

유효응력모델을 이용한 동적 원심모형실험의 수치해석

Numerical Analysis of Dynamic Centrifuge Model Tests Using an Effective Stress Model

박 성 식¹ Park, Sung-Sik

김 영 수² Kim, Young-Su

Abstract

In this study an effective stress numerical procedure is used to assess the results of dynamic centrifuge tests under high effective stress. The centrifuge models consist of loose Nevada sand with an initial vertical effective stress of 380 kPa at depth, and they are modeled as a one-dimensional soil column. Liquefaction occurred up to 37 m or 22 m at depth, and the onset of liquefaction triggering was opposite to the conventional liquefaction evaluation procedure. In other words, liquefaction occurs first at the top and propagates downward as shaking continues. The results observed in centrifuge tests are reasonably predicted by the effective stress model. It is noted that the degree of initial saturation and additional densification at depth arising from the application of the high acceleration field play a key role in capturing the results of dynamic centrifuge tests.

요 지

본 연구에서는 비교적 높은 초기 유효응력을 가진 지반구조물의 액상화연구에 사용된 동적 원심모형실험결과를 이용하여 유효응력모델검증에 관한 연구를 수행하였다. 원심모형 지반은 최대 유효응력 380kPa를 가진 충분히 포화된 느슨한 Nevada 모래 지반으로 구성되었으며, 수치해석에서는 1차원의 기동형태로 가정하였다. 수치해석에 이용한 두 종류의 원심모형실험에서는 상당한 깊이(37m 및 22m)까지도 액상화가 발생하였으나, 깊이에 따른 액상화발생 경향은 경험적 액상화 평가방법과 상반된 결과를 보였다. 즉, 원심모형실험에서 예측된 과잉간극수압을 기준으로 해석하였을 때, 액상화는 모형지반의 윗부분에서 먼저 발생한 후 점차적으로 아랫부분으로 이동함을 알았다. 이와 같은 실험결과는 수치해석에서 비교적 잘 예측된 것으로 판단되었다. 원심모형 지반의 초기 포화도와 원심력 증가에 따른 지반의 상대밀도 증가가 액상화모형실험의 수치해석에서 중요한 역할을 함을 알 수 있었다.

Keywords : Centrifuge test, Densification, Effective stress model, Liquefaction, Saturation

1. 서 론

약 40년 전부터 액상화 대책으로 지반개량이 사용되기 시작하였으며, 몇몇 대형 지진에서는 그 역할이 잘

입증되었다(Hausler and Sitar, 2001). 하지만, 주로 모래 다짐말뚝이나 동적다짐을 사용하는 지반개량은 상당히 많은 비용이 소요된다. 따라서, 지진 발생시 예상되는 지반의 변위를 수치해석으로 정확하게 예측하여

¹ 정희원, Klohn Crippen Consultants Ltd. Geotechnical Analyst (Member, Ph.D., Geoenvironment Group, Klohn Crippen Consultants Ltd., Vancouver, Canada, park1059@hanmail.net)

² 정희원, 경북대학교 공과대학 토목공학과 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Kyungpook National Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2006년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

지반개량 범위를 최적화함으로써, 상당한 공사금액을 절약할 수 있다. 지반공학용 동적 수치해석 프로그램을 검증하기 위해서는, 지진이 발생한 지역의 주상도와 발생지역에서 계측된 지진정보(간극수압, 가속도, 변위 등)를 이용하는 것이 가장 바람직하지만, 실제 지반구조물에서 계측된 지진자료는 아주 제한적이다. 더구나, 해석대상이 되는 현장지반은 일반적으로 불균질하며 수치해석에서 고려해야 할 변수가 많으므로 동적구성모델의 검증에는 적합하지 않다. 따라서, 실내에서 균질한 사질토를 사용하여 지진가속도 및 간극수압의 계측이 용이한 원심모형실험이 동적구성모델 검증에 적합하다.

Lade(2005)는 흙에 관한 여러가지 구성모델들을 유사한 이론을 가진 모델로 분류한 후, 각 모델의 특성 및 적용성을 비교 평가하였다. 여기서, 대부분의 동적구성모델은 많은 입력변수들이 요구되며, 주로 연구목적으로 사용되었다. 본 논문에서는 실무에 적용하기 위하여 개발된 유효응력 탄소성모델인 UBCSAND(박성식 등, 2005)를 원심모형실험결과와 비교 분석함으로써, 그 적용성을 검증하였다. UBCSAND모델은 지진과 같은 반복하중을 잘 묘사하는 직접단순전단시험을 예측할 수 있으며, 입력변수가 적은 것이 특징이다. 다음 절에서는 구성 모델의 입력변수에 대해서 간략하게 설명하였다. 한편, 동적 원심모형실험 수치해석에서 응력증가에 따른 상대밀도증가 및 초기 포화도가 중요한 고려사항임을 알 수 있었다.

2. UBCSAND 모델 입력변수

UBCSAND모델은 지반공학용 상용프로그램인 FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua)(Itasca Consulting Group Inc., 2000)에 내장된 완전탄소성 Mohr-Coulomb 모델을 지진과 같은 반복 재하에 적용하기 위하여 변형한 모델로서, 다음과 같은 두 개의 탄성변수와 네 개의 소성변수를 필요로 한다.

2.1 탄성변수

탄성변형 계산에는 탄성전단계수 G (shear modulus, 전단탄성계수)와 탄성체적계수 B (bulk modulus, 체적탄성계수)가 필요하다. 탄성전단계수는 Seed등(1986)이 제안한 관계식을 사용하였으며, 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$G = k_G^e \cdot P_a \cdot (\sigma'_m / P_a)^{0.5} \quad (1)$$

여기서, P_a 는 대기압 (=100kPa); σ'_m 은 평균응력; k_G^e 는 탄성전단정수로 Skempton(1986)의 수정 표준관입시험치 $(N_1)_{60}$ 와 상대밀도 D_r 관계식을 이용하여, $21.7 \cdot (20) \cdot (F \cdot D_r^2)^{1/3}$ 과 같이 표현할 수 있다. 여기서, F 는 모래의 aging에 따라 35에서 55사이의 값을 가지는 상수이며, 본 연구에서는 실내실험에서 재성형된 모래일 경우에 Skempton(1986)이 제안한 35를 사용하였다.

