

이동열차하중에 대한 강봉으로 보강된 프리캐스트 프리스트레스트 옹벽의 동적 안정성 평가

Evaluation of Dynamic Stability for Structural Bar Reinforced Precast and Prestressed Retaining Wall for Moving Train Load

이 일 화^{1)*}

Lee, Il Wha

엄 주 환²⁾

Um, Ju Hwan

이 강 명³⁾

Lee, Kang Myung

금 창 준⁴⁾

Keum, Chang Jun

Abstract

The precast production has many advantages by fast construction period, labor-saving and high quality. In recent years, the application of the precast product has been increased in the earth retaining wall field. This paper presents the results of the numerical analysis that was carried out to evaluate the dynamic stability of precast and prestressed earth retaining wall under moving train load. The two-dimensional FEM analysis was used to the numerical analyses. The train load to act on trackbed is combined by the real measured roughness phase angle and quasi-static load. The dynamic stability is analysed by the displacement, acceleration and stress under moving train load at each specified location. The results of the analysis show that the precast and prestressed retaining wall has very stable capability for the railway.

Keywords : Precast, Retaining wall, Moving train load, Dynamic stability

1. 서론

철도에서 옹벽구조물은 많은 개소에서 이용되고 있는데 기존선의 경우, 약 6,000여 개소, 640km의 연장에 옹벽구조물이 시공되어 있다. 현재에도 옹벽구조물은 기존선의 개량 및 확폭(복선화), 또는 신설선의 경우 속도향상을 위한 구배나 선형 조정의 필요성으로 인해 교량 등을 대체할 수 있는 경제적인 지반구조물로서 시공수요가 증가되고 있다. 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 형태의 옹벽 구조물에 대한 개발이 요구되고 있다.

지반구조물은 경사가 급하거나 제한된 선로부지 또는 환경적 제약이 있는 개소에서 시공상 어려운 점이 많은데, 이와 같은 문제 해결을 위해 새로운 옹벽기술을 적용

하여 보다 안전하고 합리적으로 공간을 확보하는 방안이 연구되고 있다. 이 중 프리캐스트옹벽은 기존 RC옹벽과 달리 기초판과 벽체를 공장에서 제작하여 현장에서 조립식으로 설치할 수 있어 시공성이 뛰어나며, 시공 공기를 획기적으로 단축할 수 있다. 또한 현장에서 콘크리트 타설, 양생 등의 공정을 생략할 수 있어 품질관리가 용이한 시공 방법이다. 옹벽을 철도에 적용할 경우에는 도로와 달리 설계에 적용되는 하중의 크기 및 특성에서 많은 차이가 나며, 특히 지속적으로 반복되는 고속, 고중량의 이동열차하중에 대한 검토가 필요하다(철도설계기준(노반편), 2004, 이수형외, 2006). 본 논문에서는 강봉으로 보강된 프리캐스트 프리스트레스트 옹벽의 검토를 위하여 철도옹벽구조물에 작용하는 열차의 이동하중을 구하는 방법을 제시하였고, 제시된 이동하중을 지반/구조물의 동적해석에 적용하여 옹벽의 동적 안정성을 검토하였다.

1) 정회원, 한국철도기술연구원 고속철도연구본부 선임연구원

2) 정회원, 한국철도기술연구원 신교통연구본부 선임연구원

3) 정회원, 과학기술연합대학원대학교 미래첨단교통시스템공학전공 석사과정

4) 정회원, (주)서현컨스텍 상무이사

* Corresponding author : iwlee@krii.re.kr 031-460-5326

• 본 논문에 대한 토의를 2011년 10월 31일까지 학회로 보내주시면 2011년 11월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

2. 강봉으로 보강된 프리캐스트 옹벽

본 논문에서 검토한 프리캐스트 옹벽 형식은 PPE(Precast Prestressed Economical) 옹벽 공법으로서 기초리브(벽체 연결부)가 형성된 기초판과 벽체를 공장에서 제작한 후, 현장에 반입하여 소정의 위치에 기초판과 벽체를 조립 설치한다. 각각 형성된 정착부에 긴장부재를 설치하고, 벽체 쪽에 설치된 정착장치에서 기초판과 벽체에 프리스트레스를 도입시켜 일체화시킨 옹벽이다. 따라서 벽체 배면의 수평토압에 의한 변위를 상기 긴장수단에 의하여 도입된 프리스트레스로 상쇄시키므로 벽체 및 기초판의 구조적 안정성을 확보함과 동시에 벽체와 기초의 단면력 감소 및 철근 사용량을 절감할 수 있어 경제적인 옹벽설치가 가능하다. PPE옹벽은 구조적 특성상 벽체를 PS강봉으로 인장 보강하였기 때문에 벽체하단에 발생하는 모멘트를 동일조건 RC옹벽보다 매우 낮은 수준으로 감소시키는 효과가 있다. 기존 RC옹벽의 경우, 캔틸레버구조로서 최대모멘트는 $0.167WL^2$ (W:중량, L:높이)이나 PPE 옹벽은 강봉의 보강효과로 인하여 내민보구조와 유사하게 거동하며 최대모멘트는 $0.01WL^2$ 로서 최대모멘트를 RC옹벽 대비 6%수준으로 낮추는 효과가 있어 매우 안정적이라 할 수 있다. 또한 최대전단력도 RC옹벽 대비 약 45%수준으로 낮추는 효과가 있다.

Fig. 2는 정착부의 상세도로서 기초와 벽체를 조립후 벽체에서 긴장하게 되어 있다. 부식방지를 위하여 강봉내부에 그라우팅을 실시하며, 토압에 의해서 발생하는 인장력의 70%를 긴장한다.

