

지진하중에 의한 방수제 구조물의 내진성능 평가를 위한 실험적 연구

Experimental Study on Seismic Performance Evaluation of Lake Dike Structures under Earthquake Loading

신 은 철¹ Shin, Eun-Chul
김 태 진³ Kim, Tae-Jin
박 정 준^{5*} Park, Jeong-Jun

강 현 회² Kang, Hyeon-Hoe
채 영 수⁴ Chae, Young-Su

ABSTRACT

This paper presents the characteristics behavior of dike structure and foundation ground through the shaking table model test. The vibration loadings of design earthquake acceleration of 0.154 g was applied to this laboratory model test regarding on dike structure and foundation ground under the structure. The model was formulated with 1/100 design of representative cross section for evaluating the effectiveness of vibration. Based on the test results, we can analysis the behavior of lateral displacement and settlement characteristics of structure under the earthquake loading. The pore water pressure was also monitored in the upper, middle and lower layers of ground. Finally, the actual displacements and pore water pressure of the structure can be predicted by using the results of the laboratory shaking table test.

요 지

본 연구에서는 방수제 구조물 및 하부지반에 대하여 1/100 축소모형의 비율을 갖는 토조를 제작, 설계지진 가속도 0.154g의 진동하중 적용시 진동대 모형실험을 통하여 구조물의 거동특성과 내진 안정성을 평가하였다. 실제 시공순서를 재현하여 완성 후 진동대 모형토조 하부에 설정된 지진하중을 발생시켜 지진에 의한 하부지반과 방수제 구조물의 상호작용을 분석하였다. 즉, 구조물의 수평 및 수직 변위, 구조물 하부지반에 작용하는 간극수압 변화, 하부지반 및 방수제 구조물의 최대가속도 변화량 측정 등 계측결과를 비교·분석하여 내진 안정성을 판단하였다.

Keywords : Dike structure, Shaking table model test, Pore water pressure, Lateral displacement, Earthquake loading

1. 서 론

오늘날 전 세계적으로 발생하고 있는 각종 재해는 환경 변화에 따라 다양화, 복잡화되어 대규모 피해를 유발하고 있으며 특히, 지진은 인명과 재산 피해에 있어 큰 영향을 미칠 자연재해 중 하나로 꼽히고 있다. 최근 들어 국내외 적으로 지진의 발생 빈도와 규모가 증가하고 있고 지진에

의한 심각한 피해 사례들이 보고되고 있다.

1995년 1월 일본 효고현에서 발생한 고베 지진은 지진 활동성이 낮다고 알려진 지역에서 발생하여 5,500여명의 사망자와 20만 명의 이재민 발생, 약 200조원에 달하는 경제적 손실을 초래하였고, 1988년 아르메니아 지진의 경우 내진설계가 전무했던 지역에서 발생하여 25,000명 이상의 사망자가 발생하였다. 그러나, 1989년 미서부 캘리포니아

1 정회원, 인천대학교 건설환경공학과 교수 (Member, Professor, Dept. of Civil and Environ. Engrg., University of Incheon)
2 정회원, 인천대학교 건설환경공학과 박사과정 (Member, Ph.D. Student, Dept. of Civil and Environ. Engrg., University of Incheon)
3 정회원, 수원대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Ph.D. Student, Dept. of Civil Engrg. The University of Suwon)
4 정회원, 수원대학교 토목공학과 교수 (Member, Professor, Dept. of Civil Engrg., The University of Suwon)
5* 정회원, 인천대학교 건설환경공학과 연구교수 (Member, Research Professor, Dept. of Civil and Environ. Engrg., Univ. of Incheon, E-mail: frostjun@incheon.ac.kr)

주에서 발생한 Loma Prieta 지진은 아르메니아 지진보다 큰 규모임에도 불구하고 단 62명의 사망자가 발생하였고, 2001년 2월 발생했던 시애틀 지진의 경우에는 사망자가 단 1명에 불과하였다. 이는 지진에 대한 대비태세의 유무에 따라 피해정도가 극명하게 달라져 내진설계에 대한 필요성 인식과 그에 따른 투자가 국민의 소중한 생명과 재산을 지키는 최선의 수단이라는 사실을 확인 할 수 있는 계기가 되었다. 또한, 최근 인도네시아 수마트라 지진(규모 9.0), 일본의 이와테/미야기 지진(규모 7.2), 중국 쓰촨(四川)성 지진(규모 8.0) 등은 수많은 인명과 재산상의 피해를 가져 왔으며, 특히 중국 쓰촨성 대지진은 쓰촨성 일대 약 400여개의 중·대형 댐에 크고 작은 손상을 입힘으로써 지진에 대한 예방 안전관리 대책의 필요성을 부각시켰다.

우리나라는 경제성장 및 장기적 국가발전 계획, 미래도시화 등으로 인하여 산업 및 주거용지, 친환경 시설 부지와 공항, 항만 등의 수요가 날로 늘어나고 있으나, 이를 수용할 수 있는 면적이 한정되어 있다. 이에 삼면이 바다로 접해있는 지형적 위치를 활용하는 공간 개발을 위한 해안매립으로 매립 규모가 점차 대형화 되고 있다. 방수제는 간척지를 침수로부터 보호하고 새로운 땅을 만들어내는 국토확장기능, 간척지 내부와 외부를 연결하는 도로기능, 담수호에 의한 수자원 확보 기능, 침수방지를 통한 자연재해방지기능 등 주요 구조물이므로 지진시 거동을 미리 예측하여 해안구조물의 붕괴 방지 및 피해를 최소화하기 위한 내진성능평가를 수행함으로써 지진에 대한 안정성을 확보하여야 한다. 국내에서는 시행착오를 바탕으로 설계기술이 발전하고 정립되어 나가고 있으나, 아직도 내진설계 세부항목별로 개선해야 할 여러 가지 문제점이 드러나고 있어 합리적인 내진설계 기법은 토목기술자들의 매우 중요한 연구과제이다(권혁기, 2009).

