

# 지진 및 지진해일파 작용하의 해안안벽의 안정성평가

## Evaluation of the Stability of Quay Wall under the Earthquake and Tsunami

이 광 호<sup>1</sup> Lee, Kwang-Ho

하 선 욱<sup>2</sup> Ha, Sun-Wook

이 귀 섭<sup>3</sup> Lee, Kui-Seop

김 도 삼<sup>4</sup> Kim, Do-Sam

김 태 형<sup>5</sup> Kim, Tae-Hyung

### Abstract

The present study analyzes the stability of waterfront quay wall under the combined action of earthquake and tsunami. Adopting the limit equilibrium method, the stability of waterfront quay wall is checked for both the sliding and overturning. Forces due to tsunami are compared with the proposed formula and the 3-D one-field Model for immiscible TWO-Phase flows (TWOPM-3D). Variations of the stability of wall are also proposed by the parametric study including tsunami water height, horizontal seismic acceleration coefficient, internal friction angle of soil, friction angle between the wall and the soil and the pore water pressure ratio. The present study about the stability of wall is also compared with the case when earthquake and tsunami are not considered. As a result, the result of numerical analysis about the tsunami force is similar to that of proposed formula. When earthquake and tsunami are simultaneously considered, the stability of wall in passive case significantly decreases and tsunami forces in active case are affected as a resistance force on the wall and so the stability of wall increases.

### 요 지

해안안벽에 작용하는 지진과 지진해일파의 영향에 대하여 한계평형상태해석법을 적용하여 해안안벽의 활동 및 전도에 대한 안정성평가를 실시하였다. 또한, 지진해일파력에 대하여 기존의 기존식과 3차원혼상류해석법으로부터 추정된 지진해일파력을 적용하여 해안안벽의 안정성평가를 비교·분석하였다. 또한, 지진해일파고, 수직지진가속도계수, 흙의 내부마찰각, 벽면마찰각, 간극수압비 등의 변화에 따른 해안안벽의 안전율변화를 제시하였고, 해안안벽의 안정성에 대하여 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우와도 비교하였다. 이로부터 지진해일파력에 대한 수치해석 결과는 기존식을 적용한 결과와 유사한 것으로 나타났으며, 지진과 지진해일파가 동시에 작용하는 경우 수동상태에서 해안안벽의 안정성은 현저히 감소하고 있으며, 주동상태에서 지진해일파는 저항력으로 작용하여 해안안벽의 안정성을 증가시키는 것으로 나타났다.

**Keywords :** Earthquake, Quay wall, Stability, Tsunami

### 1. 서 언

최근 칠레, 일본, 아이티, 인도네시아, 중국 등에서와

같이 세계적으로 빈번히 발생하고 있는 지진 및 지진해일에 의해 엄청난 인적·물적피해가 발생하고 있다. 이러한 상황에서 국내에서는 해안안벽 등의 구조물설계

1 나고야대학 대학원 공학연구과 사회기반공학전공 부교수 (Associate Prof., Dept. of Civil Engr., Nagoya Univ.)

2 한국해양대학교 토목환경공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engr., Korea Maritime Univ.)

3 한국해양대학교 토목환경공학과 박사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engr., Korea Maritime Univ.)

4 한국해양대학교 토목공학과 정교수 (Prof., Dept. of Civil Engr., Korea Maritime Univ., kimds@hhu.ac.kr, 교신저자)

5 정회원, 한국해양대학교 토목공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engr., Korea Maritime Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 9월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

에 대하여 지진력과 지진시의 동수압 등의 고려를 설계 기준(항만 및 어항설계기준, 2005)에 명시하고 있지만, 지진해일에 관한 사항은 고려되고 있지 않다. 비록, 우리나라는 지진해일에 의한 피해사례가 다른 지진다발 국가에 비하여 적고, 지진과 지진해일이 동시에 발생할 확률도 그다지 높지 않다. 하지만, 우리나라의 경우도 일본근해에서 발생한 1983년 동해중부지진해일과 1993년 북해도남서외해지진해일로 인하여 동해안의 임원항에서 3~5m의 지진해일이 내습한 사례가 존재한다(국립방재연구소, 1998). 지진과 지진해일의 동시적으로 발생한 사례로 1993년 7월 12일 발생한 진도 7.8의 일본 북해도남서외해지진과 그로 인해 발생한 지진해일을 들 수 있다. 당시의 지진해일은 인근 오키시리섬에서 31.7m라는 20세기 역사상 최고의 치오름높이를 기록하였으며, 우리나라 속초 및 묵호항에서도 1m내외로 내습하였다(Shuto and Matsutomi, 1995 ; Satake and Tanioka, 1995). 이 지진해일은 지진이 발생한 후 3분 뒤에 인근 오키시리섬에 도달하였다. 비록 완전히 동일한 시간에 지진과 지진해일이 발생한 것은 아니지만 3분이라는 짧은 시간 내에 내습하였고, 최초의 진동 이후에도 섬의 서쪽부근에서 크고 작은 여진이 계속적으로 발생하였다(Shuto and Matsutomi, 1995).

일반적으로 정적인 상태에서 해안안벽은 지하수위가 존재하지 않으며, 안정성을 저하시키는 성분으로 내측 방향에서 작용하는 수평토압과 외측방향의 정수압만이 작용한다. 하지만, 지진이 발생하게 되면 지진에 의하여 안벽에는 다음과 같은 추가적인 힘들이 발생하게 된다. ① 지진에 의한 지진수평토압과 ② 지진동에 의한 동수압이 내측방향에서 작용하며, ③ 지진과 함께 발생하는 지진해일파가 외측방향에서 작용하게 된다. 하지만, 기존연구들은 전술한 힘들을 동시에 고려하기 보다는 각각의 힘들에 대하여 해안 안벽의 안정성을 검토한 것이 대부분이다. 지진에 의한 지진토압에 관해서는 유사정적지진가속도(pseudo-static seismic accelerations)를 고려하는 Okabe(1924)와 Mononobe and Matsuo(1929)의 연구(흔히 Mononobe-Okabe의 방법(Kramer, 1996)으로 알려져 있음)가 수행되어 있으며, 해안안벽의 설계에 대하여 지진수평토압과 지진동으로 인한 동수압을 고려한 연구로는 Chakrabarti et al.(1978), Ebeling and Morrison (1992), Nozu et al.(2004), Kim et al.(2005)이 있다. 또한, 구조물에 작용하는 지진해일파력에 관한 연구로는 Yeh.H (2006), CRATER(2006), Asakura et al.(2000)이 있으며

지진해일파력을 산정할 수 있는 식을 제안하였다.

이상의 연구들은 지진 혹은 지진해일만이 작용하는 해안안벽의 안정성을 평가하고 있다. 하지만, Choudhury et al.(2007a)은 전술한 각각의 힘들을 한계평형상태해석법을 적용하여 지진과 지진해일파가 동시에 작용하는 경우의 활동 및 전도에 대한 해안안벽의 안정성에 관한 연구를 수행하였다. Choudhury et al.(2007a)은 지진해일파력에 대하여 기존식(Yeh. H, 2006 ; CRATER, 2006)을 적용하여 산정하였고, 해안안벽의 수동상태만을 고려하였다. 따라서 본 연구에서는 해안안벽에 작용하는 지진과 지진해일파의 영향에 대하여 기존의 연구결과(Choudhury et al., 2007a)를 바탕으로, 한계평형상태해석법을 적용하여 활동 및 전도에 대한 해안안벽의 안정성평가를 실시하였다. 안정성평가는 지진과 지진해일파의 작용하에서 해안안벽의 운동방향에 따른 수동상태에 대한 안정성평가 및 주동상태인 해안안벽의 안정성에 대하여도 수행하였다. 또한, 해안안벽에 작용하는 힘들로 지진토압, 지진관성력, 동수압, 정수압, 지진해일파력 등을 고려한다. 본 연구에서는 해안안벽에 작용하는 지진 토압 및 지진토압계수의 산정은 Mononobe-Okabe의 방법(Kramer, 1996)을 적용하고, 지진관성력은 지진가속도계수를 고려하여 산정하였으며, 지진에 의한 동수압에 대해서는 Westergaard의 기존식(1933)을 적용하였다. 또한, 지진해일파력에 대하여 기존의 연구에서 적용한 기존식(Yeh. H, 2006 ; CRATER, 2006)을 적용한 해안안벽의 안정성과 본 연구에서의 3차원혼상류해석법(TWOPM-3D)으로부터 추정된 지진해일파력을 적용한 해안안벽의 안정성을 비교·분석하였다. 또한, 보다 다양한 조건하에서 안벽의 안정성을 평가하기 위하여 지진해일파고( $h_t$ ), 수직지진가속도계수( $k_v$ ), 흙의 내부마찰각( $\phi$ ), 벽면마찰각( $\delta$ ), 간극수압비( $r_v$ ) 등을 변화하였으며, 해안안벽의 안정성에 대하여 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우와도 비교하였다.

