

다단식 보강토 옹벽의 설계 사례 연구

Design Case Study of Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Walls in Tiered Configuration

유 충 식*¹ Yoo, Chung-Sik

허 병 주*² Huh, Byung-Joo

Abstract

This paper presents the results of design case study on soil-reinforced segmental retaining walls in tiered configuration. Six different field walls were examined to investigate the appropriateness of their designs within the context of the current design guidelines based on limit equilibrium. Slope stability analysis against the compound failure mode, which is frequently ignored during design, was additionally performed based on the method recommended by FHWA design guidelines. The results indicate that the as-built designs of some of the walls examined do not meet the minimum factors of safety for the external and internal stabilities, and for the compound failure mode. The implications of the findings from this study are discussed.

요 지

본 논문에서는 계단식 형태로 시공되는 블록식 보강토 옹벽의 설계사례에 대한 검토 내용을 다루었다. 이를 위해 6개 현장에 대한 설계관련 자료를 수집하여 현재 통용되고 있는 한계평형기법 기반의 설계기준에 부합하는지 여부를 분석하였으며 이와 아울러 계단식 옹벽에서 중요한 검토 항목인 복합파괴 유형에 대한 사면안정성 검토를 FHWA 설계기준에 근거하여 수행하였다. 검토결과 몇몇 옹벽은 현 설계기준에서 요구하는 내적 및 외적 안정성을 만족하지 않는 것으로 나타났으며 복합파괴에 대한 안정성 또한 만족하지 않는 것으로 나타났다. 본 연구에서 얻어진 결과를 토대로 실무적용시 유의 사항을 다루었다.

Keywords : Compound failure, Geogrid, Geosynthetic-reinforced segmental retaining wall, Tiered wall

1. 서 론

Henry Vidal에 의해 역학적 개념이 소개된 이래로 급속히 확산된 보강토 공법은 국내에서도 1990년대에 들어 그 적용성이 급속히 증가하고 있다. 현재 적용되고 있는 보강토 옹벽에 관한 현 설계법이 극히 보수적임에도 불구하고 시공중 혹은 시공후 구조적인 문제점들이 발생하고 있어 이론과 실제 시공과의 격차를 줄이기 위한 많은 연

구가 필요한 실정이다. 현재 많이 사용되고 있는 미국연방도로국(FHWA) 및 북미콘크리트석조협회(NCMA)에서 개발한 보강토 옹벽의 설계기준(FHWA 1997, NCMA 1997)에서는 한계평형해석법에 근거하여 대상 옹벽의 내적안정성(internal stability) 및 외적안정성(external stability), 그리고 국부적 안정성(local stability)에 대한 검토를 통해 포설 조건을 결정하며 경우에 따라서는 사면 안정해석을 수행할 것을 제안하고 있다.

*1 정회원, 성균관대학교 토목환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil and Environmental Engrg., Sungkyunkwan Univ., esyoo@skku.edu)

*2 후래씨네 코리아, 대리 (Geotechnical Engineer, Geotechnical Division, Freyssinet Korea)

최근에는 보강토 옹벽이 장대화 됨에 따라 보다 많은 다단식 옹벽의 시공사례가 늘어가고 있다. NCMA 혹은 FHWA 설계기준에서 제시하고 있는 다단식 옹벽의 설계기준은 옹벽의 내·외적 안정성 검토에 주안점을 두고 상·하단 옹벽의 포설 조건을 설정하도록 제안하고 있으나 우리나라의 설계사례들을 검토한 결과 상기와 같은 설계기준에 부합되지 않는 경우가 많은 것으로 보고 되고 있다. 이와 동시에 다단식 보강토 옹벽의 역학적 거동특성에 대한 이해가 부족하여 매우 부적절한 설계가 이루어지고 있으며, 이에 따른 사고사례가 빈번히 보고 되고 있다. 따라서 다단식 옹벽의 역학적 거동을 이해하고 이를 현장 옹벽의 설계 및 시공에 반영하는 노력이 필요하다고 하겠다.

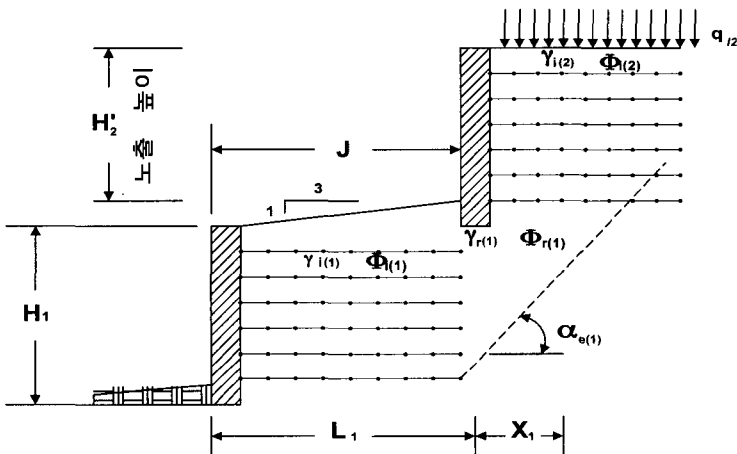
본 논문에서는 우리나라 보강토 옹벽의 설계에서 역학적인 거동특성에 대한 이해가 부족한 다단식 보강토 옹벽의 설계개념을 알아보았으며, NCMA 및 FHWA 설

계기준에 근거하여 여섯 개의 현장옹벽에 대한 내·외적 안정성 및 복합파괴에 대한 안정성을 검토하였다. 또한, 이와 같은 검토 결과를 토대로 현재 우리나라에서 적용되고 있는 다단식 보강토 옹벽 설계의 문제점 및 이에 대한 대책 등을 언급하였다.

