

비선형 유효응력해석을 이용한 Takahama 잔교식 안벽의 내진성능 평가

Evaluation of Seismic Performance of Takahama Wharf Using Nonlinear Effective Stress Analysis

Tran, Nghiem Xuan¹

이진선² Lee, Jin-sun

김성렬³ Kim, Sung-Ryul

Abstract

Aseismic designs of pile-supported wharves are commonly performed utilizing simplified dynamic analyses, such as multi-mode spectral analyses. Simplified analyses can be useful for evaluating the limit state of structures. However, several pile-supported wharves, that have been damaged during past earthquakes, have shown that soil deformation and soil-pile dynamic interaction significantly affect the entire behavior of structures. Such behavior can be captured by performing nonlinear effective stress analyses, which can properly consider the dynamic interactions among the soil-pile-structure. The present study attempts to investigate the earthquake performance of a pile-supported wharf utilizing a three-dimensional numerical method. The damaged pile-supported wharf at the Kobe Port during the Hyogo-ken Nambu earthquake (1995) is selected to verify the applicability of the numerical modeling. Analysis results showed a suitable agreement with the observations on the damaged wharf, and the significant effect of excess pore pressure development and pile-soil dynamic interaction on the seismic performance of the wharf.

요 지

잔교식 안벽의 내진설계는 보통 다중모드 스펙트럼 해석과 같은 단순 동해석 방법을 적용하여 수행된다. 이러한 단순 해석법은 구조물의 한계상태를 평가하는데 유용할 수 있다. 그러나, 과거에 발생한 잔교식 안벽의 지진피해 사례를 살펴보면, 기초지반의 변형 또는 지반-말뚝 사이의 동적 상호작용이 구조물의 전체 거동에 큰 영향을 미치는 것으로 나타났다. 이러한 거동은 지반-말뚝-구조물 동적 상호작용을 정밀하게 모사할 수 있는 비선형 유효응력 해석을 수행하여 평가할 수 있다. 본 연구에서는 잔교식 안벽의 내진성능을 평가할 수 있는 3차원 수치 모델링 기법을 선정하고, 이를 Hyogoken Nambu 지진(1995)시 고베항의 잔교식 안벽 피해사례에 적용하여 그 적용성을 검증하였다. 해석결과, 본 연구에서 적용한 수치 모델링 기법이 안벽의 지진피해 거동을 잘 모사할 수 있으며, 지반의 과잉간극수압 증가 및 지반-구조물과의 동적 상호작용이 안벽의 지진거동에 큰 영향을 주는 것으로 나타났다.

Keywords : Pile-supported wharf, Earthquake, Numerical analysis, Liquefaction, Dynamic interaction

1 비회원, 동아대학교 토목공학과 박사과정 (Ph.D. Student, Dept. of Civil Eng., Dong-A Univ.)

2 정회원, 원광대학교 토목공학부 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil and Environmental Eng., Wonkwang Univ.)

3 정회원, 동아대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Eng., Dong-A Univ., Tel: +82-51-200-7622, Fax: +82-51-201-1419, sungryul@dau.ac.kr, Corresponding author, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2017년 10월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

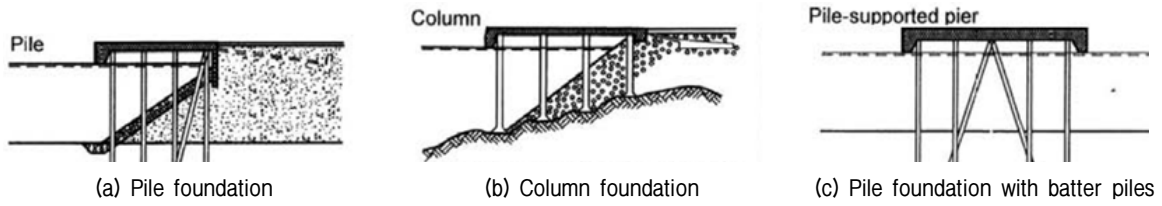


Fig. 1. Typical types of a pile-supported wharf

1. 서론

잔교식 안벽은 말뚝으로 지지되는 항만 구조물로서 항만 화물의 운송에 이용되는 중요 구조물이다. 잔교식 안벽은 화물 운송을 위한 상판을 수심이 깊은 해상까지 연결하고, 이 상판은 말뚝구조물로 지지한다. 잔교식 안벽의 일반적인 형태는 Fig. 1과 같이 말뚝 또는 기둥(column)으로 지지되는 상판(deck), 뒤편을 위한 옹벽 및 제방으로 구성되며, 때로는 횡방향력에 효과적으로 저항하기 위해 경사말뚝을 설치하기도 한다(Iai, 1998).

잔교식 안벽의 내진설계는 일반적으로 등가 정적해석 방법으로 수행한다. 등가 정적 설계방법은 구조물에 작용하는 지진가속도를 수평 지진계수로 환산한 후, 이 수평 지진계수와 구조물의 자중을 곱하여 얻어진 등가의 정적 지진하중에 대하여 구조물이 안전하도록 설계하는 방법이다(PIANC, 2001; OCDI, 2009; ASCE 2014). 이러한 방법은 하중기준 설계법으로 구조물에 발생하는 최대하중에 대하여 구조물의 저항력이 안전하도록 설계하는 방법이다. 이 방법의 단점은 강진이 발생하여 작용하중이 한계하중(i.e. 구조물의 저항력)을 넘어설 때, 구조물의 변위와 같은 최종 성능상태를 파악할 수 없다는 것이다.

그런데, 잔교식 안벽의 과거 지진피해는 주로 Fig. 2와 같이 (a) 상판 관성력에 의한 변형, (b) 배면 옹벽의 밀림에 의한 변형, (c) 기초지반의 변형 등 3가지 원인에 의해 발생하였다(Iai, 1998; PIANC, 2001). 등가 정적해석법을 포함한 국내 내진설계는 대부분 상판 관성력에 대한 안정성(Fig. 2(a))만을 평가한다. 배면 옹벽의 밀림 또는 사면의 변형에 의한 안정성은 지반-구조물 상호작용을 고려하는 정밀 동해석을 수행하여 평가할 수 있다.

