장대레일 교량의 지간변화에 따른 궤도 축력 연구
A Study on the Track Longitudinal Force on the CWR track bridge with variable span length

정석인* 김상철** 김연태***
Jung, Suk-In Kim, Sang-Chul Kim, Yun-Tae

ABSTRACT

Where the track is continuously welded over a bridge, the longitudinal force is interacted between the track and the sub-structure. Due to this respect, the expansion joint is used to decrease this force. But the expansion joint has several problems related to passenger comfort and maintenance etc. In this study, it is analysed about how the stability of the track is affected as the span length becomes longer in case of 2-span continuos bridge. It is found that there is no problem of an stability unless the span length is longer than 90m when the elastic shoe is used. And several parametric studies were also implemented.

1. 서 론

레일은 제작, 수송 및 취급상의 제한으로 인하여 일정한 길이로 제조하여 볼트체결을 하기 때문에 이음부를 형성하게 되며, 레일 이음부는 승차감의 악화, 소음·진동의 발생, 궤도파괴 및 보수량의 증가 등 궤도에 많은 문제점을 야기하기 때문에 레일을 용접하여 이음부를 제거한 장대레일이 세계 각국에서 대부분 채택하고 있다. 이러한 장대레일은 교량상 자갈궤도일 경우 교량은 고정단에서는 부동상태이고, 가동단에서는 이동 가능하나 장대레일의 부동구간이 거더위에 부설되어 있으면 거더는 신축하나 레일은 부동상태이므로 거더의 신축량 만큼 레일 내부에 이상응력이 발생하게 되는데 이러한 부가응력이 클 경우 레일은 장출이나 파단현상을 일으키는 경우가 있다. 이러한 부가응력에 대한 해결책으로 신축이음장치를 사용하여 해결하고 있으나, 신축이음장치는 궤도에 대한 충격으로 자갈파괴를 발생시키고 또한 승차감도 떨어뜨리므로 근본적인 해결책이 되지는 못한다. 본 연구에서는 신축이음장치를 사용하지 않고 장대레일하 교량의 지간 길이가 길어질 경우 레일과 교량에서 발생하는 축응력과 변위에 대하여 연구하였다. 이를 위해서 범용유한요소 프로그램인 LUSAS로 해석하였으며, 검증을 위하여 벨기에 브루셀(Brusseles)과 프랑스 릴(Lille)사이에 위치한 고속철도 교량에서의 궤도축력을 해석한 후 이 결과들을 외국의 문헌에 제시된 연구 결과들과 비교하였다.

* 서울산업대학교 석사과정, 학생회원
** 한서대학교 토목공학과 교수, 정회원
*** 서울산업대학교 구조공학과 교수, 정회원

2. 장대레일 이론

2.1 교량상 장대레일 축력해석

교량의 양단부 또는 일단에서 레일이 한쪽 또는 양쪽이 연속적으로 용접되어 있으면, 종하중은 궤도와 구조물 사이에 상호작용에 의하여 분포된다. 각 요소(교량과 궤도)로 전달되는 종하중 간의 비율은 하부강성에 의존하는 구조물의 종방향 변위에 대한 저항과 더불어 구조물과 궤도 또는 성토부와 궤도 사이의 종방향 변위에 대한 저항에 좌우된다. 궤도로 전달되는 부가력은 레일에 의해 흡수될 수 있어야 하고, 교량으로 전달되는 힘은 하부구조의 설계에 고려되어야 한다. 교량상 장대레일 축력해석은 궤도가 과대응력을 받지 않고 수평 지지력을 부담할 수 있도록 하기 위한 것이다.

2.2 도상의 비선형 거동

궤도의 종방향 및 횡방향의 거동 특성은 대부분의 궤도에서 나타나고 있는 도상자갈의 마찰저항 특성에 의해 비선형 거동을 보인다. 도상의 거동은 이미 일반적으로 쌍일차(Bilinear)모형을 보인다고 보고되어 있으며, 우측 그림1은 UIC 774-3(2001)에서의 쌍일차곡선을 보여주고 있다. 이 저항은 궤도에 하중이 재하되었느냐 아니냐에 따라 변하며, 더욱이 궤도의 형식이 다르고 유지보수상태가 다르므로 광범위한 저항값을 갖는다.

