

파형강판을 이용한 지중-강판 교량의 시공현장계측 Field Measurements of Soil-Steel Bridge

이종구¹⁾, Jong-Ku Lee, 김경석²⁾, Kyung-Suk Kim, 이종화³⁾, Jong-Hwa Rhee,
조성민⁴⁾, Sung-Min Cho, 김명모⁵⁾, Myoung-Mo Kim

- ¹⁾ 서울대학교 지구환경시스템공학부 박사과정, Graduate Student, School. of Civil, Urban & Geosystem Engineering, Seoul National University
²⁾ 한국도로공사 도로연구소 연구원, Researcher, HRC, Korea Highway Corporation
³⁾ 평산SI(주) 전무이사, Senior Executive Director, Pyungsan SI Ltd.
⁴⁾ 한국도로공사 도로연구소 책임연구원, Chief Researcher, HRC, Korea Highway Corporation
⁵⁾ 서울대학교 지구환경시스템공학부 교수, Professor, School. of Civil, Urban & Geosystem Engineering, Seoul National University

개요(SYNOPSIS) : The soil-steel bridges which were introduced in Korea recently are widely used instead of underpasses of highway or small bridges. This bridge is a kind of flexible buried conduit which sustain the applied load by the interaction with the backfill soil. The 6.25m dia. round soil-steel bridge was instrumented so as to investigate the behavior of load sustenance. The axial forces and moments at the 7 locations around the metallic shell were calculated from the measurement of strains during backfilling. The maximum axial force and moment were compared with those of various design predictions. Finally, the stability of bridge was evaluated.

주요어(Key words) : Corrugated steel plate, Soil-steel bridge, Field measurement

1. 서 론

지중-강판 교량(soil-steel bridge)은 아연도금한 강판에 주름(corrugation)을 낸 후 판 전체에 곡률을 주어 휨강성과 단면적을 증가시킨 파형강판(corrugated steel plate)을 볼트로 조립한 구조물로서 기존의 콘크리트 암거에 비하여 시공성 및 경제성이 뛰어나고 지반의 부등침하에 유연하게 대처할 수 있어 연약지반에서도 효과적으로 사용할 수 있다. 이에 따라 북미에서는 지난 100여년 동안 활발하게 사용되어 이미 보편화된 구조양식으로 자리잡고 있으며, 설계 및 시공과 관련된 기술적인 부분에 많은 연구성과를 축적하고 있다. 국내에서는 지난 1997년 중앙고속도로의 통로암거에 최초로 적용된 이래 그 활용실적이 계속 증가하고 있다(한국도로공사 외, 1998; 조성민 외, 2000).

이 지중-강판 교량은 연성 구조물로서 뒷채움 지반과의 상호작용에 의해 상부에 작용하는 하중을 지지하는데 그 지지기구를 아직 정확하게 이해하지 못하고 있다. 이러한 지중-강판 교량의 하중지지 거동을 파악하고 구조적 안정성을 평가하기 위하여 현재 시공 중인 지중-강판 교량에서 계측을 수행하였다. 교량 중앙단면의 7개 지점에 설치한 변형률 게이지 계측결과로부터 뒷채움 단계에 따라 강판에 작용하는 최대 축력 및 모멘트를 산정하였으며 이 값들을 여러 설계기준에서 예측하는 축력 및 모멘트와 비교하여 현 설계법의 적용성을 검토하였고 아울러, 뒷채움 시공 중인 지중-강판 교량의 안정성을 분석하였다.

2. 지중-강판 교량의 설계기준

지중-강판 교량의 설계기준으로는 AASHTO(1989), AISI(1994), 일본지반공학회(1997), CHBDC(1998) 등이 있는데 표준 파형강판(150×50mm)을 이용할 경우 강판에 작용하는 모멘트는 무시하고 축력을 이용하여 설계한다. 이는 지중-강판 교량이 주변의 뒷채움재와의 상호작용에 의하여 교량에 전달되는 하중을 강판에 작용하는 압축력으로 지지하기 때문이다. 지중-강판 교량의 파괴는 주로 강판의 좌굴(buckling)에 의하여 발생되므로 강판에 작용하는 압축력은 강판의 좌굴 강도보다 작아야 한다. 따라서, 지중-강판 교량은 사하중과 활하중을 고려하여 강판에 작용하는 축력을 산정한 후 이를 강판의 좌굴강도 및 이음부 강도와 비교하여 구조적인 안정성을 검토하는 순서로 설계된다. 설계축력은 강판에 균등한 축력이 작용한다는 가정하에 환압축력 이론(ring compression theory)에 의하여 산정한다. 실제적으로 강판에 균등한 축력이 발생할 수는 없으므로 축력분포의 불균등으로 인하여 모멘트가 발생하게 된다. Duncan(1979)은 수치해석 결과를 바탕으로 강판에 작용하는 모멘트를 산정하는 식을 제시한 바 있는데 CHBDC(1998)에서는 이를 이용하여 시공 중에 구조물의 안정성을 검토하는 항목을 새로이 추가하였다. 지중-강판 교량의 설계에 대한 상세한 내용은 각 설계기준들의 원문을 참고하기 바란다.

