# 실규모 현장시험을 통한 부착형 암반앵커의 인발저항력 평가

# Uplift Capacity Estimation of Bond-type Rock Anchors Based on Full Scale Field Tests

김 대 홍' Kim, Dae-Hong 오 기 대<sup>2</sup> Oh, Gi-Dae

#### Abstract

This paper presents the results of full-scale uplift load tests performed on 24 passive anchors grouted to various lengths at Okchun and Changnyong site. Rock anchors were installed over a wide range of rock types and qualities with a fixed anchored depth of  $1 \sim 6$  m. The majority of installations used D51 mm high grade steel rebar to induce rock failure prior to rod failure. However, a few installations included the use of D32 mm rebar at relatively deeper anchored depth so as to induce rod failure. In many tests, rock failure was reached and the ultimate loads were recorded along with observations of the shape and extent of the failure surface. In addition to field tests, laboratory pullout tests were conducted to determine bond strength and bond stress-shear slip relation at the tendon/grout interface when a corrosion protection sheath is installed in the cement-based grout. The test results show that the ultimate tendon-grout bond strength is measured from  $18 \sim 25\%$  of unconfined compressive strength of grout. One of the important results from these tests is that the measured strains along the corrosion protection sheath were so small that practically the reduction of bond strength by the presence of sheath would be negligible.

#### 요 지

본 논문에서는 옥천 및 창녕지역에서 총 24회 수행한 암반앵커 현장인발시험의 결과를 나타내었다. 시험앵커의 정착깊이는 1~6m로 서로다른 암반내에 설치하였다. 앵커의 대부분은 고강도 이형철근인 SD40-D51mm를 사용함으 로써 다른 파괴가 일어나기 전에 암반파괴가 먼저 일어나도록 유도하여 암반의 인발저항력을 파악하고자 하였으며, 일부에서는 SD40-D32mm앵커를 설치하여 앵커의 파괴도 아울러 살펴보았다. 많은 시험에서 파괴는 항복에 이르는 극한하중까지 관찰할 수 있었으며, 암반파괴형상은 암반이 들어올려지면서 방사상으로 균열이 발달하는 형태를 나타 내었다. 또한 시멘트그라우트와 텐던사이의 부착강도를 평가하고자 방식쉬이스가 설치된 앵커에 대해 실내실험을 실시하였다. 실험결과 텐던-그라우트 사이의 부착강도는 그라우트 일축압축강도의 18~25%로 나타났으며, 방식쉬이 스에 의한 부착력 감소는 무시할 수 있을 정도로 작게 나타났다.

Keywords : Bond strength, Failure mechanism, Rock anchor, Rock mass, Transmission tower foundation, Uplift capacity

<sup>1</sup> 정회원, 한국전력공사 전력연구원 책임연구원 (Member, KEPRI / KEPCO, dhkim@kepco.co.kr, 교신저자)

<sup>2</sup> 정회원, 한국전력공사 전력연구원 선임연구원 (Member, KEPRI / KEPCO)

<sup>\*</sup> 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

# 1. 서 론

부착형 암반앵커(bonded rock anchor)는 텐던의 부착 저항력을 통해 외부하중을 주변암반에 전달하고 주변 지반의 강도를 이용하여 인발력에 저항하는 하중전이 메커니즘을 가지고 있다. 본 앵커공법은 암반내 부력이 작용하는 구조물이나, 토압 또는 수압에 의한 전도, 응 력개방에 따른 이완하중의 지지, 또는 송전철탑과 같이 풍하중의 영향을 크게 받는 기초 등 인발력에 대한 안정 성 확보를 위해 효과적이며, 기존구조물의 강도증가 또 는 복구(rehabilitation) 등 특수한 분야에도 사용이 증대 되고 있다(Hinks 등, 1990; Bruce, 1993).

국내의 경우 송전철탑이 비교적 양호한 암반의 산간 지역을 통과하고 있는 경우가 많으나, 넓고 깊은 굴착을 필요로 하는 역T형기초, 심형기초(深形基礎) 등으로 시 공되고 있는 실정이다. 따라서 양호한 암반지역에 앵커 기초를 도입하면 인발하중의 대부분을 암반이 부담하 기 때문에 굴착량 및 기초의 크기를 획기적으로 줄일 수 있어 시공성 및 경제성 향상을 도모할 수 있다.

인발하중을 받는 암반앵커의 파괴 형태는 크게 텐던 의 인장파괴, 텐던-그라우트 경계면의 부착파괴, 그라우 트-암반 경계면의 부착파괴, 암반 파괴 등으로 구분할 수 있다(Xanthakos, 1991). 이들 중 텐던의 파괴는 다른 세 가지의 파괴가 일어나기 전에 텐던의 인장파괴에 기 인하여 발생하는 연성(ductile)파괴이다. 텐던의 파괴 외 의 다른 세 가지는 취성(brittle)파괴형태를 갖게 된다. 텐던-그라우트 경계면의 부착 파괴도 마찬가지로 다른 세 가지의 파괴 발생 전에 텐던-그라우트 경계면에서 전 단 응력이 부착 강도를 초과할 때에 발생한다. 텐던-그 라우트 경계면에서의 전단 파괴강도는 텐던의 표면 형 태 및 그라우트의 품질에 의해 결정되는 것으로서 일반 적으로 그라우트의 압축강도와 관련 있는 것으로 알려 져 있다(Benmokrane 등, 1995). 그라우트-암반 경계면 의 부착 파괴강도는 그라우트와 암반의 압축강도, 그리 고 천공표면의 거칠기에 따라 결정된다. 마지막으로 암 반의 파괴는 다른 세 가지의 파괴 형태보다 훨씬 복잡한 양상을 나타낸다. 즉 암반의 강도, 절리의 유무, 절리의 방향과 인발하중 방향과의 관계, 텐던의 정착깊이 등에 따라 달라질 수 있다. 이와 같은 네 가지 파괴 형태 중 하나가 먼저 파괴에 이르게 되면 다른 세 가지의 파괴 강도가 아무리 크더라도 암반앵커는 이미 파괴된 것으 로 간주되어야 한다. 따라서 네 가지 파괴 형태에 대한 각각의 저항력을 계산하여 그중 최소가 되는 저항력이 앵커의 인발저항력이 된다.

암반의 인발파괴형태와 관련하여 인발저항력을 산정 할 때 흔히 쓰이는 방법은 암반의 인발 각도를 60~120° 로 보고 암반조건 및 앵커형태, 매입깊이 등에 따라 부 착 길이의 중간 또는 선단부분부터 역원뿔형태로 파괴 된다고 가정하는 것으로써 암반 파괴면의 전단저항력 은 무시하고 그 원뿔의 무게만을 저항력으로 산정하는 것이다(U.S. Army Corps of Engineers, 1994). 이와 같이 원뿔의 자중만으로 계산하는 방법은 불연속면의 발달 이 현저하거나 풍화가 심한 암반의 경우 비교적 잘 일치 하나 연구결과(Saliman과 Schaefer, 1968; Littlejohn과 Bruce, 1977), 일부 암반의 경우에는 지나치게 보수적인 결과를 나타냈다. Saliman과 Schaefer(1968)는 최대 인 발저항력이 실제로 콘 무게의 최대 56배까지 된다는 것을 보인바 있으며, 최근 국내의 연구결과(김대홍 등, 2006)에 의하면 태안지역 편마암의 경우 최대인발저항력은 콘 무 게의 3~35배 범위임이 보고된 바 있다. 또한, Littlejohn 과 Bruce(1977)는 세계각국의 20개 현장을 조사한 결과 인발 각도가 암반이 연약하거나 풍화가 심한 경우 60°, 그 외의 암반은 90°정도라고 보고하였다. 한편 Ismael 등(1980)의 연구 결과에 의하면 경암에서는 인발각도가 120°까지도 가능하다고 보고하고 있어, 현재 국내현장 에서 실증시험자료 없이 약 60~90°정도로 보고 설계하 는 것은 합리적이지 않다. 따라서 암반의 저항력을 정확 하게 평가하기 위해서는 다양한 암반에 대해 현장시험 을 실시하여 4가지 형태의 파괴모드를 분석한 후 인발 저항력 산정시 이를 반영하여야 한다.

암반의 전단응력에 대해서는 Saliman과 Schaefer(1968), Nicholson 등(1982)이 제안한 값이 있으나 암반의 풍화 및 균열의 정도 등에 따라 큰 폭의 차이를 보이는 것으 로 나타났다. Hobst와 Zajic(1977)은 층리가 발달한 암 반의 경우 원뿔형이 아니고 층을 따라 파괴가 일어난 것에 대해 보고하였다.

Benmokrane 등(1995)은 시멘트로 그라우팅된 암반앵 커에 대해 부착강도시험을 수행한 결과 텐던과 그라우 트의 부착강도(bond strength)는 그라우트의 압축강도와 밀접한 관계가 있음을 밝혀냈으며, 부착강도의 범위는 그라우트 압축강도의 20~35%인 것으로 보고하였다. 이를 통해 부착면에서의 부착-활동(bond-slip) 모델을 제 안하였다. 또한 전 정착깊이에 따른 부착응력분포에 관 하여 실내 모형 실험(Farmer, 1975)이나 현장 앵커 인발 시험(Kulhawy, 1985), 그리고 수치해석 방법(Coates와 Yu, 1971)에 대한 많은 연구가 수행되었다. 이러한 연구 들의 결과는 모두 전단응력 분포가 심한 비선형을 나타 내고 작용 하중이 커질수록 부착부 상단에 응력집중이 일어나며 하단으로 갈수록 급격히 감소하였다.

본 연구에서는 암반앵커의 인발저항력 및 거동을 평 가하기 위하여 경남 창녕 및 충북 옥천지역 암반에 대해 현장시험을 수행하였다. 현장시험은 수직인발조건에 있

#### 표 1. 시추조사에 의한 지반평가결과

TICH	л н	지 층 분 포 상 태 (m)						
지덕	5 1	매립토	풍화대	연 암	경 암	합 계		
	CG - 1	2.0	1.7	6.3		10.0		
	CG - 2	2.0	1.3	6.7		10.0		
	CG - 3	1.5	2.9	5.6		10.0		
	CS - 1			10.0		10.0		
	CS - 2			10.0		10.0		
	CS - 3			8.0		8.0		
	CS - 4			8.0		8.0		
차녀	CS - 5			8.0		8.0		
00	CS - 6			8.0		8.0		
	CS - 7			8.0		8.0		
	CS - 8			8.0		8.0		
	CS - 9			8.0		8.0		
	CS -10			8.0		8.0		
	CS -11	1.8		6.2		8.0		
	CS -12	2.0		6.0		8.0		
	CS -13			8.0		8.0		
	OC - 1	3.0				3.0		
	OC - 2	1.2	1.8			3.0		
	OC - 3	1.0		6.0		7.0		
옥천	OC - 4	0.6		9.4		10.0		
	OC - 5	0.6		9.4		10.0		
	OC - 6	0.5		9.5		10.0		
	OC - 7	0.8		9.2		10.0		

표 2. 창녕 및 옥천지역 시험부지 지층분포상태

는 단일앵커에 대해 암반조건별 앵커의 정착깊이 및 앵 커종류에 따라 시험을 수행하여 각각에 대한 파괴모드 및 인발저항력 특성을 평가하였다. 또한 실내부착강도 시험을 실시하여 텐던-그라우트 사이의 부착거동을 평 가하고 방식쉬이스에 의한 부착력의 감소여부도 조사 하였다.

# 2. 시험부지 특성 및 인발시험 방법

### 2.1 시험부지 특성

송전철탑 암반앵커기초 실증시험을 위해 다음 2곳을 선정하였다.

- 퇴적암 : 경남 창녕군 영산면 죽사리
- 퇴적암/화성암 : 충북 옥천군 군서면 오동리

선정된 부지 내 암반앵커시험 지역의 지층상태를 파 악하고 제반 지반공학적 자료수집을 위하여 시추조사 를 실시하였다. 시추기는 유압식 로타리형을 사용하였 으며, 시추 공경은 NX 크기로 하였다. 시추작업과 병행 하여 지층의 상대밀도 및 연경도와 구성성분을 파악하 기 위하여 표준관입시험을 심도 1.0m마다 또는 지층이 변할 때마다 실시하였으며, 이때 교란된 시료도 함께 채 취하였다. 조사결과 지층의 분포상태는 상부로부터 매 립, 풍화대, 연암, 경암 등의 순으로 되어 있으며, 지층분 포상태는 표 1 및 2와 같다.

창녕지역의 암반조건은 경상계 진동(鎭東)퇴적암에 속하는 셰일(shale)으로써 지표면에서 보링조사를 수행 한 지하심도 8m 까지 수평방향으로 판상의 벽개(plate cleavage)가 발달되어 있어 이방성이 크고, 노출된 암편 들은 손으로도 쉽게 분리되는 특성을 갖고 있다. 코어회

지역	지층명	분포범위 (m)	T.C.R. (%)	R.Q.D. (%)	비고
창녕	매립토	1.5~2.0 (평균 : 1.86)	_	_	CG-1, CG-2, CG-3, CS-11, CS-12 공에서만 확인
	풍화암	1.3~2.9 (평균 : 1.97)	21.0~63.0 (평균 : 40.3)	_	CG-1, CG-2, CG-3 공에서만 확인
	연 암	5.6 이상 (평균 : 7.6)	30.0~93.0	0.0~53.0	모든 시추공에서 확인
옥천	매립토	0.5~3.0 (평균 : 1.1)	_	_	모든 시추공에서 확인
	풍화암	1.8	19.0~72.0	_	OC-2호공에서만 확인
	연 암	6.0 이상	62.0~95.0	0.0 ~ 52.0	OC-3~7호공에서 확인

실규모 현장시험을 통한 부착형 암반앵커의 인발저항력 평가 7

수율은 21~93%로써 비교적 양호하나 R.Q.D는 대부분 0~10%를 나타냈으며, 일부 시추공에서 80~100%으 로 측정되어 편차가 매우 큰 것으로 나타났다. 실내암석 시험결과 일축압축강도는 780~1,130(평균 975)kgf/cm<sup>2</sup> 의 분포범위를 보이며, 건교부 표준품셈의 암반분류 기 준에 의거하여 본 암은 연암으로 분류된다.

옥천지역의 경우 연암은 OC-3, 4, 5, 6, 7호공에서 확 인되었으며, OC-3호공은 화강암이 보통풍화~심한풍 화된 상태로 담갈색이며, OC-4, 5, 6, 7호공은 석회암이 신선(fresh)~보통풍화된 상태로 RQD는 0~52%, TCR 19~95%를 나타내었다.

#### 2.2 시험방법

#### 2.2.1 시험조건

암반의 인발저항력을 산출하기 위한 단일 앵커의 재 하시험은 표 3과 같이 총 24회를 실시하였다. 즉 암반조 건에 따른 파괴형태 및 전단저항치를 산정하기 위하여 몇몇 암반에 대해 시험을 수행하였으며, 정착깊이에 따 른 효과를 파악하기 위하여 앵커의 심도를 1.0~6.0m 까

#### 표 3. 시험앵커의 정착깊이

심도	)	셰일(창녕	)	석회업	(옥천)	게	
(m)	풍화암	연암	소계	풍화암	연암	소계	71
1.0	-	-	-	-	1	1	1
1.5	-	2	2	-	-	-	2
2.0	-	3	3	-	4	4	7
2.5	-	-	-	-	2	2	2
2.6	-	-	-	-	-	-	-
3.0	-	4	4	-	2	2	6
3.7	-	3	3	-	-	-	3
4.0	-	-	-	-	-	-	-
5.0	-	-	-	-	2	2	2
6.0	_	_	_	_	1	1	1
계	-	12	12	_	12	12	24

#### 표 4. 창녕지역 시험앵커 정착심도

번호	시추공 번호	심도(m)	번호	시추공 번호	심도(m)
1	CS-1	3.70	8	CS-8	3.00
2	CS-2	3.70	9	CS-9	3.00
3	CS-3	3.00	10	CS-10	1.50
4	CS-4	3.70	11	CS-11	2.00
5	CS-5	2.00	12	CS-12	2.00
6	CS-6	3.00	13	CS-13	1.50
7	CS-7	막힘			

지 변화시켜가면서 인발저항력 특성을 조사하였다(표 4). 옥천지역의 경우 시험에 사용한 텐던은 SD40 이형철 근 D51 1개, 이형철근 D32(A<sub>s</sub>=7.94cm<sup>2</sup>)을 1개 또는 2개 를 묶어 사용하였으며, 인발시험을 실시하는 날짜에 측 정한 그라우트의 일축압축강도는 340kgf/cm<sup>2</sup>, 앵커정착 깊이는 1.0cm<sup>2</sup>6.0m로 하였다. 본 지역에 앞서 시험을 수 행하였던 창녕지역의 경우 텐던파괴에 앞서 암반파괴 를 유도하고자 D51mm를 사용하였으나, 옥천지역의 경 우 암반앵커의 4가지 파괴모드중 이제까지 볼 수 없었 던 텐던의 파괴를 살펴보기 위해 D32mm를 사용하여 부착파괴 및 암반파괴 이전에 텐던의 파괴를 유도하여 그 상태를 확인하고자 시험조건을 다르게 하였다.

한편, 앵커가 인발력에 저항하기 위해서는 텐던-그라 우트 및 그라우트-암반 사이의 부착강도가 확보되어야 한다. 현장시험 및 여러 연구결과 등을 종합해보면 그라 우트-암반 사이는 접촉면적이 크기 때문에 그라우트의 강도를 일정규모이상 유지하고 암반등급 및 정착깊이 를 적절히 조절하면 대단히 큰 부착강도를 확보할 수 있는 것으로 보고 되어있다. 따라서 본 연구에서는 부착 강도에 대한 평가를 텐던-그라우트 사이에 대해서만 수 행하였다. 텐던은 고강도 이형철근(SD40-D32, D51)과 상업용 앵커재(Macalloy Threadbar, D36mm와 D50mm) 가 설치된 강관에 팽창제를 첨가한 시멘트밀크 그라우



사진 1. 만능시험기(UTM)

트를 주입하여 앵커체를 제작, 전력연구원 구조시험동 에 있는 만능시험기(UTM : 인장 300톤, 압축 700톤 규 모)를 이용하여 총 4회 인발시험을 수행하였다(사진 1). 본 시험에서는 텐던과 그라우트 사이의 부착파괴를 유 도하기 위하여 강관내부에는 요철을 주었으며, 실린더 의 구속에 의한 영향을 최소화하고자 실린더직경을 텐 던직경의 2.5~5.0배로 충분히 이격시켰다. 또한 방식 쉬이스(sheath)를 텐던과 실린더사이에 설치하여 인발 에 대한 부착상태를 조사하였다.

#### 2.2.2 재하방법

앵커의 인장시험은 앵커가 최종적으로 파괴가 발생 하고 암반에서 분리되어 나올 때까지 실시해야 되지만, 안전상의 이유로 인장재의 항복강도(Py)의 95%, 극한강 도(Pu)의 80% 중 작은 쪽의 값을 최대하중으로 인발하 였다. 본 시험은 단일앵커의 암반에 대한 극한 인발저항 력을 파악하는 것이 목적이므로 D51이형철근을 앵커 텐던으로 사용한 경우에는 최대 반복하중을 80톤으로 하고, British Standards 8081(1989)에 제시되어 있는 표 준시험방법에 따라 최대반복하중의 1/8을 단계 하중으 로 하여 표 5와 같이 각 단계마다 하중을 증가시킨 직후 시간경과에 따른 변위를 측정하였으며, 80톤 이후에는 5톤 간격으로 증분을 두어 파괴될 때 까지 하중을 가하 였다.

시험을 진행하는 도중에 25mm 이상의 변위가 발생 하거나 시험 앵커에 불안정한 변위가 지속적으로 발생 하는 경우에는 하중을 즉시 제거하고 시험을 종료하였 다. 한편 앵커의 천공홀은 그라우트 내에서의 파괴를 방 지하기 위하여 천공홀과 텐던의 직경비를 약 50% 확보 한 100mm로 하였으며, 암반파괴를 유도하기 위해 시험 시 그라우트의 강도는 340kgf/cm<sup>2</sup>로 하였다. 또한 그라

표 5. 단계별 재하하중

단계별 하중(tonf)									
1st cycle	2nd cycle	3rd cycle	4th cycle	5th cycle	6th cycle	7th & 8th cycles	시간 (min)		
5	5	5	5	5	5	5	3		
10	20	30	40	50	60	70	3		
15	25	35	45	55	65	75	3		
20	30	40	50	60	70	80	15		
15	20	30	40	40	50	50	3		
10	10	15	20	20	30	30	3		
5	5	5	5	5	5	5	3		

시험중 불안정 변위 발생시 또는 25mm 이상 변위 발생시 시험 종료.

우트는 자유장 없이 지표까지 주입하여(fully grouted) 시험을 수행하였다. 앵커에 의한 암반의 파괴는 일반적 으로 역 원뿔 형태가 되므로 유압잭이 암반의 인발파괴 영향범위내에 존재하면 인발저항력을 제대로 평가할 수 없기 때문에 시험체에서 유압잭까지의 거리는 3.5m 로 충분히 이격시켰다.

#### 2.2.3 실내 부착강도 시험

방식 쉬이싱(sheathing)을 한 경우와 하지 않은 경우 로 나누어 BS 8081(1989)에서 제시한 반복하중을 가해 시험을 실시하였다. 그림 1과 같이 부착강도시험 장치 를 제작하여 텐던 양편에는 깊이에 따라 3개씩 변형율 게이지를 부착하여 변형율을 측정하였으며, 그라우트 내부 및 방식 쉬이스의 외부에도 각각 3개씩 부착하여 실제 인발력이 작용하였을 경우 쉬이스의 상대변형을 측정하여 부착정도를 파악하였다.

## 3. 시험결과 및 분석

#### 3.1 창녕지역 시험결과

창녕지역의 시험결과는 상대적으로 정착깊이가 작은 앵커 번호 CS-10 및 CS-12를 제외하고는 모두 70톤 이 상의 한계하중을 나타냈으며, 상대적으로 높은 TCR를 나타내는 CS-11과 CS-13의 경우 정착깊이가 작지만 한 계하중은 크게 측정되었다. 즉 인발저항력은 앵커의 정 착깊이와 암반조건에 따라 영향을 받는 것을 알 수 있으 며, 본 지역의 실험결과 중 대표적인 몇몇 앵커에 대한 결과를 그림 2에 나타내었다. 즉 창녕지역 셰일과 같이 수평절리가 발달되어 있어 RQD가 매우 작은 값을 나타



그림 1. 앵커의 부착강도 시험체(단위: mm)



그림 2. 창녕지역 단일앵커시험 결과



그림 3. 불연속암반에서의 일반적인 앵커파괴형태

내는 암반이라 하더라도 TCR이 크고, 정착깊이를 3.0m 이상 확보하면 절리가 없는 양호한 암반의 연암에 해당 하는 인발저항력을 얻을 수 있음을 알 수 있다. 이는 지 표면에 노출된 암편의 경우 손으로도 쉽게 분리되는 매 우 불량한 암반이지만 실제 지중에서는 서로 치밀하게 구속되어 있고 앵커를 인발할 때 구속응력은 더욱 증가 하게 되며, 절리와 앵커의 방향이 수직이므로 절리를 따 른 활동의 영향이 무시할 수 있을 정도로 미소하여 절리 가 전체 인발저항력에 영향을 미치지 않은 것으로 판단 된다. 본 실험결과는 앵커와 절리와의 각도가 수직일 때 의 결과이며, 각도가 달라질 경우 절리를 따라 파괴가 진행될 가능성이 크므로 어느 정도의 저항력 감소가 예 상된다. 절리방향과 앵커가 평행을 이룰 때 인발저항력 은 최소가 될 것이며, 절리방향과 앵커 각도크기에 따라 저항력의 변화가 예상되므로 이에 대한 추가적인 검토 가 필요하다.

한편, 앵커의 파괴는 4가지 파괴형태 중 암반의 콘파 괴형태로 나타났으며, 시험앵커주변의 암반표면에 작은 균열이 발생하여 방사상으로 진행하는 형태로 나타났 다. 시험후 암반면의 굴착이 불가능하여 암반내부의 파 괴형상은 정확히 파악하기가 곤란하였으나, 수평절리를 따라 계단식 형태의 콘파괴가 발생한 것으로 추정된다 (그림 3). 시험 결과를 살펴보면 RQD가 5%이면서 코어 회수율이 68%인 경우(CS-8) 정착길이 3m의 앵커에서 90톤의 한계하중을 기록하여 이 지역에서 실험한 앵커 중 최대값을 기록하였다. 따라서 텐던파괴가 아닌 앵커 로 인한 암반의 콘파괴가 발생할 경우 암반의 RQD 뿐 만 아니라 코아회수율도 암반앵커의 인발저항력에 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다.

한편 창녕지역의 경우 3곳의 텐던에 변형률 게이지를 설치하여 깊이에 따라 변형률을 측정하였으며, 그 중 No. CS-8 앵커시험체의 깊이별 수직변형률은 그림 4와 같다. 그림에서 보는바와 같이 변형형태는 정착길이의



약 1/2~2/3 깊이에서 변형이 급격히 증가하고 70~90 톤 사이에서 앵커의 일부분이 분리(debonding) 되는 것 으로 나타났다. 또한 하중에 의한 변형률은 일정한 분포 가 아니고 하중증가에 따른 비선형성이 뚜렷함을 알 수 있다. 암반이 항복응력에 다다르면 하중증가에 따른 항 복응력에 해당되는 변형상태가 하부로 진행되는 과정 을 갖게 된다. 본 시험앵커의 경우 암반파괴에 앞서 텐 던파괴 및 텐던-그라우트, 그라우트-암반의 부착파괴는 발생하지 않았다.

### 3.2 옥천지역 시험결과

옥천에서 시험한 단일앵커의 경우, 그림 5에서 보는 바와 같이 일부 D51mm텐던을 사용한 곳을 제외한 대 부분 앵커가 텐던의 인장파괴로 나타났다. 시험앵커의 한계하중은 D32이형철근 1개를 사용한 경우, 30~35톤, 2개를 사용한 경우에는 약 60~65톤을 나타내고 있다. 이는 암반파괴 및 부착파괴 이전에 텐던이 인장력에 의 한 항복에 도달한 경우로 주변지반여건이 양호하고 부 착이 완전하다 하더라도 텐던의 항복에 의해 인발저항 력이 결정되어지는 경우이다. 한편 D51 텐던을 사용한 경우는 암반파괴 형태로 나타났으며, 정착깊이를 1.5m



그림 5. 옥천지역 단일앵커 시험결과



그림 6. 텐던의 인장파괴(연암, 심도 6.0m)

로 짧게 설치했기 때문에 한계하중은 45~50 톤으로 작 게 나타났다. 즉 D51mm 앵커의 경우 텐던이 파괴되기 이전 암반이 먼저 파괴에 이르므로 RQD나 TCR에 따라 저항력이 증가하나, D32mm의 경우 암반파괴 이전에 텐던이 먼저 파괴를 일으키므로 RQD와 TCR에 무관하 게 저항력이 일정함을 알 수 있다. D32mm 2개의 경우 도 단면이 2배 증가했으므로 저항력도 약 2배 증가되는 것으로 나타났다. 따라서 텐던이 먼저 파괴되는 조건일 경우 앵커의 인발저항력은 암반조건와 무관함을 알 수 있다. 그림 6은 텐던이 항복을 일으켜 파괴된 경우로 인 발실험을 하지 않은 철근(줄자 옆의 철근)과 비교하여 이형철근의 마디 간격이 신장된 것을 알 수 있다.

한편 D51 텐던을 사용한 일부구간에서 텐던파괴가 아 닌 암반파괴가 관찰되었는데, 파괴후 균열을 측정한 결 과 정착깊이의 약 1/2로 나타났다. 이와 같은 결과는 연 암에서 앵커에 의한 암반의 파괴가 역원뿔 형태로써 파 괴깊이는 정착길이의 약 1/2이고, 파괴각도는 90도를 나 타냈던 창녕 및 선행연구결과(Kim and Lee, 2005; 김대 홍 등, 2006)와 매우 유사한 값을 보여주고 있다(그림 7).

#### 3.3 실내 부착강도시험 결과

표 6은 본 시험에서 사용된 두 가지 서로 다른 형태의 앵커재 특성을 나타내었다. 즉, 앵커는 SD40 고강도 철



그림 7. 암반의 인발파괴 형상(연암, 심도 2.0m)

표 0. 앵커 및 시멘트 그라우트의 역약적 '	표 6	앵커	및	시멘트	그라우트의	역학적	특성
---------------------------	-----	----	---	-----	-------	-----	----

	거종류	인발항복 하중 (tonf)	그라우트의 일축압축강도 (kgf/cm <sup>2</sup> )	
 보강형 철근	SD40-D32	A	30.5~33.0	340
(Reinforcing bar)	SD40-D51	В	77.0~83.0	340
고강도 앵커재	φ36mm	С	60.3~64.0	340
(Strong steel thread- bar)	φ50mm	D	111.5~118.5	340



근과 상업용 앵커재이며, 부식방지 쉬이스 유무에 따른 시험결과는 그림 8과 같다.

이형강봉(threadbar)의 그라우트-앵커사이의 부착강 도는 주로 인발이 일어나는 동안 동원되는 역학적 맞물 림(mechanical interlock)과 부착 및 마찰저항으로 발생 되며, 실험결과 파괴형태는 텐던과 그라우트사이의 부 착파괴로 나타났다(그림 9). 이때 부착강도는 SD40 이 형철근의 경우 시멘트그라우트 압축강도의 18.5±4%, 고 강도 상업용 앵커 바의 경우 21.5±4%로 나타나 이형철 근보다 약 16% 부착강도가 더 컸다. 따라서 텐던과 그 라우트 사이의 부착강도는 그라우트 압축강도의 약 20% 내외이며, 앵커텐던의 특성에도 다소간의 영향을 받는 것으로 나타났다. 한편 방식 쉬이스에서의 변위는 대단 히 미소하여 쉬이스 설치에 의한 부착강도의 감소는 무 시할 수 있는 정도로 나타났다.

그림 10은 실내에서의 부착강도 인발시험결과로부터 얻은 하중과 변위와의 관계로써 본 곡선은 크게 3단계 로 특성화 할 수 있다. 첫 번째 단계는 직선에 의한 근사



그림 9. 텐던-그라우트의 부착파괴형상



적 탄성거동을 보이며, 두 번째 단계는 극한강도에 이르 기 까지 탄소성 거동을 나타낸다. 마지막 단계는 진행성 분리(progressive debonding)로 인한 변형률연화(strain softening) 현상을 보여주며, 마지막으로 더 이상의 강도 변화 없이 마찰에 의한 잔류강도상태에 도달하게 된다. 본 하중단계 동안 고강도 앵커덴던은 일반 이형철근에 비해 높은 강도를 나타냄을 알 수 있으며, 분리가 일어 난 후 두 앵커재는 유사한 잔류강도에 도달함을 알 수 있다. 본 시험결과는 수치해석에 의한 부착강도평가시 필요한 부착-활동모델(bond-slip model)을 합리적으로 선정하는데 유용할 것으로 판단된다.

#### 3.4 시험결과 종합분석

이상에서 살펴본 바와 같이 단일앵커 시험결과를 정 리해보면, 창녕의 경우 경상계 진동퇴적암으로 분류되 는 셰일로써 수평방향의 불연속면이 현저히 발달된 상 태로 노출되어 있는 암반은 손으로도 쉽게 분리되는 불 량암에 포함되나 정착길이 3.0m 이상일 때 70톤 이상의 인발저항력을 나타냈다. 파괴는 앵커주변의 암반에 미 소균열이 발생하면서 암반표면이 들어올려지는 형태로 나타났는데, 이는 인발에 따른 구속응력의 증가와 암반 표면주위의 응력집중현상에 의한 것으로 판단된다. 또 한 수평절리가 발달한 지역이라 하더라도 소요의 정착 깊이만 확보하면 무결함 암반의 연암에 해당하는 인발 저항력을 나타내는 것을 알 수 있었으며, 이때 암반파괴 형상은 절리를 따라 계단식 콘파괴를 일으킨 것으로 추 정된다. 즉 절리방향과 앵커의 방향이 서로 수직일 경우 가장 큰 저항력을 발휘하며, 각도가 달라짐에 따라 어느 정도의 저항력 감소가 예상된다.

옥천의 경우 단일앵커 파괴모드는 대부분 텐던의 인 장파괴로 나타났다. 그 이유는 앞서 암반파괴를 유도하 기 위해 D51mm 텐던을 이용한 것과는 달리 암반파괴 이전에 텐던의 항복파괴를 유도하여 그 거동을 살펴보 고자 D32mm 이형철근을 사용했기 때문이며, 옥천지역 역시 D51mm 텐던을 사용한 몇몇 시험앵커에서는 암반 파괴가 발생하였다. 즉 암반앵커의 4가지 파괴모드 중 최소값이 인발저항력이기 때문에 가장 경제적인 설계 를 위해서는 암반과 텐던의 파괴가 동시에 진행되도록 설계파라메타들을 결정하면 될 것이다. 그 이유는 암반 앵커의 4가지 파괴모드중 텐던이 먼저 항복에 도달할 경우 앵커의 심도가 지나치게 클 수 있으며, 암반파괴가



먼저 발생할 경우는 앵커의 강도 또는 단면이 과도하게 크게 선택되었을 가능성이 있기 때문이다.

그림 11은 RQD 0~20%범위에 있는 암반에 대해 텐 던종류별 앵커의 정착깊이에 따른 인발저항력의 변화 를 보여주고 있다. 그림에서 보는바와 같이 앵커의 정착 깊이가 증가함에 따라 인발저항력이 커짐을 알 수 있다. 또한 옥천의 경우와 같이 정착깊이가 충분히 크면 전술 한 바와 같이 다른 파괴모드에 앞서 앵커의 항복에 의한 파괴가 발생함으로 암반의 조건에 인발저항력은 무관 함을 알 수 있다.

이상에서 살펴본 바와 같이 앵커의 파괴형태 및 인발 저항력은 암반의 강도특성, 정착깊이, 앵커의 인장강도 에 따라 달라진다. 즉 풍화암 이하이면서 정착깊이가 작 을 경우 부착파괴가 주류를 이루며, 정착깊이를 증가시 킴으로써 암반파괴 및 텐던의 항복파괴를 유도할 수 있 다. 또한 암반이 신선하고 강도가 클 경우 정착깊이가 작더라도 암반 파괴형태를 나타내며, 인발저항력이 큰 것으로 나타났다. 따라서 암반앵커를 적용하기 위해서 는 일정한 강도이상의 암반에 소요의 정착깊이를 확보 하여야 한다.

# 4. 결 론

암반내 시공되는 단일앵커의 인발저항력과 변형특성 을 평가하고자 창녕지역의 셰일, 옥천지역의 화강암 및 석회암에 대한 현장인발시험과 실내 부착강도시험을 실시하였으며, 이를 통해 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 작용하중에 따라 파괴모드를 분석한 후 지지력을

평가하여 정착깊이 및 앵커재를 선택하면 부착파괴 및 암반파괴 이전에 텐던의 인장파괴를 유도할 수 있기 때문에 텐던의 인장강도를 통해 암반앵커기초 의 설계인발저항력을 산정할 수 있다.

- (2) 암반앵커의 파괴형태는 텐던의 종류 및 단면크기에 따라 다르게 나타나나, 일반적으로 연암 이상의 암 반에서의 얕은 앵커(1~3.0m)의 경우 암반 파괴가, 정착심도가 큰 앵커(3m 이상)에서는 주로 텐던이 파괴되었다. 따라서 연암이상의 암반에 정착깊이 3m 이상을 확보하면 암반의 저항력을 효과적으로 이용할 수 있을 것으로 판단된다.
- (3) 암반의 파괴깊이 및 인발저항각의 크기는 암반조건 및 앵커의 정착깊이에 영향을 받는 것으로 나타났 으며, 연암의 경우 정착깊이의 약 1/2지점에서 역 원 뿔(inverted cone) 형태의 파괴가 발생하였고 이때 인발저항각의 각도는 약 90° 이었다.
- (4) 텐던-그라우트 사이의 평균부착강도는 그라우트 일 축압축강도의 18~25% 이었으며, 방식 쉬이스에 의한 부착강도의 감소는 쉬이스에 의한 영향은 무 시할 수 있을 정도로 대단히 작았다.
- (5) 수평방향의 절리가 발달한 암반에 절리의 수직방향 으로 앵커를 시공할 경우 앵커의 정착깊이가 3.0m 이상 확보하면 무결함 암반의 연암에 해당하는 인 발저항력을 얻을 수 있는 것으로 나타났다.

# 참 고 문 헌

- 김대홍, 이대수, 천병식, 김병홍 (2006), "암반에 근입된 부착형 앵커의 거동특성 (I) - 태안지역 편마암", 한국지반공학회 논문 집, 제22권 제12호, pp.45-55.
- Benmokrane, B., Chennouf, A. and Mitri, H. S. (1995), "Laboratory Evaluation of Cement-Based Grouts and Grouted Rock Anchors", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.32, No.7, pp.633-642.
- Bruce, D. A. (1993), *The Stabilization of Concrete Dams by Post-Tensioned Rock Anchorages*: The State of American Practice, Geotech. Spec. Publ. No. 35, Geotech. Practice in Dam Rehabilitation, ASCE, New York, pp.320-332.

- British Standards Institution (1989), British Standard Code of Practice for Ground Anchorages, BS8081, London, England, pp. 115-125.
- Coates, D. F. and Yu, Y. S. (1970), "Three Dimensional Stress Distributions Around a Cylindrical Hole and Anchor", *Proc. 2nd Int. Conf. on Rock Mechanics*, Belgrade, pp.175-182.
- Coates, D. F. and Yu, Y. S. (1971), *Rock Anchor Design Mechanics*, Dept. of Energy Mines and Resource, Research Report No. R233, pp.78-85.
- Farmer, I. W. (1975), "Stress Distribution along a Resin Grouted Anchor", *Int. J. Rock Mech. & Geomech. Abster.*, Vol.12, pp. 347-351.
- Hinks, J. I., Burton, I. W., Peacock, A. R. and Gosschalk, E. M. (1990), "Post-Tensioning Mullardoch Dam in Scotland", *Water Power and Dam Constr.*, Nov., pp.12-15.
- Hobst, L. and Zajic, J. (1977), *Anchoring in Rock*, Development in Geotechnical Engineering, Vol.13, Elsevier Scient. Publ., Amsterdam, pp.25-50.
- Ismael, N. F., Radhakrishna, H. S. and Klym, T. W. (1980), "Uplift Capacity of Anchors in Transmission Tower Design", *IEEE Transactions on Power Apparatus and System*, Vol.PAS-98, No.5, pp.1653-1658.
- Ismael, N. F. (1982), "Design of Shallow Rock-Anchored Foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.19, No.2, pp.469-471.
- Kim, D. H. and Lee, S. R. (2005), "Uplift Capacity of Fixed Shallow Anchors subjected to Vertical Loading in Rock", *International Journal of Offshore and Polar Engineering*, Vol.15, No.4, pp.312-320.
- Kulhawy, F. H. (1985), "Uplift Behavior of Shallow Anchors", Proc. of a Session sponsored by the Geotech. Eng. Division of ASCE, pp.238-245.
- Littlejohn, G. S. and Bruce, D. A. (1977), "Rock Anchors-Design and Quality Control", *Proc. 16th Symp. on Rock Mechanics, University* of Minnesota, pp.77-88.
- Littlejohn, G. S. (1970), *Soil Anchors*, I.C.E. Conference on Ground Engineering, London, pp.115-120.
- Nicholson, P. J., Uranowski, D. D. and Wycliffe-Jones, P. T. (1982), *Permanent Ground Anchors-Nicholson Design Criteria*, Fed. Highwy. Adm. Office of Research and Development, U.S. Dept. Transp., Report No. FHWA/RD-81/151, Washington, D.C., pp.1-25.
- Saliman, R. and Schaefer, R. (1968), "Anchored Footings for Transmission Towers", ASCE Annual Meeting and National Meeting on Structural Engineering, Pittsburge, PA, Sept. 3~Oct. 4, Preprint 753, pp.15-38.
- U. S. Army Corps of Engineers (1994), *Engineering and Design Rock Foundations*, EM 1110-1-2908, Nov. 30, pp.69-73.
- Xanthakos, P. P. (1991), Ground Anchors and Anchored Structures, John Wiley & Sons, Inc. pp.130-139.

(접수일자 2008. 8. 7, 심사완료일 2009. 10. 12)

# 이축압축 조건에서 공동이 존재하는 유사 절리암반 모델의 파괴 거동

# Fracture Behaviors of Jointed Rock Model Containing an Opening Under Biaxial Compression Condition

사	공	명'	Sagong, Myung	ቶ	재	ই'	Yoo, Jeaho
박	두	희	Park, Duhee	(ہ	준	석	Lee, J. S.

#### Abstract

Underground construction such as tunneling can induce damages on the surrounding rock mass, due to the stress concentration of in situ stresses and excessive energy input during construction sequence, such as blasting. The developed damage on the rock mass can have substantial influence on the mechanical and hydraulic behaviors of the rock masses around a tunnel. In this study, investigation on the generation of damage around an opening in a jointed rock model under biaxial compression condition was conducted. The joint dip angles employed are 30, 45, and 60 degrees to the horizontal, and the synthetic rock mass was made using early strength cement and water. From the biaxial compression test, initiation and propagation of tensile cracks at norm to the joint angle were found. The propagated tensile cracks eventually developed rock blocks, which were dislodged from the rock mass. Furthermore, the propagation process of the tensile cracks varies with joint angle: lower joint angle model shows more stable and progressive tensile crack segment encompassed by the joint set is subjected to the developing moment, which can be induced by the geometric irregularity around the opening in the rock model. The experiment results were simulated by using discrete element method PFC 2D. From the simulation, as has been observed from the test, a rock mass with lower joint angle produces wider damage region and rock block by tensile cracks. In addition, a rock model with lower joint angle shows progressive tensile cracks generation around the opening from the investigation of the interacted tensile cracks.

## 요 지

지하에 공동을 건설하는 터널 공사의 경우 초기 응력의 집중 및 발파와 같은 시공단계에서의 과도한 에너지의 적용으로 인하여 주변 암반에 손상을 발생시킨다. 이러한 손상의 발생은 터널에 작용하는 하중 및 터널 주변 암반의 흐름조건에 상당한 영향을 끼친다. 이러한 이유로 터널 주변에 발생하는 손상구간에 대하여 다양한 연구가 수행되었 다. 본 연구에서는 유사암석으로 제작된 공동이 존재하는 절리모델의 이축압축실험을 통하여 공동주변의 손상발생을 연구하였다. 절리면은 수평면과 30°, 45°, 60°의 조건으로 형성되었으며, 초조강시멘트 재료를 이용하여 유사절리모델 을 제작하였다. 이축압축 실험결과 공동주변에서는 절리면에 수직한 방향으로 인장균열의 발생이 관측되었으며, 균열 의 진행으로 인하여 암반블록이 형성되었으며, 진행하는 인장균열이 다른 절리면에 도달하여 암반블록이 완전히 형성 된 경우 탈락하는 과정을 보였다. 이러한 인장균열의 진전은 절리면의 각도에 따라 상이한데 절리면의 각도가 클수록 안정적이며 진행성의 균열 진전 양상이 관측되었다. 이러한 인장균열의 발달은 절리면으로 구성된 암편을 보로 가정

<sup>1</sup> 정회원, 한국철도기술연구원 철도구조연구실 선임연구원 (Member, Korea Railroad Research Institute, rockcore@krri.re.kr, 교신저자)

<sup>2</sup> 정회원, 한양대학교/한국철도기술연구원 산학연 연구생 (Member, Hanyang University/Korea Railroad Research Institute)

<sup>3</sup> 정회원, 한양대학교 건설공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil and Env. Engrg. Hanyang Univ.)

<sup>4</sup> 정회원, 한국철도기술연구원 철도구조연구실 책임연구원 (Member, Korea Railroad Research Institute)

<sup>\*</sup> 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

할 경우 공동의 곡률로 인한 기하학적 형상의 불규칙성으로 인하여 모멘트가 작용하는 것으로 판단된다. 이상의 실험 결과를 입자요소해석 방법을 기반으로 하는 PFC 2D를 이용하여 모사하였다. 해석결과 실험에서 관측한 바와 같이 절리면 각도가 작을수록 손상대의 폭은 넓어지며 인장균열의 진행에 의한 암반블록의 형성이 관측되었다. 또한 상호 작용이 발생하는 균열을 조사한 결과 수치해석에서도 절리면의 각도가 작은 조건에서 진행성의 파괴가 나타났다.

Keywords : Jointed rock model, Synthetic rock model, Biaxial compression, PFC 2D

# 1. 서 론

터널과 같은 지하구조물의 굴착은 근본적으로 원지 반의 상태를 교란시키는 행위로서 교란의 정도에 의존 적이기는 하지만 원지반의 역학적인 기능을 저하하는 역할을 한다. 작용하는 초기 지압의 크기와 굴착의 방법 및 순서에 의존적이기는 하나 공동 주변에는 수리-역학 적으로 비가역적인 현상이 발생한다. 여기서 비가역적 인 거동이란 소성변형의 발생으로 인한 암반의 손상(변 형계수의 감소)과 그로 인하여 발생하는 수리학적 흐름 현상의 변화(e.g. 파쇄로 인한 공극율의 증가 및 수리전 도도의 증가)를 의미한다(Cai와 Kaiser, 2005; Meglis 등, 2005; Pusch와 Stanfors, 1992; Souley 등, 2001; Tsang 등, 2005). 그래서 이러한 비가역적 거동이 발생한 구간을 굴 착손상대(EDZ. Excavation Damage Zone)라고 한다. 암반 내 터널의 굴착에 따른 굴착손상대의 영역 및 특성에 대 해서는 상당히 많은 연구가 진행되어 왔으며 특히 방사 성 폐기물저장시설을 위하여 캐나다 URL(Underground Research Laboratory)에서 많은 연구가 수행되었다(Martin 등, 1997; Martino와 Chandler, 2004).