2. 다단식 보강토 옹벽의 설계개념

2.1 NCMA 설계기준

NCMA 설계기준에서는 하단부 옹벽에 적용되는 보강재의 길이를 설정한 후 상·하단 옹벽의 이격거리를 토대로 상단부 옹벽의 영향을 등가의 상재하중으로 환산하여 유발인장력을 계산하고 내적안정성을 검토하는 개념을 적용하고 있으며 상단부 옹벽은 단일옹벽으로 가정하고 설계하도록 제안하고 있다. 즉 하단옹벽의 보



J = 상하단 옹벽 전면벽간의 수평이격거리

L = 보강재의 길이 + 불력 폭

주: $H_1 > H_2'$

$$X_1 = (H + J/S) / \tan \alpha_{s(1)}$$

$S = 500$ (상·하단 옹벽 사이의 배면이 수평한 경우)

하단옹벽 내적 안정성 검토시 적용하는 등가 상재하중:

$$\begin{aligned} J > L_1 & : \text{영향 없음, } q_{d(1)} = 0, \quad q_{i(1)} = 0 \\ 0.3 L_1 < J < L_1 & : \text{부분적 상재하중 적용} \\ q_{d(1)} & = \frac{(L_1 - J)}{L_1} (\gamma_{i(2)} H_2') & q_{i(1)} & = \frac{(L_1 - J)}{L_1} (q_{i(2)}) \\ J < .3 L_1 & : \text{전체 상재하중 적용} \Rightarrow q_n = \gamma_{i(2)} H_2' & q_{i(1)} & = q_{i(2)} \end{aligned}$$

하단옹벽 외적 안정성 검토시 적용하는 등가 상재하중:

$$\begin{aligned} J > (L_1 + X_1) & : \text{영향 없음, } q_{d(1)} = 0, \quad q_{i(1)} = 0 \\ (L_1 + .5 X_1) < J < (L_1 + X_1) & : \text{부분적 상재하중 적용} \\ q_{d(1)} & = \frac{(L_1 + X_1 - J)}{X_1} (\gamma_{i(2)} H_2') & q_{i(1)} & = \frac{(L_1 + X_1 - J)}{X_1} (q_{i(2)}) \\ J < (L_1 + .5 X_1) & : \text{전체 상재하중 적용} \Rightarrow q_n = \gamma_{i(2)} H_2' & q_{i(1)} & = q_{i(2)} \end{aligned}$$

주) $0.3 L_1$ 과 $0.5 X_1$ 은 보수적인 설계를 위해 선정된 경험적 수치임

그림 1. 다단식 보강토 옹벽의 상재하중 선정 방법(NCMA 설계기준)

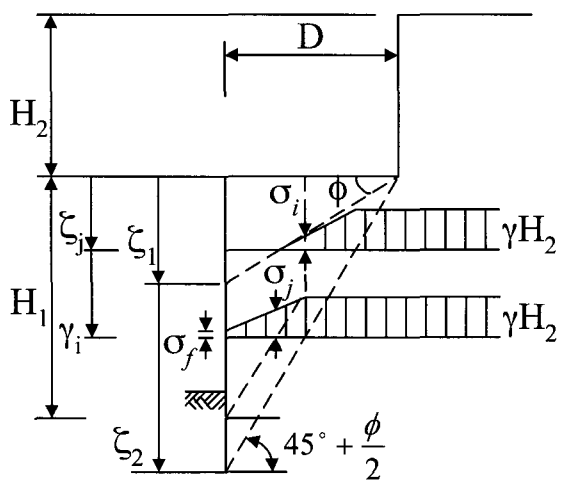
강재 길이 L_1 을 가정하여 가상 파괴면을 설정한 후 그림 1에 제시된 기준을 토대로 상단옹벽으로 인한 등가의 상재하중[$q_d(t)$, $q_l(t)$]을 결정하고 이를 토대로 하단옹벽에 대한 외적안정성 검토를 수행하여 L_1 의 타당성을 검토한다. 그 결과가 부적절할 시에는 L_1 을 다시 가정하여 위 과정을 반복하는 방법으로 L_1 을 결정한다. 내적안정성 검토에서도 그림 1에서 제시된 방법을 토대로 상단옹벽을 등가의 상재하중으로 환산하여 유발인장력을 계산한다.

2.2 FHWA 설계기준

FHWA 설계기준에서는 먼저 상·하단 옹벽의 이격 거리 (D)를 토대로 외적안정성을 만족하는 보강재의 길이를 아래와 같이 설정한 후 내·외적 안정성을 검토할 것을 제안하고 있다.

- Case 1: $D > H_1 \tan(90^\circ - \phi)$

상하단 옹벽은 상호 영향을 주지 않는 것으로 간주하고 개별적으로 보강재 길이 설정



- $D \leq H_1 \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad \sigma_i = \gamma H_2$

- $D > H_1 \tan(90^\circ - \phi) \quad \sigma_i = 0$

- $H_1 \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) < D \leq H_1 \tan(90^\circ - \phi)$

$$\sigma_f = \frac{\zeta_j - \zeta_1}{\zeta_2 - \zeta_1} \gamma H_2$$

where: $\zeta_1 = D \tan \phi$, $\zeta_2 = D \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$

그림 2. 상단옹벽으로 인한 연직응력 증가 (FHWA 설계기준)

----- INEXTENSIBLE - - - - - EXTENSIBLE

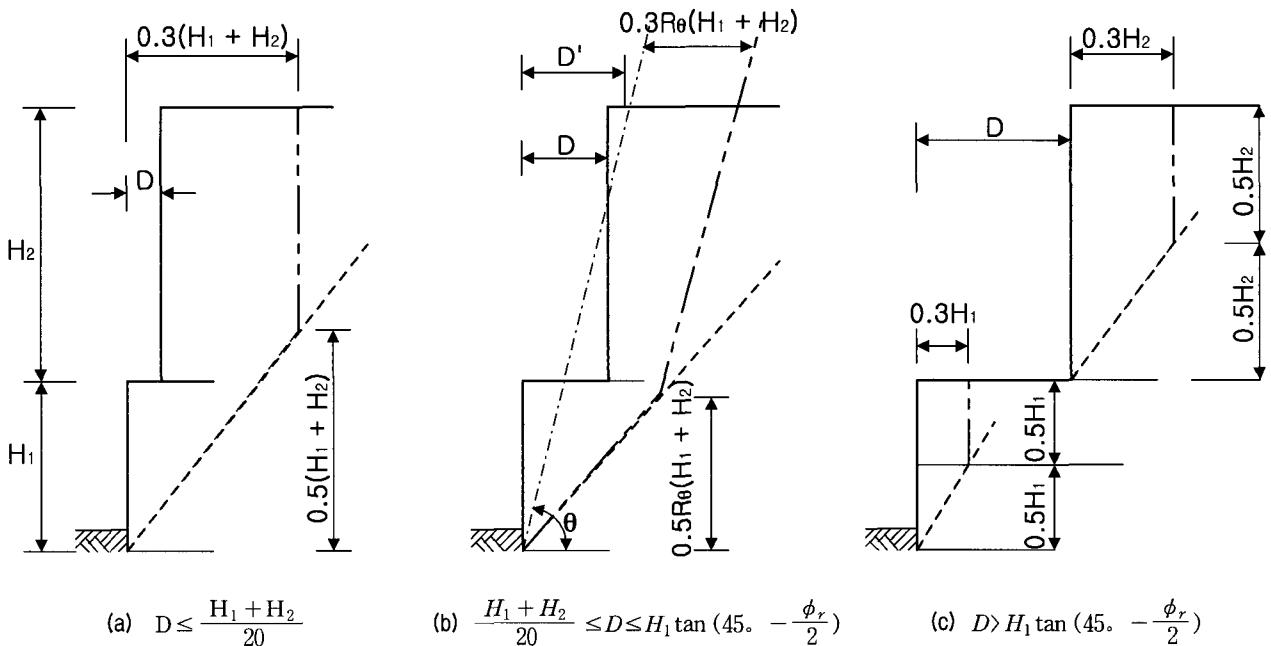


그림 3. 가상파괴면 설정 (FHWA 설계기준)

