

배면침하 영향을 고려한 보강토 옹벽의 I형 연결시스템 강도 평가

Strength Evaluation of I-Type Connecting System on a Segmental Retaining Reinforced Wall Consideration the Backfill Settlement

문희정 ¹	Moon, Hee-Jung	한중근 ²	Han, Jung-Geun
이종영 ^{3*}	Lee, Jong-Young	조삼덕 ⁴	Cho, Sam-Deok
이광우 ⁵	Lee, Kwang-Wu		

ABSTRACT

This paper describes the applicability of geogrid with I-type coupling system, which permits vertical displacement on back fill ground of the reinforced retaining wall and also minimize the damage between block and geogrid. The improvement of coupling method allowed the reduction of approximately 700 mm in the existing geogrid, and as a result, the tensile strength at the coupling joint showed approximately 53% of the maximum tensile strength. It is expected from the laboratory investigations that the coupling strength of geogrid with the combination of in-situ supporting material should be predominant in the field condition.

요지

본 연구에서는 기존의 보강토 옹벽의 주요부재인 블록과 지오그리드간의 문제점인 파손을 최소화하고 배면지반의 수직변위를 허용한 I형 연결판을 사용해 적용성을 살펴보았다. 접속방법의 변화로 지오그리드를 약 700mm경감시킬 수 있었으며, 실내역학 실험을 통해 연결부의 연결강도는 실험에 사용한 지오그리드의 최대광폭인장강도의 53%로 나타났다. 이는 실내실험의 한정된 모사로 인한 결과로 현장조건에서 지지부재의 역할을 고려할 때 우수한 연결강도를 나타낼 수 있을 것으로 판단된다.

Keywords : Reinforced retaining wall, I-shape plate, Geogrid

1. 서론

보강토옹벽은 성토재와 성토재 안에 부설된 보강재 및 벽체가 일체가 되어 외력이나 토압에 저항하는 구조물이다. 보강토옹벽에서 가장 중요한 구성요소라 할 수 있는 보강재는 금속재 혹은 토목섬유(Geosynthetics)를 주재료로 하여 Sheet형, Grid형, Strip형 등이 있다. 1980년대 초 국내에 보강토옹벽이 처음 도입되었던 시기에는 금속재 보강재가 주로 사용되었으나, 금속재 보강재의 경우 부식

으로 인한 내구성 감소 문제로 인해 국내에서 크게 활성화 되지 못하였다. 이후 1994년 지오그리드(Geogrid) 보강재의 도입을 기점으로 보강토옹벽 시장이 급격히 팽창하고 있으며, 이후 지오그리드를 보강재로 사용한 블록식 보강토옹벽이 주로 시공되고 있다.

이와 같이 보강토옹벽은 성토재와 보강재 및 벽체가 일체가 되어 외력이나 토압에 저항하는 구조물임에도 불구하고 현재까지 블록식 보강토옹벽 시공시 블록과 보강재간의 연결은 블록사이에 보강재를 위치시키고, 블록에 미

1 정회원, 대성콘크리트(사) 대표이사 (Member, Managing Director, Dae-Sung Concrete Corp.)
2 정회원, 중앙대학교 건설환경공학과 부교수 (Member, Associate Professor, Dept. of Civil & Env. Engineering, Chung-Ang University)
3* 정회원, 중앙대학교 대학원 토목공학과 박사과정 (Member, Ph.D. Course, Dept. of Civil Engineering, Chung-Ang University, E-Mail: geoljy@wm.cau.ac.kr)
4 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구부 수석연구원 (Member, Research Fellow, Dept. of Geotechnical Eng., KICT)
5 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구부 연구원 (Member, Researcher, Dept. of Geotechnical Eng., KICT)

리 형성시킨 돌기(전단키형 방식)나 플라스틱 핀(핀형 방식)을 이용하여 보강재를 블록에 정착시키는 방식으로 이루어지고 있다. 그러나 이러한 방식은 시공중 보강재에 부분적인 손상을 야기시킬 수 있으며, 이로 인해 블록과 보강재 간의 일체화가 저해되어 전면블록의 균열이나 돌출을 야기시키는 원인이 될 수 있다. 따라서 보다 안전한 보강토 옹벽의 건설을 위해서는 새로운 형태의 연결방식이 요구되고 있으며, 이러한 문제를 일부 개선하기 위한 보강토 옹벽들이 개발/적용되고 있으나, 종래의 방법에 비해 시공비가 다소 비싼 단점이 있다.

