지진해일파의 월파를 고려한 해안안벽의 안정성평가

Evaluation of Stability of Quay Wall Considering Overtopping of Tsunami

이 광 호¹ Lee, Kwang-Ho김 도 삼² Kim, Do-Sam김 태 형³ Kim, Tae-Hyung

Abstract

This study was conducted to estimate the stability of a quay wall in case of wave overtopping under the combined action of an earthquake and tsunami using limit equilibrium method. The tsunami force was calculated by using a numerical program called TWOPM-3D (3-D one-field Model for immiscible TWO-Phase flows). Especially, the wave force acting behind the quay wall after a tsunami wave overtopping was estimated by treating back fill as a permeable material. The stability of the quay wall was assessed for both the sliding and overturning modes under passive and active conditions. The variation in the stability of the quay wall with time was determined by parametric studies, including those for the tsunami wave height, seismic acceleration coefficient, internal friction angle of the soil, wall friction angle, and pore water pressure ratio. When the earthquake and tsunami were considered simultaneously, the tsunami induced wave overtopping increased the stability of the quay wall under the passive condition, but in the active condition, the safety factors decreased.

요 지

본 연구에서는 월파시 해안안벽에 작용하는 지진과 지진해일의 영향에 대하여 한계평형상태해석법을 적용하여 안정성을 검토하였다. 지진해일파력에 대하여 TWOPM-3D를 적용하였으며, 특히 안벽의 뒷채움재를 투과성재료로 가정하여 지진해일파가 월파 후에 안벽배후에 작용하는 파력을 산정하였다. 그리고, 수동상태와 주동상태 조건에서 해안안벽의 안정성에 영향을 주는 요인인 지진해일파고, 뒷채움재의 수위, 수평·수직지진가속도계수, 내부마찰각, 벽마찰각, 간극수압비 등을 변화하여 활동과 전도에 대한 안벽 안전율의 변화특성을 시간에 따라 검토하였다. 이로부터 지진과 지진해일파의 작용하에 지진해일파가 안벽을 월파하는 경우 수동상태에 대한 안전율은 결과적으로 안전율을 증가시키는 요인으로 작용하는 반면, 주동상태에 대하여 결과적으로 안전율을 감소시키는 요인으로 작용함을 확인할 수 있었다.

Keywords : Wave overtopping, Quay wall, Stability, Tsunami, Earthquake, Passive and Active

1 비회원, 관동대학교 산학협력단 연구교수 (Research Professor, Industry and Academia Cooperation Foundation, Kwandong Univ.)

2 비회원, 한국해양대학교 토목공학과 정교수 (Professor, Dept. of Civil Engineering, Korea Maritime Univ., Tel: +82-51-410-4463, Fax: +82-51-410-4460, kimds@hhu.ac.kr, 교신저자)

3 정회원, 한국해양대학교 토목공학과 부교수 (Associate professor, Dept. of Civil Engineering, Korea Maritime Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2013년 3월 28일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

2011년 3월 11일 일본에서 규모 9.0의 강진에 의한 지진해일이 발생하였다. 이로 인해 일본 미야기현을 중심으로 동일본 연안이 막대한 피해를 받았으며, 특히 후쿠시마 원자력발전소가 큰 피해를 입어 사상 초유의 사태가 발생하였다. 또한, 2만 5000여명의 사상자를 발생시켰고, 항만과 어항, 공항 및 교량 등 다양한 육·해상 구조물들이 피해를 받은 것으로 알려져 있다. 이처럼 최근 몇 년간 칠레, 인도네시아, 터키, 멕시코 등 세계 각국에서 지진 및 지진해일이 발생하고 있으며, 국내의 지진발생수도 계속해서 증가하고 있는 추세이다. 그리고, 최근 수 십년간 지진동기록이 나타나고 있지 않는 지진 공백역은 상당한 잠재에너지를 가진 것으로 알려져 있고, 향후 지진활동이 발생할 가능성이 높으며, 이에 따른 지진해일 발생으로 큰 피해가 예상되고 있다(Kim, 2011). 일반적으로 지진해일은 해저지진과 같이 지층의 수직이동에 의해 발생하며, 실제로 우리나라에 피해를 준 1993년 북해도 남서외해지진 역시 일본의 경우 지진 발생 3분 후에 연안으로 지진해일이 내습하였으며(Shuto and Matsutomi, 1995), 우리나라의 경우 약 1시간 30분이 경과한 후에 지진해일이 내습하였다(Kim, 2011).

(a) Damage by southwest Hokkaido earthquake tsunami (1993)

(b) Damage by chilean tsunami (1960)

Photo. 1 Photo of quay wall damaged by tsunami

따라서, 지진과 지진해일을 별개의 외력으로 보기 힘들며, 두 힘이 동시에 육·해상구조물에 작용하게 되면 구조물의 안정성에 큰 차이가 있을 것으로 판단된다. 특히, Photo. 1과 같이 해안안벽의 경우 지진 및 지진해일의 작용으로 인하여 파괴가 발생하면 안벽배후 지역의 피해와 이후 복구작업에 상당한 시간과 노력이 필요하다.

이러한 해안안벽의 안정성에 대한 초기의 연구들은 대부분 지진 혹은 지진해일만이 작용한 경우에 대하여 해안안벽의 안정성을 평가하고 있다. 해안안벽의 안정성에 대한 기존의 연구는 지진횡토압에 대한 Okabe(1926), Mononobe and Matsuo(1929), Matsuo and Ohara(1960), Richards and Elms(1979), Morrison and Ebeling(1995), Choudhury and Subba Rao(2002), Choudhury et al.(2004), Choudhury and Nimbarkar(2005)의 연구가 있으며, 지진 횡토압과 지진에 의한 동수압에 대한 연구로 Chakrabarti et al.(1978), Ebeling and Morrison(1992), Kim et al.(2005), Nozu et al.(2004) 등이 있다. 또한, 지진해일에 의한 구조물에 작용하는 파력에 관한 연구로 Yeh. H(2006), Asakura et al.(2000) 등이 있다. 지진 및 지진해일을 동시에 고려하여 안정성을 평가한 연구는 대표적으로 Choudhury et al. (2007a)과 본 연구의 선행연구인 Lee et al.(2011)의 연구가 있다. Choudhury et al.(2007a)은 한계평형상태해석법을 적용하여 지진과 지진해일파가 동시에 작용하는 경우에 수동상태에서 활동 및 전도에 대한 해안안벽의 안정성을 수행하였으며, Lee et al.(2011)은 수치해석을 통하여 얻은 지진해일파력을 적용하여 수동과 주동상태에서의 해안안벽의 활동 및 전도에 대한 안정성평가를 실시하였다.

