

## 블록식 보강토 옹벽의 내진설계에 관한 비교연구

### Comparative Study on Seismic Design of Soil-Reinforced Segmental Retaining Walls

유 충 식\* Yoo, Chung-Sik

#### Abstract

This paper reviews fundamentals of a pseudo-static seismic design/analysis method for soil-reinforced segmental retaining walls. A comparative study on NCMA and FHWA seismic design guidelines, which are one of the most well known design guidelines for mechanically stabilized earth walls, was also performed. The results demonstrate that there exist significant discrepancies in the results of external stability analysis despite the same calculation model used in the two guidelines, due primarily to different seismic coefficient selection criteria. It is also demonstrated that the internal stability calculation model for NCMA guideline tends to yield larger seismic reinforcement force in the shallower reinforcement layers, resulting in an increased number of reinforcement layers at the top of reinforced wall and increased reinforcement lengths to ensure adequate anchorage capacity. The internal stability calculation model adopted by FHWA guideline, however, leads to redistribution of dynamic force to the lower reinforcement layers and thus results in an opposite trend of NCMA guideline. Findings from this study clearly demonstrate a need for more in-depth studies to develop a generally acceptable design/analysis method.

#### 요 지

본 논문에서는 블록식 보강토 옹벽의 내진 설계/해석 개념을 고찰하고 현재 적용되고 있는 대표적인 설계기준이라고 할 수 있는 NCMA 및 FHWA 설계기준을 비교·분석하였다. 그 결과 NCMA 와 FHWA 설계기준은 동일한 외적안정성 검토 모형을 적용함에도 불구하고 지진계수 산정 기준의 차이로 인해 외적안정성 검토 결과가 상이하게 나타나며, 전반적으로 FHWA 설계기준이 다소 보수적인 결과를 주는 것으로 나타났다. 한편, NCMA 설계기준에서 채택하고 있는 내적안정성 검토 방법에 의하면 지진하중으로 인한 유발인장력의 증가 정도가 벽체 상단부로 갈수록 현저히 크게 나타나므로 상단부에서의 보강재 수를 증가시켜야 할 뿐만 아니라 충분한 인발저항력 확보를 위해 정착길이를 증가시켜야 하나 FHWA 설계기준은 하단부 보강재에 동적하중을 재분배하는 모형을 채택하고 있으므로 NCMA 설계기준과는 상반된 결과를 도출하는 것으로 나타났다. 본 연구의 결과는 효율적인 설계기준의 개발을 위해 보다 종합적이고 체계적인 연구의 필요성을 제시하고 있다.

**Keywords :** Soil-reinforced segmental retaining wall, Earthquakes, Geosynthetics, Pseudo-static analysis, Seismic loading, Dynamic earth pressure

\* 정회원, 성균관대학교 공과대학 토목공학과 부교수

## 1. 서론

우수한 경제성 및 시공성을 바탕으로 우리나라 뿐만 아니라 전 세계적으로 기존의 중력식 옹벽의 대체 공법으로 인정받고 있는 블록식 보강토 옹벽은 구조적인 유연성으로 인해 내진성이 우수한 것으로 알려져 있으며 이러한 우수한 내진성은 최근 미국 및 일본 등지에서 발생한 강력한 지진에서 확인된 바 있다. 그러나 아직 까지 지진시 역학적 거동 특성에 대한 명확한 이해가 부족한 실정이어서 매우 보수적인 내진 설계 기준이 적용되고 있으며, 따라서 이에 대한 체계적인 연구의 필요성이 높아지고 있다.

보강토 옹벽의 설계기준 중 비교적 국내 실정에 적합하여 국내 기술자들에 친숙한 설계기준으로는 NCMA (National Concrete Masonry Association) 및 FHWA (Federal Highway Administration) 설계기준을 들 수 있으며, 이 두 기관은 최근에 내진설계기준을 제시한 바 있다 (NCMA 1999; FHWA 1996). NCMA 설계기준은 Bathurst 와 그의 공동연구자들의 연구결과(Bathurst & Cai 1994, 1995; Bathurst 등 1996; Bathurst & Hatami 1998a,b)를 토대로 제시된 설계기준으로서 블록식 보강토 옹벽을 대상으로 하고 있으며, FHWA 설계기준은 Segretin & Bastick (1988)의 연구 결과를 근간으로 제시된 것으로서 포괄적 개념의 보강토 옹벽을 대상으로 하고 있다. 두 설계기준은 M-O 동적토압 이론에 근거한 준정적 해석법을 도입하고 있다는 면에서는 공통점이 있으나 세부내용에서는 다소 상이한 해석모형을 적용하고 있어 그 결과에서 많은 차이를 나타내므로 합리적인 설계기준의 정립을 위한 체계적이고 종합적인 연구가 요구되고 있다.

최근에 들어와서 우리나라에서도 지진 발생 빈도가 늘어가고 있는 추세여서 내진설계에 대한 기준이 강화되고 있으며, 이에 따라 각종 토목 구조물의 내진설계에 관련된 시방이 마련되고 있으나 최근에 그 적용성이 급상승하고 있는 블록식 보강토 옹벽의 경우 대부분 내진 설계가 생략되고 있는 실정이며, 따라서 우리나라 실정에 적합한 블록식 보강토 옹벽의 내진 설계 기준 및 관련 시방의 마련이 요구된다고 하겠다. 이러한 맥락에서 본 연구에서는 블록식 보강토 옹벽의 내진 설계 기술 수준 향상의 일환으로 보강토 옹벽의 내진설계에 관한 기본적 이론을 고찰하고 나아가 NCMA 및 FHWA 보강토 옹벽의 내진설계법을 비교·분석하여 적용기준의 타당성을 구체적으로 고찰하였다.

## 2. 준정적 내진설계

현재 적용되고 있는 보강토 옹벽의 내진설계법은 Mononobe-Okabe 동적 토압(이하 M-O 동적 토압이라 칭함)을 이용한 준정적 한계평형해석법에 근거하며 본 절에서는 이에 대한 내용을 다루었다.

### 2.1 기본개념

#### (1) 설계토압

M-O 동적 토압 이론은 기존의 Coulomb 썩기 해석법의 연장으로서(그림 1) 지진시 뒤편흙에 의해 발생하는 총 동적토압  $P_{AE}$  와 토압계수  $K_{AE}$  는 각각 식 (1)과 (2)를 이용하여 계산된다(Seed와 Whitman 1970).

