

탈선취약요소를 고려한 고속철도교량 장대레일 지진응답 평가

Seismic Response of CWR on HSR Bridge Considering Derailment Inducing Factors

이장석¹⁾ · 김대상²⁾

Yi, Jang-Seok · Kim, Dae-Sang

국문 요약 >> 지진 발생시 교량 상판 연결부의 상대변위로 레일에 발생하는 부가응력으로 인한 레일의 좌굴과 파손은 열차의 탈선을 유발할 수 있다. 교량의 지진응답 증가에 영향을 미치는 지반의 탈선취약요소와 교량의 구조적인 요소를 고려하여 고속철도교량 장대레일의 지진응답을 평가하였다. 연약층이 있는 지반, 상하역전형 지반과 같은 지반 탈선취약요소를 고려하기 위해서 지반을 평행층상지반으로 모델링하여 부지효과가 고려된 자유장운동을 구하고 이를 입력지진으로 사용하였다. 교각 높이나 적용 도상을 변화시키면서 구조적 특성이 레일의 지진응답에 미치는 영향을 분석하였다.

주요어 탈선취약요소, 고속철도교량, 장대레일, 지진응답해석, 부지효과

ABSTRACT >> In the event of an earthquake, additional stresses can occur in the continuous welded rails (CWR) of High-speed railway (HSR) bridges due to relative displacements at expansion joints, and this stress can cause derailment. The amplification of ground motion occurs as a result of site effects, and this is pronounced at the site of a soft surface soil layer and of a rigid surface soil layer over a soft one. As a result, the amplified ground motion leads to an amplified seismic response in HSR bridges. A change in bridge pier height affects the seismic behavior of the bridge. A HSR bridge with gravel ballast tracks will show different dynamic behavior during an earthquake than one with concrete ballast tracks. The seismic responses of HSR bridges and their CWR are analyzed considering the derailment-inducing factors.

Key words CWR, HSR bridge, Derailment, Seismic response, Site effects

1. 서론

2004년 10월 23일 일본 니가타(新潟)현 추에츠(中越) 지방에서 발생한 규모 6.8의 지진에 의하여 시속 210km로 달리던 신칸센(新幹線) 고속열차의 차량 10량 중 8량이 탈선하고 사상자가 발생하였다. 사고 당시 고속열차는 지진시 자동정지시스템이 작동하여 브레이크가 걸린 후에도 2km를 더 주행하였으며, 탈선의 원인은 레일의 좌굴과 파손으로 확인되었다.

이와 같이 고속철도 열차는 정규속도에 따라 운행하고 있는 중 지진이 발생하면 정지하기까지 수 킬로미터의 거리를

운행하게 되므로 지진 시에도 안전한 정지가 이루어지는 것이 중요하며, 기능수행수준의 지진하중에 의해 차량이 탈선하지 않고 정착할 수 있도록 주행안전성을 확보해야 한다.

고속철도에 사용되는 장대레일의 경우 지진 발생시 상판-상판간, 상판-교대간 연결부에서의 상대변위로 인하여 부가적인 응력이 발생하게 되는데 이 현상은 단순교보다 연속교에서 더욱 현저하며, 이러한 응력과 변위가 과도하게 되면 레일의 파손으로 열차의 탈선이 발생할 수도 있다.⁽¹⁾

이 연구에서는 지진 발생시 상판 연결부의 상대변위를 증가시킬 수 있는 지반의 탈선취약요소와 교량의 구조적 요소를 고려하여 고속철도교량 장대레일의 지진응답을 평가하였다. 연약층 지반과 토층 아래 연약 점성토층이 있는 상하역전형 지반에서는 부지효과가 나타나 지반운동의 증폭이 발생하므로 이러한 영향을 고려하기 위하여 지반을 평행층상지반으로 모델링하여 구한 자유장운동을 입력지진으로 사용하였다. 교각의 높이가 높아져 교량이 장주기화 되면

¹⁾ 정회원·현대건설 기술연구소, 차장
(교신저자: jangseokyi@hdec.co.kr)

²⁾ 정회원·한국철도기술연구원 차륜계도연구실, 선임연구원

본 논문에 대한 토의를 2009년 8월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2008. 12. 10 / 수정일 1차 : 2009. 4. 6, 2차 : 2009. 5. 18 / 게재확정일 : 2009. 5. 18)

상판 연결부 상대변위가 증가하여 탈선가능성이 증가하므로 교각 높이를 변화시키면서 지진응답을 해석하였다. 고속철도 궤도에는 자갈도상이나 콘크리트 도상을 사용하는데 이 두 도상의 강성과 비선형 거동양상이 서로 달라 지진시 교량의 지진응답도 도상에 따라 달라지므로 도상을 변화시키면서 장대레일의 지진응답을 평가하였다.

2. 고속철도 교량 모델

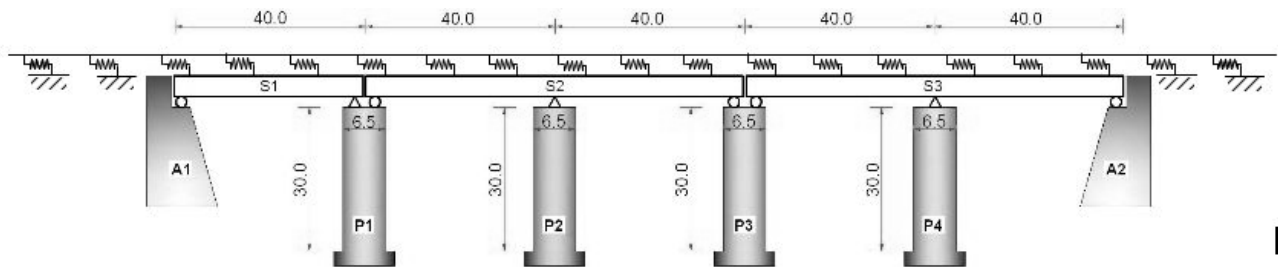
해석 대상 교량은 현재 경부고속철도 구간에서 시공 중인 교량을 일부 수정한 모델이며, 그림 1과 같이 전체 길이는 200m(40m+2@40m+2@40m), 상부구조 형식은 PSC 박스거더(Pre-Stressed Concrete Box Girder)이다. 상판, 교각,

레일의 물성과 주요 단면제원은 표 1과 같다. 교좌장치는 탄성받침이고 교각별로 고정단과 교축방향 가동단에 적용하며 압축스프링계수는 3,413,880kN/m, 가동받침의 전단스프링계수는 8,172kN/m이다.

