발간등록번호 (11-B552989-000505-01)

최종보고서(일반과제용)

보안등급: 일반[□], 보안[ ]

중앙행정기관명	국토교통부		사업명	사업명	국토교통기술촉진연구사업
전문기관명	국토교통과학기술진흥원			내역사업명	국토교통기술혁신연구 (사회이슈해결 유형)
공고번호	공고-제02호		연구개발과제번호		21CTAP-C152090-03
국가과학기술 표준분류	중심분야 EI06	100%	관련 분야1 EI0606	100%	
연구주제	(대분류) 건설 교통		(중분류) 철도교통기술		(소분류) 궤도토목기술

연구개발과제명	국문	철도교량 주행 안전 및 승차감 향상을 위한 자갈궤도용 고인성 콘크리트 연결 바닥판 개발		
	영문	Development of ECC Link Slab for Ballasted Track to improve Railway passenger's Safety and Riding Comfort		
주관연구개발기관	기관명	㈜디엠엔지니어링	사업자등록번호	
	주소	(우) 05288 서울시 강동구 상일로6길 51 7층	법인등록번호	
주관연구책임자	성명		직위	
	연락처	직장전화	휴대전화	
		전자우편	국가연구자번호	
연구개발기간	전체	2019. 04. 19 - 2021. 12. 31 (2년 09개월)		
	1년차	2019. 04. 19 - 2019. 12. 31 (0년 09개월)		
	2년차	2020. 01. 01 - 2020. 12. 31 (1년 00개월)		
	3년차	2021. 01. 01 - 2021. 12. 31 (1년 00개월)		

연구개발비 (단위 : 천원)	정부지원 연구개발비	기관부담 연구개발비		그 외 기관 등의 지원금				합계			연구개발비 외 지원금
				지방자치단체		기타( )					
	현금	현금	현물	현금	현물	현금	현물	현금	현물	합계	
총계											
1년차											
2년차											
3년차											

공동연구개발기관 등	기관명	책임자	직위	휴대전화	전자우편	비고	
						역할	기관유형
공동연구개발기관							
위탁연구개발기관							
연구개발기관 외 기관							

연구개발담당자 실무담당자	성명		직위	
	연락처	직장전화	휴대전화	
		전자우편	국가연구자번호	-

이 최종보고서에 기재된 내용이 사실임을 확인하며, 만약 사실이 아닌 경우 관련 법령 및 규정에 따라 제재 처분 등의 불이익도 감수하겠습니다.

2021 년 12 월 31 일

주관연구책임자 : 조 경 식 (직인)

주관연구기관의 장 : ㈜디엠엔지니어링 김 우 종 (직인)

공동연구기관의 장 : 한국철도기술연구원 한 석 윤 (직인)

위탁연구기관의 장 : 충남대학교 산학협력단 정 종 율 (직인)

국토교통과학기술진흥원장 귀하

< 요 약 문 >

<table>
<tr><td colspan="2">사업명</td><td colspan="3">국토교통기술촉진연구사업</td><td rowspan="2">연구개발과제번호</td><td rowspan="2">21CTAP-C152090-03</td></tr>
<tr><td colspan="2">내역사업명</td><td colspan="3">국토교통기술혁신연구</td></tr>
<tr><td colspan="2">국가과학기술표준분류</td><td>중심분야 EI06</td><td>100%</td><td>관련 분야1 EI0606</td><td>100%</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="2">연구주제</td><td colspan="2">(대분류) 건설 교통</td><td>(중분류) 철도교통기술</td><td colspan="2">(소분류) 궤도토목기술</td></tr>
<tr><td colspan="2">연구개발과제명</td><td colspan="5">철도교량 주행 안전 및 승차감 향상을 위한 자갈궤도용 고인성 콘크리트 연결 바닥판 개발</td></tr>
<tr><td colspan="2">전체 연구개발기간</td><td colspan="5">2019. 04. 19 - 2021. 12. 31 (2년 09개월)</td></tr>
<tr><td colspan="2">총 연구개발비</td><td colspan="5"></td></tr>
<tr><td colspan="2">연구개발단계</td><td colspan="2">기초[ ] 응용[ ] 개발[✔]
기타(위 3가지에 해당되지 않는 경우)[ ]</td><td>기술성숙도</td><td colspan="2">착수시점 기준 (2단계)
종료시점 목표 (6단계)</td></tr>
<tr><td colspan="2">연구개발과제 유형</td><td colspan="5">지정공모 [ ] 자유공모 [✔]</td></tr>
<tr><td colspan="2">연구개발과제 특성</td><td colspan="5">사회이슈 해결</td></tr>
<tr><td rowspan="6">연구
개발
목표
및
내용</td><td>최종 목표</td><td colspan="5">단순 철도교의 신축을 수용하는 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발 및 표준화</td></tr>
<tr><td>전체 내용</td><td colspan="5">교량단부의 궤도침하 방지에 의한 열차의 승차감 및 주행 안전성 향상</td></tr>
<tr><td rowspan="2">1년차</td><td>목표</td><td colspan="5">1. 구조거동 분석 및 설계기술 개발
2. 궤도 인터페이스 검토
3. 배합 및 재료개발</td></tr>
<tr><td>내용</td><td colspan="5">1. 비합성 구간과 천이구간 산정
・적정 비합성 구간 산정
・축력의 점진적 감소에 의한 적정 천이구간 산정
2. 시제동하중 분산효과 및 경제성 분석
・고인성 바닥판의 연속화로 시제동하중 분산 및 교각 단면 절감
・불연속 교량 대비 공사비 절감 구현
3. 연결바닥판에 따른 궤도 인터페이스 검토
・인터페이스 관련 기준 및 검토 사항 도출
・연결 바닥판 적용 여부에 따른 철도 교량의 궤도 인터페이스 검토
4. 철도 교량 자갈궤도 열화 현상 분석
・기존 자갈궤도 교량의 현황 및 유지보수 현황 분석
・경부고속철도 교량 단부 자갈궤도 열화에 따른 영향 분석
5. 배합의 특성분석 및 최적 배합 도출
・특성 분석 및 최적 배합 도출을 위한 시험 수행</td></tr>
<tr><td rowspan="2">2년차</td><td>목표</td><td colspan="5">1. 구조거동 분석 및 설계기술 개발
2. 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발
3. 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 궤도 인터페이스 및 성능검증
4. 고인성 콘크리트 재료기술 개발</td></tr>
<tr><td>내용</td><td colspan="5">1. 연속 경간수와 교각 강성에 따른 바닥판 연속부의 사용성 및 안전성 확인
・바닥판 연속부의 사용성 및 안전성 확인
・고인성 연결 바닥판으로 연속화 교각단면 축소 수준 확인
2. 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발
・설계기준을 바탕으로 직선, 루프형 연결상세 계획</td></tr>
</table>

			・FEM 해석을 통해 최적 연결상세 계획 도출 3. 고인성 콘크리트 연결 바닥판 구조 성능 평가 ・고인성 콘크리트 인장 거동 평가 ・고인성 콘크리트의 축방향 인장을 고려한 휨 강성의 해석적 평가 4. 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 성능 검증을 위한 구조 시험 계획 수립 ・고인성 콘크리트 연결 바닥판의 구조 실험 사례 분석 ・축방향 하중이 도입된 고인성 콘크리트 연결 바닥판 구조 시험 계획 수립 5. 배합의 특성분석 및 최적 배합 도출 ・부재 실험을 위한 최적 배합 도출
	3년차	목표	1. 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발 및 표준화(계산서, 도면, 시방서) 2. 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 궤도 인터페이스 및 성능검증 3. 고인성 콘크리트 재료 기술 개발
		내용	1. 바닥판과 거더와의 연결공법 ・바닥판과 거더와의 연결공법은 전단연결재를 이용한 공법 사용 2. 표준계산서 및 표준도 작성 ・표준계산서 작성 ・표준도 작성 3. 고인성 연결바닥판의 표준 시방기준 작성 ・고인성 연결바닥판의 표준 시방기준 작성 4. 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 실물 시험을 통한 구조 성능 검증 ・고인성 콘크리트 실물 시험체 구축 ・연결 바닥판의 축방향 압축 응력시 휨 거동 평가 ・연결 바닥판의 축방향 인장 응력시 휨 거동 평가 5. 연결 바닥판의 강성을 고려한 철도교 인터페이스 검토 ・연결 바닥판의 강성 변화를 고려한 철도교 동적 거동 특성 검토 ・연결 바닥판 적용에 따른 고속열차 주행안전성 및 승차감 검토 ・연결 바닥판 적용에 따른 궤도-교량 상호작용 검토 6. 현장 배합용 고인성콘크리트 배합 도출 ・현장 배합용 고인성콘크리트 배합 도출 및 현장 성능 평가
연구개발성과			1. 철도교량의 단부를 연속화 할 수 있는 연결 바닥판 개발 2. 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 내구성 증진을 위한 방수상세 개발 3. 고인성 콘크리트 연결 바닥판과 기존 바닥판과의 연결부 변화단면 상세 개발 4. 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 표준 계산서 및 표준도 개발
연구개발성과 활용방안 및 기대효과			- 연구개발성과 활용방안 신설 철도교 중 자갈도상을 적용한 경간장 40m 이하 단순 철도교의 슬래브 연속화 - 기대효과 1. 교량구간 노반을 토공구간과 동일조건이 되도록 전구간 연속화 하여 교량 단부에서 발생하는 자갈궤도의 열화 방지 => 주행 안전성과 승차감 저하 문제 해결 2. 레일과 교량과의 상대변위를 최소화 하여 장대레일 축력 저감 => 궤도구조물 안전성 증진 3. 교량 단부 상면의 바닥판을 연속화하여 누수를 원천 차단함으로써 상부거더 및 교각 코핑과 교량 받침의 열화 방지 => 교량의 내구성 증진 4. 연속화에 따른 시제동하중 분산으로 교각 규모 축소 등 경제성 제고

<table>
<tr><td>연구개발성과의
비공개여부 및 사유</td><td colspan="12">해당없음</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연구개발성과의 등록·
기탁 건수</td><td rowspan="2">논문</td><td rowspan="2">특허</td><td rowspan="2">보고서
원문</td><td rowspan="2">연구
시설·
장비</td><td rowspan="2">기술
요약
정보</td><td rowspan="2">소프트
웨어</td><td rowspan="2">표준</td><td colspan="2">생명자원</td><td rowspan="2">화합물</td><td colspan="2">신품종</td></tr>
<tr><td>생명
정보</td><td>생물
자원</td><td>정보</td><td>실물</td></tr>
<tr><td>Y</td><td>Y</td><td>Y</td><td>N</td><td>N</td><td>N</td><td>N</td><td>N</td><td>N</td><td>N</td><td>N</td><td>N</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연구시설·장비
종합정보시스템 등록
현황</td><td>구입기관</td><td>연구시설·
장비명</td><td>규격
(모델명)</td><td>수량</td><td>구입
연월일</td><td>구입가격
(천원)</td><td>구입처
(전화)</td><td>비고
(설치장소)</td><td>ZEUS
등록번호</td></tr>
<tr><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td></tr>
<tr><td>국문핵심어
(5개 이내)</td><td colspan="3">연결 바닥판</td><td colspan="3">고인성 콘크리트</td><td colspan="3">궤도 안전성</td><td colspan="2">유지관리 최소화</td><td>교각 규모 축소</td></tr>
<tr><td>영문핵심어
(5개 이내)</td><td colspan="3">Link Slab</td><td colspan="3">ECC</td><td colspan="3">Track Safety</td><td colspan="2">Minimize
Maintenance</td><td>Reduced Pier
Size</td></tr>
</table>

〈 목 차 〉

제1장. 연구개발과제의 개요 ····· 01
1. 연구개발과제의 최종 목표 ····· 01
2. 연구개발과제의 연차별 목표 ····· 01

제2장. 연구개발과제의 수행 과정 및 수행내용 ····· 03
1. 연구 수행 요약 ····· 03
2. 연구 개발 개요 ····· 14
3. 구조거동 분석 및 설계기술 개발 ····· 19
4. 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발 ····· 128
5. 바닥판과 거더의 연결방법 ····· 146
6. 바닥판 연결부 표준화 ····· 149
7. 고인성 바닥판 표준 시방서 ····· 168
8. 고인성 콘크리트 연결 바닥판 구조 성능 평가 ····· 178
9. 고인성 콘크리트 연결 바닥판 구조 시험 부설 계획 수립 ····· 204
10. 실물 시험을 통한 구조 성능 검증 ····· 224
11. 철도교 인터페이스 검토 ····· 252
12. 배합 및 재료개발 ····· 271

제3장. 연구개발과제의 수행 결과 및 목표 달성 정도 ····· 295
1. 연구수행 결과 ····· 295
2. 목표 달성 수준 ····· 302

제4장. 목표 미달 시 원인분석(해당 시 작성) ····· 305
1. 목표 미달 원인(사유) 자체분석 내용 ····· 305
2. 자체 보완활동 ····· 305
3. 연구개발 과정의 성실성 ····· 305

제5장. 연구개발성과 및 관련 분야에 대한 기여 정도 ····· 305

제6장. 연구개발성과의 관리 및 활용 계획 ····· 306

제7장. 참고 문헌 ····· 307

별첨자료(성과 증빙자료 등)

〈 그 림 목 차 〉

그림 1.1 축방향 거동 해석을 위한 모델링과 온도 + 열차하중에 따른 종방향 변위 ····· 3
그림 1.2 천이구간 상세 ····· 3
그림 1.3 경간 수, 길이에 따른 철근 변형률 ····· 4
그림 1.4 경간 길이에 따른 모멘트-곡률 그래프 ····· 4
그림 1.5 경간 수 및 길이에 따른 모멘트 최대 시 교각 모멘트 ····· 5
그림 1.6 인장 및 압축 모델의 연속/불연속, 견간 수 및 길이에 따른 교각 P-M 검토 안전율 ····· 5
그림 1.7 고인성 연결 바닥판 구성 ····· 6
그림 1.8 루프형 연결 상세 ····· 6
그림 1.9 표준 계산서 및 표준 도면 ····· 6
그림 1.10 ECC 인장 거동 해석 모델 개념 ····· 7
그림 1.11 ECC 직접 인장 해석 결과 (세그먼트 12개) ····· 7
그림 1.12 온도 하중을 고려한 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 휨 거동 해석 결과 ····· 7
그림 1.13 거푸집 및 철근 조립 과정 ····· 8
그림 1.14 제작된 시험 부재의 모습 ····· 8
그림 1.15 고인성 콘크리트 연결 바닥판 시험체 ····· 8
그림 1.16 압축-휨 시험 개요도 ····· 9
그림 1.17 압축력 도입용 강봉 단부 상세 ····· 9
그림 1.18 압축-휨 시험체 각 부분 상세 ····· 10
그림 1.19 인장-휨 시험 개요도 ····· 10
그림 1.20 인장-휨 시험체 각 부분 상세 ····· 11
그림 1.21 대상교량 2의 경간 및 받침배치도 ····· 11
그림 1.22 부등면 레일 연직 처짐 (30m) ····· 12
그림 1.23 부등면 레일 굴절각 (30m) ····· 12
그림 1.24 2차 현장배합 공시체의 인장 시험 결과 ····· 13
그림 1.25 2차 현장배합 시험 부재의 인장 시험 결과 ····· 13
그림 1.26 현장 시험 부재의 인장 시험후 균열 모습 ····· 13
그림 2.1 철도교 단부의 자갈도상 침하 개요 ····· 14
그림 2.2 철도교의 교량 단부 누수 및 받침부 열화 ····· 15
그림 3.1 고인성 연결 바닥판 개요(PSC거더교) ····· 21
그림 3.2 고인성 연결 바닥판 개요(강합성거더교) ····· 22
그림 3.3 열차하중 ····· 23
그림 3.4 열차하중 재하도 ····· 23
그림 3.5 고인성 연결 바닥판 개요 ····· 25
그림 3.6 Case1 받침배치도 ····· 26
그림 3.7 Case2 받침배치도 ····· 27
그림 3.8 검토 거더 제원 ····· 27
그림 3.9 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치 ····· 28
그림 3.10 FEM해석 모델링 ····· 28
그림 3.11 Case1 받침배치에 따른 종방향 변위 ····· 29
그림 3.12 Case2 받침배치에 따른 종방향 변위 ····· 29
그림 3.13 모멘트 순응 메커니즘 ····· 33
그림 3.14 고인성 연결 바닥판 단면 ····· 33
그림 3.15 고인성 연결 바닥판 구성 ····· 33

그림 3.16 고인성 연결 바닥판의 상세응력도 ····· 35
그림 3.17 고인성 연결 바닥판의 변형률 및 응력도 ····· 36
그림 3.18 고인성 연결 바닥판 구성 ····· 38
그림 3.19 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치 ····· 38
그림 3.20 하중 재하도 ····· 39
그림 3.21 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치 ····· 45
그림 3.22 지간별 콘크리트 거더 단면 제원 ····· 45
그림 3.23 거더 단부 상면 비보정 문제점 ····· 48
그림 3.24 해석을 위한 단면 변화 ····· 49
그림 3.25 거더 재료별 FEM해석 모델링 ····· 49
그림 3.26 비합성 구간 이격 모델링 ····· 49
그림 3.27 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치 ····· 50
그림 3.28 40m지간의 교량 단면 제원 ····· 50
그림 3.29 지간장 40m 종단면도 ····· 50
그림 3.30 모델 받침배치 ····· 51
그림 3.31 하중 재하도 ····· 51
그림 3.32 순수 휨 거동 연구를 위한 모델링 ····· 52
그림 3.33 3경간 모델 모델 첫 번째 하중 재하 ····· 54
그림 3.34 비선형해석 모델 두 번째 하중 재하 ····· 54
그림 3.35 비선형해석 모델 세 번째 하중 재하 ····· 55
그림 3.36 예제교량 PSC거더교 모델링 ····· 55
그림 3.37 예제교량 강합성합성교 모델링 ····· 55
그림 3.38 고강도 하드폼보드 배치 상세 ····· 57
그림 3.39 고인성 연결 바닥판 변형률도 ····· 60
그림 3.40 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치 ····· 61
그림 3.41 지간별 거더 단면 제원 ····· 62
그림 3.42 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치 ····· 65
그림 3.43 지간별 콘크리트 거더 단면 제원 ····· 65
그림 3.44 열차하중 재하도 ····· 66
그림 3.45 축방향 거동 해석을 위한 모델링 ····· 66
그림 3.46 온도하중 따른 종방향 변위(40m) ····· 66
그림 3.47 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치 ····· 69
그림 3.48 40m지간의 교량 단면 ····· 69
그림 3.49 열차하중 재하도 ····· 70
그림 3.50 PSC거더교 모델링(비합성 구간 비율 5%) ····· 70
그림 3.51 강합성합성교 모델링(비합성 구간 비율 5%) ····· 70
그림 3.52 온도 + 열차하중에 따른 PSC거더교 종방향 변위(40m) ····· 71
그림 3.53 온도 + 열차하중에 따른 강합성거더교 종방향 변위(40m) ····· 72
그림 3.54 고인성 연결 바닥판 구성 ····· 77
그림 3.55 천이구간 상세 ····· 77
그림 3.56 천이구간 모델링 ····· 78
그림 3.57 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치 ····· 78
그림 3.58 전단 연결재 배치 ····· 79
그림 3.59 철근 배치 모델링 ····· 79
그림 3.60 철근 배치 상세 ····· 79
그림 3.61 50mm 재하시 발생 변형률도 ····· 80

그림 3.62 42mm 재하시 발생 변위 ····· 80
그림 3.63 43mm 재하시 발생 변위 ····· 80
그림 3.64 위치에 따른 발생 응력 ····· 81
그림 3.65 유효강성 산정을 위한 FEM 모델링 ····· 83
그림 3.66 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치 ····· 83
그림 3.67 온도별 단면2차 모멘트 유효율 ····· 86
그림 3.68 열차하중 ····· 88
그림 3.69 열차하중 재하도 ····· 88
그림 3.70 Frame해석 모델 ····· 91
그림 3.71 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치 ····· 91
그림 3.72 40m지간의 PSC거더교 단면 제원 ····· 92
그림 3.73 경간 길이에 따른 거더 단면 제원 ····· 95
그림 3.74 온도별 단면2차 모멘트 유효율 ····· 95
그림 3.75 압축 스프링 강성값 산정 ····· 96
그림 3.76 받침 경계 조건 적용 ····· 97
그림 3.77 열차하중 ····· 98
그림 3.78 열차하중 재하도 ····· 98
그림 3.79 경간 수, 길이에 따른 철근 변형률 ····· 102
그림 3.80 거더 간 최대 꺽임각, ECC 구간 곡률 ····· 103
그림 3.81 경간 수, 길이에 따른 최대 곡률 ····· 103
그림 3.82 경간 길이에 따른 모멘트-곡률 그래프 ····· 104
그림 3.83 교각 주철근 배근 및 철근 재료곡선 ····· 105
그림 3.84 인장 모델의 연속/불연속, 경간 수 및 길이에 따른 교각 P-M 검토 안전율 ····· 111
그림 3.85 압축 모델의 연속/불연속, 경간 수 및 길이에 따른 교각 P-M 검토 안전율 ····· 111
그림 3.86 케이스, 경간 수 및 길이에 따른 연속 교각 안전율 / 불연속 교각 안전율 값 ····· 112
그림 3.87 케이스, 경간 수 및 길이에 따른 모멘트 최대 시 교각 모멘트 ····· 112
그림 3.88 교각 배치도 ····· 114
그림 3.89 교각 주철근 배근 및 철근 재료곡선 ····· 114
그림 3.90 지간장 40m 고인성 연결 바닥판 구성 ····· 123
그림 4.1 표준 갈고리 (KDS 24 14 21 :2019, 그림 4.5-1) ····· 132
그림 4.2 보와 슬래브에서의 Cd 크기 (KDS 24 14 21 :2019, 그림 4.5-3) ····· 132
그림 4.3 보 또는 슬래브의 K값 (KDS 24 14 21 :2019, 그림 4.5-4) ····· 133
그림 4.4 표준갈고리의 정착을 위한 갈고리 철근 상세 (KDS 24 14 21 :2019, 그림 4.5-5) ····· 133
그림 4.5 표준갈고리의 피복두께 (KDS 24 14 21 :2019, 그림 4.5-6) ····· 133
그림 4.6 표준갈고리 연장부를 띠철근 또는 스터럽을 정착된 철근에 평행으로 둘러싼 경우 (KDS 24 14 21 :2019, 그림 4.5-7) ····· 133
그림 4.7 인접 겹침이음 (KDS 24 14 21 :2019, 그림 4.5-10) ····· 136
그림 4.8 천이구간 FEM모델링 ····· 139
그림 4.9 직선 겹이음형 연결상세 계획 적용 FEM모델 ····· 140
그림 4.10 루프형 연결상세 계획 적용 FEM모델 ····· 140
그림 4.11 고인성 연결 바닥판 물성치 ····· 141
그림 4.12 FEM모델 경계조건 ····· 141
그림 4.13 항복 시 변형률 분포, 직선 겹이음형 연결상세 계획 ····· 142
그림 4.14 항복 시 변형률 분포, 루프형 연결상세 계획 ····· 143
그림 4.15 파단 시 변형률 분포, 직선 겹이음형 연결상세 계획 ····· 144

그림 4.16 파단 시 변형률 분포, 루프형 연결상세 계획 ····· 144
그림 4.17 연결상세 계획에 따른 변형률 분포 ····· 145
그림 5.1 고인성 연결 바닥판 개요 ····· 146
그림 5.2 고인성 연결 바닥판 구성 ····· 147
그림 5.3 루프형 연결 상세 ····· 148
그림 6.1 종단면도 ····· 149
그림 6.2 횡단면도 ····· 149
그림 6.3 고인성 바닥판 종단면도 ····· 150
그림 6.4 고인성 바닥판 평면도 ····· 150
그림 6.5 고인성 바닥판 측면도 ····· 150
그림 6.6 일반 횡단면도 ····· 151
그림 6.7 단면 제원 ····· 151
그림 6.8 고인성 연결 바닥판 물성치 ····· 152
그림 6.9 열차하중 ····· 152
그림 6.10 해석 모델 ····· 155
그림 6.11 온도별 단면2차 모멘트 유효율 ····· 157
그림 6.12 경계 조건 ····· 157
그림 6.13 고인성 연결 바닥판 단면의 모멘트-곡률 그래프 ····· 165
그림 7.1 배합설계 순서도 ····· 170
그림 8.1 고성능 섬유보강 콘크리트 균열 발생 과정 ····· 179
그림 8.2 고성능 섬유보강 콘크리트 인장 거동 ····· 179
그림 8.3 고성능 섬유보강 콘크리트 내 각 균열에서의 거동 ····· 180
그림 8.4 섬유 및 콘크리트 매트릭스에 의한 인장 응력 분포 ····· 181
그림 8.5 고성능 섬유보강 콘크리트 인장 거동 해석 모델 개념 ····· 182
그림 8.6 콘크리트 매트릭스 및 섬유에 의한 인장 응력의 확률론적 분포 ····· 183
그림 8.7 ECC 인장 실험 개요 ····· 185
그림 8.8 ECC 직접 인장 실험 결과, 재령 28일 ····· 186
그림 8.9 ECC 직접 인장 해석 결과, 세그먼트 수 = 12 ····· 187
그림 8.10 발생 균열 수에 대한 확률론적 분포, 세그먼트 수 = 12 ····· 188
그림 8.11 세그먼트 수에 따른 인장 거동 해석 결과 ····· 189
그림 8.12 고인성 콘크리트 연결 바닥판 인장 거동 예측 결과 ····· 190
그림 8.13 단면 적층 모델링의 예 ····· 192
그림 8.14 휨과 축력을 받는 단면 내 변형률 및 응력 분포 ····· 193
그림 8.15 강성도 계수 산정 방법 ····· 193
그림 8.16 휨 해석 알고리즘 ····· 194
그림 8.17 고인성 콘크리트 연결 바닥판 단면 ····· 195
그림 8.18 고인성 콘크리트 연결 바닥판 휨 거동, 축력이 없는 경우 ····· 196
그림 8.19 온도 하중을 고려한 고인성 콘크리트 연결 바닥판 초기 축력 ····· 198
그림 8.20 온도 하중을 고려한 고인성 콘크리트 연결 바닥판 휨 거동 ····· 200
그림 8.21 온도 변화에 따른 단면2차모멘트 유효율 ····· 201
그림 9.1 시험체 개념도 ····· 204
그림 9.2 콘크리트 거더와 연결 바닥판 시험체의 시험 사진 ····· 204
그림 9.3 ECC 인장 시험 및 시험체 ····· 205
그림 9.4 ECC에 매립된 전단연결재의 push-out 시험 ····· 205
그림 9.5 ECC 연결 바닥판의 휨실험 ····· 206
그림 9.6 FRP Grid를 이용한 연결 바닥판 시험체 형상 ····· 206

그림 9.7 FRP Grid를 매립한 연결 바닥판 시험체의 파괴 형상 ····· 207
그림 9.8 ECC 연결 바닥판의 축방향 하중 재하 시험 세팅 ····· 208
그림 9.9 ECC 연결 바닥판의 축방향 인장력 재하 시험 ····· 209
그림 9.10 연결 바닥판 4점 재하 휨 시험 ····· 210
그림 9.11 RC 연결 바닥판의 피로 하중 재하 시험 ····· 211
그림 9.12 FRP 철근이 매립된 ECC 연결 바닥판의 구조 시험 ····· 212
그림 9.13 FRC 연결 바닥판의 4점 재하 시험 ····· 213
그림 9.14 초고인성 콘크리트(UHDCC) 연결 바닥판의 피로 시험 ····· 214
그림 9.15 도로교 신축이음 대체용 연결 바닥판 ····· 215
그림 9.16 철도교 단부의 자갈도상 침하 ····· 216
그림 9.17 HPFRC의 인장 거동 ····· 217
그림 9.18 압축-휨 시험 개요도 ····· 219
그림 9.19 고인성 콘크리트 연결 바닥판 시험체 슬래브 구성 개념도 ····· 220
그림 9.20 압축력 도입용 강봉 단부 상세 ····· 220
그림 9.21 압축-휨 시험체 각 부분 상세 ····· 221
그림 9.22 인장-휨 시험 개요도 ····· 222
그림 9.23 인장-휨 시험체 각 부분 상세 ····· 223
그림 10.1 압축-휨 시험 개요도 ····· 226
그림 10.2 바닥판 시험체 구성 ····· 227
그림 10.3 전단연결재 설치도 ····· 227
그림 10.4 압축력 도입용 강봉 단부 상세 ····· 227
그림 10.5 압축-휨 시험체 각 부분 상세 ····· 228
그림 10.6 인장-휨 시험 개요도 ····· 229
그림 10.7 인장-휨 시험체 각 부분 상세 ····· 230
그림 10.8 고인성 콘크리트 연결 바닥판 1차 시험체 ····· 231
그림 10.9 고인성 콘크리트 연결 바닥판 2차 시험체 ····· 231
그림 10.10 1차 시험체 휨 시험 센서 위치도 ····· 232
그림 10.11 2차 시험체 휨 시험 센서 위치도 ····· 233
그림 10.12 휨-압축 시험 센서 위치도 ····· 233
그림 10.13 휨-인장 시험 센서 위치도 ····· 234
그림 10.14 1차 시험체 인장 시험시 도입 인장력 및 인장 변형률 관계 ····· 235
그림 10.15 1차 시험체 인장 시험시 손상 발생 사진 ····· 236
그림 10.16 1차 시험 수직변위-수직하중 관계 ····· 236
그림 10.17 콘크리트 공시체 압축 시험 결과 ····· 237
그림 10.18 콘크리트 공시체 인장 시험 결과 ····· 238
그림 10.19 인장 시험 - 2m 평균 변형률 결과 ····· 240
그림 10.20 인장 시험 - 1m 평균 변형률 결과 ····· 240
그림 10.21 인장 시험 - 중앙부 오메가 게이지 변형률 결과 ····· 241
그림 10.22 인장 시험 - 상부 콘크리트 매립 게이지 변형률 결과 ····· 241
그림 10.23 인장 시험 - 상부 철근 변형률 결과 ····· 241
그림 10.24 인장 시험 - 시험 시간에 따른 하중 및 변형률 추이 ····· 242
그림 10.25 인장 시험 결과 종합 ····· 242
그림 10.26 호남고속철도 마암교의 열차 통과시 최대 교량 단부회전각 계측 결과 ····· 243
그림 10.27 휨 및 휨-압축 시험에 따른 모멘트-곡률 곡선 ····· 244
그림 10.28 휨-인장 시험에 따른 모멘트-곡률 곡선 ····· 245
그림 10.29 1차년도 연구시 고려한 연결 바닥판의 유효 휨강성 ····· 246

그림 10.30 2차년도 상세 해석을 통하여 도출한 온도에 따른 단면2차모멘트 유효율 ····· 247
그림 10.31 휨 시험 결과 종합 ····· 249
그림 11.1 온도에 따른 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 유효 휨강성 (1주형) ····· 252
그림 11.2 Case2 받침배치도 ····· 253
그림 11.3 연결 바닥판이 없는 교량(ECC-NA)의 제동 하중 작용시 변형 형상 ····· 254
그림 11.4 연결 바닥판이 압축상태에 있는 교량(ECC-C)의 제동 하중 작용시 변형 형상 ····· 254
그림 11.5 연결 바닥판이 인장상태에 있는 교량(ECC-T)의 제동 하중 작용시 변형 형상 ····· 254
그림 11.6 연결 바닥판이 없는 교량(ECC-NA)의 열차수직 하중 작용시 변형 형상 ····· 255
그림 11.7 연결 바닥판이 압축상태에 있는 교량(ECC-C)의 열차수직 하중 작용시 변형 형상 ···· 255
그림 11.8 연결 바닥판이 인장상태에 있는 교량(ECC-T)의 열차수직 하중 작용시 변형 형상 ···· 255
그림 11.9 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 25m 교량 중앙경간 최대 수직 처짐 ·· 261
그림 11.10 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 25m 교량 단부 최대 솟음 변위 ····· 261
그림 11.11 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 25m 교량 중앙경간 최대 가속도 ····· 262
그림 11.12 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 25m 교량 단부 최대 가속도 ····· 262
그림 11.13 25m 교량 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 25m 차량 최대 연직 가속도 ····· 263
그림 11.14 25m 교량 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 윤중감소율 ····· 263
그림 11.15 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 30m 교량 중앙 경간 최대 수직 처짐 ····· 265
그림 11.16 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 30m 교량 단부 최대 솟음 변위 ····· 265
그림 11.17 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 30m 교량 중앙경간 최대 가속도 ····· 266
그림 11.18 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 30m 교량 단부 최대 가속도 ····· 267
그림 11.19 30m 교량 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 차량 최대 연직 가속도 ···· 267
그림 11.20 30m 교량 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 윤중감소율 ····· 268
그림 12.1 ECC 압축강도 실험 결과 ····· 274
그림 12.2 인장강도 실험 결과 사진 ····· 274
그림 12.3 인장강도 실험 결과 그래프 ····· 275
그림 12.4 양생일 경과에 따른 수축 변화 ····· 276
그림 12.5 NR 시편의 stress-strain curve ····· 278
그림 12.6 NRC 시편의 stress-strain curve ····· 279
그림 12.7 R 시편의 stress-strain curve ····· 280
그림 12.8 ECC 시편의 균열 ····· 282
그림 12.9 균열폭 사진 ····· 283
그림 12.10 섬유혼입 2.0% 배합의 실내실험 인장결과 ····· 283
그림 12.11 섬유혼입 2.5% 배합의 실내실험 인장결과 ····· 284
그림 12.12 실내배합 실험의 인장시편 균열 형상 ····· 284
그림 12.13 현장배합 시험용 강제식팬믹서 ····· 285
그림 12.14 양생중인 현장 시험체 ····· 285
그림 12.15 압축강도 및 탄성계수 측정 ····· 286
그림 12.16 1차 현장실험 압축시편의 실험결과 ····· 286
그림 12.17 1축 인장실험 ····· 287
그림 12.18 1차 현장배합의 인장시험 결과 ····· 287
그림 12.19 2차 현장 실험의 배합에 사용된 믹서기 ····· 288
그림 12.20 2차 현장배합 압축시편의 실험결과 ····· 288
그림 12.21 2차 현장배합 인장시편의 실험 결과 ····· 289
그림 12.22 현장배합 인장시편의 균열 형상 ····· 289

그림 12.23 강재 거더의 제작 및 설치 ····· 290
그림 12.24 거푸집 및 철근 조립 ····· 290
그림 12.25 단부 콘크리트 타설 ····· 291
그림 12.26 고인성 콘크리트 타설 후 제작이 완료된 모습 ····· 291
그림 12.27 2차 시험부재 철근 조립 ····· 292
그림 12.28 2차 시험용 고인성 콘크리트 타설 ····· 292
그림 12.29 부재 중앙상단의 균열 모습 ····· 293
그림 12.30 부재의 균열 발생 모습 ····· 294

〈 표 목 차 〉

표 1.1 고인성 콘크리트 시험체 제원 ····· 8
표 1.2 철도 교량 모델링 단면 상수 및 물성치 ····· 12
표 3.1 PSC거더교에 대한 고인성 연결 바닥판 길이 ····· 22
표 3.2 강합성거더교에 대한 고인성 연결 바닥판 길이 ····· 22
표 3.3 도상자갈 단위중량 ····· 23
표 3.4 재하 열차하중 ····· 23
표 3.5 재령에 따른 건조수축, 크리프 저감계수 ····· 25
표 3.6 사용 크리프 계수 및 건조 수축 온도 ····· 25
표 3.7 온도하중에 대한 발생 변형률(계산식) ····· 27
표 3.8 온도하중에 대한 발생 변형률(FEM) ····· 29
표 3.9 검토 위치별 발생 응력 ····· 30
표 3.10 검토 위치별 발생 변형률 ····· 30
표 3.11 검토 위치별 발생 수평반력 ····· 31
표 3.12 온도하중에 대한 발생 변형률 ····· 32
표 3.13 지간장별 처짐각 산정 ····· 38
표 3.14 사용철근 제원 ····· 38
표 3.15 보강 철근별 최소 비합성구간 길이 산정 ····· 41
표 3.16 지간장별 처짐각 산정 ····· 42
표 3.17 제안 처짐각에 의한 최소 비합성구간 길이 산정 ····· 44
표 3.18 사용철근 제원 ····· 45
표 3.19 거더 지간장별 제원 및 처짐각 ····· 46
표 3.20 휨-곡률에 의한 최소 비합성길이와 문헌에 의한 비합성 길이 비교 ····· 46
표 3.21 최소 비합성 구간 비율 적용시 휨 모멘트 비교 ····· 46
표 3.22 문헌에 따른 비합성 구간 비율 적용시 휨 모멘트 비교(4%) ····· 46
표 3.23 문헌에 따른 비합성 구간 비율 적용시 휨 모멘트 비교(5%) ····· 47
표 3.24 문헌에 따른 비합성 구간 비율 적용시 휨 모멘트 비교(6%) ····· 47
표 3.25 발생 휨 모멘트에 따른 안전율 비교 ····· 47
표 3.26 휨-곡률에 의한 최소 비합성길이와 문헌에 의한 비합성 길이 비교 ····· 48
표 3.27 사용철근 제원 ····· 50
표 3.28 지간장별 처짐각 산정 ····· 51
표 3.29 선형해석에 대한 비합성 구간비율별 발생 휨 모멘트 ····· 52
표 3.30 선형해석과 계산식에 의해 발생 휨 모멘트 비교 (단위폭당),kN-m ····· 52
표 3.31 비선형해석에 대한 비합성 구간비율별 발생 휨 모멘트 ····· 53
표 3.32 비선형해석과 계산식에 의해 발생 휨 모멘트 비교 (단위폭당),kN-m ····· 53
표 3.33 하중 재하별 발생 휨 모멘트 ····· 56
표 3.34 3경간 연속교량과 계산식에 의해 발생 휨 모멘트 비교 (단위폭당),kN-m ····· 56
표 3.35 재료별 열팽창계수 및 기준 온도 ····· 62
표 3.36 재령에 따른 건조수축, 크리프 저감계수 ····· 63
표 3.37 사용 크리프 계수 및 건조 수축 온도 ····· 63
표 3.38 지간장에 따른 최소 비합성 구간길이 산정 ····· 64
표 3.39 지간장 및 전체 길이 ····· 65
표 3.40 검토 단면별 발생 응력 ····· 67
표 3.41 검토 단면별 발생 변형률 ····· 67

표 3.42 검토 단면별 발생 수평반력 ····· 68
표 3.43 비합성 구간비율에따른 비합성 구간길이 ····· 69
표 3.44 검토 단면별 발생 응력 ····· 71
표 3.45 검토 단면별 발생 변형률 ····· 72
표 3.46 검토 단면별 발생 응력 ····· 73
표 3.47 검토 단면별 발생 변형률 ····· 73
표 3.48 비합성 구간별 변형률 비교 ····· 74
표 3.49 재하 변위별 축력 분담률 ····· 80
표 3.50 고인성 연결 바닥판 끝단에서의 재하 하중 ····· 84
표 3.51 해석에 따른 모멘트 비율 ····· 85
표 3.52 도상자갈 단위중량 ····· 87
표 3.53 재하 열차하중 ····· 88
표 3.54 지간에 따른 계수값 ····· 89
표 3.55 재하 열차하중 ····· 90
표 3.56 고인성 연결 바닥판 제원 ····· 91
표 3.57 거더 및 일반 바닥판 제원 ····· 92
표 3.58 단면력 검토 ····· 92
표 3.59 PSC 거더교에 대한 고인성 연결 바닥판 제원 및 길이 ····· 95
표 3.60 인장 모델 유효 단면적 산정을 위한 FEM 해석 결과 ····· 96
표 3.61 압축 스프링 강성값 산정 과정 ····· 97
표 3.62 경간 수에 따른 받침 경계 조건 ····· 97
표 3.63 자갈도상 하중 산정 ····· 98
표 3.64 경간 수에 따른 계수 값 ····· 99
표 3.65 압축, 인장 모델 적용 하중 ····· 100
표 3.66 경간 수, 길이에 따른 ECC 구간에서의 최대 인장력 ····· 101
표 3.67 경간 수, 길이에 따른 최대 철근 변형률 ····· 102
표 3.68 경간 수, 길이에 따른 ECC 구간에서의 최대 곡률 ····· 103
표 3.69 연속, 인장 모델 교각 하부단면력 ····· 106
표 3.70 연속, 압축 모델 교각 하부단면력 ····· 107
표 3.71 불연속, 인장 모델 교각 하부단면력 ····· 108
표 3.72 불연속, 압축 모델 교각 하부단면력 ····· 109
표 3.73 강도감소계수 (철도 설계기준 노반편 (2017)) ····· 110
표 3.74 모델 케이스, 경간 길이 및 수에 따른 교각 P-M 검토 안전율 ····· 110
표 3.75 불연속 안전율 / 연속 안전율 값 ····· 110
표 3.76 교각 제원 비교 ····· 114
표 3.77 최소 철근량 산정 ····· 115
표 3.78 Case별 단면력 ····· 115
표 3.79 불연속 교량 모델 S.F 검토 ····· 116
표 3.80 불연속 교량 P-M상관도 ····· 116
표 3.81 Case별 단면력 ····· 117
표 3.82 불연속 교량 모델 S.F 검토 ····· 118
표 3.83 불연속 교량 P-M상관도 (압축모델) ····· 118
표 3.84 Case별 단면력 ····· 119
표 3.85 불연속 교량 모델 S.F 검토 ····· 120
표 3.86 불연속 교량 P-M상관도 (인장모델) ····· 120
표 3.87 철근 직경에 따른 안전율 비교 ····· 121

표 3.88 교량 모델에 적용 주철근량 비교 ····· 122
표 3.89 불연속 교량의 교각 주철근 ····· 123
표 3.90 고인성 연결 바닥판이 적용된 교량의 교각 주철근 ····· 123
표 3.91 교각 주철근 공사비 산출 ····· 123
표 3.92 바닥판 위치에 따른 구간 길이 비교 ····· 124
표 3.93 구간 길이에 따른 바닥판 물량 ····· 124
표 3.94 구간 길이에 따른 바닥판 물량 ····· 125
표 3.95 바닥판 콘크리트 공사비 산출 ····· 125
표 3.96 신축이음장치 설치비용 ····· 126
표 3.97 교량별 비용 산출(단위: 원) ····· 126
표 4.1 천이, 비합성구간 길이 산정 ····· 129
표 4.2 계수 $\alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5\alpha_6$ (KDS 24 14 21 :2019, 표 4.5-4) ····· 131
표 4.3 계수 α_6의 값 (KDS 24 14 21 :2019, 표 4.5-5) ····· 132
표 4.4 허용 기본 부착응력 ····· 135
표 4.5 계수 α_1 ····· 135
표 4.6 철근의 최소 휨 직경 ····· 135
표 4.7 계수 α_3 ····· 136
표 4.8 연결상세 계획에 따른 고인성 연결 바닥판 항복 시 변위, 최대 변형률 ····· 143
표 4.9 연결상세 계획에 따른 고인성 연결 바닥판 파단 시 변위, 최대 변형률 ····· 145
표 6.1 교량 형식 및 제원 ····· 149
표 6.2 고인성 바닥판 제원 ····· 150
표 6.3 단면 제원 ····· 151
표 6.4 재료 물성치 ····· 151
표 6.5 자갈도상 하중 산정 ····· 152
표 6.6 압축, 인장 모델 적용 하중 ····· 154
표 6.7 구조 요소 별 절점 및 부재 체계 ····· 156
표 6.8 국부 좌표계 체계 ····· 156
표 6.9 요소별 재료 물성치 ····· 156
표 6.10 요소별 단면 상수 ····· 157
표 7.1 배합설계 예시 ····· 171
표 7.2 배합비 표현 예시 ····· 172
표 7.3 고인성 콘크리트 검사 항목 예시 ····· 177
표 8.1 PVA 섬유 특성 ····· 184
표 8.2 ECC 배합 ····· 185
표 8.3 ECC 인장 실험 결과 ····· 186
표 8.4 고인성 콘크리트 연결 바닥판 인장 거동 예측 결과 ····· 191
표 8.5 사용철근 제원 ····· 195
표 8.6 온도 변화에 따른 휨 모멘트, 유효 단면2차모멘트, 단면2차모멘트 유효율 ····· 201
표 9.1 시험체 중 휨강성 평가용 HPFRC 부분 제원 ····· 216
표 9.2 축방향 하중 도입 후 휨 시험시 발생하는 휨 변형률 검토 ····· 217
표 9.3 압축 및 인장 도입을 위한 요구 하중과 발생 변위 ····· 218
표 9.4 압축-휨 시험용 부재 세부사항 ····· 219
표 9.5 인장-휨 시험용 부재 세부사항 ····· 222
표 9.6 고인성 콘크리트 연결 바닥판 휨 강성 평가 시험 계획 ····· 223
표 10.1 고인성 콘크리트 시험체 제원 ····· 224
표 10.2 휨 변형률 검토 ····· 225

표 10.3 압축 및 인장 소요력과 변위 ····· 225
표 10.4 압축-휨 시험용 부재 세부사항 ····· 226
표 10.5 인장-휨 시험용 부재 세부사항 ····· 229
표 10.6 시험 과정 종합 ····· 230
표 10.7 2차 시험체 시험 개요 및 작용 최대 하중 ····· 239
표 10.8 1차년도 동적 구조해석 시 고려한 연결 바닥판의 단면 상수 및 물성치 ····· 245
표 10.9 2차년도 상세 해석을 통하여 도출한 온도에 따른 단면2차모멘트 유효율 ····· 246
표 10.10 곡률 0.0002/m (단부회전각 0.4‰)시 시험별 저항 모멘트 결과 ····· 247
표 10.11 곡률 0.0003/m (단부회전각 0.6‰)시 시험별 저항 모멘트 결과 ····· 248
표 11.1 연결 바닥판 모델링 단면 상수 및 물성치 ····· 252
표 11.2 철도 교량 모델링 단면 상수 및 물성치 ····· 253
표 11.3 교량-레일 종방향 상대 변위 ····· 255
표 11.4 단부 종방향 변위 ····· 256
표 11.5 단부 수직 단차 ····· 257
표 11.6 부등면 레일 연직 처짐 ····· 258
표 11.7 부등면 레일 굴절각 ····· 258
표 11.8 교량 고유 진동수 결과값 ····· 260
표 11.9 교량 수직 변위 ····· 269
표 11.10 교량 연직 가속도 ····· 270
표 12.1 PVA 섬유의 물성 ····· 271
표 12.2 일반포틀랜드 시멘트의 특성 ····· 272
표 12.3 슬래그의 특성 ····· 272
표 12.4 플라이애시의 특성 ····· 272
표 12.5 배합후보군의 재료구성 ····· 273
표 12.6 Slump flow 실험 결과 ····· 273
표 12.7 인장 강도 실험 결과 ····· 275
표 12.8 ECC 배합표 ····· 276
표 12.9 초기 균열 응력 및 최대 인장 응력 ····· 281
표 12.10 최대 변형률 ····· 281

제1장. 연구개발과제의 개요

1. 연구개발과제의 최종 목표

○ 단순 철도교의 신축을 수용하는 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발 및 표준화
- 교량 단부의 궤도침하 방지에 의한 열차의 승차감 및 주행 안전성 향상

2. 연구개발과제의 연차별 목표

○ 1차년도
- 구조거동 분석 및 설계기술 개발
- 궤도 인터페이스 검토
- 배합 및 재료개발

○ 2차년도
- 구조거동 분석 및 설계기술 개발
- 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발
- 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 궤도 인터페이스 및 성능검증
- 고인성 콘크리트 재료기술 개발

○ 3차년도
- 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발 및 표준화(계산서, 도면, 시방서)
- 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 궤도 인터페이스 및 성능검증
- 고인성 콘크리트 재료기술 개발

구분	연구개발목표	핵심 연구개발성과 (연구개발성과물)	현재 국내·외 기술수준	연구개발 목표치	목표치 설정 근거	가중치 (%)
1년차 (2019)	구조거동 분석 및 설계기술 개발	·적정 비합성 구간 산정 ·축력의 점진적 감소에 의한 적정 천이구간 산정	국외 도로교 사례 있음 철도교 관련 사례 없음	표준구간 설정	해외 기술수준	25%
		·고인성 바닥판의 연속화로 시제동하중 분산 및 교각 단면 절감 ·불연속 교량 대비 공사비 절감 구현	국외 도로교 사례 있음 철도교 관련 사례 없음	강성 10% 감소	해외 기술수준	20%
	궤도 인터페이스 검토	·인터페이스 관련 기준 및 검토 사항 도출 ·연결 바닥판 적용 여부에 따른 철도 교량의 궤도 인터페이스 검토	국외 도로교 사례 있음 철도교 관련 사례 없음	승차감 향상 10%	해외 기술수준	20%
		·기존 자갈궤도 교량의 현황 및 유지보수 현황 분석 ·경부고속철도 교량 단부 자갈궤도 열화에 따른 영향 분석	기존 자갈궤도 현황 조사	분석 건수 2 건 이상	자갈궤도 영향 분석	25%
	배합 및 재료개발	·특성 분석 및 최적 배합 도출을 위한 시험 수행	국외 도로교 사례 있음 철도교 관련 사례 없음	실내실험 2건 이상	성능기반 목표설정	10%

2년차 (2020)	구조거동 분석 및 설계기술 개발	• 바닥판 연속부의 사용성 및 안전성 확인 • 고인성 연결 바닥판으로 연속화 교각단면 축소 수준 확인	국외 도로교 사례 있음 철도교 관련 사례 없음	기준 만족 (철근 변형률, 모멘트-곡률)	해외 기술수준	20%
	고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발	• 설계기준을 바탕으로 직선, 루프형 연결상세 계획 • FEM 해석을 통해 최적 연결상세 계획 도출	국외 도로교 사례 있음 철도교 관련 사례 없음	기준 만족 (적절한 변형률 분포)	해외 기술수준	20%
	고인성 콘크리트 연결 바닥판의 궤도 인터페이스 및 성능검증	• 고인성 콘크리트에 도입된 축방향 응력에 따른 구조 강성 평가 해석	국외 도로교 사례 있음 철도교 관련 사례 없음	해석 결과	해외 기술수준	20%
		• 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 성능 검증을 위한 구조 시험 계획 수립	국외 도로교 사례 있음 철도교 관련 사례 없음	계획 수립	해외 기술수준	20%
	고인성 콘크리트 재료기술 개발	• 배합의 특성분석 및 최적 배합 도출	철도교 연속 바닥판 적용 사례 없음	실내실험 2건 이상	성능기반 목표설정	20%
3년차 (2021)	고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발	• 바닥판 연결부 표준화 • 바닥판 시방기준 및 현장 적용 공법 개발	국외 도로교 사례 있음 철도교 관련 사례 없음	시방기준, 기준만족	해외 기술수준	45%
	고인성 콘크리트 연결 바닥판의 궤도 인터페이스 및 성능검증	• 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 실물 시험을 통한 구조 성능 검증 • 연결 바닥판의 강성을 고려한 철도교 인터페이스 검토	-	압축-휨,인장-휨 각 1건 인터페이스검토 결과	-	45%
	고인성 콘크리트 재료기술 개발	• 현장 배합용 배합 및 현장 성능 평가	국내 적용 사례 없음	실험결과 비교분석	-	10%

제2장. 연구개발과제의 수행 과정 및 수행 내용

1. 연구 수행 요약

○ 구조거동 분석 및 설계기술 개발

▪ 경간장에 따른 비합성 필요구간 산정 연구

- 고인성 콘크리트 연결 바닥판은 신축이음부를 대체하는 것으로 거더 단부에 발생하는 처짐각에 대한 휨과 온도, 크리프, 건조수축, 활하중에 의한 축방향 변형을 수용해야 함
- 바닥판에 발생하는 휨을 수용하기 위한 비합성 구간 연구와 바닥판에 발생하는 축방향 변형을 수용하기 위한 비합성 구간 연구를 각각 진행
- 모멘트를 수용하기 위한 비합성 필요 구간은 인접 지간장 합의 3.8% 수준으로 4% 이상의 비합성 구간 비율을 적용하면 안전측으로 수용 가능할 것으로 판단
- 비합성 구간을 4% 이상 적용하게 되면 축방향 거동을 충분히 수용할 수 있는 비합성 구간 길이를 확보할 수 있을 것이라고 판단
- 실제 설계 및 시공 사례를 보아 문헌에서 제시한 5% 구간으로 적용하는 것이 바람직하다고 판단하여 문헌과 동일하게 비합성 구간을 5%를 제시

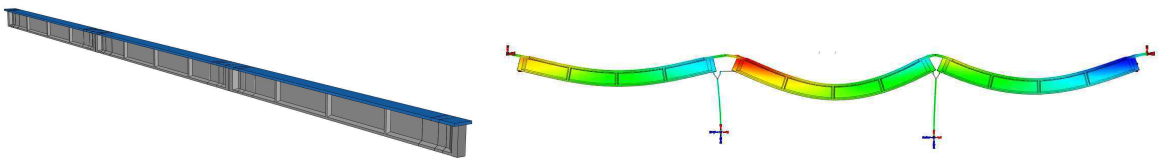


그림 1.5 축방향 거동 해석을 위한 모델링과 온도 + 열차하중에 따른 종방향 변위

▪ 필요 천이구간 산정 연구

- 고인성 연결 바닥판과 일반 바닥판의 연결시 경계면에서 축력을 10% 정도 감소시켜 콘크리트 강도의 확률적인 문제를 보완하고 안전율을 확보할 수 있도록 천이구간을 확보
- 문헌에서 제시된 천이구간 길이(경간장의 2.5%)로 적용하여 항복상태 전까지 FEM해석 수행 결과, 전단 연결재 마다 약 3~4%씩 축력이 감소하였고 비합성 구간에서 일반 콘크리트로 전달되는 바닥판의 전체 축력은 약 10~13% 정도 감소
- 고인성 콘크리트의 거동을 고려하여 실제로 경계면에서의 축력 감소가 더 크게 발생할 것으로 예상되므로 문헌에서 제시한 연결슬래브 양 끝단에 각각 경간장의 1.25%(총 2.5%)를 천이구간 길이로 적용

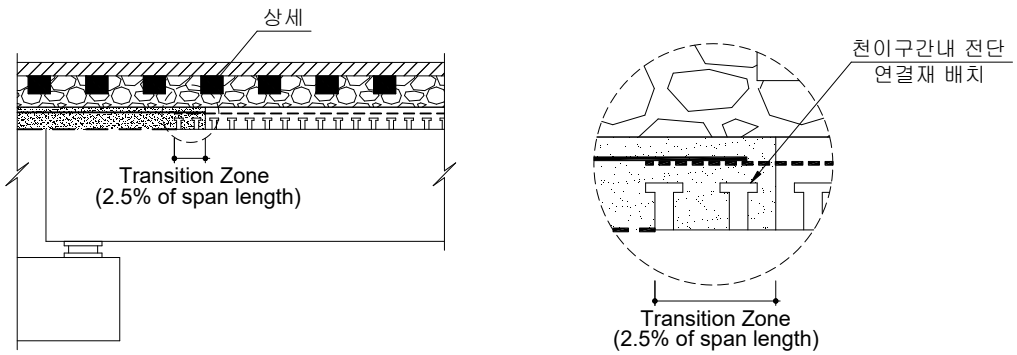


그림 1.6 천이구간 상세

▪ 시·제동하중 분산효과 검토

- 불연속 교량에 비해 고인성 연결 바닥판으로 상부 바닥판이 연속화되었을 경우 거더에 시·제동하중이 작용하더라도 거더에 작용하는 하중이 바닥판을 통해 주변 거더로 하중전달을 하므로 분산 재하 가능하므로, 교량 하부구조에 발생하는 수평반력과 모멘트 크기 감소
- 고인성 연결 바닥판의 강성값은 작용하는 축력에 따라 달라지므로 먼저 유효 강성값을 산정하여 압축 모델과 인장 모델을 각각 구분하여 모델링을 하고 시·제동하중 및 추가하중에 따른 감소비율을 산정
- 고인성 연결 바닥판 끝단의 처짐각 및 처짐량과 온도하중에 의해 거더에 발생하는 수평변위를 적용한 모델을 선형 해석과 비선형 해석으로 구한 모멘트의 비로 유효 단면2차 모멘트 산정
- 유효 단면2차 모멘트를 적용한 압축·인장 모델과 불연속 교량에 대하여 Frame해석 비교 결과, 고인성 연결 바닥판 적용시 거더 받침에 작용하는 수평반력은 증가하나 교각 하부에 작용하는 모멘트와 수평반력은 감소
- 불연속 교량에 비해 고인성 연결 바닥판을 적용한 교량의 경우 하중 분산으로 인하여 교각하부의 단면력이 교각마다 고르게 분포됨을 확인

▪ 경간수와 교각 강성에 따른 바닥판 안전성

- 고인성 바닥판은 신축이음부에 위치하여 소성 영역까지 거동하는 부재로서, 거더 지점부 처짐에 의한 바닥판 곡률로 단면의 사용성 및 안전성을 검토 수행
- 사용성 검토는 축인장 상태에서의 철근변형률로 검토, 안전성은 축압축 상태에서 처짐에 의한 곡률이 탄면의 모멘트-곡률 그래프 내에 위치하는지 여부를 검토
- 철근의 항복 변형률이 0.002 이하로 발생한 것으로 보아 만족, 모멘트-곡률 그래프 내에 바닥판 휨-곡률이 위치하여 만족

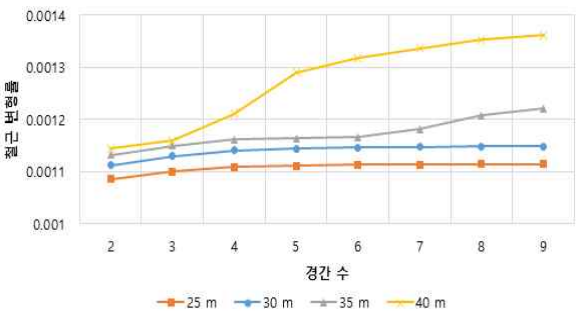


그림 1.7 경간 수, 길이에 따른 철근 변형률

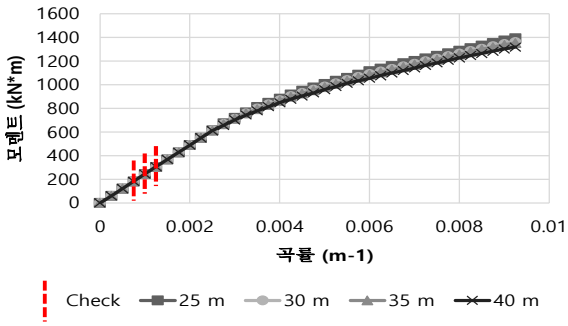


그림 1.8 경간 길이에 따른 모멘트-곡률 그래프

- 고인성 연결 바닥판을 적용한 교량과 불연속 교량의 하부단면력 및 안전율을 비교, 검토 수행하여 연속화 하중 분산효과 확인
- 같은 교각 단면에 작용하는 모멘트가 인장 모델의 경우, 불연속 교량이 연속화된 교량의 평균 3.88배, 압축 모델의 경우 2.06배를 가지는 것으로 확인
- P-M 검토에 대해서 압축 모델의 경우, 연속화된 교량이 불연속 교량 안전율의 평균 1.94배, 인장 모델의 경우 4.43배를 가지는 것으로 확인

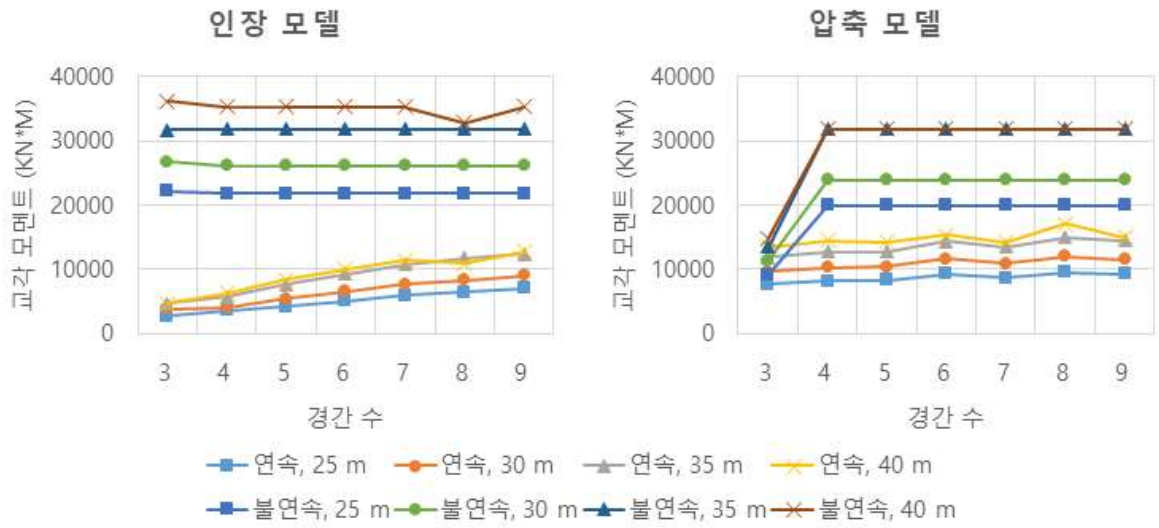


그림 1.9 경간 수 및 길이에 따른 모멘트 최대 시 교각 모멘트

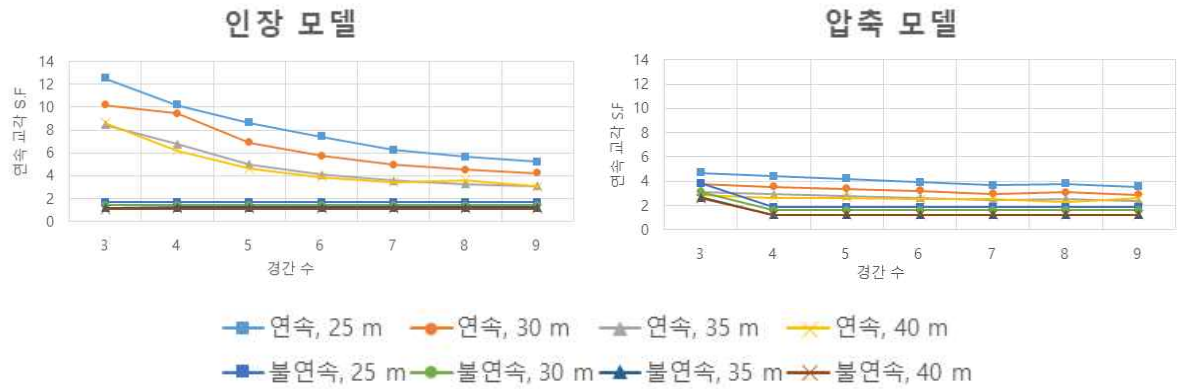


그림 1.10 인장 및 압축 모델의 연속/불연속, 경간 수 및 길이에 따른 교각 P-M 검토 안전율

▪ 경제성 분석

- 고인성 연결 바닥판 적용시 불연속 교량대비 동일한 교각 단면에서 철근량 감소로 물량감소가 가능할 것으로 판단, 상부구조물에서 발생되는 비용과 하부구조물에서 발생되는 비용을 종합적으로 판단하여 분석
- 교각에 대한 P-M검토를 통해 불연속 교량과 고인성 연결 바닥판을 적용한 교량에 대한 교각의 철근량을 산출하고, 고인성 연결 바닥판이 타설되는 구간에서 제거된 일반 콘크리트 물량과 사용되는 고인성 콘크리트의 재료비 및 타설비등을 비교하여 비용이 얼마나 증가 또는 감소되는지 비교
- 고인성 연결 바닥판은 불연속 교량에 설치되는 신축이음장치 기능을 대신하므로 고인성 연결 바닥판 적용시 신축이음장치 비용 절감이 가능
- 교각 주철근, 바닥판 콘크리트, 신축이음장치에 대하여 종합적인 공사비 산출 결과 고인성 연결 바닥판 적용시 불연속 교량 대비 공사비 약30% 정도 감소

○ 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발

▪ 직선, 루프형 연결 상세계획

- 설계 기준을 기반으로 직선 겹이음형 및 루프형 연결상세를 계획
- 계산된 제원 및 물성치를 사용하여 상세 FEM모델링을 수행하고, 연결상세 계획에 따른 변형률 검

토를 통한 최적 계획 선정을 위한 연구를 수행

- FEM해석 결과를 바탕으로 철근 배치에 따른 변형률을 검토하여 최적 철근 배치를 결정

▪ FEM을 통한 최적 연결상세 계획 도출

- 직선 겹이음형, 루프형 연결상세 계획을 비교하기 위해 FEM해석 후, 천이 및 비합성 구간에 발생하는 변형률을 검토하여 더 효과적인 계획 산정
- FEM 해석 결과 유사한 철근량을 사용할 경우, 파단 시 최대 변형률이 루프형 연결상세가 직선 겹이음형 연결상세에 비해 작은 것을 확인
- 루프형 연결상세가 직선 겹이음형 연결상세에 비해 변형률이 더 적절하게 분산하는 것을 확인. 따라서, 루프형 연결상세가 더 효과적인 계획임을 확인

○ 바닥판과 거더의 연결공법

- 1~2차년도 연구를 바탕으로 고인성 연결 바닥판의 비합성 및 천이구간 길이를 결정하고, 거더와의 연결공법을 도출
- 이 천이구간과 비합성 구간에 철근의 연결상세의 경우 개발한 루프 철근 상세를 적용

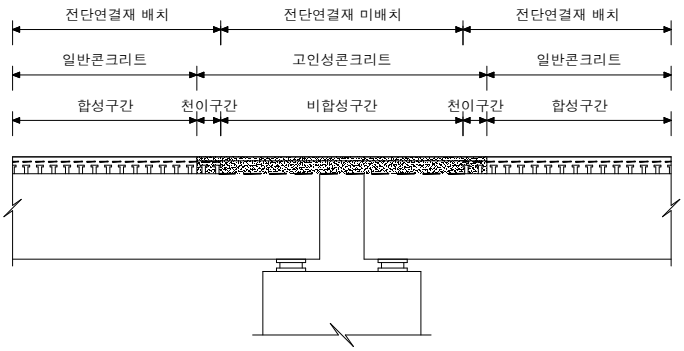


그림 1.11 고인성 연결 바닥판 구성

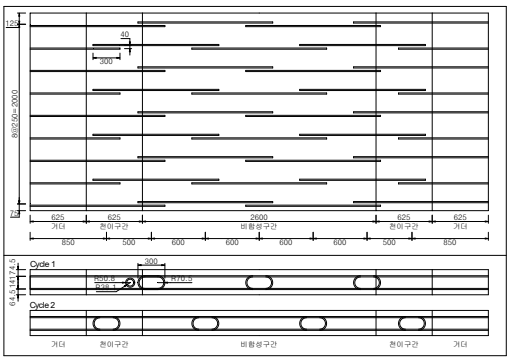


그림 1.12 루프형 연결 상세

○ 바닥판 연결부 표준화

▪ 표준 계산서 및 표준도 작성

- 고인성 바닥판은 신축이음부를 대체하므로, 거더 단부에 발생하는 처짐각에 대한 휨과 온도, 크리프, 건조수축, 활하중 등에 의한 변경을 수용해야 함
- 연구를 통해 개발한 설계 개념, 검토 방법 및 연결 상세를 적용하여 표준 계산서 및 표준 도면을 작성

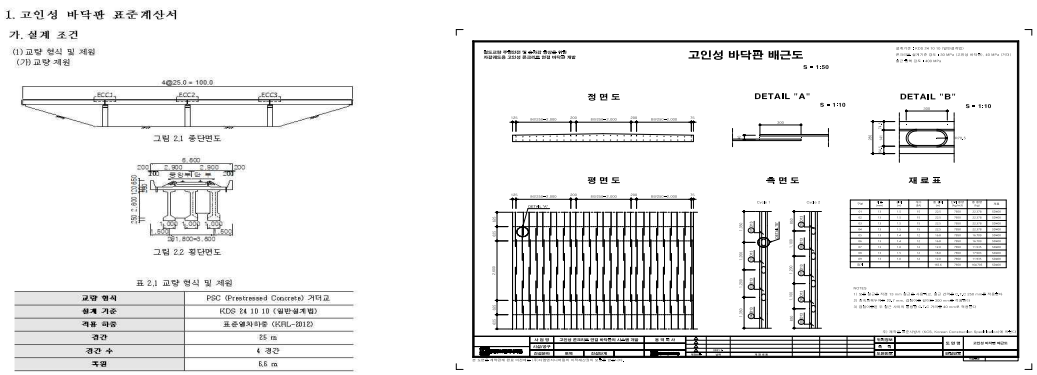


그림 1.13 표준 계산서 및 표준 도면

○ 바닥판 시방기준 및 현장적용 공법 개발

▪ 고인성 콘크리트 연결바닥판의 표준 시방기준

- 고인성 연결바닥판 타설 시, 타설 당시와 경화 이후의 재료 특성에 대한 완전한 이해를 기반으로 실행 계획 수행 필요
- 재료, 배합설계, 생산, 운반, 타설, 마감, 양생, 거푸집 및 동바리 등 고인성 바닥판 시방기준 및 현장 적용 공법에 대한 시방기준을 제시

○ 고인성 콘크리트 연결 바닥판 성능 평가

▪ 고인성 콘크리트 인장 거동 평가

- 고성능 섬유보강 콘크리트의 확률적 균열 분산 효과를 고려한 인장 거동 특성 규명
- 크기 효과를 고려한 연결 바닥판 인장 거동 해석
- 다중 분산 균열 특성을 고려하여 예측한 ECC 인장 거동 해석 결과가 실험 결과와 비교적 잘 일치
- 크기 효과를 고려한 인장 거동을 구조 해석에 활용할 필요가 있음

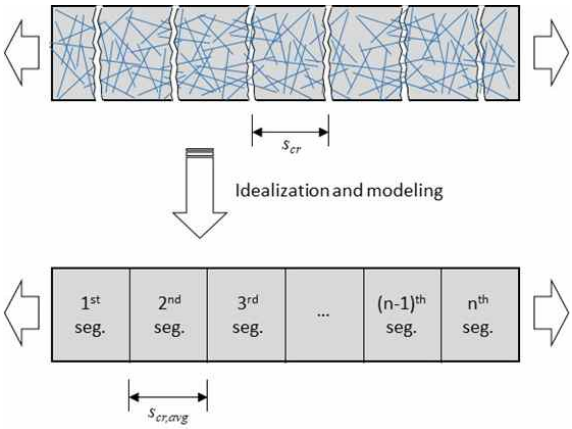


그림 1.14 ECC 인장 거동 해석 모델 개념

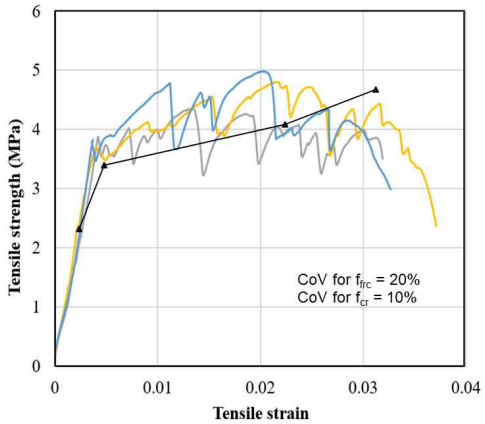
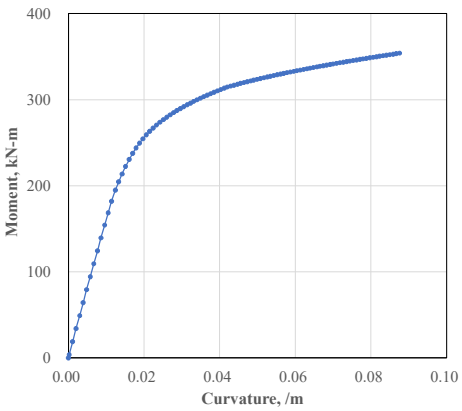


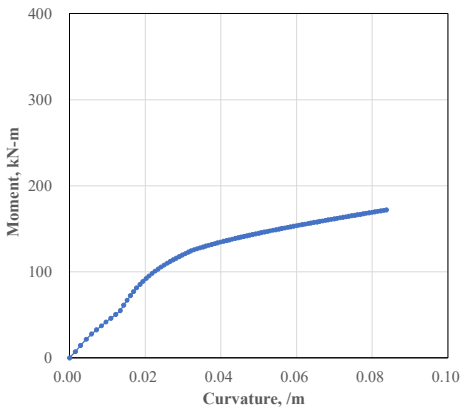
그림 1.15 ECC 직접 인장 해석 결과 (세그먼트 12개)

▪ 고인성 콘크리트 휨 거동 평가

- 단면 적층 모델을 이용하여 ECC 연결 바닥판의 인장 응력을 고려한 휨 거동 해석
- 교량의 온도 신축 변위를 고려한 휨 강성 해석



$\Delta T = 5℃$



$\Delta T = -20℃$

그림 1.16 온도 하중을 고려한 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 휨 거동 해석 결과

○ 연결 바닥판의 부재 단위 실험 계획 수립

▪ 연결 슬래브의 사용 중 응력 상태 분석

- 연결 슬래브는 계절에 따라 길이 변화에 의해 부재에 인장 및 압축 응력이 발생. 밤낮의 온도 변화에 따라 응력 변화가 발생하며, 열차 통과시 일시적으로 휨하중이 재하됨
- 따라서, 철도교의 연결슬래브를 모사할 수 있는 실험부재를 제작하여 압축응력 또는 인장응력을 도입하고, 응력이 유지되는 상태에서 휨하중을 가하여 실험부재의 거동을 분석함



그림 1.13 거푸집 및 철근 조립 과정



그림 1.14 제작된 시험 부재의 모습

○ 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 실물 시험을 통한 구조 성능 검증

▪ 고인성 콘크리트 실물 시험체 제작

- 고인성 콘크리트 연결 바닥판이 인장 또는 압축 상태에 있을 때의 휨강성을 실험적으로 평가하기 위해 시험체 제작
- 고인성 콘크리트 연결 바닥판 시험체 중 ECC 부분의 단면 제원은 표 1.1과 같음

표 1.1 고인성 콘크리트 시험체 제원

B (m)	t (m)	L_{eff}	A (m^2)	I (m^4)
0.50	0.28	1.00	0.14	0.0009147



그림 1.15 고인성 콘크리트 연결 바닥판 시험체

▪ 연결 바닥판의 축방향 압축 응력시 휨 거동 평가

- ECC의 중앙부는 실제 연결 슬래브와 같이 비부착되도록 하였으며 그 길이는 2m로 하였고 강재 거

더는 충분한 강성을 갖도록 함

- ECC 양단의 추가적인 0.5m는 하부의 강재 거더와 스터드를 통해 합성되며 그 외측으로는 1m씩 고정용 일반 콘크리트 슬래브를 적용

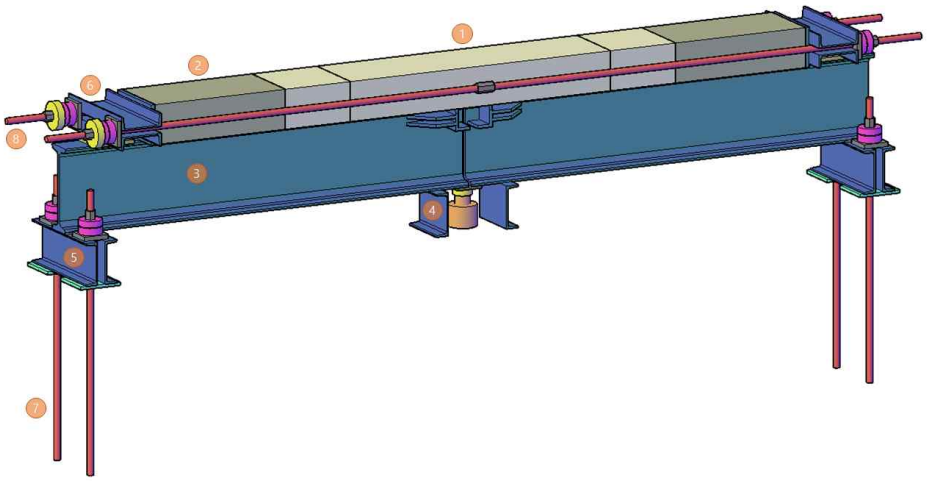


그림 1.16 압축-휨 시험 개요도

- 강재 거더의 단부는 강봉을 이용하여 반력상에 고정되며 콘크리트 바닥판은 강재 거더와 합성되고 중앙부는 비부착되도록 설치되며, 강봉을 통해 압축력이 도입된 상태에서 강재 거더의 유압잭을 통해 휨이 적용
- 바닥판 콘크리트에 압축력 도입을 위한 강봉의 단부는 아래 그림 1.17과 같이 설치. 두 개의 ㄷ형강 사이에 강봉이 통과하며 단부에 와셔를 적용하고 너트를 통해 강봉 및 콘크리트 부재에 각각 인장력 및 압축력이 가해짐
- ㄷ형강 하부에는 마찰력이 적은 판을 삽입하여 ㄷ형강이 슬라이딩 되도록 하고, 와셔와 너트 사이에는 로드셀을 설치하여 하중을 측정

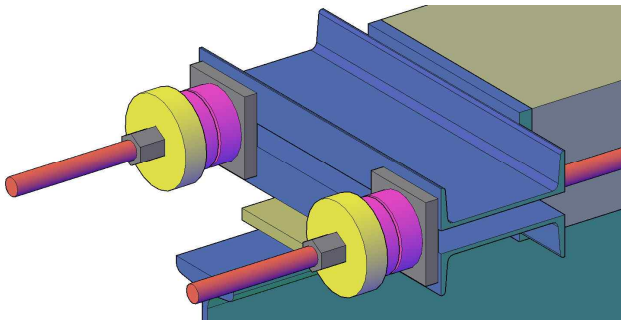
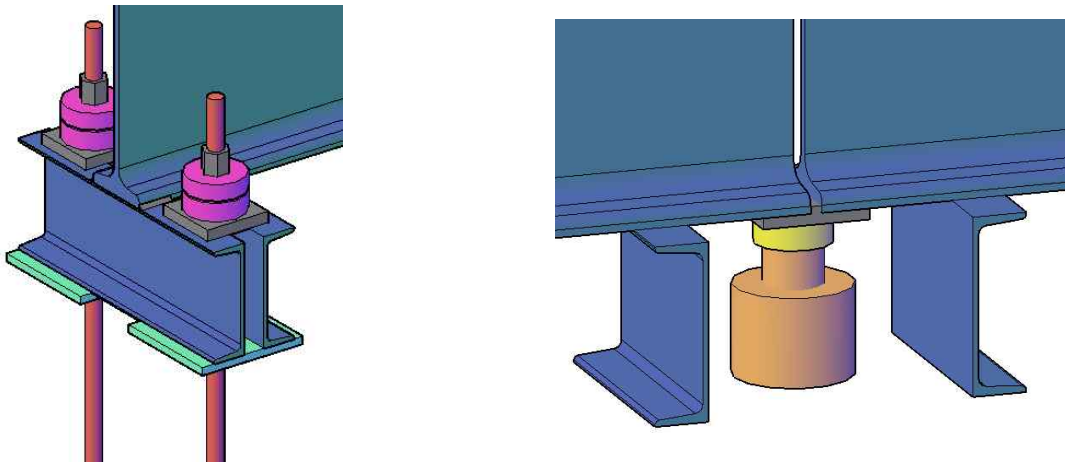


그림 1.17 압축력 도입용 강봉 단부 상세

- 아래 그림 18에 나타낸 바와 같이, 거더의 단부는 2개의 ㄷ형강에 용접되고 이는 강봉, 워셔, 너트 등을 통해 반력상과 고정되며 강봉 사이의 거리는 길이방향 및 폭방향에 대해 각각 0.5m 및 6m임. 또한 단부 ㄷ형강 하부에는 고무판을 설치하여 휨 적용 시 회전할 수 있도록 함



(a) 거더 단부 상세 (b) 거더 중앙부 상세

그림 1.18 압축-휨 시험체 각 부분 상세

- 양 거더의 사이에는 20mm의 유격을 두었으며 하부에는 임시로 거더를 지지하기 위한 ㄷ형강을 설치하고 중앙에 설치된 유압잭을 통해 휨이 적용되도록 함. 여기에도 로드셀을 설치하여 상향력을 측정하며 거더의 단부 및 중앙에 연직방향으로 변위계를 설치하여 목표하는 곡률이 구현되도록 모니터링 수행

▪ 연결 바닥판의 축방향 인장 응력시 휨 거동 평가

- 압축-휨 시험과 동일하게 강재 거더의 단부는 강봉을 이용하여 반력상에 고정되며 콘크리트 바닥판은 강재 거더와 합성되고 중앙부는 비부착되도록 설치되며, 중앙부에 설치된 유압잭을 통해 인장력이 도입된 상태에서 강재 거더의 유압잭을 통해 휨이 적용되는 방식으로 수행

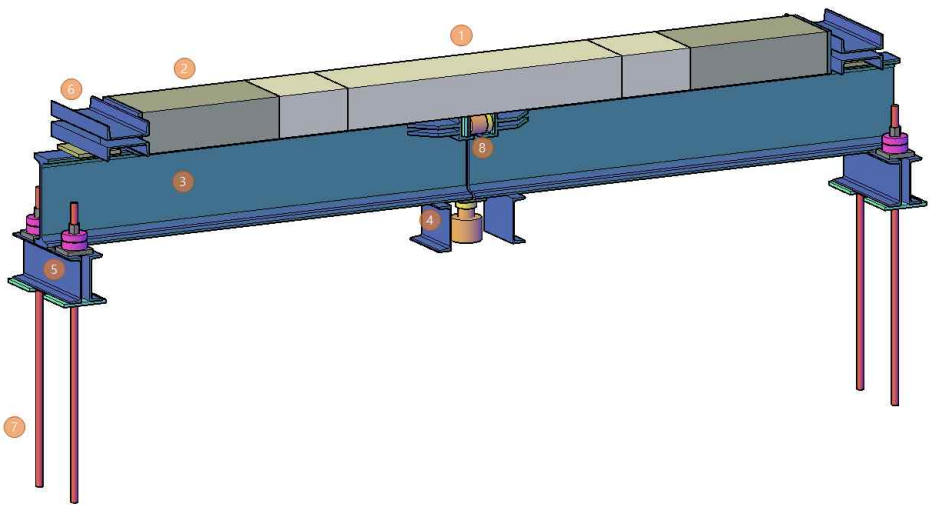
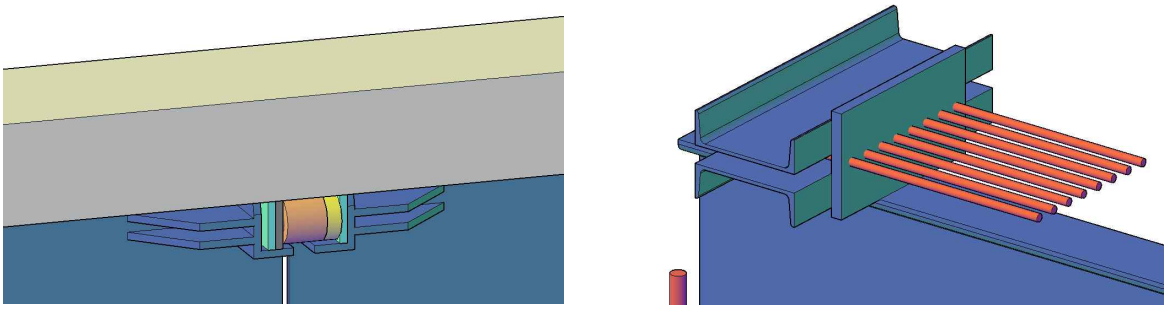


그림 1.19 인장-휨 시험 개요도

- 인장력 도입 시 소요 인장변위는 20mm로서 시험 시 제어가 가능하므로 아래 그림 20의 a와 같이

유압잭을 이용하여 직접적으로 인장력이 가해지도록 설치

- 비부착부의 단부로부터 인장력이 가해져야 하는데, 거더와의 합성을 위한 스터드만으로 인장력이 충분히 전달되기 어려울 수 있으므로 아래 그림 20의 b와 같이 콘크리트 단부에 지름 20mm 정도의 철근을 매립하여 인장력이 원활히 전달될 수 있도록 함



(a) 거더 중앙부 상세 (b) 거더 단부 상세

그림 1.20 인장-휨 시험체 각 부분 상세

▪ 연결 바닥판의 인장 시험 결과 및 휨시험 결과

- 실험결과, 고인성 콘크리트 연결 바닥판 시험체는 평균 인장 변형률 0.5%까지 안전하게 인장 거동을 지지
- 연결 바닥판의 휨 저항 성능은 인장시 축력이 없는 경우의 27~83%로 상당한 크기의 인장 저항이 발휘되어 휨 강성에 기여할 수 있음을 확인

○ 연결 바닥판의 강성을 고려한 철도교 인터페이스 검토

▪ 연결 바닥판의 강성 변화를 고려한 철도교 동적 거동 특성 검토

- 연결바닥판이 적용되지 않은 경우와 연결바닥판이 압축상태에 있는 경우 그리고 인장상태에 있는 경우에 대하여 KTX 열차와의 열차-교량 동적 상호작용 해석을 통하여 고속 열차 통과시 동적 효과를 검토
- 대상 교량은 IPC 거더교의 단면을 참고하여 고속철도용 교량이 아닌 일반 철도용 교량으로 모델링 수행. 대상교량 1은 경간장 25m 자갈궤도 단선(3주형) 3경간이며, 대상교량 2는 경간장 30m 자갈궤도 단선(3주형) 3경간이며, 경간 배치 및 모델링 단면/물성치는 다음과 같음

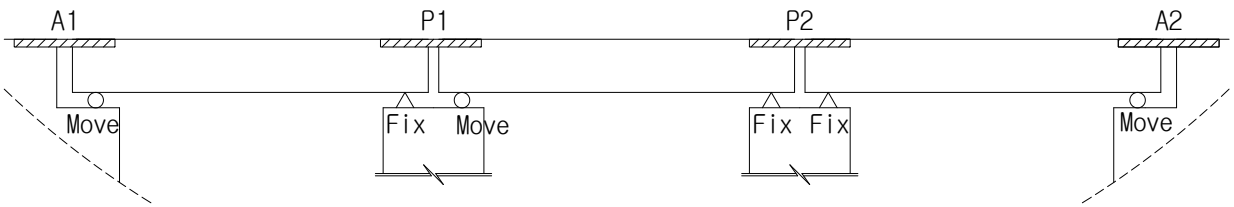


그림 1.21 대상교량 2의 경간 및 받침배치도

표 1.2 철도 교량 모델링 단면 상수 및 물성치

	25m 교량 거더	30m 교량 거더	교량 바닥판
탄성 계수(E)	32.965 kN/mm^2		30.251 kN/mm^2
단면적(A)	2.339 E6 mm^2	2.459 E6 mm^2	1.848 E6 mm^2
휨강성(I)	1.256 E12 mm^4	1.596 E12 mm^4	1.208 E10 mm^4

▪ 연결 바닥판 적용에 따른 고속열차 주행안전성 및 승차감 검토

- 열차주행 속도별로 열차-교량 상호작용을 고려한 구조해석을 통해 교량 중앙 경간의 최대 수직 처짐 및 최대 가속도, 단부 최대 솟음, 윤중감소율을 산출하여 주행안정성 및 승차감을 검토
- 열차 수직하중 작용 시, 연결 바닥판이 있는 경우 교량과 레일 사이의 종방향 상대변위가 저감됨. 교량 단부 자갈궤도의 자갈 교란을 완화하여 자갈궤도의 유지보수 향상에 기여
- 연결 바닥판이 있는 경우, 교량 단부에서 열차 수직 하중에 의한 수직 단차가 저감되어 자갈궤도의 교량 단부에서의 교란을 완화하여 궤도 유지보수 향상에 기여
- 연결 바닥판 적용시 그렇지 않은 경우보다 부등면 레일 연직 처짐이나 레일 굴절각이 모두 크게 저감. 연결 바닥판을 적용하면 열차 하중에 따른 궤도 틀림이 줄어들어 열차의 교량 단부 통과시 다소의 승차감 향상 효과

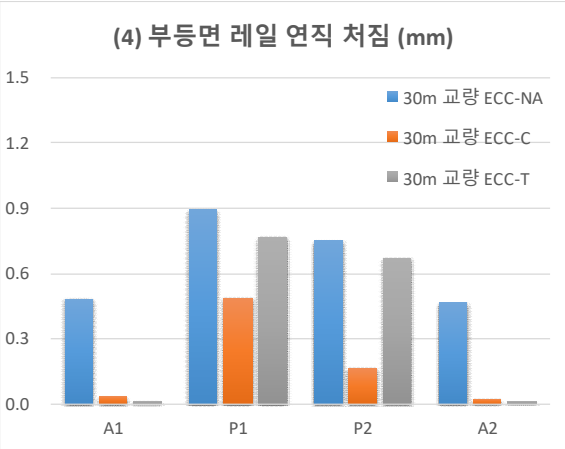


그림 1.22 부등면 레일 연직 처짐 (30m)

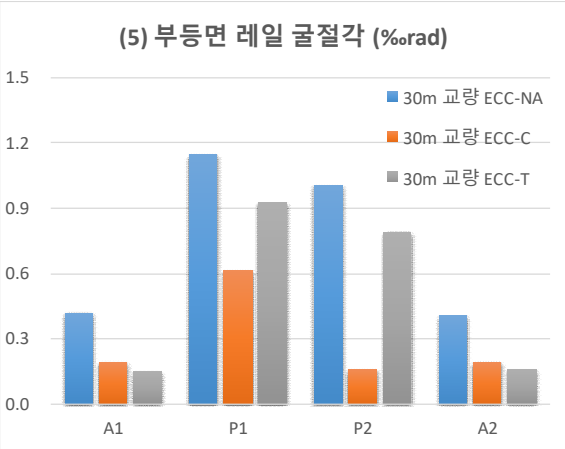


그림 1.23 부등면 레일 굴절각 (30m)

○ 현장 배합용 고인성 콘크리트 배합 개발

▪ 공시체 실험결과의 분석을 통해 최적 배합 도출

- 1차년도 연구에서 기본 배합을 도출하였음
- 2차년도 연구에서 구속 조건을 고려하여 수축저감제가 포함된 배합을 도출하였음
- 3차년도 연구에서 현장 배합용 고인성 콘크리트 배합을 도출하였고, 현장 부재 제작 과정을 통해 적용성을 평가하였고, 부재 실험과 공시체 시편을 통해 성능 평가를 수행

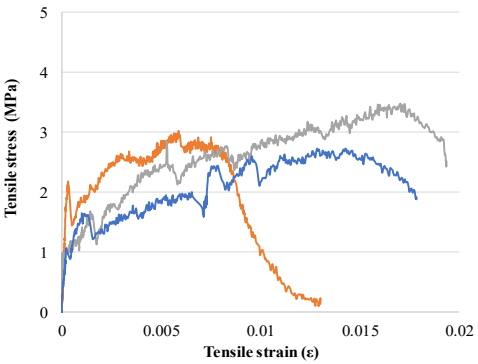
▪ 1차 현장 배합 실험

- 대규모 배합(0.5m3)을 위해서 대용량 강제식팬믹서를 사용하여 배합을 시행하고, 고인성 콘크리트를 제작. 강도측정용 공시체와 구조시험용 부재를 동시에 제작

- 현장에서 재료의 혼합이 충분하게 이루어지지 않아, 실내실험과 비교하여 낮은 성능을 보임

▪ 2차 현장 배합 실험

- 2차 시험체 제작용 배합에서는 강제식 팬믹서기를 사용하여 기본 섞음을 수행하고, 이후 섬유의 뭉침을 제거하여 배합의 균일도를 높이기 위하여 핸드 믹서를 추가로 사용
- 공시체의 인장시험결과 1차배합보다 개선된 결과를 얻음
- 실험부재의 인장 시험 결과에 따르면 측정된 센서마다 차이가 있지만, 상부철근을 기준으로 최대 1.8%의 인장변형률을 나타냄. 콘크리트 평균변형률을 기준으로 최대 1%의 변형을 나타냄



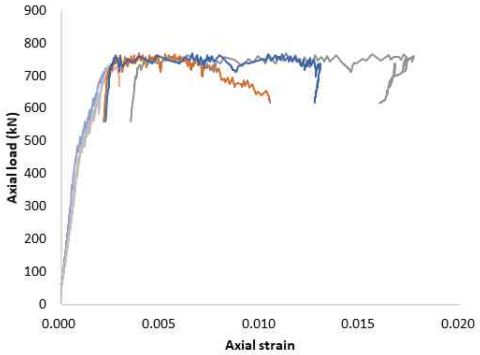


그림 1.24 2차 현장배합 공시체의 인장 시험 결과　그림 1.25 2차 현장배합 시험 부재의 인장 시험 결과

- 부재의 인장시험 과정에서 중앙 상단부 등 큰 인장응력이 발생하는 곳에 고인성 콘크리트의 전형적인 다중균열 분산특성이 관찰

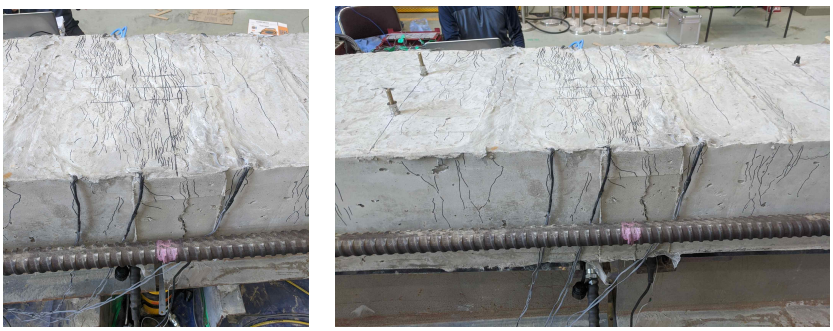


그림 1.26 현장 시험 부재의 인장 시험후 균열 모습

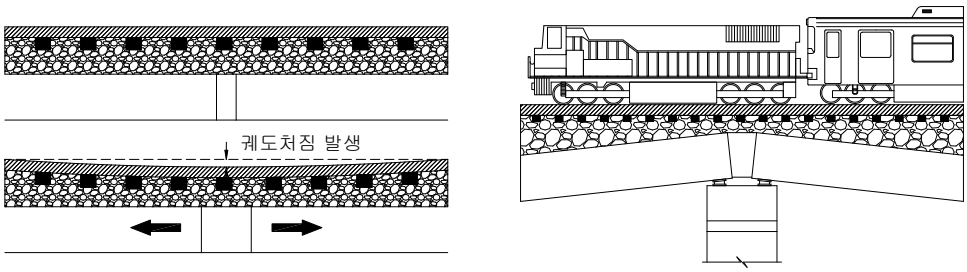
2. 연구개발과제의 개요

가. 연구 목적

○ 장대레일 안전성 확보를 위해 단순교로 계획하는 철도교는 온도 하강으로 교량 단부의 간격이 넓어지면 교량 단부 위에 설치된 자갈도상이 이완되어 침하하고, 이후 온도가 상승하여도 원상태로 복귀되지 않는 경우가 발생

○ 또한 열차하중에 의한 단부 꺽임각도 교량 단부의 도상 이완을 증가

○ 자갈도상으로 덮힌 교량 단부 덮개(자갈막이)는 누수에 취약하여 거더 하부 교각에 설치된 받침의 내구성을 저하시키며, 이를 방지하기 위한 덮개(자갈 유출 막이)의 교체 또한 매우 곤란



(a) 온도승강에 따른 자갈도상 이완 (b) 단부 꺽임 발생

그림 2.1 철도교 단부의 자갈도상 침하 개요

나. 연구 필요성

○ 자갈궤도는 초기 건설비용이 저렴하여 널리 쓰이는 궤도구조이나 변형을 허용하기 때문에 지속적인 유지관리가 필요하고 열차 운행속도, 횟수 및 중량 증가로 자갈궤도 유지보수가 증가

○ 계절변화와 밤과 낮 온도승강이 반복되면서 신축이음부 자갈도상 이완이 심화되면 침목이 들뜨게 되어 상대적으로 큰 침하에 의한 승차감 저하 발생

○ 특정위치에서 지속적인 침하로 레일 절대선형의 변화 발생

○ 승차감 저하 뿐만 아니라 열차의 주행 안전성에도 영향을 주어 자갈도상을 설치한 교량의 단부는 잦은 유지보수가 필요

○ 신축이음 장치의 누수로 인하여 거더 하부에 부식이 발생하고 이를 해결하기 위한 방안이 필요




그림 2.2 철도교의 교량 단부 누수 및 받침부 열화

다. 연구 범위

(1) 최종 목표

교량단부의 궤도침하 방지에 의한 열차 승차감 및 주행 안전성을 향상시키기 위한 단순 철도교의 신축을 수용하는 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발 및 표준화

(2) 1차년도 개발 목표 및 범위

(가) 구조거동 분석 및 설계기술 개발

① 1차년도 개발 목표

○ 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 구조적 거동 분석 및 설계

② 1차년도 개발 범위

○ 경간장에 따른 비합성 필요구간 산정 연구

- 단순 철도교의 받침배치 방안을 모두 구현할 수 있는 3경간 교량을 대상으로 선정하여 교대부를 포함한 전구간 교량 단부를 고인성 콘크리트 연결 바닥판으로 연속화 할 경우, 각 바닥판 연결시 최적의 받침조건을 구하고 교량 단부에서 필요한 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 필요길이 산정을 위한 연구 수행

○ 경간장 별 최적길이 천이길이 산정

- 천이구간을 상세 모델링하여 거동 분석과 기존 연구자료를 활용하여 최적 천이구간 산정을 위한 연구 수행

○ 시제동하중 분산효과 검토

- 수평력이 큰 시제동하중을 저항하는 철도교는 큰 하부 강성이 요구되어 규모가 큰 교각을 적용하고 있으나, 상부 바닥판을 연속화 하면 시제동하중이 분산 재하 되므로 하부 교각의 규모를 축소할 수 있을 것이라 판단

○ 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 경제적 효과 검토

- 일반 교량신축이음과 고인성 콘크리트 연결 바닥판과의 초기투자비 및 생애주기 비용을 분석하여 경제성 사전 검토

(나) 궤도 인터페이스 검토

① 1차년도 개발 목표

○ 기존 철도 교량의 자갈궤도의 열화 현상 분석

○ 고인성 콘크리트 연결 바닥판 적용에 따른 궤도-인터페이스 검토

② 1차년도 개발 범위

○ 기존 단절된 바닥판이 적용된 철도 교량의 자갈궤도의 열화 현상 분석

• 기존 교량상 자갈궤도 현황 분석 및 유지보수 현황 검토 및 교량 단부 자갈궤도 열화에 따른 영향 분석

○ 연결 바닥판 적용에 따른 궤도-인터페이스 검토

• 상호작용 해석을 통한 교량 및 궤도 거동, 열차 승차감 및 주행 안전성 검토

(다) 배합 및 재료개발

① 1차년도 개발 목표

○ 철도교 지점부의 바닥판 연결에 적합한 고인성 콘크리트의 성능 요구 조건 도출 및 배합설계

② 1차년도 개발 범위

○ 철도교 연결 바닥판의 필요성능 구현을 위한 배합변수 도출

• 철도교 연결 바닥에 사용될 고인성 콘크리트에 필요한 요구 성능을 검토하고, 요구 성능 달성을 위한 배합설계의 기본 개념 도출

○ 배합 변수에 따른 고인성 콘크리트의 특성분석 및 후보 배합 도출

• 소규모 공시체 단위의 실험 검증을 수행하고 최적 배합 도출을 위한 1차 결과 도출

(3) 2차년도 개발 목표 및 범위

(가) 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발

① 2차년도 개발 목표

○ 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발

② 2차년도 개발 범위

○ 연속 경간수와 교각 강성에 따른 바닥판 연속부의 사용성 및 안전성 확인

• 다경간 효과 검증 및 시제동 하중 저항을 위해 대단면을 적용한 철도교각의 강성 영향 분석을 통한 교각단면 축소 수준 확인

○ 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발

• 고인성 콘크리트 연결 바닥판과 기존 일반 바닥판과의 연결부 상세 개발

(나) 고인성 콘크리트 연결 바닥판 구조 성능 평가 및 구조 시험 부설 계획 수립

① 2차년도 개발 목표

○ 고인성 콘크리트 연결 바닥판 구조 성능 평가 및 구조 시험 부설 계획 수립

○ 주요연구 변경사항

구 분	당 초	변 경
2차년도	- 경간장 별, 받침배치별 연결 바닥판의 표준구조계산서, 표준도	- 경간장 별, 받침배치별 연결 바닥판의 표준구조계산서, 표준도(삭제)
	- 고인성 콘크리트 연결 바닥판 구조성능 평가	- 고인성 콘크리트에 도입된 축방향 응력에 따른 구조 강성 평가 해석 (구조해석 평가)
	- 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 현장 시험 부설 계획 수립	- 고인성 콘크리트 연갈 바닥판의 성능 검증을 위한 구조 시험 계획 수립 (실내시험 계획 수립)

② 2차년도 개발 범위

○ 고인성 콘크리트에 도입된 축방향 응력에 따른 구조 강성 평가 해석

- 고인성 콘크리트 연결 바닥판 요구 성능 도출
- 관련 기존자료 및 논문 분석을 통하여 구조 해석 모델 구축
- 전산 구조 해석을 통한 고인성 연결 바닥판 휨, 인장 성능 평가

○ 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 성능 검증을 위한 구조 시험 계획 수립

- 고인성 콘크리트의 기존 구조 실험 현황 검토
- 축방향 응력 상태에 따른 고인성 콘크리트의 휨강성 도출을 위한 구조 시험 계획 수립
- 구조 성능 검증 시험체 설계 및 시험 절차 수립

(다) 연결 바닥판의 부재단위 실험 계획 수립, 고인성 콘크리트의 최적 배합 도출

① 2차년도 개발 목표

○ 연결 바닥판의 부재 단위 실험 계획 수립

○ 고인성 콘크리트 최적 배합 도출

② 2차년도 개발 범위

○ 연결 슬래브의 사용중 응력상태 검토

- 공용중인 연결 슬래브의 응력 상태에 대한 검토

○ 공시체 실험결과의 분석을 통해 최적 배합 도출

- 수축과 인장 거동 상관성 검토
- 1차년도 배합을 보완하여 개선된 배합을 도출

(4) 3차년도 개발 목표 및 범위

(가) 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발

① 3차년도 개발 목표
○ 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 시스템 개발

② 3차년도 개발 범위
○ 표준계산서 및 표준도 작성
• 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 표준계산서 및 표준도 작성

○ 비합성 구간의 거더와의 연결방법
• 루프 철근 상세가 적용된 고인성 바닥판 성능검증

○ 고인성 연결 바닥판의 표준 시방기준 작성
• 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 타설 시 유의해야 하는 항목 표준 시방기준 작성

(나) 고인성콘크리트 연결 바닥판의 궤도 인터페이스 및 성능검증
① 3차년도 개발 목표
○ 고인성콘크리트 연결 바닥판의 궤도 인터페이스 및 성능검증

② 3차년도 개발 범위
○ 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 실물 시험을 통한 구조 성능 검증
• 고인성 콘크리트 실물 시험체 구축
• 연결 바닥판의 축방향 압축 응력 시 휨 거동 평가
• 연결 바닥판의 축방향 인장 응력 시 휨 거동 평가

○ 연결 바닥판의 강성을 고려한 철도교 인터페이스 검토
• 연결 바닥판의 강성 변화를 고려한 철도교 동적 거동 특성 검토
• 연결 바닥판 적용에 따른 고속열차 주행안전성 및 승차감 검토
• 연결 바닥판 적용에 따른 궤도 - 교량 상호작용 검토

(다) 고인성 콘크리트 재료기술 개발
① 3차년도 개발 목표
○ 고인성 콘크리트 재료기술 개발

② 3차년도 개발 범위
○ 배합 및 재료개발
• 현장 시험 부설 콘크리트 배합 도출 및 현장 적용성 확인

3. 구조거동 분석 및 설계기술 개발

가. 연구개요

장대레일 안전성 확보를 위해 단순교로 계획하는 철도교는 온도 하강으로 교량 단부의 간격이 넓어지면 교량 단부 위에 설치된 자갈도상이 이완되어 침하한다. 이후 온도가 상승하여도 원상태로 복귀되지 않는 경우가 발생하며 열차하중에 의한 단부 꺽임이 도상 이완을 증가시킨다. 또한 자갈도상으로 덮힌 교량 단부 덮개(자갈막이)는 누수에 취약하여 거더 하부 교각에 설치된 받침의 내구성을 저하시키며, 이를 방지하기 위한 덮개(자갈유출 막이)의 교체 또한 매우 곤란하여 자갈도상 철도교에 발생하는 문제점으로 지적되고 있다.

자갈도상의 이완 및 누수를 해결하기 위해 고인성 콘크리트 연결 바닥판을 적용하여 이러한 문제를 해결하고자 한다. 따라서 고인성 콘크리트 연결 바닥판을 적용할 경우 이에 발생하는 구조거동에 대하여 연구할 필요가 있다.

(1) 경간장에 따른 비합성 필요구간 산정 연구

고인성 콘크리트 연결 바닥판은 신축이음부를 대체하는 것으로 거더 단부에 발생하는 처짐각에 대한 휨과 온도, 크리프, 건조수축, 활하중에 의한 축방향 변형을 수용해야 한다.

우선 고인성 연결 바닥판에 발생하는 휨을 수용하기 위해 경간장별로 FEM해석을 수행하여 휨-곡률에 의한 관계식으로부터 휨을 수용하기 위한 고인성 연결 바닥판 비합성구간 결정방법과 비교하여 바닥판에 발생하는 휨을 수용하기 위한 비합성 필요구간을 연구한다.

이후 경간장 및 비합성 구간에 따른 FEM해석과 문헌과 동일한 방법으로 비합성 구간에 대하여 검토하고 축방향 변형을 수용할 수 있는 비합성 구간을 산정한다.

(2) 경간장 별 최적길이 천이길이 산정

비합성구간 산정에 대한 연구는 바닥판 전체에 대한 설계가 가능하지만 바닥판 끝단에 발생하는 거동은 확인하기가 어렵다. 고인성 연결 바닥판과 일반 바닥판 연결시 접합부가 형성되어 응력집중 현상이 발생하므로 응력이 집중되지 않도록 해결할 필요가 있다. 따라서 비합성 구간 외에 고인성 콘크리트를 타설하는 합성구간을 두어 응력집중 현상을 해소할 수 있는 천이구간에 대한 연구가 추가적으로 필요하다.

천이구간에 대한 연구는 문헌에서 제시한 구간을 적용한 상세 모델링을 통하여 천이구간 내의 거동 분석하여 최적 천이구간 산정을 위한 연구를 수행한다.

(3) 시・제동하중 분산효과 검토

또한 신축이음부를 고인성 연결 바닥판으로 교체를 하게 되면 상부 바닥판이 연속화되어 시제동하중이 분산 재하 될 것으로 판단되어다. 따라서 수평력이 큰 시제동하중을 저항하는 철도교는 큰 하부 강성이 요구되어 규모가 큰 교각을 적용하고 있으나 고인성 연결 바닥판으로 교체하면 하부 교각의 규모를 축소할 수 있을 것이라 보여진다. 하부 교각의 규모를 축소시키기 위해 시제동하중에 대한 고인성 연결 바닥판으로 연결된 교량의 교각이 어떤 거동을 하는지에 대한 연구를 수행한다.

(4) 경간수와 교각 강성에 따른 바닥판 안전성

고인성 콘크리트 연결 바닥판은 신축이음부를 대체하게 되므로, 거더 단부에 발생하는 처짐각에 대한 휨과 온도, 크리프, 건조수축, 활하중 등에 의한 변형을 수용해야 한다. 따라서 이들 하중에 대한 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 사용성 및 안전성을 확인해야 할 필요성이 있다. 고인성 콘크리트 연결 바닥판은 상부 바닥판이 연속화 되어 시제동하중이 분산 재하하게 되므로 신축이음부가 있는 불연속 교량과 하부단면력 및 교각 강성을 비교함으로써 연속화 효과의 확인이 필요하다.

바닥판 연속부의 사용성 및 안전성 확인 및 교각 강성에 대한 연구는 “1.나. 경간장에 따른 비합성 필요구간 산정 연구부분”에서 제시한 제원 및 물성치를 적용한 프레임 모델을 사용해서 수행한다. 교량에 설계 기준 하중을 재하하고, 압축, 인장 모델 각각에 대하여 모멘트-곡률 곡선과 변형률 검토를 통하여 안전성 및 사용성을 확인한다. 교각 강성 연구는 바닥판 압축, 인장 모델에 대하여 각각 같은 교각 단면에 대한 단면력 및 안전율을 확인하고, 불연속 교량과 비교하여 연속화 효과를 확인한다.

(5) 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 경제적 효과 검토

고인성 콘크리트 연결 바닥판이 자갈도상 철도교의 문제점을 해결하는 것이 가능하더라도 일반 교량신축이음보다 비용적인 측면에서 차이가 크게 발생하면 고인성 연결 바닥판 사용이 제한적일 것으로 판단된다. 따라서 일반 교량신축이음과 고인성 콘크리트 연결 바닥판과의 초기투자비 및 생애주기 비용을 분석하여 경제성 사전 검토가 필요하다.

나. 경간장에 따른 비합성 필요구간 산정 연구

(1) 경간장에 따른 비합성 필요구간 산정 연구 방법

자갈도상 철도교에서 꾸준히 발생하는 문제로는 온도 변화로 교량 단부에 발생되는 자갈도상 이완과 교량 단부 덮개(자갈막이)의 누수등이 있다. 고인성 콘크리트 연결 바닥판을 적용하여 이러한 문제를 해결하고자 하는데 신축이음부를 연속화하기 때문에 교량의 이동을 수용하게 된다. 따라서 고인성 연결 바닥판은 거더 단부에 발생한 처짐각에 대한 휨과 온도, 크리프, 건조수축, 활하중에 의한 축방향 변형을 수용해야 한다. 고인성 연결 바닥판의 휨 변형과 축방향 변형은 고인성 콘크리트의 적용구간을 조정하여 해결하게 된다. 본 연구에서는 우선 FEM해석을 경간장별로 수행하고 휨-곡률에 의한 고인성 연결 바닥판 비합성 구간 결정방법과 비교 검토하여 교량 거동을 수용하기 위한 비합성 필요구간을 연구한다.

FEM해석과 휨-곡률에 의한 고인성 연결 바닥판 비합성 구간을 산정하면 산정된 길이를 통해 문헌과 동일한 방법으로 축방향 변형에 대한 검토와 경간장, 비합성 구간에 따른 FEM해석을 통해 축방향 변형을 수용할 수 있는 비합성 구간에 대하여 연구한다.

연구 순서는 신축이음장치를 적용한 단순교와 달리 바닥판을 연속화한 교량은 받침배치에 따라 구조적 특성이 상이하므로 바닥판 연속화에 적합한 받침배치 연구를 먼저 수행한다. 이후 바닥판에 발생하는 휨을 수용하기 위한 비합성 구간 연구와 바닥판에 발생하는 축방향 변형을 수용하기 위한 비합성 구간 연구를 각각 진행하고 최종적으로 휨과 축방향 변형을 수용할 수 있는 비합성 필요구간을 산정한다.

휩을 수용하기 위한 연구는 휨-곡률에 따른 비합성 구간 결정방법과 활하중 및 고정하중에 대한 FEM해석 결과를 바탕으로 문헌과 비교하고 축방향 변형을 수용하기 위한 비

합성 구간 연구는 휨 연구에서 산정한 비합성 구간길이에 대하여 축방향 변형을 수용하기 위한 문헌 방법과 온도하중, 크리프, 건조수축, 활하중 등 축방향에 영향을 주는 하중에 대한 FEM해석 결과를 비교한다.

○ 연구 순서
- 바닥판 연속화를 위한 받침배치 연구
- 휨을 수용하기 위한 휨-곡률에 따른 비합성 구간 산정
- 고인성 연결 바닥판에 휨을 발생시키는 하중에 대한 FEM해석
- 휨에 대한 FEM해석 결과, 휨-곡률에 따른 방법, 문헌에 따른 방법을 비교하여 비합성 구간 산정
- 휨 연구에서 산정한 비합성 구간길이에 대하여 축방향 변형을 수용하기 위한 문헌에 따른 비합성 구간 산정
- 고인성 연결 바닥판에 축방향 변형을 발생시키는 하중에 대한 FEM해석
- 축방향 변형에 대한 FEM해석 결과와 문헌에 따른 비합성 구간 산정 결과 비교
- 휨과 축방향 변형을 모두 고려한 비합성 필요구간 산정

(2) 경간장에 따른 비합성 필요구간 산정을 위한 검토대상 교량

연구에 채택한 교량은 철도교에서 적용되는 거더 형식의 교량 중 콘크리트 PSC 거더와 강합성 거더를 대상으로 한다. 실제 설계에 적용되는 경간장을 가지는 교량을 조사하여 PSC거더교는 25~40m의 4개 경간에 대하여 검토하고 강합성 거더교는 적용사례가 많지 않아서 40m 경간 1개를 적용하여 총 5개 교량에 대하여 검토한다.

또한 철도교는 단선과 복선으로 나뉘는데 그중 단선에 대한 교량을 채택하였으므로 경간장에 관계없이 상부 슬래브 폭은 6.6m로 모두 동일하게 적용한다.

○ PSC거더교

조사결과 25m 경간장의 경우 거더의 높이는 2m로 바닥판을 포함하여 2.28m이다. 거더길이가 5m 증가함에 따라 25~30m 변화시는 거더높이가 0.2m 증가하고 나머지 경간 변화에대해서는 0.4m씩 증가한다.

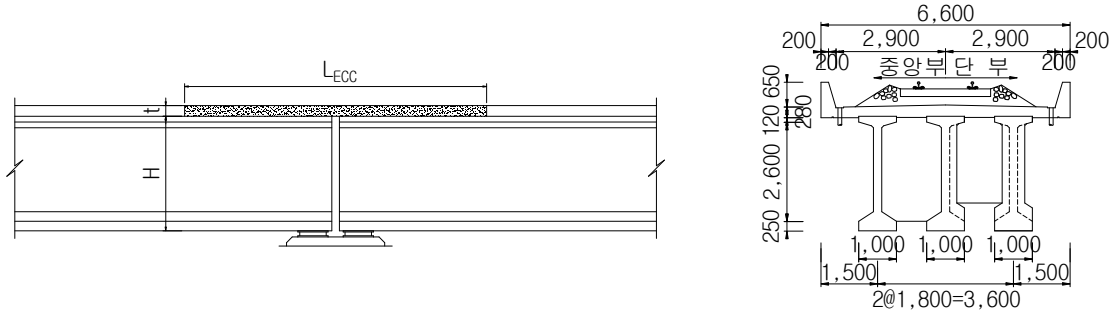


그림 3.1 고인성 연결 바닥판 개요(PSC거더교)

표 3.1 PSC거더교에 대한 고인성 연결 바닥판 길이

구분	지간장(m)			
	25	30	35	40
거더 높이,H(m)	2.0	2.2	2.6	3.0
고인성 연결 바닥판 길이,L_{ECC}(m)	3.9	4.7	5.4	6.2

○ 강합성거더교

강합성거더교는 철도교에 사용된 사례가 많지않아 PSC거더교의 최대 경간장 40m에 대해서 PSC거더교와 거더 높이 및 거더수를 동일하게 단면을 채택하여 연구한다. PSC거더교와 유사한 단면 구성을 한 목적은 고인성 연결 바닥판을 연구하는 것이 목적이므로 교량 재료에 따른 거동 특성을 비교 분석하는 것이 유리하다고 판단하기 때문이다

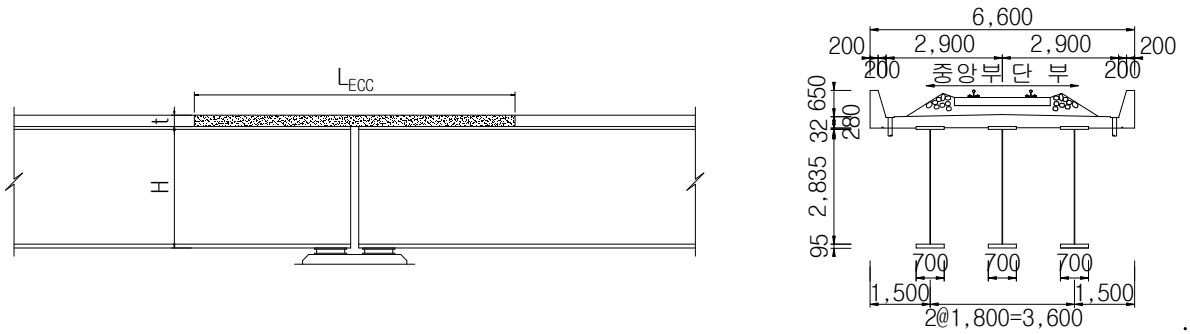


그림 3.2 고인성 연결 바닥판 개요(강합성거더교)

표 3.2 강합성거더교에 대한 고인성 연결 바닥판 길이

구분	지간장(m)
	40
거더 높이,H(m)	3.0
고인성 연결 바닥판 길이,L_{ECC}(m)	6.2

(3) 하중

고인성 연결 바닥판에 발생하는 거동은 휨에 대한 거동과 축방향 변형에 대한 거동이 있다. 휨에 대한 거동은 거더 단부의 처짐각에 의해 발생하는 거동으로 거더에 작용하는 고정하중과 열차하중에 의해 일어난다. 축방향 변형에 대한 거동은 거더의 축방향 변형에 의해 발생하는 거동으로 온도하중, 크리프, 건조수축에 의해 발생한다.

또한 고인성 연결 바닥판에 의해 교량 전구간 바닥판이 연속화되므로 거더에 시·제동하중이 작용할 때 교각에 영향을 미친다.

따라서 고인성 연결 바닥판에 관련된 거동을 발생시키는 하중은 철도 설계기준 노반편(2017)을 따른다.

(가) 고정하중

고정하중은 거더자중, 바닥판자중, 자갈도상등이 있지만 고인성 콘크리트에 적용하는 고정하중은 거더 및 바닥판이 완성된 이후에 신축이음부의 바닥판을 고인성 콘크리트로 후타설되는 것이므로 자갈도상의 자중만 고려된다.

표 3.3 도상자갈 단위중량

재료	단위중량(kN/m^3)
도상자갈	19.0

(나) 열차하중

철도 설계기준에 따라 열차하중 KRL-2012적용한다. 열차하중 재하방법은 단선의 경우 교량 전구간에 걸쳐 80kN/m의 분포하중을 재하하고 거더에 불리하게 작용하는 위치에 집중하중을 3m간격으로 각각 220kN씩 재하한다.

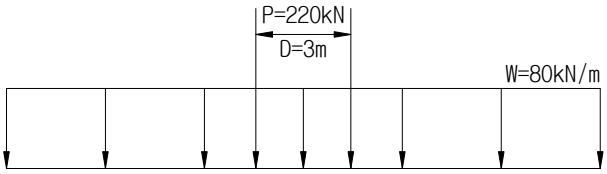


그림 3.3 열차하중

실제 설계에서는 열차하중을 교량전체에 걸쳐 종방향으로 재하하는 것이 바람직하지만 본 연구는 고인성 연결 바닥판을 연구하는 것이 목적이므로 채택된 교량 전체를 모델링하지 않고 거더 하나에 대한 모델링을 하여 FEM해석을 수행하므로 전체 하중크기 보다 1/3수준으로 재하한다.

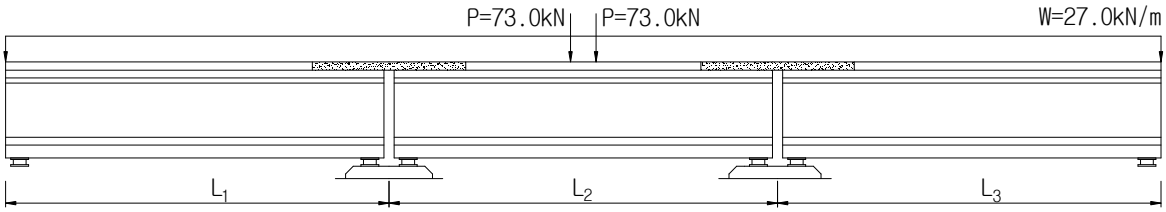


그림 3.4 열차하중 재하도

표 3.4 재하 열차하중

구분	열차하중	
	설계기준상 재하하중	해석상 재하하중
집중하중	220kN	73kN
분포하중	80kN/m	27kN/m

(다) 온도하중

철도 설계기준에 따라 콘크리트교는 ±15℃, 강교는 ±45℃로 재하한다.

○ 콘크리트교 설계시 단면에서의 온도변화의 범위

콘크리트교의 온도변화 범위는 지역별 평균기온을 고려하여 정해야 한다. 보통의 경우 온도의 승강은 각각 15℃로 하면 된다. 단면의 최소 치수가 700mm 이상인 경우에는 10℃로 하면 된다.

○ 강교 설계시 단면에서의 온도변화의 범위

강교에서 온도변화의 승강은 가설시 온도를 기준으로 하여 계산해야 한다. 온도 변화의 범위는 -20℃에서 +50℃로 하되, 특히 추운 지방에서는 -30℃에서 +50℃까지로 해야한다. 가설시 온도의 예상이 어려운 경우 온도의 승강은 기후가 보통인 지방에서는 ±35℃, 기후가 특히 한냉한 지반에서는 ±45℃로 해야한다.

(라) 시·제동하중

시동 및 제동하중은 레일의 윗면에 레일방향인 교량 종방향 하중으로 작용해야 한다. KRL-2012하중은 1.8m 높이에서 교축방향으로 수평으로 작용하는 것으로 한다.

○ 시동하중 : $33kN/m \times L(m) \leq 1000kN$

○ 제동하중 : $20kN/m \times L(m) \leq 6000kN$

(마) 크리프, 건조수축

크리프, 건조수축에 의한 거더의 변형을 고인성 연결 바닥판이 수용할 수 있어야 한다. 크리프, 건조수축은 철도 설계기준에서 크리프, 건조수축에 대한 가동받침의 이동량을 산출하여 고인성 연결 바닥판의 변형률을 산출하는 것으로 한다.

○ 건조수축에 의한 이동량 : $\Delta l_s = \Delta T_s \alpha l \beta_{cs}$

○ 크리프에 의한 이동량 : $\Delta l_c = \frac{P_i}{E_c A_c} \phi l \beta_{cs}$

α : 선팽창계수

l : 신축거더 길이

β_{cs} : 건조수축, 크리프의 저감계수

P_i : 프리스트레싱 직후의 PS강재에 작용하는 인장력

A_c : 콘크리트 단면적

E_c : 콘크리트 탄성계수

ϕ : 콘크리트의 크리프 계수 2.0

ΔT : 건조수축에 해당하는 온도변화

표 3.5 재령에 따른 건조수축, 크리프 저감계수

콘크리트의 재령(월)	0.25	0.5	1	3	6	12	24
건조수축, 크리프의 저감계수(β)	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

표 3.6 사용 크리프 계수 및 건조 수축 온도

콘크리트의 크리프 계수	$\phi = 2.0$
콘크리트의 건조 수축	20℃하강상당

(4) 문헌에 의한 비합성 필요구간

1993년 미시간대학 Li, Victor, C에 의해 고인성 콘크리트가 개발되었으며 미국, 캐나다, 일본등에서 많은 연구가 진행되었다. 2000년대 초반 국내에 고인성 콘크리트 개념이 도입되었으며 연구 필요성이 대두되어 졌다. 바닥판 연속화시 거더와 거더 사이에 비합성 구간을 두는 이유는 활하중 또는 다른 하중으로 인하여 거더 단부에 처짐각 발생으로 연속화된 바닥판 내에 휨 모멘트가 발생하는데 휨 모멘트에 대해서 휨강성을 줄여 연속화된 바닥판에 발생하는 응력을 최소화하고 두 경간 사이에서 힌지의 기능을 하여 휨 모멘트를 수용할 수 있도록 하는 역할을 한다.

[Design and Field Demonstration of ECC Link Slabs for Jointless Bridge Decks,University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, USA]의 논문에 의하면 인접한 바닥판의 최대 5%가 인접 경간의 단경간 설계가정에 영향을 주지 않고 비합성 구간으로 작용할 수있다고 제시하였다. 따라서 논문에서 제시한 길이는 고인성 연결 바닥판의 전체길이는 인접한 교량 지간장 합의 7.5%와 유간길이를 합한 것으로 하고 비합성 길이는 인접한 교량 지간장 합의 5%와 유간길이를 합한 것으로 한다. 고인성 연결 바닥판의 전체길이와 비합성 구간의 고인성 연결 바닥판 길이는 다음의 식으로 각각 구해진다.