최근, 일본과 미국 등에서는 기존 하중기준 설계법의 단점을 보완하기 위하여 성능기반 내진설계법(seismic performance based design)을 도입하였다. 이 방법은 구조물의 목표성능을 규정하고, 지진하중에 대한 구조물의 최종성능이 이 목표성능을 만족하도록 설계하는 방

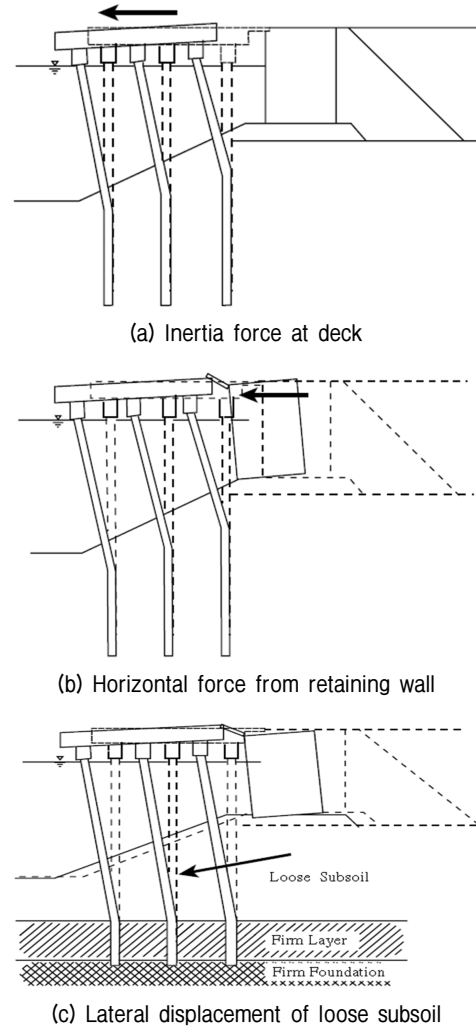


Fig. 2. Failure modes of pile-supported wharf (PIANC, 2001)

법이다(Iai, 2001; OCDI, 2009; ASCE 2014).

성능기반 내진설계법은 지진에 대한 구조물의 실제 최종 성능을 평가하는데, 성능 평가기준으로서 구조물 또는 지반의 변위와 말뚝 변형률 등을 적용한다. 이 최종 성능을 평가하려면 구조물과 지반의 탄성-소성 거동을 정밀하게 평가할 수 있는 비선형 수치해석 기법을 적용하는 것이 필요하다. 기존의 연구자들은 유한요소법 또는 유한차분법 등의 수치해석 기법을 적용하여 잔교식 안벽의 내진성능을 평가한 바 있다.

Donahue 등(2005)은 3차원 수치 해석 모델링을 통해 1989년 Loma Prieta 지진 때 Oakland 항의 지반-말뚝-구조물 동적 거동을 분석하였다. 이 때, 말뚝과 지반의 동적 상호작용은 탄소성 비선형 Link 요소로서 모델링하였다. 해석결과는 실제 관측된 지진거동을 잘 묘사하는 것으로 나타났으나, 기초지반의 변형은 고려하지 못하였다.

McCullough(2003), 그리고 Dickenson과 McCullough (2005)는 2차원 동적 수치해석을 수행하여 여러 항만에 위치한 잔교식 안벽의 지진거동을 분석하였다. 말뚝-지반 상호작용은 스프링 요소로 모델링하였다. 본 해석은 상판의 잔류변위, 가속도 응답, 지반 내 과잉간극수압 발생 등을 적절히 묘사하였다. 다만, 말뚝의 최대 모멘트 응답이 상당히 과대하게 평가되었다. 이 원인은 과잉간극수압의 소산현상과 말뚝 인접지반의 거동 등을 묘사하지 못하였기 때문으로 판단하였다.

Na 등(2009)은 2차원 수치해석을 수행하여 잔교식 안벽의 취약도 곡선을 산정하고, 입력변수의 불확실성을 평가하였다. 본 연구로부터 특정 지반운동 및 지반 물성값에서 상판-말뚝 시스템의 잔류변위를 산정하는 곡선을 제시하였다.

Lu(2006)와 Lu 등(2011)은 비선형 유한요소모델을 개발하고 3차원 유한요소 수치해석을 수행한 결과 지지층의 물성값과 사면 특성이 잔교의 변위에 큰 영향을 주는 것으로 나타났다. 그러나, 과잉간극수압 증가 및 지반의 큰 변형이 발생할 때 지반-말뚝 간의 분리현상(gap)은 묘사하지 못하였다.

기존의 연구결과를 보면, 잔교식 안벽의 내진성능 평가는 대부분 2차원 해석을 수행하였으며, 지반-말뚝 상호작용을 묘사하는 방법으로 간편 스프링 모델 등을 적용하여 말뚝-지반 분리현상 및 지반변형 영향 등의 실제 거동을 묘사하는 데는 한계가 있는 것으로 판단된다. 향후 잔교식 안벽의 성능기반 내진설계를 수행하려면 지반과 구조물의 탄소성 거동, 지반-말뚝 간의 동적 상호작용 등을 정밀하게 평가하는 것이 필수적이다. 그러므로, 본 연구에서는 잔교식 안벽의 3차원 모델링 기법을 도입하고, 1995년 일본 Hyogoken Nambu 지진 때 발생한 고베항의 잔교식 안벽 피해사례를 묘사하여 본 모델링 기법의 적용성을 검증하고 잔교식 안벽의 동적거동을 분석하였다.

2. 사례 연구: 고베항 Takahama 안벽

본 연구의 해석대상으로 1995년 Hyogoken Nambu 지진 때 피해상태가 잘 보고되어 있는 Takahama 안벽을 선정하였다. Fig. 3은 고베 항 Takahama 안벽의 위치를 보여준다. 안벽의 전면은 북쪽방향을 기준으로 서쪽으로 약 20° 기울어져 있다.

Takahama 안벽의 피해상황은 Fig. 4에 나타내었다. 상판은 바다쪽으로 1.3-1.7m 이동하였고, 말뚝은 상판과 접하는 말뚝두부 지점과 지중 내 말뚝 두께가 변하는 지점에서 휨파괴가 발생하였다. 콘크리트 상판은 Fig. 4에 보인 바와 같이 콘크리트 보(beam)와 외경 700mm의 강관말뚝으로 지지되고 있다. 말뚝 선단은 견고한 점토층 아래의 자갈층까지 근입되었다. 배면 옹벽은 콘크리트 블록 쌓기 형태로 만들어졌으며, SPT N값이 약 15인 느슨한 모래층 위에 놓여 있었다. 옹벽 배면 지반은 매립 모래층으로서 SPT N값이 약 10 정도로 느슨하게 매립



Fig. 3. Location of Takahama wharf at Kobe port (image from Google earth)

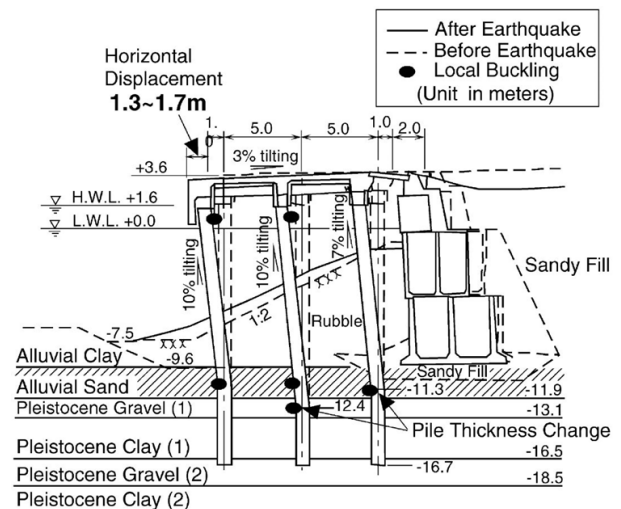


Fig. 4. Damage observation of Takahama wharf (extracted from PIANC (2001))

되어 액상화 발생 가능성이 높았다. 자갈 마운드는 옹벽의 전면과 배면에 시공되었다.