또한 역학적 거동과 관련하여 수행된 실내 모델 실험 의 결과는 배성호 등(2005), 천대성 등(2007), Ewy 와 Cook(1990(a,b)), Haimson과 Song(1993), Lee와 Haimson (1993), Meglis 등(1995), Fakjimi 등(2002)에서 확인할 수 있다. 이상의 실험관측 결과에 따르면 공동주변에서 의 암반의 파괴는 인장파괴 혹은 전단파괴에 의해 발생 하고 있다고 주장하고 있다. 이에 비해 실규모의 터널 현장에서 관측된 터널 주변 암반의 파괴 양상은 점진적 인 스폴링(spalling) 혹은 슬래빙(slabbing)에 의해서 발 생한다고 보고되고 있다(Martin 등, 1997). 파괴의 발생 순서를 살펴보면 터널의 굴착으로 터널주변 구속응력 은 감소하며 접선방향 응력(tangential stress)은 증가하 여 축차응력 값이 특정값 이상인 경우 균열의 진전이 발생하며, 취약한 방향으로 발달된 균열은 최대 접선응 력이 발생하는 좁은 영역에서 입자단위 규모에서 전단과 파괴가 발생한 후 균열의 점진적인 발달로 슬랩(slab)을 형성한다. 이때 슬랩이 형성되는 과정은 전단, 인장, 좌굴 등의 거동을 따른다. 지속적으로 슬래빙이 발생한 이후 톱니 모양의 파괴영역이 형성된다고 보고되고 있다.

이러한 연구결과들은 주로 불연속면이 존재하지 않 는 입방체 형태의 암반에서 획득된 결과로서 절리 및 파쇄대가 일반적으로 관측되는 터널조건에서의 암반거 동과는 차이가 날 수 있다. 불연속면이 불규칙적으로 존 재하는 경우 터널 주변 암반에 대한 손상을 이론적으로 추정할 수 있는 방법은 한계가 있으므로 주로 수치해석 에 의한 손상의 범위 및 발생여부를 조사한다. 불연속체 가 존재하는 암반에 대한 수치해석을 수행하는 방법으 로는 크게 4가지로 구분할 수 있는데 1) 등가연속체 해 석(Lee 등, 2000; Maghous 등, 2008), 2) 불연속면을 포 함한 연속체 해석(Goodman 등, 1968; Belytschko 등, 1984), 3) 불연속체 해석(Potyondy와 Cundall, 2004; Shen과 Barton, 1997; Senseny와 Pučik, 1999), 4) 불연속-연속체 해석 (Cai 등, 2007; Jiang등, 2009)이 있다. 등가연속체 해석 의 경우 조밀한 불연속면이 존재하는 경우 이방성의 재 료를 균질화하여 해석을 수행하는 방법으로서 암반의 전체적인 거동을 표현할 수는 있으나 불연속면의 국부 적인 취성파괴 및 균열의 진전 등에 대한 해석에는 한계 가 있다. 불연속면을 포함한 연속체 해석의 경우 불연속 면에 작용하는 응력집중 현상을 모사할 수 있으나 변형 으로 인한 모델의 형태가 급격히 변하지 않는 조건과 적합조건이 만족하는 조건내에서 주로 사용 가능하다. 불연속체 해석은 불연속체를 개별적으로 해석하는 방 법으로서 불연속면이 존재하는 암반의 모델링에 있어 효과적인 방법이다. 다만 개별 요소가 큰 경우 요소내에 서 발생 가능한 파괴모사에는 한계가 있을 수 있으며 입자가 작은 경우에는 상당한 연산시간이 요구된다. 마 지막으로 불연속체-연속체 해석의 경우 두 해석조건이 연계된 경우로서 연속체내에서 불연속체의 조건을 모 델링 하는 경우(global-sub model)나 불연속체내 사전에 규정된 균열을 분포 시킨 상태에서 불연속체 요소내에 서의 균열진행을 모사 하는 경우를 들 수 있다. 본 연구 에서는 공동주변 균열의 진전 및 블록의 탈락등을 모사 하기 위하여 불연속체 해석을 수행하였으며 기존에 상 용화된 PFC 2D(Itasca Consulting Group, 2004)를 이용 하였다.

# 2. 절리모델의 제작 및 실험

#### 2.1 실험체 제작

본 논문에서는 공동이 존재하는 절리모델을 이축합 축 환경하에서 구속하여 공동주변의 파괴거동을 관측 하였다. 실험은 공동주변에 존재하는 절리면의 방향성 에 따른 공동주변 응력의 분포 및 암반의 거동에 대한 분석을 목표로 하며, 절리간격이 다소 넓긴 하지만 층리 나 엽리가 발달한 퇴적암 혹은 변성암 계통의 암반에 공동을 굴착하는 경우에 해당한다. 실험의 수행을 위하 여 제작된 실험체는 400×400×100mm의 제원을 가지며 물과 시멘트의 혼합물로 제작된 유사암석이다. 사용된 시멘트는 초조강 시멘트로서 물과의 혼합비는 2:1이다. 실험체의 제작절차는 재료의 일정한 역학적 특성을 유 지하기 위하여 매 실험체 마다 동일한 과정을 적용하였 으며 그 절차는 다음과 같다.

- i) 공시체 제작에 사용되는 물과 시멘트는 2:1의 비 율로 5분간 믹서기에서 혼합
- ii) 몰드에 부은 혼합물은 약 1분간 진동을 가하여 공시체내 존재하는 공기 제거



(a) 철판제거 이후 절리면 성형단계

iii) 인공절리면 생성을 위하여 2mm 두께의 아크릴판 삽입(그림 1 참조)

iv) 항온항습조(온도 25℃, 습도 95%)에서 14일간 양생 공동의 생성을 위하여 사전에 철제 실린더를 몰드내 중앙부에 설치하여 물과 시멘트 혼합물을 부었다. 또한 인공절리면 생성과 관련해서는 초기 세팅(약 1일 정도 소요)까지는 2mm 두께의 철판을 삽입 하였으며, 절리면 을 성형한 이후 철판을 제거하고 2mm 두께의 아크릴 판을 삽입하였다. 초기부터 아크릴 판을 삽입하지 않은 이유는 양생시 발생하는 수화열로 아크릴 판이 변형할 수 있기 때문이다. 그림 1(a)는 철판을 제거한 이후 절리 면의 형태를 나타내고 있는 상태이며, 그림 1(b)는 절리 면이 생성된 상태에서의 실험체를 나타내고 있다.

실험체의 크기는 400×400mm 이며 두께는 100mm 내 외를 적용하였다. 실험체의 두께는 물, 시멘트 혼합물의 양에 따라 결정되는 관계로 정확하게 100mm를 맞추지 못하였으며 약 10mm 내외의 편차가 존재한다. 또한 실 험체의 중앙부에 위치한 공동의 크기는 80mm 직경이 다. 마지막으로 적용한 절리면의 각도는 수평면을 기준 으로 30°, 45°, 60° 이다. 또한 절리면의 위치가 실험체 의 경계면에서 50mm 이격되어 있는데 이는 가압시 경 계면에서부터 파괴가 발생할 경우 경계면과 하중재하 판 사이에서 균등하지 않은 접촉면이 발생할 수 있으므 로 경계면 근처에서는 절리면을 형성하지 않았다.

#### 2.2 유사암석의 역학적 물성

적용하는 유사암석의 역학적 특성을 파악하기 위하여 여러 종류의 실험을 수행하였으며 실험체의 역학적 특성



(b) 2mm 아크릴판 삽입후 실험체 양생 이후 단계

그림 1. 실험체 생성과정 및 사용할 실험체 형태

은 표 1과 같다. 표 1은 실험체 중 절리면의 특성을 제외 한 유사암석의 특성을 나타내고 있다. 점착력과 내부마찰 각은 삼축압축실험을 통하여 측정되었으며 Hoek-Brown 파괴 기준에서 사용되는 m 인자는 삼축압축실험 결과 로부터 결정되었다. 유사암석재료를 Hoek-Brown 기준 에 적용시 s = 1인 경우 m 값은 11.6이다. 이는 석회암 수준의 값이며 m 값은 수치해석을 통하여 각 단계별 발 생하는 응력상태에 대한 안전율을 계산할 때 사용된다. 실험체가 유사암석 부분과 인공 절리면에 의해 형성 되므로 인공적으로 형성된 절리면의 특성에 대한 파악 또한 중요한 요소이다. 절리면이 존재하는 암반에서의 불안정성은 주로 절리면에 의존적이므로 절리면의 역 학적 특성에 대한 파악은 필수적이다. 따라서 본 연구에 서는 절리면의 전단특성을 파악하기 위하여 직접전단 실험을 수행하였다. 직접전단실험은 그림 1에서의 유사 암반 상태와 동일한 조건을 형성하기 위하여 그림 2와 같이 별도의 실험체를 제작하였다.

적용된 암벽(rock wall)은 초조강시멘트로 제작하였 으며 불연속면을 구성하는 아크릴 판을 중간에 삽입하 여 구속압을 가한 상태에서 직접전단 실험을 수행하였 으며 실험체의 크기는 130×100×40mm 이다.

직접전단실험결과는 그림 3과 같다. 전단실험으로부 터 획득된 인공 불연속면의 마찰특성은 점착력 0.11MPa 이며 마찰각 19°이다.

표 1. 유사암석의 역학적 특성

실험체	일축압축강도 (σ <sub>c</sub> ) (MPa)	탄성계수 (E) (GPa)	포아송비 (v)	인장강도 (ơ <sub>t</sub> ) (MPa)	점착력 (C) (MPa)	내부마찰각 (φ) (degree)	Hoek-Brown m 인자
1	35	6.57	0.16	3			
2	32	7.41	0.14	3	G	20.0	11 6
3	37	7.05	0.18	3	0	39.9	11.0
평균	35	7.01	0.16	3			



(a) 직접전단 수행을 위한 공시체의 단면도



(b) 직접전단 실험을 수행한 실험장비

그림 2. 직접전단실험을 위한 공시체 개념도 및 실험장비



그림 3. 직접전단실험 결과

# 3. 이축압축실험 결과

#### 3.1 실험방법

본 연구에서는 기존의 이축압축 실험에 비하여 그림 1과 같이 400×400mm 크기의 실험체를 사용하여 실험체 의 크기가 다소 크다. 실험체의 크기가 클 경우 실험체와 경계면상에서 발생하는 마찰저항이 클 수 있으므로 이 를 저감하기 위하여 롤러 지지된 피스톤 형태의 하중재 하판을 사용하였다. 롤러 지지된 하중 재하판에 대한 자 세한 사항은 사공명 등(2008)에서 확인할 수 있다. 또한 수평압을 가하는 액츄에이터의 경우 그림 4와 같이 매달 린 형태의 액츄에이터를 적용하였는데 이러한 형태의 가압을 통하여 수직 및 수평방향의 변위와 최소주응력 방향으로의 비틂에 대한 자유도를 허용할 수 있는 장점 이 있다. 하중 재하 순서는 초기 1MPa의 구속압을 가한



그림 4. 이축압축재하 장치 전경





후 이와 근사한 수직압을 가한다. 그 이후 수직압과 수평 압은 계단식의 증가 패턴을 유지하여 수평압의 경우 5 MPa까지 가압을 하며 수직압의 경우에는 재료가 파괴 할 때까지 가압하였다(그림 5 참조). 수직압의 가압은 0.1mm/min의 속도로 가압이 이루어져 유사정적 조건을 구현할 수 있었다. 가압이 이루어지는 동안 수직압과 수 직변위 그리고 수평압과 수평변위가 측정되었다.

#### 3.2 실험결과

각 절리면 각도별 실험결과는 그림 6과 같다. 그림 6



(a) 절리면 각도 30°(ocf = 28.2MPa)

자립을 위하여 삽입된 철제 실린더



(b) 절리면 각도 45°(σ<sub>cf</sub> = 18.7MPa)



(c) 절리면 각도 60°(<sub>Ccf</sub> = 22.9MPa)

그림 6. 구속압 5MPa를 가압한 상태에서의 이축압축 실험결과(oct는 5MPa 수평 구속압이 작용한 상태에서의 파괴응력)

에서 관측되는 공동주변의 파괴 양상은 이전 Haimson 과 Song(1993), Lee와 Haimson(1993) 그리고 Martin 등 (1997)에서 관측된 것과는 다른 양상의 결과가 관찰되 었다. 앞서 언급한 바와 같이 Martin 등(1997)에서 관측 된 공동주변의 암석파괴 양상은 구속압이 클 경우 슬래 빙에 의한 파괴였으며 공동주변의 파괴 양상이 V 형 톱 니형태의 파괴가 이루어졌다. 그러나 절리 모델실험에 서는 그림 6과 같이 절리면의 수직방향으로 인장균열이 발생하는 것이 관측되었다. 예를 들어 그림 6(a)에서와 같이 절리면의 각도가 30°인 경우 발생하는 인장균열은 절리면에서 시작하며 법선방향으로 진행하는 것을 확 인할 수 있다. 이러한 관측결과는 일반적으로 절리면의 선단부에서 응력집중의 발생으로 인한 균열의 개시와 는 다른 양상으로 공동주변에서의 파괴양상이 전개되 고 있다. 그림 6에서는 진전하는 인장균열이 마주하고 있는 절리면에 도달할 경우 분리된 암석블럭이 형성되 며 최종적으로 이 암석 블록이 탈락하는 거동을 보인다. 또한 그림에서 확인할 수 있듯이 진전하는 인장균열은 마주하는 절리면의 선단부와 공동이 만나는 지점 혹은 그 인근을 향하여 진행하고 있다. 또한 터널의 천단부

근처에서 공동과 절리면이 가장 근접한 위치에서 파괴 가 발생하는 것이 관측되었다.

본 연구에서 사용하는 절리모델에서는 그림 6에서와 같이 인장균열이 공동주변에서의 암반의 파괴를 유발 하는 주 요인임을 확인하였다. 이처럼 인장균열이 발생 하기 이전 단계에 대한 그림을 살펴보면 그림 7과 같다. 그림 7은 절리면 각도가 30°와 60° 조건에서 가압이 이 루어지고 있는 상태에서의 그림이다. 그림에서 확인할 수 있듯이 최대 주응력 방향이 수직방향으로 작용하고 있는 경우 공동의 천단부 혹은 하단부 근처에서 아크릴 판이 휘고 있는 현상을 관측할 수 있을 것이다. 이러한 휨 현상에 대해서는 두 가지 가설이 가능한데 첫번째로 는 절리면과 절리면이 구성하는 암편(rock segment)을 보 요소로 가정한다면 휨이 발생하는 부분은 내민보와 같은 형태가 된다. 내민보 조건의 경우 우측에서는(그림 6(a) 조건) 공동의 존재로 인하여 구속압이 작용하지 않 으며 또한 공동의 곡률로 인하여 하단부에서는 지지력 이 작용하지 않는다. 따라서 그림 8에서와 같이 절리면 과 공동이 만나는 위치에서 최대모멘트가 발생하며, 이 에 따라서 상단에는 인장, 하단에는 압축응력이 작용할



(b) 절리면 각도 60°인 경우

그림 7. 공동의 변형에 따른 절리면 휨 현상



그림 8. 공동주변 암반의 인장파괴를 위한 보요소 휨모델

절리면 휨

인장균열

σ

(a) 절리면 각도 30°인 경우

수 있을 것이다.

두번째 가설은 본 연구에서 적용하고 있는 암반내 절 리는 우상향 방향으로 일정한 경사를 이루고 있다. 이러 한 조건에서는 가압에 따라 절리면에 전단응력이 작용 하는데 이때 암반과 유사절리면인 아크릴판 간의 탈락 으로 인하여 두 재료간의 적합조건이 만족하지 못 할 수 있는데 이때 암반과 절리면에서 발생하는 전단방향 변위차로 인하여 아크릴의 휨이 발생하는 것으로 추정 할 수도 있는데 이러한 경우 전단방향으로의 변위차가





발생하기 위해서는 절리면 방향으로 변위가 폭넓게 발 생하여야 하나 그림 7에서 확인한 바와 같이 공동주변 에서 국부적으로 아크릴의 변형이 발생하므로 첫번째 가설이 보다 적합할 것으로 판단된다.

마지막으로 그림 6에서와 같이 발생하는 인장균열의 경우 절리면의 각도별 인장균열의 발달 양상이 다르게 나타났다. 절리면의 각도가 30°인 경우 인장균열은 수 직응력이 약 15.4MPa 수준에서 나타났으며 절리면 각 도가 45°인 경우에는 수직응력이 10.5MPa에서 인장균 열이 발생하였다. 마지막으로 60° 조건에서는 11.6MPa 응력 수준에서 공동내부에서 파괴의 시작이 관측되었 으며 공동주변 인장균열의 발생은 22.7MPa 수준에서 발생하였다. 이러한 관찰의 의미는 절리면의 각도가 작 을수록 인장균열의 발달은 안정적이며 점진적이였으며 절리면의 각도가 큰 경우 예를 들면 60° 경우 인장균열 의 발생이 전체 실험체의 파괴 수준근처에서 발생하는 것이 관측되었다.

인장균열이 충분히 발생하여 삼각형 형태의 암블럭 을 생성할 경우 암블럭의 이탈이 최종적으로 발생하는 데 그림 9에서 살펴보면 인장균열이 공동주변에서 2 개 소에서 발생하므로 암블럭이 생성되는 곳 또한 2 개소 이다 그러나 암블럭이 쉽게 이탈되는 곳은 30° 조건에 서 보면 좌측 상단에 위치한 블록이다. 좌측 상단의 블 록은 구속이 작용하지 않아서 중력에 의한 탈락이 가능 한 조건이나 이에 비해 우측하단의 경우 블록이 형성되 더라도 암블럭이 삼각형 하단부의 위치에서 구속이 되 어 있으므로 쉽게 빠지지 못하는 형상으로 이루어진 탓 으로 판단된다. 그림 9에서 이러한 암블럭의 구조적인 특성을 확인할 수 있다.

#### 4. PFC를 이용한 수치해석 결과

#### 4.1 미세입자변수 산정

그림 6에서 관측된 실험결과의 모사 및 검증을 위하 여 수치해석을 수행하였으며 사용한 프로그램은 PFC 2D(Itasca Consulting Group, 2004)이다. PFC 2D는 디스 크 형태의 입자를 개별요소로 이용하여 모델링을 할 수 있는 프로그램이다. 일반적으로 연속체 해석에서는 균 열의 개시 및 진전을 모델링 하기 위해서는 자동매쉬 생성등 특별한 기능이 필요하며, UDEC과 같은 불연속 체 해석에서는 불연속면이 경계면까지 연장되어야 하

며 불연속체의 파괴에 대한 모델링은 어려우므로 본 연 구에서 실험한 조건과 다른 조건을 모델링 하게 된다. 따라서 점진적인 균열 및 재료의 손상발생을 추적하기 위하여 PFC 프로그램을 적용하였다.

PFC를 이용하여 모델을 생성하고 해석을 수행하기 위해서는 PFC에 적용되는 미세입자변수에 대한 도출이 필수적이다. 미세입자변수의 종류는 각 입자간의 결합 방법에 따라 그 종류가 다른데, 본 연구에서는 입자간의 결합을 입자간 모멘트를 전달할 수 있는 평형결합조건 으로 가정하였으며, 그에 따라 적용된 미세입자변수는 표 2와 같다. 입력변수의 산정은 시행착오법에 의해서 결정되어지는데 변수의 결정과정은 Yoon(2007)의 방법 을 적용하였다.

미세입자변수의 도출을 위한 시행오차법은 유사암석 의 일축압축실험결과를 바탕으로 실험과 해석간의 상 호비교 과정을 통하여 이루어졌으며 그 결과는 그림 10 과 같다.

일축압축 실험에서의 첨두응력은 34MPa이며 해석을 통하여 확인한 첨두응력은 33MPa이다. 또한 탄성계수 는 실험값이 6.3GPa이며 해석값이 7.0GPa이다. 최대 약

변수	설명	적용값
R	입자의 직경 [mm]	0.75~1.25
ρ	입자단위중량 [kg/m <sup>3</sup> ]	2060.0
$E_{v}$	접촉강성계수 [Pa]	$7 \times 10^9$
K <sub>n</sub> /K <sub>s</sub>	수직/전단 접합강성비	2
μ	입자의 마찰계수	0.50
$\overline{E}_{v}$	평형결합 강성계수 [Pa]	$7 \times 10^9$
$\sigma_{c_mean}$	평균결합수직응력 [Pa]	$3 \times 10^{7}$
$\bar{\tau}_{c\_mean}$	평균결합전단응력 [Pa]	$1.5 \times 10^{7}$

#### 표 2. PFC 해석을 위하여 적용된 미세입자변수





10% 이내의 오차범위을 가지는 것으로 판단할 수 있다. 그림 11은 해석상 일축압축실험 결과로서 실린더 형태 의 공시체의 파괴면 형성 상태를 나타내고 있다. 그림 11에서는 대각선 방향으로 재료의 파괴면을 생성하고 있으며 검은색 원은 인장균열을 그리고 붉은색 선은 전 단균열을 나타내고 있다.

#### 4.2 해석결과 및 분석

이상과 같은 과정을 통하여 미세입자변수에 대한 도 출을 수행하였으며 다음 절차로서는 그림 1과 같이 실 제 가압한 절리모델을 구성하는 것이다. PFC를 이용하 여 그림 1과 같은 물리모델의 구성에 가장 중요한 요소 는 인공절리면의 모델링 방법이다. PFC를 통하여 적용 한 절리모델의 형태는 그림 12와 같다.



그림 11. PFC 해석을 통한 일축압축 수행 결과(검은색 원: 인장균열, 붉은색 선: 전단균열)



그림 12. PFC를 이용하여 생성된 인공절리를 포함하는 유사암석 모델

적용시 실험에서 관측되는 현상을 재현할 수 없었다. 실 제 PFC를 통하여 절리면을 모델링 할 경우, 각 입자간 의 접촉면은 울퉁불퉁한 형상으로 이루어지므로 실험 에서 사용한 미끈한 인공적인 절리면의 조건과는 다른 마찰특성이 모델링된다. 이러한 사유로 직접전단에서 관측된 인공절리면의 마찰특성 값을 적용하기에는 한 계가 있다. 따라서 본 연구에서는 절리면의 마찰특성 값 에 대하여 시행오차법을 통하여 절리면의 마찰특성 값 을 도출하였다. 또한 절리면을 통한 원활한 미끄러짐을 유도하기 위하여 세 개층의 입자층을 이용하여 절리면 을 모델링 하였다. 이러한 방법을 통하여 적용한 절리면 의 마찰각은 3° 및 점착력은 0MPa를 적용하였다.

이상 신선암 부분에 대해서는 미세입자변수를 적용 하고 절리면에 대해서는 수정된 마찰특성 값을 적용하 여 서보 조절된 이축압축 실험을 수행한 결과 그림 13과 같은 결과를 얻었다. 그림 13은 구속압 5MPa작용시 각 절리모델의 첨두응력 조건에서 도출된 파괴양상을 나 타내고 있다. 여기서 붉은색 선은 전단균열을 그리고 검 은색 점은 인장균열을 나타낸다.

그림 13에서 인장균열의 발생 범위는 절리면의 각도 가 작을수록 더 넓게 분포하는 것을 확인할 수 있다. 절 리모델 30° 조건의 경우 인장균열의 발생 범위가 공동 의 중심에서 약 13.6cm에 해당하며 절리모델 60° 조건 의 경우 공동의 중심에서 5.6cm에 해당한다. 따라서 PFC 해석을 통한 결과에서도 절리면의 각도가 클수록 발생 하는 인장균열에 의한 손상의 범위가 감소함을 알 수 있다. 그림 13에서 관측한 인장균열의 발생 빈도 및 방 향성에 대해서 좀더 추가적으로 조사하면 그림 14 및 15와 같다.

그림 14는 그림 13(a)내 공동주변 점선으로 표시된 직 사각형 형태의 구간내에서 발생한 균열을 변형율에 따 라 나타낸 것이다. 여기서 직사각형 형태의 구간은 공동 을 중심으로 양쪽에 손상구간이라고 판단되는 곳으로 정하였으며 제원은 가로 10cm, 세로 8cm 구간이다. 가 압을 함에 따라 각 절리모델별 균열의 생성 특성을 살펴 보면 절리면의 각도가 작을수록 인장균열과 전체균열 (인장+전단)의 발생은 점진적으로 이루어짐을 알 수 있 다. 그림 14에서 표기한 균열은 해당 구간내에서 발생한 전체 균열의 특징이 아니라 각 균열간 상호작용이 발생 하는 것으로 추정되는 균열만을 추출한 것이다. PFC를 통하여 균열의 개시 및 진전을 모델링 할 경우 실험에서 관측되는 것처럼 단일 균열의 진전에 의하여 인장균열

인공절리의 모델링을 위하여 직접전단실험을 수행하 여 마찰특성 값을 도출하였으나 실험에서 측정된 값의



(a) 절리모델 30° 조건(ocf = 28.2MPa)



(b) 절리모델 45° 조건(ocf = 26.7MPa)



(c) 절리모델 60° 조건(o<sub>cf</sub> = 28.9MPa)

(그림 (a) 내 점선 사각형은 공동주변 손상부 해석을 위한 영역임, 각 그림에서의 회살표 및 숫자는 손상측정 범위를 나타냄)

그림 13. PFC를 통한 이축압축 모델링 결과(Get는 5MPa 수평 구속압 이 작용한 상태에서의 파괴응력) 이 발전하기 보다는 여러 개의 짧은 균열이 집중적으로 나타나는 형태이다. 그 이유는 PFC가 응력집중에 따른 해당 균열의 전파를 모사하기 보다는 각 입자간의 결합 강도와 작용 응력간의 상대적인 크기에 따라서 균열의 발생 여부가 결정되므로 응력집중과 같은 현상을 효과 적으로 모델링 하기에는 한계가 있다. 따라서 그림 14에 서 표기한 바와 같이 상호작용이 발생하는 균열은 균열 의 상대적인 거리가 최대입경(1.25mm)보다 작은 경우





26 한국지반공학회논문집 제25권 제10호

로 한정하였다. 본 논문에서는 이러한 조건을 균열간의 상호작용이 발생하는 조건으로 가정하였는데 이러한 방법은 Diederichs 등(2004)에서 사용되었다.

그림 14(a)에서 보면 인장균열의 발생이 증가함에 따 라서 전단균열(전체 균열수 - 인장 균열수) 또한 증가함 을 알 수 있다. 그럼에도 불구하고 절리면 각도가 큰 모 델에 비해(그림 14(b), (c)) 안정적으로 인장 균열이 증 가함을 알 수 있다. 이러한 관측결과는 저각의 절리면 조건에서는 점진적인 손상이 발생함을 유추할 수 있다. 또한 인장균열의 발생이 모델의 첨두강도 근처에서 더 이상 증가하지 않음을 알 수 있는데 이 결과는 공동주변 손상이 첨두응력까지 이루어지며 그 이후에는 주변부 에서 손상이 발생함을 알 수 있다.

이에 비해 모델내 절리면 각도가 클수록 인장균열의 발생 시점이 늦어지며 또한 발생하는 인장균열 및 전체 균열의 개수 또한 감소함을 알 수 있다. 따라서 절리면 각도가 클수록 인장크랙의 개시와 더불어 암편의 인장 파괴가 급작스럽게 발생함을 알 수 있다. 이러한 해석은 실제 모델실험에서 확인된 바와 같이 절리면 각도가 클 수록 인장균열에 의한 암반블록의 형성이 높은 응력조 건에서 이루어지며 특히 60° 조건의 경우 암반블록의 이탈이 거의 모델의 파괴와 근사한 변형율조건에서 발 생하였다.

이러한 관측 결과는 RMR 시스템에서 절리면 각도에 따른 조정의 내용과 일치하는데 낮은 절리면 경사각도 의 경우(20~45°) 양호한 조건이며 높은 절리면 경사각 도의 경우(45~90°) 상당히 불리한 조건인데, 본 실험에 서도 절리면 각도가 큰 조건일 경우 인장균열의 발달과 거의 동시에 암석의 탈락이 발생하므로 절리면 각도가 작은 조건에 비해 시공상에 있어 더욱 불리한 조건임을 알 수 있다. 또한 현장에서의 계측결과와 연계해 보면 절리면의 거칠기나 채움 재료의 특성 등에 따라 달라질 수도 있겠지만 상대적으로 미끄러운 절리면 조건을 가 정할 시 고각의 절리 암반 구간에서 터널 천단침하가 발생할 경우 저각의 조건에 비하여 즉각적인 안전조치 를 취해야 하며, 결국 절리면의 경사각에 따라 터널의 계측관리가 다르게 이루어져야 함을 유추할 수 있다.

그림 15는 그림 13내 관심영역에서 발생하는 인장균 열의 개수 및 방향을 나타내는 로즈 다이어그램이다. 각 도별 인장균열이 빈번하게 발생하는 방향은 대략 30°와 45° 절리모델의 경우 모델내 절리면 방향의 법선 방향 임을 알 수 있다. 이에 비해 60° 조건의 경우 90° 방향과

따른 Riedel shear 타입 균열인것으로 판단되며 약 140° 방향으로 발달한 균열이 인장균열로 판단된다. 암석의 전단시 전단면을 기준으로 일정한 각도를 가지면서 인

약 140° 방향으로 인장균열이 주로 발생한 것을 확인할 수 있다. 이 결과는 90° 방향으로 발달한 인장균열의 경 우 절리면상에서 주로 발생하는 것으로서 전단작용에



장균열이 발생하는 경우는 여러 문헌에서 확인할 수 있는 현상이다(사공명, 2003, Barquins와 Petit, 1992).

공동주변 손상의 진전으로 인한 응력장의 변화가 발 생하는데 PFC해석 결과를 통하여 계산된 재료의 손상 및 간극비의 변화 결과는 다음과 같다. 그림 16(a)에서 적용하는 누적 안전율의 개념은 다음과 같다. 본 논문에 서의 해석은 서보 조절에 의한 가압으로서 각 모델의 첨두응력 수준까지 도달하기 위해서는 상당한 계산 단 계를 거친다. 일정한 응력수준 단계별로 Hoek-Brown 파괴기준을 적용하여 손상이 발생한 곳은 안전율이 1 보다 작은 곳으로 표시하였으며 1 보다 작은 안전율의 위치는 누적되어 작성되었다. 이렇게 누적된 안전율을 적용하면 최종 단계에서 구한 안전율 분포와 다소 차이 가 나게 된다. 최종단계에서 계산된 결과의 경우 공동주 변 안전율이 1 이상이 된다. 그 이유는 균열의 발생 등 으로 인하여 응력의 재분포가 이루어지며 이에 따라 구 속압 및 최대주응력의 감소가 이루어졌기 때문이다. 따 라서 누적 안전율을 사용하는 것이 역학으로 보다 적합 할 것으로 판단된다. 여기서 적용 안전율에 대한 개념은 그림 17과 같다.

그림 16(a)에서 안전율의 분포양상을 보면 안전율이 1 보다 작은 영역에 인장 및 전단균열이 분포하는 영역 을 포함하는 것으로 판단된다. 따라서 실제 관측에 의하 여 인장균열이 발생하는 영역보다는 훨씬 더 넓은 구간 에서 손상이 발생하고 있음을 추정할 수 있다. 그림 16(b) 는 간극비의 분포를 나타내고 있는데 균열의 발생으로 인하여 암반의 손상이 발생하며, 그로 인한 간극비의 증 가를 나타내고 있다. 따라서 흐름조건이 형성될 경우 간 극비가 증가한 곳은 새로운 유로가 되어 흐름의 방향을 변경할 수 있으며 결국 새로운 유로를 통한 흐름의 집중 현상이 발생할 수도 있을 것이다. 그림 16(c)와 (d)에서



그림 17. 안전율 적용 개념

는 반경방향과 접선방향 응력을 나타내고 있는데 공동 주변에서는 인장응력 분포를 보이고 있다. 모델실험에 서 파괴가 관측된 공동 천단부 부근에서 특히 낮은 인장 응력 분포를 보이고 있으며 어깨부에서는 천단부에 비 해 상대적으로 높은 응력분포이다. 그러나 어깨부의 경 우 한쪽이 구속이 되지 않으므로 운동학적으로 보면 더 불안한 조건이므로 암반블록의 탈락이 발생한다.

# 5. 결 론

본 논문에서는 이축압축 조건에서의 절리모델내 존재 하는 공동주변의 파괴거동에 대한 실험 및 수치해석 결 과를 논의하였다. 실험 및 해석의 결과는 다음과 같다.

- (1) 절리면 각도 30°, 45°, 60°의 모델에 대한 실험결과 공동주변의 파괴는 인장균열에 의해 주로 발생하는 것으로 관측되었다. 발생한 인장균열은 절리면상에 서 개시하여 공동주변부로 진전하는 거동을 보였다. 진전된 인장균열은 새로운 암블록을 생성하며 이 블록이 공동내로 탈락하는 거동을 보였다.
- (2) 수치해석 결과 인장균열의 발달로 인하여 공동주변 손상범위는 절리면 각도가 클수록 좁은것으로 관측 되었다. 이러한 결과는 절리면의 각도가 클수록 공 동주변에서 반경방향과 접선방향의 응력은 더 높아 져 인장균열이 발달하기에는 불리한 조건이 형성됨 에 기인한다.
- (3) 수치해석을 통하여 공동주변에 발생하는 인장균열 의 발생 양상을 살펴본 결과 절리면 각도가 작을수 록 인장균열의 발달은 안정적이며 점진적으로 발생 하는 경향을 보이며 이에 비해 절리면 각도가 클수 록 인장균열의 발생이 모델의 첨두응력 수준 근처 에서 발생하는 것으로 확인되었다.
- (4) 이러한 해석은 RMR 시스템에서 절리면 각도에 따 른 RMR 값의 조정 내용과도 일치한다. RMR시스템 에서 절리면 경사 각도가 작은 경우(20~45°) 양호 한 조건이며 절리면 경사각도가 큰 경우(45~90°) 상당히 불리한 조건인데, 본 실험에서도 절리면 각 도가 큰 조건의 경우 인장균열의 발달과 거의 동시 에 암석의 탈락이 발생하므로 절리면 각도가 작은 조건에 비해 더욱 불리한 조건임을 알 수 있다.
- (5) 절리모델의 첨두응력 상태에서 구한 누적안전율은 발생하는 인장균열의 분포에 비해 더 넓은 손상범

위를 나타내고 있어 손상이 더 넓은 범위에 걸쳐 이 루어지고 있음을 알 수 있으며, 균열의 발생으로 인 하여 공극의 증가가 관측되었는데 공극의 변화로 새로운 유로가 형성될 경우 물의 흐름이 집중될 가 능성이 있다.

이상의 결과는 절리모델의 이축압축과 수치해석을 통한 결과로서 현장에서의 관측 결과와 비교하여 검증 이 이루어져야 할 것이다. 또한 본 논문에서 실험한 절 리모델은 퇴적암 혹은 변성암과 같이 층리 및 엽리가 잘 발달한 조건에 한정적이거나 한 방향의 절리군이 잘 발달한 화성암 조건에서 적용 가능 할 것으로 판단된다.

# 감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술 평가원에서 위탁시행 한 2006년도 건설핵심기술연구개 발사업(과제번호: 05-건설핵심 D10, 과제명: 해저시설 물 차폐기술 연구)에 의하여 연구비가 지원되었으며, 저 자 일동은 지원에 감사 드립니다.

# 참 고 문 헌

- 배성호, 전석원, 박의섭 (2005), "축소 모형시험과 개별요소 해석 에 의한 원형 공동 주변의 점진적 취성파괴 특성에 관한 연구", *터널과 지하공간*, 제15권, 제4호, pp.250-263.
- 사공명 (2003), "일축압축상태의 석고 실험체에서 발생하는 날개 크랙과 이차크랙에 대한 미시적 관측", 한국지반공학회 논문집, 제19권, 제2호, pp.171-178.
- 사공명, 김세철, 이준석, 박두희 (2008), "이축압축 조건에서의 실험체/재하판 경계면상의 마찰저항 감소를 위한 롤러 지지된 피스톤 형태의 하중재하판의 개발", 한국터널공학회 논문집, 제 10권, 제3호, pp.303-312.
- 천대성, 박찬, 박철환, 전석원 (2007), "취성파괴수준과 파괴개시 시점에 관한 진삼축 모형실험연구", *터널과 지하공간*, 제17권, 제2호, pp.128-138.
- Barquins, M., and Petit. J.-P. (1992), "Kinetic instabilities during the propagation of a branch crack: effects of loading conditions and internal pressure", *Journal of Structural Geology*, Vol.14(8/9), pp.893-903.
- Belytschko, T., Plesha, M., and Dowding, C. H. (1984), "A computer method for the stability analysis of caverns in jointed rock", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.8, pp.473-492.
- Cai, M., and Kaiser, P. K. (2005), "Assessment of excavation damaged zone using a micromechanics model", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.20, pp.301-310.
- Cai, M., Kaiser, P. K., Morioka, H., Minami, M., Maejima, T., Tasaka, Y., and Kurose, H. (2007), "FLAC/PFC coupled numerical

simulation of AE in large-scale underground excavations", *Inter*national Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol.44, pp.550-564.

- Ewy, R. T., and Cook, N. G. W. (1990a), "Deformation and fracture around cylindrical openings in rock-I. Observations and analysis of deformations", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol.27, No.5, pp.387-407.
- Ewy, R. T., and Cook, N. G. W. (1990b), "Deformation and fracture around cylindrical openings in rock-II. Initiation, growth and interaction of fractures", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol.27, No.5, pp.409-427.
- Fakjimi, A., Carvalho, F., Ishida, T., and Labuz, J. F. (2002), "Simulation of failure around a circular opening in rock", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.39, pp.507-515.
- Goodman, R. E., Taylor, R. L., and Brekke, T. L. (1968), "A model for the mechanics of jointed rock", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, Vol.94, pp.637-659.
- Haimson, B. C., and Song, I. (1993), "Laboratory study of borehole breakouts in Cordova Cream: a case of shear failure mechanism", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol.30, No.7, pp.1047-1056.
- Itasca Consulting Group (2004), PFC2D (particle flow code in 2 dimension user's guide, Minneapolis, Minnesota, Itasca Consulting Group, Inc.
- Jiang, Y., Li, B., and Yamashita, Y. (2009), "Simulation of cracking near a large underground cavern in a discontinuous rock mass using the expanded distinct element method", *International Journal* of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol.46, pp.97-106.
- Lee, J. S., Bang, C. S., Mok, Y. J., and Joh, S. H. (2000), "Numerical and experimental analysis of penetration grouting in jointed rock masses", *International Journal of Rock Mechanics* and *Mining Sciences*, Vol.34, pp.1027-1037.
- Lee, M. and Haimson, B. (1993), "Laboratory study of borehole breakouts in Lac du Bonnet Granite: a case of extensile failure mechanism", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol.30, No.7, pp.1039-1045.
- Maghous, S., Bernaud, D., Fréard, J. and Garnier, D. (2008), "Elastoplastic behavior of jointed rock masses as homogenized media and finite element analysis", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.45, pp.1273-1286.
- Martin, C. D., Read, R. S., and Martino, J. B. (1997), "Observations of brittle failure around a circular test tunnel", *International Journal* of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol.34, No.7, pp.1065-1073.
- Martino, J. B., and Chandler, N. A. (2004), "Excavation-induced damage studies at the Underground Research Laboratory", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.41, pp.1413-1426.
- Meglis, I. L., Chow, T. M., and Young, R. P. (1995), "Progressive microcrack development in tests on Lac du Bonnet granite-I. acoustic emission source location and velocity measurements", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol.32, No.8, pp.741-750.
- 22. Meglis I. L., Martin C. D., and Young, R. P. (2005), "Assessing in situ microcrack damage using ultrasonic velocity tomography",

International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol.42, pp.25-34.

- Potyondy, D. O., and Cundall, P. A.(2004), "A bonded-particle model for rock", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.41, pp.1329-1364.
- Pusch, R., and Stanfors, R. (1992), "The zone of disturbance around blasted tunnels at depth", *International Journal of Rock Mechanics* and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol.30, No.7, pp.1047-1056.
- Senseny, P. E. and Pučik, T. A. (1999), "Development and validation of computer models for structures in jointed rock", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.23, pp.751-778.
- 26. Shen, B., and Barton, N. (1997), "The disturbed zone around tunnels in jointed rock masses", *International Journal of Rock Mechanics*

and Mining Sciences, Vol.34, No.1, pp.117-125.

- Souley, M., Homand, F., Pepa, S., and Hoxha, D. (2001), "Damageinduced permeability changes in granite: a case example at the URL in Canada", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.38, pp.297-310.
- Tsang, C-F., Bernier, F., and Davies, C. (2005), "Geohydromechanical processes in the Excavation Damaged Zone in crystalline rock, rock salt, and indurated and plastic clays-in the context of radioactive waste disposal", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.42, pp.109-125.
- Yoon, J. (2007), "Application of experimental design and optimization to PFC model calibration in uniaxial compression simulation", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.44, pp.871-889.

(접수일자 2009. 2. 3, 심사완료일 2009. 10. 9)

# FBG센서를 이용한 콘 선단저항력의 온도영향 보상

# Temperature Compensation on the Cone Tip Resistance by Using FBG Temperature Transducer

김	래	현	Kim, Rae-Hyun	اه	종	섭²	Lee, Jong-Sub
안	신	환	An, Shin-Whan	(ه	ዯ	진4	Lee, Woo-Jin

#### Abstract

As the measurement of strain-gage type cone penetrometer is influenced by the temperature change during penetration, the temperature is a factor producing an error of the cone tip resistance. In this study, the 0.5 mm diameter temperature transducer and 7 mm diameter micro cone penetrometer are manufactured by using FBG sensors to evaluate the effect of temperature on the cone tip resistance. Design concepts include the cone configuration, sensor installation and the temperature compensation process. The test shows that the tip resistance measured by strain gauge is affected by the temperature change. The error of the tip resistance increases with an increase in temperature change, while the temperature effect on the tip resistance of FBG cone is effectively compensated by using FBG temperature transducer. Temperature compensated tip resistance of the strain gauge cone shows the good matched profile with FBG cone which performs real-time temperature compensation during penetration. This study demonstrates that the temperature compensation by using FBG sensor is an effective method to produce the more reliable cone tip resistance.

## 요 지

전기저항식 변형율계를 이용한 콘 관입시험기는 온도 변화에 의해 선단저항력이 달라진다. 본 연구에서는 FBG센서 를 이용하여 직경 0.5mm의 온도센서와 직경 7mm의 마이크로콘을 제작하여 온도의 변화가 콘 선단저항력에 미치는 영향을 평가하고 이를 효과적으로 보상하고자 하였다. 광섬유 마이크로콘과 온도센서는 콘의 구조, 센서 부착 위치 및 광섬유를 이용한 온도보상법 등을 고려하여 제작하였다. 온도영향 시험결과, 전기저항식 변형율계의 콘 선단저항 력은 온도에 의해 영향을 받으며 온도 차이가 클수록 오차도 증가하는 것으로 나타났다. 반면, FBG센서에서 측정된 콘 선단저항력은 FBG 온도센서를 이용하여 효과적으로 온도의 영향을 보상할 수 있었다. 또한 온도 보상을 실시한 전기저항식 변형율계의 콘 선단저항력은 심도에 따라 일정한 분포를 보였으며 관입과 동시에 온도의 영향이 보상되는 FBG센서의 결과와도 매우 유사한 것으로 나타났다. 본 연구를 통해 온도 변화가 선단저항력에 미치는 영향을 평가하 였으며, FBG센서를 이용하여 효과적으로 온도 영향을 보상할 수 있음을 확인하였다.

Keywords : FBG sensor, Initial zero reading, Micro cone, Temperature compensation, Temperature effect

<sup>1</sup> 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 박사과정 (Member, Ph.D. Student, School of Civil, Environmental, and Architectural Engrg., Korea Univ.)

<sup>2</sup> 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 부교수 (Member, Associate Prof., School of Civil, Environmental, and Architectural Engrg., Korea Univ.)

<sup>3</sup> 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 박사과정 (Member, Ph.D. Student, School of Civil, Environmental, and Architectural Engrg., Korea Univ.)

<sup>4</sup> 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 부교수 (Member, Associate Prof., School of Civil, Environmental, and Architectural Engrg., Korea Univ., woojin@korea.ac.kr, 교신저자)

<sup>\*</sup> 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

# 1. 서 론

선단저항력, 주면마찰력 및 간극수압 등을 측정할 수 있 는 콘 관입시험기는 전기저항식 변형율계(strain gauge)를 이용하기 때문에 온도의 변화에 영향을 받는다. Zuidberg (1988)는 건조한 사질토 지반의 경우 콘 관입시 콘과 흙 입자 사이에서 발생하는 마찰열에 의해 콘 주변온도가 30℃ 이상 증가한다고 하였다. Lunne 등(1986)과 Kim 등(2009)은 현장시험과 실내시험을 통해 표준 콘 및 소 형 콘 모두 크기에 관계없이 온도의 영향을 받음을 설명 하였다. 이러한 온도 영향을 최소화 하기 위해 콘 관입 시험에 앞서 직사광선을 받지 않는 상태의 공기 중이나 지표에서 초기값(initial zero reading)을 설정하며, 콘 관 입시험 규정에서는 온도에 의한 초기값 영향이 전체 측 정 값의 5% 또는 2.0kPa/℃를 넘지 못하도록 제한하고 있다(ISSMFE 1989; Swedish Geotechnical Society 1992).

온도와 콘 선단저항력에 대한 연구는 지속적으로 이 루어지고 있으나 시험조건에 따라 결과가 크게 다르게 나타나고 있다. Lunne 등(1986)은 현장시험을 통해 초 기값 설정 온도차가 7℃ 발생할 때 약 180kPa 가량 선단 저항력이 변화된다고 하였으나 Post와 Nebbeling(1995) 의 연구에서는 대기 온도가 5℃ 변화될때 약 10kPa 가량 선단저항력이 변화된 것으로 나타났다. Kim 등(2009)은 표준 콘을 이용한 온도시험에서 10℃ 온도변화에 49kPa 의 선단저항력 변화가 발생되며 연약한 점성토 지반에 서는 주요한 영향 요소가 될 수 있다고 하였다. 표준 콘 에 전기저항식 온도센서(resistivity module)를 설치하여 심도 20m까지 관입시험을 실시한 Buteau 등(2005)은 지 중에서 약 2.5℃의 온도차이가 발생됨을 관찰하였으나, 적절한 보상방법을 제시하지는 못하였다. 이는 지중의 온도를 측정하여 선단저항력으로 환산하고 보정하는 절차가 복잡하고 까다롭기 때문이다.

