였고 그 내용은 그림 8과 같다. 시험결과 일축압축강도는 80 kN/m^2 , 탄성 계수는 $3,300 \text{ kN/m}^2$, 포아슨비는 0.31로 측정되었고, 파괴각 60° 를 고려하여 내부 마찰각은 34° , 점착력은 21 kN/m^2 으로 산정되었다.

3.3 일축압축 상태의 creep시험

3.3.1 시험방법

정하중 재하 전후의 변형량 측정이 순조롭지 못하고 오차가 많아 dial gage를 초기에 설치하지 못하여, 목표

하중에 대한 탄성 변형량 및 초기 4분까지의 변형량은 load cell 및 LVDT 형식의 dial gage로 자동 측정하였다. 장기간 시험(16일)이 진행되므로 시료의 건조방지를 위해 투명한 재료로 밀폐용 덮개를 설치하여 그림 9와 같이 시험하였다.

3.3.2 시험결과

현장 성토체 다짐밀도와 동일한 밀도(r_{dmax} 의 95%)로 제작된 공시체에 일축압축강도의 31.9%인 하중 25.5 kN/m^2 (최소하중), 일축압축 강도의 44.6%인 하중 35.7 kN/m^2 (중간하중), 일축압축 강도의 57.3%인 하중 45.8 kN/m^2 (최대하중)을 작용시켜 16일 동안 측정하였다. 일축압축 상태의 creep 변형시험 결과는 그림 10과 같다. 1차 creep 변형률은 하중 재하후 3~5일 이내에 완료되는 것으로 분석되었고 성토체의 1차 creep 변형 완료시간은 성토고에 비례하여 증가 되는 것으로 판단되었다.

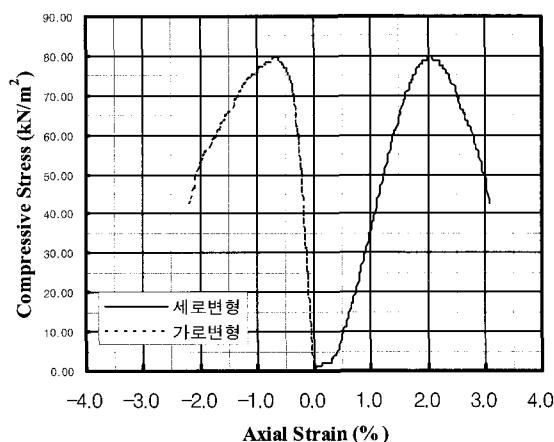


그림 8. 일축압축강도 시험 결과

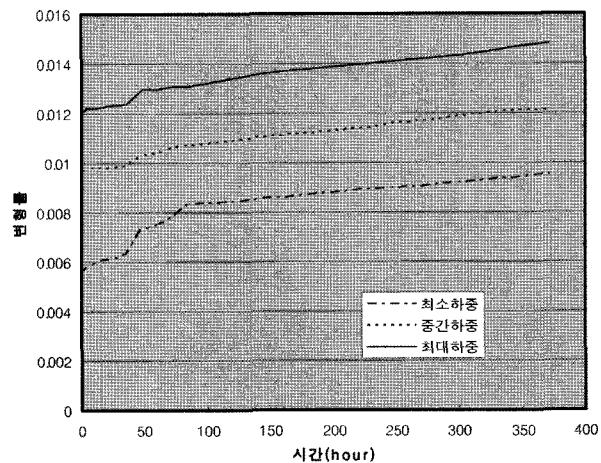


그림 10. 일축압축 상태의 creep 변형시험 결과

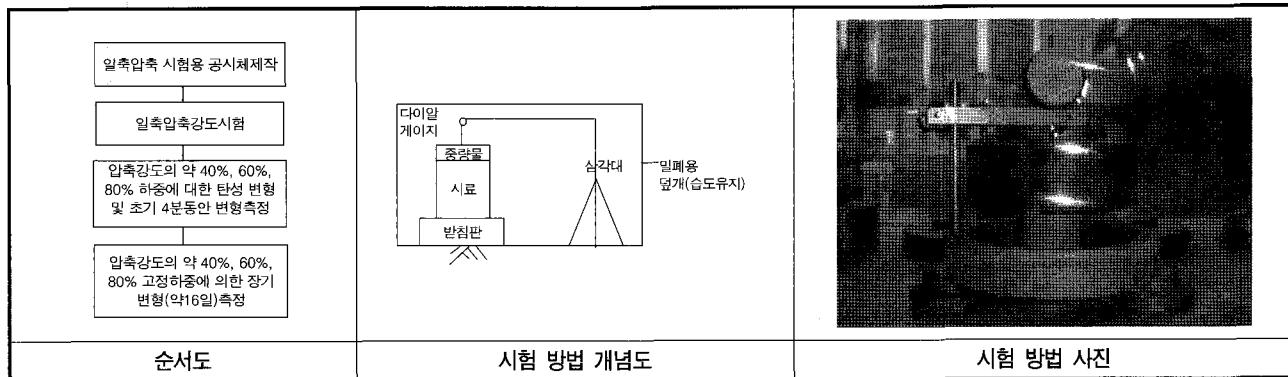


그림 9. 일축압축상태의 creep 변형시험 순서도 및 시험방법

4. creep 변형 거동 분석

4.1 역학적 모형의 creep계수

시험결과와 역학적 모형의 거동 관계를 분석하기 위해 각 하중별로 측정된 내용을 기초로 creep 계수를 산정하였고 그 내용은 표 3, 4와 같다.

4.2 일축 creep 변형시험 분석

일축압축상태에서 작용시킨 정하중에 의한 장기 변형률, 맥스웰 물체에 의한 이론적 변형률, 베저스 물체에 의한 이론적 변형률을 각 하중별로 그림 11에 도시하였다. 그 결과 실측 자료가 베저스 물체의 이론적 해석치와 비교적 잘 일치하는 것을 알 수 있다.

4.3 지반거동 모델 선정 및 creep 변형률 산정

성토체의 장기적인 creep 변형량을 산정하기 위해 실측자료와 역학적 물체와 비교 분석하였고 그 결과 실측자료와 베저스 물체가 비교적 잘 일치하는 것으로 분석되었으며, 재하 후 약 3~5일 이내에 탄성변형 및 1차 creep 변형이 완료되는 것으로 분석되었다.

본 연구에서는 장기적인 creep 변형량을 산정하기 위해 실측자료를 이용하여 탄성 변형률, 1차 creep 변형률 및 2차 creep 변형률로 구분하였고, 1차 creep 변형률은 0.0028이고 2차 creep 변형률이 0.0015로 분석됨에 따라 총 creep 변형률은 0.0043으로 분석되었다. 일반적인 creep 변형특성에 의하면, 1차 creep 변형률이 크고 2차 creep 변형률은 1차 creep에 비해 작게 나타나는데, 본 연구 결과도 이와 동일한 결과를 얻었다. 그 내용을 정리하면 표 5와 같다.

표 3. 역학적 모형의 creep 계수 산정을 위한 구간별 자료(그림 10으로부터 읽음값)

모델명	항목	최소하중		중간하중		최대하중		비고
		시간	변형률	시간	변형률	시간	변형률	
맥스웰	탄성(t_1, e_1)	0.02	0.0057	0.03	0.0087	0.03	0.0090	
	최종변형(t_2, e_2)	372.02	0.0095	372.03	0.0121	372.03	0.0148	
베저스	탄성(t_0, e_0)	0.02	0.0057	0.03	0.0087	0.03	0.090	
	1차 creep(t_1, e_1)	84.02	0.0083	72.03	0.0106	48.03	0.0130	
	2차 creep(t_2, e_2)	372.02	0.0095	372.03	0.0121	372.03	0.0148	
	2차 creep 직선(t_4, e_4)	0	0.0079	0	0.0105	0	0.0147	
	중간변형(t_m, e_m)	48.02	0.0073	48.03	0.0098	36.03	0.0124	

표 4. 역학적 모형의 creep 계수

모델명	작용하중 (kN/m^2)	$E_1 (kN/m^2)$	$n_2 (kN\text{hour}/m^2)$	$E_3 (kN/m^2)$	$n_3 (kN\text{hour}/m^2)$
맥스웰	25.5	4473.684	2496314.789	—	—
	35.7	4103.448	3906000.000	—	—
	45.8	3785.124	6305981.481	—	—
베저스	25.5	4473.684	6120000.000	11590.909	550269.147
	35.7	4103.448	7140000.000	19833.333	1466653.308
	45.8	3785.124	8244000.000	76333.333	15112456.775

표 5. creep 변형률

하중(KN/m^3)	탄성변형률	1차 creep변형률	2차 creep변형률	총 creep변형률
25.5(최소)	0.0057	0.0026	0.0012	0.0038
35.7(중간)	0.0087	0.0019	0.0015	0.0034
45.8(최대)	0.0090	0.0040	0.0018	0.0058
평균	0.0078	0.0028	0.0015	0.0043

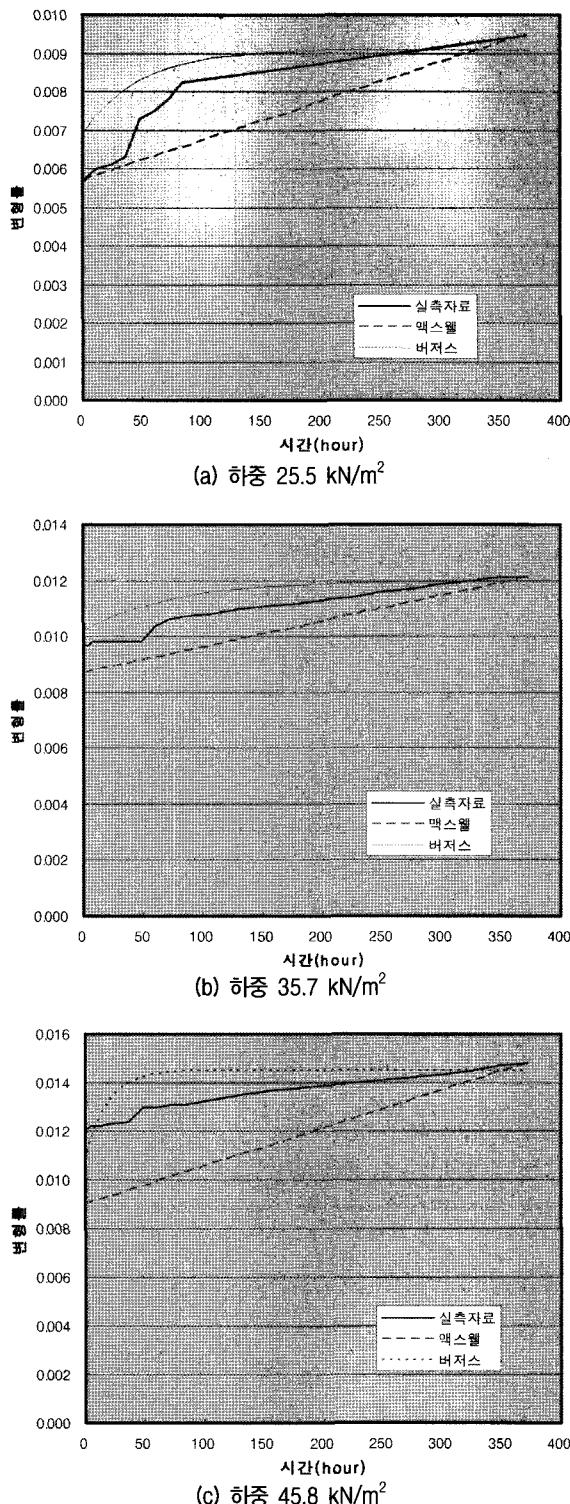


그림 11. 일축 creep 변형시험 분석

5. 결 론

본 연구에서는 성토재인 화강 풍화토의 Creep 특성을 규명하기 위해 공학적 성질시험, 일축압축시험 및 일축 creep시험을 시행하였고, 이 시험을 통하여 성토재의 탄

성 변형률 및 creep 변형률의 거동 특성을 분석하여 다음과 같은 결과를 얻었다.

- 1) 일축압축상태에서 작용시킨 정하중에 의한 creep 변형률은 베저스 물체의 이론적 해석치와 비교적 잘 일치하는 것을 알 수 있었다.
- 2) 탄성변형은 작용하중이 클수록 오랜 시간 경과 후 종료되었다.
- 3) 1차 creep 변형률은 일반적으로 작용작용이 클수록 오랜 기간이 소요되므로, 이러한 경향이 나타날 것으로 예상되었으나 이러한 경향은 나타나지 않았다. 이는 시간 경과에 따른 공시체의 함수비 감소에 의한 경화 현상으로 추정된다. 1차 creep 변형률은 0.0028인데 하중 재하 후 3~5일 이내에 완료되는 것으로 분석되었고, 성토체의 creep 변형 완료시간은 성토고에 비례하여 증가 될 것으로 판단되었다.
- 4) 1차 creep 변형률이 크고 2차 creep변형률이 작은 일반적인 creep 변형 경향을 보였으며 2차 creep 변형률(0.0015)은 1차 creep 변형률의 약 50% 정도로 나타났다.

참 고 문 헌

1. 한국도로공사 (2001), 절·성경계 보강 슬래브 설계기준 개선 검토(안), 한국도로공사 설계처 pp.577-589.
2. 한국도로공사 (2003), 동해고속도로 (주문진~속초간) 건설공사 실시설계 보고서, 한국도로공사 pp.238-241.
3. 염인섭 (2001), 절·성경계부의 포장슬래브 보강범위 산정을 위한 지반거동 특성 연구, 고려대학교 석사논문.
4. 한국지반공학회 (2000), 토목기술자를 위한 암반공학, 구미서관, pp.125-134.
5. 황정규 (1993), 건설기술자를 위한 지반공학의 기초 이론, 구미서관, pp.293-305.
6. 이부경 (1999), 암석 역학의 원리, 대윤, pp.89-100.
7. 정태종 (1996), 의성 소분지에 분포하는 백악기 사암의 크리프 시험, Jour. Korean Earth Science Society, Vol.17, No.2, pp.109-118.
8. 김광식, 김교원, 정자혜 (2001), 포항분지 제3기 이암의 크리프 특성, 대한지질공학회, 2001년 학술발표회논문집, pp.3-13.
9. Hardy, H. R., 1959, Time dependent deformation and failure of geological materials, Proc. 3rd Symp. Rock Mech., Golden, Colo., pp.135-175.
10. Hardy, H. R., Jr., Kim, R Y., Stefanko, R., and Wang, Y. J., 1970, creep and micro-seismic actimetry in geological materials, Proceedings, 11th Symposium on Rock Mechanics (AIME), pp.377-414.
11. Overt, L., 1967, Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock, John Wiley and Sons Inc., New York, pp.293-301.

(접수일자 2007. 6. 13, 심사완료일 2007. 12. 18)

콘관입시험결과를 이용한 널말뚝의 관입속도 예측기법 개발

Predicting Method of Penetration Rate of Sheet Pile Using Cone Penetration Test Results

이승현¹ Lee, Seung-Hyun

임남규² Lim, Nam-Gyu

김병일³ Kim, Byoung-Il

Abstract

A program for predicting rate of penetration of sheet pile using cone penetration test results was developed. Especially, energy consumption occurring from lateral vibration of sheet pile was estimated quantitatively in order to overcome overprediction of rate of penetration for shallow depths of pile installation. Penetration rates of pile calculated from developed program were compared with those of field test. Predicted rates of pile penetration for the depths to 12m were 47%~120% of the measured values. As pile penetration depth decreases, the difference between the predicted rate of penetration and the measured rate of penetration decreases.

요지

콘관입시험결과를 이용하여 널말뚝의 관입속도를 예측할 수 있는 프로그램을 개발하였다. 특히, 널말뚝의 시공에 따른 자유길이를 고려하여 널말뚝의 횡방향 진동에 따른 에너지 손실량을 정량적으로 평가하고 이를 해석 프로그램에 반영함으로써 초기 관입깊이에 대하여 말뚝의 관입속도를 과대하게 예측하는 것을 극복하고자 하였다. 개발된 프로그램에 의한 관입속도 계산결과를 기준의 현장시험결과와 비교분석하였는데 총 12m의 관입깊이에 대하여 예측한 관입속도값은 실측값의 47%~120% 범위였으며 관입깊이가 작을수록 실측값과 예측값의 편차는 작았다.

Keywords : Cone penetration test results, Energy consumption, Lateral vibration, Rate of penetration

1. 서론

보통 차수의 목적으로 시공되는 널말뚝은 주로 진동타입기에 의해 시공된다. 진동타입기는 크게 기진체(exciter)와 기진체 상부에 위치하는 정적 상재하중(static surcharge weight or bias weight)으로 구성되는데 기진체와 정적상재하중은 스프링으로 연결되며 기진체 하부에는 클램프가 있어 시공시 널말뚝이 물리도록 하여 기진체와 클램프 및 널말뚝이 일체로 거동하게 된다.

기진체 내부에는 동일한 질량을 갖는 한쌍의 편심질량체가 있는데 이들이 서로 반대방향으로 회전함으로써 수평방향 진동력은 상쇄되고 연직방향의 진동력만 발생하게 되어 널말뚝의 관입이 가능하게 된다. 진동해머의 장점으로는 소음이 적고 일반적으로 시공속도가 타입말뚝에 비해 빠르다는 사실을 들 수 있다. 따라서 진동타입기를 사용하여 널말뚝을 시공할 때의 주된 관심사는 얼마나 빨리 말뚝의 관입이 가능하냐 하는 점이다. 진동타입기에 의해 시공되는 말뚝의 빠른 관입속도는

1 정희원, 선문대학교 토목공학과 부교수 (Member, Associate prof., Dept. of Civil Engrg., SunMoon Univ.)

2 정희원, 명지대학교 토폭환경공학과 석사과정 (Member, Master student, Dept. of Civil & Environmental Engrg., MyongJi Univ.)

3 정희원, 명지대학교 토폭환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental Engrg., MyongJi Univ., bikim@mju.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

말뚝의 연직방향 진동으로 인해 지반의 주면마찰력 및 선단저항력이 상당히 감소되기 때문에 파악된다. Barkan (1957)은 진동에 의한 말뚝 설치에 영향을 주는 인자들을 연구하였는데 이를 영향인자들로는 진동기의 최대 가속도(vibrator peak acceleration), 변위진폭(displacement amplitude), 진동수(frequency), 정적 상재하중(bias weight), 말뚝 단면적, 흙입자 크기, 내부마찰각 등을 들 수 있다. 현장에서 적용하고 있는 진동 타입기의 대부분은 진동수, 5~40Hz 범위에서 작동되는데(Wong 등, 1993) 최근까지 이러한 진동타입말뚝의 시공성(drivability)을 예측하고자 하는 시도들이 상당수 있어 왔다. 진동말뚝의 시공성을 예측하는 방법은 크게 매개변수에 의한 방법(parametric method), 하중평형법(force-balance method), 에너지평형법(energy-balance method), 운동량보존법(momentum-conservation method) 그리고 운동방정식에 의한 적분법(integration of the laws of motion)으로 대별 할 수 있다(Viking, 2002). 운동방정식에 의한 적분법의 경우 기존의 다른 방법들과는 달리 진동시스템의 거동을 비교적 합리적으로 모사하기 때문에 신뢰성이 높다고 할 수 있다. 본 논문에서는 운동방정식에 의한 적분법을 이용하여 널말뚝의 관입속도를 예측하는 프로그램을 개발하였는데 운동방정식을 구성하는 동적 선단지지력 및 동적 주면마찰력을 콘관입시험결과를 이용하여 추정토록 한 제안식(Holeyman, 1993)을 사용하였다. 개발된 프로그램에 있어서는 시공시 널말뚝의 횡방향진동에 따른 에너지손실을 반영함으로써 초기 관입 깊이에 대하여 널말뚝의 관입속도가 과대하게 예측되는 것을 극복하고자 하였다. 또한, 개발된 프로그램에 의한 관입속도 예측결과를 문헌에 소개된 현장시험결과와 상호비교분석하였다.

2. 운동방정식 및 동적 지반저항력

2.1 운동방정식

널말뚝을 진동타입기에 의해 시공하는 경우에 있어 진동시스템에 대해 작용하는 힘들을 나타내면 그림 1과 같다. 그림 1에서 상향을 (+)로 보고 하향을 (-)로 보면 하향 운동 및 상향 운동시 운동방정식은 각각 식 (1), (2)와 같이 표현되며 식 (1), (2)의 운동방정식에 대한 해가 말뚝의 관입속도가 된다.

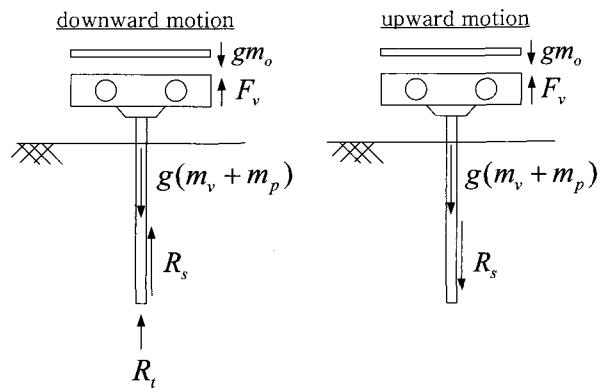


그림 1. 진동 시스템에 작용하는 힘

$$m_{dyn}a = -F_v - g(m_o + m_v + m_p) + R_s + R_t \quad (1)$$

$$= -M_e \omega^2 \sin(\omega t) - g(m_o + m_v + m_p) + R_s + R_t$$

$$m_{dyn}a = F_v - g(m_o + m_v + m_p) - R_s \quad (2)$$

$$= M_e \omega^2 \sin(\omega t) - g(m_o + m_v + m_p) - R_s$$

여기서, m_0 : 진동기의 정적 질량
 m_v : 진동기의 동적 질량
 m_p : 널말뚝 질량
 m_{dyn} : 진동시스템의 동적 질량 ($=m_v+m_p$)
 a : 동적 질량의 가속도
 R_s : 동적 주면마찰력(dynamic soil resistance along the shaft)
 R_t : 동적 선단저항력(dynamic soil resistance at the toe)

2.2 동적 지반저항력

말뚝의 관입깊이, D에 대한 동적 선단저항력과 동적 주면마찰력은 식 (3), (4)와 같다.

$$R_t = q_d A_t \quad (3)$$

$$R_s = p \int_0^D \tau_d dz \quad (4)$$

여기서, q_d : 동적 단위 선단저항력
 A_t : 말뚝 단면적
 p : 말뚝 둘레길이
 τ_d : 동적 단위 주면마찰력

Holeyman(1993)은 동적 단위 선단저항력 및 동적 단위 주면마찰력을 식 (5), (6)과 같이 제안한 바 있다.

$$q_d = (q_s - q_l)e^{-\alpha} + q_l \quad (5)$$

$$\tau_d = (\tau_s - \tau_l)e^{-\alpha} + \tau_l \quad (6)$$

여기서, q_s : 정적 단위 선단저항력

τ_s : 정적 단위 주면마찰력

q_l : 액상화현상에 따른 단위 선단저항력
(liquefied soil base resistance)

τ_l : 액상화현상에 따른 단위 주면마찰력
(liquefied soil shaft resistance)

α : 가속도비($=a/g$)

g : 중력가속도

a : 말뚝가속도

식 (5), (6)에서 q_l 과 τ_l 은 다음의 식 (7), (8)과 같이 표현된다.

$$q_l = q_s [(1 - 1/L)e^{-1/F_R} + 1/L] \quad (7)$$

$$\tau_l = \tau_s [(1 - 1/L)e^{-1/F_R} + 1/L] \quad (8)$$

여기서, F_R : 콘관입시험에 의한 마찰비(friction ratio, %)

L : 경험적 액상화계수(empirical liquefaction factor)

식 (7), (8)에서 액상화계수, L 은 4~10사이의 값을 갖는데 느슨하고 포화된 모래일수록 큰 값을 갖는다. 식 (5), (6)에서 말뚝가속도(a)의 초기값은 식 (9)와 같다.

$$a = \frac{M_e \omega^2}{m_{dyn}} \quad (9)$$

여기서, M_e : 편심질량체의 편심모멘트

ω : 편심질량체의 회전각속도

말뚝가속도는 말뚝관입에 따라 동적 지반저항력에 의해 감소하게 되는데 감소된 말뚝가속도는 식 (10)과 같이 나타낼 수 있다.

$$a = \frac{M_e \omega^2 - \delta R_s}{m_{dyn}} \quad (10)$$

식 (10)에서 δ 는 땅핑계수로서 동적 주면저항력에 의해 말뚝의 운동을 감쇠시키는 역할을 한다. 그리고 R_s 는 가속도비, α 의 함수이므로 말뚝의 관입깊이에 따

른 가속도비를 구하기 위해서는 식 (4)와 식 (10)을 이용하여 가속도 사이의 차이를 무시할 수 있을 때까지 반복하여야 하며 수렴된 말뚝가속도로부터 계산된 가속도비의 값을 이용하여 지반의 동적 저항력을 결정하게 된다.

3. 말뚝의 횡방향진동에 의한 진동항타력

말뚝의 관입속도 예측기법을 적용할 경우 시공중에 존재하는 말뚝의 자유길이 즉, 지표면으로부터 말뚝머리 까지의 거리의 존재로 인해 특히, 얇은 관입깊이에 대해 관입속도를 과대평가하는 경향이 있어 해석기법의 신뢰성이 떨어지게 된다. 이러한 원인에 대해 Viking(2002)은 말뚝시공 중에 자유길이부분에 해당하는 말뚝에 횡방향진동이 발생하기 때문에 연직방향으로 말뚝을 관입시키기 위해 쓰여야 하는 에너지의 일부분이 말뚝의 횡방향진동에 쓰였기 때문으로 설명하였다. 따라서 개발된 프로그램에 대해서는 말뚝의 횡방향진동에 의한 에너지 손실을 정량적으로 평가하고 이를 연직방향 진동항타력의 감소에 반영하도록 하였다.

3.1 말뚝의 횡방향진동 발생 원인

진동타입기에 의한 널말뚝 시공시에는 그림 2에 나타낸 바와 같이 기진체 하부에 부착된 클램프로 널말뚝의 복부(web)를 물어 널말뚝을 진동시키게 된다. 그림 2에 나타나 있는 바와 같이 클램프에 의해 연직방향의 진동하중이 가해지는 위치가 널말뚝 단면의 중립축으로부터 편심되어 있으므로 널말뚝 단면에는 연직하중과 더불어 편심모멘트가 작용하게 되고 이 편심모멘트에 의해 널말뚝의 횡방향 진동이 발생하게 된다. 널말뚝의 횡방향 진동시 진동타입기의 일률의 일정부분이 횡방향 진동에너지로 소모되게 된다.

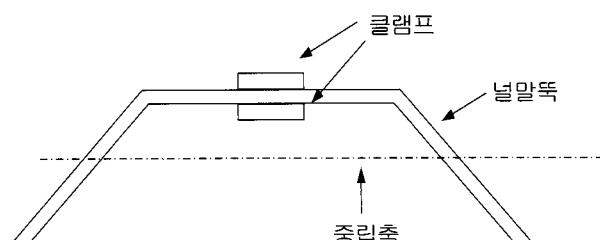


그림 2. 널말뚝에 대한 진동하중 작용위치

3.2 횡방향진동에 따른 에너지 소모

말뚝의 횡방향진동에 따른 에너지소모량을 계산하기 위해 그림 3과 같은 횡방향진동 모델을 고려하였다. 그림 3에는 널말뚝 시공시 지표면으로부터 널말뚝 머리까지의 자유길이에 해당하는 널말뚝에 작용하는 힘들이 나타나 있다. 그림 3에서 말뚝머리에 있는 횡방향 스프링은 횡방향 진동시 말뚝머리의 횡방향진폭을 제어하기 위한 것이다.

그림 3에서 e 는 널말뚝 단면의 종립축에서 진동형태가 해지는 지점까지의 편심거리를 나타낸다. 그림 3에서 말뚝머리에서의 횡방향변위량, $\Delta(t)$ 는 다음의 식 (11)과 같이 표현된다.

$$\Delta(t) = \frac{3ML^2}{2k_l L^3 + 6EI} \quad (11)$$

여기서, k_l : 횡방향 스프링상수

식 (11)에서 EI 는 널말뚝의 휨강성을 의미한다. 널말뚝의 횡방향 휨에 의해 지반면으로부터 x 만큼 떨어진 미소요소에 저장되는 포텐셜에너지(dU')는 보의 휨이론을 적용하여 식 (12)와 같이 나타낼 수 있다.

$$dU' = \frac{1}{2} M(x,t) d\theta \quad (12)$$

식 (12)에서 θ 는 휨곡선의 경사(slope)를 의미한다. 널말뚝 자유길이 전체에 대하여 휨에 의해 저장되는 포텐

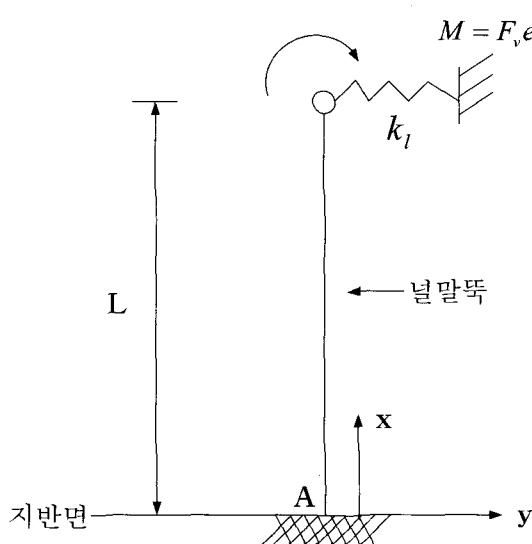


그림 3. 자유길이를 고려한 널말뚝의 횡방향 진동모델

셜에너지는 식 (12)를 널말뚝 자유길이에 대하여 적분하여 구할 수 있으며 진동타입의 한 주기를 고려하여 널말뚝의 휨에 의해 소모되는 일률($P_{U'}$)을 식 (13)과 같이 나타낼 수 있다.

$$P_{U'} = \frac{M_e^2 \omega^4 e^2 L}{4EI} \frac{1}{2k_l L^3 + 6EI} (6EI + \frac{k_l^2 L^6 - k_l L^3 (6EI)}{2k_l L^3 + 6EI}) \quad (13)$$

또한, 횡방향 스프링에 저장되는 포텐셜에너지(U'')는 식 (14)와 같다.

$$U'' = \frac{1}{2} k_l (\Delta(t))^2 \quad (14)$$

진동타입의 한 주기를 고려하여 스프링에 저장되는 에너지를 일률($P_{U''}$)로서 나타내면 식 (15)와 같다.

$$P_{U''} = \frac{9}{4} \frac{k_l M_e^2 \omega^4 e^2 L^4}{(2k_l L^3 + 6EI)^2} \quad (15)$$

따라서 횡방향 진동시스템에 저장되는 포텐셜에너지는 식 (16)과 같다.

$$P_U = P_{U'} + P_{U''} \\ = \frac{M_e^2 \omega^4 e^2 L}{4EI} \frac{1}{2k_l L^3 + 6EI} (6EI + \frac{k_l^2 L^6 + k_l L^3 (3EI)}{2k_l L^3 + 6EI}) \quad (16)$$

한편 지반면으로부터 거리 x 만큼 떨어진 널말뚝의 미소요소에 소모되는 운동에너지를(dK)는 식 (17)과 같이 표현된다.

$$dK = \frac{1}{2} \mu dx (\frac{\partial y}{\partial t})^2 \quad (17)$$

식 (17)에서 μ 는 널말뚝의 선질량밀도(linear mass density)를 나타낸다. 식 (17)을 널말뚝 자유길이에 대하여 적분하면 운동에너지를 구할 수 있으며 이에 대하여 진동타입의 한 주기를 고려하면 널말뚝의 횡방향 진동에 의한 일률 소모량(P_K)을 다음의 식 (18)과 같이 구할 수 있다.

$$P_K = \frac{\mu M_e^2 \omega^6 e^2}{4(EI)^2} (\frac{L^5}{20} - \frac{13k_l L^8}{60(2k_l L^3 + 6EI)} + \frac{11L^7}{420} (\frac{3L^2 k_l}{2k_l L^3 + 6EI})^2) \quad (18)$$

널말뚝의 횡방향 진동으로 인해 소모되는 전체 일률(P_C)은 다음의 식 (19)와 같이 나타낼 수 있다.

$$P_C = P_U + P_K \quad (19)$$

식 (16), (18)를 통해 알 수 있듯이 널말뚝의 횡방향진동에 소모되는 일률에 영향을 미치는 인자는 진동기 및 널말뚝의 물성값과 말뚝머리에서의 횡방향 스프링상수, k_l 이다.

3.3 횡방향진동을 고려한 진동항타력의 수정

Warrington(1989)은 정적 상재하중(bias weight)이 있는 진동타입기에 대하여 일률, N 을 식 (20)과 같이 제안한 바 있다.

$$N = \frac{M_e^2 \omega^3}{2m_v} \frac{2500}{5000 - 3000m' + 9m'^2} \quad (20)$$

여기서, m' : 질량비($=m_0/m_v$)

널말뚝의 자유길이에 따른 횡방향진동을 고려한 진동항타력의 수정은 식 (20)에 나타낸 일률에서 식 (19)에서 구한 일률소모량을 빼준 값이 다음의 식 (21)에 나타낸 하중감소계수, C_t 을 적용하여 수정한 진동항타력을 식 (20)에 적용하여 다시 구한 일률과 같게 되는 하중감소계수값을 구하는 것이다. 따라서 하중감소계수는 횡방향 스프링상수, k_l 의 함수임을 알 수 있다.

$$F_v = C_t M_e \omega^2 \sin(\omega t) \quad (21)$$

하중감소계수가 결정되면 식 (18)에 나타낸 수정 진동항타력을 진동시스템의 운동방정식을 나타내는 식 (1), (2)에 대입하여 최종적인 해를 구하도록 하였다.

4. 관입속도 예측기법

진동타입기에 의해 시공되는 널말뚝의 관입속도 예측은 수정 진동항타력을 적용한 식 (1), (2)의 해를 통해 구할 수 있는데 널말뚝의 연직방향 운동에 있어 변위방향에 따라 동적 지반저항력의 크기도 변하므로 일반적인 해석해를 구하는 것은 불가능하며 수치적분 개념을 적용하여야 한다. 즉, 일정 관입깊이에 대하여 식 (1), (2)에 나타낸 운동방정식으로부터 시간에 따른 가속도 (a)를 구하고 가속도를 시간에 대해 적분함으로써 속도를 구할 수 있고 다시 속도를 시간에 대해 적분함으로써 연직변위량을 구할 수 있다. 그러나 널말뚝의 관입

운동에 있어서의 정상상태(steady state)에 대한 관입속도를 구하기 위해서는 해석 초기에 관입속도를 가정해야 하고 이 관입속도를 이용하여 수치적분을 통해 계산된 관입속도가 같아질 때까지 반복계산을 수행하여야 한다.

널말뚝의 관입속도 계산을 위한 해석 흐름도는 그림 4에 나타내었다.

그림 4에서 n 은 해석시간 간격수를 의미하며 t 는 시간, v 는 속도, d 는 변위 그리고 a 는 가속도를 의미한다. 또한 m_{tot} 은 $m_0 + m_v + m_p$ 를 의미한다.

5. 예측기법에 의한 결과 및 현장시험결과의 비교 분석

널말뚝의 관입속도 예측을 위해 개발된 프로그램에 의한 관입속도 예측값과의 비교를 위해서 기존의 현장시험결과를 이용하여 보았다(Viking, 2002). 기존 문헌에 나타나 있는 현장지반조건은 약 40m 깊이까지 중간 정도의 밀도를 갖거나 또는 느슨한 모래로 구성되어 있으며 지하수위는 지표면으로부터 2m 깊이에 있다. 현장지반의 입도분포는 비교적 양호하며 실트질 모래 또는 자갈질 모래로 분류된다. 현장시험시 원자반 지반조사방법으로 CPT시험이 수행되었는데 CPT시험결과로부터 계산된 정적 선단저항력 및 주면마찰력을 프로그램의 입력자료로 하였다. 정적 단위 선단저항력 및 정적 단위 주면마찰력은 콘선단저항력 및 콘주면마찰력을 이용하여 다음의 식 (22)와 식 (23)을 통해 계산된다.

$$q_s = \frac{1}{2}(I+II) \quad (22)$$

$$\tau_s = \frac{1}{2}(2III) \quad (23)$$

식 (22)에서 I 는 널말뚝 선단과 선단에서 상부로 $b/4$ (b : 널말뚝의 폭) 길이까지의 콘선단저항력의 평균값을 나타내고 II 는 널말뚝 선단과 선단에서 하부로 $3b/4$ 길이까지의 콘선단저항력의 평균값을 나타낸다. 또한, 식 (23)에서 III 는 콘주면마찰력 측정위치를 중심으로 상부로 $b/2$ 길이까지의 평균 콘주면마찰력을 의미한다. CPT 시험결과로부터 결정한 정적 지반저항력자료는 2cm 간격으로 그래프에 나타나 있지만 입력 데이터는 그래프로부터 10cm 단위로 읽도록 하였다. 프로그램 입

력자료를 요약하면 표 1과 같다. 현장시험시 사용된 진동타입기 종류는 MRZV 800V이며 널말뚝 시공시 시간에 따른 관입깊이 측정은 Celesco사의 깊이 측정장치(depth measuring drum)를 이용하여 하였으며 이로부터 깊이별 관입속도가 구해진다.

그림 5는 널말뚝 근입깊이 10m에 대하여 계산된 시간에 따른 가속도, 속도, 변위관계를 보여준다. 추가적으로 그림 5의 맨 앞에는 시간에 따른 불균형력의 변화 양상을 보여주고 있는데 이 값은 식 (1), (2)의 우변에서 동적 지반저항력을 제외한 값을 나타낸다.

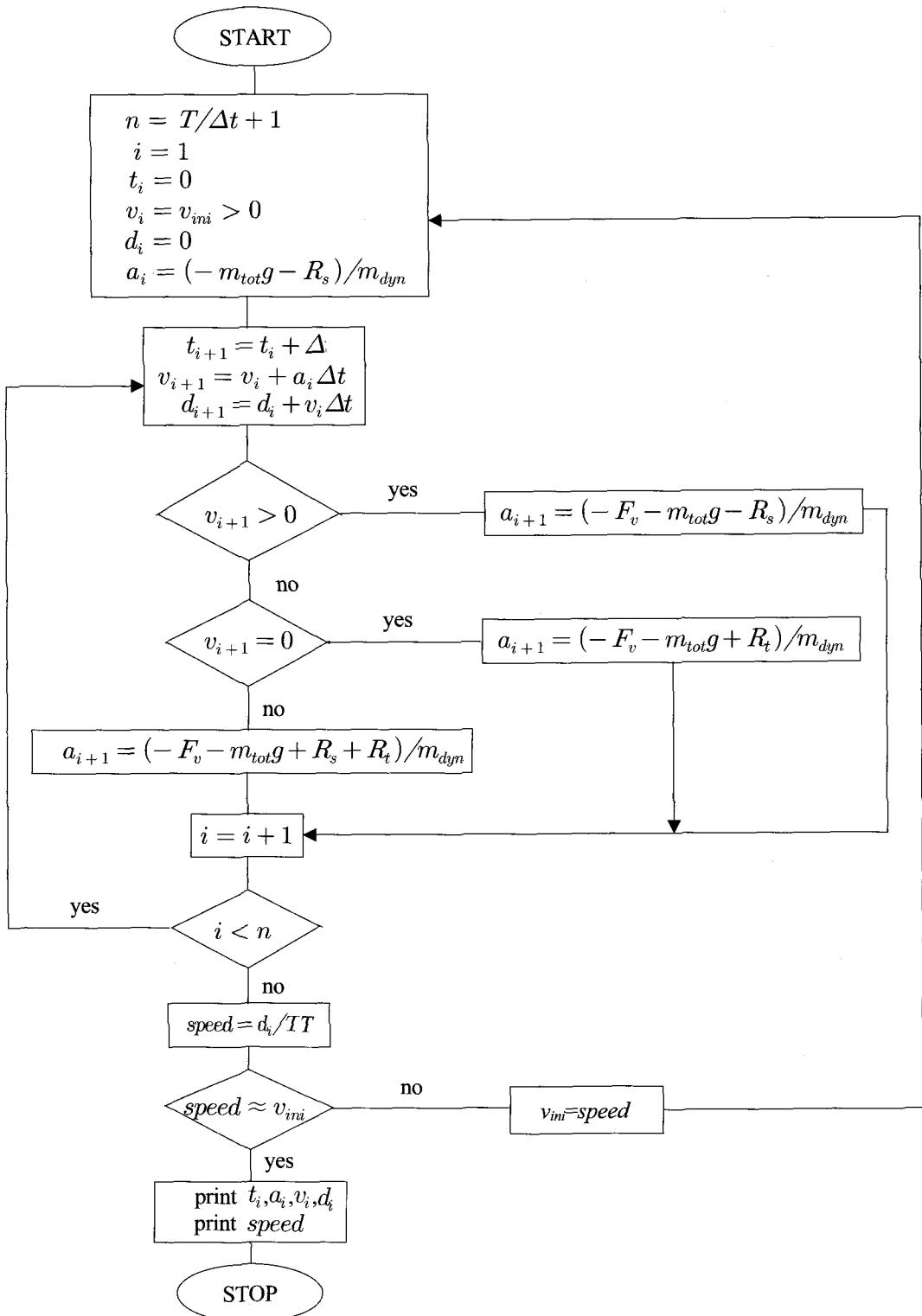


그림 4. 해석 흐름도

그림 5의 시간-가속도 관계에서 가속도가 급변하는 두 군데를 관찰할 수 있는데 이는 시간-속도 관계곡선을 통해 설명될 수 있다. 즉, 가속도가 급변하는 두 곳에 대응하는 시간은 시간-속도 관계곡선에서 속도의 방향이 변하는 시간을 의미하는데 이때에는 기진체 및 밀뚝의 속도변화에 따라 식(1), (2)에 나타낸 바와 같이 지반의 동적 저항력이 달라지게 되고 결과적으로 가속도값이 급변하게 된다. 시간-속도 관계곡선에서는 반복계산 과정을 통해 가정한 관입속도값과 한 주기가 경과한 다

음 계산된 관입속도가 같음을 확인할 수 있다. 수치적분 과정을 통한 널말뚝의 관입속도는 그림 5의 시간-변위 관계곡선에서 한 주기 경과동안 최종변위량을 주기로 나누어 구할 수 있다.

개발된 프로그램에 의한 깊이별 관입속도 계산결과를 현장시험결과와 비교하여 그림 6에 나타내었는데 하중감소계수를 고려하지 않은 경우에 대한 예측결과도 함께 나타내었다. 그림 6에는 기존의 프로그램(vipere)에 의한 해석결과도 나타나 있는데 이는 기존 자료값을

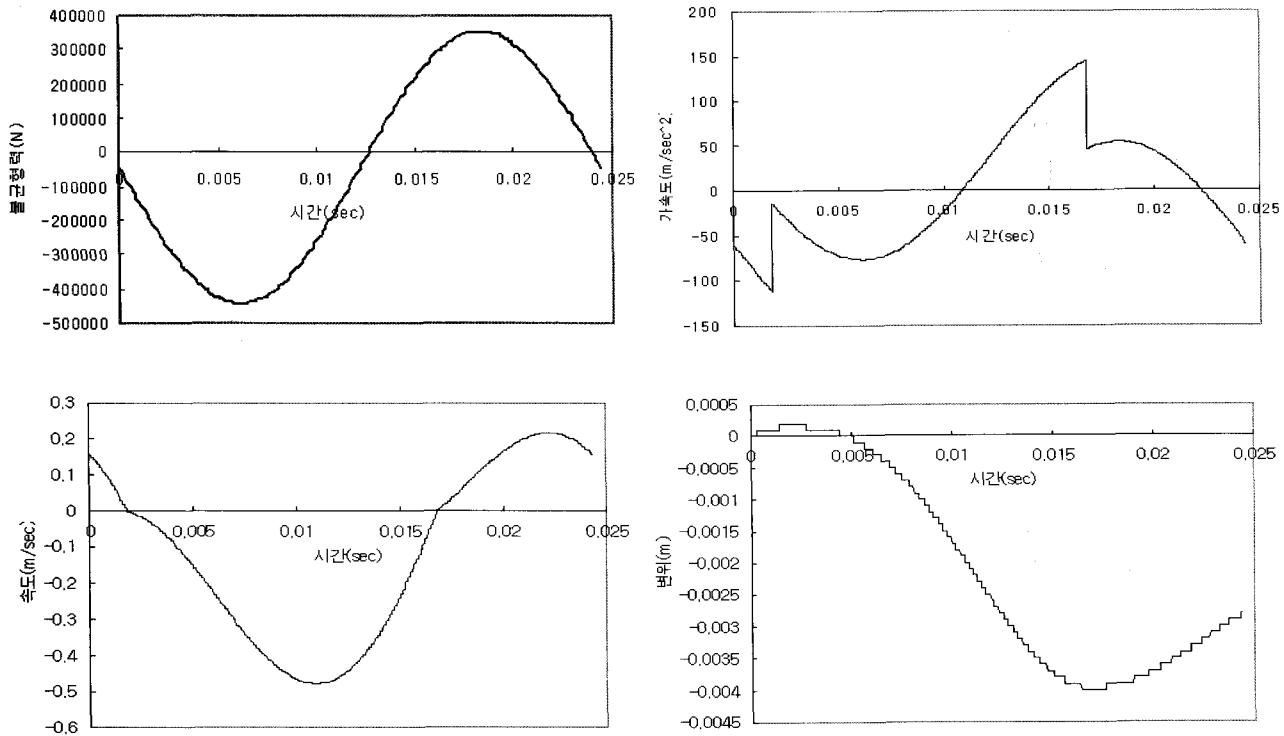


그림 5. 계산결과($z=10m$)

표 1. 진동기 및 밀뚝제원

구분	제원
진동기	편심 모멘트, $M_e = 6.0 \text{kgm}$ 진동수, $f_d = 41 \text{Hz}$ 진동기의 동적 질량, $m_v = 2450 \text{kg}$ 진동기의 정적 질량, $m_o = 1020 \text{kg}$
널말뚝	단면적, $A_t = 95.2 \text{cm}^2$ 둘레길이, $p = 150 \text{cm}$ 길이, $L = 14 \text{m}$ 선질량밀도, $\mu = 72.1 \text{kg/m}$ 편심량, $e = 74.2 \text{mm}$ 탄성계수, $E_p = 2 \times 10^7 \text{N/cm}^2$ 단면2차모멘트, $I = 5560 \text{cm}^4$

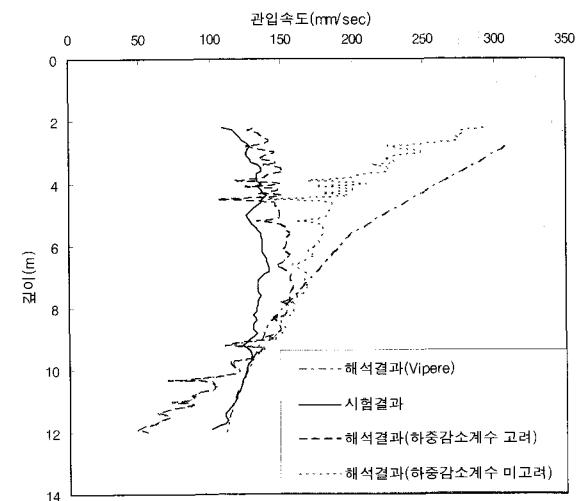


그림 6. 현장시험결과와 계산결과의 비교

그대로 인용한 것이다(Vanden Berghe, 2001).