3. 열차하중의 산정

열차의 주행으로 인한 옹벽구조물로 전달되는 하중과 진동의 영향을 평가하기 위하여 노반에 전달되는 열차의 이동하중을 산정하였다. 열차의 하중전달특성은 크게 다음과 같은 두가지 성분에 의해 결정되어진다(윤정방외, 1997).

- 이동축하중(Quasi-static load) : 열차 차륜이 특정 지점에서 자중이 레일에 미치는 접촉강성에 의한 변위를 고려한 하중성분
- 조도성분하중(Roughness load) : 궤도의 노면 조도(roughness)로 인한 차량과 궤도의 상호작용에 의해 추가적으로 발생하는 하중성분

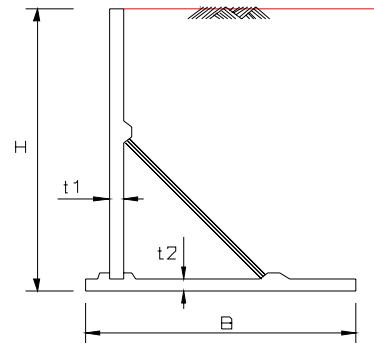


Fig. 1 Outline for steel pipe reinforced retaining wall

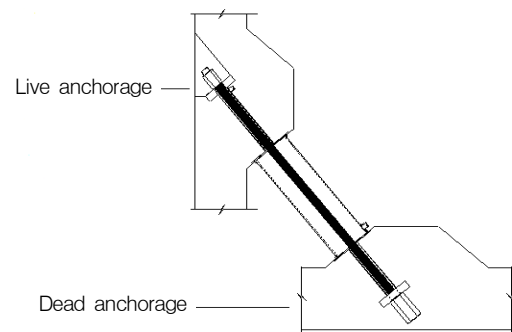


Fig. 2 Concept of the prestressing method

Table 1 Specification for train load calculation

	Parameter	Value
Train	Axle load : PMC standard 176kN	LS 220kN
	Specification for train	Dimension for center of train axis : 15,200mm
		Rigid wheel base : 2,500mm(MAN)
	Contact spring coefficient between wheel and rail	1.4×10^9 (N/m)
Rail	Weight per unit length	600N/m
	Elastic coefficient	2.06×10^{11} N/m ²
	Second moment of area	3.09×10^{-5} m ⁴
Rail Pad	Stiffness per unit length	8.17×10^7 N/m
	Material damping coefficient	0.1
PC sleeper	Weight per unit length	6,000N/m
Ballast	Stiffness per unit length	3.69×10^7 N/m
	Material damping ratio	0.15

결과적으로 지반에 전달되는 열차의 하중은 열차 차체 이동축하중과 불균일한 조도성분하중의 합으로 결정되어진다. Table 1은 열차하중의 성분인 이동축하중과 조도성분하중을 산정하기 위하여 사용된 차량 및 궤도의 체원

을 제시하고 있다. 열차의 설계속도는 200km/h로 고려하였다.

3.1 이동축하중

총 8량으로 구성되어 있는 열차의 연행하중을 구하기 위하여, 우선적으로 1개 차륜에 대한 이동축하중을 구하고 이를 시간영역에서 선형조합 하였다. 1개 차륜에 대한 이동축하중의 선형조합은 차륜 및 대차간격과 열차의 운행속도를 고려하여 수행되었다. 그림 2는 노반면에서 충격계수를 고려한 연결된 8량의 이동축하중 시간이력을 도시한 것이다. 이와 같이 시간이력에 따라 변화하는 열차의 이동축하중을 수치해석적으로 고려하기 위해서는 다음과 같은 가정이 필요하다.

- 바퀴와 레일은 접촉 강성으로 연결됨
- 열차차량은 차체와 차륜 두 개의 질량으로 나누어 고려함
- 차체와 차륜 사이에는 현가 장치가 있어 힘의 전달을 완전히 흡수함
- 조도의 불균일성으로 인한 차륜의 진동이 차체에 전달되지 않는 것으로 가정함

3.2 조도성분하중

궤도의 어드미턴스(admittance, 특정주파수에 대하여 단위하중이 작용할 때의 변위응답)와 레일의 거칠기로부터 노반에 작용되는 조도성분하중을 산정하였다. 조도성분하중의 산정은 하중의 선형스펙트럼 진폭을 산정하고, 실제 열차진동 측정기록으로부터 위상각 성분을 조합하여 계산하였다. 조도성분하중의 푸리에 스펙트럼은 우선적으로 조도성분하중에 의한 궤도변위의 파워스펙트럼밀도로부터 계산되었으며, 사용된 궤도변위의 파워스펙트럼밀도로부터 선형스펙트럼으로 환산하였다(Fig. 4). 또한,