• Case 2: $D \leq \frac{1}{20} (H_1 + H_2)$

상하단 옹벽을 높이 $H=H_1+H_2$ 의 옹벽으로 간주하고 단일옹벽에 대한 보강재 길이 설정

• Case 3: $D > \frac{1}{20} (H_1 + H_2)$

하단옹벽 보강재의 길이: $L_1 \geq 0.6H$

상단옹벽 보강재의 길이: $L_2 \geq 0.7H_2$

외적안정성 검토시에는 상단부 옹벽을 상재하중으로 환산하여 지지력 및 전도에 대한 안정성 검토를 실시하고 저면활동에 대한 안정성 검토 대신에 사면안정개념의 복합파괴 혹은 전반파괴에 대한 해석을 수행할 것을 제안하고 있다.

내적안정성 검토에서는 그림 2와 같이 상단부 옹벽의 위치를 고려하여 상단부 옹벽으로 인한 연직응력의 증가량을 산정하여 유발인장력을 계산하며, 인발파괴 검토시에는 그림 3과 같은 기준에 입각하여 가상파괴면을 설정한 후 정착길이를 산정하여야 한다.

3. 현장 옹벽 설계 사례 검토

3.1 개요

본 연구에서는 우리나라에서 기 시공된 여섯 개의 다단식 옹벽의 설계단면을 수집하여 제2장에서 언급한 NCMA 및 FHWA 설계기준에 부합되는지의 여부를 검토하였다. 설계내용 검토시 요구되는 각종 설계정수 중 수집이 불가능한 부분에 대해서는 일반적으로 통용되는 수치를 적용하였다.

3.2 현장옹벽 개요

본 연구에서 수집한 여섯 개의 설계단면이 그림 4에

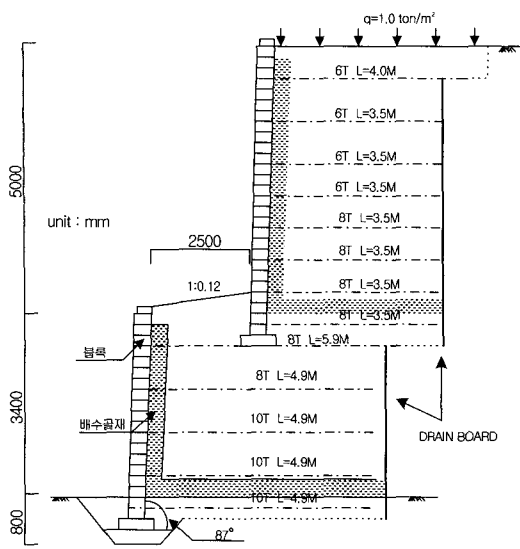
나타나 있으며 표 1에는 구체적인 설계내용을 보여주고 있다. 그림 4 및 표 1에서와 같이 상·하단 옹벽의 이격거리는 총높이(H) 대비 0.12~0.45H정도를 나타내고 있으며, 다단식 옹벽의 설계에서 중요한 설계정수인 하단부 옹벽의 보강재 길이는 옹벽의 총 높이(H)의 0.38~0.99H 정도로 설계되어 있다. 한편, 상단부 옹벽의 경우에 있어서는 특정 옹벽(옹벽 F의 경우 0.62H)을 제외하고 일반적으로 상단부 옹벽 높이(H₂)의 0.7H₂ 이상의 보강재를 포설한 것으로 나타나고 있어 상단부 옹벽의 설계에 있어서는 보강재의 길이를 증가시켜 추가적인 안정성 확보를 시도한 것으로 나타나고 있다. 모든 옹벽은 설계자료에 근거하여 검토한 결과 다단식 옹벽의 설계에서 가장 중요한 사면안정개념의 전반파괴에 대한 검토를 수행하지 않은 점이 다소의 문제점으로 파악되었다.

3.3 설계정수

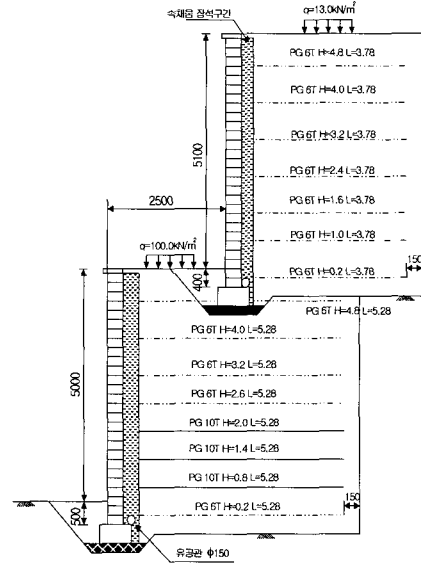
제3.2항에서 언급한 여섯 개의 설계단면에 대해 NCMA 및 FHWA 설계기준을 토대로 안정성 검토를 수행하는데 필요한 뒤채움흙의 전단정수 및 보강재의 허용인장강도를 설정하는데 필요한 감소계수는 설계에 사용된 구체적 수치에 대한 수집이 불가능하여 일반적으로 적용되는 수치를 적용하였다. 이러한 설계정수를 어떻게 선정하느냐에 따라 안정성 검토결과가 상당한 차이를 보일 수 있으나 본 검토에서는 일반 설계회사에서 적용하는 수치를 토대로 적용하였기 때문에 그 영향이 그다지 크지 않을 것으로 사료된다. 특히, 보강재의 허용인장강도 설정시 필요한 감소계수는 NCMA 및 FHWA 설계기준에서 제안하는 범위에서 비교적 작은 값을 선택하여 적용하였으므로 계산된 보강재의 허용인장강도는 그다지 보수적이지는 않은 것으로 판단되며, 옹벽 D의 경우에는 보강재의 종류에 대한 자료 수집이 불가능하여 내적안정성 검토는 수행하지 못하였다. 표 2에서는