연약지반의 동적거동에 대한 연구는 요소시험을 위주로 활발히 진행되었고(Sun et al., 1988; Vucetic and Dobry, 1991), 실내시험에서 파악할 수 없는 지반-구조물 상호작용 같은 복합적인 메커니즘에 대해서는 진동대 실험을 통한 연구가 진행되었다(Meymand, 1998). 이에 축소된 모형을 사용함으로써 경제적으로 지반공학적 거동을 정확히 파악하기 위하여 현장의 응력상태를 재현시킬 수 있는 모형실험기법의 사용이 추천되고 있다. 황성춘(2005)은 진동대 실험을 통하여 Hachinohe 지진과 El Centro 설계 지진파를 이용하여 콘크리트 댐의 구조적 안정성을 판단하였으며, 전남수 등(2006)은 다양한 축소비율로 진동대 실험

과 전산해석을 수행하여 실제 현장 거동을 모사하는데 높은 신뢰성을 제시하였다.

따라서 본 연구에서는 방수제 구조물과 지반의 내진성능 평가를 위하여 상사율을 고려한 진동대 모형실험으로 안정성 평가를 수행하였다. 실험방법은 실제 시공순서를 재현하여 완성 후 진동대 모형토조 하부에 설정된 지진하중을 발생시켜 지진에 의한 하부지반과 방수제 구조물의 상호작용을 분석하였다. 즉, 구조물의 수평 및 수직 변위, 지진하중에 의한 구조물 하부지반에 작용하는 간극수압 변화, 하부지반 및 방수제 구조물의 최대가속도 변화량 측정 등 측정결과를 비교·분석하였다.

2. 진동대 모형실험에서의 상사법칙과 입력지진파

본 연구에서는 실제의 구조물에 대한 축소모형을 제작하여 동적 거동을 분석함으로써 축소모형과 원형사이의 상사법칙을 적용하는 것이 필요하다. 모형과 원형사이의 관계에 대한 연구는 Kagawa(1978)가 힘의 비를 이용하여 동적하중을 받는 지반구조물에 대한 상사법칙을 연구하였고, Iai(1989)는 지반-구조물-유체시스템을 지배하는 기본방정식(유체와 흡입자 사이의 평형방정식, 질량평형식, 구성방정식 등)으로부터 시스템에 대한 상사법칙을 제안하였다. 이러한 상사법칙에 대한 연구에 의해 지반-구조물-유체 상호작용 연구에 있어서 진동대 모형실험이 많은 주목을 받게 되었다. 표 1은 Iai(1989)가 제안한 진동대 모형실험을 위한 주요한 상사비를 나타낸 것이다.

진동하중하에서 포화된 흙의 거동은 두 가지 형태로 분류한다(Whitman and Liao, 1985). 첫 번째는 반복 유동성 거동(cyclic mobility type)은 진동하중이 가해지는 동안에 흙의 변형이 계속되다가 진동이 멈추는 순간에 변형도 멈추는 거동 형태이다. 둘째는 변형률 연화 거동(strain softening type)으로서 진동하중이 가해지는 동안에 흙의 변형이 계속되고, 진동이 멈춘 후에도 변형이 계속 발생하는 거동 형태이다. 흙의 변형이 반복유동성 거동을 보이는 경우, 지반-구조물 시스템의 동적거동을 이해하기 위해서는 변형률에 대한 상사비 λ_ϵ 을 고려하는 것이 매우 중요하다. 모형 지반의 전단파 속도를 알 때에는 변형률에 대한 상사비 λ_ϵ 은 식 (1)에 의해 결정된다(표 1의 제 1 형태).

$$\lambda_\epsilon = \lambda \left[\frac{(V_s)_m}{(V_s)_p} \right]^2 \quad (1)$$

표 1. 진동대 모형실험을 위한 주요 상사법칙(lai, 1989)

물리량	일반화된 상사비	실제 사용되는 상사비		
		제1형태	제2형태	제3형태
		$\lambda_p = 1$	$\lambda_\epsilon = \lambda^{0.5}, \lambda_p = 1$	$\lambda_\epsilon = 1, \lambda_p = 1$
길이	λ	λ	λ	λ
밀도	λ_p	1	1	1
시간	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$\lambda^{0.75}$	$\lambda^{0.5}$
가속도	1	1	1	1
속도	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$\lambda^{0.75}$	$\lambda^{0.5}$
변위	$\lambda\lambda_\epsilon$	$\lambda\lambda_\epsilon$	$\lambda^{1.5}$	λ
응력	$\lambda\lambda_p$	λ	λ	λ
변형률	λ_ϵ	λ_ϵ	$\lambda^{0.5}$	1
강성	$\lambda\lambda_p/\lambda_\epsilon$	λ/λ_ϵ	$\lambda^{0.5}$	λ
투수계수	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}/\lambda_p$	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$\lambda^{0.75}$	$\lambda^{0.5}$
간극수압	$\lambda\lambda_p$	λ	λ	λ
휨강성	$\lambda^5\lambda_p/\lambda_\epsilon$	$\lambda^5/\lambda_\epsilon$	$\lambda^{4.5}$	λ^5
축강성	$\lambda^3\lambda_p/\lambda_\epsilon$	$\lambda^3/\lambda_\epsilon$	$\lambda^{2.5}$	λ^3
모멘트	$\lambda^4\lambda_p$	λ^4	λ^4	λ^4
전단력	$\lambda^3\lambda_p$	λ^3	λ^3	λ^3
축력	$\lambda^3\lambda_p$	λ^3	λ^3	λ^3

표 2. 설계지반 가속도 결정

내진등급	재현주기	구역계수	위험도계수	설계지반 운동수준
I 등급	1,000년	0.11	1.40	0.154g

여기서, $(V_s)_m$ 과 $(V_s)_p$ 은 각각 모형지반과 원형지반의 전단파 속도를 나타내며, λ 는 길이에 대한 상사비로 원형과 모형의 기하학적 크기의 비이다.