지진과 지진해일이 동시에 작용하는 경우 해안안벽에 작용하는 힘은 기본적으로 토압, 지진력, 정수압, 지진동수압 및 지진해일파력에 의한 힘 등으로 나눌 수 있다. 이러한 힘들은 동시에 작용하므로 해안안벽의 설계가 매우 복잡해진다. 또한, Fig. 1과 같이 지진해일파가 안벽을 월파하는 경우에 안벽의 뒷채움재에서 지하수위가 상승하면서 안벽에 작용하는 동수압이 발생하여 안벽의 안전율에 큰 변화를 발생시킬 것으로 판단된다. 일례로 2011년 동일본대지진 당시 이와테현에서 지진해일파가 지진해일안벽을 월파하여 구조물이 파괴되고 안벽배후의 저지대에 위치한 가옥들이 피해를 받은 것으로 보고되었다(Lee et al., 2011). 그러나, 기존의 연구들은 지진해일파가 안벽을 월파하지 않는다는 가정하에 이루어졌으며, 현재까지 지진해일파가 월파한 경

Fig. 1. Failure process of quay wall by overtopping of tsunami

우의 안벽의 안정성을 평가한 연구는 수행되지 않은 것으로 판단된다.

이상으로부터 본 연구에서는 뒷채움재를 투과성재료로 가정하고, 지진해일파가 안벽을 월파하는 경우를 상정한다. 그리고, 지진해일파고와 뒷채움재내에서 지하수위고의 변화에 따른 작용력의 평가에 TWOPM-3D (3-D one field Model for immiscible TWO-Phase flows)를 적용하여 해안안벽에서 안정성의 시간변화특성을 수치적으로 검토한다. 이로부터 해안안벽의 안전율에 영향을 주는 변수인 지진해일파고 h_i , 뒷채움재의 무차원 지하수위 h_{wd}/H , 수직·수평지진가속도계수 k_v , k_h 내부마찰각 ϕ , 벽마찰각 δ , 간극수압비 r_u 등의 변화에 따른 안정성평가를 실시하였으며, 지진과 지진해일파를 고려하지 않는 경우의 안정성평가를 실시하였다.

2. 지진해일파력의 직접적인 산정을 위한 수치해석이론

2.1 기초방정식

서로 혼합되지 않는 혼상(multi-phase)의 점성 및 비압축성 유체를 고려하면 각각의 유체는 서로 다른 상의 유체와 명확한 경계면으로 식별될 수 있다. 즉, 혼상유체의 흐름운동에서 경계면의 추적이 가능할 경우 서로

혼합되지 않는 혼상유체의 운동에 대해서 단일유체모델(one-field model for immiscible two-phase fluid)을 적용할 수 있다. 본 연구에서는 해석영역내에 액체와 기체를 고려하는 혼상류를 대상으로 한다. 단일유체모델은 각 상의 유체가 국소질량중심과 함께 이동하는 것으로 가정하여 식 (1) 및 식 (2)와 같이 단일의 연속방정식 (1)과 Navier-Stokes 운동방정식 (2)의 시스템에 의해 기술될 수 있다.

$$\nabla \cdot (\theta V) = q^* \quad (1)$$

$$\begin{aligned} & [\theta + C_A(1-\theta)] \frac{\partial V}{\partial t} + (\theta V \cdot \nabla) V \\ &= -\frac{\theta \nabla p}{\hat{p}} + \theta \nabla \cdot (-\tau + 2\hat{v}E) - \frac{2\theta}{3} \nabla [\hat{v}(\nabla \cdot V)] \\ &+ \theta F_b - \gamma \theta V - R \end{aligned} \quad (2)$$

$$q^* = \begin{cases} q(y, z, t)/\delta_x & x = x_s \\ 0 & x \neq x_s \end{cases} \quad (3)$$

여기서, t 는 시간, V 는 x, y, z 방향에 대한 유속벡터, θ 는 투과층의 공극율, C_A 는 부가질량계수, p 는 압력, τ 는 SGS(Sub-Grid Scale)에서 응력벡터, E 는 변위-응력에 대한 GS(Grid Scale)성분, F_b 는 중력 및 표면장력에 의한 체적력벡터, γ 는 부가감쇠영역에서의 감쇠계수, R

은 후술하는 투과층에 의한 저항력벡터, $\hat{\rho}$ 는 밀도, $\hat{v}$ 는 동점성계수를 각각 나타낸다. q^* 는 조파소스의 유량밀도로, 식 (3)과 같이 조파소스가 위치하는 $x = x_s$ 이외의 영역에서는 0으로 주어진다. δ_x 는 $x = x_s$ 를 포함하는 x 방향의 격자폭이다. 운동방정식에 포함되어 있는 저항력벡터 R 은 투과층을 구성하는 입경에 의한 층류저항과 난류저항을 동시에 고려하기 위해 Shih(1990)의 경험식을 적용하였다.

$$R = aV + bV|V| \quad (4)$$

$$a = \left[\alpha_1 + \alpha_2 \left(\frac{g}{v^2} \right)^{2/3} D_{50}^2 \right] \frac{(1-\theta)^3}{\theta} \frac{v}{g} \frac{1}{D_{50}^2} \quad (5)$$

$$b = \left[\beta_1 + \beta_2 \exp \left\{ \beta_3 \left(\frac{g}{v^2} \right)^{12/3} D_{50}^2 \right\} \right] \frac{(1-\theta)}{\theta^2} \frac{1}{g D_{50}} \quad (6)$$

여기서, g 는 중력가속도, D_{50} 은 투과층을 구성하는 평균입경, v 는 액체상태의 동점성계수, α_i 와 β_i 는 무차원 정수로 $\alpha_1 = 1683.71$, $\alpha_2 = 3.21 \times 10^{-3}$, $\beta_1 = 1.72$, $\beta_2 = 1.57$, $\beta_3 = 5.10 \times 10^{-3}$ 으로 주어진다. 또한, 운동방정식 (2)에서 밀도 및 동점성계수는 기체 혹은 액체를 결정하는 공간과 시간의 함수이다. 즉, 서로 다른 유체(여기서는 액체와 기체)는 밀도와 점성을 고려함으로써 운동방정식 (2)에 의해 표현된다. 이와 같은 단일유체모델은 계산격자내에 다상유체의 균질혼합을 가정한 혼합유체모델과 대조적인 것으로, 경계면을 통한 각 상 사이의 상호작용을 고려할 수 있는 장점이 있다(Akiyama and Aritomi,

2002). 또한, 경계면에서 혼상유체의 거동을 밀도와 점성에 대하여 가중평균을 이용한 단일의 운동방정식을 적용함으로써 혼상류해석에서는 복잡한 자유수면경계조건이 필요하지 않게 되며, 구조물의 천단상으로의 월류 및 월파와 같은 복잡한 수면변동에 대한 물리현상을 용이하게 재현할 수 있고, 자유수면의 처리에 대한 수치 프로그램을 보다 간략하게 구성할 수 있다는 큰 장점을 지닌다. 이상의 TWOPM-3D법에 대한 상세한 사항은 Lee et al. (2008)을 참고하기 바란다.

3. 해안안벽의 안정성해석을 위한 이론적 배경

본 연구에서는 해안안벽의 안정성평가를 위하여 Fig. 2(a) 및 (b)와 같이 폭 b 와 높이 H 의 해안안벽을 대상으로 한다. 해안안벽의 내측방향(Fig. 2(a)의 안벽을 기준으로 오른쪽(downstream side))은 안벽의 높이만큼 뒷채움재가 채워져있으며, 지하수위 h_{wd} 가 존재한다. 안벽의 외측방향(Fig. 2(a)의 안벽을 기준으로 왼쪽(upstream side))은 수위 h_{wu} 가 존재한다.