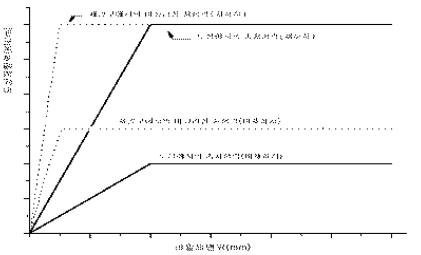


그림1. 궤도의 저항에 대한 레일의 상대변위

3. 해석프로그램의 검증

Brussels-Lille(Paris/London의 분기점)를 잇는 고속철도 노선 상의 교량은 총연장 438m, 6개의 교각 그리고 2개의 교대로 이루어진 7경간 교량이다. 주 경간(6번 경간)은 폭 120m로 Scheldt 강을 가로지르며 두 개의 강 아치(steel arch)로 이루어져 있다. 또한 이 교량은 두 개의 평행한 바라스트 궤도구조로 콘크리트 침목과 UIC60 레일로 구성되어 있다. 이 교량의 기본 제원은 표1과 같으며 해석모델은 그림2에 나타내었으며, Lusas를 사용하여 해석을 수행, 탤프트풍대팀에 의해 개발된 PROLIS20 프로그램을 사용하여 해석된 바 있는 해석결과와 비교하였다. 그림3은 온도하중 작용시 레일과 교량의 변위를 나타낸 것이고, 그림 4는 온도하중 작용시 레일과 교량의 상대변위값을 나타내었으며, 그림5는 온도하중 작용시 레일의 축력을 나타낸 그림으로 검증결과를 요약정리하면 표2과 같고 해석값을 비교해 보았을때 거의 같은 결과를 나타내고 있다.

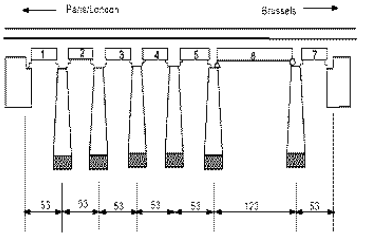


그림2. 검증 해석 모델

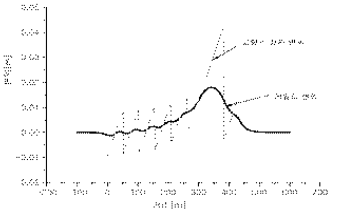


그림3. 레일 및 교량 변위

표1. 검증 모델의 제원

레 일		단면적	A=15,372㎟ (2×UIC60)
		탄성계수	E=210KN/㎟
		열팽창계수	α=1.2× 10^{-5}℃ $^{-1}$
		온도변화	ΔT=+40℃
자갈도상 및 궤도		최대 저항력	ϕ_{max}= 20KN/m
		한계변위	u_0=2㎜
교 량	상판 1~5, 7	단면적	A=26×10^6㎟
		탄성계수	E=34.75KN/㎟
		열팽창계수	α=1.2× 10^{-5}℃ $^{-1}$
		온도변화	ΔT=+30℃
		교량탄성체트 수평강성	k_{mat}=15KN/㎜
	상판 6	단면적	A=10.13×10^6㎟
		탄성계수	E=34.75KN/㎟
		열팽창계수	α=1.2× 10^{-5}℃ $^{-1}$
		온도변화	ΔT=+30℃
		용리 반침의 수평 저항력	F_{fr} = -1350KN

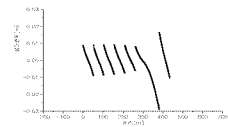


그림4. 레일 및 교량 상대변위

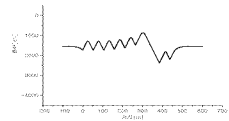


그림5. 레일의 축력

표2. 검증 해석 결과

구분 / 하중조건	최대축력(KN)		최대 상대변위(㎜)		레일 최대변위(㎜)	
	LUSAS	PROLIS20	LUSAS	PROLIS20	LUSAS	PROLIS20
온도하중	-2377	-2300	28.899	28.6	18	18.3