과거 여러 연구자들이 동적 수치해석 및 모형실험을 수행하여 Takahama 안벽의 피해거동을 모사하였다.

Iai(1998)는 지반 내 과잉간극수압 변화를 모사할 수 있는 2차원 유한요소해석 프로그램을 개발하여 지진거동을 분석하였다. 말뚝과 지반 간의 상호작용은 선형 스프링으로 모델링하였다. 연구결과, 옹벽 배면 지반내의 과잉간극수압 발생이 안벽의 변위발생에 큰 영향을 준 것으로 나타났다.

Minami 등(2002)은 push-over 해석과 비선형 동해석을 수행하여 안벽의 거동을 분석하였다. 그 결과, 안벽 피해의 주요 원인은 상판 관성력과 해상쪽으로 발생한 옹벽변위 때문인 것으로 나타났다.

Takahashi(2002, 2003)와 Takahashi와 Takemura(2005)는 원심모형실험과 함께 2차원-3차원 모델이 결합된 수치해석을 수행하였다. 그 결과, 느슨한 모래지반의 과잉간극수압 발생 때문에 옹벽과 자갈 마운드에서 큰 변위가 발생한 것으로 나타났다. 또한, 옹벽의 변위발생이 잔교식 안벽의 변위를 증가시키고, 자갈 마운드의 변형이 말뚝에 큰 휨모멘트를 유발한 것으로 나타났다.

상기에 기술한 바와 같이 Takahama 안벽의 피해는 잔교식 안벽의 관성력, 배면 옹벽의 변위, 지반변형 등이 복합되어 발생하였다. 그러나, 기존의 연구에서는 3차원 해석을 수행한 사례가 없었기 때문에, 본 연구에서는 3차원 동적수치해석을 수행하여 Takahama 안벽의 피해원인과 지진거동을 분석하였다.

3. 수치 모델링

수치 모델링에 사용된 프로그램은 범용 유한차분 해석 프로그램인 FLAC 3D(Itasca, 2012)이다. Fig. 5는 해석 요소망을 보여준다. Takahama 안벽의 한 세그먼트를 모델링하였다. 말뚝은 3열×5행 배열로 총 15개이다. 상판 하부를 보강하는 보는 길이방향으로 135cm(폭) × 90cm(높이)의 단면을 가진 3개, 법선방향으로 70cm(폭) × 90cm(높이)의 단면을 가진 5개로 구성되어 있다.

요소망의 하단 경계면 깊이는 28.4m로 적용하였다. 이 깊이는 인근의 지진계 배열에서 지진파가 측정된 깊이이다. 그리고, 이 깊이의 지층이 큰 강성을 가지고 있기 때문에 강성 경계면으로 가정하고 측정된 지진파를 입력하였다. 좌우의 수평 경계면은 잔교식 안벽으로부터

터 각 100m 떨어진 위치에 적용하여, 좌우 경계면에서 발생하는 반사파 등이 구조물의 지진거동에 미치는 영향을 최소화하였다.

각 요소의 최대 크기는 전단파가 연직방향으로 전달될 때 주파수 성분의 손실이 발생하지 않도록 결정되어야 한다. 식 (1)의 관계에서 지반의 평균 전단파 속도인 $C_s=220\text{m/s}$ 를 적용한 결과, 한 요소의 연직방향 최대 길이가 약 1.5m 이내가 되도록 하였다(Itasca, 2012). 수평방향의 요소망 크기는 계산의 효율성을 위해 잔교식 안벽으로부터 멀어지면서 점차 커지도록 적용하였다. 말뚝 요소의 길이는 0.8m로 적용하였다.

$$f_{\max} = \frac{C_s}{10\Delta z} \quad (1)$$

여기서, C_s =전단파 평균속도, f_{\max} =지반운동의 최대 주파수, Δz =요소의 연직방향 최대길이

안벽 구조물은 상판 콘크리트, 상판을 지지하는 보, 그리고 말뚝으로 구성된다. 상판 콘크리트는 쉘 요소, 보는 보요소, 말뚝은 말뚝요소를 적용하여 모델링하였다. 상판의 경우 두께는 0.3m이고 콘크리트 재료의 특성을 고려하여 단위중량은 2tf/m^3 , 탄성계수는 50GPa을 적용하였다. 말뚝은 강관말뚝(규격 SKK400)으로서 외경은 0.7m, 말뚝의 전체 길이는 20m, 재료 항복응력은 235MPa이다. 말뚝의 두께는 말뚝 위치에 따라 10mm(말뚝 바다쪽 열), 12mm(말뚝 중앙 열), 14mm(말뚝 육상쪽 열)이다. 특히, 중앙 열과 육상쪽 열의 말뚝은 각각 12.4m 깊이와 11.3m 깊이에서 말뚝 두께가 9mm로 감소하였다. 상판과 보, 접속 슬래브(approach bridge)와

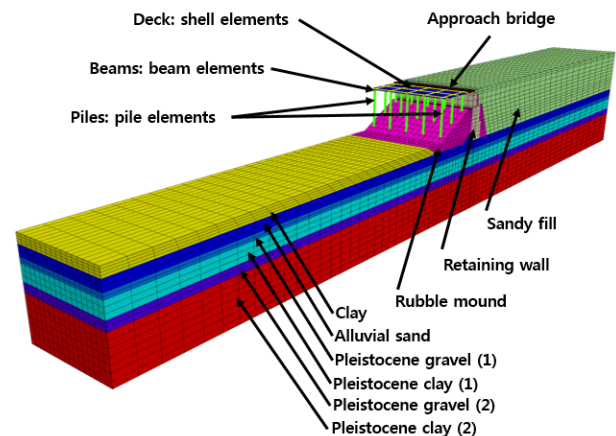


Fig. 5. Finite zones of Takahama wharf

상판은 모두 강성(rigid) 연결로 가정하였다.