3. 지중-강판 교량의 현장계측

계측된 지중-강판 교량은 서해안 고속도로 김제 IC구간에 시공된 직경 6.25m인 원형 구조물이다.(그림 1.) 교량은 두께 5mm인 파형강판을 볼트를 이용하여 조립한 것으로 교량의 토피고는 1.0m이다. 교량은 실트와 점토가 혼합된 연약지반 위에 시공되어 깊이 1.0m를 모래로 치환한 후 그 위에 베딩을 형성하고 강판을 조립하였다. 본 교량의 제원은 표 1.에 나타나 있다.

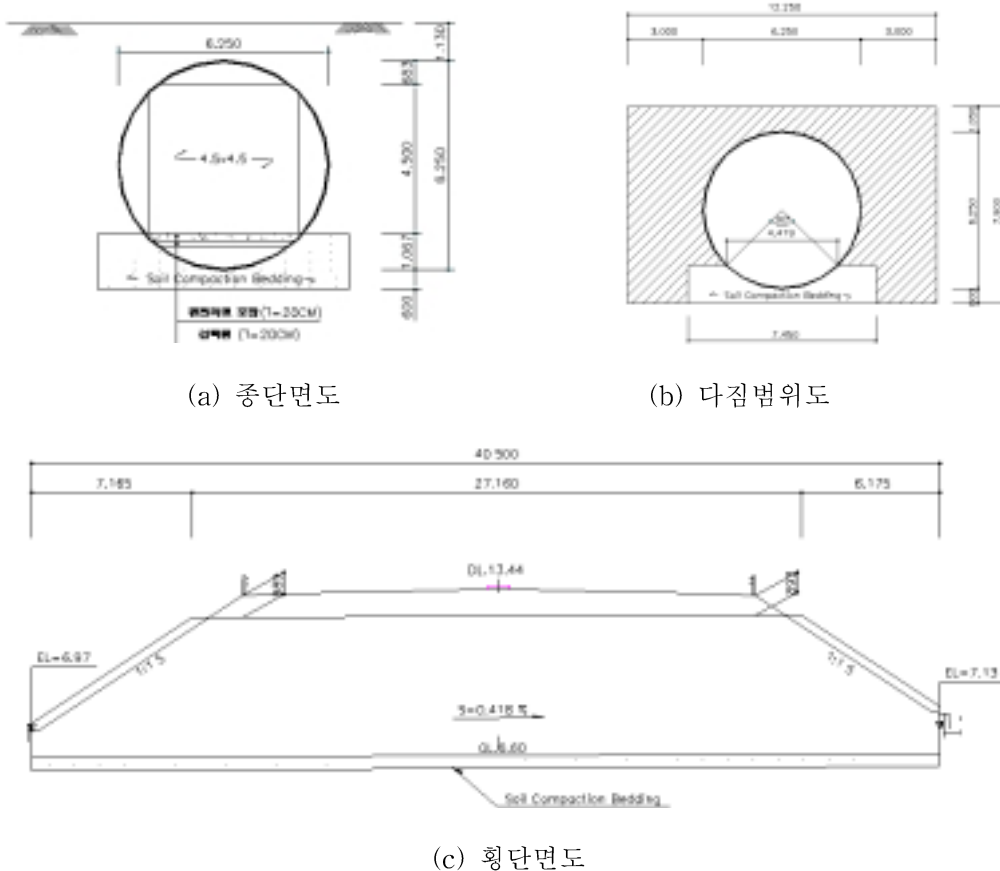


그림 1. 지중-강판 교량의 단면도

표 1. 지중-강관 교량의 제원

교량 형상	토피고	파형강관의 제원							
		파형 피치	파형 깊이	두께 (t)	단면적 (A)	단면2차모멘트 (I)	단면계수 (Z)	항복응력 (f_y)	소성모멘트 강도 (M_p)
직경 6.25m 원형구조물	1.0m	150mm	50mm	5.0mm	0.61cm ² /cm	1.85cm ⁴ /cm	0.68cm ³ /cm	245MPa	16.66kNm/m