본 연구에서는 온도가 선단저항력에 미치는 영향을 분석하기 위해 FBG센서를 이용하여 마이크로콘과 온 도센서를 제작하였다. FBG센서의 특징, 콘 제작방법 및 실시간 온도보상기법을 소개하고, 모래지반과 점토지반 에서 실시된 콘 관입시험 결과를 바탕으로 온도변화와 선단저항력의 관계를 분석하였다. 이를 통해 온도보상 의 필요성과 FBG 온도센서를 이용한 실시간 온도보상 기법의 유용성을 확인하였다.

# FBG센서를 이용한 온도센서와 마이크로콘의 제작

## 2.1 FBG센서

광섬유 센서(fiber optic sensor)는 머리카락 굵기(약 250,m)의 직경을 갖는 실리카로 구성된 센서이다. FBG 센서(fiber Bragg grating sensor)는 광섬유 센서의 한 종류 로써 굴절율이 변화된 브래그 격자(Bragg grating)에서 특정파장의 빛만을 반사시키는 특징이 있다. FBG센서는 빛이 전파되는 코어부(core)와 외부에서 유입되는 빛을 차단하는 클래딩(cladding)층, 그리고 외부 충격으로부터 클래딩층을 보호하는 버퍼(buffer)층으로 구성되어 있다 (Lee 등 2004). 변위, 하중, 온도 등과 같은 외력에 의해 브래그 격자가 수축, 이완되면 반사되는 빛의 파장이 변 화하므로 센서에 가해진 외력의 크기를 평가할 수 있다. 광섬유 센서는 크기가 매우 작으면서도 민감도가 높고 부식의 우려가 없으며 전자기파 등과 같은 외부 요인에 의한 영향도 거의 없다(Kersey et al. 1997; Zhou 등 2003). 특히, FBG센서는 온도와 변위에 민감하게 반응하며 설 치와 측정이 간단하고 한번에 다지점 측정(multiplexing) 이 가능하기 때문에 최근 토목분야에서 활용성이 확대 되고 있다(Kanellopoulos 등 1995; Gornall and Amarel

2003). 본 연구에서도 온도와 변위를 모두 정밀하게 측 정하기 위해 FBG센서를 이용하였으며 자세한 FBG센 서의 구성과 원리는 Kim 등(2009)에 설명되어 있다.

#### 2.2 FBG 온도센서와 마이크로콘 구성

콘이 관입되는 동안 발생하는 온도의 변화가 콘 선단저 항력에 미치는 영향을 실험적으로 평가하기 위해 FBG센서 를 이용하여 온도센서와 마이크로콘을 제작하였다. 그림 1(a)는 온도에 의해 변화된 파장변화를 측정하기 위한 FBG 온도센서이다. 직경 0.5mm의 스텐리스스틸 튜브 내 에 FBG센서를 삽입하고 광섬유 전용접착제(cyano-acrylate base glue, CC-33A)로 충진하였다. 열팽창율이 같도록 온도센서와 콘 제작시 동일한 스텐리스스틸(Austenite 계, STS303)을 사용하였으며, 제작된 FBG 온도센서는 온도에 의해서만 반응하도록 그림 1(b)의 내부튜브(inner tube) 속에 매달아 고정하였다.

그림 1(b)는 직경 7mm의 마이크로콘의 분해 사진이다. 2개의 전기저항식 변형율계가 서로 대칭되도록 부착하여





(b)

그림 1. 온도센서와 마이크로콘: (a) FBG센서로 제작된 온도센서(직 경 0.5mm); (b) FBG센서와 전기저항식 변형율계가 부착된 마이크로콘 분해사진(직경 7mm)

편심에 의한 영향을 배제하였으며, FBG센서도 마주보도 록 설치하여 하나의 콘에서 변형율계와 FBG센서에 의해 선단저항력이 동시에 측정되도록 제작하였다. 마찰슬리 브의 길이는 25mm이며 선단저항력과 주면마찰력을 분리 하기 위해 내부튜브(inner tube)와 외부튜브(outer tube)로 구성되는 이중관식 마찰슬리브 방식을 채택하였다.

1520~1590nm 파장대역을 가지는 반사율 80%이상의 Technica SA사의 FBG센서와 게이지 길이가 1mm인 초 소형 변형율계(KFG-1-120-1-111L1M2R)를 사용하였다. 그림 2의 구성도에서 보는 바와 같이 FBG센서의 브래그 격자에서 반사되는 파장 변화량은 인테로게이터(SM130) 로 측정하였으며, 전기저항식 변형율계의 출력전압은 휘 트스톤 브릿지(Wheatstone bridge, half-bridge방식)로 증 폭시켜 디지털 멀티미터(34411A)로 측정하였다. 콘 관 입속도는 1mm/sec이며 관입장치와 관입속도에 대한 내



그림 2. FBG 센서와 전기저항식 변형율계를 이용한 선단저항력 측정 회로도

용은 이종섭 등(2008)에 자세히 설명되어 있다.

### 2.3 온도센서 캘리브레이션

콘 내부에 설치한 FBG 온도센서에 대한 캘리브레이션 을 실시하였다. 항온 유지를 위해 발포 스틸렌(expanded poly-styrene)재질의 아이스박스를 사용하였으며, 예비 시험결과 10분간 0.1℃ 오차범위 내에서 항온을 유지하 는 것으로 나타났다. 디지털 온도계를 이용하여 0.1℃ 단 위까지 정밀하게 온도를 측정하였으며 일반 수은 온도계 도 함께 설치하여 디지털 온도계의 오류 여부를 확인하 였다. FBG 온도센서를 아이스박스에 넣고 밀봉시킨 후 수온을 섭씨 9℃에서 30℃까지 3℃ 간격으로 변화시키 면서 각 단계별로 5분간 파장 변화량을 측정하였다.

그림 3(a)에서 보는 바와 같이 각 온도별로 일정한 파 장을 나타내었으며, 파장변화량과 온도변화량은 그림 3(b)와 같이 일정한 기울기를 가지는 직선으로 표현되 었다. FBG 온도센서의 캘리브레이션 결과는 식 (1)과 같으며 여기서 ΔT는 측정된 온도 변화량(℃), Δλ는파 장 변화량(nm)를 나타낸다.

$$\Delta T = 42.729(\Delta \lambda) \tag{1}$$

# 3. 온도보상기법

# 3.1 FBG 온도센서를 이용한 실시간 온도보상법

그림 4(a)의 개요도에서 보는 바와 같이 마이크로콘





화량이 심도에 따라 도시되며, 측정된 선단저항력 파장 변화량(Δλ<sub>measured</sub>)에서 순수하게 온도에 의해서만 변화 된 온도 파장변화량(Δλ<sub>temp</sub>)을 차감하면 식 (2)와 같이 온도의 영향이 보상된 원지반의 선단저항력(Δλ<sub>compensated</sub>) 을 획득할 수 있다. 시험에 사용된 FBG 온도센서는 10~ 100Hz의 높은 분해능을 가지고 있기 때문에 관입과 동 시에 즉각적인 온도 보상이 가능하다. FBG 온도센서를 이용한 콘 선단저항력의 이론적 온도보상 원리는 김래

은 선단저항과 온도변화에 의해 발생된 파장변화량을 측정하는 센서(active sensor)와 온도에 의한 파장변화량 을 측정하는 온도센서(temperature transducer)로 구성되 어 있다. 콘이 관입되는 동안 선단부의 FBG센서는 선단 저항과 온도변화에 의한 파장변화량(measured data)을 측정하며 동시에 FBG 온도센서에서는 온도에 의한 파 장변화량(temperature data)을 측정한다. 그림 4(b)에서 보는 바와 같이 선단의 파장변화량과 온도센서 파장변 현 등(2008)에 자세히 설명되어 있다.

$$\Delta\lambda_{compensated} = \Delta\lambda_{measured} - \Delta\lambda_{temp} \tag{2}$$

## 3.2 재관입시험을 통한 변형율계의 간접 온도보상법

전기저항식 변형율계는 주변 기기의 전자기파, 리드 선의 저항변화 등과 같은 외부요소에 영향을 받기 때문 에 온도에 의한 미세한 출력전압의 변화를 일관되게 측 정하기 어렵다. 또한 관입과 동시에 지중의 온도변화를 실시간으로 알기 어렵기 때문에 직접적이고 연속적인 온도 보상은 기대하기 힘들다. 이러한 이유로 본 연구에 서는 그림 5의 모식도에서 보는 바와 같이 재관입시험 을 통해 변형율계의 온도영향을 간접적으로 평가하여 보았다.

그림 5(a)와 같이 1차로 콘 관입시험을 실시하여 선단 저항력을 측정하고 곧바로 콘을 회수하여 빈 시험공에 재관입시험을 실시하였다. 그림 5(b)와 같이 재관입하 는 동안 시험공 내부 온도변화에 의한 변형율계의 출력 전압을 측정하고 이를 1차 관입시 측정된 선단저항력에 서 차감함으로써 그림 5(c)와 같이 간접적으로 전기저 항식 변형율계의 온도 영향을 보상할 수 있다. 모래지반 의 경우에는 1차 콘 관입후 시험공이 함몰되어 재관입시 험이 불가하기 때문에 일정한 선행압밀하중으로 압밀이 완료되어 자립이 가능한 점성토 지반에 대해 재관입시 험을 실시하였다. 온도 보상된 변형율계의 선단저항력 (qc(compensated))은 1차 관입시 획득된 선단저항력(qc(measured)) 과 재관입시 측정된 온도에 의한 선단저항력 변화량 (qc(temp))의 관계를 이용하여 식 (3)과 같이 표현된다. 본 연구에서는 간접적으로 온도보상한 변형율계의 선단저 항력과 실시간으로 온도보상한 FBG센서의 결과를 비 교하여 온도보상 효과를 검증하고자 하였다.

$$q_{c(compensated)} = q_{c(measured)} - q_{c(temp)}$$
(3)

## 4. 온도영향 평가

온도에 따른 선단저항력의 변화를 관찰하기 위해 표 1 과 같은 특성을 가지는 인공파쇄모래(K-7)를 직경 200mm, 높이 300mm의 투명한 원통형 아크릴 셀에 낙사법을 이 용하여 시료를 균질하게 조성하였다. 온도 영향을 효과 적으로 평가하기 위해 인위적으로 온도 조건을 달리한



그림 5. 재관입 시험을 통한 전기저항식 변형율계의 온도영향 분석 개요도: (a) 1차 관입시 선단저항력의 측정; (b)재관입시 온도에 의해 선단저항력 변화량; (c) 측정치에서 온도 영향을 보상한 선단저항력

모래시료에 3회의 콘 관입시험을 실시하였다. 전기저항 식 변형율계와 FBG센서가 함께 부착된 직경 7mm 마이 크로콘을 정밀한 실내시험이 되도록1mm/sec의 속도로 관입하면서 매 0.1mm마다 선단저항력을 측정하였다. 본 격적인 콘 관입에 앞서 그림 6(a)와 같이 시료 상단부 (zero reading zone)에 콘 선단을 삽입하고 10분 이상 방 치한 뒤 초기값을 설정함으로써 대기와 시료의 온도 차 이에 의한 영향을 최소화하였다. 또한 전기저항식 변형 율계의 출력값이 가장 안정적으로 획득되도록 입력전 압 2.0V, 주변온도 16~18℃를 유지하였다.

FBG 온도센서를 이용하여 그림 6(b)와 같이 콘이 관 입되는 동안 발생한 콘 주변의 온도변화를 측정할 수 있 었다. 3회 관입시험 중 2회는 온도가 1.35~1.86℃ 증가 되었으며, 1회는 약 0.48℃ 가량 낮아진 것으로 나타났 다. 그림 6(c)에 보는 바와 같이 전기저항식 변형율계(이 하 S/G)를 통해 측정된 선단저항력은 심도 50mm까지 유사한 경향을 보이고 있으나, 그 이후 심도에서는 각각 다른 값으로 수렴되는 경향을 보이고 있다. 수렴 심도인 120~200mm 구간의 평균 선단저항력은 1708kPa(S/G-1), 1990kPa(S/G-2), 2511kPa(S/G-3)으로 약 800kPa의 편차

D<sub>10</sub>(mm)

0.09

D<sub>50</sub>(mm)

0.17

 $C_{c}$ 

0.99

#### 표 1. 모래시료의 물성

구 분

K - 7

가 발생하였다.

한편, FBG센서의 선단저항력은 심도 80mm까지 전기 저항식 변형율계와 유사한 분포를 보이고 있으며 그 이 후 심도에서는 완만하게 선단저항력이 증가하는 경향을 나타내고 있다. 전기저항식 변형율계와는 달리 관입과 동시에 실시간으로 온도의 영향이 보상된 결과이므로 온 도와 상관없이 3회 모두 매우 유사한 경향을 나타내었다. 또한 온도변화가 상대적으로 작은 S/G-3가 FBG센서의 선단저항력 분포와 유사한 것으로 나타나 온도 차이가 클수록 선단저항력 오차도 크게 발생함을 알 수 있다.

### 5. 온도보상시험

#### 5.1 점토지반

emax

1.074

콘 관입시 마찰열 발생이 거의 없는 점성토 지반에서 온도보상 효과를 실험적으로 검증하기 위해 그림 7(a) 와 같은 대형 챔버를 이용하여 직경 1.2m, 높이 1.0m의 점토시료를 조성하였다. 하부셀과 상부셀로 이루어진 챔버는 슬러리 상태의 점토시료를 유압식 가압장치를

emin

0.684

USCS

SP

Gs

2.65



 $C_{u}$ 

2.11

그림 6. 모래에서의 온도영향 평가: (a) 모래시료 조성; (b) 시료 내부의 온도변화; (c) 변형율계와 FBG센서에서 측정된 콘 선단저항력 비교

이용하여 양면배수 조건으로 압밀 시킨 후 시료 상부에 서 콘 관입시험을 실시할 수 있도록 구성되어 있다. 액 성한계 67.2%, 소성지수 36.4%를 가지는 점토(kaolinite, GF-1250)와 표 1에 나타난 인공파쇄모래(석영질모래, K-7) 를 사용하여 배합비 50:50, 함수비 82%(액성한계 2배)의 조건으로 시료를 배합하였다. 2단 날개형 대형 믹싱기에 서 30분 가량 배합한 슬러리를 높이 2m의 슬러리 압밀 장치에 1.6m 가량 채운 후 50일동안 연직하중 200kPa로 압밀시켰다. 압밀도가 90%이상 도달하면 상부셀을 해 체하고 여분의 시료를 트리밍하여 높이 1m의 점토시료 로 성형하였다.

조성된 점토시료를 대형 온풍기에 24시간 가량 노출시 켜 인위적으로 대기와 시료의 온도 차이를 발생시켰으며, 콘 관입기의 수직도 관리를 위해 조성된 점토시료 상단 에 두께 3㎝의 모래층을 포설하고 그림 7(b)에 표시한 위치에서 콘 관입시험을 실시하였다. 직경 7㎜의 마이 크로콘 선단을 시료에 50㎜ 가량 관입한 상태에서 초기 값을 설정한 뒤 1㎜/sec의 속도로 관입하면서 10Hz의 분해능으로 콘 선단저항력을 측정하였다.

FBG 온도센서에서 측정된 시료의 내부 온도는 그림 8(a)에서 보는 바와 같이 콘이 관입되는 동안 약 2.9℃ 증가된 것으로 나타났다. 그림 8(b)는 전기저항식 변형 율계(S/G<sub>measured</sub>)와 FBG센서(FBG<sub>measured</sub>)에서 각각 측정 된 점토시료의 선단저항력 분포를 보이고 있다. 전기저 항식 변형율계와 FBG센서는 마이크로콘 내부에 함께 설치되어 있기 때문에 동일한 조건에서 동시에 시험할 경우 캘리브레이션 된 두 센서의 선단저항력 결과는 거 의 유사하게 나타나야 하나 결과에서 보듯이 두 센서는 크게 다른 양상을 보이고 있다. 전기저항식 변형율계에 서 측정된 선단저항력은 초기에 일시적으로 크게 증가 하였으나 심도 15mm부터는 지속적으로 감소하는 현상 이 나타났다. 반면, 그림 8(b)에 함께 도시된 FBG센서의 선단저항력은 선단부에서 측정한 파장변화량과 FBG 온 도센서에서 측정한 파장변화량을 서로 차감하여 온도의 영향을 보상한 값으로써 320~420kPa의 범위 내에서 심 도에 따라 일정한 분포를 보이고 있음을 볼 수 있다.

전기저항식 변형율계의 온도영향을 분석하고 이를 보 상하기 위해 콘 관입시험 직후 재관입시험(re-penetration test)을 실시하였다. 그림 8(c)에서 보는 바와 같이 재관 입되는 동안 전기저항식 변형율계의 선단저항력(q<sub>c</sub>(temp)) 은 빈 시험공임에도 불구하고 시료 내부의 온도변화에 의해 일정한 기울기로 감소하는 것으로 나타났다. 재관 입시험을 통해 분석된 온도에 의한 선단저항력 변화량 (q<sub>c</sub>(temp))을 1차 콘 관입시 측정된 선단저항력(q<sub>c</sub>(measured))에서 차감하여 간접적으로 온도 영향을 보상하였다. 그 결과, 그 림 8(d)와 같이 온도 영향이 보상된 전기저항식 변형율계 (S/G<sub>compensated</sub>)의 선단저항력은 FBG센서(FBG<sub>compensated</sub>)의 선단저항력과 유사한 분포를 나타내었다. 심도에 따라



그림 7. 챔버를 이용한 점토시료 조성: (a) 챔버 모식도; (b) 콘 관입시험 위치평면도



그림 8. 점토지반에서의 온도보상 시험결과: (a) FBG 온도센서로 측정한 시료 내부의 온도변화; (b) 변형율계와 FBG센서에서 측정된 선단저항력 분포: (c) 재관입 시험시 온도에 의한 선단저항력 변화; (d) 온도 보상 후 선단저항력 비교

감소하는 경향을 보이던 그림 8(b)의 선단저항력 분포와 는 달리 온도의 영향이 보상된 결과에서는 비교적 일정 한 값을 보이고 있다. 심도 100mm까지는 FBG센서의 선 단저항력이 평균 64kPa 가량 크게 나타났으나 이후 심도 에서는 두 센서의 값이 거의 일치하는 것으로 나타나 FBG 온도센서를 이용한 실시간 온도보상기법이 매우 효 과적임을 알 수 있다. FBG센서는 관입과 동시에 연속적 으로 온도 보상을 이루어지나 변형율계는 재관입시험을 통해 간접적으로 온도 영향을 평가하였기 때문에 표층부 와 가까운 위치에서 오차가 발생된 것으로 판단된다.

#### 5.2 다층지반

지반종류에 따른 온도 영향을 분석하기 위해 그림



그림 9. 다층지반에서의 온도보상 시험결과: (a)모래와 점토로 구성된 다층지반 구성도; (b)콘 관입시 변형율계와 FBG센서에서 측정된 선단저항력 분포; (c) 재관입 시험시 온도에 의한 선단저항력 변화; (d) FBG 온도센서로 측정한 시료 내부의 온도변화

9(a)와 같이 모래층과 점토층이 교차된 다층지반(layered soil)을 조성하였다. 사용된 모래와 점토는 앞서 "점토시 료 조성"에서 설명된 것과 동일하다. 점토층은 함수비 50%로 배합하여 직경 200mm, 높이 50mm의 투명한 원통 형 아크릴 셀에 조성하였으며, 그 위에 낙사법을 이용하여 두께 15mm의 모래층을 형성하였다. 총 높이 310mm의 점토층에 4개의 모래층이 협재된 형태로 조성되었으며 콘 관입시험시 초기값 설정을 위한 모래층을 상부에 추가 로 설치하였다. 또한, 대기의 온도가 지중의 온도보다 높은 조건을 모사하기 위해 시료의 온도가 대기보다 약간 낮도록 조성하였다. 직경 7mm의 마이크로콘을 1mm/sec 의 속도로 관입하였으며 10Hz의 분해능으로 콘 선단저 항력을 측정하였다.

그림 9(b)는 전기저항식 변형율계와 FBG센서에서 측 정된 선단저항력 분포로써 FBG센서의 선단저항력은 FBG 온도센서를 이용하여 관입과 동시에 온도의 영향 이 보상된 결과이다. 전기저항식 변형율계의 선단저항 력은 전체적으로 심도가 깊어짐에 따라 서서히 증가하 며 점토층과 모래층의 경계면을 비교적 정확하게 탐지 하는 양상을 보이고 있다. 반면, FBG센서에서 측정한 선단저항력은 대체로 일정한 분포를 보이면서 모래 협 재층에서는 급격히 선단저항력이 증폭되어 민감하게 반응하는 것을 관찰 할 수 있다. 즉, 동일한 시료에 대해 동일한 콘으로 측정한 선단저항력임에도 불구하고 선 단저항력 분포양상은 크게 다르게 나타났다.

점성토 시험에서와 동일한 방법으로 재관입 시험을 통해 온도에 의한 변형율계의 변화를 간접적으로 평가 하였다. 조성된 시료는 순수한 점토층에 얇은 모래층이 교차된 지반이므로 관입시험 직후 시험공은 함몰되지 않은 상태로 공벽이 유지되었다. 재관입시험시 온도에 의한 전기저항식 변형율계의 변화는 그림 9(c)와 같다. 심도 50mm까지는 온도변화가 크지 않아 선단저항력의 변화도 미미하나 관입심도가 깊어지면서 온도차에 의 한 뚜렷한 선단저항력의 변화를 관찰할 수 있다. 시료의 온도는 심도 50mm까지 일정하나 그 이후부터 온도가 서서히 감소하여 최종 관입심도에서 1.45℃ 가량 낮은 것으로 나타났다(그림 9(d)). 앞서 점성토 지반의 재관 입시험 결과와는 달리 온도가 감소하면서 콘에 수축현 상이 발생하여 선단저항력이 745kPa 가량 증가된 것으 로 분석되었다. 즉, 지중의 온도가 초기값 설정온도보다 낮을 경우 원지반의 선단저항력은 온도의 영향으로 과 대평가되는 것으로 나타났다. 이는 지중의 온도감소 분



포와 선단저항력의 증가 양상이 대체로 일치한다는

Buteau 등(2005)의 현장시험결과와 일치한다.

간접적인 방법으로 온도 보상된 전기저항식 변형율 계의 선단저항력과 FBG센서의 선단저항력의 분포를 그림 10에 비교하여 도시하였다. 온도의 영향을 보상한 변형율계의 선단저항력은 FBG센서의 선단저항력과 매 우 유사한 양상을 보이고 있어 온도보상 여부가 획득된 선단저항력의 전체 분포양상에 큰 영향을 미치는 것으 로 나타났다. 특히, 상부 구간을 제외한 나머지 점성토 층 구간에서는 두 센서의 선단저항력이 거의 일치하는 결과를 보이고 있어 온도보상효과는 연약한 점성토에 서도 중요한 영향인자로 판단할 수 있다.

# 6. 결 론

본 연구에서는 온도의 변화가 콘 선단저항력에 미치 는 영향을 평가하기 위해 온도에 민감한 FBG센서를 이 용하여 콘 관입과 동시에 지중의 온도변화를 보상할 수 있는 광섬유 마이크로콘을 제작하였다. 실내시험을 통 해 검증된 선단저항력과 온도와의 관계는 다음과 같이 요약된다.

(1) 콘이 관입되는 동안 콘 주변의 지중 온도변화를 측 정하기 위해 직경 0.5mm의 초소형 FBG 온도센서 를 제작하였으며, 이를 이용하여 콘 관입과 동시에 온도의 영향을 보상할 수 있는 실시간 온도보상기 법을 제시하였다.

- (2) 전기저항식 변형율계와 FBG센서가 함께 부착된 직 경 7mm의 마이크로콘을 온도 조건이 다른 모래시 료에 관입한 결과, 전기저항식 변형율계는 온도가 증가함에 따라 콘 선단저항력이 감소하는 현상을 보였으나 실시간 온도보상 기법으로 보정된 FBG센 서는 온도조건과 무관하게 일정한 선단저항력 분포 를 나타내었다.
- (3) 대기보다 높은 온도를 가지도록 조성된 점토지반에 서의 선단저항력(전기저항식 변형율)은 열팽창에 의해 심도가 깊어짐에도 불구하고 선단저항력이 감 소하는 현상이 나타났으며, 낮은 온도로 조성된 다 층지반에서는 전기저항식 변형율계의 선단저항력 이 과대 평가되는 현상이 발생하였다. 그러나 재관 입시험으로 온도의 영향을 보정한 결과에서는 심도 에 따라 일정한 분포를 보여 온도의 증감에 의한 선 단저항력 변화를 확인할 수 있었다.
- (4) 점토와 모래가 혼재된 다층지반에 관입시험을 실시 한 결과, 강성이 큰 모래지반보다 연약한 점토층이 온도의 변화에 민감하게 반응하는 것으로 분석되어 연약한 점토지반에서는 온도의 변화가 전체 선단저 항력 분포에 큰 영향을 미칠 수 있는 것으로 분석되 었다.
- (5) 간접적인 방법으로 온도의 영향을 보정한 전기저항 식 변형율계의 선단저항력과 실시간으로 온도 보상 된 FBG센서의 결과가 지반의 종류에 관계에 없이 매우 유사한 분포를 보여 본 연구에서 제시한 FBG 온도센서를 이용한 실시간 온도보상기법은 매우 효 과적인 것으로 나타났다.

# 감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술 평가원에서 위탁 시행한 2006건설핵심기술연구개발사 업(과제번호:06건설핵심B05) 및 2008년도 정부(교육과 학기술부)의 재원으로 조성된 한국학술진흥재단(과제 번호:KRF-2008-313-D01067)의 지원으로 이루어졌으며, 이에 감사드립니다.

# 참 고 문 헌

- 김래현, 윤형구, 이우진, 이종섭 (2008), "콘 관입시험기의 온도 보상에 대한 실험연구", 2008 대한토목학회 정기학술대회, pp. 958-961.
- 이종섭, 신동현, 윤형구, 이우진 (2008), "초소형 마이크로콘 관 입시험기의 개발 및 적용", 한국지반공학회 논문집, 제24권, 2호, pp.77-86.
- Buteau, S., Fortier, R, and Allard, M. (2005), "Rate-controlled Cone Penetration Tests in Permafrost", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.42, pp.184-197.
- Gornall, W. and Amarel, T. (2003), *Applications and Techniques for Fiber Bragg Grating Sensor Measurements*, EXFO Bureligh Products Group Inc., NY.
- ISSMFE. (1989), "International Reference Test Procedure for Con Penetration Test (CPT)", Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils-TC16, with Reference to Test Procedures, Swedishi Geotechnical Institute, Linkoping Information, pp.6-16.
- Kanellopoulos, S. E., Handerek, V. A., and Rogers, A. J. (1995), "Simultaneous Strain and Temperature Sensing with Photogenerated In-fiber Gratings", *Optics Letters*, Vol.20, No.3, pp.333-335.
- Kersey, A. D., Davis, M. A., Patrick, H. J., LeBlanc, M, Koo, K. P., Askins, C. G., Putnam, M. A., and Friebele, J. (1997), "Fiber Grating Sensors", *Journal of Lightwave Technology*, Vol.15, No.8, pp.1442-1463.
- Kim, R., Lee, W., Yoon, H. K., and Lee, J. S. (2009), "Temperature compensated Cone Penetrometers by using Fiber Optical Sensors", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM (Submitted).
- Lee, W., Lee, W. J., Lee, S. B., and Salgado, R. (2004), "Measurement of Pile Load Transfer Using the Fiber Bragg Grating Sensor System", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.41, No.6, pp.1222-1232.
- Luune, T., Eidsmoen, T., Gillespie, D., and Howland, J. D. (1986), "Laboratory and field evaluation of cone penetrometers", *Proceedings* of the ASCE Specialty Conference In Situ '86: Use of In Situ Testes in Geotechnical Engineering, Blacksburg, pp.714-729.
- Post, M. L. and Nebbeling, H. (1995), "Uncertainties in Cone Penetration Testing", *Proceedings of the International Symposium* on Cone Penetration Testing, CPT '95, Linkoping, Sweden, Vol.2, pp.73-78.
- Swedish Geotechnical Society, 1992, Recommended Standard for Cone Penetration Tests, Report 1:93 E.
- Zhou, Z., Thomas, W. G., Luke, H., and Ou, J. (2003), "Techniques of Advanced FBG Sensors: Fabrication, Demodulation, Encapsulation and Their Application in the Structural Health Monitoring of Bridges", *Pacific Science Review*, Vol.5, No.1, pp.116-121.
- Zuidberg, H. M. (1988), "Piezocone Penetration Testing-Probe Development", *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Symposium on Penetration Testing*, ISOPT-1, Orlando, Specialty Session No.13, Balkema Pub., Rotterdam.

(접수일자 2009. 2. 20, 심사완료일 2009. 10. 12)
# PFC를 이용한 입자 형상에 따른 입자 파쇄 및 전단거동 전개

## Evolution of Particle Crushing and Shear Behavior with Respect to Particle Shape Using PFC

조	선	٥ŀ	Jo, Seon-Ah
조	계	춘	Cho, Gye-Chun
0]	석	원	Lee, Seok-Won

#### Abstract

In order to analyze the influence of particle shape on evolution of particle crushing and characteristic of shear behavior of granular soil, direct shear test was simulated by using DEM (Discrete Element Method). Six particle shapes were generated by clump and cluster model built in PFC (Particle Flow Code). The results of direct shear test for six particle shapes were compared and analyzed with those for circular particle shape. The results of numerical tests showed a good agreement with those of experimental tests, thus the appropriateness of numerical modelling set in this study was proved. As for particle shape, more angular and rougher particle induced larger internal friction angle and more particle crushing than relatively round and smooth particle. When particles were crushed, crushing was concentrated on the shear band adjacent to the shear plane. Finally, it can be concluded that the numerical models suggested in this study can be used extensively for other studies concerning the shear behavior of granular soil including soil crushing.

#### 요 지

조립재료의 입자 형상이 입자 파쇄 전개 및 전단 거동 특성에 미치는 영향을 분석하기 위하여, 개별요소법(DEM, discrete element method)을 이용하여 직접전단시험을 수치해석적으로 모델링하였다. PFC(Particle Flow Code)내의 clump 모델 및 cluster 모델을 이용하여 6가지 형상의 입자를 생성하여 이를 원형입자의 직접 전단거동과 비교·분석함 으로써 입자형상의 영향을 연구하였다. 연구결과, PFC에 의해 모델링된 직접 전단모델의 수치해석 결과는 실내 실험 결과와 잘 일치하였으며, 따라서 본 연구 결과의 타당성을 입증하였다. 입자 형상 관점에서 모나고 거친 입자의 내부마 찰각이 상대적으로 둥글고 매끄러운 입자에 비해 큰 값을 나타냈으며, 입자 파쇄 또한 많이 발생하는 것을 확인하였다. 이때 입자파쇄는 전단면근처에 집중되며 전단대를 형성하였다. 따라서 본 연구에서 제시한 수치해석 모델은 향후 입자 파쇄를 포함한 조립재료의 전단강도 특성 연구에 다양하게 적용될 수 있다고 판단된다.

Keywords : DEM, PFC, Particle crushing, Particle shape, Shear behavior

<sup>1</sup> 건국대학교 사회환경시스템공학과 석사 (Master, Civil and Environ. System Engrng., Konkuk Univ.)

<sup>2</sup> 정회원, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 부교수 (Members, Associate Prof., Civil and Environmental Engrng., KAIST)

<sup>3</sup> 정회원, 건국대학교 사회환경시스템공학과 부교수 (Members, Associate Prof., Civil and Environ. System Engrng., Konkuk Univ., swlee@konkuk.ac.kr, 교신저자)

<sup>\*</sup> 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 서 론

기초 지반이나 댐, 사면 등을 형성하는 입자 재료는 다양한 토목 구조물의 안정성에 영향을 미친다. 특히, 쇄석이나 모래와 같은 조립재료들은 외부로부터 작용 되는 하중에 의하여 입자가 파쇄 될 수 있다. 이러한 입 자의 파쇄는 전체 지반의 특성을 변화시키고 구조물의 불안정성을 유발할 수 있다. 같은 하중을 받는다 할지라 도 입자의 크기, 모양, 광물 성분, 분포상태, 상대밀도 등에 따라 입자 파쇄 정도가 다르게 나타난다. 또한, 외 부 하중 및 입자의 물리적·화학적 특성에 의하여 입자 파쇄가 점진적으로 전개된다. 입자파쇄가 쉽게 발생되 는 지반의 경우 큰 압축변형으로 인한 구조물의 안정성 문제가 야기되고 지반의 특성을 변화시켜 공학적 문제 를 일으킨다.

본 연구에서는 위와 같은 입자 파쇄 전개 및 이에 따른 전단강도 특성의 변화를 관찰하고자 개별요소법(DEM, Discrete Element Method)을 이용하였다. 불연속 요소를 도입하는 개별요소법은 입자의 고유특성인 맞물림 효 과, 간극률의 영향 등을 고려할 수 있으며, 해석 과정에 서 모델의 거동에 대해 시각적으로 잘 모사할 수 있다는 장점이 있다. 지금까지 지반 공학 분야에서 개별요소법 은 암반과 같이 균열이 존재하는 비연속체의 정적·동적 거동, 암반 발파와 같이 해석 모델의 블록단위 파괴 등 의 문제를 해석하는 방법으로 주로 발전해 왔으며, 이를 토대로 최근에는 암반 및 조립재료의 역학적 특성과 거 동 예측을 위한 연구가 꾸준히 증가하고 있다.

따라서 본 연구에서는 이러한 DEM 기법을 사용하여 상 용 해석프로그램으로 개발된 PFC<sup>2D</sup>(Particle Flow Code)를 이용하여 입자 형상에 따른 입자 파쇄의 전개 및 전단거 동의 변화를 연구하였다. 즉, PFC내의 clump 모델을 이 용하여 6가지 형상의 입자를 생성하여 직접전단 모델링 으로 전단거동을 각각 분석하고 이를 원형입자의 직접 전단거동과 비교·분석함으로써 입자형상의 영향을 연 구하였다. 또한 PFC내의 cluster 모델을 이용하여 입자 파쇄 모델링을 개발하고 이를 이용하여 6개 입자 형상 에 대하여 입자 파쇄가 고려된 직접전단거동을 각각 분 석하였다. 이 결과는 입자 파쇄가 고려되지 않는 모델과 비교·분석함으로써 입자 파쇄가 고려되지 않는 모델과 비교·분석함으로써 입자 파쇄가 전단거동에 미치는 영 향을 연구하였다. 이러한 수치해석이 신뢰성을 얻기 위 해서는 본 연구에서 수행한 해석 모델이 우선적으로 입 증되어야하므로, 유사한 조건을 실험적으로 직접전단시 험을 수행하고 또한 이를 수치해석으로 수행하여 비교· 분석함으로써 수치해석의 타당성을 입증하였다.

단, 본 연구는 특정 실내 전단실험 결과를 토대로 보 정과정(calibration procedure)을 통하여 미시변수(microparameter)를 결정함으로써 실내실험을 수치해석적으로 분석하고자 한 연구가 아님을 밝히고자 한다. 즉, 본 연 구의 주된 목적은 예비 실험 및 이의 수치해석 수행을 통하여 사용하고자 하는 수치해석 툴인 PFC 직접전단 모델에 대한 신뢰성을 확립하고, 이를 사용하여 본 연구 에서 정량화 한 다양한 입자 형상에 따른 상대적인 입자 파쇄의 전개 및 전단거동의 변화를 고찰하고자 하였다. 따라서 본 연구에서 사용한 모델링이 모든 조건의 직접 전단실험 모델링에 적용될 수 없음을 밝히고자 한다.

#### 2. 문헌 고찰

조립토의 수치해석 연구는 기존에 비교적 빈번하게 수행되어지고 있다. 특히, DEM을 이용한 직접전단모델 링은 2차원뿐만 아니라 3차원적으로도 진행되었으며 이를 통한 응력-변위거동이나 dilatancy에 대한 연구는 최근에 지속적으로 수행되는 주제이다(Hainbűchner et al., 2003; O'Sullivan et al., 2004; Lobo-Guerrero and Vallejo, 2005; Liu, 2006; Zhang and Thornton, 2007; 조 남각 등, 2008).

또한 조립토의 입자형상과 입자 파쇄를 고려한 전단 거동에 관한 연구 역시 실험적 방법뿐만 아니라 수치해 석적 방법을 통해서도 상당히 진전된 상태이다. 특히, 많은 연구자들이 DEM을 이용한 수치해석에서 입자의 기하학적 형상을 모사하기 위해 여러 개의 원형 입자들 을 일정한 강도로 결합시켜 하나의 입자 덩어리로 모델 링하는 방법을 채택하였다(Jensen et al., 2001; McDowell and Harireche, 2002; Cheng et al., 2003). 또한 DEM을 이용한 입자형상 및 입자파쇄에 대한 많은 연구에서 조 립재료의 전단거동을 규명하고자 전단시험을 모델링에 적용하였으며 이에 대한 결과들로 영향을 분석하였다.

Jensen et al.(1999)은 모난 입자(clustered particle)와 둥근 입자(non-clustered particle)에 대해 DEM 수치해석 을 수행하여 입자 형상이 전단 거동에 미치는 영향을 비교하였다. 이 연구에서 입자형상이 거칠수록 입자 맞 물림 현상이 많아져 높은 전단강도를 보임을 밝혔다. 또 한 입자 파쇄를 고려한 모델링을 통해 입자 파쇄로 인해 나타나는 뚜렷한 전단대를 규명하였다. 그러나 입자파

쇄에 의한 전단응력의 감소는 크지 않다고 밝혔다. Masson and Martinez(2001)는 2차원 DEM을 이용한 직접전단시 험을 모사하였다. 이들은 1,050개의 실린더형의 입자를 생성하여 조밀한 상태와 느슨한 상태에서 각각 해석을 수행하였고, 조립토에서 나타나는 전형적인 전단거동을 확인하였다. 또한 입자들의 변위와 회전(rotation)을 측 면도로 나타냄으로서 조밀한 상태에서 전단변형은 전 단 박스의 중간부분에서 집중적으로 발생하면서 최대 입경의 5~6배 정도의 전단대를 형성하는 것을 관찰하 였다. 반면, 느슨한 상태에서는 이러한 전단대가 확인되 지 않았으며 비교적 전 영역에서 고르게 변형 및 입자 회전이 발생한다고 밝혔다. Matsushima et al.(2003)은 실제 입자의 모난 형상을 3차원 DEM을 이용하여 모델 링하였고 직접전단모델을 적용하여 그 영향을 분석하 였다. 이때, LAT(Laser-Aided Tomography)기법을 이용 하여 실제 3차원 입자형상을 분석한 후 수치해석모델에 반영하였다. Lobo-Guerrero and Vallejo(2005)도 DEM 을 활용한 2차원 직접전단모델을 통해 입자파쇄를 모사 하였다. 이 연구에서 입자파쇄는 원형의 입자가 파괴기 준을 만족하면 3가지 다른 크기를 갖는 8개의 원형입자 로 전환 되면서 입자 파쇄를 모사하였다. 이 연구를 통 해 연구자는 입자 파쇄가 전단대(shear zone)에 집중된 다는 것을 밝혔다.

그러나 수치해석의 활발한 도입에도 불구하고 자연적 으로 존재하는 복잡한 입자형상을 수치해석적으로 모델 링하는 것은 쉽지 않으며 입자형상을 정량적으로 정의하 고 이를 통해 입자파쇄와의 관계를 정의하는 것은 여전히 어려운 과제이다. 이미 수행된 기존 연구결과들을 바탕으 로 본 연구에서는 실제 입자형상 재현의 한계에도 불구하 고 이에 대한 영향을 단편적으로나마 밝히고자 입자형상 을 6가지로 단순화하였으며 기존에 입자재료의 형상을 정의하는 변수(parameter) 중 2가지를 선정하여 본 연구에 서 가정한 6가지 입자형상을 정량화하였다. 기존의 연구 에서 부족했던 입자형상 및 입자 표면의 거칠기를 고려하 였으며 이를 정량화된 입자형상과 입자파쇄 그리고 전단 거동의 관계를 규명하고자 본 연구를 수행하였다.

## 3. 수치해석 모델링

#### 3.1 PFC(Particle Flow Code) 개요

Cundall and strack(1979)에 의해 정의된 개별요소법

을 기반으로 하는 PFC는 일반적으로 임의의 형태를 가 지는 입자의 집합체로 구성되는 대상 모델의 역학적 거 동을 모사하는데 이용되며 모델을 구성하는 입자들은 유한한 강성(stiffness)을 갖는 강성체로 가정되어 두 입 자 사이의 접촉점(contacts)을 통해서만 상호작용이 이 루어진다. 이 강성 입자들은 접촉점에서 어느 정도의 중 첩을 허용하며, 이 중첩량은 접촉력과 힘-변위 관계식에 의해 계산되는데 그 정도는 입자의 크기에 비해서 상대 적으로 미소한 양이다. 기본적으로 각 입자는 운동방정 식에 의해서 외력, 속도, 모멘트와 위치가 계산되고, 그로 인해 발생되는 입자들의 접촉에서 힘-변위 관계식을 적 용하여 접촉력으로 전환되는데 매 시간 단계(time-step) 에 따라 이 과정을 반복하게 된다. 이 때 해석의 안정성 과 정확성을 위해서는 충분히 작은 시간 증분을 필요로 한다. 이 계산 과정은 그림 1과 같이 나타낼 수 있다.

입자들은 상호간 접촉에서 전개되는 힘을 통하여 다 른 입자나 벽과 상호작용한다. 접촉은 반드시 두 개의 요소들(볼-볼 또는 볼-벽)과 관련되어 있으며, 하나의 점 에서 발생한다. PFC 내에서 접촉모델은 임의의 접촉에 서 일어나는 물리적인 거동을 의미하며, 요소들의 접촉 모델은 (i) 접촉-강성 모델(contact-stiffness model), (ii) 미끄러짐-분리 모델(slip-separation model), (iii) 결합 모 델(bonding model)로 구분된다.

입자 간 접촉에서는 결합을 허용하며 기본적으로 접 촉결합 모델과 병렬결합 모델을 지원한다. 접촉결합 모 델은 무한히 작은 점에 가까운 면상에 일정한 수직 및 전단 강성을 갖는 한 쌍의 탄성 스프링으로 표현된다. 반면, 병렬결합 모델은 두 볼 사이에서 시멘트와 같은 역할을 수행하며 결합된 입자에서 미끄러짐의 발생을 허용하고 힘과 모멘트 모두를 전달한다(Itasca Consulting Group, 2004).



그림 1. PFC 해석의 기본적인 계산 과정(Itasca, 2004)



#### 3.2 입자 형상 및 입자 파쇄 모델링

PFC는 기본적으로 원형 모양의 단일 입자 모델만을 지 원하고 또한 입자의 파쇄는 고려되지 않는다. 따라서 본 연구에서 구현하고자 하는 다양한 모양의 입자는 clump 개념을 이용하여 clump 모델을 적용하였다. Clump 모 델은 2개 이상의 원형 입자들을 서로 결합시켜 접촉점 의 파괴가 영구적으로 발생하지 않도록 함으로써 형상 을 갖는 다양한 입자가 전단거동 과정에서 자신의 모양 을 그대로 유지하는 모델이다. 본 연구에서 형성한 입 자 형상은 그림 2에 나타낸 바와 같이 각각 2, 3, 4, 6, 9개의 원형 입자들을 결합시켜 총 6개의 입자 형상을 구성하였다. 이때, (a)와 (d)는 직사각형, (b)와 (e)는 삼 각형, (c)와 (f)는 정사각형으로 간주할 수 있다. 하나의 입자형상을 형성하는 개개의 볼들은 단위두께를 갖는 원기둥으로써 볼들의 면적의 합은 모두 동일하게 적용 하였다. 또한 입자결합에 의해 발생하는 내부 간극은 전 체면적에 포함시켜 계산하게 된다. 따라서 입자 형상의 영향에 대하여 연구하기 위하여 원형 모양의 단일 입자 로 구성된 원형입자 모델(one ball model)과 몇 개의 원 형 입자의 결합으로 이루어지고 결합이 영구적으로 파 괴되지 않는 비파쇄입자 모델(clump model)을 구축하 였다.

입자 파쇄를 고려하기위하여 본 연구에서는 cluster 모델을 적용하였다. Cluster 모델은 2개 이상의 원형입 자를 유한한 결합강도에 의하여 접촉시킴으로써 결합 강도 이상의 외력이 작용할 경우 접촉이 분리되는 모델 (이하 파쇄입자 모델)을 의미한다. 즉 비파쇄입자 모델에 서 사용된 6가지 형상 입자(그림 2)의 접촉이 일정 하중이 작용하면 파괴되도록 설정하였다. 본 연구에서는 접촉에 서의 결합강도를 후술할 바와 같이 200kPa과 800kPa로 다르게 하여 각각 수치해석을 수행하였다. 이는 입자의 파쇄에 대한 입자간 결합의 영향을 확인하기 위한 것으 로 적절한 파쇄응력을 확인하고자 하는 시도로써 적용 되었다. 따라서 수치해석 모델을 입자의 형상 및 결합 상태에 따라 원형입자 모델, 비파쇄입자 모델 및 파쇄입 자 모델로 구분하여, 각각의 모델에 대해 직접전단시험 을 모델링한 수치해석을 수행하고 이에 대한 결과를 전 단거동 관점에서 분석하였다.

