

열차하중을 받는 토목섬유 보강사면의 수치해석

Numerical Modelling of Reinforced Soil Slopes Under Railway Load

이수형[†] · 정영훈* · 이일화** · 장기수*** · 유승준****

Su-Hyung Lee · Young-Hoon Jung · Il-Wha Lee · Ki-Soo Jang · Seung-Joon Yoo

Abstract

This paper presents the procedure and results of the numerical modelling that was carried out to investigate the stability of reinforced soil slopes under dynamic railway load. The two-dimensional explicit dynamic finite element method (ABAQUS) was used to carry out the numerical analyses. To simulate the railway load, the top surface of the embankment was excited by the uniform distributed load whose frequency and magnitude was estimated by the measured railway acceleration during train passing. The embankment displacements and geogrid axial forces were analyzed to evaluate the stability of reinforced soil slopes under the dynamic train load.

Keywords : Reinforced Soil Slope(토목섬유 보강사면), Finite Element Method(유한요소법), Dynamic Railway Road(동적열차하중), Displacement(변위), Geogrid Axial Force(지오그리드 축력)

1. 서론

지반구조물은 경사가 급하거나 제한된 선로부지 또는 기복이 심하거나 환경적 제약이 있는 지표면에서는 시공상 어려운 점이 많은데, 이와 같은 문제 해결을 위해 보강재의 설치를 통해 토체의 강성을 증가시키는 공법이 연구되어 왔다. 보강토공법에서는 배면 토체에 강성 또는 연성 보강재를 삽입하여 취약한 흙의 인장력을 보완하고 강성을 증가시킨다. 현재 전 세계적으로 경사가 완만한 제방 또는 재래식 옹벽은 이와 같은 보강토공법의 적용으로 경사가 급한 벽체 또는 사면으로 이루어진 구조물로 급속히 탈바꿈되고 있다. 국내의 경우는 주택지 등의 임시구조물 시공에 보강토공법이 폭넓게 사용되고 있으며, 도로 분야에도 그 사용성이 증대되고 있다. 그러나 철도 분야에 대한 적용은 미진한 편으로, 그 주된 이유는 현재 개발되어 있는 국내 공법의 열차하중에 대한 안전성 및 신뢰성이 충분히 검토되지 않았기 때문이다.

실제 국철에 있어서 지반구조물은 교량, 터널 등의 다른

구조물에 비해서 건설비가 저렴하기 때문에 많은 개소에서 이용되어 왔고, 그 대부분이 1990년대 초에 건설되어 약 94.6%를 차지하고 있으며, 현재 건설 중인 경부고속철도도 29.3%가 지반구조물로 구성되어 있다. 또한 기존선의 개량 및 확폭(복선화), 또는 신설선의 경우 속도향상을 위한 구배나 선형 조정의 필요성으로 인해 교량 등을 대체할 수 있는 경제적인 보강보강토 구조물의 시공수요가 증가되고 있지만 강, 콘크리트 구조물에 비해 보수 또는 안전/방재 측면에서 문제가 생기기 쉬운 구조물이라는 선입견으로 인해 경원시되고 있는 실정이다. 따라서 철도 연변의 공간을 최대한 활용하고, 기존선 복선화에 따른 용지매입의 어려운 점을 해소하며, 향후 신설되는 선로 등의 중요 구조물 시공을 위해서는, 영구적인 구조물로서 보다 안전하고 경제적인 새로운 형태의 보강토 구조물에 대한 합리적인 안정성 평가기법의 개발이 요구되고 있다.

보강토 구조물은 경사각 70도를 기준으로 보강토옹벽과 보강사면(RSS, Reinforced Soil Slope)으로 구분하는 것이 일반적이다(한국지반공학회, 1998; Elias 등 2001). 현재 실용적으로 토목섬유 보강사면의 안정해석이 가능한 방법은 Jewell 등(1984)의 방법, Schmertmann 등(1987)의 방법, Leshchinsky와 Boedeker(1989)의 방법, Jewell(1990, 1991)의 방법, Leshchinsky(1997)의 방법, FHWA 설계지침(Elias 등, 2001)의 방법 등이 있다. 국내에서도 김경모 등(2005)이 토목섬유 보강

[†] 책임저자 : 한국철도기술연구원, 궤도토목연구본부 선임연구원
E-mail : geoxlee@krrri.re.kr

TEL : (031)460-5399 FAX : (031)460-5319

* 비회원, Northwestern University 박사후연구원

** 정회원, 한국철도기술연구원, 궤도토목연구본부 선임연구원

*** 비회원, (주)보강테크 대표이사

**** 비회원, (주)보강테크 이사

성토사면의 새로운 안정해석방법을 적용한 바 있다.

그러나 보강토 구조물이 철도 분야에 적용되는 경우 일반적인 경우와 달리 설계에 적용되는 하중의 크기 및 특성에서 많은 차이가 나며, 특히 지속적으로 반복되는 고속, 대증량의 열차하중에 대한 검토가 필연적이다. 즉, 동적 반복하중으로 인한 거동 특성에 대한 검토가 반드시 필요하다. 또한 두 종류의 서로 다른 재료가 적용되는 공법이므로, 보강재와 지반 사이의 슬립 현상 등과 같은 상호작용을 합리적으로 고려할 수 있는 해석 기법의 적용 역시 요구된다. 보강토 구조물의 동적해석에 관해서는 Rowe와 Ho(1997), Bathurst와 Hatami(1998), Ling 등(2000), Rowe와 Skinner(2001), 유충식(2001) 등에 의하여 연구된 바 있으나 대부분 지진하중을 대상으로 하고 있다.