## 2. 안정성평가를 위한 입력변수

본 연구에서는 다음의 Figs. 1 및 2와 같은 폭  $b$ , 높이  $H$ 인 해안안벽에 대하여 안정성평가를 실시한다. 해안안벽의 한쪽 편(Fig. 1의 안벽을 기준으로 오른편)은 지하수위( $h_{wd}$ )가 존재하는 뒷채움재가 안벽의 높이만큼 수평으로 채워져 있으며, 편의상 내측방향으로 정의한다. 또한, 안벽의 다른 한쪽 편(Fig. 1의 안벽을 기준으로

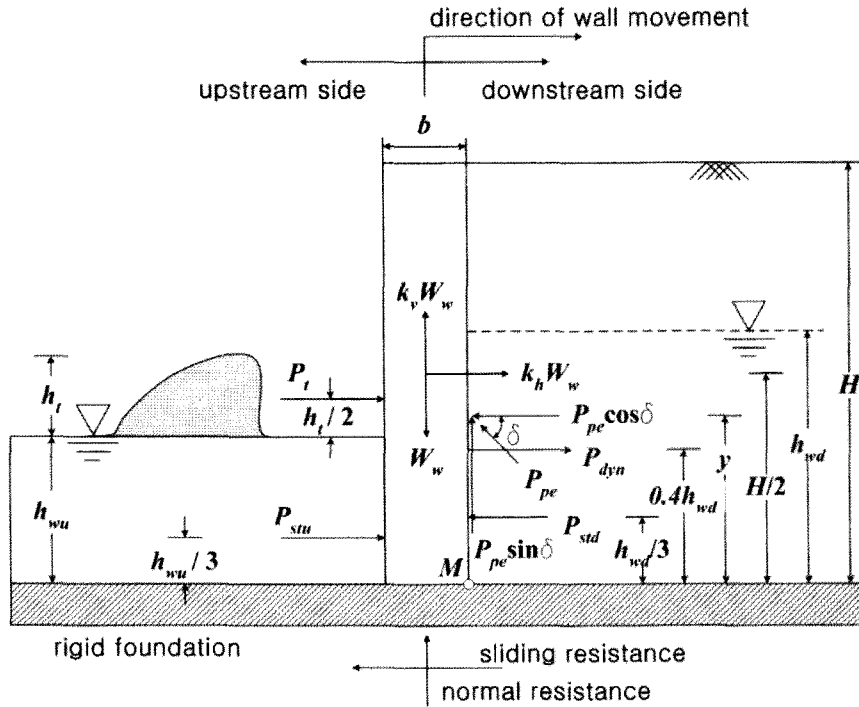


Fig. 1. Waterfront quay wall subjected to different forces for the passive case

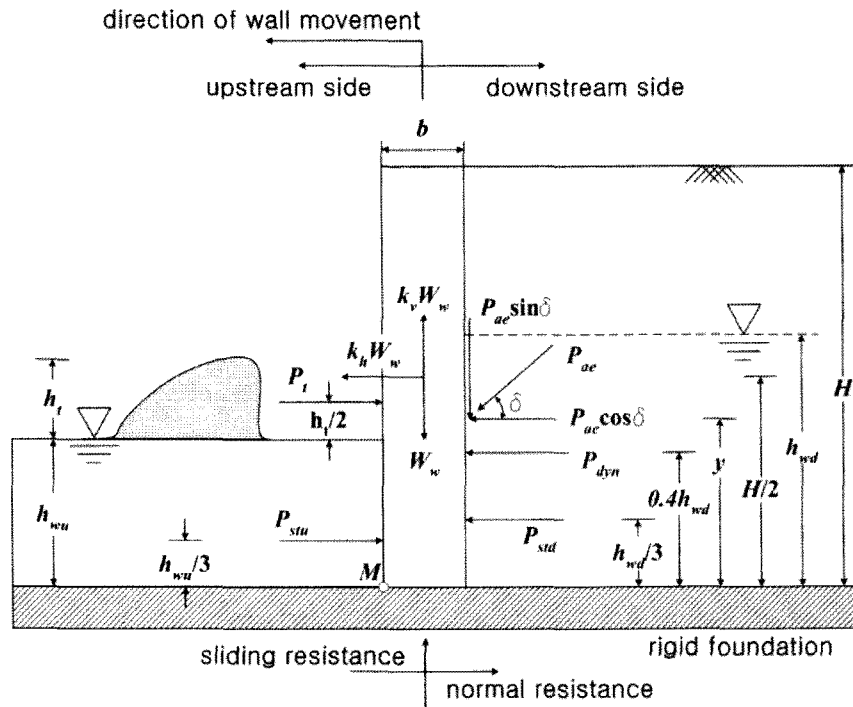


Fig. 2. Waterfront quay wall subjected to different forces for the active case

원편)은 안벽전면에 수위( $h_{wu}$ )가 존재하며, 외측방향으로 정의한다.

여기서, 해안안벽에 대하여 안벽의 벽체 및 지반은 불투과성으로 가정하며, 지진해일파는 안벽을 월류하여 내측방향으로 작용하지 않는 것으로 한다. 다음의 Figs. 1과 2에 지진과 지진해일의 동시 작용조건하에 해안안벽

에 작용하는 각각의 힘들을 나타낸 것으로, Fig. 1은 지진 및 지진해일 작용하 해안안벽의 수동상태(안벽의 운동방향이 내측방향인 상황)이고, Fig. 2는 주동상태(안벽의 운동방향이 외측방향인 상황)의 자유물체도이다. 여기서, 벽체에 작용하는 힘으로는 지진에 의한 수동 및 주동토압( $P_{pe}$ ,  $P_{ac}$ ), 지진관성력( $k_h W_w$ ,  $k_v W_w$ ), 동수압( $P_{dyn}$ ),

정수압( $P_{sta}$ ,  $P_{std}$ )과 지진해일파력( $P_t$ )이 존재하며, 각각의 작용력에 관한 상세한 내용은 후술한다.

## 2.1 지진에 의한 토압( $P_{ae}$ , $P_{pe}$ )

안벽에 작용하는 지진수동토압 및 지진주동토압은 Mononobe-Okabe의 방법(Kramer, 1996)을 적용하였으며, 뒷채움재에 존재하는 지하수위와 과잉간극수압 등을 고려하여 다음과 같은 수정된 식을 사용하였다. 식 (1)은 안벽에 작용하는 지진수동토압, 식 (2)는 안벽에 작용하는 지진주동토압의 산정식이다. 또한, 지진수동 및 주동토압이 작용하는 지점은 안벽의 바닥으로부터  $0.5H$ 를 적용하였다(Ebeling and Morison, 1992 ; Kramer, 1996).

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

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

여기서,  $r_u$  과잉간극수압과 초기유효상재압의 비로 나타내는 간극수압비이며,  $\theta$ 는 안벽의 기울기,  $\beta$ 는 뒷채움재의 기울기,  $\phi$ 는 흙의 내부마찰각,  $\delta$ 는 벽면마찰각이며,  $\psi$ 는 지진관성각(seismic inertia angle),  $\bar{\gamma}$ 는 뒷채움재의 지하수위로 인한 흙의 등가단위중량(equivalent specific weight),  $K_{pe}$ ,  $K_{ae}$ 는 지진수동토압계수와 지진주동토압계수로서 각각 다음의 식과 같이 주어진다.

$$r_u = \frac{u_{excess}}{\sigma'_o} \quad (3)$$

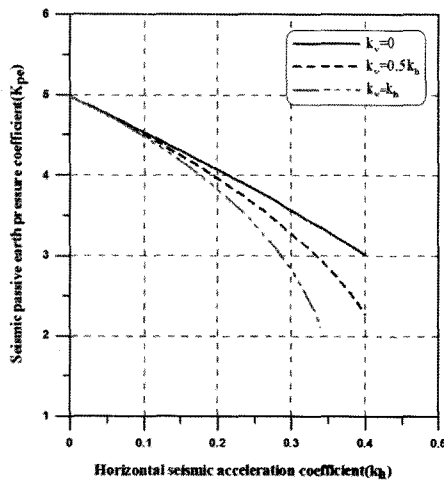


Fig. 3. Seismic passive earth pressure coefficient.

$$\psi = \tan^{-1} \frac{\gamma_{sat} k_h}{\bar{\gamma} (1 - k_v)} \quad (4)$$

$$\bar{\gamma} = \left( \frac{h}{H} \right)^2 \gamma_{sat} + \left( 1 - \left( \frac{h}{H} \right)^2 \right) \gamma_d \quad (5)$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta - \theta + \psi) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (6)$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (7)$$

다음의 Figs. 3과 4는 식 (6)과 (7)에서  $\theta = 0^\circ$ ,  $\beta = 0$ 인 경우의 지진수동토압계수( $K_{pe}$ )와 지진주동토압계수( $K_{ae}$ )의 분포를 수직지진가속도계수( $k_v$ )와 수평지진가속도계수( $k_h$ )의 관계에 따른 값의 변화를 나타낸 것이다. 그림을 살펴보면, Fig. 3의 지진수동토압계수의 경우에  $k_v$  값이 증가함에 따라  $K_{pe}$  값이 감소하고 있으며, Fig. 4의 지진주동토압계수의 경우에는  $k_v$  값이 증가함에 따라  $K_{ae}$  값 역시 증가하고 있다.

