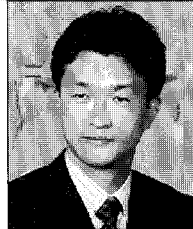
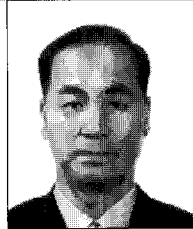


# 장시간 지중파형강판 박스형 교량

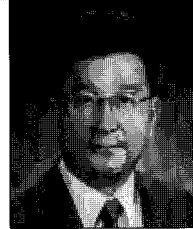
## Long Span Soil-Steel Bridges using SS590 Corrugated Steel Plates



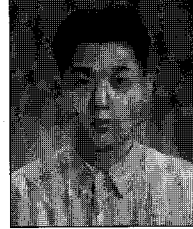
박종면\*



김문겸\*\*



김종수\*\*\*



이종구\*\*\*\*

\* 평산에스아이(주) 기술연구소 소장  
 \*\* 평산에스아이(주) 설계영업본부 상무  
 \*\*\* 평산에스아이(주) 사장  
 \*\*\*\* 포항산업과학연구원 강구조연구소 토목구조연구실 선임연구원

### 1. 서론

지중파형강판 박스형 교량은 그림 1과 같이 콘크리트 기초 위에 파형강판을 조립한 후 주변을 양질의 흙으로 뒤채움하여 완성하는 구조물로서 주로 소교량, 도로 및 철도의 횡단통로 등에 적용되고 있다. 그리고 기존의 아치형 지중 파형강판 구조물보다 통수량 확보가 유리하고 공장에서 제작된 강판을 현장에서 간단히 볼트조립만 하면 구조물이 완성되므로 콘크리트 라멘교에 비하여 공기를 최대 50%까

지 단축시킬 수 있는 장점이 있다. 따라서 수해가 발생하여 긴급 교량 복구가 필요한 경우에 유리하며 콘크리트 교량은 철거 시 폐기물로 분류되는 반면 파형강판 교량은 철거 후 재활용이 가능하여 친환경적이다. 또한, 공사비도 시간에 따라 약간 달라지지만 약 10~20%가량 절감이 가능하여 경제적으로도 유리하다.

본 연구는 SS490 소재를 적용할 경우 지간을 12m정도 밖에 확보할 수 없는 지중파형강판 박스형 교량의 지간을 15m까지 확장시켜 적용 범위를 확대하기 위하여 파형강판의 소재를 SS590으로 고강도화 하여 소재성능 평가, 3차원 해석 및 현장 재하시험등을 통하여 적용성 여부를 평가하였다.

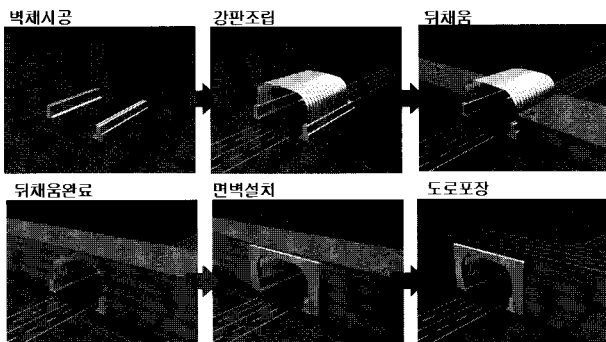


그림 1 지중파형강판 박스형 교량

### 2. 파형강판 구조물의 뒤채움 및 다짐

#### 2.1 뒤채움 범위

파형강판 구조물의 뒤채움은 일정범위 내에서는 양질의 뒤채움 재료를 사용하며 이 범위를 벗어나면 일반 성토 재료 또는 원지반과 동일한 재료를 사용할 수 있다. 양질토사의 뒤채움 범위는 명확한 이론에 근거하기보다 경험적으로 결정된 사항이며, 일반적으로 그림 2와 같이 구조물 양쪽으