모형지반과 원형지반의 전단파 속도에 대한 자료가 없는 경우에는 전단탄성계수가 구속압의 제곱근에 비례한다는 가정 하에 변형률에 대한 상사비, λ_ϵ 을 식 (2)로부터 구할 수 있다(표 1의 제 2형태).

$$\lambda_\epsilon = \lambda^{0.5} \quad (2)$$

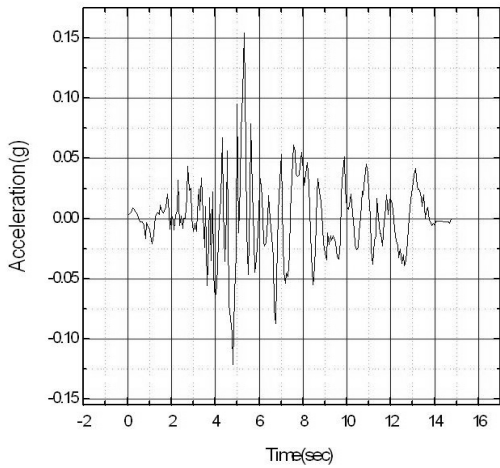
흙의 변형이 변형률 연화거동을 보일 경우에는, 큰 변형이 발생하기 때문에 변형률에 대한 상사비 λ_ϵ 을 도입할 수 없으며, 원형지반의 거동을 모사하기 위하여 모형지반의 상대밀도를 원형지반의 상대밀도보다 낮게 조성하게 된다(Roscoe, 1968; Schofield, 1980; Scott, 1989). 이 경우 표 1의 제 3 형태의 상사비를 사용할 수 있다.

3. 실험장치 및 실험방법

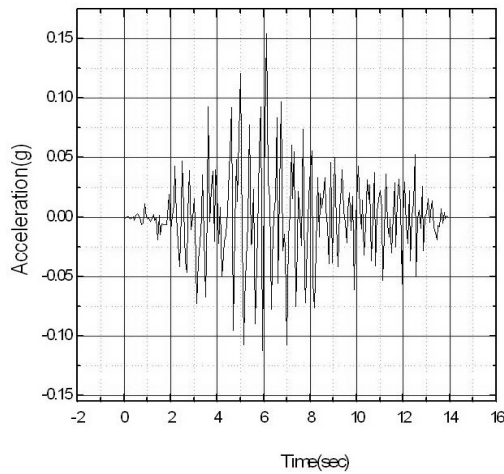
3.1 모형실험에 사용된 입력지진파

구조물의 내진설계는 중요도에 따라 1등급 및 2등급, 내진성능수준에 따라 기능수행수준과 붕괴방지수준으로 구분하여 적절한 해석방법을 사용한다(해양수산부, 2005). 일반적인 구조물의 내진성능을 평가하기 위한 설계지반 가속도를 산정하는 방법은 구조물의 내진등급과 재현주기를 통하여 구역계수 그리고, 위험도계수 결정하고, 이 값들의 곱으로 산출한다.

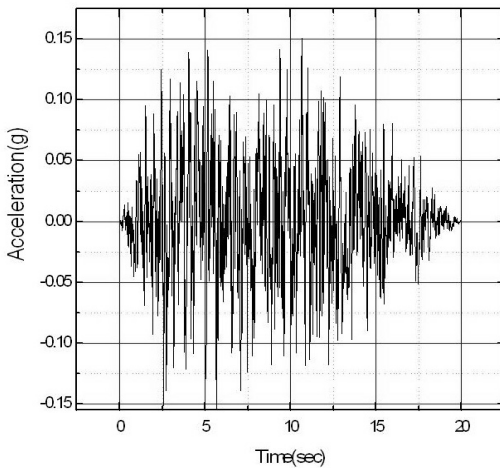
본 연구에서는 지진구역이 I구역인 전라도지역으로 가정, 내진 1등급 구조물인 방수제 구조물을 대상으로 하여 산정하였다. 표 2는 설계지반 가속도 결정조건을 나타낸 것으로서, 결정된 설계지반가속도 적용시 허용 최대 수평 변위는 30cm를 기준으로 하였다(건설교통부, 2005). 실험 모형은 방수제 구조물의 모형을 상사율이 1/100이 되도록



(a) Hachinohe 지진파



(b) Ofunato 지진파



(c) 인공지진파

그림 1. 내진해석 적용 가속도 시간이력(최대값 : 0.154g)

제작하여 실제 현장조건의 입도와 유사하게 원지반 시료를 모형토조에 조성하여 지반을 조성하였다. 또한, 구조물 내진 등급은 1등급, 성능수준은 붕괴방지수준 구조물로서 Hachinohe 지진파, Ofunato 지진파, 인공지진파의 3가지 파를 구현하였고, 이를 모형토조 하단에 입력하여 지진파를 모사하였다. 그림 1은 방수제 구조물의 진동대 모형실험에 사용된 지진파형을 나타낸 것이다. 최대 지진가속도 값을 0.154g로 선정하여 변환된 값이다.

3.2 모형지반 특성 및 구성

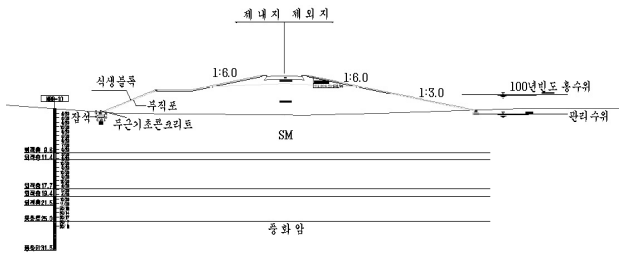
방수제 단면의 내진성능 평가를 위하여 선정된 대표단면으로 축소모형을 제작, 진동모형실험시 적용된 흙 시료의 지반공학적 특성을 표 3에 나타내었다. 방수제 제체 재료의 경우, 하부지반의 퇴적층 준설을 가정하여 퇴적층과 같은 동일 시료를 사용하였다.

그림 2는 적용된 방수제 구조물의 대표단면과 진동대 모형실험의 모식도를 나타낸 것이다. 적용된 실제 모형단면 형성을 보다 정확히 조성하고, 토조 외주면은 투명 아크릴로 제작하여 실제 진동대 실험 시 시료의 거동을 직접 확인할 수 있고, 이미지 프로세싱 등을 통해 시료의 거동을 직접적으로 가시화시킬 수 있는 장점이 있다. 구체적인 모형단면 조성순서는 원지반 조성 → 계측기 매설 → 방수제 설치 → 상부 계측기 설치 → 수위조절 순으로 진행하였으며, 2절에서 제시한 상사법칙을 적용하여 우선 방수제 하부에 설치되는 원지반의 공학적 특성 파악, 진동대의 제원 및 제반 시험조건을 고려하여 모형지반을 구성하였다.