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

여기서 :

$\gamma$  = 뒤편흙의 단위중량

$H$  = 벽체의 높이

$k_v$  = 연직 지진계수

$K_{AE}$  = 동적토압계수

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

여기서 :

$\phi$  = 뒤편흙의 내부마찰각;  $\psi$  = 벽체 경사;

$\delta$  = 벽체 마찰각

$\beta$  = 벽체배면경사;  $k_h$  = 수평지진계수;

$k_v$  = 연직지진계수

$\theta$  = 지진관성각(seismic inertia angle)

$$= \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

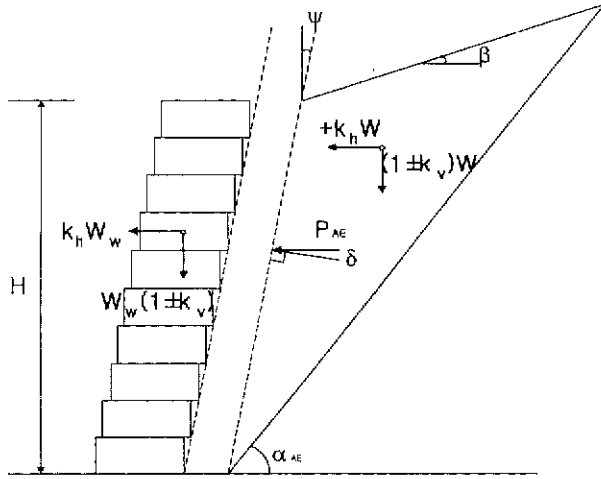


그림 1. 준정적 해석시 적용되는 하중 및 기하조건

한편, 가상파괴면의 각도  $\alpha_{AE}$  는 식 (3)을 토대로 계산된다.

$$\alpha_{AE} = \phi - \theta + \tan^{-1} \left[ \frac{-A + D}{E} \right] \quad (3)$$

여기서:  $A = \tan(\phi - \theta - \beta)$ ,

$$D = \sqrt{A[A + B][BC + 1]},$$

$$E = 1 + [C(A + B)], B = 1 / \tan(\phi - \theta + \phi),$$

$$C = \tan(\delta + \theta - \phi)$$

### (2) 동적토압분포 및 작용점

준정적 내진 해석/설계에서는 앞서 언급한 방법으로 계산된 M-O 동적토압의 분포형태와 작용점을 가정하여야 하는데 일반적으로 동적토압  $P_{AE}$ 의 작용점은 지반가속도의 크기에 따라 변하는 것으로 알려져 있다. Bathurst &

Cai (1995)는 기 수행된 타 연구자들의 연구결과를 토대로 그림 2와 같은 토압분포를 제안하였다. 그림 2에서와 같이 총 토압 합력의 정규화된 작용점은 증분 동적토압계수  $\Delta K_{dyn}$ 의 크기에 따라  $1/3 < m < 0.6$ 의 범위에 위치하게 된다.

### (3) 지진계수의 선정

현재 적용하고 있는 준정적 내진 해석/설계법에서는 수평지진계수  $k_h$ 를 대상현장의 최대 수평지반가속도계수  $A_{max} = a_{h,max}/g$  ( $a_{h,max}$ =최대 수평 지반가속도,  $g$ =중력가속도)를 바탕으로 결정하도록 되어 있으나  $k_h$ 와  $A_{max}$ 의 관계에 대한 객관적인 기준이 제시되어 있지 않은 실정이다. 현재 적용되고 있는 보강토 옹벽의 설계기준에서는 기존의 연구결과를 토대로  $k_h = 0.5A_{max}$  또는  $k_h = (1.45 - A_{max})A_{max}$ 의 관계를 적용하고 있다.

한편, Seed & Whitman(1970)은 일반적인 중력식 옹벽의 설계에서  $k_h=0$ 으로 간주하여도 무방하다고 보고하고 있는데 이러한 제안은 최대 연직가속도와 최대 수평가속도의 발생 시점이 일치할 확률이 매우 작다는데 근거하고 있으며, 따라서 NCMA 및 FHWA 설계기준 또한 이러한 제안을 따르고 있다. 그러나 진앙이 근거리에 위치하는 경우에는 연직가속도 성분을 무시할 수 없으므로 이에 대한 고려가 필요하다.

이와 같이 지진계수는 현재 적용하고 있는 준정적 내진 해석/설계법에 많은 영향을 미치는 인자임에도 불구하고 구체적인 선정기준이 마련되어 있지 않고 있으며, 이에 대한 체계적인 연구가 요구되고 있다.

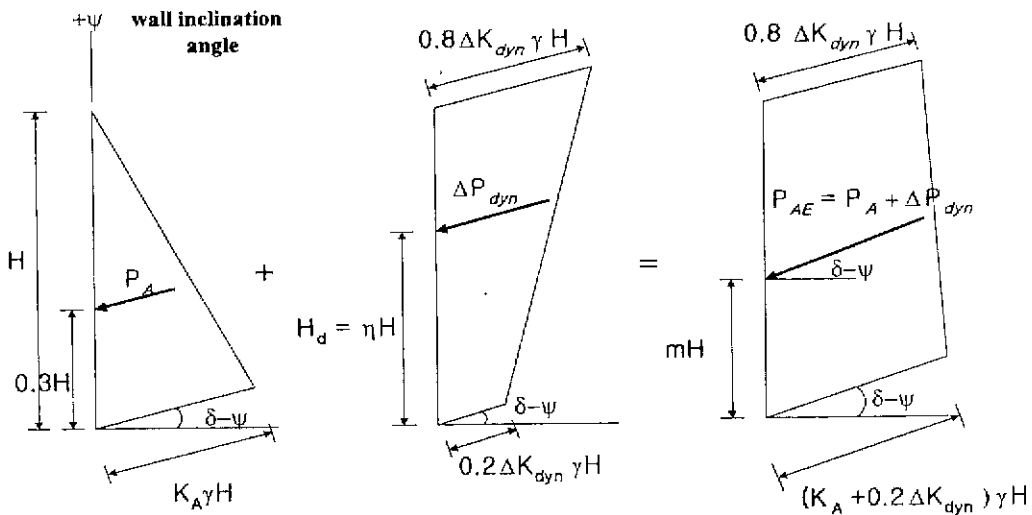


그림 2. 동적 토압 분포(After Bathurst와 Cai 1995)

표 1. 외적 안정성 검토 기준 비교

		NCMA	FHWA
지진계수	연직 ( $k_v$ )	$k_v=0.0$	$k_v=0.0$
	수평 ( $k_h(eat)$ )	$k_h(eat) = A_{max}/2$	$k_h(eat) = (1.45-A_{max})A_{max}$
동적도압	크기 ( $P_{AE}$ )	$P_{AE}=P_{AH} + 0.5 \Delta P_{dynH}$	
	작용위치	$P_{AH}$ 및 $\Delta P_{dynH} : L_{min}$	$P_{AH} : L_{min} \quad \Delta P_{dynH} : 0.5H$
관성력 ( $P_{IR}$ )		$P_{IR} = K_h(eat) W_R, W_R$ . 저면폭 0.5H	
안전율	저부활동 $FS_{(bs)dyn}$	$FS_{(bs)dyn} = \frac{R_s}{P_{IR} + P_{UH} + 0.5 \Delta P_{dynH}}$ , $R_s = C_d, W_R \tan \phi$	
	전도 $FS_{(ot)dyn}$	$FS_{(ot)dyn} = \frac{M_R}{M_O}$	편심 검토 e < $L_{min}/3$ (토사); e < $L_{min}/4$ (임반)
	지지력 $FS_{(bc)dyn}$	$FS_{(bc)dyn} = \frac{q_{ult}}{q_e}$	

