

정적-동적 원심모형시험 기술현황



김 현 옥
(주)유신코퍼레이션
지반·터널 1부 사원
(gomzee@naver.com)



김 명 모
서울대학교
건설환경공학부 교수



김 연 정
(주)유신코퍼레이션
지반·터널 1부 전문



김 남 호
(주)유신코퍼레이션
지반·터널 1부 이사

1. 서 론

흙의 강도 및 변형 특성은 응력 의존성을 갖고 있기 때문에 일반적인 중력장에서 수행된 축소모형시험은 적절한 상사비를 적용한다 할지라도 실제 구조물의 변형 및 파괴 거동을 타당성 있게 표현하기 어렵다. 따라서 원형의 지반 구조물의 거동 예측에 있어 축소 모형을 이용한 시험을 수행할 경우 실제 지반이 받는 응력상태와 유사한 응력상태를 모사할 수 있어야 하며 이에 원심모형시험이 지금까지 전 세계적으로 널리 이용되어 왔다. 지반공학 분야에서 원심모형 시험은 1931년 미국 콜롬비아 대학교의 Bucky와 비슷한 시기인 1936년 구소련의 Pokrovsky 와 Fedorov에 의해 처음 언급되었다. 1960년대 중반에 들어서면서부터 유럽과 일본에서도 원심모형 시험을 이용한 본격적인 연구가 진행 되었고 미국에서도 수치해석의 한계를 인지하고 본격적인 연구를 시작하여 현재는 국제 토질 및 기초공학 학회(ISSMGE) 산하 기술위원회인 TC2를 중심으로 연구 네트워크가 구성되어 원심모형시험에 관한 다양한 연구가 진행되고 있다. 원심모형시험은 모형체를 고속으로 회전시켜 목표 지반가속도장에서 모형 지반 또는 모형 지반 구

조물의 현장조건을 모사하는 시험이기 때문에 시험 중 인력이 닿을 수 없어 재하(loading) 및 시공과정 재현 등으로 붓장치를 활용하게 된다. 또한, 동적 원심모형시험의 경우 지진모사가 가능한 진동대(shaker)가 탑재되기도 하는 등 시험에 있어 첨단 장비가 동원되기 때문에 앞으로도 발전 가능성이 큰 시험분야라고 할 수 있을 것이다. 일반적으로 원심모형시험에 이용되는 시험기의 용량은 최대 가속도 수준에서 토조부(payload)의 무게를 곱한 값으로 측정되며 $g \cdot \text{ton}$ 으로 표시된다. 대형급은 200($g \cdot \text{ton}$) 이상을 지칭하며 중형급은 100~200($g \cdot \text{ton}$), 소형급은 100($g \cdot \text{ton}$) 이하에 해당된다. 현재 국내의 경우 대우건설 기술연구소의 팔길이 3m의 중형급 정적 원심모형시험장치와 강원대학교 및 충북대학교의 팔길이 1m 이하의 소형급 정적 원심모형시험기가 운용되고 있다.

지금까지 국내의 원심모형시험은 주로 정적 상태에서의 지반 또는 지반-구조물 상호작용에 관한 연구로 국한되어져 왔다. 하지만 2009년 4월에 카이스트의 4자유도 로봇과 2차원 진동대를 구비한 팔길이 5m, 최대용량 240 $g \cdot \text{ton}$ 의 대형급 원심모형시험기가 새로 준공되어 운영을 시작 하였으므로 지반-구조물의 동적거동 분석에 관한 연구가

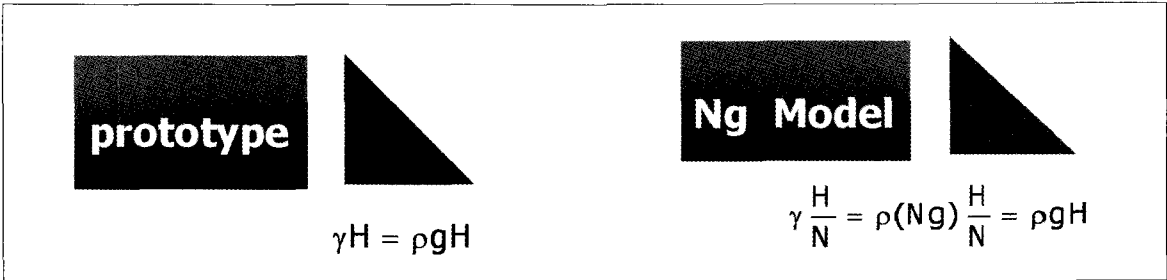


그림 1. 원형지반과 모형지반의 응력상태

활발히 진행될 것이라 예상된다. 이에 본고에서는 동적 원심모형시험에 많은 관심을 표명하는 독자들의 이해를 돕고자 기존의 정적, 동적 원심모형시험에 관한 일반적인 이론과 고려사항 및 현재까지 적용된 원심모형 시험기법에 관하여 소개하고자 한다.