본 논문에서는 보강재가 적용된 지반구조물의 철도분야 적용성 검토를 위해서 열차하중을 비롯한 동하중과 보강재와 지반사이의 상호작용을 고려할 수 있는 수치해석 기법을 제

시하고, 제시된 수치해석 기법을 적용하여 철도하중을 받는 토목섬유 보강사면의 동적 안정성을 검토하였다.

2. 수치해석 방법

2.1 해석 단면

본 논문에서의 해석 대상 구조물은 Fig. 1에 도시한 바와 같이 총 17개의 인장재를 포함한 높이 10m의 보강재가 설치된 성토사면으로, 열차하중을 뒤채움지반에 작용하는 50kPa의 등분포하중으로 고려하여 한계평형해석에 의하여 설계되었다. 성토사면은 배수성이 우수하고 다짐도가 좋은 성토재와 보강재로 구성된다고 가정하였다.

2.2 해석 프로그램 및 유한요소망

동적 하중을 받는 보강사면의 동적 해석을 위해 범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS를 사용하였다. 특히 해석 대상 문제가 동적 하중 및 보강재-지반 간의 다양한 경계면을 포함하는 문제이므로, 외연적 접근방법으로 고속 동적 문제, 복잡한 경계면을 가지는 문제, 높은 비선형성을 가지는 준정적 문제에 적용이 가능한 ABAQUS/Explicit 모듈을 사용하였다.

Fig. 2는 보강성토사면의 해석을 위해 구성한 유한요소망을 보여준다. 유한요소망은 Fig. 1과 정확하게 일치하도록 구성하였다. 해석영역의 폭은 열차 하중의 영향이 없도록 성토 높이의 약 6배의 폭으로 설정하였고, 우측 경계면에 연직물리를 설치하였다. 기초지반의 하부에는 힌지를 설치하여 해석영역을 설정하였다. 유한요소망에서 성토재는 3절점 또는 4절점 평면변형률 요소를 사용하였고, 보강재는 축방향력만이 작용하는 2절점 트러스 요소를 사용하여 모델링하였다. 성토재의 경우 시공 단계를 고려하여 각 층을 별개의 연속체로 처리한 후 각 층간의 경계면을 설정하였다. 성토재 간의 전단

