

강재틀 보강토옹벽에 대한 현장 시험시공

Field Performance of Reinforced Earth Wall with Steel Framed-Facing

이 광 우¹ Lee, Kwang-Wu 조 삼 덕^{2*} Cho, Sam-Deok
김 주 형³ Kim, Ju-Hyong 서 창 원⁴ Seo, Chang-Won

ABSTRACT

This paper introduces a recently developed reinforced earth wall system with steel framed-facing. The new system incorporates a steel-framed facing that might be assembled on-site and steel strip or geogrid type reinforcements for backfill area. In order to enhance scenery view design of the wall construction, dual-structured facing is proposed in which room for planting space locates in the front of facing. A reinforced earth walls using the proposed system was constructed to verify constructability of the proposed system and facing movement and tensile characteristics of reinforcement were measured to understand the mechanical behavior.

요 지

본 연구에서는 강재틀 보강토옹벽을 개발하였다. 강재틀 보강토옹벽은 현장조립식 강재틀 전면벽체와 보강재(지오그리드 혹은 띠형 강보강재)로 구성되어 있는데, 강재틀 전면벽체의 전면부는 이중구조로 설계되어 있어 다양한 경관연출이 가능한 장점이 있다. 강재틀 전면벽체를 사용한 보강토옹벽의 현장 적용성을 평가하기 위한 일련의 현장시험시공을 실시하였다. 또한 벽체 전면변위와 보강재 인장변형을 측정하여 강재틀 보강토옹벽의 현장 거동특성을 평가하였다.

Keywords : Reinforced earth wall, Steel framed-facing, Reinforcement, Field test

1. 서 론

보강토옹벽은 1963년 프랑스의 Henri Vidal 에 의해 처음 그 개념과 원리가 소개된 구조물로, 성토재와 성토재 안에 부설된 보강재 및 벽체가 일체가 되어 외력이나 토압에 저항하게 된다.

보강토옹벽에서 가장 중요한 구성요소라 할 수 있는 보강재는, 금속재 혹은 토목섬유(geosynthetics)를 주재료로 하여 시이트(sheet)형, 그리드(grid)형, 스트립(strip)형 등으로 제작한 많은 종류의 제품들이 개발되어 사용되고 있다. 국내의 경우 1980년에 국립건설시험소에서 아연도금 강보강재를 사용한 보강토옹벽을 최초로 시험시공한 이래

로 급속히 그 시공실적이 증가하고 있다.

과거 보강토옹벽 도입 초기에 주로 사용되던 강재 보강재의 경우 부식으로 인한 내구성 감소 문제로 인해 국내에서 크게 활성화되지 못하였으나, 1994년 지오그리드(geogrid) 보강재의 도입을 기점으로 보강토옹벽 시장이 급격히 팽창하고 있다. 보강토옹벽의 시공수요는 날로 증가하고 있으나 획일화된 구조와 시공높이 증가에 따른 보강토옹벽의 안정성, 친환경적인 문제점이 대두되고 있다.

한편, 보강토옹벽의 전면 벽체 형식은 국내의 경우 패널식과 블록식이 주류를 이루고 있다. 패널식 보강토옹벽에는 스트립 형태의 보강재가 주로 사용되고, 블록식 보강토옹벽에서는 지오그리드가 보강재로 사용된다. 이러한 패

1 정회원, 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 연구원 (Researcher, Geotechnical Eng. Research Dept., KICT)

2* 정회원, 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 책임연구원 (Research Fellow, Geotechnical Eng. Research Dept., KICT, E-mail: sdcho@kict.re.kr)

3 정회원, 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 선임연구원 (Senior Researcher, Geotechnical Eng. Research Dept., KICT)

4 정회원, 동아에스텍(주) 연구개발팀 차장 (Manager, R&D Section, Dong-A steel Technology Co. Ltd)

널식 및 블록식 보강토옹벽의 경우 전면벽체의 중량이 크지 않아 다짐 시공중에 국부적인 전면벽의 수평변위가 발생할 수 있는 가능성을 내포하고 있어 이러한 국부적인 벽체변형을 억제하기 위한 철저한 시공관리가 필요하다.

최근에는 친환경적인 측면을 고려하여 전면벽체에 식생이 가능한 블록식 보강토옹벽공법 개발 연구가 활발히 수행되어 일부 공법들이 실용화되고 있으나, 시공 가능한 옹벽높이가 제한적인 경우가 많다.

친환경적인 구조물에 대한 시대적인 요구에 부합하면서 보다 안정적인 옹벽 구조물을 축조하기 위해서는, 전통적인 방식의 콘크리트 옹벽구조물과 기존 패널식 및 블록식 보강토옹벽의 단점을 개선한 새로운 형태의 보강토옹벽공법 개발이 필요하다. 따라서 본 연구에서는 보다 수려한 외관을 창출할 수 있고, 시공 공정이 간소하여 시공성 및 경제성이 우수하며, 전면벽체를 일체구조로 하여 국부적인 벽체변형 발생을 억제시킬 수 있는 새로운 형태의 강재틀 보강토옹벽공법을 개발하고, 그 현장적용성을 평가하고자 한다.

2. 강재틀 보강토옹벽의 구성

보강토옹벽은 일반적으로 전면벽체, 보강재 및 뒤채움흙 등으로 구성된다.

본 연구에서 개발한 “강재틀 보강토옹벽”은 기존의 콘크리트 패널식 및 블록식 보강토옹벽과 마찬가지로 전면벽체, 보강재, 뒤채움흙으로 구성된다. 그러나 본 공법에서는 전면벽체의 형식에서 기존의 보강토옹벽과 크게 차

이를 보인다. 패널식 및 블록식 보강토옹벽의 경우 전면벽체의 중량이 작아 보강토옹벽의 전체안정에 기여하는 효과가 크지 않다. 이러한 문제를 개선하기 위해 강재틀 보강토옹벽에서는 골재를 속채움한 강재틀을 전면벽체로 채용하고 있다.

2.1 강재틀 전면벽체

강재틀 보강토옹벽의 전면벽체는 강재로 만들어진 여러 부재들을 볼트 및 너트로 조립하여 일정한 형상의 강재틀을 만들고 그 내부에 자연석을 속채움하는 방식으로 시공된다.

본 연구에서는 강재틀 전면벽체의 구조적인 안정성과 강재틀 속채움시의 작업성을 고려하여 그림 1에 나타낸 바와 같이 조립식 강재틀을 설계하였다.