#### 3.3 직접전단 모델링

입자와 입자의 접촉면에서 전단에 따른 입자 파쇄에 대해 알아보기 위하여 직접전단 시험을 PFC<sup>2D</sup>를 이용 하여 모델링하였다. 이 때 모델에 사용된 직접전단박스 의 크기는 지름 6cm, 높이 약 2cm로 3차원상의 박스를 2차원의 직사각형 단면으로 모델링하였다. 그림 3은 직 접전단 모델의 개략도를 나타낸 것이다. 직접전단 모델 은 상부 박스와 하부 박스로 구분하여 모델링 하였다. 상부 박스는 EF, FG, GH, HI의 4개의 벽으로 구성되며 좌우 벽(HI, GF벽)은 고정되어 있다. HG벽은 상하로 이 동이 자유로우며 servo-controlled system에 의하여 수직 응력을 일정하게 유지시키는 역할을 한다. 반면, AB, BC, CD, JK의 4개의 벽으로 구성된 하부 박스를 일정한 속 도로 좌측에서 우측으로 이동시키면서 전단변위를 수 행하게 된다. 이 때, EF 벽과 JK 벽은 전단이 진행되면 서 발생하는 공간 즉, HJ 벽과 AB 벽 사이로 볼이 빠지 는 것을 방지하기위해 설치한 것이다. 전단박스를 이루 는 벽의 마찰계수는 '0'으로 설정하였으며 벽의 강성 (stiffness)은 볼들이 벽을 뚫고 나오는 것을 방지하기 위 해 볼의 강성보다 높은 1×10<sup>9</sup> Pa을 적용하였다.



그림 3. 직접전단 모델의 개략도

#### 3.4 수치해석 방법 및 범위

PFC 내에서 지원하는 입자는 원형으로써 2차원일 경 우, 단위 두께를 갖는 원기둥으로 3차원에서는 구로써 모델링 된다. 이 때, 생성된 입자들은 각각 물성이 부여 된다. PFC의 입자에 관한 입력변수로는 입자의 크기, 강성, 마찰계수, 입자간의 결합력 등이 있다. 모델링되 어지는 재료는 조립토로서 입자크기는 모두 균일한 값 을 적용하였고 이로부터 생성된 입자는 총 2,474개로 본 연구에서 수행되는 수치해석 모델에 모두 동일하게 적 용하였다. 입자 생성은 전단박스 범위에서 무작위 생성 원리를 이용하였으며 fish function을 이용하여 간극률 을 조정하였고 입자간 겹침이 발생하지 않도록 충분한 강성을 갖도록 설정하였다. 또한 입자간 발생하는 힘을 줄이기 위해 입자생성과정 중에는 입자간 마찰을 '0'으 로 설정하였고, 완전히 평형상태를 이룬 후에는 입자의 마찰계수 0.75를 적용하였다. 그 밖에 입력변수들은 보 정과정(calibration)을 통하여 적절한 값을 산정하였고, 최종적으로 얻은 입력 물성치는 표 1과 같다. 이때, 간극 률은 상대밀도를 기준으로 결정하였으며 간극률이 0.196 일 때는 느슨한 상태, 간극률이 0.16일 때는 조밀한 상 태로 간주하였다.

전술한 바와 같이 3가지 모델에 대하여 상대밀도, 입

Micro pr	operties	Value	
Density	$(kg/m^3)$	2,650	
Normal stif	1 X 10 <sup>8</sup>		
Shear stiff	ness ( <i>N/m</i> )	1 × 10 <sup>8</sup>	
Normal/shear	stiffness ratio	1	
Friction of	0.75		
Gravity	$(m/s^2)$	9.81	
R (.	<i>mm</i> )	0.72	
Initial p	porosity	0.160 or 0.196	
Ball number		2,474	
Parallal band	Normal ( <i>Pa</i> )	2 X 10 <sup>5</sup> or 8 X 10 <sup>5</sup>	
Parallel bond	Shear ( <i>Pa</i> )	2 X 10 <sup>5</sup> or 8 X 10 <sup>5</sup>	

#### 표 1. PFC<sup>2D</sup>내 입력 물성치

#### 표 2. 수치해석 범위

자형상, 결합강도, 수직응력 등을 변화시켜가며 직접전 단 모델의 수치해석을 수행하였다. 본 연구에서 수행한 모델별 수치해석 범위를 요약하면 표 2와 같다.

#### 4. 수치해석 모델의 타당성 검토

수치해석 모델을 이용하여 해석을 수행하기에 앞서 실내 실험과 PFC 수치해석 결과의 비교를 통하여 수치 해석 모델의 타당성을 검토하였다. 실내 실험을 위하여 사용된 직접전단 시험 장비는 그림 4(a)와 같으며 전단 박스는 직경 6cm의 원통형이고 전단속도는 1mm/분으 로 일정하게 유지하였다. 전단실험에 사용된 입자는 그 림 4(b)와 같이 글래스 비즈(glass beads)를 사용하였다. 글래스 비즈는 직경 1mm의 구형의 유리로써 비중은 2.52, 최소 및 최대건조단위중량은 각각 1.29와 1.71 t/m<sup>3</sup>으로 나타났다. 실험에 적용된 상대밀도는 75%로 수치해석 에도 동일하게 적용하였다.



(a) 직접전단 시험 장비



(b) 글래스 비즈(glass beads) 그림 4. 직접전단 시험의 개요

의형 이지미데	상대밀도 20%	%	각각 수직응력 50, 100, 200, 300 <i>kPa</i>
선정 법시노크	상대밀도 90%		각각 수직응력 50, 100, 200, 300 <i>kPa</i>
비파쇄 입자모델	입자 형상		각각 2ball, 3ball, 4ball, 6ball_R, 6ball_T, 9ball
고네 이지미에	결합강도 : 2×10 <sup>5</sup> <i>Pa</i>	이지청사	ZHZH Shall Shall Aball Ghall D Ghall T Oball
피게 갑자도걸	결합강도 : 8×10 <sup>5</sup> <i>Pa</i>	1~133	



(a) 실내 직접전단 실험







그림 5는 글래스 비즈를 이용한 직접전단 실험 및 수치 해석에 의해 얻어진 응력-변위 곡선이다. 실내 실험의 경 우, 그림 5(a)와 같이 수직응력을 49.1, 80.5, 94.2, 155.1kPa 로 증가시켰고, 그림 5(b)와 같이 수치해석 상의 직접전 단 모델에서는 수직응력을 50, 100, 150, 200kPa로 실내 실험과 유사한 수준으로 응력을 증가시켰다. 또한 상호 비교를 위하여 실험과 수치해석 결과를 그림 5(c)에 함께 표시하였다. 그림 5에서와 같이 실험적 결과와 수치해석 결과가 상당한 일치성을 보였으며, 최대전단응력 관점에 서도 매우 유사한 값을 보인 것을 확인할 수 있다.



그림 6은 실내실험과 수치해석에 대한 파괴포락선을 각각 나타내고 있다. 실내실험으로부터 얻어진 내부마 찰각은 33.0°이고, 수치해석에 의한 내부마찰각은 32.9° 로 나타났다. 즉, 0.1°의 차이를 보이며 매우 유사한 결과 를 나타냈다. 이러한 결과는 수치해석이 2차원 해석임에 도 불구하고 실내 실험과 매우 잘 일치함으로써 본 연구 에서 모델링되고 이용된 직접전단 모델과 이로부터 도 출된 해석 결과들의 타당성 및 적절한 보정(calibration) 을 통한 향후 이용 가능성을 확인하였다. 이러한 결과를 바탕으로 직접전단 모델을 이용하여 입자 형상 및 입자 파쇄에 대한 전단거동의 변화를 연구하였고 이에 대한 결과를 다음 절에 기술하였다.

## 5. 입자 형상 변화에 따른 전단거동 특성

입자 형상 변화에 따른 전단 거동 특성의 변화를 연 구하기위하여 원형입자 모델(one ball model)과 그림 2 와 같은 비파쇄입자 모델(clump model)을 이용하여, 표 2에서 보인 바와 같이 상대밀도, 입자형상, 수직응력을 변화시켜가며 직접전단 모델의 수치해석을 수행하였다.

#### 5.1 원형입자 모델의 전단거동 특성

그림 7은 원형입자 모델의 직접전단 모델링으로부터 얻어진 응력과 수평변위와의 관계를 나타낸 것이다. 상 대밀도가 20%일 때는 뚜렷한 최대 전단응력을 보이지 않고 증가하다가 일정한 값에 수렴하려는 경향을 보이 고 있다(그림 7(a)). 반면, 상대밀도 90%인 경우 일정 변 위에서 최대 전단응력을 보이고 전단변위가 증가함에 따라 어느 정도 전단응력의 감소가 있음을 확인할 수







있다(그림 7(b)). 단, 원형입자 모델의 경우는 수행한 전 단변위의 범위에서는 진정한 잔류강도를 얻을 수 없었 다. 따라서 현재 링전단을 수치해석으로 모사하고 진정 한 잔류강도를 얻을 수 있도록 수치해석을 수행 중에 있다. 응력-변위 곡선으로부터 최대 전단응력을 취하여 그림 8과 같이 파괴포락선을 도시하였다. 그림에서 보 이는 것과 같이 상대밀도 20%에 대한 내부마찰각은 18.7°로 상대밀도 90%일 때의 내부마찰각 27.8°보다 작 게 나타났다.

#### 5.2 비파쇄입자 모델의 전단거동 특성

비파쇄입자 모델(clump 모델)에서 clump를 구성하고 있는 입자들 사이의 접촉은 영구적으로 파괴되지 않는 다는 원리를 이용하여 그림 2와 같이 파쇄되지 않는 6가 지 모양의 입자형상을 구성하였고 이에 대하여 각각 직 접전단 모델을 적용하여 이로부터 얻어진 결과를 검토 하였다. 이 때, 시료의 상대밀도는 90%로 조밀한 상태 를 적용하였으며 수직응력을 50, 100, 300kPa로 증가시 키면서 해석을 수행하였다. 그림 9(a)는 수직응력이 50kPa 일 때의 응력-변위 곡선으로 2개 이상의 입자로 구성된 비파쇄입자 모델의 전단응력은 원형입자 모델의 전단 응력보다 매우 크게 나타났다. 따라서 입자 형상이 전단 거동의 변화에 매우 영향을 미침을 확인하였다. 한편, 비파쇄입자 모델들 간의 최대 전단응력을 비교해 본 결 과, 3ball이 가장 큰 값을 나타냈으며 9ball에서 가장 작은 값을 보였다. 그림 9(b), (c)는 수직응력을 각각 100kPa, 300kPa로 증가시켰을 때 6가지 입자 형상에 대한 전단 응력과 변위의 관계를 나타내고 있다. 수직응력 50kPa에 대한 결과와 유사한 경향을 보이며 수직응력이 증가할수 록 최대 전단응력이 증가하는 것을 확인할 수 있다. 비파 쇄입자 모델의 최대 전단응력은 3ball, 6ball\_T, 2ball, 6ball\_R, 4ball, 9ball 순으로 작게 나타났고 입자형상별 로 봤을 때 삼각형, 직사각형, 정사각형 순으로 최대 전 단응력이 작아지는 경향을 보였다. 이러한 결과로 미루 어보아 입자 형상에 따른 전단강도 차이는 입자의 모난 정도와 관련이 있을 것으로 판단되며 이에 대한 검토는 뒷부분에서 다루고자한다.

그림 10과 표 3은 비파쇄입자 모델의 파괴포락선과 내 부마찰각을 각각 나타내고 있다. 최대 전단응력과 마찬 가지로 내부마찰각도 3ball모델이 54.7°로 다른 모델에 비해 가장 큰 값을 보인 반면, 9ball모델이 46.5°로 최소



값을 나타냈다. 또한 입자형상을 삼각형(3ball, 6ball\_T), 직사각형(2ball, 6ball\_R), 정사각형(4all, 9ball)으로 구분 하였을 때, 삼각형이 가장 크고 직사각형, 정사각형 순 으로 작아졌다. 이 때, 같은 입자 형상을 갖는 2ball과 6ball\_R, 3ball과 6ball\_T, 4ball과 9ball을 상대적으로 비 교했을 때, 입자형상을 구성하는 볼의 수가 많은 모델 즉, 6ball\_R, 6ball\_T, 9ball이 2ball, 3ball, 4ball에 비해 상대적으로 작은 내부마찰각을 나타냈는데 이것은 입 자의 표면 거칠기 관점으로 해석될 수 있다. 즉, 입자형



그림 10. 비파쇄입자 모델의 파괴포락선

표 3. 비파쇄입자 모델의 내부마찰각

입자 형상	내부마찰각 (°)
2ball	50
3ball	54.7
4ball	46.9
6ball_R	49.1
6ball_T	52.6
9ball	46.5

상을 구성하는 볼의 수가 적으면 그만큼 입자표면은 굴 곡이 커지며 거칠어지게 된다. 이러한 굴곡은 입자들 간 의 맞물림 효과를 증대시키게 되고 전단에 대한 저항을 증가시킨다. 전술한 바와 같이 입자형상을 구성하는 볼 의 전체면적은 동일하기 때문에 입자형상을 구성하는 볼의 수가 증가하면 그만큼 볼의 크기도 작아지게 되며 따라서 입자형상의 표면은 입자구성 수가 적을 때보다 매끈해진다. 따라서 볼의 수가 적은 2ball, 3ball, 4ball 모 델보다 6ball\_R, 6ball\_T, 9ball 모델의 표면이 매끄러워 지면서 전단저항 또한 감소하는 것으로 해석할 수 있다.

### 6. 입자 형상 변화에 따른 입자 파쇄 전개 특성

실제 입자의 파쇄는 응력의 이방성, 입자의 물리적· 화학적 특성, 기하학적 형상 등 많은 내적·외적요인들 로 인해 다양하게 나타나기 때문에 정확한 파괴강도나 파괴 정도를 예측하기가 매우 어렵다. 본 연구에서는 이 러한 문제들을 단순화하여 신뢰할 만한 결과를 얻고자 PFC를 이용한 cluster 모델(파쇄입자 모델)을 도입하여 입자 파쇄에 대한 연구를 진행하였다.

파쇄입자 모델은 입자형상을 구성하는 입자 간에 일 정한 결합강도를 부여함으로써 형성된다. 따라서 입자 간 접촉에서 결합강도 이상의 외력이 작용하면 그 접촉



그림 11. 결합강도와 최대 전단응력의 관계

은 분리됨으로써 입자 파쇄를 모사하게 된다. 본 연구에 서는 결합강도를 모사하기 위해 PFC내 결합모델인 병 렬결합 모델을 이용하였다. 특히, 적절한 결합강도를 결 정하기 위하여 결합강도와 최대 전단응력과의 관계를 그림 11과 같이 얻었다. 이 때, 대표모델로써 2ball 모델 을 사용하였으며 수직응력과 상대밀도는 각각 100kPa, 90%로 일정하게 적용하였다. 최대 전단응력은 100kPa 에서 1,000kPa 사이 결합강도에서만 급격하게 증가하였 고 그 이하 또는 이상의 영역에서는 거의 일정한 값에 수렴하는 경향을 보였다. 이것은 결합강도가 100kPa이 하일 때 입자에 가해지는 외력에 의해 대부분의 접촉이 분리되면서 원형입자 모델과 비슷한 전단 거동을 보이 고, 반대로 결합강도가 1,000kPa을 넘어서면 가해지는 외력보다 결합강도가 상대적으로 커지면서 접촉은 많 이 분리 되지 않고 유지되어 비파쇄입자 모델과 비슷한 거동을 보이게 된다. 이러한 결과로부터 가장 민감한 영 역인 100kPa과 1,000kPa 사이에서 20%, 80%에 해당하 는 200kPa과 800kPa의 결합강도를 선택하였고 이에 대 해 수치해석을 수행하였다.

두 개의 결합강도 조건을 적용하여 그림 2에 제시되 어 있는 6개의 입자 모양에 대하여 수직응력 100kPa, 상 대밀도 90%에서 해석을 수행하였다. 그림 12(a)는 결합 강도 200kPa을 적용하였을 때의 응력-변위 곡선으로써 최대 전단응력이 20~60kPa범위에 포함되었으며 이는 원형입자 모델의 최대 전단응력 값인 55kPa과 비교했을 때 거의 같거나 작은 것으로 나타났다. 최대 전단응력이 원형입자 모델보다 작게 나온 것은 입자 형상을 이루는 개개의 입자들이 분리되면서 시료를 구성하는 입자의 크기가 원형입자 모델의 입자 크기보다 작아지고 또한 입도분포가 좋와지기 때문인 것으로 판단된다. 결합강 도를 800kPa로 증가시켜 얻은 그림 12(b)를 보면, 결합



강도가 증가하면 전단응력도 증가함을 알 수 있다. 비파 쇄입자 모델과 비교하여 보면, 최대 전단응력이 동일하 게 뚜렷하게 나타나는 것을 확인할 수 있으나, 파쇄입자 모델은 입자 파쇄의 영향으로 인해 곡선이 좀 더 완만하 게 꺾어지는 형태로 나타났으며 전단응력이 상대적으 로 감소함을 알 수 있다.

해석결과 결합강도가 200kPa인 경우 대부분 모델에 서 입자파쇄가 많이 발생하고 입자 형상별 파쇄 정도를 시각적으로 구분하는 것이 어렵다고 판단하여 최종적 으로 결합강도를 800kPa로 적용하여 파쇄입자 모델의 해석을 수행하였다. 이렇게 선정된 파쇄입자 모델에 대 해 각 수직응력 수준에서 전단과정 중 발생되는 입자파 쇄 수준 및 경향을 해석하였고, 그림 13은 입자형상모델 6ball\_T에 대하여 수직응력에 따른 입자 파쇄 수준 및 경향을 나타내고 있다. 입자들은 (a)와 같이 구성되어 있으며 입자파쇄를 더 또렷하게 확인하고자 (b), (c), (d) 와 같이 나타내었다. 수직응력이 50kPa 일 때는 입자 파 쇄가 특정 부분에 국한되어 발생하지 않고 전 영역에



을 보였다. 즉, 입자의 파쇄로 인해 최대 전단응력이 비 파쇄입자 모델의 최대 전단응력보다 감소하였다. 수직 응력이 작은 경우, 전단변위가 가해지면서 입자간 접촉 이 깨지지 않고 따라서 서로 타고 넘는 현상(dilation)이 발생하면서 전단영역(shear zone)에서는 간극비가 증가 하는 현상을 관찰할 수 있었다. 반면, 수직응력이 증가 하면 입자간 타고 넘는 현상이 수직응력에 의해 제한되 고 따라서 전단영역에서의 간극비가 더 이상 증가하지 않게 되었다. 이는 그림 13에서도 확인할 수 있었다. 결



대해 다소 적게 발생하나, 수직응력이 증가하면서 입자 파쇄가 점차 확대되는 것을 볼 수 있다. 특히, 수직응력 이 증가할수록 입자 파쇄가 주로 전단면이나 측벽에서 발생하면서 전단대(shear band)를 형성하는 것을 확인할 수 있다. 이러한 현상은 조립재에 대한 직접전단시험에 대한 기존 연구에서도 나타난 결과임을 알 수 있다. 입 자형상 관점에서 봤을 때, 삼각형, 직사각형, 정사각형 순으로 입자 파쇄 정도가 컸으며 같은 형상이라도 입자 구성수가 적을수록 많은 입자 파쇄가 발생하였다.

파쇄입자 모델의 입자 형상별 응력-변위 곡선은 그림 14와 같다. 파쇄입자 모델은 비파쇄입자 모델과는 달리 수직응력이 증가할수록 곡선이 완만한 형상을 띄었고 수직응력에 대한 최대 전단응력의 비도 감소하는 경향 국, 높은 수준의 수직응력에서는 조밀한 상태의 조립토 시료가 느슨한 상태의 거동 양상을 보인다는 기존의 연 구결과를 수치해석적으로 증명할 수 있었다.

그림 15는 파쇄입자 모델로부터 얻은 파괴포락선이 다. 기존 연구결과에 의하면 입자의 파쇄가 발생할 경우 포락선이 비선형적으로 변한다고 밝혀져 있다(Bolton, 1986; Feda, 2002). 본 연구결과 입자 파쇄를 허용하는 파쇄입자 모델이 비파쇄입자 모델과는 달리 파괴포락 선이 비선형적으로 나타났으며 내부마찰각이 상당히 감소하면서 기존 결과들에 부합하였다. 파괴포락선이 비선형적으로 나타나는 것은 입자 파쇄로 인한 전단저 항의 상대적 감소 및 수직응력의 증가에 따른 입자 파쇄 및 재배열의 가속화에 의한 것으로 이는 다이레이션의 감소도 유발한다. 결국 비파쇄입자 모델보다 파쇄입자 모델이 실제 입자파쇄가 발생하는 조립토의 거동을 좀 더 유사하게 표현하는 것으로 나타났다. 표 4는 파쇄입 자 모델의 파괴포락선을 직선화하여 도출된 입자 형상 별 내부마찰각이다. 파쇄입자 모델 역시 대체로 삼각형





#### 표 4. 파쇄입자 모델의 내부마찰각

입자 형상	내부마찰각 (°)
2ball	38.3
3ball	42.6
4ball	36.5
6ball_R	34.4
6ball_T	39.2
9ball	31.9

표 5. Circularity와 convexity에 의한 입자 형상의 정량화

모델의 내부마찰각이 크게 나타났고, 직사각형, 정사각 형 순으로 작아지는 것을 확인하였다.

### 7. 입자 형상과 전단강도와의 관계

입자 형상과 전단강도와의 관계를 연구하기 위해서는 우선적으로 입자 형상을 정량화할 필요가 있다. 기존 연 구에 따르면 입자형상을 sphericity, roundness, smoothness 등의 요소를 이용하여 입자형상을 정의하고 정량적으 로 평가하였다(Wadell, 1932; Krumbein, 1941; Power, 1953; Krumbein and Sloss, 1963; Barrett, 1980). 본 연구 에서도 이와 유사한 개념을 갖는 circularity와 convexity 라는 매개변수를 도입하여 입자 형상을 0~1범위에 있 는 값으로 표현하였다. 이때 circularity는 식 (1)과 같이 표현할 수 있고, convexity는 식 (2)와 같이 표현된다. Circularity와 convexity는 값이 작을수록 입자가 뾰족하 고 불규칙적인 형상을 이루고 있음을 의미한다.

$$Circularity = \frac{\pi D}{Perimeter} \tag{1}$$

Convexity

= 실제입자의 넓이 입자의 모서리를 연결하여 만들어진 면의 넓이 (2)

표 5는 그림 2에서 보인 입자 형상에 대한 circularity 와 convexity 값을 보여주고 있다. Circularity는 주로 입 자 형상에 관한 지표로서 삼각형 모양이 0.777로 가장 작은 값을 나타냈고 직사각형, 정사각형이 각각 0.836과 0.886인 것으로 나타났다. Convexity는 주로 입자 표면 의 거칠기에 대한 지표로서 삼각형의 경우 입자구성수 가 더 적은 3ball이 6ball\_T보다 작은 convexity를 나타 냈고, 직사각형과 정사각형 역시 입자구성수가 적은 2ball과 4ball이 6ball\_R과 9ball보다 작은 convexity를 보이는 것으로 나타났다. 따라서 입자형상 면에서 삼각 형이 가장 불규칙적이고 모난 형상을 가졌다고 할 수 있으며 정사각형이 가장 원형에 가까운 모양임을 확인 할 수 있다.

그림 16은 삼각형, 직사각형, 정사각형을 대표하는

	삼각형		직사각형		정사각형	
	3ball	6ball_R	3ball	6ball_T	4ball	9ball
Circularity	0.777		0.836		0.8	386
Convexity	0.881	0.883	0.880	0.889	0.887	0.902



그림 17. Convexity와 내부마찰각의 관계

0.89

Convexity

0.895

0.9

0.905

0.885

3ball, 2ball, 4ball에 대한 내부마찰각과 circularity의 관 계를 나타낸 것이다. 입자 파쇄에 관계없이 circularity가 커질수록 즉, 입자가 원형에 가까워질수록 내부마찰각 이 작아지는 것을 확인할 수 있다. 즉, 삼각형 모양의 모델이 가장 큰 내부마찰각을 나타냈고 직사각형, 정사 각형 순으로 작은 값을 보였다. 그림 17은 입자 형상별 convexity와 내부마찰각의 관계를 나타낸 것이다. Convexity 는 같은 입자 형상에 대해 입자 구성수가 많을수록 즉, 입 자 표면 거칠기가 작을수록 큰 값을 나타냈으며, 내부마찰 각은 작게 나타났다. 결과적으로 circularity와 convexity가 가장 작은 삼각형이 가장 모나고 표면이 매끄럽지 않다 는 것을 확인하였고 직사각형, 정사각형 순으로 나타났 다. 또한, circularity와 convexity는 내부마찰각과 반비례 적인 관계를 보였으며 이것은 기존의 연구결과와 잘 일 치함을 확인하였다(Lee and Farhoomand, 1967; Hagerty et al., 1993; Lade et al., 1996).

## 8. 결 론

20

0.875

0.88

본 연구에서는 입자 형상이 조립재료의 전단강도 특 성 및 입자 파쇄 전개에 미치는 영향에 대하여 DEM 기 법을 이용하여 수치해석을 수행하였다. 직접전단 실험 을 PFC로 모델링하여 전단거동을 연구함으로써 기존에 밝혀졌던 지반공학적 연구 결과들을 재확인하였으며 새로운 연구에 대한 기반을 마련하였다. 본 연구에서 도 출한 주요 결론은 다음과 같다.

- (1) 본 연구에서 구축한 수치해석 모델의 타당성을 검 토하기위하여 글래스 비즈를 이용한 실내 직접전단 실험과 수치해석 모델을 비교하였다. 그 결과, 실내 실험으로부터 얻어진 내부마찰각은 33.0°이고, 수치 해석의 경우 32.9°로 실험결과와 수치해석 결과가 매우 유사함을 확인하였고 따라서 수치해석 모델링 의 타당성을 검증하였다.
- (2) 입자 형상 변화에 따른 전단거동 특성을 분석하기 위하여 원형입자 모델과 비파쇄입자 모델을 구축하 고 이를 사용하여 수행한 수치해석 결과를 비교·분 석하였다. 다양한 입자 형상을 모사한 비파쇄입자 모델의 직접전단 결과가 원형입자 모델에 비해 큰 내부마찰각을 나타냈으며, 그 정도는 입자 형상의 모난 정도 및 입자 표면의 거칠기에 따라서 정량적 으로 변화하였다. 이는 기존의 연구결과와 잘 부합 하는 것으로, 따라서 향후 본 연구에서 사용한 비파 쇄입자 모델을 이용하여 다양한 입자 모양 변화를 모델링할 수 있음을 제시하였다.
- (3) 입자 형상 변화에 따른 입자파쇄 전개 특성을 분석 하기위하여 적절하게 산정된 결합강도를 적용하여 파쇄입자 모델을 구축하고 이의 수치해석 결과를 비파쇄입자 모델과 비교·분석하였다. 입자 파쇄 수 준 및 경향을 조사한 결과, 수직응력이 증가하면서 입자 파쇄가 점차 확대되었고 주로 전단면이나 측 벽에서 발생하면서 전단대를 형성하는 것을 확인할 수 있다.
- (4) 입자 파쇄 진행에 따른 전단거동을 조사한 결과, 수 직응력이 작은 경우 전단변위가 가해지면서 입자 파쇄보다는 다이레이션 현상이 발생하면서 전단영 역에서는 간극비가 증가하는 현상을 보였다. 반면, 수직응력이 증가하면 다이레이션 현상이 제한되고 따라서 전단영역에서의 간극비가 더 이상 증가하지 않게 되었다. 결국, 높은 수준의 수직응력에서는 조 밀한 상태의 조립토 시료가 느슨한 상태의 거동 양 상을 보인다는 기존의 연구결과를 수치해석적으로 증명할 수 있었다. 따라서 본 연구에서 사용한 파쇄

입자 모델을 이용하여 다양한 입자 파쇄 변화를 모 델링할 수 있음을 제시하였다.

(5) 입자 형상을 circularity와 convexity로 정량화하여 입 자 형상과 전단강도와의 관계를 조사한 결과, 입자 파쇄에 관계없이 circularity가 커질수록 즉, 입자가 원형에 가까워질수록 내부마찰각이 작아지는 것을 확인할 수 있었으며, convexity가 커질수록 즉, 입자 표면 거칠기가 작을수록 내부마찰각이 작아지는 것 을 확인할 수 있었다. 따라서 입자 형상과 전단강도 와의 관계 역시 기존의 연구 결과와 잘 부합하는 것 으로 이는 본 연구에서 제시한 모델링을 향후 입자 파쇄를 포함한 조립토의 전단거동 연구에 적용할 수 있는 기초를 제공하였다고 판단된다.

#### 감사의 글

이 논문은 2007년도 정부(교육과학기술부)의 재원 으로 한국학술진흥재단의 지원을 받아 수행된 연구임 (KRF-2007-331-D00475).

### 참 고 문 헌

- 조남각, 유충식, 이대영 (2008), "개별요소법을 이용한 쇄석재료 의 직접전단시험 모델링", *한국지반공학회논문집*, Vol.24, No.1, pp.15-23.
- Barret, P. J. (1980), "The shape of rock particles, a critical review", Sedimentology, Vol.27, pp.291-303.
- Bolton, M. D. (1986), "The strength and dilatancy of sands", Géotechnique, Vol.36, No.1, pp.65-78.
- Cheng, Y. P., Nakata, Y. and Bolton, M. D. (2003), "Discrete element simulation of crushable soil", *Géotechnique*, 53(7), pp.633-641.
- Cundall, P. A. and Strack, O. D. L. (1979), "A discrete numerical model for granular assemblies", *Géotechnique*, Vol.29, No.1, pp.47-65.
- Feda, J. (2002), "Notes on the effect of grain crushing on the granular soil behavior", *Engineering Geology*, Vol.63, pp.93-98.
- Hagerty, M. M., Hite, D. R., Ulrich, C. R. and Hagerty, D. J. (1993), "One dimensional high pressure compression of granular media", *J. Geotech. Eng.*, Vol.119, No.1, pp.1-18.
- Hainbüchner, E., Ptthoff, S., Konietzky, H. and te Kamp, L. (2003), "Particle based modeling of shear box tests and stability problems for shallow foundations in sand", Numerical Modeling

in Micromechanics via Particle Methods, Lisse, pp.151-156.

- 9. Itasca Consulting Group, Inc. (2004), "Particle Flow Code in 2dimensions, Ver. 3.10, User's manual", Minneapolis, Itasca.
- Jensen, R. P., Bosscher, P.J., Plesha, M. E. and Edil, T.B. (1999), "DEM simulation of granular media-structure interface: effects of surface roughness and particle shape", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechnics*, Vol.23, pp. 531-547.
- Jensen, R. P., Plesha, M. E., Edil, T. B., Bosscher, P. J. and Kahla, N. B. (2001), "DEM simulation of particle damage in granular media—structure interfaces", *Int. J. Geomech.*, 1(1), pp.21-40.
- Krumbein, W. C. (1941), "Measurement and geological significance of shape and roundness of sedimentary particle", *J. Sediment. Petrol.*, Vol.11, No.2, pp.64-72.
- Kumbein, W. C. and Sloss, L. L. (1963), Stratigraphy and sedimentation, 2nd Ed., Freeman and Company, San Francisco.
- Lade, P. V., Yamamuro, J. A. and Bopp, P. A. (1996), "Significance of particle crushing in granular materials", *J. Geotech. Eng.*, Vol.122, No.4, pp.309-316.
- Lee, K. L. fand Farhoomand, I. (1967), "Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression", *Can. Geotech. J.*, Vol.4, No.1, pp.68-86.
- Liu, S. H. (2006), "Simulating a direct shear box test by DEM", Canadian Geotechnical Journal, Vol.43, pp.155-168.
- Lobo-Guerrero, S. and Vallejo, L. E. (2005), "Discrete element method evaluation of granular crushing under direct shear test conditions", J. Geotech. and Geoenvir. Eng., Vol.131, pp.1295-1300.
- Masson, S. and Martinez, J. (2001), "Micromechanical analysis of the shear behaviour of a granular material", *ASCE J. Eng. Mech.*, Vol.127, No.10, pp.1007-1016.
- Matsushima, T., Saomoto, H., Matsumoto, M., Toda, K. and Yamada, Y. (2003), "Discrete element simulaton of an assembly of irregularly-shaped grains: Quantitative comparison with experiments", *16th ASCE Eng. Mech. Conference*, Univ. of Washington, Seattle, 16-18 July 2003.
- McDowell, G. R. and Harireche, O. (2002), "Discrete element modelling of yielding and normal compression of sand", *Geotechnique*, 52(4), pp.299-304.
- O'Sullivan, C., Cui, L. and Bray, J. D. (2004), "Three-dimensional discrete element simulations of direct shear tests", *Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods*, London, pp. 373-382.
- Power, M. C. (1953), "A new roundness scale for sedimentary particles", J. Sediment. Petrol., Vol.23, No.2, pp.117-119.
- Wadell, H. (1932), "Volume, Shape, and roundness of rock particle", J. Geol., Vol.40, No.3, pp.443-451.
- Zhang, L. and Thornton, C. (2007), "A numerical examination of the direct shear test", *Géotechnique*, Vol.57, No.4, pp.343-354.

(접수일자 2009. 2. 24, 심사완료일 2009. 10. 9)

# 불포화 풍화계열 사면의 안정성에 미치는 상재응력의 영향

## Effects of Overburden Stress on Stability in Unsaturated Weathered Soil Slopes

박 성 완' Park, Seong-Wan 박 재 영<sup>2</sup> Park, Jai-Young

#### Abstract

It has been well known that the infiltration of rainfall causes major surfacial slope failures in Korea. However, the hydrological and mechanical behaviors in unsaturated slopes are somewhat complex. When an analysis on unsaturated slope problems is performed, soil-water characteristics curves (SWCC) are considered as major parameters to apply. Since the weathered soil slopes are layered and stressed by overburden pressures, the response of SWCCs should account for its overburden pressure. To deal with this situation, in this study, laboratory testings were conducted to evaluate the SWCC under various overburden stress. In addition, the unsaturated shear strength was estimated using SWCC. Then the performance of unsaturated weathered soil slopes was evaluated under various conditions after applying the effect of overburden pressure on SWCCs. The results demonstrated that the effect of overburden pressure on SWCC could be substantial and the proper application to analysis is very important to enhance the prediction of slope stability.

#### 요 지

강우침투에 의한 사면의 표층파괴는 국내에서도 잘 알려져 있고 이러한 불포화 사면에서의 수리학적/역학적 거동은 매우 복잡하다. 불포화사면에 대한 해석 수행 시, 함수특성곡선은 매우 중요한 지반정수로 활용되고 있는데 풍화사면 의 경우 층으로 구성되어 있고 상재하중을 받고 있어 함수특성곡선의 적용시 적절한 상재하중의 효과에 대한 고려가 필요하다. 이러한 상황을 반영하기 위하여 본 연구에서는 풍화토를 대상으로 다양한 조건의 상재하중하에서 함수특성 곡선을 획득하였으며 이를 통하여 불포화전단강도를 추정하였다. 또한 상재하중의 영향을 고려하여 불포화풍화사면 에 대한 안정성을 평가하였다. 해석 결과 상재하중에 대한 효과는 매우 중요하며 적절한 해석에서의 적용은 사면안정 성 예측은 항상 시킬 수 있다고 판단된다.

Keywords : Overburden pressure, Slope stability, Soil-water characteristic curve, Unsaturated soil

#### 1. 서 론

국내의 경우 대부분의 사면파괴 사례는 얕은 깊이에 서의 파괴로 이는 강우의 침투에 기인하는 것으로 확인 되며 불포화토 개념에 의해 분석된 사례가 증가하고 있 다. 하지만 현재까지 불포화거동을 예측하는데 있어 중 요한 물성으로 이용되고 있는 불포화 함수특성곡선은 실내시험 시 상재하중을 고려할 수 없었으며 이를 무시

<sup>1</sup> 정회원, 단국대학교 토목환경공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil & Env. Engrg., Dankook Univ., spark@dankook.ac.kr, 교신저자)

<sup>2</sup> 정회원, 단국대학교 토목환경공학과 공학석사 (Member, Master of Engrg., Dept. of Civil & Env. Engrg., Dankook Univ.)

<sup>\*</sup> 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

한 채 해석에 적용시켜 왔다. 최근 연구결과에 의해 응 력의 변화가 함수특성곡선에 영향을 주는 것으로 밝혀 짐에 따라 기존의 응력변화를 고려하지 않은 함수특성 곡선의 적용은 불포화 사면의 침투와 파괴현상을 합리 적으로 반영하지 하지 못할 것으로 예상된다.

따라서 현장사면의 불포화함수특성은 상재하중에 의 해 깊이별로 다른 응력상태에 있기 때문에 서로 다른 함수특성곡선으로 존재하며 이를 해석에 적용하는 것 이 불포화 사면의 거동의 예측에 있어서 더욱 합당 것이 다. 그러므로 본 연구에서는 상재하중에 따른 함수특성 곡선의 변화와 불포화특성에 미치는 영향을 파악하였 으며 해석에 이를 적용하여 기존의 해석방법과 비교분 석 하였다.

#### 2. 이론적 배경

#### 2.1 불포화 함수특성곡선

불포화 지반의 함수특성곡선(SWCC, Soil-Water Characteristic Curve)은 일반적으로 축전환기법(Axis Translation Techniques)을 이용하여 각 흡수력에 대한 함수비를 측 정할 수 있으며 연속적인 관계를 추정하기 위해 본 논문 에서는 식 (1)과 (2)과 같은 Fredlund와 Xing(1994)의 3 계수 비선형 제안식을 활용하였다. 여기서 ψ은 흡수력,  $\theta$ 는 체적함수비이며,  $C(\psi)$ 는 보정계수이다. a, n, m, e곡선계수로서 a는 공기 함입치(Air Entry Value; AEV), n은 함수특성곡선의 기울기, m은 잔류함수비(residual water content)와 관계한다. 공기 함입치는 포화상태와 불포화상태의 경계의 흡수력을 말하며 공기 함입치를 초과할 때까지 흙 속의 간극 밖으로 물이 유출되지 않음 을 의미한다. 또한, 같은 시료임에도 불구하고 건조과 정, 습윤과정과 같이 시험방법을 달리 할 경우 함수특성 곡선의 경로에 차이를 보는데 이런 현상을 이력현상이 라고 한다.

$$\theta = C(\psi)\theta_s \left[\frac{1}{\ln[e + (\psi/a)^n)}\right]^m \tag{1}$$

$$C(\psi) = \left[1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln(1 + 10^6/\psi_r)}\right]$$
(2)

Fredlund와 Raharjo(1993)는 이론적으로 응력의 변화 가 함수특성곡선에 영향을 줄 수 있다고 하였다. 이후 Vanapalli(1999), Ng and Pang(2000a, 2000b), Ho et al. (2006), Hoyos et al.(2006)등의 실험적인 연구들이 진행 되어 응력의존적인 함수특성곡선을 제안하였으며, 국내 에서도 등방조건 구속압의 증가에 대한 연구(성상규 등, 2003)가 수행되었다. 그 결과 전체적으로 응력이 증가 할수록 함수특성곡선의 기울기는 완만해지며 공기함입 치은 점차 증가함을 보였다.

#### 2.2 불포화 투수계수

불포화 투수계수는 포화투수계수에 비해 그 값이 매 우 작고 실험 중 불포화 상태에서의 포화도를 일정하게 유지하기가 매우 어려우며 실험치를 얻기 위해 필요한 비용과 시간이 비효율적이어서 매번 실험을 수행하는 것은 한계가 있다. 따라서 본 연구에서는 Fredlund & Xing(1994)에 의한 함수특성곡선과 불포화 투수계수에 관한 지배 방정식을 이용하였고 그 식은 (3)과 같다.

$$K_{r} = \Theta^{q}(\psi) \frac{\int_{\ln(\psi)}^{b} \frac{\theta(e^{y}) - \theta(\psi)}{e^{y}} \theta'(e^{y}) dy}{\int_{\ln(\psi_{aev})}^{b} \frac{\theta(e^{y}) - \theta_{s}}{e^{y}} \theta'(e^{y}) dy}$$
(3)

여기서, K<sub>r</sub> = 포화 투수계수에 대한 불포화 투수계  
수에 대한 비(K<sub>r</sub> = K<sub>w</sub>/K<sub>s</sub>)  
K<sub>s</sub> = 실험에 의한 포화 투수계수  
K<sub>w</sub> = 불포화 투수계수  
$$\Theta^q(\psi)$$
 = 보정계수(보통  $\Theta^q(\psi)$ =1)  
b = ln(10<sup>6</sup>)  
 $\theta'$  = 불포화 체적함수비(θ)를 모관흡수력  
(ψ)에 대해 미분한 값  
y = 모관흡수력(ψ)을 대수(logarithm)로 나  
타낸 변수

$$\theta_s$$
 = 포화 체적함수비

$$\psi_{aev}$$
 = 공기함입치(Air entry value)

#### 2.3 불포화 전단강도

#### 2.3.1 불포화전단강도 추정식

불포화전단강도를 결정하는 방법으로 독립상태변수를 이용한 접근방법이 있으며 Fredlund & Morgnstern(1977) 은 순연직응력 $(\sigma_n - u_a)$ 과 모관흡수력 $(u_a - u_w)$ 을 서로



그림 4. 옥천, 조치원 시료에 대한 불포화전단강도의 추정

독립적인 상태변수로 사용하여 불포화토에 적용할 수 있는 전단강도 식 (4)를 제안하였다.

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \tag{4}$$

여기서, 불포화토의 전단강도는 유효점착력 c', 유효마 찰각  $\phi'$ , 파괴면의 순연직응력 $(\sigma_n - u_a)$ 에 대한 마찰력 과 모관흡수력 $(u_a - u_w)$ 에 의한 겉보기 마찰각,  $\phi^b$ 으로 구성되어 있다. 식 (4)는 suction이 증가해도 내부마찰각 은 변화하지 않고, suction의 증가에 의한 겉보기 점착력 의 증가로 선형적인 전단강도의 증가를 의미한다. 하지 만, *φ* 를 결정하는데 시간소모가 많은 실내시험이 불가 피하며, 또한 이후 연구결과 겉보기 내부마찰각  $\phi^{b}$ 는 흡 수력에서 따라 비선형적 거동을 보임에 따라 실무에 적 용이 다소 어려운 상황이다. 따라서 Vanapalli et al.(1996) 은 식 (5)를 통해 함수특성곡선과 포화시의 전단강도로 불포화 전단강도를 간단히 예측할 수 있으며 흡수력의 증가에 따른 전단강도의 비선형적인 증가를 고려할 수 있는 모델을 제안하였다. 여기서,  $\theta_s$ 는 포화체적함수비,  $\theta_r$ 는 잔류체적함수비를 말하며,  $\theta_w$ 는 각 흡수력에서의 체적함수비이다.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) [(\tan \phi')(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r})] \quad (5)$$

#### 2.3.2 불포화전단강도 추정식의 적용성

일반적으로 많이 활용되는 Vanapalli 등(1996)이 제안 한 불포화전단강도 추정 식 (5)는 비용과 시간소모가 많 은 불포화 삼축압축시험을 피하고 간단히 함수특성곡 선과 포화시의 전단강도로 불포화 전단강도를 간단히 예측할 수 있는 모델이다. 따라서 본 논문에서는 함수특



그림 5. 흡수력과 전단강도의 관계(Kim et al. 2007)

성곡선과 포화강도정수를 통하여 해석에 적용될 불포 화전단강도를 추정하기 위해 Vanapalli가 제안한 식을 이용하여 적용성을 판단하였다.

그림 4의 (a)와 (b)는 풍화토에 대한 불포화 삼축압축 시험 결과(이성진 등 2002, 2005)를 이후 수행된 동일한 시료에 대한 함수특성곡선을 이용하여 Vanapalli의 추 정식과 비교한 그림이다. 그 결과 O-C1시료를 제외한 다른 시료는 낮은 흡수력범위에서 시험결과 값에 대해 어느 정도 예측이 가능한 것으로 나타나며, 전체적으로 150kPa 이하의 낮은 흡수력 범위에서는 시험결과보다 낮게 예측되어지기 때문에 안전측의 해석이 가능 할 것 으로 사료된다.

또한 그림 5는 본 연구에 이용된 편마풍화토 시료를 이용하여 불포화 일면직접전단시험을 실시하여 획득된 전단강도 값과 Vanapalli et al.(1996)의 추정식 이용해 비교한 그림이다(Kim et al. 2007). 그 결과 높은 흡수력 범위에서 강도시험을 통한 결과 값이 예측 값으로부터 벗어나는 경향을 보이며 추정식을 통한 예측 값이 시험 결과 값에 비해 과다 예측을 하는 것으로 나타났다. 현 재까지 진행된 불포화토의 전단거동의 특성에 대한 연 구는 삼축압축시험을 중심으로 진행되어져 왔기 때문 에 직접전단 시험을 통한 결과에서는 종래의 추정식의 적용이 부적절한 가능성이 보이는 것으로 추측된다.

또한 식 (5)는 흡수력의 증가에 따라 비선형적인 전단 강도의 증가를 표현하지만 단지 함수특성곡선의 잔류 상태와 포화상태의 체적함수비에 의존하여 추정되는 값이다. 따라서 보다 정확한 전단강도의 추정을 위해서 는 신뢰성이 있는 함수특성곡선의 획득이 중요하다고 할 수 있다. 최근까지 대부분의 실내의 함수특성곡선시 험은 시험장치의 한계로 현장상태를 반영하는 구속응 력을 시료에 적용하지 않고 획득이 되어왔다. 그러므로 식 (5)에 의해 신뢰도가 높은 불포화전단강도를 평가하 기 위해서는 상재하중 상태에서 획득된 함수특성곡선 이 적용되어져야 할 것이다(박재영 2008).

## 3. 실내시험 및 분석

#### 3.1 함수특성곡선

본 연구에 이용된 SWCC 장치는 압력판 시험의 일종 으로 일반적인 원리는 같지만, 하중재하장치로부터 수 직응력의 재하가 가능하여 가압된 공기압과 배출된 간 극수의 에너지 평형을 확인하여 K₀의 응력 상태에서 함 수특성곡선을 측정할 수 있다. 수직 상재하중에 대한 효





표 1. 풍화토의 기본물성

과를 살펴보기 위하여 수직하중을 0kPa, 25kPa, 50kPa, 그리고 75kPa로 동일하게 제작된 시료에 가하였다.

