18CTAP-C129708-02

300km/h 이상 고속화에 따른 고속철도 선형관리기준 개정을 위한 기초 연구 최종보고서 2019

국토교통부

국토과학기술진흥원

보안 과제( ), 일반 과제(O) / 공개( ), 비공개(O)

국토교통기술촉진연구사업 최종보고서

R&D / 18CTAP-C129708-02

300km/h 이상 고속화에 따른 고속철도 선형관리기준 개정을 위한 기초 연구 최종보고서

2019. 3.

주관연구기관 / 서울과학기술대학교

국 토 교 통 부

국토교통과학기술진흥원

제 출 문

국토교통부장관(국토교통과학기술진흥원장) 귀하

'300km/h 이상 고속화에 따른 고속철도 선형관리기준 개정을 위한 기초 연구'
(연구개발 기간 : 2017. 04. ~ 2018. 12.) 과제의 최종보고서 2부를 제출합니다.

2019. 03. 18.

주관연구기관명 : 서울과학기술대학교 산학협력단 (대표자) 이 

협동연구기관명 : (대표자)

참여기관명 : (대표자) (인)

주관연구기관책임자: 조 국 환

협동연구기관책임자:

참여기관책임자:

국토교통부소관 연구개발사업 운영규정 제29조에 따라 최종보고서 열람에 동의합니다.

보고서 요약서

과제 고유 번호	18CTAP-C129708-02	해당 단계 연구 기간	2018.01.01.~2018.12.31	단계구분	(2단계)/(2단계)
연구사업명	중사업명	국토교통기술촉진연구사업			
	세부사업명				
연구과제명	대과제명				
	세부과제명	300㎞/h 이상 고속화에 따른 고속철도 선형관리기준 개정을 위한 기초 연구			
연구책임자	조 국 환	해당단계 참여연구원 수	총: 10명 내부: 10명 외부: 명	해당단계 연구비	정부:220,000천원 민간: 천원 정부외: 천원 상대국: 천원 계:220,000천원
		총 연구기간 참여연구원 수	총: 18명 내부: 18명 외부: 명	총 연구비	정부:370,000천원 민간: 천원 정부외: 천원 상대국: 천원 계:370,000천원
연구기관명 및 소속 부서명	서울과학기술대학교 산학협력단			참여기업명	
국제공동연구	상대국명:			상대국 연구기관명:	
위탁연구	연구기관명:			연구책임자:	

※ 국내·외의 기술개발 현황은 연구개발계획서에 기재한 내용으로 갈음

연구개발성과의 보안등급 및 사유	

9대 성과 등록·기탁번호

구분	논문	특허	보고서 원문	연구시설·장비	기술요약 정보	소프트웨어	화합물	생명자원		신품종	
								생명 정보	생물 자원	정보	실물
등록·기탁 번호	4건										

국가과학기술종합정보시스템에 등록한 연구시설·장비 현황

구입기관	연구시설·장비명	규격 (모델명)	수량	구입연월일	구입가격 (천원)	구입처 (전화)	비고 (설치장소)	NTIS 등록번호

요약	보고서 면수 101

○ 국내 고속철도 선로관리기준 현황조사
- 국내외 선로관리기준을 비교분석하여 비교분석대비표를 작성하였으며, 국내 선로유지관리 이력을 조사하여 수록하였음
○ 수치해석 및 현장계측 결과 비교분석
- 이동하중 재하방법에 따른 수치해석과 교량~토공 접속부 구간에서 선로형상에 따른 현장계측을 실시하여, 수치해석과 현장계측 데이터와의 비교분석을 통해 최적의 수치해석 방법을 모색함
○ 고속철도 선로관리기준 제시
-(차량)이동하중 재하방법을 이용하여 고저틀림과 속도 대역에 따른 레일 및 도상의 거동을 분석하여 선로유지관리지침 개정을 위한 Data-Base를 제시하였음
○ 고속철도 터널내 여굴깊이에 따른 콘크리트도상과의 상관성 분석
- 고속철도 터널내 여굴깊이에 따라 열차운행시 선로의 거동을 분석하여 수록하였음

요 약 문

<table>
<tr><td>연구의
목적 및 내용</td><td colspan="5">(연구 목적)
* 국내 철도가 400㎞/h 수준의 고속철도 상용화를 목표로 함에 따라, 기존의 국내 고속철도 선로관리기준도 높은 단계의 속도를 수용하고, 폭 넓은 속도 대역에 접목시킬 수 있는 기준으로 정립되어야 함.
* 국내 고속철도 선로관리기준은 주로 차량의 주행안정성 측면에서 연구되어 왔으며, 궤도 및 도상에 대한 영향성 평가는 미흡한 실정임. 열차가 300㎞/h 이상의 속도로 궤도틀림구간 주행시 발생하는 충격이 궤도 및 도상에 손상을 가할 우려가 있음. 또한 이와 같은 연구는 진행 중에 있으나, 관련 연구 자료와 선로관리기준은 찾아보기 어려운 실정임.
* 이동하중 재하방법과 궤도(고저)틀림 영향을 고려한 수치해석과 고속철도 운행구간에서 현장계측을 실시하였으며, 수치해석과 현장계측 데이터와의 비교분석을 통해 향후 선로유지관리지침 개정을 위한 Data-Base를 제시하고자 함.
(연구 내용)
* 국내 고속철도 선로관리기준 현황조사
- 국내외 선로관리기준 비교분석 / 국내 선로유지관리 이력조사
* 수치해석 및 현장계측 결과 비교분석
- 이동하중 재하방법에 따른 수치해석 실시
- 교량~토공 접속부 구간, 선로형상에 따른 현장계측 실시
- 수치해석과 현장계측 데이터와의 비교분석 및 고찰
* 고속철도 선로관리기준 제시
- 고저틀림과 속도 대역에 따른 레일 및 도상의 거동 분석
* 고속철도 터널내 여굴 깊이에 따른 콘크리트도상과의 상관성 분석
- 여굴 깊이(GPR 탐사)와 레일 및 도상 현장계측 실시</td></tr>
<tr><td>연구개발성과</td><td colspan="5">* 국내외 선로관리기준 비교분석 대비표 작성
* 각 개소별, 주행안정성과 도상 내구성 검토 및 분석
* 고속철도 선로유지관리지침 개정을 위한 Data-Base 제시
* 고속철도 터널내 여굴 깊이와 선로거동과의 상관관계 도출</td></tr>
<tr><td>연구개발성과의
활용계획
(기대효과)</td><td colspan="5">* 국내 선로관리기준의 체계 및 이력 등을 관리할 수 있는 Back-Data 제공
* 각 개소별, 선로유지관리를 위한 Data-Base 제공
* 고속철도 선로유지관리지침 재정립을 위한 Data-Base 제공
* 고속철도 터널내 여굴 깊이에 따른 Data-Base 제공</td></tr>
<tr><td>국문핵심어
(5개 이내)</td><td>고속철도</td><td>선로관리기준</td><td>차량 이동하중
수치해석</td><td>궤도유지관리</td><td>레일손상</td></tr>
</table>

〈 목 차 〉

1. 연구개발과제의 개요 ····· 1

가. 연구개발 목적 ····· 1

나. 연구개발의 필요성 ····· 2

다. 연구개발 범위 ····· 3

2. 연구수행내용 및 성과 ····· 5

가. 국내 고속철도 선형관리기준 현황조사 ····· 5

나. 수치해석 및 계측결과 비교분석 ····· 29

다. 고속철도 선형관리기준 제시 ····· 82

라. 터널내 여굴 깊이에 따른 콘크리트도상과의 상관성 분석 ····· 91

3. 목표 달성도 및 관련 분야 기여도 ····· 99

4. 연구개발성과의 활용 계획 등 ····· 100

붙임. 참고 문헌 ····· 100

<별첨> 주관연구기관의 자체평가 의견서

1. 연구개발과제의 개요

가. 연구개발 목적

국토교통부가 발표한 '제3차 철도산업발전 기본계획'에 따르면, 400km/h 수준의 차세대 고속철도 기술을 상용화하기 위해 현재 고속철도를 업그레이드 시킬 수 있는 실행계획(안)을 마련하고 있다. 또한 일반철도의 경우에도 200~250km/h 수준으로 개량 및 건설하여 서비스 개선효과를 높여나갈 계획이라고 한다.

국내 고속철도 선로관리기준은 2004년('고속철도 선로정비지침')에 제정되었으며, 이 기준은 프랑스의 선로관리기준(자갈도상)을 도입한 것으로서, 일부 내용만이 수정되었을 뿐 오늘날에 이르기까지 적용되고 있다. 그리고 국내 궤도시스템은 주로 독일 궤도시스템(Rheda 2000, 콘크리트도상)을 적용하여 왔다. 따라서 국내 실정에 적합한 선로관리기준과 궤도시스템의 정립이 필요할 것으로 판단된다.

표 1.1에 나타낸 바와 같이, 전 세계적으로 열차속도 향상을 위한 연구가 활발히 진행중에 있다. 국내에서는 열차속도 향상을 위하여 주로 콘크리트궤도를 부설하고 있으며, 대표적으로 경부 2단계, 호남고속철도 및 강릉선 등이 콘크리트궤도로 시공되었다.

표 1.1 국내외 열차속도 현황

France (TGV)		China (CRH)		Japan (신간센)		Germany (ICE)		Korea (HEMU)	
속도	도상	속도	도상	속도	도상	속도	도상	속도	도상
574.8	자갈	487.3	콘크리트	443	자갈	406.9	콘크리트	421.4	콘크리트

해외에서는 속도향상에 따른 선로관리기준이 수립되었거나 연구중에 있으나, 이와 관련된 연구자료와 선로관리기준은 찾아보기 어려운 실정이다.

D.2.3 - Standard deviation

The table below sets out the values of standard deviation for vertical and lateral alignment for track quality levels QN_1 and QN_2 which are to be taken into account in the choice of test sections used for vehicle acceptance:

Standard deviation	Vertical alignment		Lateral alignment	
	QN_1 (mm)	QN_2 (mm)	QN_1 (mm)	QN_2 (mm)
V ≤ 80 km/h	2,3	2,6	1,5	1,8
80 < V ≤ 120 km/h	1,8	2,1	1,2	1,5
120 < V ≤ 160 km/h	1,4	1,7	1,0	1,3
160 < V ≤ 200 km/h	1,2	1,5	0,8	1,1
200 < V ≤ 300 km/h	1,0	1,3	0,7	1,0
V > 300 km/h	To be determined			

D.2.4 - Peak values of isolated track errors

Isolated track errors mean maximum values obtained by calculation for a given section.

Peak values of isolated track errors for QN_1 and QN_2 track qualities are given for guidance only.

QN_3 is defined as : $QN_3 = 1,3 * QN_2$.

When the value of an isolated track error reaches QN_3, the section involved may be excluded from the analysis.

The peak values for vertical and lateral alignment are given in the following table:

Maximum isolated error	Vertical alignment		Lateral alignment	
	QN_1 (mm)	QN_2 (mm)	QN_1 (mm)	QN_2 (mm)
V ≤ 80 km/h	12	16	12	14
80 < V ≤ 120 km/h	8	12	8	10
120 < V ≤ 160 km/h	6	10	6	8
160 < V ≤ 200 km/h	5	9	5	7
200 < V ≤ 300 km/h	4	8	4	6
V > 300 km/h	To be determined			

국내의 경우, 고속화를 위한 차량(HEMU)은 개발되었으나 선로관리기준은 300km/h의 기준을 사용하고 있다. 따라서 국내 차량 및 궤도시스템을 고려하여 고속영역에 대한 선로관리기준의 선행 연구가 필요한 시점이다.

나. 연구개발의 필요성

일반적으로 콘크리트궤도는 강성과 저항력이 자갈궤도보다 크기 때문에 궤도의 변위나 틀림이 거의 발생되지 않아 주행안정성이 양호하다. 하지만 콘크리트궤도는 자갈궤도와 달리 침하와 균열이 발생하였을 경우, 궤도의 사용성 저하가 크고 대처 방안이 매우 제한적이다[1].

자갈궤도에서 열차주행에 의한 궤도틀림이 발생할 경우, 자갈 채움 및 다짐 등을 실시하여 유지보수를 할 수 있으나, 콘크리트궤도에서는 유지 및 보수가 어려운 실정이다.

콘크리트궤도에서 침하 발생량이 패드 삽입으로 인한 조정한계인 25mm 이내일 경우에는 직접적으로 패드를 삽입하여 유지보수를 하고 있지만, 25mm 이상의 침하가 발생하였거나, 발생 가능성이 있는 경우에는 우레탄과 유압잭 등을 활용한 공법을 적용하여 유지보수를 실시하고 있다.

그러나 그림 1.1과 같이 콘크리트궤도의 잦은 침하로 인하여, 한국철도공사에서는 지속적으로 선로유지보수를 실시하고 있으며, 그에 따른 시간과 비용이 소요되고 있다. 특히, 호남고속철도 일부 구간에서는 개통 이후에도 지속적으로 침하가 발생하고 있다.



그림 1.1 콘크리트궤도 침하발생 사례

이와 같이 잦은 침하로 인하여 지속적으로 유지보수를 하고 있는 구간은 상당한 양의 궤도 틀림(변형)이 발생한 것으로 판단되며, 이 구간에서 300km/h 이상으로 열차가 운행될 경우, 고속철도 선형관리기준을 만족하지 못해 열차 탈선으로 인하여 심각한 인명 피해가 발생할 우려가 있다.

‘선로유지관리지침(2016)’에 수록된 고속철도 선형관리기준의 궤도틀림은 차량의 주행안정성 측면에서 검토되었으며[2,3], 열차가 궤도틀림이 발생한 구간을 주행할 경우 열차하중이 궤도 및 노반에 가하는 충격에 대한 평가와 연구는 지금까지 미미한 실정이다.

또한 2015년에 완료된 “400km/h급 고속철도 인프라 시범적용 기술개발” 연구과제에서는 400km/h급 고속철도 도입을 위한 연구를 진행하였으며, 테스트베드 구축 및 인터페이스 분야, 환경소음 분야, 선로구축물 분야, 전차선 분야 및 열차제어 분야에 대한 연구를 실시하였다. 이 연구과제 결과를 바탕으로 한국철도시설공단에서는 400km/h급 철도설계기준(안)을 잠정적으로 제정하였으나, 고속철도 선형관리기준에 대한 검토는 아직 이루어지지 않은 상황이다.

콘크리트궤도에서 지속적인 침하로 인하여 선형관리기준을 만족하지 못하는 사례가 빈번히 발생하고 있는 이 시점에서, 400km/h 수준의 고속철도 도입을 준비하고 있는 지금, 보다 경제적인 유지관리와 안전한 고속철도 운영을 위하여 고속철도 선로관리기준에 대한 재검토가 필요할 것으로 판단된다.

콘크리트궤도의 경우 선로 선형의 유지보수가 어렵기 때문에 수치해석을 통하여 열차하중에 의한 궤도와 노반의 거동특성을 보다 정확히 파악하여 유지보수의 비용과 주기를 개선할 수 있는 방안을 찾아야 할 것으로 판단된다.

철도고속화에 따른 궤도 및 노반의 동적거동 양상을 검토하기 위하여 실제 열차운행 하중을 모델링할 수 있는 수치해석 기법과 실제 운행 중인 고속철도 현장계측 데이터와 비교·분석을 실시하여 현행 고속철도 선형관리기준을 재정립하기 위한 Data-Base를 도출하고자 한다.

다. 연구개발 범위

연차별 연구 내용과 그에 따른 연구 결과를 표 1.2에 나타내었으며, 그림 1.2에는 연구수행 흐름도를 정리하였다.

표 1.2 연차별 연구 내용

연 차	연구 내용	연구 결과
1차 년도	국내 고속철도 선형관리기준 현황조사	(국내외 선형관리기준 비교·분석) - 국내외 선형관리기준 비교·분석 대비표 작성 (국내 선로유지관리 이력조사 Ⅰ) - 유지관리 계측자료 분석을 통한 현장계측 장소 선정
	수치해석 및 계측결과 비교·분석	(현장계측 Ⅰ) - 호남고속철도 300km/h , 교량~토공 접속부 구간 현장계측 2개소 실시 (수치해석 Ⅰ) - 이동하중 재하방법 중 선로 거동특성을 정확히 구현할 수 있는 최적의 수치해석 기법 모색
	기 타	- 강릉선 터널내 여굴 발생 정도(깊이)에 따른 현장계측 추가 달성

현장계측 장소는 현재 공용중인 구간으로, 운영기관에서는 현장계측에 의한 결과를 보안해 달라는 요청이 있었음. 이에 따라 현장계측 장소의 명칭(교량 또는 정거장)을 Initial(영문 또는 한글)로 표기하였음. 기타 문의 사항은 02-973-5866로 연락주시기 바람.

표 1.2 연차별 연구 내용(계속)

연 차	연구 내용	연구 결과
2차 년도	국내 고속철도 선형관리기준 현황조사	(국내 선로유지관리 이력조사 Ⅱ) - 유지관리 계측자료 분석을 통한 현장계측 장소 선정
	수치해석 및 계측결과 비교・분석	(현장계측 Ⅱ) - 호남고속철도(2개소), 경부고속철도(4개소) 300km/h, 교량~토공 접속부 구간 현장계측 6개소 실시
		(수치해석 Ⅱ) - 현장계측과 이동하중 재하방법 비교・분석을 통한 최적의 수치해석 기법 도출
	고속철도 선형관리기준 제시	(고속철도 선형관리기준 검토) - 고속철도 선로관리기준 개정(안)을 위한 Data-Base 도출



그림 1.2 연구수행 흐름도

2. 연구수행내용 및 성과

가. 국내 고속철도 선형관리기준 현황조사

(1) 국내외 선형관리기준 비교・분석

선로는 반복하중 및 노반 침하 등으로 인하여 변형이 발생하게 되며, 이러한 변형을 궤도틀림으로 정의하고 있다. 국내 고속철도 선로관리기준의 궤도틀림에서는 수평틀림(뒤틀림), 궤간틀림, 고저틀림, 방향틀림에 대한 규정을 제시하고 있다.

고속철도 개통 이후, 궤도틀림 정정작업 중 고저틀림이 가장 많은 비중[4]을 차지하고 있으며, 고저틀림은 레일두부 상면의 상하 방향의 틀림을 의미한다.

본 연구수행과 관련이 깊은 고저틀림을 중심으로 국내 고속철도 선로관리기준 이력 및 국내외 선로관리기준 비교・분석 결과는 다음과 같다.

(가) 국내 선로관리기준 현황

① 국내 고속철도 선로관리기준

국내 고속철도 도입 당시, 궤도틀림 관리기준 중 고저틀림(면틀림) 기준은 표 2.1과 같다. 이 기준은 고속 주행속도(300km/h)에 대한 관리기준으로, 저속(120km/h) 주행속도에 해당하는 일반철도 관리기준과는 다르게 차량의 고속화에 따른 장파장에 대한 관리기준을 국내에 처음으로 규정하였다.

표 2.1 고저틀림 적용기준(2001)

항 목	고저틀림 적용기준		
	파역	측정기선	허용한도
궤도정비 한도	0~25m	10m	7mm
	25~60m	30m	8mm
궤도정비 준공검사 기준	-	10m	≤ 2
		31m	≤ 31
		300m구간 중등편차	≤ 0.3

경부고속철도 1단계가 개통되면서, 2004년 12월에 제정된 ‘고속철도 선로정비지침’의 궤도틀림 관리기준 중 고저틀림 기준은 표 2.2와 같다.

표 2.2 고속철도 선로정비지침(고저틀림, 2005)

기호	정 의
N_{iv}	10m 이하 기선에서 측정한 궤도 국부 고저틀림의 최고치와 기준선간의 순간 측정값
N_{all}	30m 기선에서 측정한 궤도 국부 고저 기록된 틀림값의 Peak-Peak 측정값
N_L	틀림이 심한 레일의 고저에 대한 200m 평균 그래프로 기록되는 순간적인 측정값

관 리 단 계		한 계 값	
		절대틀림	표준편차
준공기준(CV)	새로운 궤도부설시 요구되는 값	$N_{iv} \leq 2$ $N_{all} \leq 5$	$N_L \leq 0.77$
목표기준(TV)	궤도 유지보수 작업후 요구되는 값 (L<100m) (1)	$N_{iv} \leq 3$ $N_{all} \leq 7$	$N_L \leq 1.03$
주의기준(WV)	이 단계의 의미: - 결함의 원인 및 특성의 확인 - 수평틀림의 진행상황 감시	$5 \leq N_{iv} < 7$ $7 \leq N_{all} < 8$	$N_L \leq 1.54$
보수기준(AV)	1개월내에 유지보수를 시행.	$N_{iv} \geq 13$ $N_{all} \geq 13$	관리 않음
속도제한기준 (SV)	이 값은 속도감소를 의미함		
	속도제한 = 230㎞/h	$15 \leq N_{iv} < 18$ $24 \leq N_{all} < 30$	관리 않음
	속도제한 = 170㎞/h	$18 \leq N_{iv} < 22$ $N_{all} \geq 30$	관리 않음
	속도제한 < 160㎞/h	$N_{iv} \geq 22$	관리 않음

본 관리기준에서는 궤도관리 목적에 따른 세분화된 기준과 한계치 그리고 수행해야 할 작업을 상당히 명확하게 정의하고 있으며, 표 2.3에 나타낸 바와 같이 프랑스의 고속철도 고저틀림 관리기준과 매우 유사한 것을 알 수 있다.

표 2.3 프랑스 고속철도 고저틀림 관리기준(2001)

기호	정 의
N_{iv}	정현 ≤ 15m에서 측정된 트랙의 국부 면틀림 측정 : 결함의 첨두값과 기준선 사이에 측정된 값
N_{all}	20m와 30m사이의 길이에 대하여 측정된 궤도의 국부면틀림 : 기록상에 나타난 결함의 첨두값 사이에 측정된 값
N_L	최악의 선상에 대한 궤도 면틀림의 300m상의 평균값 : 그래프로 기록되는 순간적인 측정값

관 리 단 계		한 계 값	
		단일 결함	계산치
VC 건설치	건설 후 요구치	$N_{iv} \leq 2$ $N_{all} \leq 5$	$N_L \leq 0.3$
VO 목표치	유지보수시 확보할 궤도틀림 값	$N_{iv} \leq 3$ $N_{all} \leq 8$	$N_L \leq 0.3$
VA 경보치	결함원인분석 및 가능한 모니터링 작업	$5 \leq N_{iv} < 10$ $10 \leq N_{all} < 18$	$N_L \leq 0.3$
VI 보수치	최대 -15일: 불안정구역 -1개월: 다른구역 내에 유지보수작업이 필요함을 나타냄	$N_{iv} \geq 10$ $N_{all} \geq 18$	관리 않음
VR 속도제한치	보수가 이루어질 때까지 속도저감과 영구적인 감시를 의미하는 값		
	속도제한 = 230㎞/h	$15 \leq N_{iv} < 18$ $24 \leq N_{all} < 30$	관리 않음
	속도제한 = 170㎞/h	$18 \leq N_{iv} < 22$ $N_{all} \geq 30$	관리 않음
	속도제한 < 160㎞/h	$N_{iv} \geq 22$	관리 않음

프랑스의 고저틀림 관리기준에서 측정기선의 길이와 기준의 한계치는 국내 기준과 차이를 보이지만, 체계적인 관리기준을 제시한다는 측면에서 국내 기준의 제정에 큰 영향을 미친 것으로 판단된다.

이후 표 2.4에 나타낸 바와 같이, 2011년 한국철도공사에서 '선로유지관리기준'이 제정되면서, 국내의 고저틀림 관리기준은 측정기선과 이에 대한 한계치가 신설되었다. 또한 주의기준 및 보수기준 단계 한계치가 프랑스의 고속철도 고저틀림 관리기준과 유사하게 개정되었다.

그리고 2012년에 한국철도시설공단에서 '선로유지관리지침'을 제정하였으며, 이 '선로유지관리지침'은 2016년 개정을 거치는 동안 큰 변화 없이 현재까지 사용되고 있는 것으로 파악된다.

표 2.4 선로유지관리기준 중 고저틀림 관리기준(2011), [5]

기 호	정 의
N_{10m}	10m 이하 현정시법으로 측정한 고저틀림 측정된 고저틀림과 기준선(주1)의 차이
N_{20m}	20m 비대칭 현정시법(4.1m, 16.8m)으로 측정한 고저틀림 측정된 고저틀림과 기준선간의 차이
N_{all}	30m 기선에서 측정한 궤도 국부 고저 기록된 틀림값의 Peak-Peak 측정값
N_{SD_10m}	10m현 고저틀림의 200m 구간의 표준편차 측정된 고저틀림과 기준선 차이값의 200m 표준편차
N_{SD_20m}	20m현 고저틀림의 200m 구간의 표준편차 측정된 고저틀림과 기준선 차이값의 200m 표준편차

관 리 단 계		한 계 값	
		고저틀림 (mm)	표준편차
준공기준 (CV)	새로운 궤도부설시 요구되는 값	$N\_{10m} \leq 2$ $N\_{20m} \leq 3$ $N_{all} \leq 5$	$N\_{SD\_10m} \leq 1.0$ $N\_{SD\_20m} \leq 1.3$
목표기준 (TV)	궤도 유지보수 작업후 요구되는 값 (L<100m)	$N\_{10m} \leq 3$ $N\_{20m} \leq 4$ $N_{all} \leq 7$	$N\_{SD\_10m} \leq 1.3$ $N\_{SD\_20m} \leq 1.7$
주의기준 (WV)	이 단계의 의미: - 결함의 원인 및 특성의 확인 - 수평틀림의 진행상황 감시	$5 \leq N\_{10m} < 10$ $7 \leq N\_{20m} < 14$ $10 \leq N_{all} < 18$	$N\_{SD\_10m} \geq 1.9$ $N\_{SD\_20m} \geq 2.6$
보수기준 (AV)	1개월내에 유지보수를 시행.	$N\_{10m} \geq 10$ $N\_{20m} \geq 14$ $N_{all} \geq 18$	관리 않음
속도제한기준 (SV)	이 값은 속도감소를 의미함		
	속도제한 = 230㎞/h	$15 \leq N\_{10m} < 18$ $20 \leq N\_{20m} < 24$ $24 \leq N_{all} < 30$	관리 않음
	속도제한 = 170㎞/h	$18 \leq N\_{10m} < 22$ $24 \leq N\_{20m} < 28$ $N_{all} \geq 30$	관리 않음
	속도제한 < 160㎞/h	$N\_{10m} \geq 22$ $N\_{20m} \geq 28$	관리 않음

(주1) 고저틀림의 기준선은 측정값 전후 100m구간, 즉 총 200m 구간의 고저틀림 측정치의 이동평균을 사용한다.

② 국내 일반철도 선로관리기준

과거 일반철도 선로관리기준은 표 2.5에 나타낸 바와 같이, 선로등급 또는 운행속도에 대한 구분없이 일괄적으로 동일한 궤도틀림한계치와 보수마감한도를 제시하고 있으며, 이 기준은 일본의 궤도틀림 기준을 도입한 것이다.

표 2.5 일반철도 선로관리기준 (과거)

구 분		본 선	측 선
궤도 정비 기준	궤 간	+10 -2	+10 -2
	수 평	7	9
	면맞춤 (고저틀림)	직선(레일길이 10m에 대하여) 7 곡선(레일길이 2m에 대하여) 3	직선(레일길이 10m에 대하여) 9 곡선(레일길이 2m에 대하여) 4
	줄맞춤 (방향틀림)	레일길이 10m에 대하여 7	레일길이 10m에 대하여 9
궤도 공사 마감 기준	궤 간	+2 -2	+4 -2
	수 평	2	4
	면맞춤 (고저틀림)	레일길이 10m에 대하여 4	레일길이 10m에 대하여 5
	줄맞춤 (방향틀림)	레일길이 10m에 대하여 4	레일길이 10m에 대하여 5

한국철도시설공단(2013)에서는 ‘일반철도 유지보수 합리화를 위한 궤도틀림 기준 개발’이라는 연구를 진행하였으며, 이 연구 결과를 바탕으로 일반철도 선로관리기준의 ‘선로유지관리지침’이 2015년 개정되었다. 이 연구에서는 표 2.6에서 보는 바와 같이 0~230km/h의 속도를 속도대역별 5구간으로 나누고, 관리단계 또한 5단계로 구분하고 있어, 철도 운영환경을 반영한 합리적인 선로관리기준을 제시하고 있다.

표 2.6 일반철도 선로관리기준 (현재)

관리단계	고저틀림(mm)					표준편차 (mm)	비고
	V≤40	40<V≤80	80<V≤120	120<V≤160	160<V≤230	160<V≤230	
준공기준 (CV)	4	4 [2]	4 [2]	4 [2]	3 [2]	-	
목표기준 (TV)	6	5	4	4	4	-	
주의기준 (WV)	15	13	10	8	7	2.1	
보수기준 (AV)	21	19	15	13	11	-	3개월내 보수
속도제한 기준(SV)	28 (10 km/h)	26 (40 km/h)	22 (80 km/h)	20 (120 km/h)	18 (160 km/h)	-	

(나) 국내외 선로관리기준 비교・분석

본 연구진에서는 국토교통과학기술진흥원이 지원하는 철도기술연구사업 「철도노반 성능 및 건설비 최적화 기반기술 개발」과제 중 5세부 “국가 경쟁력 강화를 위한 철도건설기준 선진화 연구” 과제를 진행하였으며, 작년에 과업이 종료되었다.

본 절에서는 위의 연구에서 입수한 해외 선진 철도국가의 설계기준(UIC leaflet, EURO Code), [6] 등을 이용하여 국내외 선형관리기준을 비교・분석하였다. 국내기준과 국제기준과의 비교・분석을 위해 각각의 기준을 CODE화 하였다. 국내기준인 “선로유지관리지침”을 비롯하여 국제기준인 “UIC leaflet”과 “EURO Code”를 각각 CODE 1 ~ CODE 3로 구분하였으며 표 2.7과 같다.

표 2.7 국내외 선형관리기준 구분

구 분	기 준
CODE 1	선로유지관리지침
CODE 2	UIC leaflet
CODE 3	EURO Code

CODE 1 ~ CODE 3의 기준들을 비교・분석하여 각각의 기준들의 특징이나 차이점을 도출하기 위해서는 비교표의 정리가 매우 중요하다. 이에 항목별 각 코드별 특징과 차이점을 한눈에 볼 수 있는 “비교・분석 대비표”를 작성하였다.

그림 2.1과 같이 비교・분석 대비표 작성 예에서 ‘분석 1’은 CODE 1의 주요 특징을 요약한 내용이며, ‘분석 2’에서는 CODE 1에는 없는 CODE 2에만 제시되어있는 특징을 기술하였다. ‘분석 3’ 역시 CODE 1 및 CODE 2에는 없으며 해당 코드에만 제시된 특징들을 기술한 것을 의미한다. ‘요약’에서는 ‘분석1 ~ 3’에서 기술하지 못한 상세 내용을 비롯하여 CODE 1 ~ 3간의 내용차이에 대한 보완 설명을 기술하여 국내기준과 국제기준의 특징 및 차이점을 파악할 수 있도록 하였다.

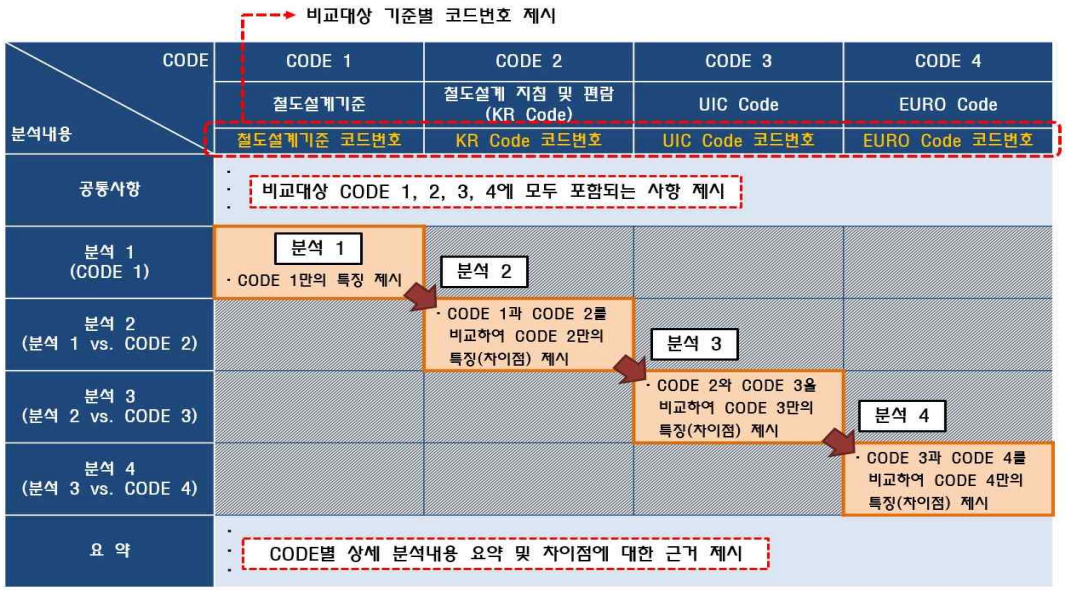


그림 2.1 비교・분석 대비표 작성 예

선로유지관리를 위하여 정립된 궤도틀림의 관리기준 중 고저틀림에 해당하는 항목에 대하여 국내 기준 CODE 1과 국외 기준 CODE 2, CODE 3을 비교한 결과는 다음 표 2.8과 같다.

국내기준 CODE 1에서는 관리단계를 5단계로 구분하고 각 단계에 수행되어야 할 작업을 명시하고 있다. 특히 선로에 과다변형이 발생된 경우에 해당하는 속도제한기준 단계에서는 열차의 주행속도를 제한하고 있다. 또한 주행 속도에 따라 일반철도와 고속철도의 관리기준을 나누어 제시하였으며, 일반철도 관리기준의 경우 열차운행속도대역별로 관리단계의 상한치를 명시하였다. 고속철도 관리기준은 측정기선에 따라 5가지 검측방법을 정의하고 이에 대한 관리단계의 상한치를 제시하고 있다.

국외기준 CODE 2와 CODE 3에서는 선로 고저틀림의 유지보수 목표치와 보수작업이 요구되는 상한치를 제시하였다. 또한 검측차량을 통한 검측방법에 대해 기술하였으며, 검측차량의 종류에 따른 측정기선과 보정계수를 제시하고 있다. CODE 2에는 유지보수 목표치와 상한치를 QN_1, QN_2로 정의하였으며, QN_3값을 통해 이상치를 제거할 것을 명시하고 있다. CODE 3에는 유지보수 목표치의 Min과 Max값과 상한치의 단일 값만 정의하여 CODE 2와 차이를 보이지만, CODE 2와 같이 QN_3값을 통해 이상치를 제거할 것을 명시하고 있다.

표 2.8 국내기준과 국제기준 비교표 (선로유지관리지침)

CODE 1(선로유지관리지침)

선로유지관리지침 1/2

제2장 선로정비기준 | **제1절 궤도정비의 기준** | **제7조 궤도틀림의 관리기준**

제7조 (궤도틀림의 관리기준)

궤도틀림관리는 경제성, 내구연한, 안전성 등을 고려하여 다음 각호와 같이 관리단계를 구분하고 종류별 관리단계 기준치는 별표 5과 같다.<개정 2015.03.19, 2016.12.30>

1. 준공기준(CV) : 신선 건설시 준공기준으로 유지보수시는 적용하지 않는다.<개정 2015.03.19, 2016.12.30>
2. 목표기준(TV) : 궤도유지보수 작업에 대한 허용기준으로 유지보수 작업이 시행된 경우 이 허용치 내로 작업이 완료되어야 한다.<개정 2015.03.19, 2016.12.30>
3. 주의기준(WV) : 이 단계에서는 선로의 보수가 필요하지 않으나 관찰이 필요하고 보수작업의 계획에 따라 예방보수를 시행 할 수 있다.<신설 2016.12.30>
4. 보수기준(AV) : 유지보수작업이 필요한 단계로 별표 5의 기준에 제시된 기간 이내에 작업이 시행되어야 한다.<신설 2016.12.30>
5. 속도제한기준(SV) : 이 단계에서는 열차의 주행속도를 제한하여야 한다.<신설 2016.12.30>
6. 측선이하 착발선, 차량기지, 보수기지 등 궤도검측차에 따른 검측이 불가능할 경우에는 인력측정에 따른 검측을 시행하고 일반철도 규정을 준용할 수 있다.<신설 2016.12.30>

[제목개정 2015.03.19][종전 제9조에서 이동 2016.12.30]

(별표 5)

가. 일반철도 궤도틀림 관리기준 (제7조제1항 관련) (개정 2016.12.30.)

1) 고저틀림 (또는 면맞춤)

관리단계	고저틀림(mm)					고저틀림 표준편차 (mm)	비고
	V≤40	40<V≤80	80<V≤120	120<V≤160	160<V≤230	160<V≤230	
준공기준 (CV)	≤4	≤4 [2]	≤4 [2]	≤4 [2]	≤3 [2]	-	
목표기준 (TV)	≤6	≤5	≤4	≤4	≤4	-	
주의기준 (WV)	15≤	13≤	10≤	8≤	7≤	2.1≤	
보수기준 (AV)	21≤	19≤	15≤	13≤	11≤	-	3개월내 보수
속도제한기준 (SV)	28 (10 km/h)	26 (40 km/h)	22 (80 km/h)	20 (120 km/h)	18 (160 km/h)	-	

주) 1. [ ] : 콘크리트 궤도 기준
2. 속도제한규정의 고저틀림 값 이상인 경우에는 괄호의 속도 이하로 서행하고, 즉시 보수함
3. 상기 수치는 10m 대칭현 고저틀림 검측값에 적용함
4. 현방식 고저틀림의 값은 200m 이동평균을 기준선으로 설정하여 보정함
5. 고저틀림 표준편차는 총 200m 구간의 표준편차를 의미함

선로유지관리지침 2/2

제2장 선로정비기준 | **제1절 궤도정비의 기준** | **제7조제2항 관련 별표 5**

나. 고속철도 궤도틀림 관리기준 (제7조제2항 관련)

3) 고저

기 호	정 의	비 고
$N_{\_10m}$	10 m 이하 현정시법으로 측정한 고저틀림 측정된 고저틀림과 기준선(주1)의 차이	
$N_{\_20m}$	20 m 비대칭 현정시법(4.1 m, 16.8 m)으로 측정한 고저틀림 측정된 고저틀림과 기준선간의 차이	
N_{all}	30 m 기선에서 측정한 궤도 국부 고저 기록된 틀림값의 Peak-Peak 측정값	
$N_{\_SD\_10m}$	10 m현 고저틀림의 200 m 구간의 표준편차 측정된 고저틀림과 기준선 차이값의 200 m 표준편차	
$N_{\_SD\_20m}$	20 m현 고저틀림의 200 m 구간의 표준편차 측정된 고저틀림과 기준선 차이값의 200 m 표준편차	

관 리 단 계		한 계 값		비고
		고저틀림 (mm)	표준편차	
준공기준 (CV)	새로운 궤도부설시 요구되는 값	$N_{\_10m}$≤2 $N_{\_20m}$≤3 N_{all}≤5	$N_{\_SD\_10m}$≤1.0 $N_{\_SD\_20m}$≤1.3	
목표기준 (TV)	궤도 유지보수 작업후 요구되는 값 (L<100m) (1)	$N_{\_10m}$≤3 $N_{\_20m}$≤4 N_{all}≤7	$N_{\_SD\_10m}$≤1.3 $N_{\_SD\_20m}$≤1.7	
주의기준 (WV)	이 단계의 의미: - 결함의 원인 및 득성의 확인 - 수평틀림의 진행상황 감시	5≤$N_{\_10m}$<10 7≤$N_{\_20m}$<14 10≤N_{all}<18	$N_{\_SD\_10m}$≥1.9 $N_{\_SD\_20m}$≥2.6	
보수기준 (AV)	1개월내에 유지보수를 시행.	$N_{\_10m}$≥10 $N_{\_20m}$≥14 N_{all}≥18	관리 않음	
속도제한기준 (SV)	이 값은 속도감소를 의미함			
	속도제한 = 230km/h	15≤$N_{\_10m}$<18 20≤$N_{\_20m}$<24 24≤N_{all}<30	관리 않음	
	속도제한 = 170km/h	18≤$N_{\_10m}$<22 24≤$N_{\_20m}$<28 N_{all}≥30	관리 않음	
	속도제한 < 160km/h	$N_{\_10m}$≥22 $N_{\_20m}$≥28	관리 않음	

(주1) 고저틀림의 기준선은 측정값 전후 100m구간, 즉 총 200m 구간의 고저틀림 측정치의 이동평균을 사용한다.

표 2.8 국내기준과 국제기준 비교표 (선로유지관리지침) (계속)

CODE 2(UIC Code)

518. Testing and approval of railway vehicles from the point of view of their dynamic behaviour – Safety – Track fatigue – Running behaviour | Appendix D. Track geometric quality

Appendix D - Track geometric quality

D.1 - General

D.1.1 - Basic principles

For formal vehicle approval purposes, track geometric quality definition is within the framework of this leaflet based upon three levels of quality (QN_1, QN_2 and QN_3) specified in this appendix.

The limit values of this leaflet are linked to these quality levels which have been assumed to be representative for a European network quality.

D.1.2 - Track quality distribution

For the choice of track sections within each zone (tangent track, large radius curves, medium radius curves, small radius curves and very small radius curves), the following distribution is recommended, separately for vertical and lateral irregularities:

- at least 50 % of all sections shall be worse than QN_1,
- at least 10 % of all sections shall be worse than QN_2.

