

# 강봉으로 보강된 프리캐스트 프리스트레스 옹벽의 동적 안정성 평가

## Evaluation of Dynamic Stability for Precast and Prestressed Wall reinforced by Steel Pipe

이일화\*      이수형\*      최찬용\*      금창준\*\*  
Lee Il-Wha   Lee Su-Hyung   Choi Chan-Yong   Kum Chang-Jun

### ABSTRACT

The advantages of precast production are fast construction, reduction of labor and insurance of good quality. In recently, the application of the precast production is increased in the earth retaining wall field. This paper presents the results of the numerical modelling that was carried out to evaluate the stability of precast and prestressed earth retaining wall under dynamic train loading. The two-dimensional explicit dynamic finite element method (ABAQUS) was used to carry out the numerical analyses. The train loading to act track is calculated by using the real measured phase angle data. Mainly, the displacement and acceleration of wall structure in time domain analyzed to evaluate the stability under the dynamic train load.

### 1. 서 론

철도에 있어서 옹벽구조물은 교량, 터널 등의 다른 구조물에 비해서 건설비가 저렴하기 때문에 많은 개소에서 이용되고 있는데 기존선의 경우, 약 6,000여 개소, 640km의 연장을 차지하고 있다. 옹벽 구조물은 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 개발과 안정성 평가기법의 개발이 요구되고 있다. 지반구조물은 경사가 급하거나 제한된 선로부지 또는 환경적 제약이 있는 개소에서는 시공상 어려운 점이 많은데, 이와 같은 문제 해결을 위해 새로운 옹벽기술을 적용하여 보다 안전하게 공간을 확보하는 공법이 연구되고 있다. 이 중 프리캐스트옹벽은 기존 RC옹벽과 달리 기초판과 벽체를 공장에서 제작하여 조립식으로 현장에서 설치할 수 있어 시공성이 뛰어나며, 옹벽시공 공기를 획기적으로 단축할 수 있고, 현장에서 콘크리트 타설, 양생과 같은 공종을 생략할 수 있어 품질관리가 용이한 신공법의 옹벽시공 방법이다. 이와 같은 옹벽을 철도에 적용할 경우에는 도로와 달리 설계에 적용되는 하중의 크기 및 특성에서 많은 차이가 나며, 특히 지속적으로 반복되는 고속, 고중량의 열차하중에 대한 검토가 필요하다. 본 연구과제에서는 강봉으로 보강된 프리캐스트 프리스트레스(PPE, Precast Prestressed Eco.) 옹벽의 검토를 위한 수치해석 기법을 제시하고 이를 적용하여 철도하중에 대한 옹벽의 동적 안정성을 검토하였다.

\* 한국철도기술연구원 궤도토목연구본부 선임연구원, 정회원

\*\* (주)서현컨스텍 상무이사, 정회원

## 2. PPE옹벽의 개요

PPE옹벽공은 기초리브(벽체 연결부)가 형성된 기초판과 벽체를 공장에서 제작한 후, 현장에 반입하여 소정의 위치에 상기 기초판과 벽체를 조립 설치하고, 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 상쇄시켜, 벽체 및 기초판의 구조적 안정성을 확보함과 동시에 벽체와 기초의 단면력 감소 및 철근 사용량을 획기적으로 절감할 수 있어 매우 경제적인 옹벽설치가 가능하다.