안벽의 벽체를 불투과성으로, 안벽배후의 뒷채움재를 투과성으로 각각 가정하며, 지진해일파가 안벽을 월파함에 따라 안벽내측의 지하수위가 변화하도록 하였다. Fig. 2(a)는 안벽이 뒤채움재의 안쪽으로 변위를 일으키는 수동상태의 자유물체도이며, Fig. 2(b)는 안벽이 뒤채움재의 바깥쪽으로 변위를 일으키는 주동상태의 자유물체도이다. 안정성평가를 위한 입력변수는 아래에 상술한다.

Fig. 2. Free body diagram of the quay wall subjected to various forces

3.1 지진해일파력($P_t, P_{t,overtopping}, P_{t,top}$)

본 연구에서는 안벽에 작용하는 지진해일파로 고립파를 적용하였으며, 안벽전면에 작용하는 지진해일파력 P_t , 월파 후 안벽 배후에 작용하는 지진해일파력 $P_{t,overtopping}$ 과 월파시 안벽의 위에서 아래로 작용하는 지진해일파력 $P_{t,top}$ 을 산정하기 위하여 TOWPM-3D를 적용하였다.

해안안벽에 작용하는 지진해일파력, 정수압 및 뒷채움재의 수위변동을 측정하기 위하여 Fig. 3과 같이 길이 930cm 폭 80cm의 3차원수치조파수조를 적용하였다. Table. 1은 Froude 상사법칙을 적용하여 수치해석에서 지진해일파(고립파)의 조건 및 뒷채움재의 토질상수를 나타낸 것이다(김도삼, 2011). Table. 1과 같은 조건을 만족하기 위하여 안벽의 폭 b 과 높이 H 는 각각 4cm와 20cm를 적용하였으며, 지진해일파가 안벽을 월파하도록 입사파고 h_i 를 5cm~8cm까지 변화시켰다. 안벽전·후의 지하수위는 전면수심 h_{wu} 를 8cm로 적용하였으며, 뒷채움재의 무차원 지하수위 h_{wd}/H 를 0(dry), 0.25, 0.5, 0.75, 1(fully wet)로 변화시키면서 안벽의 안전율과 h_{wd}/H

Fig. 3. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank model (unit : cm)

Table. 1 Conditions of soil parameters and solitary waves.

Parameter	Value/Range
b/H	0.2
h_i (cm)	5.0, 6.0, 7.0, 8.0
h_{wu}/H	0.4
h_{wd}/H	0(dry), 0.25, 0.50, 0.75, 1.00(fully wet)
$\phi(^{\circ})$	25, 30, 35, 40
$\delta(^{\circ})$	0, $\phi/2$
k_h	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4
k_v	0, $k_h/2$, k_h
r_u	0, 0.2, 0.4
$\gamma_c, \gamma_{sat}, \gamma_d, \gamma_w$ (kN/m ³)	25, 19, 16, 10

의 관계를 확인하였다.

3.2 지진에 의한 토압(P_{ae}, P_{pe})

안벽에 작용하는 지진수동토압 및 지진주동토압의 평가에 Mononobe-Okabe의 방법(Kramer, 1996)을 적용하였으며, 뒷채움재에 존재하는 지하수위와 과잉간극수압 등을 고려하여 다음과 같이 수정된 식을 사용하였다. 식 (7)은 안벽에 작용하는 지진수동토압, 식 (8)은 안벽에 작용하는 지진주동토압의 산정식이다. 지진수동 및 주동토압이 작용하는 지점은 안벽의 바닥에서 $0.5H$ 로 적용하였다(Ebeling and Morison, 1992; Kramer, 1996).

$$P_{pe} = \frac{1}{2} K_{pe} H^2 \bar{\gamma} (1 - k_v) (1 - r_u) \quad (7)$$

$$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} H^2 \bar{\gamma} (1 - k_v) (1 - r_u) \quad (8)$$

$$r_u = \frac{u_{excess}}{\sigma_o} \quad (9)$$

$$\psi = \tan^{-1} \frac{\gamma_{sat} k_h}{\bar{\gamma} (1 - k_v)} \quad (10)$$

$$\bar{\gamma} = \left(\frac{h}{H} \right)^2 \gamma_{sat} + \left(1 - \left(\frac{h}{H} \right)^2 \right) \gamma_d \quad (11)$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta - \theta + \psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (12)$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (13)$$

여기서, r_u 는 과잉간극수압과 초기유효상재압의 비로 나타내는 간극수압비이며, θ 는 안벽의 기울기, β 는 뒤채움재의 가상파괴면과 지표면사이의 각도이며, ϕ 는 내부마찰각, δ 는 벽마찰각이며, ψ 는 지진관성각(seismic inertia angle), $\bar{\gamma}$ 는 뒷채움재의 지하수위로 인한 흙의 등가단위중량(equivalent specific weight), K_{pe} , K_{ae} 는 지진수동토압계수와 지진주동토압계수이다.

3.3 안벽의 지진관성력($k_h W_w$, $k_v W_w$)

지진이 발생하면 수직과 수평방향으로 안벽에 관성력이 발생하게 되며, 이 힘들을 $k_v W_w$ 와 $k_h W_w$ 로 표현한다. 여기서, k_v 와 k_h 는 수직과 수평방향의 지진가속도계수이고, 각 가속도계수의 방향에 따라 각기 다른 형태로 발생할 수 있다. 하지만, 수동상태와 주동상태에서 설계를 위한 임계조합을 적용하면 Fig. 2(a)의 수동상태와 Fig. 2(b)와 같은 주동상태로 나타낼 수 있다. 또한, 지진관성력의 작용점은 안벽의 바닥으로부터 $0.5H$ 인 지점이다.

3.4 동수압(P_{dyn})

안벽에 작용하는 동수압은 다음의 식 (14)에 나타내는 Westergaard의 방법(Westergaard, 1933 ; Kramer, 1996)을 적용하였다. 동수압은 지진에 의해 지하수위가 존재하는 뒷채움재의 내부에서 수중토립자의 진동으로 발생되며, 안벽의 내측방향에서 바닥으로부터 $0.4h_{wd}$ 인 지점에 작용한다(Ebeling and Morison, 1992).

$$P_{dyn} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w (h_{wd})^2 \quad (14)$$

3.5 정수압(P_{stu} , P_{std})

안벽에 작용하는 정수압은 외·내측방향 모두에서 작용하고 있으며, 외측방향에 작용하는 정수압의 산정식은 다음과 같다.

$$P_{stu} = \frac{1}{2} \gamma_w (h_{wu})^2 \quad (15)$$

내측방향의 정수압에 대한 산정식은 다음과 같다.

$$P_{std} = \frac{1}{2} \gamma_{we} (h_{wd})^2 \quad (16)$$

여기서, γ_{we} 는 뒷채움재의 지하수위로 인한 물의 등가 단위중량(equivalent specific weight)으로, 다음의 식 (17)과 같이 주어진다(Ebling and Morison, 1992). 두 힘의 작용점은 바닥으로부터 각각 $h_{wu}/3$, $h_{wd}/3$ 인 지점이다.

$$\gamma_{we} = \gamma_w + (\bar{\gamma} - \gamma_w) r_u (\tau_u \rightarrow r_u) \quad (17)$$

4. 안정성평가방법

본 연구에서 Choudhury et al.(2007a) 및 Lee et al. (2011)이 적용한 안정성평가식을 바탕으로 연구의 목적에 부합하도록 일부 수정하였다.

