

상재하중 이격거리에 따른 다단식 보강토옹벽의 거동특성 분석*

한중근¹⁾ · 김지선²⁾ · 홍기권³⁾

¹⁾ 중앙대학교 건설환경공학과 부교수 · ²⁾ 중앙대학교 대학원 졸업 · ³⁾ 중앙대학교 대학원 박사과정

Analysis of the Behavior of Tiered Reinforced Soil Retaining Wall Considering the Offset Distance by Surcharge Load*

Han, Jung-Geun¹⁾ · Kim, Ji-Sun²⁾ and Hong, Ki-Kwon³⁾

¹⁾ Associate Prof., Chung-Ang University,

²⁾ MS, Chung-Ang University,

³⁾ Ph. D. Candidate, Chung-Ang University.

ABSTRACT

Recently, the scale in the field of reinforced soil retaining wall has been grown up like tiered reinforced soil retaining wall. However, there have been increasing number of collapse accidents and large scale of collapse. The design manual adopted in the construction fields have been inconsistent in tiered reinforced soil retaining wall. Therefore, this study performed finite element analysis on 90 cases and analyzed characteristic behavior of lower wall which was one of the effect factors on the stability of tiered reinforced soil retaining wall. The facing displacement of each walls and the behavior of the whole ground were interpreted by the numerical analysis depending on the lower offset distance by the upper wall as well as the upper offset distance by the surcharge load. The results showed that the behavior of tiered reinforced soil retaining wall was differed by condition of surcharge load and each offset distance was found to be important factor.

Key Words : *Reinforced soil retaining wall, Tiered wall, Surcharge load, Finite-element analysis, Characteristic behavior.*

* 본 논문은 2006년도 중앙대학교 연구비지원에 의해 수행된 것임.

Corresponding Author : Hong, Ki-Kwon, Dept. of Civil Engineering, Chung-Ang University,
Tel : +82-2-813-5345, E-mail : kkhong@wm.cau.ac.kr

Received : 16 June, 2007. **Accepted** : 17 August, 2007.

I. 서 론

보강토옹벽은 토목섬유를 이용하여 지반의 강도를 증가시켜 구조물의 안정성을 향상시키는 공법으로, 경제성, 시공성 등이 우수하여 최근 보강토옹벽 및 보강사면으로의 활용이 두드러지게 나타나고 있다. 그러나 구조물이 대규모화됨으로 인해 단일 보강토구조물 및 다단식 보강토옹벽과 같은 복합구조체로 시공되는 경향을 나타내고 있을 뿐만 아니라 이들은 시공 중 또는 시공 후 붕괴되는 사례도 증가하고 있고, 붕괴규모도 대형화되는 경향을 보이고 있다. 이러한 다단식 보강토옹벽에서의 대규모 붕괴원인으로는 설계 시 시공상태 및 주위환경조건을 적절히 반영하지 못하고 시공과정 및 시공 후의 관리 소홀 등의 영향이라고 분석되고 있다.

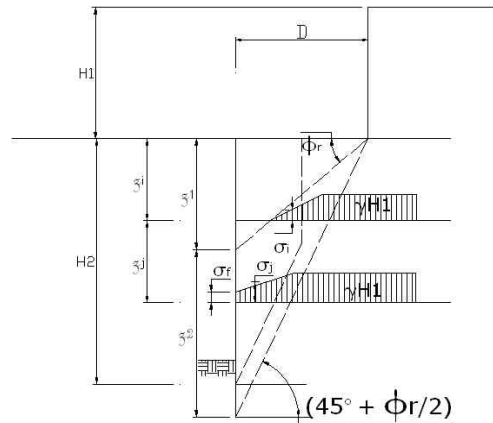
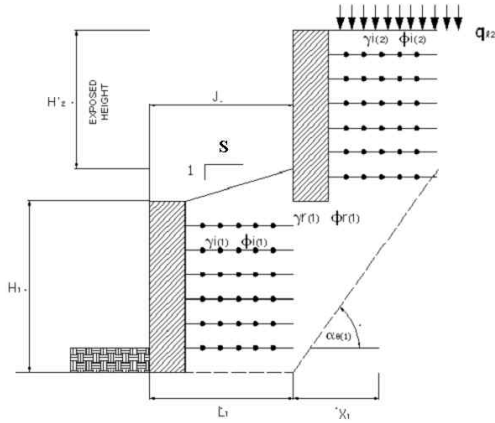
국내에서의 보강토옹벽 설계는 대부분 NCMA(National Concrete Masonry Association, 1997) 및 FHWA(Federal Highway Administration, 2001)의 기준을 따르고 있다. 각 기준들이 제시하고 있는 설계법은 한계평형이론에 근거한 보강토옹벽의 내적, 외적, 국부적 및 전체 안정성 검토에 초점이 맞추어져 있으며, 각각의 안정성에 만족하도록 보강재 종류 및 길이 등의 포설조건을 설정하도록 제안하고 있다. 그러나 제시된 설계기준이 국내의 설계사례와 부합되지 않는 경우가 많은 것으로 보고되고 있다. 또한 다단식 보강토옹벽의 거동에 대한 이해가 부족하여 설계 시 과소평가되는 경우가 종종 있으며, 이에 따른 붕괴사례도 빈번하게 보고되고 있기 때문에 우선적으로 다단식옹벽의 역학적 거동의 이해가 필수적이다(유충식, 2002). 이를 바탕으로 설계 및 시공에 반영 시 최하단 보강토옹벽의 안정성이 확보되면 각각의 보강토옹벽에 대한 개별적 안정성 검토를 수행하고, 옹벽 배면에 성토 및 기타 구조물을 설치하게 되면, 대규모 구조물로 취급하여 보강토옹벽 및 전 성토체에 대한 전체 안정성을 평가해야 한다.