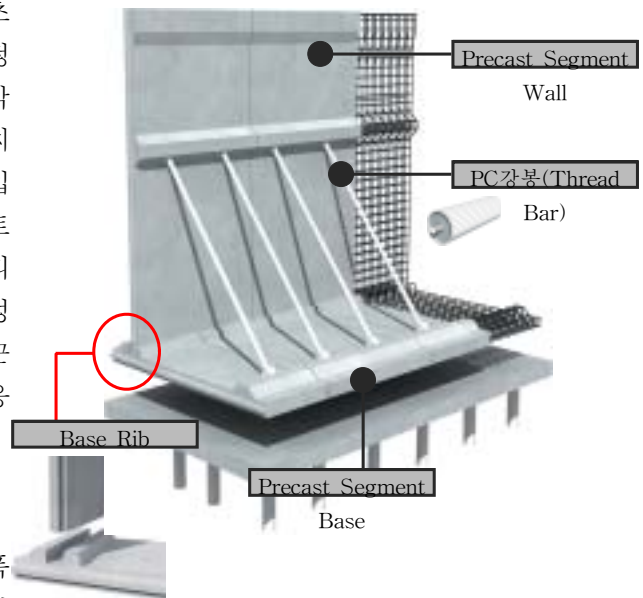


그림 1. PPE 옹벽 개요도

## 3. 옹벽이 설치된 철도노반의 형상

전철화노반의 경우, 선로중심에서 시공기면 폭은 국유철도 건설규칙 제15조 제1항 1의 규정에 의하여 선로등급에 관계없이 4m이상으로 하며, 복선전철인 경우 시공기면 폭은 국유철도 건설규칙 제14조 및 제15조의 규정에 의한다(<그림 2> 참조). 흙쌓기 시공기면 폭은 보수작업을 위한 여유폭과 침하에 대한 여유폭 등을 고려하여야 한다. 토공노반의 기울기는 상부노반에 내린 빗물 등을 체류시키지 않고 신속히 측구로 유도하기 위하여 상부노반 표면 및 하부노반 표면에는 선로 횡단 방향으로 3%의 배수 구배를 두어야 한다. 또한 측구 바깥쪽은 측구로 향하여 구배를 두어야 한다. 본 연구에서는 철도노반에 설치될 수 있는 옹벽형상중 가장 대표적인 단면인 그림 2의 복선전철인 경우의 노반옹벽에 대한 동적 안정성을 검토하였다. 검토는 여러 가지의 설계조건 및 열차운행조건이 있지만, 그중 우측선에 열차가 1급선 주행기준으로 운행할 경우의 조건에 대하여 수행하였다.

꺾기 비탈

그림 2. 복선전철일 경우 토공노반폭[철·설(노반편) 제2편 토공]

## 4. PPE옹벽의 동해석 기법

### 4.1. 해석모델의 구성

가로 18m × 세로 12m의 해석 단면을 이용하여 시속 200km/h의 열차하중이 옹벽구조물에 가해졌을 때의 열차하중에 대한 응답을 해석하였다. 해석은 범용유한요소프로그램인 ABAQUS를 사용하였으며 해석의 정확도를 높이기 위하여 시간영역에서의 해석법 중 안정성이 높은 Newmark- $\beta$ 법을 사용하여 탄소성해석을 수행하였다. 모델

의 좌우측 경계면과 저면은 프로그램에서 제공되는 무한요소를 적용하였다. 해석시간간격은 0.0025초, 총 해석시간은 약 0.5초간 해석이 수행되었다. 적분시간간격은 해석에서 최소 주기를 가진 파동이 요소를 통과하는 시간의 0.1배 보다 작게 하였다. 요소의 최소 크기는 20×20cm를 사용하였는데 이는 옹벽구조물에서의 열차주행하중에 의한 지반의 탁월주파수가 약 100Hz 미만이기 때문에 탁월주파수값과 지반의 강성도를 고려하여 요소의 크기를 결정하였다. 하중은 해석시간을 고려하여 대차에서 재하되는 2개 바퀴를 고려하여 재하하였다. 옹벽구조물의 높이는 8m이며 옹벽 하단부터는 단단한 풍화암으로 모델링하였다. 풍화암 상부의 뒤채움은 상부노반과 하부노반으로 구분하여 실제 노반의 탄성과 탐사에서 얻어진 탄성계수값을 적용하여 사용하였다. 댐핑은 레일리댐핑값을 적용하였고 포아슨비는 0.3으로 가정하였다.