Sections with values higher than QN_3 level may be excluded from the analysis (see point D.2.4 - page 65).

D.1.3 - Reporting

A graphic representation of track quality values (standard deviations of vertical alignment and lateral alignment and mean value of track gauge), section by section, shall be given in the report.

It shall be accounted for in the report whether or not any sections were excluded (see point D.2.4) in the analysis. In case of exclusion, a list of excluded sections and for each section radius, speed and cant deficiency, track quality values and any assessment quantity exceeding the limit value shall be given in the report.

D.2 - Description of track geometric quality by standard deviation and peak value

D.2.1 - Background

According to the UIC 7G 20's final report, the description of track geometry according to quality levels QN_1, QN_2 and QN_3 is a possible method. "However, the task of reviewing the measuring results to make them comparable would have been much more challenging, time consuming and costly. Harmonisation of measuring results would, in many instances, have required a modification to the measuring principle, for which most track-measuring cars owned by the railways are not suitable".

CODE 3(EURO Code)

EN 14363-2013. Railway applications – Testing and simulation for the acceptance of running characteristics of railway vehicles – Running Behaviour and stationary tests | Annex M. Track geometric quality – Selection of test tracks

Copy: Eun-Kyong Nam, Korean Railroad Research Institute, Version correct as of 14/11/2014, (c) The British Standards Institution 2013

Annex M
(normative)

Track geometric quality – Selection of test tracks

M.1 Basis of Evaluation

The basis for the evaluation shall be the measured signals of track geometric deviation obtained using normal track measuring methods with computerised recording and storage according to EN13848-1 and EN13848-2 which specify the wavelength ranges and required filter characteristics.

The data used for the evaluation of the track geometric quality shall be representative of the maintenance status of the test track during the test.

M.2 Assessment quantities for track geometric quality

Track geometric deviations are measured for each rail. Evaluation variables of track geometric deviation are:

a) alignment, lateral measuring direction:

1) maximum absolute value Δy^0_{max} (mean to peak);

2) standard deviation Δy^0_{σ}.

b) longitudinal level, vertical measuring direction:

1) maximum absolute value Δz^0_{max} (mean to peak)

2) standard deviation Δz^0_{σ}

For test zone 1 the higher value of the two rails shall be used for the assessment of track geometric quality. For test zones 2, 3 and 4 the values of the outer rail shall be used.

No requirements are given for track twist in the evaluation sections. However, if the track twist in a section exceeds the safety limit value in EN13848-5 the section may be excluded from the analysis.

Track geometric quality for each test zone is assessed on the basis of the distributions of standard deviations for alignment and longitudinal level evaluated for the wavelength range D1 as specified in EN13848-1. For reference speeds higher than 200 km/h track geometric deviations with longer wavelengths shall also be reported as shown in Table M.1. No requirements are given for the track geometric quality values in ranges D2 and D3.

표 2.8 국내기준과 국제기준 비교표 (선로유지관리지침) (계속)

CODE 2(UIC Code)

UIC Code 2/5

518. Testing and approval of railway vehicles from the point of view of their dynamic behaviour - Safety - Track fatigue - Running behaviour	Appendix D. Track geometric quality

It is currently easier to obtain better agreement and an improved comparison between measurement results for the following reasons:

- the distortion of measured values can be corrected more easily in certain conditions,
- new track-measuring vehicles, the measuring results of which can be processed more easily, are now being used or being developped.

This appendix therefore only deals with corrected geometrical values, either using the inverse transfer function of the measuring vehicle or using a correction factor (see the table of coefficients given in point D.2.5 - page 66).

D.2.2 - Track data analysis

To allow a comparison to be made between analysed results obtained from different railways, the following conditions shall be applied:

1. Definition of the band-width of the track geometrical error
2. Definition of the evaluation method for test sections

Concerning point 1.

- In order to describe a geometric error by its frequency response, a band pass filter with the following characteristics shall be used:
  - 4-pole Butterworth filter,
  - lower cut-off wavelength L_b = 3,00 m
  - upper cut-off wavelength L_h = 25 m.
- Within the transmission area the filter shall have a precision of ±1 dB.
- Outside the transmission area, a gradient of 24 dB/octave is required with a maximum attenuation of 60 dB.

These cut-off wavelengths shall apply up to a maximum line speed of 200 km/h.

For speeds greater than 200 km/h, the work should not be restricted to the short wavelength geometrical errors, but geometrical errors with a wavelength of more than 25 m and up to at least 70 m should be accounted for. The corresponding values (for wavelength and quality) remain to be defined.

Concerning point 2.

- The track geometric quality is only governed by the standard deviation for vertical and lateral alignment of the track.
- The peak values of isolated errors for vertical and lateral alignment shall be provided for guidance only. When the isolated errors reach the QN_3 values, the test section involved may be excluded from the analysis.

CODE 3(EURO Code)

Euro Code 2/4

EN 14363-2013. Railway applications - Testing and simulation for the acceptance of running characteristics of railway vehicles - Running Behaviour and stationary tests	Annex M. Track geometric quality - Selection of test tracks

Eun-Kyong Nam, Korean Railroad Research Institute, Version correct as of 14/11/2014, (c) The British Standards Institution 2013

Table M.1 — wavelength ranges for different reference speeds

Wavelength range	Reference speed (see definition below)			
	$V \leq 120$ km/h	120 km/h < $V \leq$ 200 km/h	200 km/h < $V \leq$ 250 km/h	250 km/h < V
3 m to 25 m (D1)	Mandatory to comply with requirement in Table M.3			
25 m to 70 m (D2)	-	Recommended to be reported	Mandatory to be reported	Mandatory to be reported
>70 m (D3)	-	-	-	Recommended to be reported

M.3 Different Measuring Systems

If a measuring vehicle having a transfer function deviating from 1 or with a different wavelength range is used for measurements, the track quality values shall be derived from measured values subsequently corrected to be compatible with the above system.

There are two methods permitted for the correction:

a) The transfer function of the measuring system may be used to obtain absolute values of measured track geometry. Here the measured signals are corrected using the transfer function and are compared with the uncorrected values in Table M.2.

NOTE Special attention has to be paid at wave lengths regions with low values of transfer function. Some systems show even zeros of the transfer function. In these cases the measured signals are multiplied with high numbers. This may lead to an unrealistic amplification of noise and wrong results in some wave length ranges.

or

b) If a railway has no ability to correct the measured values directly it is also permitted to use approximate scale factors k such that:

— standard deviation$_{(other)}$ = k. standard deviation$_{(NS\ vehicle)}$;

— the coefficients k to be applied in the wavelength band from 3 m to 25 m can be found in Table M.1 for certain measuring vehicles;

— the values in Table M.2 shall then be multiplied by the factors k of Table M.1 to give values comparable with the other measuring system.

표 2.8 국내기준과 국제기준 비교표 (선로유지관리지침) (계속)

CODE 2(UIC Code)

UIC Code 3/5

518. Testing and approval of railway vehicles from the point of view of their dynamic behaviour – Safety – Track fatigue – Running behaviour	Appendix D. Track geometric quality

- The geometric quality shall be determined for vertical and lateral alignment, separately. As a rule, an evaluated section will be classified in two to four different quality categories, i.e. for standard deviation and, if existing, peak values of isolated errors of vertical and lateral alignment.
- The definition of an isolated error to be identified by the track recording car differs from network to network. Therefore, such threshold values must be accounted for in the test report.
- The decisive criterion for track classification is the maximum absolute value measured on both rails, with the exception of lateral alignment in curves where the peak value on the outside rail is decisive, particularly for curves where R is < than 600 m.
- The reference speed to be used when applying the contents of the following tables shall be determined in the following way:
  - V_{lim} for straight track and large radius curve sections,
  - 160 km/h < V ≤ 200 km/h for sections with medium radius curves,
  - 80 km/h < V ≤ 120 km/h for sections with small and very small radius curves.
- Two analysis methods may be used:
  - 1st method:

    The track sections used for the analysis shall be exactly the same as those selected for the statistical evaluation of the vehicle behaviour. In this case, it is essential to identify distances very carefully.

    With this method, the values at 50 % and 90 % of peak values for isolated track errors depend upon the length used for the calculation of the maximum peak value.
  - 2nd method:

    The track sections used for the analysis are derived from data recorded by track-measuring vehicles.

    In this case, it is not possible for track-related and vehicle-related sections to strictly coincide.

    However, for every straight-track or large-radius curve section, it is necessary to ensure that the track-related sections coincide in the best possible way with the vehicle-related sections so that the lengths over which they do not coincide shall not exceed 50 % of the vehicle-related section lengths.

    In order to improve upon this, the use of standard-deviation sliding values is recommended, with a rather low sliding interval such as 10 m for example.

If these arrangements are complied with, standard deviation values can be compared. Railways are free to elicit the appropriate method so as to process measuring values. The method to be applied depends upon the characteristics of measuring systems.

CODE 3(EURO Code)

Euro Code 3/4

EN 14363-2013. Railway applications – Testing and simulation for the acceptance of running characteristics of railway vehicles – Running Behaviour and stationary tests	Annex M. Track geometric quality – Selection of test tracks

copy: Eun-Kyong Nam, Korean Railroad Research Institute, Version correct as of 14/11/2014. (c) The British Standards Institution 2013

prEN 14363:2013 (E)

Table M.2 — Correction factors for different track measuring vehicles

Measuring vehicle	Vertical alignment		Lateral alignment	
	k	Base	*k*	Base
High Speed Track Recording Coach (HSTRC) 999550 – Mark 2f coach (BR)	1,14	inertial (wavelength up to 35 m)	1,20	inertial (wavelength up to 35 m)
GMTZ (DB)	1,24	2.6 m / 6 m	1,47	4 / 6 m
(RFI)	1,33	10 m	1,72	10 m
EM-120 (PKP)	0,73	10 m	0,71	10 m
MAUZIN cars	0,91	12,2 m	1,47	10 m
MATISA M562	0,91	12,2 m	1,47	10 m

M.4 Target Test Conditions

As the test results are related to the track conditions during the test, the target test conditions shall be representative of the planned service operation. Therefore the distributions in test zone 2, and separate or combined zones 3 and 4 shall be such that the 90 % values of the standard deviation of alignment and longitudinal level fall into the ranges specified in Table M.3. In test zone 1 compliance with the above requirement is not mandatory.

NOTE 1 The numbers specified in Table M.3 are based on information given in EN 13848-6 (class D). An intermediate speed class for 200 km/h – 230 km/h has been added.

The reference speed for application of Table M.3 and Table M.4 shall be determined in the following way:

— V_{adm} for test zones 1 and 2;

— 80 km/h < V ≤ 120 km/h for test zones 3 and 4.

Table M.3 — Target ranges for track geometric quality for international approval

Reference speed in km/h	Target ranges for Standard deviation *TL90* in mm for wavelength range D1			
	Alignment Δy_σ^0		Longitudinal level Δz_σ^0	
	Min	*Max*	*Min*	*Max*
V ≤ 80 km/h	1,95	2,70	2,75	3,75
80 km/h < V ≤ 120 km/h	1,05	1,45	1,80	2,50
120 km/h < V < 160 km/h	0,75	1,00	1,40	1,85
160 km/h < V ≤ 200 km/h	0,70	0,90	1,15	1,60
200 km/h < V ≤ 230 km/h	0,65	0,80	1,05	1,45
230 km/h < V ≤ 300 km/h	0,50	0,65	0,85	1,15

표 2.8 국내기준과 국제기준 비교표 (선로유지관리지침) (계속)

CODE 2(UIC Code)

UIC Code 4/5

518. Testing and approval of railway vehicles from the point of view of their dynamic behaviour – Safety – Track fatigue – Running behaviour | Appendix D. Track geometric quality

D.2.3 - Standard deviation

The table below sets out the values of standard deviation for vertical and lateral alignment for track quality levels QN_1 and QN_2 which are to be taken into account in the choice of test sections used for vehicle acceptance:

Standard deviation	Vertical alignment		Lateral alignment	
	QN_1 (mm)	QN_2 (mm)	QN_1 (mm)	QN_2 (mm)
V ≤ 80 km/h	2,3	2,6	1,5	1,8
80 < V ≤ 120 km/h	1,8	2,1	1,2	1,5
120 < V ≤ 160 km/h	1,4	1,7	1,0	1,3
160 < V ≤ 200 km/h	1,2	1,5	0,8	1,1
200 < V ≤ 300 km/h	1,0	1,3	0,7	1,0
V > 300 km/h	To be determined			

D.2.4 - Peak values of isolated track errors

Isolated track errors mean maximum values obtained by calculation for a given section.

Peak values of isolated track errors for QN_1 and QN_2 track qualities are given for guidance only.

QN_3 is defined as : $QN_3 = 1,3 * QN_2$.

When the value of an isolated track error reaches QN_3, the section involved may be excluded from the analysis.

The peak values for vertical and lateral alignment are given in the following table:

Maximum isolated error	Vertical alignment		Lateral alignment	
	QN_1 (mm)	QN_2 (mm)	QN_1 (mm)	QN_2 (mm)
V ≤ 80 km/h	12	16	12	14
80 < V ≤ 120 km/h	8	12	8	10
120 < V ≤ 160 km/h	6	10	6	8
160 < V ≤ 200 km/h	5	9	5	7
200 < V ≤ 300 km/h	4	8	4	6
V > 300 km/h	To be determined			

CODE 3(EURO Code)

Euro Code 4/4

EN 14363-2013. Railway applications – Testing and simulation for the acceptance of running characteristics of railway vehicles – Running Behaviour and stationary tests | Annex M. Track geometric quality – Selection of test tracks

Eun-Kyong Nam, Korean Railroad Research Institute, Version correct as of 14/11/2014, (c) The British Standards Institution 2013

Results from track sections with amplitudes of discrete defects higher than the stated *QN3* values in Table M.4 may be excluded from the statistical evaluation to avoid a distortion of the statistical analysis.

Table M.4 — Limits for discrete track defects

Reference speed in km/h	Maximum absolute value (mean to peak) *QN3* in mm for wavelength range D1	
	Alignment Δy^0_{max}	Longitudinal level Δz^0_{max}
$< V \leq$ 80 km/h	18,2	20,8
80 km/h $< V \leq$ 120 km/h	13,0	15,6
120 km/h $< V \leq$ 160 km/h	10,4	13,0
160 km/h $< V \leq$ 200 km/h	9,1	11,7
200 km/h $< V \leq$ 300 km/h	7,8	10,4

NOTE 2 Table M.3 and Table M.4 contain requirements for international approval. For local, national or multinational operation the values may be varied.

NOTE 3 The values in Table M.4 are taken from EN14363:2005, therefore only 200 km/h is used as interval boundary. In addition 200 km/h is used as boundary also in Table M.3, deviating from EN13848-6 where this boundary does not exist.

For the evaluation of track geometric deviations in the test route, the track sections selected for the testing of running characteristics shall be used.

Two analysis methods may be used:

— 1st method (recommended):
The track sections used for the analysis are the same as those selected for the statistical evaluation of the vehicle behaviour.

— 2nd method:
The track sections used for the analysis are derived from standard data from track-measuring vehicles (e.g. standard deviations in 200m sections). In this case, it is not possible for track-related and vehicle-related sections to strictly coincide. The track quality data shall be assigned in the most appropriate way to the track sections used for evaluation of the test results. The process used shall be stated in the test report.

NOTE 4 For zones 3 and 4 it is strongly recommended to use the 1st method. In order to improve upon this, the use of standard deviation sliding values is recommended, with a rather low sliding interval such as 10 m for example.

M.5 Reporting

For each test zone a graphical representation of standard deviation values of vertical alignment and lateral alignment in the wavelength range D1, section by section, together with the 90 % values, shall be given in the report (see example in N.2). A table of these values may also be included.

It shall be stated in the report, if any sections were excluded from the analysis due to amplitudes higher than the stated *QN3* values. A list of such excluded sections shall be given in the report including information about radius, speed, cant deficiency and the four track geometric quality values.

표 2.8 국내기준과 국제기준 비교표 (선로유지관리지침) (계속)

CODE 2(UIC Code)	CODE 3(EURO Code)

D.2.5 - Corrections

The values QN_1 and QN_2 relating to standard deviations and peak values for isolated track errors have been obtained from measurements taken with the NS measuring vehicle. On this vehicle, the transfer function of the measuring system equals 1 for all wavelengths from 3 to 25 m, which normally is the case at all measurement systems with inertial fixed reference systems.

If a measuring vehicle having a transfer function deviating from 1 or with a different wavelength range is used for measurements, the values of QN_1 and QN_2 shall be derived from measuring values subsequently corrected by means of the inverse transfer function of the measuring system. If a railway has no ability to correct the measured values directly it is also allowed to approximate the values of QN_1 and QN_2 by:

$$s_{(other)} = K.s_{(NS\ vehicle)}$$

$$\text{Peak value}_{(other)} = K.\text{Peak value}_{(NS\ vehicle)}$$

The coefficients K to be applied in the wavelength band from 3 to 25 m can be found in the following table:

Measuring vehicle	Vertical alignment		Lateral alignment	
	K	Base	K	Base
High Speed Track Recording Coach (HSTRC) 999550 - Mark 2f coach (BR)	1,14	inertial (wavelength up to 35 m)	1,20	inertial (wavelength up to 35 m)
GMTZ (DB)	1,24	2,6 m/6 m	1,47	4/6 m
(RFI)	1,33	10 m	1,72	10 m
EM-120 (PKP)	0,73	10 m	0,71	10 m
MAUZIN cars	0,91	12,2 m	1,47	10 m
MATISA M562	0,91	12,2 m	1,47	10 m

If a measuring system with a transfer function deviating from 1 is used, the correction method used, inverse transfer function or use of factor K, shall be stated in the report.

D.3 - Twist and gauge

Twist and track gauge are not reflected in the definition of track quality standards. However, some requirements should be met for both quantities during test runs.

Twist: The requirements of ERRI B55 (see Bibliography - page 118) shall be complied with. The test route should preferably include sections with limiting values for twist.

Track gauge: If there is no possibility to have information about the actual rail profiles, provisions of point 6.4.3 - page 29 have to be applied.

선로유지관리를 위한 궤도틀림 관리기준 중 고저틀림과 관련한 CODE 1 ~ CODE 3의 공통사항과 차이점을 비교・분석하여 정리한 “비교・분석 대비표”는 표 2.9와 같다.

표 2.9와 같이 CODE 1 ~ CODE 3에서 공통적으로 속도대역별로 유지보수의 목표치와 한계치를 설정하여 제시하고 있다.

국내기준 CODE 1의 경우 국외기준과 달리 유지보수의 목표치와 한계치를 관리단계에 따라 5가지 경우로 세분화하였다. 또한 각 단계에 수행되어야 할 작업을 체계적으로 명시하였다. 국외기준의 경우 국내기준과 달리 검측차량을 통한 검측방법에 대해 기술하였고, 검측차량의 종류에 따른 측정기선과 보정계수를 제시하였다.

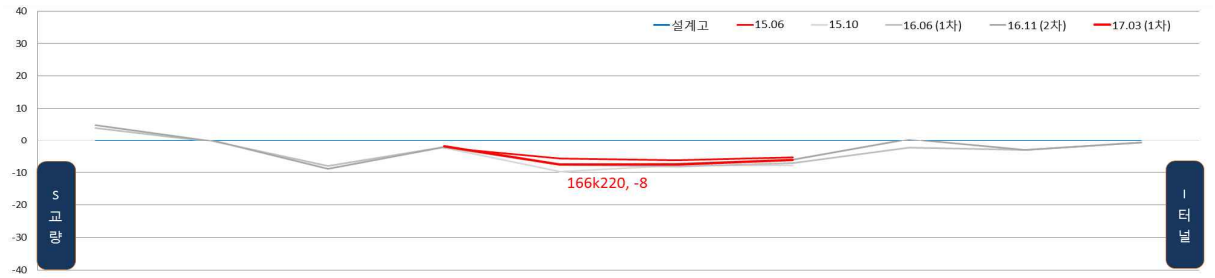
표 2.9 비교・분석 대비표 (선로유지관리지침)

CODE / 분석내용	CODE 1 선로유지관리지침 (국내기준)	CODE 2 UIC Code	CODE 3 EURO Code
공통사항	・궤도틀림 중 고저틀림의 관리기준을 속도대역에 따른 목표치를 설정하여 제시함		
분석 1 (CODE 1)	・관리기준을 관리단계에 따라 제시함 ・230km/h보다 높은 속도대역에서는 고속철도의 관리기준을 준용함		
분석 2 (분석 1 vs. CODE 2)		・관리기준의 목표치와 한계치를 속도대역에 따라 두 가지 값으로 제시함 ・검측방법에 대해 명시함 ・검측차량의 종류에 따른 검측치를 제시함	
분석 3 (분석 2 vs. CODE 3)			・관리기준의 목표치는 최대・최소값으로, 한계치는 단일 값으로 제시함
요 약	・CODE 1, CODE 2와 CODE 3은 궤도틀림 중 고저틀림의 관리기준을 속도대역별로 상이하게 제시함 ・CODE 1, CODE 2, CODE 3의 궤도틀림 관리기준의 속도대역을 나누는 기준은 차이를 보이는 것으로 나타남 ・CODE 1은 관리기준을 관리단계(CV, TV, WV, AV, SV)별로 5가지 측정법($N_{\_10m}$, $N_{\_20m}$, N_{all}, $N_{\_SD\_10m}$, $N_{\_SD\_20m}$)에 의한 한계치를 명시함 ・CODE 1과 달리, CODE 2와 CODE 3은 속도대역에 대한 궤도관리의 목표치와 한계치만을 제시하고, 검측방법과 검측차량 종류에 대한 검측기준과 보정계수를 명시함 ・CODE 2는 궤도관리의 목표치와 한계치를 QN_1, QN_2값을 통해 속도대역별로 제시함 ・CODE 2와 CODE 3은 검측자료 분석시 QN_3($=1.3*QN_2$)를 통해 이상치를 제거하도록 명시함 ・CODE 2와 달리, CODE 3은 궤도관리의 목표치를 Min과 Max값으로, 한계치는 단일 값으로 속도대역별로 제시함		

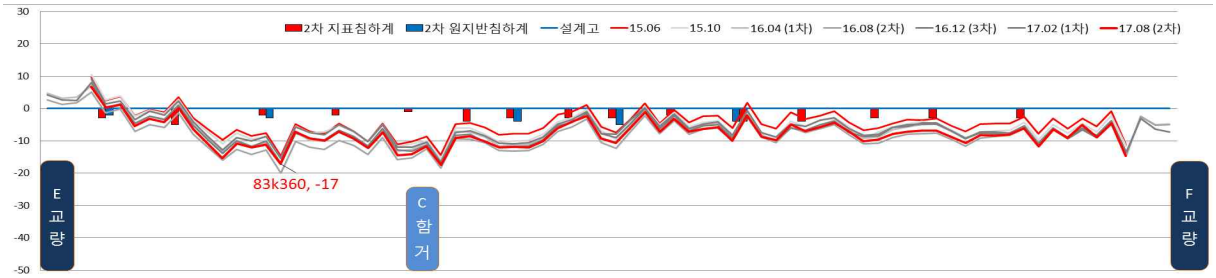
(2) 국내 선로유지관리 이력조사

국내 호남고속철도는 개통 이전 시험 운행 중, 일부 구간에서 침하가 발생하여 패드 보수가 실시되었으며, 2015년 4월부터 현재까지 운행되고 있다. 00측은 2015년 6월부터 「호남 노반구조물 유지관리 계측(측량) 용역」을 진행하고 있다.

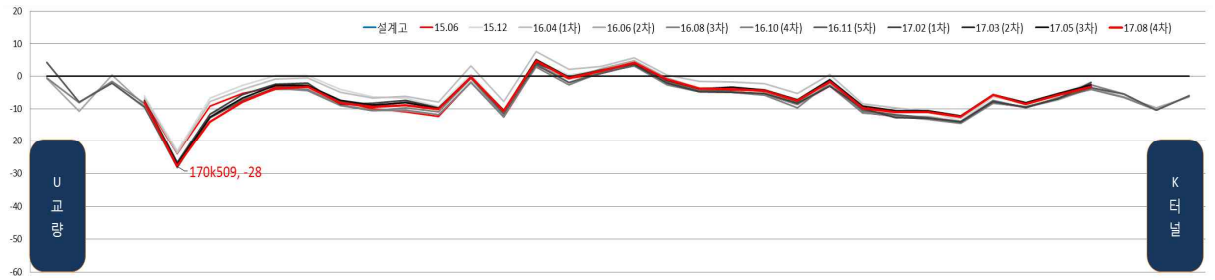
계측(측량)에 의한 결과, 침하량에 따라 그림 2.2에 나타낸 바와 같이 정상관리, 일반관찰 및 주의관찰로 구분하여 관리하고 있다. 이 용역과 관련하여 호남본부 관할 구간의 계측(측량) 데이터를 입수하였으며, 입수한 데이터 중 주의관찰 개소를 정거장별로 정리하면 표 2.10과 같다.



(a) 정상관리



(b) 일반관찰



(c) 주의관찰

그림 2.2 침하량에 따른 관리

표 2.10 정거장별 주의관찰 개소

구 분	(가)~(나)	(나)~(다)	(다)~(라)	(라)~(마)	소 계
정거장	6	15	7	21	49

특히 주의관찰 구간 중 최대 침하량이 발생한 위치에 대하여 시간에 따른 침하량 분석을 실시하였으며, 침하속도 경향을 감속, 등속, 가속으로 구분하였다.

그림 2.3에 나타낸 바와 같이 감속 경향인 경우에는 주의관찰로, 등속 경향인 경우에는 중점관리로, 가속 경향인 경우에는 하자보수로 분석하였다.



	'15.07	'15.08	'15.09	'15.10	'15.11	'15.11	'15.12	'16.04	'16.06	'16.08	'16.10	'16.12	'17.02	'17.04	'17.06	'17.08	'17.10	'17.12
분기별			-1				-6	2		-3		-4		3		-1		-
전분기			-40				-41	-47		-45		-48		-52		-49		-50
누 적	-40	-40	-41	-41	-43	-46	-47	-45	-45	-48	-49	-52	-49	-49	-49	-50	-50	-50

(a) 감 속 (주의관찰)



	'15.07	'15.08	'15.09	'15.10	'15.11	'15.11	'15.12	'16.04	'16.06	'16.08	'16.10	'16.12	'17.02	'17.04	'17.06	'17.08	'17.10	'17.12
분기별			-5				-5	-6		-6		-3		-2		-5		-7
전분기			-54				-59	-64		-70		-76		-79		-81		-86
누 적	-54	-56	-59	-63	-61	-61	-64	-70	-68	-76	-76	-79	-78	-81	-87	-86	-91	-93

(b) 등 속 (중점관리)



	'15.07	'15.08	'15.09	'15.10	'15.11	'15.11	'15.12	'16.04	'16.06	'16.08	'16.10	'16.12	'17.02	'17.04	'17.06	'17.08	'17.10	'17.12
분기별			-3				-1	2		-2		-3		-17		-4		-10
전분기			-27				-30	-31		-29		-31		-34		-51		-55
누 적	-27	-31	-30	-32	-32	-33	-31	-29	-29	-31	-32	-34	-37	-51	-54	-55	-61	-65

(c) 가 속 (하자보수)

그림 2.3 시간에 따른 침하량

위와 같이 시간에 따른 침하량 결과를 입수하였으며, 입수한 데이터를 정거장별로 정리하면 표 2.11과 같다. 여기서 접속부는 3가지로 구분하였으며, 교량 및 터널의 접속부는 약 100m 내외로, 함체는 좌・우 50m 내외 및 토피고 3.0m 이내로 설정하였다.

표 2.11 각 위치별 침하 경향

정 거 장	위 치		경 향			소 계
			감속	등속	가속	
(가)~(나)	토 공		3	-	1	4
	접속부	교량	-	2	-	2
		터널	-	-	-	-
		함체	-	1	-	1
(나)~(다)	토 공		2	2	2	6
	접속부	교량	1	3	1	5
		터널	-	-	-	-
		함체	1	2	-	3
(다)~(라)	토 공		1	-	1	2
	접속부	교량	2	1	-	3
		터널	-	-	-	-
		함체	1	1	1	3
(라)~(마)	토 공		1	3	3	7
	접속부	교량	4	2	2	8
		터널	-	1	-	1
		함체	2	2	-	4

주의관찰 49개소에 대한 개략적인 열차 속도대역은 표 2.12와 같다.

표 2.12 개소별 열차 속도대역

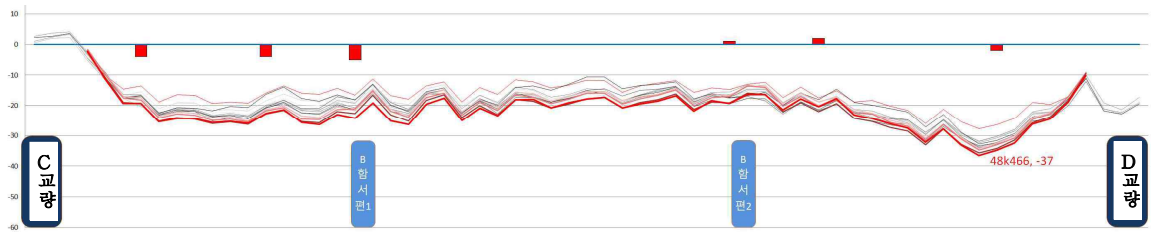
정 거 장	No	구 간		속도대역 (km/h)	비 고
(가)~(나)	1	A교량 종점	B터널 시점	120 ~ 160	
	2	B터널 종점	C교량 시점	160 ~ 230	
	3	C교량 종점	D터널 시점	160 ~ 230	
	4	E터널 종점	F교량 시점	230 ~ 280	
	5	G터널 종점	H터널 시점	230 ~ 280	
(나)	6	I터널 종점	J교량 시점	80 ~ 120(정차시)	정거장
	7	J교량 종점	K터널 시점	280 ~(통과시)	
(나)~(다)	8	A터널 종점	B교량 시점	160 ~ 230	
	9	B교량 종점	C교량 시점	230 ~ 280	
	10	**C교량 종점**	**D교량 시점**	280 ~	
	11	D교량 종점	E교량 시점	280 ~	
	12	F터널 종점	G교량 시점	280 ~	
	13	H교량 종점	I교량 시점	230 ~ 280	

	14	I교량 종점	L교량 시점	230 ~ 280	
	15	L교량 종점	M교량 시점	230 ~ 280	
	16	M교량 종점	N교량 시점	230 ~ 280	
	17	N교량 종점	O교량 시점	230 ~ 280	
	18	O교량 종점	P교량 시점	160 ~ 230	
	19	P교량 종점	Q교량 시점	160 ~ 230	
	20	Q교량 종점	R교량 시점	160 ~ 230	
	21	S교량 종점	T교량 시점	160 ~ 230	
(다)~(라)	22	A교량 종점	B터널 시점	160 ~ 230	
	23	B터널 종점	C교량 시점	230 ~ 280	
	24	C교량 종점	D교량 시점	280 ~	
	25	**D교량 종점**	**E교량 시점**	280 ~	
	26	E교량 종점	F교량 시점	280 ~	
	27	**F교량 종점**	**G교량 시점**	280 ~	(주의관찰 구간 침하량분석 미실시)
	28	H교량 종점	I교량 시점	80 ~ 120	
(라)	29	I교량 종점	A교량 시점	80 ~ 120	정거장
(라)~(마)	30	A교량 종점	B교량 시점	80 ~ 120	
	31	B교량 종점	C교량 시점	80 ~ 120	
	32	D교량 종점	E교량 시점	120 ~ 160	
	33	E교량 종점	F교량 시점	160 ~ 230	
	34	F교량 종점	G터널 시점	160 ~ 230	
	35	G터널 종점	H교량 시점	230 ~ 280	
	36	H교량 종점	I터널 시점	230 ~ 280	
	37	J터널 종점	K교량 시점	280 ~	
	38	L터널 종점	M터널 시점	280 ~	
	39	N교량 종점	O교량 시점	280 ~	
	40	P교량 종점	Q교량 시점	230 ~ 280	
	41	R터널 종점	S교량 시점	230 ~ 280	
	42	S교량 종점	T터널 시점	230 ~ 280	
	43	U교량 종점	V교량 시점	160 ~ 230	
	44	W터널 종점	X교량 시점	120 ~ 160	
	45	X교량 종점	Y터널 시점	120 ~ 160	
	46	Y터널 종점	Z교량 시점	120 ~ 160	
	47	Z교량 종점	AA터널 시점	120 ~ 160	
	48	AA터널 종점	BB교량 시점	80 ~ 120	
	49	BB교량 종점	광주송정	80 ~ 120	

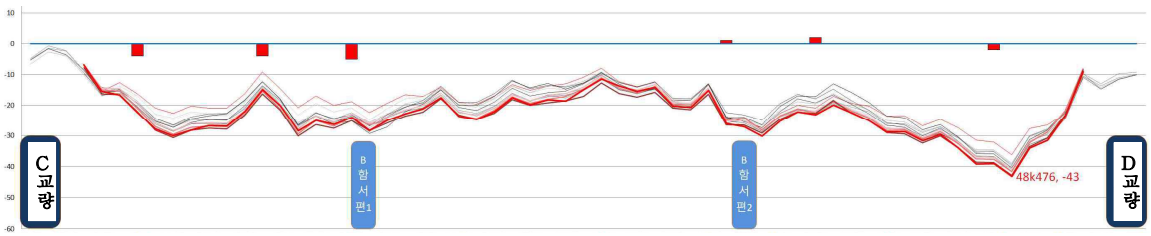
주의관찰 49개소 중, 열차가 300km/h 내외로 통과하는 구간을 선정하여 현장계측을 계획하였다. 선정한 각 개소별 현황을 표 2.13과 그림 2.4~2.6에 나타내었다.

표 2.13 개소별 현황 (호남고속철도)

No	정거장	구 간		속도대역 (km/h)	비 고
1	(나)~(다)	C교량 종점	D교량 시점	300km/h 내외	
2	(다)~(라)	D교량 종점	E교량 시점		
3		F교량 종점	G교량 시점		



(a) 하선

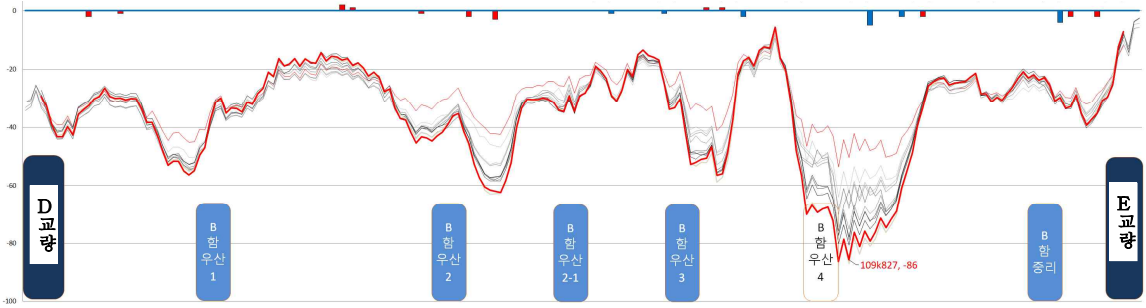


(b) 상선

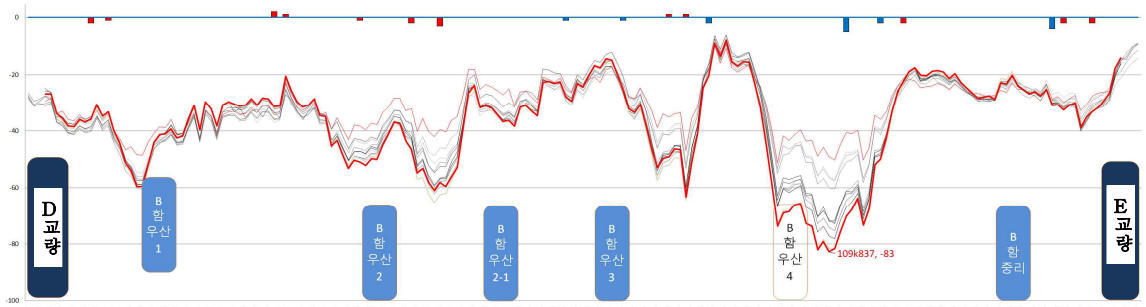


(c) 침하분석 (감속)

그림 2.4 C교량 종점 ~ D교량 시점 (호남고속철도)



(a) 하선



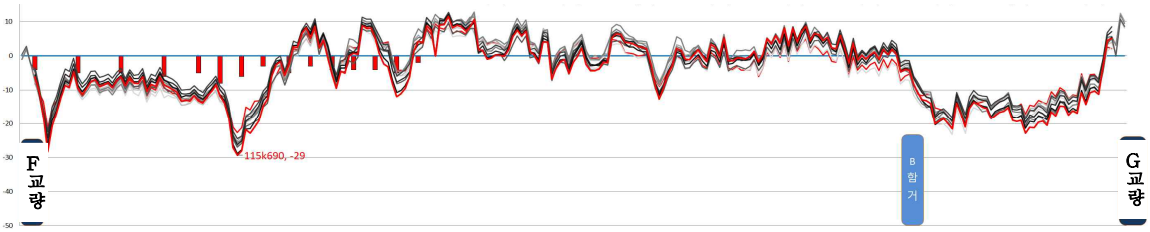
(b) 상선



	`15.07	`15.08	`15.09	`15.10	`15.11	`15.11	`15.12	`16.04	`16.06	`16.08	`16.10	`16.12	`17.02	`17.04	`17.06	`17.08	`17.10	`17.12
분기별			-5				-5	-6		-6		-3		-2		-5		-7
전분기			-54				-59	-64		-70		-76		-79		-81		-86
누 적	-54	-56	-59	-63	-61	-61	-64	-70	-68	-76	-76	-79	-78	-81	-87	-86	-91	-93

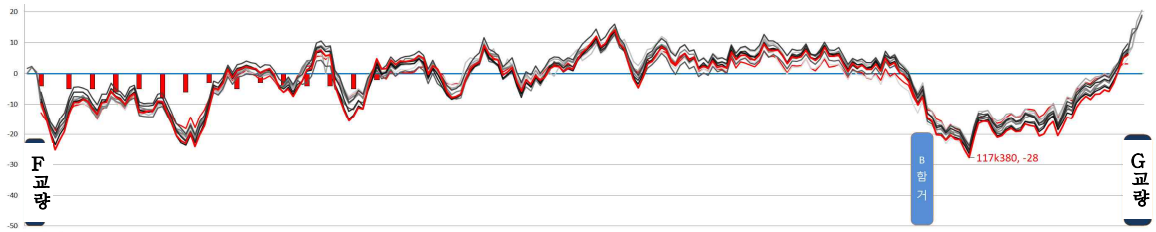
(c) 침하분석 (등속)

그림 2.5 D교량 종점 ~ E교량 시점 (호남고속철도)



(a) 하선

그림 2.6 F교량 종점 ~ G교량 시점 (호남고속철도)



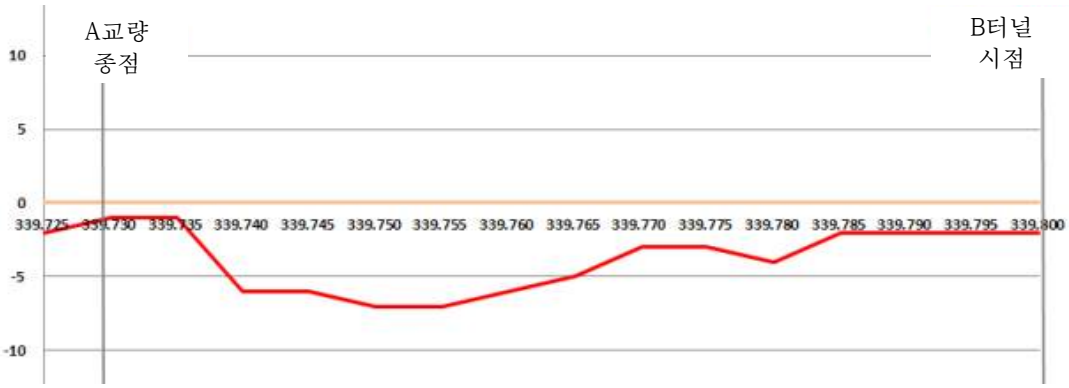
(b) 상선

그림 2.6 F교량 종점 ~ G교량 시점 (호남고속철도) - 계속

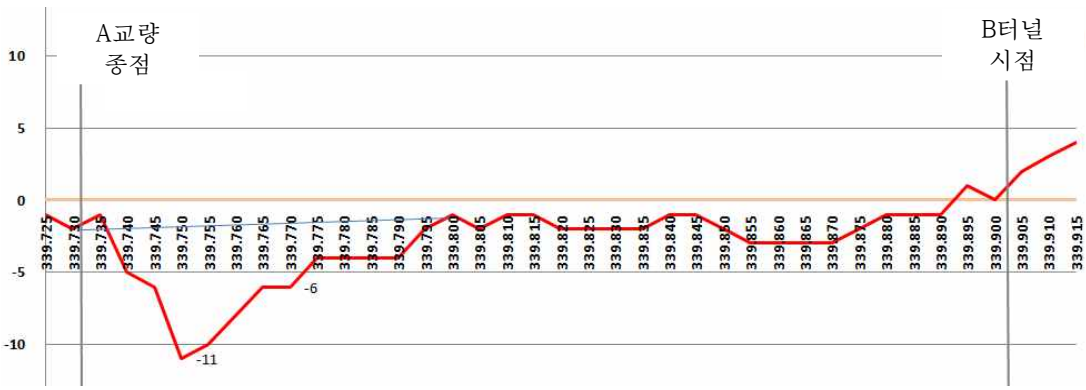
그리고 표 2.14에 나타낸 바와 같이, 경부고속철도에서도 (가)~(나) 정거장 사이 구간에서 열차가 300km/h 내외로 통과하는 구간을 확인하였다. 이 중에서 선정한 구간별 현황을 그림 2.7~2.10에 나타내었다.

