

# 동적원심모형실험을 이용한 지진 시 역T형 옹벽의 관성력 영향 분석 사례 연구

## A Case Study of Evaluating Inertial Effects for Inverted T-shape Retaining Wall via Dynamic Centrifuge Test

조 성 배<sup>1</sup> Jo, Seong-Bae

하 정 곤<sup>1</sup> Ha, Jeong-Gon

추 연 옥<sup>2</sup> Choo, Yun-Wook

김 동 수<sup>3</sup> Kim, Dong-Soo

### Abstract

Mononobe-Okabe (M-O) theory is widely used for evaluating seismic earth pressure of retaining wall. It was originally developed for gravity walls, which have rigid behavior, retaining cohesionless backfill materials. However, it is used for cantilever retaining wall on the various foundation conditions. Considering only inertial force of the soil wedge as a dynamic force in the M-O method, inertial force of the wall does not take into account the effect on the dynamic earth pressure. This paper presents the theoretical background for the calculation of the dynamic earth pressure of retaining wall during earthquakes, and the current research trends are organized. Besides, the discrepancies between real seismic behavior and M-O method for inverted T-shape retaining wall with 5.4m height subjected to earthquake motions were evaluated using dynamic centrifuge test. From previous studies, it was found that application point, distribution of dynamic earth pressure and M-O method are needed to be re-examined. Test results show that real behavior of retaining wall during an earthquake has a different phase between dynamic earth pressure and inertial force of retaining wall. Moreover, when bending moments of retaining wall reach maximum values, the measured earth pressures are lower than static earth pressures and it is considered due to inertial effects of retaining wall.

### 요 지

Mononobe-Okabe (M-O) 이론은 현재 국내외에서 가장 일반적으로 사용되는 지진 시 옹벽에 작용하는 동적토압 산정 방법이다. M-O방법은 강체거동(Rigid Behavior)을 갖는 중력식 옹벽의 사질토 뒤채움 지반에 대하여 제안된 방식이지만 현재 여러 지반 조건 및 캔틸레버 형태의 옹벽에도 널리 적용되고 있다. M-O 방법은 지진 시 발생하는 뒤채움 지반의 관성력만을 고려하기 때문에 벽체의 관성력이 동적 토압에 미치는 영향을 고려하지 못하는 단점이 있다. 본 논문에서는 M-O 방법을 포함하여 지진 시 옹벽에 작용하는 동적토압을 산정하는 기존에 제안된 방법들의 이론적 배경 및 현재까지의 연구동향을 분석하였으며, 이를 통하여 지진 시 토압산정의 중요한 요소인 동적토압의 분포 및 작용점에 대한 합리적인 재평가가 필요함을 도출하였다. 역 T형 옹벽을 대상으로 동적원심모형실험을 수행하여 지진 시 옹벽에 작용하는 동적 토압을 M-O 이론과 모형 모델 거동과의 비교를 통하여 차이점을 평가하였다. 실험 결과, 지진 시 옹벽의 실제 거동은 M-O 방법의 가정과 달리 벽체의 관성력과 동적토압 사이에 위상차가 발생함을

1 정회원, KAIST 건설 및 환경공학과 박사과정 (Graduate student, Dept. of Civil & Environmental Engineering, KAIST)

2 정회원, KAIST 건설 및 환경공학과 연구교수 (Research Professor, Dept. of Civil & Environmental Engineering, KAIST)

3 정회원, KAIST 건설 및 환경공학과 교수 (Professor, Dept. of Civil & Environmental Engineering, KAIST, Tel: +82-42-350-3619, Fax: +82-42-350-7200, dskim@kaist.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2013년 10월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

알 수 있었다. 또한 벽체에서 주동방향으로 최대 휨 모멘트 발생 시 예측된 토압은 정적토압보다 감소하는 결과를 보였으며 이는 벽체 관성력이 원인인 것으로 판단된다.

**Keywords :** Retaining wall, Dynamic earth pressure, Mononobe-Okabe method, Inertia effect, Dynamic centrifuge test

## 1. 서론

지진 시 토류구조물에는 정적토압 외에 동적토압이 발생한다. 이 동적토압은 지반-구조물 상호작용에 의해 영향을 받으며 지진 시 추가적으로 발생하는 수평하중으로서 구조물의 안정성을 저하시키는 주요 요인이므로 동적토압을 적절히 평가하는 것이 매우 중요하다. 지진 시 동적토압은 기초지반, 뒤채움지반의 거동, 벽체의 유연성 및 관성력, 입력지진파의 특성에 영향을 받는다. (Anderson et al., 2009)

현재, 일반적인 국내외 내진설계기준에서는 옹벽의 내진설계를 수행할 때 벽체에 작용하는 동적 토압은 주로 Okabe(1926), Mononobe and Matsuo(1929) 가 제안한 등가정적해석방법인 Mononobe-Okabe(이하 M-O) 방법을 사용하도록 제안하고 있다. M-O 방법은 Coulomb (1776)이 제안한 토압이론을 확장한 것으로 지진 시 파괴 흙 썩기의 관성력을 추가적인 정적 힘으로 고려하여 한계상태에서 힘의 평형 방정식으로 벽체에 작용하는 동적 토압을 산정한다. M-O 방법은 여러 가정 사항을 포함하고 있으며 이로 인하여 지진 시 옹벽의 실제 거동과는 상이함을 보이고 있다. 그럼에도 불구하고 현재까지 많은 연구자들이 M-O 방법으로 산정한 동적토압에 동의하고 있고(Prakash and Basavanna, 1969; Seed and Whitman, 1970; Sherif et al., 1982; Ortiz et al., 1983; Steedman and Zeng, 1990) Seed and Whitman(1970) 이 간편화한 M-O 방법 또한 동적토압을 산정하는 기준으로 자주 사용하고 있다. 그러나 몇몇 연구자들은 아직까지도 M-O 방법이 동적토압을 과소평가 한다고 우려하는 등(Green et al., 2008; Ostadan, 2005) M-O 방법의 사용에 뚜렷한 합의를 도출하지 못하고 있는 실정이다. 실제로 M-O 방법은 토압의 분포 및 작용점에 대해서는 명확한 근거를 제시하지 않고 있어 현업에서는 지진 시 작용하는 전체토압을 옹벽 높이의  $H/3$  으로 사용하고 있으며 이와 관련하여 현재에도 연구가 활발히 진행되고 있다.

본 연구에서는 지진 시 옹벽의 동적토압을 산정하는 방법의 이론적 배경 및 현재까지의 연구 동향을 정리하였으며 M-O 이론과 실제 거동의 차이점을 역 T형 옹벽을 대상으로 동적원심모형실험을 수행하여 지진시 거동을 평가하였다. 강제 거동인 중력식 옹벽과의 차별화를 위해 옹벽 벽체는 벽체의 변형을 충분히 유발시켜 벽체-지반의 상호 작용을 극대화 할 수 있는 연성벽체로 설계하였다.

