

## 지진 시 파괴면을 고려한 중력식 안벽의 영구변위 평가

### Estimation of Permanent Displacement of Gravity Quay Wall Considering Failure Surface under Seismic Loading

한 인 숙 <sup>1</sup>	Han, Insuk	안 재 광 <sup>2</sup>	Ahn, Jae-Kwang
박 두 희 <sup>3</sup>	Park, Duhee	권 오 순 <sup>4</sup>	Kwon, Osoon

#### Abstract

The stability of the gravity quay wall against earthquakes is evaluated on the basis of the allowable displacement of the wall. To estimate the displacement caused by external forces, empirical equations based on the Newmark sliding block method or numerical analysis are widely used. In numerical analysis, it is possible to analyze precisely a complicated site and structure, but difficult to set the appropriate parameters and environments; there are limitations in obtaining reliable results, depending on one's level of expertise. The Newmark method, with only seismic motions, is widely used because it is simpler than numerical simulations when estimating permanent displacement. However, the empirical equations do not have any parameters for the response characteristics and sliding block of the structure, and sliding blocks being assumed as rigid bodies does not consider the nonlinear behavior of the soil and interaction with the structure. Therefore, in order to evaluate the seismic stability of the gravity quay wall, a newly-developed empirical equation is needed to overcome the above-mentioned limitations. In this study, numerical simulations are performed to analyze the response characteristics of the backfill of the structure, and to propose an optimal method of calculating the active area. For this purpose, finite element analyses were performed to analyze the response characteristics, and stress-strain relationships for various seismic motions. As a result, the response characteristics, sliding block, and failure surface of the backfill vary depending on the input seismic motions.

#### 요 지

지진에 대한 중력식 안벽의 안정성은 구조물의 허용변위를 기준으로 평가하며, 외력으로 발생하는 변위를 계산하기 위하여 Newmark 활동블록 이론에 기초한 변위 경험식 혹은 수치해석을 사용한다. 수치해석의 경우 복잡한 지형 및 구조물에 대한 정밀한 분석이 가능하나 적절한 입력변수 및 환경설정의 어려움으로 전문가가 아니면 신뢰성 있는 결과 도출에 한계가 있다. Newmark 법의 변위 경험식은 지진파만을 가지고 영구변위를 추정하기에 수치해석보다 간편하여 널리 사용되고 있다. 하지만 변위 경험식들은 구조물의 특성과 활동면에 대한 파라미터가 없으며, 강체로 가정된 활동면에서 흙의 비선형 거동과 구조물과의 상호작용을 고려하지 않았다. 따라서 중력식 안벽의 지진 안정성

1 정희원, 한국해양과학기술원 연구원 (Member, Researcher, Dept. of Coastal and Ocean Engrg., Korea Institute of Ocean Science and Technology)

2 정희원, 기상청 지진화산연구과 연구사 (Member, Researcher, Ph.D, Earthquake and Volcano Research Div., KMA.)

3 정희원, 한양대학교 건설환경공학과 정교수 (Member, Prof., Dept. of Civil and Environmental Engrg., Hanyang Univ.)

4 정희원, 한국해양과학기술원 책임연구원 (Member, Principal Researcher, Dept. of Coastal and Ocean Engrg., Korea Institute of Ocean Science and Technology, Tel: +82-51-629-6587, Fax: +82-51-629-6590, oskwon@kiost.ac.kr, Corresponding author, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2019년 10월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

평가를 위해서는 앞서 언급한 한계점을 보완하는 새로운 변위 경험식이 필요하다. 본 연구에서는 수치해석을 통해 구조물 뒷채움재의 응답특성을 분석하여 최적의 활동면 산정법을 제시하고자 하였다. 이를 위해 유한요소해석을 수행하여 다양한 지진파에 따른 응답특성과 응력-변형률 관계를 분석하였다. 그 결과 뒷채움재의 응답특성과 활동면은 입력 지진파에 따라 달라지는 것으로 나타났다.

**Keywords** : Failure surface, Permanent displacement, Nonlinear, Seismic loading, Numerical Simulation

## 1. 서론

지진 시 항만 구조물에 대한 성능 평가 연구는 1995년 일본에서 발생한 효고켄-남부(Hyogoken-Nambu) 지진으로 인한 고베항의 중력식 안벽 붕괴를 계기로 활발하게 수행되었다(Dakoulas and Gazetas, 2008; Ghalandarzadeh et al., 1998; Iai et al., 1998; Kim, 2004; Madabhushi and Zeng, 1998; Zeng, 1998; Zeng and Steedman, 1993). 국내의 경우 지진의 빈도가 높지 않음에도 불구하고 시공 기술의 선진화와 함께 지진 시 중력식 안벽에 발생하는 변위 정도에 따라 기능수행수준과 붕괴방지수준으로 구분하여 안정성을 평가하고 있다(KMOF, 2016).

이와 같은 평가법은 대부분 국외기준(US-Navy, 1997; 일본항만협회, 1999)을 준용하고 있기에 국내 환경에 대한 검토가 필요한 실정이다. 2016년 경주지진( $M_L=5.8$ ) 이후 한반도도 더 이상 지진의 안전지대가 아니라는 공감대가 형성되었고, 이에 따라 항만 구조물의 설계 개정을 위한 연구 및 다양한 과제들이 진행 중이다. 또한, 2017년 포항지진( $M_L=5.4$ )으로 항만에 경미한 피해가 발생한 것으로 보고되며 최근 지진 시 항만구조물에 대한 안정성 평가는 더욱 중요해졌다.

해양수산부(KMOF, 2016)의 중력식 안벽 지진 성능 검토는 건조토 조건의 Richards and Elms(1979)와 Whitman and Liao(1985)의 변위 평가법을 준용하도록 되어있다. 두 변위 경험식은 지진 운동의 최대가속도( $a_{max}$ ), 최대 속도( $v_{max}$ )와 옹벽의 항복가속도( $a_y$ )를 통해 산정된 영구 변위를 기준으로 구조물의 안정성을 평가한다. 하지만 제정된 평가법의 한계점은 뒷채움재를 강체로 가정하고 시간에 따라 변화하는 지진력을 등가정적하중으로 치환하고 있다는 점이다.

첫 번째 한계점은 옹벽의 뒷채움재를 강체로 가정하여 토층의 유연성(flexibility)과 비선형성을 고려하지 않기에 영구변위를 과대 혹은 과소예측할 수 있다. Bray and Travarasrou(2009)는 1차원 다자유도 모델 기반의

coupled 해석기법을 개발하였고, Rathje and Saygili(2009)는 토층의 응답을 충분히 반영하기 위해 토층/운동 주기비( $t_s/t_d$ ), 증폭계수 등을 추가한 변위 경험식을 개발하였다. Lee et al.(2015)는 예상 파괴활동면의 전단력을 기반으로 한 변위 경험식을 개발하였는데, 기존 기반암 지진이력기반의 변위식보다 정밀도를 높였다. 이와 같은 변위 경험식들은 대부분 자연사면, 제방, 산지를 기준으로 제시된 경험식으로 옹벽과 뒷채움재의 지반-구조물 상호작용(Soil-Structure Interaction, SSI)을 제대로 반영할 수 없다.

두 번째 한계점은 등가정적하중의 산정이다. 등가정적하중은 시간에 따라 변화하는 지진력을 하나의 정적하중으로 치환한 것으로, 최대가속도 혹은 수평지진계수( $k_h$ )이다. 해양수산부의 내진설계 표준서(KMOF, 2018)와 한국시설안전공단의 내진성능 평가요령(MOLIT, 2012)에 제시된 평가법은 허용변위를 기준으로 산정되며 이때 증폭특성이 반영된 수평지진계수( $k_h$ )의 영향을 크게 받는다. Lee et al.(2017)는 각 기준서의  $k_h$  산정법에 차이가 있으며 해양수산부의 내진설계 표준서의 방법이 동적원심모형 실험 결과와 유사한 것으로 보고하였다. 하지만 제한적인 실험조건의 결과로 추가적인 실험을 통한 충분한 검증이 필요하다. 또한, 지진 시 토체에 작용하는 동적 관성력은 지진의 방향이 바뀌기 전 짧은 시간 동안 오직 한 방향으로만 작용하는 순간적인 힘으로, 지반을 파괴시키기보다는 연속적으로 작용하는 힘이 영구변위를 발생시킨다는 점에 유의해야 한다(Bray and Travarasrou, 2009).