표 2.14 개소별 현황 (경부고속철도)

No	구 간		속도대역 (km/h)	비 고
1	**A교량 종점**	B터널 시점	300km/h 내외	
2	B터널 종점	**C교량 시점**		
3	**D교량 종점**	E교량 시점		
4	E교량 종점	**F교량 시점**		



(a) 하선



(b) 상선

그림 2.7 A교량 종점 ~ B터널 시점 (경부고속철도)

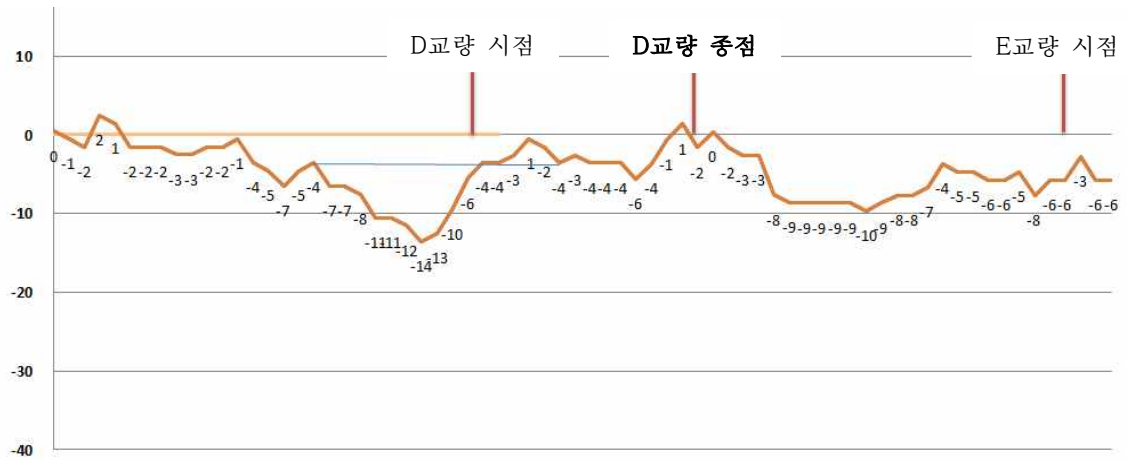


(a) 하선



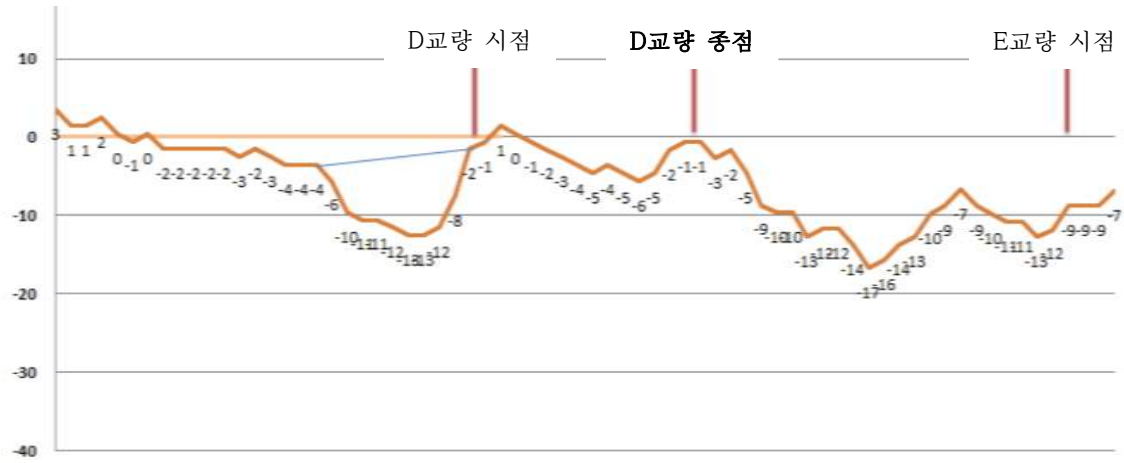
(b) 상선

그림 2.8 B터널 종점 ~ C교량 시점 (경부고속철도)



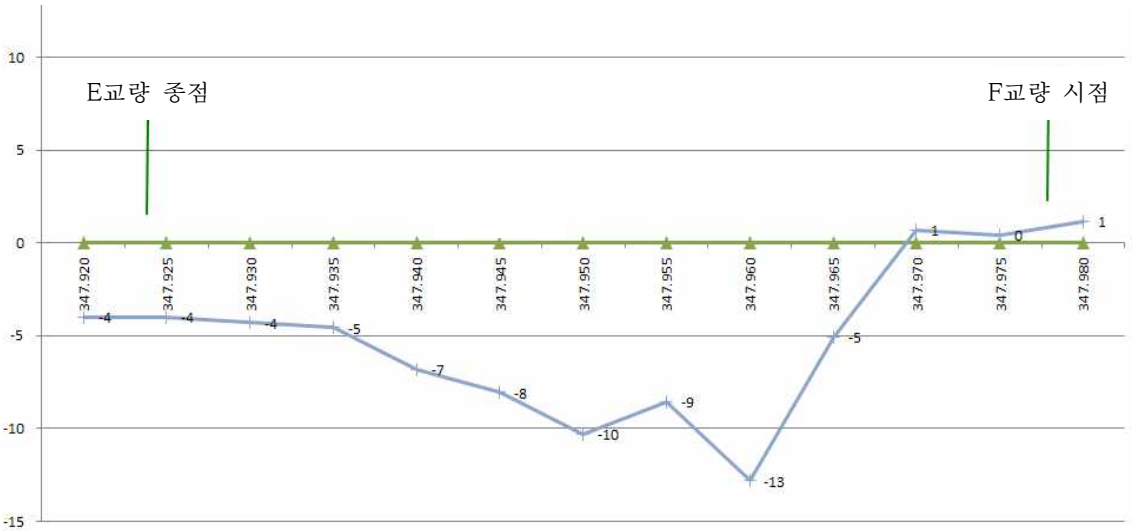
(a) 하선

그림 2.9 D교량 종점 ~ E교량 시점 (경부고속철도)



(b) 상선

그림 2.9 D교량 종점 ~ E교량 시점 (경부고속철도) -계속



(a) 하선



(b) 상선

그림 2.10 E교량 종점 ~ F교량 시점 (경부고속철도)

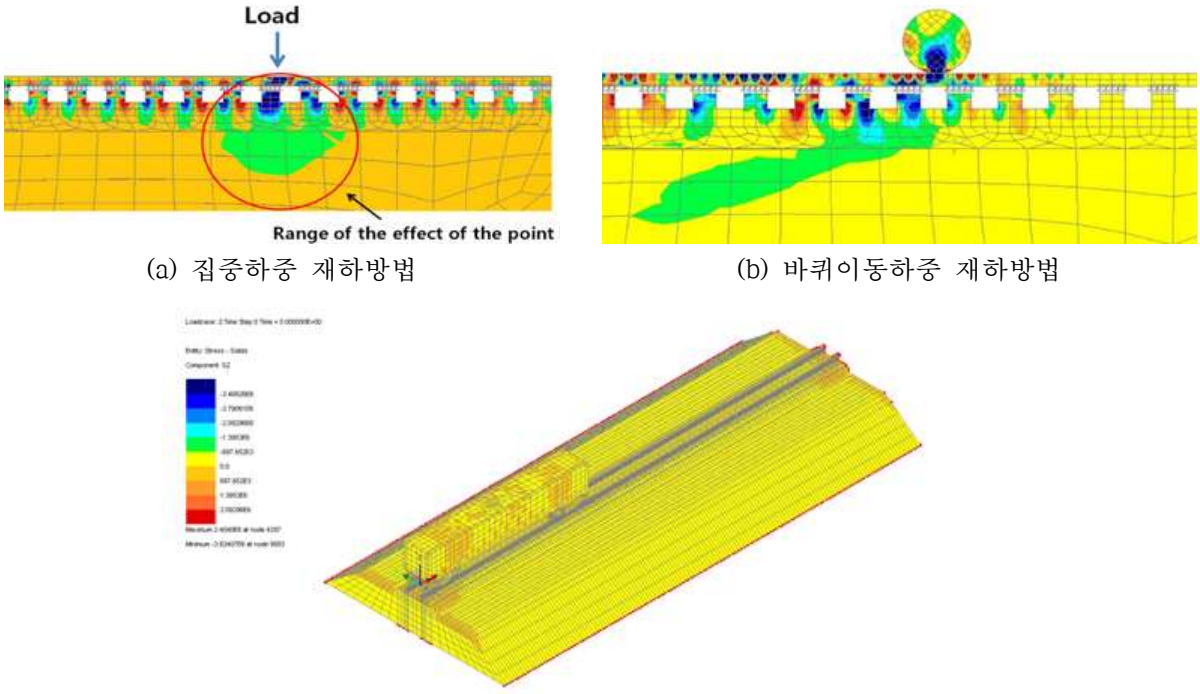
나. 수치해석 및 계측결과 비교분석

(1) 차량하중 재하방법을 이용한 수치해석

(가) 개요

일반적으로 콘크리트궤도는 자갈궤도에 비해 양호한 주행안전성을 가지고 있다. 자갈궤도의 경우 열차주행에 의한 궤도 문제 발생시 자갈 채움 및 다짐 등을 통하여 보수를 시행할 수 있으나, 콘크리트궤도의 경우 이와 같은 문제에 따른 유지 및 보수가 어려운 실정이다. 따라서 열차주행에 의한 거동특성은 수치해석을 이용하여 정확히 파악할 필요성이 있다.

그림 2.11에 나타낸 바와 같이 열차하중에 의한 거동특성을 파악하기 위한 수치해석 모델링 방법으로는 집중하중 재하방법, 실물 크기의 열차 바퀴를 3D로 모델링하여 재하 하는 바퀴이동하중 재하방법, 그리고 현가장치를 고려한 실물크기의 동력차를 3D로 모델링하여 재하하는 차량하중 재하방법이 있다.



(a) 집중하중 재하방법 (b) 바퀴이동하중 재하방법

(c) 차량하중 재하방법

그림 2.11 이동하중 재하방법

국내에서는 집중하중 재하방법과 바퀴이동하중 재하방법에 대한 연구사례는 많으나, 상대적으로 현가장치를 포함한 차량하중 재하방법에 대한 연구사례는 부족한 실정이다.

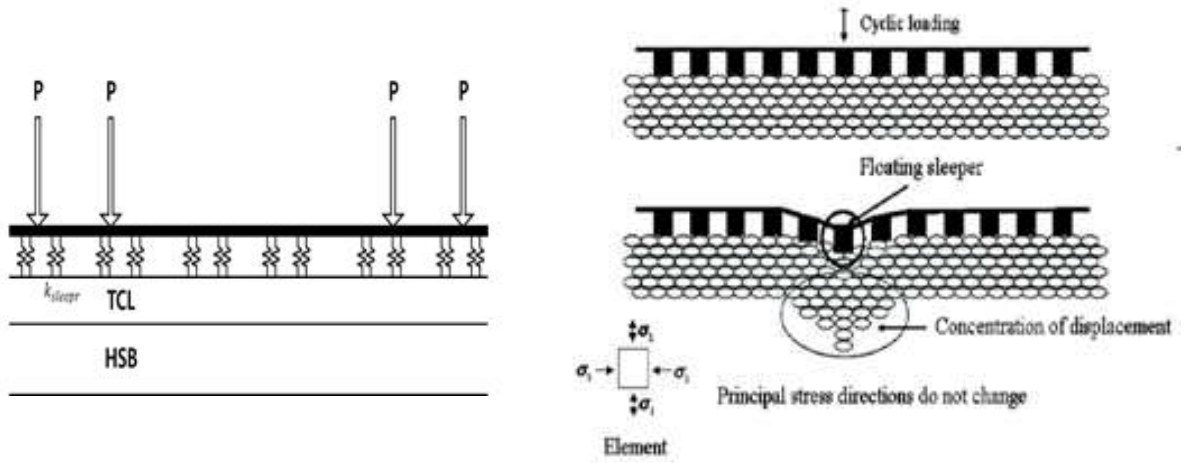
2차년도에서 현장계측 자료를 이용하여 수치해석을 실시하려고 계획하였으나, 각 이동하중 재하방법에 따른 차이점을 비교·분석하여, 선로의 거동특성을 정확히 구현할 수 있는 최적의 수치해석 기법을 모색하기 위하여 1차년도부터 수치해석을 실시하였다.

(나) 이동하중 재하방법

① 집중하중 재하방법

집중하중 재하방법은 열차운행에 따른 동 특성을 평가하기 위한 근사법으로 가장 많은 해석에서 사용되고 있다. 차륜과 레일의 접촉을 1점 접촉으로 다루는 방법으로 열차하중을 가장 간단하게 표현할 수 있다. 속도와 하중과의 상관관계는 속도증가에 대한 하중 증가율을 적용함으로써 해석이 가능하게 된다.

그러나 바퀴의 이동현상에 따른 wheel과 레일 사이의 상호작용의 효과는 무시된다. 집중하중에 대한 수치해석 모델은 그림 2.12와 같이 나타내어진다. 그림 2.12(b)와 같이 하중이 재하되는 부분만 변위가 집중되어 발생하는 것을 알 수 있다.



(a) 집중하중 모델 (b) 집중하중 변위

그림 2.12 집중하중에 대한 수치해석

② 바퀴이동하중 재하방법

바퀴이동하중에 대한 수치해석 모델은 그림 2.13과 같이 나타낼 수 있다. Ledbetter(1977)는 그림 2.14와 같이 이동하중에 대하여 지반의 응력상태를 응력경로로 평가한 바 있다.

그림 2.14에 나타난 바와 같이 일반적으로 고정된 지점에 수직하중을 받는 경우에는 압축거동만 받아 응력경로상에서 A->D로 거동하지만, 이동하중의 경우 응력경로상에서 보면 A->B->C->D 로 압축뿐만 아니라 인장도 받고 있는 것을 볼 수 있다.

즉, 이동하중의 경우 집중하중 재하방법과 달리 인장응력이 가해짐에 따라 전단변형이 발생하게 된다는 것을 알 수 있다. 이러한 해석방법은 바퀴의 질량 및 중력가속도를 고려하여 관성효과를 포함한 동 특성을 평가할 수 있으나 열차의 하중이 각각의 바퀴에 동일하게 분산되어 해석됨으로 레일의 손상 등에 따른 충격하중의 경우와 같은 다양한 거동의 분석에는 한계가 있는 방법이라 할 수 있다.

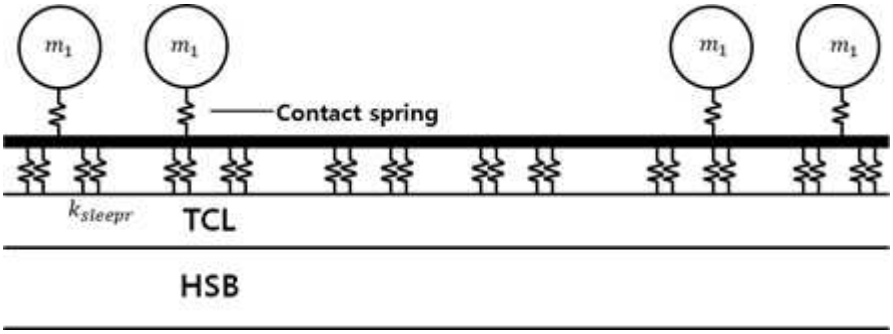


그림 2.13 바퀴이동하중에 의한 방법

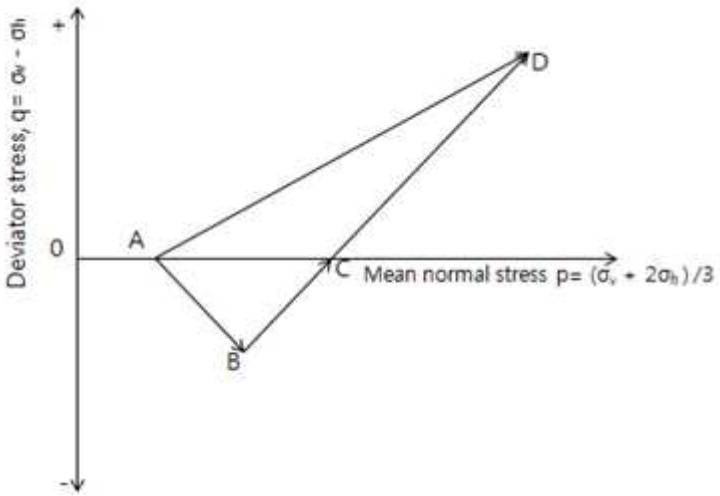


그림 2.14 이동 바퀴하중에 대한 축차응력(q)과 평균주응력(p),[7]

③ 차량하중 재하방법

현가장치를 포함한 차량하중에 대한 수치해석 모델은 그림 2.15와 같이 개략적으로 나타낼 수 있다. 선로 위를 일정한 속도로 주행하는 철도차량의 강체 운동 자유도는 그림 2.16과 같이 x, y, z 3축 방향의 병진자유도(Longitudinal, Lateral, Vertical)와 ϕ, θ, ψ 3축 방향의 회전 자유도(Rolling, Pitching, Yawing) 총 6개의 자유도로 나타내어진다.

철도차량은 차체, 대차, 차축의 3부분으로 구성되어 있고, 각각의 결합관계는 볼스터 스프링(Bolster spring), 차축 스프링(Axle spring)과 차축상에 현가장치 및 차축저널 등으로 이루어져 있다.

차량하중 해석방법은 이동하중 해석의 장점을 포함함과 동시에 궤도틀림이 발생한 경우 차량의 질량과 현가장치의 충격흡수 효과까지 고려한 차량과 레일의 상호작용까지 고려할 수 있다는 장점이 있다.

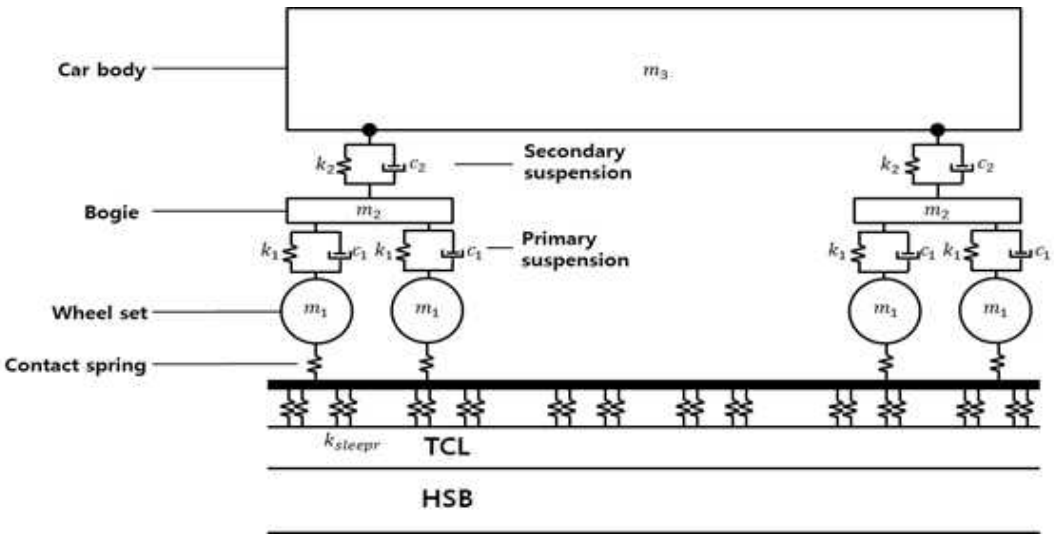


그림 2.15 현가장치를 포함한 차량이동하중에 의한 방법

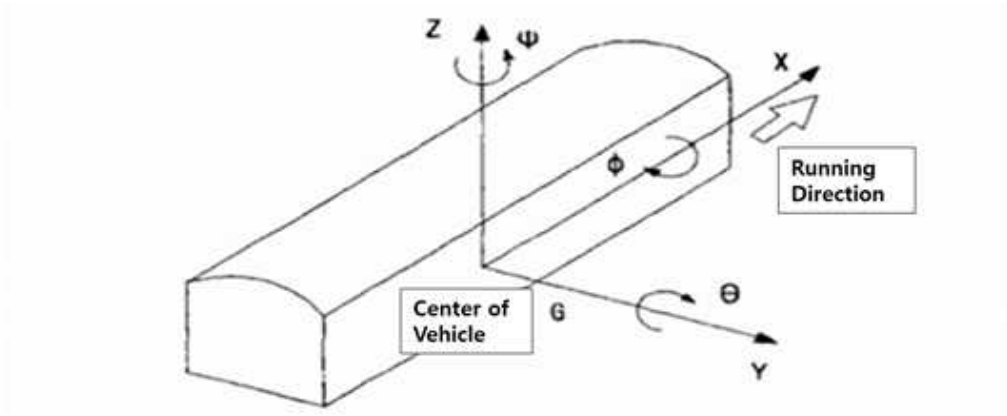


그림 2.16 철도차량의 강체운동

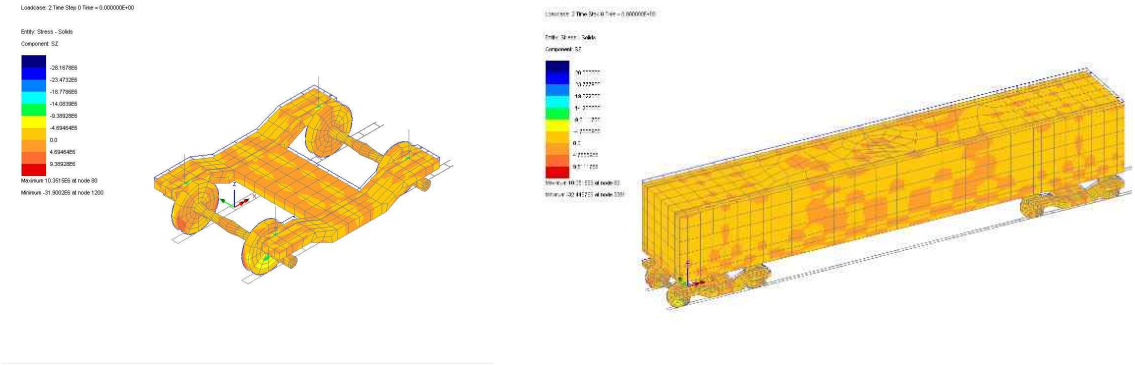
(다) (예비)수치해석

① Loading case comparison and analysis

열차의 운행에 따른 노반에 대한 영향은 열차운행과 차량과 궤도의 상호작용을 고려할 수 있어야 한다. 열차가 주행하게 되면 바퀴와 접하는 지점을 통한 열차와 궤도의 상호작용으로 복잡한 거동이 발생되고, 이는 주행경로를 따라 차량과 노반에 전달되게 된다.

기본적으로 열차하중에 의한 동 특성을 평가하기 위한 numerical modeling 방법으로는 앞에서 언급한 바와 같이 집중하중에 의한 방법, 바퀴이동하중에 의한 방법, 현가장치를 포함한 차량하중에 의한 방법으로 구분된다. 그림 2.17은 차량하중 재하방법에 KTX의 동력차 1량에 대하여 modeling 한 것을 상세하게 나타내었다.

또한 본 연구에서는 열차가 직선부만 주행하는 것으로만 한정하였으므로 차량에 대한 modeling을 횡 방향 운동에 대한 자유도는 구속하고, 수직운동에 대한 차량의 특성만 고려하는 3개의 자유도만 가지는 것으로 하였다. 표 2.15는 본 열차 modeling에 사용된 물성을 나타낸 값이다.



(a) Bogie and Axle modeling (b) Rolling stock modeling

그림 2.17 Details in Numerical Modeling for Train Load Application Method

표 2.15 열차modeling에 사용된 물성치,[8]

Model	property	Model	property
Car Body Mass (kN)	274.80	Damping Coefficient of Secondary Spring (kN/m)	28.5
Bogie Mass(kN)	12.10	Distance between Bogies (m)	14.0
Spring Constant of Primary Spring (kN/m)	1.25×10^3	Distance between Axles (m)	3.0
Damping Coefficient of Primary Spring (kNs/m)	16.0	Diameter of Wheel (m)	0.43
Spring Constant of Secondary Spring (kN/m)	1.26×10^3	Car Body modulus of elasticity (kN/m^2)	2.10×10^8

수치해석은 고속 동적 문제, 복잡한 경계면을 가지는 문제, 높은 비선형성을 가지는 준-정적문제에 적용이 가능한 LUSAS/Implicit Dynamics 모듈을 사용하였다. 그림 2.18은 궤도와 노반에 대한 해석모델을 나타내며 레일, 체결구, 침목, TCL층, HSB층, 강화노반, 노반 등의 다층으로 배열된 것으로 모델링하였다. 이는 실제와 최대한 가깝게 모델링함으로써 여러 요소간의 복합적인 거동을 반영한 해석결과가 얻어지도록 하기 위함이다. 집중하중과 바퀴하중의 경우 KTX 한량의 무게를 차량 1개에 존재하는 바퀴의 개수에 맞추어 균등하게 분배된 것으로 가정하여 재하하였다.

차륜-레일 간 접촉점에 작용하는 접촉 메카니즘의 하중에 대한 분석은 기본적으로 Hertz의 이론[9]에 근거하고 있다. 하지만 실제의 경우는 휠-레일의 접촉응력분포가 Hertz 이론과 차이가 있다[10]. 따라서 차륜과 레일간의 접촉영역에 정확한 마찰력을 출력하기 위하여 접촉영역에 정밀 격자를 작성하고 두 표면의 접촉조건은 면대면 접촉으로 설정하였다[11].

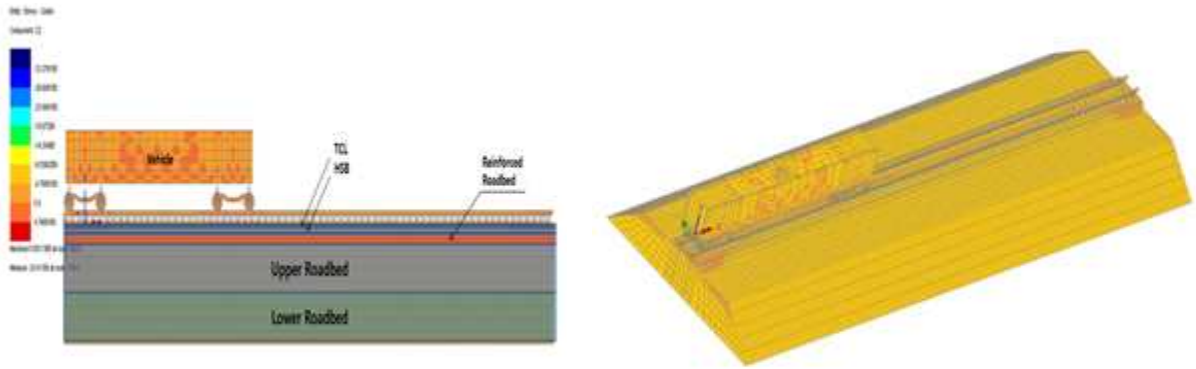
LUSAS에서 제공하는 Slide Line Facility를 이용하여 finite sliding을 정의하여, 차륜의 접촉예상영역을 주 표면(Master Surface)로 설정하고, 레일의 접촉예상영역으로 보조표면(Slave surface)로 설정하였다.

② Numerical Modeling for Track and Track bed

모든 요소는 3차원 입체 형상의 Solid요소로 modeling하였고 각 요소의 절점은 Equivalence 되어 처짐과 응력이 공유되도록 modeling하였다. 지반구성은 비선형 재료 모델인 Mohr-Coulomb model을 적용하였다. 레일은 UIC60kg을 적용하였고 침목은 경부고속철도의 본선기준과 UIC 713 R Concrete sleeper기준을 참고하여 침목의 크기와 간격을 모델링하였다(UIC 713 R, 2004).

또한 레일패드는 EVA패드를 사용하여 스프링계수 3,032kN/mm와 댐핑계수 29kNs/m로 모델링하였다[12]. 레일과 침목을 연결해주는 체결장치는 $80x10^3$kN/m의 스프링 계수[13]을 갖는 Joint 요소로 modeling하였다.

모델링 측벽부는 열차운행으로 인한 진동이 경계조건에 의해 반사되는 영향을 최소화 시키기 위하여 joint 요소로 정의하였다. 이를 통해 모델의 무한경계를 표현 할 수 있다. 해석 modeling은 그림 2.18에 나타난 바와 같이, 3차원으로 총 길이는 120m, 깊이는 10m 이며 궤간은 표준궤간을 사용하여 1.435m이다. 각 지반의 폭과 너비 및 사용 물성은 표 2.16에 정리하였다. 해석에 사용된 궤도시스템 및 노반의 물성은 표 2.15~2.16과 같다.



(a) Bogie and Axle modeling (b) Rolling stock modeling

그림 2.18 수치해석 레일응력과 현장계측 레일응력 비교를 위한 modeling

표 2.16 수치해석에 사용한 지반정수 및 물성치([8], [11])

Material	Model	Young's Modulus (Pa)	Mass Density (kN/m^3)	Possion's ratio	B(m)	H(m)
Rail (UIC60kg)	Elastic	2.1×10^{11}	78.5	0.3	1.435	0.172
TCL	Elastic	3.4×10^{10}	20.58	0.21	3.2	0.24
HSB	Elastic	1.0×10^{10}	20.58	0.21	3.8	0.3
Reinforced Roadbed	M/C	1.3×10^{8}	19.5	0.28	14	0.9
Upper Roadbed	M/C	5.5×10^{7}	19.5	0.28	20	4.1
Lower Roadbed	M/C	4.7×10^{7}	18.0	0.34	27.3	4.5

③ 현장계측을 통한 modeling 검증

본 연구에서 수치해석 방법 중 현가장치를 포함한 차량하중 재하방법에 대한 해석을 검증하기 위하여 00지역 콘크리트도상에서 Strain gauge를 이용하여 레일저부응력(bending stress of rail bottom)을 계측하였다.

해석에 사용된 계측 data는 KTX 열차만을 이용하였으며, 주행 속도는 80km/h 였다. 계측순서 및 현장전경은 그림 2.19와 같으며 총 3대의 열차에 대하여 계측을 수행하였다.

본 연구에서는 Numerical Modeling에 대한 검증을 위하여 현장에서 실측된 data와 수치해석간의 비교를 실시하였다. 열차의 이동속도는 현장계측구간에서의 열차주행속도에 맞추어 80km/h로 해석을 수행하였다. 또한 열차의 반복하중으로 인한 소성변형은 본 연구의 해석대상이 아니므로, 열차가 한번 이동했을 때 응력과 변위에 대하여만 비교를 실시하였다.



(a)스트레인 게이지 부착 (b)Data Logger 셋팅 (c)현장 전경

그림 2.19 현장 계측 전경

일반적으로 현장에서 계측한 data는 dynamic 하중을 계측하는 방식으로 noise를 포함하게 되며, filtering을 통하여 noise를 제거한 후 계측된 data를 사용하여야 한다. 본 연구[14]에서는 Kalman filter를 이용하여 계측결과를 filtering한 후 비교에 활용하였다.

수치해석의 결과에서 레일에 작용하는 응력은 Strain gauge가 부착된 곳과 같은 위치에서 산정하였으며, 그림 2.20에 나타난 바와 같이 현장계측결과와 잘 일치하는 것을 보여주고 있다.

레일의 평균응력을 비교하여 보면 현장계측의 경우 23.5MPa로 측정되었으며, 수치해석의 경우는 23.3MPa를 얻을 수 있었다.

현장시험과 수치해석 결과의 비교결과 대략적으로 96% 일치하고 있으며, 이러한 결과는 수치해석의 modeling 및 결과의 활용이 실제 레일 및 궤도의 거동 분석에 충분한 신뢰도를 가지고 있음을 증명한다고 할 수 있다.

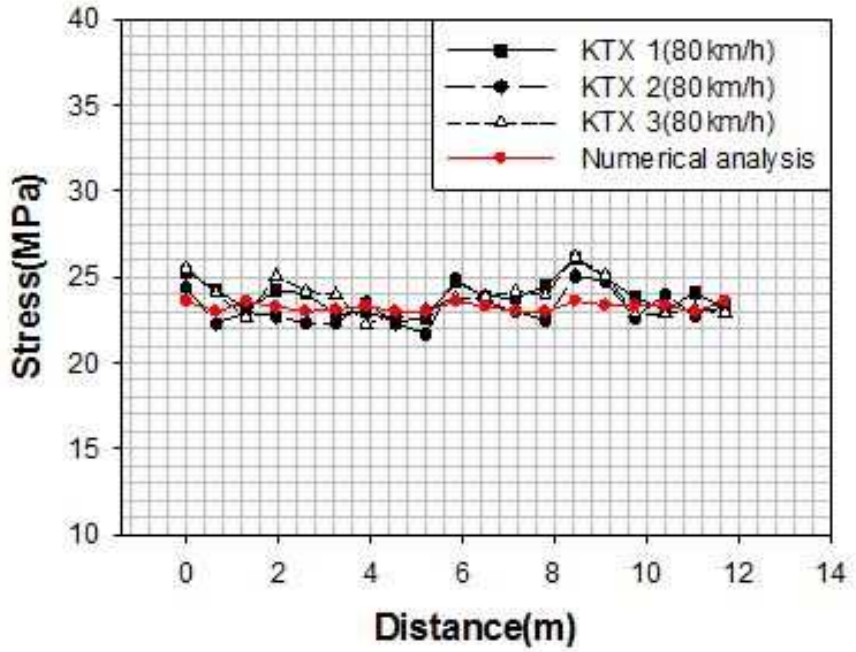


그림 2.20 수치해석 레일응력과 현장계측 레일응력 비교

④ 궤도 형상에 따른 수치해석

하중 재하방법에 따른 레일의 변위 및 응력의 특성을 분석하기 위하여, 콘크리트도상에서 손상이 없는 것과 궤도틀림으로 인하여 손상된 경우를 각각 modeling하여 수치해석을 수행하였다. 열차의 이동속도는 300km/h로 하였다. 총 해석시간은 2.5초로 전체 120m 궤도 모델링 길이에서 차량의 최후륜이 모델링의 0.1m에서 출발하여 하중이 궤도를 완전히 지나간 후 잔류응력이 0이 될 때까지 해석을 수행하였다. 변위와 응력은 현장계측과 같이 레일의 하부에서 측정하였다. 해석에 사용된 궤도노반의 modeling의 상세 물성치와 열차 modeling에 사용된 물성치는 표 2.15~2.16과 같다.

㉮ Concrete slab track without damage

그림 2.21은 3차원으로 이루어진 안정적인 도상의 modeling이며, 레일, 침목, TCL층, HSB층, 강화노반, 상부노반, 하부노반을 보여준다.

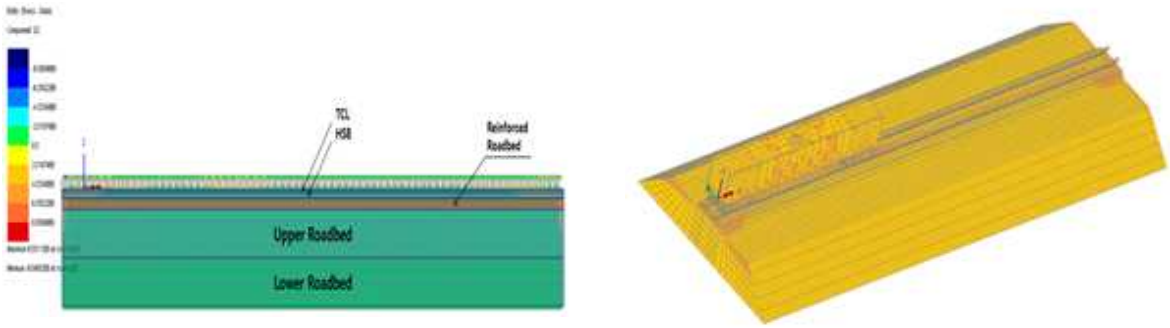


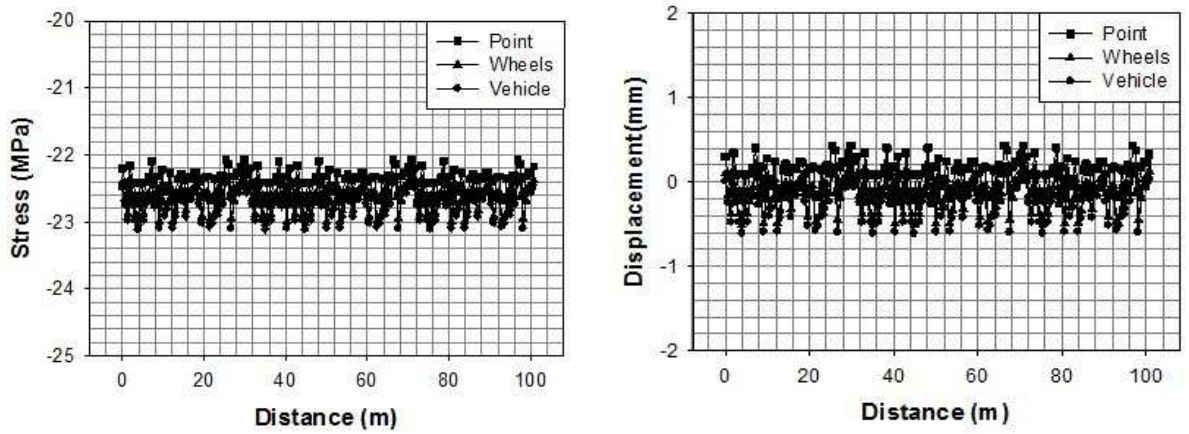
그림 2.21 Concrete slab track without damage modeling

그림 2.22는 각각의 재하방법으로 해석한 결과를 응력과 변위에 대하여 나타낸 것이다. 그림 2.22에 나타난 바와 같이 집중하중, 바퀴이동하중, 그리고 차량하중 재하방법으로 인한 Rail의 응력이나 변위가 크게 차이가 나지 않음을 알 수 있다. 이는 바퀴이동하중 재하방법과 차량하중 재하방법은 열차의 주행 면이 수평 하므로 충격하중 등이 가해지지 않고, 차량하중이 동일하게 각각의 바퀴에 작용하게 되므로 두 방법에 대한 차이는 거의 없다고 할 수 있다. 이에 궤도의 손상이 없는 경우는 수치해석의 단순성 및 계산의 시간 등을 고려하여 집중하중 재하방법을 사용하여도 무방할 것으로 판단된다.

표 2.17은 각 하중 재하방법에 따른 변위 및 응력의 범위에 대한 수치해석 결과를 정리해 놓은 표이다.

표 2.17 하중 재하방법에 따른 변위 및 응력 (without damage)

항 목	Point loading case	Wheel loading case	Vehicle loading case
Rail Displacement (mm)	-0.2 ~ 0.4	-0.5 ~ 0.2	-0.6 ~ 0.2
Rail Stress (MPa)	22.8 ~ 23.2	22.1 ~ 22.6	21.9 ~ 22.7



(a) 레일 응력 (b) 레일 변위

그림 2.22 하중 재하방법에 따른 레일 응력 및 변위 (without damage)

㉯ Concrete slab track with damage

궤도틀림이 발생한 콘크리트 도상에 수치해석을 수행한 결과를 비교・분석하였다. 해석모델은 그림 2.23에 나타난 바와 같이 콘크리트도상의 침하를 표현하기 위하여 해석모델 좌측으로부터 20m~30m 구간의 10m 길이에서 7mm의 침하가 발생하였다고 가정하여 modeling이 수행되었다. 이 가정조건은 표 2.18에 나타난 바와 같이 선로유지관리기준 중 고저틀림 기준(2011년)의 주의기준을 적용한 것이다.

표 2.18 선로유지관리지침,[2]

관 리 단 계		고저틀림(mm)
주의기준 (WV)	이 단계의 의미: - 결함의 원인 및 특성의 확인 - 수평틀림의 진행상황 감시	$5 \leq N_{\_10m} < 10$, $7 \leq N_{\_20m} < 14$, $10 \leq N_{all} < 18$

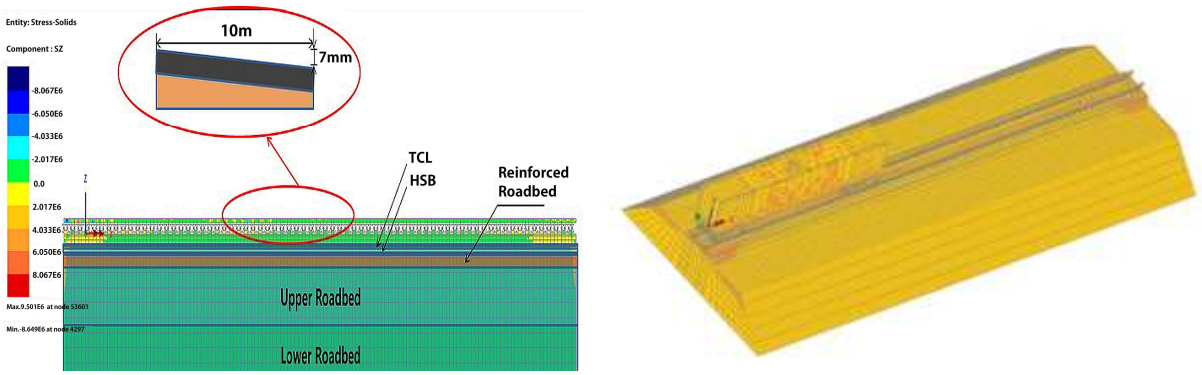


그림 2.23 Concrete slab track with damage modeling

그림 2.24와 표 2.19는 하중 재하방법에 따른 레일에 작용하는 응력과 변위를 각각 나타낸다. 수치해석 결과 노반의 손상으로 인한 궤도틀림이 발생한 경우 하중 재하방법 별로 뚜렷한 차이가 있음을 확인 할 수 있었다.