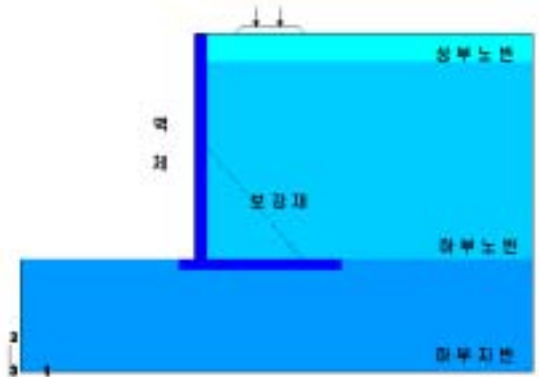


그림 3. 2차원 해석 모델

표 1. 유한요소해석에 사용된 물성치

해석 대상	대표 재료	입력 물성치		해석 대상	대표 재료	입력 물성치	
벽체	콘크리트	탄성계수, E (MPa)	30,000	하부 노반	잘 다져진 사질토 (Mohr coulomb)	탄성계수, E (MPa)	60
		포아송비, $\nu$	0.167			포아송비, $\nu$	0.3
		단위중량 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	23			마찰각, $\phi$ (deg)	30
		감쇠비, $\xi$	1%			점착력, $c$ (kPa)	1
		Rayleigh 감쇠 계수, $\alpha$	0.022206			단위중량 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
		Rayleigh 감쇠 계수, $\beta$	0.000036			감쇠비, $\xi$	5%
상부 노반	잘 다져진 사질토 (Mohr coulomb)	탄성계수, E (MPa)	80	하부 지반	단단한 풍화암 지반	탄성계수, E (MPa)	5,000
		포아송비, $\nu$	0.3			포아송비, $\nu$	0.3
		마찰각, $\phi$ (deg)	30			단위중량 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
		점착력, $c$ (kPa)	1			감쇠비, $\xi$	5%
		단위중량 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19	Rayleigh 감쇠 계수, $\alpha$	30.80560		
		감쇠비, $\xi$	5%	Rayleigh 감쇠 계수, $\beta$	0.000050		
		Rayleigh 감쇠 계수, $\alpha$	40.32908	보강재	강봉 + 강관	탄성계수, E (MPa)	210,000
		Rayleigh 감쇠 계수, $\beta$	0.0005581			포아송비, $\nu$	0.3
		단면이차모멘트	7.69E+5				

#### 4.2 열차주행하중

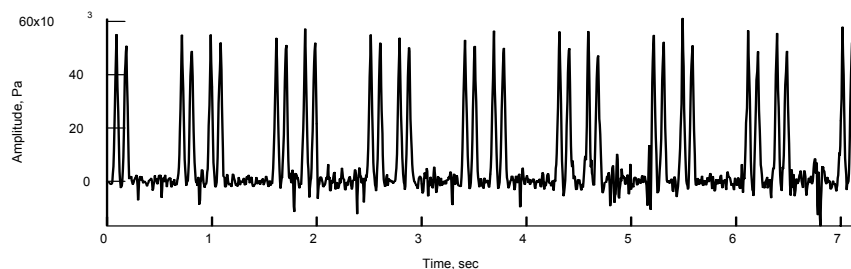


그림 4. 열차하중 재하에 대한 이동축하중과 조도성분하중의 합(200km/h)

열차의 운행으로 인한 진동이 주변지반으로 전달되었을 때 전달 진동에 대한 영향과 특성을 보다 정확히 평가하기 위하여 열차 하중을 차량과 궤도의 모형화를 통하여 산정하였다. 열차의 주행에 의

한 진동의 발생과 전달은 열차의 이동축하중 (quasi-static load)과 불균일한 조도성분하중 (roughness load)의 합으로 결정되어진다. 다음 표 2는 이동축하중과 조도성분하중을 산정하기 위하여 사용된 차량과 궤도의 제원을 나타낸 것이다. 본 연구에서 사용된 차량의 구성은 새마을 열차를 기준으로 하였으며(하중 LS22) 200km/h의 속도로 운행하는 것으로 고려하였다. 최종적으로 8량의 열차하중 재하에 대한 열차진동 시간이력은 그림 4와 같이 표현된다. 실제 해석에서는 해석시간을 고려하여 1 대차에 대한 하중만 입력하중으로 사용하였다.