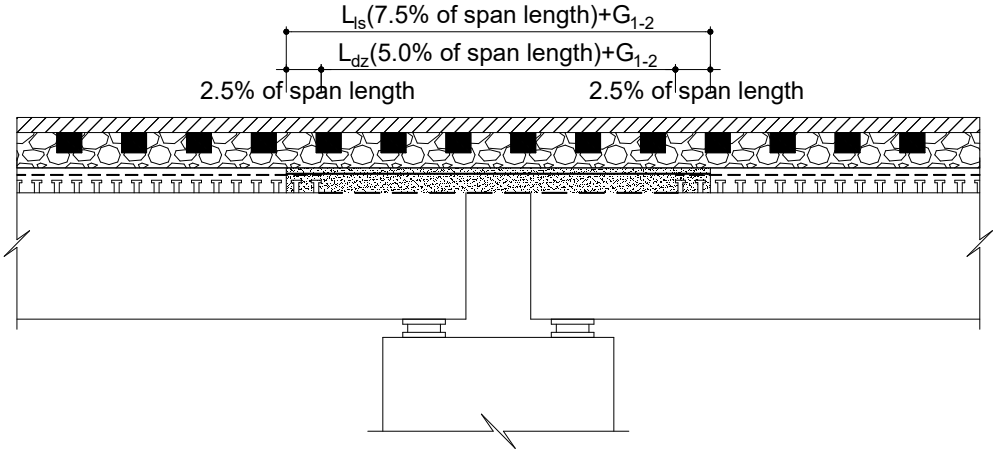


그림 3.5 고인성 연결 바닥판 개요

$$L_{ls} = 0.075(L_1 + L_2) + G_{1-2}$$
$$L_{dz} = 0.05(L_1 + L_2) + G_{1-2}$$

예시)

○ 인접 거더길이 : G1, G2 = 39.9m

○ 인접 거더간격 : G1-2 = 0.2m

○ 고인성 연결 바닥판 전체 길이

$L_{ls} = 0.075(L_1 + L_2) + G_{1-2} = 0.075 \times (39.9 + 39.9) + 0.2 = 6.185m$

○ 비합성 구간 길이

$L_{dz} = 0.05(L_1 + L_2) + G_{1-2} = 0.05 \times (39.9 + 39.9) + 0.2 = 4.190m$

(5) 바닥판 연속화를 위한 받침배치 연구

신축이음장치를 적용한 단순교와 달리 바닥판을 연속화한 교량은 받침배치에 따라 구조적 특성이 상이하므로 바닥판 연속화에 적합한 받침배치 연구를 먼저 수행한다.

신축이음장치가 적용된 단순교의 영향은 거더별로 개별적으로 발생하기 때문에 교량 전체에 대하여 큰 영향을 주지 않지만 바닥판이 고인성 콘크리트 바닥판으로 연속화되면 바닥판의 재료적 특성에 의해 균열발생 이전에는 탄성적 거동을 하기 때문에 일체거동을 하게 되고 균열발생 이후에는 바닥판의 연성이 커지게되어 일체 거동특성이 약화된다. 따라서 이러한 재료적 특성을 고려하여 받침배치에 따른 교량의 전체 거동을 확인할 필요가 있다.

검토 모델은 경간장 40m인 3경간 PSC거더교를 대상으로 하여 고인성 연결 바닥판으로 배치하였을 경우 각 위치에서 온도하중에 의해 발생하는 변형률을 계산식에 의한 검토와 FEM해석을 통해 확인한다. 콘크리트 PSC거더교에 작용하는 온도하중은 철도교 설계기준에 따라 온도 승강을 각각 ±15℃로 한다.

계산식에 의한 검토시 온도하중이 15℃일 경우 고인성 연결 바닥판에 작용하는 인장 변형률을 구하고 이를 검증하기위해 FEM해석을 수행하여 계산식에 의한 결과와 비교한다. FEM해석시 철도교 설계기준상 PSC거더교의 승강온도는 ±15℃이지만 기준온도 초과 및 고인성 연결 바닥판의 항복 후 거동을 확인하기 위해 -30℃까지 재하한다.

(가) 받침배치

○ Case1(FM-FM-MF)

교대 양측에 고정단을 배치한 경우로 P1에서는 가동단-고정단, P2에서는 가동단-가동단으로 받침 배치를 한다.

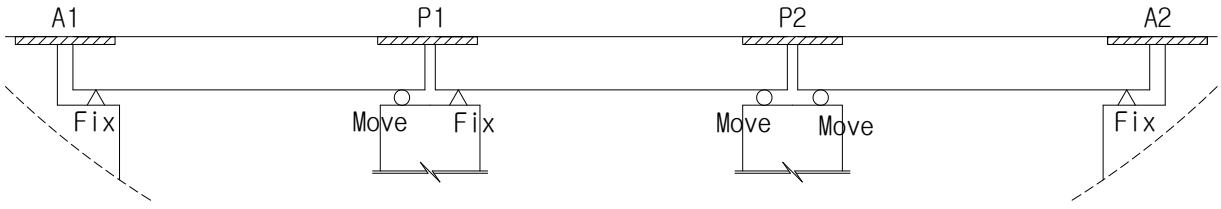


그림 3.6 Case1 받침배치도

○ Case2(MF-MF-FM)

교대 양측에 가동단을 배치한 경우로 P1에서는 고정단-가동단, P2에서는 고정단-고정단으로 받침 배치를 한다.

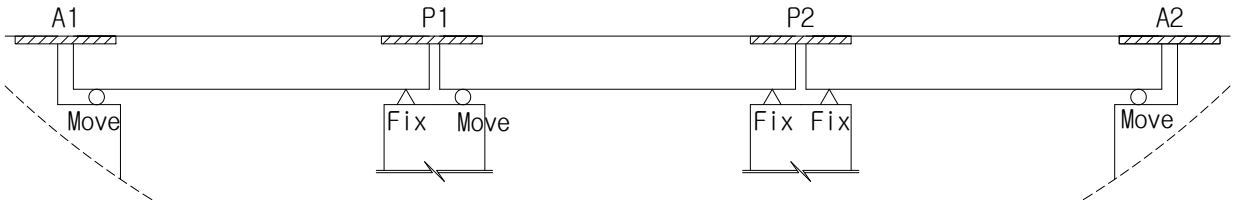


그림 3.7 Case2 받침배치도

(나) 받침배치에 따른 발생 변형률 계산식에 의한 검토

○ 단면 제원

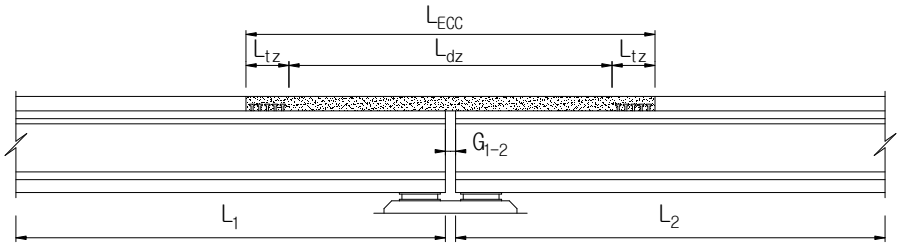


그림 3.8 검토 거더 제원

○ 비합성 구간 산출

- 인접 거더길이 : $L_1, L_2 = 39.9m$
- 인접 거더간격 : $G_{1-2} = 0.2m$
- 고인성 연결 바닥판 전체 길이

  $L_{ECC} = 0.075(L_1 + L_2) + G_{1-2} = 0.075 \times (39.9 + 39.9) + 0.2 = 6.185m$
- 비합성 구간 길이

  $L_{dz} = 0.05(L_1 + L_2) + G_{1-2} = 0.05 \times (39.9 + 39.9) + 0.2 = 4.190m$

○ 온도에 의한 고인성 연결 바닥판 구간 변형률

$\Delta \ell_t = \alpha \Delta T \ell = 1 \times 10^{-5} \times 15.0 \times 39.9 \times 1000 = 6mm$

고인성 연결 바닥판 변형률 : $\varepsilon = 6.0/(4.19 \times 1000) = 0.0014$

표 3.7 온도하중에 대한 발생 변형률(계산식)

받침조건	A1	P1	P2	A2
Case1	0.0000	0.0014	0.0028	0.0000
Case2	0.0014	0.0014	0.0000	0.0014

(다) 온도하중에 대한 FEM해석

○ 고인성 연결 바닥판 제원

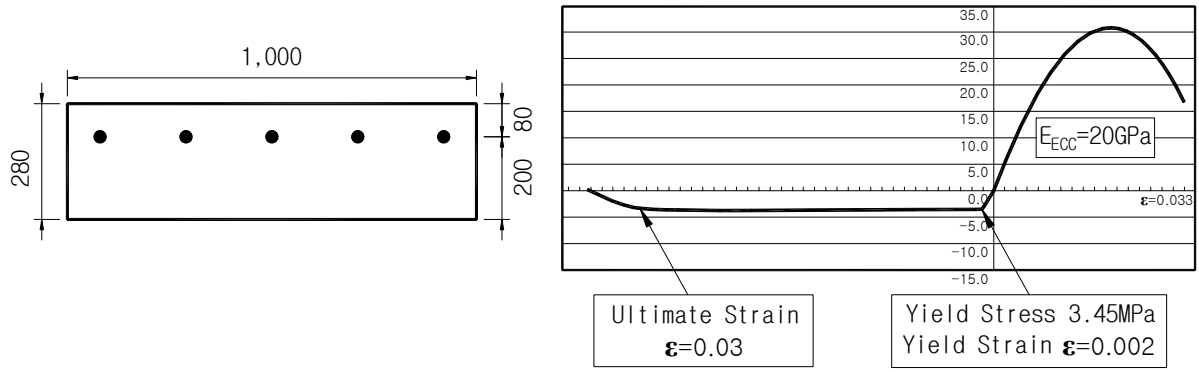


그림 3.9 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치

○ 재하하중

철도 설계기준은 콘크리트교의 경우 온도하중을 ±15℃까지 재하하지만 온도하중을 초과하였을 경우 거동을 확인하기 위해 ±30℃까지 재하한다.

○ 모델링

FEM해석을 위한 모델은 지간장 40m인 3경간 PSC거더교를 대상으로 하여 거더 단부에는 고인성 연결 바닥판으로 연결한다. 고인성 연결 바닥판의 길이는 문헌에서 제시한 인접 지간장 합의 5%를 적용하였으며 거더의 받침조건을 제외한 모든 조건은 동일하게 모델링한다.

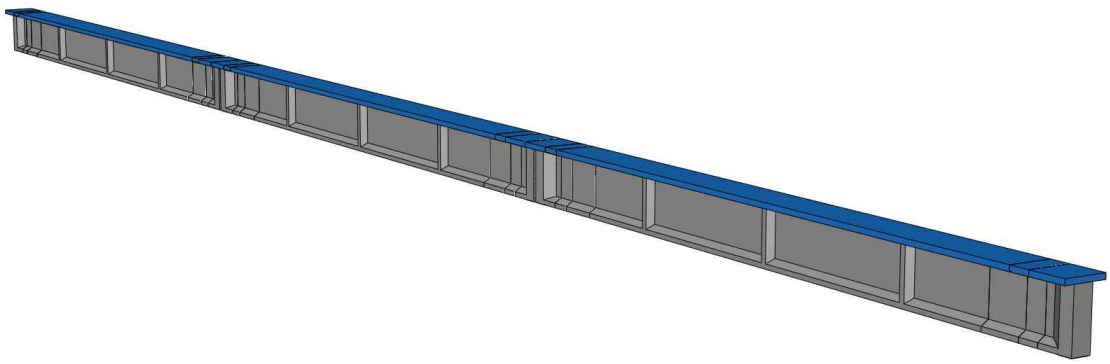


그림 3.10 FEM해석 모델링

(라) 받침배치에 따른 FEM해석 결과

바닥판이 연속화된 교량의 받침배치를 두가지 경우(교대부가 고정단인 경우, 교대부가 가동단인 경우)에 대하여 FEM해석을 수행하고 기준온도±15℃에 대한 변형률 확인 및 온도하중을 ±30℃까지 주었을 때 고인성 연결 바닥판과 받침에 대한 거동을 확인한다.

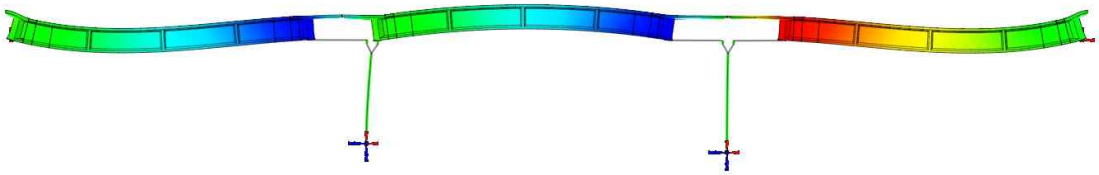


그림 3.11 Case1 받침배치에 따른 종방향 변위

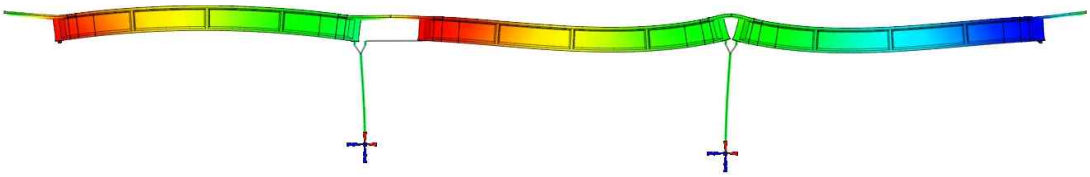


그림 3.12 Case2 받침배치에 따른 종방향 변위

① 기준온도±15℃에 대한 발생 변형률

표 3.8 온도하중에 대한 발생 변형률(FEM)

받침조건	A1	P1	P2	A2
Case1	0.0002	0.0015	0.0016	0.0002
Case2	0.0016	0.0015	0.0004	0.0016

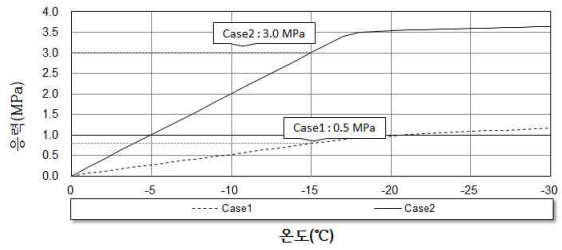
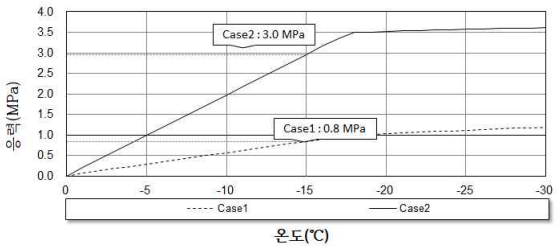
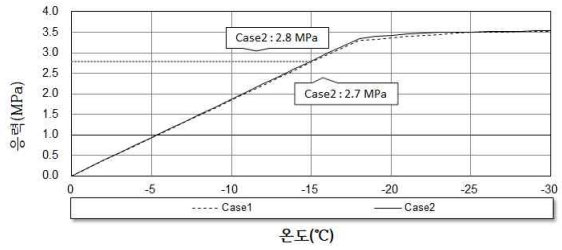
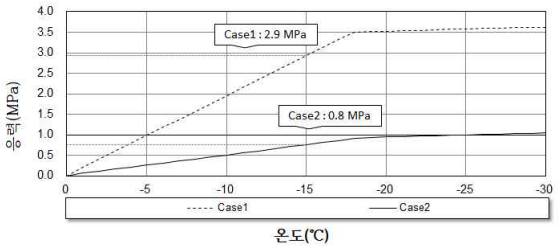
기준온도±15℃일 때 고인성 연결 바닥판에 발생 변형률을 확인한 결과 고정단에서 변형률 0.0002~0.0004로 작게 발생하였고 가동단에서 발생한 변형률은 0.0015~0.0016으로 계산식에 의한 결과 값과 비슷하게 나왔다. 하지만 받침조건1에서 P2 위치의 받침조건은 모두다 가동단이기 때문에 발생 변형률이 한쪽만 가동단인 P1보다 클것으로 예상하였지만 비슷한 수준으로 발생하였다.

② 발생 응력

초기 고인성 연결 바닥판 내에 발생하는 응력은 두가지 받침조건 모두 온도하중 크기가 증가함에 따라 응력도 비례적으로 증가한다. A1, A2위치에서 받침조건2의 경우 받침이 가동단으로 온도하중 크기가 커질수록 거더의 변위가 증가하여 응력 변화가 크게 증가하여 -18℃ 전후에서 고인성 연결 바닥판이 항복에 이른다. 반면 받침조건1의 경우엔 받침이 고정단으로 응력 변화가 있으나 응력이 크게 증가하지 않아 온도하중이 -30℃에 도달하여도 항복하지 않는다.

P1의 경우 받침조건1과 받침조건2 모두 고정단과 가동단이 있는 받침배치로 비슷한 거동을 보이며 온도하중 -18℃ 전후로 고인성 연결 바닥판이 항복한다. P2의 경우 받침조건 1과 받침조건2가 서로 다른 조건으로 양쪽 모두 가동단인 받침조건1에서는 거더가 서로 다른 방향으로 이동하여 고인성 연결 바닥판 내에 큰 응력이 발생하고 양쪽 모두 고정단인 받침조건2에서는 양쪽 모두 고정단으로 온도하중에 대한 거더의 수평 변위가 발생하지 않아 작은 응력이 발생한다.

표 3.9 검토 위치별 발생 응력

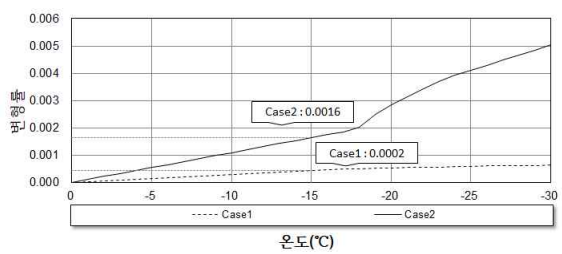
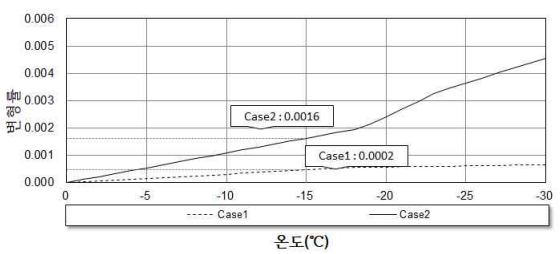
A1	A2
	
P1	**P2**
	

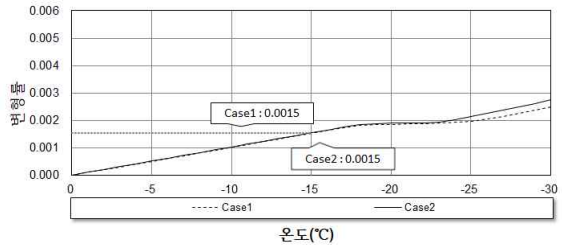
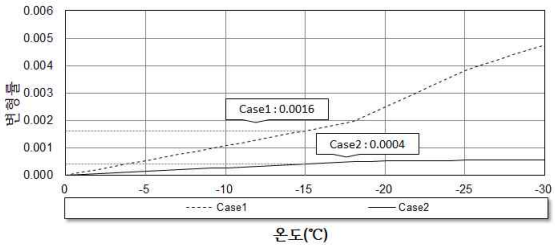
③ 발생 변형률

고인성 연결 바닥판 내에 발생하는 변형률 양상은 각 위치에서의 응력변화와 유사한 결과를 보인다. 항복전까지는 온도크기가 증가함에 따라 비례적으로 증가하지만 항복이후는 변형률이 급격하게 증가한다. A1, A2위치에서 받침조건2의 경우 받침이 가동단으로 온도하중 크기가 커질수록 거더의 변위가 증가하여 고인성 연결 바닥판의 변형률이 점차적으로 증가하다 -18℃ 전후에서 급격한 변형률을 보인다. 반면 받침조건1의 경우엔 받침이 고정단으로 약간의 변형률 변화가 있으나 온도하중에 따른 거더의 수평변형이 발생하지 않아 변형률이 크게 증가하지 않는다.

P1의 경우 받침조건1과 받침조건2 모두 고정단과 가동단이 있는 받침배치로 비슷한 변형률의 변화를 보이며 온도하중 -18℃ 전후로 변형률이 급격히 증가한다. P2의 경우 받침조건 1과 받침조건2가 서로 다른 조건으로 양쪽 모두 가동단인 받침조건1에서는 거더가 서로 다른 방향으로 이동하여 고인성 연결 바닥판 내에 큰 변형률이 발생하고 양쪽 모두 고정단인 받침조건2에서는 양쪽 모두 고정단으로 온도하중에 대한 거더의 변위가 발생하지 않아 변형률이 크게 발생하지 않는다.

표 3.10 검토 위치별 발생 변형률

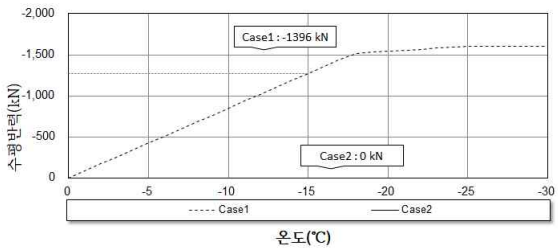
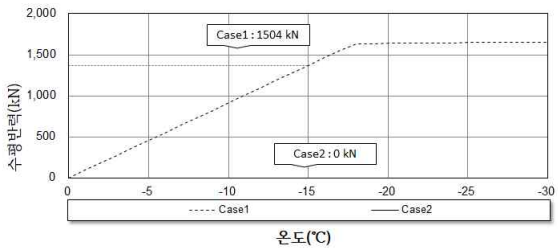
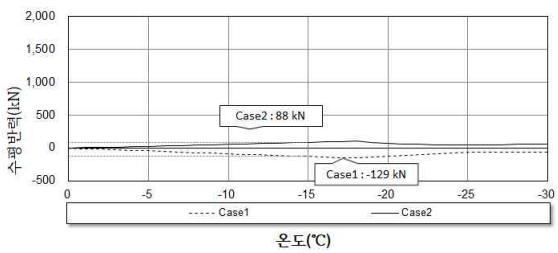
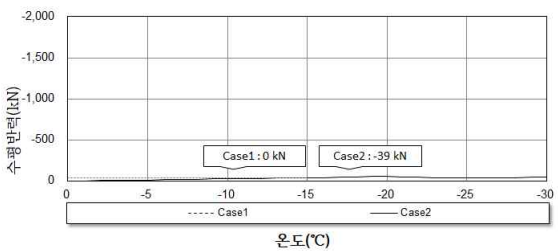
A1	A2
	

P1	P2
	

④ 수평반력

양쪽 교대 받침이 고정단으로 되어있는 받침조건1의 경우 거더가 움직일 수 없으므로 온도하중 증가함에 따라 거더에 발생하는 힘이 모두 받침으로 전달되어 큰 수평반력이 발생한다. 수평반력은 고인성 연결 바닥판이 항복하기 전까지 증가하다 고인성 연결 바닥판이 항복한 후부터 수평반력이 증가하지 않고 비슷한 수준으로 유지된다. 반면 받침이 가동단으로 되어있는 받침조건2에서는 거더의 변형을 수용하므로 수평반력이 작용하지 않는다. P1은 받침조건 모두 고정단과 가동단이 있는 경우로 받침배치에 따른 교량 전체의 거동에 따라 교각 하부에 발생하는 수평반력의 방향이 다르나 수평반력의 크기는 유사하게 발생한다. P2의 경우 받침이 모두 가동단인 받침조건1에서는 온도하중에 의해 발생하는 축방향 거더 변위를 모두 수용하여 교각 하부에 발생하는 수평반력이 작용하지 않는다. 받침이 모두 고정단인 반침조건2는 온도하중에 따른 거더의 축방향 변위에 의해 교각하부에 수평반력이 발생하나 모델 전체의 거동으로 인하여 큰 수평반력이 발생하지는 않는다.

표 3.11 검토 위치별 발생 수평반력

A1	A2
	
P1	**P2**
	

(마) 받침배치 검토 결과

표 3.12 온도하중에 대한 발생 변형률

받침조건	검토방법	A1	P1	P2	A2
Case1	계산식	0.0000	0.0014	0.0028	0.0000
	FEM해석	0.0002	0.0015	0.0016	0.0002
Case2	계산식	0.0014	0.0014	0.0000	0.0014
	FEM해석	0.0016	0.0015	0.0004	0.0016

○ 계산식과 FEM해석을 통한 고인성 연결 바닥판에 발생하는 변형률 검토결과 받침조건1에서 P2를 제외하고 유사하게 발생하였다. P2의 경우 모두 가동단인 받침조건1은 수계산에 의하면 양쪽 거더 모두 온도하중에 의한 축방향 변형이 발생하여 고정단과 자유단이 있는 P1에서 발생하는 변형률 0.0014에 비해 2배 큰 0.0028이 발생

○ 반면 FEM해석에 의한 받침조건1의 P2에서 발생하는 변형률은 P1에서 발생하는 변형률과 유사하게 발생하였다. 계산식 결과처럼 거더의 변위가 2배로 발생하면 바닥판의 변형률은 2배로 발생해야하지만 FEM해석은 3경간 모델 전체의 거동을 고려하므로 계산식 결과와 다르게 발생한 것으로 판단

○ 받침조건1과 받침조건2 모두 PSC거더교의 기준온도 -15℃이내에서는 고인성 연결 바닥판이 항복하지 않고 수용할 수 있는 범위 내에서 발생

○ 받침조건1에서 교대받침에 발생하는 큰 수평반력은 고인성 연결 바닥판이 항복하기 전까지 계속 증가하다 고인성 연결 바닥판 항복후 수평반력은 증가하지 않고 유지

○ 받침조건1은 A1, A2 위치의 받침이 고정단으로 수평 변위에 대하여 저항하므로 각각 -1,396kN과 1,504kN으로 크게 발생하였고 P1, P2에서는 자유단 및 고정단이 있어 각각 -129kN과 0kN으로 작은 값이 발생

○ 받침조건2는 A1, A2 위치의 받침이 자유단으로 수평반력이 발생하지 않고 P1, P2 위치에 고정단이 있으나 각각 88kN과 -39kN로 Case1과 비교하여 상대적으로 작은 반력이 발생

○ 슬래브를 연속화할 경우 받침배치는 교대부에서 가동단을 배치하여 교대에서 발생하는 반력 감소가 가능

(6) 휨에 의한 비합성 필요구간 연구

교축방향 바닥판의 설계는 철도교의 경우 연속화하지 않으므로 신축이음으로 계획된다. 그러나 신축이음장치를 고인성 콘크리트 바닥판으로 계획할 경우 합성거더의 처짐에 의하여 고인성 연결 바닥판에 휨 모멘트가 발생하게 된다.

합성거더의 처짐에 의해서 신축이음부의 바닥판은 교축방향으로 곡면을 형성하려고하는

거동특성을 보이게 된다. 이 경우 바닥판의 거동을 수용할 수 있으려면 거더형상이 곡선형상이 되어야 한다. 그러나 거더형상은 곡선으로 하기 위해서는 시공성이 저하되기 때문에 거더형상은 곡선으로 하는 연구이외에도 거더형상을 직선으로 유지하는 경우에 대해서도 연구하는 것으로 하였다.

(가) 거더 단부 상면 곡면보정법

바닥판에 발생하는 휨 모멘트는 거더의 처짐에 의해서 발생하지만 그 크기는 곡률에 의해서 지배받게 된다. 곡률이 크면 발생모멘트가 작아지고 곡률이 작으면 발생모멘트가 커지게 된다. 즉, 바닥판에 발생하는 휨 모멘트는 거더의 처짐각과 바닥판을 곡선으로 유지시켜주는 거더의 곡선구간 및 곡률에 의해 지배되게 된다. 본 연구에서는 거더 단부 처짐각에 의해서 바닥판에 발생하는 모멘트 산정방법을 도출하고 고인성 바닥판의 저항 모멘트 산정 방법을 도출한 후 최종적으로 고인성 콘크리트의 비합성구간 길이를 산정한다.

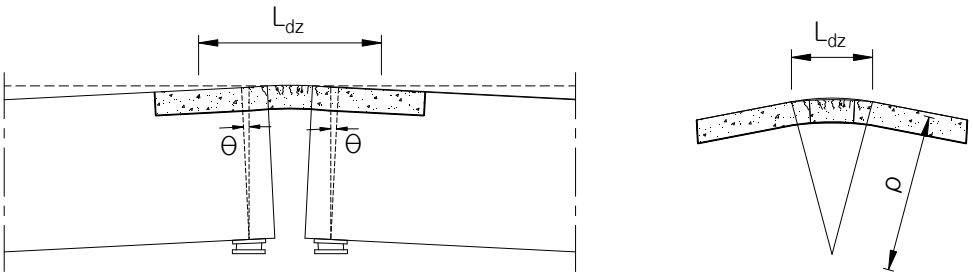


그림 3.13 모멘트 순응 메커니즘

① 거더처짐에 의한 바닥판 휨 모멘트 계산

○ 단면 제원

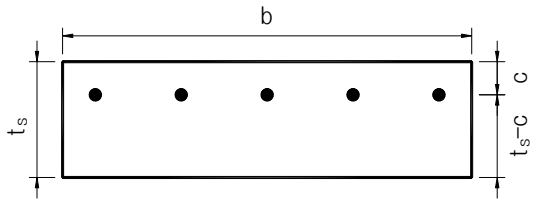


그림 3.14 고인성 연결 바닥판 단면

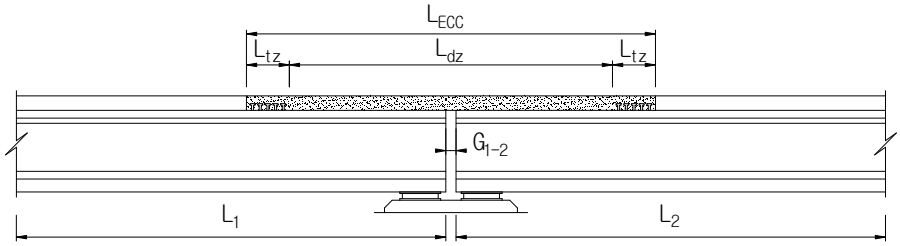


그림 3.15 고인성 연결 바닥판 구성

곡률에 의해 발생하는 모멘트를 산정하기 위해 열차하중과 고정하중에 의해 거더에 발생하는 단부 처짐각을 결정한다. 열차하중의 경우 집중하중과 분포하중 모두 존재하므로

각각 구하여 단부 처짐각을 구한다.

○ 열차하중(집중하중)의 처짐각

$$\theta_{t,c} = \frac{P_t L^2}{16 E_g I_g}$$

여기서, P_t : 거더에 재하되는 열차 집중하중
L : 거더 길이
E_g : 거더 탄성계수
I_g : 거더 단면2차 모멘트

○ 열차하중(분포하중)의 처짐각

$$\theta_{t,w} = \frac{w_t L^3}{24 E_g I_g}$$

여기서, w_t : 거더에 재하되는 열차 분포하중
L : 거더 길이
E_g : 거더 탄성계수
I_g : 거더 단면2차 모멘트

○ 고정하중(자갈도상)의 처짐각

$$\theta_d = \frac{w_d L^3}{24 E_g I_g}$$

여기서, w_d : 거더에 재하되는 도상하중
L : 거더 길이
E_g : 거더 탄성계수
I_g : 거더 단면2차 모멘트

○ 실제하중에 의해 발생하는 처짐각

$$\therefore\ \theta = \theta_{t,c} + \theta_{t,w} + \theta_d$$

단부에 작용하는 처짐각을 산정 후 단부 처짐각에 의해 고인성 연결 바닥판에 발생하는 모멘트를 산출 한다. 고인성 연결 바닥판에 작용하는 모멘트를 산출하므로 고인성 연결 바닥판에 대한 단면2차 모멘트값과 탄성계수값을 적용한다.

$$I_{ls} = \frac{b t_s^3}{12}$$

여기서, b : 고인성 연결 바닥판 폭
t_s : 고인성 연결 바닥판 높이

고인성 연결 바닥판에 발생하는 모멘트는 모멘트 - 곡률 관계식 $\frac{M_{ls}}{E_{ECC}I_{ls}}=\frac{1}{\rho}$과 곡률 - 처짐각 관계식 $\frac{1}{\rho}=\frac{2\theta}{L_{dz}}$을 정리하여 처짐각에 의한 모멘트식을 도출하였다.

$$\therefore\ M_{ls}=\frac{2E_{ECC}I_{ls}0.001}{L_{dz}}\theta$$

여기서, E_{ECC} : 고인성 콘크리트 탄성계수(GPa)

L_{dz} : 고인성 연결 바닥판의 비합성 구간 길이

여기서, E_{ECC}는 고인성 콘크리트의 탄성계수로 단위는 GPa을 사용할 경우 모멘트 단위(kN-m)로 환산하기 위하여 0.001을 곱해준다.

② 고인성 연결 바닥판의 저항 모멘트 산정

저항 모멘트를 계산하기 위해서는 단면의 중립축의 위치가 결정되어야 한다. 이것은 고인성 연결 바닥판 내에 발생하는 내력에 대한 힘의 평형식을 사용하여 중립축에서 철근 중심간 거리(d) 산정할 수 있다.

$$T_{steel}+T_{ECC,1}+T_{ECC,2}-C_{ECC}=0$$

힘의 평형을 수행하기 전에 고인성 콘크리트 재료의 탄-소성 인장 응답으로 인해 단면의 인장 영역에서의 "구부러진" 위치를 계산해야 한다. Caner and Zia에 의해 제안된 바와 같이, 철근의 항복 강도의 40%에 해당하는 보수적인 작용 응력이 설계에 사용된다.

단면 내 선형변형률 가정 결과, 이는 기하학적 구조와 철근 및 고인성 콘크리트의 항복 변형률의 비율을 알고 철근의 40% 작용 응력을 가정하여 수행 수 있다.

[Zia, P., A. Caner, and El-Safte, A.K., 1995, Jointless Bridge Decks, Research Project 23241-94-4, Center for Trans. Engin.Studies, North Carolina State, pp. 1-117] 참조

중립축에서 철근 중심간 거리(d)를 구하기 위해 각 내력을 고인성 연결 바닥판 단면 내에 작용하는 응력도의 넓이를 통하여 산출한다.

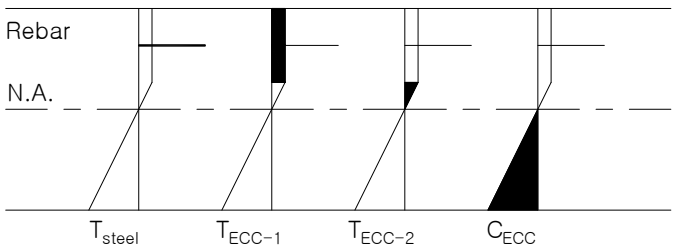


그림 3.16 고인성 연결 바닥판의 상세응력도

○ 철근 위치 d에 대한 고인성 연결 바닥판 항복 위치 비율, n_ε

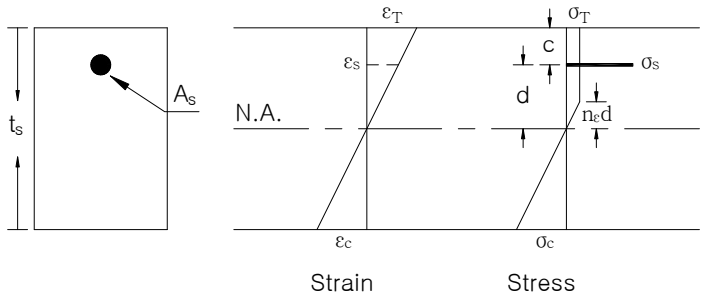


그림 3.17 고인성 연결 바닥판의 변형률 및 응력도

여기서, c : 철근중심에서 표면까지 거리

d : 중립축에서 철근중심까지 거리

n_εd : 중립축에서 고인성 콘크리트 항복점까지 거리

철근 항복 변형률과 고인성 콘크리트 항복 변형률에 대한 비례식 $0.4\varepsilon_{y,steel} : d = \varepsilon_{y,ECC} : x$ 에서 철근 위치 d에 대한 고인성 연결 바닥판 항복 위치 비율을 산출한다.

$$x = \frac{\varepsilon_{y,ECC}}{0.4\varepsilon_{y,steel}} d = n_\varepsilon d$$

$$\therefore \; n_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{y,ECC}}{0.4\varepsilon_{y,steel}}$$

○ 고인성 연결 바닥판 단면의 철근비

$$\rho = \frac{A_s}{bt_s}$$

○ 철근에 작용하는 인장력

철근의 항복 강도의 40%로 작용응력으로 설계하므로 철근에 발생하는 인장력은 철근 항복응력의 40%로 한다.

$$T_{steel} = (0.4 f_{y,steel})\rho t_s$$

○ 항복 후 고인성 연결 바닥판에 작용하는 인장력

표면에서 철근까지의 거리와 철근에서 고인성 연결 바닥판이 항복하는 위치로 산정한다.

$$T_{ECC,1} = f_t^{'}((1-n_\varepsilon)d + c)$$

○ 항복 전 고인성 연결 바닥판에 작용하는 인장력

철근 위치에 대한 고인성 연결 바닥판의 항복 위치 비율을 통해 산정한다.

$$T_{ECC,2} = \frac{1}{2} f_t^{'} n_\varepsilon d$$

○ 고인성 연결 바닥판에 작용하는 압축력

고인성 연결 바닥판에 작용하는 압축력은 인장력에 대한 길이 비율로 산정한다.

$$C_{ECC} = \frac{1}{2} f_t' \left(\frac{1}{n_\varepsilon d} \right) (t_s - d - c)^2$$

각 위치에 작용하는 내력에 대하여 d값을 대입하여 힘의 평형이 되는 위치를 구하고 힘의 평형이 될 때 고인성 연결 바닥판 내에 작용하는 각 단면력을 산출한다.

$$T_{steel} = (0.4 f_{y,steel}) \rho t_s$$
$$T_{ECC,1} = f_t' ((1 - n_\varepsilon) d + c)$$
$$T_{ECC,2} = \frac{1}{2} f_t' n_\varepsilon d$$
$$C_{ECC} = \frac{1}{2} f_t' \left(\frac{1}{n_\varepsilon d} \right) (t_s - d - c)^2$$

$$\therefore \; T_{steel} + T_{ECC,1} + T_{ECC,2} - C_{ECC} = 0$$

산출된 단면력은 고인성 연결 바닥판의 저항 휨 모멘트식에 대입하여 저항 휨 모멘트를 구한다.

$$M_{r,ls} = \left\{ T_{steel} d + T_{ECC,1} \left(\frac{(1 - n_\varepsilon) d + c}{2} + n_\varepsilon d \right) + T_{ECC,2} \left(\frac{2}{3} \right) n_\varepsilon d + C_{ECC} \left(\frac{2}{3} \right) (t_s - d - c) \right\} \left(\frac{1}{1000} \right)$$

$$\therefore \; M_{r,ls} \geq M_{ls}$$

고인성 연결 바닥판이 수용가능한 저항 휨 모멘트와 휨-곡률에 의해 발생하는 휨 모멘트 관계에 대하여 최소 비합성 구간 길이를 산정할 수 있다.

$$M_{r,ls} \geq M_{ls} = \frac{2 E_{ECC} I_{ls} 0.001}{L_{dz}} \theta$$
$$\therefore \; L_{dz} = \frac{2 E_{ECC} I_{ls} 0.001}{M_{r,ls}} \theta$$

③ 보강 철근량에 의한 적정 고인성 연결 바닥판 구간 검토

보강되는 철근량의 의해 고인성 연결 바닥판 구간 길이를 지간장별로 검토한다. 신축이음 장치를 대체하므로 고인성 연결 바닥판의 단면강성을 작게하고 고인성 연결 바닥판의 연성을 최대로 확보하고자 한다. 바닥판의 연성을 높이는 이유는 교축방향으로 축력전달을 최소화하여 신축이음 장치 역할을 하기 위함이다. 따라서 철근 직경은 H10과 H13을 사용한다. H10의 경우 철근간격 C.T.C를 150mm, 200mm, 250mm로 하고 H13의 철근간격 C.T.C는 150mm로 적용한다. 또한 H10보다 더 작은 비합성 구간 길이에 대해서도 알기위해 와이어메쉬 직경 5.8, 6.4, 7.0mm을 적용한다.

고인성 연결 바닥판 구간 사정 예시로 지간장 40m인 PSC거더교에 대하여 H10 철근을 250mm간격으로 배근한 바닥판의 비합성 구간 산정하는 것을 보여준다.

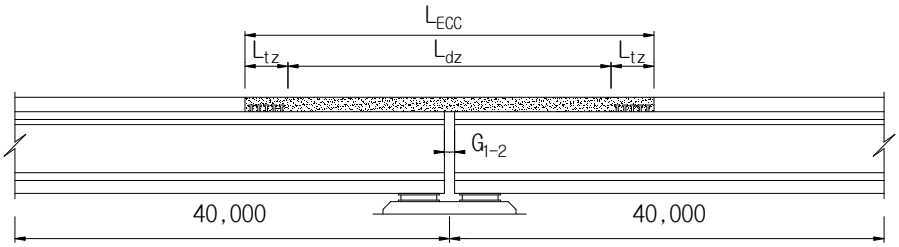


그림 3.18 고인성 연결 바닥판 구성

표 3.13 지간장별 처짐각 산정

구분	탄성계수 (MPa)	단면2차모멘트 (mm^4)
바닥판	20,000	1.83×10^9
검토 교량	32,965	1.96×10^{12}

○ 단면 제원

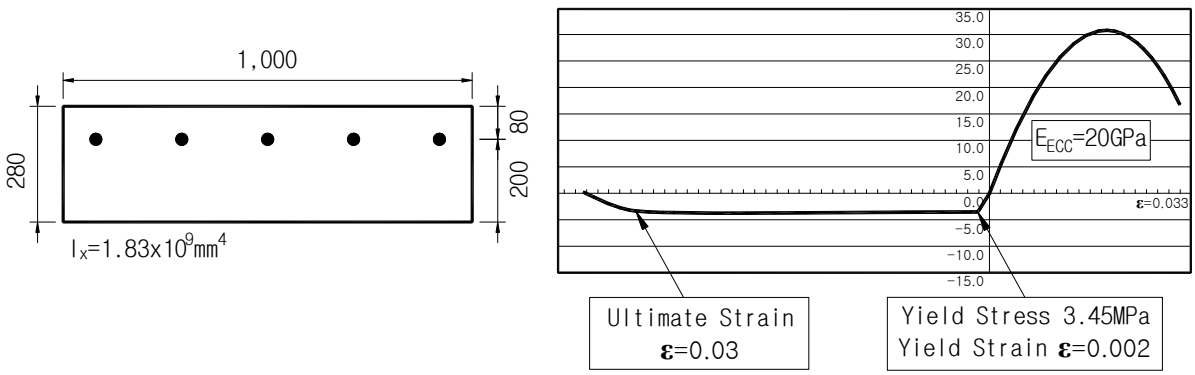


그림 3.19 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치

표 3.14 사용철근 제원

사용철근	공칭단면 (mm^2/본)	철근간격 (mm)	철근량 (mm^2)	항복응력 (MPa)	탄성계수 (GPa)	항복 변형률	항복 변형률
H10	71.33	250	356.65	400	200	0.002	0.16

○ 재하 하중

단부 처짐각을 결정하기 위해 열차하중과 고정하중을 재하한다. 열차하중의 경우 집중하중과 분포하중 모두 존재하므로 모두 재하 해준다.

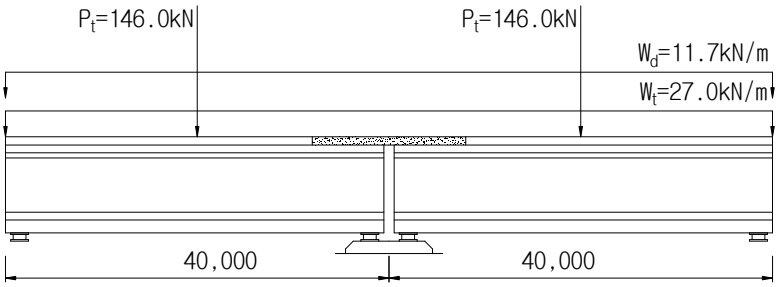


그림 3.20 하중 재하도

○ 열차하중(집중하중)의 처짐각

$$\theta_{t,c}=\frac{P_t L^2}{16E_g I_g}=\frac{2\times 73\times 1000\times 39{,}800^2}{16\times 32{,}965\times 1.96\times 10^{12}}=0.00022$$

○ 열차하중(분포하중)의 처짐각

$$\theta_{t,w}=\frac{w_t L^3}{24E_g I_g}=\frac{27\times 39{,}800^3}{24\times 32{,}965\times 1.96\times 10^{12}}=0.00110$$

○ 고정하중(자갈도상)의 처짐각

$$\theta_d=\frac{w_d L^3}{24E_g I_g}=\frac{11.7\times 39{,}800^3}{24\times 32{,}965\times 1.96\times 10^{12}}=0.00048$$

○ 실재하중에 의해 발생하는 처짐각

$$\therefore\ \theta=\theta_{t,c}+\theta_{t,w}+\theta_d=0.00022+0.00110+0.00048=0.00180$$

최대 단부 처짐각을 산정 후 단부 처짐각에 의해 고인성 연결 바닥판에 발생하는 모멘트를 산출 한다. 고인성 연결 바닥판에 작용하는 모멘트를 산출하므로 고인성 연결 바닥판에 대한 단면2차 모멘트값과 탄성계수값을 적용한다.

$$I_{ls}=\frac{bt_s^3}{12}=\frac{1000.0\times 280.0^3}{12}=1{,}829{,}333{,}333mm^4$$

고인성 연결 바닥판에 발생하는 모멘트는 모멘트 - 곡률 관계식 $\frac{M_{ls}}{E_{ECC}I_{ls}}=\frac{1}{\rho}$과 곡률 - 처짐각 관계식 $\frac{1}{\rho}=\frac{2\theta_{\max}}{L_{dz}}$을 정리하여 처짐각에 의한 모멘트식을 도출하였다.

$$\therefore\ M_{ls}=\frac{2E_{ECC}I_{ls}0.001}{L_{dz}}\theta$$

$$M_{ls}=\frac{2E_{ECC}I_{ls}0.001}{L_{dz}}\theta=\frac{2\times 20\times 1{,}829{,}333{,}333\times 0.001}{L_{dz}}\times 0.00180=\frac{131{,}712}{L_{dz}}kN-m$$

저항 모멘트를 계산하기 위해서는 단면의 중립축의 위치가 결정되어야 한다. 이것은 고

인성 연결 바닥판 내에 발생하는 내력에 대한 힘의 평형식을 사용하여 중립축에서 철근 중심간 거리(d) 산정할 수 있다.

$$T_{steel} + T_{ECC,1} + T_{ECC,2} = C_{ECC}$$

철근 항복 변형률과 고인성 콘크리트 항복 변형률에 대한 비례식 $0.4\varepsilon_{y,steel} : d = \varepsilon_{y,ECC} : x$ 에서 철근 위치 d에 대한 고인성 연결 바닥판 항복 위치 비율을 산출한다.

$$x = \frac{\varepsilon_{y,ECC}}{0.4\varepsilon_{y,steel}} d = n_\varepsilon d$$

$$\therefore \; n_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{y,ECC}}{0.4\varepsilon_{y,steel}} = \frac{0.0002}{0.4 \times 0.002} = 0.25$$

○ 고인성 연결 바닥판 단면의 철근비

$$\rho = \frac{A_s}{bt_s} = \frac{285.3}{1{,}000.0 \times 280.0} = 0.00102$$

○ 철근에 작용하는 인장력

각 위치에 작용하는 내력에 대하여 d값을 대입하여 힘의 평형이 되는 위치를 구하고 힘의 평형이 될 때 고인성 연결 바닥판 내에 작용하는 각 단면력을 산출한다. 단면력을 산출할 때 바닥판 전체에 작용하는 단면력을 산출한다.

$$T_{steel} = (0.4 f_{y,steel})\rho t_s = 0.4 \times 400 \times 0.00102 \times 280 = 45.65kN$$

$$T_{ECC,1} = f_t^{'}((1-n_\varepsilon)d + c) = 3.45 \times ((1-0.25) \times 102.90 + 80) = 542.25kN$$

$$T_{ECC,2} = \frac{1}{2} f_t^{'} n_\varepsilon d = \frac{1}{2} \times 3.45 \times 0.25 \times 102.90 = 44.37kN$$

$$C_{ECC} = \frac{1}{2} f_t^{'} \left(\frac{1}{n_\varepsilon d} \right)(t_s - d - c)^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 3.45 \times \left(\frac{1}{0.25 \times 102.90} \right) \times (280 - 102.90 - 80)^2 = 632.27kN$$

$$\therefore \; T_{steel} + T_{ECC,1} + T_{ECC,2} - C_{ECC} = 45.65 + 542.25 + 44.37 - 632.27 = 0kN$$

산출된 단면력은 고인성 연결 바닥판의 저항 휨 모멘트식에 대입하여 저항 휨 모멘트를 구한다.

$$M_{r,ls} = \left\{ T_{steel} d + T_{ECC,1} \left(\frac{(1-n_\varepsilon)d + c}{2} + n_\varepsilon d \right) + T_{ECC,2} \left(\frac{2}{3} \right) n_\varepsilon d + C_{ECC} \left(\frac{2}{3} \right)(t_s - d - c) \right\} \left(\frac{1}{1000} \right)$$

$$M_{r,ls} = \left\{ 45.65 \times 102.90 + 542.25 \times \left(\frac{(1-0.25) \times 102.90 + 80}{2} + 0.25 \times 102.90 \right) \right.$$

$$+44.37\times\left(\frac{2}{3}\right)\times 0.25\times 102.90+632.27\times\left(\frac{2}{3}\right)\times(280-102.90-80)\Big\}\left(\frac{1}{1000}\right)$$

$$=102.95kN-m$$

$$\therefore\ M_{r,ls}=102.95kN-m\ge M_{ls}=\frac{131,712}{L_{dz}}kN-m$$

$$\therefore\ L_{dz}=\frac{131,712}{M_{r,ls}}=\frac{131,712}{102.95}=1.279m$$

저항 휨 모멘트와 발생 휨 모멘트에 대한 관계식으로부터 발생 휨 모멘트를 수용할 수 있는 최소 비합성구간 길이는 1.279m로 최소 비합성구간 길이보다 크면 고인성 연결 바닥판에 발생하는 휨 모멘트를 수용할 수 있는 것으로 판단한다.

표 3.15 보강 철근별 최소 비합성구간 길이 산정

지간장 (m)	사용 보강재	철근 직경 (mm)	철근 간격 C.T.C (mm)	최소 비합성 구간 (mm)	비합성 구간 비율(%)	모멘트 검토(kN-m)		
						M_{ls} (kN-m)	$M_{r,ls}$ (kN-m)	S.F ($M_{r,ls}/M_{ls}$)
25	철근	10	150	907	1.83	107.44	107.44	1.00
		10	200	931	1.88	104.64	104.64	1.00
		10	250	947	1.91	102.95	102.95	1.00
		13	150	839	1.69	116.12	116.12	1.00
	와이어 메쉬	5.8	150	971	1.96	100.37	100.37	1.00
		6.4	150	962	1.94	101.28	101.28	1.00
		7	150	953	1.92	102.27	102.27	1.00
30	철근	10	150	1,227	2.06	107.44	107.44	1.00
		10	200	1,260	2.11	104.64	104.64	1.00
		10	250	1,280	2.15	102.95	102.95	1.00
		13	150	1,135	1.90	116.12	116.12	1.00
	와이어 메쉬	5.8	150	1,313	2.20	100.37	100.37	1.00
		6.4	150	1,302	2.18	101.28	101.28	1.00
		7	150	1,289	2.16	102.27	102.27	1.00
35	철근	10	150	1,060	1.52	107.44	107.44	1.00
		10	200	1,088	1.56	104.64	104.64	1.00
		10	250	1,106	1.59	102.95	102.95	1.00
		13	150	981	1.41	116.12	116.12	1.00
	와이어 메쉬	5.8	150	1,135	1.63	100.37	100.37	1.00
		6.4	150	1,124	1.62	101.28	101.28	1.00
		7	150	1,114	1.60	102.27	102.27	1.00
40	철근	10	150	1,224	1.54	107.44	107.44	1.00
		10	200	1,257	1.58	104.64	104.64	1.00
		10	250	1,277	1.60	102.95	102.95	1.00
		13	150	1,132	1.42	116.12	116.12	1.00
	와이어 메쉬	5.8	150	1,310	1.65	100.37	100.37	1.00
		6.4	150	1,298	1.63	101.28	101.28	1.00
		7	150	1,286	1.62	102.27	102.27	1.00

표 3.16 지간장별 처짐각 산정

구분	지간장 (m)	탄성계수 (MPa)	단면2차 모멘트 (mm^4)	처짐각 산정(rad)			
				열차하중 (집중하중)	열차하중 (분포하중)	고정하중 (분포하중)	전체 처짐각
PSC 거더교	25	32,965	6.88×10^{11}	0.00025	0.00075	0.00033	0.00132
	30		8.55×10^{11}	0.00029	0.00104	0.00046	0.00179
	35		1.54×10^{12}	0.00022	0.00092	0.00040	0.00154
	40		1.96×10^{12}	0.00022	0.00110	0.00048	0.00180

지간장 및 보강 철근량에 따라 최소 비합성 구간을 검토한 결과 발생하는 휨 모멘트를 수용하기 위한 고인성 연결 바닥판은 약 인근 지간전체 길이 1.42~2.20%정도의 구간비율을 필요로 한다. 가장 짧은 지간장 25m와 가장 긴 지간장 40m를 비교하면 처짐각과 최소 비합성 구간은 지간장이 길어짐에 따라 증가하는 것을 볼 수 있다. 하지만 지간장 35m의 경우 처짐각이 적게 발생하는데 이는 지간장 30m 단면 대비 거더 단면의 높이 증가량이 커 처짐각이 적게 산출된 것으로 판단된다.

휨 모멘트를 수용할 수 있는 비합성구간 산정은 거더의 길이 또는 바닥판에 배근되는 철근량이 변화할 때마다 새로운 처짐각을 구해야 하는 번거로움이 있다. 따라서 비합성구간 길이 산정을 빠르고 간편하게 할 수 있도록 처짐각을 선정하는 것을 제안한다.

④ 처짐각 제안

거더 및 바닥판의 제원 및 물성치가 변화함에 따라 거더에 작용하는 처짐각 또한 변화한다. 제원 및 물성치가 변화할 때마다 처짐각을 산정하여 비합성구간 길이를 산정하는 것이 가장 좋은 방법이지만 반복 작업을 해야하는 번거로움이 있다. 따라서 이를 해결하기 위하여 안전성을 확보하고 합리적으로 비합성구간 길이 산정을 위한 처짐각을 제안한다.

지간장별 열차하중 및 고정하중에 대한 처짐각 산출 결과 실제 단부에 발생하는 모든 처짐각은 설계기준으로부터 산정한 최대 처짐각의 25 ~ 34% 정도의 수준으로 발생한다.

설계기준에 따라 최대 처짐각을 산정하여 비합성 구간길이를 산정하면 가장 안전한 방법이라고 할 수 있지만 실제 발생하는 처짐각에 비해 과대 설계를 유발할 수 있으므로 합리적이지 못한 방법이다. 따라서 실제로 발생하는 처짐각은 최대 처짐각의 25 ~ 34% 정도의 수준이므로 설계기준으로 산정한 최대 처짐각의 50%를 적용을 제안하고 자 한다.

최대 처짐각의 50%를 적용하더라도 실제 발생하는 처짐각 보다 여유가 있으므로 충분히 안전측으로 설계가 가능하고 예상치 못한 변수에 대비가 가능할 것으로 판단한다.

$$\theta = 0.5\theta_{\max}$$

⑤ 제안 처짐각을 이용한 고인성 연결 바닥판 구간 검토

○ 최대 처짐각 산정

열차하중의 경우 집중하중과 분포하중 모두 존재하므로 가장 지배적인 하중에 대하여 단부 처짐각을 구한다.

- 집중하중 재하시

$$\theta_{\max} = \Delta_{\max,short}\left(\frac{3}{L_{short}}\right)$$

여기서, $\Delta_{\max,short}$: 설계기준에서 최대 처짐

L_{short} : 고인성 연결 바닥판 인접 거더 중 가장 짧이 거더 길이

집중하중 재하시 처짐량 식으로 처짐각을 환산

$$\theta = \frac{PL^2}{16EI},\ \delta = \frac{PL^3}{48EI} = \frac{L}{3}\frac{PL^2}{16EI} = \frac{L}{3}\theta$$

여기서, 처짐 δ를 설계기준에 의한 최대 처짐으로 놓으면 $\theta = \Delta_{\max,short}\left(\frac{3}{L_{short}}\right)$ 가 된다.

$$\therefore\ \theta_{\max} = \Delta_{\max,short}\left(\frac{3}{L_{short}}\right) = \frac{L}{600}\frac{3}{L} = \frac{3}{600} = 0.005rad$$

- 분포하중 재하시

$$\theta_{\max} = \Delta_{\max,short}\left(\frac{3.2}{L_{short}}\right)$$

분포중하중 재하시 처짐량 식으로 처짐각을 환산

$$\theta = \frac{wL^3}{24EI},\ \delta = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5L}{16}\frac{wL^3}{24EI} = \frac{5L}{16}\theta$$

여기서, 처짐 δ를 설계기준에 의한 최대 처짐으로 놓으면 $\theta = \Delta_{\max,short}\left(\frac{3.2}{L_{short}}\right)$ 가 된다.

$$\therefore\ \theta_{\max} = \Delta_{\max,short}\left(\frac{3.2}{L_{short}}\right) = \frac{L}{600}\frac{3.2}{L} = \frac{3.2}{600} = 0.0053rad$$

분포하중이 집중하중에 비해 더 지배적이므로 분포하중에 대한 처짐각을 최대 처짐으로 산정한다.

$$\therefore\ \theta_{\max} = 0.0053rad$$

○ 제안 처짐각 산정

설계기준으로 산정한 최대 처짐각의 50%를 선정하고 발생 휨 모멘트 산정시 적용하여 동일한 계산 방법으로 비합성구간 길이를 산정한다.

$$\therefore\ \theta = 0.5\theta_{\max} = 0.5 \times 0.0053 = 0.00265rad$$

표 3.17 제안 처짐각에 의한 최소 비합성구간 길이 산정

지간장 (m)	사용 보강재	철근 직경 (mm)	철근 간격 C.T.C (mm)	최소 비합성 구간 (mm)	비합성 구간비율(%)	모멘트 검토(kN-m)		
						M_{ls} (kN-m)	$M_{r,ls}$ (kN-m)	S.F ($M_{r,ls}/M_{ls}$)
25	철근	10	150	1805	3.64	107.44	107.44	1.00
		10	200	1853	3.74	104.64	104.64	1.00
		10	250	1884	3.80	102.95	102.95	1.00
		13	150	1670	3.37	116.12	116.12	1.00
	와이어 메쉬	5.8	150	1932	3.90	100.37	100.37	1.00
		6.4	150	1915	3.86	101.28	101.28	1.00
		7	150	1896	3.82	102.27	102.27	1.00
30	철근	10	150	1805	3.03	107.44	107.44	1.00
		10	200	1853	3.11	104.64	104.64	1.00
		10	250	1884	3.16	102.95	102.95	1.00
		13	150	1670	2.80	116.12	116.12	1.00
	와이어 메쉬	5.8	150	1932	3.24	100.37	100.37	1.00
		6.4	150	1915	3.21	101.28	101.28	1.00
		7	150	1896	3.18	102.27	102.27	1.00
35	철근	10	150	1805	2.59	107.44	107.44	1.00
		10	200	1853	2.66	104.64	104.64	1.00
		10	250	1884	2.71	102.95	102.95	1.00
		13	150	1670	2.40	116.12	116.12	1.00
	와이어 메쉬	5.8	150	1932	2.78	100.37	100.37	1.00
		6.4	150	1915	2.75	101.28	101.28	1.00
		7	150	1896	2.72	102.27	102.27	1.00
40	철근	10	150	1805	2.27	107.44	107.44	1.00
		10	200	1853	2.33	104.64	104.64	1.00
		10	250	1884	2.37	102.95	102.95	1.00
		13	150	1670	2.10	116.12	116.12	1.00
	와이어 메쉬	5.8	150	1932	2.43	100.37	100.37	1.00
		6.4	150	1915	2.41	101.28	101.28	1.00
		7	150	1896	2.38	102.27	102.27	1.00

제안 처짐각을 적용하여 최소 비합성 구간을 검토한 결과 발생하는 휨 모멘트를 수용하기 위한 고인성 연결 바닥판은 약 2.1~3.8%정도의 구간비율을 필요로 한다. 제안 처짐각을 적용하였을 때 거더 단부에 실제로 발생하는 처짐각으로 산정한 비합성 구간비율 보다 약 1.5~2배 정도 증가하였다. 따라서 발생 휨 모멘트를 수용할 수 있는 비합성 구간 길이가 늘어났으므로 실제 발생하는 처짐각에 의한 비합성구간 산정방법 보다 안전측이라고 볼 수 있다. 발생 휨 모멘트를 수용하기 위한 최소 비합성 구간비율이 약 2.1~3.8%로 모든 구간에 대하여 동일한 구간비율을 가지고 있지 않다. 따라서 제안 처짐각 산정과 동일하게 실제 요구량보다 안전율을 확보하고 동일한 구간비율을 정할 필요가 있다. 검토결과를 보았을 때 최소 비합성 구간비율을 4% 이상 적용해야 모든 조건에 대하여 요구량보다 안전하다고 볼 수 있다. 문헌에서는 휨을 수용하기 위한 비합성 구간을 인접 지간장 합의 5%로 하여 확보한다. 따라서 동일한 구간비율을 산정하기 위해 4%이상의 비합성 구간비율을 필요로 하기에 문헌에서 제시한 비합성 구간비율 5%를 적용하였을 경우

발생 모멘트에 대한 검토를 수행하고자 한다.

⑥ 문헌에 따른 고인성 연결 바닥판 비교

계산식에 의해 4%이상의 비합성 구간비율을 필요로 하므로 문헌에서 제시한 비합성 구간비율 5%를 포함하여 4%, 5%, 6%의 구간비율을 적용하여 비교한다. 앞서 최소 비합성 구간 산정시 동일 지간장에서 검토한 보강재 중 외이어 메쉬를 적용한 경우 와이어 메쉬의 직경이 철근에 비해 작아 비합성 구간길이가 더 필요하다. 하지만 일반적으로 바닥판은 철근 배근에 의하여 보강되어지므로 철근을 배근한 경우에 대하여 검토한다.

사용철근은 직경10mm에 대하여 검토한다. 그 이유는 고인성 연결 바닥판의 강성을 작게하여 휨에 대해 저항하는 것이 바람직하므로 철근 직경10mm에 대하여 검토한다. 철근 간격은 검토했던 직경 10mm 철근 중 철근량이 가장 적은 C.T.C 250mm를 적용한다.

○ 단면 제원

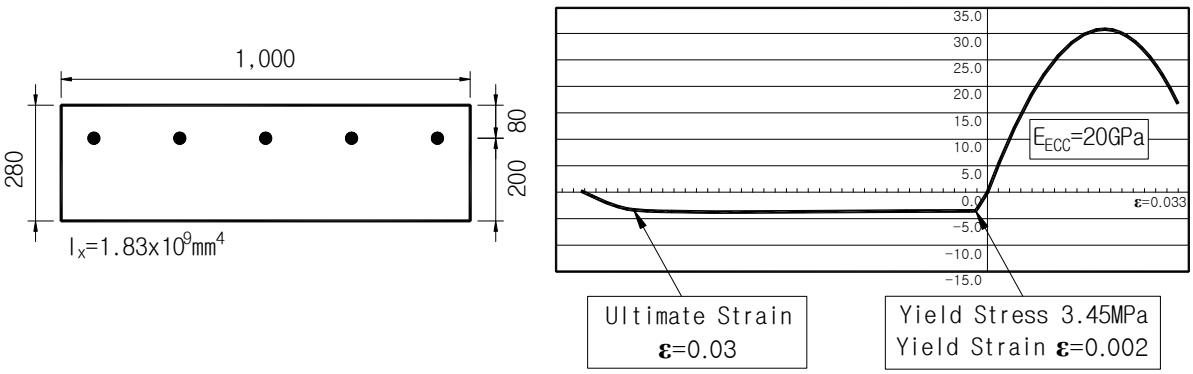


그림 3.21 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치

표 3.18 사용철근 제원

사용철근	공칭단면 (mm^2/본)	철근간격 (mm)	철근량 (mm^2)	항복응력 (MPa)	탄성계수 (GPa)	항복 변형률	항복 변형률
H10	71.33	250	356.65	400	200	0.002	0.16

○ 거더 제원 및 처짐각

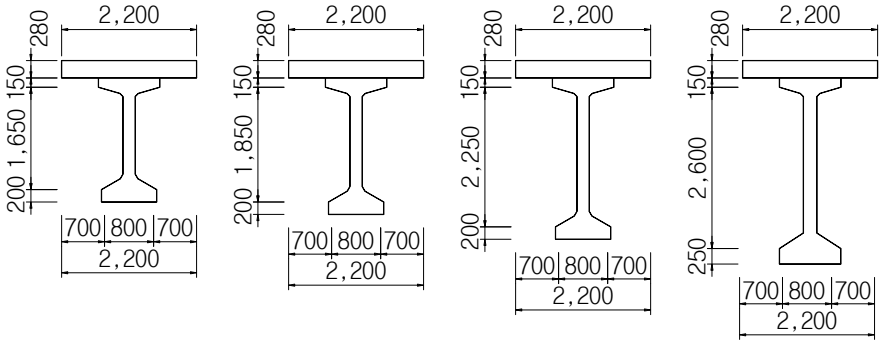


그림 3.22 지간별 콘크리트 거더 단면 제원

표 3.19 거더 지간장별 제원 및 처짐각

구분	지간장 (m)	탄성계수 (MPa)	단면2차모멘트 (mm^4)	적용 처짐각
PSC 거더교	25	32,965	6.88×10^{11}	0.00265
	30		8.55×10^{11}	0.00265
	35		1.54×10^{12}	0.00265
	40		1.96×10^{12}	0.00265

○ 비합성 구간 비율에 따른 모멘트 비교 검토

비합성 구간 비율 4%, 5%, 6%를 적용하였을 때 발생하는 모멘트를 각각 산출하고 각 구간 비율에 따른 안전율을 구하여 최소 비합성 구간과 비교 검토한다.

표 3.20 휨-곡률에 의한 최소 비합성길이와 문헌에 의한 비합성 길이 비교

지간장 (m)	최소 비합성 구간		비합성 구간 길이(mm)		
	비합성 구간 비율(%)	비합성 구간 길이(mm)	4%	5%	6%
25	3.80	1,884	2,000	2,500	3,000
30	3.16	1,884	2,400	3,000	3,600
35	2.71	1,884	2,800	3,500	4,200
40	2.37	1,884	3,200	4,000	4,800

표 3.21 최소 비합성 구간 비율 적용시 휨 모멘트 비교

지간장 (m)	비합성 구간 비율 (%)	최소 비합성 구간 길이 (mm)	모멘트 검토(kN-m)		
			M_{ls}(kN-m)	$M_{r,ls}$(kN-m)	S.F ($M_{r,ls}/M_{ls}$)
25	3.80	1,884	102.95	102.95	1.00
30	3.16	1,884	102.95	102.95	1.00
35	2.71	1,884	102.95	102.95	1.00
40	2.37	1,884	102.95	102.95	1.00

표 3.22 문헌에 따른 비합성 구간 비율 적용시 휨 모멘트 비교(4%)

지간장 (m)	비합성 구간 비율 (%)	비합성 구간 길이 (mm)	모멘트 검토(kN-m)		
			M_{ls}(kN-m)	$M_{r,ls}$(kN-m)	S.F ($M_{r,ls}/M_{ls}$)
25	4.00	2,000	96.95	102.95	1.06
30	4.00	2,400	80.80	102.95	1.27
35	4.00	2,800	69.25	102.95	1.49
40	4.00	3,200	60.60	102.95	1.70

표 3.23 문헌에 따른 비합성 구간 비율 적용시 휨 모멘트 비교(5%)

지간장 (m)	비합성 구간 비율 (%)	비합성 구간 길이 (mm)	모멘트 검토(kN-m)		
			M_{ls}(kN-m)	$M_{r,ls}$(kN-m)	S.F ($M_{r,ls}/M_{ls}$)
25	5.00	2,500	77.56	102.95	1.33
30	5.00	3,000	64.64	102.95	1.59
35	5.00	3,500	55.40	102.95	1.86
40	5.00	4,000	48.48	102.95	2.12

표 3.24 문헌에 따른 비합성 구간 비율 적용시 휨 모멘트 비교(6%)

지간장 (m)	비합성 구간 비율 (%)	비합성 구간 길이 (mm)	모멘트 검토(kN-m)		
			M_{ls}(kN-m)	$M_{r,ls}$(kN-m)	S.F ($M_{r,ls}/M_{ls}$)
25	6.00	3,000	64.64	102.95	1.59
30	6.00	3,600	53.87	102.95	1.91
35	6.00	4,200	46.17	102.95	2.23
40	6.00	4,800	40.40	102.95	2.55

표 3.25 발생 휨 모멘트에 따른 안전율 비교

지간장 (m)	S.F($M_{r,ls}/M_{ls}$) 검토			
	최소	4%	5%	6%
25	1.00	1.06	1.33	1.59
30	1.00	1.27	1.59	1.91
35	1.00	1.49	1.86	2.23
40	1.00	1.70	2.12	2.55

비합성 구간 비율을 4%, 5%, 6%를 적용한 결과 최속 비합성 구간 적용 대비 비합성 구간 길이가 길어져 휨-곡률에 의해 발생하는 모멘트 크기가 감소하였다. 그 결과 안전율은 최소 비합성 구간 적용 대비 1.06~2.55배 정도 증가하였다. 비합성 구간 비율 4%의 경우 지간장 25m와 30m에서 안전율은 1.00보다 약간 증가한 1.06와 1.27의 안전율을 가진다. 따라서 4%이상 적용하면 바닥판에 발생하는 휨 모멘트를 수용할 수 있는 비합성 구간길이를 확보할 수 있다.

(나) 거더 단부 상면 비보정법

거더 단부 상면을 비보정한 거더에서 처짐각이 발생하면 거더 단부 상면을 곡면으로 보정한 거더와 달리 곡률에 대하여 순응하지 못한다. 그 결과 처짐각에 의하여 바닥판이 꺽이는 형상 또는 바닥판과 거더 단부 사이가 이격된 들뜸현상이 발생한다.

바닥판이 꺽이는 경우 비합성 구간 중앙에서 꺽임이 발생하여 집중적으로 큰 모멘트가 발생할 우려가 있다.

바닥판과 거더 단부가 이격된 경우도 바닥판과 거더 단부가 이격되면서 거더 끝단이 힌지 역할로 하여 바닥판 내에 큰 모멘트가 발생한다.

바닥판에 큰 모멘트가 발생하는 것을 해결하기 위해 거더 단부 상면을 곡면으로 보정하는 것이 바람직하지만 시공성 문제로 다소 어려운 문제가 있다. 따라서 거더 단부 상면을 보정하지 않은 직선 형상으로 모델링을 하여 바닥판 내에 어떤 거동이 발생하는지 FEM 해석을 통해 확인할 필요가 있다.

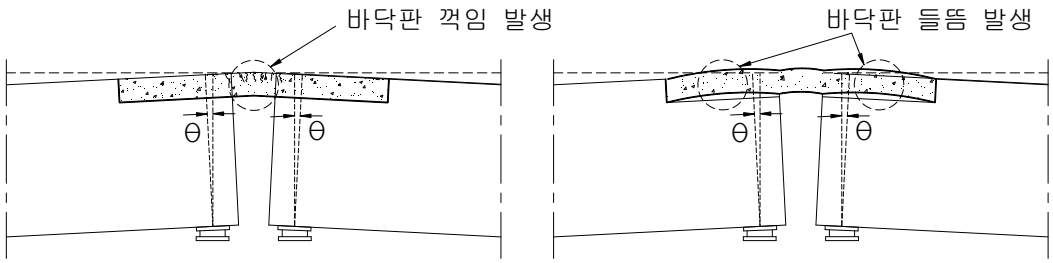


그림 3.23 거더 단부 상면 비보정 문제점

FEM해석은 실제 작용하는 하중(열차하중+도상하중)을 재하하여 2경간으로 구성된 교량과 3경간으로 구성된 교량의 고인성 연결 바닥판 거동에 대하여 연구한다. 2경간으로 구성된 교량은 고인성 연결 바닥판의 순수 휨 거동을 확인하기 위한 연구로 선형해석과 비선형해석으로 나누어 수행한다. 두가지 해석을 통해 고인성 콘크리트의 재료적 특징에 의해 고인성 연결 바닥판 내의 거동차이를 확인할 수 있다고 판단한다.

3경간으로 구성된 교량은 휨 뿐만 아니라 부정정력을 고려된 거동을 확인하기 위한 예제교량으로 비선형해석을 통해 바닥판에 어떠한 거동이 발생하는지 검토한다.

2경간, 3경간 교량에 대한 모델링의 지간장은 40m로 하고 고인성 연결 바닥판 길이는 문헌에서 제안하는 5%뿐만 아니라 4%와 6%를 적용한 비합성 구간을 모델링한다.

표 3.26 휨-곡률에 의한 최소 비합성길이와 문헌에 의한 비합성 길이 비교

구분	지간장 (m)	비합성 구간 비율(%)	비합성 구간 길이(mm)
PSC거더교	40	4.00	3,200
		5.00	4,000
		6.00	4,800
강합성 거더교		4.00	3,200
		5.00	4,000
		6.00	4,800

① 연구를 위한 모델링 산정

○ 해석을 위한 모델 크기 산정

고인성 콘크리트 연결 바닥판의 연구를 진행하려면 고인성 콘크리트의 재료적 특징을 고려해야 한다. 따라서 FEM해석시 고인성 콘크리트의 재료적 특징을 고려하려면 비선형해석으로 진행하여야 한다. 비선형해석 진행시 탄성구간 내에서는 해석시간이 오래 걸리지 않지만 항복 이후 해석시간이 많이 걸리므로 해석시간을 단축시킬 수 있는 방법이 필요하다. 해석시간을 단축시키기 위해 검토 교량의 크기를 줄였다. 6.6m길이의 슬래브와 거더 3개로 구성된 교량을 슬래브폭 2.2m와 거더 1개에 대하여 모델링을 하였다. 이는 엘리멘트 요소수를 최대한 줄여 해석수행 시간을 단축시키기 위한 방법이다. 또한 이 연구의 목적은 교량 전체의 거동 확인보다 고인성 연결 바닥판에서 발생하는 거동을 확인하

고자 하는 것이므로 교량 전체에 대하여 해석할 경우 거더 위치에 따라 고인성 연결 바닥판 거동이 달라질 수 있으므로 하나의 거더에 대하여 확인하는 것이 연구 목적에 부합하다고 판단한다.

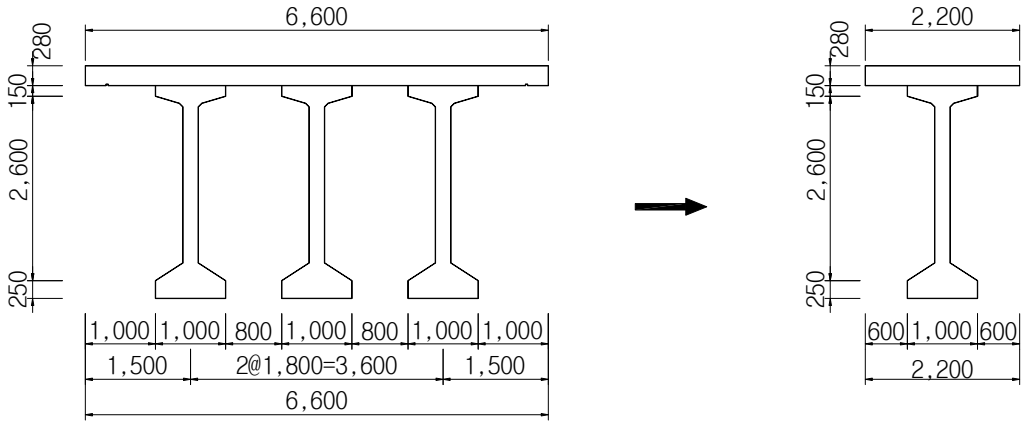


그림 3.24 해석을 위한 단면 변화

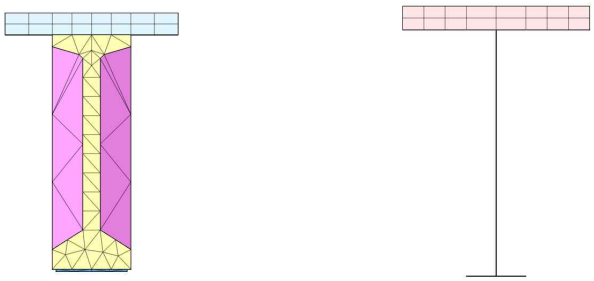


그림 3.25 거더 재료별 FEM해석 모델링

○ 모델링 특이사항

바닥판과 거더 단부사이에 들뜸현상이 발생될 것을 고려하여 비합성 구간에 대하여 바닥판과 거더 사이에 Compression Only Spring을 적용하여 비합성 구간 비율에 따라 모델링을 하여 FEM해석을 수행한다.

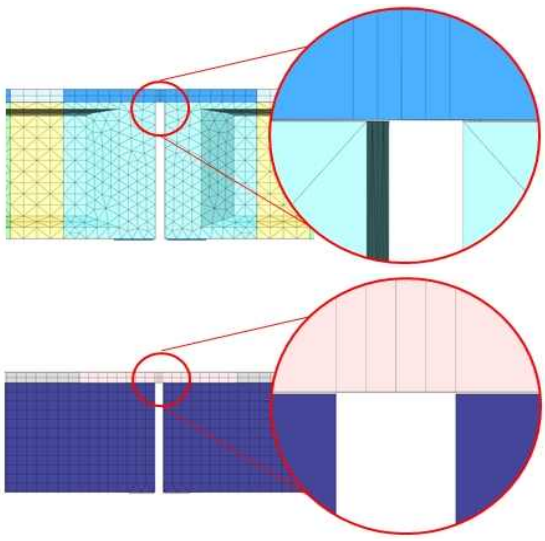


그림 3.26 비합성 구간 이격 모델링

② 모델링 단면 제원

○ 바닥판 제원

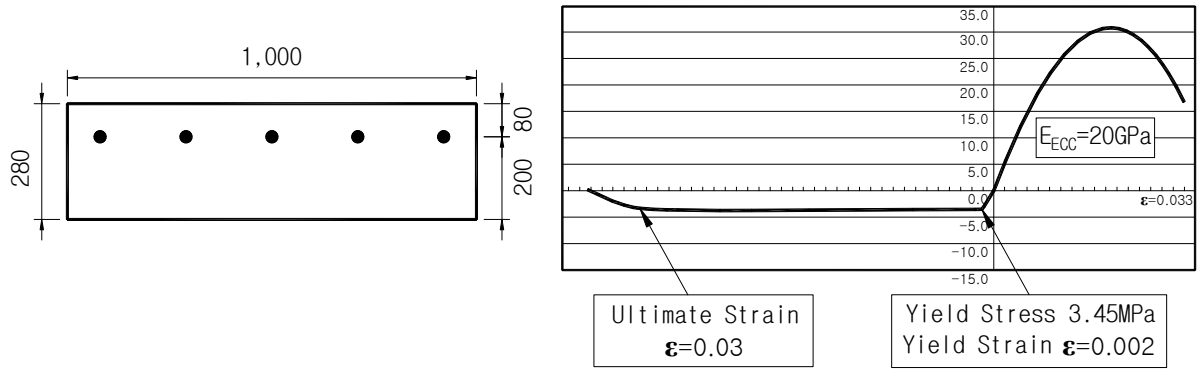


그림 3.27 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치

표 3.27 사용철근 제원

사용철근	공칭단면 (mm^2/본)	철근간격 (mm)	철근량 (mm^2)	항복응력 (MPa)	탄성계수 (GPa)	항복 변형률	항복 변형률
H10	71.33	250	356.65	400	200	0.002	0.16

○ 거더 제원

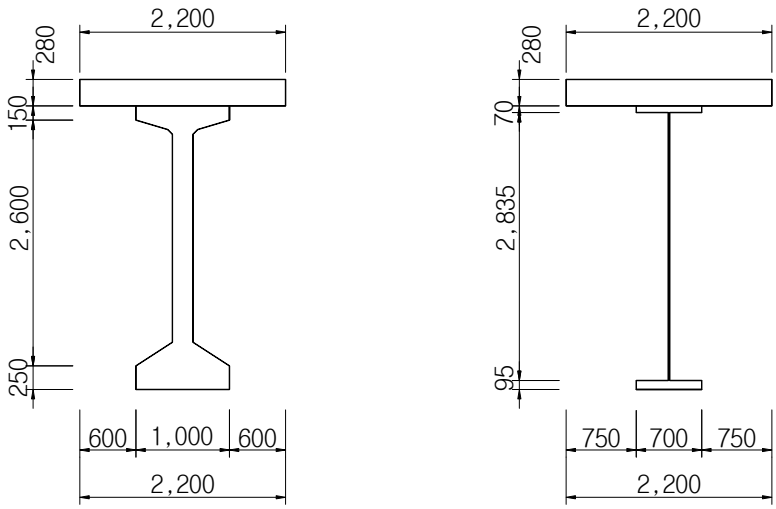


그림 3.28 40m지간의 교량 단면 제원

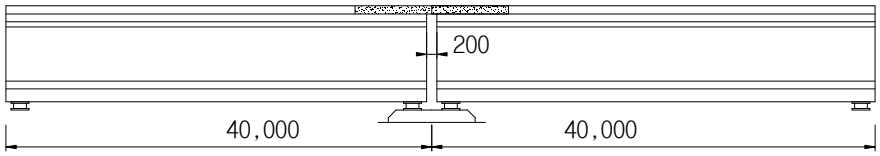


그림 3.29 지간장 40m 종단면도

표 3.28 지간장별 처짐각 산정

구분	탄성계수 (MPa)	단면2차모멘트 (mm^4)
PSC거더교	32,965	1.96×10^{12}
강합성거더교	210,000	3.76×10^{11}

③ 고인성 연결 바닥판의 순수 휨 거동 연구

바닥판이 연속화된 2경간 연속 교량(2@40=80m)을 대상으로 고인성 연결 바닥판이 한곳에 배치되어 있는 경우로 고인성 연결 바닥판 내에 순수 휨 모멘트가 어떻게 발생하는지에 대하여 검토한다. 검토교량은 PSC거더교와 강합성거더교에 대하여 검토하고 고인성 연결 바닥판의 구간 비율은 선형해석과 동일하게 4%, 5%, 6%로 구분하여 구간 비율에 따라 고인성 연결 바닥판에 발생하는 순수 휨을 확인하고 자한다. 또한 선형해석과 비선형해석으로 구분하여 고인성 콘크리트의 재료적 특징에 의해 바닥판 거동을 확인하고 거더 단부 상면 보정법에 의해 발생한 휨 모멘트와 비교한다.

○ 지점조건

고인성 연결 바닥판에서 구속력이 작용하지 않도록 바닥판이 위치한 거더 받침은 고정단과 가동단으로 배치하였다.

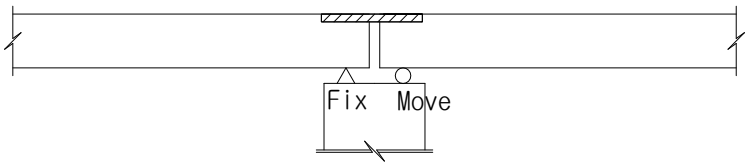


그림 3.30 모델 받침배치

○ 하중 재하도

실제 열차하중 재하는 교량 전체에 대하여 분포하중을 재하하고 집중하중을 한경간에 대해 재하해야 한다. 하지만 양쪽 거더에 발생하는 처짐각을 동일하게 가지기 위해 양쪽 거더 중심에 열차 집중하중을 재하한다. 40m교량에서 열차하중의 집중하중 비중이 전체 열차하중에 대해 12%정도로, 열차하중에서 지배적인 하중이 아니기에 대칭으로 재하하여도 무방하다고 판단한다.

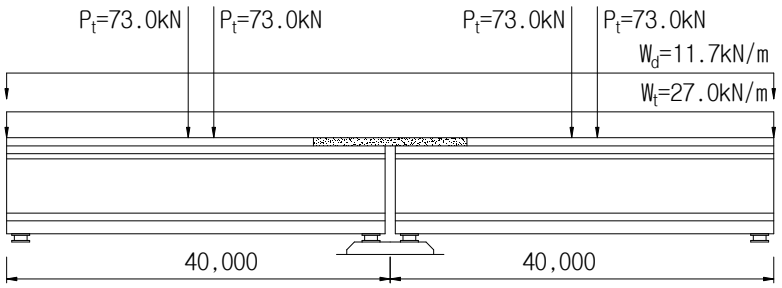


그림 3.31 하중 재하도

○ 모델링

순수 휨 거동 연구를 위한 모델링으로 모델링시 받침조건과 재료조건을 모두 동일한 조

건으로 모델링을 한다. FEM해석 수행시 재료 비선형을 고려하지 않은 결과와 고려한 결과에 대하여 비교 검토한다.

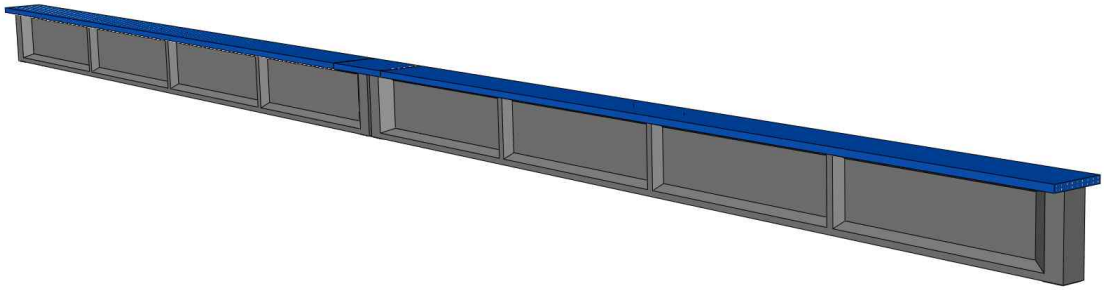


그림 3.32 순수 휨 거동 연구를 위한 모델링

○ 선형해석

고인성 콘크리트의 재료적 특성을 고려하지 않았을 경우 바닥판에 발생하는 휨 모멘트를 검토한다. 고인성 연결 바닥판의 구간 비율을 각각 4%, 5%, 6%로 하여 구간 비율에 따른 휨 모멘트 결과를 확인하고 거더 단부 상면 보정법에 의해 발생한 휨 모멘트와 비교한다.

표 3.29 선형해석에 대한 비합성 구간비율별 발생 휨 모멘트

구분	비합성 구간 비율 (%)	슬래브폭 (mm)	M_{ls}(kN-m)	M_{ls}(kN-m) (단위폭당)	비고
PSC거더교	4	2,200	135.00	61.36	
	5		138.00	62.73	
	6		127.00	57.73	
강합성거더교	4		138.00	62.73	
	5		157.00	71.36	
	6		135.00	61.36	

표 3.30 선형해석과 계산식에 의해 발생 휨 모멘트 비교(단위폭당),kN-m

구분	비합성 구간 비율 (%)	거더 단부 상면 보정법 (실제 처짐각)	거더 단부 상면 보정법 (제안 처짐각)	선형해석	비고
PSC거더교	4	41.16	60.60	61.36	
	5	32.93	48.48	62.73	
	6	27.44	40.40	57.73	
강합성거더교	4	33.39	60.60	62.73	
	5	26.71	48.48	71.36	
	6	22.26	40.40	61.36	

선형해석 결과를 거더 단부 상면 보정법에 의한 발생 모멘트와 비교하였다. 고인성 콘크

리트의 재료적 특성을 고려하지 않았을 경우 모든 비합성 구간 비율에서 거더 단부 상면 보정법의 계산 결과 보다 큰 값의 모멘트가 발생하였다.
따라서 실제 거동을 고려한 비선형해석을 통해 바닥판에 작용하는 모멘트를 검토할 필요가 있다.

○ 비선형해석

선형해석과 동일한 조건으로 해석을 수행하고 고인성 연결 바닥판의 구간 비율을 각각 4%, 5%, 6%로 하여 구간 비율에 따른 휨 모멘트 결과를 확인하고 거더 단부 상면 보정법에 의해 발생한 휨 모멘트와 비교한다. 비선형해석의 경우 고인성 콘크리트의 재료적 특성을 고려하기 때문에 바닥판에 발생하는 휨 모멘트가 감소할 것으로 예상한다.

표 3.31 비선형해석에 대한 비합성 구간비율별 발생 휨 모멘트

구분	비합성 구간 비율 (%)	슬래브폭 (mm)	M_{ls}(kN-m)	M_{ls}(kN-m) (단위폭당)	비고
PSC거더교	4	2,200	47.88	21.76	
	5		50.77	23.08	
	6		48.24	21.93	
강합성거더교	4		57.01	25.91	
	5		63.83	29.01	
	6		56.10	25.50	

표 3.32 비선형해석과 계산식에 의해 발생 휨 모멘트 비교(단위폭당),kN-m

구분	비합성 구간 비율 (%)	거더 단부 상면 보정법 (실제 처짐각)	거더 단부 상면 보정법 (제안 처짐각)	비선형해석	비고
PSC거더교	4	41.16	60.60	21.76	
	5	32.93	48.48	23.08	
	6	27.44	40.40	21.93	
강합성거더교	4	33.39	60.60	25.91	
	5	26.71	48.48	29.01	
	6	22.26	40.40	25.50	

비선형해석 결과를 거더 단부 상면 보정법에 의한 발생 모멘트와 비교하였다. 고인성 콘크리트의 재료적 특성을 고려한 경우 모든 비합성 구간 비율에서 거더 단부 상면 보정법의 계산 결과 보다 작은 값의 모멘트가 발생하였다.
따라서 실제 거동에 의하여 바닥판에 발생하는 휨 모멘트는 계산에 의한 결과값 보다 작게 발생하므로 계산식을 통해 비합성 구간을 산정하여도 안전측으로 설계가 가능할 것으로 판단된다.

④ 3경간 예제교량 거동 검토

고인성 연결 바닥판이 한곳이 아닌 여러곳에 배치되어 있을 경우 고인성 연결 바닥판 내에 휨 모멘트가 어떻게 발생하는지에 대하여 확인을 위해 PSC거더교와 강합성거더교에 대하여 바닥판이 연속화된 3경간 연속 교량(3@40=120m)을 대상으로 FEM해석을 수행한다. 고인성 연결 바닥판의 구간 비율은 2경간 교량과 동일하게 4%, 5%, 6%로 구분하여 구간 비율에 따라 고인성 연결 바닥판에 영향을 미치는지 확인한다.

○ 재하 하중 및 하중 재하도

열차하중은 집중하중과 분포하중으로 구성되어 있다. 그중 분포하중은 교량전체에 결쳐 하중재하를 하지만 집중하중의 경우 한 경간에 대하여 재하를 한다. 따라서 가장 불리한 경우에 대해서 검토하기 위해 집중하중을 각 경간 중앙에 재하하여 비교 검토한다.

- G1

3경간 전체에 걸쳐 열차하중의 분포하중과 자갈도상하중을 재하하고 첫 번째 경간 중심에 열차하중의 집중하중을 재하한다.

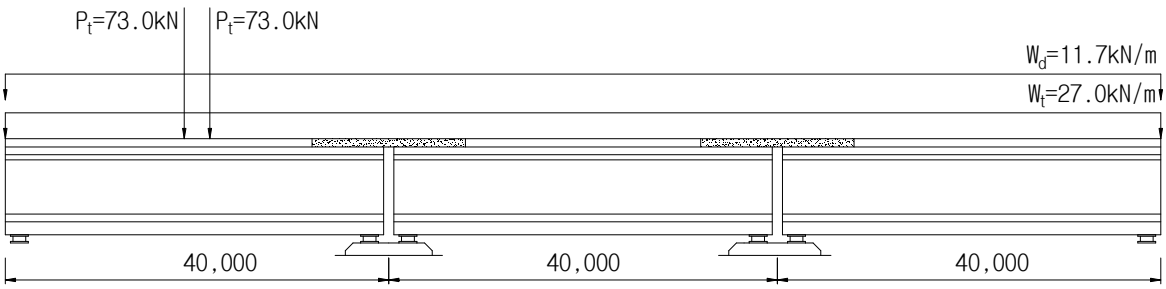


그림 3.33 3경간 모델 모델 첫 번째 하중 재하

- G2

3경간 전체에 걸쳐 열차하중의 분포하중과 자갈도상하중을 재하하고 두 번째 경간 중심에 열차하중의 집중하중을 재하한다.

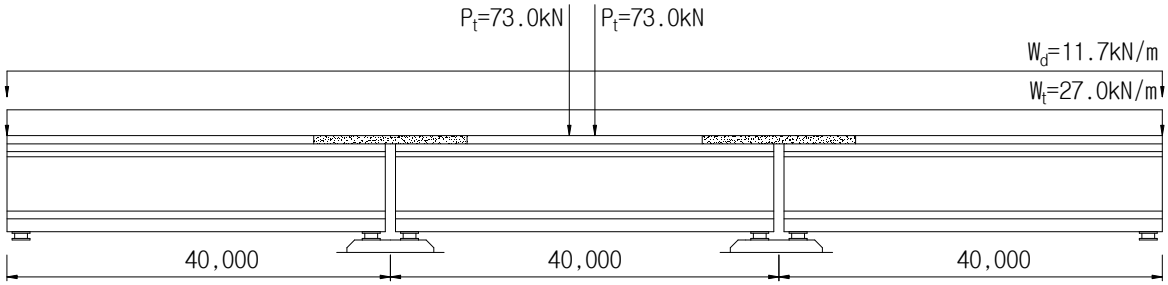


그림 3.34 비선형해석 모델 두 번째 하중 재하

- G3

3경간 전체에 걸쳐 열차하중의 분포하중과 자갈도상하중을 재하하고 세 번째 경간 중심에 열차하중의 집중하중을 재하한다.

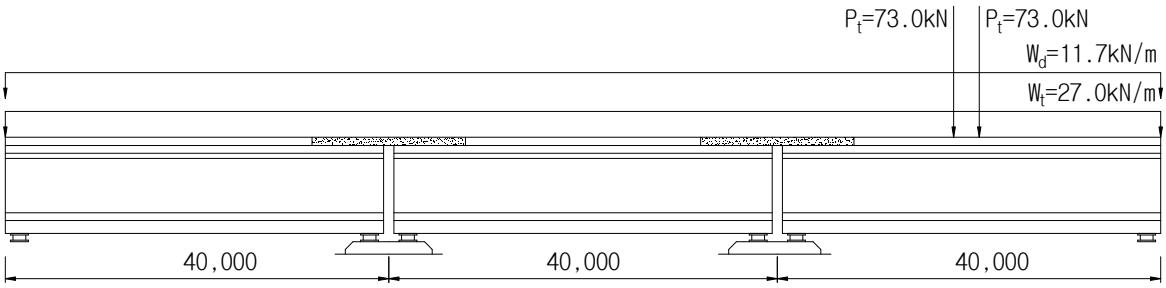


그림 3.35 비선형해석 모델 세 번째 하중 재하

○ 모델링

예제교량을 비선형 FEM해석을 위하여 지간장 40m인 3경간 PSC거더교 및 강합성거더교를 모델링한다. 모델링 교량의 거더 단부에는 고인성 연결 바닥판으로 연결하여 연속화시킨다. 고인성 연결 바닥판의 길이는 비합성 구간 비율 4%, 5%, 6%에 대하여 각각 모델링하여 FEM해석을 수행한다.

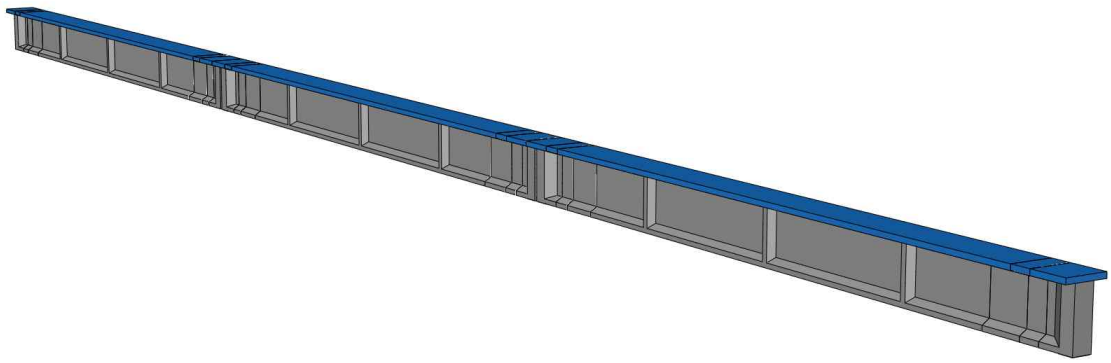


그림 3.36 예제교량 PSC거더교 모델링

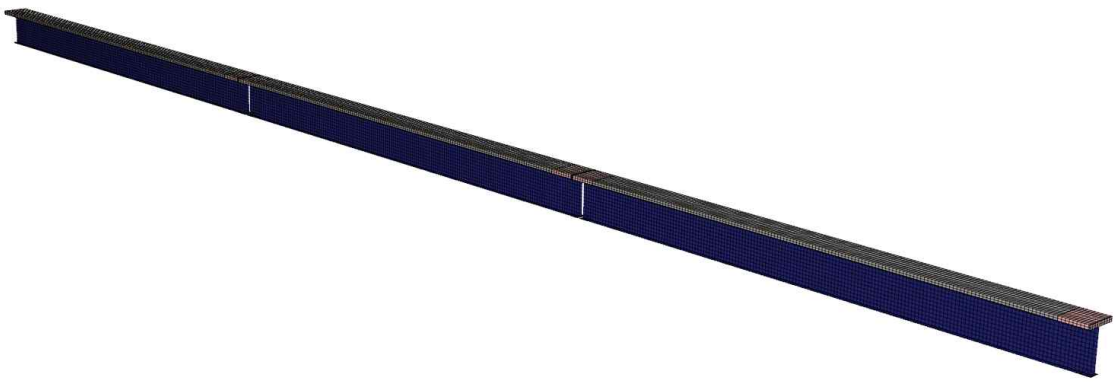


그림 3.37 예제교량 강합성합성교 모델링

○ 집중하중 재하위치에 따른 발생 휨 모멘트

지간장 40m의 PSC거더교와 강합성거더교에서 비합성 구간 비율과 열차하중의 집중하중 재하 위치에 따른 고인성 연결 바닥판 내에 발생하는 최대 모멘트 값을 정리한 것이다.

표 3.33 하중 재하별 발생 휨 모멘트

구분	비합성 구간 비율	재하 위치	슬래브폭 (mm)	M_{ls}(kN-m)	M_{ls}(kN-m) (단위폭당)	비고
PSC거더교	4%	G1	2,200	22.00	10.00	
		G2		21.30	9.68	
		G3		20.30	9.23	
	5%	G1		27.50	12.50	
		G2		27.50	12.50	
		G3		26.10	11.86	
	6%	G1		29.60	13.45	
		G2		30.00	13.64	
		G3		28.40	12.91	
강합성거더교	4%	G1		23.20	10.55	
		G2		24.30	11.05	
		G3		21.90	9.95	
	5%	G1		33.30	15.14	
		G2		35.80	16.27	
		G3		32.60	14.82	
	6%	G1		28.60	13.00	
		G2		30.70	13.95	
		G3		27.80	12.64	

○ 예제교량 발생 모멘트 비교(단위폭당 비교)

3경간으로 구성된 예제교량 결과를 계산식에 의해 산출된 단위폭당 발생 모멘트와 비교한다. 예제교량의 경우 집중하중 재하위치 G1, G2, G3중 가장 크게 발생한 모멘트 경우에 대하여 계산식 결과와 비교한다.

표 3.34 3경간 연속교량과 계산식에 의해 발생 휨 모멘트 비교(단위폭당),kN-m

구분	비합성 구간 비율 (%)	거더 단부 상면 보정법 (실제 처짐각)	거더 단부 상면 보정법 (제안 처짐각)	3경간 연속교량	비고
PSC거더교	4	41.16	60.60	10.00	
	5	32.93	48.48	12.50	
	6	27.44	40.40	13.64	
강합성거더교	4	33.39	60.60	11.05	
	5	26.71	48.48	16.27	
	6	22.26	40.40	13.95	

거더 단부 상면 보정법에 의한 계산 결과가 3경간 교량 바닥판에서 발생하는 모멘트보다 크게 발생한다. 3경간 교량의 경우 고인성 연결 바닥판에 발생하는 모멘트가 이동 또는 분산이 되어 2경간해석과 거더 단부 상면 보정법에 의한 계산식보다 작은 값이 발생한 것으로 판단된다.

(다) 휨에 의한 비합성 구간 검토 비교

발생 모멘트는 2경간 교량의 선형해석 > 거더 단부 상면 보정법 > 2경간 교량의 비선형해석> 3경간 교량 비선형해석 순으로 크게 발생하였다.

해석 및 계산 방법에 따라 모멘트 크기가 다르게 발생하지만 실제 고인성 연결 바닥판에서의 발생 모멘트는 2경간 교량의 비선형 해석 또는 3경간 교량의 비선형 해석 결과처럼 작은 모멘트가 발생할 것이다.

따라서 거더 단부 상면 보정법으로 고인성 연결 바닥판에 발생하는 모멘트를 산정하고 비합성 구간을 산정한다면 실제 발생하는 거동에 대하여 안전측으로 설계가 가능할 것으로 판단한다.

거더 단부 상면이 곡면으로 하여 단일 곡선으로 발생 모멘트에 대하여 순응하는 것이 바람직하지만 시공성 문제로 거더 단부 상면을 곡면으로 하기 어렵다. 따라서 고강도 하드폼보드(XPS)를 도입하여 직선형상 거더단부를 보강한다. 고강도 하드폼보드로 비합성 구간의 바닥판을 보강한다면 단일 곡선형상이 되진 않더라도 곡선 형상의 거동을 유도할 수 있을 것이다.

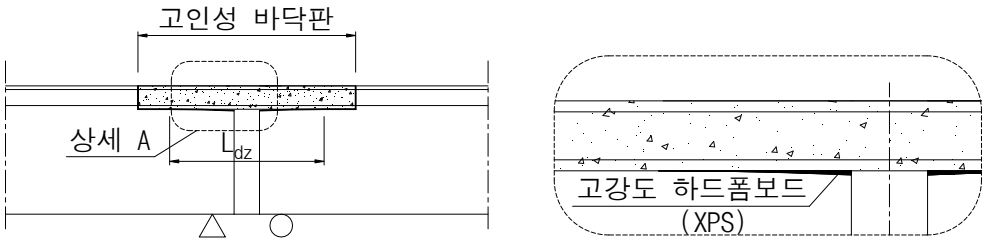


그림 3.38 고강도 하드폼보드 배치 상세

(7) 축방향 거동에 의한 비합성 필요구간 연구

고인성 연결 바닥판의 축방향 거동은 앞에서 연구한 거더의 처짐에 의한 휨뿐만 아니라 온도변화, 건조수축 및 크리프, 지점 조건등에 영향을 받는다. 이러한 영향들에 의해 거더가 축방향으로 거동하면서 고인성 연결 바닥판내에 인장 변형과 압축 변형이 발생한다. 따라서 거더의 거동으로 인하여 신축이음장치 역할을 하는 고인성 연결 바닥판이 인장 및 압축 변형을 수용하기 위한 비합성 필요구간 산정 연구가 필요하다.

축방향 거동에 대한 비합성 필요구간은 문헌을 참고하여 산정하고 산정된 비합성 필요구간을 휨에 의한 비합성 필요구간과 비교하여 최종적으로 고인성 연결 바닥판의 비합성 구간으로 결정한다. 또한 지간장 및 비합성 구간에 대한 FEM해석을 통해 실제로 실제 거동을 확인하고 문헌을 참고한 계산식과 비교한다.

(가) 축방향 거동에 영향을 주는 인자

① 온도

거더에 온도 하중이 작용하게 되면 거더의 신축이 발생한다. 온도가 낮아지면 거더는 수축을 하게되고 이를 수용하기 위한 고인성 연결 바닥판은 인장이 발생한다. 반대로 온도가 높아지면 거더가 이완되므로 고인서 바닥판은 압축이 발생하게 된다. 거더의 길이가 길수록, 온도변화가 클수록 거더의 신축이 크게 발생하여 고인성 연결 바닥판에 발생하는 인장 및 압축의 크기는 커지게 된다. 따라서 신축이음장치 역할을 하는 고인성 연결 바닥판의 비합성 구간 길이는 온도변화와 거더의 길이에 영향을 받는다.

또한 같은 온도이더라도 재료에 따라 축방향 변위가 다르게 발생한다. 철도 설계기준에 제시된 열팽창계수는 콘크리트1.0×10^{-5}, 강재1.2×10^{-5}로 동일온도에 대하여 발생하는 축방향 변위는 강재가 더 크게 발생한다.

② 크리프, 건조수축

콘크리트 거더를 타설하면 재령일에 따라 크리프 및 건조수축이 발생한다. 크리프 및 건조수축에 의해 거더의 변형이 발생하여 이를 수용할 수 있는 고인성 연결 바닥판의 비합성 구간길이가 필요하다.

크리프, 건조수축의 경우 콘크리트의 재령일에 따라 발생하므로 고인성 연결 바닥판의 타설 시기에 따라 비합성 구간 길이가 달라진다. 따라서 크리프, 건조수축이 끝난 기존 교량에 대하여 고인성 연결 바닥판 연결시 필요 비합성 구간 보다 신축 교량에 대한 고인성 연결 바닥판 연결시 크리프, 건조수축에 대한 비합성 구간 길이가 다르게 산정된다. 비합성 구간 길이 산정시 고인성 연결 바닥판 또한 콘크리트이므로 타설 후 건조수축이 발생하기 때문에 고인성 콘크리트 자체에 대한 변형도 고려해야 한다.

③ 받침 조건

축방향 거동은 거더의 받침조건에 따라 달라지므로 받침 배치에 따라 고인성 연결 바닥판에 발생하는 거동에 영향을 미친다. 고인성 연결 바닥판에 위치한 단부의 받침배치가 모두 고정단일 경우 거더가 종방향으로 움직이지 않으므로 축방향 거동이 고인성 콘크리트에 거의 작용하지 않는다. 반대로 받침배치가 모두 자유단일 경우 거더의 종방향 움직임이 자유로워 이를 수용하기 위해 고인성 연결 바닥판에 인장 및 압축이 발생한다. 따라서 받침조건에 따라 축방향 거동에 대한 비합성 구간길이를 다르게 산정할 수 있다.

(나) 문헌에서의 변형률 검토 방법 조사

인접 지간장 합의 5%에 해당하는 비합성구간 길이를 산정 후 인장 및 압축 변형률 검토를 수행한다. 인장 변형률 검토는 활하중에 의해 발생하는 변형률, 온도변화, 고인성 연결 바닥판의 건조수축에 대한 변형률을 구한뒤 고인성 콘크리트의 극한 인장 변형률과 비교하고 압축 변형률은 단면내의 인장 변형률에 대하여 비례식으로 산정 후 극한 압축 변형률과 비교한다. 극한 변형률보다 작게 발생하면 안전측이고 극한 변형률보다 크게 발생하면 제 검토가 필요하다.

① 인장 변형률 산정(ε_T)

고인성 연결 바닥판에 인장 변형률을 발생시키는 요인에 대한 변형률을 산정한다. 인장변형을 발생시키는 요인으로써 온도변화, 고인성 콘크리트의 건조수축, 활하중에 의한 인장변형이 있다. 기존 교량에 대한 고인성 연결 바닥판 변형률 검토시 거더의 크리프 및 건조수축에 대해서 충분한 시간이 지난 것으로 보아 고려하지 않는다. 따라서 신축 거더에 대한 고인성 연결 바닥판에 대한 검토시는 거더에서 발생하는 크리프 및 건조수축에 대한 고려가 필요하다.

$$\varepsilon_T = \frac{\alpha \Delta T \beta L_{long}}{L_{dz}} + \varepsilon_{cs,G} + \varepsilon_{sh,ECC} + \varepsilon_{LL}$$

$$\therefore\ \varepsilon_{T,ECC} \geq \varepsilon_T$$

○ 온도에 의한 변형률 산정

온도변화에 대한 거더 신축에 의해 고인성 연결 바닥판에 발생하는 변형률을 산정한다.

$$\varepsilon_t = \frac{\alpha \Delta T \beta L_{long}}{L_{dz}}$$

여기서, α : 열팽창계수

ΔT : 온도변화량

β : 인접 거더의 지점조건에 따른 상수

가동단-가동단 = 2, 가동단 - 고정단 = 1

L_{long} : 고인성 연결 바닥판에 인접한 거더 중 가장 긴 거더 길이

L_{dz} : 고인성 연결 바닥판 비합성 구간 길이

- 고인성 연결 바닥판 비합성 구간 길이(L_{dz}) 산정

$$L_{dz} = 0.05 \times (L_1 + L_2) + G_{1-2}$$

여기서, $L_1.\ L_2$: 고인성 연결 바닥판 인접 지간장

G_{1-2} : 인접 거더 사이 길이(유간)

○ 콘크리트 거더의 크리프, 건조수축에 의한 변형률($\varepsilon_{cs,G}$) 산정

콘크리트 거더의 크리프와 건조수축에 의해 고인성 연결 바닥판에 발생하는 변형률을 산정한다.

$$\varepsilon_{cs,G} = \frac{\Delta l_s + \Delta l_c}{L_{dz}}$$

여기서, Δl_s : 건조수축에 의해 발생하는 변형량

Δl_c : 크리프에 의해 발생하는 변형량

L_{dz} : 고인성 연결 바닥판 비합성 구간 길이

- 건조수축에 의해 발생하는 변형량(Δl_s) 산정

$$\Delta l_s = \Delta T_s \alpha l_s \beta_{cs}$$

여기서, ΔT_s : 건조수축에 해당하는 온도변화

α : 열팽창계수

l_s : 건조수축이 발생하는 거더의 길이

β_{cs} : 크리프, 건조수축의 저감 계수

- 크리프에 의해 발생하는 변형량(Δl_c) 산정

$$\Delta l_c = \frac{P_i}{E_c A_c} \phi l_c \beta_{cs}$$

여기서, P_i : 프리스트레싱 직후의 PS강재에 작용하는 인장력
E_c : 거더의 콘크리트 탄성계수
A_c : 거더의 단면적
ϕ : 콘크리트의 크리프 계수
l_c : 크리프가 발생하는 거더의 길이
β_{cs} : 크리프, 건조수축의 저감 계수

○ 고인성 콘크리트의 건조수축에 의한 변형률($\varepsilon_{sh,ECC}$) 산정
문헌에 의한 고인성 콘크리트의 건조수축 변형률은 0.001 적용한다.

○ 활하중에 의한 변형률(ε_{LL}) 산정
활하중에 의한 변형률 산정시 사용되는 철근의 항복 강도는 Caner and Zia에 의해 제안된 바와 같이 항복 강도의 40%에 해당하는 수준으로 하여 보수적으로 사용한다.
고인성 연결 바닥판에 발생하는 변형률도에서 철근 항복 변형률의 40%에 대한 비례식으로 활하중에 의한 인장 변형률을 산출한다.

$$\varepsilon_{LL} = \frac{0.4\varepsilon_{y,steel}(d+c)}{d}$$

여기서, $\varepsilon_{y,steel}$: 철근의 항복 변형률
d : 고인성 연결 바닥판의 중립축에서 철근까지 거리
c : 피복두께

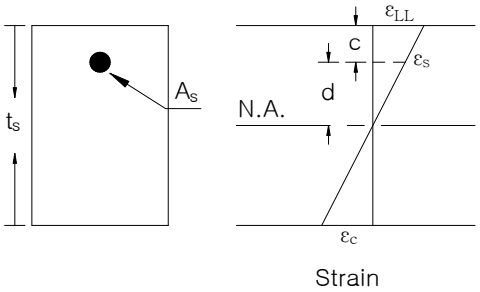


그림 3.39 고인성 연결 바닥판 변형률도

② 압축 변형률 산정(ε_C)
압축 변형률 산정은 인장 측에 발생하는 철근 변형률에 대한 비례식으로 산정한다. 이때 철근의 변형률은 철근 항복 강도의 40% 수준일 때로 가정한다.

$$\varepsilon_C = \frac{0.4\varepsilon_{y,steel}(t_s - d - c)}{d}$$

여기서, $\varepsilon_{y,steel}$: 철근의 항복 변형률
t_s : 고인성 바닥 높이
d : 고인성 연결 바닥판의 중립축에서 철근까지 거리

c : 피복두께

$$\therefore\ \varepsilon_{C,ECC} \geq \varepsilon_C$$

(다) 안전율을 고려한 관리 변형률 제안

문헌에서 고인성 연결 바닥판에 발생하는 변형률 검토는 고인성 콘크리트의 극한 변형률에 대하여 검토한다. 고인성 연결 바닥판에 발생하는 변형률이 극한 변형률 범위 내에 들게 되더라도 안전율 없이 검토하는 것은 설계에 있어서 바람직하지 못하다. 따라서 고인성 연결 바닥판 내에 작용하는 변형률의 검토를 위해 안전율을 고려한 관리 변형률을 제시한다.

관리 변형률을 산정 방법은 허용응력 설계법에서 허용응력과 극한응력의 관계로부터 제시한다. 허용응력 설계법에서 허용응력은 극한응력의 약 1.7배 정도의 차이를 보이므로 바닥판에 작용하는 변형률을 제한하기 위한 관리 변형률은 극한변형률의 1/1.7배로 두어 검토하는 것을 제안한다.

$$\therefore\ \varepsilon_d = \frac{\varepsilon_u}{1.7}$$

(라) 문헌을 참고로 한 축방향 거동에 의한 비합성 필요구간 연구

문헌을 참고로 하여 축방향 거동을 수용할 수 있는 비합성 필요구간을 산출한다. 문헌에서 비합성 구간은 인근 지간장 합의 5%를 사용하지만 관리 변형률로 안전율을 두었을 경우 필요 비합성 구간을 산출한다.

25~40m의 경간장에 대하여 축방향 변형을 수용할 수 있는 최소 비합성 길이를 산출한다. 대상 교량은 거더 및 일반부 바닥판 타설후 고인성 연결 바닥판을 타설 순서로 하므로 거더의 재령은 3개월로 가정한다. 따라서 거더의 크리프 및 건조수축을 고려하여 고인성 연결 바닥판의 비합성구간 검토에 적용한다.

○ 고인성 연결 단면 제원

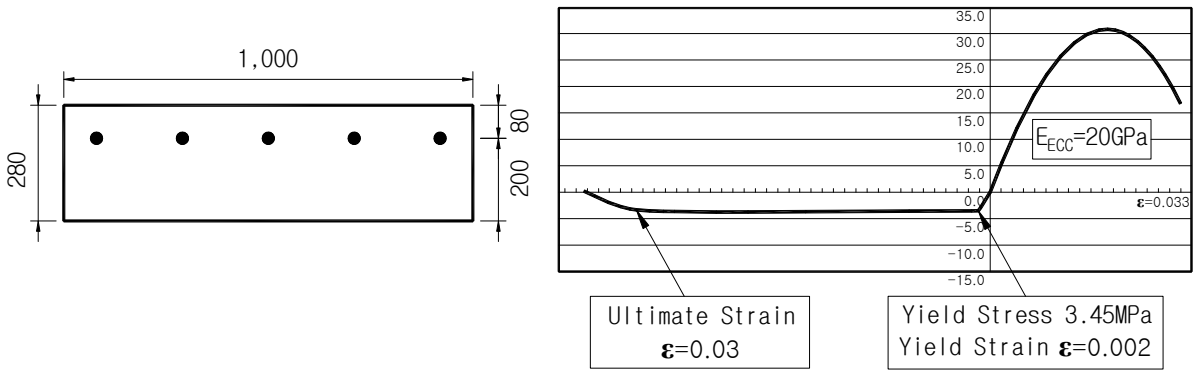


그림 3.40 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치

○ 교량별 단면 제원

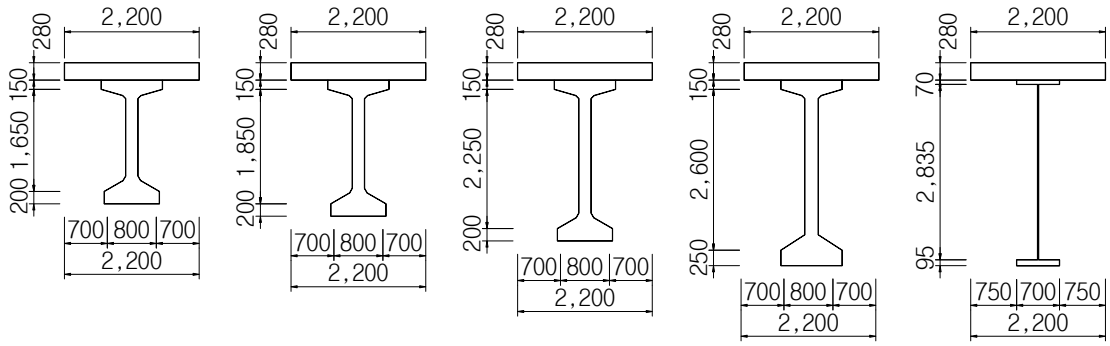


그림 3.41 지간별 거더 단면 제원

① 인장 변형률 검토 및 비합성 필요구간 산정

활하중, 온도변화, 고인성 연결 바닥판과 PSC거더교의 건조수축 및 크리프에 의해 고인성 연결 바닥판에 발생하는 인장 변형률을 관리 변형률을 수용하기 위한 최소 비합성 구간길이를 산정한다.

○ 온도에 의한 변형률 산정

$$\varepsilon_t = \frac{\alpha \Delta T \beta L_{long}}{L_{dz}} = \frac{1\times10^{-5}\times15\times1\times39,800}{L_{dz}} = \frac{5.97}{L_{dz}}$$

표 3.35 재료별 열팽창계수 및 기준 온도

구분	열팽창계수(α)	온도변화(℃)
PSC거더교	1.0×10^{-5}	±15
강합성거더교	1.2×10^{-5}	±45

○ 콘크리트 거더의 크리프, 건조수축에 의한 변형률($\varepsilon_{cs,G}$) 산정

- 건조수축에 의한 이동량 : $\Delta l_s = \Delta T \alpha l \beta = 20\times1\times10^{-5}\times39,800\times0.4 = 3.18mm$
- 크리프에 의한 이동량 :

$$\Delta l_c = \frac{P_i}{E_c A_c}\phi l \beta = \frac{10,710,000}{32,965\times1,670,576}\times2\times39,800\times0.4 = 6.19mm$$

- 크리프 건조수축에 의한 변형률 : $\frac{\Delta l_s + \Delta l_c}{L_{dz}} = \frac{3.18+6.19}{L_{dz}} = \frac{9.37}{L_{dz}}$

콘크리트의 재령(월)은 양생 후 3달 기준

표 3.36 재령에 따른 건조수축, 크리프 저감계수

콘크리트의 재령(월)	0.25	0.5	1	3	6	12	24
건조수축, 크리프의 저감계수(β_{cs})	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

표 3.37 사용 크리프 계수 및 건조 수축 온도

콘크리트의 크리프 계수	$\phi = 2.0$
콘크리트의 건조 수축	20℃하강상당

○ 고인성 콘크리트의 건조수축에 의한 변형률($\varepsilon_{sh,ECC}$) 산정

- 고인성 콘크리트 건조수축 변형률 : 0.001

○ 활하중에 의한 변형률(ε_{LL}) 산정

$$\varepsilon_{LL} = \frac{0.4\varepsilon_{y,steel}(d+c)}{d} = \frac{0.4\times 0.002\times(102.39+80)}{102.39} = 0.00143$$

○ 관리 인장 변형률

$$\varepsilon_{dT} = \frac{\varepsilon_{u,t}}{1.7} = \frac{0.03}{1.7} = 0.0176$$

○ 인장 변형에 의한 비합성 필요구간 산정

$$\varepsilon_{dT} \geq \frac{\alpha \Delta T \beta L_{long}}{L_{dz}} + \varepsilon_{cs,G} + \varepsilon_{sh,ECC} + \varepsilon_{LL} = \frac{5.97}{L_{dz}} + \frac{9.37}{L_{dz}} + 0.001 + 0.00143 = \frac{15.34}{L_{dz}} + 0.00243$$

$$\therefore \ 0.0176 \geq \frac{15.34}{L_{dz}} + 0.00243$$

$$\therefore \ L_{dz} \geq \frac{15.34}{0.0176 - 0.00243} = 1{,}011mm$$

지간장 40m의 PSC합성교에서 인장 관리 변형률에 대한 최소 비합성 필요구간은 1,011mm로 산정되었다. 비합성 구간 길이가 1,011mm이상을 가진다면 인장변형률에 대하여 안전측이라 할 수 있다.

② 압축 변형률 검토

철근의 변형률을 철근 항복 강도의 40% 수준으로 가정한 철근 변형률에 대한 비례식으로 압축 변형률을 산정한다. 산정한 압축변형률은 관리 변형률과 비교 검토한다.

○ 관리 압축 변형률

$$\varepsilon_{dC} = \frac{\varepsilon_{u,c}}{1.7} = \frac{0.0033}{1.7} = 0.0019$$

○ 압축 변형률 검토

$$\varepsilon_C \geq \frac{0.4\varepsilon_{y,steel}(t_s - d - c)}{d} = \frac{0.4 \times 0.002 \times (280 - 102.85 - 80)}{102.85} = 0.00076$$

$$\therefore \ 0.0019 \geq 0.00076$$

지간장 40m의 PSC합성교의 고인성 연결 바닥판 내에 발생하는 압축 변형률은 압축 관리 변형률보다 작으므로 안전측이다.

③ 지간장에 따른 최소 비합성 구간길이 산정

표 3.38 지간장에 따른 최소 비합성 구간길이 산정

구분	지간장 (m)	비합성 구간 비율 (%)	최소 비합성 구간 길이 (mm)	변형률 검토					
				ε_T	$\varepsilon_{d,T}$	S.F	ε_C	$\varepsilon_{d,C}$	S.F
PSC 거더교	25	1.10	546	0.0176	0.0176	1.00	0.0008	0.0019	2.38
	30	1.20	716	0.0176		1.00	0.0008		2.38
	35	1.24	861	0.0176		1.00	0.0008		2.38
	40	1.27	1,011	0.0176		1.00	0.0008		2.38
강합성 거더교	40	1.78	1,416	0.0176		1.00	0.0008		2.38

관리 변형률을 적용하여 지간장에 따른 최소 비합성 구간길이 산정결과 비합성 구간 비율은 약 1.1~1.8%정도의 구간비율을 필요로 한다. 강합성거더교의 경우 크리프와 건조수축에 의한 변형은 없지만 설계기준에서 제시한 온도변화의 크기가 45℃로 커서 인장변형률이 크게 발생하였다.

안전율을 고려한 관리 변형률에 대하여 비합성 구간길이 산정 결과 1%대의 비합성 구간비율이 발생하였으므로 문헌에서 제시한 5%의 비합성 구간을 적용하면 충분히 안전측이라고 볼 수 있다.

축방향 거동에 대한 비합성 구간비율이 1%대로 발생하지만 휨에 대하여 연구하였을 때 4% 이상의 비합성 길이를 필요로 한다. 1%대의 비합성 구간 길이를 적용하면 축방향 거동에 대하여 안전측으로 가능하지만 휨에 대하여 만족하지 못하므로 4% 이상의 비합성 길이를 적용한다. 따라서 FEM해석을 통해 실제 축방향 거동에 대하여 고인성 연결 바닥판에 어떻게 작용하는지 확인하기 위해 비합성 구간 길이를 휨에 대한 연구와 동일한 비합성 구간비율을 적용하여 수행한다.

(마) 지간장에 따른 고인성 연결 바닥판 축방향 거동 영향 검토(비합성 구간 5%)

먼저 지간장에 따라 온도하중의 거동이 어떻게 진행되는지 확인하기 위해 PSC거더교를

대상으로 FEM해석을 수행한다. 일반적으로 지간의 길이가 길수록 온도하중에 의한 변화가 커서 고인성 연결 바닥판에 불리할 것으로 예상되나 문헌에서 제시한 고인성 연결 바닥판의 구간 길이는 지간의 길이에 따라 달라지므로 지간이 짧더라도 고인성 연결 바닥판의 길이도 짧아져 축방향 거동에 대해 고인성 연결 바닥판이 수용하지 못할 가능성도 있기 때문에 지간장 변화에 따른 FEM해석을 우선 수행한다.