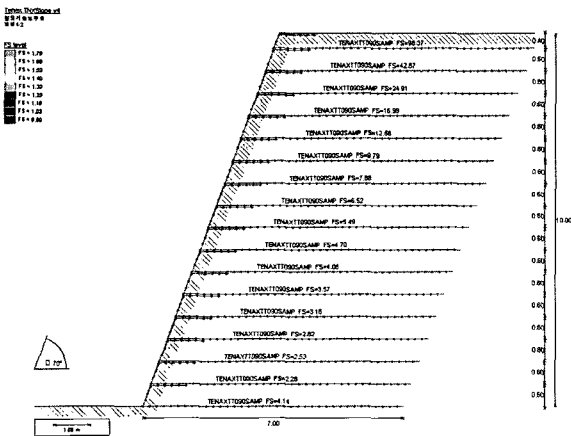


Fig. 1. 토목섬유 보강사면의 해석 단면

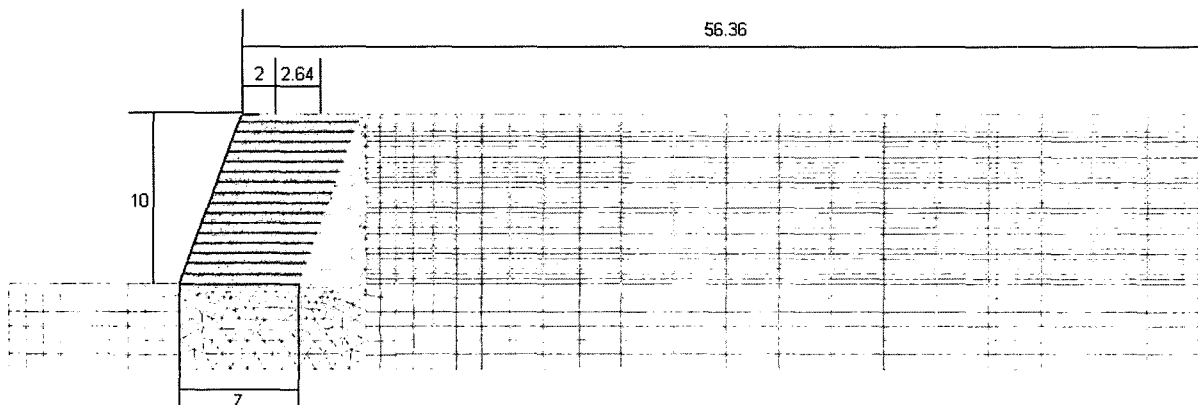


Fig. 2. 해석에 사용된 유한요소망

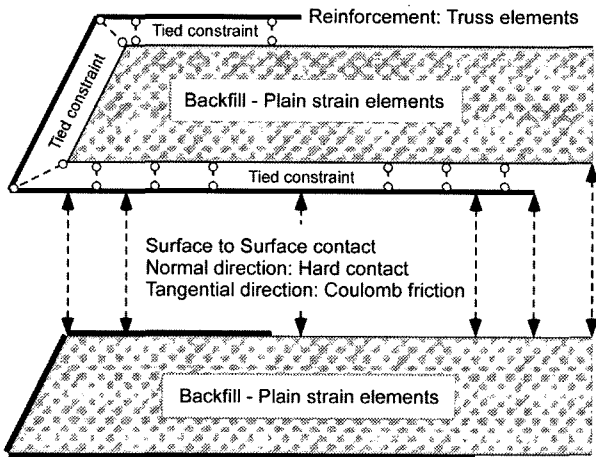


Fig. 3. 접촉면 모델링

경계면은 성토재의 마찰각에 의해 상대변위가 발생할 수 있도록 하였다.

보강재-성토재 간 접촉은 접촉면(contact surface)과 접촉면 간의 접촉 모델(contact model)을 설정하여 모사하였으며, 이는 기존의 작은 크기의 접촉 요소를 접촉면에 삽입하는 방법과 다르다. 접촉면을 이루는 각 요소는 초기 접촉면 위치에서 서로 다른 절점 번호를 가지며, 이후 접촉면은 일종의 특수한 경계면(boundary) 거동으로 간주되어 지정된 접촉 모델에 따라 해석된다. Fig. 3은 접촉 모델링 방법을 간략하게 보여준다. 2차원 해석에서 접촉면은 요소 간 경계선과 이 경계선의 수직 접촉 방향을 설정하여 정의된다. 성토재를 감싸고 있는 보강재의 경우, 보강재와 안쪽 성토재는 결속 경계(tied constraint)를 이용하여 완전 부착되도록 하였다.

보강재 바깥쪽은 성토재와 경계를 이루는 부분에 적절한 경계면 물성치를 주어 경계면을 고려하였다. 경계면에서 수직 방향의 경계면 거동(normal contact behavior)은 접촉이 일어날 경우 모든 힘이 전달되는 'hard-contact'을 사용하였으며, 접선 방향 경계면 거동(tangential contact behavior)은 최대 전단 강도를 가지는 고전적인 쿨롱 마찰 모델(Coulomb friction model)을 사용하였다. 각 경계면의 해석을 위해 penalty contact method를 사용하였으며, 전단면의 미끄러짐은 유한하다고 가정하였다.

2.3 단계별 시공과정의 모사

성토재의 경우 Mohr-Coulomb 모델과 유사한 탄소성 모델인 Drucker-Prager 모델을 이용하였으므로, 하중 재하 전 초기 응력이 실제 응력 상태와 동일하여야 한다. 따라서 재하 전 시공 단계에 따른 응력 변화를 모델에 포함하여야 한다. 이를 위해 보강재를 포함한 성토사면의 시공과정을 총 17단

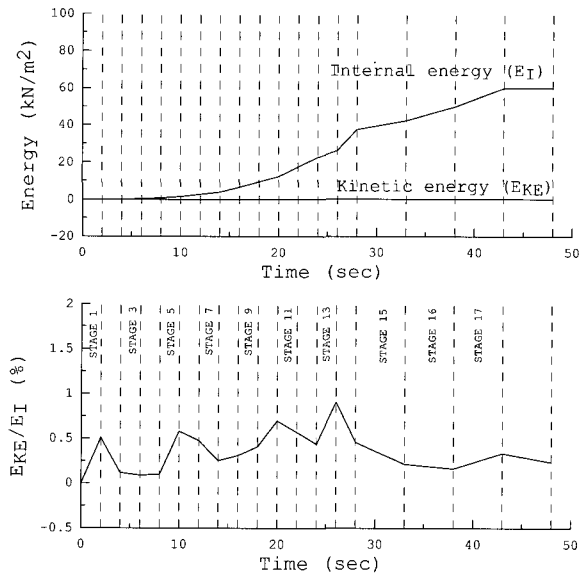


Fig. 4. 준정적 해석 중 kinetic energy 및 internal energy의 변화

계에 걸쳐 모사하였다. 단계별 시공 과정의 모사를 위해 본 연구에서는 준정적(quasi-static) 해석 방법을 이용하였다. 준정적 해석은 충분한 해석 시간을 주어 동적 해석코드를 통해 정적 해석을 수행하는 방법이며 많은 경계면을 포함한 문제의 정적 해석에 유용한 방법이다.

준정적 해석에서는 동적 영향을 최대한 배제하기 위해 각 단계별 성토 시 해석 시간을 별도의 고유 진동수 해석(natural frequency extraction)을 통해 2초로 결정하였으며, 정적 하중 재하 시 각 단계에서 부드러운 하중 재하 곡선(smooth amplitude curve)을 사용하였다. 또한 정적 문제에 가깝게 모델링하기 위해 해석 중 kinetic energy가 최소화되도록 mass scaling factor 및 damping factor를 적절히 선택하여 해석을 수행하였다. Mass scaling은 준정적 해석에 필요한 해석 시간을 결과에 영향을 주지 않고 줄이기 위한 기법이며, 본 연구에서는 최소 해석시간증분(time increment)이 0.001초가 넘지 않도록 mass scaling factor가 변하도록 설정하였다.