표 1. 검토대상 옹벽 개요

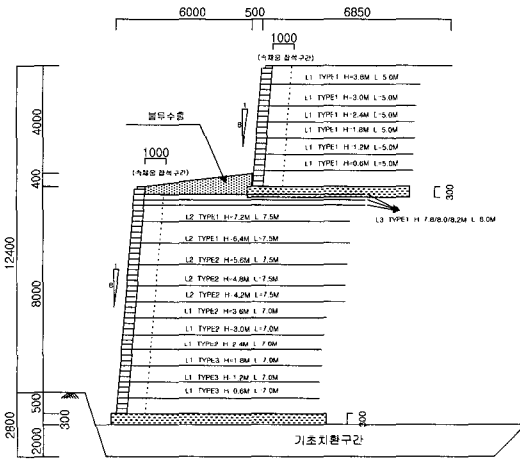
CASE	옹벽높이 (m)			이격거리		보강재 길이			
	하단(H ₁)	상단(H ₂)	총(H)	(m)	H 대비	하단		상단	
						(m)	H 대비	(m)	H ₂ 대비
A	3.8	5.0	8.8	2.5	0.34H	4.9	0.56H	3.5	0.7H ₂
B	5.4	5.0	10.5	2.5	0.23H	5.3	0.50H	3.8	0.8H ₂
C	8.4	4	12.4	5	0.4H	7.0	0.56H	5.0	1.25H ₂
D	2.2	2	4.2	2	0.45H	1.6	0.38H	1.6	0.8H ₂
E	12.2	9.8	22.0	3	0.14H	21.85	0.99H	18.78	1.9H ₂
F	12	8.8	20.8	2.5	0.12H	9.46	0.45H	5.44	0.62H ₂



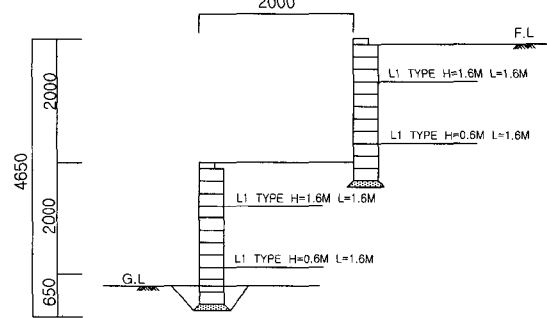
(a) 응벽 A



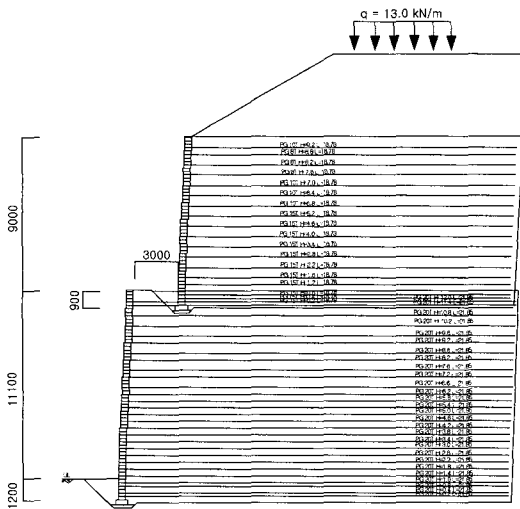
(b) 응벽 B



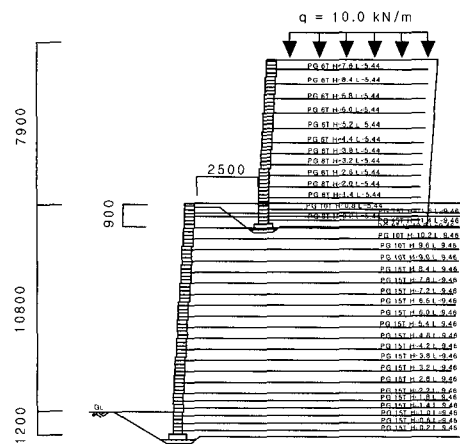
(c) 응벽 C



(d) 응벽 D



(e) 응벽 E



(f) 응벽 F

그림 4. 검토대상 응벽 단면도

표 2. 뒤채움흙 설계정수 및 보강재 허용인장강도

옹벽	뒤채움흙 전단정수 (ϕ) 및 단위중량 (γ)	보강재				
		감소계수				허용인장강도 (kN/m)
		RF _D	RF _{ID}	RF _{CR}	FS	
A	$\phi=30^\circ, \gamma=kN/m^3$	1.05	1.1	2.15	1.5	6T=16, 8T=21.5, 10T=27
B						6T=16, 10T=27
C						TYPE=15, TYPE2=22 TYPE3=30
D						N/A
E		1.05	1.12	1.57	1.5	8T=28.9, 10T=36.1, 15T=54.2, 20T=72.2
F						6T=21.7, 8T=28.9, 10T=36.1, 15T=54.2

각 옹벽 검토시 적용한 뒤채움흙의 전단정수와 보강재 강도 감소계수 그리고 허용인장력을 정리하여 나타내고 있다.

4. 내적 및 외적 안정성 검토

4.1 검토결과 비교

표 3에서는 NCMA 및 FHWA 설계기준을 토대로 수행한 내·외적 안정성 검토결과를 보여주고 있다. 먼저 NCMA 설계기준에 의한 안정성 검토결과를 살펴보면 저면활동에 대한 최소안전율을 1.5로 고려 할 때 옹벽 E와 옹벽 F를 제외한 모든 옹벽이 저면활동에 대한 안정성을 확보하지 못하는 것으로 나타났다. 이에 반해 내적안정성 검토결과를 살펴보면 옹벽 A는 인장파단 및 인발파괴에 대한 최소안전율을 만족하고 있는 것으로 나타났으며, 비교적 높이가 높은 옹벽 B, C, E 및 F의 경우 인장파단에 대한 안전율은 1.0 이하로 나타나고 있어 인장파단에 대한 안전성에 있어서는 그다지 많은 여유가 없는 것으로 나타났다. 또한, 옹벽 F의 경우 상단

부 보강재에 대한 정착길이가 부족하게 설정된 것으로 나타났다.