① 해석 모델링

○ 바닥판 및 교량 제원

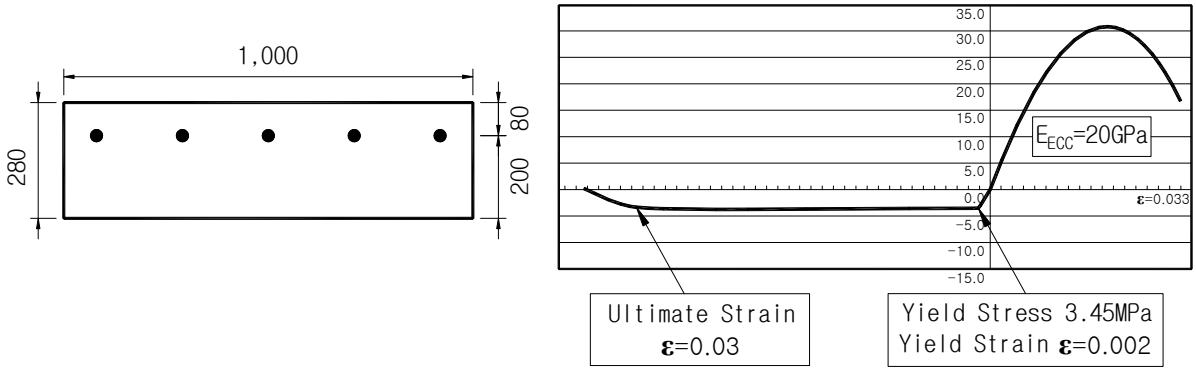


그림 3.42 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치

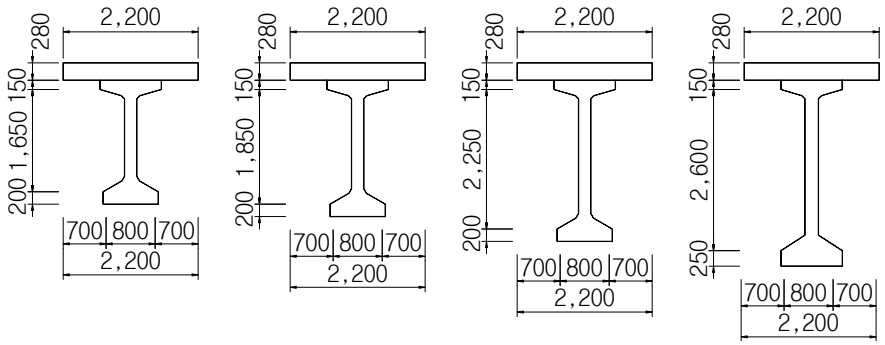


그림 3.43 지간별 콘크리트 거더 단면 제원

표 3.39 지간장 및 전체 길이

지간장(L)	지간수	전체 길이(m)
25m	3	75
30m		90
35m		105
40m		120

○ 하중 재하도

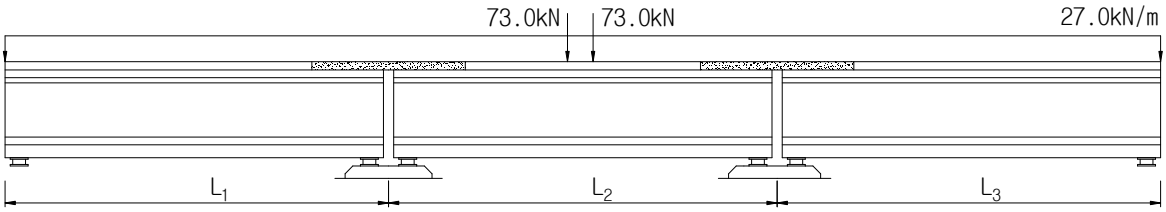


그림 3.44 열차하중 재하도

○ 모델링

축방향 거동 대한 비선형 FEM해석을 위하여 지간장 25m, 30m, 35m, 40m에 대하여 3경간 PSC거더교를 모델링한다. 모델링 교량의 거더 단부에는 고인성 연결 바닥판으로 연결하여 연속화 시킨다. 고인성 연결 바닥판의 길이는 문헌에서 제시한 비합성 구간 비율 5%에 대하여 각각 모델링하여 FEM해석을 수행한다.

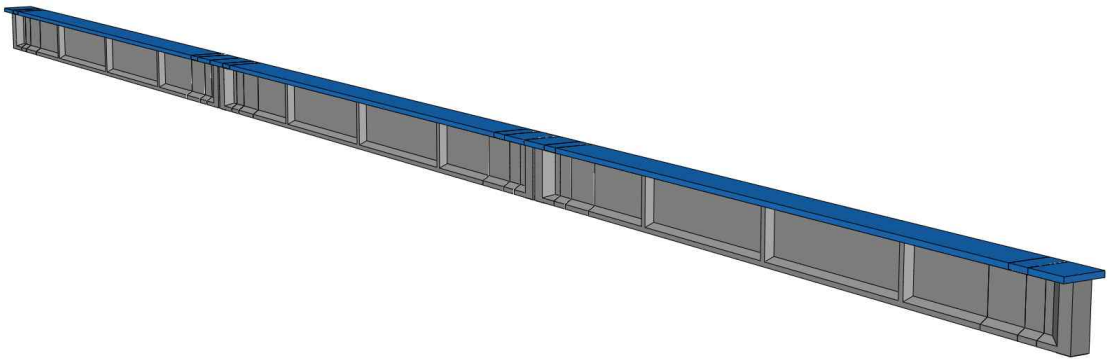


그림 3.45 축방향 거동 해석을 위한 모델링

② 해석 결과 검토

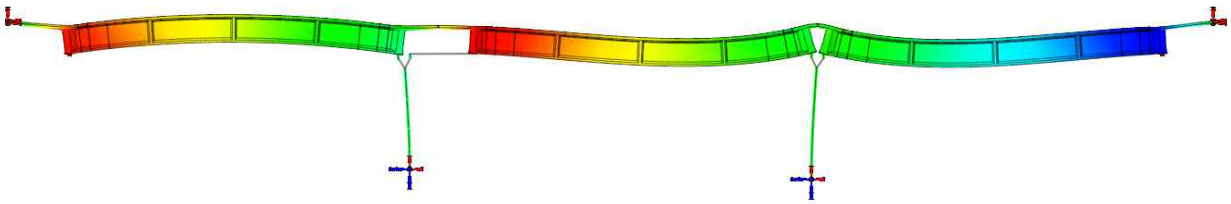
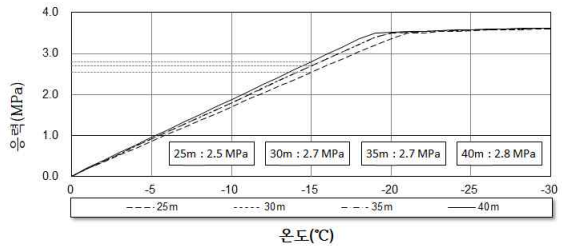
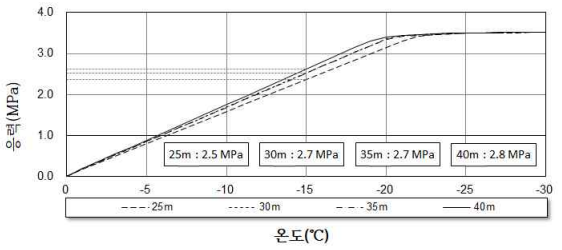
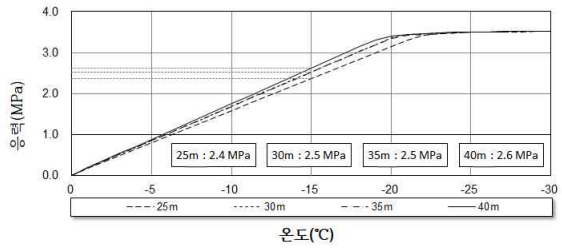
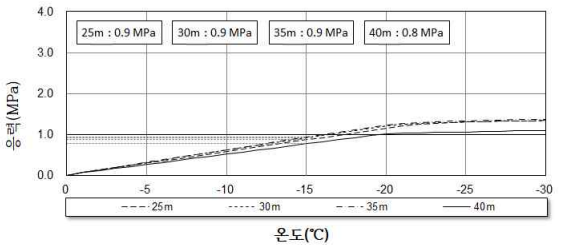


그림 3.46 온도하중 따른 종방향 변위(40m)

○ 발생 응력

지간장에 따른 고인성 연결 바닥판 내에 발생하는 응력검토 결과 동일 온도하중에 대해서 바닥판 내에 발생하는 응력의 크기는 지간장이 길수록 크게 발생한다. 이는 동일 온도일지라도 지간장의 길이가 길기 때문에 온도하중에 의한 변화량이 크므로 때문에 동일한 온도에서 발생하는 응력이 커진다. P2의 경우 거더의 받침은 모두 고정단으로 되어 있기 때문에 온도하중에 의해 발생되는 응력은 크게 발생하지 않는다.

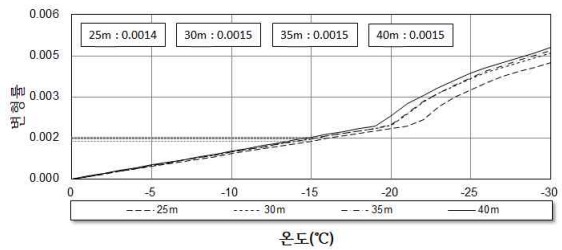
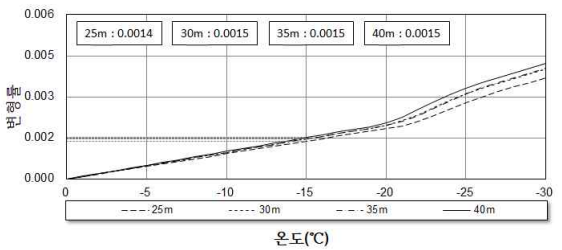
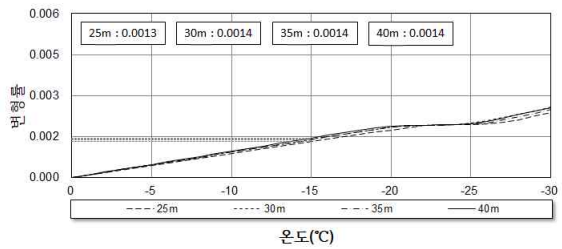
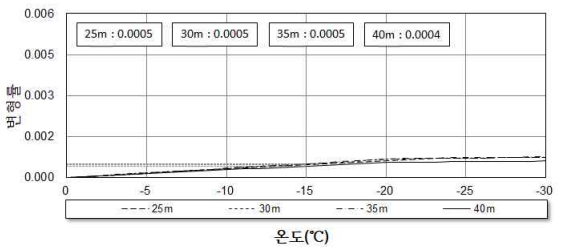
표 3.40 검토 단면별 발생 응력

A1	A2
	
P1	**P2**
	

○ 발생 변형률

기준온도±15℃에 대하여 발생하는 변형률은 지간장에 따라 큰 차이가 발생하지 않지만 항복 이후 양측 교대에서 발생하는 변형률은 지간장이 길수록 크게 발생한다. P1과 P2에서 발생한 변형률은 지간장에 따라 차이를 보이지 않고 모든 온도하중에 대하여 유사한 수준의 변형률이 발생한다.

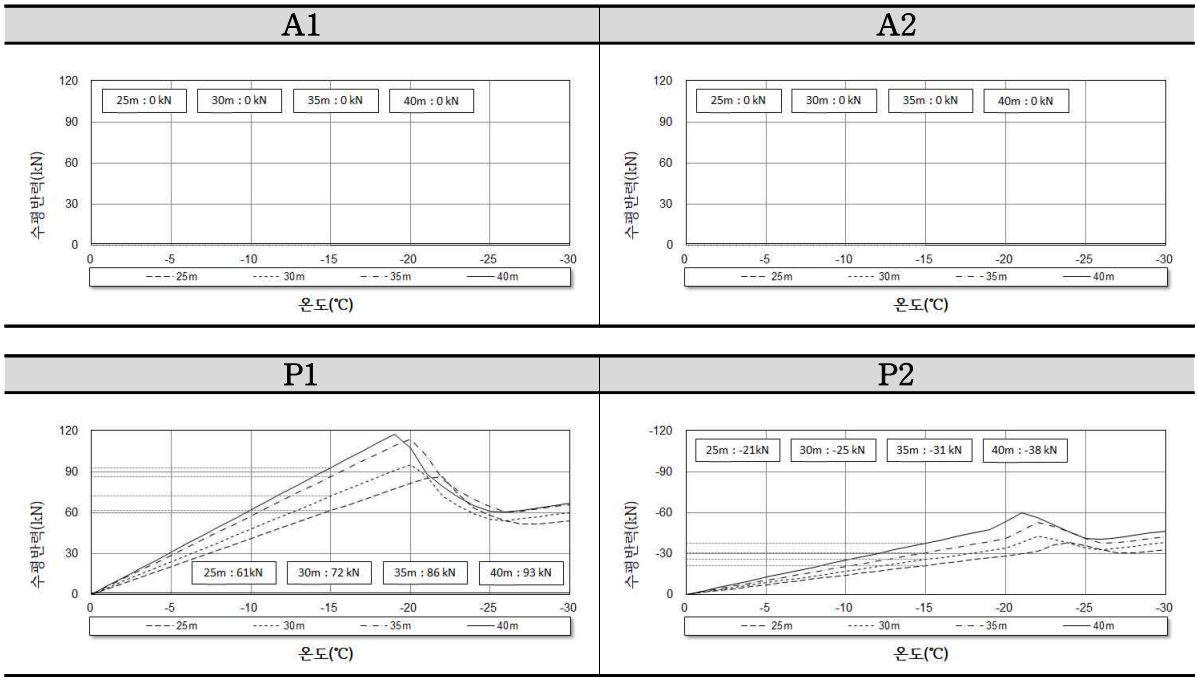
표 3.41 검토 단면별 발생 변형률

A1	A2
	
P1	**P2**
	

○ 수평 반력

교대부 받침은 가동단이기 때문에 지간장에 관계없이 수평반력은 모두 발생하지 않고 교각하부 P1, P2에서만 수평반력이 발생한다. 교각하부 P1, P2에서 발생하는 수평반력은 지간장이 길수록 동일한 온도에서 발생하는 축방향 변위가 크기 때문에 수평반력이 크게 발생한다. 수평반력 양상은 재하온도가 증가함에 따라 수평반력 크기도 증가하나 고인성 연결 바닥판이 항복이후 급격히 감소하는 모양을 보인다.

표 3.42 검토 단면별 발생 수평반력



고인성 연결 바닥판에 불리한 영향을 주는 지간장 검토 결과 철도교 설계 기준상의 콘크리트 온도변화인 -15℃일 때 가장 불리한 지간장은 40m일 때 고인성 연결 바닥판에 가장 불리하게 작용하였다. -30℃까지 온도 변화결과 P2위치를 제외한 모든 위치에서 고인성 연결 바닥판이 항복응력에 도달하였으나 설계 기준온도인 -15℃일 때는 항복에 대하여 여유가 있는 상태였다.

변형률의 경우 -15℃일 때 고인성 콘크리트의 항복변형률 0.002에 근접하였지만 항복변형률에 도달하지 않았고 -15℃이후 -18 ~ -20℃에서 항복 후 변형률이 급격히 증가하였지만 관리 변형률 0.0176에 대해서 여유가 많이 남은 상태였다.

(바) 비합성 구간에 따른 고인성 연결 바닥판 축방향 거동 영향 검토(지간장 40m)

지간장에 따른 온도하중의 거동에 대한 FEM해석 결과 지간장에 따라 고인성 연결 바닥판의 길이도 변화하지만 지간장이 길수록 고인성 연결 바닥판에 불리한 영향을 미치는 것을 확인하였다. 따라서 다음 연구로는 동일한 지간에서 고인성 연결 바닥판의 비합성 구간길이에 따른 영향을 FEM해석을 통해 검토한다.

휨과 축방향 거동에 대한 계산 결과 4% 이상의 비합성 길이를 필요하므로 구간길이는

4%, 5%, 6%로 구분하여 FEM해석을 수행한다. 실제상황과 유사한 해석을 위해 온도하중 뿐만 아니라 열차하중을 추가하여 FEM해석을 수행한다. 온도하중은 철도 기준에 따라 콘크리트 -15℃, 강재 -45℃로 교량전체에 재하하고 열차하중 재하는 분포하중의 경우 모든 경간에 재하하고 집중하중은 중앙경간의 중심에 재하한다.

① 해석 모델링

○ 바닥판 및 교량 제원

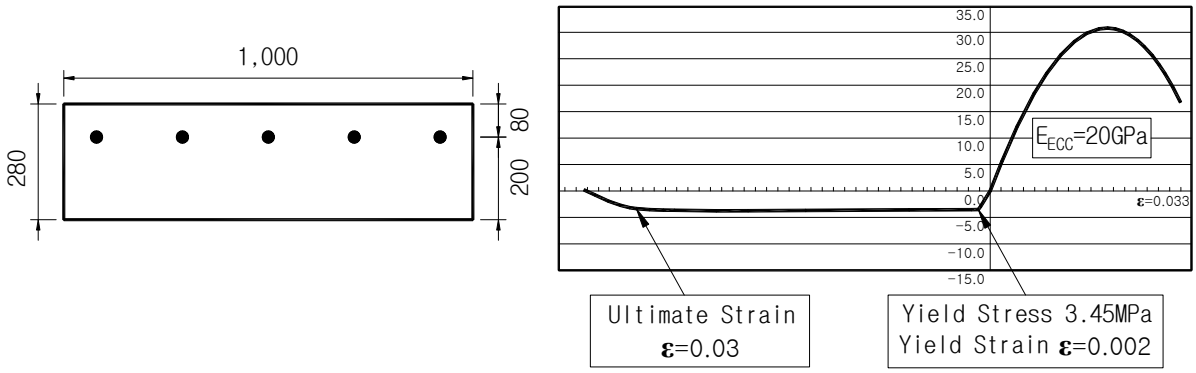


그림 3.47 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치

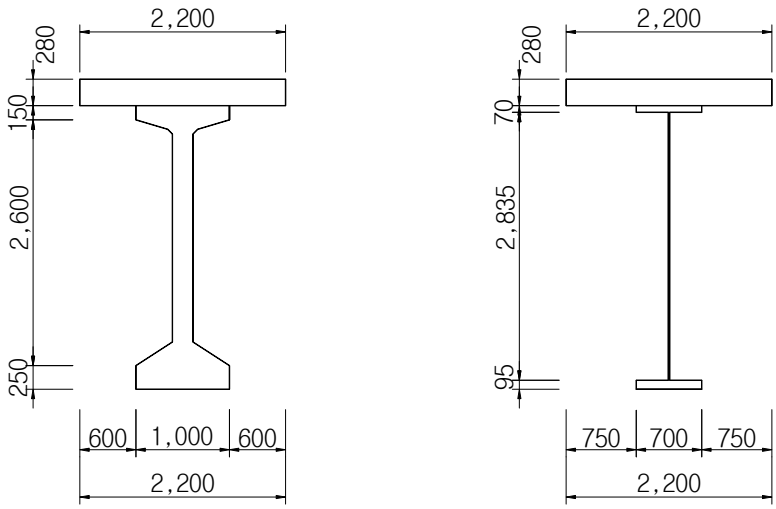


그림 3.48 40m지간의 교량 단면

표 3.43 비합성 구간비율에따른 비합성 구간길이

구분	지간장(m)	고인성 연결 바닥판 비합성 구간길이(m)
4%	40	3.20m
5%		4.00m
6%		4.80m

○ 하중 재하도

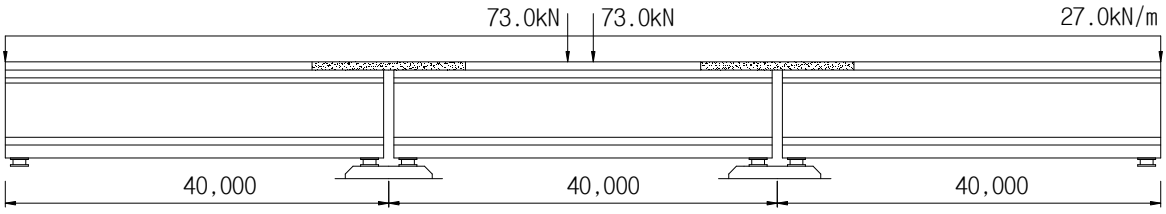


그림 3.49 열차하중 재하도

○ 모델링

비합성 구간 비율에 따른 축방향 거동 비선형 FEM해석을 위하여 모델링을 한다. 지간장 40m인 3경간 PSC거더교 및 강합성거더교를 모델링한다. 모델링 교량의 거더 단부에는 고인성 연결 바닥판으로 연결하여 연속화 시킨다. 고인성 연결 바닥판의 길이는 비합성 구간 비율 4%, 5%, 6%에 대하여 각각 모델링하여 FEM해석을 수행한다.

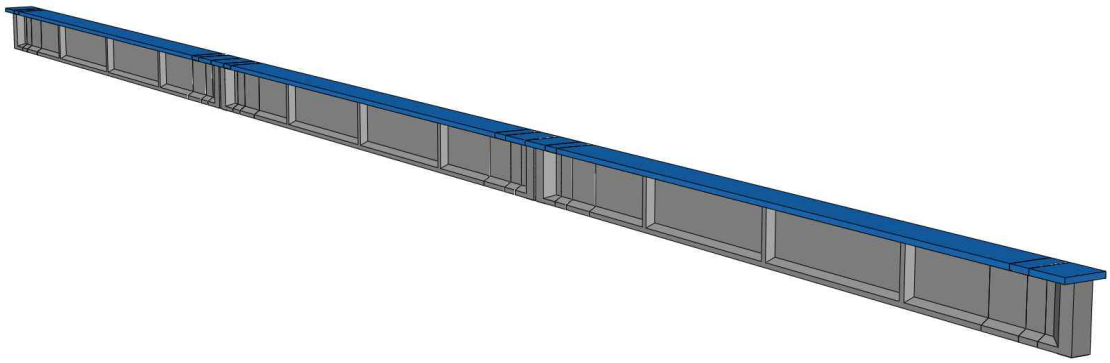


그림 3.50 PSC거더교 모델링(비합성 구간 비율 5%)



그림 3.51 강합성합성교 모델링(비합성 구간 비율 5%)

② PSC거더교의 고인성 연결 바닥판 비합성 구간길이에 따른 영향 검토

PSC거더교에 대하여 온도 및 열차하중을 재하하여 FEM해석을 수행한다. 열차하중 재하는 분포하중의 경우 모든 경간에 재하하고 집중하중은 중앙경간의 중심에 재하하고 온도하중은 0 ~ -15℃까지 재하한다.

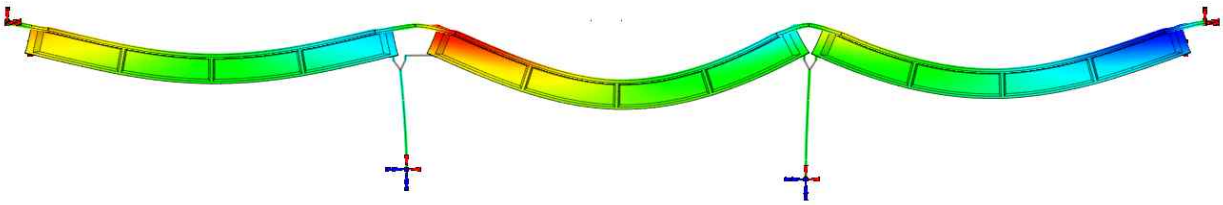
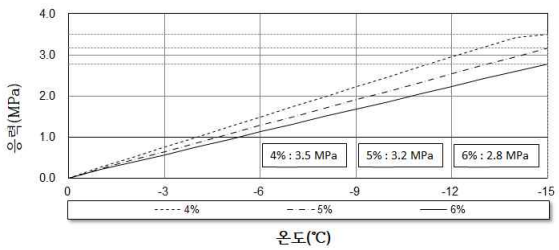
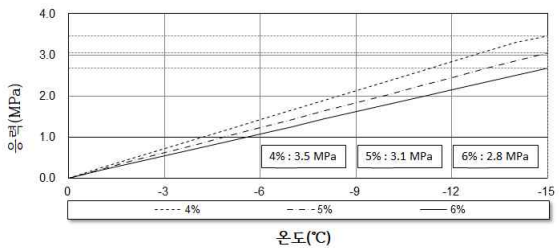
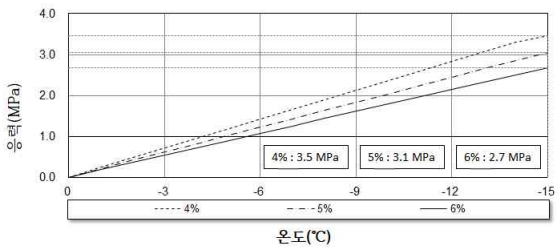
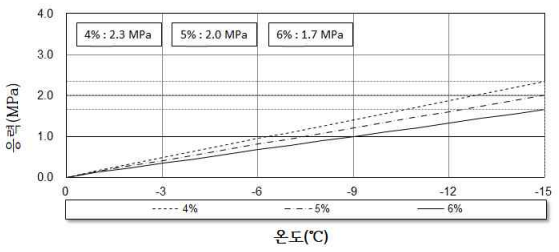


그림 3.52 온도 + 열차하중에 따른 PSC거더교 종방향 변위(40m)

○ 발생 응력

콘크리트 기준온도까지 도달하였을 때 P2를 제외한 모든 검토 위치에서 비합성 구간이 4%인 경우 바닥판이 항복응력에 도달하였고 5%, 6%는 항복응력에 도달하지 않았다. P2에서는 비합성 구간비율에 관계없이 모두 항복응력에 도달하지 않은 상태다.

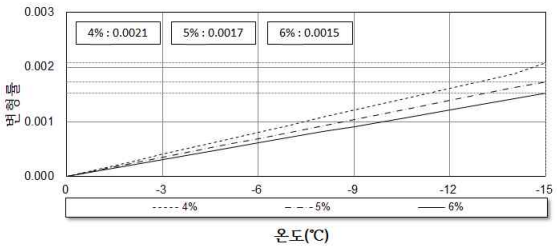
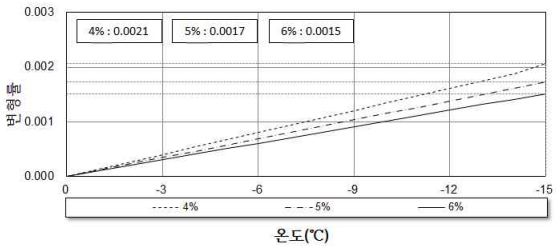
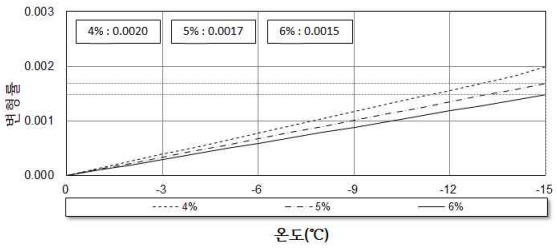
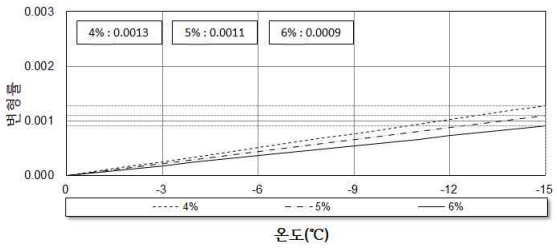
표 3.44 검토 단면별 발생 응력

A1	A2
	
P1	**P2**
	

○ 발생 변형률

발생 변형률은 발생응력과 동일한 양상을 보이며 콘크리트 기준온도까지 도달하였을 때 P2를 제외한 모든 검토 위치에서 비합성 구간비율 4%의 변형률 기울기가 약간 변화하였다.

표 3.45 검토 단면별 발생 변형률

A1	A2
	
P1	**P2**
	

PSC거더교에 대한 온도 및 열차하중에 의한 검토결과 비합성 구간 비율이 증가할수록 동일하중에 대하여 발생응력, 변형률, 수평반력이 작은 것을 확인할 수 있다. PSC거더교의 기준온도인 -15℃에 도달하였을 때 비합성 구간비율이 4%인 경우 P2위치를 제외한 모든 위치에서 고인성 콘크리트의 항복응력인 3.45MPa에 근접한 것이 보이고 변형률의 기울기가 변화하기 시작한다.

③ 강합성거더교의 고인성 연결 바닥판 비합성 구간길이에 따른 영향 검토

앞서 검토한 PSC거더교의 비합성 구간길이에 따른 영향 검토와 동일한 조건으로 강합성거더교에 대하여 검토를 수행한다. 열차하중 재하는 분포하중의 경우 모든 경간에 재하하고 집중하중은 중앙경간의 중심에 재하하고 온도하중은 0 ~ -45℃까지 재하한다.

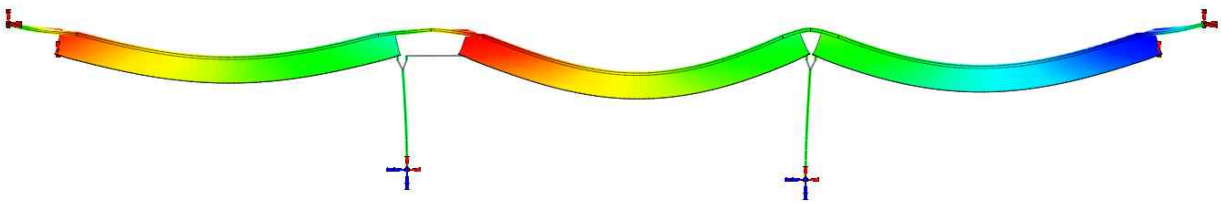


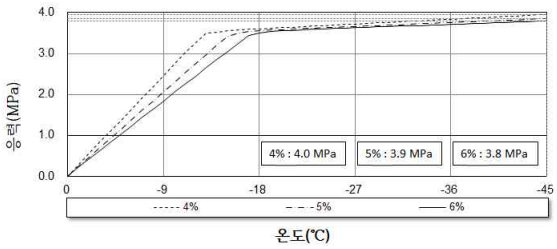
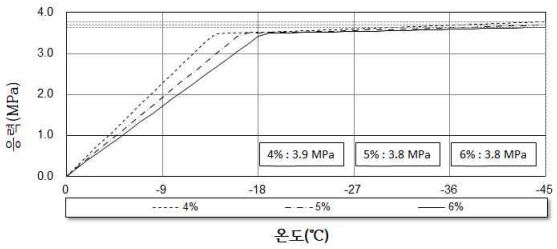
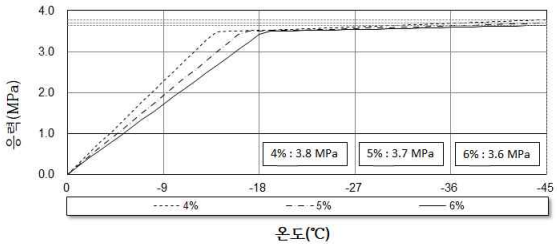
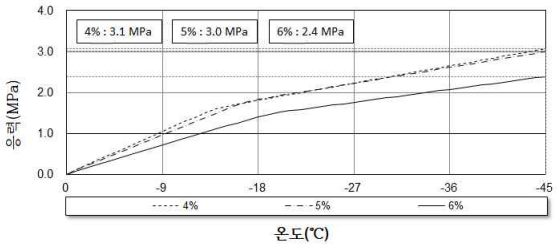
그림 3.53 온도 + 열차하중에 따른 강합성거더교 종방향 변위(40m)

○ 발생 응력

강재 교량의 기준온도인 ±45℃에서 P2를 제외한 모든 검토 위치에서 비합성 구간비율에 관계없이 모두 항복응력에 도달하여 유사한 응력값을 보인다. 비합성 구간비율이 작을수록 온도하중에 대하여 먼저 항복응력에 도달하였다. P2는 거더 받침이 모두 고정단으로 비합성 구간비율에 관계없이 모두 항복응력에 도달하지 않은 상태다. 비합성 구간비율이

4%와 5%의 경우 기준온도까지 비슷한 응력 경로를 보였고 비합성 구간비율 6%는 응력 경로는 비슷하나 발생 응력값이 비교적 작게 발생한다.

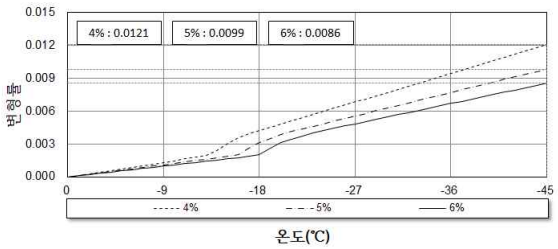
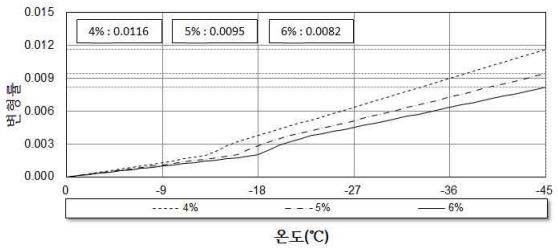
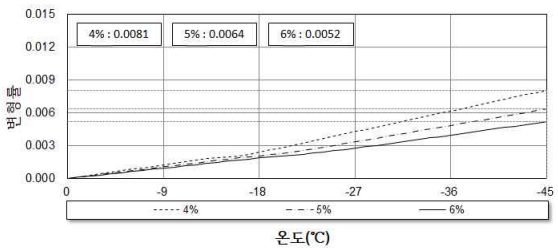
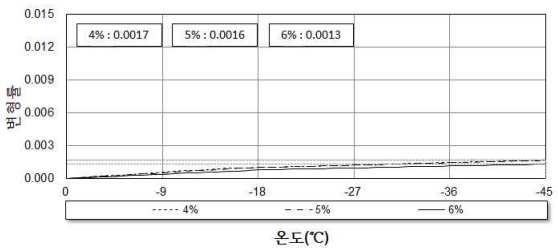
표 3.46 검토 단면별 발생 응력

A1	A2
	
P1	**P2**
	

○ 발생 변형률

A1, A2, P1에서 발생하는 변형률은 바닥판이 항복하기 전까지는 동일 온도에 대하여 비슷한 변형률을 보였으나 바닥판이 항복한 이후부터 기준온도 ±45℃까지 도달할때까지 비합성 구간비율이 짧을수록 큰 변형률이 발생한다. 반면 거더 받침이 모두 고정단인 P2에서는 기준온도에 도달할 때까지 비슷한 변형률을 보인다.

표 3.47 검토 단면별 발생 변형률

A1	A2
	
P1	**P2**
	

강합성거더교에 대한 온도 및 열차하중에 의한 검토결과 비합성 구간 비율이 증가할수록 동일하중에 대하여 발생응력, 변형률, 수평반력이 작은 것을 확인할 수 있다. P2위치를 제외한 고인성 연결 바닥판에 발생하는 응력은 -18 ~ -20℃에서 항복한다. 항복 순서는 비합성 구간 비율이 작을수록 빨리 항복한다. 변형률의 고인성 연결 바닥판이 항복하기 전까지는 비슷한 변형률이 발생하는데 항복 이후 구간 비율에 따른 변형률의 크기는 차이를 보이기 시작한다. 기준온도인 -45℃에 도달하였을 때 받침조건이 모두 고정단인 P2위치는 고인성 콘크리트의 항복응력인 3.45MPa에 도달하지 않는다.

(사) 변형률 검토 비교

문헌을 참고한 계산방법으로 검토한 고인성 연결 바닥판의 변형률과 고인성 연결 바닥판의 축방향 변형률을 발생시키는 활하중, 온도하중을 고려한 FEM해석 결과값을 비교 검토한다. 축방향 거동에 대한 FEM해석시 고인성 연결 바닥판 건조수축 변형률과 거더의 크리프 및 건조수축에 대해서는 수행하지 않았으므로 계산에서 축방향 변형률 검토시 사용한 값을 동일하게 FEM해석 결과에 적용하여 축방향 변형률을 적용하여 비교한다.

비교검토는 경간장 40m의 PSC거더교와 강합성거더교로 하여 비합성 구간 비율 4%, 5%, 6%에 대해서 각각 비교 검토한다.

○ 크리프 건조수축에 의한 변형률 계산(5%)

- 건조수축에 의한 이동량 : $\Delta l_s = \Delta T \alpha l \beta = 20 \times 0.00001 \times 39{,}800 \times 0.4 = 3.18mm$
- 크리프에 의한 이동량 :

$$\Delta l_c = \frac{P_i}{E_c A_c} \phi l \beta = \frac{10{,}710{,}000}{32{,}965 \times 1{,}670{,}576} \times 2 \times 39{,}800 \times 0.4 = 6.19mm$$

- 크리프 건조수축에 의한 변형률 : $\frac{\Delta l_s + \Delta l_c}{L_{dz}} = \frac{3.18 + 6.19}{4{,}000} = 0.0023$

콘크리트의 재령(월)은 양생 후 3달 기준

- 고인성 콘크리트 건조수축 변형률 : 0.001

표 3.48 비합성 구간별 변형률 비교

구분	비합성 구간 비율 (%)	관리 변형률 (ε_d)	최소 비합성 구간		문헌에 따른 계산		FEM해석	
			발생 변형률 (ε)	S.F ($\varepsilon_d/\varepsilon$)	발생 변형률 (ε)	S.F ($\varepsilon_d/\varepsilon$)	발생 변형률 (ε)	S.F ($\varepsilon_d/\varepsilon$)
PSC 거더교	4	0.0176	0.0176	1.00	0.0072	2.44	0.0061	2.89
	5		0.0176	1.00	0.0063	2.79	0.0052	3.38
	6		0.0176	1.00	0.0056	3.14	0.0047	3.74
강합성 거더교	4		0.0176	1.00	0.0091	1.93	0.0102	1.73
	5		0.0176	1.00	0.0078	2.26	0.0086	2.05
	6		0.0176	1.00	0.0069	2.55	0.0073	2.41

비합성 구간 비율 4%, 5%, 6%에 대하여 문헌에 따른 계산식과 FEM해석에 따른 발생 변형률을 비교한 결과 비슷한 수준의 변형률이 발생한다. 발생 변형률을 관리 변형률에

대한 안전율 검토 결과 문헌에 따른 계산식으로 비교한 S.F값은 1.93 ~ 3.14 수준으로 발생하고 FEM해석을 통해 비교한 S.F값은 1.73 ~ 3.74로 발생한다.

비교 검토 결과 전체적인 경향은 비슷하게 발생하므로 문헌에 따른 계산으로 축방향 거동에 대한 검토가 가능할 것으로 판단한다.

관리 변형률에 대하여 최소 비합성 구간 적용시 안전율은 1.00이지만 비합성 구간을 4~6% 적용하였을 경우 최소 안전율은 강합성거더교에 대해 4%의 비합성 구간을 적용하였을 때 1.93이 발생하였다. 4%의 비합성 구간을 적용하였을 때 가장 작게 발생하는 안전율이 최소 안전율보다 1.93배 크게 발생하므로 비합성 구간을 4% 이상 적용하게 되면 축방향 거동을 충분히 수용할 수 있는 비합성 구간 길이를 확보할 수 있을 것이라고 판단한다.

(8) 연구결과 요약

○ 고인성 연결 바닥판 연결로 인하여 일체화가 된 교량의 경우 받침배치는 시·종점부에서 자유단으로 두는 것이 고정단에 비해 수평반력 감소 가능

○ 실제 발생하는 처짐각은 설계기준으로부터 산정한 최대 처짐각의 25% ~ 34% 정도의 수준으로 발생한다. 합리적인 설계를 위해 실제 발생하는 처짐각에 대한 안전율 확보 및 빠른 설계를 위해 발생 모멘트 산정시 최대 처짐각의 50% 적용을 제안

$$\therefore \ \theta = 0.5\theta_{\max}$$

○ 제안 처짐각 적용시 고인성 연결 바닥판에 발생하는 모멘트를 수용하기 위한 최소 비합성 구간은 지간장 25m인 PSC거더교에서 발생하였다. 모멘트를 수용하기 위한 비합성 필요 구간은 인접 지간장 합의 3.8% 수준으로 4% 이상의 비합성 구간 비율을 적용하면 안전측으로 수용 가능할 것으로 판단

○ 고인성 연결 바닥판 내에 발생하는 변형률이 극한 변형률보다 작게 발생하더라도 안전율을 고려한 설계를 하는 것이 바람직하다. 따라서 허용응력과 극한응력의 관계를 고려한 극한 변형률의 1/1.7배 수준의 변형률을 관리 변형률로 제안

$$\therefore \quad \varepsilon_d = \frac{\varepsilon_u}{1.7}$$

○ 관리 변형률을 적용하여 축방향 거동을 수용하기 위한 비합성 구간 산정 결과 지간장 40m인 강합성거더교일 때 가장 긴 비합성 구간을 필요로 했다. 이때 비합성 필요 구간은 인접 지간장의 1.78%로 2%이상 비합성 구간을 가지면 안전측으로 수용 가능할 것으로 판단

○ 제안 처짐각 및 관리 변형률을 적용하여 문헌에 따른 계산과 FEM해석을 비교한 결과 4%이상의 비합성 구간을 적용하면 휨과 축방향 거동에 대하여 안전측으로 수용이 가능할 것으로 판단한다. 따라서 가장 짧은 4%의 비합성 구간으로도 적용이 가능하지만 실제 설계 및 시공 사례를 보아 문헌에서 제시한 5% 구간으로 적용하는 것이 바람직하다고 판단하여 문헌과 동일하게 비합성 구간을 5%를 제시

다. 필요 천이구간 산정 연구

(1) 천이구간 도입 개념

일반 콘크리트와 고인성 콘크리트의 경계면에서 모든 하중(축력)을 일시에 전달하는 것이 아니고 천이구간에서 일부 부담하고 잔여량을 일반 콘크리트 구간으로 순차적으로 전달하기 위해 배치한다. 고인성 연결 바닥판은 많은 미세균열을 발생시켜 인장에 대하여 수용하므로 균열을 발생시켜야 하는 부재이지만 일반 콘크리트 바닥판의 경우 균열 발생을 억제해야 하는 부재이므로 축력 전달로 인하여 균열이 집중적으로 발생 될 수 있는 경계면에서 안전율을 확보해야 한다.

콘크리트의 경우 동일한 재료로 배합을 하여도 환경에 따라 콘크리트 강도에 차이가 있다. 이처럼 환경적인 요소로 인하여 발생하는 불확실성을 보완하고자 국내 및 해외 콘크리트 학회에서 배합강도와 설계기준 강도에 관한 식을 제시하고 있으며 일반적으로 콘크리트 강도가 설계강도보다 작아질 확률을 10% 수준으로 정하고 있다.

따라서 일반 콘크리트와 고인성 콘크리트의 경계면과 같이 집중적으로 균열이 발생할 수 있는 위치에서 안전율을 확보하기 위하여 콘크리트 강도의 불확실성에 대하여 보완할 필요가 있다. 콘크리트 강도의 불확실성은 강도가 10% 감소하는 것이 아니라 압축 강도 실험값이 설계강도 보다 작게 나올 확률이 10% 수준을 의미하는 것으로 확률적인 문제를 직접적으로 보완하기는 어려움이 있다.

콘크리트 강도의 불확실성을 직접적으로 보완하기가 어려우므로 천이구간을 통해 고인성 연결 바닥판에서 일반 바닥판으로 전달되는 축력을 10% 정도 감소시켜 콘크리트 강도의 확률적인 문제를 보완하고자 한다.

축력 10% 감소를 통해 강도의 불확실성을 완전히 해결하기는 어렵지만 강도 실험에서 얻는 강도가 설계강도 보다 10% 작게 발생할 확률이 크지 않다고 보기 때문에 축력의 10% 감소를 목표치로 설정하여 안전율을 두고자 한다.

(2) 경간장에 따른 필요 천이구간 산정 연구 방법

고인성 연결 바닥판과 일반 바닥판의 연결시 경계면에서 감소된 축력을 전달하여 안전율을 확보할 수있도록 천이구간을 둘 필요가 있다.

천이구간에 대한 연구는 스터드 배치가 가능한 강합성거더교를 모델로 하여 문헌에서 제시한 천이구간을 적용하고 거더 단부 일부, 스터드, 고인성 연결 바닥판과 일반 바닥판을 모델링하여 변위하중에 대한 FEM해석을 수행한다. FEM해석을 결과를 바탕으로 고인성 연결 바닥판 내에 발생하는 축력이 충분히 감소하는지 거동을 확인하고 문헌에서 제시한 천이구간 길이의 적용 여부를 확인한다.

○ 연구 순서

- 문헌에서 제시한 천이구간 길이와 설계기준을 바탕으로 거더 단부 모델링
- 변위하중으로 FEM해석을 수행하고 천이구간 내에 발생하는 축력 검토
- 비합성 구간에서 일반 바닥판까지의 거동을 확인 후 천이구간 산정

(3) 문헌에 의한 천이구간

바닥판 연결시 기존에 있는 철근 콘크리트 바닥판을 제거 후 고인성 콘크리트를 타설하여 바닥판 연결을 한다. 비합성구간의 끝단인 고인성 연결 바닥판과 기존 바닥판 사이에

신구 콘크리트 접합부가 형성되어 축력이 일시에 전달되는 현상 발생하게 된다. 이로 인하여 고인성 연결 바닥판과 바닥판의 접합부가 교량 바닥판 시스템 내에서 가장 취약단면이 되는 단점이 있다. 이와 같은 문제점을 개선하기 위하여 연결슬래브 양 끝단에 각각 경간장의 약 1.25%(총 2.5%)의 천이구간을 두어 신구 콘크리트 접합부를 비합성구간의 끝단에서 이격시킨 새로운 바닥판 단면이 제안되었다. 전단 연결재 설계의 경우 천이구간 내의 전단 연결재 배치는 설계기준에 따라 설계하여 배치한다.

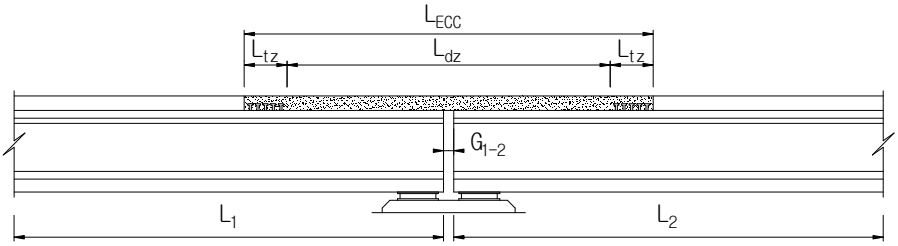


그림 3.54 고인성 연결 바닥판 구성

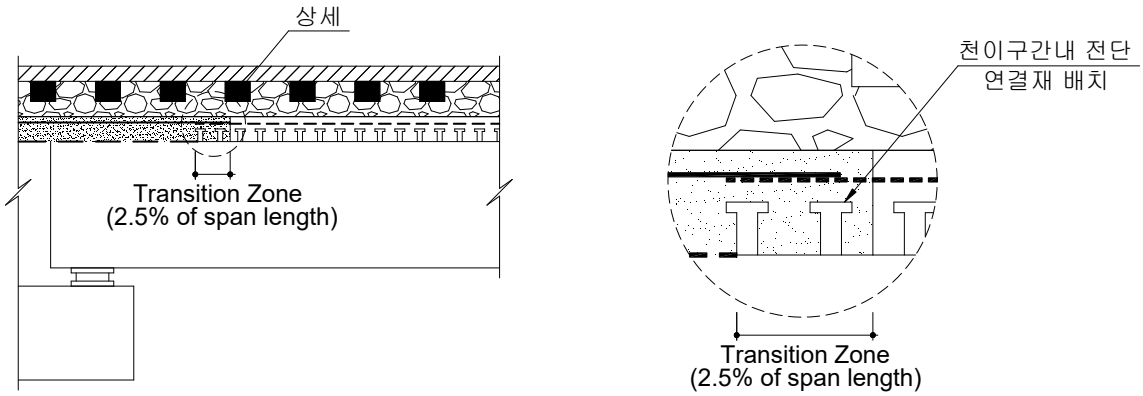


그림 3.55 천이구간 상세

$$L_{ECC} = 0.075(L_1 + L_2) + G_{1-2}$$
$$L_{dz} = 0.05(L_1 + L_2) + G_{1-2}$$
$$L_{tz} = (L_{ls} - L_{dz})/2 = 0.025(L_1 + L_2)/2 \text{ or } 0.025\min(L_1, L_2)$$

예시)

○ 인접 거더길이 : $L_1, L_2 = 39.9m$

○ 천이구간 길이

$L_{tz} = 0.025 \times (39.9 + 39.9)/2 = 0.025 \times \min(39.9, 39.9) = 0.998m$

(4) FEM해석을 통한 천이구간 산정

문헌에서 제시한 지간장의 1.25%의 천이구간을 두었을 때 목표치인 축력 10% 감소가 가능한지 확인을 위해 FEM해석을 수행한다. FEM해석 후, 천이구간 내에 발생하는 축력을 검토하고 천이구간 내에서 부담하는 비율을 확인하고 천이구간 길이를 산정한다.

(가) 천이구간 모델링

문헌과 동일하게 인접 지간장 합의 1.25% 또는 편측 지간장의 2.5%를 천이구간으로 두어 지간장 40m 강합성거더교를 대상으로 모델링을 수행한다. 스터드 및 스터드 주변에서의 거동을 알기위함으로 천이구간에 대해서만 상세모델링을 하고 변위하중에 대하여 검토한다.

천이구간에 대한 상세모델링은 앞에서 수행한 동일한 조건으로 한다. 바닥판 폭은 2,200mm로 하고 종방향 구성은 거더끝단부터 비합성 구간, 천이구간, 천이구간 길이만큼 일반 콘크리트 바닥판 구간으로 모델링한다. 강재 거더는 상부 플랜지로부터 500mm 이격된 거리까지만 모델링을 하였다.

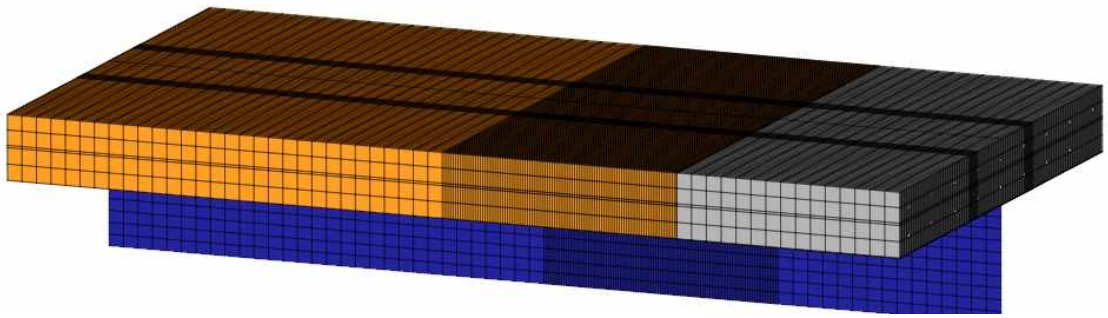


그림 3.56 천이구간 모델링

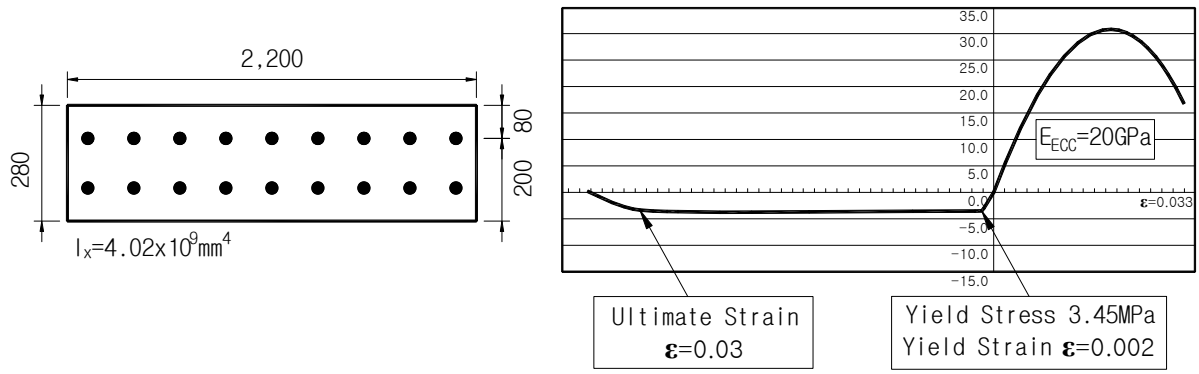


그림 3.57 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치

(나) 전단 연결재 및 철근 배치

① 전단 연결재

전단 연결재는 철도 설계기준과 강도로 상세부 설계지침에 따랐으나 대상 교량은 실제 설계된 교량이 아니기 때문에 종방향 배치간격을 알 수 없어 실제 설계된 PSC거더교의 전단 연결재 배치 간격과 동일한 간격으로 300mm씩 천이구간 내에 배치하였다. 횡방향으로는 플랜지 끝단에서 최소 순간격 25mm이상인 45mm로 하여 배치시켰다.

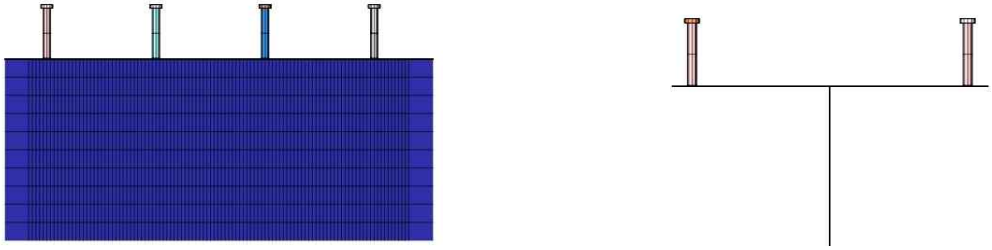


그림 3.58 전단 연결재 배치

② 철근

철근 배치는 기본적으로 비합성 구간 길이 검토시 배치한 것과 동일한 위치에 배치하였다. 직경 10mm철근을 이용하여 250mm간격으로 2열 배치하였으며 전단 연결재 주변에 응력 집중이 발생할 것으로 예상하여 추가 철근을 배치시켰다. 추가 철근은 동일한 철근을 이용하여 전단 연결재 주변에 배치하였고 정착길이는 종방향 전단 연결재간격의 2배 정도로 연장하였다.

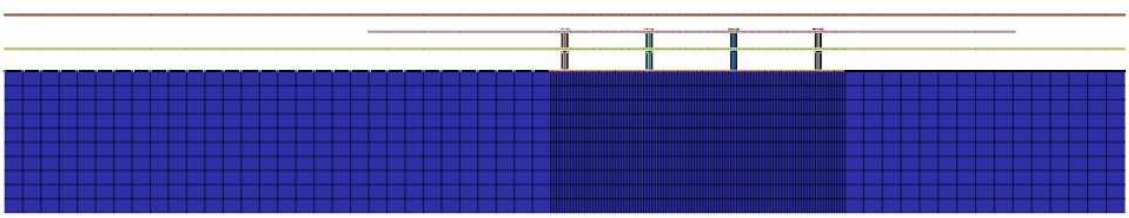


그림 3.59 철근 배치 모델링

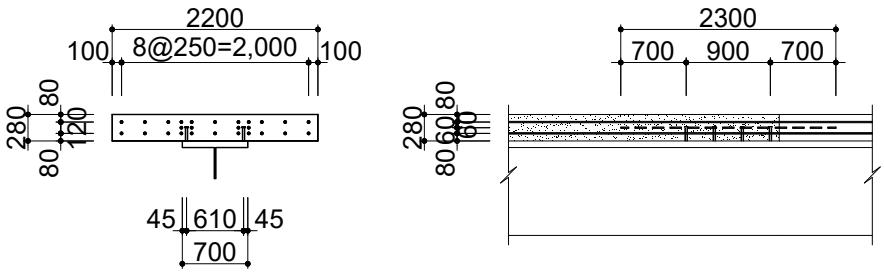


그림 3.60 철근 배치 상세

(다) FEM해석 결과

천이구간에 대한 FEM해석을 하기 위해 고인성 연결 바닥판 끝단에서 변위하중으로 재하하였다. 변위하중은 고인성 연결 바닥판이 타설된 길이에 대하여 관리 변형률 0.0176을 곱하여 재하하였다. 고인성 연결 바닥판이 관리 변형률에 대한 변형 가능한 변위는 약 50mm이다.

관리 변형률에 대한 변위를 하중으로 입력하여 FEM해석 결과 첫 번째 전단 연결재와 전단 연결재 주변의 추가 철근 끝단에서 큰 변형이 발생한다.

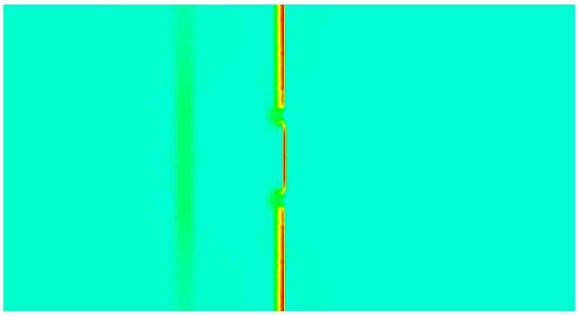


그림 3.61 50mm 재하시 발생 변형률도

고인성 콘크리트의 재료적 특성상 구간별로 많은 균열이 발생하는 거동을 보여야 하지만 수행한 FEM해석 방법은 이러한 거동을 보이지 않고 강성값이 변하는 단면에서 변형이 집중되는 양상을 보여 예상한 거동과 다른 결과가 나온다.

해석결과를 바탕으로 전단 연결재의 분담률을 파악하는 것은 어려울 것으로 판단한다.

따라서 실제 거동과 유사한 결과를 얻기 위해 고인성 연결 바닥판 일부가 완전 항복상태에 이르기 직전의 변위를 찾고 그때의 고인성 연결 바닥판과 전단 연결재 주변에서 발생하는 거동을 확인하고 전단 연결재가 분담하는 비율을 파악한다.

완전 항복상태에 이르기 직전 변위를 찾기 위해 50mm에서부터 재하 변위를 감소시키면서 변형이 한곳에 집중되지 않고 고르게 분포될 때의 변위를 찾는 과정을 반복한다.

완전 항복상태 직전 변위를 알기위한 반복적인 검토 결과 재하변위가 0~42mm까지 한곳에 집중적인 변위가 발생하지 않고 43mm부터 한 곳에 집중적인 큰 변위가 발생한다.

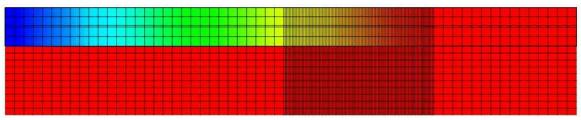


그림 3.62 42mm 재하시 발생 변위

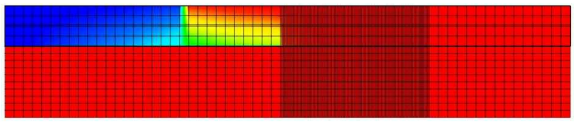


그림 3.63 43mm 재하시 발생 변위

표 3.49 재하 변위별 축력 분담률

구분		비합성 구간	전단 연결재1	전단 연결재2	전단 연결재3	전단 연결재4	경계면
20mm	축력(kN)	539.7	539.2	521.2	506.3	471.2	480.3
	분담률	1.000	0.999	0.966	0.938	0.873	0.890
30mm	축력(kN)	565.7	564.3	541.0	525.3	515.3	500.7
	분담률	1.000	0.998	0.956	0.929	0.911	0.885
40mm	축력(kN)	590.9	579.4	559.8	540.6	529.5	501.4
	분담률	1.000	0.981	0.947	0.915	0.896	0.849
42mm	축력(kN)	595.9	578.0	562.8	541.4	529.2	504.0
	분담률	1.000	0.970	0.944	0.909	0.888	0.846

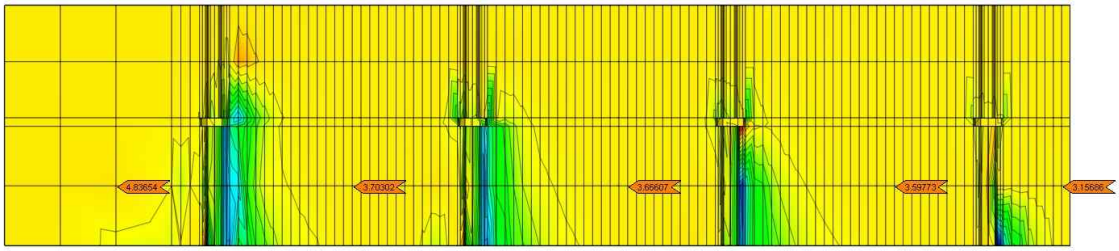


그림 3.64 위치에 따른 발생 응력

이때 각 구간에서 바닥판 내에 발생하는 축력은 첫 번째 전단 연결재에서 가장크게 나왔고 일반 콘크리트쪽으로 갈수록 점점 감소하는 경향을 보였다. 변위 하중 크기에 상관없이 비합성 구간 축력에 대해 경계면에서 발생하는 축력이 약 10~13% 정도 감소하고 전단 연결재 마다 약 3~4%씩 감소하는 것으로 보인다.

전단 연결재에서 축력을 부담하여 경계면에서 발생하는 축력이 약 10~13% 정도 감소하는 것을 보아 문헌에서 제시한 지간장 1.25%의 천이구간을 적용하였을 때 강도의 불확설성 문제를 보완하기 위해 설정한 축력 10% 감소를 만족한다.

(5) 연구결과 요약

○ 고인성 연결 바닥판과 일반 바닥판의 연결시 경계면에서 축력 전달로 인하여 균열이 집중적으로 발생할 우려가 있어 천이구간 설치 필요

○ FEM해석 결과 많은 미세균열을 발생시켜 인장력에 대하여 저항하는 고인성 콘크리트의 재료적 특성을 현재 진행하는 구조해석 방법으로는 실제 거동을 모사가 불가능

○ 천이구간 거동 파악을 위해 특정 구역에서 완전 항복상태로 이르는 단계 전까지 해석을 수행하여 비합성 구간부터 일반 바닥판으로 배치된 전단 연결재가 분담하는 비율 확인

○ 항복상태 전까지 FEM해석 수행 결과 전단 연결재 마다 약 3~4%씩 축력이 감소하였고 비합성 구간에서 일반 콘크리트로 전달되는 바닥판의 전체 축력은 약 10~13% 정도 감소

○ 재하되는 하중에 따라 경계면에서의 축력감소 비율이 차이가 날 수 있지만 모든 변위 하중에 대하여 10% 이상 축력이 감소하고 완전 항복상태에 가까울수록 경계면에서 축력 감소가 크게 발생

○ 고인성 콘크리트의 거동을 고려하여 실제로 경계면에서의 축력 감소가 더 크게 발생할 것으로 예상되므로 문헌에서 제시한 지간장의 1.25%를 천이구간 길이 적용 가능할 것으로 판단

라. 시・제동하중 분산 연구

(1) 시・제동하중 분산 연구 개요

철도교는 열차의 시・제동하중이 수평력으로 고려되어 설계에 반영되어 진다. 따라서 철도교의 하부구조는 수평력이 큰 시・제동하중을 저항하기 위해 높은 강성을 요구하고 강성을 확보하기 위해 규모가 큰 교각이 적용되어 진다.

불연속 교량에서 거더에 시・제동하중이 작용할 경우 거더와 교각은 모두 독립적으로 거동하므로 시・제동하중이 작용하는 거더의 교각에만 집중적으로 전달되어 교각 하부에 큰 수평반력과 모멘트가 작용한다. 반면 고인성 연결 바닥판으로 상부 바닥판이 연속화되었을 경우 거더에 시・제동하중이 작용하더라도 거더에 작용하는 하중이 바닥판을 통해 주변 거더로 하중 전달을 하므로 시・제동하중이 분산 재하된다고 볼 수 있다. 따라서 바닥판을 통해 시・제동하중의 분산 재하가 가능하므로 바닥판이 연속화된 교량의 하부구조에 발생하는 수평반력과 모멘트 크기는 불연속 교량에 비해 감소할 수 있을 것이라 판단된다.

또한 불연속 교량으로 구성된 교량의 경우 자갈도상 하중, 활하중, 온도하중 등에 대해서도 독립적으로 거동하지만 고인성 연결 바닥판이 연결이 되면 하중이 고인성 연결 바닥판을 통해 주변으로 이동하므로 시・제동하중 외에 교각 강성에 영향을 미치는 하중을 추가로 고려하여 비교 검토한다.

(2) 시・제동하중 분산 연구 방법

시・제동하중 분산 연구는 시・제동하중 및 추가하중에 대하여 Frame해석을 통해 불연속 교량의 하부구조 및 거더 받침에 발생하는 단면력과 고인성 연결 바닥판으로 연속화한 교량의 하부구조 및 거더 받침에 발생하는 단면력을 비교하여 어느정도 감소가 가능한지 연구하고자 한다.

바닥판 연속화 교량의 경우 고인성 콘크리트의 재료적 특성에 의해 바닥판 내에 작용하는 축력에 따라 고인성 연결 바닥판 강성이 달라질 것으로 예상되어 진다.

고인성 연결 바닥판에 압축력이 작용할 경우 바닥판 전단면에 대하여 강성값을 고려하거나 휨에 의한 균열이 발생할 가능성이 있어 전단면 보다 감소된 강성값을 적용할 수도 있다. 인장력이 작용할 경우 균열이 발생한 단면이므로 바닥판 전단면에 대하여 강성값으로 고려하기가 어렵다. 따라서 고인성 연결 바닥판의 강성값은 작용하는 축력에 따라 달라지므로 먼저 유효 강성값을 산정하여 압축 모델과 인장 모델을 각각 구분하여 모델링을 하고 시・제동하중 및 추가하중에 따른 감소비율을 확인한다.

○ 연구 순서

- 바닥판 연속화 모델을 위한 바닥판 유효 강성값 산정
- 시・제동하중 및 추가하중에 대한 불연속 교량 Frame모델 해석
- 압축력이 작용하는 모델 및 인장력이 작용하는 모델에 대한 Frame모델 해석
- 불연속 교량 모델과 바닥판 연속화 모델 하부구조 단면력 비교검토

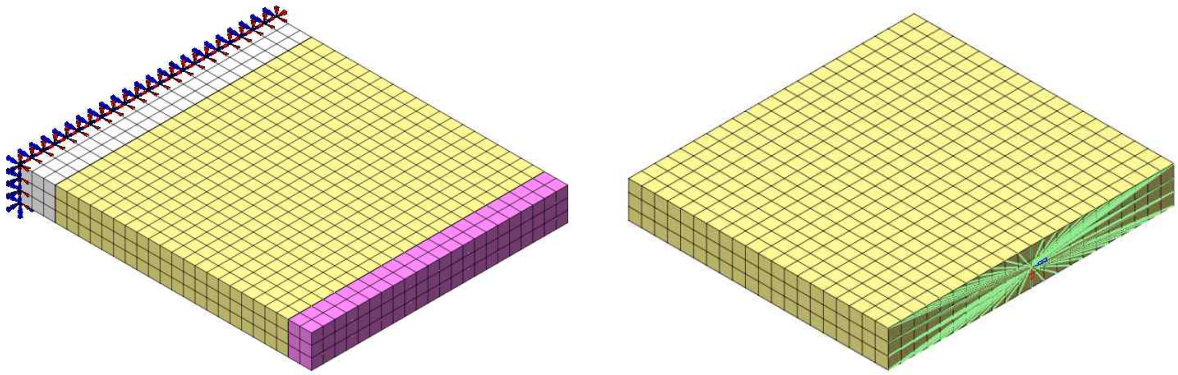
(3) 고인성 연결 바닥판 유효 강성값 산정

고인성 연결 바닥판에 압축력만 작용하였을 경우 바닥판 전단면의 강성값을 사용하여도 무방하지만 휨에 의한 균열이 발생하기 때문에 전단면에 대한 강성값을 가지기 어렵다.

또한 인장력이 작용하였을 경우 고인성 연결 바닥판의 균열로 인하여 바닥판 강성의 크기는 감소하게 되어 Frame해석시 바닥판 전단면의 강성값을 적용하기에는 어려움이 있다.

따라서 고인성 콘크리트의 재료적 특성을 고려하여 Frame해석시 바닥판의 유효 강성에 따른 압축·인장 모델의 해석을 각각 수행할 필요가 있다.

① 바닥판 유효 강성 산정을 위한 모델링



<전체 모델링> <고인성 바닥판 검토 부재-2m>

그림 3.65 유효강성 산정을 위한 FEM 모델링

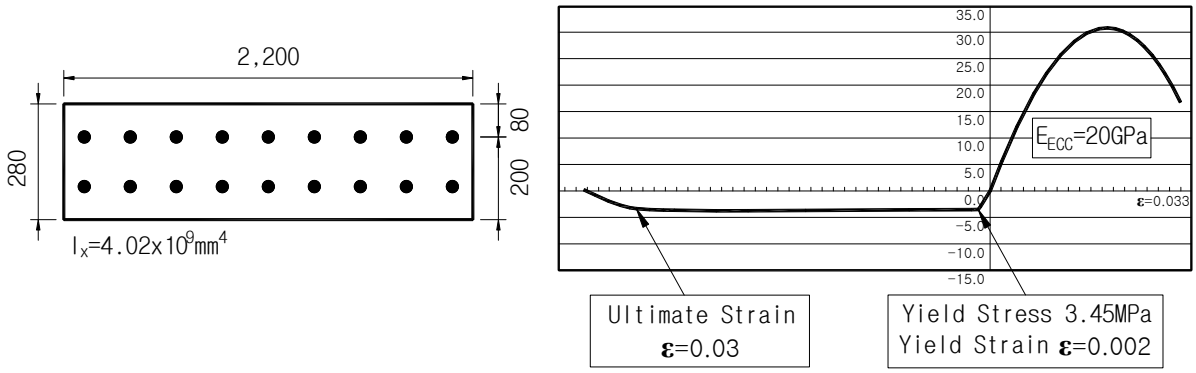


그림 3.66 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치

유효 강성 산정을 위한 FEM해석은 앞에서 수행한 비합성 구간 산정 연구에서 사용한 모델과 동일한 재료 조건으로 지간장 40m PSC콘크리트 거더의 고인성 연결 바닥판 일부를 모델링하여 해석을 수행한다. 지간장 40m일때 고인성 연결 바닥판은 4m만 바닥판 중앙부를 기준으로 대칭이므로 절반인 2m만 모델링을 한다. 또한 고인성 연결 바닥판 경계부에서 단면값이 이상하게 발생하지 않도록 2m 부재 양끝단에 대하여 강성값이 큰 부재를 연결하여 해석을 수행한다.

하중은 고인성 연결 바닥판 끝단에 회전각, 회전각에 따른 수직처짐, 온도에 따른 수평변위를 재하한다. 회전각은 고인성 연결 바닥판 끝단에서 발생하는 각으로 휨 곡률에 따른 비합성 구간 산정 연구에서 제시한 최대 처짐각의 50%를 적용한다. 수직처짐은 고인성 바닥판 끝단에 처짐각에 의해 발생하는 처짐을 적용하고 수평처짐은 40m PSC콘크리트 거더가 온도에 의한 신축량을 적용한다.

표 3.50 고인성 연결 바닥판 끝단에서의 재하 하중

구분	재하 크기	비고
처짐각	0.00265rad	$0.5\theta_{max}$ 적용
수직 변위	2.65mm	$0.5\theta_{max}$ 적용시 발생 처짐
수평 변위	±3.00mm	온도 상승: 3.00mm, 온도 하강: -3.00mm

② 바닥판 유효 강성값 산정 방법

유효 강성값 산정은 동일 모델에 대하여 선형 해석과 고인성 콘크리트의 재료적 특성을 고려한 비선형 해석으로 산출한 부재 단면력을 선형 해석과의 비율로 통하여 유효 강성값을 산정한다.

부재의 강성값은 캔틸리버의 처짐 산정식으로부터 모멘트에 대한 식으로 유도하여 도출이 가능하다.

$$\delta = \frac{PL^3}{3EI} = \frac{ML^2}{3EI}$$

$$\therefore\ I = \frac{ML^2}{3E\delta},\ I \propto M$$

캔틸레버의 처짐 산정식에서 유도한 결과 재료 탄성계수, 부재 제원, 처짐량이 모두 동일한 경우 부재의 단면2차 모멘트 크기는 발생 모멘트에 비례하는 것을 알 수 있다. 따라서 동일한 변위 하중에 대하여 선형 해석과 비선형 해석간 발생 모멘트 비율을 통해 유효 단면2차 모멘트 크기를 산정할 수 있다. 비선형 모멘트/선형 모멘트 비율이 결정되면 고인성 연결 바닥판 단면2차 모멘트값을 곱하여 유효 강성값을 산정한다.

③ 바닥판 유효 단면2차 모멘트 산정

고인성 연결바닥판 끝단에 발생하는 처짐각과 수직 변위를 적용하여 온도하중에 따라 수평 변위를 변화하여 FEM해석을 수행한다. 수평 변위는 온도가 상승하는 압축 모델과 하강하 인장 모델에 대하여 각각 해석한 결과를 정리하였다.

표 3.51 해석에 따른 모멘트 비율

구분	온도 변화 (℃)	회전각 (rad)	수직변위 (mm)	수평변위 (mm)	선형 해석 발생 모멘트 (kN-m)	비선형 해석 발생 모멘트 (kN-m)	비선형/선형 Ratio
압축 모델	0	0.00265	2.65	0.00	109.00	26.20	0.240
	1		2.65	0.07	109.00	62.00	0.569
	2		2.65	0.13	109.00	95.20	0.873
	3		2.65	0.20	109.00	109.00	1.000
	4		2.65	0.27	109.00	109.00	1.000
	5		2.65	0.33	109.00	109.00	1.000
	6		2.65	0.40	109.00	109.00	1.000
	7		2.65	0.47	109.00	109.00	1.000
	8		2.65	0.53	109.00	109.00	1.000
	9		2.65	0.60	109.00	109.00	1.000
	10		2.65	0.67	109.00	109.00	1.000
	11		2.65	0.73	109.00	109.00	1.000
	12		2.65	0.80	109.00	109.00	1.000
	13		2.65	0.87	109.00	109.00	1.000
	14		2.65	0.93	109.00	109.00	1.000
	15		2.65	1.00	109.00	109.00	1.000
인장 모델	0	0.00265	2.65	0.00	109.00	26.20	0.240
	-1		2.65	0.07	109.00	9.70	0.089
	-2		2.65	0.13	109.00	9.58	0.088
	-3		2.65	0.20	109.00	9.59	0.088
	-4		2.65	0.27	109.00	9.59	0.088
	-5		2.65	0.33	109.00	9.60	0.088
	-6		2.65	0.40	109.00	9.60	0.088
	-7		2.65	0.47	109.00	9.60	0.088
	-8		2.65	0.53	109.00	9.60	0.088
	-9		2.65	0.60	109.00	9.60	0.088
	-10		2.65	0.67	109.00	9.60	0.088
	-11		2.65	0.73	109.00	9.60	0.088
	-12		2.65	0.80	109.00	9.60	0.088
	-13		2.65	0.87	109.00	9.60	0.088
	-14		2.65	0.93	109.00	9.60	0.088
	-15		2.65	1.00	109.00	9.58	0.088

○ 압축 모델 유효 단면2차 모멘트 산정

- 선형 해석에 따른 발생 모멘트 : 109.00kN-m
- 비선형 해석에 따른 발생 모멘트 : 109.00kN-m

$$n_I = \frac{Nonlinear}{Linear} = \frac{109.00}{109.00} = 1.000$$

- 압축 모델의 유효 단면2차 모멘트 : $I_{C,eff} = \frac{bh^3}{12} n_I = \frac{2.2 \times 0.28^3}{12} \times 1.000 = 0.004025 m^4$

○ 인장 모델 유효 단면2차 모멘트 산정

- 선형 해석에 따른 발생 모멘트 : 109.00kN-m
- 비선형 해석에 따른 발생 모멘트 : 9.60kN-m

$$n_I = \frac{Nonlinear}{Linear} = \frac{9.60}{109.00} = 0.088$$

- 인장 모델의 유효 단면2차 모멘트 : $I_{T,eff} = \frac{bh^3}{12} n_I = \frac{2.2 \times 0.28^3}{12} \times 0.088 = 0.000354 m^4$

○ 인장 모델 유효 단면2차 모멘트와 철근 단면2차 모멘트 크기 비교

인장 모델의 유효 단면2차 모멘트 크기는 고인성 연결 바닥판의 단면2차 모멘트에서 유효율 만큼 줄어든 값으로 철근의 유효 단면2차 모멘트와 비교하기 위해 철근과 고인성 콘크리트간의 탄성계수비를 적용하여 비교한다.

- 철근 단면2차 모멘트(I_s) : $5.06 \times 10^{-6} m^4$
- 탄성계수비: $n = \frac{E_s}{E_{ECC}} = \frac{200{,}000}{20{,}000} = 10$

  ∴ 환산 철근 단면2차 모멘트 : $nI_s = 10 \times 5.06 \times 10^{-6} = 5.06 \times 10^{-5} m^4$

- 인장 모델의 유효 단면2차 모멘트와 환산 철근 단면2차 모멘트 비교

$$\therefore \frac{I_{T,eff}}{I_s} = \frac{3.54 \times 10^{-4}}{5.06 \times 10^{-5}} = 6.996 \simeq 7$$

환산 철근 단면2차모멘트 대비 인장 모델의 유효 단면2차 모멘트는 약 7배 정도 크다.

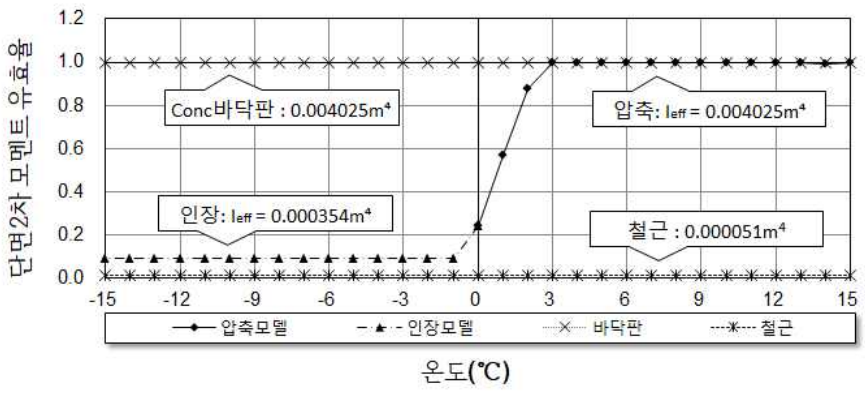


그림 3.67 온도별 단면2차 모멘트 유효율

압축 모델과 인장 모델에 대하여 단면2차 모멘트 유효율 산정결과 압축 모델의 경우 고인성 연결 바닥판의 전단면과 동일 수준의 유효 단면2차 모멘트 크기를 가진다. 반면 인장 모델의 경우 압축 모델에 비하여 크게 감소된 유효율을 가지며 콘크리트로 환산한 철근의 단면2차 모멘트보다 약 7배정도 증가된 유효 단면2차 모멘트 크기를 가진다.

온도에 따라 단면2차 모멘트의 유효율이 변화하지만 압축의 경우 0℃ 기준일때 3℃이상 증가하면 일정한 유효율을 가지고 인장의 경우 0℃ 기준일때 -1℃이하로 감소하면 일정한 유효율을 가진다. 따라서 온도변화에 대한 유효율의 변화 구간이 크지 않으므로 압축 모델은 고인성 연결 바닥판의 전단면을 유효 단면2차 모멘트 크기로 적용하여 인장 모델은 고인성 연결 바닥판 전단면의 8.8% 수준의 유효 단면2차 모멘트 크기로 적용한다.

(4) 압축・인장 모델별 Frame해석

시・제동하중 및 추가하중에 대하여 압축, 인장 모델에 대한 Frame해석을 수행한다. Frame해석은 온도 증가시 압축 모델, 온도 감소시 인장 모델, 불연속 교량 모델에 대하여 각각 수행한다. Frame해석 결과에 따른 교각 하부 단면력과 거더 받침의 수평반력을 비교하여 불연속 교량 대비 고인성 연결 바닥판을 적용하였을 때 단면력이 감소하는지에 대하여 비교 검토한다.

① 적용하중

앞에서 연구한 고인성 연결 바닥판의 비합성 구간 산정에서 사용한 하중과 동일하게 철도 설계기준 노반편(2017)을 따라 하중을 적용한다. 또한 앞에서 연구한 방법과 동일하게 거더 1개에 대한 검토를 하므로 하중 제하는 전체 하중크기의 1/3수준으로 재하한다.

○ 고정하중

고정하중은 거더자중, 바닥판자중, 자갈도상등이 있지만 고인성 콘크리트에 적용하는 고정하중은 거더 및 바닥판이 완성된 이후에 신축이음부의 바닥판을 고인성 콘크리트로 후 타설되는 것이므로 자갈도상의 자중만 고려된다.

표 3.52 도상자갈 단위중량

도상자갈 단위중량(kN/m^3)	19.000
도상 단면적(m^2)	1.828
재하하중(kN/m)	34.732
적용 재하하중(kN/m)	11.667

○ 열차하중 및 충격하중

- 열차하중

철도 설계기준에 따라 열차하중 KRL-2012적용한다. 열차하중 재하방법은 단선의 경우 교량 전구간에 걸쳐 80kN/m의 분포하중을 재하하고 각경간 마다 거더 중앙에 집중하중을 3m간격으로 각각 220kN씩 재하하여 가장 불리한 위치로 적용한다.

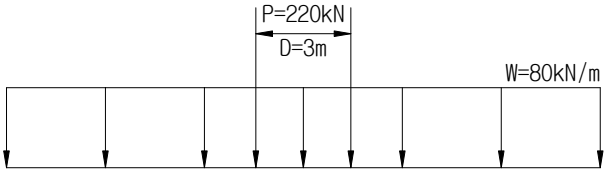


그림 3.68 열차하중

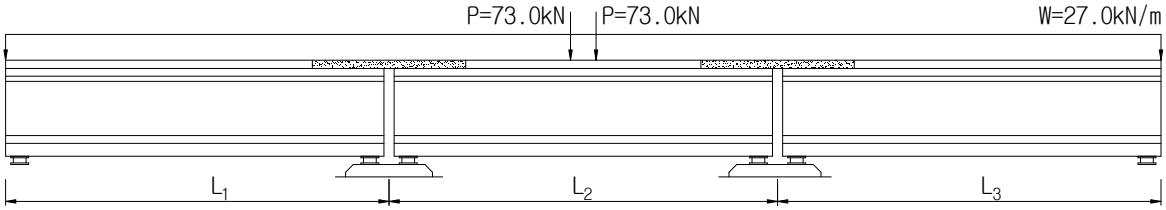


그림 3.69 열차하중 재하도

표 3.53 재하 열차하중

구분	열차하중	
	설계기준상 재하하중	해석상 재하하중
집중하중	220kN	73kN
분포하중	80kN/m	27kN/m

- 충격하중

충격계수의 값은 구조물의 길이 특성치를 고려하여 철도 설계기준에서 제시한 충격계수를 계산하여 적용한다.

$$I_m = \frac{1.44}{\sqrt{L_c} - 0.2} - 0.18$$

여기서, $0 < I_m \leq 0.67$

· 구조물의 길이 특성치 산정

$$L_c = n_c L_m$$

$$L_m = \frac{1}{n}(L_1 + L_2 + \cdots + L_n)$$

여기서, L_c : 구조물의 길이 특성치
L_m : 지간평균 길이
n : 지간수
L_n : 지간별 길이
n_c : 지간수에 따른 계수

표 3.54 지간에 따른 계수값

지간수	2	3	4	5
계수값	1.2	1.3	1.4	1.5

○ 온도하중

철도 설계기준에 따라 단면 치수가 700mm 미만인 경우에는 콘크리트교는 ±15℃를 적용한다.

○ 시・제동하중

시동 및 제동하중은 레일의 윗면에 레일방향인 교량 종방향 하중으로 작용해야 한다. KRL-2012하중은 레일에서 1.8m 높이에서 교축방향으로 수평으로 작용하는 것으로 한다.

- KRL-2012 표준열차하중에 대하여

・ 시동하중 : $33kN/m \times L(m) \leq 1000kN$

・ 제동하중 : $20kN/m \times L(m) \leq 6000kN$

- 시동하중 및 KRL-2012하중에 의한 작용 모멘트 산정

・ 시동하중 = $33kN/m \times L(m) = 33 \times 40 = 1{,}320kN > 1000kN$로 거더 전구간에 재하한 결과 기준 하중을 초과하므로 시동하중의 재하 거리를 재산정한다.

・ $L(m) = \frac{1{,}000kN}{33kN/m} = 30.30m$ 시동하중의 재하거리는 30m 적용

・ 모멘트 편심거리 = 거더중심에서 레일 윗면까지 거리 + 레일에서 1.8m 높이
= 2.568 + 1.800 = 4.368m

・ KRL-2012하중에 의한 작용 모멘트 = $33 \times 4.368 = 144.144kN/m-m$

- 제동하중 산정

・ 제동하중 = $20kN/m \times L(m) = 20 \times 40 \leq 80kN$이므로 40m 교량 전구간에 대하여 적용

・ 모멘트 편심거리 = 거더중심에서 레일 윗면까지 거리 + 레일에서 1.8m 높이
= 2.568 + 1.800 = 4.368m

・ KRL-2012하중에 의한 작용 모멘트 = $20 \times 4.368 = 87.360kN/m-m$

시동하중과 제동하중을 각각 재하하여 가장 불리한 하중에 대하여 적용한다.

표 3.55 재하 열차하중

구분		설계기준상 재하하중	해석상 재하하중
시동하중	수평력	33.000kN/m	11.000kN/m
	모멘트	144.144kN/m-m	48.048kN/m-m
제동하중	수평력	20.000kN/m	6.667kN/m
	모멘트	87.360kN/m-m	29.120kN/m-m

② 하중조합

기존 연구에서 적용한 자갈도상하중 및 활하중, 종방향으로 영향을 미치는 온도 하중과 교량 하부구조에 영향을 미치는 시·제동하중을 고려하기 위해 철도 설계기준 노반편(2017)에서 제시하는 강도설계법에 따른 하중조합 중 기존 연구에서 적용한 개별 하중들이 가장크게 발생하는 하중조합만 고려하여 수행한다.

- 주요 하중조합

· 활하중과 충격하중 최대시 하중조합

U = 1.35D+1.85(L+I)+1.35CF(LF)+1.6H+1.4Q

· 고정하중 최대시 하중조합

U = 1.6(D+L+I+CF(LF)+H+Q)

· 시·제동하중과 온도하중 최대시 하중조합

U = 1.35D+1.4(L+I)+1.35CF(LF)+1.6H+1.35Q+1.35(0.5W+WL)+1.4(SB+LR)+1.35G

· 하중조합시 고정하중, 활하중 및 충격하중, 시·제동하중, 온도하중외의 하중은 미고려

여기서, D : 고정하중
L : 활하중
I : 충격하중
CF : 원심하중
LF : 활하중에 의한 차량 횡하중
H : 토압
Q : 수압, 파압, 부력 또는 양압력
W : 풍하중
WL : 차량에 작용하는 풍하중
SB : 시동 또는 제동하중
LR : 장대레일 종하중
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 온도변화 등

③ Frame해석 모델링

시·제동하중 분산 연구를 위한 모델링은 불연속 교량 모델, 압축 모델, 인장 모델로 나누어 Frame해석을 수행한다. 압축·인장 모델은 고인성 연결 바닥판으로 연속된 교량으로 고인성 콘크리트의 재료적 특성을 고려하여 고인성 연결 바닥판에 압축력이 작용할 경우와 인장력이 작용할 경우로 나누어진다.

압축 모델은 고인성 연결 바닥판을 일반 콘크리트 바닥판과 동일한 단면 제원을 적용하

고 인장 모델은 앞에서 산정한 유효 단면2차 모멘트를 적용하여 Frame해석을 수행한다.

- 모델링

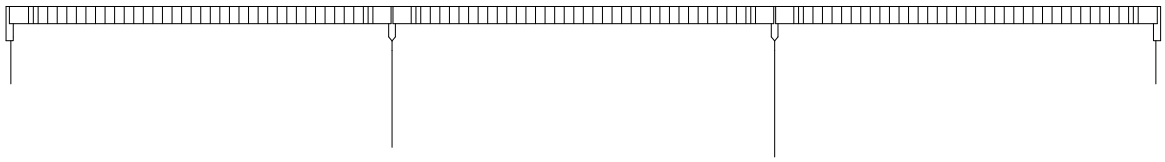


그림 3.70 Frame해석 모델

- 모델링별 고인성 연결 바닥판 단면제원

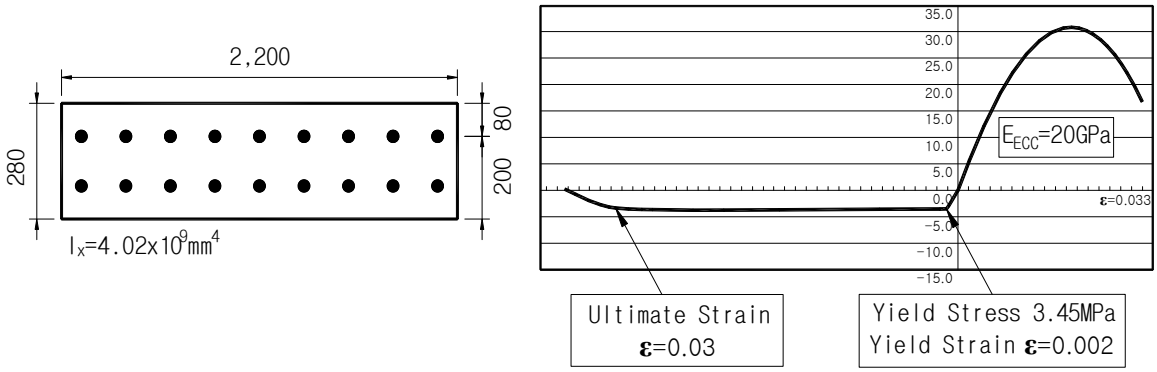


그림 3.71 고인성 연결 바닥판 제원 및 물성치

표 3.56 고인성 연결 바닥판 제원

적용 모델	폭 (m)	높이 (m)	단면적 (m^2)	철근량 (mm^2)	유효 단면2차 모멘트 (m^4)	탄성계수 (MPa)
불연속 교량	-	-	-	-	-	-
압축 모델	2.20	0.28	0.6160	1,283.94	0.004025	20,000
인장 모델	2.20	0.28	0.0128	1,283.94	0.000354	20,000

○ 거더 및 일반 바닥판 제원

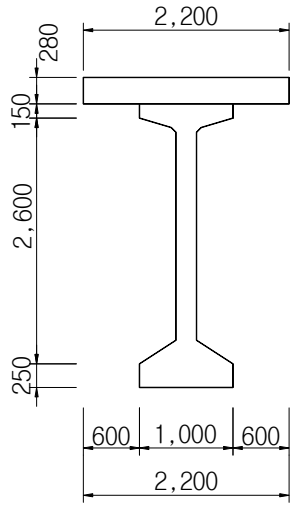


그림 3.72 40m지간의 PSC거더교 단면 제원

표 3.57 거더 및 일반 바닥판 제원

구분	탄성계수(MPa)	단면2차모멘트(m^4)
PSC거더	32,965	1.293876
일반 바닥판	30,251	0.004025

④ 모델별 단면력 비교

표 3.58 단면력 검토

구분	검토위치	불연속 교량	압축 모델		인장 모델	
			단면력	압축/불연속	단면력	인장/불연속
수평 반력 (kN)	A1(Support)	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00
	P1-1(Support)	-462.0	-967.8	2.09	-578.2	1.25
	P1-2(Support)	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00
	P2-1(Support)	461.0	-3,728.0	8.09	-1,494.0	3.24
	P2-2(Support)	-462.0	3,894.0	8.43	1,454.0	3.15
	A2(Support)	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00
	P1	-462.0	-967.8	2.09	-578.2	1.25
	P2	-921.0	710.2	0.77	556.4	0.60
모멘트 (kN-m)	P1	5,287.0	7,147.0	1.40	5,909.0	1.10
	P2	11,420.0	-6,156.0	0.54	-6,328.0	0.60

하중조합에 의한 검토 결과 불연속 교량의 경우 자유단에서는 수평반력이 발생하지 않았고 고정단에서 461.0 ~ 462.0kN 수준으로 균일한 수평반력이 발생하였다. 고인성 바닥판이 연결된 경우 압축·인장 모델 모두 고정단과 자유단이 있는 교각 P1에서는 불연속 교량에 비해 약 25 ~ 100%정도 증가되었고 모두 고정단으로 구성된 교각 P2는 불연속

교량에서 발생하는 수평반력 대비 약 200 ~ 700%정도로 크게 증가된 값을 보였다.

교각하부에서 발생하는 수평반력의 경우 불연속 교량은 P1에서 462.0kN, P2에서 921.0kN으로 교각 위치에 따른 차이를 보였다. 고인성 바닥판이 연결된 교량은 압축 모델의 경우 P1에서 967.8kN, P2에서 710.2kN으로 교각에 따라 수평반력의 크기가 조금 차이가 났고 인장 모델의 경우 P1에서 578.2kN, P2에서 556.4kN으로 비슷한 수준으로 발생하였다. 교량 모델에 따라 P1, P2중 가장 크게 발생하는 수평반력을 비교하면 압축 모델은 불연속 교량에서 발생하는 수평반력 대비 약 5%정도 증가하였고 인장 모델은 불연속 교량에서 발생하는 수평반력 대비 약 37%정도 감소하였다.

교각하부에서 발생하는 모멘트의 경우 불연속 교량은 P1에서 5,287.0kN-m, P2에서 11,420.0kN-m가 발생하였다. 고인성 바닥판이 연결된 교량은 압축 모델은 P1에서 7,147.0kN-m, P2에서 6,156.0kN-m가 발생했으며 인장 모델은 P1에서 5,909.0kN-m, P2에서 6,328.0kN-m가 발생하였다. 교량 모델에 따라 P1, P2중 가장 크게 발생하는 모멘트를 비교하면 압축 모델은 불연속 교량에서 발생하는 모멘트 대비 약37%정도 감소하였고 인장 모델은 불연속 교량에서 발생하는 모멘트 대비 약 45%정도 감소하였다.

검토결과 고인성 연결 바닥판을 적용하였을 경우 수평반력은 불연속 교량일 때 보다 크게 발생하였고 교각하부에 발생하는 수평반력의 최대값을 비교하면 압축 모델일 때는 약 5%정도 증가하지만 인장 모델의 경우 약 37%정도로 크게 감소하였다.

교각하부에 발생하는 모멘트는 불연속 교량에 비해 고인성 연결 바닥판을 적용하였을 때 발생 모멘트 감소가 가능하다. 수평반력은 바닥판 연결로 인한 일체거동으로 증가하였지만 교각하부에 작용하는 모멘트는 크게 감소하므로 휨강성을 감소시킬 수 있을 것으로 판단된다.

또한 고인성 연결 바닥판을 적용시킨 압축·인장 모델에서 P2에 위치한 거더 받침의 수평반력이 크게 작용하는 것을 볼 수 있다. 이는 활하중에 의해 거더 단부의 곡률이 발생하면 받침이 모두 고정단인 P2에서는 이를 저항하기 위해 큰 수평반력이 발생하는 것으로 판단된다.

P2의 고정단 수평반력 크기를 감소시키기 위해 받침배치를 변경하여 P2에 작용하는 수평반력의 크기를 감소시킬 수 있다. 하지만 교각에 고정단과 가동단이 고르게 분포되게 받침 배치를 변경하면 교각에 발생하는 수평력을 감소시킬 수 있으나 교대부 고정단에서 모든 하중에 대하여 저항하게 된다. 특히 온도하중에 의해 수평반력이 크게 발생하므로 받침배치를 변경하여 교각에서 고정단과 가동단을 고르게 배치하여 교각 상단 받침에 발생하는 수평반력을 감소시킬 수 있으나 받침배치의 변경으로 인하여 교대부에서 큰 수평반력이 발생하는 또다른 문제점이 발생한다.

따라서 수평반력을 감소하기 위해 받침배치 변경보다 P2에서의 고정단 받침에 발생하는 수평반력을 직접적으로 감소시킬 수 있도록 한다. 거더 단부의 곡률 발생으로 인하여 수평반력이 크게 작용하므로 거더 단부의 곡률을 감소시켜 수평반력을 줄이는 것이 바람직하다. 곡률을 감소시키기 위해 거더 사이의 압축력에 대해 견딜 수 있는 콘크리트 블럭과 같은 충전재를 이용할 수 있다. 충전재의 배치로 곡률을 감소시킬 수 있어 수평반력은 줄어들게 하고 줄어든 반력은 거더의 축력으로 작용하도록 유도한다.

(5) 연구결과 요약

○ 불연속 교량의 경우 거더가 독립적으로 거동하여 시·제동하중에 의해 해당 교각에

집중적으로 하중 발생하는 반면 고인성 연결 바닥판 교량에 시·제동하중이 작용하면 하나의 교각에 집중되지 않고 바닥판을 통해 하중이 분산될 것으로 판단

○ 고인성 연결 바닥판은 고인성 콘크리트의 재료적 특성에 의해 바닥판 내에 작용하는 축력에 따라 고인성 연결 바닥판 강성이 달라질 것으로 예상되므로 압축·인장에 따른 유효 강성 산정이 필요(유효 강성 산정시 탄성계수는 동일하므로 단면2차 모멘트 산정)

○ 고인성 연결 바닥판 끝단의 처짐각 및 처짐량과 온도하중에 의해 거더에 발생하는 수평변위를 적용한 모델을 선형 해석과 비선형 해석으로 구한 모멘트의 비로 유효 단면2차 모멘트 산정

$$\delta = \frac{PL^3}{3EI} = \frac{ML^2}{3EI}$$

$$\therefore\ I = \frac{ML^2}{3E\delta},\ I \propto M$$

○ 유효 단면2차 모멘트를 적용한 압축·인장 모델과 불연속 교량에 대하여 Frame해석 비교 결과 고인성 연결 바닥판 적용시 거더 받침에 작용하는 수평반력을 증가하나 교각 하부에 작용하는 모멘트와 수평반력은 감소

○ 불연속 교량의 경우 교각하부에 발생하는 모멘트 및 수평반력은 교각에 따라 차이가 크게 나지만 고인성 연결 바닥판의 경우 하중 분산으로 인하여 교각하부의 단면력이 교각마다 고르게 분포

마. 경간수와 교각 강성에 따른 바닥판 안전성

(1) 연결 바닥판의 구조거동

(가) 검토 대상 교량 제원 및 물성치

연구에 채택한 교량은 철도교에서 적용되는 거더 형식의 교량 중 콘크리트 PSC 거더를 대상으로 경간 길이는 25~40 m, 경간 개수는 2~9개에 대해서 검토한다. 단선에 대한 교량이므로, 경간 길이, 개수와 관계없이 슬래브 폭은 모두 6.6 m로 동일하게 적용한다.

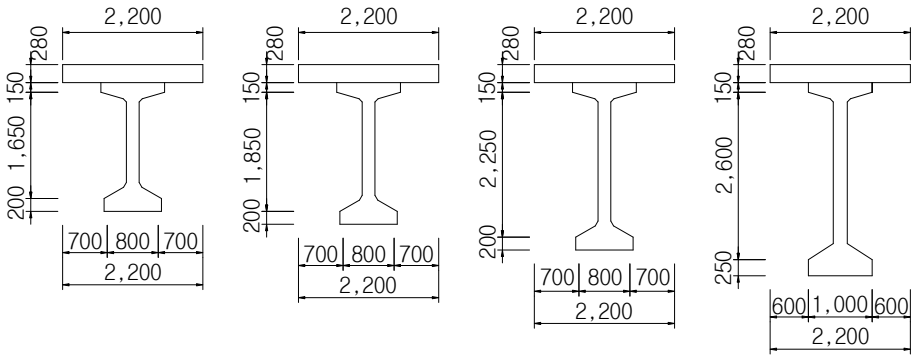


그림 3.73 경간 길이에 따른 거더 단면 제원

표 3.59 PSC 거더교에 대한 고인성 연결 바닥판 제원 및 길이

구분	경간 길이(m)			
	25	30	35	40
거더 높이,H(m)	2.0	2.2	2.6	3.0
고인성 연결 바닥판 길이, L_{ECC}(m)	3.85	4.60	5.35	6.10

① 유효 단면2차 모멘트, 단면적

앞서 제·시동하중 분산 연구중 바닥판 유효 단면2차 모멘트 산정에서 FEM 해석을 통해 산정한 바닥판 유효 단면2차 모멘트를 프레임 해석 모델에 적용하였다. 인장 모델은 8.8%, 압축 모델은 단면2차 모멘트 유효율을 100% 적용하였다.

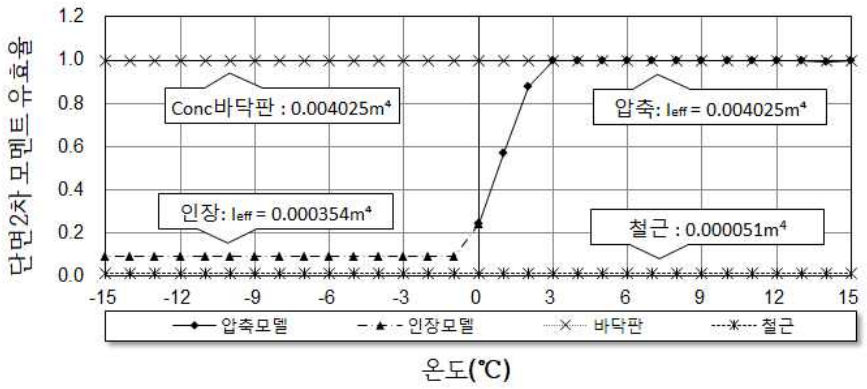


그림 3.74 온도별 단면2차 모멘트 유효율

인장 모델의 유효 단면적은 FEM 해석에서, -15℃ 온도 변화에 해당하는 변위 하중을

바닥판에 재하 하여 선형 해석과 비선형 해석 간 축력 비율을 통해 산정하였다. 부재의 강성 값을 축 방향변형 산정 식으로부터 축력에 대한 식으로 유도하면,

$$\delta = \frac{PL}{EA}$$

$$\therefore\ A = \frac{PL}{E\delta},\ A \propto P$$

유효 단면2차 모멘트 유효율 산정 방식과 유사하게 재료 탄성계수, 부재 제원, 변위가 모두 동일할 경우 유효 단면적은 발생 축력에 비례하는 것을 알 수 있다. 그러므로, 동일한 변위 하중에 대한 선형 해석과 비선형 해석 모멘트 비율을 통해 유효 단면적을 산정할 수 있다.

표 3.60 인장 모델 유효 단면적 산정을 위한 FEM 해석 결과

구분	온도변화 (℃)	수평변위 (mm)	선형 해석 축력 (kN)	비선형 해석 축력 (kN)	비선형/선형 비율
인장	-15	0.58	1,850	162	8.8%

계산된 비선형/선형 비율에 연결 상세 철근 단면적을 반영하여 인장 모델의 최종 유효 단면적 비율을 계산하면 12.5% 인 것을 확인할 수 있다.

$$A_{Eff.ECC} = A_{ECC} \times 0.088 + A_{Rein} \times \frac{E_{Rein}}{E_{ECC}}$$

$$A_{Eff.ECC} = (1.848 m^2) \times 0.088 + (0.0068418 m^2) \times 10 = 0.231041 \approx 1.848 \times 0.125$$

$$\therefore A_{Eff.ECC} = A_{ECC} \times 0.125$$

② 압축 스프링 강성값 산정

바닥판과 거더 단부 사이에 들뜸 현상이 발생될 것을 고려하여 비합성 구간에 대하여 바닥판과 거더 사이에 compression only spring 요소를 적용하여 프레임 모델링을 한다. 이때, 압축 스프링 강성은 아래와 같이 슬래브와 거더의 도심 사이를 직렬 스프링으로 이상화하여 강성을 합해 산정한다.

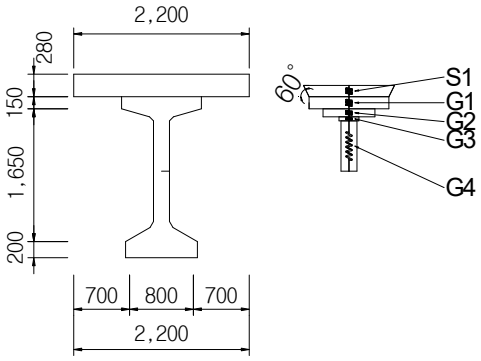


그림 3.75 압축 스프링 강성값 산정

$$\frac{1}{k_{all}}=\frac{1}{k_{S1}}+\frac{1}{k_{G1}}+\frac{1}{k_{G2}}+\frac{1}{k_{G3}}+\frac{1}{k_{G4}},$$

$$k=\frac{EA}{L},$$

$$k_{all}=9.8058\times10^{5}$$

$$k_{DZ}=\frac{k_{all}\times l_{all}}{l_{spring}}=\frac{(9.8058\times10^{5})\times1.0650}{0.02}=5.22\times10^{7}$$

표 3.61 압축 스프링 강성값 산정 과정

단면	E (kN/m^2)	A (m^2)	폭 (m)	스프링 길이 (m)	교축 방향 길이 (m)	스프링 강성값 (kN/m)
S1	2.0000×10^{7}	0.1338	1.0700	0.1400	0.1250	1.9107×10^{7}
G1	3.0007×10^{7}	0.1250	1.0000	0.1500	0.1250	2.5006×10^{7}
G2	3.0007×10^{7}	0.0813	0.6500	0.1000	0.1250	2.4381×10^{7}
G3	3.0007×10^{7}	0.0313	0.2500	0.0500	0.1250	1.8754×10^{7}
G4	3.0007×10^{7}	0.0250	0.2000	0.6250	0.1250	1.2003×10^{6}
합				1.0650		

(나) 경계 조건, 적용 하중

① 경계 조건

1.(5)에서 수행한 바닥판 연속화를 위한 받침배치 연구를 참고하여 받침 배치를 적용하였으며, 경간 수에 따라 다음과 같이 받침 경계 조건을 적용한다.

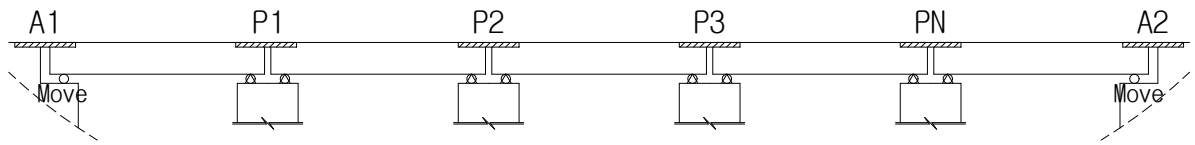


그림 3.76 받침 경계 조건 적용

표 3.62 경간 수에 따른 받침 경계 조건

경간 수	A1	P1		P2		P3		P4		P5		P6		P7		P8		A2
2	0	1	1															0
3	0	1	0	1	1													0
4	0	1	0	1	1	0	1											0
5	0	1	0	1	0	1	1	0	1									0
6	0	1	0	1	0	1	1	0	1	0	1							0
7	0	1	0	1	0	1	0	1	1	0	1	0	1					0
8	0	1	0	1	0	1	0	1	1	0	1	0	1	0	1			0
9	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	1	0	1	0	1	0	1	0

0 : 가동단 (Move), 1 : 고정단 (Fix)

② 적용 하중

○ 고정하중

고정하중은 거더 자중, 바닥판 자중, 자갈도상 등이 있으나, 고인성 콘크리트에 작용하는 고정하중은 거더 및 바닥판이 완공된 이후에 신축이음부의 바닥판을 고인성 콘크리트로 타설하므로 자갈도상의 자중만 고려한다.

표 3.63 자갈도상 하중 산정

자갈도상 단위중량 (kN/m^3)	19.000
도상 단면적 (m^2)	1.35
재하하중 (kN/m)	25.65

○ 열차하중 및 충격하중

- 열차하중

철도 설계기준 노반편 (2017)에 따라 열차하중 KRL-2012를 적용한다. 열차하중은 단선의 경우 교량 전구간에 걸쳐 80 kN/m의 분포하중을 재하하고 각 경간 마다 거더 중앙에 집중하중을 3 m간격으로 각각 220 kN씩 재하 하여 가장 불리한 위치로 적용한다.

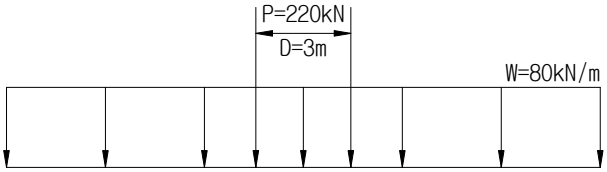


그림 3.77 열차하중

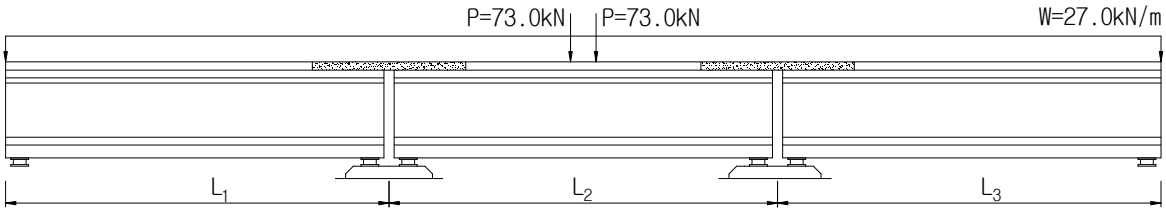


그림 3.78 열차하중 재하도

- 충격하중

충격계수의 값은 구조물의 길이 특성치를 고려하여 철도 설계기준 노반편 (2017)에서 제시한 충격계수를 계산하여 적용한다.

$$I_m = \frac{1.44}{\sqrt{L_c} - 0.2} - 0.18$$

여기서, $0 < I_m \leq 0.67$

· 구조물의 길이 특성치 산정

$$L_c = n_c L_m$$

$$L_m = \frac{1}{n}(L_1 + L_2 + \cdot\cdot\cdot + L_n)$$

여기서, L_c : 구조물의 길이 특성치
L_m : 경간 평균 길이
n : 경간 수
L_n : 경간 별 길이
n_c : 경간 수에 따른 계수

표 3.64 경간 수에 따른 계수 값

경간 수	2	3	4	5
계수 값	1.2	1.3	1.4	1.5

○ 크리프, 건조수축

문헌에 의한 고인성 콘크리트의 건조수축 변형률은 0.001 이므로, 이에 상응하는 온도 하중인 -100℃를 재하한다.

$$\Delta L = \alpha L \Delta T$$

$$\Delta T_{SH} = \frac{\epsilon}{\alpha} = \frac{-1\times10^{-3}}{1\times10^{-5}} = -100℃$$

○ 온도하중

철도 설계기준 노반편 (2017)에 따라 단면 치수가 700 mm 미만인 경우 콘크리트교 조건에 해당하는 ±15℃를 적용한다.

○ 시・제동하중

시동 및 제동하중은 레일의 윗면에 레일방향인 교량 종방향 하중으로 작용해야 한다. KRL-2012하중은 레일에서 1.8m 높이에서 교축방향으로 수평으로 작용하는 것으로 한다.

- KRL-2012 표준열차하중에 대하여,

・ 시동하중 : $33kN/m \times L(m) \leq 1000kN$

・ 제동하중 : $20kN/m \times L(m) \leq 6000kN$

- 시동하중 및 KRL-2012하중에 의한 작용 모멘트 산정

・ 시동하중 = $33kN/m \times L(m) = 33 \times 40 = 1{,}320kN > 1000kN$로 거더 전 구간에 재하 한 결과 기준 하중을 초과하므로 시동하중의 재하 거리를 재 산정한다.

・ $L(m) = \frac{1{,}000kN}{33kN/m} = 30.30m$ 시동하중의 재하거리는 30 m 적용

・ 모멘트 편심거리 = 거더중심에서 레일 윗면까지 거리 + 레일에서 1.8m 높이
= 2.568 + 1.800 = 4.368m

・ KRL-2012하중에 의한 작용 모멘트 = $33 \times 4.368 = 144.144kN/m - m$

- 제동하중 산정

• 제동하중 = $20kN/m \times L(m) = 20 \times 40 \leq 80kN$이므로 40m 교량 전 구간에 대하여 적용

• 모멘트 편심거리 = 거더 중심에서 레일 윗면까지 거리 + 레일에서 1.8 m 높이
= 2.568 + 1.800 = 4.368 m

• KRL-2012하중에 의한 작용 모멘트 = $20 \times 4.368 = 87.360kN/m-m$

시동하중과 제동하중을 각각 재하 하여 가장 불리한 하중에 대하여 적용한다.

③ 하중 조합

철도 설계기준 노반편 (2017)에서 제시하는 강도설계법에 따른 하중 조합 중 적용한 개별 하중들에 대하여 조합한다. 압축, 인장 모델 각각에 대하여 다음과 같이 하중이 적용, 조합된다.

표 3.65 압축, 인장 모델 적용 하중

하중	압축 모델	인장 모델
고정하중	O	O
열차하중 및 충격하중	O	O
크리프, 건조수축	X	O
온도하중	O (+15℃)	O (-15℃)
시・제동하중	O	O

- 주요 하중조합

• 활하중과 충격하중 최대시 하중조합

U = 1.35D+1.85(L+I)+1.35CF(LF)+1.6H+1.4Q

• 고정하중 최대시 하중조합

U = 1.6(D+L+I+CF(LF)+H+Q)

• 시・제동하중과 온도하중 최대시 하중조합

U = 1.35D+1.4(L+I)+1.35CF(LF)+1.6H+1.35Q+1.35(0.5W+WL)+1.4(SB+LR)+1.35G

여기서, D : 고정하중
L : 활하중
I : 충격하중
CF : 원심하중
LF : 활하중에 의한 차량 횡하중
H : 토압
Q : 수압, 파압, 부력 또는 양압력
W : 풍하중
WL : 차량에 작용하는 풍하중
SB : 시동 또는 제동하중
LR : 장대레일 종하중
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 온도변화 등

(2) 연속부 사용성 및 안전성 검토

고인성 연결 바닥판의 사용성은 바닥판에 인장이 작용할 때 변형률이 철근의 변형률 이내에 있는 것을 확인함으로서 검토하고 안전성은 바닥판에 축 압축력이 작용할 때 거더 처짐에 의한 휨곡률이 고인성 연결 바닥판단면의 한계 휨곡률 이내에 있는지 확인함으로써 확인한다.

(가) 인장 모델의 사용성 검토

인장 모델에 대한 고인성 연결 바닥판의 사용성 검토는 철근변형률을 검토한다. 이때, 문헌에 명시된 크리프, 건조수축에 의한 변형률($\epsilon_{CR,SH}=0.001$)은 하중으로 직접 재하하지 않고, 이를 제외한 나머지 하중 조합에 대해서 산출된 변형률에 합해 고려한다.

ECC 구간에서 최대 인장력이 발생하는 경우에 대해, 발생하는 인장력(P)이 고인성 연결 바닥판이 최대 수용 가능한 인장력(P_{ECC})보다 작을 경우 다음과 같이 철근의 변형률을 산출한다.

$$If\ P < P_{ECC} : \epsilon = \frac{P}{E_{ECC}\left(A_{ECC} + A_{rein}\frac{E_{rein}}{E_{ECC}}\right)} + \epsilon_{CR,SH}$$

만약 발생하는 인장력이 고인성 연결 바닥판이 최대 수용 가능한 인장력 이상일 경우에는, 다음과 같이 철근의 변형률을 산출한다.

$$If\ P \geq P_{ECC} : \epsilon = \frac{P - P_{ECC}}{E_{rein}A_{rein}} + \frac{P}{E_{ECC}\left(A_{ECC} + A_{rein}\frac{E_{rein}}{E_{ECC}}\right)} + \epsilon_{CR,SH}$$

표 3.66 경간 수, 길이에 따른 ECC 구간에서의 최대 인장력

고인성 연결 바닥판의 최대 인장력 (kN)				
경간 수	경간 길이 (m)			
	25	30	35	40
2	3267	4274	5007	5477
3	3809	4954	5707	6059
4	4134	5372	6140	6428
5	4223	5484	6252	6536
6	4295	5576	6345	6574
7	4325	5613	6388	6599
8	4352	5647	6423	6622
9	4367	5665	6441	6633

산출된 철근의 변형률에 크리프, 건조수축에 의한 변형률 0.001을 더한 최종 변형률을 확인하면, 모든 구간에 대해서 철근의 항복 변형률인 0.002 이하로 만족한다.

표 3.67 경간 수, 길이에 따른 최대 철근 변형률

철근 변형률				
경간 수	경간 길이 (m)			
	25	30	35	40
2	0.00109	0.00111	0.00113	0.00114
3	0.00110	0.00113	0.00115	0.00116
4	0.00111	0.00114	0.00116	0.00121
5	0.00111	0.00114	0.00116	0.00129
6	0.00111	0.00115	0.00117	0.00132
7	0.00111	0.00115	0.00118	0.00134
8	0.00111	0.00115	0.00121	0.00135
9	0.00111	0.00115	0.00122	0.00136

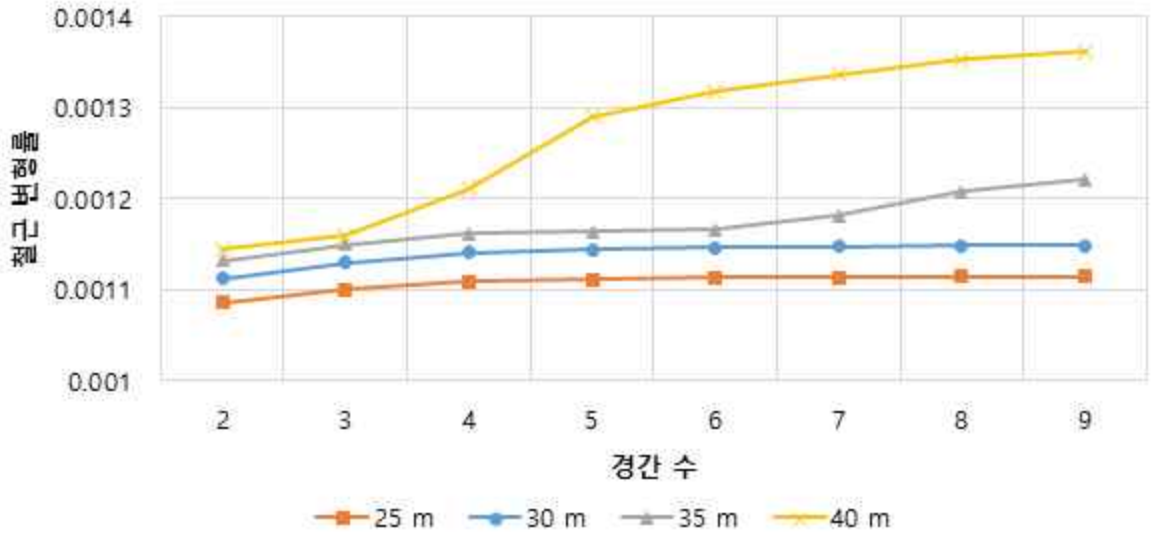


그림 3.79 경간 수, 길이에 따른 철근 변형률

(나) 압축 모델의 안전성 검토

압축 모델에 대한 고인성 연결 바닥판의 안전성 검토는 연결부에서 양측 경간의 거더 처짐으로부터 연결부의 거더간 최대 꺽임각을 구하고 이 꺽임각으로 고인성 연결바닥판의 곡률을 구하여 고인성 연결바닥판의 성능곡선인 모멘트-곡률 그래프와 비교하여 검토한다. 검토방법은 거더 처짐에 의한 바닥판 곡률이 고인성 연결바닥판 단면의 모멘트-곡률 그래프 내에 위치하면 파단 되지 않고 안전성을 만족하는 것으로 한다. 안전성 검토를 일반 RC부재와 같이 부재모멘트와 단면의 강도로 검토하지 않는 이유는 고인성 연결바닥판의 물리적 특성이 거더의 처짐에 순응하는 재료이기 때문이다.

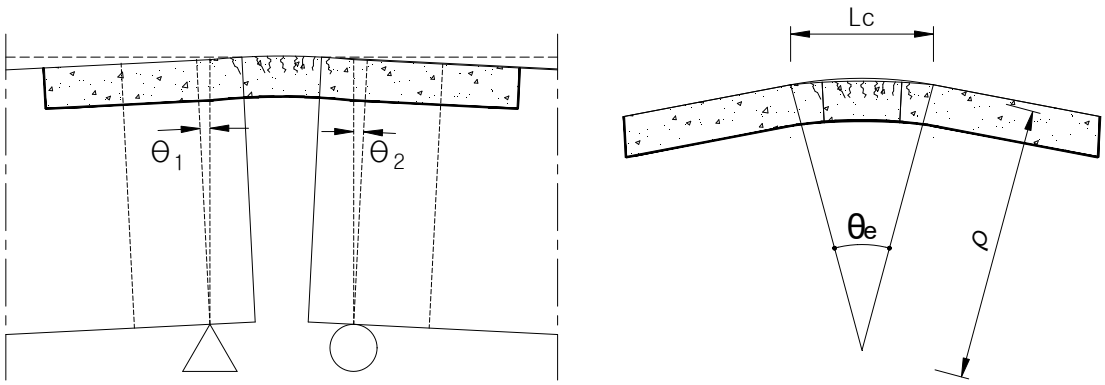


그림 3.80 거더 간 최대 꺾임각, ECC 구간 곡률 $\kappa = \frac{1}{\rho} = \frac{\theta_e}{L_c}$

표 3.68 경간 수, 길이에 따른 ECC 구간에서의 최대 곡률

고인성 연결 바닥판 구간의 최대 곡률 (m-1)				
경간 수	경간 길이 (m)			
	25	30	35	40
2	0.0002803	0.0002854	0.0002779	0.0002585
3	0.0008444	0.0008576	0.0007886	0.0006841
4	0.0008119	0.0008230	0.0007587	0.0006608
5	0.0010423	0.0010596	0.0009796	0.0008184
6	0.0010301	0.0010459	0.0009673	0.0008395
7	0.0010782	0.0010920	0.0009994	0.0008320
8	0.0010727	0.0010859	0.0009951	0.0009310
9	0.0011016	0.0011161	0.0010224	0.0008497

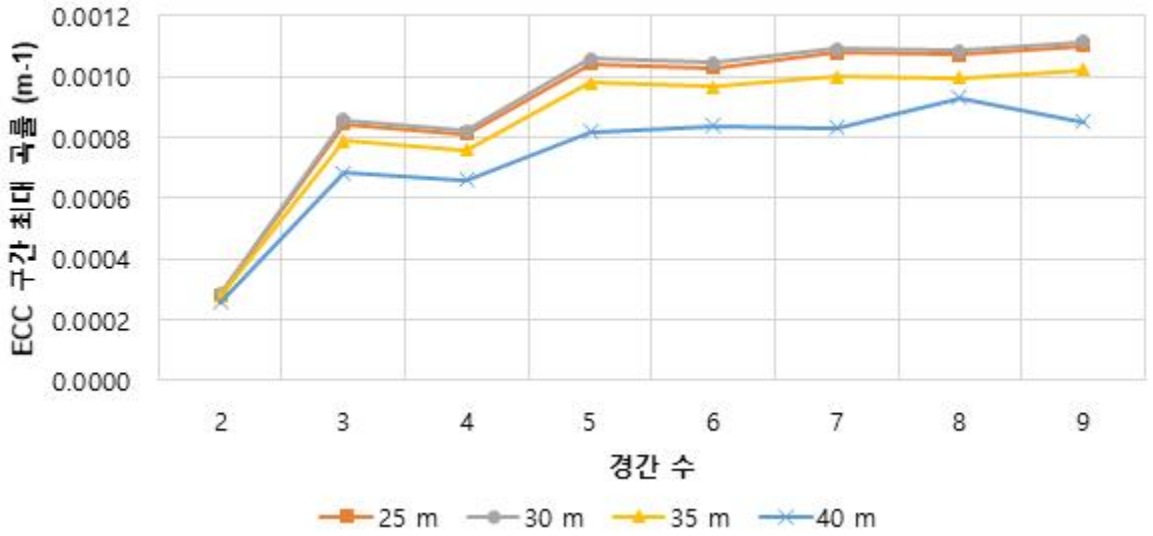


그림 3.81 경간 수, 길이에 따른 최대 곡률

계산된 곡률을 사용하여, 최대 축력 시의 단면력에 각 경간 길이에서의 최대 곡률을 적

용하여 검토하면 다음과 같이 안전성을 검토할 수 있다.

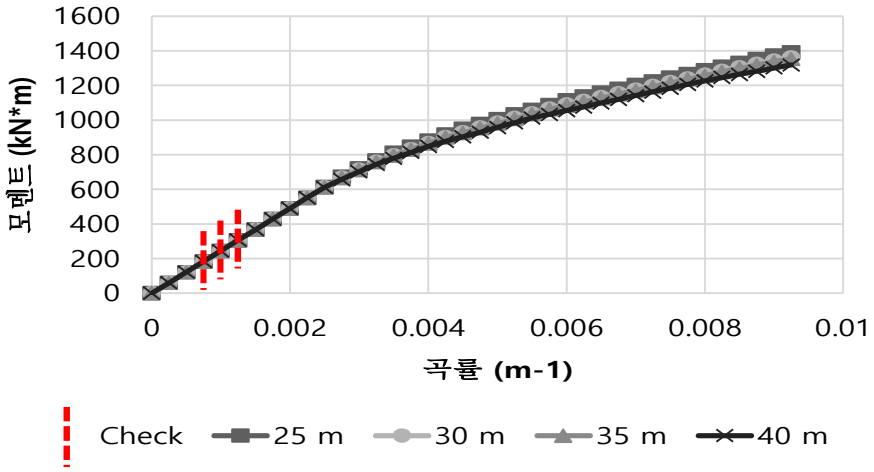


그림 3.82 경간 길이에 따른 모멘트-곡률 그래프

모멘트-곡률 곡선에 표시된 Check 부분에서 볼 수 있듯이, 압축 모델에 대한 안전성이 확보된 것을 확인할 수 있다.

(다) 연구결과 요약

○ 앞서 산정한 비합성, 천이구간에 기반한 프레임 모델 해석을 통하여 압축, 인장 모델에 대해서 고인성 바닥판 구간을 변형률 및 모멘트-곡률 곡선을 통해 검토한 결과, 안전성 및 사용성을 확인할 수 있었다.

