지진시 동토압을 받는 역 T형 옹벽의 접지압 산정에 관한 연구

Dynamic Bearing Pressure of Inverted T-type Retaining Walls Subjected to Seismic Motion

이진선¹⁾

Lee, Jin-Sun

국문 요약 >> 본 논문에서는 지진시 역 T형 옹벽에 작용하는 기초 접지압의 변화를 Mononobe-Okabe공식을 이용하는 기존의 유사정적 설계기법과, 지반의 비선형 부지중폭현상 고려한 유한차분해석을 이용하여 살펴 보았다. 옹벽 설계에 있어서 높이 10m를 초과하는 역 T형 옹벽의 경우 상시 안정조건을 만족함에도 불구하고 지진시 지지력 안정조건을 만족하지 못하는 경우가 발생한다. 안정조건을 만족시키지 못하는 주요 원인은 동토압으로 야기되는 편심하중 증가로 인한 기초 유효저면적의 감소이다. 본 논문에서는 역 T형 옹벽의 지진시 유효저면적의 변화를 유한차분해석프로그램(FLAC)을 이용하여 살펴보았으며, 그 결과로부터 동적지지력 계수의 설계 적용성을 검토하였다.

주요어 옹벽, 동적지지력, 지반중폭현상, 유사정적해석

ABSTRACT >> Pseudo static analysis using the Mononobe-Okabe method and numerical analysis considering a small strain nonlinearity from the soil were performed to determine the bearing pressure changes of the inverted T-type retaining wall subjected to earthquake motions. In many cases, an inverted 'T' type retaining wall of more than 10 m shows bearing capacity failure under earthquake conditions, despite showing sufficient bearing capacity during normal conditions. The most important reason for this is the change of the effective base area during an earthquake. In this paper, the change of the effective base area of an inverted 'T' type wall is analyzed by using finite difference element code (FLAC). In addition, the effect of dynamic bearing capacity coefficients (which has been suggested by several researchers but not adopted in current design codes and procedures) was verified.

Key words Retaining wall, Dynamic bearing capacity, Site amplification, Pseudo-static method, Mononobe-Okabe method

1. 서론

옹벽의 상시 안정검토는 기존의 고전 토질역학에서 정립된 지지력 및 안정조건(전도 및 활동)을 검토하여 비교적 정확하고 안정적으로 수행가능하다. 일반적으로 직접기초의 지지력에 대한 안정 검토는 기초바닥면에 작용하는 접지압과 기초의 형상 및 주변 경계조건(근입깊이, 기초 경사, 지하수위 등) 및 기초하부지반이 가지는 지반의 고유특성치

(점착력, 마찰각)로부터 산정되는 극한지지력의 비교로 이루어진다. 횡토압을 받는 옹벽의 경우 횡토압의 크기 및 작용위치에 따라 기초의 접지압 분포가 변화되며, 지진시 관성력으로 인하여 추가되는 횡토압(동토압)은 기초의 접지압 분포 변화를 야기하게 된다. 따라서, 지진시 옹벽 구조물 기초의 지지력에 대한 안전을 평가를 위해서는 지진시 동토압의 영향 및 지반의 지지력에 대하여 동시에 검토가 이루어져야 한다.

지진시 증가되는 횡토압은 대부분의 설계에서 Mononobe-Okabe공식(이하 M-O공식, Mononobe and Matsuo, 1929)을 이용하여 유사정적(Pseudo-Static) 토압으로 설계시 추가하는것이 보편적인 방법이며, 최근에는, 유사동적(Pseudo-Dynamic)해석(Steedman and Zeng, 1990) 및 이동블럭법(Sliding Block Method)이(Richards and Elms, 1979) 제안 되었으나 아직 현업에 적용되고 있지는 않다.

¹⁾ 정회원 · 원광대학교 토목환경공학과, 조교수
(교신저자: blueguy@wku.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2012년 4월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2011. 12. 28 / 수정일 1차: 2012. 2. 28, 2차: 2012. 3. 28, 3차: 2012. 4. 5 / 게재확정일 : 2012. 4. 5)

© 2011EESK www.eesk.or.kr

극한지지력의 경우 한계상태 평형이론으로부터 유도된 Terzaghi, Meyerhof 등의 극한 지지력 공식을 이용하여 산정하는 것은 매우 일반적인 방법이나, 동적 하중에 대한 지반의 극한 지지력은 1990년대 이후 여러 연구자들에 의하여 제안되었음에도 불구하고 널리 알려지지 않은 실정이다. 동적하중에 대한 극한 지지력은 기본적으로 Terzaghi가 제안한 지지력 공식과 동일하나, 지지력 계수 N_c , N_q , N_γ 의 크기가 지반에 작용하는 관성력을 고려하여 다르게 산정된다. Richards 등(1993)은 한계상태 평형이론을 이용하여 지반의 동적지지력 공식을 식 (1)과 같이 유도하였으며, Soubra (1999), Paolucci 와 Pecker(1997)는 상한이론(Upper bound theorem), Kumar와 Rao(2002)은 하한이론(Lower bound theorem)을 적용하여 동적하중을 받는 지반의 지지력 계수를 유도하였다.