한편, FHWA의 설계기준에 의해 검토한 결과를 살펴 보면 전반적으로 외적안정성에 있어서는 NCMA 설계 기준 보다 높은 안전율을 보여주고 있으며 내적 안정성 결과는 그 반대의 결과를 나타내고 있다. 즉, 외적안정성 검토 결과에 있어서 옹벽 C, D, E를 제외하고는 저면 활동에 대한 안정성을 확보하지 못한 것으로 나타났으며 내적안정성에 있어서 모든 옹벽이 인발파괴에 대한 안정성은 만족하고 있으나 인장파단에 있어서는 옹벽 A와 E를 제외하고는 최소 안전율 1.0에 크게 못 미치고 있는 것으로 나타났다. 특히, 옹벽 F의 경우 상단 옹벽의 중·상단 보강재에 대한 정착길이가 확보되지 않는 것으로 나타났는데 이는 옹벽의 높이에 대해 확보되어야 하는 보강재의 길이(L_a+L_e)가 FHWA 기준에 미치지 못하는 것으로 판단된다.

4.2 검토결과 고찰

먼저 NCMA와 FHWA 설계기준에 따라 시공된 여

표 3. 안정성 검토 결과

옹벽	NCMA				FHWA			
	External		Internal		External		Internal	
	FS _{sl}	FS _{or}	Max. T _i (kN/m)	Min. FS _{to}	FS _{sl}	FS _{or}	Max. T _i (kN/m)	Min. FS _{to}
A	1.06	2.49	21	1.30	1.27	2.01	34	1.17
B	1.07	2.14	24	0.86	1.24	1.80	38	0.73
C	1.42	2.59	35	0.84	1.59	2.05	56	0.79
D	0.87	1.29	13	N/A	1.67	2.71	20	N/A
E	4.83	16.56	75	0.97	1.76	3.62	65	1.06
F	2.42	3.94	50	0.92	1.34	1.67	60	주) 3

주) 1) 외적안정성 검토에서 지지력에 대한 안전율과 내적안정성 검토에서 인발파괴에 대한 안전율은 큰 모든 경우에 있어서 큰 값을 나타내 생략함.
 2) Max. T_i 는 계산된 유발인장력 중 최대값을 의미하며 Min. FS_{to}은 계산된 인장파단 안전율중 가장 작은 값을 의미함.
 3) 옹벽 F의 내적 안정성 평가에 있어서는 상단 옹벽의 중상단부 보강재길이가 확보되지 않으므로 안정성을 판단 할 수 없음.

섯 개의 현장 옹벽에 대한 검토결과는 설계기준에 따라 상당한 차이를 보이는 것으로 나타났다. 내적안정성 검토 결과에 큰 영향을 미치는 유발인장력은 최대 60% 정도의 차이가 나는 것으로 나타나 어떤 설계기준을 채택하느냐에 따라 포설조건이 상당한 차이를 보일 수 있음을 알 수 있다. 이러한 측면을 고려할 때 보다 단일화된 설계기준 정립을 위한 연구가 필요한 것으로 판단된다. 한편, 대부분의 옹벽이 외적안정성 검토에서 저부활동을 만족시키지 못하는 것으로 나타났으며 만족시키더라도 대다수의 옹벽에서 여유가 그다지 많지 않은 것으로 나타나 하단옹벽의 보강재 길이 설정시 이에 대한 세심한 검토가 필요한 것으로 사료된다.

표 4는 NCMA 및 FHWA 설계기준에 입각하여 계산된 저부활동에 대한 안정성을 만족시키는 보강재 소요길이를 보여주고 있다. 표 4에서 보는 바와 같이 FHWA기준에 의한 검토에서는 저부 활동에 대한 평가가 안전하게 나왔더라도 대부분의 옹벽에서 최하단 보강재의 활동 안정성 확보를 위해 보강재 길이를 다소 증가시킬 필요가 있는 것으로 나타났다. 또한, FHWA 설계기준에 의한 소요보강재 길이가 NCMA에 근거한 길이에 비해 현저히 긴 것으로 나타났으며, 이러한 경향은 FHWA와 NCMA의 설계 개념(소요 보강재 길이 설정)의 차이에 의한 것으로 사료된다. 한편, 다른 옹벽에 비해 상당히 높은(20m 이상) 옹벽 E와 F를 검토해 보면 FHWA기준과 NCMA기준에 따른 하단부 옹벽의 보강재 길이가 다른 옹벽들에 비해 크게 나타났으며, 그 이유는 옹벽 E의 상부 사면에 따른 인발 저항 확보에 필요한 보강재 길이가 증가하기 때문으로 사료된다.

검토 결과에 따르면 기존의 설계에서 제시된 보강재의 길이와 NCMA, FHWA의 기준에 의해 요구되는 길이 사이에는 많은 차이가 있는 것을 알 수 있으며 따라서 이에 대한 많은 연구가 필요하다고 판단된다. 제4절에서 FHWA 설계기준에 의한 보강재 길이는 다음절에서 언급할 복합파괴 안정성을 고려하지 않은 저부 활동에 대한 길이로서 복합파괴 안정성에 대한 내용은 제5절에서 다루도록 한다.

5. 복합파괴 사면안정해석

NCMA와 FHWA 설계기준에서는 다단식 옹벽의 형태로 시공되는 옹벽에 대해서 반드시 사면안정해석을 수행하여 복합 혹은 전반파괴에 대한 안정성 검토를 수행하도록 제안하고 있다. 이는 많은 다단식 옹벽의 파괴가 복합 또는 전반활동의 메카니즘을 보이는 것과 그 맥락을 같이 하고 있다. 본 연구에서는 모든 옹벽이 지지력이 확보되는 견고한 지반이나 개량된 지반 위에 시공된 관계로 전반파괴보다는 복합파괴(compound failure)의 유형이 옹벽의 안정성을 좌우한다고 간주하고 FHWA 설계기준에 근거하여 기 시공된 여섯 개의 옹벽에 대한 복합파괴 안정성 여부를 검토하였다.