2. 원심모형 시험 일반

2.1 원 리

흙은 유효 구속압과 응력이력의 영향을 크게 받는다. 따라서 축소 모형시험을 수행할 경우 원형지반과 동일한 응력 상태를 구현하는 것이 무엇보다도 중요하다고 할 수 있을 것이다. 원심모형 시험에서는 시험기의 고속회전에 의해 발생된 원심력에 의해 토립자 및 유체의 자중증가로 원형지반과 유사한 응력상태를 구현하게 된다. 선형적인 기하학적 상사관계를 통해 모형과 원형과의 상사비(N)를 정하게 되면 원심모형시험기의 회전반경(r)-원심가속도(Ng)-회전 각속도(ω)의 관계는 아래와 같이 표현될 수 있다.

$$\omega^2 r = v^2 / r = Ng \tag{1}$$

여기서, ω : 원심모형시험기의 회전 각속도(rad/sec)

r: 회전반경(m)

v: 회전속도(m/sec)

g: 중력가속도(m/sec²)

2.2 상사비

1) 정적조건에서의 상사관계

정적조건에서 원심모형시험의 기본적인 상사법칙은 원형과 모형간의 응력상사 일치로부터 유도될 수 있다. 원형지반과 동일한 지중응력상태가 구현된다면 모형지반에서 특정 깊이의 응력은 길이에 대한 상사비(N)를 이용하여 다 음식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_m = \rho N g h_m \tag{2}$$

여기서, σ_m : 모형지반의 특정 깊이에서의 응력상태

ρ : 토립자의 밀도

h_m : 모형지반의 지표면으로부터의 깊이

$$\sigma_m = \rho g h_p \tag{3}$$

여기서, σ_p : 원형지반의 특정 깊이에서의 응력상태

h_p : 원형지반의 지표면으로부터의 깊이

이를 통하여 정적 상태에서의 기본적인 상사관계는 Taylor(1995) 및 IAI(2005)가 제안한 바와 같이 표1로써 나타낼 수 있다.

2) 동적조건에서의 상사관계

동적조건에서 기본적인 상사비(N)는 정적조건과 동일하게 적용되며 아래의 기본적인 운동방정식을 이용하여 운동과 관계된 스프링 강성(k), 동적 시간(t) 및 감쇠(c)의 상

표 1. 정적상태에서의 기본적 상사관계 (Taylor, 1995; IAI, 2005)

차원	원형/모형의 상사관계
길이	N
밀도	1
응력	1
변형률	1
면적	N ²
체적	N ³
에너지	N ³
힘	N ²
시간(정적)	1
투수계수	N

사관계를 이끌어 낼 수 있다.

$$m_p \frac{d^2 z_p}{dt_p^2} + c_p \frac{dz_p}{dt_p} + k_p z_p = 0 \quad (4)$$

여기서, m_p : 원형의 질량
 z_p : 원형의 변위
 k : 원형의 스프링강성
 c : 원형의 점성 감쇠

원형에 대한 모형의 길이비를 $a_l = \frac{Z_m}{z_p}$, 시간비를 $a_t = \frac{t_m}{t_p}$, 질량비를 $a_m = \frac{m_m}{m_p}$, 스프링강성비를 $a_k = \frac{k_m}{k_p}$, 감쇠의 비를 $a_c = \frac{c_m}{c_p}$ 로 나타낸다면 식 (4)는 아래의 식 (5)와 같이 정리될 수 있다.

$$\left(\frac{a_t^2}{a_m a_k}\right) m_m \frac{d^2 z_m}{dt_m^2} + \left(\frac{a_t}{a_c a_k}\right) c_m \frac{dz_m}{dt_m} + \left(\frac{1}{a_k a_l}\right) k_m z_m = 0 \quad (5)$$

모형과 원형이 동일한 운동조건을 갖는다면 식 (4)와 식 (5)를 같다고 볼 수 있으며, 여기에 기존의 길이 상사비(N)와 질량에 대한 상사비(N³)를 고려하면 스프링강성, 동적시간 및 점성 감쇠에 대한 상사비는 다음과 같이 된다.

$$a_k = \frac{1}{N}, a_t = \frac{1}{N}, a_c = \frac{1}{N^2} \quad (6)$$

3) 동적 원심모형시험에서의 시간 상사비간의 충돌

동적 문제에서 과잉 간극수압의 소산은 진동이 멈춘 뒤 시작되며 이러한 과잉 간극수압의 소산에 관한 원형과 모형의 상사관계는 1차원 압밀이론을 통하여 유도될 수 있다 (Gibson, 1997).