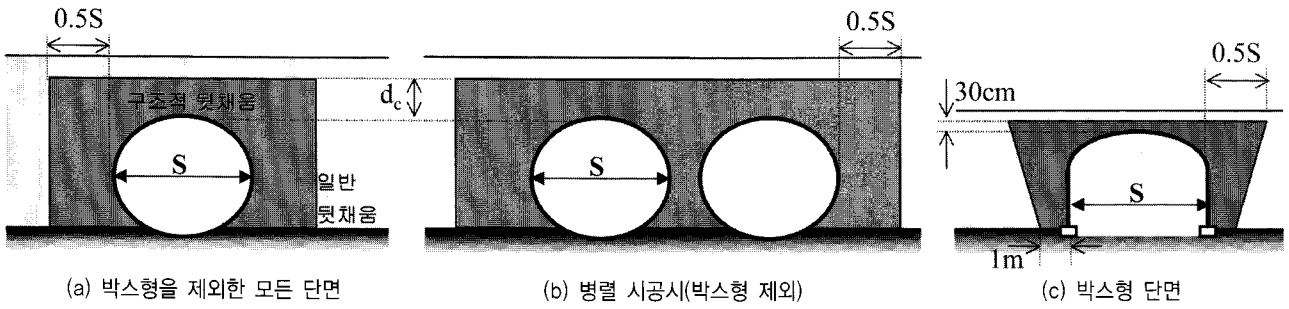


그림 2 성토부에 지중강판구조물을 설치할 경우 구조적 뒤채움 영역

로 구조물 폭의 1/2 범위까지이며, 상부는 최소토피고 (minimum depth of cover)까지로 정의하고 있다. 하지만 현장상황에 따라 구조적 뒤채움 범위를 1/2 범위이상까지 해야 하는 경우도 있고 이보다 적게 할 수도 있으며 외국의 실 시공사례에서도 뒤채움 범위는 매우 가변적이다. 그림 2의 (c)와 같이 박스 구조물의 경우는 양 측면으로부터 1.0m의 좌·우 간격을 뒤채움 영역으로 둔다.

### 2.2 다짐기준

파형강판 구조물은 연성파형강판과 뒤채움 흙의 상호작용에 의해 외부에서 가해지는 하중을 지지하게 되므로 압축성이 작은 재료를 사용하여 규정된 다짐도를 준수하도록 철저히 관리해야 한다. 국외의 사례를 볼 때 시공완료 후에 파괴되거나 과도한 변형이 발생한 경우의 대부분이 강판변형을 억제하는 뒤채움의 반력이 부족하거나 뒤채움 재료내에 압축성이 큰 흙이 포함되어 있기 때문이다. 이것은 구조물의 안정성에 있어서 뒤채움 다짐관리의 중요성을 충분히 설명하고 있다. 특히, 구조물의 현치하부는 가장 큰 지반반력이 발생하지만 다짐관리가 잘 되지 않아 문제가 발생하는 지점으로서 나무램머나 수동다짐기를 이용한 인력 다짐으로 철저히 다짐 관리되어야 한다.

뒤채움 다짐은 부분별로 약간씩의 차이가 있는데, 일반적으로 한 층의 다짐두께 20cm이하가 되도록 쌓고 다짐도는 95%이상을 확보할 수 있어야 하며, 구조물 양쪽의 다짐높이는 한 층 다짐두께 이상 차이가 나지 않도록 양쪽을 번갈아 가면서 쌓도록 한다. 다짐높이 차이가 60cm이상이면 편도압으로 인하여 구조물의 수평 변형이 발생할 수 있으며, 이런 경우에는 높이 쌓은 쪽의 뒤채움을 제거하고 구조물 변형을 바로잡은 후 다시 다짐을 실시하여야 한다.

다짐높이가 구조물의 어깨부까지 도달하면 구조물은 매우 취약한 상태에 놓이게 되므로 중량의 다짐장비가 구조물 인접부에서 주행하지 않도록 하고, 노출된 상부강판에는 모래나 양질의 토사를 10~20cm 포설한 후 뒤채움재료와 동일한

재료로 최소 토피고에 도달할 때까지 경량의 장비를 이용하여 한층 다짐 높이가 30cm이하가 되도록 다짐을 실시한다. 너무 느슨하게 다짐을 실시하면 강판변형으로 인하여 국부 좌굴파괴가 발생할 수 있으므로 과도한 응력이 가해지지 않는 범위 내에서 최대한 다짐을 실시하는 것이 이상적이다.