그림 1에 나타낸 바와 같이 조립식 강재틀은 전면기둥, 후면기둥, 이음재, 후면스크린, 브레이싱 및 전면부 메탈스크린으로 구성되어 있다. 조립식 강재틀에 사용되는 각 부재는 구조적으로 충분한 안정성을 확보할 수 있어야 한다. 강재틀용 부재 재료는 항복응력 및 허용인장응력이 각각 $2,400 \text{ kg/cm}^2$ 및 $1,400 \text{ kg/cm}^2$ 인 SS400 강종을 기본 사양으로 하며, 4.5mm 두께의 강판을 절곡하여 제작한다. 또한 각 부재의 조립에는 F10T M16 육각볼트를 사용하고, 강재의 부식대책으로는 모든 부재에 대하여 550 g/cm^2 이상의 아연도금을 실시한다.

본 연구에서 고안한 조립식 강재틀에서 가장 특징적인 사항은 벽체전면을 이중구조로 설계한 점이다. 즉, 전면기

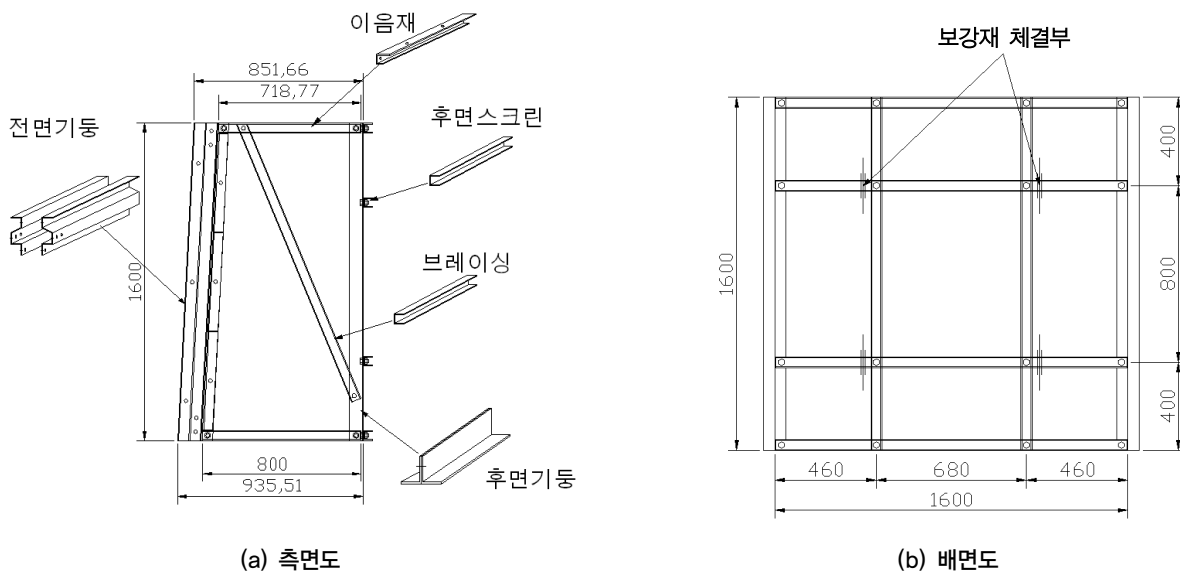


그림 1. 조립식 강재틀 설계 단면도

등 안쪽에 메탈스크린을 설치하고, 메탈스크린과 전면부 사이는 대략 135mm 이상의 공간이 만들어 질수 있도록 하였다. 이러한 구조의 장점은 강재를 보강토옹벽의 시공 과정에서 발생할 수 있는 국부적인 변형이 옹벽 외관을 통해 나타나지 않게 할 수 있다는 점과 메탈스크린과 옹벽전면 사이의 공간에 식물식재, 무늬목 혹은 디자인패널 등을 시공하여 주변경관과 조화를 이룰 수 있는 벽체의 외관을 창출할 수 있다는 점이다.

기존에 일반적으로 사용되고 있는 블록식 및 패널식 보강토옹벽에서는 블록 혹은 패널의 색상을 다양하게 하여 이를 조합하거나 표면에 문양을 조성하는 방법으로 전면 경관을 설계한다. 이러한 전면 경관 설계 및 조성 방법은 주변 경관과 조화를 이룰 수 있도록 하기 위한 경관연출의 다양성을 표현하는데 한계가 있다. 그러나 본 연구에서 개발한 조립식 강재를 전면벽체는 전술한 바와 같이 이중구조로 이루어져 있기 때문에, 강재를 전면기둥부의 ㄷ형 홈에 목재 혹은 디자인 패널을 적절히 끼워 넣음으로써 주변 경관과 조화를 이룰 수 있는 전면부 외관을 연출할 수 있다. 뿐만 아니라 메탈스크린과 전면부 사이에 형성되는 공간에 식생기반을 조성하여 식물을 식재할 수도 있다(그림 2 참조). 식물식재를 통한 벽면 녹화는 주변 경관과 조화된 녹색환경조성으로 쾌적한 경관을 제공하고, 대기오염 물질을 정화하는 환경개선효과도 기대할 수 있다.

강재를 보강토옹벽에서는 전면벽체로 골재를 속채움한 조립식 강재틀을 사용함으로써, 별도의 배수처리가 필요치 않은 장점을 가진다.

옹벽의 높이가 높아질 경우 강재를 전면벽체의 자체 중량이 증가하게 되어 속채움 골재의 균열 및 파쇄 현상이 발생할 수 있다. 이러한 현상은 골재 입자의 재배열을 유발시키고 이는 강재를 부재에 작용하게 되는 응력을 증가시켜 결국 강재를 부재의 구조적인 안정에 악영향을 끼치

게 된다. 따라서 속채움 골재로는 내구성이 우수한 단단한 골재를 사용하여야 한다.

골재의 크기는 강재를 전면 메탈스크린의 구멍크기와 관련되며, 메탈스크린 구멍보다 직경이 큰 골재를 사용하여야 한다. 현재 본 연구에서 채용한 메탈스크린의 구멍크기가 15mm 이므로 이 경우 사용되는 골재의 직경은 최소 20mm 이상이어야 한다. 그러나 너무 큰 골재를 채움재로 사용할 경우 채움재 사이의 간극이 증가하여, 토사유출이 발생할 수 있을 뿐 아니라 골재가 파쇄될 경우 강재를 부재의 뒤틀림 등을 유발시킬 수 있다. 따라서 채움골재의 최대 직경은 조립식 강재틀의 크기를 고려하여 200mm 이하로 규정하고자 한다. 또한 골재의 입도를 양호하게 하여 강재를 내부에 골재가 밀실하게 채워질 수 있도록 하여야 한다.