$$\left(\frac{\partial^2 W}{\partial Z^2}\right) = \frac{\partial W}{\partial T} \quad (7)$$

여기서, W: 과잉간극수압 변화에 대한 무차원 계수(u/u_0)
 u_0 : 초기 과잉간극수압
 Z : 압밀층 깊이에 대한 무차원 계수(z/H)
 z : 압밀층 내 깊이
 H : 압밀층 두께
 T : 압밀 시간에 대한 무차원 계수($c_v t/H^2$)
 c_v : 압밀계수
 t : 시간

정규화된 무차원 계수 W, Z, T를 이용하면 시간의 무차원 계수(T)로부터 소산시간 상사비를 유도해낼 수 있다. 압밀시간에 대한 원형과 모형간의 비는 식 (8)과 같으며 압밀계수(c_v)는 1차원 상태 선형적 이상화를 통해 식 (9)와 같이 정의할 수 있다.

$$t^* = \frac{H^2}{c_v} \quad (8)$$

여기서, t^* : 원형지반의 소산시간(t_p) / 모형지반의 소산시간(t_m)
 c_v^* : 원형지반의 압밀계수(c_{vp}) / 모형지반의 압밀계수(c_{vm})
 H : 원형지반의 압밀층 깊이(H_p) / 모형지반의 압밀층 깊이(H_m)

$$c_v = \frac{k(1+e_0)}{\gamma_f a_v} \quad (9)$$

여기서, k : 투수계수
 e_0 : 초기 간극비
 a_v : 압축계수
 γ_f : 유체의 단위중량

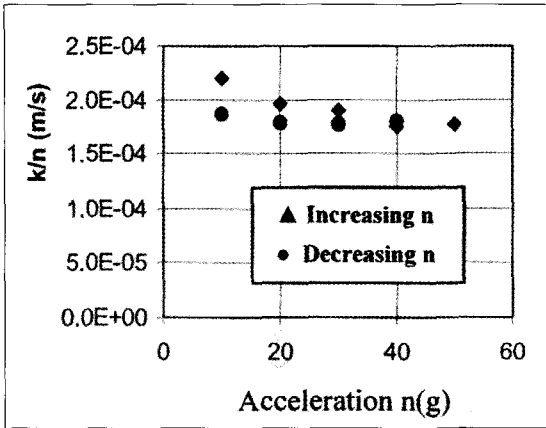


그림 2. 투수계수에 대한 원심가속도의 영향(Garnier, 2006)

투수계수(k)는 Musket(1937)이 제안한 식(10)의 형태로 정의될 수 있다.

$$k = K \frac{\gamma}{\eta} = K \frac{\rho g}{\eta} = \frac{K g}{\mu} \quad (10)$$

- 여기서, η : 절대점성계수
- μ : 동점성계수
- K: 고유 투수계수

여기서, 고유 투수계수(K)는 변하지 않는 값이므로 중력장에서 원형지반과 모형지반의 간극유체가 동일하다면 투수계수에 관한 원형과 모형의 상사비(k^*)는 단위중량의 상사비(γ_r^*)인 N과 동일하게 된다. 이는 Garnier(2006)가 수행한 투수계수에 대한 원심가속도의 영향 고찰에서 재확인할 수 있다.

위의 경우와 마찬가지로 원형과 모형간의 비를 위첨자*를 써서 나타낼 경우 $(1+a_r)^* = 1, \eta^* = 1, K^* = 1, a_v^* = 1$ 이 되며, $k^* = N, \gamma_r^* = N$ 이 되므로 결국 모형지반과 원형지반이 동일한 상태에 있다면, (c_v^*) 는 1이 되어 소산시간상사비(t^*)는 N²이 된다.

전술한 바와 같이 동적 조건에서의 원형에 대한 모형의 시간 상사비($t^* = t_p/t_m$)는 N이었기 때문에 소산시간 상사비와 충돌이 일어나게 된다. 이러한 문제점은 특히 포화 사질 토 지반에 구축되는 구조물의 동적 거동 분석과 관련된 실험에서 중요한 고려사항이 된다. 이러한 시간 상사비간의 불일치를 해결하기 위해서는 간극유체의 소산속도를 감소