$$p_{LE} = cN_{cE} + qN_{qE} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma E} \quad (1)$$

여기서, p_{LE} : 동적 극한 지지력 (줄기초)

c : 점착력

q : 기초면 상재하중 (기초 근입깊이에 의한 하중)

γ : 지반의 단위중량

B : 기초의 길이

N_{cE} , N_{qE} , $N_{\gamma E}$: 동적 지지력 계수

상기 언급된 동적하중에 대한 극한 지지력계수 연구결과를 살펴보면, 동적 원호활동 파괴면의 크기는 관성력의 영향으로 인하여 정적 파괴면에 비하여 작게 형성된다(그림 1). 이로 인하여 지반의 동적 극한지지력은 일반적으로 정적 극한 지지력에 비하여 작은값을 가지게 되며, 지진가속

도(k_h , k_v)가 커질수록 그 크기는 급격하게 줄어드는 경향을 보인다(그림 2). 그러나, 현재 적용중인 설계법은 지진시 유사정적 이론(M-O 공식)을 이용한 토압을 추가로 고려하는 과정에서, 지진으로 추가되는 횡토압을 극단적인 사건(Extreme event)의 확률로 고려함에 따라 정적 지지력을 오히려 할증하여 사용하고 있다.

현재까지 연구된 동적토압 이론과 설계시 적용되는 지반의 지지력공식을 정리하면 표 1과 같다.

따라서, 지진하중에 대한 옹벽의 지지력 검토시 유사정적 방법(M-O공식)을 이용하여 동 토압을 작용시킨 후 정적 허용지지력을 할증하는 현재의 설계기준 및 방법은 과소설계를 초래할 가능성이 존재한다. 또한, 동토압으로 추가적인

〈그림 1〉 정적 및 동적 지지력 파괴형상 (Budhu and Al-Karni, 1993)

〈그림 2〉 정적 및 동적 지지력 계수 (Richard et. al, 1993)

〈표 1〉 상시 및 지진시 동토압과 지반의 지지력

하중조합	작용력	지지력 계수	설계 적용 안전율
상 시 (現설계법*)	Rankine 토압 또는 Coulomb 토압	Terzaghi Meyerhof Hansen 등	적용안전율 : 3
지진시 (現설계법*)	Rankine 토압 또는 Coulomb 토압 + 유사정적(동토압)	Terzaghi Meyerhof Hansen 등 (상시 지지력 계수 적용)	적용안전율 : 3 극한 지지력 50%할증 (도로교 설계기준, 2008) 33% 할증 (구조물기초 설계기준, 2009)
지진시	유사정적 유사동적 슬라이딩 불력	한계평형이론 상한이론 하한이론 (동적 지지력 계수 적용)	(현업설계 미적용)

現설계법* : 현재 국내외 설계기준에서 적용되고 있는 설계기법 및 절차

편심하중이 작용하는 경우 지반반력이 작용하는 기초의 유효 길이가 감소되어 기초면에 작용하는 접지압이 증가함과 동시에, 식 (1)에서 볼 수 있듯이 극한 지지력 또한 감소하여 급격한 안전율 저하를 초래하게 된다. 상기 이유로 인하여, 액상화 현상이 발생하지 않은 지반에서도 현 설계법(유사정적해석 + 상시 지지력계수 + 극한지지력 할증)을 이용하여 내진 설계된 옹벽들의 지지력 파괴에 의한 전도사례가 문헌을 통하여 보고되고 있다(그림 3).

그러나, 현재까지 연구는 대부분 지진시 증가되는 횡토압을 설계에 적용할 수 있도록 모형화하는 방법과 동적 극한 지지력 계수의 산정방안에 초점을 맞추고 있어, 지진시 접지압 분포 변화, 즉, 편심하중으로 인한 기초반력의 변화에 대해서는 심도있게 연구한 결과를 찾아보기 어려운 실정이다.

따라서, 본 논문에서는 모형옹벽을 설정한 후, 지진시 옹벽의 지지력 변화를 현 설계법을 이용한 설계결과와 부지응

답특성을 고려한 수치해석을 통하여 살펴보고자 하며, 특히 지진시 추가되는 횡토압으로 야기되는 편심하중 변화의 영향을 중점적으로 살펴 보고자 한다.