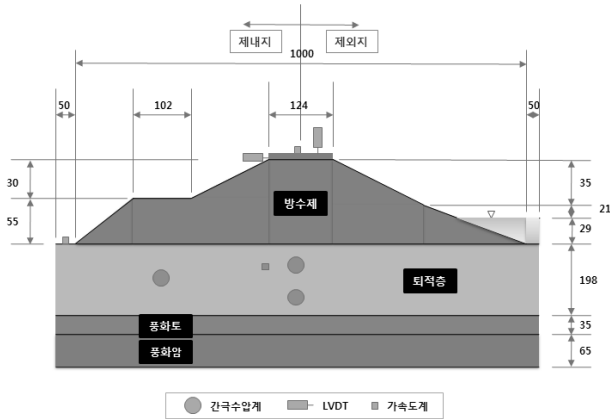
그림 3은 진동대 모형실험을 위한 구조물 설치, 지반 구성 등의 모형 토조 구성 절차를 나타낸 것이다. 우선, 모형 구조물을 설치하기 위한 모형토조에 각 지층(퇴적층, 풍화토, 풍화암)의 경계면을 표시한다. 진동대 모형실험은 60cm(폭)×110cm(너비)×100cm(높이)로 1/100 상사비를 적용할 수 있는 모형실험용 토조를 사용하였다. 상사비 1/100 모형을 모사하기 위해 입도를 조정하여 토조를 구성하였고, 모형실험의 기초 지반 구성은 최적함수비로 구성된 풍화토층 3.5cm, 해성퇴적층 19.8cm, 방수제 8.5cm의 순서

표 3. 사용된 시료의 공학적특성

시료	비중	체통과량(%)			통일 분류 (USCS)	최적함수비 (%)	최대건조단위중량 (tonf/m ³)
		No.10	No.40	No.200			
퇴적층 방수제 제체	2.67	100	70.3	20.3	SM	18.4	1.59



(a) 구조물 대표 단면



(b) 모형단면 모식도

그림 2. 내진해석 적용 가속도 시간이력(최대값 : 0.154g)

로 다짐을 실시하였으며, 표 4는 사용된 진동대 시험장치의 제원을 나타낸 것이다.

내진 해석조건에서 수위는 홍수위 조건으로 하여 구조물 하부지반은 최적함수비 조건으로 다짐 후 가압을 통한 강제 포화와 수침을 진행하였다. 표 5는 실험시 사용된 계측기의 제원을 나타낸 것이며, 과잉간극수압의 변화를 계측하기 위하여 모형지반의 퇴적층내 심도별로 간극수압계(3ea)를 설치하였고, 지반내의 가속도의 증폭량을 계측하기 위하여 중앙부 방수제 직하부의 해성퇴적층에 가속도계(2ea)를 설치하였다. 설치된 모형 구조물의 수평변위와 수직침하 변위를 측정하기 위하여 상부와 측면에 수평과 연직변위계(LVDT)를 설치하였으며, 설치된 모형 구조물의 전체적인 침하량을 계측하기 위하여 방수제 상부에 연

표 4. 진동대시험장치 제원

명칭	용도	재하판 크기	재하능력	최대가진속도	실가진속도
STC-5D	유압서보 진동시험기	1000×1000(mm)	500kg	3.5G	1G

표 5. 계측기의 제원

계측기 명칭	용도	용량	최소 계측단위	허용오차범위
KPC-200KPA	간극수압계	200kPa	0.0013kPa	0.03kPa
ARH-A	가속도계	102G	0.002G	0.02G
CDP-50-D	변위계	50mm	0.0002mm	0.0002mm



(a) 지층(풍화토층 및 해성퇴적층) 구성



(b) 간극수압계 및 가속도계 매설 및 제체 구성



(c) 포화후 완성된 모형단면

그림 3. 진동대 모형 토조 구성

직변위계를 설치하였다. 또한, 설치된 모형 구조물의 지진 하중 시에 구조물부에서 증폭되는 가속도 값을 측정하기 위하여 가속도계를 설치하였다.

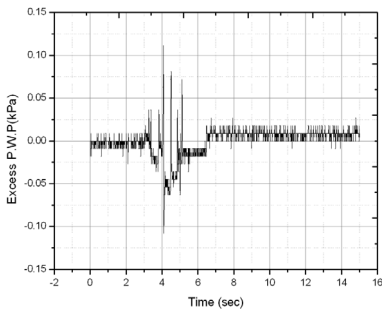
4. 실험결과 및 분석

4.1 장주기(Hachinohe) 파

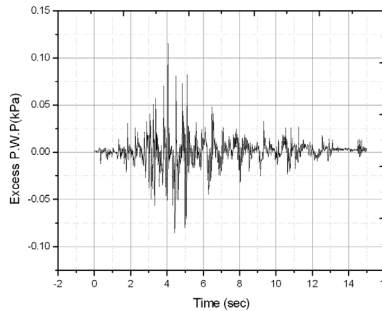
그림 4는 Hachinohe 지진파 재하시 간극수압을 나타낸 것으로서 간극수압계가 설치된 각 층의 유효응력을 계산하면 원지반 상부에서는 1.81kPa, 원지반 육측상부(제내지)에서는 1.66kPa, 원지반 하부에서는 2.53kPa로 나타났다. 지진하중 재하 시 원지반의 간극수압 증가 현상은 구조물

육측방향에서 0.15kPa 미만으로 간극수압의 변화는 거의 없는 것으로 나타났다. 그림 5는 유효응력에 따른 과잉간극수압비를 나타낸 것으로 원지반의 퇴적층 모두 1.0 미만으로 지진하중에 대한 설계수준 이하인 것으로 나타났다.