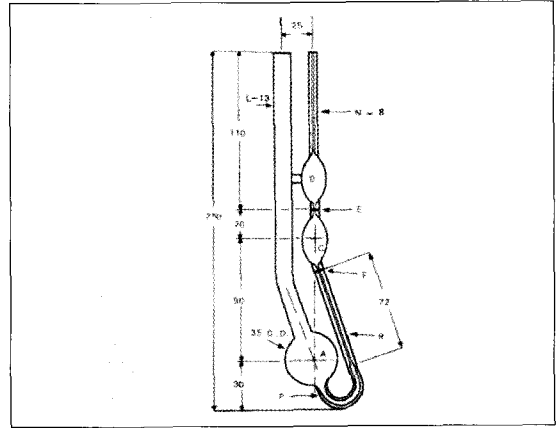


그림 3. 케네-펜스케 타입의 점도계(ASTM, 2004)

시켜야 하는데 이를 위해 점성이 물보다 큰 간극유체를 사용하거나 또는 토립자의 크기를 줄여 투수가 느리게 진행 되도록 하는 방법을 이용할 수 있다. 하지만 토립자의 크기를 줄여주게 될 경우, 모형지반의 강도정수 및 응력-변형률 특성과 같은 공학적 성질이 원형지반과 달라지게 되므로 간극유체의 점성을 늘리는 방법이 주로 이용되고 있으며 식(9)와 식(10)을 통하여 시간 상사비의 불일치를 해결하기 위해서는 N배 만큼 동점성 계수를 증가시켜야 한다는 것을 확인할 수 있다.

동점성 계수를 측정하는 기구와 방법은 ASTM 445 및 446에 잘 나타나 있으며 모세관 점도계가 동점도 측정에 주로 이용되고 있다. 케네-펜스케 점도계(그림 3), 우베로데 점도계 및 오스트발트 점도계 등이 이러한 모세관 점도계에 해당된다.

간극수압의 소산속도를 저감시키기 위해 널리 이용되어 온 점성유체는 글리세린-물 혼합액, 실리콘 오일 및 메틸 셀룰로오스-물 혼합액 등이 있다. Stewart 등(1998)은 메틸 셀룰로오스-물 혼합액이 생물학적 분해가 용이하고 사용 후 쉽게 처리가 가능한 점, 다양한 점도를 갖도록 제조가 쉽고 무엇보다도 단위중량이 물과 거의 비슷하다는 점 등을 들어 다른 간극유체들보다 더 큰 이점을 갖는다고 했다.

3. 정적, 동적 원심모형 시험방법 및 고려 사항

3.1 지반조성

1) 사질토 지반조성

사질토 지반조성에는 강사기로 불리는 모래뿌림장치에 의한 강사기법(Pluviation)이 주로 이용되며 균질하고 반복성 있는 사질토 지반조성을 위해 자동 강사장치가 이용되기도 한다.

사질토 지반 조성시에는 상대밀도(또는 간극비) 조절, 목표 지중응력상태 및 깊이에 따른 공학적 특성을 맞추는 것이 중요한 요소로 작용하게 된다. 먼저, 사질토 지반의 상대밀도 조절은 토립자의 낙하고, 강사장치의 횡방향 이동 속도 및 강사장치 저부 너비 등에 의해 이뤄질 수 있으며 목표 지중응력상태 구현시에는 사일로 효과(Silo Effect) 및 토조 벽체의 변형 발생을 방지하는 것이 중요하다고 할 수 있다. 사일로 효과와 토조 벽체변형의 발생원인 및 발생방지(또는 저감)방안은 아래와 같다.

조성된 사질토 지반의 공학적 특성 평가에는 소형 콘(Cone), Torvane 및 T-bar 등이 이용될 수 있다. Ternet (1999)은 모형지반에서 소형 콘을 이용한 지반의 공학적 특성평가 시 식(11)로 정의되는 무차원 강도(Q_c)의 이용을 제안한바 있는데 이러한 Q_c 값은 콘 직경의 10배가 되는 깊이 이하로는 일정한 값을 갖는다고 하였다.

$$Q_c = (q_c - \sigma_v') / \sigma_v' \quad (10)$$

여기서, q_c : CPT 선단저항

σ_v' : 유효 연직응력

타당성 있는 지반의 공학적 특성 평가를 위해 소형 콘이 용에 대한 많은 연구가 이루어진 바 있으며 이를 통하여 아래의 표 2와 같은 가이드라인(Gui 등, 1998; Bolton 등, 1999; Katagiri 등, 2000)이 정립된 바 있다.