탄성체적계수 B 는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$B = \alpha \cdot G \quad (2)$$

여기서, α 는 포아송비와 관계되며, 본 논문에서는 상대밀도에 관계없이 α 를 0.75로 가정하였다(Hardin, 1978).

2.2 소성변수

네 가지 소성변수는 파괴마찰각 ϕ_f , constant volume 마찰각 ϕ_{cv} , 소성전단계수 G^p (shear modulus at yield, 소성상태에서의 전단탄성계수), 그리고 파괴비 R_f 이다. 첫째, 파괴마찰각은 구성모델에서 모래의 파괴상태를 설정하는데 사용되며, 일반적으로 모래의 상대밀도에 따라 증가한다. 둘째, Constant volume 마찰각은 모래의 전단변형으로 인한 체적변형의 경계(즉, 체적감소 또는 증가)를 나타내며, 모래종류, 상대밀도, 유효응력 크기에 관계없이 일반적으로 32-33도의 값을 가진다(Chern, 1985; Negussey et al., 1988). 셋째, 소성전단계수 G^p 는 식 (1)과 유사한 형태로서 탄성전단정수 대신 소성전단정수 k_G^p 를 사용하였다. k_G^p 는 k_G^e 와 D_r 을 이용하여 $k_G^p \approx 4 \cdot (D_r)^4 \cdot k_G^e + 100$ 과 같이 나타낼 수 있다(Park, 2005). 넷째, R_f 는 파괴비를 나타내며, 상대밀도에 따라 0.8에서 0.95사이의 값을 가진다.

따라서, 수치해석에서 요구되는 두 개의 탄성변수와 네 개의 소성변수는 해석지반 또는 실험 시료의 상대밀도를 이용해서 대부분 구할 수 있으며, 표 1은 소성변수

표 1. 상대밀도에 따른 소성변수의 범위(Park, 2005)

D_r (%)	ϕ_f (°)	ϕ_{cv} (°)	R_f
20~40	33.1~33.6	33	0.99~0.94
40~60	33.6~34.3	33	0.94~0.87
60~80	34.3~35.2	33	0.87~0.78

의 일반적인 범위를 나타내었다.

3. 동적 원심모형실험

액상화와 관련된 모형실험은 일반적으로 진동대장치나 원심모형실험장비를 이용하여 수행되어져 왔다. 진동대 모형실험은 중력장에서 이루어지나, 동적 원심모형실험은 원심력장에서 이루어지는 진동대실험이라고 할 수 있다. 원심모형실험은 흙에 작용하는 응력을 실제 현장의 상태처럼 재현할 수 있으므로, 높은 유효응력과 관련된 액상화 연구에 아주 적합하다. 원심모형실험에 관한 일반적인 인식은, 100배의 원심력장에서는 중력장과 원심력장사이의 상사법칙에 따라 모래 혹은 흙 입자의 크기도 100배 증가하는 것으로 판단할 수 있다. 그러나, 흙 입자가 100배 증가하는 것이 아니라, 단위중량이 100배 증가함에 따라 흙에 작용하는 유효응력이 100배 증가한다고 할 수 있다.

Verification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies(VELACS)(Arulanandan and Scott, 1993)프로젝트에서는 여러가지 구성모형을 검증하기 위하여 삼축시험, 직접단순전단시험 그리고 다양한 동적 원심모형실험을 실시하였다. Canadian Liquefaction Experiment(CANLEX)(Puebla et al., 1997)프로젝트는 액상화연구를 위하여 교란 및 불교란 시료를 이용하여 다양한 실내시험을 수행하였으며, 현장시험과 정적 원심모형실험 또한 실시하였다. 이러한 실험자료는 구성모형검증에 이용되었다. 그 이후로, 원심모형실험은 구성모형을 검증하기 위한 수단으로 자주 이용되었다.

본 논문에서는 Rensselaer Polytechnic Institute(RPI)에서 Gonzalez 등(2002)이 수행한 원심모형실험의 결과를 UBCSAND모형을 이용해서 해석하였다. 수치해석 결과를 소개하기 전, 동적 원심모형실험 해석에서 중요한 고려사항을 먼저 서술하였다.

3.1 응력-상대밀도 증가식

일반적으로, 작은 공시체를 사용하는 실내실험에서는 압밀이나 구속압 증가에 따른 시료의 상대밀도 증가를 간단히 계산할 수 있다. 원심모형실험에서는 대기압 상태에서 시료를 준비한 다음, 성형된 모형지반에 중력가속도(구속압)를 증가시킨다. 이 과정에서 응력 증가에 따라 증가되는 상대밀도는 일반적으로 간과되었다. 한

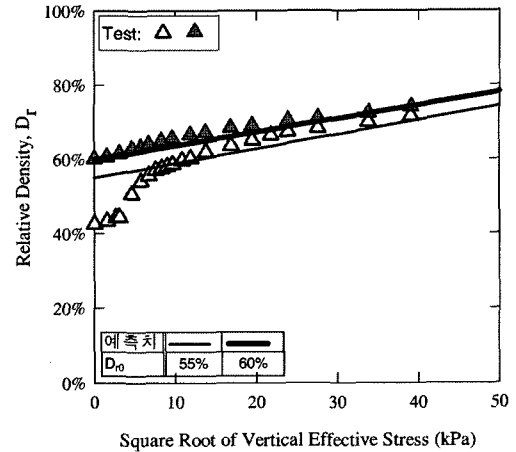


그림 1. Nevada모래의 응력 증가에 따른 상대밀도 증가실험 결과는 Arulmoli 등, 1992)

편, 압축성이 크고 느슨한 모래의 경우에는 비록 작은 유효응력 증가에도 그에 따른 상대밀도의 증가는 상대적으로 크다. Park과 Byrne(2004)은 여러종류의 모래를 이용한 일축압축시험 자료를 분석하여, 다음과 같은 유효응력 증가에 따른 상대밀도 증가식을 제안하였다. 여기서는 ‘응력-상대밀도 증가식’이라 부르기로 한다.

$$D_r = D_{r0} + \alpha_D \cdot (\sigma'_v / P_a)^{0.5} \quad (3)$$

여기서, $\alpha_D = \left[\frac{(1 + e_{max})}{e_{max} - e_{min}} - D_{r0} \right] \cdot \frac{2 \cdot (1.5 - D_{r0})}{C}$, D_{r0} 는 초기 0kPa에서의 상대밀도, e_{max} 와 e_{min} 는 최대 및 최소 간극비, C 는 모래강성정수이며 간극비에 따라 변하지 않는다. σ'_v 는 유효수직응력이다(단위 kPa). 그림 1은 본 논문에 소개되는 원심모형실험에서 사용한 Nevada 모래의 일축압축시험 결과와 식 (3)의 예측치를 서로 비교하였다. Nevada 모래의 $C=220$, $e_{max}=0.89$, $e_{min}=0.51$ 이다.