상판과 교각, 교대는 3차원 뼈대요소로 모델링하며 탄성받침은 스프링요소를 사용하여 모델링하였다. 지반-구조물 상호작용 효과의 영향을 고려하기 위하여 문헌 사각기초의 6개 자유도에 대한 지반스프링계수⁽²⁾를 계산하여 각 기초에 적용하였으며 표 2에 나타내었다.

2.1 궤도구조 모델링

궤도구조 모델링에서 레일은 보요소를 사용하고 궤도와



〈그림 1〉 대상 교량 제원

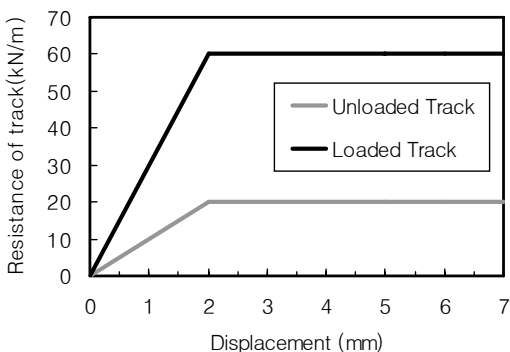
〈표 1〉 상판, 교각, 레일의 물성과 단면 제원

구분	탄성계수 (kN/m ²)	단위 중량 (kN/m ³)	단면적 (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	중립축~상판 상면 거리 (m)	중립축~상판 하면 거리 (m)
상판	2.75e7	24.52	11.97	19.40	14.80	1.2894	2.3435
교각	2.25e7	24.52	16.56	65.65	65.65	-	-
레일(2레일)	2.06e8	1.024e-5	1.55e-2	6.18e-5	1.024e-5	-	-

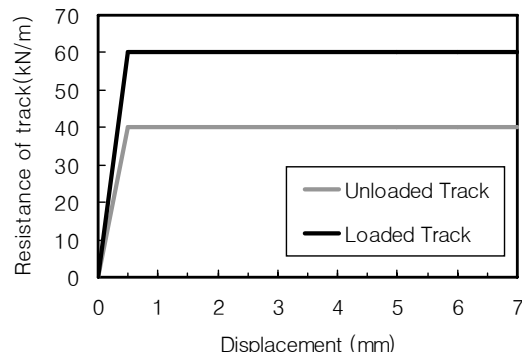
〈표 2〉 지반종류에 따른 스프링계수

(kN/m)

지반종류	K _x	K _y	K _z	K _{rx}	K _{ry}	K _{rz}
II	8.550e8	8.550e8	1.038e9	2.180e11	2.180e11	3.519e11
IV	4.484e7	4.484e7	5.691e7	1.194e10	1.194e10	1.800e10

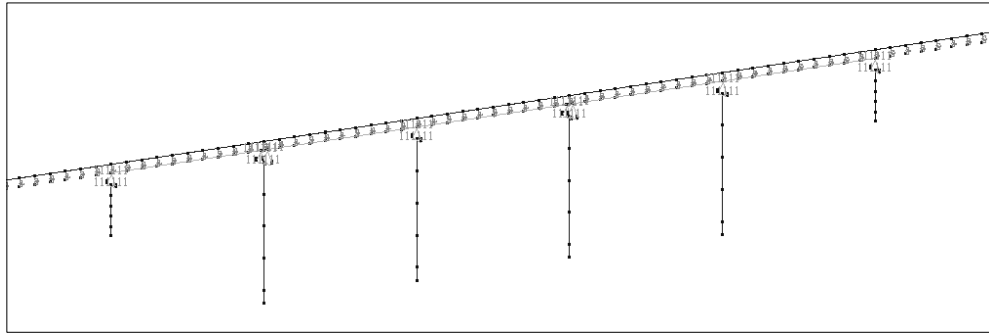


(a) 자갈 도상



(b) 콘크리트 도상

〈그림 2〉 도상의 종방향 변위-저항력 관계 그래프



〈그림 3〉 궤도구조를 포함한 교량 모델링

〈표 3〉 대만 고속철도공단 기준

내진성능수준	적용하중	허용상대변위	비 고
기능수행수준	지진하중+제동하중 +열차 활하중(1대)	25 mm (상판-상판간, 상판-교대간 상대변위)	교축방향의 수평변위 검토

교량간 상호작용을 고려하기 위하여 그림 1과 같이 레일과 상판 사이에 비선형스프링 요소를 추가하였다. 레일은 KS60을 사용하며 도상 비선형스프링 요소의 경우 경간당 스프링 개수는 10개, 스프링 간격은 4m로 하였다.

교량과 레일을 연결하는 도상은 콘크리트 도상에 비해 상대변위가 크게 발생할 것으로 예상되는 자갈도상을 적용하였고, 콘크리트 도상은 도상구조에 따른 지진응답 변화를 알아보기 위한 추가 해석 모델에 적용하였으며, 도상의 종방향 변위와 저항력 관계는 그림 2와 같이 UIC774-3 R⁽³⁾의 기준을 적용하였다.

교량 구간 200m, 시점부 전 600m, 종점부 후 600m의 총 1,400m 구간에 복선 궤도구조를 적용하였으며 궤도구조를 포함한 모델링 형상은 다음 그림 3과 같다. 자갈도상 궤도구조를 적용한 교량 모델의 고유주파수는 1번 모드가 1.549Hz, 2번 모드가 1.758Hz이다.