사질토 지반의 포화시에는 삼축압축시험에서와 같이 이산화탄소를 이용한 탈기과정을 거친다. 점성유체를 이용한 동적 시험시, 캐나다 C-Core에서는 그림5와 같이 목표 점도를 갖는 점성유체를 제작한 후 따로 압력 용기에 넣어 진공압을 가해 탈기과정을 거친다. 이렇게 점성유체의 탈기과정이 끝나면 주입 시스템을 이용해 토조 저면으로 주입하는데 이 때 균등한 포화와 지반의 교란방지를 위하여

표 2. 사질토 지반 소형 CPT 이용에 대한 가이드라인

	추천값	비 고
d_c/d_{50}	>20	오차 < 10%
d/d_c	>10	
D/d_c	>40	
관입속도	2~20 mm/s	건조 사질토에서는 특별한 영향 없음

여기서, d_c : 소형 CPT 직경

d_{50} : 흙입자의 평균입경

d : 벽체로부터 떨어진 거리

D : (원형토조의 경우) 토조의 직경

✓ **사일로 효과 (Silo effect)**

- 토조 내 수평응력이 깊이에 따라 선형적으로 증가하지 않음.
- 작은 직경/높이 비율 갖는 토조에서 그 영향이 더 큼.

✓ **토조 벽체 변형**

- Ng 조건에서 큰 수평응력 발생 시 벽체 변형
- 수평응력은 경지토압계수와 연직응력의 곱보다 작은 값을 갖게 되며 직사각형 토조에서 그 영향이 더 큼.

➢ Silo effect 감소 - 작은 D/H 비율 갖는 토조에서는 벽면과 흙입자 경계의 마찰을 줄이기 위해 표면처리를 한다.

➢ 수평응력 유지 - K_0 상태를 유지할 수 있도록 벽체의 강성을 충분히 크게 함.

그림 4. 사일로 효과와 토조 벽체변형의 발생원인 및 저감방안(Garnier, 2006)

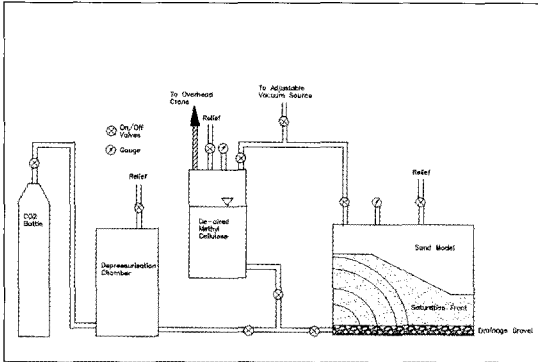


그림 5. 사질토지반 포화시스템 (C-Core, 2004)

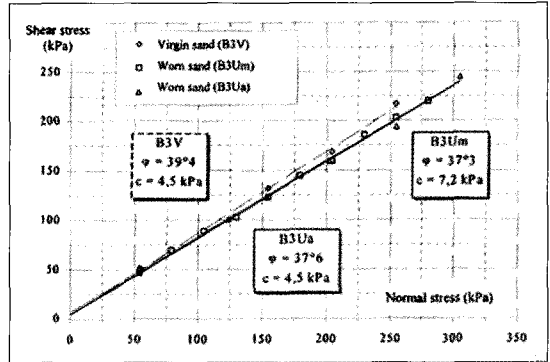


그림 6. 재활용에 따른 내부마찰각 감소 (Marechal, 1999)

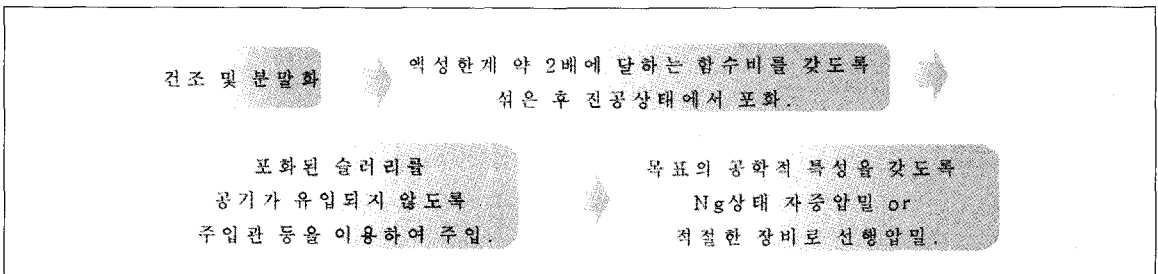


그림 7. 대체적인 점성토지반의 조성절차

저부에 추가적인 자갈 배수층을 깔아주기도 한다. 이렇게 조성된 사질토 지반은 파속도 측정에 의해 포화상태를 확인할 수 있다.

사질토 지반 조성 시 주의해야 할 점은 지속적인 흙의 재활용 시, 흙 입자의 파쇄로 내부 마찰각 감소가 일어날 수 있다는 점이다. 이러한 현상은 그림 6에서 확인할 수 있다.