2. 모형옹벽의 설계검토

본 논문에서는 국토해양부에서 제공하고 있는 옹벽 표준도에 기초하여, 옹벽의 높이(H)에 대한 저판길이(W)의 비율을 0.63 ~ 0.94까지 변화시키며 유사정적 설계기법을 적용한 지진시 지지력 검토를 시행하였다(표 2). 옹벽이 위치한 하부 지반은 건설교통부 내진설계 기준연구(II) (건설교통부, 1997)로 부터 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반(S_c)과 단단한 토사지반(S_D)으로 구분되는 두 개의 지반으로 가정하였다. 옹벽은 국내 지진구역 I에 위치하여 1,000년 주기 지진에 대하여 0.154g의 지진가속도가 보통암 노두에

〈그림 3〉 1995년 효고현 지진시 옹벽의 지지력 파괴 사례 (Koseki et. al, 1999)

〈표 2〉 옹벽의 형상 및 하부지반조건에 따른 지진시 지지력검토 결과

옹벽의 높이(H) (m)	저판 길이 (W) (m)	형상비 (W/H)	지진시 지지력 검토 (q_a/q_{max})					
			도로교 설계기준 ⁽¹⁾		구조물기초 설계기준 ⁽²⁾		동적극한지지력 ⁽³⁾	
			S_c 지반	S_D 지반	S_c 지반	S_D 지반	S_c 지반	S_D 지반
12.8	8.0	0.63	0.94 (NG)	0.74 (NG)	0.82 (NG)	0.63 (NG)	0.44 (NG)	0.26 (NG)
	10.0	0.78	1.89 (OK)	1.61 (OK)	1.64 (OK)	1.40 (OK)	0.87 (NG)	0.57 (NG)
	12.0	0.94	2.91 (OK)	2.59 (OK)	2.52 (OK)	2.24 (OK)	1.34 (OK)	0.91 (NG)
10.8	6.8	0.63	1.04 (OK)	0.81 (NG)	0.90 (NG)	0.70 (NG)	0.48 (NG)	0.29 (NG)
	8.4	0.78	1.75 (OK)	1.47 (OK)	1.51 (OK)	1.28 (OK)	0.81 (NG)	0.52 (NG)
	10.1	0.94	1.82 (OK)	1.58 (OK)	1.57 (OK)	1.37 (OK)	0.84 (NG)	0.56 (NG)
8.8	5.5	0.63	1.08 (OK)	0.83 (NG)	0.94 (NG)	0.72 (NG)	0.50 (NG)	0.29 (NG)
	6.9	0.78	2.18 (OK)	1.84 (OK)	1.89 (OK)	1.59 (OK)	1.01 (OK)	0.65 (NG)
	8.3	0.94	3.35 (OK)	2.59 (OK)	2.91 (OK)	2.56 (OK)	1.55 (OK)	1.04 (OK)
6.8	4.3	0.63	1.28 (OK)	0.97 (NG)	1.11 (OK)	0.84 (NG)	0.59 (NG)	0.34 (NG)
	5.3	0.78	2.43 (OK)	2.01 (OK)	2.10 (OK)	1.74 (OK)	1.12 (OK)	0.71 (NG)
	6.4	0.94	3.75 (OK)	3.26 (OK)	3.25 (OK)	2.82 (OK)	1.73 (OK)	1.15 (OK)

⁽¹⁾ 도로교 설계기준 (지진시 50% 지지력 할증)

⁽²⁾ 구조물기초 설계기준 (지진시 33% 지지력 할증)

⁽³⁾ 동적 극한지지력에 대한 허용안전율 : 3 적용

작용하여, 이에 따른 옹벽의 수평설계지반 가속도는 각각 0.182g 및 0.224g이다.

검토결과, 국토해양부 표준옹벽의 형상비(W/H) 0.63를 만족하는 옹벽의 경우 모두 S_b 지반에서 지지력에 대한 안정성을 확보하지 못하며, S_c 지반의 경우 옹벽의 높이 6.8m 이하에서 도로교 및 구조물기초 설계기준의 안정조건을 모두 만족하였다. 지진시 지지력에 대한 안전율은 저판 길이가 증가함에 따라 증가하나, 동적극한지지력을 적용할 경우 대부분의 옹벽에서 지지력 안정조건을 만족하지 못함을 알 수 있다. 또한, 국토해양부 표준옹벽의 최대높이 8m이상의 옹벽에서는 형상비(W/H) 0.63를 만족하도록 설계시 지진시 지지력에 대한 안전을 확보가 매우 어려움을 알 수 있다.

따라서, 본 논문에서는 표 2의 전단기를 가지는 형상비 (W/H) 0.63, 높이 12.8m의 역 T형 부벽식 옹벽에 대하여 지진시 지지력 변화를 수치해석기법을 이용하여 살펴보고

자 한다. 하부지반의 지층분포는 표 3과 같으며, 상부 토층 30m의 평균 전단파 속도는 각각의 지반조건에 대하여 375m/sec 및 254m/sec로 계산되었다. 옹벽의 제원은 그림 4와 같으며, 하부지반 및 철근 콘크리트의 재료 특성은 표 3과 같다.