따라서 본 연구에서는 다단식 보강토옹벽에서 상단의 옹벽 배면에 성토체가 상재하중으로서 존재할 때 상단옹벽과 하단옹벽간의 이격거리 및 상재하중으로 작용하는 성토체와 상단옹벽간 이격거리의 영향을 고려하여 범용 유한요소해석 프로그램(PLAXIS Ver.8.2)을 통한 다단식 보강토옹벽의 거동특성을 분석하였다.

II. 대표적인 다단식 보강토옹벽의 설계기준

그림 1과 같이 단일 보강토옹벽 위에 1단 이상의 보강토옹벽이 추가되어 시공되는 경우를 다단식옹벽이라 한다. 단일옹벽에 대한 설계는 서론에서 언급한 바와 같이 상세기준에 따라 보강토체의 규모와 보강재의 길이 및 종류 등이 대체로 합리적으로 결정되고 있다. 그러나 다단식 보강토옹벽의 경우, 보강토옹벽간의 이격거리를 고려하고 상·하단 옹벽을 포함한 전체 구조물의 높이 등이 포함된 대규모 복합구조체로서 간주하여 설계하여야 하지만 실제 적용 시에는 상단옹벽의 이격거리와 상재하중처리방법이 단순히 그림 1에서 제시된바와 같이 전체구조물의 사면안정에 대한 해석의 미고려로 인하여 오류를 범하는 경우가 종종 발생한다. 이와 같이 전체 구조물 안정성의 영향에 가장 중요한 작용요소는 옹벽간의 이격거리 및 배면에서 작용하는 상재하중간의 이격거리이다. 따라서 이와 같은 요소들은 설계 최초 단계에서 확인되어야 하고, 이를 통해 확인된 전체 사면안정성에 대한 검토가 이루어져야 한다.

실무에서 개략적으로 사용하는 방법은 상·하단 보강토옹벽의 수평이격거리가 하단부 옹벽높이의 2배 이상일 경우에는 각각의 옹벽을 독립구조체로 간주하고, 2배 이하일 경우에는 하단부의 옹벽 설계 시 상단부의 옹벽을 등분포하중으로 간주하여 하단부 옹벽의 작용 토압을 계산하는 방법이다. 그러나 다단식옹벽의 상단옹벽 배면위에 성토하중 및 기타 구조물이 축조될 경우 구조물과 최상단 보강토옹벽과의 이격거리가 반



여기서, J =옹벽간의 이격거리
 L =보강재의 길이+블록폭
 X_i (하단 보강토체 배면의 파괴면 거리) = $(H_1 + \frac{J}{S}) / \tan \alpha_i$
 $S=500$ (상·하단 옹벽사이의 배면이 수평한 경우. 단, $H_1 > H_2$)

그림 1. NCMA(1997)다단식 보강토옹벽에 대한 옹벽간의 이격거리 결정 방법.

$$-D \leq H_2 \tan(45^\circ - \frac{\phi_r}{2}), \sigma_i = \gamma H_1$$

$$-H_2 \tan(45^\circ - \frac{\phi_r}{2}) \leq D \leq H_2 \tan(90^\circ - \phi_r)$$

$$\tau_1 = D \tan \phi_r, \tau_2 = D \tan(45^\circ + \frac{\phi_r}{2})$$

$$\sigma_r = \frac{\tau_1 - \tau_2}{\gamma_2 - \gamma_1} \gamma H_1$$

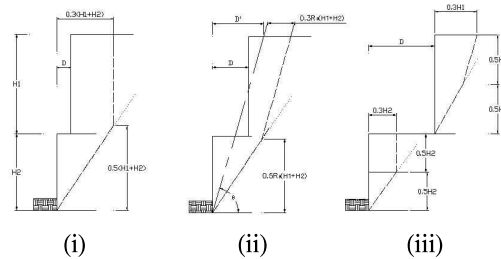
$$-D > H_2 \tan(90^\circ - \phi_r), \sigma_i = 0$$

(a) 상단 옹벽으로 인한 연직응력증가

드시 고려되어야 하며, 이는 보강토 뒤채움, 원지반의 토질특성 및 시공 시 다짐상태에 따라 사면의 활동파괴면이 결정되므로 대규모 붕괴의 원인이 될 수 있다.