지반의 경우 탄성-완전 소성 모델인 Mohr-Coulomb 항복모델을 적용하였다. Table 1은 각 지층의 물성값으로 Iai(1998)가 제시한 물성값을 참고하여 결정하였다.

기존의 연구결과, 지반내의 과잉간극수압 발생이 잔교식 안벽의 전체거동에 큰 영향을 미치는 것으로 나타났다. 그러므로, 지반 내 과잉간극수압 증가를 고려할 수 있는 유효응력 모델을 적용하여야 한다. 본 연구에서는 FLAC 프로그램에서 이용되는 Finn/Byrne 유효응력 모델을 배면 모래층과 지표면 근처의 충적 모래층에 적용하였다. 이 모델은 기본적으로 식 (2)의 관계식을 적용한다. 이 모델은 지하수위 아래의 지반을 완전포화된 조건으로 가정한 후 반복하중이 가해질 때 발생하는 부피변형률 증분과 전단변형률 증분을 연관지어 과잉간극수압 증가를 모사한다(Byrne, 1991).

$$\frac{\Delta \epsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \frac{\Delta \epsilon_{vd}}{\gamma}\right) \quad (2)$$

$$C_1 = 7600(D_r)^{-2.5} = 8.7[(N_1)_{60}]^{-1.25} \quad (3)$$

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (4)$$

여기서, $\Delta \epsilon_{vd}$ =부피 변형률 변화, γ =단위중량(tf/m³), C_1 , C_2 =상대밀도 D_r 또는 SPT $(N_1)_{60}$ 값을 이용하여 결정되는 변수값

말뚝과 흙 사이의 상호작용은 말뚝요소와 인접한 흙요소 사이를 연결하는 전단방향 스프링과 법선방향 스프링으로 모델링한다. 각 스프링의 거동은 스프링 강성, 점착력, 인터페이스 마찰각, 그리고 바깥 둘레의 4개의 입력변수로서 정의된다.

전단방향 스프링의 경우 Fig. 6과 같이 인터페이스에서 발생하는 마찰력이 전단강도보다 커질 때 미끄러짐이 발생한다. 전단강도는 Fig. 6(b)와 같이 Coulomb 전단강도식으로 산정한다. 법선방향 스프링의 경우 Fig. 7과 같이 법선방향의 힘이 Fig. 7(b)로 산정된 강도보다 커지면 지반-말뚝 사이에 회복되지 않는 상대변위가 발생한다. 인터페이스 마찰각은 인접 지층의 내부 마찰각의 2/3값, 그리고 인터페이스 점착력은 인접 지반과 동일한 값을 적용하였다. 전단방향 스프링의 강성(k_s)과 법선방향 스프링의 강성(k_n)은 각각 식 (5)와 식 (6)을 적용하여 산정하였다(Itasca, 2012; John et al., 1983 Kulhawy, 1975; Rosso, 1976).

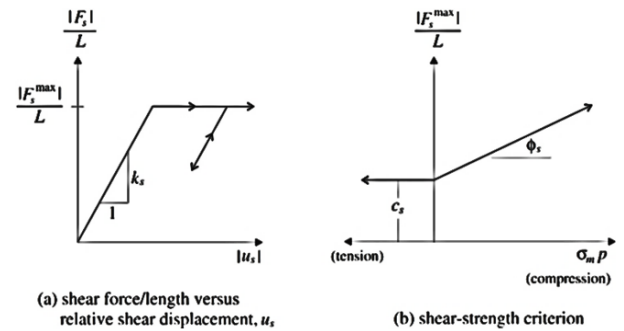


Fig. 6. Shear coupling spring of pile-soil interface

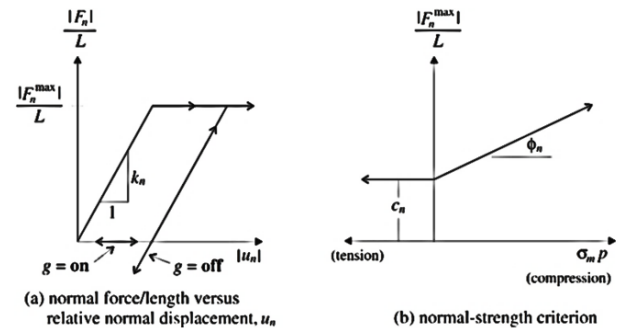


Fig. 7. Normal coupling spring of pile-soil interface

Table 1. Soil properties of the modeling

Soil layers	Density ρ , t/m ³	Bulk modulus K, MPa	Shear modulus G, MPa	Friction angle ϕ , deg	Cohesion c, MPa
Sandy fill	1.80	108.0	40.5	37	-
Alluvial sand	1.85	192.0	72.0	38	-
Alluvial clay	1.60	25.6	9.6	25	-
Pleistocene sand (1),(2)	1.85	456.0	171.0	40	-
Pleistocene clay (1),(2)	1.65	408.0	153.0	-	0.2
Rubble-mound	2.00	456.0	171.0	40	-
Retaining wall	2.10	1.14×10^4	1.05×10^4	-	-

$$k_n = \frac{2\pi K}{10 \times \ln\left(1 + \frac{2t}{D}\right)} \quad (5)$$

$$k_s = \frac{2\pi G}{10 \times \ln\left(\frac{2t}{D}\right)} \quad (6)$$

여기서, k_s =전단방향 스프링 강성, k_n =법선방향 스프링 강성, t =말뚝 두께, D =말뚝 직경

배면 옹벽과 잔교식 안벽의 상관은 Fig. 3에서 보인 바와 같이 콘크리트 접속 슬래브로 연결되어 있다. 안벽의 피해 양상에서 볼 수 있듯이 배면 옹벽과 접속 슬래브가 함께 밀리면서 잔교식 안벽의 변위가 더 크게 증가한 것으로 나타났다. 이 접속 슬래브는 배면 옹벽으로부터 잔교식 안벽의 상판에 압축력만 전달하도록 모델링하였다.