(3) 교각 단면 축소 수준

철도교는 장대레일 하중의 분산을 위해 거더간 연속부가 분절된 교량으로 계획하기 때문에 시제동하중에 의한 수평력이 교각 1개에 집중되어 도로교에 비해 교각의 강성이 크게 설계되는 경향이 있다. 그러나 고인성 연결 바닥판을 적용하면 철도 교량의 다중 연속화가 가능하고, 하중 분산효과를 통해 교각에 발생하는 단면력 감소 가능 등 여러 장점을 발휘할 수 있다. 따라서, 불연속 교량과 고인성 연결 바닥판을 적용한 교량의 안전율 비교 검토를 통해 강성 증대를 위해 대단면을 적용한 철도교각의 단면 축소 가능여부를 확인한다.

(가) 교각 제원 및 물성치

교각의 제원은 경간수, 경간장 등의 조건에 대하여 상대비교를 위한 것이므로 모든 교량에 대하여 동일한 기둥직경을 사용하는 것으로 한다. 철도 설계 기준을 따르면, 압축 부재의 축방향 주철근 단면적은 교각 전체 단면적 A_g의 0.01배 이상, 0.08배 이하로 해야 한다. 따라서 압축부재인 기둥에 배근될 철근량은 기둥 전체 단면적의 1~8% 범위 이내로 한다.

교각 철근 배근은 피복두께 100 mm로 하고, 철근 간격은 100 mm로 두어 2단 배근으로 배근하였다.

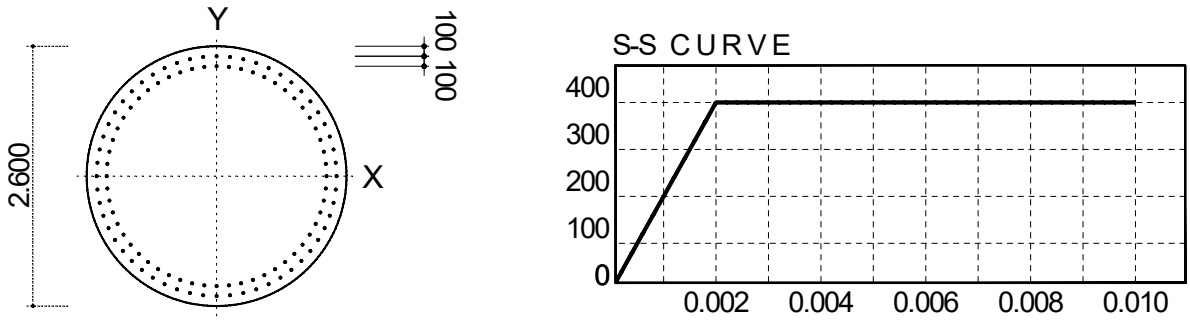


그림 3.83 교각 주철근 배근 및 철근 재료곡선

직경 2.6 m인 교각 단면에 최소, 최대 철근량 산정결과 교각 전체 단면적의 1%는 0.05282 m^2, 8%는 0.42256 m^2이다. 56개의 H32 철근을 두 겹으로 적용하였을 때 0.0890 m^2으로, 최소, 최대 철근비 기준을 만족한다.

(나) 교각 하부단면 해석 및 검토 결과

① 교각 하부단면력

경간 길이, 경간 수에 따른 교각 하부단면력을 검토한다. 다경간 효과를 확인하는 것이 연구 목표이므로 3~9 경간의 인장, 압축 모델에 대해서 교각 하부단면력이 축력 최대/최소, 모멘트 최대/최소 일 때의 단면력에 대해 검토를 수행한다. 또한, 불연속 교량과의 비교를 위해 고인성 연결 바닥판을 적용하지 않은, 같은 하중과 제원을 가진 불연속 교량 모델에 대해서 해석을 수행한다.

표 3.69 연속, 인장 모델 교각 하부단면력

경간 길이 25 m								
경간 수	축력 최대		축력 최소		모멘트 최대		모멘트 최소	
	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)
3	-3069	-438.2	-5431	-1130	-4548	2707	-4118	-2991
4	-3182	2701	-5580	-827.5	-4070	3659	-4075	-3515
5	-3138	-3039	-5550	-1213	-3632	4265	-4079	-4299
6	-3227	4719	-5533	-825.6	-4055	5056	-4059	-5046
7	-3202	-5265	-5510	-751	-3655	5929	-3825	-5897
8	-3259	5762	-5489	-825.1	-3631	6407	-3631	-6551
9	-3244	-6220	-5475	-777	-3665	7059	-3807	-6991
경간 길이 30 m								
경간 수	축력 최대		축력 최소		모멘트 최대		모멘트 최소	
	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)
3	-3921	-860.3	-6429	-1318	-5401	3807	-4750	-3057
4	-4070	-3617	-6600	-926.9	-5409	4130	-5409	-4128
5	-4012	-4333	-6562	-1649	-4517	5509	-4526	-4983
6	-4102	-6320	-6539	-924.6	-4474	6580	-4473	-6505
7	-4070	-7028	-6510	-1244	-4525	7657	-4442	-7172
8	-4122	-8250	-6484	-924.1	-4495	8361	-4494	-8385
9	-4104	-8060	-6467	-856.7	-4523	9012	-4476	-8805
경간 길이 35 m								
경간 수	축력 최대		축력 최소		모멘트 최대		모멘트 최소	
	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)
3	-4659	-1718	-7444	-1256	-6303	4698	-5470	-3596
4	-4845	-5423	-7603	910.3	-5205	5727	-5204	-5521
5	-4769	-6517	-7554	-1934	-5312	7757	-5143	-6704
6	-4881	9151	-7520	-940.7	-4897	9314	-4899	-9369
7	-4841	-9996	-7489	-1383	-4956	10750	-5215	-10120
8	-4898	-11420	-7459	917.4	-4917	11750	-4916	-11540
9	-4874	-11350	-7441	-1031	-4945	12460	-5248	-12120
경간 길이 40 m								
경간 수	축력 최대		축력 최소		모멘트 최대		모멘트 최소	
	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)
3	-5220	450.3	-8383	-1173	-7254	4738	-6283	-3687
4	-5280	-320.2	-8505	843.9	-5491	6300	-7266	-5242
5	-5430	4215	-8442	-1461	-5608	8481	-7285	-5475
6	-5389	5387	-8409	842.6	-5550	10030	-5549	-6171
7	-5507	8500	-8377	-709.3	-5607	11360	-5976	-6583
8	-5529	7965	-8347	842.9	-5626	10870	-5626	-8782
9	-5546	11590	-8331	929.9	-5604	12840	-5567	-7701

표 3.70 연속, 압축 모델 교각 하부단면력

경간 길이 25 m								
경간 수	축력 최대		축력 최소		모멘트 최대		모멘트 최소	
	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)
3	-2427	7013	-6059	-1195	-2755	7654	-2755	-3783
4	-2452	6731	-6278	-605.3	-2793	8152	-2798	-8169
5	-2487	-6934	-6232	758.1	-3162	8376	-2860	-8543
6	-2852	8638	-6128	-1651	-3195	9263	-3198	-9262
7	-2883	-9299	-6099	1250	-3230	8733	-3227	-9913
8	-2913	8974	-5999	-2898	-3256	9615	-3259	-9604
9	-2916	8622	-5985	3721	-3259	9281	-3279	-10250
경간 길이 30 m								
경간 수	축력 최대		축력 최소		모멘트 최대		모멘트 최소	
	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)
3	-3162	8910	-6848	-1402	-3495	9676	-3495	-4716
4	-3193	-8481	-7061	735.1	-3533	10330	-3533	-10330
5	-3220	-8720	-7011	864.7	-3900	10470	-3595	-10840
6	-3590	10900	-6904	1071	-3935	11640	-3935	-11640
7	-3619	-11760	-6871	-1349	-3969	10920	-3964	-12480
8	-3651	11280	-6844	1070	-3997	12040	-3997	-12040
9	-3651	-2932	-6823	-1189	-3999	11560	-4017	-12840
경간 길이 35 m								
경간 수	축력 최대		축력 최소		모멘트 최대		모멘트 최소	
	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)
3	-3832	11090	-7908	-1432	-4174	11910	-4174	-5854
4	-3880	10310	-8044	1117	-4222	12770	-4222	-12770
5	-3906	-10570	-7988	-1815	-4572	12780	-4293	-13410
6	-4265	-13230	-7960	-1086	-4621	14430	-4616	-14010
7	-4295	12750	-7915	-1549	-4647	13580	-4651	-15390
8	-4329	-3888	-7881	1110	-4681	14990	-4681	-14990
9	-4321	-2915	-7856	-1327	-4682	14540	-4705	-15980
경간 길이 40 m								
경간 수	축력 최대		축력 최소		모멘트 최대		모멘트 최소	
	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)
3	-4426	12710	-9017	-1093	-4780	13460	-4780	-7000
4	-4498	13830	-9095	2949	-4848	14530	-4849	-14160
5	-4574	-11920	-8949	1734	-5207	14320	-4952	-14500
6	-4887	14720	-8911	-1055	-5244	15440	-5251	-14030
7	-4911	13450	-8866	-1554	-5269	14230	-5286	-15060
8	-4938	2613	-8828	-1054	-5346	17120	-5952	-11450
9	-4939	-3752	-8801	-1287	-5310	15030	-5332	-14270

표 3.71 불연속, 인장 모델 교각 하부단면력

경간 길이 25 m								
경간 수	축력 최대		축력 최소		모멘트 최대		모멘트 최소	
	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)
3	-2887	20990	-4676	1273	-3459	22250	-3386	-21820
4	-2960	-21410	-4954	223.9	-3386	21820	-3386	-21820
5	-2960	-21410	-4954	223.9	-3386	21820	-3386	-21820
6	-2960	-21410	-4954	223.9	-3386	21820	-3386	-21820
7	-2960	-21410	-4954	223.9	-3386	21820	-3386	-21820
8	-2960	-21410	-4954	223.9	-3386	21820	-3386	-21820
9	-2960	-21410	-4954	223.9	-3386	21820	-3386	-21820
경간 길이 30 m								
경간 수	축력 최대		축력 최소		모멘트 최대		모멘트 최소	
	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)
3	-3609	25060	-5548	2050	-4202	26760	-4124	-26170
4	-3686	-25660	-5868	223.9	-4124	26170	-4124	-26170
5	-3686	-25660	-5868	223.9	-4124	26170	-4124	-26170
6	-3686	-25660	-5868	223.9	-4124	26170	-4124	-26170
7	-3686	-25660	-5868	223.9	-4124	26170	-4124	-26170
8	-3686	-25660	-5868	223.9	-4124	26170	-4124	-26170
9	-3686	-25660	-5868	223.9	-4124	26170	-4124	-26170
경간 길이 35 m								
경간 수	축력 최대		축력 최소		모멘트 최대		모멘트 최소	
	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)
3	-4279	29260	-6471	2667	-4966	31720	-4865	-30840
4	-4380	-30140	-6781	-223.9	-5425	31860	-5425	-31860
5	-4380	-30140	-6781	-223.9	-5425	31860	-5425	-31860
6	-4380	-30140	-6781	-223.9	-5425	31860	-5425	-31860
7	-4380	-30140	-6781	-223.9	-5425	31860	-5425	-31860
8	-4380	-30140	-6781	-223.9	-5425	31860	-5425	-31860
9	-4380	-30140	-6781	-223.9	-5425	31860	-5425	-31860
경간 길이 40 m								
경간 수	축력 최대		축력 최소		모멘트 최대		모멘트 최소	
	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)
3	-4934	34380	-7423	2511	-5663	36190	-5565	-35340
4	-5080	-34580	-7694	-223.8	-5565	35350	-5565	-35340
5	-5080	-34580	-7694	223.9	-5565	35350	-5565	-35340
6	-5080	-34580	-7694	223.9	-5565	35350	-5565	-35340
7	-5080	-34580	-7694	223.9	-5565	35350	-5565	-35340
8	-5080	-34580	-7694	223.9	-5753	32880	-5565	-35340
9	-5080	-34580	-7694	223.9	-5565	35350	-5565	-35340

표 3.72 불연속, 압축 모델 교각 하부단면력

경간 길이 25 m								
경간 수	축력 최대		축력 최소		모멘트 최대		모멘트 최소	
	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)
3	-3358	-9211	-4676	1273	-3683	9152	-3611	-9580
4	-3431	8783	-4954	223.9	-3959	19930	-3959	-19930
5	-3431	8783	-4954	223.9	-3959	19930	-3959	-19930
6	-3431	8783	-4954	223.9	-3959	19930	-3959	-19930
7	-3431	8783	-4954	223.9	-3959	19930	-3959	-19930
8	-3431	8783	-4954	223.9	-3959	19930	-3959	-19930
9	-3431	8783	-4954	223.9	-3959	19930	-3959	-19930
경간 길이 30 m								
경간 수	축력 최대		축력 최소		모멘트 최대		모멘트 최소	
	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)
3	-4051	-11520	-5548	2050	-4384	11370	-4306	-11970
4	-4129	10920	-5868	223.9	-4692	23920	-4692	-23920
5	-4129	10920	-5868	223.9	-4692	23920	-4692	-23920
6	-4129	10920	-5868	223.9	-4692	23920	-4692	-23920
7	-4129	10920	-5868	223.9	-4692	23920	-4692	-23920
8	-4129	10920	-5868	223.9	-4692	23920	-4692	-23920
9	-4129	10920	-5868	223.9	-4692	23920	-4692	-23920
경간 길이 35 m								
경간 수	축력 최대		축력 최소		모멘트 최대		모멘트 최소	
	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)
3	-4753	-13860	-6471	2667	-5119	13470	-5018	-14340
4	-4855	12980	-6781	-223.9	-5425	31860	-5425	-31860
5	-4855	12980	-6781	-223.9	-5425	31860	-5425	-31860
6	-4850	-13060	-6781	-223.9	-5425	31860	-5425	-31860
7	-4855	12980	-6781	-223.9	-5425	31860	-5425	-31860
8	-4855	12980	-6781	-223.9	-5425	31860	-5425	-31860
9	-4855	12980	-6781	-223.9	-5425	31860	-5425	-31860
경간 길이 40 m								
경간 수	축력 최대		축력 최소		모멘트 최대		모멘트 최소	
	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)	축력 (kN)	모멘트 (kN*m)
3	-5481	-14640	-7423	2511	-5900	14840	-5877	-15210
4	-5624	0.0000	-7694	-223.8	-6158	31880	-6158	-19200
5	-5624	-15920	-7694	223.9	-6158	31880	-6158	-19200
6	-5624	-15920	-7694	223.9	-6158	31880	-6158	-19200
7	-5624	-15920	-7694	223.9	-6158	31880	-6158	-19200
8	-5473	-11820	-7694	223.9	-6158	31880	-6158	-19200
9	-5624	-15920	-7694	223.9	-6158	31880	-6158	-19200

② P-M 검토

위에서 계산한 단면력에 대해서 P-M 검토를 수행한다. 이때, 강도감소계수는 철도 설계 기준 노반편 (2017)에서 제시한 값을 사용한다.

표 3.73 강도감소계수 (철도 설계기준 노반편 (2017))

강도감소계수 ϕ	휨	축방향 압축부재	축방향 인장부재
	0.90	0.65	0.85

표 3.74 모델 케이스, 경간 길이 및 수에 따른 교각 P-M 검토 안전율

압축/인장	연속/불연속	경간 길이 (m)	경간 수						
			3	4	5	6	7	8	9
인장	연속	25	12.5000	10.2041	8.6207	7.4074	6.2500	5.6497	5.2356
		30	10.2041	9.4340	6.8966	5.7471	4.9505	4.5249	4.2017
		35	8.4746	6.7568	5.0000	4.0984	3.5714	3.2680	3.0864
		40	8.6207	6.2112	4.6083	3.8911	3.4483	3.5971	3.0488
	불연속	25	1.6502	1.6779	1.6779	1.6779	1.6779	1.6779	1.6779
		30	1.4045	1.4327	1.4327	1.4327	1.4327	1.4327	1.4327
		35	1.2121	1.2225	1.2225	1.2225	1.2225	1.2225	1.2225
		40	1.0834	1.1062	1.1062	1.1062	1.1062	1.1062	1.1062
압축	연속	25	4.6948	4.4053	4.2194	3.9370	3.6765	3.7879	3.5587
		30	3.8023	3.5587	3.4014	3.2051	2.9851	3.1056	2.9070
		35	3.1546	2.9412	2.8090	2.6385	2.4752	2.5445	2.3866
		40	2.8409	2.6385	2.6525	2.5063	2.5773	2.2676	2.5840
	불연속	25	3.8462	1.8727	1.8727	1.8727	1.8727	1.8727	1.8727
		30	3.1447	1.5949	1.5949	1.5949	1.5949	1.5949	1.5949
		35	2.6810	1.2225	1.2225	1.2225	1.2225	1.2225	1.2225
		40	2.5907	1.2469	1.2469	1.2469	1.2469	1.2469	1.2469

표 3.75 불연속 안전율 / 연속 안전율 값

압축/인장	경간 길이 (m)	경간 수						
		3	4	5	6	7	8	9
인장	25	0.1320	0.1644	0.1946	0.2265	0.2685	0.2970	0.3205
	30	0.1376	0.1519	0.2077	0.2493	0.2894	0.3166	0.3410
	35	0.1430	0.1809	0.2445	0.2983	0.3423	0.3741	0.3961
	40	0.1257	0.1781	0.2400	0.2843	0.3208	0.3075	0.3628
압축	25	0.8192	0.4251	0.4438	0.4757	0.5094	0.4944	0.5262
	30	0.8270	0.4482	0.4689	0.4976	0.5343	0.5136	0.5486
	35	0.8499	0.4156	0.4352	0.4633	0.4939	0.4804	0.5122
	40	0.9119	0.4726	0.4701	0.4975	0.4838	0.5499	0.4825

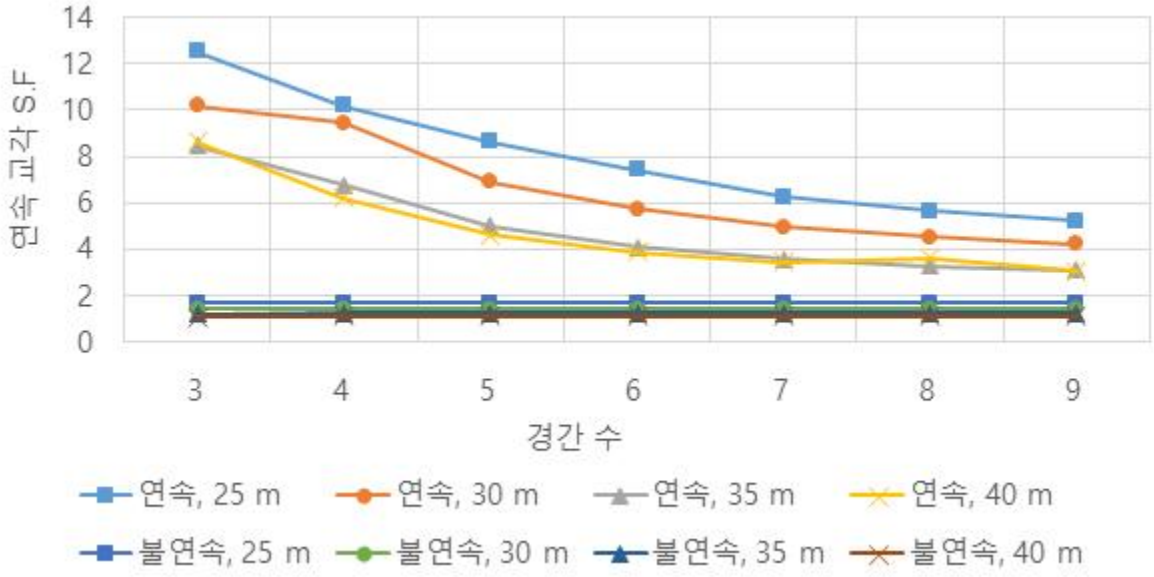


그림 3.84 인장 모델의 연속/불연속, 경간 수 및 길이에 따른 교각 P-M 검토 안전율

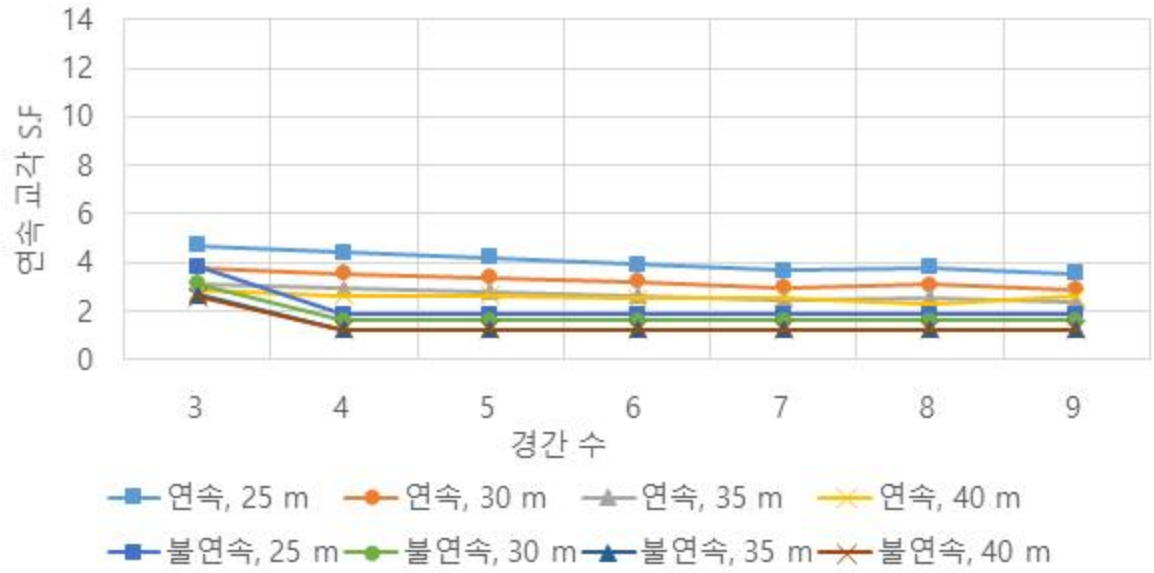


그림 3.85 압축 모델의 연속/불연속, 경간 수 및 길이에 따른 교각 P-M 검토 안전율

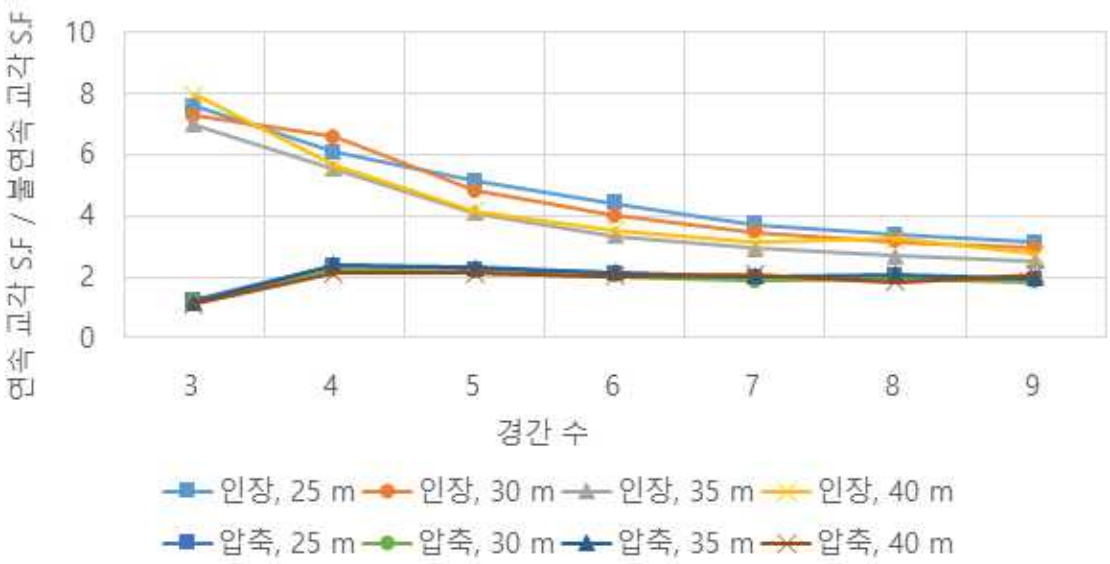


그림 3.86 케이스, 경간 수 및 길이에 따른 연속 교각 안전율 / 불연속 교각 안전율 값

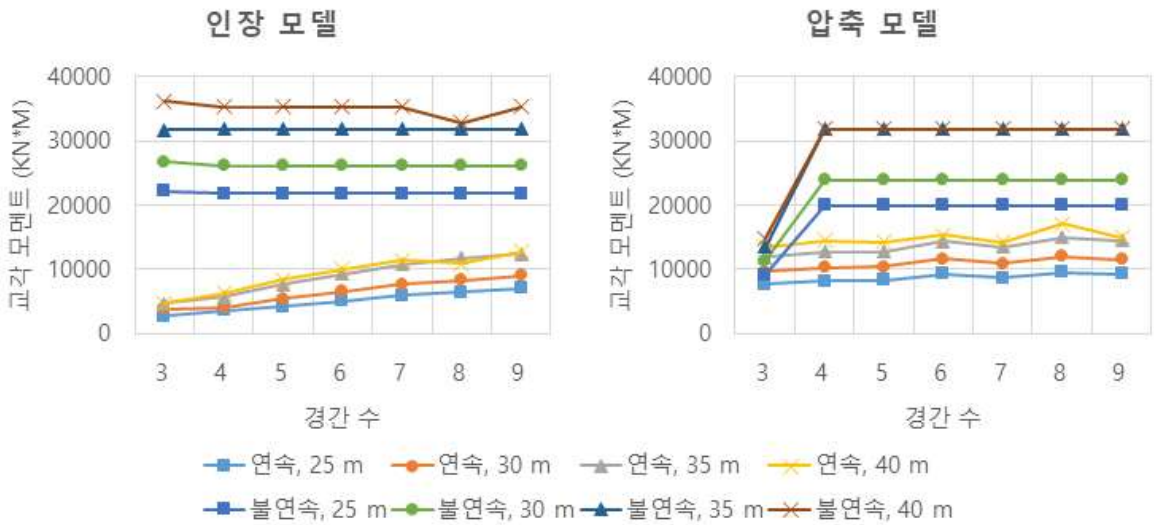


그림 3.87 케이스, 경간 수 및 길이에 따른 모멘트 최대 시 교각 모멘트

(다) 연구결과 요약

○ 고인성 연결 바닥판을 적용한 교량과 불연속 교량의 하부단면력 및 안전율 비교, 검토를 통하여 고인성 연결 바닥판으로 연속화 하중 분산효과를 확인할 수 있었다. 같은 교각 단면에 작용하는 모멘트가 인장 모델의 경우, 불연속 교량이 연속화된 교량의 평균 3.88배, 압축 모델의 경우 2.06배를 가지는 것으로 확인되었다. 이를 기반으로 수행한 P-M 검토에 대해서 압축 모델의 경우, 연속화된 교량이 불연속 교량 안전율의 평균 1.94배, 인장 모델의 경우 4.43배를 가지는 것으로 확인되었다.

바. 경제성 분석

(1) 경제성 분석 개요

지금까지의 연구를 통해 고인성 연결 바닥판을 적용하면 철도 교량의 연속화가 가능하고 하중 분산효과를 통해 교각에 발생하는 단면력 감소 가능 등 여러 장점을 발휘할 수 있다. 하지만 고인성 콘크리트는 일반 콘크리트에 비해 단가가 높아 적용시 초기 비용이 상승할 우려가 있어 비용적인 측면에서 불연속 교량에 비해 많은 차이가 발생하면 고인성 연결 바닥판을 적용하기에 어려움이 있다.

따라서 불연속 교량과 고인성 연결 바닥판을 적용한 교량의 경제성을 분석을 통해 고인성 연결 바닥판 적용이 가능한지에 대하여 분석하고자 한다. 경제성 분석은 고인성 연결 바닥판 적용시 발생되는 비용에 대하여 상부구조물에서 발생되는 비용과 하부구조물에서 발생되는 비용을 종합적으로 판단하여 분석하고자 한다.

(2) 경제성 분석 연구 방법

우선 앞선 연구에서 확인된 시·제동하중에 대한 하부구조 하중분산을 통해 철근량 감소가 예상되어지므로 교각에 대한 P-M검토를 통해 불연속 교량과 고인성 연결 바닥판을 적용한 교량에 대한 교각의 철근량을 산출하고 이때 발생하는 철근 비용을 산정한다. P-M검토를 위한 단면력 산출시 앞선 연구와 달리 교량 전체에 대한 모델링을 하여 단면력을 산출한다. 앞선 연구에서는 고인성 바닥판에 미치는 영향을 알기위해 교량 모델을 축소하여 해석을 수행하였지만 실제 교각에 적용되는 철근량을 정하고 고인성 연결 바닥판을 적용하였을 때 얼마나 감소하는지 알기 위해 본 연구에서는 전체 교량에 대한 단면력으로 철근량을 산정하고자 한다.

하중분산 효과를 통해 교각 강성 감소하여 교각 직경변화가 가능하지만 직경변화에 따른 단면력 재산정 및 배근 철근개수 변화 등으로 인하여 교량에 따른 교각의 단순비교가 불가능해진다. 따라서 동일한 조건에서 비교하기 위해 교각 직경 및 철근 배치를 동일하게 하고 철근 직경변화에 따른 철근량을 비교하고자 한다.

교각에 배근되는 철근량 비교가 끝난 후 고인성 연결 바닥판 구간에 대한 콘크리트 물량을 비교한다. 불연속 교량과 고인성 연결 바닥판을 적용한 교량의 시공은 거더를 가설하고 바닥판을 타설하는 순으로 한다.

하지만 불연속 교량은 바닥판 타설시 거더 전구간에 걸쳐 타설하지만 고인성 연결 바닥판을 적용한 교량은 고인성 연결 바닥판 구간과 일반 바닥판을 구분하여 타설하게 된다.

따라서 초기 거더 가설 단계에서는 비용의 차이가 발생하지 않지만 바닥판 타설시 고인성 연결 바닥판 구간에서 비용 차이가 발생하게 된다. 고인성 연결 바닥판이 타설되는 구간에서 제거된 일반 콘크리트 물량과 사용되는 고인성 콘크리트의 재료비 및 타설비등을 비교하여 비용이 얼마나 증가 또는 감소되는지 비교를 한다.

교각에서 발생하는 철근 비용과 바닥판에서 발생하는 콘크리트 비용을 종합적으로 고려하여 불연속 교량에 비해 고인성 연결 바닥판을 적용한 교량이 경제적 이점이 발생하는지 확인한다.

○ 연구 순서

- P-M검토를 통한 하부단면 계산 수행후 교량에 따른 철근량 산출
- 고인성 바닥판이 적용되는 구간에 대하여 일반 콘크리트와 고인성 콘크리트의 비용 산정

- 철근량과 콘크리트 물량 비교를 통해 경제성 분석

(3) 교각 주철근량 비교

① 최소 철근비 산정

철도 설계기준을 따르면 압축부재의 축방향 주철근 단면적은 교각 전체 단면적 A_g의 0.01배 이상, 0.08배 이하로 해야한다. 따라서 압축부재인 기둥에 배근될 철근량은 기둥 전체 단면적의 1 ~ 8% 범위 이내로 해야한다.

교각 철근 배근은 피복두께 150mm로 하고 철근간격은 125mm로 배근하였다. 철근간격이 125mm일 때 1단 배근으로 만족하지 못하여 100mm 간격을 두어 2단 배근으로 철근을 배근하였다.

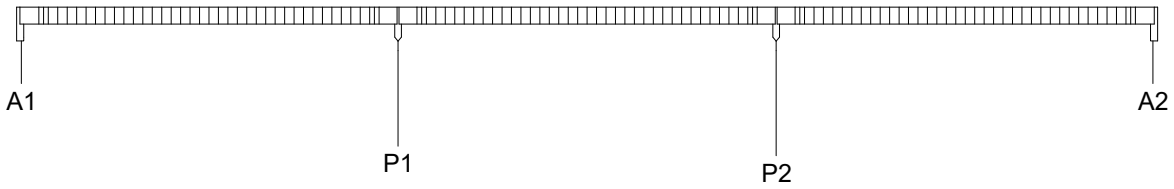


그림 3.88 교각 배치도

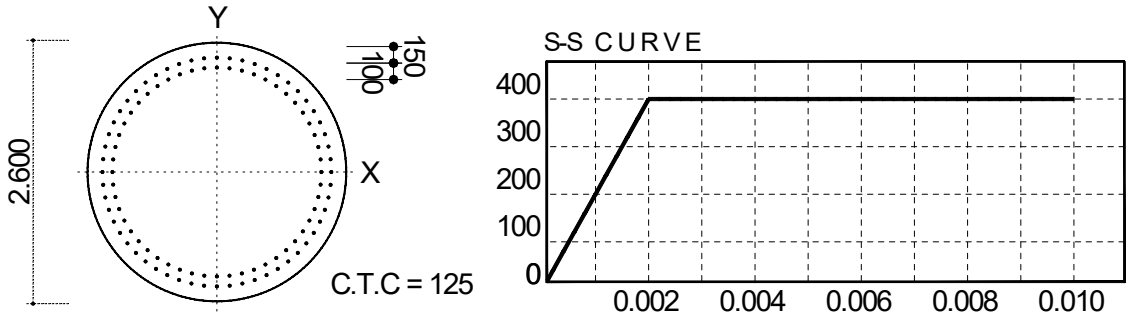


그림 3.89 교각 주철근 배근 및 철근 재료곡선

표 3.76 교각 제원 비교

구분	피복두께 (m)	철근간격 (m)	1-2단 간격 (m)	단면2차 모멘트 (m^4)	직경 (m)	단면적 (m^2)
기존 모델 교각	0.150	0.125	0.100	2.2205	2.60	5.282

표 3.77 최소 철근량 산정

구분	최소철근량 (m^2)	배근철근수 (EA)	철근량(m^2)	철근비(%)	비고
H22	0.05282	108	0.04181	0.79	1% 미만
H25			0.05472	1.03	
H29			0.06938	1.31	
H32			0.08577	1.62	
H35			0.10331	1.95	

직경 2.60m인 교각 단면에 대한 최소 철근량 산정결과 교각 전체 단면적의 1%는 0.05282로 108개의 H22 철근을 적용하였을 때 0.04181으로 최소 철근비 기준에 적합하지 못하여 H25 이상 철근을 배근하는 것으로 하여 교량 모델에 따라 교각 단면검토를 수행한다.

② 불연속 교량 교각 하부단면 계산

- 교각 하부단면 검토

P1, P2 교각 단면 검토를 위해 P-M 검토를 수행한다. P-M검토를 수행하기 위해 적용하는 하중은 교각 하부에 발생하는 축력최대, 축력최소, 모멘트최대, 모멘트최소시 수반되는 부재력으로 적용한다.

표 3.78 Case별 단면력

교각 번호	구분	축력(kN)	모멘트 (kN-m)	비고
P1	축력 최대	6,243	-15,750	
	축력 최소	8,330	147.8	P1 축력최대
	모멘트 최대	6,963	15,860	P1 모멘트최대
	모멘트 최소	6,558	-15,860	P1 모멘트최대
P2	축력 최대	6,243	17,130	
	축력 최소	8,330	-147.8	P2 축력최대
	모멘트 최대	6,760	34,270	P2 모멘트최대
	모멘트 최소	6,761	-34,270	P2 모멘트최대

Case별 발생하는 단면력을 철근 직경에 따라 P-M 검토를 수행후 가장 안전율이 낮은 Case에 대하여 정리하였다.

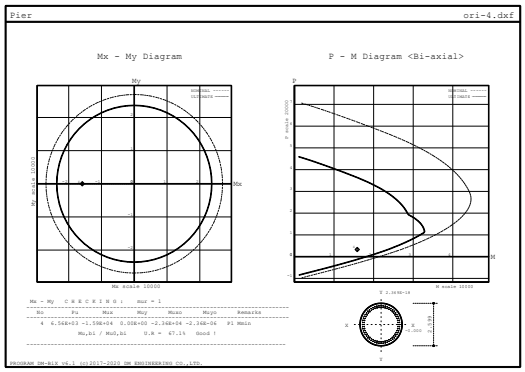
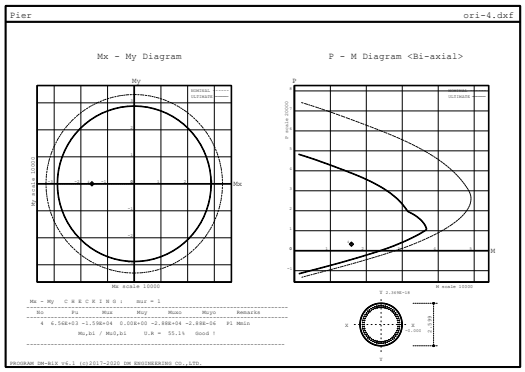
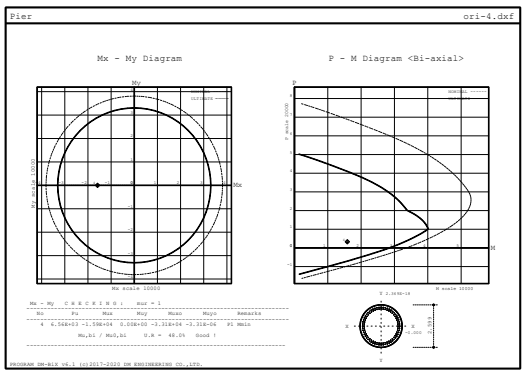
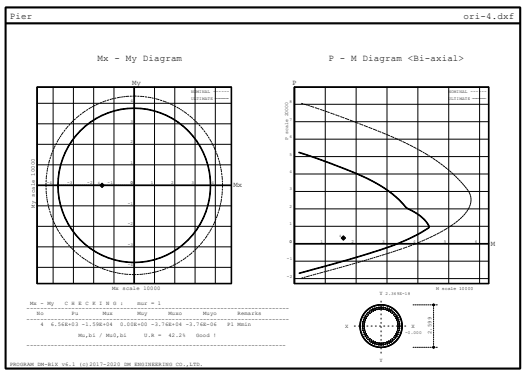
표 3.79 불연속 교량 모델 S.F 검토

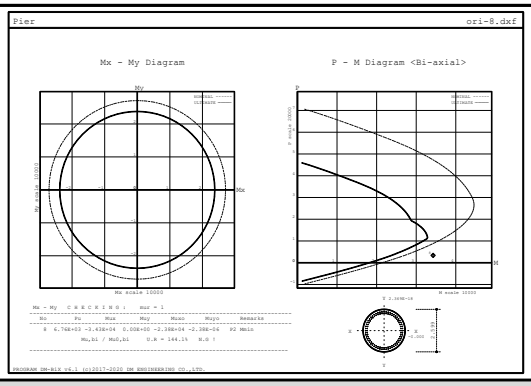
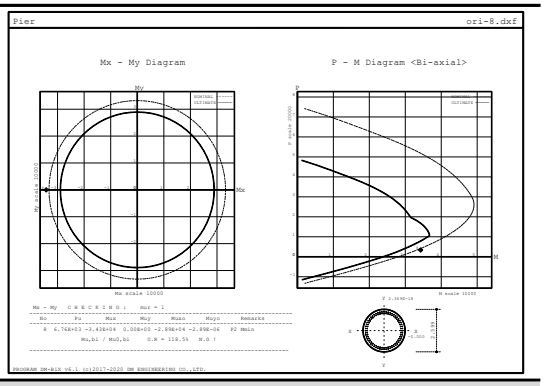
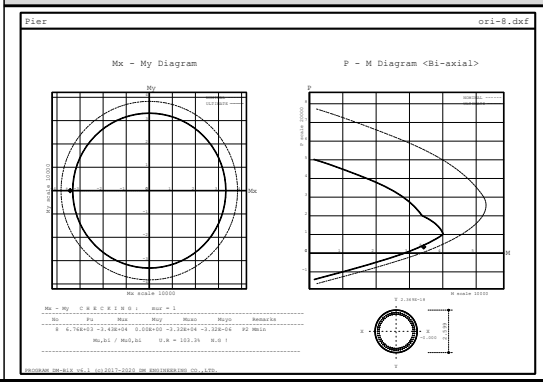
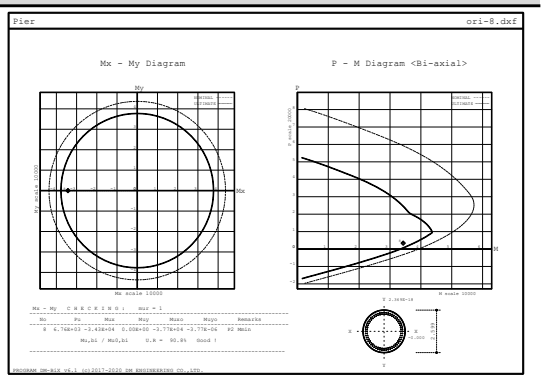
교각	직경	강도 감소계수	Mr(kN-m)	Mu(kN-m)	S.F	비고
P1	H25	ϕ_1 : 0.65	23,800	-15,860	1.50	모멘트 최대시
	H29		28,900	-15,860	1.82	모멘트 최대시
	H32		33,200	-15,860	2.09	모멘트 최대시
	H35		37,700	-15,860	2.38	모멘트 최대시
P2	H25	ϕ_2 : 0.85	23,800	-34,270	0.69	모멘트 최소시
	H29		28,900	-34,270	0.84	모멘트 최소시
	H32		33,200	-34,270	0.97	모멘트 최소시
	H35		37,700	-34,270	1.10	모멘트 최소시

불연속 교량에 대하여 P-M검토 결과 P1에 대해서는 철근비 1% 이상의 모든 철근 배근에 대해서 안전율을 만족하였으나 P2는 H25 ~ H32에 대해서 안전율을 만족하지 못하였다. 따라서 불연속 교량의 교각 철근배근은 최소 H35 철근을 사용하여 배근하여야 한다.

- 철근 직경에 따른 P-M상관도

표 3.80 불연속 교량 P-M상관도

교각	H25	H29
P1		
	H32	H35
		
교각	H25	H29

	H32	H35
P2		
		

③ 압축 모델 교각 하부단면 계산

- 교각 하부단면 검토

P1, P2 교각 단면 검토를 위해 P-M 검토를 수행한다. P-M검토를 수행하기 위해 적용하는 하중은 교각 하부에 발생하는 축력최대, 축력최소, 모멘트최대, 모멘트최소시 수반되는 부재력으로 적용한다.

표 3.81 Case별 단면력

교각 번호	구분	축력(kN)	모멘트 (kN-m)	비고
P1	축력 최대	5,673	8,939	
	축력 최소	7,606	9,075	P1 축력최대
	모멘트 최대	6,195	19,470	P1 모멘트최대
	모멘트 최소	6,070	-6,581	
P2	축력 최대	7,611	-9,662	
	축력 최소	10,100	-5,566	P2 축력최대
	모멘트 최대	8,305	8,857	
	모멘트 최소	7,643	-16,520	P2 모멘트최대

Case별 발생하는 단면력을 철근 직경에 따라 P-M 검토를 수행후 가장 안전율이 낮은 Case에 대하여 정리하였다.

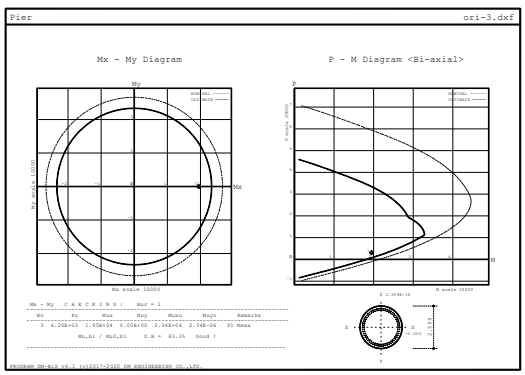
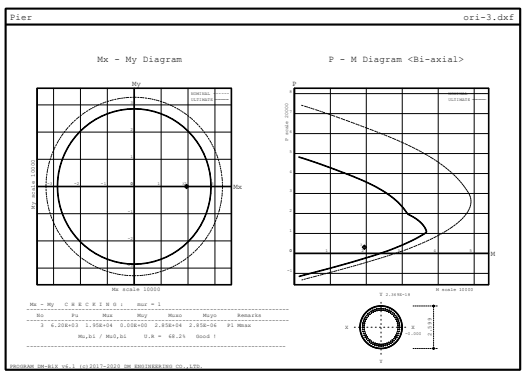
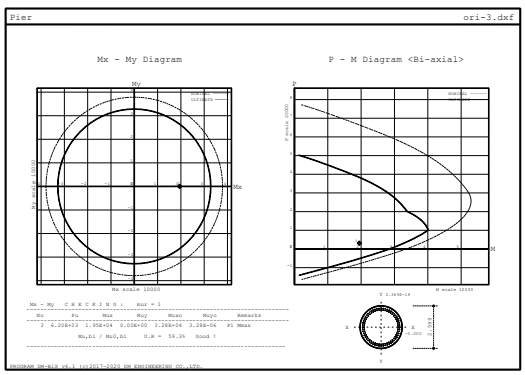
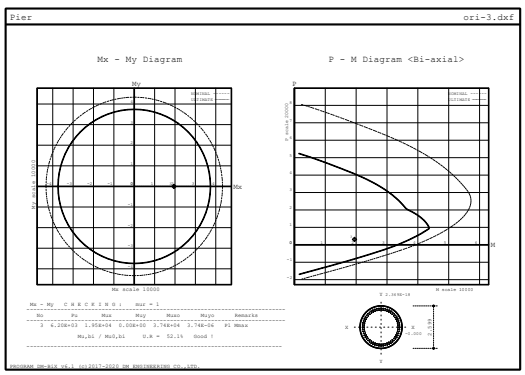
표 3.82 불연속 교량 모델 S.F 검토

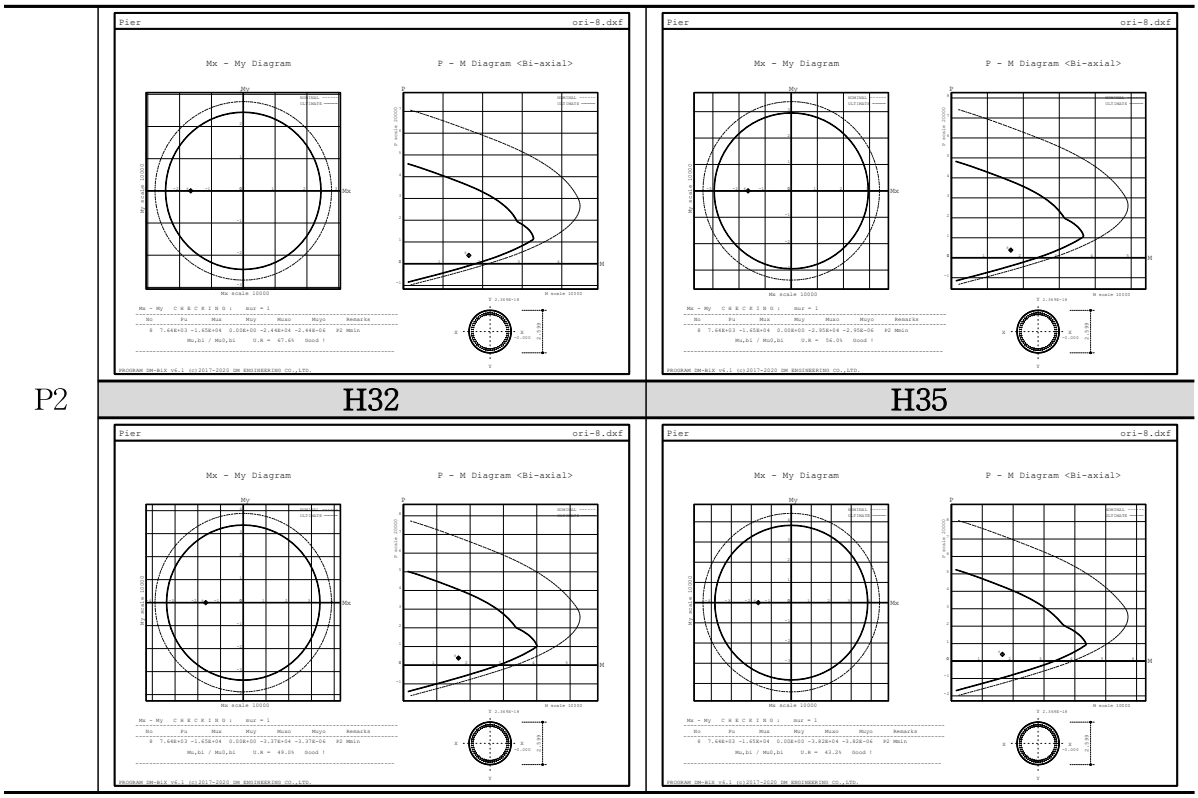
교각	직경	강도 감소계수	Mr(kN-m)	Mu(kN-m)	S.F	비고
P1	H25	ϕ_1 : 0.65 ϕ_2 : 0.85	23,800	19,470	1.22	모멘트 최대시
	H29		28,900	19,470	1.48	모멘트 최대시
	H32		33,200	19,470	1.71	모멘트 최대시
	H35		37,700	19,470	1.94	모멘트 최대시
P2	H25		23,800	-16,520	1.44	모멘트 최소시
	H29		28,900	-16,520	1.75	모멘트 최소시
	H32		33,200	-16,520	2.01	모멘트 최소시
	H35		37,700	-16,520	2.28	모멘트 최소시

압축 모델에 대하여 P-M검토 결과 P1, P2 모두 철근비 1% 이상의 배근된 철근에 대해서 안전율을 만족한다.

- 철근 직경에 따른 P-M상관도

표 3.83 불연속 교량 P-M상관도 (압축모델)

교각	H25	H29
P1		
	H32	**H35**
		
교각	H25	H29



④ 인장 모델 교각 하부단면 계산

- 교각 하부단면 검토

P1, P2 교각 단면 검토를 위해 P-M 검토를 수행한다. P-M검토를 수행하기 위해 적용하는 하중은 교각 하부에 발생하는 축력최대, 축력최소, 모멘트최대, 모멘트최소시 수반되는 부재력으로 적용한다.

표 3.84 Case별 단면력

교각 번호	구분	축력(kN)	모멘트 (kN-m)	비고
P1	축력 최대	6,072	5,651	
	축력 최소	8,081	4,087	P1 축력최대
	모멘트 최대	6,578	16,820	P1 모멘트최대
	모멘트 최소	6,505	-11,480	
P2	축력 최대	6,633	-8,769	
	축력 최소	8,882	-1,559	P2 축력최대
	모멘트 최대	7,310	14,470	
	모멘트 최소	6,745	-17,810	P2 모멘트최대

Case별 발생하는 단면력을 철근 직경에 따라 P-M 검토를 수행후 가장 안전율이 낮은 Case에 대하여 정리하였다.

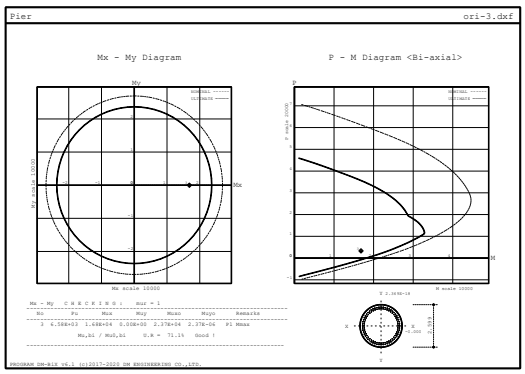
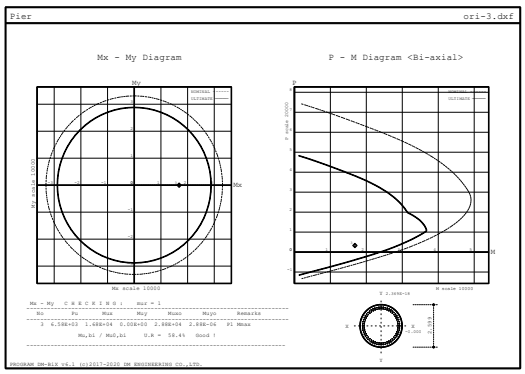
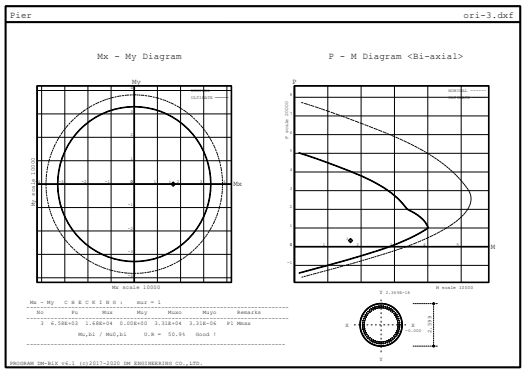
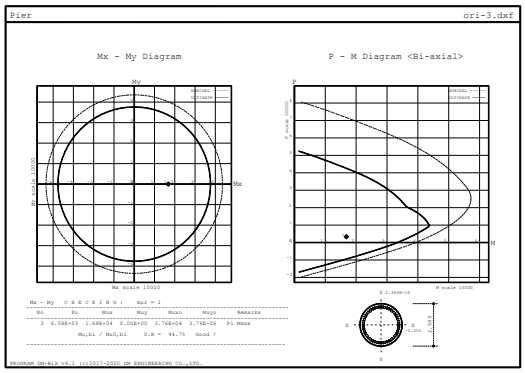
표 3.85 불연속 교량 모델 S.F 검토

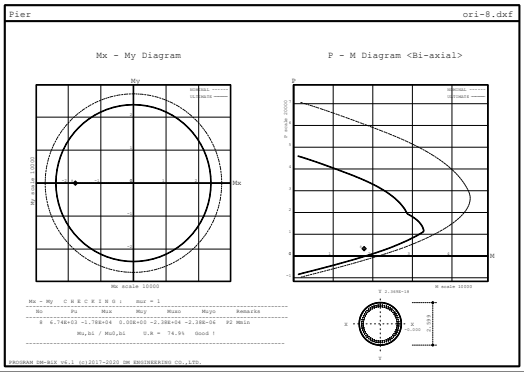
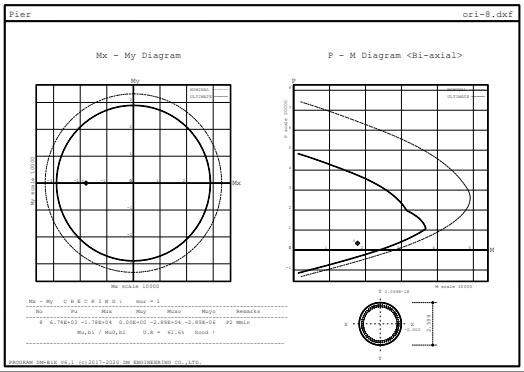
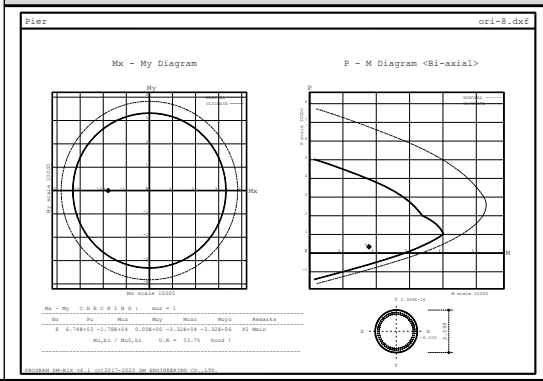
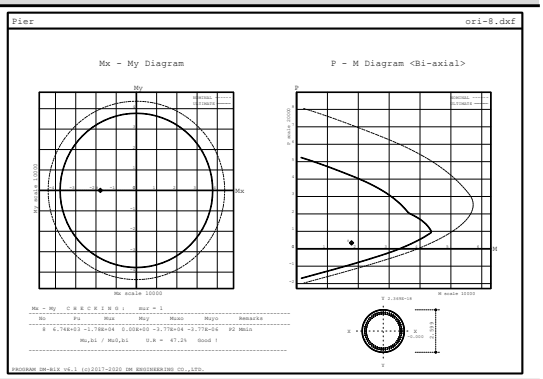
교각	직경	강도 감소계수	Mr(kN-m)	Mu(kN-m)	S.F	비고
P1	H25	ϕ_1 : 0.65 ϕ_2 : 0.85	23,800	16,820	1.41	모멘트 최대시
	H29		28,900	16,820	1.72	모멘트 최대시
	H32		33,200	16,820	1.97	모멘트 최대시
	H35		37,700	16,820	2.24	모멘트 최대시
P2	H25		23,800	-17,810	1.34	모멘트 최소시
	H29		28,900	-17,810	1.62	모멘트 최소시
	H32		33,200	-17,810	1.86	모멘트 최소시
	H35		37,700	-17,810	2.12	모멘트 최소시

인장 모델에 대하여 P-M검토 결과 P1, P2 모두 철근비 1% 이상의 배근된 철근에 대해서 안전율을 만족한다.

- 직경에 따른 P-M상관도

표 3.86 불연속 교량 P-M상관도 (인장모델)

교각	H25	H29
P1		
	H32	**H35**
		

교각	H25	H29
P2		
	H32	H35
		

⑤ 검토 결과 비교

- 교량 모델에 따른 안전율 비교

표 3.87 철근 직경에 따른 안전율 비교

교각 번호	철근	불연속 교량	압축 모델	압축/ 불연속	인장 모델	인장/ 불연속	비고
P1	H25	1.50	1.22	0.81	1.41	0.94	
	H29	1.82	1.48	0.81	1.72	0.95	
	H32	2.09	1.71	0.82	1.97	0.94	
	H35	2.38	1.94	0.82	2.24	0.94	
P2	H25	0.69	1.44	2.09	1.34	1.94	
	H29	0.84	1.75	2.08	1.62	1.93	
	H32	0.97	2.01	2.07	1.86	1.92	
	H35	1.10	2.28	2.07	2.12	1.93	

불연속 교량 대비 압축·인장 모델의 안전율을 비교한 결과 P1교각에 대한 안전율은 고인성 연결 바닥판을 적용한 교량 모델이 불연속 교량 대비 80 ~ 95%정도 낮은 수준을 가진다. 반면 P2교각에 대한 안전율은 고인성 연결 바닥판을 적용한 교량 모델이 불연속 교량 대비 90 ~ 100%정도 증가하였다.

이는 불연속 교량의 경우 받침배치에 따라 교각이 받는 하중의 크기가 차이를 보여 동일한 철근을 사용하였을 경우 발생 단면력에 대하여 안전율이 높은 교각이 있는 반면 안전율이 낮은 교각도 존재하게 된다. 하지만 고인성 연결 바닥판을 적용한 경우 바닥판을

통해 일체거동을 보이므로 교각이 받는 하중이 분산되어 안전율이 고르게 분포되어 있다. 따라서 고인성 연결 바닥판을 적용하면 하중 분산으로 인해 교각하부에 발생하는 단면력이 철근량을 감소시킬 수 있다.

불연속 교량의 경우 H35이상 철근을 사용하여야 안전율이 확보가 되지만 고인성 연결 바닥판을 적용한 교량의 경우 H25 철근을 사용하여도 불연속 교량보다 충분한 안전율 확보가 가능하다.

- 교량 모델에 따른 교량 주철근량 비교

표 3.88 교량 모델에 적용 주철근량 비교

구분	불연속 교량	압축 모델	인장 모델	비고
적용철근	H35-108EA	H25-108EA	H25-108EA	
안전율	1.11(P2)	1.22(P1)	1.34(P2)	
철근량(m^2)	0.10331	0.05472(53%)	0.05472(53%)	약45% 감소
교각 공칭모멘트 (kN-m)	37,700	23,800(63%)	23,800(63%)	약35% 감소

교량 모델별 최종 적용 철근에 대한 철근량 비교한 결과 불연속 교량의 경우 H25 ~ H32 철근 적용시 P-M검토를 만족하지 못하므로 H35을 적용하였다. 압축 모델의 경우 H25 철근을 적용하여도 충분한 안전율을 가지고 불연속 교량 대비 약 45%정도 철근량을 감소할 수 있었다. 인장 모델의 경우에도 압축 모델과 동일하게 H25철근을 적용하여도 충분한 안전율을 확보할 수 있었고 불연속 교량 대비 약 45%정도 철근량을 감소 시킬수 있었다. 따라서 고인성 연결바닥판을 적용한 압축·인장 모델 모두 불연속 교량 대비 동일한 교각 단면에 대한 철근량을 약45%정도 감소가 가능한 것으로 보여진다. 교각 공칭모멘트는 H35로 배근한 불연속 교량의 경우 37,700kN-m이고 H25로 배근한 압축 모델과 인장 모델은 23,800kN-m이다. 압축·인장 모델의 공칭모멘트는 불연속 교량 대비 63% 수준이다. 본 연구에서는 교각에 배근되는 주철근의 철근량을 감소시켜 교각의 공칭모멘트를 비교하였지만 불연속 교량과 고인성 연결 바닥판을 적용한 교량의 교각 공칭모멘트 비율은 교각 강성과 비례관계이므로 교각 강성 또한 공칭모멘트의 비율과 동일하게 약 35%정도 감소되었다고 볼 수 있다.

⑥ 교각 주철근 비용 산정

P-M검토를 통해 교량에 따른 배근가능한 철근직경을 산정하였다. 불연속 교량의 경우 최소 철근량을 만족하고 안전율이 1.00 이상인 철근 중 H35 철근에 대하여 물량을 산출하였다. 고인성 연결 바닥판이 적용된 교량의 경우 최소 철근량을 만족하고 안전율이 1.00 이상인 철근 중 H25 철근에 대하여 물량을 산출하였다.

철근 비용은 축방향 철근에 대하여 산정하였으며 재료비 및 현장에서 철근가공·조립 이외의 작업은 동일한 비용이 발생하는 것으로 간주하여 재료비 및 철근가공·조립시 발생하는 비용으로만 고려하여 비용을 산정하였다. 불연속 교량 대비 고인성 연결 바닥판을 적용하였을 때 발생하는 비용은 약 45%정도 감소하였다.

표 3.89 불연속 교량의 교각 주철근

구분	적용철근	단위중량 (N/m)	배근철근수 (EA)	높이(m)	전체 물량 (ton)
P1	H35	75.1	108	10	8.111
P2	H35	75.1	108	11	8.922
전체					17.033

표 3.90 고인성 연결 바닥판이 적용된 교량의 교각 주철근

구분	적용철근	단위중량 (N/m)	배근철근수 (EA)	높이(m)	전체 물량 (ton)
P1	H25	39.8	108	10	4.298
P2	H25	39.8	108	11	4.728
전체					9.026

표 3.91 교각 주철근 공사비 산출

구분	불연속 교량		고인성 바닥판 연결 교량		비고
	자재	철근가공/조립	자재	철근가공/조립	
수량(m^3)	17.033	17.033	9.026	9.026	기둥직경 고정
재료비(원/m^3)	727,634	12,246	727,634	12,246	
노무비(원/m^3)	-	395,950	-	395,950	
경비(원/m^3)	-	-	-	-	
합계(원)	12,393,790	6,952,802	6,567,624	3,684,377	
총공사비(원)	19,346,592		10,252,002 (약45% 감소)		

(4) 고인성 연결 바닥판 구간 콘크리트 물량 비교

앞선 고인성 콘크리트의 비합성 구간 및 천이 구간 연구를 통해 고인성 콘크리트 타설 구간 길이를 산정하고 이에 따른 따른 비용을 비교하고자 한다. 콘크리트 물량 산정은 철근량 산정시 적용한 지간장 40m 모델을 대상으로 비교 검토를 수행한다.

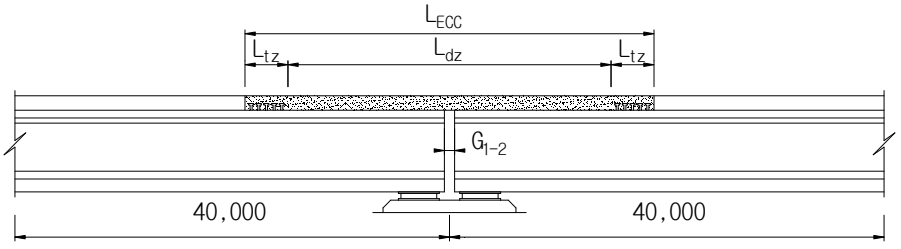


그림 3.90 지간장 40m 고인성 연결 바닥판 구성

① 타설 구간 산정

앞선 고인성 콘크리트의 비합성 구간 및 천이 구간 연구를 통해 산정한 고인성 콘크리트 타설 구간을 산정한다. 일반 콘크리트 타설 구간 길이의 경우 고인성 연결 바닥판 전체 길이에서 거더간 유간 거리를 제외하여 산정한다.

- 인접 거더길이 : $L_1, L_2 = 39.9m$
- 인접 거더간격 : $G_{1-2} = 0.2m$
- 비합성 구간 길이

  $L_{dz} = 0.05(L_1 + L_2) + G_{1-2} = 0.05 \times (39.9 + 39.9) + 0.2 = 4.190m$
- 천이 구간 길이

  $L_{tz} = 0.025(L_1 + L_2) = 0.025 \times (39.9 + 39.9) = 1.995m$
- 고인성 연결 바닥판 전체 길이

  $L_{ECC} = 0.075(L_1 + L_2) + G_{1-2} = 0.075 \times (39.9 + 39.9) + 0.2 = 6.185m$

표 3.92 바닥판 위치에 따른 구간 길이 비교

위치	고인성 콘크리트 타설 구간 길이(m)	고인성 콘크리트 타설 구간 길이(m)
A1	3.079	2.879
P1	6.185	5.985
P2	6.185	5.985
A2	3.079	2.879

② 타설 콘크리트 물량 산정

산정된 타설 구간을 바탕으로 고인성 바닥판이 적용되는 위치에 대한 콘크리트 전체 체적을 산출하였다. 바닥판의 폭과 높이는 동일하게 적용하였으며 구간 길이는 다르게 적용하였다. 고인성 연결 바닥판의 타설구간은 바닥판이 연속화가 되어지므로 거더간 유간 길이를 고려하여 산정하였으나 일반 콘크리트를 타설하는 불연속 교량의 경우 바닥판이 연속화가 되어지지 않으므로 유간 길이를 고려하지 않는다.

- 일반 콘크리트

표 3.93 구간 길이에 따른 바닥판 물량

위치	폭(m)	높이(m)	구간 길이(m)	물량(m^3)
A1	6.600	0.280	2.879	5.320
P1	6.600	0.280	5.985	11.060
P2	6.600	0.280	5.985	11.060
A2	6.600	0.280	2.879	5.320
전체			17.728	32.760

- 고인성 콘크리트

표 3.94 구간 길이에 따른 바닥판 물량

위치	폭(m)	높이(m)	구간 길이(m)	물량(m^3)
A1	6.600	0.280	3.079	5.690
P1	6.600	0.280	6.185	11.430
P2	6.600	0.280	6.185	11.430
A2	6.600	0.280	3.079	5.690
전체			18.528	34.240

③ 바닥판 콘크리트 비용 산정

일반 콘크리트는 30MPa일 때 단위 체적당 단가를 참고하여 산출하였으며 고인성 콘크리트의 경우 단위 체적당 재료 단가를 적용하여 비교한다. 콘크리트 재료비 이외 콘크리트 양생 및 추가 작업에 대해 발생하는 비용은 모두 동일하다고 간주하여 콘크리트 타설과 재료비에 대해서만 산출한다.

고인성 콘크리트의 경우 일반적으로 현장에서 배합하여 타설하는 경우가 많아 정확한 타설 단가를 적용하기가 어렵다. 따라서 고인성 콘크리트 타설비는 현장 배합에 의해 타설되어 지므로 현장 배합으로 시공하는 무수축 모르타르 타설 비용을 적용한다.

표 3.95 바닥판 콘크리트 공사비 산출

구분	일반 콘크리트		고인성 콘크리트		비고
	재료	타설	재료	타설	
수량(m^3)	32.760	32.760	34.240	34.240	유간길이 포함
재료비(원/m^3)	68,582	955	192,140	-	
노무비(원/m^3)	-	7,744	-	191,759	
경비(원/m^3)	-	2,364	-	22,125	
합계(원)	2,246,746	362,424	6,578,874	7,323,388	
총공사비(원)	2,609,170		13,902,262 (약400% 증가)		

(5) 교량에 따른 공사비 비교

① 추가 비용산정

고인성 연속 바닥판은 불연속 교량의 신축이음장치 역할을 수행한다. 따라서 고인성 연속 바닥판 적용시 신축이음장치가 필요 없으므로 신축이음장치 설치 비용을 전체 공사비에서 제외해야 한다. 대상 교량은 3경간 모델로 신축이음장치가 총 4개소에 설치되므로 이에 대한 비용을 감소시킬 수 있다.

표 3.96 신축이음장치 설치비용

구분	A1	P1	P2	A2	비고
폭(m)	5.540	5.540	5.540	5.540	유효폭 적용
재료비(원/m^3)	412,789	412,789	412,789	412,789	
노무비(원/m^3)	149,906	149,906	149,906	149,906	
경비(원/m^3)	25,603	25,603	25,603	25,603	
합계(원)	3,259,171	3,259,171	3,259,171	3,259,171	
총공사비(원)	13,036,684				

② 교량별 발생 비용 검토

교각 철근, 바닥판 콘크리트, 신축이음 장치에 대한 비용을 산출하여 종합적으로 교량에 따라 발생하는 비용을 비교한다. 불연속 교량과 고인성 연결 교량에 대하여 동일한 공사비는 제외하고 차이가 발생하는 항목에 대한 공사비를 비교한다.

비용산출은 모두 동일한 조건에서 고인성 콘크리트 타설 구간과 교각 배근 철근에서 발생하는 비용으로 산출한다. 산출된 비용을 비교하여 불연속 교량과 고인성 연결 바닥판을 적용한 교량간 비용의 차이가 어느정도 발생하는지 분석한다.

표 3.97 교량별 비용 산출(단위: 원)

구분	철근공	콘크리트공	부대공	전체공사비	비고
불연속 교량	19,346,592	2,609,170	13,036,684	34,992,446	
고인성 바닥판 연결 교량	10,252,002 (약45% 감소)	13,902,262 (약400% 증가)	-	24,154,264 (약30% 감소)	

③ 공사비 비교 검토

불연속 교량과 고인성 바닥판 연결 교량에 대하여 동일한 공사비를 제외하고 발생하는 공사비를 비교한 결과 물연속 교량대비 고인성 연결 바닥판을 적용하였을 때 약 30%정도 공사비가 감소된 것을 볼 수 있다. 고인성 연결 바닥판 적용시 시·제동 하중분산 효과로 인하여 교각의 철근량 감소가 가능하여 불연속 교량 교각의 주철근 공사비용 대비 약 45%정도 감소하였다. 또한 고인성 바닥판을 적용으로 인하여 불연속 교량에 적용되어지는 신축이음장치가 불필요하므로 신축이음장치에 의해 발생하는 비용을 줄일 수 있다. 하지만 바닥판 콘크리트 타설에 대한 비용은 약 400%정도 증가하였다. 이는 콘크리트의 단가(30MPa기준)에 비해 고인성 콘크리트의 재료 단가가 높고 또한 타설시 일반 콘크리트의 경우 일괄타설이 가능하지만 고인성 콘크리트는 현장배합 후 타설하므로 높은 단가

가 책정되었다.
교각 주철근, 바닥판 콘크리트, 신축이음장치등 불연속 교량과 고인성 연결 바닥판 적용 교량에서 발생하는 공사비 비교를 수행한 결과 철도교에서 많이 적용되어지는 불연속 교량에 비해 고인성 연결 바닥판을 적용하면 공사비가 감소하는 것을 볼 수 있다.
또한 고인성 연결 바닥판 적용시 자갈궤도의 신축이음부에서 발생하는 유지보수비를 감소할 수 있으므로 더욱 경제적이라고 판단되어진다. 유지보수 비용의 경우 신축이음부에서 발생하는 유지보수비용과 각이 특정한 비용을 산출하기가 어렵다. 따라서 따라서 향후 특정 비용에 대한 통계자료가 나온다면 이를 적용하여 판단를 할 계획이다.

(6) 연구결과 요약

○ 고인성 연결 바닥판 적용시 불연속 교량대비 동일한 교각 단면에서 철근량 감소로 물량감소가 가능할 것으로 판단

○ 교각에 대한 P-M검토 결과 최소 안전율을 가지는 주철근 철근직경 적용시 불연속 교량은 H35 적용, 압축·인장 모델은 H25로 적용하였을 때 불연속 교량대비 주철근 공사비는 약45%정도 감소

○ 모델별 교각 공칭모멘트를 비교한 결과 압축·인장 모델은 불연속 교량 대비 약35% 정도 감소되었으므로 교각 강성 또한 약35% 정도 감소 가능

○ 고인성 콘크리트가 타설되는 구간에서 발생되는 바닥판 콘크리트 비용을 산출한 결과 고인성 콘크리트의 단가가 높아 불연속 교량에서 발생하는 일반 콘크리트 비용대비 약400% 증가

○ 고인성 연결 바닥판은 불연속 교량에 설치되는 신축이음장치 기능을 대신하므로 고인성 연결 바닥판 적용시 신축이음장치 비용 절감이 가능

○ 교각 주철근, 바닥판 콘크리트, 신축이음장치에 대하여 종합적인 공사비 산출 결과 고인성 연결 바닥판 적용시 불연속 교량 대비 공사비 약30% 정도 감소

4. 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발

가. 연구개요

장대레일 안전성 확보를 위해 단순교로 계획하는 철도교는 온도 하강으로 교량 단부의 간격이 넓어지면 교량 단부 위에 설치된 자갈도상이 이완되어 침하한다. 이후 온도가 상승하여도 원상태로 복귀되지 않는 경우가 발생하며 열차하중에 의한 단부 꺽임이 도상 이완을 증가시킨다. 또한 자갈도상으로 덮인 교량 단부 덮개(자갈막이)는 누수에 취약하여 거더 하부 교각에 설치된 받침의 내구성을 저하시키며, 이를 방지하기 위한 덮개(자갈유출 막이)의 교체 또한 자갈도상 철도교에 발생하는 문제점으로 지적되고 있다.

자갈도상의 이완 및 누수를 해결하기 위해 고인성 콘크리트 연결 바닥판을 적용하여 이러한 문제를 해결하고, 이에 따라 고인성 콘크리트 연결 바닥판을 적용할 경우 발생하는 구조거동에 대하여 연구할 필요가 있다.

○ 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발

고인성 콘크리트 연결 바닥판과 일반 바닥판을 연결 시 접합부가 형성되고, 이에 의하여 응력집중 현상이 발생하게 된다. 이를 해결하기 위해 비합성 구간 외에 고인성 콘크리트를 타설하여 합성구간을 두는데, 이를 천이구간이라고 한다. 이때, 연결상세 계획에 따라 바닥판 변형률 및 응력이 다르게 나타나는데, 이에 대한 검토 및 연구가 추가적으로 필요하다.

천이구간에 대한 연구는 그림 3.57에서 제시한 제원 및 물성치를 적용한 검토대상 교량을 사용하여 수행한다. 설계 기준을 기반으로 직선 겹이음형 및 루프형 연결상세를 계획한다. 계산된 제원 및 물성치를 사용하여 상세 FEM모델링을 수행하고, 연결상세 계획에 따른 변형률 검토를 통한 최적 계획 선정을 위한 연구를 수행한다.

○ 직선, 루프형 연결상세 계획 연구 방법

고인성 연결 바닥판과 일반 바닥판 연결 시 경계면에서 감소된 축력을 전달하여 안전율을 확보할 수 있도록 천이구간을 둘 필요가 있다. 이때, 연결상세 계획에 따른 천이구간의 거동에 대한 연구의 필요성이 있다.

이에 대한 연구는 그림 3.1에 제시된 제원과 동일하게 PSC거더교 모델을 사용하였으며, 관련 설계 기준을 참고하여 직선 겹이음형 및 루프형 철근 상세를 계획한다. 이에 대해 변위하중을 재하하여 FEM해석을 수행한다. FEM해석 결과를 바탕으로 철근 배치에 따른 변형률을 검토하여 최적 철근 배치를 결정한다.

○ 연구 순서

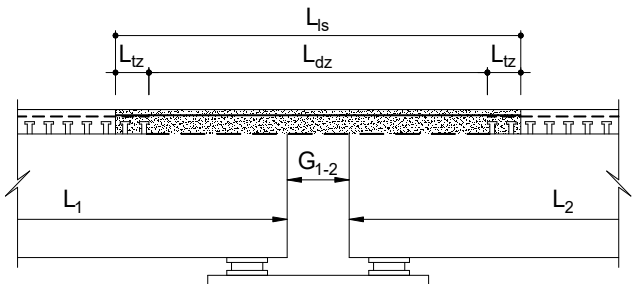
- 설계기준을 바탕으로 연결부 철근 상세 계획, 직선 겹이음형 연결상세 및 루프형 연결상세
- 앞서 제시한 제원을 바탕으로 연결부 바닥판 모델링
- 연결상세에 따른 변형률 값 및 분포에 대한 검토

나. 직선, 루프형 연결상세 계획

(1) 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발을 위한 검토대상 교량

연구에 채택한 교량은 철도교에서 적용되는 거더 형식의 교량 중 콘크리트 PSC 거더를 대상으로 한다. 실제 설계에 적용되는 경간장은 25~40 m로, 본 연구에서는 25 m 경간에 대하여 검토를 진행한다.

필요 천이구간 산정 연구에서 도출된 최적 천이구간 및 비합성구간 길이를 적용하여 제원을 계산하였다. 검토대상 교량의 양측 거더 길이는 25 m, 거더 단부 간격은 0.1 m이다. 이를 적용하면 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 전체 타설 구간의 길이는 3.85 m, 비합성 구간은 2.6 m, 양측 천이구간은 합하여 1.25 m의 길이를 가지게 된다.



L_{ls} : 전체 타설 구간 (m)
L_{dz} : 비합성 구간 (m)
L_{tz} : 천이 구간 (m)
L_1 : 첫 번째 인접 거더 길이(m)
L_2 : 두 번째 인접 거더 길이(m)
G_{1-2} : 거더 간격(m)

$$L_{ls} = 0.075(L_1 + L_2) + G_{1-2}$$
$$L_{dz} = 0.05(L_1 + L_2) + G_{1-2}$$
$$L_{tz} = 0.025(L_1 + L_2)$$

표 4.1 천이, 비합성구간 길이 산정

구분	구간 (m)
전체 타설 구간	$L_{ls} = 0.075(L_1 + L_2) + G_{1-2} = 0.075(25+25) + 0.1 = 3.85$
비합성 구간	$L_{dz} = 0.05(L_1 + L_2) + G_{1-2} = 0.05(25+25) + 0.1 = 2.6$
천이 구간	$L_{tz} = 0.025(L_1 + L_2) = 0.025(25+25) = 1.25$

(2) 연결상세 계획

고인성 연결 바닥판 설치 위치는 거더단부의 이동이 집중하는 위치로 바닥판의 강성을 작게 하여 휨에 대해 저항하는 것이 바람직한 거동이므로, 모든 종방향 철근은 직경 13 mm 철근을 사용하고 철근 간격은 C.T.C 250 mm를 적용하였다. 직선 겹이음형, 루프형 연결상세를 아래 계산된 최소 피복 두께, 겹침이음 길이 및 배치 조건을 충족하며 적절하게 배치하였다.

(가) 최소피복두께 및 겹침이음

① 최소피복두께

콘크리트 최소피복두께는 일반 강재를 사용할 경우 철근 지름이다. 공칭피복두께는 최소피복두께에 설계 편차 허용량($\Delta t_{c,dev}$)을 더해야 하므로, 검토 대상 교량에서 최소한 만족

해야 하는 공칭피복두께는 22.7 mm이다.

$$t_{c,nom} = t_{c,\min} + \Delta t_{c,dev} = 12.7 + 10 = 22.7\,(mm)$$ (KDS 24 14 21 :2019, 식 4.4-1)

여기서,
$t_{c,nom}$: 공칭피복두께
$t_{c,\min}$: 최소피복두께
$\Delta t_{c,dev}$: 설계 편차 허용량

② 겹침이음 길이 및 배치

○ 직선 겹이음형 겹침이음 길이

직선 겹이음형 연결상세의 겹침이음 길이는 도로교설계기준 한계상태설계법 (2015)에 따라 다음과 같이 계산하였다.

$$l_0 = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_5\alpha_6 l_b A_{s,reg}/A_{s,prov} \geq l_{0,\min}$$ (KDS 24 14 21 :2019, 식 4.5-4)

여기서, $l_{0,\min} > \max(0.3\alpha_6 l_b; 15d_b; 200mm)$ 이다.

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5, \alpha_6$의 값들은 표 4.2, α_6에 대해서는 표 4.3에 의하여 값을 계산하였다.

표 4.2 계수 $\alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5\alpha_6$ (KDS 24 14 21 :2019, 표 4.5-4)

영향 인자	정착부 형태	철근	
		인장측	압축측
철근의 형상	직선	$\alpha_1 = 1.0$	$\alpha_1 = 1.0$
	직선 외 형태 (그림 4.1(a),(b),(c))	$C_d > 3d_b$이면 $\alpha_1 = 0.7$ 아니면 $\alpha_1 = 1.0$ (C_d에 대한 크기는 그림 4.2 참조)	$\alpha_1 = 1.0$
콘크리트 피복	직선	$\alpha_2 = 1 - 0.15(C_d - d_b)/d_b$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	$\alpha_2 = 1.0$
	직선 외 형태 (그림 4.1(a),(b),(c))	$\alpha_2 = 1 - 0.15(C_d - 3d_b)/d_b$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	$\alpha_2 = 1.0$
주철근에 용접되어 있지 않는 횡철근에 의한 구속	모든 형태	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	$\alpha_3 = 1.0$
용접된 횡철근에 의한 구속	모든 형태 그림 4.1(d)에 의한 위치와 크기	$\alpha_4 = 0.7$	$\alpha_4 = 0.7$
횡방향 압력에 의한 구속	모든 형태	$\alpha_5 = 1 - 0.04p$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	-
표준갈고리	그림 4.4와 그림 4.5을 만족하는 경우	$\alpha_6 = 0.7/\alpha_1$	-
	그림 4.4와 그림 4.6을 만족하는 경우	$\alpha_6 = 0.5/\alpha_1$	-
	그림 4.4와 그림 4.5과 그림 4.6을 모두 만족하는 경우	$\alpha_6 = 0.4/\alpha_1$	-
	그 외의 형태	$\alpha_6 = 1.0$	-

여기서,

$$\lambda = (\sum A_{st} - \sum A_{st,\min})/A_s$$

$\sum A_{st}$: 설계정착길이 l_{bd}내의 횡철근의 단면적

$\sum A_{st,\min}$: 최소 횡철근의 단면적. ($=0.25A_s$(보), 0(슬래브))

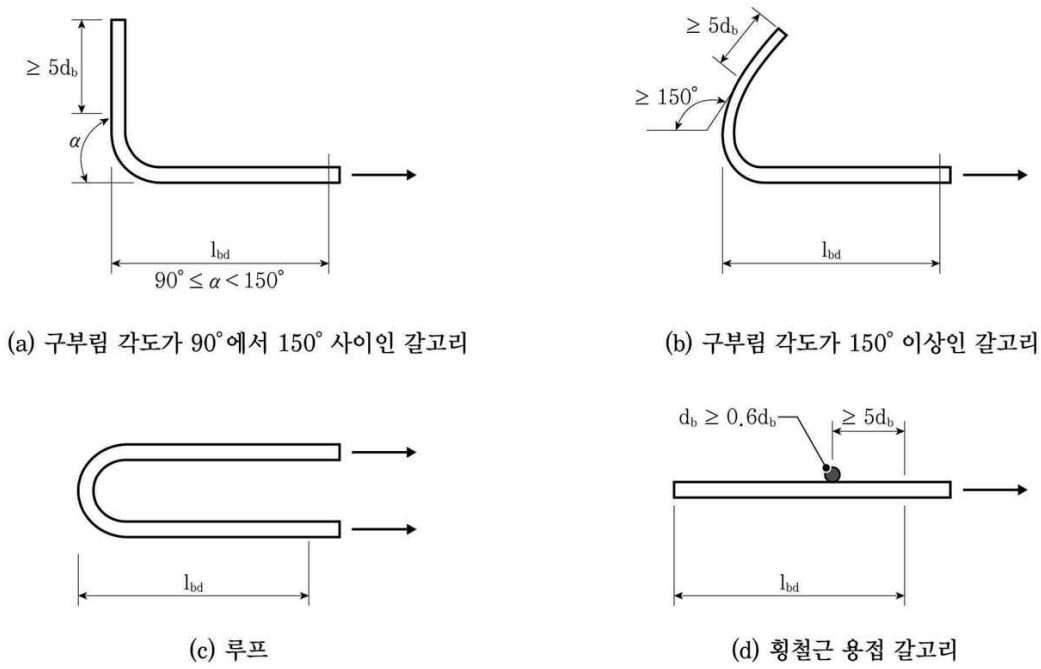
A_s : 최대지름을 가진 정착철근 한 개의 단면적

K : 그림 4.3에 나타난 크기

p : l_{bd}내의 극한상태에서의 횡방향 압력 (MPa)

표 4.3 계수 α_6의 값 (KDS 24 14 21 :2019, 표 4.5-5)

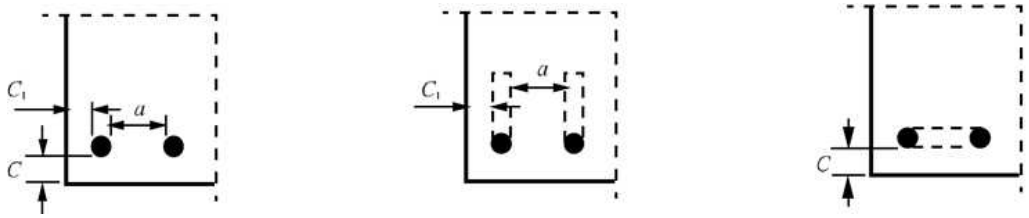
총 단면적에 대한 겹침이음철근의 비율	< 25%	33%	50%	> 50%
α_6	1	1.15	1.4	1.5



(a) 구부림 각도가 90°에서 150° 사이인 갈고리 (b) 구부림 각도가 150° 이상인 갈고리

(c) 루프 (d) 횡철근 용접 갈고리

그림 4.1 표준 갈고리 (KDS 24 14 21 :2019, 그림 4.5-1)



a) 직선 철근 b) 굽힘 철근 또는 갈고리 c) 루프 철근

$C_d = \min(a/2, c_1, c)$ $C_d = \min(a/2, c_1)$ $C_d = c$

그림 4.2 보와 슬래브에서의 C_d 크기 (KDS 24 14 21 :2019, 그림 4.5-3)

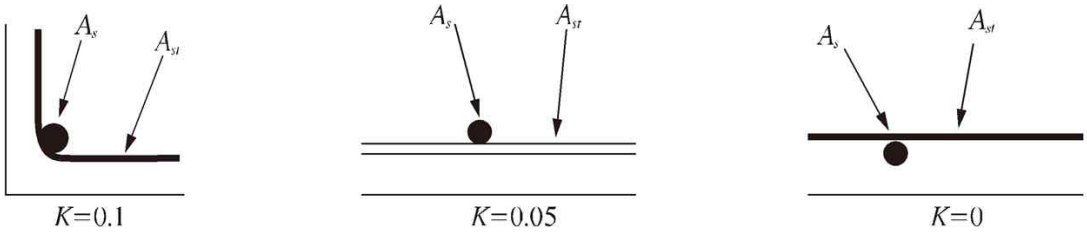


그림 4.3 보 또는 슬래브의 K값 (KDS 24 14 21 :2019, 그림 4.5-4)

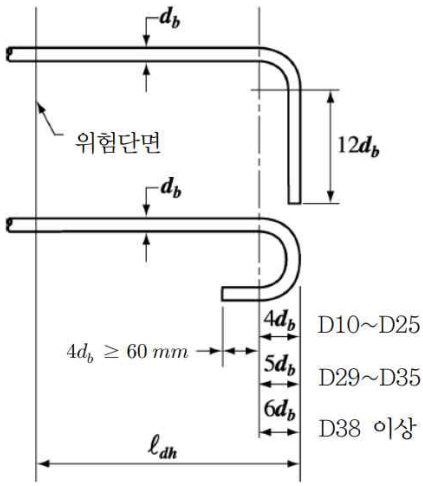


그림 4.4 표준갈고리의 정착을 위한 갈고리 철근 상세
(KDS 24 14 21 :2019, 그림 4.5-5)

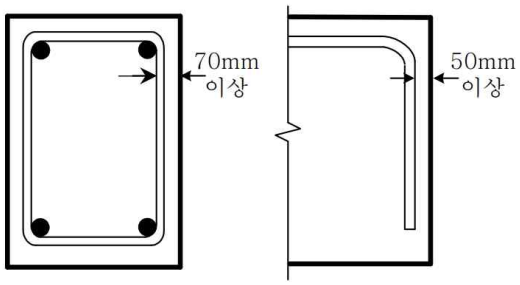


그림 4.5 표준갈고리의 피복두께
(KDS 24 14 21 :2019, 그림 4.5-6)

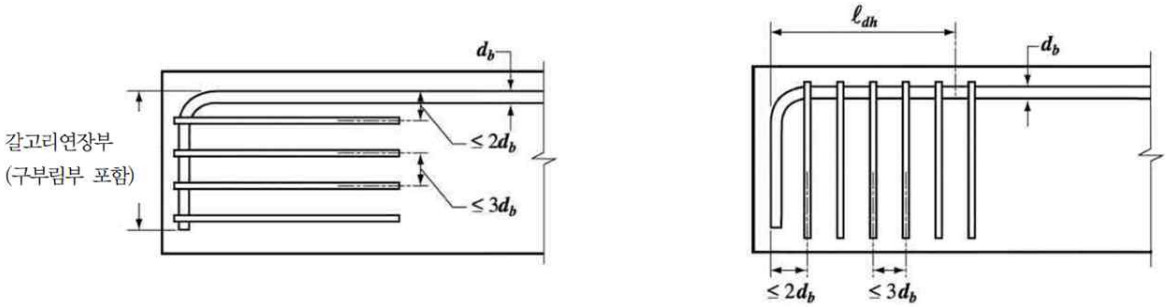


그림 4.6 표준갈고리 연장부를 띠철근 또는 스터럽을 정착된 철근에 평행으로 둘러싼 경우
(KDS 24 14 21 :2019, 그림 4.5-7)

여기서,

$l_b = (d_b/4)(\sigma_{sd}/f_{bd})$ (KDS 24 14 21 :2019, 식 4.5-3)

σ_{sd} : 철근의 설계 응력

f_{bd} : 이형 철근의 부착강도에 대한 설계값

여기서,

$f_{bd} = \phi_c 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk}$ (KDS 24 14 21 :2019, 식 4.5-2)

f_{ctk} : 콘크리트 기준인장강도 $f_{ctk} = 0.21 f_{cm}^{2/3}$

ϕ_c : 콘크리트의 재료계수

η_1 : 부착조건과 콘크리트 타설 시의 철근의 위치에 관계되는 계수
= 1.0 : 양호한 조건의 경우
= 0.7 : 그 외의 경우와 양호한 부착조건이 아닌 슬립폼으로 만들어진 구조 부재 내의 철근의 경우

η_2 : 철근의 지름에 관계되는 계수
= 1.0, $d_b < 32mm$
= $(132 - d_b)/100, d_b > 32mm$의 경우

위 기준에 따라서 계산 시,

$f_{ctk} = 0.21 f_{cm}^{2/3} = 0.21 \times (30+4)^{2/3} = 2.204\,(MPa)$

$f_{bd} = 0.65 \times 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctk} = 0.65 \times 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.204 = 3.223\,(MPa)$

$l_b = (12.7/4) \times (0.9 \times 400/f_{bd}) = 354.639\,(mm)$

$l_0 = 1.0 \times 0.7 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.5 \times l_b = 372.371 \rightarrow 380mm \geq 200mm$

계산 결과에 따라 직선 겹이음형 연결상세에 대해서는 380 mm의 겹침이음 길이를 사용한다.

○ 루프형 겹침이음 길이

루프형 연결상세의 겹침이음 길이는 국내 설계 기준에서 명확한 설계 규정을 제시하고 있지 않다. 다만, 참고 할 수 있는 부분은 도로교설계기준 한계상태설계법 (2015)의 철근상세 부분이다. 표준갈고리의 정착을 위한 갈고리 철근상세에, 루프의 내면반경은 철근 지름의 3배 이상, 겹침 길이는 갈고리 끝단의 연장길이를 적용하여 철근 지름의 4배 이상으로 적용할 수 있다고 기술되어 있다. 그러나 루프 철근의 특징을 반영한 이음길이 기준은 아니므로, 루프형 연결상세에 대해서는 DIN 1045의 겹침 이음길이 산출기준을 참고한다. DIN 1045에서는 기본정착 길이를 구하고 정착형식에 따라 정착 길이를 구한 후, 배근량 및 직경에 따라 인장 겹침이음 길이를 구한다.

기본정착 길이는 철근직경, 항복응력, 허용기본부착응력에 따라 다음 식에 의하여 구한다.

$$L_0 = \frac{(d_s \times f_y)}{(4\tau_{all} \times \gamma)}$$

여기서, d_s : 철근직경
f_y : 철근의 항복응력
γ : 설계 안전 상수 (항복응력/허용응력)
τ_{all} : 허용 기본 부착응력

허용 기본 부착응력은 표 4.4에 의하여 값을 구한다.

표 4.4 허용 기본 부착응력

부착등급	콘크리트 강도등급에 따른 허용부착응력 τ_{all}, N/mm^2				
	B15	B25	B35	B45	B55
I	1.4	1.8	2.2	2.6	3.0
II	0.7	0.9	1.1	1.3	1.5

$$\therefore L_0 = \frac{12.7 \times 400}{4 \times 2.2 \times 1.7} = 339.572\,(mm)$$

정착길이 L_1은 정착형식과 사용 철근에 대한 요구철근비에 따르고, 철근 직경에 따라 최소값이 결정된다.

$$L_1 = \alpha_1 \alpha_2 L_0 \geq d_{br}/2 + d_s$$

여기서,

α_1 : 정착 형식에 따른 계수 (표 4.5)

α_2 : 요구철근비, $\alpha_2 = \dfrac{A_{s,req}}{A_{s,use}}$

d_{br} : 철근의 최소 휨 직경 (표 4.6)

d_s : 철근 공칭직경

표 4.5 계수 α_1

정착형식	계수 α_1	
	인장철근	압축철근
a) 직선 철근	1.0	1.0
b) 후크, b) 갈고리, c)루프	0.7	1.0
e) 직선 철근 (용접 철근 또는 횡방향 철근을 가짐)	0.7	0.7
f) 후크, g) 갈고리, h) 루프 (용접 철근 또는 횡방향 철근을 가짐)	0.5	1.0

표 4.6 철근의 최소 휨 직경

철근직경 $d_s(mm)$	후프, 갈고리, 루프
< 20	$4d_s$
$20 \sim 28$	$7d_s$

$$\therefore L_1 = 0.7 \times 1 \times 339.572 = 237.700 \geq 38.1$$

인장 겹침 이음길이 L은 정착길이 L_1에 부착등급 및 철근 직경에 따른 계수를 고려하여 산정하며, 다음 식과 같다.

$$L = \alpha_3 L_1$$

여기서,

α_3 : 표 4.7에서 결정하는 계수 (1.0 이상)
L_1 : 정착형식과 배근량에 따른 정착길이
L : $1.5d_{br}$보다 작지 않아야 하고 항상 20 cm 이상이어야 한다

표 4.7 계수 α_3

부착등급	철근직경 d_s, mm	한 철근 층 단면 내에서 엇갈림 배치되지 않은 종방향 철근의 비율			횡방향 철근
		≤ 20%	20% < ≤ 50%	> 50%	
I	< 16	1.2	1.4	1.6	1
	≥ 16	1.4	1.8	2.2	
II	I 등급 이음의 75%				1

$$\therefore L = 1.2 \times 237.7 = 285.24 \rightarrow 300 mm$$

계산 결과에 따라 루프형 연결상세에 대해서는 300 mm의 겹침이음 길이를 사용한다.

○ 겹침이음 배치

KDS 24 14 21 :2019 4.5.5.2 겹침이음에서, 겹침이음 철근의 배치는 그림 4.7을 따르는 것으로 명시되어 있다. 겹침이음된 두 철근 사이의 횡방향 순거리는 $4d_b$ 또는 50 mm 이하이어야 한다. 그러므로, 본 연구의 직선 겹이음형 및 루프형 연결상세 계획에는 겹침이음된 두 철근 사이의 횡방향 C.T.C 거리를 $40mm(\leq 4d_b = 4 \times 12.7 = 50.8mm)$로 적용하였다.

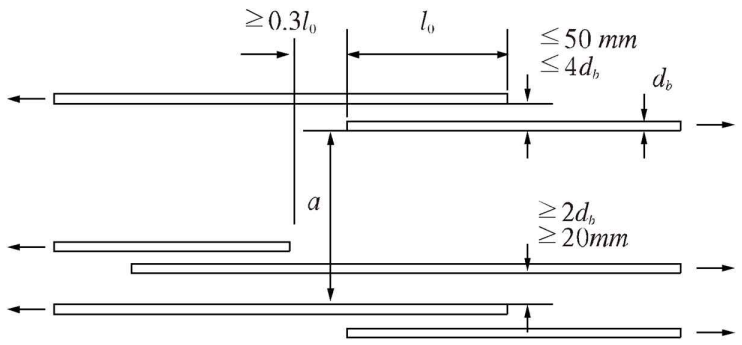
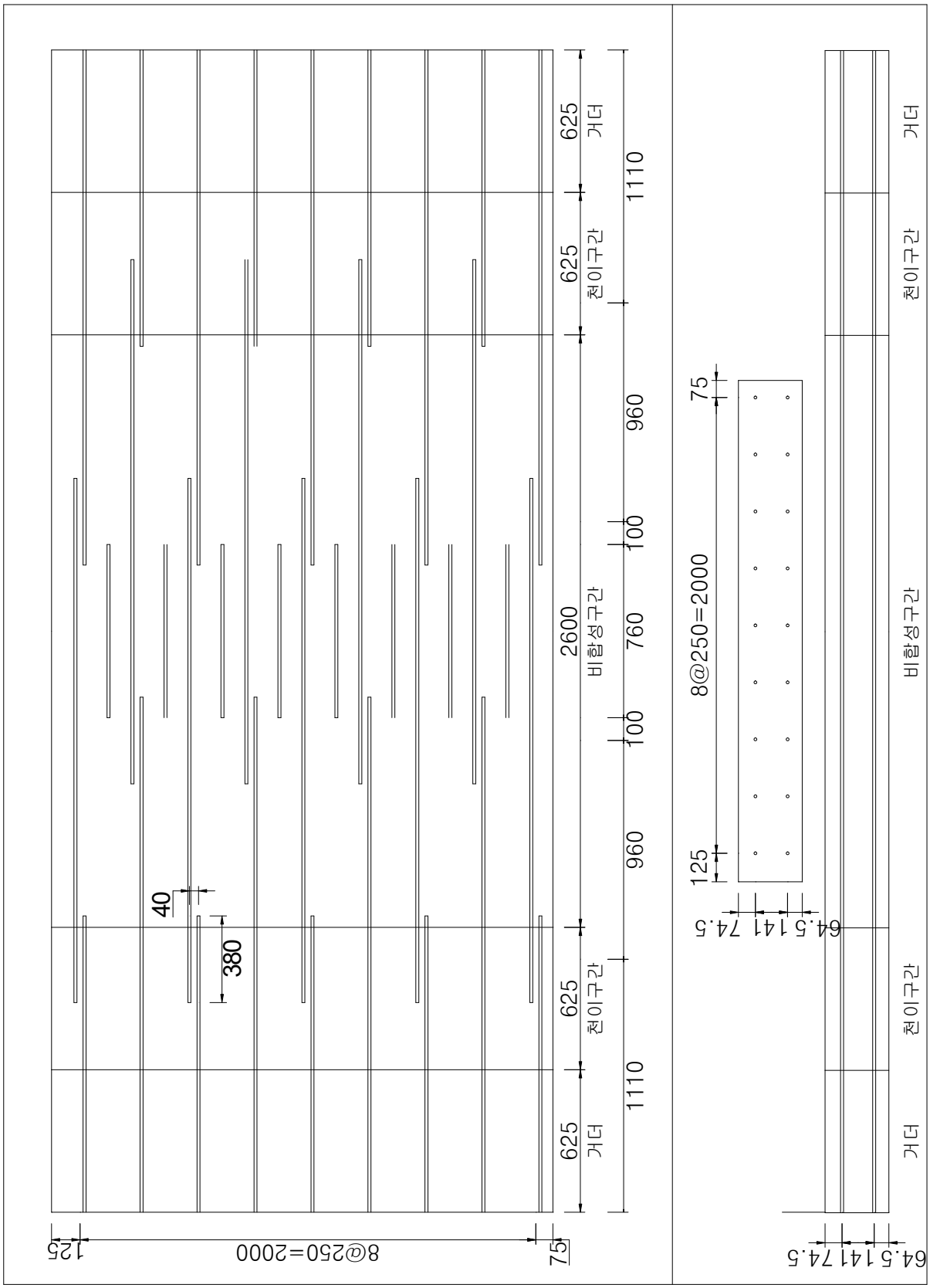


그림 4.7 인접 겹침이음 (KDS 24 14 21 :2019, 그림 4.5-10)

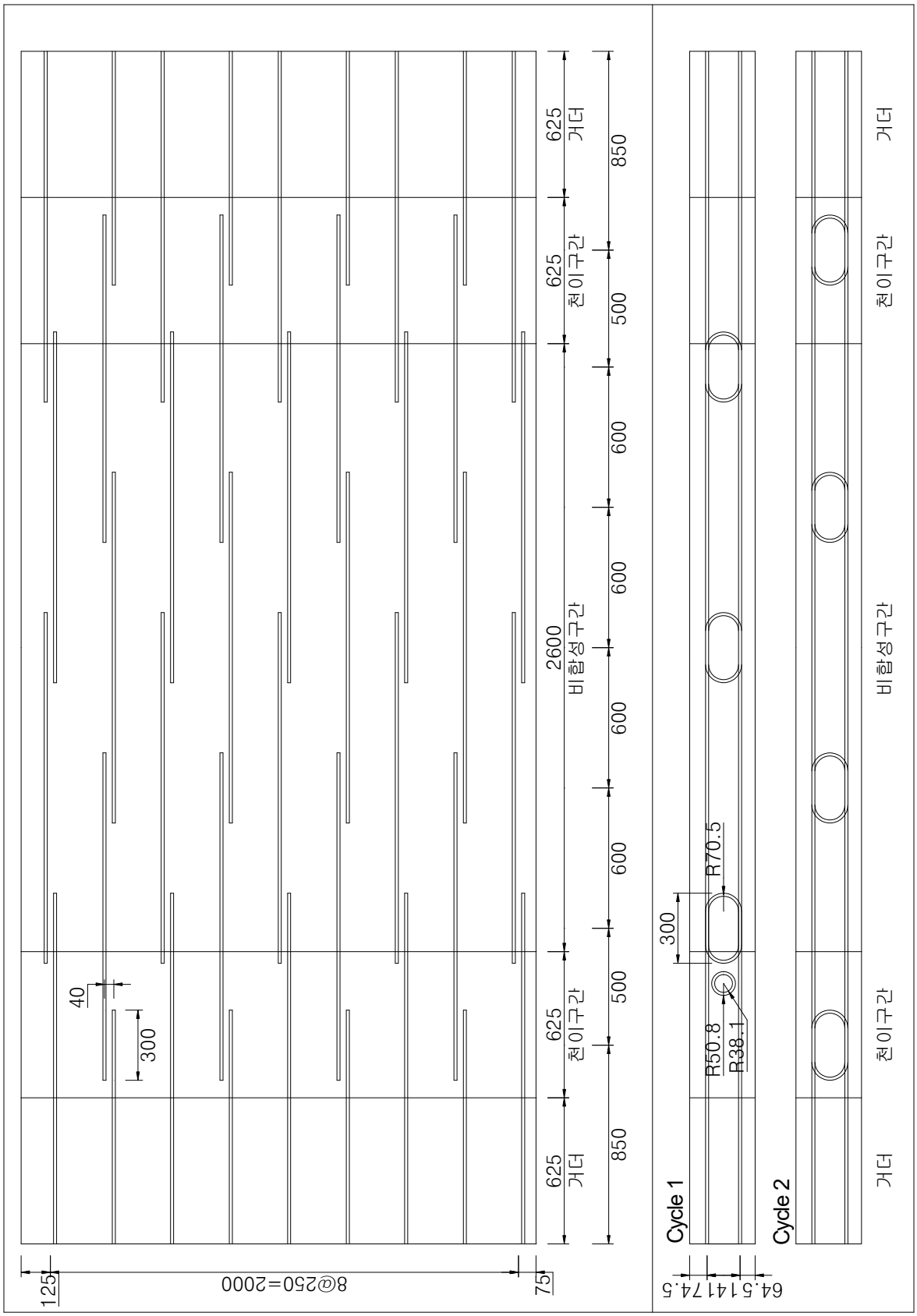
(3) 직선 겹이음형 연결상세 계획

위에서 계산된 최소 피복 두께, 겹침이음 길이 및 배치를 충족하며 직선 겹이음형 연결상세를 적절하게 계획하였다. 사용된 직선 철근의 총 길이는 117,640 mm이다.



(4) 루프형 연결상세 계획

위에서 계산된 최소 피복 두께, 겹침이음 길이 및 배치를 충족하며 루프형 연결상세를 적절하게 계획하였다. 사용된 루프 철근의 총 길이는 115,390 mm이다.



다. FEM을 통한 최적 연결상세 계획 도출

(1) FEM해석 및 비교

직선 겹이음형, 루프형 연결상세 계획을 비교하기 위해 FEM해석을 수행한다. FEM해석 후, 천이 및 비합성 구간에 발생하는 변형률을 검토하여 더 효과적인 계획을 찾아낸다.

(가) 천이구간 모델링

지간장 25 m PSC거더교를 대상으로 FEM모델링을 수행한다. 기 산출한 최적 천이, 비합성 구간에 대한 제원을 동일하게 적용하였다. 바닥판 폭은 2,200 mm로 하고, 양측 천이구간의 길이는 625 mm, 비합성구간은 2,600 mm로 모델링하였다. 본 연구의 FEM모델은 연결상세 계획에 따른 거동 비교가 목적이므로, 이에 영향을 줄 수 있는 전달 연결재 및 횡방향 철근에 대해서는 모델링을 수행하지 않았다.

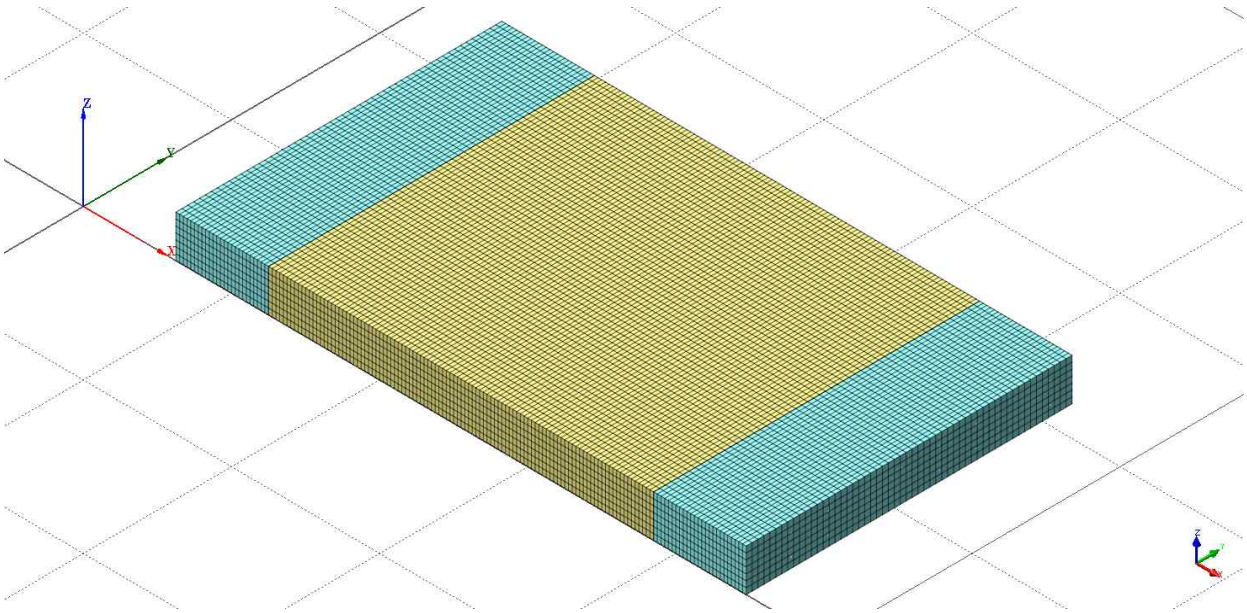


그림 4.8 천이구간 FEM모델링

(나) 연결상세 계획

위에서 구성한 직선 겹이음형 및 루프형 연결상세 계획을 FEM모델에 적용하였다. 철근은 solid 요소에 매립하는 bar in solid 방식으로 모델링하였다. Bar in solid는 철근이 포함된 모재 요소에 철근의 강성이 더해지는 내재요소의 개념이다.

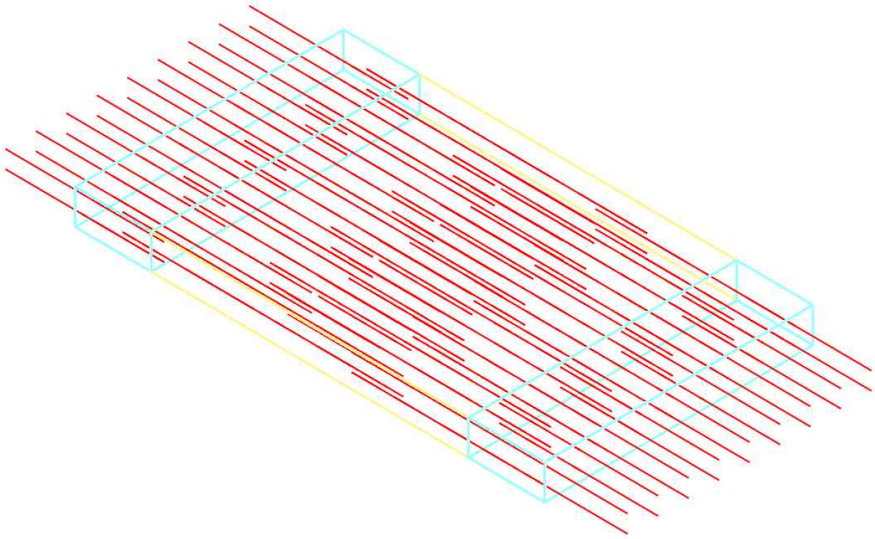


그림 4.9 직선 겹이음형 연결상세 계획 적용 FEM모델

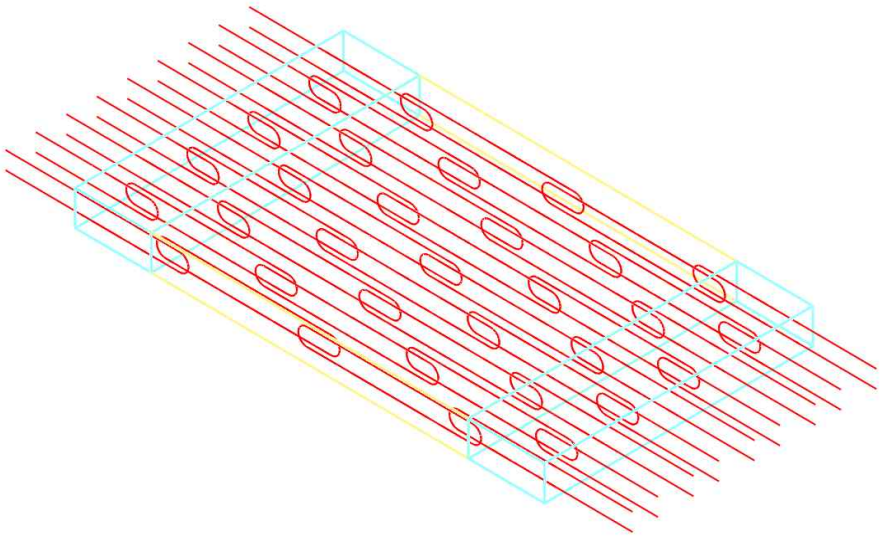


그림 4.10 루프형 연결상세 계획 적용 FEM모델

(다) 물성치

재료 비선형 해석을 수행하기 위해 다음과 같이 고인성 연결 바닥판 재료 물성치를 FEM모델에 반영하였다. 이를 위해 바닥판 재료 구성모델에 Total Strain Crack 모델을 적용하였으며, 그림 4.13과 같이 인장과 압축 각각에 대한 변형률-응력 관계를 설정하였다.

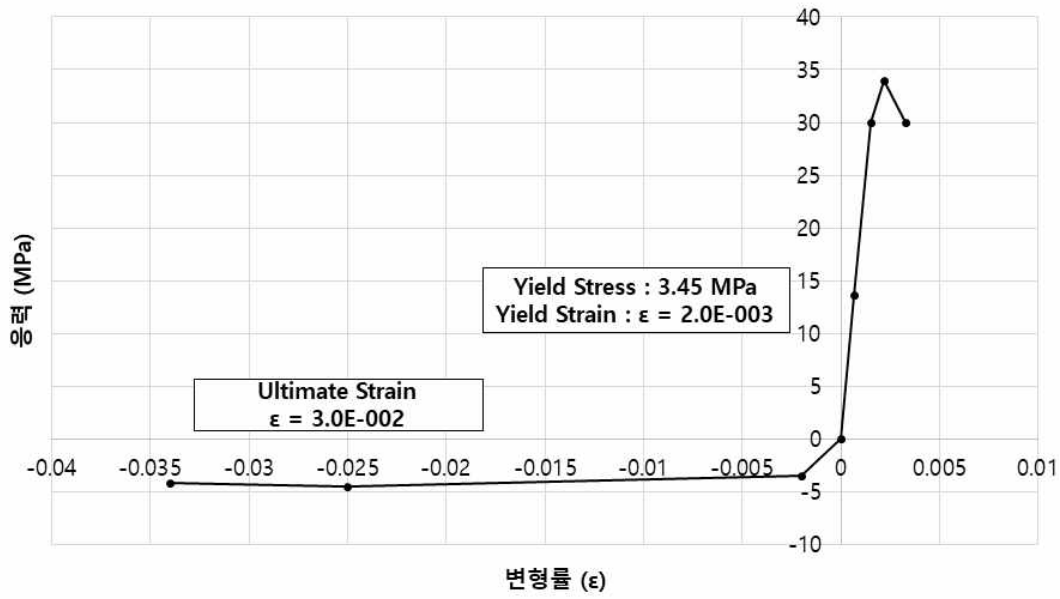


그림 4.11 고인성 연결 바닥판 물성치

(라) 경계조건 및 하중

① 경계조건

인장 변위 하중에 대한 거동을 확인하기 위해 바닥판 하단에 ①과 같이 연직 방향 변위를 고정하였다. 거더에 구속된 것으로 모사하기 위해 ②와 같이 바닥판 좌측에 축 방향 변위를 고정하였고, ③과 같이 바닥판 최 좌측 상단 및 최 우측 상단에 대해 횡방향 변위를 고정하였다.

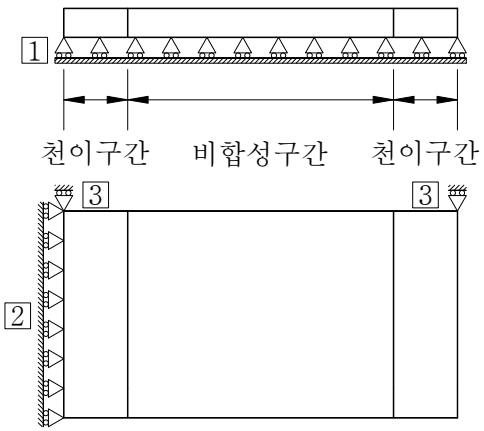


그림 4.12 FEM모델 경계조건

② 하중

고인성 바닥판은 재료 특성상 전체 구조계에서 발생하는 변위에 대해 반응하는 거동을 보인다. 그러므로, 이러한 거동에 대한 FEM해석을 수행하기 위해 바닥판 끝단에서 변위 하중으로 재하 하였다. 고인성 바닥판의 인장 파단 변형률은 3.0×10^{-2}이므로, 모델링된 3,850 mm 길이의 바닥판에 대하여 파단을 유도하려면 최소한

$3{,}850\times(3.0\times10^{-2})=115.5mm$의 변위가 필요한 것으로 계산된다. 하지만 고인성 바닥판에 추가적으로 철근이 배치되기 때문에, 이보다 충분히 큰 150 mm의 변위를 재하하여 FEM 해석을 수행하였다.

(마) FEM해석 결과

① 고인성 연결 바닥판 항복 시 변형률 분포 및 재하 변위

바닥판이 최초로 항복하는 시점에서, 즉, 변형률이 2.0×10^{-3}을 초과하는 시점에서 연결 상세 계획에 따른 변형률 분포 및 재하 변위는 다음과 같다.

직선 겹이음형의 경우 변위 하중 재하 7 mm에서 바닥판의 첫 항복이 발생했고, 이때 발생한 최대 변형률은 2.098×10^{-3}이다.

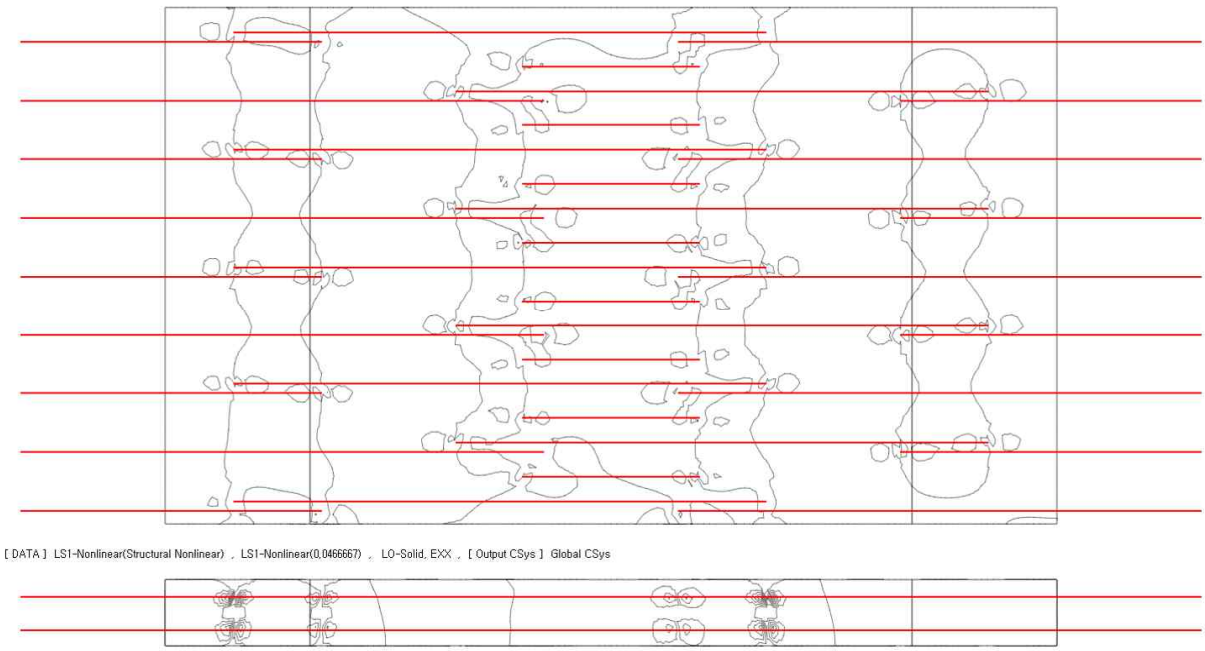


그림 4.13 항복 시 변형률 분포, 직선 겹이음형 연결상세 계획

루프형의 경우 변위 하중 재하 7 mm에서 바닥판의 첫 항복이 발생했고, 이때 발생한 최대 변형률은 2.027×10^{-3}이다.

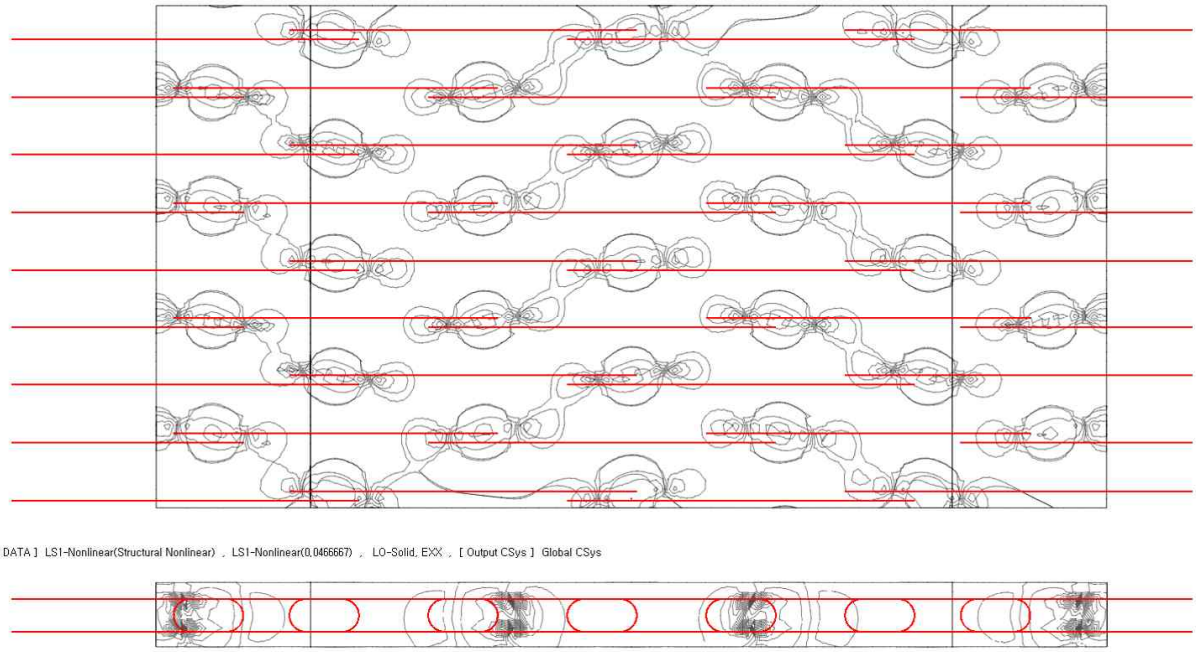


그림 4.14 항복 시 변형률 분포, 루프형 연결상세 계획

표 4.8 연결상세 계획에 따른 고인성 연결 바닥판 항복 시 변위, 최대 변형률

연결상세 계획	항복 시 변위 (mm)	항복 시 최대 변형률
직선 겹이음형	7	2.098×10^{-3}
루프형	7	2.027×10^{-3}

② 고인성 바닥판 파단 시 변형률 분포 및 재하 변위

항복 이후 고인성 바닥판이 파단 시 연결상세 계획에 따른 변형률 분포 및 재하 변위를 검토하였다. 고인성 바닥판의 인장 파단 변형률은 3.4×10^{-2}이지만, 이를 초과 후에 FEM 해석이 불안정해지면서 해가 발산하게 된다. 그러므로, 본 연구에서는 FEM해석이 불안정해지기 직전, 즉, 파단 직전 상태에서의 변위 및 변형률을 기준으로 비교한다.

직선 겹이음형의 경우 변위 하중 재하 95 mm까지 안정적으로 해석이 수행되었고, 이때 발생한 최대 변형률은 3.126×10^{-2}이다.

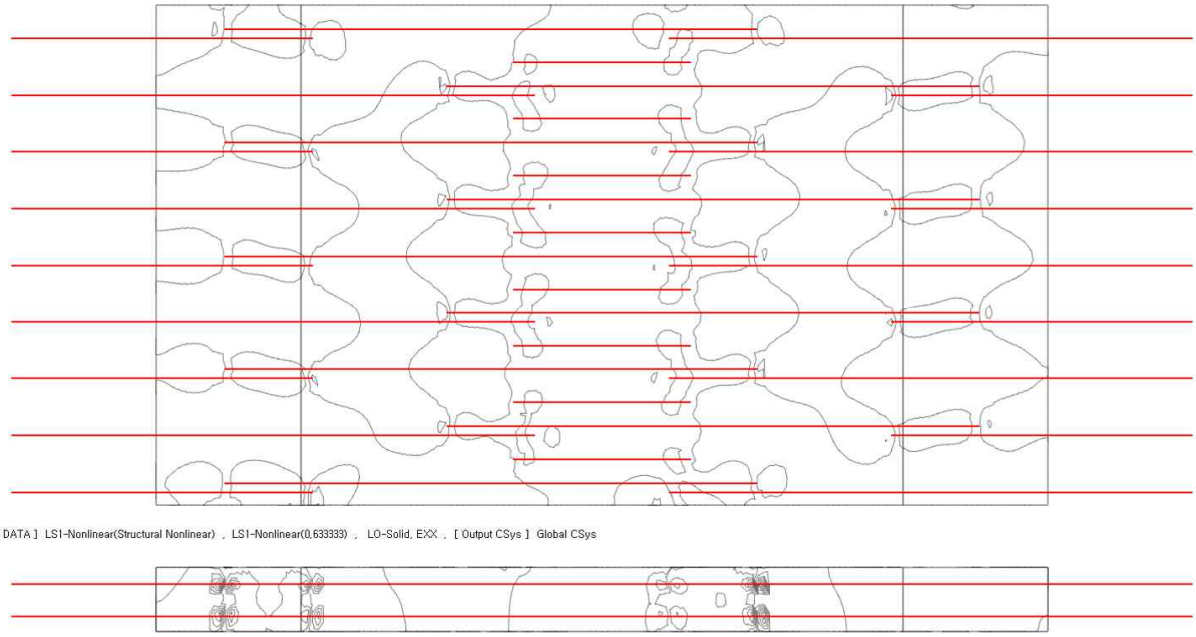


그림 4.15 파단 시 변형률 분포, 직선 겹이음형 연결상세 계획

루프 철근 배치의 경우 변위 하중 재하 95 mm까지 안정적으로 해석이 수행되었고, 이때 발생한 최대 변형률은 2.840×10^{-2}이다.

