

전면 벽체-보강재 연결강도 평가방법의 문제점 및 개선 방향 Problem of Evaluation Methods on the Wall Facing-Geosynthetics Connection Strength and Its Improvement

홍기권¹⁾, Ki-Kwon Hong, 신주옥²⁾, Ju-Oek Shin, 한중근³⁾, Jung-Geun Han
조삼덕⁴⁾, Sam-Deok Cho, 이광우⁵⁾, Kwang-Wu Lee

- 1) 중앙대학교 토목공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Chung-Ang University
- 2) 중앙대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Chung-Ang University
- 3) 중앙대학교 건설환경공학과 부교수, Associate Professor, Dept. of Civil & Environmental Engineering, Chung-Ang University
- 4) 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 책임연구원, Research Fellow, Earth Structure & Foundation Engineering Research Division, KICT
- 5) 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 연구원, Researcher, Earth Structure & Foundation Engineering Research Division, KICT

SYNOPSIS : The use of geosynthetics for the reinforced earth wall system has been increasing rapidly for a number of years. The connection strength between wall facing and geosynthetics should be evaluated in the design of geosynthetics. However, the connection strength is not often evaluate, exactly, and it causes problems such as deformation of the wall facing, local failure of the reinforced earth wall system, conservative design and so on. Therefore, the connection strength in the design of geosynthetics should be applied evaluation result by reasonable method. This study is evaluated connection strength using the typical design method, NCMA(1997) and FHWA(1996), in the field case. Then the results compared with the evaluation results of connection strength, which is suggested by Soong & Koener(1997). The analysis results confirmed that the connection strength for the design of geosynthetics should be evaluate using reasonable method with considering various factor, such as safety factor, installation and importance of construction.

Key words : reinforced earth wall, geosynthetics, connection strength, evaluation method

1. 서론

보강토옹벽은 뒤채움재와 뒤채움재 내부의 보강재 및 벽체가 일체가 되어 외력이나 토압에 저항하는 구조물로서 시공성, 경제성 및 안정성 등이 우수하고 외관이 수려하기 때문에 국내외에서 많이 사용되고 있다. 국내의 보강토옹벽 도입 초기에는 금속재로 이루어진 보강재가 주로 사용되었으나, 금속재의 부식으로 인한 내구성 저하문제가 대두되어 크게 활성화되지 못하였다. 그러나 1990년 중반, 지오그리드(Geogrid) 보강재의 도입을 기점으로 하여 현재까지 지오그리드를 보강재로 사용하는 블록식 보강토옹벽의 시공이 급격히 팽창하고 있다(권오현 등, 2008).

한편, 이미 시공된 보강토옹벽은 보수·보강이 어려우므로 초기 설계와 시공이 적절하게 이루어져야 한다. 보강토옹벽의 설계 시 안정성 검토는 외적안정, 내적안정, 국부적 안정 및 전체사면활동 안정으로

구분된다. 그 중 국부적 안정에 있어서 전면벽체와 보강재 사이의 연결부 파괴는 전면벽체의 균열 및 과도한 수평변위를 유발시키는 원인이 된다. 그러나 국내에서는 보강토옹벽이 뒤채움재와 보강재 및 벽체가 일체가 되어 외력이나 토압에 저항하는 구조물임에도 불구하고, 주로 사용되는 블록식 보강토옹벽에 대한 설계 및 시공 시 블록과 지오그리드 보강재간의 연결방법에 대한 검토가 충분히 이루어지지 않은 상태로 현장에 적용하는 사례가 증가하고 있다. 따라서 연결부의 시공불량으로 인한 전면블록의 균열 및 돌출 등의 문제가 종종 발생하고 있는 실정이다. 또한 일련의 실험적 방법을 통하여 전면블록과 보강재 사이의 연결특성을 고려해야 함에도 불구하고, 일부에서는 연결강도 평가가 제대로 이루어지지 않고 있어 옹벽 구조물의 붕괴 및 국부적인 파괴의 원인이 되고 있다. 이와 같이 전면벽체와 보강재의 연결부 파괴를 방지하기 위해서는 전면벽체를 형성하는 블록과 보강재의 적절한 조합 및 명확한 안정성 평가가 이루어져야 한다.

보강토옹벽의 설계 시 국부적 안정을 위해 전면벽체와 보강재 사이의 연결강도를 평가하기 위한 방법으로는 NCMA(1997)의 SRWU-1 시험법과 FHWA(1996, 2001)의 연결강도 시험법이 사용되고 있으며, 연결강도 평가에 있어서 가장 중요한 사항은 실내시험 시 실제 현장의 완벽한 재현과 평가결과에 반영되는 영향인자들의 적용이다. FHWA에서 제안하고 있는 시험법은 기존 NCMA의 시험법을 바탕으로 하고 있지만, 연결강도 평가결과에 영향을 미치는 인자들을 충분히 고려하도록 제안하고 있다. 그러나 두 가지 방법 모두 설계적용 시 안전율이 과도하게 적용되고 있으며, 특히 FHWA 평가법의 경우에는 매우 보수적인 설계가 이루어지도록 하고 있다. 이에 Soong & Koerner(1997)는 4종류의 보강재를 대상으로 변형에 따른 연결강도를 평가한 결과, 기존의 연결강도 평가법에서 제시하는 안전율은 과도한 것으로 분석하였고, 새로운 안전율 적용을 제안한 바 있다. 본 연구에서는 연결강도의 합리적인 평가방법의 검토를 위해 국내 현장사례를 대상으로 NCMA(1997)와 FHWA(1996)의 연결강도 평가법을 이용한 전면블록과 보강재 사이의 연결강도를 평가·분석하였다. 또한 동일한 현장사례에 대하여 Soong & Koerner가 제안한 평가방법에 적용하여 NCMA와 FHWA의 평가결과와 비교·분석하였다.