3.2 초기 포화도와 투수계수

비배수 실내실험에서 초기 포화도는 아주 중요하며, Skempton의 간극수압계수 B 값을 통해서 공시체의 포화도를 예측할 수 있다. 몇몇 연구자들(Xia and Hu, 1991; Ishihara et al., 2001)은 반복 삼축시험에서 B 값이 낮아짐에 따라 액상화 저항치가 증가하는 실험결과를 소개하였다. Ishihara 등(2001)은 반복 삼축시험에서 99.3% 이상 포화되지 않은 시료를 사용한 경우에 액상화를 과대평가할 수 있음을 보여 주었다.

간극수압 상승은 물의 체적탄성계수 B_f 에 직접 비례

한다. 보일의 법칙(Boyle's law)에 따르면, 흙 입자의 간극 속에 있는 물(액체)의 체적탄성계수 B_f 는 식 (4)와 같이 초기 포화도 S_{r0} 의 함수로 나타낼 수 있다. 간극이 완전히 물로 채워져 있을 경우, B_f 는 물의 체적탄성계수인 2e6kPa와 같다.

$$B_f \cong \frac{p^2}{(1-S_{r0}) \cdot P_a} < 2e6kPa \quad (4)$$

여기서, S_{r0} 는 초기 포화도를 의미하며, p 는 물에 작용하고 있는 절대압력이다. 낮은 포화도로 인한 낮은 체적탄성계수는 간극수압 상승을 과소평가할 수 있으므로, 반드시 완전히 포화된 시료를 사용할 필요가 있다. 절대압력 p 와 초기 포화도 S_{r0} 에 따른 물의 체적탄성계수 B_f 의 변화를 그림 2에서 비교하였다.

위 식 (4)에서 나타난 것처럼 동적 원심모형실험에서 포화도는 간극수압 발생에 직접적인 영향을 미치나, 대부분의 모형실험에서는 그 계측의 어려움으로 인해 간과된다. 현재, 간접적으로 포화도를 예측할 수 있는 방법은 P파 실험에서 얻어진 파동속도를 이용해서 B값을 계산하는 것이 최신의 방법(Ishihara et al., 2001)이라 할 수 있다.

일반적인 투수계수시험은 중력장에서 물을 간극매체로 사용한다. 그로 부터 얻어진 투수계수 k 는 중력장이 N배 증가하면 물의 단위중량이 N배 증가하므로, Taylor (1948)가 제안한 식에서 나타난 것처럼 k 는 N배 증가된다. 그 식은 또한 유체의 점성이 물보다 M배 증가하면 투수계수는 M배 감소함을 나타내었다. 따라서, 원심모형실험상의 유효 투수계수 k^* 는

$$k^* = k \frac{N}{M} \quad (5)$$

여기서, k 는 중력장에서 매개체로 물을 사용하여 얻은 투수계수이다.

원심모형실험에서 간극수로 물을 사용했을 경우에 증가된 유효투수계수는 간극수압 발생뿐만 아니라 소산에 더욱 큰 영향을 미친다. 따라서, 최근의 동적 원심 모형실험에서는 대부분 점성을 가진 유체를 사용하여, 중력장 증가로 인한 영향을 상쇄시킨다. Dewoolkar 등 (1999)은 원심모형실험에서 사용되는 점성유체의 역학적 특성에 대해서 잘 서술하였다.

3.3 액상화 저항강도

UBCSAND모형을 Nevada 모래로 성형한 원심모형 실험 해석에 사용하기 전에, 동일한 모래를 사용한 직접 단순전단시험을 이용해서 모델을 검증하였다. 그림 3은 Nevada 모래를 이용한 실험 결과 중의 하나이며, $D_r=43\%$ 와 $\sigma'_{v0}=160kPa$ 이다. 그림의 왼쪽은 실험치이며 오른쪽은 해석치이다. 수치해석에 사용된 입력변수는 시료의 D_r 값과 표 1을 이용하였다. 세 번째 반복 재하시에 액상화가 발생함을 알 수 있으며, 실험치와 해석치가 비교적 잘 일치함을 알 수 있다.

그림 4는 상대밀도가 다른 Nevada 모래의 액상화 저항강도를 CSR(cyclic stress ratio)과 액상화 발생 재하횟수로 나타내었으며, 실험치를 상대밀도에 따라 원, 삼각형, 사각형으로 각각 구분하였다. 구성모델의 해석치는 점선, 가는 실선, 굵은 실선으로 나타내었으며, 실험치

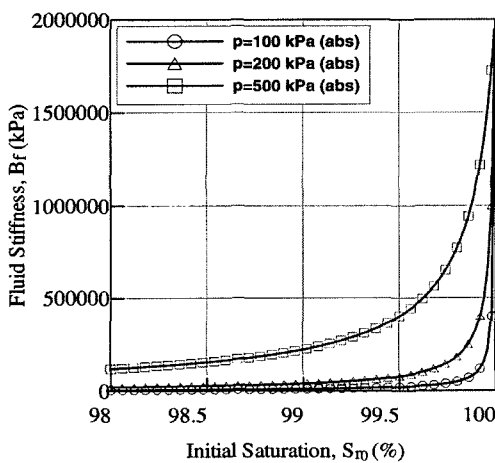


그림 2. 초기 포화도와 절대압력 변화에 따른 유체의 체적탄성계수 관계

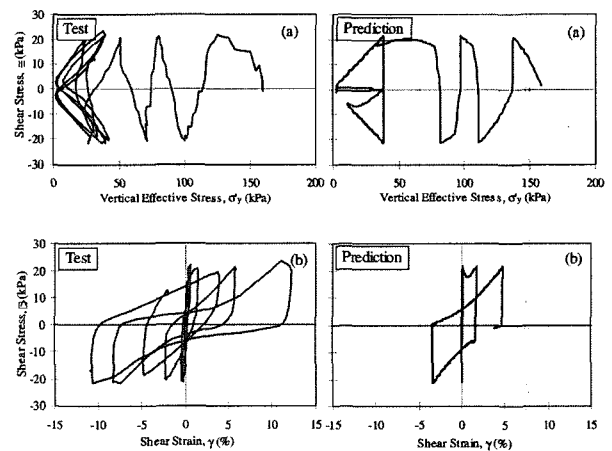


그림 3. 반복직접단순전단시험 결과(왼쪽)와 해석치 비교 : (a) 유효 응력도, (b) 응력-변형률관계(실험 결과는 Arulmoli 등, 1992)