〈그림 4〉 모델 옹벽의 제원

〈표 3〉 하부지반 및 옹벽의 재료 특성

재료 및 지층구분	층두께(m)		재료 특성	단위중량 (kN/m ³)	점착력 (kN/m ²)	마찰각 (°)	전단파속도 (m/sec)	포아송비	탄성계수 (MPa)	감쇠비
	SC	SD								
R.C	-	-	탄성	24.5	-	-	2,161	0.2	28,000	Viscous 0.9(%)
매립/퇴적토	5	15	탄소성	18.0	0	30	189	0.36	180	Hysteritic
풍화토	10	10	탄소성	19.5	28	33	366	0.31	700	Hysteritic
풍화암	10	35	탄소성	20.0	37	33	434	0.30	1,000	Hysteritic
연 압	-	-	Half Space	-	-	-	760	-	-	-

〈표 4〉 유사정적 설계결과

(a) 유사정적 설계결과(옹벽하부지반 S_c)

하중조합	모멘트 (kN-m/m)	연직력 (kN/m)	수평력 (kN/m)	편심거리	$N_{c(E)}$	$N_{q(E)}$	$N_{r(E)}$	유효 저면적 ⁽⁴⁾ (m ²)	$\frac{q_{max}}{q_{min}}$ (kPa/m)	q_a (kPa/m)	q_a/q_{max}
상시	6,520	1,840	489	0.46<B/6	30.1	18.4	15.7	-	309 151	457	1.47
지진시 ⁽¹⁾	4,539	1,778 ⁽³⁾	733	1.45<B/2	30.1	18.4	15.7	5.11	464 -19.0	437 ⁽⁵⁾ 379 ⁽⁶⁾	0.94 0.82
지진시 ⁽²⁾	4,539	1,778 ⁽³⁾	733	1.45<B/2	18.5	11.7	10.8	5.11	464 -19.0	202 ⁽⁷⁾	0.44

(b) 유사정적 설계결과(옹벽하부지반 S_b)

하중조합	모멘트 (kN-m/m)	연직력 (kN/m)	수평력 (kN/m)	편심거리	$N_{c(E)}$	$N_{q(E)}$	$N_{r(E)}$	유효 저면적 ⁽⁴⁾ (m ²)	$\frac{q_{max}}{q_{min}}$ (kPa/m)	q_a (kPa/m)	q_a/q_{max}
상시	6,520	1,840	489	0.46<B/6	30.1	18.4	15.7	-	309 151	457	1.47
지진시 ⁽¹⁾	3,728	1,778 ⁽³⁾	846	1.78<B/2	30.1	18.4	15.7	4.45	518 -73.3	381 ⁽⁵⁾ 330 ⁽⁶⁾	0.74 0.63
지진시 ⁽²⁾	3,728	1,778 ⁽³⁾	846	1.78<B/2	15.7	10.1	8.3	4.45	518 -73.3	135 ⁽⁷⁾	0.26

⁽¹⁾ 상시 극한 지지력계수 적용시 (Meyerhof 극한지지력)

⁽²⁾ 지진시 극한 지지력계수 적용시 (Richard et. al., 1993)

⁽³⁾ 지진시 하중조합은 활하중(상재하중) 제외

⁽⁴⁾ 유효저면적 : $B' = B - 2e$ (UFC, 2004)

⁽⁵⁾ 도로교 설계기준 (지진시 50% 지지력 할증)

⁽⁶⁾ 구조물기초 설계기준 (지진시 33% 지지력 할증)

⁽⁷⁾ 동적 극한지지력에 대한 허용안전율 : 3 적용

옹벽 배면 상단에는 등분포 상재하중 10kN/m^2 이 작용하고 있으며, 지진시 옹벽의 자중으로 인한 관성력 및 M-O공식을 이용한 동토압이 추가적으로 작용하는 유사정적 설계를 수행하였다. 지지력 공식은 Meyerhof의 극한지지력 계수와 Richard 등(1993)이 제안한 동적 지지력 계수를 각각 적용하였다.

상시 및 지진시(상시 및 지진시 극한지지력 계수 적용)결과에 대하여, 기존 유사정적 설계기법을 적용시 표 4와 같은 검토결과를 얻을 수 있다. 검토결과로 부터 대상옹벽은 상시 하중에 대해서 지지력 확보가 가능함을 알 수 있다. 그러나, 지진시 편심거리에 대한 기준 ($e < B/2$)은 만족하나, 동토압 작용으로 인한 편심거리증가(유효 기초면적 감소)로 도로교, 구조물 기초설계기준 및 UFC(Unified Facilities Criteria, 2004)기준을 적용시 공히 안전을 확보가 안되는 결과를 보여준다. 특히, Richard 등(1993)이 제안한 동적지지력 계수를 적용하였을 경우 안전율은 크게 감소함을 알 수 있다.

3. 수치 해석

3.1 수치해석 모델의 구성

앞 절에서 설정된 역 T형 옹벽의 수치해석을 위하여 Itasca 사(Itasca, 2010)에서 개발된 FLAC5.0을 사용하여 유한 차분해석을 실시하였다. 수치해석을 위한 모델은 그림 5와 같다. 해석영역은 수평, 연직 각각 $200\text{m} \times 37.5\text{m}$ (Sc지반), 62.6m (S_D지반)의 크기를 가지며, 옹벽과 지반사이 경계요소와 자유장 및 무한 경계조건 적용을 위하여 총 7개의 Sub-Grid를 구성 후 접착하여 해석 모델을 완성하였다.