## 2. 지진 시 동적토압 평가

### 2.1 Mononobe-Okabe(M-O) 방법

M-O 방법은 1923년 Kanto 지진 이후 Okabe(1926), Mononobe and Matsuo(1929) 가 제안한 지진 시 동적토압 산정 방법이다. M-O 방법은 뒤채움 지반이 건조 사질토인 중력식 옹벽을 대상으로 제안되었지만 현재 국내외 옹벽 내진설계에서는 중력식 옹벽을 비롯한 캔틸레버식 옹벽, 보강토 옹벽 등 형태와 상관없이 동적토압을 산정하는 방법으로 많이 사용되고 있다. M-O 방법은 Coulomb 의 토압이론을 확장시킨 방법으로 지진 시 파괴 흙 썩기의 관성력을 추가적인 정적 힘으로 고려하여 Table 1 과 같이 한계상태에서의 힘의 평형으로 벽체에

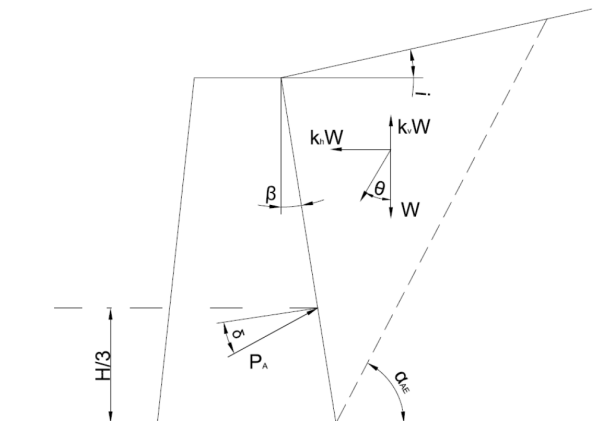


Fig. 1. Forces considered in the mononobe-okabe analysis (Active state)

작용하는 동적 토압을 식 (1)과 같이 산정하며 다음과 같은 가정사항을 갖는다.

- 1) 벽체는 최소 주동토압이 발생할 정도로 충분한 변위가 발생한다.
- 2) 뒤채움 지반은 Mohr-Coulomb 의 파괴기준을 따르며 예상되는 썩기의 파괴 면에서 최대 전단 응력이 발생한다.
- 3) 지진 시 파괴 흠썩기는 강제로 간주하여 동일한 가속도를 적용한다.

$$P_{AE} = 0.5\gamma H^2(1 - k_v)K_{AE} \quad (1)$$

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

여기서,  $\gamma$  : 흙의 단위 중량

$H$  : 옹벽 벽체 높이

$\phi$  : 뒤채움 지반의 내부마찰각

$\delta$  : 흙-벽체간의 마찰각

$\beta$  : 벽체의 수직 기울기

$\theta = \tan^{-1}(k_h / (1 - k_v))$

$k_h$  : 수평 지진계수

$k_v$  : 수직 지진계수

M-O 방법은 보통 0.7g 이상의 수평 가속도에서 동적 토력이 급격하게 증가하므로 이 경우에는 Seed and Whitman(1970) 이 제안한 식 (3) 을 이용하여 수평토압 계수를 산정한다. 이 때에는 식 (4) 와 같이 동적 토력의 증가분만을 고려한다.

$$\Delta K_{AE} = \frac{3}{4} k_h \quad (3)$$

$$\Delta P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \Delta K_{AE} \quad (4)$$

한편, M-O 방법은 흠썩기의 관성력을 등가 정적 힘으로 고려하여 Coulomb의 토압이론을 사용하였기 때문에 힘의 평형으로부터 총 합력을 평가할 뿐 토압의 분포

및 작용점에 대해서는 언급하지 않았다. 일반적으로 작용점을 옹벽 총 높이의 1/3 지점으로 간주하여 사용하지만 현재까지도 이견이 존재하며 활발한 연구가 진행되고 있다. Seed and Whitman(1970)은 동적토력만을 옹벽 높이의 0.6H에 작용한다고 평가하였으며, Sherif et al. (1982), Mylonakis et al.(2007) 등은 1-G 진동대 실험을 통하여 각각 0.42H, 0.33H으로 평가하였다. 이 밖에 Ortiz et al.(1983), Steedman and Zeng(1990)은 동적원심 모형실험을 통하여 동적 토력의 작용점은 가속도에 따라 변화하며 이는 H/3 보다 높다고 평가하였으며 Al Atik and Sitar(2010)는 정적상태와 같이 H/3 로 평가한 바 있다.

M-O방법은 중력식 옹벽에서 파괴 흠썩기의 관성력만을 고려하고 있으며 벽체의 관성력은 고려하지 않는다. 그러나 중력식 옹벽과는 다르게 역 T형과 같은 캔틸레버형식의 벽체에서는 벽체의 관성력이 동적토압에 상당한 영향을 끼치는 것으로 연구되고 있다(Al Atik and Sitar, 2010; Nakamura, 2006).

## 2.2 옹벽의 동적거동 실험 사례

옹벽에 작용하는 동적토압에 대한 연구사례는 1-g 진동대실험과 수치해석 방법이 주로 이루어 졌으며 최근에는 동적원심모형시험기를 이용한 실험 사례가 증가하고 있다.

M-O 방법을 제안한 Mononobe and Matsuo (1929)를 비롯하여 Sherif et al.(1982), Bolton and Steedman(1982)는 1-g 진동대 실험을 통하여 M-O 방법이 동적 토력을 적절하게 평가함을 보였다. 반면 Kim et al.(2003), Yoon et al.(2005)은 중력식 안벽 및 옹벽에 대하여 1-g 진동대 모형실험을 수행하여 구조물의 관성력이 동적 토압에 미치는 영향을 분석하였으며 그 결과 구조물의 관성력과 뒤채움재가 벽체에 미치는 동적토압간의 위상차이로 인하여 실제 옹벽에 작용하는 동적토력은 M-O 방법으로 산정한 동적 토력보다 작게 발생함을 보였으며 M-O 방법으로 산정한 동적 토력을 상한값으로 평가하였다. 그러나 1-g 진동대는 실제 현장 지반의 응력상태를 모사하지 못하고 모형토조 크기의 한계로 인하여 토조 바닥면에 옹벽을 설치하여 지반의 증폭효과를 고려하지 못하는 점 등의 한계를 갖고 있다.

최근 Nakamura(2006)는 높이 9m 중력식 옹벽에 대해 동적원심모형실험을 수행하여 옹벽의 관성력과 뒤채움

재의 동적토압 사이에 위상차가 존재하며, 이는 지진가속도 방향과 옹벽의 관성력이 반대방향으로 작용하기 때문에 평가하였다. 지진 시 옹벽 벽체에서의 가속도는 높이에 따라 동일한 분포를 보이지 않았으며 뒤택음지반에서도 동일한 현상을 보였다. 이는 뒤택음재의 동적토압과 벽체의 관성력간의 위상차를 유발하여 대부분의 동적토압은 정적 토압을 넘지 못함을 보였다. 또한 토압의 분포는 M-O방법에서 가정한 삼각형 분포가 아니며 시간에 따라 변함을 관찰하였다.

Al Atik and Sitar(2010)는 높이 5.67m U자형 캔틸레버 형식 옹벽에 대하여 동적원심모형실험과 수치해석을 수행하여 벽체 관성력과 동적토압간의 위상차를 확인하였으며 토압의 분포는 삼각형 분포임을 관찰하였다. 이는 동적토압의 작용점이 정적토압과 같이 H/3 부근임을 나타낸다. 또한 0.4g 이하의 지표면최대가속도(PGA)일 경우에는 벽체의 휨모멘트를 유발하는 원인을 동적토압이 아닌 벽체 관성력임을 평가하였다.

이 밖에도 M-O 방법의 가정사항 및 토압산정의 합리성을 평가하기 위해 많은 연구가 진행되고 있지만 수치해석이 주로 수행되고 있으며 실험적 평가는 아직까지 옹벽의 형태 및 뒤택음 지반의 종류가 제한되어 있는 등 사례가 적다. 또한 아직까지도 M-O 방법의 과소, 과대 평가에 대한 연구자들의 이견이 존재한다.

Green(2008)은 FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua; Itasca, 2010)을 이용한 수치해석으로 지진하중 초기 역 T형 옹벽의 전면 방향으로의 변위 발생시 옹벽 배면에서 형성되는 파괴 흠뻐기로 인하여 옹벽의 배면방향으로의 변위가 구속되고 이로 인하여 옹벽이 추가적으로 받는 동적토압은 주동방향으로만 작용하는 하중에 가깝다고 평가하고 있다. 이는 옹벽의 유연도(flexibility)에도 영향을 받으며 이로 인하여 동적 토압이 M-O 방법보다는 크게 작용함을 수치해석으로 관찰하였다. 또한 역 T형 옹벽의 지판 끝부분 지점에서의 수직 가상면의 동적 토압은 옹벽의 외적 안정성을 평가하는 토압으로 M-O 방법과 유사하게 삼각형 분포이나 벽체 안정성을 평가하기 위한 동적토압은 이와 달리 균등한 토압 분포를 보이고 있어 하중 작용점이 더 높게 위치한다고 평가하였다. 결과적으로 벽체 안정성에는 토압의 크기보다 옹벽 벽체 하단부의 모멘트가 좌우하고 있음을 알 수 있다.

