

액상화 가능한 지반에 근입된 지반-말뚝-구조물 동적 상호작용의 수치 모델링

Numerical Simulation of Dynamic Soil-pile-structure Interaction in Liquefiable Sand

권 선 용¹ Kwon, Sun-Yong

유 민 택² Yoo, Min-Taek

김 석 중³ Kim, Seok-Jung

Abstract

Three-dimensional continuum modeling of dynamic soil-pile-structure interaction embedded in a liquefiable sand was carried out. Finn model which can model liquefaction behavior using effective stress method was adopted to simulate development of pore water pressure according to shear deformation of soil directly in real time. Finn model was incorporated into Non-linear elastic, Mohr-Coulomb plastic model. Calibration of proposed modeling method was performed by comparing the results with those of the centrifuge tests performed by Wilson (1998). Excess pore pressure ratio, pile bending moment, pile head displacement-time history according to depth calculated by numerical analysis agreed reasonably well with the test results. Validation of the proposed modeling method was later performed using another test case, and good agreement between the computed and measured values was observed.

요 지

액상화 시 지반-말뚝 시스템의 동적 거동을 정확히 예측하기 위해 상용 유한 차분 프로그램인 FLAC3D를 이용하여 시간영역에서 3차원 수치 모델링을 수행하였다. 지반의 전단변형에 따른 간극수압의 발달을 직접적으로 모사하기 위해 유효응력 해석법을 이용한 액상화 모델인 Finn model을 적용하였으며 Mohr-Coulomb 탄소성 모델에 접목되어 해석이 수행되었다. 이력감쇠모델을 적용하여 지반 비선형 거동을 고려하였으며 지반과 말뚝 간의 분리현상, 미끄러짐 현상을 모사하는 인터페이스 모델을 적용하였다. 경계조건으로써 단순화 연속체 모델링 기법을 도입하여 반사파의 생성을 막고 해석 효율을 증가시켰으며 적절한 최대지반탄성계수와 항복 깊이의 설정으로 비선형 거동을 정확히 모사하고자 하였다. Wilson(1998)이 수행한 원심모형시험 케이스 중 상부지반 상대밀도가 55%인 모델을 이용하여 제안된 모델링 기법의 캘리브레이션을 수행한 결과, 수치해석으로부터 도출된 깊이 별 과잉간극수압 비-시간 이력, 휨모멘트-시간 이력, 말뚝 두부 변위-시간이력이 실험 결과를 잘 모사하였다. 상부지반 상대밀도가 30%인 모델의 결과를 이용하여 제안된 모델링 기법의 적용성 평가를 수행한 결과, 수치해석으로부터 도출된 지반 및 말뚝 응답이 실험 결과를 잘 모사하였으며 제안된 모델링 기법이 지반-말뚝 시스템의 액상화 거동을 적절히 모사한다고 판단되었다.

1 정회원, 한국환경정책·평가연구원 부연구위원 (Member, Research Fellow, Korea Environment Institute)

2 정회원, 한국철도기술연구원 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Korea Railroad Research Institute, Tel: +82-31-460-5490, Fax: +82-31-460-5032, thezes03@krrri.re.kr, Corresponding author, 교신저자)

3 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구소 신진연구원 (Member, Post-doctoral Researcher, Korea Institute of Civil and Technology)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2019년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

일반적으로 느슨한 사질토 지반에서 주로 발생하는 액상화 현상은 지진 시 시설 구조물들에 피해를 입히는 가장 큰 원인 중 하나이다. 이것은 1964년 알래스카, 1989년 로마 프리에타, 1995년 효고켄 남부, 2011 동일본 대지진과 같은 주요 지진에서 발생한 말뚝 기초 피해의 주요 원인으로 보고되었다. 특히, 2017년 11월 발생한 규모 5.4의 포항지진에서는 최초로 국내에서도 액상화 현상이 관측되어 액상화와 관련된 시설물기초의 안전문제가 대두된 바 있다. 하지만 액상화가 발생할 가능성이 있는 포화사질토 지반에서의 말뚝 기초 동적 거동에 관한 연구는 여전히 부족한 실정이다. 액상화 가능한 지반에서의 말뚝 거동은 비액상화 지반에서의 말뚝 거동에 비해 더 복잡한 매커니즘을 가지기 때문에 훨씬 불확실하며 예측하기 힘든 특성을 가진다. 이는 상부구조물에 의한 관성력과 지반 변형에 의한 운동력이 말뚝에 다른 동적 하중을 가할 뿐만 아니라 지반의 비선형 거동과 과잉간극수압의 발달로 인해 지반의 강성과 전단강도가 시간에 따라 감소하기 때문이다. 최근 들어 원심모형시험과 1g 진동대 시험과 같은 physical model test의 발달과 수치해석기법의 발달로 액상화 지반에 근입된 말뚝 기초의 동적 거동을 평가하기 위한 연구가 활발히 진행 중인데, 특히 physical model test의 시간적, 경제적, 공간적 한계점으로 인하여 액상화 현상의 모사를 위한 수치해석기법의 효율성이 더욱 각광받고 있으며 그 중요성이 증대되고 있다.