2. 연결강도 평가방법

2.1 NCMA의 연결강도 평가법(SRWU-1)

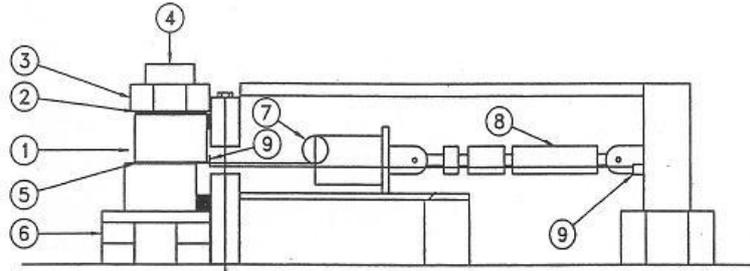
NCMA에서 제안하고 있는 SRWU-1 시험법은 보강재와 전면블록 사이의 연결강도를 결정하는 방법으로서, 기본적인 시험원리는 현장상태와 동일한 조건으로 실물 모형시험을 수행하여 현장시험 결과와 유사한 결과를 얻는 것이다. 즉, 전면벽체와 연결된 보강재 사이의 인장력에 따른 변위를 통하여 연결강도 결정에 필요한 설계 정수를 얻는다. 이 때 적용되는 설계법은 파괴 시 극한강도에 안전율을 고려하는 극한강도 설계법과 특정한 변형이 유발되는 것을 허용하여 연결강도를 평가하는 공용강도 설계법이 있다.

시험 시 사용되는 보강재 폭은 최소 36inch(910mm)로 하고, 전면블록과 보강재의 연결 및 블록의 배열은 앞서 언급한 바와 같이 현장과 동일한 조건으로 한다. 시험 중 재하하중은 재하판을 이용하여 전달하며, 재하판과 최상단 블록 사이에 고무매트를 설치하여 하중이 블록 상단에서 균등하게 분포되도록 한다. 시험순서는 다음과 같다(그림 2 참조).

- (1) 하단블록 설치 후 블록배면에 뒤채움흙을 포설하고, 현장과 같은 밀도로 다짐
- (2) 보강재를 수평하게 하여 블록과 클램프에 연결(블록배면과 클램프 사이간격은 최소 8inch(203mm))
- (3) 상단블록 설치 후 블록배면에 뒤채움흙을 포설하고, 현장과 같은 밀도로 다짐
- (4) 상단블록 위에 재하 장치를 설치
- (5) 상단블록에 수직하중을 일정하게 재하(재하하중의 범위는 현장에서 야기되는 하중조건을 고려하여 설정)
- (6) 보강재에 예비 인장력을 가하고, 변위를 “0”으로 설정(예비 인장력은 극한 연결강도의 10% 또는

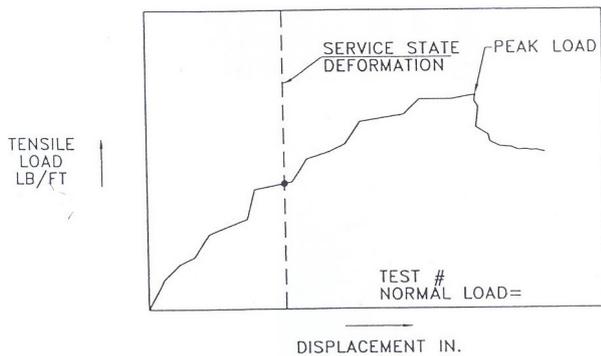
290N/m 중 작은 값을 초과하지 않도록 적용)

- (7) 인장변위는 분당 10%의 변형이 지속되도록 인장력 적용
- (8) 인장 하중, 변위 및 보강재의 변위를 기록
- (9) 시험은 보강재 파괴, 블록과 보강재의 연결부 및 블록의 파괴가 일어날 때까지 지속
- (10) 시험 횟수는 동일한 수직하중에서 최소 3번 이상 반복 수행하며, 시험결과와의 차이가 중간 값보다 $\pm 10\%$ 이상이면 재시험 실시

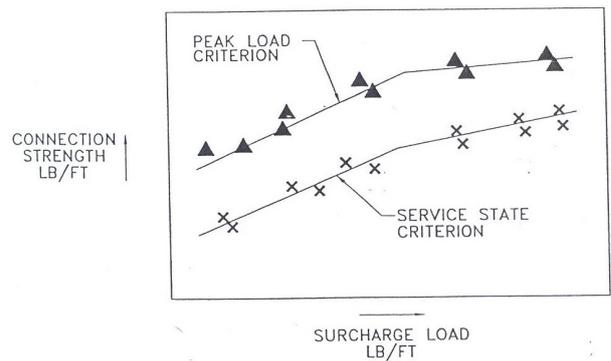


- ① 블록 ② 수직하중 적용 패드 ③ 수직하중 재하판
- ④ 수직하중 재하장치 ⑤ 보강재 ⑥ 받침대 ⑦ 클램프
- ⑧ 스크류 잭 ⑨ 변위 측정장치