Jung(2010)은 옹벽의 동적토압 산정을 위한 탄성 이론식을 제안하였으며 매개변수 연구를 통하여 유연도

(Flexibility) 감소에 따라 동적 토압이 감소하며 작용점 위치도 낮아지는 것으로 평가하였다. 또한 제안된 탄성 이론식에 따르면 Mononobe-Okabe방법이 옹벽에 작용하는 동토압을 과소평가할 수 있다고 제안하였다.

이와 같이 옹벽의 동적토압 산정은 현재까지 실험적 방법과 수치 해석적 방법으로 연구가 진행되고 있으나 아직까지 옹벽의 파괴 사례가 적어 실 계측 자료가 부족하며 실험적으로 중력식 옹벽 및 U-shape 등 제한적인 옹벽에 대하여 실험이 진행되고 있으며 M-O방법의 과다 및 과소평가에 대한 이견이 존재하고 있다. 또한, 모형실험에서의 신뢰성 있는 동적 토압 계측이 어려워 수치 해석적 방법이 주로 이루어지고 있다. 본 연구에서는 지금까지의 1-g 진동대 실험사례의 한계점을 극복하고 추후 수치해석 및 다양한 옹벽형태의 실험을 위하여 동적원심모형시험기를 이용하여 높이 5.4m의 역 T형 옹벽의 지진 시 동적 거동 및 토압을 평가해 보았다.

### 3. 실험 절차

본 연구에서는 KREONET(Korea Research Environment Open NETwork : 국가 과학기술연구망)을 이용한 KOCED CMI(Korea Construction Engineering Development Collaboratory Management Institute : 건설연구인프라운영원) 지오센터리퓨지실험센터의 동적 원심모형시험기를 사용하였으며 원심모형시험기 및 진동대의 자세한 제원은 Kim 등(2012)에 기술되어 있다. 이후 기술되는 모든 결과의 단위는 원형모델을 기준으로 표현하였다. 실험에 사용된 토조는 ESB(Equivalent Shear beam Box; Lee 등, 2013)를 사용하였으며 50g 중력가속도에서 수행되었다.

#### 3.1 모델 옹벽의 모형체 제작 및 계측기 설치

실험에 사용한 옹벽 모형체는 Fig. 2 과 같으며 원심 모형실험에서 사용하는 상사비(식 (5))를 이용하여 두께 0.22m, 높이 5.4m의 콘크리트 벽체 휨 강성을 나타내도록 두께 3mm, 높이 108mm의 알루미늄(T-6061)으로 제작하였다. 현재 국토해양부 도로옹벽 표준도(2008)에서 제시하고 있는 대부분의 역T형 옹벽의 벽체는 두께가 0.6m 이상이지만 본 연구에서는 강제 거동의 중력식 옹벽과 차이점을 두고 벽체의 변형으로 인한 상호작용 영향을 극대화하기 위하여 연성 벽체를 선택하였다. 벽체

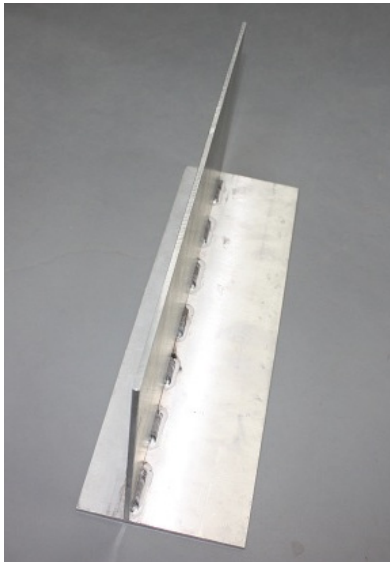
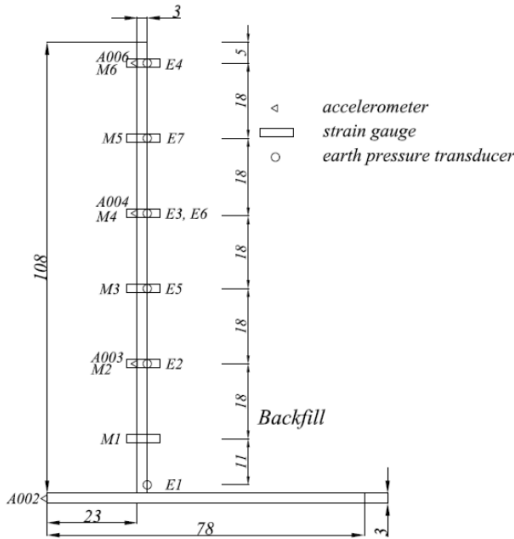


Fig. 2. Retaining wall model used in dynamic centrifuge test

의 두께는 Ortiz(1982)가 동적원심모형실험 시 제안한 알루미늄 모형 벽체의 허용 단면력을 바탕으로 지진 시 모형지반에서 작용하는 M-O 방법의 동적토압 증가분에 대해 안정함을 판단하였다.

$$t_m = \sqrt[3]{\frac{E_p}{E_m} \frac{t_p}{N}} \quad (5)$$

- 여기서,  $E_p$  : 원형 재료 탄성 계수
- $E_m$  : 모형체 재료 탄성 계수
- $t_m$  : 모형체 두께 (prototype)
- $t_p$  : 원형 두께 (prototype)
- $N$  : 원심모형실험 중력가속도

Table 1. Aluminum structures dimensions and properties (Prototype and Model)

	Prototype structure	Model structure
Stem Height (m)	5.4	0.108
Stem Thickness (m)	0.22	0.003
Young's modulus (GPa)	25	70
Stem Stiffness (MN · m <sup>2</sup> )	22.18	1.57E-04

Fig. 2 와 같이 모형 옹벽의 벽체에 높이별로 스트레인 게이지(총 12개)를 양면에 부착하여 벽체의 휨 모멘트를 계측하였고 가속도계는 저판에 1개, 벽체에 3개를 설치하여 지진 시 벽체 가속도를 직접 계측하였다. 벽체의 휨 모멘트는 벽체 전면과 배면의 변형률로부터 탄성보 이론을 이용하여 식 (6)에 따라 산정하였다. 이때 E, t,  $\nu$ 는 알루미늄(T-6061)의 탄성계수, 두께, 포아송비로써 각각 68.9Gpa, 3mm, 0.33을 적용하였다.

$$M = - \frac{(\epsilon_{out} - \epsilon_{in}) \times E \times t^2}{12 \times (1 - \nu^2)} \quad (6)$$

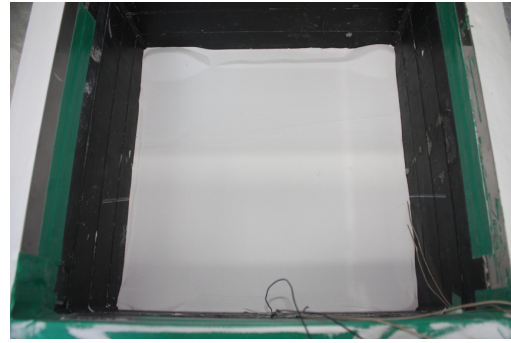
뒤채움지반과 벽체의 동적 상호작용에 의한 토압 측정을 위해 SSK Co., Ltd. 의 토압계 P310 모델을 벽체에 4개 설치하였다. 가속도계는 주동 방향의 가속도를 +로, 토압은 압축력을 +, 벽체의 휨 모멘트는 주동 방향으로의 휨 모멘트를 +로 설정하였다. 지진 시 동적토압을 보다 정확하게 계측 및 비교하기 위하여 벽체의 휨 모멘트와 토압계로부터 직접 계측된 토압을 상호 비교하였다. 옹벽의 저판에는 지반과의 마찰력을 증가시키기 위하여 사포를 부착하였다.