보강토옹벽에 작용하는 하중은 설계 시 옹벽 설치위치에서의 기상, 환경조건, 사용목적, 시공 조건 및 구조물의 규모 등을 고려하여 필요로 하는 하중을 선택적으로 적용하여야 한다. 보강토옹벽의 설계에 사용하는 하중으로는 보강토체의 자중, 상재하중 및 토압 등이 주로 고려되며, 현장여건에 따라서 수압, 부력, 풍하중 및 지진하중 등이 추가로 고려될 수 있다(한국지반공학회, 1998).

각 설계기준에서 다루고 있는 다단식 보강토옹벽의 상재하중에 대한 고려는 하단옹벽의 안정성과 관련이 있기 때문에 매우 중요한 사항이다. 특히, 현재 사용되고 있는 설계 제시안에서는 상단옹벽을 하단옹벽에 대한 상재하중으로 간주하여 하단옹벽의 안정성을 평가하므로 상단옹벽과 하단옹벽 간의 이격거리는 내·외적 안정성 검토 시 중요한 영향요소로 작용한다. 따라서 NCMA



여기서, (i) $D \leq \frac{H_1 + H_2}{20}$
 (ii) $\frac{H_1 + H_2}{20} \leq D \leq H_1 \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2})$
 (iii) $D > H_1 \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2})$

$$D' = 2D \frac{H_1}{H_1 + H_2}, R_\theta = \frac{\theta - \phi}{90^\circ - \phi}$$

(b) 가상파괴면 설정

그림 2. FHWA(2001)의 다단식 보강토옹벽에 대한 옹벽간의 이격거리 결정 방법.

및 FHWA에서는 상단옹벽을 등가연직하중으로 처리하여 상재하중을 포함한 상태에서 활동파괴면을 가상으로 가정하여 이격거리의 최소값과 최대값을 설정한다. NCMA에서는 상·하단 옹벽

표 1. 다단식 보강토옹벽의 상재하중 선정 방법(NCMA 설계기준).

구 분	하중적용 방법
하단옹벽 내적안정성 검토 시 등가상재하중의 적용	- $J > L_1$: 영향 없음, $qd_{(1)}=0$, $ql_{(1)}=0$ - $0.3 L_1 < J < L_1$: 상단옹벽에 대한 부분적 상재하중 적용 $q_{d(1)} = \frac{(L_1 - J)}{L_1} (\gamma_{K(2)} H_2)$ $q_{l(1)} = \frac{(L_1 - J)}{L_1} (q_{K(2)})$ - $J < 0.3L_1$: 상단옹벽 전체를 상재하중으로 적용, $q_d = \gamma_{K(2)} H_2$, $q_l(1) = q_l(2)$
하단옹벽 외적안정성 검토 시 등가상재하중의 적용	- $J > (L_1 + X_1)$: 영향 없음, $qd_{(1)}=0$, $ql_{(1)}=0$ - $(L_1 + 0.5X_1) < J < (L_1 + X_1)$: 상단옹벽에 대한 부분적 상재하중 적용 $q_{d(1)} = \frac{(L_1 + X_1 - J)}{X_1} (\gamma_{K(2)} H_2)$ $q_{l(1)} = \frac{(L_1 + X_1 - J)}{X_1} (q_{K(2)})$ - $J < (L_1 + 0.5X_1)$: 상단옹벽 전체를 상재하중으로 적용, $q_d = \gamma_{K(2)} H_2$, $q_l(1) = q_l(2)$

높이에 대한 이격거리를 반복법을 사용하여 보강재 길이를 결정하고, FHWA에서는 그림 2(b)와 같이 이격거리에 따른 파괴면의 경우를 3가지로 분류하여 시공조건에 따라 반영하도록 제안하고 있다(NCMA, 1997; FHWA, 2001).

NCMA(1997)에서는 상단옹벽의 안정을 고려한 하단부 보강재의 길이를 먼저 설정한 후 상단 및 하단부의 이격거리를 토대로 상단부 옹벽의 영향을 등가연직하중으로 환산하여 발생하는 인장력을 계산한다. 이와 같은 보강재길이는 내적 안정성을 검토하는데 적용하고 있으며, 이때에 상단부 옹벽은 단일옹벽으로 가정한다. 따라서 전체 안정성을 만족하기 위해서 하단옹벽의 보강재의 길이를 먼저 가정하여 가상 파괴면을 설정한 후 그림 1에서 보는바와 같이 상단옹벽으로 인한 등가상재하중을 결정하고 이를 토대로 하단옹벽에 대한 외적안정성 검토를 수행하여 보강재길이에 대한 타당성을 검토한다. 검토된 보강재길이가 설계 시 부적절 할 경우에는 같은 과정을 반복하는 방법으로 보강재 길이를 재결정한다. 내적 안정성 검토는 상단옹벽을 등가상재하중으로 환산하여 보강재에 발생하는 인장력을 계산한다. 이를 단계적으로 표기하면 아래와 같고, 다단식 보강토옹벽의 상재하중 선정 방법은 표 1에서 보는바와 같다.