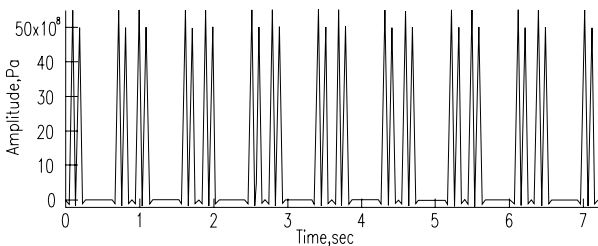


Fig. 3 Time history of quasi-static in application of 8-train body

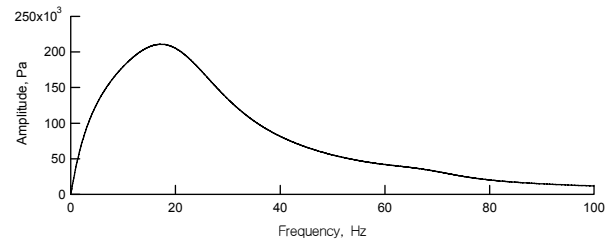


Fig. 4 Linear spectrum amplitude of equivalent plane load by roughness load

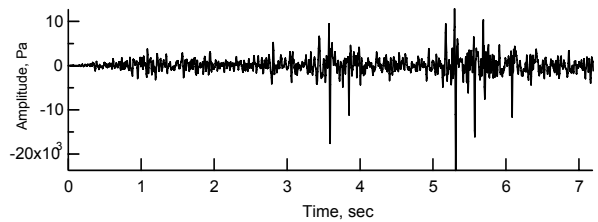


Fig. 5 Calculated time-history of roughness load

조도성분하중의 시간이력을 형성하기 위하여 푸리에 스펙트럼 진폭 성분 이외에 위상각 성분이 필요한데, 이를 위해서 실제 측정된 철도 진동 시간이력을 이용하였다. 즉, 실제 철도 진동 시간이력을 푸리에 변환하여 위상각 성분을 추출하였다. 따라서, 선형스펙트럼 진폭 성분과 선형스펙트럼 위상각 성분을 합성하여 최종적으로 조도성분하중의 시간이력(Fig. 5)을 구하였다.

3.3 사용열차하중

최종적으로 8량의 열차하중 재하에 대한 열차진동 시간이력은 Fig. 3의 이동축하중 시간이력과 Fig. 5의 조도성분하중의 시간이력을 조합한 Fig. 6과 같이 표현 된다. 실제 해석에서는 해석시간을 고려하여 1 대차에 대한 하중만 입력하중으로 사용하였다.

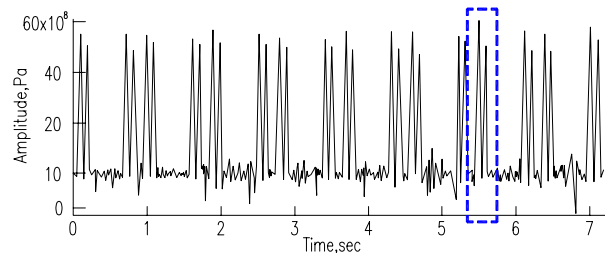


Fig. 6 Composition of quasi-static load and roughness load

4. 동적 유한요소해석

열차주행에 의한 동하중의 파동전파 및 응력변위 검토를 위한 수치해석기법으로는 전달행렬법(Haskell, 1953), 동강성행렬법(Kausel and Roesset, 1981), 유한차분법(Das, 1998), 유한요소법, 경계요소법(McGarr and Alsop, 1967), 스펙트럴요소법(Knopoff, 1964) 등이 있다. 복잡한 층상구조의 해석에 있어서는 요소를 사용하는 스펙트럴요소법, 유한차분법, 유한요소법 등이 유리한 기법으로 인식되고 있다. 본 논문에서는 2차원 평면변형을 유한요소해석을 수행하였다. 해석시 경계면에서 에너지 반사파를 줄이는 방법으로 적절한 감쇠(decay)함수를 이용한 무한요소(Lysmer et al., 1972)를 적용하였으며 감쇠비는 레일리감쇠값을 사용하였다.

4.1 동적 해석모델의 구성

가로 18m × 세로 12m의 해석 단면을 이용하여 시속 200km/h의 열차하중이 옹벽구조물에 가해졌을 때의 동적 응답을 평가하였다. 해석은 범용 유한요소프로그램인 ABAQUS를 사용하였으며 해석의 정확도를 높이기 위하여 시간영역에서의 해석법 중 안정성이 높은 Newmark-β법을 사용하여 탄소성해석을 수행하였다. 총 해석시간은 약 0.5초이며 적분시간 간격은 해석에서 최소 주기를 가진 파동이 요소를 통과하는 시간의 0.1배 보다 작게 하기 위하여 해석시간 간격은 2.5×10^{-3} 초로 수행하였다. 요소의 최소 크기는 20×20cm를 사용하였는데 이는 옹벽구조물에서의 열차주행하중에 의한 지반의 탁월주파수가 약 100Hz미만이기 때문에 탁월주파수 값과 지반의 강

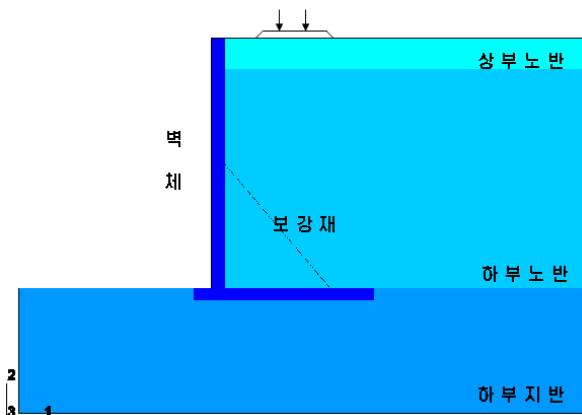


Fig. 7 2D Analysis model

성도를 고려하여 요소의 크기를 결정하였다. 하중은 해석 시간을 고려하여 대차에서 재하 되는 2개 바퀴를 고려하여 재하 하였다. 옹벽구조물의 높이는 8m이며 옹벽 하단부터는 단단한 풍화암으로 모델링하였다. 풍화암상부의 뒤채움은 상부노반과 하부노반으로 구분하여 실제 노반의 탄성과 탐사에서 얻어진 탄성계수 값을 적용하여 사용하였다. 옹벽의 보강재는 빔요소로 모델링되었으며 단위 길이(1m)당 작용하는 응력을 고려하였다.