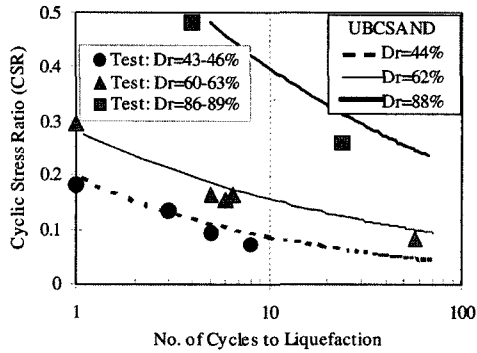


그림 4. Nevada 모래의 액상화 저항강도와 구성모델의 예측치(실험 결과는 Arulmoli 등, 1992; Kammerer 등, 2000)

와 잘 일치함을 알 수 있다. 수치해석에 사용된 입력변수는 시료의 D_r 값과 표 1을 이용하였다.

4. RPI 동적 원심모형실험의 수치해석

높은 유효응력 상태에서 액상화 현상을 연구하기 위하여, RPI에서는 세 종류의 원심모형실험을 실시하였다 (Gonzalez et al., 2002). Model 1은 균일하고 느슨한 Nevada 모래로 구성되었으며, 원심가속도는 120g를 가했다. Model 2도 균일하고 느슨한 Nevada 모래로 구성되었으나, 상재하중(surcharge)을 가하였으며, 원심가속도는 80g를 가했다. Model 3은 Model 2와 유사하나, 상부의 조밀한 모래와 하부의 느슨한 모래로 구성되었다. 하지만, 모형지반하부에서 최대 유효응력은 약 380kPa로 세 경우 모두 동일하다. 본 논문에서는 UBCSAND 모델을 사용하여 균일하고 느슨한 모래로 된 Model 1과 Model 2를 예측한 다음, 원심모형실험 결과와 비교 분

표 2. 원심모형실험 Model 1의 수치해석 주요 입력사항

	S_{r0} (%)	B_r after Spinup (kPa)	투수계수 (m/sec)	상대밀도 (%)	
				Placed	Spinup
상부층	98.5	0.2 E5	8.2E-5	55	55
중부층	98.5	0.6 E5	8.2E-5	55	61
하부층	98.5	1.2 E5	8.2E-5	55	63

표 3. 원심모형실험 Model 2의 수치해석 주요 입력사항

	S_{r0} (%)	B_r after Spinup (kPa)	투수계수 (m/sec)	상대밀도 (%)	
				Placed	Spinup
상부층	99.0	1.3 E4	5.5E-5	55	60
중부층	98.5	2.4 E4	5.5E-5	55	62
하부층	98.0	3.2 E4	5.5E-5	55	63

석하였다. 원심모형실험에서 사용한 단위는 실물크기 (prototype scale)이다.

FLAC을 이용한 수치해석은 모형지반을 수평방향으로 균질하며, 해석지반을 1차원의 기동형태로 가정하였다. 수평방향의 좌우의 양절점은 서로 연결되어, 비틀림 현상은 고려하지 않았다. 표 2와 3은 앞서 서술한 주요 입력사항을 상, 중, 하부층으로 각각 나누어 Model 1과 Model 2에 대해서 나타내었다. 탄소성 입력변수는 원심가속도를 가한 후 (spinup)의 D_r 값과 표 1을 이용하였다.

4.1 RPI Model 1 결과 및 비교

그림 5(a)는 원심모형 Model 1의 단면을 나타내며, 그림 5(b)는 FLAC Model 1의 해석단면과 계측지점을 각각 표시하였다. 수치해석시에는 가장 아래쪽 절점을 양