따라서 본 연구에서는 경제성은 기존 방식과 유사하고 안전성은 보다 높일 수 있는 블록/지오그리드 연결방식을 고안하였으며, 실제 현장에 적용하기에 앞서 일련의 실내 실험을 통해 그 특성을 살펴보고자 하였다.

2. 보강토 옹벽 전면블록의 안정성

보강토 옹벽의 대표적인 설계방법으로는 미국 FHWA 방법(Federal Highway Administration, 1996), NCMA 방법(National Concrete Masonry Association, 1997), 영국 BS 방법(British Standard Institute, 1995) 및 일본 토목연구센터방법(2000) 등을 들 수 있으며, 국내의 보강토 옹벽 설계 방법은 FHWA 방법을 사용하도록 제시하고 있다(한국지반공학회, 1998). 이들 설계법에 의한 보강토 옹벽의 설계 시 고려되어야 할 항목은 크게 외적·내적 안정, 국부안정 및 전면안정을 고려해야 한다. 외적안정의 경우, 보강토체의 활동, 전도, 지지력 파괴 등을 검토하고, 내적 안정은 보강재의 파단 및 인발 저항에 따른 보강재의 간격, 길이 등을 평가한다. 이와 같은 구조물의 안정을 유지하기 위해서는 전면블록과 보강재의 연결상태가 안정적 거동을 만족해야 함으로 전면블록의 안정성에 대해서도 평가되어야 한다. 본 연구에서는 현재 사용중인 보강토 옹벽의 설계방법 중 NCMA 및 FHWA 방법에서 채용하고 있는 전면블록과 보강재의 연결강도 시험 및 평가법을 개발된 연결시스템에 적용하여 안정성을 평가하였다.

2.1 연결강도 평가

블록식 보강토 옹벽에서 전면블록과 보강재의 연결부는 그림 1에서 보는바와 같이 보강토체에서 전면블록으로 전달되는 인장력($F_{g(m)}$)에 저항할 수 있어야 한다. 연결부에 의해서 저항되는 인장력은 보강재의 수직간격에 대한 합

수이다. 각 보강재의 포설높이 E_m 에서 토목섬유 보강재와 전면블록 사이의 연결부에서는 인장력에 의한 보강재의 파단 혹은 미끄러짐을 방지할 수 있는 충분한 연결강도를 가져야 한다.

토목섬유로 보강된 전면블록을 설계할 때, 보강재의 연결강도에 적용되는 설계방법은 파괴시 극한강도에 안전율을 고려하는 극한강도 설계법과 특정한(설계 내구년수 동안에 허용되는) 변형이 유발되는 것을 허용하여 연결강도를 평가하는 공용강도설계법 등이 있다.

설계시 반영되는 장기 허용연결강도는 극한강도 설계법의 경우 식 (1)과 같이 극한연결강도에 안전율을 적용해서 평가한다.

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

여기서,

$T_{d(n)}$: 장기 설계허용연결강도

$T_{ultconn(n)}$: NCMA 시험법 SRWU-1 “토목섬유와 블록 사이의 연결강도의 결정”에서 결정되는 극한연결강도

$T_{a(n)}$: n 번째 토목섬유 보강재의 장기 설계허용강도

FS_{cs} : 연결강도 결정에 대한 안전율(보통 1.5)

설계 내구년수 동안에 허용되는 변형을 고려하여 연결강도를 기술하는 공용강도 설계법은 지금까지의 연결강도 설계에 대한 수많은 전면블록의 성공적 시공사례에 근거하여 전면블록의 안정성 평가에 이용된다. 이때 NCMA(1997)에 의하면, 전면블록의 최대 허용변형은 설계 내구년수 동안 전면블록의 공용성을 확보하면서 전면블록의 변형을 최소화하는 경험적 수치인 $\frac{3}{4}$ inch(19mm)를 제안하고 있으며, 식 (2)와 같이 표현된다.