### 2.3 시험시공 지반의 특성

지중 파형강판은 뒤채움이 구조물의 성능에 큰 영향을 미치는 인자이므로 시험시공 현장의 뒤채움 현황을 파악하기 위하여 입도분석시험, 액소성시험, 실내 다짐시험 등과 같은 실내시험 및 현장 들밀도 시험을 수행하였다. 뒤채움 흙은 통일분류법상 GW-GM으로 분류되는 흙인데 입도분석곡선은 그림 3에 나타내었다. 뒤채움 흙에 대한 실내 다짐시험 결과, 최적 함수비는 7.8%이며 최대 건조단위중량은 1.971tonf/m<sup>3</sup>으로 나타났다. 실내 다짐시험으로부터 얻어진 다짐곡선은 그림 4에 나타내었다.

뒤채움 흙의 상대다짐도를 평가하기 위하여 다짐시공 후 그림 5와 같이 현장 들밀도 시험을 실시하였는데 그 결과를 표 1에 나타내었다. 뒤채움 흙의 현장 건조단위 중량은 평균적으로 1.86tonf/m<sup>3</sup>으로서 실내 다짐시험에서 얻어진 최대 건

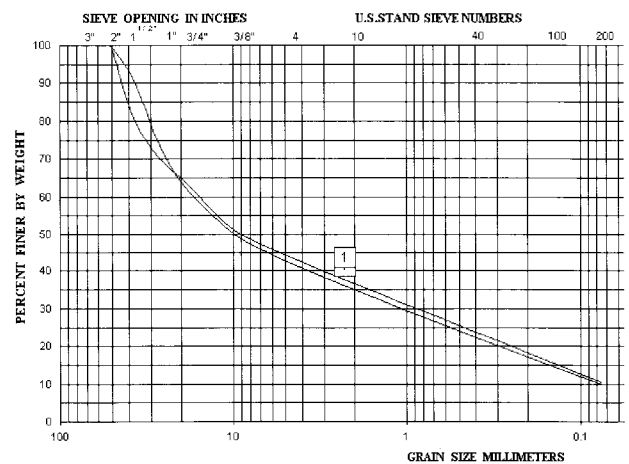


그림 3 뒤채움 흙의 입도분포곡선

TYPE	Compaction Test		
E"	Maximum Dry Density :	1.971	t/m <sup>3</sup>
	Optimum Moisture Content :	7.8	%
A"	Maximum Dry Density :	-	t/m <sup>3</sup>
	Optimum Moisture Content :	-	%

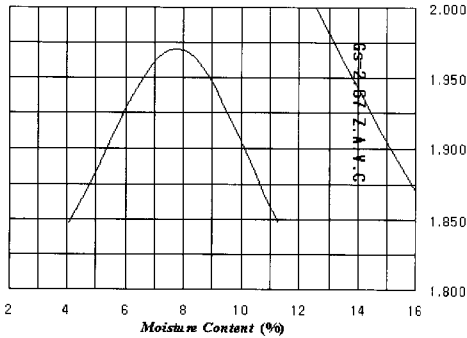


그림 4 뒤택음 흙의 다짐곡선

표 1 현장 들밀도 시험 결과

NO	함수비 (%)	습윤단위중량, $\gamma_t$ (tonf/m <sup>3</sup> )	건조단위중량, $\gamma_d$ (tonf/m <sup>3</sup> )
1	15.9	2.287	1.972
2	16.5	2.027	1.741

표 2 뒤택음 흙에 대한 물성치 및 강도정수

USCE	Relative Compaction (%)	Unit weight (tonf/m <sup>3</sup> )	Strength Parameters		Hyperbolic parameters		
			$\Phi$	c (kPa)	n	kE	Rf
GW-GM	95%	2.0~2.3	35°	9.0	0.86	360	0.60

조단위중량과 비교하여 상대 다짐도는 약 94%로 평가되었다.