2차원, 3차원 연속체 모델링은 복잡한 계산을 필요로 하고 해석 시간이 오래 걸린다는 단점을 가지고 있기 때문에 대부분의 선행 연구에서는 1차원 윙클러법을 이용하여 말뚝 기초의 내진 해석이 수행되었다. Kagawa and Kraft(1980), Yao and Negami(1994), Fujii et al. (1998), Liyanapathriana and Polous(2005) 등은 윙클러법을 이용하여 말뚝 주변의 지반을 모델링하고 1차원 액상화 해석을 수행하였다. 윙클러법은 말뚝을 보-기둥 요소로 모델링하고 지반을 여러 층으로 나누어 각 층마다 일련의 개별 스프링 및 감쇠를 연결하여 모델링함으로써 지반-말뚝 시스템의 수평거동을 예측하는 방법이다. 하지만 이러한 윙클러 모델은 시간에 따라 변화하는

스프링 계수와 감쇠 계수의 값을 정확히 평가하는 것이 불가능하기 때문에 적절한 모사라고 보기 힘들다. 컴퓨터와 해석기법 등의 발달로 인하여 최근에는 Finn and Fujita(2002), Klar and Frydman(2002), Oka et al.(2004), Cheng and Jeremic(2009) 등에 의해 3차원 유한요소해석이 수행되었다. 이들 논문 중 일부에서는 fully-coupled formulation(u-P or u-P-U formulation)이 적용되었으나 대부분 uncoupled formulation이 적용되어 지반 입자의 변형과 과잉간극수압의 발달이 분리되어 계산되며 이러한 해석법은 지반의 전단변형에 따른 직접적인 간극수압 발달 및 전단강도의 감소를 모사하는 데 한계를 가진다. 여러 연구들에 따르면 3차원 연속체 모델은 1차원 모델에 비해 현장의 거동을 훨씬 정확하게 모사하는 것으로 알려져 있으며, 지반 변형과 그에 따른 간극수압의 발달을 좀 더 직접적으로 정확하게 모사할 수 있는 모델을 적용한다면 액상화 지반에서의 말뚝 동적 거동을 좀 더 합리적으로 예측할 수 있을 것으로 판단된다.

본 연구에서는 유한차분법을 적용한 상용 프로그램인 FLAC3D를 이용하여 액상화 시 말뚝 기초의 지진 거동을 모사하였다. 액상화 시 지반-말뚝-구조물 동적 상호작용을 적절히 모사하기 위해 유효응력 해석법의 하나로써 지반변형과 과잉간극수압의 발달 간의 관계를 직접적으로 모사할 수 있는 Finn모델을 적용하였다. 해석에 필요한 세부 모델 별 모델링방법론 및 지반 동적 물성은 여러 주요 인자들에 대한 매개변수 연구 및 새로운 접근방법 제안을 통해 결정되었다. 제안된 수치모델을 이용하여 Wilson(1998)이 수행한 원심모형시험을 모델링 후, 수치 해석 및 실험으로부터 도출된 말뚝기초의 동적 응답을 다양한 조건에 대해 비교함으로써 수립된 수치 모델에 대한 캘리브레이션 및 적용성 검증이 수행되었다.

2. 모델링 방법론

2.1 액상화를 고려한 지반-말뚝 시스템의 변형 해석법

건조한 지반에 근입된 지반-말뚝 시스템의 거동과는 달리, 액상화 가능한 지반에서의 지반-말뚝 시스템은 반복하중에 따른 과잉간극수압의 발달로 인해 더 복잡한 거동 특성을 나타낸다. 지진이 발생하면 기반암으로

부터 출발한 지진파가 상부 지반으로 전파되면서 지중 내 반복전단응력을 유발하게 된다. 이렇게 발생한 전단 응력은 지반의 전단변형을 야기하며 이로 인해 지반 내의 간극수압이 증가한다. 간극수압의 증가는 지반의 유효응력을 감소시키며, 발생한 과잉간극수압이 지반의 초기유효응력에 도달하게 되면 액상화 상태에 도달한다. 이 경우 지반은 전단 강도를 완전히 상실하고 물과 같은 거동을 보이게 되며 곧 해당 지반 상부 구조물기초의 안정성에 큰 위협을 초래한다. 따라서 액상화로 인한 구조물의 피해를 막기 위해 액상화 발생 시 기초구조물의 거동을 정확히 예측하는 것이 매우 중요하며 이와 관련된 해석 방법으로 크게 두 가지 해석법이 사용되고 있는데, 전응력 해석법과 유효응력 해석법이 그것이다.

2.1.1 전응력 해석법

지진이 발생하면 Fig. 1과 같이 하부 암반부로부터 전파된 지진파가 토사층을 거쳐 상부지반 입자에까지 도달하게 된다. 이 때 지진으로 인해 지중에 발생한 반복 전단응력이 액상화를 유발하는데 필요한 반복전단응력의 크기보다 커지면 액상화가 발생하는데, Fig. 2와 같이 깊이에 따라 발생한 반복전단응력과 전단강도의 크기를 비교하여 액상화 발생 영역을 결정한다. 액상화는

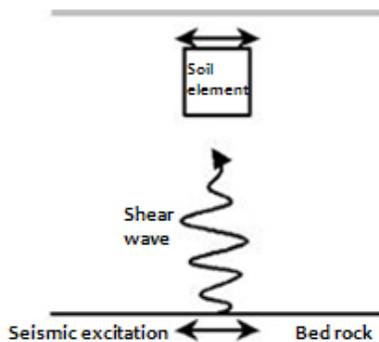


Fig. 1. Earthquake wave transmission

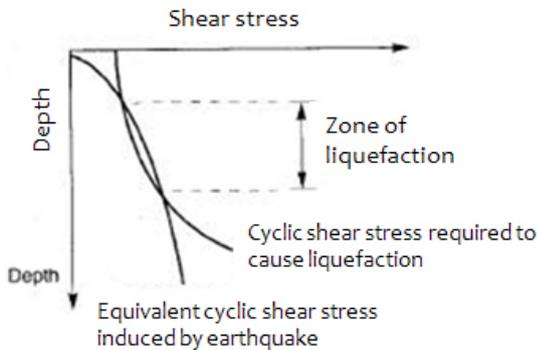


Fig. 2. Determination of zone of liquefaction

비배수 조건에서 사질토가 전단을 받을 때 일어나는 변형연화거동과 유사하다고 할 수 있다. 이는 변형률이 최대값을 지나면서 비배수 강도가 점차 감소하여 결국 일정한 상태에 도달한다는 개념인데, 이 때 일정하게 도달한 강도를 흙의 잔류강도라고 한다. 이러한 개념을 이용하면, 먼저 지진하중으로 인한 액상화 발생 영역을 평가하고 둘째로 액상화 이후의 잔류강도를 산정한 후, 마지막으로 액상화 영역에 잔류강도에 해당하는 강도정수를 입력하여 동적 수치해석으로 액상화로 인한 지반-말뚝 시스템의 변형을 해석할 수 있다. 이러한 과정을 통한 액상화 해석법을 전응력 해석법이라 한다.