4.1 수동상태

4.1.1 활동

Fig. 2(a)와 같이 수동상태의 활동에 대하여 안벽에 대한 총 저항력 F_r , 활동력 F_d 및 안전율 FS_s 를 나타내면 다음과 같으며, 활동력으로 작용하는 지진해일파력은 월파후 안벽의 저항력으로 작용하게 된다.

$$F_r = \mu (W_w - k_v W_w - P_{pe} \sin \delta) + P_{t, \text{overtopping}} + P_{pe} \cos \delta + P_{t, \text{top}} \quad (18)$$

$$F_d = P_{\text{upstream}} + k_h W_w + P_{\text{dyn}} \quad (19)$$

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{\mu (W_w - k_v W_w - P_{pe} \sin \delta) + P_{\text{downstream}} + P_{pe} \cos \delta + P_{t, \text{top}}}{P_{\text{upstream}} + k_h W_w + P_{\text{dyn}}} \quad (20)$$

여기서, μ 는 바닥마찰($=\tan \phi$, Choudhury et al., 2007b), $W_w (=bH\gamma_c)$ 는 안벽의 자중이며, P_{upstream} 은 안벽 전면의 정수압과 지진해일파력의 합($P_t + P_{stu}$), $P_{\text{downstream}}$ 은 뒷채움재의 정수압과 월파후 지진해일파력의 합($P_{t, \text{overtopping}} + P_{std}$)이다. 식 (7)~(17)을 각각 식 (18)~(20)에 대입하여 안벽의 높이 H 로 무차원하여 정리하면 다음의 식 (21)과 같다.

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{\mu \left[\left(\frac{b}{H} \right) \gamma_c (1 - k_v) - K_p \sin \delta \right] + \frac{P_{\text{downstream}}}{H^2} + K_p \cos \delta + \frac{P_{t, \text{top}}}{H^2}}{\frac{P_{\text{downstream}}}{H^2} + k_h \frac{b}{H} \gamma_c + \frac{7}{12} k_h \gamma_w \left(\frac{h_{wd}}{H} \right)^2} \quad (21)$$

여기서, $K_p = 0.5 K_{pe} \bar{\gamma} (1 - k_v) (1 - r_u)$ 이다.

4.1.2 전도

수동상태에서 해안안벽의 전도에 대한 안정성은 Fig. 2(a)의 안벽의 바닥 M 점을 기준으로 각 힘들이 작용하

는 작용점까지의 거리를 고려하여 다음의 식 (22)와 같이 나타내었다.

$$FS_o = \frac{\frac{1}{2} \left(\frac{b}{H} \right)^2 \gamma_c (1 - k_v) + \frac{P_{downstream}}{H^3} x + K_p y \cos \delta + \frac{P_{t,top}}{H^3} a}{\frac{P_{downstream}}{H^3} x + \frac{1}{2} k_h \frac{b}{H} \gamma_c + \frac{2.8}{12} k_h \gamma_w \left(\frac{h_{wd}}{H} \right)^3} \quad (22)$$

4.2 주동상태

4.2.1 활동

Fig. 2(b)와 같은 주동상태에서 안벽에 대한 총 저항력 F_r , 활동력 F_d 및 활동에 대한 안전율 FS_s 를 나타내면 다음과 같으며, 저항력으로 작용하는 지진해일파력은 월파후 안벽의 활동력으로 작용하게 된다.

$$F_r = P_{upstream} + \mu [W_w - k_v W_w + P_{ac} \sin \delta] + P_{t,top} \quad (23)$$

$$F_d = P_{downstream} + P_{dyn} + k_h W_w + P_{ac} \cos \delta \quad (24)$$

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{P_{upstream} + \mu [W_w - k_v W_w + P_{ac} \sin \delta] + P_{t,top}}{P_{downstream} + P_{dyn} + k_h W_w + P_{ac} \cos \delta} \quad (25)$$

여기서, μ 는 바닥마찰($=\tan \phi$, Choudhury et al., 2007b), $W_w (=bH\gamma_c)$ 는 안벽의 자중이며, $P_{upstream}$ 은 안벽 전면의 정수압과 지진해일파력의 합($P_t + P_{stu}$), $P_{downstream}$ 은 뒷채움재의 정수압과 월파 후 지진해일파력의 합($P_{t,overlapping} + P_{std}$)이다. 식 (7)~(17)을 각각 식 (23)~(25)에 대입하여 안벽의 높이 H 로 무차원하여 정리하면 다음의 식 (26)과 같다.

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{\frac{P_{upstream}}{H^2} + \mu \left[(1 - k_v) \frac{b}{H} \gamma_c + K_a \sin \delta \right] + \frac{P_{t,top}}{H^2}}{\frac{P_{downstream}}{H^2} + \frac{7}{12} k_h \gamma_w \left(\frac{h_{wu}}{H} \right)^2 + k_h \frac{b}{H} \gamma_c + K_a \cos \delta} \quad (26)$$

4.2.2 전도

주동상태에서 해안안벽의 전도에 대한 안정성은 Fig.

2(b)의 안벽의 바닥 M 점을 기준으로 각 힘들이 작용하는 작용점까지의 거리를 고려하여 다음의 식 (27)과 같이 나타내었다.

$$FS_o = \frac{\frac{P_{upstream}}{H^3} x + \frac{1}{2} (1 - k_v) \left(\frac{b}{H} \right)^2 \gamma_c + \frac{b}{H} K_a \sin \delta + \frac{P_{t,top}}{H^3}}{\frac{P_{downstream}}{H^3} x + \frac{2.8}{12} k_h \gamma_w \left(\frac{h_{wu}}{H} \right)^3 + \frac{1}{2} k_h \frac{b}{H} \gamma_c + \frac{1}{2} K_a \cos \delta} \quad (27)$$

이상의 식들을 적용하여 수동 및 주동상태에서 해안안벽의 활동 및 전도에 대한 안정성을 평가한다. 보다 다양한 조건하에서 안벽의 안정성을 평가하기 위하여 지진해일파고 h_i , 안벽배후의 수심 h_{hwd} , 수직지진가속도계수 k_v , 내부마찰각 ϕ , 벽마찰각 δ , 간극수압비 r_u 등을 전술한 Table 1과 같이 변화시켜 검토하였다.