또한 해안에 설치되는 중력식 안벽의 경우 해수면의 영향을 받기 때문에 동수압과 유효응력의 고려가 필요하다. Zeng(1998)은 물을 고려한 중력식 안벽의 원심모형 시험을 수행하고 Madabhushi and Zeng(1998)은 수치해석을 통해 이를 모사하였다. Madabhushi and Zeng(1998)의 수치모사 결과는 원심모형 실험과 유사한 것으로 보고되었지만 구성모델의 한계로 위치별 응답과 과

인간극수압은 제대로 묘사되지 못하였다. Madabhushi and Zeng(1998)은 중력식 안벽 모형의 1축 진동대 실험을 수행하고 이를 2차원 간극수압모형을 적용한 수치해석과 비교하였다. 이때 수치해석으로 계산된 변형특성은 실험과 유사했지만 위치별 응답은 만족할 만한 수준은 아닌 것으로 보고되었다. 즉, 수치해석 시뮬레이션 기술의 발전으로 유효응력을 고려한 해석이 가능하나 구성모델, 인터페이스 조건 설정 등의 어려움으로 인해 여전히 경험식에 의존할 수밖에 없는 실정이다.

일본 해외 연안지역 개발 연구소(OCDI, 2007)는 항만구조물의 성능기반 내진설계 개념을 도입하였다. 뒷채움재의 증폭을 고려하기 위해 1차원 지진응답해석을 수행하고 주파수영역에서 필터 처리 후 얻어진 가속도 시간이력을 기반으로 중력식 안벽 상단의 수평 영구변위를 평가한다. 이를 통해 산정되는 지진계수는 허용변위에 대한 성능기반 내진설계 개념과 구조물 높이를 고려할 수 있어 신뢰도가 높은 것으로 알려져 있지만 벽체를 통해 발생하는 기하학적 증폭특성과 입력 지진파에 따라 달라지는 활동면까지 고려하지 못하는 한계점을 내포하고 있다.

본 연구에서는 중력식 안벽과 뒷채움재의 응답특성을 분석하고자 수치해석을 사용하였으며, 건조토를 기준으로 전응력 해석을 수행하였다. 추가로 Richards and Elms(1979)의 변위 경험식과 비교하였다.

## 2. Richards-Elms Method

Richards and Elms(1979)는 Newmark(1965)의 sliding block 이론 기반한 중력식 안벽의 영구변위 경험식을 제안하였으며 이때 뒷채움재는 건조토 조건으로 가정하였다. Newmark(1965) 변위법은 활동토체를 블록으로 가정하고 토체에 작용하는 작용 외력이 저항응력보다

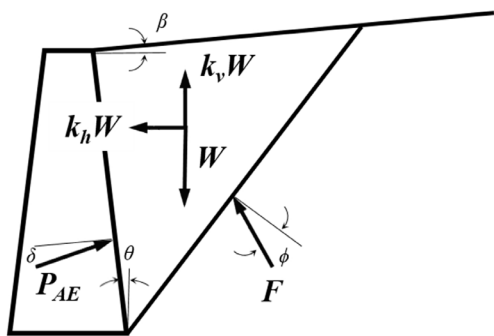


Fig. 1. Forces acting on active wedge in Mononobe-Okabe

커져 안전율이 1보다 작아지면 영구적 변형이 발생한다는 이론에 근간한다. 이때 영구변위는 활동토체와 활동면에 작용하는 상대속도가 '0'이 될 때까지 증가한다. 옹벽 구조물의 경우 흙썰기가 뒷채움재에 작용하는 가속도의 영향을 받으면, 관성력은 뒷채움재 쪽에서 발생한다. 동적상태 시 작용하는 응력 모식도는 Fig. 1에 도시하였다.

뒷채움재에 작용하는 가속도가 항복가속도보다 커지면 안벽에 변형이 발생한다. 이때 항복가속도는 사면과 달리 안벽의 주동토압( $P_{AE}$ )에 큰 영향을 받으며, Richards and Elms(1979)가 제안한 식은 아래와 같다.

$$a_y = \left[ \tan \phi_b - \frac{P_{AE} \cos(\delta + \theta) - P_{AE} \sin(\delta + \theta)}{W} \right] g \quad (1)$$

여기서  $\phi_b$ 는 옹벽과 저면 사이의 마찰각,  $W$ 는 옹벽의 무게를 나타내고,  $\delta$ 와  $\theta$ 는 안벽과 뒷채움재 형상에 따른 각도다. 주동토압은 Mononobe-Okabe 식(Mononobe, 1929; Okabe, 1926)을 사용하여 계산하며 이는 유사정적 Coulomb 이론을 확장시켜 뒷채움재의 동적 응답을 고려하는 방법이다. 주동토압( $P_{AE}$ )은 수직 및 수평가속도를 고려하여 계산하며 식은 다음과 같다.

$$a_h = k_h g, \quad a_v = k_v g \quad (2)$$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (3)$$

여기서  $a_v$ 와  $a_h$ 는 각각 수직 및 수평 가속도이고,  $k_v$ 와  $k_h$ 는 가속도를 중력가속도로 나눈 방향별 지진계수로 단위는 무차원이다.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[ 1 + \frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)} \right]^2} \quad (4)$$

여기서  $K_{AE}$ 는 주동토압계수로서 식 (4)와 같다. Richards and Elms(1979)가 최종적으로 제안한 영구변위 식은 아래와 같다.

$$d_{perm} = 0.087 \frac{v_{max}^2 a_{max}^3}{a_y^4}, \quad \frac{a_y}{a_{max}} \geq 0.3 \quad (5)$$

여기서  $v_{max}$ 는 최대지반속도,  $a_{max}$ 는 최대지반가속도이다.

$$dC_s = \rho v_s \quad (7)$$

### 3. 수치해석

본 연구는 항만 표준 선석단면을 분석에 사용하였으며, 이는 Fig. 2에 도시하였다. 중력식 안벽은 케이슨 형태의 안벽으로 그 높이( $H$ )는 17m, 폭( $W$ )은 7.5m이다. 지반 모델의 경계조건이 해석에 영향을 미치지 않도록 지반의 크기는 안벽의 폭( $W$ ) 7.5m를 기준으로 양방향으로 10W로 설정하였다.

#### 3.1 경계조건

본 연구에서는 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS/Implicit(Simulia, 2012) 모듈을 사용하여 지진해석을 수행하였다. 2차원 평면 변형률 모델을 구축하여 다양한 입력 지진파에 따른 지진해석을 수행하였으며, 지반 모델 요소는 CPE4R 요소를 사용하였다. 측면 경계조건은 무한경계조건(infinite elements, CINPE4)을 이용하여 경계면에 입사된 파가 반사되지 않도록 제어하였으며 이를 통해 자유장 경계를 모사하였다. 하부 경계조건은 하부 탄성경계조건을 모사하기 위해 점성 요소(dashpot elements)를 사용하였다. ABAQUS에서 dashpot elements는 점성계수에 영향을 받는다. 점성계수 산정방법은 Psarropoulos et al.(2005)가 제안한 식 (6)과 (7)을 이용하였다.

$$dC_p = \rho v_p \quad (6)$$

여기서  $C_p$ 와  $C_s$ 는 각각  $P$ 파와  $S$ 파의 점성계수이고,  $v_p$ 와  $v_s$ 는 각 지진파의 전단파속도,  $\rho$ 는 지반의 밀도이다.