i) 저면길이가정, 가상 파괴면각 결정

- ii) 하단옹벽(L_1)의 상재하중(활하중($q_{K(1)}$) + 사하중($q_d(l)$)) 결정
- iii) ii)로부터 결정된 상재하중을 사용하여 외적안정성검토를 위한 저면길이(L_1)계산
- iv) iii)에서 계산된 L_1 이 단계 1에서 가정된 L_1 보다 작으면 O · K 그렇지 않으면 단계 i) ~ iv) 까지 반복계산
- v) 보강토옹벽 설계에 대한 전반적인 안정성 검토

FHWA(2001)에서는 상 · 하단 옹벽의 이격거리를 토대로 하여 외적안정성을 만족하는 보강재 길이를 옹벽간의 이격거리가 충분하여 이격거리에 영향을 주지 않는 경우($D > H \tan(90^\circ - \phi)$), 상 · 하단 옹벽 높이의 합을 옹벽높이로 간주하여 단일옹벽으로 보강재길이를 결정하는 경우($D \leq \frac{1}{20}(H_1 + H_2)$), 단일옹벽의 높이에 비해 이격거리가 작은 경우($D \geq \frac{1}{20}(H_1 + H_2)$)로 구분한 후 내적 및 외적 안정성을 검토하도록 하고 있다. 특히 옹벽의 높이에 비해 이격거리가 작은 경우, 보강재 길이는 각 옹벽높이에 대한 60% ~ 70%를 채택하도록 하고 있다.

III. 유한요소법을 이용한 다단식 보강토 옹벽의 거동 해석

본 절에서는 토목섬유로 보강된 다단식 보강토옹벽의 경우, 옹벽 간 및 성토체의 이격거리가

표 2. 해석에 적용된 정수(도로설계편람(II), 2000).

구분	$\gamma(t/m^3)$	$c(t/m^2)$	$\phi(deg)$	$E(t/m^2)$	ν
블록	2.4	-	45.0	$300 \times E4$	0.25
뒷채움	1.9	2	35.0	$2 \times E4$	0.3
성토층	1.9	1	35.0	$2 \times E4$	0.3
기초지반	2.2	10	38	$3 \times E4$	0.2
보강재	-	-	-	$50 \times E4$	-

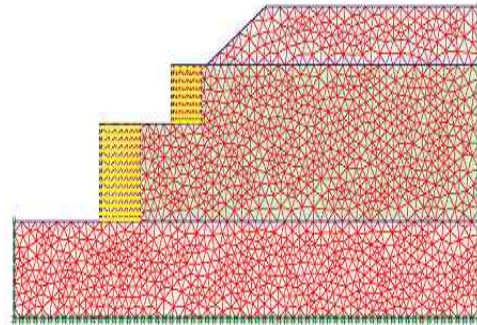


그림 4. 해석에 적용된 유한요소망 예.

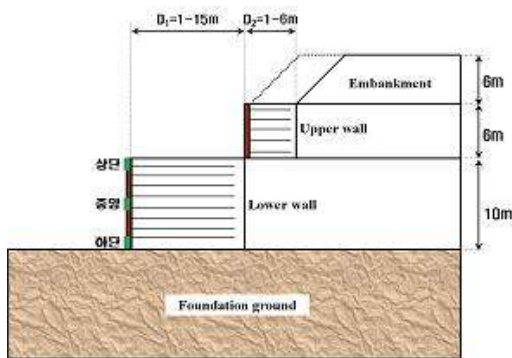


그림 3. 해석에 적용된 다단식 보강토옹벽.

하단 보강토옹벽에 전이되는 특성을 파악하기 위하여 범용 유한요소해석 프로그램인 PLAXIS (Ver.8.2)를 이용하여 다단식 보강토옹벽의 거동 해석을 실시하였다. 이를 위해 다단식 보강토옹벽 배면의 최상단 성토 시 상단옹벽과 하단옹벽과의 하중분담에 영향을 주는 요소로는 보강토옹벽의 높이, 성토고, 보강토옹벽 뒤채움 영역의 내부 마찰각, 옹벽과 옹벽간의 이격거리 및 옹벽과 성토체의 이격거리 등을 고려하였다.

1. 해석조건

유한요소해석을 위해 지반은 Mohr-Coulomb 모델을, 표준형 보강토 블록에 대해서는 선형탄성모델을 사용하였다. 해석을 위한 지반조건 및 정수는 표 2에서 보는바와 같이 국내에 널리 분포하고 있는 기초지반조건인 풍화암 및 풍화토 조건으로 설정하였다(도로설계편람(II), 2000). 그리고 보강재의 조건은 보강토체 자체의 내적안

정성이 확보되도록 탄성계수를 $500,000t/m^2$ 로 설정하였고, 보강토 블록과 기초지반은 마찰력에 의한 지지저항만을 고려하였다.