배면 옹벽과 지반 사이, 그리고 배면 옹벽을 구성하는 각 콘크리트 블록 사이에는 Fig. 8과 같이 Coulomb 형태의 인터페이스를 적용하여 분리현상 및 미끄러짐을 고려하였다. 인터페이스는 전단과 법선방향 성분을 포함한다. 각 성분은 강도와 강성으로 모델링한다. 인터페이스의 강성은 식 (7)을 적용하여 결정하였다(Itasca, 2012). 인터페이스 마찰각의 경우 Alyami 등(2007), 그리고 Dakoulas와 Gazetas(2008)의 제시결과를 이용하여 옹벽 블록간에는 30°, 벽체와 배면지반 사이에는 30°, 벽체와 기초지반 사이에는 15°를 각각 적용하였다.

$$k_{si} = k_{ni} = 10 \times \left[\max\left(\frac{K+4/3G}{\Delta z_{\min}}\right) \right] \quad (7)$$

여기서, k_{si} =인터페이스의 전단강성, k_{ni} =인터페이스

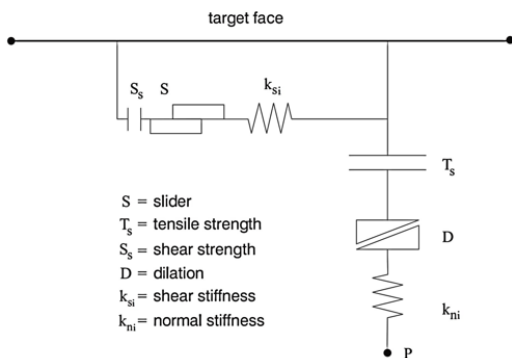


Fig. 8. Interface modeling between soil and wall

의 법선강성, Δz_{\min} =법선방향의 인접한 지반요소의 가장 작은 요소폭

입력 지반운동은 Takahama 안벽에 인접한 위치에서 계측된 지진계 측정결과를 적용하였다. 이 지진파는 Iwasaki와 Tai(1996)의 연구를 적용하여 결정하였다. 이 지진계 배열의 측정깊이는 지표면 기준으로 각각 -79m, -28.4m, -12m, +4m이며, 각 깊이에서 3축 진동성분을 측정하였다. 입력 가속도 시간이력은 지진계 배열 측정깊이 중 지지층 깊이에 해당하는 28.4m 깊이의 지진파 측정자료를 이용하여 결정하였다. 이 측정자료는 가속도의 주요 주파수 성분과 기준선 보정(baseline correction)을 고려하여 10Hz의 low-pass 필터를 적용하여 처리하였다.

그런데, Takahama 안벽 전면은 북쪽방향에서 서쪽으로 약 20° 기울어져 있다. 그러므로, 지진파 측정 성분 중 동서 방향(east-west)과 북남 방향(north-south)의 수평방향 측정성분을 Takahama 안벽 전면의 각도에 맞게 수정하였다. Fig. 9는 안벽 전면을 기준으로 길이방향과 법선 방향의 입력가속도 성분을 보여준다. 입력가속도의 최대값은 길이방향의 경우 0.57g, 법선 방향의 경우 0.25g로 나타났다.

지반 조건의 경우 이력 감쇠 모델(hysteretic damping)을 적용하였다. 이 모델은 지반 소성파괴 이전의 비선형 거동을 전단변형률에 따른 전단탄성계수 감소곡선을 이용하여 모델링한다. 이진선(2016)은 Fig. 10의 Fujikawa와 Fukutake(2001)의 연구에서 얻어진 전단변형률에 따른 전단탄성계수 감소 곡선을 이용하여 고베항의 중력식 안벽의 지진 피해거동을 모사한 바 있으며, 본 연구에서도 이를 참고하여 본 모델의 입력변수값을 결정하

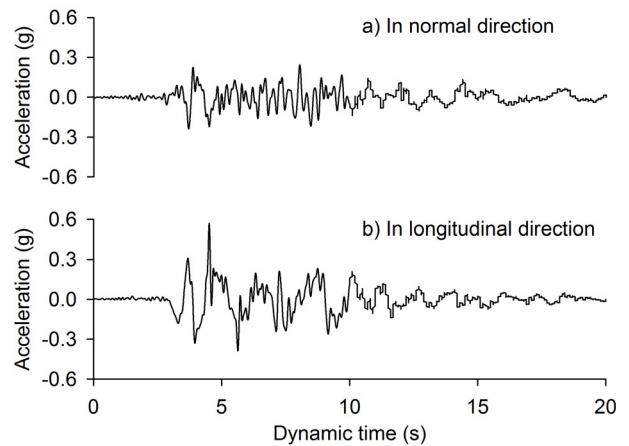


Fig. 9. Input earthquake motions at depth of 28.4 m

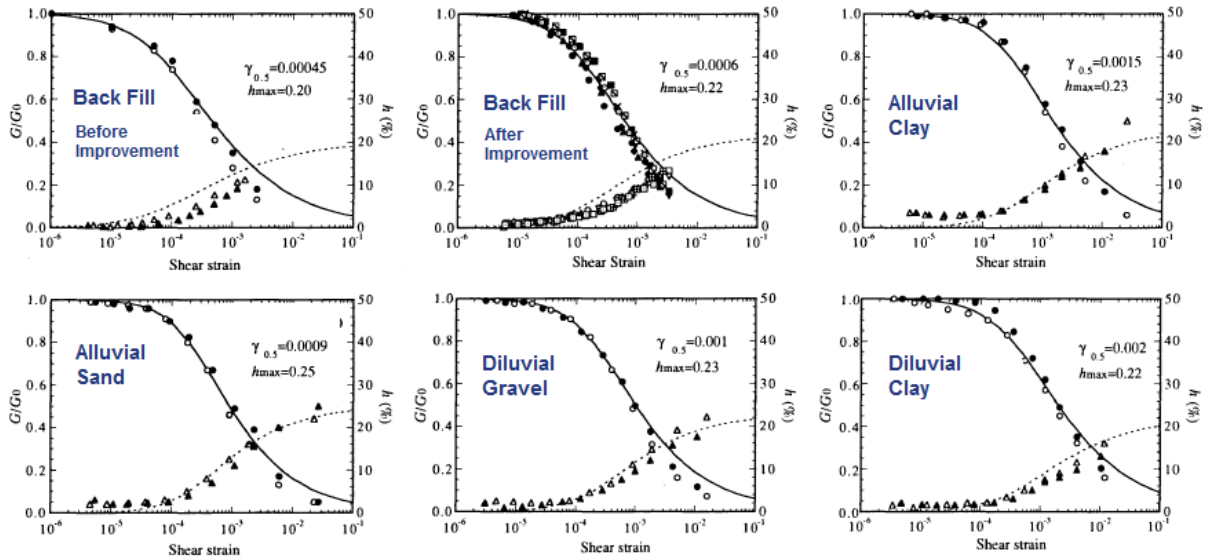


Fig. 10. Shear strain dependence of the shear stiffness ratio and hysteretic damping ratio (Fujikawa and Fukutake, 2001)

였다.

본 해석의 모델링은 다음의 3가지 단계로 수행되었다. Rayleigh 감쇠비는 2%를 적용하여 고주파수 성분의 노이즈를 제거하였다. 해석에 이용된 총 요소 수는 구조 요소를 제외하고 약 46,000개였다. Core i7(12 processors) 컴퓨터를 사용한 경우 해석시간이 약 33시간이었다.