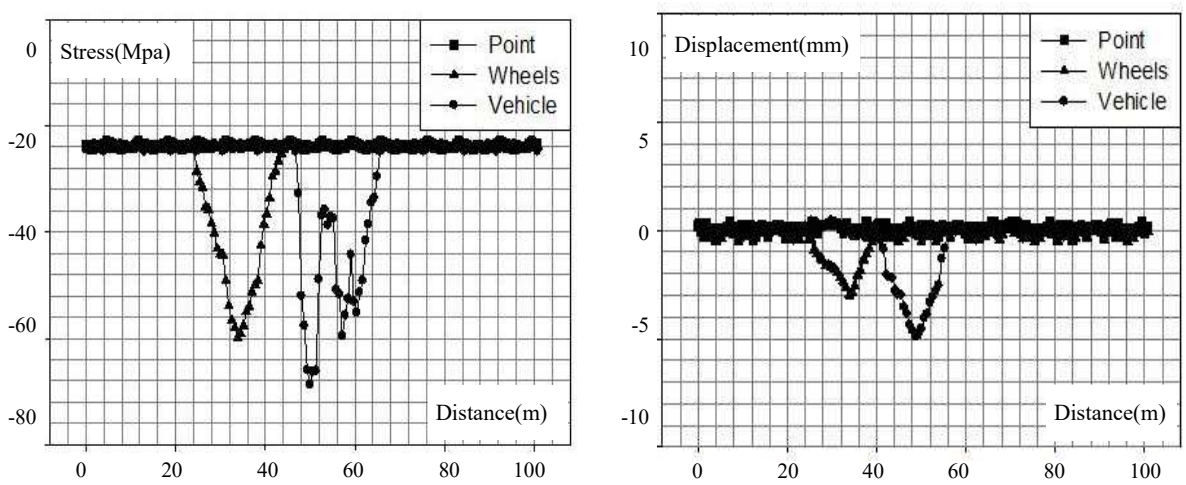
집중하중 재하방법은 침목 위치에 하중을 가하는 방식이므로 궤도손상이 발생하더라도 응력과 변위가 크게 영향을 받지 않았다. 그러나 바퀴이동하중 및 현가장치를 포함한 차량하중의 경우에는 다른 현상이 발생하였다.

궤도틀림 발생지점에서부터 최대 응력이 발생하는 지점은 바퀴이동하중은 약 34.0m, 차량하중은 약 50.0m지점에서 발생하였다. 바퀴이동하중의 경우 최대응력은 약 60MPa, 차량하중은 약 69MPa로, 차량하중이 바퀴이동하중에 비해 약 1.2배 크게 발생하는 것으로 나타났다. 변위의 경우에도 바퀴이동하중은 약 3.0mm, 차량하중은 약 5.0mm로, 차량하중이 약 1.65배 크게 발생하는 것으로 나타났다.

따라서 궤도틀림이 발생한 경우, 현가장치를 포함한 차량하중을 적용한 수치해석 방법이 열차하중에 의한 선로의 거동특성을 정확히 구현할 수 있는 방법으로 판단된다.

표 2.19 하중 재하방법에 따른 변위 및 응력 (damage)

항목	Point loading case	Wheel loading case	Vehicle loading case
Rail Displacement (mm)	-0.2 ~ 0.4	-2.9 ~ 0.25	-4.9 ~ 0.4
Rail Stress (MPa)	22.8 ~ 24.1	23.5 ~ 59.8	23.4 ~ 68.7
Maximum Point	-	35m	50m



(a) 레일 응력 (b) 레일 변위

그림 2.24 하중 재하방법에 따른 레일 응력 및 변위 (damage)

그러나 본 수치해석은 어디까지나 가정에 의한 결과이며, 실제 고속철도 운행구간에서 현장계측을 실시하고, 열차하중에 의한 선로 형상에 따른 거동특성을 파악하여 이를 수치해석에 반영하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

(2) 주행안정성 및 내구성 평가

(가) 주행안정성 평가

① 동적윤중

표준 동적하중은 「자갈궤도 구조(KR C-14030), 해설 2.작용하중」에 명시되어 있으며, 본 연구와 관련된 내용을 정리하면 다음과 같다[15].

㉮ 궤도틀림 및 캔트부족 또는 캔트초과에 기인하는 윤중을 고려한 유효하중

$$Q_{eff} = Q_{sta} \times 1.2$$

㉯ 차륜/레일간 요철, 레일절손 등 상하진동에 따른 예외적인 충격에 의한 동적하중

$$Q_{dyn} = Q_{eff} \times DAF$$

60 < V ≤ 300km/h 여객열차일 경우, $DAF = 1 + t \cdot \phi(1 + 0.5\frac{V-60}{190})$

여기서, Q_{sta} : 정적윤중(kN), Q_{eff} : 유효윤중(kN), Q_{dyn} : 동적윤중(kN)

DAF(Dynamic Amplitude Factor) : 동적할증계수

t : 확률의 신뢰구간에 좌우되는 표준편차의 가중치
($t=3$(확률 99.7%), 레일 응력, 체결장치, 침목 구조계산에 적용)

ϕ : 궤도품질에 좌우되는 계수(양호한 궤도의 경우 ϕ=0.2 (설계시 추천 적용값))

② 윤중감소율

시험 차량의 정지 윤중을 P_0, 측정된 윤중의 값을 P로 할 때, $\triangle P = P_0 - P$은 윤중감소량, $\triangle P/P_0$은 윤중감소율이라고 한다. 차량 운행상태에서의 윤중감소율은 빈도누적확률이 100%인 경우에는 0.5까지, 0.1%인 경우에는 0.8까지 허용하고 있다.

이 때 정적윤중은 한국철도시설공단에서 제시하고 있는 공차시 열차중량을 적용하여 윤중감소율을 산출하였다.

③ 탈선계수

탈선에 대한 안정성을 정량적으로 평가하는 식으로서 나달(Nadal)이 제안한 식이 널리 이용되고 있다. 탈선의 가능성을 판단하는 기본적인 식이기 때문에 탈선공식이라고도 불려지고 있다.

그림 2.25에 나타난 차륜과 레일과의 정적인 힘의 균형을 구한다. 차륜과 레일의 접촉면에 평행인 힘의 성분을 고려하면 다음과 같다.

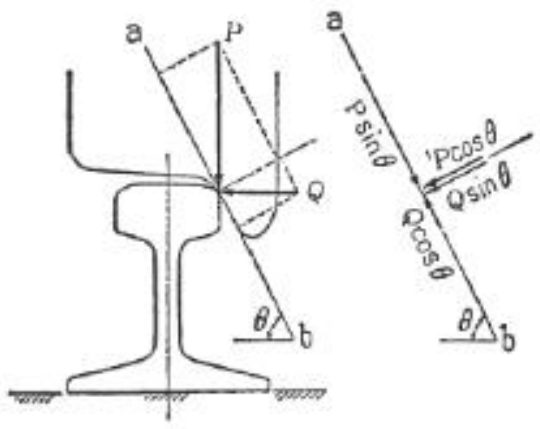


그림 2.25 차륜/레일간의 작용력

차륜이 레일측면을 미끄러져 내려가려고 하는 힘 $= P\sin\theta$

차륜이 레일측면을 미끄러져 올라가려고 하는 힘 $= Q\cos\theta$

마찰력 (작용하는 힘과 반대 방향으로 작용한다) $= \mu(Q\sin\theta + P\cos\theta)$

탈선이 일어나는, 즉 회전하고 있는 차륜이 레일측면을 올라타기 위해서는 미끄러져 내리려고 하는 힘이 올라타려고 하는 힘과 마찰력의 합력과 균형이 잡히어 있는 것이 조건이다.

$$P\sin\theta = Q\cos\theta + \mu(Q\sin\theta + P\cos\theta)$$

여기에서, 올라탐 탈선에 이르는 탈선계수(임계 탈선계수)가 다음과 같이 얻어진다. 더욱이, 이 탈선계수로 되면 탈선이 일어난다고 하는 것은 아니고 탈선할 가능성이 있다고 판단하여야 한다.

$$Q/P = \frac{\sin\theta - \mu\cos\theta}{\cos\theta + \mu\sin\theta} = \frac{\tan\theta - \mu}{1 + \tan\theta} = \tan(\theta - \lambda)$$

여기서, Q/P : 탈선계수

θ : 차륜 플랜지각

μ : 마찰계수

λ : 마찰각, $\mu = \tan\lambda$ 또는 $\mu = \tan^{-1}\mu$

이 식에서 Q/P는 차륜 플랜지각이 작고 접촉면의 마찰계수가 클수록 작게 되는 것, 즉 올라탐 탈선을 일으키기 쉬운 것을 알 수 있다. 지금까지 플랜지각 60°, $\mu=0.3$을 대입하여 얻어지는 계산치인 $Q/P=0.94$에 약 20%의 여유를 보아 0.8을 안정성의 판단 기준으로 하여 왔다. 미끄러져 오름 탈선의 경우에 힘의 균형식은 다음과 같이 된다.

$$Q/P = \frac{\sin\theta + \mu\cos\theta}{\cos\theta - \mu\sin\theta} = \frac{\tan\theta + \mu}{1 - \mu\tan\theta} = \tan(\theta + \lambda)$$

올라탐 탈선과 마찬가지로 플랜지각 60°, $\mu=0.3$을 대입하면 $Q/P=4.23$이 된다. 이와 같이 미끄러져 오름 탈선에 이르는 탈선계수는 올라탐 탈선의 것보다도 수 배 크다. 따라서 통상적으로는 올라탐 탈선에 대하여 고려하면 충분하다.

(나) 도상내구성 평가

궤도의 횡 저항력은 한정되어있으므로, 큰 횡력이 작용하면 도상 중에서 침목이 이동하여 영구변형이 생긴다. 이 현상은 양측 차륜의 윤중에 의한 마찰 저항과 도상 횡 저항력에 대한 양측 차륜의 횡압 차이에 의하여 설명된다.

프랑스 국철은 안전을 확보하기 위하여 열차 하중을 받고 있는 궤도에 필요한 횡 저항력의 실용적인 값을 50년대에 정하였다. 이 값은 H를 횡압, A를 축중으로 하여 다음의 식과 같이 나타나며, Prud' homme 한계로 알려져 있다. 일반적으로 차륜이 발생시키는 횡압에 관해서는 한계값의 85% 만큼만을 취하도록 제한하고 있다.

일반적인 Prud’ homme 한계 : $H = 10 + \frac{A}{3}$

열차에 대한 Prud’ homme 한계 : $H = 0.85(10 + \frac{A}{3})$

(다) 판정기준

항 목	판정기준	비 고
동적 윤중	$Q_{eff} = Q_{sta} \times 1.2$ - 궤도틀림 및 캔트부족 또는 캔트초과에 기인하는 윤하중을 고려한 유효윤중 $Q_{dyn} = Q_{eff} \times DAF$ - 차륜/레일간 요철, 레일절손 등 상하진동에 따른 예외적인 충격에 의한 동적하중	KR C-14030, 해설2. 작용하중(3.표준 동적하중) - Q_{sta}(=85kN) - Q_{eff}(=102kN) - Q_{dyn}(≒200kN)
윤중 감소율	$\left(\frac{Q_{sta} - Q}{Q_{sta}}\right)$ 여기서 Q_{sta} : 정적윤중 (85kN) - 빈도누적확률 · 100% : ≤ 0.5, 0.10% : ≤ 0.8	철도차량기술기준 Part 31 (고속철도차량 기술기준), [16]
축당 횡압	일반적인 Prud’ homme 한계 $\leq Y = \left(\frac{P_{sta}}{3} + 10\right)\alpha$ - Y : 축당횡압 (66.7kN) - P_{sta} : 정적축중 (170kN) - α : 동력차 및 객차 = 1	철도차량기술기준 Part 31 (고속철도차량 기술기준) 일본(신간센) : 표준치 (68kN), 참고치 (40kN) 열차에 대한 Prud’ homme 한계 $\leq Y = \left(\frac{P_{sta}}{3} + 10\right)\alpha$ - Y : 축당횡압 (56.7kN) - α : 0.85
탈선 계수	$\frac{Y}{Q}$ 여기서 Y : 횡압, Q : 윤중 - Max. 1.2 - 빈도누적확률 · 100% : ≤ 0.8, 0.10% : ≤ 1.1	철도차량기술기준 Part 31 (고속철도차량 기술기준)

(3) 현장계측

(가) 개 요

일반적으로 궤도틀림이 발생하는 주요 구간은 궤도지지강성차가 발생하는 교량~토공, 터널~토공 및 구조물~토공의 접속부와 급곡선부 등이 있다. 열차가 고속으로 궤도틀림구간 주행시 발생하는 충격이 궤도 및 노반에 손상을 가할 우려가 있다.

선로유지관리 이력조사에서 정리한 바와 같이, 300km/h 속도 대역으로 통과하는 총 8개소를 선정하여 현장계측을 계획하였다. **총 8개소는 각각 직선부 4개소와 곡선부 4개소**이다. 각 개소별 선형제원은 표 2.20과 같다.

표 2.20 개소별 선형제원

구 분	위 치		상하	선로조건	구 분
	정거장	시·종점			
호남 고속철도	(나) ~ (다)	D교량 시점	상선	R=20,000	(A)교량
	(다) ~ (라)	D교량 종점	하선	R=10,000	(B)교량
		E교량 시점	상선	직선	(C)교량
		F교량 종점	하선	직선	(D)교량
경부 고속철도	(가) ~ (나)	A교량 종점	하선	R=7,000	Ⓐ교량
		C교량 시점	상선	R=7,000	Ⓑ교량
		D교량 종점	하선	직선	Ⓒ교량
		F교량 시점	상선	직선	Ⓓ교량

각 개소에서 현장계측 범위는 궤도지지강성차로 인하여 궤도틀림이 자주 발생하는 교량~토공 접속부 구간을 대상으로 하였다. 그리고 교량~토공 접속부 구간 중, **열차가 교량에서 토공 방향으로 진행하는 접속부 구간**으로 선정하였다. 따라서 **교량의 종점은 하선방향, 교량의 시점은 상선방향**에서 현장계측을 실시하였다.

(나) 각 개소별 현황

① 호남고속철도

㉮ (A)교량

(A)교량 현장은 충남 논산시 노성면에 위치하고 있으며, 교량 시점에서 상선 방향으로 현장계측을 계획하였다. 「호남 노반구조물 유지관리 계측(측량) 용역」에 의한 본 현장의 침하 경향과 현장 전경을 그림 2.26에 나타내었다. 현장계측 구간내 최대 침하량은 약 43mm로 나타났다.



그림 2.26 (A)교량 (호남고속철도)

㉯ (B)교량

(B)교량 현장은 전북 김제시 황산동에 위치하고 있으며, 교량 종점에서 하선 방향으로 현장계측을 계획하였다. 「호남 노반구조물 유지관리 계측(측량) 용역」에 의한 본 현장의 침하 경향과 현장 전경을 그림 2.27에 나타내었다. 현장계측 구간내 최대 침하량은 약 43mm로 나타났다.

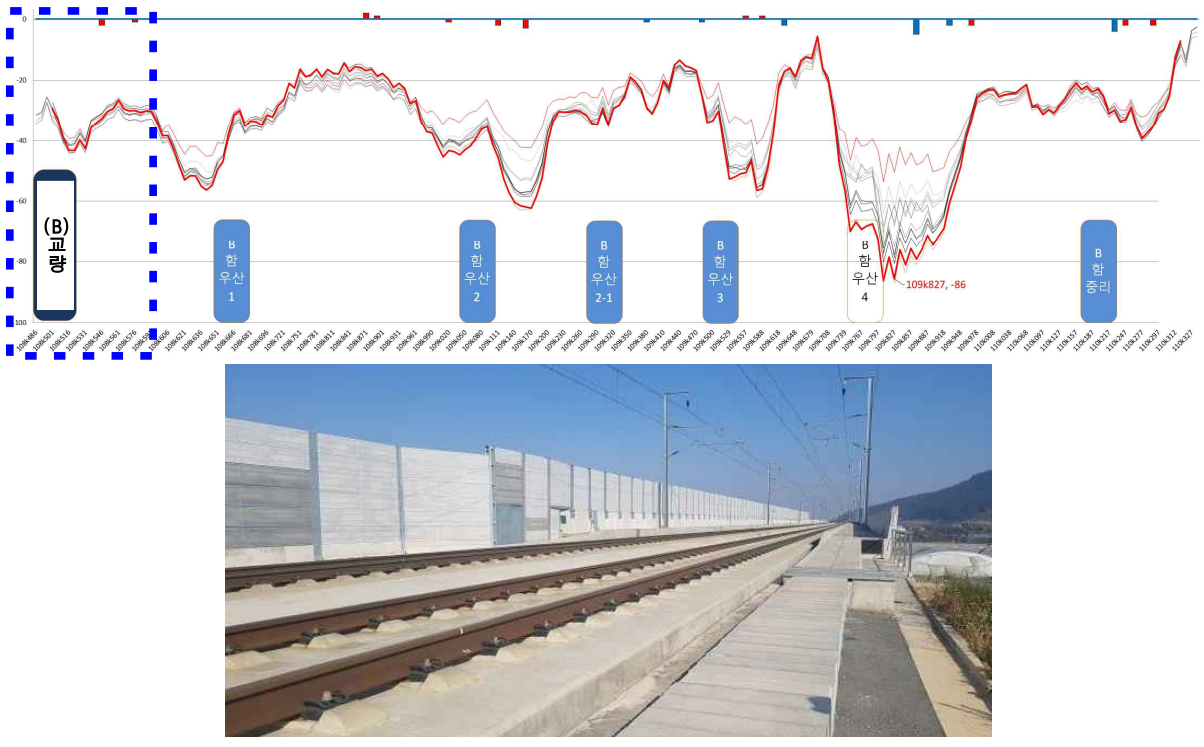


그림 2.27 (B)교량 (호남고속철도)

㉰ (C)교량

(C)교량 현장은 전북 김제시 서정동에 위치하고 있으며, 교량 시점에서 상선 방향으로 현장계측을 계획하였다. 「호남 노반구조물 유지관리 계측(측량) 용역」에 의한 본 현장의 침하 경향과 현장 전경을 그림 2.28에 나타내었다. 현장계측 구간내 최대 침하량은 약 39mm로 나타났다.

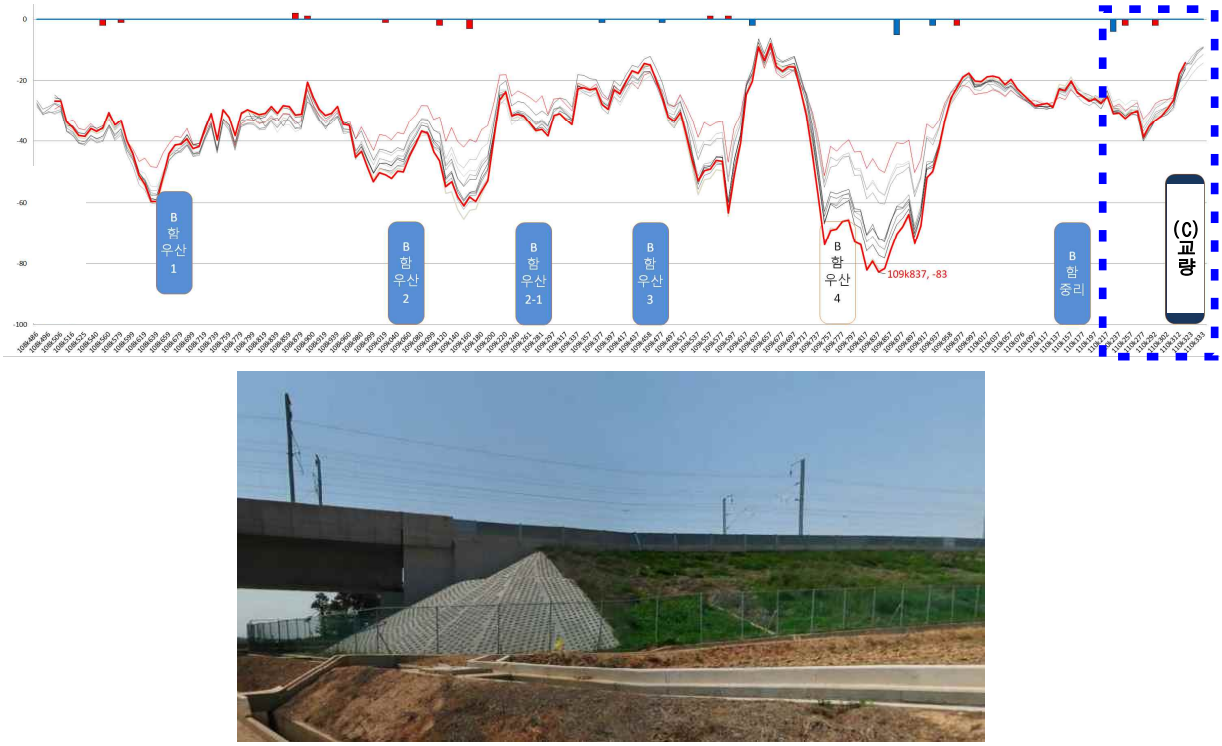


그림 2.28 (C)교량 (호남고속철도)

㉱ (D)교량

(D)교량 현장은 전북 정읍시 감곡면에 위치하고 있으며, 교량 종점에서 하선 방향으로 현장계측을 계획하였다. 「호남 노반구조물 유지관리 계측(측량) 용역」에 의한 본 현장의 침하 경향과 현장 전경을 그림 2.29에 나타내었다. 현장계측 구간내 최대 침하량은 약 28mm로 나타났다.

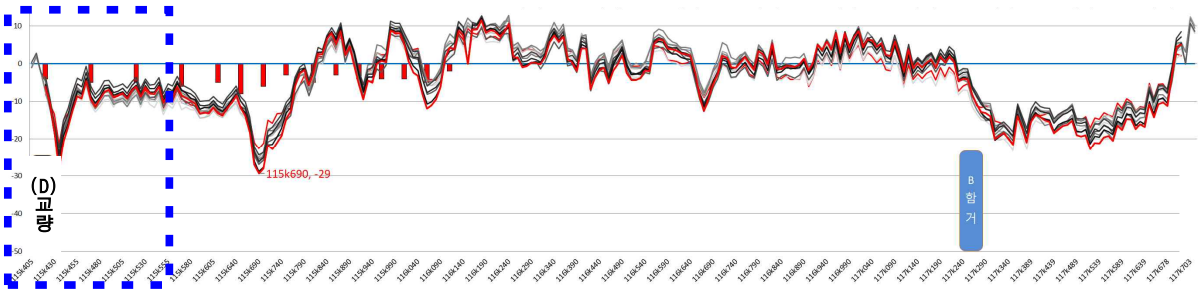


그림 2.29 (D)교량 (호남고속철도)



그림 2.29 (D)교량 (호남고속철도) - 계속

② 경부고속철도

㉮ Ⓐ교량

Ⓐ교량 현장은 경주시 내남면에 위치하고 있으며, 교량 종점에서 하선 방향으로 현장계측을 계획하였다. 본 현장의 침하 경향과 현장 전경을 그림 2.30에 나타내었다. 현장계측 구간내 최대 침하량은 약 8mm로 나타났다.



그림 2.30 Ⓐ교량 (경부고속철도)

㉯ Ⓑ교량

Ⓑ교량 현장은 경주시 내남면에 위치하고 있으며, 교량 시점에서 상선 방향으로 현장계측을 계획하였다. 본 현장의 침하 경향과 현장 전경을 그림 2.31에 나타내었다. 현장계측 구간내 최대 침하량은 약 12mm로 나타났다.

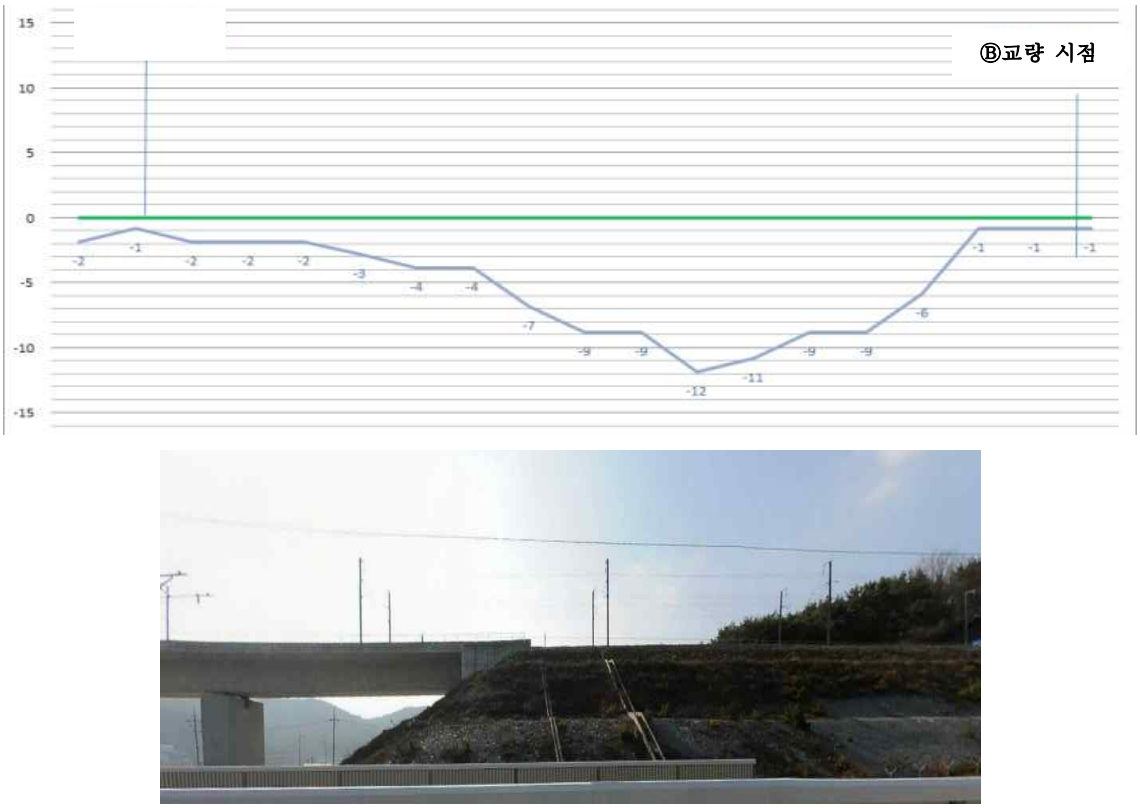


그림 2.31 Ⓑ교량 (경부고속철도)

㉰ Ⓒ교량

Ⓒ교량 현장은 울주군 두서면에 위치하고 있으며, 교량 종점에서 하선 방향으로 현장계측을 계획하였다. 본 현장의 침하 경향과 현장 전경을 그림 2.32에 나타내었다. 현장계측 구간내 최대 침하량은 약 10mm로 나타났다.

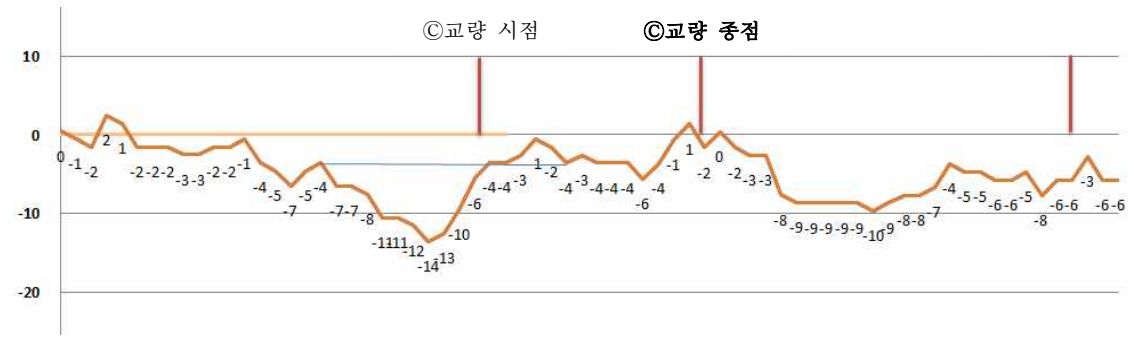


그림 2.32 Ⓒ교량 (경부고속철도)



그림 2.32 ⓒ교량 (경부고속철도) - 계속

㉮ ⓓ교량

ⓓ교량 현장은 울주군 두서면에 위치하고 있으며, 교량 시점에서 상선 방향으로 현장계측을 계획하였다. 본 현장의 침하 경향과 현장 전경을 그림 2.33에 나타내었다. 현장계측 구간내 최대 침하량은 약 13mm로 나타났다.





그림 2.33 ⓓ교량 (경부고속철도)

(다) 현장계측 결과

① 개 요

교량~토공 접속부 구간은 궤도지지강성 차이에 따른 불균등 침하의 발생에 의한 충격하중 효과가 발생하여 토공 구간에 과대 침하 및 변형이 발생할 수 있다.

현장계측은 교량~토공 접속부 구간으로서, 호남고속철도 직선부 및 곡선부 각각 2개소와 경부고속철도 직선부 및 곡선부 각각 2개소, 총 8개소에서 실시하였다. 현장계측 총 8개소는 **궤도지지강성 차이에 따른 침하로 인하여 궤도틀림이 발생한 구간**이다. 표 2.21에는 각 차년별 현장계측 개소를 나타내었다.

표 2.21 차년별 현장계측 개소

차년도	고속철도	구분	상하	선로조건	비 고
1차년도	호남 고속철도	(B)교량	하선	R=10,000	(곡선)
		(D)교량	하선	직선	
2차년도	호남 고속철도	(A)교량	상선	R=20,000	(곡선)
		(C)교량	상선	직선	
	경부 고속철도	Ⓐ교량	하선	R=7,000	(곡선)
		Ⓑ교량	상선	R=7,000	(곡선)
		Ⓒ교량	하선	직선	
		Ⓓ교량	상선	직선	

현장계측시, 직선부는 외측레일에서 계측하였으며, 곡선부는 내·외측 레일에서 계측을 실시하였다. 기존 연구[17]에 따르면, 열차가 300km/h 내외로 운행할 경우, 직선 구간과 곡선 구간의 내·외측 윤중 및 횡압은 비슷하거나, 외측이 내측보다 다소 큰 것으로 나타나고 있다. 따라서 총 8개소의 현장계측 결과는 외측레일 중심으로 정리하였다. 그리고 동적윤중이 가장 큰 지점 주변의 도상 상태를 함께 나타내었다.

② 1차년도

㉮ (B)교량

(B)교량 현장은 교량 종점에서 하선 방향으로 현장계측을 실시하였다. 그림 2.34에 나타낸 바와 같이, 광파기를 이용하여 레일면의 고저차를 확인하였다. 확인 결과, 고속철도 선형관리기준에서 고저틀림 기준 중 교량~토공 경계부에서는 목표기준(TV)이며, 전반적으로는 주의기준(WV)에 해당되는 것으로 판단된다.

열차가 교량 구간에서 접속부를 거쳐 토공 구간으로 이동할 때, 궤도지지강성에 급격한 변화가 발생한다. 따라서 윤중과 횡압의 변동이 예상되므로 다음과 같이 계측 지점을 선정하여 계측을 실시하였다. 그림 2.34에 (B)교량 현장의 계측 지점을 나타내었다.

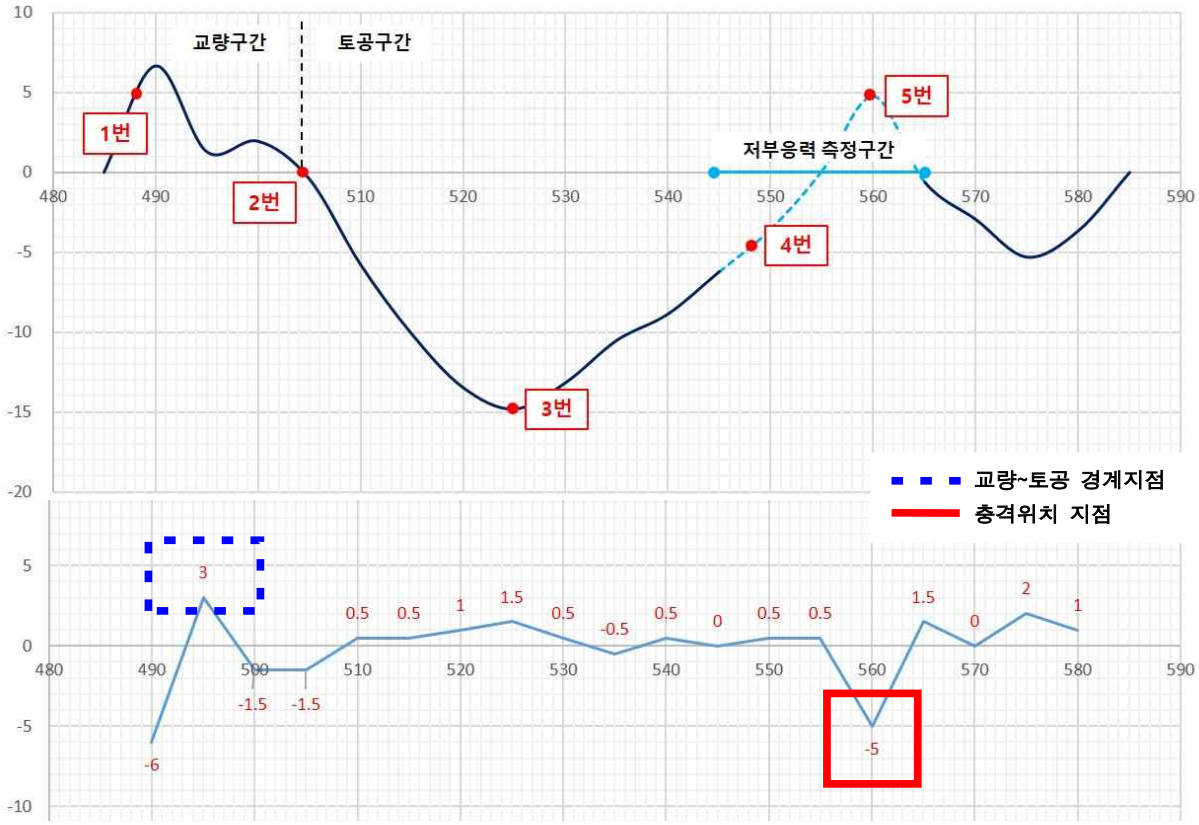


그림 2.34 선로측량 결과 및 계측 지점 ((B)교량)

1번 지점은 교량 구간으로서, 다른 지점과 비교하기 위하여 선정하였다. 다음 2번 지점은 교량과 토공 경계지점으로서, 궤도지지강성 차이로 인하여 윤중 및 횡압이 다소 변화될 것으로 예상되어 선정하였다.

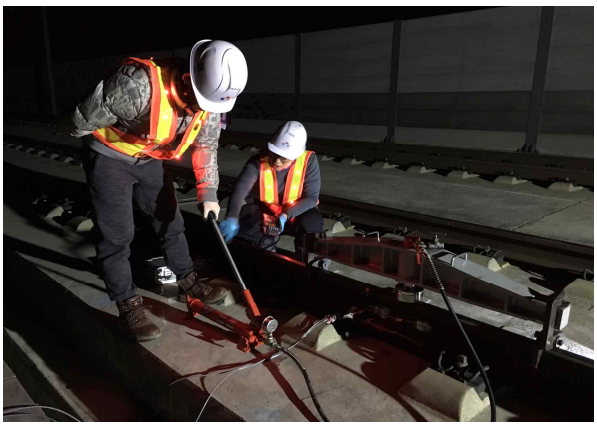
2번 지점 통과 후, 차량은 속도에 의한 관성으로 현 상태를 유지할 것이며, 바퀴는 계속 레일면을 따라 이동할 것이다. 따라서 차량과 바퀴는 다소 이격이 발생할 것으로 예상된다. 차량에 의한 하중은 일부분만 바퀴에 전달되고, 나머지 하중은 차량 구성품(차체, 대차 및 차축)간의 연결 부분(스프링)에서 흡수되어 윤중과 횡압이 변화될 것으로 예상되어 3번 지점으로 선정하였다.

3번 지점 통과 후, 차량과 바퀴와의 이격 정도가 감소하게 되어 윤중 및 횡압이 다소 증가할 것으로 예상된다. (예비)수치해석 결과에서 차량하중의 경우, 고저틀림 발생 후 응력이 집중되는 위치는 45m~65m 구간으로 나타났다. 해석 결과와 도상의 상태 등을 참고하여 약 20m 구간내 3m 간격으로 저부응력을 측정하였다. 저부응력 측정을 통하여 윤중 및 횡압의 변화가 클 것으로 예상되는 (4번, 5번)지점을 선정하였다.

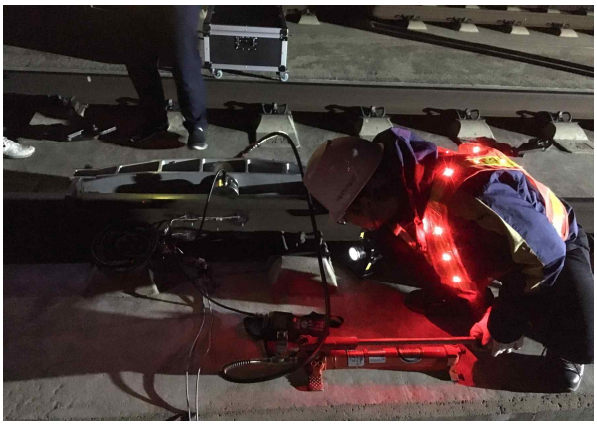
그림 2.35에 (B)교량 현장의 계측기 설치 및 윤중&횡압 검증 관련 사진들을 나타내었다. 다른 개소에서도 (B)교량 현장의 현장계측 과정과 유사하게 진행되었다.



(a) 윤중 및 횡압 설치



(b) 윤중 검증



(c) 횡압 검증



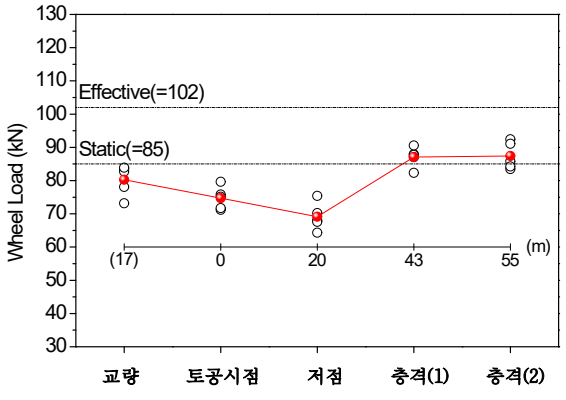
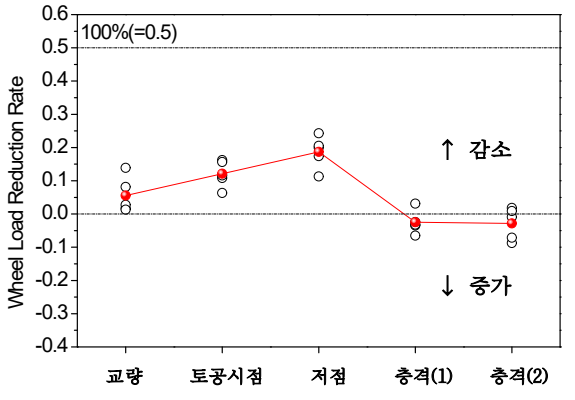
(d) 저부(1축 Gauge) 설치

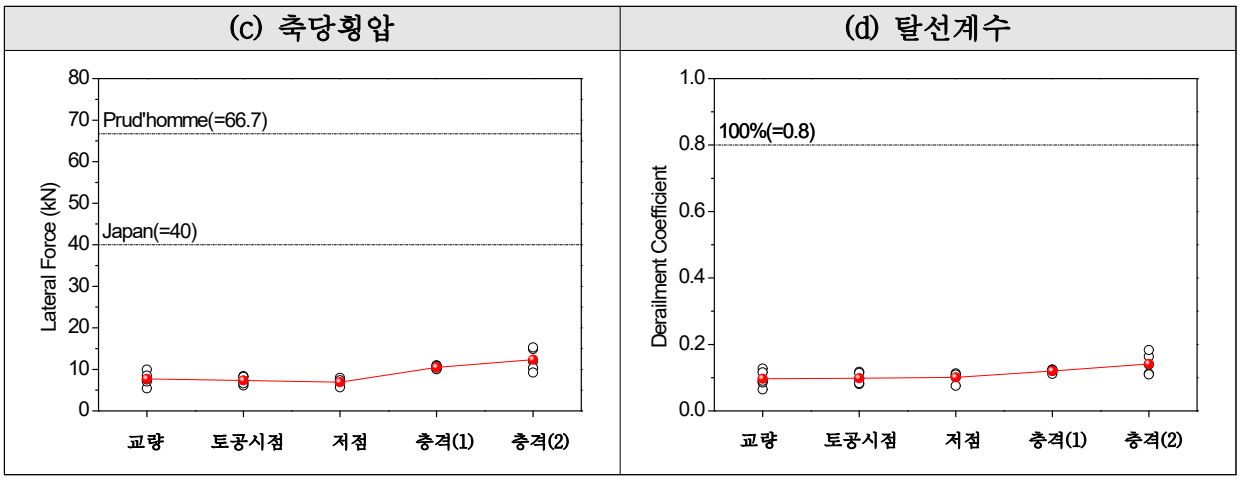
그림 2.35 계측기 설치 ((B)교량)

1번 지점은 교량 지점, 2번 지점은 토공시점 지점, 3번 지점은 저점 지점, 4번과 5번은 각각 충격위치(1) 지점, 충격위치(2) 지점으로 정리하였다.