2.1.2 유효응력 해석법

유효응력 해석법은 전응력 해석법의 세 단계를 하나로 통합하여 원하는 지점에서의 액상화 거동을 실시간으로 파악할 수 있는 해석법이다. 유효응력 해석법에서는 해석 시 사용되는 수식 및 계산이 전응력 해석법에 비해 훨씬 복잡하고 시간이 많이 소요되나, 더욱 직접적이고 정확한 해석법으로써 적절한 모델을 사용할 경우 신뢰성 높은 결과를 기대할 수 있다. 따라서 이 방법은 지진 시 대상 지반의 액상화 거동을 정확히 구현할 수 있는 액상화 모델을 필요로 한다. 본 연구에서는 해석 방법이 비교적 복잡하지만 정확하고 직접적인 해석이라고 할 수 있는 유효응력 해석법을 적용하였으며 액상화 모델로써 FLAC3D 내 Built-In 액상화 모델인 Finn 모델을 사용하여 액상화 시 지반-말뚝-구조물 시스템의 동적 거동을 평가하고자 하였다.

2.2 지반 액상화 모델

비배수 상태에서 포화된 흙 요소에 전단 변형이 가해지면, 흙 입자간의 미끄러짐으로 인해 과잉간극수압이 발생하고 이로 인해 유효응력이 감소하면서 흙의 부피가 팽창하는 현상이 동시에 발생한다. 각 반복전단변형 단계에서 이와 같은 부피변화에 관한 적합조건을 수식으로 나타내면 식 (1)과 같다(Martin et al., 1975). 즉, 비배수 상태에서의 간극비의 변화(물의 압축량)는 배수상태에서의 흙 요소의 부피변화량에서 간극수압으로 인한 흙 요소의 부피팽창량을 제한 값과 같다는 원리이다.

$$\frac{\Delta u \cdot n_e}{K_w} = \Delta \epsilon_{vd} - \frac{\Delta u}{E_r} \quad (1)$$

여기서, Δu = 간극수압 증분, $\Delta \epsilon_{vd}$ = 부피 감소량, E_r = 제하 곡선의 접선 계수, n_e = 공극률, K_w = 물의 체적탄성률

식 (1)에서 간극수압의 변화를 야기하는 부피변형률 증분을 수식으로 나타내면 아래 식 (2)와 같다.

$$\Delta \epsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2 \epsilon_{vd}) + \frac{C_3 \epsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \epsilon_{vd}} \quad (2)$$

여기서, ϵ_{vd} = N사이클까지 누적 부피변형률, Υ = N+1사이클에 작용하는 전단변형률

식 (2)에서 C_1, C_2, C_3, C_4 는 부피변화계수로써 지반 조건에 따라 변화하는 값이다. 액상화 해석의 주요한 변수가 되는 부피변화계수는 실내실험을 통하여 산정할 수 있는데, 해석상의 편의를 위하여 지반 상대밀도 및 이터레이션을 이용한다. Byrne(1991)는 경험적인 방법으로 위 식 (2)를 대체할 수 있는 간편식을 아래 식 (3)과 같이 제안하였으며 지반의 상대밀도를 이용하여 식 (4)와 같이 부피변화계수 C_1, C_2 의 산정식을 제안하였다.

$$\frac{\Delta \epsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp(-C_2 \frac{\epsilon_{vd}}{\gamma}) \quad (3)$$

$$C_1 = 7600(D_r)^{-2.5}, C_2 = 0.4/C_1 \quad (4)$$

위와 같이 구성된 Finn 모델은 지반 전단 변형에 따른 직접적인 간극수압의 발달을 실시간으로 파악할 수 있으며 FLAC 3D 내에서 Mohr-Coloumb 탄소성 모델에 접목되어 해석이 수행된다. 액상화 평가를 위해 본 수치 모델링에 입력된 모형 지반의 입력 물성치는 아래 Table 1(Popescu and Prevost, 1993)과 같다.

2.3 지반 동적감쇠 및 비선형모델

강한 지진이 발생하면 지반에 큰 변형이 발생하면서

지반조건에 따라 비선형 거동을 보일 수 있다. 따라서 내진 해석 시 이러한 지반의 비선형특성을 적절히 모사하는 것이 정확한 결과를 얻는 데에 매우 중요한데, 본 연구에서는 이력감쇠모델을 적용하여 지반의 비선형거동을 모사하는 한편 에너지 소산을 고려하고자 하였다. 이력감쇠모델은 식 (5)와 같이 $G/G_{\max} - \gamma$ 곡선에서의 접선탄성계수를 전단변형률에 대한 함수로 나타내며(Itasca Consulting Group, 2006), L_1, L_2 는 $G/G_{\max} - \gamma$ 곡선에서 각각 G/G_{\max} 값의 감소율과 감소시작점을 결정하는 계수이다. 본 연구에서는 실내실험을 통해 도출된 Nevada Sand의 $G/G_{\max} - \gamma$ 곡선(Seed and Idriss, 1970)과 이터레이션을 통해 L_1 과 L_2 값의 변화에 따라 도출된 $G/G_{\max} - \gamma$ 곡선을 비교하여 실험결과를 가장 정확하게 모사하는 L_1 과 L_2 의 값을 각각 -3.65, 0.5로 결정하였다(Kwon et al., 2016, Fig. 3).

$$M_t = s^2(3-2s) - \frac{6s(1-s)}{L_2-L_1} \log_{10} e \quad (5)$$

여기서, M_t 는 접선탄성계수, $s = \frac{L_2-L}{L_2-L_1}$, $L = \log_{10} \gamma$, L_1 과 L_2 는 임의상수, γ 는 전단변형률, e 는 간극비