2) 점성토 지반조성

점성토 지반에서의 원심모형시험에 관한 연구사례는 사질토 지반에서의 연구사례에 비해 극히 적다고 할 수 있는데 실제로 현재까지 점성토를 이용하여 수행된 원심모형 시험의 경우 공학적 특성이 잘 알려진 Kaolin Clay를 재생형하여 이용하는 경우가 대부분이라 할 수 있을 것이다.

여러 연구자들에 의해 수행된 점성토 지반에서의 원심 모형시험에서 지반조성방법 및 절차를 정리하면 대체로 다음과 같다.

압밀과정의 가속화를 위해 조성된 점성토 지반 저부에 모래 또는 자갈 등으로 이루어진 배수층을 깔기도 하며 배

수층과 점성토층 사이에 필터 페이퍼를 삽입(N. Loganathan, 2000)하여 배수층과 점성토 층간의 섞임을 방지하기도 한다.

3.2 고려사항

1) 중력 불균등 오차

원심모형시험에서 발생할 수 있는 중력 불균등에 의한 오차는 원심모형시험의 지중증가가 원심력에 의거하기 때문에 발생되는데 지구의 중력가속도가 어느 곳에서나 유사한 값을 갖는 것과는 달리 원심모형 시험에서는 깊이방향(또는 시험기의 반경 방향)으로 가속도 변화가 일어나기 때문에 모형지반 내 지중응력은 그림 7에서 보는 바와 같이 깊이에 따라 비선형적으로 증가하게 된다.

이러한 비선형적으로 증가하는 모형 내 지중응력은 원심모형시험기의 축으로부터 R만큼 떨어진 지점에서 원형의 지중응력과 같아지게 되는데 이러한 원심모형시험장치의 축으로부터 R만큼 떨어진 거리를 유효반경(Effective

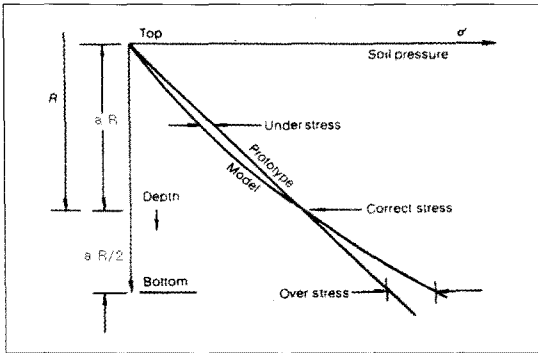


그림 8. 깊이에 따른 토압의 변화(A.N. Schofield, 1980)

Radius) 이라고 한다. Taylor(1995)는 토조 내 지중응력이 모형지반 전체토층 깊이의 지점에서 원형의 지중응력과 같아지며 원형 지중응력 대비 토조 내 지중응력비가 최저가 되는 지점(Under Stress)은 전체토층의 1/3 깊이, 최고가 되는 지점(Over Stress)은 전체토층의 바닥면이 된다고 한바있다.

토조 내에서 발생하는 이러한 중력 불균등 오차는 깊이에 따른 불균등 중력가속도를 적분함으로써 구할 수 있다. 먼저, 토조 내 이러한 지점이 표면으로부터 aR 만큼의 깊이에 존재한다고 하면 이 지점의 토압은 원형지반에서의 NaR 깊이에서의 토압과 동일하다. 따라서 아래의 식(11)이 성립하며 이항 정리하면 $ng/R\omega^2=(2-a)/2$ 의 관계를 얻을 수 있는데 이 관계를 이용하면 토조 내 임의의 깊이에서 발생하는 토압의 오차를 산정할 수 있다. 예를 들어 토조 내 $aR/2$ 깊이에서의 오차 계산은 (해당 깊이의 원형지반 토압/모형지반 토압)-1로부터 구할 수 있으며 식(12)로 해당 깊이 모형지반의 토압을 산정하면 결론적으로 식(13)과 같은 오차를 구할 수 있게 된다.

$$\alpha_v = \int_{R(1-a)}^R \rho n \omega^2 dr = \frac{\rho \omega^2}{2} R^2 a(2-a) = \rho g N a R \quad (11)$$

$$\alpha_v = \int_{R(1-a)}^{R(1-a/2)} \rho n \omega^2 dr = \frac{\rho \omega^2}{2} R^2 a(1 - \frac{3}{4}a) \quad (12)$$

$$\left(\frac{\text{원형지반 토압}}{\text{해당깊이의 모형지반 토압}} \right) - 1 = \frac{\rho g N a R / 2}{\rho \omega^2 R^2 a(1 - \frac{3}{4}a) / 2} - 1 = \left(\frac{a}{4 - 3a} \right) \quad (13)$$

여기서, ω : 원심모형시험기의 회전 각속도

r : 회전반경

ρ : 밀도

g : 중력가속도

N : 상사비

R : 유효반경

이러한 토조 내 깊이방향 중력(가속도) 불균등은 비단 깊이방향 뿐만 아니라 동일한 높이의 각기 다른 지점의 횡방향 가속도에 있어서도 문제가 되는데, 이러한 횡방향 가속도 불균등 문제를 최소화하기 위해서는 실험 시 중요한 부분을 토조 수평방향의 중심부에 오도록 위치시켜야 할 것이다.