### 3.2 모형 지반 조성

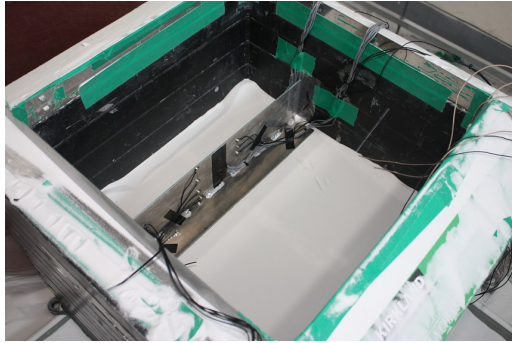
모형 지반의 기초지반과 뒤채움 지반 조성에 이용된 모래는 파쇄 공정에 의해 인공적으로 생산한 규사(이하 실리카 샌드)를 사용하였고, 시료에 대한 기본 물성치는 Table 2 와 같다. 모형체 제작 순서는 다음과 같다. 기초지반 및 뒤채움지반은 낙사법(pluviation)을 이용하여 14.5kN/m<sup>3</sup>, 상대밀도 60%로 균일하게 조성하였으며 이때 내부마찰각은 약 41°이다. 기초지반 높이까지 모래를 조성한 후 표면을 고르게 한 후 수평계를 이용하여



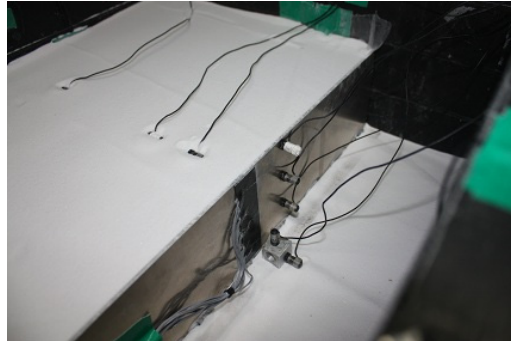
(a) Attach the sand paper on the wall base



(b) Pluviation of sand inside model container



(c) Model under construction



(d) Pluviation of sand for backfill

Fig. 3. Procedure of the model under construction

Table 2. Silica sand properties

Property	Silica sand
USCS	SP
$\rho_{d,max}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.645
$\rho_{d,min}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.244
Gs	2.65
Cc	1.11
Cu	1.96
PI	NP
D50 (mm)	0.22

용벽을 위치시킨다. 낙사법을 이용하여 용벽 전, 후면 모두 지반을 조성한 후 용벽 전면부의 모래를 제거한다. Fig. 3에 원심모형시험을 위한 모델 제작과정을 나타내었다.

본 모델에서는 지반증폭 현상을 고려하기 위하여 지중에 위치와 높이를 고려하여 총 13개의 가속도계를 매설하였으며 벽체 가속도계와 방향성을 일치시켰다. Fig. 4는 모형 토조를 포함한 계측기 위치 및 실험 단면을 나타내고 있다.

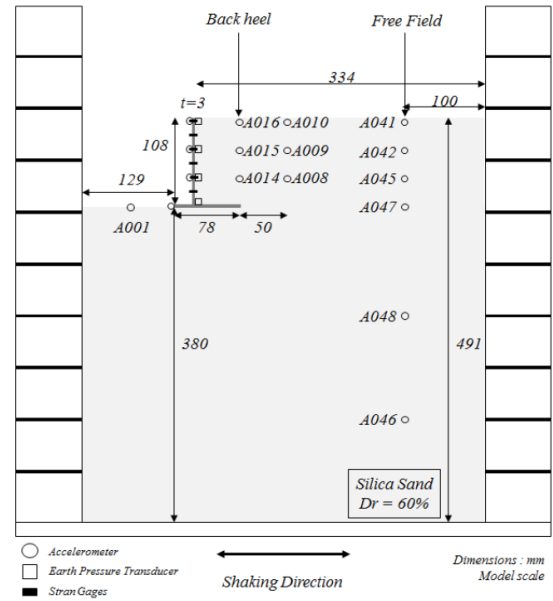


Fig. 4. Model structure configuration and instrumentation layout

### 3.3 실험 방법

본 연구에서는 실험의 효율성을 고려하여 한 모델 단면에 대하여 단주기 특성을 지닌 Ofunato 지진파, 장주기 특성을 지닌 Hachinohe 지진파를 사용하였으며 Table 3과 같은 순서로 약진부터 강진까지 단계별로 가진 하

Table 3. Input ground motion

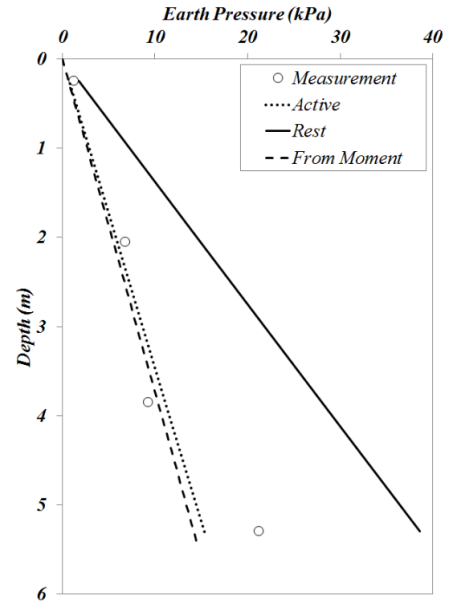
E.Q. source	Shaking Event	Peak Acc. @Bedrock (Proto)	Frequency Range	
			Model	Proto
Ofunato	O1	0.04	30-300	0.6-6
	O2	0.14		
	O3	0.25		
	O4	0.35		
Hachinohe	H1	0.05		
	H2	0.18		
	H3	0.27		
	H4	0.36		

면서 가속도 및 배면 동적 토압 변화를 관찰하였다. 단계별 가진으로 인한 지반 다짐 영향을 판단하기 위하여 벤더 엘리먼트를 이용하여 지반의 전단파 속도를 측정하였다. 가진 전, 후 전단파 속도의 차이는 20~25m/s로 지반의 동적 거동 및 지반 특성 변화에 큰 영향을 끼치지 않는 것으로 판단하였다. 기반암 입력가속도의 최대 진폭은 최대 0.36g 까지 변화시켰으며 가속도 진폭 및 주파수 범위, 가진 지속시간은 상사비를 고려하여 원심 모형실험에 맞는 변환된 지진파를 입력 신호로 사용하였다.

