R&D / 09기술혁신B02

강합성 교량의 압출가설용 상부슬래브 개발

2013.02.28.

주관연구기관 / (주)서영엔지니어링
공동연구기관 / 명 지 대 학 교
(주)효명이씨에스
위탁연구기관 / 동 국 대 학 교

국 토 해 양 부
한국건설교통기술평가원

Land Transport and Maritime R&D Report

제 출 문

국토해양부장관 귀하

이 보고서를 "강합성 교량의 압출가설용 상부슬래브 개발" 과제의 보고서로 제출합니다.

2013. 02. 28.

주관연구기관명 : (주)서영엔지니어링
주관연구책임자 : 최 항 용
연 구 원 : 서 석 구
" : 이 강 문
" : 이 광 모
" : 공 금 배
" : 김 근 택
" : 현 병 학
공동연구기관명 : 명지대학교 산학협력단
공동연구책임자 : 신 동 구
연 구 원 : 권 승 희
" : 조 은 영
" : Le Vu An
" : 이 승 국
공동연구기관명 : (주)효명이씨에스
공동연구책임자 : 한 녹 희
연 구 원 : 양 철 성
" : 정 병 선
" : 설 대 호
" : 최 윤 규
위탁연구기관명 : 동국대학교 산학협력단
위탁연구책임자 : 이 성 철
연 구 원 : 안 성 현
" : 최 용 수
" : 김 도 형

보고서 요약서

<table>
<tr><td>과제고유번호</td><td>09기술혁신
B02</td><td>해 당 단 계
연 구 기 간</td><td>2011.06.26
~2012.10.25</td><td>단 계 구 분</td><td>3차년도/
3차년도</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 사 업 명</td><td>중 사 업 명</td><td colspan="4">건설교통기술연구개발사업</td></tr>
<tr><td>세부사업명</td><td colspan="4">건설기술혁신사업</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 과 제 명</td><td>대 과 제 명</td><td colspan="4">강합성 교량의 압출가설용 상부슬래브 개발</td></tr>
<tr><td>세부과제명</td><td colspan="4">강합성 교량의 압출가설용 상부슬래브 개발</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 책 임 자</td><td rowspan="2">최 항 용</td><td>해당단계
참 여
연구원수</td><td>총 : 22명
내부 : 15명
외부 : 7명</td><td>해당단계
연 구 비</td><td>정부 : 360,000천원
기업 : 135,000천원
계 : 495,000천원</td></tr>
<tr><td>총연구기간
참 여
연구원수</td><td>총 : 63명
내부 : 43명
외부 : 20명</td><td>총연구비</td><td>정부 : 680,000천원
기업 : 270,000천원
계 : 950,000천원</td></tr>
<tr><td>연구기관명 및
소 속 부 서 명</td><td colspan="2">(주)서영엔지니어링
기술연구소</td><td>참여기업명</td><td colspan="2">(주)서영엔지니어링/(주)효명
이씨에스/(주)비엔지컨설턴트</td></tr>
<tr><td>국제공동연구</td><td colspan="2">상대국명 :</td><td colspan="3">상대국연구기관명 :</td></tr>
<tr><td>위 탁 연 구</td><td colspan="2">연구기관명 :
동국대학교 산학협력단</td><td colspan="3">연구책임자 : 이 성 철</td></tr>
<tr><td colspan="4">요약 [별지포함]</td><td>보고서면수</td><td>403</td></tr>
</table>

본 연구에서는 **시공상 안전성 문제를 해결하고, 빠른 시공 및 경제성 향상을 추구**할 수 있는 **신개념의 강합성교량 건설**을 위한 **압출가설용 상부 슬래브의 구조시스템을 개발**하기 위하여 다음과 같은 연구개발을 수행하였음 :

1. **압출가설용 상부슬래브의 제작기법 개발** : 터널형 압출슬래브를 대상으로 실교에 적용 가능하도록 설계예제집 및 표준설계도를 작성하였으며, 압출슬래브 설계사항 및 압출가설 실험결과를 바탕으로 양단지지 및 레일지지 터널형 압출슬래브에 대한 설계, 시공, 유지관리 지침서를 작성하였음

2. **상부슬래브의 압출가설공법 개발** : 경제성뿐만 아니라 시공성 측면에서도 우수한 터널형 압출슬래브를 대상으로 압출가설시스템에 대한 상세설계를 수행하고, 상세설계결과를 바탕으로 압출가설시스템에 대한 검증실험을 실시하였으며, 최종적으로 공사비 및 공사기간의 절감효과를 평가하였음

3. **상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법 개발** : 터널단면에 돌기를 형성하여 합성성능을 증대시킬 수 있는 방법을 제안하였으며, 전면 및 일부가압 방식을 통하여 돌기형성 유무에 따른 압출슬래브의 전단강도 평가실험을 실시하였으며, 피로실험을 통하여 합성성능 증대방안을 검증하였음

색 인 어 (각 5개 이상)	한 글	강합성교량, 압출가설, 상부슬래브, 압출개구부, 지지시스템
	영 어	Composite bridge, Incremental launching, Concrete slab, Launch opening, Supporting system

[별지] 연구성과 요약

강합성 교량의 압출가설용 상부슬래브 개발

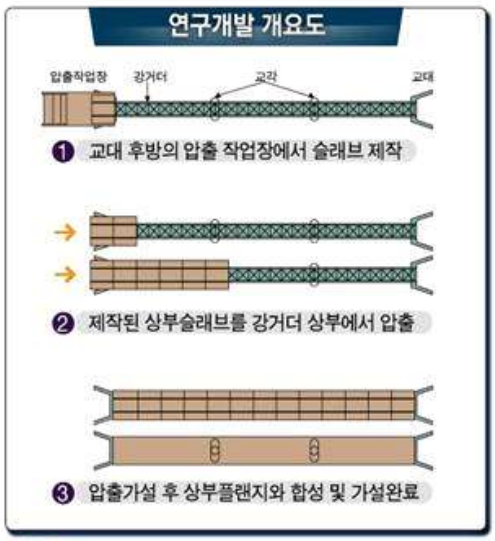
[1]

사 업 명 | 건설기술혁신사업 (사업비 9.5억원)
연구기관명 | 주관 (주)서영엔지니어링
공동 동국대학교, 명지대학교, ㈜효명이씨에스, ㈜비엔지컨설턴트
연 구 기 간 | 2009.10.26 ~ 2012.10.25 (3년)
주관책임자 | 최 항 용 (02-6915-7261, chhy8524@hanmail.net)
지 원 기 관 | 국토해양부 / 한국건설교통기술평가원

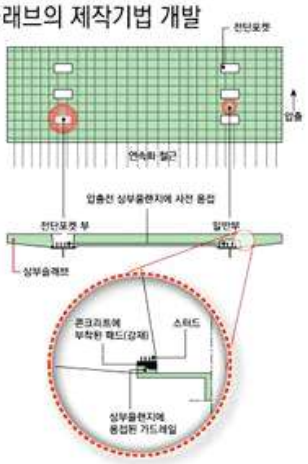


1. 연구목표 및 내용

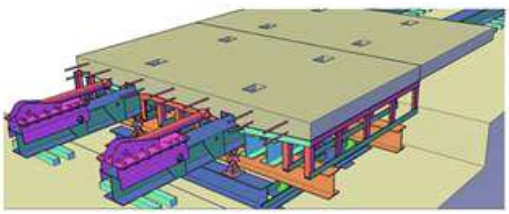
최종목표 시공상 안전성 문제를 해결하고, 빠른 시공 및 경제성 향상을 추구할 수 있는 신개념의 강합성교량 건설을 위한 압출가설용 상부슬래브의 구조시스템 개발



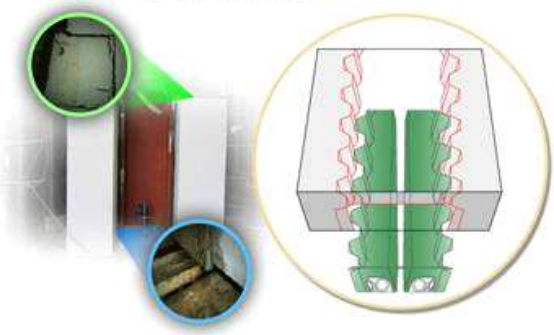
01 압출가설용 상부슬래브의 제작기법 개발
→ **경제성 향상**



02 상부슬래브의 압출가설공법 개발
→ **시공성 및 안전성 향상, 가설기간 단축**



03 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법 개발
→ **구조성능 및 내구성 증진**



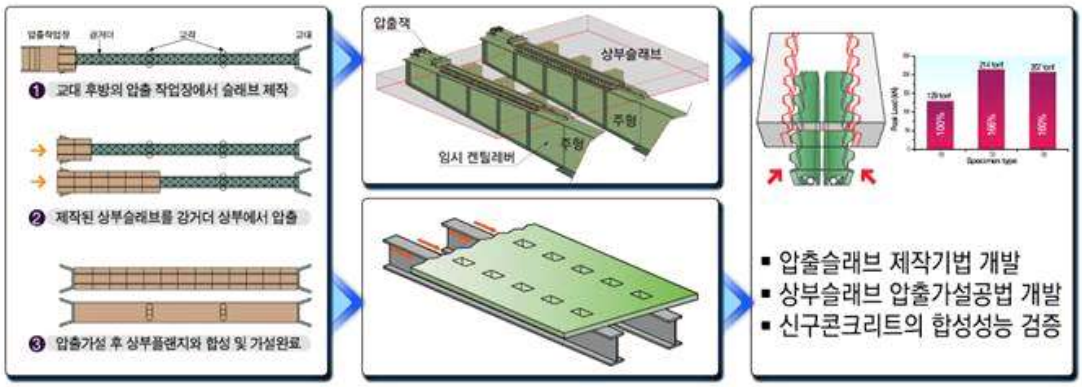
강합성 교량의 압출가설용 상부슬래브 개발 [2]

2. 개발공법의 특징



기존 상부슬래브 가설공법	압출슬래브 가설공법
● 현장타설 바닥판 (임시/영구 거푸집) → 상부슬래브 시공시 작업자의 추락사고발생 → 현장타설 콘크리트와의 접촉면 균열발생 야기	● 교대 배면에서의 슬래브 제작 → 고공작업 최소화 → 시공성 향상으로 인한 고품질 슬래브 구현
● 현장타설 바닥판 (이동식 거푸집) → MSS 자중 및 가설장비에 의한 사하중 증가 → 특수장비에 의한 공사비 증가	● 상부슬래브 압출가설 시스템 → 장비 및 인력의 최소화 → 거푸집 및 동바리의 최소화
● 프리캐스트 바닥판 → 운반상의 장애로 인한 분할크기의 제한 → 다수의 시공이음으로 인한 종방향 텐던 설치 필요	● 압출슬래브 거푸집 시스템 → 현장상황을 고려한 SEG 크기의 조절 가능 → 연속화 철근으로 바닥판 일체거동

3. 연구개발 과정



강합성 교량의 압출가설용 상부슬래브 개발 [3]

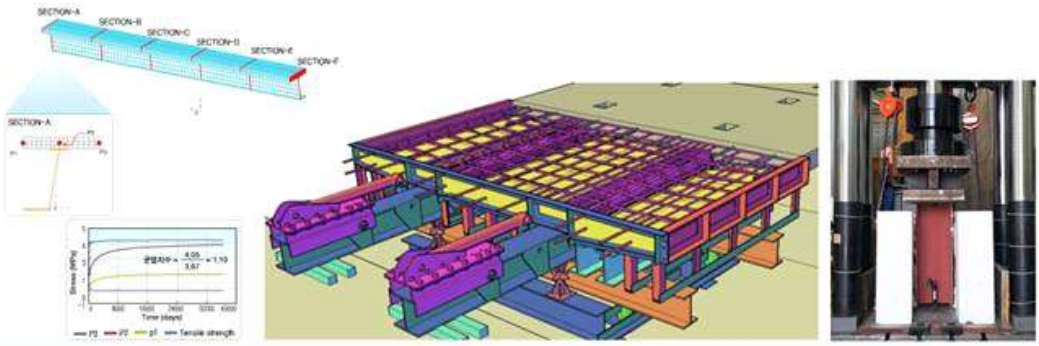
4. 주요연구성과



정성적 성과

- 압출가설용 상부슬래브 설계예제집 및 지침서 작성
- 상부슬래브의 압출가설 시스템 확립
- 상부슬래브 압출가설공법 성능검증 완료
- 상부슬래브와 강거더의 합성성능 검증 완료





정량적 성과

- 신소재/신공법 개발건수 : 총 6건
- 연구개발관련 홍보건수 : 총 5건
- 특허출원/등록 건수 : 총 6건
- 기술실시계약 건수 : 총 2건



강합성 교량의 압출가설용 상부슬래브 개발 [4]

5. 기대효과

● 사회적 측면 : 교량 상부슬래브 공사 중 산업재해의 최소화

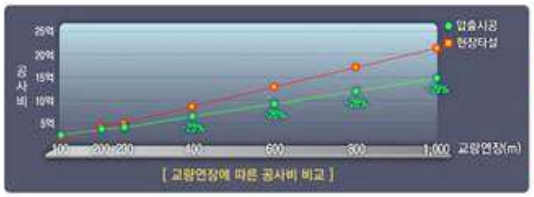
연 도	재해자수 (명)				경제적손실추정액 (억원)		
	합 계	사 망 (건설)	부 상 (건설)	질 병	합 계	산재 보상금	간접손실액
2009	97,821	2,181 (606)	87,699 (20,998)	7,941	173,157	34,631	138,525
2010	98,645	2,200 (611)	89,459 (22,504)	6,986	176,186	35,237	140,949
2011	93,292	2,114 (621)	84,662 (22,782)	6,516	181,269	36,253	145,015

● 경제적 측면 : 공사비 20% 절감시
약 250억원의 국가예산 절감

● 기술적 측면 : 안전성 및 시공성 향상을 통한
고품질의 슬래브 제작

〈 압출슬래브 적용시 공사비/공사기간 감소효과 〉

대상교량	현장타설 바닥판		압출슬래브		증 감	
	공사비	공사기간	공사비	공사기간	공사비	공사기간
구 증 교	23.61억	185일	15.26억	125일	▼35%	▼33%
내 지 교	7.8억	125일	5.6억	70일	▼28%	▼44%



[교량연장에 따른 공사비 비교]

〈 지상에서의 압출슬래브 시공장면 〉



〈 상부슬래브 직접공사비 추정 〉

※자료출처 : 도로교량현황 및 터널현황조서 (국토해양부, 2012)

연 도	고속국도	일반국도	특별광역시도	국가지원지방도	일반지방도	시 도	군 도	합 계
2003	320	524	344	34	8	31	-	1,263
2004	733	781	161	112	9	16	39	1,853
2005	115	785	205	47	29	31	5	1,219
2006	1,163	600	44	193	20	7	6	2,033
2007	719	622	116	74	3	10	7	1,556
2008	165	241	189	176	2	61	26	863
2009	1,133	230	43	16	5	31	13	1,474
2010	112	285	21	216	7	30	17	691
2011	56	204	-	8	3	10	-	283
연평균	※ 교량연장 100m 이상인 강합성교량 대상, 공사비 200,000원/m^2 반영시							1,249 억원

6. 활용방안

활용방안

- 시험적용 : 참여기업 설계프로젝트에 반영
  → 강합성교 상부슬래브 시장 10% 점유시 125억원의 시장확보 가능
- 기술보급 : 기술강습회 등을 통해 국내 교량설계 기술자들에게 기술보급
- 국내 교량건설에 반영 : 발주처에 우수성을 인정, 향후 건설교량 및 노후교량 교체에 적극 반영 가능
- 타 분야와의 융합 : 콘크리트 빔교와 같은 기타형식의 교량에 적용 가능

요 약 문

Ⅰ. 제 목

강합성 교량의 압출가설용 상부슬래브 개발

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

1. 상부슬래브의 국내외 시공현황 및 문제점:

강합성 교량에서 상부슬래브의 시공은 대부분의 경우 임시/영구 거푸집 또는 이동식 거푸집을 사용하거나 일부 프리캐스트 슬래브로 시공되고 있다. 기존의 상부슬래브 시공은 고교각에 설치된 강거더 위에서 작업이 이루어지므로 작업인원이 교량하부로 추락하는 사고가 빈번히 발생하고 있으며, 높은 공사비/공사기간 및 품질저하 문제가 발생하고 있다.

• 임시/영구 거푸집(temporary/left-in-place form):
- 현장타설 콘크리트와의 접촉면에서 균열발생 야기
- 복합슬래브에 대한 설계규정 적용으로 인하여 슬래브 두께가 과도해짐
- 영구 거푸집 및 작업인원으로 인한 사하중 증가로 단면 휨강성 불리
- 고공에서의 작업으로 인한 추락사고 등 안전성 문제 발생

• 이동식 거푸집(movable shuttering system):
- MSS 자중 및 가설장비에 의한 사하중 증가 문제
- 편심하중에 의한 비틀림 변형을 방지하기 위한 강골조의 추가 보강이 필요
- 콘크리트 주입을 위한 교량 하부공간의 접근로가 필요
- 거푸집 지지부재에 의하여 슬래브에 다수의 홀이 발생하는 등의 내구성 문제

• 프리캐스트 슬래브(precast slab segments):
- 운반상의 장애로 인한 분할크기의 제한
- 다수의 시공이음으로 인한 종방향 텐던의 설치가 필요

- 지상 크레인을 이용하여 가설하는 경우 공사비가 더욱 증가
- 러시아와 같은 혹한의 국가에서 일부 적용

2. 시공대책 및 향후전망:

● 시공대책 : 기존 시공방법의 안전성 문제를 해결하면서 경제적이고 시공에 유리한 신개념의 상부슬래브 시공방법의 개발이 필요하며, 상부슬래브를 압출하여 가설하는 방법은 기존 시공방법의 단점을 보완할 수 있는 최적의 대안이 될 것이다.

● 향후전망 : 상부슬래브의 압출가설 연구는 국내외적으로 초기단계로서 개선의 여지가 많은 상태이며, 본 제안서의 연구내용에 대한 신속한 연구개발이 이루어진다면 강합성교량의 설계 및 시공분야의 세계적인 기술을 선도할 수 있을 것이다.

3. 연구개발의 기본개념:

본 연구개발의 기본개념인 상부슬래브 압출가설공법은 강합성교량의 시공시 상부슬래브를 교대후방에서 제작하고 기가설된 강거더 상부로 압출하여 가설하는 방법으로써, 압출가설용 상부슬래브의 제작기법, 제작된 상부슬래브를 압출가설하는 방법, 압출가설후 강거더 상부플랜지와의 합성방법 등과 같은 압출가설용 상부슬래브의 구조시스템에 대한 연구개발이 선행되어야 한다.

Ⅲ. 연구개발의 내용 및 범위

본 연구개발의 최종목표는 시공상 안전성 문제를 해결하고, 빠른 시공 및 경제성 향상을 추구할 수 있는 신개념의 강합성교량 건설을 위한 압출가설용 상부슬래브의 구조시스템을 개발하는 것이다. 이에 대한 각 세부과제별 연구목표는 다음과 같다:

1. 압출가설용 상부슬래브의 제작기법 개발:

압출가설이 완료되어 상부슬래브와 강거더 상부플랜지가 합성되기 전까지는 가드레일 또는 미끄럼받침 상의 상부슬래브는 외측으로 캔틸레버 상태를 유지하여야 하며, 이와같은 압출가설을 고려한 상부슬래브의 배근상세가 제시되어야 한다.

따라서, 배근상세의 예로서 압출개구부(launch opening)에 있어서의 횡방향 지지보의

단면 및 배치간격, 횡방향 보강철근의 배치 및 이음에 대한 철근상세, 횡방향 지지보를 이용한 종방향 철근의 배치방안을 제시하고, 광폭 교량에 대한 상부슬래브의 횡방향 텐던 설치방안을 제시한다.

최종적인 성과품으로는 압출가설용 상부슬래브의 설계예제집을 작성하고, 설계 및 시공지침서를 작성한다.

2. 상부슬래브의 압출가설공법 개발:

교대후방에서 제작된 상부슬래브를 압출가설하기 위하여 먼저 교대후방에서의 작업장 및 상부슬래브에 대한 압출시스템을 제시한다. 또한, 상부슬래브의 압출가설을 위한방향 가드레일 또는 미끄럼받침의 상세를 결정하고, 압출가설하는 동안의 상부슬래브의 평면선형을 유지할 수 있는 방안을 제시한다. 압출시공에 따른 상부슬래브의 시공단계별 해석을 통하여 교량의 경간장 및 교량폭에 따른 상부슬래브의 분할타설 크기를 결정하고, 상부슬래브의 압출가설방안을 제시한다. 또한, 개발된 가설공법의 공정표 작성 및 필요에 따라 특수장비의 개념설계를 실시한다.

최종적인 성과품으로는 종방향 가드레일 또는 미끄럼받침에 대한 성능실험을 수행하여 개발된 상세에 대한 성능검증을 실시하고, 압출용 가드레일 또는 미끄럼받침에 대한 국내 및 국외 특허를 출원한다.

3. 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법 개발:

압출가설이 완료된 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성방법을 제시한다. 이를 위하여 합성능력을 최대화할 수 있는 전단연결재의 형상개발 및 배치방안을 제시하며, 필요에 따라 전단연결재의 역할을 대체할 수 있는 가드레일의 형상을 개발한다. 또한, 압출개구부에 대한 무수축 콘크리트의 타설방안을 제시하며, 상부슬래브의 펀칭전단강도 및 압출개구부의 합성성능을 평가한다.

최종적인 성과품으로는 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성성능실험을 수행하고, 압출개구부의 전단연결재 형상 및 배치방안에 대한 국내 및 국외 특허를 출원한다.

최종적으로는 각 세부과제 사이에 서로 유기적인 관계를 구축하여 압출가설용 상부슬래브의 실용화방안을 제시한다.

▷ 1차년도 연구개발 내용 및 범위 :

연구목표	주요 연구내용 및 범위
▪ 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상 도출	▪ 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상검토 ▪ 압출개구부 횡방향 지지보의 단면 및 배치간격 결정 ▪ 횡방향 지지보를 이용한 종방향 철근의 배치방안 검토
▪ 상부슬래브의 압출시스템 정립	▪ 압출가설용 상부슬래브를 적용할 수 있는 교량형식 검토 ▪ 압출작업장 및 압출시스템 검토 ▪ 압출가설용 상부슬래브의 지지시스템 및 압출가설용 가드레일의 단면 형상 검토
▪ 합성능력을 최대화할 수 있는 전단연결재의 형상 도출	▪ 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법 사례조사 ▪ 합성능력을 최대화 할 수 있는 전단연결재의 형상 및 배치방안 검토 ▪ 전단연결재의 역할을 대체할 수 있는 가드레일의 형상검토

▷ 2차년도 연구개발 내용 및 범위 :

연구목표	주요 연구내용 및 범위
▪ 압출가설을 고려한 상부슬래브의 개념설계	▪ 압출가설용 상부슬래브의 지지시스템별 배근상세 확립 ▪ 가로보와의 합성을 위한 횡방향 이음부의 배근상세 제안 ▪ 광폭 교량에 대한 상부슬래브의 배근상세 제안
▪ 상부슬래브의 압출가설 시스템 확립	▪ 압출시공에 따른 상부슬래브의 시공단계별 해석 ▪ 종방향 가드레일 또는 미끄럼 받침의 수치해석적인 검증
▪ 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성방법 검증	▪ 압출개구부의 무수축 콘크리트의 타설방안 제안 ▪ 소규모 국부실험을 통한 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성성능검증

▷ 3차년도 연구개발 내용 및 범위 :

연구목표	주요 연구내용 및 범위
▪ 압출가설용 상부슬래브의 설계예제집 및 지침서 작성	▪ 압출가설용 상부슬래브의 설계예제집 작성 ▪ 압출가설용 상부슬래브의 표준설계도면 작성 ▪ 압출가설용 상부슬래브의 설계/시공/유지관리 지침서 작성
▪ 상부슬래브 압출가설 공법의 성능검증	▪ 상부슬래브의 압출시스템 상세설계 ▪ 상부슬래브 압출가설공법의 검증실험 ▪ 경제성분석을 통한 공사비용 절감효과 평가
▪ 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성성능 검증	▪ 압출가설용 상부슬래브의 정적 전단강도 평가실험 ▪ 피로하중에 대한 합성성능 평가실험 ▪ 실물크기의 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성성능실험

Ⅳ. 연구개발결과

본 연구개발을 통하여 얻어진 각 세부과제별 연구개발결과 및 연구개발성과를 요약하면 다음과 같다.

▷ 각 세부과제별 연구개발 결과요약 :

① 압출가설용 상부슬래브의 제작기법 개발

1차년도 연구에서는 실제 개구제형 교량을 대상으로 압출가설에 따른 슬래브 단면형상 및 배근상세에 대하여 분석한 결과, 콘크리트의 강도가 철근의 직경 및 간격에 미치는 영향이 미미하여 27MPa이상 사용할 필요가 없으며, 철근의 간격은 전단포켓 또는 횡방향 강재의 배치를 고려하여 주철근 200mm, 종방향철근 250mm를 표준으로 하는 것이 타당할 것으로 분석되었다. 레일형 상부슬래브의 경우 높이 150mm의 레일을 설치하고, 압출개구부에 보강철근을 배치하여 슬래브 돌출철근과 연속시키는 방안을 제시하였다. 또한, 횡방향 강재는 ㄷ-100x50x5x7.5를 1m 간격으로 설치하는 것이 시공성 및 경제성 확보에 유리한 것으로 분석되었다.