지반의 최대전단탄성계수는 지반심도에 따른 구속압의 크기에 의존하는데 본 연구에서는 Hardin and Drnevich (1972)이 제안한 식 (6)을 이용하여 최대전단탄성계수를 산정하였고 경험상수 A, n은 Yang(2009)이 캘리브레

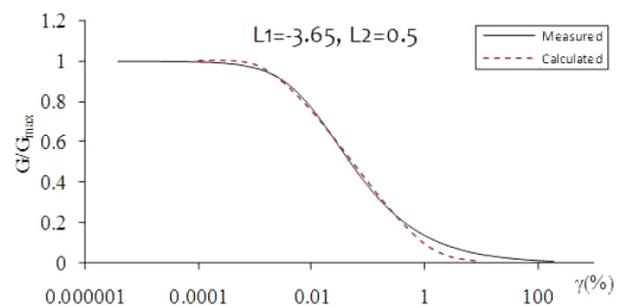


Fig. 3. Comparison of measured and calculated G/G_{\max}

Table 1. Input properties of model soil used in numerical analysis

Properties	Values for $D_r = 35\%$	Values for $D_r = 55\%$	Values for $D_r = 80\%$
Porosity	0.438	0.409	0.377
Saturated unit weight (kN/m^3)	19.38	19.87	20.41
Permeability coefficient (m/s)	7.5×10^{-5}	5.9×10^{-5}	3.7×10^{-5}
Volume change constants	$C_1 = 1.05$ $C_2 = 0.38$	$C_1 = 0.34$ $C_2 = 1.17$	$C_1 = 0.13$ $C_2 = 3.07$

이션을 통하여 제시한 값을 사용하였다.

$$G_{max} = AF(e)(OCR)^k P_a^{1-n} (\sigma'_m)^n \quad (6)$$

여기서, $F(e) = \frac{1}{0.3+0.7e^2}$, e = 간극비, k = 과압밀비
지수(0 for sand), σ'_m = 평균 주응력($\sigma'_m = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$), P_a = 대기압, 경험상수 A , n = 각각 247.73, 0.567.

위 관계식을 FLAC-3D의 내장 함수인 FISH 함수를 이용, 모든 요소에 적용하여 깊이 별 최대 전단탄성계수의 분포를 입력하였다.

2.4 기초-지반 경계 요소 모델

강진 시 말뚝 기초와 지반의 접촉부에서는 작용하는 하중의 크기에 따라 미끄러짐, 분리 현상 등이 일어날 수 있다. 이러한 현상은 말뚝 기초의 지진 거동에 직접적으로 영향을 미치기 때문에 정확한 모델링을 위해서는 적절한 말뚝 기초-지반 경계요소의 적용이 필수적이다. 따라서 본 연구에서는 말뚝과 지반이 완전히 접촉한 경우(Fully contact), 미끄러짐이 발생한 경우(Slippage), 큰 하중으로 인해 분리된 경우(Separation)를 모두 고려할 수 있는 기초-지반 경계 요소 모델을 적용하였다. 적용된 기초-지반 경계요소 모델은 각 위치에서의 수직 방향, 전단 방향 스프링을 이용하여 말뚝-지반 경계부의 강성을 산정하며 그 값은 식 (7)을 통하여 결정된다(Itasca Consulting Group, 2006). 식 (6)에 입력되는 전단탄성계수 (G)는 이력감쇠모델로부터 지반의 비선형성이 고려된 값이므로 적용된 경계 요소 모델은 지반의 비선형 거동을 모사하며, FISH함수를 통해 깊이 별로 수직 및 전단방향에 연속적으로 적용되고 입력된다.

$$k_E = \max\left[\frac{K+(4/3)G}{\Delta z_{min}}\right] \quad (7)$$

여기서, K = 체적변화계수, G = 전단탄성계수, Δz_{min} = 수직 방향으로 말뚝에 인접한 지반요소의 가장 작은 너비

한편, 말뚝-지반 경계부의 항복기준은 식 (8)에 따라서 결정되며 말뚝과 지반 간의 상기 세 경계조건(완

전 접촉, 미끄러짐, 분리)이 외력의 크기에 따라 고려된다.

$$F_{smax} = cA + \tan\Phi(F_n - pA) \quad (8)$$

여기서, c = 경계부의 점착력, Φ = 경계부의 마찰각, p = 간극수압, A = 경계부 대표영역

말뚝 기초-지반 경계부에서의 내부마찰각은 일반적으로 말뚝 기초 동적거동의 영향을 받지 않는 먼 지반의 최대 내부마찰각보다 다소 작은 값을 입력하는 것이 적절하다. Kraft(1990)는 먼 지반 최대 내부마찰각의 약 70%, Reddy et al.(2000)은 약 60%로 경계부 내부마찰각 산정기준을 제안하였다. 본 연구에서는 가장 널리 사용되는 Beringen et al.(1979), Randolph et al.(1994)의 연구에 따라 식 (9)와 같이 말뚝 기초-지반 경계요소 내부마찰각을 산정하였다.

$$\delta = \Phi_{max} - 5^\circ \quad (9)$$

여기서, δ = 경계요소 내부마찰각, Φ_{max} = 먼 지반의 최대 내부마찰각

2.5 경계 조건

동적 수치 모델링에서 경계 조건이 적절하게 설정되지 않으면 모델의 중앙으로부터 전파된 입력파가 경계에서 반사파를 생성하여 실제 거동 모사에 어려움을 겪게 된다. 한편, 실제 현장의 반무한 경계를 모사하기 위해 지반 요소를 무한정 많이 생성하면 해석 시간이 급격히 증가하여 다양한 조건에 대한 수치 해석이 어려워지고 해석 효율이 크게 감소한다. 따라서 본 연구에서는 단순화 연속체 모델링 기법(Kim et al., 2012)을 적용하여 효율적이면서도 정확한 해석을 수행하고자 하였다. 단순화 연속체 모델링에서는 해석 시간을 줄이기 위해 원역 지반의 요소를 생성하지 않고 원역 지반의 가속도-시간 이력을 원역 지반과 근역 지반의 경계부에 깊이에 따라 입력한다. 원역 지반의 가속도-시간 이력을 산정하기 위해서 먼저 말뚝이 없는 수평 지반을 모델링하여 지반 응답 해석을 수행한다. 원역 지반과 근역 지반의 경계를 산정하기 위해 말뚝을 포함한 기존의 모델링 방법으로 해석을 수행하여 말뚝 중심으로부터의 거리에 따른 지표면 가속도 증폭비(지표면 가속도 진폭/입력 가