철근 콘크리트 벽체와 지반은 20° 의 마찰각을 가지는 Coulomb-Slider 경계 요소를 적용하였으며, 요소의 최대크기는 $0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ 로 38Hz 이하의 주파수를 가지는 지진파의 전파가 가능하도록 모델링 되었다(식 (2)). 본 수치해석 모델에서는 지반의 동적 비선형 거동을 안정적으로 해석하

기 위하여 양해법(Explicit Method)을 사용하였다.

$$f_{\max} \leq \frac{v_s}{10 \times \Delta t} \quad (2)$$

여기서, $f_{\max}$: Nyquist Frequency

v_s : 전단파 속도

Δt : 유한차분 요소의 최소 크기

3.2 지반 구성모델

지진시 지반은 변형율에 따른 비선형 거동특성으로 인하여 전단탄성계수 및 감쇠비의 변화를 나타내게 된다. 시간영역에서 수치해석시 이러한 지반의 동적 비선형 거동특성은 변형율에 따른 지반의 비선형성 및 Masing Rule(Masing, 1926)을 만족시키는 지반의 구성모델을 적용하여 표현 가능하며, 반복하중에 의한 지반의 감쇠비는 비선형 반복 거동시 발생하는 Hysteretic Damping으로 고려가능하다.

본 논문에서는 지반의 비선형 거동모델로 Seed & Idriss(Seed & Idriss, 1970)가 제안한 사질토 지반의 비선형 곡선을 쌍곡선 모델(그림 6)을 사용하여 적용하였으며, 지반의 소성 파괴기준은 Mohr-Coulomb 파괴기준을 적용하였다. 사질토의 경우 파괴면에 작용하는 구속압이 위치에 따라 변화되므로 위치에 따라 다른 흐름법칙(Flow rule)이 적용되어야 하나(Knappett, 2006) 지지력에 의한 파괴면을 사전에 정의하는 것이 불가능 하므로, 본 논문에서는 전체 파괴면에서 비연관흐름법칙(Non-Associative Flow Rule)을 만족하는 것으로 가정하였다.

3.3 입력 지진 및 통제운동 지점

통제운동은 1999년 제정된 항만 및 어항시설의 내진설계 표준서(해양수산부, 1999)에서 적용이 시작되어 국내 여러 시설물별 내진설계 기준에서 널리 적용되고 있는 3개의 지

(a) 전체 해석 영역

(b) 모형옹벽 인근 영역

〈그림 5〉 수치해석 모델

〈그림 6〉 모델 지반의 비선형 전단탄성계수-감쇠비 모델 (Seed & Idriss, 1970)

〈그림 7〉 통제운동의 주파수대역 분포 및 설계응답 스펙트럼

진파형 (Hachinohe형, Ofunato형 및 인공지진)의 최대가속도를 스케일링 하여 사용하였다. 사용된 지진파형의 주파수대역 분포 및 설계응답 스펙트럼은 그림 7과 같다.

통제운동의 크기는 2절에서 설명된 바와 같이 옹벽이 위치한 1구역 1,000년 주기 지진이 보통암 노두에 작용한다고 보았을 경우 수평, 수직운동의 크기는 각각 0.154g, 0.051g이며, 본 해석에서는 수평운동만을 통제운동으로 사용하여 해석을 시행하였다.

3.4 구조물-부지응답 효과

기반암으로부터 지진파의 상향전파는 지층의 공진주파수대역에서 지진파를 증폭시킨다. 옹벽이 설치되어 있지 않은 수평 부지의 공진주파수는 지반의 비선형성을 고려하지 않을 경우 식 (3)과 같이 계산 가능하다.

(a) S_c 지반

(b) S_d 지반

〈그림 8〉 옹벽-지반의 상호작용에 의한 동적 응답특성(Frequency sweeping response analysis)

$$f = \frac{V_s}{4H} (Hz) \quad (3)$$

여기서, V_s : 하부지반 전단파속도(m/sec)

H : 하부지반층의 두께

식 (3)으로부터 계산된 본 모형부지의 1차 공진주파수는 S_c, S_d지반 모형에 대하여 각각 3.3, 1.3Hz (주기 0.3, 0.74초)이다. 그러나, 옹벽 시공 후 옹벽과 지반의 상호작용(지반의 비선형 거동 포함)으로 나타나는 공진주파수를 해석적으로 추정하는것은 매우 어려운 과정이다. 따라서, 수치해석 모델에서 최대 가속도 0.154g의 정현파를 0.1Hz ~ 2.1Hz 까지 변화시키며 기반암에 가하여 탄성역역에서의 응답특성을 살펴본 결과, 그림 8과 같은 결과를 얻을 수 있었다. 그림 8의 Point A, B, C는 각각 그림 5의 옹벽 전면부 자유장, 옹벽 상단, 옹벽 배면 자유장 위치에서의 최대가속도를 나타낸다.