준정적 해석의 타당성을 확인하기 위해서는 해석 중 kinetic energy를 해석 대상의 내적 에너지(internal energy)와 비교하여야 한다. 대부분의 경우 적절한 준정적 해석에서는 kinetic energy는 내적 에너지의 5%에서 10% 이내로 발생한다. Fig. 3에서는 준정적 해석 중 kinetic energy와 internal energy의 변화를 도시하였다. 준정적 해석 중 발생한 kinetic energy는 단계별 시공에서 1% 이내로 유지되었으며 이는 해석의 타당성을 간접적으로 보여준다. 준정적 해석 중 발생한 kinetic energy는 단계별 시공에서 1% 이내로 유지되었으며 이는 해석의 타당성을 간접적으로 보여준다. 또한 단계별 성토 후 동적 영향

을 최대한 배제하기 위해 최종 성토 단계 이후 동적 열차하중을 가하기 전 5초의 여유 시간을 두어서 정적 상태가 유지된 이후 동적 해석이 수행되도록 하였다.

2.4 입력 물성치

본 연구의 해석 대상은 크게 1)보강재, 2)성토재와 3)하부지반으로 구성된다. 성토재는 탄소성 모델을 이용하였으며, 성토재를 제외한 대상에 대해서는 선형 탄성 모델을 이용하였다. 각 해석 대상에 대한 물성치는 적절한 범위에서 대표적인 값을 사용하였으며 Table 1에 정리하였다. 또한 Table 2에는 해석 대상 간의 경계면 물성치를 정리하였다.

성토재를 제외한 모든 재료는 탄성 재료로 가정하였다. 성토재의 경우 Mohr-Coulomb 모델과 유사한 탄소성 모델인 Drucker-Prager 모델을 사용하였다. 보강재를 제외한 모든 재료에서의 탄성계수는 동일하다고 가정하였다. Drucker-Prager 모델은 구속압에 따른 파괴 강도의 증가를 고려하는 점에서 Mohr-Coulomb 모델과 동일하지만, octahedral shear plane에서

Table 1. 해석에 사용된 재료의 물성치

해석 대상	대표 재료	입력 물성치	
보강재	고밀도 폴리에틸렌 (HDPE)	탄성계수, E(MPa)	759
		포아송비, ν	0.1
		단면적, A(m ² /m)	0.002
		보강재 강성, J=EA(kN/m)	1,518
		단위중량 γ (kN/m ³)	9.8
		감쇠비, ζ	5%
		Rayleigh 감쇠 계수, α	13.40130
		Rayleigh 감쇠 계수, β	0.000049
하부지반	단단한 풍화암 지반	탄성계수, E(MPa)	200
		포아송비, ν	0.3
		단위중량 γ (kN/m ³)	19
		감쇠비, ζ	5%
		Rayleigh 감쇠 계수, α	30.80560
		Rayleigh 감쇠 계수, β	0.000050
성토재	잘 다져진 사질토	탄성계수, E(MPa)	60
		포아송비, ν	0.3
		마찰각, ϕ (deg)	30
		점착력, c(kPa)	15
		Dilation angle, ψ (deg)	6
		단위중량 γ (kN/m ³)	19
		감쇠비, ζ	5%
		Rayleigh 감쇠 계수, α	0.369008
		Rayleigh 감쇠 계수, β	0.005081

Table 2. 해석에 사용된 경계면 물성치

경계면	경계면 물성치	
보강재 - 성토재	마찰계수(마찰각)	0.45(24도)
	최대 전단 저항 응력(kPa)	-
성토재 - 하부지반	마찰계수(마찰각)	0.58(30도)
	최대 전단 저항 응력(kPa)	-
성토재 - 성토재	마찰계수(마찰각)	0.58(30도)
	최대 전단 저항 응력(kPa)	-

축차응력에 대해 동일한 파괴 상태를 가정하므로(즉 octahedral shear plane에서 원형의 파괴면을 가진다) 인장측에서 Mohr-Coulomb 모델보다 큰 강도를 가진다.

앞서 언급한 바와 같이 경계면 모델은 고전적인 Coulomb 모델을 사용하였다. 보강재-성토재 경계면의 경우 보강재의 심도에 따라 마찰계수 및 최대 전단강도가 다르지만 현재 이에 대한 적절한 시험 결과가 없는 관계로 보강재 심도에 관계 없이 동일한 값을 사용하였으며, 마찰계수는 흙의 내부마찰각의 0.8 정도 된다는 기존의 연구결과를 적용하여 24도로 결정하였다. 다른 경계면의 마찰계수에 대해서는 일반적인 값을 적용하였다. 궤도 하부의 노반 및 원지반은 깊이 15m까지 고려하였다. 원지반층은 15m 깊이까지 균질하게 분포하는 것으로 가정하였고, 경계효과를 배제하기 위하여 지반 모델링 폭은 90m로 충분히 크게 하였다. 경계조건으로는 4개의 옆면을 수평방향, 바닥면을 수직방향으로 각각 구속하였다.