Table 2 Properties of material used for finite element analysis

object	Material	Parameter	
Retaining wall	Concrete	Elastic modulus, E (kN/m ²)	30,000,000
		Poisson ratio, ν	0.167
		Unit weight, γ (kN/m ³)	23
		Damping ratio, ξ	1%
		Rayleigh damping coefficient, α	0.022206
		Rayleigh damping coefficient, β	0.000036
Upper roadbed	Well-compacted sandy soil (Mohr coulomb)	Elastic modulus, E (kN/m ²)	80,000
		Poisson ratio, ν	0.3
		Friction angle, Φ (deg)	30
		Cohesion, c (kN/m ²)	1
		Unit weight, γ (kN/m ³)	19
		Damping ratio, ξ	5%
		Rayleigh damping coefficient, α	40.32908
		Rayleigh damping coefficient, β	0.0005581
Lower roadbed	Well-compacted sandy soil (Mohr coulomb)	Elastic modulus, E (kN/m ²)	60,000
		Poisson ratio, ν	0.3
		Angle of friction, Φ (deg)	30
		Cohesion, c (kN/m ²)	1
		Unit weight, γ (kN/m ³)	19
		Damping ratio, ξ	5%
		Rayleigh damping coefficient, α	40.32908
		Rayleigh damping coefficient, β	0.000581
Lower ground	Weathered rock	Elastic modulus, E (kN/m ²)	5,000,000
		Poisson ratio, ν	0.3
		Unit weight, γ (kN/m ³)	19
		Damping ratio, ξ	5%
		Rayleigh damping coefficient, α	30.80560
		Rayleigh damping coefficient, β	0.000050
Reinforcin gmaterial	Steel bar and steel pipe	Elastic modulus, E (kN/m ²)	210,000,000
		Poisson ratio, ν	0.3
		Second moment of area	7.69E+5

모델의 좌우측면 하부의 경계조건은 무한요소를 적용하였다. Abaqus에서는 1차와 2차 무한요소를 제공하는데, 본 해석에서는 Lysmer (1972)의 방법을 적용하였다 (ABAQUS user manual, Ver.6.1). 무한요소는 유한요소와 결합되어 해석단면의 원거리 지반을 대표하여 적용된다. 구조물과 지반경계는 별도의 모델을 적용하지 않았다.

5. 동적안정성 해석 결과

열차하중에 대한 옹벽의 동적안정성을 검토하기 위해서 크게 뒤채움재로 구성되는 노반과 옹벽구조물로 구분하여 검토하였다. 노반에서의 동적 검토는 수직 및 수평 방향에 대한 변위, 응력, 가속도, 변형률에 대한 검토를 수행하였고, 옹벽구조물에 대해서는 변위 및 설계 안정검토를 수행하였다.

노반의 거동분석을 위한 측정위치는 Fig. 8에 보인 바와 같이 주로 뒷채움재로 구성되는 위치인 N2623, N2638, N2749와 N188에서 측정하였다. N2638은 하중이 재하되는 위치, N2623은 옹벽의 상단부와 가장 근접한 노반 부이며, 거리는 하중재하중심점으로 부터 3m 떨어져 있다. N2749는 하중재하중심점으로부터 8.4m가 떨어진 지점이며, N188은 옹벽하단부에서 2.8m 이격된 위치이다. 옹벽의 거동분석을 위한 측정위치는 주로 옹벽상단인 N851과 옹벽하단인 N944 위치에서 수행하였다.

5.1 노반의 거동 분석

노반에서의 동적 분석에서는 노반상부면과 옹벽하단부에서의 물리적 변동량을 검토하였다. Fig. 9~12에서는 노반에서의 시간에 따른 수직가속도와 변위 및 전단응력

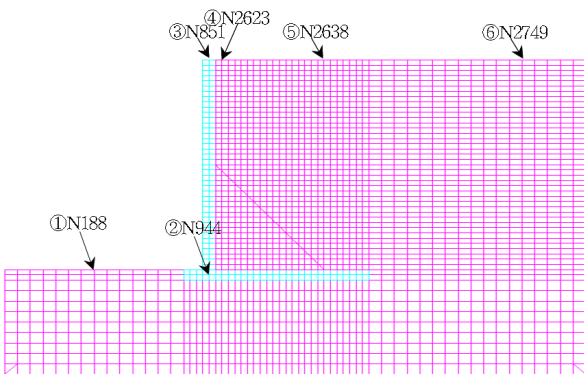
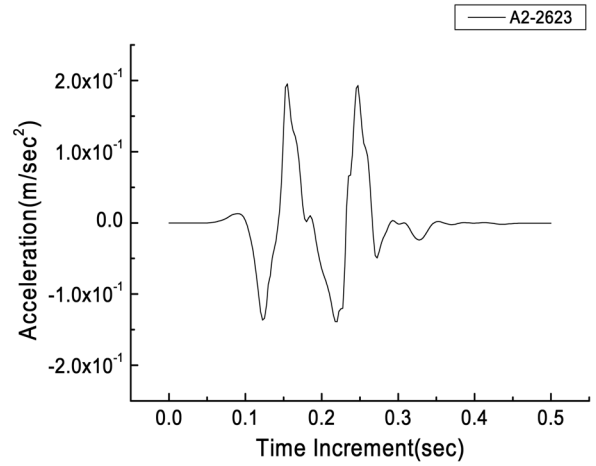


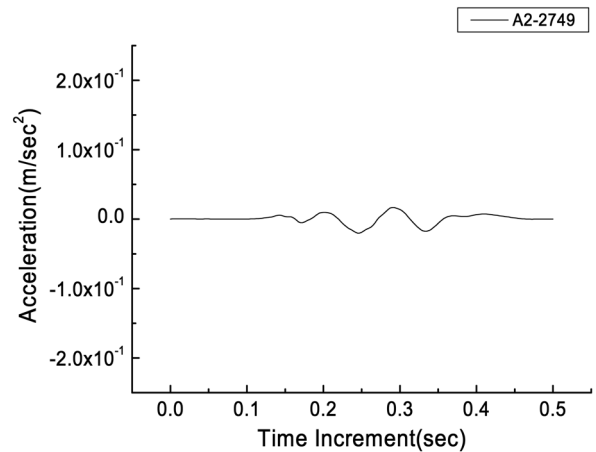
Fig. 8 Measurement points

과 수직응력의 변화를 나타내었다.