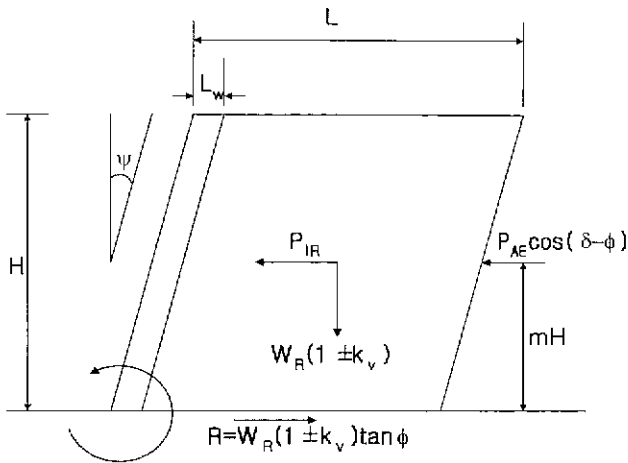


그림 3. NCMA 외적안정성 평가 모형

## 2.2 안정성 검토

블록식 보강토 옹벽의 지진시 안정성 검토는 단지 작용외력으로 M-O 동적 도압을 적용하고 관성력을 추가하고 고려한다는 점 이외에는 평상시 안정성 검토와 동일한 방법으로 이루어진다. 본 절에서는 내·외적 안정성 방법을 고찰함과 아울러서 NCMA 및 FHWA 설계기준을 비교·분석하였다.

### (1) 외적 안정성 검토

블록식 보강토 옹벽의 외적 안정성 검토시에는 M-O 동적도압이론에 의해 도압을 산정한 후 그림 3에서 제시한 외적안정성 검토 모형에 대한 저부 활동 및 전도, 지지력에

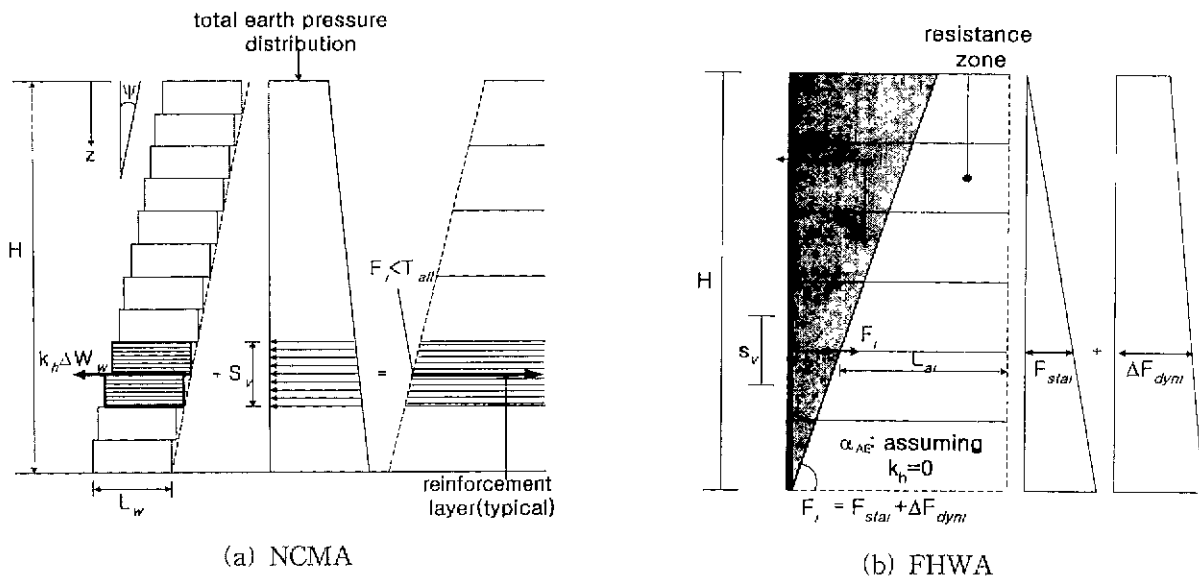


그림 4. 유발인장력 계산 모형

표 2. 내적 안정성 검토 기준 비교

		NCMA	FHWA
지진계수	연직 ( $k_v$ )	$k_v=0.0$	$k_v=0.0$
	수평 ( $k_h(m)$ )	$k_h(m)= (1.45 \cdot A_{max}) A_{max}$	
유발인장력 ( $F_i$ ) 계산		$\Delta F_{dyn} = \left[ 0.8 - 0.6 \frac{z_{eff}}{H} \right] \Delta K_{d,m} \gamma_i H S_w$ $F_i = k_h \Delta W_i + F_{stat} + \Delta F_{dyn}$	$F_i = F_{stat} + \Delta F_{dyn}$ $\Delta F_{dyn} = \Delta P_{dyn} L_{oi} / \sum_{i=1}^n L_{oi}$ $\Delta P_{dyn} = k_h(m) W_A$
인발저항력 ( $T_{pull}$ ) 계산		$\bullet \alpha_{AE}$ : 정적내부파괴면 적용; $\bullet T_{pull} = 2L_{Ai} C_c \sigma_v \tan \phi_i$	
인장파단 안전율 $FS_{(s)dyn}$		$FS_{(s)dyn} = \frac{T_{pull}}{F_i}$	
인발파괴 안전율 $FS_{(p)dyn}$		$FS_{(p)dyn} = \frac{T_{pull}}{F_i}$	$FS_{(p)dyn} = 0.8 \frac{T_{pull}}{F_i}$

표 3. 매개변수 연구에서 채택한 각 변수의 범위

최대 지반수평가속도 $A_{max}$	내부마찰각, $\phi$ (degree)	벽체 경사각, $\psi$ (degree)	대면경사, $\beta$ (degree)
0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	25, 30, 35, 40	0, 5, 10, 15	0, 5, 10, 15

대한 검토를 수행한다. 이때 지진하중으로 인한 M-O 동적 토압, 보강토체 및 전면벽체의 관성력( $P_{IR}$ )을 계산하는 과정에서 보강토체와 배면토에서의 유발 최대 가속도가 순간적으로 작용한다는 점과 이로 인한 보강토체와 배면토의 관성력이 동시에 최대치에 도달하지 않는다는 가정에 근거하여 수평지진계수 및 보강토체의 크기를 감소시켜 적용한다(표 1).