지중-강관 교량은 뒷채움 흙과의 상호작용에 의하여 하중을 지지하므로 뒷채움 시공이 매우 중요하므로 양질의 재료를 규정된 범위안에 규정된 기준에 따라 뒷채움하여야 한다. 뒷채움 재료는 사질토와 보조기층용 선택재인 SB-1급 재료를 사용하였고 규정에 따라 1층의 두께를 30cm로 하여 상대다짐도 95% 이상이 되도록 다짐하였다. 구조물의 인접부는 다짐장비(10ton 롤러)를 주회시키기 어려워 1ton 롤러를 이용하여 인력다짐을 실시하였고 사질토를 이용한 경우에는 물다짐도 병행하였다.

지중-강관 교량은 연성 구조물이므로 뒷채움 과정에서 변위가 발생하게 되는데 이 때 너무 과도한 변위가 발생하지 않도록 주의하여야 한다. 교량의 측면부를 다짐할 때는 그림 2.와 같이 상부아치에서 솟음(peaking)이 발생하는데 이는 상부아치 위쪽으로 뒷채움 되면서 점점 원위치로 되돌아온다. 본 지중-강관 교량에서도 상부아치까지 뒷채움 되었을 때 교량의 형상을 관찰한 결과 최상단부의 솟음이 과도한 것으로 나타나 그림 3.과 같이 교량의 어깨부분 위로 트렌치를 파고 상부아치 위쪽으로만 성토하여 일정기간 방치함으로써 솟음을 방지하였다. 이러한 솟음변형 방지법은 지중-강관 교량에서 시공 중 변위를 억제하는 방법의 하나로서 널리 쓰이고 있다. (Abdel-Sayed 등, 1993)

교량의 조립이 완료된 후 그림 4.와 같이 중앙단면의 7개 지점에 변형률 게이지를 설치하고 이를 뒷채움 단계에 따라 계측하였다. 각 지점에서 변형률 게이지는 그림 5와 같이 파형의 봉우리, 골, 그리고 중간지점에 설치하였으며 온도에 의한 영향을 배제하기 위하여 온도보상 게이지도 설치하였다.

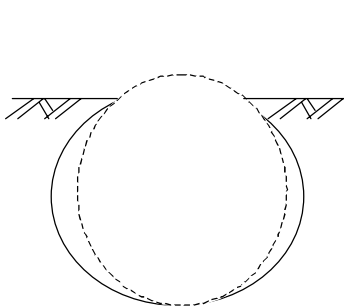


그림 2. 솟음변형

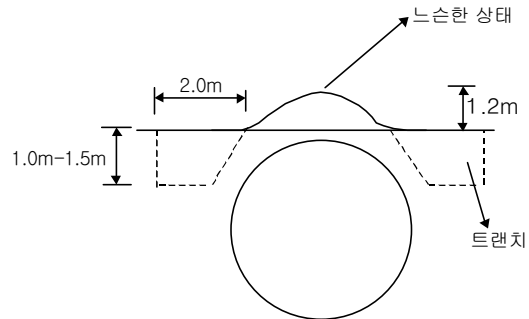


그림 3. 솟음변형 방지법

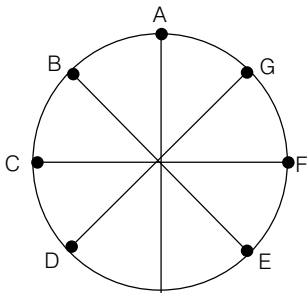


그림 4. 변형률 게이지 설치위치

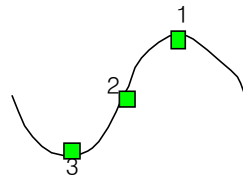


그림 5. 각 지점에서의 변형률 게이지 설치

4. 축력 및 모멘트의 산정

강판에 작용하는 축력과 모멘트는 강판을 그림 6.과 같이 등가적인 빔으로 가정하여 도시한 응력 다이어그램으로부터 산정한다. 하지만, 계측된 응력 다이어그램은 선형적인 관계를 나타내지 않으므로 Bakht(1981)와 Beal(1982)을 참조하여 다음의 두 가지 방법을 이용하여 산정하였다.