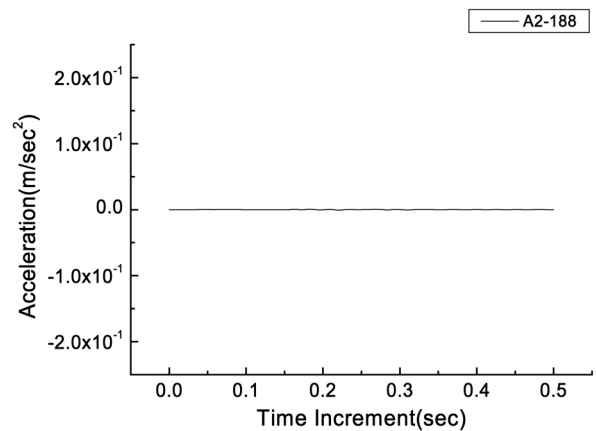
Fig. 9는 각 측정위치에서의 지반의 수직방향 진동가속도를 나타낸 그림으로서 3절에서 산정된 노반전달하중에



(a) Near the wall (N2623)

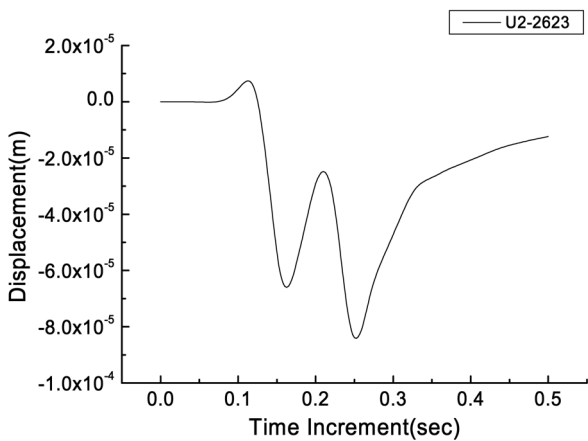


(b) 8.4m from the loading point (N2749)

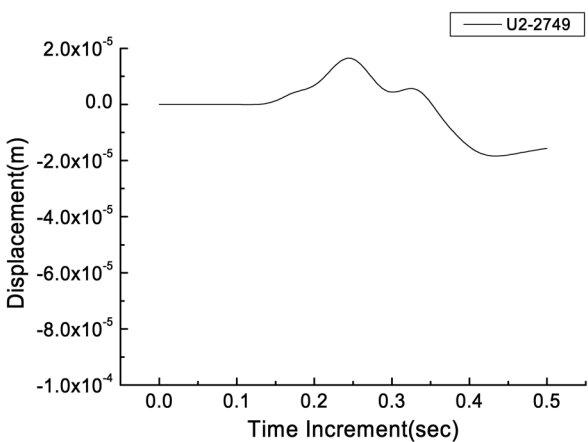


(c) Bottom of wall (N188)

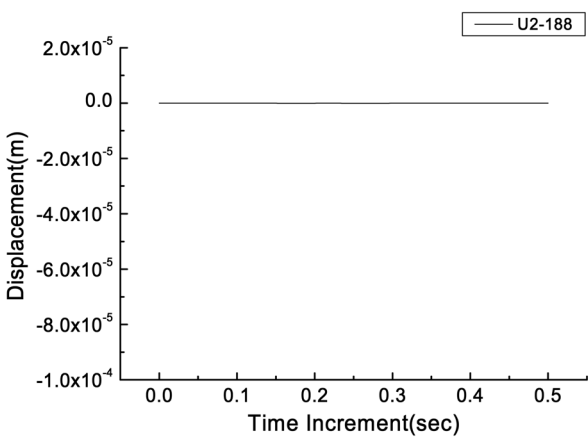
Fig. 9 Ground acceleration of vertical direction for each measurement point



(a) Near the wall (N2623)



(b) 8.4m from the loading point (N2749)



(c) Bottom of wall (N188)

Fig. 10 Ground displacement of vertical direction for each measurement point

의해서 발생한 가속도값이다. 수직진동가속도는 하중재하점(N2638)에서 열차하중이 그대로 전달되어 2.6g로 최대값을 나타내며, 거리가 멀어질수록 감소하여 N2749에서는 0.02g의 값을 나타내었다. 옹벽에 근접한 노반지점

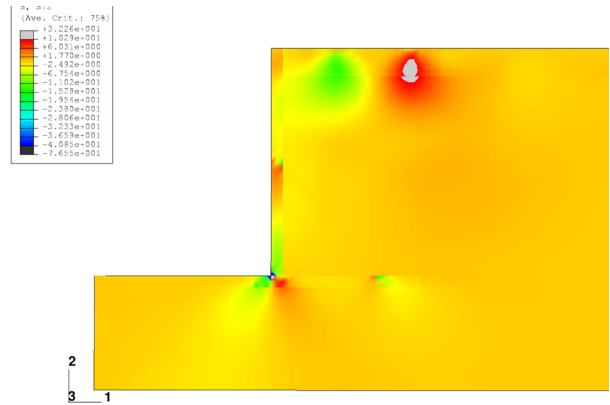


Fig. 11 Shear stress contour (0.2sec)