표 1은 외적안정성 검토기준을 구체적으로 비교하고 있는데 보이는 바와 같이 두 설계기준은 동일한 해석 모형을 적용하고 있으나 각기 다른 지진계수 선정방법을 적용하고 있어 작용 토압에 있어서 많은 차이를 보인다. 한편, 외적 안정성 검토시 동적 안전율은 NCMA 및 FHWA 설계기준 공히 동적하중의 순간적 작용 특성을 고려하여 정적 안전율의 75%를 채택하도록 되어 있으며, 지지력에 대한 안전율은 평상시와 같은 것으로 간주한다.

(2) 내적 안정성 검토

그림 4는 NCMA 및 FHWA 설계기준에서 증분 동적 유발인장력( $\Delta F_{dyn}$ ) 계산시 적용하는 해석 모형을 보여주고 있다. NCMA 설계기준에서는 그림 4(a)와 같이 기여영역(Contributory area) 개념을 적용하므로 벽체 상부 보강재의 유발인장력은 수평가속도와 비례하여 증가하며, 따라서 벽체 상부에 보강재의 수를 상당수 증가시켜야 하는 결과가 도출된다. 이에 반해 FHWA 설계기준에서는 그림

4(b)와 같이 보강재의 정착길이에 비례하여 증분토압( $\Delta P_{dyn} = k_h(m) W_A$ )을 분배하는 계산 모형을 적용하고 있어 동적 증분 유발인장력을 하단부 보강재로 재분배하는 효과를 가져오게 되는데 이 방법은 Segrestin & Bastick (1988)의 연구결과를 토대로 제시된 방법으로서 NCMA 설계기준과 상반된 결과를 제시한다.

한편, 내적 안정성 검토 안전율은 외적 안정성의 경우와 마찬가지로 평상시 안전율의 75%를 채택한다. 표 2는 각 설계기준에서 적용하는 내적 안정성 검토시 작용 외력 및 안전율 계산 방법을 비교하고 있다.

3. NCMA 및 FHWA 설계기준 비교

본 연구에서는 2절에서 제시한 NCMA 및 FHWA 설계기준의 정량적인 비교를 위해 매개변수 연구를 수행하였다. 매개변수 연구에서는 균등한 길이( $L=0.6H$ )와 간격( $S_v=0.1H$ )으로 보강된 높이 10m의 옹벽을 대상으로 하였으며, 지진의 규모( $A_{max}$  또는  $k_h$ ), 벽체의 경사각  $\psi$ 와 배면경사  $\beta$ , 그리고 뒤채움흙의 내부마찰각  $\phi$  등을 매개변수로 채택하였다. 표 3은 매개변수 연구에서 채택한 각 변수의 범위를 보여주고 있으며 매개변수 연구결과는 각 변수의 영향을 개별적으로 분석한 후  $A_{max}$ 의 변화에 따른 각 변수의 영향을 종합적으로 제시하였다.

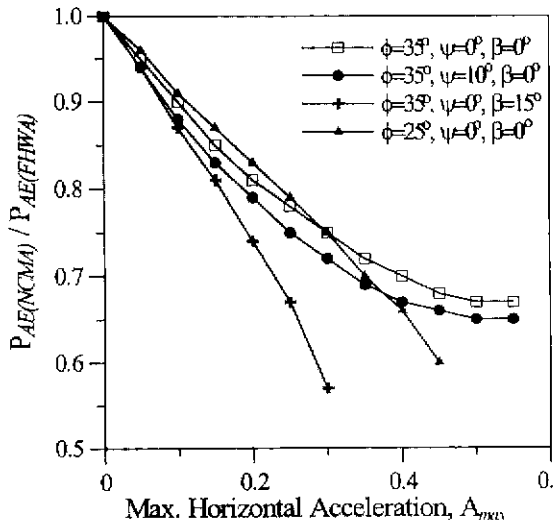


그림 5. NCMA vs. FHWA ( $P_{AE}$ )

### 3.1 외적 안정성

#### (1) 동적토압

보강토 옹벽의 외적 안정성 검토 결과를 좌우하는 가장 중요한 항목은 벽체 및 보강토체 배면에 작용하는 주동토압이라고 할 수 있으며 따라서 본 연구에서는 다양한 조건에서의 NCMA와 FHWA 설계 동적 주동토압을 동적토압비 ( $P_{AE(NCMA)} / P_{AE(FHWA)}$ )를 이용하여 비교하였다. 그림 5는 다양한 조건에 있어서 최대수평지진가속도  $A_{max}$ 에 따른 설계 동적토압비 변화 경향을 나타내고 있다. 보이는 바와 같이 옹벽의 조건에 관계없이 전반적으로  $P_{AE(NCMA)} / P_{AE(FHWA)} < 1.0$ 의 경향을 보이고 있어 FHWA 설계기준이 NCMA에 비하여 동적토압을 크게 산정하는 것으로 나타났다.

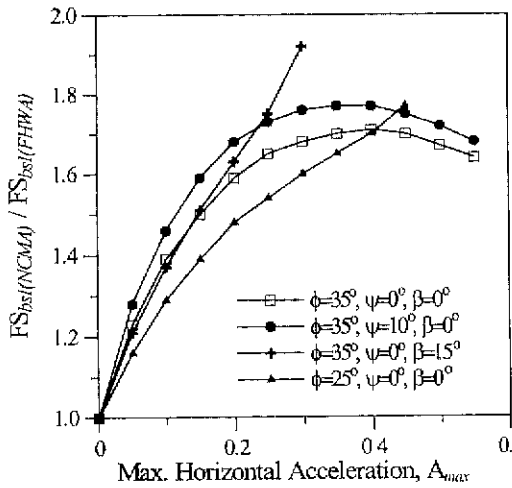


그림 6. NCMA vs. FHWA ( $FS_{bot}$ )

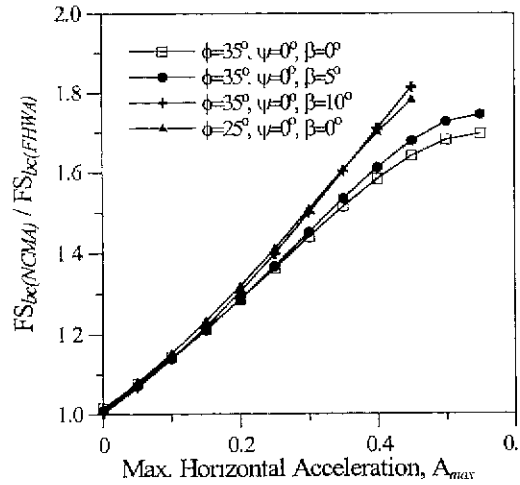


그림 7. NCMA vs. FHWA ( $FS_{ot}$ )