그림 6에 나타나 있는 프로그램에 의한 해석결과는 액상화계수(L)를 10으로 하고 땜평계수(δ)를 1.0으로 하여 계산한 결과이다. 널말뚝의 횡방향 진동에 따른 하중 감소계수 고려시에는 횡방향 스프링상수값을 5,000N/m로 하여 계산하였다. 개발된 프로그램에 의한 관입속도 예측값이 부분적으로 깊이에 따라 심하게 튀는 이유는 2cm 깊이간격으로 결정된 정적 지반저항력값을 10cm 깊이간격으로 읽어 입력자료로 했기 때문에 발생한 결과로 보인다. 그림을 통해 알 수 있듯이 기존의 프로그램(vipere) 및 개발된 프로그램에서 하중감소계수를 고려하지 않은 경우 초기 관입깊이에 대한 널말뚝의 관입속도 예측결과가 실제와 상당히 차이가 남을 알 수 있다. 하중감소계수를 적용한 경우에는 관입깊이가 작은 경우 다른 두 경우에 비해 시험결과와 상당히 유사한 값을 보이며 관입깊이 10m 이후에서는 실제보다 보수적인 결과를 보임을 알 수 있다. 하중감소계수를 적용한 경우 관입깊이 전체에 대하여 관입속도 예측값은 시험결과에 의한 값에 비해 47%~120% 정도의 값을 보인다. 특히 관입깊이 10m까지는 예측값이 시험결과에 의한 값의 77%~120%로 시험결과와 유사함을 알 수 있다. 따라서 널말뚝의 횡방향진동을 하중감소계수로 고려하여 적용하는 방법을 통해 널말뚝의 초기 관입속도를 신뢰성 있게 결정할 수 있으리라 기대된다.

6. 결 론

콘관입시험결과자료와 진동타입기에 의한 진동타입 과정의 합리적 모사를 통해 널말뚝의 관입속도를 예측 할 수 있는 프로그램을 개발하였으며 개발된 프로그램에 의한 예측결과를 문헌에 소개된 현장시험결과와 비교분석하였다. 본 연구를 통해 유도된 결론은 다음과 같다.

(1) 널말뚝에 작용하는 지반의 동적 저항력을 콘관입시험 결과를 이용하여 평가하는 방법을 적용하고 진동시스템을 수치적분법을 통해 모사하여 널말뚝의 관입속도를 평가하는 기법을 개발하였다. 개발된 기법에 있어서는 널말뚝의 초기 관입깊이에 대하여 관입속도가 과대하게 예측되는 것을 극복하기 위해 널말뚝의 횡방향 진동에 따른 역학적 에너지 손실량을 정량적으로 평가하고 이를 프로그램에 반영하도록 하였다.

(2) 개발된 프로그램에 의한 예측결과를 기존의 현장시험결과와 비교하여 보았는데 횡방향진동에 따른 역학적 에너지 손실량을 고려한 경우 초기 관입깊이에 대해 해석을 통해 구한 널말뚝의 관입속도가 시험결과와 유사하게 나타나 횡방향 진동에 따른 에너지 손실량을 고려하는 방법을 통해 널말뚝의 관입속도가 과대하게 예측되는 것을 극복할 수 있을 것으로 기대된다. 널말뚝의 횡방향 진동에 따른 에너지 손실을 고려한 경우 프로그램에 의한 예측결과를 시험결과와 비교해 볼 때 총 12m의 근입깊이에 대해 예측값은 실측값의 47%~120% 사이였으며 근입깊이 10m까지는 예측값이 실측값의 77%~120% 정도로 나타났다.

(3) 본 연구를 통해 개발된 해석기법의 신뢰성을 향상시키기 위해서는 향후 다양한 현장시험을 수행하고 그 결과를 해석결과와 비교할 필요가 있다. 특히, 지반종류별 액상화계수와 땜평계수의 합리적 결정이 필요하며 말뚝의 횡방향 진동거동을 파악하여 지반조건별로 신뢰성 있는 횡방향 스프링상수를 결정할 필요가 있다. 그 밖에 관입속도에 영향을 주는 인자들에 대한 매개변수연구 또한 필요하다.

참고문헌

1. Barkan, D. D. (1957), "Foundation Engineering and Drilling by Vibration Method". *Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp.3-7.
2. Holeyman, A., (1993), *An Analytical Model-Based Computer Program to Evaluate the Penetration Speed of Vibratory Driven Sheet Piles*, Research report prepared for BBRI, HYPERVIB1, p.23.
3. Vanden Berghe, J-F. (2001), *Sand Strength Degradation within the Framework of Vibratory Pile Driving*, Ph.D. thesis presented to the Faculty of Applied Science, Universite Chatolique de Louvain., Belgium.
4. Viking, K. (2002), *Vibro-driveability, A field Study of Vibratory Driven Sheet Piles in Non-Cohesive Soils*, Ph.D. thesis, Div. of Soil and Rock Mechanics, Royal Inst. of Technology, Stockholm, Sweden.
5. Warrington, D.C. (1989), "Theory and Development of Vibratory Pile Driving Equipment". *Proceedings of the Twenty-First Annual Offshore Technology Conference*, Dallas, TX. OTC 6030, pp.541-550.
6. Wong, D., O'Neill, M. W., and Vipulanandan, C. (1992), "Modelling of Vibratory Pile Driving in Sand". *International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol.16, No.4, pp.189-210.

(접수일자 2007. 8. 21, 심사완료일 2007. 11. 20)

국내 항타강관말뚝 설계법의 신뢰성평가

Reliability Estimation of Static Design Methods for Driven Steel Pipe Piles in Korea

허 정 원¹ Huh, Jung-Won

박 재 현² Park, Jae-Hyun

김 경 준³ Kim, Kyung-Jun

이 주 형⁴ Lee, Ju-Hyung

곽 기 석⁵ Kwak, Ki-Seok

Abstract

As a part of Load and Resistance Factor Design (LRFD) code development in Korea, in this paper an intensive reliability analysis was performed to evaluate reliability levels of the two static bearing capacity methods for driven steel pipe piles adopted in Korean Standards for Structure Foundations by the representative reliability methods of First Order Reliability Method (FORM) and Monte Carlo Simulation (MCS). The resistance bias factors for the two static design methods were evaluated by comparing the representative measured bearing capacities with the design values. In determination of the representative bearing capacities of driven steel pipe piles, the 58 data sets of static load tests and soil property tests were collected and analyzed. The static bearing capacity formula and the Meyerhof method using N values were applied to the calculation of the expected design bearing capacity of the piles. The two representative reliability methods (FORM, MCS) based computer programs were developed to facilitate the reliability analysis in this study. Mean Value First Order Second Moment (MVFOSM) approach that provides a simple closed-form solution and two advanced methods of FORM and MCS were used to conduct the intensive reliability analysis using the resistance bias factor statistics obtained, and the results were then compared. In addition, a parametric study was conducted to identify the sensibility and the influence of the random variables on the reliability analysis under consideration.

요 지

본 논문에서는 국내 하중저항계수설계법 개발의 일환으로 구조물기초설계기준에 적용된 항타강관말뚝의 두 정역학적 지지력공식에 대하여 대표적인 신뢰성분석기법인 일차신뢰도법(FORM)과 몬테카를로 시뮬레이션(MCS)을 이용한 강도 높은 신뢰성해석을 수행하고 그 신뢰성수준을 평가하였다. 두 정역학설계법에 대한 저항편향계수는 대표 측정지지력과 설계지지력을 비교함으로써 평가하였다. 국내 정재하시험 및 지반조사 자료를 수집하여 말뚝의 측정 극한지지력을 결정하였고, 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식을 이용하여 설계 극한지지력을 산정하였다. 정확하고 효율적인 신뢰성평가를 위해 일차신뢰도법 및 몬테카를로 시뮬레이션 기반의 컴퓨터 프로그램을 개발하였다. 저항편향계수의 통계치를 이용하여 명시적 형태의 간편법인 평균일계이차모멘트법(MVFOSM)과 개선된 방법인 일차신뢰도법 및 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰성해석을 수행하여 그 결과를 비교하였다. 또한 신뢰성 분석에 대한 주요 확률변수의 영향정도와 민감도를 파악하기 위하여 매개변수연구를 수행하였다.

Keywords : Driven steel pipe pile, FORM, LRFD, MCS, Reliability analysis

1 정희원, 전남대학교 건설환경공학부 조교수 (Member, Assistant prof., Dept. of Civil and Environmental Engng., Chonnam National Univ.)

2 정희원, 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Geotech. Engrg. Research Dept., KICT)

3 정희원, 노스캐롤라이나 주 교통국, 동부지역 지반공학부장 (Member, Eastern Regional Geotech. Manager, North Carolina DOT)

4 정희원, 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 연구원 (Member, Researcher, Geotech. Engrg. Research Dept., KICT)

5 정희원, 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 책임연구원 (Member, Research fellow, Geotech. Engrg. Research Dept., KICT, kskwak@kict.re.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

지난 20여 년간 미국, 캐나다 및 유럽연합을 포함한 선진국의 구조·지반공학 설계는 전통적인 허용응력설계법에서 한계상태설계법(AASHTO, 2004; Eurocode 7, 1994)으로 전환이 급속히 진행되었으며, 특히 미국의 경우 2007년부터 교량설계 시 한계상태설계법의 하나인 하중저항계수설계법(Load and Resistance Factor Design; LRFD)의 사용이 의무화되었다. 이러한 하중저항계수설계법은 구조물에 작용하는 하중과 지반의 저항력 그리고 이들의 불확실성을 고려한 하중계수와 저항계수의 유기적인 조합으로 구성되며, 구조물 안전도를 정량적으로 고려하여 요구되는 안전성에 적합한 설계가 가능도록 한다. 이러한 하중저항계수설계법의 개발을 위해서는 신뢰성해석에 기반을 둔 하중과 저항성능에 대한 불확실성의 정량화 즉, 하중계수와 저항계수의 결정이 필수적이며, 특히 지반 및 기초구조물의 경우 변동성과 불확실성의 정도가 큰 저항계수의 산정은 매우 중요하다.

본 연구는 국내 기초구조물에 대한 저항계수 산정 및 하중저항계수설계법 개발의 일환으로 토목구조물의 기초로 범용화 되어있는 항타강관말뚝 지지력에 대한 저항편향계수의 통계특성치를 평가하고, 대표적인 신뢰성 해석기법인 일차신뢰도법(First Order Reliability Method; FORM)과 몬테카를로 시뮬레이션(Monte Carlo Simulation; MCS)에 기초한 컴퓨터 프로그램을 개발하여 국내 항타강관말뚝의 설계법에 대한 신뢰성수준을 평가하는데 목표를 두었다. 이를 위해 우선 국내 전역에서 실시된 많은 수의 항타강관말뚝 현장 재하시험 및 지반조사 자료를 수집하여 국내외의 기준에 따른 극한지지력을 산정하여 말뚝의 기준 극한지지력을 결정하고, 지반조사 및 실내실험 결과를 이용하여 현재 국내에서 일반적으로 사용되는 두 가지 지지력 공식에 따른 설계 극한지지력을 산정하였다. 이 값들에 대한 통계분석을 통하여 저항편향계수의 통계특성치인 평균과 표준편차(또는 변동계수)를 산정하고 적합한 확률분포형태를 결정하였으며, 개발된 두 기법의 프로그램을 사용하여 국내 항타강관말뚝의 지지력 산정 방법에 따른 신뢰도수준을 평가하였다.

2. 신뢰성평가 기법 및 프로그램 개발

신뢰성평가는 미리 결정된 성능기준인 한계상태함수

에 대하여 평가하며, 이러한 한계상태함수는 모든 하중 변수와 저항력에 관련된 변수들 상호간의 함수적 관계를 명시적인 형태 또는 유한요소 및 유한차분 알고리즘과 같은 암시적인 형태로 표현된다. 일반적인 한계상태 함수에 대한 파괴학률은 아래 식 (1)로 표현되는 다차원 적분식으로 정의된다(허정원, 2003).

$$P_f = \int \cdots \int_{g(X) < 0} f_X(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1, dx_2, \dots, dx_n \quad (1)$$

여기서, $f_X(x_1, x_2, \dots, x_n)$ 은 기본 확률변수 X_1, X_2, \dots, X_n 의 결합 확률밀도함수(joint probability density function)이다. 대부분의 실제적인 공학문제에서 한계상태함수에 포함되는 기본 확률변수들의 결합 확률밀도함수를 정의하는 것은 거의 불가능하며, 또한 확률변수의 수가 많아지면 식 (1)의 직접적인 다중적분 해석을 통한 파괴학률 산정은 매우 어렵다. 이러한 실제적인 경우에 파괴학률을 계산하기 위하여 해석적 근사 또는 수치시뮬레이션에 기초한 대표적인 다음의 두 가지 기법이 적용된다. 각 확률변수의 평균과 분산 그리고 분포형태를 이용하여 신뢰도지수(reliability index)를 근사적으로 산정하는 모멘트법이라고도 불리는 Level II 기법과 몬테카를로 시뮬레이션으로 대표되는 파괴학률을 직접 산정하는 Level III 기법이다. Level II 기법에는 평균일계이차모멘트법(Mean Value First Order Second Moment Method; MVFOSM), 일반화된 안전지수법(Generalized Safety Index Method) (Hasofer 와 Lind, 1974)을 포함하는 일차신뢰도법, 그리고 이차신뢰도법(Second Order Reliability Method; SORM) 등이 있다.

미국 AASHTO LRFD 교량 설계기준(2004)의 말뚝기초설계에 대한 저항계수 산정에 적용된 평균일계이차모멘트법은 명시적인 해석해(closed-form analytical solution)를 얻을 수 있는 가장 간단한 신뢰성해석 방법으로서, 확률변수들의 평균값에서 선형화된 한계상태함수의 일계 테일러급수 근사(a first-order Taylor series approximation) 및 확률변수의 이차모멘트인 평균과 표준편차만을 사용하여 신뢰도지수를 산정한다. 식 (2)와 같이 하중(Q)과 저항(R)의 두 확률변수를 갖는 가장 간단한 경우의 한계상태함수에서 두 확률변수가 통계적으로 독립이며 모두 대수정규분포를 따른다고 가정하고 하중을 사하중(Q_D)과 활하중(Q_L)의 조합으로 고려하면, 평균일계이차모멘트법에 의한 신뢰도지수(β)는 식 (3)과 같이 명시적으로 나타낼 수 있다(Paikowsky, 2004).

$$g(R, Q) = \ln(R) - \ln(Q_D + Q_L) = \ln\left(\frac{R}{Q_D + Q_L}\right) \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{\ln\left[\left(\frac{\lambda_R FS(Q_D + Q_L)}{\lambda_{QD} Q_D + \lambda_{QL} Q_L}\right)\sqrt{\frac{1 + \delta_{QD}^2 + \delta_{QL}^2}{1 + \delta_R^2}}\right]}{\sqrt{\ln[(1 + \delta_R^2)(1 + \delta_{QD}^2 + \delta_{QL}^2)]}} \\ &= \frac{\ln\left[\left(\frac{\lambda_R FS(Q_D/Q_L + 1)}{\lambda_{QD} Q_D/Q_L + \lambda_{QL}}\right)\sqrt{\frac{1 + \delta_{QD}^2 + \delta_{QL}^2}{1 + \delta_R^2}}\right]}{\sqrt{\ln[(1 + \delta_R^2)(1 + \delta_{QD}^2 + \delta_{QL}^2)]}} \end{aligned} \quad (3)$$

여기서, λ_R , λ_{QD} , λ_{QL} 은 각각 저항, 사하중 및 활하중 편향계수의 평균값이며, δ_R , δ_{QD} , δ_{QL} 은 저항, 사하중 및 활하중 편향계수의 변동계수, FS 는 안전율(safety factor)이다.

평균일계이차모멘트법은 확률변수가 정규분포 형태가 아니거나 한계상태함수가 비선형일 경우 신뢰성분석 결과에 상당한 오차가 발생할 수 있다. 이러한 문제점을 해결하기 위하여 비정규분포의 설계변수 또는 비선형 한계상태함수에 대하여 정식화 형태에 관계없이 일관된 신뢰도지수를 산정할 수 있는 일차신뢰도법이 여러 연구자들에 의해 개발되었다(Hasofer 와 Lind, 1974 ; Rackwitz 와 Fiessler, 1978). 일차신뢰도법은 파괴면상의 한 점에서 한계상태함수를 선형 근사하며 비정규분포를 보이는 설계변수를 표준정규분포로 변환하는 기법을 적용함으로써 평균일계이차모멘트법의 단점을 극복하였다. 일차신뢰도법은 설계변수의 표준정규분포 공간 원점으로부터 한계상태인 파괴면까지의 최단거리를 신뢰도지수로 정의하고 신뢰도지수로써 한계상태함수의 신뢰성 또는 안전도를 정량화한다. 일차신뢰도법은 반복 알고리즘을 통한 계산상의 높은 효율성과 정확성 그리고 확률변수들의 민감도 및 파괴점 확인이 가능한 장점 등으로 인해 신뢰성평가를 위해 가장 많이 적용되고 있는 방법 중의 하나이다(Nowak, 1999; Ayyub 와 Assakkaf, 1999).

한편 몬테카를로 시뮬레이션은 신뢰성평가 시 한계상태함수에 정의된 모든 확률변수의 정확한 확률분포를 따르도록 인위적으로 난수를 발생시키고 한계상태 결과를 나타내는 누적회수를 전체 모의회수에 대한 비율로 표현함으로써 직접적인 파괴확률을 산정하므로, 해석 알고리즘이 여타의 수학적 방법에 비해 간단하고 주로 작은 오차의 공학적 문제해결 및 불확실성 분석에 효과적으로 이용되고 있다(Maurice 등, 2000). 즉, 신뢰

성해석 기법 중에서 가장 정확하고 일관된 결과를 제공한다(Haldar 와 Mahadevan, 2000).

본 연구에서는 이러한 최신 연구동향을 반영하고 결과의 정확성, 신뢰성을 확보하기 위해 기초구조물의 정역학적 설계법과 기초구조물 재원, 그리고 다양한 지반물성치에 내재하는 불확실성에 대한 정량적 평가가 가능한 일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션에 기초한 프로그램을 개발하고, 이를 적용하여 신뢰성평가를 수행하였다.

2.1 일차신뢰도법 (FORM)

일차신뢰도법은 원래 하중과 저항의 확률변수로 표현되는 한계상태함수, $g(X) = 0$ 을 표준정규변량의 한계상태함수, $g(X') = g(X'_1, X'_2, \dots, X'_n) = 0$ 으로 변환한 후, 전형적인 최적화 과정인 식 (4)를 수행하기 위해 라그랑주(Lagrange) 승수기법 등을 이용한 반복법을 적용하여 일반화된 안전지수인 β 로 표현되는 원점에서 한계상태 함수까지의 최소거리를 구하는 방법이다(Thoft-Christensen 과 Baker, 1982). 여기서, 신뢰도지수 산정을 위해 구해진 한계상태식 상의 점은 다중 확률변수들의 결합확률밀도함수와 한계상태면이 만나는 영역의 최대값의 점이며 이를 설계점(design point) 또는 검증점(checking point)라고 한다.

$$d = \beta = \sqrt{X'_1^2, X'_2^2, \dots, X'_n^2} = (X'^t X')^{1/2} : \text{최소화} \quad (4)$$

여기서, X'_i 는 평균값이 영(零)이고 단위표준편차를 가지는 확률변수로 식 (5)와 같이 무상관 표준화 정규변량으로 정의된다.

$$X'_i = (X_i - \mu_{X_i}^N) / \sigma_{X_i}^N \quad (5)$$

여기서, $\mu_{X_i}^N$ 와 $\sigma_{X_i}^N$ 는 각각 등가평균과 등가표준편차로서, 설계점에서 비정규분포 확률변수의 누적분포함수(cumulative distribution function; CDF)와 확률밀도함수(probability density function; PDF)를 각각 등가의 정규분포변수와 등치(等值)시켜 확률변수들의 분포정보를 고려하기 위하여 Rackwitz 와 Fiessler(1978)는 아래와 같이 제안하였다.

$$\mu_{X_i}^N = X_i^* - \Phi^{-1}[F_i(X_i^*)] \sigma_{X_i}^N \quad (6)$$

$$\sigma_{X_i}^N = \frac{\phi\{\Phi^{-1}[F_i(X_i^*)]\}}{f_i(X_i^*)} \quad (7)$$

여기서, f_i 와 F_i 는 각각 비정규분포 확률변수 X_i 의 확률밀도함수(PDF)와 누적분포함수(CDF)이며, ϕ 와 Φ 는 각각 표준정규분포 변수의 확률밀도함수와 누적분포함수이다.

일차신뢰도법에서 파괴확률은 식 (4)에서 구해진 신뢰도지수와 파괴확률의 상관식 [$p_f \approx \Phi(-\beta)$]을 이용하여 근사적으로 계산된다. 일차신뢰도법의 기본 개념과 해석적 절차는 Hasofer 와 Lind(1974), Rackwitz 와 Fiessler (1978), 그리고 Ellingwood 등(1980)에 의해 평균일계이차모멘트법을 개선하기 위해 개발 되었으며 그 기본적인 이론은 앞서 설명한 바와 같다. 일차신뢰도법에서는 한계상태함수가 파괴 곡선상의 한 점에서 선형화되므로, 한계상태함수가 선형이고 모든 불특정 변수가 상호 독립이며 정규분포를 이루면 일차신뢰도법은 평균일계이차모멘트법과 동일한 신뢰도지수를 산출한다. 그러나 일반적인 경우에는 비선형성을 보인다. 본 연구는 불특정 변수들이 대수정규분포를 따르고 한계상태함수가

비선형이라는 점을 고려하여 Rackwitz와 Fiessler가 개발한 반복 알고리즘을 해석기법으로 채택하였으며, 반복계산 수행을 원활하게 하기 위해 일차신뢰도법에 기초한 신뢰도해석 프로그램 “FORMRA”을 개발하였다 (그림 1).

2.2 몬테카를로 시뮬레이션 (Monte Carlo Simulation)

일반적으로 몬테카를로 시뮬레이션은 다양한 신뢰성 기법들 중에서 개념적으로 용이하고 적용성이 뛰어나며 일관된 결과를 제공하는 것으로 알려져 있다. 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 수치해석을 위해서는 식 (1)과 동가인 다음 식을 사용한다.

$$P_f = E[I(x)] = \int_D I[x] f(x) dx \quad (8)$$

여기서, $I[x]$ 는 파괴 지시함수(indicator function)로서 아래와 같은 이항(binary) 성질을 갖는다.

$$I[x] = I[g(x)] = \begin{cases} 1 & \text{if } g(x) \leq 0 \\ 0 & \text{if } g(x) > 0 \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{파괴} \\ \text{안전} \end{matrix} \quad (9)$$

식 (9)의 파괴확률 P_f 는 지시함수 $I[x]$ 의 기대치를 나타내므로 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률은 다음 식을 사용하여 추정할 수 있다.

$$P_f = P_f^{MC} = \frac{1}{N_s} \sum_{i=1}^{N_s} \sum_{j=1}^{N_r} I[x_{ij}] \quad (10)$$

여기서, 위 첨자 MC는 몬테카를로 시뮬레이션 방법으로 구한 추정치, 그리고 N_s 와 N_r 은 각각 표본의 개수 (즉, 시뮬레이션의 횟수)와 확률변수의 개수를 나타내며, x_{ij} 는 그림 2에 도시된 역변환법을 이용하여 난수 u_{ij} 에 대해 결합 확률밀도함수 $f_j(X)$ 로부터 취한 표본치로 다음과 같이 구한다.

먼저, 정의된 한계상태함수에 포함된 확률변수의 통계특성치를 입력하고 0에서 1사이의 균등하게 분포하는 난수를 원하는 시뮬레이션의 횟수만큼 생성한다. 다음으로 0과 1사이의 균일한 난수 u_{ij} 를 적절한 통계적 특성 즉, 분포형태의 변량으로 변환한다. 이 과정을 역변환법 (inverse transformation technique)이라 한다. 여기서 확률변수의 누적확률분포는 발생된 난수 u_{ij} 와 같다 [$F_{X_j}(x_{ij}) = u_{ij}$]. 따라서 x_{ij} 는 다음 식 (11)과 같이 표현된다.

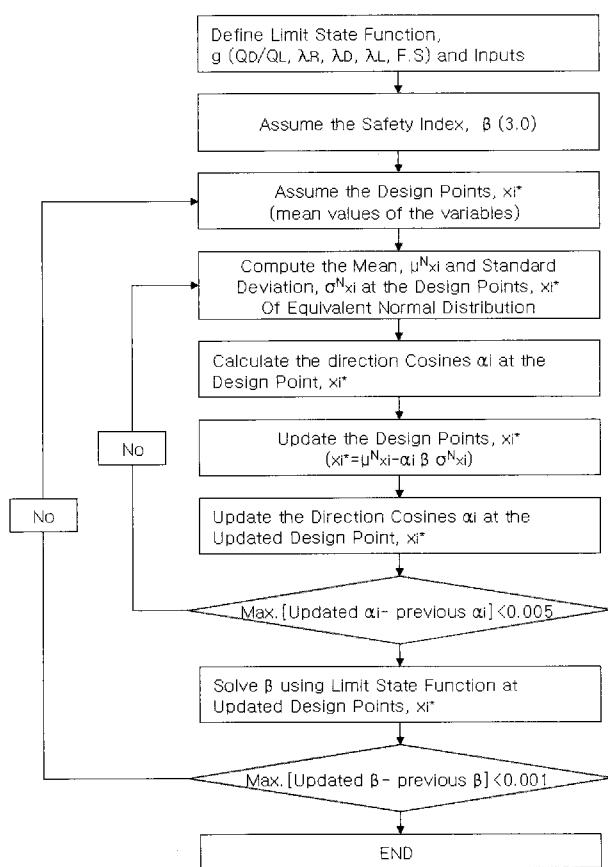


그림 1. 일차신뢰도법 알고리즘의 흐름도

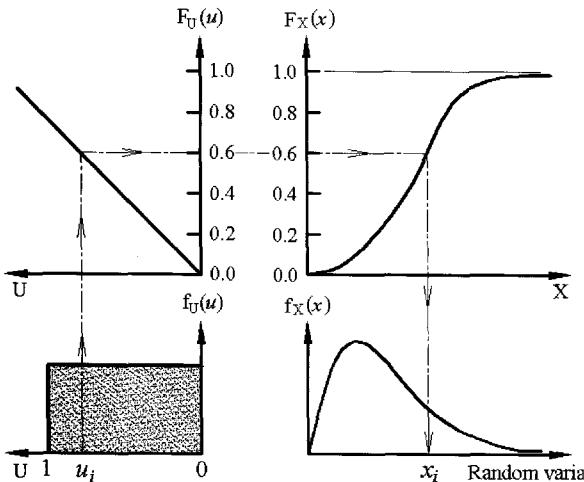


그림 2. 역변환법(inverse transformation technique)

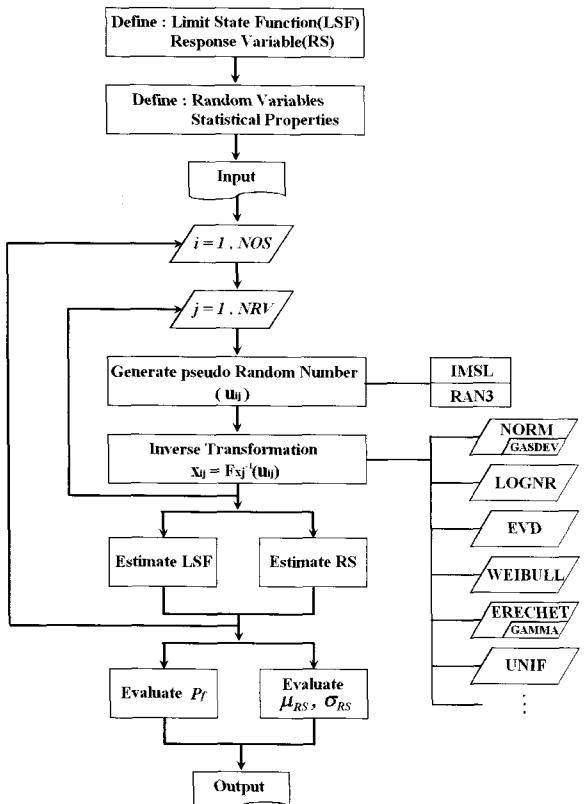


그림 3. 몬테카를로 시뮬레이션 알고리즘의 흐름도

$$x_{ij} = F_{X_j}^{-1}(u_{ij}) \quad (11)$$

역변환법을 통하여 시뮬레이션 횟수만큼 한계상태함수가 평가되며, 최종적으로 파괴확률 P_f 또는 응답변수의 통계특성치인 평균 μ_{RS} 와 표준편차 σ_{RS} 를 산정한다. 이상과 같이 전통적인 몬테카를로 시뮬레이션 방법은 기본 확률변수의 밀도함수로부터 직접 표본을 취하여 파괴확률을 구하기 때문에 파괴영역에서 표본이 추출

될 확률은 계산된 파괴확률과 거의 일치한다(Haldar 와 Mahadevan, 2000). 본 연구에서는 그림 3의 절차에 따르는 알고리즘의 반복수행을 원활하게 하기 위해 몬테카를로 시뮬레이션에 기초한 신뢰도해석 프로그램 ‘MCSRA’을 개발하였다(한국건설기술연구원, 2007).

3. 저항편향계수의 통계특성치 산정

항타강관말뚝의 저항편향계수 산정 및 신뢰성수준을 평가하기 위해서는 극한지지력을 확인할 수 있는 재하시험 자료의 확보가 필수적이므로 연구용 보고서나 학위논문, 논문집, 설계자료 등 2200여개 이상의 자료와 건설교통부 지방국토관리청 관내 전국의 약 320여 도로 건설 현장에서 수행된 재하시험 및 지반조사 자료를 수집하여 분석하였다. 2500여개 이상의 자료 중 극한지지력의 확인이 가능하고, 지반조사 및 실내실험 자료가 함께 확보되어 신뢰성분석에 적용할 수 있는 항타강관말뚝 정재하시험 자료 수는 총 58개로 판명되었다. 선정된 재하시험 자료에 대한 분류 결과 다양한 말뚝 제원과 전반적인 국내 지반 특성을 대변할 수 있는 자료로 확인되었으며(곽기석 등, 2006), 또한 선단 및 주면 지층 분석 결과 단일 지층 보다는 모래질, 자갈질, 실트질, 점토질 등 여러 가지 상이한 지층이 섞여 있는 혼합토 지층으로 나타났는데, 이는 국내의 지반 특성이 그대로 반영된 것으로 판단된다.

선정된 58개 재하시험 자료에 대해, 지반 특성 및 말뚝 지지거동을 고려한 신뢰성분석을 실시하기 위해서 선단부 평균 N치 50을 기준으로 자료를 두 그룹으로 분류하였다: N<50, N≥50. 58개의 재하시험 자료 중 선단부 N치가 50보다 큰 경우는 29개(50%), 50보다 작은 경우 26개(45%), 알 수 없는 경우 3개(5%)로써 선단부 N치 50을 기준으로 자료가 양분되는 것으로 나타났다(한국건설기술연구원, 2007).

3.1 재하시험에 의한 측정 극한지지력의 평가

정재하시험의 하중-침하 곡선으로부터 측정 극한지지력을 평가하기 위해서 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)과 깊은 기초의 저항계수 결정에 관한 미국의 NCHRP 연구보고서(Paikowsky, 2004) 등 다양한 국내외 설계기준에서 제안하는 다음의 6가지 방법을 적용하였다: Davisson 기준, Shape of Curve 기준, DeBeer 기준,

전침하량 기준($\Delta=25.4\text{mm}$ 기준, $\Delta=0.1B$ 기준), ASCE 20-96 기준(ASCE, 1997). 6가지 기준에 의해 산정한 극한지지력의 평균값과 각 기준에 의한 결과를 통계 분석하여 말뚝의 대표 측정 극한지지력을 결정하였다. 전체 자료에 대한 극한지지력 평균값에 대한 각 기준에 의한 극한지지력의 통계분석 결과는 표 1과 같다. 여기서, K_{sx} 는 각 기준에 의한 지지력 값에 대한 평균값의 비(평균/각 기준에 의한 지지력)이다.

표 1에 나타난 바와 같이 DeBeer 기준, 전침하량 기준은 적용가능 대상 자료의 수가 상대적으로 적었고, ASCE 20-96 기준은 K_{sx} 의 평균값이 1.0보다 작아서 타 방법과 비교하여 지지력을 과대평가하는 경향을 보임으로써 부적합한 것으로 판단하여 제외하였다. Shape of Curve 기준과 DeBeer 기준은 주관적 판단여부가 지지력 결정에 지대한 영향을 미치는 특성상 부적합한 것으로 판단하여 제외하였다. Davisson 기준은 반복 가능한 과정을 통해 객관적 수치를 얻을 수 있는 방법으로서 K_{sx} 의 분산성이 낮았으며 많은 자료에 적용 가능하여

표 1. 각 기준에 따른 측정 극한지지력 특성

기준	유효 자료수	K_{sx} 평균	K_{sx} 표준편차
Davisson 기준	55	1.01	0.12
Shape of Curve 기준	55	1.03	0.11
DeBeer 기준	39	1.11	0.14
전침하량 기준	$\Delta=25.4\text{mm}$ 기준	1.08	0.22
	$\Delta=0.1B$ 기준	0.87	0.09
ASCE 20-96 기준	50	0.96	0.09

우수한 적용성을 보였다. 따라서 본 연구에서는 말뚝의 대표 측정지지력으로 Davisson 기준(이 방법은 항복 지지력을 이용)에 의한 결과를 적용하였다.

3.2 국내의 지지력공식에 의한 설계 극한지지력의 평가

지지력공식에 의한 설계 극한지지력을 산정하기 위해서 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)에서 제안하고 있는 정역학적 지지력공식 및 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하였다. 말뚝제원과 지반조건 등은 정재 하시험과 동일하게 적용하였다. 설계 극한지지력 산정에 적용된 정역학적 지지력공식 및 Meyerhof 경험식은 각각 식 (12), 식 (13)과 같다.

$$Q_u = (\sigma_v' N_q + c N_c) A_p + \sum f_s A_s \quad (12)$$

여기서, σ_v' 는 말뚝 선단 깊이의 유효상재압(한계관입깊이=20B, B=말뚝직경), N_q , N_c 는 깊은기초의 지지력계수, c는 말뚝지지층의 점착력, A_p 는 말뚝 선단 지지면적, A_s 는 말뚝 주면적, f_s 는 단위면적당 최대주면마찰력($=\alpha c_u + K_s \sigma_v' \tan\delta$), α 는 부착력계수, c_u 는 주면지반비배수전단강도, K_s 는 말뚝면에 작용하는 법선토압계수($=1.4(1-\sin\phi)$), δ 는 말뚝과 주변 흙사이의 마찰각($=20^\circ$)이다.

$$Q_u = m N_{60} A_p + n \overline{N}_{60} A_s \quad (13)$$

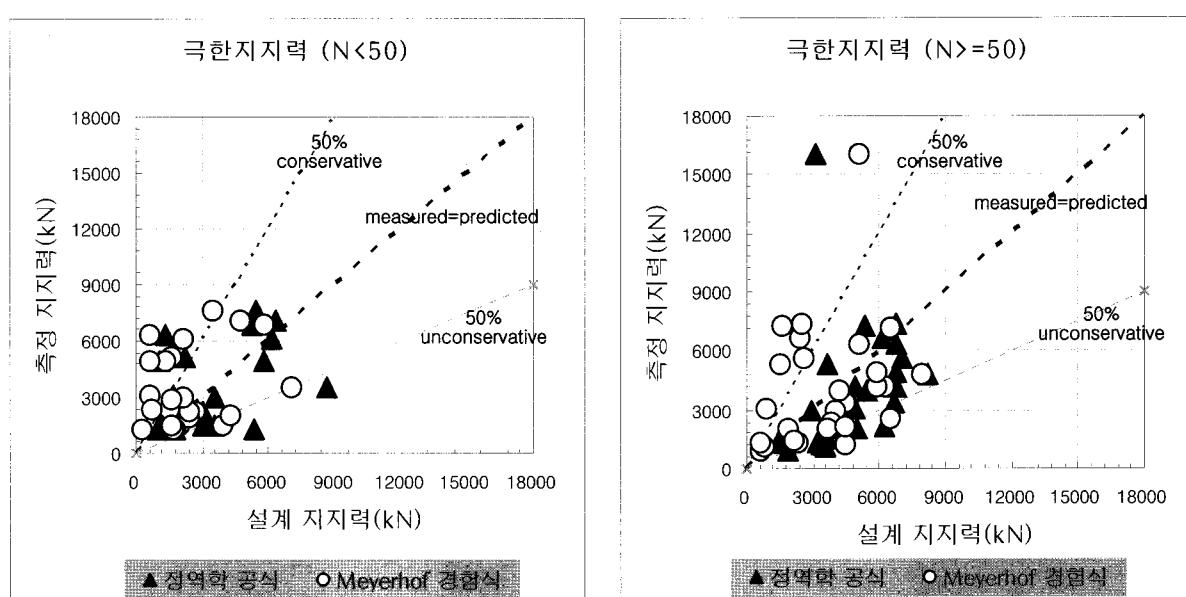


그림 4. 측정 극한지력과 설계 극한지력

여기서, $m = 3(\frac{L_b}{B}) \leq 30$, $mN_{60} \leq 1500 \text{ tf}/m^2$, L_b 는 말뚝의 지지층 관입깊이, A_p 는 말뚝 선단 지지면적, A_s 는 사질토 지반에 묻힌 말뚝의 겉면적, N_{60} 은 말뚝 선단부근의 N 값, \bar{N}_{60} 은 말뚝 주면부 사질토 지반의 평균 N 값, $n = \frac{1}{5}$, $n\bar{N} \geq 10 \text{ tf}/m^2$ 이다.

Davission 기준으로 산정한 측정 극한지지력과 정역학적 지지력공식, Meyerhof 경험식으로 산정한 설계 극한지지력을 비교 도시한 결과는 그림 4와 같다. 두 가지 공식에 의한 설계 극한지지력은 모두 측정 극한지지력과 뚜렷한 경향성을 나타내지 않았다. 선단부 N치 50 미만의 경우 Meyerhof 경험식이 지지력을 보수적으로 평가하는데, 이에 반하여 선단부 N치 50 이상의 경우에

는 정역학적 지지력공식이 Meyerhof 경험식에 비해 다소 지지력을 과대평가하는 경향이 있음을 알 수 있다.

3.3 저항편향계수(resistance bias factor)의 통계특성치 산정

저항편향계수는 측정 극한지지력과 설계 극한지지력의 비(측정 극한지지력/설계 극한지지력)로 정의되며 다양한 요인의 저항 불확실성을 대변하는 값이다(Goble, 1999). 재하시험으로부터 결정된 측정 극한지지력과 지지력 공식에 의해 산정된 설계 극한지지력의 분석을 통하여 저항편향계수를 결정하였고, 이들 자료의 통계분석을 수행하여 그 결과를 표 2에 제시하였다. 신뢰성해석에 적용될 통계특성치의 신뢰성 있는 결과도출을 위

표 2. 저항편향계수의 통계특성

구 분	선단부 N치 50 미만		선단부 N치 50 이상	
	정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식	정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식
저항편향계수 (λ_R)	평균	1.010	1.782	0.730
	표준편차	0.520	1.377	0.309
	변동계수	0.515	0.773	0.423

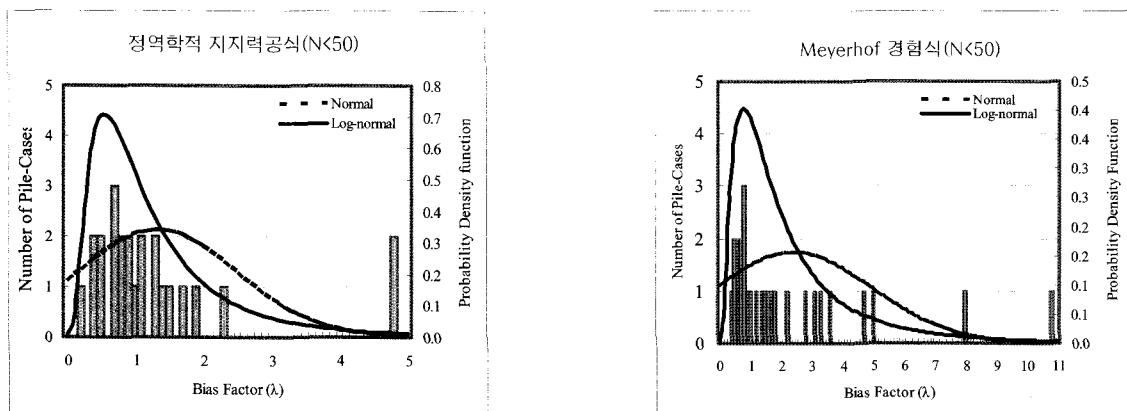


그림 5. 저항편향계수 확률밀도함수($N<50$)

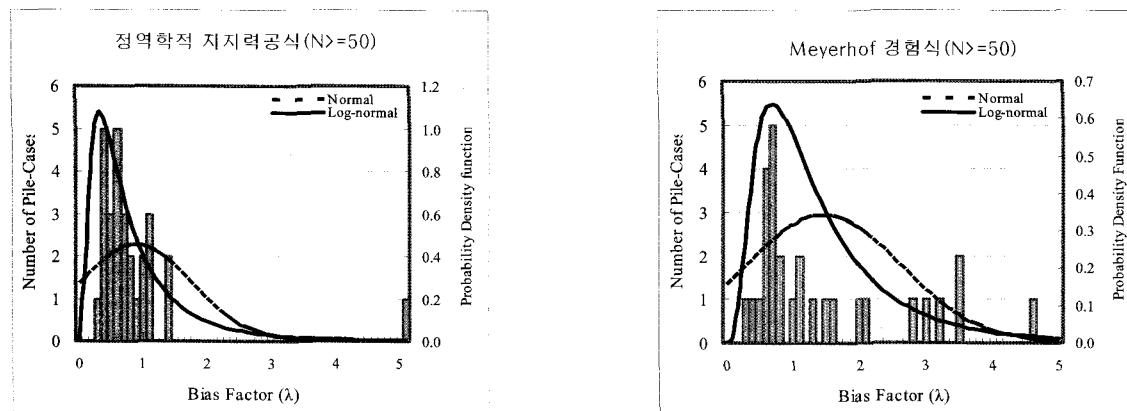


그림 6. 저항편향계수 확률밀도함수($N \geq 50$)

하여 일반적인 저항편향계수 범위[평균±(2×표준편차)]를 벗어난 값은 통계 분석에서 제외하는 것이 합리적이므로(Paikowsky, 2004), 본 연구에서는 이를 고려하여 저항편향계수의 통계특성치를 산정하였다. 선단부 N치가 50 미만인 경우 정역학적 지지력공식은 저항편향계수의 평균값이 1.0에 근접한 값을 보였고 Meyerhof 경험식은 1.0보다 커서 설계 지지력을 보수적으로 평가하는 경향을 알 수 있다. 선단부 N치가 50 이상인 경우 정역학적 극한지지력공식은 측정 극한지지력에 비해서 다소 지지력을 과대평가하는 경향을 나타내어 신뢰도 수준이 낮게 평가될 것으로 예상할 수 있다. Meyerhof 경험식은 지지력을 보수적으로 평가하는 경향을 나타내었다. 변동계수는 선단부 N치가 50미만인 경우와 50 이상인 경우 모두 정역학적 지지력공식보다 Meyerhof 경험식이 더 크게 나타났다.