한편, 보강토옹벽의 내적안정 및 외적안정이 확보된 상태에서 옹벽간의 이격거리 및 옹벽과 성토체의 이격거리에 대한 영향을 검토하기 위해 그림 3에서 보는바와 같이 옹벽간의 이격거리를 최대근접시공 시 1m에서 하단옹벽에 영향을 미치지 않는 최대이격거리 15m를 고려하였다. 또한 성토체에 의한 상재하중과 상단옹벽간의 이격거리는 상단옹벽의 최대근접거리인 1m에서 옹벽에 영향을 미치지 않는 이격거리인 6m를 고려하였다. 이격거리의 범위설정방법은 NCMA와 FHWA의 가상 파괴면에 대한 이격거리 산정식의 최소값(2m)과 최대값(15m)의 범위가 포함되도록 하였으며, 뒤채움재와 성토지반의 내부마찰각은 비교적 지반의 안정상태를 고려하여 35° 로 결정하였다. 그리고 상·하단옹벽과 성토체의 전체높이는 실제 시공된 현장의 사례와 동일한 22m(하단옹벽 : 10m, 상단옹벽 : 6m, 성토체 : 6m)로 반영하였다(한중근 외, 2005).

보강토옹벽 상·하단부를 포함한 상재하중 및 기초지반에 대한 전 영역에 걸친 거동특성을 알아보기 위하여 그림 4와 같이 모든 영역에 대해 근사적 동일 요소망으로 설정하여 해석을 수행하였다. 해석에 적용된 단면은 앞서 언급한 바와 같이 이격거리 조건에 따라 옹벽간의 이격거리(1m ~ 15m)와 성토체와 상단옹벽간의 이격거리(1m

~6m)구간을 각각 1m의 이격거리를 고려하여 총 90case(15×6)를 수행하였다.

2. 하단옹벽의 벽체변위 분석

다단식 보강토옹벽의 설계 시 하단옹벽의 안정은 전체구조물의 안정에 큰 영향을 미치게 된다. 따라서 하단옹벽 전면벽체의 수평변위결과를 이용하여 보강토옹벽의 붕괴 여부를 확인가능하다. 그림 5(a)~그림 5(g)는 상단 보강토옹벽의 이격위치에 따른 하단옹벽 벽체변위의 최대값을 도시한 것으로 그림 3에서 보는바와 같이 옹벽의 상단, 중앙, 하단으로 나누어 변위의 전반적인 경향을 나타내었다. 하단옹벽의 중앙부에서 최대변위가 나타났고 옹벽상단에서는 변위가 구속되는

경향을 보였다. 모든 이격거리에서 같은 경향을 보였고 이격거리 11m 이상에서는 모두 안정한 상태여서 그림에서는 제외하였다. 또한 중앙부에서 발생된 최대변위는 상단옹벽과 성토체가 상재 하중으로 작용하여 하단옹벽 배면지반이 침하되면서 지반측방이동에 따른 벽체변위로 판단된다. 즉, 변위량은 미소하지만 하단옹벽의 경우 국부 안정 검토의 필요성을 보이는 것이라 판단된다.

한편, NCMA와 FHWA의 설계기준에 의하면 옹벽간의 이격거리가 2m~15m까지인 경우에는 붕괴되지 않고 안정한 것으로 검토되었다. 그러나 해석결과 그림 5(a)~그림 5(f)에서 보는바와 같이 옹벽간의 이격거리가 5m~10m인 경우, 상재하중 이격거리가 1m~2m 이내인 경우에 옹벽