2.5 하중 조건

보강사면의 열차하중에 대한 안정성을 분석하기 위하여 열차 궤도에서의 가속도 측정결과를 활용한 이론적인 접근 방법으로 열차하중을 생성하였다. 열차하중의 시간적 특성을 구하기 위해서는 열차 통과 시 철도 연변에서 관측한 궤도의 가속도 측정 결과(Fig. 5)를 이용하였다. 열차하중을 구하기 위해서 열차속도는 KTX의 최고 주행속도에 해당하는 300km/hr로 가정하였으며, 차량하중은 보수적인 계산을 위해 LS-22로 결정하여 정적하중을 220kN으로 가정하였다. 따라서 최대 정적하중은 110kN이며 최소 정적하중은 0kN이다. 주행하중(P_d)은 정적하중(P_s)에 열차속도의 함수인 속도 충격률을 곱하여 구한 값을 사용하였다. 일반적으로 속도에 따른 충격계수는 열차속도를 V 라고 하면, 장대레일은 $1+0.3V/100$ 를 적용한다. 설계속도 300km/hr에 대해서는 충격계수 $0.3V/100$ 에 대하여 최대값인 0.8을 적용하여 아래의 식 (1)과 같이 아래와 같이 주행하중을 산정하였다.

$$P_d = P_s \times (1 + 0.3 V/100) = 110 \times (1 + 0.8) = 198 \text{ kN} \quad (1)$$

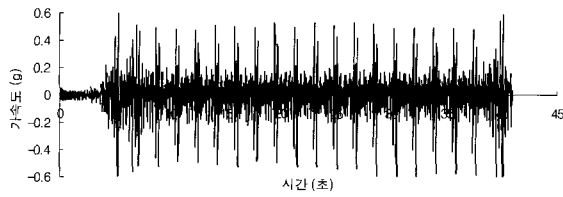


Fig. 5. 열차 통과시 궤도의 가속도 측정 결과

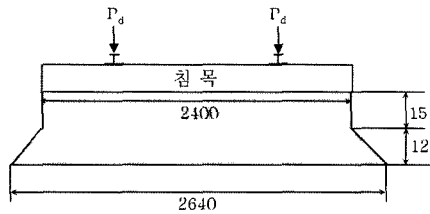


Fig. 6. 도상을 통한 침목하중분배 분포도

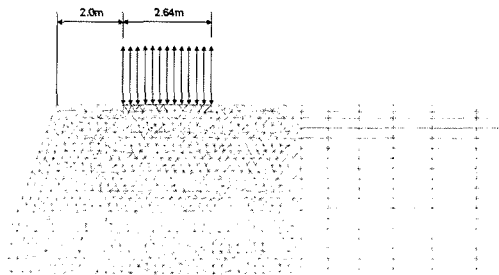


Fig. 7. 하중 작용 위치

열차 하중은 지표면에 집중하중 형태로 직접 재하되는 것이 아니라, 침목 및 노반을 통해 분포 하중 형태로 재하되며, Fig. 6 및 7에 제시된 것과 같이 도상을 통해 열차하중이 분산되어 벽체로부터 2m 떨어진 뒤채움 지반에 2.64m의 폭으로 등분포하중이 작용하는 것으로 가정하였다. 평면변형을 조건을 가정하여 구한 등분포하중의 크기는 60kPa로 결정되었다.

3. 해석 결과 및 분석

3.1 사면 전면에 발생하는 변위

Fig. 8에 나타난 성토사면 전면을 따라 높이별로 6개 위치에서 시공 중과 열차운행 중에 발생하는 변위를 관측하였다.

Fig. 9에는 단계별 시공 및 열차 하중 재하 시 발생한 성토재 전면의 수평변위를 성토재 높이에 대해 도시하였다. Fig. 9에서 알 수 있듯이, 대부분의 성토재 전면 수평변위는 단계별 시공 과정 중에 주로 발생하며, 시공이 끝난 후(after construction) 최대 수평 변위는 약 28mm이다. 최대 수평 변위는 사면 높이 5m에서 발생하였으며 열차 하중 재하 중에도

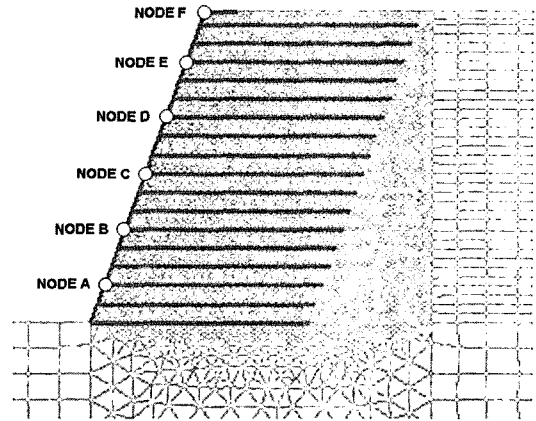


Fig. 8. 변위 관측 위치

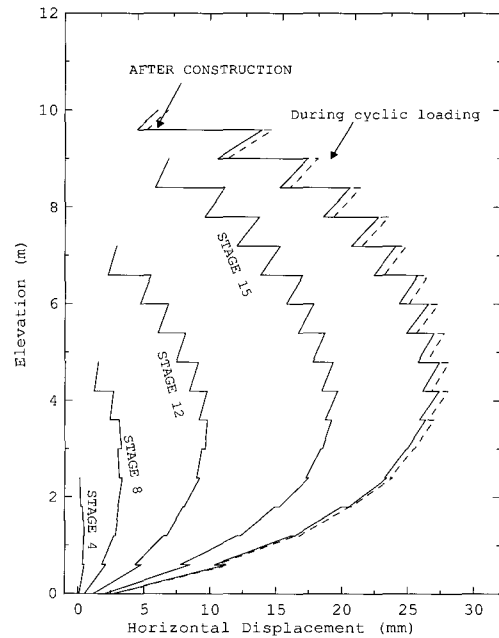


Fig. 9. 단계별 시공 및 열차하중 재하 시 성토재 전면의 수평변위

발생 변위 형태는 그대로 유지되었다. 각 성토층별 변위는 보강재 경계면의 영향으로 변위 발생이 연속적이지 않으며 지그재그 형태로 나타났다. 불연속적 변위는 층별로 약 3~5mm 정도 발생하였다.