현장계측에 의한 결과와 동적윤중이 가장 큰 지점 주변의 도상 상태를 표 2.22와 그림 2.36에 나타내었다.

표 2.22 현장계측 결과 ((B)교량)

(a) 동적윤중	(b) 윤중증감율
	



항목 \ 지점		교량		토공시점		저점		충격위치(1)		충격위치(2)		기준치
		평균	최대	평균	최대	평균	최대	평균	최대	평균	최대	
동적윤중		80.28	83.88	74.70	79.64	69.12	75.40	87.11	90.54	87.41	92.44	정적윤중(=85kN) 유효윤중(=102kN)
윤중 증감율	감소	0.06	0.14	0.12	0.16	0.19	0.24	-	-	-	-	윤중감소율(100%:≤0.5)
	증가	-	-	-	-	-	-	0.02	0.07	0.03	0.09	
축당횡압		7.70	9.93	7.31	8.36	6.93	7.94	10.47	10.98	12.34	15.28	Prud' homme 한계 (=66.7kN)
탈선계수		0.10	0.13	0.10	0.12	0.10	0.11	0.12	0.12	0.14	0.18	100%:≤0.8



(a) 충격위치 (1)　　(b) 충격위치 (2)

그림 2.36 도상의 상태

교량 지점부터 저점 지점까지의 동적윤중값은 계속 감소하는 것으로 나타났으며, 정적윤중(=85kN)을 하회하였다. 충격위치(1) 지점과 충격위치(2) 지점의 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)을 상회하였으며, 유효윤중(=102kN)보다는 하회하였다. 충격위치(2) 지점에서 가장 큰 동적윤중값(최대 92.44kN)이 계측되었으며, 충격위치(1) 지점(최대 90.54kN)과 유사하였다. 충격위치(2) 지점은 토공시점 지점에서 약 55m 떨어진 토공 구간이다. 이 구간에서는

그림 2.36에 나타낸 바와 같이, 충격하중으로 인하여 도상과 침목에서 미세하게 Crack이 발생한 것을 알 수 있다.

따라서 교량 지점부터 저점 지점까지의 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)보다 하회하므로 윤중감소율로 나타났다. 교량 지점부터 저점 지점까지의 윤중감소율은 계속 증가하는 것으로 나타났으며, 최대 윤중감소율은 0.24로서 기준치(=0.5)를 크게 하회하였다. 반대로 충격위치(1) 지점부터 충격위치(2) 지점까지의 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)보다 상회하므로 윤중증가율로 나타났다. 가장 큰 동적윤중값 충격위치(2) 지점에서 윤중증가율이 최대로 나타났다.

축당횡압(최대 15.28kN)은 기준치(=66.7kN)보다 크게 하회하였으며, 충격위치(1) 지점과 충격위치(2) 지점이 나머지 지점보다 다소 큰 것으로 나타났다. 탈선계수(최대 0.18)는 기준치(=0.8)보다 크게 하회하였으며, 전반적으로 각 지점별 탈선계수는 유사한 것으로 나타났다.

따라서 (B)교량 현장의 각 지점별 동적윤중, 윤중감소율, 축당횡압 및 탈선계수는 기준치를 만족하는 것으로 나타나, 열차주행안정성에는 문제가 없을 것으로 판단된다.

그리고 그림 2.37에 나타낸 바와 같이, 열차운행 방향별로 도상의 상태를 확인하였다. 열차 진행방향이 토공에서 교량인 경우가 교량에서 토공인 경우 보다 도상의 상태가 양호한 것으로 나타났다. 토공에서 교량인 경우가 궤도지지강성 차이를 감소시키는 접속부 구간을 통과하기 때문인 것으로 판단된다.

	교량 지점	토공시점 지점	저점 지점
교량 ↓ 토공 (T1)			
토공 ↓ 교량 (T2)			

그림 2.37 열차운행 방향별 도상상태 ((B)교량)

	충격위치(1) 지점	충격위치(2) 지점	End Point
교량 ↓ 토공 (T1)			
토공 ↓ 교량 (T2)			

그림 2.37 열차운행 방향별 도상상태 ((B)교량) - 계속

㉮ (D)교량

(D)교량 현장은 교량 종점에서 하선 방향으로 현장계측을 실시하였다. 그림 2.38에 나타낸 바와 같이, 광파기를 이용하여 레일면의 고저차를 확인하였다. 확인 결과, 본 현장은 전반적으로 고속철도 선형관리기준에서 고저틀림 기준 중 주의기준(WV)에 해당되는 것으로 판단된다.

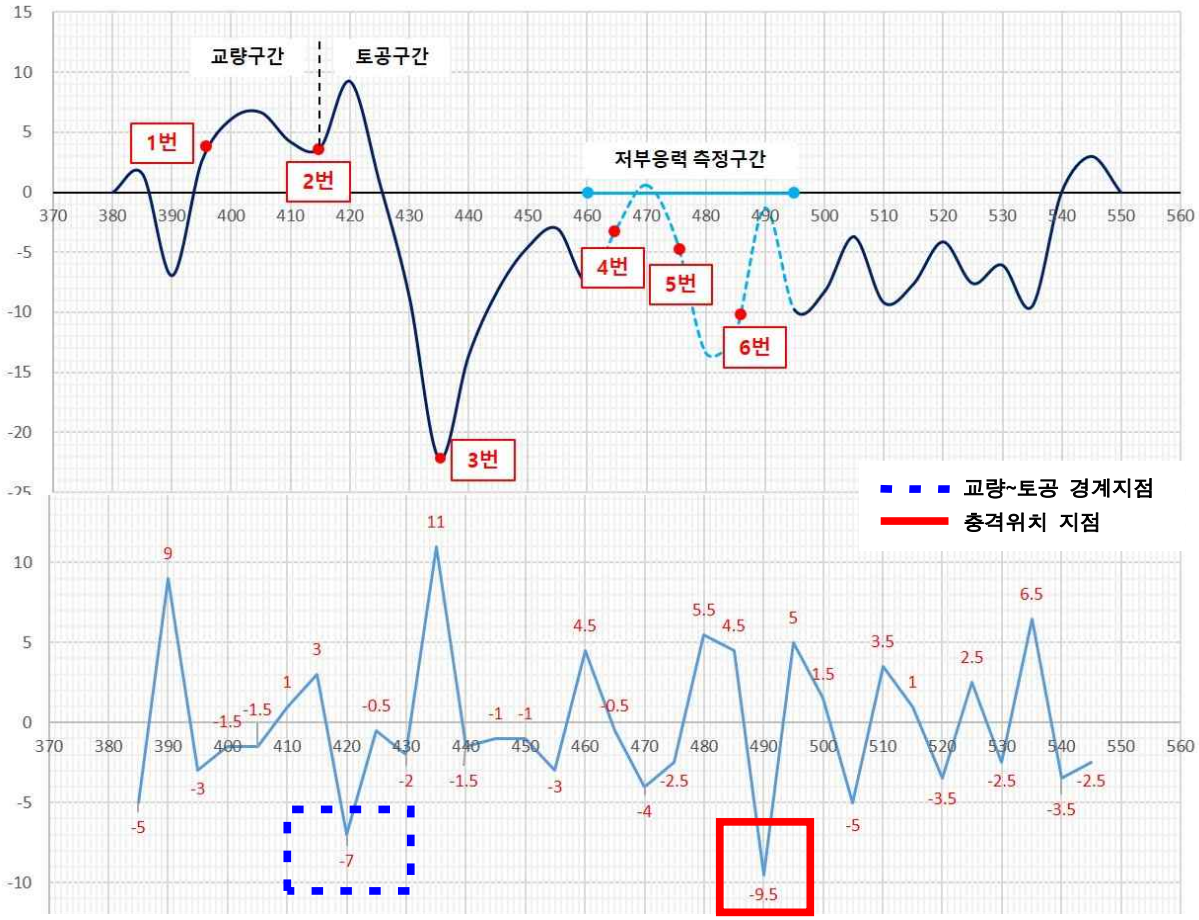


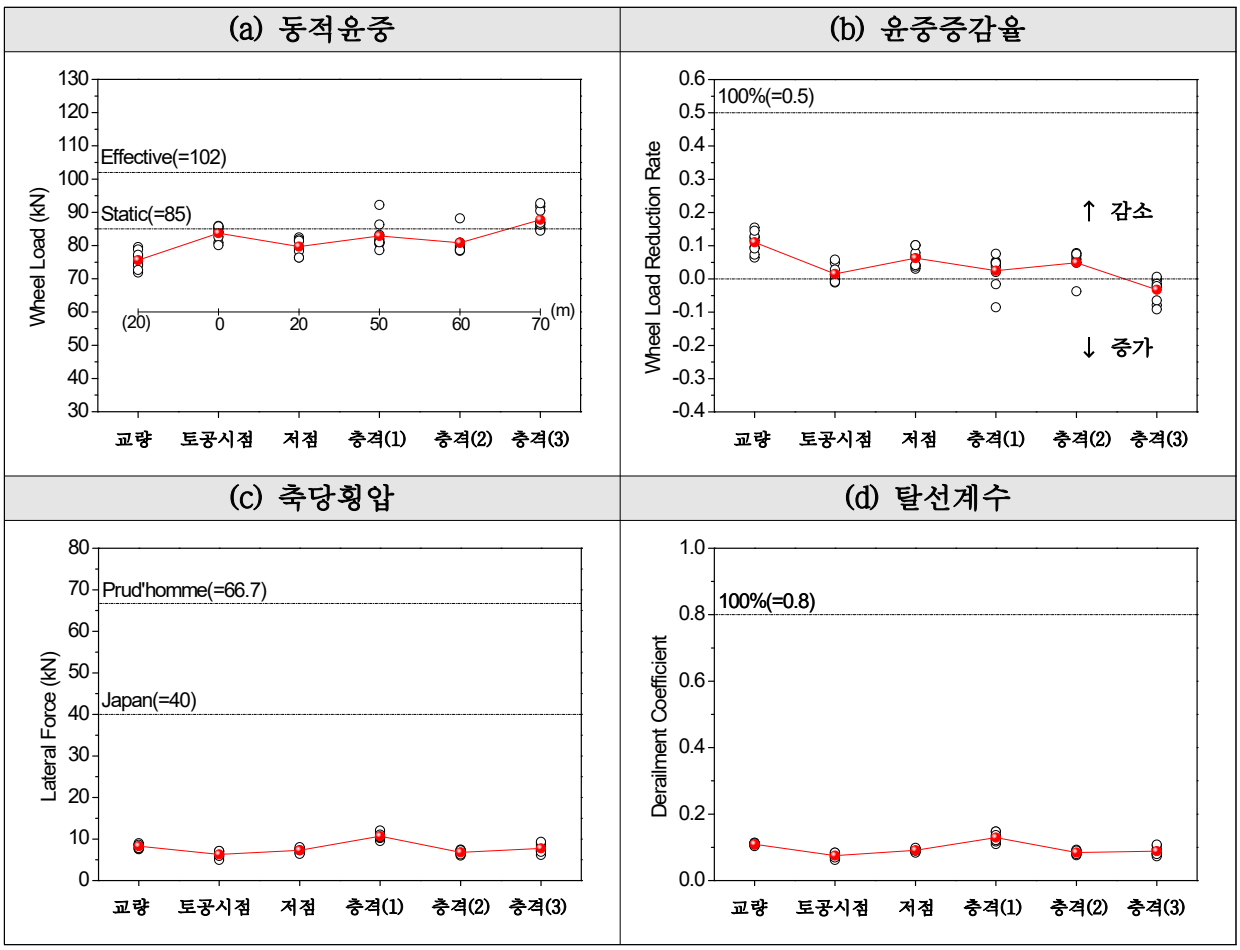
그림 2.38 선로측량 결과 및 계측 지점 ((D)교량)

열차가 교량 구간에서 접속부를 거쳐 토공 구간으로 이동할 때, 궤도지지강성에 급격한 변화가 발생한다. 따라서 윤중과 횡압의 변동이 예상되므로 다음과 같이 계측 지점을 선정하여 계측을 실시하였다. 그림 2.38에 (D)교량 현장의 계측 지점을 나타내었다.

1번 지점은 교량 지점, 2번 지점은 토공시점 지점, 3번 지점은 저점 지점, 4번부터 6번까지는 각각 충격위치(1) 지점, 충격위치(2) 지점, 충격위치(3) 지점으로 정리하였다.

현장계측에 의한 결과와 동적윤중이 가장 큰 지점 주변의 도상 상태를 표 2.23과 그림 2.39에 나타내었다.

표 2.23 현장계측 결과 ((D)교량)



항목 \ 지점		교량		토공시점		저점		충격위치(1)		충격위치(2)		충격위치(3)		기준치
		평균	최대	평균	최대	평균	최대	평균	최대	평균	최대	평균	최대	
동적윤중		75.62	79.55	83.71	85.90	79.67	82.41	82.88	92.24	80.84	88.17	87.78	92.76	정적윤중(=85kN) 유효윤중(=102kN)
윤중 증감율	감소	0.11	0.15	0.02	0.06	0.06	0.10	0.02	-	0.04	-	-	-	윤중감소율 (100%: ≤0.5)
	증가	-	-	-	-	-	-	-	0.09	-	0.03	0.03	0.09	
축당횡압		8.28	8.97	6.29	7.11	7.28	8.04	10.68	12.07	6.80	7.47	7.76	9.32	Prud' homme 한계 (=66.7kN)
탈선계수		0.11	0.11	0.08	0.08	0.09	0.10	0.13	0.15	0.08	0.09	0.09	0.11	100%: ≤0.8

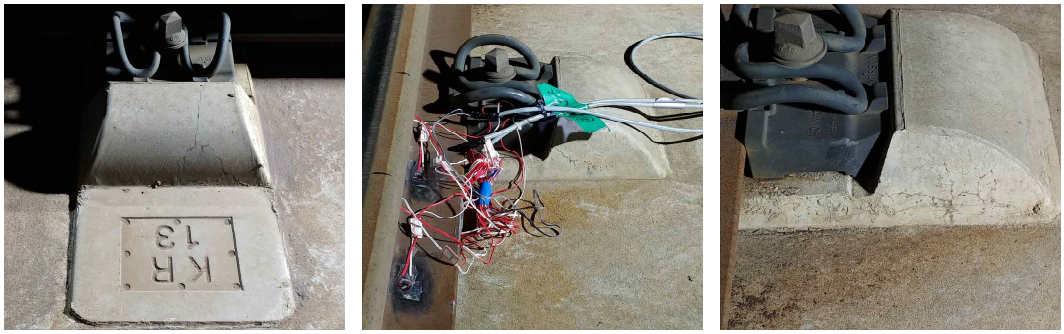


그림 2.39 도상의 상태 (충격위치 (3))

교량 지점부터 저점 지점까지의 동적윤중값은 교량 지점(평균 75.62kN)에서 토공시점 지점(평균 83.71kN)까지는 다소 증가하였다가, 토공시점 지점(평균 83.71kN)에서 저점 지점(평균 79.67kN)까지는 다소 감소하는 것으로 나타났다. 전반적으로 이 지점별 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)을 다소 하회하였다.

그리고 충격위치(1) 지점부터 충격위치(3) 지점까지의 평균 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)을 다소 하회하거나 일치하는 것으로 나타났다. 그러나 이 지점별 최대 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)을 다소 상회하였으며, 유효윤중(=102kN)보다는 하회하였다. 충격위치(1) 지점(92.24kN)과 충격위치(3) 지점(92.76kN)의 최대값은 거의 일치하였으며, 충격위치(3) 지점은 토공시점 지점에서 약 70m 떨어진 토공 구간이다. 이 구간에서는 그림 2.39에 나타낸 바와 같이, 충격하중으로 인하여 도상과 침목에서 미세하게 Crack이 발생한 것을 알 수 있다.

따라서 교량 지점부터 저점 지점까지의 동적윤중값은 전반적으로 정적윤중(=85kN)보다 하회하므로 윤중감소율로 나타났다. 윤중감소율은 감소와 증가가 반복적으로 나타났으며, 최대 윤중감소율은 0.15로서 기준치(=0.5)를 크게 하회하였다. 반대로 충격위치(1) 지점부터 충격위치(3) 지점까지의 동적윤중값은 전반적으로 정적윤중(=85kN)보다 상회하므로 윤중증가율로 나타났다. 충격위치(1) 지점과 충격위치(3) 지점에서 윤중증가율이 최대(0.09)로 나타났다.

교량 지점부터 충격위치(3) 지점까지의 축당횡압은 감소와 증가가 반복적으로 나타났다. 충격위치(1) 지점(최대 12.07kN)에서 가장 크게 나타났으며, 기준치(=66.7kN)보다 크게 하회하였다. 탈선계수도 축당횡압과 마찬가지로 감소와 증가가 반복적으로 나타났다. 충격위치(1) 지점(최대 0.15)에서 가장 크게 나타났으며, 기준치(=0.8)보다 크게 하회하였다.

현장계측 결과, (D)교량 현장의 각 지점별 동적윤중, 윤중감소율, 축당횡압 및 탈선계수는 기준치를 만족하는 것으로 나타나, 열차주행안정성에는 문제가 없을 것으로 판단된다.

그리고 그림 2.40에 나타낸 바와 같이, 열차운행 방향별로 도상의 상태를 확인하였다. 열차 진행방향이 토공에서 교량인 경우가 교량에서 토공인 경우 보다 도상의 상태가 양호한 것으로 나타났다. 토공에서 교량인 경우가 궤도지지강성 차이를 감소시키는 접속부 구간을 통과하기 때문인 것으로 판단된다.

	교량 지점	교량 지점 ~ 토공시점 지점	토공시점 지점
교량 ↓ 토공 (T1)			
토공 ↓ 교량 (T2)			

그림 2.40 열차운행 방향별 도상상태 ((D)교량)

	저점 지점	충격위치(1) 지점	충격위치(1) 지점 ~ 충격위치(2) 지점
교량 ↓ 토공 (T1)			
토공 ↓ 교량 (T2)			

그림 2.40 열차운행 방향별 도상상태 ((D)교량) - 계속

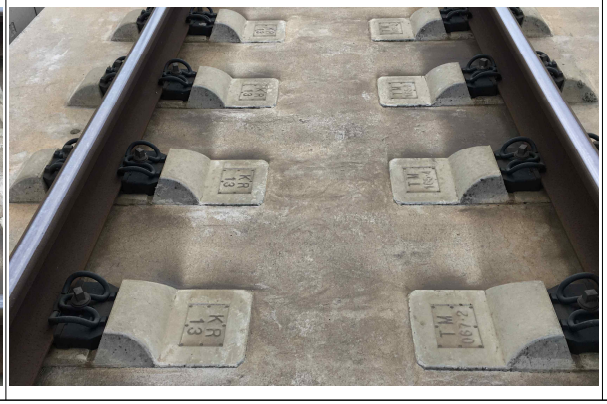
	충격위치(2) 지점 ~ 충격위치(3) 지점	End Point	
교량 ↓ 토공 (T1)			
토공 ↓ 교량 (T2)			

그림 2.40 열차운행 방향별 도상상태 ((D)교량) - 계속

③ 2차년도

㉮ (A)교량

(A)교량 현장은 교량 시점에서 상선 방향으로 현장계측을 실시하였다. 그림 2.41에 나타낸 바와 같이, 광파기를 이용하여 레일면의 고저차를 확인하였다. 확인 결과, 본 현장은 전반적으로 고속철도 선형관리기준에서 고저틀림 기준 중 목표기준(TV)에 해당되는 것으로 판단된다.

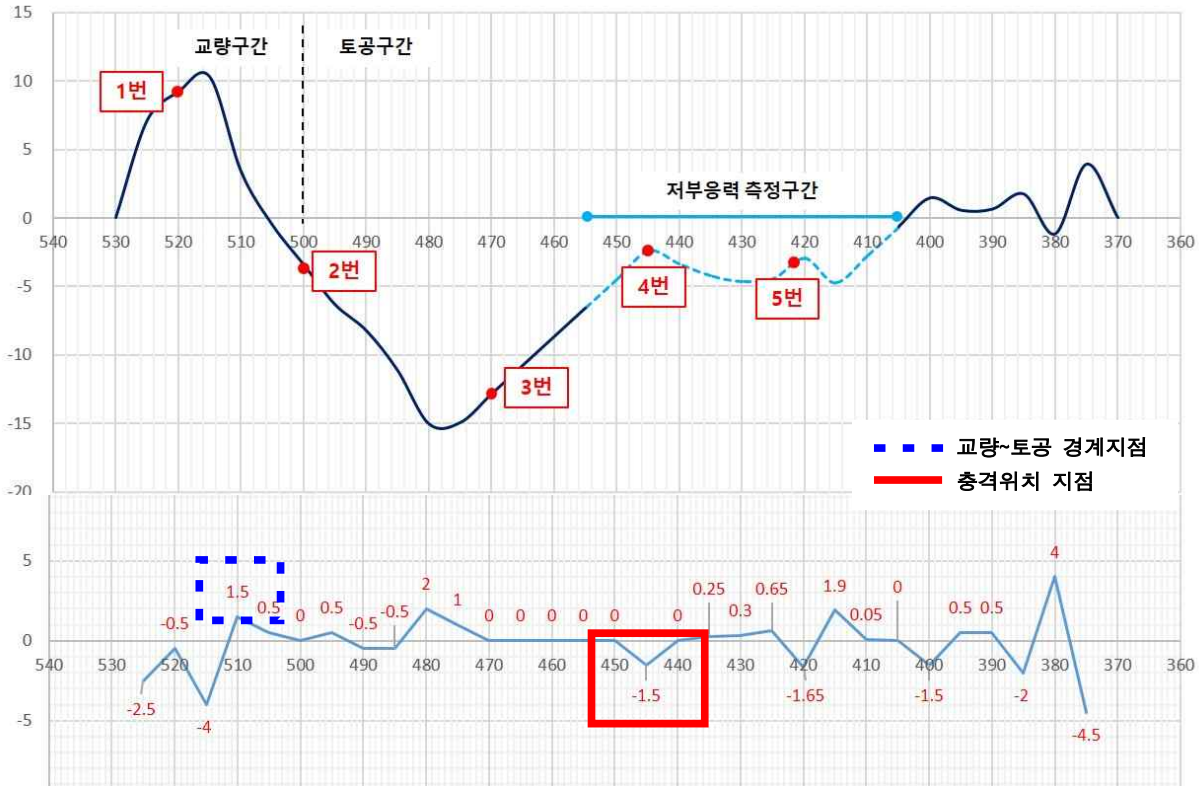


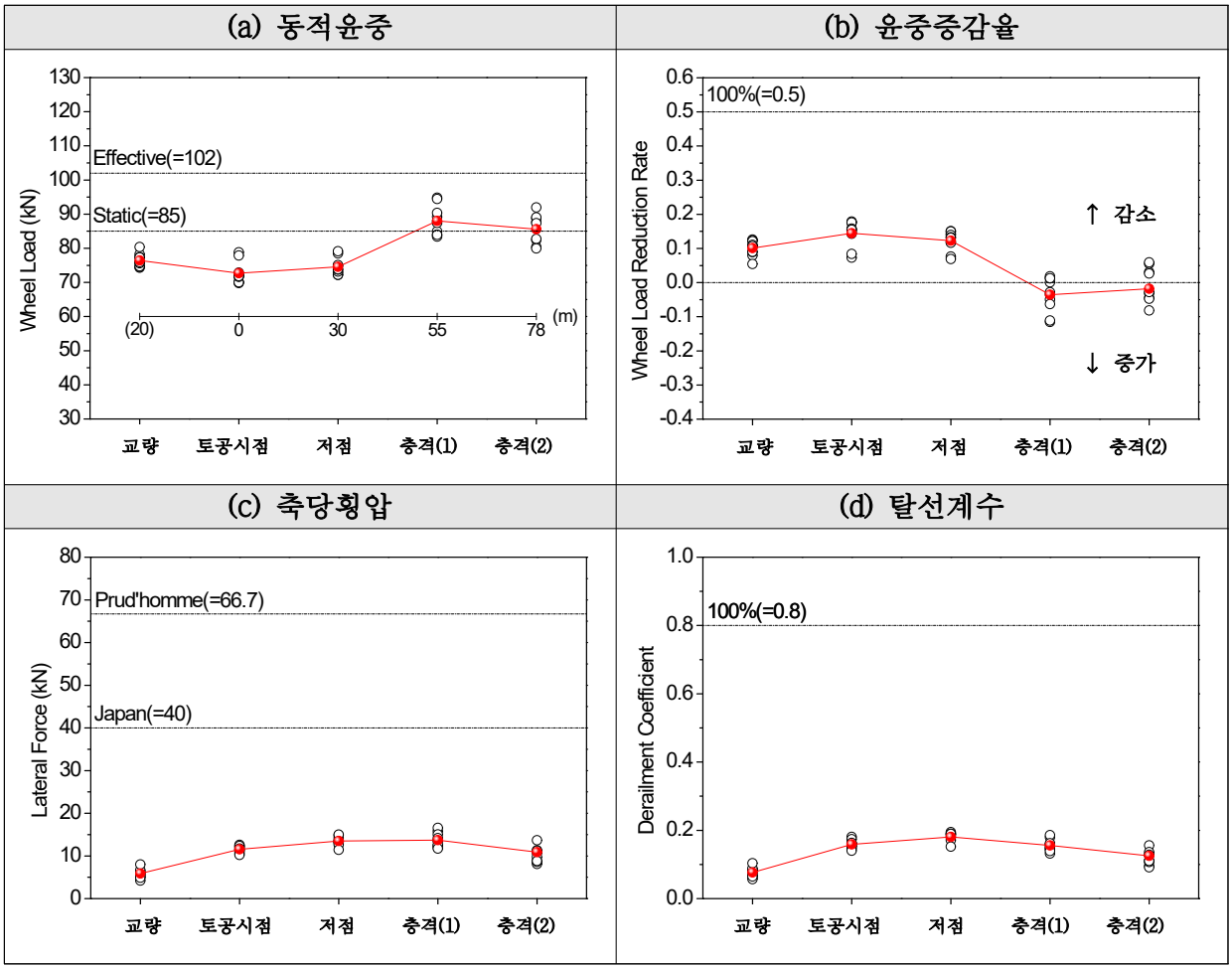
그림 2.41 선로측량 결과 및 계측 지점 ((A)교량)

열차가 교량 구간에서 접속부를 거쳐 토공 구간으로 이동할 때, 궤도지지강성에 급격한 변화가 발생한다. 따라서 윤중과 횡압의 변동이 예상되므로 다음과 같이 계측 지점을 선정하여 계측을 실시하였다. 그림 2.41에 (A)교량 현장의 계측 지점을 나타내었다.

1번 지점은 교량 지점, 2번 지점은 토공시점 지점, 3번 지점은 저점 지점, 4번과 5번은 각각 충격위치(1) 지점, 충격위치(2) 지점으로 정리하였다.

현장계측에 의한 결과와 동적윤중이 가장 큰 지점 주변의 도상 상태를 표 2.24와 그림 2.42에 나타내었다.

표 2.24 현장계측 결과 ((A)교량)



항목 \ 지점		교량		토공시점		저점		충격위치(1)		충격위치(2)		기준치
		평균	최대	평균	최대	평균	최대	평균	최대	평균	최대	
동적윤중		76.43	80.39	72.71	78.80	74.57	79.13	88.04	94.79	85.59	91.96	정적윤중(=85kN) 유효윤중(=102kN)
윤중 증감율	감소	0.10	0.13	0.14	0.18	0.12	0.15	-	-	-	-	윤중감소율(100%:≤0.5)
	증가	-	-	-	-	-	-	0.04	0.12	0.01	0.08	
축당횡압		5.86	8.00	11.55	12.59	13.48	15.00	13.72	16.58	10.10	13.67	Prud' homme 한계 (=66.7kN)
탈선계수		0.08	0.10	0.16	0.18	0.18	0.19	0.16	0.19	0.12	0.16	100%:≤0.8

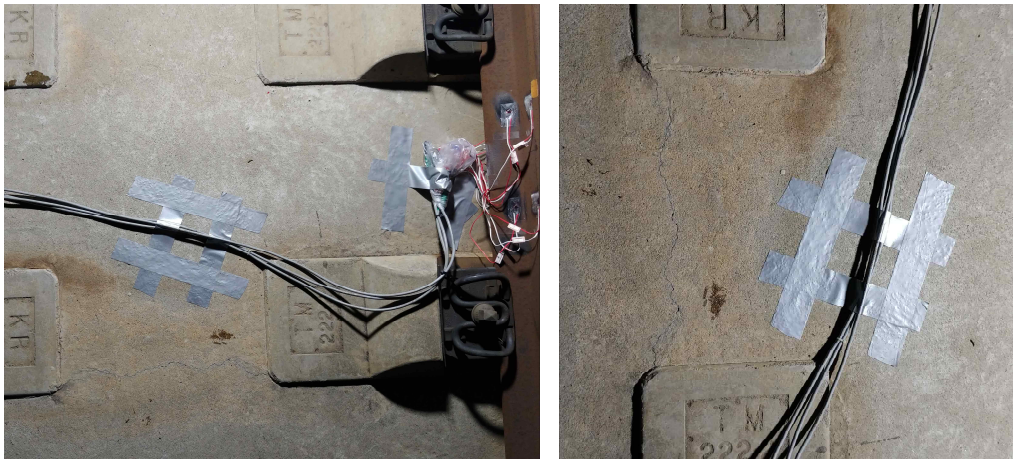


그림 2.42 도상의 상태 (충격위치 (1))

교량 지점부터 저점 지점까지의 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)을 다소 하회하였으며, 거의 일치하는 것으로 나타났다. 충격위치(1) 및 충격위치(2) 지점의 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)을 상회하였으며, 유효윤중(=102kN)보다는 하회하였다.

충격위치(1) 지점에서 가장 큰 동적윤중값(평균 88.04kN)이 계측되었다. 충격위치(1) 지점의 위치는 토공시점 지점에서 약 55m 떨어진 토공 구간이다. 이 구간에서는 그림 2.42에 나타낸 바와 같이, 충격하중으로 인하여 도상과 침목에서 미세하게 Crack이 발생한 것을 알 수 있다. 충격위치(2) 지점의 동적윤중값(평균 85.59kN)은 충격위치(1) 지점(평균 88.04kN)보다는 다소 감소하는 것으로 나타났다.

따라서 교량 지점부터 저점 지점까지의 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)보다 하회하므로 윤중감소율로 나타났다. 각 지점별 윤중감소율은 거의 일치하는 것으로 나타났으며, 최대 윤중감소율은 0.18로서, 기준치(=0.5)를 크게 하회하였다. 반대로 충격위치(1) 지점부터 충격위치(2) 지점까지의 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)보다 상회하므로 윤중증가율로 나타났다. 가장 큰 동적윤중값 충격위치(1) 지점에서 윤중증가율이 최대로 나타났다.

축당횡압은 충격위치(1) 지점(최대 16.58kN)에서 가장 크게 나타났으며, 기준치(=66.7kN)보다 크게 하회였다. 교량 지점을 제외한 나머지 지점의 축당횡압은 유사한 것으로 나타났다. 탈선계수(최대 0.19)는 기준치(=0.8)보다 크게 하회하였으며, 교량 지점을 제외한 나머지 지점의 탈선계수는 유사한 것으로 나타났다.

현장계측 결과, (A)교량) 현장의 각 지점별 동적윤중, 윤중감소율, 축당횡압 및 탈선계수는 기준치를 만족하는 것으로 나타나, 열차주행안정성에는 문제가 없을 것으로 판단된다.

㉰ (C)교량

(C)교량 현장은 교량 시점에서 상선 방향으로 현장계측을 실시하였다. 그림 2.43에 나타낸 바와 같이, 광파기를 이용하여 레일면의 고저차를 확인하였다. 확인 결과, 본 현장은 전반적으로 고속철도 선형관리기준에서 고저틀림 기준 중 주의기준(WV)에 해당되는 것으로 판단된다.

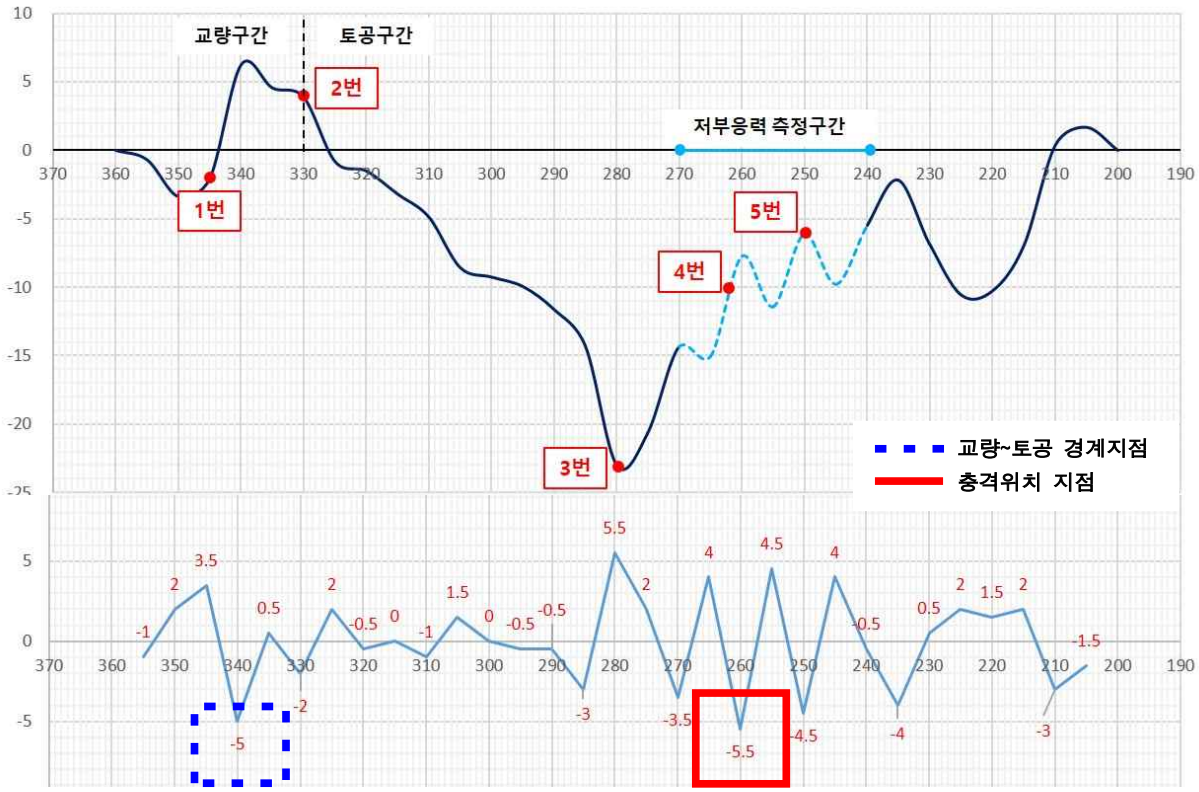


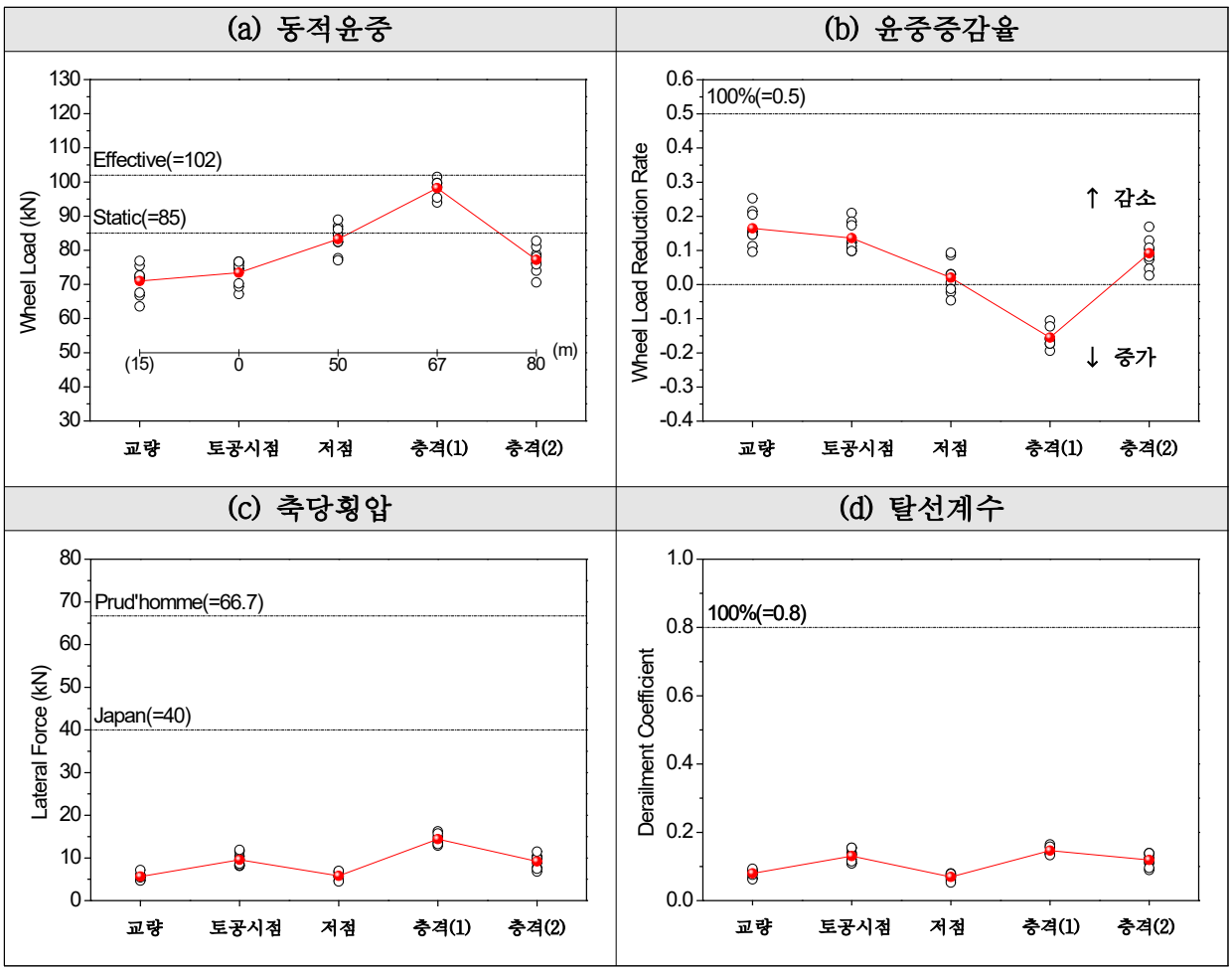
그림 2.43 선로측량 결과 및 계측 지점 ((C)교량)

열차가 교량 구간에서 접속부를 거쳐 토공 구간으로 이동할 때, 궤도지지강성에 급격한 변화가 발생한다. 따라서 윤중과 횡압의 변동이 예상되므로 다음과 같이 계측 지점을 선정하여 계측을 실시하였다. 그림 2.43에 (C)교량 현장의 계측 지점을 나타내었다.

1번 지점은 교량 지점, 2번 지점은 토공시점 지점, 3번 지점은 저점 지점, 4번과 5번은 각각 충격위치(1) 지점, 충격위치(2) 지점으로 정리하였다.

현장계측에 의한 결과와 동적윤중이 가장 큰 지점 주변의 도상 상태를 표 2.25와 그림 2.44에 나타내었다.

표 2.25 현장계측 결과 ((C)교량)



항목 \ 지점		교량		토공시점		저점		충격위치(1)		충격위치(2)		기준치
		평균	최대	평균	최대	평균	최대	평균	최대	평균	최대	
동적윤중		70.98	76.87	73.41	76.67	83.27	88.97	98.20	101.48	77.19	82.73	정적윤중(=85kN) 유효윤중(=102kN)
윤중증감율	감소	0.16	0.25	0.14	0.21	0.05	0.09	-	-	0.09	0.17	윤중감소율(100%:≤0.5)
	증가	-	-	-	-	-	-	0.15	0.19	-	-	
축당횡압		5.63	7.17	9.57	11.88	5.80	6.95	14.40	16.23	9.19	11.48	Prud' homme 한계 (=66.7kN)
탈선계수		0.08	0.09	0.13	0.15	0.07	0.08	0.15	0.16	0.12	0.14	100%:≤0.8



그림 2.44 도상의 상태 (충격위치 (1))

교량 지점과 토공시점 지점의 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)을 하회하였으며, 거의 일치하는 것으로 나타났다. 저점 지점(평균 83.27kN)은 토공시점 지점(평균 73.41kN)보다 증가하였으며, 전반적으로 정적윤중(=85kN)과 거의 일치하였다.

그리고 충격위치(1) 지점에서 가장 큰 동적윤중값(평균 98.20kN)이 계측되었다. 정적윤중(=85kN)을 상회하였으며, 유효윤중(=102kN)에 근접하는 것으로 나타났다. 충격위치(1) 지점은 토공시점 지점에서 약 65m 떨어진 토공 구간이다. 이 구간에서는 그림 2.44에 나타낸 바와 같이, 충격하중으로 인하여 도상과 침목에서 미세하게 Crack이 발생한 것을 알 수 있다. 충격위치(2) 지점의 동적윤중값(평균 77.19kN)은 충격위치(1) 지점보다 감소하였으며, 정적윤중(=85kN)을 하회하는 것으로 나타났다.