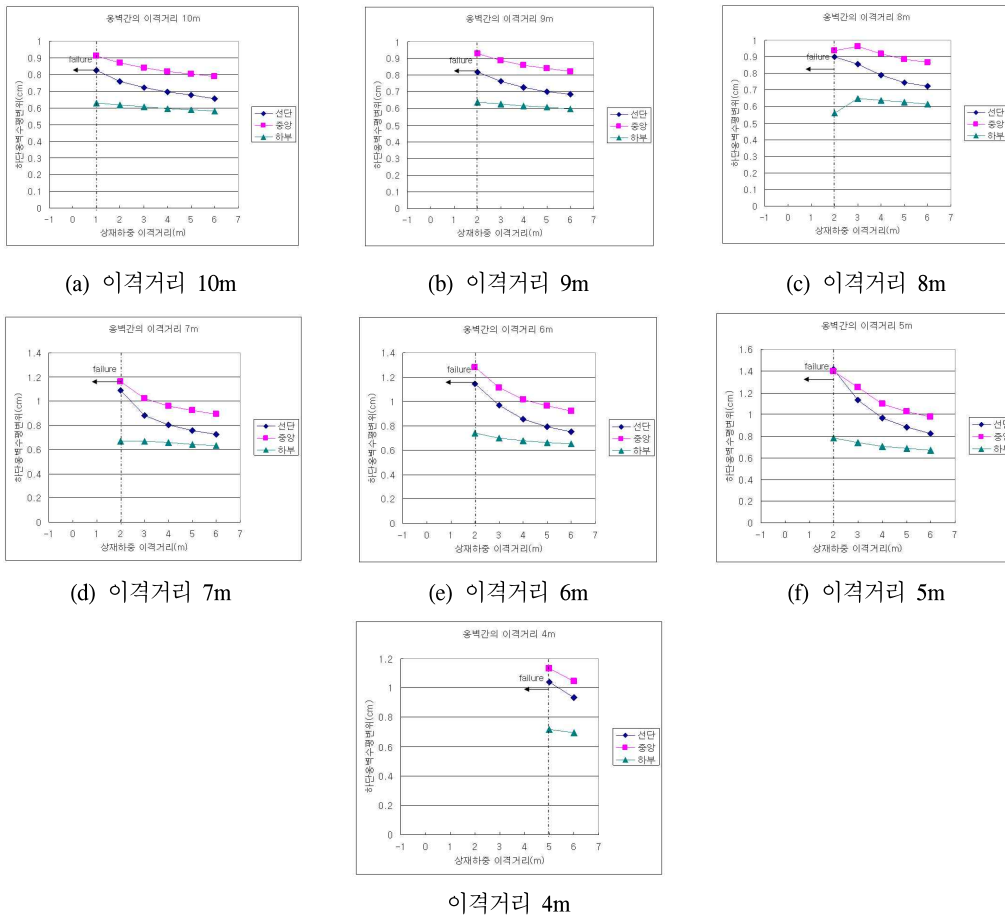
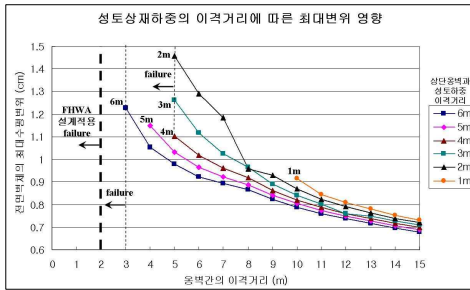
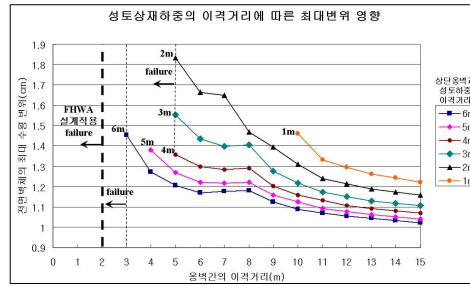


그림 5. 옹벽간의 이격거리에 의한 옹벽벽체의 위치에 따른 하단옹벽의 수평변위.



(a) 하단옹벽 전면벽체 최대 변위



(b) 상단옹벽 전면벽체 최대 변위

그림 6. 상재하중의 이격거리에 따른 상·하단 옹벽의 전면벽체 최대 수평 변위

이 붕괴되는 것으로 분석되었다. 또한 그림 5(g)와 같이 옹벽간의 이격거리가 4m이하인 경우에는 상재하중의 이격거리와 관계없이 붕괴가 발생되었으며, 옹벽간의 이격거리가 11m~15m인 경우에는 상재하중의 이격거리와 관계없이 안정한 것으로 분석되었다. 이는 실제 다단식 보강토옹벽의 시공 시 옹벽배면의 상재하중에 대하여 이격거리를 간과하고 단순히 하중규모만을 판단하였을 때 발생하는 문제로 판단된다. 즉, 옹벽간의 이격거리가 짧을 때 상재하중의 이격거리가 충분하지 않으면 성토체와 상단옹벽의 이격거리에 따라서 불안정 사면으로 존재하게 되고, 이는 전단활동 파괴면에 따른 붕괴가 야기되는 것으로 사료된다.

3. 상재하중의 이격거리에 따른 전면벽체 변위

옹벽간의 이격거리에 대하여 상단 보강토옹벽과 성토하중과의 이격거리에 따른 붕괴상태 및 상·하단옹벽의 전면벽체 최대수평변위를 그림

6에 나타내었다. 최상단 보강토옹벽 배면의 성토하중을 고려한 상태에서 하단 보강토옹벽의 변위를 고려하여 해석한 결과, 옹벽간의 이격거리가 10m일 경우에도 성토하중의 이격거리가 1m일 때 즉, 아주 근접되어 있는 경우 붕괴가 일어났으며, 옹벽간의 이격거리가 2m~10m 사이에서도 각각 상재하중 이격거리 1m~5m에 걸쳐 불안정한 것으로 나타났다.

그림 6에서 보는바와 같이 NCMA 및 FHWA 기준에 의한 파괴 발생가능성은 옹벽간 이격거리가 2m 이내에서 발생하는 것과는 다소 차이가 있었다. 즉, 최상단 옹벽배면의 상재하중의 이격거리가 4m 이상인 경우 옹벽간 이격거리는 5m 이상일 때 안정한 것으로 분석되었다.