그림 5와 6은 각각 선단부 N치가 50 미만인 경우 및 50 미만인 경우에 대한 두 가지 지지력 공식의 저항편향계수 히스토그램과 확률밀도함수이다. 정역학적 지지력 공식과 Meyerhof 경험식 모두 저항편향계수의 분포는 대수정규분포에 적합한 것을 알 수 있다.

4. 국내 항타강관말뚝 지지력 설계법의 신뢰성평가

말뚝기초설계의 신뢰성은 파괴화률 또는 신뢰도지수의 항으로 표현된다. 본 연구에서는 지지력 설계법에 대한 신뢰성을 평가하기 위하여 2장에서 설명된 대표적인 세 가지 방법을 적용하고 그 결과를 비교 분석하였다. 즉, 식 (3)과 같이 명시적으로 표현되는 미국 AASHTO 설계기준의 저항계수 산정에 적용된 평균일계이차모멘트법과 본 연구에서 개발한 프로그램에 의한 일차신뢰도법 및 몬테카를로 시뮬레이션을 적용하였다. 신뢰성 평가를 위해서는 하중관련 정보인 하중편향계수의 통계치와 저항관련 정보인 저항편향계수의 통계치가 결정되어야 한다. 본 연구에서 국내의 지반 및 실무 특성을 고려하여 산정한 저항편향계수의 통계특성 값은 이미 표 2에 제시하였다. 하중편향계수는 측정된 실제 하중에 대한 공칭하중의 비로 정의된다. 본 연구에서는 미

연방도로국 LRFD 교량설계시방서에 사용된 하중편향계수의 통계특성 값을 적용하였다. 이는 한국에서의 하중 통계치가 미국에서 사용되는 하중통계와 유사하다는 가정을 전제로 한 것으로, 현재 국내에서도 국내의 현실을 고려한 하중통계특성에 대한 연구가 구조분야에서 진행되고 있으므로 이에 대한 자료를 차후 활용할 수 있으리라 판단된다. 미연방도로국 LRFD 시방서의 강도 I의 경우를 말뚝의 극한지지력을 위한 극한하중 경우로 고려하였으며, 아래 표 3에 제시된 하중 통계치가 신뢰성해석에 사용되었다.

Hansell 과 Viest(1971)는 활하중에 대한 사하중의 비를 아래의 실험식으로 표현할 수 있다고 보고하였다.

$$Q_D/Q_L = (1 + I)(0.0132L) \quad (14)$$

여기서, I 는 동하중 충격계수로서 LRFD 하중에 대해서는 0.33을 적용하며 L 은 ft 단위의 교량지간장이다. 한국의 교량지간장 조사에 의하면 30M± (또는 98ft±)의 범위가 가장 일반적 경우인 것으로 보고되어, 식 (14)에 의해 계산된 $Q_D/Q_L = 1.72$ 의 값을 신뢰성해석에 적용하였다.

4.1 MVFOSM 및 FORM에 의한 국내 항타강관말뚝 지지력의 신뢰수준 평가

현행 국내 말뚝기초설계기준은 말뚝의 극한지지력에 대하여 최소 3의 안전율을 규정하고 있으며, 종종 실무에서는 3 보다 큰 안전율을 적용하고 있다. 이에 따라서 본 연구에서는 현행 국내의 실무에서 적용되는 것으로 기대되는 안전율 3.0, 3.5, 4.0, 4.5 및 5.0에 대하여 앞서 얻어진 하중 및 저항의 통계특성치를 식 (3)에 적용하여 평균일계이차모멘트법에 의한 신뢰성분석을 수행하였다. 말뚝의 선단지지조건별 두 가지 설계법에 대하여 계산된 신뢰도지수를 표 4에 요약하였다.

평균일계이차모멘트법을 이용한 해석에서 한계상태 함수 g 는 파괴표면상의 한 점에서가 아닌 확률변수들의 평균값에서 선형화되었기 때문에, $g = \ln(R/Q)$ 의 경우와 같이 한계상태함수가 비선형일 때는 테일러급수 근

표 3. 하중편향계수의 통계특성치

구 분	사하중 편향계수(λ_{QD})			활하중 편향계수(λ_{QL})		
	평균	변동계수	분포특성	평균	변동계수	분포특성
값	1.05	0.10	대수정규분포	1.15	0.20	대수정규분포

표 4. MVFOSM 및 FORM에 의해 계산된 항타강관말뚝 지지력의 신뢰도지수

Case 안전율	선단부 N치 50 미만(N<50)						선단부 N치 50 이상(N≥50)					
	정역학지지력공식			Meyerhof 경험식			정역학지지력공식			Meyerhof 경험식		
	MVFOSM	FORM	차이 (%)	MVFOSM	FORM	차이 (%)	MVFOSM	FORM	차이 (%)	MVFOSM	FORM	차이 (%)
3.0	1.749	1.854	6.0	1.923	1.980	2.9	1.391	1.514	8.8	1.569	1.616	3.0
3.5	2.038	2.165	6.2	2.138	2.202	3.0	1.725	1.884	9.2	1.787	1.844	3.2
4.0	2.289	2.435	6.4	2.323	2.396	3.1	2.014	2.204	9.4	1.976	2.041	3.3
4.5	2.510	2.673	6.5	2.487	2.567	3.2	2.269	2.486	9.6	2.143	2.215	3.4
5.0	2.707	2.886	6.6	2.634	2.720	3.3	2.497	2.738	9.6	2.292	2.371	3.4

사에서 고차항의 무시로 인하여 중요한 오차를 포함할 수 있다. 또한 형태가 다르지만 역학적으로 등가인 두 한계상태함수에 대하여 다른 신뢰성지수가 계산되는 문제점을 포함하고 있다. 이러한 평균일계이차모멘트법의 결점을 극복하기 위해서 본 연구에서는 일차신뢰도법을 이용한 신뢰성분석을 수행하고자 하며, 일차신뢰도법 해석을 위하여 식 (2)의 한계상태함수 $g(R, Q)$ 는 역학적으로 등가인 아래 식 (15)와 같이 표현할 수 있다.

$$g = R - (Q_D + Q_L) = \{\lambda_R FS(Q_D/Q_L + 1)\} - \{\lambda_{QD}(Q_D/Q_L) + \lambda_{QL}\} \quad (15)$$

여기서, λ_R , λ_{QD} , λ_{QL} 은 각각 저항편향계수, 사하중편향계수 및 활하중편향계수로 대수정규분포를 갖는 확률변수이며, FS와 Q_D/Q_L 은 확정변수로서 앞서 설명하였다.

앞서 2.1절에서 설명한 일차신뢰도법 기반 프로그램에 하중 및 저항의 통계특성치와 식 (15)의 한계상태함수를 적용한 신뢰도지수를 계산하여 표 4에 제시하였다. 그리고 안전율에 따른 신뢰도지수의 변화양상과 두 기법간의 비교를 용이하게 하기 위하여 그림 7과 8에 그 결과를 도시하였다.

표 4 및 그림 7과 8의 일차신뢰도법 결과를 살펴보면 선단부 N치 50 미만의 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 신뢰도지수는 1.85~2.89를 나타내었고 Meyerhof 경험식은 같은 조건에서 신뢰도지수 1.98~2.72를 나타내었다. 신뢰도지수 2.0은 파괴확률 약 2.3%에 해당하는 값이며 항타말뚝에 적합한 신뢰도지수 값으로서 다수의 연구자들이 제안한 바 있다(Barker 등, 1991 ; Paikowsky, 2004). 본 연구의 분석 결과 두 가지 지지력공식 모두 안전율 3.0~3.5일 때 신뢰도지수 약 2.0을 만족하는 것으로 나타났다. 선단부 N치 50 이상의 경우 정역학적 지지력공식은 1.51~2.74, Meyerhof 경험식은 1.62~2.37의 신뢰도지수를 나타내었다. 이는 선단부 N치 50

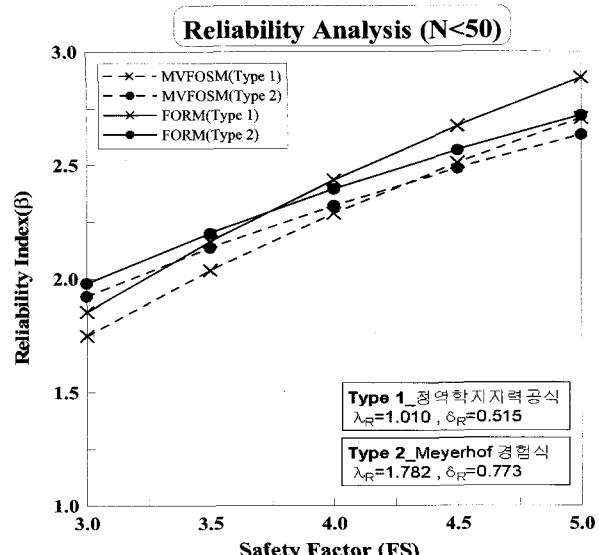


그림 7. 안전율-신뢰도지수 (N<50)

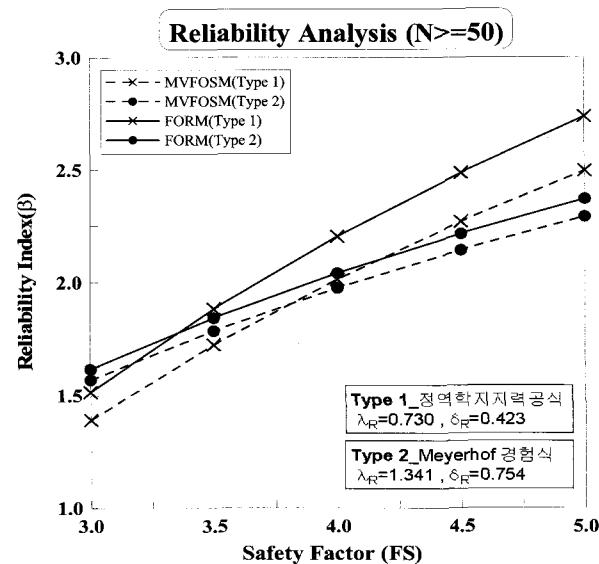


그림 8. 안전율-신뢰도지수 (N≥50)

미만의 자료보다 다소 낮은 결과이며, 신뢰도지수 2.0에 해당하는 안전율은 두 가지 지지력공식 모두 3.5~4.0으로 평가되었다. 선단부 N치 50 미만의 경우와 50 이상의 경우 모두 안전율이 낮은 범위에서는 Meyerhof 경

험식의 신뢰도지수가 컸지만 안전율이 큰 범위에서는 정역학적 지지력공식의 신뢰도지수가 더 크게 나타났다. 이는 두 지지력 공식의 저항편향계수 평균 및 변동 계수 값의 차이에 따른 복합적인 상호작용의 영향에 기인하는 것으로 판단된다. 또한 신뢰성기법간의 차이를 살펴보면, 모든 경우에서 평균일계이차모멘트법에 의한 값보다 일차신뢰도법에 의한 신뢰도지수 값이 조금 더 크게 산정되었으며, 선단부 N치 50 미만인 경우에 약 2.9%에서 6.6%정도 그리고 선단부 N치 50 이상인 경우에 약 3.0%에서 9.6%의 차이를 나타내어 특히 높은 안전율의 경우 그 정도가 무시할 정도가 아닌 것으로 판단된다. 선단부 N치 50 미만인 경우의 신뢰도지수가 선단부 N치 50 이상인 경우에 비해 상대적으로 큰 것은 주목할 만하다. 이는 이전의 표 2에 나타난 것처럼 상대적으로 높은 저항편향계수의 변동성에도 불구하고 저항편향계수의 평균값이 크게 산정되어 발생하는 현상으로, 선단부 N치 50 미만인 경우에 국내에서 사용되는 두 정역학적 설계방법의 보수성이 상대적으로 높음을 의미한다.

4.2 MCS에 의한 국내 항타강관말뚝 지지력의 신뢰수준 평가

일차신뢰도법에서 적용한 동일한 Q_D/Q_L , 하중편향계수 및 저항편향계수 통계특성치를 적용하여 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰도평가를 실시하였다. 몬테카를로 시뮬레이션은 파괴확률을 직접 산정할 수 있는 방법이며, 일차신뢰도법의 결과와 비교를 위해서 신뢰도지수-파괴확률 관계 $\{\beta \approx \Phi^{-1}(1 - P_f)\}$ 를 이용하여 파괴확률에 대응하는 신뢰도지수를 함께 산정하였다. 표 5는 안전율 3.0~5.0에 대한 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률 및 대응 신뢰도지수 결과이다.

선단부 N치 50 미만의 경우 정역학적 지지력공식은

파괴확률 0.21%~3.27%, Meyerhof 경험식은 0.34%~2.45%로 산정되었고, 선단부 N치 50 이상의 경우 정역학적 지지력공식은 파괴확률 0.33%~6.76%, Meyerhof 경험식은 0.93%~5.42%로 산정되었다. 몬테카를로 시뮬레이션으로 산정한 파괴확률에 대한 대응 신뢰도지수와 일차신뢰도법에 의한 신뢰도지수를 비교한 결과 최대 약 1.5% 이내의 미미한 차이가 발생하여 두 신뢰성 해석기법에 의한 결과는 역학적으로 동등함을 확인하였다.

4.3 설계변수의 민감도지수 및 매개변수연구

국내의 현행 설계법에 따른 항타강관말뚝 지지력 평가방법의 신뢰도수준에 대한 보다 심층적인 분석·비교와 주요변수의 민감도를 파악하기 위하여 매개변수연구를 수행하였다. 그림 9에는 안전율 별 사하중과 활하중 비(Q_D/Q_L)의 변화에 대하여 식 (3)에 의한 평균일계이차모멘트법과 일차신뢰도법을 이용하여 계산된 신뢰도지수를 도시하였다. 신뢰성평가는 선단부 N치 50 미만인 경우의 정역학적 지지력공식에 대해서만 고려하였으며, 저항 및 하중 편향계수에 대한 통계치는 각기 표 2와 표 3에 제시된 값을 적용하였다. 그림 9와 같이 사하중과 활하중의 비는 말뚝 지지력의 신뢰도지수에 미미한 영향을 미치는 것으로 나타났다. 따라서 사하중과 활하중 비가 큰 장기간 교량의 말뚝기초에 대해서도 비슷한 신뢰도수준이 얻어질 것으로 예상된다.

본 연구에서 적용한 반복법에 의한 일차신뢰도법이 갖는 또 다른 장점은 추가적인 해석 없이 확률변수의 민감도지수를 직접 계산할 수 있으며, 이로부터 확률변수가 신뢰도에 미치는 영향정도를 정량적으로 파악할 수 있다는 것이다. 안전율 3.0에 대한 네 가지 경우의 신뢰성분석에 의한 세 확률변수의 민감도지수를 표 6에

표 5. MCS에 의한 파괴확률-대응 신뢰도지수 결과

구분 안전율	선단부 N치 50 미만(N<50)				선단부 N치 50 이상(N≥50)			
	정역학적 지지력공식		Meyerhof 경험식		정역학적 지지력공식		Meyerhof 경험식	
	파괴확률(%)	대응 신뢰도지수	파괴확률(%)	대응 신뢰도지수	파괴확률(%)	대응 신뢰도지수	파괴확률(%)	대응 신뢰도지수
3.0	3.274	1.842	2.446	1.969	6.755	1.494	5.420	1.605
3.5	1.584	2.148	1.426	2.190	3.150	1.859	3.353	1.831
4.0	0.781	2.418	0.856	2.384	1.485	2.174	2.143	2.025
4.5	0.386	2.664	0.532	2.554	0.700	2.457	1.399	2.197
5.0	0.212	2.859	0.337	2.709	0.333	2.714	0.934	2.352

표 6. 확률변수의 민감도지수(FS=3.0; FORM)

선단부 조건		확률변수	λ_R	λ_{QD}	λ_{QL}
선단부 N치 50 미만 (N<50)	정역학적 지지력공식	-0.9799	0.1221	0.1576	
	Meyerhof 경험식	-0.9898	0.0874	0.1121	
선단부 N치 50 이상 (N≥50)	정역학적 지지력공식	-0.9717	0.1449	0.1867	
	Meyerhof 경험식	-0.9894	0.0896	0.1141	

제시하였다. 표 6에 나타난 바와 같이 모든 경우에 저항 편향계수가 파괴확률에 절대적인 영향을 주는 것으로 나타났는데, 사하중과 활하중의 편향계수에 비해 저항 편향계수의 변동성이 매우 크기 때문인 것으로 사료된다. 이는 현행 국내에서 적용되는 두 극한지지력 설계식의 예측치가 높은 변동성과 불확실성을 포함하고 있어 신뢰도가 높지 않다는 것을 의미한다.

표 6의 결과로부터 민감도가 지배적인 확률변수로 확인된 저항편향계수에 대하여 그 평균값과 변동계수 값에 따른 신뢰도지수의 변화양상을 파악하기 위하여, 선단부 N치 50 미만인 경우 정역학적 지지력공식의 안전율 3, 4 및 5에 대하여 평균일계이차모멘트법과 일차신뢰도법을 이용한 신뢰성분석을 수행하고 그 결과를 그림 10과 11에 나타내었다. 신뢰성분석에서 적용된 사하중과 활하중 비는 1.72이고 사하중 및 활하중 편향계수에 대한 통계치도 표 3에서 적용한 동일한 값을 사용하였다. 그림 10은 저항편향계수 평균값의 변화에 따른 신뢰도지수의 값을 나타내고 있는데, 저항편향계수의 평균값이 커짐에 따라 항타강관말뚝 지지력의 신뢰도지도 높아지며 두 신뢰성분석 방법간의 차이는 평균값이 커질수록 그 차이도 커지는 것으로 나타났다. 한편 그림 11에 나타난 저항편향계수의 변동계수 값 변화에 따른 신뢰도지수의 값은 역의 관계를 가지며 상대적으로 그 민감도가 높게 나타나고 있다. 특히 그림 11에서 변동계수의 값이 상대적으로 작은 범위, 즉 0.4이하에서는 평균일계이차모멘트법과 일차신뢰도법으로 계산된 신뢰도지수간의 차이가 명확하게 발생하는 현상을 주목할 만하다. 그러므로 저항 편향계수의 변동성이 상대적으로 크지 않을 경우(예를 들어 0.4이하인 경우)에는 보다 엄밀한 해석인 일차신뢰도법 또는 몬테카를로 시뮬레이션을 이용한 신뢰성분석을 수행하여야 할 것으로 사료된다.

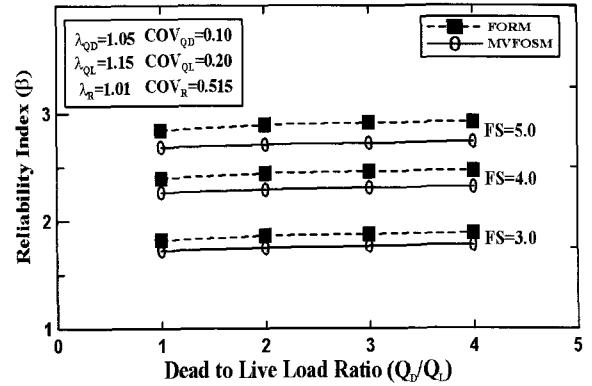


그림 9. Q_D/Q_L 비의 변화에 따른 신뢰도지수

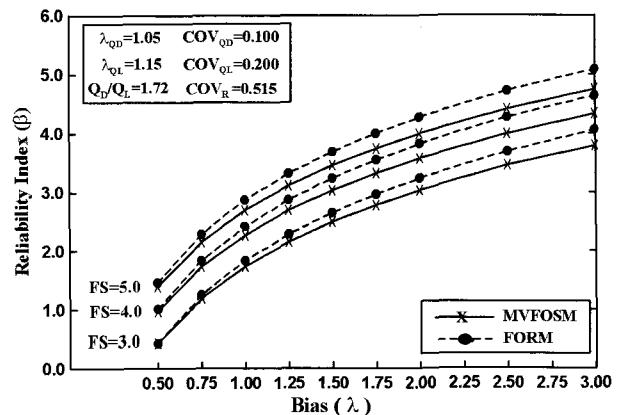


그림 10. Bias의 평균값 변화에 따른 신뢰도지수

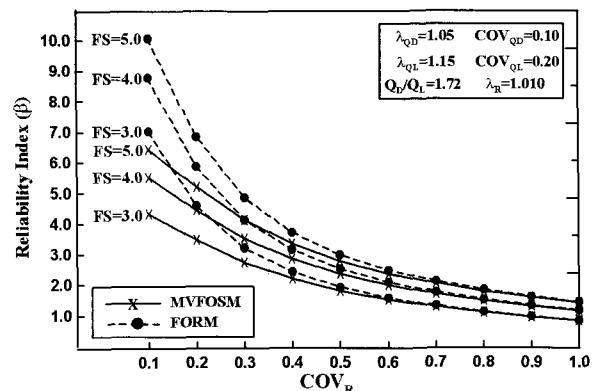


그림 11. Bias의 변동계수 변화에 따른 신뢰도지수

5. 결 론

경제적이고 합리적인 최적 설계 경향에 따라 기초구조물 설계에 있어 하중저항계수설계법(LRFD)의 도입은 세계적인 추세이다. 본 연구에서는 항타강관말뚝에 대해서 국내 전역에서 실시된 많은 정재하시험 자료를 수집, 검토하여 저항편향계수를 산정하고 통계 특성을 분석하였다. 국내외 다양한 기준에 따른 극한지지력을

산정한 후 통계분석을 실시하여 말뚝의 대표 측정 극한지지력을 결정하였으며, 지반조사 결과를 이용하여 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식에 의해 설계 극한지지력을 산정하였다. 이렇게 결정된 기준 극한지지력과 설계 극한지지력에 대한 비교·분석을 실시하여 항타강관말뚝의 저항편향계수를 산정하고 이에 대한 통계특성 및 확률밀도함수를 분석하였다. 이상으로부터 얻어진 국내의 실무에서 적용되는 저항의 편향계수에 대한 통계특성, 전형적인 국내 교량기초에 적용되는 활하중에 대한 사하중의 비, 그리고 미연방도로국의 AASHTO LRFD 교량설계기준에서 사용한 하중의 통계특성을 적용하여 대표적인 신뢰성분석기법에 따른 국내 항타강관말뚝 지지력의 신뢰성수준을 평가하였다. 본 연구에서 도출한 결과를 요약하면 아래와 같으며, 이는 향후 항타강관말뚝에 대한 목표 신뢰도지수 결정 및 저항계수 산정과 다양한 기초구조물 및 지반구조물의 하중저항계수설계법(LRFD) 개발을 위한 기초 자료로서 매우 유용하게 활용될 것으로 판단된다.

평균일계이차모멘트법에 비해 일관성 있고 매우 정확한 대표적 신뢰성해석기법인 일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션에 기초한 신뢰성해석 프로그램 “FORMRA”와 “MCSRA”를 개발하였다.

국내 설계 실무에 주로 적용되는 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식을 적용하여 설계 극한지지력을 산정하였고, 재하시험 결과를 Davisson 기준에 적용한 측정 극한지지력과 비교·분석하여 저항편향계수를 산정하였다. 지반 특성 및 말뚝 지지거동을 고려한 신뢰성 분석을 실시하기 위해서 선단부 N치 50을 기준으로 자료를 두 그룹으로 분류하였다. $N < 50$, $N \geq 50$. 정역학적 지지력공식은 자료의 변동성이 낮게 평가되었으며, Meyerhof 경험식은 내재적 보수성이 크게 평가되었다. 저항편향계수의 확률밀도함수는 두 가지 지지력 공식 모두 대수 정규분포에 적합한 것으로 확인되었다.

저항편향계수의 통계 특성을 이용하여 평균일계이차모멘트법, 일차신뢰도법 및 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰성분석을 수행하였다. 안전율 3.0~5.0에 대해서 일차신뢰도법을 적용하여 신뢰도지수를 산정한 결과 정역학적 지지력공식은 1.51~2.89, Meyerhof 경험식은 1.62~2.72 이었다. 두 가지 지지력 공식 모두 선단부 N치 50 미만의 자료가 선단부 N치 50 이상의 자료보다 신뢰성수준이 높게 평가되었다.

평균일계이차모멘트에 의한 값보다 일차신뢰도법의

신뢰도지수 값이 상대적으로 더 크게 산정되었으며, 높은 안전율의 경우에 그 차이를 무시할 수 없는 것으로 판단된다. 한편 일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 결과는 상호간에 거의 유사한 것으로 나타나났다.

안전율이 낮은 범위에서는 Meyerhof 경험식의 신뢰도지수가 더 크게 나타났고 안전율이 높은 범위에서는 정역학적 지지력공식의 신뢰도지수가 더 크게 나타났다. 이는 두 가지 지지력 공식의 저항편향계수 평균 및 변동계수 값의 차이에 따른 복합적인 영향에 기인한다.

매개변수 연구로부터 사하중과 활하중의 비는 말뚝 지지력의 신뢰성에 미미한 영향을 미치지만, 저항 편향계수의 평균과 변동계수는 파괴확률에 직접적이고 큰 영향을 주는 것으로 나타났다. 저항편향계수의 변동계수가 0.4이하일 경우에는 평균일계이차모멘트법 보다 정확하고 일관성 있는 일차신뢰도법 또는 몬테카를로 시뮬레이션을 이용한 신뢰성분석이 필요하다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부 건설교통 R&D 정책·인프라 사업 연구과제 “LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구”的 연구비 지원에 의해 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. 곽기석, 박재현, 최용규, 허정원 (2006), “LRFD 설계를 위한 항타강관말뚝의 저항편향계수 산정”, 대한토목학회 논문집, 제26권, 제5C호, pp.343-350.
2. 건설교통부 (2003), 구조물기초설계기준, (사)한국지반공학회.
3. 한국건설기술연구원 (2007), LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구, 건설교통부 건설교통 R&D 정책·인프라사업 2차년도 중간보고서, 건설교통부.
4. 허정원 (2003), “설계 구조물의 유한요소 신뢰성해석을 위한 복합 알고리즘”, 대한토목학회 논문집, 제23권 6A호, pp.1321-1329.
5. American Society of Civil Engineers (1997), *Standard Guidelines for the Design and Installation of Pile Foundations*, ASCE 20-96, ASCE, Reston, Virginia, U.S.A.
6. American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO) (2004), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Fourth Ed.*, AASHTO, Washington, D.C.
7. Ayyub, B.M. and Assakkaf, I. (1999), *LRFD Rules for Naval Surface Ship Structures: Reliability-Based Load and Resistance Factor Design Rules*, Naval Surface Warfare Center, Carderock Division, U.S. Navy.
8. Barker, R.M. Duncan, J.M. Rojiani, K.S. Ooi, P.S.K., Tan, C.K. and Kim, S.C. (1991), *Manual for the Design of Bridge Foundations*, NCHRP Report 343, Transportation Research Board,

- Washington, D.C.
9. Ellingwood, B.R., Galambos, T.V., MacGregor, J.G. and Cornell, C.A. (1980), "Development of Probability-Based Load Criterion for American National Standard A58", *Special Publication 577*, National Bureau of Standards, Washington, D.C.
 10. Eurocode 7 (1994), *Geotechnical Design, General Rules*, European Committee for Standardization, Prestandard, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
 11. Goble, G. (1999), *Geotechnical Related Development and Implementation of Load and Resistance Factor Design (LRFD) Methods*, NCHRP Synthesis of Highway Practice 276, Transportation Research Board, Washington, D.C.
 12. Haldar, A. and Mahadevan, S. (2000), *Probability, Reliability and Statistical Methods in Engineering Design*, John Wiley & Sons, New York, N.Y.
 13. Hansell, W.C. and Viest, I.M. (1971), "Load Design for Steel Highway Bridges, American Institute of Steel Construction", *Engineering Journal*, Vol.8, No.4, pp.113-123.
 14. Hasofer, A.M. and Lind, N.C. (1974), "Exact and Invariant Second-Moment Code Format", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.100, No.1, pp.111-121.
 15. Maurice, B., Frischknecht, R., Coelho, V., Hungerbhler (2000), "Uncertainty Analysis in Life Cycle Inventory. Application to the Production of Electricity with French Coal Power Plants", *Journal of Cleaner Production*, Vol.8, No.2, pp.95-108.
 16. Nowak, A. (1999), *Calibration of LRFD Bridge Design Code*, NCHRP Report 368, Transportation Research Board, Washington, D.C.
 17. Paikowsky, S.G. (2004), *Load and Resistance Factor Design for Deep Foundations*, NCHRP Report 507, Transportation Research Board, Washington, D.C.
 18. Rackwitz, R. and Fiessler, B. (1978), "Structural Reliability under Combined Random Load Sequences", *Computers & Structures*, Vol.9, pp.484-494.
 19. Thoft-Christensen, P. and Baker, M. (1982), *Structural Reliability Theory and Its Application*, Springer-Verlag, New York.

(접수일자 2007. 9. 7, 심사완료일 2007. 11. 29)

고결모래의 강도특성에 대한 영향요인 분석

Analysis of Influencing Factors on Strength Characteristics of Cemented Sand

이 문 주¹ Lee, Moon-Joo

최 성 근² Choi, Sung-Kun

추 현 육³ Choo, Hyun-Wook

조 용 순⁴ Cho, Yong-Soon

이 우 진⁵ Lee, Woo-Jin

Abstract

The effects of sitting pressure (σ_{sit}') during cementation, relative density and particle characteristics on the cohesion intercept due to cementation bonds and the confining stress inducing the breakage of cementation bonds ($p_i'(BP)$) are investigated from drained shear tests on the cemented sands confined under the isotropic stress up to 400 kPa. It was observed from the experimental results that the cemented sands, with the same density and gypsum content, show similar values of cohesion intercept and $p_i'(BP)$, regardless of σ_{sit}' . Although the cohesion intercept and $p_i'(BP)$ of cemented sands are observed to increase with increasing relative density and cementation level, the relative density appears to have more significant effect on $p_i'(BP)$ than the cohesion intercept does. From analysing the test results of three different sands, it is shown that the smaller the particle size the larger the cohesion intercept and $p_i'(BP)$, due to the increased number of contact points between the particles.

요 지

본 연구에서는 고결시 상재구속압(σ_{sit}'), 상대밀도, 그리고 입자특성이 고결모래의 점착력과 고결결합 파괴구속압($p_i'(BP)$)에 미치는 영향을 검토하기 위하여 400kPa 까지의 구속압으로 압밀된 고결모래에 대한 배수전단시험을 실시하였다. 시험결과 동일 상대밀도와 석고함유율로 고결된 모래의 점착력과 $p_i'(BP)$ 는 σ_{sit}' 에 관계없이 동일하게 결정되어, σ_{sit}' 이 고결모래의 강도특성에 미치는 영향은 상대적으로 적은 것으로 나타났다. 반면, 상대밀도나 고결정도가 증가할 수록 고결모래의 점착력과 $p_i'(BP)$ 는 증가하였으며, 상대밀도가 점착력에 미치는 영향보다 $p_i'(BP)$ 에 미치는 영향이 더 큰 것으로 나타났다. 또한 입자특성이 다른 세 종류의 모래시료에 대한 결과를 분석한 결과, 시료 입경이 작을수록 입자사이의 접촉점이 증가하여 점착력과 $p_i'(BP)$ 가 크게 결정되었다.

Keywords : Breaking point, Cementation, Cohesion intercept, Particle characteristics, Relative density, Sitting pressure

1. 서 론

열대나 아열대 지역의 퇴적지반에서 장기간에 걸쳐

발현되는 자연적 고결(cementation)이나 그라우팅 공법과 같이 미고결 지반에 적용되는 인위적 고결은 흙 입자간 결합력을 증가시켜 기초의 침하량을 감소시키고

1 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 박사과정 (Member, PhD student, Dept. of Civil, Environmental, and Architectural Engrg., Korea Univ.)

2 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 박사과정 (Member, PhD student, Dept. of Civil, Environmental, and Architectural Engrg., Korea Univ.)

3 고려대학교 건축·사회환경공학과 석사과정 (Graduate student, Dept. of Civil, Environmental, and Architectural Engrg., Korea Univ.)

4 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 석사과정 (Member, Graduate student, Dept. of Civil, Environmental, and Architectural Engrg., Korea Univ.)

5 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 부교수 (Member, Associate prof., Dept. of Civil, Environmental, and Architectural Engrg., Korea Univ., woojin@korea.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

지지력은 증가시킨다(Asghari 등 2003; Schnaid 등 2001). 고결지반의 거동은 고결결합에 의한 점착성분에 크게 영향을 받으나, 고결결합 파괴 이후에는 점착성분은 사라지기 때문에 마찰성분에 의해 거동이 지배된다(Saxena and Lastrico 1978). 따라서 고결모래의 설계 지반정수는 결합의 파괴 여부에 따라 달리 결정되어야 하며, 고결결합에 의해 발현된 점착력과 고결결합이 파괴되는 응력 수준을 평가하는 것이 중요하다.

이와 같은 관점에서 이문주 등(2007)은 다양한 고결 정도와 구속압에 따른 고결모래의 배수전단시험으로부터 고결모래의 거동을 그림 1과 같이 점착력의 변화 양상으로 표현하였으며, 석고함유율에 따른 고결모래의 점착력(c)과 등방압밀시 고결결합이 파괴되는 구속압 ($p_i'(BP)$)을 결정하였다. 이때 고결모래의 마찰각은 미고결 모래의 마찰각과 동일하게 나타난 반면, 고결 결합력에 의해 점착력은 크게 증가한다. 고결모래의 점착력은 고결결합 파괴점(breaking point, BP)까지 일정하지만, 압밀구속압에 의해 고결결합이 파괴되면서 점착력이 급격히 감소하기 시작한다. 이러한 고결모래의 점착력 변화양상에 따라 고결모래의 거동구간을 고결지배구간, 전이구간, 응력지배구간으로 분류하였다. 고결지배구간에서는 고결에 의한 점착력이 고결모래의 거동을 지배하며, 응력지배구간에서는 고결모래의 점착력은 사라지고 미고결 모래와 동일한 마찰각으로 응력의 지배를 받아 거동한다.

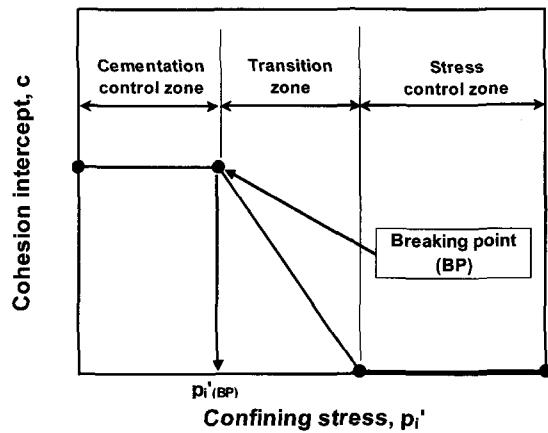


그림 1. 고결모래의 점착력 변화(이문주 등, 2007)

표 1. 시험모래 기본물성

모래	G_s	$D_{10}(\text{mm})$	$D_{50}(\text{mm})$	C_u	C_c	e_{\max}	e_{\min}	USCS	% SiO ₂
K-7호사	2.647	0.09	0.17	2.111	0.988	1.054	0.719	SP	98
부산사	2.620	0.16	0.32	2.346	0.808	1.063	0.658	SP	76
주문진사	2.632	0.40	0.52	1.462	1.045	0.977	0.613	SP	86

이문주 등(2007)에서는 동일한 상대밀도에서 석고함유율과 압밀구속압에 따른 점착력과 고결결합 파괴응력을 평가하였다. 그러나, 고결모래의 거동은 고결정도와 압밀구속압 뿐만 아니라, 상대밀도, 고결시 상재구속압, 그리고 입자크기나 거칠기와 같은 입자특성에 의해 서도 영향을 받는 것으로 알려져 있기 때문에(이우진 등 2006; Clough 등 1981; Consoli 등 2000; Huang and Airey 1998; Ismail 등 2002a, b; Rotta 등 2003; Schnaid 등 2001; Christopher 등 1989), 이를 고려한 추가적인 연구가 필요하다. 따라서 본 연구에서는 그림 1을 기본으로 고결시 구속압, 상대밀도, 그리고 입자특성이 다른 다양한 고결시료의 거동을 분석하고, 각각의 요인이 점착력과 고결결합 파괴응력에 주는 영향정도를 평가하였다.

2. 시험계획 및 방법

2.1 시료 기본특성

전술한 바와 같이, 본 논문은 고결시 상재구속압(σ_{sit}'), 상대밀도, 그리고 입자특성이 고결모래의 점착력과 고결결합 파괴구속압($p_i'(BP)$) 등의 강도특성에 미치는 영향에 대한 연구이며, 이를 위해 K-7호사, 부산사, 그리고 표준사인 주문진사를 대상으로 시험을 실시하였다. 세 모래의 입도분포와 기본물성은 그림 2 및 표 1과 같으며, 각 모래의 조도(roundness)는 그림 3과 같은 SEM 사

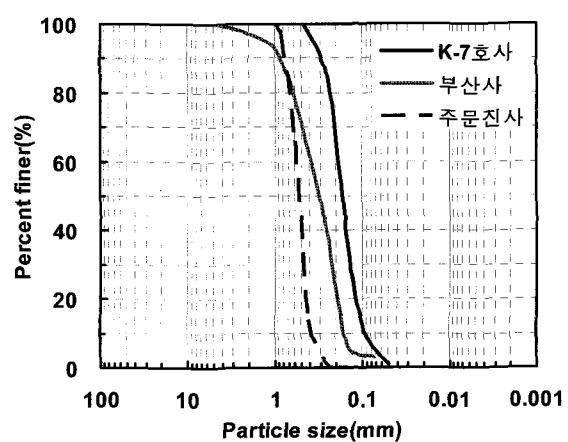


그림 2. 시험모래 입도분포

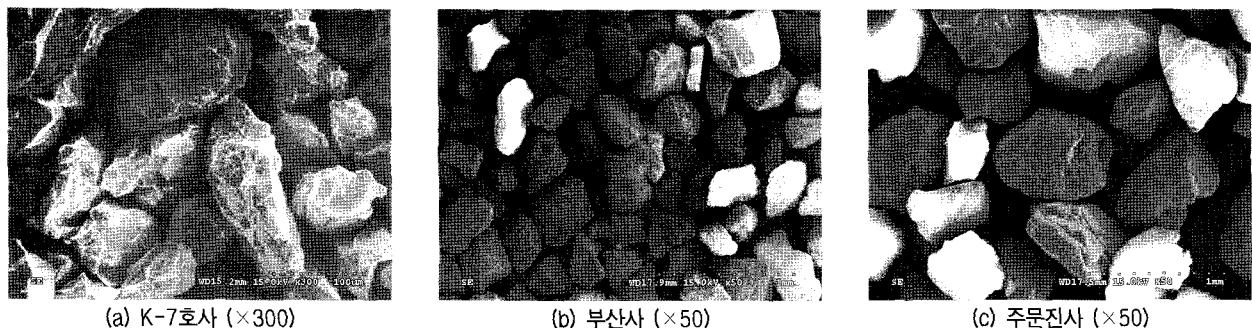


그림 3. 모래시료 SEM 사진

진을 Youd(1973)의 방법으로 분석하여 결정되었다. K-7호사는 모암인 규석으로부터 인공적으로 파쇄된 모래로써, 평균입경은 0.17mm이고 중간모난 정도의 조도를 갖는다. 부산사는 부산근해 육지도 남단 50km에서 준설된 해사로써, 부산 신항 건설부지의 매립지반에 사용된 모래와 동일하다. 부산사의 평균입경은 0.32mm이고, 조도는 모난~중간모난 정도이다. 주문진사의 평균입경은 0.52mm이고, 중간모난~중간등근 정도의 조도를 갖는다. 각 모래의 XRF 성분분석 결과, SiO_2 함유율이 높은 석영질 모래로 나타났으며, 부산사의 경우 다량의 페각으로 인해 CaCO_3 성분이 약 7% 포함되어 있다.

고결시료의 조성을 위해 Clough 등(1981), Acar and El-Tahir(1986), Yun and Santamarina(2005), Haeri 등(2005a)은 포틀랜드 시멘트를, Coop and Atkinson(1993), Huang and Airey(1998), Haeri 등(2005b)은 석고를 고결유발제로 사용하였다. 또한 최근에 Ismail 등(2002 a, b), Sharma and Fahey(2003)은 CIPS 용액을 이용하여 고결된 모래에 대한 연구를 수행하였다. 특히 석고로 고결된 모래의 거동은 자연상태 고결모래의 거동과 유사하기 때문에(Ismail, 2002b) 본 연구에서는 석고를 고결유발제로 사용하였다. 사용된 석고는 도자기형재용 석고(GM-10)이며, 물-석고비(표준흔수량) 40%로 혼합하여 습윤 양생 할 경우 20MPa의 압축강도를 발현하고 양생시 팽창율은 0.03%이다.

2.2 시험계획

σ_{sat} 이 고결에 미치는 영향을 평가하기 위해 석고함유율(C_g) 5, 7, 10%인 K-7호사를 상대밀도 40%로 조성하고, σ_{sat} 이 50, 100, 200kPa인 상태에서 양생된 시료에 대한 배수전단시험을 실시하였다. 상대밀도가 고결에 미치는 영향을 평가하기 위해 5% 석고함유율인 K-7호사

표 2. 시험조건

모래	상대밀도 D_r (%)	석고함유율 C_g (%)	고결시 구속압 σ_{sat} (kPa)	압밀구속압 p_i (kPa)
K-7호사	40	5, 7, 10	50, 100, 200	10 ~ 400
	60, 80	5	200	10 ~ 200
부산사	40, 60, 80	5	200	10 ~ 200
	40	10	200	10 ~ 200
주문진사	40	10	200	10 ~ 200

와 부산사를 40, 60, 80%의 상대밀도로 조성하고, 200kPa 상재구속압에서 고결시킨 후 시험하였다. 또한 입자특성이 다른 세 종류의 모래를 동일한 상재구속압(200kPa), 상대밀도(40%), 석고함유율(모래중량비 10%)로 고결시킨 후, 각 시료별 강도특성을 비교하였다. 본 연구에서 실시한 시험조건은 표 2와 같다.

2.3 시료성형 및 시험

2.3.1 미고결 시료의 성형 및 시험

미고결 시료 및 고결시료의 조성방법은 이문주 등(2007), 이우진 등(2006)의 방법과 동일하다. 미고결 시료의 성형을 위해 삼축압축시험기에 멤브레인과 모래시료 조성용 원통형 몰드를 장착하고 건조 모래를 낙하시킨 후, 몰드를 대칭으로 두드려 원하는 상대밀도로 시료를 조성하였다. 조성된 시료의 직경은 약 70mm, 높이는 약 153mm로써 시료의 정확한 직경과 높이는 15kPa의 부압으로 자립시킨 후 측정되었다. 시료의 포화를 위해 10kPa의 구속압이 가해진 상태에서 탄산수와 탈기수를 7kPa의 압력으로 500ml 통과시켰으며, 배압을 100kPa 까지 증가시켜 간극수압계수(B)가 0.97 이상이 되도록 하였다. 시료 포화 후 50~200kPa의 유효등방구속압 상태에서 0.1%/min의 변형율 속도로 배수전단시험(CID)을 실시하였다.

2.3.2 고결시료의 성형 및 시험

건조상태로 혼합된 모래와 석고는 낙사시 입자의 낙하속도차로 인한 재료분리가 발생할 수 있으므로, 이를 최소화하기 위해 Puppala 등(1995)의 방법을 적용하여 함수비 0.5%에 해당하는 물을 모래와 충분히 교반시켜 석고입자를 모래표면에 부착시킨 후 낙사시켜 시료를 조성하였다. 시료를 직경 70mm의 몰드에 높이 150mm로 조성하고 50~200kPa의 상재구속압을 가한 뒤, 시료의 하부에서 10cm³/min의 속도로 중류수를 주입하여 석고의 수화를 통한 고결을 유도하였다. 24시간동안 시료를 양생한 후 몰드를 해체하고 시료의 정확한 직경과 높이를 측정하여 시료의 상대밀도를 결정하였다. 고결된 모래시료를 삼축압축시험기에 거치하고 미고결 모래와 동일한 조건에서 시료를 1차로 포화시킨 후, 배압을 증가시켜 포화도를 향상시켰다. 일반적으로 고결시료는 포화를 위해 일반 모래시료보다 더 큰 배압이 필요한 것으로 알려져 있다. Ismail 등(2002 a, b)은 배압을 1000kPa까지 증가시켜 0.95이상의 간극수압계수를 확보하였고, Asghari 등(2003)은 300~400kPa의 배압에서 0.90 이상의 간극수압계수를 측정하였다. 본 연구에서는 배압을 300~500kPa까지 증가시켜 0.93 이상의 간극수압계수를 확인한 후 시험을 실시하였다.

3. 시험결과 및 분석

3.1 고결시 구속압에 따른 강도 평가

상대밀도 40%로 조성된 K-7호사의 σ_{sit}' 에 따른 파괴상태 응력은 그림 4와 같다. 고결모래의 파괴포락선은 일정 구속압 이전까지 미고결 모래의 파괴포락선과 거의 평행하였으며, 이 같은 경향은 고결이 모래의 마찰각에 영향을 주지 못하는 이전의 연구결과와 일치한다(Dupas and Pecker 1979; Clough 등 1981; Acar and El-Tahir 1986; Consoli 등 2000; Schnaid 등 2001). 그림 4에서 50~200kPa의 σ_{sit}' 이 석고함유율이 동일한 고결모래의 파괴포락선에 미치는 영향은 거의 없는 것으로 나타났다.