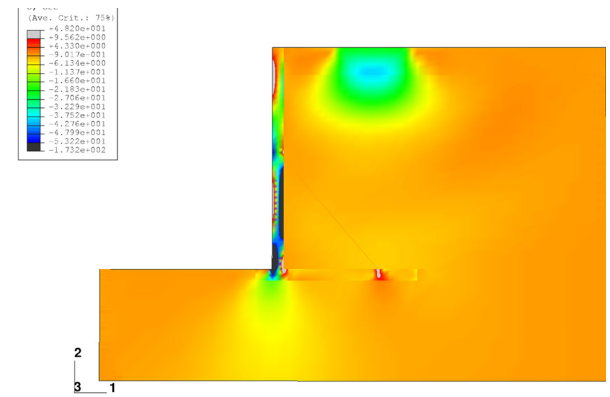


Fig. 12 Compressive stress contour (0.2sec)

인 N2623에서는 0.2g의 값을 나타내었으며, 옹벽하단좌측의 원지반부(N188)에서는 $8 \times 10^{-4}g$ 인 것으로 계산되었다. 측정위치에서는 거리에 따라서 감소하는 것을 알 수 있으며, 계산값은 구조물의 안정성에 영향을 미치는 수준은 아니라고 할 수 있다.

Fig. 10에서는 각 위치에서의 열차 하중에 의해 발생한 수직 변위의 변화를 보여주고 있다. 수직변위량은 하중 직하부에서 1.2mm로서 가장 크게 나타났으며, 옹벽 하단좌측의 원지반부(N188)에서는 $1.1 \times 10^{-4}mm$ 로 영향이 가장 작은 것으로 나타났다. 재하점으로부터 수평으로 8.4m에 위치한 N2749지점에서의 변위(Fig. 10.3(c))는 다른 위치에서 계산된 변위의 패턴과 다르게 나타났는데, 이는 옹벽의 벽체로부터 반사된 응력과의 영향인 것으로 판단된다. 벽체에 근접한 상부노반부에서는 수직변위보다 수평변위가 크게 발생하였는데 변위량의 범위는 0.3mm 이내였다. Fig. 10에서 잔류침하량이 발생하는 것처럼 보이나 지반의 댐핑계수가 상대적으로 크고 해석시간이 짧기 때문에 해석시간이 충분히 길 경우에는 탄성거동을

한다.

Fig. 11, 12는 전체 해석단면에서 해석시간별 전단응력과 수직응력의 변화를 나타낸 그림이다. 최대 응력의 발생은 주로 벽체의 모서리 단부나 보강재의 연결위치에서 발생하였다. 최대 응력의 범위는 약 200kPa로서 40,000kPa의 콘크리트 설계강도를 고려하면 구조물에 영향을 미칠 정도는 아니다.

5.2 옹벽구조물의 거동 분석

열차의 주행하중에 대한 옹벽 자체의 동적거동을 분석하기 위하여 Fig. 13, Fig. 14와 같이 옹벽의 최상단부와 최하단부에서의 수평 및 수직변위량을 검토하였다. 가장 변위량이 큰 위치는 옹벽 최상단부에서의 수평변위량으

로서 작용력에 의한 -변위와 회복력에 의한 +변위가 약 0.2mm로서 구조물 자체의 안정성에는 영향이 거의 없는 것으로 판단된다. 옹벽하단부에서는 수평 및 수직변위량은 $6 \sim 8 \times 10^{-3}$ mm로서 미소탄성영역내에 포함되며 활동, 전도, 침하에 대한 우려는 없을 것으로 판단된다.

Fig. 15는 해석 시간별 벽체의 전단응력을 나타낸 그림이다. 열차 하중이 재하되는 동안 변위와 전단응력의 변동은 크지 않지만, 보강재가 연결된 벽체에서는 최대 126kPa의 전단응력이 발생하였다. 전단응력의 범위는 설계전단강도보다 낮기 때문에 구조적 문제는 없을 것으로 판단된다.