2.2 보강재

본 연구에서 개발한 강재를 보강토옹벽은 기존에 국내에서 가장 일반적으로 사용되어 오고 있는 지오그리드와 띠형 강보강재의 적용이 가능하다.

국내에서 보강토옹벽에 가장 많이 채용되고 있는 지오그리드의 경우 국산화가 많이 이루어져 다양한 종류의 국산지오그리드 제품들이 개발 및 적용되고 있으나, 최근 저가 중국산 지오그리드의 도전에 직면하고 있는 실정이다. 최근에 점차 시공실적이 증가하고 있는 띠형 섬유보강재의 경우도 국산화가 상당히 진전되어 있다. 반면에 띠형 강보강재의 경우는 대부분 해외 수입에 의존하고 있다.

국의 수입에 의존하고 있는 띠형 강보강재를 대체할 수 있는 새로운 보강재를 개발하였다. 개발 보강재는 그림 3에 나타난 바와 같이 띠형 강판, 지지부재 및 전면벽체와의 연결부로 구성되어 있다.



그림 2. 목재패널과 식물식재를 통한 전면 경관 연출 사례

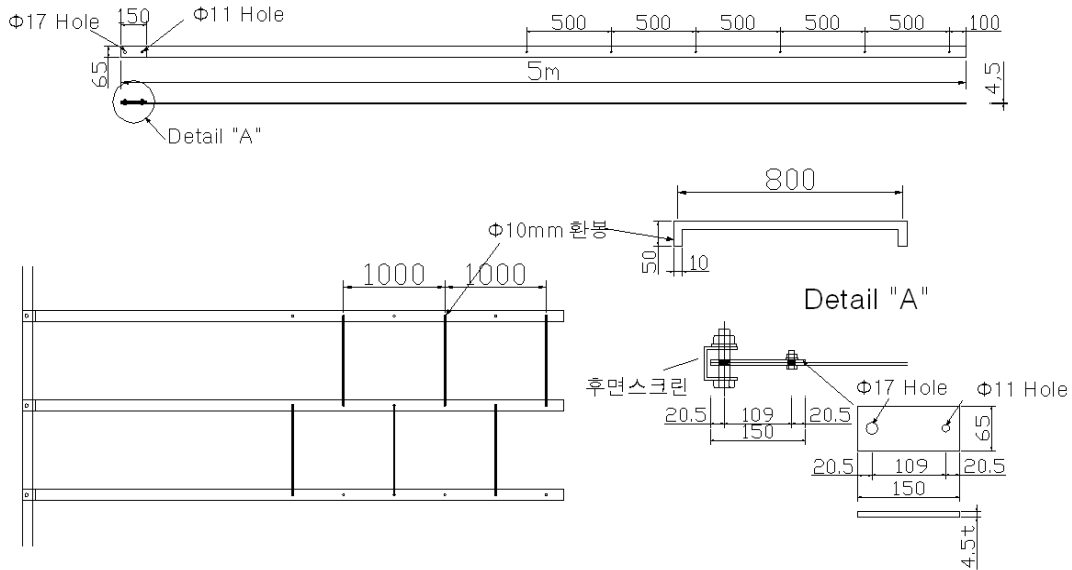


그림 3. 개발 보강재 형상 및 전면벽체와의 결속 방법

띠형 강판은 폭×두께가 65mm×4.5mm이며, 50cm 간격으로 11mm 직경의 구멍이 천공되어 있다. 띠형 강판의 천공은 기계적인 방법에 의해 수행되며, 천공 완료 후 구멍 주위에 약 2mm 두께의 돌기가 형성된다. 이 천공구멍은 2가지 역할을 수행한다. 천공구멍 및 돌기에 의해 보강재 인발에 대한 지지저항력이 증가하는 효과를 기대할 수 있고, 이 천공구멍에 지지부재를 설치하여 인발저항력을 증대시킨다. 한편, 전면벽체와의 연결부(그림 3의 A부분)는 직경 11mm의 구멍을 천공하여 강재들 부재의 ㄷ형 후면스크린과 볼트로 체결한다. 이 때 체결부의 연결강도를 증가시키기 위하여 후면스크린 방향 보강재 끝단부의 150mm 구간은 띠형 강판을 2중으로 중첩시킨다.

2.3 뒤채움흙

앞에서 설명한 바와 같이 강재들 보강토옹벽에서는 보강재로 강재 띠형보강재와 지오그리드를 모두 적용할 수 있다. 따라서 강재들 보강토옹벽 뒤채움흙에 대한 규정은 적용된 보강재의 종류에 따라 달라질 수 있다. 일반적인 보강토옹벽의 뒤채움흙 선정 기준(한국토목섬유학회, 2006)은 표 1과 같으며, 강재들 보강토옹벽에서도 이 기준을 따르도록 한다.

3. 현장 시험시공 및 계속

전라남도 화순군에 위치한 유희부지에서 강재들 보강토옹벽에 대한 현장 시험시공을 수행하였다. 그림 3은 시

표 1. 보강토옹벽 뒤채움흙 선정기준

•입 경	통과백분율 (%)
4in.(102mm) (강재)	100
19mm (토목섬유)	100
0.425mm (No.40)	0~60
0.075mm (No.200)	0~15
•소성지수 (PI) < 6	

험시공 단면도를 보여 준다.

본 시험시공은 강재들 보강토옹벽을 9.6m 높이로 시공하고 그 상부에 3m 높이의 성토를 추가로 시공하는 것으로 계획하였다. 따라서 강재들 전면벽체를 6단 시공하게 된다.

강재들 보강토옹벽은 보강재로 띠형 강판 형태의 보강재와 지오그리드를 모두 적용할 수 있다. 따라서 보강재의 형태를 달리한 3개 단면에 대한 시험시공을 실시하였다. 즉, 그림 3(a)에 나타난 시험시공 현장 정면도에서, 1구간에는 본 연구에서 개발한 띠형 천공강판 보강재를 적용하였고, 2구간에는 띠형 천공강판에 지지부재를 설치한 보강재를 적용하였으며, 3구간에는 지오그리드를 보강재로 적용하였다. 또한 인접한 시험구간 사이에서의 상호 간섭 효과를 경감시키기 위하여, 각 구간이 만나는 지점의 강재들 전면벽체 사이에 목재 합판을 설치하였다.