> 대상 시료는 10번체(2.0mm)를 통과한 것으로, 건조 단위중량을 16.7kN/m<sup>3</sup>, 함수비를 10%로 시료를 제작하 고 준비된 시료는 포화 시 부피팽창을 최대로 억제시킨 후 각 하중단계에 해당하는 응력을 시료에 가한상태에 서 약 24시간 포화 후 장치에 거치하였다. 이후 풍화토 의 잔류흡수력구간을 고려하여 최대 400kPa까지 제어 하며 각 흡수력에 대한 함수비를 측정하였다.

> 그림 1과 2는 풍화토에 대하여 수직응력을 각각 0kPa 에서 75kPa까지 가한 상태에서 획득한 흡수력에 따른 체적함수비를 나타내며, 이를 모델식 (1)과 (2)에 적용 하여 추정한 함수특성곡선이다. 맞춤화한 Fredlund and Xing(1994) 모델식의 비선형 매개변수들은 표 2와 3과 같다. 모든 추정 함수특성식들의 결정계수가 0.99 이상 으로 적합성이 좋은 것으로 나타났다.

> 그 결과 공기함입치는 증가하고 전이영역의 기울기 는 감소하여 완만해지는 경향을 보였다. 또한 건조과정 의 곡선과 습윤과정의 곡선사이의 면적의 크기는 이력 의 크기정도를 나타내며 이는 상재하중이 증가함에 따 라서 이력이 감소함을 보이고 있다.

#### 3.2 불포화 투수계수

포화투수계수는 또한 상재하중의 영향에 의해 그



그림 2. 화강풍화토 함수특성곡선(건조-습윤곡선)

구분	USCS	Gs	$\gamma_{d.{ m max}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Cu	Cg	LL(%)	PL(%)	Passing No. 200 sieve(%)
편마풍화토	SP-SM	2.676	16.75	8.46	0.96	_	N.P	3.7
화강풍화토	SW	2.657	18.95	11.30	1.54	_	N.P	2.6

#### 표 2. 편마풍화토의 SWCC Parameter(Fredlund & Xing)

	$\sigma'_v$ (kPa)	а	n	m	AEV	$R^2$
	0	9.17	1.46	0.48	5.1	0.998
건조	25	11.32	1.16	0.54	6.1	0.998
과정	50	13.11	1.00	0.60	6.9	0.999
	75	18.88	0.91	0.69	7.8	0.996
	0	6.16	1.49	0.40	4.0	0.997
습윤 과정	25	7.67	1.34	0.41	4.9	0.999
	50	7.80	1.25	0.43	5.2	0.997
	75	9.91	1.18	0.46	5.9	0.999

#### 표 3. 화강풍화토의 SWCC Parameter(Fredlund & Xing)

	$\sigma'_v$ (kPa)	а	n	m	AEV	$R^2$
	0	6.52	2.34	0.88	3.3	0.999
건조	25	7.39	2.13	0.91	4.1	0.999
과정	50	9.21	1.94	0.96	5.0	0.999
	75	10.09	1.95	0.97	5.4	0.995
	0	3.74	1.39	0.95	2.2	0.998
습윤 과정	25	5.14	1.35	1.03	2.9	0.998
	50	6.35	1.02	1.34	3.1	0.991
	75	10.65	0.82	1.63	3.3	0.993

#### 표 4. 풍화토의 포화투수계수(K<sub>s</sub>, cm/sec)

그 브	상 재 하 중(kPa)					
」 で 	0	25	50	75		
편마풍화토 k <sub>s</sub> (cm/sec)	1.78×10 <sup>-4</sup>	1.52×10 <sup>-4</sup>	$1.37 \times 10^{-4}$	1.31×10 <sup>-4</sup>		
화강풍화토 k <sub>s</sub> (cm/sec)	2.94×10 <sup>-3</sup>	2.85×10 <sup>-3</sup>	$2.69 \times 10^{-3}$	2.60×10 <sup>-3</sup>		





값을 달리하기 때문에 합리적인 해석을 위해 Rowe Cell 시험장치를 이용하였으며, 시료 제작시 건조단위중량은 16.7kN/m<sup>3</sup>, 초기 함수비는 10%로 앞의 다른 실험 조건 과 같다. 단계적으로 상재하중을 증가시켜 수직방향의 포화투수시험을 수행한 결과는 표 4와 같다. 이 결과를 바탕으로 풍화토의 상재하중단계에 따른 함수특성곡선 결과를 식 (3)에 적용하여 그림 3과 같이 불포화투수계 수를 추정하였다.

그 결과 풍화시료의 투수계수는 상재하중의 증가에 따라 전체 흡수력 구간에서 상대적으로 더 낮은 불포화 투수계수 값을 갖는 경향을 보였다. 화강풍화토의 경우 흡수력이 작은 구간에서는 상재하중에 의해 투수계수 가 작아짐을 보이나 흡수력이 큰 구간에서 상재하중의 증가에 따라 불포화투수계수가 증가함을 보이는데 이 는 상재하중에 의한 간극크기의 감소가 오히려 포화도

#### 표 5. 풍화토의 포화강도정수

200

구 분	편마풍화토	화강풍화토	
점착력 $c_{cu}{}^{\prime}$ (kPa)	4.86	0	
내부마찰각 $\phi_{cu}{}'(^{\circ})$	34.75	41.95	



#### 3.3 불포화 전단강도

동일 조건으로 제작된 두 대상 시료의 포화상태 압밀 비배수 삼축압축시험의 결과는 표 5와 같으며, 이 결과 와 각 시료의 상재하중에 대한 함수특성곡선을 이용하 여 Vanapalli의 추정식에 적용한 결과를 그림 6에 나타 내었다.

편마풍화토와 화강풍화토의 건조과정과 습윤과정 모 두 흡수력의 증가에 따라 전단강도의 비선형적인 증가 가 확인이 되었다. 대체적으로 세립분의 함량이 큰 편마 풍화토에서 흡수력에 따른 전단강도가 크게 증가하였 으며 또한, 동일흡수력에서 상대적으로 낮은 함수비를 갖는 습윤과정의 경우 더 큰 증가가 보임을 확인할 수 있었다. 확장된 Mohr-Coulomb의 이론의 경우 흡수력에 따라 전단강도가 비선형적으로 증가하나 연직응력은 흡 수력과 관계없이 전단강도만을 관계하기 때문에 연직 응력의 증가에 대한 흡수력에 의한 전단강도의 증가량 은 항상 일정한 값을 갖는다. 그러나 추정결과에서 연직



200

그림 6. 불포화 전단강도 추정 결과

응력에 따라 일정한 전단강도의 변화와 다르게 약간의 차이를 확인할 수 있었으며 이는 연직응력이 흡수력에 영향을 주는 것으로 판단된다.

#### 4. 사면의 안정해석

#### 4.1 해석 조건

본 연구에서는 상재하중이 불포화 사면의 안정성에 미치는 영향을 평가하기 위해 유한요소해석 프로그램 인 SEEP/W와 SLOPE/W를 연동하여 침투해석을 선행 한 후 안정해석을 수행하였다. 실내시험을 통하여 획득 된 풍화토의 함수특성곡선과 불포화투수계수를 1:1.5의 사면경사와 단위중량 16.7kN/m<sup>2</sup>을 갖는 단순사면에 적 용하였다. 지하수위는 강우시 침투거동에 영향을 최대 한 배제하기 위해 사면하부에서 지하 9m 밑에 존재하는 것으로 가정하였다.

각 층의 깊이는 자중에 의해 흙 요소가 받는 상재하 중(0kPa, 25kPa, 50kPa, 75kPa)을 고려하여 구분하였다. 상재하중이 불포화 사면의 안정성에 미치는 영향 정도 를 분석하기 위해 기존의 해석방법과 비교하였다. 기존 의 해석방법은 모든 층에 동일하게 상재하중이 고려되지 않은 함수특성곡선과 불포화투수계수를 적용한 경우이 며, 상재하중의 영향을 고려한 해석방식은 0kPa, 25kPa, 50kPa, 75kPa 일때의 4개의 함수특성곡선과 불포화투 수계수를 해당하는 깊이에 적용하였다. 하지만  $\phi^{b}$ 값의 적용은 그 정도는 무시할 정도로 미미하였기 때문에 본 안정해석에서는 상재하중에 대한  $\phi^{b}$ 값의 변화를 고려 하지 않고 편마풍화토의 건조과정은 31.0°, 습윤과정 30.1°로 일정하게 하였으며, 화강풍화토의 경우 건조, 습운과정 각각 29.5°, 26.0°로 하였다.

또한, 포화대 해석에 적용되는 강우강도는 지표면에 투수계수보다 클 경우 침투되지 못하고 유출이되는 것 을 고려하여, 편마풍화토의 각각 상재하중 0kPa 일때의 포화투수계수와 동일한 값을 적용하여 강우지속시간동 안 일정하게 유지되도록 하였고 신길호와 박성완(2006) 의 연구에서 참고하여 초기흡수력은 10kPa으로 가정하 였다.

#### 4.2 강우지속시간 따른 사면내의 간극수압의 분포

침투해석결과 강우침투에 의한 사면표면으로부터의 포화는 중력방향으로 작용하는 양(+)의 간극수압을 발 생시키며 포화대의 발생위치까지의 중량을 증가시켜 사면의 안정성을 감소시키는 역할을 한다. 따라서 본 절 에서는 강우지속시간에 따라 깊이별로 간극수압의 크 기를 파악하였다.

두 대상 풍화토의 건조과정과 습윤과정의 불포화특 성을 적용하였을 경우 상재하중 고려에 대한 간극수압 분포의 변화를 그림 8과 9에 나타내었다. 그 결과 두 과 정에서 모두 상재하중을 고려한 해석에서 기존의 상재 하중을 고려하지 않는 해석 방법에 비해 사면 표층에서 확연하게 간극수압이 증가하였음을 알 수 있다. 이는 포 화상태의 투수계수에서 원인을 찾을 수 있는데, 즉 상재 하중에 의해 지반은 깊이에 따라 포화투수계수가 감소 를 하며 강우에 의해 포화된 간극수는 얕은 깊이에서 정체함을 보이는 것으로 파악된다.



그림 7. 대상사면의 유한요소망





4.3 사면의 안정성 평가

편마풍화토에 대하여 상재하중을 고려하지 않는 단 일의 함수특성을 이용한 해석방법과 상재하중의 영향 을 고려한 해석의 안정성을 비교한 결과는 그림 10과 11에 나타내었다. 편마풍화토의 건조과정과 습윤과정 을 통한 안정해석의 경우 강우지속시간의 전체 범위에 서 상재하중을 고려한 해석의 경우가 고려하지 않는 기 존의 해석에 비해 안전율이 작게 산정되었다. 이러한 이 유로는 침투해석에서의 간극수압의 분포에서 그 원인 을 찾을 수 있는데, 즉 상재하중이 증가에 따라 포화투 수계수가 감소하여 사면에 하중으로 작용하는 포화대 상부의 양의 간극수압이 크게 증가함에 있다. 화강풍화 토의 경우에 대해 침투해석을 바탕으로 안전율을 분석



그림 9. 화강풍화사면의 깊이별 간극수압의 분포

한 결과 상재하중을 고려한 해석과 고려하지 않은 해석 모두 강우지속시간에 따라 거의 비슷한 결과를 나타내 었다. 이러한 안전율의 거동의 원인은 화강풍화토의 포 화투수계수의 값과 동일한 값인 105mm/hr의 매우 큰 강 우강도가 적용이 되어 단시간에 파괴가 발생하였고 파 괴전까지의 간극수압의 분포가 모든 Case에 대하여 동 일하였기 때문이다.

#### 5. 결 론

본 논문의 내용을 종합하면 다음과 같다.

(1) 대상 풍화토는 상재하중이 증가함에 따라 함수특성
 곡선의 공기함입치(AEV)의 증가와 흡수력전이구간
 에서의 기울기는 감소를 볼 수 있었으며 이력의 크



그림 10. 편마풍화사면의 지속시간에 따른 안전율의변화



그림 11. 화강풍화사면의 지속시간에 따른 안전율의변화

기는 감소함을 보였다.

- (2) 불포화 투수계수는 상재하중의 증가에 따라 전체 흡수력 구간에서 상대적으로 더 낮은 불포화 투수 계수 값을 갖는 경향을 보였다. 화강풍화토의 경우 흡수력이 큰 구간에서 상재하중의 증가에 따라 불 포화투수계수가 증가함을 보이는데 이는 상재하중 에 의한 간극크기의 감소가 오히려 포화도를 증가 시키는 것으로 추정된다.
- (3) Vanapaill(1996)의 추정식은 낮은 흡수력 범위에서 는 예측에 절대값의 차이가 있으나 안전측의 해석 으로 적용이 가능할 것으로 판단된다. 또한 상재하 중이 불포화전단강도에 미치는 영향은 미미하지만 상재하중으로 인한 흡수력의 변화가 전단강도에 영 향을 미침을 확인하였다.
- (4) 상재하중을 고려한 해석은 투수계수의 감소로 인하 여 전체적으로 사면표면근처에서 양의 간극수압이 발생되었기 때문에 상재하중을 고려하지 않은 해석 보다 안전율이 작게 산정되었다.

감사의 글

이 연구는 2008학년도 단국대학교 대학연구비의 지 원으로 연구되었음. 연구비 지원에 감사드립니다.

## 참 고 문 헌

- 박재영 (2008), "상재하중이 불포화풍화토의 함수특성곡선 및 사 면의 안정성에 미치는 영향", 석사학위논문, 단국대학교.
- 성상규, 이인모 (2003), "화강풍화잔적토의 불포화전단강도에 미 치는 순연직응력의 영향", 한국지반공학회 논문집, 제19권, 2호, pp.27-38.
- 신길호, 박성완 (2006), "풍화계열 사면의 불포화 함수특성곡선 이력이 강우 침투에 미치는 영향", 한국지반공학회논문집, 제22 권 제7호, pp.55-64.
- 이성진, 이승래, 장범수 (2002), "화강풍화토의 불포화전단강도 특성에 관한 연구", 대한토목학회논문집, 제22권, pp.81-88.
- 이성진, 이혜지, 이승래 (2005), "화강풍화토에 대항 함수특성곡선 추정방법에 대한 연구", 한국지반공학회논문집, 제21권, pp.15-27.
- Fredlund, D. G. and Morgenstern, N. R. (1977), "Stress State Variables for Unsaturated Soils", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103(GT5), pp.447-446.

- Fredlund, D. G. and Rahardjo, H. (1993), Soil Mechanics for Unsaturated Soils, John Wiley & Sons Ltd.
- Fredlund, D. G. and Xing, A. (1994), "Equations for the Soil-Water CharacteristicCurve", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.31, No.4, pp.521-532.
- Ho, K. M. Y., Ng, C. W. W., Ho, K. K. S. and Tang, W. H. (2006), "State-dependent Soil-Water Characteristic Curves of Weathered Soils", ASCE, GSP No.147, pp.1302-1313.
- Hoyos, L. R., Takkabutr, P. and Puppala, A. J. (2006), "A Modified Pressure Plate Device for SWCC Testing Under Anisotropic Stress States", ASCE, GSP, No.147, pp.1753-1763.
- Kim, B., Park, S. W., Okamoto, H., Kato, S., Shibuya, S., and Chae, J. (2007), "Effect of Suction on Shear Strength in Box Shear Test", Proceedings of the Annual Conference on Japanese Geotechnical Society.

- Ng, C. W. W. and Pang, Y. W. (2000a), "Experimental Investigation of the Soil-water Characteristics of a Volcanic Soil", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.37, No.6, pp.1252-1264.
- Ng, C. W. W. and Pang, Y. W. (2000b), "Influence of Stress State on Soil-water Characteristics and Slope Stability", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.126, No.2, pp.157-166.
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E. and Clifton, A. W. (1996), "Model for the Prediction of Shear Strength with respect to Soil Suction", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.33, pp.379-392.
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G. and Pufahl, D. E. (1999), "The Influence of Soil Structure and Stress History on the Soil-water Characteristics of a Compacted Till", *Géotechnique*, Vol.49, No.2, pp.143-159.

(접수일자 2009. 6. 17, 심사완료일 2009. 10. 7)

# RMR을 이용한 풍화암 터널의 천단침하량 예측 평가

## Application for Prediction of Crown Settlements Using RMR in Weathering Rock Tunnels

김 영 수' Kim, Young-Su 김 대 만<sup>2</sup> Kim, Dae-Man

#### Abstract

Statistical analysis was performed using a series of data on RMR, RMR\* and crown settlements collected from sites of weathering rock tunnels in Korea. The crown settlements were predicted by recurrence analysis, exponential function, and artificial neural network (ANN) using collected in-situ data. The result of the prediction fitted well compared to the measured settlement in the order of ANN, exponential function, and recurrence analysis. The range of crown settlement predicted by recurrence analysis widely scattered and promised larger settlement than the measured. Also in all method, the predicted value by RMR well matched compared to the measured settlement predicted by RMR\*.

#### 요 지

국내 풍화암 터널현장에서 수집한 RMR 평점, RMR\* 평점 그리고 천단침하량의 자료를 이용하여 통계적 분석을 실시하였으며, 분석된 자료를 이용하여 회귀분석, 지수함수, 그리고 인공신경망(ANN)으로 천단침하량을 예측하였다. 예측 결과, ANN, 지수함수에 의한 근사함수, 그리고 회귀분석의 천단침하량 예측 순으로 실측치에 근접하였다. 회귀 분석으로 추정된 천단침하량의 범위는 매우 넓게 분포하였으며, 계측치에 비하여 과대한 침하량을 예측하였다. 또한 모든 방법에서 RMR 평점을 사용한 예측이 RMR\* 평점을 사용하여 예측한 결과보다 계측 침하량에 더 가까운 예측을 하였다.

Keywords : Artificial neural network, Crown settlement of tunnel, Exponential function, Recurrence analysis, RMR

## 1. 서 론

시공 중 암반터널의 변형거동은 암반의 비균질성, 비 등방성, 현장조사 및 시험의 한계성, 그리고 모델링 및 이론의 단순성 등으로 인해 설계단계에서 수치해석기 법으로 예측된 암반의 변형거동은 실제와 차이를 보이 는 경우가 많다. 따라서 시공단계의 터널현장에서 계 측을 실시하여 안정성을 판단해야하며, 굴착에 따른 천 단변위와 내공변위 계측은 시공 중 터널의 안정성을 검 토하기 위한 중요한 자료이다. 현재 Sakurai(1982)가 제 시한 한계변형률에 의한 안정성 평가는 다양한 지반에 서 적용가능하며, 천단변위만으로도 간단히 터널의 안 정성을 평가할 수 있다. 또한 국내에서도 박시현(2008) 은 국내 터널 현장의 계측자료의 천단변위결과로부터

<sup>1</sup> 정회원, 경북대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Kyungpook National Univ.)

<sup>2</sup> 정회원, 경북대학교 토목공학과 연구원 (Member, Researcher, Dept. of Civil Engrg., KNU, ksmans11@hanmail.net, 교신저자)

<sup>\*</sup> 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

굴착단계별로 한계변형률 도표를 이용한 안정성 평가 를 실시하여 터널 시공 및 지보재의 지보효과를 확인하 였다.

막장의 최종 천단침하량을 예측하기 위한 초기자료로 서 침하계측 이외에 RMR 분류법이 있다. 터널 설계시 사용되는 암반분류에는 여러 가지 암반분류법이 있으나 RMR 분류법이 세계적으로 가장 보편화된 분류법이다. RMR 분류법의 평가항목인 암석강도(R1), RQD(R2), 불 연속면의 간격(R3), 불연속면의 상태(R4), 그리고 지하 수 상태(R5)와 불연속면의 방향성 보정(R6)을 통하여 산정된 RMR 평점은 지보패턴을 결정하기 위하여 널리 사용되고 있다. RMR 분류법은 설계단계에서 적용할 때 는 조사항목이 세부적이지 않아 많은 문제점을 가지나 굴착 중인 막장면에 대해서 평가할 때는 가장 간단하게 터널의 안정성을 판단할 수 있다.

본 논문에서는 시공 중 터널의 안정성 관리기준으로 사용되는 천단침하의 예측을 위하여 국내 터널현장의 천단침하 계측결과와 RMR 분류법에 대한 자료를 수집 하였다. 연암과 경암 지반의 경우 천단침하의 발생량이 적을 뿐만 아니라 안정평가 자체가 불필요한 경우가 많 아 본 연구의 대상 터널은 풍화가 많이 진행된 상태의 천단침하 발생이 큰 현장의 자료을 선택하여 수집하였 다. 수집된 RMR 자료는 회귀분석, 근사함수의 통계적 방법, 그리고 인공신경망을 이용하여 천단침하량을 예 측한 후 현장의 계측결과와 비교하여 RMR 평점에 의한 천단침하량 예측의 타당성을 검토하였다.

#### 2. 연구대상 터널의 현황

연구대상 터널의 경우 경상북도에서 시공중인 병 렬터널로서 연장 4,345m이고, 굴착직경이 12.175m인 터널로 기계굴착을 이용한 상하반 분할굴착공법으로 시공하였다. 그림 1에 본 터널의 표준 단면도를 나타 내었다.



그림 1. 터널의 표준 단면도



그림 2. 터널 종단노선도

그림 2의 터널 종단노선도에서 지질단면을 살펴보 면, 하위로부터 백악기 경상누층군 하양층군에 속하 는 암회색 셰일 및 실트암과 이들을 관입하고 있는 제 3기의 불국사화강암류(각섬석-흑운모 화강섬록암, 흑 운모화강암), 제3기의 염기성 및 산성의 응회암과 암 맥 그리고 유문암으로 구성되며 상기의 유문암을 제 외한 모든 암석을 마이오신 말에 생성된 미고결 퇴적 암(역암층)이 피복하고 있다. 최상위 지층은 제4기층 들로서 비교적 고결된 하부층과 이를 덮고 있는 상부 층으로 구분된다.

계측을 실시한 단면은 시점부와 종점부에 해당하 며, 시점부는 흑운모화강암지대로서 들립질의 반상구 조를 보이는 화강암으로서 풍화가 많이 진행되었고, 또한 윤문상조직의 유문암이 소규모로 발달되어 있 다. 종점부는 하양층군 퇴적암류에 해당하는 흑색셰 일지대로 주로 암회색 셰일이 많이 분포하고 실트암 과 호온펠스도 발견되며, 종점부 역시 많은 풍화가 진 행되어있었다.

#### 3. 자료의 분석

#### 3.1 통계분석

RMR 평가항목, RMR 평점, 그리고 천단침하의 126 개 자료에 대한 통계분석을 실시한 결과를 표 1에 나타 내었다. RMR 평가항목별로 자료의 분포를 사전에 확인 하는 것은 통계분석의 방향을 결정할 때 매우 중요하므 로 수집된 자료를 통계적으로 분석하기 위하여 RMR평 가항목과 천단침하량에 대하여 빈도분석을 실시하였다. RMR 분류 시 터널단면을 3등분하여 평가를 실시한 후

표 1.	통계	분석	결과
------	----	----	----

그 평균값을 이용하여 막장의 RMR 평점을 채점하였으 나, 본 연구에서는 천단침하와의 관련성을 확인하고자 터널단면 중 천단부의 RMR 평점을 사용하여 분석하였 다. 분석한 단면은 상행선 시점부 43단면과 종점부 19단 면, 하행선 시점부 45단면과 종점부 19단면의 총 126개 단면이다. 또한 RMR\* 평점에 대해서도 정리하였는데, RMR\* 평점은 RMR 평점 중 R5와 R6을 제외한 값으로 서 김교원(1993)은 RMR 평점보다 RMR\* 평점이 지반 의 점착력과 내부 마찰각, 포아슨 비 등 지반의 강도와 변형에 더 큰 관련이 있다고 하였다.

자료의 분석에 있어서 먼저 수집한 자료의 특성을 파 악하기 위해 도수분포표를 작성하여 분포현황을 알아 보았다. 그림 3에 RMR 분류법의 5가지 평가항목에 대 한 빈도분포를 나타내었다. 일축압축강도(R1)는 대부분 의 값이 0~4에 분포하고 평균은 2.6, 그리고 RQD(R2), 불연속면 상태(R3)의 평균값은 4.24, 6.25로서 대상터널 의 암반등급이 낮게 평가되어 풍화가 많이 진행되어 있 음을 확인할 수 있다.

그림 4는 RMR과 RMR\* 평점에 대한 도수분포표로 RMR 평점은 5~55의 범위로 평균 21.37이었고, RMR\* 평점은 8~52의 범위에 평균 20.23이었다. RMR 평점 에 비하여 RMR\* 평점의 도수분포가 전반적으로 분산 이 크게 나타났다. 본 연구 대상 터널은 상반계측과 하반계측을 실시하였으며, 선행침하는 계측되지 않았 다. 터널 천단침하량이 큰 경우에는 상·하반 침하를 동 시에 측정하여 침하분포를 파악하여야 하므로 상반굴 착에 의한 상반침하량과 전체 굴착 후의 천단침하량 으로 나누어 나타내었다. 그림 5에 상반굴착시 천단침 하량(상반침하량)과 전체 굴착 후의 총 천단침하량에 대한 도수분포표를 나타내었다. 상반침하량은 3.3~

자료항목 분석결과	R1	R2	R3	R4	R5	R6	RMR	RMR*	상반 침하량 (mm)	천단 침하량 (mm)
평균	2.60	4.24	6.25	7.14	7.24	-6.10	21.37	20.23	17.83	26.34
중위수	2	3	5	8	7	-5	21	20	12.6	18.8
최빈값	4	3	5	0	7	-5	16	8	9.2	9.5
표준편차	2.29	2.44	1.72	5.39	2.34	3.42	9.82	10.30	14.71	20.68
분산	5.27	5.96	2.97	29.10	5.46	11.71	96.52	106.07	216.35	427.78
왜도	0.44	2.18	1.45	-0.03	0.40	-0.54	0.60	0.38	2.34	2.12
첨도	-0.72	5.83	3.63	-1.20	2.22	-0.17	0.28	-0.68	8.07	5.36
최소값	0	3	5	0	1	-12	5	8	3.3	6
최대값	8	17	15	20	15	0	55	52	99.6	126.3



#### 그림 5. 터널의 천단침하량의 빈도분석

99.6mm의 범위로 평균 17.83mm이었고, 천단침하량 은 6.0~126.3mm의 범위로 평균 26.34mm로 나타났 다. 대상 터널의 시점부는 화강암 지대에 해당하며, 풍 화가 많이 진행되었고 토피가 얇아 침하가 많이 발생 하였다.

#### 3.2 상관분석

본 연구에서는 RMR 평가항목에 대하여 변수들 간의 관련성을 분석하기 위하여 상관분석을 실시하였다. 상 관분석은 두 변수들 간의 상관관계를 분석하여 연속 두 변수의 선형상관관계를 나타내는 통계적 기법으로 두 변수간의 관련성에 대한 의문을 해결하기 위해서 또는 두 변수의 상호관계 유무를 분석하기 위해서 실시한다. RMR 평가항목, RMR 및 RMR\* 평점과 천단침하의 상 관성을 확인하기 위하여 SPSS(Statistical Package for the Social Sciences) 프로그램을 사용하여 상관분석을 수행하여 표 2에 분석결과를 나타내었다. RMR 평가항 목 중 R1과 R4가 평가항목 중 침하량과 가장 큰 상관이 있는 것으로 나타났다. 그리고 RMR 평점이 RMR\* 평 점보다 침하량에 더 큰 상관성이 있는 것으로 나타나 기존의 연구(김교원, 1993)와 상이하게 나타났는데, 이 는 회귀분석특성상 인자가 많을수록 상관관계가 높아 졌다고 판단할 수 있으며, 이에 대한 원인은 대상터널의 암반이 풍화가 많이 진행되었기 때문에 R5와 R6 항목

표 2. 상관분석 결과

이 침하에 영향을 미쳤다고 판단할 수 있다. 또한 그림 6에 RMR과 RMR\* 평점을 상반침하량과의 산포도를 각각 나타내었는데, 산포도로부터 지수함수로된 회귀식 을 제시하였다. 전반적으로 RMR과 RMR\* 평점의 증가 에 따라 상반침하량이 감소하는 추세이나 자료들의 분 포가 크게 분산되어 있어 최대 상반침하량을 정확하게 예측하는데 활용하기보다는 대략적인 상반침하량의 범 위를 확인하는데 활용하는 것이 좋을 것으로 판단된다.

#### 4. 천단침하의 예측

최근까지 최종 변위량 예측하기 위한 방법으로서 주 로 내공변위 곡선을 시간과 거리에 따른 여러 함수로 표현하여 예측하거나 또는 과거의 시공실적을 바탕으 로 굴착 개시 후 초기 변위량에서 최종 변위량을 통계적 기법을 이용하여 예측하는 연구가 많이 진행되어 왔다 (김호영 외, 1993; 송승곤 외, 2002; 문승백 외, 2001; 김 종우, 2003). 이들 대부분의 연구가 연암과 경암 지반에 대한 계측자료만을 이용하여 최종 내공변위량을 산정

자료항목	R1	R2	R3	R4	R5	R6	RMR	RMR*	상반 침하량 (mm)	천단 침하량 (mm)
R1	1.000									
R2	0.560	1.000								
R3	0.596	0.683	1.000							
R4	0.857	0.513	0.607	1.000						
R5	0.172	0.024	0.102	0.167	1.000					
R6	-0.341	-0.303	-0.418	-0.511	0.022	1.000				
RMR	0.870	0.681	0.696	0.845	0.401	-0.155	1.000			
RMR*	0.904	0.745	0.780	0.938	0.149	-0.486	0.915	1.000		
상반침하량(mm)	-0.365	-0.126	-0.265	-0.372	-0.261	0.011	-0.426	-0.351	1.000	
천단침하량(mm)	-0.357	-0.143	-0.247	-0.343	-0.236	-0.013	-0.411	-0.334	0.959	1.000



그림 6. RMR 및 RMR\* 평점에 따른 상반침하량

하였다. 이와 달리 본 연구에서는 풍화가 많이 진행된 풍화암 지반에서 막장에 관한 자료 중 가장 신속하고 간편하게 얻을 수 있는 막장의 RMR 평가항목에 의한 RMR 평점과 천단침하의 계측자료을 이용하여 회귀분 석, 근사함수 그리고 인공신경망으로 최종 천단침하량 을 예측하였다.

#### 4.1 회귀 분석에 의한 예측

앞에서 상관분석을 통하여 RMR 평가항목과 천단침 하와의 상관성을 살펴보았다. 본 절에서는 중회귀분석 을 실시하여 천단침하량을 추정하였다. 중회귀분석은

#### 표 3. 회귀분석 결과(RMR)

둘 이상의 독립변수가 하나의 종속변수에 미치는 영향 을 분석하거나 종속변수의 값을 예측하기 위하여 독립 변수와 종속변수간의 관계식을 세우고 그 관계식을 검 증하는 과정이다.

RMR과 RMR\* 평가항목을 이용한 중회귀분석식은 각 각 아래의 식 (1), (2)와 같고, 표 3과 4에 그 결과를 각각 나타내었다. 두 중회귀분석식 모두 공차한계가 기준치 인 0.1 보다 크고, 분산팽창요인(VIF, variance inflation factors)도 기준치인 10보다 작아 다중공선성의 문제는 없는 것으로 나타났다. RMR과 RMR\* 평가항목으로 중 회귀분석식 (1), (2)을 이용하여 천단 침하량을 산정한 결과를 그림 7에 계측치와 비교 도시하였다. 그림 7에서

모형	비표준화 계수		표준화 계수	+ 71	유의	공선성 통계량	
	В	표준오차	베타	l tik	확률	공차한계	VIF
(상수)	33.640	5.967		5.637	0.000		
R1	-0.617	1.074	-0.096	-0.574	0.567	0.229	4.371
R2	1.048	0.689	0.174	1.520	0.131	0.491	2.037
R3	-1.630	1.044	-0.191	-1.561	0.121	0.429	2.331
R4	-0.956	0.482	-0.351	-1.984	0.050	0.206	4.857
R5	-1.041	0.519	-0.165	-2.007	0.047	0.946	1.058
R6	-0.967	0.423	-0.225	-2.283	0.024	0.662	1.510

표 4. 회귀분석 결과(RMR\*)

모형	비표준폐	화 계수	표준화 계수	+ 71	유의	공선성 통계량	
	В	표준오차	베타	L'BÁ	확률	공차한계	VIF
(상수)	28.328	4.928		5.749	0.000		
R1	-1.410	1.073	-0.220	-1.314	0.191	0.245	4.077
R2	1.215	0.709	0.202	1.713	0.089	0.496	2.016
R3	-1.314	1.062	-0.154	-1.238	0.218	0.444	2.254
R4	-0.529	0.452	-0.194	-1.170	0.244	0.251	3.991





대각선 상에 위치할수록 산정된 천단침하량이 정확하 게 예측된 것으로 동일 RMR과 RMR\* 평점에 대하여 산정된 천단침하량의 범위가 매우 넓게 분포하였으며, 전반적으로 계측된 침하량에 비하여 과대하게 예측되 었다. RMR 평점에 의하여 산정된 천단침하량은 실측 천단침하량과의 상관계수(R2)가 0.235, RMR\* 평점은 상관계수(R2) 0.168로 나타나 실측 천단침하량과 다소 큰 차이를 보였다.

#### 4.2 근사함수에 의한 막장거리에 따른 예측

대상터널의 계측자료를 분석한 결과 전반적으로 막 장의 굴진속도가 일정하지 않아 침하예측함수의 설정



Exponential fuction coefficient, A

-16(

-120

-80

.4(

0

에 있어 시간에 대한 함수보다는 막장거리에 따른 함수 로 표현하는 것이 합리적이라고 판단하였다. 따라서 침 하예측함수를 막장거리에 따른 함수로 하여 천단침하 량을 log함수와 지수함수를 사용하여 추세한 결과를 그 림 8에 나타내었다. 기존의 연구에서 김호영(1993)은 내 공변위 함수로 탄성 암반에는 지수함수, 탄소성 암반에 는 분수함수가 적합함을 국내 사례연구로 보고하였으 며, 김종우(2003)도 국내 안산암과 화강암류 암반지반 의 내공변위 예측함수로 지수함수가 더 적합함을 보였 다. 본 연구에서도 그림 8에서 log 함수보다 지수함수에 의한 추세가 계측치에 더 적합하게 나타났으며, 이는 대 상터널이 풍화암 지반으로 굴착 후 바로 지보를 설치하 여 지보 효과로 인하여 탄성 암반에서 적합한 지수함수 가 우세하게 나타난 것으로 판단된다. 추세에 사용된 지 수함수는 식 (3)과 같다. 식 (3)에서 X는 막장과의 거리 를 터널직경(D)으로 나눈 값이며, X<sub>0</sub>는 막장에서 설치 된 계측기까지의 거리, 그리고 A와 B은 지수함수의 상 수이다. 지면상 그림 8에 2K+895 구간에 대하여 지수함 수로 자료를 근사함수화시킨 것만 예를 들어 나타내었 으며, 근사함수에 의한 상관계수(R2)는 모든 구간에서 0.9 이상으로 비교적 매우 정확하였다.

$$Y = A[1 - \exp B(X - X_0)]$$
(3)

그림 9와 10에 RMR과 RMR\* 평점에 식 (3)의 지수함 수식 상수 A, B을 구하여 나타내었다. 상수 A의 값은 RMR과 RMR\* 평점이 증가함에 따라 감소하였으며, 로 그함수로 회귀식을 구하여 그림 9에 표시하였다. 상수 B의 값은 큰 상관성을 찾을 수 없었으며, 그림 10에서 보듯이 대부분이 0~-2사이의 범위에 위치하였다. 이



그림 9. 지수함수의 상수 A



그림 11. 지수함수에 의한 천단침하량 예측결과

범위의 값을 이용하여 천단침하량을 계산한 결과 천단 침하량에 큰 영향을 미치지 않았으며, 본 연구에서는 B 값의 평균값인 -0.87을 사용하여 계산하였다. 식 (3)을 이용하여 RMR과 RMR\* 평점에 수렴하였다고 판단하 는 10D에서의 천단침하량 예측치와 실측치를 비교하여 그림 11에 나타내었다. RMR 평점에 의한 결과는 상관 계수(R2)가 0.427, RMR\* 평점에 의한 성관계수(R2)는 0.355로 전반적으로 회귀분석에 의한 천단침하량 예측 치보다는 아주 양호한 결과를 나타내었으나, RMR\* 평 점에 의한 예측치는 회귀분석결과와 같이 예측된 천단 침하량의 범위가 넓고 과대한 예측을 보였다.

#### 4.3 인공신경망에 의한 예측

본 연구에 사용한 인공신경망은 BPNN(역전파 인공 신경망)으로서 입력층, 은닉층 및 출력층으로 구성되어

있으며 터널현장의 계측자료를 대상으로 다양한 매개 변수연구의 변화를 통해 최적 인공신경망을 선정하였 다. 역전파 인공신경망은 입·출력층 및 은닉층의 구조 에 따라 학습효율 및 추론능력이 크게 변화하며, 학습에 필요한 학습률 및 모멘텀상수, 학습횟수 등과 같은 인자 들에 의해서도 인공신경망의 학습효율 및 추론능력이 영향을 받는다. 따라서 본 연구에서는 터널 시공현장 천 단침하 예측은 5종류의 인공신경망 구조와 16종류의 학 습상수쌍을 설정하여 조합된 90개의 인공신경망을 시 험하였다. 조합된 90개의 인공신경망의 학습결과 및 학 습자료에 대한 결과를 분석 및 평가함으로써 천단침하 예측을 위한 최적 인공신경망 모델을 선정하고자 하였 다. 또한 천단침하 예측을 위하여 RMR 평가항목과 RMR\* 평가항목을 입력인자로 사용하였다. 표 5에 사용된 영 향인자 나타내었으며, 인공신경망에 의하여 예측된 천 단침하량과 실측 천단침하량을 그림 12에 비교하여 도



그림 12. 인공신경망에 의한 천단침하량 예측결과



(a) RMR

표 5. 영향 인자								
저너	영향인자							
9T	RMR	RMR*						
	일축압축강도(R1)	일축압축강도(R1)						
	암질지수(R2)							
이려이지	불연속면 간격(R3)	암실지수(R2)						
입력인자	불연속면 상태(R4)	불연속면 간격(R3)						
	발생용수(R5)							
	방향성에 따른 평점 보정(R6)	불연속면 상태(R4)						
출력인자	천단침하량							

시하였다. 앞의 회귀분석과 근사함수에 의한 예측결과

보다는 전반적으로 좋은 예측을 보였으며, 특히 RMR\* 에 대한 결과가 훨씬 향상되었다는 것을 알 수 있다. 표

6에 인공신경망 예측결과에 대한 RMSE(Root Mean Square

Error)와 상관계수(R2)를 산정하여 회귀분석과 지수함

수의 상관계수(R2)와 비교하여 나타내었다. RMSE는 통

계학에서 표준편차의 의미로 인공신경망의 예상치와 실측치가 평균적으로 얼마나 차이를 나타내는가의 개

념과 유사한 것으로 RMSE가 적을수록 실측치에 근사 한 예측이 이루어진 것을 의미한다. RMR에 의한 예측 치의 RMSE와 상관계수는 10.2, 0.47 그리고 RMR\*에 의한 예측치의 RMSE와 상관계수는 14.08, 0.388로 산 정되어 인공신경망에 의한 예측결과도 RMR에 의한 예 측치가 RMR\*에 의한 예측치보다 더 좋은 예측을 하였 다. 또한 RMR과 RMR\*의 평가항목 중 어느 항목이 예 측결과에 많은 영향을 주었는지를 분석하기 위하여 중

#### 표 6. 인공신경망에 의한 예측결과

120

**Fotal Crown Settlement (mm)** 

	해석 방법		RMSE	상관계수
인공 신경망	DMD	학습	6.56	0.956
	חואח	예측	10.20	0.470
	RMR*	학습	12.40	0.820
		예측	14.08	0.388
회귀 분석	RM	/IR	_	0.235
	RM	1R*	_	0.168
지수 함수	RM	/IR	_	0.427
	RMR*		_	0.355

40 80 120 Calculated Total Crown Settlement (mm)

(b) RMR\*

Learning

Testing

		1101	1	02	
	인공 신경망	DMD	학습	6.56	0.9
		חועוח	예측	10.20	0.4
			학습	12.40	0.8
		RIVIR	예측	14.08	0.3
	회귀	RMR		-	0.2
	분석	RMR*		-	0.1
	지수	RMR		-	0.4
	함수 BMR*			_	03

요도 분석을 실시하여 그림 13에 나타내었다. 최적 인공 신경망의 중요도 분석결과 RMR의 경우에 R4(불연속면 상태), R5(지하수상태), R6(불연속면 방향성에 대한 보 정)의 항목이 중요도가 상대적으로 크게 나왔으며, RMR\* 의 경우에는 R4의 항목이 아주 크게 나타나 천단침하량 예측에 많은 영향을 주었다. 이와 같은 결과로 불연속면 의 상태와 방향성이 터널 천단침하량 예측에 있어서 가 장 중요한 항목임을 알 수 있다.

## 5. 결 론

국내 터널현장에서 수집한 RMR 평가항목, RMR 평 점, RMR\* 평점 그리고 천단침하량의 자료를 이용하여 통계적 분석을 실시하였으며, 분석된 자료를 이용하여 회귀분석, 근사함수, 그리고 인경신경망으로 천단침하 량을 예측한 결과, 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 연구대상 터널의 시점부는 흑운모화강암지대이고, 종점부는 하양층군 퇴적암류에 해당하는 흑색셰일 지대로 모두 풍화가 많이 진행된 구간이다. 수집된 자료를 이용하여 통계적 분석을 실시한 결과, RMR 평점은 5~55의 범위로 평균 21.37이었고, RMR\* 평점은 8~52의 범위에 평균 20.23으로 산정되었다. 그리고 상반 굴착시 천단침하량은 3.3~99.6mm의 범위로 평균 17.83mm이었고, 전체 굴착 후의 총 천 단침하량은 6.0~126.3mm의 범위로 평균 26.34mm 로 나타나 침하가 많이 발생되었다.
- (2) 천단침하량과의 상관관계을 알아보기 위하여 RMR 과 RMR\* 그리고 평가항목과의 상관성 분석을 실시 한 결과, RMR\* 평가 항목 중에는 R1과 R4가 평가 항목 중 천단침하량과 가장 상관이 있게 나타났다. 그리고 RMR 평점이 RMR\* 평점보다 침하량에 더 큰 상관성이 있는 것으로 나타나 기존의 연구와 상 이하게 나타났는데, 이에 대한 원인으로는 대상터 널의 암반이 풍화가 많이 진행되었기 때문이라 판 단된다.
- (3) 회귀분석, 근사함수, 그리고 인공신경망을 이용하여 RMR과 RMR\* 평점으로 천단침하량을 예측한 결

과, 인공신경망에 의한 천단침하량 예측이 가장 실 측치에 근사하게 접근하였다. 회귀분석과 지수함수 로 추정된 천단침하량은 범위가 매우 넓게 분포하 였으며, 계측치에 비하여 과대한 침하를 예측하였 다. 또한 모든 방법에서 RMR 평점을 사용한 예측이 RMR\* 평점을 사용하여 예측한 결과보다 계측 침하 량에 더 가까운 예측을 하였다.

(4) 본 연구에서 실시한 결과는 풍화지대에 해당하는 자료의 제한으로 인하여 모든 터널에 적용하기에는 어려우나 신뢰성 있는 많은 자료를 확보한다면, 본 연구에서의 실시한 방법에 의하여 터널의 최종 천 단침하량을 보다 정확히 예측할 수 있으리라 생각 된다.

#### 감사의 글

본 연구는 국토해양부의 지원에 의하여 첨단도시개 발사업(과제관리번호 R&D/05건설핵심 D03-01) 주관으 로 수행된 과제 내용의 일부를 정리한 것입니다. 연구비 지원에 깊은 감사를 드립니다.

## 참 고 문 헌

- 김교원 (1993), "지공학적 암반분류의 재평가", 93 년도 봄학술발 표회 논문집 지반공학과 터널기술, 한국지반공학회, pp.33-40.
- 김종우 (2003), "통계처리를 활용한 터널 내공침하의 분석에 관한 연구", *터널과 지하공간*, 한국암반공학회, Vol.13, No.2, pp.108-116.
- 김호영, 박의섭 (1993), "터널 내공침하의 이론과 계측결과의 분 석", *터널과 지하공간*, 한국암반공학회, Vol.3, pp.80-95.
- 문승백, 송승곤, 양형식, 전양수, 한공창 (2001), "천층 광폭터널 의 내공침하 및 침하거동특성 예측을 위한 수치해석적 연구", *터 널과 지하공간*, 한국암반공학회, Vol.11, No.1, pp.20-29.
- 박시현, 신용석, 배규진 (2008), "터널공학에서의 한계변형률 개 님의 공학적 의미에 관한 연구", 한국터널공학회논문집, 한국터 널공학회, 제10권, 제2호, pp.129-137.
- 송승곤, 양형식, 임성식, 정소걸 (2002), "초기계측치를 이용한 경암 지반내 터널의 최종침하량 예측", *터널과 지하공간*, 한국암 반공학회, Vol.12, No.2, pp.99-106.
- Sakurai, S. (1982), "An evaluation technique of displacement measurements in tunnels", *Journal of Geotechnical Engineering*, JSCE, Vol.317, pp.93-100.

(접수일자 2009. 7. 9, 심사완료일 2009. 10. 23)
# 점성토 트윈 병렬 터널로 인한 지반침하 연구를 위한 모형실험

# Model Tests Investigating the Ground Movements Associated with Twin Side-by-Side Tunnel Construction in Clay

안 성 권<sup>1</sup> Ahn, Sung Kwon

#### Abstract

This paper describes the findings obtained from a research project aimed at investigating, via 1 g laboratory model tests, the ground movements caused by multiple side-by-side (sbs) tunnel construction in clay. The ground movements above a second tunnel showed different trends from those observed above a first tunnel. These trends include an increase in the overall volume loss, and a widening of the settlement troughs on the near limb of the trough accompanied by a shift of the maximum settlement towards existing tunnel. This would suggest that the use of simple predictive methods of adopting a Gaussian curve for analysing the ground settlements associated with twin (sbs) tunnel construction is not appropriate. Therefore the current paper adopts a method that modifies the Gaussian curve approach in order to improve the predictions. This paper comments on the parameter selection involved with adopting this new method to apply it to full-scale field situations, and also discusses its limitations.