지반의 미소변형률 감쇠는 Rayleigh 감쇠 공식을 이용하여 모사했으며 그 식은 다음과 같다.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (8)$$

$$\alpha = \frac{4\pi(f_m f_n)}{f_m + f_n}, \quad \beta = \frac{\xi}{\pi} \frac{1}{f_m + f_n} \quad (9)$$

여기서  $[C]$ 는 감쇠행렬,  $[M]$ 는 질량행렬,  $[K]$ 는 강성행렬이며  $\alpha$ 와  $\beta$ 는 식에 대한 변수이다. 진동 주파수의 영향을 최소화하는  $\alpha$ 와  $\beta$ 를 선정하여  $f_m$ 과  $f_n$ 를 결정한다.  $\alpha$ 와  $\beta$ 는 식 (9)로 계산되며,  $\xi$ 는 감쇠비,  $f_m$ 과  $f_n$ 은 Rayleigh 공식의 주파수 의존성을 결정하는 주파수이다 (Lee et al., 2015).

#### 3.2 입력지진파

본 연구에서는 국외 대표 강진기록 6가지와 9.12지진(경주지진)을 입력지진파로 선정하였다. 사용된 지진파의 세부사항은 Table 1에 정리하고, 입력지진의 시간이력 및 응답스펙트럼은 Fig. 3에 도시하였다. Richards and Elms(1979)의 영구변위 식은 0.3g 이상에 대해서 적용되는 점을 고려하여 입력 지진파는 최대지반가속도(Peak Ground Acceleration, PGA)를 기준으로 0.3g, 0.5g로 스케일링을 하였다. 이때 모든 지진파는 가속도, 속도, 변위의 기준선 보정(baseline correction)을 수행하였다.

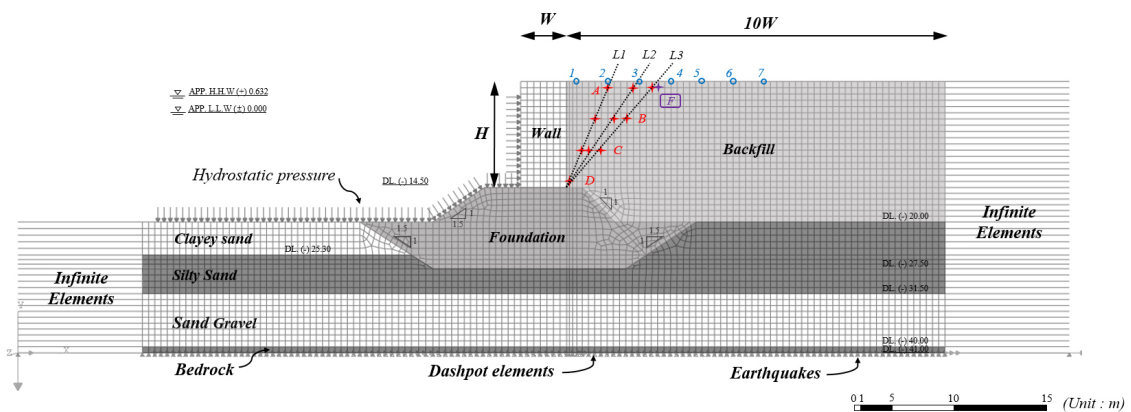
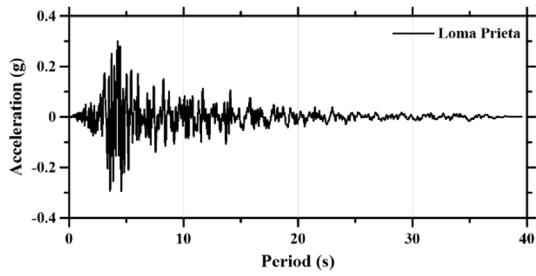


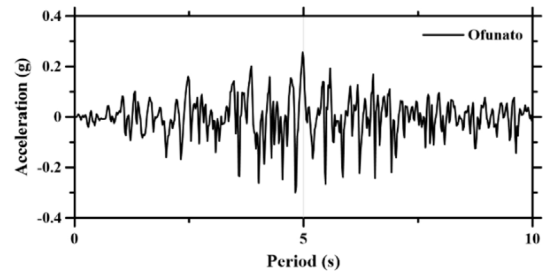
Fig. 2. Model of quay wall

Table 1. Recorded motions

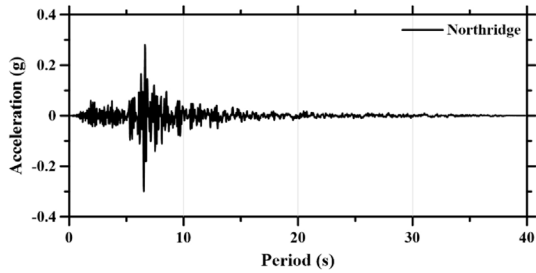
Motion	Earthquakes	Year	Station name	Magnitude	Fault	$R_{rup}$ (km)	$T_p$ (s)	$V_{s30}$ (m/s)
1	Loma Prieta	1989	Gilroy Array 1	6.93	Reverse Oblique	9.64	0.24	1428
2	Ofunato	1978	Miyagi-oki	7.7	-	-	0.09	-
3	Northridge	1994	LA-Wonderland Ave	6.69	Reverse Oblique	20.29	0.17	1223
4	Kobe	1995	Kobe uni	6.9	Strike slip	0.92	0.44	1043
5	Coyote Lake	1979	Gilroy Array 1	5.74	Strike slip	10.7	0.35	1428
6	Hachinohe	1968	Tokachi-oki	8.4	-	-	0.11	-
7	Gyeongju	2016	MKL	5.8	-	13	0.07	-



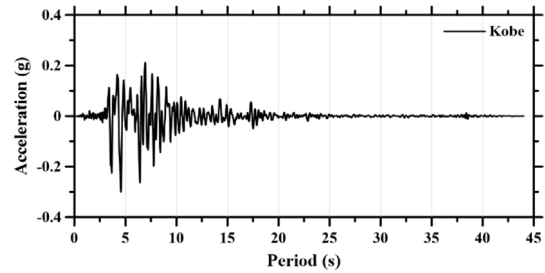
(a)



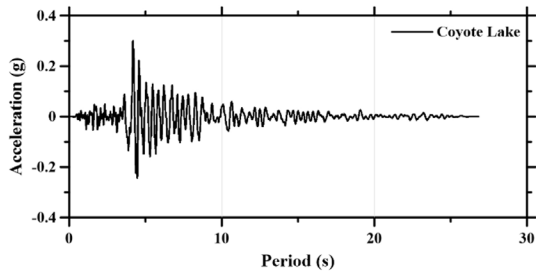
(b)



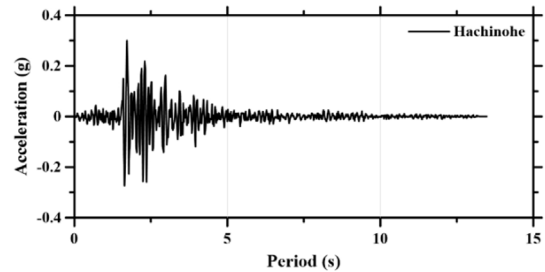
(c)



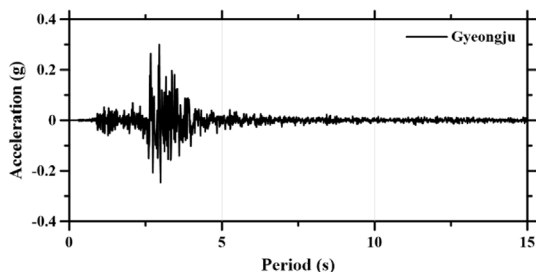
(d)



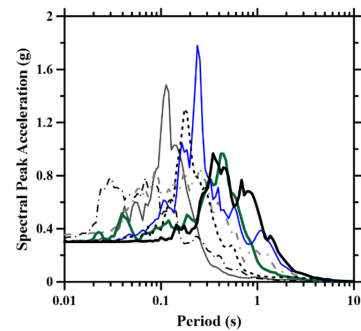
(e)