전단시 압밀구속압(p_i')에 따른 점착력 변화를 그림 5와 같이 나타낸 결과, 각 고결모래의 고결결합 파괴구속압($p_i'_{(BP)}$)과 점착력($c = \sigma_1 - \sigma_3$)은 σ_{sit}' 에 관계없이 유사하게 나타났다. 5% 고결모래의 경우, $p_i' = 30\text{kPa}$ 까지 점착력이 일정하게 유지되었으며, 40kPa 이상의 p_i' 에서 점착력이 급격히 감소하면서 전이구간이 시작되었다. 또한

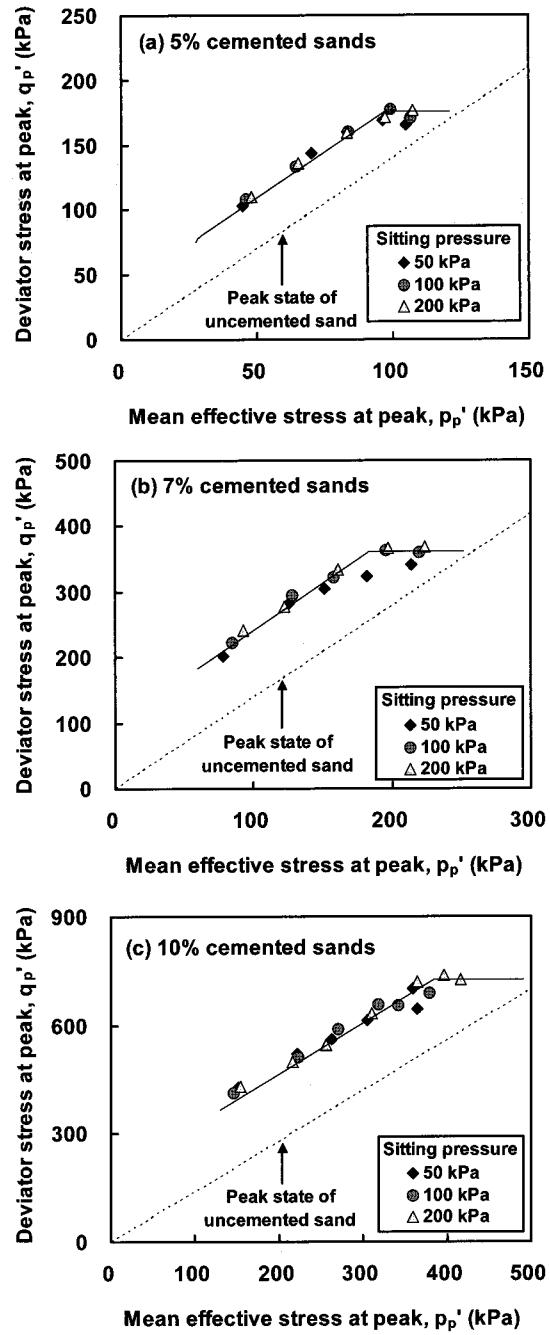


그림 4. 고결시 구속압(σ_{sit}')에 따른 파괴포락선 (K-7호사, Dr=40%)

7% 고결모래의 경우는 50kPa, 10% 고결모래의 경우는 125kPa에서 전이구간이 시작되었다.

표 3과 그림 6, 7은 $p_i'_{(BP)}$ 이전에서 각 시험모래의 파괴상태로부터 결정된 마찰각과 고결결합에 의해 나타난 점착력이다. 고결모래의 마찰각은 미고결 모래의 마찰각(34.5°)을 기준으로 -2.3°~+2.9° 범위에서 나타났으나, 석고함유율과 σ_{sit}' 의 변화에 대해 뚜렷한 경향은 없으며, 석고함유율이 증가할수록 $p_i'_{(BP)}$ 이전까지의 마찰각의 편차는 감소하였다. 반면, 고결모래의 점착력은 석

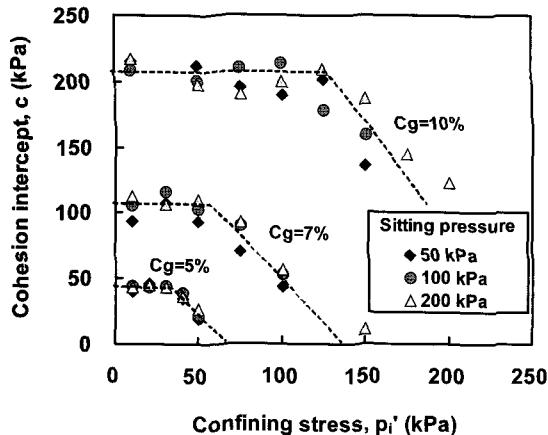


그림 5. 고결시 구속압(σ_{sit}')과 압밀구속압에 따른 점착력 변화 (K-7호사, Dr=40%)

표 3. 고결정도 및 구속압에 따른 강도정수 (K-7호사, Dr=40%)

Cg(%)	σ_{sit}' (kPa)	ϕ' (deg)	$c = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)
5	50	37.4	43.2
	100	33.4	43.8
	200	35.8	43.8
7	50	36.0	97.9
	100	33.3	108.1
	200	33.2	109.4
10	50	33.2	202.8
	100	35.2	208.3
	200	33.7	202.8

고함유율이 증가함에 따라 증가하였으며, 동일 석고함유율에서의 점착력은 σ_{sit}' 의 크기에 관계없이 평균의 $\pm 7\%$ 이내에서 비교적 일정하였다. 이와 같은 결과는 Consoli 등(2000)의 결과와 일치하며, 고결모래의 미소변형 특성에 관한 연구로부터 각각 70, 415kPa의 연직구속압에서 고결된 시료의 전단파속도 차이가 3% 이내에서 발생한 Fernandez and Santamarina(2001)의 결과와도 유사하다.

3.2 상대밀도에 따른 강도 평가

그림 8은 $\sigma_{sit}' = 200$ kPa에서 5% 석고함유율로 고결된 K-7호사와 부산사의 상대밀도에 따른 점착력 변화이다. 각 시험모래의 점착력은 $p_i'(BP)$ 이전까지 비교적 일정하게 유지되었으며, 이는 그림 1의 거동이 다양한 상대밀도의 고결모래에 적용될 수 있음을 의미한다.

상대밀도에 따른 고결된 K-7호사와 부산사의 점착력과 $p_i'(BP)$ 를 그림 9와 같이 나타내었다. K-7호사의 경우, 상대밀도 40% 시료의 $p_i'(BP)$ 는 약 34kPa인 반면, 상대밀

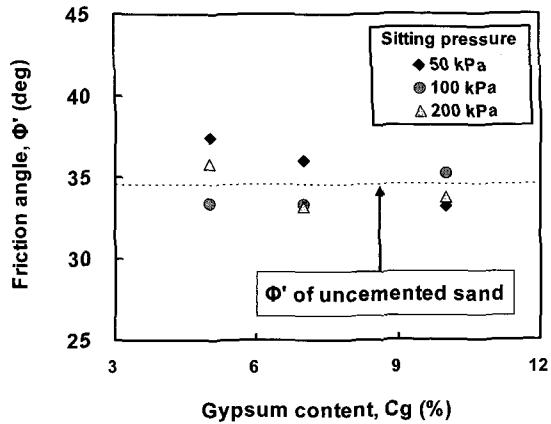


그림 6. 고결모래의 마찰각에 대한 고결시 구속압의 영향 (K-7호사, Dr=40%)

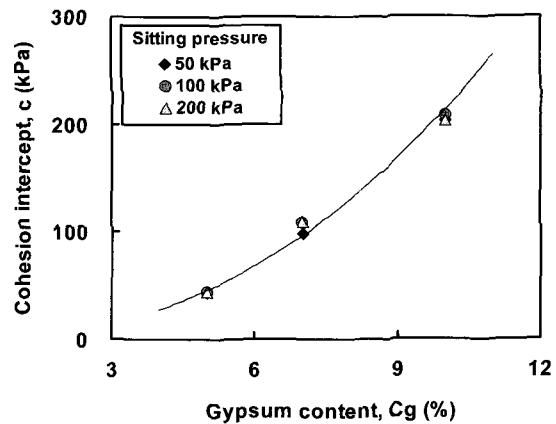


그림 7. 고결모래의 점착력에 대한 고결시 구속압의 영향 (K-7호사, Dr=40%)

도 60%와 80% 고결모래의 $p_i'(BP)$ 는 51, 53kPa로 유사하였다. 또한 상대밀도 40% 고결시료의 점착력은 약 43kPa이고, 상대밀도 60%, 80% 시료의 점착력은 49kPa, 53kPa로 관찰되었다. 부산사의 경우, 상대밀도 40, 60, 80%에서 $p_i'(BP)$ 는 24, 31, 33kPa, 점착력은 29, 32, 35kPa로 관찰되어, 시료에 관계없이 상대밀도가 높아질수록 점착력과 $p_i'(BP)$ 가 증가하였다. Ismail 등(2002b)에 의하면 시료의 상대밀도가 높을수록 입자의 접촉점이 증가하기 때문에 고결 유발물질이 더 효율적으로 흡착되어 고결 효과가 증가한다. 본 연구에서도 동일 석고함유율에서 고결시료의 상대밀도가 높을수록 파괴강도, 점착력, $p_i'(BP)$ 등의 강도특성이 향상되었다. 특히 비교적 낮은 상대밀도 구간(40~60%)에서의 상대밀도 증가가 시료의 $p_i'(BP)$ 에 큰 영향을 주었으며, 부산사보다 입자크기가 작은 K-7호사에 더 큰 영향을 미치는 것으로 나타났다.

그림 10과 같이 상대밀도와 구속압에 따라 고결된 K-7호사의 점착력을 나타내었다. 모든 시료에서 구속압

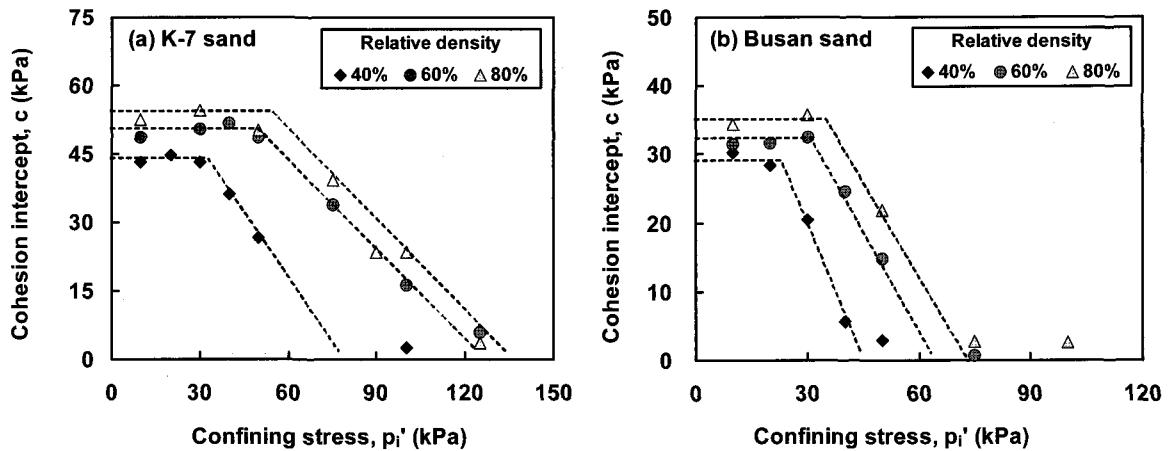


그림 8. 상대밀도와 구속압에 따른 점착력 변화 ($C_g=5\%$, $\sigma_{sit}'=200\text{kPa}$)

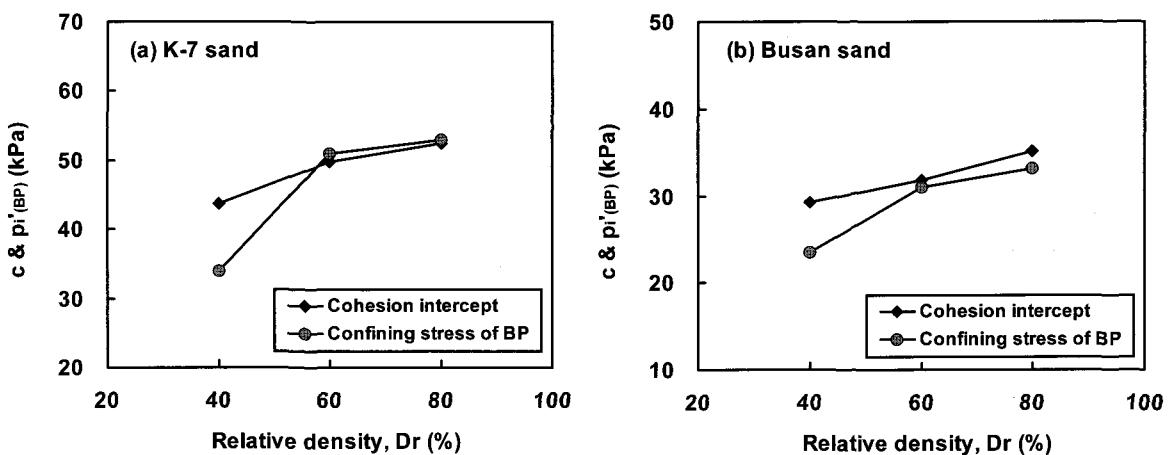


그림 9. 상대밀도에 따른 점착력 및 $p_i'(\text{BP})$ 변화 ($C_g=5\%$, $\sigma_{sit}'=200\text{kPa}$)

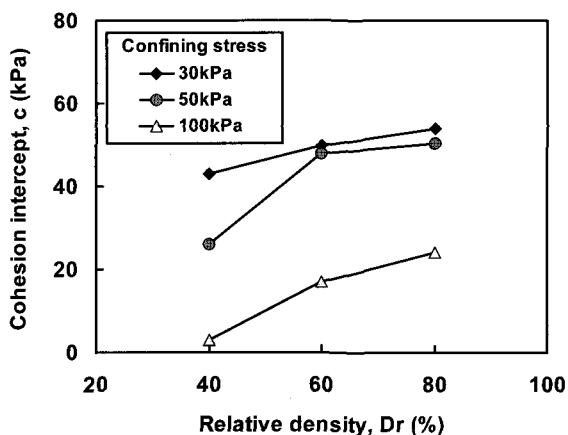


그림 10. 상대밀도 및 구속압이 고결에 미치는 영향정도 (K-7호사, $C_g=5\%$, $\sigma_{sit}'=200\text{kPa}$)

30kPa은 $p_i'(\text{BP})$ 이전인 고결지배구간에 해당되고, 상대밀도에 따라 점착력이 다소 증가하였으나, 고결결합이 파괴되기 이전상태에서 상대밀도가 고결모래의 점착력에 미치는 영향은 적었다. 반면, 구속압 50kPa에서 상대밀도 60, 80%인 고결시료의 점착력은 유사한 반면, 40%

상대밀도 시료의 점착력은 크게 감소하였다. 즉, 상대밀도의 증가는 고결모래의 점착력보다는 $p_i'(\text{BP})$ 에 더 큰 영향을 주는 것으로 확인되었다.

3.3 입자특성에 따른 강도 평가

모래의 고결에 영향을 미치는 입자특성으로는 입자강도, 입자크기 및 분포, 입자거칠기 등이 있다. 일반적으로 모암의 강도가 큰 석영질모래가 석회질모래(calcareous sand)보다 고결시 강도가 크며, 입자크기가 작고 입도분포가 고르며, 입자가 각진모양이고 표면이 거칠수록 고결효과가 더 크게 발휘되는 것으로 알려져 있다(Ismael 2000; Ismail 등 2002b; Christopher 등 1989). 그러나 자연시료의 경우 입자특성이 매우 다양하기 때문에, 상대밀도, 석고함유율, 구속압 등의 영향요인과는 달리 입자특성이 고결에 미치는 영향에 대한 매개변수분석은 매우 난이하다. 본 연구에서 사용된 세 모래시료의 경우에

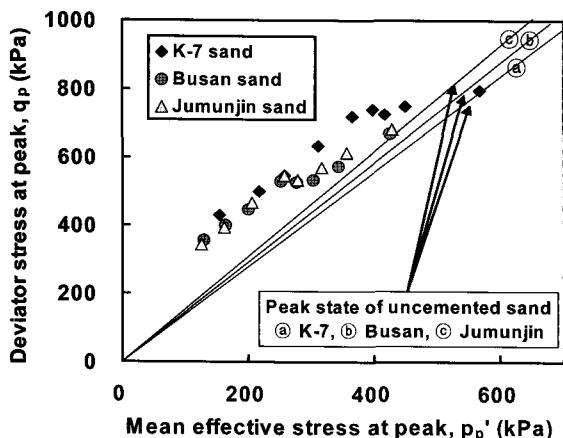


그림 11. 시료별 파괴포락선 ($Dr=40\%$, $Cg=10\%$, $\sigma_{sit}'=200\text{kPa}$)

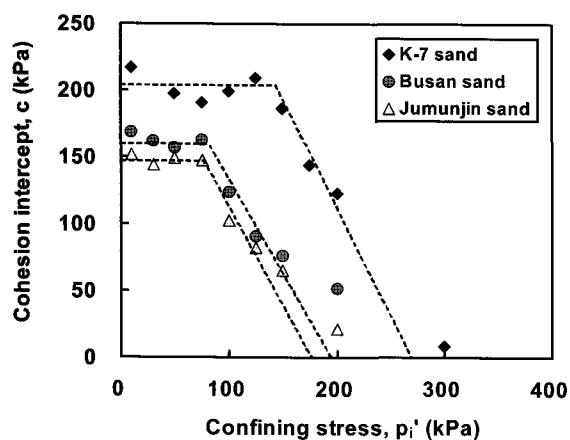


그림 12. 구속압에 따른 시료별 점착력 변화 ($Dr=40\%$, $Cg=10\%$, $\sigma_{sit}'=200\text{kPa}$)

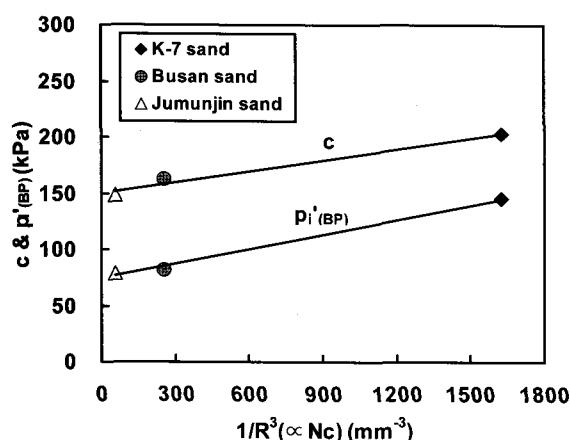


그림 13. 시료 접촉점(N_c)과 점착력 및 $p'_e(\text{BP})$ 관계 ($Dr=40\%$, $Cg=10\%$, $\sigma_{sit}'=200\text{kPa}$)

도, 모두 통일분류법상 SP에 해당하는 석영질 모래이나, SiO_2 함유율이 모두 다를 뿐만 아니라, 서로 다른 Cu값을 가지며, 입자 크기 및 모양도 동일하지 않다. 따라서 본 연구에서는 여타의 조건은 제외하고 입자크기가 점착력과 $p'_e(\text{BP})$ 에 미치는 영향만을 검토하였다.

그림 11은 상대밀도 40% 상태에서 석고함유율 10%로 고결된 각 시험모래의 파괴상태 응력으로써, 부산사와 주문진사는 유사한 경향을 보이는 반면, K-7호사의 파괴상태 응력은 다소 크게 나타났다. 또한 그림 12는 구속압에 따른 각 시험모래의 점착력 변화로써, 각 시료가 동일한 조건에서 고결되었음에도 불구하고 점착력과 $p'_e(\text{BP})$ 이 다르게 결정되었다. K-7호사의 점착력은 약 203kPa이고, 부산사와 주문진사는 각각 163kPa, 150kPa 정도이며, $p'_e(\text{BP})$ 의 경우, K-7호사, 부산사, 주문진사가 각각 145kPa, 85kPa, 79kPa로 결정되었다. 시험모래의 입자크기가 작을수록 점착력과 $p'_e(\text{BP})$ 가 증가하는 경향을 보였으며, 이는 모래입자의 크기가 작을수록 입자간 접촉점이 증가할 뿐만 아니라, 모래의 비표면적이 증가하여 고결유발제의 침전이 더 효과적으로 발생하기 때문이다(Ismael 2000; Ismail 등 2002b; Christopher 등 1989).

일반적으로 입자의 반경(R)과 시료 접촉점(N_c)은 $N_c \propto (1/R^3)$ 의 관계를 가지고, $1/R^3$ 에 대한 각 시험모래의 점착력과 $p'_e(\text{BP})$ 을 그림 13과 같이 나타낼 경우, 고결 모래의 점착력과 $p'_e(\text{BP})$ 는 시료 접촉점에 따라 비교적 선형관계로 증가하였다.

4. 결론

본 연구에서는 상재구속압과 석고함유율을 달리하여 다양한 고결모래에 대한 배수전단시험을 수행하였으며, 고결시 상재구속압(σ_{sit}'), 상대밀도, 그리고 입자특성이 고결모래의 점착력과 고결결합 파괴구속압($p'_e(\text{BP})$)에 미치는 영향을 분석하였다. 시험결과 각 고결모래의 점착력 변화는 석고함유율, 시료의 상대밀도, σ_{sit}' , 그리고 시료특성 등에 관계없이 이문주 등(2007)이 제시한 거동과 유사한 것으로 확인되었다.

본 연구에서 50~200kPa의 σ_{sit}' 이 고결모래의 거동에 미치는 영향은 고결정도나 상대밀도에 비해 상당히 작으며, 고결된 모래의 파괴강도와 점착력, 그리고 $p'_e(\text{BP})$ 는 서로 다른 σ_{sit}' 에서 고결되었음에도 거의 유사하게 결정되었다. 또한 시료의 상대밀도가 클수록 고결모래의 파괴강도와 점착력, 그리고 $p'_e(\text{BP})$ 가 증가하는 것으로 나타났다. 이때 비교적 낮은 상대밀도 구간에서 고결의 영향이 더 크게 발휘되었고, 상대밀도는 점착력보다 $p'_e(\text{BP})$ 에 좀 더 큰 영향을 미치는 것으로 분석되었다. 본 연구에서 사용된 각 시험모래의 강도특성은 동일한 상

대밀도와 석고함유율에서도 다르게 결정되었으며, 시료의 크기가 작을수록 점착력과 $p_i'_{(BP)}$ 가 크게 나타났다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술 평가원에서 위탁 시행한 2004년도 건설핵심기술연구개발사업 (과제번호:C104A1000009-06A0200-00800)의 지원으로 이루어졌으며, 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. 이문주, 최성근, 추현욱, 조용순, 이우진 (2007), “응력조건에 따른 고결모래의 강도정수 평가”, *한국지반공학회논문집*, Vol.23, No.5, pp.143-151.
2. 이우진, 이문주, 최성근, 홍성진 (2006), “고결(Cementation)에 따른 모래의 비배수 전단거동 변화”, *한국지반공학회논문집*, Vol.22, No.4, pp.85-94.
3. Acar, Y.B. and El-Tahir, A.E. (1986), “Low strain dynamic properties of artificially cemented sand”, *J. Geotech. Engrg., ASCE*, Vol.112, No.11, pp.1001-1015.
4. Asghari, E., Toll, D.G. and Haeri, S.M. (2003), “Triaxial behaviour of a cemented gravelly sand, Tehran alluvium”, *Geotech. Geological Engrg., Vol.21*, pp.1-28.
5. Christopher, B.R., Atmatzidis, D.K. and Krizek, R.J. (1989), “Laboratory testing of chemically grouted sand”, *Geotech. Testing J., ASTM*, Vol.12, No.2, pp.109~118.
6. Clough, W.G., Sitar N., and Bachus R. (1981), “Cemented sands under static loading”, *J. Geotech. Engrg. Div, ASCE*, Vol.107, No.6, pp.799-817.
7. Consoli, N.C., Rotta, G.V. and Prietto, P.D. M. (2000), “Influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils”, *Geotechnique*, Vol.50, No.1, pp.99-105.
8. Coop, M.R. and Atkinson, J.H. (1993), “The mechanics of cemented carbonate sands”, *Geotechnique*, Vol.43, No.1, pp.53-67.
9. Dupas, J. and Pecker, A. (1979), “Static and dynamic properties of sand-cement”, *J. Geotech. Engrg. Div, ASCE*, Vol.105, No.3, pp.419-436.
10. Fernandez, A.L. and Santamarina, J.C. (2001), “Effect of cementation on the small-strain parameters of sands”, *Can. Geotech. J.*, Vol.38, pp.191-199.
11. Haeri, S.M., Hosseini, S.M., Toll, D.G. and Yasrebi, S.S. (2005a), “The behaviour of an artificially cemented sandy gravel”, *Geotech. Geological Engrg., Vol.23*, pp.537-560.
12. Haeri, S.M., Hamidi, A. and Tabatabaei, N. (2005b), “The effect of gypsum cementation on the mechanical behavior of gravelly sands”, *Geotech. Testing J., ASTM*, Vol.28, No.4, 1-11.
13. Huang, J.T. and Airey, D.W. (1998), “Properties of artificially cemented carbonate sand”, *J. Geotech. Engrg., ASCE*, Vol.124, No.6, pp.492-499.
14. Ismael, N.F. (2000), “Influence of artificial cementation on the properties of Kuwaiti sands”, *Kuwait J. Sci. Eng.*, Vol.27, pp.59-75.
15. Ismail, M.A., Joer, H.A., Sim, W.H., and Randolph, M.F. (2002a), “Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil”, *J. Geotech. Engrg., ASCE*, Vol.128, No.6, pp.520-529.
16. Ismail, M.A., Joer, H.A., and Randolph, M.F. (2002b), “Cementation of porous materials using calcite”, *Geotechnique*, Vol.52, No.5, pp.313-324.
17. Puppala, A.J., Acar, Y.B. and Tumay, M.T. (1995), “Cone penetration in very weakly cemented sand”, *J. Geotech. Engrg., ASCE*, Vol.121, No.8, pp.589-600.
18. Rotta, G.V., Consoli, N.C., Prietto, P.D.M., Coop, M.R. and Graham, J. (2003), “Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress”, *Geotechnique*, Vol.53, No.5, pp.493-501.
19. Saxena, S.K. and Lastrico, R.M. (1978), “Static properties of lightly cemented sands”, *Geotech. Engrg., ASCE*, Vol.104, No.12, pp.1449-1464.
20. Schnaid, F., Prietto, P.D.M. and Consoli, N.C. (2001), “Characterization of cemented sand in triaxial compression”, *J. Geotech. Engrg., ASCE*, Vol.127, No.10, pp.857-868.
21. Sharma, S.S. and Fahey, M. (2003), “Degradation of stiffness of cemented calcareous soil in cyclic triaxial tests”, *J. Geotech. Geoenviron. Engrg., ASCE*, Vol.129, No.7, pp.619-629.
22. Youd, T.L. (1973), “Factors controlling maximum and minimum densities of sands”, *Evaluation of Relative Density and Its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils (STP 523)*, ASTM, Philadelphia, pp.98-122.
23. Yun, T.S. and Santamarina, J.C. (2005), “Decementation, softening, and collapse : changes in small-strain shear stiffness in k0 loading”, *J. Geotech. Engrg., ASCE*, Vol.131, No.3, pp.350-358.

(접수일자 2007. 10. 2, 심사완료일 2007. 12. 17)

말뚝지지 전면기초의 설계를 위한 실용적 해석방법에 관한 연구

A Practical Analysis Method for the Design of Piled Raft Foundations

이승훈¹ Lee, Seung-Hoon

박영호² Park, Young-Ho

송명준³ Song, Myung-Jun

Abstract

Piled raft foundations have been highlighted as an economical design concept of pile foundations in recent years. However, piled raft foundations have not been widely used in Korea due to the difficulty in estimating the complex interaction effects among rafts, piles and soils. The authors developed an effective numerical program to analyze the behavior of piled raft foundations for practical design purposes and presented it briefly in this paper. The developed numerical program simulates the raft as a flexible plate consisting of finite elements with eight nodes and the raft is supported by a series of elastic springs representing subsoils and piles. This study imported another model to simulate pile groups considering non-linear behavior and interaction effects. The apparent stiffnesses of the soils and piles were estimated by iterative calculations to satisfy the compatibility between those two components and the behavior of piled raft foundations can be predicted using these stiffnesses. For the verification of the program, the analysis results about some example problems were compared with those of rigorous three dimensional finite element analysis and other approximate analysis methods. It was found that the program can analyze non-linear behaviors and interaction effects efficiently in multi-layered soils and has sufficient capabilities for application to practical analysis and design of piled raft foundations.

요지

말뚝지지 전면기초는 말뚝기초를 경제적으로 설계할 수 있는 개념으로 주목을 받고 있으나, 전면기초, 말뚝, 지반간의 상호작용이 복잡하여 아직 국내에서 쉽게 실용화가 되고 있지 않은 실정이다. 저자들은 말뚝지지 전면기초의 실용화를 위해 필수적이라고 할 수 있는 효율적인 근사해석 프로그램을 개발하였으며, 본 논문에 그 내용을 간략하게 소개하였다. 개발된 프로그램에 적용된 해석모델은 크게 두 부분으로 구성되는데, 하나는 스프링 위에 놓인 유한요소의 기초판 해석모델이고, 다른 하나는 다층지반에 대하여 말뚝의 비선형성 및 상호작용의 영향을 고려할 수 있는 군말뚝 해석모델이다. 두 모델간의 적합조건을 만족시키기 위한 반복계산과정을 통해 지반과 말뚝의 강성을 구하여 말뚝지지 전면기초의 설계에 필요한 거동 예측결과를 얻을 수 있다. 해석기법의 검증을 위하여 정밀한 3차원 유한요소 해석 및 기존에 개발된 근사해석방법들과의 비교분석을 수행하였으며, 이를 통해 개발된 프로그램이 기초요소간의 상호작용을 합리적으로 고려하면서도 비선형 해석이 가능하고 다층지반에 대한 적용성이 좋아 말뚝지지 전면기초의 해석 및 설계를 위한 실용적 목적에 잘 부합하는 성능을 갖는 것을 알 수 있었다.

Keywords : Approximate analysis, Interaction, Load share, Non-linear analysis, Piled raft, Stiffness reduction

1 정희원, 현대건설 기술연구소 과장 (Members, Senior Researcher, Hyundai Institute of Construction Technology, lsh2002@hotmail.com, 교신저자)

2 정희원, 현대건설 기술연구소 부장 (Members, Principal Researcher, Hyundai Institute of Construction Technology)

3 정희원, 현대건설 기술연구소 과장 (Members, Senior Researcher, Hyundai Institute of Construction Technology)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

일반적인 기초 설계에서는 먼저 기초판만을 이용한 직접기초로 지지력과 침하를 검토하고, 계산된 지지력과 침하량이 허용치 이내에 들어오지 않을 경우, 보다 깊은 안정된 지지층에 상부 구조물의 하중을 전달하기 위하여 말뚝기초로 다시 검토하게 된다. 이 때, 전통적인 말뚝기초 설계방법은 기초판 하부지반이 어느 정도의 강성을 갖고 있더라도 기초판의 하중분담 능력을 완전히 무시하기 때문에 비경제적인 설계가 된다. 말뚝지지 전면기초는 기초판의 하중분담 능력을 고려하여 전통적인 설계방법보다 말뚝의 길이와 수량을 줄일 수 있는 경제적인 설계개념으로 일부 유럽국가와 호주, 일본 등에서는 이에 대한 연구가 활발히 진행되고 있으며, 적용 실적 또한 계속해서 증가하고 있다(El-Mossallamy and Reininger, 2005). 최근 들어 국내에서도 일부 기초적인 연구가 수행되고 있기는 하지만, 적용실적은 거의 없는 실정이다.

말뚝지지 전면기초를 효과적으로 적용하기 위해서는 기초판 하부지반이 어느 정도의 강성을 지녀야 하며, 이럴 경우 대부분 지지력 보다는 침하가 설계의 주요 검토 사항이 된다. 따라서, 말뚝지지 전면기초 설계를 실용화하기 위해서는 침하와 부동 침하를 정밀하게 예측할 수 있는 해석기법이 필수적이다. 그동안 많은 연구자들에 의해 밝혀진 바와 같이 말뚝지지 전면기초 내 기초요소의 거동은 서로간의 상호작용 효과로 인하여 단독으로 사용되었을 경우와 큰 차이를 보이게 되는데, 말뚝지지 전면기초의 거동을 정밀하게 예측하기 위해서는 이러한 상호작용 효과를 합리적으로 고려할 수 있어야 한다.

지금까지 제안된 말뚝지지 전면기초의 해석방법은 크게 단순계산법, 근사해석법, 염밀해석법으로 분류할 수 있다. 단순계산법은 기초판 하부지반과 말뚝의 합성 강성을 이용하는 방법으로 Poulos와 Davis(1980)가 제안한 방법과 Randolph(1983, 1994)가 개발한 방법을 대표적으로 들 수 있으며, 이 외에도 등가 래프트 방법과 등가 피어 방법이 이 범주에 속한다. 근사해석법은 스프링 위에 놓인 띠 모델을 이용한 방법과 스프링 위에 놓인 판 모델을 이용한 방법으로 크게 대별된다. 전자는 기초판의 단면을 띠로 대체하고 말뚝과 지반을 각각 스프링으로 모델링하는 방법으로 Poulos(1991), Brown과 Weisner(1975), Weisner와 Brown(1976)등에 의해 제안되었고, 후자는 기초판을 띠 대신 판으로 모델링하는 방

법으로 Poulos(1994), Clancy와 Randolph(1993), Franke 등(1994), Yamashita 등(1993)에 의해 개발되었다. 염밀해석법은 경계요소법을 이용한 방법과 유한요소법에 의한 방법 및 이 두가지를 조합한 방법으로 구분할 수 있다. 경계요소법을 이용한 방법으로는 Butterfield와 Banerjee (1971), Kuwabara(1989), Poulos(1993)등에 의해 연구되었는데 이 방법은 기초판을 강체로 간주한다는 단점을 가지고 있다. 이 단점을 개선하기 위하여 기초판을 일련의 판요소로 대체한 것이 경계요소법과 유한요소법을 조합한 방법으로 이에 대해서는 Hain과 Lee (1978), Sinha (1996)등의 연구를 대표적으로 들 수 있다. 지금까지 제안된 방법 중 말뚝지지 전면기초를 가장 정밀하게 모델링할 수 있는 방법은 3차원 유한요소해석을 이용한 방법이다. 이 방법은 Ottaviani(1975)에 의해 시도된 이후에 Zhuang 등(1991), Lee(1993), Ta와 Small(1996), Wang (1995)등에 의해 다루어져 왔다.

단순계산법은 손쉽게 적용할 수 있는 장점이 있으나, 부동 침하량을 예측할 수 없을 뿐 아니라, 전체 침하량 예측에도 많은 한계점을 지니고 있다. 3차원 유한요소해석을 이용한 염밀해석법은 말뚝지지 전면기초의 거동을 가장 정밀하게 해석할 수 있는 방법이지만, 상당한 시간과 노력을 필요로 하기 때문에 실무에 적용하기에는 한계가 있다. 따라서, 말뚝지지 전면기초를 실용화하기 위해서는 어느 정도의 정밀도를 확보하면서도 다양한 조건에 대한 검토를 신속하게 수행할 수 있는 효율적인 근사해석법이 필요하다. 지금까지 근사해석법을 적용한 프로그램들이 다수 개발되었지만, 선형탄성 해석만 가능하거나, 다층지반에 대한 적용성이 떨어지는 등의 문제점을 갖고 있다. 본 연구에서는 기존에 개발되었던 근사해석 프로그램들의 단점을 보완하여 정밀도와 실용성이 개선된 말뚝지지 전면기초 해석 프로그램을 개발하였다.

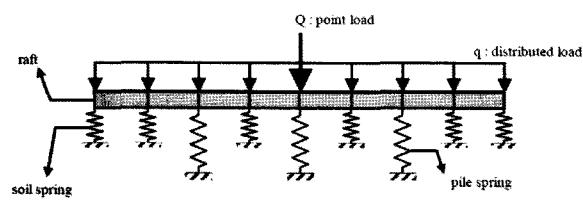
2. 실용적 근사해석 프로그램의 개발

2.1 모델링 개요

말뚝지지 전면기초의 근사해석을 위하여 그림 1(a)와 같은 모델을 사용하였다. 기초판은 8개의 절점을 갖는 다수의 직사각형 판요소들로 구성되며, 지반과 말뚝은 스프링으로 대체된다. 기존에 개발되었던 많은 근사해석 프로그램들이 지반 스프링과 말뚝 스프링의 강성을

모두 고정된 상수로 가정하였으나, 실제로 이들 강성은 상호작용의 영향에 의해 변하게 된다. 또한, 말뚝의 극한 반력을 최대한 이용하려는 최근의 설계개념에 의하면 말뚝의 비선형성을 고려하는 것이 무엇보다 중요하다. 본 연구에서는 말뚝의 비선형성을 고려함과 동시에 기초요소간의 상호작용을 보다 합리적으로 고려할 수 있도록 그림 1(b)와 같이 여러 개의 분절된 요소로 이루어진 말뚝을 이용한 군말뚝 거동해석 모델을 도입하였다. 이럴 경우 지반 스프링과 말뚝 스프링의 강성이 고정된 상수가 아니므로, 임의의 설계하중에 대한 말뚝지지 전면기초의 거동을 직접 계산할 수 없으며, 두 가지 모델의 적합조건을 만족시키기 위하여 다음과 같은 반복계산 과정을 수행하여야 한다.

- ① 지반 스프링과 말뚝 스프링의 강성 가정
- ② 그림 1(a)의 해석모델을 이용해 침하량 및 말뚝의 반력 계산
- ③ 계산된 침하량으로부터 그림 1(b)의 해석모델을 이용해 상호작용의 영향 및 말뚝반력을 계산
- ④ 계산된 상호작용의 영향과 말뚝 반력을 이용하여 지반 스프링과 말뚝 스프링의 강성 계산
- ⑤ 가정한 강성과 계산된 강성이 같아질 때까지 반복 계산



(a) 스프링 위에 놓인 기초판 해석모델

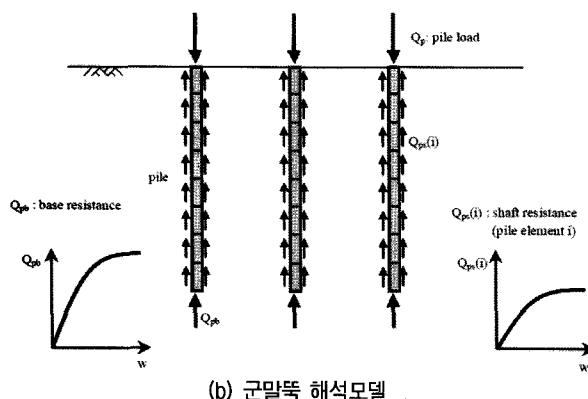


그림 1. 말뚝지지 전면기초 해석모델의 개요

2.2 기초판-지반간 상호작용의 해석

기초판과 지반간의 상호작용을 해석하기 위하여 지반 스프링을 도입하였다. 이 지반 스프링의 강성은 기초판의 침하와 지반반력간의 관계를 규정하는 것으로, 본 연구에서는 이 관계를 선형으로 가정하였다. 지반 스프링의 강성은 식 1과 같이 정의되는 지반반력계수로 부터 구할 수 있으며, 지반반력계수의 산정방법은 선행 연구결과를 참조하였다. 본 연구에서는 Vesic(1961)이 제안한 방법과 더불어 다층지반에 대한 적용성을 높이기 위하여 Schmertmann과 Hartmann(1978)에 의해 제안된 변형율 영향계수를 이용한 방법을 적용하였다.

$$k_s = \frac{q_s}{w_s} \quad (1)$$

2.3 말뚝-지반간 상호작용의 해석

말뚝과 지반간의 상호작용을 모사하기 위하여 말뚝을 다수의 분절된 요소로 구분하고, 각 요소의 단위 주면 마찰력과 침하의 관계 및 단위 선단 하중과 침하의 관계를 모델링하였다. 이 때, 해석의 편의를 위하여 말뚝은 강체와 같은 거동을 하는 것으로 가정하였다. 즉, 말뚝 자체의 압축량이 없어 말뚝의 머리에서부터 선단 까지의 침하량이 모두 동일한 것으로 가정하였다. 본 연구에서 적용한 각 말뚝 요소에서의 단위 하중과 침하의 관계는, 그림 2에 나타낸 바와 같이 Kondner(1963)가 제안한 말뚝의 하중-침하 곡선과 유사한 형태로 식 2와 식 3으로 정의할 수 있다.

$$q_{pb} = \frac{w_p}{\frac{1}{k_{pb}} + \frac{w_p}{q_{pba}}} \quad (2)$$

$$q_{ps}(i) = \frac{w_p}{\frac{1}{k_{ps}(i)} + \frac{w_p}{q_{psa}(i)}} \quad (3)$$

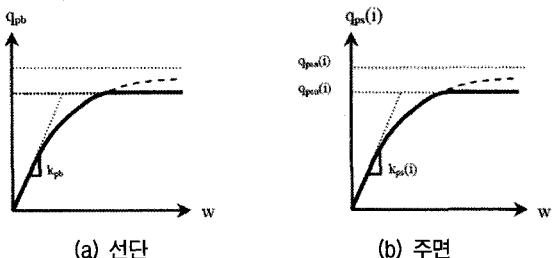


그림 2. 단위 하중과 침하의 관계 곡선

여기서,

w_p = 말뚝의 침하량

q_{pb} = 단위 선단 하중

k_{pb} = 말뚝선단의 초기강성

$q_{pbu} = q_{pbu}/R_f = q_{pb}$ 의 점근선

q_{psu} = 극한 단위 선단 지지력

R_f = 감소계수

$q_{ps}(i)$ = 요소 i에서의 단위 주면 마찰력

$k_{ps}(i)$ = 요소 i에서 주면의 초기강성

$q_{psa}(i) = q_{psu}(i)/R_f = q_{ps}(i)$ 의 점근선

$q_{psu}(i)$ = 요소 i에서의 극한 단위 주면 지지력

초기강성은 Randolph와 Wroth(1978)가 제시한 방법에 의해 다음과 같이 구할 수 있다.

$$k_{pb} = \frac{4G_b}{\pi r_p (1 - v_b)} \quad (4)$$

$$k_{ps}(i) = \frac{G_s(i)}{r_p \ln(r_m / r_p)} \quad (5)$$

여기서,

G_b = 선단의 전단탄성계수

$G_s(i)$ = 요소 i에서의 주면 전단탄성계수

r_p = 말뚝의 반지름

v_b = 말뚝 선단 주변지반의 포아송비

r_m = 영향반경 = $2.5L_p(1 - v_s)\rho$

L_p = 말뚝의 길이

v_s = 말뚝 주면 지반의 포아송비

$\rho = G_{s(L_p/2)}/G_b$

현장재하시험 결과가 있을 경우에는 극한 단위 지지력과 R_f 의 값을 역산하여 적용할 수 있다. 그렇지 않을 경우 극한 단위 지지력은 정역학적 지지력 공식을 이용하여 추정할 수 있으나, R_f 의 값은 기술자의 판단에 의존해야 한다. R_f 의 값은 1.0을 넘을 수 없으며, 큰 값을 적용할수록 안전측 해석을 유도한다. 만약 R_f 의 값이 0에 가까운 값이 되면, 하중-침하 곡선은 선형탄성-완전소성의 탄소성 하중-침하 곡선과 유사한 형태가 된다.

2.4 말뚝-지반-말뚝간 상호작용의 해석

지반이 완전 탄성체이고 말뚝과 지반 사이의 접촉면에서 미끄러짐이 없다고 가정할 경우, 말뚝 두부에 가해진 하중에 대한 말뚝 주변 지반의 침하는 방사방향으로 그

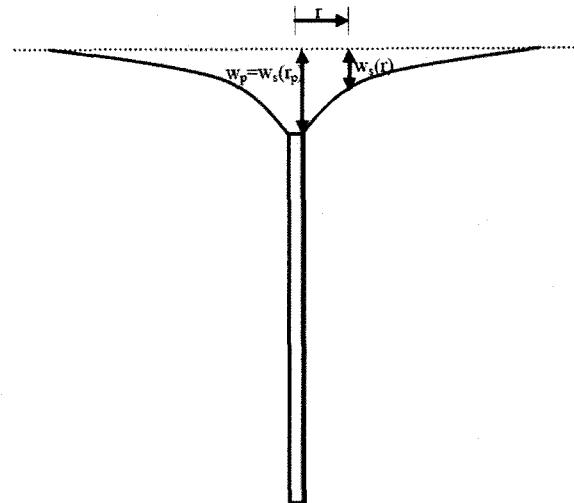


그림 3. 말뚝 주변지반의 변위장

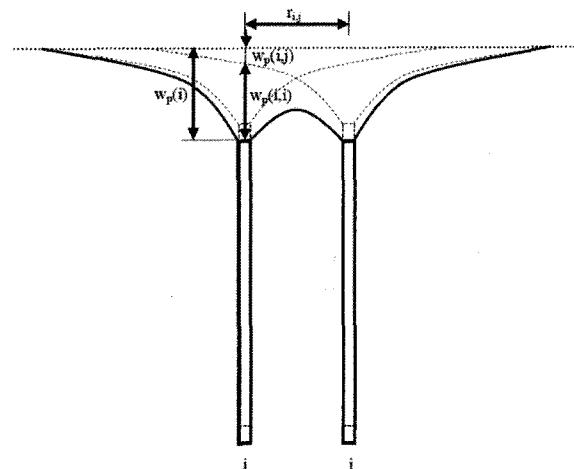


그림 4. 말뚝이 2개일 경우 변위장의 중첩

림 3과 같은 분포를 갖게 된다. Randolph와 Wroth(1978)는 말뚝 중심으로부터 반경 r에서의 침하량 $w_s(r)$ 을 다음과 같은 식으로 제안하였다.

$$w_s(r) = \frac{\tau_s r_p}{G_s} \ln\left(\frac{r_m}{r}\right), \quad r_p < r < r_m \quad (6)$$

$$w_s(r) = 0, \quad r > r_m \quad (7)$$

여기서, τ_s 는 말뚝 주면에서의 전단응력, r_p 는 말뚝의 반경, 그리고 r_m 은 말뚝 영향의 제한 반경이다.