강재들 보강토옹벽은 시공성, 안정성 및 경제성으로 고려하여, 보강재의 연직방향 포설간격을 80cm로 일정하게 설치 하였다. 보강재의 길이는 FHWA(2001) 및 한국지반공학회(1998)에서 제안하고 있는 보강토옹벽의 설계기준

을 근간으로 하고, 전면벽체가 보강토옹벽의 안정에 미치는 영향을 반영함으로써 산정하였다. 보강토옹벽 설계시, 적용 보강재의 신장성(extensibility)에 따라 가상활동면이 달라질 뿐 아니라 토압 적용 방법도 상이하기 때문에, 결국 보강재의 길이 산정결과도 차이가 있을 수 있다. 본 시험시공 단면에 대한 안정해석 결과에서도 보강재의 종류에 따라 산정된 보강재의 길이가 다소 상이하게 평가되었다. 즉, 비신장성 보강재인 강보강재를 적용한 1구간 및 2구간은 보강재길이가 5m로 일정하게 평가되었으나(그림 3(b)), 신장성 보강재인 지오그리드를 적용한 3구간의 경우에는 하단부 지오그리드 길이는 5m인 반면에 최상단부 2개단의 지오그리드 길이는 6m로 평가되었다(그림 3(c)).

한편, 본 시험시공 현장부지의 현장 지층 상태에 대한 굴착 및 육안조사 결과, 0.5m~5m 두께의 매립층 하부에

풍화암층이 분포하고 있다. 매립층은 통일분류법상 SP로 분류되는 모래질 흙이다(표 2 참조). 한편, 풍화암층은 그림 3에 나타난 바와 같이, 일정한 면을 따라 층이 형성되어 있으며, 풍화암층 상부는 백호우의 버킷 작업에 의해 파쇄가 가능한 정도로 풍화가 진행되어 있는 상태이다.

본 현장에 0.5m~5m 두께로 넓게 분포하고 있는 매립토는 표 2에서 알 수 있는 바와 같이 보강토옹벽의 뒤채움 및 성토 재료로의 사용이 가능한 양질의 화강풍화토이다. 따라서 본 시험시공시 필요한 성토량과 작업성을 고려하여 그림 3 (b) 및 (c)에 점선으로 표시되어 있는 바와 같이 원지반의 일부를 굴착한 후, 강재를 보강토옹벽을 시공하고, 본 현장의 매립토를 사용하여 뒤채움 및 성토를 시공하였다.

보강토옹벽의 안정성 및 거동특성을 평가하기 위하여 일련의 현장계측을 수행하였다. 본 시험시공 현장의 계측

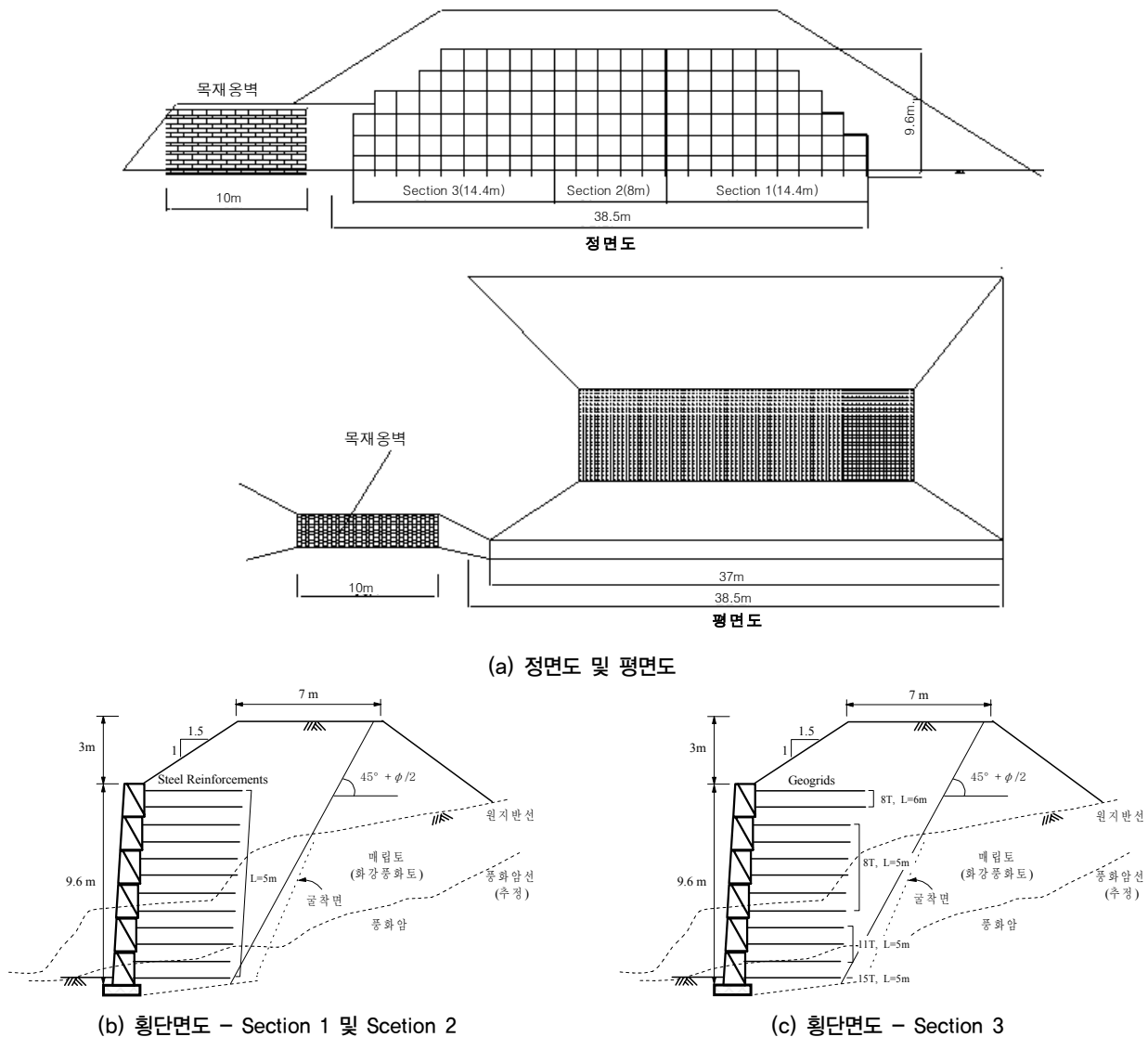


그림 3. 시험시공 계획 단면도

항목 및 내용은 표 3에 나타내었으며, 계측기 상세 설치위치는 그림 4에 나타낸 바와 같다.