## 2.2 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 총 4가지 경우가 발생할 수 있다. 하지만, 수동상태와 주동상태에서 설계를 위한 임계조합을 적용하면, Fig. 1의 수동상태와 Fig.

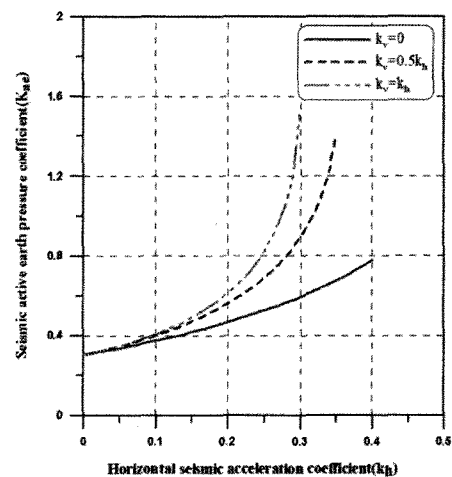


Fig. 4. Seismic active earth pressure coefficient.

2와 같은 주동상태로 나타낼 수 있다. 또한, 지진관성력의 작용점은 안벽의 바닥으로부터 0.5H인 지점이다.

### 2.3 동수압( $P_{dyn}$ )

안벽에 작용하는 동수압은 다음의 식 (8)에 나타내는 Westergaard의 방법(Westergaard, 1933 ; Kramer, 1996)을 적용하였다. 동수압은 지진에 의해 지하수위가 존재하는 뒷채움재의 내부에서 수중흡입자의 진동으로 발생하며, 안벽의 내측방향에서 바닥으로부터  $0.4h_{wd}$ 인 지점에 작용한다(Ebeling and Morison, 1992).

$$P_{dyn} = \frac{7}{12}k_h\gamma_w(h_{wd})^2 \quad (8)$$

### 2.4 정수압( $P_{stu}$ , $P_{std}$ )

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

$$P_{stu} = \frac{1}{2}\gamma_w h_{wu}^2 \quad (9)$$

내측방향의 정수압에 대한 산정식은 다음과 같다.

$$P_{std} = \frac{1}{2}\gamma_{we} h_{wd}^2 \quad (10)$$

여기서,  $\gamma_{we}$ 는 뒷채움재의 지하수위로 인한 물의 등가단위중량(equivalent specific weight)으로, 다음의 식 (15)와 같이 주어진다(Ebeling and Morison, 1992). 또한, 두 힘의 작용하는 작용점은 안벽의 바닥으로부터 각각  $h_{wu}/3$ ,  $h_{wd}/3$ 인 지점이다.

$$\gamma_{we} = \gamma_w + (\bar{\gamma} - \gamma_w)r_u \quad (11)$$

### 2.5 지진해일파력( $P_t$ )

#### 2.5.1 기존 지진해일파력 산정방법

본 연구에서는 지진해일파력의 산정에 대하여 두 가지 방법을 적용하여 비교·분석하였다. 첫 번째 방법은 Choudhury et al.(2007a)이 적용한 Yeh. H(2006), CRATER(2006) 등의 기존식을 이용하여 지진해일파력을 산정하는 것이며, 두 번째 방법은 3차원혼상류를 적용하여 해

안안벽에 작용하는 지진해일파력을 수치해석을 통하여 산정하는 방법이다. 다음의 식 (12)는 지진해일파력의 산정에 관하여 Yeh. H(2006), CRATER(2006) 등이 제안한 식이다.

$$P_t = 4.5\gamma_w(h_t)^2 \quad (12)$$

여기서,  $h_t$ 는 지진해일파고이며, 지진해일파가 작용하는 지점은  $h_t/2$ 인 지점이다.

#### 2.5.2 3차원 혼상류해석법을 이용한 지진해일파력 산정방법

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-filed 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 (13) 및 식 (14)~(16)과 같이 단일의 연속방정식 (13)과 각 방향의 Navier-Stokes 운동방정식 (14)~(16)의 시스템에 의해 기술될 수 있다.

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = q^* \quad (13)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \\ &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{xx} + 2\hat{v}D_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\tau_{xy} + 2\hat{v}D_{xy}) \\ &+ \frac{\partial}{\partial z} (-\tau_{xz} + 2\hat{v}D_{xz}) + \frac{F_s}{\rho} - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial x} \end{aligned} \quad (14)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \\ &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{yx} + 2\hat{v}D_{yx}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\tau_{yy} + 2\hat{v}D_{yy}) \\ &+ \frac{\partial}{\partial z} (-\tau_{yz} + 2\hat{v}D_{yz}) + \frac{F_s}{\rho} - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial y} \end{aligned} \quad (15)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \\ &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{zx} + 2\hat{v}D_{zx}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\tau_{zy} + 2\hat{v}D_{zy}) \\ &+ \frac{\partial}{\partial z} (-\tau_{zz} + 2\hat{v}D_{zz}) + \frac{F_s}{\rho} - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial z} - g - \lambda w \end{aligned} \quad (16)$$

$$q^* = \begin{cases} q(y, z, t)/\delta_x & x = x_s \\ 0 & x \neq x_s \end{cases} \quad (17)$$

여기서,  $t$ 는 시간,  $u, v, w$ 는  $x, y, z$ 방향에 대한 각 유속성분,  $p$ 는 압력,  $g$ 는 중력가속도,  $\tau_{ij}$ 는 SGS(Sub-Grid Scale)에서 난류응력,  $D_{ij}$ 는 변위-응력에 대한 GS(Grid Scale) 성분,  $F_s$ 는 표면장력에 의한 체적력,  $\lambda$ 는 부가감쇠영역에서의 감쇠계수,  $\hat{\rho}$ 는 밀도,  $\hat{v}$ 는 동점성계수를 각각 나타낸다.  $q^*$ 는 조파소스의 유량밀도로, 조파소스가 위치하는  $x=x_s$  이외의 영역에서는 0으로 주어진다.  $\delta_x$ 는  $x=x_s$ 를 포함하는  $x$ 방향의 격자폭이다. 또한, 위의 식에서 밀도 및 동점성계수는 기체 혹은 액체를 결정하는 공간과 시간의 함수이다. 즉, 서로 다른 유체(여기서는 액체와 기체)는 밀도와 점성을 고려함으로써 운동방정식 (14)~(16)에 의해 표현된다. 이와 같은 단일유체모델은 계산 격자내에 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 자유수면경계 조건이 필요하지 않게 되며, 구조물의 천단상으로의 월류 및 월파와 같은 복잡한 수면변동에 대한 물리현상을 용이하게 재현할 수 있다.

### 2.5.3 지진해일파력에 관한 수치해석조건 및 결과

본 연구에서는 지진해일파력을 산정하기 위하여 전술한 3차원혼상류해석법을 적용하였다. 여기서, 난류응력의 해석에는 LES모델(Smagorinsky, 1963)을 적용하였고, 2상의 기체와 액체가 구성하는 경계면의 추적법으로 VOF법(Hirt and Nichols, 1981)을 적용하였다. 또한, 3차원혼상류해석법의 기초방정식 및 VOF함수의 이

류방정식은 직교교호격자를 적용한 유한차분법에 의해 이산화되며, 이산화방정식은 Amsden and Harlow(1970)에 의해 개발된 SMAC법에 기초하여 계산된다. 그리고 수치적으로 고립파를 발생시키기 위한 조파소스(Brosen and Lasen, 1987; 이광호 등, 2008)를 고려하며, 조파소스의 강도는 Grimshaw(1971)에 의해 유도된 고립파의 3차근사인 수평방향유속을 적용한다(Fenton, 1972). 본 연구에서 지진해일파력의 산정에 적용한 3차원수치파동수로는 다음의 Fig. 5와 같으며, Table 1과 같은 조건을 적용하기 위하여 안벽의 폭( $b$ )과 높이( $H$ )는 각각 3cm, 15cm로, 안벽전면수심( $h_{wu}$ )을 6cm로 설정하였다. 여기서, 안벽전면에서 지진해일파고( $h_t$ )는 Table 1의  $h_t/h_{wu}$  값을 만족하도록 입사파고를 조절하였으며, 다음의 Fig. 6은 수치해석에 측정된 안벽전면에서의 처오름고와 지진해일파력을 나타낸다.