2개의 말뚝이 서로 인접해 있을 경우에는, 그림 4와 같이 각각의 변위장이 서로 중첩된다. 즉, 말뚝 i의 침하량 $w_p(i)$ 는 자체의 침하량 $w_p(i,i)$ 와 말뚝 j의 변위장 영향에 의한 침하량 $w_p(i,j)$ 의 합이 되며, 이로 인해 마치 말뚝의 강성이 감소되는 것과 같은 작용을 하게 된다(식 8, 식 9, 식 10). 본 연구에서는 이와 같은 현상을 말뚝-지반-

말뚝간 상호작용에 의한 겉보기 강성 저하로 정의하였다.

$$w_p(i,i) = w_s(r_p(i)) = \frac{\tau_s(i)r_p(i)}{G_s} \ln\left(\frac{r_m(i)}{r_p(i)}\right) \quad (8)$$

$$w_p(i,j) = w_s(r_{i,j}) = \frac{\tau_s(j)r_p(j)}{G_s} \ln\left(\frac{r_m(j)}{r_{i,j}}\right) \quad (9)$$

$$w_p(i) = w_p(i,i) + w_p(i,j) \quad (10)$$

여기서, $r_{i,j}$ 는 말뚝 i와 말뚝 j 사이의 거리이다.

식 11과 같이 $\Gamma(i)$ 변수를 도입하고, n개의 말뚝에 대한 침하량을 일반화하면 식 12와 같이 나타낼 수 있다.

$$\Gamma(i) = \frac{\tau_s(i)}{G_s} \quad (11)$$

$$\begin{bmatrix} w_p(1) \\ w_p(2) \\ \vdots \\ w_p(n) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} r_p(1)\ln\left(\frac{r_m(1)}{r_{1,1}}\right) & r_p(2)\ln\left(\frac{r_m(2)}{r_{1,2}}\right) & \dots & r_p(n)\ln\left(\frac{r_m(n)}{r_{1,n}}\right) \\ r_p(1)\ln\left(\frac{r_m(1)}{r_{2,1}}\right) & r_p(2)\ln\left(\frac{r_m(2)}{r_{2,2}}\right) & \dots & r_p(n)\ln\left(\frac{r_m(n)}{r_{2,n}}\right) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ r_p(1)\ln\left(\frac{r_m(1)}{r_{n,1}}\right) & r_p(2)\ln\left(\frac{r_m(2)}{r_{n,2}}\right) & \dots & r_p(n)\ln\left(\frac{r_m(n)}{r_{n,n}}\right) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Gamma(1) \\ \Gamma(2) \\ \vdots \\ \Gamma(n) \end{bmatrix} \quad (12)$$

식 12를 간단히 표현하면 식 13과 같다.

$$\{w_p\} = [\mathbf{R}]\{\Gamma\} \quad (13)$$

2.1절에서 전술한 바와 같이 말뚝의 총침하량 $\{w_p\}$ 는 반복계산 과정 내에서 가정된 강성에 의해 계산되므로 알고 있는 값이라고 할 수 있다. 따라서, $[\mathbf{R}]$ 의 역행렬을 이용해 다음과 같이 $\{\Gamma\}$ 를 구할 수 있다.

$$\{\Gamma\} = [\mathbf{R}]^{-1}\{w_p\} \quad (14)$$

$\{\Gamma\}$ 가 구해지면 식 15를 이용하여 인접 말뚝들의 영향을 제외한 말뚝 자체의 영향만에 의한 침하량 $w_p(i,i)$ 를 구할 수 있다.

$$w_p(i,i) = \Gamma(i)r_p(i) \ln\left(\frac{r_m(i)}{r_p(i)}\right) \quad (15)$$

$w_p(i)$ 가 아닌 $w_p(i,i)$ 를 이용하여 식 2나 식 3으로부터 말뚝의 반력을 구하면, 자연스럽게 말뚝-지반-말뚝간 상호작용에 의한 겉보기 강성저하를 고려할 수 있게 된다.

지금까지는 말뚝과 지반 사이의 미끄러짐이 없을 경우에 대하여 말뚝-지반-말뚝간의 상호작용을 고려하는 해석방법에 대하여 기술하였다. 그러나, 실제로는 말뚝

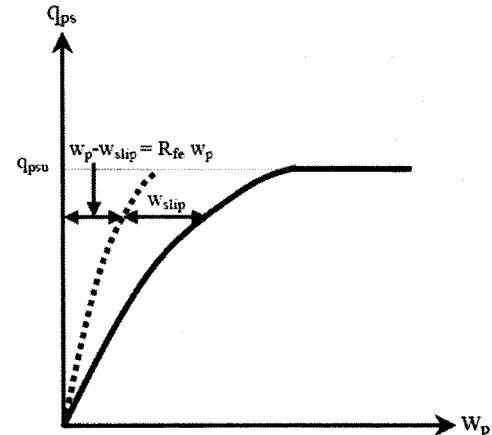


그림 5. 말뚝 침하량 구성의 가정

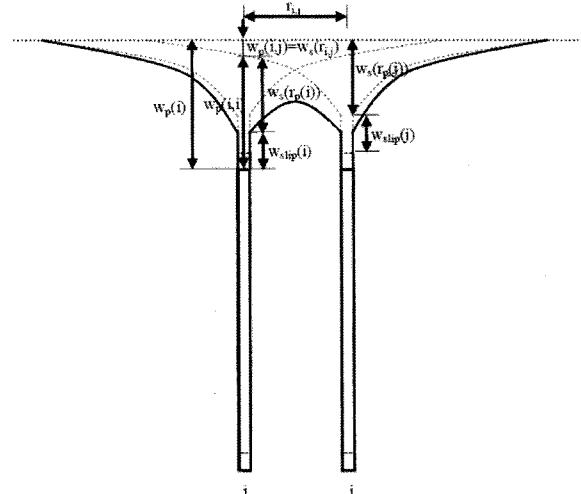


그림 6. 미끄러짐이 발생할 경우 변위장의 중첩

과 지반 사이의 접촉면에서 미끄러짐이 발생하게 되고, 이로 인해 말뚝의 침하량과 바로 인접한 주변지반의 침하량은 서로 같지 않으며, 다음과 같은 관계로 표현된다.

$$w_p = w_s(r_p) + w_{slip} \quad (16)$$

여기서, $w_s(r_p)$ 는 말뚝과 바로 인접한 위치 r_p 에서의 지반 침하량이고, w_{slip} 은 미끄러짐의 양이다. 본 연구에서는 Plaxis 3D를 이용한 3차원 유한요소해석 결과를 토대로 그림 5와 같이 말뚝 침하량의 구성을 단순한 형태로 가정하였으며, 식 17과 같이 미끄러짐의 양을 정의할 수 있는 계수 R_{fe} 를 도입하였다(현대건설 기술연구소, 2008 발행예정).

$$R_{fe} = \frac{w_p - w_{slip}}{w_p} = \frac{w_s(r_p)}{w_p} \quad (17)$$

미끄러짐이 발생하는 말뚝의 해석시 도입한 또 한가지

중요한 가정은 주변지반의 변위장에 영향을 주는 말뚝의 침하는 말뚝의 총침하량이 아니고 여기서 미끄러짐의 양을 제외한 인접지반의 침하량 $w_s(r_p)$ 라는 것이다(그림 6). 따라서, 미끄러짐이 발생할 경우 식 10은 식 18로, 식 12는 식 19로 각각 대체할 수 있으며, 말뚝의 반력을 구하는 방법은 앞에서와 동일하다.

$$w_p(i) = w_p(i, i) + w_p(i, j) = \frac{w_s(r_p(i))}{R_{fe}} + w_s(r_{i,j}) \quad (18)$$

$$\begin{bmatrix} w_p(1) \\ w_p(2) \\ \vdots \\ w_p(n) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{r_p(1)}{R_{fe}} \ln\left(\frac{r_m(1)}{r_{1,1}}\right) & r_p(2) \ln\left(\frac{r_m(2)}{r_{1,2}}\right) & \dots & r_p(n) \ln\left(\frac{r_m(n)}{r_{1,n}}\right) \\ r_p(1) \ln\left(\frac{r_m(1)}{r_{2,1}}\right) & \frac{r_p(2)}{R_{fe}} \ln\left(\frac{r_m(2)}{r_{2,2}}\right) & \dots & r_p(n) \ln\left(\frac{r_m(n)}{r_{2,n}}\right) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ r_p(1) \ln\left(\frac{r_m(1)}{r_{n,1}}\right) & r_p(2) \ln\left(\frac{r_m(2)}{r_{n,2}}\right) & \dots & \frac{r_p(n)}{R_{fe}} \ln\left(\frac{r_m(n)}{r_{n,n}}\right) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Gamma(1) \\ \Gamma(2) \\ \vdots \\ \Gamma(n) \end{bmatrix} \quad (19)$$

R_{fe} 의 값은 반드시 1.0보다 작아야 하며, R_{fe} 의 값이 클수록 안전측 해석으로 유도되고, 반대로 작을수록 불안전측 해석으로 유도된다. R_{fe} 의 값에 대해서는 아직까지 명확한 산정방법을 제시할 수 없으나, 관련 문헌이나 유한요소해석을 통해 간접적으로 구할 수 있을 것으로 생각된다. 말뚝-지반-말뚝간의 상호작용을 합리적으로 해석하기 위해서는 추후 이 값을 정의하는 방법에 대한 연구나 미끄러짐의 양을 정의하는 보다 개선된 방법에 대한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

2.5 기초판-지반-말뚝간 상호작용의 해석

2.5.1 기초판에 의한 말뚝의 겉보기 강성 저하

말뚝의 반력은 말뚝과 주변지반의 상대변위에 의해 발현된다고 할 수 있으며, 상부 기초판이 없고 다른 외적 요인에 의해 주변지반이 침하하거나 용기하지 않는다면 말뚝의 침하량이 곧 말뚝과 주변지반의 상대변위가 된다. 기초판이 있을 경우에는 기초판의 침하와 함께 주변지반도 침하하기 때문에 말뚝과 주변지반의 상대변위는 기초판이 없는 경우보다 작아지게 된다. 이로 인해 말뚝의 반력이 상대적으로 감소되어 마치 말뚝의 강성이 감소되는 것과 같은 효과를 발휘하게 된다. 이와 같은 현상을 본 연구에서는 기초판에 의한 말뚝의 겉보기 강성저하로 정의하였다.

말뚝의 침하량이 w_p 이고, 임의의 지층 i (또는 말뚝 요소 i)에서의 주변지반 침하량이 $w_s(i)$ 라면 지층 i 에서의

말뚝과 주변지반의 상대변위 $w_{net}(i)$ 는 식 20과 같이 정의할 수 있으며, 말뚝 요소 i 에서의 반력 계산시 적용하는 침하량으로 w_p 대신 $w_{net}(i)$ 를 이용하면 자연스럽게 기초판에 의한 말뚝의 겉보기 강성저하를 고려할 수 있게 된다.

$$w_{net}(i) = w_p - w_s(i) \quad (20)$$

각 지층의 지반 침하량 $w_s(i)$ 는 단순화한 변형률 영향계수를 이용한 방법(현대건설 기술연구소, 2008 발행예정)으로 구할 수 있으며, 다소 오차가 있으나 실용적 목적으로 큰 문제가 없을 것으로 판단된다.

2.5.2 말뚝에 의한 기초판의 겉보기 강성 저하

그림 7에서와 같이 말뚝이 없을 경우에 기초판 임의의 절점 i 에서 $w_{s,raft}(i)$ 만큼 침하가 발생한다고 가정한다면, 말뚝이 있을 경우에는 말뚝의 주변에서 발생하는 전단응력에 의해 절점 i 에서 $w_{s,pile}(i)$ 만큼의 침하가 더 발생하게 된다. 따라서, 말뚝이 없는 기초판에서 지반 스프링의 강성이 식 (21)과 같다면, 말뚝지지 전면기초에서는 지반 스프링의 겉보기 강성이 식 (22)와 같이 저하되며, 식 (22)는 식 (23)로 다시 표현할 수 있다.

$$k_{s,raft}(i) = \frac{Q(i)}{w_{s,raft}(i)} \quad (21)$$

$$k_{s,piled raft}(i) = \frac{Q(i)}{w_{s,piled raft}(i)} = \frac{Q(i)}{w_{s,raft}(i) + w_{s,pile}(i)} \quad (22)$$

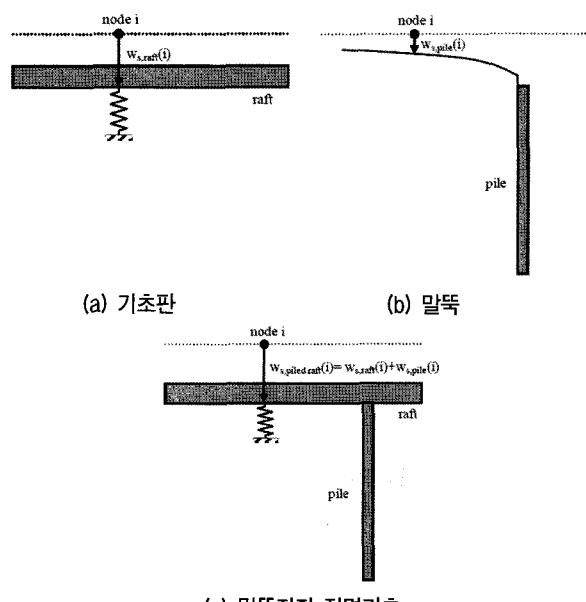


그림 7. 말뚝의 영향에 의한 지반 스프링의 겉보기 강성 저하 개념도

$$k_{s,piled\,raft}(i) = \frac{w_{s,raft}(i)}{w_{s,raft}(i) + w_{s,pile}(i)} k_{s,raft}(i) \quad (23)$$

여기서, $k_{s,raft}(i)$ 와 $w_{s,raft}(i)$ 는 알고 있는 값이므로, $w_{s,pile}(i)$ 를 알면 $k_{s,piled\,raft}(i)$ 를 구할 수 있으며, 말뚝의 갯수가 n개일 경우 $w_{s,pile}(i)$ 는 다음 식을 이용해 구할 수 있다.

$$w_{s,pile}(i) = \sum_{j=1}^n \left\{ \Gamma(j) r_p(j) \ln \left(\frac{r_m(j)}{r_{i,j}} \right) \right\} \quad (24)$$

여기서, $r_{i,j}$ 는 기초판의 절점 i와 말뚝 j 사이의 거리이다.

2.5.3 기초판에 의한 말뚝 주변지반의 경화

지표면에 가해지는 하중은 지중의 응력을 증가시키므로, 말뚝지지 전면기초에서는 그림 8에 나타낸 바와 같이 기초판에 가해지는 하중에 의해 말뚝 주면에서의 유효응력이 증가하게 된다. 말뚝 i의 주면 임의의 깊이 z에서의 초기 유효 수직응력을 $\sigma_{v,i}'(i,z)$ 라 하고, 응력증가량을 $\Delta\sigma_v'(i,z)$ 라 하면, 기초판에 하중이 가해졌을 경

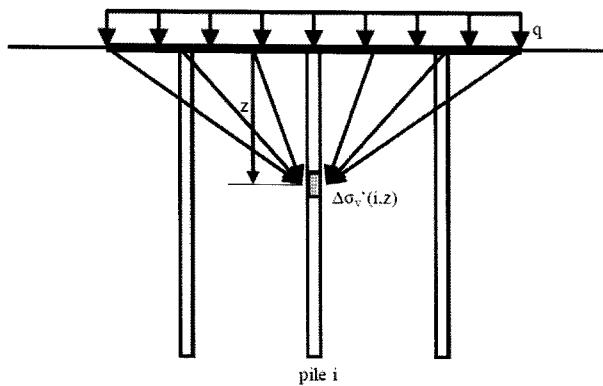


그림 8. 기초판에 기해지는 하중에 의한 말뚝 주면에서의 유효응력 증가

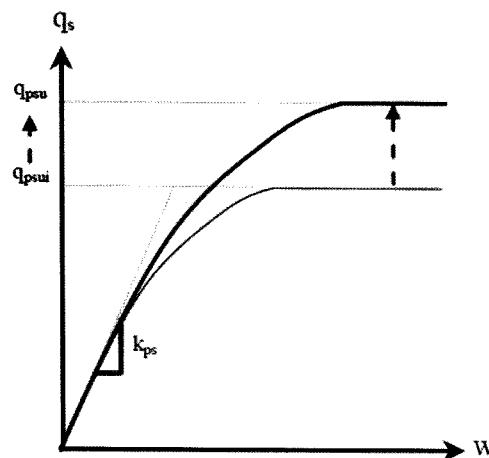


그림 9. 말뚝 주변지반의 경화에 의한 단위하중-침하 관계곡선의 변화

우 유효 수직응력은 다음과 같이 된다.

$$\sigma_v'(i,z) = \sigma_{v,i}'(i,z) + \Delta\sigma_v'(i,z) \quad (25)$$

본 연구에서는 응력증가량 $\Delta\sigma_v'(i,z)$ 를 근사적으로 구하기 위하여 Newmark (1935)의 방법을 적용하였으며, 이 값을 이용해 극한 단위 주면저항력을 재산정하면 그림 9와 같이 단위 주면 저항력과 침하의 관계를 반복계산 과정마다 수정하여 적용할 수 있게 된다. 이와 같은 방법을 통해 기초판의 침하에 의한 말뚝 주변지반의 경화 현상을 근사적으로 고려할 수 있도록 하였다.

3. 해석 프로그램의 검증

3.1 3차원 유한요소해석과의 비교분석

개발된 해석 프로그램의 검증을 위하여 지금까지 알려진 방법 중 말뚝지지 전면기초의 해석을 가장 정밀하게 할 수 있는 3차원 유한요소해석과의 비교분석을 수행하였으며, 검증을 위해 적용된 예제와 입력정수들은 그림 10에 나타낸 바와 같다. 3차원 유한요소해석을 위해 사용된 프로그램은 Plaxis 3D Foundation Version 1.5 (Brinkgreve and Broere, 2006)로, 현대건설 기술연구소 (2008 발행예정)는 말뚝재하시험 결과들과의 비교분석 및 예제해석을 통해 이 프로그램을 이용한 말뚝지지 전면기초의 해석방법을 제안한 바 있다. 그림 11은 본 예제 해석을 위해 적용된 3차원 유한요소망의 일례이다. 유한요소해석시 지반요소에는 Hardening-soil 모델이 적

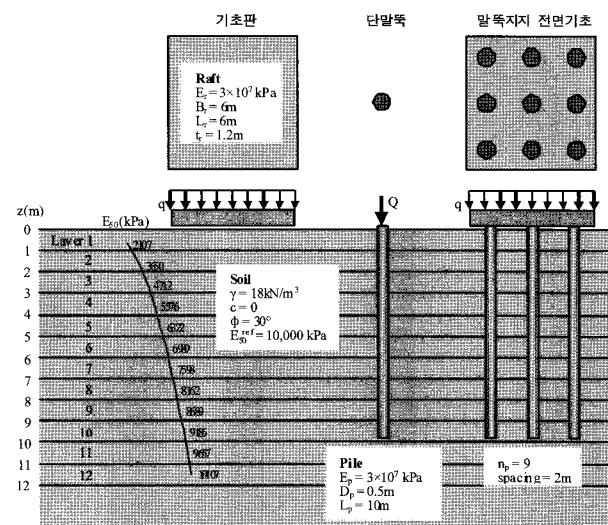
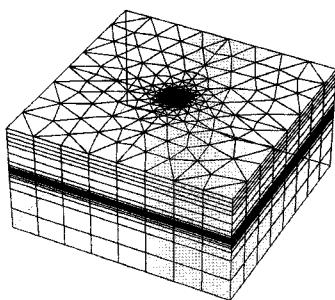
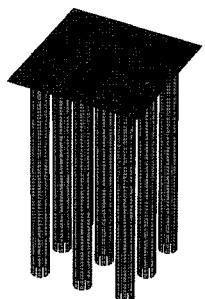


그림 10. 개발된 해석프로그램의 검증을 위해 적용된 예제



(a) 지반



(b) 기초판과 말뚝

그림 11. 말뚝지지 전면기초 예제해석을 위한3차원 유한요소망

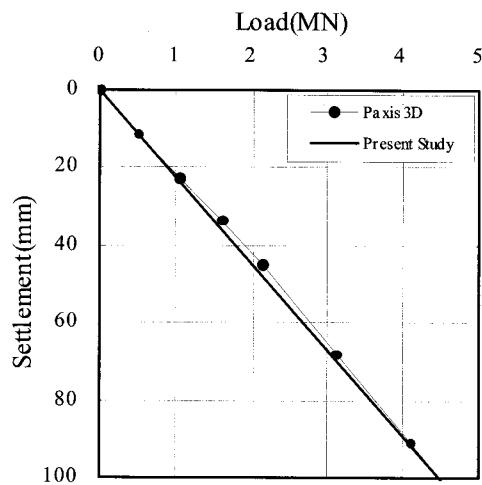
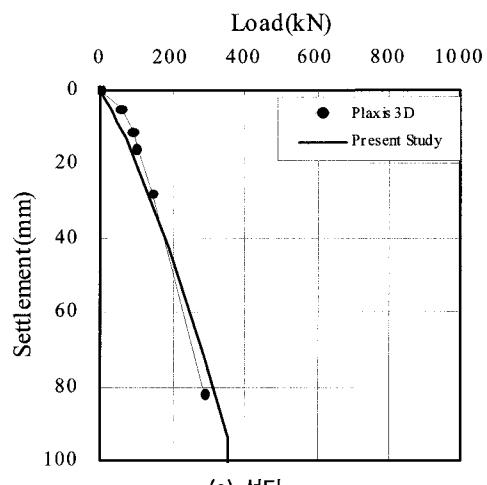


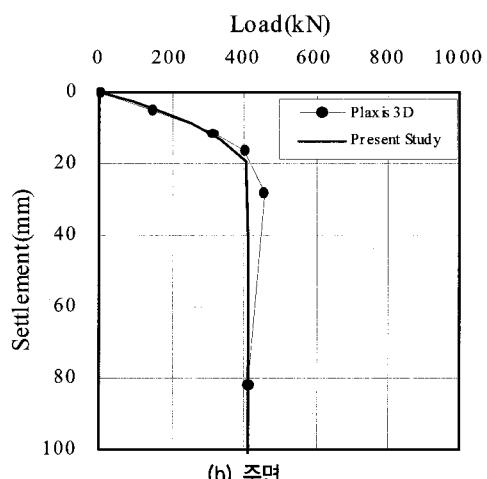
그림 12. 단독으로 사용된 기초판에 대한 해석결과

용되었고, 말뚝과 기초판 요소에는 선형탄성 모델이 적용되었다. Plaxis 3D에서는 말뚝과 지반 사이의 접촉면 거동을 모사하기 위해 가상의 두께를 갖는 접촉면 요소가 사용되는데, 여기에는 Coulomb의 파괴기준을 갖는 탄소성 모델이 적용된다. 접촉면 요소의 내부마찰각과 점착력은 R_{inter} 라는 감소계수를 이용하여 지반의 강도정수보다 감소된 값을 적용하는데, 본 연구에서는 R_{inter} 의 값으로 1.0을 사용하였다.

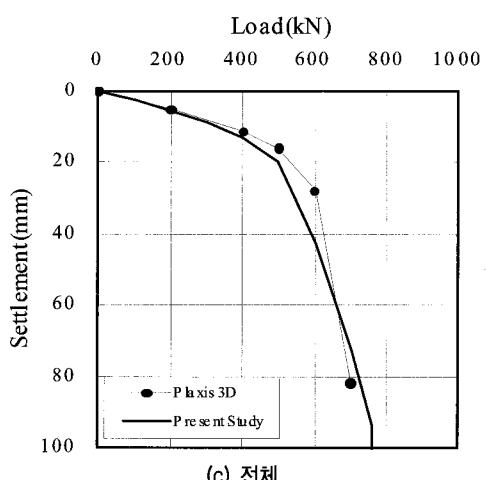
먼저 각 기초요소가 단독으로 사용되었을 경우에 대한 해석 정밀도를 알아보기 위하여 말뚝이 없는 기초판과 기초판이 없는 단말뚝에 대한 해석을 각각 수행하여



(a) 선단



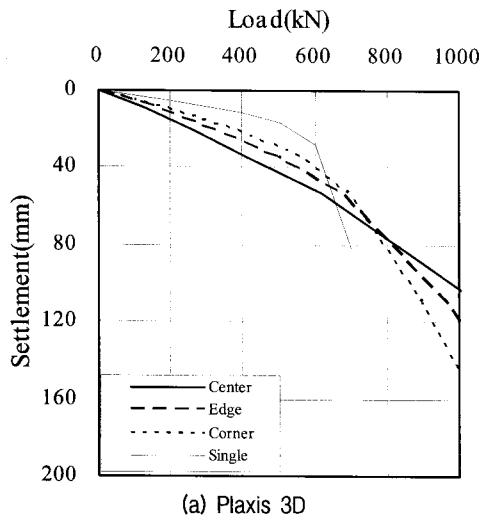
(b) 주면



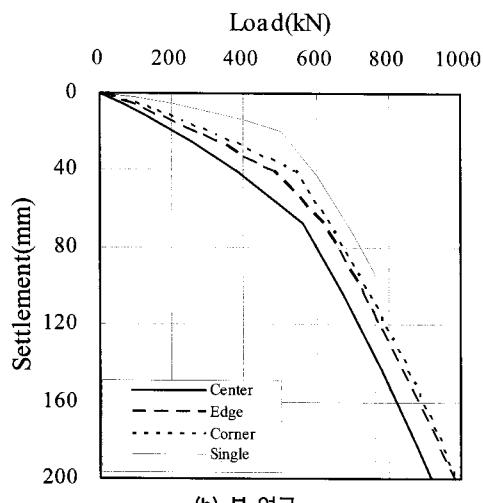
(c) 전체

그림 13. 단말뚝에 대한 해석결과

그림 12와 그림 13에 나타내었다. 지반의 탄성계수가 깊이에 따라 변화하므로 지반반력계수 산정에는 Schmertmann과 Hartmann(1978)의 침하량 산정식을 응용한 방법을 적용하였고, 단말뚝의 해석시 R_f 의 값으로는 0.3을 적용하였다. 해석결과로부터 본 연구를 통해 개발된 근사해석 프로그램이 정밀한 3차원 유한요소해석과 비교



(a) Plaxis 3D



(b) 본 연구

그림 14. 말뚝지지 전면기초에 대한 해석결과 중 말뚝의 거동

하여 큰 오차 없이 기초요소의 거동을 예측할 수 있음을 확인할 수 있었다.

각 기초요소와 지반 사이에서 발생하는 다양한 상호작용을 근사적으로 잘 모사할 수 있는지의 여부는 각 기초요소가 단독으로 사용되었을 경우와 복합적으로 사용되었을 경우를 비교해보면 알 수 있다. 그림 14는 단말뚝의 거동과 말뚝지지 전면기초에서의 말뚝 중 중간과 외곽부 및 모서리에 위치한 말뚝의 거동을 비교한 것이다. 해석시 R_{fe} 의 값으로는 0.35를 적용하였는데, 이 값은 단말뚝에 대한 3차원 유한요소해석으로부터 얻어진 미끄러짐 양에 대한 분석을 통해 선정하였다.

그림 14(a)에 나타낸 바와 같이 Plaxis 3D 프로그램을 이용한 3차원 유한요소해석은 말뚝-지반-말뚝간 상호작용과 기초판-지반-말뚝간의 상호작용에 의한 말뚝의 겉보기 강성저하를 모사할 수 있을 뿐 아니라, 기초판 및 인접 말뚝과의 상호작용에 의한 말뚝 주변지반의 경화

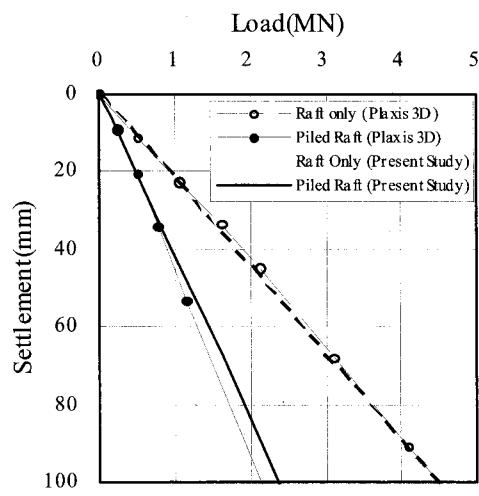


그림 15. 말뚝지지 전면기초에 대한 해석결과 중 기초판의 거동

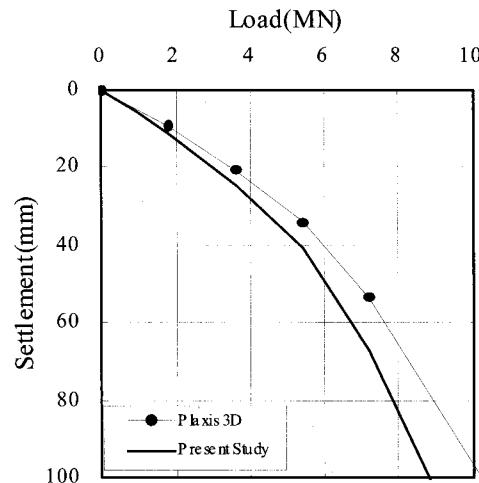


그림 16. 말뚝지지 전면기초 전체의 거동

현상을 고려할 수 있다. 본 연구의 방법 또한 이러한 상호작용들을 고려할 수 있으며, 겉보기 강성 저하량에 대한 예측은 3차원 유한요소해석 결과와 유사한 것을 확인할 수 있으나, 경화에 대한 예측은 3차원 유한요소해석보다 과소하게 하는 것을 알 수 있다. 그림 15는 기초판만 단독으로 사용하였을 경우와 말뚝지지 전면기초 내 기초판의 거동에 대한 해석결과를 비교한 것으로, 본 연구에서 개발한 해석 프로그램이 말뚝과의 상호작용에 의한 기초판의 겉보기 강성 저하량을 3차원 유한요소해석과 유사하게 예측할 수 있음을 보여주고 있다. 그림 16은 말뚝지지 전면기초 전체의 거동에 대한 해석결과이고, 그림 17은 말뚝의 하중분담율의 변화를 나타낸 것이다. 두 해석결과간 오차의 주 원인은 위에서 설명한 것과 같이 기초판에 의한 말뚝 주변지반의 경화현상을 본 연구의 방법이 과소하게 평가하는 데 따르는 것으로,

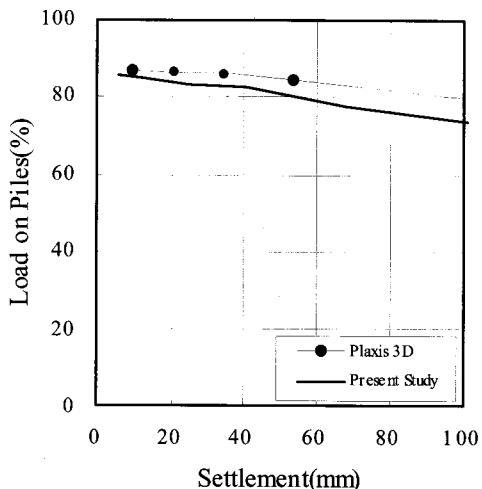


그림 17. 말뚝의 하중분담률 변화

추후 이에 대한 보완이 필요하겠지만 이러한 경향은 안전측 설계로 유도할 수 있기 때문에 실용적 목적으로 사용하는 데 있어서는 큰 문제가 없을 것으로 판단된다.

3.2 기존에 개발된 해석방법들과의 비교분석

Poulos 등(1997)은 그림 18과 같은 해석예제에 대하여 다양한 방법들의 해석결과를 비교하여 발표한 바 있다. 이 예제에서 기초판 위에 가해진 전체 하중은 12MN이며, 말뚝이 설치된 위치에 가해진 하중 V_1 , V_2 는 각각 1MN, 2MN이다. 본 연구에서는 이 때 적용되었던 해석방법들 이외에 몇가지 해석방법들을 추가하여 본 연구 결과와 비교하였으며, 해석방법들을 열거하면 다음과 같다.

- ① Poulos and Davis(1980)의 단순 비선형 해석방법
- ② Randolph(1983)의 단순 선형 해석방법
- ③ GASP 프로그램을 이용한 스프링 위에 놓인 띠기초 해석방법(Poulos, 1991)
- ④ GARP 프로그램을 이용한 스프링 위에 놓인 판기초 해석방법(Poulos, 1994)
- ⑤ Ta와 Small(1996)의 유한요소법
- ⑥ Sinha(1996)의 유한요소법과 경계요소법을 이용한 복합해석방법
- ⑦ Plaxis 3D를 이용한 정밀 3차원 유한요소법
- ⑧ Pile+R 프로그램을 이용한 스프링 위에 놓인 판기초 해석방법(현대건설 기술연구소, 1999)
- ⑨ 본 연구의 방법

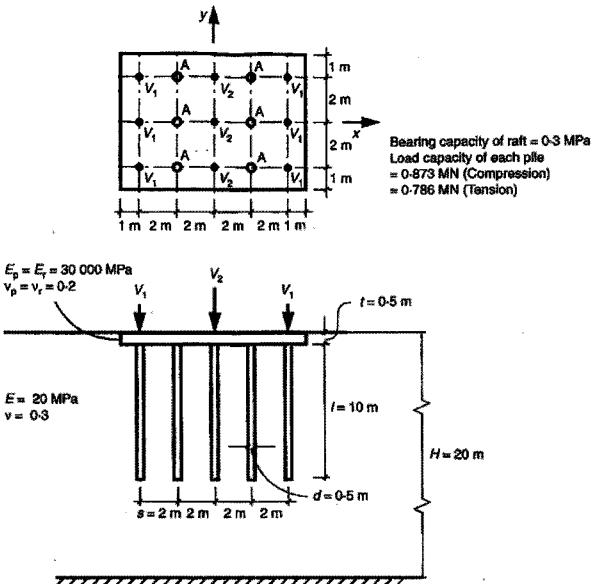


그림 18. 기존 해석방법들과의 비교를 위해 적용된 예제(Poulos 등, 1997)

지반조건이 균질하고 탄성계수가 지반의 응력수준에 관계 없이 일정하다고 가정되었기 때문에 Plaxis 3D를 이용한 3차원 유한요소 해석시의 지반모델은 Hardening-soil 모델 대신 Mohr-Coulomb 모델을 사용하였다. 그림 19는 위에 열거한 방법들을 이용해 해석한 결과들을 비교하여 도시한 것이다. 다른 연구자들에 의해서 개발된 해석방법과 비교해 볼 때, 본 연구에서 개발된 해석프로그램에 의한 결과치는 대체적으로 평균 수준의 값임을 알 수 있으며, 간접적인 방법이긴 하지만 이를 통해 본 연구의 신뢰성을 다시 확인할 수 있었다.

본 프로그램은 다층지반에 적용할 수 있으며 말뚝의 비선형 특성을 고려하면서도, 기초요소간의 상호작용을 합리적으로 해석하여 말뚝의 항복 이후에 대한 거동까지도 비교적 정확히 예측할 수 있다는 장점을 가지고 있다. 그림 20은 그림 10의 말뚝지지 전면기초 예제에 대하여 Ta와 Small(1996)의 연구결과를 발전시켜 만들어진 상용 프로그램인 FEAR(Finite Element Analysis of Rafts with Piles; Chow and Small 2005) 프로그램과 현대건설 기술연구소에서 기개발되었던 선형탄성 해석프로그램인 Pile+R로 해석한 결과와 본 연구에서 개발한 프로그램으로 해석한 결과를 비교하여 나타낸 것이다. 하중수준이 낮을 경우에는 프로그램별 해석결과의 차이가 적지만, 하중수준이 높아질수록 선형해석과 비선형해석과의 차이가 상당히 커지는 것을 알 수 있다. 최근 말뚝지지 전면기초 설계개념은 말뚝을 침하저감용으

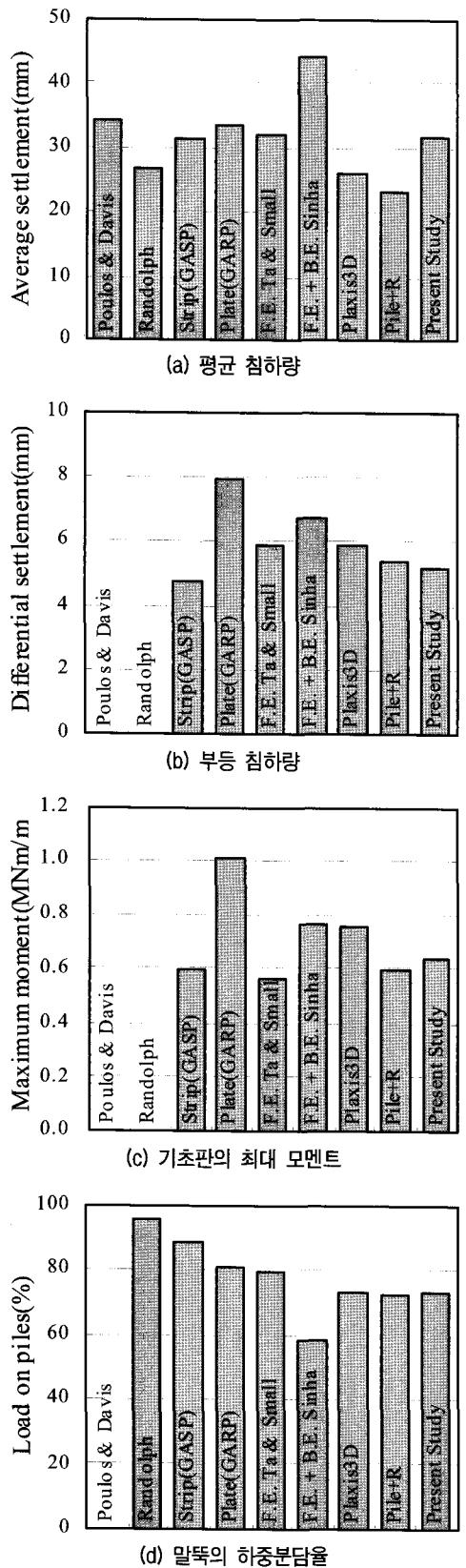


그림 19. 기존 해석방법들과의 비교결과

로 사용할 경우, 경제적인 설계를 위해 말뚝의 극한지력을 최대한 사용하려는 경향으로 가고 있으며, 그림

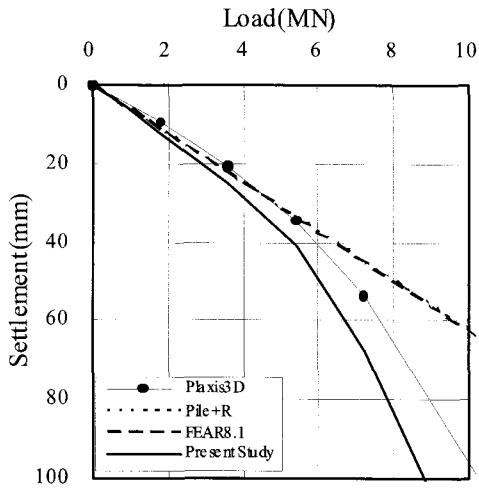


그림 20. 선형탄성해석 프로그램들과의 비교

20은 이럴 경우에 대한 본 연구 결과의 장점을 잘 보여주고 있다.

4. 결론

본 논문에서는 말뚝지지 전면기초의 실용화를 위한 근사해석 프로그램을 소개하였으며, 3차원 유한요소해석 및 기존에 개발된 해석방법들과의 비교를 통해 신뢰성 및 적용성을 검증하였다. 개발된 프로그램은 기초요소간의 상호작용을 합리적으로 고려하면서도 비선형해석이 가능하고 다층지반에 대한 적용성이 좋아 말뚝지지 전면기초의 해석 및 설계를 위한 실용적 목적에 잘 부합하는 성능을 갖는 것을 알 수 있었다. 상호작용의 영향중에서 말뚝 주변지반의 경화를 과소하게 예측하는 단점이 있었으나, 인접한 말뚝이나 기초판에 의한 말뚝의 겉보기 강성저하와 말뚝에 의한 기초판의 겉보기 강성저하는 정밀한 3차원 유한요소 해석과 거의 유사하게 예측할 수 있었다. 기존에 개발된 프로그램들과의 비교분석을 수행한 예제를 통해서는 본 연구 방법을 이용해 해석한 기초판의 침하량과 모멘트 및 하중분담율 등 설계 인자들이 신뢰성 있는 값이라는 것을 간접적으로 알 수 있었고, 비선형 해석의 장점을 확인할 수 있었다.

다만, 해석의 효율성을 위해 도입된 근사적인 방법들은 추후 보다 많은 연구를 통해 개선되어야 할 것이고, 앞으로 실물크기 현장시험이나 실제 현장적용에 의한 경험을 하루 빨리 축적시켜 말뚝지지 전면기초의 실용화를 통해 경제적인 기초설계가 수행될 수 있도록 더욱 노력하여야 할 것으로 생각된다.

참 고 문 헌

1. 현대건설 기술연구소 (1999), 무리말뚝 및 상부기초 통합 해석 시스템 개발, 연구보고서-97GEO03, 현대건설 기술연구소.
2. 현대건설 기술연구소 (2008 발행예정), 말뚝지지 전면기초의 실용화에 관한 연구, 연구보고서-06GEOS03, 현대건설 기술연구소.
3. Brinkgreve, R.B.J. and Broere, W. (2006), "Plaxis 3d foundation version 1.5", Plaxis B.V., Delft, Netherlands.
4. Brown, P.T. and Weisner, T.J. (1975), "The behaviour of uniformly loaded piled strip footings", *Soils and Foundations*, 15, pp. 13-21.
5. Butterfield, R. and Banerjee, P.K. (1971), "The elastic analysis of compressible piles and pile groups", *Geotechnique*, 21(1), pp.43-60.
6. Chow, H. and Small, J.C. (2005), "Finite layer analysis of combined pile-raft foundations with piles of different lengths", *Proc. 11th Int. Conf. IACMAG*, Turin, Italy, 2, pp.429-436.
7. Clancy, P. and Randolph, M.F. (1993), "An approximate analysis procedure for piled raft foundations", *Int. Jnl. Num. Methods in Geomechs.*, 17, pp.849-869.
8. El-Mossallamy, Y. and Reiningher, M. (2005), "Innovative application of piled raft foundation to optimize the design of high-rise buildings and bridge foundations", *11th Int. Conf. IACMAG*, Turin, Italy, pp.451-458.
9. Franke, E., Lutz, B. and El-Mossallamy, Y. (1994), "Measurements and numerical modelling of high-rise building foundations on Frankfurt clay", *Vert. and Horizl. Deformns. of Foundns. and Embanks., ASCE Geot. Spec. Pub.*, No.20, 2, pp.1325-1336.
10. Hain, S.J. and Lee, I.K. (1978), "The analysis of flexible pile-raft systems", *Geotechnique*, 28(1), pp.65-83.
11. Kondner, R.L. (1963), "Hyperbolic stress-strain response:cohesive soil", *Jnl. Soil Mech. Found. Div.*, 89(SM11), pp.115-143.
12. Kuwabara, F. (1989), "An elastic analysis for piled raft foundations in a homogeneous soil", *Soils and Foundations*, 28(1), pp. 82-92.
13. Lee, I.K. (1993), "Analysis and performance of raft and raft-pile systems", *Keynote Lect., 3rd Int. Conf. Case Hist. in Geot. Eng.*, St. Louis (also Res. Rep. No. 133, Aust. Def. Force Academy, Univ. NSW, Australia).
14. Newmark, N.M. (1935), *Simplified computation of vertical pressure in elastic foundation*, Circular 24, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, IL.
15. Ottaviani, M. (1975), "Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups", *Geotechnique*, 25(2), pp.159-174.
16. Poulos, H.G. (1991), "Analysis of piled raft foundations", *Comp. Methods and Advances in Geomechs.*, Ed. G. Beer, J.R. Booker and J.P. Carter, A.A. Balkema, Rotterdam, 1, pp.193-191.
17. Poulos, H.G. (1993), "Piled rafts in swelling or consolidating soils", *Jnl. Geot. Eng., ASCE*, 119(2), pp.374-380.
18. Poulos, H.G. (1994), "An approximate numerical analysis of pile -raft interaction", *Int. Jnl. NAM Geomech.*, 18, pp.73-92.
19. Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1980), *Pile foundation analysis and design*, New York, John Wiley and Sons.
20. Poulos, H.G., Small, J.C., Ta, L.D., Sinha, J. and Chen, L. (1997), "Comparison of some methods for analysis of piled rafts", *Proc. 14th ICSMFE*, Hamburg, Vol.2, pp.1119-1124.
21. Randolph, M.F. (1983), "Design of piled raft foundations", *CUED /D, Soils TR 143*, Cambridge University.
22. Randolph, M.F. (1994), "Design methods for pile groups and piled rafts", *Proc. 12th Int. Conf. Soil Mechs. and Foundn. Eng.*, New Delhi, 5, pp.61-82.
23. Randolph, M.F. and Wroth, C.P. (1978), "Analysis of deformation of vertically loaded piles", *Jnl. Geot. Eng., ASCE*, 104(12), pp. 1465-1488.
24. Schmertmann, J.H. and Hartman, J.P. (1978), "Improved strain influence factor diagrams", *Jnl. Geot. Eng. Divn.*, ASCE, 104 (GT8), pp.1131-1135.
25. Sinha, J. (1996), *Analysis of piles and piled rafts in swelling and shrinking soils*. PhD Thesis, University of Sydney, Australia.
26. Ta, L.D. and Small, J.C. (1996), "Analysis of piled raft systems in layered soils", *Int. Jnl. Num. Anal. Meths. in Geomechs.*, 20, pp.57-72.
27. Vesic, A.S. (1961), "Bending of beams resting on isotropic solid", *Jnl. Eng. Mech. Div.*, ASCE, 87(EM2), pp.35-53.
28. Wang, A. (1995), Private communication, *From PhD thesis*, University of Manchester, U.K.
29. Weisner, T.J. and Brown, P.T. (1976), "Behaviour of piled strip footings subjected to concentrated loads", *Aust. Geomechs. Jnl.*, G6, pp.1-5.
30. Yamashita, K., Kakurai, M., Yamada, T. and Kuwabara, F. (1993), "Settlement behaviour of a five-storey building on a piled raft foundation", *Proc. 2nd Int. Geot. Sem. on Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Ghent, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 351-356.
31. Zhuang, G.M., Lee, I.K. and Zhao, X.H. (1991), "Interactive analysis of behaviour of raft-pile foundations", *Proc. Geo-Coast '91*, Yokohama, 2, pp.759-764.