2차년도 연구에서는 실제 개구제형 교량을 대상으로 압출가설에 따른 슬래브 단면형상(전단포켓형, 레일형, 터널형) 및 배근상세를 검토하였고, 광폭교량에 대한 상부슬래브 배근상세로 광폭교량의 대표적 예인 소수주형교를 대상으로 검토하였다. 현행 도로교 상부슬래브의 설계는 크게 강도설계법과 경험적 설계법이 있으나, 경험적 설계법은 현장타설되어 습윤양생된 상부슬래브에만 적용하도록 규정되어있어 교량 배후의 제작장에서 프리캐스트화 되고 증기양생을 실시하는 압출공법에는 적용이 곤란할 것으로 판단되므로, 본 공법은 강도설계법에 의해 상부슬래브를 설계하는 것이 타당할 것으로 판단된다. 전단포켓형의 경우 수평전단력이 전단포켓 전면에 집중되는 구조적 특징이 있으며, 이에 따른 전단포켓 전면부의 지압응력 및 인장응력은 FEM해석을 통하여 검토하였다. 검토결과 지압응력은 최대 1.68MPa가 발생하고, 허용지압응력 6.75MPa에 크게 미치지 못하며, 인장응력 또한 0.5MPa이 발생하여 파괴계수 3.27MPa보다 작아 전단포켓의 안전성에는 문제가 없는 것으로 판단되었다. 레일형은 거더 상부플랜지 위에 높이 160mm의 레일을 설치하여 그 위로 압출되는 횡방향빔과 미리 설치된 전단연결재 (h=150mm)의 간섭을 피하도록 계획하며, 전단연결재 전면에 보강철근을 배치하고 이 철근을 상부슬래브에 매입하여 압출된 철근에 연결하며, 전단연결재의 수평전단력을 상부슬래브에 전달하도록 하는 것이 바람직할 것으로 판단된다. 터널형 상부슬래브는 압출된 구 콘크리트와 압출완료

후 타설된 신 콘크리트가 전단포켓블럭에 의해 합성이 이루어지는 공법으로, 수평전단력에 저항할 수 있는 전단포켓블럭의 간격 및 크기를 FEM해석 및 전단마찰 설계 두 가지 방법으로 검토하였다. 검토결과 콘크리트만의 전단포켓블럭으로는 수평전단력을 저항할 수 없어 전단마찰철근의 보강이 필요할 것으로 판단되며, 본 연구에서는 보강철근을 고려하여 전단포켓블럭의 간격을 1m, 크기는 400×240mm로 계획하여 배근상세를 검토하였다. 광폭교량에 대한 상부슬래브 배근상세검토는 전단연결재의 공장용접 및 레일 설치 과정을 생략하여 시공성면에서 우수한 터널형 상부슬래브를 적용하는 것이 타당하다고 판단되었으며, 횡방향 강선과 전단포켓블럭 간격을 각각 400mm, 800mm로 하고, 전단포켓블럭의 크기를 700×240mm로 계획하면 서로간의 간섭을 피할 수 있을 것으로 판단된다.

3차년도 연구에서는 1·2차년도 연구결과를 바탕으로 실교량에 적용 가능하도록 설계예제집 및 표준설계도를 작성하였으며, 압출슬래브 설계사항 및 압출가설실험결과를 바탕으로, 양단지지 및 레일지지 터널형 압출슬래브에 대한 설계, 시공, 유지관리 지침서를 작성하였다. 설계대상교량은 레일지지 터널형 압출슬래브를 적용한 내지교(강박스거더교)와 양단지지 터널형 압출슬래브를 적용한 구증교(소수주형교)를 대상으로 하였다. 설계예제집, 표준설계도 및 설계, 시공, 유지관리 지침서 작성시의 고려사항을 정리하면 다음과 같다. 설계시 고려사항으로는 압출슬래브의 가설특성을 반영하여 가설시 안전성 검토와 합성후 공용중 안전성 검토를 별도로 실시하였다. 주철근 및 배력 철근량은 가설시에도 합성후와 동일하게 배치된 상태여야 하므로, 합성후를 기준으로 필요한 주철근 및 배력 철근을 결정하고, 가설시에 동일한 배근 조건에서 안전성을 검토하였다. 이때 공사비를 고려하여 가설시 철근량이 증가되지 않는 바닥판 단면, 지간 및 캔틸레버 길이 등을 결정하였다. 또한, 압출슬래브 가설공법은 현장타설 조건을 만족하지 않아 경험적 설계법을 적용할 수 없으므로 강도 설계법을 적용하였다. 압출슬래브 공법은 슬래브 단면에 터널과 일정 간격으로 몰탈 주입용 포켓을 두어야 하기 때문에 가설시에는 단면이 불연속인 곳이 있으므로 철근 배근에 유의하여야 하며, 몰탈 주입용 포켓의 폭과 길이는 각각 주철근 간격과 강거더 상부 플랜지 폭에 의해 결정하였다. 바닥판 캔틸레버부 및 내부 지점부 주철근은 슬래브 단면 상부에 위치하여 터널과 상관없이 배치가 가능하므로 연속하여 배근하고, 중앙부 주철근은 터널로 인해 단절되므로 정착장 확보 또는 표준 갈고리 형태로 배근하였다.

② 상부슬래브의 압출가설공법 개발

1차년도 연구에서는 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상을 검토하고 압출작업장 및 압출시스템에 대한 검토를 수행하였다. 전단포켓형은 소수주형교에, 레일형은 강박스거더

교에 적용하는 것이 합리적인 것으로 분석되었다. 현단계에서의 시공공정은 주간 2회 정도로 하여 압출시스템을 구축하는 것이 합리적인 것으로 판단되나, 이에 대해서는 실제 검증실험을 통하여 시공공정을 축소하는 방안을 강구해야 할 것으로 판단된다.

2차년도 연구에서는 구조 안전성과 경제성 있는 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상을 검토하고 압출작업장 및 압출시스템에 대한 검토를 수행하였다. 본 연구에서 고려하고 있는 상부슬래브 압출공법의 경우, 지속 사용이 가능한 강재거푸집이 더 경제성을 가지며, 전단포켓형과 레일형 모두 바닥판의 순수공사비는 기존 바닥판보다 감소되지만, 압출을 위한 레일 및 교대 배면의 압출설비를 고려하면 프리캐스트 바닥판에 비해서는 경제성이 있으며, 현장타설 바닥판 보다는 약간 증가된다. 그러나, 이는 압출설비와 시스템의 개발을 통해 그 비용을 감소시킬 수 있으며, 현장타설 바닥판의 각종 거푸집 및 동바리 작업을 위한 비용을 고려하면 더 감소될 수 있을 것으로 판단된다. 즉, 슬래브와 강거더에 대한 압출력의 영향을 검토한 결과, 상부슬래브의 압출가설로 발생하는 마찰력에 의한 추가적인 부재력과 지점반력은 미미하여 교량설계시 특별히 고려하지 않아도 될 것으로 판단되었으며, 최대 지압응력이 발생하는 압출잭이 작용하는 부위에서도 지압응력에 대하여 충분한 안전율을 확보하고 있음을 알 수 있었다. 압출작업장에서의 작업공정은 시방규정에 의한 거푸집 해체시기, 공사기간 및 공사비를 종합적으로 고려하여 1cycle 당 2일로 결정하였다.

3차년도 연구에서는 1·2차년도의 연구성과를 바탕으로 경제성측면뿐만 아니라 시공성측면에서도 우수한 터널형 압출슬래브를 대상으로 상부슬래브의 압출시스템을 재정립하였다. 우선, 소수주형교와 같이 상부플랜지 상면에 두께변화가 없는 교량에는 양단지지 터널형 압출슬래브를, 개구제형 강박스거더와 같이 상부플랜지 상면에 단차(판두께, 현장이음)가 있는 교량에는 레일지지 터널형 압출슬래브를 적용하는 것으로 하였다. 두가지 형태의 터널형 압출슬래브에 대한 압출가설시스템은 각각 현재 시공된 실교에 적용하여 압출가설시스템의 상세설계를 수행하였다. 또한, 정립된 압출가설시스템을 바탕으로 압출슬래브의 성능검증을 위하여 양단지지 및 레일지지 터널형 압출슬래브의 성능검증실험을 수행하였으며, 이때 성능검증실험에 앞서 정립된 압출가설시스템에 대한 개념설계를 먼저 수행하여 실제 실험시에 발생가능한 오류를 최소화하고자 하였다. 가용한 연구비 내에서 최대한 압출슬래브의 성능을 검증하기 위하여 압출시스템은 실제와 유사한 크기로 모사하였으며, 압출될 강거더는 상부플랜지를 실제와 같이 모사하는 것으로 실험을 수행하였다.

최종적으로는 현장타설공법 및 프리캐스트공법과 같은 기타공법과의 공사비 및 공사기간을 비교검토하여 압출가설공법의 경제성을 검토하고자 하였다. 먼저 예비 경제성검토

를 통하여 전반적인 공사비의 개략검토를 수행하였고, 이를 바탕으로 실교에 대한 압출슬래브의 경제성을 평가하고자 하였으며, 이때 실험을 통하여 얻어진 압출작업장 및 압출시스템의 공사비용을 바탕으로 경제성분석을 수행하였다. 상세내역에 따른 경제성을 분석한 결과, 현장타설공법과 비교하여 구증교의 경우에는 약 35%의 공사비 감소효과를 가져왔으며, 내지교의 경우에는 약 28%의 공사비 감소효과를 가져왔다. 또한, 교량 연장이 증가함에 따라 상부슬래브 압출가설공법이 더욱 우수한 경제성을 가지고 있음을 확인하였다. 또한, 상세설계와 실험을 바탕으로 압출슬래브와 현장타설 바닥판과의 공기를 비교분석한 결과, 소수주형교(구증교)의 경우 압출가설시 소요공사기간은 현장타설 바닥판에 비해 약 33%의 공사기간 감소효과를 가져왔으며, 개구제형교(내지교)의 경우 소요공사기간은 70일로 현장타설 바닥판에 비해 약 44%의 공사기간 감소효과를 보임을 확인하였다. 또한, 압출슬래브의 시장을 분석한 결과, 상부슬래브의 연평균 공사비는 1,249억원으로 상부슬래브 공사에 압출슬래브를 적용하여 공사비를 10% 정도 절감한다면 연 125억원 정도를 절감할 수 있는 것으로 나타났으며, 제작설비 및 압출가설 기술의 고도화를 통해 공사비를 20% 절감한다면 연 250억원을 절감할 수 있는 것으로 나타났다. 또한, 고공작업으로 인한 인명피해를 최소화함으로써 산업재해로 인한 경제손실을 최소화할 수 있을 것으로 기대된다.

③ 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법 개발

1차년도 연구에서는 슬래브와 상부플랜지의 합성공법에 대한 국내외의 연구동향을 분석하였으며, 전단연결재 및 전단포켓형 상부슬래브에 대한 설계를 수행하였다. 전단포켓의 크기를 최소화하기 위하여 표준스터드 가운데 가장 직경이 큰 25mm의 스터드로 설계하였으며, 전단포켓은 박스당 2개로 양측 복부판 상부에 각각 1개를 설치하며 교축 직각방향의 스터드 개수는 4~5개로 설계하였다. 전단포켓형 상부슬래브는 전단포켓의 간격을 600mm로, 크기는 400mmx150mm로 하여 철근의 간섭을 피하고 스터드의 용접이 가능토록 하는 것이 타당할 것으로 분석되었다. 본 연구결과를 바탕으로 차년도 연구에서는 레일형 상부슬래브에 대한 접합성능 실험을 수행하고, 압출가설공법이 적용된 강합성 교량의 장기거동을 해석하는 것이 바람직한 것으로 판단된다.

2차년도 연구에서 상부슬래브와 강거더의 합성성능 평가실험 결과로는 전면가압의 경우 채움 콘크리트의 압축강도 증가에 따라 실험체의 파괴하중이 뚜렷이 증가하였다. 그러나 일부가압의 경우 채움 콘크리트의 압축강도와 파괴하중 사이에 뚜렷한 상관관계가 나타나지 않았다. 전면가압의 경우 파괴하중은 200~300tonf, 일부가압의 경우 120~180tonf 사이의 범위로 나타났다. 전면가압의 경우 전단연결재와 채움콘크리트 부분에서

파괴가 진행된 것으로 보이고, 일부가압의 경우는 내·외부 콘크리트 계면에서 파괴가 이루어진 것으로 볼 수 있다. 전면가압과 일부가압 모두에서 설계시 고려한 최대전단력인 120tonf를 초과하여, 실제 교량에서 합성성능을 확보하는 데에는 문제가 없을 것으로 판단된다. 또한, 압출가설 시공단계를 고려한 합성교의 장기거동 해석결과로부터 100년 후 처짐 8mm로 지속하중에 대한 허용한계값(L/480 = 52 mm)을 만족하는 것으로 나타났다. 따라서 장기변형에 의한 사용성과 안전성에 문제가 발생하지 않을 것으로 판단된다. 콘크리트의 응력은 모두 허용인장강도와 압축강도를 넘지 않는 것으로 안전성 확보에 문제가 없을 것으로 판단되고, 거더(강재)의 응력은 모두 허용인장응력보다 작은 값으로 안전성을 유지할 수 있다고 판단된다. 압출가설되는 바닥판 콘크리트의 크리프 및 건조수축에 따른 합성교의 장기거동을 해석적으로 예측하였으며, 사용성, 내구성, 안전성 측면에서 모두 문제가 없는 것으로 나타났다. 그리고, 합성 포켓 부분에 대한 수분확산 해석과 구조해석을 통해 부등건조수축으로 인한 균열 발생을 검토하였다. 100년 후 내부 콘크리트와 외부 콘크리트의 접합면에 발생하는 최대 균열은 폭 0.08mm로, 콘크리트의 인장응력-균열개구변위 관계에서 일반적으로 0.1mm 인장응력이 유지되는 것을 고려한다면, 사용성 및 내구성에 문제가 되지 않을 것으로 판단된다. 따라서 합성포켓 부분의 부등건조수축에 의한 균열 안정성을 확보할 수 있다고 판단된다.

3차년도 연구에서는 1·2차년도의 연구성과를 바탕으로, 상부슬래브와 강거더의 합성성능 평가 실험에서 두 가지 파괴모드, 즉, 전단연결재와 내부 채움 콘크리트 부분의 파괴와 내부 채움 콘크리트와 외부 슬래브 콘크리트 계면에서의 파괴를 유도하는 실험이 수행되었다. 내부 채움 콘크리트와 외부 슬래브 콘크리트 계면에서의 파괴를 유도한 실험결과는 전단연결재와 내부 채움 콘크리트 합성 부분의 파괴를 유도한 경우에 비해 매우 낮은 전단강도를 나타내었다. 차량하중 등의 피로하중이 작용하는 경우 채움 콘크리트와 슬래브 콘크리트 계면의 합성성능이 장기적으로 감소할 수 있는 위험이 있으며, 합성성능이 전단연결재가 아닌 계면의 전단강도에 의해 결정될 수 있다. 따라서 상대적으로 낮은 강도를 나타내는 계면의 합성성능을 향상시키고, 반복 하중 하에서의 강도 감소를 최소화 할 수 있는 방안이 필요하다. 3차년도 연구에서는 채움 콘크리트와 슬래브 콘크리트 계면의 부착강도를 증진시키는 방법을 제안하고 정적 및 반복하중에 대한 강도향상을 확인하는 실험을 수행하였다. 슬래브와 채움 콘크리트 계면에 반복적인 전단키를 설치하여 계면의 합성성능을 향상시키는 방법을 고안하였고, 전단키의 크기는 시공성을 고려하여 두 변이 이루는 각도가 45°이고 한 변의 길이가 각각 30 mm와 50 mm인 두 가지 전단키를 제안하였다. 두 가지 전단키가 계면에 설치된 경우와 전단키가 설치되지 않은 세 가지 종류의 실험체를 총 18개 제작하여 정적재하 실험과 10,000회의 반복실험

후 잔존강도를 파악하기 위한 실험을 수행하였다. 정적 재하실험에서 30 mm와 50 mm 전단키가 설치된 경우 계면의 전단강도가 160% 이상 증가하게 되며, 이는 전단연결재와 내부 채움 콘크리트 합성에 의한 전단강도의 수준과 거의 같다. 30 mm와 50 mm 전단키에 의한 계면 전단강도의 차이는 매우 미미한 수준으로 나타났다. 전단키가 있는 경우와 없는 경우에 대해 강도의 50% 하중을 10,000회 반복하여 가하는 실험을 수행하였다. 전단키가 없는 경우 반복하중에 매우 취약하여, 100회 이하의 반복하중에서 파괴되었다. 전단키가 설치된 경우는 반복하중에 의한 손상이 매우 작았고, 반복하중에 의한 잔존강도의 손실이 없는 것으로 나타났다. 30 mm와 50 mm 크기의 전단키에 대한 반복하중과 잔존강도 실험의 결과는 서로 큰 차이를 보이지 않았다. 압출가설 공법이 적용될 경우 외부 슬래브와 채움 콘크리트 계면에 전단키의 설치가 필요하며, 현장조건과 시공성 그리고 이 연구의 결과를 고려하여 전단키의 크기를 결정해야 할 것이다.

▷ 연구개발 성과요약 :

<table>
<tr><td rowspan="11">성과
질적
목표
점검</td><td colspan="2" rowspan="2">공동과제명
(연구목표, 분야)</td><td colspan="2" rowspan="2">성과목표</td><td colspan="2" rowspan="2">성과지표</td><td colspan="3">성과검증 기준</td><td rowspan="2">가중</td></tr>
<tr><td>목표치</td><td>달성치</td><td>측정방법</td></tr>
<tr><td rowspan="6">1</td><td rowspan="6">압출가설용
상부슬래브의
제작기법
개발</td><td rowspan="2">1-1</td><td rowspan="2">압출가설을 고려한
상부슬래브의
개념설계</td><td>①</td><td>포켓 전면부의
지압응력</td><td>6.75
MPa</td><td>1.68
MPa</td><td>포켓부 응력집중과
설계기준 비교</td><td>1.4</td></tr>
<tr><td>②</td><td>압출슬래브
개념설계</td><td>2개</td><td>3개</td><td>압출슬래브
개념설계 개수</td><td>1.4</td></tr>
<tr><td rowspan="2">1-2</td><td rowspan="2">압출슬래브의
설계예제집 및
지침서 작성</td><td>①</td><td>압출슬래브
설계도서 제시</td><td>2개</td><td>4개</td><td>설계예제집,
설계도면 작성수</td><td>2.0</td></tr>
<tr><td>②</td><td>압출슬래브
지침서 제시</td><td>3개</td><td>3개</td><td>설계,시공,유지관리
지침서 작성수</td><td>2.0</td></tr>
<tr><td rowspan="4">2</td><td rowspan="4">상부슬래브의
압출가설공법
개발</td><td rowspan="2">2-1</td><td rowspan="2">상부슬래브의
압출가설시스템 확립</td><td>①</td><td>압출작업장
길이산정</td><td>5m</td><td>10m</td><td>압출작업장 길이당
공사비 비교</td><td>1.4</td></tr>
<tr><td>②</td><td>압출작업 시공공정</td><td>3일
/cycle</td><td>2일
/cycle</td><td>1cycle당 공정 일수
비교</td><td>1.4</td></tr>
<tr><td rowspan="2">2-2</td><td rowspan="2">상부슬래브
압출가설공법의
성능검증</td><td>①</td><td>공사기간 절감효과</td><td>10%</td><td>33~
44%</td><td>기존공법 대비 공기
절감율</td><td>2.0</td></tr>
<tr><td>②</td><td>공사비용 절감효과</td><td>20%</td><td>28~
35%</td><td>기존공법 대비
공사비 절감율</td><td>2.0</td></tr>
<tr><td rowspan="4">3</td><td rowspan="4">상부슬래브와
강거더
상부플랜지의
합성공법
개발</td><td rowspan="2">3-1</td><td rowspan="2">상부슬래브와
강거더 상부플랜지의
합성방법 검증</td><td>①</td><td>상부슬래브와
강거더 합성성능</td><td>120
tonf</td><td>200
tonf</td><td>압축강도별
파괴하중 비교</td><td>1.6</td></tr>
<tr><td>②</td><td>장기변형에 의한
사용성</td><td>52mm</td><td>8mm</td><td>장기변형에 의한
최대처짐 비교</td><td>1.6</td></tr>
<tr><td rowspan="2">3-2</td><td rowspan="2">상부슬래브와
강거더 상부플랜지의
합성성능검증</td><td>①</td><td>압출슬래브
피로강도 측정</td><td>1.2</td><td>1.6</td><td>설계기준 대비
안전율</td><td>1.6</td></tr>
<tr><td>②</td><td>압출슬래브
균열안전성 확보</td><td>1.1</td><td>1.6</td><td>설계기준 대비
안전율</td><td>1.6</td></tr>
<tr><td colspan="8">종합점수 = ∑ (성과목표별 달성평점 ×가중치)</td><td>20.0</td></tr>
<tr><td rowspan="8">양적
지표
점검</td><td colspan="3" rowspan="6">사업연계지표</td><td colspan="2">성과목표</td><td>목표치</td><td>달성치</td><td>증빙방법</td><td>가중</td></tr>
<tr><td colspan="2">신소재·신공법 개발건수</td><td>6</td><td>6</td><td>증빙자료별첨</td><td>15</td></tr>
<tr><td colspan="2">수치해석 건수</td><td>12</td><td>12</td><td>증빙자료별첨</td><td>15</td></tr>
<tr><td colspan="2">연구개발관련 홍보</td><td>3</td><td>5</td><td>증빙자료별첨</td><td>20</td></tr>
<tr><td colspan="2">기술실시계약 건수</td><td>1</td><td>2</td><td>증빙자료별첨</td><td>25</td></tr>
<tr><td colspan="2">특허출원/등록 건수</td><td>6</td><td>6</td><td>증빙자료별첨</td><td>25</td></tr>
<tr><td colspan="7">종합점수 = ∑ (성과별 달성율×가중치)</td><td>100</td></tr>
</table>

Ⅴ. 연구개발결과의 활용계획

현대의 교량건설은 안전사고 예방 및 환경파괴 최소화를 이룰 수 있는 설계개념을 도입하고 있다. 이와 같은 조건을 만족할 수 있는 방안으로 교량건설 시 상부공의 작업 최소화를 고려할 수 있으며 교량 상부공의 작업을 최소화 할 수 있다면 안전사고 배제와 환경파괴의 최소화를 달성할 수 있게 된다. 따라서, 본 연구에서 제시한 기술을 향후 설계에 반영한다면 현대 교량설계 개념에 부합할 수 있을 것으로 판단된다. 본 과제의 참여기업인 (주)서영엔지니어링과 (주)효명이씨에스는 그동안 다양한 교량설계를 통해 풍부한 경험을 축적해 왔다. 또한 (주)비엔지컨설턴트는 교량의 압출가설분야에 있어서 국내 최고의 시공실적을 보유하고 있다. 이러한 경험과 실적을 바탕으로 본 과제의 종료 후 참여기업의 교량 설계프로젝트에 개발된 기술을 반영하고 시험시공 함으로써 기술의 우수성을 확인할 예정이다.

본 연구개발은 매우 독창적인 기술이면서도 강합성교량의 설계 및 시공분야에 있어서 많은 장점을 가지고 있다. 이에 대한 연구성과를 기술강습회 및 세미나를 통해 국내·외 교량 기술자들에게 보급하고 발주처에 본 연구결과의 우수성을 홍보하여 앞으로 건설될 교량 현장에 적극적으로 반영될 수 있도록 할 것이다. 또한, 상부슬래브의 압출가설공법이 가지는 수많은 장점에도 불구하고 이에 대한 연구는 국내뿐만 아니라 전 세계적으로도 아직 초기 단계에 있다. 따라서, 본 연구개발 성과물을 조속히 사업화한다면 강합성교량의 설계 및 시공분야에서 세계적인 기술을 선도할 수 있을 것이며, 개발기술의 인증작업과 지적재산권 확보를 통하여 국내뿐만 아니라 국외수출이 가능한 기술 품목으로 확대가 가능할 것이다. 향후 본 연구진은 현장타설 및 프리캐스트 슬래브와의 비교검토를 통하여 바닥판 슬래브에 대한 합리적인 설계기준 및 메카니즘을 정립하고 개선사항에 대한 보완책을 마련할 계획이며, 본 연구에서 제시된 기술을 설계프로젝트에 반영하여 시험시공을 계획하고 있다.

본 연구에서는 제한된 시간과 비용으로 인하여, 압출슬래브 공법을 직선교에 한정하여 실험적인 연구를 수행하였으나, 향후에는 사업화를 위하여 곡선교에 적용할 수 있도록 실험적인 검증연구 등의 후속연구가 반드시 필요하다고 판단된다. 또한, 본 기술은 강합성교량뿐만 아니라 콘크리트 빔교와 같은 기타형식의 교량에도 적용 가능할 것으로 판단되므로 이에 대한 후속연구개발도 필요하다고 판단되며, 본 연구진은 향후에도 지속적으로 본 개발기술의 사업화를 위하여 노력할 것이다.