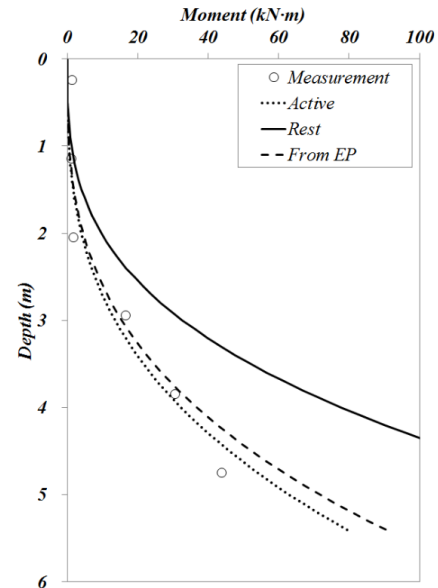
#### 4. 실험 결과 및 분석

##### 4.1 정적 토압

중력가속도를 50g 까지 증가시키는 과정에서 정적토압의 증가분을 측정한 결과 Fig. 5 와 같이 주동토압에 가까움을 알 수 있다. 주동 및 정지토압은 내부마찰각 41°로 계산하였으며 벽체와 지반의 마찰은 고려하지 않았다. 측정한 토압 및 모멘트 중 일부는 주동상태보다 낮게 측정되었는데 이는 낙사방법으로 조성된 모래 입자의 엇물림(interlocking)이 원인으로 판단된다. 최하단부의 토압이 주동보다 증가하는 이유는 캔틸레버 형식의 벽체는 저판을 기준으로 회전하는 변형을 보이고 이로 인하여 벽체의 하단부는 오히려 뒤채움 지반 쪽으로 이동하여 하단부의 토압은 주동과 정지상태의 중간으로 평가되고 있다(Nam et al., 2000; Kim et al., 2002). 측정한 벽체 휨 모멘트로부터 두 번 미분하여 계산된 토압과 측정한 토압으로부터 두 번 적분한 모멘트가 각각 측�값과 유사함을 알 수 있으며 방법의 신뢰성을 확인하였다.



(a) Static lateral earth pressure profiles measured by pressure transducer and interpreted from the bending moments



(b) Static bending moments profiles measured by strain gauge and interpreted from the earth pressure

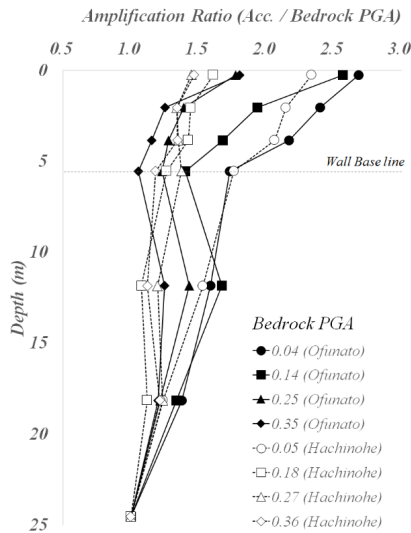
Fig. 5. Static lateral earth pressure and moment profiles

##### 4.2 지진 시 지반 가속도 증폭

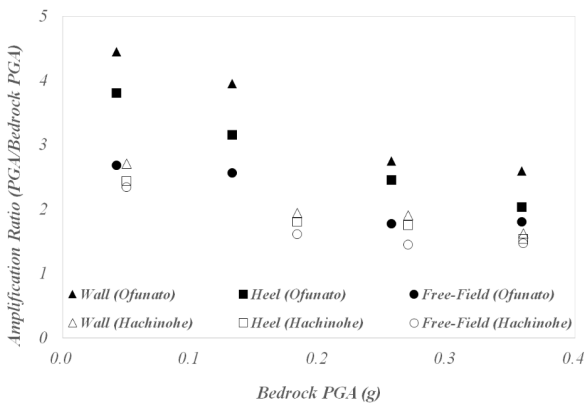
Fig. 6(a)은 기반암 입력 지진파의 최대 가속도가 변화함에 따라 깊이별 지반의 가속도 증폭비를 보여주고 있다. 기반암부터 옹벽 하부 지반(5.4m) 까지 에서는 기반암 입력 최대가속도(PGA)가 증가할수록 증폭비가 감소하고 있으며 입력지진파 0.25g 이상에서는 오히려 감폭하는 경향을 보이고 있다. 이는 변형률에 따른 전단탄성계수 감소 및 감쇠비 증가와 같은 지반의 비선형성이

원인으로 판단된다. 한편 대부분의 경우 마지막 상부 토층에서 급격히 증가하는 모습을 보이고 있다. 이는 지표면에서의 구속압 감소로 인한 현상으로 판단된다. 옹벽 저면부터 지표면까지의 증폭비는 약 1.2~1.8 배로 나타나고 있는데 이는 옹벽 높이가 증가할수록 더욱 증가할 것으로 판단된다. 입력 지진파가 약진일 때에는 단주기 성분이 많은 Ofunato 지진파에서의 증폭비가 Hachinohe 지진파 보다 큰 것으로 나타났다. 하지만 입력 지진파 최대가속도(PGA)가 증가할수록 지반의 변형이 증가하면서 지진파의 주파수 영향이 감소하는 것으로 판단된다.

Fig. 6(b)는 기반암 입력 지진파의 최대 가속도에 대한 위치별 지표면 최대 가속도(PGA) 증폭비(Ratio)를 나타낸 것이다. 정도의 차이는 있지만 자유장, 옹벽의 저면 끝부분, 옹벽 벽체 순으로 지표면에서의 가속도 증



(a) Amplification ratio of acceleration with depth for free field (Acc./Bedrock PGA; EQ:Ofunato)



(b) Amplification ratio of acceleration for Top of wall, back heel, free field (Acc./Bedrock PGA)

Fig. 6. Profile of acceleration amplification for free field during earthquake

폭비가 증가하였다. 이는 자유장 지표면과 유사하게 옹벽 전면부에서 구속압이 존재하지 않아 자유장보다 옹벽 가까이의 토사 지반에서 최대가속도가 크게 나타남을 알 수 있다. 이러한 현상은 지진 시 옹벽과 뒤채움 지반이 함께 거동한다는 M-O 방법의 가정사항과 다르며 이러한 차이는 상호작용에 의하여 동적 토압에도 영향을 미칠 것으로 판단된다. M-O 방법에서는 뒤채움 파괴 흠뻐기의 관성력 평가시 뒤채움 흠뻐기의 지표면 PGA를 균일하게 적용하고 있어 흠뻐기의 관성력을 과다평가하고 있다(AI Atik and Sitar, 2010). 앞서 설명한 입력 지진파 주파수 성분에 따른 영향은 Fig. 6(b)에 나타난 바와 같이 Ofunato입력 지진파에서의 증폭비는 Hachinohe 입력 지진파에서의 증폭비보다 대부분의 가진 세기 영역에서 우세한 것으로 나타났다. 그러므로 파괴 흠뻐기의 관성력 평가에 사용할 PGA를 산정함에 있어서 증폭 및 지진파 주파수 성분 영향에 대한 주의가 필요하다.

### 4.3 옹벽-지반 상호작용

Fig. 7, 8 은 위치별 관성력과 모멘트, 토압간의 관계를 나타내고 있다. 관성력은 위상차이 비교를 위하여 위치별 가속도계 신호에 음의 값을 곱하여 도시하였다. 옹벽 최하단부(depth=5.3m)의 토압(E1)과 모멘트(M1)는 가속도계로부터 구한 관성력과 위상이 유사함을 알 수 있다. 이는 M-O 방법에서 제시하고 있는 것처럼 뒤채움 지반의 관성력에 의하여 토압이 발생함을 알 수 있다. 하지만 옹벽의 중앙 상부(depth=2.05m)에 위치한 토압(E3)은 그 위치의 관성력과 위상이 반대이며 모멘트(M3)는 관성력과 유사한 위상을 보이고 있다. 관성력이 주동방향으로 작용시 토압은 증가하지 않고 감소함을 나타내고 있는데 이는 옹벽 배면과 지반과의 접촉이 떨어짐을 의미한다. 반면 두 위치 모두 벽체의 휨 모멘트는 토압과 달리 관성력과 위상이 유사한 것으로 예측되었다. 이는 휨모멘트를 유발시키는 원인이 토압이 아닌 벽체의 관성력임을 간접적으로 알 수 있다. AI Atik과 Sitar(2010)는 동적원심모형실험을 통하여 벽체 관성력이 주동방향으로 작용시 토압은 감소하며 휨 모멘트는 증가하는 경향을 보인 바 있다. 본 연구에서도 유사한 결과를 보이는데 이는 벽체의 관성력과 뒤채움 지반의 관성력간의 상호작용으로 볼 수 있으며 벽체 관성력이 더 큰 영향을 주어 벽체에 휨이 발생하며 뒤채움 지반이 벽체의 변형을 따라오지 못하여 토압은 감소하게 된다.