(접수일자 2007. 10. 17, 심사완료일 2007. 11. 28)

해성점토의 교란이 압축특성에 미치는 영향

Effect of Disturbance on the Compressibility Characteristics of Marine Clay

유 성 진¹ Yu, Sung-Jin

김 종 국³ Kim, Jong-Kook

채 영 수² Chae, Young-Su

윤 원 섭⁴ Yoon, Won-Sub

Abstract

This study describes compressive characteristics of marine clay at southwestern coast in Korea by large block and piston samples. Through the analysis of disturbance effect and various consolidation test, consolidation result shows that volumetric strain from large block samples is lower than piston samples and compression index of large block samples is larger than piston samples value. We suggest new empirical equation of compression index by the effect of compression index following sampling method. If consolidation settlement is presumed using empirical equation of compression index, the result will be more reasonable in predicting settlement than that obtained by the decision of compressibility characteristics from piston samples.

요 지

본 연구에서는 국내 서·남해안의 해성점토를 대상으로 대형블럭시료와 피스톤 시료를 채취하여 시료교란도 평가와 다양한 압밀시험을 수행하였다. 이들 시료에 대하여 시료교란도 분석과 다양한 압밀시험결과를 토대로 압축특성을 규명하였다. 그 결과, 대형블럭시료는 압밀시험으로 결정한 선행압밀하중까지의 체적변형률이 피스톤 시료보다 더 낮으며, 대형블럭시료에서 얻은 압축지수는 피스톤시료의 압축지수에 비하여 더 크게 나타났다. 샘플링 방법에 따른 압축지수에 끼치는 영향을 고려하여 새로운 압축지수 추정식을 제안하였다. 이러한 압축지수 제안식을 이용하여 압밀 침하량을 추정한다면, 관행적으로 피스톤 샘플로부터 압축특성을 결정하는 경우보다 더 합리적으로 침하량을 예측할 수 있을 것으로 사료된다.

Keywords : Compression index, Large block sample, Sampling disturbance

1. 서 론

최근 대단위 주거단지 및 공공시설에 대한 투자가 활발히 진행되면서 연안매립 및 해상개발 등의 연약지반 활용에 대한 관심이 고조되고 있다. 연약지반은 구성구조물, 퇴적조건 및 응력이력 등에 따라 물리·역학적 특성이 다르게 나타나며, 침하변형에 의한 균열, 파손을 비

롯해 대형붕괴사고 등을 야기 할 수 있다. 특히, 연약점토의 역학특성을 평가하는데 있어 자연시료를 채취하여 실내시험을 시행할 경우 시료의 교란 영향에 따라 시험결과치의 신뢰성이 저하되는 문제가 발생하게 된다. 시료교란은 원자반의 강도 및 압축특성에 영향을 미치게 되므로 연약지반의 정확한 거동을 파악하기 위해서는 교란을 최소화하고 합리적인 설계지반정수를 산

1 정희원, 동남이엔씨(주) 부회장 (Member, Vice Chairman, DONGNAM E&C Co., Ltd., ysjin50@nate.com, 교신저자)

2 정희원, 수원대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., The Univ. of Suwon)

3 정희원, 한국건설품질시험원 지반공학센터 부장 (Member, Chief Engineer, Institution of Korea Construction Quality Test)

4 정희원, 수원대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., The Univ. of Suwon.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

정하여야 한다. 그러므로 지반정수의 불확실성에 따른 설계를 예측하는 것이 필요하며 이를 현장조건에 맞게 적용되어야 한다. 지반정수는 연약지반 설계에 있어서 공사기간과 공사비 증가는 물론 안전사고 발생의 원인이 되는 경우 사회, 경제적으로 미치는 영향이 대단히 크다 할 수 있다. 그러나 지반정수 산정의 신뢰성 제고를 위해 시료교란특성을 고려한 다양한 시험법과 시료 채취방법을 제안하여 자료축적을 하고 있으나, 현실화는 상당한 시간이 소요되고 있다. 따라서 본 연구에서는 국내 해성점토를 대상으로 대형블럭시료와 피스톤 시료를 채취하여 시료교란도 평가 및 다양한 압밀시험을 수행하였다. 각각의 시료에 대하여 체적변형률에 따른 시료교란도를 분석하였으며, 다양한 압밀시험으로 압밀 특성을 파악하였다. 대형블럭시료로 얻은 압축지수를 이용하여 자연함수비, 액성한계, 소성지수 등의 지반변수에 미치는 영향인자와의 관계를 비교·분석하여 새로운 압축지수 추정식을 제안하였다.

2. 시험개요

2.1 연구대상의 지반 특성

본 연구에서는 국내 서·남해안 해성점토 지반을 대상으로 대형블럭시료와 피스톤 시료를 채취하였으며, 그 위치도는 그림 1과 같다.

국내 연안의 지반특성을 보면, 서해안은 조수간만의 차가 다소 크고 지표면에서 심도 10m~17m정도까지의 N치는 3~5정도의 연약한 지층으로 무기질 실트 혹은 무기질 점토층으로 구성되어 있다. 남해안의 연약 지층은 지표면에서 심도 22m이상으로 소성이 큰 무기질 실

트에서 고소성 점토층이 존재하였다. 각 지역의 대표적인 물리적 특성은 표 1과 같다.

2.2 시료채취 및 실험시료

대형블럭시료는 시추공의 시료채취심도까지 오거($\varnothing=500\text{mm}$)를 이용하여 steel casing을 설치하고, 천공 슬라임을 제거한 후 대구경샘플러($\varnothing=400\text{mm}$, $H=600\text{mm}$)를 롳드에 연결 채취심도까지 내린 다음 샘플러를 지반에 관입하게 되면 특별하게 고안된 하부 시료절단장치로 시료를 절단하여 샘플러를 끌어 올리게 된다. 채취한 시료는 그림 2와 같이 샘플러 내부의 시료를 추출하고 표면정리 후 와스와 랩을 이용 완전히 밀봉한다(김종국 등, 2003, 2005). 또한, 동일 위치에서 피스톤 샘플러(NX)로 자연시료를 채취하였다.

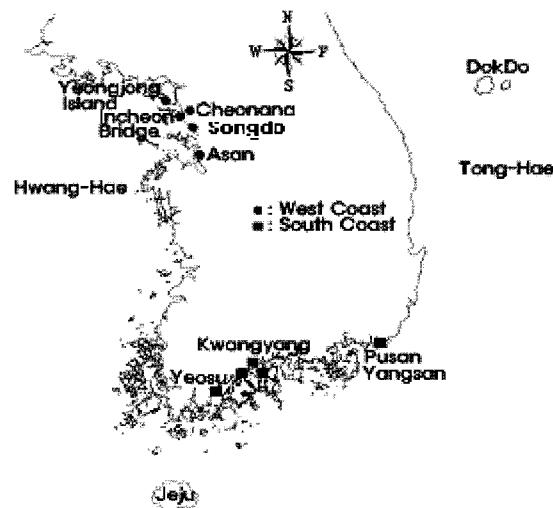


그림 1. 국내 해성점토의 자연시료 채취위치

표 1. 대형블럭시료의 물리적 특성

시료구분	Wn(%)	Gs	LL(%)	PI(%)	e_o	U.S.C.S
서 해 안	영종인천공항	32.4~49.4	2.65~2.69	28.4~53.7	9.5~28.3	0.94~1.31
	영종인천대교	41.1~48.2	2.67~2.72	34.5~45.6	11.5~21.8	1.12~1.29
	김포, 청라지구	35.5~57.1	2.70~2.73	31.1~55.0	6.2~29.5	0.96~1.55
	인천송도지구	29.8~42.5	2.67~2.73	27.1~36.7	2.6~14.2	0.81~1.16
	아산인주지방	34.5~36.2	2.69~2.70	30.2~35.6	7.7~12.8	0.93~0.97
남 해 안	광양배후단지	63.3~105.9	2.71~2.73	66.3~92.2	42.1~59.9	1.74~2.81
	광양진주철도	47.2~64.8	2.72~2.72	40.5~57.4	16.1~30.9	1.28~1.76
	광향우회도로	70.5~89.7	2.69~2.72	68.5~75.3	40.0~50.8	1.65~2.40
	광양서쪽철도	71.0~94.4	2.69~2.72	61.6~95.2	35.7~66.6	2.05~2.54
	부산양산지구	53.6~88.9	2.71~2.74	53.6~88.3	26.9~46.2	1.48~2.54



그림 2. 대형블럭시료 채취과정

표 2. 시료 채취 현황

대상지역	시료채취 현황		비 고 (대형블럭시료 크기)
	피스톤 시료	대형블럭시료	
서 해 안 지 역	영종도 #1 -인천공항	6개소	$\varnothing:200\text{mm} \times H:350\text{mm}$
	영종도 #2 -인천대교	4개소	$\varnothing:180\text{mm} \times H:400\text{mm}$
	인천청라지구	5개소	$\varnothing:250\text{mm} \times H:400\text{mm}$
	인천송도지구	4개소	$\varnothing:250\text{mm} \times H:400\text{mm}$
	아산인주지방	2개소	$\varnothing:250\text{mm} \times H:400\text{mm}$
남 해 안 지 역	진주광양철도	2개소	$\varnothing:250\text{mm} \times H:400\text{mm}$
	광양서죽인접	4개소	$\varnothing:250\text{mm} \times H:400\text{mm}$
	광양우회도로	2개소	$\varnothing:250\text{mm} \times H:400\text{mm}$
	광양동축배후	4개소	$\varnothing:250\text{mm} \times H:400\text{mm}$
	부산양산지구	3개소	$\varnothing:180\text{mm} \times H:800\text{mm}$

표 3. 실험시료 및 시험방법

시험 항 목	시료크기 (입밀링)	시험 방법	사용 시료	적용지역
표준압밀시험(SC)	$\varnothing=60\text{mm}, H=20\text{mm}$	KS F 2316	피스톤시료(NX)	공통
일정변형률 압밀시험(CRS)	$\varnothing=63\text{mm}, H=30\text{mm}$	ASTM D 4186-89	피스톤시료(NX)	남해안(광양)
Rowecell압밀시험(Ro)	$\varnothing=150\text{mm}, H=50\text{mm}$	ELE, Manual	대형블럭시료	서해안(인천)
대형압밀시험(LSC)	$\varnothing=250\text{mm}, H=90\text{mm}$	KS F 2316 준용	대형블럭시료	공통

본 연구에 이용된 실험시료는 표 2와 같이 대형블럭시료는 직경(\varnothing) 180mm~250mm, 높이(H) 350mm~800mm의 자연시료로 37개소에서 채취하였고, 피스톤 시료(NX)는 이와 동일한 위치에서 채취하였다.

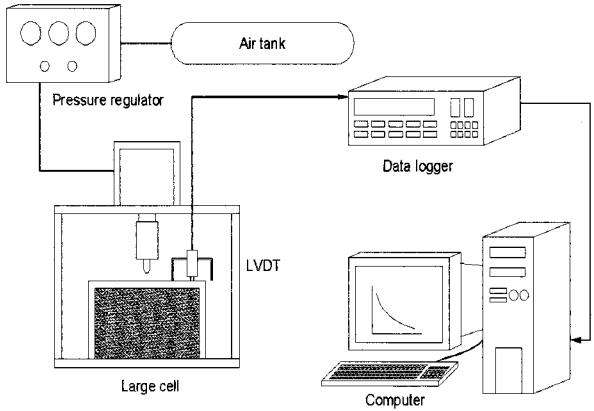
2.3 시료성형 및 시험방법

실험은 자연시료를 이용하여 교란으로 인한 압밀거동을 살펴보기 위하여 표준압밀시험(standards consolidation test ; SC)과 일정변형률 압밀시험(constant rate of strain consolidation test ; CRS), Rowecell압밀시험(Ro) 그리고 대형 압밀링을 개발하여 대형압밀시험(large standards consolidation test ; LSC)을 실시하였으며, 실험에 이용된 시료와 시험방법은 표 3과 같다. CRS시험은 ASTM의 기준에 따라 0.01%/min~0.2%/min상의 변형률 속도를 적용하였고, 시험 시 시료의 포화를 위해 압력셀의 압력

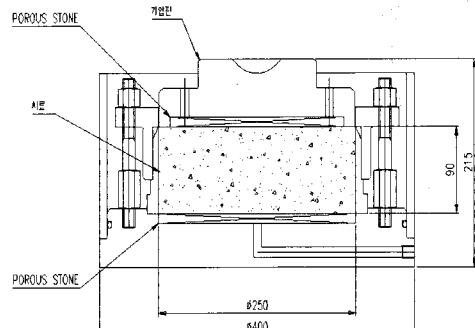
과 같은 크기의 배압(back pressure)를 가한 후 시료저면에서 과잉간극수압을 측정하여 B계수 0.98이상의 경우에 실시하였다. Ro압밀시험은 Geocomp사와 ELE사의 조합장비로 자동측정 및 자동 입력되는 장치를 이용하여 배수조건에 따라 수직방향과 수평방향 즉, 외향(inward) 방사배수와 내향(outward) 방사배수 조건을 고려하여 실시 할 수 있다.

대형압밀시험장비의 구성도는 그림 3a)와 같고, 대형 압밀링은 그림 3(b)의 대형 압밀링은 직경 250mm, 높이 90mm로 제작하였다. 상재하중은 공기압에 의하여 조절 할 수 있고, 압밀시험 시 상재하중은 약 1000kPa까지 재하 할 수 있는 특징이 있다. 각 단계별 하중은 10kPa, 20kPa, 40kPa, 80kPa, 160kPa, 320kPa, 640kPa에 대하여 수행할 수 있다. 대수시간-변형률 관계 및 대수응력-변형률 관계를 이용하여 압밀특성을 분석할 수 있다.

시료추출 및 성형 시 교란을 최소화하기 위하여 속도



(a) 공압식 하중가압장치



(b) 대형압밀링

그림 3. 대형압밀시험의 구성도

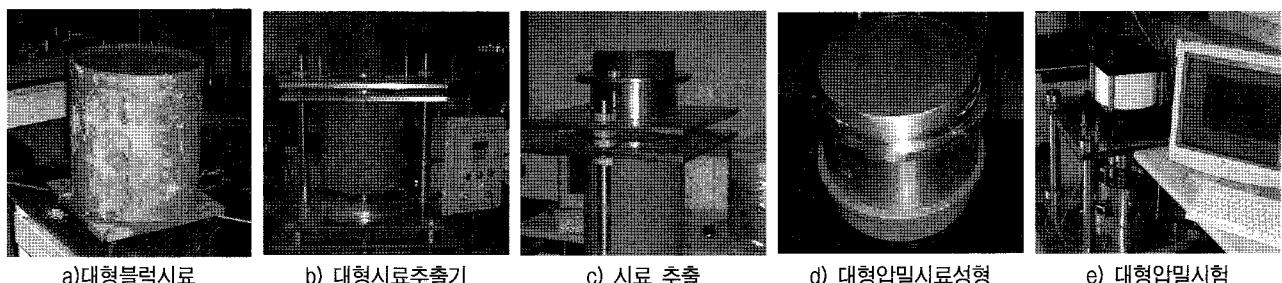


그림 4. 대형압밀시험(LSC) 과정

저감기를 장착한 대형시료추출기(그림 4b))를 개발하여 이용하였으며, 대형압밀링은 그림 4d)와 같고, 시료성형 시 $\varnothing=250\text{mm}$, $H=90\text{mm}$ 의 크기로 제작하였다.

3. 시험결과 및 분석

3.1 시험결과

본 연구의 국내 해성점토지반에서 채취한 대형블럭 시료와 피스톤 시료에 대하여 수행한 압밀시험 결과는 표 4와 같다. 표 4에서 기본물성시험 즉, 자연함수비 (W_n), 흙의 밀도(ρ_s), 액성한계(LL), 소성한계(PL) 및 입도시험 등은 압밀시험 전에 각각의 시료에 대하여 시험한 결과이다. 압밀시험 결과는 시료교란에 따른 압축특성을 살펴보기 위하여 각 시료의 시험방법에 따른 선행 압밀하중(P_c)과 압축지수(C_c)를 나타냈다.

이처럼 수행한 시험결과를 토대로 시료교란도 평가 및 압밀특성을 간단하게 살펴보고 압축지수와 기본물성치와의 관계를 통해 새로운 압축지수와의 관계를 제안하였다.

3.2 시료교란도 분석

시료채취로부터 실내시험까지의 과정에서 역학적 교란 및 응력해방에 따른 교란이 발생하여 역학적 특성치의 신뢰도를 저하시킬 가능성이 높다. Shogaki(1996)는 교란정도가 다른 압밀시험결과로부터 그림 5와 같은 압밀곡선을 얻었으며, Andersen와 Kolstad(1979)는 시료가 교란되면 압밀곡선이 완만해지는 것으로 그림에서 는 S_1 sample의 압밀곡선이 S_σ sample의 압밀곡선으로

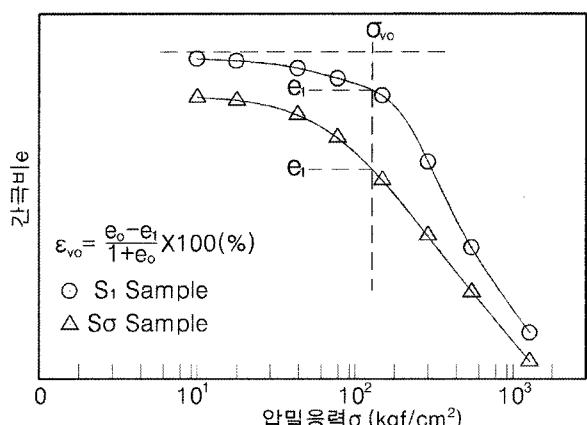


그림 5. 압밀시험에서 체적변형률(Shogaki, 1996)

표 4. 시험결과

구간	공번	심도 (m)	함수비 (%)	0.02 (mm)	LL (%)	PI (%)	USCS	대형블럭시료		피스톤시료				
								Ro / LSC시험		SC시험		CRS시험		
								Cc	Pc (kPa)	Cc	Pc (kPa)	Cc	Pc (kPa)	
서해안지역	인천공항	045P	3.8~4.9	36.7	25	39.1	20.1	CL	0.345*	78.46	0.330	71.59	-	
		072P	3.0~3.5	32.4	20.0	35.1	14.8	CL	0.226*	80.42	0.182	74.53	-	
		124P	3.2~3.65	35.1	12.1	28.4	18.5	CL	0.223*	75.51	0.201	60.80	-	
		A-1	3.7	40.7	18.0	45.5	26.3	CL	0.237*	53.93	0.202	49.03	-	
		A-2	3.2	49.7	31	53.7	28.3	CL	0.481*	57.86	0.395	53.94	-	
		A-3	5.2	34.4	17.0	32.4	9.5	CL	0.319*	67.67	0.297	67.67	-	
	인천대교	BA-6	3.0~3.5	41.1	18	35.6	11.5	CL	0.303	96.99	0.284	96.21	-	
		BA-6	3.0~3.5	42.2	16	36.9	12.4	CL	0.357	65.02	0.333	64.04	-	
		BA-13	3.0~3.5	48.2	30	42.5	18.7	CL	0.285	66.19	0.256	61.98	-	
		BA-13	3.0~3.5	44.6	33	45.6	21.0	CL	0.366	27.46	0.343	27.06	-	
		BA-20	5.0~5.5	42.3	15	36.5	14.3	CL	0.327	29.91	0.309	29.32	-	
	송도지구	BC-18	1.5	36.2	18.5	36.7	14.2	CL	0.287	51.48	0.262	48.44	-	
		BC-18	2.5	29.8	8.8	27.1	2.6	ML	0.203	53.93	0.189	53.25	-	
		BC-18	4.5	30.2	10.2	28.8	5.5	CL-ML	0.254	64.72	0.246	63.55	-	
		BC-18	6.5	42.5	14.5	35.6	8.8	CL	0.308	70.90	0.298	71.59	-	
	청라지구	RB-10	2.0	35.5	11.7	34.5	15.1	CL	0.323	134.80	0.299	130.43	-	
		RB-14	4.0	36.9	30.4	36.8	12.3	CL	0.275	99.45	0.266	97.09	-	
		RB-14	1.5	38.4	11.2	34.6	13.0	CL	-	-	-	-	-	
		SB-6	2.0	57.1	26.2	55.0	29.5	CL	0.478	30.58	0.458	29.03	-	
		SB-7	3.0	35.5	9.5	31.1	6.2	CL	0.211	100.68	0.197	99.30	-	
남해안지역	진주·광양	2A-BB01	2.0	64.8	33.1	57.4	30.9	CH	0.84	62.76	0.62	60.90	0.746	40.70
		2A-BB02	4.5	47.2	22.1	40.5	16.1	CL	0.45	60.02	0.43	59.63	0.788	41.29
	광양동쪽	2A-BH01	5	105.9	37.8	90.2	58.7	CH	1.705	34.91	1.404	33.15	1.039	36.87
		2A-BH02	3	63.3	25.2	66.3	42.1	CL	0.966	29.65	0.818	29.13	1.122	37.46
		2A-BH03	10.2	83.9	31.9	74.2	43.8	CH	1.146	34.91	1.056	33.15	1.58	34.52
		2A-BH04	7.3	84.2	43.5	80.3	53.5	CH	1.195	38.44	0.911	30.01	1.296	23.14
	광양서쪽·우회	2B-BH05	7.5	70.5	21.9	68.5	40.0	CH	0.896	40.41	0.890	34.13	1.09	33.93
		2B-BH06	2.5	89.7	25.5	75.3	50.8	CH	1.532	40.89	1.425	22.46	0.832	35.11
		2B-BH07	3.5	74.5	46.8	73.9	45.4	CH	1.014	32.56	0.896	30.40	0.843	34.23
		2C-BH08	2.2	94.4	49.2	95.2	66.6	CH	1.613	35.84	1.423	34.42	1.206	63.94
		2C-BH09	9.7	79.7	30.2	61.6	35.7	CH	1.255	30.45	0.912	30.01	0.902	57.86
		2C-BH10	2.8	86.8	52.9	85.2	54.3	CH	1.209	37.85	0.995	43.25	0.980	46.29
	부산·양산	BO-1	16.0	78.9	36.8	62.5	36.8	CH	1.497	79.11	1.208	77.17	-	-
		BO-2	5.0	53.6	26.9	53.6	26.9	CH	0.815	25.08	0.732	24.36	-	-
		BO-3	11.0	88.9	42.2	78.4	46.2	CH	1.789	56.16	1.516	55.82	-	-

주) (*) : Rowecell압밀시험결과

완만해져 시료가 교란되는 것이며, 또한 원위치응력에 해당하는 응력에 도달할 때의 변형이 커진다는 원리로부터 시료의 품질등급(SQD)을 제안하였다. 압밀시험에서 시료채취 심도의 유효상재하중에 해당하는 하중 재하 시에 발생하는 체적변형률의 크기에 따라 시료교란도를 평가하였다. 그리고 Lunne 등(1997)은 체적변형률

과 유사한 개념으로써 $\Delta e/e_0$ 의 비로써 시료의 품질을 4개의 등급으로 분류하였다. 이들의 자연시료의 품질 평가방법을 표 5와 같이 요약하였다.

$$\Delta e = e_0 - e_1 \quad (1)$$

여기서, e_0 는 초기간극비이고, e_1 : 유효상재응력에서

표 5. 자연시료의 품질평가방법

SQD(1979)		NGI(1979)		Lunne et al.(1997)	
체적변형률 (ϵ_v , %)	시료품질등급	체적변형률 (ϵ_v , %)	시료품질등급	$\Delta e/e_0$	시료품질등급
< 1	A	< 1	Very good to excellent	0 ~ 0.04	Very good to excellent
1 ~ 2	B	1 ~ 2	Good	0.04 ~ 0.07	Good to fair
2 ~ 4	C	2 ~ 4	Fair	0.07 ~ 0.14	Poor
4 ~ 8	D	4 ~ 10	Poor	> 0.14	Very poor
> 8	E	> 10	Very poor	—	—

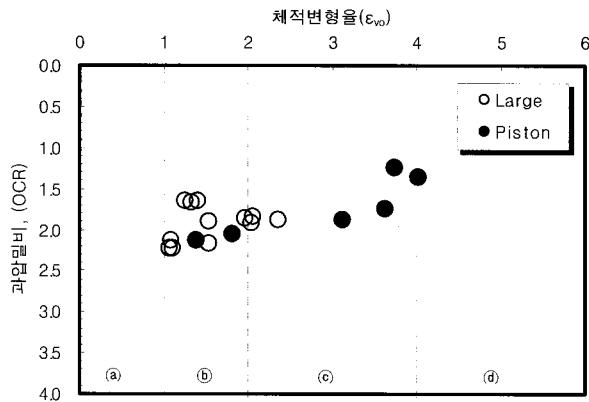
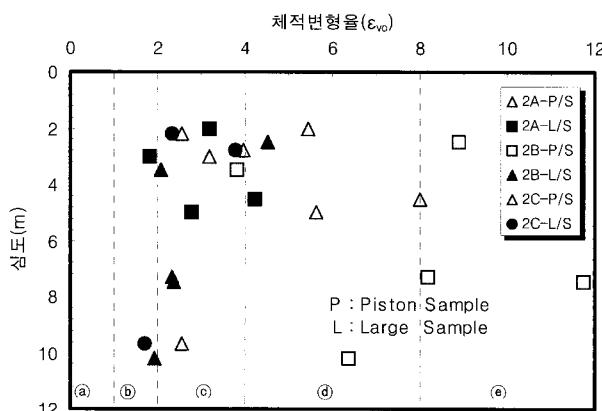
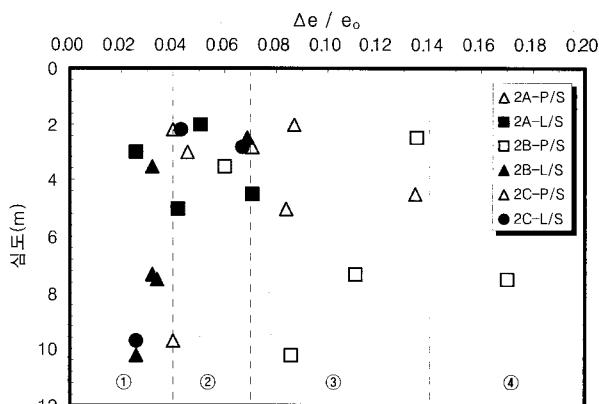


그림 6. 채취시료의 교란도 평가(서해안)



a) 체적변형률에 의한 시료교란도 평가



b) 간극비 변화량에 따른 시료교란도 평가

그림 7. 채취시료의 교란도 평가(남해안)

의 간극비이다.

그림 6은 서해안지역의 심도에 따른 응력이력과 과압밀비(OCR)를 고려하여 체적변형률(ϵ_v)을 산정하여 시료 교란도를 분석한 것이다. 그림에서 대형블럭시료는 $OCR \approx 1.65 \sim 2.22$ 에서 체적변형률은 1.0%~2.4%로 아주 양호~양호한 시료상태를 보이고, 피스톤 시료는 $OCR \approx 1.23 \sim 2.13$ 에서 체적변형률은 1.4%~4.0%로 양호~불량한 시료상태를 보인다.

그림 7은 남해안지역에서 채취한 피스톤시료와 대형블럭시료의 압밀시험결과를 이용하여 산정한 교란도 분석결과이다. 그림 7a)는 체적변형률에 의한 교란도로 대형블럭시료는 체적변형률이 1.7%~4.5% 범위를 보이고 있는 반면에 피스톤시료는 2.5%~11.7% 범위를 보이며, 대형블럭시료의 교란도보다 약 1.1배~5.0배정도 더 컸다. 그림 7b)는 간극비 변화량에 따른 교란도에 의하면, 대형블럭시료는 0.025~0.07을, 피스톤시료는 0.04~0.164이다. 이와 같이 대형블럭시료는 피스톤 시료에 비하여 시료의 품질이 양호한 시료상태로 평가되었다.

3.3 시험방법에 따른 압밀특성 분석

대상지역의 해성점토에서 채취한 각 시료에 대한 압밀시험결과 중 대표적인 압축곡선을 그림 8~그림 10과 같이 비교하였다.

그림 8의 e -log P 곡선에서 대형블럭시료의 최소 곡률점은 피스톤시료보다 더 명확하여 선행압밀응력을 명확히 찾아낼 수 있을 뿐만 아니라 선행압밀하중 값이 더 큰 경향을 보인다. 특히 대형시료의 Rowecell시험으로 구한 선행압밀하중(P_c')이 피스톤시료의 선행압밀하중(P_c')보다 약 1.3배 정도 컸으며, 표준압밀시험(SC)으로 구한 대형시료의 P_c' 값은 피스톤 시료의 P_c' 값에 비해 1.1배 큰 것으로 나타났다. 그림 9의 표준압밀시험의 압

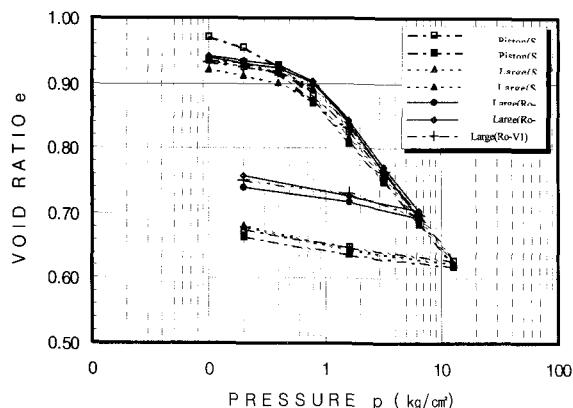


그림 8. 시험방법에 따른 e - $\log P$ 곡선 비교(서해안)

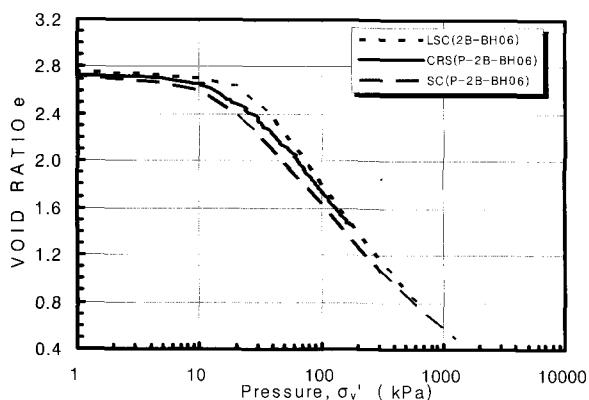


그림 9. 시험방법에 따른 e - $\log P$ 곡선 비교(남해안)

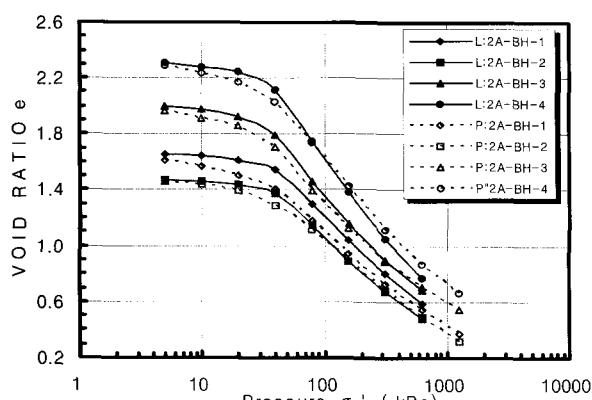
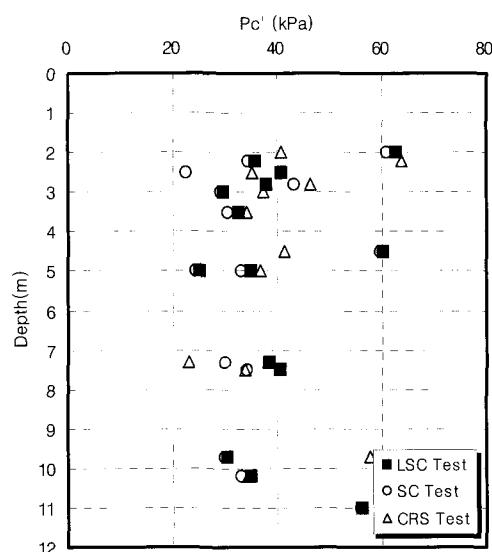
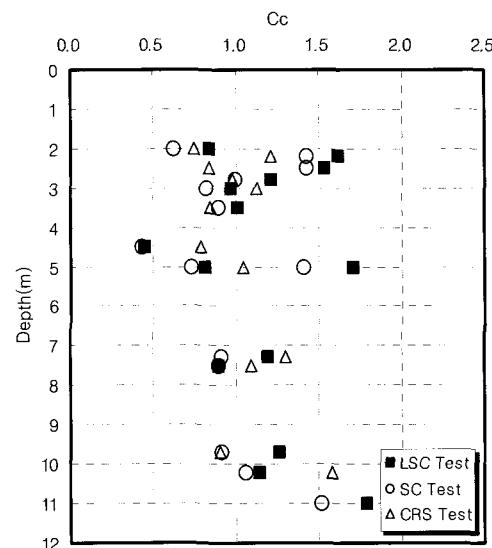


그림 10. 채취시료에 따른 e - $\log P$ 곡선 비교 (남해안)

축곡선은 대형블럭시료에 대한 LSC시험의 압축곡선보다 완만한 경사의 기울기의 보이며, 선행압밀응력(P_c')이 LSC시험의 P_c' 값보다 작았다. 그리고 CRS시험의 P_c' 값은 SC시험의 P_c' 값보다 크고, LSC시험의 P_c' 값보다 다소 작은 값을 보였다. 전반적으로 그림 10에서처럼 피스톤시료의 압축곡선은 대형블럭시료의 압축곡선보다 대체적으로 완만한 경사를 보이며, P_c' 와 압축지수(C_c)가 작은 값을 보였다.



a) 선행압밀응력(P_c')



b) 압축지수(C_c)

그림 11. 시험방법에 따른 압밀정수 비교(남해안)

심도에 따른 시험방법별 선행압밀응력(P_c')과 압축지수(C_c)를 그림 11과 같이 비교하였다. 그림 11a)의 선행 압밀응력(P_c')의 평균값에 의하면, 피스톤시료의 SC시 험의 P_c' 값은 CRS시험보다 약 5%정도 작았고, 대형블 블럭시료의 LSC시험의 P_c' 보다 약 9%정도 적게 평가되었 다. 그리고 그림 11b)의 SC시험의 압축지수의 경우에도 CRS시험의 C_c 값보다 약 9%정도 작은 값을 보이며, 대형블 블럭시료의 LSC시험의 C_c 보다 약 19%정도 적게 평 가되었다.

과압밀비의 경우에도 그림 12와 같이 대형시료의 OCR이 피스톤 시료의 OCR에 비해 약 15%정도 커졌다.

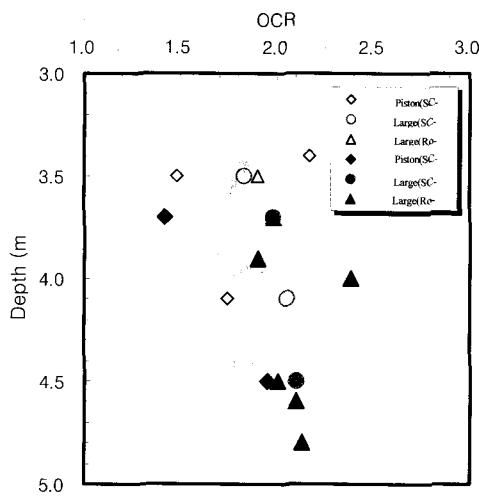
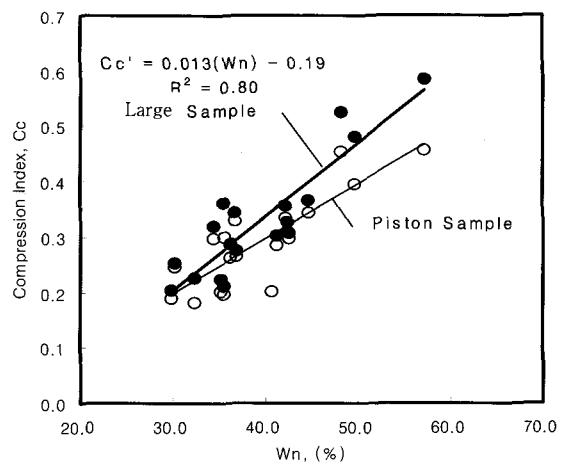


그림 12. 채취시료의 과압밀비 비교(서해안)

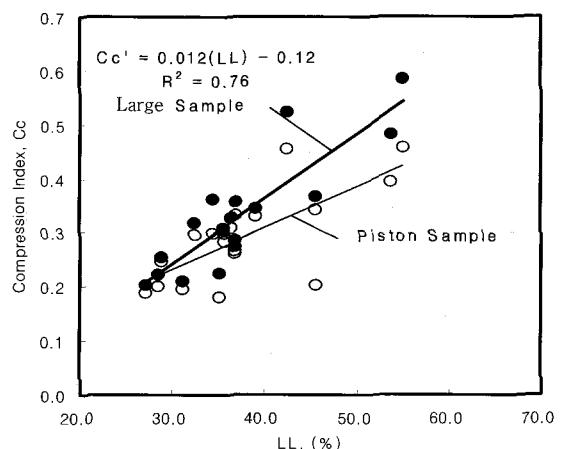
3.4 채취시료에 따른 압축지수의 상관성 분석

점토지반의 압축특성을 규명하기 위하여 다양한 현장시험과 실내시험, 시료채취법 및 시료교란보정, 시험결과의 보정 등의 많은 연구에도 불구하고 압밀침하에 대한 과소평가는 아직도 아기되고 있는 문제점이다. 본 연구에서는 해성점토 지반에서 채취한 대형블럭시료로 구한 압축지수를 중심으로 피스톤 시료로 구한 압축지수와 상호 비교하였다. 국외의 많은 연구자들의 연구결과에 따르면, 압축지수에 직접적인 영향을 줄 수 있는 지반정수로는 자연함수비(W_n), 액성한계(LL), 소성지수(PI) 등으로 보고하고 있으며, 압축지수와의 관계는 대부분은 선형식으로 제안되고 있다. Al-Khafaji(1979)는 압축 특성을 표현하는 압축지수는 큰 등가 간극비를 갖는 콜로이드 입자와 점토의 간극이 클수록 많은 물을 내포하고 있기 때문에 보고하고 있다. 따라서 국내 해성점토 지반의 기본 지반정수에 근거한 대형블럭시료로 구한 압축지수와의 상호관계를 선형회귀 분석하여 국내지반에 적합한 압축지수의 경험식을 제안하였다.

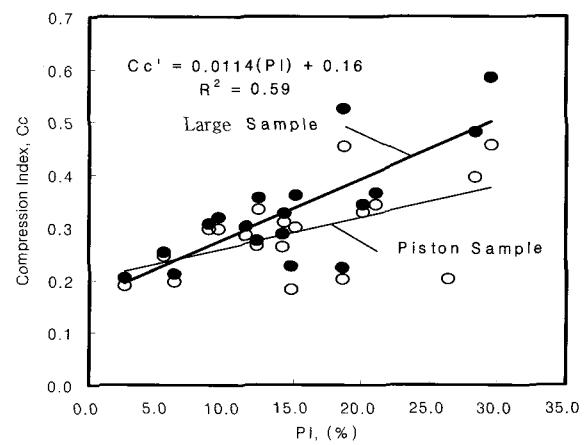
그림 13은 서해안지역에 채취한 대형블럭시료와 피스톤 시료로 구한 압축지수를 지반 물성값 즉, 자연함수비(W_n), 액성한계(LL), 소성지수(PI)와의 관계를 선형회귀 분석하여 나타냈다. 그림에서 압축지수에 영향을 미치는 인자들과의 상호관계를 표현한 것으로 액성한계와 소성지수에 의한 압축지수 변화의 분산분포가 큰 반면에 자연함수비와 압축지수와의 상관성이 높게 나타났다. 피스톤 시료로 얻은 압축지수보다 대형블럭시료로 얻은 압축지수가 기본물성치가 커질수록 그 증가폭



(a) 자연함수비(W_n) - 압축지수(C_c)



(b) 액성한계(LL) - 압축지수(C_c)

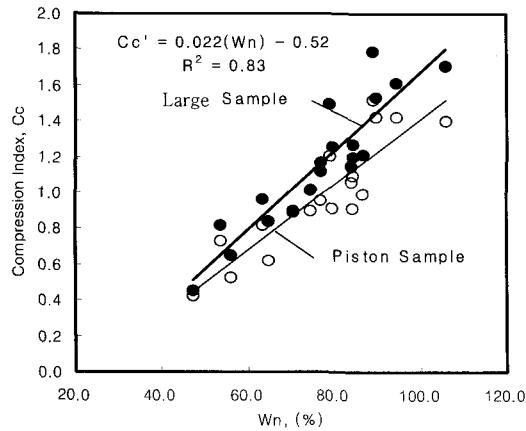


(c) 소성지수(PI) - 압축지수(C_c)

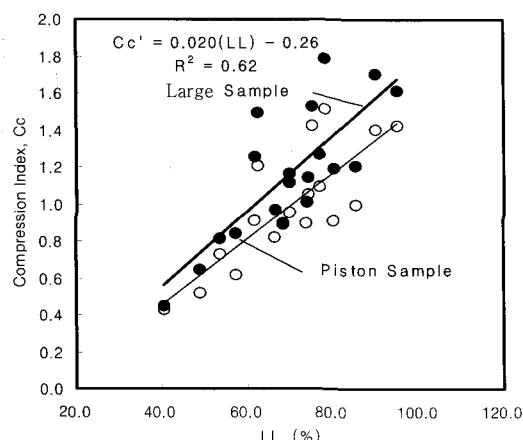
그림 13. 대형블럭시료와 피스톤시료의 압축지수 비교(서해안)

이 커졌으며, 그 편차는 자연함수비(W_n)의 경우는 1.0~1.19, LL는 1.02~1.29, PI는 1.25~1.45배 정도를 보인다.

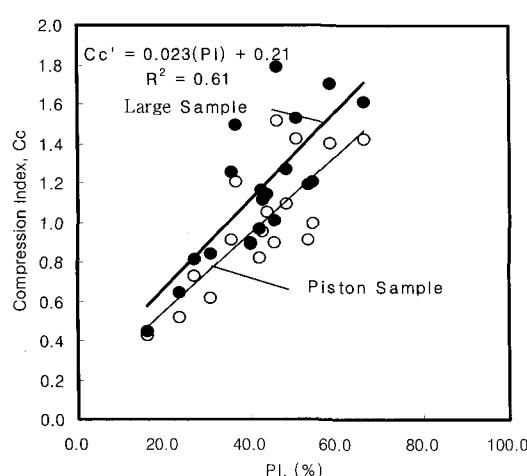
그림 14는 남해안 지역에서 채취한 자연시료로 얻은 압축지수와 기본 물성치를 비교한 것으로, 대형블럭시료의 압축지수와 피스톤 시료의 압축지수와의 편차는 자연함수비의 경우는 1.10~1.16, LL는 1.18~1.35, PI



(a) 자연함수비(W_n) - 압축지수(C_c)



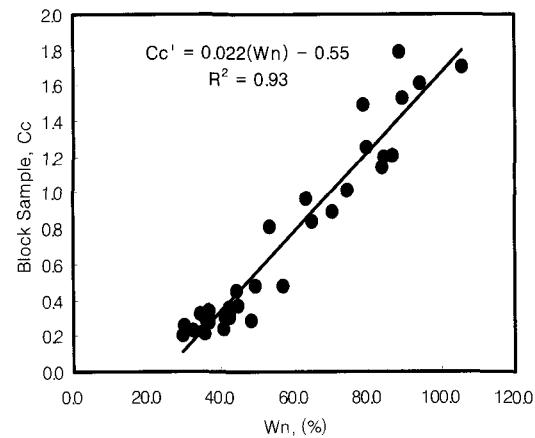
(b) 액성한계(LL) - 압축지수(C_c)



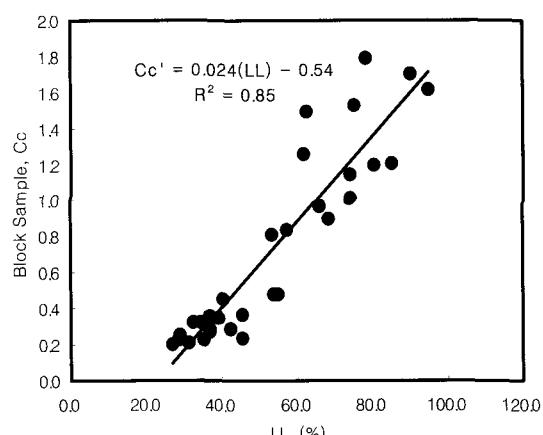
(c) 소성지수(PI) - 압축지수(C_c)

그림 14. 대형블럭시료와 피스톤시료의 압축지수 비교(남해안)

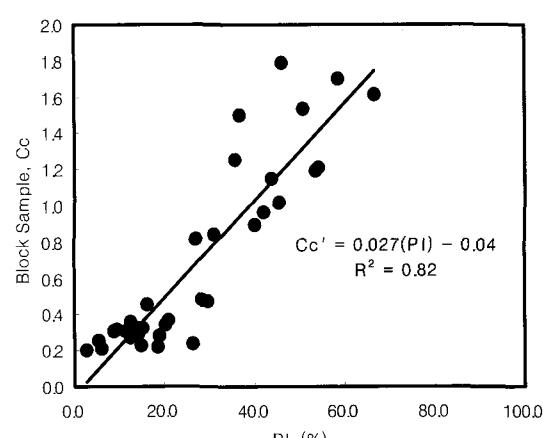
는 1.19~1.22배 정도를 보인다. 이는 서해안지역의 자연시료로 구한 압축지수와 기본 물성치와의 상관성의 편차가 약간 크나 그 경향성은 지역에 관계없이 유사하였다.