5. 안정성평가 결과

5.1 지진해일파력에 대한 수치해석결과

본 연구에서 해안안벽에 작용하는 지진해일파력의 산정을 위하여 전술한 바와 같이 TWOPM-3D를 적용하였다. 수치계산의 모든 케이스에서 뒷채움재로 사질토를 가정하여 부가질량계수를 $C_A=1.5$, 평균입경을 $D_{50}=2.5\text{mm}$ 로 적용하였다. 다음의 Fig. 4는 해안안벽의 전면과 배후면에 대하여 지진해일파고의 변화에 따른 작용파력의 시간변화에 대한 결과를 나타낸 것이다. 그림에서 지진해일파고의 차이 따른 구조물에 작용하는 파력은 파력의 작용이 나타나는 동안 거의 비슷한 변화양상을 나타내는데, 지진해일파고가 클수록 최대작용파력은 크며, 구조물에 도달하는 시간은 빨라짐을 확인할 수 있다. 그러나, 구조물의 전면에 작용하는 파력의 경우(Fig. 4(a)) 파력작용이 시작되는 순간부터 작용파력은 급격히 증가하게 되고 최대파력 이후 점차 감소하는 형상을 나타내는 반면 배후면에 작용하는 파력의 경우(Fig. 4(b)) 지진해일파가 월파하는 순간 파력의 작용이 시작되며 그 순간 파력은 최대치를 나타냄을 알 수 있다. 또한, 이후 작용파력은 감소하지 않고 뒷채움재의 수위를 상승시키며, 계속해서 일정한 힘이 안벽의 배후면에 작용함을 확인할 수 있다.

다음의 Fig. 5는 $h_{wd}/H=0.5$ 에 있어서 입사파고(h_i)가 $h_i=6.0\text{cm}$ 인 경우에 시간에 따른 수위변동을 나타낸

결과로, 그림을 통하여 지진해일파가 안벽을 월파하고, 뒷채움재의 지하수위가 변화하는 과정을 확인할 수 있다.

5.2 수동상태에 대한 안정성평가의 결과

5.2.1 지진해일파고 h_i 의 영향

본 연구는 지진해일파가 해안안벽을 월파하는 경우 시간에 따른 안벽의 안정성 변화에 대한 검토를 실시하였으며, 지진해일파를 5cm~8cm로 변화시켰고, H_i 을 제외한 안전율평가에 사용된 조건들은 $b/H=0.2$, $h_{wu}/H=0.4$, $k_v=k_h/2$, $k_h=0.2$, $h_{wd}/H=0.5$, $r_u=0.2$, $\delta=\phi/2$, $\phi=30^\circ$ 이다. 이 때 안벽의 안전율 변화를 살펴보면, 활동(Fig. 6(a))의 경우 7초대까지 지진의 영향만을 받고

있으며, 안전율은 약 7.2의 값을 가진다. 그 후 지진해일파가 안벽에 도달하면서 안벽을 내측으로 미는 힘(활동력)이 지배적으로 작용하면서 안전율은 급격히 감소하며, h_i 에 따라 12%씩 감소한다. 지진해일파가 안벽을 월파후 저항력으로 작용하면서 안전율은 다시 초기의 상태로 돌아오게 되고, 시간이 지날수록 저항력이 강해지면서 안전율은 초기의 값보다 큰 값을 가지게 된다. 이는 전도에 대해서도 활동과 동일하며, 입사파고가 증가할수록 안전율이 더욱 낮아지며, 월파후 안전율이 가장 높아지는 경향을 나타내었다. 그리고, 지진과 지진해일파를 고려하지 않는 경우와 비교할 때 안전율이 급격히 감소함을 알 수 있으며, 지진과 지진해일파를 고려하지 않는 경우 해안안벽의 안전율은 활동과 전도에서 각

(a) upstream side

(b) downstream side

Fig. 4. Tsunami forces acting on quay wall according to the various tsunami heights

Fig. 5. Time evolution of the computed water level fluctuation

각 43.24, 123.86을 나타낸다.

5.2.2 뒷채움재의 지하수위 h_{wd}/H 의 영향

다음의 Fig. 7은 뒷채움재의 초기지하수위변화에 따른 안전율의 변화를 나타내었다. 초기지하수위와 안벽의 높이 비 h_{wd}/H 는 0(dry), 0.25, 0.5, 0.75, 1(full)로 변화시키며, h_{wd}/H 를 제외한 안전율평가에 사용된 조건들은 $b/H=0.2$, $h_{wu}/H=0.4$, $k_v=k_h/2$, $k_h=0.2$, $h_i=6\text{cm}$, $r_u=0.2$, $\delta=\phi/2$, $\phi=30^\circ$ 이다. 먼저, 활동에 대하여 h_{wd}/H 가 증가할수록 안전율은 약 7.6%씩 소폭 증가하며, $h_{wd}/H=0$ 인 경우 2.4로 안전율은 최저를 나타낸다.

전도에 대하여 안전율은 h_{wd}/H 가 증가할수록 약 8.2%씩 증가하며, 활동과 마찬가지로 $h_{wd}/H=0$ 인 경우 5.03으로 안전율은 최저값을 나타냄을 확인하였다.

5.2.3 수직지진가속도계수 k_v 의 영향

수직지진가속도계수 k_v 의 증가(0, $k_h/2$, k_h)에 따른 안전율변화를 Fig. 8에 나타내었다. k_v 를 제외한 안전율평가에 사용된 다른 조건들은 $b/H=0.2$, $h_{wu}/H=0.4$, $h_{wd}/H=0.5$, $k_h=0.2$, $h_i=6\text{cm}$, $r_u=0.2$, $\delta=\phi/2$, $\phi=30^\circ$ 이다. Fig. 8에 나타난 바와 같이 k_v 가 증가할수록 시간의 변화에 따른 안전율이 일정한 비율로 감소하는 것을

(a) sliding mode

(b) overturning

Fig. 6. Time series of safety factor of the quay wall for various h_i values

(a) sliding mode

(b) overturning

Fig. 7. Time series of safety factor of the quay wall for various h_{wd} values

(a) sliding mode

(b) overturning

Fig. 8. Time series of safety factor of the quay wall for various k_v values

확인할 수 있다. 안전율은 활동에 대하여 k_v 가 증가할수록 약 12.8%씩 감소되었으며, 전도에 대해서도 약 13.3%씩 감소하였다.

5.2.4 수평지진가속도계수 k_h 의 영향

Fig. 9는 수평지진가속도계수 k_h 의 증가에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. k_h 를 제외한 안전율평가에 사용된 다른 조건들은 $b/H=0.2$, $h_{wu}/H=0.4$, $h_{wd}/H=0.5$, $k_v=k_h/2$, $h_i=6\text{cm}$, $r_u=0.2$, $\delta=\phi/2$, $\phi=30^\circ$ 이다. 먼저 수동에 대한 결과로, k_h 가 증가할수록 안전율은 점차 감소하며, 감소된 비율은 약 43.5%로 큰 폭으로 감소하였

다. 전도에 대해서도 k_h 가 증가할수록 약 50.3%씩 큰 폭으로 감소하고 있음을 확인할 수 있다.