강재틀에 작용하는 수평토압과 보강재의 인장변형을 측정하기 위해, 표 3 및 그림 4에 나타낸 바와 같이 토압계와 변형률계를 설치하였다. 현장계측에 사용된 토압계는 측정용량이 2kgf/cm²인 스트레인게이지 타입이며, 직경은 50mm이다. 변형률계는 최대 측정 변형률이 10~15% 정도인 소성게이지로서, 사용온도는 -20~80℃이다. 강재틀 전면벽체의 수평변위는 광파기를 이용하여 측정하였다.

토압계는 구간별로 각각 3개를 설치하였다. 변형률계는 강보강재 구간(Section 1 및 Section 2)의 경우 총 6개 층의 보강재에 각각 4개씩 총 24개를 부착하였고, 지오그리드를 적용한 구간(Section 3)의 경우에는 총 6개 층의 보강재에 각각 6개씩 총 36개를 부착하였다. 강재틀 보강토용

벽의 전면 수평변위 측정을 위한 광파기 측점은 각 보강재 구간별로, 전면기둥부재에 10개 및 강재틀 중앙부에 12개를 부착하였다.

4. 계측 결과 및 고찰

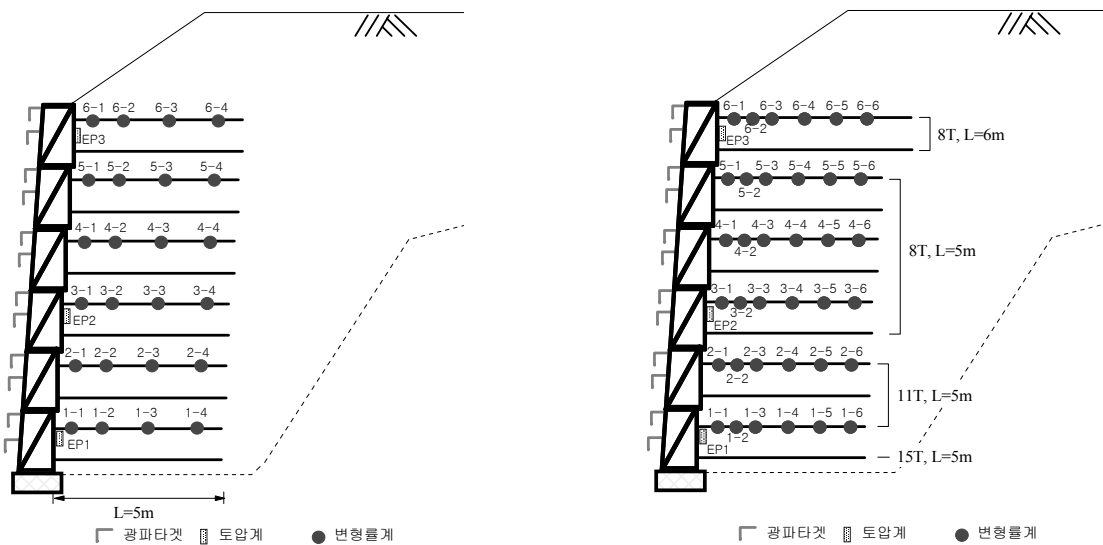
강재틀 보강토용벽 시공 중 벽체에 작용하는 측방토압은 모든 단면에서 0.05 tf/m² 이내인 것으로 나타났다. Rankine 토압론에 따르면, 토압계 EP1(그림 4)이 설치된 위치에서는 대략 5 tf/m² 이상의 측방토압이 발생할 수 있다. 그러나 본 현장 계측에서는 강재틀 전면벽체에 작용하는 측방토압이 이론토압에 비해 매우 미소하게 측정되었다. 이와 같이 매우 미소한 측방토압이 측정된 원인은 크게 두 가지로 생각해 볼 수 있다. 하나는 현장에 설치된

표 2. 시험시공 현장 매립토의 토질특성

비중 (G _s)	액성한계 (W _L , %)	소성지수 (PI, %)	U.S.C.S	다짐시험		대형직접단시험	
				최적함수비 (OMC, %)	최대건조밀도 ($\gamma_{d,max}$, t/m ³)	점착력 c _v (kg/cm ²)	전단마찰각 ϕ (도)
2.67	N.P.	N.P.	SP	14.8	1.82	0.29	36.2

표 3. 강재틀 보강토용벽 구간별 계측계획

평가항목	계측기	계측기 설치 위치	
수평토압	토압계	벽체지면으로 부터 0.8, 4.0, 8.8m 지점에 총 3개 설치	
보강재 인장변형	변형률계	강보강재	벽체지면으로 부터 2, 4, 6, 8, 10, 12 단 보강재에 총 24개 부착 - 벽체전면으로 부터 0.5, 1.0, 2.5, 4.5m 지점에 부착
		지오그리드	벽체지면으로 부터 2, 4, 6, 8, 10, 12 단 보강재에 총 36개 부착 - 벽체전면으로 부터 0.5, 1.0, 1.5, 2.5, 3.5, 4.5m 지점에 부착
수평변위	광파기	전면기둥부 10개, 강재틀 중앙부 12개 측정설치	



(a) 강보강재 구간(Section 1 및 Section 2)

(b) 지오그리드 보강재 구간(Section 3)

그림 4. 계측기 설치위치

보강재의 하중분산효과로 인해 벽체작용 토압이 경감된 점이고, 다른 하나는 현장에 설치된 토압계의 토압측정을 위한 지지구조가 잘 형성되지 못한 점이다.

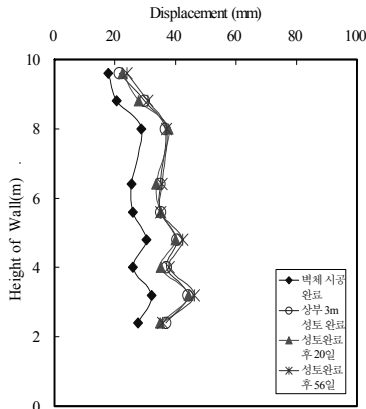
따라서 본 논문에서는 벽체의 전면 수평변위와 보강재 인장변형에 대한 측정결과를 분석하고자 한다.