Table 2는 입사파고( $h_i$ ), 안벽전면에서의 지진해일파고( $h_t$ ), 수치해석에서 측정된 지진해일파력( $P_{this\ study}$ ) 및 기존식에 의한 지진해일파력( $P_{existing\ study}$ )을 나타낸 것이다. 결과를 살펴보면, 전체적으로 큰 차이는 보이지 않

Table 1. Values/Range of different parameters in present study

Parameter	Value / Range
$b/H$	0.2
$h_t/h_{wu}$	0, 0.375, 0.750, 1.125, 1.5
$\phi(^{\circ})$	25, 30, 35, 40
$\delta(^{\circ})$	$-\phi/2, 0, \phi/2$
$k_h$	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 <sup>3</sup> )	25, 19, 16, 10

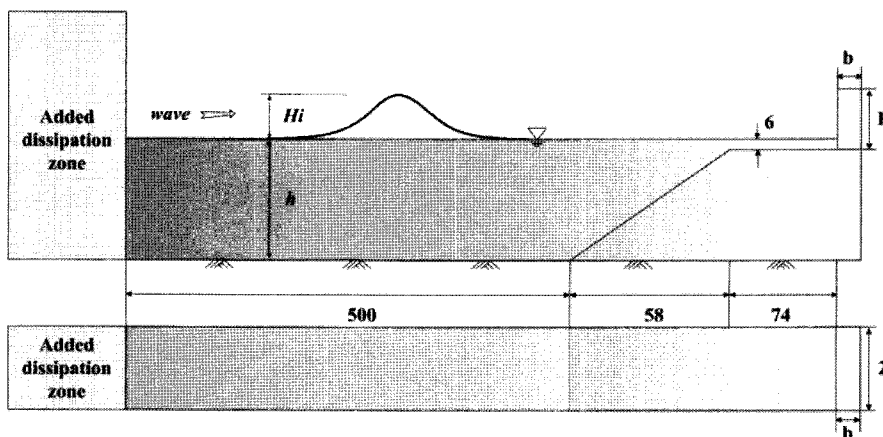
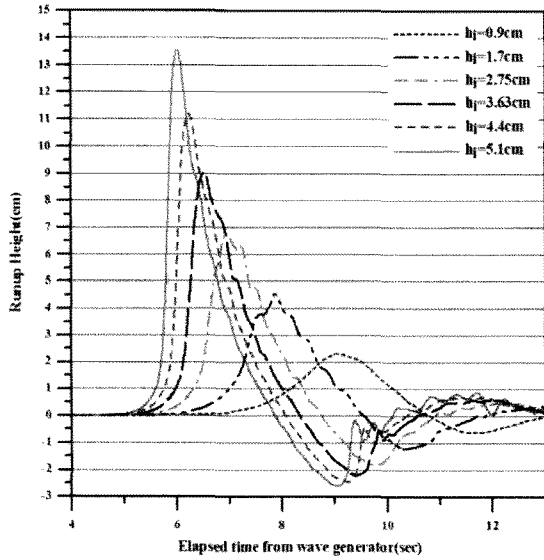
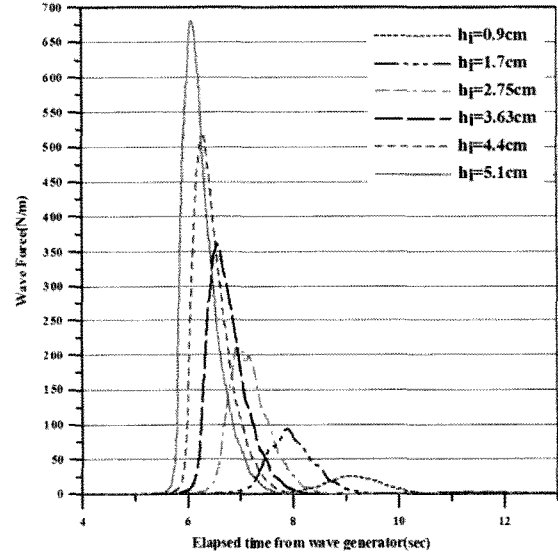


Fig. 5. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank



(a) runup heights in front of quay wall



(b) tsunami force acting on quay wall

Fig. 6. Time variations of runup heights and tsunami forces

Table 2. Results of numerical analysis about wave height and wave force

$h_i/h_{wu}$	$h_i$ (cm)	$h_t$ (cm)	$h_R$ (cm)	$P_{present\ study}$ (N/m)	$P_{existing\ study}$ (N/m)
0.000	0	0	0	0	0
0.375	0.9	2.25	2.28	25.33	23.39
0.750	1.7	4.5	4.53	93.45	92.34
1.125	2.75	6.75	6.74	211.59	204.42
1.500	3.63	9	9.02	360.4	366.12
1.875	4.4	11.25	11.19	515.25	563.47
2.250	5.1	13.5	13.54	681.05	824.99

$P_{present\ study}$  : 수치해석에 의해 계산된 지진해일파력

$P_{existing\ study}$  : Yeh, H(2006), CRATER(2006) 등이 제안한 식에 의한 지진해일파력

으며,  $h_t/h_{wu}$ 의 값이 0~0.125까지는 수치해석이 기존 식에 비하여 크게 나타났으며,  $h_t/h_{wu}$ 의 값이 1.5~2.250까지는 기존식에 의한 지진해일파력이 크게 나타났다. 지진해일파고가 증가할수록 두 결과간에 차이도 증가하는 것으로 나타났다.

### 3. 안정성 평가법

본 연구에서는 전술한 각 힘들의 작용하에 해안안벽의 활동과 전도에 대한 안정성을 한계평형상태해석법으로부터 평가한다.

#### 3.1 활동

##### 3.1.1 수동상태

Fig. 1과 같은 수동상태에서의 안벽에 대한 총 저항력

( $F_r$ ), 활동력( $F_d$ ) 및 활동에 대한 안전율( $FS_s$ )을 나타내면 다음의 식과 같다.

$$F_r = \mu(W_w - k_v W_w - P_{pe} \sin \delta) + P_{std} + P_{pe} \cos \delta \quad (18)$$

$$F_d = P_{stu} + P_t + k_h W_w + P_{dyn} \quad (19)$$

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{\mu(W_w - k_v W_w - P_{pe} \sin \delta) + P_{std} + P_{pe} \cos \delta}{P_{stu} + P_t + k_h W_w + P_{dyn}} \quad (20)$$

여기서,  $\mu$ 는 바닥마찰(=  $\tan \phi$ , Choudhury et al., 2007b),  $W_w (= bH\gamma_c)$ 는 안벽의 자중이다. 식 (6)~(12)를 각각 식 (18), (19)에 대입하여 안벽의 높이( $H$ )로 무차원하여 정리하면 다음의 식 (21)과 같다.

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{\mu \left[ \left( \frac{b}{H} \right) \gamma_c (1 - k_v) - K_p \sin \delta \right] + \frac{1}{2} \gamma_{we} \left( \frac{h_{wd}}{H} \right)^2 + K_p \cos \delta}{\frac{P_t}{H^2} + \frac{1}{2} \gamma_w \left( \frac{h_{wu}}{H} \right)^2 + k_h \frac{b}{H} \gamma_c + \frac{7}{12} k_h \gamma_w \left( \frac{h_{wd}}{H} \right)^2} \quad (21)$$

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

### 3.1.2 주동상태

Fig. 2와 같은 주동상태에서의 안벽에 대한 총 저항력 ( $F_r$ ), 활동력( $F_d$ ) 및 활동에 대한 안전율( $FS_s$ )을 나타내면 다음의 식과 같다.

$$F_r = P_t + P_{stu} + \mu[W_w - k_v W_w + P_{ae} \sin \delta] \quad (22)$$

$$F_d = P_{std} + P_{dyn} + k_h W_w + P_{ae} \cos \delta \quad (23)$$

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{P_t + P_{stu} - \mu[W_w + k_v W_w + P_{ae} \sin \delta]}{P_{std} + P_{dyn} + k_h W_w + P_{ae} \cos \delta} \quad (24)$$

여기서,  $\mu$ 는 바닥마찰(=  $\tan \phi$ , Choudhury et al., 2007b),  $W_w (= bH\gamma_c)$ 는 안벽의 자중이다. 식 (6)~(12)를 각각 식 (22), (23)에 대입하여 안벽의 높이( $H$ )로 무차원하여 정리하면 다음의 식 (25)와 같다.