① 축력 및 모멘트 산정법1

그림 6.과 같이 파형의 골과 봉우리에서 계측된 변형율을 이용하여 선형적인 응력 다이어그램을 도시하고 이로부터 축력과 모멘트를 산정하는 방법이다. 파형의 봉우리와 골에 작용하는 응력인 σ_1 과 σ_3 는 식(1)과 식 (2)와 같이 나타낼 수 있으므로 강판에 작용하는 축력, T 와 모멘트, M 은 두 식을 연립하여 산정할 수 있다.

$$\sigma_1 = \frac{T}{A} + \frac{M}{I} \left(\frac{h}{2}\right) \quad (1)$$

$$\sigma_3 = \frac{T}{A} + \frac{M}{I} \left(-\frac{h}{2}\right) \quad (2)$$

② 축력 및 모멘트 산정법2

계측된 변형율로부터 얻어진 응력 다이어그램은 대부분 그림 7.(a)와 같은 형태이므로 그림 7.(b)와 그림 7.(c)의 합으로 나타낼 수 있다. 그림 7.(b)와 그림 7.(c)로부터 축력, T 와 모멘트, M 을 다음과 같이 산정할 수 있다. 이 방법에서는 파형 중간에서 계측된 변형율도 고려할 수 있다.

$$T = T_1 + T_2 + T_3 = \frac{1}{4} \sigma_1 A + \sigma_2 A - \frac{1}{4} \sigma_3 A \quad (3)$$

$$M = T_1 \frac{h}{3} + T_3 \frac{h}{3} \quad ('+'는 \curvearrowleft \text{방향}) \quad (4)$$

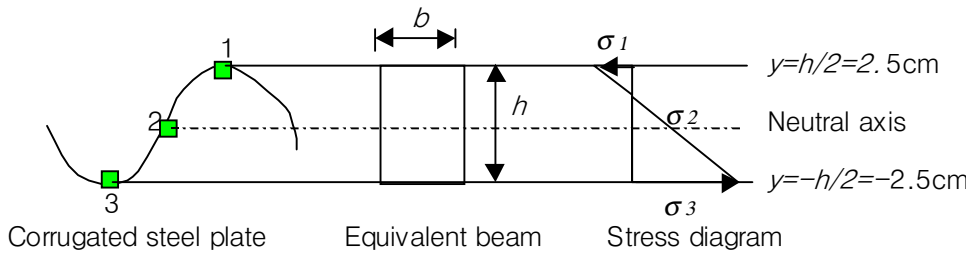


그림 6. 강판에 작용하는 축력과 모멘트 산정법1

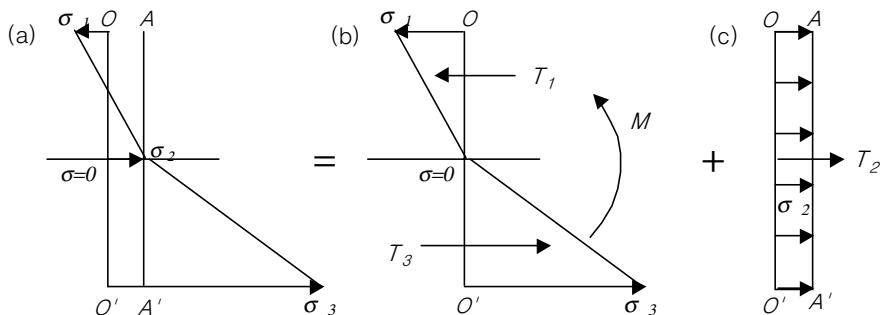


그림 7. 강판에 작용하는 축력과 모멘트 산정법2

5. 지중-강판 교량 계측결과 분석 및 토의

5.1 축력 및 모멘트 분포

그림 8, 그림 9, 그림 10, 그리고 그림 11은 각각 성토높이가 4.0m, 5.5m, 6.25m, 그리고 최종성토고인 7.25m일 때의 축력 분포도와 모멘트 분포도를 나타내고 있다. 그림에서 실선과 점선은 각각 방법1과 방법2에 의하여 산정한 분포도를 나타내고 값을 표기할 때 가호가 없는 것과 있는 것은 각각 방법1과 방법2를 통하여 산정한 값을 나타낸다. 각 그림에서 축력은 대체적으로 성토높이가 증가함에 따라 증가하는 경향을 보여 최대 축력은 최종 성토고까지 성토되었을 때 나타났으나 최대 모멘트는 교량의 어깨부분까지(성토높이: 5.5m) 성토되었을 때 나타나 최대 모멘트는 뒷채움 시공 중에 발생함을 알 수 있었다. 현재 각 설계기준 중 CHBDC(1998)만이 모멘트를 고려하여 시공 중의 안정성을 평가를 하는 절차를 제시하고 있는데 계측된 최대 모멘트의 변화양상은 이러한 설계절차의 타당성을 입증하고 있다. 최대 축력과 최대 모멘트는 모두 교량의 최상단부(A지점)에서 나타났다.