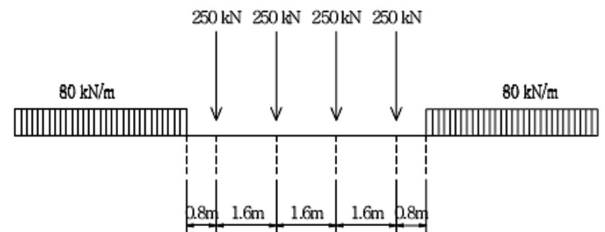
2.2 지진시 성능평가기준

대만고속철도설계기준에서는 지진시 종방향기동 평가를 위해 표 3과 같은 궤도/구조물 성능기준⁽⁴⁾을 규정하고 있다. 1대의 열차하중과 제동하중 그리고 기능수행수준의 지진하중 작용시 교량의 상판-상판간, 교대-상판간 교축방향 허용상대변위는 25mm이다.

2.3 열차하중

2.3.1 열차활하중

궤도축력에 영향을 미치는 요소는 여러 가지가 있으나 현재까지는 주로 온도하중 및 열차 시동-제동 하중의 영향을

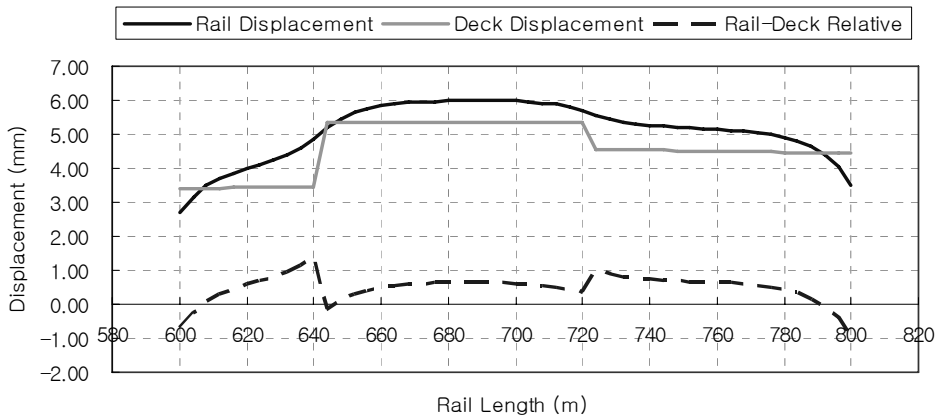


〈그림 4〉 HL하중도

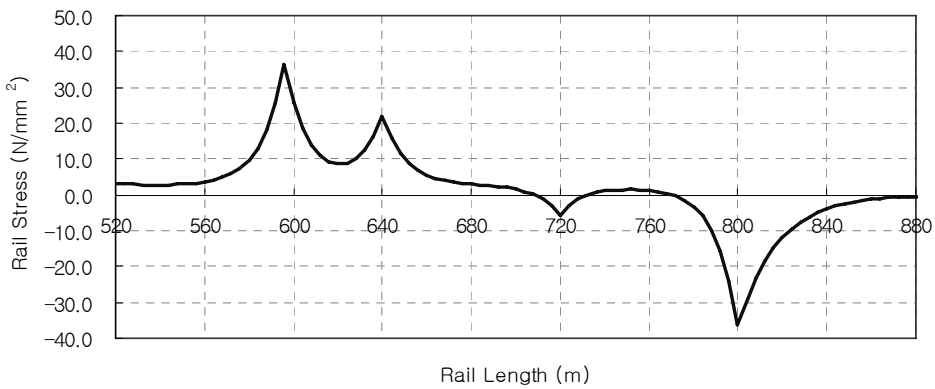
축력 설계시 고려하였다. 그러나 최근 연구결과에 의하면 열차 수직하중도 궤도축력에 미치는 영향이 크다는 것을 알 수 있으며, 그 중요성은 유럽의 UIC774-3R 기준에서 차량의 수직하중 작용시 교량 상판의 휨에 의한 상판의 종방향 변위에 대한 제한 기준을 새로이 추가한 사실에서도 알 수 있다.⁽⁵⁾ 고속철도 설계표준활하중인 HL하중은 다음 그림 4와 같으며, 지진시에는 HL하중의 등분포하중 80kN/m를 열차길이 구간에 걸쳐 적용한다.⁽⁶⁾

2.3.2 제동하중

제동하중은 레일방향인 교량 종방향 하중으로, 크기는 20kN/m이고 열차길이 구간에 걸쳐 재하 한다.⁽⁶⁾ 재하위치를 바꾸어 가며 레일의 발생변위를 비교한 결과 가장 큰 변위가 발생한 교량 시점부 전 100m에서 교량 구간에 걸쳐 제동하중을 가하였으며, 제동하중 작용시간은 지진하중 지속시간과 동일하게 하였다. 그림 5는 해석 대상 교량에 정적 제동하중 작용시 레일과 상판의 변위를 나타낸 것으로 교량은 600m~800m의 구간에 걸쳐 있다. 레일의 변형은 제동하중이 연속적으로 작용하므로 피크를 나타내지 않고 상판의 불연속성이 반영되는 결과를 보여주고 있다. 상판은 단



〈그림 5〉 제동하중 작용시 레일과 상판의 변위



〈그림 6〉 제동하중 작용시 레일의 응력

순교-연속교, 연속교-연속교 간 연결부에서 큰 불연속 변위를 나타내며 이에 따라 레일과 상판의 상대변위도 같은 위치에서 불연속성이 나타나고 최대 상대변위도 연결부에서 발생한다.

제동하중에 의한 레일의 응력상태는 그림 6과 같으며, 교량 시점부와 종점부, 상판 연결부에서 불연속성과 함께 첨두값을 나타낸다.

정적 제동하중이 작용하는 경우 교량 상판간의 최대상대변위는 1.91mm, 상판과 레일간 최대상대변위는 1.41mm로 고속철도설계기준의 최대허용상대변위⁽⁶⁾ 보다 작다.