4. 지간변화에 따른 장대레일 해석

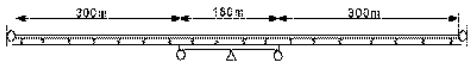
4.1 해석모델 및 제원

교량의 모델은 단선의 단경간 교량이며 상로판형 유도상 교량으로서, 레일은 UIC 60 레일을 사용하였고, 교량은 UIC Code 774-3R에 예시로 제시한 Case 중 G1-3을 선정하였으며, 양단에 각각 300m의 토공구간을 가정하였다. 표3은 해석 대상교량의 기본 제원 및 하중조건이고, 그림6은 해석모델이다. 변수조건으로는 지점이 모두 탄성반침인 경우에 대하여 해석을 수행하였다. 탄성받침의 강성은 기본제원을 1로 하여 강성비를 0.1 0.5 1 2 3 4 5 6로 변화시켰으며, 기호로는 A B C D E F G H 로 구분하였다. 레일에 가장 불리하게 작용하는 응력을 알아보기 위해 온도하중 및 열차의 제동하중, 수직하중을 가장 불리한 조건에 작용시켰으며, 온도하중 해석결과와 제동하중 해석결과, 그리고 수직하중 해석결과를 중첩시킨 값으로 레일의 응력을 검토하였다.

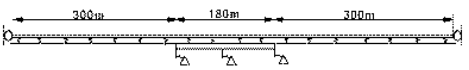
표3. 해석 제원 및 하중조건

case	span(m)	K long (KN/m)	E (KN/㎡)	I (m^4)	H (m)	A (㎡)	vi (m)
G1-3	90	1080000	3.42E+07	80.06	9.00	7.20	5.07
하중조건	온도하중: 교량(35℃), 제동하중: 20KN, 수직하중: 80KN (열차길이 300m)						

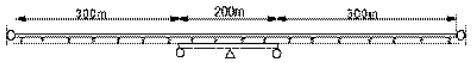
(I : 단면2차모멘트, H: 단면높이, A: 단면적, vi: 교량하변에서 중립축까지 거리)