S U M M A R Y

Ⅰ. Title

Development of Incremental Launching Slab for Composite Bridges

Ⅱ. Purpose of Research

○ In most case, concrete slab casting of a composite bridges are a temporary or left-in-place form as long as entire bridge or precast concrete slab.

○ Because the concrete casting is cast in situ on the steel girder, there are serious problems such as safety workers, construction costs/period, structure quality.

○ The object of this study [Development of Incremental launching slab for composite bridge], is to develop of structural system for composite bridge which can offer safety workers, construction costs/period, structure quality.

○ This construction of the deck slab by incremental launching cast a concrete slab(5～25m) in the bridge axis behind the abutment and jack this slab section onto the girder flanges. Therefore, structural system (the producing technique of the concrete slab for incremental launching, the launching system of the concrete slab and composite method between the slab and girder flanges) of composite bridge for launching slab needs to be developed earlier.

Ⅲ. Contents and Scope of Research

The object of this study 「Development of incremental launching slab for composite bridges」, is to offer safety of workers, construction costs, structure quality, durability and aesthetics for the slab construction of composite bridges. The contents and scope of research are as follows:

○ *Technology development of the concrete slab for incremental launching;*

- decision of the shape of the concrete slab for incremental launching
- virtual design of the concrete slab for incremental launching
- drawing up design sample and guide line of the incremental launching slab

○ *Development of incremental launching method for the concrete slab;*

- the establishment of incremental launching system for the concrete slab
- the detail design of incremental launching system for the concrete slab
- the capacity verification of incremental launching system for the concrete slab
- the estimation of construction cost through economical analysis

○ *Development of composite method between concrete slab and steel flange;*

- the establishment of arrangement device of shear stud
- the shear and fatigue strength for incremental launching system of the concrete slab
- the capacity verification between concrete slab and flange

Ⅳ. Results of Research

○ *Technology development of the concrete slab for incremental launching:*

After reviewing the current design code, the design of concrete slab for incremental launching was considered by ultimate strength design. In case of shear pocket type, horizontal shear force is concentrated on the front pocket. After reviewing bearing and tensile stress, there are no problems in terms of safety of shear pocket. In case of Rail-type, by installing rail height 160mm, transverse beam was to avoid the interference of the pre-installed shear connectors and by placing the rebar shear connectors on the front, horizontal shear force was to be passed to concrete slab. In case of tunnel type, it is composed by shear pocket block between prefabricated concrete and new concrete. it is examined reinforcement details and shear pockets Block interval of 1m, the size of the plan to the 400 × 240mm because the concrete shear block can not resist the horizontal shear force. Finally, Design sample and standard design drawings was listed to be applied to real bridge for two-support type and rail support tunnel-type of concrete slab. Based on design item of launching slab and experiment results, the design/construction/maintenance guidelines was also listed. if well utilized, it is expected to provide important guidelines to apply launching method for real bridge.

○ *Development of incremental launching method for the concrete slab:*

In this study, We have studied the shape of concrete slab, launching yard and launching system. Finally, we have studied about economical analysis. It is resonable that the type of shear pocket is used for twin girder and the type of rail is used for steel box and the type of tunnel is used for open box girder. We have carried out detailed design for caused problem when launching slab and examined launching yard and launching system in terms of economy targeting real bridge. Based on the established launching system, we have performed a experiment for verification of capacity. Prior to the experiment, we performed virtual design to minimize possible error. In addition, we have performed economical analysis of launching slab method comparing to other method such as precast slab. As a result, the effect of launching slab method was analyzed to 28-35% of the construction cost, with savings of 33 to 44 percent of the construction period compare with cast in situ. The results of the market analysis of the launching slab, the concrete slab of the average annual cost was 1,249 billion and reducing a 10% in the cost by applying launching slab it can be reduced the annual amount of 12.5 billion won. It is expected that above all, if well utilized, this study can be minimized the economic losses caused by industrial accidents such as casualties caused by aerial work.

○ *Development of composite method between concrete slab and steel flange:*

As the experimental results of composite performance, it showed that the shear strength have exceeded the maximum shear force considered design force 120tonf. The analysis results of long-term behavior considering the construction phase of the launching slab, Strength of concrete and steel girder were showed to ensure safety within the allowable stress and there was no problem in terms of usability, durability, such as the long-term behavior of creep and shrinkage. The nonlinear analysis results for Crack stability assessment and composite performance prediction in considering the different drying shrinkage on the part of the composite Pocket can be obtained crack stability. it was proposed a method which can increase the composite performance by forming irregularity on the tunnel cross-section and was performed a experiment of shear strength by irregularity. Finally, the ways to increase the composite performance was verified through fatigue experiments. This

Ways to increase the performance of composite bridges can be applied in other types of bridges such as concrete girder bridge.

Ⅴ. Plans on Application of Research Results

○ *Test bed:*

Based on experience and performance of launching method developed in this study, by applying and executing on a bridge design project of participating companies, we are going to check the excellence of this technology(ensuring the safety of the worker, economical bridge construction).

○ *Spread and applying on domestic bridge project:*

This development is very ingenious technology and in the field of design and construction of composite bridge has many advantages. knowledge and technical know-how to be resulted from our study not only is to be spread to engineers by holding conference and lecture, but also to be informed to public organization to apply bridge construction site.

○ *Acquisition International patent and technical exportation:*

Despite the numerous advantages with the launching method for concrete slab, for domestic as well as worldwide, it is still in the early stages, thus, if this development achievements is commercialized as soon as possible, it can be lead global technology in the field of the design and construction of steel composite bridge.

○ *Convergence with other field:*

Because there has not much experience of the launching slab concept in a design and construction field, it will be expanded with export item throughout authentication of the technique and securing intellectual property rights. In addition, it will open up new markets by creating the convergence technology to other industries, such as IT, Mechanical. This technology will be applicable to other types of bridges such as concrete girder bridge as well as steel composite bridges, so that it will contribute to subsequent studies greatly.

목 차

제 출 문 ····· i

보고서 요약서 ····· ii

요 약 문 ····· vii

S U M M A R Y ····· xviii

제 1 장 연구개발과제의 개요 ····· 1

제 1 절 연구개발의 배경 및 필요성 ····· 1

1. 연구개발의 배경 ····· 1

2. 연구개발의 필요성 ····· 9

제 2 절 연구개발의 목표 및 범위 ····· 13

1. 연구개발의 최종 목표 ····· 13

2. 연차별 연구목표 및 내용 ····· 17

제 2 장 국내·외 기술개발 현황 ····· 21

제 1 절 국내 기술 및 산업 동향 ····· 21

제 2 절 국외 기술 및 산업 동향 ····· 25

제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과 ····· 28

제 1 절 압출가설용 상부슬래브의 제작기법 개발 ····· 28

1.1 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상 도출 ····· 28

1.1.1 서 론 ····· 28

1.1.2. 상부슬래브 압출가설공법의 사례조사 ····· 30

1.1.3. 상부슬래브 압출방법에 따른 단면형상 및 배근상세 검토 ····· 33

1.1.4. 결론 ····· 42

1.2 압출가설을 고려한 상부슬래브의 개념설계 ····· 44

1.2.1 서 론 ····· 44
1.2.2 상부슬래브 압출가설 공법 ····· 44
1.2.3 압출가설 방법에 따른 상부슬래브 배근상세 제시 ····· 46
1.2.4 결 론 ····· 63
1.3 압출가설용 상부슬래브의 설계예제집 및 지침서 작성 ····· 64
1.3.1 대상교량 및 압출가설공법 선정 ····· 64
1.3.2 압출슬래브 설계사항 ····· 66
1.3.3 설계예제집 및 표준설계도면 ····· 68
1.3.4 설계, 시공, 유지관리 지침서 ····· 68
1.3.5 결 론 ····· 69
제 2 절 상부슬래브의 압출가설공법 개발 ····· 70
2.1 상부슬래브의 압출시스템 정립 ····· 70
2.1.1 서 론 ····· 70
2.1.2 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상 검토 ····· 72
2.1.3 압출작업장 및 압출시스템 검토 ····· 81
2.1.4 상부슬래브 설계시 고려사항 ····· 87
2.1.5 바렌 레 마꽁교(Varennes-lès-Mâcon)의 시공사례 ····· 96
2.1.6 결 론 ····· 102
2.2 상부슬래브의 압출시스템 확립 ····· 104
2.2.1 서 론 ····· 104
2.2.2 압출슬래브 형상별 압출시스템 ····· 105
2.2.3 압출작업장의 시스템 정립 ····· 114
2.2.4 슬래브와 강거더에 대한 압출력의 영향 ····· 122
2.2.5 압출슬래브의 시공단계별 해석 ····· 130
2.2.6 에어바퀴를 이용한 압출슬래브의 가설공법 개발 ····· 163
2.2.7 결 론 ····· 168
2.3 상부슬래브 압출가설공법의 성능검증 ····· 169
2.3.1 서 론 ····· 169
2.3.2 상부슬래브의 압출시스템 상세설계 ····· 170
2.3.3 상부슬래브 압출가설공법의 검증실험 ····· 200
2.3.4 경제성분석을 통한 공사비용 절감효과 평가 ····· 242
2.3.5 결론 ····· 283

제 3 절 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법 개발 ····· 287
3.1 합성능력을 최대화할 수 있는 전단연결재의 형상 도출 ····· 287
3.1.1 연구동향 분석 ····· 287
3.1.2 전단연결재 설계 ····· 294
3.1.3 전단포켓 설계 ····· 305
3.2 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성방법 검증 ····· 307
3.2.1 상부슬래브와 강거더의 합성 성능 평가 실험 ····· 307
3.2.2 압출가설 시공단계를 고려한 합성교의 장기거동 해석 ····· 321
3.2.3 합성 포켓 부분에 대한 부등건조수축을 고려한 균열 안정성 평가 ····· 339
3.2.4 합성 성능 예측을 위한 비선형해석 ····· 349
3.3 합성성능 향상 방법 제안 및 검증 ····· 353
3.3.1 개요 ····· 353
3.3.2 합성성능 향상 방법 제안 ····· 353
3.3.3 제안된 합성성능 향상 방법에 대한 검증 실험 ····· 354
3.3.4 결론 ····· 371

제 4 장 목표달성도 및 관련분야에의 기여도 ····· 373
제 1 절 1차년도 연구개발목표의 달성도 ····· 373
1. 1차년도 연구목표치 대비 실적치 ····· 373
2. 연구개발 수행진도율 및 목표의 달성도 ····· 376
제 2 절 2차년도 연구개발목표의 달성도 ····· 378
1. 2차년도 연구목표치 대비 실적치 ····· 378
2. 연구개발 수행진도율 및 목표의 달성도 ····· 383
제 3 절 3차년도 연구개발목표의 달성도 ····· 385
1. 3차년도 연구목표치 대비 실적치 ····· 385
2. 연구개발 수행진도율 및 목표의 달성도 ····· 388
제 4 절 관련분야에의 기여도 ····· 390
1. 기술적 측면 ····· 390
2. 사회·경제적 측면 ····· 391

제 5 장 연구개발결과의 활용계획 ····· 392
제 1 절 연구성과의 활용방안 ····· 392

1. 시험 적용 ····· 392
2. 기술보급 및 국내 교량건설에 반영 ····· 392
3. 국제특허 획득 및 기술수출 ····· 392
제 2 절 향후 후속연구개발 ····· 393
1. 연구성과의 현장 적용성 확대방안 연구 ····· 393
2. 기타 형식교량에의 적용 연구 ····· 394
3. 압출슬래브에 가장 효율적인 최적거더 개발 연구 ····· 395
제 3 절 연구성과의 실용화 방안 ····· 396
1. 대상기술의 구성 ····· 396
2. 대상기술의 필요성 ····· 396
3. 대상기술의 내용 및 활용처 ····· 397
4. 실적자료에 근거한 시장규모 분석 ····· 398
5. 실용화 전략 및 추진계획 ····· 399

제 6 장 참고문헌 ····· 400

[부 록 A] 연구과제 설명자료

[부 록 B] 설 계 예 제 집

B-1 : 구증교

B-2 : 내지교

[부 록 C] 설계/시공/유지관리 지침서

[부 록 D] 설 계 예 제 도 면

D-1 : 구증교

D-2 : 내지교

그 림 목 차

<그림 1.1.1 콘크리트 슬래브의 분할타설 순서> ····· 3
<그림 1.1.2 불연속 슬래브 타설 전경> ····· 3
<그림 1.1.3 MSS에 의한 슬래브 타설> ····· 4
<그림 1.1.4 MSS 내부전경> ····· 5
<그림 1.1.5 프리캐스트 슬래브를 이용한 강합성교량의 시공예> ····· 6
<그림 1.1.6 상부슬래브 압출가설공법의 개요도> ····· 7
<그림 1.1.7 압출가설용 상부슬래브의 개념도: 압출개구부 형상> ····· 8
<그림 1.1.8 상부슬래브 시공시 작업자의 빈번한 사고발생> ····· 9
<그림 1.1.9 업종별 산업재해 현황> ····· 12
<그림 1.2.1 상부슬래브 압출가설공법의 개념도> ····· 13
<그림 1.2.2 압출가설용 상부슬래브의 상세예> ····· 14
<그림 1.2.3 미끄럼마찰을 받는 연속교의 해석예> ····· 15
<그림 1.2.4 압출개구부 상세예> ····· 15
<그림 1.2.5 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성예> ····· 15
<그림 3.1.1 상부슬래브 압출가설공법 개념> ····· 29
<그림 3.1.2 대상교량 횡단면도> ····· 29
<그림 3.1.3 전단포켓형 상부슬래브> ····· 31
<그림 3.1.4 슬라이딩 슈의 개념도> ····· 32
<그림 3.1.5 레일형 상부슬래브 압출> ····· 32
<그림 3.1.6 대상교량 횡단면도 주요제원> ····· 33
<그림 3.1.7 상부슬래브 표준횡단면도> ····· 34
<그림 3.1.8 대상교량 전단포켓 배치도> ····· 37
<그림 3.1.9 전단포켓형 상부슬래브 철근 배치> ····· 38
<그림 3.1.10 레일 형상부 슬래브 철근배근 상세> ····· 39
<그림 3.1.11 횡방향 강재빔 해석 모델링> ····· 41
<그림 3.1.12 전단포켓형 상부슬래브> ····· 44
<그림 3.1.13 레일형 상부슬래브 압출> ····· 45
<그림 3.1.14 터널형 상부슬래브 압출> ····· 46
<그림 3.1.15 대상교량 횡단면도 주요제원> ····· 47
<그림 3.1.16 상부슬래브 표준횡단면도> ····· 50
<그림 3.1.17 대상교량 전단포켓 배치도> ····· 53
<그림 3.1.18 전단포켓 상세도> ····· 53

<그림 3.1.19 전단포켓 상부슬래브 철근 배치> ····· 54
<그림 3.1.20 전단포켓 보강철근> ····· 54
<그림 3.1.21 전단포켓부 응력집중 검토> ····· 55
<그림 3.1.22 레일 형상부 슬래브 철근배근 상세> ····· 57
<그림 3.1.23 횡방향 강재빔 해석 모델링> ····· 58
<그림 3.1.24 터널형 상부슬래브 철근배근 상세> ····· 61
<그림 3.1.25 전단포켓블럭 응력검토 결과> ····· 62
<그림 3.1.26 설계 대상 교량> ····· 64
<그림 3.1.27 레일지지 터널형 압출슬래브(내지교)> ····· 65
<그림 3.1.28 양단지지 터널형 압출슬래브(구증교)> ····· 65
<그림 3.1.29 레일형 슬래브 철근배근 상세> ····· 67
<그림 3.1.30 양단지지형 슬래브 철근배근 상세> ····· 68
<그림 3.2.1 교대 배면에서의 슬래브 세그먼트의 성형과 압출> ····· 72
<그림 3.2.2 강거더 상에서 압출되는 전단포켓형 상부슬래브> ····· 73
<그림 3.2.3 강거더 상부플랜지에서의 슬래브 압출과 불연속적인 체결> ····· 73
<그림 3.2.4 Truyère강 횡단교량에 제안된 방법> ····· 75
<그림 3.2.5 강거더와 용접되는 강판이 설치된 프리캐스트 슬래브> ····· 75
<그림 3.2.6 전단연결재가 기설치된 채널 형태의 프리캐스트 슬래브> ····· 76
<그림 3.2.7 강거더 상부플랜지에서의 슬래브 압출과 연속적인 체결> ····· 77
<그림 3.2.8 철근 만으로 횡방향 연결된 프리캐스트 슬래브> ····· 77
<그림 3.2.9 종방향 레일을 통한 슬래브 압출> ····· 78
<그림 3.2.10 압출개구부의 상세> ····· 78
<그림 3.2.11 영구 압출레일이 적용된 압출개구부 상세> ····· 79
<그림 3.2.12 교대 뒤에 설치된 거푸집> ····· 81
<그림 3.2.13 경간중앙 강거더에 매달린 격자거더에 설치된 거푸집> ····· 82
<그림 3.2.14 강거더에 매달린 거푸집이 설치된 에이글(Aigle)의 고가교> ····· 82
<그림 3.2.15 최종 세그먼트 후면에 설치된 피스톤과 브라켓> ····· 84
<그림 3.2.16 슬래브에 설치된 일련의 연결용 개구부> ····· 85
<그림 3.2.17 압출경로 조정을 위해 슬래브 단부에 설치된 횡방향력을 전달하는 롤러> ····· 85
<그림 3.2.18 슬래브 선단에서의 경로 조절> ····· 85
<그림 3.2.19 스틱-슬립(stick-slip) 운동> ····· 88
<그림 3.2.20 균일 마찰하중이 작용하는 단경간보> ····· 90
<그림 3.2.21 균일 마찰하중이 작용하는 연속보> ····· 90
<그림 3.2.22 교각 위의 강거더에 설치된 횡방향 잭> ····· 94

<그림 3.2.23 상부플랜지에 편심재하된 슬라이딩 받침> ····· 94
<그림 3.2.24 완공된 바렌 레 마꽁교(Varennes-lès-Mâcon) 전경> ····· 96
<그림 3.2.25 바렌 레 마꽁교의 종단면도> ····· 97
<그림 3.2.26 바렌 레 마꽁교의 횡단면도> ····· 97
<그림 3.2.27 압출되고 있는 상부슬래브 단부에서 본 강거더 전경> ····· 99
<그림 3.2.28 강거더와 상부슬래브의 체결을 위한 배근상세> ····· 100
<그림 3.2.29 상부슬래브의 압출전경> ····· 100
<그림 3.2.30 상부슬래브의 압출개구부 전경> ····· 101
<그림 3.2.31 상부슬래브의 압출시스템 정립을 위한 검토 대상교량> ····· 105
<그림 3.2.32 교대 배면에서의 압출슬래브 세그먼트의 성형과 압출> ····· 106
<그림 3.2.33 레일형 압출슬래브의 전체 개념도> ····· 107
<그림 3.2.34 레일형 압출슬래브의 압출작업장 개념도> ····· 108
<그림 3.2.35 레일형 압출슬래브의 개구부 단면상세 제안> ····· 109
<그림 3.2.36 포켓형 압출슬래브의 전체 개념도> ····· 109
<그림 3.2.37 슬라이딩 슈의 개념도> ····· 110
<그림 3.2.38 포켓형 압출슬래브 단면도> ····· 111
<그림 3.2.39 터널형 압출슬래브의 전체 개념도> ····· 112
<그림 3.2.40 터널형 압출슬래브의 단면도> ····· 112
<그림 3.2.41 터널형 압출슬래브의 압출작업장 개념도> ····· 113
<그림 3.2.42 터널형 압출슬래브의 내부거푸집을 이용한 터널형성 개념도> ····· 113
<그림 3.2.43 대상교량 횡단면도> ····· 118
<그림 3.2.44 작업장 개요도> ····· 118
<그림 3.2.45 제작대의 상세> ····· 119
<그림 3.2.46 터널단면 상세도> ····· 120
<그림 3.2.47 거푸집 탈형 시스템> ····· 120
<그림 3.2.48 마찰력을 고려한 모델링> ····· 126
<그림 3.2.49 마찰력 작용시의 발생 휨모멘트도> ····· 126
<그림 3.2.50 마찰력 작용시의 발생 전단력도> ····· 127
<그림 3.2.51 마찰력 작용시의 발생 반력도> ····· 127
<그림 3.2.52 압출잭에 의한 최대지압응력 발생위치> ····· 129
<그림 3.2.53 지압력 재하도> ····· 129
<그림 3.2.54 발생 지압응력도> ····· 129
<그림 3.2.55 압출슬래브의 시공단계별 해석을 위한 검토 대상교량> ····· 131
<그림 3.2.56 시공단계 해석을 위한 단면상수> ····· 132

<그림 3.2.57 시공단계 하중 경우: Load Case1-1> ····· 133
<그림 3.2.58 시공단계 하중 경우: Load Case1-2> ····· 134
<그림 3.2.59 시공단계 하중 경우: Load Case2> ····· 135
<그림 3.2.60 시공단계 하중 경우: Load Case3-1> ····· 136
<그림 3.2.61 시공단계 하중 경우: Load Case3-2> ····· 137
<그림 3.2.62 시공단계 해석을 위한 경계조건> ····· 138
<그림 3.2.63 Model-1의 모멘트도(LC-1)> ····· 139
<그림 3.2.64 Model-2의 모멘트도(LC-1)> ····· 140
<그림 3.2.65 Model-3의 모멘트도(LC-1)> ····· 141
<그림 3.2.66 Model-1의 전단력 발생시 하중분포(LC-1)> ····· 142
<그림 3.2.67 Model-1의 전단력(LC-1)> ····· 142
<그림 3.2.68 Model-2의 최대 전단력 발생시 하중분포(LC-1)> ····· 143
<그림 3.2.69 Model-2의 전단력(LC-1)> ····· 144
<그림 3.2.70 Model-3의 최대 전단력 발생시 하중분포(LC-1)> ····· 145
<그림 3.2.71 Model-3의 전단력(LC-1)> ····· 146
<그림 3.2.72 Model-1의 모멘트도(LC-2)> ····· 147
<그림 3.2.73 Model-2의 모멘트도(LC-2)> ····· 148
<그림 3.2.74 Model-3의 모멘트도(LC-2)> ····· 149
<그림 3.2.75 Model-4의 모멘트도(LC-2)> ····· 150
<그림 3.2.76 Model-1의 최대 전단력 발샐시 하중분포(LC-2)> ····· 151
<그림 3.2.77 Model-1의 전단력(LC-2)> ····· 152
<그림 3.2.78 Model-2의 최대 전단력 발생시 하중분포(LC-2)> ····· 153
<그림 3.2.79 Model-2의 전단력(LC-2)> ····· 154
<그림 3.2.80 Model-3의 최대 전단력 발생시 하중분포(LC-2)> ····· 155
<그림 3.2.81 Model-3의 전단력(LC-2)> ····· 156
<그림 3.2.82 Model-4의 최대 전단력 발생시 하중분포(LC-2)> ····· 157
<그림 3.2.83 Model-4의 전단력(LC-2)> ····· 158
<그림 3.2.84 Model-1의 모멘트도(LC-3)> ····· 159
<그림 3.2.85 Model-1의 최대 전단력 발샐시 하중분포(LC-3)> ····· 160
<그림 3.2.86 Model-1의 전단력(LC-3)> ····· 161
<그림 3.2.87 상부슬래브 압출 메카니즘> ····· 164
<그림 3.2.88 회전축 및 타이어 배치도> ····· 164
<그림 3.2.89 회전축 고정 상세도> ····· 165
<그림 3.2.90 회전축 연결 상세도> ····· 166

<그림 3.2.91 부재별 크기> ····· 167
<그림 3.2.92 강박스 판두께의 변화로 인한 장애> ····· 170
<그림 3.2.93 이음판 및 볼트> ····· 171
<그림 3.2.94 이음판 및 볼트로인한 압출장애> ····· 171
<그림 3.2.95 양단지지 터널형의 단면> ····· 171
<그림 3.2.96 간격재를 이용한 압출단면> ····· 172
<그림 3.2.97 롤러를 이용한 압출단면> ····· 172
<그림 3.2.98 상부플랜지상에 설치된 레일> ····· 173
<그림 3.2.99 레일지지 터널형 단면> ····· 173
<그림 3.2.100 레일지지 터널형 압출개념도> ····· 173
<그림 3.2.101 상부슬래브 압출진행 전경> ····· 174
<그림 3.2.102 압출진행 중 교량 붕괴사례> ····· 174
<그림 3.2.103 횡방향 조절 롤러설치> ····· 175
<그림 3.2.104 슬래브 선단 경로조절 표식 설치> ····· 175
<그림 3.2.105 횡방향 조절 가이드 블록 설치> ····· 176
<그림 3.2.106 레일을 이용한 경로 조절> ····· 176
<그림 3.2.107 터널내 요철형성을 위한 매립거푸집> ····· 177
<그림 3.2.108 내부거푸집 탈형의 개념> ····· 178
<그림 3.2.109 콘크리트 주입구를 이용한 내부거푸집 탈형> ····· 178
<그림 3.2.110 양단지지 터널형 단면> ····· 179
<그림 3.2.111 레일지지 터널형 단면> ····· 179
<그림 3.2.112 모르타르 누수방지용 발포고무 부착> ····· 180
<그림 3.2.113 터널내부 수팽창 지수제 부착> ····· 180
<그림 3.2.114 개구부를 이용한 내부거푸집 탈형> ····· 181
<그림 3.2.115 잭을 이용한 상부슬래브 하면거푸집 탈형> ····· 181
<그림 3.2.116 레일지지 터널형 거푸집 탈형> ····· 181
<그림 3.2.117 압출슬래브의 역추진 시스템> ····· 182
<그림 3.2.118 상부슬래브 압출시스템 개념도> ····· 183
<그림 3.2.119 거푸집 프레임 설치> ····· 184
<그림 3.2.120 레일 간격재 및 누수방지 실링제 설치> ····· 184
<그림 3.2.121 레일 및 레일지지 캡 설치> ····· 185
<그림 3.2.122 철근배치 및 콘크리트 타설> ····· 185
<그림 3.2.123 상부슬래브 압출> ····· 185
<그림 3.2.124 구증교 횡단면도> ····· 186