3. 지반 탈선취약요소를 고려한 지반운동

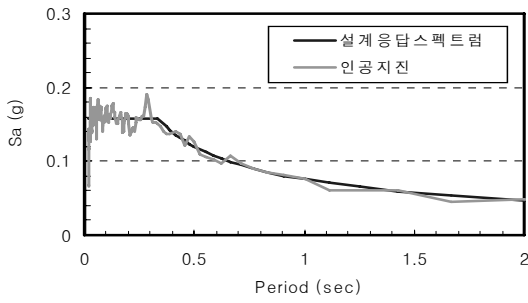
연약층이 있는 지반, 상하역전형 지반에서는 지진 발생시 부지효과로 인하여 지반운동의 증폭이 발생하여 교량의 지진응답을 증가시키고 열차의 주행안전성에 영향을 미칠 수 있다. 이러한 지반 탈선취약요소를 고려한 교량 입력지진을 구하기 위하여 지반을 평형층상지반으로 모델링하고 통제운동에 대한 지반의 자유장운동을 해석한다.^{(7),(8)}

3.1 통제운동

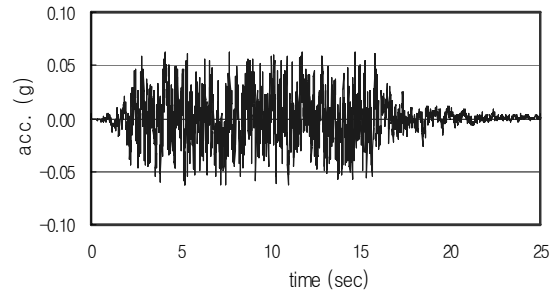
기반암이 지표면상에 노출된 노두에서의 지반 운동을 노두운동(Rock Outcropping Motion)⁽⁹⁾이라 하며 자유장운동 해석시 통제운동으로 사용한다. 교량은 내진 I등급교로 지진구역 I에 위치한다고 가정하며 이 때 기능수행수준에서 가속도계수 A=0.063이다. 지반종류 I에 대한 기능수행수준 설계응답스펙트럼에 부합하는 인공지진시간이력을 상용프로그램 SIMQKE⁽¹⁰⁾로 생성하여 통제운동으로 사용하였으며, 통제운동의 가속도응답스펙트럼과 가속도시간이력은 각각 그림 7, 그림 8과 같다.

3.2 연약층 지반

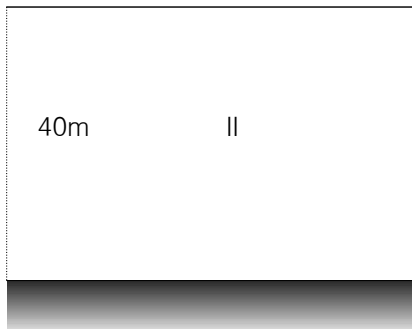
토층 위에 연약점성토층이 존재하는 지반에서는 입력지반운동의 증폭이 발생하여 교량 상판간 상대변위와 레일의 응력을 증가시킬 수 있다. 토층 위 연약층의 깊이를 5m, 10m, 20m로 변화시키면서 자유장운동 해석으로 구한 지표면의 가속도응답스펙트럼을 토층만으로 구성된 지반의 가속도응답스펙트럼과 비교하였다. 그림 9의 지반모델에서 기반암까