#### 요 지

본 논문은 점성토에 시공된 트윈 병렬 터널로 인해 발생된 지반변형을 연구하기 위해 시행된 1g 모형실험의 과정 및 결과에 대해 기술한다. 트윈 병렬 터널 시공 시, 터널 2(후행터널)로 인한 지반침하는 터널 1(선행터널)로 인한 지반침하와 다른 양상을 보였다. 그 양상은 지반손실의 증가, 침하 폭의 증가, 최대침하의 증가 및 최대침하 위치의 이동으로 요약된다. 따라서 터널 2로 인한 지반침하를 예측하기 위해 기존 Gaussian curve방법을 이용하는 것은 적절 치 못하다. 이에 본 논문은 터널 2로 인한 지반침하 예측 개선을 위해 새로운 지반침하 예측 방법(Modification factor 방법)을 소개한다. 본 논문은 Modification factor 방법의 실대형 현장 상황 적용을 위한 파라미터 선택에 대해 기술하며, 또한 그 적용 한계에 대해 토의한다.

Keywords : Ground movements, Model tests, Settlement prediction, Tunnelling in clay, Twin side-by-side tunnel construction

# 1. 서 론

1960년대 이후부터 현재에 이르기까지 점성토 단선 터널(Single tunnel)로 인한 지반변형과 관련하여 다수 의 연구가 수행(Peck 1969, Cording & Hansmire 1975, O'Reilly & New 1982, Attewell et al. 1986, Rankine 1988)된 반면, 트윈터널(Twin tunnel) 시공으로 인한 지 반변형 관련 연구는 상대적으로 찾아보기 힘든 실정이 다. 본 논문은 트윈 병렬(side-by-side) 터널 시공으로 인 한 지반 변형을 연구하기 위해 1/50 스케일로(직경 4m

1 정회원, 한국철도기술연구원 철도구조연구실 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Railroad Structure Research Department, Korea Railroad Research Institute, ska977@krri.re.kr)

<sup>\*</sup> 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

실드터널 모사) 시행된 모형실험의 과정 및 결과에 대해 기술한다. Speswhite kaolin을 압밀시켜 조성된 모형지 반에 직경 80mm의 모형터널을 시공하였다. 실험결과 분석에는 Hunt(2005)가 제안한 Modification factor 방법 이 사용되었다. 본 모형실험은 트윈 병렬터널 시공 시 선행 및 후행 터널 시공으로 인해 발생한 지반거동의 차이점에 대한 정성적 평가를 목적으로 하므로, 실제 지 반 및 구조물의 거동에 대한 정량적 평가를 목적으로 실시되는 여타의 모형실험과 구별된다. 따라서 모형지 반 물성, 실드 및 터널라이닝 선정 시 특정 원형구조물 을 고려한 상사법칙이 고려되지 않았음을 밝혀둔다.

# 2. 실험과정

#### 2.1 테스트 탱크

테스트 탱크는 Bottom Tank(i), Top-extension(ii), Loading



그림 1. 테스트 탱크

#### 표 1. Speswhite Kaolin의 성질

Plate(iii), Perspex Window(iv), Side Frame(v)으로 구성 된다(그림 1). 테스트 탱크는 직육면체 형상으로 길이 1800mm, 너비 600mm, 높이 450mm이다. 압밀 시 Topextension이 장착되며 이 때 탱크 높이는 900mm에 이른 다. 지반변형 관찰을 위해 투명한 Perspex window가 사 용되었다.

### 2.2 모형지반 조성

모형지반 조성에 Speswhite Kaolin이 사용되었다. Speswhite Kaolin은 다수의 선행 모형실험에 사용되어 왔으 며, 따라서 공학적 성질이 잘 알려져 있다(Mair 1979, Love 1984, Kim 1996)(표 1). 본 실험에서는, 600kg의 Speswhite Kaolin파우더가 Colloidal mixer에서 물과 함 께 반죽되어 테스트 탱크로 운반된 후 압밀되었다. 압밀 장비로는 최대압밀하중 15tonne, 스트로크 거리(Stroke distance) 450mm의 일방향 유압잭이 사용되었다. 압밀 전 840mm였던 샘플의 높이는 압밀 이후 520mm가 되



그림 2. 압밀 하중, 간극수압, 샘플 높이

-									
Deference	PL	LL	Gs	Cv	М	κ	Г	λ	K <sub>0nc</sub>
nererence	%	%	_	mm²/s	_	_	Ι	_	-
Clegg (1981)	38	69	2.61	-	_	-	3.44	0.310-0.210	-
Airey (1984)	38	69	-	-	-	-	_	-	0.69
Elmes (1985)	_	_	2.61	0.5	0.82	0.03	2.87	0.140	-
Fannin (1986)	_	_	_	_	0.88	0.04	3.51	0.250	0.64
Al-Tabbaa (1987)	_	_	2.64	_	0.90	0.03-0.06	3.00	0.187	0.69
Phillips(1988)	31	64	_	-	_	-	-	0.187	0.69
Smith (1993)	_	_	_	_	0.80	0.05	3.34	0.174	_

Where

PL: Moisture content at plastic limit, LL: Moisture content at liquid limit,  $G_s$ : Specific gravity,  $C_v$ : Coefficient of consolidation, M: Slope of csl in q' - p' plane at compression,  $\kappa$ : Slope of unload-reload line,  $\Gamma$ : Intercept of csl at p' =1kPa,  $\lambda$ : Slope of normal consolidation line,  $K_{0nc}$ :  $K_0$  for normally consolidated clay

었으며, 함수비는 126%에서 62%로 감소하였다(그림 2). 최대 압밀하중은 98-104kPa였으며, 모형지반의 비배 수 전단강도는 17-20kPa, 과압밀비(OCR)는 2.2-2.5이었 다. Kim(1996)은 비배수 전단강도 20kPa, 과압밀비 3인 Speswhite Kaolin모형지반이 London clay와 유사한 거 동을 보인다고 보고한 바 있다.

## 2.3 터널굴착

본 모형실험에서는 실드터널링(Shield tunnelling) 모 사를 위해, 튜브(재질 Perspex, 외경 80mm, 두께 2mm) 와 오거(길이 1000mm, 직경 73mm)가 사용되었다(그림 3). 오거가 실드 내에서 회전하며 지반을 굴착하면 튜브 는 50mm씩 전진하였다(그림 4(b)-(c)). 실드가 지반을 관통하면(그림 4(d)), 터널라이닝(재질 Perspex, 외경 75mm, 두께 3mm)이 실드의 후미에 연결되며(그림 4(e)) 시공 된 동공 내에 관입되었다(그림 4(g)). 이를 통해, 여굴 (Overcut)에 의한 지반손실(Radial volume loss 12%)이 유발되었다. 계측편의를 위해 높은 지반손실이 사용되 었음을 밝혀둔다. 터널 1 시공 완료 24시간 경과 후 터 널 2가 시공되었다.

## 2.4 지반변형 측정

지반변형 측정을 위해 4대의 디지털 카메라(8백만화 소)가 이용되었다. 카메라가 모형지반 표면에 부착된 Marker bead(지름 3mm)의 위치 변화를 촬영하였다. 카메라는 2대 씩 짝을 이루어 테스트 탱크의 앞뒤에 설치되었으며, 해상도는 0.087mm/pixel이었다. 테스트 탱크 전체에 초점을 맞추기 위해 조리개가 닫힌 상태 (F value = 8)로 촬영되었으며, 빛 반사에 대한 우려 때문에 일반 실험실조명(형광등) 외에 별도의 조명은 사용되지 않았다. 노이즈 없는 영상 촬영을 위해 저감 도 필름(ISO 64)이 사용되었고, 이미지의 왜곡을 최 소화하기 위해 최대 광학 줌(f=51mm)이 사용되었다. 손 떨림 방지를 위해 카메라 리모콘이 사용되었다. 촬 영된 이미지 분석에는 GeoPIV(ver. 7)(White & Take 2002)가 사용되었다. 그림 5는 실제 촬영한 지반변형 측정사진이다.



그림 3. 모형 터널 굴착



그림 5. 실제 촬영한 지반변형 측정사진



그림 4. 모형 터널 굴착 모식도

# 3. 실험결과

#### 3.1 단선터널

그림 6은 단선터널 시공으로 인한 지중(地中)지반침하 실험데이터이며, 그림 7은 이에 대한 분석결과(Gaussian curve 이용)이다. 단선터널 시공으로 인한 지반손실율 은 6-8%로 나타났다(그림 7(a)). 이들 데이터 간 지반 손실율 차이는 샘플 별 실험조건 차이(최대압밀하중, 과입밀비, 비배수전단강도 등)에 기인한 것으로 보인 다(표 2). 또한 주목할 점은 여굴에 의해 발생했어야 할 지반손실율보다 작은 지반손실율이 발생했다는 것이다. 이는, 마지막 이미지가 촬영된 시점에서, 생성된 지반손 실이 모두 사용되지 못했기 때문이다. 남은 여굴의 양은 터널의 인버트부(Invert)에서 가장 작았고, 천단부(Crown) 에서 가장 컸다. 남은 공동은 다음 시험(터널 2 시공)에 주는 영향을 막기 위해 팽창성 채움재로 채워졌다. 본 모형실험에 의한 침하 폭은 기존문헌(Mair et al. 1993)의 제안보다 좁게 나타났다(그림 7(b)). 이는 Mair et al.(1993) 이 London clay의 실대형 현장터널 및 원심모형실험 (Centrifuge test) 자료에 근거한 반면 본 모형실험은 1g 상태 Speswhite Kaolin을 이용했으므로 다소 상이한 거동 을 보인 것으로 생각된다. 최대침하량은 1.5-2.3mm이었다 (그림 7(c)). 지중심도에 따른 지반손실율 변화가 거의 없 으며(그림 7(a)), 심도가 깊어짐에 따라(즉, z<sup>\*</sup>/D 감소, 여기 서 z<sup>\*</sup>=z<sub>0</sub>-z, D: 터널직경) 침하폭은 감소하고(그림 7(b)) 최대침하량 증가함(그림 7(c))을 알 수 있었다. 이는 본 모형터널 시공 및 이에 따른 지반변형이 비배수상태에









#### 표 2. 각 case별 실험조건

Test	est Max. consolidation pressure (kPa) OC		Undrained shear strength (kPa)	Remark		
S1	98	2.3	17	Tunnel 1		
S2	104	2.2	19	Tunnel 1		
S3	104	2.2	20	Tunnel 1		
TW1	98	2.4	17	Tunnel 2		
TW2	104	2.5	19	Tunnel 2		
TW3	104	2.5	20	Tunnel 2		



그림 9. 트윈터널로 인한 지반침하(여기서, z\*=z0-z, z0: 터널심도, D: 터널직경)

서 이루어졌음을 나타내며, 따라서 본 시험결과 분석 에 지반체적불변가정(O'Reilly & New 1982)에 근거한 Gaussian curve방법의 적용이 타당함을 반증하는 것으 로 생각된다.

# 4. 결과분석

# 4.1 단선터널

#### 3.2 트윈터널

그림 8은 터널 1 시공 이후 이로부터 1.6D 떨어져 시공된 터널 2에 의한 지반침하를 보여주며, 그림 9는 이에 대한 분석을 보여준다. 터널 2로 인한 지반침하곡 선은 터널 1의 경우와 달리 비대칭의 침하형상을 보였 다. 터널 2로 인한 지반손실율은 8-12%로 터널 1으로 인한 6-8% 보다 컸다. 침하 폭 및 최대 침하량의 증가 가 지반손실율의 증가로 이어진 것으로 보인다. 터널 1의 시공으로 인한 지반강성의 저하가 터널 2 시공 시 지반 변형에 영향을 주었을 것으로 생각된다. 터널 2 시공으로 인한 최대 침하량은 2-3mm였다(그림 9(b)). 예견한 대로, 최대 침하량은 심도가 얕아짐에 따라 감 소하였다.

# 4.1.1 Gaussian curve방법

균질의 비교란된 지반(Greenfield site)에서 터널시공 으로 인한 지표(地表) 및 지중(地中) 침하곡선의 형상은 Gaussian curve를 따름은 여러 선행연구가 입증하고 있 다(Peck 1969, Cording & Hansmire 1975, O'Reilly &



그림 10. Gaussian curve(여기서, S<sub>max</sub>: 최대 침하량, i: 침하 폭 파라 미터)



그림 11. Gaussian curve fitting(여기서, D: 터널직경)

표 3. 터널 1의 Gaussian curve방법 분석결과

Toot	z*	Vs	i	К	S <sub>max</sub>
Test	D	%	mm	_	mm
	1.3	6.2	65.7	0.64	1.90
	1.7	6.1	75.3	0.57	1.59
S3	2.1	6.2	79.6	0.49	1.56
	2.4	6.1	83.7	0.44	1.52
	2.7	5.7	91.1	0.42	1.23

New 1982, Rankin 1988, Mair et al. 1993)(식 (1), 식 (2), 그림 10).

$$S(x) = \frac{V_L}{\sqrt{2\pi} i} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \tag{1}$$

$$i = Kz^* = K(z_0 - z)$$
 (2)

여기서,

*S*(*x*) : 터널중심선에서 *x*만큼 떨어진 지점의 침하량 *V*<sub>L</sub> : 지반손실율

- *i* : 침하 폭 파라미터
- K : 지반상수
- z<sub>0</sub> : 터널깊이

그림 11(a)는 터널 1로 인한 지반침하곡선(그림 6(c)) 에 대한 Gaussian curve fitting을 보여준다. 선행연구 가 입증한 바대로, 터널 1로 인한 지반침하는 Gaussian curve형상을 따름을 재확인할 수 있었다. Gaussian curve fitting을 통해 계산된 Gaussian parameter는 표 3과 같다.



그림 12. Gaussian curve를 이용한 트윈터널 침하예측(여기서, D: 터 널직경, T1: 터널1, T2: 터널2)

### 4.2 트윈터널

## 4.2.1 Gaussian curve방법

그림 11(b)는 터널 2로 인한 지반침하곡선에 대한 Gaussian curve fitting을 보여준다. 여기 사용된 Gaussian curve는 Greenfield 지반조건을 가정할 때 발생이 예상 되는 침하형상을 의미한다(그림 11(a)의 Gaussian curve 와 동일). 터널 2로 인한 최대 침하량은 터널 1로 인한 최대 침하량보다 약 30%(0.5mm) 높았으며, 그 위치 또 한 터널 2 중심축이 아니라 터널 1 쪽으로 치우쳐져 발 생하는 비대칭 형상이었다. 또한 터널 2를 중심으로 지 반을 좌우 이분(二分)할 때 터널 1을 포함한 쪽(near side) 이 그 반대 쪽(remote side)보다 더 넓은 침하폭을 가짐을 알 수 있었다. 따라서 좌우대칭형상인 Gaussian curve를 이용해 터널 2의 지반침하를 평가하는 것은 적절치 않아 보였다. 그림 12는 Gaussian curve의 중첩(Superposition) 을 이용한 트윈터널 총 침하 예측을 보여준다(Cording



그림 13. Modification factor method를 이용한 트윈터널 침하예측(여기서, D: 터널직경, M(2,1): Modification factor, K<sub>2(near)</sub>: 터널 2의 near side쪽 지반상수)

Test	Z*	M(2,1)	V <sub>S1</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>1</sub> K <sub>2(near)</sub>		İ <sub>2(near)</sub>	İ <sub>2(remote)</sub>	(i <sub>2(near)</sub> -i <sub>2(remote)</sub> ) / i <sub>2(remote)</sub>
	D	_	%	_	_	_	mm	mm	%
-	1.3	0.70	6.2	0.64	0.89	0.64	94.5	67.5	40.1
	1.7	0.75	6.1	0.57	0.77	0.57	104.1	76.8	35.5
TW3	2.1	0.62	6.2	0.49	0.66	0.49	108.4	80.9	33.8
-	2.4	0.65	6.1	0.44	0.58	0.44 111.6		84.9	31.3
	2.7	0.50	5.7	0.42	0.51	0.42	112.7	92.3	22.0

표 4. 터널 2의 Modification factor방법 분석결과

& Hansmire 1975). 여기서 T1과 T2는 각각 터널 1과 터널 2를 말한다. Gaussian curve방법을 이용하면 터널 1에 의한 지반침하를 비교적 정확하게 예측할 수 있지 만 터널 2로 인한 지반침하를 과소평가하기 때문에 총 침하에 대한 예측도 정확하지 못함을 알 수 있었다.

#### 4.2.2 Modification factor 방법

Hunt(2005)는 트윈병렬터널에서 터널 2로 인한 지반 변형을 예측하기 위해 Modification factor방법을 제안하 였다(식 (3)). Modification factor방법에는 5개의 파라미 터(즉, M(2,1), V<sub>S1</sub>, K<sub>1</sub>, K<sub>2(near)</sub>, K<sub>2(remote)</sub>)가 사용된다. 식 3에서 x의 값이 near side에 포함되면, K<sub>2</sub>대신 K<sub>2(near)</sub>를, remote side에 포함되면, K<sub>2</sub>대신 K<sub>2(remote)</sub>를 대입한다.

$$S_{\text{mod}}(x) = \left[1 + M(2,1) \left(1 - \frac{|x|}{3K_1 z^*}\right)\right] \left(\frac{V_{S1}}{\sqrt{2\pi} K_1 z^*}\right) \exp\left(-\frac{(x-d)^2}{2(K_2 z^*)^2}\right)$$
(3)

여기서,

 Smod(x):
 터널중심선에서 x 만큼 떨어진 지점의 침하량

 M(2,1):
 Modification factor

 K1
 :
 터널 1의 지반상수

 z\*
 :
 z0-z

 VS1
 :
 터널 1로 인한 지반침하 곡선의 부피

 d'
 :
 터널 1과 터널 2 간 이격 거리

K2(near): 터널 2의 near side쪽 지반상수K2(remote): 터널 2의 remote side쪽 지반상수

V<sub>S1</sub>, K<sub>1</sub>에는 터널 1로 인한 Gaussian curve분석결과가 이용되었다(표 3). 또한 터널 2 remote side의 침하폭이 터널 1의 침하폭과 같다고 가정하였다(즉, K<sub>1</sub>= K<sub>2(remote)</sub>) (그림 11(b) 참조). *M*(2,1)과 K<sub>2(near)</sub>를 결정하기 위해 Trial and error 방법이 이용되었다(그림 13). *M*(2,1)이 커질수록 최대침하량 및 지반손실율이 커지며, K<sub>2(near)</sub>가 커질수록 터널 2의 near side의 폭(width)이 증가함을 알 수 있었다. 그림 13은 당해 실험 데이터에 대해, *M*(2,1) =0.62, K<sub>2(near)</sub>=0.66를 사용할 때 가장 정확한 침하예측이



그림 14. Modification factor method를 이용한 트윈터널 침하예측 (여기서, D: 터널직경, T1: 터널1, T2: 터널2)

가능함을 보여준다. 나머지 데이터에 대한 분석결과는 표 4와 같다. 그림 14는 Modification factor방법을 이용한 트 윈터널 총 침하 예측을 보여준다. 여기서 T1과 T2는 각각 터널 1과 터널 2를 말한다. 또한, T1+T2(Gaussian)은 T1(Gaussian)과 T2(Gaussian)의 중첩이며, T1+T2(Modification) 은 T1(Gaussian)과 T2(Modification)의 중첩이다. Modification factor방법은 기존 Gaussian curve중첩 방법을 사용할 때 보다 더 정확한 총 침하량 예측을 가능하게 함을 알 수 있었다.

#### 4.3 침하 폭

Gaussian curve방법은 총 침하 폭을 6*i*로 규정한다. 따 라서 침하 폭은 지반상수(*K*)에 비례한다. 점성토지반 지 표(地表) 침하의 경우*K*=0.5의 사용이 보편적이며(Clough & Schmidt 1981, O'Reilly & New 1982, Mair et al. 1993, Heath & West 1996, and Grant 1998), 지중(地中) 침하 의 경우 식 (4)(Mair et al. 1993)의 사용이 제안 되었다.

$$K = \frac{0.175 + 0.325 \left(1 - \frac{z}{z_0}\right)}{1 - \frac{z}{z_0}} \tag{4}$$

여기서,

K : 지반상수(Soil factor)

z<sub>0</sub> : 터널깊이(Tunnel depth)

그림 15는 트윈병렬터널 시공으로 인한 지중 지반침하 의 범위를 보여준다(그림 6(c), 그림 8(c), 표 3, 표 4). 터널 1의 시공으로 인한 침하 폭이 식 4가 제안하는 범위보다



다소 좁게 나타났으나(그림 15(a)), 지반변형 벡터의 방향 은, 식 (4)가 제안하는 대로, 터널 중심 (0.175/0.325) $z_0$  아 래로 수렴함을 알 수 있었다. 그림 15(b)는 터널 2의 시 공으로 인한 침하 폭을 보여준다. 터널 2의 near side가 remote side에 비해 20-40% 정도 더 넓은 침하 폭을 가 졌으며, 침하폭의 증가는 심도가 얕아질수록 작아졌다 (표 4).

# 5. 결 언

본 논문은, Modification factor방법(Hunt, 2005)을 이 용한 1g 모형실험 결과분석을 통해, Modification factor 방법이 기존 Gaussian curve방법에 비해 트윈병렬터널 지반침하예측을 개선할 수 있음을 보였다. 그러나 이것 만으로 Modification factor방법의 신뢰성이 보장된다고 단언하기는 어렵다(e.g. 실대형(full-scale) 현장상황 적 용 시). 지반성질 및 지중 응력레벨의 차이 때문이다. Modification factor방법은 최근 새롭게 제안 되었으므 로, 이에 대한 문헌을 찾아보기 어렵다. 따라서 파라미 터 선택에 어려움이 있을 것으로 보인다. 적절한 파라미 터의 선택은 양질의 예측을 가능하게 한다. 이를 위해,

표 5. 실대형 현장 상황 적용 시 파라미터 선택

Centre-to-centre spacings	d' = 1.6D
Sub-surface level	z* = 1.3 - 2.4D
M(2,1)	0.6 - 0.7
V <sub>s1</sub>	Use Tunnel 1 data
K <sub>1</sub>	Use Tunnel 1 data
K <sub>2(remote)</sub>	Use K <sub>1</sub>
K <sub>2(near)</sub>	0.6 - 0.9



그림 15. Bounds to movement(여기서, z<sub>0</sub>: 터널심도)

향후 현장 데이터 분석을 통한 검증과정이 요구되며, 본 논문의 파라미터 선택 사례가 참고되길 기대한다(표 5).

# 참 고 문 헌

- Attewell, P.B., Yeates, J., Selby, A.R. (1986), Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures. Chapman and Hall, NewYork.
- Clough, G.W., Schmidt, B. (1981), Design and performance of excavations and tunnels in soft clay. *In Soft Clay Engineering*, Elsevier, 569-634.
- Cording, E.J., Hansmire, W.H. (1975), Displacement around soft ground tunnels. *Proceedings of the Pan-American conference of* soil mechanics and foundation engineering, 4, 571-663.
- Grant, R.J. (1998), Movements around a tunnel in two-layer ground. PhD thesis, City University, United Kingdom.
- Heath, G.R., West, K. J. F. (1996), Ground movement at depth in London clay. *Proceedings of Institution of Civil Engineers, Geo*technical Engineering, 119, 65-74.
- 6. Hunt, D.V.L. (2005), Predicting the ground movements above twin

tunnels constructed in London clay. PhD thesis, Birmingham University, United Kingdom.

- Kim, S. (1996), Model testing and analysis of interactions between tunnels in clay. DPhil thesis, Oxford University, United Kingdom.
- Love, J.P. (1984), Model testing of geogrid in unpaved roads. DPhil thesis, Oxford University, United Kingdom.
- 9. Mair, R.J. (1979), Centrifuge modelling of tunnel construction in soft clay. PhD thesis, Cambridge University, United Kingdom.
- Mair, R.J., Taylor, R.N., Bracegirdle, A. (1993), Sub-surface settlement profiles above tunnel. *Geotechnique*, 43, No.2, 315-320.
- O'Reilly, M.P., New, B.M. (1982), Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction. *Tunnelling'* 82, Ed. Jones, M.J., 173-181.
- Peck, R.B. (1969) Deep excavation and tunneling in soft ground. <sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State-of-the-Art Report, 225-290.
- Rankin, W.J. (1988), Ground movements resulting from urban tunnelling: Predictions and effects. *Conference on Engineering Geology of Underground Movements*, Nottingham, BGS, 5, 79-92.
- White, D.J., Take, W.A. (2002), GeoPIV: Particle image velocimetry (PIV) software for use in geotechnical testing, CUED/D-SOILS/TR322.

(접수일자 2009. 7. 14, 심사완료일 2009. 10. 19)

# 국내 확률론적 지진계수 생성

# Development of Probabilistic Seismic Coefficients of Korea

곽	동	엽 <sup>1</sup>	Kwak, Dong-Yeop	정	창	$\overline{\mathcal{T}}^2$	Jeong, Chang-Gyun
박	두	희	Park, Duhee	٥	홍	성4	Lee, Hong-Sung

#### Abstract

The seismic site coefficients are often used with the seismic hazard maps to develop the design response spectrum at the surface. The site coefficients are most commonly developed deterministically, while the seismic hazarde maps are derived probabilistically. There is, hence, an inherent incompatibility between the two approaches. However, they are used together in the seismic design codes without a clear rational basis. To resolve the fundamental imcompatibility between the site coefficients and hazard maps, this study uses a novel probabilistic seismic hazard analysis (PSHA) technique that simulates the results of a standard PSHA at a rock outcrop, but integrates the site response analysis function to capture the site amplification effects within the PSHA platform. Another important advantage of the method is its ability to model the uncertainty, variability, and randomness of the soil properties. The new PSHA was used to develop fully probabilistic site coefficients for site classes of the seismic design code and another sets of site classes proposed in Korea. Comparisons highlight the pronounced discrepancy between the site coefficients of the seismic design code and the proposed coefficients, while another set of site coefficients show differences only at selected site classes.

## 요 지

지진계수는 지진재해도 함께 지표면에서의 설계응답스펙트럼을 생성하는데 사용된다. 지진계수는 일반적으로 결정 론적인 방법으로 도출되는 반면 지진재해도는 확률론적으로 계산되어 이들은 혼용될 수 없으나, 국내외 내진설계기준 에서는 이들을 명확한 근거없이 혼용하고 있다. 이와 같은 근본적인 문제점을 해결하기 위해서 본 연구에서는 기존의 지진재해분석과 암반노두에서는 동일한 결과를 재현하되 지반응답해석 기능을 추가하여 토층에서의 부지증폭현상을 고려한 확률론적인 지진계수를 도출할 수 있는 新 지진재해분석 기법을 적용하였다. 新 지진재해분석 기법의 또다른 장점은 지반의 불확실성과 임의성을 합리적으로 고려할 수 있다는 점이다. 본 연구에서 계산된 확률론적 지진계수는 내진설계기준(II)과 국내에서 제안된 지진계수 세트들과 비교하여 차이점을 분석하였다. 비교 결과, 내진설계기준(II) 과는 현격한 차이가 있는 반면, 또다른 지진계수와는 일부 지반분류에서만 차이가 나는 것으로 나타났다.

Keywords : Design response spectrum, Probabilistic seismic hazard analysis, Seismic hazard map, Seismic site coefficients, Site response analysis, Uniform hazard response spectrum

<sup>1</sup> 한양대학교 건설환경공학과 포스트석사 (Post-master, Dept. of Civil and Env. Engrg. Hanyang Univ.)

<sup>2</sup> 한양대학교 건설환경공학과 석사과정 (Graduate student, Dept. of Civil and Env. Engrg. Hanyang Univ.)

<sup>3</sup> 정회원, 한양대학교 건설공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil and Env. Engrg. Hanyang Univ., dpark@hanyang.ac.kr, 교신저자)

<sup>4</sup> 정회원, 현대건설 기술연구소 책임연구원 (Member, Hyundai Engrg. & Construction, Senior Researcher)

<sup>\*</sup> 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

# 1. 서 론

확률론적인 지진재해분석(PSHA, Probabilistic Seismic Hazard Analysis)은 Cornell(1968)에 의해서 최초로 제안 된 후 이후 많은 수정과 보완을 거쳐서 현재 전세계적으 로 지진재해예측에 가장 널리 사용되는 방법이다. PSHA 는 지진원, 전파경로, 부지효과 등의 불확실성을 고려할 수 있으며 특정 기간내에 특정 크기를 초과하는 지진동 이 부지에 발생할 확률을 예측한다. PSHA의 결과물은 특정 지진위험도(지진의 재현주기 또는 연간초과확률) 에 대한 설계지반운동변수이며 결과는 지진재해도로 나타낸다. 일반적으로 PSHA는 부지효과를 포함하지 않으며 암반노두에서의 설계지반운동변수만을 계산한다. 국내의 지진재해도는 7개의 지진 재현주기에 대한 보통 암 노두(지반분류: S<sub>B</sub>)에서의 PGA 분포를 나타낸다(건 교부, 1997). PGA는 지진구역계수와 위험도계수로 정 의할 수도 있다(건교부, 1997).

PSHA로부터 결정된 설계지반운동변수는 내진설계 기준에 의거하여 암반노두에서의 설계응답스펙트럼을 생성하는데 사용된다. 지반이 암반이 아니라 토층인 경 우에는, 지진파가 일반적으로 크게 증폭되기 때문에 암 반노두에서 정의된 설계응답스펙트럼을 사용할 수 없 다. 국내외 모두에서 토층에 의한 지진파의 증폭정도는 지진계수로써 정량화한다(IBC, 2000; 건설교통부, 1997). 지진계수는 확률론적으로 결정된 암반노두 설계응답스 페트럼에 상응하는 지진파들을 입력지반운동으로 사용 하여 이들에 대한 포괄적인 지반응답해석을 수행한 후, 해석결과를 기반으로 부지효과를 정량화하여 계산된다 (Borcherdt, 1994). 이와 같이 계산된 지진계수의 문제점 은 결정론적인 방법으로 도출된 지진계수와 확률론적 인 프레임워크에서 개발된 지진재해분석 결과가 혼용 되고 있다는 점이다. 이들이 상호호환되기 위해서는 지 진계수가 PSHA와 동일하게 확률론적인 기반에서 결정 되어야 하나, 이를 기존의 PSHA 기법으로는 계산할 수 없다.

본 연구에서는 PSHA와 지반응답해석을 융합한 新 PSHA 기법을 적용하여 내진설계기준(II) 맞춤형 확률 론적인 지진계수를 도출하였다. 지반의 불확실성과 임 의성은 구축된 국내외 지반조사자료 데이터베이스로써 모델링되었다. 새롭게 유도된 지진계수는 결정론적으로 생성된 내진설계기준(II)와 또다른 지진계수 세트와 비 교하여 이들 간의 차이점을 분석하였다.

### 2. 新 PSHA

PSHA 기법으로 지진재해도를 생성하는 과정은 그림 1과 같이 총 5개의 단계로 나눌 수 있다. 1단계에서는 지 진재해도를 생성할 대상지역을 일정한 크기의 격자로 분 할한다. 2단계에서는 각 격자의 지진활동도(seismicity)를



그림 1. PSHA 순서도

정의한다. 지진활동도는 일반적으로 다음과 같이 정의 되는(Gutenberg와 Richter, 1944)의 관계식(G-R)로써 정 의한다:

$$\log \lambda_m = \log \frac{n_m}{T} = a - bM \tag{1}$$

여기서 M = 지진규모, λ<sub>m</sub> = M 이상의 지진이 연간 발 생할 확률, n<sub>m</sub> = 규모 M 이상 지진이 기간 T 동안 발생 한 횟수, a와 b = G-R 상수이다. 3단계에서는 지반진동 크기와 지진규모(M)-이격거리(R)의 관계를 나타내는 감쇠공식(attenuation relationship)을 정의한다. 4단계에 서는 다음의 식을 이용하여 지반운동변수(ground motion parameter)의 연간초과확률을 계산한다:

$$\lambda_{y^*} = \sum_{i=1}^{N_s} \sum_{j=1}^{N_m} \sum_{k=1}^{N_k} \frac{n_i^{ref}}{T} P[Y > y^*] P[M = m_j] P[R = r_k]$$
(2)

여기서  $\lambda_{v}^{*}$ 은 연간 지반운동변수 Y가  $v^{*}$ 를 초과할 확률,  $P[M=m_{j}]$ 는 지진규모  $m_{j}$ 가 발생할 확률,  $P[R=r_{k}]$ 은 지진 원과 부지와의 이격거리가  $r_{k}$ 일 확률,  $P[Y>v^{*}]$ 는 규모  $m_{j}$ - 이격거리  $r_{k}$  지진에 의하여 발생하는 진동 Y의 크기가  $v^{*}$ 을 초과할 확률이다.  $P[M=m_{j}]$ 은 식 (1)로 계산되며,  $P[Y>v^{*}]$ 는 감쇠공식으로 계산된다. 위의 방법으로 다양 한  $v^{*}$ 에 대한 연간초과확률을 구한 후 지반운동변수 크기 - 연간초과확률 관계를 곡선화한 것이 지진재해곡선이 다. 지진재해곡선을 대상 지역의 모든 격자에서 계산한 후, 특정 재현주기에 대한 지반운동변수의 크기를 등고 선으로 나타낸 것이 확률론적인 지진재해도이다(5 단계).

新 PSHA 기법는 기존의 PSHA와 암반노두에서는 근 본적으로 동일한 결과를 예측하지만, 계산과정은 다음 과 같이 두가지 측면에서 차별화된다.

- 新 PSHA는 G-R 관계식으로부터 지진규모별 발생 확률을 적용하는 것이 아니라 G-R에 상응하는 지 진을 유한기간내에 생성한다.
- 감쇠공식만으로 지반운동변수의 크기를 예측하는 것이 아니라 지진 시나리오에 상응하는 인공지진 기록을 생성한다.

新 PSHA은 총 7단계로 수행되며 Step 1 - Step 3까지 는 기존의 PSHA와 동일하다(그림 1). Step 4에서는 G-R 에 상응하는 지진을 유한기간내에 다음과 같이 생성한 다. 먼저, 모든 격자에서 0~1 사이의 균등분포하는 임 의의 숫자 uk를 생성한다. 생성된 임의의 숫자로서 단위 기간 중 격자내에서 발생한 지진 발생횟수를 다음과 같 은 식으로서 정의할 수 있다(Wen과 Wu, 2001):

$$\sum_{X=0}^{n_k-1} \frac{\left(t\lambda_k\right)^X}{X!} e^{-t\lambda_k} < u_k \le \sum_{X=0}^{n_k} \frac{\left(t\lambda_k\right)^X}{X!} e^{-t\lambda_k}$$
(3)

여기서  $t = 시뮬레이션 기간(본 연구에서는 10년), <math>\lambda_k = k$ 번째 격자의 연간지진발생률,  $u_k = 0 \sim 1$  사이에 균등분 포하고 있는 임의숫자,  $n_k =$  단위기간 중 발생한 지진횟수 이다. 식 (3)은  $u_k$ 를 CDF(cumulative distribution function) 이라고 가정하며, 지진의 발생은 Poissson process에 순 응한다고 가정하여 계산되었다(Wen과 Wu, 2001). 참고 로 지진 발생이 Poisson process을 따른다고 가정하였을 경우, 특정 규모의 지진이 일정기간 t 동안에 n번 발생 할 확률은 다음과 같이 계산된다(Kramer, 1996):

$$P[N=n] = \frac{(t\lambda)^n e^{-t\lambda}}{n!}$$
(4)

계산된 지진발생횟수로 다음의 식을 이용하여 지진 규모를 결정할 수 있다(Wen과 Wu, 2001).

$$M = m_0 - \frac{1}{\beta} \ln \left[ 1 - u_k \left\{ 1 - \exp \left( -\beta \left( m_{\max} - m_0 \right) \right) \right\} \right]$$
(5)

여기서 m<sub>0</sub>는 하한지진규모, m<sub>max</sub>는 상한지진규모, β는 G-R 상수(2.303×b) 이다. 이와 같이 충분한 수의 t 기간 시뮬레이션을 수행하여 모든 격자에서 충분한 수의 지 진원을 생성한다.

Step 5에서는 모든 격자에서 각각 격자의 영향범위내 (특정 반경으로 정의)에서 생성된 모든 지진원과의 이 격거리를 계산하며 이를 통하여 지진 시나리오(지진규 모-이격거리) 리스트를 완성한다. Step 6에서는 지진 시 나리오에 상응하는 지진파 시간이력과 응답스펙트럼을 SMSIM(Boore, 2002)으로 생성한다. SMSIM(Boore, 2002) 은 지진환경과 지진규모(M) - 이격거리(R)에 상응하는 인공지진파를 생성하는 프로그램이며 미국 지진재해도 개발에 사용되었으며 철저하게 검증된 소프트웨어이다 (FEMA, 1997). PSHA에서 부지효과를 고려할 경우에는 생성된 지진파에 대한 지반응답해석을 수행하면 된다.

최종 단계인 Step 7에서는 이와 같은 과정을 모든 격 자에서 해석기간동안 반복하며 생성된 지진기록들에 대 하여 식 (2)을 사용하여 지진재해곡선를 계산하며 이를 바탕으로 지진재해도를 계산한다. 지진재해곡선은 Step 6에서 생성된 지진파 응답스펙트럼 세트를 기반으로 계 산되기에 국내 지진재해도와 같이 PGA(최대지반가속 도, peak ground acceleration)에 대해서만 구할 수 있는 것이 아니라 모든 주기의 스펙트럴 가속도에 대하여 계 산할 수 있다. 위의 방법은 미국 Mississippi Embayment 에서 적용되어 성공적으로 이 지역의 지진재해도를 재



그림 2. 40,000년 기간 생성된 가상 지진 기록

현하는데 성공한 바 있다(Park과 Hashash, 2005).

본 연구에서는 新 PSHA을 한반도에 적용하여 지진 재해도를 생성하였다. 본 연구의 궁극적인 목적은 내진 설계기준연구(II)(건설교통부, 1997) 맞춤형 지진계수를 도출하는 것이므로 지진계수의 기반이 되는 지진재해 도를 내진설계기준(II)과 일치시켜야 한다. 이를 위해서 는 내진설계기준연구(II)의 지진재해도와 동일한 지진 활동도(G-R의 상수)와 감쇠공식을 적용해야 한다. 미국 의 경우, 격자별로 G-R 상수를 공개하였으므로 지진재 해도를 재현하는 데에 문제가 없는 반면 내진설계기준 연구(II)(건설교통부, 1997)에서 제시한 지진재해도는 7 개의 연구팀들이 각각 계산한 지진재해도를 산술적으 로 평균을 내어 생성하였으며 연구자별로 적용한 지진 구역 - G-R 상수에 대한 상세한 정보가 제시되지 않았 으므로 이를 예측하는 데에 어려움이 있었다. 지진재해 도에 상응하는 a - b를 산정하기 위한 역예측 과정은 곽동엽 등(2009)에 자세하게 설명하였다. 본 연구에서 는 곽동엽 등(2009)의 방법에 의거하여 내진설계기준연 구(II)(건설교통부, 1997) 맞춤형 G-R 상수를 추정하였 으며, 감쇠공식은 내진설계기준연구(II)(건설교통부, 1997) 에서 사용된 공식 3개 중에서 가장 적용비율이 높았던 공 식 1을 사용하였다. 新 PSHA의 경우, 정확한 해석을 위하 여 10년-기간 시뮬레이션을 4,000번 수행하여 40,000년 기간에 상응하는 16,378개의 가상 지진원을 생성하였다 (그림 2).

SMSIM의 지진환경 변수는 Noh와 Lee(1994)가 국내 계측지진기록을 기반으로 제안한 값들을 적용하여 인



그림 3. 내진설계기준(II)의 지진재해도: 재현주기 (a) 500년, (b) 1000년, (c) 2400년



그림 4. 新 PSHA로 생성된 지진재해도: 재현주기 (a) 500년, (b) 1000년, (c) 2400년

공지진파를 생성하였다. SMSIM으로 인공지진기록의 PGA 는 감쇠공식에 상응하도록 조절하였다. 그림 3은 기존 의 PSHA방법으로 계산된 내진설계기준(II)의 지진재해 도이며 그림 4는 新 PSHA로서 생성된 지진재해도이다. 두 가지 방법으로 각각 생성된 지진재해도는 매우 유사 하며 이는 예측된 G-R 상수의 적절성과 新 PSHA의 정 확성을 입증하고 있다.

#### 3. 확률론적인 지진계수

유한기간내에 생성된 지진기록의 합으로 지진재해를 예측하는 新 PSHA은 전술한 바와 같이 생성된 지진기 록 시간이력들로부터 원하는 모든 주기에서의 스펙트 럴 가속도 지진재해곡선을 구할 수 있다. 이와 같이 계 산된 다양한 주기의 지진재해곡선들로부터 특정 재현 주기에 대한 스펙트럴 가속도의 분포를 계산할 수 있으 며, 이를 등재해스펙트럼(UHRS, uniform hazard response spectrum)이라고 한다. 기존의 설계응답스펙트럼은 PGA 결과만을 기반으로 생성되는 반면, UHRS는 다양한 주 기에서의 스펙트럴 가속도를 바탕으로 생성되기에 설 계응답스펙트럼에 비하여 보다 정밀하다고 볼 수 있다.

新 PSHA의 가장 큰 장점은 부지효과를 정량화할 수 있다는 점이다. 전절에서 설명하였다시피, 新 PSHA은 암반노두에서 생성된 지진기록들을 입력지진파로 사용하여 특정 부지에 대한 지반응답해석을 수행할 수 있으며, 계산된 해석결과로부터 토층의 UHRS와 확률론적인 지진계수를 도출할 수 있다. 본 연구에서는 내진설계

기준(II)와 Kim 등(2008)의 지진계수와 新 PSHA로 계 산된 지진계수를 비교하였다.

#### 3.1 내진설계기준(II)와의 비교

내진설계기준(II)는 토층 상부 30m의 평균 전단파속 도(Vs), SPT N치, 비배수전단강도, 그리고 지반의 특성 을 고려해서 지반을 6개로 분류하였으며 지반분류별 지 진계수(Ca와 Cv)를 제안하였다. Ca와 Cv는 각각 PGA 와 1초 스펙트럴 가속도를 의미한다. 내진설계기준(II) 은 재현주기 500년 지진에 대해서 지반분류별 Ca - Cv 를 제시하였으며 이외의 재현주기에서는 위험도지수를 곱하여 계산하도록 제안하였다. 내진설계기준(II)은 직접 Ca와 Cv 값을 제시한 반면, 1997 NEHRP(FEMA, 1997) 은 지반에 의한 증폭계수로 부지효과를 정의한다. 1997 NEHRP(FEMA, 1997)의 지진계수 Fa와 Fy는 다음과 같 이 계산된다.

$$F_{a}(RRS) = \frac{R_{soil}}{R_{rock}} \frac{1}{0.4} \int_{0.1}^{0.5} \frac{RS_{soil}(T)}{RS_{rock}(T)} dT$$
(6)

$$F_{\nu}(RRS) = \frac{R_{soil}}{R_{rock}} \frac{1}{1.6} \int_{0.4}^{2.0} \frac{RS_{soil}(T)}{RS_{rock}(T)} dT$$
(7)

여기서 RRS는 토층과 암반과의 응답스펙트럼 비율(Ratio of response spectra), *RS*soit과 *RS*rock은 각각 주기 *T*에 대 한 토층 그리고 암반노두의 스펙트럴 가속도, *Rsoit* and *Rrock*은 각각 토층과 암반 기록지점과 지진원과의 이격 거리이다. 본 논문에서 *Rsoit* / *Rrock*은 1로 가정하였다.

1997 NEHRP(FEMA, 1997)의 근간이 된 Dobry 등(1994) 과 Dobry 등(1999)에서 *F*<sub>a</sub>은 RRS의 평균값, 그리고 *F<sub>ν</sub>* 는 RRS의 +1σ를 취했다고 설명하였다. 표 1은 내진설 계기준(II)의 Ca와 Cv와 NEHRP(FEMA, 1997) 기준에 상응하는 Fa - Fv, 1997 NEHRP(FEMA, 1997)의 Fa -Fv를 비교하고 있다. 미국과 국내 지반과는 명확한 차이 가 남에도 불구하고 지진계수는 상당히 유사한 것으로 나타났다.

본 연구에서는 S<sub>c</sub>, S<sub>D</sub>, 그리고 S<sub>E</sub> 지반에 대한 UHRS 으로부터 새롭게 재현주기 500년 지진에 대한 확률론적 인 지진계수를 계산하였다. 대상 부지는 PGA가 0.11g인 위치(36.15°, 128.95°)를 선정하여 이 부지 반경 300km 내에 생성된 지진 시나리오에 대한 지진기록을 입력지 진파로 적용하여 지반응답해석을 수행하였다. 해석에 적용된 지진파는 총 851개 였다. 즉, 하나의 UHRS를 생 성하는데 필요한 지반응답해석 횟수는 851회이며 1차 원 등가선형해석을 수행하였다. 진정한 확률론적인 지진계수를 유도하기 위해서는 지반물성치의 불확실성과 임의성이 반영되어야한다. 대 표 지층과 동적곡선을 적용하였을 경우, 이를 적절히 고 려하지 못하므로 엄격한 의미의 확률론적인 지진계수 라고 볼 수 없다. 본 연구에서는 지반의 불확실성과 임 의성을 고려하기 위하여 지층 주상도와 동적곡선에 대 한 데이터베이스를 구축하였으며 해석시 임의로 이들 을 선정하도록 해석기법을 프로그래밍하였다.

그림 5는 지반분류별 전단파속도 주상도를 보여주고 있다. 그림 5의 주상도는 모두 국내에서 측정된 주상도 이며 KAIST 지반동역학 연구실에서 구축한 자료이다. 각각의 주상도에는 상응하는 지층구성도 자료가 확보 되었다. Sc, Sp, 그리고 SE 지반에는 각각 52, 36, 그리고 10개의 주상도가 사용되었다. 지반 동적곡선은 점토, 모 래, 자갈, 암반으로 각각 분류하여 표 2와 그림 6과 같은 총 15개의 동적곡선이 적용되었으며 지층구성도를 바 탕으로 상응하는 동적곡선이 적용되었다.