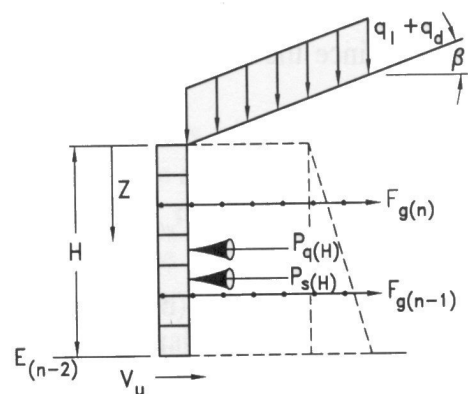


그림 1. 전면블록과 보강재연결 단면도

$$T_{cs(n)} = T_{conn@3/4(n)} \leq T_a(n) \quad (2)$$

여기서,

$T_{cs(n)}$: 공용성에 근거한 장기설계허용연결강도

$T_{conn@3/4(n)}$: NCMA 시험법 SRWU-1 “토목섬유와 블록 사이의 연결강도의 결정”에서 결정되는 3/4 inch 변형에서의 연결강도

$T_a(n)$: n 번째 토목섬유 보강재의 장기 설계허용강도

특정한 토목섬유 보강재와 전면블록의 조합에 의한 연결강도 ($T_{ultconn(n)}$ 혹은 $T_{conn@3/4(n)}$)는 NCMA 및 GRI(Geosynthetic Research Institute, 1991)에서 정의된 시험방법을 통해 결정된다. 이 시험방법들은 전면블록 높이에 따른 수직하중의 관계하에서 연결강도와와의 관계를 표현하는 강도 상태정수를 결정하는데 필요하다. 이 때 극한강도 상태정수 (a'_{cs} , λ'_{cs} , $T_{ultconn(n)}$)와 공용성 강도 상태정수 (a_{cs} , λ_{cs} , $T_{conn@3/4(n)}$)를 각각 모두 결정하여야 한다.

연결강도는 그림 1에서와 같이 임의의 접촉면($H-E(n)$)에 작용하는 전면블록 무게, $W_{w(n)}$ 과 힌지높이, Hh 에 의해 영향을 받는다. 각 토목섬유 보강재의 포설높이, $E(n)$ 에서의 극한 연결강도 $T_{ultconn(n)}$ 및 $T_{conn@3/4(n)}$ 는 다음과 같이 계산된다.

$$T_{ultconn(n)} = a'_{cs} + W_{w(n)} \tan \lambda'_{cs} \quad (3)$$

$$T_{conn@3/4(n)} = a_{cs} + W_{w(n)} \tan \lambda_{cs} \quad (4)$$

여기서,

a'_{cs} : 연결강도시험에 의한 극한 점착력(t/m)

λ'_{cs} : 연결강도시험에 의한 극한 마찰각(°)

a_{cs} : 연결강도시험에 의한 3/4 inch 변형에서의 점착력(t/m)

λ_{cs} : 연결강도시험에 의한 3/4 inch 변형에서의 마찰각(°)

이때 설계시 반영되는 장기허용연결강도($T_{ac(n)}$)는 한계 상태의 연결강도 $T_{ultconn(n)}$, 공용성 연결강도 $T_{conn@3/4(n)}$, 토목섬유 보강재의 장기설계허용강도(T_a) 중의 최소값이다.