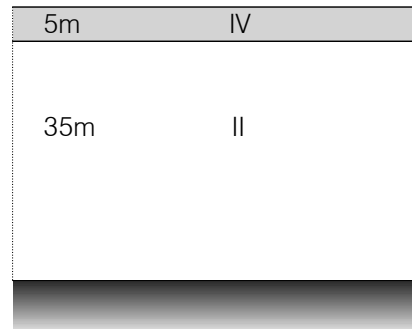
〈그림 7〉 통제운동 가속도응답스펙트럼



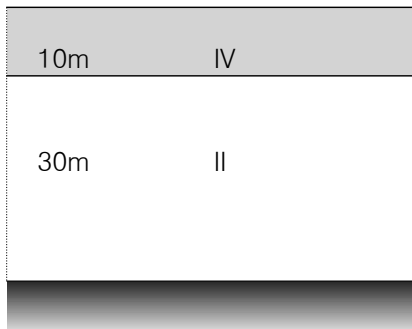
〈그림 8〉 통제운동 가속도시간이력



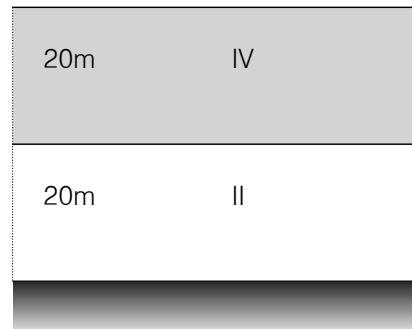
(a) 토층



(b) 연약층 5m



(c) 연약층 10m



(d) 연약층 20m

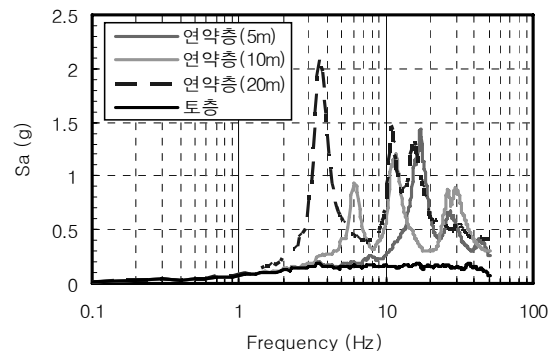
〈그림 9〉 연약층 구간이 있는 지반의 자유장운동 해석모델

〈표 4〉 지반종류별 적용물성

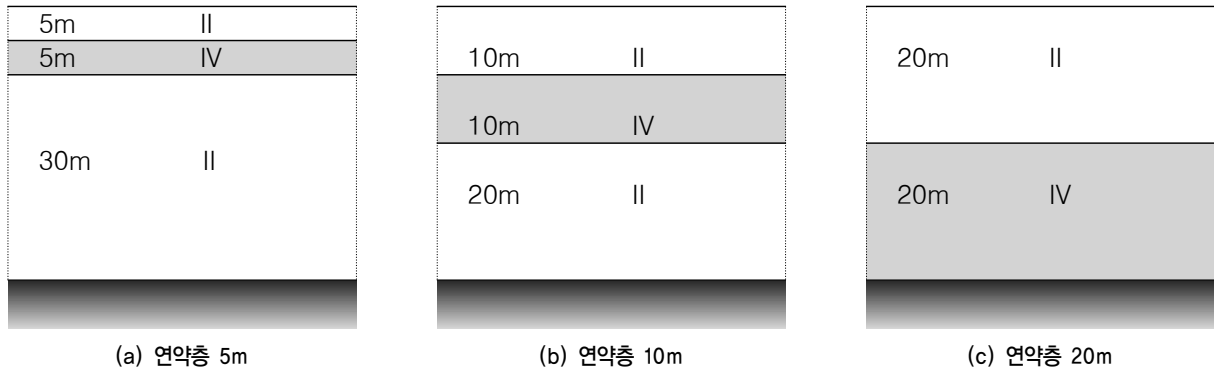
지반종류	전단파속도(m/sec^2)	밀도(t/m^3)	포아송비	감쇠비
I	1200	2.4	0.38	0.015
II	600	2.2	0.40	0.020
III	300	2.0	0.42	0.025
IV	150	1.8	0.44	0.030

지의 깊이는 모두 40m이고, 매우 조밀한 토사로 구성된 토층은 지반종류 II, 연약한 토사로 된 연약층은 지반종류 IV를 적용하였으며 지반종류별 적용물성은 표 4와 같다.

그림 10은 연약층 깊이에 따른 가속도 응답스펙트럼을 토층의 가속도스펙트럼과 비교하여 나타낸 것으로 연약층 깊이가 증가할수록 첫 번째 침두의 주파수가 저주파수 영역으로 이동하며, 연약층 깊이가 20m인 지반의 침두주파수는 3.6Hz이다. 토층의 경우 큰 지반강성으로 인하여 가속도응답스펙트럼이 통제운동의 가속도응답스펙트럼과 거의 일치한다.



〈그림 10〉 연약층 깊이에 따른 가속도응답스펙트럼 비교



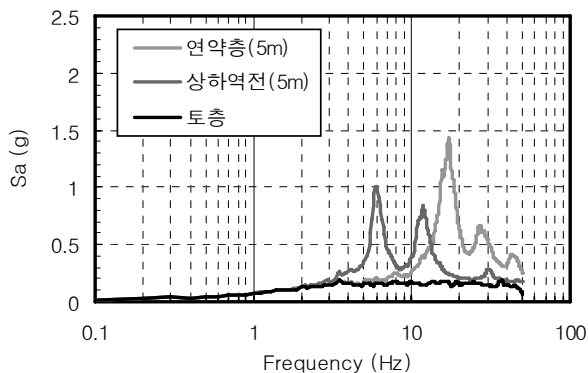
〈그림 11〉 상하역전형 지반의 자유장운동 해석모델

3.3 상하역전형 지반

토층 아래 연약점성토층이 있는 지반은 연약층이 상부에 있는 정상지반에 비하여 지진 발생시 지반운동의 증폭 효과가 커서 열차의 주행안전성에 불리하게 작용할 수 있다. 경부고속철도 구간을 분석한 결과⁽¹¹⁾ 연약층 두께는 1m~9.5m, 연약층 상부 사질토층 두께는 2.8m~8m 범위에 있는 상하역전형 지반이 존재하므로 이를 참고하여 그림 11과 같이 5m의 토층아래에 5m의 연약층이 있는 상하역전형 지반 모델과 10m의 토층아래에 10m의 연약층이 있는 상하역전형 지반 모델에 대하여 자유장운동을 해석하였고, 추가적으로 20m 토층 아래에 20m의 연약층이 있는 지반 모델도 해석하였다.

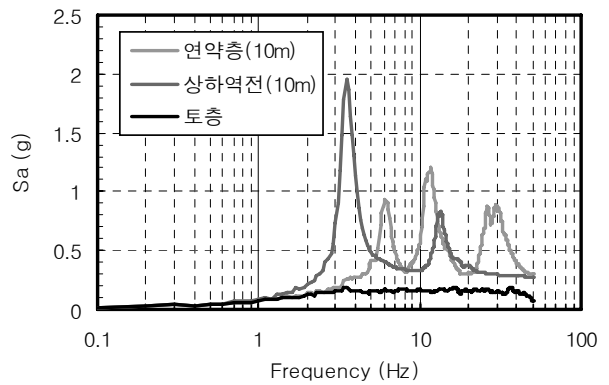
상하역전형 지반의 자유장운동 가속도응답스펙트럼을 정상지반의 가속도응답스펙트럼과 연약층 두께별로 비교하여 각각 그림 12, 그림 13, 그림 14에 나타내었고, 정상지반과 상하역전형 지반에서 첫 번째 침두주파수를 비교하여 표 5에 나타냈다.

상하역전형 지반에서는 정상지반에 비해 최대 증폭이 발생하는 침두 주파수가 저주파수 영역으로 이동한다. 교량의 주요 고유주파수는 대부분 1Hz~5Hz의 저주파수 영역에

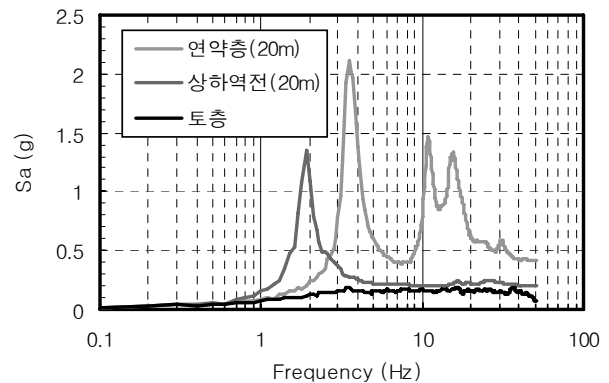


〈그림 12〉 자유장운동 가속도응답스펙트럼 비교 (상하역전, 연약층 5m)

있으므로 상하역전형 지반에서 지반운동의 증폭은 정상지반에서의 증폭보다 교량의 지진응답 증가에 더 큰 영향을 미치고 지진시 열차의 주행안전성에도 불리하게 작용한다는 것을 알 수 있다.