<그림 3.2.125 구증교 슬래브 제원> ····· 186
<그림 3.2.126 구증교 합성 전 단면> ····· 187
<그림 3.2.127 구증교 합성 후 단면> ····· 187
<그림 3.2.128 구증교 터널 단면> ····· 187
<그림 3.2.129 구증교 슬래브 일반도> ····· 188
<그림 3.2.130 구증교에 적용된 전단포켓 제원> ····· 188
<그림 3.2.131 구증교 슬래브 세그먼트 일반도> ····· 189
<그림 3.2.132 구증교 현장타설 구간 배근도> ····· 189
<그림 3.2.133 양단지지 터널형의 지압응력 분포도> ····· 190
<그림 3.2.134 구증교에 대한 압출슬래브 제작장 개요도> ····· 191
<그림 3.2.135 내지교 횡단면도> ····· 192
<그림 3.2.136 내지교 슬래브 제원> ····· 192
<그림 3.2.137 레일지지 터널형 작업장 슬래브 단면> ····· 193
<그림 3.2.138 레일지지 터널형 압출시 슬래브 단면> ····· 193
<그림 3.2.139 내지교 슬래브 터널단면> ····· 193
<그림 3.2.140 내지교 슬래브 일반도> ····· 194
<그림 3.2.141 내지교 전단포켓 제원> ····· 194
<그림 3.2.142 내지교 슬래브 세그먼트 일반도> ····· 195
<그림 3.2.143 내지교에 적용된 레일규격> ····· 195
<그림 3.2.144 지지레일 간격별 발생모멘트 분포> ····· 196
<그림 3.2.145 내지교에 대한 압출슬래브 제작장 개요도> ····· 199
<그림 3.2.146 양단지지 터널형 압출슬래브에 대한 실험체 형상> ····· 201
<그림 3.2.147 양단지지 터널형 압출슬래브에 대한 압출작업장 설치상세> ····· 202
<그림 3.2.148 레일지지 터널형 압출슬래브에 대한 실험체 형상> ····· 203
<그림 3.2.149 레일지지 터널형 압출슬래브에 대한 압출작업장 설치상세> ····· 204
<그림 3.2.150 가이드 패널 상세도> ····· 205
<그림 3.2.151 압출작업장 강재거푸집의 저판단면 상세도> ····· 206
<그림 3.2.152 양단지지 터널형 압출슬래브의 포켓 상세도> ····· 206
<그림 3.2.153 레일지지 터널형 압출슬래브의 단부거푸집 상세도> ····· 207
<그림 3.2.154 양단지지 터널형 압출슬래브의 단부거푸집 상세도> ····· 207
<그림 3.2.155 강거더용 H형강의 가공상세도> ····· 208
<그림 3.2.156 터널형 압출슬래브 검증실험 전경> ····· 222
<그림 3.2.157 1cycle당 압출작업공정도> ····· 223
<그림 3.2.158 압출실험장소 인근에서 기조립된 철근망> ····· 223

<그림 3.2.159 증기양생에 사용된 보일러> ····· 223
<그림 3.2.160 압출실험에 사용된 압출 유압잭> ····· 224
<그림 3.2.161 압출작업장 설치과정> ····· 226
<그림 3.2.162 철근망 배치 및 콘크리트 타설과정> ····· 228
<그림 3.2.163 양단지지 터널형 압출슬래브의 압출실험 전경> ····· 229
<그림 3.2.164 상부슬래브 압출준비 과정> ····· 230
<그림 3.2.165 양단지지 터널형 압출슬래브의 4번째 세그먼트 압출실험> ····· 232
<그림 3.2.166 양단지지 터널형 압출슬래브에 설치된 횡방향 가이드용 헌치> ····· 233
<그림 3.2.167 양단지지 터널형 압출슬래브 압출실험종료시 전경> ····· 234
<그림 3.2.168 실험종료후 양단지지 터널형 압출슬래브의 하단상황> ····· 235
<그림 3.2.169 레일지지 터널형 압출슬래브의 압출실험 전경> ····· 236
<그림 3.2.170 레일지지 터널형 압출슬래브의 압출준비 과정> ····· 237
<그림 3.2.171 레일지지 터널형 압출슬래브의 3번째 세그먼트 압출실험> ····· 239
<그림 3.2.172 레일지지 터널형 압출슬래브에 설치된 횡방향가이드 겸용 레일> ····· 240
<그림 3.2.173 레일지지 터널형 압출슬래브 압출실험종료시 전경> ····· 240
<그림 3.2.174 실험종료후 양단지지 터널형 압출슬래브의 하단상황> ····· 241
<그림 3.2.175 경제성 검토 대상교량의 횡단면도> ····· 251
<그림 3.2.176 레일형 압출슬래브의 개념도 및 배근상세> ····· 252
<그림 3.2.177 포켓형 압출슬래브의 개념도 및 배근상세> ····· 252
<그림 3.2.178 레일형 압출슬래브의 가드레일 및 횡방향지지보 단면형상> ····· 254
<그림 3.2.179 ILM으로 가설된 PSC Box 교량사례(00-00 2공구)> ····· 255
<그림 3.2.180 경제성 검토 대상교량 횡단면도> ····· 259
<그림 3.2.181 상부슬래브 시공방법에 따른 공사비 비교> ····· 267
<그림 3.2.182 구증교 횡단면도> ····· 268
<그림 3.2.183 구증교 슬래브 제원> ····· 268
<그림 3.2.184 구증교 합성 전 단면> ····· 269
<그림 3.2.185 구증교 합성 후 단면> ····· 269
<그림 3.2.186 구증교 터널 단면> ····· 269
<그림 3.2.187 내지교 횡단면도> ····· 270
<그림 3.2.188 내지교 슬래브 제원> ····· 270
<그림 3.2.189 레일지지 터널형 작업장 슬래브 단면> ····· 271
<그림 3.2.190 레일지지 터널형 압출 시 슬래브 단면> ····· 271
<그림 3.2.191 내지교 슬래브 터널단면> ····· 271
<그림 3.3.1 크레인을 사용한 프리캐스트 콘크리트 바닥판의 시공> ····· 287

<그림 3.3.2 콘크리트 바닥판의 압출 시공> ····· 288
<그림 3.3.3 프리캐스트 바닥판 설치시 베딩층의 형성> ····· 289
<그림 3.3.4 베딩층 두께에 따른 파괴거동> ····· 290
<그림 3.3.5 바닥판 연결을 위한 긴장력 도입> ····· 291
<그림 3.3.6 합성교의 장기거동 해석> ····· 293
<그림 3.3.7 압출가설된 콘크리트 슬래브와 강재거더의 연결> ····· 294
<그림 3.3.8 대상 강합성 박스거더교 표준 횡단면도> ····· 299
<그림 3.3.9 바닥판 전단포켓 배열 및 주철근 배근 (S4)> ····· 306
<그림 3.3.10 바닥판 전단포켓 배열 및 주철근 배근 (S5)> ····· 306
<그림 3.3.11 바닥판 전단 포켓 배열 및 주철근 배근> ····· 308
<그림 3.3.12 가압방법 및 실험체의 측면도> ····· 308
<그림 3.3.13 전단연결재 상세도 및 형상> ····· 311
<그림 3.3.14 실험체의 형상> ····· 312
<그림 3.3.15 접합성능 평가 실험시 게이지 및 변위계 설치> ····· 313
<그림 3.3.16 가압방식 (좌 : 전면가압, 우 : 일부가압)> ····· 314
<그림 3.3.17 포켓 부분의 철근 배근도> ····· 314
<그림 3.3.18 접합성능 평가 실험체의 파괴양상> ····· 315
<그림 3.3.19 실린더 공시체의 파괴양상> ····· 315
<그림 3.3.20 하중에 따른 변위 - B8-type> ····· 317
<그림 3.3.21 하중에 따른 변위 - A4-type> ····· 318
<그림 3.3.22 하중에 따른 변위 - A8-type> ····· 319
<그림 3.3.23 압축강도별 최대하중> ····· 320
<그림 3.3.24 압축강도별 최대하중에서의 변위> ····· 320
<그림 3.3.25 구조물의 해석단면> ····· 331
<그림 3.3.26 유한요소 모델링> ····· 332
<그림 3.3.27 구조물의 구속조건> ····· 332
<그림 3.3.28 해석결과 출력위치> ····· 332
<그림 3.3.29 구조물의 시간에 따른 변위> ····· 333
<그림 3.3.30 시간에 따른 슬래브의 X방향 응력 변화> ····· 334
<그림 3.3.31 시간에 따른 슬래브의 Z방향 응력 변화> ····· 335
<그림 3.3.32 시간에 따른 거더의 X방향 응력 변화> ····· 336
<그림 3.3.33 시간에 따른 거더의 Y방향 응력 변화> ····· 337
<그림 3.3.34 시간에 따른 거더의 Z방향 응력 변화> ····· 338
<그림 3.3.35 부등건조수축에 의한 응력 및 균열 발생 메커니즘> ····· 340

<그림 3.3.36 시간단계해석법> ····· 342
<그림 3.3.37 합성 포켓 부분의 경사> ····· 343
<그림 3.3.38 내부 습도에 따른 수분확산계수의 변화> ····· 344
<그림 3.3.39 유한요소 모델링> ····· 345
<그림 3.3.40 구조물의 변형 양상> ····· 346
<그림 3.3.41 내·외부 콘크리트의 경계면의 변위> ····· 347
<그림 3.3.42 시간에 따른 균열폭의 변화> ····· 348
<그림 3.3.43 구조물의 형상 및 가압 방식> ····· 349
<그림 3.3.44 해석대상 구조물 모델링 형상> ····· 350
<그림 3.3.45 하중 및 구속 조건> ····· 351
<그림 3.3.46 가압면의 하중분포와 변위-하중 그래프> ····· 352
<그림 3.3.47 합성성능 향상 방법> ····· 354
<그림 3.3.48 전단키의 형상 및 크기 제안> ····· 354
<그림 3.3.49 실험체 종류 및 제원> ····· 355
<그림 3.3.50 외부 슬래브 전단키 설치를 위한 거푸집 제작> ····· 357
<그림 3.3.51 제작된 외부 슬래브> ····· 358
<그림 3.3.52 전단연결재 설치 위치 및 상세> ····· 358
<그림 3.3.53 전단연결재 제작 과정> ····· 359
<그림 3.3.54 내부 채움 콘크리트가 타설된 모습> ····· 359
<그림 3.3.55 실험체에 설치된 변형률 및 변위 센서> ····· 360
<그림 3.3.56 반복 하중 cycle> ····· 361
<그림 3.3.57 실험 전경> ····· 361
<그림 3.3.58 S0 실험체의 하중 변위 곡선> ····· 363
<그림 3.3.59 S3 실험체의 하중 변위 곡선> ····· 364
<그림 3.3.60 S5 실험체의 하중 변위 곡선> ····· 365
<그림 3.3.61 실험체별 정적 재하실험 결과 평균> ····· 366
<그림 3.3.62 실험체 종류별 최대하중 및 최대하중에서의 변위> ····· 367
<그림 3.3.63 정적 재하실험에 의한 각 실험체별 파괴형상> ····· 368
<그림 3.3.64 실험체별 반복하중 이력> ····· 369
<그림 3.3.65 반복하중 후 수행된 잔존강도 실험결과 평균> ····· 370

표 목 차

<표 2.1.1 프리캐스트 바닥판 적용현황> ····· 23
<표 2.1.2 유리섬유 복합소재 프리캐스트 바닥판 적용현황> ····· 24
<표 2.1.3 미국의 프리캐스트 콘크리트 바닥판 적용현황> ····· 26
<표 2.1.4 일본의 프리캐스트 콘크리트 바닥판 적용현황> ····· 27
<표 3.1.1 슬래브 압출공법에 의해 가설된 합성형교> ····· 30
<표 3.1.2 캔틸레버부 사용 주철근량 검토> ····· 33
<표 3.1.3 전단연결재의 간격 및 개수> ····· 36
<표 3.1.4 횡방향 강재빔 검토 Case별 제원> ····· 40
<표 3.1.5 횡방향 강재 해석결과 정리> ····· 42
<표 3.1.6 차도부분 바닥판의 최소두께> ····· 48
<표 3.1.7 검토대상교량의 최소두께 검토> ····· 48
<표 3.1.8 캔틸레버부 주철근량 검토> ····· 49
<표 3.1.9 중앙부 주철근량 검토> ····· 49
<표 3.1.10 전단연결재의 간격 및 개수> ····· 52
<표 3.1.11 횡방향 강재빔 검토 Case별 제원> ····· 58
<표 3.1.12 횡방향 강재 해석결과 정리> ····· 59
<표 3.1.13 전단포켓 간격별 수평전단력> ····· 61
<표 3.1.14 전단포켓 블록 응력검토> ····· 62
<표 3.1.15 보강철근을 고려한 전단포켓 블록> ····· 63
<표 3.1.16 설계예제 대상교량 제원> ····· 64
<표 3.2.1 슬래브 압출공법에 의해 가설된 합성형교 (스위스의 시공사례)> ····· 71
<표 3.2.2 콘크리트 압축강도를 시험할 경우 거푸집의 해체 시기> ····· 114
<표 3.2.3 콘크리트 압축강도를 시험하지 않을 경우 거푸집의 해체 시기> ····· 115
<표 3.2.4 실험상수 α와 β의 값> ····· 115
<표 3.2.5 재령에 따른 압축강도> ····· 116
<표 3.2.6 작업장 규모에 따른 공정> ····· 121
<표 3.2.7 시공단계 해석을 위한 재료 물성치> ····· 131
<표 3.2.8 해석모델의 경간장 구성> ····· 133
<표 3.2.9 Model-1의 모멘트 비교(LC-1)> ····· 139
<표 3.2.10 Model-2의 모멘트 비교(LC-1)> ····· 140
<표 3.2.11 Model-3의 모멘트 비교(LC-1)> ····· 141
<표 3.2.12 Model-1의 전단력 비교(LC-1)> ····· 143
<표 3.2.13 Model-2의 전단력 비교(LC-1)> ····· 144

<표 3.2.14 Model-3의 전단력 비교(LC-1)> ····· 146
<표 3.2.15 Model-1의 모멘트 비교(LC-2)> ····· 148
<표 3.2.16 Model-2의 모멘트 비교(LC-2)> ····· 149
<표 3.2.17 Model-3의 모멘트 비교(LC-2)> ····· 150
<표 3.2.18 Model-4의 모멘트 비교(LC-2)> ····· 151
<표 3.2.19 Model-1의 전단력 비교(LC-2)> ····· 152
<표 3.2.20 Model-2의 전단력 비교(LC-2)> ····· 154
<표 3.2.21 Model-3의 전단력 비교(LC-2)> ····· 156
<표 3.2.22 Model-4의 전단력 비교(LC-2)> ····· 158
<표 3.2.23 Model-1의 모멘트 비교(LC-3)> ····· 160
<표 3.2.24 양단지지 터널형 압출슬래브의 지압응력 검토결과> ····· 190
<표 3.2.25 레일지지 터널형 압출슬래브의 지압응력 검토결과> ····· 197
<표 3.2.26 레일지지 터널형 압출슬래브의 단면강도 검토결과> ····· 198
<표 3.2.27 강거더와 SUS304가 설치된 상부슬래브의 마찰계수산정> ····· 233
<표 3.2.28 상부슬래브 압출공법의 종합평가> ····· 245
<표 3.2.29 평면곡선부의 편경사 내 최대 편경사> ····· 246
<표 3.2.30 평면곡선 반지름 내 최소 평면곡선 반지름> ····· 246
<표 3.2.31 완화곡선 및 완화구간 내 완화곡선을 생략할 수 있는 곡선반지름> ····· 246
<표 3.2.32 평면곡선부의 편경사 내 편경사를 생략할 수 있는 평면곡선 반지름과
횡방향 미끄럼 마찰계수(f)의 관계> ····· 247
<표 3.2.33 종단경사 내 최대 종단경사> ····· 247
<표 3.2.34 μ_s=0.06 적용시 적용가능한 최대 종단경사> ····· 248
<표 3.2.35 μ_s=0.10 적용시 적용가능한 최대 종단경사> ····· 249
<표 3.2.36 μ_s=0.14 적용시 적용가능한 최대 종단경사> ····· 249
<표 3.2.37 마찰계수와 종단경사에 따른 압출슬래브 적용가능 경간 산정> ····· 250
<표 3.2.38 현장타설 바닥판의 거푸집 및 동바리 공사비> ····· 253
<표 3.2.39 레일설치에 따른 추가비용 산정결과> ····· 254
<표 3.2.40 ILM PSC Box 교량의 압출작업장 내역> ····· 255
<표 3.2.41 교대후방 압출슬래브 작업장설치 비용 산정내역> ····· 256
<표 3.2.42 레일형 압출슬래브의 공사비 산정내역> ····· 257
<표 3.2.43 포켓형 압출슬래브의 공사비 산정내역 및 기타 공법과의 비교> ····· 257
<표 3.2.44 작업장 규모에 따른 공정> ····· 260
<표 3.2.45 작업장 시스템 규모에 따른 공사비> ····· 261
<표 3.2.46 제작장 구성 적용 단가> ····· 262
<표 3.2.47 작업장 시스템 수량산근> ····· 263

<표 3.2.48 현장타설 바닥판 거푸집 및 동바리 공사비> ····· 264
<표 3.2.49 압출시공시 상부슬래브 제작대 비용> ····· 264
<표 3.2.50 상부슬래브 수량 내역서> ····· 265
<표 3.2.51 상부슬래브 공사비의 비교> ····· 266
<표 3.2.52 3종 시멘트 재령에 따른 강도> ····· 273
<표 3.2.53 작업장 규모에 따른 공정> ····· 274
<표 3.2.54 구증교 현장타설 공사비 분석> ····· 275
<표 3.2.55 구증교 압출슬래브 공사비 분석> ····· 276
<표 3.2.56 내지교 현장타설 공사비 분석> ····· 277
<표 3.2.57 내지교 압출슬래브 공사비 분석> ····· 278
<표 3.2.58 구증교 공사기간 비교> ····· 279
<표 3.2.59 내지교 공사기간 비교> ····· 280
<표 3.2.60 압출슬래브 적용성 비교> ····· 281
<표 3.2.61 연도별 강합성교 바닥판 공사비> ····· 282
<표 3.3.1 전단연결재 설계에 적용된 기본 설계조건> ····· 300
<표 3.3.2(a) S4 경우의 전단연결재 피로강도에 따른 간격 설계결과(DB24)> ····· 301
<표 3.3.2(b) S4 경우의 전단연결재 피로강도에 따른 간격 설계결과(DL24)> ····· 302
<표 3.3.3 S4 경우의 전단연결재 극한강도 검토결과> ····· 303
<표 3.3.4(a) S5 경우의 전단연결재 피로강도에 따른 간격 설계결과(DB24)> ····· 303
<표 3.3.4(b) S5 경우의 전단연결재 피로강도에 따른 간격 설계결과(DL24)> ····· 304
<표 3.3.5 S5 경우의 전단연결재 극한강도 검토결과> ····· 304
<표 3.3.6 교축 직각방향 스터드 개수에 따른 전단포켓의 치수> ····· 305
<표 3.3.7 제안식에 의해 계산된 인장강도> ····· 310
<표 3.8.8 제안식에 의해 계산된 전단강도> ····· 312
<표 3.3.9 실험변수> ····· 314
<표 3.3.10 실린더 공시체 실험결과 평균값> ····· 315
<표 3.3.11 시멘트의 분류> ····· 323
<표 3.3.12 구성성분에 따른 시멘트 종류> ····· 329
<표 3.3.13 해석 입력 변수> ····· 344
<표 3.3.14 콘크리트의 물성치> ····· 350
<표 3.3.15 실험체 종류별 제작 개수> ····· 356
<표 3.3.16 콘크리트 압축강도 측정값> ····· 362
<표 3.3.17 실험체별 최대하중과 최대하중에서의 변위 평균값> ····· 367
<표 3.3.18 10,000회 반복하중 후 소성변위 평균값> ····· 370
<표 3.3.19 잔존강도 실험에서 측정된 최대하중과 최대하중에서의 변위 평균값> ····· 371

제 1 장 연구개발과제의 개요

제 1 절 연구개발의 배경 및 필요성

1. 연구개발의 배경

가. 상부슬래브의 국내외 시공현황 및 문제점

강합성교량에서 상부슬래브의 시공은 대부분의 경우 임시/영구 거푸집 또는 이동식 거푸집을 사용하거나 일부 프리캐스트 슬래브로 시공되고 있으며, 고교각에 설치된 강거더 위에서 작업이 이루어지므로, 작업인원이 교량하부로 추락하는 사고가 빈번히 발생하고 있다.

현재 국내외적으로 적용되고 있는 상부슬래브의 시공현황 및 문제점을 살펴보면 아래와 같이 정리될 수 있다 :

① 임시/영구 거푸집 (temporary/left-in-place form):

지면에 지지된 비계 위에서 슬래브를 타설하는 임시 거푸집의 사용은 비용측면에서 불리하기 때문에 매우 특별한 경우에만 적용되며, 대부분의 경우에는 영구 거푸집을 사용하게 된다. 영구거푸집은 프리캐스트 판(precast planks)으로 대부분 제작되며, 거더 상부플랜지에 지지된 프리캐스트 판은 현장타설 콘크리트, 건설장비, 작업인원 등의 하중에 의한 처짐에 저항하기 위하여 격자구조 또는 I형 형강으로 보강된다.

거푸집용 프리캐스트 판은 콘크리트 타설 후에 슬래브에 작용하는 하중에 대하여 구조적으로 저항하거나 하지 않는 것으로 고려될 수 있지만, 어느 경우에나 프리캐스트 판에 콘크리트를 타설하여 제작되는 합성슬래브는 콘크리트의 시간의존적 특성에 매우 민감하게 된다. 건조수축(drying shrinkage)과 열수축(thermal shrinkage)은 프리캐스트 판과 현장타설 콘크리트 사이의 접촉면에 균열을 야기한다.

프리캐스트 판과 현장타설 콘크리트 사이의 합성작용을 인정하는 경우, 2개 층의 복합슬래브에 대한 설계는 시방서(EC2, EC4, BS5400)의 규정들에 의하여 과도한 제한을 받게 된다. 또한, 차량하중은 프리캐스트 판에 직접적인 영향을 미치며, 프리캐스트 판의 추가적인 지지를 위한 종방향 세로보가 거더 사이에 설치되지 않은 경우에는 철근의 내구성이 문제가 된다(Kurita 등, 1998).

현장타설 콘크리트의 관통균열을 통과한 습기는 프리캐스트 판과의 접촉면에 모이기 때문에, 이로 인한 건조수축과 열수축은 슬래브의 내구성에 영향을 미치게 된다. 만일 프리캐스트 판의 콘크리트 피복두께가 시방서 규정을 만족하려면, 전체 프리캐스트 판의 두께는 과도하게 크게 된다. 프리캐스트 판과의 접촉면에서의 수축균열을 무시한다고 해도, 상부철근의 최소 피복두께는 타설하중 하에서의 판의 강성을 확보하기 위해 필요하게 된다. 또한, 휨응력에 대해 설계된 복합 슬래브의 철근배근, 하부철근의 최소 피복두께 등에 의해서 판의 전체두께는 더욱 과도하게 된다.

또한, 두꺼운 프리캐스트 판은 현장타설 콘크리트 슬래브를 얇게 하고, 이는 판 사이의 횡방향 연결부에 피로문제를 야기한다. 프리캐스트 판의 종방향 연속성은 판을 조립한 후에 철근 겹이음, 포스트텐션닝, 용접이나 볼트로 연결된 강판 등을 통하여 확보되게 된다. 이러한 방법들은 많은 현장이음을 포함하므로 반복하중 하에서 피로문제를 야기하게 되며, 이를 방지하기 위한 많은 비용이 소요된다. 따라서, 프리캐스트 판은 구조적으로 기여하지 않는 것으로 설계되기도 한다(Matsui, 1997).

프리캐스트 판이 구조적으로 기여하지 않는다고 보는 경우, 계산상에 건조수축 또는 구조물에 불리하게 작용할 수 있는 합성작용 등의 효과가 고려되어져야 한다. BS5400에서는 프리캐스트 판의 존재를 무시하는 경우 철근피복, 현장타설 슬래브의 균열제어에 대한 요구조건을 만족하도록 규정하고 있다. 또한, 프리캐스트 판과 현장타설 슬래브에 묻힌 철근 사이의 거리는 현장타설 콘크리트에 사용된 골재의 최대치수 이상으로 하도록 규정하고 있다. 이러한 규정 때문에 강거더 사이의 경간중앙부에서 횡방향 철근의 모멘트 팔길이(lever arm)의 확보가 종종 힘들게 된다.