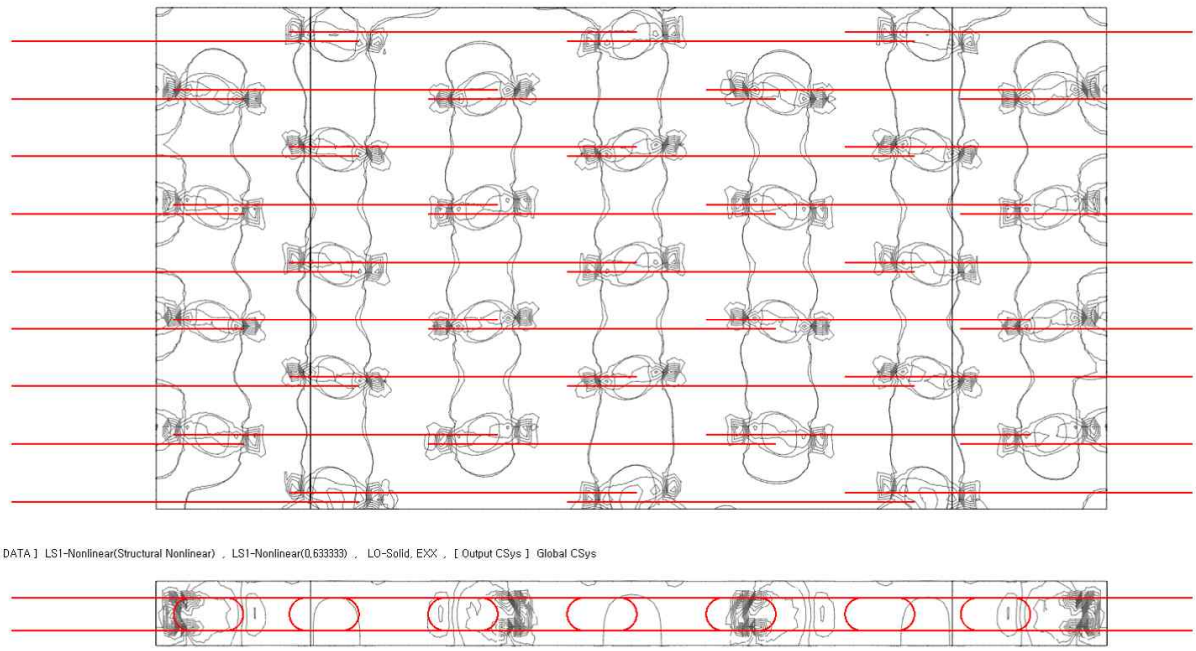


그림 4.16 파단 시 변형률 분포, 루프형 연결상세 계획

표 4.9 연결상세 계획에 따른 고인성 연결 바닥판 파단 시 변위, 최대 변형률

연결상세 계획	파단 시 변위 (mm)	파단 시 최대 변형률
직선 겹이음형	95	3.126×10^{-2}
루프형	95	2.840×10^{-2}

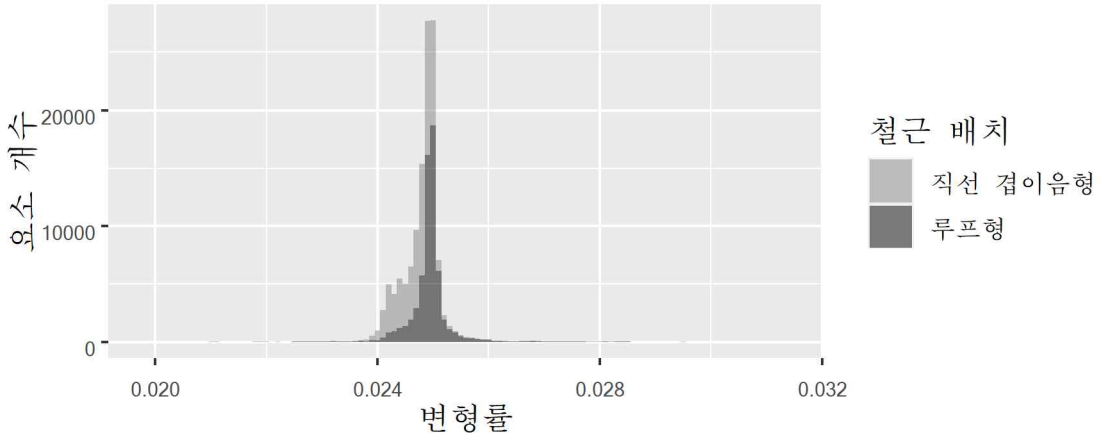


그림 4.17 연결상세 계획에 따른 변형률 분포

(2) 연구결과 요약

○ FEM해석 결과 유사한 철근량 사용 시, 파단 시 최대 변형률이 루프형 연결상세가 직선 겹이음형 연결상세에 비해 작은 것을 확인할 수 있다. 또한, 변형률을 루프형 연결상세가 직선 겹이음형 연결상세에 비해 더 적절하게 분산하는 것을 확인할 수 있다. 그러므로, 루프형 연결상세가 더 효과적인 계획임을 확인할 수 있다.

○ FEM해석 결과로는 고인성 연결 바닥판의 천이구간-비합성구간 겹침이음 부분이 최초 항복 발생 위치로 파악되나, 전반적으로 적절하게 변형률 증가가 분포되어 있으므로 온도 또는 열차 하중에 의한 신축을 고루 분포시키는 기능을 충분히 발휘할 수 있을 것으로 판단된다.

5. 바닥판과 거더의 연결방법

바닥판 연속화시 거더와 바닥판 사이에 비합성 구간을 두는 이유는 활하중 또는 다른 하중으로 인하여 거더 단부에 처짐각 발생으로 연속화된 바닥판 내에 휨 모멘트가 발생하는데 휨 모멘트에 대해서 휨강성을 줄여 연속화된 바닥판에 발생하는 응력을 최소화하고 두 경간 사이에서 힌지의 기능을 하여 휨 모멘트를 수용할 수 있도록 하는 역할을 한다.

가. 비합성 구간 길이

고인성 연결 바닥판의 전체 길이는 인접한 교량 지간장 합의 7.5%와 유간길이를 합한 것으로 하고 비합성 길이는 인접한 교량 지간장 합의 5%와 유간길이를 합한 것으로 한다. 고인성 연결 바닥판의 전체 길이와 비합성 구간의 고인성 연결 바닥판 길이는 다음 그림 5.1과 같다.

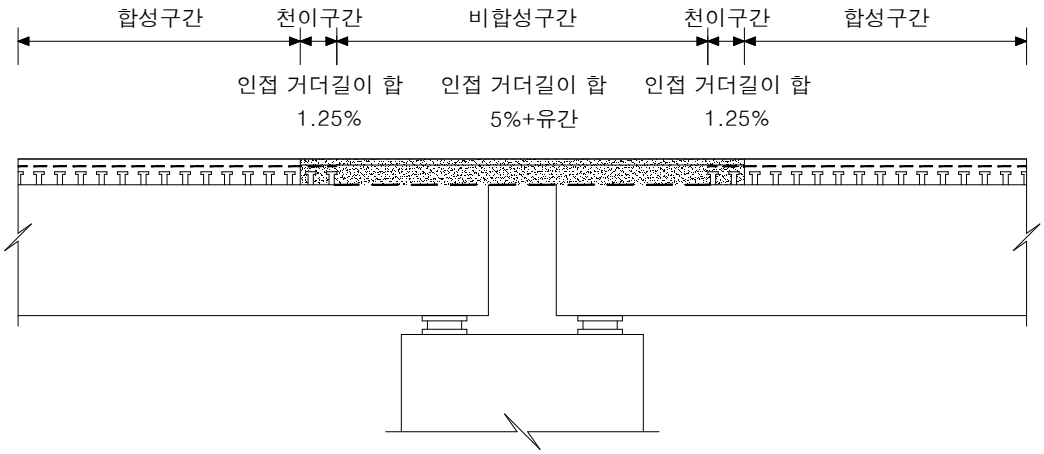


그림 5.1 고인성 연결 바닥판 개요

나. 합성과 비합성 연결구조

거더와 바닥판의 연결구조에 대해서는 많은 연구를 통해서 거동이 많이 규명되었다. 따라서 본 연구에서는 기 연구된 구조특성 적용하여 합성구조는 전단연결재 연결구조를 적용하였다.

(1) 합성구조 특성

합성구조란 거더와 바닥판이 서로 다른 게 구성된 부재들을 기계적 또는 화학적 합성을 통해 얻어지는 구조인데, 통상 서로 다른 부재들이 각각 가지고 있는 장점과 약점을 서로 보완하는 구조로 구성되는 특성을 가지고 있다.

철도교에서 사용되는 합성거더 교량은 도로교와 마찬가지로 교량바닥판을 철근콘크리트로 만들고 이를 거더가 지지하는 이른바 상로형식의 합성거더 교량이 많이 이용된다. 이 때 교량바닥판과 거더의 연결을 위해 전단연결재가 사용된다. 합성거더 교량에서 교량바닥판은 철도레일로부터 전달되는 하중을 판으로 직접 지지하는 역할을 일차적으로 수행하며 또한 거더와 합성되어 주거더의 일부로 작용하기도 한다. 이때 교량바닥판과 거더 사이에 수평전단력이 발생하는데 이 하중을 전단연결재가 지지하여 두 부재가 서

로 어긋나지 않도록 한다.

(2) 비합성 구조 특성

거더와 바닥판 콘크리트 사이에 전단연결재가 배치되어 있지 않아 두 부재가 따로따로 독립적으로 거동하는 구조를 말한다. 비합성구조는 사용하중 상태에서는 두 부재가 서로 독립적으로 거동하며 극한하중상태에서는 거더의 강도만을 고려하는 특성을 가지고 있다. 비합성구조는 교량바닥판이 거더의 구속을 적게 받아 콘크리트 건조수축, 온도변화 등에 의해 발생되는 인장응력의 크기가 합성구조보다 작기 때문에 교량바닥판에 발생하는 균열이 줄어드는 장점이 있으나, 거더가 사용하중 상태뿐만 아니라 극한하중 상태에서의 하중을 부담해야 한다.

다. 천이구간 길이

고인성연결 바닥판과 일반바닥판의 연결시 경계면에서 축력 전달로 인하여 균열이 집중적으로 발생할 우려가 있어 천이구간이 필요하며, “제2장 1. 구조거동 분석 및 설계기술 개발”에서 산정한 인접 거더길이 합의 2.5%(양측 경간장 중 최소값의 1.25%)를 적용하였다.

라. 연결방법

합성구간과 천이구간은 바닥판의 재료적인 특성만 다르고 거더와의 연결공법은 전단연결재를 사용하여 두 부재간 연결하고, 비합성구간은 전단연결재를 배치하지않고, 거더위 바닥판을 타설한다.

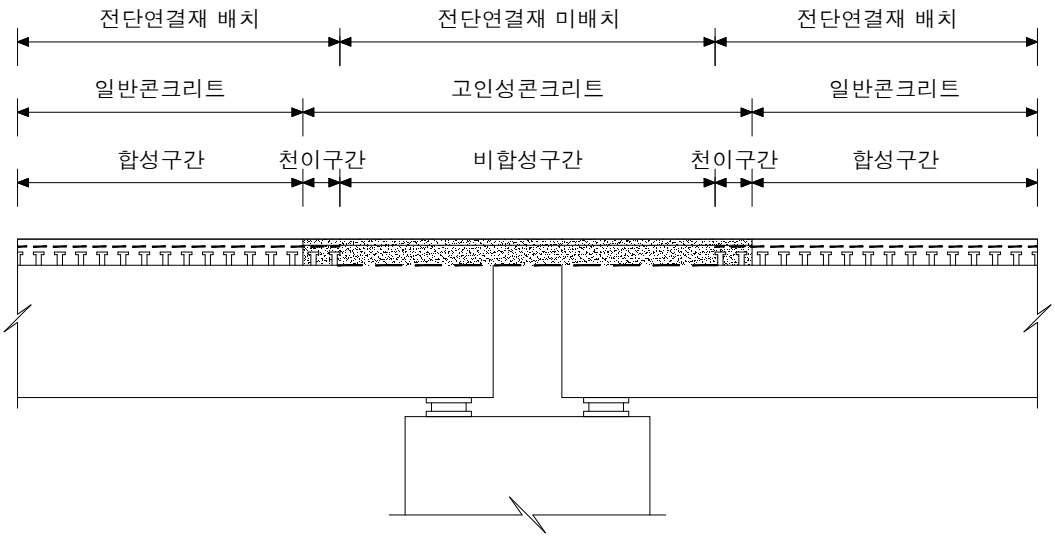


그림 5.2 고인성 연결 바닥판 구성

마. 비합성구간 바닥판 연결 방법

고인성 콘크리트 연결 바닥판과 일반 바닥판을 연결 시 접합부가 형성되고, 접합부에 응력집중 현상이 발생하게 된다. 이를 해결하기 위해 비합성구간 외에 고인성 콘크리트를 타설하는 합성구간을 천이구간이라고 한다. 이 천이구간과 비합성 구간에 철근의 연결상세는 “제2장 2. 고인성 콘크리트 연결 바닥판개발”에서 개발한 루프형 연결상세를 적용하였다.

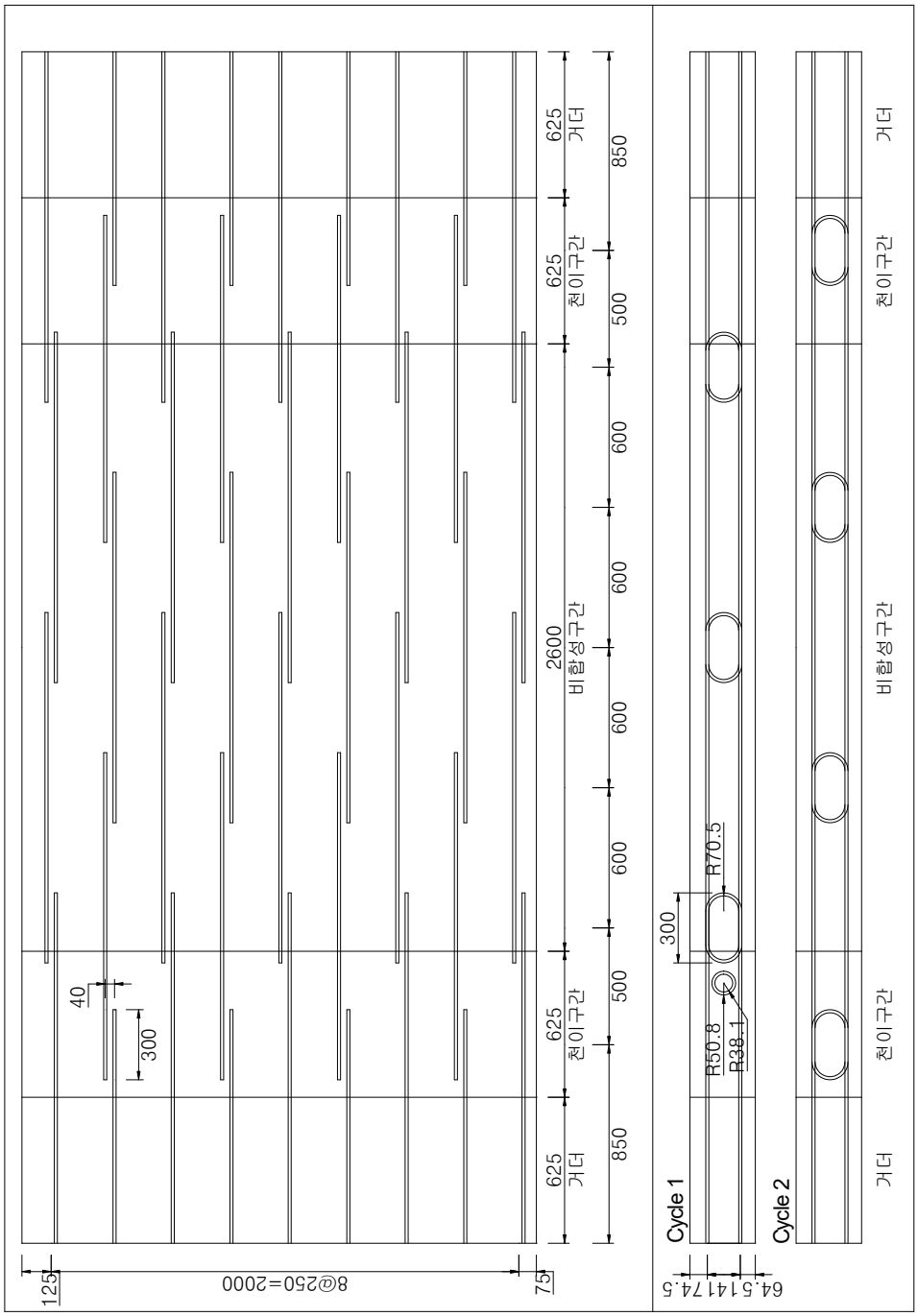


그림 5.3 루프형 연결 상세

6. 고인성 바닥판 연결부 표준화

1) 고인성 바닥판 표준 계산서

가. 설계 조건

(1) 교량 형식 및 제원

(가) 교량 제원

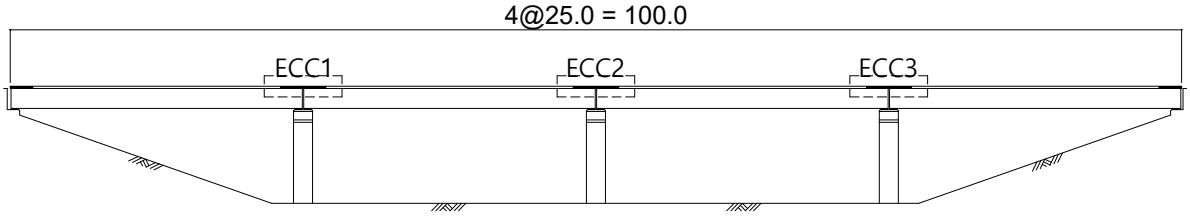


그림 6.1 종단면도

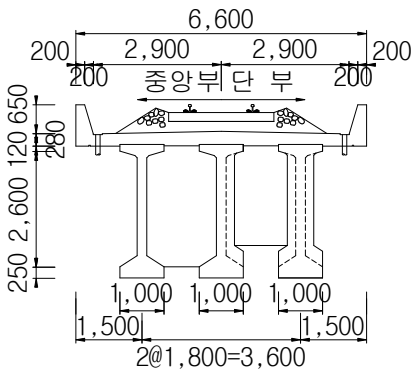


그림 6.2 횡단면도

표 6.1 교량 형식 및 제원

교량 형식	PSC (Prestressed Concrete) 거더교
설계 기준	KDS 24 10 10 (일반설계법)
적용 하중	표준열차하중 (KRL-2012)
경간	25 m
경간 수	4 경간
폭원	6.6 m

(나) 고인성 바닥판 제원

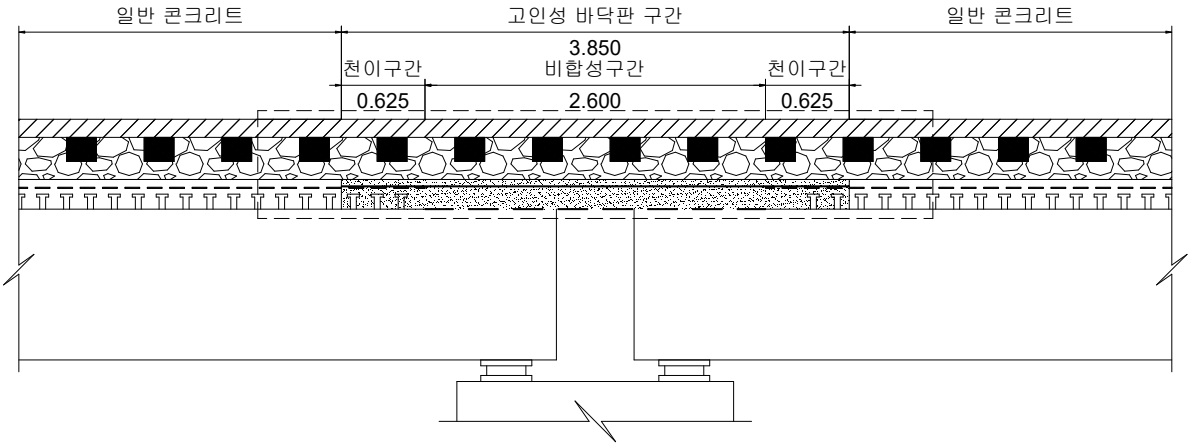


그림 6.3 고인성 바닥판 종단면도

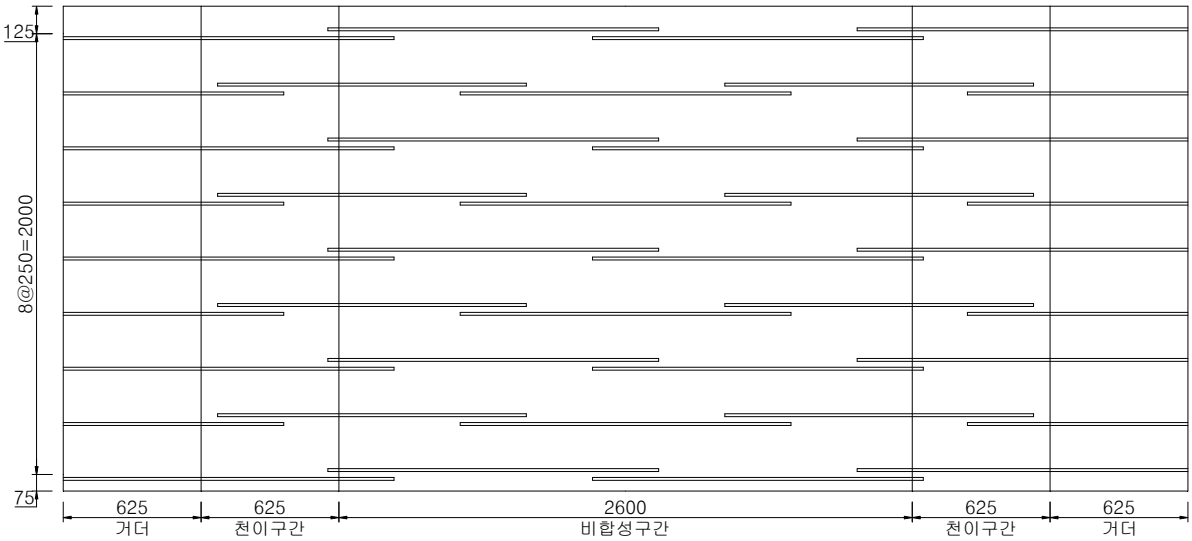


그림 6.4 고인성 바닥판 평면도

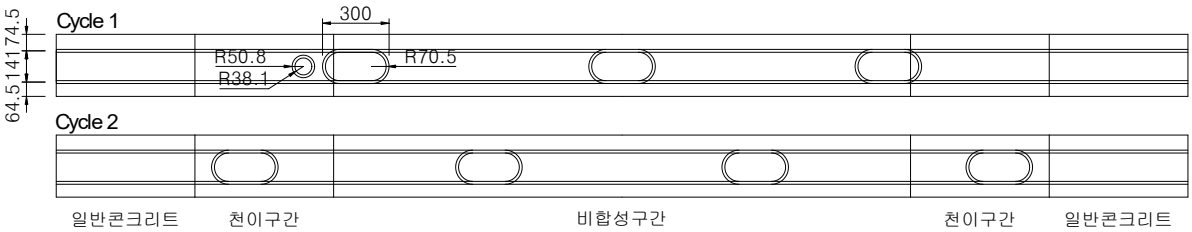


그림 6.5 고인성 바닥판 측면도

표 6.2 고인성 바닥판 제원

고인성 연결 바닥판 길이	3.850 m
비합성 구간 길이	2.600 m
천이 구간 길이	1.250 m
폭원	6.600 m

(2) 단면 제원 및 재료

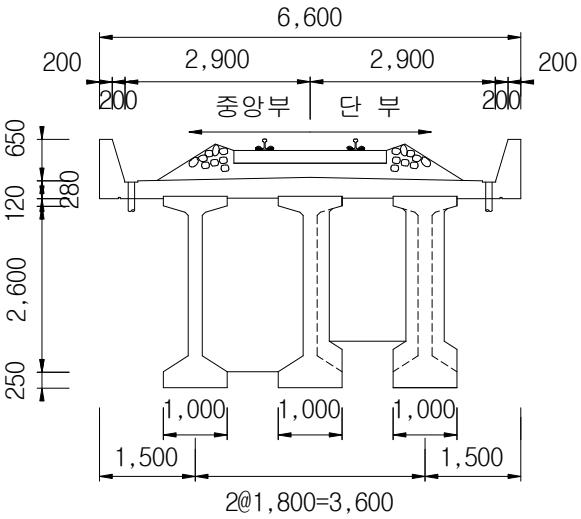


그림 6.6 일반 횡단면도

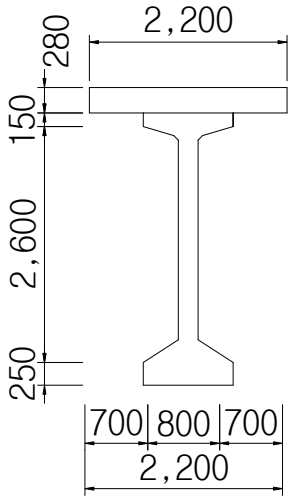


그림 6.7 거더 단면 제원

표 6.3 단면 제원

거더 높이	3.00 m
바닥판 폭	6.60 m
바닥판 두께	0.28 m

표 6.4 재료 물성치

요소	압축 강도 (MPa)	탄성 계수 (MPa)	항복 강도 (MPa)	비고
고인성 바닥판	30	20,000	3.45	
바 닥 판	30	27,264		
거 더	40	30,000		
교 대	30	27,264		
코 핑 , 교 각	30	27,264		
철 근	-	200,000	400	SD400

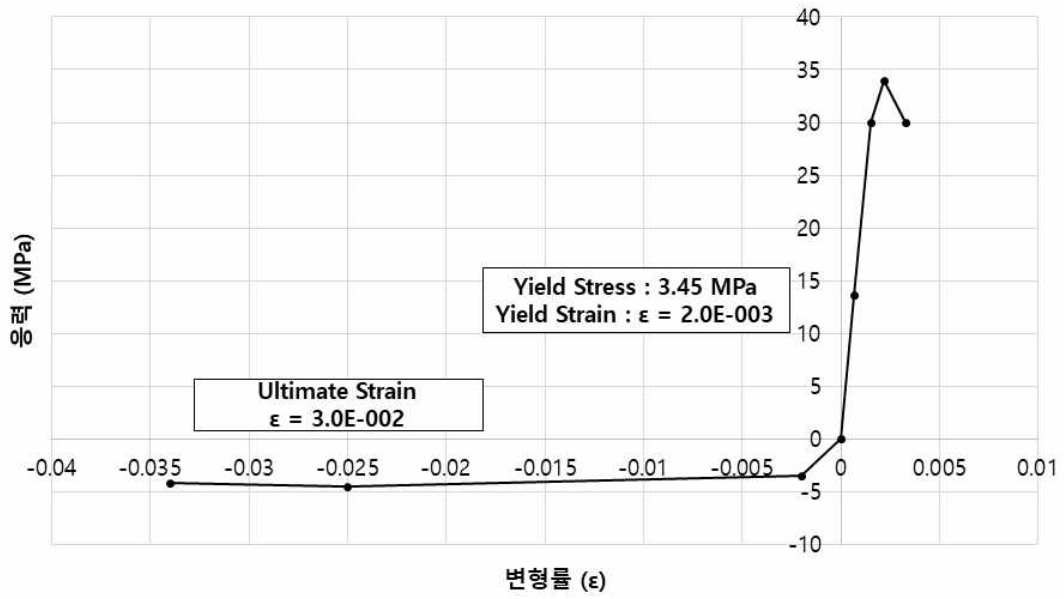


그림 6.8 고인성 연결 바닥판 물성치

(3) 하중

(가) 고정하중

고정하중에는 거더 자중, 바닥판 자중, 자갈도상 등이 있으나, 고인성 콘크리트 바닥판은 거더 및 바닥판이 완공된 이후에 신축이음부에 타설한다. 계산서는 고인성 콘크리트 바닥판 검토를 목적으로 하므로, 자갈도상의 자중만 고려한다.

표 6.5 자갈도상 하중 산정

자갈도상 단위중량 (kN/m^3)	19.000
도상 단면적 (m^2)	1.35
재하하중 (kN/m)	25.65

(나) 활하중

① 열차하중

KDS 24 12 20 4.1.3에 따라, 표준열차하중을 적용한다. 열차하중은 단선의 경우 교량 전 구간에 걸쳐 80 kN/m의 분포하중을 재하하고, 각 경간마다 거더 중앙에 집중 하중을 3 m 간격으로 각각 220 kN 씩 재하 하여 가장 불리한 위치로 적용한다.

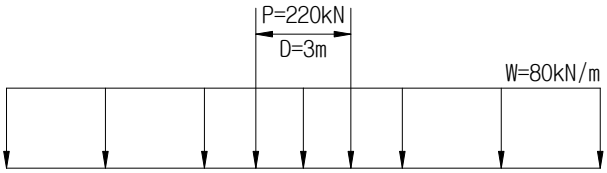


그림 6.9 열차하중

② 충격하중

충격계수의 값은 구조물의 길이 특성치를 고려하여 KDS 24 12 20 4.1.3에서 제시한 충격계수를 계산하여 아래와 같은 식으로 적용한다.

$$I_m = \frac{1.44}{\sqrt{L_c} - 0.2} - 0.18 \quad \text{(KDS 24 12 20 4.1-17)}$$

$$\text{여기서,} \quad 0 < I_m \leq 0.67$$

- 구조물의 길이 특성치 산정

$$L_c = n_c L_m$$

$$L_m = \frac{1}{n}(L_1 + L_2 + \cdots + L_n)$$

여기서, I_m : 충격계수
L_c : 구조물의 길이 특성치
L_m : 경간 평균 길이
n : 경간 수
L_n : 경간 별 길이
n_c : 경간 수에 따른 계수

(다) 크리프, 건조수축

문헌(MDOT Research Report RC-1438)에 의한 고인성 콘크리트의 건조수축 변형률은 0.001 이므로 이에 상응하는 변형을 고인성 콘크리트 부재에 재하한다.

(라) 온도하중

KDS 24 12 20 4.1.4에 따라 단면 치수가 700 mm 미만이므로, 콘크리트교 조건에 해당하는 ±15℃를 적용한다.

(마) 시·제동하중

시동 및 제동하중은 레일의 윗면에 레일방향인 교량 종방향 하중으로 작용해야 한다. 표준열차하중은 레일에서 1.8m 높이에서 교축방향으로 수평으로 작용하는 것으로 한다.

○ 표준열차하중

- 시동하중 : $33kN/m \times L(m) \leq 1000kN$
- 제동하중 : $20kN/m \times L(m) \leq 6000kN$

○ 시동하중 및 표준열차하중에 의한 작용 모멘트 산정

- 시동하중 = $33kN/m \times L(m) = 33 \times 40 = 1{,}320kN > 1000kN$로 거더 전 구간에 재하 한 결과 기준 하중을 초과하므로 시동하중의 재하 거리를 재 산정한다.
- $L(m) = \frac{1{,}000kN}{33kN/m} = 30.30m$ 시동하중의 재하거리는 30 m 적용
- 모멘트 편심거리 = 거더중심에서 레일 윗면까지 거리 + 레일에서 1.8m 높이
  = 2.568 + 1.800 = 4.368m
- 표준열차하중에 의한 작용 모멘트 = $33 \times 4.368 = 144.144kN/m-m$

○ 제동하중 산정

- 제동하중 = $20kN/m \times L(m) = 20 \times 40 \leq 80kN$, 40m 교량 전 구간에 대하여 적용
- 모멘트 편심거리 = 거더 중심에서 레일 윗면까지 거리 + 레일에서 1.8 m 높이
  = 2.568 + 1.800 = 4.368 m
- 표준열차하중에 의한 작용 모멘트 = $20 \times 4.368 = 87.360kN/m-m$

시동하중과 제동하중을 각각 재하 하여 가장 불리한 하중에 대하여 적용한다.

(4) 하중 조합

KDS 24 12 10 4.2.4 강도설계법에 따른 하중조합 중, 적용한 개별 하중들에 대하여 조합한다. 이때, 고인성 바닥판의 압축, 인장 여부에 따라 (온도 상승, 하강 여부에 따라) 적용되는 유효단면 2차 모멘트가 다르므로, 모델링을 각각 수행하고 다음과 같이 하중을 적용한다.

표 6.6 압축, 인장 모델 적용 하중

하중	압축 모델 (온도 상승)	인장 모델 (온도 하강)
고정하중	O	O
열차하중 및 충격하중	O	O
크리프, 건조수축	X	O
온도하중	O (+15℃)	O (-15℃)
시・제동하중	O	O

아래 명시된 하중조합은 온도 상승 시 압축, 온도 하강 시 인장 모델에 각각 적용한다.

○ 주요 하중조합

- LC1 (활하중과 충격하중 최대 시 하중조합)
  U = 1.35D+1.85(L+I)+1.35CF(LF)+1.6H+1.4Q
- LC2 (고정하중 최대 시 하중조합)
  U = 1.6(D+L+I+CF(LF)+H+Q)
- LC3 (시・제동하중과 온도하중 최대 시 하중조합)
  U = 1.35D+1.4(L+I)+1.35CF(LF)+1.6H+1.35Q+1.35(0.5W+WL)+1.4(SB+LR)+1.35G

여기서, D : 고정하중
L : 활하중
I : 충격하중
CF : 원심하중
LF : 활하중에 의한 차량 횡하중
H : 토압
Q : 수압, 파압, 부력 또는 양압력
W : 풍하중
WL : 차량에 작용하는 풍하중
SB : 시동 또는 제동하중
LR : 장대레일 종하중
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 온도변화 등

나. 구조 해석

구조 해석은 ㈜DM엔지니어링에서 개발한 3D Series를 사용하였다. 3차원 Frame 구조 해석 프로그램으로서 많은 사장교, 현수교, PSC 교량 등의 주 해석 프로그램으로 사용되었다. 직접강도법에 근거한 정적선형 3차원 들보요소 및 기타 구조요소 (트러스, 케이블, PC강재 등)의 해석이 가능하다. 시간 경과에 따른 재료의 성질변화 추정 및 다양한 크리프 및 건조수축 모델의 적용이 가능하다. 선형가중조합에 의한 단면력 조합 및 단면력별 최대 및 최소하중 조합이 가능하다.

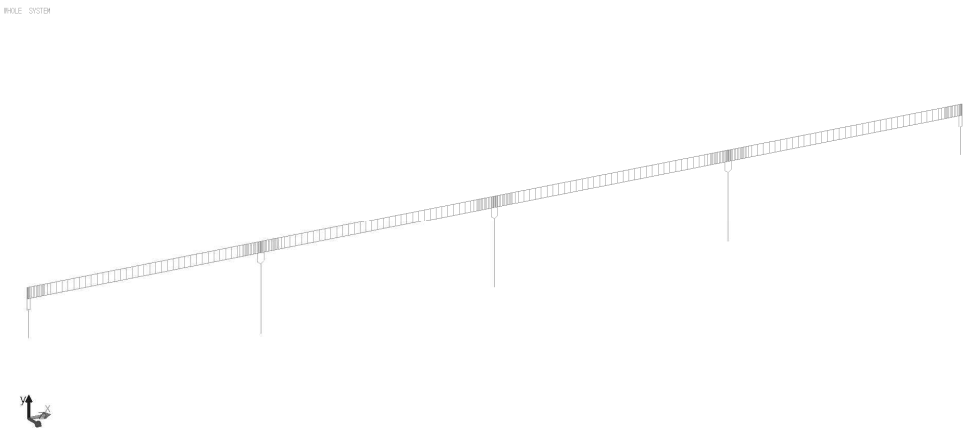


그림 6.10 해석 모델

(1) 모델링

고인성 바닥판의 구조 계산을 위한 모델링은 압축 모델과 인장 모델로 나누어서 프레임 해석을 수행한다. 압축, 인장 모델은 각각 고인성 바닥판이 압축 상태, 인장 상태에 있을 때의 재료적 특성을 반영한 것으로, 바닥판 유효 단면2차 모멘트 산정 연구 결과에서 도출된 유효 단면2차 모멘트를 적용한다.

(가) 절점 및 부재 체계

표 6.7 구조 요소 별 절점 및 부재 체계

요소	절점 번호	부재 번호	비고
고인성 바닥판, 바 닥 판	1~273	1~272	거더와 바닥판은 강결, 거더와 고인성 바닥판은 압축 스프링으로 연결 시점, 종점 방향으로 올림 순
거 더	1001~1067 2001~2067 3001~3067 4001~4067	1001~1066 2001~2066 3001~3066 4001~4066	시점, 종점 방향으로 올림 순
교 대	30001~30114	30001~30113	상부, 하부 방향으로 올림 순
코 핑 , 교 각	50001~50012 50101~50112 50201~50212	50001~50011 50101~50111 50201~50211	상부, 하부 방향으로 올림 순

(나) 좌표축 체계

전체계 좌표축은 다음과 같이 정의한다.

- X-축 : 교축 방향
- Y-축 : 연직 방향
- Z-축 : 교직 방향

표 6.8 국부 좌표계 체계

요소	국부 1축	국부 2축	국부 3축
고인성 바닥판, 바 닥 판	교축 방향	연직 방향	교직 방향
거 더	교축 방향	연직 방향	교직 방향
교 대	연직 방향	교축 방향	교직 방향
코 핑 , 교 각	연직 방향	교축 방향	교직 방향

(다) 재료 물성치

표 6.9 요소별 재료 물성치

요소	밀도 (kN/m^3)	탄성계수 (kN/m^2)	열 팽창 계수 (/℃)	비고
고인성 바닥판	24.5	2.0000×10^7	1.0×10^{-5}	
바 닥 판	24.5	2.7264×10^7	1.0×10^{-5}	
거 더	24.5	3.0007×10^7	1.0×10^{-5}	
교 대	24.5	2.7264×10^7	1.0×10^{-5}	
코 핑 , 교 각	24.5	2.7264×10^7	1.0×10^{-5}	

(라) 단면 상수

표 6.10 요소별 단면 상수

요소	A (m^2)	I22 (m^4)	I33 (m^4)	비고
고인성 바닥판	$1.8480 \times r_{A,eff}$	6.7082	$0.012074 \times r_{I,eff}$	유효 단면적, 단면2차 모멘트 적용
바 닥 판	1.8480	6.7082	0.012074	
거 더	3.3540	7.3800	3.8860	
교 대 (상 단)	3.0000	9.0000	0.0625	
교 대 (하 단)	9.0000	27.000	1.6875	
코 핑	1.0000	0.0833	0.0833	
교 각	1.7580	0.2460	0.2460	

여기서, 고인성 바닥판의 유효 단면적과 유효 단면 2차 모멘트는 바닥판 유효 단면2차 모멘트 산정 연구 결과에서 도출된 값을 사용한다. 단면적의 적용 유효율 $r_{A,eff}$은 인장 모델에는 12.5%, 압축 모델에는 100%를 적용한다. 단면 2차 모멘트의 적용 유효율 $r_{I,eff}$은 인장 모델에는 8.8%, 압축 모델에는 100%를 적용한다.

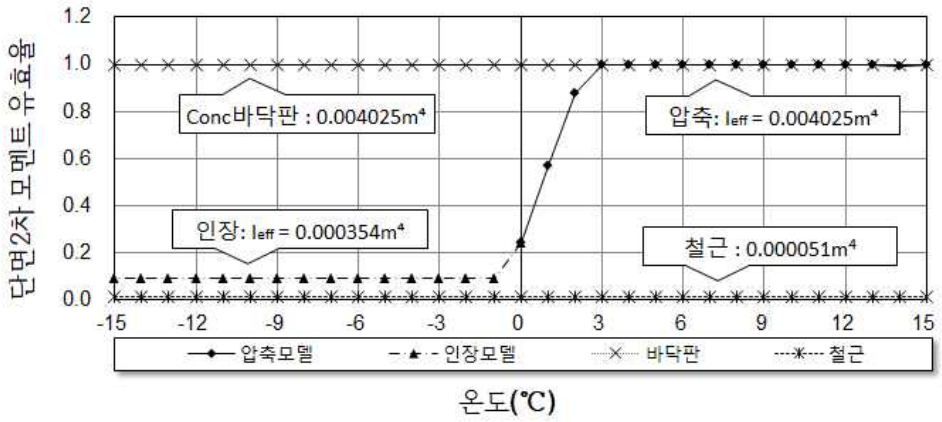


그림 6.11 온도별 단면2차 모멘트 유효율

(마) 경계 조건

받침 경계 조건을 다음과 같이 적용한다.

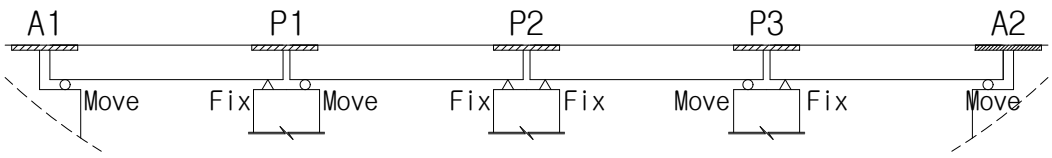


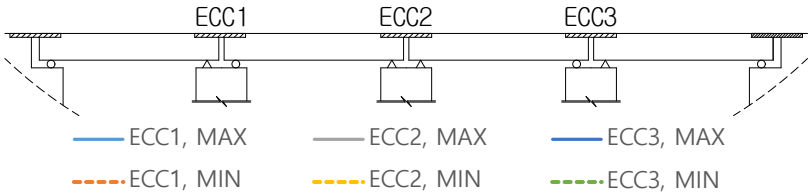
그림 6.12 경계 조건

(2) 해석 결과

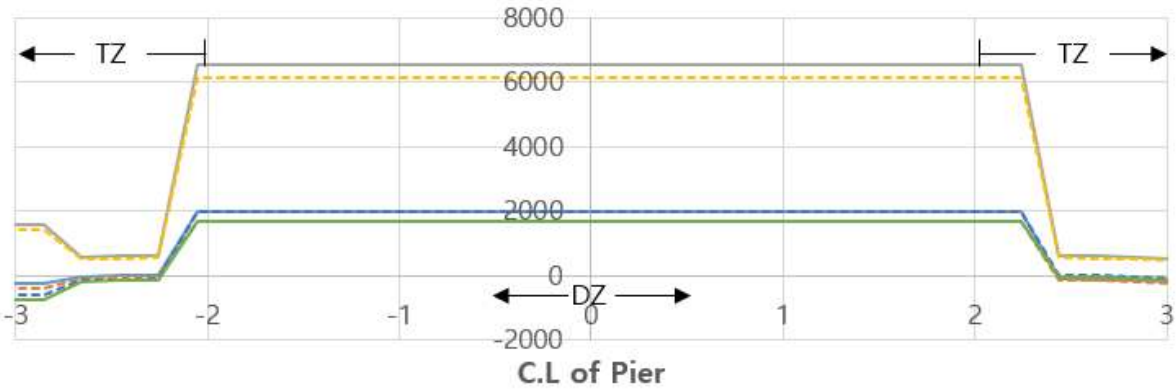
인장모델 (온도 하강 시), 압축모델 (온도 상승 시) 각각에 대하여 하중 조합 별 단면력을 정리했으며, 각 그래프의 범례는 다음과 같다. 3개의 고인성 바닥판 구간을 ECC1, 2, 3으로 표시하였고, 각 부재력의 최대 최소는 MAX (실선), MIN (점선)으로 표시하였다. 그래프에서 TZ는 천이구간, DZ는 비합성 구간을 나타낸다.

(가) 인장모델 (온도 하강 시)

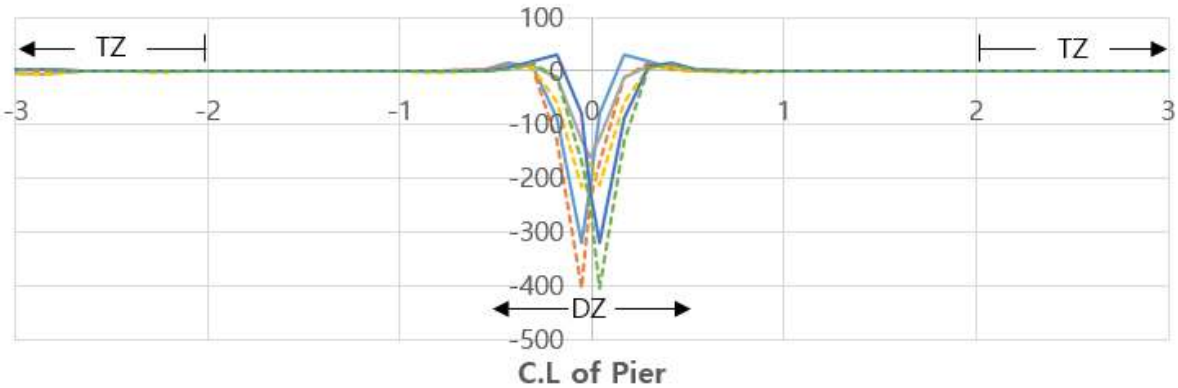
① LC1 (활하중과 충격하중 최대 시)



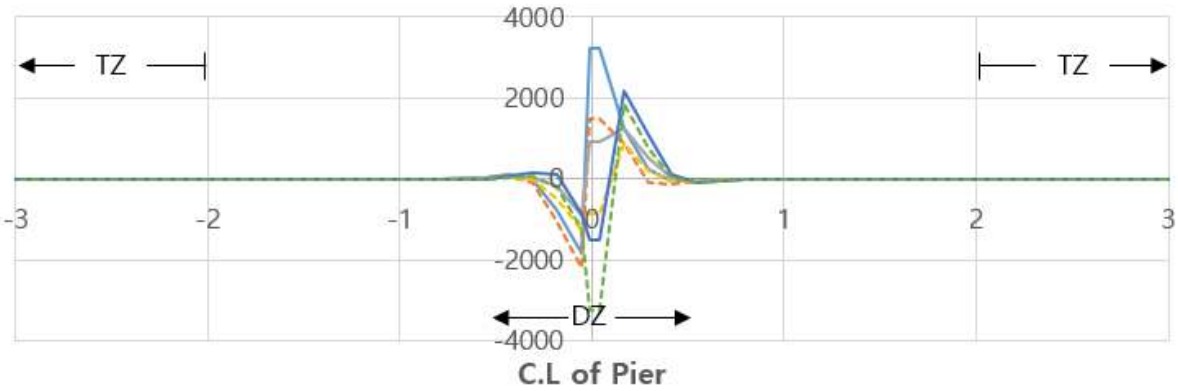
축력 (kN), MAX: 6560 kN MIN: -736.1 kN



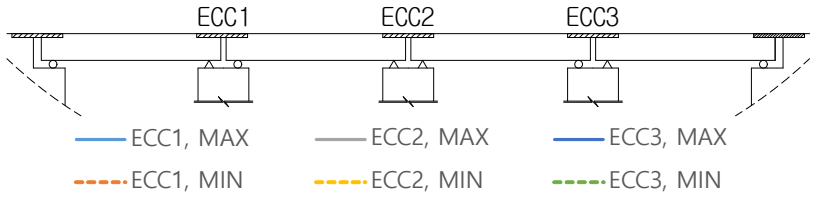
모멘트 (kN·m), MAX: 30.9 kN·m MIN: -403.7 kN·m



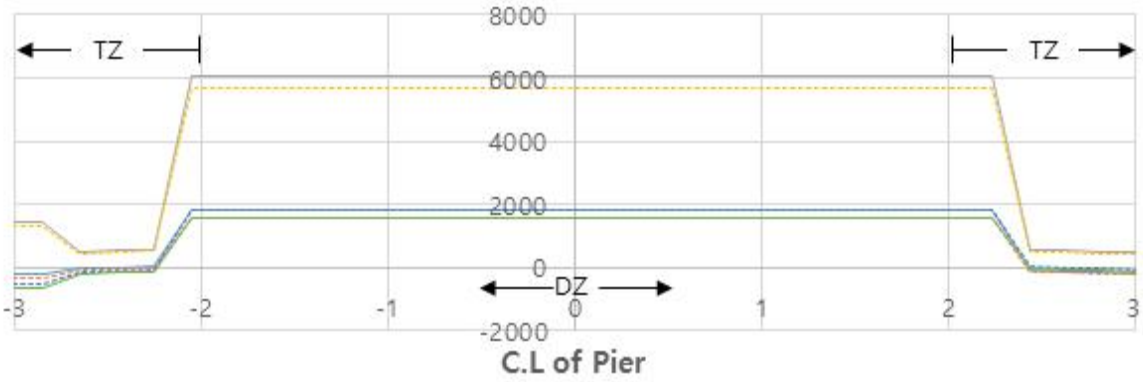
전단력 (kN), MAX: 3233 kN MIN: -3247 kN



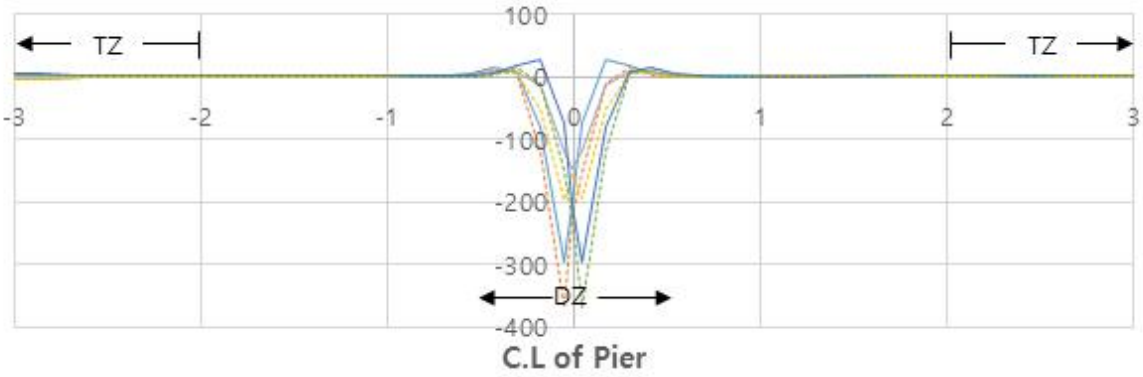
② LC2 (고정하중 최대 시)



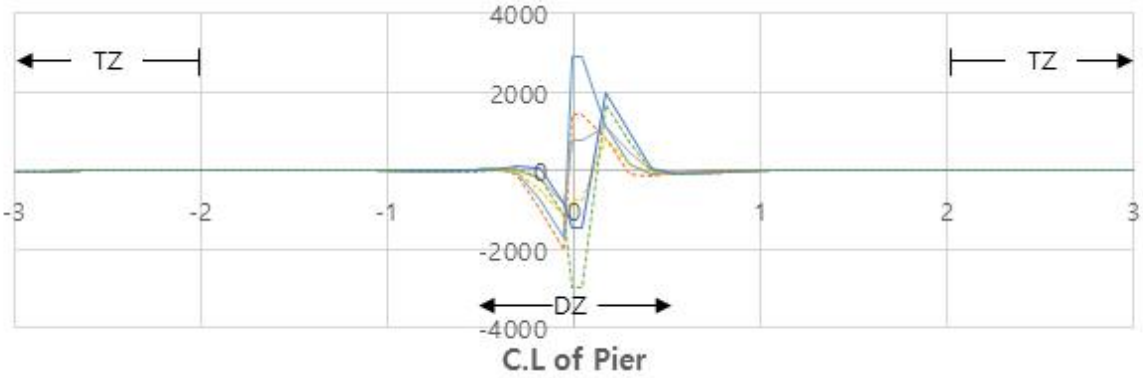
축력 (kN), MAX: 6036 kN MIN: -673.9 kN



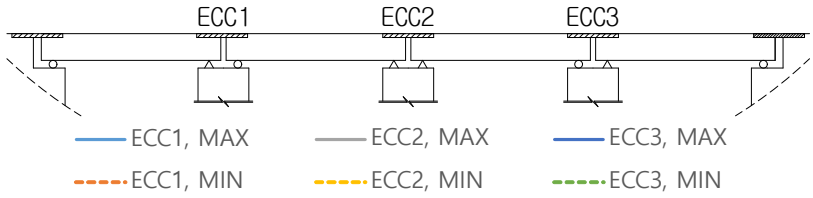
모멘트 (kN·m), MAX: 27.35 kN·m MIN: -369 kN·m



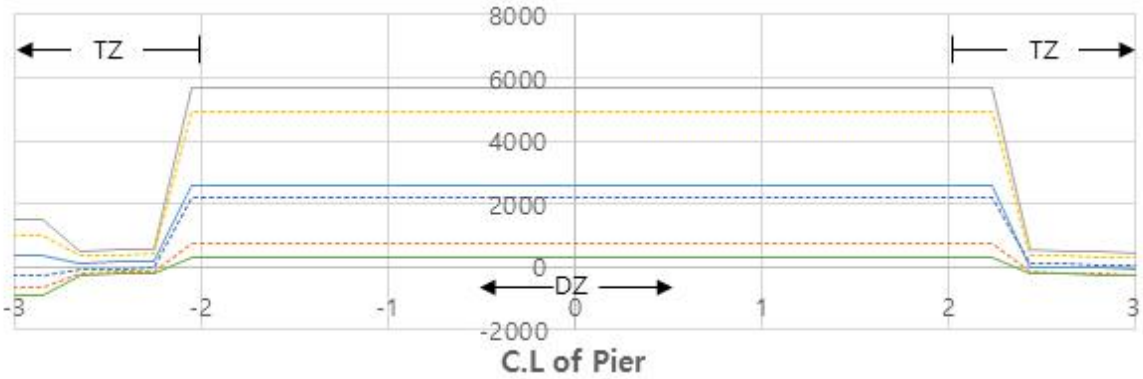
전단력 (kN), MAX: 2930 kN MIN: -2943 kN



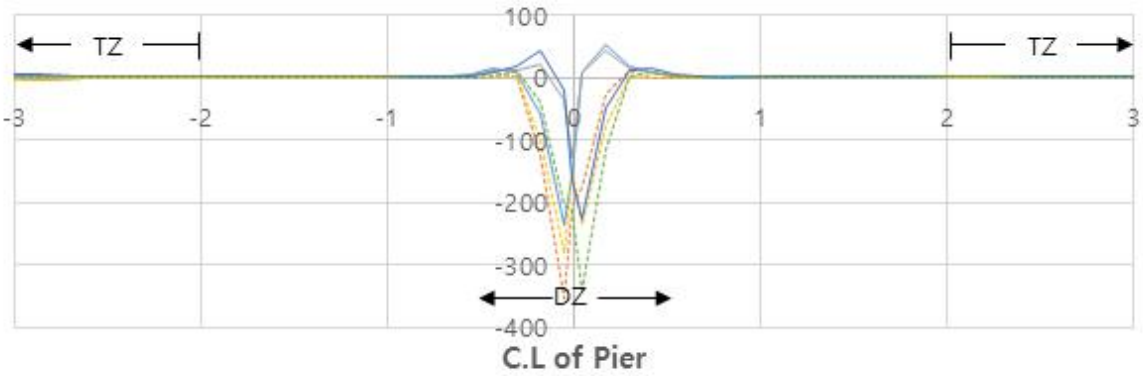
③ LC3 (시·제동하중과 온도하중 최대 시)



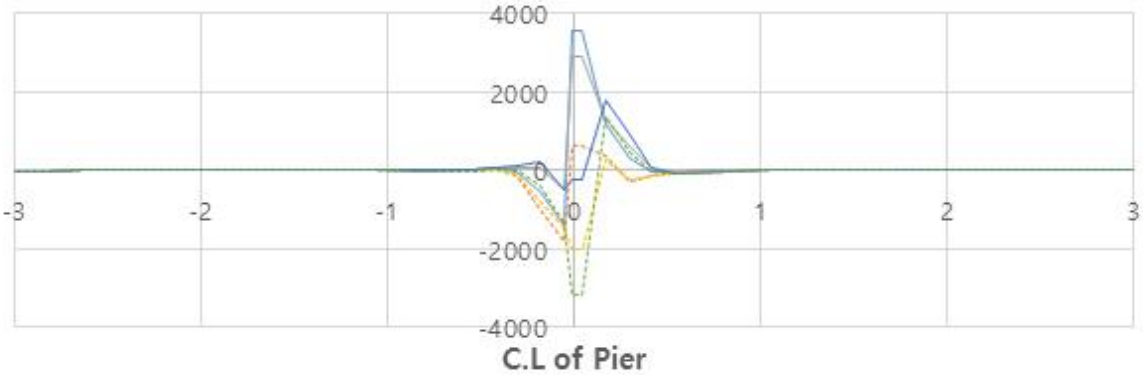
축력 (kN), MAX: 5711 kN MIN: -883.9 kN



모멘트 (kN·m), MAX: 53.55 kN·m MIN: -351.6 kN·m

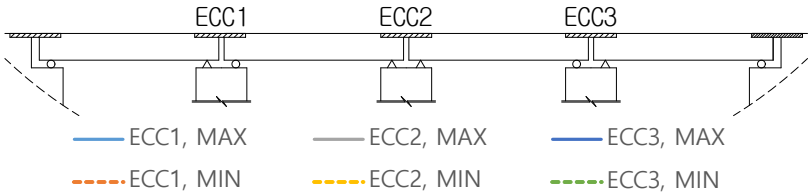


전단력 (kN), MAX: 3587 kN MIN: -3173 kN

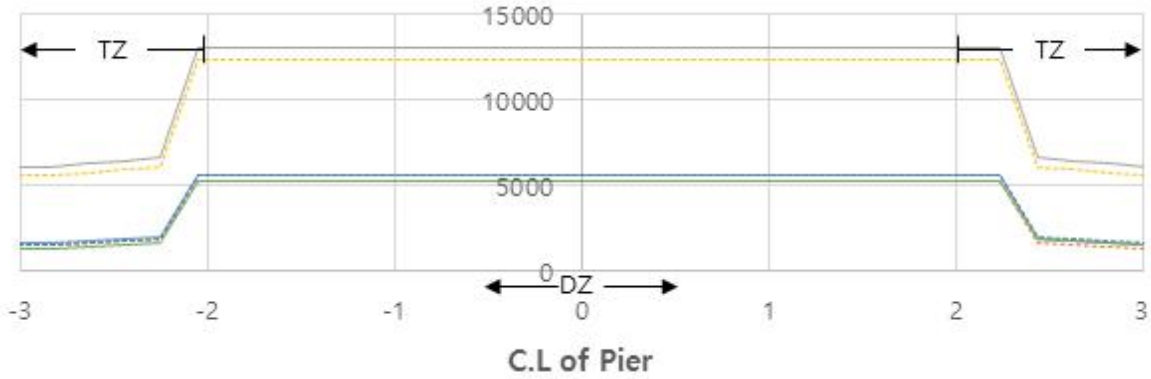


(나) 압축모델 (온도 상승 시)

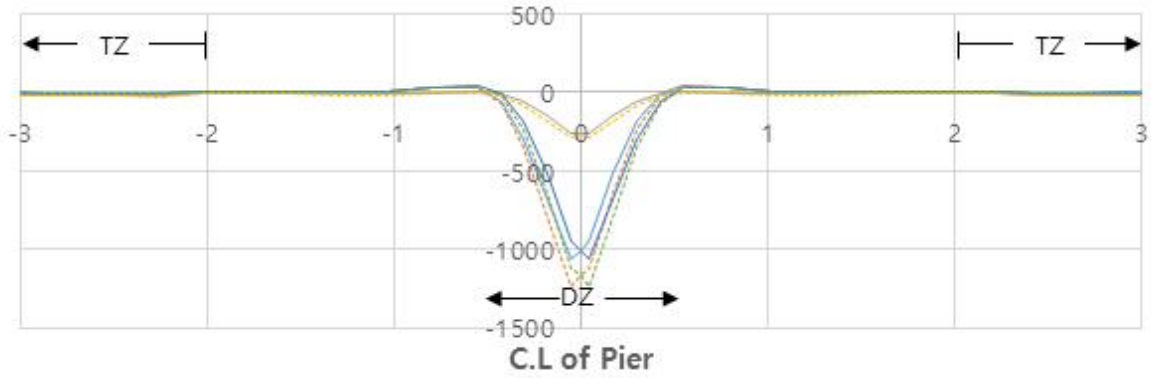
① LC1 (활하중과 충격하중 최대 시)



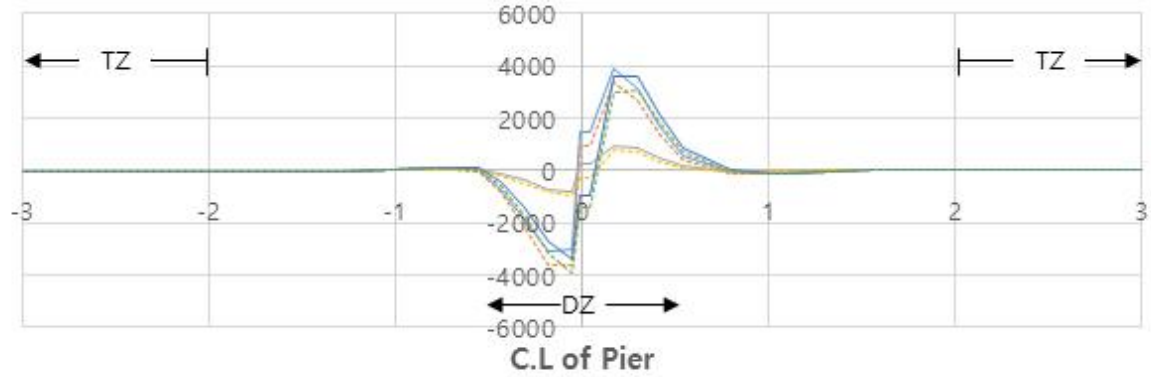
축력 (kN), MAX: 13120 kN MIN: 1273 kN



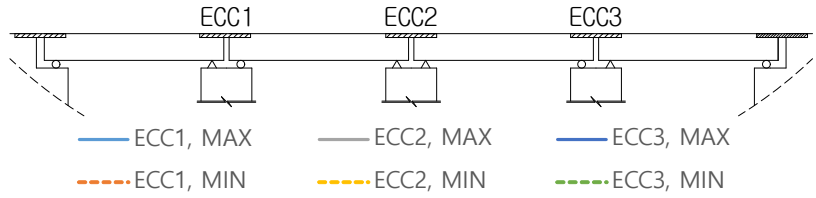
모멘트 (kN·m), MAX: 49.25 kN·m MIN: -1233 kN·m



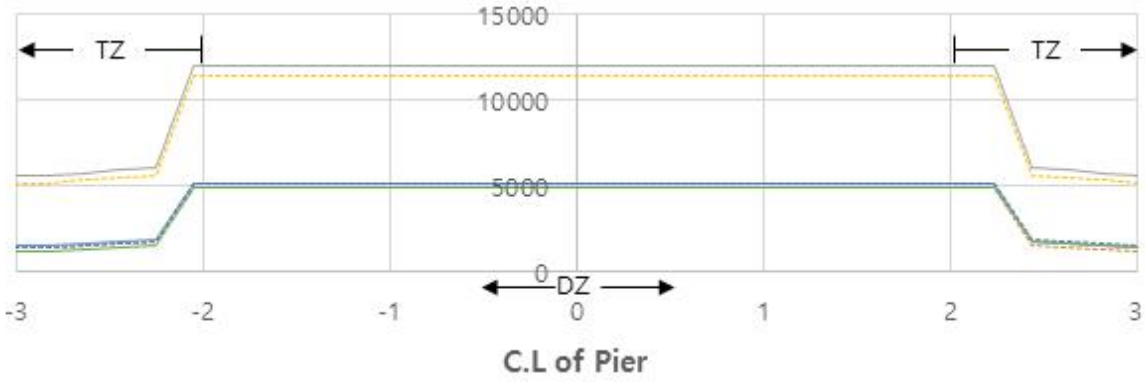
전단력 (kN), MAX: 3913 kN MIN: -3913 kN



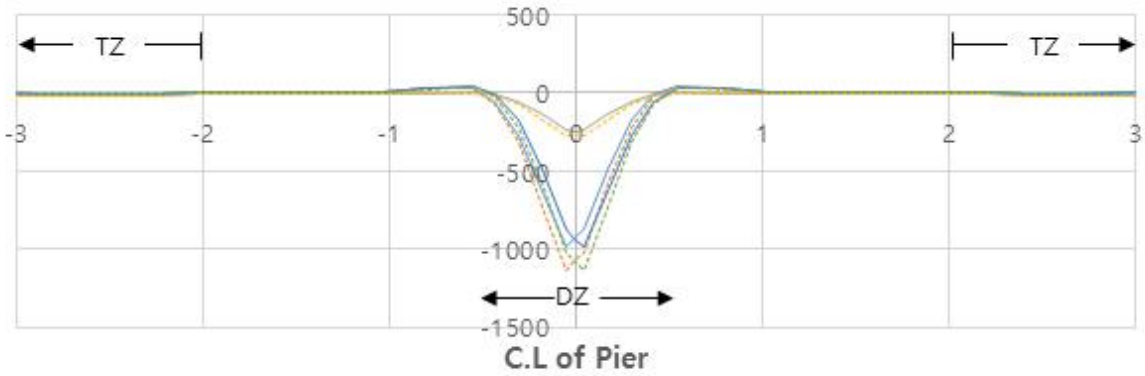
② LC2 (고정하중 최대 시)



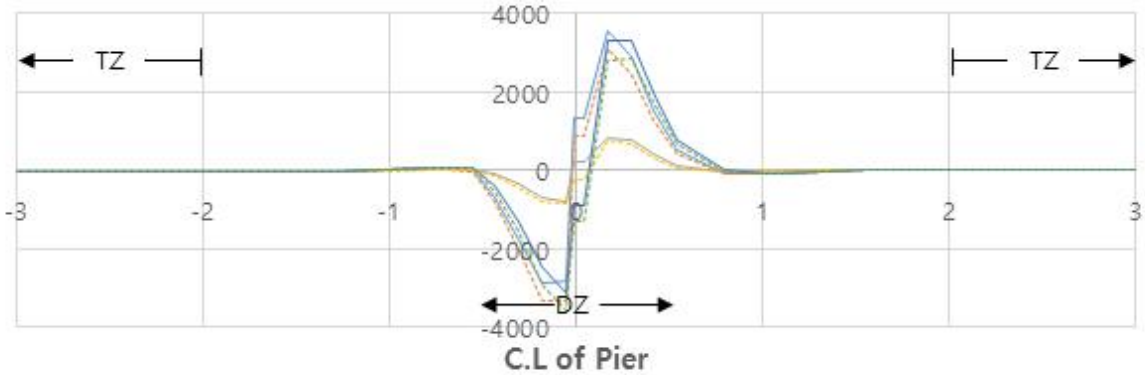
축력 (kN), MAX: 12070 kN MIN: 1183 kN



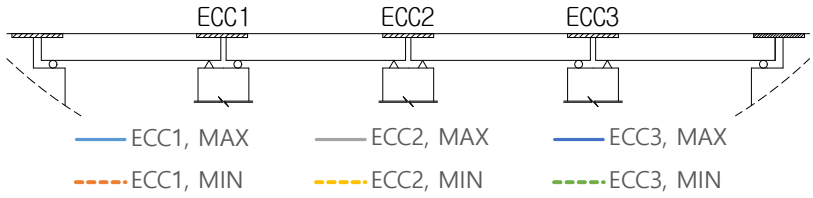
모멘트 (kN·m), MAX: 45.17 kN·m MIN: -1132 kN·m



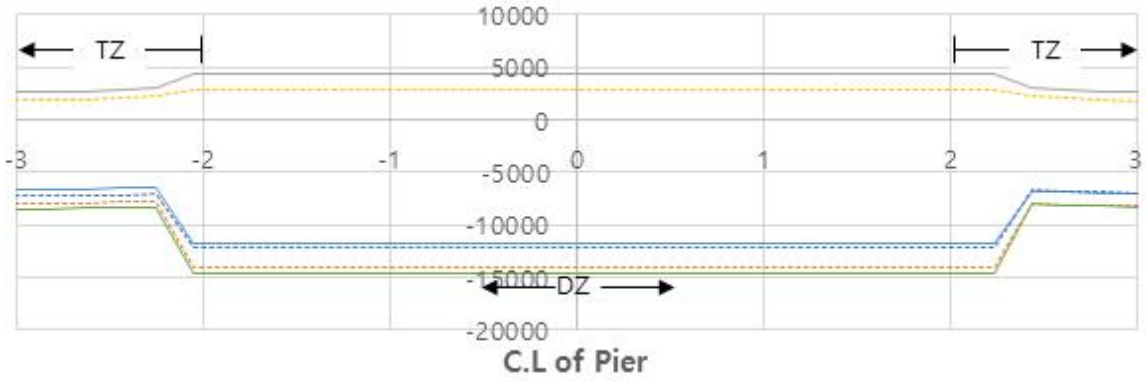
전단력 (kN), MAX: 3592 kN MIN: -3592 kN



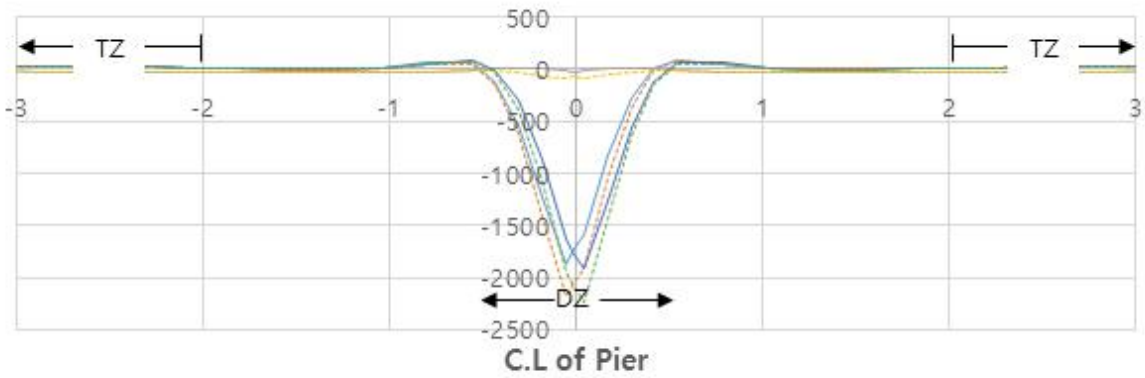
③ LC3 (시·제동하중과 온도하중 최대 시)



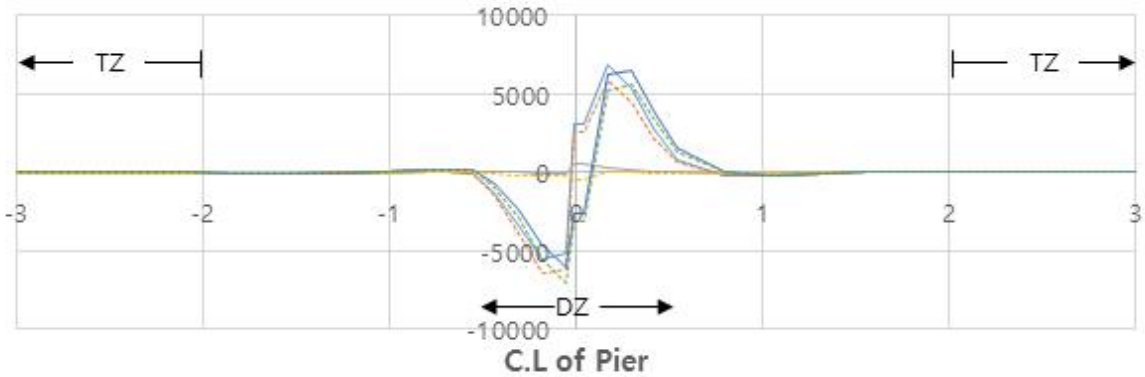
축력 (kN), MAX: 4291 kN MIN: -14650 kN



모멘트 (kN·m), MAX: 90.14 kN·m MIN: -2229 kN·m



전단력 (kN), MAX: 6922 kN MIN: -7066 kN



다. 고인성 바닥판 설계

고인성 연결 바닥판의 사용성은 바닥판에 인장이 작용할 때 변형률이 철근의 변형률 이내에 있는 것을 확인함으로서 검토하고 안전성은 바닥판에 축 압축력이 작용할 때 거더처짐에 의한 휨곡률이 고인성 연결 바닥판단면의 한계 휨곡률 이내에 있는지 확인함으로써 확인한다.

(1) 사용성 검토 (온도 하강 시)

고인성 연결 바닥판의 사용성 검토는 온도 하강 시의 인장 모델의 철근변형률을 사용하여 이뤄진다. 이때, 문헌에 명시된 크리프, 건조수축에 대한 변형률은 하중으로 직접 재하하지 않고, 이를 제외한 나머지 하중 조합에 대해 산출된 변형률에 합해 고려한다.

ECC 구간에서 최대 인장력이 발생하는 경우에 대해, 발생하는 인장력(P)이 고인성 연결 바닥판이 최대 수용 가능한 인장력(P_{ECC})보다 작을 경우 다음과 같이 철근의 변형률을 산출한다.

$$If\ P < P_{ECC} : \epsilon = \frac{P}{E_{ECC}\left(A_{ECC} + A_{rein}\frac{E_{rein}}{E_{ECC}}\right)} + \epsilon_{CR,SH}$$

만약 발생하는 인장력이 고인성 연결 바닥판이 최대 수용 가능한 인장력 이상일 경우에는, 다음과 같이 철근의 변형률을 산출한다.

$$If\ P \geq P_{ECC} : \epsilon = \frac{P - P_{ECC}}{E_{rein}A_{rein}} + \frac{P}{E_{ECC}\left(A_{ECC} + A_{rein}\frac{E_{rein}}{E_{ECC}}\right)} + \epsilon_{CR,SH}$$

이때, 고인성 바닥판이 최대 수용 가능한 인장력 (P_{ECC})은 다음과 같이 계산한다.

$$P_{ECC} = \sigma_y A_{ECC} = 3.45 \times 10^3 \times (0.28 \times 6.6) = 6375.6\,kN$$

구조 해석 결과, 발생하는 최대 인장력이 $6560\,kN$ 이므로, 고인성 연결 바닥판이 최대 수용 가능한 인장력 $P_{ECC}(= 6375.6\,kN)$을 초과한다.

철근의 변형률을 산출하면,

$$\epsilon = \frac{6560 - 6375.6}{2.0 \times 10^8 \times 6.840 \times 10^{-3}} + \frac{6560}{2.0 \times 10^7\left(1.848 + 6.840 \times 10^{-3} \times \frac{2.0 \times 10^8}{2.0 \times 10^7}\right)} + 0.001$$

$$\epsilon = 1.306 \times 10^{-3} < \epsilon_y (= 0.002) \rightarrow \therefore O.K$$

(2) 안전성 검토 (온도 상승 시)

고인성 연결 바닥판의 안전성 검토는 온도 상승 시의 압축 모델의 연결부에서 양측 경간의 거더 처짐으로부터 연결부의 거더 간 최대 꺾임각을 구하고, 이 꺾임각으로 고인성 연결 바닥판의 곡률을 구하여 고인성 연결 바닥판의 성능 곡선인 모멘트-곡률 그래프와 비교하여 검토한다. 검토 방법은 거더 처짐에 의한 바닥판 곡률이 고인성 연결 바닥판 단면의 모멘트-곡률 그래프 내에 위치하면 파단 되지 않고 안전성을 만족하는 것으로 한다. 고인성 연결 바닥판은 물리적 특성 상 거더의 처짐에 순응하는 재료이기 때문에, 일반 RC 부재와 같이 부재모멘트와 단면의 강도로 검토하지 않는다. (그림 6.13 참고)

해석 결과에 따른 거더 간 최대 꺾임각은 ECC3에서 발생하고, 좌측 거더의 회전각 (θ_1)이 $0.001797 rad$, 우측 거더의 회전각 (θ_2)이 $-0.002234 rad$ 이므로 $0.004031 rad (= 0.23096^\circ)$의 꺾임각이 발생하므로, 곡률은 6.6082×10^{-4} 이다.

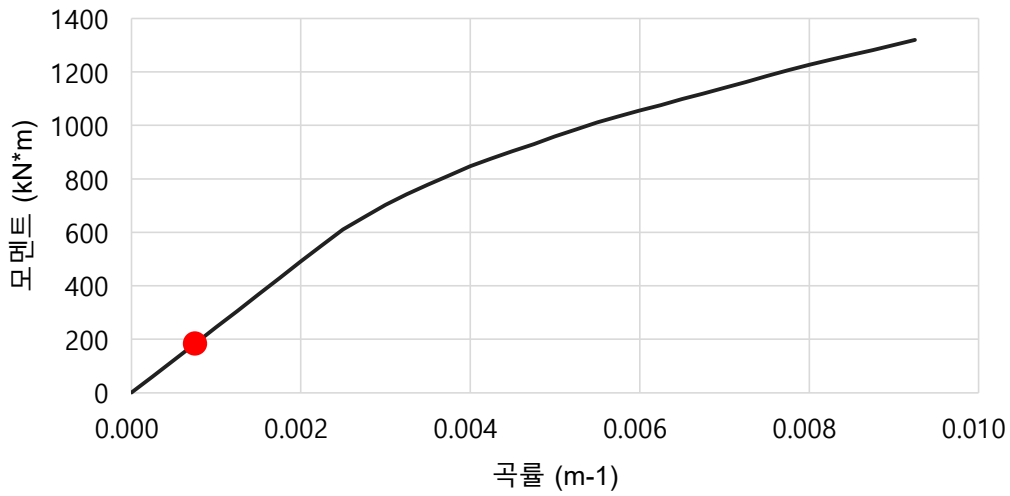
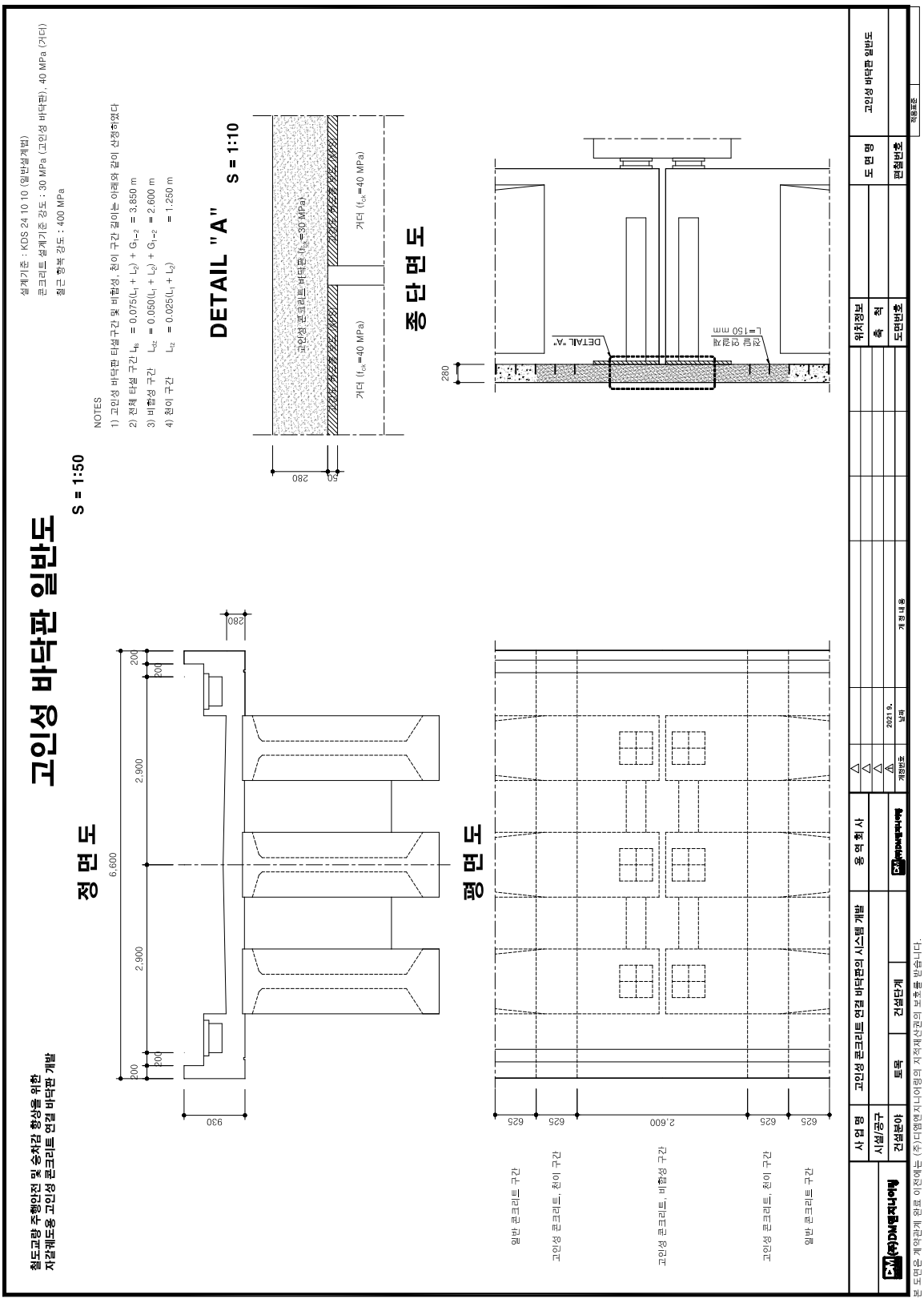


그림 6.13 고인성 연결 바닥판 단면의 모멘트-곡률 그래프

$$\kappa = 6.6082 \times 10^{-4} < \kappa_{max} (= 9.25 \times 10^{-3}) \rightarrow O.K$$

2) 고인성 바닥판 표준 도면



본 도면은 계약관계 완료 이전에는 (주)디엠엔지니어링의 저작재산권의 보호를 받습니다.

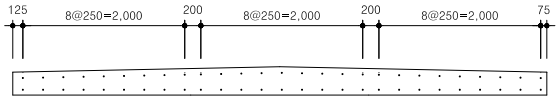
철도교량 주행안전 및 승차감 향상을 위한
자갈궤도용 고인성 콘크리트 연결 바닥판 개발

고인성 바닥판 배근도

S = 1:50

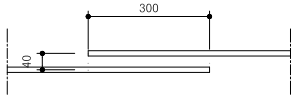
설계기준 : KDS 24 10 10 (일반설계법)
콘크리트 설계기준 강도 : 30 MPa (고인성 바닥판), 40 MPa (거더)
철근 항복 강도 : 400 MPa

정면도



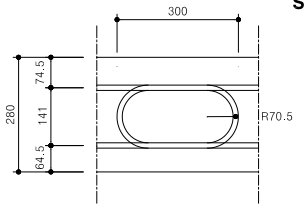
DETAIL "A"

S = 1:10

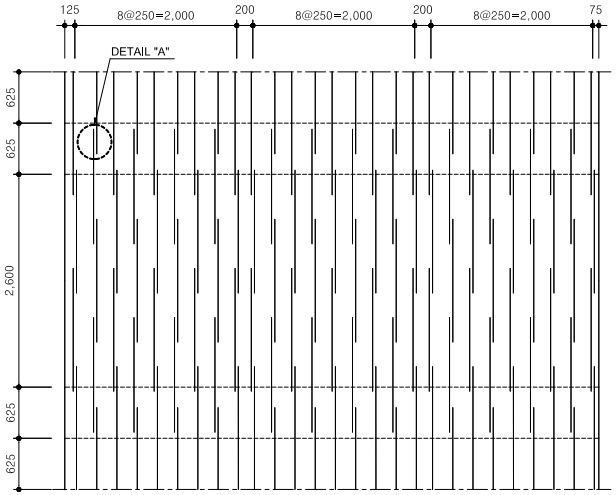


DETAIL "B"

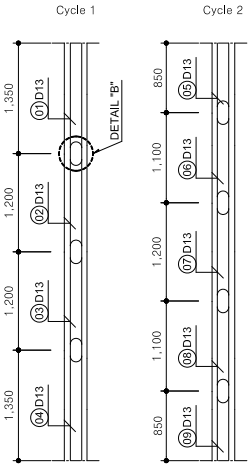
S = 1:10



평면도



측면도



재료표

구분	지름 (mm)	길이 (m)	개수 (EA)	총 길이 (m)	단위 중량 (kg/m3)	총 중량 (kg)	재료
01	13	1.5	15	22.5	7850	22.378	SD400
02	13	1.5	15	22.5	7850	22.378	SD400
03	13	1.5	15	22.5	7850	22.378	SD400
04	13	1.5	15	22.5	7850	22.378	SD400
05	13	1.4	12	16.8	7850	16.709	SD400
06	13	1.4	12	16.8	7850	16.709	SD400
07	13	1.0	12	12.0	7850	11.935	SD400
08	13	1.5	12	18.0	7850	17.903	SD400
09	13	1.0	12	12.0	7850	11.935	SD400
합계				165.6	7850	164.705	SD400

NOTES
1) 모든 철근은 직경 13 mm 철근을 사용하고, 철근 간격은 C.T.C 250 mm를 적용한다
2) 최속피복두께는 22.7 mm, 겹침이음 길이는 300 mm를 적용한다
3) 겹침이음된 두 철근 사이의 횡방향 C.T.C 거리를 40 mm로 적용한다

주) 제작은 표준시방서 (KCS, Korean Construction Specification)에 의한다

	사 업 명	고인성 콘크리트 연결 바닥판의 시스템 개발		용 역 회 사	△					위치정보		도 면 명	고인성 바닥판 배근도
	시설/공구				△					축 척			
(주)DM엔지니어링	건설분야	토목	건설단계	DM(주)DM엔지니어링	△	2021 9.				도면번호		편철번호	
					개정번호	날짜	개 정 내 용					적용표준	

본 도면은 계약관계 완료 이전에는 (주)디엠엔지니어링의 지적재산권의 보호를 받습니다.

7. 고인성 바닥판 표준 시방서

가. 일반 사항

(1) 고인성 콘크리트 (Engineered Cementitious Concrete, ECC) 타설 시, 타설 당시와 경화 이후의 재료 특성에 대한 완전한 이해를 기반으로 실행 계획이 만들어져야 한다.

(2) 시공 시 콘크리트 타설 공사에 대해 적합한 전문성을 갖춘 기술자가 참여한다.
- 본 시방서에서 제공되는 규정은 현존하는 현장 경험에 기반하며, 다른 시공 환경에 따라 적용이 적합하지 않을 수 있다. 예로, 드문 부재 형태 혹은 시공 방식이 요구될 경우, 이에 적합한 실행 계획이 구성되어야 한다.
- 적합한 전문성이란, 콘크리트에 전문성을 갖춘 혹은 이와 동일한 경력을 보유한 ECC 시공 경험이 있는 기술자이다. 시공 완료 시 ECC의 완전한 성능의 발휘를 위해 이러한 전문성을 갖춘 기술자의 작업 통제가 중요하다.

나. 재료

(1) 재료 일반 사항

(가) 고인성 콘크리트 타설에 쓰이는 재료는 요구되는 성능을 만족시켜야 한다. 고인성 콘크리트의 주요 성분은 시멘트, 골재, 혼화 재료, 물, 보강 섬유이다. 역학적 성질 및 환경 작용이 고려된 고인성 콘크리트 설계에 부합하도록 배합이 되어야 한다.

(2) 모재를 위한 재료

(가) 고인성 콘크리트에 사용되는 시멘트는 KS L 5201에 적합해야 한다. 일반적으로 고인성 콘크리트에는 포트랜드 시멘트가 사용된다. 유동성과 열 발생과 관련하여, 중용열 혹은 저열 포트랜드 시멘트가 적절하고 현존하는 고인성 콘크리트 시공에 널리 사용되었다.

(나) 고인성 콘크리트에 사용되는 골재 입자 크기는 사용되는 섬유의 지름, 길이 등의 요소가 고려된 섬유의 보강 효과가 완전히 발휘될 수 있도록 선정되어야 한다. 또한, 사용되는 골재는 알칼리 실리카 반응에 대해 저항할 수 있어야 한다.

(다) 혼화 재료는 고인성 콘크리트에 손상을 주는 효과가 없어야 한다.

(3) 물

(가) KCS 44 55 20 2. (3)에 명시된 재사용되지 않은 물을 표준으로 사용한다. 고인성 콘크리트에 악효과를 유발 할 수 있는 물을 사용하지 않는다.

(4) 보강 섬유

(가) 고인성 콘크리트에 요구되는 설계 성능을 만족하는 품질의 고인성 콘크리트 임을 확인한 후에 보강 섬유를 사용할 수 있다. 보강 섬유의 선택은 고인성 콘크리트의 인장 성능에 중대한 영향을 주기 때문에 매우 중요하다. 보강 섬유와 매트릭스의 균형이 고인성 콘크리트의 인장 성능에 많은 영향을 주기 때문에, 요구 성능에 따른 종합적인 판단

이 이루어져야 한다. 일반적으로 폴리비닐알코올 (PVA)와 고강도 폴리에틸렌이 사용된다. 선택된 보강 섬유는 실험 혹은 신뢰할 수 있는 데이터를 통해 설계에 요구되는 역학적 성질 및 환경 작용에 대한 저항성을 만족하는 것이 확인되어야 한다. 설계 수명 내에 보강 섬유 자체의 대한 환경 작용에 대한 저항 또한 확인되어야 한다.

(5) 혼화 재료

(가) 고인성 콘크리트를 손상시킬 수 있는 혼화 재료는 사용할 수 없다. 고인성 콘크리트는 분말 요소가 높은 부피를 차지하기 때문에, 요구되는 유동성을 위해서 공기 연행제와 감수제가 표준적으로 쓰인다. 사용한 혼화재가 시험을 통해서 고인성 콘크리트에 요구되는 성능을 만족되는 것이 확인되어야 한다. 강도를 악화시키지 않을 경우, 적절한 공기 연행성을 통해 동결과 융해에 대한 저항성을 확보하는 것이 유리하다. 요구되는 성능을 달성하게 위해 적절한 혼화 재료가 선택되어야 한다.

다. 배합설계

(1) 일반사항

(가) 배합설계에 맞게 생산된 고인성 콘크리트는 설계 재료 특성 값 및 타설 성능이 적절한 방법으로 확인되어야 한다. 고인성 콘크리트의 배합설계는 구조적, 환경적 조건의 생산, 타설 상태를 고려하여 아래 순서도를 통해 결정되어야 한다. 여기서 타설 성능은 주로 유동성과 작업성인데, 이는 재료 분리에 대한 저항성으로 나타나고, 그림 7.1에 명시된 확인 절차를 통해 결정되어야 한다. 고인성 바닥판의 예시 배합설계가 표 7.1에 제시되어 있다.

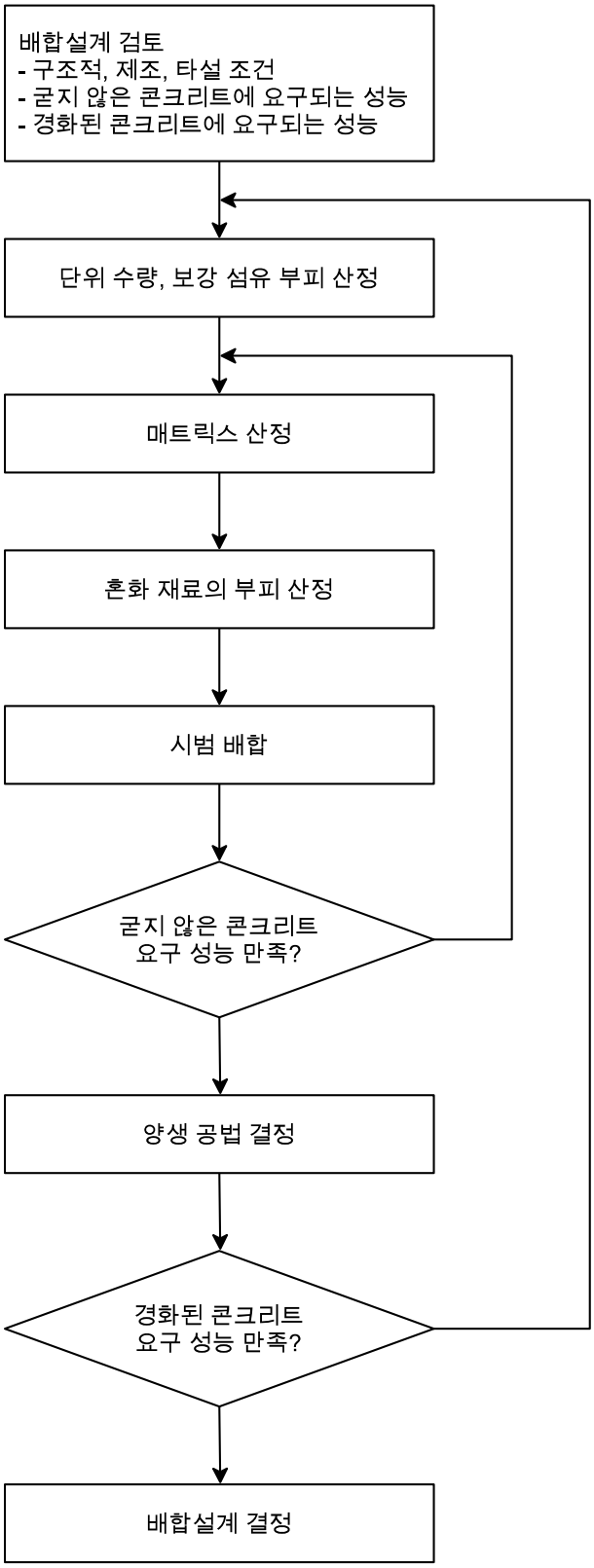


그림 7.1 배합설계 순서도

표 7.1 배합설계 예시

플로값	보강 섬유				매트릭스		
	섬유 종류	섬유 지름	섬유 길이	함량	물-결합 비율	골재-결합 부피 비율	단위 수량
(mm)	-	(mm)	(mm)	(Vol%)	(%)	(%)	(kg/m^3)
-	-	-	-	-	-	-	-

(2) 작업성

(가) 고인성 콘크리트의 작업성은 타설 조건 및 기법에 따른 적절한 지표에 기반하며, 요구되는 수준 부합하는지 시험을 통해 확인한다. 고인성 콘크리트에서 다량의 짧은 섬유의 분산을 위한 재료 분리에 대한 저항성과 섬유의 추가에 따라 줄어드는 유동성의 균형을 적절하게 잡아야 한다. 깔때기 흐름 (funnel flow) 시험과 슬럼프 (slump-flow) 시험을 통해서 이에 대한 요구 사항을 평가할 수 있다. 고유동성 콘크리트의 유동성 평가를 고인성 콘크리트의 유동성 평가에 적용할 수 있고, 깔때기 흐름 (funnel flow) 시간은 4초에서 11초, 슬럼프 (slump-flow)는 500에서 600 mm로 설정할 수 있다.

(3) 강도와 변형률의 검증

(가) 고인성 콘크리트의 인장 항복 강도는 아래 공식을 따른다.

$$\gamma_{typ}\frac{f_{ty}}{f_{typ}} \leq 1.0$$

여기서,

f_{ty} : 고인성 콘크리트 인장 항복 강도의 초기값, 일반적으로 특성값으로 설정한다.

f_{typ} : 계측된 고인성 콘크리트의 인장 항복 강도

γ_{typ} : 인장 강도 f_{typ}의 안전율, 일반적으로 아래 식을 사용하여 산정

$$\gamma_{typ} = \frac{1}{1-\frac{1.645\,V_{ty}}{100}}$$

V_{ty} : 고인성 콘크리트 인장 항복 강도의 변동 계수 (%)

(나) 고인성 콘크리트의 극한 인장 변형률은 아래 공식을 통하여 검증한다.

$$\gamma_{tup} = \frac{\epsilon_{tuk}}{\epsilon_{tup}} \leq 1.0$$

여기서,

ϵ_{tuk} : 고인성 콘크리트 극한 인장 변형률의 초기값, 일반적으로 특성값

ϵ_{tup} : 고인성 콘크리트 극한 인장 변형률의 측정값

γ_{tup} : ϵ_{tup} 신장의 안전률, 일반적으로 아래 식을 사용하여 산정

$$\gamma_{typ} = \frac{1}{1 - \frac{1.645\, V_{tu}}{100}}$$

V_{tu} : 고인성 콘크리트 극한 인장 변형률의 변동 계수 (%)

(다) 고인성 콘크리트의 압축 강도는 아래 공식으로 통하여 검증한다.

$$\gamma_{tup} \frac{f'_{ck}}{f'_{cp}} \leq 1.0$$

여기서,

f'_{ck} : 고인성 콘크리트 압축 강도의 초기값, 일반적으로 특성값

f'_{cp} : 고인성 콘크리트 압축 강도의 측정값

γ_{cp} : 고인성 콘크리트 압축 강도 f'_{cp}의 안전률, 일반적으로 아래 식을 사용하여 산정

$$\gamma_{cp} = \frac{1}{1 - \frac{1.645\, V_c}{100}}$$

V_c : 고인성 콘크리트 압축 강도의 변동 계수 (%)

(라) 다른 강도 및 변형률 값은 압축 강도, 인장 항복 강도와 극한 인장 변형률의 검증과 부합하는 방식으로 검증되어야 한다.

(4) 배합비의 표현

(가) 명시된 배합에 대해, 보강 섬유의 종류와 특성, 사용된 재료의 단위 질량이 뚜렷하게 명시되어야 한다. 배합비는 질량으로 나타낸다. 명시된 배합에 대해, 재료는 $1m^3$ 당 질량으로 명시한다. 이에 대한 예시는 아래 표에 제시되어 있다.

표 7.2 배합비 표현 예시

플로값	보강 섬유				단위량 (kg/m^3)									
(mm)	섬유 종류 -	섬유 지름 (mm)	섬유 길이 (mm)	함량 (Vol%)	시멘트	물	골재	첨가제 (1)	첨가제 (2)	첨가제 (3)	섬유	혼화재 (1)	혼화재 (2)	혼화재 (3)
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

라. 생산

(1) 보관

(가) 보강 섬유는 분진, 강수 및 기타 불순물에 대해서 보호되어야 한다.

(2) 계량

(가) 각 재료에 대해 고인성 바닥판 생산에 적절한 계량법 및 장비를 적용한다. 아래 표에 명시된 최대 계량 오차를 만족해야 한다.

허용 계량 오차
재료, 최대 계량 오차 (%)
물, 시멘트, 골재, 광물계 혼화재, 보강 섬유, 화학적 혼화재.
*1) 고로 슬래그의 최대 계량 오차는 1%보다 작아야 한다.

(나) 명시된 항목 외의 계량은 KCS 44 55 20 2.2.2를 참조한다.

(3) 혼합

(가) 현존하는 현장 혹은 시험 데이터를 통해 고인성 콘크리트 생산에 요구되는 성능과 설계 재료 성질을 만족하는 것으로 확인된 믹서를 사용하는 것을 원칙으로 한다.
(나) 재료가 균질하게 될 때까지 비빔을 실시하고, 비빔 공법 및 지속 기간은 현존하는 현장이나 시험 데이터에 기반하여 적절히 결정한다.
(다) 배치 당 최대 혼합량은 믹서의 종류, 용량, 믹싱 효율을 고려하고 현존하는 현장, 시험 데이터를 통해 결정한다.
(라) 고인성 콘크리트를 비비기 전에 다른 콘크리트가 사용된 믹서일 경우, 세척을 해야 한다.

마. 운반

(가) 고인성 콘크리트는 굳지 않은 상태에서의 속성, 부재의 종류 및 배치, 현장의 조건 및 환경, 타설 부피, 시공 속도 및 안전을 고려하여 적절한 방식으로 운반되어야 한다.

바. 타설

(가) 타설 계획은 보강 섬유의 분산과 방향에 영향을 준다는 것을 고려하여 작성되어야 한다.

(나) 고인성 콘크리트는 일반적으로 버킷이나 기타 유사한 장비를 사용하여 타설한다. 타설 작업이 연속적으로 이루어지도록 자세한 타설 위치와 방식이 포함된 계획이 미리 작성되어야 한다.

(다) 타설 속도는 부재 배치 및 배근에 적절하도록 기존 현장 데이터나 시험 데이터에 기반하여 결정되어야 한다.

(라) 고인성 콘크리트는 기존에 타설되었던 층에 중복되게 타설하거나 합쳐지는 구간이 약점이 될 수 있으므로, 이를 삼가야 한다. 만약 이러한 타설 절차가 불가피 할 경우, 다짐봉을 사용하여 롤링을 하는 등 적절한 처치가 이루어져야 한다.

(마) 시공 이음이 있을 경우, 이는 시험으로 인하여 증명된 적절한 방법, 절차를 통해서 제작이 되어야 한다.

사. 마감

(가) 고인성 콘크리트의 마감은 요구되는 배치, 치수 및 표면 상태를 달성하기 위해 적절한 시간에 완료되어야 한다.

아. 양생

(가) 고인성 콘크리트의 급격한 탈수를 막기 위해 초기 양생이 수행되어야 한다.

(나) 고인성 콘크리트의 양생 방법 및 기한은 양생 시 주위 온도와 경화된 고인성 콘크리트의 속성을 고려하여 결정되어야 한다.

자. 거푸집 및 동바리

(가) 거푸집 및 동바리는 일반 콘크리트의 시방 기준을 따르도록 한다. (KCS 14 20 12)

차. 한중 콘크리트 타설

(1) 일반사항

(가) 해당 장에 명시된 사항을 제외하면, 기존 명시된 항에서의 관련 내용을 참조한다.

(2) 재료와 배합 설계

(가) 고인성 콘크리트의 온도를 적절한 수준으로 유지하기 위해 한랭 환경에서는 가열된 물을 사용하는 것을 표준으로 한다.

(나) 분말 재료를 가열할 때, 고인성 콘크리트의 성능 및 품질을 유지하는 것이 시험 등으로 확인된 방법을 사용하도록 한다.

(다) 한랭 환경에서의 고인성 콘크리트 배합설계는 요망되는 일관성에 도달하기 위해 공기 연행제와 감수제의 양을 적절하게 조절한다.

(3) 운송과 타설

(가) 운송과 타설 관련 항목은 일반 환경에서의 항목을 확인하도록 한다.

(4) 양생

(가) 초기 양생 기법으로 가열 양생을 사용할 경우, 급격한 탈수 현상 및 국부 가열을 지양해야 한다.

(나) 가열 양생 후에는 고인성 콘크리트의 온도가 급격하게 하강하지 않도록 한다.

카. 서중 콘크리트 타설

(1) 일반사항

(가) 해당 장에 명시된 사항을 제외하면, 기존 명시된 항에서의 관련 내용을 참조한다.

(2) 재료와 배합 설계

(가) 고인성 콘크리트의 온도를 적절하게 유지하기 위해, 서중 환경에서는 냉수를 사용하는 것을 권장한다.

(나) 원칙적으로, 서중 환경에서의 고인성 콘크리트 배합설계는 요망되는 일관성에 도달하기 위해 공기 연행제와 감수제의 양을 적절하게 조절한다.

(3) 운송과 타설

(가) 운송과 타설 관련 항목은 일반 환경에서의 항목을 확인하도록 한다.

(나) 서중 환경에서의 고인성 콘크리트의 타설은 최대한 빨리 이루어지도록 한다. 비비기 완료 시점에서 1시간 안에 타설이 완성되는 것을 표준으로 한다.

(다) 구조물의 종류, 목적, 부재의 치수, 가설 방식 및 환경 요인을 고려하여 고인성 콘크리트 타설 시의 온도가 구조물에 악영향을 주지 않도록 온도를 적절히 설정한다.

(4) 양생

(가) 표면을 탈수에서 보호하기 위해, 타설 직후 양생을 시작한다.

(나) 고인성 콘크리트의 초기 양식 방법 및 기간은 적절한 재령을 가진 시험체에 대한 시험을 통해 얻은 경화 후 물리적 특성에 기반 하도록 한다. 여기서, 환경 요인, 구조물의 종류 및 크기, 외부 하중의 재하 시점 및 시공 계획을 고려하도록 한다.

타. 검사

(1) 일반사항

(가) 타설 시 각 시공 단계별로 요구되는 고인성 콘크리트의 성능이 객관적으로, 효율적으로 확인되어야 하고, 완성된 구조계의 성능 또한 확인되어야 한다.

(나) 본 절에 명시되어 있지 않은 사항은 일반 콘크리트 시방서에서 관련 내용을 참조한다.

(2) 고인성 콘크리트의 구성 성분 검사

(가) 매트릭스를 구성하는 시멘트, 골재, 혼화재는 제조사의 시험 성적 보고서를 사용하여 점검한다. 필요 시, 관련 KDS, KCS 기준을 준용하여 추가적인 시험을 수행한다.

(나) 물은 콘크리트표준시방서 관련 조항을 따르도록 한다.

(다) 혼화재는 제조사의 시험 성적 보고서를 사용하여 점검하고, 필요 시 관련된 KDS, KCS 기준을 준용하여 추가적인 시험을 수행한다.

(라) 보강 섬유는 제조사의 시험 성적 보고서를 사용하여 점검하고, 필요 시 관련된 KDS, KCS 기준을 준용하여 추가적인 시험을 수행한다.

(3) 생산 검사
(가) 콘크리트표준시방서에서 관련 항목을 참조하도록 한다.

(4) 고인성 콘크리트 검사
(가) 구조물의 규모와 중요도에 따른 적절한 검사 항목, 방법, 시기 및 빈도가 결정되어야 한다.

(나) 합격판정 검사에서 불합격일 경우, 납품/수급자가 협의를 통해 적절한 합의를 하도록 한다.

(5) 배근 검사
(가) 콘크리트표준시방서에서 관련 항목을 원칙적으로 참조하도록 한다.

(6) 시공 검사
(가) 콘크리트표준시방서에서 관련 항목을 원칙적으로 참조하도록 한다.

(7) 구조물 검사
(가) 콘크리트표준시방서에서 관련 항목을 원칙적으로 참조하도록 한다.

표 7.3 고인성 콘크리트 검사 항목 예시

<table>
<tr><th>항목</th><th>검사 방법</th><th>주기, 빈도</th><th>기준</th></tr>
<tr><td>배합 설계</td><td>각 재료의 측정값</td><td>개량 시 매번</td><td>허용 오차 범위 내</td></tr>
<tr><td>굳지 않은 상태</td><td>육안 검사, 전문성 있는 기술자가 직접 검사</td><td>시공 중 필요 시</td><td>작업성, 균질성, 안정적인 품질</td></tr>
<tr><td>유동성</td><td>KCS 유동성 기준</td><td rowspan="4">시공 시작 시,
시험체 추출 시,
품질 변화 발생 시</td><td rowspan="4">시공 방법에 따라
요구되는 조건 만족</td></tr>
<tr><td>재료 분리에 대한 저항성</td><td>V-funnel 흐름 시간</td></tr>
<tr><td>체적 밀도</td><td>KCS 기준 참조</td></tr>
<tr><td>배합 온도</td><td>현재 온도</td></tr>
<tr><td>압축 강도</td><td>KDS 기준 참조</td><td rowspan="3">매일, 혹은 20 m^3에서
150 m^3 당 한 번.
(구조물의 중요도,
프로젝트의 규모에 따라)</td><td rowspan="3">설계 기준값보다 작은
확률이 5% 이하가
되도록</td></tr>
<tr><td>인장 항복 강도</td><td rowspan="2">일축 인장 시험</td></tr>
<tr><td>극한 인장 변형률</td></tr>
<tr><td>최대 균열폭</td><td>고인성 콘크리트 균열폭 시험 방법</td><td></td><td></td></tr>
</table>

8. 고인성 콘크리트 연결 바닥판 구조 성능 평가

가. 고인성 콘크리트의 인장 거동 평가

철도교 연결 바닥판에 활용하고자 하는 고인성 콘크리트는 고성능 섬유보강 콘크리트(HPFRC)의 일종으로서 균열 발생 이후 다중 분산 균열과 함께 인장 경화 현상을 보이는 특징이 있다. 본 장에서는 철도교 연결 바닥판에 활용하고자 하는 고인성 콘크리트의 인장 거동에 대해 해석적으로 분석하고 실험 결과와의 비교를 통해 해석 과정을 검증하고자 한다. 또한, 크기 효과를 고려하여 실제 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 인장 거동을 예측하고자 한다.

(1) 고성능 섬유보강 콘크리트(HPFRC) 인장 거동 해석 이론

(가) 고성능 섬유보강 콘크리트(HPFRC) 인장 거동 특성

고성능 섬유보강 콘크리트의 인장 거동을 규명하기 위해서는 다중 분산 균열을 동반한 인장 강화 현상에 대해 면밀히 검토하여야 한다. 일반적으로 직접 인장을 받는 고성능 섬유보강 콘크리트는 콘크리트 매트릭스의 인장강도가 작은 부위, 즉 가장 취약한 부위에서 인장응력이 인장강도에 도달할 때 첫 번째 균열이 발생한다(아래 그림 (b) 참조). 이후 인장 변형이 점점 증가할수록 균열면에서의 섬유의 인발 작용 및 콘크리트 매트릭스의 인장 연화 효과(tension softening effect)로 인해 인장력이 발생하게 된다. 고성능 섬유보강 콘크리트는 이러한 인장력에 의한 인장응력이 다른 부분에서의 콘크리트 매트릭스의 인장 강도를 초과하게 되고, 이에 따라 다음으로 인장 강도가 가장 작은 부위에서 추가 균열이 발생하게 된다. 이후 이러한 과정이 반복되면서 인장 변형이 증가할수록 다중 분산 균열이 순차적으로 발생함과 동시에 고성능 섬유보강 콘크리트에서 발휘되는 인장력이 서서히 증가하게 된다(아래 그림 (c) 참조). 즉, 추가 균열이 발생하는 동안 인장 강화 현상이 나타나게 된다. 이후 아래 그림 (d)에서 보는 바와 같이 섬유에 의한 인장력이 가장 작은 부위에서 고성능 섬유보강 콘크리트 부재가 발휘할 수 있는 최대 인장력이 발휘되게 되며, 이후 인장 변형이 증가할수록 해당 부위에서 균열폭이 급격히 증가하게 된다. 이때 다른 균열면에서는 섬유에 의한 최대 인장력에 도달하지 않았기 때문에 균열폭이 증가하는 것이 아니라 인장력 감소에 따라 균열폭이 조금씩 감소하는 것으로 이해할 수 있다.

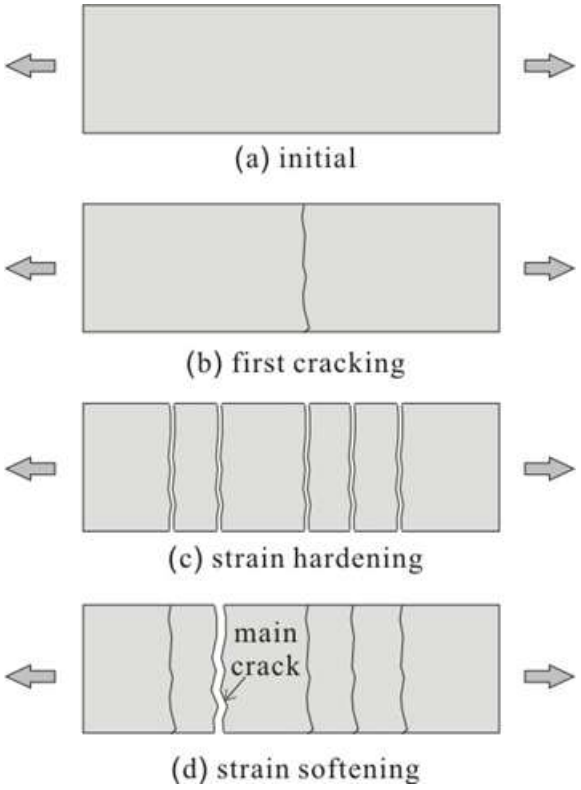


그림 8.1 고성능 섬유보강 콘크리트 균열 발생 과정

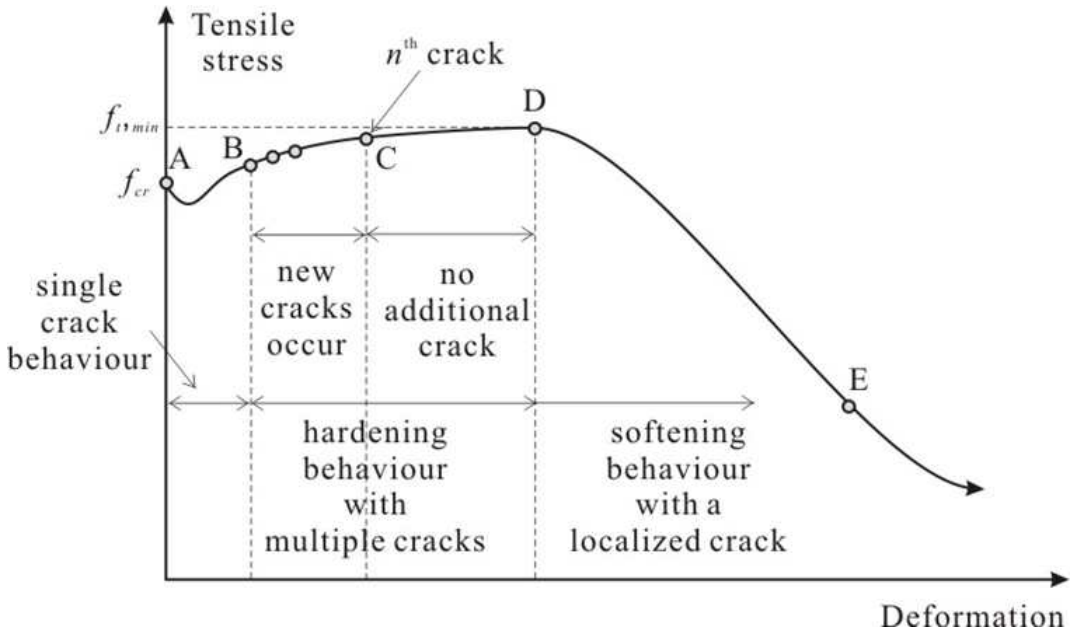


그림 8.2 고성능 섬유보강 콘크리트 인장 거동

앞에서 설명된 고성능 섬유보강 콘크리트의 인장 거동 특성을 바탕으로 인장 응력-변형 거동을 규명하면 그림 8.2과 같이 나타낼 수 있다. 즉, 첫 균열 발생 직후 콘크리트 매트릭스가 부담하는 인장력이 갑자기 손실됨에 따라 일부 인장력의 감소가 발생할 수 있다. 이후 변형이 증가할수록 균열면에서의 섬유에 의한 인발 작용으로 인해 고성능 섬유보강 콘크리트의 인장응력이 점점 증가하게 되며, 동시에 다중 분산 균열이 순차적

으로 발생하게 된다. 이후 추가 균열이 발생하지 않더라도 균열폭 증가에 따른 섬유에 의한 인장력 증가로 인해 고성능 섬유보강 콘크리트의 인장응력이 증가하는 구간이 나타나게 된다. 이후 섬유에 의한 인장력이 가장 작게 발휘되는 균열면에서 균열폭이 증가하고 나머지 균열면에서는 더 이상 균열폭이 증가하지 않는 국부화된 균열 양상을 띄게 된다. 국부화된 균열 양상을 띄게 되는 구간에서는 과도한 균열폭으로 인해 섬유에 의한 인장력이 감소하게 되는 인장 연화 거동이 나타나게 된다.

한편, 그림 8.3은 섬유에 의한 인장력이 가장 작게 발휘되는 균열면에서의 인장응력-균열폭 거동과 다른 균열면에서의 인장응력-균열폭 거동을 서로 비교하여 나타낸 것이다. 그림에서 나타낸 바와 같이 섬유에 의한 인장력이 가장 작게 발휘되는 균열면에서의 인장 거동은 일반적으로 알려진 단일 균열을 갖는 섬유보강 콘크리트의 인장 거동과 유사하게 나타나게 된다. 이와 달리 다른 균열면에서는 섬유에 의해 발현 가능한 최대 인장응력에 도달하지 않게 됨에 따라 가장 취약한 부위에서 국부화된 균열 발생 이후 인장응력 감소에 따른 균열폭 감소 현상이 발생하게 된다.

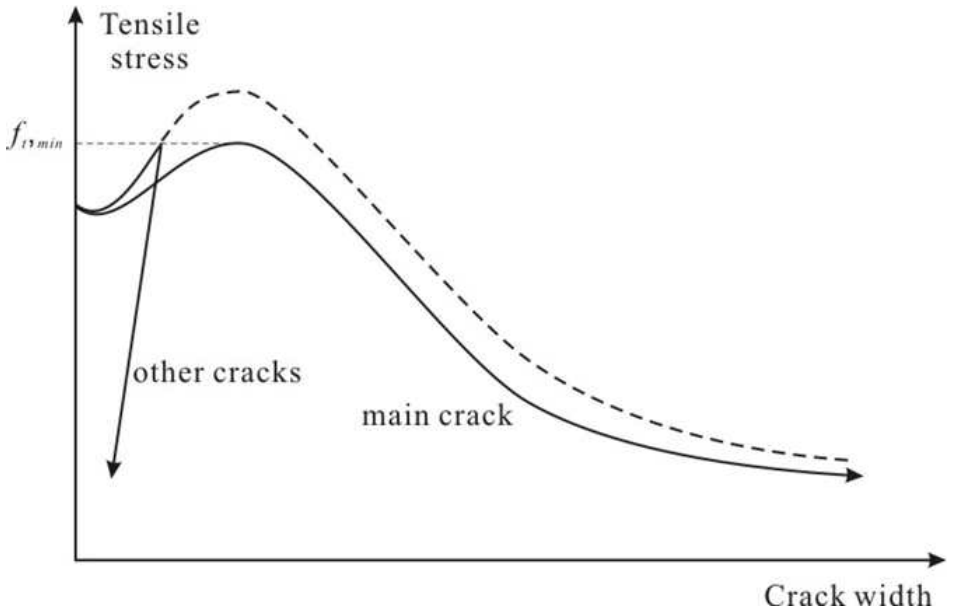


그림 8.3 고성능 섬유보강 콘크리트 내 각 균열에서의 거동

(나) 고성능 섬유보강 콘크리트(HPFRC) 인장 거동 해석 모델

인장력을 받는 고성능 섬유보강 콘크리트는 균열 이후 균열면에서 섬유의 인발 작용으로 인해 인장력이 발휘되는 구조를 갖고 있다. 다중 균열 발생 이후 고성능 섬유보강 콘크리트에서는 그림 8.4에서 보는 바와 같이 기본적으로 균열면에 작용하는 모든 인장력은 섬유가 모두 부담하는 것으로 가정할 수 있다. 하지만 균열과 균열 사이에서는 균열면에서 섬유에 의해 발현되는 모든 인장력이 섬유의 인발 거동으로 인해 균열면에서 멀어질수록 서서히 콘크리트 매트릭스로 전달된다. 즉, 균열면에서는 콘크리트 매트릭스의 인장응력이 0으로 가정할 수 있지만, 균열면에서 멀어질수록 콘크리트 매트릭스에 작용하는 인장응력이 점점 커지는 것을 알 수 있다. 이후 콘크리트 매트릭스의 인장응력이 인장강도에 도달할 때 추가 균열이 발생하게 되며, 균열 간격이 점차 줄어들게 된

다. 하지만, 어느 정도 충분한 다중 분산 균열이 발생하게 되면, 충분한 전달길이를 확보하지 못하게 됨에 따라 콘크리트 매트릭스의 인장응력이 인장강도에 도달하지 못하고 추가 균열 역시 발생하지 않게 된다. 즉, 섬유 인발 거동 특성으로 인해 고성능 섬유보강 콘크리트는 특정 균열 간격을 갖는 것으로 유추할 수 있다.

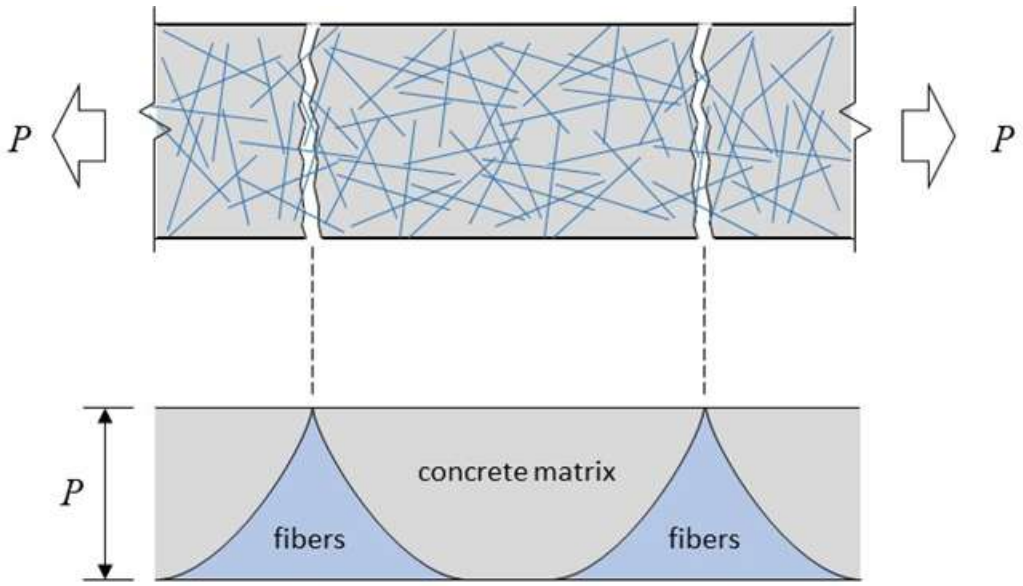


그림 8.4 섬유 및 콘크리트 매트릭스에 의한 인장 응력 분포

따라서, 본 연구에서는 고성능 섬유보강 콘크리트의 인장 거동에 대한 해석적 분석을 위해, 균열 간격을 고려하여 그림 8.5과 같이 여러 개의 세그먼트를 이용하여 인장력을 받는 고성능 섬유보강 콘크리트 부재를 묘사하였다. 즉, 세그먼트 하나의 길이를 평균 균열 간격과 동일하게 설정함으로써, 각각의 세그먼트가 각각 한 개의 균열만을 가지고 있는 것으로 가정하였다. 이러한 이상화된 인장 모델을 활용함으로써, 각각의 세그먼트에 대한 인장 거동을 해석적으로 예측할 수 있으며, 여러 개의 세그먼트들의 인장 거동을 조합함으로써 전체 고성능 섬유보강 콘크리트 부재의 인장 거동을 예측할 수 있게 된다.

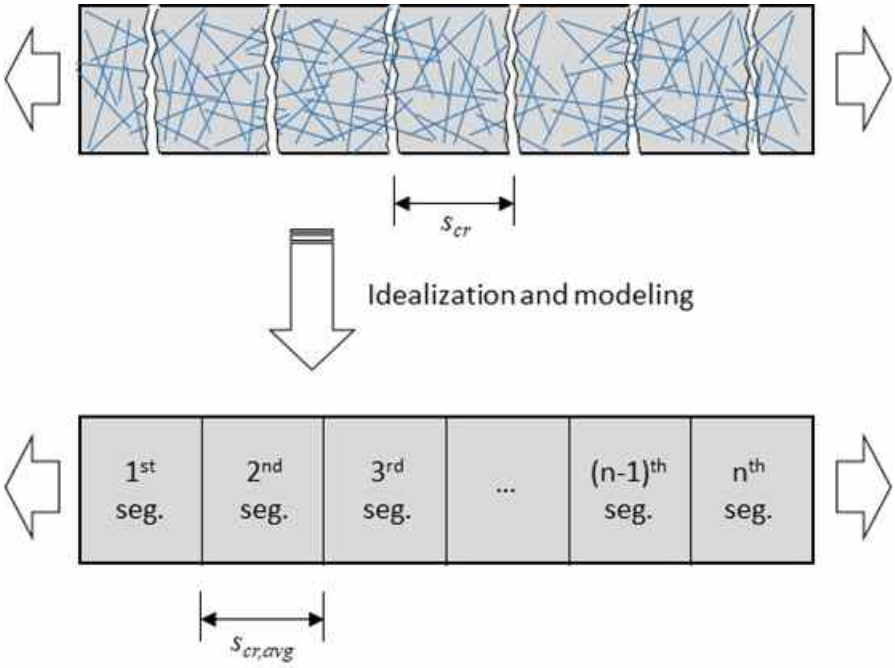


그림 8.5 고성능 섬유보강 콘크리트 인장 거동 해석 모델 개념

(다) 재료 불확실성

앞에서 설명한 고성능 섬유보강 콘크리트의 인장 거동 특성에 따라, 순차적인 균열 발생 과정을 모사하기 위해 각 세그먼트마다 서로 다른 재료 물성을 고려해야 한다. 즉, 콘크리트 매트릭스의 인장강도와 섬유 분포에 대한 불확실성을 해석에서 고려해야 하며, 이를 통해 순차적 균열 발생을 고려한 고성능 섬유보강 콘크리트의 인장 거동을 합리적으로 예측 가능하게 된다.