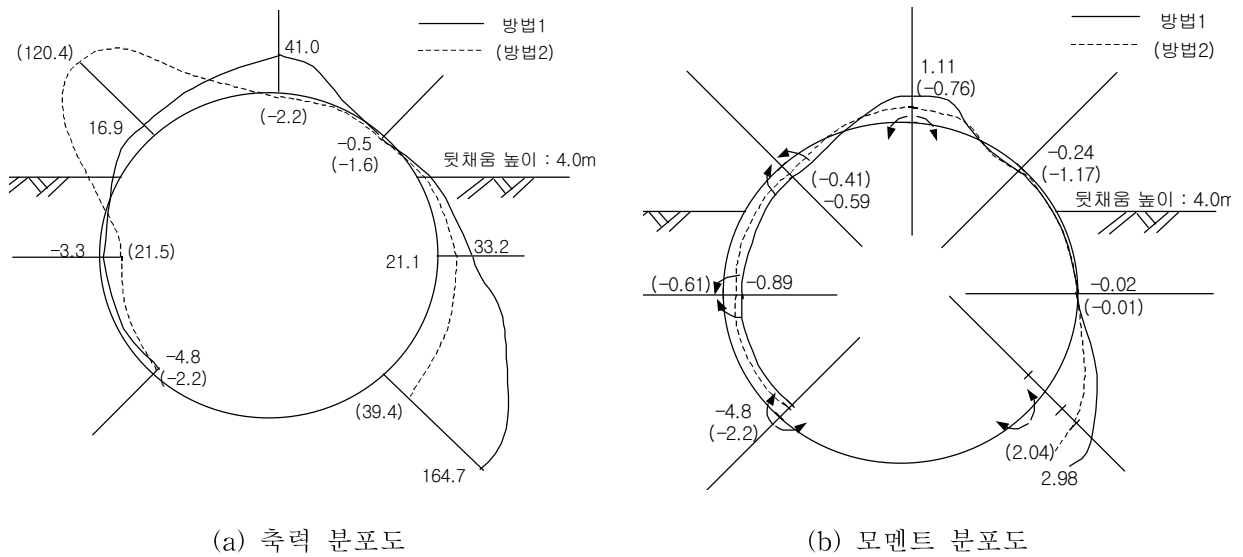


그림 8. 성토높이 4.0m일 때 축력과 모멘트 분포도

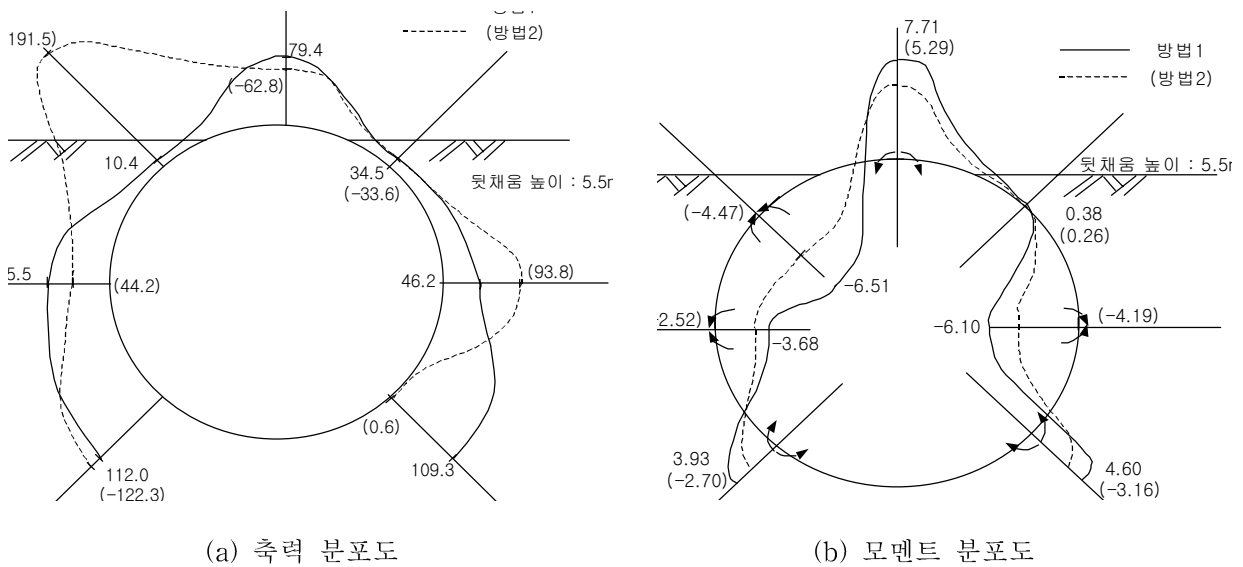
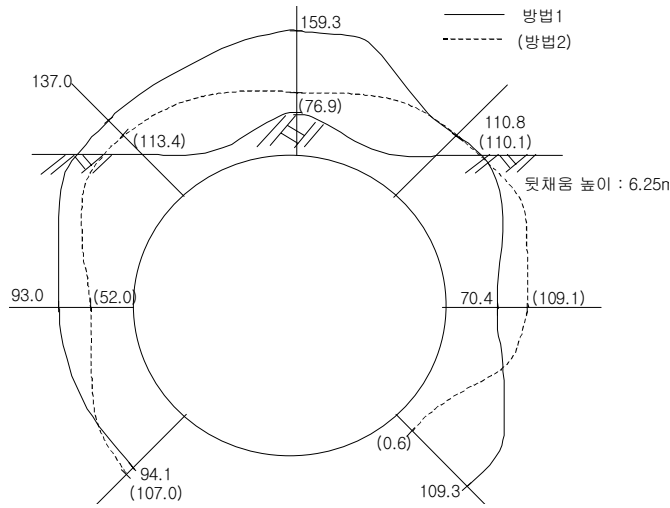
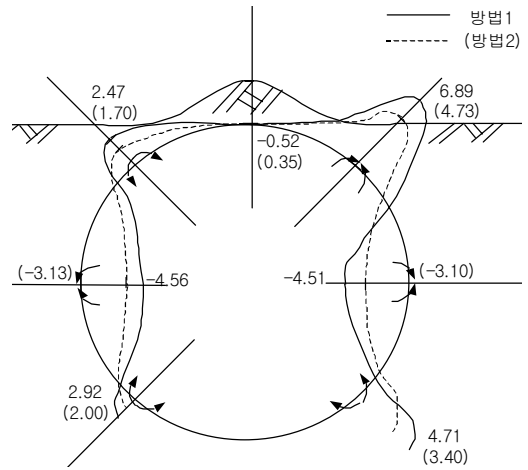