이와 더불어, 구조적으로 기여하지 않는 판의 가장 큰 약점은 자중이며, 판의 자중에 의한 추가하중은 복합단면의 휨강성 측면에서 매우 불리하게 작용한다. 또한, 슬래브의 두께변화에 따른 헌치를 둔 프리캐스트 판은 고가이기 때문에 일정두께의 복합슬래브를 사용하게 되며, 이는 더욱더 교량의 사하중을 증가시키게 된다.

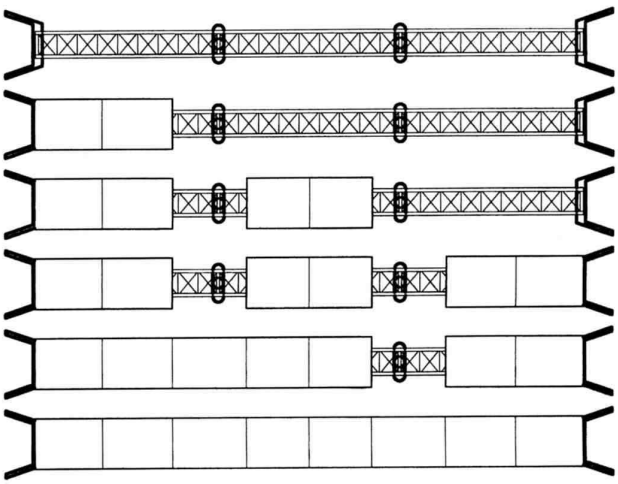
예를 들어, 지간 50m, 폭 13m, 간격 7m의 2주형(I거더) 연속 강합성교량의 단면은 25cm의 현장타설 슬래브, 5cm의 프리캐스트 판, 200kg/m^2의 철근으로 설계 되어질 수 있다. 이때, 프리캐스트 판이 있는 경우의 자중은 0.950ton/m^2이지만, 똑같은 저항능력을 가지고 프리캐스트 판이 없는 경우의 자중은 0.825ton/m^2 정도가 된다. 따라서, 추가 사하중과 활하중이 약 0.750ton/m^2라고 가정하면, 교량의 설계하중은 1.575ton/m^2에서 1.700ton/m^2로 증가하게 되고 철근의 무게도 약 8%(16kg/m^2) 정도 증가하게 된다(Rosignoli, 2002).

프리캐스트 판은 또한 고가이다. 운반과 취급과정에 의하여 비용이 증가하게 되며, 프

리캐스트 판의 크기에 의하여 강구조의 평면골조가 제한을 받는다. 또한, 교량수명 동안의 부식 가능성을 최소화시키기 위하여 철근골조와 프리캐스트 판 사이에 적절한 방수처리(seal)가 필요하며, 이는 추가적인 비용을 수반한다.

일반적으로 프리캐스트 판은 한쪽 교대에서 반대쪽 교대로 연차적으로 조립되며, 슬래브 철근을 조립한 후 똑같은 방향으로 슬래브를 연속적으로 타설하는 것이 가장 일반적인 방법이다. 그러나, 이러한 타설방법은 연속보 지점부 부근에서 교축방향의 인장응력(약 1.5~3.0MPa 정도)을 야기한다(Rosignoli, 2002).

인장응력과 인장균열을 제어하기 위하여, 정모멘트 영역의 슬래브를 먼저 분할타설하고 그후 교각부를 분할타설하는 불연속적인 타설을 실시하는 경우도 있다.



<그림 1.1.1 콘크리트 슬래브의 분할타설 순서>



<그림 1.1.2 불연속 슬래브 타설 전경>

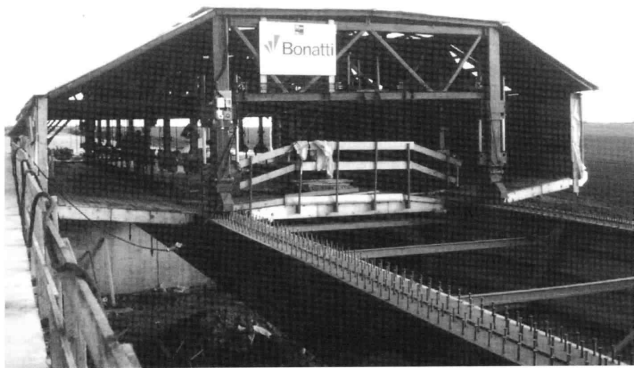
이러한 분할타설순서는 콘크리트 슬래브에 발생하는 사하중에 의한 인장응력을 감소시키게 된다. 콘크리트가 합성작용을 효과적으로 발휘한 후에, 오직 추가적인 사하중과 활하중이 합성구조물에 영향을 미치게 되기 때문에, 이러한 타설순서는 배근 등의 자중을 다소 감소시킬 수는 있지만 연속적으로 타설하는 것보다는 좀더 고가이다.

또한, 슬래브에 대한 복잡한 시공단계 해석이 필요하게 되며, 한 경간에 새로운 콘크리트가 타설될 때 이전 경간의 경화된 슬래브 끝단에서 균열이 발생하는 경향이 있다. 또한, 분할된 슬래브의 상이한 콘크리트 크리프의 영향 때문에, 거더의 프리캠버(precamber)에 대한 해석은 보다 복잡하게 된다(Berthellemy 등, 1997).

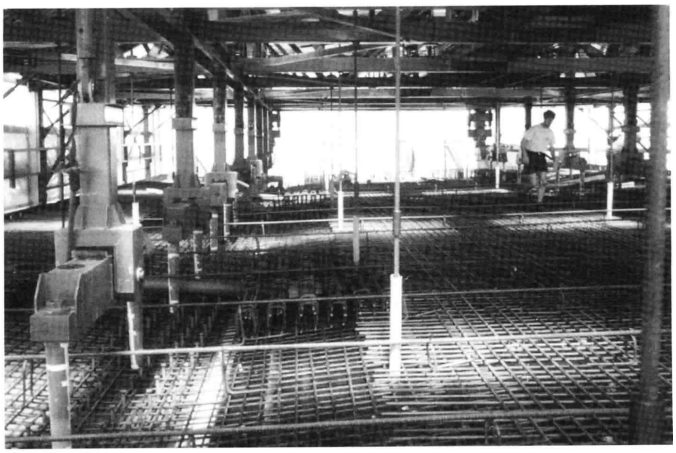
② 이동식 거푸집 (movable shuttering system):

다른 대안으로서, 이동식 거푸집(mobile formwork)에 의한 슬래브 분할타설을 고려할 수 있다. 중지간의 교량에 있어서, MSS(이동식 거푸집 시스템, movable shuttering system)을 이용하면 합리적인 슬래브의 분할(지간의 1/3 정도) 등을 통하여 양질의 슬래브 분할타설을 실시할 수 있다. MSS의 사용은 사하중의 증가 및 프리캐스트 판의 기타 단점을 보완할 수 있지만, 불연속 슬래브 타설은 슬래브의 연속성 문제를 야기하고, 강골조의 비틀림 하중을 방지하기 위한 신중한 타설순서가 요구된다. 이러한 문제는 강거더 상부플랜지 사이의 거푸집을 전방으로 재설치할 경우, 상부플랜지 사이의 수평브레이싱의 제거가 필요하기 때문에 더욱 문제가 되며, 임시적인 인장응력의 방지는 타설장비의 자중에 의하여 더욱 복잡하게 된다.

또한, MSS은 상당히 고가이며, 자중은 거푸집 수평면적에 대하여 대략 250kg/m^2 정도이다. 운반용 트러스에 수직부재로 연결된 거푸집은 MSS의 자중을 감소시키지만, 이로 인하여 콘크리트 슬래브에 많은 구멍을 발생시키고 철근조립을 어렵게 만들게 된다. 조립, 분해, 운반 비용 및 크레인 용량 등은 MSS의 자중과 관련되어 있으며, 150~200m 보다 작은 경간의 교량에는 거의 적용되지 않는다.



<그림 1.1.3 MSS에 의한 슬래브 타설>



<그림 1.1.4 MSS 내부전경>

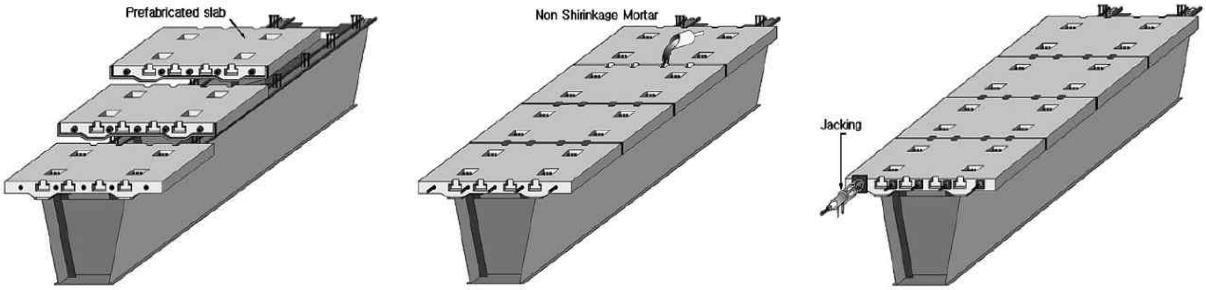
프리캐스트 판을 설치하고 MSS에서 철근을 조립하는 방법은 작업위치까지 재료들을 운반하여야만 한다. 따라서, 프리캐스트 판을 통한 접근을 어렵게 하고 많은 불필요한 대기시간(dead-time)을 발생시키며, MSS 거푸집의 기조립(cage preassembly)은 섬세한 인상작업이 필요하기 때문에 거의 사용되지 않는다. 또한, 슬래브의 현장타설은 콘크리트의 펌프 주입과 교량 아래 지역의 접근로를 필요로 하며, 불연속 분할타설의 경우는 상판의 앞이나 뒤로 설비를 이동시켜야 하므로, 추가적인 비용을 발생시킨다.

이러한 모든 단점들은 콘크리트 슬래브를 강거더에 직접 압출가설(incrementally launching)할 수 있다면 극복될 수 있다.

③ 프리캐스트 슬래브 (precast slab segments):

앞에서 살펴본 것과 같이, 대부분의 상부슬래브의 시공에 있어서 영구 거푸집과 이동식 거푸집은 일정한 크기의 얇은 프리캐스트 판을 거푸집의 대용으로 사용하고 있으며, 프리캐스트 판의 비용이 공사비에 큰 비중을 차지하고 있다.

이에 대하여 미리 공장 제작된 프리캐스트 슬래브를 기가설된 거더 위에 거치하고, 일정 크기의 합성이음부에 전단연결재를 현장용접한 후 콘크리트를 타설하는 프리캐스트 슬래브를 사용한 시공방법을 고려할 수 있다. 프리캐스트 슬래브는 일반 PC교량과 마찬가지로 장기간의 양생에 따른 형태안정성, 정확한 치수, 공업화된 성형 공정을 통해 고품질의 구체를 생산할 수 있는 등의 장점을 가지고 있다.



<그림 1.1.5 프리캐스트 슬래브를 이용한 강합성교량의 시공예>

프리캐스트 슬래브 개념의 가장 큰 단점은 운송 가능한 분할크기의 제한(2~3m)이 며, 이로 인해 발생하는 다수의 시공이음으로 인하여 내구성 문제와 종방향 텐던의 설치 등의 추가적인 비용 증가가 발생하게 된다. 또한, 합성이음부에서의 국부적인 강거더와 콘크리트의 합성으로 인하여 합성이음부에 응력 집중이 발생하고, 이로 인한 상부슬래브의 균열발생 등의 추가적인 내구성 문제를 내포하고 있다. 또한, 강거더를 따라 지상 크레인을 이용하여 시공하는 경우에는 총 공사비가 더욱 증가하게 되며, 크레인을 이용할 수 없는 아치교와 같은 특수한 교량형식의 상부슬래브의 적용에는 한계가 있다.

이와 같은 이유로 인하여 프리캐스트 슬래브를 이용한 상부슬래브의 시공방법은 콘크리트 타설 등의 현장작업을 최소화할 필요가 있는 러시아와 같은 혹한의 국가에서 주로 적용되고 있다(Monov and Seliverstov, 1997).

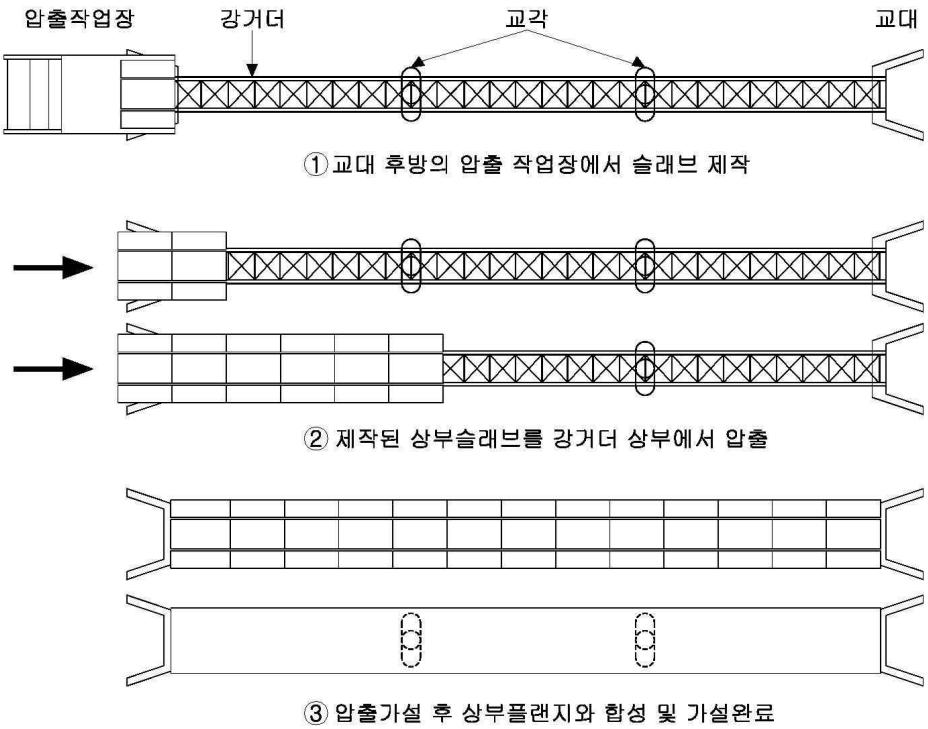
나. 시공대책 및 향후 전망

강합성교량에서 상부슬래브의 시공은 대부분의 경우 임시/영구 거푸집 또는 이동식 거푸집을 사용하거나 일부 프리캐스트 슬래브로 시공되고 있으며, 앞에서 살펴본 바와 같이 많은 구조적인 문제점을 내포하고 있다. 뿐만 아니라, 기존의 상부슬래브의 시공은 고교각에서 설치된 강거더 위에서 작업이 이루어지므로, 작업인원이 교량하부로 추락하는 사고가 빈번히 발생하고 있으며, 높은 공사비와 공사기간 및 품질저하 문제가 발생하고 있다.

따라서, 기존 시공방법의 안전성 문제를 해결하면서 경제적이고 시공에 유리한 신개념의 상부슬래브 시공방법의 개발이 필요하며, 다음에 설명될 상부슬래브를 압출하여 가설하는 방법은 기존 시공방법의 단점을 보완할 수 있는 최적의 대안이 될 것으로 확신하고 있다.

다. 연구개발의 기본개념

본 연구개발의 기본개념인 상부슬래브 압출가설공법은 강합성교량의 시공시 상부슬래브를 교대후방에서 제작하고 기가설된 강거더 상부로 압출하여 가설하는 방법으로써, 압출가설용 상부슬래브의 제작기법, 제작된 상부슬래브를 압출가설하는 방법, 압출가설후 강거더 상부플랜지와의 합성방법 등과 같은 압출가설용 상부슬래브의 구조시스템에 대한 연구개발이 선행되어야 하며, 개발해야 할 연구내용은 다음과 같다.

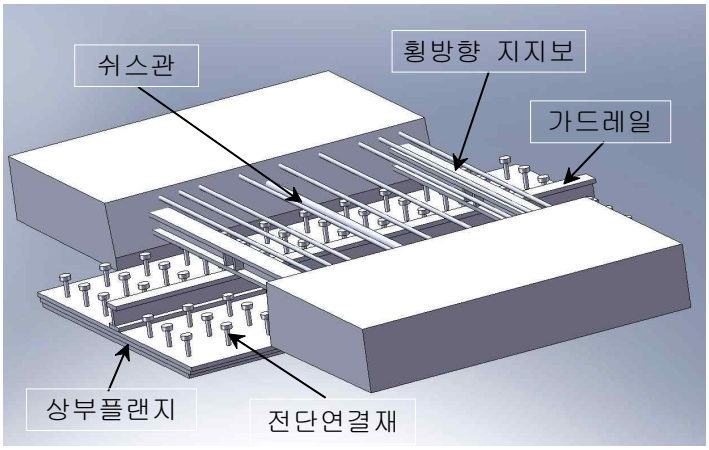


<그림 1.1.6 상부슬래브 압출가설공법의 개요도>

① 압출가설용 상부슬래브의 제작기법 개발

압출가설이 완료되어 상부슬래브와 강거더 상부플랜지가 합성되기 전까지는 가드레일 또는 미끄럼받침 상의 상부슬래브는 외측으로 캔틸레버 상태를 유지하여야 하며, 이와같은 압출가설을 고려한 상부슬래브의 배근상세가 제시되어야 한다.

따라서, 배근상세의 예로서 압출개구부(launch opening)에 있어서의 횡방향 지지보의 단면 및 배치간격, 횡방향 보강철근의 배치 및 이음에 대한 철근상세, 횡방향 지지보를 이용한 종방향 철근의 배치방안이 제시되고, 광폭 교량에 대한 상부슬래브의 횡방향 텐던의 설치방안이 제시되어야 한다.



<그림 1.1.7 압출가설용 상부슬래브의 개념도: 압출개구부(launch opening) 형상>

② 상부슬래브의 압출가설공법 개발

교대후방에서 제작된 상부슬래브를 압출가설하기 위하여 먼저 교대후방에서의 작업장 및 상부슬래브에 대한 압출시스템이 제시되어야 한다. 또한, 상부슬래브의 압출가설을 위한 종방향 가드레일 또는 미끄럼받침의 상세를 결정하고, 압출가설하는 동안의 상부슬래브의 평면선형을 유지할 수 있는 방안이 제시되어야 한다. 압출시공에 따른 상부슬래브의 시공단계별 해석을 통하여 교량의 경간장 및 교량폭에 따른 상부슬래브의 분할타설 크기를 결정하고, 상부슬래브의 압출가설방안이 제시되어야 한다.

③ 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법 개발

압출가설이 완료된 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성방법이 제시되어야 한다. 이를 위하여 합성능력을 최대화할 수 있는 전단연결재의 형상개발 및 배치방안이 제시되어야 하며, 필요에 따라 전단연결재의 역할을 대체할 수 있는 가드레일의 형상이 개발되어야 한다. 또한, 압출개구부에 대한 무수축 콘크리트의 타설방안이 제시되어야 하며, 상부슬래브의 펀칭전단강도 및 압출개구부의 합성성능이 평가되어야 한다.

본 연구개발과제가 성공적으로 수행되기 위해서는 각 세부과제의 연구성과물에 대한 유기적인 피드백 과정이 필수적이며, 최종적으로는 개발된 압출가설용 상부슬래브의 안전성 및 경제성에 대한 검증 및 실용화방안이 반드시 제시되어야 한다.

2. 연구개발의 필요성

강합성교량의 상부슬래브는 현재 대부분 현장타설 콘크리트 바닥판으로 설계·시공되고 있다. 이러한 현장타설 콘크리트 바닥판은 현장에서 직접 거푸집을 설치하고 철근을 배근 한 뒤 콘크리트를 타설하는 바닥판이 주를 이룬다. 영구거푸집의 형태로 바닥판 패널이 이용되는 공법도 있으나, 프리캐스트 판으로 구성된 영구거푸집과 그 위에 타설되는 콘크리트 층으로 구성된 2층의 복합슬래브는 단일 슬래브에 비해 구조적으로 불안정하다. 현장타설 콘크리트에 의한 바닥판 시공은 기후의 영향을 많이 받게 되며, 동바리 설치와 거푸집 제작, 장기간의 양생을 필요로 한다. 따라서, 인건비 상승, 인력 고령화로 인한 기술 인력 부족 등으로 시공관리 소홀과 품질 저하 등의 문제점을 내포하고 있다. 또한, 현장타설 콘크리트 바닥판에서는 바닥판이 손상되거나 교량이 노후화 되어 보수보강을 하거나 개축하는 경우, 교통체증이 발생하는 등 유지관리 상의 문제점이 노출되고 있다.

이에 대하여 본 연구개발에서 제시하고 있는 기가설된 주거더 상에서 상부슬래브를 압출하여 가설하는 공법은 다음과 같은 측면에서 많은 장점을 내포하고 있다.

가. 기술적 측면

- *작업자의 안전성 향상* : 기존의 상부슬래브 시공은 고교각에 설치된 강거더 위에서 작업이 이루어지므로 작업인원이 교량하부로 추락하는 사고가 빈번히 발생하고 있으나, 상부슬래브의 압출가설공법은 지상인 교대 후방에서 재료 및 장비 등이 운용되기 때문에 상부슬래브 시공상의 안전성 문제를 해결할 수 있다.



<그림 1.1.8 상부슬래브 시공시 작업자의 빈번한 사고발생>

- *구조성능 및 내구성 향상* : 교대 후방의 압출작업장에서 상부슬래브가 성형되므로 슬래브의 상면을 다짐롤러(roll-compacting unit) 등으로 마무리 할 수 있다. 롤러 다짐으로 콘크리트 상면의 블리딩 수를 배출시켜 국부적으로 물-시멘트 비를 감소시킬 수 있다. 이는 상부슬래브 상면 콘크리트 피복의 다짐도와 인장강도를 증가시켜 저감된 투수성으로 인해 내구성을 향상시킬 수 있다. 또한, 상부슬래브의 거푸집 탈형 직후에 콘크리트 상·하면에 대한 적절한 점검과 보수가 가능하기 때문에, 최소의 비용으로 상부슬래브의 결함을 즉시 발견하여 바로 잡을 수 있고, 보호조치 역시 언제나 수월히 이루어 질 수 있다.
- *교량 경관성 향상* : 상부슬래브의 현장타설공법은 격자철근(Bar Lattice)으로부터의 프리캐스트 판의 탈락, 예기치 못한 프리캐스트 판의 가변형성, 수많은 이음매로부터의 시멘트 풀 유출, 프리캐스트 판과의 색상의 차이 등의 이유로 교량의 경관성에 악영향을 끼칠게 된다. 이에 반해, 압출가설용 상부슬래브는 지상 거푸집의 장점을 활용하여 상부슬래브의 면을 고르고 일정하게 처리할 수 있으며, 헌치를 갖는 단면 및 둥근 모따기 등의 작업이 가능하기 때문에 경관미가 뛰어난 교량을 건설할 수 있다.
- *시공성 향상* : 압출가설용 상부슬래브의 제작은 교대 후방에 설치된 압출작업장에서 이루어지므로 콘크리트 양생이나 기상조건 등의 영향을 받지 않아 공기단축이 가능하며, 총공사비, 구조성능, 내구성, 경관 등의 측면을 크게 향상시킬 수 있으므로 경제적이고 시공에 유리한 강합성교량 건설의 강력한 대안이 될 수 있다.
- *세계적인 기술의 선도* : 상부슬래브의 압출가설공법이 가지는 수많은 장점에도 불구하고 이에 대한 연구는 아직 초기 단계이며, 따라서 신속한 연구개발이 이루어진다면 강합성교량의 설계 및 시공분야에서 세계적인 기술을 선도할 수 있을 것이다.

나. 경제·산업적 측면

교량의 노후화와 더불어 교통량의 증대, 차량하중의 대형화 등으로 인한 교량파손은 유지관리의 중요성을 더욱 부각시키고 있다. 이러한 추세에 비추어볼 때, 압출가설용 상부슬래브는 지상에서의 콘크리트 작업으로 고품질의 상부슬래브를 제작할 수 있기 때문에 교량수명 동안의 내구성을 증진시킬 수 있으며, 교량의 가설기간을 대폭 단축시킬 수 있어 교통난의 신속한 해소가 가능하므로 차량우회 또는 교통체증으로 인한 간접비용 지출을 방지하고 우회도로 건설비용 등을 절감할 수 있을 것이다.

또한, 건설노동인력의 부족 및 숙련공 부족에 대처하여 인력절감 및 부실시공을 방지할 수 있는 시공 장비 개발의 첨단화를 도모할 수 있다. 정밀 시공이 요구되는 상부슬래브 압출시스템의 첨단 기계화 및 자동화 실현은 타 산업의 파생상품을 이끌 수 있으며, 3D로 인식되는 건설산업에 대한 편견을 줄일 수 있을 것이다.