(f)



(g)



(h)

Fig. 3. Input motion of scaled 0.3g: (a) Motion 1: Loma Prieta (b) Motion 2: Ofunato (c) Motion 3: Northridge (d) Motion 4: Kobe (e) Motion 5: Coyote Lake (f) Motion 6: Hachinohe (g) Motion 7: Gyeongju (h) Response spectrum

### 3.3 구성모델

대상지의 지반 조건은 연약 점토층(clayey sand), 실트질 모래(silty sand), 자갈 모래(sand gravel)로 구성되어 있다. 해석에 사용된 지반 물성치는 Table 2에 정리하였다. 내부마찰각( $\phi$ )은 SPT-N치를 이용하여 Wolff (1989)의 경험식으로 산정하였으며, 전단파속도( $V_s$ ) 산정식은 아래와 같다.

$$\phi' = 27.1 + 0.3N_{60} - 0.00054N_{60}^3 \quad (11)$$

$$\ln(V_s) = (\beta_0)_{SG,N} \ln(N_{60}) + (\beta_0)_{SG,N} \ln(\sigma'_v) + \sigma_{SG,N} \quad (12)$$

여기서  $\phi'$ 는 유효응력 모델의 내부마찰각,  $N_{60}$ 는 SPT-N치의 해머효율 60%에 대한 보정값,  $\sigma'_v$ 는 유효연직응력,  $\beta_0$ 는 경험적 회귀 상수,  $\sigma_{SG,N}$ 는 보링 시 에러에 대한 보정값이다.

안벽과 지반의 상호작용(SSi)을 정밀하게 평가하기 위하여 안벽과 저면, 안벽과 뒷채움재 사이에 미끄러짐 변위가 발생하도록 surface-to-surface contact 조건을 적용하였다. 이때 안벽과 저면 사이의 마찰각은 도로용벽표준도(MOLIT, 2008)를 참고하여 30°로 가정하였고, Coulomb 이론에 근거하여 마찰계수를 산정하였다. 안벽과 뒷채움재의 인터페이스 마찰각은 뒷채움재의 내부마찰각( $\phi$ )의 2/3로 적용하였다.

지반의 동적곡선은 대상 구간의 실내실험이 수행되지 않았기에 국내외적으로 사용되는 대푯값을 적용하였다. 연약 점토층(clayey sand), 실트질 모래(silty sand), 자갈 모래(sand gravel)는 Darendeli(2001)가 제안한 동적곡선을 사용하였고, 각 토층별 유효응력과 내부 마찰각에 따른 정지토압계수( $K_0$ )를 변수로 사용하였다. 뒷채움재(backfill)와 저면(foundation)은 잡석, 자갈 등으로 구성되기에 Menq(2003)의 동적곡선을 사용하였다. 뒷채움재와 안벽 저면 토층의 동적곡선 산정 시 사용된 물성치는

Table 2에 정리하였고, 추가로 적용된 균등계수와  $D_{50}$ 은 Lee et al.(2017)의 실험내용을 참조하였다.

상용화된 지반 전용 수치해석 프로그램을 사용할 경우 해석용도에 따라 적절한 구성모델을 적용해야 하며, 검증은 반드시 필요하다. 본 연구에서는 토층별로 산정한 동적곡선을 적용하여 perfectly plastic모델인 von Mises criteria를 이용한 모델을 구성하였고, 검증은 비선형 지반 모델의 뼈대 곡선(backbone curve)을 통해 확인하였다.

Fig. 4는 구성모델에 대한 검증을 수행한 결과를 도시하였으며, 하중 재하와 제하를 반복하며 그려지는 뼈대 곡선은 해석 시 입력된 동적곡선의 양상과 일치하는 것으로 나타났다. 초기 하중(initial loading) 재하 시 지반은 뼈대 곡선을 따라 전단변형이 발생한다. 이때 하중 제하(unloading)와 재하(reloading)를 반복하면서 지반에 응력역전 현상이 발생한다. 반복적인 응력역전 현상을 이력곡선(hysteresis loop)이라고 하며, 이는 Masing rule을 따른다. 추가 하중 재하 시 unloading curve와 reloading curve가 앞서 발생한 최고 변형률을 초과하여 뼈대곡선(backbone curve)과 만나게 되면 추가적인 변형이 발생하고 이를 따라가는 양상을 보인다(Park, 2004).

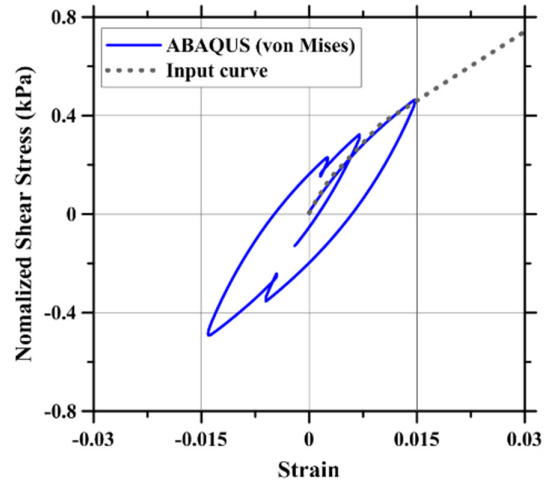


Fig. 4. Hysteretic curve and backbone curve

Table 2. Material properties based on SPT-N at specific site

Material	$N$	$N_{60}$	$\phi$ (°)	$V_s$ (m/s)	$G_{max}$
Clayey sand	2	2.14	27.24	181.75	60.61
Silty sand	30	32.05	36.16	369.72	278.68
Sand gravel	45	48.08	40.27	456.19	424.28
Backfill	-	-	37	250.0	
Mound	-	-	37	250.0	
Bedrock	-	-	45	1500.0	

## 4. 중력식 안벽의 해석결과

### 4.1 뒷채움재의 응답특성

Fig. 5는  $PGA=0.5g$ 인 입력지진파를 적용한 해석의 영구 변위 분포도를 도시하였다. 입력된 지진파와 상관없이 영구 변위는 기초 하부면을 따라 원호형태의 움직임을 보이는 것으로 나타났으며, Motion 1, 4, 5의 경우 뒷채움재에서 구조물을 중심으로 썩기형상의 변형이 발생하였다.

뒷채움재의 거동을 파악하기 위해 중력식 안벽 구조물 하부를 기준으로 임의의 가상선(L1, L2, L3)을 통과하는 위치에서 전단응력-변형률 곡선을 Fig. 6에 도시하였다. ABAQUS에서 응력과 전단 변형률은 노드에서 추출하였으며, 이는 주변 요소들의 평균으로 계산된다(노드 위치는 Fig. 2 참조). 점선으로 표시된 L1, L2, L3는

임의로 정한 활동면을 나타내며, A, B, C, D는 점선과 만나는 노드(별표)의 행을 나타낸다. Motion 1의 경우 뒷채움재의 상·하단부분(L1-A, L1-B, L1-C, L1-D)에서 소성변형이 확인되었으며 점차적으로 뼈대형상이 측면으로 이동하는 것으로 나타났다. 이를 통해 해당 위치는 영구변위가 발생한 것으로 판단할 수 있다. Motion 4의 경우 동일한 위치에서 전단응력-변형률 곡선을 도출 시, 뒷채움재 상단(L1-A, L1-B)에서는 소성변형을 확인할 수 있는 반면 하단부(L1-D)에서는 탄성영역의 거동을 하는 것으로 나타났다. Motion 1의 L1-D는 활동면 혹은 활동면 내에 움직임으로 파악되나 Motion 4의 경우 영구적 변형이 없는 것으로 확인된다. 이를 통해 활동면은 지진파에 따라 달라질 수 있음을 확인하였다. Fig. 7은 Motion 1의 활동면 영역에서의 전단응력-변형률 곡선을 소성도달의 시간적 흐름에 맞춰 도시하였다(노드 F,