그림 1. 연결강도 시험장비의 개략도(NCMA, 1997)



(a) 인장력-변위 관계 곡선



(b) 연결강도-수직력 관계 곡선

그림 2. 연결강도 시험결과를 활용한 연결강도 평가 곡선(NCMA, 1997)

시험 결과는 그림 2에서 보는바와 같이 인장력-변위 관계(그림 2(a))를 활용하여 연결강도-수직력 관계(그림 2(b))를 나타낸 연결강도 평가 곡선에 이용되며, 이를 통하여 연결강도 설계정수인 α_{cs} , λ_{cs} 를 산정하게 된다.

설계 시 반영되는 장기 설계허용 연결강도는 극한강도 설계법의 경우, 식(1) ~ 식(3)에서 나타낸 바와 같이 극한연결강도에 안전율을 적용하여 평가한다.

$$T_{\max} \leq T_{cl(n)} = T_{ultconn(n)} / FS_{cs} \leq T_{a(n)} \quad (1)$$

$$T_{ultconn(n)} = \alpha_{cs} + W_{w(n)} \tan \lambda_{cs} \quad (2)$$

$$W_{w(n)} = (H - E_{(n)}) (\gamma_u) (W_u) \quad (3)$$

여기서, $T_{cl(n)}$ = 장기 설계허용 연결강도(kN/m)

$T_{ultconn(n)}$ = 블록/보강재 사이의 극한연결강도(kN/m)

T_{max} = 보강재의 최대 유발인장력(kN/m)

$T_{a(n)}$ = 보강재의 설계인장강도(kN/m)

FS_{cs} = 안전율(=1.5) $\alpha_{cs}, \lambda_{cs}$ = 연결강도 설계정수 H = 옹벽 높이(m)

$E_{(n)}$ = 각 보강재 층까지의 높이(m) γ_u = 블록의 단위 중량(kN) W_u = 블록의 폭(m)

한편, 설계 내구년수 동안에 허용되는 변형을 고려하여 연결강도를 평가하는 공용강도 설계법은 전면 블록과 보강재 사이의 최대 허용변형을 3/4inch(19mm)로 제안하고 있다. 즉, 수직하중 변화에 따른 인장변형이 3/4inch(19mm) 일 때 인장 저항력을 측정하여 연결강도를 평가하는 방법으로서 식(4)와 식(5)를 통하여 안정성을 평가한다.

$$T_{cs} = T_{conn@3/4(n)} / FS_{cs} \leq T_{a(n)} \quad (4)$$

$$T_{conn@3/4(n)} = \alpha'_{cs} + W_{w(n)} \tan \lambda'_{cs} \quad (5)$$

여기서, T_{cs} = 공용성에 근거한 장기 설계허용 연결강도(kN/m)

$T_{conn@3/4(n)}$ = 3/4inch(19mm) 변형에서의 연결강도(kN/m)

$T_{a(n)}$ = 보강재의 설계인장강도(kN/m)

$\alpha'_{cs}, \lambda'_{cs}$ = 3/4inch(19mm) 변형에서의 연결강도 설계정수

2.2 FHWA(1996)의 연결강도 평가법

FHWA에서는 연결강도 평가시험에 사용되는 보강재의 폭을 최소 750mm, 최대 1000mm로 하고, 시험 시 보강재에 적용되는 예비 인장력은 1.1kN/m로 하여 시험을 수행하도록 제안하고 있다. 그리고 시험결과를 이용하여 보강재 파단에 의한 연결강도 감소계수와 인발에 의한 연결강도 감소계수를 산출하여 식(8)과 같이 허용연결강도를 평가한다.

$$CR_u = T_{ultc} / T_{lot} \quad (6)$$

$$CR_s = T_{sc} / T_{lot} \quad (7)$$

여기서, CR_u = 파단에 의한 연결강도 감소계수

T_{ultc} = 연결부 파단 시 보강재 단위 폭 당 작용 하중

T_{lot} = 광폭인장강도(ASTM D 4595)

CR_s = 인발에 의한 연결강도 감소계수

T_{sc} = 20mm 변형 시 보강재 단위 폭 당 작용 하중

$$T_o \leq T_{ac} = \frac{T_{ult} \times CR_u}{RF_D \times RF_{CR} \times 1.5} \leq T_{ult} \times CR_s \quad (8)$$

여기서, T_{ac} = 허용연결강도

T_{ult} = 보강재의 극한인장강도

RF_D = 내구성 감소계수(1.1~2.0) RF_{CR} = 크리프 감소계수()

2.3 FHWA(2001)의 연결강도 평가법

2001년도에 개정된 FHWA의 연결강도 평가 시험법에서는 NCMA(1997)의 SRWU-1 시험법과 동일한 방법으로 시험을 수행하도록 제안하고 있지만, 설계 적용에 있어서는 NCMA 방법과 다소 차이를 보이고 있다. 먼저 전면블록의 배면과 클램프 사이의 간격을 최소 203mm(8inch)에서 최대 610mm(24inch)로 제안하고 있고, 둘째는 수직하중을 일 년 이상 작용할 수 있는 시험 장비를 바탕으로 최소 1000시간 이상 시험이 지속되어야 한다는 점이다.