4.1 벽체수평변위

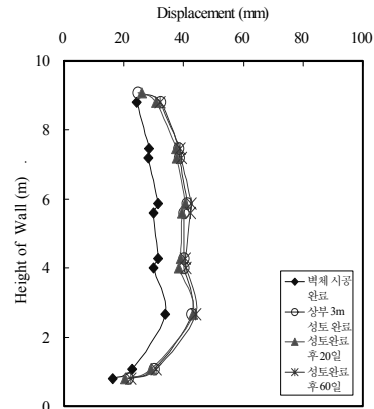
벽체높이별 시간경과에 따른 전면벽체의 수평변위 변화

형태를 그림 5에 나타내었다. 그림 5에서 보듯이 수평변위는 모든 시험시공 구간에서 그 발생 형태 및 양상이 유사하다. 또한 보강토옹벽 및 상부 성토사면의 시공완료 후 60일 경과시까지 최대수평변위는 시험시공 구간 Section 1, Section 2 및 Section 3에서 각각 46.2 mm, 50.8 mm 및 78.4 mm 정도가 발생한 것으로 나타났다.

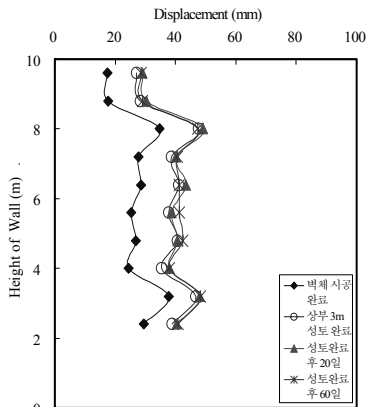
일반적으로 보강토옹벽에서 옹벽 전도에 대한 허용수평변위는 0.03H로 규정하고 있다. 즉, 측정 수평변위가 옹벽높이의 3%에 이르면, 구조적으로 불안정한 것으로 판정



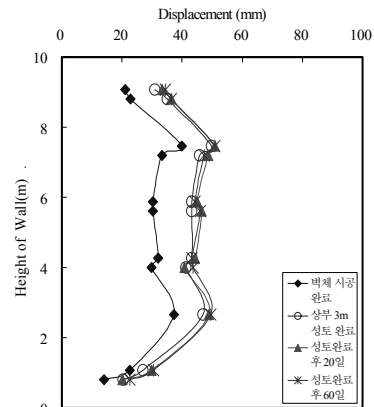
(a) Section 1 - 전면기둥



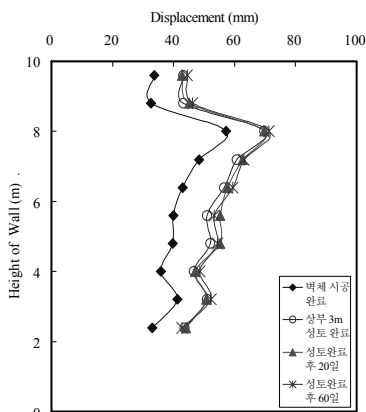
(b) Section 1 - 전면기둥 사이 중앙부



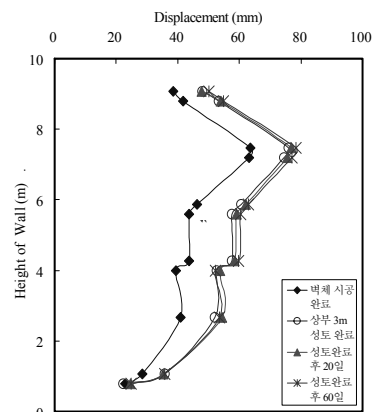
(c) Section 2 - 전면기둥



(d) Section 2 - 전면기둥 사이 중앙부



(e) Section 3 - 전면기둥



(f) Section 3 - 전면기둥 사이 중앙부

그림 5. 벽체높이에 따른 전면벽체의 수평변위 변화

한다. 따라서 수평변위 측정결과로부터 본 현장 강재를 보강토옹벽의 구조적 안정 여부를 평가하기 위하여, 표 4에는 시공 단계별 옹벽높이(H)에 대한 최대 수평변위(y_{max})의 비율을 최대 측방변위 발생크기와 함께 나타내었다. 표 4에서 옹벽 상부에 3m 높이의 성토사면 시공이 완료된 이후 60일이 경과한 시점에서의 최대 수평변위를 살펴보면, 본 현장 강재를 보강토옹벽의 최대 수평변위는 Section 1, Section 2 및 Section 3에서 각각 옹벽 높이(9.6m)의 0.48%(0.0048H), 0.53%(0.0053H) 및 0.82%(0.0082H) 정도로서 매우 안정한 상태를 유지하고 있다.

강재를 전면기둥부의 수평변위와 전면기둥 사이 중앙부의 수평변위 측정결과는 모두 서로 유사한 거동 양상을 보이고 있다. 이는 강재를 전면기둥 사이에 설치한 스크린 부재에 배부름 현상이 그다지 발생하지 않았으며(7mm 이내), 현재 안정한 상태를 유지하고 있음을 의미한다.

한편, 적용 보강재의 종류 및 형태를 달리하여 시공한 3개 시험시공 구간에서의 수평변위를 비교해 보면, 강보강재를 사용한 Section 1 및 Section 2에 비해 지오그리드를 적용한 Section 3의 수평변위가 다소 더 크게 발생하였다. 그림 5에서 알 수 있는 바와 같이 세 구간 모두 대부분의 수평변위가 벽체 및 성토의 시공중에 발생하였고, 시공 종료 이후에는 수평변위의 진전이 거의 없는 안정한 상태를 유지하고 있다. 이러한 수평변위 변화 양상으로 미루어 보면, 보강재의 종류에 따라 수평변위의 크기가 다소 차이를 보인 것은, 강보강재와 지오그리드의 강성 및 신장성의 차이와 그림 4에 보인 목재옹벽 시공이 영향을 미친 것으로 판단된다.

4.2 보강재의 인장변형

강재를 보강토옹벽 시공중 및 시공완료후 보강재에 작용하는 인장특성을 분석하기 위하여 그림 4에 나타낸 바

와 같이 변형률계를 부착하였다.

그림 6은 경과시간에 따른 보강재 인장변형 측정결과의 일부를 보여 준다. Section 1 및 Section 2에 설치한 강보강재에 대한 측정결과는 단위폭당 작용 인장력으로 환산하여 경과시간별로 나타내었고, Section 3에서의 변형률계 측정결과는 지오그리드 인장변형률로 나타내었다.

그림 8에서 강보강재의 인장력값이 음(-)으로 나타난 것은 변형률계를 부착한 보강재 윗면이 압축되었음을 의미하고 양(+)의 값은 반대로 인장되었음을 의미한다. 여기서, 음(-)으로 측정된 보강재의 압축응력은 보강재 포설 및 뒤채움재 성토후 다짐하중에 의한 것으로 판단된다. 즉, 로울러에 의한 다짐작업시 보강재 하부지반의 미소한 침하로 인해 보강재에 미소한 처짐이 발생하여 변형률계가 부착되어 있는 보강재 상부면은 압축을 받게 된 것으로 판단된다. 또한 뒤채움흙 성토 및 다짐시 보강재와 맞닿는 부분의 지반 평탄성이 일정하지 않은 점도 이러한 지반침하 및 보강재의 압축변형에 영향을 미친 것으로 사료된다.