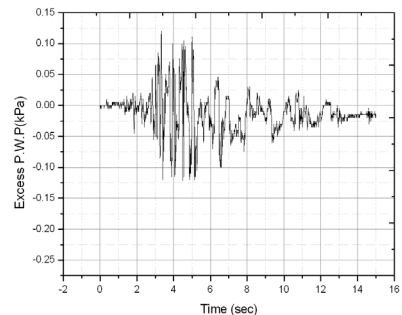
그림 6은 모형 토조내 위치별 가속도를 나타낸 것으로서 Hachinohe 지진기록파를 최대지진 가속도 0.154g (1.5m/sec²)로 수정하여 모형방수제에 재하 하였을 때 각 계층기 설치된 곳의 가속도 계측값은 원지반의 육측방향 상부(제내지)에 설치된 가속도계에서 가장 큰 증폭값이 나



(a) 원지반 상부

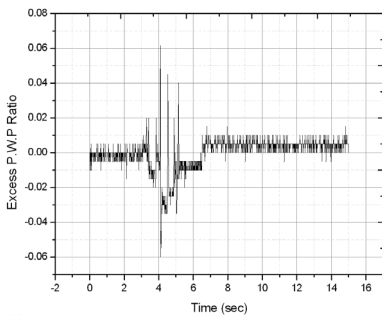


(b) 원지반 육측상부(제내지)

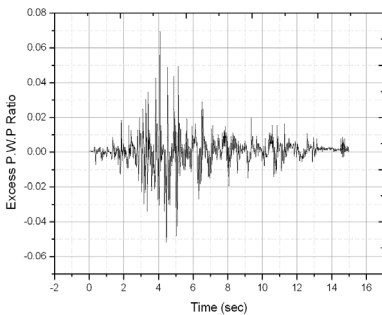


(c) 원지반 하부

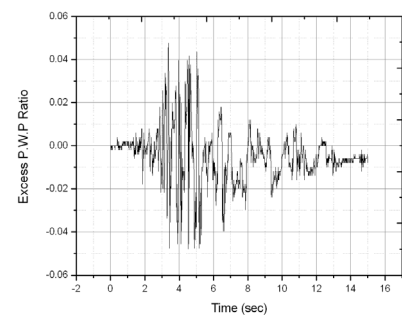
그림 4. 지진 재하시 과잉간극수압 변화



(a) 원지반 상부

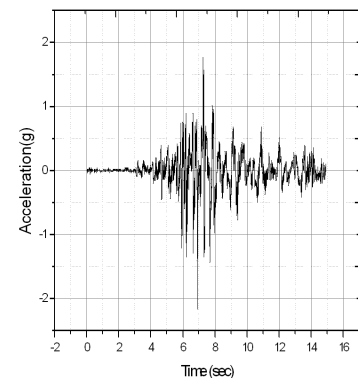


(b) 원지반 육측상부(제내지)

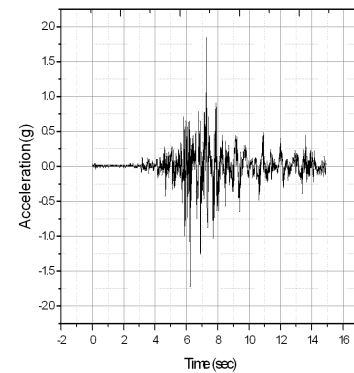


(c) 원지반 하부

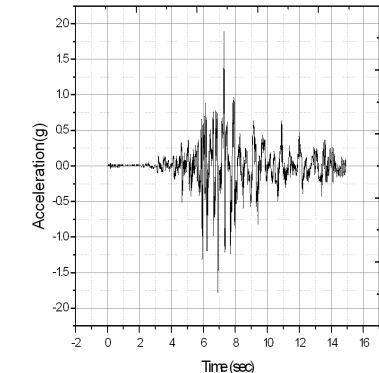
그림 5. 유효응력에 따른 간극수압비



(a) 방수제 상부면

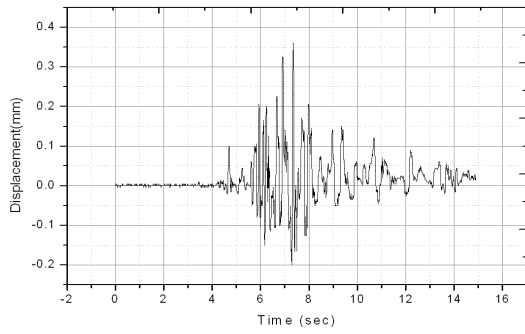


(b) 원지반 중심부

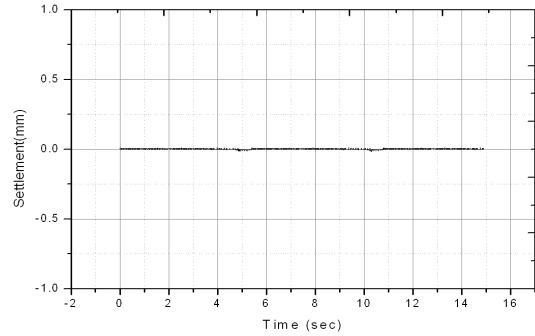


(c) 원지반 육측방향 상부면

그림 6. 각 위치별 가속도 측정 결과

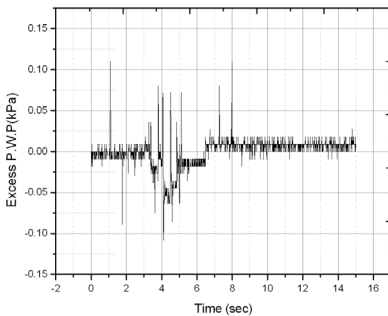


(a) 수평변위

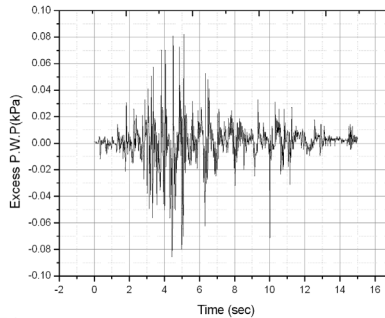


(b) 연직변위

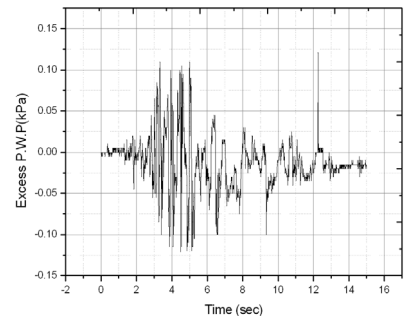
그림 7. 위치별 변위 측정결과



(a) 원지반 상부

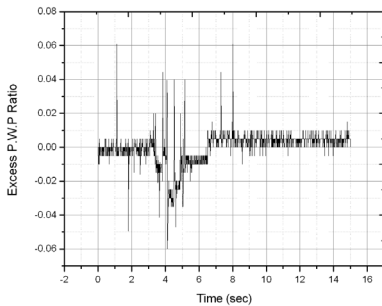


(b) 원지반 육측상부(제내지)