그림 9. 성토높이 5.5m일 때 축력과 모멘트 분포도

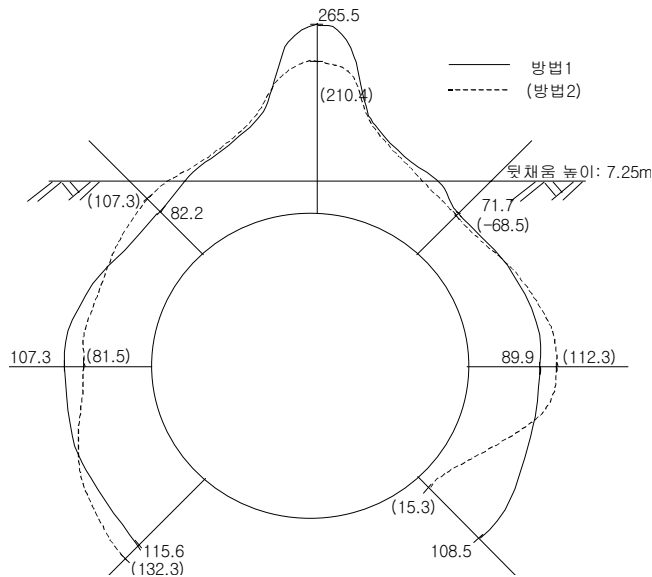


(a) 축력 분포도

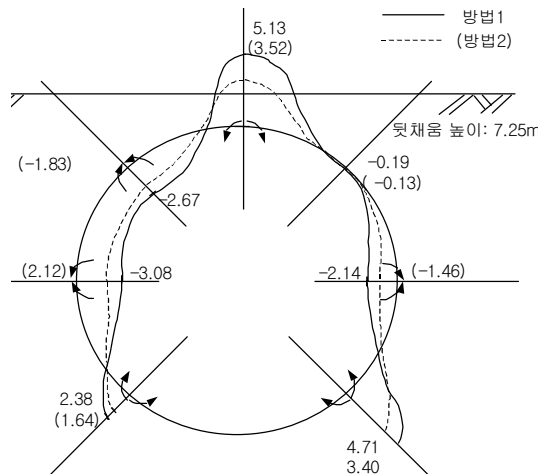


(b) 모멘트 분포도

그림 10. 성토높이 6.25m일 때 축력과 모멘트 분포도 (숫음변형 방지법 적용)