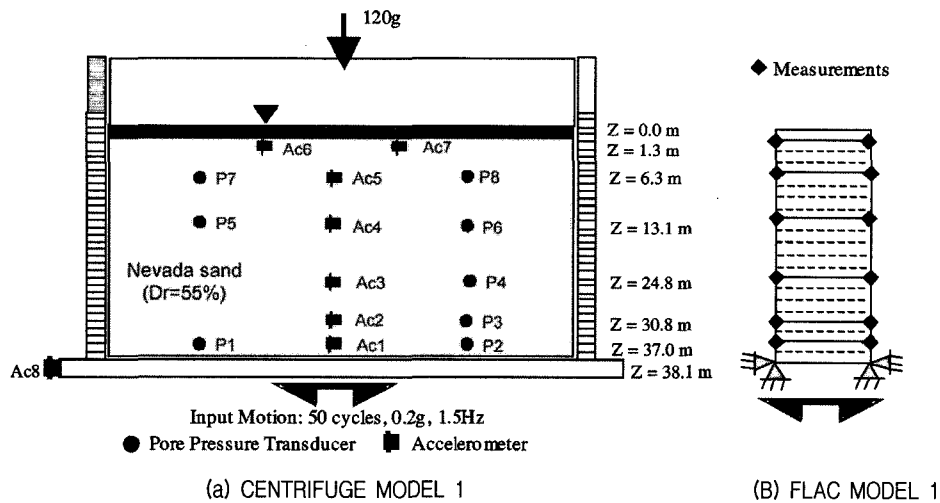


그림 5. 원심모형실험 Model 1(Gonzalez 등, 2002)과 FLAC Model 1

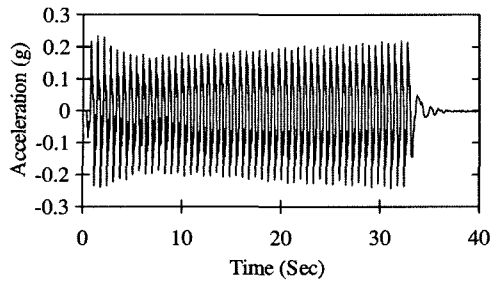


그림 6. 원심모형실험 Model 1의 입력가속도

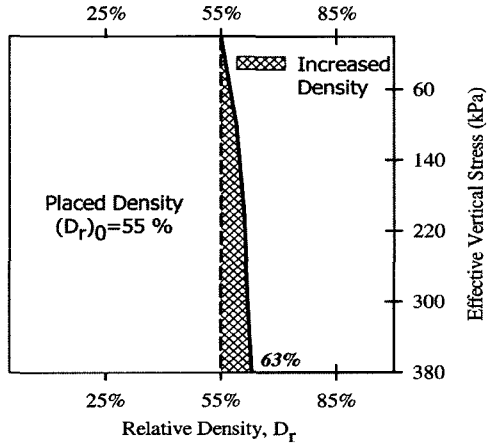


그림 7. 원심모형실험 Model 1의 상대밀도 증가분포

방향 고정하였으며, 양 절점에 수평방향으로 그림 6과 같은 크기의 입력가속도를 실험과 해석에 동일하게 입력하였다. 응력증가에 따른 상대밀도 증가를 고려하였으며, 증가된 분량은 그림 7에 표시되어 있다. 그 증가분은 식 (3)으로부터 계산하였다.

그림 8(a)는 계측 가속도와 예측 가속도를 각각 비교하였다. 깊이 30.8m를 제외하면 비교적 잘 예측하고 있음을 알 수 있다. 액상화가 발생하면, 그림 8(a)에 나타난 것처럼 흙이 전단변형에 대한 저항력을 소실하므로, 계측된 가속도가 감쇠되는 현상을 보였다. 즉, 모형지반의 가장 아랫부분에서 입력된 전단파가 모형지반의 윗부분으로 전달되지만, 액상화가 발생한 부분에서는 이 전단파가 단절되었다. 따라서, 계측된 가속도가 감쇠되기 시작하는 시점을 고려하면, 모형지반의 가장 윗부분에서 먼저 액상화가 발생해서 점차적으로 아랫부분으로 확산됨을 알 수 있다.

그림 8(b)는 계측 과잉간극수압과 예측 과잉간극수압을 각각 비교하였으며, 수평점선은 초기 유효수직응력을 나타낸다. 깊이 13.1m에서는 약 6초만에 액상화를 나타내는 초기 유효수직응력의 100%에 해당하는 과잉

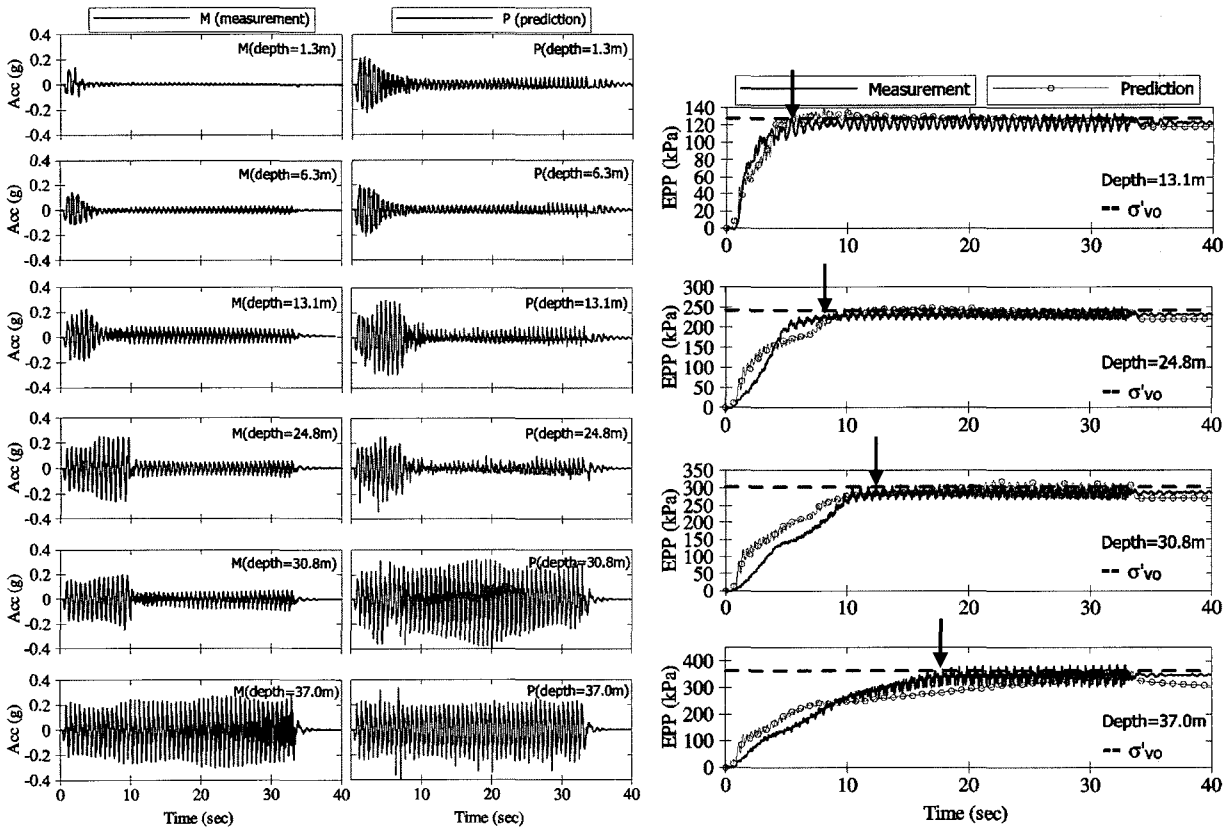


그림 8. 계측 및 예측된 원심모형 Model 1의 비교 : (a) 가속도(왼쪽)와 (b) 과잉간극수압(오른쪽) (실험결과를 Gonzalez 등, 2002)