연결강도의 평가방법은 다음과 같은 순서에 의해 이루어진다.

- (1) NCMA 시험법에서 산정된 극한연결강도에 대한 수직하중을 이용하여 시험을 실시
- (2) (1)의 시험결과를 바탕으로 최대인장하중(극한연결강도의 95, 90, 85, 80%)을 결정(그림 3 참조)
- (3) 최대인장하중과 (1)에서 산정된 수직하중을 적용한 연결강도 시험 실시(이 때 변형률은 $10\pm 3\%/min$)
- (4) 시험 시작 후 1, 2, 6, 10, 30분 및 1, 2, 5, 30, 100, 200, 500, 1000 시간에서 발생된 변위 및 강도, 그리고 연결부의 파괴가 발생하는 시간 및 강도를 기록
- (5) (1)~(4)의 순서를 반복수행하며 각각의 수직하중과 최대인장하중에 따라 연결부 파괴 시 강도와 시간을 기록
- (6) 시험결과를 이용하여 외삽법으로 최소 75년 이상의 시간로그에 대한 크리프 파단 곡선 도식화

앞서 설명된 방법으로 나타낸 크리프 파단 곡선을 통하여 식(9)에서 나타낸 바와 같이 장기시험 결과에 근거한 연결강도 감소계수를 산정하고, 식(10)을 이용하여 연결강도를 산정하게 된다.

$$CR_{cr} = T_{cr} / T_{lot} \quad (9)$$

여기서, CR_{cr} = 장기시험 결과에 근거한 연결강도 감소계수

T_{cr} = 내구년수(75년)를 반영한 연결강도

T_{lot} = 광폭인장강도(ASTM D 4595)

$$T_{ac} \leq \frac{T_{ult} \times CR_{cr}}{RF_D \times FS} \quad (10)$$

여기서, T_{ac} = 허용연결강도

T_{ult} = 보강재의 극한인장강도

RF_D = 내구성 감소 계수

FS = 안전율(=1.5)

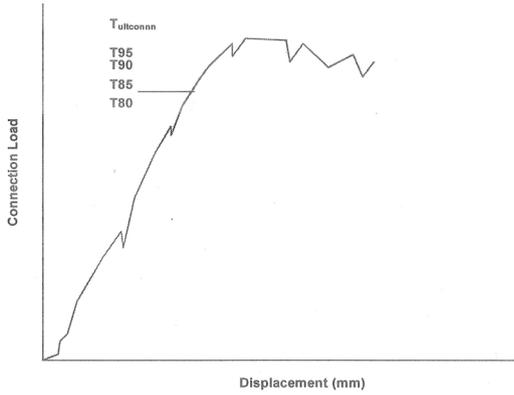


그림 3. 연결강도-변위 관계 곡선

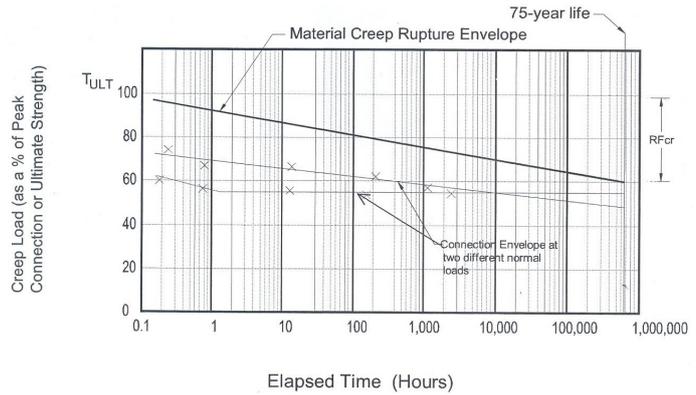
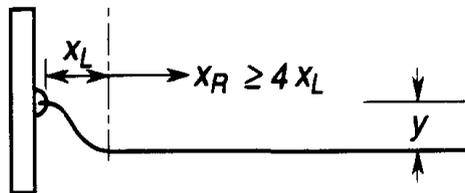


그림 4. 연결강도 파단 곡선

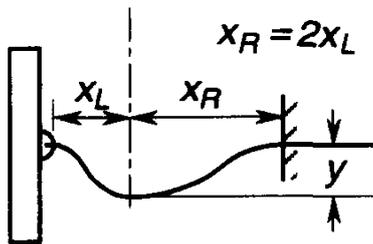
2.4 Soong & Koerner(1997)의 연결강도 평가법

전면벽체와 보강재의 설계연결강도는 보강재의 극한연결강도에 안전율을 적용하여 결정하지만, 이론적으로 보강재와 전면벽체 사이의 인장응력은 매우 작은 것으로 나타나고 있다. 따라서 Soong & Koerner는 장·단기적으로 보강토옹벽의 연결강도에 영향을 미치는 여러 요인들을 고려하여 보강재의 변형을 그림 5에서 보는 바와 같이 세 가지 변형 형상으로 구분하였으며, 보강재의 변형 형상에 따른 평균 변형률을 그림 6과 같이 나타내었다.