따라서 교량 지점부터 저점 지점까지의 동적윤중값은 전반적으로 정적윤중(=85kN)보다 하회하므로 윤중감소율로 나타났다. 교량 지점부터 저점 지점까지의 윤중감소율은 계속 감소하는 것으로 나타났으며, 최대 윤중감소율은 0.25로서 기준치(=0.5)를 크게 하회하였다. 반대로 충격위치(1) 지점의 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)보다 상회하므로 윤중증가율로 나타났다. 한편, 충격위치(1) 지점 이후 충격위치(2) 지점은 동적윤중값이 정적윤중(=85kN)보다 하회하여 윤중감소율로 나타났다.

교량 지점부터 충격위치(2) 지점까지의 축당횡압은 증가와 감소가 반복적으로 나타났다. 충격위치(1) 지점(최대 16.23kN)에서 가장 크게 나타났으며, 기준치(=66.7kN)보다 크게 하회하였다. 탈선계수도 축당횡압과 마찬가지로 증가와 감소가 반복적으로 나타났다. 충격위치(1) 지점(최대 0.16)에서 가장 크게 나타났으며, 기준치(=0.8)보다 크게 하회하였다.

현장계측 결과, (C)교량 현장의 각 지점별 동적윤중, 윤중감소율, 축당횡압 및 탈선계수는 기준치를 만족하는 것으로 나타나, 열차주행안정성에는 문제가 없을 것으로 판단된다.

㈐ Ⓐ교량

Ⓐ교량 현장은 교량 종점에서 하선 방향으로 현장계측을 실시하였다. 그림 2.45에 나타낸 바와 같이, 광파기를 이용하여 레일면의 고저차를 확인하였다. 확인 결과, 고속철도 선형관리기준에서 고저틀림 기준 중 교량~토공 경계부에서는 주의기준(WV)이며, 전반적으로 보수기준(AV)에 해당되는 것으로 판단된다.

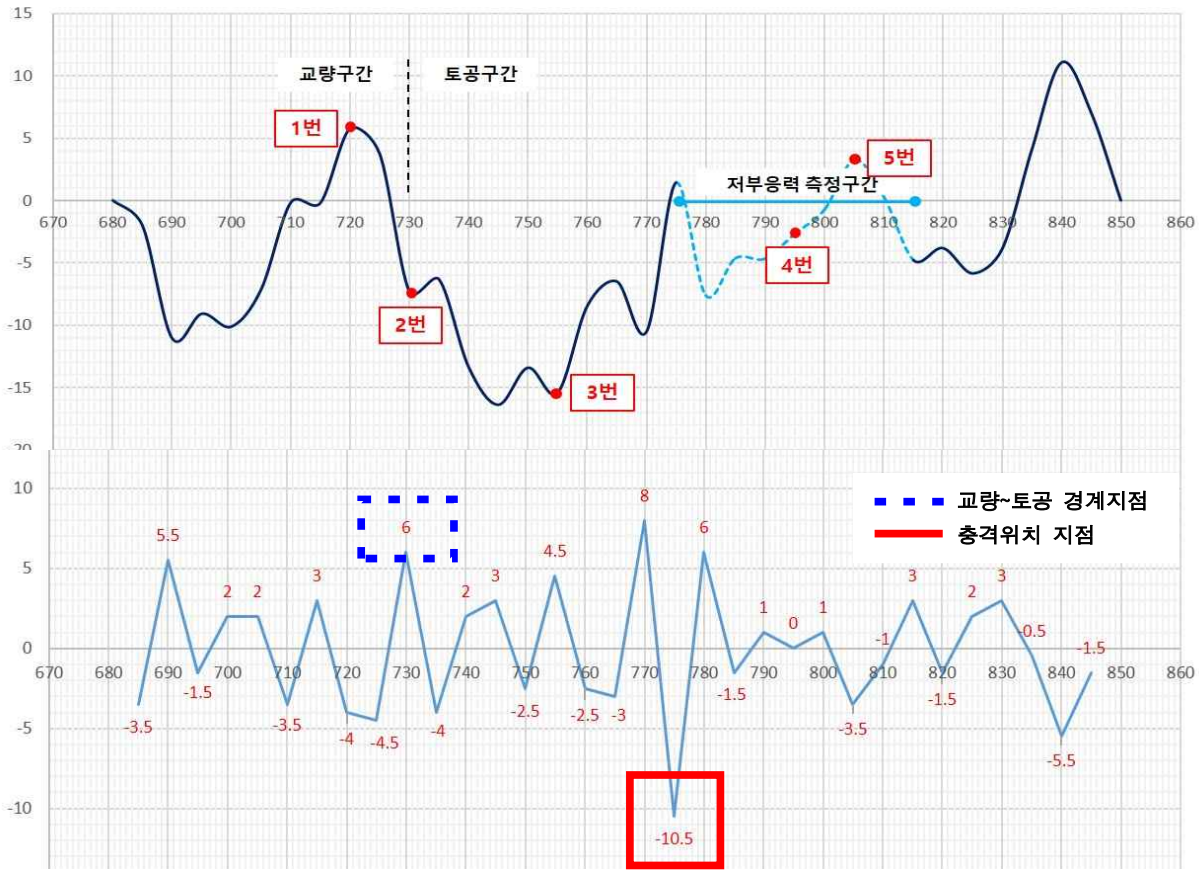


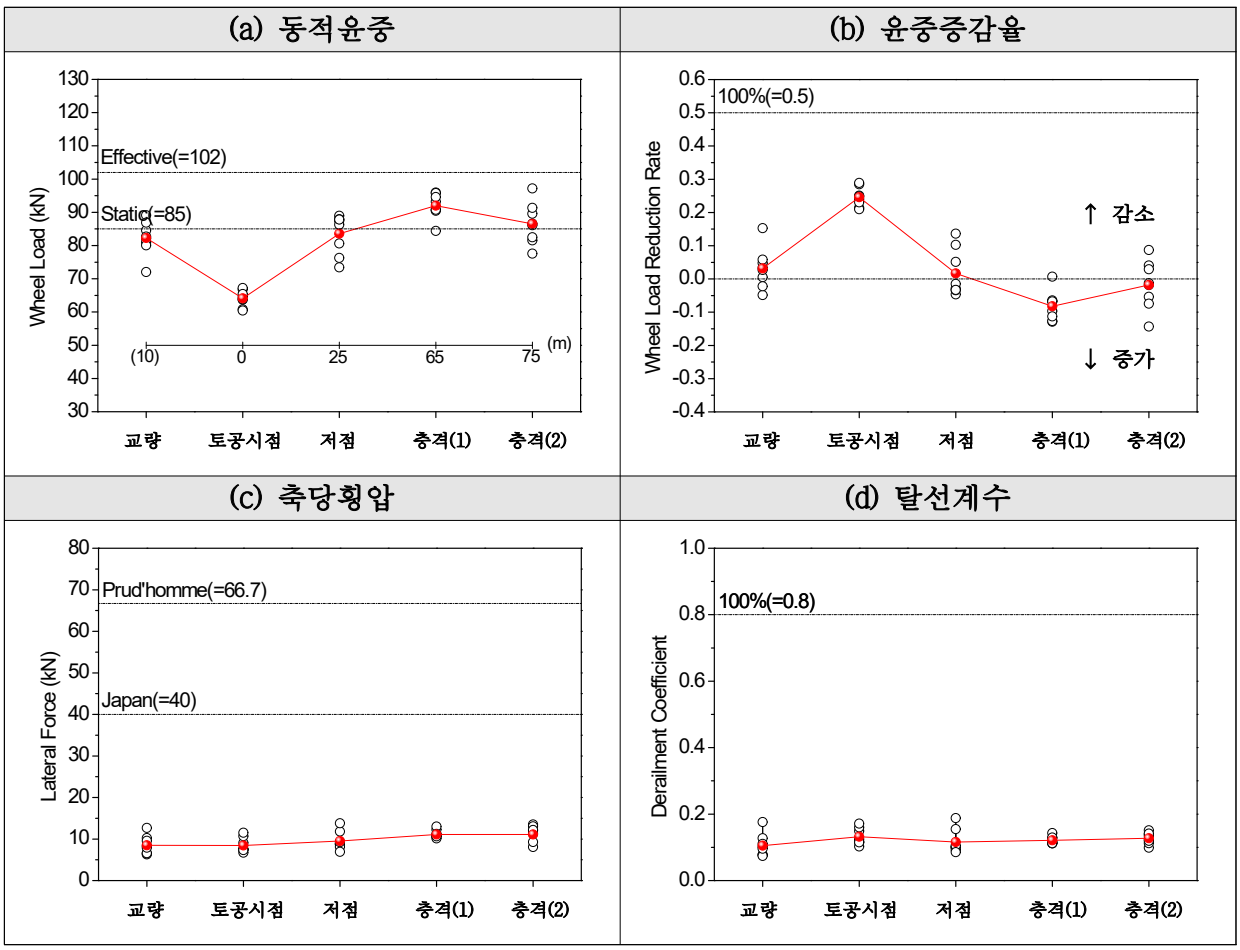
그림 2.45 선로측량 결과 및 계측 지점 (Ⓐ교량)

열차가 교량 구간에서 접속부를 거쳐 토공 구간으로 이동할 때, 궤도지지강성에 급격한 변화가 발생한다. 따라서 윤중과 횡압의 변동이 예상되므로 다음과 같이 계측 지점을 선정하여 계측을 실시하였다. 그림 2.45에 Ⓐ교량 현장의 계측 지점을 나타내었다.

1번 지점은 교량 지점, 2번 지점은 토공시점 지점, 3번 지점은 저점 지점, 4번과 5번은 각각 충격위치(1) 지점, 충격위치(2) 지점으로 정리하였다.

현장계측에 의한 결과와 동적윤중이 가장 큰 지점 주변의 도상 상태를 표 2.26과 그림 2.46에 나타내었다.

표 2.26 현장계측 결과 (Ⓐ교량)



항목 \ 지점		교량		토공시점		저점		충격위치(1)		충격위치(2)		기준치
		평균	최대	평균	최대	평균	최대	평균	최대	평균	최대	
동적윤중		82.30	89.12	64.09	67.19	83.58	88.94	91.99	95.97	86.54	97.18	정적윤중(=85kN) 유효윤중(=102kN)
윤중 증감율	감소	0.03	0.15	0.25	0.29	0.02	0.14	-	-	-	-	윤중감소율(100%:≤0.5)
	증가	-	-	-	-	-	-	0.08	0.13	0.02	0.14	
축당횡압		8.51	12.66	8.47	11.50	9.52	13.78	11.11	12.99	11.08	13.51	Prud' homme 한계 (=66.7kN)
탈선계수		0.10	0.18	0.13	0.17	0.12	0.19	0.12	0.14	0.13	0.15	100%:≤0.8



그림 2.46 도상의 상태 (충격위치 (1))

교량 지점부터 저점 지점까지의 동적윤중값은, 교량 지점(평균 82.30kN)에서 토공시점 지점(평균 64.09kN)까지는 크게 감소하였다가 토공시점 지점(평균 64.09kN)에서 저점 지점(평균 83.58kN)까지는 크게 증가하는 것으로 나타났다. 교량 지점과 저점 지점의 동적윤중값은 거의 일치하였다. 이 지점별 평균 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)을 다소 하회하였으며, 교량 지점(89.12kN)과 저점 지점(88.94kN)의 최대 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)을 다소 상회하였다.

그리고 충격위치(1) 지점과 충격위치(2) 지점의 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)을 다소 상회하였으며, 유효윤중(=102kN)보다는 하회하였다. 충격위치(1) 지점에서 가장 큰 동적윤중값(평균 91.99kN)이 계측되었다. 충격위치(1) 지점은 토공시점 지점에서 약 65m 떨어진 토공구간이다. 이 구간에서는 그림 2.46에 나타낸 바와 같이, 충격하중으로 인하여 도상과 침목에서 미세하게 Crack이 발생하여 유지보수가 실시된 것을 알 수 있다.

따라서 교량 지점부터 저점 지점까지의 동적윤중값은 전반적으로 정적윤중(=85kN)보다 하회하므로 윤중감소율로 나타났다. 윤중감소율은 증가하였다가 감소하였으며, 최대 윤중감소율은 0.29로서, 기준치(=0.5)를 크게 하회하였다. 반대로 충격위치(1) 지점부터 충격위치(2) 지점까지의 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)보다 상회하므로 윤중증가율로 나타났다. 가장 큰 동적윤중값 충격위치(1) 지점에서 윤중증가율(평균 0.08)이 최대로 나타났다.

축당횡압의 경우, 충격위치(1) 지점(평균 11.11kN)이 가장 크게 나타났으며, 기준치(=66.7kN)보다 크게 하회하였다. 전반적으로 각 지점별 최대값이 유사하게 나타났다. 탈선계수(최대 0.19)는 기준치(=0.8)보다 크게 하회하였으며, 전반적으로 각 지점별 탈선계수는 유사하게 나타났다.

현장계측 결과, Ⓐ교량 현장의 각 지점별 동적윤중, 윤중감소율, 축당횡압 및 탈선계수는 기준치를 만족하는 것으로 나타나, 열차주행안정성에는 문제가 없을 것으로 판단된다.

㉲ Ⓑ교량

Ⓑ교량 현장은 교량 시점에서 상선 방향으로 현장계측을 실시하였다. 그림 2.47에 나타낸 바와 같이, 광파기를 이용하여 레일면의 고저차를 확인하였다. 확인 결과, 본 현장은 전반적으로 고속철도 선형관리기준에서 고저틀림 기준 중 주의기준(WV)에 해당되는 것으로 판단된다.

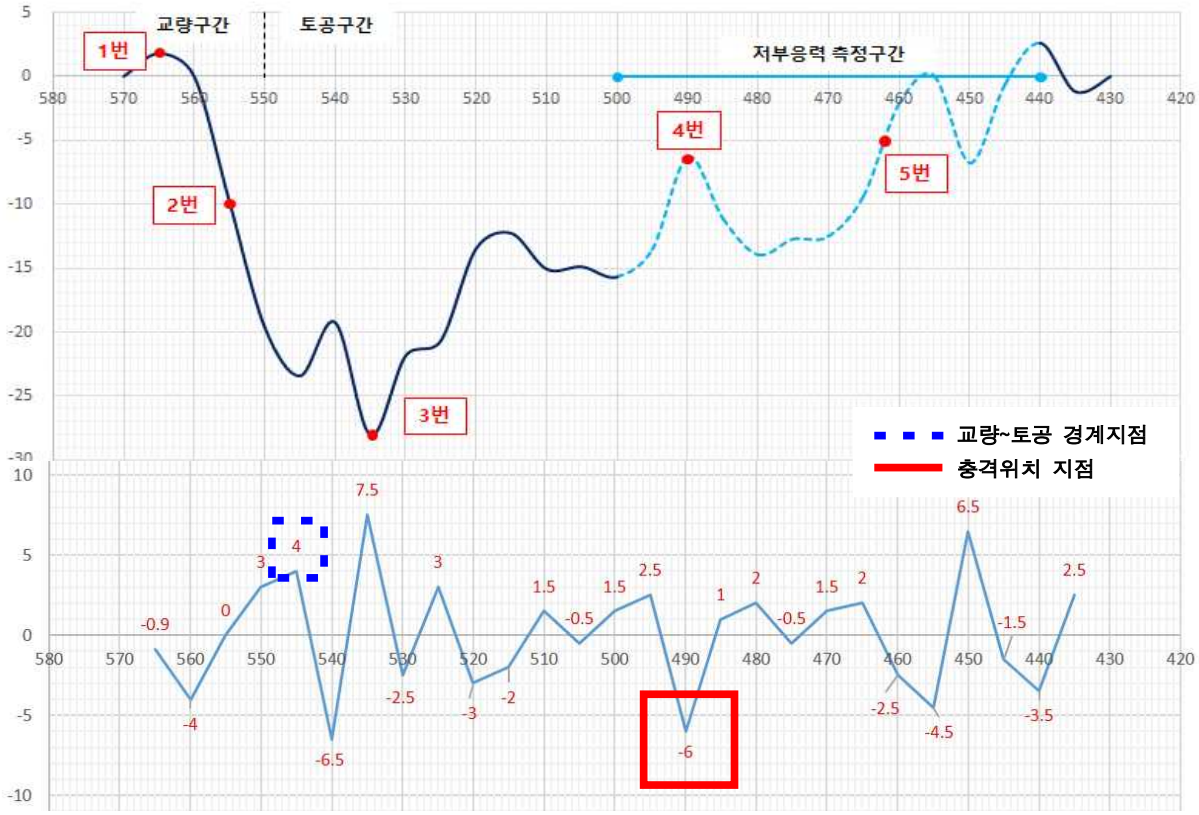


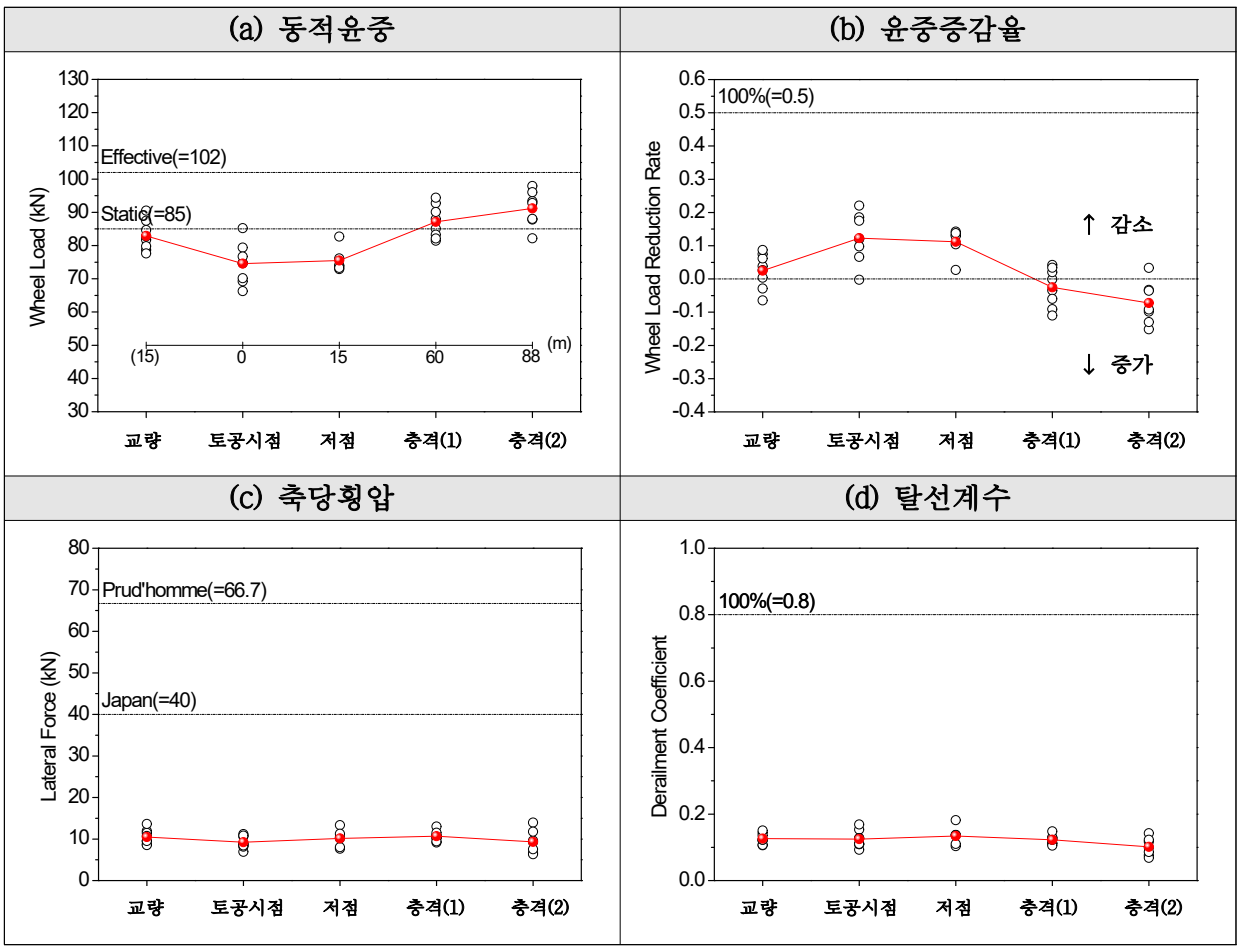
그림 2.47 선로측량 결과 및 계측 지점 (Ⓑ교량)

열차가 교량 구간에서 접속부를 거쳐 토공 구간으로 이동할 때, 궤도지지강성에 급격한 변화가 발생한다. 따라서 윤중과 횡압의 변동이 예상되므로 다음과 같이 계측 지점을 선정하여 계측을 실시하였다. 그림 2.47에 Ⓑ교량 현장의 계측 지점을 나타내었다.

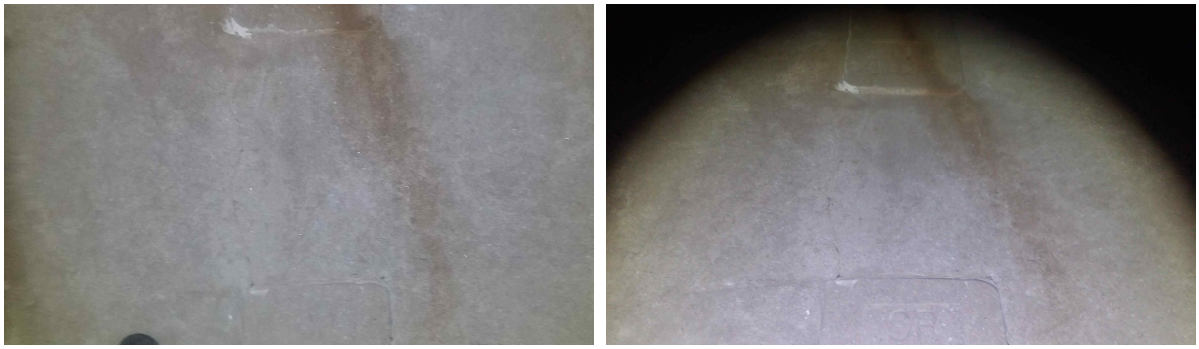
1번 지점은 교량 지점, 2번 지점은 토공시점 지점, 3번 지점은 저점 지점, 4번과 5번은 각각 충격위치(1) 지점, 충격위치(2) 지점으로 정리하였다.

현장계측에 의한 결과와 동적윤중이 가장 큰 지점 주변의 도상 상태를 표 2.27과 그림 2.48에 나타내었다.

표 2.27 현장계측 결과 (Ⓑ교량)



항목 \ 지점		교량		토공시점		저점		충격위치(1)		충격위치(2)		기준치
		평균	최대	평균	최대	평균	최대	평균	최대	평균	최대	
동적윤중		82.89	90.50	74.54	85.22	75.47	82.69	87.13	94.37	91.16	97.89	정적윤중(=85kN) 유효윤중(=102kN)
윤중 증감율	감소	0.02	0.09	0.12	0.22	0.11	0.14	-	-	-	-	윤중감소율(100%:≤0.5)
	증가	-	-	-	-	-	-	0.03	0.11	0.07	0.15	
축당횡압		10.49	13.61	9.22	11.18	10.14	13.33	10.67	13.00	9.31	13.95	Prud' homme 한계 (=66.7kN)
탈선계수		0.13	0.15	0.12	0.17	0.13	0.18	0.12	0.15	0.10	0.14	100%:≤0.8



(a) 충격위치(1) 지점 (b) 충격위치(2) 지점

그림 2.48 도상의 상태 (충격위치 (1&2))

교량 지점부터 저점 지점까지의 동적윤중은, 교량 지점(평균 82.89kN)에서 토공시점 지점(평균 74.54kN)까지는 다소 감소하였으며, 토공시점 지점(평균 74.54kN)과 저점 지점(평균 75.47kN)은 유사하게 나타났다. 전반적으로 이 지점별 평균 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)을 다소 하회하였다. 단, 교량 지점에서 최대 동적윤중값(90.50kN)이 정적윤중(=85kN)을 다소 상회하였다.

그리고 충격위치(1) 지점(평균 87.13kN)과 충격위치(2) 지점(평균 91.16kN)의 평균 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)을 다소 상회하였으며, 유효윤중(=102kN)보다는 하회하였다. 충격위치(1) 지점과 충격위치(2) 지점은 토공시점 지점에서 각각 약 60m, 85m 떨어진 토공 구간이다. 이 구간에서는 그림 2.48에 나타낸 바와 같이, 충격하중으로 인하여 도상과 침목에서 미세하게 Crack이 발생한 것을 알 수 있다.

따라서 교량 지점부터 저점 지점까지의 동적윤중값은 전반적으로 정적윤중(=85kN)보다 하회하므로 윤중감소율로 나타났다. 윤중감소율은 교량 지점에서 토공시점 지점까지는 증가하였다가 토공시점 지점에서 저점 지점까지는 다소 감소하였다. 최대 윤중감소율은 0.22로서, 기준치(=0.5)를 크게 하회하였다. 반대로 충격위치(1) 지점부터 충격위치(2) 지점까지의 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)보다 상회하므로 윤중증가율로 나타났다. 가장 큰 동적윤중값 충격위치(2) 지점에서 윤중증가율(0.15)이 최대로 나타났다.

축당횡압(최대 13.95kN)은 기준치(=66.7kN)보다 크게 하회하였으며, 각 지점별 축당횡압은 유사한 것으로 나타났다. 탈선계수(최대 0.18)는 기준치(=0.8)보다 크게 하회하였으며, 각 지점별 탈선계수도 유사한 것으로 나타났다.

현장계측 결과, Ⓑ교량 현장의 각 지점별 동적윤중, 윤중감소율, 축당횡압 및 탈선계수는 기준치를 만족하는 것으로 나타나, 열차주행안정성에는 문제가 없을 것으로 판단된다.

㈐ ©교량

©교량 현장은 교량 종점에서 하선 방향으로 현장계측을 실시하였다. 그림 2.49에 나타낸 바와 같이, 광파기를 이용하여 레일면의 고저차를 확인하였다. 확인 결과, 본 현장은 전반적으로 고속철도 선형관리기준에서 고저틀림 기준 중 보수기준(AV)에 해당되는 것으로 판단된다.

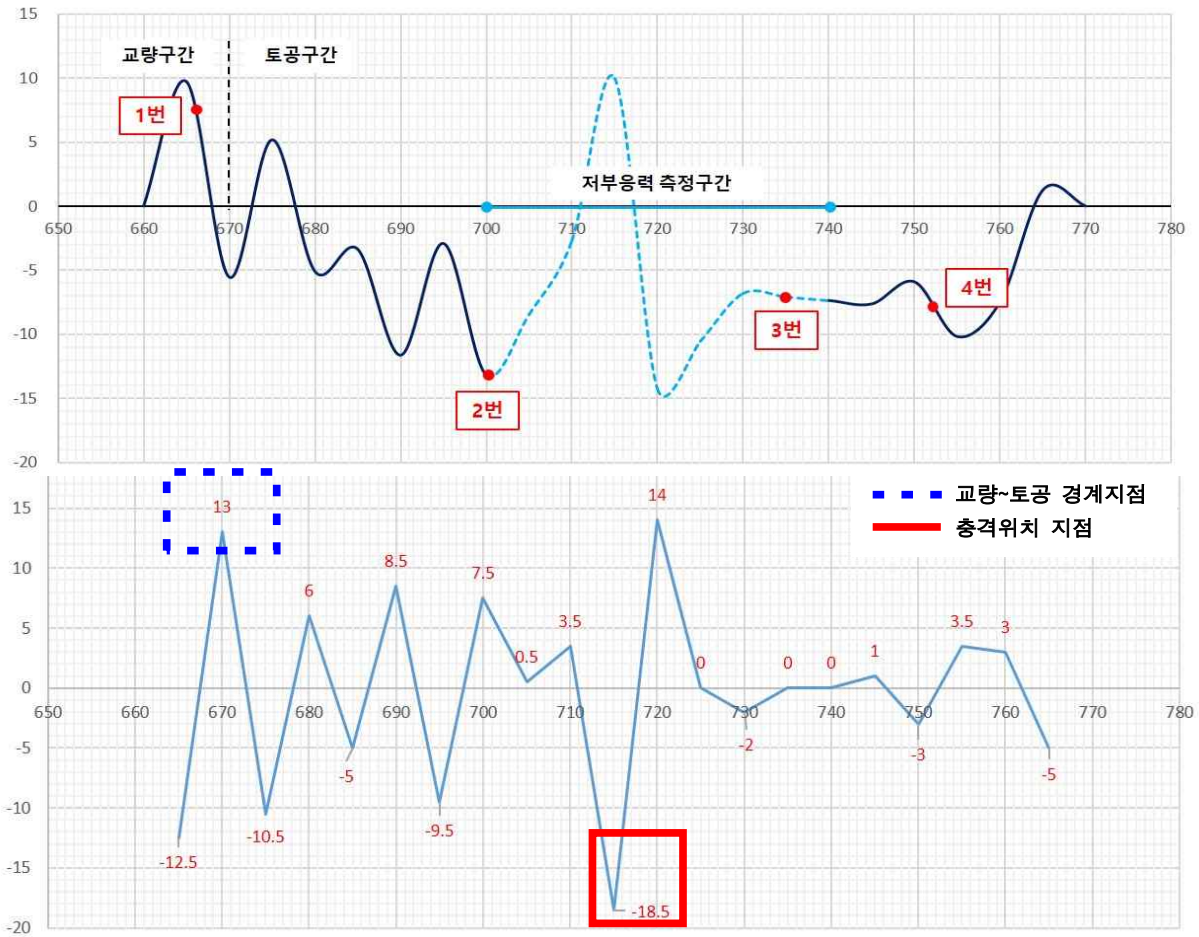


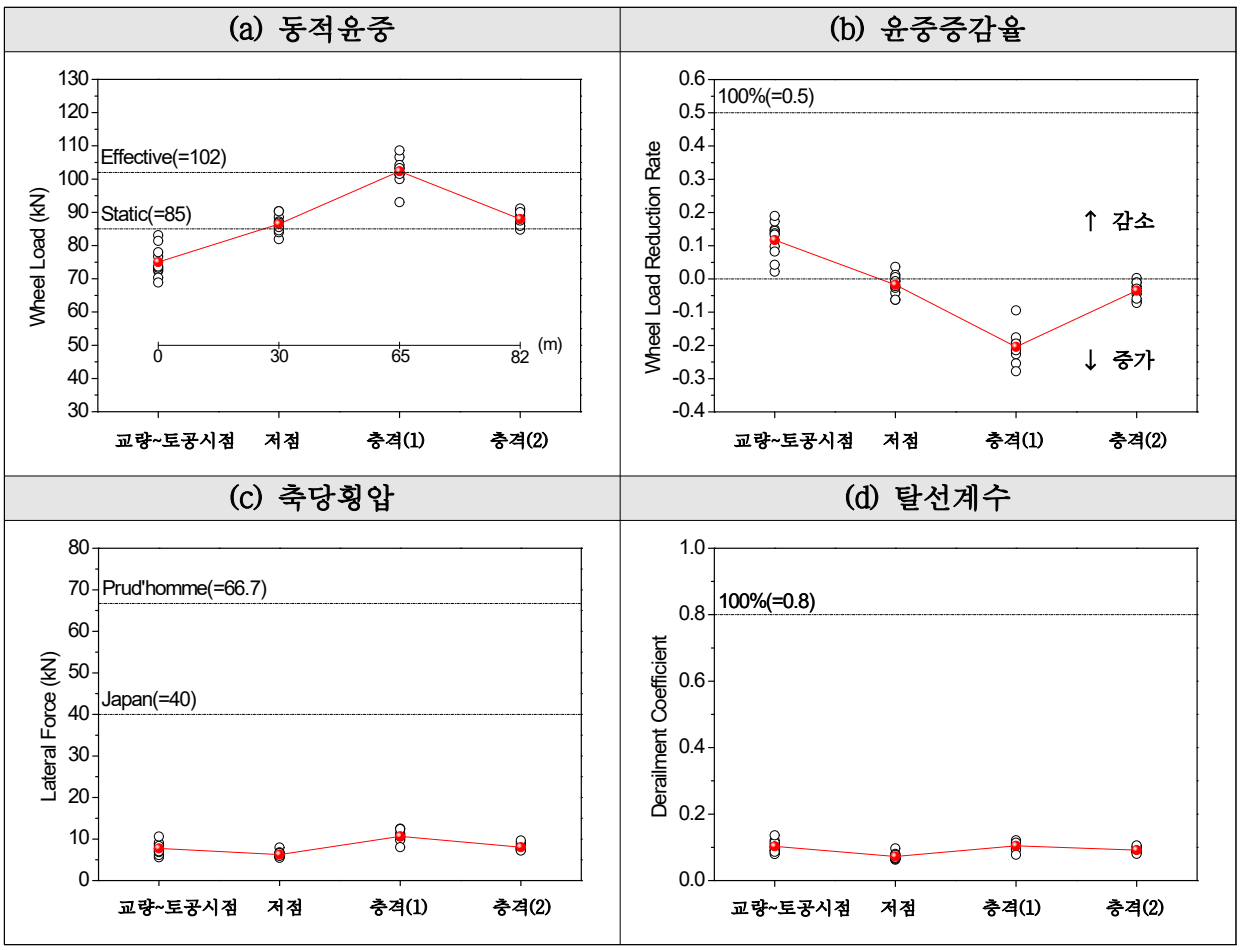
그림 2.49 선로측량 결과 및 계측 지점 (©교량)

열차가 교량 구간에서 접속부를 거쳐 토공 구간으로 이동할 때, 궤도지지강성에 급격한 변화가 발생한다. 따라서 윤중과 횡압의 변동이 예상되므로 다음과 같이 계측 지점을 선정하여 계측을 실시하였다. 그림 2.49에 ©교량 현장의 계측 지점을 나타내었다.

1번 지점은 교량~토공시점 지점, 2번 지점은 저점 지점, 3번과 4번은 각각 충격위치(1) 지점, 충격위치(2) 지점으로 정리하였다.

현장계측에 의한 결과와 동적윤중이 가장 큰 지점 주변의 도상 상태를 표 2.28과 그림 2.50에 나타내었다.

표 2.28 현장계측 결과 (Ⓒ교량)



항목 \ 지점		교량~토공시점		저점		충격위치(1)		충격위치(2)		기준치
		평균	최대	평균	최대	평균	최대	평균	최대	
동적윤중		75.04	83.13	86.49	90.37	102.38	108.60	87.97	91.15	정적윤중(=85kN) 유효윤중(=102kN)
윤중 증감율	감소	0.12	0.19	-	-	-	-	-	-	윤중감소율(100%:≤0.5)
	증가	-	-	0.02	0.06	0.20	0.28	0.03	0.07	
축당횡압		7.75	10.60	6.25	7.94	10.66	12.50	8.05	9.64	Prud' homme 한계 (=66.7kN)
탈선계수		0.10	0.14	0.07	0.10	0.10	0.12	0.09	0.11	100%:≤0.8



그림 2.50 도상의 상태 (충격위치 (1))

교량~토공시점 지점의 동적윤중값(최대 83.13kN)은 정적윤중(=85kN)을 다소 하회하는 것으로 나타났다. 저점 지점(평균 86.49kN)은 교량~토공시점 지점(평균 75.04kN)보다 증가하였으며, 정적윤중(=85kN)과 거의 일치하였다.

그리고 충격위치(1) 지점과 충격위치(2) 지점의 평균 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)을 다소 상회하였다. 충격위치(1) 지점에서 가장 큰 동적윤중값(평균 102.38kN)이 계측되었으며, 유효윤중(=102kN)을 다소 상회하는 것으로 나타났다. 충격위치(1) 지점은 교량~토공시점 지점에서 약 65m 떨어진 토공 구간이다. 이 구간에서는 그림 2.50에 나타낸 바와 같이, 충격하중으로 인하여 도상과 침목에서 미세하게 Crack이 발생하여 유지보수가 실시된 것을 알 수 있다. 충격위치(2) 지점(평균 87.97kN)은 충격위치(1) 지점(평균 102.38kN)보다 감소하였으며, 저점 지점(평균 86.49kN)과 유사하게 나타났다.

따라서 교량~토공시점 지점과 저점 지점의 동적윤중값은 전반적으로 정적윤중(=85kN)보다 다소 하회하거나 거의 일치하므로 윤중감소율로 나타났다. 최대 윤중감소율은 0.19로서, 기준치(=0.5)를 크게 하회하였다. 반대로 충격위치(1) 지점과 충격위치(2) 지점의 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)보다 상회하므로 윤중증가율로 나타났다. 가장 큰 동적윤중값 충격위치(1) 지점에서 윤중증가율(0.28)이 최대로 나타났다.

축당횡압은 충격위치(1) 지점(최대 12.50kN)에서 가장 크게 나타났으며, 기준치(=66.7kN)보다 크게 하회하였다. 충격위치(1) 지점을 제외한 나머지 지점의 축당횡압은 유사한 것으로 나타났다. 탈선계수(최대 0.14)는 기준치(=0.8)보다 크게 하회하였으며, 전반적으로 각 지점별 탈선계수는 유사한 것으로 나타났다.

현장계측 결과, ©교량 현장의 각 지점별 동적윤중, 윤중감소율, 축당횡압 및 탈선계수는 기준치를 만족하는 것으로 나타나, 열차주행안정성에는 문제가 없을 것으로 판단된다.

㉮ Ⓓ교량

Ⓓ교량 현장은 교량 시점에서 상선 방향으로 현장계측을 실시하였다. 그림 2.51에 나타낸 바와 같이, 광파기를 이용하여 레일면의 고저차를 확인하였다. 확인 결과, 본 현장은 전반적으로 고속철도 선형관리기준에서 고저틀림 기준 중 주의기준(WV)에 해당되는 것으로 판단된다.

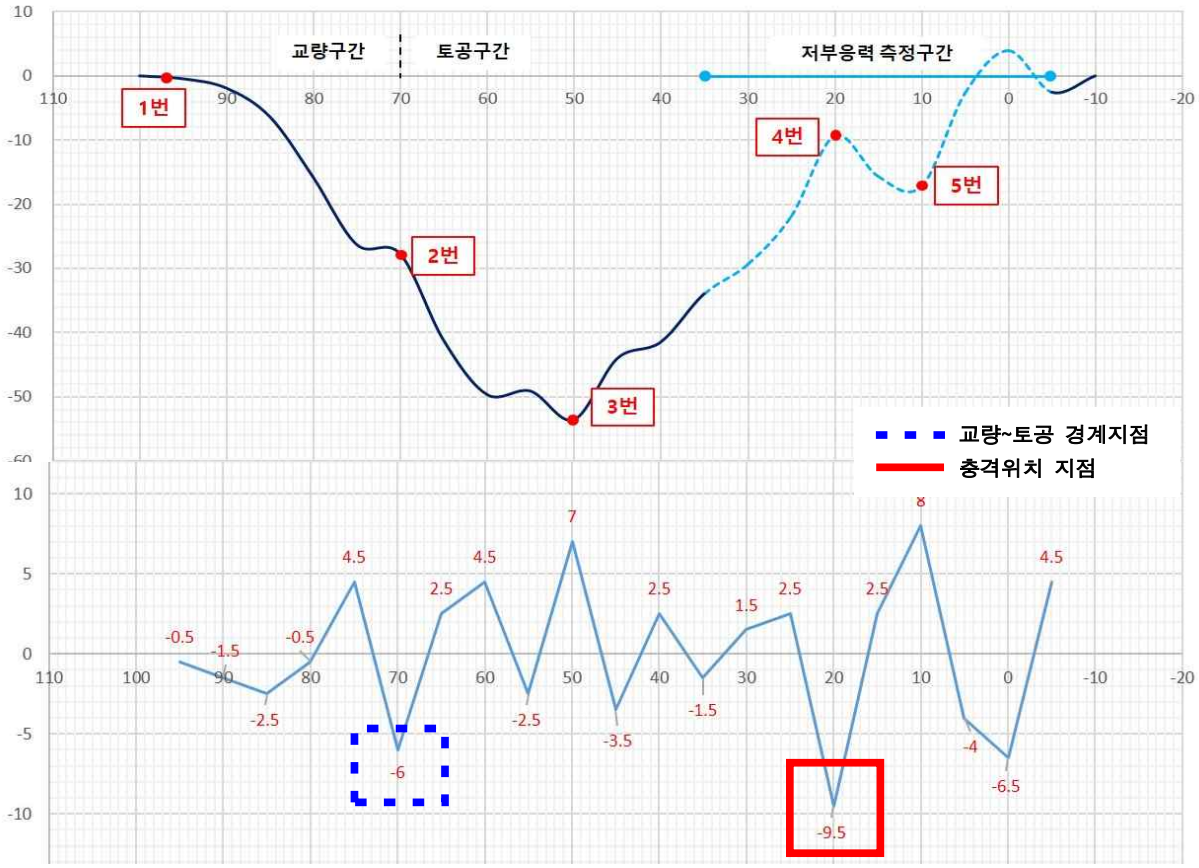


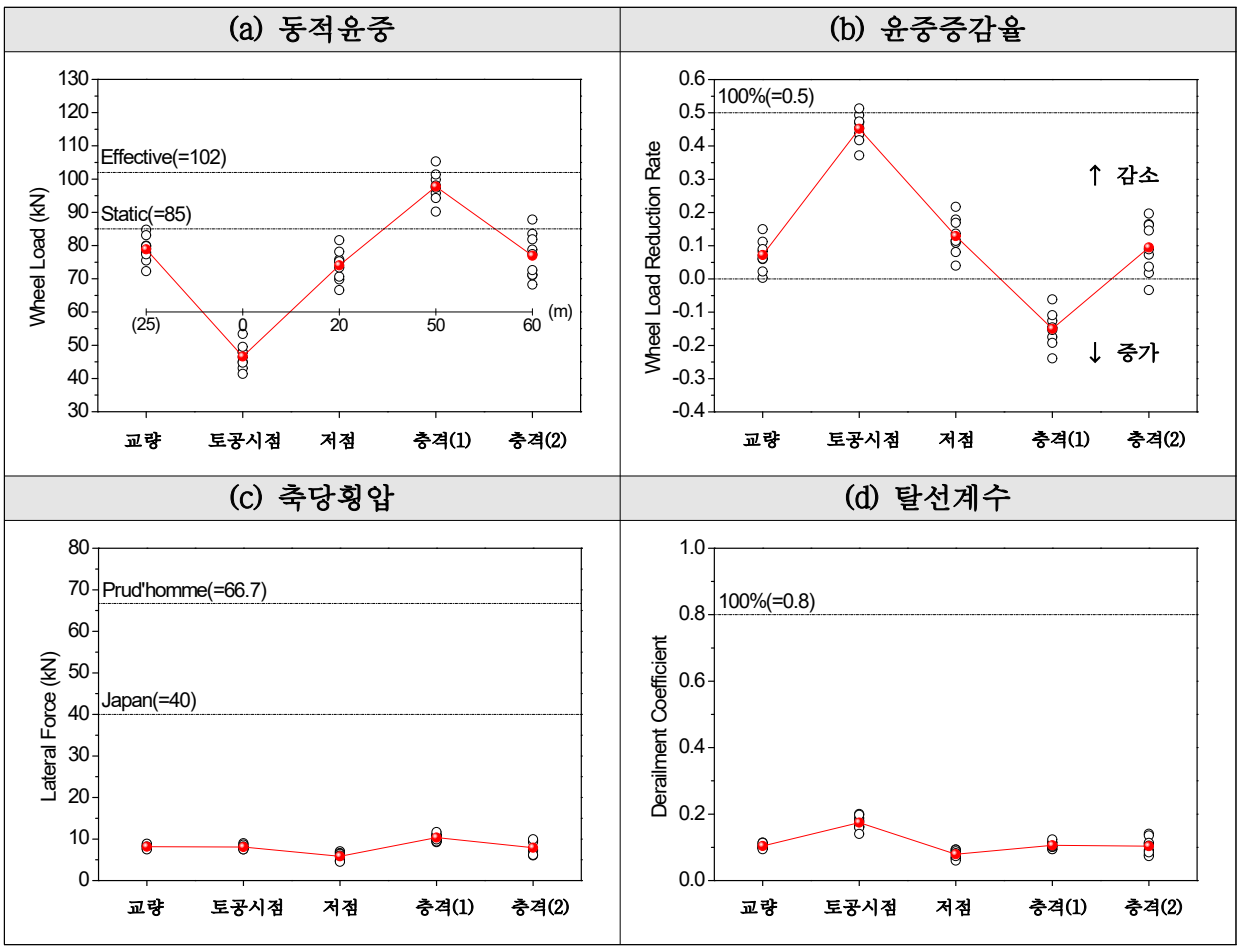
그림 2.51 선로측량 결과 및 계측 지점 (Ⓓ교량)

열차가 교량 구간에서 접속부를 거쳐 토공 구간으로 이동할 때, 궤도지지강성에 급격한 변화가 발생한다. 따라서 윤중과 횡압의 변동이 예상되므로 다음과 같이 계측 지점을 선정하여 계측을 실시하였다. 그림 2.51에 Ⓓ교량 현장의 계측 지점을 나타내었다.