응답특성 해석이 지반의 비선형을 고려한 동적해석임에 따라, 대부분의 해석 영역에서 지반이 겪게 되는 최대 전단 변형율은 0.03% ~ 0.06%에 분포하게 되어 이에 따른 전단 탄성계수의 감소가 발생하였다. 이는 비선형 지반모델로 사용된 Seed & Idriss곡선(그림 6)으로 예측시 약 50%의 전단탄성계수(전단파속도)의 감소가 발생하게 되며 이에 따른 공진주기는 2배 정도 증가하는 결과로 나타나게 된다. 그림 8의 해석결과를 살펴보면 S_c, S_d지반 모형에 대하여 각각

〈그림 9〉 옹벽의 잔류변위(10배 확대)

0.6, 1.5초 인근에서 공진주기 대역이 형성됨을 알 수 있다 (그림 8). 또한, 지표면 자유장과 옹벽 상단에서의 공진주기의 차이가 발생하지 않음에 따라, 상대적으로 질량 기여도가 크지 않은 옹벽 구조물로 인한 전체 해석영역의 공진주기 변화는 고려하지 않아도 됨을 알 수 있다.

4. 해석결과

4.1 잔류 변위

해석에 사용된 3개 지진파형에 대한 옹벽구조물의 최종 잔류변위도는 그림 9와 같다. 지진하중을 겪은 후 옹벽은 크게 전도 및 활동에 의한 잔류변위를 나타내었으며, 전도에 의한 변위는 대부분 기초의 동적 지지력 부족으로 인하여 발생한 것이다. 또한, 인공지진 파형의 경우 다른 두 개의 지진파형에 비하여 가장 큰 잔류변위를 나타냄에 따라, 지진의 파형 및 지속시간에 의한 지반구조물의 응답특성이 주요한 인자가 됨을 알 수 있다. 또한, 공진주기가 짧은 S_c 지반의 경우 단주기 지진인 Ofunato형 지진에서 큰 잔류 변위가 발생함을 알 수 있다.

4.2 저판의 연직 변위이력

지진하중을 겪는 역 T형 옹벽의 토압변화의 메카니즘은 Green 등(2008)이 시행한 선형해석 및 Aitken(1982)의 진동대 모형실험 결과로 연구된 바 있다. 기존 연구에 따르면 지진하중 초기 역T형 옹벽의 전면 방향으로의 변위 발생시 옹벽 배면에서 형성되는 켄치형 토괴로 인하여 반대측 변위(배면방향 변위)가 구속되는 양상을 보인다. 이로 인하여 지진시 옹벽이 추가적으로 받게되는 하중은 양방향 반복하중이 아닌 1방향 하중에 가까운 형태를 보이게 되며 옹벽 저판에 발생하는 변위 또한 1방향 누적변위를 나타낸다(그림 10).

그림 11 (b)는 S_D 지반에 위치한 모형 옹벽의 수치해석결과로 얻어진 지진파의 시간이력에 따른 옹벽 저판의 연직변

〈그림 10〉 옹벽의 동적 파괴양상(진동대 시험 결과), Aitken (1982)

위(침하)를 나타내었다. 3개의 지진파형 모두 옹벽 저판의 앞굽부분에서는 최대 지진가속도 발생시점을 기준으로 침하가 누적됨을 알 수 있으며, 옹벽 저판의 뒷굽부분에서는 옹벽의 전도로 인한 강제변위로 약간의 상방 변위가 발생함을 볼 수 있다. 옹벽 앞굽의 최대 침하량은 약 17 ~ 50mm 정도가 발생하였으며, 최대침하량 발생이후 지속적으로 작용하는 지진하중으로 인한 추가적인 침하는 거의 발생하지 않는 것을 볼 수 있다.

4.3 저판 접지압의 변화

지진으로 인하여 추가적인 토압을 받는 옹벽은 저판 접지압의 편심 거리가 증가하게 된다. 따라서, 옹벽 앞굽의 접지압은 증가하고 뒷굽의 접지압은 감소할 것으로 예상할 수 있다. 그림 11(c)에는 지진파의 시간이력에 따른 옹벽 저판의 위치별 접지압의 변화를 도시하였다. 해석결과 저판의 접지압은 전체적으로 연직변위의 방향에 따른 크기변화(압굴 : 증가, 뒷굽 : 감소)를 보이나, 압굴 선단 하부의 경우 지지력 파괴발생 및 옹벽 전면부 구속압(상재하중) 부재로 인하여 접지압이 일정부분 감소하게 된다.

(a) 통제운동 시간이력

(b) 옹벽 저판 연직변위(침하량) 변화

(c) 옹벽 저판 접지압 변화

〈그림 11-1〉 지진하중에 대한 옹벽의 거동 (S₀지반 수치해석 결과, Hachinohe형 지진)

(a) 통제운동 시간이력

(b) 옹벽 저판 연직변위(침하량) 변화

(c) 옹벽 저판 접지압 변화

〈그림 11-2〉 지진하중에 대한 옹벽의 거동 (S_D 지반 수치해석 결과, Ofunato형 지진)

(a) 통제운동 시간이력

(b) 옹벽 저판 연직변위(침하량) 변화

(c) 옹벽 저판 접지압 변화

〈그림 11-3〉 지진하중에 대한 옹벽의 거동 (S_D 지반 수치해석 결과, 인공 지진)