표 1. 내진설계기준(II)의 지진계수와 등가 Fa - Fv, 그리고 1997 NEHRP의 Fa-Fv

Site	Ca	Fa (내진설계기준)	F <sub>a</sub> (NEHRP)	Cv	F <sub>v</sub> (내진설계기준)	F <sub>v</sub> (NEHRP)
S <sub>A</sub>	0.09	0.81	0.80	0.09	0.81	0.80
S <sub>B</sub>	0.11	1.00	1.00	0.11	1.00	1.00
Sc	0.13	1.17	1.20	0.18	1.62	1.69
SD	0.16	1.44	1.58	0.23	2.07	2.36
S <sub>E</sub>	0.22	1.98	2.42	0.37	3.33	3.47



그림 5. 확률론적인 지진계수 유도에 사용된 지반의 전단파속도 주상도



30

(b) Clay

전술한 바와 같이 851회의 해석을 수행하여 계산된 지 반분류별 UHRS는 그림 7에 도시하였다. 그림 7은 UHRS 와 내진설계기준연구(II)의 설계응답스펙트럼(DS)에는 상당한 차이가 있는 것을 보여준다. Sc 지반에서는 UHRS 가 DS에 비하여 월등하게 큰 것으로 나타났다. 또한,

1.2

(a) Clay

UHRS의 강성이 DS보다 현저하게 커서 전체적으로 낮은 주기로 이동한 것을 확인할 수 있다. S<sub>D</sub> 지반은 UHRS가 DS에 비하여 크기는 하나, S<sub>C</sub> 지반과 같이 현격한 차이 가 나지 않는 것으로 나타났다. 마지막으로, S<sub>D</sub> 지반은 UHRS에 비하여 DS가 오히려 큰 것으로 나타났다. 전

그림 6. 新 PSHA에 사용된 동적곡선

#### 표 2. 사용된 지반의 동적곡선

지반분류	연 구 자	선택된 동적곡선				
	Dobry와 Vucetic(1987)	PI=15, 30, 50				
점토	Sun 등(1988)	Lower, Average, Upper				
	김동수와 추연욱(2001)	점토, 매립토				
모래	Seed와 Idriss(1970)	Lower, Mean, Upper				
포네	김동수와 추연욱(2001)	충적토, 풍화토				
자갈	Seed 등(1986)	자갈				
암반	Schnabel(1973)	연암				



그림 7. 내진설계기준(II) 지반분류별 계산된 UHRS와 내진설계기준 (II) 설계응답스펙트럼(DS) 비교

체적으로 S<sub>c</sub>, S<sub>D</sub>, S<sub>E</sub>의 UHRS와 DS는 상당한 차이를 보 이며 DS의 T<sub>0</sub>와 Ts는 UHRS에 비하여 큰 것으로 나타 났다. 위와 같이 내진설계기준(II)의 지진계수는 국내 지 반 특성에는 적합하지 않은 것으로 나타났다. 이와 같은 문제점은 기존의 연구(Kim과 Yoon, 2006; Sun 등, 2005) 에서도 지적된 바 있으며 전체적인 경향은 본 연구결과 와 유사하다.

본 연구에서는 내진설계기준(II)의 지진계수를 대체



그림 8. 지반분류별로 계산된 RUS 비교

하는 새로운 지진계수를 개발하되 결과는 1997 NEHRP (FEMA, 1997)과 동일하게 Fa와 Fv로 나타내었다. 전술 하였다시피 NEHRP(FEMA, 1997)은 각각 주기 범위 0.1 - 0.5s, 0.4 - 2.0s에 대한 RRS의 평균값과 +1σ을 계산하 여 Fa과 Fv를 결정하였다. 본 연구에서는 이 주기 범위 를 "NEHRP interval"이라 명하겠다. 그림 8에는 RUS와 Fa - Fv를 도시하였다. 여기서 RUS는 RUS는 암반노두 (S<sub>B</sub>)와 토층 지표면에서 계산된 UHRS의 비율을 나타내 며 식 (6) - (7)의 RRS와는 다르게 확률론적인 결과이 다. 또한, RRS는 여러 결과로부터 평균, +1σ, +2σ 등을 구할 수 있지만, UHRS로부터 계산된 RUS는 단 하나의 값만을 준다. 그림 9는 NEHRP interval를 적용하여 계 산된 DS와 UHRS를 비교하고 있다. 새롭게 계산된 DS 는 내진설계기준(II)의 DS(그림 7)에 비하여는 정확성이 향상되었지만, 여전히 UHRS과는 차이가 있음을 보여 준다. 이는 미국과 국내 지반과는 근본적인 차이가 있으 며 동일한 주기 범위를 적용할 수 없기 때문인 것으로 판단된다. 가장 UHRS와 일치성이 높은 주기 범위를 찾



그림 9. 내진설계기준(II) 지반분류별 계산된 UHRS과 본 연구에서 제 안한 설계응답스펙트럼

지반분류	Fa (내진설계기준)	F <sub>a</sub> (본 연구)	F <sub>v</sub> (내진설계기준)	F <sub>v</sub> (본 연구)
SC	1.17	1.91	1.62	2.00
SD	1.44	1.91	2.07	2.29
SE	1.98	1.45	3.33	3.00

표 3. 내진설계기준(II)와 본 연구의 지진계수 비교

### 표 4. Kim 등(2008)과 본 연구의 지진계수 비교

기 위하여 다양한 범위들을 시험한 결과, Fa는 0 - 0.3s, Fv는 0.3 - 0.6s가 가장 적절한 것으로 나타났다. 새롭게 정의한 주기 범위(New interval)를 적용하여 계산된 Fa 와 Fv를 적용한 DS도 그림 9에 비교하였으며 도출된 Fa와 Fv 값은 표 3에 정리하였다. 비교결과, 새롭게 지 진계수의 주기범위를 적용하였을 경우, UHRS 맞춤형 DS를 생성할 수 있는 것으로 나타났다.

## 3.2 Kim 등(2008)의 지진계수와의 비교

新 PSHA는 나아가 Kim 등(2008)이 제안한 새로운 지반분류에 대한 지진계수를 도출하는데 사용되었다. Kim 등(2008)은 내진설계기준(II)의 지반분류 방법의 문제점을 인식하여 국내 지반 환경에 보다 적합한 새로 운 분류 기준을 제안하였으며 이는 표 4에 정리하였다. 지반분류 기준은 기반암 심도와 평균 전단파속도 2가지 를 적용하였으며 총 7가지로 분류하였다. 지반분류별 Fa와 Fv는 NEHRP (FEMA, 1997)과 동일하게 주기범위 0.2 - 0.5s와 0.4 - 2.0을 적용하였으며 각각 RRS 평균값 과 +10을 적용하였다.

Kim 등(2008) 지반분류별 지진계수를 계산하기 위하 여 전절에 적용하였던 지반주상도(그림 5)들을 새로운 분류기준에 맞추어 분류하였다. 지반 동적곡선은 전절 과 동일하게 적용되었다. 계산된 지진계수와 Kim 등 (2008)의 지진계수는 표 4에 비교하였으며, UHRS, Kim 등(2008)과 본 연구에서 계산된 DS는 그림 10에 도시하 였다. 비교 결과 Kim 등(2008)과 본 연구에서 제안한 지 진계수와 DS와는 H1-1을 제외하고는 큰 차이가 없는 것으로 나타났다. H1-1 지반에 대한 추가적인 연구를 수행하여 이의 원인을 규명할 필요가 있을 것으로 판단 된다. Kim 등(2008)은 H2-1과 H3-1 지반에서는 DS를 본 연구보다 크게 예측하였으며, H2-2와 H3-2에서는 작 게 예측하였다. H3-3은 거의 동일하게 예측하였다. Kim

지반 분류	기반암심도 H (m)	전단파속도 V <sub>s</sub> (m/s)	Fa (김동수 등)	Fa (본 연구)	F <sub>v</sub> (김동수 등)	F <sub>v</sub> (본 연구)
H1-1	(10	< 300	1.34	1.72	1.03	1.05
H1-2		300	1.08	1.28	1.01	1.02
H2-1	104/20	< 300	1.94 2.05		1.16	1.93
H2-2	100120	300	1.40	1.74	1.05	1.12
H3-1		< 200	1.42	1.46	2.55	2.00
H3-2	20	20 200 V <sub>S</sub> < 360		2.00	1.56	1.97
H3-3		360	1.67	2.02	1.14	1.39



그림 10. 김동수 등(2008) 지반분류별 계산된 UHRS과 설계응답스펙트럼 비교

등(2008)과 본 연구에서 계산된 Fa와 Fv은 각각 최대 28%와 66% 차이가 나는 것으로 나타났다.

Kim 등(2008)의 지진계수는 결정론적인 방법으로 유 도되었으며, Fa와 Fv에 각각 RRS의 평균값과 +10을 사 용하였으며, 다른 주상도, 동적곡선, 입력지진파를 적용 하였음에도 불구하고 본 연구와 결과가 비교적 유사하 게 나온 것은 매우 흥미롭다. 본 연구결과만으로 결과가 유사하게 계산된 이유를 규명하기는 어려우며 추후 이 에 대한 이유를 분석할 필요가 있을 것으로 판단된다.

# 4. 결 론

본 연구에서는 지진재해도와 호환되는 확률론적인 지진계수를 유도하였다. 이를 위해서 기존의 확률론적 인 지진재해분석(PSHA)과 근본적으로는 동일하지만, 지진재해를 유한기간 내에 가상의 지진시나리오를 발

생시키며 이에 상응하는 인공지진기록으로 나타내는 新 PSHA 기법을 적용하였으며 생성된 모든 지진기록에 대 한 지반응답해석을 수행하여 확률론적인 지진계수를 계 산하였다. 나아가, 지반 물성치의 불확실성과 임의성을 과학적으로 고려하기 위하여 98개의 지반주상도와 15 개의 동적곡선을 적용하였다. 新 PSHA 기법을 적용하 여 등재해스펙트럼(UHRS)을 생성하였으며 이를 기반 으로 확률론적인 지진계수를 유도하여 기존의 결정론 적으로 유도된 지진계수와 비교하였다. 먼저, 내진설계 기준(II)와 본 연구결과를 비교한 결과, 내진설계기준(II) 은 S<sub>C</sub>, S<sub>D</sub> 지반은 각각 크게 예측한 반면, S<sub>E</sub> 지반에서는 과도하게 작게 예측하는 것으로 나타났다. 내진설계기 준(II)은 특히 SC 지반의 응답을 매우 크게 과소예측하 는 것으로 나타났다. 추후 지반분류별 지진계수는 반드 시 수정·보완이 필요할 것으로 판단된다. 新 PSHA 기 법은 나아가 국내에서 새롭게 도출된 지진분류기준과 이에 상응하는 지진계수와도 비교되었다. 비교결과, 본 연구결과와 새롭게 도출된 계수와는 한 가지 지반을 제 외하고는 차이가 내진설계기준(II)에 비하여 작은 것으 로 나타났다.

# 감사의 글

이 연구는 한국과학재단의 중견연구자지원사업의 연 구과제인 "신 확률론적 지진재해분석기법과 부지효과 모 듈을 융합하는 온라인 통합 플랫폼 개발(R01-2007-000-11793-0)"에서 연구비를 지원받아 수행된 연구이며 이 에 감사드립니다.

# 참 고 문 헌

- 1. 건설교통부 (1997), 내진설계기준연구(II), pp.493.
- 곽동엽, 정창균, 박두희 (2009), "한반도 확률론적인 지진재해분 석과 Deaggregation", 한국지진공학회 논문집.
- 김동수, 추연욱 (2001), "공진주시험을 이용한 국내 비점성토 지반의 동적변형특성", 한국지반공학회논문집, Vol.17, No.5, pp.115-128.
- Boore, D.M. (2002), SMSIM Fortran programs for simulating ground motions from earthquakes: Version 2.16. A revision of OFR 96-80-A, US Geological Survey, Menlo Park.
- Borcherdt, R.D. (1994), "Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification)", *Earthquake Spectra*, Vol. 10, pp.617-653.

- 6. Cornell, C.A. (1968), "Engineering seismic risk analysis", *Bulletin of Seismological Society of America*, Vol.58, pp.1583-1606.
- Dobry, R., Martin, G., Parra, E. and Bhattacharyya, A. (1994), "Development of site-dependent ratios of elastic response spectra (RRS) and site categories for building seismic codes", pp.18-20.
- Dobry, R., Martin, G., Parra, E. and Bhattacharyya, A. (1999), "Development of Site Dependent Ratio of Elastic Response Spectra (RRS)", pp.
- Dobry, R. and Vucetic, M. (1987), "Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits", *International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils*, Mexico City, 2, pp.51-87.
- FEMA (1997), "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Part I", p.337.
- Gutenberg, B. and Richter, C. (1944), "Frequency of earthquakes in California", *Bull. Seism. Soc. Am*, Vol.34, No.4, pp.1985-1988.
- 12. IBC (2000), International Building Council, Whittier, CA.
- Kim, D.-S., Lee, S.-H. and Yoon, J.-K. (2008), "Development of Site Classification System and Modification of Site Coefficients in Korea Based on Mean Shear Wave Velocity of Soil and Depth to Bedrock", *Journal of Korean Society of Civil Engineering*, Vol.28, No.1C, pp.63-74.
- Kim, I.T. and Yoon, J.K. (2006), "Development of new site classification system for the regions of shallow bedrock in Korea", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.10, No.3, pp.331-358.
- Kramer, S.L. (1996), *Geotechnical earthquake engineering*, Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J., pp.xviii, 653.
- Noh, M. and Lee, K. (1994), "Estimation of Peak Ground Motions in the southeastern Part of the Korean Peninsula (I): Estimation of Spectral Parameters", *Jour. Geol. Soc. Korea*, Vol.30, pp.297-306.
- Park, D. and Hashash, Y.M.A. (2005), "Evaluation of seismic site factors in the Mississippi Embayment. II. Probabilistic seismic hazard analysis with nonlinear site effects", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.25, No.2, pp.145-156.
- Schnabel, P.B. (1973), Effects of local geology and distance from source on earthquake ground motions, University of California, Berkeley,
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1970), Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses, College of Engineering University of California Berkeley., Berkeley, p.41.
- Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M. and Tokmatsu, K. (1986), "Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.112, No.11, pp. 1016-1032.
- Sun, C.-G., Kim, D.-S. and Chung, C.-K. (2005), "Geologic site conditions and site coefficients for estimating earthquake ground motions in the inland areas of Korea", *Engineering Geology*, Vol.81, No.4, pp.446-469.
- 22. Sun, J.I., Golesorkhi, R. and Seed, H.B. (1988), Dynamic moduli and damping rations for cohesive soils, Report No. UCB/EERC-88/15, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, California.
- Wen, Y.K. and Wu, C.L. (2001), "Uniform hazard ground motions for Mid-America Cities", *Earthquake Spectra*, Vol.17, No.2, pp. 359-384.

(접수일자 2009. 7. 15, 심사완료일 2009. 10. 20)

# 연약지반의 입도 혼합비를 고려한 압밀특성평가

# Evaluation of Consolidation Characteristics Considering the Mixed Gradation Ratio of Soft Ground

박	영	목'	Park, Yeong-Mog
윤	상	ጅ <sup>2</sup>	Yun, Sang-Jong
채	종	길³	Chea, Jong-Gil

## Abstract

In order to provide the design criteria, the characteristics of consolidation for soft ground improvement have been investigated using the field banking test performed by the vertical drain method at the northern container section in Busan New Port. Field test results indicated that the estimated degree of consolidation in design stage decreased by about 7% compared with the measured one. This difference is attributed to the fact that the conservative geological properties were applied with relatively high amount of maximum clay mixture ratio during the design stage. Based on this findings, another laboratory oedometer test was implemented to consider various combination of mixture ratio. It was found that the consolidation degree increased in accordance with the increase of sand/silt mixture ratio. Also, the proportion of 10%, 50%, and 40% for sand, silt, and clay, respectively, was observed as the best combination of mixture ratio to the actual measurement, which is very similar to the average grain size distribution in the banking test area. Therefore, it is suggested that the overall geological characteristics as well as the grain size distribution should be considered in design stage to improve the soft ground that contains mixture of sand, silt, and clay.

#### 요 지

부산 신항만 북컨테이너 지역에서 연직배수공법에 의한 연약지반개량을 위해 설계된 제반사항을 검토하고, 현장시 험시공을 실시하여 현장계측 결과를 이용한 압밀침하 특성을 검토하였다. 설계치와 현장계측치의 비교검토에서, 설계 압밀도에 비해 실측압밀도가 약 7% 높게 나타났다. 그 차이는 설계당시의 지반정수가 전체적인 지반의 입도 혼합비를 고려하지 않고 점토성분이 많은 시료를 이용하여 보수적으로 적용되었기 때문이라고 판단하여 다양한 입도 혼합비별 로 실내 압밀시험을 실시하였다. 실험결과, 점토시료의 실트 및 모래혼합비 증가에 따라 압밀진척도가 증가하는 경향 이 나타났으며, 실측 압밀도와 가장 잘 맞은 입도 혼합비는 모래 10%, 실트 50%, 점토 40%였고, 이는 시험시공구역의 평균입도분포와 거의 일치하는 것으로 나타났다. 따라서 모래, 실트 및 점토가 혼재된 연약지반을 개량하는 경우 설계단계에서 전체적인 지층의 특성 및 입도의 혼합비를 충분히 고려할 필요가 있다는 것을 제시했다.

Keywords : Consolidation, Grain-size distribution, Ground improvement, Smear effect, Well re sistance

<sup>1</sup> 정회원, 영남대학교 건설시스템공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Yeungnam Univ.)

<sup>2</sup> 청석엔지니어링 지반공학부 사원 (Staff, Geotechnical Engrg. Div., Chung suk Engrg. Co., LTD.)

<sup>3</sup> 정회원, 한국품질시험연구소 팀장 (Member, Team Leader, Korea Qualrity Testing Research Center, chaie76@naver.com, 교신저자)

<sup>\*</sup> 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

# 1. 서 론

현재 우리나라는 인구증가 및 산업화가 급속하게 진행 됨에 따라 국토 활용률이 증가되고 있으며, 그 일환으로 해저준설토를 이용한 해안 연안의 매립공사가 서해안과 남해안을 중심으로 활발하게 진행되고 있다. 준설 매립 지반의 개량을 위하여 최근 현장에서는 주로 프리로딩 공법과 연직배수재를 이용한 공법을 병용하는 것이 보편 적이다. 이와 같은 압밀촉진공법을 적용하는 경우 현장 조사와 실내시험에 의한 설계 당시의 침하량과 압밀기간 의 예측결과는 시험시공에 의한 현장계측결과와 비교하 면 차이가 크게 나타나는 것이 일반적이다(Chung, 1999). 양자의 차이를 나타내는 가장 큰 이유로는 설계단계에 서 보수적인 관점으로 전체의 채취된 시료중 점토의 함 유율이 높은 가장 연약한 시료를 대표시료로 선정해 실 험하여 그 값이 전체지반을 대표한다고 가정하기 때문 이라고 사료된다. 그러나 연약지반에서 점토함유율은 심도별로 큰 변동특성을 가지기 때문에 설계단계에서 지층전체의 총괄적인 지반정수의 적용을 위해서는 채 취시료 내에 점토, 실트 및 모래의 함유율에 따른 압밀도 변화를 고려한 시험을 실시할 필요가 있으나, 지금까지 국내 해성점성토에 있어서 현장의 입도 혼합비를 고려 한 압밀특성에 관한 연구는 보고된 바가 없다. 또한, 설 계시 압밀속도를 정도 높게 예측하기 위해서는 연직배

수공법의 주된 압밀지연 요인인 웰저항(well resistance) 과 스미어 효과(smear effect)를 면밀하게 고려한 검토가 필요하다고 판단된다(朴永穆, 1994).

따라서, 본 연구에서는 부산신항만 컨테이너부지 조 성 공사 현장의 연약지반에 대해 연직배수공법에 의한 지반개량을 수행한 결과를 대상으로 설계치와 시험시 공계측결과치의 압밀침하 특성을 비교 분석하였다. 설 계자료는 부산도시공사(2008)와 Chung et al.(2007)에 의한 결과를 활용하였으며 시험시공 계측 결과를 이용 한 최종침하량 및 압밀기간 산정자료는 부산도시공사 (정충기)(2008)의 연구결과를 참고하였다. 또한, 연직배수 공법에 의한 지반개량시 웰저항과 스미어 효과에 의한 압 밀지연을 확인하기 위하여 양자의 특성을 고려하지 않은 Barron(1948)식과 고려된 Hansbo(1979)와 Onoue(1988) 가 제시한 식을 이용해 역해석을 실시하여 검토하였다. 아울러, 연구대상 지역의 설계치와 현장 계측치의 압밀 도에 연직배수공법의 압밀지연 특성을 고려하여도 상 당한 차이가 나타남에 근거하여 설계당시 지반정수의 결정에 다소간의 문제가 있을 것으로 판단하여 현장여 건과 유사하도록 점토시료에 모래와 실트를 다양한 조 건으로 혼합하여 실내압밀실험을 실시하였으며, 각 입 도 혼합비별 압밀시험 결과를 활용하여 실측 압밀도와 비교 분석하여 합리성을 평가하였다.



그림 1. 연구대상지역 위치도(부산도시공사, 2008)



그림 3. 시험성토 부지에서의 지층구조(부산도시공사, 2008)

# 그림 2. 평면도 및 모래침투 현황(음영부분)(부산도시공사, 2008)



본 연구대상지역은 부산신항 북컨테이너 지역이며, 시험시공부지를 중심으로 총 7개의 시추조사와 불교란 시료채취가 수행되었다(그림 1 참조). 조사 당시에는 그

림 2에 나타낸 바와 같이 샌드매트 포설 및 연직배수재 타설로 인해 모래가 준설토부에 침투되어 있는 상황이 었다.

그림 3에서는 시험성토부지에 대한 시추주상도를 나 타내고 있다. 그림에서와 같이 이 부지 내에서는 전반적

으로 점성토층의 두께가 상대적으로 두꺼우며(46m~

68m), 중간에 2m~4m의 얇은 모래층(sand seam)이 분

2. 연구 대상지역

2.1 대상지역 위치 및 지층구조

포하는 다소 복잡한 지층구조로 나타났다.

#### 2.2 토질특성

토질특성의 파악은 시험성토 현장 내에 상세 지반 조 사(N-1)를 실시하여, 그 결과를 요약 보고한 Chung et al(2007)의 자료를 활용하였다. Chung et al.(2007)은 지 반정수의 결정에 있어서 통상의 설계단계에서는 점토 의 퇴적환경에 따른 고결효과를 충분히 반영하지 않고 깊이에 따라 연속적으로 변하는 경험식을 기초로 하고 있음을 지적하고(표 1 참고), 본 현장의 점토층을 퇴적 환경에 따라 상부점토(soft clay)와 하부점토(stiff clay) 로 나누어 자료를 분석함이 보다 타당하다고 제안하고 있다. 그림 4는 N-1지점 지반의 역학적 특성을 나타내 고 있으며, Chung et al.(2007)의 보고에 상세히 나타나 있다.

한편, 지반 전체구간의 입도분포를 평균해보면 모래 는 10.7%(0~38% 범위), 실트는 53.6%(40~63% 범위), 점토는 35.7%(20~45% 범위)로 혼합되어 있는데, 특히 모래의 입도가 가장 변동이 큰 것으로 나타났다. 80cm 길이의 샘플러 내에 모래가 많이 함유되어 있는 시료의 경우, 실험실 내에서 추출시 추출압에 의해 모래 속의 간극수가 갑자기 유출되거나, 시료의 팽창/수축이 발생 하기 쉽고, 추출했다하더라도 시료 겉면의 거친 정도에 따라 시료의 성형이 쉽지 않기 때문에 그로부터 얻은 결과는 큰 변동성이 내재되어 있다는 점을 염두에 두고

So	Soil profile		Gi 0	Grading(%) 0 1000 20 40 60 80			] 0.0	LI 0.0 1.5			S <sub>u</sub> (	$\begin{array}{c} S_{\rm u}({\rm kPa})\\ 0 & 200\\ 50 & 100 & 150 \end{array}$			C <sub>c</sub>	;		σ <sub>y</sub> ' (kPa)		
			20	) 40	60	80	0.5	51	.0	4	50 1	00 1	50	0.0	0.5 1	.0 1.:	50	200	400	600 (
	0.									~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~	+ F —C (1	V PT $V_{\Delta u} = 1$	8.29)		•					
	10.0	Soft clay		·		/	_		▼ ▼ ₩		ר) סנ	$V_{\Delta u} = 0$ JC	6.20)		•	_				
(m)	20.0 -		$\lambda$	silt_		la <del>y</del>	_		▼ ▼ ▼	o d o o			=		••	-	ŀ	8	$\sigma_{vo}$	
epth	30.0 -		A	<u> </u>	X			♥ ♥ ■		0	S-H-N	-			:		L.		/	
	ayey∠ It			*	, K			.₩			000								•	
	40.0	Stiff Class			- <b></b>			<u> </u>				0 0	A Inc. in Mark		•	—	F		\•	<b>}</b> —
Sat	50.0 - 1dv		<u>م</u>	<u>&gt;</u>		• •					0			•		_		•	<u> </u>	· <u> </u>
gra	wel		Sa	nđ																

그림 4. N-1지점 지반의 역학적 특성의 요약(Chung et al., 2006)

표 1. 설계시 적용된 지층의 공학적 특성 (부산도시공사, 2008)

구 분		준설토	하부 점토		
비중		2.71	2.71 2.708+0.0002· <i>z</i>		
함수비		70.0	62.4-0.0009·z	59.4	
간극비		1.90	1.69+0.0001·z	1.62	
포화단위중량		1.60	1.69-0.00005• <i>z</i>	1.68	
압축지수		1.02	0.72 ~ 1.03	0.75	
압밀계수	수직	0.40	0.40-0.00015· <i>z</i>	0.41-0.0006·z	
$ imes 10^{-3} cm^2/{ m sec}$	수평	0.40	0.92-0.003·z	0.94-0.001 · z	
투수계수	수직	-	$4.66 \times e^{-0.0425 \cdot z}$	$5.16 \times e^{-0.0441 \cdot z}$	
$\times 10^{-3} cm^2/sec$	수평	_	$2.3 \cdot k_v$	$2.3 \cdot k_v$	

그림 3을 이해할 필요가 있다.

### 2.3 현장의 장래 침하량(부산도시공사(정충기), 2008)

대규모현장에 대해서 합리적인 시공을 위하여 설계 단계에서 예측한 압밀기간 및 침하량을 검증평가하기 위한 현장의 대표적인 위치에서 시험시공을 실시할 필 요가 있다. 시험시공위치에서 얻은 각종 실측 데이터를 이용한 장래침하량과 지반개량기간의 예측이 필요하다 고 판단된다. 부산도시공사(정충기)(2008)는 본 연구대 상지역에 대해 그림 5에 나타낸 현장 실측자료를 이용 해 5가지 예측기법(Hyperbolic, *√S*, Log S, Asaoka(浅 岡) 및 Monden(門前)법)으로 침하거동의 예측 및 Root mean square error 법을 이용하여 각 방법에 대한 신뢰도 를 평가한 바 있다. 정충기(2008)는 계측자료의 축적에 따라 Hyperbolic방법의 신뢰성이 높아지고, 부산 점성토





의 소성적 creep특성을 감안할 때 Hyperbolic방법으로 시험시공 부지의 침하 거동을 예측하는 것이 가장 적절 하다고 보고한 바 있다. Hyperbolic방법으로 예측한 침 하량을 기준으로 둔다면, 표 2에 나타낸 바와 같이 설계 시 예측 침하량(S<sub>D</sub>)이 과도하게 평가된 경향이 있으며, 이는 설계단계에서 반영한 지반정수들이 전반적인 지 층의 특성을 대표하지 못하였기 때문이라고 판단되며, 시공 공정상에 발생된 모래침투(그림 2 참조) 등의 문제 점이 고려되지 못하였기 때문으로 사료된다.

## 3. 배수재의 배수성능에 관한 검토

설계압밀도가 현장실측결과와 비교해 다소 상이한 예 측결과를 나타내는 원인은 지반정수의 잘못된 적용뿐만 아니라, 배수재 타설 시 필연적으로 발생하는 압밀지연 요인(well resistance, smear effect)을 과학적으로 충분히 고려하지 못한 점을 지적할 수 있다. 따라서 설계단계에 서 보편적으로 활용되는 기 제안된 이론식들을 적용하여 압밀지연 요인을 고려하는/하지 않는 경우에 대한 해석을 실시하여 well resistance(WR)와 smear effect(SE)가 압밀 도에 미치는 지연영향을 비교, 검토하였다. Barron(1948) 의 이론식은 배수재 타설간격의 영향만 고려한 이상적인 배수 조건하에서 압밀도가 계산되는 반면, Onoue(1988) 와 Hansbo(1979)의 이론식은 압밀지연 요인을 고려할 수가 있으므로, 양자에 의한 결과를 비교함으로써 well resistance와 smear effect에 의한 압밀지연의 정도를 정 량적으로 평가할 수 있다. 각각의 이론식의 상세는 최인 걸과 박영목(2006)의 보고에 상세히 나타나 있다.

표 2. 설계시 침하량과 계측자료에 기초한 예상 침하량 해석 결과 요약(부산도시공사(정충	フ), 2008)
---	-----------

계측구역/연직배수재/	2006.12 침하량	설계시 침하량(S <sub>D</sub> )	경과 일수	최종 침하량(SE)	2006.12 압밀도	2008.3 압밀도
배수재간격	(m)	(m)	(day)	(m)	(%)	(%)
A-1/PBD/1 5m	5 463	8 13	813	6 211	87.98	91 93
	0.100	0.10		0.211	01.00	01.00
A-2/PBD/1.3m	5.02	8.13	813	5.757	87.23	91.77
M-1/PBD/1.5m	5.60	8.97	841	6.384	87.08	91.66
M-2/PBD/2.0m	5.07	8.77	798	6.488	78.13	84.84
M-3/PBD/1.3m	4.68	8.26	965	5.517	84.79	89.48
M-4/CD1/2.1m	3.87	8.55	874	5.365	72.17	79.91
M-4-1/CD1/2.1m	3.82	8.55	815	5.26	76.65	80.64
M-4-2/CD2/2.1m	3.62	8.55	874	4.934	73.44	80.82
M-5/CD1/1.6m	4.60	8.85	871	5.489	83.75	88.72
M-5-1/CD1/1.6m	4.98	8.85	832	5.839	85.26	89.82
M-5-2/CD2/1.6m	4.28	8.85	871	5.16	82.84	88.04

※ 음영 처리된 부분은 모래가 관입된 부분을 나타냄

구역	배수재 종류	설치 간격(m)	$U_{(Bar.)}$	$T_h$	n'	F(n')	U <sub>h (SE)</sub> (%)	U <sub>h (Ono.)</sub> (%)	WR	SE	WR+SE
A-1	PBD	1.5	91.0	0.8	48.3	3.1	88.1	81.4	6.7	2.8	9.5
M-1	PBD	1.5	89.8	0.8	48.3	3.1	86.9	80.5	6.4	2.9	9.3
M-2	PBD	2.0	71.8	0.5	64.0	3.4	68.1	61.2	6.9	3.8	10.7
M-3	PBD	1.3	96.4	1.1	41.7	3.0	94.7	89.8	4.9	1.7	6.6
M-4	CD	2.1	66.1	0.4	67.5	3.5	62.2	56.1	6.1	3.9	10
M-4-1	CD1	2.1	63.9	0.4	67.5	3.5	60.0	57.8	2.2	3.9	6.1
M-4-2	CD2	2.1	63.9	0.4	67.5	3.5	60.0	57.8	2.2	3.9	6.1
M-5	CD	1.6	86.0	0.7	51.4	3.2	82.6	78.4	4.2	3.4	7.6
M-5-1	CD1	1.6	86.0	0.7	51.4	3.2	82.6	78.4	4.2	3.4	7.6
M-5-2	CD2	1.6	87.4	0.7	51.4	3.2	84.2	78.2	6.0	3.2	9.2
평균	_	-	80.2	_	_	-	76.9	72.0	4.9	3.3	8.2
T N/ 1											

표 3. Barron식과 Onoue식을 이용한 압밀지연 영향 검토 결과(2006년 12월 기준)

 $T_h = \frac{Li \vee (1 - U_{(Bar.)})}{-8} \times F(n), \ d_e = 1.13 \times S( 정사각형 배치), \ d_w = 0.05, d_s = 0.21 \sim 0.22, \ n = d_e/d_w,$ 

 $S=d_{\rm s}/d_{\rm w},\;\eta=k_{\rm h}/k_{\rm S}=1.25,\;W\!R:well\;resistance,\;S\!E:smear\;effect$ 

표 3은 Barren(1948)식과 Onoue(1988)식을 이용하여 압밀지연의 영향을 고려한 압밀도 해석결과를 나타낸다. Hansbo(1979)식에 의한 결과는 Onoue(1988)식에 의한 계 산 결과와 매우 유사한 결과를 나타냈으므로 생략한다. 현장에서 배수재가 정방형으로 타설되었으므로 등가영향 원의 직경 de = 1.13×S (S: 타설간격)로 하였고, 연약지반 상부의 준설토 지반은 배수재 타설 전에 준설매립과정에 서 완전 교란되어 고결이 충분히 진행되지 않은 상태이므 로 맨드렐 타설로 인한 교란을 고려하지 않아도 될 것으 로 판단하여 스미어 존의 직경  $d_s = 0.24 imes rac{H_s}{H} (0.24$  : 맨 드렐 직경(12cm)의 2배, H<sub>s</sub>: 원지반의 두께, H<sub>t</sub>: 원지반 +준설토지반의 두께)로 계산하였다. 그리고  $\eta = \frac{k_h}{k}$ 값 은 유사지역의 실험결과(박영목, 2003)를 이용하여 스미 어 영역의 투수계수를 원지반 수평투수계수의 80%를 적 용하였다. 표 3에서 Uh(SE)의 계산은 Onoue식에서 smear effect만을 고려하여 압밀도를 산정한 것이며, WR은 SE 와 WR 양자의 영향을 고려하여 계산된 Onoue식의 결 과에서 Barron식에 의한 압밀도와의 차이를 구하고 그 차이 값에서 SE의 값을 빼서 구하였다.

계산결과, well resistance(WR)에 의한 압밀지연은 2.2%~ 6.9%(평균 4.9%)가 발생하는 것으로 나타났고, smear effect(SE)에 의한 압밀지연은 1.7%~3.9%(평균 3.3%) 가 발생하는 것으로 나타났다. WR과 SE 두 요인에 의 한 압밀지연은 6.1%~10.7%(평균 8.2%)로 계산되어 연 직배수공법적용시 반드시 고려해야할 사항임이 재확인 되었다. M-4와 M-5에 있어서 압밀지연은 배수재의 타 설간격이 넓을수록 감소하는 것으로 나타났다. 이는 배 수재의 타설간격이 넓을수록 맨드렐의 관입·인발에 기 인하는 지반교란 특성에 기인된 smear effect를 적게 받 기 때문으로 판단된다. 그러나, 본 연구 대상지역에 있 어서 배수재의 종류에 따른 well resistance의 영향은 평 가하기 어려웠다.

현장실측결과를 이용하여 Hyperbolic방법에 의해 장 래침하량을 예측하고 그 결과에 의해 산출한 압밀도는 간극수의 수평방향 배수에 의한 압밀도 외에 수직방향 배 수로 인한 압밀도도 포함되어 있다. 그러나, Barron(1948) 식 및 Onoue(1988)식에 의해 계산된 압밀도는 수평방향 배수에 의한 압밀도이므로,  $U=1-(1-U_h)(1-U_v)$ 식 을 이용하여 연직방향 배수에 의한 압밀도를 제외하여 계산하면 설계당시 이론식으로 구한 수평압밀도와 직 접비교가 가능하다. 표 4는 설계당시 예측 압밀도와 실 측치의 압밀도를 비교하여 나타냈다. 표 3과 표 4 내에  $U_{(Bar.)}, U_{(Ono)}$ 는 각각 Barron식, Onoue식을 이용하여 계 산한 압밀도를 나타내며,  $U_{(Hyp)}$ ,  $U_{h(Hyp)}$ 는 Hyperbolic법 이용하여 계산된 평균압밀도와 수평방향배수에 의한 압밀도를 각각 나타낸다.

표 4에서 알 수 있듯이 본 현장과 같이 10개 구역에 연 직배수재에 의한 지반개량을 실시한 결과 경우 Hyperbolic 법에 의한 현장실측 전체평균 압밀도가 72.2%~88.8% (평균 81.8%)를 나타내는 것에 대하여 연직방향 배수에 의한 압밀도는 1.4%~8.1%(평균 2.9%)를 나타내어 그 영향을 배제한 수평방향 배수에 의한 압밀도는 68.8%~

<u>식</u>	설7	비치	실=	측치	차	0	
79	A : $U_{(Bar.)}$	B : U <sub>(Ono.)</sub>	$C \ \vdots \ U_{(Hyp)}$	D: $U_{h(Hyp)}$	A-D	B-D	C-D
A-1	91.0	81.4	88.0	86.5	4.1	-5.2	1.4
M-1	89.8	80.5	87.1	85.7	-3.6	-14.2	2.7
M-2	71.8	61.2	78.1	75.4	4.5	-5.1	1.5
M-3	96.4	89.8	84.8	82.8	13.6	7.0	2.0
M-4	66.1	56.1	72.2	68.8	-2.7	-12.7	3.4
M-4-1	63.9	57.8	76.7	73.8	-9.9	-16.0	2.9
M-4-2	63.9	57.8	73.4	70.2	-6.3	-12.4	3.2
M-5	86.0	78.4	83.8	81.7	4.3	-3.3	2.1
M-5-1	86.0	78.4	85.3	83.4	2.6	-5.0	1.9
M-5-2	87.4	78.2	82.8	80.7	6.7	-2.5	8.1
평균	80.2	72.0	81.8	78.9	-1.3	-6.9	2.9

표 4. 각 식에 의한 설계치와 실측치의 압밀도

86.5%(평균 78.9%)로 연직배수공법에 의한 압밀도가 전
체압밀도의 95%~97.4%(평균 96.5%)를 점하는 것을 알
았다. Well resistance와 smear effect에 의한 압밀지연의
발생이 없는 이상적인 조건인 Barron식에 의한 계산과
Hyperbolic법에 의한 장래 침하량 예측방법에 의해 계
산된 수평방향 배수에 의한 압밀도의 차이는 -9.9%~
13.6%(평균 -1.3%)로 실측치의 압밀도가 크게 나타났
다. WR과 SE 양자의 압밀지연 영향을 고려한 Onoue식
에 의한 압밀도와 Hyperbolic법에 의한 실측압밀도의 차
이는 -16%~7.0%(평균 -6.9%)로 실측압밀도가 크게 나
타났다. 여기서 압밀지연영향을 고려하지 않은 Barron식
에 의해 계산된 압밀도가 실측된 수평방향압밀도보다
평균 1.3% 낮게 나타났을 뿐만 아니라, well resistance와
smear effect를 고려한 Onoue식에 의해 계산된 이론치와
현장실측 결과를 이용한 수평방향 배수에 의한 압밀도가
이론적으로 유사해야함에도 불구하고, 양자 간에 약 7%의
차이가 나타났다는 것에 주목할 필요가 있다. Pre-loading
재하종료 후 약18개월이 경과한 2006년 12월의 동일시
점에 대해 설계당시 압밀도가 현장의 실측압밀도보다
낮게 나타난 주된 원인은 설계단계에서 사용한 지반정
수가 전체지반의 평균적인 입도 혼합비를 고려하지 않
은 보수적인 조사, 시료선정 및 실험에 의해 도출된 값
을 기초로 했기 때문이라고 판단된다.

# 4. 혼합입도별 압밀도 분석

# 4.1 시료 성형

전술된바와 같이 지반의 입도 혼합비별로 압밀특성

#### 표 5. 시료혼합비

실트(M):점토(C)	모래(S):실트(M):점토(C)
0.0 : 1.0	0.1 : 0.5 : 0.4
0.3 : 0.7	0.2 : 0.5 : 0.3
0.5 : 0.5	_
0.7 : 0.3	_
0.9 : 0.1	_
1.0 : 0.0	_

의 차이를 확인하기 위하여 실내시험을 실시했다. 본 연 구에 사용된 실험 시료 중 실트는 0.075mm~0.005mm 의 입경에 맞도록 체분석을 통해 제조하였으며, 점토 시 료의 경우 비중계법에 의해 0.005mm이하의 입경을 가 지는 시료를 모아 건조 후 사용하였다. 또한 모래시료는 시험시공 현장 주위에서 채취된 시료에서 추출한 모래 시료를 현장입도분포에 맞춰 조정하여 사용했다. 표 5 에는 본 실험에 적용된 시료혼합비를 나타낸다. 시료성 형 시 소요의 깊이에 대한 지반의 모형화와 그에 대한 입자의 재배열을 고려하기 위하여 지름 9.5cm의 PVC파 이프관 하단에 배수용 여과지를 설치한 다음, 계산된 함 수비로 교반된 시료를 투입한 후 상단에 배수용 여과지 를 깔고, 0.01kgf/cm<sup>2</sup>의 하중을 가하여 소요의 단위중량 에 도달할 때까지 압밀을 시킨 후에 7일간 방치한 시료 를 이용하였다. 현장의 특성과 유사한 각각의 입경범위 를 갖도록 분리된 실트와 모래 및 점토를 표 5에 나타내 는 혼합비로 성형된 시료에 대해 표준압밀시험을 실시 하였고, 시험 후 하중과 간극비의 관계변화, 그리고 압 밀계수나 압축계수 등 각종 압밀정수들의 변화에 대한 정성적인 분석을 실시하였다.

본 연구 대상지역에서 채취한 점토질 실트를 대상으 로 수세식 체분석으로 정교하게 분리한 실트와 점토에 대한 기본 물리적 성질은 다음과 같다. 실트의 입경은 0.072~0.005mm이고 비중 Gs는 2.64, 액성한계, LL은 32%, 소성한계, PL은 17%를 나타냈다. 점토는 #270번 체 통과분에 대한 것으로써 그 입자가 0.005mm이하이 며 액성한계와 소성한계가 각각 42%, 22%의 값을 나타 내며 비중 2.65에 소성지수, PI는 20%의 값을 나타냈다. 그림 6에는 실트, 점토 및 원시료의 입도 분포시험 결과 를 나타냈다.

#### 4.3 혼합비에 따른 압밀 거동 분석

그림 7~9는 실트와 점토 혼합시료에 대한 압밀시험 결과를 나타내고 있다. 그림 중의 C는 점토, M은 실트, S는 모래를 각각 나타낸다. 또한 기호 우측의 숫자는 혼 합비를 의미한다. 먼저 e-log p 관계에서 초기간극비의 크기는 점토함유율에 비례하고, 실트와 모래성분이 많 이 함유될수록 간극비의 감소폭은 커지는 경향을 나타 냈다. 압밀계수와 투수계수는 실트와 모래성분이 많을 수록 다소 큰 값을 보였다. 한편, 압밀계수와 투수계수 는 응력단계가 커질수록 조금씩 감소했고 동일한 응력 조건에서 실트와 모래함유량이 높을수록 압밀계수와 투수계수가 크게 나타났다.

표 6에는 전술한 압밀 실험 결과로 구해진 지반 정수 를 요약하였다. 점토성분이 많을수록 압밀계수, 압축지 수, 투수계수가 실트 및 모래성분이 많은 혼합 압밀시료 보다 상대적으로 작은 값을 나타내었다. 이는 점토성분 의 입자가 작아서 간극수의 배재가 원활하지 않음에 기



그림 6. 입도분포 시험결과











그림 9. 실트, 모래, 점토 혼합비에 따른 투수계수 변화 그래프

표 6. 압밀실험 결과 정리

혼합비 압밀정수	C1.0	M0.3: C0.7	M0.5: C0.5	M0.7: C0.3	M0.9: C0.1	M1.0	S0.1: M0.5: C0.4	S0.2: M0.5: C0.3
$c_v(10^{-4}cm^2/{\rm sec})$	5.24	5.60	5.71	5.90	6.06	6.43	6.88	7.02
$C_{c}$	0.59	0.68	0.69	0.75	0.79	0.84	0.79	0.90
$k(10^{-8}cm/sec)$	3.08	3.78	4.72	5.48	6.17	8.36	9.25	9.99



인된 것이라 판단된다.

그림 10은 각 시험시공구역별 실트함유비(R<sub>M</sub>)의 변화에 따른 압밀도를 점토100%(C1.0)일 경우의 압밀도로 정규화 한 것을 나타냈다. 그림에서 알 수 있듯이 구역별로 다소간 의 차이는 나타내나 실트함유비가 증가할수록 *UlUc*1.0 값이 거의 선형적으로 증가함을 알 수 있다. 10개 구역 전체를 평균하여 선형회귀하면 *UlUc*1.0=0.0651*R*<sub>M</sub>+1.0(*R*<sup>2</sup>=0.945) 식으로 나타났다. 이 식이 가지는 의미는 점토시료에 실 트성분의 함유비가 증가 될수록, 즉 R<sub>M</sub>이 0에서 1로(실 트 0%에서 100%로) 변화할수록 압밀도가 점토시료 100% 인 경우에 비해 얼마만큼 증가되는가를 나타낸다. 향후 이 식은 현장의 실트혼합비가 파악된 경우에 점토 100%에 가까운 보수적으로 선정된 시료로부터 구한 값을 이용 한 예측 압밀도에 비해 현장의 압밀도가 얼마만큼 빨리

진행되는지를 예측하는데 유효할 것으로 판단된다.

## 4.4 기존설계/실제/입도 혼합비별 시험결과를 이용한 압 밀도

전출된 표 1의 설계 지반정수를 이용하여 시험시공 부지의 압밀도를 검토하여 표 7에 나타내었다. 수평배 수에 의한 압밀도의 계산은 Onoue식을 이용하였으며, Terzaghi의 일차원 압밀식을 이용하여 연직방향배수에 의한 압밀도를 계산하였다. De-beer의 공식을 이용하여 모래지역의 즉시침하량을 계산하였으나 모래함유량이 적고, N값이 상대적으로 커서 그 값이 미비하므로 검토 에서 제외하였다.