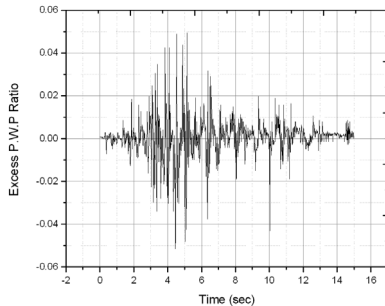


(c) 원지반 하부

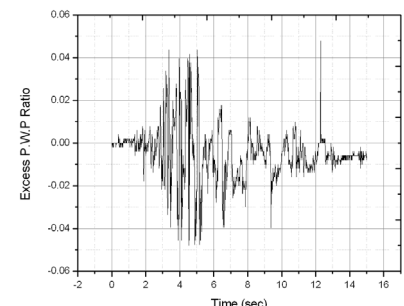
그림 8. 지진 재하시 과잉간극수압 변화



(a) 원지반 상부



(b) 원지반 육측상부(제내지)



(c) 원지반 하부

그림 9. 유효응력에 따른 간극수압비

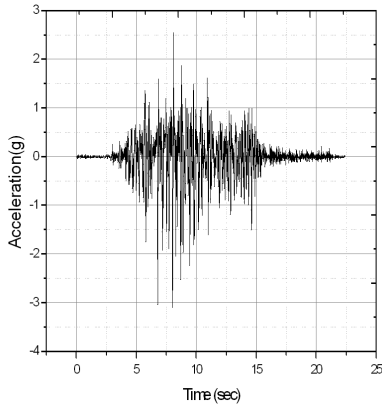
타났다. 가속도 값은 원지반의 육측방향 상부면(제내지)에서 최대 가속도 1.89m/sec^2 , 방수제 상부면에서는 1.77m/sec^2 , 원지반의 중심부에서는 1.85m/sec^2 로 나타났다. 원지반의 육측방향 상부면(제내지)과 중심부에서의 가속도 값이 방수제의 상부면 보다 가속도 값이 크게 나타났다.

그림 7에 나타난 바와 같이 진동대 모형실험 결과, 방수제 모형구조물의 수평변위는 0.36mm , 연직변위는 0.01mm 로 나타나 연직변위보다 수평변위가 크게 나타나는 경향을 보였다. 상사비를 고려한 실제 설계된 구조물에 지진하중이 적용되었을 때의 최종수평변위는 36mm , 최종연직변위는 1mm 로 예상된다. 붕괴방지 수준에서의 허용 수평변위 300

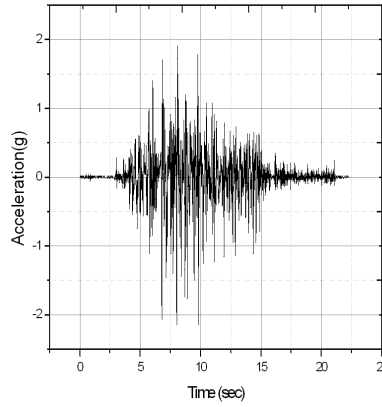
mm 를 만족하여 장주기파에 대해 안전한 것으로 판단된다.

4.2 단주기(Ofunato)파

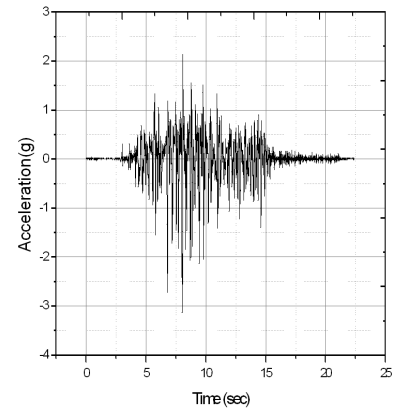
그림 8은 Ofunato파 재하시 간극수압을 나타낸 것으로서 간극수압계가 설치된 각 층의 유효응력은 원지반 상부에서 1.81kPa , 원지반 육측상부에서 1.66kPa , 원지반하부에서 2.53kPa 로 나타났다. 지진하중 재하시 원지반의 간극수압 증가 현상은 구조물 육측방향(제내지)에서 0.15kPa 미만으로 간극수압의 변화는 거의 없는 것으로 나타났다. 그림 9는 유효응력에 따른 과잉간극수압비를 나타낸 것으



(a) 방수제 상부면

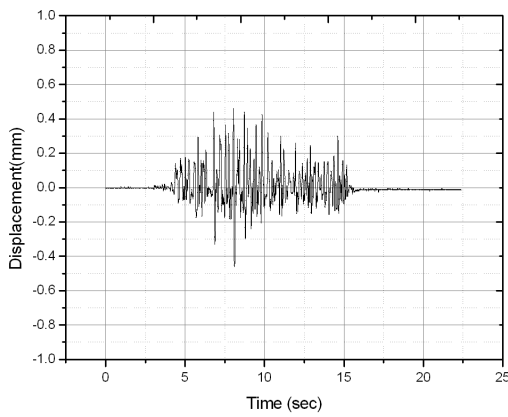


(b) 원지반 중심부

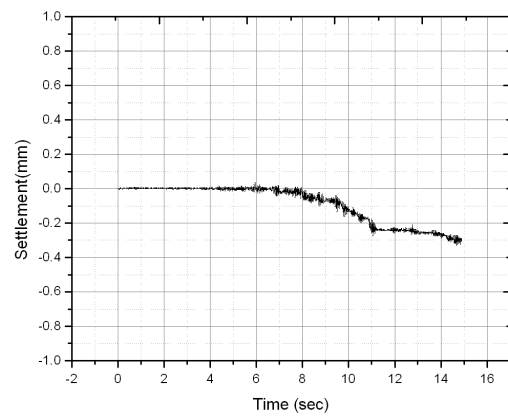


(c) 원지반 육측방향 상부면

그림 10. 각 위치별 가속도 측정 결과



(a) 수평변위



(b) 연직변위

그림 11. 위치별 변위 측정결과

로 원지반의 퇴적층 모두 1.0 미만으로 장주기파와 같이 단주기 지진특성도 내진설계 수준 이하로 도출되어 상부 구조물은 액상화에 대해 안전한 것으로 나타났다.

그림 10은 Ofunato 지진기록파를 최대지진 가속도 0.154g ($1.5m/sec^2$)로 수정하여 모형방수제에 재하 하였을 때 각 계측기 설치된 곳의 가속도 계측값은 방수제 상부에 설치된 가속도계에서 가장 큰 증폭값이 나타났다. 가속도 값은 원지반의 육측방향 상부면(제내지)에서 최대 가속도 2.13 m/sec^2 , 방수제 상부면에서는 2.55 m/sec^2 , 원지반의 중심부에서는 1.91 m/sec^2 로 나타났다.