(a) 자연함수비(W_n) - 압축지수(C_c)



(b) 액성한계(LL) - 압축지수(C_c)



(c) 소성지수(PI) - 압축지수(C_c)

그림 15. 대형블럭시료의 지반정수에 따른 압축지수 추정

표 6. 대형시료를 이용한 압축지수 추정식

기본 물성치	상관식	비고
자연함수비(W_n)	$C_c^* = 0.022 \cdot (W_n) - 0.55$	$R^2 = 0.93$
액성한계(LL)	$C_c^* = 0.024 \cdot (LL) - 0.54$	$R^2 = 0.85$
소성지수(PI)	$C_c^* = 0.027 \cdot (PI) - 0.04$	$R^2 = 0.82$

표 7. 기존의 국내외의 압축지수의 경험식

제안자	제안식	지반 변수	비고
송(1988)	$C_c = 0.016(W_n - 22)$	W_n	
김(2003)	$C_c = 0.0014(W_n - 1.556)$	W_n	
송(1988)	$C_c = 0.016(LL - 15)$	LL	
Chung(2002)	$C_c = 0.0197(LL - 0.28)$	LL	
Koppula(1981)	$C_c = 0.01W_n$	W_n	
Herrero(1983)	$C_c = 0.01(W_n - 7.549)$	W_n	
Shouka(1964)	$C_c = 0.017(LL - 20)$	LL	
Mayne(1980)	$C_c = (LL - 13)/109$	LL	

상기의 그림 13과 그림 14에서와 같이 서·남해안 지역 해성점토의 대형블럭시료로 구한 압축지수와 기본 물성치와의 상관성이 유사한 경향성을 보이고 있는 바와 같이 이를 상호관계를 통하여 국내 해성점토의 교란으로 인한 압축지수의 영향을 고려하여 새로운 압축지수 상관식을 단일변수의 선형회귀분석에 의하여 그림 15처럼 도시하였으며, 그 상관식을 표 6과 같이 제시하였다.

3.5 기존 압축지수의 경험식과의 비교분석

이와 같이 국내 서·남해안 지역의 해성점토의 대형 블럭시료에 대한 압밀시험 결과를 근거로 하여 시료 교란으로 인한 영향을 고려한 새로운 압축지수를 산정식을 이용하여 사전에 압축지수를 보정함으로써 설계에 보다 합리적으로 활용할 수 있을 것으로 사료된다. 이와 관련하여 압축지수의 산정에 있어서 국내 연약의 해성 점토지반의 다양한 흙의 입자의 구조배열 및 응력이력 등에 따른 불확실성은 포함할 수 있는 바와 같이 다양한 압밀시험방법으로 산정한 압축지수와 기존의 경험식으로 추정한 압축지수와의 비교·분석을 통하여 국내지반에 대한 적합성을 검토하였다.

본 연구에서 추정한 압축지수 추정식과 표 7의 기존의 국내·외에서 제안된 경험식들과 상호관계를 비교하면 그림 16, 그림 17과 같다.

그림 16은 자연함수비와 압축지수와의 관계를 기준의 국내·외에서 제안된 경험식들과 비교한 것이다. 비

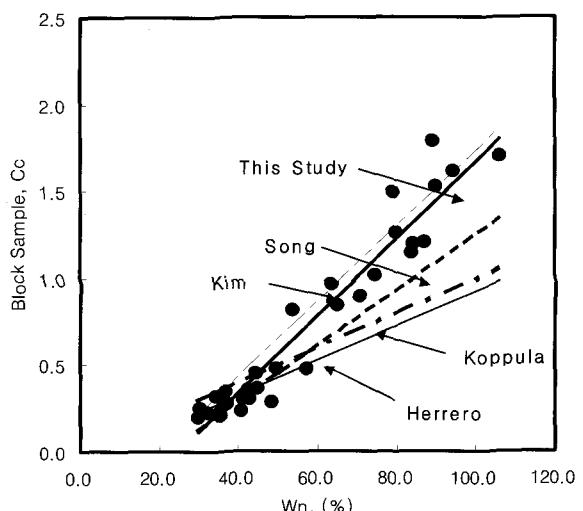


그림 16. 대형시료의 C_c 의 제안식과 기존의 경험식 비교(W_n)

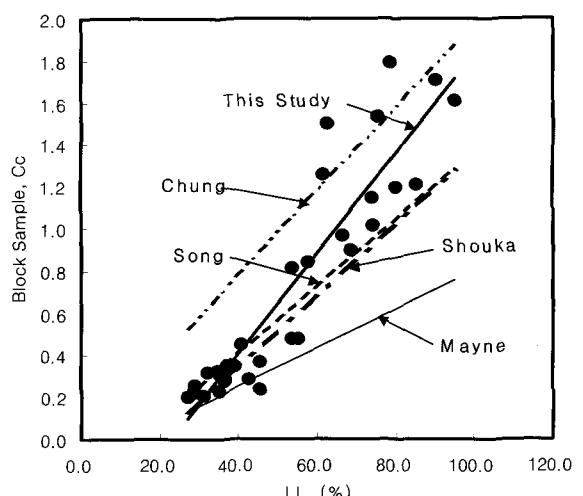


그림 17. 대형시료의 C_c 의 제안식과 기존의 경험식 비교(LL)

표 8. 부산점토의 설계 값과 계측침하량의 비교(정성교, 1999)

지역	두께 (m)	성토높이 (m)	설계침하량 (cm)	계측침하량 (cm)	비고
녹산	36.8	5.5	112.0	188.3	
신호	26.2	3.6	71.8	182.1	
명지	19.5	6.5	102.9	119.0	
		5.9			1-D Terzaghi
을숙도	21.0	8.0	280.0	120.0	
양산	15.0	5.0	184.5	155.3	

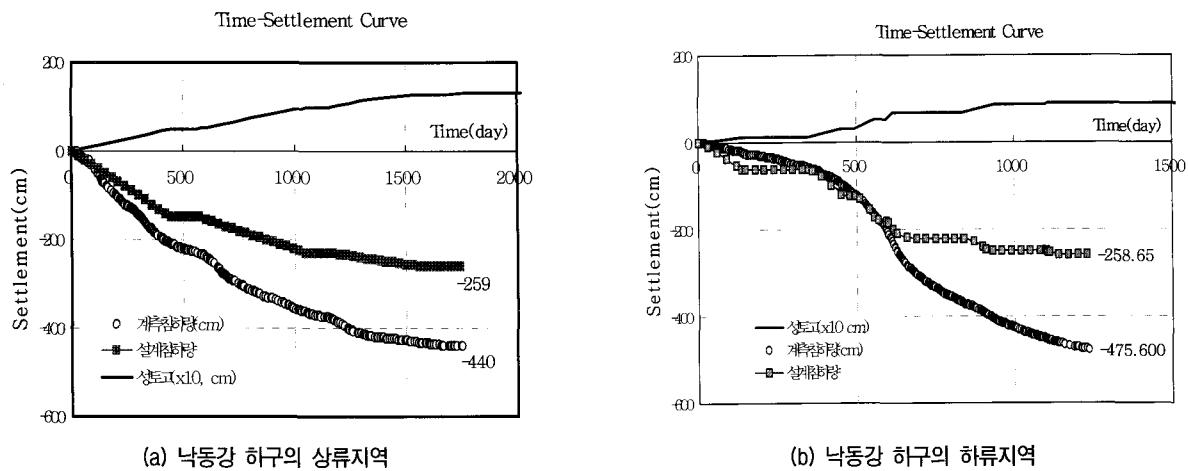


그림 18. 부산점토의 설계침하량과 실측침하량 비교(이강운 등, 2003)

교 결과, 본 연구의 제안식은 Chung 등(2002)에 남해안의 부산점토 시료 이용하여 제안한 식과 근접하게 나타났으며, 송(1988)이 서·남해안의 14개 지역에서 시험결과의 554개의 피스톤시료에 대하여 제안한 경험식보다 압축지수를 상당히 크게 산정되었다. 기타 외국의 Koppula(1981)와 Herrero(1983)의 경험식은 압축지수를 과소평가하고 있다. 그림 17에서도 본 연구의 압축지수의 경험식은 김 등(2002)의 국내의 남해안의 낙동강 지역의 자료 분석을 통해 제안한 경험식과 송(1988)의 제안식과의 중간정도의 값을 보였다. 이처럼 기존의 국외의 경험식들은 대부분 육상점토에 대한 것으로서 해성 점토의 특성과 다른 특성을 보이고 있기 때문에 사료된다.

한편, 기존에 실시된 부지조성 자료의 실측된 침하량이 설계 예상 침하량의 2배~3배까지 초과되어 공학적 및 사회적인 문제점으로 비화되기도 하였으며, 이 같은 원인 규명을 위하여 다양한 연구가 진행되고 있다. 이 같은 현상에 대해 정성교(1999)은 부산점토로부터 표 8과 같은 자료를 제시하여 관련 지반정수의 신뢰성에 의문을 제기하였고, 김상규 등(2001)은 고전적인 Terzaghi의 침하량 산정방법의 개선을 제안하였으며, 정성교 등(2002)은 시료의 교란정도가 시험값에 미치는 영향이

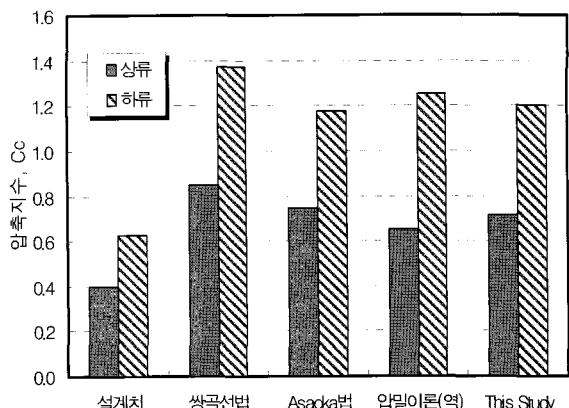


그림 19. 본 연구의 C_c 의 경험식과 역해석에 의한 압축지수(C_c) 비교

크므로 이를 보정하여 사용할 것을 제안하였다.

이에 따라 사례분석을 통해 과대침하 발생 원인에 대한 검증보다는 설계 예측 침하량과 현장의 침하계측을 분석하여 압축지수의 변화를 고찰하고, 대형블럭시료로 얻은 압축지수의 추정식의 결과와의 관계를 비교하였다.

기존의 사례는 낙동강하구 지역의 자료는 1차적으로 최근 연구 발표된 Chung(1999), 임 등(2001), Chung and Giao(2001), Chung 등(2002)의 자료를 기준으로 연구 전·후의 설계와 시공된 사례를 중심으로 지반거동을 분석하였다. 그림 18은 부산점토의 낙동강 하구지역의 실

측침하량과 설계침하량을 비교한 예로 성토시공 후 3.6년~4.6년이 경과한 경우로 압밀이 약 73%~95%까지 진행된 상태이다(이 등, 2003).

그림 18의 부산 낙동강 하구의 상류지역은 대부분 토질분류상 CL층으로 예측침하량은 약 259cm로 비해 실측침하량은 약 440cm로 나타나 약 181cm의 편차가 발생하였으며, 하류지역은 CH층으로 설계 시 예측침하량 259cm~275cm에 비해 실측 침하량은 약 476cm~503cm로 나타나 약 212cm~228cm 이상의 편차를 보여 설계지반정수가 상당히 과소평가되었다. 이를 이용하여 그림 19에서처럼 낙동강 하구구간의 계측자료의 역해석에 의한 압축지수를 추정하여 설계 시의 압축지수와 본 연구의 대형블럭시료를 이용하여 추정한 제안식으로 산정한 압축지수를 비교하였다. 그림에서 상류지역의 설계 시의 압축지수는 계측 역해석에 의한 압축지수와 비교하면, 약 1.6배~2.1배 정도 과소평가되었으며, 하류지역은 약 1.9배~2.2배 정도 차이를 보였다. 특히, 본 연구의 제안식으로 산정한 압축지수와 압밀이론의 역해석방법 및 실측치의 역해석으로 추정한 압축지수와 유사하였다.

이상에서와 같이 피스톤 시료에 의한 압축지수는 고소성 점토지반에서 예측침하량을 과소평가 할 수 있는 바와 같이 시료교란 정도 시험값에 미치는 영향이 크므로 교란 영향을 충분히 보정하여 사용하는 것이 필요할 것으로 판단된다.

4. 결 론

본 연구에서는 국내 해성점토를 대상으로 채취한 대형블럭시료와 피스톤 시료의 시료교란도 평가 및 다양한 압밀시험을 수행하였으며, 그 결과를 바탕으로 시료교란도 분석과 압축특성을 분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 체적변형률(ε_v)에 의한 시료 교란도 분석결과, 서해안의 대형블럭시료는 OCR이 1.65~2.22에서 체적변형률은 1.0%~2.4%로 아주양호~양호한 시료상태를 보이고, 피스톤 시료는 OCR이 1.23~2.13에서 체적변형률은 1.4%~4.0%로 양호~불량한 시료상태를 보인다. 남해안의 대형블럭시료는 체적변형률이 1.7%~4.5% 범위를 보이는 반면에 피스톤시료는 2.5%~11.7% 범위를 보이고 있어 대체적으로 대

형블럭시료는 피스톤시료보다 시료의 품질이 양호한 시료상태로 평가되었다.

- (2) 압밀시험의 $e-log P$ 곡선으로부터 대형블럭시료의 최소 곡률점은 피스톤시료보다 더 명확하게 나타나 선행압밀응력을 명확히 찾아낼 수 있을 뿐만 아니라 선행압밀하중 값이 더 커졌으며 압축지수도 더 크게 나타났다.
- (3) 시험방법에 따른 압밀시험결과, 대형시료의 Rowecell 시험으로 구한 P_c' 이 피스톤시료로 얻은 P_c' 보다 약 1.3배 정도 크게 나타났으며, 동일한 표준압밀시험으로 구한 대형시료의 P_c' 값은 피스톤 시료의 P_c' 값에 비해 1.1배 커졌다. 또한, 피스톤시료의 표준압밀시험의 P_c' 값은 일정변형률 압밀시험보다 약 5%정도 작았고, 대형블럭시료의 대형압밀시험의 P_c' 보다 약 9%정도 적게 평가되었다. 그리고 표준압밀시험의 압축지수의 경우에도 일정변형률 압밀시험의 C_c 값보다 약 9%정도 작은 값을 보이며, 대형블럭시료의 대형압밀시험의 C_c 보다 약 19%정도 작았다.
- (4) 압축지수와 지반 물성치와의 상관성 분석결과, 전반적으로 서·남해안의 대형블럭시료로 구한 압축지수와 기본 물성치와의 상관성은 단일변수의 선형회귀분석의 경우 유사하였으나, 액성한계, 소성지수에 의한 압축지수 변화가 분산분포가 큰 반면에 자연함수비와 압축지수와의 상관성은 높았다. 전반적인 편차는 서해안의 경우 전체적으로 1.01배~1.46배 차이를 보인 반면, 자연함수비는 1.01배~1.19배를 보이고, 남해안의 경우 전체적으로 1.1배~1.25배 차이를 보이며, 자연함수비는 1.10배~1.16배를 보였다. 또한, 서·남해안의 대형블럭시료로 얻은 압축지수는 기본물성치가 커질수록 그 증가폭이 커졌다.
- (5) 국내 해성점토의 교란으로 인한 압축지수의 영향을 고려하여 기본 물성치와의 관계를 단일변수의 선형회귀분석에 통해 추정한 새로운 압축지수 상관식(표 6)을 제안하였다.
- (6) 본 연구의 제안식과 기존의 경험식의 비교 결과, Chung 등(2002)에 남해안의 부산점토 시료 이용하여 제안한 식과 근접하였으며, 송(1988)이 서·남해안의 14개 지역의 피스톤시료로 제안한 경험식보다는 압축지수가 상당히 크게 산정되었다. 기타 외국의 Koppula(1981)와 Herrero(1983)의 경험식은 압축지수를 과소평가하고 있다.
- (7) 상기 표의 제안식과 해성점토지반의 실측침하량과

설계침하량을 역해석하여 산정한 압축지수를 비교한 결과 암밀이론의 역해석방법 및 실측의 역해석법으로 구한 압축지수의 범위와 유사하였다.

- (8) 향후 대구형시료채취기 및 대형암밀시험장비의 표준화 개발 및 적용성 연구을 비롯해 이론 및 실측침하량을 토대로 수치해석 등을 통한 지속적인 연구가 필요할 것으로 사료된다.

참고문헌

1. 김상규, 박성재, 정성교 (2001), “대심도 연약지반에 시공된 매립단지 및 구조물의 기초 공법에 대한 평가”, ISSMGE ATC-7 Symposium, September, 13, 2001, Busan, Korea
2. 김종국, 이강운, 채영수 (2003), “대형자연시료를 이용한 시료교란의 공학적특성 연구”, 대한토목학회 정기 학술발표회 논문집, pp.3742-3747.
3. 김종국, 유성진, 채영수 (2005), “대형암밀시험에 의한 광양점토의 시료 교란특성에 관한 연구” 대한토목학회 정기 학술발표회 논문집, pp.3503-3506.
4. 송민순 (1988), “우리나라 해성점토의 토질계수의 상관관계”, 한양대학교 석사학위논문.
5. 유성진, 김종국, 채영수 (2005), “대형자연시료를 이용한 광양점토의 암밀특성에 관한 실험적 연구” 한국지반공학회 공동 학술발표회 논문집, pp.429-436.
6. 유성진, 김종국, 채영수 (2006), “대형자연시료를 이용한 지반교란 특성에 관한 연구”, 한국지반공학회 학술발표회 논문집, pp.709.
7. 이강운, 김광호, 안병규 (2003), “계측사례를 통한 낙동강 하구 점토의 압축 및 암밀특성 재평가”, 한국지반공학회 연약지반위원회, 논문집. pp.101-122.
8. 정성교, 곽정민, 김규종, 백승훈 (2001), “부산점토의 지반공학적 특성에 관한 고찰”, ISSMFE ATC-7 Symposium Setember 9, Busan, Korea.
9. 정성교, 곽정민, 김덕곤, 장우영 (2002), “낙동강 하구 점성토의 압축특성에 관한 연구”, 한국지반공학회 논문집, 18(4), pp.295-307.
10. Andresen, A. and P. Kolstad (1979), “The NGI 54mm Samplers for Undisturbed Sampling of Clay and Representative Sampling of coarser materials”, Proc. Int. Symp. on Soil Sampling, Singapore, pp.1-9.
11. S.K., (1999), “Large Consolidation Settlement Occurred During Reclamation Works in the Nakdong River Mouth”, KGS 99 Dredging and Geoenvironmental Conference, pp.35-48.
12. Chung, S.G., (1999), “Engineering Properties and Consolidation Characteristics of Kimhae Estuarine Clayey Soils”, Thick Deltaic Deposits, Special Publication, Roc. of the 11th ARC on SMGE, pp.93-108.
13. Chung, S.G., Giao, P.H., Kim G.J. and Leroueil, S., (2002), “Geotechnical Properties of Pusan Clays”, Canadian Geotechnical Journal.
14. Herrero, O.r., (1983), “Universal compression index equation Closure”, J. Geotech. Engrg. ASCE, 109(5), pp.755-761.
15. Koppula, S.D. (1981) Statistical estimation of compression index, Geotech. Testing J., 4(2), pp.68-73.
16. Lunne, T., Berre, T., Strandvik, S., (1997), “Sample Disturbance Effect in Soft Low Plastic Norwegian Clay”, Symposium on Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rio de Janeiro, pp.81-102.
17. Mayne, P.W. (1980), “Cam-clay predictions of undrained strength, J. Geotech. Engrg. Div, ASCE, 106(11) pp.1219-1242.
18. Shogaki, T., (1996), “A Method of Correction Consolidation Parameter of Sample Disturbance Using Volumetric Strain”. Soil and Foundation, 36(3), pp.123-131.

(접수일자 2007. 10. 19, 심사완료일 2007. 12. 24)

디지털 영상 계측 기술의 영향인자에 따른 정밀도 분석

Analysis of Digital Vision Measurement Resolution by Influence Parameters

김 광 염¹ Kim, Kwang-Yeon
이 승 도³ Lee, Seung-Do

김 창 용² Kim, Chang-Yong
이 정 인⁴ Lee, Chung-In

Abstract

This study has reviewed the applicability of displacement measurement by using a digital vision technique based on typical photogrammetric methods. In this study, a series of experimental measurements have been performed in order to improve the accuracy of digital vision measurement by establishing criteria of factors of various vision measurements. It is found that the digital vision measurement tends to show higher accuracy as the image size (resolution) and the focal length become larger and the distance to an object becomes closer. It is also observed that measurement error decreases with processing as many images as possible in various angles. Applicability on high-resolution displacement measurement is proved by applying the digital vision measurement developed in this study to a large scale loading test of concrete lining.

요 지

디지털 영상을 이용하여 대상체의 입체모델을 생성하는 전통적인 사진 측량 방법을 활용한 계측의 적용성을 살펴보았다. 본 연구에서는 디지털 영상을 이용한 계측의 적용성을 향상시키기 위한 방안을 마련하고자 실험을 통해 다양한 영향 인자의 설정에 따른 정밀도와 정확도를 분석하였다. 디지털 영상 계측은 획득된 이미지의 해상도가 클수록, 대상체에서 가까울수록, 초점거리가 클수록 보다 좋은 계측 결과를 나타내었다. 또한, 다양한 각도에서 가능한 여러장의 이미지를 획득하여 처리할 경우 계측 오차를 감소시킬 수 있음을 확인하였다. 디지털 영상계측의 정밀도는 계측대상과 측정조건에 따라 크게 좌우될 수 있다. 디지털 영상계측을 실대형 라이닝 재하실험의 시험편 변위측정에 적용해봄으로써 정밀 변위 계측분야에 활용성을 파악하였다.

Keywords : Digital vision measurement, Measurement error, Measurement of displacement

1. 서 론

디지털 영상정보를 활용한 계측은 보정된 카메라를 사용하여 전기적 신호의 이미지를 획득하는 작업과 획득된 이미지의 정확한 위치를 결정하는 것을 포함하는

이미지 처리과정, 처리된 이미지 데이터로부터 2차원 혹은 3차원 상의 다양한 처리과정을 포함하게 된다.

지반공학 분야에서 디지털 영상계측의 활용은 주로 암반의 불연속면을 측정하는 것을 중심으로 연구되어 왔다. 이러한 연구들은 대부분 입체사진측량학의 원리를

1 정회원, 한국건설기술연구원 지하구조물연구실 연구원 (Member, Researcher, Underground Structure Research Div. Korea Institute of Construction Technology, kimky@kict.re.kr, 교신저자)

2 정회원, 한국건설기술연구원 지하구조물연구실 책임연구원 (Member, Researcher fellow, Underground Structure Research Div. Korea Institute of Construction Technology)

3 정회원, 삼성물산 건설부문 토목ENG팀 과장 (Member, Manager, Civil Engrg. Team, Samsung Corporation)

4 정회원, 서울대학교 명예교수(Member, Emeritus Prof., Seoul National Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

이용하여 암반 절리면의 입체모델을 만들어 절리면의 방향성을 찾아내는 방법(Ohnishi et al., 2004; 김재동과 김종훈, 2003; Feng, 2001; Gaich, 2000; 류동우 등, 2000; 황상기, 2000)에 초점을 맞추어 진행되어 왔다. 최근에는 디지털 영상으로부터 만들어진 입체모델의 시간에 따른 변화양상을 이용해 변위를 계산하는 방법도 활용되고 있다. 사면의 변위계측시스템에 적용한 사례(한중근과 송영석, 2003), 터널의 상대변위 측정에 적용한 사례(정성혁과 이재기, 2004), 불연속 암반에서의 굴착에 의한 블록해석(Ohnishi, 2004)등이 대표적인 사례이다.

디지털 영상 이미지의 3차원적인 분석은 이미지 상의 명확한 지점(explicit point)의 계측과 대상의 입체화(stereopsis)를 통해 이루어진다. 이러한 3차원적인 이미지 분석은 동일 대상에 대한 서로 다른 방향에서 측정된 이미지에서 정합점(matching point) 결정, 3차원 포인트 생성(3D reconstruction), 그리고 대상면의 활성화를 위한 삼각면화(triangulation)의 절차를 통해 이루어진다(유복모와 Schenk, 2001). 두 방향에서 획득한 동일 대상체의 이미지를 통해 정합점을 찾고 카메라의 외부 표정(external orientation) 인자를 결정하면 3차원 공간 좌표계에 정합점을 위치시킬 수 있다. Fig. 1은 한 쌍의 이미지의 정합점을 3차원 좌표로 변환시키는 원리를 기하학적으로 나타내고 있다. 두 개의 선인 r' 과 r'' 은 정합점 P' , P'' 으로부터 시작하여 카메라의 투영 중심인

O' 과 O'' 을 통과한 선이다. 공간상의 두 선 r' 과 r'' 의 교차점이 P 로 3차원 공간상에 위치하게 된다. 두 선이 정확히 한 점에서 일치하지 않는 것은 카메라 외부표정과 이미지 측정에서 생기는 오차에 기인하게 된다. 이럴 경우 두 선의 가장 가까운 거리의 중심점을 최종 3차원 공간상의 점으로 재구성하게 된다.

디지털 영상을 활용한 계측이 다양한 분야에서 시도되고 있으나 디지털 영상 계측의 이미지 획득 조건에 따른 정밀도 등에 대한 기초 연구는 부족한 실정이다. 따라서 본 연구에서는 다양한 실험을 통해 디지털 영상을 이용한 계측방법의 영향인자에 대한 계측 민감도를 분석하고 이를 통해 정밀도 향상방안을 제시하고자 한다.

2. 실험 방법 및 구성

디지털 영상 계측의 정밀도를 알아보기 위하여 다양한 조건에서의 실험을 수행하였다. 본 연구에서 다루고자 하는 3차원 입체 모델구성을 통한 변위 계측은 획득된 이미지의 촬영조건과 품질에 영향을 받게 된다. 일반적으로 디지털 영상정보의 품질에 영향을 미치는 대표적인 인자들을 살펴보면 Table 1과 같다.

디지털 영상계측의 정밀도는 이미지의 해상도와 직접적으로 관련이 높다는 것이 많은 연구에 의해 나타나 있다. 최근 고해상도 디지털 카메라의 핵심 부품은 CCD(charge coupled devices)이다. CCD는 CID(charge injection device) 또는 CMOS(complementary metal oxide semiconductor) 등의 다른 센서와 비교해 가격이 저렴하고 노이즈가 적게 발생하며 측정범위가 넓고 신뢰도가 좋다는 장점이 있다. CCD는 기존의 아날로그식 카메라의 필름에 해당하는 센서이다. 디지털 영상 계측의 정밀도는 대상물의 크기와 화소수에 따라 정밀도가 결정되므로 화

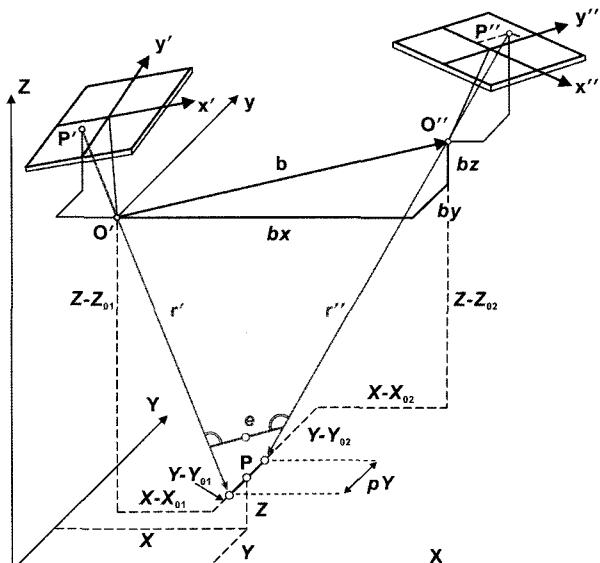


Fig. 1. Principle of 3D-reconstruction by using spatial intersection, homologous points and known interior and exterior orientations of the cameras

Table 1. Typical influence parameters for digital vision

Parameter	Effect
type of light	shape & color of object
focal length	distance between lens and sensor
image size	number of pixels for expression of object
diaphragm (amount of acquired light)	adjustment of amount of light into lens
white balance	correction of color distortion due to type of light
ISO	how fast camera get light

소수가 큰 카메라를 선정하는 것이 유리하다. 특히, 측정 대상물의 크기가 큰 경우에는 가능한 하나의 영상에 많은 화소수를 포함하는 것이 분석의 정확도를 높일 수 있다. 본 실험에서는 Nikon사의 D2X기종을 사용하였다. Nikon D2X 및 사용된 렌즈의 제원은 Table 2~3과 같다. D2X기종은 최대해상도 4,288 × 2,848(픽셀)로서 측정 대상 크기에 따른 이론적 계측 오차범위는 0.23 (mm/m) 정도이다. 서브픽셀(sub-pixel)등의 기법을 이용하면 이러한 오차범위를 줄이는 것이 가능하다.

본 실험에서는 여러 가지 영향인자 중 초점거리, 이미지 크기, ISO 감도와 3차원 입체 모델을 위한 디지털 이미지 개수, 측정거리 등에 대한 정확도 분석을 수행하였다. 디지털 영상 계측의 정확도는 일반적인 계측의 오차 분석에 사용되는 방법을 사용하였다. 정확도는 실제 값과 측정된 값의 오차를 측정함으로써 구해진다. 정밀도는 반복적으로 측정을 수행하였을 때 계측값 사이의 오차를 측정하여 표현할 수 있다. 참오차(true error)는 참값(true value)과의 차이를 의미한다. 그러나, 일반적으로 참값을 알 수 없는 경우는 가장 참값에 근사한 값(계측값의 평균값을 주로 사용)과의 차이를 의미하는 잔류오차를 사용하게 된다.

계측을 위한 디지털 카메라의 캘리브레이션의 정확도를 실험하기 위해 3차원 실험공간을 만들고 카메라 외부 표정을 위한 기준점과 길이변화가 없도록 제작된

고정밀 표준 스케일바(scale bar)를 사용하였다. 3차원 시험공간에서 디지털 영상을 측정한 후 입체모델을 만들고 기준이 되는 두 지점에 대한 거리를 측정하는 방식으로 시험을 수행하였다. Fig. 2는 3차원 입체모델을 구성하기 위한 시험공간의 배치를 나타내고 있다.

본 실험의 절차는 다음과 같다.

- 렌즈 초점거리별 디지털 카메라의 내부 변수 결정
- 6m 거리에서 ISO 감도를 100, 200, 400, 800, 1600 까지 변화시키면서 각각의 경우에 이미지 크기를 4,288×2,848 화소의 경우와 2,144×1,424의 두가지

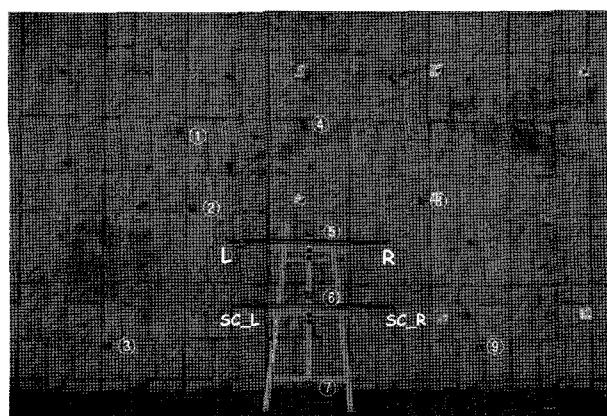


Fig. 2. Basic arrangement for field test to determine the accuracy of digital vision measurement (①~⑨ : coded target for control points, L-R : scale bar for measurement, SC_L-SC_R : standard scale bar)

Table 2. Specification of high resolution digital camera (Nikon D2X)

Image Sensor(CCD)	Size : 23.7 x 15.7mm
Record Format	JPEG(Exif Ver. 2.1), RAW / DCF, DPOF
Max. Image Size	4,288 × 2,848(pixels)
Image quality mode	JPEG(fine / normal / basic), TIFF
Area of Coverage(mm)	38~155
Color Mode	sRGB, Adobe RGB, sYCC
Shutter Speed	30 ~ 1/8,000 sec, Bulb
Minimum Focal Length	General : 30cm, Macro : 2cm
ISO	100 ~ 800
Size/Weight	156x158x80mm/1.2kg

Table 3. Specification of lens for D2X (Nikkor AF-S DX ED 17-55mm F2.8G (IF))

Focal Length	17mm – 55mm
Angle of View	28° ~ 79°
Lens Iris	F/2.8
Lens Scale Factor	1/5
Minimum Distance to Object	0.36m
Filter Diameter	77mm
Size(Diameter x Length)/Weight	85.5×110.5mm/755g

경우에 대해서 이미지 획득

- 렌즈 초점거리별(28mm, 35mm, 55mm) 3장에서 6장까지 한 장씩 처리 사진수를 증가시켜 각각 각 세트마다 10회씩 반복 수행
- 상기의 조건에 대해 측정위치를 4m, 6m, 8m, 10m 까지 2m 씩 변화시켜 측정
- 각각의 모든 경우에 3차원 입체모델을 만든 후 기준 스케일바의 길이를 입력하여 실제 좌표계의 좌표값으로 변경시킨 후 측정대상 스케일바(L-R)의 길이를 측정

3. 디지털 영상계측 영향인자 분석 결과

3.1 이미지 크기와 ISO 감도에 따른 정확도 측정 결과

측정 시험 공간과의 6m 거리를 유지한 상태로 각도를 변경시키며 5장의 이미지를 획득하였다. 초점거리는 24mm로 고정시켰으며, 각각의 위치에서 이미지 크기 비교군으로 large format(4,288×2,848 pixels)의 경우와 small format(2,144×1,424 pixels)의 두 가지 경우에 대해 이미지를 획득하였으며, ISO는 100, 200, 400, 800, 1,600까지 점진적으로 변화시켰다. Fig. 3은 5장의 이미지 측정위치와 입체공간으로 재구성된 기준점(coded target, control point) 및 스케일 바의 측정 중심점에 대한 평면도와 정면도를 나타낸다. ISO 감도를 변화시키는 것은 노이즈의 생성에 따른 계측의 정밀도 파악이 목적이며, 획득 이미지 크기를 변화시키는 것은 이미지 상의 원하는 계측 지점을 표현하는 픽셀수에 따른 영향을 살펴보기 위함이다. Fig. 4는 이미지 크기에 따른 이미지 상의 계측 지점을 표현하는 픽셀수의 변화양상을 나타내고 있다.

Fig. 5는 구성된 입체공간 좌표계에서 각각의 경우에

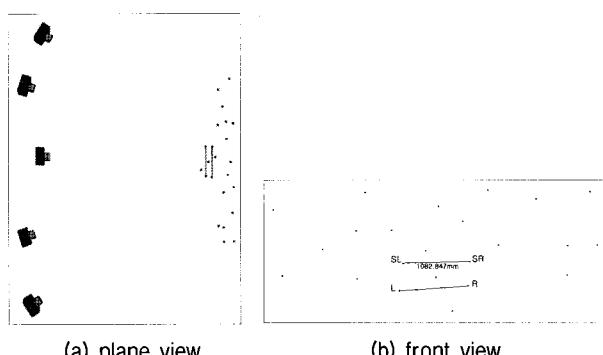


Fig. 3. 3D reconstruction of the test field. 20 points are used for the exterior orientations

스케일바(L-R)의 길이를 측정한 결과이다. ISO에 따른 계측 정확도는 이미지 크기에 따라 달라짐을 알 수 있다. large format의 경우에는 ISO 변화에 따른 RMS 오차가 0.28mm 이었으나, small format의 경우에는 6.6mm의 RMS 오차가 발생하였다. 즉, 이미지 크기가 클수록 ISO에 증가로 인한 노이즈 발생의 영향을 적게 받는다는 것을 알 수 있다.

이미지 크기에 따른 계측결과의 정밀도를 확인하기 위해 ISO를 변화시켜 측정된 값의 평균값과 실제 스케일바의 크기와의 차이(참오차)를 비교해 보았다. 본 실험에서 측정한 스케일바는 1,099.174mm의 정밀한 길이를 가지고 있다. large format의 경우는 0.12mm의 참오차가 발생하였으며, small format의 경우는 1.36mm의 참오차가 발생하였다. large format과 small format의 이미지는 크기가 가로와 세로 각각 2배, 픽셀수는 4배의 차이가 나는 반면에 참오차는 10배 이상 차이가 발생하였다. 이러한 차이가 발생하는 이유는 이미지 크기가 큰 경우는 스케일바의 타겟 중심점을 원형으로 충분히 표시할 만큼 픽셀 수가 표현되어 타겟의 중심점을 마킹하는 것이 용이하지만, 이미지 크기가 작은 경우는 스케일바의 타겟의 지름을 표시하는 픽셀수가 4개로서 중심점을 잡는 부분에서 오차가 크게 발생한 것으로 판단된다. 디지털 영상을 통한 계측에서 측정대상을 충분히 표현할 수 있는 이미지 크기를 확보하는 것이 중요함을 알 수 있다.

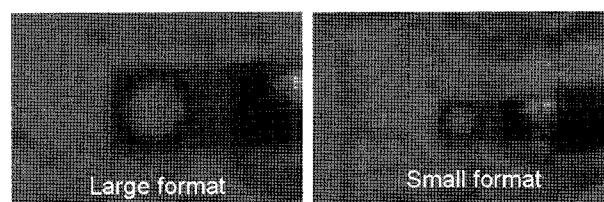


Fig. 4. Comparison of number of pixels for representing a target at two different image sizes

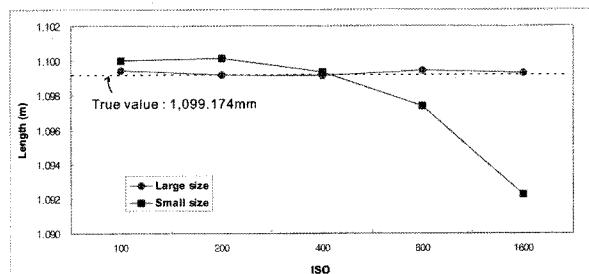


Fig. 5. Comparison of length measurement of scale bar depending on ISO & image size

3.2 초점거리, 측정거리, 처리 이미지 수에 따른 계측 결과

초점거리는 렌즈에서 센서까지의 거리로서 값이 작을수록 이미지가 넓은 화각을 가지게 된다. 본 실험에서 사용한 렌즈는 17mm~55mm까지 변화 가능한 렌즈이다. 초점거리는 28mm, 35mm, 55mm의 3가지 경우에 대해 촬영대상의 이미지를 획득하였다. 측정거리는 4m, 6m, 8m, 10m로 점차 증가시켰으며, 각각의 거리에서 초점거리마다 총 3장에서 6장까지의 사진을 각각 10회씩 반복하여 이미지를 획득하였다. 매 회당 측정위치를 조

금씩 다르게 하여 반복수행에 대한 오차를 확인 할 수 있도록 실험을 수행하였다. Fig. 6은 측정 위치 변화를 나타내고 있다.

Fig. 7과 Fig. 8은 초점거리별, 3차원 입체모델의 구성에 이용된 이미지 수에 따른 스케일바의 측정결과를 비교한 것이다. 초점거리가 커질수록 RMS 오차가 작아지고 측정값과 실제 스케일바 길이와의 오차가 작아짐을 알 수 있다. 이러한 이유는 초점거리가 작을수록 측정화각이 커짐에 따라 바깥부분에서의 왜곡에 의한 추가적인 오차가 발생하기 때문인 것으로 판단된다.

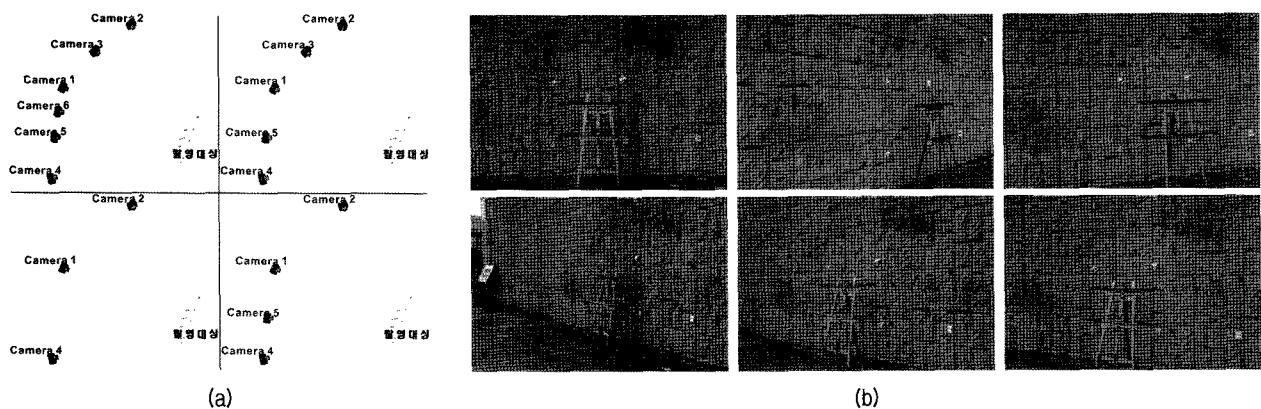


Fig. 6. (a) Camera position depending on the number of images for 3D-model
 (b) Variation of angle of view at 4m away with 28mm focal length

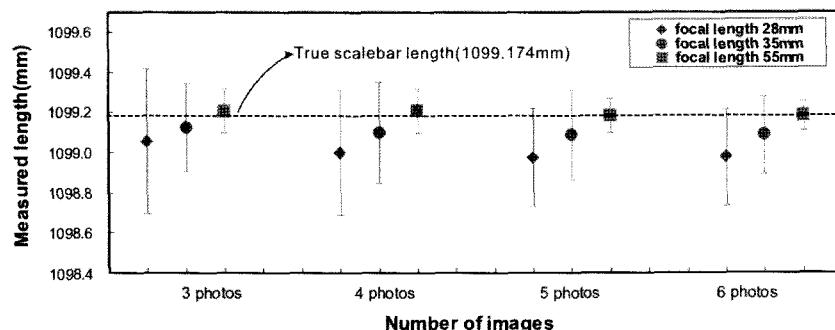


Fig. 7. Results of length measurement of scale bar depending on focal length and the number of images used for 3D

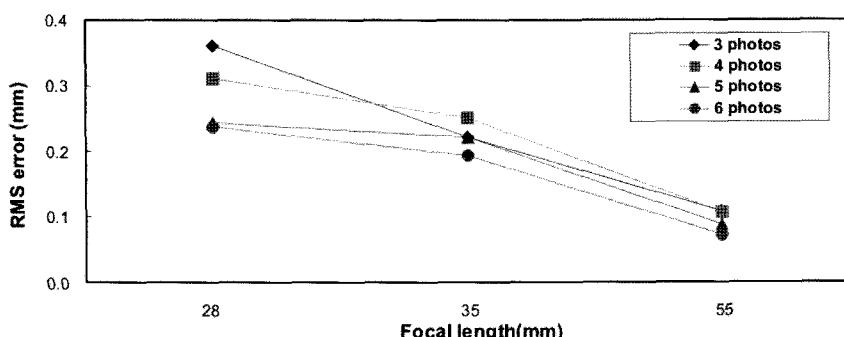


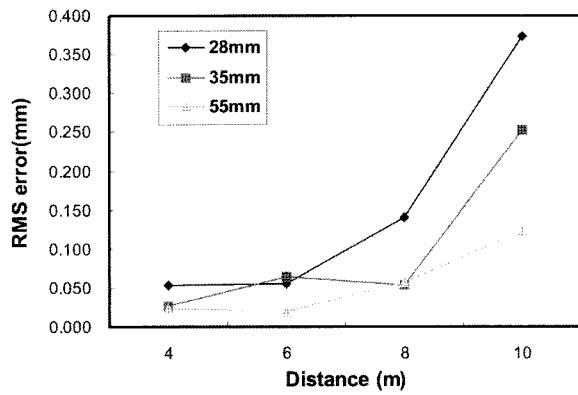
Fig. 8. RMS error of length measurement of scale bar depending on focal length and the number of images used for 3D

3D 입체모델 생성에 사용된 이미지의 수가 증가함에 따라 RMS 오차가 줄어드는 경향을 나타내었다. 이미지 수의 증가에 따라 줄어든 오차는 5장 이상일 경우에는 크게 줄지 않고 수렴하는 것으로 나타났다.