또한, 구조해석시 뒤택음 흙에 정확한 모사를 위해 뒤택음 흙에 대한 강도정수와 쌍곡선 정수를 산정하기 위하여 삼축 압축시험을 실시하였다. 삼축압축시험으로부터 얻어진 파괴 포락선은 그림 6과 같으며, 이로부터 뒤택음 흙의 내부마찰 각은 35°이고, 점착력은 9kPa으로 평가되었다. 뒤택음 흙의 쌍곡선 정수 중 탄성계수에 직접적으로 영향을 미치는 Young's modulus number,  $k_E$ 와 Young's modulus exponent,  $n$ 은 삼축압축시험 결과로부터 산정하였다. 이와 같이 뒤택음 흙에 대한 실내시험과 현장시험을 통하여 표 2와 같은 물성치 및 강도정수를 얻었으며, 이 값들은 시험시공 파형강판 교량에 대한 해석에 사용하였다.

### 3. SS590 지중 파형강판의 시험 시공

#### 3.1 시험시공 구조물의 계측기 설치

시험시공 구조물의 중앙단면에는 강판부재내의 모멘트를



그림 5 뒤택음 흙에 대한 현장 들밀도 시험

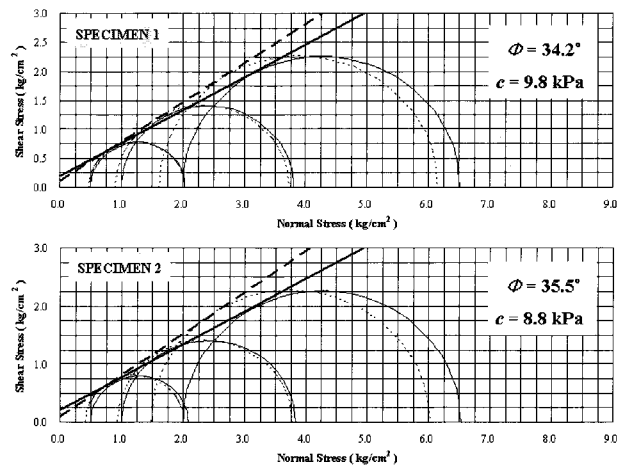


그림 6 뒤택음 흙에 대한 삼축압축시험 결과

측정하기 위하여 총 10지점(그림 7에서 A~J)에 변형률 게이지를 설치하였다. Rib 보강단면에 대해서는 그림 8과 같이 메인강판에 3개의 게이지를 부착하였고, Rib 보강강판에 대해서는 2개의 게이지를 부착하여 한 지점당 총 5개의 게이지를 설치하였다. 또한, 온도에 의한 영향을 배제하기 위하여 온도보정 게이지도 설치하였다. Rib 보강강판이 없는 경우에는 메인강판에 3개의 게이지를 설치하였다. 단면변형을 측정하기 위하여 총 7지점에 LVDT를 설치하였으며 외부의 토압을 측정하기 위하여 크라운부와 양쪽 현치부에 3개의 토압계를 설치하였다. 그림 9는 시험시공 파형강판 교량에 계측기를 설치한 모습을 보여주고 있다.

변형률 게이지에서 얻어진 결과는 탄성계수를 곱하여 응력으로 환산한 다음, 파형강판을 하나의 보요소로 보고 그림 10와 같은 응력 다이어그램을 도시하여 그 결과로부터 부재 모멘트를 산정하였다. 그림 12와 같은 Rib 보강단면에서는 부재 모멘트를 메인강판에 발생한 모멘트( $M_m$ )와 보강강판에