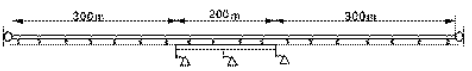
(a) 180m일 경우 모델



(b) 180m 탄성지점이 3개일 경우 모델



(c) 200m일 경우 모델

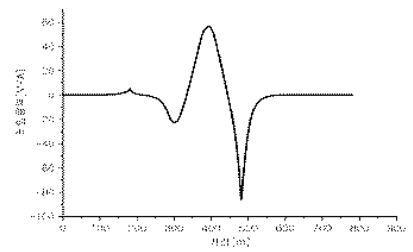


(d) 200m 탄성지점이 3개일 경우 모델

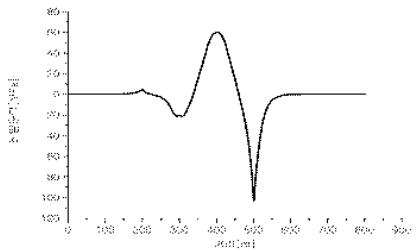
그림6. 해석 모델

4.2 레일의 응력 비교

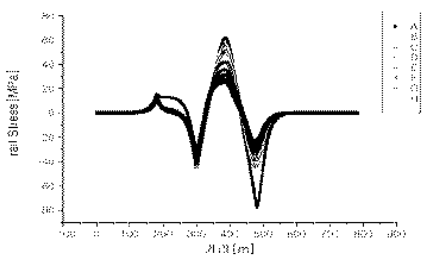
지간길이의 변화에 대한 레일의 응력을 해석한 결과가 아래 그림7에 나타나 있다. 그림7 (a)를를 해석하였을 경우에 (a)는 -92MPa의 값을 갖고, (b)일 경우 -109.11MPa의 값을 갖는다. 이 경우 (a),(b)는 UIC 규정의 허용압축응력 -72MPa값을 초과하므로 장출의 위험이 있을 수 있다. 그림7 (c)와 (d)의 경우 강성비가 1일 경우 -38.44MPa, -43.11MPa로 탄성받침을 사용하지 않았을 (a)와 (b)보다 58.22%와 60.49%의 감소가 있으므로 탄성받침을 사용시 축응력의 감소에 기여하는 바가 큼을 알 수 있으며, 강성비가 0.1일 경우 (c)와 (d)는 -77.70MPa와 -84.10MPa의 값을 가지므로 허용압축응력을 초과하나 강성비가 0.5일 경우에는 -44.53MPa와 -49.77MPa이라는 안정한 값을 가지므로 탄성받침의 현저한 강성감소가 일어나지 않게 주의가 필요하다.



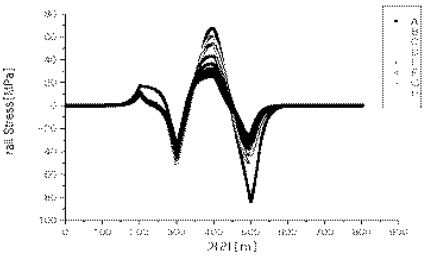
(a) 180m 일 경우 레일 응력



(b) 200m일 경우 레일 응력



(c) 180m 탄성지점 3개일 경우 레일 응력



(d) 200m 탄성지점 3개일 경우 레일 응력

그림7. 지간길이 변화에 따른 레일 응력(KN/m)

그림7의 (a)와 (b)의 경우 축응력이 허용응력값을 초과하므로 지간의 길이를 조절하여 응력값의

변화를 해석해 해보았다. 지간 길이를 줄여가면서 해석해 본 결과 160m일 경우 -76.5MPa, 150m일 경우에는 -69.9MPa, 140m일 경우에는 -63.4MPa값을 나타내었다. 이 값으로 추정해보았을 때 지간거리를 기본제원에서 30m 줄일 경우, 즉 1경간당 15m씩 줄일 경우 기본제원의 축응력은 UIC 허용압축응력 -72MPa을 만족하는 것을 확인할 수 있다. 지간의 변화에 따른 응력비를 알아보기 위하여 그림9와 같이 모델 180m를 기본으로 지간비에 대한 응력비를 확인해본 결과 선형적으로 증가함을 볼 수 있다. 그림 10은 탄성지점의 종방향강성비에 따른 최대응력값을 나타내고 있으며, 강성비가 증가할수록 레일최대응력 그래프는 포물선 형태를 취하면서 응력 감쇠비가 작아지는 것을 확인할 수 있다.

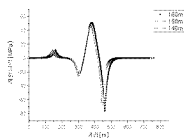


그림8. 지간감소에 대한 레일 응력

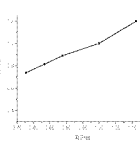


그림9. 지간비에 대한 응력비

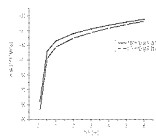


그림10. 강성비에 대한 레일최대응력 비교

4.3 도상 변화에 대한 검토

위에서 사용한 제원의 경우 도상 상태가 양호한 경우에 대하여 검토하였다. 그러나 설계적인 도상의 경우 일반 국철구간의 실측결과 15KN/m에서 8.7KN까지 편차를 보인다고(철도청, 1998) 조사된바가 있기에 도상의 저항력을 설계조건을 고려하여 해석해 보았다. 해석의 제원은 위에 제시된 값을 그대로 사용하였으며, 도상의 저항력만 12KN/m일 경우에 대하여 해석을 하였다. 해석결과는 아래 표4에 나와 있듯이 도상의 저항력이 저하될 경우 레일의 증가되는 응력이 180m일 경우에는 46.7MPa이 증가하였고 200m일 경우에는 43.95MPa이 증가하였다. 이는 도상의 저항력이 미치는 영향이 크다는 것을 알 수 있으며, 도상의 관리가 설정적으로 유지되어야 지간의 길이에 대한 안전을 확보할 수 있다고 판단된다.