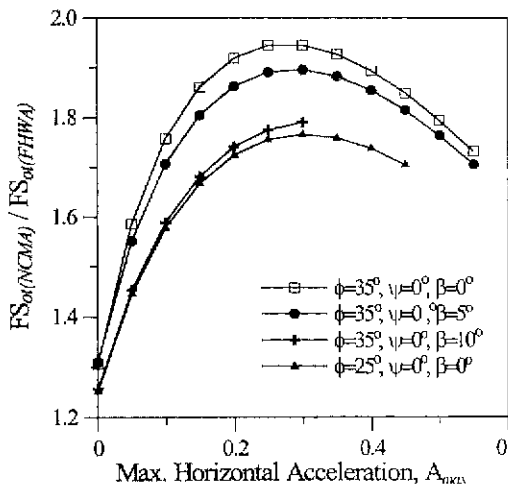


그림 8. NCMA vs. FHWA ( $FS_{bc}$ )

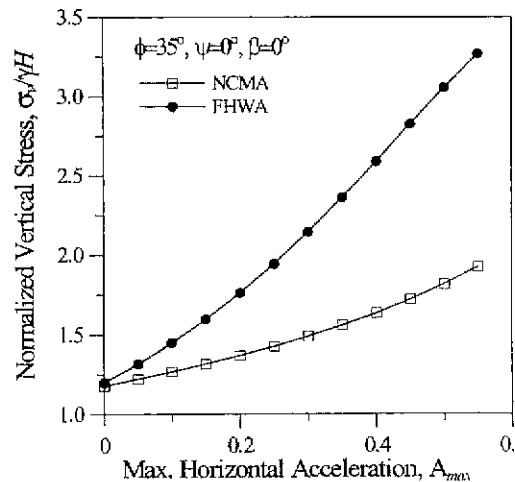


그림 9. NCMA vs FHWA ( $\sigma_w / \gamma H$ )

한편, 전반적으로  $P_{AE(NCMA)} / P_{AE(FHWA)}$ 는 임의의  $A_{max}$ 에 있어서 벽체의 경사나 배면경사가 증가할수록 그리고 내부마찰각이 감소할수록 작게 나타나며, 특히 배면경사  $\beta$ 의 영향이 매우 큰 것으로 나타났다. 이러한 경향은 옹벽의 기하조건 및 뒤채움흙의 전단강도에 따라서 NCMA 및 FHWA 설계기준의 차이가 증가함을 의미하며, 이는 표 1에서 제시한 바와 같이 토압계수에 지대한 영향을 미치는 지진계수  $k_h$ 의 산정방법의 차이에 그 원인이 있으므로 이에 대한 기준 정립이 요구된다.

## (2) 저부활동, 전도 및 지지력

그림 6과 7은 외적안정성 검토 항목중 저부활동 및 전도 안전율( $FS_{bst}$ ,  $FS_{ot}$ )에 대한 비교결과를 안전율비( $FS_{(NCMA)} / FS_{(FHWA)}$ )를 이용하여 제시하고 있다. 앞서 검토한 동적 주동토압의 경향으로부터 추정할 수 있는 바와 같이 옹벽의 조건에 관계없이 저부활동 및 전도 안전율 공히  $FS_{(NCMA)} / FS_{(FHWA)} > 1.0$ 으로 나타나고 있어 FHWA 설계기준이 NCMA 설계기준보다 보수적인 저부활동 검토결과를 제시하는 것으로 나타났는데 이러한 경향은 외적안정성 검토시 FHWA에서 적용하는 수평지진계수 산정방법이 다소 보수적인 관계로 동적 주동토압이 현저히 크게 평가되기 때문이라고 할 수 있다. 한편, 두 설계기준의 차이는 지진의 규모가 증가할수록 증가하다  $A_{max}=0.25 \sim 0.3$ 에서 최대치를 보인후 다소 감소하는 경향을 보이고 있으며, 옹벽의 조건에 따른 변화 경향을 관찰하면 전반적으로 임의의  $A_{max}$ 에 있어서 뒤채움흙의 내부마찰각  $\varphi$ 와 벽체 및 배면경사  $\psi$ 와  $\beta$ 가 증가할수록 FHWA 설계기준이 NCMA 설계기준의 차이가 다소 감소하는 경향을 보이고

있음을 알 수 있다.

그림 8은 지지력에 대한 안전율( $FS_{bc}$ )의 비교 결과를 제시하고 있다. 그림 8에서 보이는 바와 같이 저부활동 및 전도의 경우와 마찬가지로 모든 경우에 있어  $FS_{(NCMA)} / FS_{(FHWA)} > 1.0$ 의 수치를 보이고 있어 지지력 검토 항목역시 FHWA 설계기준이 NCMA 설계기준보다 항상 보수적인 결과를 제시하는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 그림 9에서 제시된 바와 같이 FHWA 설계기준이 점지압( $\sigma_w / \gamma H$ )을 매우 크게 평가하는 경향에서도 잘 관찰할 수 있다. 한편, 저부활동 및 전도의 경우와 마찬가지로 옹벽의 조건이 변함에 따라 안전율비  $FS_{(NCMA)} / FS_{(FHWA)}$ 는 다소 차이를 보이나, 그 정도는 그다지 크지 않은 것으로 나타났다.

이와 같이 NCMA 및 FHWA 두 설계기준은 동일한 외적안정성 검토모형을 적용함에도 불구하고 동적 토압 산정시 적용하는 지진계수 선정 기준의 차이로 인해 외적안정성 검토결과가 상이한 것으로 나타나고 있으므로 이에 대한 합리적인  $k_h$  선정기준의 정립이 요구된다.

## 3.2 내적 안정성

### (1) 동적 증분 유발인장력 및 정착길이

그림 10은 다양한 수평지진계수  $k_h$ 에 있어서 NCMA와 FHWA의 보강재의 동적 증분 인장력을 증분인장력비  $\Delta F_{dyn(NCMA)} / \Delta F_{dyn(FHWA)}$ 를 이용하여 비교하고 있다. 보이는 바와 같이 임의의  $k_h$ 에 있어서 벽체 상단부에서는  $\Delta F_{dyn(NCMA)} / \Delta F_{dyn(FHWA)} > 1.0$ 의 수치를 보이고 있으나 하단부에서는 그 반대의 경향을 보이고 있어 전반적으로 NCMA 설계기준이 FHWA 설계기준에 비해 상단부에서