5.2.5 흙의 내부마찰각 ϕ 의 영향

다음의 Fig. 10은 내부마찰각 ϕ 의 차이($25^\circ \sim 40^\circ$)에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. ϕ 를 제외한 안전율에 사용한 다른 조건들은 $b/H=0.2$, $h_{wu}/H=0.4$, $h_{wd}/H=0.5$, $k_v=k_h/2$, $h_i=6\text{cm}$, $r_u=0.2$, $\delta=\phi/2$, $k_h=0.2$ 이다. Fig. 10(a)와 같이 ϕ 의 증가에 따라 약 39.2%씩 증가하였으며, $\phi=35^\circ$ 인 경우 초기 안전율이 9.7에서 안벽에 도달하는 순간 급격히 떨어지고 월파후 안전율은

(a) sliding mode

(b) overturning

Fig. 9. Time series of safety factor of the quay wall for various k_h values

(a) sliding mode

(b) overturning

Fig. 10. Time series of safety factor of the quay wall for various ϕ values

(a) sliding mode

(b) overturning

Fig. 11. Time series of safety factor of the quay wall for various δ values

점차 상승하다가 최고 11.3까지 증가한다. 그리고 전도의 경우(Fig. 10(b)) ϕ 가 증가함에 따라 48.42%씩 안전율이 증가하며, 초기안전율은 12.7~41.6까지 증가한다.

5.2.6 벽마찰각 δ 의 영향

Fig. 11은 벽마찰각 δ 의 변화에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. δ 을 제외한 안전율 평가에 사용된 조건들은 $b/H=0.2$, $h_{wu}/H=0.4$, $h_{wd}/H=0.5$, $k_v=k_h/2$, $h_i=6\text{cm}$, $r_u=0.2$, $\phi=30^\circ$, $k_h=0.2$ 이다. 활동(Fig. 11(a))에 대하여 δ 가 $0\sim\phi/2$ 로 증가하면서 안전율은 21.3% 가량 증가하였으며, 초기안전율은 5.81~7.05로 증가하였다. 전도(Fig. 11(b))에 대하여 안전율은 δ 가 $0\sim\phi/2$ 로 증가하면서 45.8%증가하였으며, 초기안전율은 12.2~17.9로 증가하였다.

5.2.7 간극수압비 r_u 의 영향

간극수압비 r_u 의 차이에 따른 해안안벽의 안전율변화를 Fig. 12에 나타내었다. 안전율평가에 사용되는 다른 조건들은 $b/H=0.2$, $h_{wu}/H=0.4$, $h_{wd}/H=0.5$, $k_v=k_h/2$, $h_i=6\text{cm}$, $\delta=\phi/2$, $\phi=30^\circ$, $k_h=0.2$ 이다. 활동의 경우 r_u 가 $0\sim0.4$ 까지 증가하면서 안전율은 약 19.4%씩 감소하

는 경향을 나타내었다. 전도의 경우 r_u 가 증가하면서 안전율은 약 21.5%씩 감소함을 보였다.

5.3 주동상태에 대한 안정성평가의 결과

본 주동상태 연구 결과에서 초기안전율이 1이하로 시작되는 것은 가정된 해석 조건에 따라 발생한 것으로 실제적인 구조물의 파괴를 의미하는 것은 아니다. 본 연구 결과는 지진해일파가 안벽을 월파시 시간에 따른 안벽의 안전율의 변화를 규명하는데 초점이 맞춰져 있다.

5.3.1 지진해일파고 h_i 의 영향

전술한 바와 같이 내측에서 외측으로 변위가 발생하는 상태를 주동상태라 하며, 안벽의 안전율 변화에 지진해일파고의 영향이 어떻게 미치는지 확인하기 위하여 지진해일파가 안벽을 월파하도록 지진해일파고를 5cm~8cm까지 변화시켰다. 이 경우 h_i 를 제외한 다른 조건들은 $b/H=0.2$, $h_{wu}/H=0.4$, $k_v=k_h/2$, $k_h=0.2$, $h_{wd}/H=0.5$, $r_u=0.2$, $\delta=\phi/2$, $\phi=30^\circ$ 이다. 지진해일파가 안벽에 도달하기 전까지 지진에 의한 영향만이 존재하며, 이 때의 안전율은 일정한 값을 나타낸다. 이후 지진해일파가

(a) sliding mode

(b) overturning

Fig. 12. Time series of safety factor of the quay wall for various r_u values

(a) sliding mode

(b) overturning

Fig. 13. Time series of safety factor of the quay wall for various h_i values

안벽에 도달하는 순간 안전율은 급격히 상승하게 되며, 지진해일파가 월파되면서 안전율은 점차 감소하여 초기치보다 더 낮은 안전율을 나타낸다. 일례로 Fig. 13(a)의 $h_i=5\text{cm}$ 인 경우 초기안전율은 0.92로 약 8초까지 일정한 값을 나타내다가 지진해일파가 도달하는 순간 안전율은 최대 1.91까지 상승하였다. 이후 월파한 지진해일파가 안벽의 배후에 작용하게 되면서 안전율은 초기치보다 더 낮은 0.72까지 낮아짐을 확인하였다. 이는 전도(Fig. 13(b))에서도 비슷한 경향을 나타내었다.

5.3.2 뒷채움재의 지하수위 h_{wd}/H 의 영향

Fig. 14는 뒷채움재의 초기지하수위와 해안안벽의 높이와의 비 h_{wd}/H 의 변화에 따른 안전율의 변화를 나타낸 것이다. h_{wd}/H 를 건조한 상태에서 포화상태까지 5단계로 변화시키며, h_{wd}/H 를 제외한 안전율 변화에 사용된 조건들은 $b/H=0.2$, $h_{wu}/H=0.4$, $k_v=k_h/2$, $k_h=0.2$, $h_i=6\text{cm}$, $r_u=0.2$, $\delta=\phi/2$, $\phi=30^\circ$ 이다. 주동상태의 경우 수동상태와는 다르게 활동과 전도에 대해 모두 h_{wd}/H 가 증가할수록 안전율이 감소하는 경향이 나타났으며, 활동의 경우 h_{wd}/H 가 증가할수록 약 20.6%씩, 전도의 경우 h_{wd}/H 가 증가할수록 약 19.1%씩 감소하였다.

5.3.3 수직지진가속도계수 k_v 의 영향

수직지진가속도계수 k_v 의 차이에 따른 해안안벽의 안전율 변화를 Fig. 15에 나타내었다. 안전율평가에 사용되는 다른 조건들은 $b/H=0.2$, $h_{wu}/H=0.4$, $h_{wd}/H=0.5$, $k_h=0.2$, $h_i=6\text{cm}$, $r_u=0.2$, $\delta=\phi/2$, $\phi=30^\circ$ 이다. 활동의 경우 k_v 가 증가함에 따라 안전율은 약 3.8%씩 감소하는 경향을 나타내었으며, 전도의 경우 k_v 가 증가하면서 안전율은 약 3.58%씩 감소하였다. 이것으로 안벽의 안정성에의 영향은 미소한 것으로 판단된다.