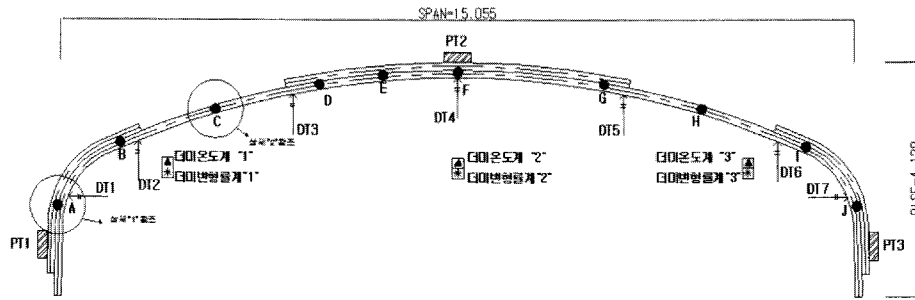


그림 7 시험시공 구조물의 계측기 설치 위치

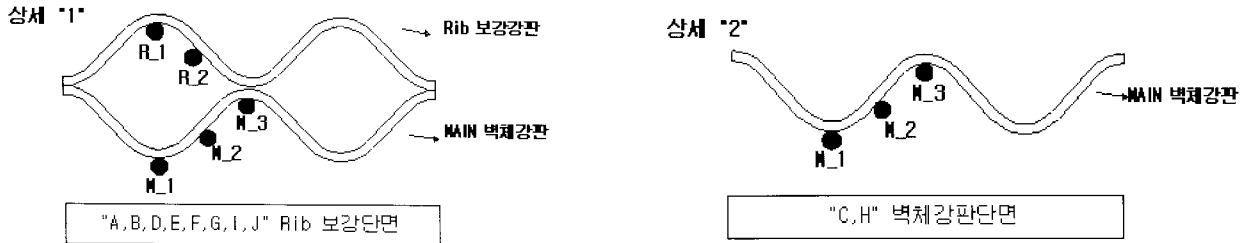
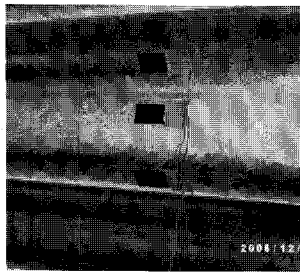


그림 8 시험시공 구조물에서 변형을 게이지 설치



(a) 변형을 게이지



(b) LVDT



(c) 토압계

그림 9 계측기 및 Datalogger

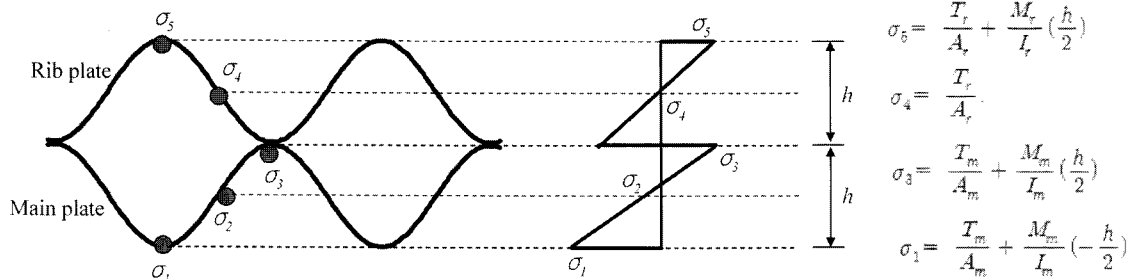


그림 10 Rib 보강단면에서 파형강판 부재 모멘트 산정

작용하는 모멘트( $M$ )를 합산하여 산정한다. 메인강판에서 발생한 모멘트( $M_m$ )와 보강강판에 작용하는 모멘트( $M_r$ )는 다음과 같이 산정할 수 있다. Rib 보강강판이 없는 경우에는 식 (2)만 이용하여 모멘트를 산정한다.

$$\text{Rib 보강단면 발생 모멘트} : M = M_m + M_r \quad (1)$$

$$\text{메인강판 발생 모멘트} : M_m = \frac{(\sigma_3 - \sigma_1)}{h} I_m \quad (2)$$

$$\text{보강강판 발생 모멘트} : M_r = \frac{(\sigma_5 - \sigma_4)}{\left(\frac{h}{2}\right)} I_r \quad (3)$$

여기서,  $I_m$  = 메인강판의 단위 길이당 단면이차모멘트  
 $I_r$  = Rib 보강강판의 단위 길이당 단면이차모멘트

### 3.2 계측결과

#### 3.2.1 시공 중 계측결과 (성토높이 0.3m)

박스형 지중 파형강판의 뒤채움은 그림 11과 같이 실시하였으며 측정은 뒤채움 시작부터 실시하였다. 뒤채움은 측면부에서부터 진동롤러를 사용하여 다짐두께를 0.3m로

하여 순차적으로 층 다짐을 실시하였다. 구조물의 성토 높이는 0.3m까지이며, 성토를 완료한 후 그 위에 콘크리트 포장을 설치하였다.