그림 8.6은 콘크리트 매트릭스의 인장강도와 섬유에 의한 인장 응력에 대한 확률론적 분포를 개념적으로 도시한 것이다. 이 연구에서는 이들 두 분포가 정규분포를 따르는 것으로 가정하였다. 여기서 콘크리트 매트릭스 인장강도에 대한 확률론적 분포의 변동계수(CoV)는 기존 문헌을 참고하여 10%로 가정하였다[24]. 또한, 섬유에 의한 인장 응력에 대한 확률론적 분포의 변동계수(CoV)는 실제 균열면에 분포한 섬유 개수에 대한 기존 실험 결과를 바탕으로 20%로 가정하였다[25-26].

한편, 실험에서 측정된 고성능 섬유보강 콘크리트 부재의 인장강도는 부재 내에서 콘크리트 매트릭스의 인장강도가 가장 작은 곳에 대한 것으로서, 다중 분산 균열이 발생했을 때의 전체 균열에 대한 콘크리트 매트릭스의 평균 인장강도와 차이가 발생하게 된다. 따라서, 고성능 섬유보강 콘크리트의 인장 거동 해석 시 콘크리트 매트릭스의 인장강도는 실험에서 계측된 부재의 인장강도가 아닌 콘크리트 매트릭스의 평균 인장강도를 고려하여야 한다. 따라서, 실험에서 측정된 최초 균열 발생 강도와 균열 개수를 바탕으로 확률론적 분포를 고려하여, 다음의 식으로부터 콘크리트 매트릭스의 평균 인장강도를 추정할 수 있다.

$$f_{cr,mean} = \frac{f_{cr,test}}{1 - z \times CoV_{fcr}} \quad (1)$$

여기서,

$f_{cr,mean}$: 콘크리트 매트릭스 평균 인장강도

$f_{cr,test}$: 실험에서 측정된 최초 균열 발생 시 인장응력

z : 균열 개수를 고려한 정규분포계수

CoV_{fcr} : 콘크리트 매트릭스 균열 강도 확률론적 분포에 대한 변동계수

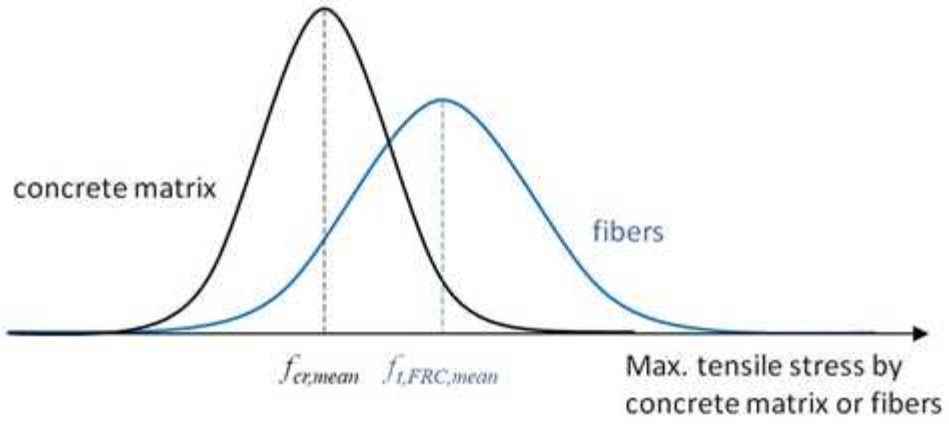


그림 8.6 콘크리트 매트릭스 및 섬유에 의한 인장 응력의 확률론적 분포

(라) 섬유보강 콘크리트 인장 모델

섬유보강 콘크리트의 인장 응력($f_{t,FRC}$)은 일반적으로 섬유에 의한 인장 응력(f_f)과 콘크리트 매트릭스의 인장 연화 효과(tension softening effect)에 의한 인장 응력(f_{ct})의 합으로서 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$f_{t,FRC} = f_f + f_{ct} \tag{2}$$

한편 고성능 섬유보강 콘크리트에는 일반적으로 후크가 없는 직선 형태의 섬유가 널리 쓰인다. 직선 형태의 섬유에 의한 인장 응력(f_f)은 SDEM[27]에 근거하여 섬유 분포 계수(α_f), 섬유 혼입량(V_f, 체적비), 섬유 인발 거동에 대한 부착강도($\tau_{f,\max}$), 섬유의 길이(l_f) 및 직경(d_f)을 고려하여 다음의 식으로부터 계산할 수 있다.

$$f_f = \alpha_f V_f K_{st} \tau_{f,\max} \frac{l_f}{d_f}\left(1 - \frac{2w_{cr}}{l_f}\right)^2 \tag{3}$$

여기서,

w_{cr} : 섬유 부착에 직접적으로 영향을 미치는 균열폭

K_{st} : 섬유의 묻힘 길이에 따른 영향을 고려한 계수로서 식(4)와 같음

$$K_{st} = \begin{cases} \dfrac{\beta_f}{3}\dfrac{w_{cr}}{s_f} & \text{for} w_{cr} \le s_f \\ 1 - \sqrt{\dfrac{s_f}{w_{cr}}} + \dfrac{\beta_f}{3}\sqrt{\dfrac{s_f}{w_{cr}}} & \text{for} w_{cr} > s_f \end{cases} \tag{4}$$

여기서,

β_f : 섬유 묻힘 길이 계수로서 0.67

s_f : 섬유 뽑임에 대한 최대 부착강도 발현 시 섬유와 콘크리트 매트릭스 사이 슬립으로서 0.01 mm

콘크리트 매트릭스의 인장 연화 효과에 의해 발생하는 콘크리트 매트릭스 인장 응력은 기존 문헌[28]을 참고하여 다음으로부터 계산할 수 있다.

$$f_{ct} = f_{cr} e^{-cw_{cr}} \quad (5)$$

여기서,

f_{cr} : 콘크리트 매트릭스 인장강도

c : 콘크리트 매트릭스를 고려한 계수로서 굵은 골재 유무에 따라 각각 15 또는 30

한편, 철도교 연결 바닥판에 적용하고자하는 고인성 섬유보강 콘크리트에 적용되는 섬유는 강섬유가 아닌 PVA 섬유가 사용된다. PVA 섬유는 탄성계수가 37 GPa로서 강섬유 탄성계수인 200 GPa에 매우 낮아, 섬유에 상당한 인장 응력이 발생할 때 섬유 자체의 변형률이 크게 발생하게 된다. 즉, 강섬유를 대상으로 개발된 SDEM에 추가로 섬유 자체의 변형률이 균열폭에 추가로 영향을 미치게 된다. 따라서, 본 연구에서는 PVA 섬유에 대한 영향을 고려하기 위해, 섬유에 의한 인장 응력에 상응하는 균열폭(w_{cr})에 추가로 PVA 섬유 변형에 따른 추가 균열폭($w_{cr,add}$)를 다음으로부터 산정하여 고려하였다.

$$w_{cr,add} = \frac{f_f l_f}{\alpha_f V_f E_f} \quad (6)$$

여기서,

E_f : PVA 섬유 탄성계수

결과적으로 섬유에 의한 인장 응력(f_f)에 상응하는 총 균열폭($w_{cr,t}$)은 다음으로부터 계산된다.

$$w_{cr,t} = w_{cr} + w_{cr,add} \quad (7)$$

(2) 고인성 섬유보강 콘크리트(ECC) 인장 거동 해석 검증

(가) 시험체 개요

본 연구에서 고려한 고인성 섬유보강 콘크리트에 사용한 PVA 섬유 특성 및 배합은 최근 고인성 연결 바닥판에 활용하고자 개발된 고인성 콘크리트와 동일한 것으로서 다음의 표와 같다. 참고로, 본 연구에서 정리한 ECC의 재료 특성 관련 자료는 최근 고인성 콘크리트 연결 바닥판을 대상으로 수행된 충남대학교의 실험 결과 자료를 정리한 것이다.

표 8.1 PVA 섬유 특성

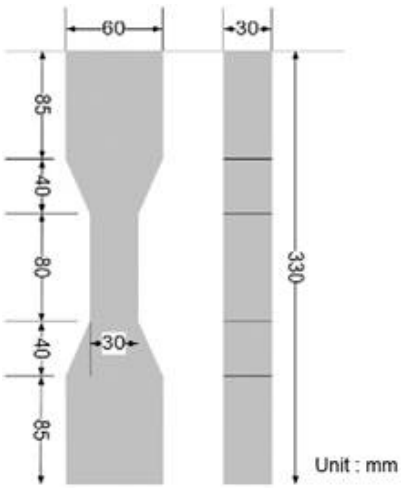
Material	Density (g/cm^3)	Diameter (mm)	Length (mm)	Tensile strength (MPa)	Elastic Modulus (GPa)
PVA fiber	1.3	0.04	12.1	1,597	37

표 8.2 ECC 배합

결합재			비결합재			Water	W/B	Fiber
Cement	Slag	FA	Sand	CW	SP			
412	220	412	275	14	1.92	343	31.6	2.07

해당 배합에 대한 ECC의 압축강도는 KS F 2405 '콘크리트의 압축강도 시험방법'에 준하여 ϕ100 × 200 mm 원주형 공시체를 대상으로 수행된 압축강도 실험으로부터 28일 재령 시 55 MPa로 측정되었다.

또한, 해당 배합에 대한 ECC의 인장 거동을 평가하기 위하여 그림 8.7와 같이 직접 인장 시편을 제작하고 직접 인장 실험을 수행하였으며, 본 연구에서는 해당 실험 결과를 활용하였다. 실험으로부터 측정된 인장 거동 및 주요 인장 실험 결과값들은 그림 8.8 및 표 8.3와 같다.

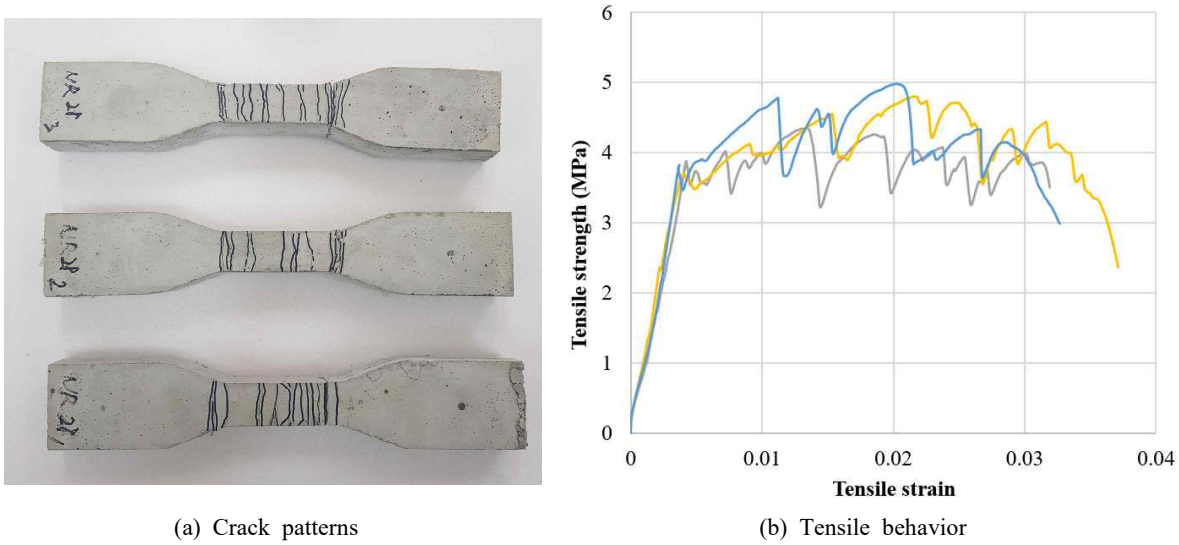


(a) Specimen geometry



(b) Setup for uniaxial tensile test

그림 8.7 ECC 인장 실험 개요



(a) Crack patterns (b) Tensile behavior

그림 8.8 ECC 직접 인장 실험 결과, 재령 28일

표 8.3 ECC 인장 실험 결과

Specification		Maximum tensile strength (MPa)	Initial crack stress (MPa)	Maximum strain (%)
Age	Specimen No.			
28 days	1	4.99	2.14	3.26
	2	4.37	2.50	3.19
	3	4.81	2.36	3.71
	Average	4.72	2.33	3.39

(나) 실험 및 해석 결과 비교 및 분석

해석으로부터 예측된 ECC 부재의 직접 인장 거동과 실험에서 측정된 인장 거동을 그림 8.9에 비교하였다. 참고로, 실험에서 계측된 ECC 부재의 균열 수는 11~12개로서, 해석에서 균일한 인장 응력을 받는 80 mm 구간에 대해 12개의 세그먼트로 모델링하였다. 또한, 그림에서의 해석 결과는 재료의 불확실성을 고려한 총 10,000번의 해석 결과의 평균을 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이, 다중 분산 균열 특성을 고려한 ECC 인장 거동 해석 결과가 실험 결과와 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났다. 특히 인장 강화 현상이 발생하는 구간에서의 인장 응력 및 최대 인장 응력, 그리고 최대 인장 변형률에 대한 예측이 매우 합리적인 것으로 나타났다.

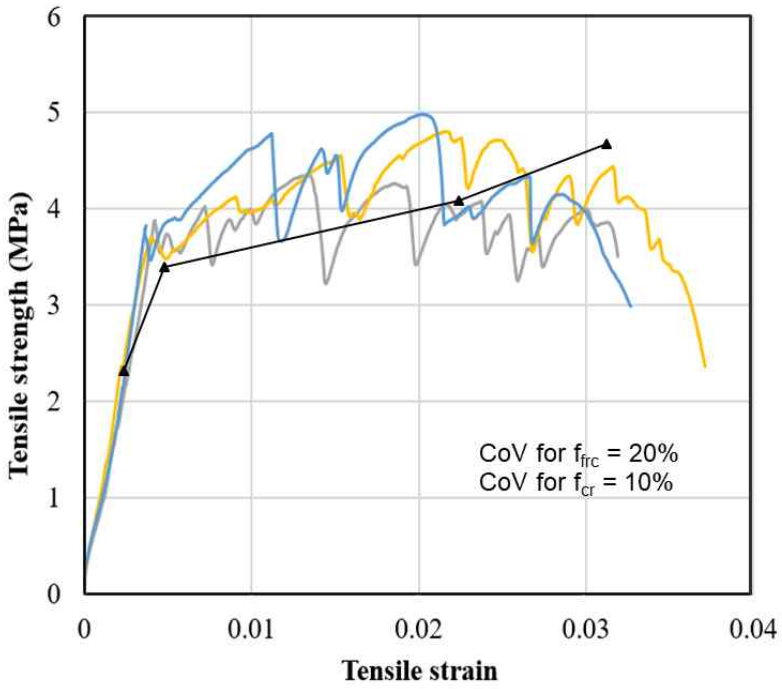


그림 8.9 ECC 직접 인장 해석 결과, 세그먼트 수 = 12

한편, ECC 인장 부재를 12개의 세그먼트로 모델링한 것은 최대 12개의 균열이 발생가능하다는 것을 의미한다. 즉, 재료의 불확실성으로 인해 12개보다 작은 균열이 발생할 가능성이 있다는 것을 의미한다. 그림 8.10은 총 10,000번의 해석 결과로부터 예측된 발생 균열 수의 확률론적 분포를 의미한다. 그림에서 보는 바와 같이, 섬유에 의한 인장응력이 콘크리트 매트릭스의 균열강도보다 상대적으로 큰 ECC 배합 특성으로 인해 79.8%의 확률로 대부분의 경우에서 12개 세그먼트 모두 균열이 발생하는 것으로 나타났다. 이는 실제 실험으로부터 확인된 균열의 수가 11~12개인 것과 잘 일치하는 것으로서, 향후 이 연구에서 적용한 해석 방법이 ECC 등과 같은 고성능 섬유보강 콘크리트의 인장 거동 예측에 매우 유용할 것으로 예상된다.

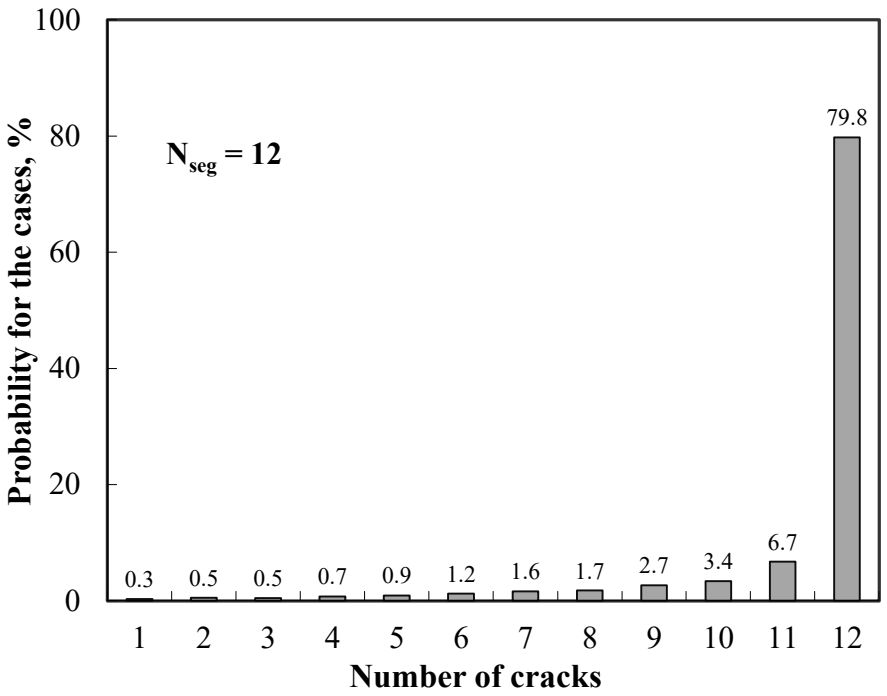


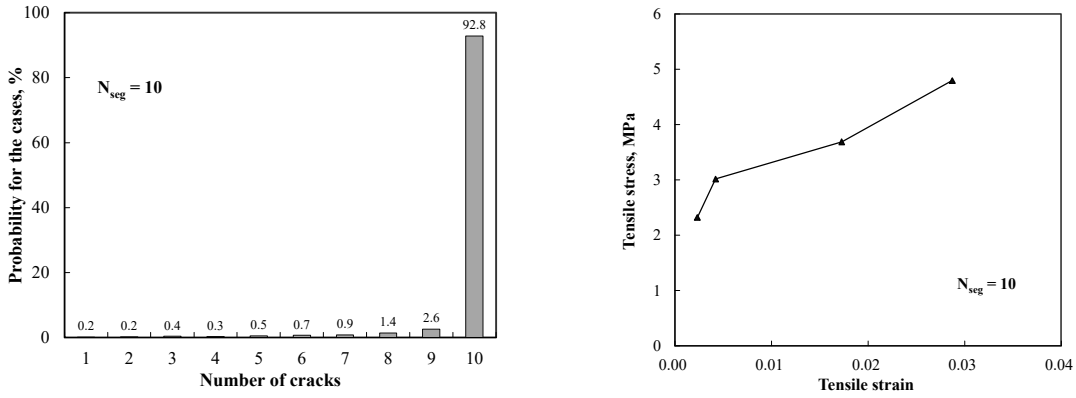
그림 8.10 발생 균열 수에 대한 확률론적 분포, 세그먼트 수 = 12

(3) 고인성 콘크리트 연결 바닥판 인장 거동 예측

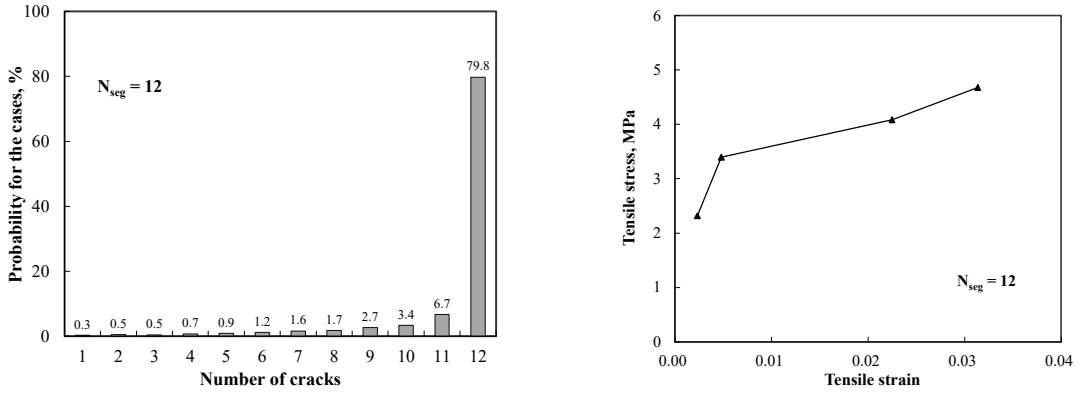
(가) 크기 효과에 따른 인장 거동에의 영향

앞에서 살펴본 바와 같이 고인성 콘크리트 연결 바닥판에 사용될 ECC의 경우 80 mm 구간에 12개의 균열이 발생 가능한 것으로 확인되었다. 따라서, 부재의 크기에 따라 발생 가능한 균열의 수가 달라지며, 이에 따라 인장 거동 또한 영향을 크게 받게 된다. 이러한 크기 효과에 따른 인장 거동에의 영향을 분석하기 위해 이 연구에서는 다양한 세그먼트 수에 따른 해석 결과를 그림 8.11에 정리 및 비교하였다.

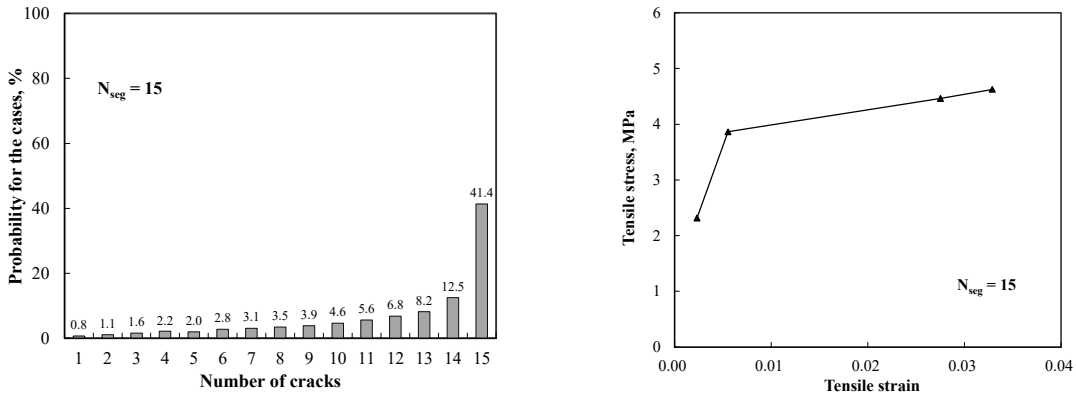
그림에서 비교한 바와 같이, 세그먼트 수가 상대적으로 작을 경우 거의 대부분의 세그먼트에서 균열이 발생할 확률이 큰 반면, 세그먼트 수가 30개로 증가했을 때 모든 세그먼트에서 균열이 발생할 확률이 49.7%로 크게 감소하는 것을 알 수 있다. 이로 인해 인장 경화 구간 후 최대 인장 응력이 세그먼트 수가 증가할수록 점점 감소하는 것으로 나타났다. 참고로 최대 인장 응력은 섬유에 의한 인장 응력이 가장 작은 균열면이 지배하게 되며, 균열의 수가 증가할수록 최대 인장 응력이 감소하는 경향을 잘 설명하는 것으로 판단된다. 한편, 세그먼트 수가 30개일 경우 최대 인장 응력뿐만 아니라 최대 인장 변형률 또한 상당히 감소하는 것으로 나타났다. 이는 균열이 발생하지 않는 세그먼트 수의 증가에 따라 전체 부재의 변형률이 감소하기 때문이다. 따라서, ECC 활용 시 부재의 실제 크기를 고려하여 구조 거동을 예측하는 것이 매우 중요한 것을 알 수 있다.



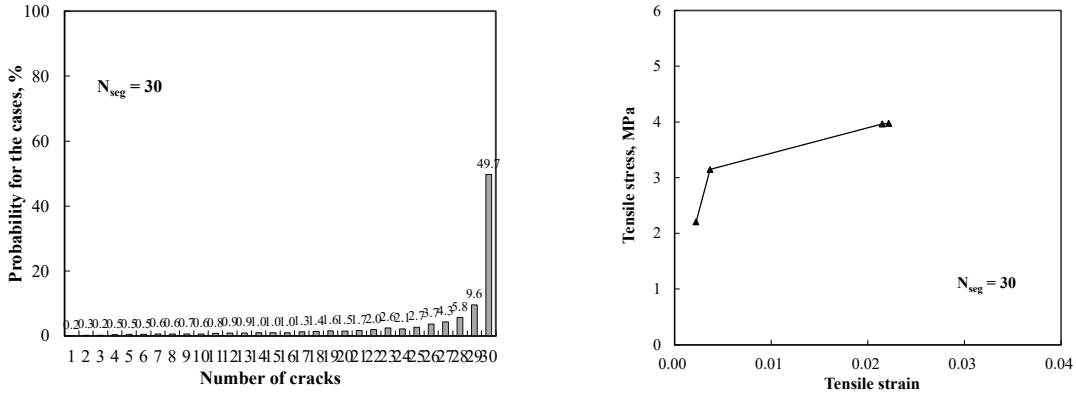
(a) 세그먼트 10개



(b) 세그먼트 12개



(c) 세그먼트 15개



(d) 세그먼트 30개

그림 8.11 세그먼트 수에 따른 인장 거동 해석 결과

(나) 고인성 콘크리트 연결 바닥판 인장 거동

고인성 콘크리트 연결 바닥판은 연속화된 철도교 거동 특성으로 인해 양쪽 경간에서의 거더들 사이의 신축이음 간격에서 휨에 의한 변형이 집중될 가능성이 크다. 따라서, 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 구조 거동을 예측하기 위해서는 거더 사이의 신축이음 간격에 해당하는 부위에서의 연결 바닥판의 인장 거동을 합리적으로 산정하는 것이 필요하다.

철도교에서 사용하고자 하는 고인성 콘크리트 연결 바닥판이 배치되는 위치에서의 양측 거더 사이의 간격은 일반적으로 200 mm이다. 기존 실험 결과에 의해 80 mm 구간에서 12개의 최대 균열 발생 수가 확인되었으므로, 200 mm 길이를 갖는 고인성 콘크리트의 경우 30개의 균열이 발생 가능한 것으로 추정된다. 따라서, 이 연구에서는 200 mm 구간의 고인성 콘크리트 연결 바닥판을 30개의 세그먼트로 모델링한 후 인장 거동 해석을 수행하였다. 그림 8.12 및 표 8.4는 해석으로부터 예측된 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 인장 거동을 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 최대 인장 변형률이 약 2.2%로서, 비교적 작은 시편으로부터 측정된 최대 인장 변형률인 약 3%보다 상당히 작은 것으로 나타났다. 또한, 최대 인장 응력이 약 3.638 MPa로 예측되어, 작은 시편을 통해 계측된 실험 결과보다 작은 것으로 나타났다.

따라서, 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 휨 거동 분석 시 크기가 작은 시편으로부터 측정된 실험결과를 그대로 활용하는 것은 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 구조 거동을 과대 평가할 우려가 있는 것으로 판단된다. 즉, 크기 효과를 고려한 인장 거동을 구조 해석에 활용할 필요가 있는 것으로 판단된다.

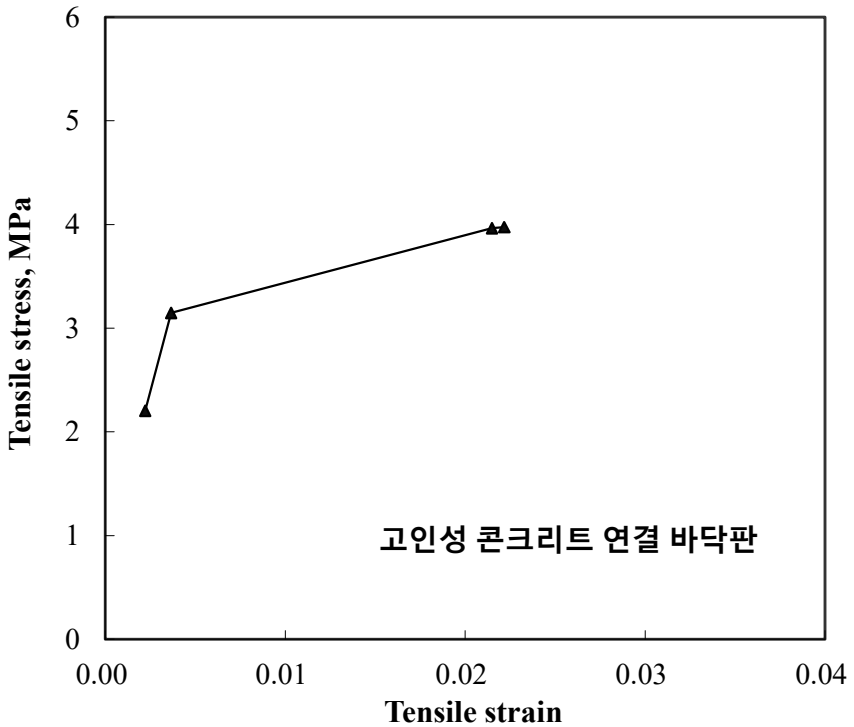


그림 8.12 고인성 콘크리트 연결 바닥판 인장 거동 예측 결과

표 8.4 고인성 콘크리트 연결 바닥판 인장 거동 예측 결과

그림 8.12에서의 주요 위치	Sum of crack widths (mm)	Strain	Stress (MPa)
Initial	0.000	0.000000	0.000
A	0.000	0.002205	2.205
B	0.102	0.003658	3.146
C	3.504	0.021484	3.964
D	3.638	0.022163	3.974

나. 고인성 콘크리트 휨 거동 평가

철도교에서는 교량 단부의 궤도 침하 방지에 의한 열차 승차감 및 주행 안전성을 향상시키기 위해 단순 철도교의 신축을 수용하는 고인성 콘크리트 연결 바닥판을 활용하는 연구가 최근 진행되어 왔다. 해당 연구에서는 고인성 콘크리트 연결 바닥판에 고성능 섬유보강 콘크리트(HPFRC)의 일종인 고인성 콘크리트(ECC)를 적용함으로써, 압축에 대해 콘크리트로서 저항할 뿐만 아니라 인장에 대해 섬유의 인발 작용으로 균열 이후에도 충분한 연성이 발휘될 수 있도록 계획하고 있다.

이 연구에서는 단순교 사이에 적용되는 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 휨 거동을 해석적으로 예측하고자 한다. 특히, 앞 장에서 수행한 고인성 콘크리트의 인장 거동을 고려하고, 고인성 콘크리트 연결 바닥판에 작용하는 축력을 함께 고려하여, 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 휨 거동을 해석적으로 평가하고자 한다.

(1) 고인성 콘크리트 연결 바닥판 휨 해석 이론

(가) 단면 적층 모델링

철근콘크리트 단면에 대한 비선형 휨 해석을 수행하는데 있어 이 연구에서는 그림 8.13에서 보는 바와 같이 적층 모델을 활용하였다. 그림에서 보는 바와 같이 주어진 철근콘크리트 단면에서 콘크리트를 깊이 방향으로 여러 개의 층으로 모사한 후, 각각 콘크리트 층과 철근 층에 대한 응력-변형률 거동을 적분함으로써 전체 단면에 대한 휨 거동을 모사할 수 있다.

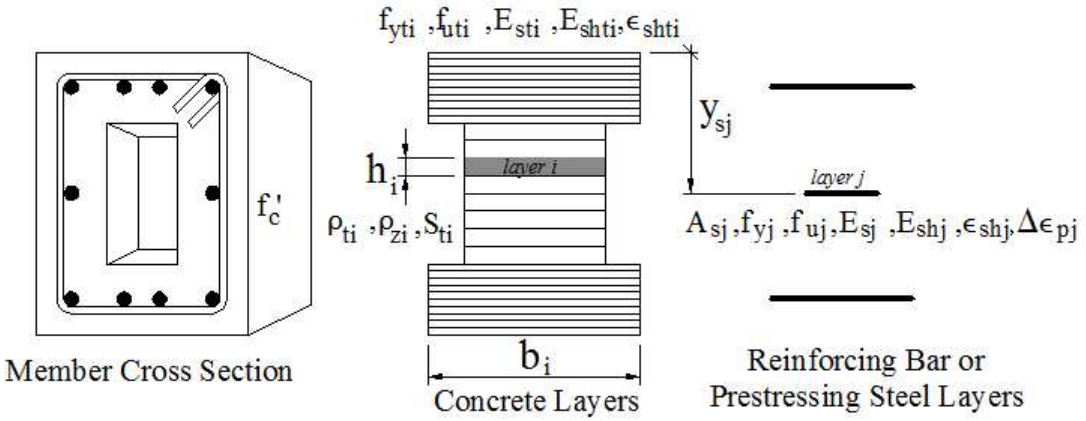


그림 8.13 단면 적층 모델링의 예

(나) 단면 휨 해석 방법

그림 8.14와 같이 축력(F)와 휨 모멘트(M)을 동시에 받는 단면에 대해, 변형 전 평면은 변형 후 평면을 유지한다는 베르누이 보 이론이 성립한다는 가정으로부터, 도심에서의 축방향 변형률(ϵ_{avg})과 휨에 대한 곡률(ϕ)과의 관계를 단면 강성도 행렬을 이용하여 나타내면 다음의 식과 같다.

$$\begin{Bmatrix} F \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_{avg} \\ \phi \end{Bmatrix}$$

여기서, 2×2 단면 강성도 행렬 내의 강성도 계수들($k_{11} \sim k_{22}$)은 그림 8.15을 바탕으로 다음과 산정된다.

$$k_{11} = \sum_i \overline{D_{c,i}} b_{c,i} h_{c,i} + \sum_j \overline{D_{s,j}} A_{s,j}$$

$$k_{12} = k_{21} = \sum_i \overline{D_{c,i}} b_{c,i} h_{c,i} (d_c - d_{c,i}) + \sum_j \overline{D_{s,j}} A_{s,j} (d_c - d_{s,j})$$

$$k_{22} = \sum_i \overline{D_{c,i}} b_{c,i} h_{c,i} (d_c - d_{c,i})^2 + \sum_j \overline{D_{s,j}} A_{s,j} (d_c - d_{s,j})^2$$

따라서, 주어진 단면 내 변형률 분포로부터 이에 상응하는 응력 분포를 산정한 후 이를 토대로 단면의 축력 및 휨 모멘트에 대한 강성도 행렬을 산정할 수 있다. 산정된 강성도 행렬은 휨 해석에 활용되어, 주어진 단면에 대한 휨 거동 예측이 가능하게 된다.

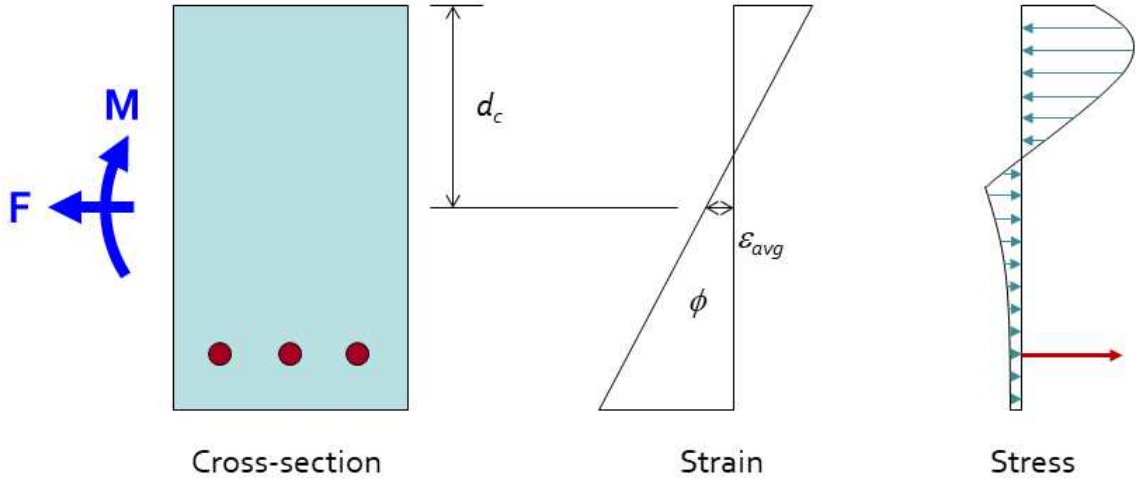
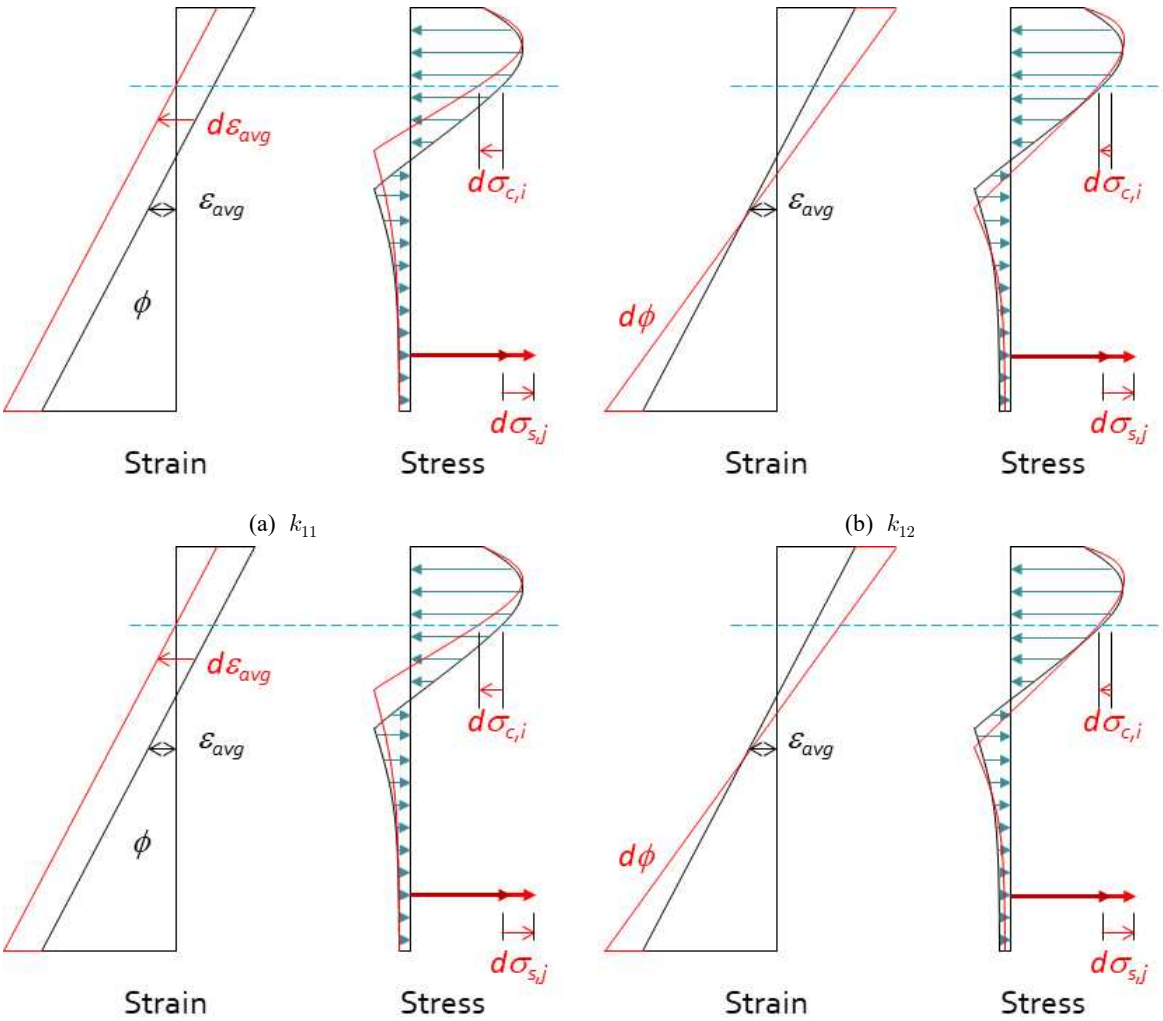


그림 8.14 휨과 축력을 받는 단면 내 변형률 및 응력 분포



(a) k_{11} (b) k_{12}

(c) k_{21} (d) k_{22}

그림 8.15 강성도 계수 산정 방법

휨 해석 순서는 그림 8.16과 같다. 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 경우 최대 인장 변형률 도달 여부가 부재의 파괴 여부에 상당히 영향을 미치므로, 이 연구에서는 우선 휨에 의해 인장이 발생하는 최단 변형률을 각 하중 단계별로 증가시키면서 해석을 수행하였다. 설정된 최단 변형률에 대해 단면 내 곡률을 가정한 후, 이로부터 단면 내 변형률 분포 및 이에 상응하는 응력 분포를 계산한다. 여기서 변형률 분포로부터 응력 분포 산정 시 고인성 콘크리트의 휨 거동에 대해서는 크기 효과를 고려한 고인성 콘크리트 인장 응력-변형률 거동 해석 결과를 적용하였다. 이후 단면 내 축력을 계산한 후 외부 축력과 힘의 평형을 이루는지 확인한다. 힘의 평형이 만족되지 않을 경우 반복 계산을 통해 힘의 평형이 만족하는 단면 내 곡률을 찾는다. 힘의 평형이 만족된 것이 확인되면, 최단 변형률과 단면 내 곡률에 대한 응력 분포로부터 단면 내 모멘트를 계산한다. 이를 통해 주어진 최단 변형률에 대한 휨 모멘트와 곡률을 계산할 수 있게 된다. 이후 최단 변형률을 점차 변화시키면서 각각의 휨 모멘트와 곡률을 계산하며, 이로부터 고려하는 단면에 대한 모멘트-곡률 거동을 산정할 수 있다.

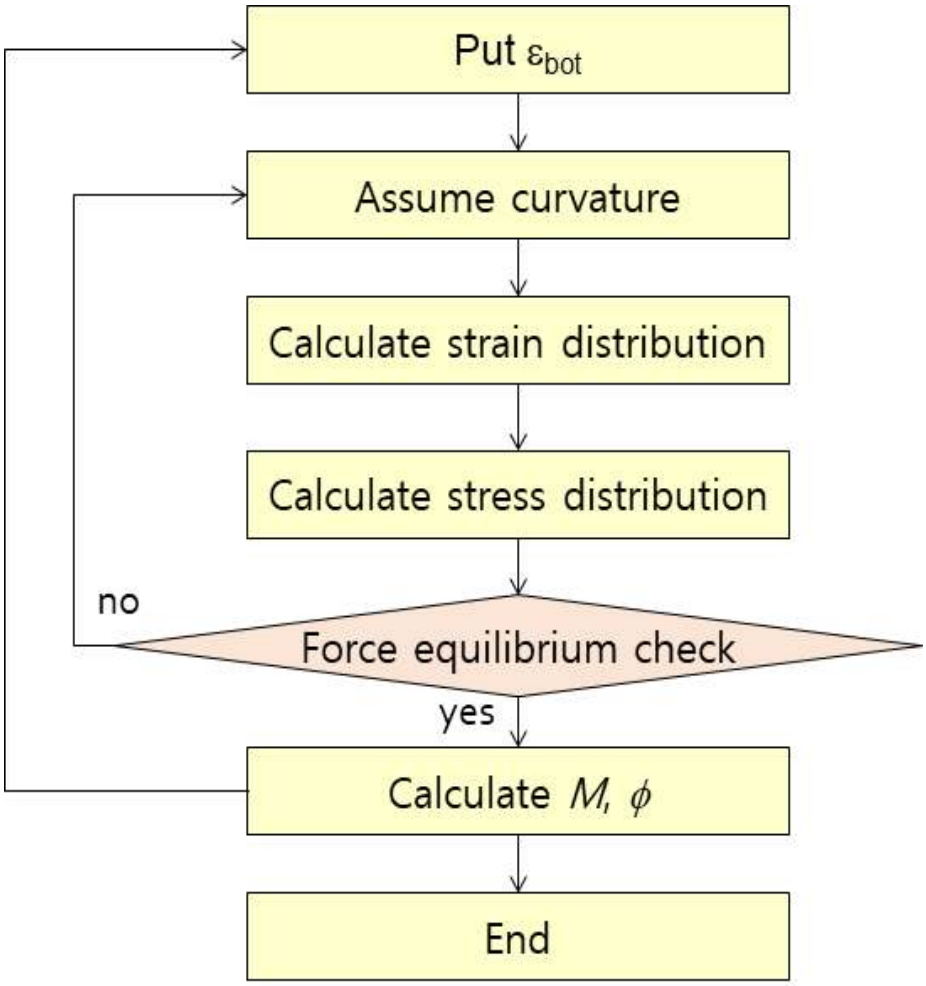


그림 8.16 휨 해석 알고리즘

(2) 고인성 콘크리트 연결 바닥판 휨 거동 예측

(가) 고인성 콘크리트 연결 바닥판 상세

이 연구에서는 고인성 콘크리트 연결 바닥판 제원으로서 폭 2,200 mm, 높이 280 mm인 단면에 H10 철근이 간격 250 mm로 깊이 80 mm 및 200 mm인 위치에 2단 배근되어 있는 것을 고려하였다. 참고로, 고려된 H10 철근의 제원은 표 8.5와 같으며, 그림 8.17는 고인성 콘크리트 연결 바닥판 단면 제원을 나타낸 그림이다.

표 8.5 사용철근 제원

사용철근	공칭단면 (mm2)	철근간격 (mm)	항복응력 (MPa)	탄성계수 (GPa)	항복변형률
H10	71.33	250	400	200	0.002

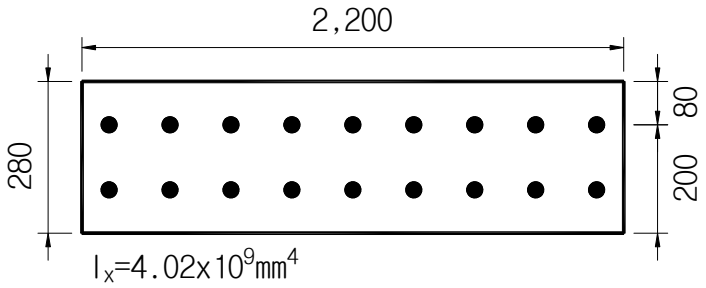


그림 8.17 고인성 콘크리트 연결 바닥판 단면 제원

(나) 축력이 없는 경우 휨 거동

압축강도 55 MPa을 가진 고인성 콘크리트가 사용된 연결 바닥판에 대해 휨 거동을 해석한 결과를 그림 8.18에 나타내었다. 참고로 고인성 연결 바닥판에 대한 휨 해석 결과는 앞 장에서 해석으로부터 예측된 고인성 콘크리트의 인장 거동을 반영한 것이며, 휨에 의한 최단 인장 변형률이 고인성 콘크리트 최대 인장 변형률에 도달할 때까지 해석을 수행한 것이다. 그림에서 보는 바와 같이, 모멘트-곡률 거동에서 휨에 의해 균열이 발생하기 전까지 거의 선형으로 거동을 보이는 것으로 나타났다. 이후 균열 이후에도 상당한 인장 응력을 발휘하는 고인성 콘크리트의 특성으로 인해 철근 항복 후에도 모멘트가 점차적으로 증가하는 것을 알 수 있다.

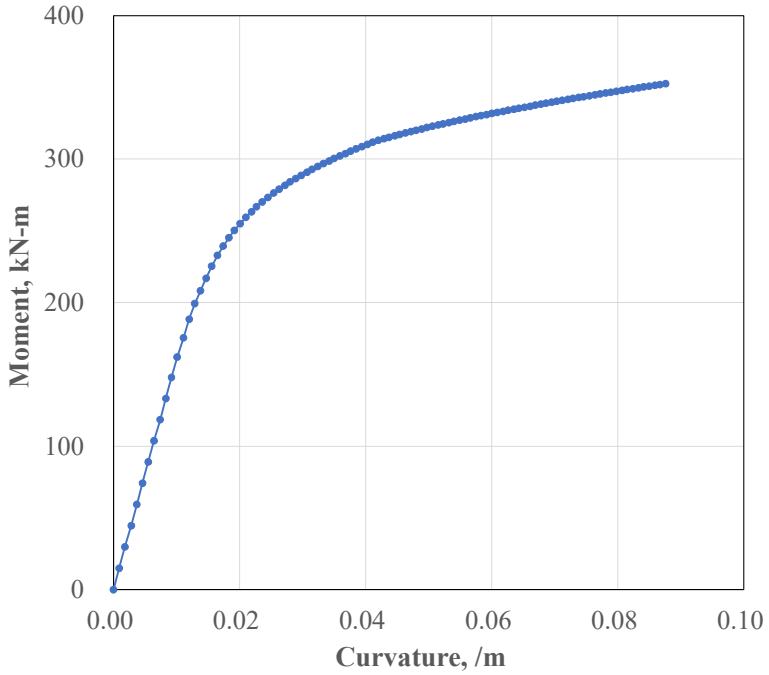


그림 8.18 고인성 콘크리트 연결 바닥판 휨 거동, 축력이 없는 경우

한편, 고인성 콘크리트 연결 바닥판에 발생가능한 회전각이 0.00265 rad인 것을 고려할 때, 이에 상응하는 모멘트는 42.3 kN-m인 것으로 예측되었다. 따라서, 휨 해석 결과로부터 고인성 콘크리트 연결 바닥판에서 콘크리트 압축부 탄성계수를 바탕으로 유효 단면2차모멘트를 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$I_{eff} = \frac{M}{\kappa E_c} = \frac{42.3 \times 10^6}{0.00265 \times 10^{-3} \times 35{,}227} = 4.53 \times 10^8 \ \text{mm}^4$$

따라서, 탄성 범위에서의 단면2차모멘트가 4.02×10^3 mm^4이므로, 탄성 단면2차모멘트 대비 휨 해석으로부터 산정된 유효 단면2차모멘트인 단면2차모멘트 유효율은 다음과 같이 계산된다.

$$r_{eff} = \frac{I_{eff}}{I} = \frac{4.53 \times 10^8}{4.02 \times 10^9} = 0.113$$

(다) 축력이 있는 경우 휨 거동

철도교에서는 온도 하중이 항상 작용하며, 온도 하중에 따라 고인성 콘크리트 연결 바닥판에 신축 변위가 발생하게 된다. 즉, 온도 하중이 고인성 콘크리트 연결 바닥판에 축력으로 작용하게 된다. 일반적으로 설계에서는 ±25℃의 온도 변화가 발생하는 것으로 고려하고 있다. 따라서, 40 m 교량의 경우 온도 변화에 따른 신축 변위는 다음과 같이 계산된다.

$$\alpha \times \Delta T \times L = 10^{-5} \times (\pm 25) \times 40{,}000 = \pm 10 \text{ mm}$$

따라서, 온도 변화로 인해 고인성 콘크리트 연결 바닥판에 최대 ±10 mm 만큼의 신축 변위가 발생하게 된다. 고인성 연결 바닥판은 천이구간을 통해 교량 거더에 고정되어 있을 뿐만 아니라 교량 바닥판과 철근을 통해서도 연결되어 있다. 따라서, 신축 변위로 인해 고인성 콘크리트 연결 바닥판에 초기 축방향 변형이 발생하게 되며, 이를 휨 거동에 반영해야 한다. 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 비합성 구간 길이를 경간 양측에 각각 지간의 6%로 고려하였을 때, 연결 바닥판의 길이는 4.8 m가 되며, 따라서 온도 변화에 따른 연결 바닥판의 초기 변형률은 0.002083이 된다.

고인성 콘크리트 연결 바닥판에 발생 가능한 초기 축방향 변형에 따른 축력은 고인성 콘크리트 연결 바닥판에 배근된 철근에 작용하는 힘뿐만 아니라 고인성 연결 바닥판에 사용된 콘크리트의 단면력까지 고려하여야 한다. 여기서, 고인성 연결 바닥판 콘크리트 단면력 산정할 때 교축방향 인장력에 의해 균열이 발생할 수 있으며, 따라서 고인성 콘크리트의 인장 거동 특성을 반영하여야 한다.

그림 8.19는 압축강도 55 MPa을 가진 고인성 콘크리트가 사용된 연결 바닥판에 대해 온도 변화에 따른 초기 축력을 나타낸 그림이다. 참고로 앞 장에서 해석으로부터 예측된 고인성 콘크리트의 인장 거동을 반영한 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 온도가 상승할 경우 연결 바닥판에 압축력이, 온도가 하강할 경우 연결 바닥판에 인장력이 작용하는 것을 알 수 있다. 온도 상승에 따른 압축력이 온도 하강에 따른 인장력보다 상대적으로 큰 이유는 고인성 콘크리트의 압축강도가 최대 인장강도보다 큰 것에 기인한다. 한편, 그림에서 나타난 해석 결과는 고인성 콘크리트의 수축 거동에 따른 영향은 별도로 고려하지 않은 것으로서, 실제 온도 변화에 따른 축력은 해석 결과보다 인장측으로 증가될 것으로 예상된다.

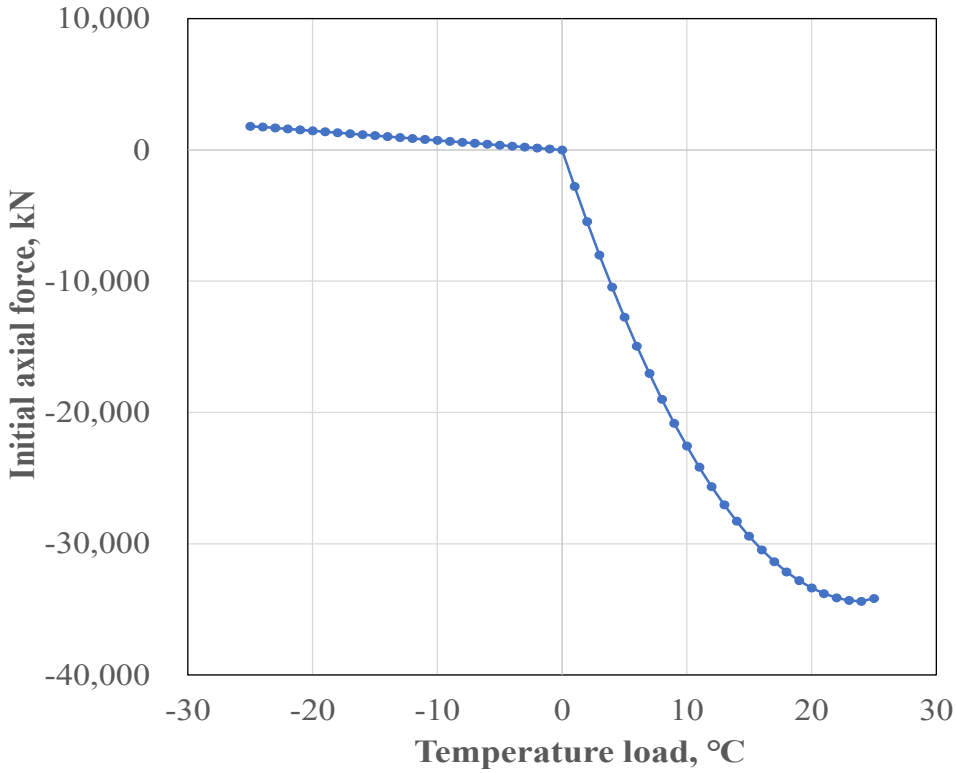
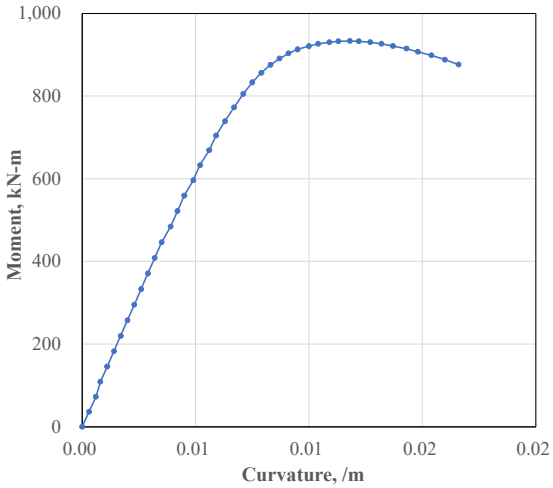


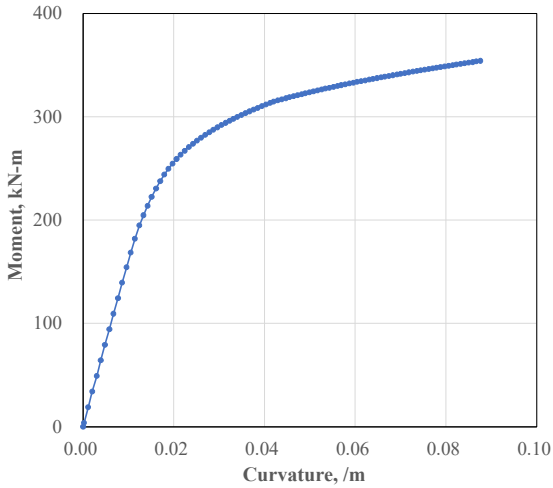
그림 8.19 온도 하중을 고려한 고인성 콘크리트 연결 바닥판 초기 축력

온도 변화에 따라 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 휨 거동에 대해 해석한 결과를 그림 8.20에 정리하였다. 그림에서 보는 바와 같이 온도가 상승할 경우 고인성 콘크리트 연결 바닥판에 상당한 압축력이 작용하고, 이에 따라 최대 내력 모멘트가 상당히 증가하는 것을 알 수 있다. 또한, 휨 거동 초기의 강성이 상대적으로 큰 것을 알 수 있다. 이는 상당한 압축력이 작용한 상태에서 휨을 받더라도 고인성 콘크리트가 여전히 압축 영역에 속하게 되며, 이에 따라 고인성 콘크리트의 탄성계수가 압축 거동을 따라가며 상당히 큰 강성을 가지게 되는 것에 기인한다. 이에 반해 온도가 내려갈 경우 고인성 콘크리트 연결 바닥판에 상당한 인장력이 작용하고, 이에 따라 고인성 콘크리트에 균열이 미리 발생하게 된다. 결국 균열 발생으로 인해 고인성 콘크리트의 상당한 영역에서 인장 거동을 따라가게 되며, 결과적으로 휨 강성이 작게 되는 것으로 나타난다.

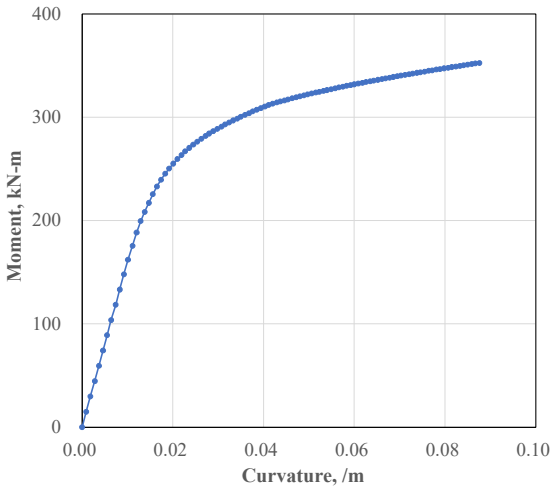
한편, 온도 상승이 클 경우 연결 바닥판에 상당한 압축력이 작용함에 따라 상대적으로 작은 단면 내 곡률에서도 압축부 콘크리트의 변형률이 압괴를 유발하는 변형률에 도달하게 된다. 하지만, 실제 고인성 콘크리트를 연결 바닥판에 적용할 경우 고인성 콘크리트의 수축이 발생함에 따라 온도 상승으로 인한 압축력의 상당 부분이 상쇄될 것으로 예상된다. 따라서, 향후 온도 변화뿐만 아니라 고인성 콘크리트의 수축으로 인한 영향까지 포함한 연구가 필요한 것으로 판단된다.



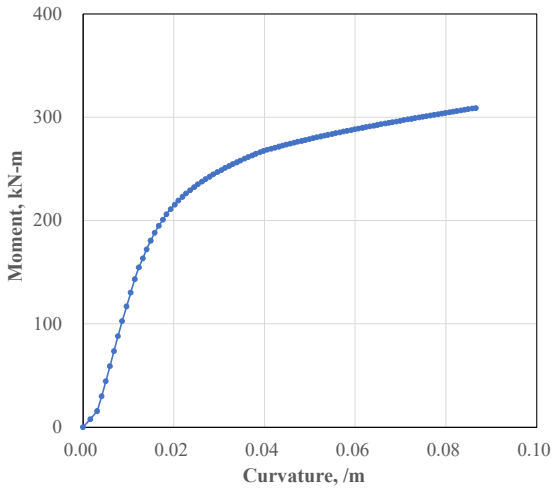
(a) $\Delta T = 10℃$



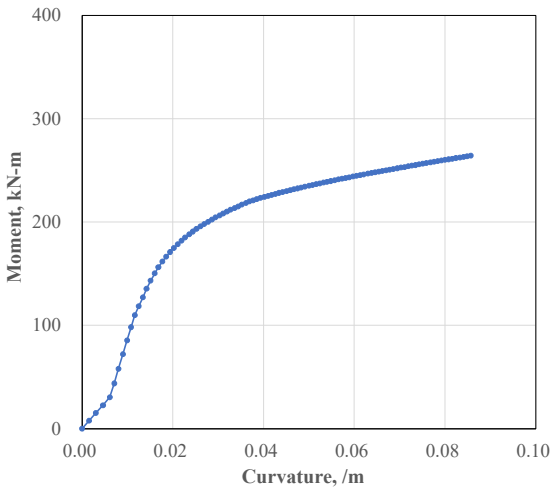
(b) $\Delta T = 5℃$



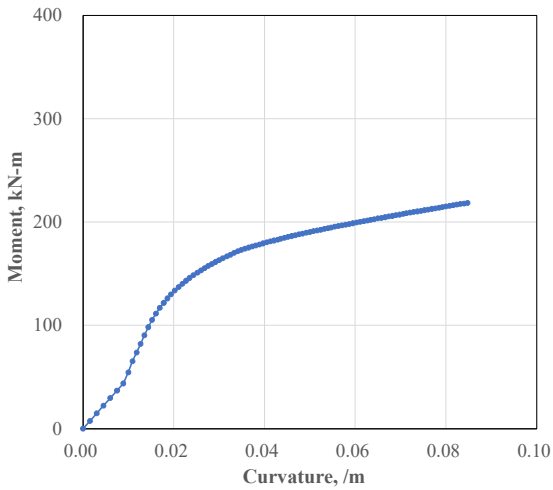
(c) $\Delta T = 0℃$



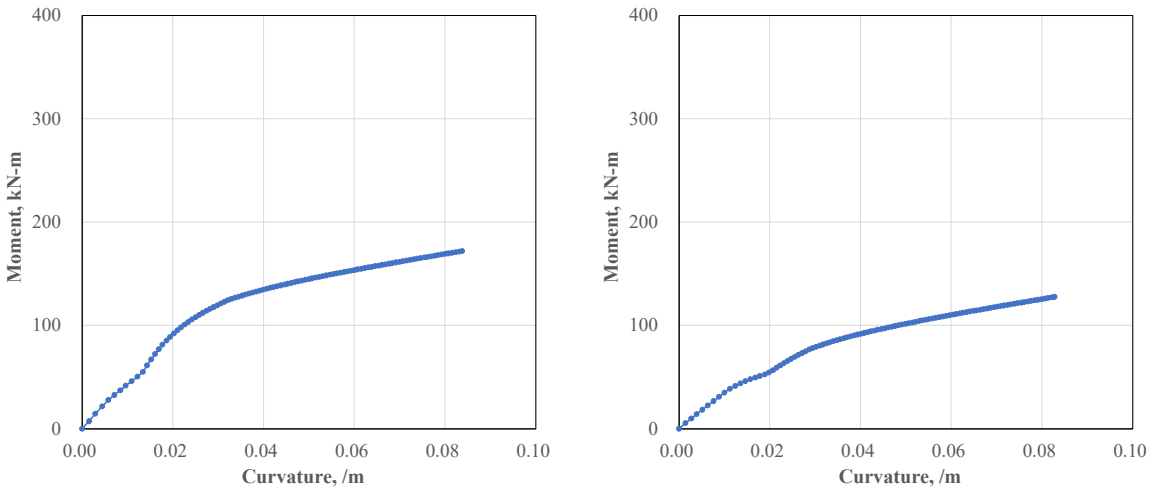
(d) $\Delta T = -5℃$



(e) $\Delta T = -10℃$



(f) $\Delta T = -15℃$



(g) $\Delta T=-20℃$ (h) $\Delta T=-25℃$

그림 8.20 온도 하중을 고려한 고인성 콘크리트 연결 바닥판 휨 거동

(라) 축력을 고려한 고인성 콘크리트 연결 바닥판 휨 강성

앞에서 정리한 축력을 고려한 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 휨 거동을 바탕으로, 고인성 콘크리트 연결 바닥판에 발생가능한 회전각 0.00265 rad에 상응하는 휨 모멘트 및 이로부터 산정된 유효 단면2차모멘트, 그리고 단면2차모멘트 유효율을 계산한 후 표 8.6 및 그림 8.21에 정리하였다. 해석 결과에서 보듯이 축력이 작용하지 않거나 인장력이 작용할 경우 휨 모멘트에 의해 연결 바닥판 단면 내 상당 부분의 고인성 콘크리트가 인장 영역에 속함에 따라 유효 단면2차모멘트 및 단면2차모멘트 유효율이 상당히 작은 것을 알 수 있다. 이에 반해 온도 상승에 따라 고인성 콘크리트 연결 바닥판에 상당한 수준의 압축력이 작용하는 경우 휨 거동 초기에 연결 바닥판 단면 내 콘크리트의 상당 부분이 압축 영역에 속함에 따라 유효 단면2차모멘트 단면2차모멘트 유효율이 상당히 큰 것을 알 수 있다.

한편, 표 및 그림에서 정리한 해석 결과는 연결 바닥판에 적용되는 고인성 콘크리트 자체의 수축 거동을 고려하지 않은 것이다. 실제로 고인성 콘크리트 수축으로 인해 연결 바닥판에 상당량의 인장 응력이 가해지게 되므로, 향후 추가 연구를 통해 온도 변화뿐만 아니라 고인성 콘크리트 수축에 의한 영향까지 함께 고려하여 연결 바닥판의 휨 강성을 평가할 필요가 있는 것으로 판단된다.

표 8.6 온도 변화에 따른 휨 모멘트, 유효 단면2차모멘트, 단면2차모멘트 유효율

온도 변화 (℃)	휨 모멘트 (kN-m)	유효 단면2차모멘트 ($\times 10^9$ mm^4)	단면2차모멘트 유효율
-25	9.7	0.104	0.026
-20	13.2	0.141	0.035
-15	13.1	0.140	0.035
-10	13.3	0.143	0.035
-5	13.2	0.142	0.035
0	42.3	0.453	0.113
5	43.8	0.470	0.117
10	319.2	3.420	0.850

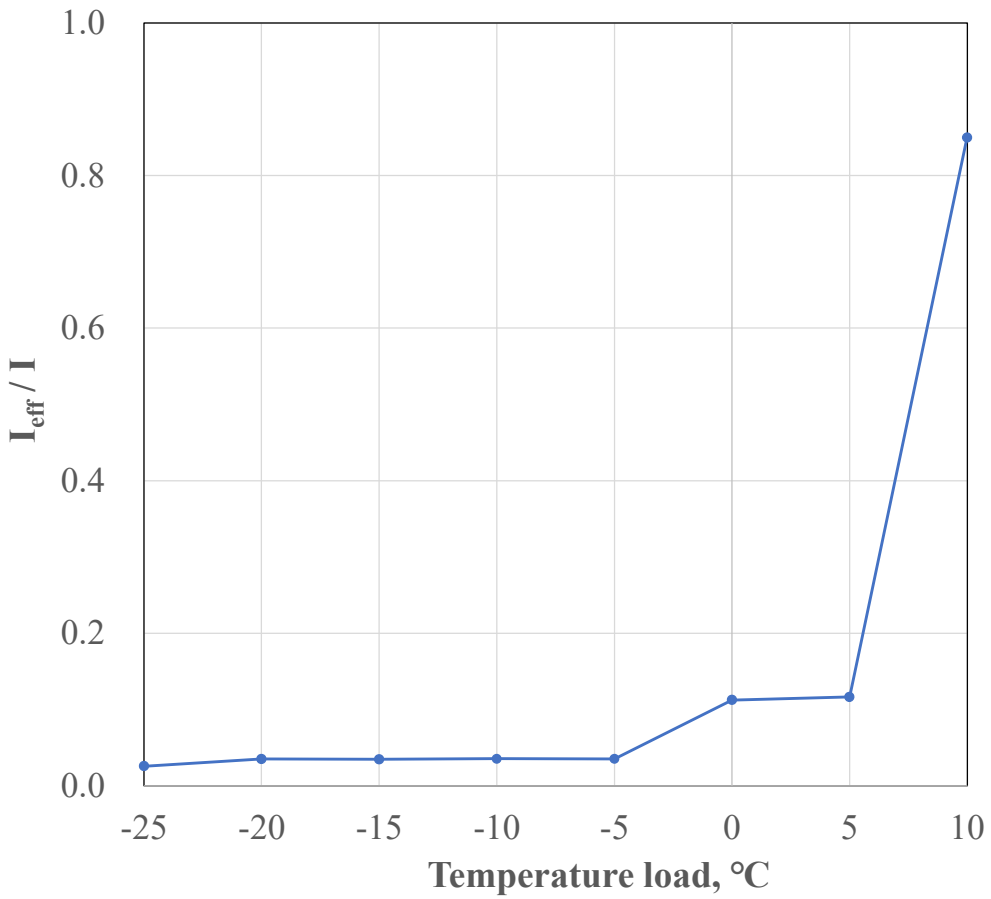


그림 8.21 온도 변화에 따른 단면2차모멘트 유효율

다. 고인성 콘크리트 연결 바닥판 구조 성능 평가 결과

최근 교량 단부의 궤도침하 방지에 의한 열차 승차감 및 주행 안전성을 향상시키기 위해 단순 철도교의 신축을 수용하는 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발 및 표준화에 대한 연구가 진행되고 있다. 특히, 고인성 콘크리트 연결 바닥판에 균열 발생 후 다중 분산 균열과 함께 인장 경화 현상을 나타냄으로써 충분한 연성을 보이는 고인성 콘크리트(ECC)를 활용하고자 하는 연구가 진행되고 있다.

이 연구에서는 연결 바닥판에 적용하고자 하는 고인성 콘크리트(ECC)의 인장 거동을 해석적으로 규명하고, 부재 크기에 따른 영향을 분석하였다. 또한, 고인성 콘크리트를 적용한 연결 바닥판의 휨 거동을 교축 방향 온도 하중의 영향을 고려하여 해석적으로 분석하였다.

이 연구로부터 확보된 주요 결론은 다음과 같다.

■ 고인성 콘크리트 인장 거동

이 연구에서는 고인성 콘크리트가 적용된 연결 바닥판의 인장 거동을 규명하기 위해 직접 인장 시험체에 대한 해석을 수행하고, 이를 바탕으로 크기 효과를 고려하여 연결 바닥판의 인장 거동을 예측하였다. 해당 연구 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 고인성 콘크리트 인장 거동을 합리적으로 예측하기 위해 이 연구에서는 기존 섬유보강 콘크리트의 인장 거동 예측에 탁월한 SDEM(Simple Diverse Embedment Model)을 고인성 콘크리트에 적합하게 변형하여 적용하였다. 여기서, 강섬유를 대상으로 개발된 SDEM을 고인성 콘크리트에 사용되는 PVA 섬유에 맞게 모델을 일부 수정하였다. 또한, 다중 분산 균열 및 인장 경화 현상을 모사하기 위해 확률론적 접근 방법을 활용해 부재 크기를 고려한 고인성 콘크리트의 인장 거동을 합리적으로 예측가능하게 하였다.
- 직접 인장 실험 결과와 해석 결과를 비교한 결과, 이 연구에서 도입한 해석 방법을 통해 고인성 콘크리트의 인장 거동을 합리적으로 예측하는 것으로 나타났다.
- 실제 고인성 콘크리트가 적용되는 연결 바닥판의 크기는 실험에 사용된 시험체 크기보다 상당히 크므로, 이에 따른 크기 효과를 고려하여 연결 바닥판의 인장 거동을 해석으로부터 예측하였다. 해석 결과 최대 인장 응력 및 최대 인장 변형률이 각각 3.97 MPa 및 0.022로서 소규모 시험체에 대한 직접 인장 실험으로부터 확보된 결과보다 다소 작은 것으로 나타났다.

■ 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 휨 강성 분석

이 연구에서는 고인성 콘크리트가 적용된 연결 바닥판의 휨 강성을 분석하기 위해, 이 연구에서 수행한 고인성 콘크리트의 인장 거동 해석 결과를 바탕으로 연결 바닥판에 대한 단면 휨 해석을 수행하였다. 휨 해석 수행 시 온도 변화에 따른 연결 바닥판에 작용하는 교축방향 하중을 고려하였으며, 휨 해석 결과로부터 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 휨 강성을 분석하였다. 해당 연구 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 이 연구에서 수행된 크기 효과를 고려한 고인성 콘크리트의 인장 거동을 고려하여, 고인성 콘크리트 연결 바닥판에 대한 단면 휨 해석을 수행하였다. 단면 휨 해석을 수행하기 위해 연결 바닥판의 단면을 적층 모델로 묘사하였으며, 각 층의 응력-변형률 거동에

서 크기 효과를 고려한 고인성 콘크리트 직접 인장 거동 해석 결과를 고려하였다.

- 연결 바닥판에 축력이 작용하지 않은 경우에 대해 연결 바닥판에 대한 단면 휨 해석 결과, 일반적인 철근콘크리트 부재와 달리 균열 발생 이후에도 상당한 인장 응력을 발휘하는 고인성 콘크리트의 특성으로 인해 철근 항복 후에도 모멘트가 증가하는 것으로 나타났다. 또한, 설계에서 고려되는 회전각 0.00265 rad에 상응하는 모멘트가 42.3 kN으로 예측되었으며, 탄성 해석에 의한 단면2차모멘트 대비 휨 해석으로부터 예측된 유효 단면2차모멘트의 비가 0.113으로 나타났다.

- 온도 변화에 따른 교축 방향 하중을 고려하여 고인성 콘크리트 연결 바닥판에 대한 단면 휨 해석을 수행하였다. 해석 결과 압축력이 상당히 작용할 때 탄성 해석에 의한 단면2차모멘트 대비 0.00265 rad에 상응하는 유효 단면2차모멘트의 비율이 0.11~0.03으로 상당히 작은 것으로 나타났다. 이에 반해 온도 증가로 인한 교축 방향 압축력이 상당할 경우 해당 비율이 0.85까지 증가하는 것으로 나타났다. 따라서, 고인성 콘크리트 연결 바닥판이 적용된 교량의 구조 거동 해석 시 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 휨 거동에서의 비선형을 반드시 고려해야 되는 것으로 나타났다.

- 휨 해석 시 고려한 교축 방향 하중은 온도 변화만을 고려한 것으로서 고인성 콘크리트 수축 등에 대한 영향은 별도로 고려하지 않았다. 고인성 콘크리트 수축을 추가로 고려할 경우 실제 연결 바닥판에 작용하는 축력은 인장측으로 상당히 전환될 것으로 예상되며, 이에 대한 추가 연구가 필요한 것으로 판단된다.

9. 고인성 콘크리트 연결 바닥판 구조 시험 부설 계획 수립

가. 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 구조 실험 사례 분석

(1) A. Caner와 P. Zia (1998) [1]

일반 콘크리트를 사용한 연결 바닥판에 대한 초기 연구로서, 비부착구간을 적용하였다. 콘크리트 거더와 강재 거더에 대한 거더 실험을 수행하였으며, 교량 단부에 부모멘트를 가하여 휨거동을 시험하였다. 본 실험을 통하여 연결 바닥판이 축방향 거동 보다는 휨거동을 주로 하는 것을 확인하였다.

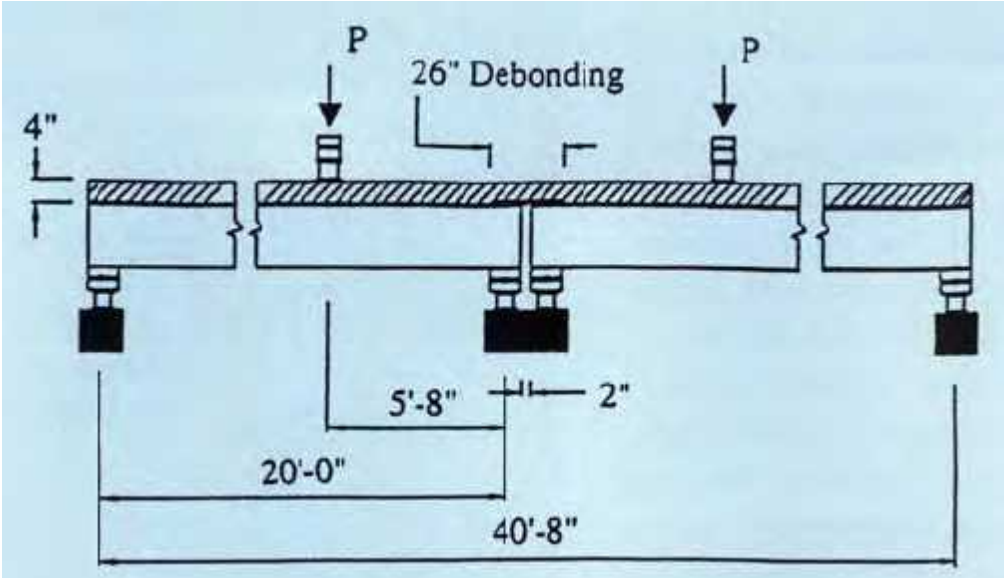


그림 9.1 시험체 개념도



그림 9.2 콘크리트 거더와 연결 바닥판 시험체의 시험 사진

(2) Victor Li et al. (2003) [2]

University of Michigan의 Victor Li는 고인성 콘크리트(ECC)를 연결 바닥판에 적용하였다. ECC의 인장 성능을 확인하기 위하여 pull-out 시험을 수행하였다.



그림 9.3 ECC 인장 시험 및 시험체

ECC에 매립된 전단연결재의 성능을 평가하기 위하여 Push-out 시험을 수행하였고, 일반 콘크리트에 매립된 경우보다 강도는 높고 변형은 크게 발생하는 것을 확인하였다.



그림 9.4 ECC에 매립된 전단연결재의 push-out 시험

ECC 연결 바닥판의 휨 성능을 평가하기 위한 구조 시험을 아래와 같이 거더와 바닥판 위아래를 뒤집은 형태의 시험체로 시험하였다. 정적하중 뿐만 아니라 반복하중을 재하하여 미세균열 진전에 따른 효과를 반영하였다.

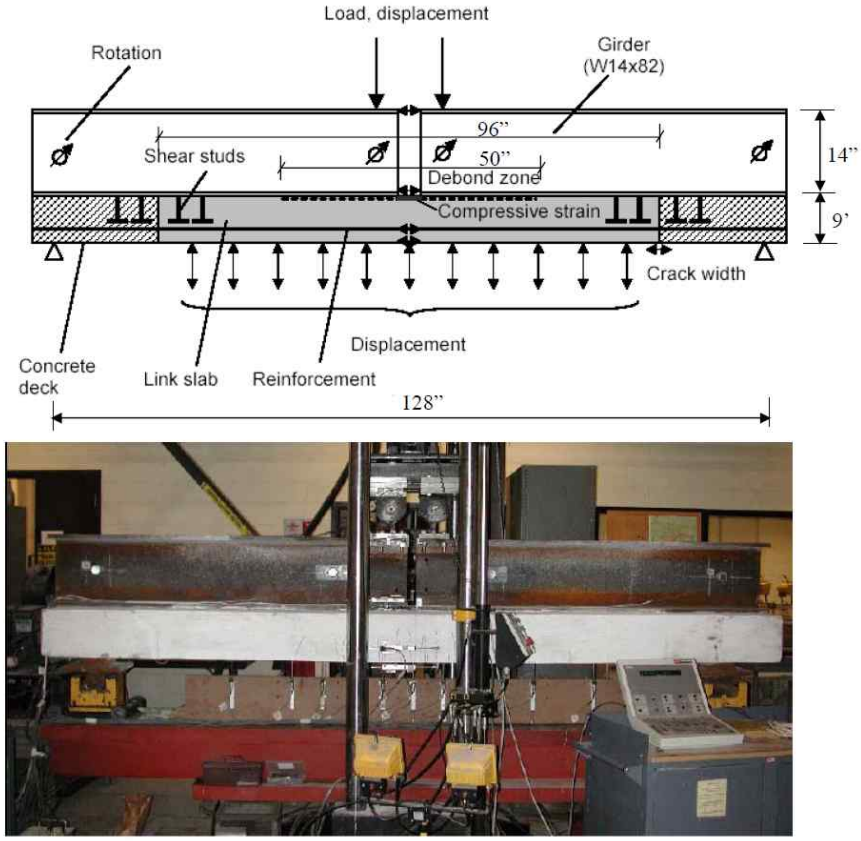


그림 9.5 ECC 연결 바닥판의 휨실험

(3) Aziz Saber and Ashok Reddy Aleti (2012) [3]

Louisiana Tech University 연구진은 FRP 그리드를 매립한 연결 바닥판을 제안하였으며, 전형적인 4점 휨시험(4-point bending test)으로 부모멘트를 재하하여 구조 성능을 평가하였다.

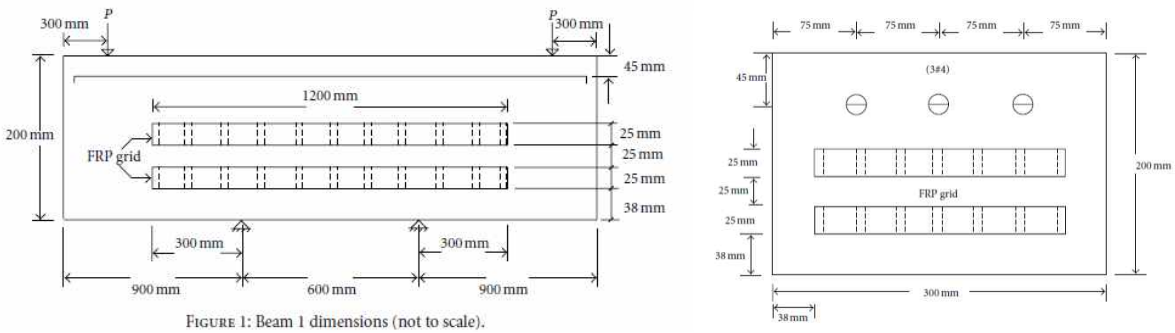


FIGURE 1: Beam 1 dimensions (not to scale).

그림 9.6 FRP Grid를 이용한 연결 바닥판 시험체 형상



그림 9.7 FRP Grid를 매립한 연결 바닥판 시험체의 파괴 형상

(4) Joel Reyes & Ian N. Robertson (2011) [4]

University of Hawaii는DOT 연구과제로 GFRP 철근이 매립된 프리캐스트 ECC 연결 바닥판에 대하여 연구하였다. 아래 그림과 같은 시험 세팅을 통하여 연결 바닥판에 축방향 압축과 인장을 도입하도록 시험하였다.

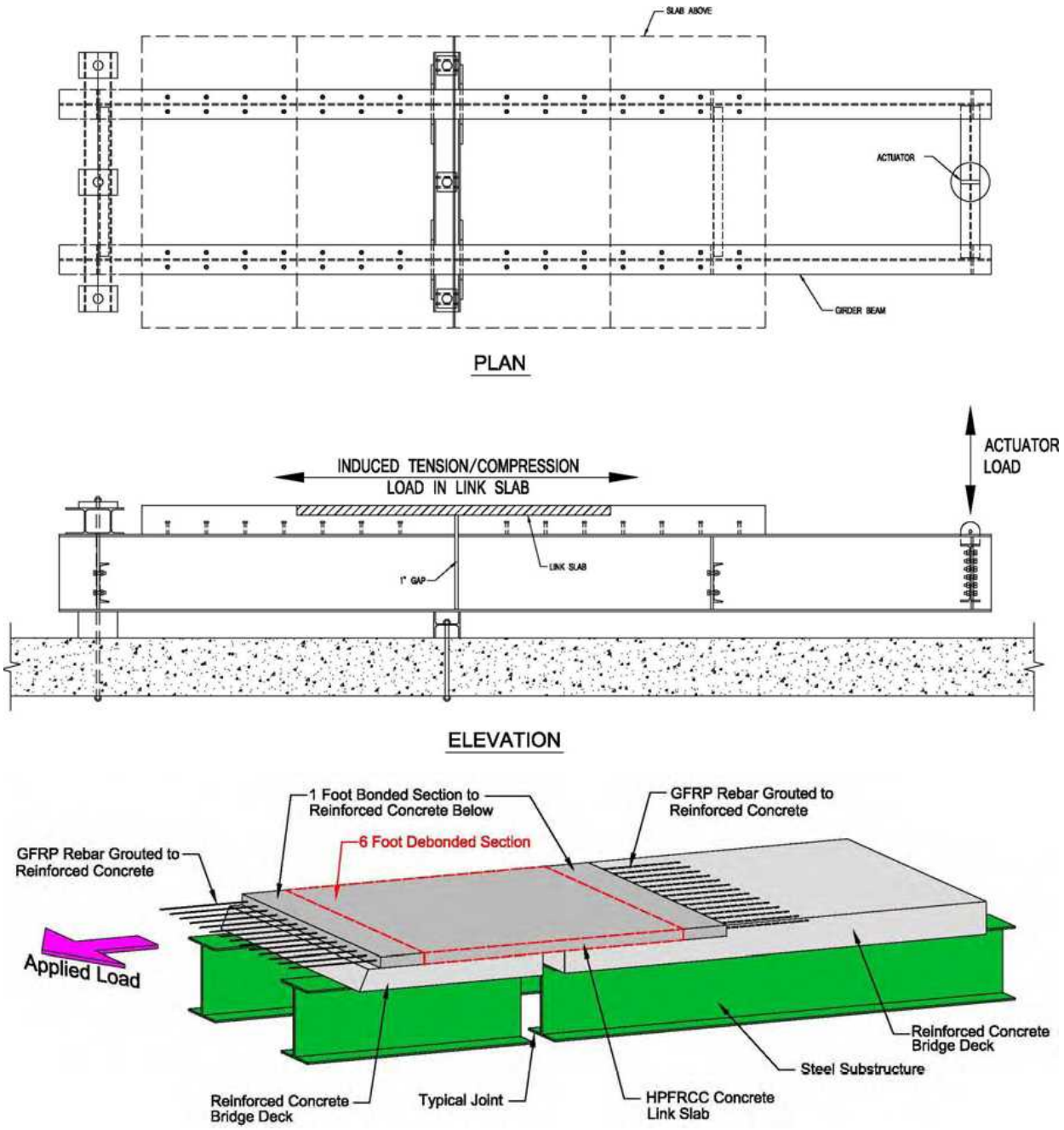


그림 9.8 ECC 연결 바닥판의 축방향 하중 재하 시험 세팅

(5) Larus Larusson, Joel C. Reyes et al. (2013) [5]

Larus Larusson 등은 Hawaii DOT와의 연구에서 GFRP 철근이 매립된 ECC 연결 바닥판의 축방향 하중 재하 시험을 수행하였다. 현장타설과 프리캐스트를 모두 시험하였으며, 철근비에 따른 효과를 검토하였다. 비부착구간의 길이만큼 LVDT를 설치하여 축방향 변형을 산정하였으며, DIC 이미지를 통하여 균열 발생 양상을 확인하였다.

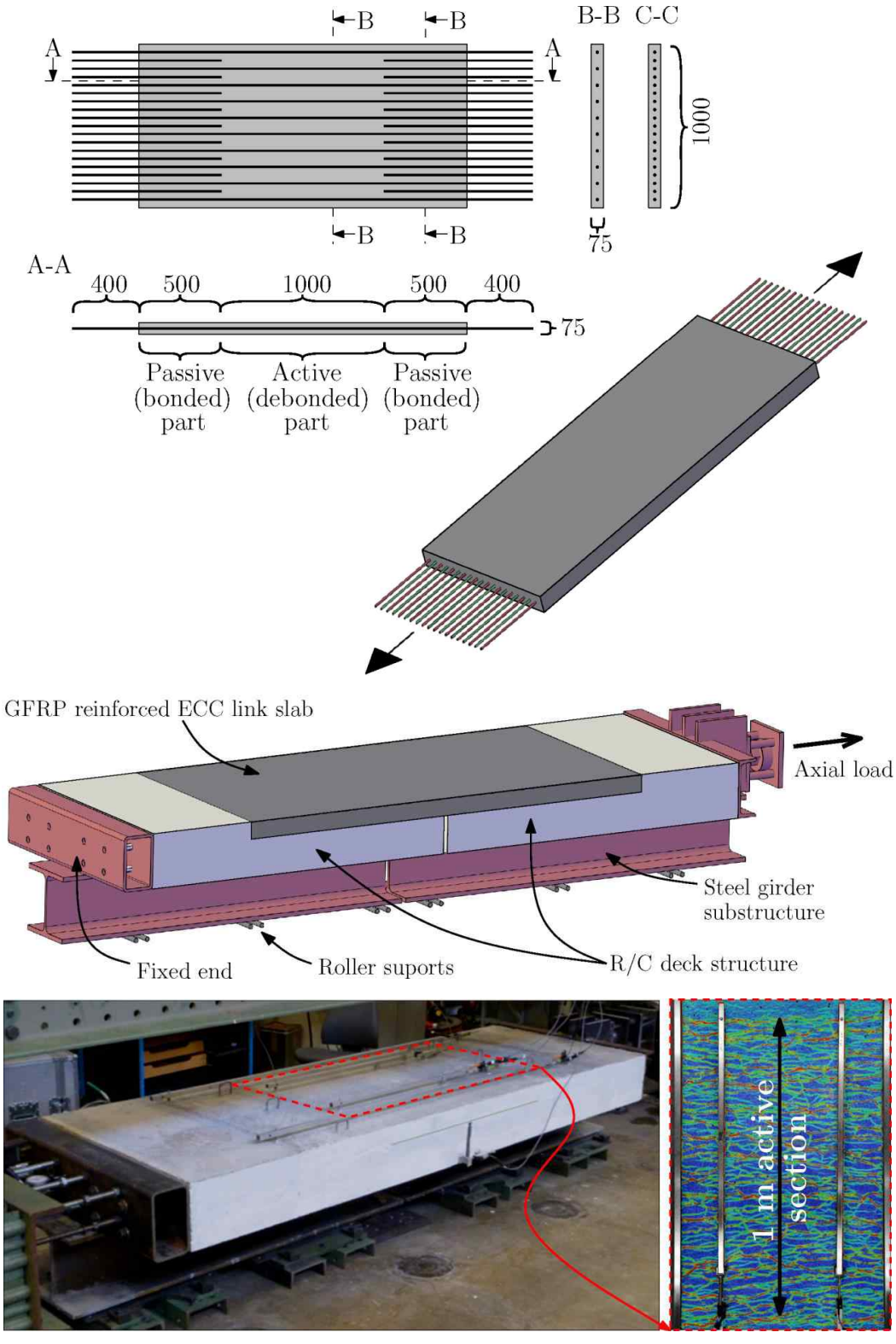
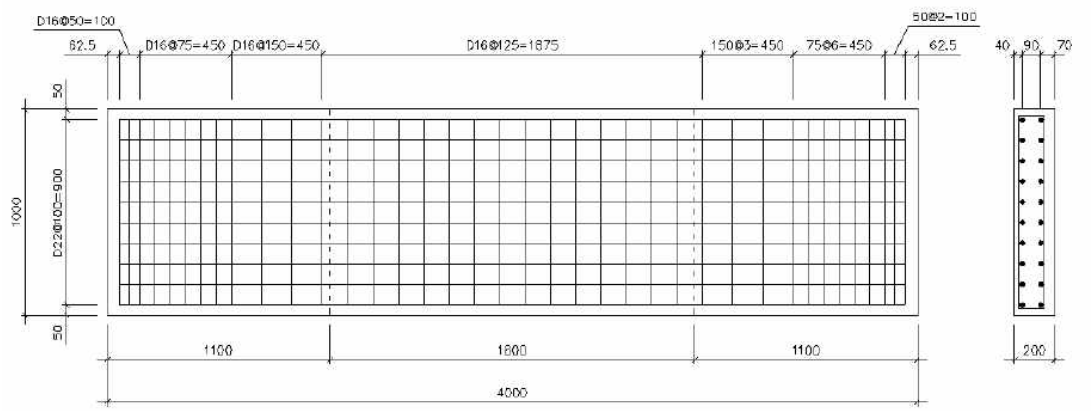


그림 9.9 ECC 연결 바닥판의 축방향 인장력 재하 시험

(6) 한국건설기술연구원 모듈러 교량 (2013) [6]

한국건설기술연구원은 모듈러 교량 연구의 일환으로 RC구조를 이용한 연결 바닥판에 대하여 검토하였다. 정적 휨 시험은 전형적인 4점 재하 시험으로 수행하였으며, 단부회

전에 따른 피로 거동을 보기 위하여 중앙부에 하중 재하점을 모아서 3점 재하에 가까운 4점 재하 시험을 통하여 200만회 피로 하중을 재하하였다.



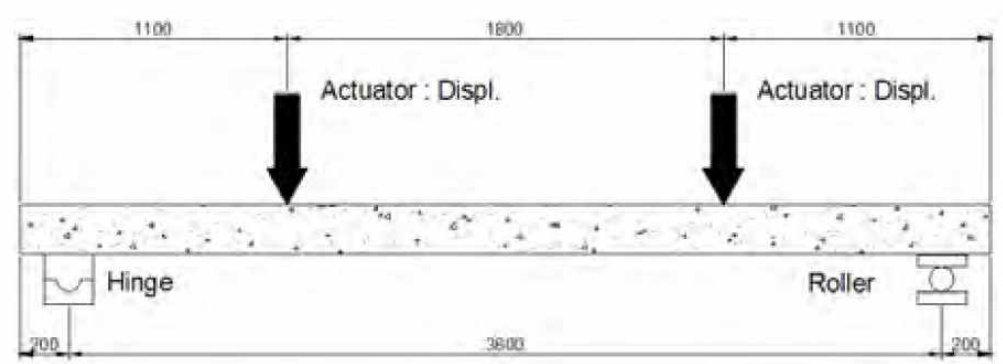




그림 9.10 연결 바닥판 4점 재하 휨 시험

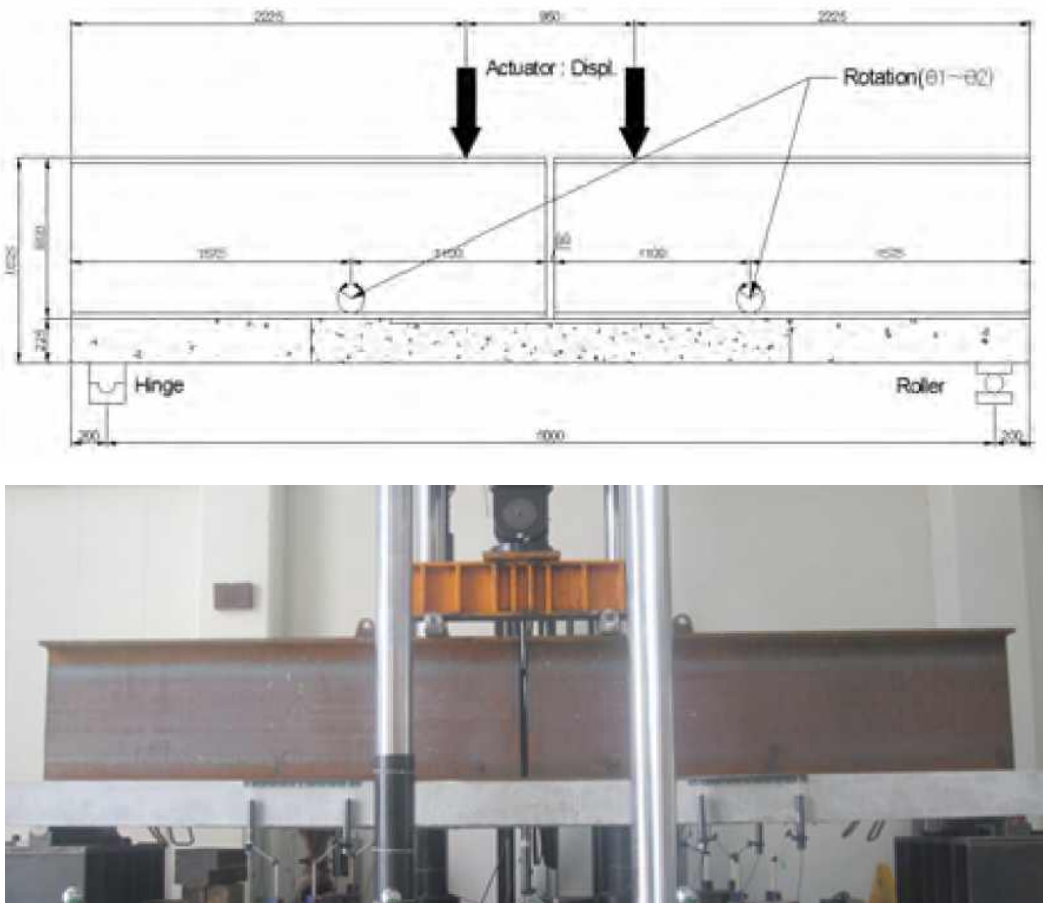


그림 9.11 RC 연결 바닥판의 피로 하중 재하 시험

(7) Y. Zheng, L.F. Zhang and L.P. Xia (2018) [7]

중국 Dongguan University of Technology에서는 FRP 철근을 사용한 ECC 연결 바닥판에 대하여 연구하였다. ECC 슬래브 자체의 휨 성능은 4점 재하 시험을 통하여 확인하였고, 교량 단부에 적용한 경우에 대한 시험은 Victor Li의 시험과 동일하게 바닥판과 거더가 뒤집힌 형태로 반복 하중을 재하하면서 시험하였다.

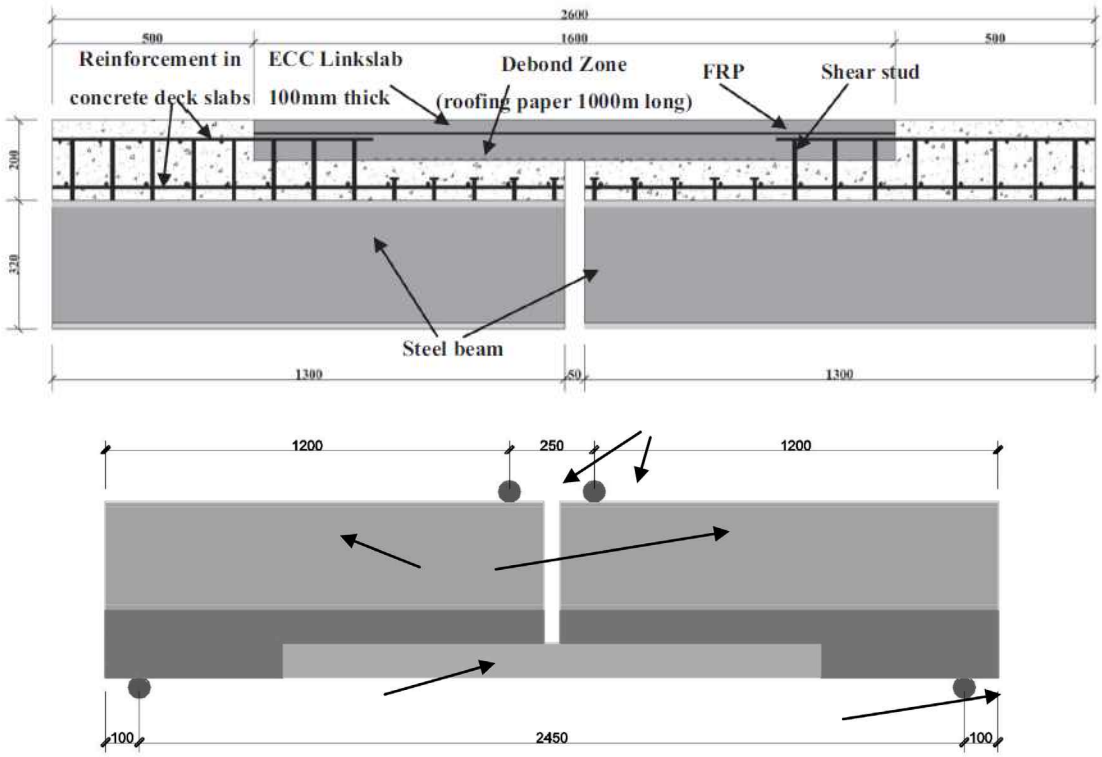
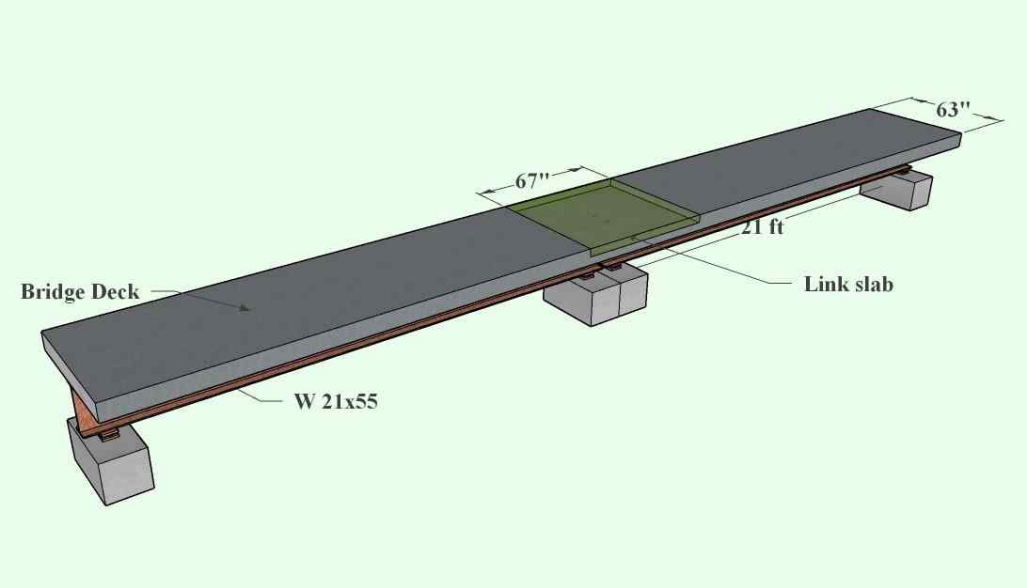


그림 9.12 FRP 철근이 매립된 ECC 연결 바닥판의 구조 시험

(8) Bridge Engineering Center, IOWA State University (2018) [8]

섬유보강 콘크리트(FRC)를 이용한 연결 바닥판을 이용한 급속 시공에 관하여 연구하였고, 실물 교량 시험체를 이용하여 4점 재하 시험을 수행하여 부모멘트에 의한 균열 거동을 평가하였다.



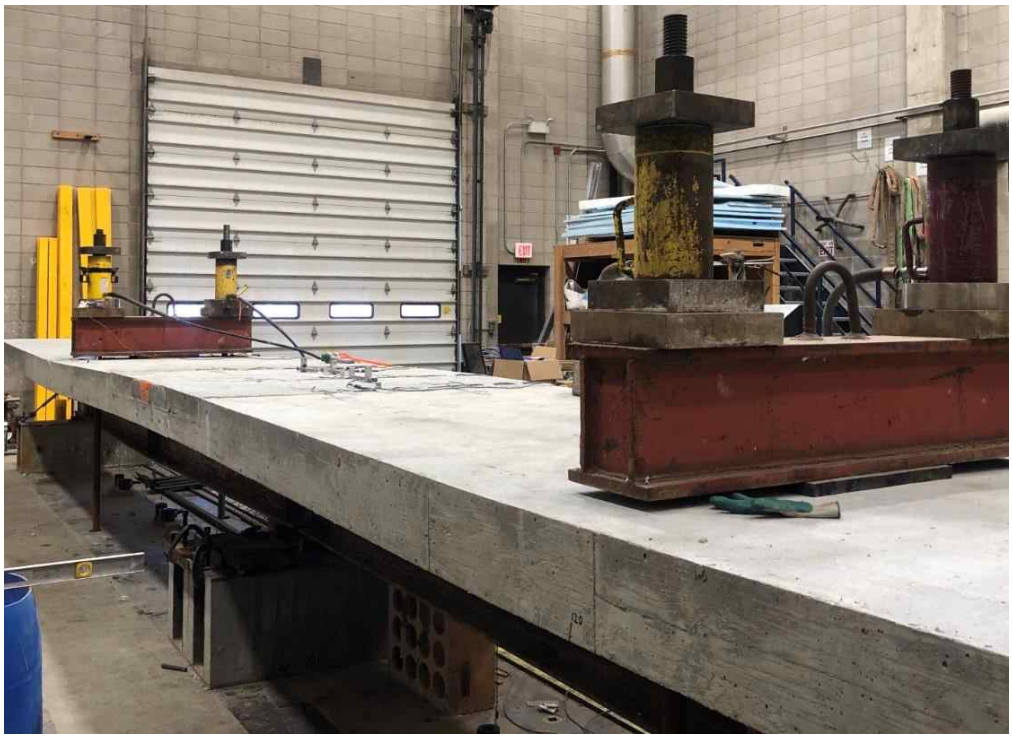


그림 9.13 FRC 연결 바닥판의 4점 재하 시험

(9) Mengjun Hou, et al (2018) [9]

중국 통지대 연구진은 초고인성 콘크리트(UHDCC) 연결 바닥판에 대하여 연구하였다. 콘크리트 시험체는 인장, 압축, 4점 휨시험을 통하여 평가하였고, 거더와 합성된 연결 바닥판은 Victor Li와 유사한 형태의 시험체를 통하여 피로 거동을 평가하였다.

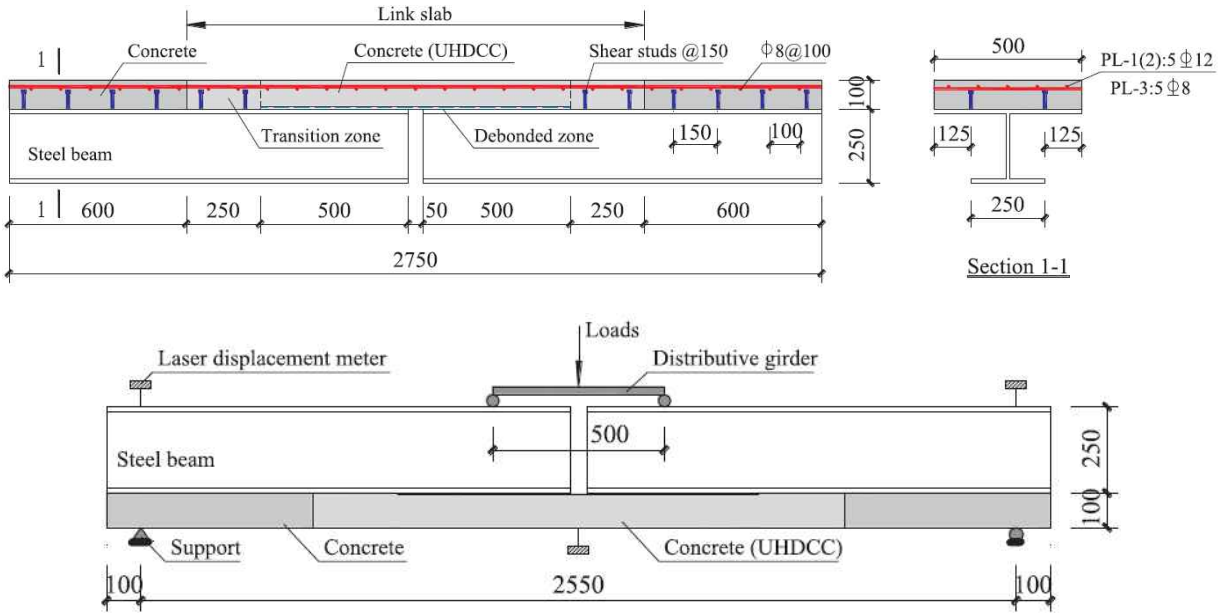




그림 9.14 초고인성 콘크리트(UHDCC) 연결 바닥판의 피로 시험

(10) 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 구조 실험 사례 검토 결과

고인성 콘크리트 연결 바닥판의 구조 시험 사례를 90년대 말부터 최근까지 9건에 대하여 조사하였다. 주로 적용된 방법은 2가지로 구분된다. Caner와 Zia가 수행했던 4점 재하 시험을 통한 부모멘트 재하 방법이 하나이고, 또 하나는 Victor Li가 수행했던 거더와 바닥판을 뒤집은 후 지점부에 인접하여 4점 재하 시험을 3점 재하에 가깝게 수행하는 방법이다. 첫 번째 방법은 주로 정적 거동을 평가하는데 사용되었고, 두 번째 방법은 피로 거동을 검토하는데 적용되었다. 이외에 University of Hawaii at Manoa에서는 바

닥판에 축방향 인장 및 압축 하중을 재하하는 방법으로 시험하였다.

기존에 수행된 시험 방법은 연결 바닥판의 휨 거동을 평가하거나 축방향 인장 거동을 별도로 평가할 수 있는 시험 방법이었다. 하지만 연결 바닥판은 교량의 온도 신축에 따라 압축 또는 인장력이 도입된 상태에서 차량 하중에 의한 휨 하중을 동시에 받기 때문에 연결 바닥판의 구조 성능은 축방향 하중과 휨 하중을 모두 고려하여야 더 정확하게 평가할 수 있을 것으로 판단된다. 따라서 축방향 인장 또는 압축 하중이 도입된 상태에서 휨 시험을 수행하는 시험 방법을 고안할 필요가 있다.

나. 축방향 하중이 도입된 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 구조 시험 계획 수립

(1) 개 요

콘크리트는 가장 널리 쓰이는 건설 재료 중 하나로서, 일반적으로 압축에는 강하지만 인장강도는 압축강도에 대비하여 약 7~11% 정도의 강도를 갖는다[10]. 특히 철근으로 보강되지 않은 콘크리트의 경우 균열 발생 이후 급작스런 파괴가 발생하는 취성 거동을 보이는 특징이 있으며, 이러한 균열 발생 이후 취성파괴를 보이는 콘크리트의 인장 거동을 보완하기 위해 콘크리트 배합 시 섬유를 혼입한 섬유보강 콘크리트(Fiber Reinforced Concrete, FRC)에 대한 연구가 많이 진행되어 왔다 [11-15].

일반적인 섬유보강 콘크리트(Ordinary Fiber Reinforced Concrete, FRC)는 주로 매크로 타입의 섬유가 혼입된 것으로서 하나의 균열 발생 이후 연화 거동을 보이는 특징이 있다. 이에 반해 고성능 섬유보강 콘크리트(High Performance Fiber Reinforced Concrete, HPFRC)는 마이크로 타입의 섬유가 혼입됨으로써, 섬유 인발 작용에 의한 인장응력이 콘크리트 매트릭스 균열강도보다 커지게 됨에 따라 다중 분산 균열과 함께 인장 경화 현상을 보이는 특징이 있다[16-19].

도로교의 경우 공용 중 신축이음부 유지보수에 많은 비용과 시간이 소요되고 있으며, 여기에 이상에서 언급한 HPFRC의 특성을 활용하여 연결 바닥판(link slab)를 적용하고자 하는 연구가 진행되어 왔다. 도로교에 적용하는 연결 바닥판은 신축이음장치를 대체하는 개념으로 사용되며 전체 교량 구조계 설계에서는 연결 바닥판의 휨강성 기여를 고려하지 않고 있다.

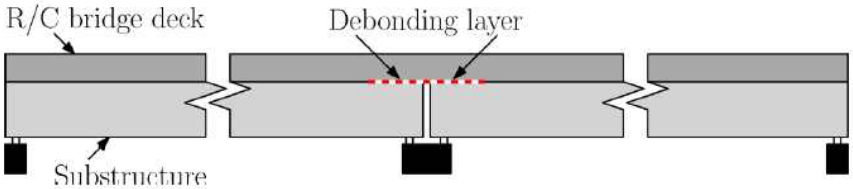
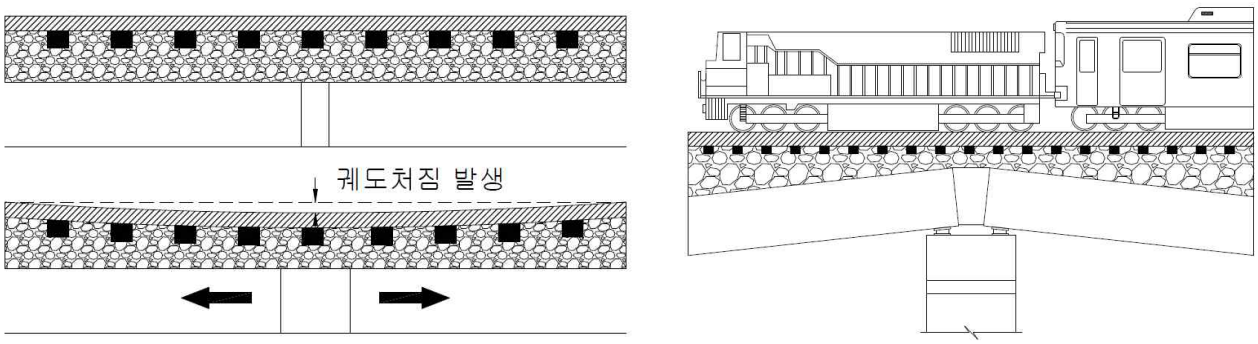


Figure 1-2 Schematic of the link slab concept with debonding layer, adopted from Caner and Zia (1998).

그림 9.15 도로교 신축이음 대체용 연결 바닥판

한편 장대레일의 부가 축응력을 최소화하기 위하여 대부분 단순교로 계획하는 철도교는 온도 하강으로 교량 단부의 간격이 넓어지면 교량 단부 위에 설치된 자갈도상이 이완되어 침하하고, 이후 온도가 상승하여도 원상태로 복귀되지 않는 경우가 발생하고 있다. 또한, 열차하중에 의한 단부 꺾임도 교량 단부의 도상 이완을 가중시키는 문제점이 발생하고 있다. 이와 같은 문제점을 해결함과 동시에, 열차 승차감 및 주행 안전성을 향상시키기 위하여 단순 철도교의 신축을 수용하고 단부 회전 효과를 저감시킬 수 있는

고인성 콘크리트 연결 바닥판을 개발하고 그 효과를 검토하고자 한다.



(a) 온도 변화에 따른 교량 단부 자갈도상 이완　　(b) 단부 꺾임 발생

그림 9.16 철도교 단부의 자갈도상 침하

1차년도 연구 결과에 따르면, 철도교에 적용된 연결 바닥판은 교량의 동적 거동에 영향을 미치므로 설계 및 해석 시 연결 바닥판의 강성을 면밀하게 고려할 필요가 있다. 특히 고속 열차에 적용되는 교량은 교량의 고유 진동수와 같은 동적 특성이 고속열차의 주행안전성과 승차감에 미치는 영향이 크기 때문에 이를 반드시 고려하여야 한다.

연결 바닥판은 축방향으로 압축과 인장을 받을 수 있으며 특히 인장이 도입된 경우에는 미세 균열이 발생함으로써 강성이 현저히 저하될 수 있다. 이러한 특성이 교량의 온도 신축을 원활하게 하는 장점이 되지만 이때의 휨강성을 정확히 평가하기가 곤란하다. 본 연구에서는 축방향 압축 또는 인장이 도입된 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 휨 강성을 합리적으로 평가할 수 있는 시험 방법을 제시하고자 한다.

(2) 시험 설계

연결 바닥판은 온도에 의한 압축 또는 인장 상태에서 주행 열차 수직 하중에 의한 거더의 처짐으로 인한 휨 변형이 동시에 작용될 수 있다. HPFRC는 재료적 비선형성에 의해 압축 및 인장 상태에 따라 휨에 의한 강성이 다르게 나타나므로 이를 고려한 합리적인 휨강성 시험 설계가 필요하다. 따라서, 본 절에서는 해당 시험체에 적절한 수준의 압축 및 인장을 적용하는 방법과 동시에 휨을 작용하는 방법을 고안하여 제시하고자 한다.

(가) 시험체 제원 및 기본사항 검토

휨강성을 평가하기 위한 HPFRC의 제원은 아래 표와 같다. 곡률 산정을 위한 휨변형 길이를 1 m로 설정하였고 일반적인 철도교 슬래브의 두께를 고려하여 시험체의 두께를 0.28 m로 정하였으며 시험체가 과도하게 클 경우 재하장치의 용량이 부족할 수 있으므로 가력의 용이성을 고려하여 시험체의 폭은 0.5 m로 설정하였다.

표 9.1 시험체 중 휨강성 평가용 HPFRC 부분 제원

B (m)	t (m)	L_{eff}	A (m^2)	I (m^4)
0.50	0.28	1.00	0.14	0.0009147

1차년도 연구 결과에 따르면, 본 시험에 사용할 HPFRC의 탄성계수는 압축 및 인장 상태에 대해 각각 20,000 MPa 및 456 MPa이며, 거더 간의 최대 상대 회전각은 1.5 ‰ rad을 기준으로 시험 설계를 진행하였다. 시험체의 인장균열응력을 3 MPa로 가정할 경우, 인장균열 발생력은 420 kN이 되므로 시험을 통해 인장균열을 유발하는 것에는 무리가 없을 것으로 예상된다.

축방향 압축이 도입된 경우를 시험할 때 HPFRC의 목표 압축 변형률 0.03 %로 고려하였다. 축방향 인장이 도입된 경우를 시험할 때는 아래 그림에 보인 HPFRC의 인장 시 거동을 고려하여 목표 인장 변형률을 1.0 %로 고려하였다. 여기에서 최대 회전각 1.5 ‰rad 적용 시 시험체의 높이(0.28 m)를 고려하면 휨 변형률은 0.021 %가 된다. 이는 압축력을 도입한 후 휨 시험을 하여도 최대 회전각이 발생한 경우에도 시험체 단면이 압축 상태를 유지할 수 있으며, 인장력을 도입한 후 휨 시험을 할 때도 발생한 인장 변형률의 변화를 최소화할 수 있는 것으로 검토되었다.

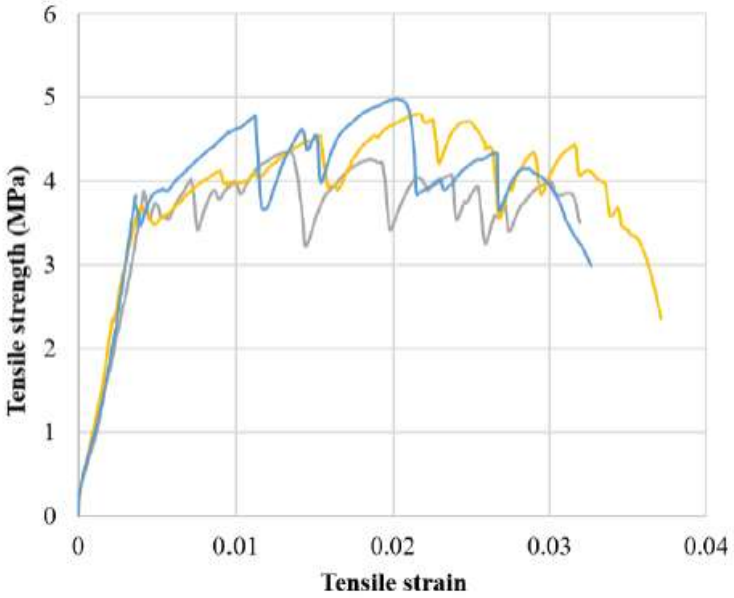


그림 9.17 HPFRC의 인장 거동

표 9.2 축방향 하중 도입 후 휨 시험시 발생하는 휨 변형률 검토

구분	탄성계수 (MPa)	변형률 (%)		휨변형률 (%)	판정
압축	20,000	0.03	〉	0.021	OK
인장	456	1.00	〉	0.021	OK

시험에 소요되는 요구 하중 및 변위가 지나치게 높거나 낮으면 시험 설계가 불가능할 수 있으므로 이상에서 언급한 변형률을 압축 및 인장에 의해 유발하기 위한 소요 압축력 및 인장력을 산정하였다. 이때 발생하는 변위를 계산하였고, 휨 적용 시 발생하는 상향변위도 함께 아래 표에 제시하였다. 압축 및 인장에 대한 요구 하중은 모두 1,000 kN 미만으로서 일반적인 구조실험시설에 구비된 재하 장치를 사용할 수 있는 수준일 것으

로 판단된다. 인장에 의한 비부착부 콘크리트(길이 2 m)의 축방향 변위는 각각 20 mm이고 휨에 의한 중앙지점 상향변위는 2.25 mm로서 시험 중 제어가 용이할 것으로 예상되나, 압축에 의한 축방향 변위는 1 mm에도 못 미치는 작은 값이므로 적절한 제어 방법의 고안이 필요하다.

표 9.3 압축 및 인장 도입을 위한 요구 하중과 발생 변위

	소요력 (kN)	변위 (mm)
압축	840	0.60
인장	648	20.00
휨	-	2.25

위에 산정한 요구 하중과 시험체의 단면적을 고려하여 압축력 도입 시 시험체에 발생하는 응력을 산정하면 6 MPa이고, 목표 곡률이 발생하도록 휨을 가하였을 때 시험체의 상하연에 발생하는 응력(=탄성계수×휨변형률)은 ±4.2 MPa이다. 즉 시험 중에 발생하는 최대 압축응력은 10.2 MPa로서 본 시험체의 압축강도는 약 30 MPa 수준일 것으로 예상되므로 시험 중 압축 파괴는 발생하지 않는 것으로 예상되며 압축과 휨이 동시에 적용되어도 시험체의 전단면은 압축상태에 있을 것으로 된다. 인장 적용 시에는 목표 변형률이 1%에 달하므로 인장과 휨 동시 적용 시에도 시험체의 전단면은 인장상태에 있게 된다.

(나) 압축-휨 가력용(전단면 압축) 시험체 설치 및 가력 방안

고인성 콘크리트 연결 바닥판 휨 강성 평가 시험의 설치 및 가력 방안을 고안하고 압축-휨 가력용 시험체의 개요도를 아래 그림에 나타내었다. 강재 거더를 통하여 교량 거더를 모사하였으며, 교량 단부에 해당하는 부분에 3 m 길이의 고인성 콘크리트 연결 바닥판을 설치하고, 양 측면에 일반 바닥판을 모사하는 일반 콘크리트를 설치한다. 압축력은 시험체 좌우 외측에 강봉을 설치하여 강봉의 인장력을 통하여 압축력을 도입하는 것으로 시험 방법을 제안하였다. 각 부재의 종류별로 번호를 부여하였으며 이에 대한 세부적인 내용을 표에 정리하였다.

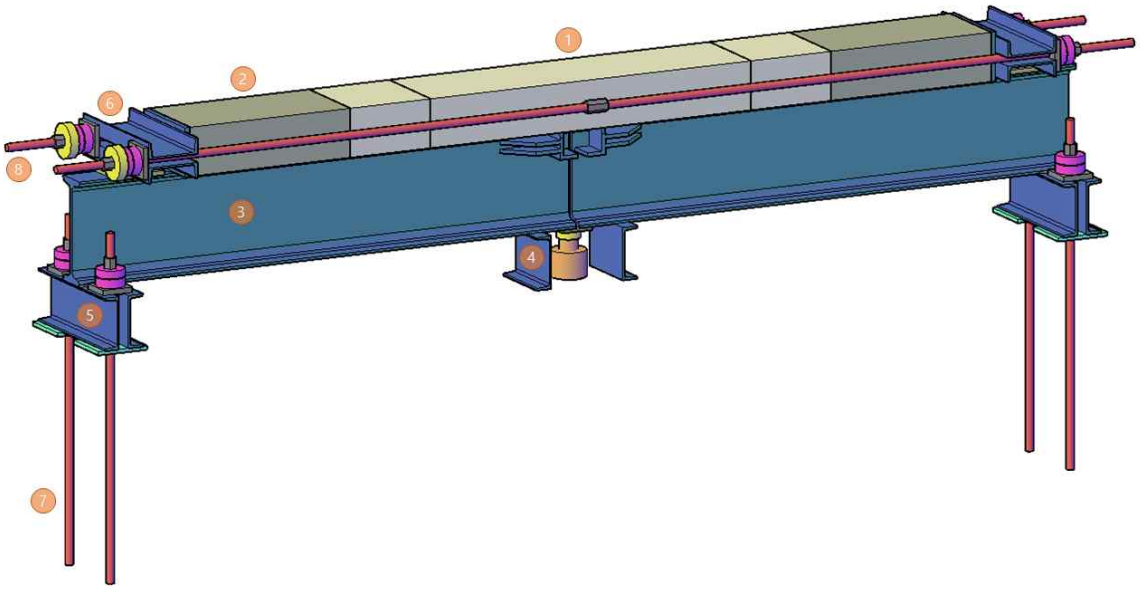


그림 9.18 압축-휨 시험 개요도

표 9.4 압축-휨 시험용 부재 세부사항

번호	부재	단면 제원	길이	개수
1	HPFRC	폭0.5 m x 두께0.28 m	3 m	1
2	일반 콘크리트		1 m	2
3	강재 거더	I형강 600x190x13x25	3.1 m	2
4	중앙부 받침	ㄷ형강 300x90x9x13	0.4 m	2
5	단부 받침		0.8 m	4
6	단부 고정구		0.8 m	4
7	고정용 강봉	D40 mm	2 m 이상	4
8	압축력 도입용 강봉		3.3 m 이상	4

시험 대상인 HPFRC 연결 바닥판의 단면은 앞서 정한 바와 같이 폭 0.5 m 및 높이 0.28 m로 적용하였다. HPFRC의 중앙부는 실제 연결 슬래브와 같이 비부착되도록 하였으며 비부착 길이는 2 m로 하였고 강재 거더는 충분한 강성을 갖도록 하였다. HPFRC의 양단의 추가적인 0.5 m는 하부의 강재 거더와 스터드를 통해 합성되도록 하였으며 그 외측으로는 1 m씩 고정용 일반 콘크리트 슬래브를 적용하였다.