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{\frac{P_t}{H^2} + \frac{1}{2}\gamma_w \left(\frac{h_{wu}}{H}\right)^2 + \mu \left\{ (1-k_v) \frac{b}{H} \gamma_c + K_a \sin \delta \right\}}{\frac{1}{2}\gamma_w \left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^2 + \frac{7}{12}k_h \gamma_w \left(\frac{h_{wu}}{H}\right)^2 + k_h \frac{b}{H} \gamma_c + K_a \cos \delta} \quad (25)$$

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

## 3.2 전도

### 3.2.1 수동상태

수동상태에서 해안안벽의 전도에 대한 안정성은 활동에 대한 안정성의 경우와 유사한 방법으로 평가되었으며, Fig. 1의 안벽의 바닥  $M$ 점을 기준으로 각 힘들이 작용하는 작용점까지의 거리를 고려하여 다음의 식 (26)과 같이 나타내었다.

$$FS_o = \frac{\frac{1}{2} \left(\frac{b}{H}\right)^2 \gamma_c (1-k_v) + \frac{1}{6} \gamma_w \left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^3 + K_p y \cos \delta}{\frac{P_t}{H^2} \frac{h_{wu}}{H} \left(\frac{h_t}{2h_{wu}} + 1\right) + \frac{1}{6} \gamma_w \left(\frac{h_{wu}}{H}\right)^3 + \frac{1}{2} k_h \frac{b}{H} \gamma_c + \frac{2.8}{12} k_h \gamma_w \left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^3} \quad (26)$$

### 3.2.2 주동상태

주동상태에서 해안안벽의 전도에 대한 안정성은 활동에 대한 안정성의 경우와 유사한 방법으로 평가되었으며, Fig. 2의 안벽의 바닥  $M$ 점을 기준으로 각 힘들이 작용하는 작용점까지의 거리를 고려하여 다음의 식 (27)과 같이 나타내었다.

$$FS_o = \frac{\frac{P_t}{H^2} \frac{h_{wu}}{H} \left(\frac{h_t}{2h_{wu}} + 1\right) + \frac{1}{6} \gamma_w \left(\frac{h_{wu}}{H}\right)^3 + \frac{1}{2} (1-k_v) \left(\frac{b}{H}\right)^2 \gamma_c + \frac{b}{H} K_a \sin \delta}{\frac{1}{6} \gamma_w \left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^3 + \frac{2.8}{12} k_h \gamma_w \left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^3 + \frac{1}{2} k_h \frac{b}{H} \gamma_c + \frac{1}{2} K_a \cos \delta} \quad (27)$$

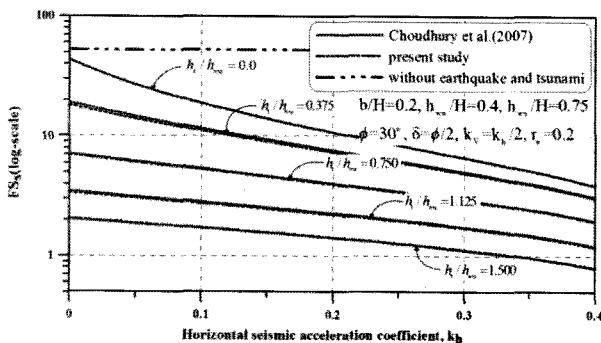
이상의 식들을 적용하여 수동 및 주동상태에서 해안안벽의 활동 및 전도에 대한 안정성을 평가한다. 또한, 보다 다양한 조건하에서 안벽의 안정성을 평가하기 위하여 지진해일파고( $h_t$ ), 수직지진가속도계수( $k_v$ ), 내부마찰각( $\phi$ ), 벽면마찰각( $\delta$ ), 간극수압비( $r_u$ ) 등을 전술한 Table 1과 같이 변화시켜 검토하였다.

## 4. 안정성평가결과

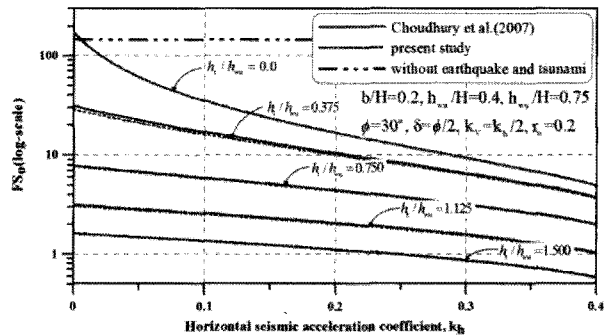
### 4.1 수동상태

#### 4.1.1 지진해일파고( $h_t$ )의 영향

Fig. 7은  $h_t/h_{wu}$ 의 차이에 따른 해안안벽의 안전율의 변화와 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우의 안전율을 나타낸 것으로, 보다 명확한 표현을 위하여 세로축의 안전율을 log-scale로 표현하였다. Fig. 7(a)는 활동



(a) sliding mode



(b) overturning mode

Fig. 7. Factor of safety for different  $h_t/h_{wu}$  values



에 대한 안전율, Fig. 7(b)는 전도에 대한 안전율의 변화를 각각 나타내며, 그림의 가로축은 수평지진가속도계수( $k_h$ )를, 세로축은 각각 활동 및 전도에 대한 안전율이다. 또한, 안전율평가에 사용된 다른 조건들은  $b/H=0.2$ ,  $h_{wu}/h=0.4$ ,  $h_{wd}/h=0.75$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $\delta=\phi/2$ ,  $k_v=k_h/2$ ,  $r_u=0.2$ 이다. 결과를 살펴보면  $h_t/h_{wu}$ 와  $k_h$ 의 값이 증가함에 따라 활동과 전도에 대한 안전율이 감소하고 있다. 이는 수동토압작용하에서 지진해일파는 활동력으로 벽체의 안정을 감소시키는 요인이므로  $h_t/h_{wu}$ 의 값이 증가함에 따라(지진해일의 파고가 증가함에 따라) 안전율이 감소하는 것이다. 또한, 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우(활동에 대한 안전율 : 52.58, 전도에 대한 안전율 : 145.14)와 비교해도 안전율이 급격히 감소하는 것을 알 수 있다. 또한, 지진해일파력의 산정법에 따른 안전성평가에 관하여 본 연구에서 적용한 3차원혼상류 해석법(TWOPM-3D, 이하에서는 수치해석이라 칭함)과 지진해일파력산정의 기존식(이하에서는 기존식이라 칭함)간에 유사한 결과가 나타나는 것을 확인하였다.

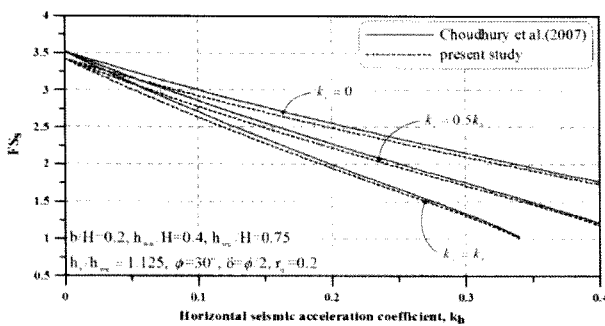
#### 4.1.2 수직지진가속도계수( $k_v$ )의 영향

Fig. 8은 수직지진가속도계수( $k_v$ )의 차이에 따른 안전율변

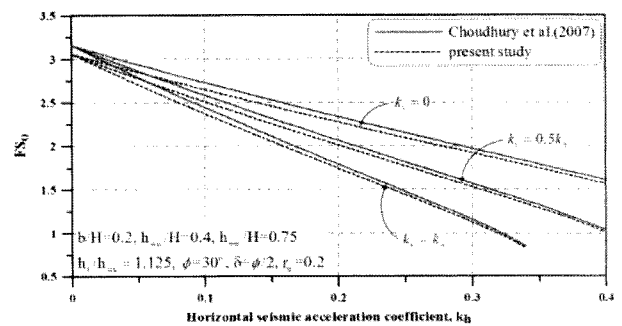
화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율평가에 사용된 다른 조건들은  $b/H=0.2$ ,  $h_{wu}/h=0.4$ ,  $h_{wd}/h=0.75$ ,  $h_t/h_{wu}=1.125$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $\delta=\phi/2$ ,  $r_u=0.2$ 이다. 결과를 살펴보면  $k_v$ 의 값이 증가할수록 활동 및 전도에 대한 안전율이 감소하는 것을 확인할 수 있다. 활동에 대하여  $k_v=0.2$ 인 경우에 안전율은  $k_v$ 값이 증가함에 따라 27.5% 감소하고 있으며, 전도에 관한 안전율 역시 23.5% 감소하였다. 이러한 결과는 기존식과 수치해석의 두 경우에서 동일하게 나타났으며, 기존식과 수치해석간의 안전율의 차이는  $k_h$ 값이 커짐에 따라 줄어들고 있다. 하지만, 두 결과의 차이가 크지 않고, 변화양상이 유사한 것으로 나타났다.

#### 4.1.3 흙의 내부마찰각( $\phi$ )의 영향

Fig. 9는 흙의 내부마찰각( $\phi$ )의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율평가에 사용된 다른 조건들은  $b/H=0.2$ ,  $h_{wu}/h=0.4$ ,  $h_{wd}/h=0.75$ ,  $h_t/h_{wu}=1.125$ ,  $\delta=\phi/2$ ,  $k_v=k_h/2$ ,  $r_u=0.2$ 이다.  $k_h=0.1$ 인 경우를 살펴보면  $\phi$ 가  $25^\circ\sim 40^\circ$ 까지 증가함에 따라 활동에 대하여 안전율이 약 2.2~5.5까지 증가하며, 전도에 대한 안전율도 약 1.9~5.6까지 증가하였다.