5.3.4 수평지진가속도계수 k_h 의 영향

Fig. 16은 수평지진가속도계수 k_h 의 차이에 따른 안전율의 변화를 나타낸 것이다. 그리고, 안전율평가에 사용된 조건들은 $b/H=0.2$, $h_{wu}/H=0.4$, $h_{wd}/H=0.5$, $k_v=k_h/2$, $h_i=6\text{cm}$, $r_u=0.2$, $\delta=\phi/2$, $\phi=30^\circ$ 이다. 활동의 경우 k_h 가 0.1~0.4로 증가함에 따라 30.8%씩 감소하였으며, 안전율은 $k_h=0.1$ 인 경우 3.07로 가장 큰 값을 나타내었다. 전도에 대해서 안전율은 k_h 가 증가함에 따라 25.6%씩 감소하였으며, $k_h=0.1$ 인 경우 1.83로 가장 큰 값을 나타내었다.

(a) sliding mode

(b) overturning

Fig. 14. Time series of safety factor of the quay wall for various h_{wd} values

(a) sliding mode

(b) overturning

Fig. 15. Time series of safety factor of the quay wall for various k_v values

5.3.5 흙의 내부마찰각 ϕ 의 영향

Fig. 17은 내부마찰각 ϕ 의 변화에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. ϕ 을 제외한 안전율평가에 사용된 다른 조건들은 $b/H=0.2$, $h_{wu}/H=0.4$, $h_{wd}/H=0.5$, $k_v=k_h/2$, $h_i=6\text{cm}$, $r_u=0.2$, $\delta=\phi/2$, $k_h=0.2$ 이다. 활동에 대하여 ϕ 가 $25^\circ\sim 40^\circ$ 로 증가함에 따라 초기안전율은 $0.830\sim 1.167$ 로 증가하였으며, 이는 각각 13.3%가량의 증가율을 나타내었다. 또한, 전도에 대하여 안전율은 11.9%씩 증가하였으며, 초기안전율은 $0.3\sim 0.42$ 까지 증가하였다.

5.3.6 벽마찰각 δ 의 영향

다음의 Fig. 18은 벽마찰각 δ 의 차이에 따른 안전율변

화를 나타낸 것이다. δ 을 제외하고 안전율평가에 사용된 조건들은 $b/H=0.2$, $h_{wu}/H=0.4$, $h_{wd}/H=0.5$, $k_v=k_h/2$, $h_i=6\text{cm}$, $r_u=0.2$, $\phi=30^\circ$, $k_h=0.2$ 이다. 활동의 경우 δ 가 0에서 $\phi/2$ 으로 증가함에 따라 안전율은 18.7%가 증가하였으며, 전도의 경우 31.4%가 증가하였다.

5.3.7 간극수압비 r_u 의 영향

Fig. 19는 간극수압비 r_u 의 차이에 따른 안전율변화를 나타낸 것이다. 안전율 평가에 사용된 조건들은 $b/H=0.2$, $h_{wu}/H=0.4$, $h_{wd}/H=0.5$, $k_v=k_h/2$, $h_i=6\text{cm}$, $\delta=\phi/2$, $\phi=30^\circ$, $k_h=0.2$ 이다. $r_u=0.4$ 인 경우 활동에 대해 초기안전율은 1.08이며, 지진해일파가 안벽에 도

(a) sliding mode

(b) overturning

Fig. 16. Time series of safety factor of the quay wall for various k_h values

(a) sliding mode

(b) overturning

Fig. 17. Time series of safety factor of the quay wall for various ϕ values

(a) sliding mode

(b) overturning

Fig. 18. Time series of safety factor of the quay wall for various δ values

(a) sliding mode

(b) overturning

Fig. 19. Time series of safety factor of the quay wall for various r_u values

달하는 8초 이후 2.55로 급격히 증가하다가 월파후 점차 감소하여 초기안전율보다 낮은 0.67까지 감소한다. r_u 가 증가함에 따라 안전율은 약 18.9%씩 증가한다. 전도의 경우 $r_u = 0.4$ 에서 안전율은 시간에 따라 초기 0.38에서 최대 1.58까지 증가하였다가 0.25로 감소하며, r_u 가 증가함에 따라 12.6%씩 증가하는 경향을 나타낸다.

6. 결론

본 연구에서는 해안안벽의 전면에서 지진해일파력의 작용 및 지진해일파의 월파시에 안벽 배후의 작용력을 수치적인 방법으로 추정하기 위하여 Navier-Stokes방정식을 기초방정식으로 하는 TOWPM-3D를 이용하였다. 본 연구에서 지진과 지진해일파가 동시에 고려된 상황에서 지진해일파가 월파하게 되면 해안안벽의 안전율이 시간적으로 어떠한 변화를 나타내는가 하는 목적으로 연구를 수행하였다. 또한, 안전율에 영향을 미치는 변수들 즉 지진해일파고 h_t , 뒤채움재의 지하수위 h_{wd} , 수직·수평지진가속도계수 k_v, k_h , 내부마찰각 ϕ , 벽마찰각 δ , 간극수압비 r_u 등의 변화에 따른 해안안벽의 안전율 변화를 제시하였다. 그리고, 지진 및 지진해일파를 고려하지 않은 경우와도 비교하였다. 연구로부터 다음과 같은 중요한 사항을 알 수 있었다.

(1) 해안안벽의 안전율에 대한 시간이력은 초기 지진에 의한 영향만 존재하므로 안전율은 일정한 값을 보이며, 수동상태의 경우 지진해일파가 도달하면서 이 때의 힘이 안벽에 활동력으로 작용하게 되며, 안전율은 감소하게 된다. 이후, 지진해일파가 안벽을 월파하게 되면서 이 힘은 저항력으로 변화게 되고, 안전율은 점차 상승하여 초기치보다 더 큰 값을 나

타냄을 확인하였다. 반면, 주동상태의 경우 해안안벽에 도달한 지진해일파는 저항력으로 작용하게 되어 오히려 안전율은 상승하게 된다. 그러나, 이후 월파한 지진해일파로 인하여 안전율은 감소하여 초기치보다 더 감소함을 확인하였다. 이로부터 주동적인 상황의 경우 지진 및 지진해일파의 동시 작용하에 해안안벽의 안전율이 초기치보다 떨어지는 경우에는 해안안벽의 파괴로 연결될 수 있다고 판단된다.

(2) 지진해일파고 h_t , 뒤채움재의 무차원 지하수위 h_{wd}/H , 수직·수평지진가속도계수 k_v, k_h , 내부마찰각 ϕ , 벽마찰각 δ 및 간극수압비 r_u 의 변화에 따른 해안안벽에서 안전율에 대한 시간이력은 지진해일파고 h_t 의 경우 h_t 가 클수록 안벽에 도달하는 시간이 빨라지며, 안전율 변화가 큰 것으로 나타났다. 내부마찰각 ϕ , 벽마찰각 δ 의 경우 수동상태와 주동상태 모두 값이 증가할수록 안전율이 증가하는 것으로 나타났으며, 반면 수직·수평지진가속도계수 k_v, k_h 의 경우 수동상태와 주동상태 모두 값이 증가할수록 안전율은 감소하는 것으로 나타났다. 또한, 간극수압비 r_u 의 경우 수동상태에 대하여 값이 증가할수록 안전율은 감소하나 주동상태에 대해서 안전율이 약간 증가하는 것으로 나타났으며, 뒤채움재의 지하수위 h_{wd} 의 경우 수동상태에 대하여 값이 증가할수록 안전율은 증가하나 주동상태에 대하여 값이 증가할수록 안전율은 감소함을 확인하였다.