표 7의 계산과 동일한 방법으로 각 조건의 입도 혼합 별 압밀도를 검토하여 표 8에 나타냈다. 각 구역별로 상 단은 Onoue식에 의해 산정된 압밀도를, 하단은 Barron 식에 의한 압밀도를 각각 나타낸다. 표에 나타난 바와 같이 점토시료에 실트와 모래의 혼합비가 증가할수록 압밀도가 증가하며, 모래가 혼입된 경우에 압밀도가 더 욱 증가하는 것을 알 수 있다.

현장에서는 일반적으로 지반조사 과정에서 지반특성 이 최악의 조건에서 원위치시험을 하고 시료를 채취하 여 실내시험을 한다. 이 결과, 채취된 시료는 전체지반을 대표하지 못하고 과소평가되는 시험이 이루어질 수 있 다. 압밀특성과 관련된 최악의 조건은 점토100%(C1.0) 인 경우가 될 수 있다. 따라서, 혼합비별 압밀도 분석시 에 점토100%인 경우의 압밀도와 본 현장의 설계정수로 구한 압밀도가 같다고 가정하고 각 입도 혼합비별로 실 내시험결과에 의한 정성적인 비율로 설계정수를 조정

표 7. 설계 지반정수를 이용한 압밀도 검토결과

대표위치	A-1	M-1	M-2	M-3	M-4	M-4-1	M-4-2	M-5	M-5-1	M-5-2
수평압밀도(%)	81.4	80.5	61.2	89.8	56.1	57.8	57.8	78.4	78.	78.2
연직압밀도(%)	10.8	9.87	11.1	11.6	10.7	11.0	11.0	11.2	11.2	11.2
평균압밀도(%)	83.4	82.4	65.5	90.1	60.8	62.4	62.4	80.8	80.8	80.6

#### 표 8. 혼합별 지반정수를 이용한 압밀도(%)

입도 혼합비 시험시공구역명	C1.0	M0.3:C0.7	M0.5:C0.5	M0.7:C0.3	M0.9:C0.1
۸_1	81	82.7	83.2	84.0	84.7
~ I	96.8	98.0	98.2	98.4	98.5
M_1	83.2	84.8	85.3	86.1	86.7
IVI	97.9	98.3	98.4	98.6	98.7
M_2	62.8	64.9	65.5	66.5	67.3
IVI-2	85.5	87.1	87.5	88.3	88.8
M_2	93.1	94.1	94.4	94.9	95.2
	99.8	99.9	99.9	99.9	99.9
M_4	73.7	75.0	75.3	76.0	76.5
IVI-4	85	86.0	86.3	86.8	87.3
M_4_1	71.3	73.3	73.9	74.9	75.7
IVI 4 I	83	84.7	85.2	83.0	86.6
M_4_2	73.7	75.7	76.2	77.2	78.0
WI-4-2	85	86.6	87.0	87.8	88.4
M_5	88.7	90.1	90.5	91.1	91.6
WI-5	86.8	97.4	97.5	97.8	98.0
	87.6	89.0	89.4	90.1	90.6
M-2-1	86.2	86.9	97.1	97.4	97.6
	88.7	90.1	90.5	91.1	91.6
M-3-2	96.8	97.4	97.5	97.8	98.0
입도 혼합비 시험시공구역명	M1.0	S0.1:M0.5:C0.4	S0.2:M0.5:C0.3	S0.1:M0.4:C0.5	S0.2:M0.3:C0.5
۸_1	86.2	87.7	88.2	86.6	87.9
~ I	98.8	99.1	99.2	98.9	99.2
M_1	88.1	89.6	90.0	88.5	89.7
IVI	99.0	99.3	99.3	99.1	99.3
M-2	69.2	71.3	71.9	69.8	71.6
IVI Z	90.1	91.4	91.8	90.5	91.6
M-3	96.0	96.7	96.9	96.2	96.8
	99.9	100.0	100.0	100.0	100.0
M-4	77.7	79.0	79.4	78.0	79.2
IVI T	88.2	89.2	89.5	88.4	89.3
M - 1 - 1	77.5	79.4	80.0	78.0	79.7
Wi 4 1	88.0	89.5	89.9	88.4	89.7
M-4-2	79.7	81.5	82.1	80.2	81.8
IVI 4 2	89.6	91.0	91.4	90.0	91.2
M-5	92.6	93.7	94.1	93.0	93.9
ivi J				00 5	08.8
	98.4	98.7	98.8	90.0	30.0
 M_5_1	98.4 91.8	98.7	98.8	98.5	93.1
M-5-1	98.4 91.8 98.1	98.7 92.9 98.5	98.8 93.3 98.6	98.5 92.1 98.2	93.1 98.5
M-5-1	98.4 91.8 98.1 92.6	98.7 92.9 98.5 93.7	98.8 93.3 98.6 94.1	98.5 92.1 98.2 93.0	93.1 98.5 93.9

\* 각 구역별 상단과 하단은 Onoue식과 Barron식에 의해 산정된 압밀도를 나타냄.

하여 각각의 압밀도를 검토하였다.

그림 11은 시험시공구간의 전체적인 입도혼합분포별 압밀도를 막대그래프로, 실측된 각 구역의 평균압밀도 를 실선으로 같이 나타냈다. 그림에서 알 수 있듯이 각 구역에서 입도혼합분포별 압밀도와 실측압밀도가 일치 하지 않는 것은 전술된 것과 같이 입도혼합분포별 압밀



그림 12. 설계지반정수로 규준화된 혼합비별 압밀도

그림 11. 전체 시험성토구간의 입도 혼합비별 압밀도 비교

90 ( 85 내 80 75 70 65 61											
	A-1	M-1	M-2	M-3	M-4	M-4-1	M-4-2	M-5	M-5-1	M-5-2	평균
cocci C1	83,4	82,4	65,5	90,1	60,8	62,4	62,4	80,8	80,8	80,6	74,9
M0.3:C0.7	85,1	84,1	67,6	91,1	62,1	64,4	64,4	82,2	82,3	82,0	76,5
E223 M0.5:C0.5	85,6	84,6	68,2	91,4	62,5	65,0	64,9	82,6	82,7	82,4	77
mmm M0.7:C0.3	86,4	85,3	69,2	91,9	63,1	66,0	65,9	83,2	83,3	83,0	77,7
mm M0.9:C0.1	87,1	86,0	70,0	92,2	63,6	66,8	66,7	83,7	83,9	83,5	78,4
2223 M1	88,6	87,3	71,9	93,0	64,8	68,5	68,4	84,8	85,0	84,6	79,7
SSSS S0.1:M0.5:C0.4	90,1	88,8	74,0	93,7	66,1	70,5	70,3	85,9	86,2	85,7	81,1
EXXXX S0.2:M0.5:C0.3	90,6	89,2	74,7	93,9	66,5	71,1	70,8	86,2	86,5	86,0	81,6
실측압밀도	88,0	87,1	78,1	84,8	72,2	76,7	73,4	83,9	85,3	82,8	81,2

정수 산정시 실내에서 재성형시료를 사용하여 정성적 인 비율만 검토했기 때문인 것으로 판단된다. 그림 12에 는 시험시공현장의 전체적인 지층구조와 심도별 입도 분포 및 10개 구역의 입도혼합분포별 압밀도와 전체 평 균 압밀도를 같이 나타낸다. 그림 12에서 알 수 있듯이

100

95

전체구간의 입도분포를 평균해보면 모래는 10.7%, 실트 는 53.6%, 점토는 35.7% 혼합되어 있다. 또한, 현장압밀 도와 가장 유사한 압밀도를 나타내는 입도 혼합비는 모 래 10%, 실트 50%, 점토 40%(S0.1:M0.5:C0.4)이다. 이 때 약 0.1%의 오차를 가지고 있으므로 설계시 압밀기간 및 침하량을 예측할 경우 현장지반의 전체적인 입도분 포 특성을 종합적으로 검토하여 설계하는 것이 합리적 이라고 판단할 수 있다.

# 5. 결 론

본 논문에서는 부산 신항만 북컨테이너 지역에서 연 직배수공법에 의한 연약지반개량을 위해 설계된 제반 사항을 검토하고, 현장시험시공을 실시하여 현장계측결 과를 이용한 압밀침하특성을 상호 비교하였다. 또한, 다 양한 입도 혼합비를 나타내는 재구성 시료에 대한 실내 압밀시험을 실시하여 압밀특성을 검토하였으며 그 결 과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) Barron식과 Onoue식에 의한 압밀도의 차이로부터 본 연구지역에 있어서 well resistance와 smear effect 에 의한 압밀지연이 약 6.1%~10.7%(평균 8.2%)가 발생하는 것으로 나타났다. 또한, Onoue식에 의해 계산된 압밀도는 현장실측치를 이용한 Hyperbolic 방법에 의해 계산된 수평방향 배수에 의한 압밀도 보다 약 7% 낮은 값을 나타냈다. 이는 설계단계에 서 입도 혼합비를 고려하지 않은 보수적인 현장 조 사와 시료선정 및 실험에 의한 값을 기초로 하여 침 하량을 예측했기 때문이라고 판단된다.
- (2) 점토시료에 실트혼합비 증가에 따라 압밀도가 증가 하였으며, 실트 함유비의 변화에 따른 압밀도를 점 토 1.0일 경우의 압밀도로 정규화 한 경우 압밀도의 비는 U/U<sub>c1.0</sub> = 0.651R<sub>M</sub> + 1.0(R<sup>2</sup>=0.945) 식으로 나타 났다.
- (3) 다양한 혼합비를 가지는 점토, 실트 및 모래 혼합시

료에 대한 실내압밀시험을 실시한 결과를 적용하여 압밀도를 검토한 결과, 실측 압밀도와 가장 잘 맞은 입도 혼합비는 모래 10%, 실트 50%, 점토 40%로, 본 연구지역의 평균 입도분포와 거의 일치하는 것 으로 나타났다. 이는 연약지반개량을 위하여 시료채 취 및 실험을 수행할 때 전체적인 지층의 특성 및 입도 혼합비를 고려한 압밀해석이 필요한 것을 시 사한다.

# 참 고 문 헌

- 1. 朴永穆 (1994), 低平地に堆積する海成粘土の土質特性と鉛直排水 工法による地盤改良に關する研究,博士學位論文,佐賀大學大學院.
- 박영목 (2003), 맨드렐 관입에 기인하는 스미어 존의 평가", 한국 지반공학회논문집, 제19권 제6호, pp.217-225.
- 부산도시공사 (2008), 부산신항 북컨테이너터미널 배후부지 조 성공사 시험시공 학술연구 보고서 중, (정성교, chapter 2, pp. 2-28~2-30), (정충기, chapter 3, pp. 3-1~3-102), (박영목, chapter 6, pp.6-1~6-74).
- 4. 최인걸, 박영목 (2006), 현장실무를 위한 지반공학, 구미서관, pp. 177-302.
- Barron, R.A. (1948), "Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells", *Trans. ASCE*, Vol.113, No.2346, pp.718-742.
- Chung, S. G. (1999), "Engineering properties and Consolidation Characteristics of Kimhae Estuarine Clayey Soils", *11th ARC, THICK DELTAIC DEPOSITS*, pp.93-108.
- Chung, S.G., Kim G.J., Ryu C.K., and Kim M.S. (2007), "Undrained shear strength from field vane test on Pusan clay", *Marine Georesources and Geotechnology* 25:3, pp.167-179.
- Hansbo, S. (1979), "Consoildation of clay by band-shaped prefabricated drains", *Ground Engineering*, Vol.12, No.5, pp.21-25.
- Onoue, A. (1988), "Consoildation by vertical drains taking well resistance and smear into consideration", *Soils and Foundations*, Vol.28, No.4, pp.165-174.

(접수일자 2009. 7. 30, 심사완료일 2009. 10. 14)

# 지반 소실 혼합재의 용해과정 모니터링

# **Dissolution Monitoring of Geo-Soluble Mixtures**

쭝	꽝	ङे	Truong, Q. Hung	변	용	훈 <sup>2</sup>	Byun, Yong-Hoon
엄	용	<u>ቅ</u> ን ፒ	Eom, Yong-Hun	심	영	종	Sim, Young-Jong

이 종 섭<sup>°</sup> Lee, Jong-Sub

#### Abstract

Dissolution of some of geo-materials may yield the loss of the soil strength and the settlement of earth structures. The goal of this study is to monitor the several physical behaviors of soluble mixtures during dissolution. Sand-salt mixtures are used to monitor the meso to macro response including the settlements and shear waves. The mixtures of photoelastic and ice disks are used to monitor micro to meso behavior of soluble mixture including the void ratio, force chain, coordination number and horizontal force changes. In the sand-salt mixtures, shear waves are measured by using bender elements in conventional oedometer cells. In the photoelastic disk - ice disk mixtures, micro to meso response are measured by digital images and load cells. The shear wave velocity decreases at the initial stage of the dissolution, and then increases and approaches to asymptotic value. The larger dissoluble particle and the more random packing produces the severe horizontal fore change. After dissolution, the void increases and the coordination number decreases. This study demonstrates that the particle level behavior such as the changes of the force chain, void ratio, and coordination number affects the global behavior such as the change of the shear wave velocity and horizontal force of the system.

### 요 지

지반에 포함된 입자의 용해작용은 흙의 강도를 저하시키고, 지하구조물의 침하를 발생시킨다. 본 논문에서는 입자 용해시 혼합재의 물리적 특성 변화를 조사하고자 하였다. 침하량 측정과 전단과 측정과 같은 거시적 반응을 평가하기 위해, 소금과 모래로 구성된 혼합재를 사용하였다. 또한, 광탄성(photoelastic) 디스크와 얼음 디스크 혼합재를 이용하 여 힘 연결고리(force chain), 간극, 접촉점수(coordination number), 그리고 수평력 변화와 같은 미시적 거동을 분석하였 다. 소금-모래 혼합재에서 전단파는 압밀셀에 설치된 다단의 벤더 엘리먼트로 측정되었고, 광탄성 디스크-얼음 디스크 혼합재의 역학적 거동은 로드셀과 디지털 이미지를 이용하여 분석되었다. 실험결과, 소금의 용해시 전단파 속도는 초기에는 감소한 후에 증가한 후 일정한 값으로 수렴하였다. 용해가능 입자의 크기가 커질수록 그리고 입자패킹이 불규칙해질수록 입자용해시 수평력의 변화가 더 커지는 것을 알 수 있었다. 용해 후, 간극비는 증가했고, 접촉점수는 감소하였다. 본 연구에서는 힘 연결고리, 간극비, 접촉점수와 같은 입자의 거동변화가 전단파 속도와 전체시스템의 수평력 변화 같은 전체적인 거동에 영향을 주는 것으로 나타났다.

Keywords : Coordination number, Dissolution, Force chain, Photoelastic, Shear waves, Void ratio

<sup>1</sup> 정회원, 고려대학교 건축사회환경공학부 박사과정 (Member, Ph.D. Student, School of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ.)

<sup>2</sup> 고려대학교 건축사회환경공학부 석사과정 (Graduate Student, School of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ.)

<sup>3</sup> 고려대학교 건축사회환경공학부 석사과정 (Graduate Student, School of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ.)

<sup>4</sup> 정회원, 한국토지주택공사 토지주택연구원 책임연구원 (Member, Research Fellow, Land, Housing & Urban Research Institute, Korea Land & Housing Corporation)

<sup>5</sup> 정회원, 고려대학교 건축사회환경공학부 부교수 (Member, Associate Prof., School of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ., jongsub@korea.ac.kr, 교신저자)

<sup>\*</sup> 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

# 1. 서 론

지반 속에는 소금, 석고, 경석고, 석회석, 백운석 및 암염과 같은 용해물질이 포함되어 있는 것으로 알려져 있다(Blyth and De Freitas 1984; Hillel 2004; Craft 2005; Bell 2007). 이러한 물질의 용해작용은 국부적인 간극의 증가에 따라 구조물의 불안정성을 증가시키고 물의 투 수성을 높여준다. 특히, 지하구조물이나 건물의 기초가 놓여진 지반에서는 지하수위의 깊이와 흐름방향에 따 른 변화가 미소변형강성을 나타내는 흙의 역학적 거동 을 변화시킬 수 있다. 이전 연구에서는 용해물질의 자연 적 현상을 화학적 관점(Craft 2005; Craft et al. 2006)과 물리적 관점(Azam 2000; Fam et al. 2002; Truong et al. 2009)에서 고찰했지만, 역학적 거동에 대한 자세한 정 보는 다뤄지지 않았다.

소금-모래 혼합재는 용해로 인한 지반 소실 혼합재에 관한 여러 가지 주의깊은 연구를 통해 설계되었다(Fam et al. 2002; Truong et al., 2009). 또한 입자수준 연구에 서 조립재는 광탄성 디스크를 이용하여 모형을 나타내 었는데, 이것은 광탄성 물질이 응력의 전달을 보여줄 수 있기 때문이다(Jessop and Harris 1949; Budynas 1998; Rastogi 1999; Ramesh 2008). 광탄성 원판을 이용하여 표 현된 2차원 조립재는 미세입자의 응력과 변형분포를 조사 하는데 많이 사용되어 왔다(Drescher and De Josselin De Jong 1972; Allersma 1985; Wan et al. 2005; Majmudar and Behringer 2005; Geng et al. 2001; Muthuswamy et al. 2006).

본 연구는 용해로 인한 지반 소실 혼합재의 물리적 거동을 미시적 관점과 거시적 관점에서 관찰한 것에 주 안점을 두었다. 실험은 다음의 두 가지 형태로 수행되었 다. 첫째는 압밀셀에서 용해과정이 진행되는 동안 전단 파를 측정한 것이다. 둘째는 광탄성 디스크와 얼음을 이 용하여 수평력 측정이 동시에 수행되는 용해혼합재를 모형화하여, 전체적인 시스템 반응과 입자수준의 역학 적 거동을 조사하였다. 실험결과, 용해물질을 포함한 혼 합재에서 용해과정시 입자와 입자사이의 힘 연결고리 (force chain)와 전단파 속도의 전개를 자세히 분석할 수 있었다.

## 2. 소금 - 모래 혼합재의 용해작용 모니터링

각 층에서 수평방향의 강성변화는 4쌍의 벤더 엘리먼 트를 이용하여 측정되었다. 여기서, 4쌍의 벤더 엘리먼 트는 용해물질을 포함한 혼합재에서 수평방향으로 전 파되는 전단파의 속도변화를 깊이에 따라 측정하기 위 해 설치되었다.

#### 2.1 시료의 기본 특성

실험에 사용된 혼합재는 체분석을 실시한 소금과 모 래로 구성되었다. 모래는 세척 후 오븐에 말린 뒤, 40/50 번체를 이용하여 체분석 되었다(자세한 내용은 Truong et al.(2009) 참조). 시료로 사용된 모래는 그림 1(a)와 같 이 균질하고 모난 특성을 나타낸다. 또한 모래시료의 최 대 및 최소 간극비는 각각 1.04, 0.62으로 나타났다. 50/70번체를 이용하여 체분석한 소금시료는 그림 1(b) 와 같이 균질하였으며, 모난 특성을 나타냈다. 모래의 유효입경(D<sub>50</sub>)은 0.36mm 이고, 소금의 유효입경(D<sub>50</sub>)은 0.25mm으로 나타났다. 이와 같이 소금에 대한 모래의 입자크기비를 1.5로 사용함으로써, 지반 소실 혼합재의





그림 1. 혼합재 이미지: (a) 모래입자; (b) 소금입자
용해시 전체시료의 부피변화를 감소시키고자 하였다.

#### 2.2 시료조성

실험에 사용된 시료는 소금의 부피비(V<sub>salt</sub>/V<sub>sand</sub>)를 10% 로 조절하여 소금과 모래를 혼합한 후 조성되었다. 혼합 된 시료는 직경이 74mm이고, 높이가 105mm인 압밀셀 안에 조성되었다. 또한 물을 저장하기 위한 압밀셀 밖의 실린더 용기는 직경이 155mm 이고, 높이가 110mm 이 다. 시료조성을 위해 탬핑방법이 사용되었다. 조성된 혼 합재의 초기 간극비(e<sub>0</sub>)는 0.74으로 나타났다. 시료에 수 직응력 160kPa을 재하한 후, 소금입자의 용해방향이 아 래에서 위로 이루어지도록 물을 서서히 주입하였다. 소 금입자의 용해를 위한 NaCl 0.01M 물은 실린더 용기로 부터 압밀셀에 지속적으로 공급되었다. 수위는 압밀셀 의 상부까지 잠기도록 유지되었으며, 물의 공급시간은 3.5분으로 하였다.

#### 2.3 모니터링 구성

혼합재의 거동 특성은 그림 2와 같이 전단파 측정장 치인 벤더 엘리먼트를 이용하여 평가하였다. 벤더 엘리 먼트는 크로스홀(cross-hole) 형상과 같이 배치되어, 수 직거리가 20mm되도록 4개씩 대칭으로 설치하였다. 따 라서 전단파는 수평면을 따라 전파되게 하였고, 발신 및 수신 벤더 엘리먼트의 끝단 거리는 54.2mm으로 동일하





게 유지하였다. 벤더 엘리먼트는 흙과의 접촉면 증가에 따른 풍부한 에너지 발현을 위해 캔틸레버 형식으로 약 5mm가 돌출되도록 설치되었으며, 그 폭은 5mm으로 하 였다. 발신 벤더 엘리먼트에 20Hz의 정방형 신호를 적 용하였으며, 용해과정 중에 갑작스럽게 발생하는 전단 파를 정확하게 평가하기 위해 신호의 평균을 적용하지 않고 측정하였다. 송신용 벤더 엘리먼트가 동시에 작동 하여 평면파(plane wave)가 발생되도록 하였으며, 평면 파는 매질을 통과한 후 수신용 벤더 엘리먼트에서 각각 측정되도록 하였다. 수직 변형률과 전단파는 용해과정 이 진행되는 동안 연속적으로 측정되었다.

#### 2.4 실험결과

벤더 엘리먼트를 이용하여 각 층에서 얻은 용해 전· 후의 신호는 그림 3과 같이 나타났다. 그림 3에서 보는 바와 같이, 용해 후 전단파의 초기도달시간은 감소하였 다. 또한 입자구조의 변화와 관련된 전단파 신호는 포화 후 더 뚜렷해졌다.

소금입자의 용해과정 동안 수직 변형률, 전단파 속도, 전단파의 진폭을 그림 4에 나타내었다. 용해반응으로





그림 3. 소금입자 용해 전후의 전단파 신호: (a) 소금입자 용해 전; (b) 소금입자 용해 후

인하여 시료의 높이는 점점 작아지게 되고, 이에 따라 수직 변형률은 지속적으로 증가하였다. 용해 후 그림 4(a)와 같이, 간극비는 0.74에서 0.89로 증가하여, 상대 밀도가 71%에서 36%로 감소하였다. 이처럼 용해 전 안 정적인 입자구조는 용해 후 자중에 의해 붕괴될 정도로 불안정한 구조로 변화한다.

용해과정동안 측정된 전단파 속도의 변화를 그림 4(b) 에 나타내었다. 시료 용해전 압밀셀 벽면의 마찰과 벤더 엘리먼트로 인한 저항 때문에 시료상부로부터 하부로 내려갈수록 전단파 속도는 240m/s에서 220m/s로 감소 하였다. 이처럼 다른 높이에서 얻은 전단파 속도의 변화



그림 4. 소금입자 용해과정 모니터링: (a) 수직변형률; (b) 전단파 속 도; (c) 전단파의 상대 진폭

값으로 떨어졌고, 약간의 증가를 보인 후 결국 일정한 값으로 수렴하였다. 전단파 속도가 급격히 감소하는 부 분이 각 층마다 다른 이유는 유입수가 시료의 아래로부 터 들어옴으로써 입자가 용해되는 시기가 각각 다르기 때문이다. 각 층에서 용해반응으로 인한 전단파 속도의 변화는 약 7분간 발생하였다. 160kPa의 연직 유효응력 하에 R1, R2, R3, R4에서의 전단파 속도는 각각 23, 25, 24, 21%씩 감소하였다. 따라서 전단파 속도는 평균적으 로 약 23% 감소한 것이다. 여기서 주의해야 할 점은 소 금입자가 아래층에서부터 용해됨에 따라, 입자구조의 변화와 아칭현상으로 인하여 입자가 녹는 바로 윗부분 의 전단파 속도가 약간의 증가를 보인다는 것이다.

는 용해 후 각각 다른 값을 나타내었다. 그러나 포화되

는 동안 시간에 따른 전단파 속도는 거의 비슷한 경향을

보여주었다. 전단파 속도는 소금입자가 용해된 후 최소

용해과정 중 전단파의 상대 진폭변화를 그림 4(c)에 나타내었다. 여기서 상대진폭은 용해 전·후 전단파의 최대 상호상관(cross-correlation)으로 산정된 값이다. 모 든 전단파의 진폭은 용해시작 후 시간이 지나감에 따라 감소한다. 전단파 진폭의 감소는 전단파 속도의 경우처 럼 상부로 올라가면서 지연되었다. 그러나, 하부층이 녹 기 때문에 발생하는 상부층에서 측정된 전단파 진폭의 지연은 거의 나타나지 않았다. 결국, 전단파의 속도는 힘 연결고리의 변화로 인해 녹기 직전에 약간의 증가를 보이고, 진폭은 접촉점의 변화로 인해 감소하게 됨을 유 추할 수 있었다. 이와 같은 입자구조의 변화로부터, 속 도와 진폭은 반대성향을 갖는 것으로 판단된다.

# 광탄성 디스크 - 얼음 디스크 혼합재의 용해작 용 모니터링

수직·수평방향으로 미소변형의 전단파 속도를 모니 터링함으로써 혼합재의 역학적 거동을 분석하였다. 그 러나 전단파 속도의 감소만으로는 용해과정 동안의 힘 연결고리(force chain) 변화와 접촉점수(coordination number) 변화를 보여줄 수 없었다. 이 절에서는 광탄성 디스크와 얼음 디스크를 이용한 입자수준의 연구를 통하여 힘 연 결고리와 접촉점수의 변화를 분석하였다.

#### 3.1 시료의 기본 특성

광탄성 물질은 재하하중이 없는 상태에서는 광학적

으로 등방성을 띄고, 하중을 재하한 상태에서는 복굴절 의 성질을 띄게 된다. 입자수준에서 혼합재의 미시적 거 동은 각각 흙입자와 용해물질을 모형화한 광탄성 디스 크와 얼음 디스크를 이용함으로써 평면변형률 상태에 서 측정되었다. 광탄성 디스크의 직경은 20mm이고, 얼 음 디스크의 직경은 10mm와 14mm로 하였다. 그리고 광탄성 디스크와 얼음 디스크는 모두 두께를 10mm로 하였다. 얼음은 증류수를 이용하여 만들었으며, 혼합재 는 힘 연결고리의 메커니즘을 관찰하기 위하여 광탄성 디스크와 다른 크기의 얼음(2가지 유형으로 분포)으로 조성하였다. 모래-소금 혼합재의 소금부피비 10%와 같 은 조건을 만들어주기 위하여, 시료 안에서 얼음입자의 총 부피가 약 10%가 되도록 하였다.

#### 3.2 모니터링 구성





그림 5. 광탄성 디스크와 얼음 디스크 혼합재의 용해 작용 모니터링: (a) 장비구성; (b) 수평하중 측정장치 보정결과. UHF와 LHF 는 상부 및 하부의 수평하중 모니터링 시스템을 의미

형화하기 위해 아크릴 프레임 안에서 수행되었다. 용해 작용 동안 평면으로 편광된 빛은 모형입자들에 수직으 로 전달되도록 하였다. 빛의 강도는 용해반응 중 일정하 게 유지하였고, 응력으로 인해 광탄성 디스크 안에 발생 한 타원형의 편광된 빛은 고해상도 디지털 카메라로 저 장하였다. 광탄성 디스크의 편광상태는 주응력 크기의 차이와 방향에 따라 디스크에서 디스크로(즉, 입자에서 입자로) 변하게 된다. 광탄성 디스크와 얼음 디스크 혼 합재의 이미지는 용해작용 중 각 광탄성 디스크에서 광 선주름의 전개를 보여준다. 여기서 광선주름의 전개는 시료 안의 힘 연결고리의 변화를 관찰하는데 이용된다. 광탄성 디스크에 나타나는 힘 연결고리의 이미지는 매 초마다 기록되었다.

얼음의 용해로 인한 측면 프레임에 가해지는 수평력 을 측정하기 위해 그림 5(a)와 같이 상부 수평력(UHF) 과 하부 수평력(LHF)의 두 풀-브릿지(full bridge) 변형 률계 시스템이 사용되었다. 용해작용 중 프레임이 연속 적으로 온도가 변하기 때문에 변형률계 회로는 온도보 상을 위한 풀-브릿지(full bridge) 회로로 구성되었다. 상 하부의 수평하중 측정시스템의 보정결과 그림 5(b)와 같이 선형성이 매우 우수한 것으로 나타났다. 또한, 전 압 측정기(voltage multimeter)와 전원 공급기가 수평력 을 측정하기 위해 사용되었다.

#### 3.3 실험결과

광탄성 디스크와 얼음 디스크 혼합재에 수직하중 105kN 이 가해진 후, 힘 연결고리와 수평력의 변화를 시간에 따라 측정하였다. 광탄성 디스크와 얼음을 이용하여 총 20번의 용해실험을 수행하였으나, 본 논문에서는 오직 2가지 일반적인 결과에 대해서 다루었다; 직경 10mm의 얼음입자들을 균일하게 분포(uniform distribution)시킨 혼합재와 직경 14mm의 얼음입자들을 무작위로 분포 (random distribution)시킨 혼합재를 이용한 결과이다. 입 자수준의 미시적 거동과 횡방향 하중변화에 따른 거시 적 반응은 얼음입자가 완전히 녹을 때까지 연속적으로 측정되었다.

입자의 용해가 전체시스템에 미치는 영향을 조사하 기 위하여 측면 프레임에 가해지는 수평력을 측정하였 다. 얼음입자의 직경이 10mm와 14mm인 경우에 있어 서, 최대하중에 의한 정규화된 수평력을 그림 6(a)와 그 림 7(a)에 각각 나타내었다. 무작위 분포된 직경 14mm 얼음입자의 수평력(그림 7(a))은 직경 10mm입자가 균 일하게 분포되었을 경우(그림 6(a))보다 더 변화가 심하 였다. 그림 6(a)에서 알 수 있듯이, 직경 10mm 얼음입자 는 큰 직경의 광탄성 디스크 사이의 간극을 충분히 채울 수 있을만큼 크기가 작았다. 따라서, 얼음입자의 용해작 용으로 인한 수평력의 변화는 무시될 정도로 작다. 반대 로, 무작위로 분포된 큰 직경의 얼음의 용해는 그림 7(a) 와 같이 거시적 거동에 매우 큰 영향을 미치게 된다. 그 러므로, 얼음입자의 용해작용이 발생하는 동안 수평력 은 불안정하게 변화한다.



그림 6. 용해입자가 균일하게 분포(uniform distribution)된 혼합재의 용해시 전체시스템의 수평력과 힘 연결고리(force chain)의 변화(D<sub>photoelastic disc</sub> = 20mm, D<sub>ice disc</sub> = 10mm): (a) 수평력과 시간 관계; (b), (c), (d), (e)는 시간 (b), (c), (d), (e)에서의 힘 연결고리

입자의 크기가 작은 혼합재에서는 힘 연결고리의 변화 가 매우 작다. 하지만, 그림 7과 같이 용해입자가 커지게 되면 힘 연결고리의 변화는 매우 크게 된다. 또한 그림 7에서 알 수 있듯이, 힘 연결고리가 변화할수록, 수평력 도 점점 더 크게 변화하게 된다. 따라서, 수평력의 변화 가 시료 안에서 힘 연결고리의 전개를 반영한다는 것을

응력이 집중되는 입자들의 준선형(quasi-linear)집합 체인 힘 연결고리는 입자들의 미시적 거동과 거시적 반 응을 연결하는 핵심 개념이다(Peters et al. 2005). 용해작 용 동안에 변화하는 힘 연결고리는 얼음입자의 직경이 10mm와 14mm일 때 각각 그림 6(b)~(e)와 그림 7(b)~ (e)와 같이 나타났다. 그림 6에서 보는 바와 같이, 용해



그림 7. 용해입자가 무작위로 분포(random distribution)된 혼합재의 용해시 전체시스템의 수평력과 힘 연결고리(force chain)의 변화(D<sub>photoelastic disc</sub> = 20mm, D<sub>ice disc</sub> = 14mm): (a) 수평력과 시간 관계; (b), (c), (d), (e)는 시간 (b), (c), (d), (e)에서의 힘 연결고리

알 수 있다.

용해작용의 초기단계에서 힘 연결고리의 큰 변화가 발생하였음을 그림 6과 그림 7에서 알 수 있다. 예를 들 어 그림 7에서 보듯이, 얼음입자의 크기가 한계크기까 지 감소될 때 용해작용으로 인해 시료 안에 변화가 생기 고, 이에 따라 수평력의 변화가 발생한다. 얼음입자의 크기가 작은 혼합재의 경우, 얼음입자가 광탄성 입자 사 이의 간극에 위치하기 때문에 용해작용 중 수평력과 힘 연결고리의 경로는 거의 변하지 않는다.

혼합재 내에서 얼음입자의 용해는 힘 연결고리를 구 성하는 불용성 입자의 재배열을 야기시킨다. 변경된 힘 연결고리의 경로는 다시 지반구조물의 수평력 변화로 이어지게 된다. 여기서 주목해야 할 점은 이와 같은 중 간(meso)단계 반응과 거시적(macro) 반응은 상대적으로 짧은 시간에 발생한다는 것이다. 그림 7과 같이 용해작 용 동안 하중전달경로상에 위치하거나 가까운 곳에 위



그림 8. 용해 전후의 간극비 변화: (a) D<sub>ice</sub> = 10mm; (b) D<sub>ice</sub> = 14mm; (c) 20 번의 용해실험 평균값. 각도는 수평방향을 기준으로 간극비가 측정된 위치에 해당하는 각도임

치한 얼음입자는 힘 연결고리에 큰 변화를 일으키게 됨 을 알 수 있다.

시료의 간극의 분포는 방사 또는 반경(radial) 간극비 의 항으로 분석될 수 있다. 간극비는 시료의 중심으로부 터 그려진 스캔라인에 고체부분(광탄성 또는 얼음 입자) 에 대한 간극의 비로 정의된다. 또한 측정된 방사 간극 비는 2차 퓨리에 급수 근사법(2nd order Fourier series approximation)을 이용함으로써 부드럽게 표시된다. 간 극비의 측정값과 2차 퓨리에 급수 근사법으로 산정된 간극비는 얼음입자의 직경이 10mm인 혼합재, 20mm인 혼합재, 그리고 20번의 용해시험의 평균치를 산정하여 그림 8(a), (b), 그리고 (c)에 표시하였다. 입자 사이 접촉 점수의 분포는 동일한 방법을 적용하여 그림 9에 나타 냈다.

얼음 디스크의 용해에 따른 간극비와 접촉점수의 변 화를 표 1에 정리하였다. 표 1에서 알 수 있듯이 얼음



그림 9. 용해 전후의 접촉점수 변화: (a) D<sub>ice</sub> = 10mm; (b) D<sub>ice</sub> = 14mm; (c) 20 번의 용해실험 평균값. 각도는 수평방향을 기준으로 접촉점수가 측정된 위치에 해당하는 각도임

표 1. 얼음 디스크 용해에 따른 간극비와 접촉점수 변화

Case	Radial void ratio		Coordination number	
	Before	After	Before	After
D <sub>ice disk</sub> = 10mm	0.25	0.36	4.33	3.89
D <sub>ice disk</sub> = 14mm	0.21	0.41	4.47	4.07
	0.26	0.36	4.38	3.97

입자의 용해반응 후, 간극비는 증가(그림 8)하였고, 접 촉점수는 모든 시료에서 감소(그림 9)하였으며, 시료의 입자구조는 전체적으로 변하는 것으로 판단된다. 간극 비와 입자구조 및 수평방향의 구조변화는 서로 밀접하 게 관련이 있다. 그림 7과 같이 입자 용해시 수평력의 변화가 큰 경우, 그림 8(b)와 같이 수평방향의 간극비 변화가 큰 것으로 나타났다. 그러나 입자용해시 그림 6 과 같이 수평력의 변화가 작은 경우 그림 8(a)와 같이 수평방향 보다는 수직방향의 간극비 변화가 큰 것으로 나타났다. 그러나 20번의 실험결과에서 알수 있듯이 입 자용해는 수평방향과 수직방향의 간극비 증가에 비슷 한 영향을 주는 것으로 나타났다. 한가지 주의할 사항은 접촉점수의 변화가 간극비의 변화보다 더 작다는 것이 다. 이와 같은 이유는 모든 입자가 동일하게 힘을 전달 하는 역할을 하는 것이 아니라 일부의 입자만이 힘의 전달 체인(force chain) 역할을 하고 또다른 일부입자는 힘의 전달 체인이 비틀어지는 것(buckling)을 방지하는 역할을 하기 때문이다. 즉, 입자용해시 힘의 전달 체인 이 완전히 바뀌기 보다는 힘의 전달 체인 역할을 하고 있는 일부 입자에서 힘의 상대적인 크기가 증가하고 단 지 소수의 입자에서 힘의 전달 체인에 추가되기 때문에 접촉점수의 변화가 작게 나타난다.

### 4. 분석 및 고찰

두 유형의 실험은 용해작용 동안 혼합재의 역학적 거 동을 뚜렷하게 보여준다. 벤더 엘리먼트로 측정된 미소 변형 전단파 속도는 결과적으로 감소한 경향을 나타낸 다. 광탄성 모형실험에서 분명히 알 수 있듯이, 전단파 속도의 감소는 간극비 증가와 관련된다. 전단파 속도의 감소 같은 미소변형거동은 간극비 증가, 힘 연결고리 변 화, 수평력 변화와 같은 거시적 변형과 연결됨을 알 수 있다.

입상 매질에서 전단파 속도는 다음과 같이 표현된다.

$$V_{s} = AF(e) \left(\frac{\sigma'_{p} + \sigma'_{m}}{2kPa}\right)^{\beta}$$
(1)

여기서, A와 F(e)는 패킹의 유형(i.e. porosity and coordination number), 입자의 특성(G and v), 접촉거동, 입자 구조 변화를 나타낸다(Santamarina et al. 2001). A는 실 험적으로 결정되는 상수이고, F(e)는 간극비의 함수이 다(Hardin과 Drnevich 1972). β 지수는 입상 매질의 접 촉거동(입자크기, 입자모양, 입자구조)에 따라 결정된 다. σ'p와 σ'm는 각각 전파방향과 입자의 움직임 방향의 유효응력이다.

입자수준의 모형에서, 용해작용이 발생함에 따라 전 단파의 속도변화는 간극비와 접촉점수의 변화와 연관 됨을 알 수 있다. 이들 관계를 그림 10에 나타내었다. 그림 10과 같이 전단파 속도가 감소하며 수직 변형률은 증가하고, 간극비는 증가하고, 그리고 접촉점수는 감소 하게 된다. 용해작용 동안 수평력은 불안정하게 변화하 는 반면, 전단파 속도에 따른 수평력 변화의 효과는 매 우 작다. 그러므로, 전단파 속도의 변화는 용해작용으로 인한 간극비, 접촉점의 수, 입자구조의 변화을 반영하는 것으로 판단된다.

용해작용 동안, 수직 변형률과 전단파 속도의 전개 (evolution)는 입자의 용해와 수직하중 사이의 상호작용 을 고려함으로써 설명될 수 있다. 혼합재에 물을 주입하 면, 소실입자의 용해작용은 소실입자의 크기를 감소시 키고, 시료 안의 접촉점수를 감소시킨다. 따라서, 이 기 간 동안 수직변형률은 증가하고 전단파 속도는 감소하 게 된다. 그러나, 입자가 재배열된 후에는 시간이 지나 감에 따라 용해효과가 감소하고, 하중의 영향은 입자의 용해효과를 뛰어넘게 된다. 즉, 전단파 속도가 소금입자 의 용해 후 모래입자의 재배열로 인한 강성증가와 관련 된다는 점이다. 재배열이 이루어지고 2~3분 뒤에는 수 직 변형률과 전단파 속도가 하중에 의해 영향을 받기 때문에 두 값이 안정된다.



그림 10. 용해시 지반 특성 변화: (a) 수직 변형률; (b) 간극비; (c) 접 촉점수; (d) 전단파 속도

## 5. 결 론

두 유형의 실험을 통해, 용해작용이 발생하는 동안 혼 합재의 역학적 거동과 입상 매질의 힘 연결고리 특성을 시간경과에 따라 분석하였다. 모래-소금 혼합재를 사용 함으로써 전단파와 수직 변형률을 평가하였고, 광탄성 디스크와 얼음 디스크 혼합재를 사용함으로써 힘 연결 고리와 수평력을 평가할 수 있었다. 본 연구를 통해 얻 은 주요 결론은 다음과 같다:

(1) 전단파 속도는 용해작용이 시작함에 따라 감소된 후, 점차 증가하여 안정된 값으로 수렴하게 된다. 용 해작용 후 전단파 속도는 항상 용해작용 전 속도보 다 느리다.

- (2) 시료하부에서의 용해작용은 아칭현상으로 인하여 상부에서의 전단파 속도를 약간 증가시킨다. 또한, 시료상부에서 전단파 속도의 지연은 뚜렷하게 나타 나지만, 전단파의 진폭은 지연되고 있음이 뚜렷하 게 나타나지 않는다.
- (3) 용해작용이 발생함에 따라, 간극비는 증가하고, 접 촉점수는 감소하며, 입자구조는 변화함을 알 수 있 다. 용해입자의 크기와 분포에 따라, 전체적인 수평 력과 힘 연결고리는 다르게 변화하게 된다.
- (4) 입자수준의 거동(힘 연결고리, 간극비, 접촉점수)은 전체적인 거동(전단파 속도, 수평력)에 영향을 끼침 을 알 수 있다.

## 감사의 글

이 논문은 2009년 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국학술진흥재단의 지원을 받아 수행된 연구임(KRF-2009-0075809)임을 밝히며 깊이 감사 드립니다.

## 참 고 문 헌

- 1. Allersma, H. G. B. (1982), Determination of the stress distribution in assemblies of photoelastic particles, *Exp. Mech.*, 9, 336-341.
- Azam, S. (2000), Collapse and compressibility behaviour of arid calcareous soil formations, *Bull. Eng. Geol. Env.*, 59(3), 211-217, doi: 10.1007/s100640000060.
- 3. Bell, F. G. (2007), *Engineering Geology*, 2nd ed., 592 pp., Elsevier, Great Britain.
- Blyth, F. G. H. and de Freitas, M. H. (1984), A Geology for Engineers, 336 pp., Butterworth-Heinemann, Oxford.
- Budynas, R. (1998), Advanced Strength and Applied Stress Analysis, 2nd ed., 960 pp., McGraw-Hill Science/Engineering/Math, New York.
- Craft, D. (2005), Seepage chemistry manual, report, 76pp., Bureau of Reclamation, U.S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
- Craft, D., Cain, C. and Sullivan, C. (2006), Seepage geochemistry and mineral dissolution at Clark Canyon Dam, Pick-Sloan Missouri Basin Project, East Bench Unit, Montana, report, 48 pp., U.S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
- Drescher, A. and de Josselin de Jong, G. (1972), Photoelastic verification of a mechanical model for the flow of a granular material, *J. Mech. Phys. Solid.*, 20, 337-351, doi:10.1016/0022-5096(72)90029-4.
- Fam, M. A., Cascante, G., and Dusseault, M. B. (2002), Large and small strain properties of sands subjected to local void increase, *J. Geotech. Geoenviron.*, 128(12), 1018-1025, doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:12(1018).

- Geng, J., Howell, D., Longhi, E., Behringer, R. P., Reydellet, G., Vanel, L., Clément, E., and Luding, S. (2001), Footprints in sand: the response of a granular material to local perturbations, *Phys. Rev. Lett.*, 87(3), 035506-1~035506-4, doi:10.1103/PhysRevLett.87.035506.
- Hillel, D. (Eds.) (2004), *Encyclopedia of Soils in the Environment*, Vol. 1, Academic Press, New York.
- Hardin, B. O., and Drnevich, V. P. (1972), Shear modulus and damping in soils: measurements and parameter effects, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 98(6), 603–624.
- 13. Jessop, H. T. and Harris, F. C. (1949), *Photoelasticity: Principles and Methods*, Cleaver-Hume Press Ltd., New York.
- Lee, J. S. and Santamarina, J. C. (2005), Bender elements: performance and signal interpretation, *J. Geotech. Geoenviron.*, 131(9), 1063-1070, doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:9(1063).
- Majmudar, T. S. and Behringer, R. P. (2005), Contact force measurements and stress-induced anisotropy in granular materials, *Nature*, 435, 1079-1082, doi:10.1038/nature03805.
- 16. Muthuswamy, M., Peters, J., and Tordesillas, A. (2006), Uncovering

the secrets to relieving stress: discrete element analysis of force chains in particulate media, *Anziam J.*, 47, C355-C372.

- Ramesh, K. (2008), Photoelasticity, in Springer Handbook of Experimental Solid Mechanics edited by W.N. Sharpe, pp. 701-742, Springer, New York.
- Peters, J. E., Muthuswamy, M., Wibowo, J., and Tordesillas, A. 2005. Characterization of force chains in granular material. Physical Review Letters: 72: 1539-3755.
- Rastogi, P. K. (Eds.) (1999), *Photomechanics*, Springer Verlag, Berlin. 471 pp.
- Santamarina, J. C., Klein, K. A., and Fam, M. A. (2001), Soils and Waves – Particulate Materials Behavior, Characterization and Process Monitoring, 508 pp., Wiley, New York.
- Truong, Q. H., Eom, Y. H., and Lee, J. S. (2009), Stiffness characteristics of soluble mixtures, Geotechnique (accepted).
- Wan, R., Guo, P., and Al-Mamun, M. (2005), Behaviour of granular materials in relation to their fabric dependencies, *Soils Found.*, 45(2), 77-86.

(접수일자 2009. 8. 17, 심사완료일 2009. 10. 22)