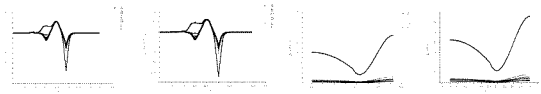
표4. 도상저항력에 대한 응력 비교

최대압축응력 / 도상저항력	180m	200m	180m	200m
12KN/m	-138.7MPa	-153.06MPa	-	-
20KN/m	-	-	-92MPa	-109.11MPa

4.3 교량의 단면2차모멘트 변화에 따른 검토

주어진 교량의 단면2차모멘트를 1로하여 교량의 단면2차모멘트를 0.1 0.5 1 1.5 2 4로 변화를 주어 해석을 실시하였으며, 기호 A B C D E F 로 표현하였다. 교량모델은 탄성지점이 없는 가운데 힌지, 양끝단이 롤러인 모델로 하였으며, 단면2차모멘트에 변화를 주어 해석한 결과를 그림11에 나타내었다. 해석결과 단면2차모멘트의 변화는 온도하중이나 제동하중에는 아무런 영향을 주지 못하였지만, 수직하중시에는 많은 영향을 주었다. 앞에서 해석되었던 것처럼 모멘트비가 1일

경우축응력은 허용압축응력을 초과하므로, 허용압축응력을 만족하는 모멘트비를 찾으면 모멘트비가 4(기호F)일 경우 축응력이 180m일 경우 -61.67MPa였고, 200m 일 경우에는 -70MPa 값을 나타내어 허용압축응력을 만족한다. 인장응력의 경우에는 56.4MPa와 60.4MPa의 값을 나타내므로 허용인장응력을 만족한다. 또한 하중 작용시 수직변위를 보면 강성비가 1인 경우 180m는 5.97mm로 만족하나 200m일 경우에는 8.11mm로 그 값을 초과한다. 그러므로 축응력과 변위의 값을 검토하였을 경우 단면2차 모멘트 변화에 대하여 지간 180m와 200m는 모멘트비가 4(기호F) 값을 가질 경우 안정성이 확보된다.



(a) 휨강성 변화에 대한 180m 레일 응력 (b) 휨강성 변화에 대한 200m 레일 응력 (c) 180m 수직하중 작용시 변위 (d) 200m 수직하중 작용시 변위

그림11 휨강성 변화에 대한 레일 응력 및 수직 하중시 교량 변위

5. 결 론

본 연구에서는 장대레일 교량의 지간 변화에 따른 고속전철 교량상 장대레일 궤도구조의 축력 및 변위에 대한 해석을 통하여 다음과 같은 결론을 얻었다. 지간의 길이가 길어질수록 축응력과 변위가 증가한다는 것을 확인하였고, 탄성받침을 사용하였을 경우 응력의 감소가 180m지간일 경우 약58.22%와 200m지간일 경우에는 60.49%의 축력감소 효과가 있음이 확인되었다. 또한 기본모델을 기준으로 지간비에 대한 응력비는 선형적으로 증가하며, 종방향강성비가 증가할수록 최대축응력의 감쇠비는 작아졌고, 교량의 단면2차모멘트에 변화를 주어 해석하였을 경우 모멘트비가 4이상일 경우 안정성이 확보되는 것을 확인하였다.

참고문헌

1. 이종득(1994) 철도공학 노해출판사
2. UIC, UIC Code 774/3R, Track/bridge Interaction Recommendations for calculations.(2001.10)
3. 양신추, 이지하, 서사범, "철도교량상의 장대레일 축력 해석 기법 개발" 대한토목학회논문집(2000.9)
4. 허영, "장대레일이 설치된 교량에서의 축방향 변위 및 축력 변화 연구" 수원대학교 산업기술연구소 논문집 제16집 (2001.12)
5. 강제윤, 김병석, 김영진, 박성용, "고속철철교량상 장대레일궤도의 주행안전성 검토를 위한 매개변수해석" 대한토목학회논문집 제 21권5호(2001.9)