5.1 보강토 옹벽의 복합파괴 사면안정해석 - FHWA 기준

복합파괴에 대한 사면안정해석은 FHWA 설계기준에 근거하여 작성된 프로그램 MSEW(ver. 1)을 이용하여 수행하였다. MSEW(ver. 1)에서는 Bishop 방법을 토대로 보강토 옹벽의 전면을 관통하는 복합파괴와 보강토 옹벽 후방을 통과하여 기초지반의 심층부를 관통하는 전반파괴에 대한 해석을 수행한다. 즉, 안전율은 식 (1)과 같이 무보강의 옹벽에 대한 안전율에 가상파괴면을 관통하는 보강재의 저항효과로 인한 안전율 증분을 가산하는 방법으로 계산된다. 이때 보강재의 저항력 발현 방향은 그림 5와 같이 파괴면에 접선방향 혹은 기 포설된 방향 두 가지를 선택하여 적용할 수 있도록 되어 있으나 일반적으로 접선방향으로 가정하는 것이 타당한 것으로 알려져 있다.

$$FS = FS_{unrein} + \frac{M_r}{M_d} \quad (1)$$

여기서, FS_{unrein} 는 비보강 옹벽의 안전율이며, M_d 와 M_r 은 각각 유발모우멘트와 보강재에 의한 저항모우멘트

표 4. 최하단 보강재 활동 안정성 확보를 위한 하단부 옹벽 소요 보강재 길이

(단위: m)

설계기준	A		B		C		D		E		F	
	길이(m)	L/H	길이(m)	L/H	길이(m)	L/H	길이(m)	L/H	길이(m)	L/H	길이(m)	L/H
기준설계길이	4.9	0.56	5.28	0.50	7.0	0.56	1.6	0.38	21.85	0.99	9.46	0.45
NCMA	2.28	0.25	3.24	0.31	5.04	0.41	1.32	0.31	7.32	0.33	7.2	0.35
FHWA	6.56	0.75	7.72	0.74	9.27	0.75	3.86	0.91	24.7	1.12	14.6	0.70

1) L/H에서 적용된 H는 비교의 편의를 위해 옹벽 전체 높이(H_1+H_2)를 사용하였다.

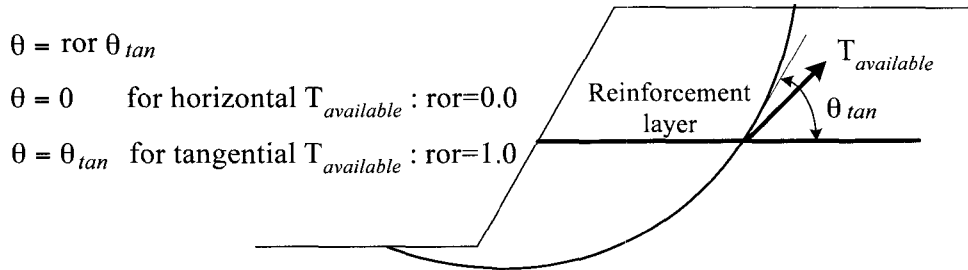


그림 5. 보강재 저항력 발현 방향

로 정의된다. 한편, M_r 은 식 (2)를 토대로 계산된다.

$$M_r = T_{available} \times R \times \cos[(1 - \text{ror}) \times \theta_{tan}] \quad (2)$$

여기서 $T_{available}$ 은 보강재의 사용 가능한 인장강도로서 극한강도를 식 (3)과 같이 감소계수로 나누어준 값을 사용한다.

$$T_{available} = \frac{T_{ult}}{RF_D \times RF_{ID} \times RF_{CR}} \quad (3)$$

5.2 결과 분석 및 고찰

표 5는 여섯 개의 옹벽에 대한 복합파괴 사면안정해석 결과를 정리·요약하고 있으며 그림 6은 각 옹벽에 대한 가상 파괴면 형상을 보여주고 있다. 표 5 및 그림 6에서 보는 바와 같이 옹벽 E를 제외한 대부분의 옹벽이 0.902~1.104 정도의 안전율을 보유하는 것으로 나타났으며, 뒤채움흙의 내부마찰각을 33°으로 증가시켜 적용할 경우에도 1.014~1.198 정도의 안전율을 보여 설계기준에서 요구하는 안전율 1.2에는 못 미치는 것으로 나타났다. 이러한 검토결과는 앞서 옹벽의 외적안정성 검토에서 대부분의 옹벽이 저부활동에 대한 안전율을 확보하지 못하고 있는 것과 같은 맥락에서 이해할 수 있다.

5.3 복합파괴를 고려한 포설조건

그림 6에서 보는 바와 같이 가상파괴면은 하단부 보강재의 일부를 관통하므로 부족한 안전율을 확보하기

위한 대책으로는 결국 옹벽의 보강재 길이를 증가시키는 방법을 고려할 수 있다. 본 연구에서는 MSEW를 이용하여 각 옹벽에 대해 최소안전율 1.2를 확보하는데 요구되는 보강재 포설조건을 검토하였다. 그림 7은 해석으로부터 얻어진 보강패턴을 보여주고 있으며, 해석결과 복합파괴에 대한 안정성을 확보하기 위해서는 옹벽 E를 제외한 나머지 옹벽들에 대해 하단부 옹벽에 포설된 중·상단 보강재와 상단부 옹벽의 중하단 보강재의 길이를 증가시킴으로서 최소 안전율 1.2를 확보할 수 있는 것으로 나타났다. FHWA에서 채택하고 있는 복합파괴 검토시에는 옹벽의 전면블록 혹은 패널로 확보되는 저항력은 고려하지 않으므로 그림 7에 제시된 포설조건은 다소 보수적면 측면을 내포한다고 할 수 있다.

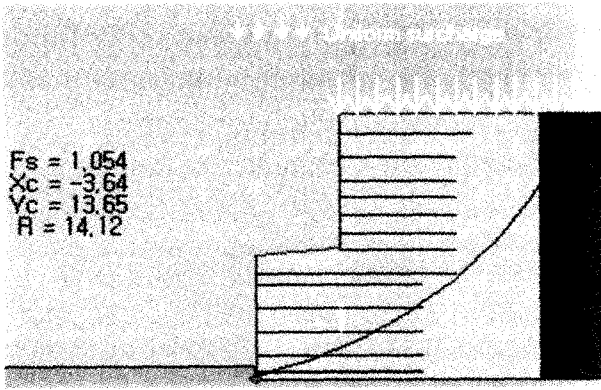
6. 결론

본 연구에서는 최근 보강토 옹벽이 장대화 됨에 따라 빈번히 시공되고 있는 다단식 형태의 보강토 옹벽의 설계 검토 내용에 대해 기술하였다. 이를 위해 기 시공된 여섯 개의 다단식 보강토 옹벽 단면에 대해 NCMA 및 FHWA 설계기준을 토대로 내·외적 안정성 검토를 수행하였으며 동시에 다단식 보강토 옹벽의 설계에 있어서 매우 중요한 부분을 차지하는 복합파괴에 대한 사면안정검토를 수행하여 안정성 확보 여부를 검토하였다.