4.4 유효 기초면적 및 접지압의 변화

그림 12에 상시 및 지진시 최종 접지압의 분포를 도시하였다. 지진시 접지압의 분포는 그림 11 (c)에서 살펴본 바와 같이 최대 접지압과 최종 접지압의 변화가 크지 않으므로 최종 접지압 분포를 도시하였다. 또한, 최종 접지압 분포결

과를 이용하여 단위폭 당 저판접지력 및 편심거리를 표 5에 정리하였다. 표 5의 결과를 살펴보면, 유사정적 설계 및 수치해석결과 모두 지진시 저판접지력 및 편심거리가 증가되며, 수치해석 결과에 비하여 M-O공식을 적용한 유사정적 설계시 지진시 접지압 및 편심거리 증가가 크게 평가됨을

〈그림 12〉 지진하중에 의한 옹벽 저판 접지압의 변화

〈표 5〉 저판 접지력 및 편심거리의 변화

검토 항목	지반 조건	유사정적 설계		수 치 해 석			
		상 시	지 진 시	상 시	지 진 시		
					Hachinohe형 지진	Ofunato형 지진	인공 지진
저판 접지력 (kN/m)	SC	1,840	1,783(3.1% ↓)	1,650	1,910(16% ↑)	1,830(11% ↑)	1,810(10% ↑)
	SD	1,840	1,815(1.4% ↓)	1,650	1,910(16% ↑)	1,790(8% ↑)	1,880(13% ↑)
저판 중심으로부터 편심거리 (m)	SC	0.46	1.45	0.41	0.45	0.82	0.84
	SD	0.46	1.78	0.41	0.82	0.68	0.92
최대 접지압 (kPa)	SC	309.1	464(50% ↑)	373.0	530(42% ↑)	453(21% ↑)	441(18% ↑)
	SD	309.1	518(68% ↑)	373.0	509(37% ↑)	411(10% ↑)	460(23% ↑)
최소 접지압 (kPa)	SC	151.1	-19.0	38.5	12.2	7.0	9.9
	SD	151.1	-73.3	38.5	19.8	32.1	0
허용지지력 (kPa)	SC	457.0	437 ⁽¹⁾ 379 ⁽²⁾ 202 ⁽³⁾	457.0	437 ⁽¹⁾ 379 ⁽²⁾ 202 ⁽³⁾	437 ⁽¹⁾ 379 ⁽²⁾ 202 ⁽³⁾	437 ⁽¹⁾ 379 ⁽²⁾ 202 ⁽³⁾
	SD	457.0	381 ⁽¹⁾ 330 ⁽²⁾ 135 ⁽³⁾	457.0	381 ⁽¹⁾ 330 ⁽²⁾ 135 ⁽³⁾	381 ⁽¹⁾ 330 ⁽²⁾ 135 ⁽³⁾	381 ⁽¹⁾ 330 ⁽²⁾ 135 ⁽³⁾
판 정	SC	OK	NG	OK	NG	NG	NG
	SD	OK	NG	OK	NG	NG	NG

(1) 도로교 설계기준 (지진시 50% 지지력 할증)

(2) 구조물기초 설계기준 (지진시 33% 지지력 할증)

(3) 동적 극한지지력에 대한 허용안전율 : 3 적용시

알 수 있다. 통제운동으로 사용된 3개지 지진파형 모두 S_C 지반 모형의 탄성영역 공진주기인 0.3초를 포함하는 0.2 ~ 0.4초 대역에서 가장 큰 에너지를 나타냄에 따라, 수치해석에서는 유사정적해석결과와 반대로 S_C지반 모형에서 S_D지반 보다 큰 접지압 증가가 나타났다. 따라서, Nadim과 Whitman (1982)이 제안한 중력식 옹벽의 변위예측법과 유사하게 M-O공식을 적용시 공진주파수 대역 검토에 따른 설계지진력 할증을 고려할 필요가 있다. 유사정적 설계의 경우 지진시 옹벽 뒷굽에 음의 접지압이 발생하나, 수치해석시 옹벽 뒷굽에 음의 접지압은 발생하지 않으며, 0에 수렴함을 알 수 있다. 이는 유사정적 설계의 경우 강제 옹벽에 대한 평형 조건을 검토하고, 옹벽 뒷채움 배면부 토괴의 거동에 대한 고려가 되지 않기 때문이다. 이는 지진시 옹벽 뒷채움 배면부 토괴에서 발생하는 켤기 파괴면이 지속적으로 옹벽의 토

압 및 연직하중에 영향을 미치기 때문이다. 지진시 지지력 검토결과, 유사정적해석 및 수치해석 결과에서 모두 기준안전을 충족시키지 못함을 알 수 있으며, 특히 동적 지지력 계수를 적용시 지진시 안전율이 크게 감소함을 알 수 있다.