그림 12는 현치부와 크라운부에서 측정한 변형률 게이지로부터 얻어진 응력 다이어그램을 보여주고 있다. 대체적

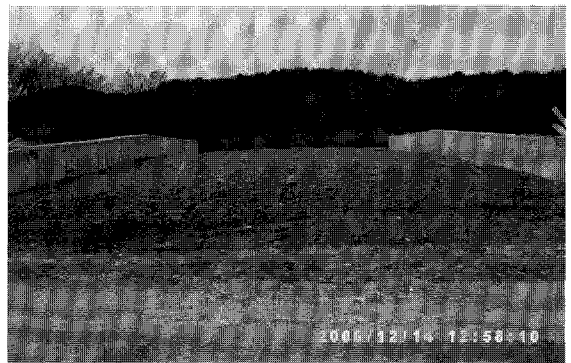
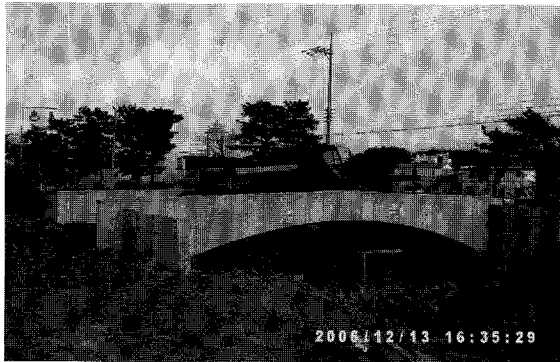
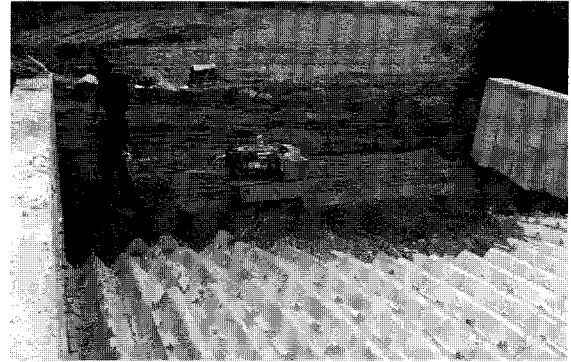
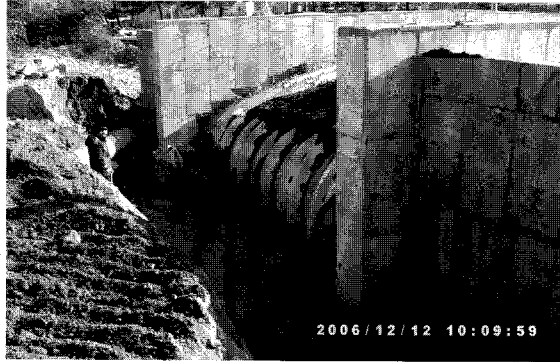
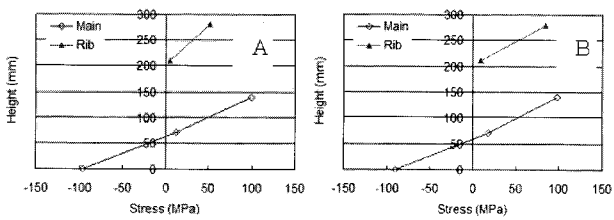
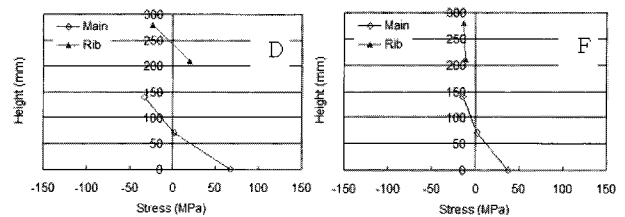