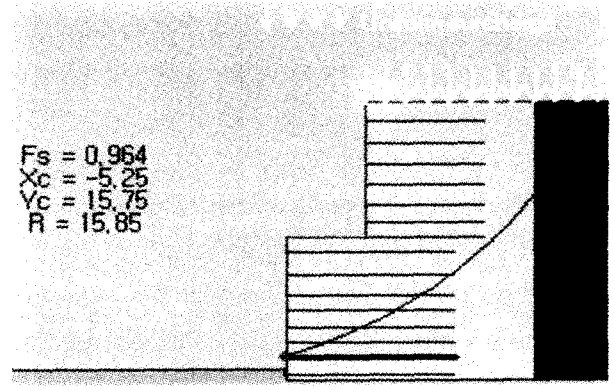
검토 결과를 살펴보면 대부분의 옹벽의 경우 외적안정성 검토 시 저부활동에 대한 안전율을 확보하지 못하는 것으로 나타났다. FHWA의 설계기준은 전반적으로 외적안정성에 있어서는 NCMA 설계기준 보다 높은 안전율을 보여주고 있으며, 내적 안정성 결과는 그 반대의

표 5. 복합파괴 안전율

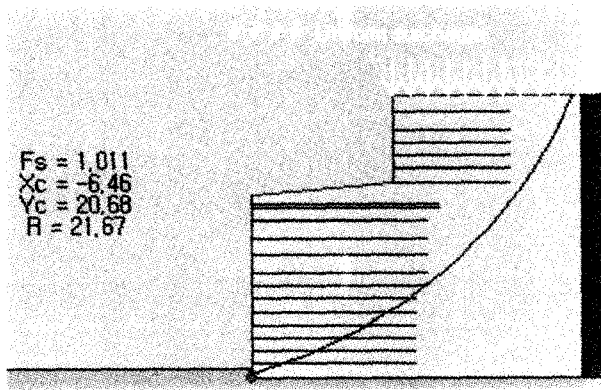
ϕ (deg.)	A	B	C	D	E	F
30	0.98	1.052	1.12	1.014	1.373	1.104
33	1.054	0.964	1.01	0.91	1.497	1.198



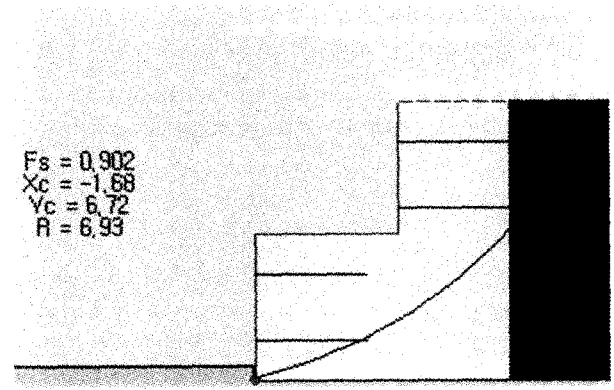
(a) 옹벽 A



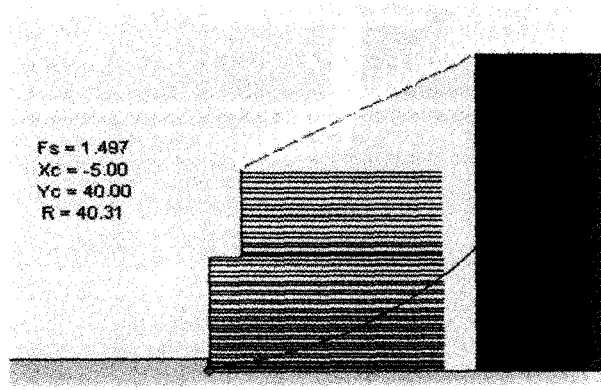
(b) 옹벽 B



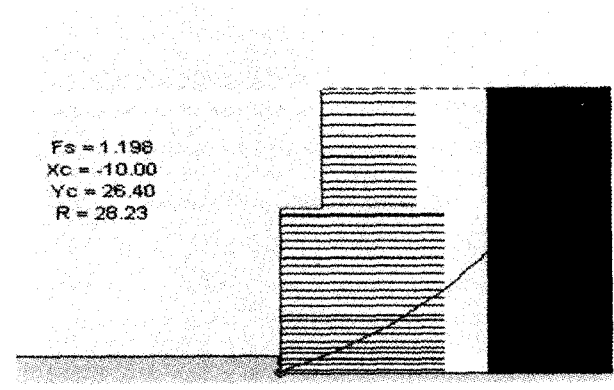
(c) 옹벽 C



(d) 옹벽 D



(e) 옹벽 E



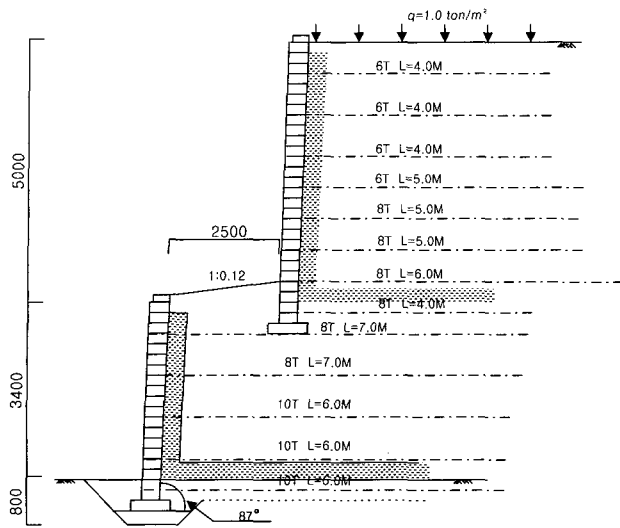
(f) 옹벽 F

그림 6. 복합파괴 검토결과

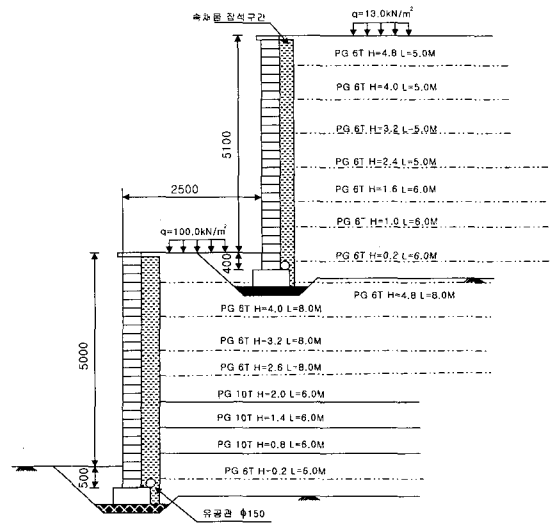
결과를 나타내고 있어 두 설계기준이 상당한 차이를 보이는 것으로 나타났다. 따라서 두 설계기준의 타당성 여부를 검토하고 그 결과를 토대로 보다 일반화된 설계기준을 정립하는 것이 시급한 것으로 판단된다. 아울러서 여섯 개 옹벽의 복합파괴에 대한 안정성을 검토한 결과 대부분의 옹벽이 최소안전율 1.2에 못 미치는 것으로 나타나 향후 다단식 옹벽의 설계에 있어서 이에 대한 충분한 검토가 요구된다. 또한, 전반적으로 하단부 옹벽의 중·상단부 보강재 및 상단부 옹벽의 중·하단부 보강