단계 1) 원지반을 모델링하고 초기응력상태(geostatic condition)을 구현함

단계 2) 시공순서를 고려하여 구조물 요소를 모델링

단계 3) 입력지진파를 해석 경계면 하단에 입력. 이때, 해석 좌우 경계면에 자유장 해석조건(free-field boundary)을 주어 경계면의 좌우변위를 허용함

4. Takahama 안벽의 지진거동

Fig. 11은 수치해석 결과로서 지표면 가속도 시간이력이다. 길이 방향의 가속도 최대 크기는 약 0.70g로서 인접 위치의 지진계 배열의 지표면 측정 최대값인 0.53g 보다는 큰 것으로 나타났다. 비감쇠 해석과 전체 시스템의 공진주기를 계산하여 해석의 중심 주파수를 구하였다. 그 결과, Rayleigh 감쇠의 입력 물성값이 그림에서 보는 바와 같이 고주파수 잡음을 제거하는데 효과적으로 나타났다.

Fig. 12는 진동이 끝난 후의 안벽의 바다 방향 변위를 보여준다. 옹벽의 상단, 접속 슬래브 그리고 상판은 모두 바다 방향으로 약 1.56-1.63m의 변위가 발생하였다.

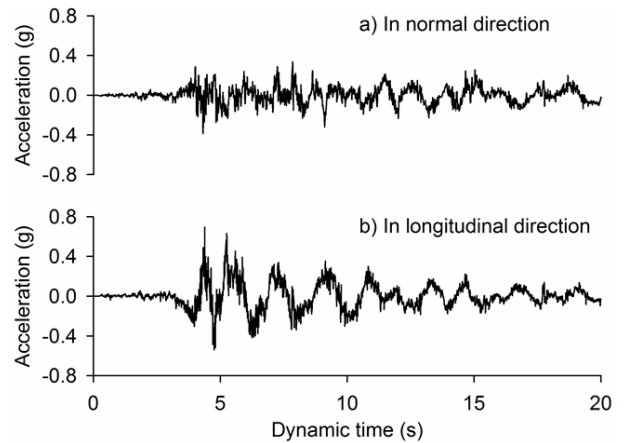


Fig. 11. Surface acceleration response

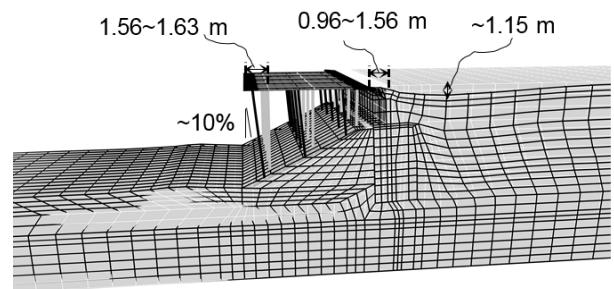


Fig. 12. Deformed shape of Takahama wharf after the end of earthquake (magnified by a factor of two)

사면 앞쪽의 지표면에는 히빙, 옹벽 배면 지반에는 침하가 발생하였다. 사면 끝단 근처의 점토층은 약 0.48m 히빙이 발생하였다. 옹벽 배면의 매립층은 약 1.15m 침하하였으며 옹벽에서 멀어질수록 침하량이 점차 감소하여 경계면 부근에서 0.1m 침하량이 발생하였다.

Fig. 13은 사면 및 옹벽의 수평 변위와 옹벽 배면지반의 침하량을 보여준다. 벽체의 최대 변위는 0.99-1.60m의 범위였다. 옹벽의 기울기는 약 4.6%로서 실제 관찰된 옹벽의 기울기인 약 3%보다 약간 큰 것으로 나타났다. 사면의 최대 변위는 약 1.16-1.50m 였는데, 사면 상부에서 아래쪽으로 갈수록 점차 증가하였다. 말뚝의 휨 파괴는 Fig. 14에서 보듯이, 충적 모래층 아래의 12.3-12.9m 깊이의 모든 지점에서 발생하였다. 중앙 말뚝열에서 휨파괴가 발생한 지점은 실제 관찰된 파괴 지점과 일치하였다. 그러나, 바다쪽과 육상쪽 말뚝열의 휨파괴는 충적 모래층의 중앙 깊이(11.3m)에서 발생한 실제 깊이보다 약 1.0m 더 깊은 곳에서 발생하였다. 모든 말뚝은 약 10% 기울어졌으며 이는 관측된 거동과 거의 일치한다. 그러므로, 본 수치해석은 본 Takahama 잔교

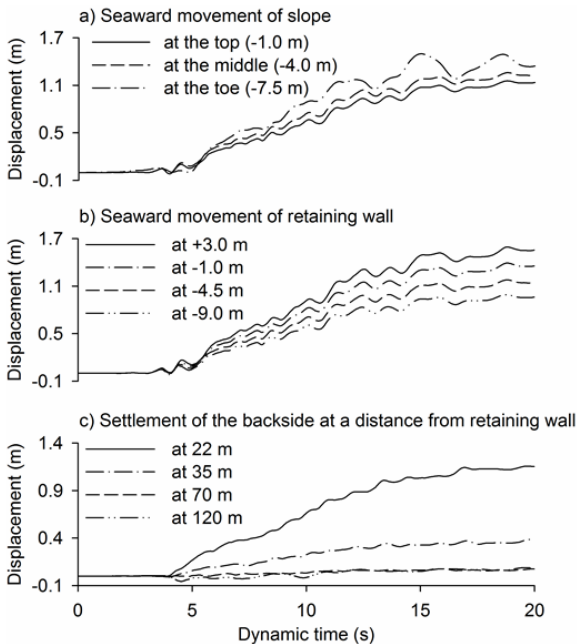


Fig. 13. Time histories of residual displacement of individuals of wharf model

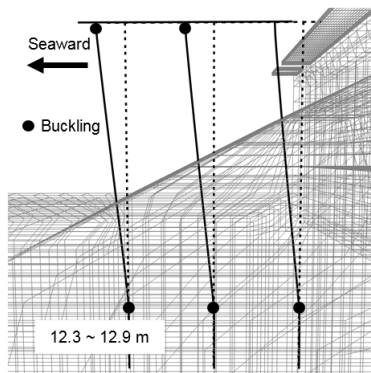


Fig. 14. Residual bending curvature of center pile column

식 안벽의 지진거동 및 피해사례를 정량적으로 잘 묘사하는 것으로 판단된다.

6. 해석결과에 대한 토의

과거 강진피해사례를 살펴보면, 지반내 과잉간극수압 증가에 의한 액상화 현상이 구조물에 큰 피해를 발생시키는 주요 원인으로 알려져 있다. 그러므로, 본 연구에서는 과잉간극수압 발생이 구조물 피해에 미치는 영향을 분석하였다.