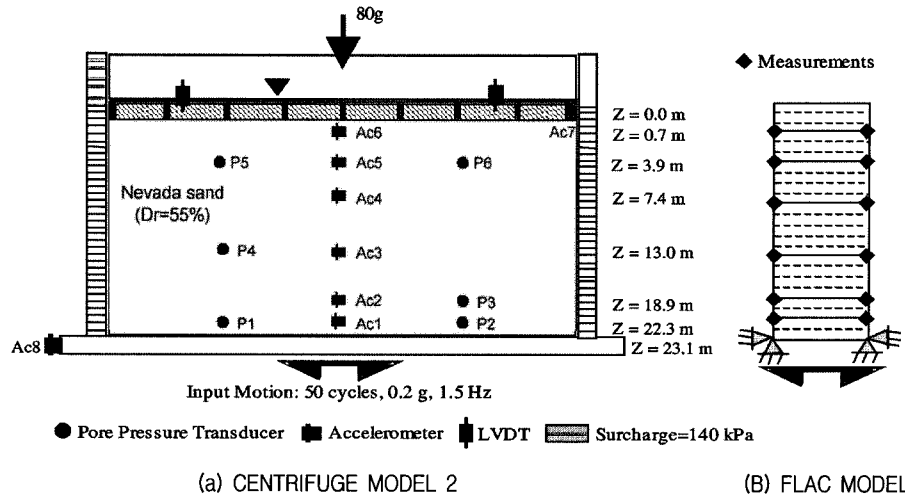


그림 9. 원심모형실험 Model 2(Gonzalez 등, 2002)와 FLAC Model 2

간극수압이 발생하였다. 이는 예측된 가속도에서 나타난 액상화발생 시점과 잘 일치함을 알 수 있다. 액상화 현상을 나타내는 100% 과잉 간극수압 상승시점(그림 8(b)에 화살표로 표시)이 원심모형 지반의 아랫부분으로 내려 갈수록 점차적으로 길어지는 현상을 보이고 있다. 이것은 다소 의외의 결과라 할 수 있다. 초기 지진가속도 입력 시에 전달되는 가속도가 각 층에서 비교적 동일하게(깊은 곳이 다소 높음) 예측되었으므로, 이것은 동일한 전단응력비가 원심모형지반 각각의 층에 가해졌음을 나타낸다. 따라서, 만약 깊이에 관계없이 모든 층이 동일한 상대밀도를 가지고 있다면, 실무에서 사용되고 있는 경험적 액상화 평가방법은 K_r 효과를 고려함으로써, 액상화가 원심모형 지반에서 높은 유효 구속응력을 가진 아랫부분에서 먼저 발생하는 것으로 해석한다. 여기서, K_r 효과란 상대밀도가 동일할 경우 유효 구속응력이 증가함에 따라 액상화 저항력비(cyclic resistance ratio, CRR)가 감소하는 현상을 의미한다.

한편, Park 등(2004)은 원심모형실험 Model 1이 깊이에 관계없이 동일한 상대밀도로 이루어졌다고 가정 한 후, 추가적인 수치해석을 수행하였다. Model 1의 실험결과와 반대로 아랫부분이 먼저 액상화된 이후에 액상화가 윗부분으로 이동하는 수치해석 결과를 발표하였다.

4.2 RPI Model 2 결과 및 비교

원심모형 Model 2와 FLAC Model 2의 단면은 그림 9(a)와 9(b)에 각각 나타나 있다. Model 2는 상대밀도 55%의 모형지반에 Model 1보다 낮은 80g를 가하였다.

하지만, 상부에 상재하중 140kPa를 가하여 모델 하부에서 동일한 초기 유효응력을 재현하였다. 수치해석 방법은 앞서 서술한 것과 동일하며, 입력가속도는 그림 10에 나타나 있다. 식 (3)을 이용하여 응력증가에 따른 상대밀도 증가를 예측하였다. 초기 지반의 상대밀도를 55%로 가정하였을 경우, 하중 증가 후에는 지표면에서는 60% 그리고 하부에서 63%로 증가된 것으로 계산되었다. 증가된 분량은 그림 11에 표시하였다.

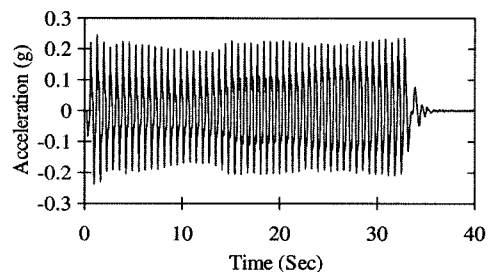


그림 10. 원심모형실험 Model 2의 입력가속도

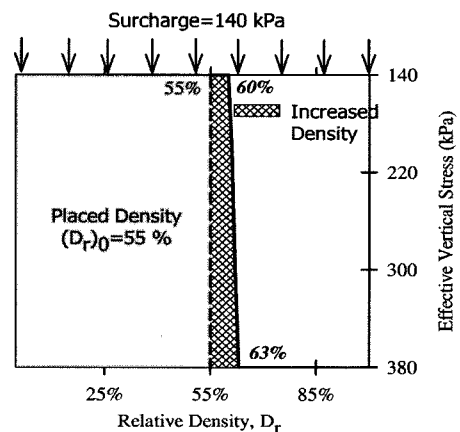


그림 11. 원심모형실험 Model 2의 상대밀도 증가분포

원심모형 지반의 깊이 0.7m에서 22.3m사이의 가속도와 과잉간극수압을 비교하였다. 그림 12(a)은 계측 가속도와 예측 가속도를 각각 비교하였다. 지표면과 7.4m 사이에서는 예측된 가속도가 계측치보다 다소 빨리 감쇠함을 알 수 있었다. 일반적으로, 예측된 가속도의 경향은 계측치와 비교적 잘 일치함을 알 수 있었다.

그림 12(b)는 계측 과잉간극수압과 예측 과잉간극수압을 각각 비교하였다. 먼저 계측된 과잉간극수압을 보면, Model 1과 동일하게 Model 2의 가장 윗부분에서 먼저 액상화가 발생한 다음, 아랫부분으로 이동되는 경향을 보이고 있다. 그러나, 예측된 과잉간극수압은 가장 윗층(3.9m 부분)에서가 아니라, 그 아래에 위치한 3.9m와 13m 사이의 어떤 부분(7.4m 부분으로 가정함)에서 액상화가 발생하여, 가장 윗층(3.9m 부분)을 고립화시키는 현상을 보이고 있다. 하지만, 그 아랫부분의 과잉간극수압은 비교적 잘 예측하고 있음을 알 수 있다.