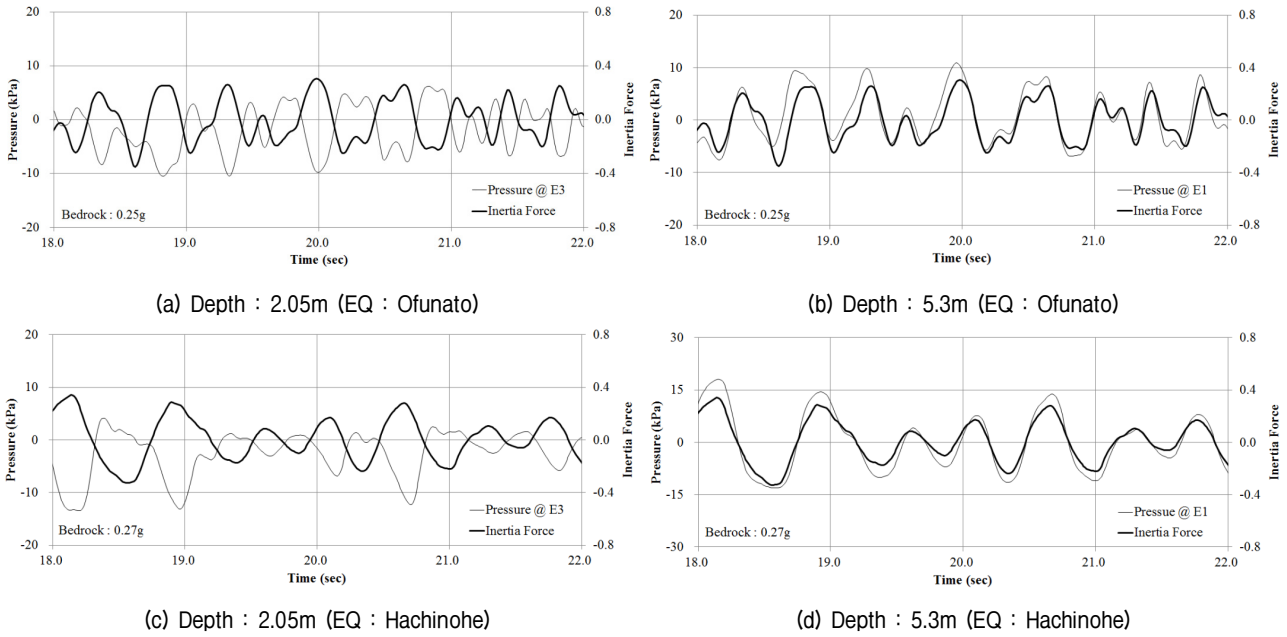


Fig. 7. Comparison of dynamic earth pressures, inertial forces of the wall

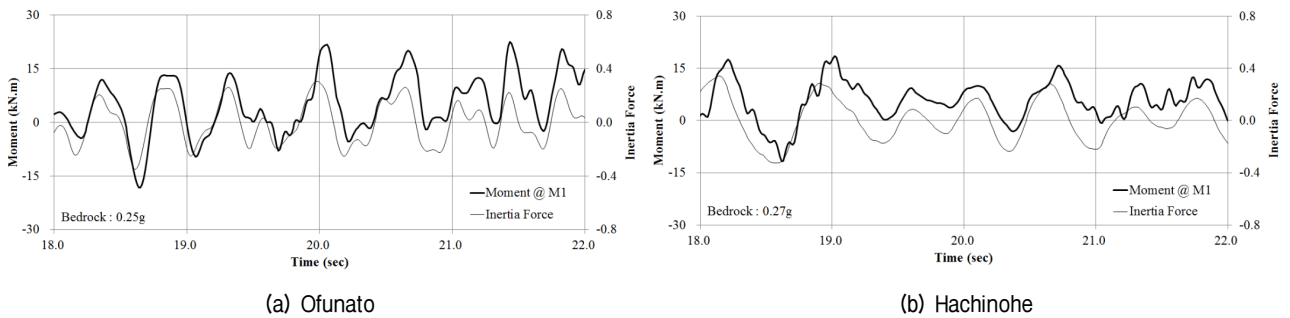


Fig. 8. Comparison of dynamic wall moments, inertial forces of the wall (Measured depth : 5.3m)

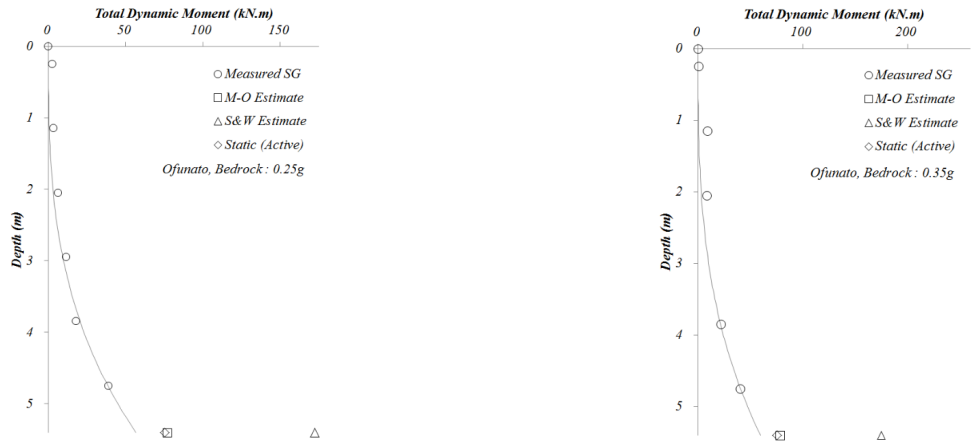
반면 최하단부에서는 저판부의 구속으로 인하여 관성력에 의한 벽체의 변형이 거의 일어나지 않으므로 벽체 관성력에 의해 토압 감소 현상을 관찰할 수 없었다. 오히려 관성력이 주동방향으로 작용할 때 토압이 증가하는데 이는 최하단부의 동적토압은 벽체의 관성력보다 뒤채움 지반에서의 관성력에 더 큰 영향을 받음을 알 수 있다. M-O 방법에서는 파괴 흠뻐기가 주동방향으로 관성력이 작용할 때를 기준으로 동적 토압을 산정한다. 하지만 이때 옹벽 벽체의 관성력을 고려하면 흠뻐기의 관성력이 모두 동적토압으로 작용하지 않음을 알 수 있다.

따라서 M-O 방법에 의한 동적 토압 산정은 벽체를 강체(rigid)로 보고 흠뻐기의 관성력을 모두 벽체가 지지하는 것으로 평가하지만 실험 결과에 따르면 벽체 자체의 관성력에 의해 흠뻐기와 함께 같은 방향으로 관성력을 받게 되며 이에 따라 벽체와 흠뻐기 사이의 상호작용으로 인하여 토압은 M-O 이론값보다 작게 나타났다. 이

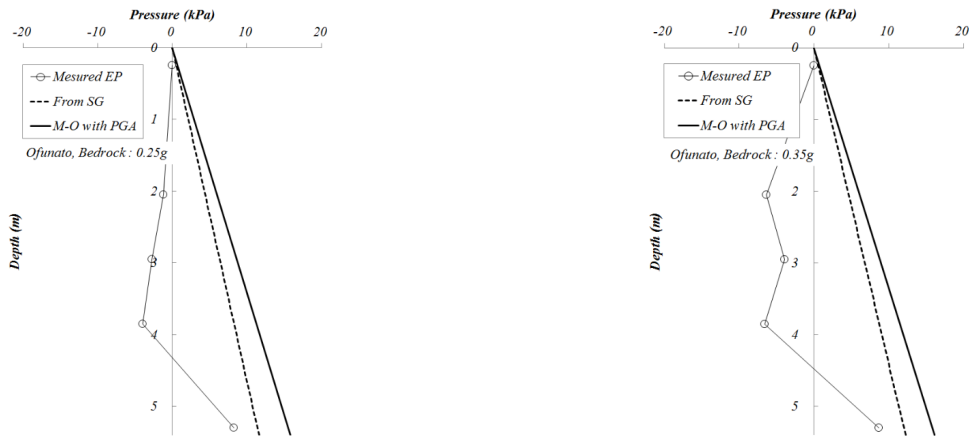
를 통하여 옹벽 내진 설계시 벽체 관성력을 고려한다면 경제적인 설계가 가능할 것으로 판단된다. 이와 같은 현상은 주파수 성분이 다른 두 지진파(Ofunato, Hachinohe)에서 동일하게 나타났다.