속도 진폭)변화를 조사한 결과 말뚝 중심으로부터의 거리가 말뚝 직경의 10배보다 멀어지면 지표면 가속도 증폭비의 변화가 거의 없는 것을 확인하였다. 이에 따라 말뚝 직경의 10배를 근역 지반과 원역 지반의 경계로 결정하였으며 앞선 과정에 산정된 원역 지반의 가속도-시간 이력을 경계부에 요소 깊이 별로 입력함으로써 경계 조건을 구성하게 된다. Fig. 4는 단순화 연속체 모델링의 개념도를, Fig. 5는 단순화 연속체 모델링의 요소망을 나타낸다.

3. 제안된 모델링 기법의 캘리브레이션

수치 모델링 결과의 오차를 최소화하고 모델의 신뢰성을 갖기 위해서는 실험 결과와 수치해석 결과와의 캘리브레이션이 필요하다. 본 연구에서는 Wilson(1998)이 수행한 원심모형시험 결과를 이용하여 제안된 수치

모델의 캘리브레이션을 수행하였다. 수치 모델의 캘리브레이션을 위해서는 우선 모델을 구성하는 여러 요소에 적용되는 입력 물성치들에 대한 캘리브레이션이 필요한데, 기본적으로 Kwon 등(2016)이 수행한 캘리브레이션 과정을 토대로 변화된 지반조건 및 액상화 모델에 대한 입력변수가 2장에서 설명한 과정을 통하여 결정되었다. 그 외에 기본적인 지반물성은 Table 1을 적용하여 수치해석이 수행되었고, 실험 결과와 수치해석 결과와의 비교를 통하여 모델의 캘리브레이션이 적절하게 이루어졌는지를 확인하였다. 이해를 돕기 위해 실험과 관련된 모든 값들은 원형(prototype) 기준으로 표기하였다. 원심모형시험은 UC DAVIS의 National Geotechnical Centrifuge 시험기를 이용하여 원심가속도 30g 조건에서 수행되었으며, 모형 지반은 균일한 Nevada sand를 이용하여 두 개의 층으로 조성되었다. 조밀한 하부층은 11.4m, 느슨한 상부층은 9.1m 두께이며 각 층의 상대밀도를 달리해가며 여러 케이스에 대해 실험이 수행되었고 전체 지반이 완전히 포화되도록 조성하였다 (Fig. 6).

모형 말뚝은 알루미늄으로 제작되었으며 직경 0.67m, 두께 0.072m이다. 말뚝 두부는 지표면으로부터 3.8m 위에 위치하며 480kN의 상부하중이 설치되어있다. 말뚝의 근입 깊이는 16.8m이며 선단부는 토조 바닥으로부터 약 3.7m 떨어져 있는 마찰말뚝을 모사하였다. 토조는 점성유체(Hydroxyl-propylmethyl-cellulose)와 물을 혼합하여 물에 비해 약 10배의 점성을 가지는 유체로 채움으로써 포화토 조건을 조성하였다. 입력 지진파로는 최대 가속도 값이 0.22g로 보정된 Kobe(1995) 지진파 (Port Island 83m depth, NS direction)가 사용되었으며

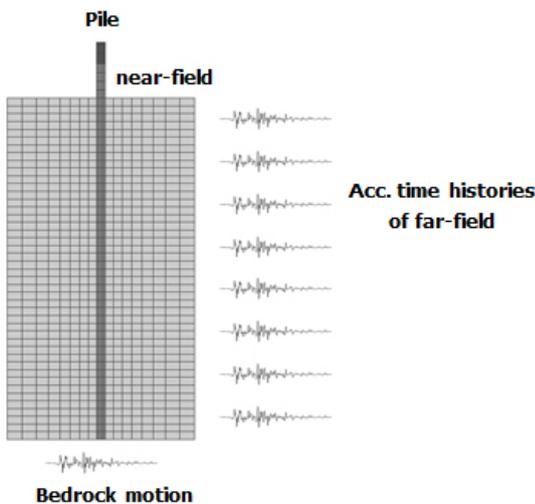


Fig. 4. Concept of simplified continuum modeling method

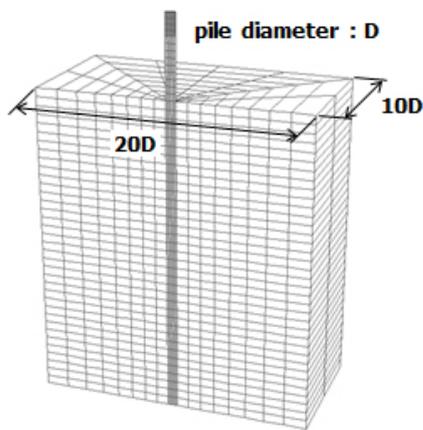


Fig. 5. Mesh of simplified continuum modeling method

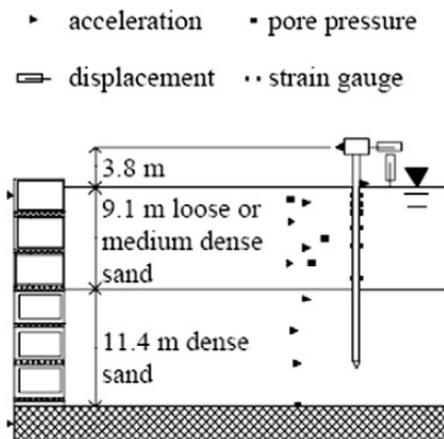


Fig. 6. Layout of the model for centrifuge test

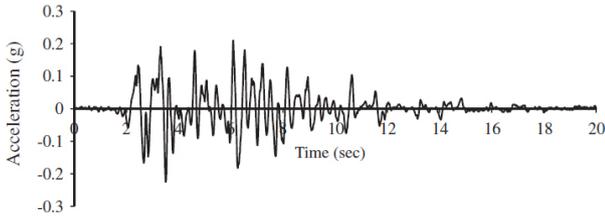


Fig. 7. Input earthquake ground motion (Acceleration record of Kobe (1995) earthquake scaled to 0.22 g)

입력 가속도-시간이력을 Fig. 7에 도시하였다.