표 2. 열차하중 산정을 위한 열차와 궤도의 제원

	변수	입력 자료
차 량	축중 : PMC기준 17.6ton	LS22ton
	차량제원	대차중심간 거리 : 15200mm 고정축거 : 2500mm(MAN)
	차륜과 레일사이의 접촉스프링계수	$1.4 \times 10^9$ (N/m)
레 일	단위길이당 질량	60 kg/m
	탄성계수	$2.06 \times 10^{11}$ N/m <sup>2</sup>
	단면이차모멘트	$3.09 \times 10^{-5}$ m <sup>4</sup>
레일 패드	단위길이당 강성	$8.17 \times 10^7$ N/m
	재료감쇠계수	0.1
PC 침목	단위길이당 질량	600 kg/m
자갈 도상	단위길이당 강성	$3.69 \times 10^7$ N/m
	재료감쇠비 계수	0.15

### 5. 동적안정성 해석 결과

옹벽의 동적안정성을 검토하기 위해서 크게 뒤채움재로 구성되는 노반과 옹벽구조물로 구분하여 검토하였다. 노반에서의 동적 검토는 수직 및 수평방향에 대한 변위, 응력, 가속도, 변형율에 대한 검토를 수행하였고, 옹벽구조물에 대해서는 변위 및 설계 안정검토를 수행하였다. 노반의 거동분석을 위한 측정위치는 그림 5에 보인 바와 같이 주로 뒤채움재로 구성되는 위치인 N2623, N2638, N2749와 N188에서 측정하였다. N2638은 하중이 재하되는 위치, N2623은 옹벽의 상단부와 가장 근접한 노반부이며, 거리는 하중재하중심점으로부터 3m가 떨어져 있다. N2749는 하중재하중심점으로부터 8.4m가 떨어진 지점이며, N188은 옹벽하단부에서 2.8m 이격된 위치이다. 옹벽의 거동분석을 위한 측정위치는 주로 옹벽상단인 N851과 옹벽하단인 N944위치에서 수행하였다.

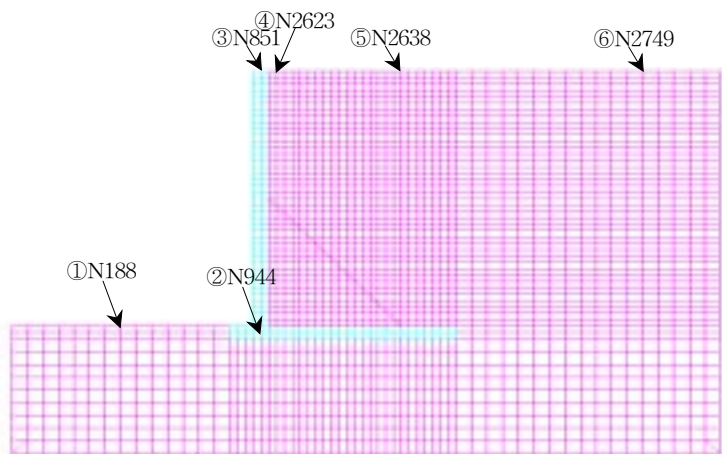
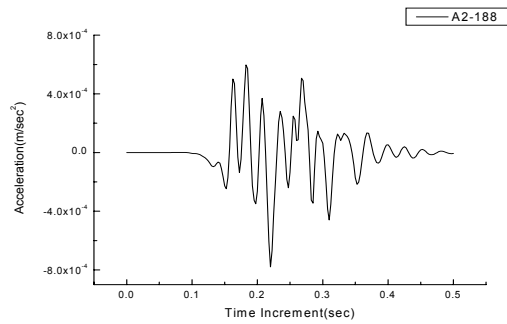
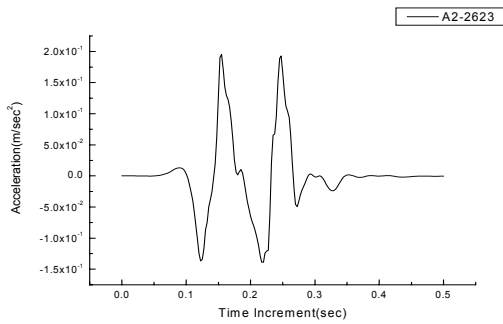