(a) 축력 분포도



(b) 모멘트 분포도

그림 11. 최종성토고(성토높이: 7.25m)일 때 축력과 모멘트 분포도

그림 8.과 그림 9,를 통하여 알 수 있듯이 성토높이가 5.5m까지는 부분적으로 (-)값 즉, 인장력을 나타내는 등 상당히 불균등한 축력분포를 보이는데 이러한 불균등한 축력분포로 인하여 성토높이 5.5m일 때 교량의 최상단에서 최대 모멘트가 나타났고 각 지점에서의 모멘트도 큰 편차를 보였다. 그림 9.(b)에서 화살표는 모멘트의 방향을 나타내는데 이로부터 교량의 상부아치에서 숫음변형이 발생함을 유추할 수 있다. 성토높이가 6.25m일 때는 교량 상부의 숫음변형을 방지하기 위하여 그림 3.과 같은 숫음변형 방지법을 적용하였다. 그 결과 그림 10.(a)에 나타난 바와 같이 상당히 균등한 축력분포를 얻을 수 있었고 강관에 작용하는 모멘트도 감소하였는데 특히, 최상단에서는 모멘트가 거의 0으로 되고 어깨부분에서는 모멘트가 (+)로 증가하여 숫음변형 억제효과를 확인할 수 있었다. 그림 10.(b)에 나타난 모멘트의 방향을 통해서도 이러한 사실을 확인할 수 있다. 하지만, 트랜치를 메우고 최종 성토고(성토높이 : 7.25m)까지 성토를 완료하면 다시 교량 상부아치에서 불균등한 축력분포가 나타나 교량 상부아치에 작용하는 모멘트가 증가하는 양상을 보인다. 이는 계측된 지중-강관 교량의 토피고가 작아 숫음변형을 충분히 억제하

지 못하기 때문으로 생각된다. 하지만, 성토높이가 5.5m일 때보다 모멘트의 편차는 줄어들었다.

5.2 설계기준 예측값과의 비교

표 2.는 여러 가지 설계기준에 의하여 산정된 설계축력과 최종 성토시 계측된 최대 축력의 비교를 나타내고 있다. 표 2.를 통하여 각 설계기준에 의하여 예측된 최대축력은 계측된 최대 축력의 0.48~0.79배를 나타내고 있음을 알 수 있는데 이러한 설계축력과 계측된 최대 축력의 차이는 다짐에 의한 잔류토압으로 인하여 교량에 추가적인 축력이 작용하기 때문인 것으로 생각된다. 각 설계축력 중 CHBDC(1998)에 의한 설계축력이 계측된 최대 축력에 가장 근접한 값을 보이고 있다.

표 3.은 CHBDC(1998)에 의한 최대 모멘트와 계측된 최대 모멘트의 비교를 나타내고 있다. 표 3을 통하여 CHBDC(1998)에 의한 최대 모멘트는 성토중인 경우 계측된 최대 모멘트의 0.60~0.87배를 나타내고 성토후인 경우 0.39~0.57배를 나타남을 알 수 있다.

표 2. 최종성토시 계측 최대축력과 각 설계기준 예측 최대축력의 비교

축력 산정법	$T_M^{1)}$ (kN/m)	AASHTO(1989)		AISI(1994)		CHBDC(1998)		일본지반공학회(1997)	
		$T_D^{2)}$ (kN/m)	T_D / T_M	T_D (kN/m)	T_D / T_M	T_D (kN/m)	T_D / T_M	T_D (kN/m)	T_D / T_M
방법1	265.5	127.9	0.48	131.3	0.49	166.4	0.63	131.3	0.49
방법2	210.4		0.61		0.62		0.79		0.62

1) T_M : 계측 최대축력 / 2) T_D : 설계기준 예측 최대축력

표 3. 계측 최대모멘트와 CHBDC(1998)에 의한 최대모멘트의 비교

모멘트 산정법	계측 최대모멘트, M_M (kNm/m)		CHBDC 최대모멘트, M_D (kNm/m)		소성모멘트 강도 (kNm/m)
	성토중	성토후	성토중	성토후	
방법1	(5.5m) ¹⁾ 7.71	5.13	4.61	1.99	16.66
방법2	(5.5m) 5.29	3.52			

1) 괄호안은 성토높이

5.3 지중-강판 교량의 안정성 분석

표 4.는 뒷채움 시공 중 나타난 최대 축력과 여러 가지 설계기준에 의거한 좌굴강도들의 비교를 나타내고 있다. 계측된 최대 축력은 각 설계기준에 의한 좌굴강도의 0.17~0.44배로 나타나 본 지중-강판 교량은 좌굴에 대하여 안정할 것으로 판단된다.