5. 결론 및 제언

본 논문에서는 지진시 역 T형 옹벽에 작용하는 기초 접지력의 변화에 대하여 기존의 유사정적 설계기법과, 지반의 비선형성을 고려한 유한차분해석을 이용하여 살펴 보았다. 검토 결과, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

1. 상시 안정조건을 만족하는 옹벽이라도 지진시 편심거리 증가(유효 저면적 감소)는 저판 접지압 증가 및 지지력

- 파괴를 발생시킬 수 있다.
2. 국토해양부 표준옹벽의 형상비를 만족하는 옹벽의 경우 유사정적 설계검토결과, 높이 8m 이상의 옹벽에서 지진시 지지력에 대한 안전율확보가 매우 어려우며 저판의 길이가 짧아질수록 안전율이 급격히 감소됨을 알 수 있다.
 3. 유사정적 설계의 경우 수치해석 결과에 비하여 지진시 접지압 및 편심거리 증가(유효 저면적 감소)가 크게 평가됨을 알 수 있었다.
 4. 동적 지지력 계수를 적용한 지지력 평가시, 현재 설계기준서에서 적용되고 있는 옹벽의 지진시 지지력검토 과정은 안전율을 매우 과대 평가함을 알 수 있다.

마지막으로, 본 논문의 연구결과를 바탕으로 다음과 같은 설계상의 제언 및 추후 연구방향을 도출하였다.

1. 현재 내진 설계기준서에 적용되고 있는 기초의 지진시 지지력평가 절차는 안전율을 과대 평가하게 되므로, 동적 지지력계수의 도입을 검토할 필요가 있다.
2. 수치해석 결과로부터, 유사정적해석을 사용한 설계는 동적 접지압의 과도한 증가를 야기할 수 있으므로, 동적 지지력 계수를 도입할 경우 이를 보완하기 위한 기준 안전율 조정이 필요할 것으로 사료된다.
3. 수치해석 결과는 여러 가정사항으로 인하여 지진시 옹벽의 실제 거동 양상을 정확히 추정하기 어렵다. 따라서, 추가적인 동적 원심모형시험(Dynamic Centrifuge Test)를 통한 수치해석 결과의 검증이 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

이 논문은 2011학년도 원광대학교의 교비지원에 의해서 수행됨

참 고 문 헌

1. Mononobe, N., and Matsuo, H., "On the Determination of Earth Pressure During Earthquakes," *Proceedings, World Engineering Conference*, 1929.
2. Steedman, R. S., and Zeng, X., "The Influence of Phase on the Calculation of Pseudo-Static Earth Pressure on A Retaining Wall," *Geotechnique*, Vol. 40, 103-112, 1990.
3. Richards, R., and Elms, D. G., "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls," *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 105, 449-464, 1979
4. Richards, R., Elms, D. G., and Budhu, M., "Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations," *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No. 4, 662-674, 1993.
5. Soubra, A. H., "Upper-bound Solutions for Bearing Capacity of Foundations," *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 125, No. 1, 59-66, 1999.
6. Paolucci, R., and Pecker, A., "Seismic Bearing Capacity of Shallow Strip Footing on Dry Soils," *Soils and Foundation*, Vol. 37, No. 3, 68-79, 1997.
7. Kumar, J., and Rao, M., "Seismic Bearing Capacity Factors for Spread Foundation," *Geotechnique*, Vol. 52, No. 2, 79-88, 2002.
8. Budhu, M., and Al-Karni, A. A., "Seismic Bearing Capacity of Soils," *Geotechnique*, Vol. 43, No. 1, 181-187, 1993.
9. Koseki, J., Tateyama, M., Horii, K., Munaf, Y., and Kojima, K., "Back Analyses of Case Histories and Model tests on Seismic Stability of Retaining Walls," *11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 1, 399-402 1999.
10. 건설교통부, 내진설계기준연구(II), 1997
11. 국토해양부, 구조물 기초 설계기준해설, 한국지반공학회(구미서관), 217, 2009.
12. 대한토목학회 교량설계핵심기술 연구단, 도로교 설계기준 해설, 기문당, 799, 978, 2008.
13. Department of the Army and the Air Force, *Unified Facilities Criteria(UFC), Soils and Geology Procedures for Foundation Design of Building and Other Structures (Except Hydraulic Structures)*, UFC 3-220-03FA, 6-1, 2004.
14. Itasca, *FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua) User's Manual*, Itasca Consulting Group, Minneapolis, MN., 2010.
15. Masing, G., "Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing," *Proceedings of the Second International Congress of Applied Mechanics*, 332-335, 1926.
16. Seed, H. B., and Idriss, I. M., Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis, *Report No. UCB/EERC-70/10*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December, 48, 1970.
17. Knappett, J. A., Haigh, S. K., and Madabhushi, S. P. G., "Mechanisms of Failure for Shallow Foundations under Earthquake Loading," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 91-102, 2006.
18. 해양수산부, 항만 및 어항시설의 내진설계 표준서, 1999
19. Green, R. A., Olgun, C. G., and Cameron, W. I., "Response and Modeling of Cantilever Retaining Walls Subjected to Seismic Motions," *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol. 23, 309-322, 2008.
20. Aitken, G. H., Seismic Response of Retaining Walls, MS Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1982.
21. Nadim, F., and Whitman, R. V., "Seismically Induced Movement of Retaining Walls," *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 109, No. 7, 915-931, 1983.