2.2 전면블록의 연결강도 시험 및 평가 방법

NCMA(1997)의 연결강도 평가시험은 최종적으로 그림 2와 같은 결과를 제시하고 있다. 그림에서 보는바와 같이 블록/지오그리드 사이의 연결강도 특성은 초기에는 수직

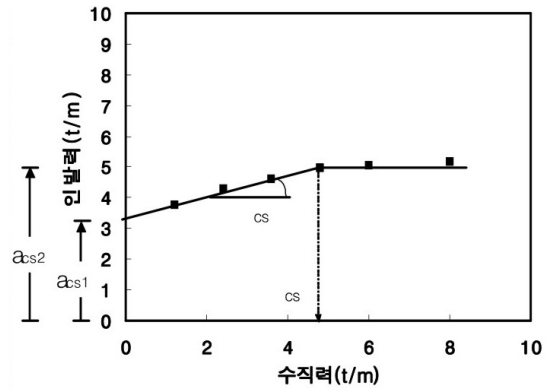


그림 2. 연결강도 평가 곡선

하중에 따라 인발력이 증가되다가 일정한 하중단계 이후에는 일정한 값에 수렴하는 관계 특성을 보여준다. 따라서 연결강도 평가는 연결강도-수직력 관계곡선에서 각각 구해지는 연결강도 설계정수(λ_{cs} , a_{cs1} , a_{cs2} , σ_{cs})를 통해 구해진다. 이때 수직력(σ_{cs})의 단위는 t/m로 단위 m당 전면벽체에 작용하는 수직응력이다.

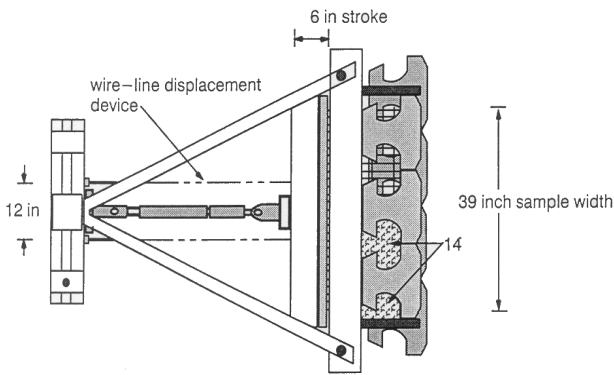
그림 3은 NCMA(1997)에서 제시하고 있는 연결강도 시험장비의 개략도이며, 본 연구에서는 동일한 모형으로 제작하여 실험을 실시하였다.

3. 수직변위허용 전면블록 및 연결판(I형)의 개발

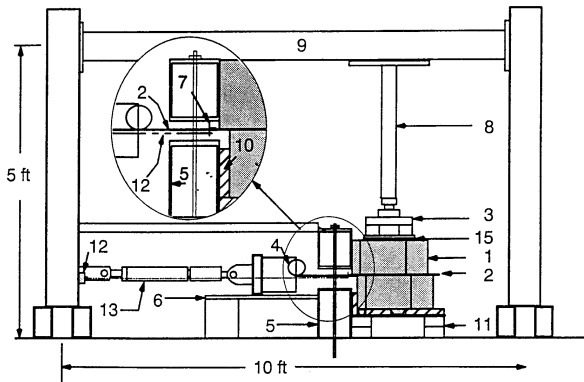
기존 블록/지오그리드 연결방식은 블록과 보강재를 직접연결하게 되므로 마찰력에 의해서 그 강도가 발현되므로 보강재의 강도를 제대로 반영하지 못하고 있다. 따라서 이러한 단점을 개선하기 위해 그림 4와 같이 I형 연결판과 전면블록을 개량하였다. 그림 4는 제작된 I형 연결판을 지오그리드와 결속한 대표적인 예로 본 연결판은 그림에서 보는 바와 같이 T자에 가까운 형태를 보이고 있으나, 연결판의 한쪽 끝부분은 전면블록에 결속하고 반대쪽 끝부분은 지오그리드와의 결합되는 점을 고려하여 I형 연결판이라 하였다. 즉, 보강토 전면블록과 결속되는 부분에 비해 지오그리드를 체결하는 부분의 치수를 크게 제작하여 지오그리드의 연결강도를 향상시킬 수 있는 원리이다.