1번 지점은 교량 지점, 2번 지점은 토공시점 지점, 3번 지점은 저점 지점, 4번과 5번은 각각 충격위치(1) 지점, 충격위치(2) 지점으로 정리하였다.

현장계측에 의한 결과와 동적윤중이 가장 큰 지점 주변의 도상 상태를 표 2.29와 그림 2.52에 나타내었다.

표 2.29 현장계측 결과 (Ⓓ교량)



항목 \ 지점		교량		토공시점		저점		충격위치(1)		충격위치(2)		기준치
		평균	최대	평균	최대	평균	최대	평균	최대	평균	최대	
동적윤중		78.86	84.74	46.60	53.40	74.04	81.62	97.76	105.33	76.95	87.83	정적윤중(=85kN) 유효윤중(=102kN)
윤중 증감율	감소	0.07	0.15	0.45	0.50	0.13	0.22	-	-	0.09	0.20	윤중감소율(100%:≤0.5)
	증가	-	-	-	-	-	-	0.15	0.24	-	-	
축당횡압		8.17	8.84	8.06	8.97	5.85	7.03	10.35	11.66	7.93	9.94	Prud' homme 한계 (=66.7kN)
탈선계수		0.10	0.11	0.17	0.20	0.08	0.09	0.11	0.12	0.10	0.14	100%:≤0.8



그림 2.52 도상의 상태 (충격위치 (1))

교량 지점부터 저점 지점까지의 동적윤중값은, 교량 지점(평균 78.86kN)에서 토공시점 지점(평균 46.60kN)까지는 크게 감소하였다가 토공시점 지점(평균 46.60kN)에서 저점 지점(평균 81.62kN)까지는 크게 증가하는 것으로 나타났다. 이 지점별 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)을 다소 하회하는 것으로 나타났다.

그리고 충격위치(1) 지점에서 가장 큰 동적윤중값(평균 97.76kN)이 계측되었다. 유효윤중(=102kN)에 근접하였으며, 다소 상회하는 결과(최대 105.33kN)도 나타났다. 충격위치(1) 지점은 토공시점 지점에서 약 50m 떨어진 토공 구간이다. 이 구간에서는 그림 2.52에 나타낸 바와 같이, 충격하중으로 인하여 도상과 침목에서 미세하게 Crack이 발생한 것을 알 수 있다. 충격위치(2) 지점(평균 76.95kN)은 충격위치(1) 지점(평균 97.76kN)보다 크게 감소하였으며, 저점 지점(평균 74.04kN)과 유사하게 나타났다.

따라서 교량 지점부터 저점 지점까지의 동적윤중값은 전반적으로 정적윤중(=85kN)보다 하회하므로 윤중감소율로 나타났다. 윤중감소율은 교량 지점에서 토공시점 지점까지는 크게 증가하였으며, 토공시점 지점에서 저점 지점까지는 크게 감소하였다. 최대 윤중감소율은 0.50로서 기준치(=0.5, 100% 누적확률)를 하회하였다. 반대로 충격위치(1) 지점의 동적윤중값은 정적윤중(=85kN)보다 상회하므로 윤중증가율로 나타났다. 한편, 충격위치(1) 지점 이후 충격위치(2) 지점은 동적윤중값(평균 76.95kN)이 정적윤중(=85kN)보다 하회하여 윤중감소율로 나타났다.

축당횡압의 경우, 충격위치(1) 지점(최대 11.66kN)이 다른 지점보다 크게 나타났으며, 기준치(=66.7kN)보다는 크게 하회하였다. 충격위치(1) 지점을 제외한 나머지 지점의 축당횡압은 유사하였다. 탈선계수는 토공시점 지점(최대 0.20)이 다른 지점보다 크게 나타났으며, 기준치(=0.8)보다는 크게 하회하였다. 토공시점 지점을 제외한 나머지 지점의 탈선계수는 유사하였다.

현장계측 결과, Ⓓ교량 현장의 각 지점별 동적윤중, 윤중감소율, 축당횡압 및 탈선계수는 기준치를 만족하는 것으로 나타나, 열차주행안정성에는 문제가 없을 것으로 판단된다.

(라) 소 결

총 8개소 현장에서 계측을 실시하였으며, 현장계측에 의한 결과를 정리하면 다음과 같다. 각 개소마다 침하의 정도(량) 및 경향(속도), 레일면의 마모 유·무, 유지보수(예, 패드보수) 이력 여부, 그리고 곡선부에서의 곡선 반경 및 캔트값, 1일 및 연간 열차통과 대수(톤수), 영업 년수 등이 다르다. 따라서 본 현장계측 결과를 보편화할 수는 없다. 하지만 각 현장마다 다소 차이는 있으나, 대표적인 결과를 정리하면 다음과 같다.

① 현장계측 결과, 총 8개소의 각 지점별 동적윤중, 윤중감소율, 축당횡압 및 탈선계수는 기준치를 만족하는 것으로 나타났다. 따라서 열차주행안정성에는 문제가 없을 것으로 판단된다.

② 저점 지점의 경우, 각 현장마다 복잡한 동적윤중값을 나타내었다. 저점 지점의 동적윤중값은 차량과 바퀴와의 이격으로 인하여 토공시점 지점보다 다소 작은 동적윤중값이 계측될 것으로 예상하였다. 그러나 현장계측 결과, 일부 현장에서는 다소 작게 계측되었으며, 다른 현장에서는 비슷하거나 크게 계측되기도 하였다. 이는 열차가 접속부 통과시 궤도지지강성 차이로 인한 사행동에 따른 결과로 판단된다.

③ 교량 지점부터 저점 지점 사이에서는 차량과 바퀴와의 이격으로 인하여 정적윤중(=85kN) 보다 다소 작은 동적윤중값이 계측되었다. 따라서 이 구간에서는 윤중감소율이 가장 중요한 사항으로 판단된다.

④ 충격위치(1) 지점 또는 충격위치(2) 지점에서 동적윤중값이 가장 큰 것으로 나타났다. 표 2.30에는 각 개소별 최대 충격 발생위치를 나타내었다. 대략적으로 동적윤중값이 가장 큰 위치는 토공시점 지점에서 약 60m 떨어진 위치이다. 각 개소별로 동적윤중값이 최대로 발생한 지점에서 도상의 상태를 확인하였다(그림 2.53 참조). 충격하중으로 인하여 침목과 도상에서 미세하게 Crack이 발생한 것을 알 수 있다. 그리고 최대 충격 발생위치 주변의 고저틀림 경향을 정리하였다. 상당한 양에 고저틀림이 발생한 것을 알 수 있다. 따라서 이 위치에서는 동적윤중값이 가장 중요한 사항으로 판단된다.

표 2.30 각 개소별 최대 충격 발생위치와 고저틀림

고속철도	구분	최대 충격 발생위치	고저틀림	비 고
호남 고속철도	(A)교량	55m	1.5mm	
	(B)교량	55m	5.0mm	
	(C)교량	65m	5.5mm	
	(D)교량	70m	9.5mm	
경부 고속철도	Ⓐ교량	65m	10.5mm	
	Ⓑ교량	60m	6.0mm	
	Ⓒ교량	65m	18.5mm	
	Ⓓ교량	50m	9.5mm	



(a) (B)교량



(b) (D)교량



(c) Ⓐ교량



(d) Ⓒ교량

그림 2.53 도상의 상태 (호남고속철도&경부고속철도)

⑤ 경부고속철도는 호남고속철도 보다 영업 년수가 오래되었으며, 관할 사업소에서는 현장계측 4개소를 궤도틀림 기준 중 보수기준으로 판단하여 유지관리하고 있다. 한편, 호남고속철도의 경우, 관할 사업소에서는 (A)교량 현장은 목표기준으로, 나머지 3개소 현장은 주의기준으로 판단하여 유지관리하고 있다. 선로유지관리 이력조사에서 정리한 바와 같이, 호남고속철도 구간 중, 일부 교량~토공 접속부 구간에서는 지속적으로 침하가 발생하고 있다. 따라서 향후 호남고속철도도 영업 년수가 오래될수록 현재 기준에서 다른 기준(예, 주의기준 → 보수기준)으로 바뀔 가능성이 있을 것으로 판단된다.

⑥ (예비)수치해석에서 정리한 바와 같이, 현가장치를 포함한 차량하중을 적용한 수치해석에서 최대 응력 및 변위가 발생한 지점은 약 50m로 나타났다. 그리고 현장계측 결과, 동적윤중값이 최대로 발생한 지점은 약 60m 지점으로 나타났다. 따라서 수치해석에 의한 결과와 현장계측 결과는 다소 차이가 있는 것으로 나타났다.

⑦ 다음 장에서는 (예비)수치해석에서 몇 가지 사항(선로형상을 반영한 모델링, 수치해석에 적용한 열차modeling 및 지반정수 물성치) 등을 개선 및 재검토하여 수치해석을 수행하였으며, 고저틀림 정도와 속도대역에 따른 레일 및 도상의 거동 특성을 확인하였다.

다. 고속철도 선형관리기준 제시

(가) 개요

열차속도 향상을 위하여 전 세계적으로 콘크리트궤도가 부설되고 있다. 열차주행에 의한 궤도틀림 발생시 자갈궤도에서는 자갈 채움 및 다짐 등을 통하여 유지보수를 시행할 수 있으나, 콘크리트궤도에서는 유지보수가 어려운 실정이다. 따라서 300km/h 이상의 열차주행에 따른 궤도와 노반의 거동특성은 수치해석을 통하여 보다 정확히 파악해야 할 것이며, 이를 바탕으로 유지보수의 비용 및 주기를 개선할 수 있는 방안을 찾아야 할 것으로 판단된다.

본 절에서는 교량~토공 접속부의 콘크리트도상 표준 단면을 모델링하여, 이동하중 재하방법에 따라 수치해석을 실시하였다. 고저틀림이 발생한 경우, 가장 적합한 하중 재하방법을 모색하였다. 이 하중 재하방법을 이용하여 고저틀림 정도와 속도대역에 따른 레일 및 도상의 거동을 확인하였으며, 현행 고저틀림 기준에 대한 수정(안)을 제시하고자 하였다.

(예비)수치해석에서 정리한 바와 같이, 최대 응력 및 변위가 발생한 지점은 약 50m로 나타났다. 그리고 현장계측 결과에서 정리한 바와 같이, 각 현장마다 다소 차이는 있지만 대략적으로 토공시점 지점에서 약 60m 떨어진 지점에서 윤중이 증가하는 것으로 나타났다. 따라서 수치해석에 의한 결과와 현장계측 결과는 다소 차이가 있는 것으로 나타났다. 이와 같은 차이점을 보완하기 위해 선로형상을 반영한 모델링을 수행하였으며, (예비)수치해석에 적용한 열차modeling 및 지반정수 물성치 등을 재검토하여 수치해석을 실시하였다.

최대 윤중이 발생하는 지점이 수치해석 중앙부에 위치할 수 있도록 모델링하였으며, 하부 및 좌우 경계는 무한요소(infinite element)를 사용하여 경계조건으로 인한 문제를 해결하고자 하였다. 모델링의 길이는 충격하중이 재하될 것으로 예상되는 60m 지점에서 발생한 응력이 충분히 소산될 수 있도록 130m로 설정하였으며, 상부노반은 3m, 하부노반은 2m로 모델링하였다. 속도 300km/h일 때 130m을 주행하기 위해 소요되는 시간은 총 1.56초이며, 해석은 1.0×10^{-3}초 단위로 총 2.0초간 해석을 수행하여 열차하중이 수치해석 모델을 충분히 통과하여 해석될 수 있도록 하였다.

모든 요소는 3차원 입체 형상으로 Solid요소로 모델링하였으며, 콘크리트궤도 구조물은 레일, 탄성패드, 침목, TCL(track concrete layer), HSB(hydraulic stabilized base), 강화노반(reinforced roadbed), 상부노반, 하부노반 순으로 모델링하였다. 레일, 침목, TCL, HBS, 강화노반은 탄성모델을 적용하였으며, 상·하부 노반은 Mohr-Coulomb model을 적용하였다. 레일은 UIC 60kg의 물성을 적용하였으며, 단순한 직육면체로 모델링하였다.

또한 차륜과 레일 사이 접촉은 Hertz의 비선형 강성을 적용하여 차량과 궤도를 하나의 단일체 시스템으로 간주하여 해석하였다. 침목은 경부고속철도의 본선기준과 UIC 713 R Concrete sleeper기준을 참고하여 크기와 간격을 모델링하였다(UIC 713 R, 2004). 침목 패드는 질량이 없는 스프링-댐퍼 커플의 조합으로 모델링된다 하였다[18,19,20,21,22]. 이에 EVA 패드를 사용하여 스프링 계수 3.032×10^{5}kN/mm와 감쇠 계수 29kN/m로 모델링하였다[12].

바퀴이동하중 및 현가장치를 포함한 차량 이동하중은 바퀴와 레일이 접촉된 상태에서 이동시키기 위해 Slide line 모듈을 이용하였다. 열차바퀴에 Master Surface를 지정하고, 레일에 Slave Surface를 지정하여 해석하였다(LUSAS 2001).

각 재료별 감쇠비는 중요한 인자로, 현장 또는 실내실험에서 측정한 재료감쇠를 사용하여야 하나, 레일, 침목, TCL, HBS은 2%, 강화노반, 상·하부 노반은 5%의 감쇠비로 가정하여 해석을 수행하였다[23].

다음 그림 2.54는 해석에 사용된 모델링을 나타내었으며, 표 2.31에 지반정수 및 물성치를 정리하였다.

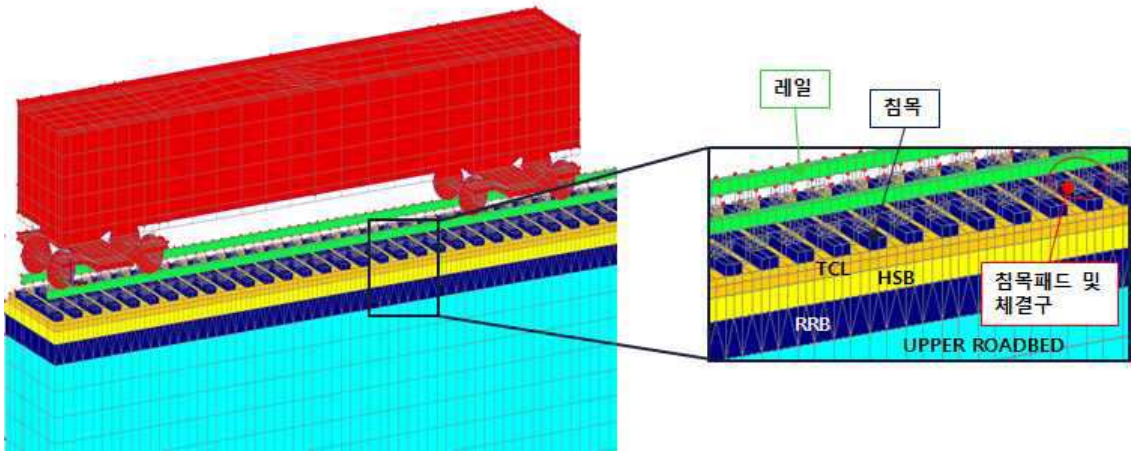


그림 2.54 콘크리트도상 모델링

표 2.31 수치해석에 사용된 지반정수 및 물성치

Material	모델	탄성계수 (Pa)	단위중량 (kN/m^3)	포아송비 (υ)	점착력 (kPa)	내부 마찰각 (ϕ)
Rail	Elastic	2.1×10^{11}	78.50	0.30	-	-
TCL		3.0×10^{10}	20.58	0.21	-	-
HSB		1.3×10^{8}	20.58	0.25	-	-
Abutment		2.0×10^{8}	24.50	0.21	-	-
Cement treated Gravel	M/C	2.5×10^{8}	20.50	0.21	20	35
Gravel		1.6×10^{8}	19.60	0.21	-	35
Reinforced Roadbed		1.6×10^{8}	19.60	0.21	-	35
Upper Roadbed		8.0×10^{7}	17.64	0.20	3.0	32
Lower Roadbed		6.0×10^{7}	17.64	0.20	5.0	30

(나) 이동하중 재하방법별 비교・분석

현장과 동일하게 궤도틀림이 발생하도록 모델링을 하였으며, 이동하중 재하방법별 해석결과와 현장계측에 의한 결과를 비교・분석하였다. 현장계측 개소 중, 충격하중(충격위치(1&2) 지점)과 윤중감소율(저점 지점)이 비교적 크게 나타난 (B)교량 현장에 대한 선로고저틀림을 접속부 모델링에 적용하였다.

현장계측에 정리한 바와 같이, 저점 지점은 각 현장마다 복잡한 동적윤중값을 나타내었으나, 보수적인 관점에서 작게 계측된 동적윤중값을 선택하였다. 이것은 열차주행안정성과 관련된 사항으로서 동적윤중값이 85kN(정적윤중값)보다 작게 계측될수록, 윤중감소율이 크게 산정되기 때문이다.

접속부 모델링과 선로고저틀림을 적용한 모델링은 그림 2.55와 같다. 현장 계측구간은 노반의 변형으로 인해 선로의 변형이 발생한 구간으로 궤도가 노반형상에 따라 변형된다고 가정하여 레일부터 강화노반 모델까지 동일한 레일상부 측량값을 적용하였다.

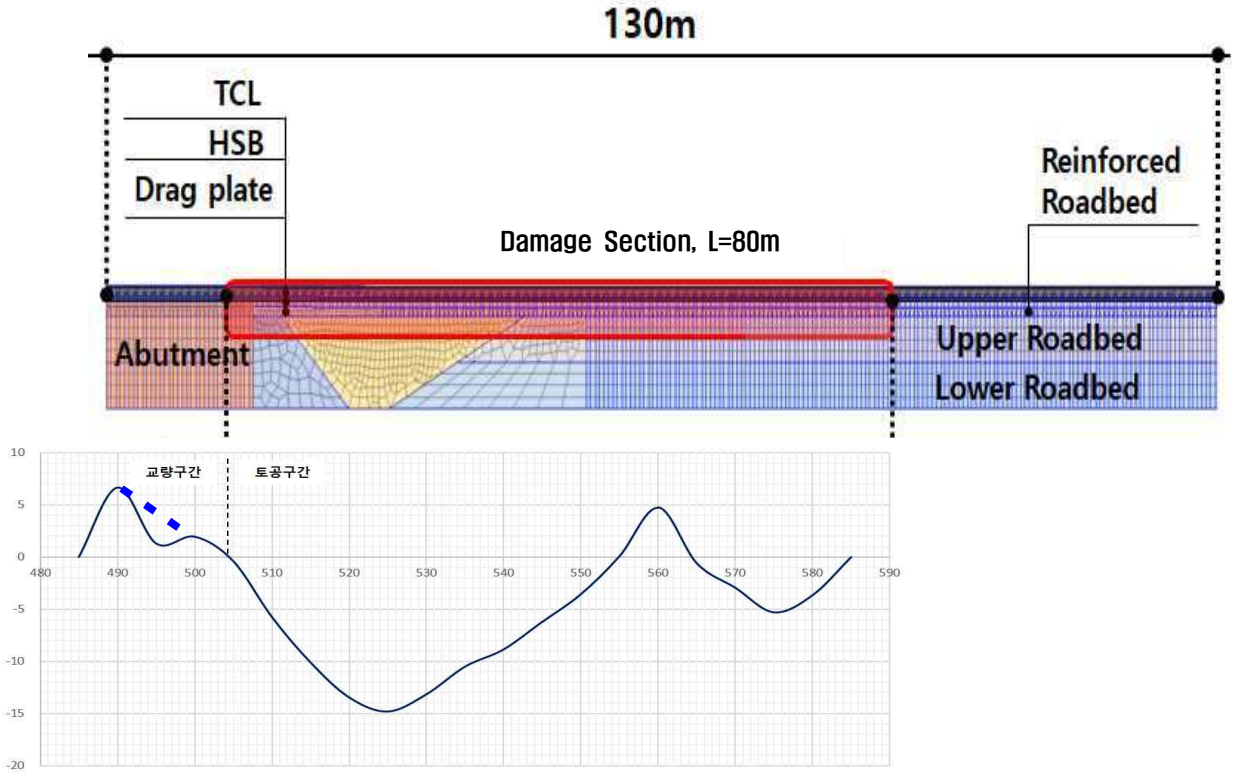


그림 2.55 콘크리트도상 모델링 ((B)교량)

그림 2.54의 궤도와 노반 모델링 상부에 이동하중 재하방법별로 수치해석을 수행하였다. 열차속도는 300km/h로 적용하였다. 수치해석에 의한 레일의 동적윤중값은 실제 계측한 레일의 위치와 동일 위치에서 산출된 결과값을 비교하였다.

(B)교량 현장에서 계측한 대표적인 동적윤중값은 각 지점별로 약 80.3kN(교량 지점), 74.7kN(토공시점 지점), 69.1kN(저점 지점), 87.1kN(충격위치(1) 지점), 87.4kN(충격위치(2) 지점)으로 변화하였다. 교량 지점을 기준으로, 다른 지점별 동적윤중 증감율은 표 2.32와 같다.

표 2.32 동적윤중 증감율 (현장계측)

	교량	토공시점	저점	충격위치(1)	충격위치(2)	비고
증감율	-	7.0% 감소	13.9% 감소	8.5% 증가	8.8% 증가	

집중하중에 적용한 열차하중은 KTX의 정적 윤중인 85kN를 적용하였으며, 바퀴하중과 차량하중은 표 2.33~2.34와 같이 물성을 적용하였다. 각 하중재하 방법별 수치해석을 통한 결과 값을 이용하여, 동적윤중의 증감 여부, 실계측값과 유사도를 검토하였다.

표 2.33 바퀴이동하중의 물성 및 제원

차량 모델	물성치	차량 모델	물성치
주행속도(km/h)	300	차륜반경(mm)	460
윤중(kN)	85	차륜탄성계수(kN/m^2)	2.1×10^8

표 2.34 현가장치를 포함한 차량하중의 물성 및 주행속도

차량 모델	물성치	차량 모델	물성치
주행속도(km/h)	300	차륜반경(mm)	460
차체 무게(kN)	269.58	차륜탄성계수(kN/m^2)	2.1×10^8
대차 무게(kN)	11.87	대차간 거리(m)	14.0
바퀴 무게(kN)	10.05	축간 거리(m)	3.0
1차 현가장치 스프링계수(kN/m)	1.252×10^3	2차 현가장치 스프링계수(kN/m)	1.26×10^3
1차 현가장치 댐핑계수(kNs/m)	16.0	2차 현가장치 댐핑계수(kNs/m)	28.5

① 집중하중 재하방법

집중하중은 레일에 직접하중을 재하하는 방식으로 그림 2.56에 나타낸 바와 같이, 모든 구간에서 동일한 윤중값인 85kN이 측정되었다. 이는 집중하중으로 열차 이동하중을 모사하는 경우 레일에 하중이 직접 재하되어, 노반 및 궤도의 변형특성이 반영되지 않는 것으로 나타났다.

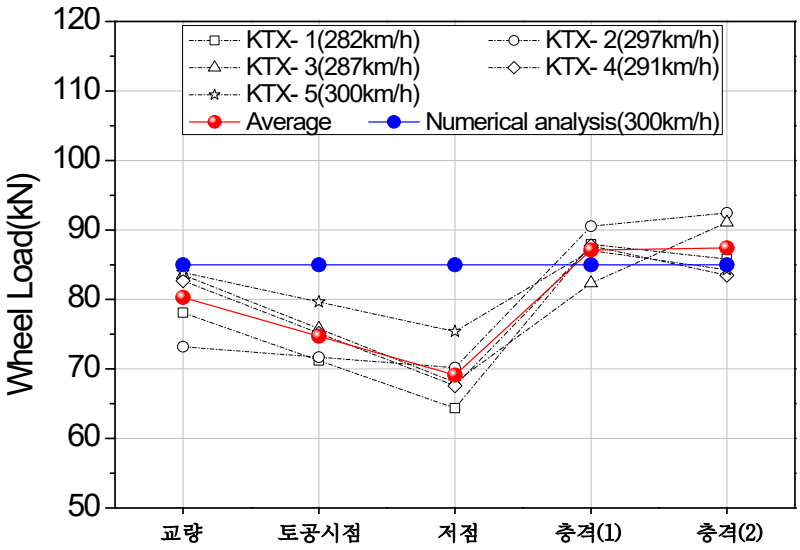


그림 2.56 집중하중 재하시 각 지점별 동적윤중

② 바퀴이동하중 재하방법

바퀴이동하중의 경우, 그림 2.57에 나타낸 바와 같이 집중하중의 해석결과와 동일한 결과가 나타났다. 선로 변형이 발생하더라도 레일과 바퀴는 접촉한 상태에서 해석이 수행되어, 집중하중 결과와 동일한 윤중이 측정된 것으로 판단된다. 바퀴하중으로 열차이동하중을 해석하는 경우, 집중하중과 마찬가지로 노반 및 궤도의 변형특성은 수치해석상에 반영되지 않는 것으로 판단된다.

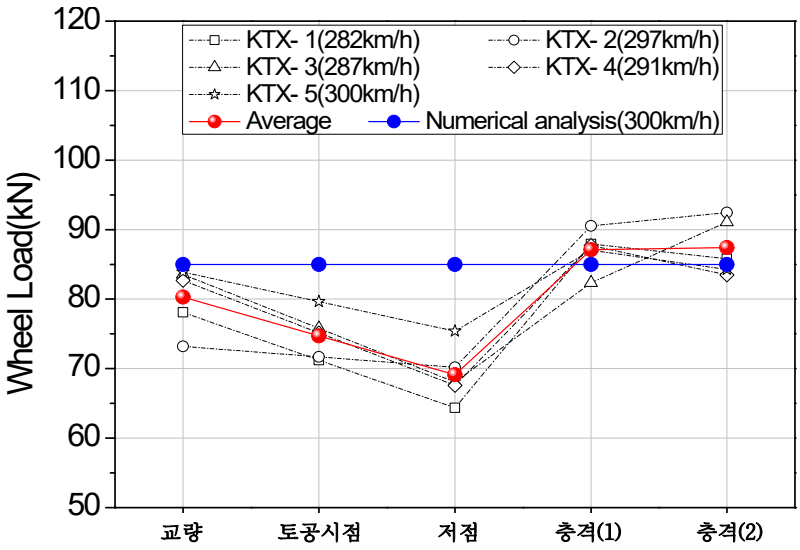


그림 2.57 바퀴하중 재하시 각 지점별 동적윤중

③ 차량하중 재하방법

현가장치를 포함한 차량하중의 경우 그림 2.58과 같이 각 지점별 동적윤중값은 약 85.0kN(교량~토공시점 지점), 약 76.5kN(저점 지점), 약 94.0kN(충격위치(1) 지점), 92.0kN(충격위치(2) 지점)으로 나타났다.

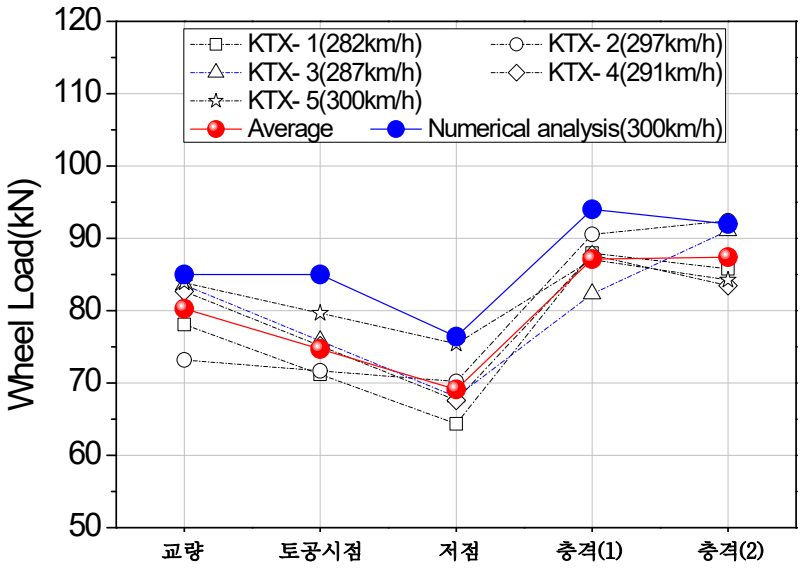


그림 2.58 현가장치를 포함한 차량하중 재하시 각 지점별 동적윤중

교량 지점을 기준으로, 다른 지점별 동적윤중 증감율은 표 2.35와 같다.

표 2.35 동적윤중 증감율 (수치해석)

	교량	토공시점	저점	충격위치(1)	충격위치(2)	비고
증감율	-	0	10.0% 감소	10.6% 증가	8.2% 증가	

현가장치를 이용한 차량하중의 경우에서, 현장 동적윤중값과 유사한 동적윤중 증감을 나타내었다. 현가장치를 포함한 차량하중으로 수치해석을 수행한 결과, 선로변형에 따라 동적윤중이 변화하였으며, 이는 본 모델이 노반 및 궤도의 변형특성을 반영하여 해석할 수 있는 것으로 나타났다.

현가장치를 포함한 차량하중 재하방법에서, 노반과 궤도틀림으로 인하여 발생한 레일 처짐에 따라 열차가 주행할 경우, 차체와 바퀴사이의 스프링의 팽창과 복원력으로 인한 윤중의 증감이 수치해석상에 반영되어 해석되는 것으로 판단된다.

따라서 노반 및 궤도틀림이 발생한 경우 가장 적합한 하중 재하방법은 현가장치를 포함한 차량하중 재하방법으로 판단된다.

(다) 고저틀림과 속도대역을 고려한 레일 및 도상 거동 분석

노반 침하가 발생한 구간에서 차량의 주행안전성을 보장하고, 궤도의 급격한 파손을 방지하기 위해서 궤도는 일정한 성능을 유지할 수 있어야 한다. 주요 궤도 관리요소에는 레일 저부응력과 콘크리트슬래브 휨응력, 윤중감소량과 탈선계수 등이 있다. 국내「KR C-14040, 콘크리트궤도 구조[24]」와 일본 및 독일고속철도의 기준을 감안하여 표 2.36과 같이 관리기준을 설정하였다.

표 2.36 관리 기준

항 목	관리 기준	참 고
레일 저부응력	90MPa	한도치 : 130MPa, 기준치 : 90MPa
TCL (휨응력)	2.1MPa	-
HSB (휨응력)	1.6MPa	-
레일 상하변위	3.0mm	일본 신간선 주행판정표준(직결계)

윤중변동 및 지지강성계수의 불균일에 의하여 발생하는 레일 휨응력은 60kg 장대레일을 기준으로 한도치를 130MPa로 하며, 70%에 해당하는 90MPa를 평가기준으로 하고 있다. 슬래브 도상콘크리트(TCL)는 설계강도 f_{ck} = 30MPa를 이용하여 산정한 허용 휨응력 f_{ca} = 2.1MPa을 사용하였으며, 노반 강화콘크리트(HSB)는 설계강도가 f_{ck} = 12MPa이므로, 허용 휨응력은 f_{ca} = 1.6MPa으로 산정하였다.

본 절에서는 콘크리트궤도에서 노반과 궤도의 변형으로 인하여 고저틀림이 발생하였을 때, 레일과 도상의 응력 거동을 검토하였다. 선로유지관리 기준을 이용하여 고저틀림을 가정하였으며, 열차속도를 매개변수로 충격하중이 발생하는 위치에서의 콘크리트궤도의 레일과 도상의 응력 거동을 검토하였다. 고저틀림은 주의 단계를 기준으로 하여 5mm ~ 9mm까지 총 5가지로 나누었으며, 고저틀림별로 열차속도에 따른 특성을 검토하기 위하여 열차속도를 6단계(100 ~ 600km/h)로 나누어 해석을 수행하였다.

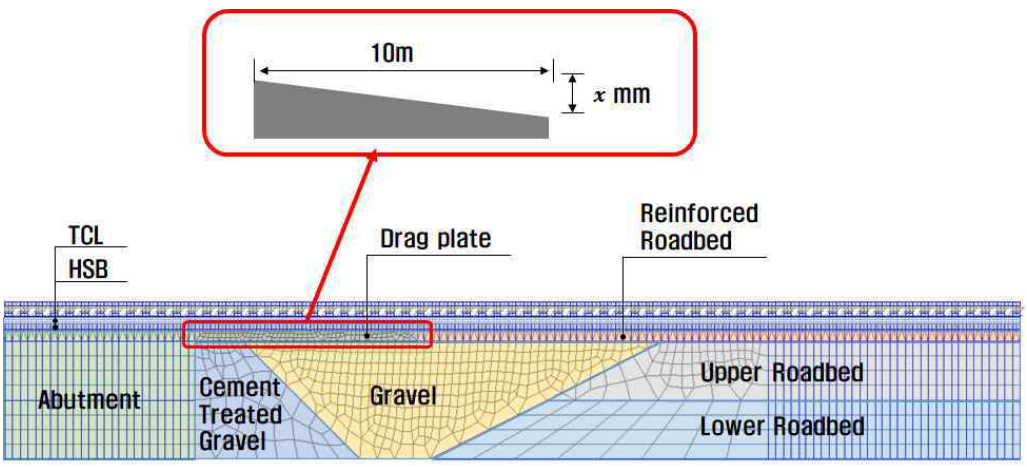


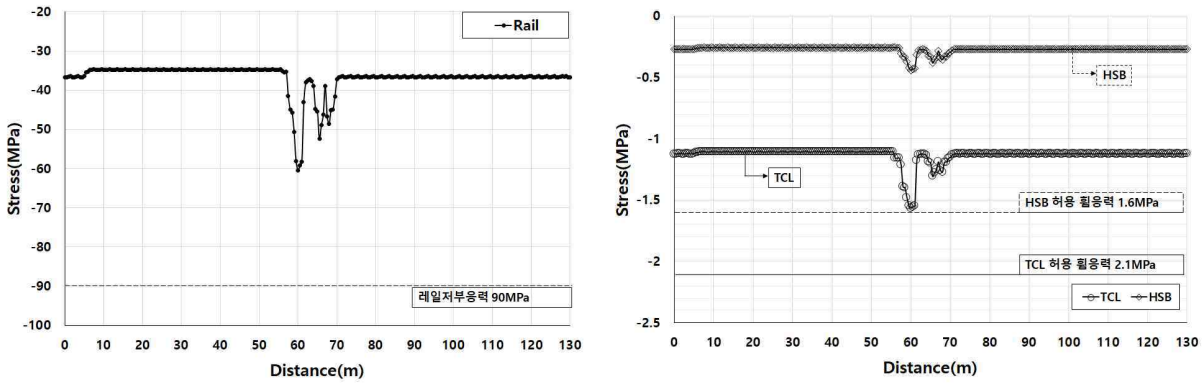
그림 2.59 고저틀림 발생한 콘크리트궤도 모델링

수치해석 결과, 고저틀림 정도(5mm → 9mm)와 열차속도가 증가할수록 레일과 도상의 응력은 증가하는 것으로 나타났다. 수치해석 결과 중 대표적으로 고저틀림 9mm인 경우, 열차속도에 따른 레일과 도상의 응력은 표 2.37과 같다.

표 2.37 열차 속도별 최대 응력($N_{\_10m}$, 9mm)

응력(Mpa) / 속도(km/h)	레일	TCL	HSB
100	54.92	1.52	0.40
200	56.24	1.53	0.41
300	57.06	1.54	0.42
400	58.14	1.54	0.42
500	59.33	1.55	0.43
600	60.58	1.56	0.44

열차 속도 600km/h일 때, 최대 응력이 발생하였으며, 충격하중 발생 위치는 60m 지점으로 나타났다. 그리고 그림 2.60에 레일 저부응력과 도상 휨응력을 나타내었으며, 검토 결과 기준치를 크게 하회하는 것으로 나타났다.



(a) 레일 저부응력 (b) 콘크리트도상 휨응력

그림 2.60 레일 저부응력 및 도상 휨응력(600km/h)

따라서 고저틀림 주의 단계 기준에서, 열차 속도 증가에 따른 열차주행안정성과 열차하중이 궤도에 가하는 충격에 의한 도상내구성에는 큰 문제가 없을 것으로 판단된다.

한편, 레일 변위도 고저틀림 정도(5mm → 9mm)와 열차속도가 증가할수록 증가하는 것으로 나타났다. 충격하중 발생 위치에서의 열차 속도(100 ~ 600km/h)별 레일 변위를 정리하면 표 2.38과 같다.

표 2.38 고저틀림과 열차속도에 따른 레일 변위

범례 / 속도(km/h)	레일 변위(mm)				
	$N_{\_10m}$,5mm	$N_{\_10m}$,6mm	$N_{\_10m}$,7mm	$N_{\_10m}$,8mm	$N_{\_10m}$,9mm
100	2.73	2.80	2.84	2.89	2.94
200	2.77	2.83	2.88	2.93	2.98
300	2.82	2.87	2.93	2.98	**3.03**
400	2.86	2.90	2.97	**3.02**	**3.07**
500	2.94	2.97	**3.05**	**3.10**	**3.15**
600	2.98	**3.01**	**3.11**	**3.16**	**3.21**

수치해석 결과, 레일 변위는 일부 범례 및 속도대역에서 탄성 변위(신간선 주행판정표준, 3.0mm)를 다소 상회하는 것으로 나타났다.

앞으로 속도향상에 따른 운행 속도 등을 감안해 볼 때, 표 2.39에 나타낸 바와 같이, 고저틀림이 8mm 이상일 경우에는 주의기준이 아닌 보수기준으로 보완할 필요성이 있을 것으로 판단된다.