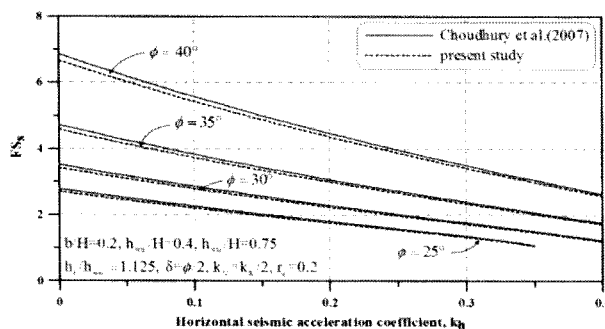


(a) sliding mode

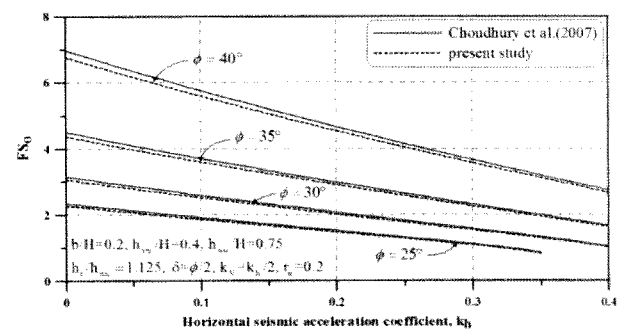


(b) overturning mode

Fig. 8. Factor of safety for different  $k_v$  values



(a) sliding mode



(b) overturning mode

Fig. 9. Factor of safety for different  $\phi$  values

#### 4.1.4 벽면마찰각( $\delta$ )의 영향

Fig. 10은 벽면마찰각( $\delta$ )의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율평가에 사용된 다른 조건들은  $b/H=0.2$ ,  $h_{wu}/h=0.4$ ,  $h_{wd}/h=0.75$ ,  $h_t/h_{wu}=1.125$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $k_v=k_h/2$ ,  $r_u=0.2$ 이다.  $k_h=0.1$ 인 경우를 살펴보면  $\delta$ 의 값이 증가함에 따라 활동에 대한 안전율은 1.8~2.8로 증가하는 것으로 나타났다. 전도에 대하여 안전율은 약 1.2~2.5로 증가하는 것으로 나타났다.

#### 4.1.5 간극수압비( $r_u$ )의 영향

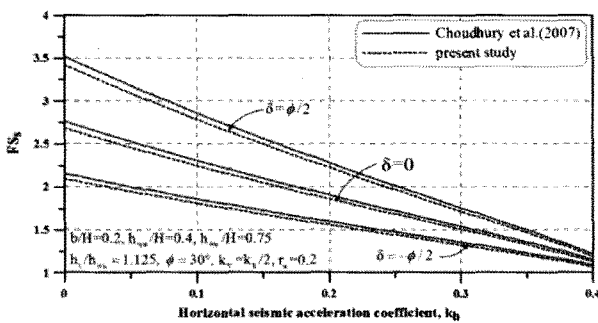
Fig. 11은 간극수압비( $r_u$ )의 변화에 따른 안전율 변화를

나타낸 것이다. 또한, 안전율평가에 사용된 다른 조건들은  $b/H=0.2$ ,  $h_{wu}/h=0.4$ ,  $h_{wd}/h=0.75$ ,  $h_t/h_{wu}=1.125$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $k_v=k_h/2$ ,  $\delta=\phi/2$ 이다.  $k_h=0.1$ 인 경우를 살펴 보면  $r_u$ 의 증가에 따라 활동에 대한 안전율은 34%정도 감소하였으며, 전도에 대한 안전율은 38%정도로 감소하는 것으로 나타났다.

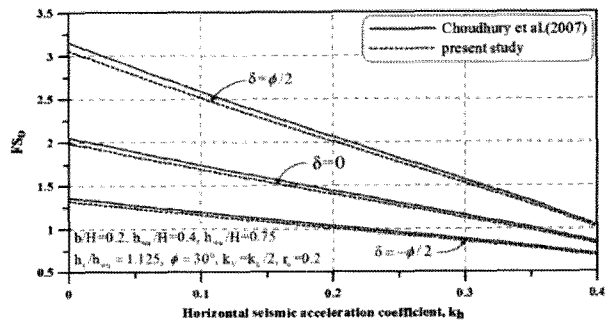
#### 4.2 주동상태

##### 4.2.1 지진해일파고( $h_t$ )의 영향

Fig. 12는  $h_t/h_{wu}$ 의 차이에 따른 해안안벽의 안전율의

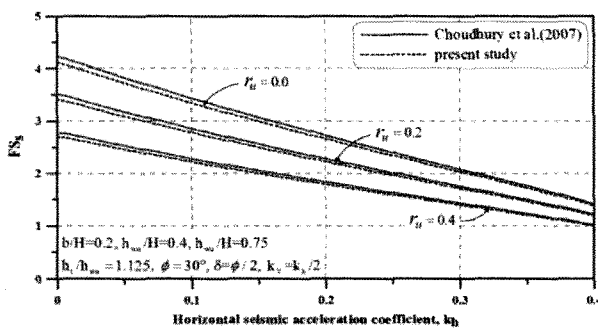


(a) sliding mode

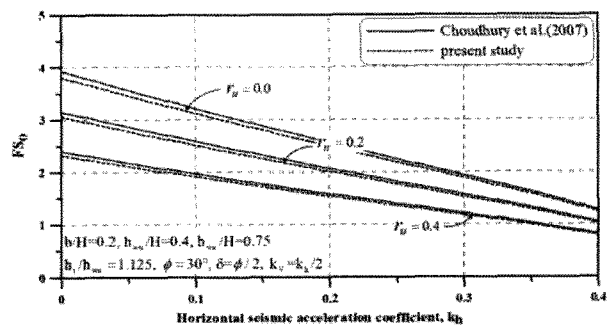


(b) overturning mode

Fig. 10. Factor of safety for different  $\delta$  values

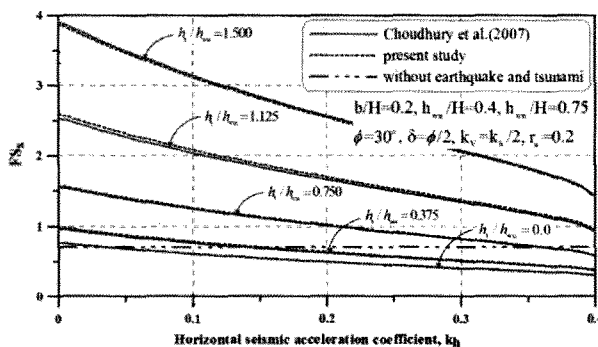


(a) sliding mode

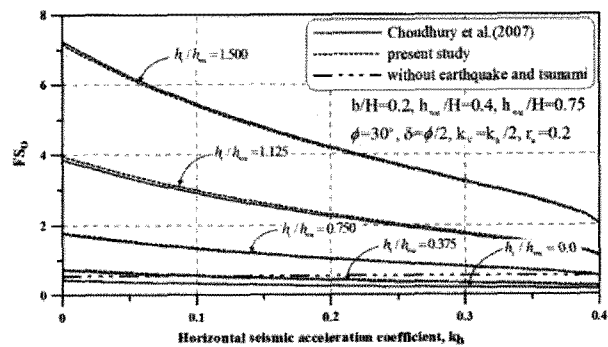


(b) overturning mode

Fig. 11. Factor of safety for different  $r_u$  values



(a) sliding mode



(b) overturning mode

Fig. 12. Factor of safety for different  $h_t/h_{wu}$  values

변화와 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우의 안전율을 나타낸 것이다. Fig. 12(a)는 활동에 대한 안전율, Fig. 12(b)는 전도에 대한 안전율의 변화를 각각 나타내며, 그림의 가로축은 수평지진가속도계수( $k_h$ )를, 세로축은 각각 활동 및 전도에 대한 안전율이다. 또한, 안전율평가에 사용된 다른 조건들은  $b/H=0.2$ ,  $h_{wu}/h=0.4$ ,  $h_{wd}/h=0.75$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $\delta=\phi/2$ ,  $k_v=k_h/2$ ,  $r_u=0.2$ 이다.

결과를 살펴보면  $h_t/h_{wu}$ 의 값이 증가함에 따라 활동과 전도에 대한 안전율은 증가하고 있으며,  $k_h$  값이 증가함에 따라 활동과 전도에 대한 안전율은 감소하고 있다. 이는 주동토압 작용하에서 지진해일파는 저항력으로 작용함으로써  $h_t/h_{wu}$ 의 값이 증가함에 따라(지진해일의 파고가 증가함에 따라) 안전율이 증가하는 것으로 판단되며, 지진수평가속도( $k_h$ )는 활동력으로 작용함으로써  $k_h$  값이 증가할수록 안전율은 감소하는 것으로 판단된다. 또한, 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우(활동에 대한 안전율 : 0.702, 전도에 대한 안전율 : 0.668)와 비교하면 안전율은 지진해일파고가 증가함에 따라 함께 증가하는 것을 알 수 있다. 또한, 지진해일파력의 산정법에 따른 안전성평가에 관하여 본 연구에서 적용한 수

치해석과 기존식간에 유사한 결과가 나타나는 것을 확인하였다.