〈그림 13〉 자유장운동 가속도응답스펙트럼 비교 (상하역전, 연약층 10m)



〈그림 14〉 자유장운동 가속도응답스펙트럼 비교 (상하역전, 연약층 20m)

〈표 5〉 연약층 깊이별 첫 번째 침두 발생 주파수 비교

연약층 깊이(m)	정상지반	상하역전형 지반
5	17.3 Hz	6.1 Hz
10	6.3 Hz	3.6 Hz
20	3.6 Hz	1.9 Hz

4. 고속철도교량 지진응답 평가

철도교량의 장대레일과 같이 비선형 거동을 보이는 시스템에서는 교량상판의 상대변위와 레일의 응력이 선형 관계가 아니므로 열차활하중과 제동하중, 동적하중인 지진하중을 동시에 재하 하여 교량과 궤도구조의 지진응답을 해석하였으며, 표 3의 지진시 허용상대변위기준을 적용하여 최대 상대변위를 검토하고 레일 발생응력을 정리하였다.

지반 탈선취약요소인 연약층이 있는 지반, 상하역전층 지반에 대한 자유장운동 해석 결과를 입력지진으로 하여 대상 교량의 지진응답을 평가하였다. 또한 교각 높이가 증가하여 교량이 장주기화 되면 상판 연결부 상대변위가 커져서 탈선 가능성이 증가하므로 교각 높이를 변화시키면서 지진응답을 비교하였다. 자갈도상과 콘크리트 도상은 강성과 비선형 거동양상이 서로 달라 지진시 교량의 지진응답도 도상에 따라 달라지므로 사용도상을 변화시키면서 지진응답을 평가하였다.

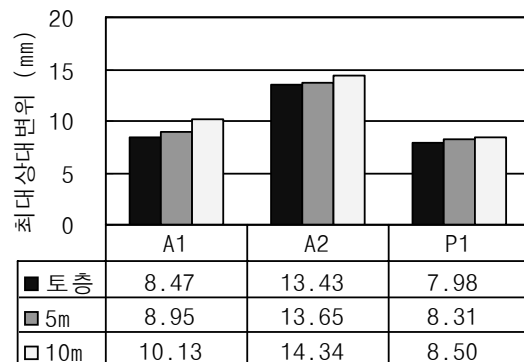
4.1 연약층 지반의 교량

연약층 깊이 변화에 따른 자유장운동을 입력지진으로 하여 상판-상판간 연결부인 P1 위치, 상판-교대간 연결부 A1,

A2 위치에서의(그림 1) 교축방향 상대변위 시간이력을 구하고 최대 상대변위를 검토하였다. 표 6은 A1 위치에서의 상대변위 시간이력을 지반조건별로 나타낸 것이다.

그림 15는 상대변위의 최대값을 지반조건별로 비교한 것이다. 연약층 깊이가 증가함에 따라 최대 상대변위도 증가하는 것을 알 수 있으며, 연약층 깊이가 10m인 경우 토층에 비해 A1 위치에서 20%, A2 위치에서 7%, P1 위치에서 7%의 상대변위 증가가 나타났다. 최대상대변위는 모두 허용 상대변위 25mm 보다 작다.

그림 16, 그림 17과 그림 18은 지반조건별로 레일에 발생하는 최대 압축인장응력을 교량의 종방향 길이에 따라서



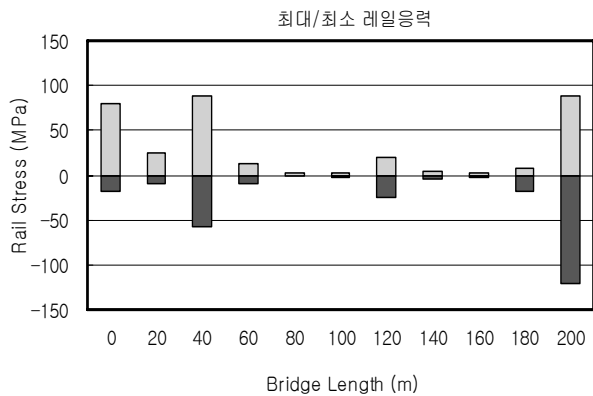
〈그림 15〉 연약층 깊이에 따른 상판 최대상대변위 비교

〈표 6〉 상판-교대간 교축방향 상대변위 시간이력 (A1 위치)

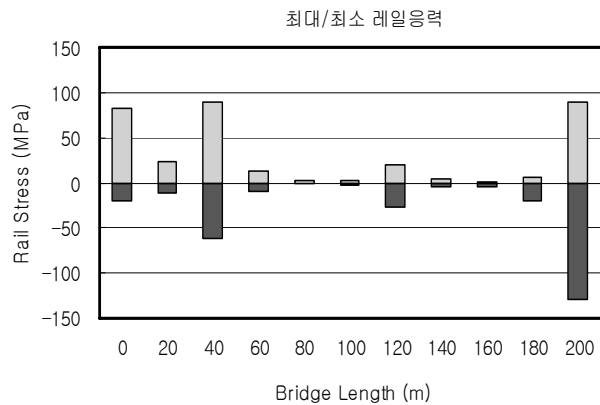
지반종류	상대변위 결과
토층	
연약층 5m	
연약층 10m	

나타낸 것으로 교량 시점부와 종점부, 상판간 연결부에서 축응력의 크기가 증가하는 것을 알 수 있다. 연약층의 깊이가 증가할수록 레일응력도 증가하며, 최대축응력은 토층인 경우 -120.86/88.73 MPa, 연약층 5m인 경우 -129.59/89.21 MPa, 연약층 10m인 경우 -133.81/89.38 MPa으로, 연약층 10m인 경우 토층에 비해 압축응력이 10.7% 증가하며 지반 조건 변화에 따른 인장응력의 크기 변화는 작다.