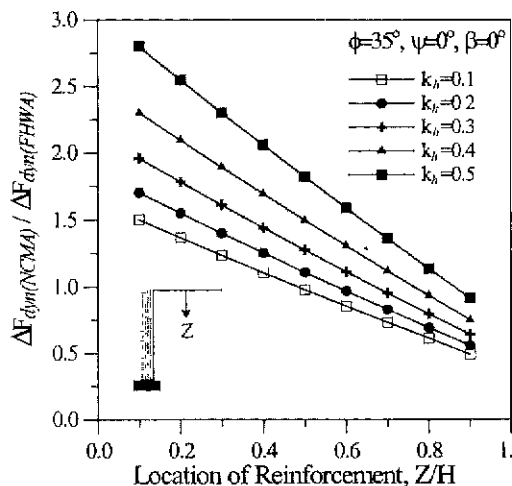


그림 10. NCMA vs. FHWA ( $\Delta F_{dyn}$ ) - I

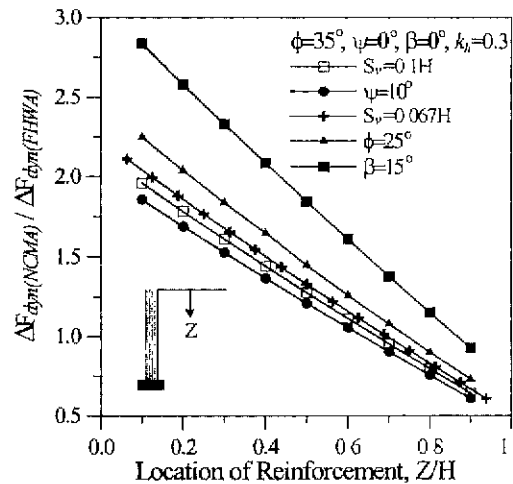


그림 11. NCMA vs. FHWA ( $\Delta F_{dyn}$ ) - II

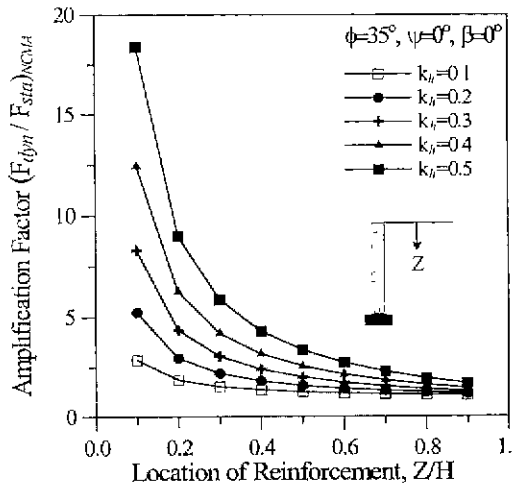


그림 12.  $F_{dyn}/F_{sta}$  변화 경향 (NCMA)

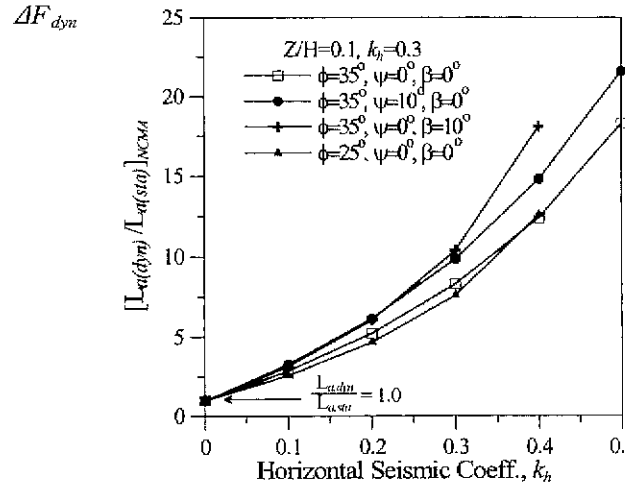


그림 13.  $L_{a,dyn}/L_{a,sta}$  변화 경향 (NCMA)

$\Delta F_{dyn}$ 을 크게 평가하는 경향이 두드러짐을 알 수 있는데 이러한 경향은 각 해석모형에서 채택하고 있는 증분인장력 계산모형의 차이에 의한 당연한 결과라 할 수 있다. 또한 이 그림에서는 지진계수가 증가함에 따라  $\Delta F_{dyn(NCMA)} / \Delta F_{dyn(FHWA)}$  곡선이 상향 이동하는 경향을 보이고 있어 지진규모가 증가할수록 NCMA 설계기준이 FHWA 설계기준보다  $\Delta F_{dyn}$ 을 크게 평가하는 경향이 뚜렷해짐을 의미한다. 한편, 뒤채움층의 전단강도, 응벽의 기하조건, 보강재 포설조건 등 다양한 인자가 미치는 영향을 나타내는 그림 11을 관찰하면,  $\Delta F_{dyn(NCMA)} / \Delta F_{dyn(FHWA)}$ 는 보강재의 포설간격  $S_v$ 에는 그다지 큰 영향을 받지 않으나 뒤채움층의 전단강도 및 응벽의 기하조건 변화에 따라 다소의 차이가 나타나는 경향을 관찰할 수 있으며 특히 벽체의 배면경사  $\beta$ 의 영향이 두드러지게 나타나고 있다. 전반적으로 응벽의 작용토압이 증가하도록 각종 영향인자가 변화할 경우  $\Delta F_{dyn(NCMA)} / \Delta F_{dyn(FHWA)}$  관계는 상향 이동하여 NCMA 설계기준의 보수적 성향이 증가하는 것으로 나타났다.

전술한 그림에서 관찰된 경향은 NCMA 설계기준은 기여영역 개념으로  $\Delta F_{dyn}$ 을 계산하는데 반해 FHWA의 경우에는 저항영역(resistance zone)에서의 정착길이를 토대로 계산함에 따른 것으로서 이에 대한 검증용 위한 구체적인 연구가 필요한 것으로 판단된다. 한편, 수치해석 및 진동대 시험 결과에 의하면 지반 가속도는 벽체 상단부로 갈수록 다소 증폭되는 경향이 있어 전반적으로 상단부 보강재에서 인장력 증가가 현저한 것으로 보고되고 있으며 (Bathurst & Cai 1995; Bathurst & Hatami 1998a, b), 1994년

1월 미국 캘리포니아주 Northridge에서 발생한 진도 6.7의 지진 발생후 수행된 보강토 응벽의 지진피해 사례조사 (Sandri 1996)에서 상단부에서의 피해가 발생한 보강토 응벽이 다수 관찰된 것을 감안하면, NCMA 설계기준에서 채택하고 있는 증분 동적 인장력 산정방법이 정성적인 면에서 타당한 것으로 사료된다.

그림 12는 NCMA 설계기준에 입각하여 계산된 보강재 유발인장력 증폭비 AF(amplification factor)를  $k_h$ 에 따라 도시하고 있는데 여기서의 인장력 증폭비 AF는 지진시 유발인장력( $F_{dyn}$ )과 평상시 유발인장력( $F_{sta}$ )의 비로 정의하였다. 보이는 바와 같이 임의의  $k_h$ 에 있어서 증폭비 AF는 벽체 상부로 갈수록 증가하는 경향을 나타내고 있으며,  $k_h$ 가 증가함에 따라 AF 또한 증가하는 경향을 나타내고 있다.