Fig. 10에는 열차 하중 재하에 의해서만 발생한 수평변위 변화 양상을 보여주고 있다. 열차 하중에 의해 발생한 변위는 성토재 하부에서 상부면까지 증가하는 양상을 보였다. 성토재 상부면에서 나타난 최대 수평변위량은 약 0.8mm이다.

시간에 따른 성토체 전면의 수평 및 연직 변위는 Fig. 11과 Fig. 12에 도시하였다. Fig. 11에 도시한 바와 같이 열차 하중 재하 중 관측 위치에서의 수평 변위 진폭은 대개 1mm 이하의 작은 값이다. 재하가 끝난 후 각 위치에서 발생한 변위는 급격히

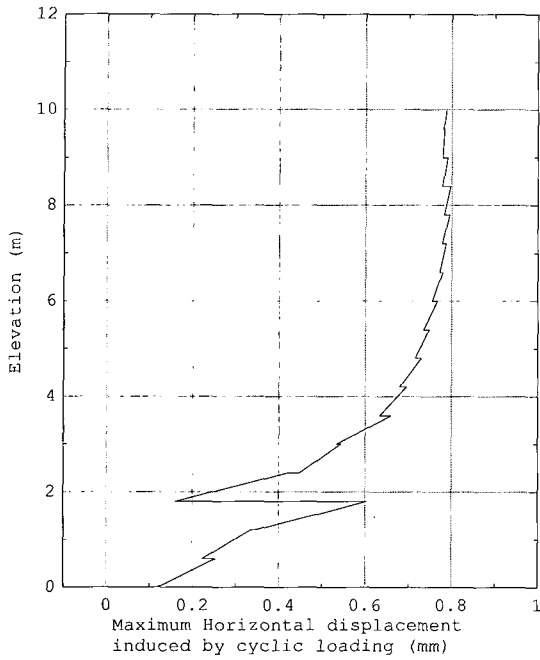


Fig. 10. 열차하중에 의해 발생한 성토재 전면의 수평 변위

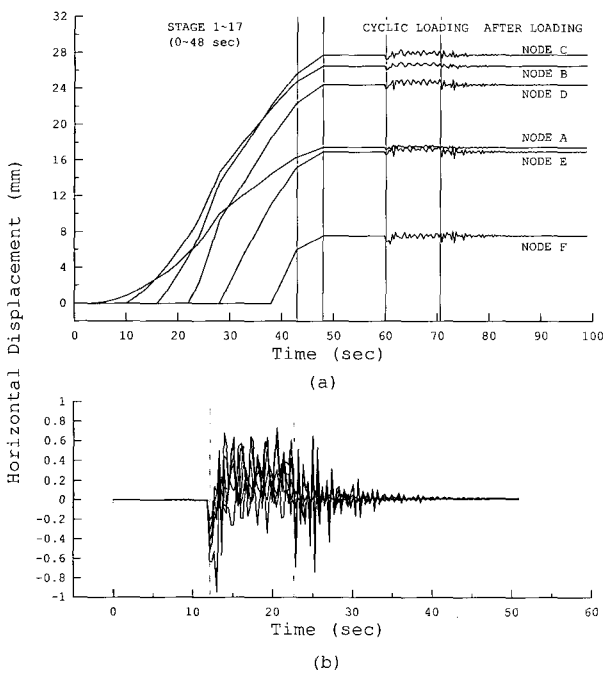


Fig. 11. 시간에 따른 성토재 전면에서의 수평변위 변화

사라지며, 잔류 변위는 거의 발생하지 않았다. Fig. 12은 열차 하중 재하에 대한 연직 변위 변화를 보여준다. 연직 변위의 변화 진폭은 0.6mm이하의 작은 값이며 진동 양상은 수평 변위의 경우와 차이를 나타내었다. 열차하중 재하가 끝난 후 잔류 변위는 정량적으로 의미가 없는 매우 작은 값으로 나타났다.