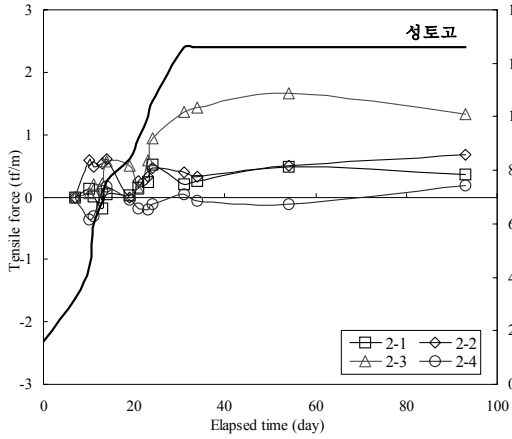
본 시험시공현장의 Section 1 및 Section 2에 적용한 강보강재의 장기설계인장강도는 내구년수가 75년 및 100년인 경우에 각각 5.00 tf/m(49 kN/m) 및 4.02 tf/m(39.47 kN/m)이다(이광우 등, 2007). 그림 6 (a)~(d)에 나타낸 보강재 유발인장력 측정결과를 살펴보면, Section 1 및 Section 2 모두 최대 유발 인장력이 1.7 tf/m 이하이고, 시공완료후에도 증가하지 않고 있다. 이러한 인장력 측정결과로 부터 개발 보강재의 현장 적용성 및 안정성이 대단히 우수함을 확인할 수 있다.

또한 강재를 보강토옹벽 및 상부 성토사면의 시공기간 중에 보강재 유발 인장력이 증가하다 시공이 완료된 이후에는 거의 증가하지 않고 있다. 이는 앞에서 설명한 전면벽체의 수평변위 측정결과와도 일치하는 결과이며, 본 현장 보강토옹벽이 안정한 상태를 유지하고 있음을 의미한다.

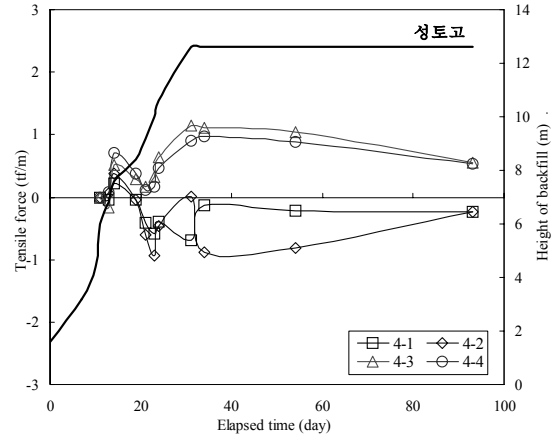
표 4. 시공단계별 최대수평변위

구 분		Section 1		Section 2		Section 3	
		기둥부	중앙부	기둥부	중앙부	기둥부	중앙부
벽체시공 완료	최대 수평변위 (mm)	32,1	33,9	37,7	40,0	57,2	63,6
	$y_{max}/H \times 100$ (%)	0,33	0,35	0,39	0,42	0,60	0,66
상부 3m 성토완료	최대 수평변위 (mm)	44,2	42,8	47,6	49,8	69,8	76,1
	$y_{max}/H \times 100$ (%)	0,46	0,45	0,50	0,52	0,73	0,79
성토완료 후 60일 경과	최대 수평변위 (mm)	46,2	44,0	48,3	50,8	71,3	78,4
	$y_{max}/H \times 100$ (%)	0,48	0,46	0,50	0,53	0,74	0,82

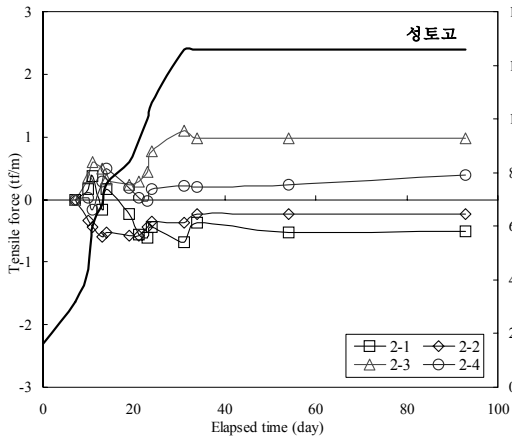
* y_{max} : 최대 수평변위, H : 강재를 보강토옹벽 높이(=9.6m)



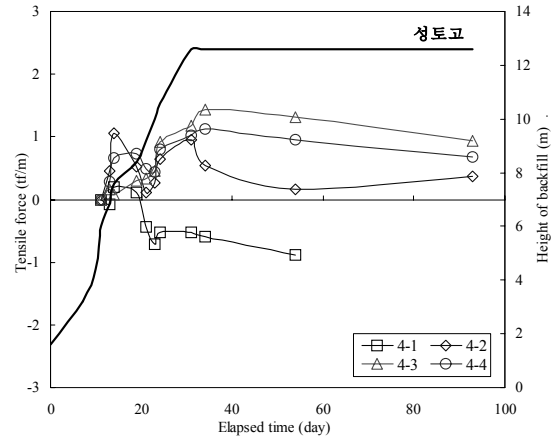
(a) Section 1(2단 강재틀-4단 보강재)



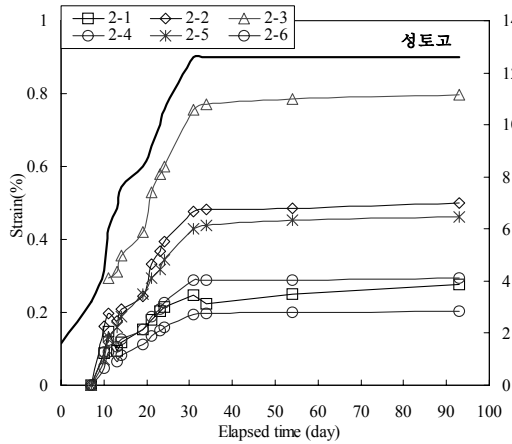
(b) Section 1(4단 강재틀-8단 보강재)