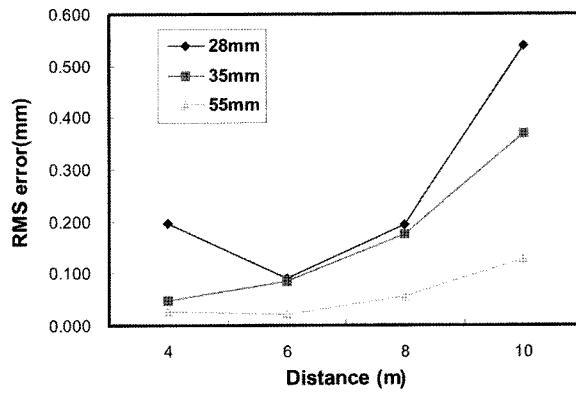
Fig. 9는 측정거리에 따른 초점거리별 RMS 오차를 비교한 것이다. 처리 이미지 개수가 6장인 경우에 대해서만 결과를 도시하였다. 측정된 오차 값들 간의 RMS 오차 계산 결과 측정거리가 증가함에 따라 오차가 급격히 증가됨을 알 수 있다. Fig. 9(a)는 정밀도를 확인하기 위한 측정값의 RMS 잔류오차를 나타낸 것이며, Fig. 9(b)는 스케일바의 실제 값과 비교한 정확도 분석을 위한 RMS 참오차 값을 나타낸 것이다. 초점거리 55mm

의 경우에는 참오차와 잔류오차의 RMS값이 거의 비슷하게 나타났으며, 초점거리가 작을수록 참오차 값이 커짐을 알 수 있다.

이상의 결과를 토대로 본 실험 중 가장 좋은 결과를 나타낸 55mm 초점거리로 6장의 이미지를 획득하여 분석하였을 때를 최적의 조건이라 가정했을 때, 디지털 영상을 통한 계측의 정확도와 정밀도를 대상체의 크기와 측정거리 등의 기하조건을 고려하여 계산하기 위하여 Fig. 10과 같이 각 측정거리에 따른 이미지상의 실제 폭을 구하였다. Fig. 11은 측정거리에 따라 측정된 스케일바의 길이 변화를 나타내고 있다. 측정거리가 멀어지면 이미지에 나타나는 대상의 실제 크기는 초점거리가 일



(a) RMS residual error



(b) RMS true error

Fig. 9. RMS error of length measurement of scale bar depending on working distance

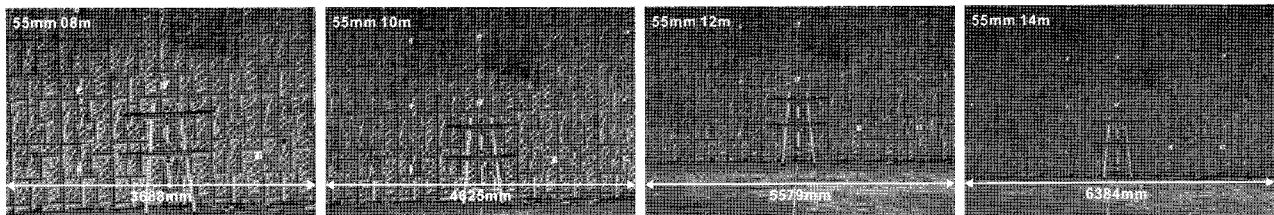


Fig. 10. Image width in world coordinate system depending on the distance to object (focal length = 55, number of images = 6)

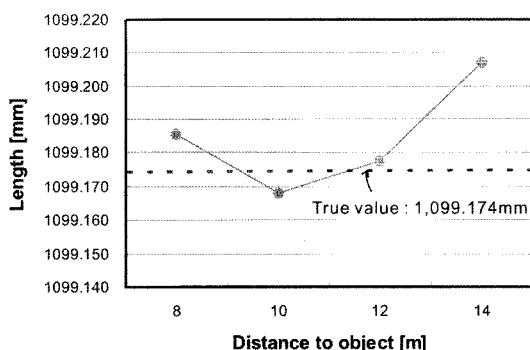


Fig. 11. Measured length of scale bar depending on the distance to object (focal length = 55, number of images = 6)

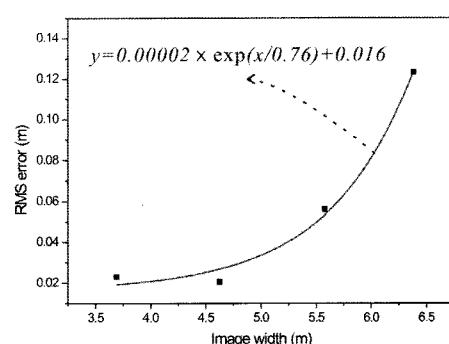


Fig. 12. Determination of the accuracy and precision of image width

정하다는 가정 하에 점점 커지게 된다. 이미지 상의 대상체의 폭과 각각의 경우에 계산된 오차들을 기준으로 계산된 정확도와 정밀도는 Fig. 12와 같은 관계를 가지게 된다. 즉, 대상체에 포함하는 영역이 커질수록 3차원 영상계측의 정확도와 정밀도는 지수함수적으로 커지게 된다. 원하는 정확도 수준에서 디지털 영상 계측을 수행하기 위해서는 이러한 관계를 이용하여 적절한 대상체의 크기를 결정해야 할 것이다.

4. 실대형 라이닝 재하실험의 변위 측정

디지털 영상을 활용한 3차원 터널 내공변위 측정 가능성 및 정밀도를 확인하기 위해 실대형 라이닝 실험과 정에 라이닝의 변위를 영상정보를 통해 획득하고 이를 하중 재하장비 컨트롤러에서 획득된 변위와 비교하였다. 디지털 영상 계측 시스템을 활용하여 Fig. 13과 같이 변위를 측정하였다. 8개의 Code 타겟과 1/1000mm 정밀도의 스케일바를 사용하였다. 실대형 실험에 사용되는 상부 가압기와 수평방향의 가압기에 LVDT가 내장되어 시료 천단부 상단 및 수평방향의 시료 변형을 측정하게 하였다. 상부 가압기와 수평방향의 가압기의 작용하중을 컨트롤러에서 확인할 수 있으며, 수평방향의 가압기의 경우 컨트롤러에 입력된 일정강성으로 제어가 가능하다.

변위제어를 통해 일정시간 동안 하중을 재하하면서 약 5분 간격으로 가압지점에서의 시편의 변위를 획득하였다. 영상정보를 통해 3차원 좌표를 획득하기 위해서는 최소 2개의 영상 이미지가 필요하기 때문에 각각의 경우에 좌우 측 2장의 사진을 이용하여 3차원 모델링을 수행하였으며, 반력시스템의 고정점을 기준으로 하여 시험편의 상대적 위치변화를 통해 변위를 구하였다. 본 실험에서 스테레오 이미지 획득의 방법은 동일 카메라를 이동하여 측정하는 것과 성능이 같은 두 카메라를 사전에 배치하여 동시에 계측하는 방법이 있다. 전자의 경우 카메라의 이동 시간 동안 재하가 이루어질 경우 두 이미지 상의 시험편의 변위 발생량에 차이가 생기기 때문에 정확한 계측이 어렵다. 후자의 경우는 두개의 카메라가 동일한 사양이라 할지라도 출고시부터 각 제품 렌즈의 캘리브레이션 결과가 동일하게 나타나는 것이 불가능하기 때문에 본 실험과 같은 정밀 계측에 사용되기 어렵다. 따라서 본 실험에서는 전자의 실험효과검증만을 위해 스테레오 이미지를 동일한 카메라를 이동하여 측정하였으며, 카메라 이동시 소요되는 시간(5~10

초)동안에 발생하는 변위로 인한 오차요인의 경우 이미지 획득시간 동안 재하를 잠시 중지함으로서 변위가 더 이상 발생하지 않는다는 가정하에 재하가 중지된 동안의 시간이력에 따른 변위발생은 고려하지 않았다.

Fig. 14와 Table 4는 영상정보를 통해 계산된 변위와 하중가압장치 내부의 LVDT에서 계산된 변위를 비교한 것이다. 이미지 스케일 정밀도가 0.01(mm/pixel)이었으며, 최대 오차는 0.76mm, 평균 오차는 0.42mm, 분산은

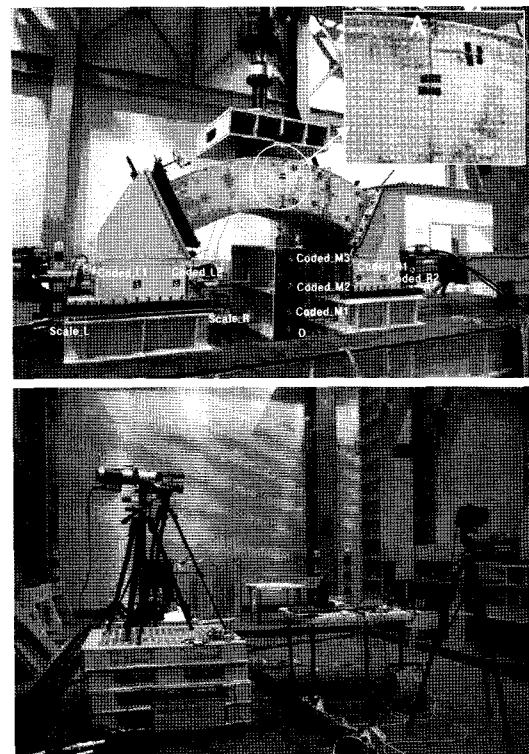


Fig. 13. Displacement monitoring using a digital vision system

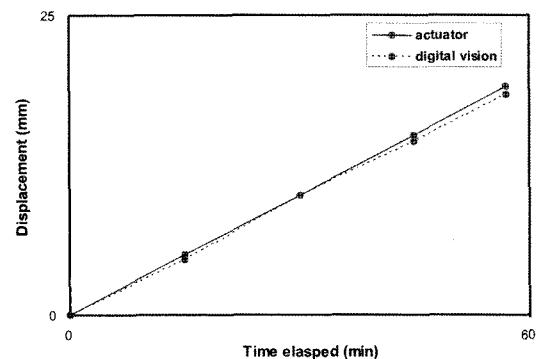


Fig. 14. Displacement of specimen measured by digital vision and actuator

Table 4. Precision of 3D digital vision monitoring

Resolution (mm/pixel)	Max. error (mm)	Mean error (mm)	Variance (mm)
0.01	0.76	0.42	0.06

0.06mm로 나타났다. 이와 같은 오차는 다양한 기계적 오차, 수행과정 오차 등 다양한 원인에 의해 영향 받을 수 있다. 영상정보의 정밀도에 따른 오차만 고려하였을 때, 대상체 크기에 대한 이미지 해상도를 높인다면 계측 정밀도를 높일 수 있을 것이라 판단된다.

5. 결 론

본 연구에서는 디지털 영상 계측의 적용성을 살펴보기 위하여 다양한 영향 인자들에 대한 계측 결과의 민감도 분석을 수행하였으며, 실대형 라이닝 시험의 변위 측정에 적용해 보았다. 연구에서 나타난 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 카메라 내부 요소에 의한 디지털 영상 계측의 민감도를 분석한 결과 이미지 크기가 클수록 픽셀수가 증가하여 계측 정밀도가 증가하였다. 또한 ISO의 증가로 인한 노이즈 발생 계측 정밀도에 미치는 영향은 이미지 크기가 클수록 작아졌다. 즉, 해상도가 높은 카메라를 사용할수록 디지털 영상 계측의 정밀도를 증가시킬 수 있다.
- 초점거리, 측정거리, 입체모델을 만들기 위해 처리된 이미지 수에 따른 디지털 영상 계측의 정밀도를 분석하였다. 초점거리가 작을수록 측정화각이 커짐에 따라 이미지 외곽부에서의 왜곡에 의한 오차 발생으로 인해 정밀도가 낮게 나타났다. 입체 모델 생성에 사용된 이미지 수가 증가함에 따라 계측 오차가 감소하다가 5장 이상일 경우는 수렴하는 경향을 보였다. 또한, 이미지를 측정한 거리가 증가할수록 계측 오차는 크게 증가하는 경향을 나타냈다.
- 같은 해상도의 이미지에서 이미지 전체 크기에 대한 측정 대상의 크기에 따라 디지털 영상 계측의 정확도와 정밀도가 결정되어진다. 즉, 다른 조건이 동일할 경우 측정된 이미지 상에 계측 대상의 영역이 커질수록 3차원 영상계측의 정확도와 정밀도는 지수함수적으로 커지게 된다. 원하는 정확도 수준에서 디지털 영상 계측을 수행하기 위해서는 이러한 관계를 이용하여 이미지 상의 대상체의 크기를 적절하게 결정해야 한다.
- 라이닝 재하실험에서 시험편의 변위 측정에 디지털 영상계측기법을 적용한 결과 이미지 스케일 정밀도가 0.01(mm/pixel)인 경우에 LVDT와 계측결과와

비교한 계측 변위의 최대 오차는 0.76mm, 평균 오차는 0.42mm, 분산은 0.06mm로 나타났으며, 정밀 변위 계측 실험 등에도 활용도가 높을 것으로 확인되었다.

- 본 연구에서는 디지털 영상 계측의 오차원인에 대해 카메라 내부 인자들과 측정된 이미지의 크기, 처리된 이미지 수 등에 대해서만 다루었다. 하지만 연구 결과 중 ISO감도에 따른 영향이 실제 이미지 해상도가 크지 않은 경우 계측 정밀도에 영향을 주는 것으로 나타났듯이, 획득된 이미지의 품질(노이즈 정도 등)에 영향을 줄 수 있는 측정 환경(대기 중 면지 놓도 등)에 따른 영향도 다소 있을 것이다. 하지만 이러한 경우 이미지의 해상도를 높임으로써 측정환경에 따른 오차의 증가를 감소시킬 수 있을 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부 산학연공동연구사업과 삼성물산(주) 건설부문에서 지원한 연구사업의 일환으로 수행되었으며, 연구에 협조 해 주신 관계자분들께 감사의 말씀 드립니다.

참 고 문 헌

1. 김재동, 김종훈 (2003), 수령다중촬영기법을 이용한 새로운 절리 방향 해석방법, *한국암반공학회논문집*, 제13권 제6호, pp.486-494.
2. 류동우, 이유리, 장윤섭, 이희근, 박형동 (2000), 화상처리 및 입체 사진 측량학을 이용한 암반 절리 조사 시스템, *한국암반공학회논문집*, 제10권 제3호, pp.329-343.
3. 유복모, Schenk, T. (2001), *현대디지털사진측량학*, 문운당.
4. 정성혁, 이재기 (2004), 산업사진측량을 이용한 터널의 천단 및 내공변위 관측, *한국측량학회논문집*, 제22권 제3호, pp.209-215.
5. 한중근, 송영식 (2003), 사면안정해석을 위한 사진측량을 이용한 사면변위계측시스템, *한국지반공학회논문집*, 제19권 제4호, pp.23-32.
6. 황상기 (2000), 암반 불연속면 배열을 측량하는 원격 영상측량기, *한국지반공학회 기술학술발표회논문집*, pp.697-704.
7. Feng, Q. (2001), Measuring fracture orientation at exposed rock faces by using a non-reflector total station, *Engineering Geology*, Vol.59, No.1-2, pp.133-146.
8. Gaich, A. (2000), *Panoramic Vision for Geotechnical Analyses in Tunnelling*, Ph.D. Thesis, Graz University of Technology, Austria.
9. Ohnishi, Y., Miura, S., Ryu, M. (2004), *Application of Advanced Precise (Digital) Photogrammetry to Rock Engineering in Japan*, Special Lecture of Korean Society of Rock Mechanics Symposium.

(접수일자 2007. 11. 23, 심사완료일 2007. 12. 26)

EFFECT OF COMPLIANCE ON NEWMARK-TYPE RIGID BLOCK DEFORMATION ANALYSIS

Newmark-방식 강체블럭 변위해석에 대한 유연도의 영향

Kim, Jin-Man¹ 김 진 만

Abstract

This study investigates the effect of spatial averaging and compliance taken account of in the analysis of earthquake-induced permanent deformation of slopes. At present, the rigid block analysis originally proposed by Newmark is widely used in the deformation analysis, mainly because of its computational efficiency. This type of approach, however, adopts the so-called decoupled approach, in which seismic response and deformation analyses are carried out separately. Original Newmark block analysis assumes the potential sliding mass to be noncompliant, and has been criticized to be potentially unconservative. This paper reviews the impact of the noncompliance assumption of the potential sliding mass in the Newmark-type analysis. The gross effects of earthquake shaking on the potential sliding mass are estimated by spatial averaging method and analyzed in frequency domain. The results indicate that there is a simple criterion that can be used to determine the level of compliance of the potential sliding mass.

요 지

지진으로 인해 사면에 발생한 영구적 변형 계산시 고려된 공간평균과 유연도의 영향을 조사하였다. 현재 변위계산에는 Newmark이 제안한 강체블럭해석기법이 이 기법의 효율적인 계산능력으로 인해 광범하게 사용되고 있다. 그러나 이 해석기법은 지진응답해석과 변위해석을 별도로 수행하는 소위 분리해석법을 채택하고 있다. 당초의 Newmark 해석기법은 활동토사를 강성체로 가정했으며 이로 인하여 비보수적 결과가 도출될 수 있다는 비판을 받아왔다. 본 논문은 Newmark-형식의 해석에서 강성체 가정의 영향을 검토하였다. 활동토사에 작용하는 지진하중의 전체 효과를 공간평균기법을 사용하여 평가하였으며 그 결과를 주파수 영역에서 분석하였다. 해석결과로부터 활동토사의 유연도 수준을 결정하는 경우 사용할 수 있는 단순한 지표를 제시하였다.

Keywords : Compliance, Newmark-Type Analysis, Rigid Block Analysis, Seismic Slope Deformation

1. INTRODUCTION

In general, the post-earthquake serviceability of a slope depends more on deformations than on the index of stability (e.g., the factor of safety) given by pseudo -static method of analysis. Newmark (1965) and Seed and Goodman (1964) used the analogy of a block resting

on an inclined plane, to propose a simple way for estimating a permanent displacement of the sliding mass due to earthquake shaking. Newmark's sliding block method was originally developed to give a quick estimate of the magnitude of the movements to be expected in a sliding wedge of rock or earth in a slope subjected to earthquake shaking.

¹ Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engrg., School of Civil and Environmental Engrg., Pusan National University, 30 Jangjeon-dong, Geumjeong-gu, Busan 609-735, Korea, jmkim@pusan.ac.kr, Corresponding Author

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

The analysis of the seismically induced slope deformations requires the evaluation of the dynamic site response and of the dynamically induced slope deformation. Typically, simplified decoupled procedures have been being used in practice for seismic slope deformation, mainly because of their computational efficiency. Ideally, the ground response and slope deformation analyses should be performed in so-called coupled mode such as dynamic FEM analyses. The coupled analyses are, however, generally time-consuming, and cannot be used routinely, even in current fast computing environment. In the decoupled approach, on the other hand, seismic response and deformation analyses are carried out separately. Hence, a number of investigations (e.g., Lin and Whitman 1983, Rathje 1997, Matasovic et al. 1998) have explored the effectiveness of the decoupled approach and other simplifying assumptions.

Original Newmark analysis assumed the potential sliding mass to be noncompliant and hence the dynamic site response analysis was not performed. The paper reviews the impact of the noncompliance assumption of the potential sliding mass in the Newmark-type rigid block analysis. The effect of spatial averaging in the decoupled analysis of earthquake-induced deformation of slope is investigated. Finally, the paper proposes a relatively simple criterion that can be used to determine the level of compliance.

2. SIMPLIFIED DECOUPLED PROCEDURES

Newmark (1965) used the analogy of a block resting on an inclined plane, to propose a convenient way for estimating a permanent displacement of the sliding mass caused by earthquake shaking. It is assumed that the whole sliding mass moves as a single rigid body with resistance mobilized along the sliding surface as shown in Figure 1 (noncompliance assumption). Seed and Goodman (1964) proposed a similar approach.

2.1 Newmark-type Rigid Block Approaches

The computation of the permanent displacement of unsymmetrical resistance from an earthquake record is

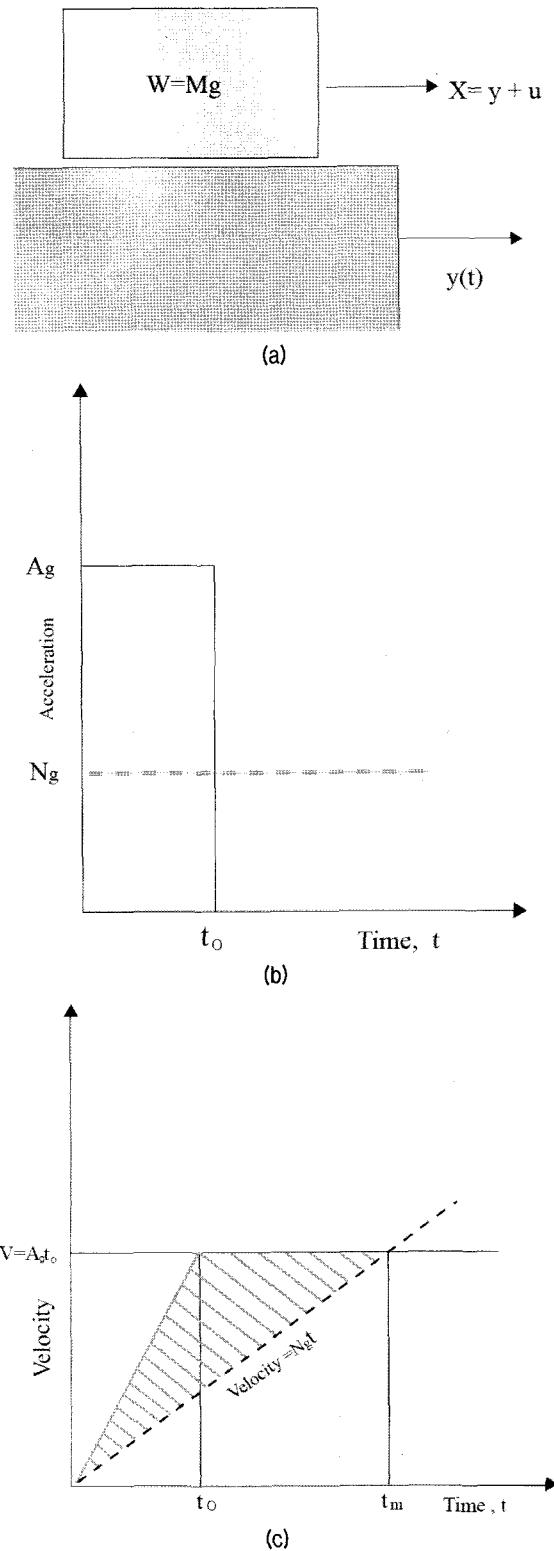


Figure 1. Estimation of Displacement During Single Slip Event: (a) Rigid Block on a Moving Support; (b) Rectangular Block Acceleration Pulse; (c) Velocity Response to Rectangular Block Acceleration (Redrawn from Newmark 1965)

illustrated from the plot in Figure 2. The curve v_g represents the velocity of the ground beneath the sliding

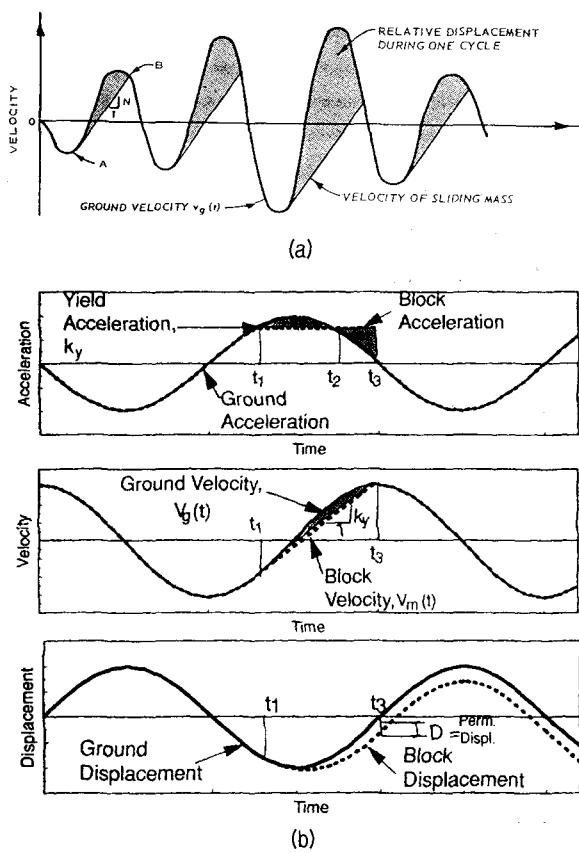


Figure 2. Computation of Permanent Displacement–Unsymmetrical Resistance: (a) from Franklin and Chang (1977); (b) from Bray et al. (1995)

mass, while the resistance along the sliding surface is represented by a slope, $dv/dt=N_g$. Whenever the ground acceleration (slope of the ground velocity) exceeds the yield acceleration N_g , the velocity curve of the sliding mass departs from that of the ground and follows a linear path, $v_b=N_g \cdot t$, until the two velocities again become equal, at which time relative movement ceases. The total permanent displacement is then given by the sum of the areas between the two velocity curves. The ground velocities, ground displacements, and permanent displacements can be computed numerically, using any *quadrature rules* appropriate.

2.2 Limitations of the Decoupled Approach

A number of investigations (e.g., Lin and Whitman 1983, Gazetas and Uddin 1994, Kramer and Smith 1997, Rathje 1997, Matasovic et al. 1998) have explored the effectiveness of the decoupled approach and other sim-

plifying assumptions. It is known that the decoupled approach in general provides little conservative results compared to those of the coupled approach. Other factors such as the vertical component of acceleration were also explored and found to be insignificant in practical purposes (Yan 1996, Ling and Leshchinsky 1997, Matasovic et al. 1998). It was however reported (e.g., Bray et al. 1998) that the direct use of input acceleration time history without considering system compliance (i.e., without considering the averaging effect of ground motion acting on the potential sliding mass) can be significantly unconservative (i.e., produces significant small displacement).

2.3 Average Seismic Coefficients

Earthquake-induced inertia forces alternate in direction many times in soil masses within a slope. It is these pulsating forces, superimposed on the initial self-weights of soil masses, which disturb the stability of slopes. It has been a serious interest among earthquake engineers to estimate the gross (overall) effects of earthquake shaking on the potential sliding masses of slopes (e.g., Seed and Martin 1966, Chopra 1967). Overall effects of earthquake shaking on the potential sliding masses can be assessed either in terms of the peak value (pseudo static analysis) or time history (deformation-based analysis) of the inertia forces acting on a slope during the earthquake. Deformation-based analyses are, in general, more involved than the pseudo static analyses and require the estimate of time history of the inertia forces, which is used as input signal in time-domain deformation analysis.

The total lateral force acting on the potential sliding mass bounded by the slip surface at any particular instant (Figure 3) is given by (e.g., Seed and Martin, 1966):

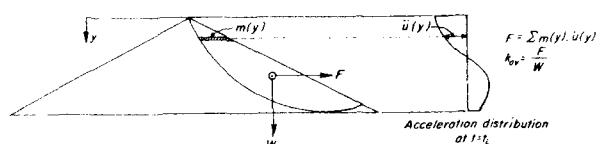


Figure 3. Concept of Average Seismic Coefficient (Seed and Martin 1966)

$$F = \sum m(y) \cdot \ddot{u}(y) \quad (1)$$

where $m(y)$ is the mass of a slice and $\ddot{u}(y)$ is the corresponding horizontal acceleration of the slice at a depth of y . The lateral force may alternatively be expressed by a product of an average seismic coefficient k_{ave} and the total weight W of the sliding mass as:

$$F = k_{ave} \cdot W \quad (2)$$

So, the average seismic coefficient at any instant is given by:

$$k_{ave} = \frac{F}{W} = \frac{1}{W} \sum m(y) \cdot \ddot{u}(y) \quad (3)$$

The time history of average seismic coefficient k_{ave} can thus be obtained by evaluating k_{ave} at other instants of time during the earthquake. One special case is when the potential sliding mass can be represented with reasonable accuracy by a parallelogram as shown in Figure 4. If the shear stresses are assumed to be constant at the base of the sliding mass, as verified to be the reasonable assumption in case of the deep slip surface by Elton et al. (1991) and Bray et al. (1996), the average seismic coefficient for the sliding parallelogram is given by:

$$k_{ave} = \frac{\tau_h \cdot b}{\gamma \cdot bh} = \frac{\tau_h}{\gamma \cdot h} \quad (4)$$

The time history of average seismic coefficient k_{ave} can thus be obtained by replacing the shear stress τ_h at any particular instant with a time history $\tau_h(t)$ of the shear stress, defined as:

$$k_{ave}(t) = \frac{\tau_h(t)}{\gamma \cdot h} \quad (5)$$

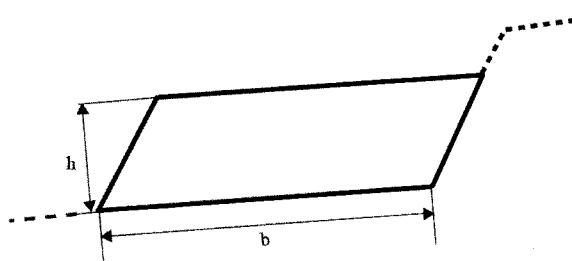


Figure 4. Parallelogram Idealization of Potential Sliding Mass

The shear stress time history at the base of potential sliding mass may be evaluated with 1-D wave analyses. It is noted that the magnitude of the average seismic coefficients for a potential sliding mass at any given depth is independent of the base width b for these special cases. Some engineers prefer to use a horizontal equivalent acceleration (*HEA*) time history, which is given as a product of the seismic coefficient and gravitational acceleration as:

$$HEA(t) = k_{ave}(t) \cdot g = \frac{\tau_h(t)}{\rho \cdot h} \quad (6)$$

in which g is the gravitational acceleration and ρ is the density of the sliding mass.

In cases of more complicated geometry, the average seismic coefficient k_{ave} for a potential sliding mass can be estimated by performing 2-D or 3-D dynamic response analyses of the slope cross section (e.g., Chopra 1966, Makdisi and Seed 1978, Idriss et al. 1973). The average seismic coefficient k_{ave} is, in general, computed as:

$$k_a = \frac{\sum_{i=1}^n w_i a_i}{\sum_{i=1}^n w_i} \quad (7)$$

3. SPATIAL AVERAGE of MOTION ACTING on HORIZONTAL GROUND

Figure 5 shows the case of a uniform elastic soil layer overlying a halfspace of rock. The vertical propagation of horizontal shear waves through visco-elastic medium (Kelvin-Voigt solid) is given as:

$$U(z, t) = (Ee^{ikz} + Fe^{-ikz})e^{i\omega t} = Ee^{i(kz+\omega t)} + Fe^{-i(kz-\omega t)} \quad (8)$$

where k and ω are the complex wave number and angular frequency respectively.

The acceleration can be obtained as the derivative of the equation as:

$$\ddot{U}(z, t) = -\omega^2(Ee^{ikz} + Fe^{-ikz})e^{i\omega t} \quad (9)$$

where the complex wave number k is given as:

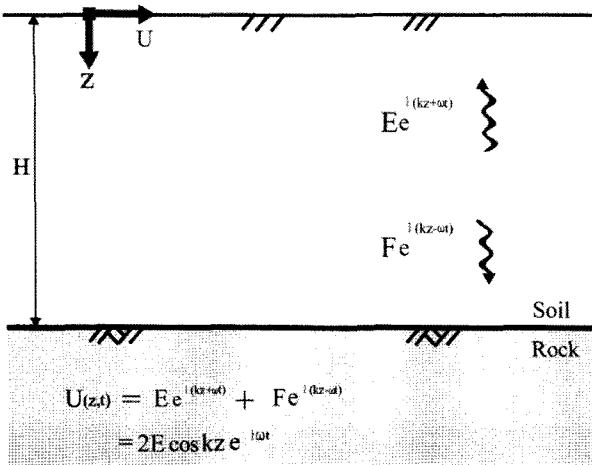


Figure 5. Wave Propagation in Uniform Elastic Soil Layer Overlying a Halfspace of Rock

$$k^2 = \frac{\rho\omega^2}{G + i\omega\eta} = \frac{\rho\omega^2}{G^*} = \frac{\omega^2}{v_s^2} \quad (10)$$

$$G^* = G + i\omega\eta = G(1 + 2i\zeta) \quad (11)$$

The boundary condition where shear stresses are zero at free surface gives: $E=F$, and Equation 9 can be written as (Schnabel et al. 1972):

$$\ddot{U}(z,t) = -E\omega^2(e^{ikz} + e^{-ikz})e^{i\omega t} = -2E\omega^2 \cos kz e^{i\omega t} \quad (12)$$

The gross (overall) effects of earthquake shaking on the potential sliding masses are of our ultimate interest. Overall effects of earthquake shaking on the potential sliding masses may be assessed by integrating all the acceleration time history along the height H of the soil layer, given as:

$$\begin{aligned} HEA(t) &= \frac{1}{H} \int_0^H \ddot{U}(z,t) dz \\ &= \frac{1}{H} \int_0^H -2E\omega^2 \cos kz e^{i\omega t} dz \\ &= \frac{-2E\omega^2 e^{i\omega t}}{H} \int_0^H \cos kz dz \\ &= \frac{-2E\omega^2 e^{i\omega t} \sin kH}{kH} \end{aligned} \quad (13)$$

Alternatively, Equation 13 can be derived from Equation 5. The frequency response (or transfer) function for the *HEA* (i.e., average acceleration) and the motion at the bottom of the soil layer (i.e., input acceleration time history) can thus be given as:

$$\begin{aligned} H(\omega) &= \frac{HEA(t)}{\ddot{U}(z=H,t)} \\ &= \frac{\sin kH}{kH \cos kH} \\ &= \frac{\tan kH}{kH} \end{aligned} \quad (14)$$

Equations 13 and 14 are valid regardless of the bedrock stiffness (i.e., rigid or elastic).

4. EFFECTS OF SPATIAL AVERAGING

Figure 6 shows the ratio between the amplitudes of the *HEA* and bottom acceleration (i.e., amplification function $|H(\omega)|$) along with that between the amplitudes of the free surface and bottom acceleration, when the soil is undamped ($\zeta=0$). The figure indicates that the spatial average of motion is always less than the motion at the free surface. The average motion is amplified ($|H(\omega)|$) at small kH (i.e., small $\omega H/v_s$ such as stiff soil, low height, and low frequency motion) up to around the first fundamental frequency of the soil deposit and the motion is de-amplified ($|H(\omega)| \leq 1$) as kH increases, except around natural frequencies (i.e., $\omega_n = \frac{v_s}{H} \left(\frac{\pi}{2} + n\pi \right)$ $n=0,1,2,\dots,\infty$). Therefore, the spatial averaging acts like a linear filter that amplifies low frequency content and de-amplifies high frequency content of motion. These findings generally support the previous landfill investigations (e.g., Bray et al. 1998) and their finding that the direct use of input acceleration time history in Newmark block analysis without considering system compliance can be significantly unconservative (i.e., produces significant small displacement). That is mainly because the computed slope displacement is influenced mainly by low frequency average motion that amplifies and is not sensitive to high frequency motion (e.g., beyond 10-20 rad/s) that de-amplifies due to the averaging (Figure 7). However, it should be noted that the direct use of an input acceleration time history, which does not consider the averaging effect of ground motion acting on the potential sliding mass, can be conservative in case of a soil deposit of very long period, although this unusual case should be assessed by methods other than Newmark-type approach. On the other

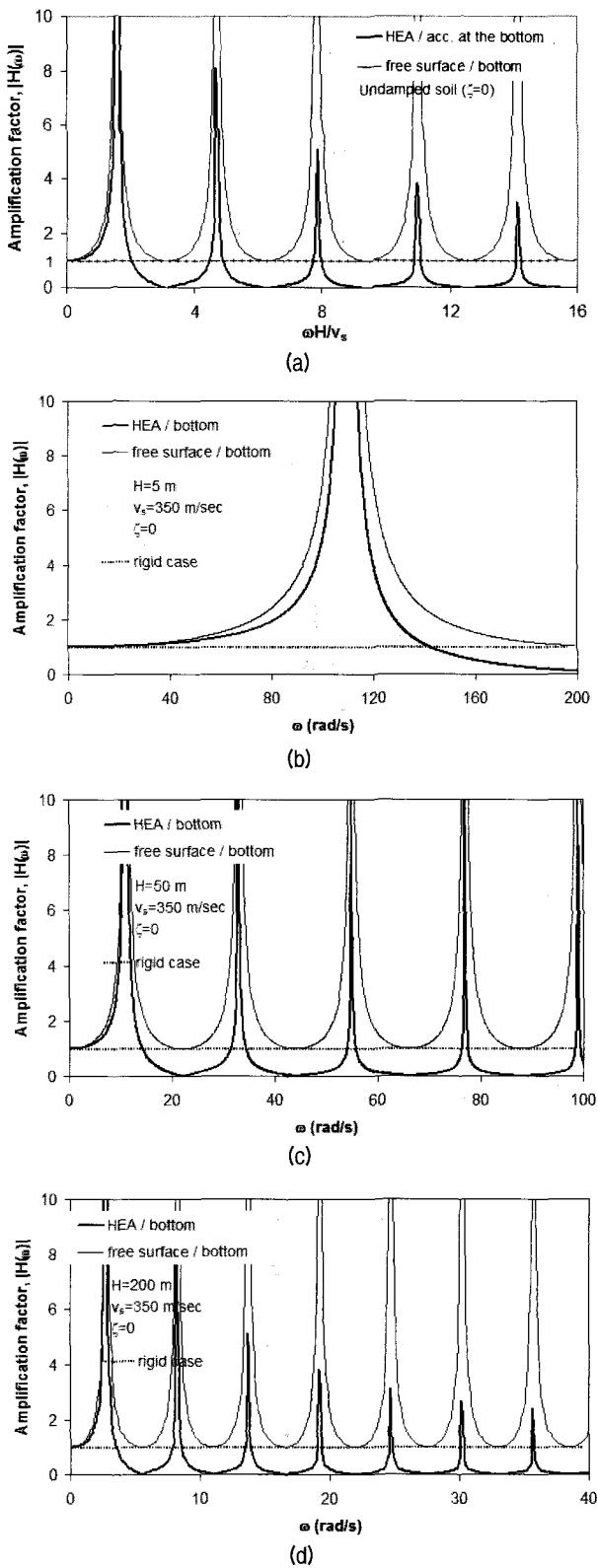


Figure 6. Ratio Between the Amplitudes of the HEA (Horizontal Equivalent Acceleration) and Bottom Acceleration (i.e., Amplification Function $|H(\omega)|$) Along with That Between the Amplitudes of the Free Surface and Bottom Accelerations for Undamped Soil ($\zeta=0$): (a) with Respect to kH ; (b) with Respect to ω for Height=5 m; (c) for Height=50 m; (d) for Height=200m

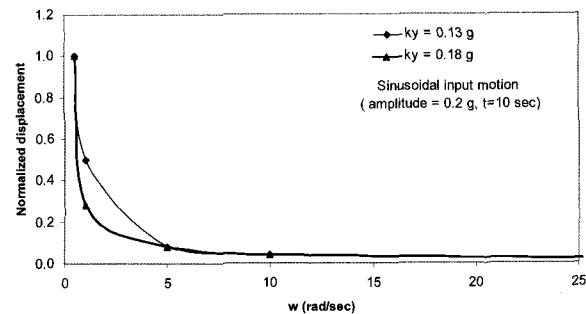


Figure 7. Effects of Motion Frequency on the Computed Displacement

hand, the direct use of rock outcrop motion as input motion in the Newmark deformation analyses may be justified, if the fundamental period of the slope is sufficiently short (i.e., shallow soil deposit with high shear velocity). The upper bound of this fundamental period is of our special interest. We need to find the maximum value of the period that satisfies Equation 14 :

$$H(\omega) = \frac{\tan kH}{kH} \approx 1.0 \quad (15)$$

It can be easily shown that for $kH \leq 0.51$, $|H(\omega)| \leq 1.10$ (i.e., less than 10 % difference). Therefore, the maximum value of the period of the slope can be estimated as:

$$kH = \frac{\omega}{v_s^*} H = \frac{\omega}{4} \frac{4H}{v_s^*} = \frac{\omega T}{4} \leq 0.51 \quad (16)$$

Since the computed displacement is not sensitive to high frequency motion (beyond 10-20 rad/s), the maximum value of the characteristic site period can be found as:

$$T \leq \frac{2.0}{\omega} = \frac{2.0}{10} = 0.2 \text{ second} \quad (17)$$

The rigid bedrock motion is the same as the bedrock outcropping motion and for high frequency range (i.e., $\omega \gg \frac{2\pi}{T}$) the difference between the elastic bedrock motion and bedrock outcropping motion is negligible, while the ratio between the amplitudes of the bedrock motion and the outcropping motion is always less than 1 (e.g., Schnabel et al. 1972). Therefore, it can be concluded that the direct use of rock outcrop motion as

input motion in the Newmark deformation analyses is justified, if the fundamental period of the slope is less than 0.2 second.

5. SUMMARY and CONCLUSIONS

This study investigates the effect of spatial averaging and compliance taken account for in the analysis of earthquake-induced deformation of slope.

The results suggest that the spatial averaging acts like a linear filter that amplifies low frequency content and de-amplifies high frequency content of motion.

The results generally support the previous finding that the direct use of input acceleration time history in Newmark-type block analysis without considering system compliance can be significantly unconservative. On the other hand, the direct use of rock outcrop motion as input motion in the Newmark deformation analyses may be justified, if the fundamental period of the slope is sufficiently short (i.e., shallow soil deposit with high shear velocity)

The results lead to a relatively simple criterion that can be used to determine the level of compliance. It is concluded that the direct use of rock outcrop motion as input motion in the Newmark-type deformation analyses is justified, if the fundamental period of the slope is less than 0.2 second. The study, however, does not take account for the effect of damping, which is desirable to be included in the study in the future.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research was supported by a grant (code B04-01) from Advanced Coastal Technology and Environment Center Program funded by Ministry of Construction & Transportation of Korean government.

REFERENCES

1. Bray, J. D., Augello, A. J., Leonards, G. A., Repetto, P. C., and Byrne, R. J. (1995), "Seismic Stability Procedures for Solid-Waste Landfills", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.121, No.2, pp.139-151.
2. Bray, J. D., Augello, A. J., Leonards, G. A., Repetto, P. C., and Byrne, R. J. (1996), "Closure to Seismic Stability Procedures for Solid-Waste Landfills", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.122, No.11, pp.952-954.
3. Bray, J. D., and Rathje, E. M. (1998), "Earthquake-induced displacements of solid-waste landfills", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.124, No.3, pp.242-253.
4. Chopra, A. K. (1966), *Earthquake Effects on Dams*, Ph.D. Dissertation, University of California at Berkeley, California.
5. Chopra, A. K. (1967), "Earthquake Response of Earth Dams", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, 93(5M2), pp.65-81.
6. Elton, D. J., Shie, C. F., and Hadj-Hamou, T. (1991), "One- and Two-Dimensional Analysis of Earth Dams", *Proceedings, Second International Conference on Recent Advancements in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Mo, pp.1043-1049.
7. Franklin, A. G., and Chang, F. K. (1977), *Earthquake Resistance of Earth and Rock-Fill Dams*, Soils and Pavements Laboratory, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
8. Gazetas, G., and Uddin, N. (1994), "Permanent Deformation on Preexisting Sliding Surfaces in Dams", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.120, No.11, pp.2041-2061.
9. Idriss, I. M., Lysmer, J., Hwang, R., and Seed, H. B. (1973), *QUAD-4-A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Element procedures*, EERC Report No. EERC73-16, University of California at Berkeley, California.
10. Kramer, S. L., and Smith, M. W. (1997), "Modified Newmark Model for Seismic Displacements of Compliant Slopes", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.123, No.7, pp.635-644.
11. Lin, J. S., and Whitman, R. V. (1983), "Decoupling Approximation in the Evaluation of Earthquake-Induced Plastic Slip in Earth Dams", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.11, pp.667-678.
12. Ling, H. I., and Leshchinsky, D. (1997), "Seismic Stability and Permanent Displacement of Landfill Cover Systems", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.123, No.2, pp.113-122.
13. Makdisi, F. I., and Seed, H. B. (1978), "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.104 (GT7), pp.849-867.
14. Matasovic, N., Kavazanjian, J. E., and Giroud, J. P. (1998), "Newmark Seismic Deformation Analysis for Geosynthetic Covers", *Geosynthetics International*, Vol.5 (1-2), pp.237-264.
15. Newmark, N. M. (1965), "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp.139-160.
16. Rathje, E. M. (1997), *Nonlinear and Two Dimensional Seismic Response Studies of Solid-Waste Landfills*, Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley, California.
17. Schnabel, P. B., Lysmer, J., and Seed, H. B. (1972), *SHAKE - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites*, EERC 72-12, Earthquake Engineering Research center, University of California, Berkeley.

18. Seed, H. B., and Goodman, R. E. (1964), "Earthquake Stability of Slopes of Cohesionless Soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ACSE, Vol.90 (SM6), pp.43-73.
19. Seed, H. B., and Martin, G. R. (1966), "The Seismic Coefficient in Earth Dam Design", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ACSE, Vol.92 (SM3), pp.25-58.
20. Yan, L. (1996), "Seismic Response of a Block on an Inclined Plane to Vertical and Horizontal Excitation Acting Simultaneously", *Proceedings of the 11th Conference on Engineering Mechanics*, ASCE, Fort Lauderdale, Florida, pp.1110-1113.

(접수일자 2007. 4. 12, 심사완료일 2007. 12. 17)