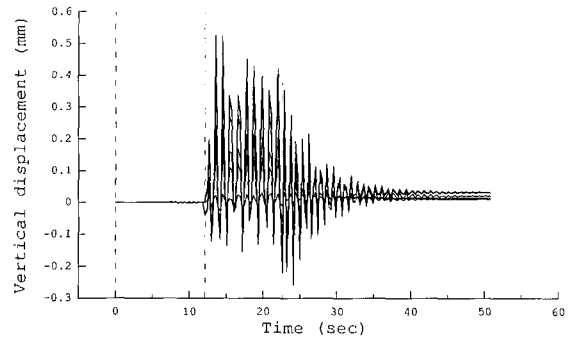


Fig. 12. 시간에 따른 성토재 전면에서의 수직변위 변화

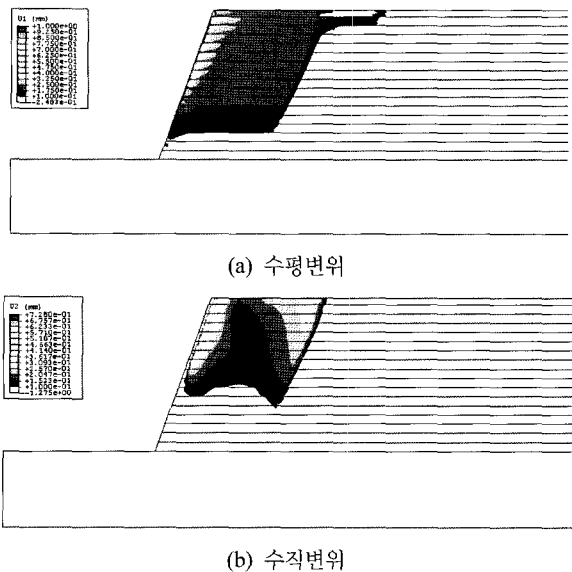


Fig. 13. 열차하중에 의해 발생한 성토체의 변위

3.2 성토체의 변위

Fig. 13은 성토체에 발생한 변위 변화 양상을 보여준다. Fig. 13a는 열차 하중에 의해 발생한 최대 수평 변위의 분포를 보여준다. 그림에서 알 수 있듯이 성토체에서 발생한 수평 변위는 사면 부근에 보다 집중되어 나타난다. 또한 보강재 사이 성토재에서의 발생 수평 변위는 연속적이지 못하며, 보강재와 성토재 사이에 상대변위가 발생하였음을 확인할 수 있다.

Fig. 13b의 열차 하중에 의해 발생한 최대 연직 변위 증가 분포는 기본적인 분포 형태는 수평 변위의 분포와 거의 유사하다. 또한 보강재가 위치한 영역에 좀 더 집중된 분포를 보이고 있다.

3.3 성토체의 변위

열차 하중에 대한 보강재 축력 변화를 Fig. 14에 표시한 보강재에서 관찰하였다.

4. 결론

본 논문에서는 유한요소법을 이용하여 토목섬유로 보강된 성토사면을 모사하고 열차하중에 의한 동하중과 보강재와 지반사이의 상호작용을 고려한 수치해석 결과를 제시하였다. 또한 해석 결과를 통해 보강사면의 철도하중에 대한 동적 안정성을 검토하였다. 해석 방법 및 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 10m 높이의 토목섬유로 보강된 성토사면 대한 수치해석을 실시하였다. 보강사면은 1) 성토재, 2) 보강재, 3) 하부지반으로 구성되며 각 해석 요소는 별개로 모델링된 후 각각의 경계면을 처리하였으며, 열차하중 재하 전에 대상 문제의 초기 응력 상태를 설정하기 위해 준정적 해석을 통해 시공 단계에 따른 보강사면을 구성하였다.
- (2) 열차하중은 하중의 크기 및 재하주기, 속도 등을 고려하여 등분포동적 하중으로 환산하여 성토지반 상부면에 재하하였다. 열차하중의 동적 변화는 예측된 궤도 가속도를 이용하였다.
- (3) 단계별 시공 및 동적 열차 하중이 재하된 성토사면 전면에 발생한 변위를 비교 분석하였다. 사면 전면의 변위는 성토 높이 중앙 부분에서 가장 큰 변위가 발생하였으며, 시공 과정 중 발생한 최대 수평 변위는 약 28mm이다. 열차 하중 재하에 의해 발생한 벽체의 변위는 1mm 이하의 매우 작은 값이 산정되었으며, 열차하중 재하 종료 후에는 대부분 회복되어 잔류변위가 거의 발생하지 않는 것으로 나타났다.
- (4) 열차하중 재하 시 보강재의 인장력 변화를 보강재의 여러 위치에서 관찰하였다. 열차 하중이 가해지는 동안 보강재에 발생한 인장력 변화량은 상부층 보강재에서만 2kN/m 이하로 매우 작게 나타났으며 재하가 끝난 후 잔류 인장력도 발생하지 않았다. 시공단계에서 발생한 인장력을 포함한 총 인장력도 적용된 보강재의 장기허용강도 이하로 나타났다.

열차하중에 의해 발생하는 사면전면이나 성토체에 발생한 변위나, 보강재의 축력 등에 대한 수치해석 결과 분석을 통해 일반적인 설계법을 따라 열차하중을 정적 등분포하중으로 고려하여 설계된 보강사면의 경우는 열차하중에 대한 동적 안정성에는 문제가 없는 것으로 평가되었다. 그러나 본 연구의 수치해석 결과를 정량적으로 활용하기 위해서는, 현장계측, 실물 재하시험 등을 통한 해석 결과의 검증이 반드시 필요하며, 향후 열차하중의 동적 특성을 평면변형률 조건에서 표현하는 방법에 대한 좀 더 심층적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