깊이 7.4m에서는 과잉간극수압이 계측되지 않았으며, 예측된 과잉간극수압만이 그림 12(b)에 소개되었다. 깊이 7.4m에서는 가장 빠른 약 4초에 액상화발생을 예측하고 있다. 그림 9(b)와 같이 여러 층으로 나누어진

1차원 수치해석 모델에서는 어느 한 층에서 액상화가 발생하면, 액상화된 층은 아랫부분에서 전달되는 전단파 혹은 전단변형으로부터 윗부분을 고립시키는 역할을 한다. 따라서, 액상화가 가장 먼저 발생한 층(7.4m 부분)보다도 위에 있는 층(3.9m 부분)에서 예측된 과잉간극수압은 최초 액상화 시점(약 4초) 이후로는 더 이상 상승하지 않지만, 아래층에 위치한 13m, 18.9m, 22.3m에서 예측된 과잉간극수압은 지속적으로 상승함을 알 수 있다.

깊이 3.9m에서 예측된 과잉간극수압은 계측된 것과 차이를 보이고 있다. 계측된 가속도에서 나타난 것처럼, 약 4초경에 깊이 7.4m 부분에서 가장 먼저 액상화가 발생하며, 그와 동시에 윗부분은 아랫부분에서 전달되는 전단변형으로부터 고립화됨으로써 더 이상의 뚜렷한 가속도가 계측되지 않았다. 그러나, 3.9m에서 계측된 과잉간극수압은 4초 이후로도 지속적인 증가를 보이고 있다. 이 현상은 상부에 가한 상재하중의 영향으로 인하여 아래층으로부터의 간극수의 유입이 더욱 활발하기 때문인 것으로 판단된다. 1차원으로 가정한 원심모형실험의 수치해석에서는 이와 같은 현상을 예측할 수 없었다.

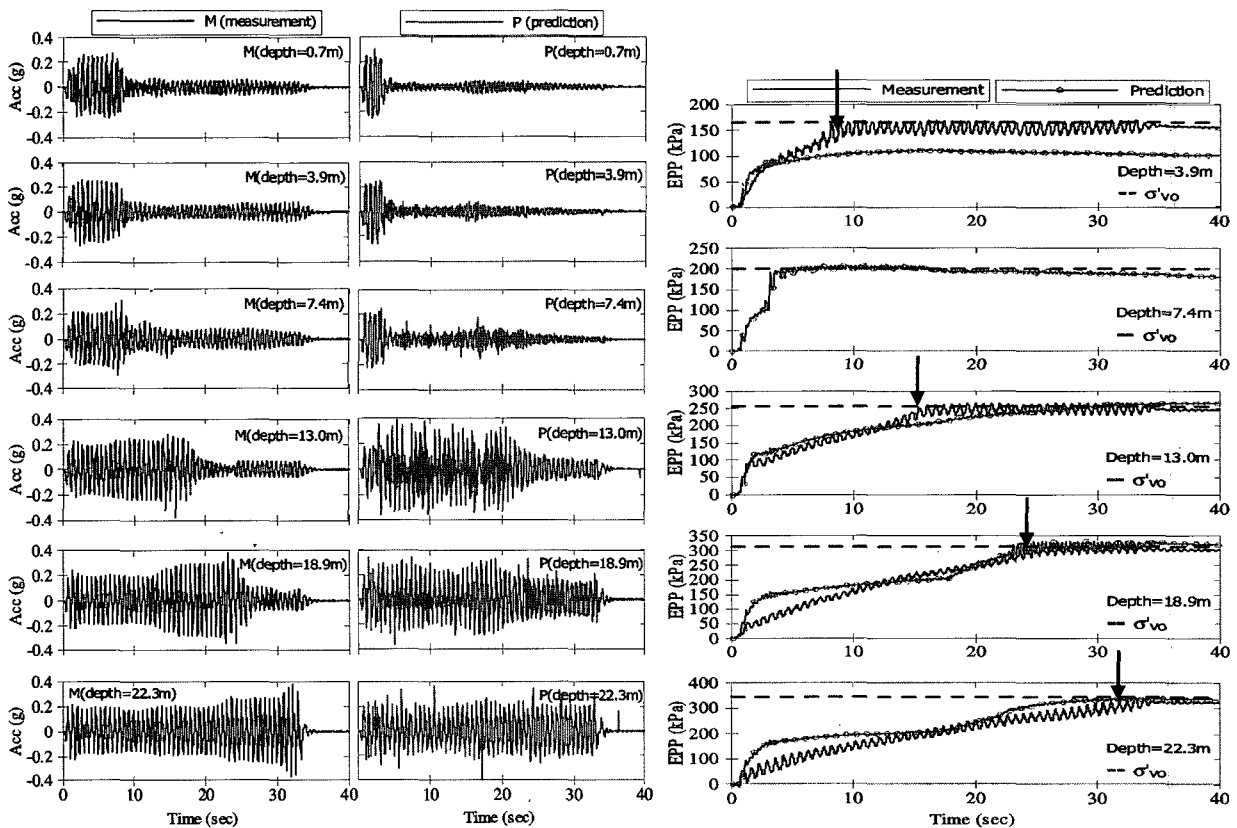


그림 12. 계측 및 예측된 원심모형 Model 2의 비교 : (a) 가속도(왼쪽)와 (b) 과잉간극수압(오른쪽) (실험결과는 Gonzalez 등, 2002)

Model 2는 Model 1에서는 예측되지 않았던 상당한 크기의 간극수압 스파이크가 지속됨을 그림 12(b)와 8(b)를 비교하면 알 수 있다. 이것은 전단변형에 의한 것이라기보다는 rocking 현상으로부터 발생하는 전응력의 변화라고 판단된다. 이와 같은 현상을 확인하기 위하여, Model 2의 동일한 깊이에 모형지반의 중앙을 기준으로 좌측과 우측에서 예측된 P5와 P6를 비교해 보았을 때, 예측된 간극수압 스파이크는 180도로 서로 어긋나 있었다(즉, P5는 (+)의 과잉간극수압이 발생할 때 P6는 (-)의 과잉간극수압이 발생함). 이러한 좌우의 상반된 간극수압이 모형지반의 좌우에서 rocking 현상이 일어나고 있음을 뒷받침하고 있다. FLAC 수치해석에서는 좌우 양절점이 서로 연결되어 있으므로, 양절점에서 좌우 및 상하 변위는 서로 동일함으로 rocking 현상은 고려되지 않았다.