그림 5. 주요 측정 위치

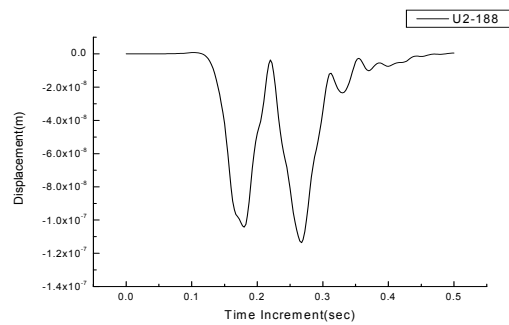
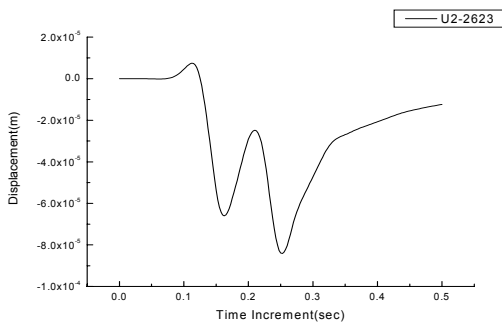
#### 5.1 노반의 거동 분석

노반에서의 동적 분석은 노반상부면과 옹벽하단부에서의 물리적 변동량을 주로 검토하였다. 그림 6에서는 노반에서의 시간에 따른 수직가속도의 변화를 나타내었다. 노반면에서의 진동가속도는 하중재하점에서 최대값을 가지며 약  $\pm 2g$  정도의 범위를 가진다. 다른 측정위치에서는 거리에 따라서 감소하는 것을 알 수 있으며, 계산값은 구조물의 안정성에 영향을 미치는 수준은 아니라고 할 수 있다. 그림 7에서는 각 위치에서의 열차 하중에 의해 발생한 수직 변위의 변화를 보여주고 있다. 수직변위량은 하중직하부에서 가장 크게 나타났으며, 그 값은 약 1.2mm였다. 벽체에 근접한 상부노반부에서는 주로 수평변위가 상단부에 집중하여 발생하였으나 변위량은 0.3mm 이내였다. 그림 8과 9는 전체 해석단면에서 해석시간별 전단응력과 수직응력의 변화를 나타낸 그림이다. 최대 응력의 발생은 주로 벽체의 모서리 단부나 보강재의 연결위치에서 발생하였다. 최대 응력의 범위는 약 200kPa로서 400MPa의 콘크리트 설계강도를 고려하면 구조물에 영향을 미칠 정도는 아닌 것을 알 수 있다.



(a) 벽체 부근에서의 지반가속도(N2623) (b) 옹벽하단 지반에서의 지반가속도(N188)

그림 6. 각 측정위치에서의 수직방향 지반가속도



(a) 벽체 부근에서의 지반변위(N2623) (b) 옹벽하단 지반에서의 지반변위(N188)

그림 7. 각 측정위치에서의 수직방향 지반변위

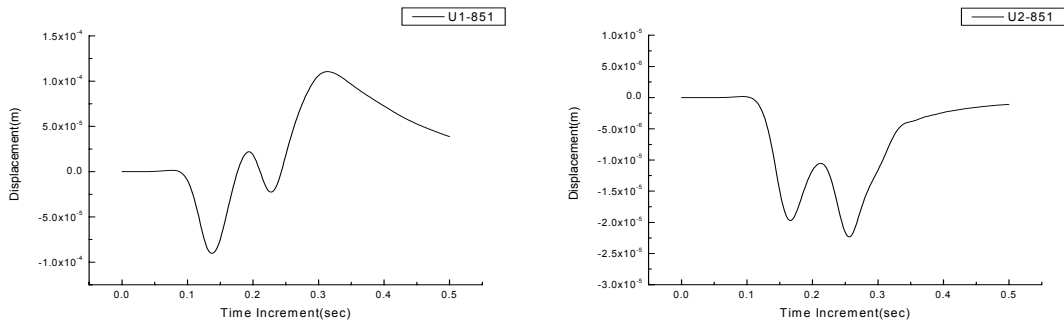


그림 8. 전단응력의 분포도(0.2sec)