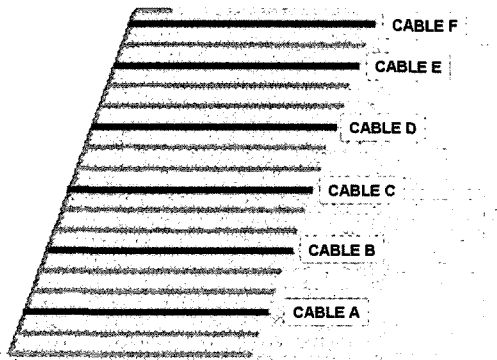


Fig. 14. 축력 관측 보강재의 위치

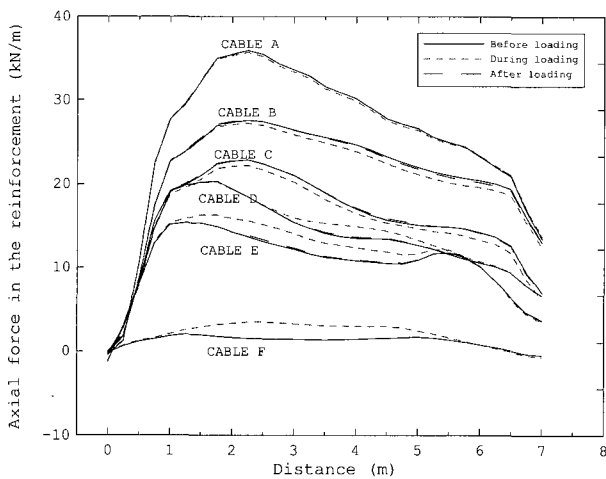


Fig. 15. 열차하중 재하에 따른 보강재 축력의 길이 따른 분포

Fig. 15에는 높이별 6개의 보강재에 대하여 시공완료 후와 열차하중 재하 중, 그리고 재하가 완료된 후의 보강재 길이 방향에 따른 축력 변화를 비교하였다. 보강재에 작용하는 축력은 연결부에서 약 1~2m 떨어진 부분에서 최대 축력이 작용하였으며 최대값은 약 36kN/m이다. 열차하중 재하 중 보강재 축력 변화량을 살펴보면 상층의 F, E, D 보강재의 축력은 열차 진동 하중 재하 중 최대 2kN/m의 폭으로 축력의 변화가 나타났으나, 다른 부분의 보강재의 경우는 열차 진동 하중의 영향이 거의 나타나지 않았다. 따라서 열차하중 재하 중 보강재의 축력의 변화는 상층 보강재를 제외하고 크지 않으며, 재하가 끝난 후 잔류 축력도 거의 나타나지 않았다. 본 해석 단면에서 유발된 보강재의 최대 인장력은 적용된 보강재의 장기허용강도 37kN/m보다 작은 값으로 보강재의 안정성에는 문제가 없는 것으로 평가되었다.

감사의 글

본 연구는 (주)보강테크의 연구비 지원에 의하여 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. 김경모, 김홍택, 이은수, 김영윤, 안광국 (2005), "토목섬유 보강 성토사면의 안정해석 I. 보강효과를 고려한 사면안정해석", 한국지반공학회 논문집, 제21권, 제8호, pp.95-105.
2. 유충식 (2001), "유한요소해석에 의한 블록식 보강토 옹벽의 지진시 응답특성", 한국지반공학회논문집, 제17권 4호, pp.15-25.
3. 한국지반공학회 (1998b), 토목섬유 설계 및 시공요령, 도서출판 구미서관, 서울, pp.306-343.
4. Bathurst, R.J. and Hatami, K. (1998). "Seismic response analysis of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall," *Geosynthetic international*, Vol.5, Nos.1-2, pp.127-166.
5. Elias, V., Christopher, B. R., and Berg, R. R. (2001), *Mechanically Stabilized Earth Walls and reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*, Publication No. FHWA-NHI-00-043, National Highway Institute, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
6. Ling, H.I., Cardany, C.P., Sun, L-X. and Hashimoto, H. (2000). "Finite element study of a geosynthetic-reinforced soil retaining

7. Jewell, R A (1991), "Application of Revised Design Charts for Steep Reinforced Slopes", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.10, No.3, pp.203-233.
8. Jewell, R. A. (1990), "Revised Design Charts for Steep Reinforced Slopes", *Proceedings of Symposium on Reinforced Embankments; Theory and Practice in the British Isles*, Cambridge, September, Thomas Telford. pp.1-27.
9. Jewell, R. A., Paine, N., and Woods, R. I. (1984), "Design Methods for Steep Reinforced Embankments", *Polymer Grid Reinforcement*, Thomas Telford, London, pp.70-81.
10. Leshchinsky, D. (1997), "ReSlope - A Software to Facilitate Design of Geosynthetic- Reinforced Steep Slopes", *Geotechnical Fabrics Report*, January-February, 1997, pp.40-46.
11. Leshchinsky, D. and Boedeker, R. H. (1989), "Geosynthetic Reinforced Soil Structures", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.115, No.10, pp.1459-1478.
12. Rowe, R.K. and Ho, S.K. (1997). "Continuous panel reinforced soil walls on rigid foundations," *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol.123, No.10, pp.912-920.
13. Rowe, R. and Skinner, G.D. (2001). "Numerical analysis of geosynthetic reinforced retaining wall constructed on a layered soil foundation," *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.19, pp.387-412.
14. Schmertmann, G. R., Chouery-Curtis, V. E., Johnson, R. D., and Bonaparte, R. (1987), "Design Charts for Geogrid-Reinforced Soil Slopes", *Proceeding of Geosynthetics '87*, New Orleans, U.S.A., pp.108-120.