6. 강봉의 피로검토

PPE옹벽에 사용된 강봉은 원형봉강으로 수평토압에

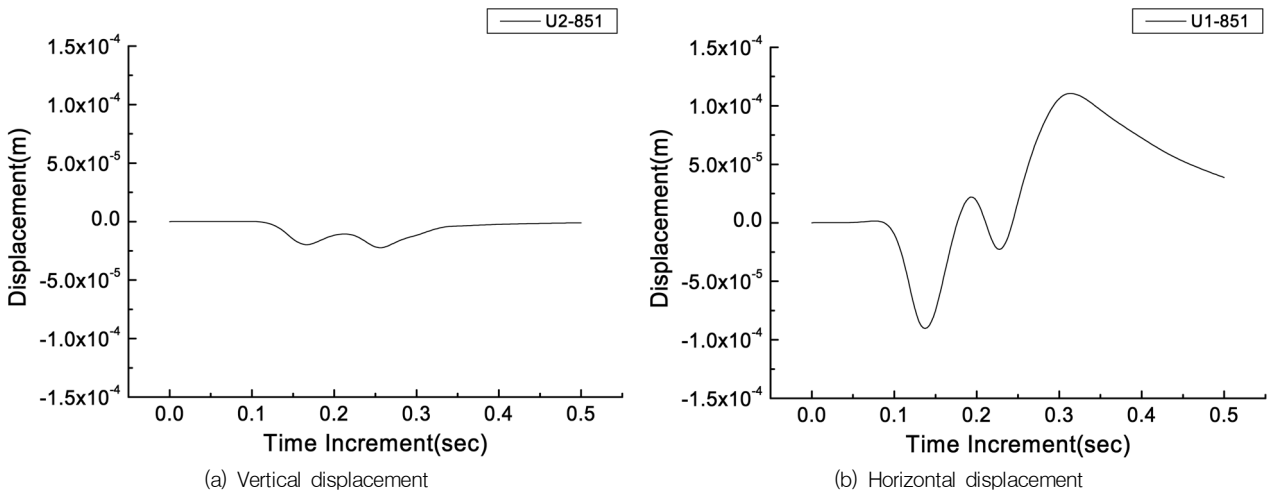


Fig. 13 Displacement characteristic on tops of wall

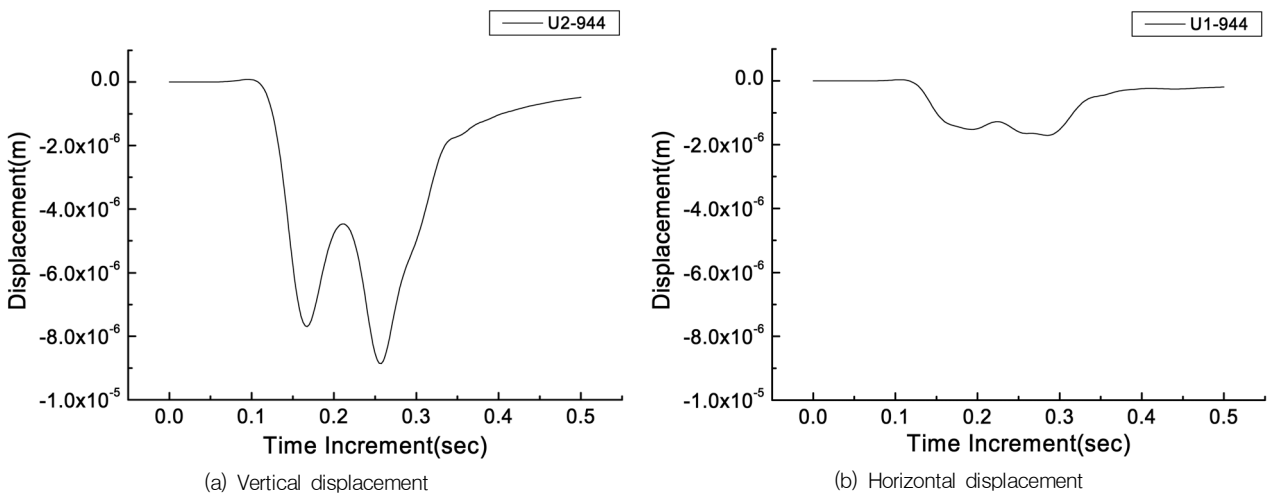


Fig. 14 Displacement characteristic on bottom of wall

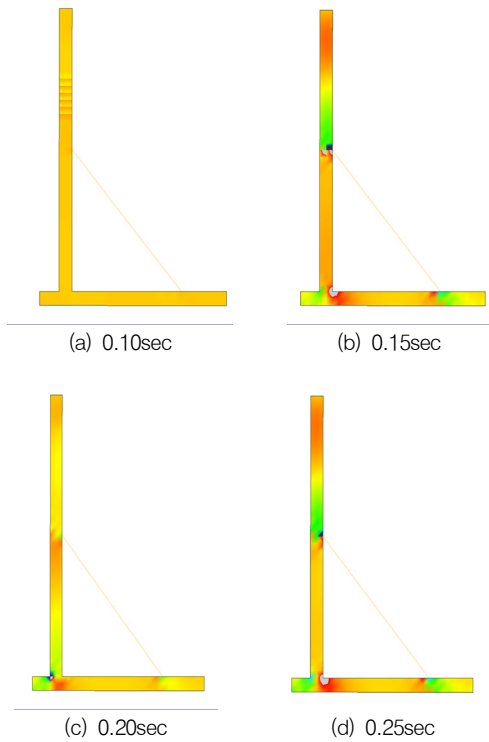


Fig. 15 Shear stress of wall structure at each time

Table 3 Specification of PS bar

Standard	SBPR 930 / 1080(Round bar steel B type #1)
Diameter	Ø 32mm
Yield strength	$f_{py} = 950\text{MPa}$
Tensile strength	$f_{pu} = 1,100\text{MPa}$
Elastic modulus	$E_s = 2.0 \times 10^5 \text{MPa}$
Relaxation ratio	below 1.5%

의해 발생하는 강봉의 최대 인장력에 50%~70%를 프리스트레스로 도입하여 기초와 벽체를 일체화하고 수평토압에 의해 발생하는 벽체의 수평변위를 억제한다. 벽체의 각 세그먼트마다 작용하는 수평토압이 일정하지 않을 경우 프리스트레스를 도입하여 벽체간의 상대변위를 방지하고 균형을 유지한다. 사용된 PS강봉의 제원은 Table 3과 같다.

강봉에 대한 피로검토는 제품에 대한 시험결과가 없기 때문에 다소 차이가 발생할 수는 있지만 피로시험 DB(Data book on fatigue strength of metallic materials, 2008)를 참조하여 검토하였다. 피로시험 DB에서는 동종의 강봉에 대하여 8mm 직경에 대한 피로시험을 수행하였다. Fig. 16은 SBPR930/1080에 대한 S-N 선도로서 피로한도는 약 140MPa(107N)인 것을 알 수 있다. 그러나

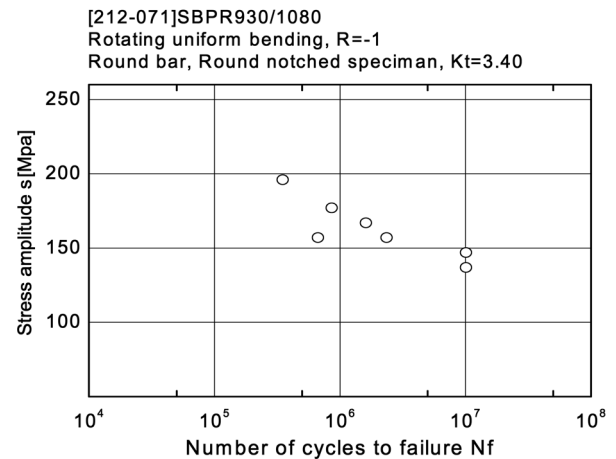


Fig. 16 S-N diagram for SBPR930/1080 steel bar

옹벽 및 강봉에서 발생하는 최대응력의 범위는 세그먼트의 면적을 고려하더라도 1MPa미만이기 때문에 피로강도와 비교하였을 때 상대적으로 매우 작은 값이기 때문에 안정하다고 할 수 있다.