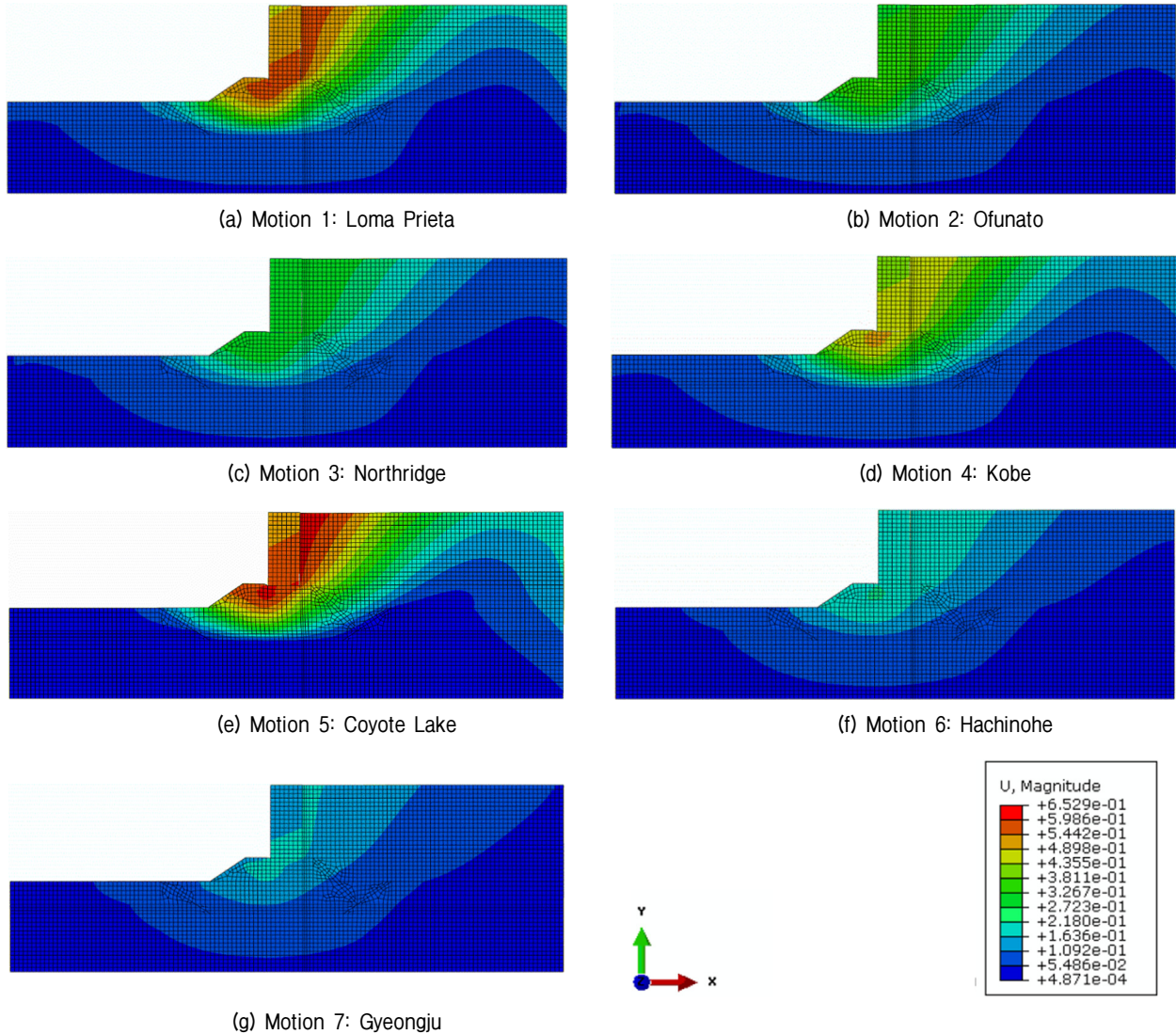
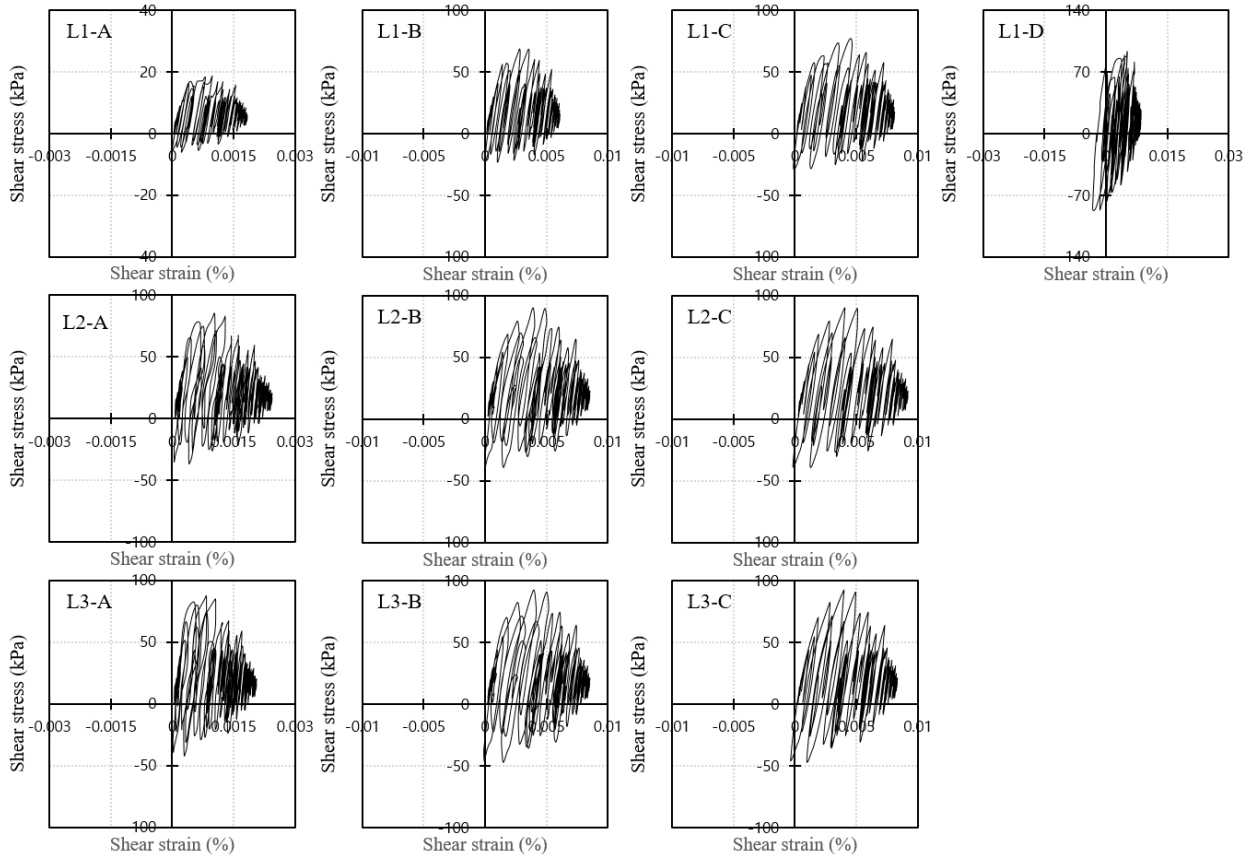
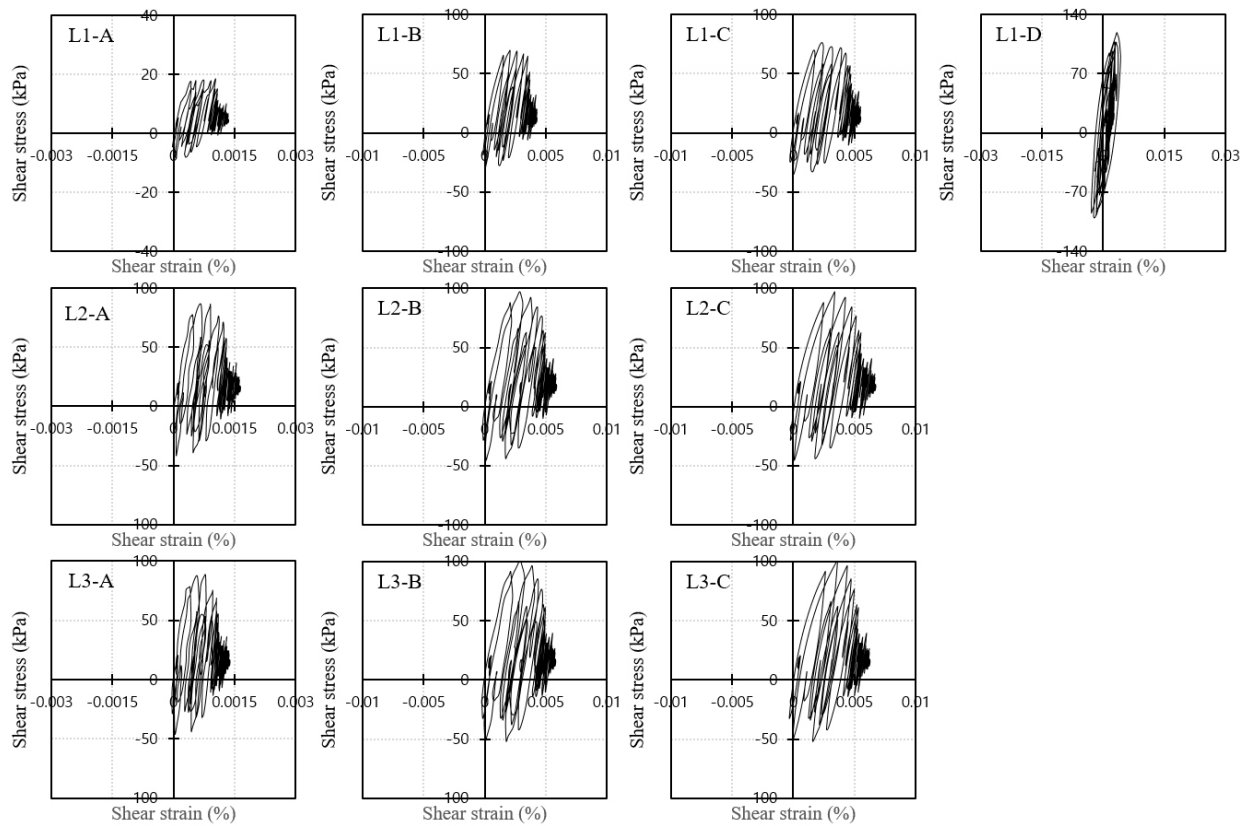