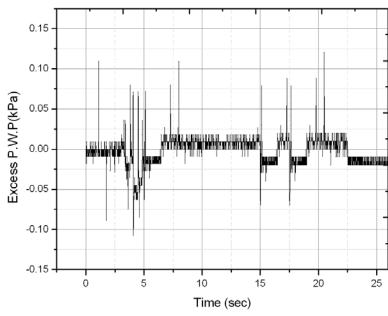
그림 11에서와 같이 방파제 모형구조물의 수평변위는 0.46mm, 연직변위는 0.04mm로 나타났으며, 수평으로 작용하는 지진 파형으로 인하여 연직변위보다 수평변위가 크게 나타났다. 상사비를 고려하면 실제 설계된 구조물에 지진하중이 적용되었을 때의 최종수평변위는 46mm, 최종 연직변위는 3.5mm로 예상된다. 붕괴방지 수준에서의 허

용수평변위 300mm를 만족하고 있는 것으로 나타나 단주기파에 대해 안전한 것으로 판단된다.

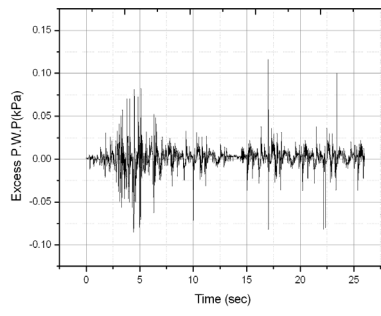
4.3 인공지진파

그림 12는 인공지진파 재하시 간극수압 변화를 나타낸 것이다. 간극수압계가 설치된 각 층의 유효응력은 원지반 상부에서 1.81kPa, 원지반 육측상부에서 1.66kPa, 원지반 하부에서 2.53kPa이며, 지진하중 재하 시 원지반의 간극수압 변화는 구조물 육측방향(제내지)에서 0.15kPa 미만으로 간극수압의 영향은 미미한 것으로 나타났다. 그림 13은 유효응력에 따른 과잉간극수압비를 나타낸 것으로서 방수제 구조물 기초지반은 내진설계기준에서 액상화로 인한 상부구조물에는 피해가 없는 1.0 미만으로 도출되었다.

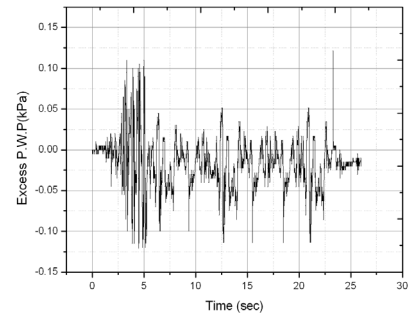
그림 14는 인공지진기록파를 최대지진 가속도 1.5 m/sec^2 로 수정하여 모형방수제에 재하하였을 때 각 계측기 설치



(a) 원지반 상부

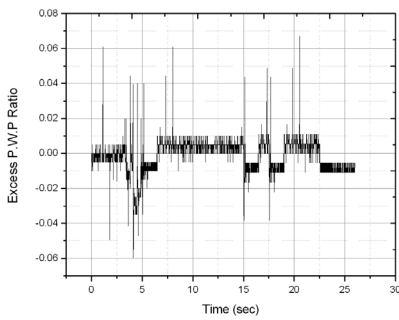


(b) 원지반 육측상부(제내지)

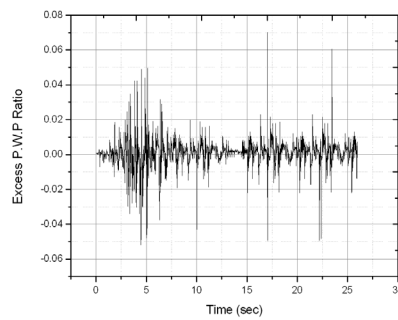


(c) 원지반 하부

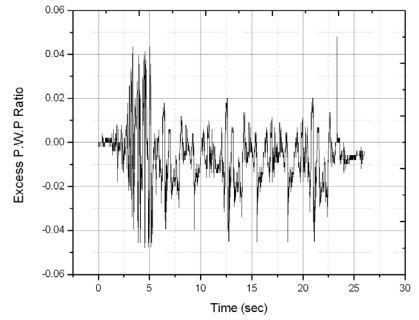
그림 12. 지진 재하시 과잉간극수압 변화



(a) 원지반 상부

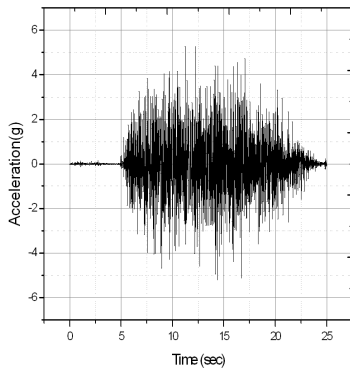


(b) 원지반 육측상부(제내지)