7. 결론

본 논문에서는 강봉으로 보강된 프리캐스트 프리스트레스트 옹벽이 적용된 철도노반에서 열차하중에 대한 동적 해석방안을 제시하고 안정성을 검토하였다. 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 열차의 이동하중에 대한 동적해석의 정확도를 향상시키기 위하여 직접적분법을 사용하였으며, 감쇠특성을 파악하기 위해 레일리감쇠 계수 및 동적신호의 신뢰성 향상을 위하여 무한요소를 적용하였다. 열차하중은 열차의 중량 및 채하주기, 속도 등을 고려하였으며 이동축하중과 현장에서 획득한 조도성분하중을 합하여 하중에 대한 시간이력을 구하였다.
- (2) 노반에서의 동적 안정성을 검토하기 위하여 시간에 따른 진동가속도와 변위 및 전단응력과 수직응력의 변화를 검토하였다. 수직진동가속도의 경우 하중재하점 에서 최대값을 가지며 약 2.6g 정도의 범위를 가진다. 변위량의 경우, 하중직하부에서 약 1.2mm로 가장 크게 나타났으나, 벽체 부근 노반의 수평 및 수직변위량은 0.3mm 이내였다. 옹벽에 작용하는 최대 응력의 범위는 약 200kPa로서 옹벽의 설계강도를 고려하면 본 구조물에서의 노반의 안정성은 충분

히 확보되는 것으로 나타났다.

- (3) 벽체의 최상단부와 최하단부에서의 수평 및 수직변위량을 검토하였다. 해석조건에서 가장 변위량이 큰 위치는 옹벽 최상단부에서의 수평변위량으로서 작용력에 의한 -변위와 회복력에 의한 +변위가 약 0.2mm로서 구조물 자체의 안정성 미치는 영향은 적을 것으로 예상된다. 또한 열차 하중이 재하되는 동안 변위와 전단응력의 변동은 크지 않지만, 보강재가 연결된 벽체에서 응력이 집중되어 최대 126kPa의 전단응력이 발생하였다.
- (4) 강봉에 작용하는 응력의 범위는 1MPa 이하로 매우 낮고 SBPR930/1080에 대한 S-N 선도에서 피로한도는 약 140MPa(107N)로 추가적인 피로검토는 필요 없을 것으로 판단된다.

참고문헌

- 1. 철도설계기준(노반편), 한국철도시설공단, 2004.
- 2. 윤정방, 김두기, 양신추, 오우영, “교량구간에서의 열차하중산정 및 진동의 지반전파해석”, 대한토목공학회 논문집, 제17권 제1-4호, 1997, pp.455-467.
- 3. 이수형, 정영훈, 이일화, 장기수, 유승준, “열차하중을 받는 토목섬유 보강사면의 수치해석”, 한국철도학회 논문집, 제9권 제6호, 2006, pp.753-760.
- 4. ABAQUS User Manual Ver.6.1, Finite element software package, Hibbitt Karlsson & Sorenson, Inc.
- 5. Das, S. P. and Mitra, M., “Hybrid method for Love wave dispersion in vertically Inhomogeneous media”, Pure and applied Geophysics, 152, 1998, pp.523-538.
- 6. Data book on fatigue strength of metallic materials, The society of materials science, Japan, Elseiver, 2008.
- 7. Haskell, N. A., “The distrubution of surface waves on multilayered media”, Bull. Seismol. Soc. Am. 43, 1953, pp.17-34.
- 8. Jones et al., “The development and use of polymeric reinforcements in reinforced soil”, Proceedings of the symposium The practice of soil reinforcing in Europe, Thomas Telford, 1995, pp.1-32.
- 9. Kausel, E. and Roesset, J. M., “Stiffness Matrices for Layered Soils”, Bull. Seismol.Soc. Am. 71, 1981, pp.1743-1761.
- 10. Knopoff, L., “A Matrix method for elastic wave problems”, Bull. Seismol. Soc. Am. 54, 1964, pp.431-438.
- 11. Lysmer et al., “Shear Waves in Plane Infinite Structures”, Journal of the Engineering Mechanics Division 98/1. 1972.
- 12. McGarr, A. and Alsop L. E., “Transmission and Reflection of Rayleigh waves at vertical boundaries”, J. Geopyhs. Res. 72, 1967, pp.2169-2180.

(접수일자 : 2011년 2월 25일)

(수정일자 : 2011년 5월 2일)

(심사완료일자 : 2011년 6월 29일)

요 지

프리캐스트 콘크리트제품은 빠른 시공, 노동력 절감, 높은 품질확보의 장점을 가지고 있어 옹벽구조물 분야에도 많이 적용하고 있다. 본 논문에서는 철도에 적용되는 프리캐스트 프리스트레스트로 제작된 옹벽의 동적안정성을 평가하기 위하여 이동열차하중 재하상태에서의 수치해석을 수행하였다. 해석에는 2차원 유한요소 해석이 적용되었다. 궤도에 작용하는 이동열차하중은 이동하중에 대한 충격력을 대표하는 조도성분의 위상각 자료와 열차자중을 대표하는 준정적 하중을 조합하여 사용하였다. 해석에는 노반과 옹벽구조물의 시간영역 변위, 응력, 가속도 결과값을 이용하여 옹벽의 동적안정성을 평가하였으며, 평가결과 충분한 적용성을 확인하였다.

핵심 용어 : 프리캐스트, 옹벽, 이동열차하중, 동적안정성