Fig. 5. Total displacement contours using 0.5g scaled motions



(a) Motion 1 (Scaled 0.5g)



(b) Motion 4 (Scaled 0.5g)

Fig. 6. Shear stress-shear strain curves from nodes at backfill (node location reference: Fig. 2)



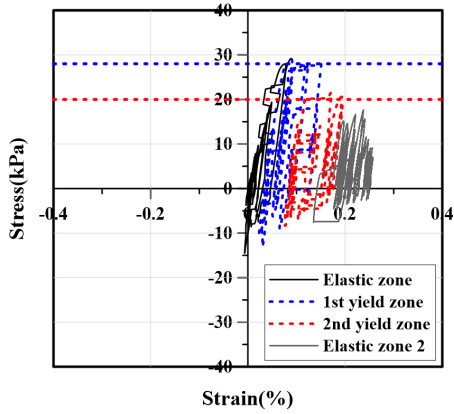
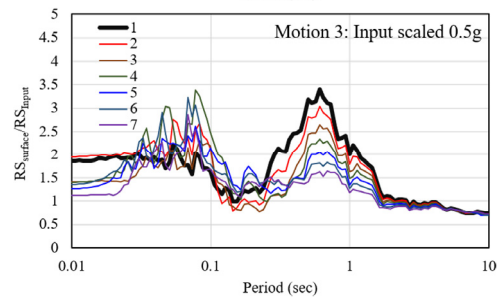
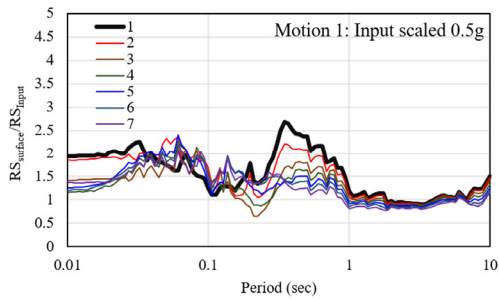
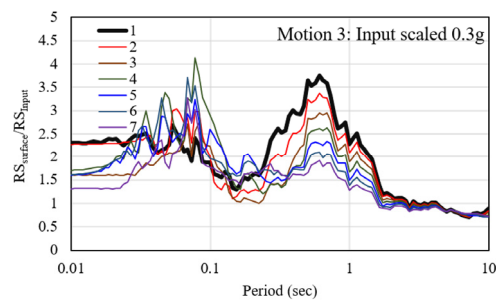
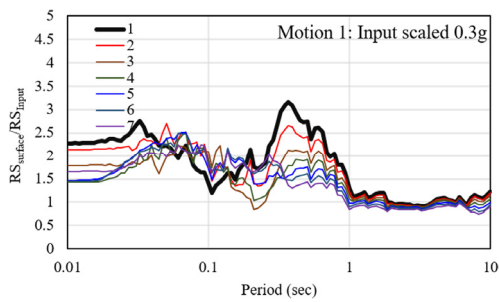


Fig. 7. Shear stress and strain curve from node *F* (Fig. 2) in Motion 1 (Loma Prieta 0.5g)

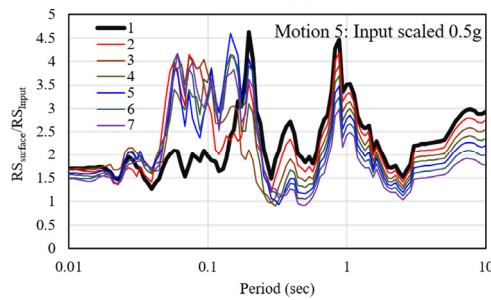
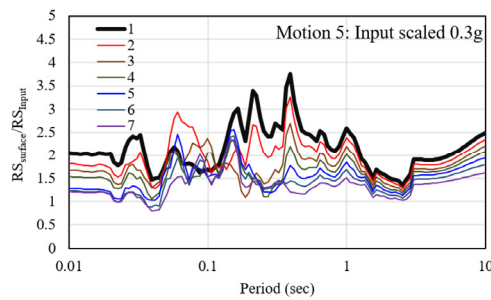
Fig. 2 참조). 이를 통해 소성변형에 따른 항복응력의 크기를 파악할 수 있다. 이 요소에서는 하중이 항복응력보다 커지는 경우 전단변형률이 급격히 증가하는 것을 확인할 수 있다. 또한, 첫 파괴 이후 항복응력이 변화하였으며, 두 번째 항복응력은 최초의 한계값보다 작은 것으로 나타났다. 즉, 항복응력 초과 후 재하되는 응력에 따라 추가적인 변형이 발생되지 않더라도 강도가 저하되므로 초기보다 작은 저항력을 갖는다.

Fig. 8은 입력 지진파 Motion 1, 3, 5에 대한 중력식 안벽 뒷채움재의 응답스펙트럼 비를 도시하였다. 응답도출 위치는 안벽의 뒷채움재의 지표면에 위치한 노드



(a) Motion 1

(b) Motion 3



(c) Motion 5

Fig. 8. Comparison of the ratio of the acceleration response spectra of the backfill to input motion

7곳으로 Fig. 2에 도시하였다. 세 지진파 모두 공통적으로 면의 응답은 구조물에서 멀어질수록 단주기가 증폭하고 장주기가 감소하는 것으로 나타났다. 특히 안벽에 가까울수록 고주파수의 응답이 더 큰 것으로 확인되었고, 이는 구조물을 타고 전달되는 전파특성 및 반사파의 영향으로 파악된다.