강판에 작용하는 모멘트가 강판의 소성모멘트 강도보다 커지면 그 지점에서 소성힌지(plastic hinge)가 발생하게 된다. 소성힌지는 오히려 강판에 작용하는 모멘트를 감소시키는 역할을 하므로 전체적인 교량의 안정성에는 큰 영향을 미치지 않으나 강판에 국부적인 손상을 유발시킬 수 있다. 소성모멘트 강도와 계측된 최대 모멘트를 비교한 결과도 표 3.에 나타나 있다. 계측된 최대 모멘트는 파형강판 소성모멘트 강도의 0.21~0.46배로 나타나 소성힌지는 발생하지 않을 것으로 판단된다.

표 4. 계측 최대축력과 좌굴강도의 비교

축력 산정법	계측 최대축력 (kN/m)	각 설계기준에 의한 좌굴강도(kN/m)			
		AASHTO(1989)	AISI(1994)	CHBDC(1998)	일본지반공학회(1997)
방법1	265.5	1222.6	1243.5	603.5	1222.6
방법2	210.4				

6. 결론

뒷채움 시공 중인 원형 지중-강판 교량에서 강판에 작용하는 축력과 모멘트를 계측하여 분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 강판에 작용하는 축력은 최종 높이까지 성토하였을 때 최대값을 나타내었으며, 모멘트는 구조물의 어깨부까지 성토하였을 가장 큰 값을 나타내어, 최대 모멘트는 뒷채움 시공 중에 발생함을 확인하였다. 최대 축력과 최대 모멘트는 모두 교량의 최상단부에서 측정되었다.
- 2) 뒷채움 도중 구조물 상부아치의 솟음변형을 억제하기 위하여 교량 어깨부에 트렌치를 형성하고 상부에 미리 성토한 결과, 축력분포가 균등해졌으며, 또한 강판에 작용하는 모멘트도 감소하였다.
- 3) 여러 설계기준에 의한 최대 축력들은 계측된 최대 축력의 0.48~0.79배로 산정되었고 CBHDC(1998)에 의한 최대 모멘트는 성토중인 경우 계측된 최대 모멘트의 0.60~0.87배, 성토후인 경우 계측된 최대 모멘트의 0.39~0.57배로 산정되었다. 여러 설계기준에 의하여 산정된 최대 축력 중 CHBDC(1998)에 의한 축력이 계측된 최대 축력에 가장 근접한 값을 보였다.
- 4) 측정된 강판 내의 최대 축력은 파형강판 좌굴강도의 17~44%, 최대 모멘트는 강판 소성모멘트 강도의 21~46%에 머물러, 시공한 지중-강판 교량은 구조적으로 안정한 것으로 판단되었다.

감사의 글

본 연구는 한국도로공사에서 주관하는 “파형강재 지중구조물 실용화” 과제의 일환으로 평산SI(주)의 지원 아래 수행되었으며, 평산SI(주)와 관계기관에 심심한 사의를 표한다.

참고문헌

1. Abdel-Sayed, G., Bakht, B., and Jaeger, L. G (1993), *Soil-Steel Bridge: Design and Construction*, McGraw-Hill.
2. American Association of State Highway and Transportation Officials(AASHTO)(1989), *Standard Specifications for Highway Bridges*, Washington, D. C..
3. American Iron and Steel Institute(AISI)(1994), *Handbook of Steel Drainage and Highway Construction Products*, Washington, D. C..
4. Bakht, B.(1981), Soil-Steel Structure Response to Live Loads, *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 107, No. 3, pp. 779-798.
5. Beal, D. B.(1982), Field Tests of Long-Span Aluminum Culvert, *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 108, No. 6, pp. 873-890.
6. Canadian Standard Association(1998), *Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC)*, Ministry of Transportation of Canada.
7. Duncan, J. M.(1979), Behavior and Design of Long-Span Metal Culverts, *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 105, No. 3, pp. 399-417.
8. 日本地盤工學會(1997), *波形鋼板 巖居 manual*.
9. 조성민, 김경석, 김홍중(2000), 파형강판을 이용한 고속도로 횡단구조물의 시공, 대한토목학회 2000년 학술발표회 논문집(II), pp.137-140
10. 조성민, M. Wilson(2000), 대단면 파형강판을 이용한 아치형 지중강판교의 해석과 설계, 대한토목학회 2000년 학술발표회 논문집(II), pp.593-596
11. 한국도로공사, 포항산업과학연구원(1998), 파형강판 지중 암거의 설계와 시공