(3) 지진 및 지진해일파를 고려하지 않은 경우 수동상태에서 안전율은 활동의 경우 47.92, 전도의 경우 132.7로 지진 및 지진해일파를 고려한 경우보다 높게 나타났으며, 주동상태에서 안전율은 활동의 경우 0.86, 전도의 경우 0.703으로 지진의 영향만 있는 구간(약 0sec~7sec)보다 높게 나타났으나 지진해일

파의 영향으로 안전율이 높아지는 구간(약 7sec~9sec)에 비해 작은 값을 나타내었다. 또한, 지진, 지진해일파 및 뒤채움재의 지하수위가 존재하지 않는 경우에 대하여 안전율은 수동상태의 경우 활동 및 전도 각각 44.24, 124.86으로 나타났으며, 주동상태의 경우 활동 및 전도 각각 1.23, 0.94로 나타났다.

- (4) 해안안벽에 지진해일파의 월파를 허용하지 않는 경우에 대한 기존의 연구(Lee et al., 2011)에서 수동상태에 대하여 지진해일파는 안벽의 안전율을 저감시키는 요인으로 작용하는 반면, 주동상태에서는 오히려 안전율을 증가시키는 요인으로 작용하였다. 그러나, 해안안벽에 지진해일파의 월파를 허용하는 본 연구의 경우 수동상태에서 지진해일파는 월파전의 안전율을 감소시키는 활동력으로 작용하지만 월파후의 안전율을 높이는 저항력으로 작용하면서 최종적으로 안벽의 안전율이 증가하였음을 확인하였다. 또한, 주동상태에서 지진해일파는 월파전의 저항력으로 작용하여 안전율을 증가시키는 반면, 월파후 활동력으로 작용하면서 최종적으로 안전율을 감소시키는 요인이라는 것을 확인하였다.

참 고 문 헌

- Kim, D. -S. (2011), Coastal Environmental Engineering, Goomibook (In Korean).
- Lee, K. -H., Lee, S. -K., Shin, D. -H., and Kim, D. -S. (2008), 3-Dimensional analysis for nonlinear wave forces acting on dual vertical columns and their nonlinear wave transformations, Journal of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, Vol.20, No.1, pp.1-13 (In Korean).
- Lee, K. -H., Ha, S. -W., Lee, K. -S., Kim, D. -S., and Kim, T. -H. (2011), Evaluation of the stability of quay wall under the earthquake and tsunami, Journal of the Korean Geotechnical Society, Vol.27, No.3, pp.41-54 (In Korean).
- Lee, K. -H., Tomita, T., Kawasaki, K., Nakamura, T., and Suzuki, S. (2011), Survey of the 2011 Tohoku earthquake tsunami disaster, The Magazine of the Korean Society of Civil Engineers, KSCE, Vol.59, No.11, pp.59-66 (In Korean).
- Akiyama, M. and Aritomi, M. (2002), *Advanced numerical analysis of two-phase flow dynamics multidimensional flow analysis*, corona Publishing Co., LTD. Tokyo, Japan.
- Asakura, R., Iwase, K., Ikeya, T., Takao, M., Kaneto, T., Fujii, N., and Omori, M. (2000), "An experimental study on wave force acting on on-shore structures due to overflowing tsunamis", *Proc. of Coastal Engrg., JSCE*, Vol.47, pp.911-915.
- Chakrabarti, S., Husak, A. D., Christiano, P. P., and Troxell, D. E. (1978), "Development of seismic design criteria for category I cofferdams", *Nuclear Engineering and Design.*, Vol.45, pp.277-283.
- Choudhury, D. and Ahmad, S. M. (2007a), "Design of waterfront retaining wall for the passive case under earthquake and tsunami", *Applied Ocean Research.*, Vol.29, pp.37-44.
- Choudhury, D. and Ahmad, S. M. (2007b), "Stability of waterfront retaining wall subjected to pseudo-static earthquake forces", *Ocean Engrg.*, Vol.34, pp.1947-1954.
- Choudhury, D. and Nimbalkar, S. (2005), "Seismic passive resistance by pseudo-dynamic method", *Geotechnique*. Vol.55, No.7, pp.699-702.
- Choudhury, D., Sitharam, T. G., and Subba Rao, K. S. (2004), "Seismic design of earth retaining structures and foundations", *Current Science.*, Vol.87, pp.1417-1425.
- Choudhury, D. and Subba Rao, K. S. (2002), "Seismic passive resistance in soils for negative wall friction", *Canadian Geotechnical Journal.*, Vol.39, pp.971-981.
- Ebeling, R. M. and Morison, E. E. Jr. (1992), *The seismic design of waterfront retaining structures*. US Army Technical Report ITL-92-11.
- Kim, S., Jang, I., Chung, C., and Kim, M. (2005), "Evaluation of seismic displacements of quay walls", *Proceedings of the international conference on geotechnical engineering for disaster mitigation & rehabilitation*, pp.84-93.
- Kramer, S. L. (1996), *Geotechnical earthquake engineering*. New Jersey : Pearson Education Inc.
- Matsuo, H. and Ohara, S. (1960), "Lateral earthquake pressure and stability of quay walls during earthquake.", *Proc. of second world conference on earthquake engineering*, pp.165-173.
- Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929), "On the determination of earth pressures during earthquakes", *Proc. of the world engineering congress*, pp.177-185.
- Morrison, E. E. and Ebeling, R. M. (1995), "Limit equilibrium computation of dynamic passive earth pressure", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.32, pp.481-487.
- Nozu, A., Ichii, K., and Sugano, T. (2004), "Seismic design of port structures", *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, Vol.4, No.3 (special issue), pp.195-208.
- Okabe, S. (1926), "General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam", *Proceedings of the Japanese Society of Civil Engineers*, Vol.10, No.6, pp.1277-1324.
- Richeds Jr, R. and Elms, D. G. (1979), "Seismic behavior of gravity retaining walls.", *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, Vol.105, No.4, pp.449-469.
- Shih, R. (1990), "Permeability characteristics of rubble material-new formula", *Proceedings of 22nd Coastal Engineering International Conference*, Delft, Netherlands, pp.1499-1512.
- Shuto, N. and Matsutomi, H. (1995), "Field survey of the 1993 Hokkaido Nansei-Oki earthquake tsunami", *Pure and Appl. Geophysics*, Vol.144, No.3/4, pp.649-663.
- Westergaard, H. M. (1933), "Water pressures on dams during earthquakes", *Transactions of ASCE.*, Vol.98, pp.418-433.
- Yeh, H. (2006), "Maximum fluid forces in the tsunami runup zone", *J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engrg., ASCE*, Vol.132, No.6, pp.496-500.

(접수일자 2012. 3. 13, 심사완료일 2012. 8. 24)