그림 5는 I형 연결판을 효율적으로 체결할 수 있도록 하기 위하여 새롭게 고안하여 제작한 전면블록(골드락블록)이다.

국내외에서 일반적으로 사용하고 있는 보강토 블록들은 지오그리드와의 연결방식으로 대부분 전단키형 방식과 핀형 방식을 채용하고 있다. 전단키형 방식은 블록/블록



(a) 크래프 평면도



(b) 측면도

그림 3. 전면블록 연결강도시험 장비의 개략도

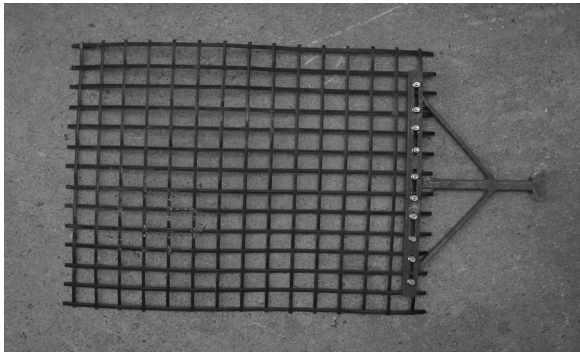


그림 4. I형 연결판의 지오그리드 체결



그림 5. 일반형 골드락블록

및 블록/보강재/블록의 마찰 및 연결강도가 블록에 부착된 전단키에 의해 영향을 받는 방식이고, 편형 방식은 마찰 및 연결강도가 연결판에 의해서 유도되는 방식이다.

반면에 본 연구에서 적용한 I형 연결판과 골드락블록은 기계적인 방식에 의해 블록과 지오그리드를 결속시킨다. 즉, 그림 4와 같은 I형핀의 한쪽 두부 끝에 기계적인 방법으로 지오그리드를 체결시키고 반대쪽 두부는 그림 5와 같은 형태의 골드락 블록 뒷쪽 홈에 끼워서 연결한다. 이러한 연결방식은 지오그리드의 손상을 방지할 수 있을 뿐 아니라, 지오그리드의 사용량을 줄일 수 있는 장점을 가진다. I형 연결판 방식은 지오그리드를 블록사이에 위치시키지 않기 때문에 지오그리드 사용길이를 700mm 정도 경감시킬 수 있으며, 전단키 및 전단핀을 사용하지 않기 때문에 지오그리드와 전단키 혹은 전단핀의 접촉부에서 발생할 수 있는 지오그리드의 손상 가능성이 없다. 또한 I형 연결판과 블록의 연결부는 블록 배면부 배수층의 침하시 I형 연결판이 함께 침하할 수 있도록 고안/제작되었기 전면블록 배면지반의 침하로 인한 지오그리드 손상을 방지할 수 있다.

4. 연결강도 평가실험

4.1 재료특성

본 실험시 사용된 채움재료는 보강토옹벽의 배수재로 널리 쓰이고 있는 화강암을 파쇄한 쇄석으로, 통일분류법에 의한 흙 분류에 의하면 입경이 균등한 자갈로 판명되었다. 그림 6은 실험에 사용된 자갈의 입도분포를 나타낸 것이다.

지오그리드 보강재의 장기설계인장강도를 산정하는데 기초가 되는 최대인장강도와 인장변형률을 평가하기 위해, 5종의 TRIGRID® PX를 대상으로 하여 광폭인장강도

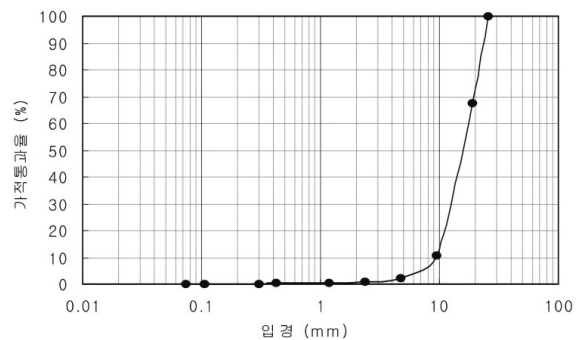


그림 6. 시험 대상 뒤채움시료의 입도분포곡선

시험을 실시하였다. 표 1에서는 TRIGRID® PX의 광폭인장강도시험 결과를 보여준다. 광폭인장시험 결과는 시험 시 사용한 폭 20cm 시료의 리브수에 대한 단위 폭(1m)당 리브수의 비율을 고려하여 단위 폭당 인장강도로 환산한 값이다.