IV. 상재하중의 이격거리에 따른 전면벽체 변위

옹벽간의 이격거리와 상단옹벽과 성토체에 의

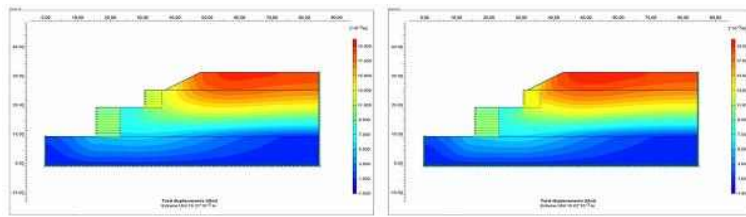
표 3. 대표 단면의 설정.

구분	변위유형을 고려한 옹벽간의 이격거리 구간	변위유형을 고려한 상단옹벽과 상재하중의 이격거리 구간	대표단면 설정	
			옹벽간의 이격거리 (D ₁)	상단옹벽과 상재하중의 이격거리(D ₂)
Case A	11m ~ 15m	1m ~ 6m	15m	1m, 6m
Case B	7m ~ 10m		10m	
Case C	3m ~ 6m		4m	
Case D	1m ~ 2m		2m	

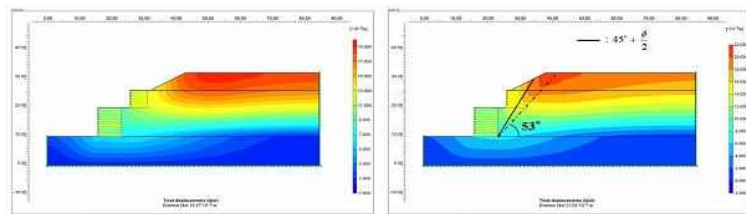
한 상재하중의 이격거리에 따른 전체지반의 안정 해석단면에 대한 거동을 살펴보기 위해 지반의 최대변위발생에 대한 분포형상을 분석하였다. 표 3에 나타난 바와 같이 총 4개의 해석단면을 설정하여 NCMA 및 FHWA의 기준을 만족하는 옹벽 간 이격거리(D_1)의 대표거리로 2m, 4m, 10m

15m를 고려하였고, 상단옹벽과 상재하중 이격거리(D_2)는 최소거리 1m와 최대이격거리 6m를 고려하였다. 지반의 최대변위발생 분포를 도시하면 그림 7~그림 10과 같다.

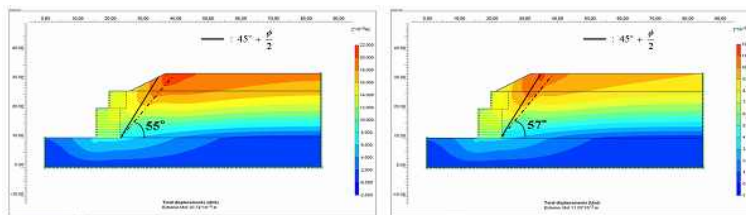
Case A를 살펴보면, 총변위의 분포양상이 지표면이 가장 크고 기초지반으로 들어갈수록 작아



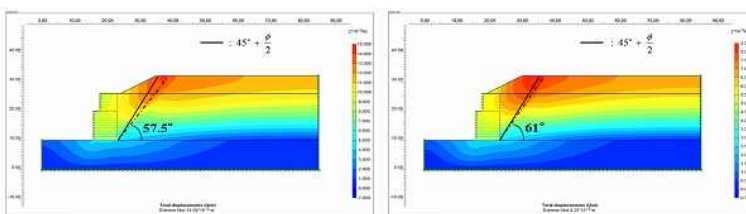
(a) $D_1 : 15m, D_2 : 6m$ (b) $D_1 : 15m, D_2 : 1m$
그림 7. 최대변위에 대한 분포형상(Case A).



(a) $D_1 : 10m, D_2 : 6m$ (b) $D_1 : 10m, D_2 : 1m$
그림 8. 최대변위에 대한 분포형상(Case B).



(a) $D_1 : 4m, D_2 : 6m$ (b) $D_1 : 4m, D_2 : 1m$
그림 9. 최대변위에 대한 분포형상(Case C).



(a) $D_1 : 2m, D_2 : 6m$ (b) $D_1 : 2m, D_2 : 1m$
그림 10. 최대변위에 대한 분포형상(Case D).