또한 전체 해석 중 가장 큰 변위를 보인 Motion 5 ( $PGA=0.5g$ )의 경우 0.05~0.25s범위에서 위치 1(안벽 배면으로부터  $x=1.6m$ )과 5(안벽 배면으로부터  $x=21.6m$ ) 이후 응답에서 큰 차이를 보였다(Fig. 8c). 이 차이는 위치 1의 경우 Fig. 7의 결과에서 언급했듯이 소성거동이 발생한 위치로, 파괴됨과 동시에 항복 저항능력보다 큰 동적 움직임은 전달되지 않기 때문이다.

#### 4.2 영구변위 경험식 비교

중력식 안벽 저면을 기준으로 구조물 상단에서의 상대 변위를 수치해석을 통해 계산하고, 이를 Richards and Elms(1979)의 경험식 변위와 비교하였다. 영구 변위 산정을 위한 항복가속도는 안벽의 기하학적 특성과 뒷채움재의 물성을 고려하여 산정하였다. 변위 경험식에 사용된 물성치는  $\phi=37^\circ$ ,  $\delta=17^\circ$ ,  $\theta=0^\circ$ ,  $\beta=0^\circ$ ,  $\phi_b=30^\circ$ 이고, 항복가속도는 0.259g이다.

수치해석과 입력 지진파의 최대지반가속도와 최대지반 속도, 항복가속도를 기준으로 계산한 Richards and Elms (1979)의 경험식 변위 결과를 Fig. 9에 도시하였다. 두 결과 모두 항만 및 어항설계 기준(KMOF, 2016)에서 제시한 기능수행 수준의 허용수평변위 10cm이내로 계산

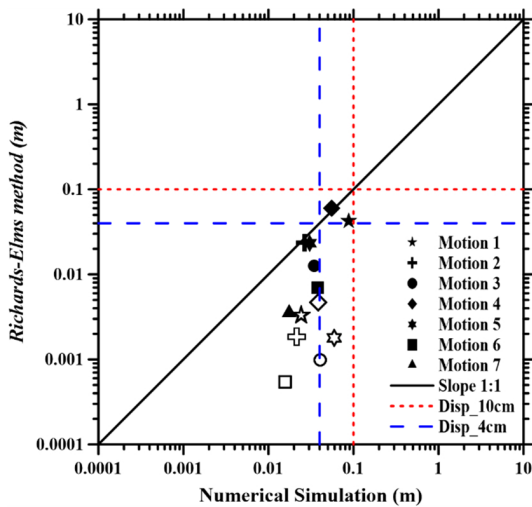


Fig. 9. Comparison of permanent displacement (void symbols=0.3g, solid symbols=0.5g)

되어 안전한 것으로 나타났지만 해석법 간 산정된 변위에 차이가 큰 것으로 확인되었다.

0.3g 조건에서는 Richards and Elms(1979) 경험식의 변위값은 수치해석 결과보다 약 7~90배 범위에서 과소평가하고, 0.5g 조건에서는 Motion 4를 제외하고 약 11~87% 과소평가하는 것으로 나타났다. Motion 4는 Richards and Elms(1979)의 경험식이 영구변위를 약 8% 과대평가하였다. 이는 입력지진파를 그대로 사용할 경우 안벽 하부 토층을 통과하며 전달되는 응답 특성과 구조물에 반사되는 기하학적 증폭 특성을 반영하지 못하기 때문이다. 앞서 제시된 뒷채움재의 응력-변형률 결과를 바탕으로 소성변형이 확인된 해석들은 약 4cm의 영구변위를 보였다. 4cm를 기준으로 평가법을 비교할 경우, 경험식은 2개만이 위험으로 분류되어 과소평가할 수 있는 것으로 나타났다.

#### 4.3 정수압 고려

본 연구에서는 건조토 기준의 해석을 하였지만 해안

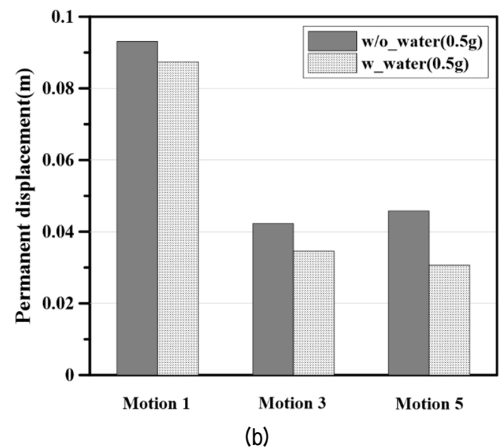
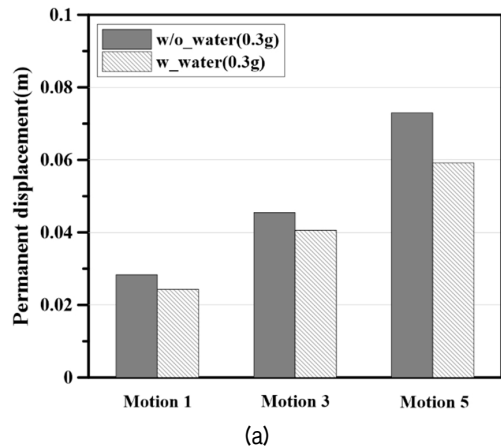


Fig. 10. Effect of the hydrostatic pressure on calculated permanent displacement (a) 0.3g scaled motions (b) 0.5g scaled motions

구조물의 조건 고려하기 위하여 안벽 외측과 지반 상층부에 수심을 고려한 정수압을 적용하였다. 이때 해수면의 수심은 20m로 가정하였다. Fig. 10은 정수압 적용 유무에 따른 Motion 1, 3, 5의 영구변위를 막대그래프로 도시하였다.

입력 지진파의 스케일링 크기와 상관없이 정수압을 적용한 수치해석 결과의 영구변위가 그렇지 않은 조건의 영구변위보다 작게 산정되는 것을 확인할 수 있었다. 정수압을 적용하지 않은 해석 조건의 영구변위가 약 6~49% 정도 과대평가될 수 있는 것으로 나타났으며 가장 큰 변위 차이를 보이는 해석 조건은 Motions 3으로  $PGA=0.5g$ 일 때이다(Fig. 10a).

이는 안벽 외측에 작용하는 정수압이 안벽 배면에 작용하는 주동토압과 반대 방향으로 작용하여 안벽의 수평변위 발생을 제어하기 때문인 것으로 판단된다.

## 5. 결론

본 연구에서는 지진 시 중력식 안벽 구조물과 뒷채움재의 응답특성을 분석하기 위해 유한요소 수치해석을 수행하였다. 연구를 통해 도출된 결론은 다음과 같다.