그림 11 박스형 파형강판 구조물의 뒤채움 시공



(a) 현치부 응력측정 결과



(b) 크라운부 응력측정 결과

그림 12 성토높이 0.3m인 상태에서의 응력 다이어그램

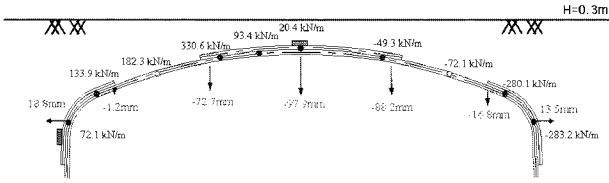


그림 13 성토높이 0.3m일 때의 모멘트 및 처짐 현황

으로 메인강판과 Rib 보강강판의 중앙, 즉 파형의 복부에서 측정된 응력은 0에 가깝게 나타났다. 이는 Rib 보강강판은 메인강판에 볼트로 연결되어 합성거동을 보이지 않아 서로 분리된 응력 다이어그램을 보여주고 있어 각각의 강판이 하중에 대해서 분담하여 하중을 지지하는 것으로 판단된다. 현재 파형강판 박스형 교량의 설계에서는 메인강판과 Rib 보강강판이 합성거동을 보이지 않는다고 가정하고 두 강판의 단면계수를 산술적으로 더하여 있으므로 본 계측결과와는 이를 뒷받침하고 있는 것으로 판단된다.

그림 13은 성토높이 0.3m인 상태에서 측정된 변위와 외부 토압을 나타내고 있다. 구조물의 크라운부 상부 토압은 7KPa 정도의 성토지반 중량에 해당하는 작은 값을 보였으나 변위는 크라운부에서 98mm로 큰 처짐이 발생하였다. 이는 뒤채움 도중에 구조물 상부에 백호 등 증장비가 주행하여 발생한 것으로 판단된다. 또한, 현치부에서 최대 모멘트가 발생하여 박스형 파형강판 구조물의 현치부가 크라운부에 비해 상대적으로 취약한 것을 확인할 수 있었다.

3.2.2 차량재하시험 결과 (성토높이 0.7m)

0.3m의 성토된 지중강판 위에 두께 0.4m의 콘크리트 포장층을 설치한 다음 그림 14와 같이 트럭하중을 재하여 차량재하시험을 실시하였다. 재하시험에 사용한 트럭은 총 중량이 32톤인 3축 트럭이며, 두 개의 뒷축하중을 사용하였다. 차량재하 시 상부 콘크리트 포장층 위에는 계측기가 설치된 단면을 기준으로 그림 15와 같이 축하중의 중심 위치를 이동시키면서 계측을 실시하였다.

3.2.3 활하중 해석결과 비교

표 3은 측정된 최대 모멘트 값과 부재 모멘트 강도를 나타낸 것으로서 부재 모멘트 강도의 27%이하로서 구조적인 안정성에는 여유가 있는 것으로 판단된다. 또한, 완공 후 차량하중에 의한 처짐도 콘크리트 교량의 허용처짐(L/500~ L/300) 이하이므로 공용 중에 특별한 문제가 없을 것으로 판단된다.