지는 일반적인 변위상태를 나타내었고, Case B의 경우에는 상재하중의 이격거리가 줄어들수록 전 지반에서 최대변위 발생지점이 주동활동 파괴면에 근사하게 나타났다. 특히 전면벽체의 최대변위를 통해 붕괴가 예상되었던 옹벽간의 이격거리가 10m이고 상단옹벽과 상재하중의 이격거리가 1m인 그림 8(b)의 경우는 최대변위의 발생지점이 뒤채움재의 내부마찰각에 의해 결정되는 활동파괴면($45^\circ + \phi/2 = 62.5^\circ$ (내부마찰각 35° 일 때))보다 완만한 활동파괴면을 보였다. Case A, B에 비하여 상대적으로 옹벽간의 이격거리가 좁은 Case C에서는 상단옹벽과 상재하중의 이격거리가 최대 거리인 6m일 경우에도 활동파괴면은 썩기파괴각보다 완만하게 나타났다. 그러나 상단 보강토옹벽과 상재하중의 이격거리가 가까워질수록 썩기파괴각과 비슷한 파괴각이 발생하는 것으로 나타났다. 그리고 Case D의 경우는 NCMA와 FHWA의 설계기준 허용범위 밖의 구간으로서 옹벽간의 이격거리가 매우 협소하기 때문에 상부옹벽과 상재하중의 이격거리에 상관없이 전 영역에 걸쳐 붕괴가 발생하였으며, 상재하중과 옹벽간 이격거리가 가까울수록 주동썩기파괴면과 유사하였다.

이와 같이 다단식 보강토옹벽의 설계 및 시공시 옹벽간의 이격거리 및 상단옹벽과 상재하중의 이격거리를 고려할 때에는 상재하중의 이격거리가 원거리일 경우, 수동파괴면 및 원호활동면에 근사하게 되며 근거리일 경우에는 하부옹벽 선단에서부터 썩기파괴 형상과 유사해지는 것을 알 수 있었다. 즉, 다단식 보강토옹벽의 파괴형상은 상재하중조건에 따라 구별할 필요가 있으며, 이에 따른 전체구조물안정을 고려해야 할 것으로 사료된다.

V. 결 론

다단식 보강토옹벽의 거동은 상·하단 옹벽의 이격거리 및 상단옹벽과 최상단의 성토체와 같은

상재하중의 이격거리에 따라 큰 영향을 받는다. 이는 다단식 보강토옹벽의 안정성 평가 시 상재하중에 대한 고려가 명확히 이루어지지 않고 있을 뿐만 아니라 적용되어지고 있는 설계기준이 국내 현장여건과 부합하지 않음으로서 종종 발생하는 붕괴사례를 통해 확인할 수 있었다.

따라서 본 연구에서는 상·하단 옹벽의 이격거리 및 최상단의 상재하중과 상단옹벽의 이격거리가 보강토옹벽의 거동에 미치는 영향을 파악하고자 90case의 유한요소해석을 수행하여 그 특성을 분석하였다. 먼저, 전체구조물의 안정에 큰 영향을 미치는 하단옹벽의 벽체변위를 보강토옹벽 간의 이격거리에 따라 분석한 결과, 이격거리가 짧을 때 최상단 성토하중과 상단옹벽과의 이격거리를 무시하고 하중규모만을 판단한다면 전체구조물이 불안정사면에 따른 붕괴가 야기되는 것을 확인할 수 있었다. 또한 성토하중과 상단옹벽과의 이격거리에 따라서 상·하단옹벽의 전면벽체 변위에 의한 구조물 붕괴 발생가능성은 국내에서 적용하고 있는 대표적인 설계기준인 NCMA와 FHWA의 결과와는 다소 차이가 있음을 확인하였다.

상·하단 보강토옹벽 간의 이격거리 및 상단 옹벽과 성토하중의 이격거리를 고려하여 전체지반의 활동에 대한 총 발생변위의 분포형상을 분석한 결과, 상재하중의 이격거리가 원거리에서 근거리로 갈수록 원호활동면에서 썩기파괴 형상으로 변하는 것을 확인하였다. 이는 다단식 보강토옹벽에 대한 안정성 평가 시 파괴형상에 대하여 최상단의 상재하중조건에 따라 고려하는 것이 바람직할 것으로 판단되었다. 즉, 옹벽간의 이격거리와 배면 성토와 같은 상재하중의 이격거리가 다단식 보강토옹벽의 안정성 및 전체구조물안정을 평가하는데 중요요소 중 하나로 작용함을 확인할 수 있었다.

감사의 글

본 연구는 2006년도 중앙대학교 연구비지원에

의해 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

인 용 문 헌

- Federal Highway Administration. 2001. "Mechanical stabilized earth wall and reinforced soil slopes design and construction guideline", FHWA Demonstration Project 82(Elias, V. and Cristopher, B.R.), Washington, DC, USA.
- National Concrete Masonry Association. 1997. "Design manual for Segmental retaining wall", 2nd Edition, Virginia, USA.
- 건설교통부. 2000. "도로설계편람(Ⅱ)", 건설교통부.
- 유충식. 2002. "다단식 보강토옹벽의 설계 - 사례 연구", 한국토목섬유학회논문집 1(1) : 31-41.
- 한국지반공학회. 1998. "토목섬유 설계 및 시공 요령", 한국지반공학회, 구미서관.
- 한중근 · 조삼덕 · 정상섭 · 이광우 · 김지선. 2005. "시공환경을 고려한 블록식 보강토옹벽의 붕괴요인 분석 및 대책방안 사례연구", 한국토목섬유학회논문집 4(3) : 35-43.