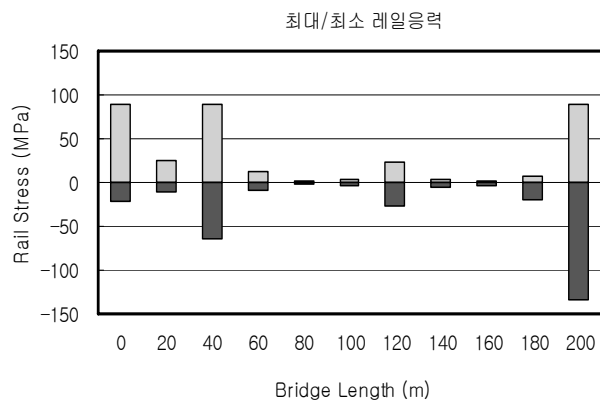
4.2 상하역전형 지반의 교량



<그림 16> 레일의 최대 압축인장응력 비교 (토층)



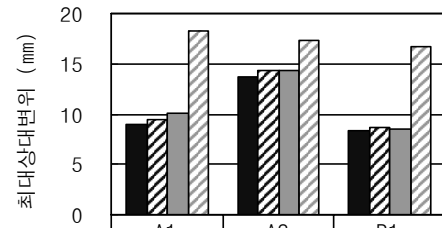
<그림 17> 레일의 최대 압축인장응력 비교 (연약층 5m)



<그림 18> 레일의 최대 압축인장응력 비교 (연약층 10m)

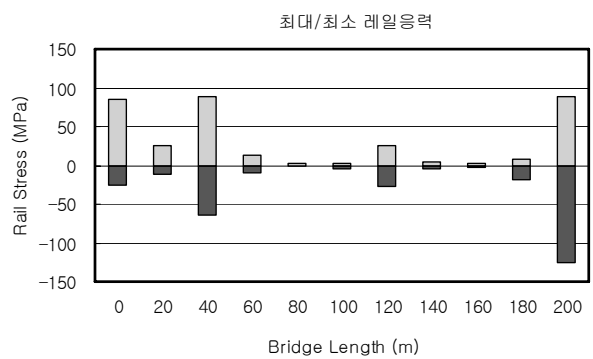
그림 19는 상하역전형 지반에 위치한 교량에서 발생한 상판 연결부 상대변위의 최대값을 연약층 두께별로 비교하여 나타낸 것이다. 연약층 깊이가 5m인 경우 상하역전형지반의 최대상대변위가 정상지반보다 크지만 그 차이가 작은 반면, 연약층 깊이가 10m인 경우는 A1 위치에서 80%, A2 위치에서 20%, P1 위치에서 96%의 상대변위 증가가 나타났다. 상하역전형 지반의 교량에서는 정상지반의 경우보다 연결부 상대변위가 증가하며 증가율은 연약층의 깊이에 비례한다는 것을 알 수 있다.

그림 20과 그림 21은 레일에 발생하는 최대 압축인장응력을 교량 길이에 따라서 나타낸 것으로 최대축응력은 연약

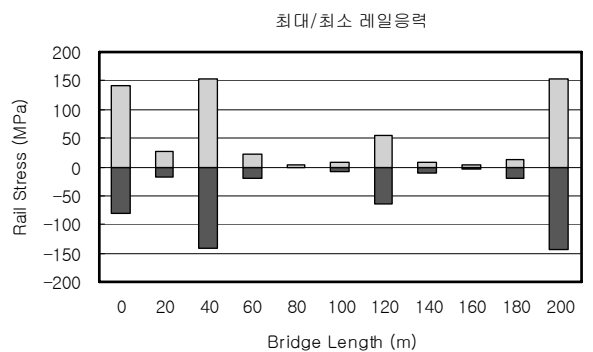


	A1	A2	P1
■ 정상 (5m)	8.95	13.65	8.31
▨ 역전형 (5m)	9.43	14.36	8.61
■ 정상 (10m)	10.13	14.34	8.50
▨ 역전형 (10m)	18.20	17.26	16.68

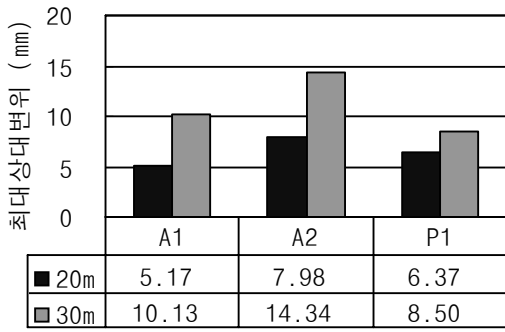
<그림 19> 상하역전형 지반에서 연약층 깊이에 따른 상판 최대상대변위 비교



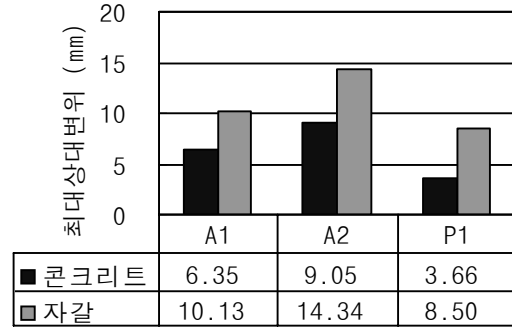
<그림 20> 상하역전형 지반에서 레일의 최대 압축인장응력 비교 (연약층 5m)



<그림 21> 상하역전형 지반에서 레일의 최대 압축인장응력 비교 (연약층 10m)



〈그림 22〉 교각 높이 변화에 따른 상판 최대상대변위 비교



〈그림 23〉 도상 변화에 따른 상판 최대상대변위 비교

층 5m인 경우 정상지반에서 -129.59/89.21 MPa, 상하역전형 지반에서 -125.76/89.16 MPa으로 변화가 작다. 연약층 10m인 경우 정상지반에서 -133.81/89.38 MPa, 상하역전형 지반에서 -143.62/152.55 MPa으로 압축응력이 7.3%, 인장응력이 70.7% 증가하였다.

4.3 교각 높이 변화

교각 높이 변화에 따른 교량의 지진응답 변화를 알아보기 위하여 교각 높이가 20m 인 교량 모델을 해석하여 교각 높이가 30m인 기본 교량 모델의 지진응답과 비교하였다. 입력지반운동은 연약층 깊이가 10m인 정상지반의 지표면 자유장운동을 사용하였다.