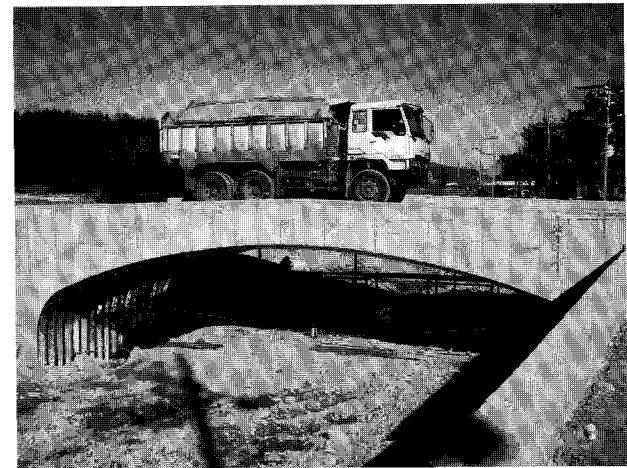


그림 14 차량재하시험

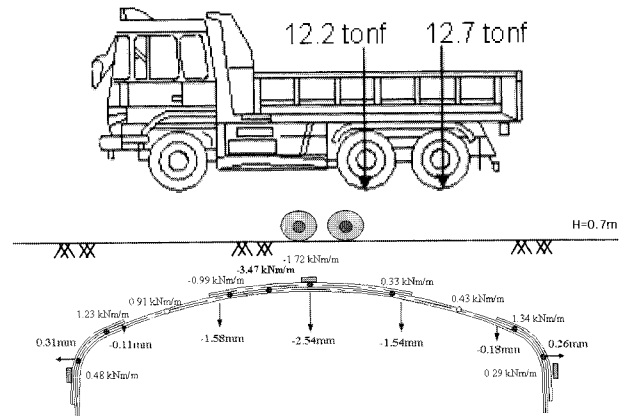


그림 15 차량하중에 의한 최대 모멘트 증가량 및 처짐 (성토높이 : 0.7m)


표 3 시험시공 구조물의 안정성 검토

구분	부재	부재 모멘트 강도	계측결과			
			311 kNm/m	활하중(H=0.7m)	합계	대비
모멘트	크라운부	311 kNm/m	22.7 kNm/m	3.47 kNm/m	26.2 kNm/m	8%
	현치부	245 kNm/m	65.5 kNm/m	0.29 kNm/m	65.8 kNm/m	27%

## 4. 맺음말

본 연구에서는 SS590을 적용한 장스팬 지중 박스형 파형 강판 교량의 실용화를 목적으로 하여 해석적인 연구와 실험적인 연구를 수행하였다. 시험 시공된 교량은 충전콘크리트 없이 보강된(Encased-Concrete) 지중파형강판 교량으로서 세계에서 가장 큰 지간을 자랑하는 교량으로서 시험시공 및 차량재하시험을 통하여 충분한 안전율을 확보하고 있는 것을 검증하였다. 본문 중 박스형 파형강판 구조물의 3차원 해석에 대한 모델링의 방법은 생략하였으나 박스형 구조물을 효과적으로 모사할 수 있는 모델을 개발하여 현장 재하실험 결과와 비교한 결과 비슷한 결과 값을 얻어 3차원해석 기법을 제안하여 구조물의 정량적인 모델이 가능하게 되었다. 따라서 본 연구를 통하여 지중파형강판 박스형 교량의 최대지간을 12m에서 15m까지 확장시켰으며 향후 지중파형강판 교량이 일률적으로 적용하고 있는 콘크리트 라멘교 형태의 2급 하천교량에 대한 좋은 대안이 되기를 기대한다.

## 참 고 문 헌

1. 이종구 (2003), 지중강판 구조물 설계기법의 적용성 평가, 서울대학교 박사학위 논문
2. AASHTO (2002) Standard Specification for Highway Bridges, 17th edition
3. CSA(2000), Canadian Highway Bridge Design Code(CHBDC), CAN/CSA-S6-00, Rexdale, Ontario
4. Moore, I. D. and Taleb, B. (1999) Metal Culvert Response to Live Loading Performance of Three -Dimensional Analysis, Transportation Research Record 1656, Paper Number. 99-0553, pp.37~44
5. Morrison, T. M. (2005) Innovative Low Cover Bridges Utilizing Deep-Corrugated Steel Plate with Encased Concrete Composite Ribs, 2005 Annual Conference of the Transportation Association of Canada, pp.24~50
6. Web M. C. (1999), Improved Design and Construction of Large-Span Culvert, Ph. D. thesis, University of Massachusetts, Amherst 

[담당 : 이완훈, 편집위원]