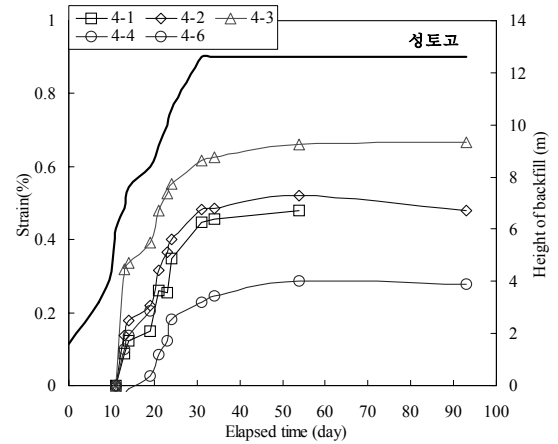
(c) Section 2(2단 강재틀-4단 보강재)



(d) Section 2(4단 강재틀-8단 보강재)



(e) Section 1(2단 강재틀-4단 보강재)



(f) Section 1(4단 강재틀-8단 보강재)

그림 6. 보강재 인장변형 측정 결과

한편 그림 6 (e) 및 (f)에서 보듯이 경과시간에 따른 지오그리드의 인장변형특성은 측정위치별로 어떤 뚜렷한 경향을 나타내고 있지 않다. 이론적으로는 벽체하단으로 갈수록 더 큰 수평토압이 작용하게 되어 벽체하단에 위치한 지오그리드에 더 큰 인장력이 발현되어야 한다. 그러나 실제로 벽체높이에 따른 수평토압 및 이로 인한 보강재 유발

인장력 분포특성을 반영하여 그림 3(c)에 나타낸 바와 같이 벽체하단부로 갈수록 인장강도가 큰 지오그리드를 포설하였기 때문에, 변형을 측정값이 벽체높이별로 크게 차이가 나지 않는 것으로 판단된다. 한편, 보강토옹벽 축조에 따른 보강재 인장변형을 측정결과를 살펴보면, 벽체시공 완료 후 60일 경과시점에서의 유발 인장변형률이 최대 0.8%

이하로 매우 작다. 일반적으로 보강재에 고려되는 장기설계 인장강도는 광폭인장강도시험시 인장변형률 3%~6% 정도에 해당하는 인장강도임을 고려하면, 본 현장에서 측정된 지오그리드의 인장변형률은 설계인장변형에 훨씬 못미치고 있음을 알 수 있다. 따라서 현 보강토옹벽은 안전한 상태를 유지하고 있으며, 본 현장 강재를 보강토옹벽 설계시 사용한 설계기준은 상당히 안전측임을 알 수 있다.

보강토옹벽은 시공중 혹은 시공완료후에 전면으로 이동하려는 주동상태에 놓이게 되어 보강재에는 인장변형이 유발되게 된다. 본 현장 강재를 보강토옹벽의 경우 벽체 수평변위 및 보강재 유발 인장력이 크지 않은 것으로 나타난 것은, 개발 보강재의 보강효과가 우수하게 발휘되어 이상적인 보강토체를 구축할 수 있었음을 반증하는 결과로 볼 수 있다.

5. 결론

본 연구에서는 수려한 외관을 창출할 수 있고, 시공 공정이 간소하여 시공성 및 경제성이 우수하며, 전면벽체를 일체구조로 하여 국부적인 벽체 변형 발생을 억제시킬 수 있는 보강토옹벽을 목표로 “강재를 보강토옹벽공법”을 개발하였다. 또한 강재를 보강토옹벽의 현장 적용성을 평가하기 위하여, 일련의 현장시험시공 및 계측을 수행하였다. 연구결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 현장 조립식 강재들의 형상은 시공성을 고려하여, 후면부가 수직이고 전면부는 3°의 기울기를 가지는 사다리꼴 형태를 가지며, 그 내부는 직경 20mm 이상의 골재로 채워진다. 본 강재를 전면벽체는 띠형 보강재 및 지오그리드 등을 보강재로 적용할 수 있으며, 단위 강재들의 높이 및 폭을 1.6m×1.6m로 하여 보강재를 80cm 간격으로 설치할 수 있도록 하였다. 또한 강재를 전면부를 이중구조로 설계, 제작하여 다양한 형태의 외관을 연출할 수 있도록 하였다.
2. 강재를 보강토옹벽의 현장 적용성 평가를 위해 일련의 현장시험시공 및 계측을 수행하였다. 시험시공 결과를

요약하면 다음과 같다.

- 벽체수평변위 계측 결과, 대부분의 수평변위는 벽체 시공 중에 발생하였고, 시공이 완료되면서 안정화되었다.
- 보강재의 종류를 달리하여 시공한 3개 시험시공 구간에서, 강재를 보강토옹벽 및 상부 성토사면의 시공완료 후 60일 경과시까지 최대수평변위는 각각 46.2mm (0.0048H), 50.8mm(0.0053H) 및 78.4mm (0.0082H) 정도로 작게 발생하였다.
- 강재를 보강토옹벽용으로 개발한 강보강재를 적용한 시험시공 구간에서의 보강재 인장변형 측정결과, 최대 유발 인장력은 1.7tonf/m 이하이고, 시공완료후에도 그 크기가 증가하지 않는 것으로 나타났다. 개발 보강재의 장기설계인장강도는 내구년수가 75년 및 100년인 경우에 각각 5.00tonf/m(49 kN/m) 및 4.02tonf/m (39.47 kN/m)인 것으로 평가된 점을 고려하면, 개발 보강재의 현장 적용성 및 안정성이 대단히 우수함을 알 수 있다.
- 지오그리드 보강재 적용구간에서의 인장변형 측정결과, 벽체시공 완료후 60일 경과시점에서의 유발 인장변형률이 최대 0.8% 이하로 매우 작다. 일반적으로 보강재에 고려되는 장기설계인장강도는 광폭인장강도시험시의 인장변형률 3%~6% 정도에 해당하는 인장강도임을 고려하면, 현 보강토옹벽은 안전한 상태를 유지하고 있음을 알 수 있다.

참고문헌

1. 이광우, 조삼덕, 주재우, 박종범 (2007), “지지부재를 설치한 띠형 강판보강재의 인발마찰 특성 평가”, *한국토목섬유학회논문집*, 제6권 3호, pp.31-37.
2. 한국지반공학회 (1998), *토목섬유 설계 및 시공요령*, 한국지반공학회, pp.253-305.
3. 한국토목섬유학회 (2006), *토목섬유의 특성 및 활용기법*.
4. FHWA (2001), *Mechanically Stabilized Earth Walls and reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*, Publication No. FHWA-NHI-00-043, U.S. DoT, FHWA.

(논문접수일 2007. 11. 15, 심사완료일 2007. 12. 5)