중력 불균등에 의해 발생될 수 있는 또 다른 문제는 코리올리 효과(Coriolis Effect)로써 원심모형시험에서 코리올리 효과는 원심모형시험기의 회전평면 내 움직임이 있는 경우 고려해야 할 요소로써 오차는 아래의 식(14)와 같이 코리올리 가속도와 원심가속도의 비로 정의되며 이 둘의 비가 10% 미만인 경우 그 영향이 미소한 것으로 간주한다.

$$\frac{2v\omega}{\omega^2 R} = \frac{2v}{\omega R} \quad (14)$$

여기서, $2v\omega$: 코리올리 가속도

$\omega^2 R$: 원심 가속도

2) 입자크기 효과

원심모형 시험에서는 원형에 상사비를 적용하여 축소된 모형을 사용하게 되지만 흙의 경우에 있어서는 공학적 성질을 변화시킬 수 있기 때문에 원지반의 흙을 그대로 사용한다. 이로 인해 입자 크기에 의한 문제가 발생될 수 있는데 이러한 입자크기 효과를 평가하는 데 있어 Tatsuoka(1991) 등은 shear band의 너비와 흙입자의 평균 입경비를 사용하여 제한한 바 있으며 Ovesen(1979) 등은 모형의 대표 치수와 흙입자의 평균 입경비를 사용하도록 제한한 바 있다.

3) 경계조건 영향

원심모형 시험에서 모형은 토조내에 안착되며 이로 인

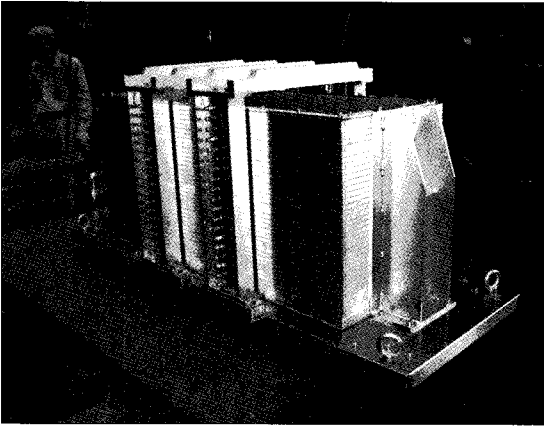
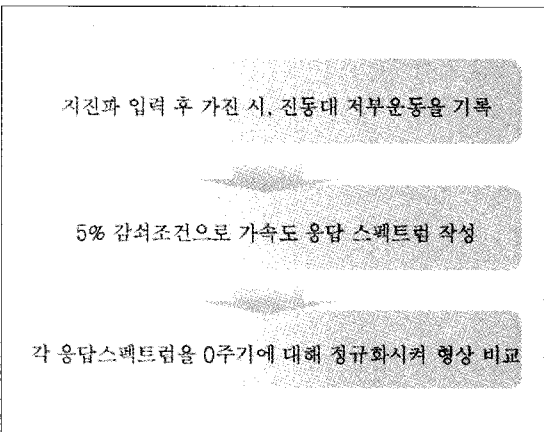


그림 9. 한국수자원공사 K-water 연구원이 보유하고 있는 다층상자(Laminar Box)

해 인공적인 경계면이 형성된다. 이러한 경계는 동적시험에서 전단변형의 억제 및 지진파의 전달 등에 큰 영향을 끼칠 수 있는데 이러한 영향을 최소화하기 위해 연성 전단상자(Flexible Shear Beam Container) 또는 그림 9와 같은 다층상자(Laminar Box) 등이 이용된다.

4) 입력지진파의 타당성 검증

동적 원심모형 시험에서 이용되는 지진파(가속도-시간 이력)는 설계 가속도 수준 및 상사비에 의한 스케일 조정과정을 거치는데 이러한 스케일 조정을 거친 후에도 입력 지진파는 원 지진파의 특성을 정확히 반영할 수 있어야 한다.