실험 케이스 중 상부 지반의 상대밀도가 55%인 케이스의 실험 결과를 이용하여 제안된 모델링 기법의 캘리브레이션이 수행되었다. 본 연구에서 제안된 수치 모델 및 원심모형시험으로부터 구한 깊이 별 과잉간극수압 비-시간 이력을 Fig. 8에 도시하였다. 그림에서 확인할 수 있는 바와 같이, 수치 해석으로부터 도출된 과잉간극수압 비-시간 이력 결과가 서로 다른 깊이 4.5m, 7m에서 모두 원심모형시험 결과를 잘 모사하고 있다. 두 결과 모두 깊이가 깊어질수록 구속압의 증가로 인해 과잉간극수압 비가 감소하는 경향을 보였으며 지표면과 가까운 깊이 1m 지점에서는 과잉간극수압 비가 1.0에 가까운 값을 보여 100% 액상화에 도달한 반면 깊이 7m 지점에서는 과잉간극수압 비가 약 0.5에 머물러 완전히 액상화가 발생하지 않은 결과를 나타냈다.

Fig. 9는 수치 모델과 원심모형시험으로부터 구한 말뚝 최대 휨 모멘트-시간 이력을 도시한 그래프이다. 서

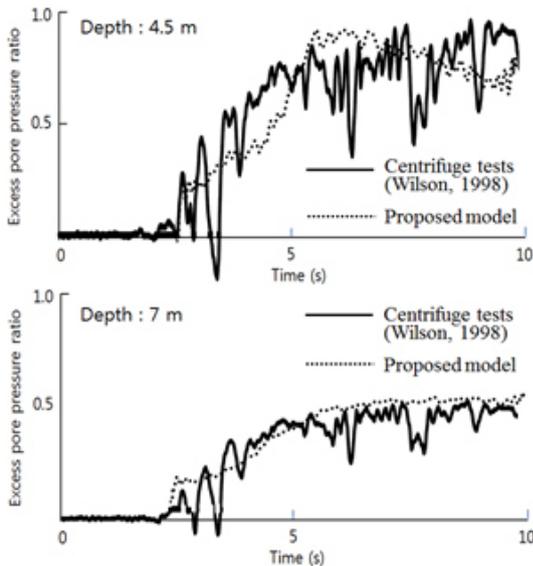


Fig. 8. Comparison of time histories of excess pore pressure ratio in the free field at the depth of 1, 4.5, 7 m with the centrifuge test

로 다른 깊이 1m, 2m에서 두 결과로부터 도출된 휨 모멘트 최대값이 서로 잘 맞는 경향을 보였으며 시간에 따라 유사한 경향성을 나타냈다. Fig. 10은 수치 해석과 원심모형시험으로부터 구한 말뚝 두부 상대변위-시간 이력을 도시한 그래프이다. 두 결과로부터 도출된 말뚝 두부 상대변위의 최대값이 서로 잘 맞는 경향을 보였으며 시간이 지남에 따라 두 결과 간의 위상차가 존재하였으나 말뚝 거동에 가장 큰 영향을 미치는 진동 후 2~5 초(최대 응답 발생 시점)에서 수치해석 결과가 실험 결과를 잘 모사하였다. 캘리브레이션 결과에서, 지표면 근처인 깊이 1m 지점에서의 최대 휨 모멘트 및 말뚝 최대 변위는 약 3.5 초에서 발생하였다. 이것은 Fig. 8에서 과잉간극수압 비의 급격한 증가가 일어난 시점과 거의 일치하는 것으로써 말뚝 주변 지반의 연화 및 변형으로 인한 운동력과 말뚝 두부로부터 발현된 관성력의 영향으로 판단된다.

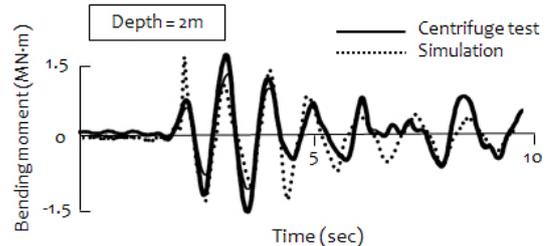
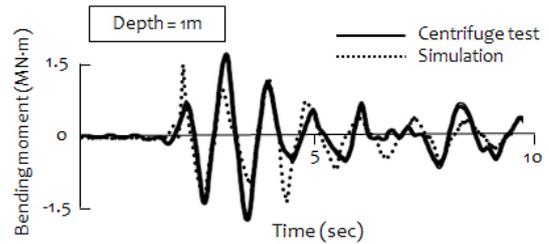


Fig. 9. Comparison of time histories of bending moment with the centrifuge test

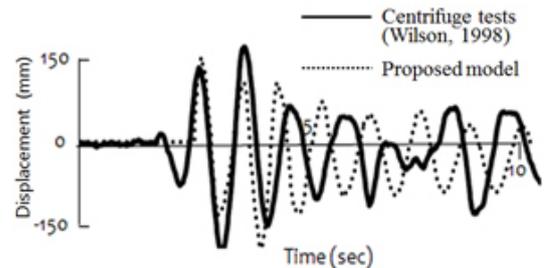


Fig. 10. Comparison of time histories of pile head displacement with the centrifuge test