5. 결론

본 논문에서는 해석지반의 상대밀도만으로 해석이 가능한 UBCSAND모델의 적용성을 검증하기 위하여 동적원심모형실험의 수치해석을 수행하였다. 두 종류의 원심모형실험 결과를 예측하기 전에, 이 모델은 직립단순전단시험의 결과를 이용하여 검증하였다. 원심모형실험결과를 비롯한 본 수치해석연구에서 얻어진 결론은 다음과 같다.

- (1) 과거 지진시 액상화는 비교적 얇은 지역에서 발생하였으나, 동적 원심모형실험에서는 상당한 깊이까지도 액상화가 발생함을 알 수 있었다.
- (2) 초기 지진가속도 입력시에 원심모형 지반의 깊이에 따라 동일한 전단응력비가 전달된 경우 상부에서 액상화가 먼저 발생한 후 점차적으로 아랫부분으로 액상화가 확산되는 현상이 나타났으며, 이러한 현상은 단순응력비교에 기초한 경험적 액상화 평가방법과는 반대되는 경향이였다.
- (3) 초기 포화도와 응력증가에 따른 상대밀도의 증가를 수치해석에 고려함으로써, 경험적 액상화 평가방법에 따른 액상화 발생경향과 상반된 원심모형실험 결과를 예측할 수 있었다.
- (4) UBCSAND모델은 비교적 적은 수(여섯개)의 입력변수를 이용하여, 원심모형실험에서 관찰된 액상화현상을 비교적 잘 예측할 수 있었다. 이와 같은 유효응

력 모델은 실내실험과 원심모형실험의 검증을 통하여 액상화평가 및 지반구조물의 내진설계업무에 사용될 수 있다.

감사의 글

제1 저자는 University of British Columbia 박사과정 에 있는 동안 지도교수인 P.M. Byrne의 끈임없는 지원과 격려에 감사드립니다. 실험자료를 제공해 준 RPI 원심모형연구그룹의 L. Gonzalez와 T. Abdoun 그리고 ERDC의 M. Sharp분에게 감사 드립니다.

참고문헌

1. 박성식, 김영수, Byrne, P.M., 김대만 (2005), "액상화해석을 위한 간단한 구성모델", *한국 지반공학회 논문집*, 제21권, 8호, pp.27-35.
2. Arulanandan, K. and Scott, R.F. (1993), Verification of numerical procedures for the analysis of soil liquefaction problems, Proceedings of the International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, Vols.1 and 2, Balkema, Rotterdam, the Netherlands.
3. Arulmoli, K., Muraleetharan, K.K., Hosain, M.M., and Fruth, L.S. (1992), VELACS laboratory testing program, soil data report. The Earth Technology Corporation, Irvine, California, Report to the National Science Foundation, Washington D.C., March.
4. Chern, J.C. (1985), Undrained response of saturated sands with emphasis on liquefaction and cyclic mobility, Ph.D Thesis, The University of British Columbia, Canada.
5. Dewoolkar, M.M., Ko, H.-Y., Stadler, A.T., and Astoneh, S.M.F. (1999), "A substitute pore fluid for seismic centrifuge modeling", *Geotechnical Testing Journal*, Vol.22, No.3, pp.196-210.
6. Gonzalez, L, Abdoun, T., and Sharp, M.K. (2002), "Modeling of seismically induced liquefaction under high confining stress", *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol.2, No.3, pp.1-15.
7. Hausler, E.A. and Sitar, N. (2001), "Performance of soil improvement techniques in earthquakes", In Proceedings of the Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Paper No. 10.15.
8. Ishihara, K., Tsuchiya, H., Huang, Y., and Kamada, K. (2001), "Recent studies on liquefaction resistance of sand-Effect of saturation", Proceedings of the Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California, March 26-31, 2001.
9. Itasca Consulting Group Inc. (2000), FLAC, version 4.0. Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis.
10. Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., Riemer, M., and Seed, R. (2000), Cyclic simple shear testing of Nevada sand for PEER Center project 2051999. Geotechnical Engineering Research Report No. UCB/GT/00-01, University of California, Berkeley, January.
11. Lade, P.V. (2005), "Overview of constitutive models for soils". *Calibration of constitutive models*, Geotechnical Special Publication,

- No. 139, ASCE.
12. Negussey, D., Wijewickreme, D., and Vaid, Y.P. (1988), "Constant volume friction angle of granular materials", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.25, No.1, pp.50-55.
 13. Park, S.-S. (2005), "A Two Mobilized-plane model and its application for soil liquefaction analysis", Ph.D Thesis, The University of British Columbia, Canada (<http://www.geomaths.com>).
 14. Park, S.-S. and Byrne, P.M. (2004), "Stress densification and its evaluation", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.41, pp.181-186.
 15. Park, S.-S., Sharp, M.K., and Byrne, P.M. (2004), "The influence of stress densification and centrifuge model preparation method for soil liquefaction", Proceedings of the Fifty Seventh Canadian Geotechnical Conference, 24-27 October 2004, Quebec City, Quebec, Canada.
 16. Puebla, H., Byrne, P.M., and Phillips, R. (1997), "Analysis of CANLEX liquefaction embankments: prototype and centrifuge models", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.34, No.5, pp.641-657.
 17. Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971), "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.97, No.SM9, pp.1249-1273.
 18. Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., and Tokimatsu, K. (1986), "Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.112, No.11, pp.1016-1032.
 19. Skempton, A.W. (1986), "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation", *Geotechnique*, Vol.36, No.3, pp.425-447.
 20. Taylor, D.W. (1948), *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, New York.
 21. Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder Jr., L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S., Marcuson III, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B. and Stokoe, K.H. (2001), "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.127, No.10, pp.817-833.
 22. Xia, H. and Hu, T. (1991), "Effects of saturation and back pressure on sand liquefaction", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.117, No.9, pp.1347-1362.

(접수일자 2005. 6. 17, 심사완료일 2006. 1. 19)