#### 4.2.2 수직지진가속도계수( $k_v$ )의 영향

Fig. 13은 수직지진가속도계수( $k_v$ )의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율평가에 사용된 다른 조건들은  $b/H=0.2$ ,  $h_{wu}/h=0.4$ ,  $h_{wd}/h=0.75$ ,  $h_t/h_{wu}=1.125$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $\delta=\phi/2$ ,  $r_u=0.2$ 이다. 결과를 살펴보면  $k_v$ 의 값이 증가할수록 활동 및 전도에 대한 안전율이 감소하는 것을 확인할 수 있다. 이러한 결과는 기존식과 수치해석의 두 경우에서 동일하게 나타났으며, 기존식과 수치해석간의 안전율의 차이는  $k_h$  값이 커짐에 따라 줄어들고 있다. 하지만, 두 결과의 차이가 크지 않고 변화양상이 유사한 것으로 나타났다.

#### 4.2.3 흙의 내부마찰각( $\phi$ )의 영향

Fig. 14는 흙의 내부마찰각( $\phi$ )의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율평가에 사용된 조건들은  $b/H=0.2$ ,  $h_{wu}/h=0.4$ ,  $h_{wd}/h=0.75$ ,  $h_t/h_{wu}=1.125$ ,  $\delta=\phi/2$ ,  $k_v=k_h/2$ ,  $r_u=0.2$ 이다.  $k_h=0.1$ 인 경우를 살펴

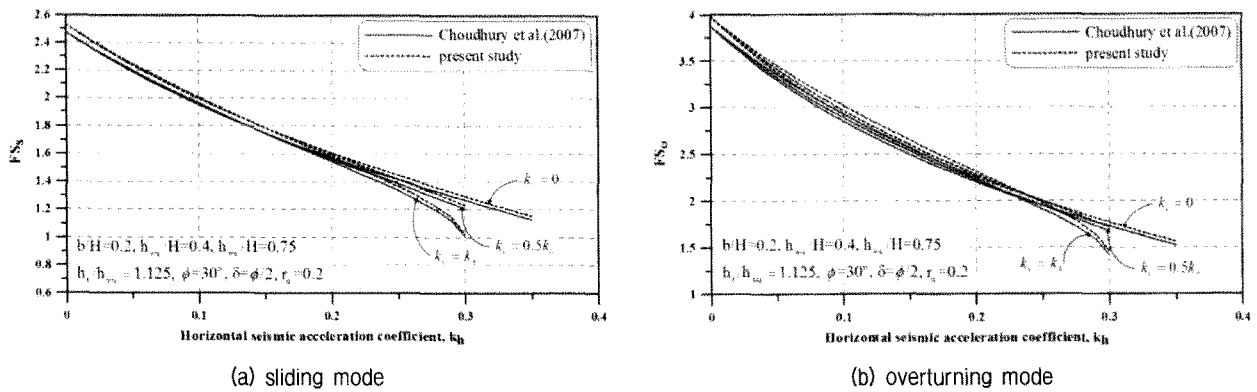


Fig. 13. Factor of safety for different  $k_v$  values

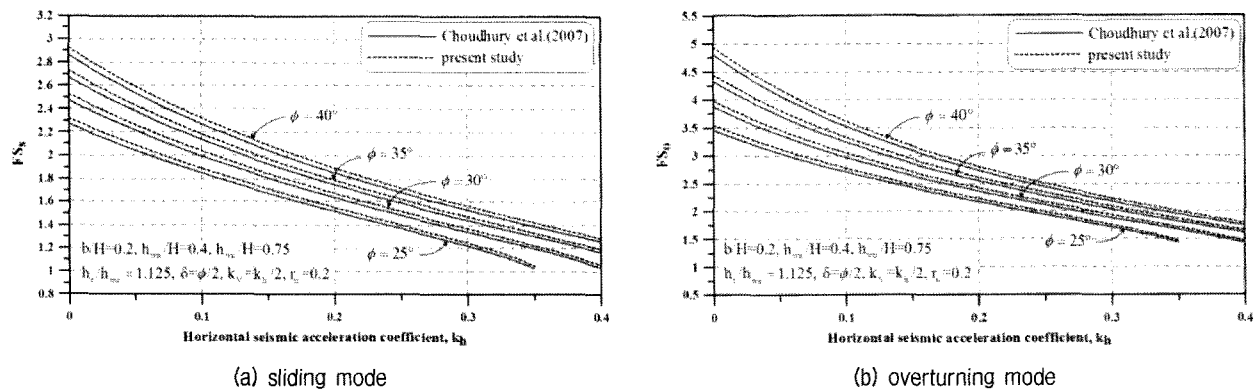


Fig. 14. Factor of safety for different  $\phi$  values

보면  $\phi$ 가 25°~40°까지 증가함에 따라, 활동에 대하여 안전율이 약 1.9~2.3까지 증가하며, 전도에 대한 안전율도 약 2.7~3.6까지 증가하였다.

#### 4.2.4 벽면마찰각( $\delta$ )의 영향

Fig. 15는 벽면마찰각( $\delta$ )의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율평가에 사용된 조건들은  $b/H=0.2$ ,  $h_{wu}/h=0.4$ ,  $h_{wd}/h=0.75$ ,  $h_t/h_{wu}=1.125$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $k_v=k_h/2$ ,  $r_u=0.2$ 이다.  $k_h=0.1$ 인 경우를 살펴보면  $\delta$ 의 값이 증가함에 따라 활동에 대한 안전율은 1.7~2.0로 증가하는 것으로 나타났다. 전도에 대하여 안전율은 약 2.3~2.9으로 증가하는 것으로 나타났다.

#### 4.2.5 간극수압비( $r_u$ )의 영향

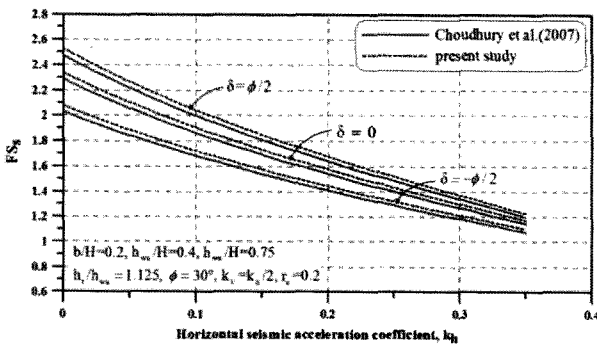
Fig. 16은 간극수압비( $r_u$ )의 변화에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율평가에 사용된 조건들은  $b/H=0.2$ ,  $h_{wu}/h=0.4$ ,  $h_{wd}/h=0.75$ ,  $h_t/h_{wu}=1.125$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $k_v=k_h/2$ ,  $\delta=\phi/2$ 이다.  $k_h=0.1$ 인 경우를 살펴보면  $r_u$ 의 증가에 따라 활동에 대한 안전율은 1.9~2.2 정도로 증가하였으며, 전도에 대한 안전율은 2.7~3.4정

도로 증가하는 것으로 나타났다.

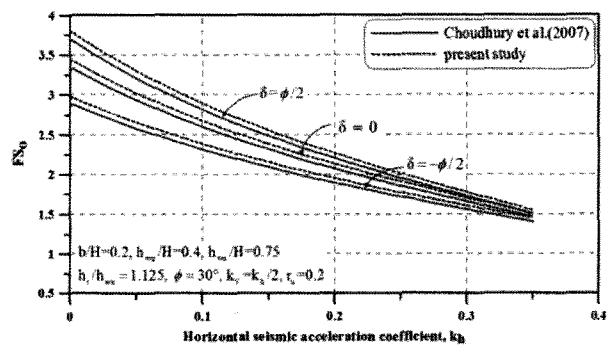
### 5. 결 언

본 연구에서는 해안안벽에 작용하는 지진과 지진해일파의 영향에 대하여 한계평형상태해석법을 적용하여 활동 및 전도에 대한 해안안벽의 안정성을 평가하였다. 또한, 지진해일파력의 산정에 대한 기존식(Yeh, H, 2006 ; CRATER, 2006)과 본 연구에서의 3차원혼상류해석법(TWOPM-3D)으로부터 추정된 지진해일파력을 적용한 경우에 해안안벽의 안정성을 비교·분석하였다. 또한, 지진해일파고( $h_t$ ), 수직지진가속도계수( $k_v$ ), 흙의 내부마찰각( $\phi$ ), 벽면마찰각( $\delta$ ), 간극수압비( $r_u$ ) 등의 변화에 따른 해안안벽의 안전율변화를 제시하였고, 해안안벽의 안정성에 대하여 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우와도 비교하였다. 이로부터 다음과 같은 사항을 확인하였다.