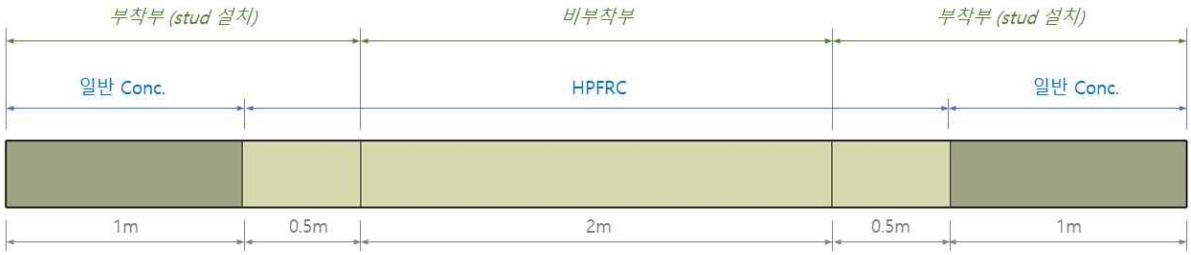


그림 9.19 고인성 콘크리트 연결 바닥판 시험체 슬래브 구성 개념도

시험체 설치 및 시험 진행 과정에 대해 간략히 설명하면, 강재 거더의 단부는 강봉을 이용하여 반력상에 고정되며 콘크리트 바닥판은 강재 거더와 합성되고 중앙부는 비부착되도록 설치되며, 강봉을 통해 압축력이 도입된 상태에서 강재 거더의 유압잭을 통해 휨이 적용되는 방식이다. 이에 대한 자세한 설명은 각 부분별로 자세히 제시하고자 한다.

바닥판 콘크리트에 압축력 도입을 위한 강봉의 단부는 아래 그림과 같이 설치된다. 두 개의 ㄷ형강 사이에 강봉이 통과하며 단부에 와셔를 적용하고 너트를 통해 강봉 및 콘크리트 부재에 각각 인장력 및 압축력이 가해지게 된다. ㄷ형강 하부에는 마찰력이 적은 판을 삽입하여 ㄷ형강이 슬라이딩 되도록 하고, 와셔와 너트 사이에는 로드셀(그림의 황색 부분)을 설치하여 하중을 측정하고 강봉 단부에 변위계를 설치하여 강봉의 신장량을 측정한다.

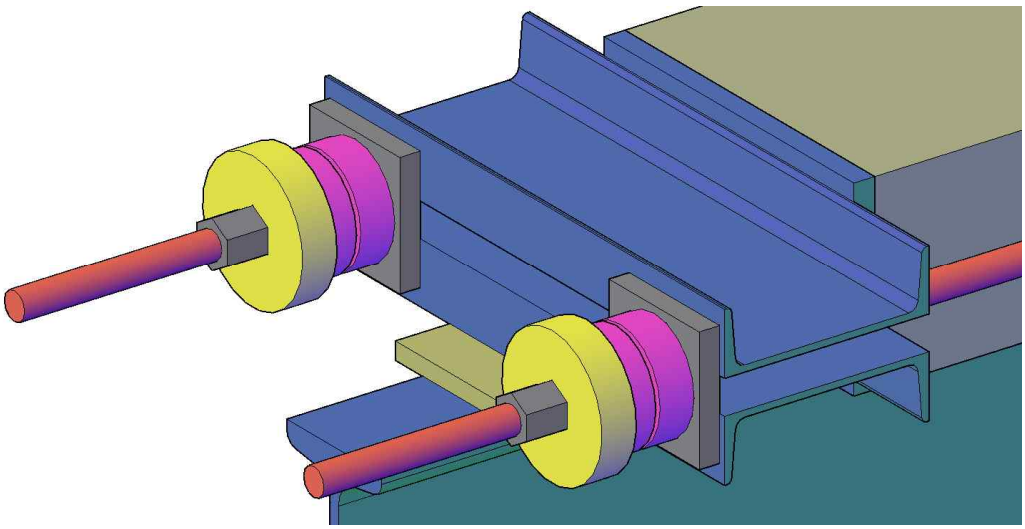
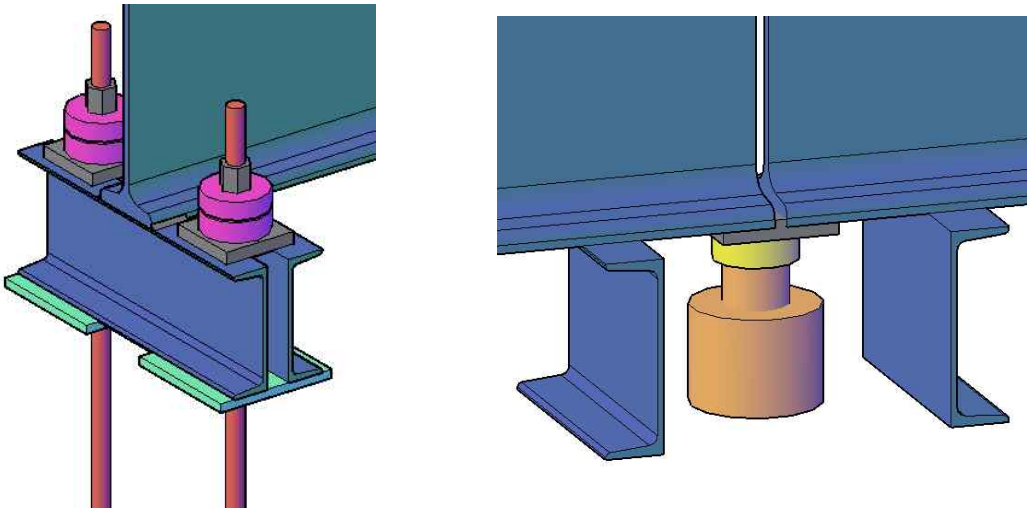


그림 9.20 압축력 도입용 강봉 단부 상세

시험체의 콘크리트에 압축력을 도입할 때 발생하는 변위는 0.6 mm로서 시험 중 미세한 제어가 어려운 반면, 여기에 사용되는 강봉의 지름은 40 mm로서 요구 압축하중이 작용될 경우 신장량은 20.1 mm로 산정되므로 세심한 하중 제어가 가능할 것으로 판단된다.

아래 그림에 나타낸 바와 같이, 거더의 단부는 2개의 ㄷ형강에 용접되고 이는 강봉, 워셔, 너트 등을 통해 반력상과 고정되며 일반적인 실험시설에 설치된 반력상의 구멍이 0.5 m 간격이므로 강봉 사이의 거리는 길이방향 및 폭방향에 대해 각각 0.5 m 및 6 m로 계획하였다. 또한 단부 ㄷ형강 하부에는 고무판을 설치하여 휨 적용 시 회전할 수 있도록 하였다.



(a) 거더 단부 상세　　(b) 거더 중앙부 상세

그림 9.21 압축-휨 시험체 각 부분 상세

양 거더의 사이에는 20 mm의 유격을 두었으며 하부에는 임시로 거더를 지지하기 위한 ㄷ형강을 설치하고 중앙에 설치된 유압실린더를 이용하여 휨이 적용되도록 하였다. 유압실린더에 로드셀을 함께 설치하여 상향력을 측정하며 거더의 단부 및 중앙에 연직방향으로 변위계를 설치하여 목표하는 곡률이 구현되도록 모니터링을 수행한다.

(다) 인장-휨 가력용(전단면 인장) 시험체 설치 및 가력 방안

인장-휨 가력용 시험체 설치 방안은 압축-휨 가력용 시험체와 대부분 유사하나 인장력을 도입하기 위해 고안한 부분만 다르다고 할 수 있으며 이를 아래 그림에 나타내었고 이에 대한 세부적인 내용을 표에 제시하였다. 시험체 설치 및 시험 진행 과정에 대해 간략히 설명하면, 압축-휨 시험과 동일하게 강재 거더의 단부는 강봉을 이용하여 반력상에 고정되며 콘크리트 바닥판은 강재 거더와 합성되고 중앙부는 비부착되도록 설치되며, 중앙부에 설치된 유압잭을 통해 인장력이 도입된 상태에서 강재 거더의 유압잭을 통해 휨이 적용되는 방식이다.

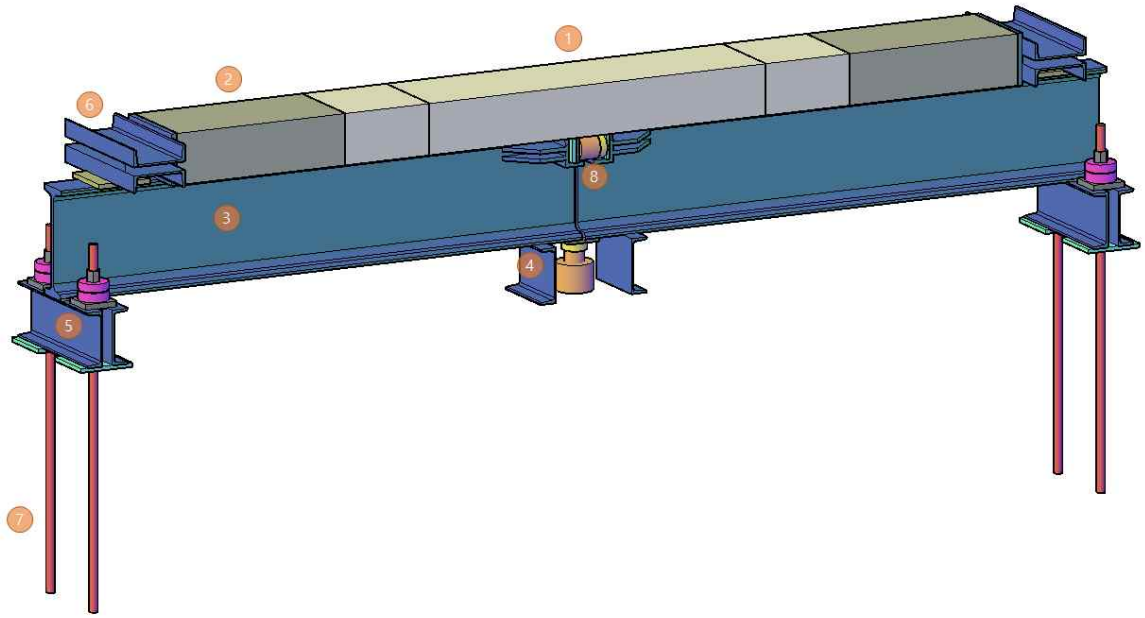
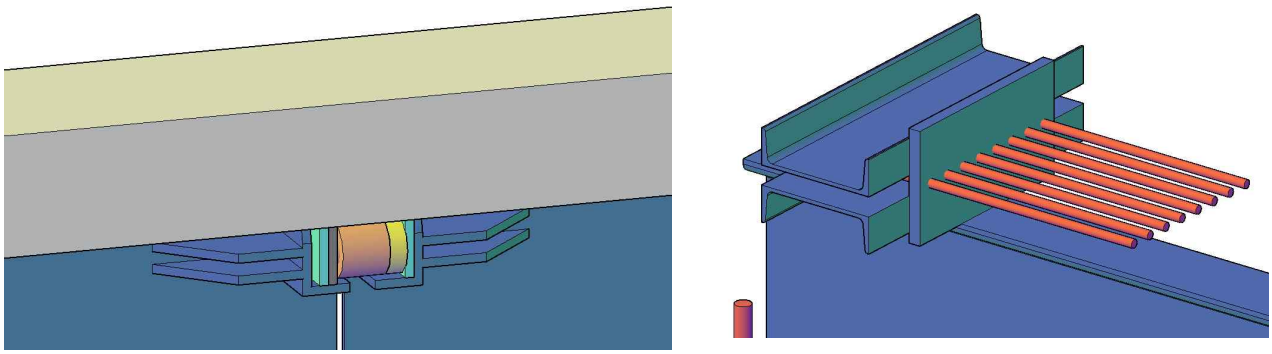


그림 9.22 인장-휨 시험 개요도

표 9.5 인장-휨 시험용 부재 세부사항

번호	부재	단면 제원	길이	개수
1	HPFRC	폭0.5 m x 두께0.28 m	3 m	1
2	일반 콘크리트		1 m	2
3	강재 거더	I형강 600x190x13x25	3.1 m	2
4	중앙부 받침	ㄷ형강 300x90x9x13	0.4 m	2
5	단부 받침		0.8 m	4
6	단부 고정구		0.8 m	4
7	고정용 강봉	D40 mm	2 m 이상	4
8	인장력 도입용 보강재	두께 20 mm	-	-

연결 바닥판에 1% 변형률을 유발하는 인장력 도입 시 발생하는 인장 변위는 20 mm로서 시험 시 제어가 가능하므로 아래 그림과 같이 유압잭을 이용하여 직접적으로 인장력이 가해지도록 하였다. 다만 비부착부의 단부로부터 인장력이 가해져야 하는데, 거더와의 합성을 위한 스터드만으로 인장력이 충분히 전달되기 어려울 수 있으므로 아래 그림과 같이 콘크리트 단부에 지름 20mm 정도의 철근을 매립하여 인장력이 원활히 전달될 수 있도록 한다.



(a) 거더 중앙부 상세 (b) 거더 단부 상세

그림 9.23 인장-휨 시험체 각 부분 상세

(3) 고인성 콘크리트 연결 바닥판 휨 강성 평가 시험 절차

이상의 계획을 종합하여 압축-휨 및 인장-휨 시험의 과정을 종합하여 아래 표에 나타내었다. 여기에서의 하중은 양측 도입 시 합력을 의미하며, 제어항목은 시험 중 적정 수준의 가력을 위해 기준이 되는 항목을 의미한다.

표 9.6 고인성 콘크리트 연결 바닥판 휨 강성 평가 시험 계획

(a) 압축-휨

단계	내용	하중	변위	제어항목
1	압축력 도입	840 kN	강봉 신장량 20.1 mm	하중
2	휨 도입	계측	중앙부 상향 2.25 mm	변위

(b) 인장-휨

단계	내용	하중	변위	제어항목
1	인장력 도입	638 kN	비부착부 축방향 20.0 mm	하중
2	휨 도입	계측	중앙부 상향 2.25 mm	변위

고인성 콘크리트 연결 바닥판의 휨강성 평가를 위한 시험체 설치 방안 및 가력 방안을 제시하였다. 압축-휨 및 인장-휨 시험에서 각각 압축력 및 인장력을 도입한 후 거더 중앙의 상향 가력 중 변위와 하중의 계측을 통해 HPFRC가 적용된 연결 바닥판의 휨강성을 합리적으로 평가할 수 있을 것으로 기대된다.

10. 실물 시험을 통한 구조 성능 검증

1) 고인성 콘크리트 연결 바닥판 구조 실험 계획

가. 실험 개요

(1) 실험 목적

고인성 콘크리트 연결 바닥판이 인장 또는 압축 상태에 있을 때의 휨강성을 실험적으로 평가하는 것을 목적으로 한다.

- 연결 바닥판은 온도에 의한 압축 또는 인장 상태에서 주행열차 하중에 의한 휨이 작용될 수 있다.
- HPFRC는 재료적 비선형성에 의해 압축 및 인장 상태에 따라 휨에 의한 강성이 다르게 나타나므로 이를 고려한 합리적인 휨강성 시험 설계가 필요하다.
- 해당 시험체에 적절한 수준의 압축 및 인장을 적용하는 방법과 동시에 휨을 작용하는 방법을 제시한다.

(2) 시험체 제원 및 기본 검토 사항

고인성 콘크리트 연결 바닥판 시험체 중 ECC 부분의 단면 제원은 아래 표 10.1과 같다.

표 10.1 고인성 콘크리트 시험체 제원

B (m)	t (m)	L_{eff}	A (m^2)	I (m^4)
0.50	0.28	1.00	0.14	0.0009147

- ECC의 탄성계수는 압축 및 인장 상태에 대해 각각 20,000MPa 및 456MPa이며, 거더 간의 최대 상대굴절각은 1.5‰rad으로 가정하였다.
- 시험체의 인장균열응력을 3MPa 수준으로 가정할 경우, 인장균열 발생력은 420kN이다.
- ECC의 균열 발생 목표 변형률을 압축에 대해서는 0.03%로 고려하였고, 인장에 대해서는 1%로 고려하였다.
- 굴절각 1.5‰rad 적용 시 시험체의 높이(0.28m)를 고려하면 휨 변형률은 0.021%이다.

표 10.2 휨 변형률 검토

구분	탄성계수 (MPa)	변형률 (%)		휨변형률 (%)	판정
압축	20,000	0.03	>	0.021	OK
인장	456	1.00	>	0.021	OK

- 소요 변형률을 압축 및 인장에 의해 유발하기 위한 소요 압축력 및 인장력과 그때의 발생 변위는 아래 표 10.3과 같다.
- 인장에 의한 비부착부 콘크리트(길이 2m)의 축방향 변위는 각각 20mm이고 휨에 의한 중앙지점 상향변위는 2.25mm로서 시험 중 제어가 용이할 것으로 예상되나, 압축에 의한 축방향 변위는 1mm에도 못 미치는 작은 값이므로 적절한 제어방법의 고안이 필요하다.

표 10.3 압축 및 인장 소요력과 변위

	소요력 (kN)	변위 (mm)
압축	840	0.60
인장	648	20.00
휨	-	2.25

나. 압축-휨 시험체

압축-휨 가력용 시험체의 개요도를 그림 10.1에 나타내었다. 각 부재의 세부 사항은 표 10.4와 같다.

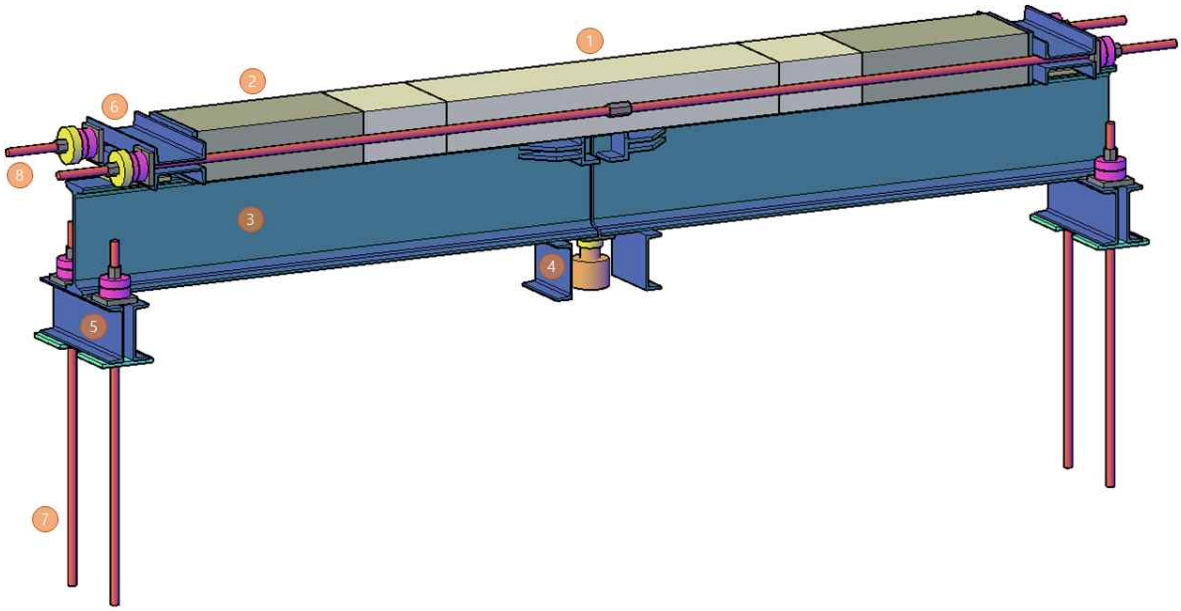


그림 10.1 압축-휨 시험 개요도

- ECC의 중앙부는 실제 연결 슬래브와 같이 비부착되도록 하였으며 그 길이는 2m로 하였고 강재 거더는 충분한 강성을 갖도록 하였다.
- ECC 양단의 추가적인 0.5m는 하부의 강재 거더와 스터드를 통해 합성되며 그 외측으로는 1m씩 고정용 일반 콘크리트 슬래브를 적용하였다. 이는 그림 10.2에 다시 나타내었다.

표 10.4 압축-휨 시험용 부재 세부사항

번호	부재	단면 제원	길이	개수
1	HPFRC	폭0.5m x 두께0.28m	3m	1
2	일반 콘크리트		1m	2
3	강재 거더	I형강 600x190x13x25	3.1m	2
4	중앙부 받침	ㄷ형강 300x90x9x13	0.4m	2
5	단부 받침		0.8m	4
6	단부 고정구		0.8m	4
7	고정용 강봉	D40mm	2m 이상	4
8	압축력 도입용 강봉		3.3m 이상	4

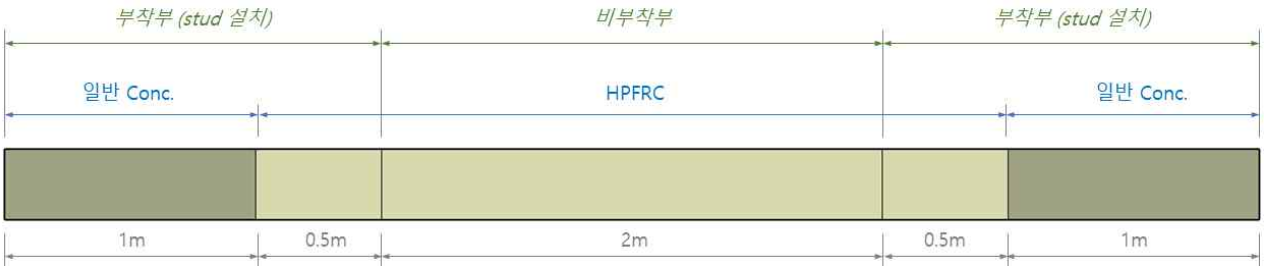


그림 10.2 바닥판 시험체 구성

- 전단연결재는 직경 22mm 스터드 전단연결재를 그림 10.3에 도시된 것과 같이 용접하여 설치하였다.

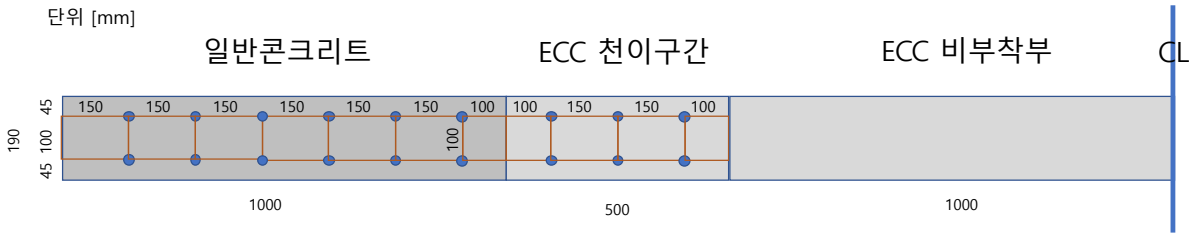


그림 10.3 전단연결재 설치도

○ 압축-휨 시험체 시험 방법

- 강재 거더의 단부는 강봉을 이용하여 반력상에 고정되며 콘크리트 바닥판은 강재 거더와 합성되고 중앙부는 비부착되도록 설치되며, 강봉을 통해 압축력이 도입된 상태에서 강재 거더의 유압잭을 통해 휨이 적용된다.
- 바닥판 콘크리트에 압축력 도입을 위한 강봉의 단부는 그림 10.4와 같이 설치된다. 두 개의 ㄷ형강 사이에 강봉이 통과하며 단부에 와셔를 적용하고 너트를 통해 강봉 및 콘크리트 부재에 각각 인장력 및 압축력이 가해지게 된다.
- ㄷ형강 하부에는 마찰력이 적은 판을 삽입하여 ㄷ형강이 슬라이딩 되도록 하고, 와셔와 너트 사이에는 로드셀(그림 10.5의 황색 부분)을 설치하여 하중을 측정한다.

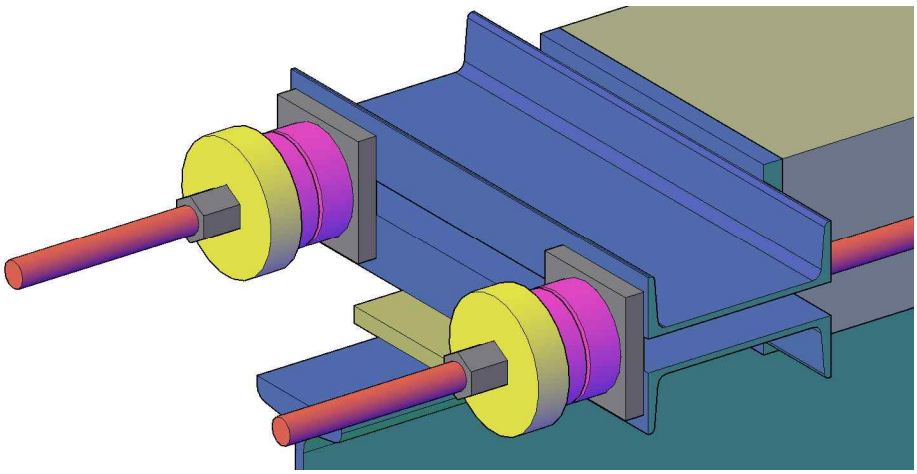
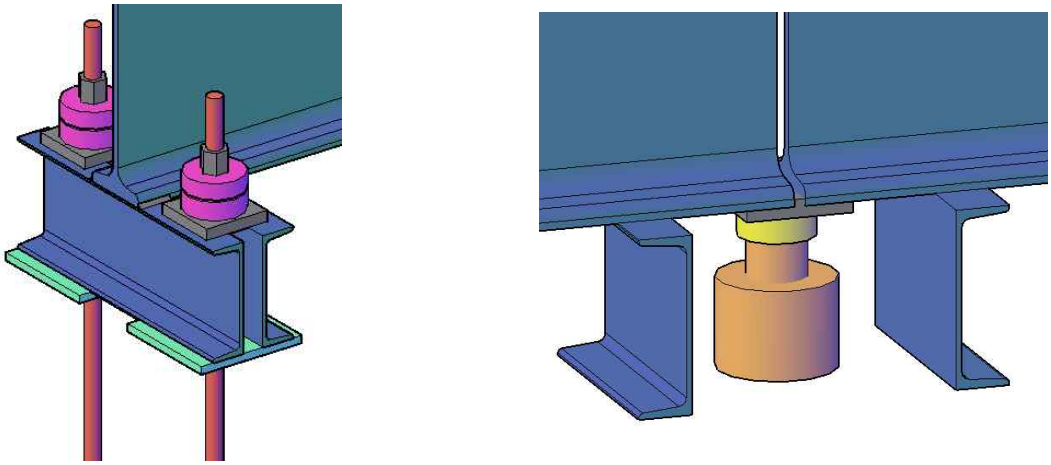


그림 10.4 압축력 도입용 강봉 단부 상세

- 그림 10..5(a)에 나타낸 바와 같이, 거더의 단부는 2개의 ㄷ형강에 용접되고 이는 강봉, 워셔, 너트 등을 통해 반력상과 고정되며 강봉 사이의 거리는 길이방향 및 폭방향에 대해 각각 0.5m 및 6m이다. 또한 단부 ㄷ형강 하부에는 고무판을 설치하여 휨 적용 시 회전할 수 있도록 한다.



(a) 거더 단부 상세 (b) 거더 중앙부 상세

그림 10.5 압축-휨 시험체 각 부분 상세

- 양 거더의 사이에는 20mm의 유격을 두었으며 하부에는 임시로 거더를 지지하기 위한 ㄷ형강을 설치하고 중앙에 설치된 유압잭을 통해 휨이 적용되도록 하였다. 여기에도 로드셀을 설치하여 상향력을 측정하며 거더의 단부 및 중앙에 연직방향으로 변위계를 설치하여 목표하는 곡률이 구현되도록 모니터링을 수행한다.

다. 인장-휨 시험체

인장-휨 가력용 시험체는 그림 10.6와 같으며 이에 대한 세부적인 내용을 표 10..5에 나타내었다.

- 압축-휨 시험과 동일하게 강재 거더의 단부는 강봉을 이용하여 반력상에 고정되며 콘크리트 바닥판은 강재 거더와 합성되고 중앙부는 비부착되도록 설치되며, 중앙부에 설치된 유압잭을 통해 인장력이 도입된 상태에서 강재 거더의 유압잭을 통해 휨이 적용되는 방식이다.

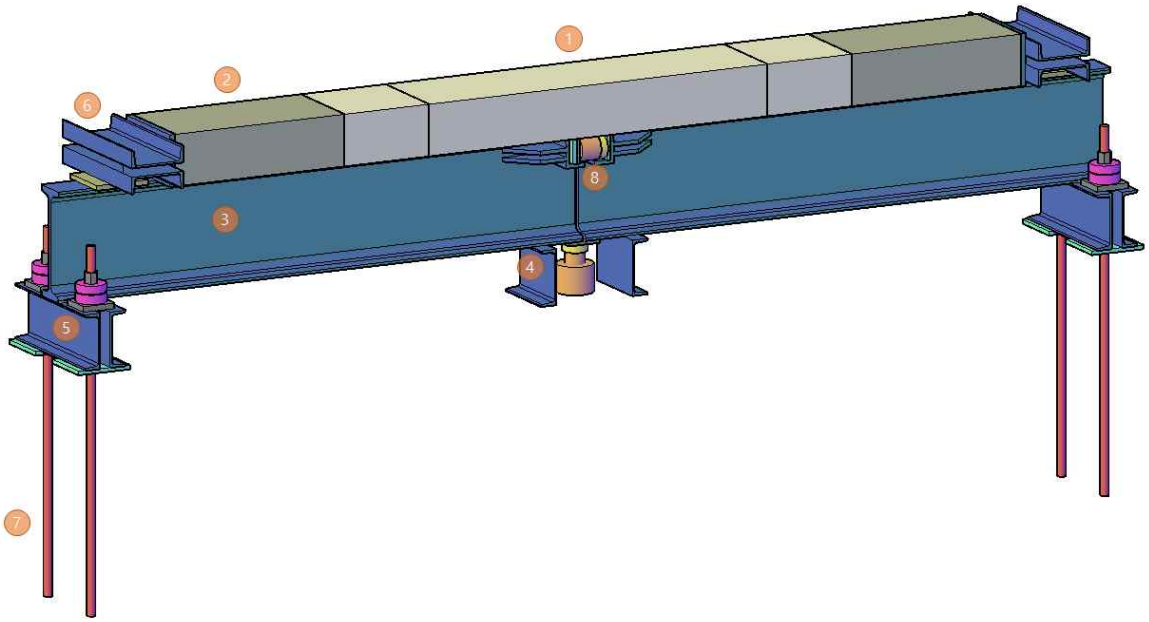
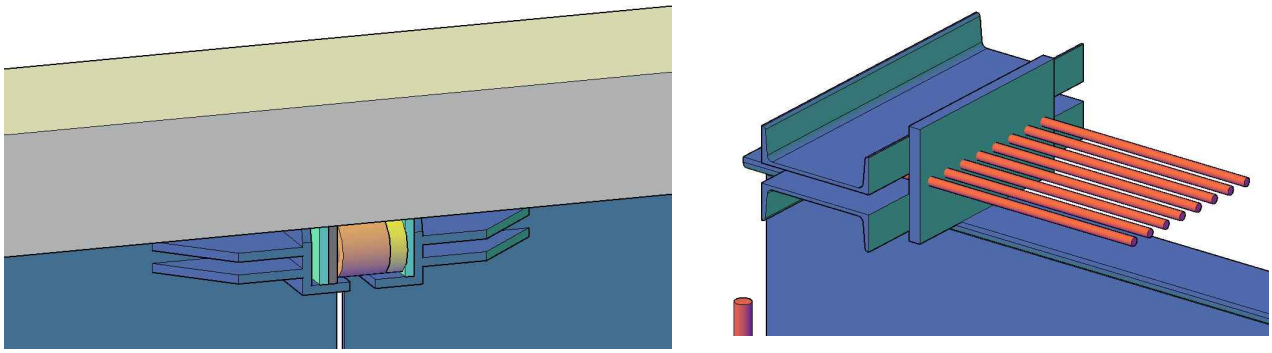


그림 10.6 인장-휨 시험 개요도

- 인장력 도입 시 소요 인장변위는 20mm로서 시험 시 제어가 가능하므로 그림 10.7(a)와 같이 유압잭을 이용하여 직접적으로 인장력이 가해지도록 한다.
- 비부착부의 단부로부터 인장력이 가해져야 하는데, 거더와의 합성을 위한 스터드만으로 인장력이 충분히 전달되기 어려울 수 있으므로 그림 10.7(b)와 같이 콘크리트 단부에 지름 20mm 정도의 철근을 매립하여 인장력이 원활히 전달될 수 있도록 한다.

표 10.5 인장-휨 시험용 부재 세부사항

번호	부재	단면 제원	길이	개수
1	HPFRC	폭0.5m x 두께0.28m	3m	1
2	일반 콘크리트		1m	2
3	강재 거더	I형강 600x190x13x25	3.1m	2
4	중앙부 받침	ㄷ형강 300x90x9x13	0.4m	2
5	단부 받침		0.8m	4
6	단부 고정구		0.8m	4
7	고정용 강봉	D40mm	2m 이상	4
8	인장력 도입용 보강재	두께 20mm	-	-



(a) 거더 중앙부 상세 (b) 거더 단부 상세

그림 10.7 인장-휨 시험체 각 부분 상세

라. 시험 과정 종합

계획을 종합하여 압축-휨 및 인장-휨 시험의 과정을 종합하여 표 10.6에 나타내었다. 여기에서의 하중은 양측 도입 시 합력을 의미하며, 제어항목은 시험 중 적정 수준의 가력을 위해 기준이 되는 항목을 의미한다.

표 10.6 시험 과정 종합

(a) 압축-휨

단계	내용	하중	변위	제어항목
1	압축력 도입	840kN	강봉 신장량 20.1mm	하중
2	휨 도입	계측	중앙부 상향 최대 2.25mm	변위

(b) 인장-휨

단계	내용	하중	변위	제어항목
1	인장력 도입	638kN	비부착부 축방향 20.0mm	하중
2	휨 도입	계측	중앙부 상향 최대 2.25mm	변위

2) 고인성 콘크리트 연결 바닥판 시험 결과

가. 시험체 제작

위의 계획한 바에 따라 고인성 콘크리트 연결 바닥판 시험체를 제작하였다. 이 시험체로 1차 시험을 수행한 결과, 고인성 콘크리트가 충분한 인성을 발휘하지 못하여 2차 시험체를 새로이 제작하였다. 1차 시험체는 2021년 6월 22일에 시험하였고, 기존 콘크리트 바닥판을 철거한 후 새로이 설치한 2차 시험체는 2021년 8월 5일에 시험하였다. 2차 시험체는 섬유 혼입량을 2%에서 2.5%로 증가시키고, 매립된 철근의 개수를 기존 4개에서 8개로 증가시켜서 제작하였다.



그림 10.8 고인성 콘크리트 연결 바닥판 1차 시험체



그림 10..9 고인성 콘크리트 연결 바닥판 2차 시험체

나. 시험체 계측

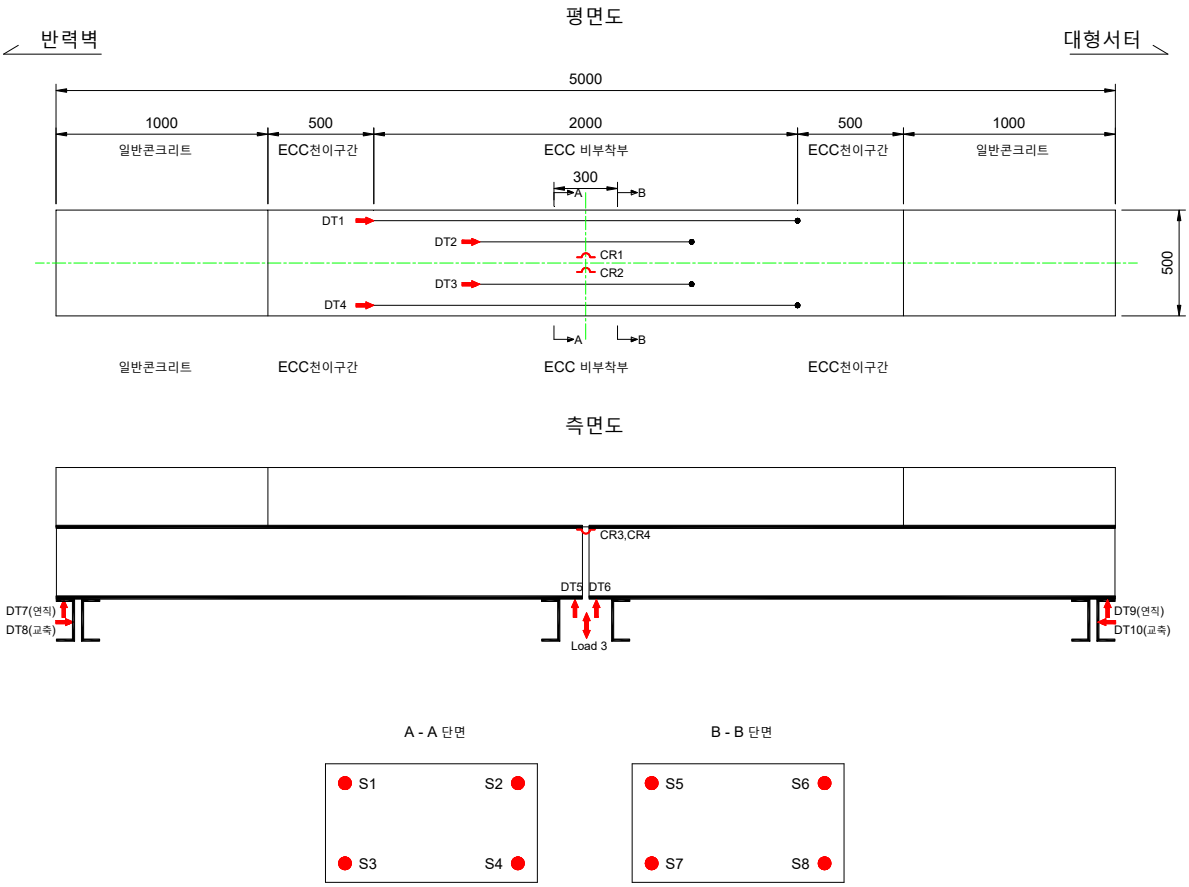


그림 10.10 1차 시험체 휨 시험 센서 위치도

- 바닥판 상면의 종방향 변위는 오메가게이지(CR1, CR2)와 1m 및 2m 길이의 강봉을 바닥판 상면에 설치하여 바닥판의 평균 인장 변형률을 계측하였다.
- 강재 거더 사이의 상면 거리는 오메가게이지(CR3, CR4)를 이용하여 계측하였다.
- 오메가게이지는 직접 변위를 측정하며, 초기 길이는 80mm이다.

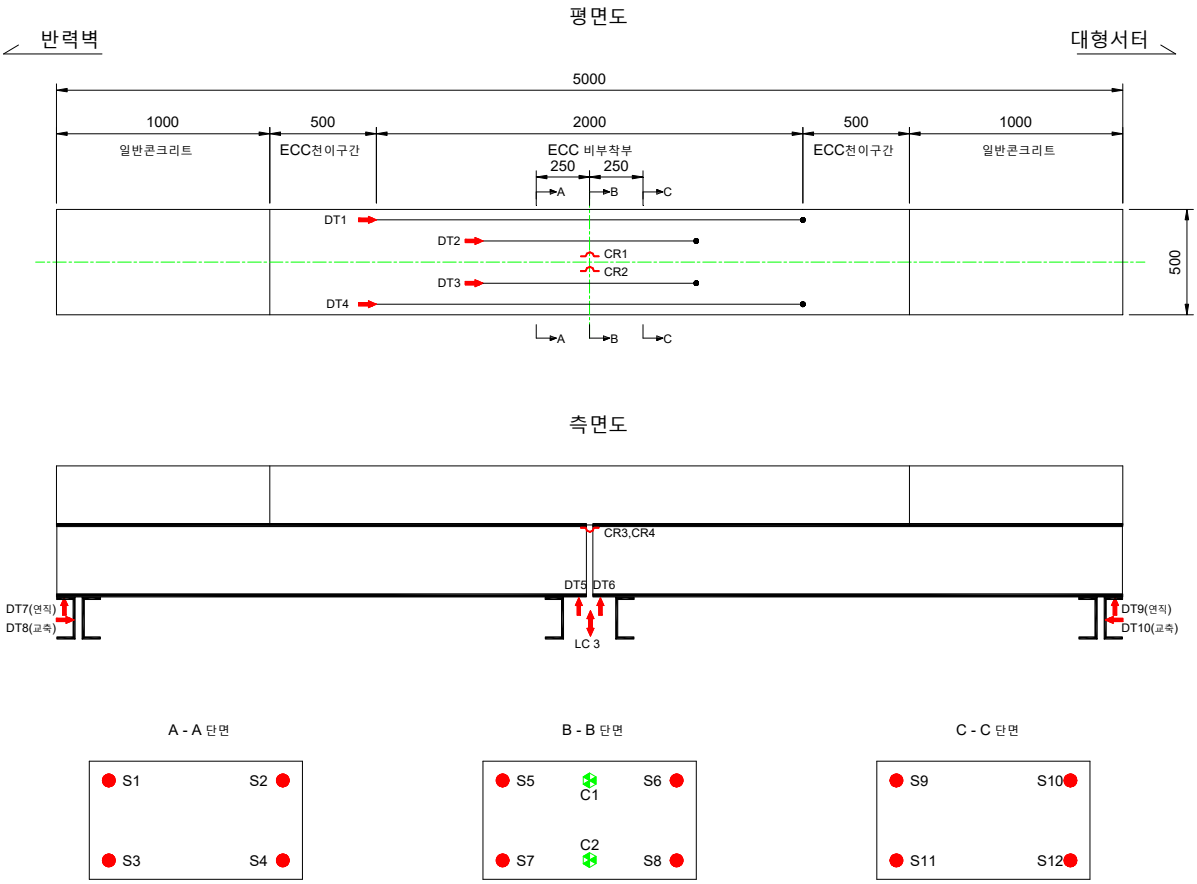


그림 10.11 2차 시험체 휨 시험 센서 위치도

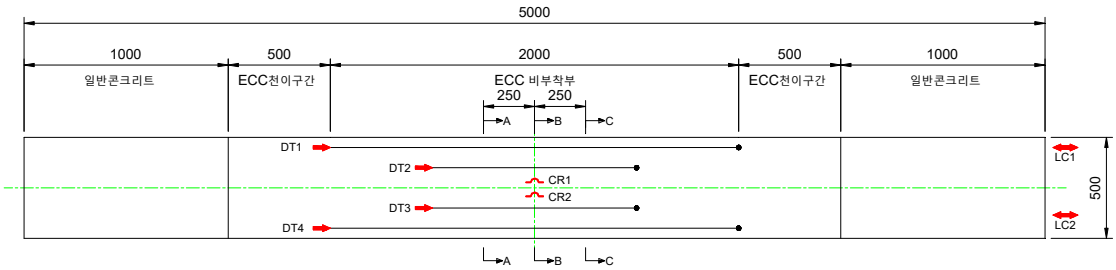


그림 10.12 휨-압축 시험 센서 위치도

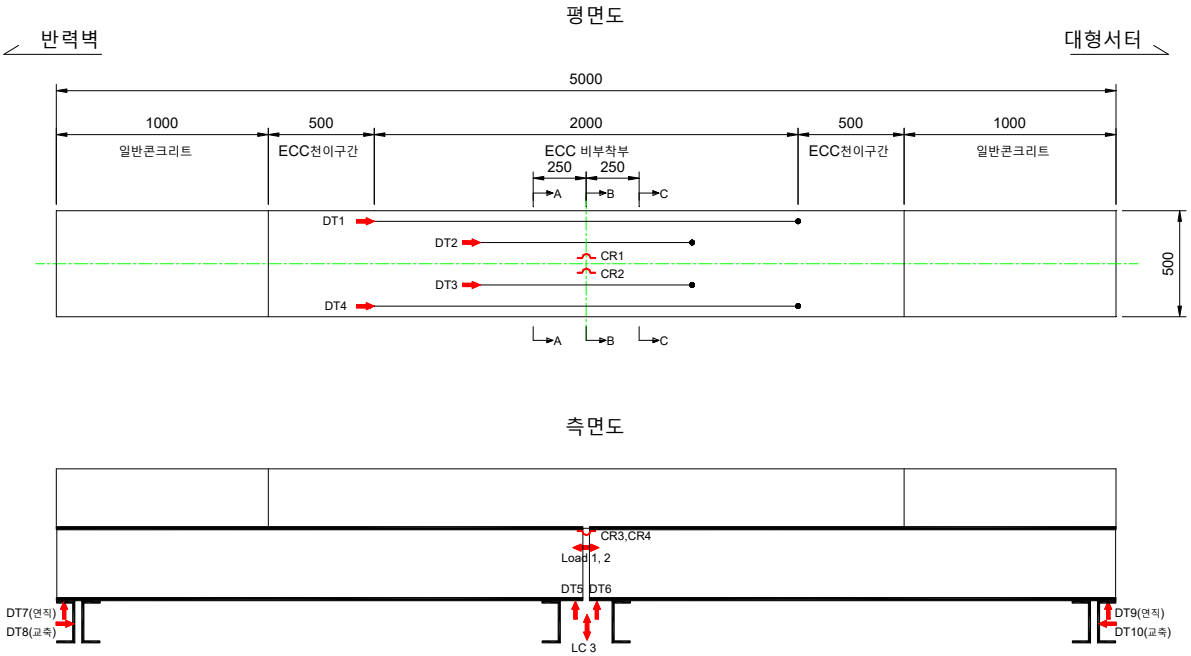


그림 10.13 휨-인장 시험 센서 위치도

다. 1차 시험체 시험 결과

(1) 시험 방법

- 축력을 재하하지 않은 휨 시험을 3회 수행한 후, 압축력 790 kN을 재하한 상태에서 휨-압축 시험을 수행하였다. 그 후 인장력을 340 kN 재하한 상태에서 휨-인장 시험을 수행하였다.

(2) 압축 시험

- 초기에 강봉을 통하여 도입된 압축력은 총 790 kN이며, 이때 상부 철근의 변형률은 479 με이며, 하부 철근의 변형률은 436 με 이다.
- 철근에 도입된 변형률이 콘크리트에 동일하게 도입되었다고 가정하고, 콘크리트의 탄성계수를 20,000 MPa로 가정하면, 도입된 압축력으로 인하여 콘크리트에 도입된 응력은 상부 9.6 MPa, 하부 8.7 MPa 이다.
- 콘크리트의 탄성계수를 35,000 MPa로 가정하면 상부는 16.8 MPa, 하부는 15.3 MPa의 압축 응력이 고인성 콘크리트 바닥판에 축방향 응력으로 도입되었다.

(3) 인장 시험

- 인장력 도입시 인장 변형률 0.2% 이후에 고인성 콘크리트 부재에 급격한 인장 손상이 발생하였다. 당초 고인성 콘크리트는 2% 변형률까지도 인장력을 지지할 수 있을 것으로 충분한 인성을 발휘할 것을 기대하였으나, 본 시험체는 충분한 인장 성능을 발휘하지 못하였다.

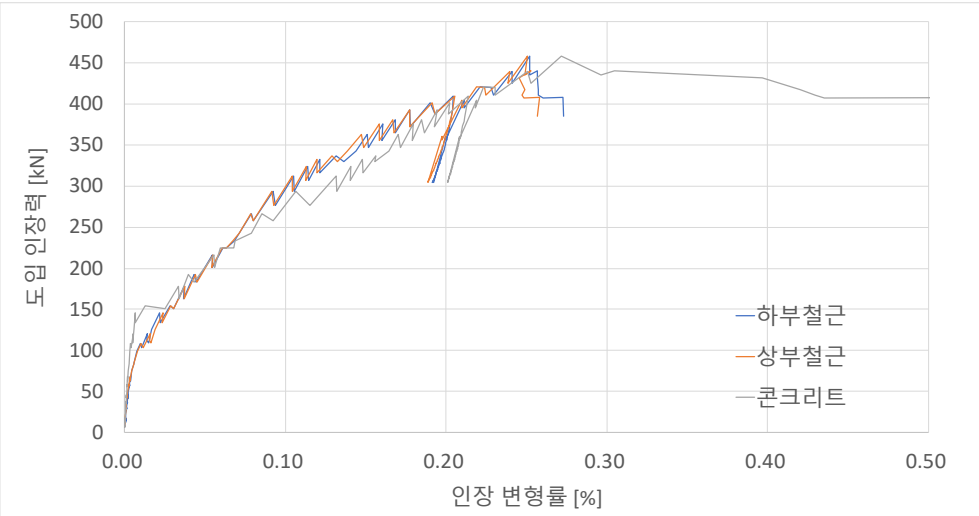


그림 10.14 1차 시험체 인장 시험시 도입 인장력 및 인장 변형률 관계

- 고인성 콘크리트가 충분한 고인성의 인장 성능을 발휘하기 위해서는 미세 균열이 넓게 분포되는 형태로 균열이 발생하여야 하나, 본 시험체는 아래 그림에서 보는 바와 같이 큰 균열폭을 갖는 균열이 소수 발생하였다. 이는 고인성 콘크리트가 아닌 일반 콘크리트의 인장 파괴 형상에 가까운 손상이다. 따라서 본 시험체의 고인성 콘크리트는 유효하지 않은 것으로 판단된다.



그림 10.15 1차 시험체 인장 시험시 손상 발생 사진

(4) 휨 시험

- 연결 바닥판의 휨 강성은 **휨-인장 < 휨 < 휨-압축** 의 순서로 증가하는 경향을 보였다. ECC 콘크리트가 압축 상태에 있을 때 더 큰 휨강성을 갖는 것으로 확인된다.
- 다만, 이 시험체는 휨-인장 시험 시 현저한 인장 손상이 고인성 콘크리트 바닥판에 발생하였기 때문에, 특수한 경우에 관한 결과로만 보아야 할 것이다.
- 교량 단부에 고인성 콘크리트 연결 바닥판이 실제로 부설된다면, 이와 같은 현저한 손상은 발생되지 않아야 하므로, 본 1차 시험체의 시험 결과는 유효하지 않은 것으로 판단된다.

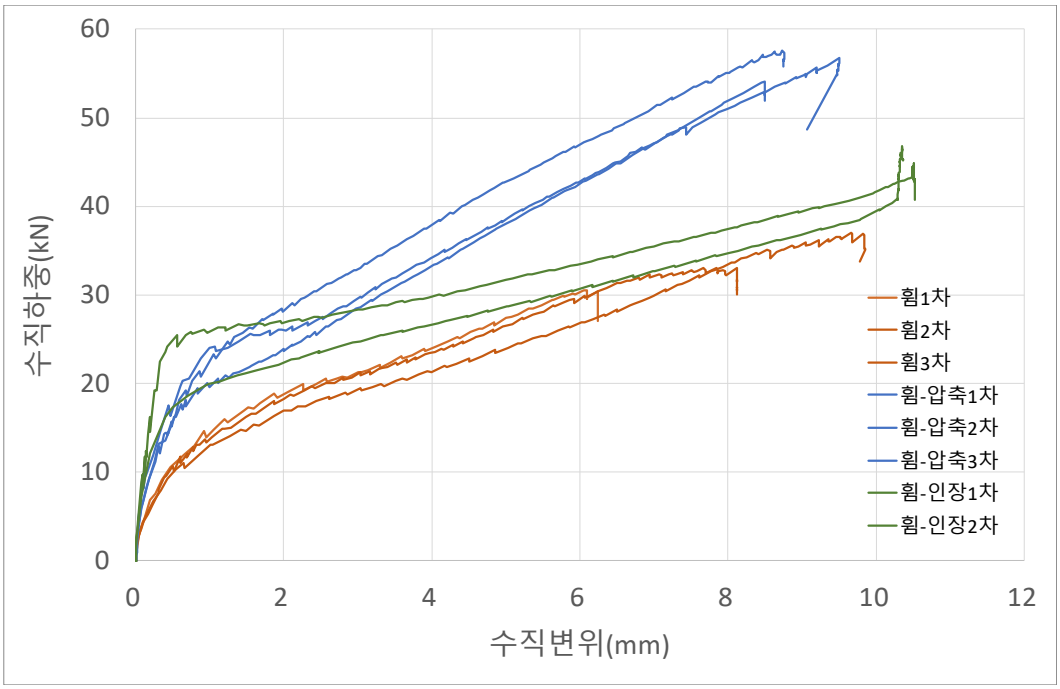


그림 10.16 1차 시험 수직변위-수직하중 관계

라. 2차 시험체 시험 결과

(5) 시험체 제작

- 2차 시험체는 섬유 혼입량을 2%에서 2.5%로 증가시키고, 매립된 종방향 철근의 개수를 기존 4개에서 8개로 증가시켜서 제작하였다.
- 본 시험체에 타설된 고인성 콘크리트 재료에 대한 압축 및 인장 재료 시험 결과는 다음 그림과 같다. 콘크리트 압축 강도는 약 40 MPa이며, 압축 초기 탄성계수는 약 19,000 MPa이었다. 인장 거동은 대체로 1.8% 변형률까지 인성 거동을 보였으며, 하나의 시험체만 1% 변형률까지만 인성 거동을 보였다.

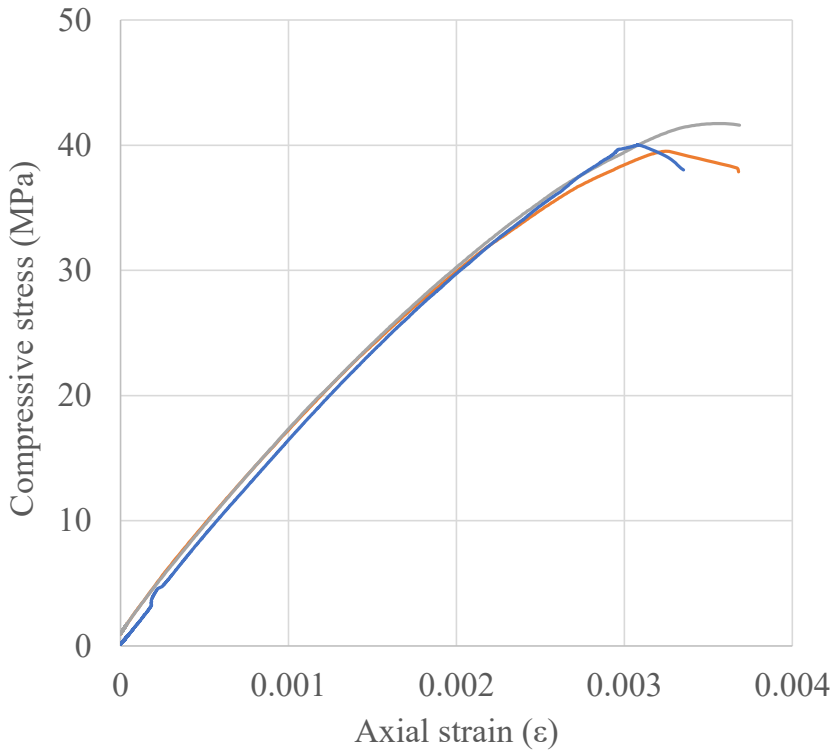


그림 10.17 콘크리트 공시체 압축 시험 결과

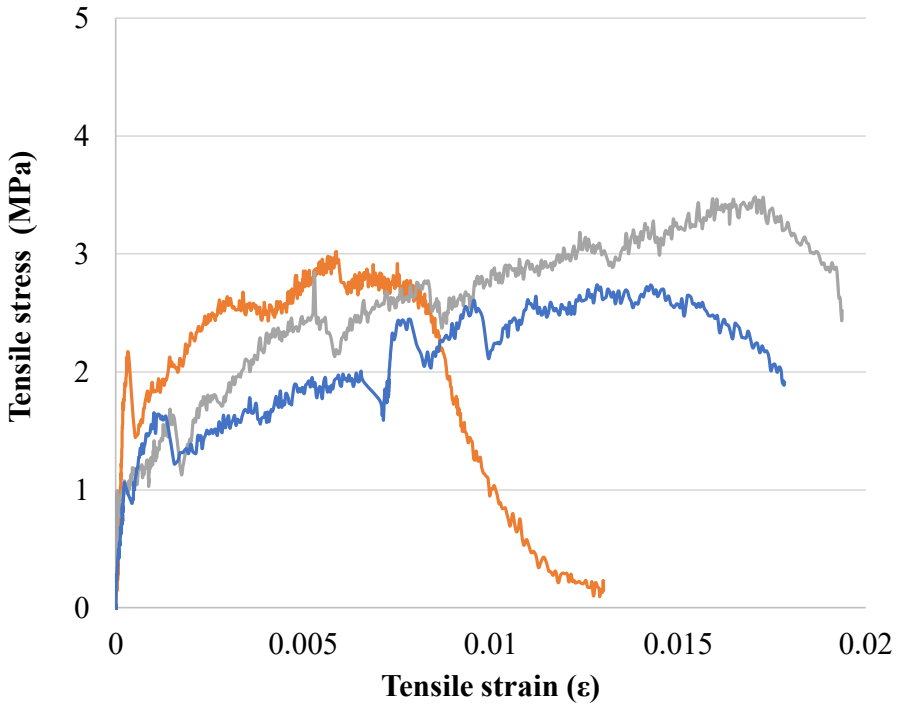


그림 10.18 콘크리트 공시체 인장 시험 결과

(6) 시험 방법

- 1차로 축력을 도입하지 않은 상태로 시험체 중앙부에 수직 하중을 도입하여 휨 시험을 3회 시행하였다.
- 종방향으로 양측에 설치된 강봉을 통하여 축력 약 700 kN을 도입하였다.
- 도입된 압축력을 유지한 채 휨-압축 시험을 3회 시행하였다.
- 인장력은 1차로 약 200 kN을 재하하였다.
- 이 인장력을 유지한 채 3회 휨-인장 시험을 시행하였다.
- 인장력을 2차로 약 350 kN을 도입하였다.
- 이 인장력을 유지한 채 3회 휨-인장 시험을 시행하였다.
- 시험체에 다소의 미소한 인장 균열이 발생했을 것으로 판단하여, 균열이 발생한 부재의 휨 거동을 평가하기 위하여 축방향력을 모두 제거한 후 휨 시험을 1회 시행하였다.
- 인장력을 마지막으로 약 700 kN을 도입하였다.
- 이 인장력을 유지한 채 2회 휨-인장 시험을 시행하였다.
- 마지막으로 시험체 파괴시까지 인장 변위를 계속해서 증가시켰다.

전체 시험 과정을 요약하면 다음 표와 같다.

표 10.7 2차 시험체 시험 개요 및 작용 최대 하중

시험 방법	시험 번호	최대수직 하중	최대축하중
휨 시험	휨1	27.2 kN	-
	휨2	28.7 kN	-
	휨3	28.3 kN	-
축압축 시험	압축	-	-730 kN
휨-압축 시험	휨-압축1	28.0 kN	-738 kN
	휨-압축2	27.9 kN	-737 kN
	휨-압축3	27.8 kN	-737 kN
축인장 시험	인장1	-	201 kN
휨-인장 시험1	휨-인장1-1	51.3 kN	176 kN
	휨-인장1-2	47.7 kN	160 kN
	휨-인장1-3	49.0 kN	159 kN
축인장 시험	인장2	-	355 kN
휨-인장 시험2	휨-인장2-1	70.9 kN	308 kN
	휨-인장2-2	70.4 kN	295 kN
	휨-인장2-3	68.8 kN	289 kN
축인장 시험	인장3	-	729 kN
휨-인장 시험3	휨-인장3-1	120.1 kN	649 kN
	휨-인장3-2	116.6 kN	608 kN
축인장 시험	인장4	-	769 kN

(7) 압축 시험

- 초기에 강봉을 통하여 도입된 압축력은 총 730 kN이며, 이때 상부 철근의 변형률은 306 με이며, 하부 철근의 변형률은 349 με 이다.
- 연결 바닥판 중앙부에 매립된 콘크리트 변형률계에서 측정된 변형률은 상부 276 με, 하부 345 με이다.
- 콘크리트의 탄성계수를 20,000 MPa로 가정하면, 도입된 압축력으로 인하여 콘크리트에 도입된 응력은 상부 5.5 MPa, 하부 6.9 MPa 이다.

(8) 인장 시험

- 총 4회에 걸쳐서 인장 시험을 진행했으며, 최대 작용 인장력은 769 kN이다.
- 인장 시험을 통하여 고인성 콘크리트 연결 바닥판에 작용한 인장 변형률은 다양한 방법으로 평가가 가능하다.
- 본 시험체에 설치된 1m와 2m 길이의 강봉을 통하여 시험체 전체의 1m 또는 2m 평균 변형률을 얻을 수 있으며, 시험체 중앙부에 80mm 간격인 오메가 게이지로부터 중앙부에 국부적인 변형률을 산정할 수 있다.
- 이에 더하여, 시험체에 매립된 콘크리트 변형률계와 철근에 부착된 철근 변형률계로부터 인장 시험을 통하여 발생한 종방향 변형률을 평가할 수 있다. 각각의 방법으로 평가한 하중-변형률 곡선을 아래 그림과 같다.

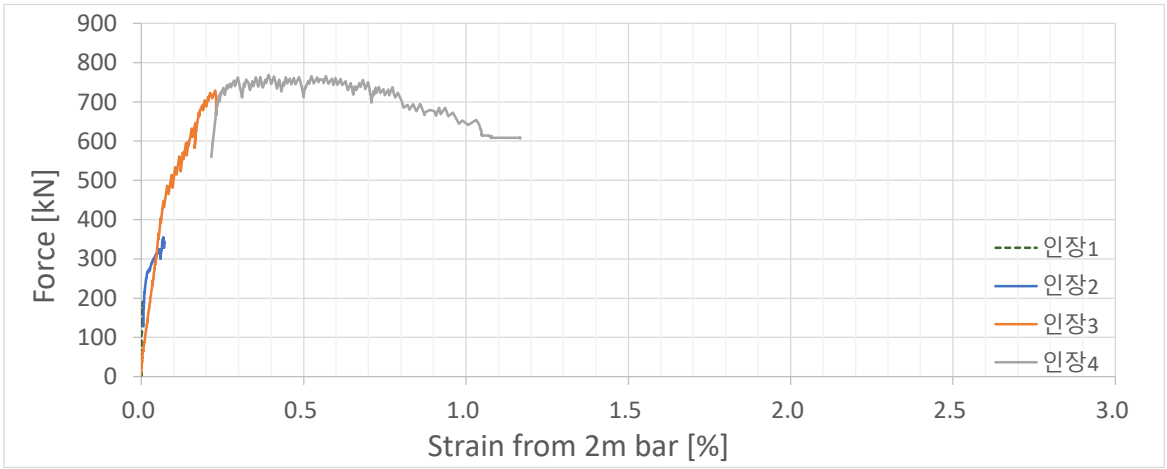


그림 10.19 인장 시험 - 2m 평균 변형률 결과

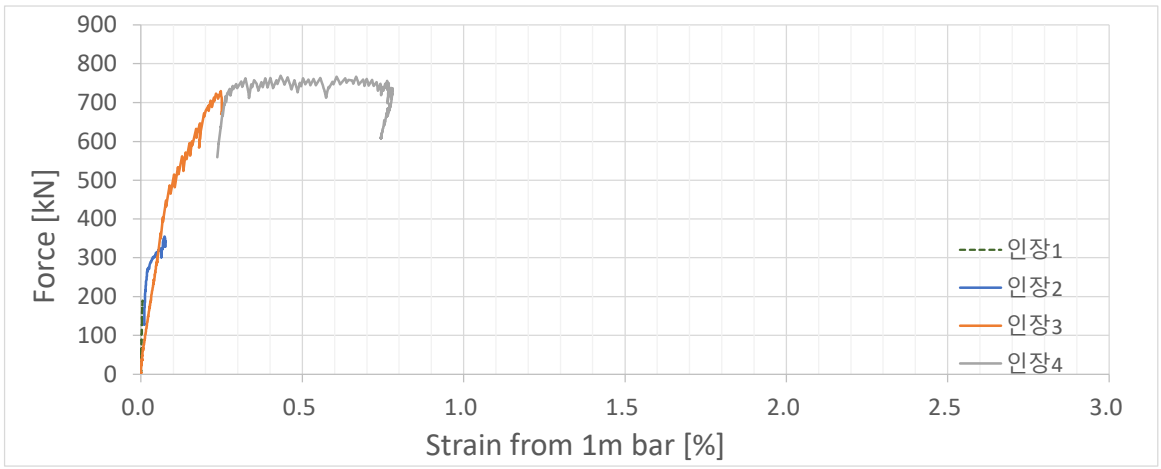


그림 10.20 인장 시험 - 1m 평균 변형률 결과

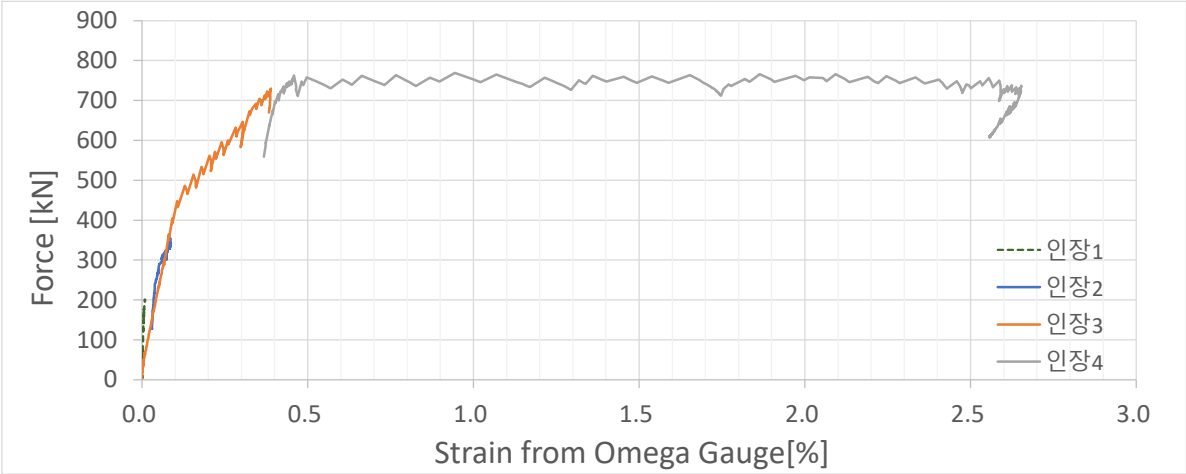


그림 10.21 인장 시험 - 중앙부 오메가 게이지 변형률 결과

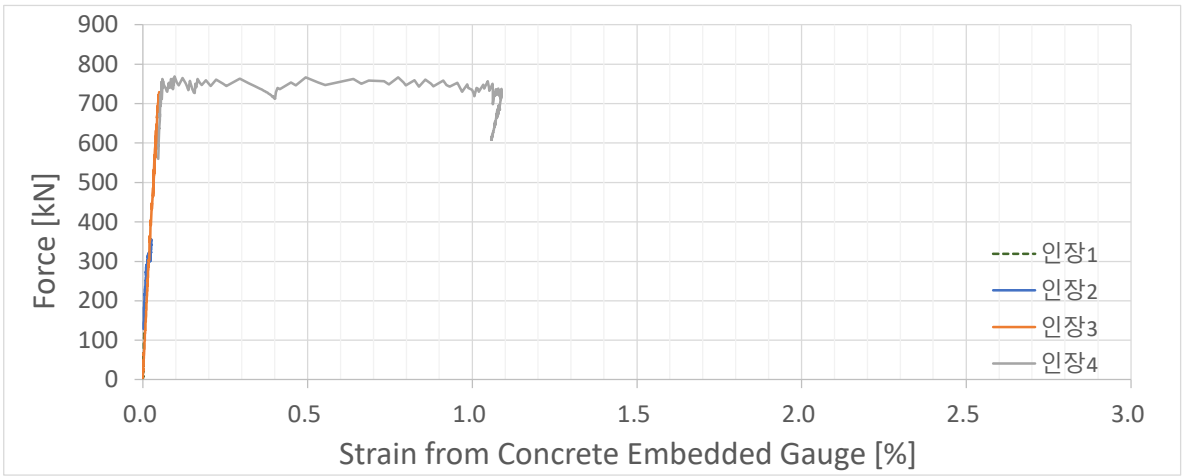


그림 10.22 인장 시험 - 상부 콘크리트 매립 게이지 변형률 결과

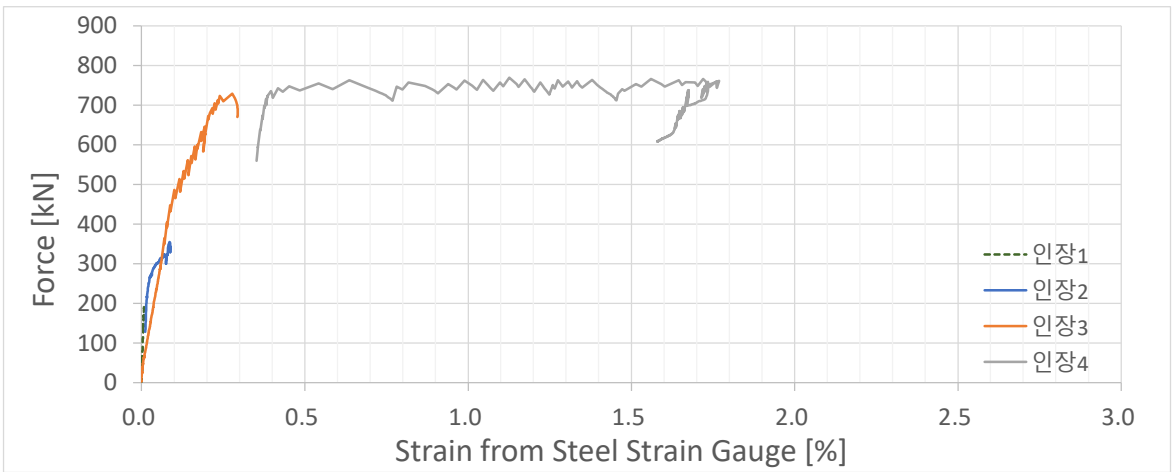


그림 10.23 인장 시험 - 상부 철근 변형률 결과

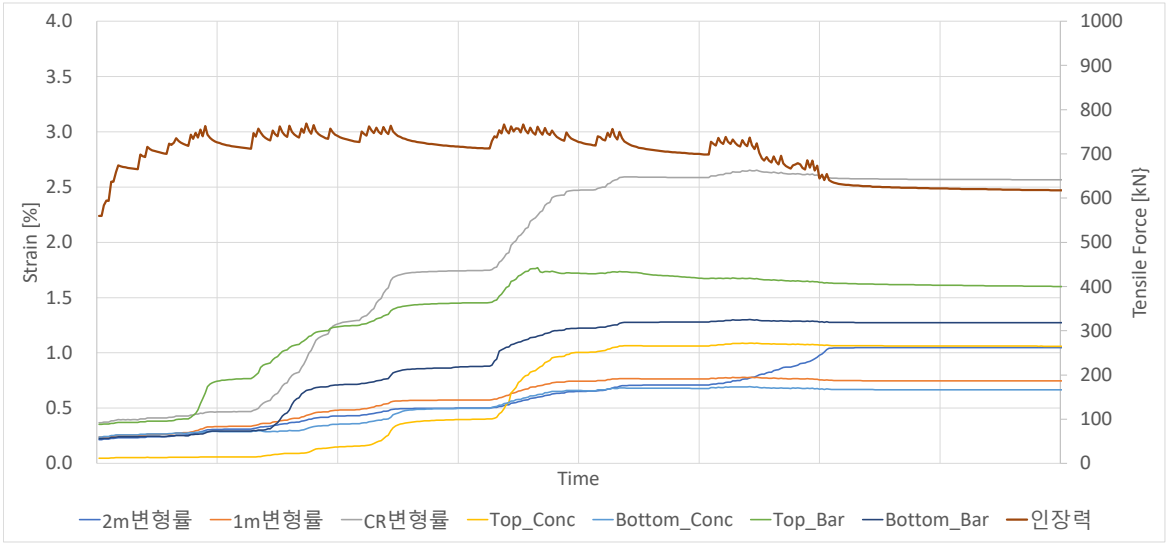


그림 10.24 인장 시험 - 시험 시간에 따른 하중 및 변형률 추이

위의 결과를 종합하면 다음 그림과 같다.

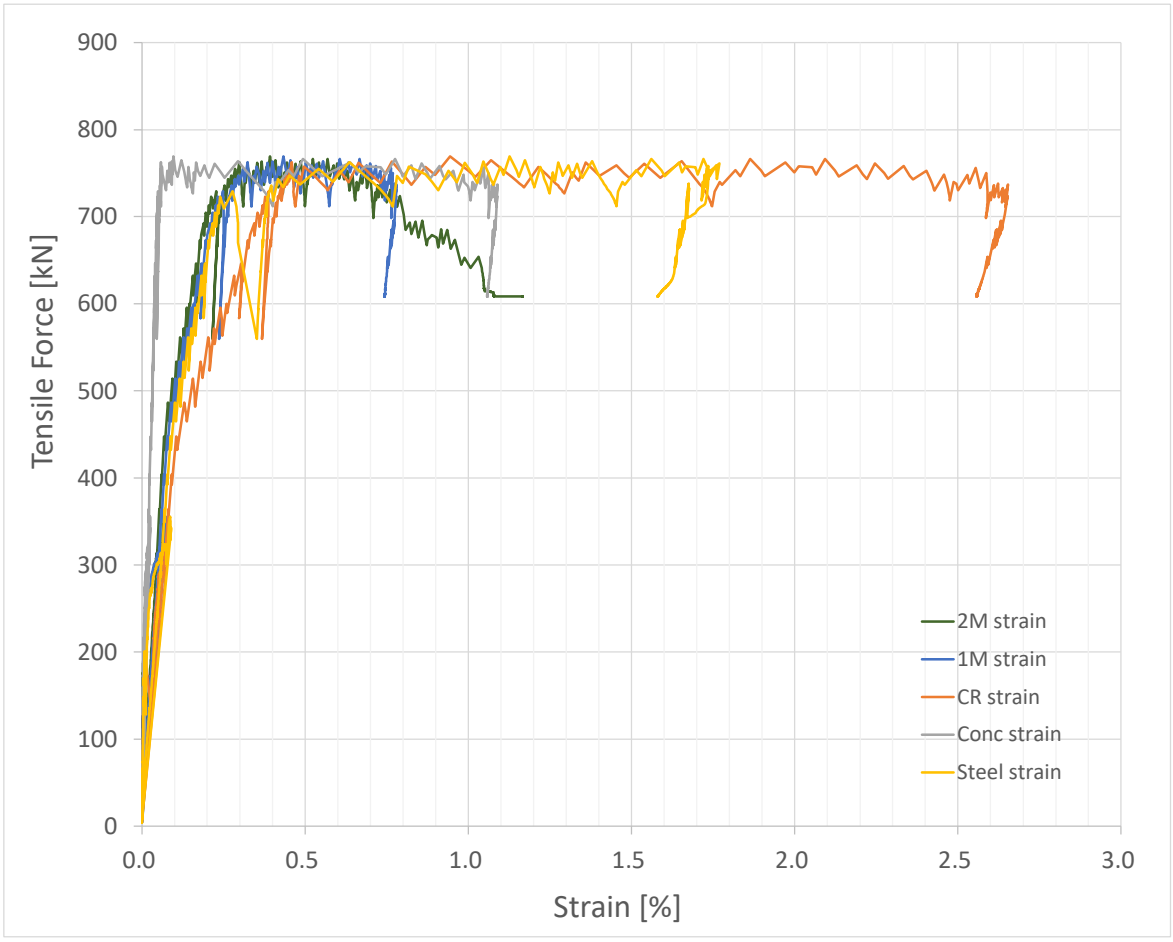


그림 10.25 인장 시험 결과 종합

○ 인장 재하 시험 결과

- 중앙부의 국부적인 변형률을 나타내는 오메가 게이지로 측정한 변형률(CR)이 가장 큰 변형률을 나타냈으며 최대 2.5% 변형률까지 인장 변형이 나타났다.
- 바닥판 1m 또는 2m 평균 변형률로 측정하였을 때 평균 변형률 0.5% 이상의 인장 변형이 발생했을 때 시험체에 콘크리트에 혼입된 섬유에 파단이 발생하면서 현저한 인장 손상이 나타났다.
- 따라서, 고인성 콘크리트를 적용한 연결 바닥판은 평균 인장 변형률 0.5% 까지는 안전하게 인장 거동을 지지할 수 있을 것으로 기대되며, 그 이상의 인장 변형에 대해서는 내부 섬유의 파단에 의한 손상이 발생할 수 있는 것으로 확인되었다.

(9) 휨 시험

○ 단부 회전각과 연결 바닥판의 곡률 관계

- 열차 주행에 따른 교량 단부 회전각은 최대 1‰ 이하로 제한하고 있다. 하지만 실제 고속열차 주행에 따른 단부 회전각을 계측하면 0.1~0.2‰ 범위에서 계측되는 경우가 많다.

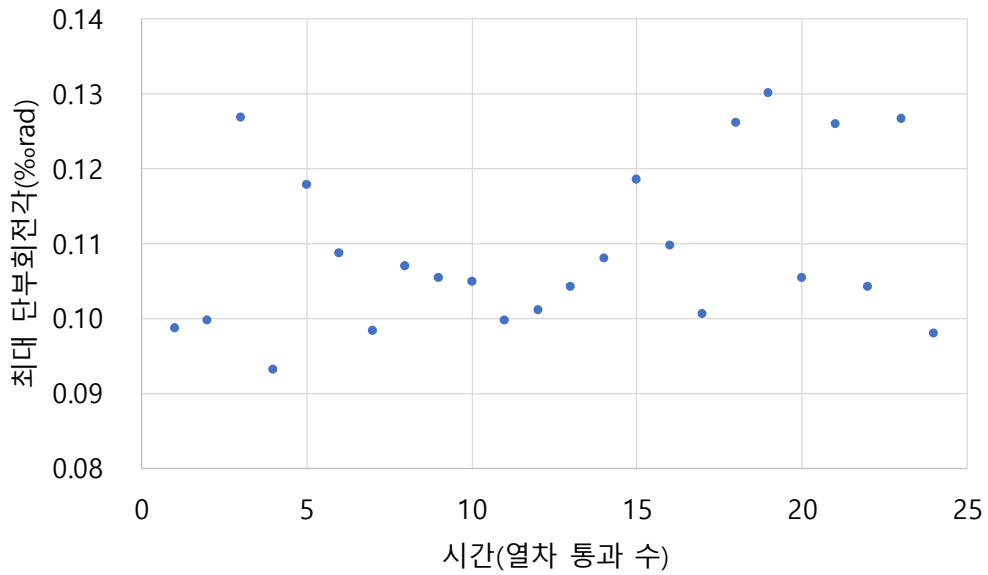


그림 10.26 호남고속철도 마암교의 열차 통과시 최대 교량 단부회전각 계측 결과

- 실제 교량 단부에서 발생하는 단부 회전각을 0.5‰로 보고 교량 단부를 중심으로 양측에서 회전 변위가 모두 발생했을 때 비합성구간 길이가 2m인 연결 바닥판에 재하되는 최대 곡률은 0.0005×2/2m = 0.0005/m 이다.

○ 휨 시험 결과 분석

- 시험체 중심 하부에서 수직 방향으로 상향력을 재하하면서 휨 시험을 하였고, 시험체의 비부착 길이가 2m로 하중 재하점에서부터 양측으로 각각 1m인 점을 고려하면, 길이가 2m인 단순보의 중앙에 상향력을 가한 것과 동일한 것으로 간주할 수 있다. 따라서 상향력 V [kN]에 의하여 연결 바닥판에 가해진 모멘트는 V [kN-m]로 볼 수 있다.

- 연결 바닥판에 발생한 곡률은 중앙부와 양단부에서 계측한 LVDT의 수직 변위로부터 곡률을 산정하였다. 인장력을 도입하면서 도입된 부모멘트 효과에 의한 부모멘트가 상당히 재하된 것으로 확인되어 그 효과는 보정하여 결과를 도출하였다.

○ 휨 및 휨-압축 시험 결과

- 축방향력을 가하지 않고, 휨 시험을 수행한 경우와 축방향 압축력을 가한 경우에 대한 시험을 통하여 얻은 모멘트-곡률 곡선은 아래 그림과 같다. 압축력이 재하된 경우 그렇지 않은 경우와 비교하여 회전에 대한 저항 강성이 약 10% 정도 증가하는 것으로 확인되었다.

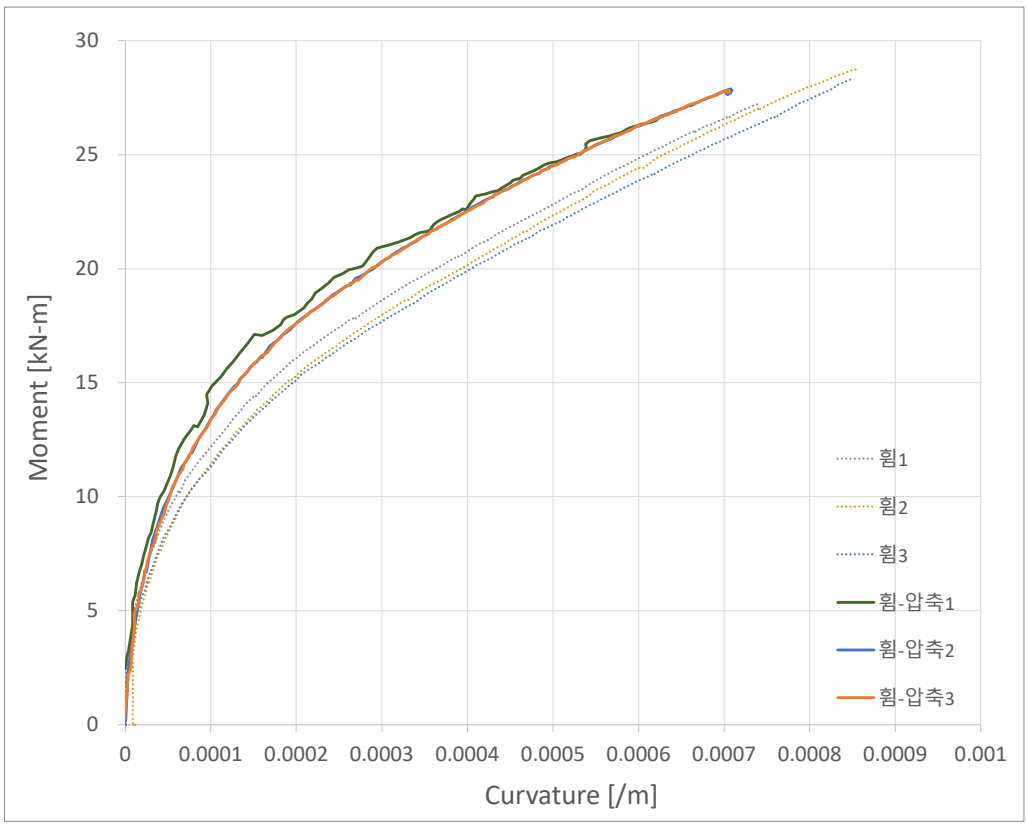


그림 10.27 휨 및 휨-압축 시험에 따른 모멘트-곡률 곡선

○ 휨-인장 시험 결과

- 인장력을 도입한 후 휨을 재하한 휨-인장 시험에서는 모멘트 저항력이 현전히 감소되는 것을 확인하였다.
- 인장력 재하시 휨 저항력은 시험에 따라 다소 큰 차이를 보였는데, 이는 인장력을 도입하는 과정에서 재하된 부모멘트에 의한 영향으로 판단된다.
- 연결 바닥판에 인장력이 도입되면 인장 균열이 발생하고 이로 인하여 콘크리트의 모멘트에 대한 저항력이 현저히 감소하는 것은 자명하다. 다만 그 크기를 명확히 판단하기 어려워서 지난 연구에서는 콘크리트의 기여분이 없는 것으로 고려하였다. 본 실험을 통하여 살펴본 결과, 콘크리트의 저항력이 감소함으로서 모멘트에 대한 저항능력은 인장력이 재하되지 않은 경우의 약 20~80% 사이로 나타나 큰 변동을 보이는 것으로 확인되었다.

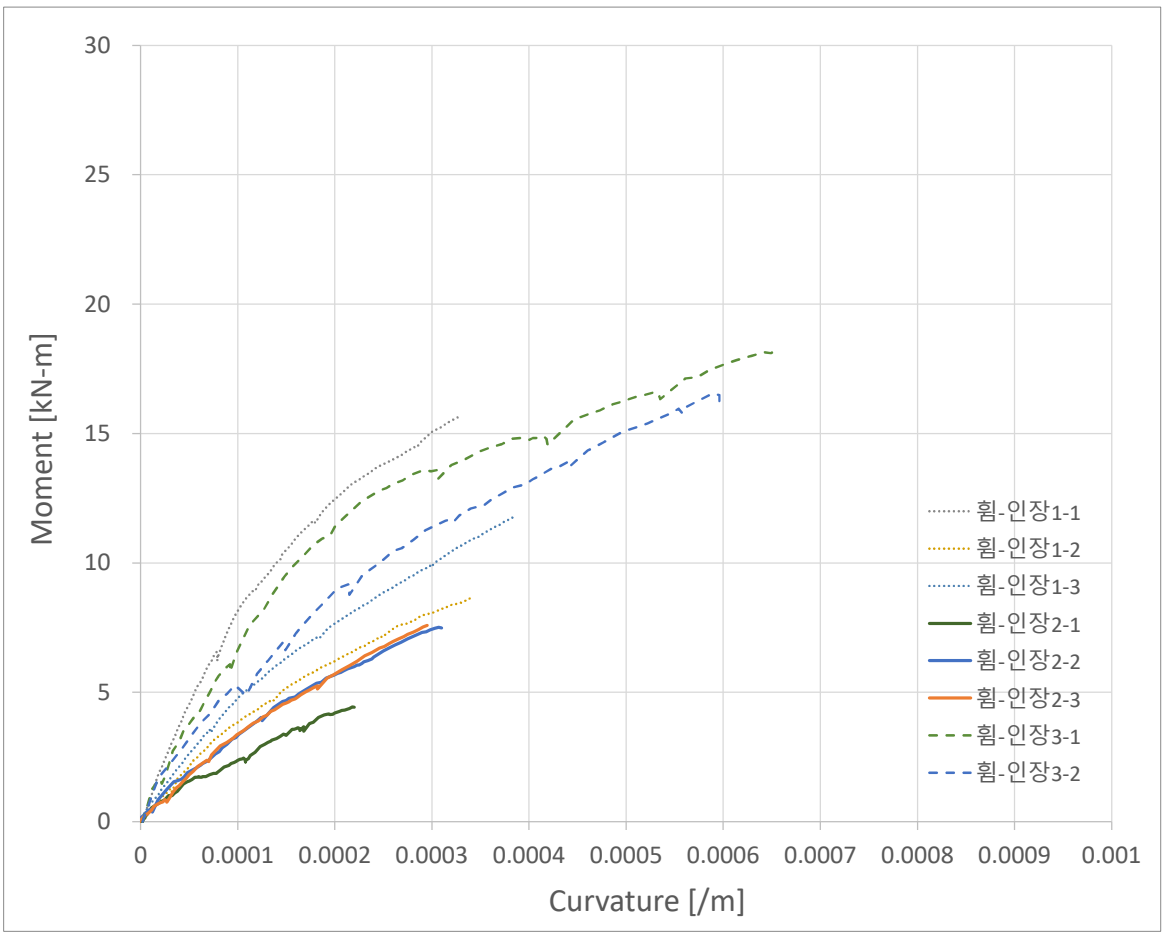


그림 10.28 휨-인장 시험에 따른 모멘트-곡률 곡선

○ 휨 시험 결과 평가

- 지난 1차년도 보고서에서 인장시 연결 바닥판의 휨강성은 인장시 철근만 고려하여 압축시 휨강성의 약 9% 정도만을 가지는 것으로 고려하였다. 2차년도 연구에서는 온도 변화에 따라 단면2차모멘트의 유효율을 최대 85%에서 최소 2.6%로 평가하였다.

표 10.8 1차년도 동적 구조해석 시 고려한 연결 바닥판의 단면 상수 및 물성치

	압축 상태 연결 바닥판 (ECC-C)	인장 상태 연결 바닥판 (ECC-T)
탄성 계수 (E)	20 kN/mm^2	20 kN/mm^2
단면적 (A)	1.848 E6 mm^2	4.213 E4 mm^2
휨강성 (I)	1.208 E10 mm^4	1.065 E9 mm^4

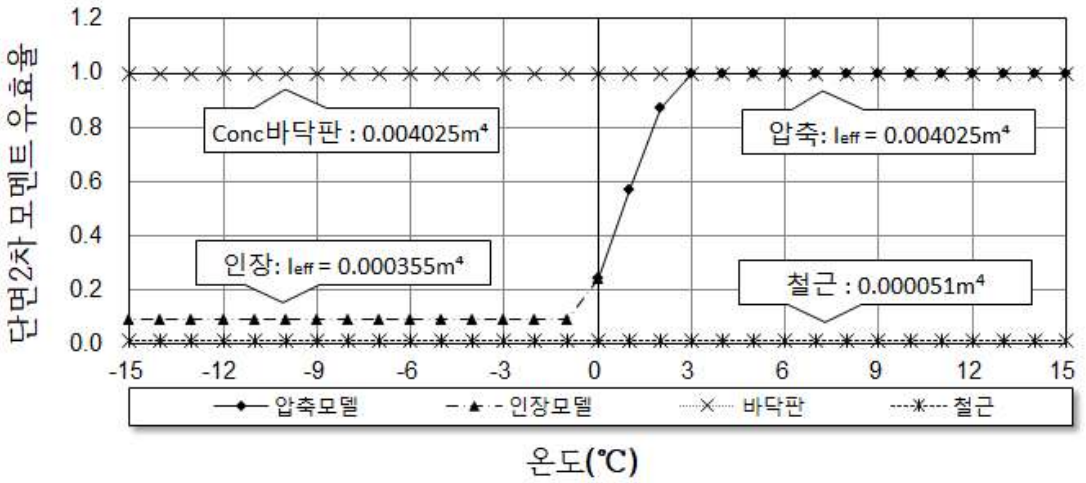


그림 10.29 1차년도 연구시 고려한 연결 바닥판의 유효 휨강성

표 10.9 2차년도 상세 해석을 통하여 도출한 온도에 따른 단면2차모멘트 유효율

온도 변화 (℃)	휨 모멘트 (kN-m)	유효 단면2차모멘트 ($\times 10^9$ mm^4)	단면2차모멘트 유효율
-25	9.7	0.104	0.026
-20	13.2	0.141	0.035
-15	13.1	0.140	0.035
-10	13.3	0.143	0.035
-5	13.2	0.142	0.035
0	42.3	0.453	0.113
5	43.8	0.470	0.117
10	319.2	3.420	0.850

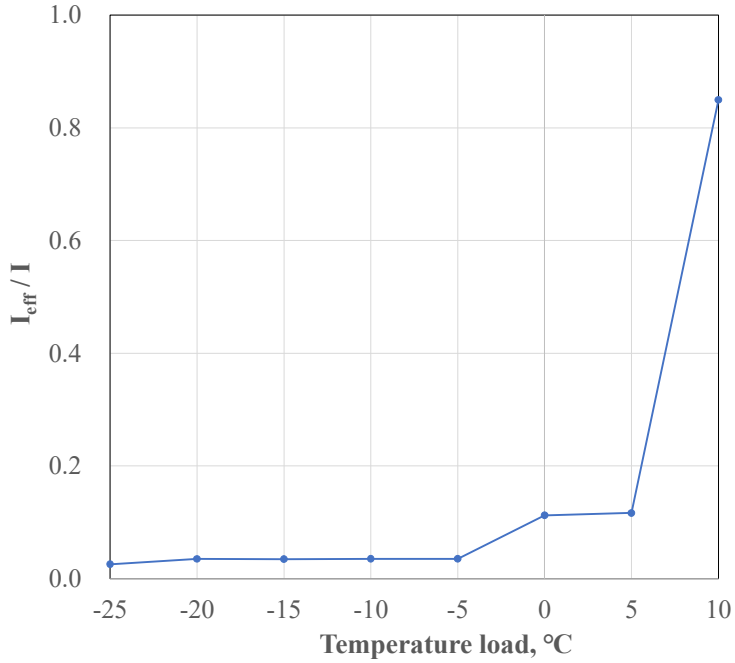


그림 10.30 2차년도 상세 해석을 통하여 도출한 온도에 따른 단면2차모멘트 유효율

- 당해 차년도의 구조 시험 결과를 통하여 인장력이 재하되었을 때 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 휨 강성은 과년도의 해석으로 평가한 휨 강성보다 다소 큰 것으로 확인되었다.
- 0.0002/m (단부회전각 0.4‰ 상당) 및 곡률 0.0003/m (단부회전각 0.6‰ 상당) 일 때 각 시험으로부터 얻은 저항 모멘트의 크기와 축력이 없는 시험 결과와 비교한 비율을 아래 표에 제시하였다.

표 10.10 곡률 0.0002/m (단부회전각 0.4‰)시 시험별 저항 모멘트 결과

시험 번호	저항 모멘트 (kN-m)	휨 평균 대비 비율
휨1	16.1	평균 15.6 kN-m
휨2	15.5	
휨3	15.3	
휨-압축1	18.1	116%
휨-압축2	17.6	112%
휨-압축3	17.5	112%
휨-인장1-1	12.5	80%
휨-인장1-2	6.2	39%
휨-인장1-3	7.8	50%
휨-인장2-1	4.2	27%
휨-인장2-2	5.7	36%
휨-인장2-3	5.7	36%
휨-인장3-1	11.5	73%
휨-인장3-2	9.0	58%

- 축력이 없는 경우의 평균값과 비교해서 압축력이 재하되었을 때는 휨저항 모멘트가 10% 이상 증가하였으며, 인장이 재하된 경우 27~80%의 휨저항 모멘트를 갖는 것으로 확인되었다.

표 10.11 곡률 0.0003/m (단부회전각 0.6‰)시 시험별 저항 모멘트 결과

시험 번호	저항 모멘트 (kN-m)	휨 평균 대비 비율
휨1	18.6	평균 18.1 kN-m
휨2	18.0	
휨3	17.7	
휨-압축1	21.0	116%
휨-압축2	20.3	112%
휨-압축3	20.4	113%
휨-인장1-1	15.1	83%
휨-인장1-2	8.1	45%
휨-인장1-3	10.0	55%
휨-인장2-1	5.0*	28%
휨-인장2-2	7.5	41%
휨-인장2-3	8.0*	44%
휨-인장3-1	13.5	75%
휨-인장3-2	11.5	63%

*시험 결과가 없어 추산한 값

- 축력이 없는 경우의 평균값과 비교해서 압축력이 재하되었을 때는 약 10% 정도 휨저항 모멘트가 증가하였으며, 인장이 재하된 경우 28~83%의 휨저항 모멘트를 갖는 것으로 확인되었다.
- 고인성 콘크리트는 일반 콘크리트와 달리 인장력이 재하된 경우에도 상당한 크기의 인장 저항이 발휘되어 휨 강성에 기여하고 있는 것으로 판단된다.

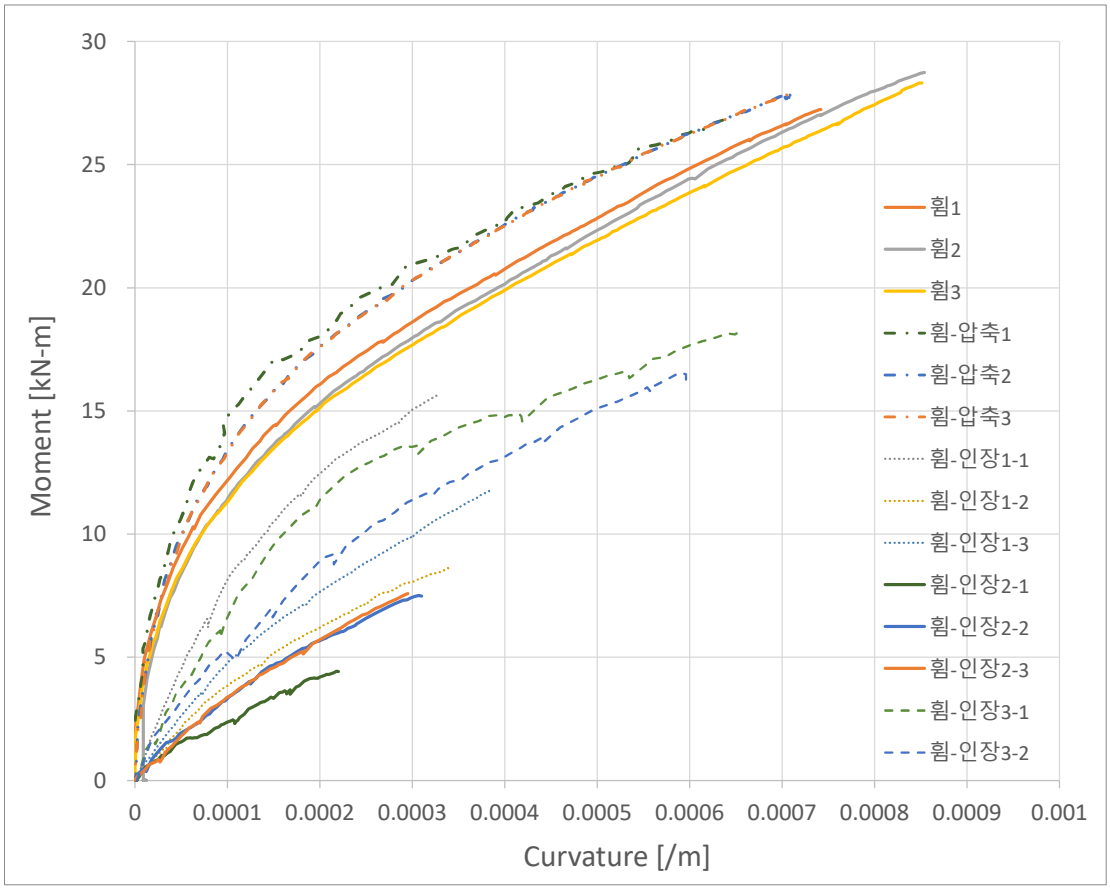


그림 10.31 휨 시험 결과 종합

3) 결론

□ 철도교의 고인성 콘크리트 연결 바닥판

- 고인성 콘크리트 연결 바닥판은 철도 교량 단부 바닥판을 기하적으로 연속화하면서, 교량의 온도 팽창에 대한 구속을 최소화하기 위한 목적으로 개발되었다.
- 교량 단부 바닥판을 연속화하면 열차 통과시 교량 단부에서의 급격한 선로 변형에 따른 충격 하중 증가 및 승차감 저하를 완화시킬 수 있을 것으로 기대된다.
- 자갈궤도가 부설된 경우 교량 단부의 온도 신축 및 열차 통과시 회전 변위로 인하여 도상 자갈이 이완되는 현상이 빈번하게 발생한다. 연결 바닥판을 통하여 이러한 현상을 완화시켜 교량상 자갈궤도의 내구성 향상에 기여할 수 있을 것으로 판단된다.

□ 연결 바닥판의 구조 실험 계획

- 고인성 콘크리트 연결 바닥판은 교량의 온도 신축에 따라 축방향으로 압축력 또는 인장력이 상시로 재하된다. 이와 동시에 열차 통과시 단부회전으로 인한 휨 거동이 함께 발생한다.
- 과년도 연구에서 연결 바닥판의 휨 강성이 철도 교량의 동적 특성에 큰 영향을 줄 수 있는 것으로 나타났다. 다만 축방향 하중의 크기 변화에 따른 바닥판의 휨 강성을 명확히 평가할 수 없어 인장시 콘크리트의 강성 기여를 무시하고 평가하였다.
- 당해연도 연구에서는 구조 실험을 통하여 축방향 압축 또는 인장 하중 재하 상태에서 휨 재하 시험을 수행하여, 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 축방향력에 따른 휨 강성 변화를 평가하고자 하였다.
- 연결 바닥판 시험체에 길이 방향으로 양측에 설치된 강봉을 이용하여 압축력을 재하할 수 있으며, 중앙부 유압 실린더를 통하여 인장력을 재하할 수 있도록 고안하였다. 특히 압축 또는 인장이 재하된 상태를 유지하면서 중앙부에 수직하중을 도입하여 축방향 하중의 변화에 따른 휨 거동을 실험적으로 평가할 수 있도록 하였다.
- 시험체는 중앙부 고인성 고인성 콘크리트와 강재 거더 사이의 비부착 길이를 2m로 하여 실제 교량에 적용할 때의 연결 바닥판 크기와 동일하게 제작하여 실제 철도 교량 단부에서 발생하는 기하적 조건을 동일하게 모사하였다.

□ 시험체 제작

- 시험체 제작 후 압축력 및 인장력을 재하한 상태에서 휨 시험을 수행하였다. 1차 시험체는 0.25% 인장 변형률에서 시험체가 인장 파괴되어 고인성 콘크리트로서의 최소한의 성능을 갖추지 못한 것으로 확인되었다.
- 시험체의 종방향 구조 성능을 향상시키기 위하여 시험체 고인성 콘크리트의 섬유 혼입량을 2%에서 2.5%로 증가시키고, 매립된 종방향 철근을 4개에서 8개로 증가시켜서 2차 시험체를 제작하였다.
- 제작된 시험체에 사용된 콘크리트의 공시체 시험 결과, 콘크리트 압축 강도는 40MPa로 확인되었으며, 재료의 인장 성능은 약 1.8%까지 확보된 것으로 확인되었다.

□ 인장 시험 결과

- 실규모 연결 바닥판 시험체의 인장 성능은 중앙부에서 국부적으로 평가하였을 때 최대 2.5% 까지 저항할 수 있는 것으로 확인되었다.
- 연결 바닥판 전체에 대한 평균 변형률로 볼 때 약 0.5% 이상의 인장 변형이 발생하면, 고인성 콘크리트 섬유에 파단이 발생하면서 인장 손상이 나타나는 것으로 확인되었다.
- 따라서, 본 실험에 사용한 고인성 콘크리트 연결 바닥판은 평균 인장 변형률 0.5% 까지 안전하게 인장 거동을 지지할 수 있을 것으로 기대되며, 그 이상의 인장 변형에 대해서는 내부 섬유의 파단에 의한 손상이 발생할 수 있다.
- 경간장이 긴 철도 교량에 적용하기 위해서는 보다 큰 인장성능이 요구되므로 향후 구조 수준에서의 인장 성능을 향상시키기 위한 추가 연구가 필요하다.

□ 휨 시험 결과

- 철도 교량의 단부에 허용된 단부 회전각은 일반적으로 1.0‰이며, 실제 고속철도 교량에서 고속열차 통과시 발생하는 회전각은 0.1~0.2‰ 이다.
- 압축력이 재하된 경우 축력이 없는 경우보다 동일한 휨 변형에 대하여 저항 모멘트가 10% 정도 증가하는 것으로 나타났다.
- 인장 시험시 인장력을 재하하는 과정에서 바닥판에 상당한 크기의 부모멘트가 재하되었으며, 시험 결과 분석시 바닥판의 변위부터 곡률을 평가하여 부모멘트 효과가 없어지는 시점을 시작점이 되도록 보정하여 휨 시험 결과를 평가하였다.
- 인장력 재하시 휨-모멘트 관계는 시험별로 상당한 편차를 보였지만, 인장력 재하시 휨 저항 성능은 분명히 감소하였다.
- 과년도 연구에서 연결 바닥판의 휨 저항 성능은 인장시 축력이 없는 경우의 10% 이하인 것으로 평가하였으나, 시험 결과 27~83%인 것으로 확인되었다. 고인성 콘크리트는 일반 콘크리트와 달리 인장력이 재하된 경우에도 상당한 크기의 인장 저항이 발휘되어 휨 강성에 기여하고 있는 것으로 판단된다.
- 고인성 콘크리트의 인장시 휨 강성의 보다 명확한 평가를 위하여 향후 추가적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

11. 철도교 인터페이스 검토

1) 인터페이스 검토 교량 및 궤도 모델링

가. 연결 바닥판 모델링

연결 바닥판은 고인성 콘크리트를 사용하여 인장력을 받아도 미세 균열이 발생하여 부재가 파괴되지 않는 특성을 가진다. 고인성 연결 바닥판이 압축 상태일 때는 일반 콘크리트와 동일하게 거동하여 연결 바닥판 전체 콘크리트가 유효한 단면이 되지만, 인장 상태에서는 콘크리트에 미세 균열이 발생하여 구조적으로 유효하지 않고 오직 철근만이 유효한 구조재이다. 실제 부모멘트를 받는 교량 단부의 연결 바닥판은 온도가 높을 때는 모두 압축 상태에 있고, 온도가 낮을 때에는 인장 상태에 놓이게 되며, 중립 온도에서는 일부 상부는 인장 하부는 압축 상태에 있게 된다. 본 해석에서는 고인성 연결바닥판이 압축 상태에 있는 경우(ECC-C)와 인장 상태에 있는 경우(ECC-T)를 각각 별도로 고려하여 해석하였다.

압축 상태의 연결 바닥판(ECC-C)과 인장 상태의 연결 바닥판(ECC-T)의 단면 상수와 물성치는 아래 표와 같다. 인장 상태일 때는 철근을 등가의 콘크리트 단면적으로 환산하여 단면적과 휨강성을 산정하였다.

표 11.1 연결 바닥판 모델링 단면 상수 및 물성치

	압축 상태 연결 바닥판 (ECC-C)	인장 상태 연결 바닥판 (ECC-T)
탄성 계수 (E)	20 kN/mm^2	20 kN/mm^2
단면적 (A)	1.848 E6 mm^2	4.213 E4 mm^2
휨강성 (I)	1.208 E10 mm^4	1.065 E9 mm^4

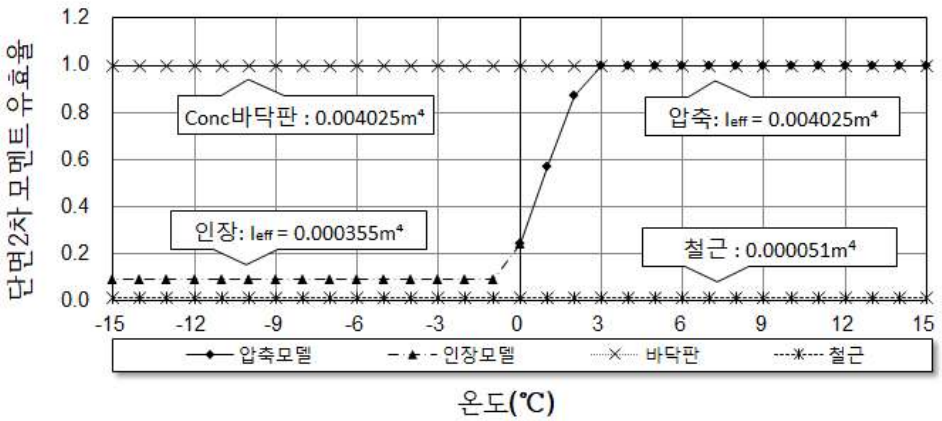


그림 11.1 온도에 따른 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 유효 휨강성 (1주형)

나. 대상 교량

□ 대상교량 1 : 경간장 25m 자갈궤도 단선(3주형) 철도 교량 3경간
□ 대상교량 2 : 경간장 30m 자갈궤도 단선(3주형) 철도 교량 3경간
□ 경간 배치

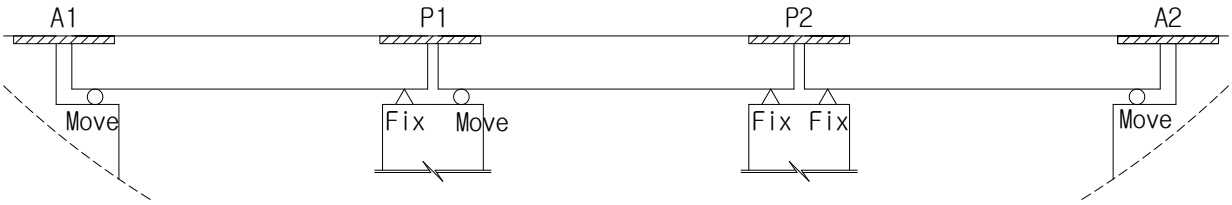


그림 11.2 Case2 받침배치도

- 대상 교량은 IPC 거더교의 단면을 참고하여 사용하였으며, 고속철도용 교량이 아닌 일반 철도용 교량이다.

표 11.2 철도 교량 모델링 단면 상수 및 물성치

	25m 교량 거더	30m 교량 거더	교량 바닥판
탄성 계수(E)	32.965 kN/mm^2		30.251 kN/mm^2
단면적(A)	2.339 E6 mm^2	2.459 E6 mm^2	1.848 E6 mm^2
휨강성(I)	1.256 E12 mm^4	1.596 E12 mm^4	1.208 E10 mm^4

□ 작용 하중
- 시제동 하중 : 단선으로 제동 하중 20 kN/m를 A1-A2 방향으로 전체 경간에 재하
- 수직 하중 : KRL-2012 표준 열차 하중을 각 경간에 배치하였다. 등분포하중 80 kN/m를 전체 경간에 재하하고, 수직하중 효과를 극대화하기 위하여 3m 간격 220 kN의 집중하중 2개를 각 경간 중앙에 재하하였다.

2) 인터페이스 검토 결과

연결 바닥판이 없는 경우(ECC-NA), 연결 바닥판이 압축 상태에 있는 경우(ECC-C) 그리고 연결 바닥판이 인장 상태에 있는 경우(ECC-T)에 대하여 각각 해석하여 위에 제시된 궤도 인터페이스 검토를 수행하였다.

각각의 해석 케이스별로 제동 하중과 열차 수직 하중에 따른 변형 형상을 아래 그림에 나타내었다. 경간장에 따른 변형형상의 차이는 크지 않아 30m 교량의 변형만을 도시하였다.

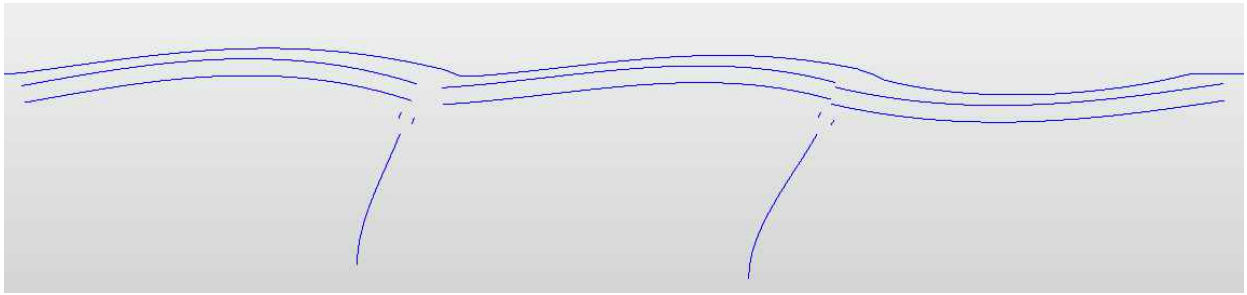


그림 11.3 연결 바닥판이 없는 교량(ECC-NA)의 제동 하중 작용시 변형 형상

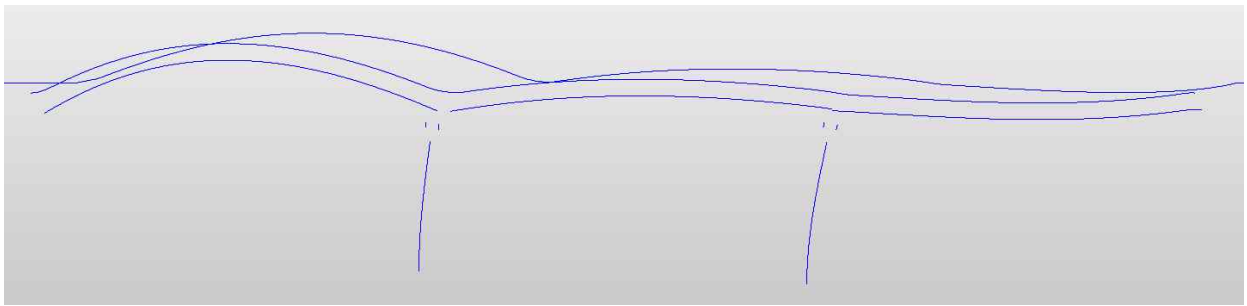


그림 11.4 연결 바닥판이 압축상태에 있는 교량(ECC-C)의 제동 하중 작용시 변형 형상

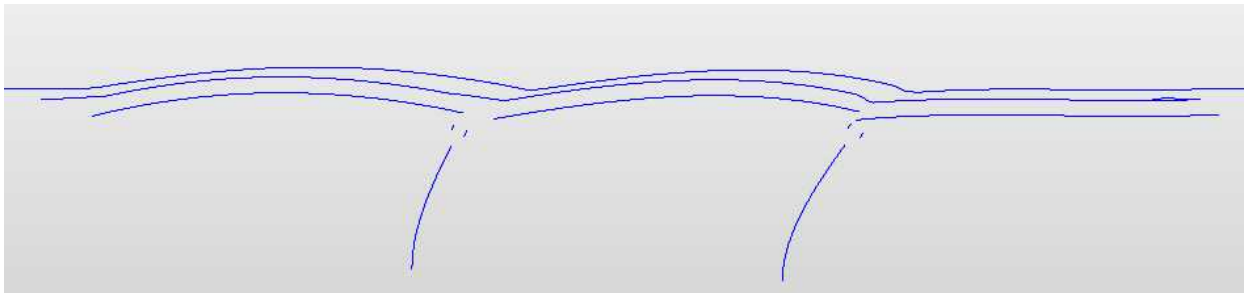


그림 11.5 연결 바닥판이 인장상태에 있는 교량(ECC-T)의 제동 하중 작용시 변형 형상

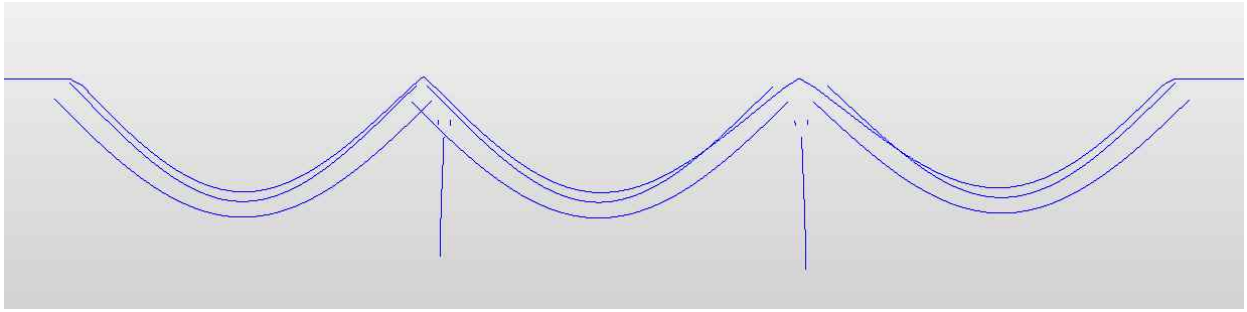


그림 11.6 연결 바닥판이 없는 교량(ECC-NA)의 열차수직 하중 작용시 변형 형상

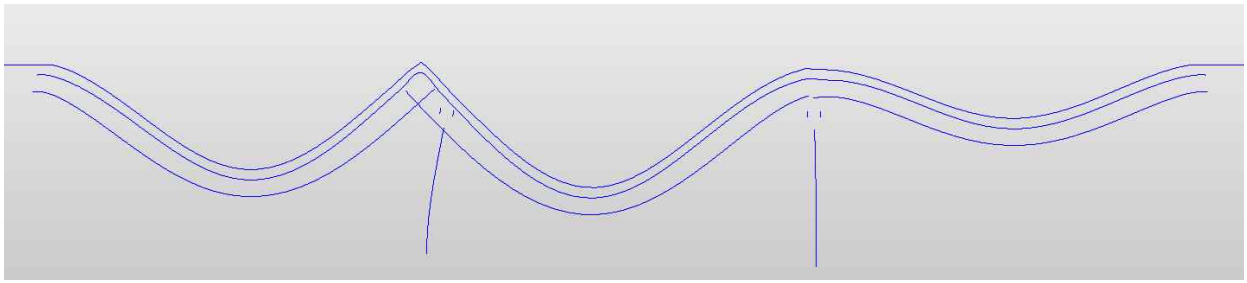


그림 11.7 연결 바닥판이 압축상태에 있는 교량(ECC-C)의 열차수직 하중 작용시 변형 형상

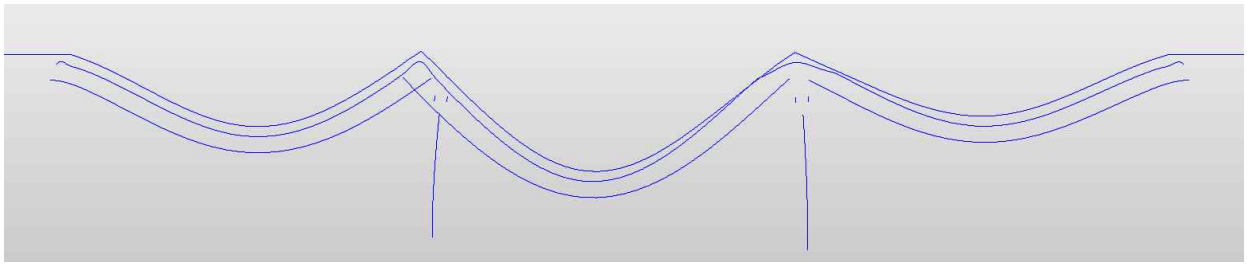
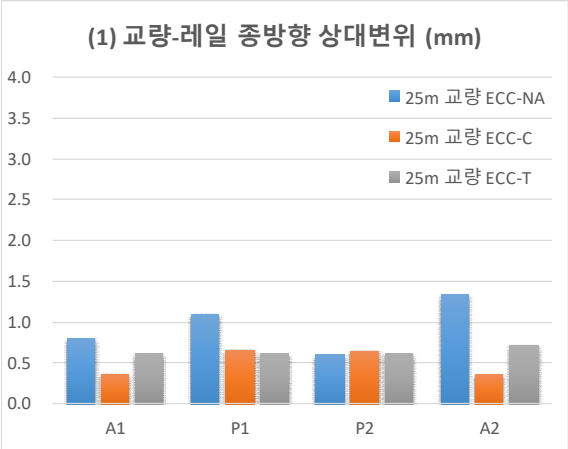
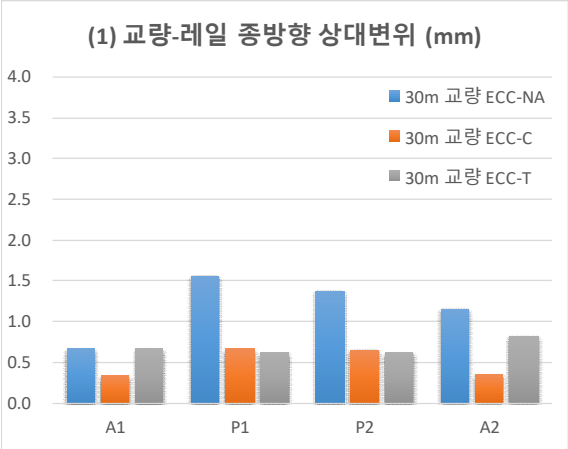


그림 11.8 연결 바닥판이 인장상태에 있는 교량(ECC-T)의 열차수직 하중 작용시 변형 형상

표 11.3 교량-레일 종방향 상대 변위

(1) 교량-레일 종방향 상대변위 (mm)		A1	P1	P2	A2	기준
25m 교량	ECC-NA	0.804	1.093	0.600	1.339	4
	ECC-C	0.353	0.650	0.649	0.358	
	ECC-T	0.607	0.617	0.612	0.715	
30m 교량	ECC-NA	0.664	1.554	1.365	1.147	
	ECC-C	0.333	0.658	0.656	0.343	
	ECC-T	0.670	0.619	0.617	0.826	

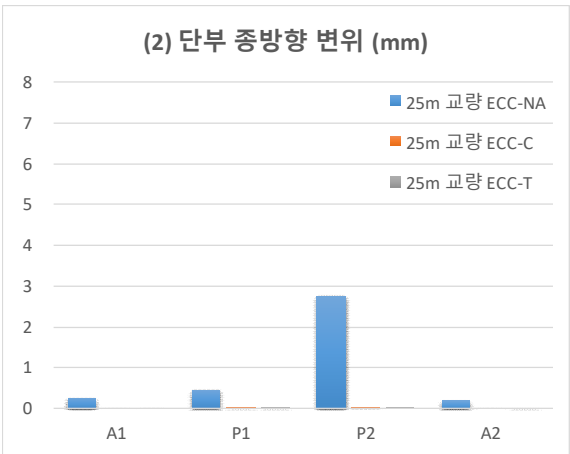


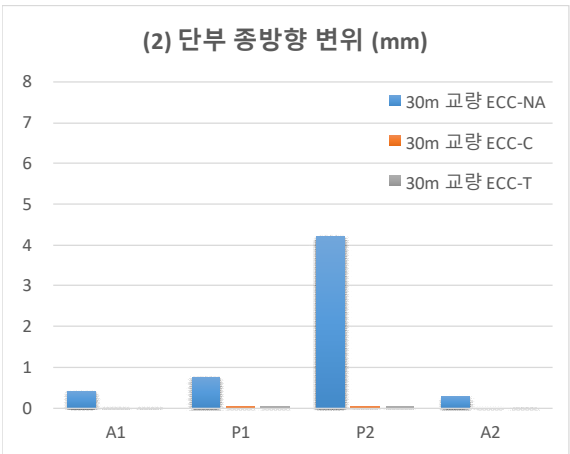


모든 경우에 대하여 기준을 만족하였으며, 연결 바닥판 적용시 대부분의 경우에서 상대 변위가 감소하였다. 특히 교대부는 연결 바닥판이 압축상태일 때 상대 변위가 크게 저감되었으나, 인장 상태일때는 저감 정도가 더 적었다. 연결 바닥판을 적용하면 바닥판이 인장 상태이거나 압축 상태이거나 모두 연결 바닥판이 없는 경우와 비교하여 동등하거나 그 이하의 상대 변위를 나타내어 연결 바닥판을 적용함으로서 교량와 레일 사이의 종방향 상대 변위를 저감하는 효과가 있는 것으로 확인되었다.