#### 4.4 동적 토압 분포

현재 국내설계기준(구조물기초설계기준, 2009)에서는 역 T형 옹벽의 안정성 평가에서 외적안정은 저판의 뒷굽을 지나는 수직 가상면에서의 토압을 기준으로 평가한다. 반면 벽체의 안정성은 지진 시 동적 토압 증가에 의한 휨 모멘트에 가장 큰 영향을 받는다. 이때 가상면에서의 토압과 옹벽 구조물 벽체에서의 토압이 동일하다는 가정이 필요하다. 하지만 가상면에서의 토압 예측의 어려움으로 인하여 실험적으로 증명하기가 어려우며 수치해석적인 방법으로는 가상면과 벽체에서의 동적



(a) Dynamic bending moments of the wall



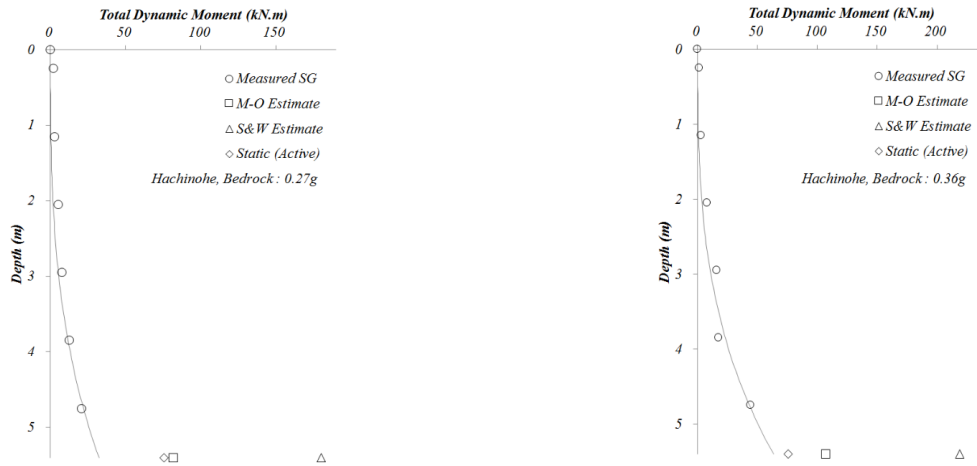
(b) Dynamic earth pressure

Fig. 9. Maximum total dynamic bending moments of the wall and dynamic earth pressure (EQ : Ofunato)

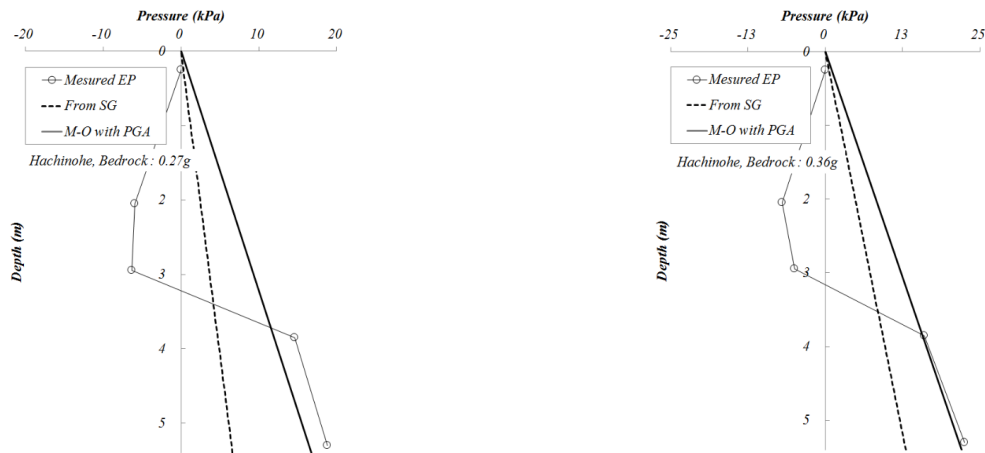
토압 분포가 다를 것을 관찰한 바 있다(Green, 2008). 본 연구에서는 지진 시 동적 토압 증가에 따른 벽체의 안정성 평가를 위해 최하단부의 휨 모멘트가 주동방향으로 최대 일 때 변형률계로부터 예측된 휨 모멘트와 M-O 방법, Seed and Whitman(1970) (이하 S&W) 방법으로 벽체에 걸리는 휨 모멘트를 비교하였다. 예측값 및 이론값 모두 정적 성분을 제외한 지진 시 동적 성분의 증가량만을 고려하였으며 S&W 방법에서는 동적토압계수를 0.75kh 로 사용하였다. M-O, S&W 방법 각각의 작용점은  $H/3$ ,  $0.6H$  로 계산하였다.

Fig. 9 에 나타난 것처럼 예측된 휨 모멘트는 M-O, S&W 방법으로부터 산정된 값보다 작게 나타났다. 특히 S&W 방법은 동적토압의 작용점을  $0.6H$  로 보고 있어 M-O 방법보다 동적토압에 의한 벽체 휨 모멘트를 상대적으로 크게 평가 하고 있다. 대부분의 벽체 휨 모멘트는 3차 다항식의 분포를 보이고 있으며 이를 두 번 미분함으로써 휨 모멘트를 유발하는 토압을 계산할 수 있다.

Fig. 10 은 토압계로부터 예측된 토압과 M-O방법으로 예측된 토압 분포, 벽체 휨 모멘트로부터 계산된 토압 분포를 비교하여 나타낸 것이다. 모든 토압과 가속도는 최하단부의 휨 모멘트가 최대일 때 예측된 값으로 도시하였다. 지진 시 최하단부의 토압은 뒤채움 흙 췌기의 관성력으로 인하여 증가하는 경향을 보인다. 하지만 이를 제외한 나머지 영역에서는 오히려 정적 토압보다 감소하는 모습을 보이는데 이는 벽체 관성력에 의한 벽체의 변형 영향으로 판단된다. 벽체의 최하단부에서는 저판에 의한 구속으로 변형이 일어나지 않으며 벽체의 상부는 주동방향으로 변형하는 모습을 갖는다. 이로 인하여 뒤채움 흙 췌기의 관성력 영향이 이를 넘지 못하여 토압이 감소하게 된다. 또한 S&W 방법은 동적 토압의 작용점을 너무 높게 산정하는 경향이 있어 벽체의 과다 설계를 유발할 수 있다. 본 실험의 결과만으로는 정확한 작용점을 찾기 어려우나 본 연구에서 예측된 휨 모멘트 및 토압의 분포형상에 의하면 S&W 방법의 동적토압



(a) Dynamic bending moments of the wall



(b) Dynamic earth pressure profile

Fig. 10. Maximum total dynamic bending moments of the wall and dynamic earth pressure (EQ : Hachinohe)

작용점 0.6H은 구조물에 작용하는 휨 모멘트를 상대적으로 크게 산정하는 것으로 판단된다.