- (1) 지진에 의하여 해안안벽은 수동상태와 주동상태가 발생할 수 있으며, 각 상태에서 지진해일파는 안정

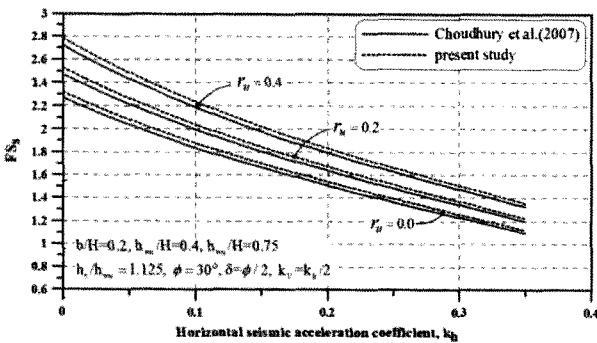


(a) sliding mode

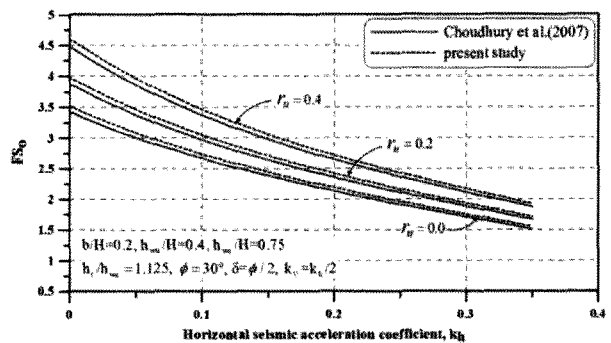


(b) overturning mode

Fig. 15. Factor of safety for different  $\delta$  values



(a) sliding mode



(b) overturning mode

Fig. 16. Factor of safety for different  $r_u$  values

성에 영향을 미치는 한 요인으로 작용한다. 지진해일파는 수동상태에서 활동력으로 작용하여 안정성을 저하시키는 요인으로 작용하며, 주동상태에서는 저항력으로 작용하여 안정성을 증가시키는 요인으로 작용하는 것으로 나타났다.

- (2) 지진해일파력의 산정에 기존식을 사용하는 방법과 3차원혼상류해석법에 의한 수치해석결과를 사용하는 방법을 검토하였으며, 결과적으로 해안안벽의 안정성에 미치는 영향은 유사한 것으로 나타났다. 비록, 지진해일파고가 증가할수록 두 결과간에 차이가 약간 증가하는 것으로 나타났지만, 전체적으로는 큰 차이가 없다.
- (3) 지진해일파고, 수직지진가속도계수, 흙의 내부마찰각, 벽면마찰각 및 간극수압비 등을 변화에 따른 해안안벽의 안정성을 평가한 결과를 살펴보면 흙의 내부마찰각 및 벽면마찰각의 경우 수동상태와 주동상태에서 값이 증가할수록 안정성도 함께 증가하는 것으로 나타났으며, 수직지진가속도계수의 경우에 두 상황에서 값이 증가할수록 감소하는 것으로 나타났다. 또한, 지진해일파고 및 간극수압의 경우에 값이 증가할수록 수동상태에서는 안정성이 감소하고 있으며, 주동상태에서는 증가하는 것으로 나타났다.
- (4) 지진과 지진해일을 고려하지 않은 경우에( $b/H=0.2$ ,  $h_{wu}/h=0.4$ ,  $h_{wd}/h=0.75$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $\delta=\phi/2$ ) 수동상태에서 활동 및 전도에 대한 안전율은 각각 52.58, 145.14로 지진과 지진해일을 고려한 경우보다 높은 것으로 나타났으며, 주동상태에서 활동에 대한 안전율은 0.702, 전도에 대한 안전율은 0.668로 지진과 지진해일을 고려한 경우보다 매우 낮게 나타났다. 여기서, 주동상태에서의 안전율이 낮은 것( $F_s < 1$ )인 뒷채움재의 지하수위가 존재하는 상황에 대한 것이며, 뒷채움재의 지하수위가 없는 존재 하지 않을 경우에 수동상태에서 활동 및 전도에 대한 안전율은 각각 48.53, 137.54로 나타났으며, 주동상태에서 활동 및 전도에 대한 안전율은 각각 1.59, 1.51로 나타났다.
- (5) 비록 제한된 안정성해석을 수행한 결과이지만, 수동상태에서 지진과 지진해일파가 동시에 작용하는 경우에 해안안벽의 안정성은 현저히 감소하고 있다. 만약 해안안벽이 수동상태(예를 들어 선박이 접안되어 있는 경우)에서 지진과 지진해일파가 동시에

작용하면 안벽에 큰 피해를 유발시킬 수 있을 것이다. 이러한 점으로부터 지진해일이 내습할 가능성이 있는 연안역에서 해안안벽 설계시에 많은 유의가 요구된다.

## 참 고 문 헌

1. 국립방재연구소 (1998), 동해안에서의 쓰나미 위험도 평가, 국립방재연구소 연구보고서 NIDP-98-06.
2. 이광호, 이상기, 신동훈, 김도삼 (2008), 복수연직주상구조물에 작용하는 비선형파력과 구조물에 의한 비선형과랑변형의 3차원 해석, 한국해양해양공학회는문집, 한국해양해양공학회, 제20권, 제1호, pp.1-13.
3. 해양수산부 (2005), 항만 및 어항설계기준, 해양수산부 설계기준.
4. Akiyama, M. and Aritomi, M. (2002), Advanced numerical analysis of two-phase flow dynamics multi-dimensional flow analysis., Corona Publishing Co., LTD. Tokyo, Japan.
5. Amsden, A.A. and Harlow, F.H. (1970), The SMAC method : a numerical technique for calculating incompressible fluid flow., Los Alamos Scientific Laboratory Report LA-4370, Los Alamos, N.M.
6. 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.
7. Brorsen, M. and Larsen, J. (1987), Source generation of nonlinear gravity waves with boundary integral equation method., *Coastal Engrg.*, Vol.11, pp.93-113.
8. Chakrabarti, S., Husak, A.D., Christiano, P.P., Troxell, D.E. (1978), Development of seismic design criteria for category I cofferdams., *Nuclear Engineering and Design.*, Vol.45, pp.277-283.
9. Choudhury, D., 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.
10. Choudhury, D., Ahmad, S.M. (2007b), Stability of waterfront retaining wall subjected to pseudo-static earthquake forces., *Ocean Engrg.*, Vol.34, pp.1947-1954.
11. CRATER. (2006), Coastal risk analysis of tsunamis and environmental remediation., Italian Ministry for the Environment and the Territory (IMET).
12. Ebeling, R.M., Morrison, E.E. Jr. (1992), The seismic design of waterfront retaining structures., US Army Technical Report ITL-92-11.
13. Fenton, J. (1972), A ninth-order solution for the solitary wave., *J. of Fluid Mech.*, Vol.53, No.2, pp.257-271.
14. Grimshaw, R. (1971), The solitary wave in water of variable depth: Part 2., *J. Fluid Mech.*, Vol.46, pp.611-622.
15. Hirt, C. W. and Nichols, B.D. (1981), Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries., *J. of Comput. Phys.*, Vol.39, pp.201-225.
16. Kim, S.R., Jang I.S., Chung, C.K., Kim, M.M. (2005), Evaluation of seismic displacements of quay walls., *Soil dynamics and earthquake Engrg.*, Vol.25, pp.451-459.
17. Kramer, S.L. (1996), *Geotechnical earthquake engineering.*, New Jersey: Pearson Education Inc.

18. Mononobe, N, Matsuo, H. (1929), On the determination of earth pressures during earthquakes., In: Proc. of the world engineering congress., pp.177-185.
19. Nozu, A., Ichii, K., Sugano, T. (2004), Seismic design of port structures., J. of Japan Association for Earthquake Engrg., Vol. 4(3-special issue), pp.195-208.
20. Okabe, S. (1924), General theory of earth pressure., J of the Japanese Society of Civil Engineers., Vol.12, No.1.
21. Satake, K., and Tanioka, Y. (1995), Tsunami generation of the 1993 Hokkaido Nansei-Oki earthquake., Pure and Appl. Geophysics, 144(3/4), pp.804-821.
22. Shuto, N., and Matsutomi, H. (1995), Field survey of the 1993 Hokkaido Nansei-Oki earthquake tsunami., Pure and Appl. Geophysics, 144(3/4), pp.649-663.
23. Smagorinsky, J. (1963), General circulation experiments with the primitive equations., Mon. Weath. Rev., Vol.91, No.3, pp.99-164.
24. 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.
25. Westergaard, H.M. (1933), Water pressures on dams during earthquakes Transactions., ASCE., Vol.98, pp.418-433.

(접수일자 2010. 8. 2, 심사완료일 2011. 2. 24)