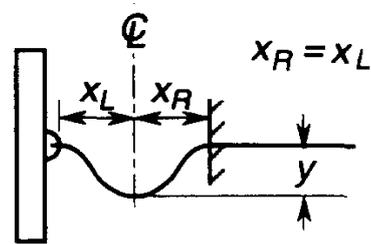
이를 바탕으로 총 4가지(Nonwoven geotextile, Woven geotextile, High density polyethylene geogrid, Polyester geogrid) 보강재를 활용하여 변형률-인장력 관계와 각 보강재의 변형에 따른 연결 저항을 산정하였으며, 설계연결강도의 산정을 위한 극한연결강도의 적용안전율이 0.73~1의 범위인 것을 확인하였다. 따라서 Soong & Koerner는 기존 연결강도 평가방법이 극한연결강도에 안전율을 1.5로 적용하는 것에 비하여 안전율을 1로 적용하여 허용연결강도로 사용할 것을 제안하였다.



(a) 보강재/뒤채움재 균등침하



(b) 보강재의 국부적 비대칭변형



(c) 보강재의 국부적 대칭변형

그림 5. 보강재의 변형 형상

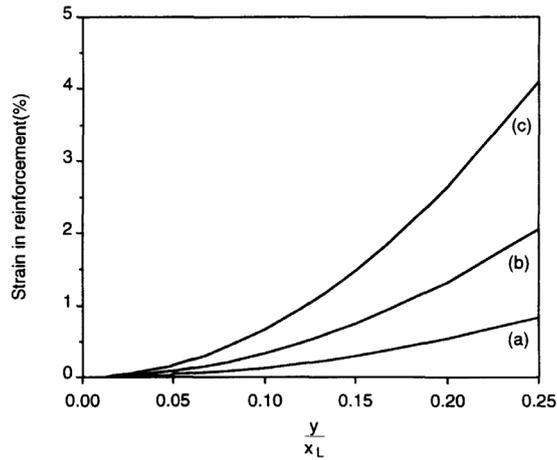


그림 6. 보강재의 변형 형상에 따른 변형율

3. 현장사례 적용

3.1 개요

3.1.1 보강토옹벽 개요

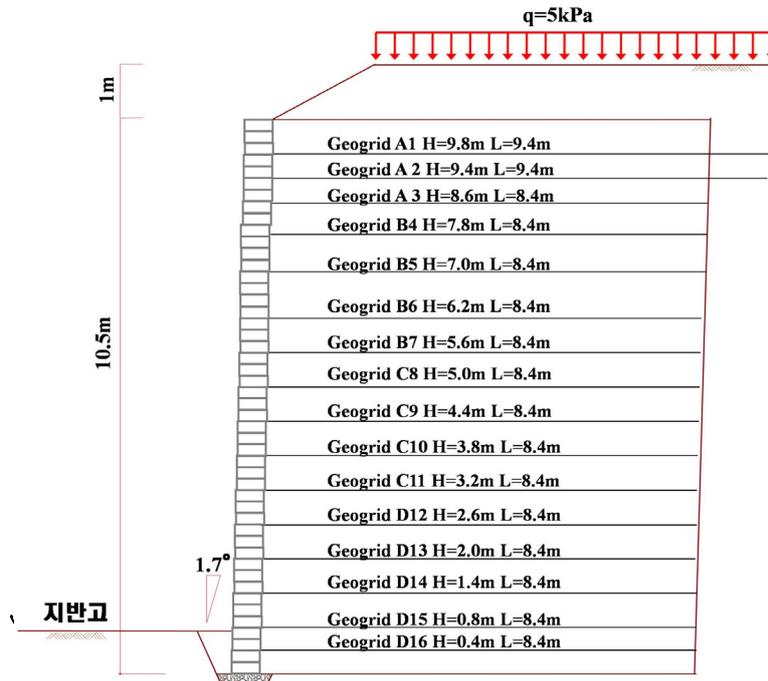


그림 7. 보강토옹벽 단면도

현장사례를 통한 각각의 연결강도 평가방법의 비교·분석을 위하여 그림 7에서 보는 바와 같이 현장에 적용된 옹벽의 설계단면을 바탕으로 전면블록과 보강재 사이의 연결강도를 평가하였다. 이 때 뒤채움 흙, 배면 및 기초지반의 조건은 단위중량 19kN/m^3 , 내부마찰각 30° , 점착력 0으로 동일하게 적용하였다. 보강토옹벽의 높이와 경사도는 각각 10.5m와 1.7° 이며, 사용된 보강재는 총 4가지로서 피복재는

Polypropylene, 보강사는 Polyester 고강도 원사로 이루어져 있다. 각 보강재의 인장강도는 표 1에서 보는 바와 같이 나타났으며, 설계인장강도(T_a)는 크리프 감소계수($RF_{CR}=1.67$), 시공성 감소계수($RF_{ID}=1.0$), 내구성 감소계수($RF_D=1.1$) 및 안전율 1.5를 적용하여 산정하였다. 한편, 전벽벽체로는 크기 0.44m(B)*0.46m(L)*0.20m(H), 단위중량 20kN/m³인 콘크리트 블록을 사용하였다.