또한, 압출 슬래브의 개념은 국내·외적으로 설계 및 시공 경험이 없는 이유로 기술의 인증작업과 지적재산권 확보를 통해 한정되어 있는 건설시장에서 수출이 가능한 기술 품목으로 발전할 수 있을 것이다. 또한 IT, 기계 등 타 산업과의 융합된 기술을 창출함으로써 더욱더 큰 시장을 확보할 수 있을 것이다. 또한 개발예정인 본 기술은 강합성교량뿐만 아니라 콘크리트 빔교와 같은 기타형식의 교량에도 적용 가능할 것으로 판단되므로 경제·산업적 파급효과가 매우 클 것으로 예상된다.

다. 사회·문화적 측면

건설기술은 인류문명과 역사를 같이 해오고 있으며, 앞으로도 인류가 생존하는 동안 지속적으로 문명의 창조자 역할을 하게 될 것이다. 다만, 현재 불확실한 것은 미래 문명의 모습을 정확히 예측하고 이에 대한 대응을 할 수 있느냐는 점이다. 이는 지금 건설산업의 모습이 미래 건설산업으로 이어지지 않을 수도 있다는 반증일 수도 있다. 최근 들어 전 세계적으로 불확실성을 타개하기 위한 다양한 전략들이 제시되고 있으며, 국토해양부의 분석에 의한 미래트렌드는 도시변화, IT등 첨단산업에 기반한 건설기술변화, 자연환경, 에너지, 인구흐름과 삶의 질로 요약될 수 있다. 이에 대하여 상부슬래브 압출 시스템은 다음과 같이 기술이 갖는 사회·문화적 장점으로 인하여 건설시장의 트렌드 및 방향에 대한 대응을 할 수 있을 것이다.

- 내구성 증대로 인한 바닥판 사용수명 연장 및 노후 바닥판 교체에 소요되는 시간을 최소화함으로써 사용자의 생활불편 감소
- 도심지에서의 교량 시공 시, 상부슬래브를 압출가설함으로써 소음·진동을 배제할 수 있어 민원 및 생활불편 감소
- 거푸집에 사용되는 목재의 사용을 절감하여 자연 보호에 기여하고, 공사를 위한 가도 및 가교 건설에 의한 자연훼손을 방지
- 시공의 기계화/첨단화를 통한 인명피해의 근절

라. 시장 및 정책 측면

국토해양부 도로교량현황조서(2010)에 따르면, 상부슬래브의 압출시공이 경제성을 갖게 되는 교량연장이 100m 이상인 강합성교량의 상부슬래브 면적은 연평균 약 684,725m^2 정도가 신설되고 있다. 상부슬래브의 일반공사비(현장타설)인 200,000원/m^{2}을 적용하면, 강합성교량의 상부슬래브 공사비는 매년 평균 약 1,250억원 정도로 예측된다. 따라서, 본 연구개발에서 제시한 공사비 20%를 절감한다면, 매년 약 250억원의 국가예산을 절감할 수 있을 것으로 기대된다.

국내 교량건설의 정책은 녹색성장시대를 대비한 교량건설 기술개발의 필요성이 증대되고 있으며, 이에 따라 교량 급속시공기술, 장수명 스마트교량 시스템기술 등과 같은 모듈러 형식의 교량개발이 요구되고 있다. 또한, 그림 1.1.9에서 보여지는 것과 같이, 매년 건설관련 630여명의 사망자와 2만여명의 재해자가 발생하고 있음을 알 수 있다. 최근에도 장남교 붕괴사고(2012)로 인하여 2명의 인부가 상부슬래브 시공도중 사망한 사건과 같이, 건설관련 시공 안전성 확보에 대한 요구가 증대되고 있다.



<그림 1.1.9 업종별 산업재해 현황(노동부, 2008)>

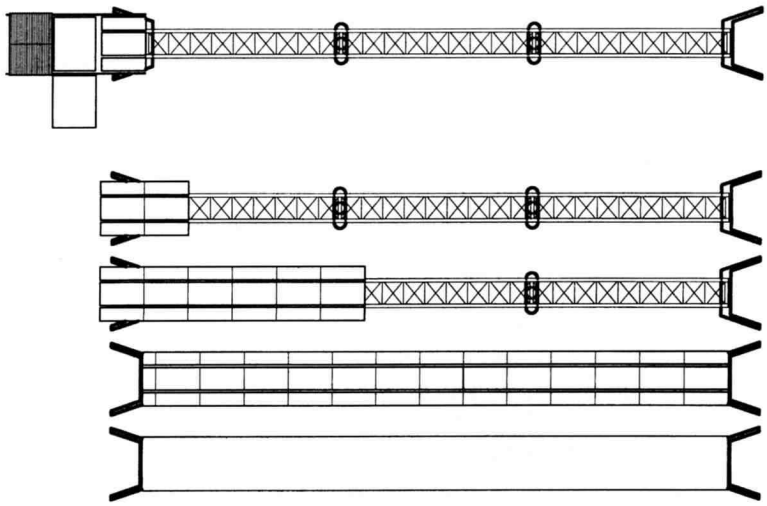
본 개발기술은 국내 교량건설의 환경변화에 맞게, 작업인원의 고공작업을 최소화시켜 시공 안전성을 향상시킬 수 있으며, 교각 하부의 공사용 가도건설, 건설 폐기물 등과 같은 환경적 피해요소를 최소화시킬 수 있다. 또한, 상부슬래브를 지형조건에 관계없이 경제적으로 급속시공할 수 있으므로 경제적인 교량건설이 가능하며, 지상에서의 작업으로 고품질의 상부슬래브를 제작할 수 있기 때문에 본 개발기술의 경제적 사회적 기여효과는 매우 크다고 할 수 있겠다.

제 2 절 연구개발의 목표 및 범위

1. 연구개발의 최종 목표

가. 최종목표

본 연구개발의 최종목표는 시공상 안전성 문제를 해결하고, 빠른 시공 및 경제성 향상을 추구할 수 있는 신개념의 강합성교량 건설을 위한 압출가설용 상부슬래브의 구조시스템을 개발하는 것이다.



<그림 1.2.1 상부슬래브 압출가설공법의 개념도>

본 연구개발의 기본개념인 상부슬래브 압출가설공법은 강합성교량의 시공시 상부슬래브를 교대후방에서 제작하고 기가설된 강거더 상부로 압출하여 가설하는 방법으로써, 압출가설용 상부슬래브의 제작기법, 제작된 상부슬래브를 압출가설하는 방법, 압출가설후 강거더 상부플랜지와의 합성방법 등과 같은 압출가설용 상부슬래브의 구조시스템에 대한 연구개발이 선행되어야 하며, 세부과제별 연구목표는 다음과 같다.

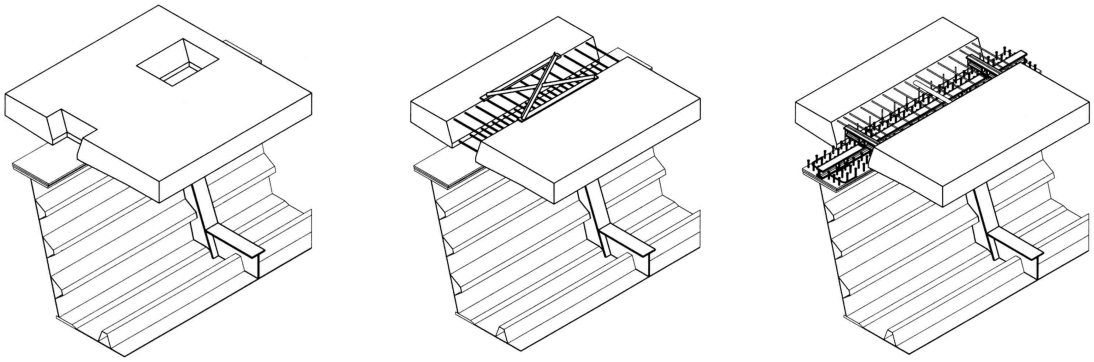
① 압출가설용 상부슬래브의 제작기법 개발

압출가설이 완료되어 상부슬래브와 강거더 상부플랜지가 합성되기 전까지는 가드레일 또는 미끄럼받침 상의 상부슬래브는 외측으로 캔틸레버 상태를 유지하여야 하며, 이와같은 압출가설을 고려한 상부슬래브의 배근상세가 제시되어야 한다.

따라서, 배근상세의 예로서 압출개구부(launch opening)에 있어서의 횡방향 지지보의

단면 및 배치간격, 횡방향 보강철근의 배치 및 이음에 대한 철근상세, 횡방향 지지보를 이용한 종방향 철근의 배치방안을 제시하고, 광폭 교량에 대한 상부슬래브의 횡방향 텐던 설치방안을 제시한다.

최종적인 성과품으로는 압출가설용 상부슬래브의 설계예제집을 작성하고, 설계/시공/유지관리 시공지침서를 작성한다.

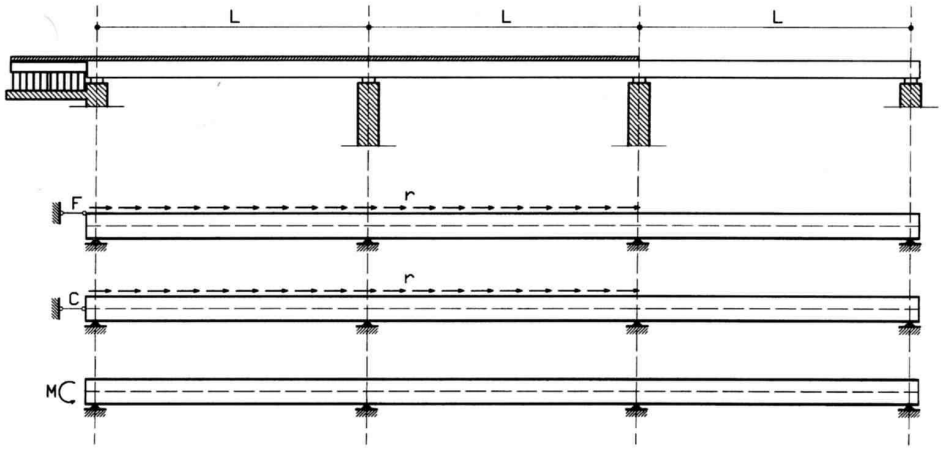


<그림 1.2.2 압출가설용 상부슬래브의 상세예>

② 상부슬래브의 압출가설공법 개발

교대후방에서 제작된 상부슬래브를 압출가설하기 위하여 먼저 교대후방에서의 작업장 및 상부슬래브에 대한 압출시스템을 제시한다. 또한, 상부슬래브의 압출가설을 위한 종방향 가드레일 또는 미끄럼받침의 상세를 결정하고, 압출가설하는 동안의 상부슬래브의 평면선형을 유지할 수 있는 방안을 제시한다. 압출시공에 따른 상부슬래브의 시공단계별 해석을 통하여 교량의 경간장 및 교량폭에 따른 상부슬래브의 분할타설 크기를 결정하고, 상부슬래브의 압출가설방안을 제시한다. 또한, 개발된 가설공법의 공정표 작성 및 필요에 따라 특수장비의 개념설계를 실시한다.

최종적인 성과품으로는 종방향 가드레일 또는 미끄럼받침에 대한 성능실험을 수행하여 개발된 상세에 대한 성능검증을 실시하고, 압출용 가드레일 또는 미끄럼받침에 대한 국내·외 특허를 출원한다.

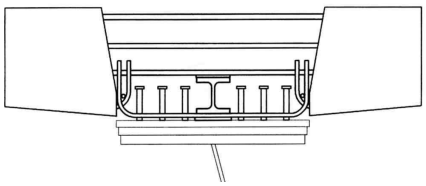


<그림 1.2.3 미끄럼마찰을 받는 연속교의 해석예>

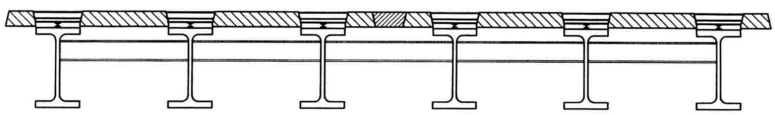
③ 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법 개발

압출가설이 완료된 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성방법을 제시한다. 이를 위하여 합성능력을 최대화할 수 있는 전단연결재의 형상개발 및 배치방안을 제시하며, 필요에 따라 전단연결재의 역할을 대체할 수 있는 가드레일의 형상을 개발한다. 또한, 압출개구부에 대한 무수축 콘크리트의 타설방안을 제시하며, 상부슬래브의 펀칭전단강도 및 압출개구부의 합성성능을 평가한다.

최종적인 성과품으로는 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성성능실험을 수행하고, 압출개구부의 전단연결재의 형상 및 배치방안에 대한 국내·외 특허를 출원한다.



<그림 1.2.4 압출개구부 상세예>



<그림 1.2.5 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성예>

최종적으로는 각 세부과제 사이에 서로 유기적인 관계를 구축하여 압출가설용 상부슬래브의 실용화방안을 제시하고자 한다.

나. 최종목표의 성격 및 설정 근거

<table>
<tr><th>최종 목표</th><th>성격</th><th>연구 기간</th><th>연구자의 역량</th><th>자료수집의 한계</th><th>현단계의 기술 수준의 한계</th><th>연구비용</th></tr>
<tr><td rowspan="2">압출가설용 상부슬래브의 제작기법 개발</td><td>아이디어 개발 및 시작품 개발</td><td>3년</td><td>매우 우수함</td><td>없음</td><td>없음</td><td>적정함 (연구개발비 소요명세서 참조)</td></tr>
<tr><td colspan="6">설정근거 : 강거더 상부플랜지와 합성되기 이전까지의 압출가설을 고려한 상부슬래브의 배근상세의 결정은 필수적임</td></tr>
<tr><td rowspan="2">상부슬래브의 압출가설공법 개발</td><td>아이디어 개발 및 시작품 개발</td><td>3년</td><td>매우 우수함</td><td>없음</td><td>없음</td><td>적정함 (연구개발비 소요명세서 참조)</td></tr>
<tr><td colspan="6">설정근거 : 상부슬래브에 대한 압출시스템이 제시되어야 하며, 제작된 상부슬래브를 압출가설하는 방법은 반드시 제시되어야 함</td></tr>
<tr><td rowspan="2">상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법 개발</td><td>아이디어 개발 및 시작품 개발</td><td>3년</td><td>매우 우수함</td><td>없음</td><td>없음</td><td>적정함 (연구개발비 소요명세서 참조)</td></tr>
<tr><td colspan="6">설정근거 : 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성방법은 구조적인 안전성 및 경제성 향상을 위해 반드시 제시되어야 함</td></tr>
</table>

다. 연구개발과제의 핵심어(keyword)

핵심어	핵심어1	핵심어2	핵심어3	핵심어4	핵심어5
국문	강합성교량	압출가설	상부슬래브	압출개구부	지지시스템
영문	Composite bridge	Incremental launching	Concrete slab	Launch opening	Supporting system

2. 연차별 연구목표 및 내용

가. 연구목표 및 내용 총괄

연 차	연구목표	주요 연구내용
1차년도	▪ 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상 도출	▪ 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상검토 ▪ 압출개구부 횡방향 지지보의 단면 및 배치간격 결정 ▪ 횡방향 지지보를 이용한 종방향 철근의 배치방안 검토
	▪ 상부슬래브의 압출시스템 정립	▪ 압출가설용 상부슬래브를 적용할 수 있는 교량형식 검토 ▪ 압출 작업장 및 압출시스템 검토 ▪ 압출가설용 상부슬래브의 지지시스템 및 압출가설용 가드레일의 단면형상 검토
	▪ 합성능력을 최대화할 수 있는 전단연결재의 형상 도출	▪ 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법 사례조사 ▪ 합성능력을 최대화할 수 있는 전단연결재의 형상 및 배치방안 검토 ▪ 전단연결재의 역할을 대체할 수 있는 가드레일의 형상 검토
2차년도	▪ 압출가설을 고려한 상부슬래브의 개념설계	▪ 압출가설용 상부슬래브의 지지시스템별 배근상세 확립 ▪ 가로보와의 합성을 위한 횡방향 이음부의 배근상세 제안 ▪ 광폭 교량에 대한 상부슬래브의 배근상세 제안
	▪ 상부슬래브의 압출가설 시스템 확립	▪ 압출시공에 따른 상부슬래브의 시공단계별 해석 ▪ 종방향 가드레일 또는 미끄럼받침의 수치해석적인 검증
	▪ 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성방법 검증	▪ 압출개구부의 무수축 콘크리트의 타설방안 제안 ▪ 소규모 국부실험을 통한 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성성능검증
3차년도	▪ 압출가설용 상부슬래브의 설계예제집 및 지침서 작성	▪ 압출가설용 상부슬래브의 설계예제집 작성 ▪ 압출가설용 상부슬래브의 표준설계도면 작성 ▪ 압출가설용 상부슬래브의 설계/시공/유지관리 지침서 작성
	▪ 상부슬래브 압출가설공법의 성능검증	▪ 상부슬래브의 압출시스템 상세설계 ▪ 상부슬래브 압출가설공법의 검증실험 ▪ 경제성분석을 통한 공사비용 절감효과 평가
	▪ 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성성능 검증	▪ 압출가설용 상부슬래브의 정적 전단강도 평가실험 ▪ 피로하중에 대한 합성성능 평가실험 ▪ 실물크기의 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성성능실험

나. 1차년도 연구목표 및 내용

연구목표	성과지표	목표치	목표치 설정근거
압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상도출	신소재・신공법 개발	1	설계목표에 따른 구조물 설계를 위한 독창적인 기법개발 성과평가
	수치해석 건수	2	상부슬래브의 형상도출을 위한 수치해석 건수
상부슬래브의 압출시스템 정립	신소재・신공법 개발	1	설계목표에 따른 구조물 설계를 위한 독창적인 기법개발 성과평가
	수치해석 건수	2	상부슬래브의 형상도출을 위한 수치해석 건수
합성능력을 최대화할 수 있는 전단연결재의 형상 도출	신소재・신공법 개발	1	설계목표에 따른 구조물 설계를 위한 독창적인 기법개발 성과평가
	수치해석 건수	2	상부슬래브의 형상도출을 위한 수치해석 건수

① 압출가설용 상부슬래브 제작기법 개발 : 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상 도출

- 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상검토
- 압출개구부 횡방향 지지보의 단면 및 배치간격 결정
- 횡방향 지지보를 이용한 종방향 철근의 배치방안 검토

② 상부슬래브의 압출가설공법 개발 : 상부슬래브의 압출시스템 정립

- 기존 압출가설공법의 적용사례 조사
- 압출가설용 상부슬래브를 적용할 수 있는 교량 형식 검토
- 상부슬래브의 압출가설을 위한 압출 작업장 및 압출시스템 검토
- 압출가설용 상부슬래브의 지지시스템 및 압출가설용 가드레일의 단면형상 검토

③ 상부슬래브와 강거더 상부플랜지 합성공법 개발 : 합성능력을 최대화 할 수 있는 전단연결재의 형상 도출

- 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법 사례조사
- 합성능력을 최대화 할 수 있는 전단연결재의 형상 및 배치방안 검토
- 전단연결재의 역할을 대체할 수 있는 가드레일의 형상 검토

다. 2차년도 연구목표 및 내용

연구목표	성과지표	목표치	목표치 설정근거
압출가설을 고려한 상부슬래브의 개념설계	신소재・신공법 개발	1	설계목표에 따른 구조물 설계를 위한 독창적인 기법개발 성과평가
	수치해석 건수	2	상부슬래브의 형상도출을 위한 수치해석 건수
	특허출원 건수	1	개발기술에 대한 특허출원
상부슬래브의 압출가설 시스템 확립	신소재・신공법 개발	1	설계목표에 따른 구조물 설계를 위한 독창적인 기법개발 성과평가
	수치해석 건수	2	상부슬래브의 형상도출을 위한 수치해석 건수
	특허출원 건수	1	개발기술에 대한 특허출원
상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성방법 검증	신소재・신공법 개발	1	설계목표에 따른 구조물 설계를 위한 독창적인 기법개발 성과평가
	수치해석 건수	2	상부슬래브의 형상도출을 위한 수치해석 건수
	특허출원 건수	1	개발기술에 대한 특허출원

① 압출가설용 상부슬래브 제작기법 개발 : 압출가설을 고려한 상부슬래브의 개념설계

- 압출가설용 상부슬래브의 지지시스템별 배근상세 확립
- 가로보와 합성을 위한 횡방향 이음부의 배근상세 제안
- 광폭교량에 대한 상부슬래브의 배근상세 제안

② 상부슬래브의 압출가설공법 개발 : 상부슬래브의 압출가설 시스템 확립

- 압출시공에 따른 상부슬래브의 시공단계별 해석
- 종방향 가드레일 또는 미끄럼받침의 수치해석적인 검증

③ 상부슬래브와 강거더 상부플랜지 합성공법 개발 : 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성방법 검증

- 압출개구부의 무수축 콘크리트 타설방안 제안
- 소규모 국부실험을 통한 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성성능 검증

라. 3차년도 연구목표 및 내용

연구목표	성과지표	목표치	목표치 설정근거
압출가설용 상부슬래브의 설계예제집 및 지침서 작성	연구개발관련 홍보	1	국내 및 국외 학술회의에서 발표한 논문 건수
	설계도면 및 사양서 개발	1	과제수행결과로 얻어지는 구조물 설계도면 및 사양서 개발 성과를 평가
	특허출원 건수	1	개발기술에 대한 특허출원
상부슬래브 압출가설공법의 성능검증	연구개발관련 홍보	1	국내 및 국외 학술회의에서 발표한 논문 건수
	공사비용 절감효과	20%	기술개발 결과물의 시공 등 공사현장 적용에 따른 공사비용 절감효과를 평가
	특허출원 건수	1	개발기술에 대한 특허출원
상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성성능 검증	연구개발관련 홍보	1	국내 및 국외 학술회의에서 발표한 논문 건수
	기술실시계약 건수	1	연구수행결과로 획득한 기술과 관련해서 체결된 실시계약 실적을 평가
	특허출원 건수	1	개발기술에 대한 특허출원

① 압출가설용 상부슬래브 제작기법 개발 : 압출슬래브의 설계예제집 및 지침서 작성

- 압출가설용 상부슬래브의 설계예제집 작성
- 압출가설용 상부슬래브의 표준설계도면 작성
- 압출가설용 상부슬래브의 설계/시공/유지관리 지침서 작성

② 상부슬래브의 압출가설공법 개발 : 상부슬래브의 압출가설공법의 성능검증

- 상부슬래브의 압출시스템 상세 설계
- 상부슬래브 압출가설공법의 검증실험
- 경제성 분석을 통한 공사비용 절감효과 평가
- 노후교량의 바닥판 교체시 적용방안 검토계획 제시

③ 상부슬래브와 강거더 상부플랜지 합성공법 개발 : 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성성능 검증

- 압출가설용 상부슬래브의 정적 전단강도 평가실험
- 피로하중에 대한 합성성능 평가실험
- 실물크기의 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성성능 실험

제 2 장 국내·외 기술개발 현황

제 1 절 국내 기술 및 산업 동향

교량의 바닥판은 차량하중뿐만 아니라 동결·융해 및 습윤·건조 과정을 반복하여 받게 되며, 염화칼슘 등 열화 및 부식 촉진 재료와 접촉하므로 주요 구조부재 중 가장 손상이 많이 발생하는 요소이며 그 수명 또한 짧다. 국내 교량 바닥판의 수명은 평균 13년 정도인 것으로 인식되고 있으며, 일반적인 교량 수명으로 파악되는 공용수명 50년에 비해 공용수명이 매우 짧은 실정이다. 대부분의 경우, 합성교량의 철근 콘크리트 슬래브는 임시/영구 거푸집을 사용하거나 일부 프리캐스트 슬래브로 시공되고 있으나, 이는 추락사고 발생, 높은 공사비와 공사기간, 바닥판 내구성의 저하 등의 문제점을 안고 있다.

① 임시/영구 거푸집(temporary / left-in-place form)

• 현장타설 콘크리트와의 접촉면에서 균열발생 야기

영구거푸집은 거더 상부플랜지에 지지된 프리캐스트 판으로 대부분 제작되며, 콘크리트, 건설 장비, 작업인원 등의 하중과 과도한 처짐에 저항하기 위하여 격자구조 또는 I형 형강으로 보강된다. 거푸집용 프리캐스트 판(precast planks)은 콘크리트 타설 후에 슬래브에 작용하는 하중에 대하여 구조적으로 저항하거나 하지 않는 것으로 고려될 수 있지만, 어느 경우에나 프리캐스트 판에 콘크리트를 타설하여 제작되는 합성슬래브는 콘크리트의 시간의존적 특성에 매우 민감하게 된다. 건조수축(drying shrinkage)과 열수축(thermal shrinkage)은 프리캐스트 판과 현장타설 콘크리트 사이의 접촉면에 균열을 야기한다.