그림 22와 같이 교각 높이가 20m에서 30m로 증가함에 따라 상대변위도 증가하는 것을 알 수 있으며, A1위치에서 96%, A2 위치에서 80%, P1위치에서 32%의 상대변위 증가가 나타났다. 최대축응력은 교각 높이 20m인 모델이 -70.63/77.20 MPa, 교각 높이 30m인 모델이 -133.81/89.38 MPa으로 교각 높이 증가에 따라 압축응력이 89.4%, 인장응력이 15.8% 증가하였다.

4.4 도상구조 변화

기본 교량 모델의 자갈도상을 콘크리트 도상으로 바꾼 모델에 대한 해석을 수행하여 도상 구조 변화에 따른 교량의 지진응답 차이를 비교하였다. 지반운동은 연약층 깊이가 10m인 정상지반의 지표면 자유장운동을 사용하였다.

그림 23과 같이 자갈도상 교량에서 콘크리트 도상 교량보다 최대상대변위의 크기가 증가하며, A1위치에서 60%, A2 위치에서 58%, P1위치에서 132%의 상대변위 증가가 나타났다. 최대축응력은 콘크리트도상 모델이 -102.91/56.56 MPa, 자갈도상 모델이 -133.81/89.38 MPa으로 압축응력이 30%, 인장응력이 58.0% 증가하였다. 사용도상이 철도교량의 지진응답에 영향을 크게 미치는 것을 알 수 있다.

5. 결론

지진 발생시 교량 상판 연결부의 상대변위와 레일의 응력을 증가시켜 열차의 탈선에 영향을 미치는 지반의 탈선취약요소와 교량의 구조적인 요소를 고려하여 고속철도교량 장대레일의 지진응답을 평가하였다.

지반 탈선취약요소를 고려하기 위하여 평행층상지반으로 모델링한 지반의 부지효과가 고려된 자유장운동을 구하고 이를 교량에 입력지진으로 사용하였다. 연약층이 있는 지반에서는 토층 지반에 비하여 가속도응답스펙트럼의 증폭이 일어나며, 연약층 깊이가 증가할수록 첫 번째 침두의 주파수가 저주파수 영역으로 이동한다. 이 영향으로 연약층 지반의 교량에서는 연약층 깊이가 증가에 따라 상판-교대간, 상판-상판간 최대상대변위가 증가하고 레일의 최대압축인장응력도 증가한다.

상하역전형 지반에서는 최대증폭이 발생하는 침두 주파수가 정상지반 보다 저주파수 영역으로 이동하는데, 교량의 주요 고유주파수는 대부분 1Hz~5Hz의 저주파수 영역에 있으므로 상하역전형 지반에서 지반운동의 증폭은 정상지반에서의 증폭보다 교량의 지진응답 증가에 더 큰 영향을 미친다. 해석 결과 상하역전형 지반의 교량에서는 정상지반의 교량 보다 연결부 최대상대변위와 레일 최대축응력이 증가하며 증가율은 연약층의 깊이에 비례한다.

일반적으로 교량에서는 구조적 특성으로 인하여 일반 토공구간에 비하여 지진파가 증폭되기도 한다. 교각 높이를 변화시키면서 해석한 결과 교각 높이 증가에 따라 교량이 장주기화 되면서 교량 연결부의 최대상대변위와 레일의 최대축응력이 증가하였다. 사용도상을 변화시키면서 지진응답을 평가한 결과 자갈도상 적용 교량에서 콘크리트도상 적용 교량보다 최대상대변위와 최대축응력이 증가하였다.

현재 상판의 온도변화, 제동/시동 하중, 열차활하중으로 인한 장대레일의 허용응력 기준은 있으나 이는 상시의 기준이고 지진시 장대레일 허용응력 기준은 없다. 이 연구에서

는 기능수행수준의 지진하중과 제동하중, 열차활하중이 동시에 작용할 경우 고속철도 교량 장대레일의 지진응답을 평가하였으며, 향후 지진시 장대레일 축력기준 제정을 위한 참고자료로 활용 가능할 것이라고 판단한다.

감사의 글

이 연구는 철도종합안전기술개발사업의 세부과제 중 한국철도기술연구원이 주관하는 철도차량 탈선 안전성능평가 및 사고방지 기술개발 과제에서 연구비 지원을 받아 수행되었으며 이에 감사 드립니다.

참고 문헌

1. 김용길, 권기준, 고현무, “사용지진을 고려한 고속철도 연속교 장대레일 응력해석”, 한국지진공학회 논문집, 제6권 제5호, 59-66, 2002.
2. Wolf, J.P., *Soil-structure interaction analysis in time domain*, Prentice-Hall Inc., 1988.
3. International Union of Railways, *UIC Code 774-3 R*, 70, 2001.
4. Taiwan High Speed Rail Corporation, *Taiwan high speed rail design specifications*, Vol. 9, Section3 Appendix C, 1999.
5. 양신추, 김연태, 강태구, “열차하중이 교량상 장대레일 축력에 미치는 영향에 관한 연구”, 대한토목학회 정기학술대회 논문집, 4214-4226, 2003.
6. 한국철도시설공단, 건설교통부 제정 고속철도설계기준(노반편), 968, 2005.
7. 현대건설주식회사 기술연구소, 특수구조물에서의 내진설계를 위한 SSI 해석기법 개발, 1차 중간보고서, 현대건설 주식회사, 123, 1996.
8. Kim, J. K., Koh, H. M., Kwon, K. J., and Yi, J. S., “A three-dimensional transmitting boundary formulated in cartesian co-ordinate system for the dynamics of non-axisymmetric foundations”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 29, 1527-1546, 2000.
9. 한국지진공학회, 지중구조물의 내진설계, 제3회 기술강습회, 한국지진공학회, 398, 1999.
10. Gasparini, D. A., and Vanmarcke, E. H., *Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra*, MIT, *SIMQKE*, 65, 1976.
11. 서울대학교공학연구소, 철도노반의 탈선안전성 평가기술 개발, 1차년도 최종보고서, 서울대학교 공학연구소, 106, 2006.