표 1에서 보듯이 5종의 TRIGRID® PX는 제조업체에서 설정한 제품규격의 인장강도보다 실제 인장강도가 5~44% 정도 크게 설계·제조되어 있어, 추가 안전율이 확보되어 있음을 알 수 있다. 또한, 최대인장강도에서의 인장변형률도 8.3%~11.9% 범위에 있는 인장변형특성을 나타낸다.

4.2 실험결과 및 분석

지오그리드/블록에 연결도구를 사용하는 새로운 연결 방식인 I형 연결판 적용시 지오그리드 및 블록간 연결강도 특성을 평가하기 위한 실내시험을 수행하였으며, 연결강도시험 결과는 그림 7과 같다.

블록과 보강재 간의 연결에 대한 기존방식인 전단키형 방식이나 핀형 방식은 지오그리드가 블록과 블록 사이에 위치하기 때문에 수직하중의 크기가 연결강도에 크게 영향을 미친다. 즉, 그림 2에 나타난 바와 같이 수직하중이 증가할수록 연결강도가 증가하고, 극한수직하중 이후에는 일정한 연결강도를 보인다. 수직하중에 따른 블록과 지오그리드 사이의 연결강도 특성이 이와 같은 경향을 보이는 원인은 기존 연결방식이 블록/블록 및 블록/지오그리드의 마찰특성에 크게 의존하기 때문이다.

반면에 본 연구에서 제안한 방식은 지오그리드, I형 연결판 및 전면블록을 기계적인 방법으로 결속시키는 방식이기 때문에 그림 7에서 알 수 있는 바와 같이 수직하중의

크기에 그다지 영향을 받지 않는 것으로 나타났다. 즉, 1.3t/m의 수직하중을 재하한 경우를 제외 하고는 2.5, 3.8, 5.0 및 8.0t/m의 수직하중 재하시 측정된 극한연결강도가 4.5~4.7t/m 범위의 거의 일정한 값을 보이고 있다. 이는 본 제안방식의 경우 블록과 블록 사이에 지오그리드가 직접 위치하지 않기 때문에 블록/블록 및 블록/지오그리드 사이에 작용하는 마찰력이 연결강도에 영향을 주지 않는 점에 기인한다.

결론적으로 연결강도시험결과 지오그리드 파단시 극한 연결강도는 4.6t/m인 것으로 나타났으며, 이는 표 1에 나타난 TRIGRID® PX 80의 최대광폭인장강도 대비 53%에 해당한다. 즉, I형 연결판을 이용한 지오그리드/블록 연결 방식은 지오그리드의 최대광폭인장강도 대비 약 53%에 해당하는 극한연결강도를 가지는 것으로 나타났다.

본 실험에서는 I형 연결판의 극히 일부부분만이 수직하중의 영향을 받았기 때문에 지오그리드와 연결판의 접촉 부에 대부분의 인발하중이 집중하게 되고 이 부분이 파단

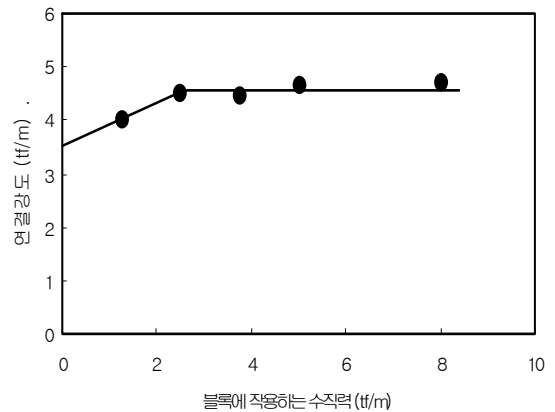


그림 7. 골드락블록/지오그리드 연결강도시험 결과

표 1. TRIGRID® PX의 광폭인장강도시험 결과(경사방향)