• 복합슬래브에 대한 설계규정

프리캐스트 판과 현장타설 콘크리트 사이의 합성작용을 인정하는 경우, 2층의 복합슬래브에 대한 설계는 시방서의 많은 규정들을 만족시켜야 하며, 종종 과도한 제한을 받게 된다. 한편, 차량하중은 프리캐스트 판에 직접적인 영향을 미치며, 철근의 내구성은 종방향 및 횡방향 모두에 주요한 관심사가 된다. 특히, 프리캐스트 판의 추가적인 지지를 위한 종방향 세로보가 거더 사이에 설치되지 않은 경우에 문제가 된다. 현장타설 콘크리트의 관통균열을 통과한 습기가 균열 면에 모이기 때문에, 건조수축과 열수축은 구조물의 내구성에 영향을 미치게 된다. 만일 프리캐스트 판의 콘크리트 피복이 철근 상부와 하부의 시방서 규정을 만족시키려면, 전체 프리캐스트 판의 두께는 과도하게 크게 된다. 2개의 슬래브 층

사이의 접촉면에서의 수축균열을 무시한다고 해도, 최소 상부피복은 타설하중 하에서의 판의 강성을 확보하기 위해 필요하게 된다. 또한, 최소 상부피복, 복합 슬래브의 휨응력에 대해 설계된 철근배근, 시방서 규정을 만족하는 하부피복 등에 의한 판의 전체두께는 과도하게 크게 된다.

- 영구 거푸집에 의한 사하중 증가

구조적으로 기여하지 않는 판의 가장 큰 약점은 자중이며, 판의 자중에 의한 추가하중은 복합단면의 휨강성 측면에서 매우 불리하게 작용한다. 또한, 슬래브의 두께변화에 따른 헌치를 둔 프리캐스트 판(haunched planks)은 고가이기 때문에 일정두께의 복합슬래브를 사용하게 되며, 이는 더욱더 교량의 사하중을 증가시키게 된다.

② 이동식 거푸집(movable shuttering system)

- MSS 자중 및 가설장비에 의한 사하중 증가 및 비틀림 하중 방지를 위한 강골조의 추가 보강필요

이동식 거푸집(mobile formwork)에 의한 슬래브 분할타설을 고려할 수 있다. 중간지간의 교량에 있어서, MSS(이동식 거푸집 시스템, movable shuttering system)을 이용하면 합리적인 슬래브의 분할(지간의 1/3 정도) 등을 통하여 양질의 슬래브 분할타설을 실시할 수 있다. MSS의 사용은 사하중의 증가 및 프리캐스트 판의 기타 단점을 보완할 수 있지만, 불연속 슬래브 타설은 슬래브의 연속성 문제를 야기하고 강골조의 비틀림 하중을 방지하기 위한 신중한 타설순서가 요구된다. 이러한 문제는 강거더 상부플랜지 사이의 거푸집을 전방으로 재설치할 경우, 상부플랜지 사이의 수평브레이싱의 제거가 필요하기 때문에 더욱 문제가 되며, 임시적인 인장응력의 방지는 타설장비의 자중에 의하여 더욱 복잡하게 된다.

- 콘크리트 주입을 위한 교량 하부공간의 접근로 필요 및 비용과 공사기간의 추가

프리캐스트 판을 설치하고 MSS에서 철근을 조립하는 방법은 작업위치까지 재료들을 운반하여야만 한다. 따라서, 프리캐스트 판을 통한 접근을 어렵게 하고 많은 불필요한 대기시간(dead-time)을 발생시키며, MSS 거푸집의 기조립(cage preassembly)은 섬세한 인상작업이 필요하기 때문에 거의 사용되지 않는다. 또한, 슬래브의 현장타설은 콘크리트의 펌프주입과 교량 아래 지역의 접근로를 필요로 하며, 불연속 분할타설의 경우는 상판의 앞이나 뒤로 설비를 이동시켜야 하므로, 추가적인 비용을 발생시킨다.

• 거푸집 지지부재에 의하여 슬래브에 다수의 홀 발생

운반용 트러스에 수직부재로 연결된 거푸집은 MSS의 자중을 감소시키지만, 이로 인하여 콘크리트 슬래브에 많은 구멍을 발생시키고 철근조립을 어렵게 만들게 된다. 조립, 분해, 운반비용 및 크레인 용량 등은 MSS의 자중과 관련되어 있으며, 150~200m 보다 작은 경간의 교량에는 거의 적용되지 않는다.

③ 프리캐스트 슬래브(precast slab segments)

프리캐스트 슬래브는 장기간 양생에 따른 형태안정성, 정확한 치수, 공업화된 성형 공정을 통해 고품질의 구체를 생산할 수 있는 등 장점을 갖고 있지만 장비에 의한 운송 가능한 분할크기의 제한이 따르고 그에 의한 다수의 시공이음으로 종방향 텐던 설치가 요구된다. 또한 크레인을 이용하여 가설할 경우 공사비가 증가하는 문제점이 있다. 도로공사·(주)대우건설·서울대가 공동으로 프리캐스트 바닥판 연속화 연구를 완료하여 단순교에 대해서 기 개발된 프리캐스트 콘크리트 바닥판 기술을 연속교에 적용이 가능하도록 하였다.

한편, 현재까지 교량의 바닥판은 주로 콘크리트로 만들어졌다. 그러나 콘크리트 바닥판은 배기가스, 제설제 살포 등의 각종 유해환경에 의해 콘크리트가 심하게 열화되고 철근이 부식되어 내구년한이 급격히 감소되고, 구조적인 안전성에도 문제가 발생한다. 이러한 문제를 근원적으로 해결하기 위하여 신속시공·경량·고내구성 복합소재 교량 바닥판에 대한 연구가 수행되었다. 한국건설기술연구원과 국민씨아이에서는 FRP를 이용한 프리캐스트 바닥판의 합성단면에 대한 다양한 성능실험을 거쳐 실용화에 성공하여 현재 시공완료 및 예정 중에 있는 교량을 확인할 수 있다.

<표 2.1.1 프리캐스트 바닥판 적용현황>

번호	교량명	공사명[위치]	비고
1	이촌고가교	서울시 최초 적용 현장	
2	한능 IC교외 1개	영덕~양재 고속도로 민자사업	
3	서천교	영덕~오산 광역도로 건설사업	
4	삼승1교	중부내륙고속도로	
5	문산교외 4개	문의~대전 도로 확포장 공사	
6	유성 IC교	호남고속도로	
7	구증교외 2개	용정~용진 연결도로 건설사업	
8	중방1교	월산지구 수해상습지 개선사업	

9	한계2교	인재～양양 수해복구공사	
10	청주IC교	최초 반폭교차시공	
11	원당교외 3개교량	영천～상주 고속도로 민자사업	
12	공도교	임하댐 비상여수로 건설공사	
13	수영고가교외 1개	동해남부선 복선전철 건설공사	
14	GK 저도교	부산～거제 연결도로 건설사업	
15	천성교외 2개	천성～눌차 연결도로 건설사업	

<표 2.1.2 유리섬유 복합소재 프리캐스트 바닥판 적용현황>

번호	교량명	공사명(위치)	비고
1	번천교	중부고속도로 하일～호법간 확장공사	시공완료
2	형주교	경부고속도로 부산～언양간 확장공사	시공완료
3	비우당교	청계천 복원공사 3공구	시공완료
4	광양항 가호안 진입교량	광양항 준설토 투기장 가호안 축조공사	시공완료
5	개정교	전라북도 장수군 장수읍[국도 13호선]	시공완료
6	평택항 진입교량	평택항 호안공사[대안공사]	시공완료
7	월출산교	전라남도 영암군 영암읍	시공완료
8	눌차교	부산신항 연결도로	예정
9	오산천교	경기도 오산시	예정
10	말무교	부산신항 북컨테이너 터미널	예정
11	송도해안도 아치교	인천 송도해안도로	예정
12	보납산～늪산 연결 현수교	경기도 가평군	예정
13	상주시 현수교	경상북도 상주시	예정
14	광주시 현수교	경기도 광주시	예정
15	봉화군 현수교	경상남도 봉화군	예정
16	도장항 현수교	전라남도 완도군	예정

국토해양부에 의하면 국내 총 교량수는 23,805개소, 연장이 2,139km로 조사되었다(2006.12월 현재). 과거 10년 전인 1996년에 대비하여 연평균 교량수는 6.2%, 연장은 14.2% 꾸준히 증가한 것으로 나타났다. 교량수가 꾸준히 증가한 것은 전국의 도로망이 지속적으로 확충되고 도로 선형이 개선된 것에 근본적인 원인이 있으며, 동시에 지상의 절토・성토량을 줄임으로써 환경친화적인 도로망 건설을 추구한 결과이다.

건설 시기별로 보면 건설 후 40년(66년 이전) 이상 경과된 교량이 292개(1.2%), 30년(67년~76년) 이상 경과된 교량이 1,447개(6.1%), 20년(77년~86년) 이상 경과된 교량이 2,535개(10.6%), 10년(87년~96년) 이상 경과된 교량이 7,863개(33.0%),10년(97년~현재)미만 경과된 교량이 11,599개(48.7%)로 조사되었다. 교량의 바닥판의 수명으로 볼 때 교체되어야 할 수가 매우 많음을 알 수 있으며, 도심지일 경우 소음 및 진동, 교통통제 등의 민원을 해결할 수 있고 도로망 구축에 있어서 환경파괴를 최소화 할 수 있는 슬래브 압출 시스템의 필요성이 절실함을 알 수 있다.

최근들어 교량의 건설비용 절감을 위해 구조의 합리화, 시공의 효율화가 요구되고 있으며, 구조의 합리화를 위해서는 강·콘크리트 복합교량의 합리적·경제적 적용가능성이 재검토되고 있다. 또한 지금까지의 강·콘크리트 복합교량에 비해 내구성의 향상 및 시공의 합리화, 공기의 단축 등 그 기능이 향상된 새로운 형식의 강·콘크리트 복합교량의 연구·개발이 활발하게 진행되고 있다. 그러한 연구개발의 일환으로 지금까지 프리캐스트 콘크리트 바닥판에 대한 연구가 다수 진행되어 왔으나 대부분이 프리캐스트 바닥판의 주형과의 연결구조에 대한 연구개발 및 바닥판을 경량화 하기 위한 합성소재를 이용한 바닥판 개발로 한정되어 있고, 시공방법 또한 임시/영구 거푸집과 고가의 이동식 거푸집으로만 한정되어 상부슬래브의 압출시스템과 같은 경제적이고 효율적 시공 방법에 대해서는 관련된 연구가 전무하다.

제 2 절 국외 기술 및 산업 동향

국외에서도 현장타설시 문제점을 보완하기 위하여 많은 기술이 개발되어 왔다. 현장타설 콘크리트에 매립되는 강거더와 용접 또는 용접하지 않는 도금 강판(galvanized profiled steel sheeting) 또는 플라스틱 섬유보강 시멘트판의 경우, 충격에 약한 재료가 영구거푸집으로 사용될 때 발생할 수 있는 사고에 대한 주의가 필요하며, 전자의 경우는 일본에서 콘크리트충진 I형 거더상판(concrete-filled I-beam grid decks)에 자주 이용되어 왔다. 하지만, 이것은 무게를 줄일 수 있고 압출전에 강거더에 반조립식 거푸집보강 시스템(semi-prefabricated forming-reinforcement system)을 설치할 수 있는 가능성에도 불구하고 3~4m의 정도의 횡방향 지간에 제한되며, 그 이상의 경간에서는 프리캐스트 콘크리트 판보다 경제적이지 못하게 된다.

BS5400에서는 프리캐스트 판의 존재를 무시하면서 철근피복, 현장타설 슬래브의 균열제어에 대한 요구조건을 만족하도록 규정하고 있다. 또한, 프리캐스트 판과 현장타설 슬래브

에 묻힌 철근 사이의 거리는 현장타설 콘크리트에 사용된 골재의 최대공칭치수(maximum nominal size) 이상으로 하도록 규정하고 있다. 이러한 규정 때문에 강거더 사이의 경간중앙부에서 횡방향 철근의 모멘트 팔길이(lever arm)의 확보가 종종 힘들게 된다.

또한, 프리캐스트 패널을 이용한 교량 바닥판의 설계 및 시공은 제2차 세계대전이후 파괴된 교량의 신속하고 경제적인 복구의 한 방안으로서 유럽에서 처음 시작된 이 후 미국과 일본 등지에서 70년대 이후부터 활발하게 진행되었다. NCHRP Report 584(Full-depth Precast concrete bridge deck panel system, 2008)에서는 강주형과 프리스트레스트 콘크리트 거더에 사용될 수 있는 바닥판의 상세를 개발하고 그에 대한 지침서를 마련하였다.

<표 2.1.3 미국의 프리캐스트 콘크리트 바닥판 적용현황>

교량명	교량개요	경간길이 (m)	주형간격 (m)	프리스트레싱 유무	
				교축	교축직각
Seneca	트러스, 연장: 460m	111	1.7	○	○
03200	6경간, 연장: 213m			○	○
Route 229	단순교, 교폭: 9.1m	16	1.9	×	×
Willam Preston		60	28	×	×
Burington	2경간 사장교	201	4.6	○	○
Krukill Road	단순교, 연장: 15.2m	15.2		×	×
Amsterdam IC	4경간, 교폭: 13.7m	20		×	×
Harriaman IC	3경간	22.9		×	
Kingston	3경간, 2레인 현수교	213		○	○
Dublin 0601	concrete arch, 교폭:17m	30		○	○
NB7510	10경간, 연장: 496m			○	
Deer Isle Sedgwick	9경간 현수교	329		×	×
Woodrow Wilson	연장: 1800m			○	○
Welland	18경간	14.85		○	○
Pintala creek		10	2.0	×	×
Big Blue river	연장: 61m	21	1.8	○	○
Clark Summit	연장: 496m			○	
Quakertown				○	
Conneticut	4레인, 연장: 373m	68		○	○
Chicopee	4레인, 연장: 255m			○	○
CA-17	연장: 534m	46	3.8	×	×
Milford Montegue	4경간 트러스, 연장: 351m	23.2	2.4	○	
Freemont Street	4경간, 연장: 92m		4.6	○	○
US-24	사장교, 연장: 671m		2.2	○	×
Santa Fe	철도교		2.0		○

<표 2.1.4 일본의 프리캐스트 콘크리트 바닥판 적용현황>

교명	교량개요	바닥판형식	바닥판지간 (m)	바닥판두께 (cm)	가설 연도	비고
동해대부 고가교	11경간+5경간+4 경간 연속 3주형	프리캐스트 (루프식이음)	6.0	27	1996	일본최초의 프리캐스트 소수주형교
성의곡교	2경간연속 2주형	프리캐스트 (루프식이음)	5.5	30	1997	현장제작방식
의명천교	6경간연속 2주형	프리캐스트	6.0	30	1997	

이외에도 많은 국가에서 시공된 프리캐스트 바닥판을 이용한 교량이 있으나 모든 현황을 파악하기에는 한계가 있어 미국과 일본의 확인된 교량으로 제한하였다. 한편, 보통의 프리캐스트 바닥판은 PC부재 제조공장에서 제작하여 트레일러로 현장으로 운송, 가설하는 일반적이다. 그러나, PC부재 제조공장에서 멀리 떨어진 현장이나 현장으로 프리캐스트 바닥판 반입이 곤란한 산악지대와 같이 현장 조건이 특별한 경우에는, 본 연구개발의 목표인 현장 제작된 압출 슬래브 시스템 개발의 필요성을 더욱더 확인할 수 있다.

제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과

제 1 절 압출가설용 상부슬래브의 제작기법 개발

1.1 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상 도출

1.1.1 서 론

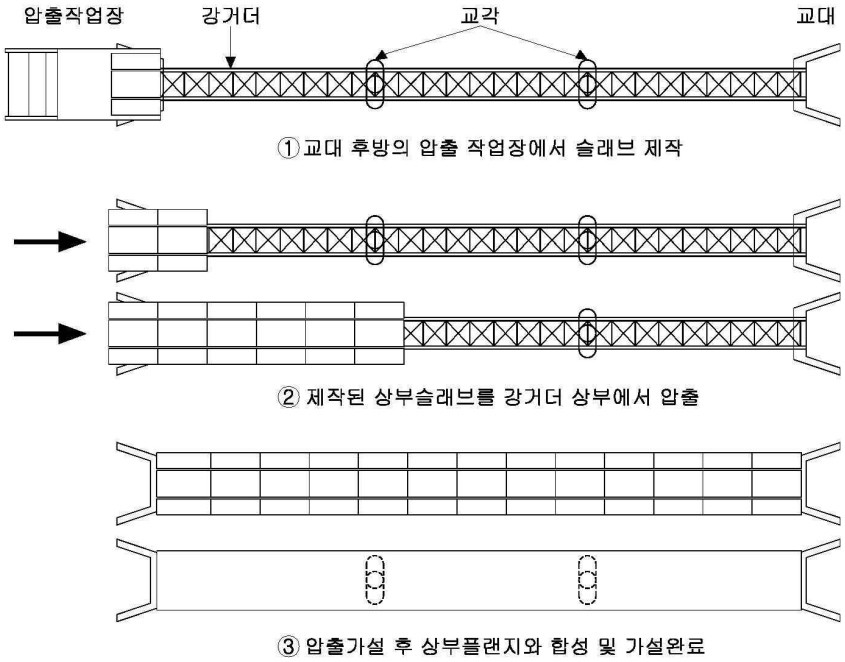
현재 우리나라 합성교량에서 상부슬래브 시공은 거더(St.box girder, Plate girder 등) 사이에 목재동바리를 설치 후 그 위에 임시 거푸집을 놓고 철근배근 및 콘크리트 타설을 하는 현장타설공법이 주를 이루고 있다. 이 현장타설공법은 타설된 콘크리트가 기후의 영향을 많이 받고 동바리 설치 및 거푸집 제작 등의 기간이 필요하기 때문에 시공기간이 길고, 많은 인력의 필요로 인건비가 상승하며, 숙련된 기술인력의 부족으로 품질관리 저하의 문제점을 갖고 있다.

이러한 문제점들의 대안으로 프리캐스트 바닥판과 교대후방 또는 교량중간에서 상부슬래브를 제작하여 압출하는 공법을 들수 있다. 프리캐스트 바닥판은 장기간 양생에 따른 형태안정성, 정확한 치수 및 공업화된 성형공정을 통한 고품질의 구체를 생산할 수 있지만 운송 가능한 세그먼트의 크기가 작아 상부슬래브에 다수의 시공이음을 초래하고, 종방향 강선에 의해 상부슬래브를 일체화되므로 강선이 부식되지 않도록 각별한 주의가 필요하다.

상부슬래브압출가설공법은 일정한 길이만큼의 상부슬래브를 교대후방이나 경간 중앙에서 제작하여 연속적으로 교량거더 위에 압출 후 전단연결재를 설치하여 거더와 합성을 이루게 하는 공법이다. 이 공법의 장점을 기술하면 아래와 같다.

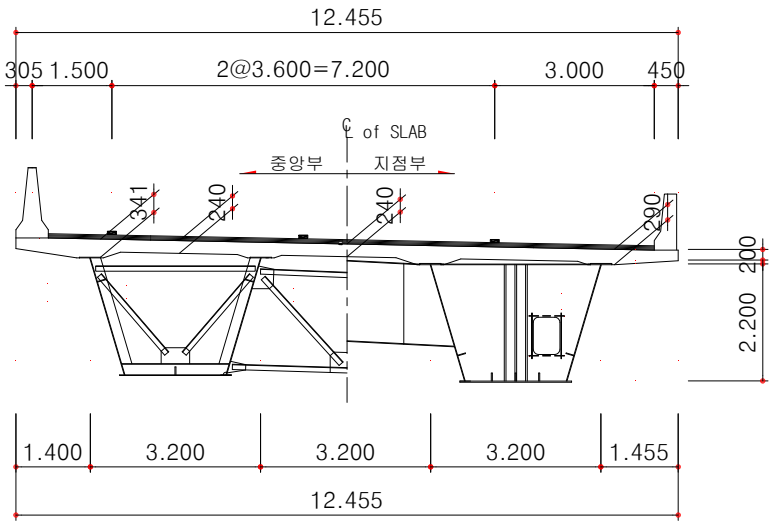
첫째, 동일한 거푸집이 반복적으로 사용되어 경제성이 우수
둘째, 콘크리트타설이 제작장에서 이루어져 날씨에 상관없이 품질이 우수
셋째, 전체 상부슬래브가 각각의 세그먼트 끝단에서 철근의 겹이음을 통해 구조적인 연속성을 가짐
넷째, 상부슬래브가 양생되고 얼마간의 시간이 지난후에 강거더와 합성이 이루어지므로 초기 건조수축에 의한 영향이 현장타설공법보다 적음

이와 같은 장점으로 1969년 스위스에서 처음 시도되어 1978년까지 9개 교량에 적용 되었으며, 그 후에도 프랑스 등에서 적용되어 온 것으로 보고되고 있다. 그림 3.1.1은 상부슬래브 압출가설공법에 대한 예시를 나타내었다.



<그림 3.1.1 상부슬래브 압출가설공법 개념>

본 연구에서는 폭 12.455m, 길이 40 + 3 @ 50 + 40 = 230m인 개구제형 강박스 거더 교량을 대상으로 상부슬래브 압출방법에 따른 슬래브 형상 및 배근 상세에 대하여 검토하였으며, 그림 3.1.2에는 대상교량의 횡단면도를 나타내었다.



<그림 3.1.2 대상교량 횡단면도>

1.1.2 상부슬래브 압출가설공법의 사례조사

(1) 시공사례 조사

상부슬래브 압출가설공법은 주로 스위스와 프랑스 등 유럽에서 시공되었으며, 표 3.1.1에 적용교량별로 경간구성, 압출위치, 교량연장, 평면선형 및 적용거더에 대하여 정리하였다.

<표 3.1.1 슬래브 압출공법에 의해 가설된 합성형교>

교량명 (위치)	완공 연도	경간구성 (m)	슬래브 폭 (m)	거더 간격 (m)	압출 위치	교량 길이 (m)	평면선형 (종단선형)	비 고
La Plaine (Genè-ve)	1969	39.7+53+13.9	11.4	6.0	교대	107	직선 (상향구배)	twin girder
P. S. Chambon (Roche)	1972	17+32.5+17	8.6	4.6	교대	66.5	직선 (camber)	twin girder
Trois-Chasseurs (Belmont)	1972	20.5+21.3+10	8.9	5.35	교대	51.9	직선 (단일구배)	twin girder
Chandelard (Belmont)	1973	5경간 (40.8~54.2)	13.2	7.2	교대	243.4	곡선(R=900) (단일구배)	twin girder
Sorge (Valangin)	1973	10경간 (23~43.5)	18.5	9.5	교대	340	직선 (단일구배)	twin girder
Illarsaz	1974	55 + 70 + 55	10.1	5.2	교대	180	직선 (camber)	open box
Aigle	1974	16경간 (23~55)	10.1	5.6	교량중앙	545	직선 (camber)	twin girder
Coulouvrenière (Genève)	1975	5경간 (6.5~17)	6.5	3.6	교대	50	직선 (상향구배)	twin girder
Vionnaz	1976	11경간 (26~32)	10.1	5.6	교량중앙	340	직선 (camber)	twin girder
VIADUC	1995	34.75+2@45+34.75	13.5	7.2	교대	159.5	직선	twin girder

(2) 시공사례 분석

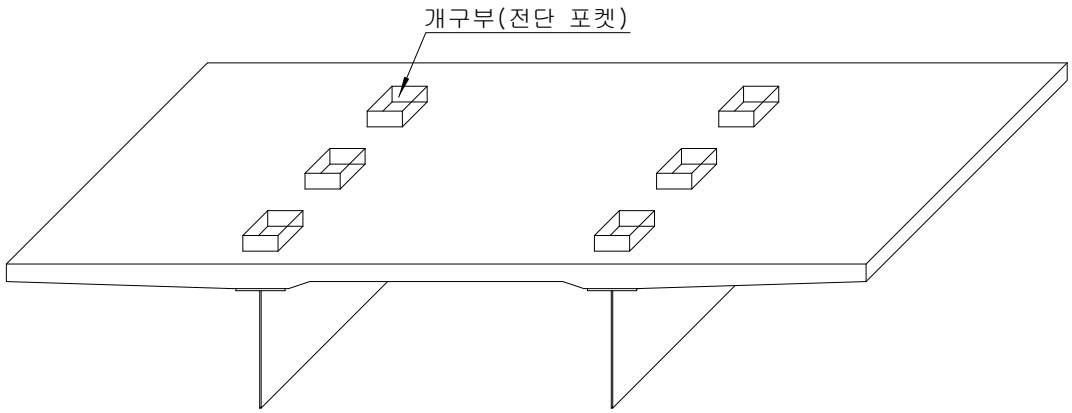
(가) 적용 연장 및 경간구성 분석

조사에 따르면 압출은 교량연장이 350m이하이면서 10경간이내의 교량인 경우는 교량 후방인 교대에서 이루어졌고, 350m 이상이면서 10경간이상인 교량에서는 교량중앙에서

이루어진 것으로 나타난다. 이는 교량연장이 길 경우 상부슬래브와 거더사이의 마찰력이 증가하므로 교량중앙에서 압출하여 사용 잭(Jack)의 효율성을 높인 것으로 보인다. 또한 2주형(Twin girder)에 주로 적용하여 다주형(Multi-girder)일 경우에 비해 압출관리가 용이하도록 하고, 상부슬래브의 형상을 보다 단순화함과 동시에 전단연결재 설치를 위한 개구부의 수를 줄이려고 한 것으로 보인다.