표 1. 보강재 특성

지오그리드 종류		Geogrid A	Geogrid B	Geogrid C	Geogrid D
인장강도 (kN/m)	생산자 제시	60	80	100	150
	광폭인장시험(ISO 10319) 결과	62.10	85.84	103.2	160.88
크리프 감소계수 (RF_{CR})		1.67	1.67	1.67	1.67
시공성 감소계수 (RF_{ID})		1.00	1.00	1.00	1.00
설계인장강도(T_a)		-	31.15	-	58.39

3.1.2 연결강도 시험 개요 및 결과

연결강도 시험은 Geogrid B와 Geogrid D에 대해 이루어졌으며, 각 보강재에 작용하는 하중은 옹벽의 높이가 10.5m인 것을 고려하여 0.7m~10.1m에 해당되는 수직하중이 적용되었다. Geogrid B와 Geogrid D에 대한 시험결과를 바탕으로 각각 그림 8과 그림 9에서 보는바와 같이 연결도 평가곡선을 도식화 하였으며, 산정식은 표 3과 표 4에 나타내었다.

표 2. 연결강도 시험 내용

평가항목	구 분		시험 조건
연결강도	블록 종류	콘크리트 전면블록	<ul style="list-style-type: none"> 수직력 : 9.8, 14.7, 19.6, 29.4, 34.3, 39.3, 49.0, 61.3, 73.6, 85.8, 98.1 kN/m 인장 속도 : 20 mm/min 지오그리드 시료 폭 : 0.8 m
	지오그리드	Geogrid B Geogrid D	

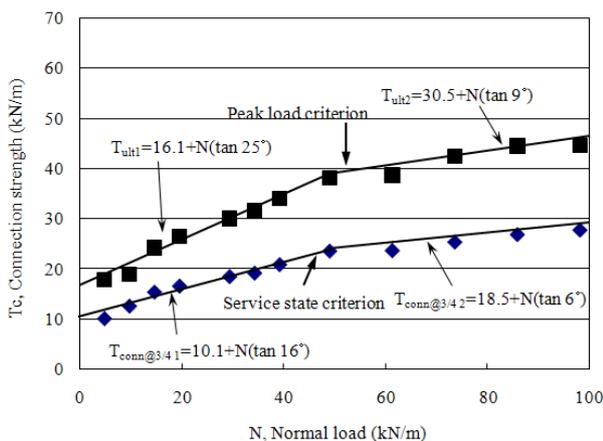


그림 8. 연결강도 평가곡선(Geogrid B)

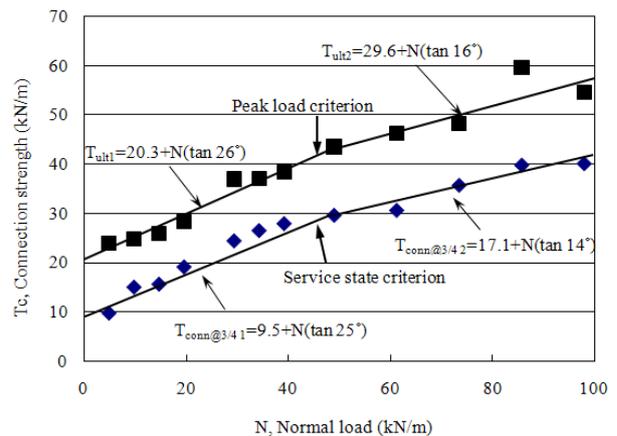


그림 9. 연결강도 평가곡선(Geogrid D)

표 3. 연결강도 산정식(Geogrid B)

보강재 포설 높이	극한연결강도(T_{ult})	공용성을 고려한 연결강도($T_{conn@\frac{3}{4}}$)
5.6m 이하	$30.5 + W_{w(n)}\tan 9^\circ$	$18.5 + W_{w(n)}\tan 6^\circ$
5.6m ~ 11m	$16.1 + W_{w(n)}\tan 25^\circ$	$10.1 + W_{w(n)}\tan 16^\circ$

표 4. 연결강도 산정식(Geogrid D)

보강재 포설 높이	극한연결강도(T_{ult})	공용성을 고려한 연결강도($T_{conn@\frac{3}{4}}$)
5.6m 이하	$29.6 + W_{w(n)}\tan 16^\circ$	$17.1 + W_{w(n)}\tan 14^\circ$
5.6m ~ 11m	$20.3 + W_{w(n)}\tan 26^\circ$	$9.5 + W_{w(n)}\tan 25^\circ$

3.2 각 시험법에 의한 연결강도 평가

3.2.1 NCMA(1997)의 평가법에 의한 연결강도 평가결과

NCMA(1997)에서는 연결강도 평가에 있어서 극한강도 설계법의 경우, 1.5의 안전율을 반영한 장기 설계허용 연결강도가 보강재의 설계인장강도보다 작거나 같고, 최대 유발인장력보다 크도록 제안하고 있다. 이를 고려하여 연결강도를 평가한 결과, 표 5에서 보는바와 같이 부분적으로 보강재의 파단이 발생 가능한 것을 확인할 수 있었다.