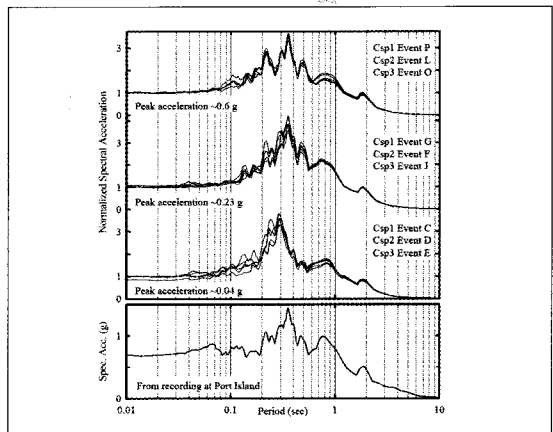


(a) 입력지진파 적용 타당성 검증절차

Wilson(1997)은 이러한 스케일 조정과정을 거친 지진파가 원 지진파의 특성을 적절하게 반영하는지의 여부를 확인하기 위해 그림 10과 같은 과정을 거쳤다.

5. 결론

1. 원심모형시험은 실제 지반이 받는 응력상태와 유사한 응력상태를 모사할 수 있어 지금까지 전 세계적으로 널리 이용되어 왔으며 국내에서도 정적 원심모형시험에 한해 다수의 연구가 진행된 바 있다.
2. 동적 원심모형시험의 경우, 소산시간 상사비와 동적 시간 상사비 간에 불일치가 발생되는데 이를 극복하기 위해 간극유체의 점도를 증가시키는 방법을 널리 이용해 왔다.
3. 원심모형시험 수행 시 지반조성은 원하는 공학적 특성을 반복적으로 구현해 낼 수 있어야 하며 제한된 크기의 토조를 이용함에 있어 발생할 수 있는 다양한 문제점 등을 사전에 인지하여 타당성 있는 지중 응력상태를 구현해 낼 수 있도록 해야 한다.
4. 원심모형시험 시 중력 불균형 문제, 입자크기효과 및 경계조건 등에 의한 부적절한 결과가 초래될 수 있으므로 이러한 사항들을 잘 고려하여 시험의 오차발생을 줄일 수 있도록 해야 한다.



(b) 정규화 응답스펙트럼들의 형상

그림 10. 스케일 조정된 입력지진파 적용의 타당성 검증(Wilson, 1997)

참고 문헌

1. 이철주(2002), "Geotechnical centrifuge technology 소개", 한국지반공학회지 Vol 18, No. 8, pp. 31-37
2. 하익수, 서민우, 박동순(2006), "지반분야/원심모형실험장치의 활용", 지반공학회 특별기사 제 54권 10호
3. 한국지반공학회(2006), "지반공학 시리즈-지반구조물내진설계"
4. Andrew D. Gibson(1997), "Soil mechanics laboratory - Report No. SML 97-01", California Institute of Technology
5. A.N.Schofield(1980), "Cambridge geotechnical centrifuge operations", Geotechnique 30, No. 3, 227-268
6. ASTM(2004), "Standard Specifications and Operation Instructions for Glass Capillary Kinematic Viscometers", ASTM Designation D446-04
7. ASTM(2006), "Standard Test Method for Kinematic Viscosity of Transparent and Opaque Liquids (and Calculation of Dynamic Viscosity)", ASTM Designation D445-06
8. C-core(2004), "Earthquake Induced Damage Mitigation from Soil Liquefaction", Data Report-Centrifuge Test CT3
9. D.W.Wilson.(1998). "Soil-Pile-Superstructure Interaction in Liquefying Sand and Soft Clay", Ph.D. Dissertation
10. Garnier J.(2006), "Development of Centrifuge Modelling in Geotechnics." KWATER International Seminar on Geo-centrifuge 2006
11. K-water(2004), "Development of Optimization Method for Installation of Large Scale Geotechnical Testing Facilities", KIWE-DRC-04-15 Final Report
12. Loganathan, N., Poulos, H.G. & Stewart, D.P.(2000). "Centrifuge model testing of tunnelling-induced ground and pile deformations", Geotechnique 50, No. 3, 283-294
13. Lei Fu(2004). "Application of Piezoelectric Sensors in Soil Property Determination", Ph.D. Dissertation, Dept. of Civil Engineering, Case Western Reserve University, USA
14. S. lai, T.Tobita, T.Nakahara(2005), "Generalised scaling relations for dynamic centrifuge tests", Geotechnique 55, No. 5, pp.355-362.
15. Taylor, R.N. (1995): "Centrifuge in modeling: Principle and scale effects," Geotechnical centrifuge technology, R.N.Taylor, ed., pp.19-33.
16. Zeng. X, Wu. J., Young. B. A.(1998), "Influence of viscous fluids on properties of sand." Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 21, No. 1, March.