표 2.39 선로유지관리 수정안 (고저틀림)

	고저틀림 (mm)	
항 목	당 초	수 정(안)
주의기준 (WV)	$5 \leq N_{\_10m} < 10$	$5 \leq N_{\_10m} < 8$
보수기준 (AV)	$N_{\_10m} \geq 10$	$N_{\_10m} \geq 8$

라. 터널내 여굴 깊이에 따른 콘크리트도상과의 상관성 분석

(가) 개 요

터널 굴착시에는 필연적으로 바닥부 여굴이 발생하며, 바닥부 여굴은 천단부 여굴에 비하여 터널의 안정성에 미치는 영향이 상대적으로 적은 관계로 지속적으로 발생하고 있는 실정이다. 바닥부 여굴에 대한 채움은 콘크리트 채움을 원칙으로 하나, 일부 시공 현장에서는 버림 콘크리트와 혼합골재를 병행하여 시공하고 있다.

콘크리트와 같은 연속체 재료만 존재하는 경우에는 열차 운행에 의한 진동이 터널내 암반으로 자연스럽게 전파될 수 있으나, 버림 콘크리트와 혼합골재가 병행된 불연속체 재료가 존재하는 경우에는 진동의 전파와 반사에서 다른 특성을 나타낼 수밖에 없다. 따라서 특정 운행속도에서 공진이 발생할 수 있으며, 향후에는 선로의 변형을 야기할 수 있다.

본 장에서는 터널내 여굴처리 구간(2개소)에 대하여 여굴 발생 정도(깊이)에 따라 열차운행시 발생하는 레일 진동가속도값과 레일저부응력 및 콘크리트도상의 진동가속도 등을 계측하였다.

(나) 현장 시공현황 분석

① A터널

원주~강릉 철도공사 제 00공구는 강원도 횡성군 우천면 ~ 평창군 용평면을 통과하는 구간으로 과업 구간내 A터널은 연장 8,293m의 장대 터널로 시공되어 있다. 또한 복선터널로 시공되었으며, 선로 중심 간격은 선로등급 1급선을 준용 4.3m을 적용하였고, 선형의 곡선반경은 R=6,000m이며 종단기울기는 0~(+)24.7‰로 시공되어 있다.

본 과업지역은 지형학적으로 중년기의 양상을 보이며, 시점부는 북측으로 죽림산과 인접하며, 종점부는 동측의 대미산과 인접한 산지가 분포되어 있다. 또한 터널이 통과하는 지층은 흑운모화강섬록암이 광범위하게 분포되어 있다.

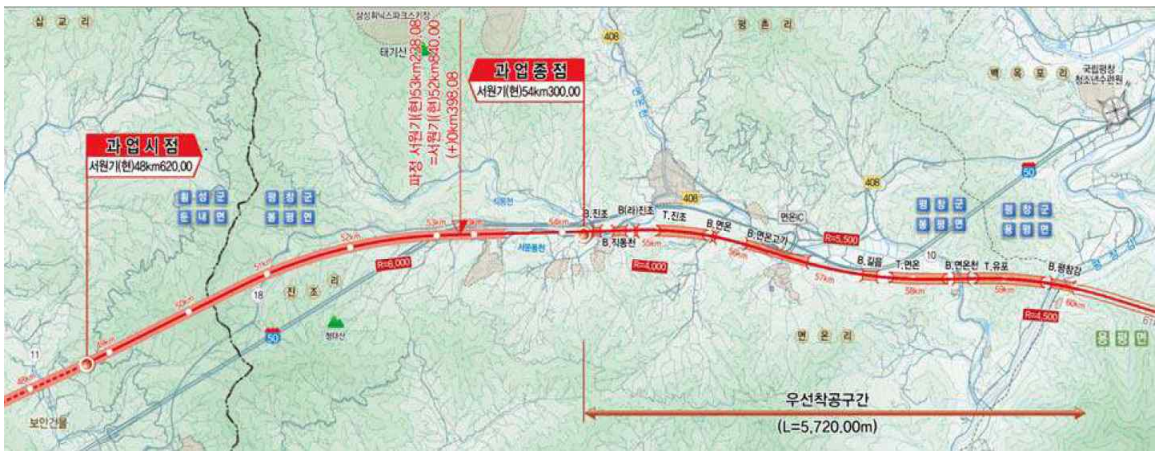


그림 2.61 종·평면 현황 (A터널)

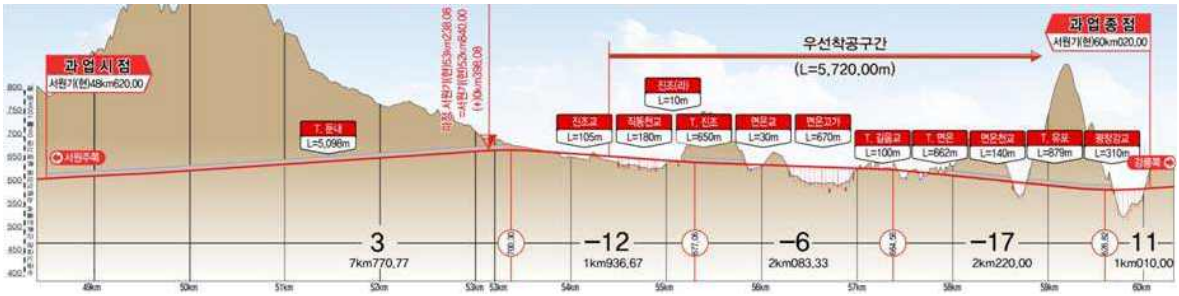


그림 2.61 종·평면 현황 (A터널) - 계속

A터널은 총 8.293km의 장대터널로 개착터널부 30m, NATM공법을 적용한 구간 8,263m으로 나뉜다. 콘크리트 도상을 적용하여 시공되었으며 직선부 → 곡선부(R=6,000) → 직선부로 시공되었다.

NATM공법을 적용하여 터널 굴착 수행시 터널바닥에 발생한 여굴두께는 10~30cm이며, 용수구간은 기초콘크리트(18MPa)로 채움을 수행하였고, 그 외 일반구간은 10cm 기초 콘크리트와 빈배합콘크리트를 이용하여 채움을 수행하였다. A터널내 바닥에 발생한 여굴두께 및 각 구간별 여굴처리 현황은 각각 그림 2.62, 표 2.40과 같다.

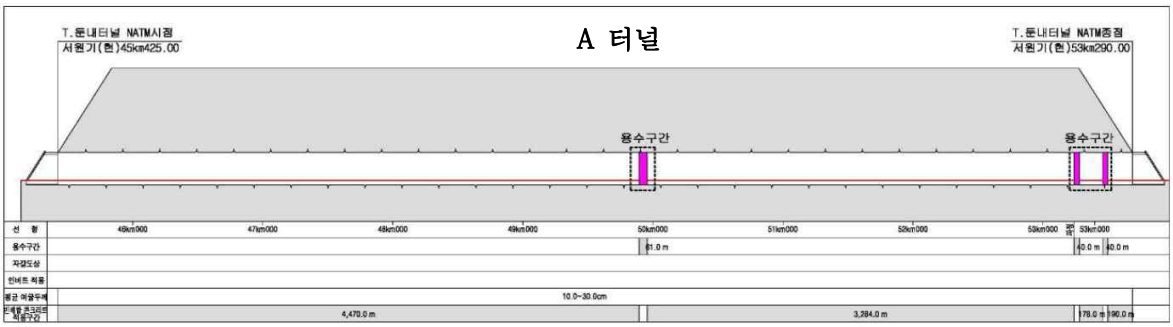


그림 2.62 단면도 (A터널)

표 2.40 여굴처리 현황 (A터널)

구간		연 장(m)	주요 현황	전 바닥부 처리 상태	현 여굴부 처리 상태
A 터 널	49km895.0~ 49km956.0	61.0	용수 발생	암버력 채움	콘크리트 채움
	53km240.0~ 53km280.0	40.0	용수 발생	암버력 채움	콘크리트 채움
	53km060.0~ 53km100.0	40.0	용수 발생	암버력 채움	콘크리트 채움
	상기 주요구간을 제외한 전연장	8,122.0	**일반 구간**	암버력 채움	빈배합 콘크리트 채움
합 계		8,263.0	-	-	
비 고		· 기초콘크리트 채움(기초 Con’c, 강도 18MPa) · 10cm기초콘크리트 + 빈배합 콘크리트 채움(강도 5MPa이상)			

② B터널

원주~강릉 철도공사 제 00공구는 강원도 평창군 용평면 재산리 ~ 평창군 진부면 거문리 일원을 통과하는 구간으로 과업구간 내 B터널은 연장 8,718m의 초장대 터널로 계획하였다. 또한 터널은 복선터널로 계획되었으며, 선로중심간격은 선로등급 1급선을 준용4.3m를 적용, 선형이 곡선반경은 R=3,000m이며, 터널의 종단기울기는 (-)10.0 ~ (+)10.0‰로 계획하였다.

과업지역은 전체적으로 산악지형이며 일부 계곡형 평지로 비교적 완만한 구릉지 형태의 지형을 보이며 지형 윤회과정 중・장년기의 침식지형을 나타내었다. B터널 시점 및 중간부는 화강암 및 화강암질 편마암으로 구성되었으나 종점측 L=1.75km구간은 석회암 분포구간으로 시공중 석회암 공동과의 조우가 예상되는 구간이다.

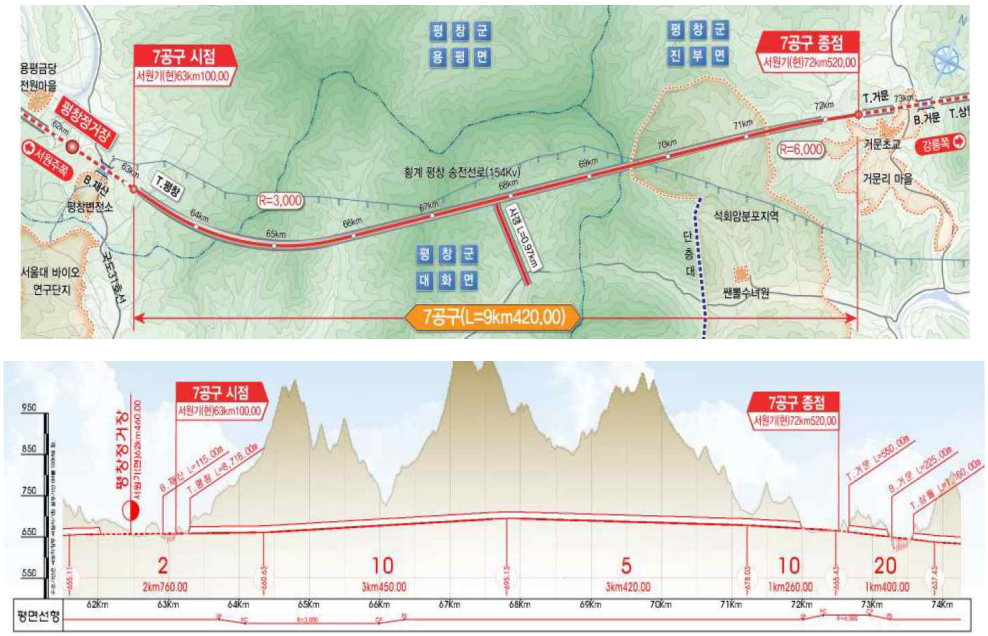


그림 2.63 종・평면 현황 (B터널)

B터널은 총 8,718km의 장대터널로 개착터널부 35m, NATM공법을 적용한 구간 8,683m으로 나뉜다. 콘크리트 도상을 적용하여 시공되었으며 선형은 R=3,000~직선으로 시공되었다.

NATM공법을 적용하여 터널 굴착 수행시 터널바닥에 발생한 여굴두께는 10~30cm이며, 용수구간은 기초콘크리트(18MPa)로 채움을 수행하였고, 그 외 일반구간은 10cm 기초 콘크리트와 빈배합콘크리트를 이용하여 채움을 수행하였다. B터널내 바닥에 발생한 여굴두께 및 각 구간별 여굴처리 현황은 각각 그림 2.64, 표 2.41과 같다.

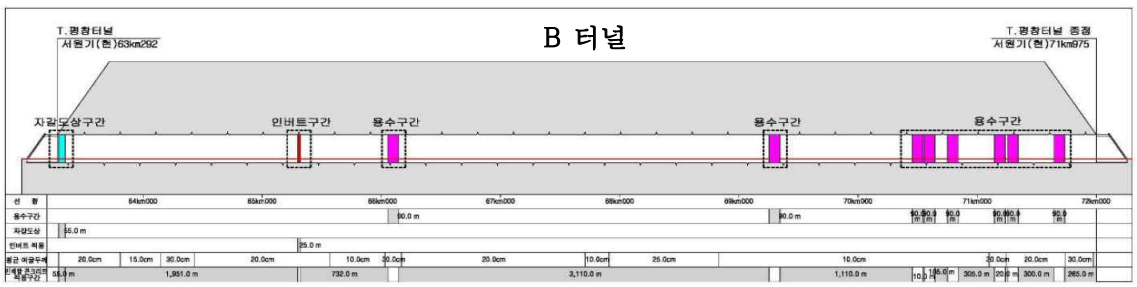


그림 2.64 단면도 (B터널)

표 2.41 여굴처리 현황 (B터널)

구간		연장(m)	주요 현황	전 바닥부 처리 상태	현 여굴부 처리 상태
B 터 널	63km292.0~ 63km347.0	55.0	자갈 도상	암버력 채움	빈배합 콘크리트 채움
	65km298.0~ 65km323.0	25.0	인버트 단면	암버력 채움	콘크리트 채움
	66km055.0~ 71km735.0 구간 내 8곳	90.0	용수 발생	콘크리트 채움	콘크리트 채움
	상기 주요구간을 제외한 전연장	7,883.0	**일반 구간**	암버력 채움	빈배합 콘크리트 채움
합 계		8,683.0	-	-	
비 고		· 콘크리트 채움(기초 Con' c, 강도 18MPa) · 빈배합 콘크리트 채움(강도 5MPa 이상)			

(다) GPR Test

A, B터널내 용수발생구간은 기초콘크리트로 여굴 채움을 실시하였다. 본 과업에서는 빈배합콘크리트(5MPa)로 여굴 채움한 일반구간에 대하여 GPR탐사를 수행하였다. 기지갱을 중심으로 좌·우 20m범위를 GPR 탐사를 수행하였다. 그림 2.65~2.66에 A, B터널내 GPR탐사 결과를 나타내었다.

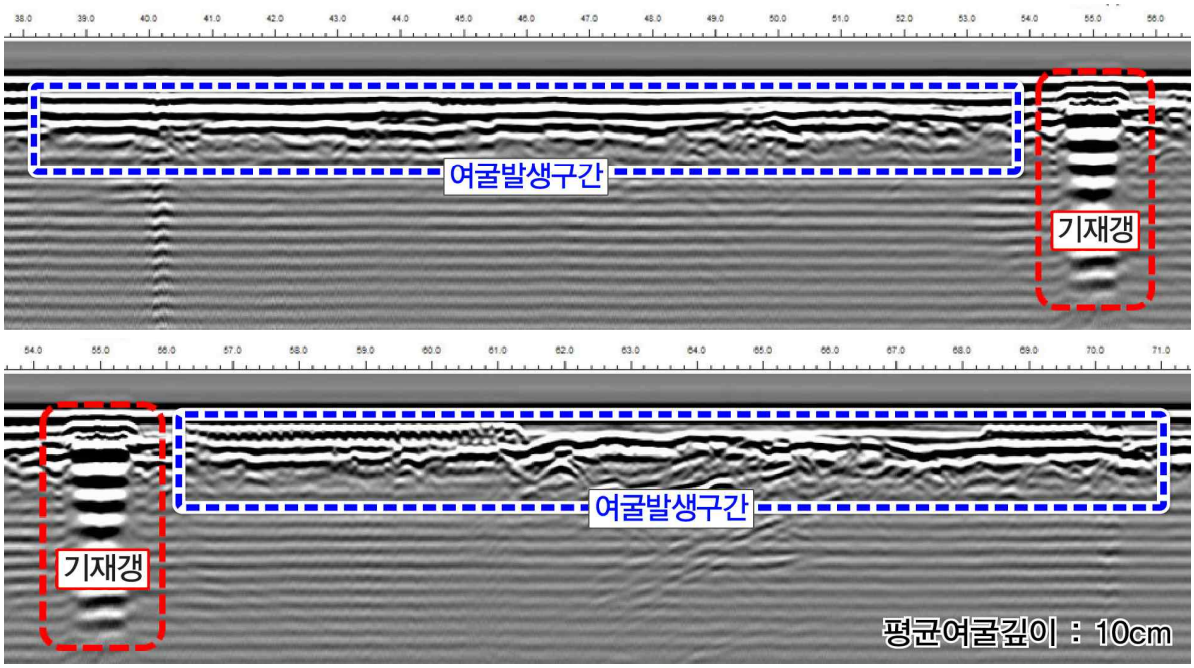


그림 2.65 GPR 결과 (A터널)

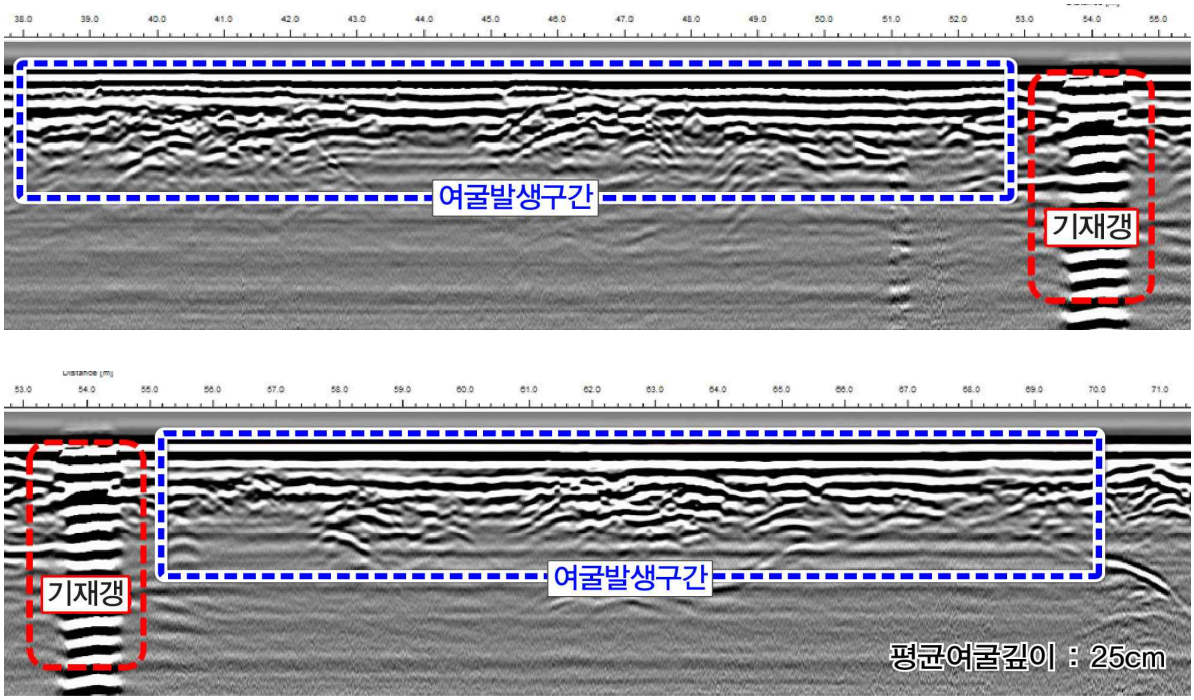


그림 2.66 GPR 결과 (B터널)

(라) 현장계측

① A터널

시공 자료와 GPR 계측자료를 검토한 결과 여굴 깊이가 비교적 균일하게 발생한 구간에서 계측을 수행하고자 한다. 이에 계측범위는 기지갱을 중심으로 좌·우 약 10m 내외로 선정하였다. 계측기 설치간격은 약 5m로 선정하여 가속도계 총 8개, 스트레인게이지 총 3개를 부착하였다. 터널 기지갱을 중심으로 계측기 설치 현황은 그림 2.67과 같다.

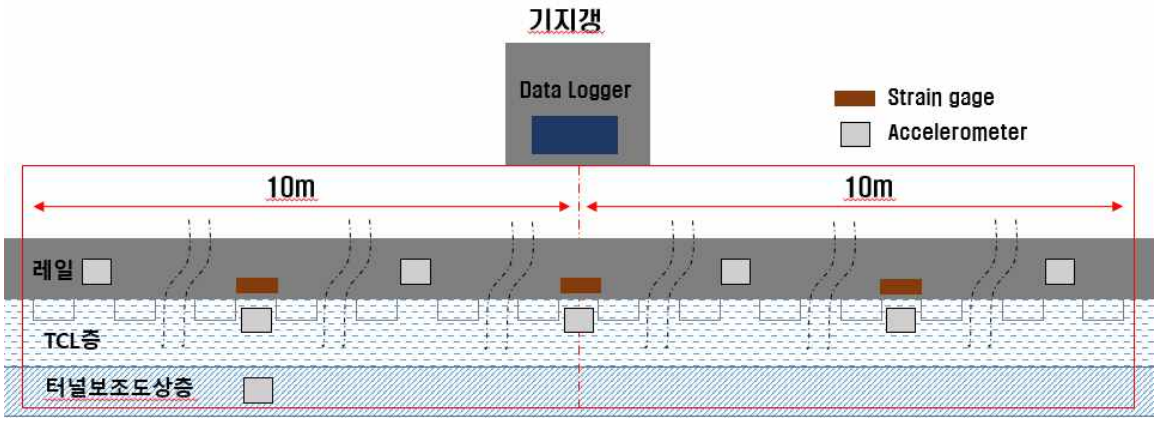


그림 2.67 궤도 상부 계측장비 설치전경 (A터널)

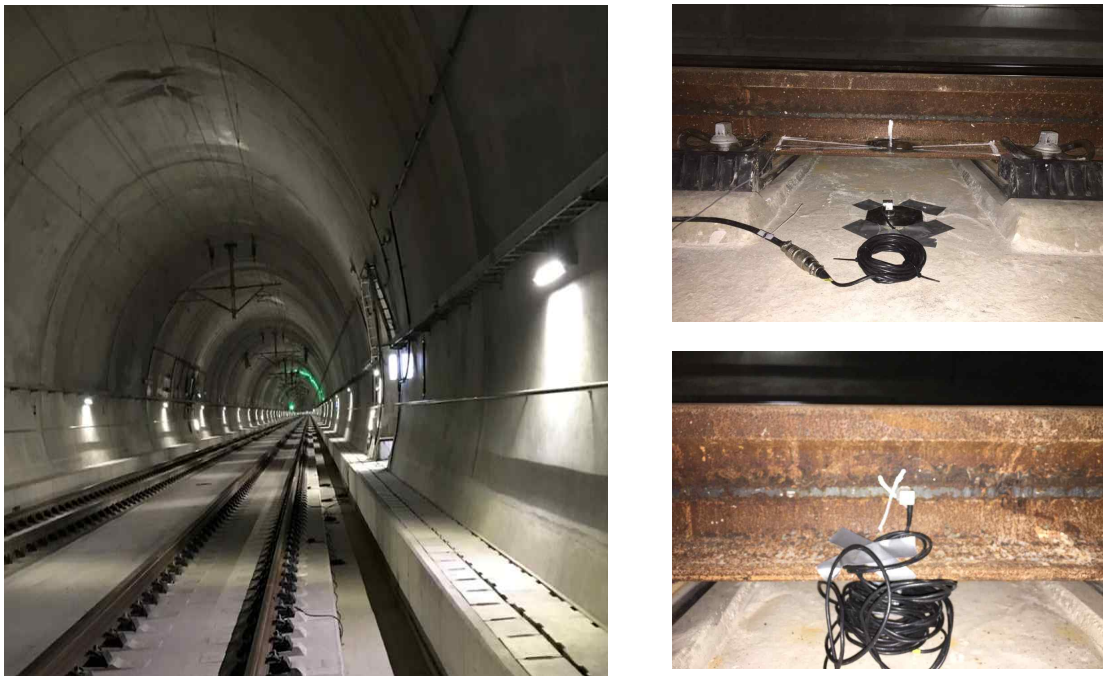


그림 2.67 궤도 상부 계측장비 설치전경 (A터널) - 계속

② B터널

시공 자료와 GPR 계측자료를 검토한 결과 여굴 깊이가 비교적 균일하게 발생한 구간에서 계측을 수행하고자 한다. 이에 계측범위는 기지갱을 중심으로 좌·우 약 15m 내외로 선정하였다. 계측기 설치간격은 3m로 선정하여 가속도계 총 8개, 스트레인게이지 총 3개를 부착하였다. 터널 기지갱을 중심으로 계측기 설치 현황은 그림 2.68과 같다.

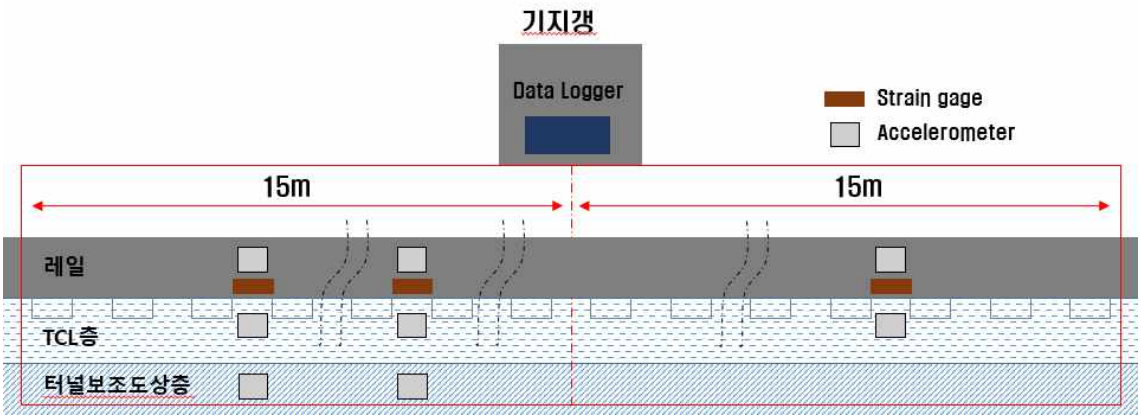


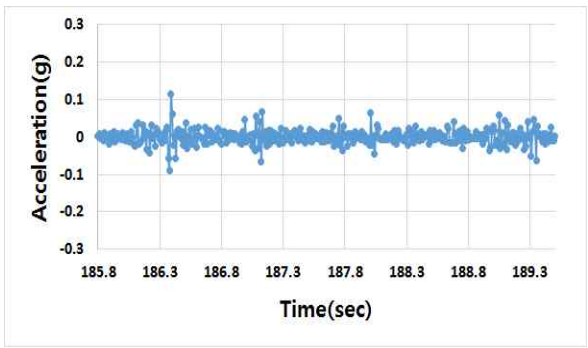
그림 2.68 궤도 상부 계측장비 설치전경 (B터널)



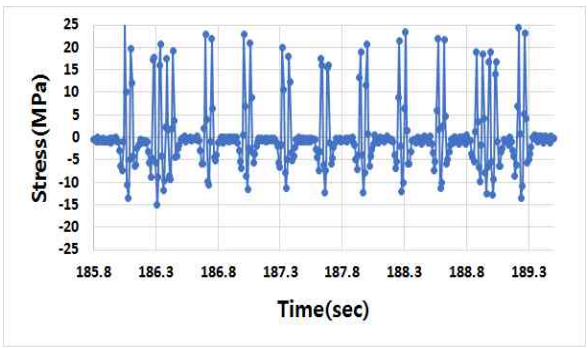
그림 2.68 궤도 상부 계측장비 설치전경 (B터널) - 계속

(마) 현장계측 결과

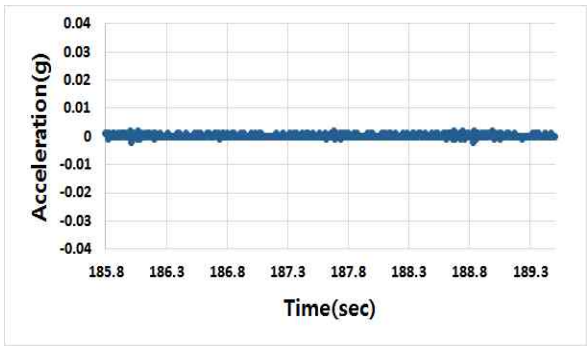
① A터널



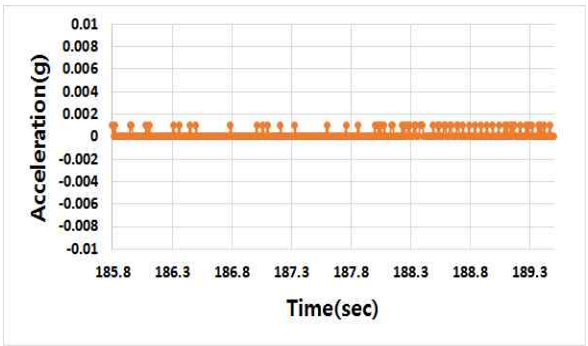
(a) 레일 진동가속도



(b) 레일저부응력



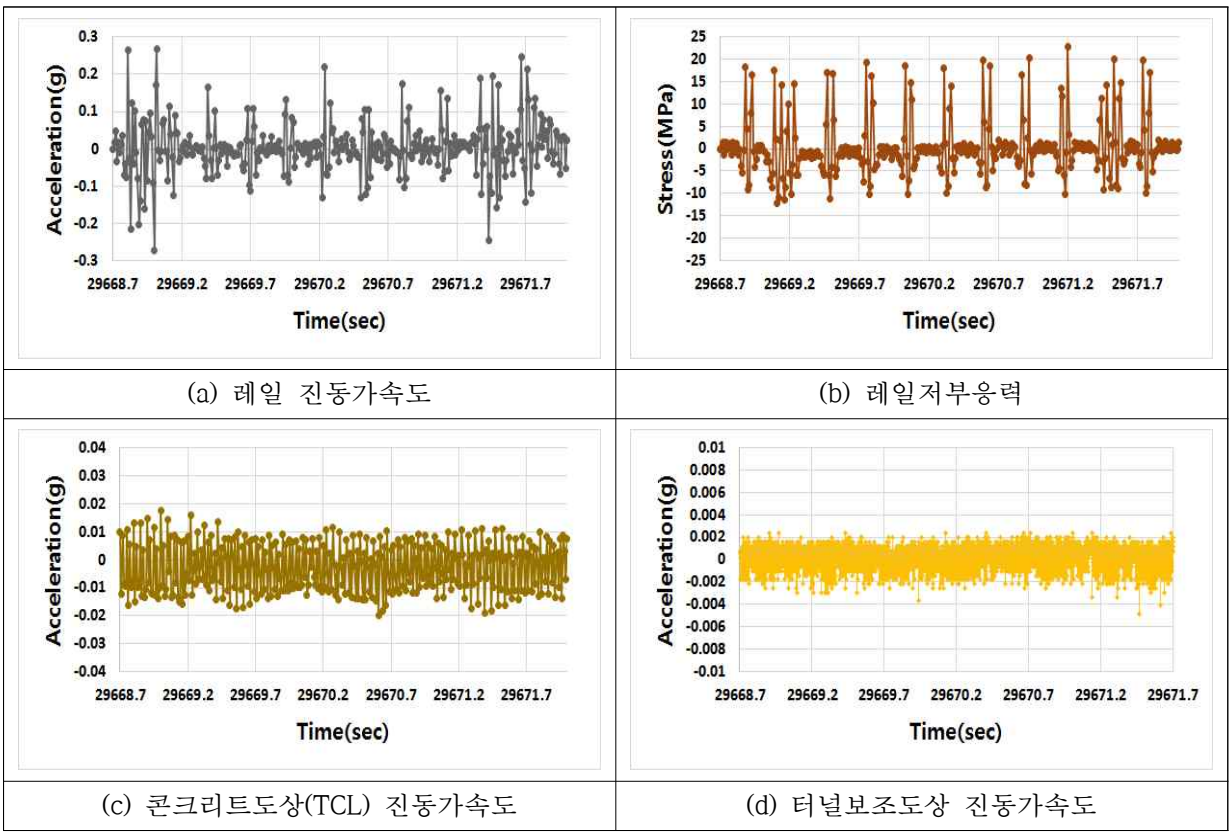
(c) 콘크리트도상(TCL) 진동가속도



(d) 터널보조도상 진동가속도

그림 2.69 현장계측 결과 (A터널)

② B터널



(a) 레일 진동가속도 (b) 레일저부응력

(c) 콘크리트도상(TCL) 진동가속도 (d) 터널보조도상 진동가속도

그림 2.70 현장계측 결과 (B터널)

그림 2.69~2.70에 각각 A, B터널의 현장계측 결과를 나타내었다. A터널이 B터널에 비해 여굴 깊이가 얕아 레일 진동가속도의 진폭이 약 50%가량 줄어드는 것으로 나타났다. 레일 저부응력은 여굴 깊이와 상관없이 비슷한 경향을 나타내었다.

또한 콘크리트도상 및 터널보조도상 진동가속도의 경우, A터널이 B터널에 비해 여굴 깊이가 얕아 열차하중 전달량이 콘크리트 및 터널보조도상까지 약 75%정도 줄어드는 것으로 나타났다.

여굴 깊이에 따라 레일 진동가속도와 콘크리트도상 및 터널보조도상 진동가속도가 다른 경향으로 나타났다. 따라서 열차가 여굴 깊이가 깊은 구간을 통과할 경우, 선로 변형을 야기할 수 있을 것으로 판단된다. 향후 터널내 속도와 여굴 깊이와의 상관관계 및 이에 따른 선로 거동에 대한 추가 연구가 필요할 것으로 판단된다.

3. 목표 달성도 및 관련 분야 기여도

3-1. 목표

○ 국내 철도가 400km/h 수준의 고속철도 상용화를 목표로 함에 따라, 국내 고속철도 선형관리기준도 높은 단계의 속도를 수용하고, 폭 넓은 속도 대역에 접목시킬 수 있는 기준으로 정립되어야 함

○ 선로 변형이 발생한 궤도틀림 구간에서 선로 형상에 따른 현장계측을 통하여 궤도 및 노반에 가하는 충격에 대하여 검토하고, 열차하중에 의한 거동특성을 구현할 수 있는 이동하중 재하방법에 의한 수치해석과 비교・분석을 실시함

○ 비교・분석 및 고찰을 통하여 300km/h 이상의 선로에 적합한 고속철도 선형관리기준 개정(안)을 위한 Data-Base를 제시하고자 함

3-2. 목표 달성여부

가.1차연도

구분(연도)	세부 과제명	세부 연구 목표	연구개발 수행 내용	연구 결과
1차연도 (2017. 04. ~ 2017. 12.)	국내 고속철도 선형관리기준 현황조사	■ 국내외 선형관리기준 비교・분석	■ 국내외 선형관리기준 비교・분석 대비표 작성	달성
		■ 국내 선로유지관리 이력조사(Ⅰ)	■ 선로유지관리 계측자료 분석을 통한 현장계측 장소 선정	
	수치해석 및 계측결과 비교・분석	■ 현장계측(Ⅰ)	■ 호남고속철도 300km/h 운행 구간 교량~토공 접속부 현장 계측 2건 실시	달성
		■ 수치해석(Ⅰ)	■ 이동하중 재하방법 중 선로거동 특성을 정확히 구현할 수 있는 최적의 수치해석 기법 모색	
	기 타	■ 현장계측	■ 강릉선 터널내 여굴 발생 정도(깊이)에 따른 현장계측 2건 실시	추가 달성

나.2차연도

구분(연도)	세부 과제명	세부 연구 목표	연구개발 수행 내용	연구 결과
2차연도 (2018. 01. ~ 2018. 12.)	국내 고속철도 선형관리기준 현황조사	■ 국내 선로유지관리 이력조사(Ⅱ)	■ 선로유지관리 계측자료 분석을 통한 현장계측 장소 선정	달성
	수치해석 및 계측결과 비교・분석	■ 현장계측(Ⅱ)	■ 호남고속철도 300km/h 운행 구간 교량~토공 접속부 현장 계측 2건 실시	달성
			■ 경부고속철도 300km/h 운행 구간 교량~토공 접속부 현장 계측 4건 실시	
		■ 수치해석(Ⅱ)	■ 이동하중 재하방법 중 선로거동 특성을 정확히 구현할 수 있는 최적의 수치해석 기법 도출	
	고속철도 선형관리기준 제시	■ 고속철도 선형관리 기준 개정(안) 제시	■ 수치해석 및 계측결과 비교분석을 통한 고속철도 선형관리기준 개정(안)을 위한 Data-Base 도출	달성

3-3. 목표 미달성 시 원인(사유) 및 차후대책(후속연구의 필요성 등)

○ 후속연구의 필요성

- 교량~토공 접속부 구간뿐만 아니라 궤도지지강성차이가 변화하는 터널~토공 접속부 구간과 구조물(함체)~토공 접속부 구간 등에서도 지속적으로 현장계측(모니터링)이 필요할 것으로 판단됨.

4. 연구개발성과의 활용 계획 등

(1) 연구개발성과의 활용방안

○ 국내외 고속철도 선형관리기준 현황조사

- 국내 고속철도 선형관리기준의 체계 및 이력 등을 관리할 수 있는 Back-Data 제공

○ 이동하중 재하방법을 이용한 수치해석

- 실제 운행중인 차량에 의한 선로의 거동을 구현할 수 있는 수치해석 기법으로 활용

○ 고속철도 운행구간 현장계측 Data : 고속철도 선형관리기준을 재정립하기 위한 Data-Base 제공

○ 고속철도 선형관리기준 개정(안) 제시 : 세계시장을 선도하는 고속철도 선형관리기술 확보에 활용

(2) 기대성과 및 파급효과

○ 기술적 측면

- 국제수준의 고속철도 선형관리기준을 마련으로 세계시장을 선도하는 선형관리기술 가능
- 선형관리기준의 재정립은 철도차량의 성능개선 및 선형개량 연구 등에 기여할 것으로 기대

○ 경제적 · 산업적 측면

- 합리적인 선형관리기준 마련으로 중장기적으로 경제적인 선로유지관리 가능

붙임. 참고문헌

[1] 한국철도시설공단 (2012), '고속철도 콘크리트궤도 유지보수기준 정립방안 연구'

[2] 한국철도시설공단 (2016), '선로유지관리지침'

[3] 한국철도시설공단 (2013), '일반철도 유지보수 합리화를 위한 궤도틀림 기준 개발'

[4] 한국철도시설공단 (2010), '고속검측차 특성을 고려한 궤도 검측결과 분석연구'

[5] 한국철도시설공단 (2011), '선로유지관리기준'

[6] www.uic.org (국제철도연맹)

[7] R.H. Ledbetter (1977), 'General Deformation(Elastic and Inelastic) and Stress Distribution Theory in Soils', Technical Report S-77-10, Soils and Pavements Laboratory, US Army Engineer Waterways Experiment Station, P.O. Box 631, Vicksburg, Mississippi

[8] 양신추, 홍철기(2007), '슬래브궤도 노반침하구간 차량/궤도 상호작용 해석기법 개발', 한국철도학회논문집, 10(3), pp. 296-305

[9] Johnson, K.L (1985), 'Contact Mechanics', Cambridge University Press, Cambridge, UK.

[10] 성기득, 양원호, 조명래, 김철(2000), '철도차량용 휠과 레일의 접촉특성 및 응력 해석', 한국자동차공학회논문집, 8(5), pp.148-156

[11] 김현기, 이진욱, 이성혁, 김병일(2014), '철도노반에 적용된 침하복원모듈의 변위 억제 특성에 관한 연구', 한국철도학회 춘계학술대회 논문집

[12] Esveld, C. (2001), 'Modern Railway Track', MRT-Productions, pp 275-326.

[13] 백찬호, 주봉규, 최정열, 최일윤, 박용걸(2011), '급곡선 탄성레일체결장치의 거동특성에 미치는 매개변수 연구', 한국철도학회 추계학술대회 논문집

[14] 이준석, 최성훈, 김상수, 박춘수(2009), '칼만 필터를 이용한 축상 진동가속도로부터 변위추정에 관한 연구', 한국철도학회 추계학술대회 논문집

[15] 한국철도시설공단 (2012), ‘KR C-14030 자갈궤도 구조’

[16] 철도차량기술기준 Part 31 (고속철도차량 기술기준)

[17] 구봉근, 서사범, 이동호(2005), ‘고속철도 궤도의 곡선부 주행안전성 평가’, 한국철도학회논문집, 8(4), pp. 354-360

[18] Y.Q. Sun and M. Dhanasekar(2002), ‘A Dynamic Model for the Vertical Interaction of the Rail Track and Wagon System’, International Journal of Solids and Structures, Vol. 39

[19] X. Lei and N.A. Noda(2002), ‘Analyses of Dynamic Response of Vehicle and Track Coupling System with Random Irregularity of Track Vertical Profile’, Journal of Sound and Vibration, Vol. 258

[20] G. Di Mino, C.M. Di Liberto, and J. Nigrelli (2007), ‘A FEM Model of Rail Track-Ground System to Calculate the Ground Borne Vibrations: A Case of Rail Track with Wooden Sleepers and K-fastenings at Castelvetrano’, Advanced Characterisation of Pavement and Soil Engineering Materials

[21] W. Zhai and Z. Cai (1997), ‘Dynamic Interaction Between a Lumped Mass Vehicle and a Discretely Supported Continuous Rail Track’, Computers and Structures, Vol. 63

[22] J. Zhang, Q. Gao, S.J. Tan, and W.X. Zhong (2012), ‘A Precise Integration Method for Solving Coupled Vehicle Track Dynamics with Nonlinear Wheel Rail Contact’, Journal of Sound and Vibration, Vol. 331

[23] Psarropoulos P.N., Klonaris G., and Gazetas G. (2005), ‘Seismic Earth Pressures on Rigid and Flexible Retaining Walls’, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 25

[24] 한국철도시설공단 (2012), ‘KR C-14040 콘크리트궤도 구조’