시험 횟수	TRIGRID® PX 40		TRIGRID® PX 55		TRIGRID® PX 80		TRIGRID® PX 110		TRIGRID® PX 150	
	광폭 인장 강도 (t/m)	인장 변형률 (%)	광폭 인장 강도 (t/m)	인장 변형률 (%)	광폭 인장 강도 (t/m)	인장 변형률 (%)	광폭 인장 강도 (t/m)	인장 변형률 (%)	광폭 인장 강도 (t/m)	인장 변형률 (%)
1	5.75	12.0	6.53	11.9	8.56	10.6	11.81	10.8	15.80	8.1
2	5.77	12.1	6.53	11.8	8.68	10.5	11.61	10.0	16.70	8.8
3	5.73	11.9	6.48	11.7	8.61	10.9	11.12	10.2	15.93	8.0
4	5.74	11.9	6.63	11.6	8.72	10.9	11.59	11.4	15.91	8.3
5	5.72	11.9	6.55	12.0	8.82	10.7	11.80	10.9	15.61	8.2
평균	5.74	11.9	6.54	11.8	8.68	10.8	11.59	10.60	15.99	8.30

될 때 극한연결강도에 도달하게 되었다. 그러나 실제 현장에서는 I형 연결판이 모두 토체내에 존재할 것을 감안했을 때 I형 연결판 자체가 지지부재의 역할을 하게 됨으로 실내시험에서 보다 더 우수한 연결강도 특성을 보일 수 있을 것으로 판단된다. 즉, I형 연결판의 지지저항 발현시 현장 조건에서는 본 실험조건보다 더 우수한 연결강도 특성을 보일 수 있을 것으로 기대되며, 수직하중의 크기에 따른 영향도 받을 수 있을 것으로 판단된다.

5. 결론

본 연구에서는 보강지반의 수직변위 허용형 I형 연결판을 사용한 블록/지오그리드 연결시스템의 성능 평가를 위하여, 실내 블록/지오그리드 연결강도시험을 실시하였다. 기존 연결방법과 차별화된 연결방식으로 인해 지오그리드의 시공길이를 약 700mm경감시킬 수 있었으며, 지오그리드/블록 연결방식의 연결강도시험결과 지오그리드 파단시 극한연결강도는 4.6t/m로 시험에 사용된 지오그리드(TRIGRID® PX 80)의 최대광폭인장강도 대비 53%에 해당하는 결과를

나타냈다. 본 실험에서는 I형 연결판의 극히 일부분만이 수직하중의 영향을 받는 조건에서 수행하였으나, 실제 현장에서는 I형 연결판 모두가 지중에 존재하는 것을 감안할 때 I형 연결판 자체가 지지부재의 역할을 하게 되어 보다 우수한 연결강도 특성을 보일 수 있을 것으로 판단된다.

참고문헌

1. 한국지반공학회(1998), 토목섬유 설계 및 시공요령, 한국지반공학회, 구미서관.
2. BSI (1995), *Code of Practice for Strengthened/ Reinforced Soils and Other Fills*, British Standard Institute, U.K., BS8006.
3. FHWA (1996), *Mechanically Stabilizes Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*, FHWA_SA-96-071, Working Draft, pp.155-156.
4. GRI (1991), *GRI Test Method GS8 - Determining the Connection Strength of Mechanically Anchored Geosynthetics*, Geosynthetic Research Institute Standard Test Method, Drexel University, pp. GS8-1~GS8-7.
5. NCMA (1997), *Design Manual for Segmental Retaining Walls*, National Concrete Masonry Association, pp.289.

(논문접수일 2007. 1. 12, 심사완료일 2007. 3. 7)