과잉간극수압비, r_u 는 과잉간극수압을 초기 유효응력으로 나눈 값으로 정의된다. 해석결과 이 값은 Fig. 15에서 보는 바와 같이 진동 후 약 5sec에서 급격히 증가하였다. 결과적으로, 안벽은 약 5sec까지는 지반과 함께 거동하지만, Fig. 13에서 보는 바와 같이 과잉간극수압이 급격히 증가하면서 안벽의 변위가 발생하기 시작하였다. 최대 과잉간극수압비는 약 0.85로서 완전 액상화는 발생하지 않았다. 그러나, 과잉간극수압이 증가하면서 벽체에 작용하는 토압이 크게 증가하였다. 이전의 수치해석 및 실험적 연구에서도 유사한 결과가 보고된 바 있다. Minami 등(2002)과 Takahashi와 Takemura(2005)에 의하면, 지표면 근처의 일부 지점에서 액상화가 발생하였지만 완전 액상화는 발생하지 않았다. 그 이유는 벽체에 큰 변위가 발생하면서 부피팽창의 경향으로 인해 배면지반 내의 과잉간극수압 발생이 억제되었기 때문으로 판단된다.

본 연구에서는 과잉간극수압 발생이 안벽 지진거동에 미치는 영향을 알아보기 위해 충적 모래층과 배면지반에 과잉간극수압 발생을 고려하지 않는 단순 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였다. 그 결과, Fig. 16과 같이 안벽이 바다쪽으로 약 0.52m 이동하였는데, 이 값은 실제 관찰된 변위인 1.56-1.63m보다 매우 작은 값이다. 그

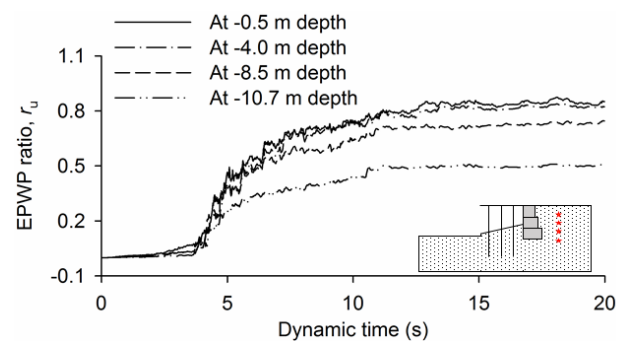


Fig. 15. Development of EPWP at several depths

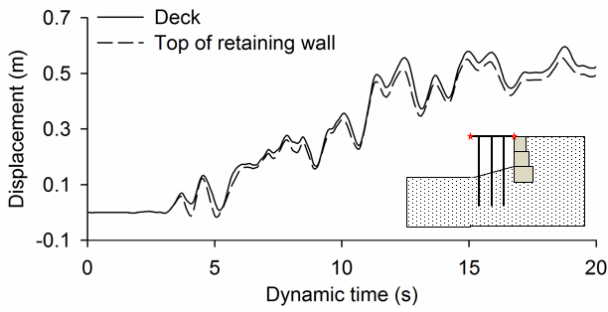


Fig. 16. Seaward displacement of the deck and top of retaining wall without considering development of EPWP

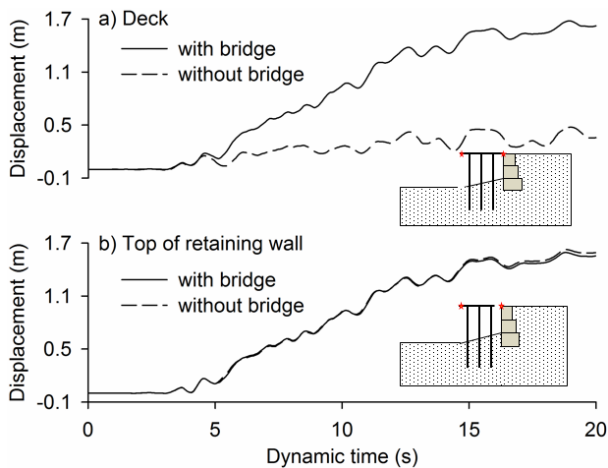


Fig. 17. Effects of approach bridge on the seaward movement of the deck system

리고, 말뚝을 포함한 모든 구조물이 지진 발생 후에도 탄성 상태를 유지하였다. 이 결과로부터, 지반 내 과잉 간극수압의 증가가 안벽의 피해를 유발하는 주요 원인인 것을 알 수 있다.

또한, 상판과 옹벽을 연결하는 접속 슬래브가 안벽의 거동에 미치는 영향을 분석하였다. 접속 슬래브는 상판과 옹벽 상단을 연결하는 콘크리트 블록이다. 본 수치해석에서 접속 슬래브를 모델링하지 않은 경우 Fig. 17에서 알 수 있듯이 옹벽은 바다쪽으로 약 0.04m 더 이동하였다. 그러나, 안벽의 수평변위는 0.38m로서 접속 슬래브가 있는 경우보다 변위가 크게 감소하였다. 그리고, 말뚝은 탄성상태를 유지하였다. 결과적으로, 옹벽이 바다쪽으로 밀리면서 접속 슬래브를 통해 잔교식 안벽의 상판에 추가적인 변위를 발생시킨 것으로 나타났다.

7. 결론 및 요약

최근 항만구조물에 대한 성능기반 내진설계법이 도입됨에 따라, 항만구조물의 내진성능을 평가할 수 있는

동적 수치모델링 기법에 대한 연구가 필요하다. 본 연구에서는 동적 수치모델링 기법의 적용성을 검증하기 위해 1995년 Hyogoken Nambu 지진시 고베항의 잔교식 안벽에 발생하였던 피해거동을 모사하였다. 본 연구에서 얻어진 결과는 다음과 같다.