그림 9. 수직응력의 분포도(0.2sec)

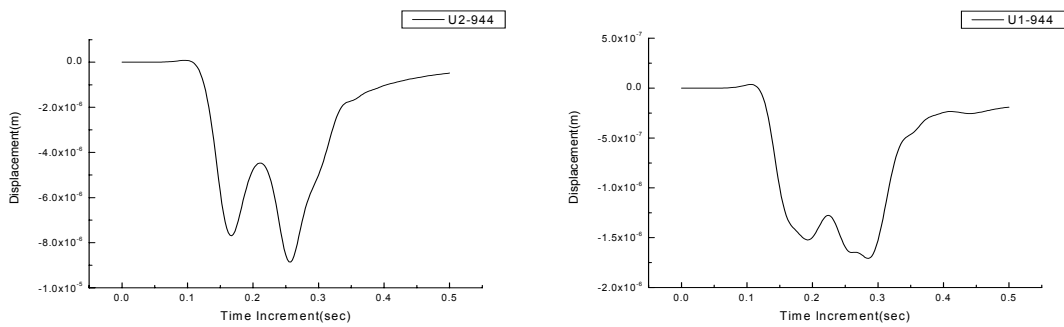
## 5.2 옹벽구조물의 거동 분석

열차의 주행하중에 옹벽 자체의 동적거동을 분석하기 위하여 그림 10과 그림 11에서 같이 옹벽의 최상단부와 최하단부에서의 수평 및 수직변위량을 검토하였다. 가장 변위량이 큰 위치는 옹벽 최상단부에서의 수평변위량으로서 작용력에 의한 -변위와 회복력에 의한 +변위가 약 0.2mm로서 구조물 자체의 안정성에는 영향이 거의 없는 것으로 판단된다. 옹벽하단부에서는 수평 및 수직변위량은 0.006~0.008mm로서 미소탄성영역내에 포함되며 활동, 전도, 침하에 대한 우려는 없을 것으로 판단된다. 열차 하중이 재하되는 동안 변위와 전단응력의 변동은 그다지 크지 않지만, 보강재가 연결된 벽체에서는 최대 126kPa의 전단응력이 발생하였다. 그러나 전단응력의 범위는 설계전단강도보다 상당히 낮기 때문에 구조적 문제는 없을 것으로 판단된다.



(a) 수평변위 (b) 수직 변위

그림 10. 옹벽 최상단부에서의 변위 특성



(a) 수직변위 (b) 수평변위

그림 11. 옹벽 최하단부에서의 변위 특성

## 6. 요약 및 결론

본 과업에서는 범용 수치해석 프로그램인 ABAQUS를 이용하여 PPE옹벽이 적용된 지반구조물을 모사하고 열차하중을 고려한 수치해석 기법을 제시하였다. 또한 제안된 기법을 이용하여 PPE옹벽의 철도하중에 대한 동적 안정성을 검토하였다. 해석 결과를 정리하면 다음과 같다.

- 노반에서의 동적 안정성을 검토하기 위하여 시간에 따른 수직가속도와 변위 및 전단응력과 수직 응력의 변화를 검토하였다. 모든 검토항목이 기준치를 만족하였으며, 최대 응력의 범위는 약 200kPa로서 옹벽의 설계강도를 고려하면 본 해석조건에서는 안정하다고 판단할 수 있다.
- 벽체의 안정성 검토를 위하여 옹벽구조물의 최상단부와 최하단부에서의 수평 및 수직변위량, 전단 응력의 변동량 등을 검토하였다. 옹벽구조물 자체의 경우도 설계 기준을 충분히 만족하는 것으로 나타났다.

## 참 고 문 헌

1. ABAQUS User Manual Ver.6.1, Finite element software package, Hibbitt Karlsson & Sorenson, Inc.
2. 한국철도시설공단(2004), 철도설계기준(노반편)