표 5. NCMA(1997)에 따른 연결강도 안정성 평가결과 (단위 : kN/m)

보강재 종류	최대 유발인장력 (T_{max})		안정성 평가	장기 설계허용 연결강도 ($T_{cl(n)}$)		안정성 평가	보강재의 설계인장강도 ($T_{a(n)}$)
Geogrid B	T_{max4}	19.10	<	$T_{cl(4)}$	18.12	<	31.15
	T_{max5}	22.91	<	$T_{cl(5)}$	20.31	<	31.15
	T_{max6}	23.16	<	$T_{cl(6)}$	22.50	<	31.15
	T_{max7}	22.17	<	$T_{cl(7)}$	24.14	<	31.15
Geogrid D	T_{max12}	32.88	<	$T_{cl(12)}$	33.02	<	58.39
	T_{max13}	35.02	<	$T_{cl(13)}$	34.03	<	58.39
	T_{max14}	37.16	<	$T_{cl(14)}$	35.04	<	58.39
	T_{max15}	32.60	<	$T_{cl(15)}$	36.05	<	58.39
	T_{max16}	41.08	<	$T_{cl(16)}$	36.72	<	58.39

3.2.2 FHWA(1996)의 평가법에 의한 연결강도 평가결과

FHWA(1996)에서는 파단에 의한 연결강도 감소계수(CR_u), 내구성 감소계수(RF_D) 및 크립프 감소계수(RF_{CR})를 반영한 허용연결강도가 보강재의 극한인장강도에 인발에 의한 연결강도 감소계수(CR_s)를 반영하여 산정된 결과($T_{ult} \times CR_s$)보다 작거나 같고, 최대 유발인장력과 옹벽높이에 대한 보강재 포설깊이를 반영한 연결부 유발인장력보다는 크도록 제안하고 있다.

따라서 표 6에 나타난 각각의 계수들을 이용하여 허용연결강도와 $T_{ult} \times CR_s$ 를 산정하였고, 이에 대

한 안정성을 평가하였다. 표 7에서 보는 바와 같이 허용연결강도가 $T_{ult} \times CR_s$ 보다 작고 연결부 유발인장력보다는 매우 작은 것으로 산정되었다. 따라서 모든 보강재의 파단 가능성이 매우 큰 것으로 확인되었으며, 이는 FHWA(1996)의 연결강도 평가법이 NCMA(1997)의 평가법과는 다르게 파단에 의한 연결강도 감소계수(CR_u), 내구성 감소계수(RF_D) 및 크리프 감소계수(RF_{CR}) 등의 연결강도에 영향을 미치는 인자들을 충분히 고려하고 있으므로 매우 보수적인 결과가 나타난 것으로 판단되었다. 특히, 보수적으로 산정된 허용연결강도에 있어서 파단에 의한 연결강도 감소계수(CR_u)가 지대한 영향을 미치는 것으로 확인되었다.

표 6. 파단에 의한 연결강도 감소계수(CR_u)와 인발에 의한 연결강도 감소계수(CR_s) 산정결과

파단에 의한 연결강도감소계수(CR_u)		인발에 의한 연결강도감소계수(CR_s)	
CR_{u4}	0.32	CR_{s4}	0.14
CR_{u5}	0.35	CR_{s5}	0.29
CR_{u6}	0.39	CR_{s6}	0.31
CR_{u7}	0.42	CR_{s7}	0.32
CR_{u12}	0.31	CR_{s12}	0.21
CR_{u13}	0.32	CR_{s13}	0.22
CR_{u14}	0.33	CR_{s14}	0.23
CR_{u15}	0.34	CR_{s15}	0.24
CR_{u16}	0.34	CR_{s16}	0.24

표 7. FHWA(1996)에 따른 연결강도 안정성 평가결과

(단위 : kN/m)

보강재 종류	연결부 유발인장력 (T_o)		안정성 평가	허용연결강도 (T_{ac})		안정성 평가	$T_{ult} \times CR_s$
Geogrid B	T_{o4}	15.95	<	T_{ac4}	9.86	<	12.28
	T_{o5}	19.67	<	T_{ac5}	11.06	<	24.78
	T_{o6}	20.61	<	T_{ac6}	12.25	<	26.53
	T_{o7}	19.95	<	T_{ac7}	13.14	<	27.85
Geogrid D	T_{o12}	32.47	<	T_{ac12}	17.98	<	34.43
	T_{o13}	35.21	<	T_{ac13}	18.53	<	35.75
	T_{o14}	38.01	<	T_{ac14}	19.08	<	37.07
	T_{o15}	34.08	<	T_{ac15}	19.62	<	38.38
	T_{o16}	42.86	<	T_{ac16}	19.99	<	39.26

3.2.3 개정된 FHWA(2001)의 평가법에 의한 연결강도 평가결과

2.3절에서 설명한 바와 같이 2001년도에 개정된 FHWA의 연결강도 평가법에 따르면 보강토옹벽의 내구년수를 75년으로 고려하여 공용 중에 감소하는 연결강도를 최소 75년의 크리프 파괴곡선을 통해 산정·평가하기 때문에 연결강도시험을 1000시간 이상 지속하도록 제안하고 있지만, 이는 평가결과를 얻기 위해 매우 오랜 시간이 걸리기 때문에 비효율적이라고 할 수 있겠다. 따라서 본 연구에서는 1000시간 동안의 연결강도시험이 수행되지 않았기 때문에 평가를 제외하였다.