4. 제안된 모델링 기법의 적용성 평가

본 연구에서 사용된 모델링 기법이 다양한 현장조건에서 적용 가능한지를 검증하기 위해 다른 케이스의 실험 결과를 이용하여 적용성 평가를 수행하였다. 수치모델의 적용성 평가를 위해 상부지반 상대밀도 35% 조건에서 수행된 원심모형시험 결과를 이용하였으며 상부지반 상대밀도를 제외한 실험 조건은 모델링 기법의 캘리브레이션 부분에서 적용된 실험 조건과 동일하다. Fig. 11은 수치해석 및 원심모형시험으로부터 얻은 깊이 별 과잉간극수압 비-시간 이력을 비교한 결과이다. 제안된 모델링 기법으로부터 계산된 깊이 별 과잉간극수압 비-시간이력이 실험 결과를 잘 모사하고 있음을 확인할 수 있다. 또한 캘리브레이션 결과와는 달리 수치해석 결과와 실험 결과 모두에서, 4.5m와 7m 깊이 모두 과잉간극수압 비가 1.0에 도달하였음을 확인할 수 있다. 이것은 캘리브레이션 과정에서 사용한 실험 케이스에 비해 상부 지반의 상대밀도가 낮아 상대적으로 구속압이 작기 때문에 이전 케이스에서와는 달리 깊은 깊이에서도 액상화가 발생한 것으로 판단된다.

Fig. 12는 수치해석과 원심모형시험으로부터 구한 말뚝 최대 휨 모멘트-시간 이력을 도시한 그래프이다. 서로 다른 깊이 1m, 2m에서 두 결과로부터 도출된 말뚝 휨 모멘트 최대값 및 경향이 서로 유사한 것을 확인할 수 있다. Fig. 13은 수치해석과 원심모형시험으로부터

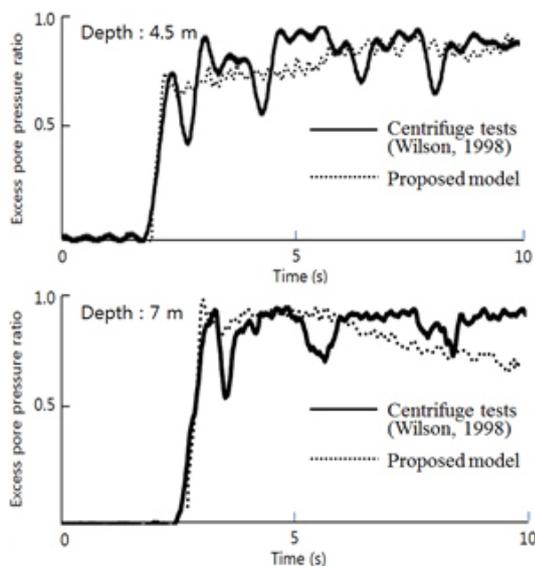


Fig. 11. Comparison of time histories of excess pore pressure ratio in the free field at the depth of 4.5, 7 m with the centrifuge test (Validation)

구한 말뚝 두부 변위-시간 이력을 도시한 그래프이다. 시간에 따른 위상 차이는 존재하지만 변위의 최대값과 경향이 서로 유사한 것을 확인할 수 있다. 즉 제안된 수치 모델링 기법을 이용하면 다양한 조건에서 지반-말뚝 시스템의 액상화 거동을 적절히 모사할 수 있을 것으로 판단되며, 일련의 결과들로부터 제안된 수치 모델의 적용성이 검증되었다고 판단하였다.

5. 결론

본 연구에서는 액상화 가능한 지반에 근입된 말뚝 기초의 동적 거동을 예측하기 위한 수치 모델링 기법을 제안하였다. 원심모형시험 결과와 수치해석 결과를 비교함으로써 제안된 모델링 기법을 캘리브레이션 하였으며 추가적인 적용성 평가를 통하여 본 연구에서 제안된 수치모델이 액상화 시 지반-말뚝-구조물 시스템의 동적 거동을 적절히 모사함을 확인하였다.

(1) 액상화 발생 시 지반 전단 변형으로 인한 간극수압

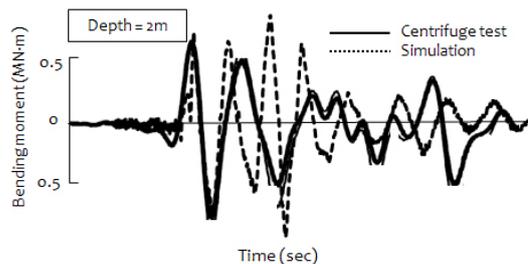
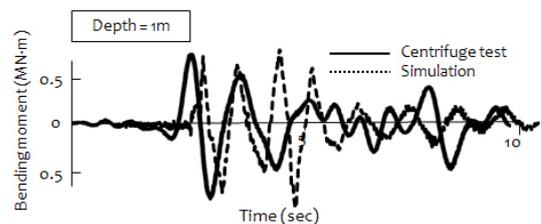


Fig. 12. Comparison of time histories of bending moment with the centrifuge test (Validation)

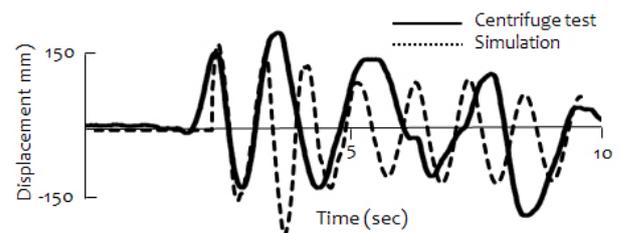


Fig. 13. Comparison of time histories of pile head displacement with the centrifuge test by Wilson et al. for validation

발달을 직접적으로 모사하기 위해 유효응력 해석법을 이용한 액상화 모델인 Finn model을 적용하였다. 이력 감쇠모델을 적용하여 강진 시 지반의 비선형 거동 및 에너지 소산을 모사하였다. 초기 전단 탄성계수와 같은 주요 지반 동적물성은 경험식과 반복 해석 및 실내시험결과를 통해 결정되었으며 해석 모델의 요소에 깊이에 따라 연속적으로 계산되어 입력되었다.