한편, 내적안정성을 확보하기 위한 정착길이의 확보에 있어서 M-O 동적 토압 이론에 의하면 지진가속도가 증가할수록 파괴면의 각도  $\alpha_{AE}$ 가 감소하므로 이론적 소요 정착길이가 현저히 증가할 뿐만 아니라 유발인장력 또한 증가하므로 이에 대응하기 위한 추가적인 정착길이의 증가가 요구된다. 그러나 NCMA 및 FHWA 설계기준에서는 표 2에서 제시된 바와 같이 보수적인 측면을 다소간 배제하기 위해 파괴면의 각도는 평상시 경우와 동일하게 취급하며 단지 유발인장력의 증가로 인한 정착길이 증가만은 고려함과 아울러서 지진시 인발파괴에 대한 최소안전율을  $(FS_{os})_{min}=1.1$ 로 채택하여 평상시 안전율  $(FS_{os})_{min}=1.5$ 의 약 75% 만을 취하도록 되어 있다. 최소안전율을 만족하기 위한 지진지 및 평상시 인발저항력비는 식 (5)와 같이 표현되며 따라서 소요 정착길이비( $L_{a,dyn}/L_{a,sta}$ )는 다시 식 (6)과 같이 표현된다.



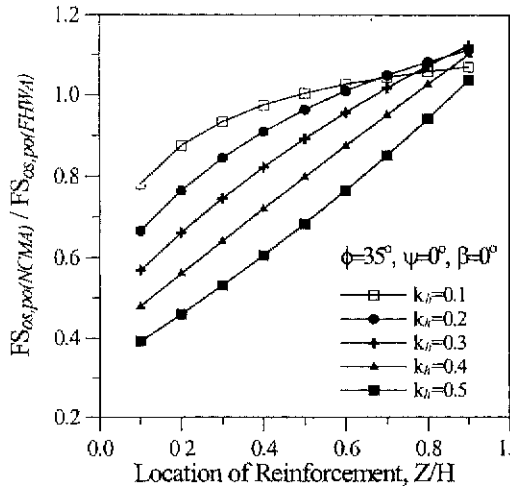


그림 14. NCMA vs. FHWA ( $FS_{05,po}$ ) - I

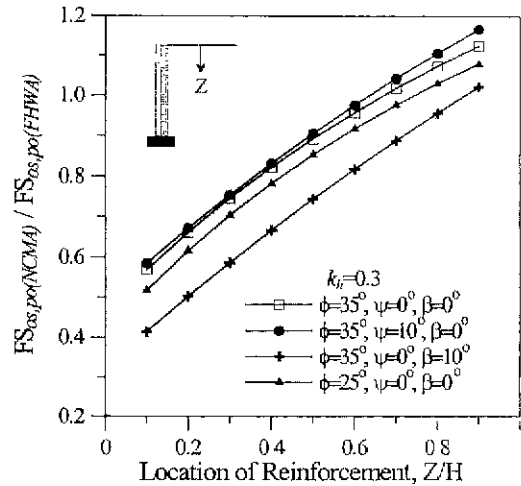


그림 15. NCMA vs. FHWA ( $FS_{05,po}$ ) - II

표 4. NCMA vs. FHWA 종합비교

설계토압 ( $P_{AE}$ )		외적안정성	$P_{AE(NCMA)} < P_{AE(FHWA)}$
		내적안정성	$P_{AE(NCMA)} = P_{AE(FHWA)}$
외적안정성 (저부활동, 전도, 지지력)		$FS_{ed(NCMA)} > FS_{ed(FHWA)}$	
내적 안정성	동적증분 인장력 ( $\Delta F_{dyn}$ )	상단부	$\Delta F_{dyn(NCMA)} > \Delta F_{dyn(FHWA)}$
		하단부	$\Delta F_{dyn(NCMA)} < \Delta F_{dyn(FHWA)}$
	인장파단 및 인발파괴 ( $FS_{05,po}$ )	상단부	$FS_{05,po(NCMA)} < FS_{05,po(FHWA)}$
		하단부	$FS_{05,po(NCMA)} > FS_{05,po(FHWA)}$

$$\frac{T_{pull,dyn}}{T_{pull,sta}} = \frac{2C_i L_{a,dyn} \sigma_v' \tan \phi}{2C_i L_{a,sta} \sigma_v' \tan \phi} = \frac{1.1 F_{dyn}}{1.5 F_{sta}} \quad (5)$$

$$\frac{L_{a,dyn}}{L_{a,sta}} \approx 0.75 \frac{F_{dyn}}{F_{sta}} \quad (6)$$

그림 13은 최상단 보강재( $Z/H=0.1$ )에 있어서 수평지진 계수  $k_h$ 에 따른  $L_{a,dyn}/L_{a,sta}$  변화 경향을 보여주고 있다. 보 이는 바와 같이 임의의 조건에 있어서  $k_h$ 의 증가에 따라 최소안전을 확보를 위한 소요 정착길이는 지수함수의 형태로 증가하며, 특히 벽체 배면경사  $\beta$ 가 증가함에 따라 정착 길이가 현저히 증가하는 경향을 나타내고 있다.

이와 같이 NCMA 기준에서는 지진시 상단부 보강재의 유발인장력이 현저히 증폭되는 해석모형을 채택하고 있으며, 따라서 이를 만족시키기 위해서는 상단부 보강재의 포설간격을 감소시키거나 고강도 보강재를 포설하여야

하며 또한 상단부 보강재의 인발저항력 확보를 위해 정착 길이를 증가시키는 설계가 요구된다.

#### (2) 인장파단/인발파괴 안전율

내적안정성 검토시 인장파단과 인발파괴에 대한 안전율은 식 (7)과 같이 표현되며, 따라서 NCMA와 FHWA 인장파단 및 인발파괴 안전율비는 각각 식 (8)와 (9)와 같이 동일하게 표현된다.

$$FS_{ot} = \frac{T_{all}}{F_{dyn}}, \quad FS_{po} = \frac{T_{pull}}{F_{dyn}} \quad (7)$$

$$\frac{FS_{05(dyn)_{NCMA}}}{FS_{05(dyn)_{FHWA}}} = \frac{T_{all}/F_{dyn_{NCMA}}}{T_{all}/F_{dyn_{FHWA}}} = \frac{F_{dyn_{FHWA}}}{F_{dyn_{NCMA}}} \quad (8)$$

$$\frac{FS_{po(dyn)_{NCMA}}}{FS_{po(dyn)_{FHWA}}} = \frac{T_{pull}/F_{dyn_{NCMA}}}{T_{pull}/F_{dyn_{FHWA}}} = \frac{F_{dyn_{FHWA}}}{F_{dyn_{NCMA}}} \quad (9)$$