3.2.4 Soong & Koerner(1997)의 평가법에 의한 연결강도 평가결과

앞서 언급한 NCMA(1997)와 FHWA(1996)의 연결강도 평가결과는 모두 안정성을 만족하지 않는 것으로 나타났다. NCMA에서의 연결강도 평가결과가 안정성을 만족하지 않은 이유는 반영되는 안전율 1.5가 과도했기 때문이며, 특히 FHWA의 경우는 영향 요소에 따른 소요 안전율을 각각 적용함으로써 보다 큰 안전율이 적용되기 때문에 보수적으로 산정된 평가결과가 기준을 만족하지 못하는 것으로 판단되었다. 이 결과는 Soong & Koerner(1997)가 전면벽체와 보강재의 연결강도 결정에 있어서 기존에 적용하는 안전율 1.5는 연결부에 작용하는 수평토압을 고려할 때 과도하게 적용되어지고 있다는 연구결과와 부합하고 있다. 따라서 Soong & Koerner(1997)가 제안한 연결강도를 평가법에 따라 본 현장사례 설계단면을 적용해 보았다.

표 8에서 나타난 바와 같이 시험에 의해 산정된 극한연결강도는 NCMA 및 FHWA의 평가법에 의해 산정된 보강재의 최대 유발인장력보다 큰 것으로 확인하였다. 즉, 연결강도 시험결과로부터 얻어진 극한 연결강도를 설계 시 요구되어지는 연결강도로서 적용하여도 안정성을 만족하는 것으로 나타났다.

표 8. Soong & Koerner(1997)에 따른 연결강도 안정성 평가결과 (단위 : kN/m)

보강재 종류	최대 유발인장력 (NCMA 기준)		최대 유발인장력 (FHWA 기준)		안정성 평가	시험에 의해 산정된 극한연결강도 (T_{conn})	
Geogrid B	T_{max4}	19.10	T_{max4}	20.33	<	$T_{conn} \cdot (4)$	27.18
	T_{max5}	22.91	T_{max5}	24.38	<	$T_{conn} \cdot (5)$	30.46
	T_{max6}	23.16	T_{max6}	24.87	<	$T_{conn} \cdot (6)$	33.75
	T_{max7}	22.17	T_{max7}	23.60	<	$T_{conn} \cdot (7)$	36.21
Geogrid D	T_{max12}	32.88	T_{max12}	34.98	<	$T_{conn} \cdot (12)$	49.53
	T_{max13}	35.02	T_{max13}	37.26	<	$T_{conn} \cdot (13)$	51.05
	T_{max14}	37.16	T_{max14}	39.54	<	$T_{conn} \cdot (14)$	52.56
	T_{max15}	32.60	T_{max15}	34.85	<	$T_{conn} \cdot (15)$	54.08
	T_{max16}	41.08	T_{max16}	43.34	<	$T_{conn} \cdot (16)$	55.09

4. 결론

본 연구에서는 보강토옹벽의 전면벽체와 보강재 사이의 연결강도를 평가방법 중 NCMA와 FHWA에서 제안한 평가법을 분석하였으며, 현장사례 적용을 통하여 Soong & Koerner가 제안한 연결강도 평가법과 비교·분석을 실시하였다.

먼저 NCMA에서 제안하고 있는 연결강도 평가법을 이용하여 장기 설계허용 연결강도에 대한 안정성과 FHWA에 의한 연결강도 평가법을 통하여 허용연결강도의 안정성을 평가하였다. 그 결과, NCMA에 의한 평가결과의 경우, 부분적으로 보강재의 파단이 발생가능한 것으로 확인되었으며, FHWA에서 제안한 평가법을 적용한 경우에는 연결강도에 영향을 미치는 인자들을 충분히 고려하고 있어 모든 평가대상의 보강재가 파단이 발생할 가능성이 있는 것으로 나타났다. 이는 각각의 설계기준을 만족하지 못하는 것뿐만 아니라 과도한 안전율의 적용으로 인하여 보수적인 설계가 이루어지는 것을 확인할 수 있었다. 또한 2001년도에 개정된 FHWA의 연결강도 평가법은 최소 1000시간 이상의 시험시간이 지속되기 때문에 결과의 정확성에 비하여 비효율적인 방법이며, 보다 보수적인 방법이라 할 수 있겠다.

NCMA와 FHWA에 평가법에 의한 연결강도 산정결과와 Soong & Koerner가 제안한 연결강도 평가법을 적용한 산정결과를 비교·분석하였다. 연결강도 시험으로부터 얻어진 극한연결강도를 NCMA와 FHWA의 평가법에 의해 산정된 보강재의 최대 유발인장력과 비교한 결과, 시험에 의한 극한연결강도를

허용연결강도로써 적용하여도 설계 시 요구되어지는 안정성을 만족하는 것으로 나타났다. 따라서 보강 토옹벽 설계를 위한 연결강도 산정 시 구조물의 중요도 및 시공성을 고려하여 1.5 미만의 합리적인 안전율을 고려하는 것도 바람직할 것으로 사료된다.

참고문헌

1. 권오현, 이광우, 조삼덕 (2008), “보강토옹벽 설계기준 및 S/W 표준화”, 2008년도 한국토목섬유학회 봄 학술발표회.
2. FHWA (1996), *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*.
3. FHWA (2001), *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*.
4. NCMA (1997), *Design Manual for Segmental Retaining Walls*.
5. Te-Yang Song & Robert M. Koerner (1997), “On the Required Connection Strength of Geosynthetically Reinforced Walls”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 15, pp.385~392.