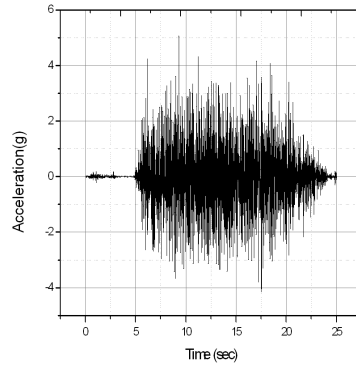


(c) 원지반 하부

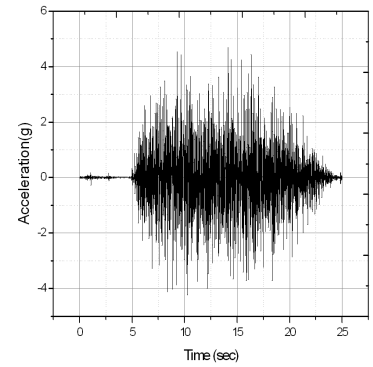
그림 13. 유효응력에 따른 간극수압비



(a) 방수제 상부면

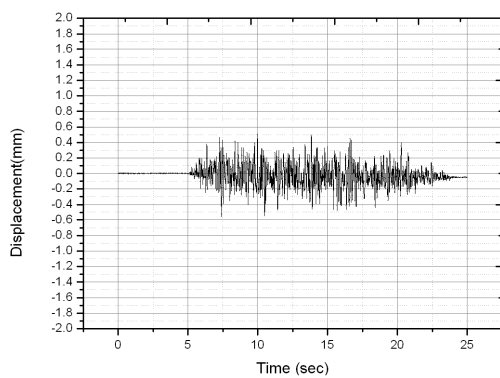


(b) 원지반 중심부

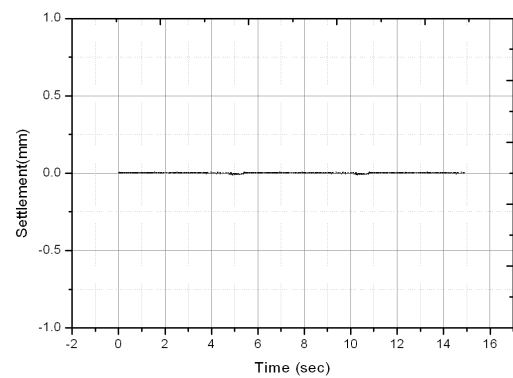


(c) 원지반 육측방향 상부면

그림 14. 각 위치별 가속도 측정 결과



(a) 수평변위



(b) 연직변위

그림 15. 위치별 변위 측정결과

된 곳의 가속도 계측값은 방수제 상부에 설치된 가속도계에서 가장 큰 증폭값이 나타났다. 가속도 값은 원지반의 육측방향 상부면(제내지)에서 최대 가속도 4.70m/sec^2 , 방수제 상부면에서는 5.27m/sec^2 , 원지반의 중심부에서는 5.06m/sec^2 로 나타났다.

그림 15에서와 같이 방파제 모형구조물의 수평변위는 0.51mm, 연직변위는 0.01mm로 나타났으며 수평으로 작용하는 지진 파형으로 인하여 연직변위보다 수평변위가 크게 나타났으며, 지진하중에 의한 영구 침하가 0.5mm 발생하였다. 상사비를 고려하였을 때 실제 설계된 구조물에 지진하중이 적용시 최종수평변위는 50.5mm, 최종연직변위는 1.2mm로 예상된다. 붕괴방지 수준에서의 허용변위 300mm를 만족하였다.

5. 결론

본 연구에서는 방수제 구조물과 지반의 내진성능 평가를 위하여 상사율을 고려한 진동대 모형실험으로 안정성 평가를 수행하였다. 구조물의 수평 및 연직 변위, 구조물 하부지반내에 작용하는 간극수압 변화, 하부지반 및 방수제 구조물의 최대가속도 변화량 측정 등 측정결과를 비교·분석하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

본 실험에서 측정된 가속도는 1.5m/sec^2 로 실험 토조에 적용하여 방수제 상부면, 원지반 퇴적층의 상부면, 육측방향, 하부면에 각각 측정을 하였다. 전체적인 가속도의 크기는 3가지 파형 중 Ofunato파와 인공지진파에서는 방수제의 상부면에서 가장 크게 나타났다. 최대가속도가 측정된 파형은 장주기파형과 단주기파형의 특징을 모두 가지고 있는 인공 지진파가 최대 5.27m/sec^2 으로 나타났다.

내진설계 기준에서 수평방향 변위가 300mm이하일 때 안정하므로 상사비를 고려하여 제작된 방수제 구조물의 수평방향 변위가 1mm이하 이면 내진 설계기준에 만족한다. 즉, 본 연구에서의 진동대 실험결과, 수평방향 변위가 0.51mm로 설계기준에 만족하였고, 이를 실제 스케일의 구조물에 적용하였을 때 50.5mm의 최대 변위가 발생할 것으로 예상된다. 또한, 측정된 과잉간극수압의 증가는 방수제 및 하부지반 전체에 미미한 수준으로 측정되었으나, 향후 입력지진파형, 수위변화, 최대지진가속도 등 해석조건을 달리하여 민감도 분석에 따른 간극수압 결과를 제시해야 할 것이다.

감사의 글

이 논문은 인천대학교 2010년도 자체연구비 지원에 의하여 연구되었음.

참고문헌

1. 건설교통부 (2005), *댐 시설 기준*.
2. 권혁기 (2009), *지진시 필댐의 동적해석을 위한 구성재료의 비선형 특성 연구*, 박사학위논문, 인천대학교.
3. 전남수, 최명진, 권오균, 김동수 (2006), “1g 진동대실험과 전산해석에 의한 모형실험의 Size Effect에 관한 연구”, *대한토목학회 정기학술대회논문집*, pp.4116-4119.
4. 해양수산부(2005), *항만 및 어항 설계기준*.
5. 황성춘 (2005), “진동대 시험을 이용한 콘크리트 댐의 동적거동 특성 연구”, *한국소음진동공학회 논문집*, 15(7), pp.806-812.
6. Iai, S. (1989), “Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field”, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.1, pp.105-118.
7. Kagawa, T. (1978), “On the similitude in model vibration tests of earth structures”, *Proc. of Japanese Society of Civil Engineering, Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp.69-77.
8. Meymand, P. J. (1998), *Shaking table tests of nonlinear soil-pile-superstructure interaction in soft clay*, Ph.D Thesis, University of California, Berkeley.
9. Roscoe, K. H. (1968), “Soils and model tests”, *Proc. of Institution of Mechanical Engineers, Journal of Strain Analysis*, Vol.3(1), University of Cambridge, pp.57-64.
10. Schofield, A. N. (1980), “Cambridge geotechnical centrifuge operations”, *Geotechnique*, Vol.30, No.3, pp.227-268.
11. Scott, R. F. (1989), “Centrifuge and modelling technology : a survey”, *Rev. Franc. Geotech*, No.48, July, pp.15-34.
12. Sun, J. I., Golesorkhi, R. and Seed, H.B. (1988), *Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils*, UBC/EERC Report 88/15, University of California, Berkeley.
13. Vucetic, M. V. and Dobry, R. (1991), “Effect of soil plasticity on cyclic response”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.117, pp.89-107.
14. Whitman, R. V. and Liao, S. (1985), *Seismic design of retaining wall*, Miscellaneous paper GL-85-I, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

(논문접수일 2011. 8. 16, 심사완료일 2011. 9. 21)