그림 14는  $k_r$ 에 따른 인장과단 및 인발과괴 안전율비 ( $FS_{os,po(NCMA)}/FS_{os,po(FHWA)}$ )를 보여주고 있는데 보이는 바와 같이 벽체 하단부 일부를 제외하고는 전반적으로 안전율비가 1.0이하의 수치를 나타내고 있어 외적안정성에 대한 안전율과는 반대로 NCMA 설계기준이 FHWA 설계기준이 보다 보수적인 결과를 제시하는 것으로 나타났으며, 그 차이는 벽체 상단부에서 그리고  $k_r$ 가 증가함에 따라서 증가하는 것으로 나타나고 있다. 이러한 경향은 표 2에 제시된 바와 같이 동적 증분 유발인장력 평가 모형의 차이에 근거한 것으로서 이에 대한 구체적인 검토가 요구된다. 한편, 그림 15는 뒤채움흙의 전단강도, 옹벽의 기하조건, 보강재 포설간격에 따른  $FS_{os,po(NCMA)}/FS_{os,po(FHWA)}$  변화 경향을 보여주고 있다. 여기서는 타 인자보다 옹벽의 배면경사  $\beta$ 에 따라 가장 큰 변화를 보이고 있으며 전반적으로 옹벽의 배면경사가 증가할수록  $FS_{os,po(NCMA)}/FS_{os,po(FHWA)}$  관계 곡선이 하향 이동하는 경향을 나타내고 있어 배면경사가 급해짐에 따라 두 설계기준의 차이가 증가하는 것으로 나타났다.

### 3.3 요약 및 비교·분석

알아본 바와 같이 보강토 옹벽의 대표적인 설계기준이라고 할 수 있는 NCMA 및 FHWA에서 채택하고 있는 내·외적안정성 검토 방법은 지진계수산정 방법 및 검토 모형의 차이로 인해 작용토압 및 안전율에서 많은 차이를 나타내고 있으며, 따라서 각 설계기준의 타당성 검토를 위해 보다 종합적인 연구가 수반되어야 할 것으로 판단된다. 표 4는 본 연구에서 수행한 비교연구의 결과를 정성적으로 요약·정리하여 나타내고 있다.

## 4. 결론

본 연구에서는 준정적 블록식 보강토 옹벽의 내진설계에 관한 기본 이론을 고찰하였으며 NCMA 및 FHWA 설계기준을 비교·분석하였다. 한편, 매개변수 연구를 통해 보강토 옹벽의 대표적 설계기준인 NCMA 및 FHWA 설계기준에 대한 매개변수를 수행하여 각 설계기준의 차이점을 종합적으로 분석하고 실무에서의 적용성을 검토하였다. 본 연구에서 수행한 연구결과는 다음과 같이 요약될 수 있다.

(1) NCMA 및 FHWA 설계기준에서는 동일한 외적안정

성 검토 모형을 적용하나 지진계수산정 기준의 차이로 인해 외적안정성 검토 결과가 상이하며, 전반적으로 FHWA 설계기준이 다소 보수적인 것으로 나타났다. 이러한 경향은 지진 규모가 증가할수록, 그리고 벽체의 경사와 배면경사가 증가할수록 증가하는 것으로 나타났다.

- (2) 내적안정성 검토에 있어서 유발인장력 계산시 NCMA 설계기준은 상단부 보강재의 유발 인장력이 증가하는 모형을 적용하고 있는 반면, FHWA 설계기준은 그 반대의 계산 모형을 적용하므로 서로 상반된 인장과단 및 인발과괴 안전율을 제시한다. 한편, 기존의 지진피해 사례조사 및 보강토 옹벽의 지진시 거동에 관한 연구결과는 FHWA 설계기준 보다는 NCMA 설계기준과 더 부합되는 것으로 나타났다
- (3) 보강토 옹벽의 내진설계에 영향을 미치는 인자중에서 벽체 배면경사가 내·외적안정성 검토결과에 가장 큰 영향을 미치는 인자인 것으로 나타났으며, 배면경사가 증가할수록 같은 조건에서 지진의 영향이 현저히 증폭되는 경향을 보인다. 따라서 지진피해가 우려되는 지역에서는 가급적 배면경사를 완만히 하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.
- (4) 현재 적용되고 있는 설계/해석기준의 타당성을 검토하고 보다 효율적인 설계기준의 개발을 위해서는 보강토 옹벽의 지진시 역학적 거동에 대한 이해를 증진시키고 이를 현 설계/해석 기준에 접목시키는 종합적이고 체계적인 연구가 요망된다.

## 감사의 글

본 논문은 1998년 한국학술진흥재단의 '98 자유공모과제 연구비 지원사업(1998-001-E01927)에 의해 수행되었으며 이에 감사드립니다.

## 참고 문헌

1. 유충식(1999), 보강토 옹벽의 내진설계, 1999년도 토목섬유 학술발표회 논문집, pp.71~83.
2. Bathurst, R.J. and Cai, Z.(1994,) In-isolation cyclic load-extension behavior of two geogrids. Geosynthetics International, Vol. 1, No.1, pp.3~17
3. Bathurst, R.J., Cai, Z., and Pelletier, M.J(1996), Seismic design and performance of geosynthetic reinforced segmental retaining walls. Proc. 10th Annual symp. of the Vancouver Geotechnical Society, Vancouver, BC, 26p.

4. Bathurst, R.J. and Cai, Z.(1995), Pseudo-static seismic analysis of geosynthetic-reinforced segmental retaining walls, *Geosynthetics International*, Vol. 2, No. 5, pp.787~830.
5. Bathurst, R.J. and Hatami, K.(1998), Seismic Response Analysis of a Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Wall, *Geosynthetics International*. Vol. 5, Nos. 1-25, pp.127~166
6. Bathurst, R.J. and Hatami, K.(1998), Influence of Reinforcement Stiffness, Length and Base Condition on Seismic Response of Geosynthetic Reinforced Retaining Walls, *Proc. 6th Int. Conf. on Geosynthetics*, Atlanta, USA, Vol 2, pp.613~616.
7. Cai, Z. and Bathurst, R.J.(1995), Seismic response analysis of geosynthetic reinforced soil segmental retaining walls by finite element method, *Computers and Geotechnics*, Vol 17. No. 4, pp.523~546.
8. Federal Highway Administration(1996), Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines, FHWA Demonstration Project 82, (Elias, V. and Christopher, B.R.), Washington, DC., USA, 364p.
- 9 National Concrete Masonry Association(1999), *Segmental Retaining Walls-Seismic Design Manual*, First Edition (Authored by Bathurst, R.J.), Virginia, USA, 119p.
10. Segrestin, P. and Bastick, M.(1988), Seismic design of reinforced earth retaining walls-the contribution of finite element analysis, *Proceedings Int. Geotech. Sym. on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, Japan, pp.577~582.
11. Sandri, D (1994), Retaining walls stand up to the Northridge earthquake, *Geotechnical Fabrics Report*, IFAI, St. Paul, MN, USA, Vol. 12, No. 4, pp.30~31 (and personal communication).
12. Seed, H.B. and Whitman. R V.(1970), Design of earth retaining structures for dynamic loads, *ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, Ithaca, NY. pp.103~147.

(접수일자 2000. 1. 13 )