재의 길이를 증가시킴으로서 FHWA 설계기준에서 제안하고 있는 복합파괴에 대한 안전성을 확보할 수 있는 것으로 나타났다. 또한, 일부 옹벽은 자원 자체에서 보강재의 최소 포설 기준인 0.7H에 훨씬 못 미치는 경우를 보이는 것으로 검토되어 이는 기본 설계 개념을 준수하지 않았던 것으로 검토됨에 따라 실제 설계시 이에 대한 상세검토가 필요한 것으로 나타났다.

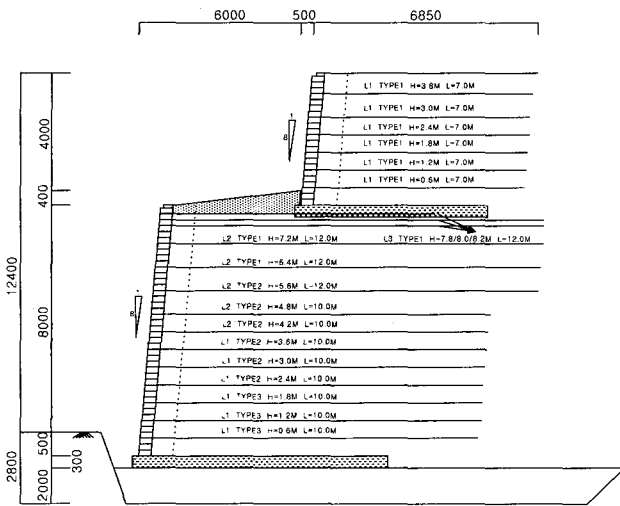
위에서 기술한 바와 같이 우리나라에서 수행되고 있는 다단식 보강토 옹벽의 설계는 현재 외국에서 널리



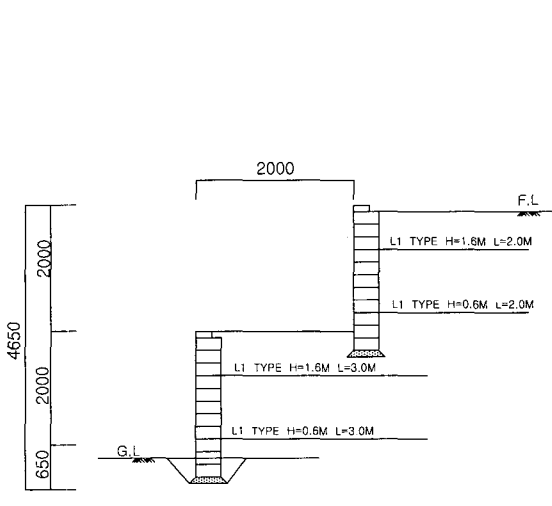
(a) 옹벽 A ($FS_{compound}=1.200$)



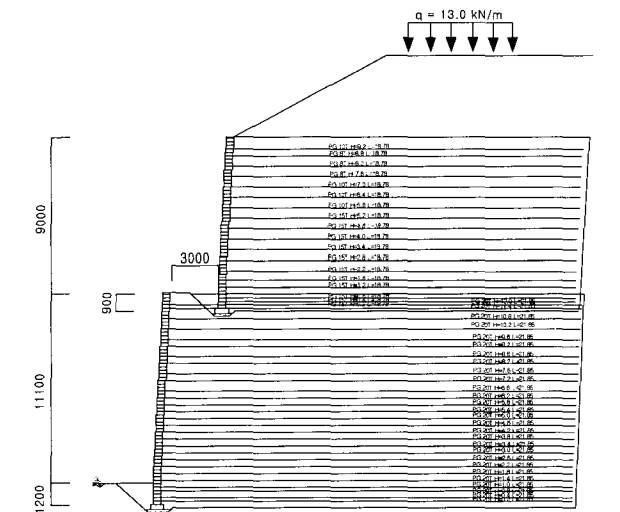
(b) 옹벽 B ($FS_{compound}=1.204$)



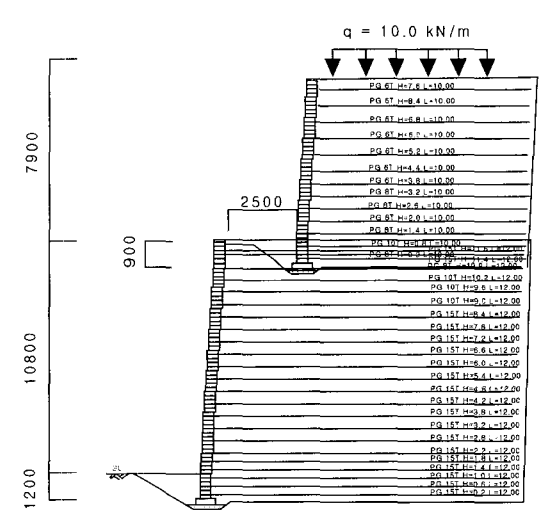
(c) 옹벽 C ($FS_{compound}=1.200$)



(d) 옹벽 D ($FS_{compound}=1.255$)



(e) 옹벽 E ($FS_{compound}=1.373$)



(f) 옹벽 F ($FS_{compound}=1.217$)

그림 7. 보강재 포설조건 변경단면

사용되고 있는 설계기준에 다소 부합되지 않는 점이 있는 것으로 나타나 앞으로 향후 다단식 옹벽의 거동특성에 관한 추가적인 연구를 통해 옹벽의 거동에 미치는 영향인자를 파악하고 이를 현재 사용되고 있는 설계법에 반영하는 체계적이고 지속적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

설계 단면 자료를 수집하는데 도움을 주신 여러 설계사의 협조에 감사드리며, 본 연구에서 활용한 MSEW (ver 1)을 제공한 (주)엠에스이 그룹에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. NCMA(1997), Design Manual for Segmental Retaining Walls, 2nd Ed., NCMA, Virginia.
2. FHWA(1997), Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines, *FHWA Demonstration Project 82*, FHWA, Washington, DC, FHWA-SA-96-071

(접수일자 2003. 6. 9, 심사완료일 2003. 12. 9)