- (1) 3차원 유한차분해석을 수행하여 고베항의 Takahama 안벽의 지진피해를 모사하였다. 구조물과 지반의 탄소성 거동과 구조물-지반 사이의 인터페이스 거동을 정밀하게 모델링하였다. 층적 모래층과 배면 느슨한 모래층에 액상화 모델을 적용하여 과잉간극수압 증가를 모사하였다. 그리고, 지반요소로서 hysteretic damping 모델을 통해 진동 중 지반강성의 변화를 모사하였다. 입력지진파는 Takahama 안벽의 위치를 고려하여 실측지진파를 수정하여 입력하였다.
- (2) 해석결과, 기초지반의 층적 모래층과 배면 매립층에서 완전 액상화는 발생하지 않았다. 그러나, 과잉간극수압 증가에 의해 안벽 및 지반의 변위가 크게 증가하였다. 또한, 배면 옹벽의 변위가 발생하면서 접속 슬래브를 통해 안벽 상판에 힘을 가하면서 안벽의 추가 변위 및 말뚝의 휨파괴가 발생하였다. 그러므로, 지반내 과잉간극수압 발생과 접속 슬래브를 통한 힘의 전달이 안벽 피해의 주요 원인으로 나타났다.
- (3) 수치해석 결과, Takahama 안벽의 변위와 기울기, 사면과 배면지반의 변위, 말뚝의 휨파괴 위치 등이 실제 관찰된 피해사례와 매우 유사하였으므로, 연구에서 적용된 수치모델링 기법의 적용성을 검증할 수 있었다. 본 연구에서 검증된 수치모델링 기법은 향후 국내외 항만구조물의 성능기반 내진설계법에 널리 적용가능할 것으로 판단된다.

감사의 글

이 연구는 해양수산부의 지원을 받아 수행된 “항만 및 어항설계기준 고도화를 위한 성능기반 내진설계 기술 개발” 및 2016년도 정부(교육부)의 재원으로 한국연구재단의 지원(NRF-2016R1A6A1A03012812)을 받아 수행되었음.

참고문헌 (References)

1. Lee, J.S. and Noh, G.D. (2016), “Caisson Quay Wall Behavior during the 1995 Kobe Earthquake by Nonlinear Effective Stress

- Analysis”, *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, Vol.20, No.6, pp.401-412. (in Korean)
2. Alyami, M., Wilkinson, S.M., Rouainia, M., and Cai, F. (2007), “Simulation of Seismic Behavior of Gravity Quay Wall using a Generalized Plasticity Model”, *Proc. of 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Thessaloniki, Greece, No. 1734.
 3. ASCE (2014), *Seismic Design of Piers and Wharves (61-14)*, American Society of Civil Engineers.
 4. Byrne, P. (1991), “A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand”, *Proc. of 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, The University of Missouri-Rolla, USA, No.1.24, pp.47-55.
 5. Dakoulas, P. and Gazetas, G. (2008), “Insight into Seismic Earth and Water Pressures against Caisson Quay Walls”, *Geotechnique*, Vol.58, No.2, pp.95-111.
 6. Dickenson, S.E. and McCullough, N.J. (2005), “Modeling the Seismic Performance of Pile Foundations for Port and Coastal Infrastructure”, *Workshop on Seismic Performance and Simulation of Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground*, ASCE, University of California, Davis, California, United States, pp.173-191.
 7. Donahue, M. J., Dickenson, E. S., Miller, T. H., and Yim, S. C. (2005), “Implications of the Observed Seismic Performance of a Pile-Supported Wharf for Numerical Modeling”, *Earthquake Spectra*, Vol.21, pp.617-634.
 8. Fujikawa, S. and Fukutake, K. (2001), “Simulation of the Vertical Seismic Array Records at the Kobe Port Island Considering the Effect of the Improved Ground Adjacent to the Array Site”, *Journal of JSCE, Japan Society of Civil Engineers*, Vol.687(III-56), pp. 169-180.
 9. Iai, S. (1998), “Seismic Analysis and Performance of Retaining Structures”, *Proc. of Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, ASCE, Seattle, Washington, USA, pp.1020-1044.
 10. Iai, S. (2001), “Seismic Performance-based Design of Port Structures and Simulation Techniques”, *International Workshop on Earthquake Simulation in Geotechnical Engineering*, Case Western Reserve University Cleveland, Ohio, USA, pp.1-12.
 11. Iai, S, “Personal Communication”, 2016.11.26.-2016.11.28.
 12. Itasca (2012), “FLAC3D Version 5.00 Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions”, *User’s Manual*, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA.
 13. Iwasaki, Y. and Tai, M. (1996), “Strong Motion Records at Kobe Port Island”, *Special Issue of Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society*, pp.29-40.
 14. Kulhawy, F.H. (1975), “Stress Deformation Properties of Rock and Rock Discontinuities”, *Engineering Geology*, Vol.9, pp.327-350.
 15. Lu, J. (2006), *Parallel Finite Element Modeling of Earthquake Site Response and Liquefaction*, Ph.D. Dissertation, University of California, San Diego, USA.
 16. Lu, J., Elgamal, A., Yan, L., Law, K.H., and Conte, J.P. (2011), “Large-Scale Numerical Modeling in Geotechnical Earthquake Engineering”, *International Journal of Geomechanics*, ASCE, Vol.11, No.6, pp.490-503.
 17. McCullough, N. J. (2003), *The Seismic Geotechnical Modeling, Performance, and Analysis of Pile-Supported Wharves*, Ph. D. Dissertation, Oregon State University, Corvallis.
 18. Minami, K., Yokota, H., Sugano, T., and Kawabata, N. (2002), “Damage Investigation and Structural Analysis of Piled Berthing Structures during 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake”, *Proc. of 12th International Offshore and Polar Engineering Conference*, The International Society of Offshore and Polar Engineers, Kitakyushu, Japan, pp.507-513.
 19. Na, U. J., Chaudhuri, S. R., and Shinozuka, M. (2009), “Performance Evaluation of Pile-Supported Wharf under Seismic Loading”, *Proc. of TCLEE 2009, Lifeline Earthquake Engineering in a Multihazard Environment*, Oakland, pp.1032-1041.
 20. OCDI (2009), *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbor Facilities in Japan*, The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan.
 21. PIANC (2001), *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, Permanent International Navigation Association, A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands.
 22. Rosso, R.S. (1976), “A Comparison of Joint Stiffness Measurements in Direct Shear, Triaxial Compression, and in Situ”, *International Journal of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.10, pp.311-335.
 23. Takahashi, A. (2002), *Soil-Pile Interaction in Liquefaction-Induced Lateral Spreading of Soils*, DEng Thesis, Tokyo Institute of Technology, Japan.
 24. Takahashi, A. (2003), “Seismic Performance Evaluation of Pile-Supported Wharf by 3D Finite Element Analysis”, *Proc. of 12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Meritus Mandarin, Singapore, Vol.1, pp.245-248.
 25. Takahashi, A. and Takemura, J. (2005), “Liquefaction-induced Large Displacement of Pile-Supported Wharf”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.25, No.11, pp.811-825.
 26. Werner, S.D., Dickenson, S.E., and Taylor, C.E. (1997), “Seismic Risk Reduction at Ports: Case Studies and Acceptable Risk Evaluation”, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, Vol.123, No.6, pp.337-346.

Received : March 3rd, 2017

Revised : April 12th, 2017

Accepted : April 13th, 2017