- (1) 해석 시 지반물성은 Darendeli(2001)와 Menq(2003)의 동적곡선을 이용하여 대상 지반의 동적곡선을 산정하였고, 이를 기반으로 perfectly-plastic 모델인 von-Mises criteria을 이용하여 지반을 모델링 하였다. 적용된 모델은 뼈대곡선과 응력-변형률 곡선을 통해 지반의 비선형 거동을 검증하였다. von-Mises criteria의 구성모델을 사용할 경우 재료(흙)의 비선형 거동을 모사할 수 있는 것으로 나타나 동적수치해석이 가능하였다.
- (2) 수치해석 통해 안벽 뒷채움재에서 임의의 활동면을 설정한 후, 뒷채움재의 깊이 별로 전단응력-변형률 곡선을 도출하여 소성변형 구간을 확인하였다. 대부분 뒷채움재의 상단 및 하단부분에서 확실한 소성변형과 영구변형으로 파악되는 뼈대곡선의 밀립 현상 확인할 수 있었다. 하지만 입력되는 지진파에 따라 동일한 위치에서 다른 응답 특성을 보였고 이에 따라 활동면이 달라지는 것으로 나타났다. 따라서 지진파 특성에 따른 활동면 산정 방법 연구가 반드시 필요할 것으로 파악된다.
- (3) 입력 지진파에 따른 안벽 뒷채움재의 전파특성 분석을 위해 응답스펙트럼 비를 도시하였다. 큰 영구

변형이 발생할수록 안벽 주변의 응답이 크게 달라지는 것으로 나타났다. 이는 활동면과 구조물을 통해 전달되는 지진파의 영향 때문이다. 따라서 중력식 안벽 구조물 인근에 추가적인 설비 설계를 수행한다면, 활동면에서 달라지는 지진의 응답을 충분히 고려해야겠다.

- (4) Richards and Elms(1979)가 제안한 안벽의 영구변위 경험식과 비교한 결과, 경험식이 수치해석결과보다 과소 또는 과대예측하는 것으로 나타났다. 이는 경험식이 부지 고유의 지반의 동적 응답특성과 지반-안벽 상호작용을 모사하지 못하기 때문인 것으로 파악된다. 따라서, 앞서 언급한 한계점을 개선한 경험적 변위식 개발 연구가 필요하며 이때 무엇보다도 활동면과 구조물의 상관성이 반드시 고려되어야 하겠다.
- (5) 안벽 측면에 작용하는 물의 영향을 고려하기 위하여 정수압을 적용하여 지진해석을 수행하였다. 정수압이 안벽 배면에 작용하는 주동토압에 반대방향으로 작용하여 활동력에 대한 저항력이 증가하는 것으로 나타났다. 이는 안벽의 안정성 평가 시 해수면 고려의 당위성을 보여주는 결과이다. 추후 동수압에 대한 추가 연구가 필요할 것으로 사료된다.
- (6) 항만 및 어항설계 기준(KMOF, 2016)은 지진 시 중력식 안벽의 파괴기준을 Richards and Elms(1979)의 경험식을 통해 영구변위를 산정 후 허용수평변위와 비교하는 방법을 제시하고 있다. 하지만 기존의 경험식은 지반 고유의 동적응답 특성과 파괴면을 고려할 수 없는 한계점을 지니고 있으며 이는 본 연구를 통해 확인하였다. 모든 입력 지진파의 영구변위가 기능수행수준인 수평변위 10cm이내에서 발생하였지만, 일부 지진파에서는 안벽 뒷채움재에서 소성변형이 발생한 것을 확인할 수 있었다. 영구변위에 국한된 평가보다는 수치해석을 통한 지반과 구조물의 상호거동과 응답특성 그리고 활동면을 반드시 고려해야 할 것으로 사료된다.

## 감사의 글

본 연구는 국가과학기술연구회 실용화형 융합연구단 사업(CRC-16-02-KICT, 개방형 플랫폼 기반 초고층, 복합시설 재난/재해 대응 통합 CPS 구축 - 지진, 화재, 침수를 중심으로)의 위탁연구과제로 수행한 연구 결과의 일부입니다.

## 참고문헌 (References)

1. Bray, J.D. and Travararou, T. (2009), "Pseudostatic Coefficient for Use in Simplified Seismic Slope Stability Evaluation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.135, No.9, pp.1336-1340.
2. 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.
3. Darendeli, M.B. (2001), Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves.
4. Ghalandarzadeh, A., Orita, T., Towhata, I., and Yun, F. (1998), "Shaking Table Tests on Seismic Deformation of Gravity Quay Walls", *Soils and foundations*, 38(Special): pp.115-132.
5. Iai, S., Ichii, K., Liu, H., and Morita, T. (1998), "Effective Stress Analyses of Port Structures", *Soils and Foundations*, 38(Special): pp.97-114.
6. Kim, S., Jang, I., Chung, C., and Kim, M. (2004), "Evaluation of Seismic Displacement of Quay Walls Using Newmark Sliding Block Method", *Jorunal of the Korean Geotechnical Society*, 20(8): pp.123-133.
7. Korea Ministry of Ocean and Fisheries (KMOF), Port and Harbor Design Standards 2016.
8. Korea Ministry of Ocean and Fisheries (KMOF), Port and Harbor Design Standards (KDS 64 17 00) 2018.
9. Lee, J., Park, D., Ahn, J., and Park, I. (2015), "Development of Permanent Displacement Model for Seismic Mountain Slope", *Jorunal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.31, No.4, pp.57-66.
10. Lee, M., Jo, S., Cho, H., Park, H., and Kim, D. (2017), "A Discussion on the Definitions of Seismic Coefficient for Gravity Quay Wall in Korea", *Jorunal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, Vol.21, No.2, pp.77-85.
11. Madabhushi, S. and Zeng, X. (1998), "Seismic Response of Gravity Quay Walls. II: Numerical Modeling", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.124, No.5, pp.418-427.
12. Menq, F.Y. (2003), Dynamic properties of sandy and gravelly soils (Doctoral dissertation).
13. Ministry of Land, Infrastructure and Transport (MOLIT), Roads and Retaining walls Design Standards 2008.
14. Ministry of Land, Infrastructure and Transport (MOLIT), Seismic Performance evaluation & improvement revision of existing structures (Harbors). 2012: Korea Infrastructures Safety and Technology Corporation.
15. Mononobe, N. (1929), On determination of earth pressure during earthquake, in *Proc. World Engrg. Congress, Tokyo*.
16. Newmark, N.M. (1965), "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp.139-160.
17. OCDI (2007), Technical standards for ports and harbour facilities and commentaries. *The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan*.
18. Okabe, S. (1926), "General Theory of Earth Pressures", *J. Japan Soc. Civil Engineering*, 12(1).
19. Park, D. (2004), Estimation of non-linear seismic site effects for deep deposits of the Mississippi embayment. *MAE Center Report 04-06*.
20. Psarropoulos, P., Klonaris, G., and Gazetas, G. (2005), "Seismic Earth Pressures on Rigid and Flexible Retaining Walls", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(7-10), pp.795-809.
21. Rathje, E.M. and Saygili, G. (2009), "Probabilistic Assessment of Earthquake-induced Sliding Displacements of Natural Slopes", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol.42, No.1, p.18.
22. Richards, R. and Elms, D.G. (1979), "Seismic behavior of Gravity Retaining Walls", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 105(ASCE 14496).
23. Simulia, D.S. (2012), Abaqus 6.12 documentation, *Providence, Rhode Island, US*.
24. US-Navy, Design Criteria for Earthquake Hazard Mitigation of Navy Piers and Wharves. 1997, *NAVAL FACILITIES ENGINEERING SERVICE CENTER PORT HUENEME CA*.
25. Whitman, R.V. and Liao, S. (1985), Seismic design of gravity retaining walls, *MASSACHUSETTS INST OF TECH CAMBRIDGE DEPT OF CIVIL ENGINEERING*.
26. Wolff, T.F. (1989), Pile capacity prediction using parameter functions, in *Predicted and Observed Axial Behavior of Piles: Results of a Pile Prediction Symposium*, ASCE.
27. Zeng, X. (1998), "Seismic Response of Gravity Quay Walls. I: Centrifuge Modeling", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.124, No.5, pp.406-417.
28. Zeng, X. and Steedman, R. (1993), "On the behaviour of Quay Walls in Earthquakes", *Geotechnique*, Vol.43, No.3, pp.417-431.
29. 일본항만협회 (1999), Technical standards for Ports and Harbour Facilities in Japan. translated version of 港灣の施設の技術上の基準同解説 社団法人 日本港湾協会.

Received : December 10<sup>th</sup>, 2018

Revised : March 23<sup>rd</sup>, 2019

Accepted : April 2<sup>nd</sup>, 2019