- (2) 지진의 크기에 따라 발생할 수 있는 지반과 말뚝 간의 미끄러짐 현상과 분리 현상을 고려할 수 있는 경계요소 모델을 적용하였다. 모델 내 입력되는 지반계수를 통하여 경계요소 모델에 지반의 비선형거동이 반영되도록 하였다. 또한 효율적인 해석을 위해 단순화 연속체 모델링 기법(Kim et al., 2012)을 사용함으로써 반무한 지반의 경계조건을 모사하고 해석시간을 단축하였다.
- (3) Wilson(1998)이 수행한 원심모형시험 중 상부지반의 상대밀도가 55%인 케이스를 이용하여 모델링 기법의 캘리브레이션이 수행되었다. 제안된 모델링 기법을 이용하여 도출된 깊이 별 간극수압 비-시간 이력, 말뚝 휨 모멘트-시간이력, 말뚝 두부 변위-시간이력이 원심모형시험 결과를 잘 모사하는 것을 확인하였다.
- (4) 상부지반의 상대밀도가 30%인 케이스를 이용하여 모델링 기법의 적용성 평가를 수행하였다. 제안된 모델링 기법을 이용하여 도출된 다양한 지진응답이 지반조건이 다른 실험 케이스의 경우에도 원심모형 시험 결과를 잘 모사하였다. 일련의 캘리브레이션 및 적용성 평가를 통해 제안된 수치 모델링 기법이 검증되었다고 판단하였다.

감사의 글

본 연구는 국토교통부 철도기술연구사업 “연약지반구간 교량대체를 위한 침하억제공법 개발(17RTRP-B067919-05)” 및 한국환경정책평가연구원 기본과제 “전략환경영향평가 검토”의 연구비지원에 의해 수행되었습니다.

참고문헌 (References)

1. Beringen, F. L., Windle, D., and Van Hooydonk, W. R. (1979),

“Results of Loading Tests on Driven Piles in Sand”, *Fugro*.

2. Byrne, P. (1991), “A Cyclic Shear-volume Coupling and Pore-pressure Model for Sand. in Proceedings”, *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. St. Louis, Missouri. March. 1(24): 47-55.

3. Cheng, Z. h. and Jeremic, B. (2009), “Numerical Modeling and Simulation of Pile in Liquefiable Soil”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(11-12): 1404-16.

4. Finn, W. D. L. and Fujita, N. (2002), “Pile in Liquefiable Soils: Seismic Analysis and Design Issues”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 22(9-12): 731-742.

5. Fujii, S., Isemoto, N., Satou, Y., and Kaneko, O. (1998), “Investigation and Analysis of a Pile Foundation Damaged by Liquefaction during the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake. Soils and Foundations”, *Special issue on geotechnical aspects of the 17 January 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, No.2, pp.179-192.

6. Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972), “Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 98(SM7): 667-692.

7. Itasca Consulting Group (2006), “FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3Dimensions) User’s Guide”, Minnesota, USA.

8. Kagawa, T. and Kraft, L. (1981), “Lateral Pile Response During Earthquakes”, *J. Geotech. Eng., ASCE*, 107(12), pp.1713-1731

9. Kim, S. H., Kwon, S. Y., Kim, M. M., and Han, J. T. (2012), “3D Numerical Simulation of a Soil-pile System under Dynamic Loading”, *Marine Georesources and Geotechnology*, 30(4): 347-361.

10. Klar, A. and Frydman, S. (2002), “Three-Dimensional Analysis of Lateral Pile Response using Two-Dimensional Explicit Numerical Scheme”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(9): 775-784.

11. Kraft Jr, L. M. (1990), “Computing Axial Pile Capacity in Sands for Offshore Conditions”, *Marine Georesources & Geotechnology*, 9(1): 61-92.

12. Kwon, S. Y., Kim, S. J., and Yoo, M. T. (2016), “Numerical Simulation of Dynamic Soil-pile Interaction for Dry Condition Observed in Centrifuge Test”, *Journal of the Korean Geotechnical Society*, 32(4): 5-14.

13. Liyanapathirana, D. S. and Poulos, H. G. (2005), “Seismic Lateral Response of Piles in Liquefying Soil”, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 131(12): 1466-1479.

14. Martin, G. R., Finn, W. D. L., and Seed, H. B. (1975), “Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 101(ASCE# 11231 Proceeding).

15. Oka, F., Lu, C. W., Uzuoka, R., and Zhang, F. (2004), “Numerical Study of Structure Soil-group Pile Foundations using an Effective Stress based Liquefaction Analysis Method”, *In Proceedings: 13th World conference on earthquake engineering*, Canada. Vancouver. 3338.

16. Popescu R. and Prevost J. H. (1993), “Centrifuge Validation of a Numerical Model for Dynamic Soil Liquefaction”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 12, 73-90.

17. Randolph, M. F., Dolwin, R., and Beck, R. (1994), “Design of Driven Piles in Sand”, *Geotechnique*, 44(3): 427-448.

18. Reddy, E. S., Chapman, D. N., and Sastry, V. V. (2000), “Direct Shear Interface Test for Shaft Capacity of Piles in Sand”, *Geotechnical*

- Testing Journal*, 23(2): 199-205.
19. Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1970), "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses", Report to EERC-70/10; Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California at Berkeley, Berkeley, CA.
 20. Wilson, D. W. (1998), "Soil-pile-superstructure Interaction in Liquefying Sand and Soft Clay", *Ph.D. dissertation*, University of California, Davis. USA.
 21. Yang, E. K. (2009), "Evaluation of Dynamic p-y Curves for a Pile in Sand from 1g Shaking Table Tests", *Ph. D. Dissertation*, Seoul National University. South Korea.
 22. Yao S., and Nogami T. (1994), "Lateral Cyclic Response of Piles in Viscoelastic Winkler Subgrade", *J Eng Mech*, 120(4): 758-75.

Received : May 31st, 2018

Revised : June 19th, 2018

Accepted : June 20th, 2018