한편, 벽체의 휨 모멘트는 동적토압뿐만 아니라 벽체 관성력을 모두 포함한 결과이며 휨모멘트로부터 계산된 벽체에 작용하는 동적토압은 모두 M-O 토압 보다 작은 것으로 나타났다. Al Atik and Sitar(2010)은 U 자 형태의 옹벽에서, Nakamura(2006)는 중력식 옹벽에서 벽체 관성력과 동적토압간의 위상차를 관찰하였으며 본 연구에서 수행한 실험으로부터 역T형 옹벽에서도 동일한현상이 나타남을 알 수 있었다. 이로부터 벽체 관성력 고려시 흙췌기만의 관성력을 고려하는 M-O 방법보다 동적토압을 과소 평가할 수 있으며 좀 더 경제적인 설계가 가능함을 보여주고 있다. Hachinohe 지진파의 경우 하단부에서 M-O 토압을 상회하는 경향을 보이는데 이는 지진파를 단계적으로 가진하는 과정에서 지반이 조밀해졌다고 판단된다.

## 5. 결론

본 연구에서는 지진 시 옹벽에 작용하는 동적 토압 산정에 대한 최근의 연구 동향을 정리해 보았으며 5.4m 옹벽을 대상으로 동적원심모형실험을 수행하여 M-O 방법과 비교하며 벽체 관성력 영향을 분석하였다. 원심 모형실험을 수행한 결과 얻어진 결론은 다음과 같다.

- (1) 문헌 연구 및 본 연구에서 수행한 실험결과로부터 M-O 방법의 가정과 달리 벽체 관성력과 동적 토압간의 위상차이가 나타남을 알 수 있었으며 이로 인하여 동적 토압이 작게 산정됨을 알 수 있었다. 그러나 최하단부에서는 상부와 달리 벽체 관성력과 동적 토압간의 위상차이가 나타나지 않았으며 이는 저판에 의한 구속으로 벽체의 움직임이 제한되었고 이로 인하여 M-O 방법의 가정과 유사한 거동을 나타냄을 관찰하였다.

- (2) 5.4m 옹벽의 모형실험에서는 벽체 관성력이 동적 토압보다 벽체 휨 모멘트에 더 큰 영향을 주었으며 이로 인하여 토압이 감소하는 부분에서도 휨 모멘트가 작용하였다. 계측된 휨 모멘트로부터 계산된 벽체에 작용하는 응력은 M-O 방법의 동적토압으로부터 산정한 응력보다 작게 산정되었으며 벽체 관성력에 의해 동적토압이 감소됨을 확인할 수 있었다.
- (3) M-O 방법은 동적토압을 과대평가하며 벽체 관성력 고려시 경제적인 설계가 가능하다 판단된다.

본 연구에서는 연성벽체의 5.4m 옹벽을 대상으로 실험을 수행하였으나 추후 도로옹벽표준도에 제시된 표준 단면도의 옹벽과 강체 거동을 보이는 중력식 옹벽에 대하여 실험을 수행 및 비교함으로써 벽체 관성력과 M-O 방법의 동적 토압 평가의 정량적 판단이 필요하며 추가적인 수치해석을 이용하여 현업에서 옹벽 설계시 관성력을 고려할 수 있는 방법 도출이 필요하다.

## 감사의 글

본 연구는 국토해양부 건설기술혁신사업(11기술혁신 D02 : 동적 원심모형실험을 이용한 기초-지반 시스템 및 토류구조물 지진하중 평가)지원으로 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

## 참 고 문 헌

1. Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs (2008), *Retaining wall standard plans (structural calculation sheet)*
2. Korean Geotechnical Society (2009), *Design Criteria for Structure Foundation*, pp.820-825.
3. Anderson, D. G., Martin, G. R., Lam, I., and Wang, J. N. (2009), *Seismic analysis and design of retaining walls, buried structures, slopes, and embankments*, NCHRP Rep. 611, Transportation Research Board, Washington, D.C.
4. Al Atik, L. and Sitar, N. (2010)", Seismic Earth Pressures on Cantilever Retaining Structures", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.136, No.10, pp.1324-1333.
5. Coulomb, C. A. (1776), *Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemesde statique relatifs, a la architecture*. Mem. Acad. Roy. Div. Sav., Vol.7, pp.343-387.
6. Green, R. A., Olgun, C. G., and Cameron, W. I. (2008), "Response and Modeling of Cantilever Retaining Walls Subjected to Seismic Motions", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol.23, pp.309-322.
7. Jung, C., Bobet, A., and Fernandez, G. (2010), "Analytical solution for the response of a flexible retaining structure with an elastic backfill", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.34, pp.1387-1408.
8. Kim, D. S., Kim, N. R., Choo, Y. W., and Cho, G. C. (2013), "A newly developed state-of-the-art geotechnical centrifuge in Korea", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol.17, No.1, pp.77-84.
9. Kim, H.B., Joo, T.S., Kim, J.M., and Kim, K.S. (2002), "Lateral Earth Pressure of Cantilever Retaining Wall Stem", *Proceedings of Korea Society of Civil Engineers (KSCE) Conference*, KSCE, pp.2371-2374.
10. Kim, S. R., Kwon, O. S., and Kim, M. M., (2003), "Modeling of Force Components Acting on Quay Walls During Earthquakes", *Journal of Korean Geotechnical Society(KGS)*, Vol.19, No.2, pp.107-121.
11. Lee, S. H., Choo, Y. W., and Kim, D. S. (2013), "Performance of an equivalent shear beam (ESB) model container for dynamic geotechnical centrifuge tests", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.44, pp.102-114.
12. Mononobe, N. and Matsuo, M. (1929), "On the determination of earth pressures during earthquakes", *Proc. World Engrg. Congress*, Vol.9, pp.179-187.
13. Mylonakis, G., Kloukinas, P., and Papatonopoulos, C. (2007), "An Alternative to the Mononobe-Okabe Equation for Seismic Earth Pressures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.27, No.10, pp.957-969.
14. Nakamura, S. (2006), "Re-examination of Mononobe-Okabe theory of gravity retaining walls using centrifuge model tests", *Soils and Foundations*, Vol.46, No.2, pp.135-146.
15. Nam, S. W., Chung, S. G., Lee, M. R., and Kim, M. G. (2000), "Model Experiments for Lateral Pressure on Cantilever Retaining Wall", *Journal of Korea Society of Civil Engineers (KSCE)*, Vol.20, No.6C, pp.471-483.
16. Okabe, S. (1926), "General theory of earth pressures.", *J. Japan. Soc. Civil Eng.*, Vol.12, No.1, pp.123-134.
17. Ortiz, L. A., Scott, R. F., and Lee, J. (1983), "Dynamic Centrifuge Testing of a Cantilever Retaining Wall", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.11, No.2, pp.251-268.
18. Ostadan, F. (2005), "Seismic soil pressure for building walls. An updated approach", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.25, pp.785-793.
19. Prakash, S. and Basavanna, B. M. (1969), "Earth pressure distribution behind retaining wall during earthquakes", *Proc., 4th World Conf. on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile.
20. Seed, H. B. and Whitman, R. V. (1970), "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads", *ASCE Specialty Conference, Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, Cornell Univ., Ithaca, New York, 103.147.
21. Sherif, M. A., Ishibashi, I., and Lee, C. D. (1982), "Earth Pressure against Stiff Retaining Walls", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.108, pp.679-695.
22. Steedman, R. S. and Zeng, X. (1990), "The Seismic Response of Waterfront Retaining Walls", *Design and Performance of Earth Retaining Structures, Conference Proceedings*, Cornell University, Ithaca, New York, June 18-21, ASCE Geotechnical Special Publication No. 25.
23. Yoon, S. J., Kim, S. R., Hwang, J. I., and Kim, M. M. (2005), "Variation of Dynamic Earth Pressure Due to Sliding of Retaining Walls", *Journal of Korean Geotechnical Society(KGS)*, Vol.21, No.8, pp.55-61.

(접수일자 2012. 12. 10, 심사완료일 2013. 4. 3)