표 11.4 단부 종방향 변위

(2) 단부 종방향 변위 (mm)		A1	P1	P2	A2	기준
25m 교량	ECC-NA	0.261	0.455	2.764	0.201	8
	ECC-C	0.000	0.001	0.003	0.000	
	ECC-T	0.000	0.002	0.026	0.000	
30m 교량	ECC-NA	0.404	0.748	4.206	0.302	
	ECC-C	0.000	0.001	0.006	0.000	
	ECC-T	0.000	0.003	0.044	0.000	

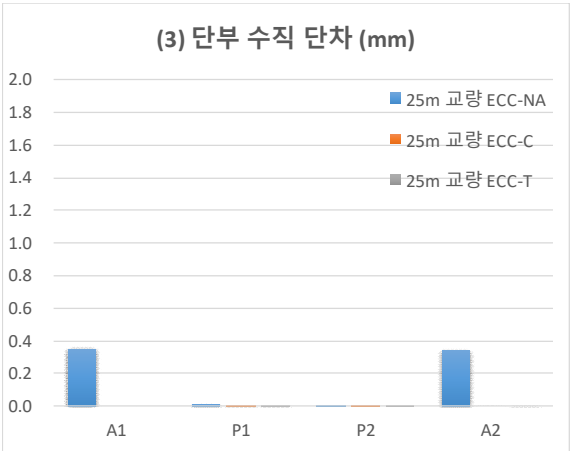


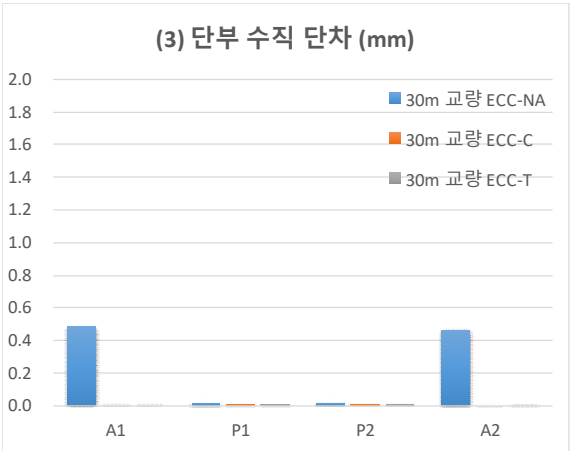


KRL-2012에 따른 열차 수직 하중이 재하되었을 때, 교량 단부 회전에 의한 교축방향 변위는 모든 경우에 대하여 기준값인 8mm 이하를 만족하였고, 연결 바닥판은 적용하며 단부 회전에 따른 종방향 변위가 거의 발생하지 않는 것으로 확인되었다. 연결 바닥판이 압축인 경우가 인장인 경우보다 변위가 적었지만, 인장인 경우에도 연결 바닥판이 없는 경우와 비교하면 상당히 적은 변위가 발생하였다. 따라서 연결 바닥판을 적용하게 되면 단부회전에 의한 교량상부 궤도면의 종방향 변위를 상당 부분 줄일 수 있는 것으로 확인되었다. 이러한 효과는 교량 단부 자갈궤도의 자갈 교란을 완화하여 자갈궤도의 유지보수 향상에 기여할 수 있을 것으로 판단된다.

표 11.5 단부 수직 단차

(3) 단부 수직 단차 (mm)		A1	P1	P2	A2	기준
25m 교량	ECC-NA	**0.350**	**0.011**	**0.001**	**0.343**	2
	ECC-C	0.000	0.003	0.002	0.000	
	ECC-T	0.000	0.002	0.002	0.000	
30m 교량	ECC-NA	**0.480**	**0.019**	**0.013**	**0.463**	
	ECC-C	0.000	0.006	0.003	0.000	
	ECC-T	0.000	0.004	0.004	0.000	

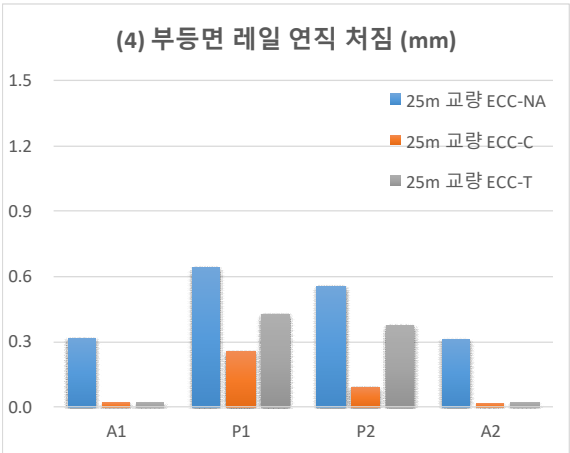




KRL-2012에 따른 열차 수직 하중이 재하되었을 때, 교량 단부에서 인접 교대 또는 인접 교량 단부 바닥판 사이에서의 수직 방향 단차는 모든 경우에 대하여 기준값인 2mm 이하를 만족하였다. 연결 바닥판을 적용하면 연속화되어 사실상 단차의 개념이 없어지기 때문에 수직 단차는 0에 가까운 값을 보인다. 특히 교대부에 인접한 경우에 연결 바닥판이 없으면 수직 단차가 크게 발생하지만, 연결 바닥판은 교대와 연결되어 설치되기 때문에 수직 단차가 없어진다. 연결 바닥판 적용시 교량 단부에서 열차 수직 하중에 의한 수직 단차가 저감되어 자갈궤도의 교량 단부에서의 교란을 완화하여 궤도 유지보수 향상에 기여할 수 있을 것으로 판단된다.

표 11.6 부등면 레일 연직 처짐

(4) 부등면 레일 연직 처짐 (mm)		A1	P1	P2	A2	기준
25m 교량	ECC-NA	**0.314**	**0.641**	**0.553**	**0.309**	1.5
	ECC-C	0.019	0.259	0.092	0.012	
	ECC-T	0.022	0.427	0.378	0.019	
30m 교량	ECC-NA	**0.480**	**0.894**	**0.750**	**0.463**	
	ECC-C	0.033	0.489	0.165	0.021	
	ECC-T	0.010	0.770	0.672	0.014	



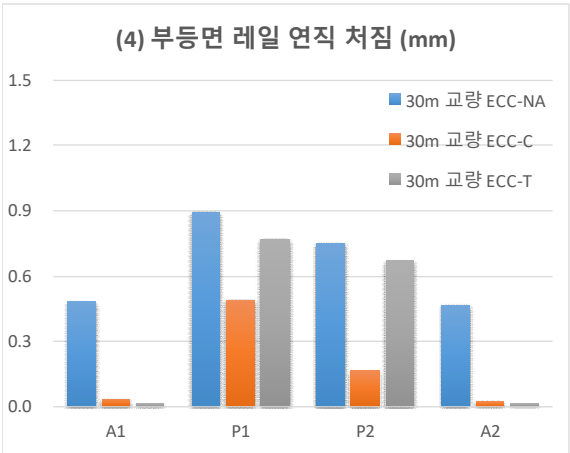
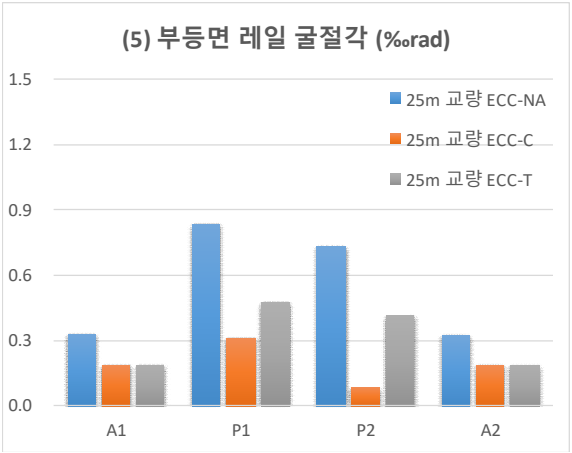
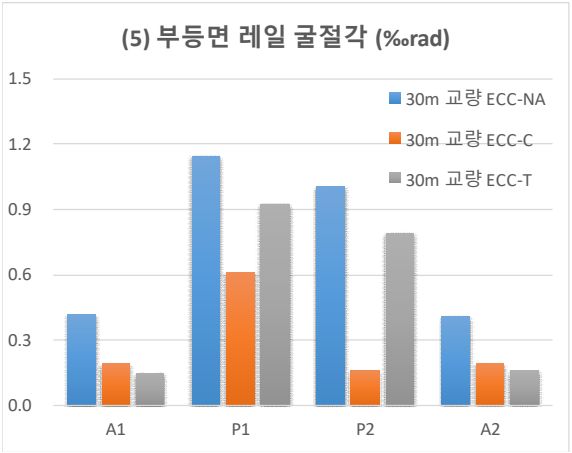


표 11.7 부등면 레일 굴절각

(5) 부등면 레일 굴절각 (‰rad)		A1	P1	P2	A2	기준
25m 교량	ECC-NA	0.325	0.833	0.732	0.322	1.5
	ECC-C	0.189	0.311	0.082	0.189	
	ECC-T	0.189	0.474	0.416	0.189	
30m 교량	ECC-NA	0.418	1.144	1.004	0.404	
	ECC-C	0.190	0.609	0.159	0.190	
	ECC-T	0.148	0.925	0.789	0.158	





KRL-2012에 따른 열차 수직 하중이 재하되었을 때, 교량 단부의 레일면에서의 연직 처짐을 검토한 결과 모든 경우에 대하여 기준값인 1.5mm 이하를 만족하였다. 레일 굴절각 또는 기준값인 1.5‰rad 이하를 모두 만족하였다. 연결 바닥판을 적용하면 그렇지 않은 경우보다 부등면 레일 연직 처짐이나 레일 굴절각이 모두 크게 저감되었다. 연결 바닥판이 압축인 경우에 그 저감율이 더 컸으며, 인장이 경우에도 적지 않은 수준으로 저감되는 것을 확인하였다. 이러한 결과로부터 연결 바닥판을 적용하면 열차 하중에 따른 궤도 틀림이 줄어들어 열차의 교량 단부 통과시 다소의 승차감 향상 효과가 있을 것으로 기대된다.

3) KTX 열차 주행에 따른 열차-교량 동적 상호작용 해석 수행

연결바닥판이 적용되지 않은 경우(ECC-NA)와 연결바닥판이 압축상태에 있는 경우(ECC-C) 그리고 인장상태에 있는 경우(ECC-T)에 대하여 인터페이스 검토와 동일한 교량에 대하여 KTX열차와의 열차-교량 동적 상호작용 해석을 통하여 고속 열차 통과시 동적 효과를 검토하였다.

본 연구에서 적용한 교량 거더는 고속철도를 위한 교량이 아니기 때문에 고속열차 주행시 동적 응답이 기준을 초과할 수 있다. 본 동적 해석을 통하여 연결 바닥판 적용시 고속선으로 설계되지 않은 교량이 고속선 주행에 적합한지 여부를 확인할 수 있을 것으로 보인다.

가. 고유진동수 결과

표 11.8 교량 고유 진동수 결과값

교량 고유 진동수 (Hz)		1차모드	2차모드	3차모드	4차모드	기준
25m 교량	ECC-NA	3.60	5.28	6.55	7.00	3 이상
	ECC-C	8.19	10.27	12.17	17.77	
	ECC-T	6.14	7.42	9.66	10.07	
30m 교량	ECC-NA	3.23	4.55	4.98	5.75	
	ECC-C	6.96	8.51	9.43	15.07	
	ECC-T	5.08	6.15	7.46	7.90	

교량의 첫 번째 휨고유진동수가 3.0 Hz 이하일 경우에는 고속선이 아니어도 동적 거동을 검토하여야 한다. 연결 바닥판을 적용한 경우에는 고유진동수가 많이 증가하였으며, 인장인 경우보다 압축인 경우에 고유진동수가 더 크게 나타났다. 연결 바닥판이 없는 교량은 3 Hz를 다소 초과하여 KTX 열차에 대한 임계속도가 200 kph 대 초반이 되어 고속 주행에는 적합하지 않았으나, 연결 바닥판 설치로 인하여 임계속도가 300 kph이 되어 고속 주행이 가능할 것으로 판단된다. 더 정확한 동적 거동은 아래의 열차-교량 동적 상호작용 해석 결과로부터 확인할 수 있다.

나. 25m 교량의 열차 상호작용 해석을 통한 동적 해석 결과

교량을 주행하는 열차와의 동적 상호 작용을 고려한 구조 해석을 통하여 교량과 열차의 동적 응답을 검토하였다. 열차 주행속도별 응답은 아래와 같다.

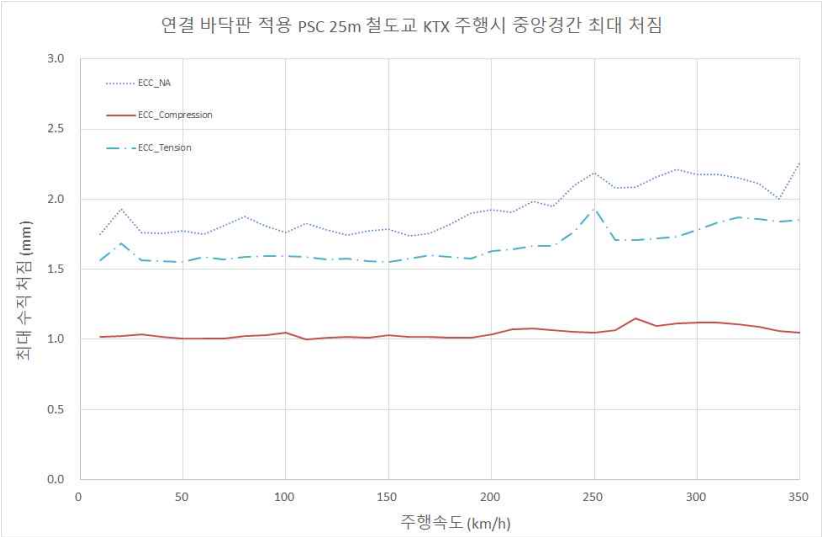


그림 11.9 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 25m 교량 중앙경간 최대 수직 처짐

승차감 기준에 따른 최대 연직처짐은 25m 경간 교량의 고속 주행시에 L/1500=16.7mm 이며, 해석 결과 중앙경간 최대 수직처짐은 승차감 기준을 모두 충분히 만족하는 것으로 확인되었다. 연결 바닥판을 적용함으로서 교량의 강성이 증가하여 전체적으로 처짐 변위가 감소하였으며, 연결 바닥판이 압축인 경우에 연결 바닥판의 고인성 콘크리트 강성이 더 커서 변위 저감 효과가 더 크게 나타났다.

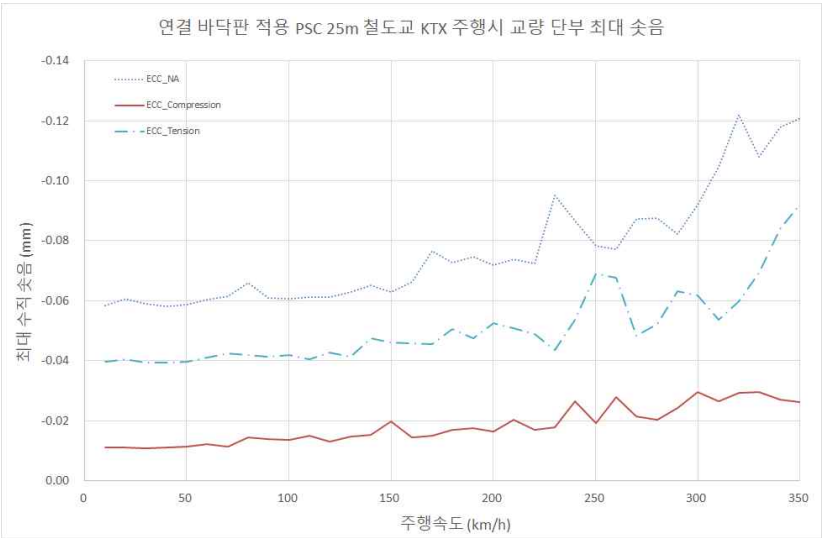


그림 11.10 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 25m 교량 단부 최대 솟음 변위

연결 바닥판이 압축상태에 있는 경우에는 위의 인터페이스 검토에서 보인 바와 같이 레

일면에서의 굴절각이나 수직 처짐이 더 작기 때문에 교량의 수직 솟음이 작게 나타났다. 연결 바닥판이 압축 상태에 있는 경우에 솟음 저감 효과가 두드러지게 컸으면, 인장 상태에 있는 경우라도 솟음 변위가 전체적으로 저감되는 효과를 확인할 수 있다.



그림 11.11 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 25m 교량 중앙경간 최대 가속도

고속열차 통과시 자갈궤도가 부설된 철도 교량의 최대 가속도는 0.35g로 제한된다. 연결 바닥판이 없는 경우에는 280 kph 이상의 속도에서 가속도 기준을 만족하지 못하였으며, 연결 바닥판이 인장상태에 있는 경우에는 350 kph 이상에서 가속도 기준을 만족하지 못하였다. 연결 바닥판이 압축상태에 있는 경우에는 모든 속도 대역에서 가속도 기준을 만족하였다. 따라서 연결 바닥판이 압축상태에 있는 경우에는 고속열차 통과시 교량 가속도의 저감 효과를 크게 기대할 수 있으며, 인장상태에 있는 경우에는 교량 가속도가 저감 효과가 다소 적은 것으로 확인되었다.



그림 11.12 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 25m 교량 단부 최대 가속도

교량 단부에서의 연직가속도 응답도 중앙경간의 연직가속도와 유사한 경향을 나타냈다. 연결 바닥판이 압축상태에 있는 경우에는 고속 주행시 교량 가속도가 저감되어 가속도 기준을 모두 만족하였으나, 인장상태에 있는 경우와 연결 바닥판이 없는 경우에는 고속 영역에서 가속도 기준을 만족하지 못하였다. 연결 바닥판이 인장 상태에 있다 하더라도 교량 단부에서 다소의 가속도 저감 효과가 있는 것으로 확인되었다.

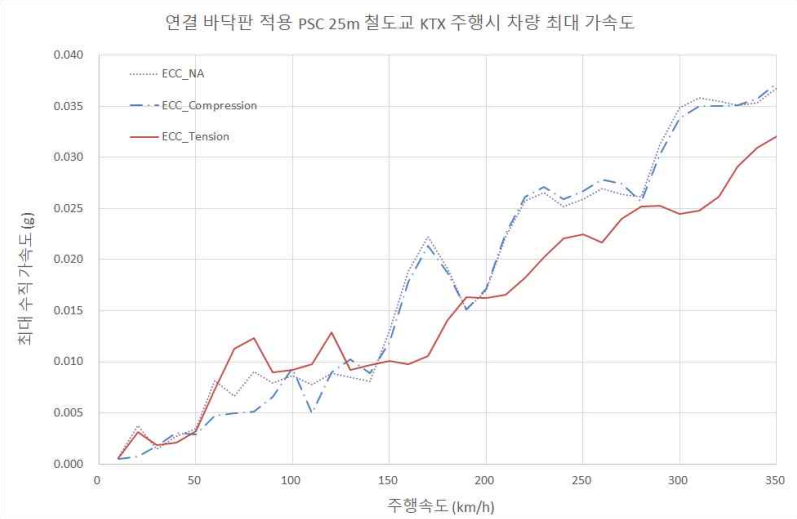


그림 11.13 25m 교량 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 25m 차량 최대 연직 가속도

교량을 통과하는 차량 가속도는 승차감을 나타내는 지표가 되며, 유로코드에 따르면 0.1g(1 m/s^2) 이하이면 승차감이 양호한 것으로 판정한다. 대상 교량은 모든 경우에 대하여 승차감 양호 기준을 모두 만족하였다. 연결 바닥판을 적용함으로써 특별한 승차감 향상은 나타나지 않았다.



그림 11.14 25m 교량 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 윤중감소율

윤중감소율은 일본 철도구조물 등 설계 표준 동해설 변위제한(2006)에서 궤도틀림을 고

려하지 않은 경우 37% 이하이면 주행안전성을 확보한 것으로 판단한다. 모든 경우에 대하여 윤중감소율이 37% 이하를 만족하였다. 연결 바닥판이 압축 상태에 있는 경우에 윤중감소율이 가장 작았으며 열차 속도 증가에 따른 감소율 증가도 가장 적었다. 연결 바닥판이 없으면 250 kph 이후 윤중감소율이 지속적으로 증가하였으며, 연결 바닥판이 인장 상태에 있는 경우에는 320 kph 이상의 속도에서 윤중감소율이 급격히 증가하였다.

다. 30m 교량의 열차 상호작용 해석을 통한 동적 해석 결과

경간장 30m 교량을 주행하는 열차와의 동적 상호작용을 고려한 구조 해석을 통하여 교량과 열차의 동적 응답을 검토하였다. 열차 주행속도별 응답은 아래와 같다.

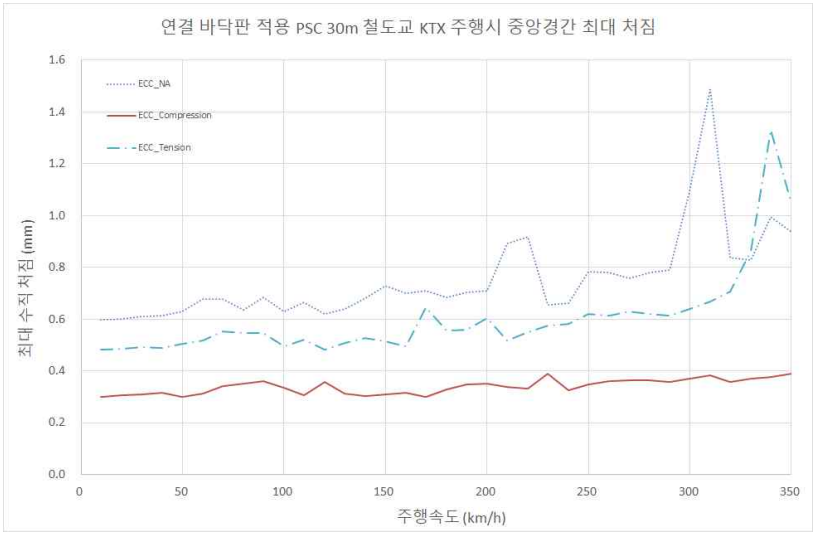


그림 11.15 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 30m 교량 중앙 경간 최대 수직 처짐

승차감 기준에 따른 최대 연직처짐은 30m 경간 교량의 고속 주행시에 L/1600=18.8mm 이며, 해석 결과 수직처짐은 승차감 기준을 모두 충분히 만족하는 것으로 확인되었다. 연결 바닥판이 없는 경우에는 310 KPH의 고속 주행에서 처짐이 증가하는 공진 현상이 발생하였고, 연결 바닥판이 인장 상태에 있는 경우에는 340 KPH에서 발생하였다. 연결 바닥판이 압축 상태에 있는 경우가 가장 처짐이 작았으며, 연결 바닥판이 인장 상태에 있는 경우에도 다소의 처짐 저감 효과가 나타났다.

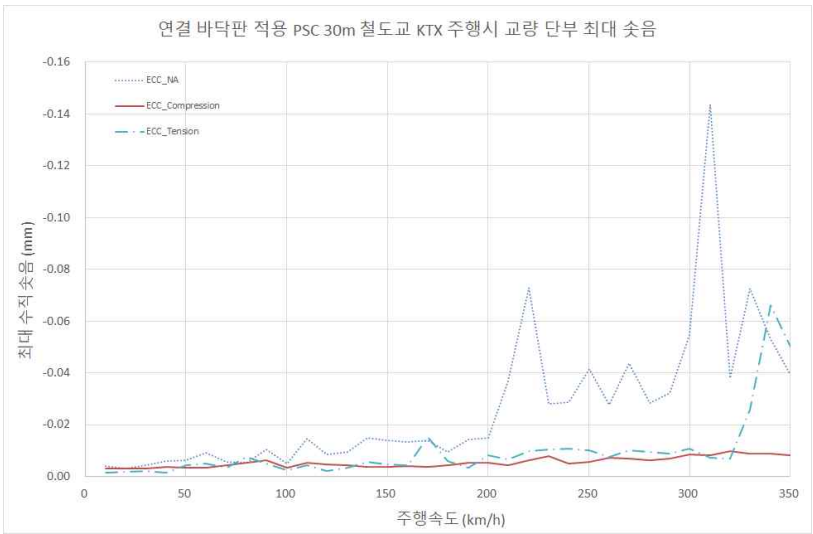


그림 11.16 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 30m 교량 단부 최대 솟음 변위

연결 바닥판이 없는 경우에는 220 KPH 이상의 고속 주행시 솟음 변위가 증가하였으며, 310 KPH에서 크게 증가하는 현상이 나타났다. 연결 바닥판이 인장 상태에 있는 경우에는 340 KPH에서만 공진 현상으로 솟음 변위가 증가하였으며, 연결 바닥판이 압축 상태에 있는 경우에는 솟음 변위가 가장 작고 동적 확대도 나타나지 않는 것으로 확인되었다.

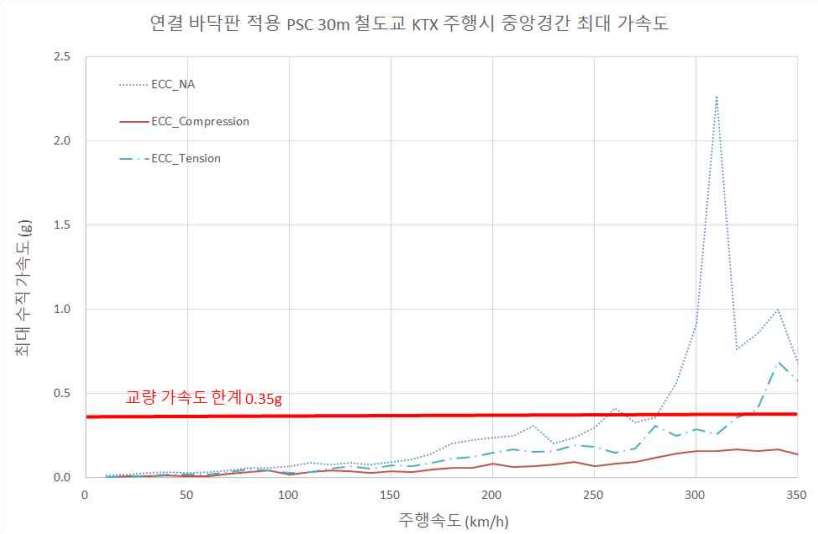


그림 11.17 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 30m 교량 중앙경간 최대 가속도

고속열차 통과시 자갈궤도가 부설된 철도 교량의 최대 가속도는 0.35g로 제한된다. 연결 바닥판이 없는 경우에는 260 kph 이상의 속도에서 가속도 기준을 만족하지 못하였으며, 310 KPH에서는 2.0g를 초과할 정도로 매우 큰 가속도가 발생하였다. 이는 자갈궤도의 비산은 물론 열차의 주행안전성을 심각하게 위협할 수 있는 수준의 매우 큰 가속도이다.

연결 바닥판이 인장상태에 있는 경우에는 330 KPH 이상의 속도에서 가속도 기준을 만족하지 못하였으며, 연결 바닥판이 압축상태에 있는 경우에는 모든 속도 대역에서 가속도 기준을 만족하였다. 따라서 연결 바닥판이 있는 경우에는 고속열차 통과시 교량 가속도의 저감 효과를 크게 기대할 수 있으며, 압축상태에 있는 경우 그 저감효과가 더욱 두드러지는 것으로 확인되었다.

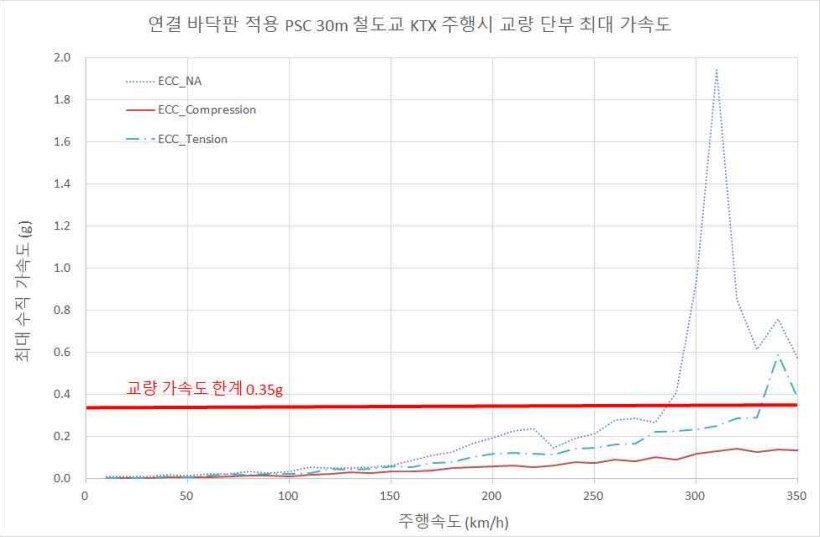


그림 11.18 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 30m 교량 단부 최대 가속도

교량 단부에서의 상향 연직가속도 응답도 하향 연직가속도와 유사한 경향을 나타냈다. 연결 바닥판이 압축상태에 있는 경우에는 가속도가 크게 저감되어 가속도 기준을 모두 만족하였으나, 인장상태에 있는 경우는 340 kph 에서 연결 바닥판이 없는 경우에는 290 kph 이상의 고속 영역에서 가속도 기준을 만족하지 못하였다. 연결 바닥판을 적용하면 교량 단부 가속도를 크게 저감시킬 수 있을 것으로 기대되며 이를 통하여 열차의 주행안전성 및 승차감 뿐만 아니라 자갈 도상의 비산이나 이완에 따른 열화를 크게 저감시킬 수 있을 것으로 기대된다.

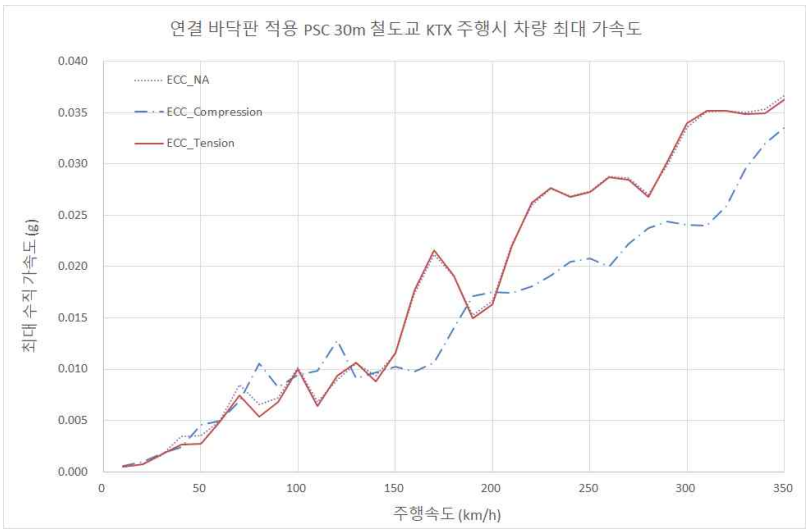


그림 11.19 30m 교량 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 차량 최대 연직 가속도

교량을 통과하는 차량 가속도는 승차감을 나타내는 지표가 되며, 유로코드에 따르면 0.1g(1 m/s^2) 이하이면 승차감이 양호한 것으로 판정한다. 대상 교량은 모든 경우에 대하여 승차감 양호 기준을 모두 만족하였다. 연결 바닥판을 적용함으로써 특별한 승차감 향

상은 나타나지 않았다.

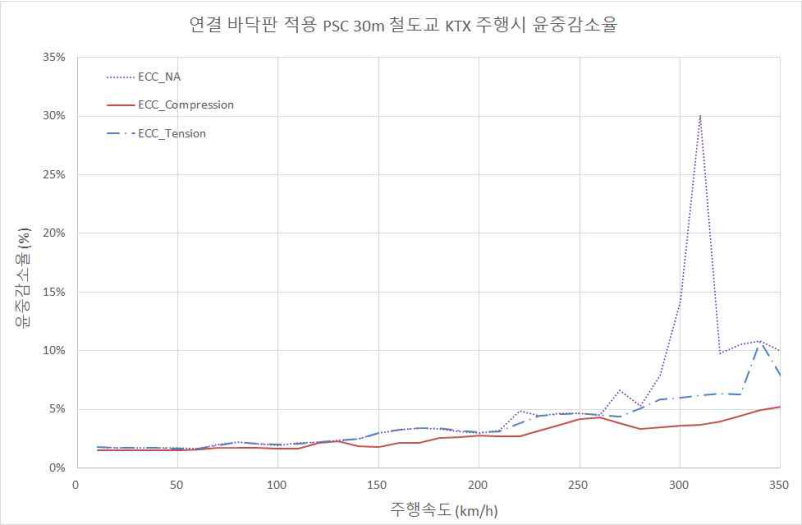


그림 11.20 30m 교량 연결 바닥판 적용시 KTX 주행에 따른 속도별 윤중감소율

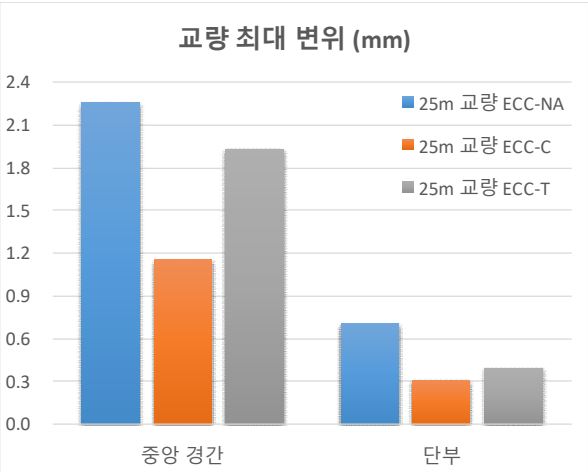
윤중감소율은 일본 철도구조물 등 설계 표준 동해설 변위제한(2006)에서 궤도틀림을 고려하지 않은 경우 37% 이하이면 주행안전성을 확보한 것으로 판단한다. 모든 경우에 대하여 윤중감소율이 37% 이하를 만족하였다. 연결 바닥판이 있는 경우에 윤중감소율이 가장 작았으며 열차 속도 증가에 따른 감소율 증가도 가장 적었다. 연결 바닥판이 없으면 310 kph에서 공진현상으로 윤중감소율이 급격히 증가하였으며, 연결 바닥판이 인장상태에 있는 경우에는 340 kph 의 속도에서 윤중감소율이 다소 증가하였다. 연결 바닥판이 압축 상태에 있는 경우 윤중감소율도 가장 작아 주행안전성에 가장 유리한 것으로 확인되었다.

라. 교량의 열차 상호작용 해석을 통한 동적 해석 결과 결론

- 각각 25m와 30m 단순교 3경간이 연속배치된 단선 철도교에 KTX 열차가 고속으로 주행하는 경우에 대하여 열차-교량 동적 상호작용 해석을 수행하였다.
- 연결 바닥판이 부설된 경우 그렇지 않은 경우보다 교량의 연직 가속도 및 변위가 저감되었으며, 연결 바닥판이 압축상태에 있는 경우 그 효과가 더 크게 나타났다.
- 연결 바닥판을 적용함으로서 윤중감소율이 저감되는 효과를 확인하였으며, 고속 영역에서는 연결 바닥판이 압축상태에 있는 것이 저감효과가 더 큰 것으로 확인되었다.
- 철도 교량을 주행하는 열차 차량의 연직가속도 연결 바닥판에 크게 영향을 받지 않았다.
- KTX 주행속도 10~350 kph 주행시의 교량 변위 및 연직가속도의 최대값을 정리하면 아래 표와 같다.

표 11.9 교량 수직 변위

교량 수직 변위 (mm)		중앙 경간	교량 단부	기준
25m 교량	ECC-NA	2.26	0.70	16.7
	ECC-C	1.15 (49% 저감)	0.30 (57% 저감)	
	ECC-T	1.93 (15% 저감)	0.39 (44% 저감)	
30m 교량	ECC-NA	1.49	0.81	18.8
	ECC-C	0.39 (74% 저감)	0.18 (77% 저감)	
	ECC-T	1.33 (11% 저감)	0.75 (7% 저감)	



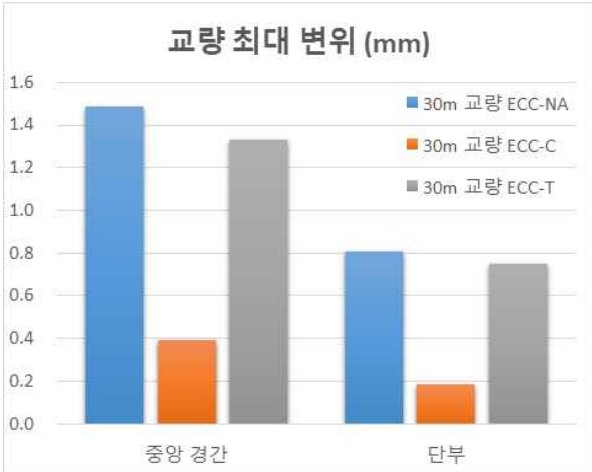
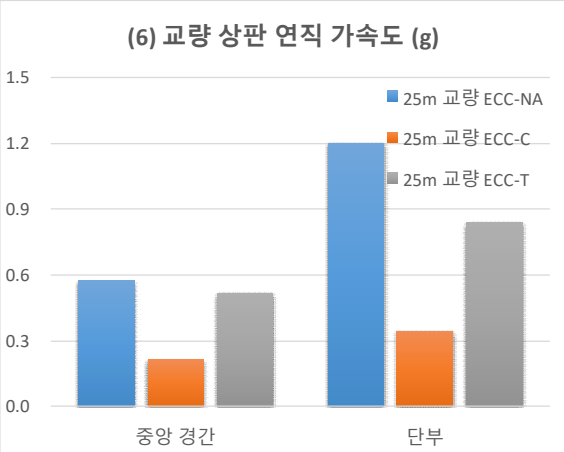
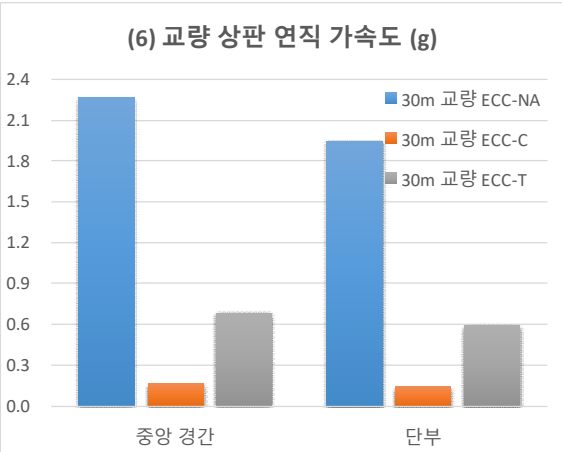


표 11.10 교량 연직 가속도

(6) 교량 상판 연직 가속도 (g)		중앙 경간	교량 단부	기준
25m 교량	ECC-NA	0.57	1.20	0.35
	ECC-C	0.21 (63% 저감)	0.35 (71% 저감)	
	ECC-T	0.52 (10% 저감)	0.84 (30% 저감)	
30m 교량	ECC-NA	2.27	1.94	
	ECC-C	0.17 (93% 저감)	0.14 (93% 저감)	
	ECC-T	0.69 (70% 저감)	0.59 (70% 저감)	





12. 배합 및 재료개발

1) 고인성 콘크리트 연결 바닥판용 배합 실험

가. 실험 개요

1차년도 연구를 통해 철도교량 연결슬래브용 고인성 콘크리트의 기본적인 배합 연구를 완료하였으며, 2차년도 연구를 통해 연결 슬래브용 고인성 콘크리트 배합의 개발과 기본 성능평가를 수행하였고, 3차년도에는 고인성 연결 바닥판의 현장 제작 시험에 사용될 배합을 도출하고 성능 평가를 수행하였다.

나. 재료 및 배합 선정

(1) 연결슬래브용 고인성 콘크리트의 기본 배합 연구 - 1차년도

(가) 사용 재료

○ PVA 섬유

- 시멘트는 A사의 보통포틀랜드 시멘트를 사용함
- 섬유는 친수성을 가진 Polyvinyl alcohol (PVA) 단섬유를 사용하였으며, 매트릭스에 섬유가 혼합되었을 때 균일한 분산이 가능한 재료임
- 섬유의 상세는 표 12.1에 표기함

표 12.1 PVA 섬유의 물성

Material	Density (g/cm^3)	Diameter (mm)	Length (mm)	Tensile strength (MPa)	Elastic Modulus (GPa)
PVA fiber	1.3	0.04	12.1	1,597	37

○ 규사

- 모르타르 배합의 역학적 특성은 배합에 사용되는 잔골재의 특성에 따라 달라짐
- 고인성 배합에 사용하는 비결합재의 입경과 양은 마이크로 역학 이론에 따라 적절히 조절하여야 함
- 잔골재의 입경이 너무 클 경우 매트릭스의 파괴인성이 과다해 져서 균열 분산이 어렵게 되며, 부착강도가 과도하게 높아져서 PVA섬유가 충분한 연성 발휘하기 힘들고, 시멘트 매트릭스 내부에서 섬유 주변의 공극이 많아지게 되어 균질한 재료가 되기 어려움
- 따라서 3%이상의 변형률을 가질 수 있도록 잔골재로 4~7호 규사를 혼합하여 사용하였음

○ 결합재

- 슬래그 및 플라이애시를 결합재로 사용하였으며, 표 12.3과 12.4에 특성을 표기함
- 플라이애시는 섬유와의 부착강도를 적절히 낮추어 주고 유동성을 증진시키는 효과

가 있으며, 고인성콘크리트 배합에서 PVA 분산성과 작업성능을 향상시키기 위해 첨가하였음

표 12.2 일반포틀랜드 시멘트의 특성

Density (g/cm^3)	Specific Surface (cm^2/g)	Setting time (min)		Compressive Strength (MPa)		
		Initial	Final	3 days	7 days	28 days
3.15	3,492	245	375	22.1	30.8	40.1

표 12.3 슬래그의 특성

Density (g/cm^3)	Specific Surface (cm^2/g)	Flow Value (%)	Loss Ignition (%)	Chloride ion Content (%)	Basicity
2.90	4,260	102	0.85	0.002	1.81

표 12.4 플라이애시의 특성

Density (g/cm^3)	Specific Surface (cm^2/g)	Flow Value (%)	Loss Ignition (%)	Moisture Content (%)	SiO2 Content (%)
2.22	3,420	98	3.6	0.2	60.24

(나) 배합 선정

○ 배합 후보군 선정

- 연결슬래브를 위한 고인성콘크리트 배합을 선정하기 위하여 혼화제은 사용한 혼화제(중공형 경량골재LA)에 따라 크게 두종류 나누었으며, 결합재 치환율로 각각 3종류와 2종류로 세분화하였고, 상세는 표 12.5와 같음.

표 12.5 배합후보군의 재료구성

구분	결합재			비결합재			Water	W/B	Fiber	비고
	Cement	slag	FA	Sand	LA	SP				
A1	456	405	152	396	-	4.53	456	45.0	2.00	
A2	456	411	137	442	-	3.65	456	50.0	2.00	
A3	456	332	124	481	-	3.32	456	55.0	2.00	
B1	423	226	423	283	14	1.92	329	30.7	2.07	
B2	412	220	412	275	14	1.92	343	31.6	2.07	

(다) 선정 배합 검토

○ 유동성 실험 결과

• 슬럼프 플로 시험결과를 표 12.6 에 나타내었음

표 12.6 Slump flow 실험 결과

	Slump flow (mm)				
	A1	A2	A3	B1	B2
Diameter	380	530	630	580	610

• 실험결과 슬럼프 플로는 A series의 경우, 380 mm-630 mm 범위로 측정되었으며, A3의 배합에서만 목표 슬럼프 플로인 $600 \pm 50 mm$의 범위를 만족하는 것으로 측정됨
• 반면에 B series는 모두 550 mm 이상의 슬럼프 플로가 측정되었음
• 따라서 B series가 재료의 유동성 및 작업성능을 고려할 때, 현장에 적합한 배합으로 판단됨

○ 압축강도 실험 결과 및 1차 배합 선정

• 양생을 진행시킨 시편에서 재령 14일, 재령 28일에 압축 강도 실험을 수행하였고, 그 결과를 그림 12.1 에 나타내었음

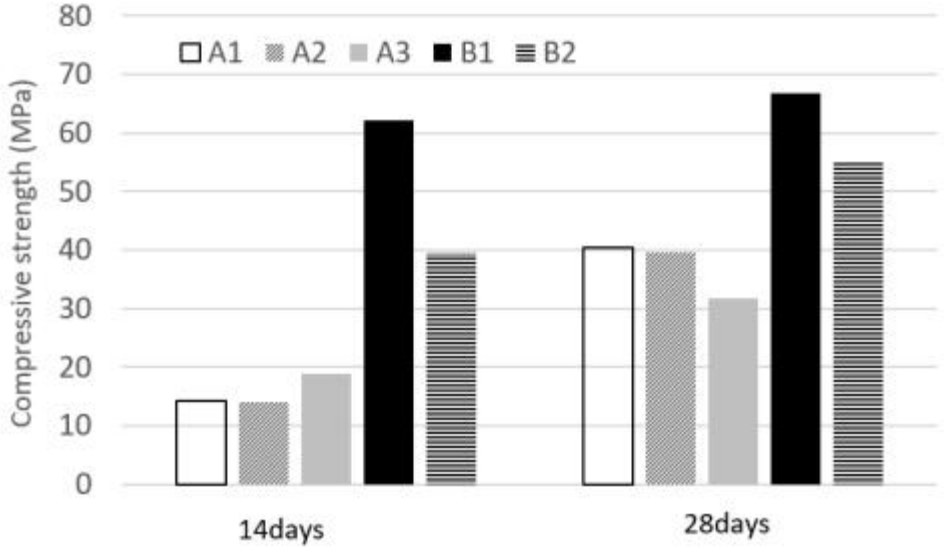


그림 12.1 ECC 압축강도 실험 결과

- A series의 경우, 14일 강도이후 28일의 강도는 급격히 증가하는 경향을 보이며, 28일 강도결과는 제작에 사용된 물-시멘트 비에 따라 경향성을 보임
- B series의 경우는 A series보다 강도가 높았으며 14일과 28일의 강도차이는 상대적으로 적게 나타남
- 재령 28일 기준으로 목표강도인 35MPa를 만족시키는 배합은 A3를 제외한 모든 시험체에서 관찰되었음
- 한편, 유동성 실험 결과로부터 목표 슬럼프 플로인 600mm 이상을 만족하는 시편은 A3, B1, B2 이며, 압축강도와 슬럼프 플로의 성능을 동시에 만족시키는 배합은 B1과 B2로 나타났음

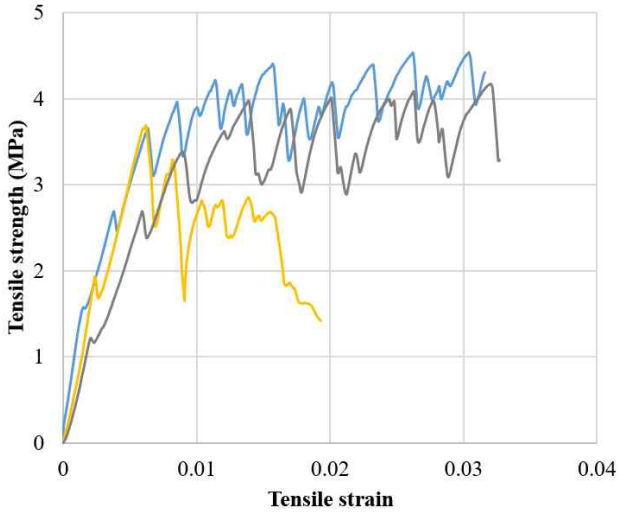
○ 인장강도 실험 결과

- 수중양생을 진행한 B2 시편은 재령 14일 및 28일에 직접인장실험을 수행하였으며, 그림 12.2와 12.3에 각각 시편의 파괴형상 및 직접인장강도 실험 결과를 나타내었음

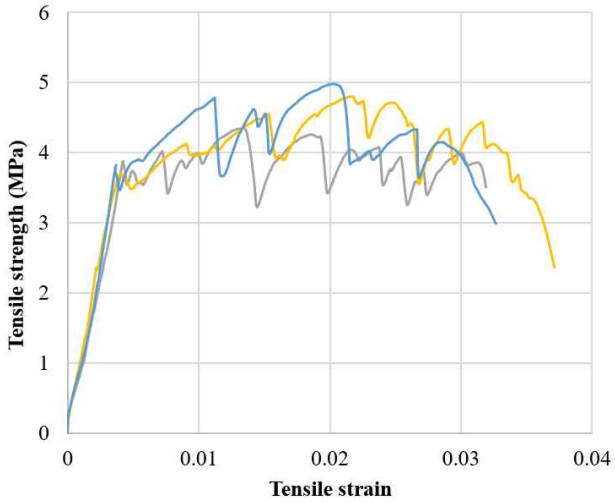


(a) 14 days curing specimens (b) 28 day curing specimens

그림 12.2 인장강도 실험 결과 사진



(a) 14 days curing specimens



(b) 28 day curing specimens

그림 12.3 인장강도 실험 결과 그래프

- 인장시편의 중심부 주위에 1차 균열이 발생되었으며, 실험 중 균열이 분산되어 그림 12.2 와 같이 최종 파괴되었음
- 재령 14일 시편에 비해 28일 시편에서 더 적은 수의 균열이 관찰되었음
- 재령 28일 기준으로, 모든 B2 시편은 3% 이상의 변형률을 보였으며 상세한 결과는 표 12.7에 정리하였음

표 12.7 인장 강도 실험 결과

Specification		Maximum tensile strength (MPa)	Initial crack stress (MPa)	Maximum strain (%)
Specimen age	Specimen No.			
14days	1	4.52	1.53	3.07
	2	4.11	1.93	3.27
	3	3.68	1.20	1.93
	Average	4.10	1.55	2.76
28days	1	4.99	2.14	3.26
	2	4.37	2.50	3.19
	3	4.81	2.36	3.71
	Average	4.72	2.33	3.39

- 재령이 증가함에 따라 강도 및 초기 균열 응력은 증가하였지만 최대 변형률은, 경향성에서 크게 벗어난 14일차 3번 시편을 제외하고는 비슷한 수치가 관찰되었음

(2) 연결 슬래브용 고인성 콘크리트 배합의 개발 - 2차년도

고인성 콘크리트는 일반적인 콘크리트에 비해 높은 시멘트 수화물의 비율과 굵은 골재에 의한 내부구속효과가 없기 때문에 수축이 크게 나타날 것으로 예상된다. 1차년도의 연구에서 고인성 콘크리트의 구속이 수축에 미치는 영향을 관찰하였고, 연결바닥판에서의

연신률을 고려하여 배합을 선정하였으며, 본 2차년도의 연구에서는 수축을 완화시키고 연신률을 증가시켜 1차년도 연구에서 선정된 배합을 보완하였다.

(가) 사용 재료

○ 수축저감제

- 사용한 결합재와 비결합재의 재료적인 특성은 1차년도에서 사용하였던 재료와 동일하며, 수축에 의하여 발생할 수 있는 성능 감소를 줄이기 위해 수축저감제를 사용하여 표 12.8과 같이 배합을 새로 조정함

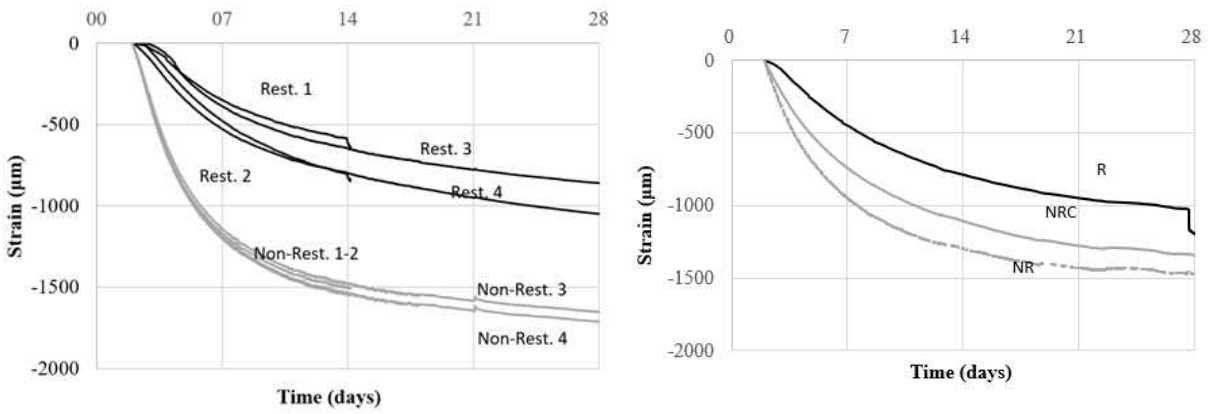
표 12.8 ECC 배합표

Specification	Binder (kg/m³)			Non-binder (kg/m³)				Water (kg/m³)	W/B	Fiber (%)
	Cement	slag	FA	Sand	LA	SP	SRA (수축저감제)			
B2-1	412	220	412	275	14	1.92	0.4	343	31.6	2.07

(나) 선정된 배합의 성능 검토

○ 건조수축 분석

- 구속여부와 측면의 개방형태에 따라서 각 시편의 건조수축 변화를 측정하였고, 그 결과를 그림 12.4 에 나타내었음
-



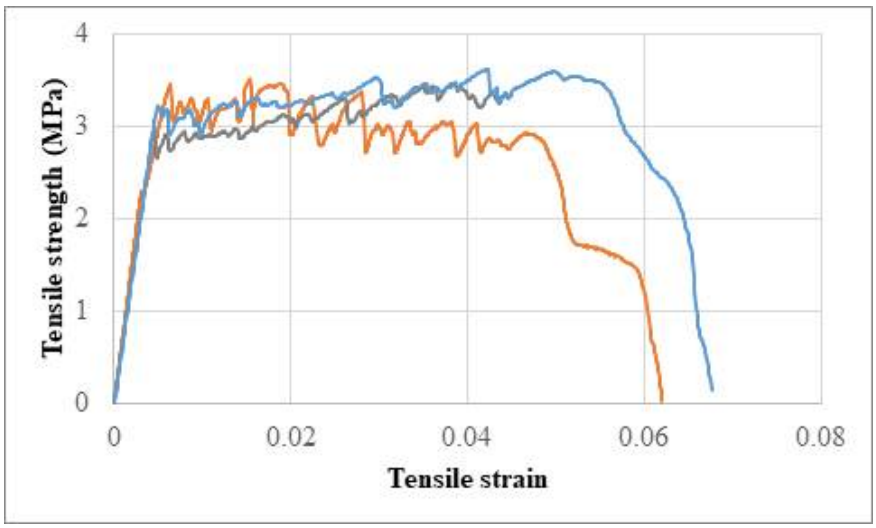
(a) 1차년도 건조수축 측정 실험 결과 (b) 2차년도 건조수축 측정 실험 결과

그림 12.4 양생일 경과에 따른 수축 변화

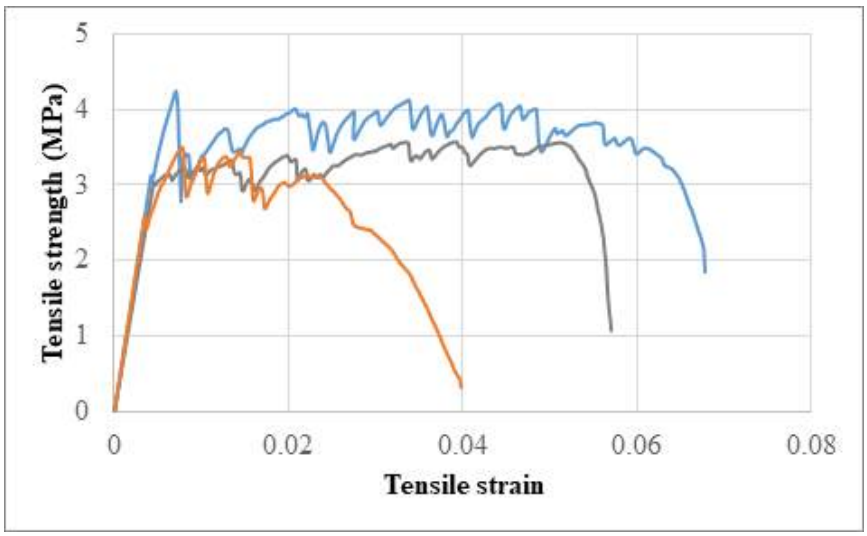
- 2차년도의 경우, 수축저감제의 영향으로 전체적으로 자유수축량이 감소한 것으로 나타남.
- 구소되지 않은 (NR) 시편에서는 28일 기준으로 1700 με 정도의 변형량이 발생하였던 1차년도와는 달리 수축저감제가 첨가된 2차년도의 시편에서는 1460 με 정도로 약 240 με의 수축에 의한 변형이 감소되었음,
- 구속된 시편은 수축저감제의 영향을 거의 받지 않았음

○ 인장강도 분석

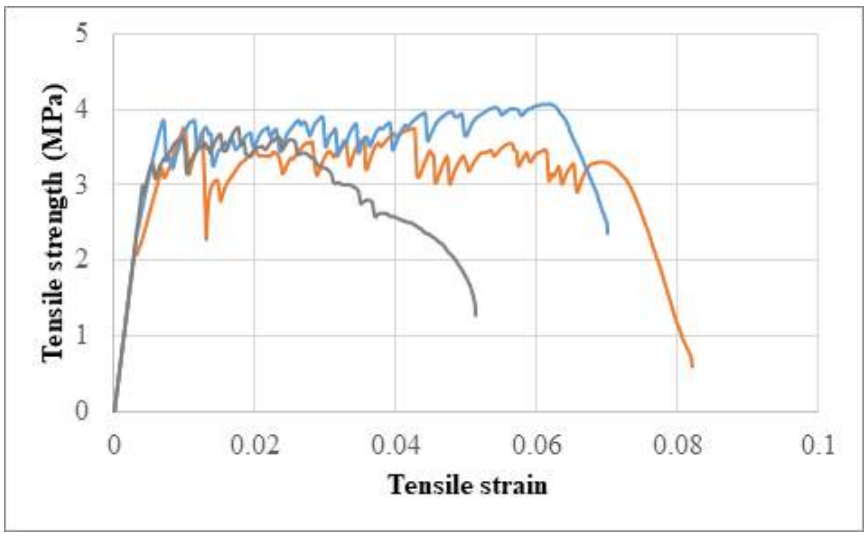
- 구속유무에 따른 ECC의 인장거동을 평가하기 위해 재령 28일에 직접인장실험을 수행함
- 작업자와 주변환경에 의한 오차를 최소화하기 위하여 배합회차별로 그룹을 나누었고, 구속 조건에 따라서 인장실험을 수행하였음
- 각 시편의 1축인장 응력-변형률 관계는 그림 12.5 - 12.7 과 같음



(a) Group A

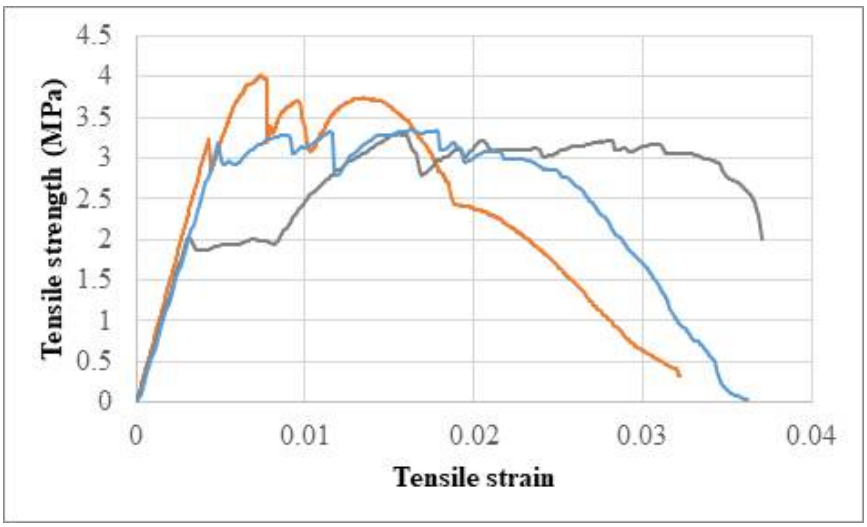


(b) Group B

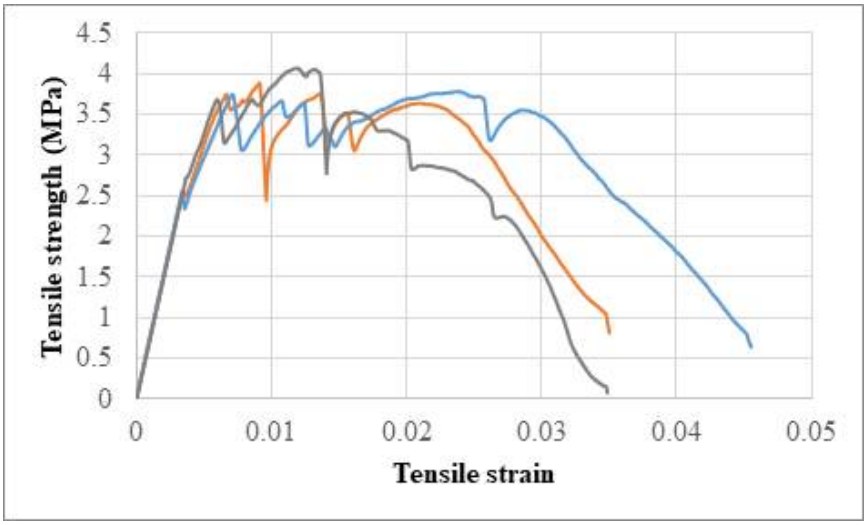


(c) Group C

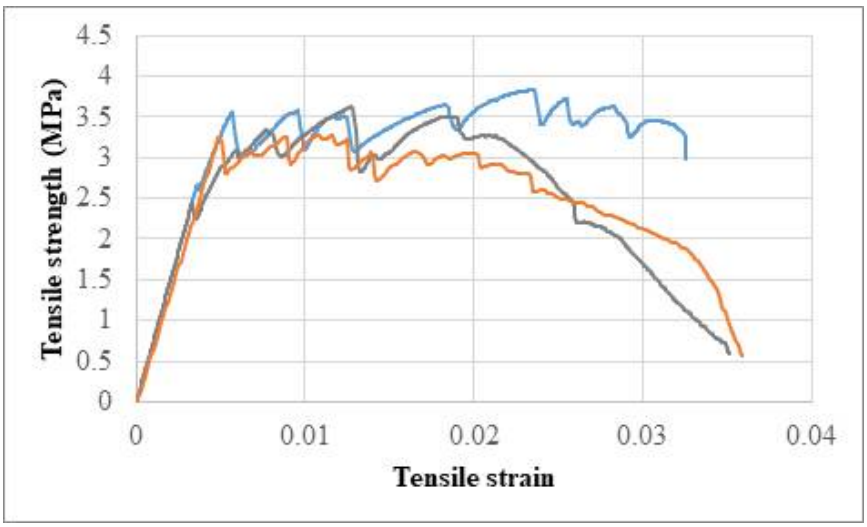
그림 12.5 NR 시편의 stress-strain curve



(a) Group A

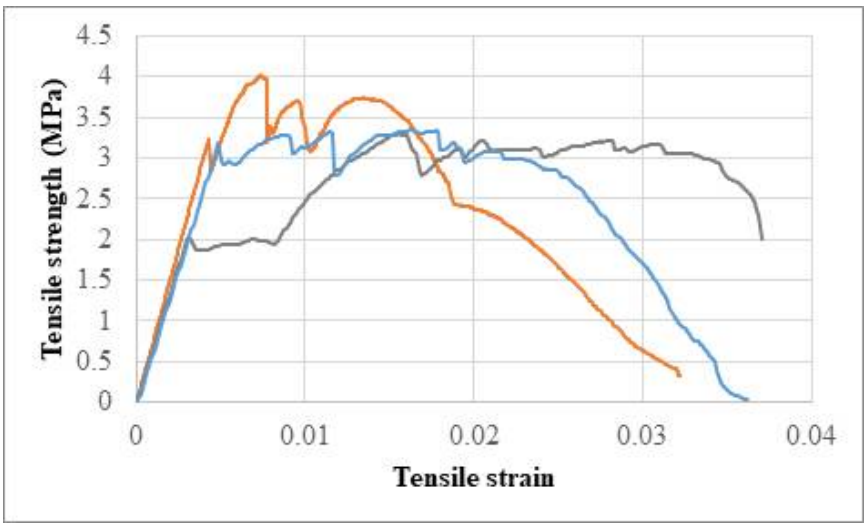


(b) Group B

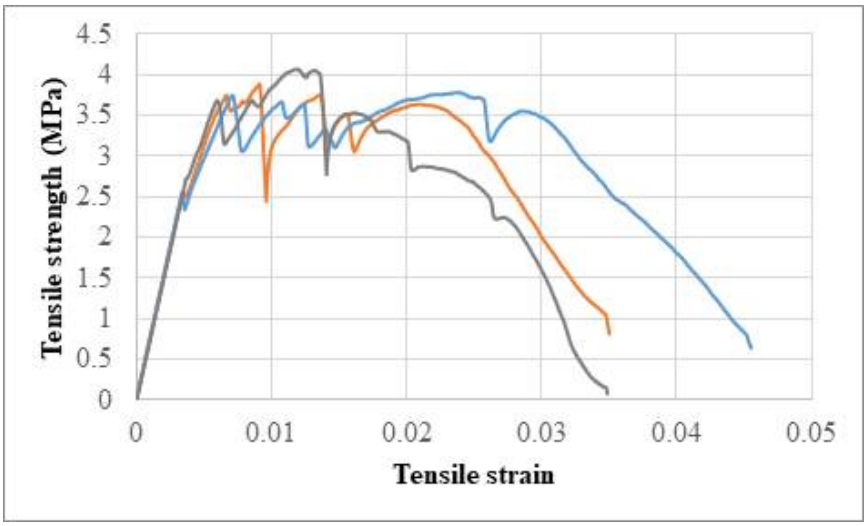


(c) Group C

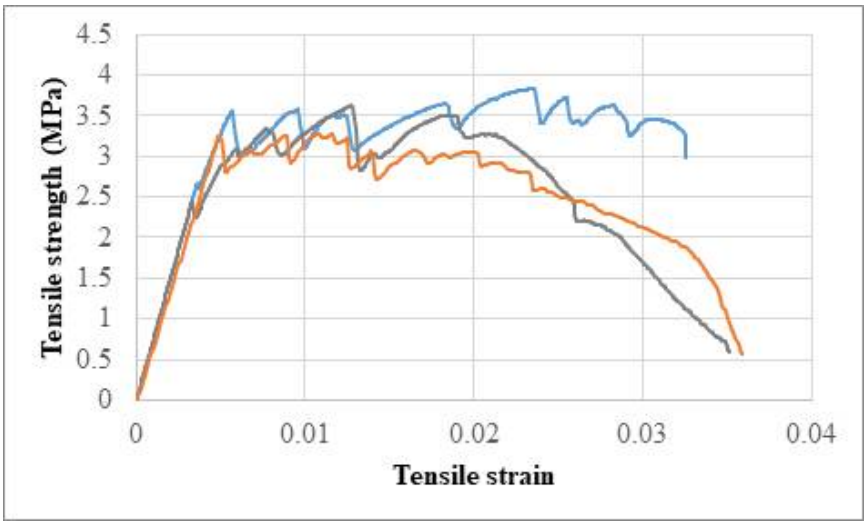
그림 12.6 NRC 시편의 stress-strain curve



(a) Group A



(b) Group B



(c) Group C

표 12.7 R 시편의 stress-strain curve

- 초기 균열 발생 응력과 최대 인장 응력에 대해 각 그룹별 평균과 전체 평균을 산출하여 표 12.9 에 나타내었음

표 12.9 초기 균열 응력 및 최대 인장 응력

Classification	NR (비구속)		NRC(비구속, , 옆면 밀봉)		R(구속)	
	Initial Crack stress (MPa)	Maximum tensile stress (MPa)	Initial Crack stress (MPa)	Maximum tensile stress (MPa)	Initial Crack stress (MPa)	Maximum tensile stress (MPa)
Group A	2.73	3.51	2.89	3.93	2.87	3.88
Group B	2.57	3.56	2.58	3.73	2.69	3.87
Group C	2.56	3.86	2.67	3.59	2.81	3.57
Average	2.62	3.64	2.71	3.56	2.79	3.78

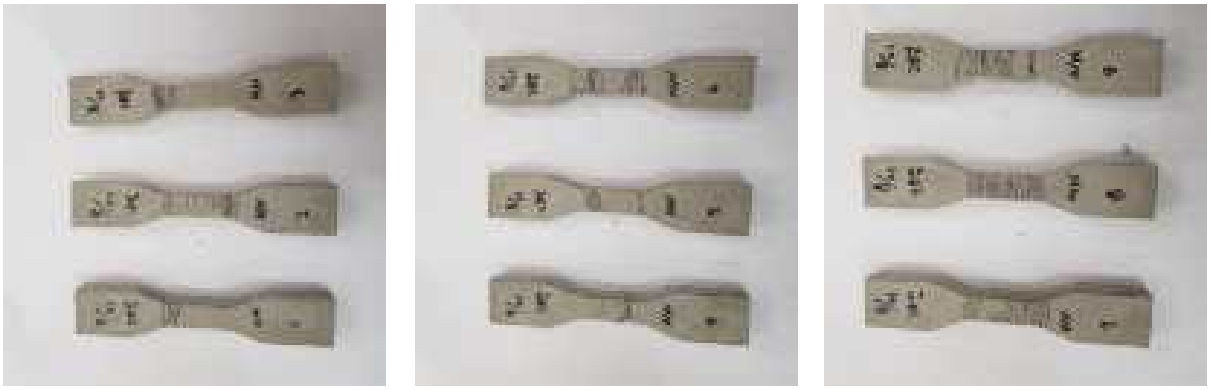
- 재령 28일 시편에서 초기균열발생 응력은 구속시편이 가장 크게 나타났고, 비구속시편이 가장 작게 나타났다 (NR < NRC < R).
- A그룹의 경우 비구속 시편의 응력이 크게 나나났으나, A 그룹은 다른 그룹에 비해 비교적 분산이 큰 것을 감안하면, 작업자의 숙련도, 그룹 간 다짐도의 차이로 인해 발생한 것으로 판단됨
- 최대 인장 응력은 구속시편이 가장 크게 발생하였고, 비구속 시편이 상대적으로 작게 나타났다.
- 옆면의 공기노출을 막은 NRC 시편은 전체면이 노출된 NR시편에 비하여 최대 인장응력이 낮게 나타났다. 이는 양생환경의 차이에 의해 발생하는 수화도의 차이에 의하여 시편 옆면의 강도와 섬유의 부착특성이 달라진 것 때문으로 추정된다.
- 각 시편의 최대변형률은 표 12.10 과 같으며, 각 그룹의 평균값과 전체 평균값을 기입하였음

표 12.10 최대 변형률

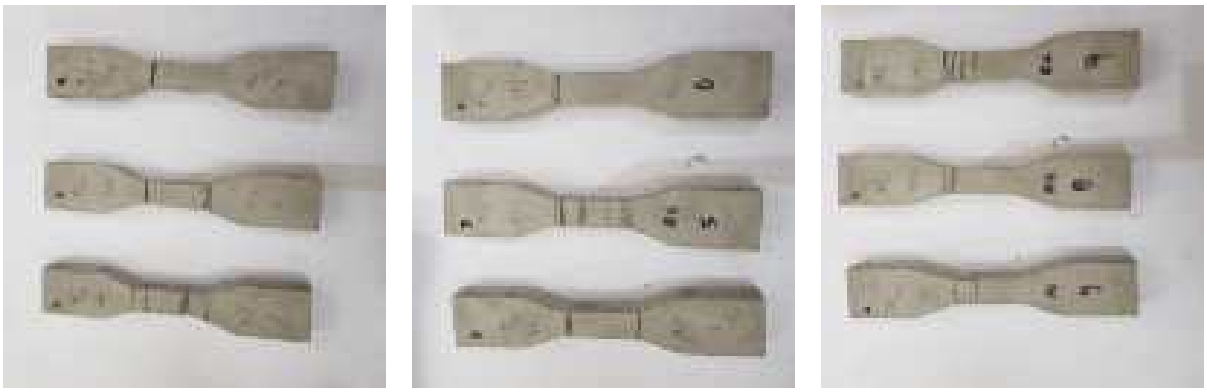
Classification	NR	NRC	R
	Maximum strain	Maximum strain	Maximum strain
Group A	5.57%	4.20%	3.45%
Group B	5.23%	3.95%	3.87%
Group C	6.27%	3.75%	3.44%
Average	5.57%	3.97%	3.59%

- 경화거동이 나타난 NR 시편이 가장 우수한 연신률을 나타내었다. 반면, NRC 시편과 R시편에서는 상대적으로 작은 연신률이 나타났지만, 1차년도의 연신률(3.2% 내외)을 상회하는 결과를 나타내었음
- 균열의 개수는 NR<NRC<R 순으로 나타났으며, 균열의 개수와 최대변형률은 상관관

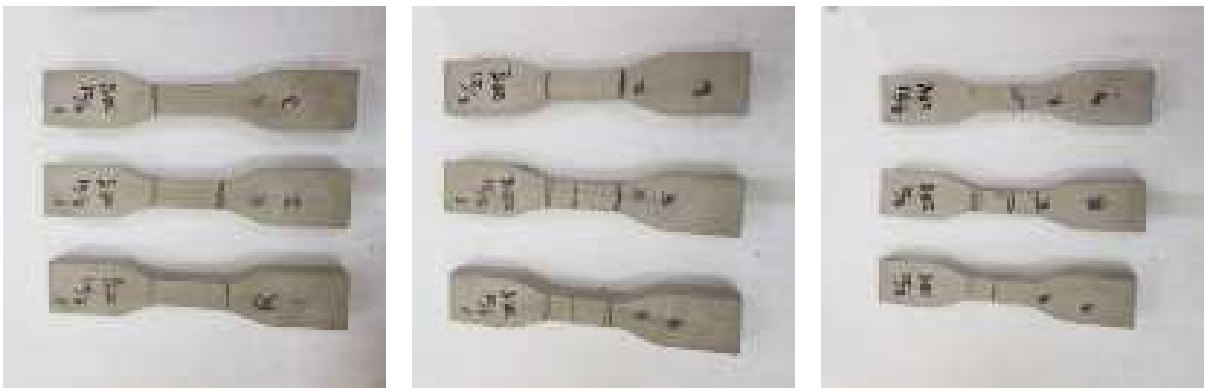
계를 가지는 것으로 나타났고, 그림 12.8 에 각 시편의 균열을 나타내었음



(a) NR- Group A　(a) NR- Group B　(a) NR- Group C



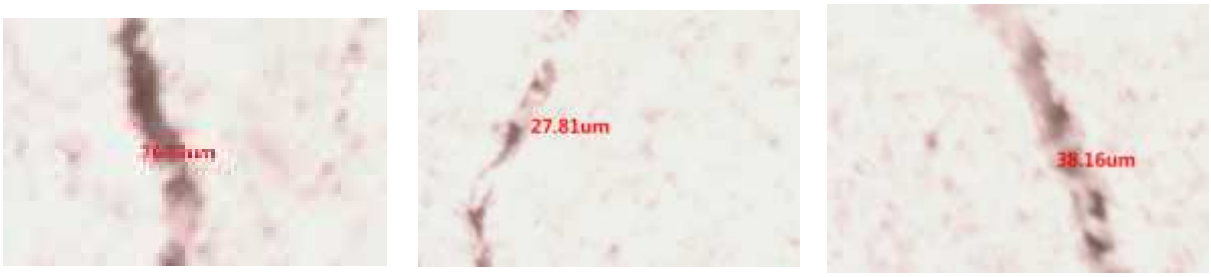
(b) NRC - Group B　(b) NRC - Group B　(b) NRC - Group B



(c) R - Group A　(c) R - Group B　(c) R - Group C

그림 12.8 ECC 시편의 균열

- 인장실험 중 경화구간에서는 그림 12.9 와 같이 40μm 이하의 미세균열이 불특정한 간격으로 다수 발생하였음
- 이 후 PVA 섬유의 파단과 동시에 파괴에 도달하였고, 최초 발생 균열이 아닌 후속 균열에서 파단이 발생함



(a) - NR Group B　　(c) NRC - Group B　　(c) R - Group B

그림 12.9 균열폭 사진

다. 현장 실험 결과

(1) 현장 배합 도출 및 성능평가 - 3차년도

(가) 사용 재료

- 현장에서의 성능향상을 위해 섬유비를 기존 2.0% -> 2.5%로 증가시켰고, 실내외 실험을 수행하였다.

(2) 실내실험 결과

○ 섬유혼입 2.0% 인장실험 결과

- 고인성 콘크리트의 평균초기균열강도는 1.17MPa, 평균인장강도는 3.06MPa.
- 최대변형률은 평균 3.45% 로 측정됨.

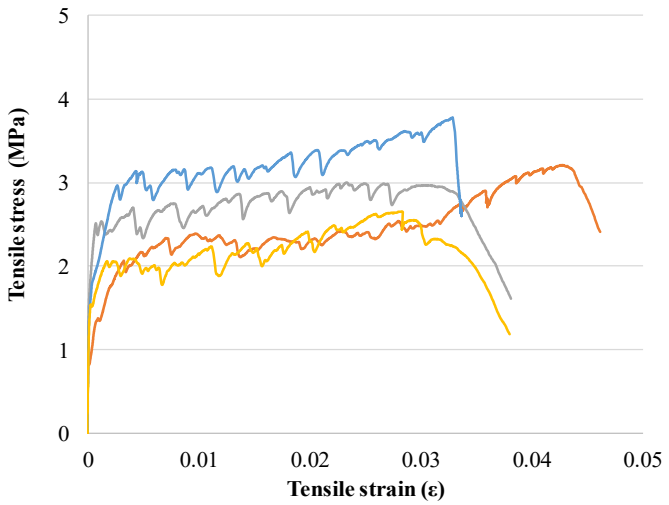


그림 12.10 섬유혼입 2.0% 배합의 실내실험 인장결과

○ 섬유혼입 2.5% 인장실험 결과

- 고인성 콘크리트의 평균초기균열 강도는 2.73MPa, 평균인장강도는 4.64MPa.
- 초기탄성계수는 평균 15GPa 이며, 최대변형률은 평균 4.6% 로 측정됨.
- 2.5% 섬유혼입 시편의 강도와 연성이 각각 51%와 33% 높게 나타났음.

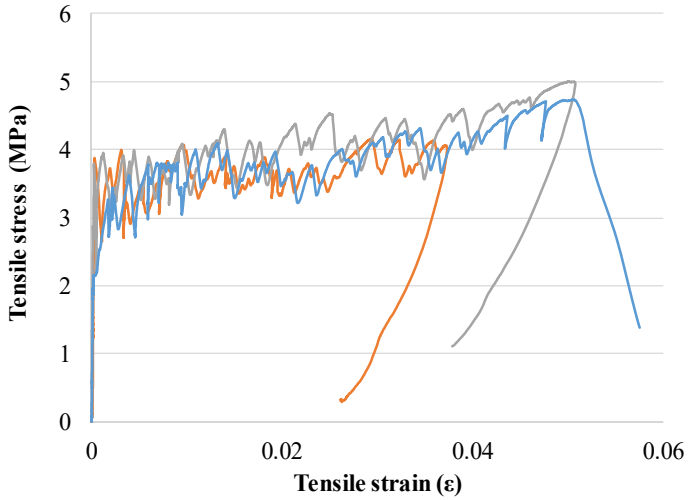
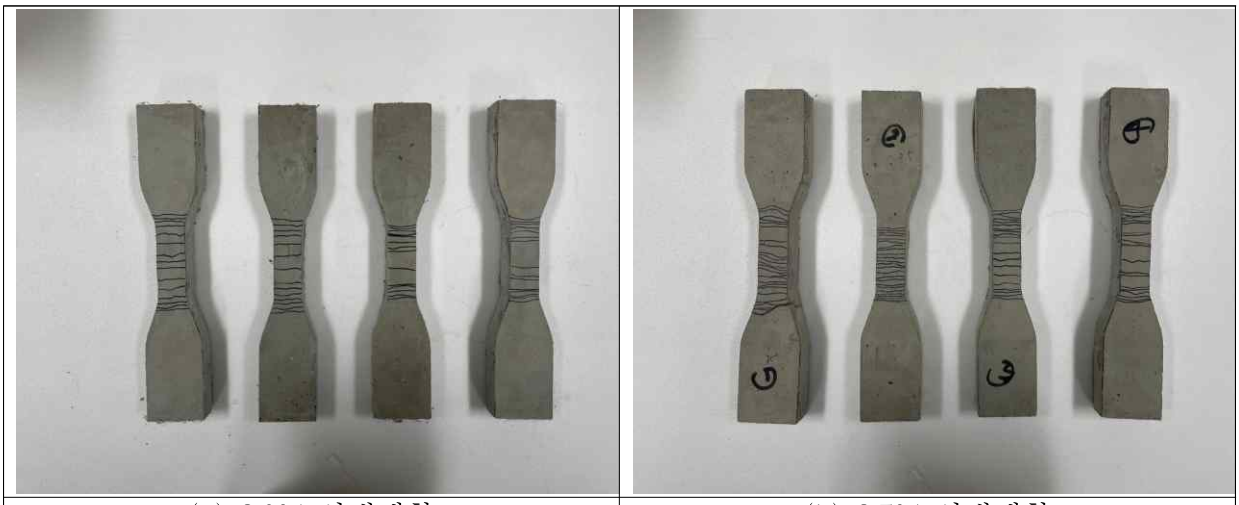


그림 12.11 섬유혼입 2.5% 배합의 실내실험 인장결과

○ 균열 분포 결과

- 실내 배합 실험용 시편의 균열 분포는 다음과 같음
- 섬유 2.0% 혼입률 시편과 2.5% 혼입률 시편의 평균 균열 개수는 각각 14.3개와 22.0개로 관찰됨.
- 섬유 혼입량이 많은 시편이 균열 분산 성능도 높게 관찰되었음.



(a) 2.0% 실내배합 | (b) 2.5% 실내배합

그림 12.12 실내배합 실험의 인장시편 균열 형상

(3) 1차 현장 배합시험 결과

○ 배합 방법

- 시험체의 고인성 콘크리트 타설 부피가 약 490L이기 때문에 작업의 효율성을 위하여 아래 사진과 같은 대용량의 강제식팬믹서를 사용하였음.
- 분체재료에 대한 건비빔을 우선 실시하고, 이후 배합수를 투입하여 모르타르에 대한 비빔을 완료하였음. 이후 섬유를 투입하여 고인성 콘크리트 배합을 완료하였음.
- 배합완료후 부재 타설과정에서 압축 및 인장 강도측정용 공시체를 제작하였고, 부재 옆에서 동일한 조건으로 양생하였음.



그림 12.13 현장배합 시험용 강제식팬믹서

- 타설이 완료된 부재는 비닐을 덮어 양생하였으며, 28일이 지난 후에 부재실험을 수행하였음.



그림 12.14 양생중인 현장 시험체

○ 현장 배합시험 압축실험 결과

- 현장에서 제작된 공시체를 이용하여 아래 그림과 같이 압축시험을 수행.
- 공시체 양옆에 스트레인게이지를 부착하여 축방향 평균 변형률을 측정.



그림 12.15 압축강도 및 탄성계수 측정

- 측정된 고인성 콘크리트의 평균 압축강도는 43MPa 이였음.
- KS F 2438에 따라 계산된 할선탄성계수는 17GPa 이였음.
- 압축 응력-변형률 관계는 다음과 같음.

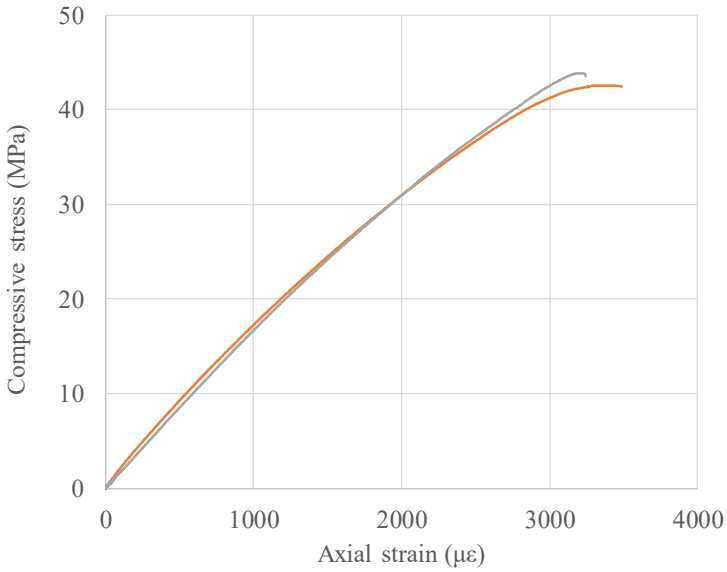


그림 12.16 1차 현장실험 압축시편의 실험결과

○ 일축인장실험 결과

- 현장에서 제작된 공시체를 이용해 아래 그림과 같이 인장강도실험을 수행.



그림 12.17 1축 인장실험

- 현장에서 제작된 인장시편을 이용하여 측정된 응력-변형률 관계는 다음과 같음.

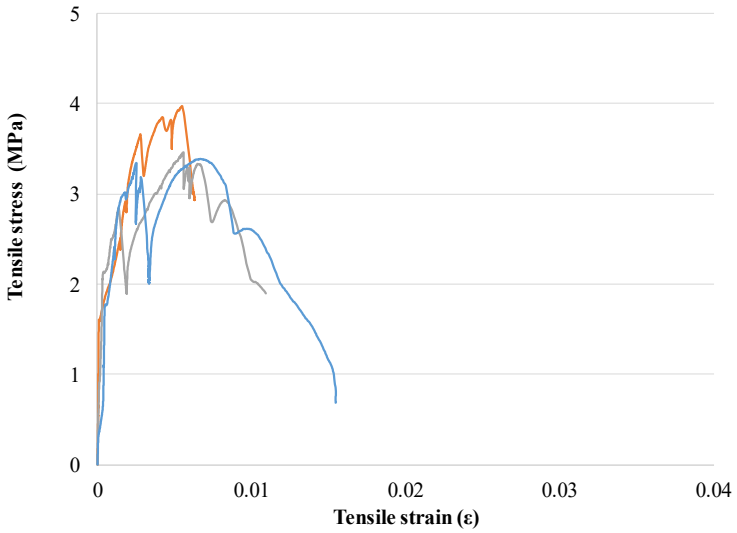


그림 12.18 1차 현장배합의 인장시험 결과

- 평균 인장강도는 3.57MPa이고, 평균 최대인장변형률은 0.69%임.
- 현장배합 및 실내배합 결과에 차이가 나타났으며, 이는 현장에서 재료의 혼합이 적절히 이루어지지 않은 것으로 판단됨.
- 인장시편의 파단면을 관찰한 결과 시편내의 섬유 뭉침이 발견되었음.
- 이후 시행된 2차 시험체 제작용 배합에서는 강제식 팬믹서기를 사용하여 기본 섞음을 수행하고, 이후 섬유의 뭉침을 제거하여 배합의 균일도를 높이기 위하여 핸드 믹서를 추가로 사용하였음.

(4) 2차 현장 배합시험 결과

○ 배합 방법

- 시험체의 고인성콘크리트 타설 부피가 약 490L이기 때문에 작업의 효율성을 위하여 아래 사진과 같은 강제식팬믹서를 기본으로 사용하였고, 배합의 균질성을 향상시키기 위하여 핸드믹서를 추가로 사용하였음.
- 분체재료에 대한 건비빔을 우선 실시하고, 이후 배합수를 투입하여 모르타르에 대한 비빔을 완료하였음. 이후 섬유를 투입하여 고인성 콘크리트 배합을 수행함.



(a) 강제식 팬믹서기 (b) 핸드믹서기

그림 12.19 2차 현장 실험의 배합에 사용된 믹서기

○ 압축시험 결과

- 고인성 콘크리트의 평균 압축강도는 40MPa로 측정됨.
- 초기탄성계수는 평균 24GPa 이며, 할선탄성계수는 평균 17.3GPa로 산정됨.
- 현장에서 제작된 공시체를 이용해 측정된 응력-변형률 관계는 다음과 같음.

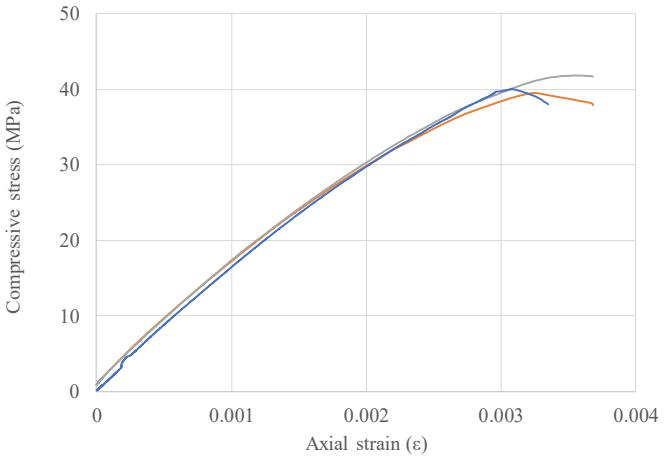


그림 12.20 2차 현장배합 압축시편의 실험결과

○ 일축인장실험 결과

- 현장에서 제작된 인장시편을 이용하여 측정된 응력-변형률 관계는 다음과 같음.
- 평균 인장강도는 3.1MPa이고, 평균 최대인장변형률은 1.3%임.
- 현장배합 및 실내배합 결과에 다소 차이가 나타났으며, 이는 실험실 배합에 비교하여 현장 재료 배합의 균일도가 낮기 때문으로 판단됨.
- 향후 현장 실험의 경우 배합의 균일도와 타설의 일체성을 높이기 위한 방안을 강구해야 할 것으로 판단됨.

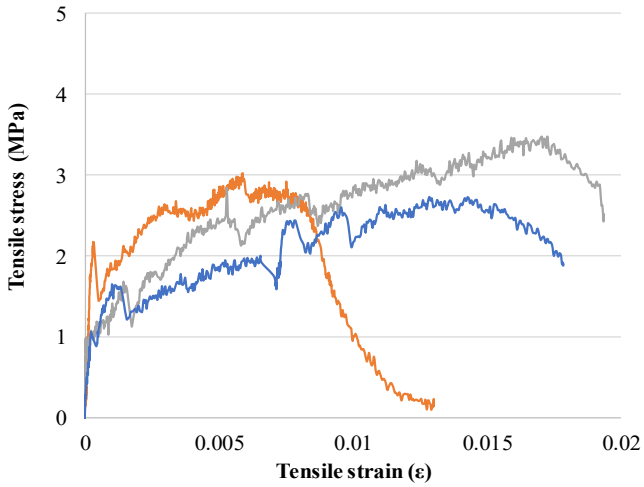


그림 12.21 2차 현장배합 인장시편의 실험 결과

○ 균열 분포 결과

- 현장 배합 실험용 시편의 균열 분포는 다음과 같음
- 1차와 2차 현장배합 시편의 평균 균열 개수는 각각 4개와 6개임. 육안관찰이 가능한 균열 개수만 포함된 결과임.
- 앞서 언급한 바와 같이 현장 배합-타설 과정에서 배합의 균일도가 낮아지는 것으로 판단됨.



1차 현장 배합 (2.0%)



2차 현장 배합 (2.5%)

그림 12.22 현장배합 인장시편의 균열 형상

2) 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 제작

가. 시험체 제작 상세

시험체 제작의 상세 절차는 다음과 같다

(1) 강재 거더 제작 및 설치

- 강재 거더는 강구조물 공장에서 제작하였음
- 거더는 시험이 수행될 철도기술연구원의 구조실험동 반력상에 고정하였음



그림 12.23 강재 거더의 제작 및 설치



그림 12.24 거푸집 및 철근 조립

(2) 1차 시험체 제작

- 거푸집 및 철근 조립: 강재 거더에 콘크리트 타설을 위한 거푸집을 설치하고 철근을 조립하였음
- 단부 콘크리트 타설: 실제 시공 상황을 고려하여, 기존 바닥판 구조물에 해당하는 단부 콘크리트를 먼저 타설하였음.
- 연결 슬래브 타설: 중앙부에 연결 슬래브용 고인성 콘크리트를 타설함.
- 거푸집 제거: 연결슬래브의 강도가 발현된 이후에 거푸집을 제거함

(3) 부재 실험 수행

- 연결 슬래브용 고인성 콘크리트를 타설한 후 28일이 지난 후 부재 시험을 진행함.



그림 12.25 단부 콘크리트 타설



그림 12.26 고인성 콘크리트 타설 후 제작이 완료된 모습

(5) 2차 시험체 제작

- 하부 강재 거더의 재사용을 위하여 고인성 콘크리트를 제거함
- 2차 시험체 제작용 거푸집과 철근을 조립함
- 2차 시험체 연결 슬래브 고인성 콘크리트 타설
- 강도 발현 후 거푸집 제거

(6) 2차 부재 시험 수행

- 고인성 콘크리트 타설 28일 경과 후 2차 부재 시험 수행



그림 12.27 2차 시험부재 철근 조립



그림 12.28 2차 시험용 고인성 콘크리트 타설

나. 실험 결과

(1) 현장 타설 부재 실험

○ 실험 절차는 다음과 같다

- 압축응력 상태에서의 휨하중 가력 실험을 수행함
- 인장응력 상태에서의 휨하중 가력 실험을 수행함.
- 인장 하중을 단조증가하여 부재에 대한 인장강도 실험을 수행함.

(2) 실험 결과

○ 구체적인 실험 과정과 계측결과 및 분석은 본 보고서의 4장에 수록됨.

○ 실험 완료 후 균열 형상

- 거더에 대한 일축 인장하중이 가해진 이후 시험체의 중앙 상부의 균열 형상은 다음과 같다
- 중앙 상부는 인장 시험 이전에 휨하중 가력 실험과정에서 휨인장응력이 가해진 상태이지만, 휨하중 가력과정에서 육안관찰 가능한 균열은 없었음.



그림 12.29 부재 중앙상단의 균열 모습

- 전체적으로 균열은 중앙부에 집중되어 발생하였으며, 부재의 상단에 균열이 집중된 경향이 나타났음.
- 인장 시험시 인장력을 재하하는 과정에서 바닥판에 상당한 크기의 부모멘트가 재하되었으며, 따라서 인장응력이 집중되는 부재의 상단, 그리고 부재의 중앙부에 균열이 집중된 것으로 분석됨.



그림 12.30 부재의 균열 발생 모습

제3장. 연구개발과제의 수행 결과 및 목표 달성 정도

1. 연구수행 결과

(1) 정성적 연구개발성과

○ 고인성 콘크리트 연결 바닥판 표준화(계산서, 도면, 시방서)
- 설계 기준에 기반한 고인성 바닥판의 해석 및 설계에 대한 표준 계산서 작성
- 개발된 연결 상세에 기반한 균열을 효과적으로 분산시킬 수 있는 상세를 추가 적용한 표준 도면 작성
- 고인성 연결바닥판 타설 시 유의해야 하는 재료, 배합설계, 생산, 운반, 타설, 마감, 양생, 검사 등에 대한 항목을 표준 시방기준으로 작성

○ 바닥판과 거더와의 연결공법
- 고인성 연결 바닥판의 비합성 및 천이구간 길이를 결정하고, 거더와의 연결공법을 도출
- 천이구간과 비합성 구간에 철근의 연결상세의 경우 개발한 루프 철근 상세를 적용

○ 고인성 콘크리트 실물 시험체 구축
- 고인성 콘크리트 연결 바닥판이 인장 또는 압축 상태에 있을 때의 휨강성을 실험적으로 평가하기 위한 실물 시험체 구축 및 계측센서 설치

○ 연결 바닥판의 축방향 압축 응력시 휨 거동 평가
- 압축력이 재하된 경우 축력이 없는 경우보다 동일한 휨 변형에 대하여 저항 모멘트가 10% 정도 증가함

○ 연결 바닥판의 축방향 인장 응력시 휨 거동 평가
- 고인성 콘크리트는 일반 콘크리트와 달리 인장력이 재하된 경우에도 상당한 크기의 인장 저항이 발휘되어 휨 강성에 기여

○ 연결 바닥판의 강성 변화를 고려한 철도교 동적 거동 특성 검토
- 연결 바닥판을 적용하면 압축/인장에 상관없이 연결 바닥판이 없는 경우와 비교하여 동등하거나 그 이하의 상대 변위를 나타내어, 연결 바닥판 적용 시 교량과 레일 사이의 종방향 상대 변위가 저감하는 것을 확인. 또한 연결 바닥판을 적용함으로서 윤중감소율이 저감

○ 연결 바닥판 적용에 따른 고속열차 주행 안전성 및 승차감 검토
- 연결 바닥판을 적용할 경우 경우에 따라 교량 수직 변위가 7%~77%까지 저감하는 것으로 분석되어, 주행 안정성 및 승차감에 이상 없음

○ 현장 시험 부설 콘크리트 배합 도출 및 현장 적용성 확인
- 현장 배합용 고인성 콘크리트 배합 개발하였고, 현장 부재 제작 과정을 통해 적용성을 평가하였고, 부재 실험과 공시체 시편을 통해 성능 평가를 수행

(2) 정량적 연구개발성과

○ 1차년도
- 국내 논문 비 SCI 1건

○ 2차년도
- 국내 논문 비 SCI 2건

○ 3차년도
- 국내 논문 비 SCI 1건
- 국내 특허 출원 1건

(3) 세부 정량적 연구개발성과

[과학적 성과]

□ 논문(국내외 전문 학술지) 게재

번호	논문명	학술지명	주저자명	호	국명	발행기관	SCIE 여부 (SCIE/비SCIE)	게재일	등록번호 (ISSN)	기여율
1	구속된 건조수축에 따른 ECC의 인장거동에 관한 연구	한국건설순환자원학회 논문집	이도근	7(4)	한국	한국건설순환자원학회	비SCI	2019.12	2288-3320	100
2	철도교량 단부 연속화를 위한 ECC 연결 바닥판의 적용성 검토	한국철도학회논문집	이치동	23(8)	한국	한국철도학회	비SCI	2020.08	2288-2235	100
3	장기계측에 의한 자갈궤도 거동 연구	한국철도학회논문집	최영태	24(5)	한국	한국철도학회	비SCI	2021.05	1738-6225	100
4	고인성 섬유보강 콘크리트의 정적 및 피로 휨시험	한국건설순환자원학회 논문집	신경준	9(4)	한국	한국건설순환자원학회	비SCI	2021.12	2288-3320	100

□ 국내 및 국제 학술회의 발표

번호	회의 명칭	발표 내용	발표자	발표 일시	장소	국명
1	한국구조물진단유지관리공학회 가을 학술 발표회	철도교 고인성 콘크리트 연결바닥판 휨거동에 대한 해석적 해석	이성철, 이경찬, 신경준	2020.11.19	한국과학기술회관 (서울 강남)	대한민국
2	한국구조물진단유지관리공학회 가을 학술 발표회	철도교 연결바닥판 적용 고인성 콘크리트 인장 거동 해석	이성철, 이경찬, 신경준	2020.11.19	한국과학기술회관 (서울 강남)	대한민국

□ 기술 요약 정보

번호	연도	기술명	요약 내용	기술 완성도	등록 번호	활용 여부	미활용사유	연구개발기관 외 활용 여부	허용방식
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

□ 보고서 원문

번호	연도	보고서 명	발간일	등록 번호
1	2019	철도교량 주행 안전 및 승차감 향상을 위한 자갈궤도용 고인성 콘크리트 연결 바닥판 개발 <연구개발계획서>	2019.11.27.	일반과제
2	2019	철도교량 주행 안전 및 승차감 향상을 위한 자갈궤도용 고인성 콘크리트 연결 바닥판 개발 <연차실적계획서>	2019.11.27.	일반과제
3	2019	철도교량 주행 안전 및 승차감 향상을 위한 자갈궤도용 고인성 콘크리트 연결 바닥판 개발 <성과점검기준표 및 증빙자료>	2019.11.27.	일반과제
4	2020	철도교량 주행 안전 및 승차감 향상을 위한 자갈궤도용 고인성 콘크리트 연결 바닥판 개발 <연차실적계획서>	2020.11.27.	일반과제
5	2020	철도교량 주행 안전 및 승차감 향상을 위한 자갈궤도용 고인성 콘크리트 연결 바닥판 개발 <성과점검기준표 및 증빙자료>	2020.11.27.	일반과제

□ 생명자원(생물자원, 생명정보)/화합물

번호	생명자원(생물자원, 생명정보)/화합물 명	등록/기탁 번호	등록/기탁 기관	발생 연도
-	-	-	-	-

[기술적 성과]

□ 지식재산권(특허, 실용신안, 의장, 디자인, 상표, 규격, 신품종, 프로그램)

번호	구분	지식재산권 등 명칭 (건별 각각 기재)	국명	출원			등록			기여율	활용 여부
				출원인	출원일	출원번호	등록인	등록일	등록번호		
1	특허	특허출원	균열의 분산 유도가 가능한 연결 바닥 구조체 및 이의 시공 방법	㈜디엠엔지니어링	2021.08.04	10-2021-0102542	㈜디엠엔지니어링	2022.01.10	10-2351097	100%	-

o 지식재산권 활용 유형

번호	제품화	방어	전용실시	통상실시	무상실시	매매/양도	상호실시	담보대출	투자	활용 예정	기타
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	√	-

□ 저작권(소프트웨어, 서적 등)

번호	저작권명	창작일	저작자명	등록일	등록번호	저작권자명	기여율
-	-	-	-	-	-	-	-

□ 신기술 지정

번호	명칭	고시일	보호기간	지정번호
-	-	-	-	-

□ 기술 및 제품 인증

번호	인증 분야	인증기관	인증 내용		인증 획득일	국가명
			인증명	인증번호		
-	-	-	-	-	-	-

□ 표준화

ㅇ 국내표준

번호	인증구분	인증여부	표준명	표준인증기구명	제안주체	표준종류	제안/인증일자
-	-	-	-	-	-	-	-

ㅇ 국제표준

번호	표준화단계 구분	표준명	표준기구명	표준분과명	의장단 활동여부	표준특허 추진여부	표준개발 방식	제안자	표준화 번호	제안일자
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

[경제적 성과]

□ 시제품 제작

번호	시제품명	출시/제작일	제작업체명	설치장소	이용분야	사업화 소요 기간	인증기관 (해당 시)	인증일 (해당 시)
-	-	-	-	-	-	-	-	-

□ 현장적용

번호	적용기술명	적용일	발주기관명	적용 연구개발기관명	적용현장명(장소)
-	-	-	-	-	-

□ 기술 실시(이전)

번호	기술 이전 유형	기술 실시 계약명	기술 실시 대상 기관	기술 실시 발생일	기술료	
					발생 연도	발생액(천원)
-	-	-	-	-	-	-

□ 사업화 투자실적

번호	연도	투자 자금 성격*	추가 연구개발 투자(천원)	설비 투자(천원)	기타 투자(천원)	합계(천원)
-	-	-	-	-	-	-

□ 사업화 현황

번호	사업화 방식	사업화 형태	지역	사업화명	내용	업체명	매출액		매출 발생 연도	기술 수명
							국내 (천원)	국외 (달러)		
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

□ 매출 실적(누적)

번호	사업화명	발생 연도	매출액		합계	산정 방법
			국내(천원)	국외(달러)		
-	-	-	-	-	-	-
합계			-	-	-	-

□ 사업화 계획 및 무역 수지 개선 효과

성과			-		
사업화 계획	사업화 소요기간(년)		-		
	소요예산(천원)		-		
	예상 매출규모(천원)		현재까지	3년 후	5년 후
			-	-	-
	시장 점유율	단위(%)	현재까지	3년 후	5년 후
		국내	-	-	-
		국외	-	-	-
	향후 관련기술, 제품을 응용한 타 모델, 제품 개발계획		-		
무역 수지 개선 효과(천원)	수입대체(내수)		현재	3년 후	5년 후
			-	-	-
	수 출		-	-	-

□ 고용 창출

번호	사업화명	사업화 업체명	고용창출 인원(명)		합계(명)
			yyyy년	yyyy년	
합계	-	-	-	-	-
합계			-	-	-

□ 고용 효과

구분			고용 효과(명)
고용 효과	개발 전	연구인력	-
		생산인력	-
	개발 후	연구인력	-
		생산인력	-

□ 비용 절감(누적)

번호	사업화명	발생 연도	산정방법	비용 절감액(천원)
-	-	-	-	-
합계				-

□ 경제적 파급 효과

(단위 : 천원/년)

구분	사업화명	수입 대체	수출 증대	매출 증대	생산성 향상	고용 창출 (인력 양성 수, 명)	기타
해당 연도	-	-	-	-	-	-	-
기대 목표	-	-	-	-	-	-	-

□ 산업 지원(기술지도)

번호	내용	기간	참석 대상	장소	인원(명)
-	-	-	-	-	-

□ 기술 무역

(단위 : 천원)

번호	계약 연월	계약 기술명	계약 업체명	계약업체 국가	총 계약액	기 징수액	해당 연도	징수액	향후 예정액	수출/ 수입
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

[사회적 성과]

□ 법령 반영

번호	구분 (법률/시행령)	활용 구분 (제정/개정)	명 칭	해당 조항	시행일	관리 부처	제정/개정 내용
-	-	-	-	-	-	-	-

□ 정책활용 내용

번호	구분 (제안/채택)	정책명	관련 기관 (담당 부서)	활용 연도	채택 내용
-	-	-	-	-	-

□ 설계 기준/설명서(시방서)/지침/안내서에 반영

번호	구 분 (설계 기준/설명서/지침/안내서)	활용 구분 (신규/개선)	설계 기준/설명서/ 지침/안내서 명칭	반영일	반영 내용
-	-	-	-	-	-

□ 신진연구자 채용

번호	채용 연구개발기관명	채용일	근로기간	채용인원(명)	채용인원 중 청년인력(명)
-	-	-	-	-	-

□ 전문 연구 인력 양성

번호	분류	연도	현황(명)										
			학위별				성별		지역별				
			박사	석사	학사	기타	남	여	수도권	충청권	영남권	호남권	기타
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

□ 산업 기술 인력 양성

번호	연도	프로그램명	프로그램 내용	교육 기관	교육 개최 횟수	총 교육 시간	총 교육 인원
-	-	-	-	-	-	-	-

□ 다른 국가연구개발사업에의 활용

번호	연도	중앙행정기관명	사업명	연구개발과제명	연구책임자	연구개발비(천원)
-	-	-	-	-	-	-

□ 국제화 협력성과

번호	구분 (유치/파견)	기간	국가	학위	전공	내용
-	-	-	-	-	-	-

□ 홍보 실적

번호	홍보 유형	매체명	제목	홍보일
-	-	-	-	-

□ 포상 및 수상 실적

번호	종류	포상명	포상 내용	포상 대상	포상일	포상 기관
-	-	-	-	-	-	-

[인프라 성과]

□ 연구시설・장비

번호	구축 기관	연구시설/ 연구장비명	규격 (모델명)	개발여부 (○/×)	연구시설・장비 종합정보시스템* 등록여부	연구시설・장비 종합정보시스템* 등록번호	구축일자 (YY.MM.DD)	구축비용 (천원)	비고 (설치 장소)
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

[그 밖의 성과](해당 시 작성)

○ 기제된 성과사항 외 성과 없음

(4) 계획하지 않은 성과 및 관련 분야 기여사항(해당 시 작성)

○ 미 계획된 성과 및 관련 분야 기여사항 없음

2. 목표 달성 수준

연 구 개 발 목 표	달 성 내 용	달성도(%)
○ 1차년도 - 구조거동 분석 및 설계기술 개발 - 궤도 인터페이스 검토 - 배합 및 재료개발	○ 1차년도 - 고인성 연결 바닥판이 거더 거동을 수용하기 위한 비합성 구간비 산정 - 고인성 연결 바닥판과 일반 바닥판간 연결부의 점진적 하중저감 구간비 산정 - 종래의 불연속 교량을 고인성 콘크리트로 연속화하여 시・제동하중을 전체 교량에 분산하여 교각 단면 절감 - 불연속 교량과 고인성 연결 바닥판을 적용한 교량의 공사비를 산정하고 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 경제성 제고 확인 - 고인성 연결 바닥판의 철도교 적용에 따른 인터페이스를 정적 및 동적 거동에 대하여 체계적으로 검토 - 자갈궤도가 부설된 기존 철도교량 단부의 자갈 도상 열화 현상을 체계적으로 분석하여 검토 - 연결 바닥판의 설계 조건을 고려하여 배합의 목표성능을 설정하였으며, 그에 따라 최적배합을 도출	*100%*
○ 2차년도 - 구조거동 분석 및 설계기술 개발	○ 2차년도 - 인장, 압축 프레임 모델에 대한 해석을 통해서 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 사용성 및 안전성을 확인함. - 교각 강성 검토를 통하여 다경간 효과를 검증하고, 연속화에 따른 교각단면 축소를 확인함.	*100%*

- 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발	- 설계기준을 바탕으로 직선 이음부, 루프형 연결부 상세 계획을 작성함. - FEM 해석을 통해 직선 이음부와 루프형 연결상세의 구조 거동을 확인하고, 연결부 상세 계획을 비교 및 검토하였음. 이에 따른 최적 연결상세 계획을 도출함.	
- 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 궤도 인터페이스 및 성능검증	- 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 인장 균열 발생 특성을 체계적으로 평가하였으며, 인장과 휨이 동시에 재하되는 구조적 특성을 반영하여 연결 바닥판의 구조 성능을 평가하였음. - 기존 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 구조 시험 사례를 충실히 조사하였으며, 기존에는 시행한 적이 없던 인장 거동과 휨 거동을 동시에 평가할 수 있는 시험 방법을 효과적으로 개발하였음.	
- 고인성 콘크리트 재료기술 개발	- 고인성 콘크리트을 연결 바닥판에 효과적으로 적용하기 위하여 외부구속이 지배적인 시공 조건을 고려하여야 하며, 전년도에 선정한 배합을 보완하여 수축을 저감시키고 연신률을 증가시켰음 - 양생 조건에 대한 실험을 통해 구속도와 노출조건에 따라 인장강도의 차이가 발생할 수 있으며, 가장 불리한 조건을 가정한 시편에서도 2.5% 이상의 연신률이 확보된 배합을 선정하였음	
○ 3차년도	○ 3차년도	
- 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 개발	- 설계 기준에 기반한 고인성 바닥판의 해석 및 설계에 대한 표준 계산서를 작성하였음. - 2차년도에 개발한 연결 상세에 기반하여 균열을 효과적으로 분산시킬 수 있는 상세를 적용한 표준 도면을 작성하였음. - 고인성 연결바닥판 타설 시 유의해야 하는 재료, 배합설계, 생산, 운반, 타설, 마감, 양생, 검사 등에 대한 항목을 표준 시방기준으로 작성하였음. - 기 개발한 루프 철근 상세가 적용된 고인성 바닥판에 대해 균열이 적절하게 분포됨을 확인.	*100%*
- 고인성 콘크리트 연결 바닥판의 궤도 인터페이스 및 성능검증	- 고인성 콘크리트 연결 바닥판이 인장 또는 압축 상태에 있을 때의 휨강성을 평가하기 위해 시험체를 제작하고 압축-휨 실험을 수행하였음. - 실험결과, 고인성 콘크리트 연결 바닥판 시험체는 평균 인장 변형률 0.5%까지 안전하게 인장 거동을 지지할 수 있었으며, 압축력이 재하된 경우 축력이 없는 경우보다 휨에 대한 저항 모멘트가 10%정도 증가하는 것으로 나타났음. - 연결 바닥판 유무, 연결 바닥판이 압축/인장 상태에 있는 경우를 고려하여 3경간 철도 교량을 모델링함. - 열차 수직하중 작용 시, 연결 바닥판이 있는 경우 상대변위가 감소한 것을 확인하였음. 연결 바닥판을	

- 고인성 콘크리트 재료기술 개발	적용함으로서 교량과 레일 사이의 종방향 상대변위를 저감하는 효과가 있는 것으로 확인하였음. - 현장 배합용 고인성 콘크리트 배합을 개발하였고, 현장 부재 제작 과정을 통해 적용성을 평가하였고, 실내실험과 부재 실험을 통해 성능 평가를 수행.	

제4장. 목표 미달 시 원인분석(해당 시 작성)

1. 목표 미달 원인(사유) 자체분석 내용

○ 계획한 성과 목표 100% 달성

2. 자체 보완활동

○ 계획한 성과 목표 100% 달성으로 인해 자체 보완활동 없음

3. 연구개발 과정의 성실성

○ 해당사항 없음

제5장. 연구개발성과의 관련 분야에 대한 기여 정도

○ 기술적 측면
- 교량 단부 자갈도상의 이완 방지로 주행 안전성과 승차감 증진
- 거더와 레일간 상대변위를 축소하여 장대레인 안전성 증대
- 교량 전구간 상면이 슬래브가 연속화되므로 노면 배수 우수
- 교량 단부를 연속화 하므로 신축이음부 누수에 의한 하부구조 및 교량받침 열화 방지
- 인성 및 강도가 큰 콘크리트 구조이므로 별도의 유지관리 불필요
- 해외시장 진출을 위한 기술적 우위 확보 가능

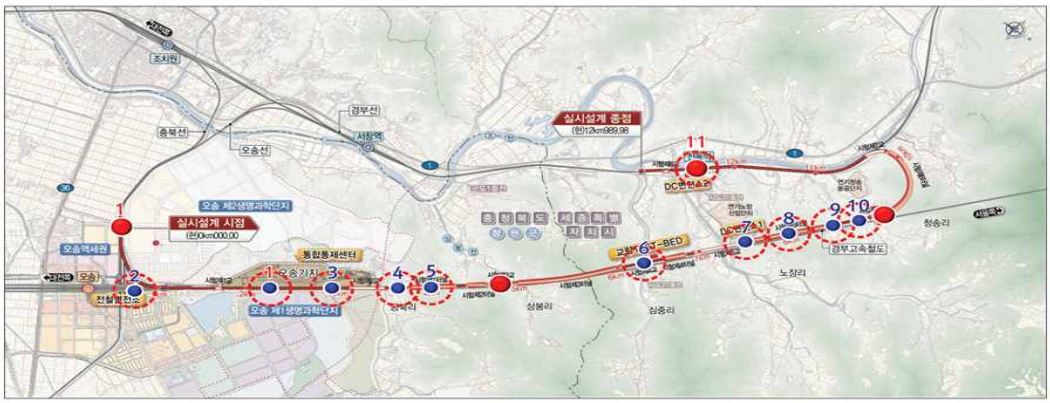
○ 경제적 측면 (유지보수 저감효과)
- 기존 교량신축장치 대비 건설비와 유지관리비 절감 가능
  개소당 절감액은 크지 않지만 개소수가 많아 전체 경제적 효과는 매우 클 것으로 판단

○ **설계 기준에 기반한 고인성 바닥판의 해석 및 표준 계산서, 도면, 시방서 제시**

- 고인성 콘크리트 바닥판은 기존 교량신축장치를 대체하여, 노면 배수가 우수하고 이로 인한 하부 구조 및 교량받침 열화 방지 효과가 있으며, 별도의 유지관리가 불필요하여 보선원의 안전성 및 유지관리에 효과적.
- 본 연구에서는 고인성 콘크리트 바닥판 적용을 위해 비합성 필요구간 및 최적 천이길이 산정을 통한 연구를 수행하였으며, 이를 통한 표준 계산, 도면, 시방서를 제시.
- 제시된 표준 계산서 및 도면의 경우 실내시험을 통한 결과 값을 기준으로 작성된 것이므로, 실 거동 파악 및 효과 확인 또는 개선사항을 파악하기 위한 추후 현장 시험 부설 계획시 활용.

○ **실물 시험을 통한 구조 성능 검증 수행**

- 고인성 콘크리트 연결 바닥판은 철도 교량 단부 바닥판을 기하학적으로 연속화하면서, 교량의 온도 팽창에 대한 구속을 최소화하기 위한 목적으로 개발.
- 교량 단부 바닥판을 연속화하면 열차 통과시 교량 단부에서의 급격한 선로 변형에 따른 충격 하중 증가 및 승차감 저하를 완화시킬 수 있음 검증을 통해 확인.
- 또한 자갈궤도가 부설된 경우 도상 자갈이 이완되는 현상이 빈번하게 발생하는데, 고인성 콘크리트 연결 바닥판을 적용할 경우 이러한 현상을 완화시켜 자갈궤도의 내구성 향상에 기여할 수 있음.
- 추후 연구비 확보가 될 경우, 수행된 실물 시험을 통한 검증을 기반으로 한국철도기술연구원과 협의하에 실 구조물에 시험 시공을 위한 적용가능성을 파악할 수 있음.



철도종합시험선로 개요도 (6-교량 테스트 베드 구간 시험 부설)

- 추후 한국철도시설공단과의 협의를 통해 철도교량 설계에 반영하여 실용화를 추진할 경우, 설계에 반영된 것을 국내 철도 현장에 시공함으로써 안전성, 경제성, 유지관리성을 확보할 수 있음.
- 현재 도로교는 해외 사례가 있으나 철도교의 경우 국내와 해외에 시공된 사례가 없으므로, 해외 시장 경쟁력 강화를 위한 기술 고도화를 지속적으로 수행할 경우 기술적 우위를 확보할 수 있음.

7. 참고 문헌

1. Alp Caner, Paul Zia, Behavior and Design of Link Slabs for Jointless Bridge Decks, PCI Journal 43(3) pp.68-80, 1998.
2. Victor C. Li et al., Durable Link Slabs for Jointless Bridge Decks Based on Strain-Hardening Cementitious Composites, Michigan DOT Research Report RC-1438, 2003.
3. Aziz Saber and Ashok Reddy Aleti, Behavior of FRP Link Slabs in Jointless Bridge Decks, Advances in Civil Engineering, 452987, 2012.
4. Joel Reyes and Ian N. Robertson, Precase Link Slabs for Jointless Bridge Decks, Hawaii DOT Research Report UHM/CEE/11-09, 2011.
5. Larus Larusson, Joel C. Reyes, Bryan Lum, Gregor Fischer and Ian N. Robertson, Development of Flexible Link Slabs using Ductile Fiber Reinforced COncrete, Hawaii DOT Research Report UHM/CEE/13-04, 2013.
6. 주봉철, 송재준, 이상윤, 거더형식 프리캐스트 모듈러교량 연속화 지점부에 적용되는 연결슬래브의 휨성능 및 피로성능 평가, 한국콘크리트학회 논문집, 25(5), 2013.
7. Y. Zheng, L.F. Zhang, L.P. Xia, Investigation of the behaviour of flexible and ductile ECC link slab reinforced with FRP, Construction and Building Materials, 166, 2018.
8. Behrouz Shafei, et al., Material Design and Structural Configuration of Link Slabs for ACE Applications, ABC-UTC research report, 2018.
9. Mengjun Hou, et al., Experimental study on ultra-high ductility cementitious composites applied to link slabs for jointless bridge decks, Composite Structures, 204, 2018.
10. Mehta, P.K.; Monteiro, P.J.M. Concrete: Microstructure, Properties, and Materials , 3rd ed.; McGraw-Hill: New York, NY, USA, 2013; ISBN 0-07-146289-9.
11. Lee, S.C.; Cho, J.Y.; Vecchio, F.J. Analysis of Steel Fiber-Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. ACI Struct. J. 2016, 113 , 275.
12. Lee, J.H.; Hong, S.G. Shear Strength of Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete (UHPFRC) I-shaped Beams without Stirrup. J. Korea Concr. Inst . 2017, 29, 53-64.
13. Li, X.; Li, C.; Zhao, M.; Yang, H.; Zhou, S. Testing and Prediction of Shear Performance for Steel Fiber Reinforced Expanded-Shale Lightweight Concrete Beams without Web Reinforcements. Materials 2019, 12, 1594.
14. Gali, S.; Subramaniam, K.V.L. Evaluation of Crack Propagation and Post-cracking Hinge-type Behavior in the Flexural Response of Steel Fiber Reinforced Concrete. Int. J. Concr. Struct. Mater . 2017, 11, 365-375.
15. Husain, M.; Eisa, A.S.; Roshdy, R. Alternatives to Enhance Flat Slab Ductility. Int. J. Concr. Struct. Mater . 2017, 11, 161-169.
16. Fischer, G.; Li, V.C. International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites (HPFRCC) in Structural Applications ; E&Fn Spon: London, UK, 2006; ISBN 2-912143-93-4.
17. Naaman, A.E.; Reinhardt, H.W. International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 4 (HPFRCC 4) ; RILEM Publications: Paris, France, 2003; ISBN 978-2-912143-37-2.
18. Lee, S.C.; Kim, J.H.; Cho, J.Y.; Shin, K.J. Tension Stiening of Reinforced High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites (HPFRCC). J. Korea Concr. Inst.
19. Larus L.; Joel C. R.; Bryan Lum; Gregor F. and Ian N. R. Development of Flexible Link Slabs using Ductile Fiber Reinforced Concrete, Research Report UHM/CEE/13-04,

University of Hawaii College of Engineering, 2013.
20. Chalioris, E.C.; Parthena-Maria, K.K.; Karayannis, C.G. Cyclic Response of Steel Fiber Reinforced Concrete Slender Beams; an Experimental Study. Materials 2019, 12, 1398.
21. Jeong, G.Y.; Jang, S.J.; Kim, Y.C.; Yun, H.D. Eects of Steel Fiber Strength and Aspect Ratio on Mechanical Properties of High-Strength Concrete. J. Korea Conc. Inst. 2018, 30, 197-206.
22. Falliano, D.; De Domenico, D.; Ricciardi, G.; Gugliandolo, E. Compressive and flexural strength of fiber-reinforced foamed concrete: Eect of fiber content, curing conditions and dry density. Constr. Build. Mater. 2019, 198, 479-493.
23. Falliano, D.; De Domenico, D.; Ricciardi, G.; Gugliandolo, E. Improving the flexural capacity of extrudable foamed concrete with glass-fiber bi-directional grid reinforcement: An experimental study. Compos. Struct. 2019, 209, 45-59.
24. Hueste, M.B.D.; Chompreda, P.; Trejo, D.; Cline, D.B.H.; Keating, P.B. Mechanical Properties of High-Strength Concrete for Prestressed Members. ACI Struct. J. 2004, 101, 457-465.
25. Lee, S.C.; Oh, J.H.; Cho, J.Y. Fiber Orientation Factor on a Circular Cross-Section in Concrete Members. J. Korea Concr. Inst. 2014, 26, 307-313.
26. Lee, S.C.; Oh, J.H.; Cho, J.Y. Fiber Orientation Factor on Rectangular Cross-Section in Concrete Members. Int. J. Eng. Technol. 2015, 7, 470-473.
27. Lee, S.C.; Cho, J.Y.; Vecchio, F.J. Simplified Diverse Embedment Model for Steel Fiber-Reinforced Concrete Elements in Tension. ACI Mater. J. 2013, 110, 403-412.
28. Voo, J.Y.L.; Foster, S.J. Variable Engagement Model for Fibre Reinforced Concrete in Tension; University of New South Wales, School of Civil and Environmental Engineering: Sydney, Australia, 2003; p. 86.
29. 최영태 외3명, 2015, 계절변화에 따른 교량상 자갈궤도 거동 연구, 한국철도학회 논문집 제18권 제1호
30. Zia, P., A. Caner, and El-Safte, A.K., 1995, Jointless Bridge Decks, Research Project 23241-94-4, Center for Trans. Engin.Studies, North Carolina State, pp. 1-117
31. 주봉철 외2명, 2013, 거더형식 프리캐스트 모듈러교량 연속화 지점부에 적용되는 연결슬래브의 휨성능 및 피로성능 평가, 한국콘크리트학회 논문집 제25권 제5호 pp. 517-528
32. Kim Y. Y. (2007). Design and Constructibility of an Engineered Cementitious Composite Produced with Cement-based Mortar Matrix and Synthetic Fibers, Korean Society for Composite Materials, 20(2), 21-26
33. Li V.C., (2011). Engineered Cementitious Composites (ECC) - Material, Structural, and Durability Performance.
34. Yang S. C., Ahn N. S., Choi D. W., Kang S. M. (2004) Drying Shrinkage of Concretes according to Different Volume-Surface Ratios and Aggregate Types , Int. J. Highw. Eng., 6(4), 109-121
35. Li V.C., Fischer G., Kim Y.Y, Lepech M., Qian S., Weimann M., Wang S., Durable Link Slabs for Jointless Bridge Decks Base on Strain-Hardening Cementitious Composite, MODT Project, Michigan Department of Transportation, November 2003, FINAL REPORT
36. Lee H. B. (2014). Evaluation of Residual Stress using IITC of Experimental Stress Analysis on Concrete Structure , KSCE Journal of Civil Engineering, 2014, 34(2), 415-424
37. Arundhathy S., Vasugi V. (2016) "Engineered Cementitious Composites for Sustainable Construction", Key Engineering Materials, 692, 17-26

38. Krouma A., Syed Z. I. (2016). A Review on the Use of Engineered Cementitious Composite in Bridges, Materials Science Forum, 860, 125-134
39. Kwon S. H., Kim J. K. (2016). Understanding of Drying Shrinkage and Autogeneous Shrinkage in Concrete, Special Articles, Magazine of the Korea Concrete Institute, 28(6), 22-26,
40. Japan Society of Civil Engineers (2008), Recommendations for Design and Construction of high performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks (HPFRCC), Concrete Engineering Series, 82
41. Haikal, G., Ramirez, J.A., Jahanshahi, M.R., Villamizar, S., & Abdelaleim, O. (2019), Link slab details and materials, Joint Transportaion Research Program Pulication No.FHWA/IN/JTRP2019/10, West Lafayette, 11-30

< 별첨 >

별첨 자료
1. 총 연구개발기간 성과점검기준표 및 증빙자료
2. 세부 정량적 연구개발성과 증빙자료(총 연구개발기간 성과점검기준표 실적 증빙자료에 기 포함되어 있는 증빙자료 제외)

[뒷면지]

주 의

1. 이 보고서는 국토교통부에서 시행한 국토교통과학기술 연구개발사업 '국토교통기술촉진연구사업' 연구개발과제 최종보고서이다.

2. 이 연구개발내용을 대외적으로 발표할 때에는 반드시 국토교통부(국토교통과학기술진흥원)에서 시행한 국토교통과학기술 연구개발사업의 결과임을 밝혀야 한다.

3. 국가과학기술 기밀 유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 안 된다.

ISBN 979-11-978522-0-6