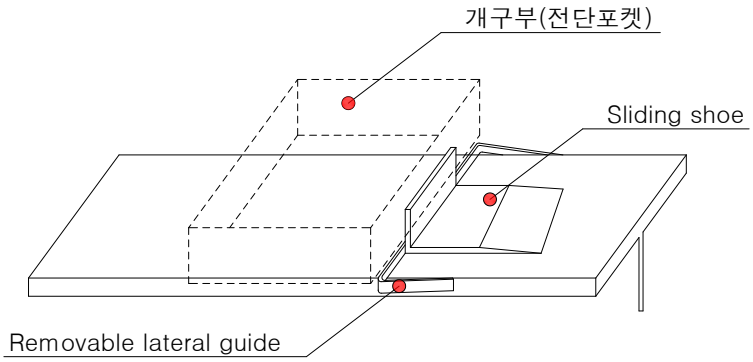
(나) 전단포켓형 상부슬래브

표 3.1.1의 교량들은 상부슬래브에 일정간격의 개구부(전단포켓)를 설치하여 상부슬래브의 압출이 완료된 시점에 이 위치에서 전단연결재를 현장용접하는 방법을 사용하였다(그림 3.1.3 참조).



<그림 3.1.3 전단포켓형 상부슬래브>

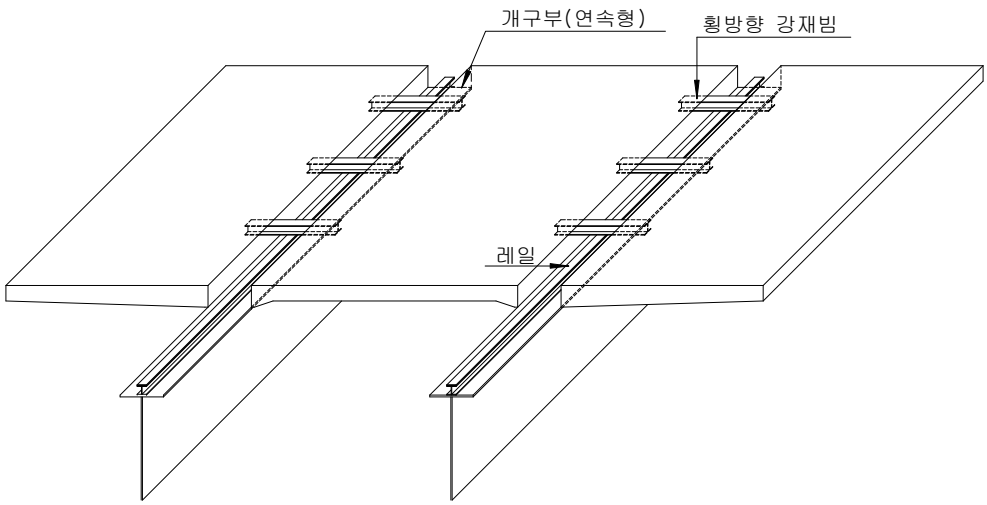
이 방법은 상부슬래브가 최종위치에 도달하면, 전단연결재를 미리 설치된 개구부의 상부플랜지에 용접한 후 무수축 몰탈로 개구부를 매우는 공정으로 이루어지며, 압출 하는 동안 상부슬래브에는 강거더 상부플랜지면을 미끄러지는 슬라이딩 슈(Sliding shoe)가 설치되고 슬라이딩 슈는 완성된 구조물에 남아 있게 된다. 이 슬라이딩 슈는 2~3m 간격으로 일정하게 개구부에 설치된다. 또한, 임시 압출 유도장치(Removable lateral guide)를 설치함으로써 압출시 상부슬래브의 횡방향 변위가 발생하지 않도록 하고 있다.



<그림 3.1.4 슬라이딩 슈의 개념도>

(다) 레일형 상부슬래브

한편, 표 3.1.1에서 K는 개구부를 전단포켓 형식이 아닌 종방향으로 연속한 개구부 형식으로 상부슬래브가 캔틸레버부와 중앙부로 완전히 분리한 후 그사이에 일정 간격으로 횡방향 강재빔을 배치하였다. 이때 강거더 상부플랜지 위에는 종방향으로 I형빔(rail)을 배치하여 그 위로 상부슬래브를 압출하는 방법을 사용하였다. 그림 3.1.5는 레일형 상부슬래브의 압출방법을 나타낸 것이다.



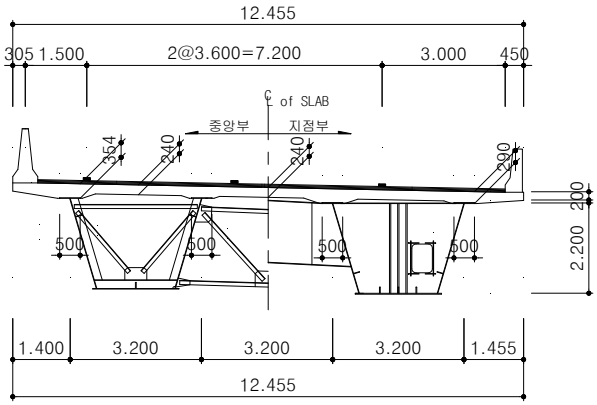
<그림 3.1.5 레일형 상부슬래브 압출>

위 방법은 상부슬래브의 압출 완료 후 종방향 압출 개구부에 보강철근을 배치하고 2차 응력이 발생하지 않도록 무수축 몰탈을 타설하여 상부슬래브와 주거를 일체화 시키며, 전단연결재는 공장에서 미리 용접하는 것으로 하였다.

1.1.3. 상부슬래브 압출방법에 따른 단면형상 및 배근상세 검토

(1) 연구대상교량의 상부슬래브 표준횡단면도 검토

검토대상교량의 횡단면은 고속도로 편도 2차로의 개구제형을 채택하였다. 또한, 상부슬래브 두께는 중앙부 240mm, 캔틸레버 지점부 최소두께 290mm 및 캔틸레버 단부 200mm를 적용하였고, 중앙부와 지점부 사이에는 1 : 3의 헌치를 설치하는 것으로 하였으며, 자세한 제원은 그림 3.1.6에 나타내었다.



<그림 3.1.6 대상교량 횡단면도 주요제원>

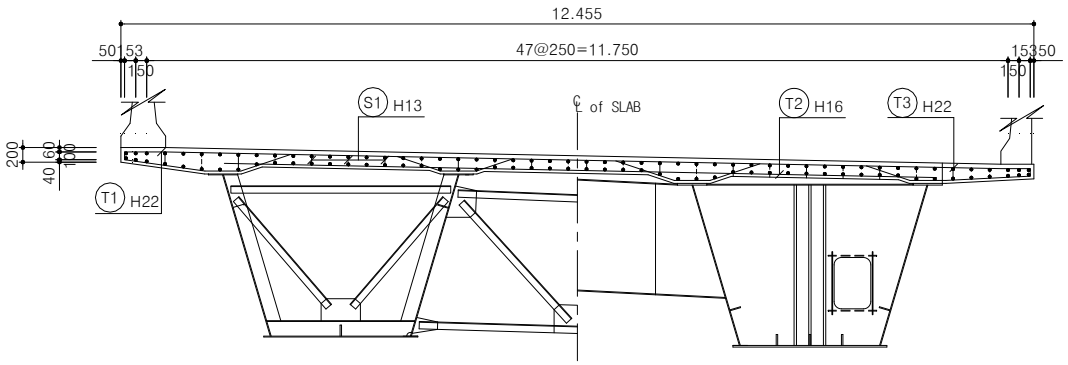
상부슬래브 주철근은 현장타설공법과 동일하게 완성계를 기준으로 하여 캔틸레버부는 강도설계법에 의한 안전성 검토와 사용하중에 의한 철근 간격 검토를 하였으며, 중앙부는 윤하중에 의한 상부슬래브의 아치효과를 고려하여 경험적 설계법을 적용하였다.

<표 3.1.2 캔틸레버부 사용 주철근량 검토>

구 분	필요철근량 (mm^2)	사용철근량 (mm^2)			비 고
		C.T.C 125mm	C.T.C 150mm	C.T.C 200mm	
fck = 27MPa	1880.23	H19-8ea = 2292.0	H19-6.7ea = 1910.0	H22-5ea = 1935.5	
fck = 30MPa	1867.15	H19-8ea = 2292.0	H19-6.7ea = 1910.0	H22-5ea = 1935.5	
fck = 35MPa	1852.75	H19-8ea = 2292.0	H19-6.7ea = 1910.0	H22-5ea = 1935.5	
fck = 40MPa	1842.64	H19-8ea = 2292.0	H19-6.7ea = 1910.0	H22-5ea = 1935.5	
fck = 45MPa	1835.32	H19-8ea = 2292.0	H19-6.7ea = 1910.0	H22-5ea = 1935.5	

표 3.1.2는 콘크리트 두께 290mm일 경우 캔틸레버부의 사용철근량을 콘크리트 강도 및 철근간격별로 검토하여 정리한 것이다.

검토결과 콘크리트 강도 45MPa일 때가 27MPa일 때보다 필요철근량을 약 2.4 % 감소시키는 것으로 나타났다. 이처럼 콘크리트의 강도가 사용 주철근의 직경 및 간격에 미치는 영향이 미미하므로 경제성을 고려하여 콘크리트의 강도는 27MPa를 적용하는 것으로 하며, 사용 주철근은 시공성 및 철근량의 적정성을 고려하여 H22 - C.T.C 200mm로 하였다. 또한, 경험적 설계법을 적용한 중앙부에서의 하면 횡방향 필요철근량은 콘크리트 단면적의 0.4%인 960mm^2, 상면 횡방향 필요철근량은 콘크리트 단면적의 0.3%인 720mm^{2}으로 H16 철근을 상부슬래브 상하면에 C.T.C 200mm 간격으로 적용하였으며, 이를 그림 3.1.7에 표준횡단면도로 나타내었다.



<그림 3.1.7 상부슬래브 표준횡단면도>

한편, 교축방향 철근은 캔틸레버부에서 온도·수축철근량인 콘크리트 단면적의 0.2%를 고려하여 H16 - C.T.C 250mm로 적용하였으며, 중앙부에서는 경험적 설계법에 따라 콘크리트 단면적의 0.3%에 해당하는 철근 H16 - C.T.C 250mm를 상하면에 배치하였다.

현행 도로교설계기준은 지점부 부모멘트구간에 인장을 받는 상부슬래브의 교축방향 철근은 상부슬래브 단면적의 0.2% 및 주장률 0.0045mm/mm^2 이상이 되도록 하고 있으며, 이에 따라 사용철근을 H25-C.T.C 125mm로 적용하였다.

(2) 전단포켓형 상부슬래브 배근상세 검토

전단포켓형 상부슬래브는 프리캐스트 바닥판에서 주로 적용되는 형식으로 상부슬래브 성형시 전단연결재가 설치될 위치(주로 강거더 복부 위)에 미리 직사각형의 빈 공간을

만들고, 이를 강거더 위에 거치 후 전단연결재를 용접하고 고강도 무수축 몰탈로 매꾸어 강거더와 합성이 되도록 하는 방법이다.

전단포켓형 적용시 주요 고려사항은 전단포켓의 간격과 크기에 있다. 간격이 너무 촘촘하여 전단포켓의 수가 증가하면 몰탈주입 및 양생관리를 위한 비용이 증가하게 되며, 간격이 너무 멀면 강거더와 상부슬래브의 체결력이 분산되지 못하여 시간이 지남에 따라 슬래브에 균열을 유발하게 될 우려가 있다. 또한 전단포켓의 크기는 상부슬래브의 종방향 온도철근 및 지점부 주장률 철근의 단락 개소수에 영향을 미치게 되므로 이와 같은 것이 최소가 되도록 해야 한다.

전단포켓의 간격과 크기는 전단연결재의 직경과 1열당 개수에 좌우되게 되며, 본 연구에서는 「도로교 설계기준 3.9.5 전단연결재」에 따라 스터드의 직경, 개수 및 간격을 검토하여 전단포켓의 규격을 정하는 것으로 하였으며, 아래는 전단연결재에 대한 설계식을 나타내었다.

· 전단연결재의 허용 응력

$$Qa = 9.5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{fck} \quad (H/d \geq 5.5) \tag{1}$$

$$Qa = 1.74 \cdot d \cdot H \cdot \sqrt{fck} \quad (H/d < 5.5) \tag{2}$$

여기서, Qa : 전단연결재의 허용전단력(N)

H : 스터드의 전 높이(mm)

d : 스터드의 줄기의 지름(19mm, 22mm, 25mm)

f_{ck} : 콘크리트 설계기준 강도

· 피로를 고려한 전단연결재의 필요 간격

$$d_0 = \frac{\sum Zr}{Sr} \tag{3}$$

여기서, d_0 : 전단연결재의 피로에 대한 필요간격

Z_r : 전단연결재의 허용수평 전단력 범위(N)

S_r : 설계대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력 범위(N/㎟)

· 스터드의 극한 강도 검토

$$V_u = 0.4 \cdot d^2 \cdot \sqrt{fck \cdot Ec} \leq A_{sc} \cdot f_u \tag{4}$$

$$N_1 = \frac{P}{\Phi Vu} \quad (5)$$

$$N_2 = \frac{P + P3}{\Phi Vu} \quad (6)$$

여기서, Vu : 전단연결재의 극한강도(N)

d : 전단연결재의 직경(㎜)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도

A_{sc} : 전단연결재의 단면적(㎟)

fu : 인장강도(410~560MPa)

N_1 : 최대정모멘트부와 인접한 교대지점부사이의 전단연결재 개수

P : 최대부모멘트부와 인접한 최대부모멘트부 사이에 필요한 전단연결재 개수

P_3 : 최대부모멘트부에 작용하는 힘

위의 식(1)은 전단연결재의 파괴가 스터드의 전단에 의해 일어나고, 식(2)는 상부슬래브의 균열에 의해 일어난다고 판단하는 것이다. 또한 식(1)이 식(2)에 비하여 약30%,의 강도를 더 발휘하는 것으로 나타나므로 스터드의 길이를 150㎜로 적용하여 H/d가 5.5이상이 되도록 하였다.

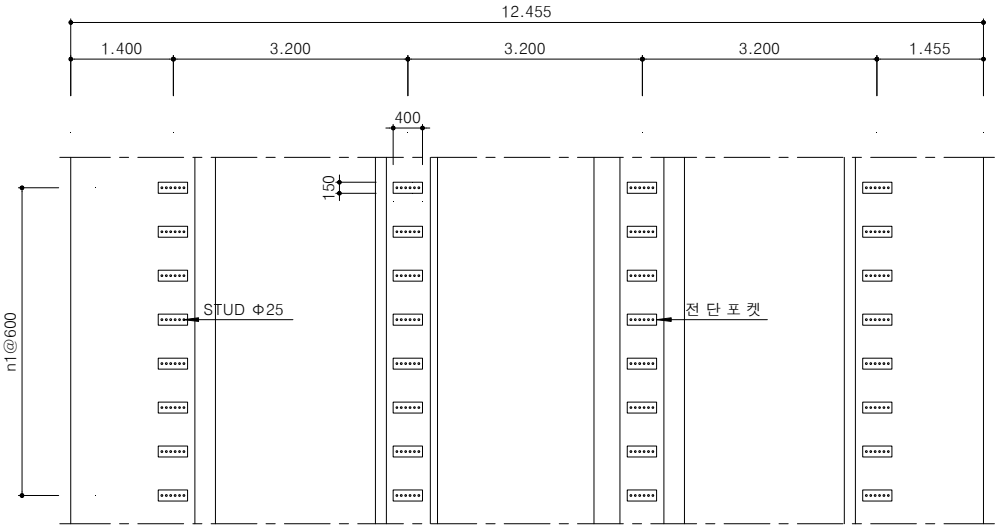
한편, 전단연결재의 최대간격은 상부콘크리트 두께의 3배 이하이면서 600㎜를 넘지 않도록 하고 있으며, 최소간격은 교축방향으로 5d 또는 100㎜로 하고 교축직각방향은 d+30㎜로 규정하고 있다. 이상의 검토방법에 따라 본 연구대상교량의 전단연결재 간격 검토 결과를 아래 표 3.1.3에 나타내었다.

<표 3.1.3 전단연결재의 간격 및 개수>

구 분	필요간격 (㎜)	스터드 직경 (㎜)	한쪽 복부당 사용개수(ea)	1열당 사용개수(ea)	1m당 사용개수(ea)	비 고
간격 400mm	409	25	4	8	20	
간격 500mm	511	25	5	10	20	
간격 600mm	614	25	6	12	20	

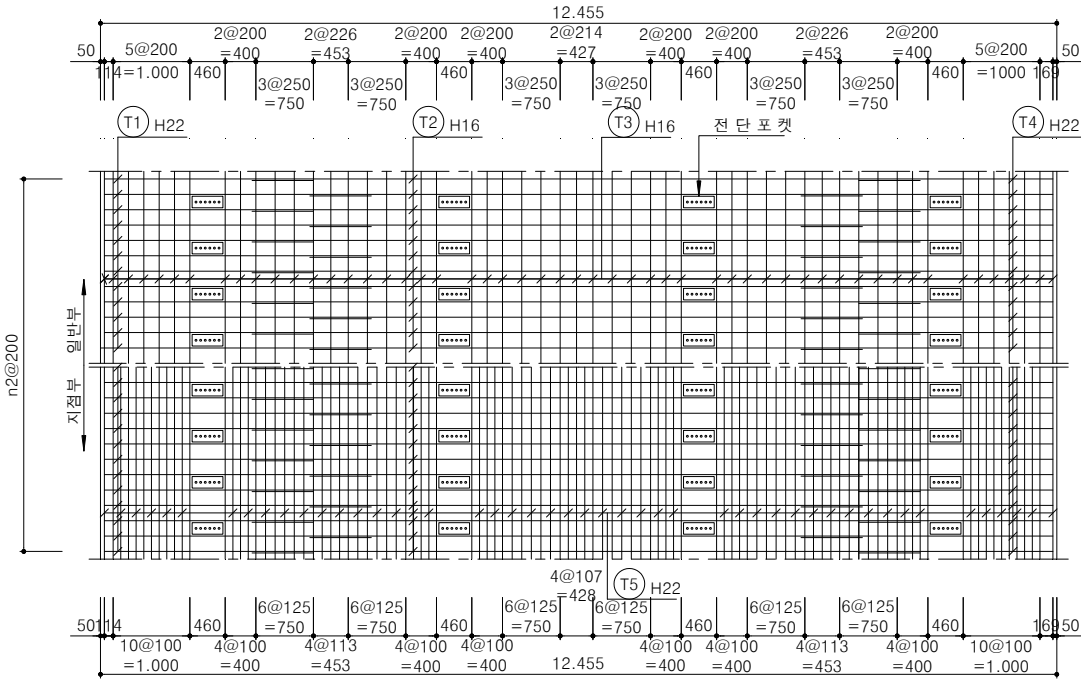
검토 결과 전단연결재의 간격에 따라 1열에 설치되는 스터드의 개수는 각각 8ea, 10ea, 12ea로 다르지만 1m안에 설치되는 개수는 같음을 알 수 있다. 따라서 현행 도로교 설계기준의 최대간격을 만족시키면서 전단포켓의 수를 줄일 수 있는 600㎜ 간격을 적용하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

위의 검토 결과에 따라 연구대상교량의 전단포켓 배치를 그림 3.1.8에 나타내었다. 전단포켓의 가로 크기는 한쪽 복부위에 전단연결재가 6개가 설치될 수 있도록 스터드 양끝의 거리 300㎜에 여유 50㎜씩을 두어 400㎜로 하였으며, 세로크기는 150㎜로 하여 전단연결재의 용접시 스터드건이 들어갈 수 있도록 하였다.



<그림 3.1.8 대상교량 전단포켓 배치도>

전단포켓형 상부슬래브에 대한 철근배치는 1.3(1)에 따라 캔틸레버부 주철근을 H22-C.T.C 200㎜, 중앙부 주철근은 H16-C.T.C 200㎜로 하였으며, 종방향 철근은 온도 및 수축철근의 규정 및 경험적 설계법의 규정에 따라 H16-C.T.C 250㎜을 적용하였다. 그림 3.1.9는 전단포켓형 상부슬래브에 대한 철근배치를 나타낸 것으로, 전단포켓의 간격을 600㎜로 하고 주철근의 간격은 200㎜로 하여 서로 간섭이 일어나지 않도록 하였으며, 온도에 의한 종방향 철근 및 주장률 철근은 간격을 조정하여 전체 단면에 대해 철근개수가 현장타설일때와 같도록 하였다.

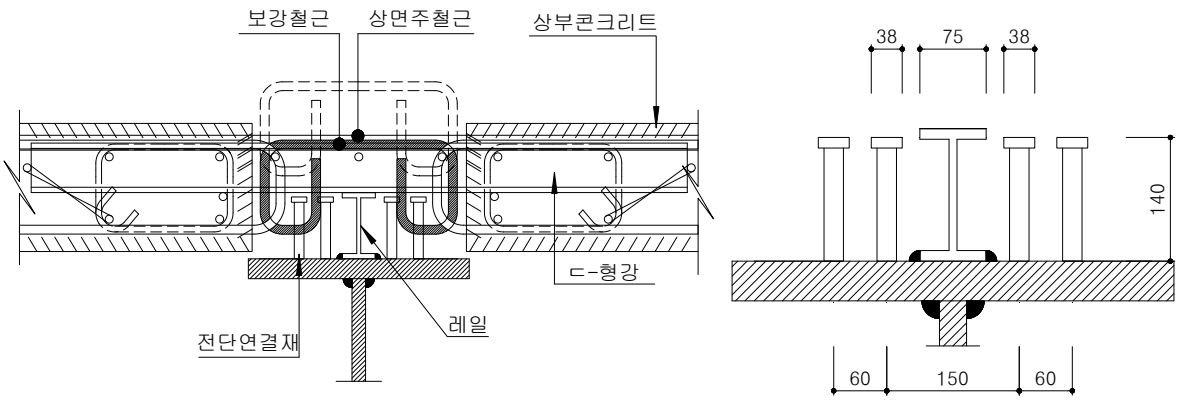


<그림 3.1.9 전단포켓형 상부슬래브 철근 배치>

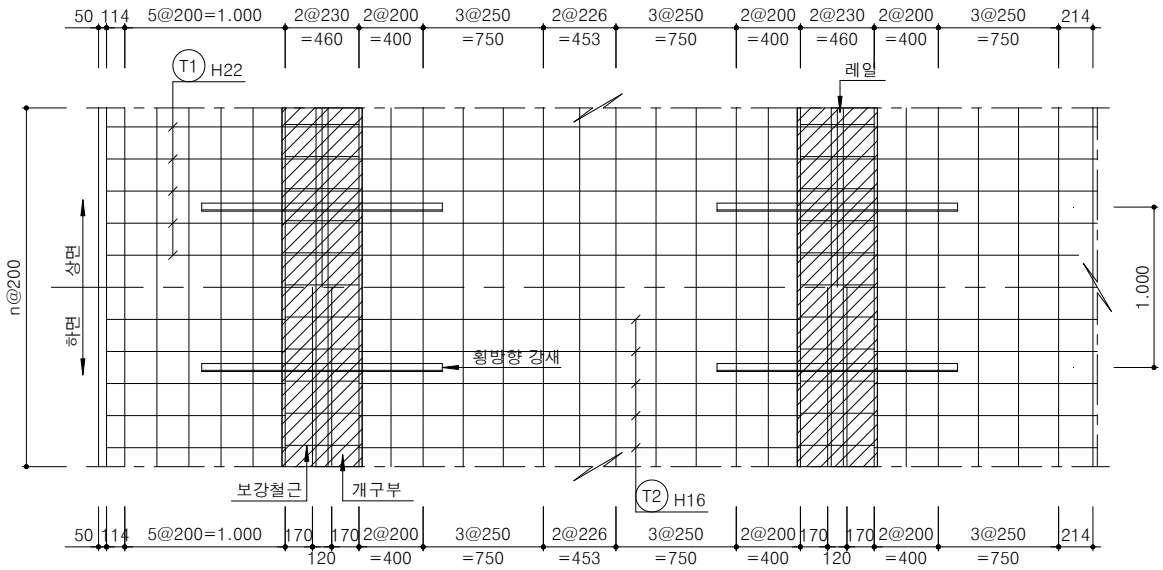
(3) 레일형 상부슬래브 배근 상세 검토

레일형 상부슬래브는 강거더 상부플랜지 위에 종방향으로 I형빔 등을 사용하여 레일을 만든 후 그 위로 상부슬래브를 압출하는 방법이다. 이때 상부슬래브는 강거더를 기준으로 캔틸레버부와 중앙부가 분리된 상태로 압출되며, 각각의 연결은 콘크리트에 묻힌 횡방향 강재빔에 의해 이루어진다. 이 방법은 전단포켓 형식과는 달리 전단연결재를 상부 슬래브 압출 전에 미리 강거더에 용접할 수 있고, 압출이 완료된 후에 개구부에 무수축 몰탈을 타설하여 교량을 완성시키게 된다.

레일형 상부슬래브의 주요 고려사항은 미리 설치된 전단연결재와의 간섭 배제와 개구부에서 레일에 의해 단절된 철근의 보강 그리고 압출시 상부슬래브의 하중을 전담해야하는 횡방향 강재의 규격 및 설치간격에 있다. 그림 3.1.10은 연구대상 교량에 대한 레일형 상부슬래브 철근배근 상세를 나타낸 것이다.



(a) 레일형 상부슬래브 개구부 상세



(b) 레일형 상부슬래브 철근배치

<그림 3.1.10 레일 형상부 슬래브 철근배근 상세>

위 그림 3.1.10에 나타낸 것과 같이 캔틸레버부 상면 인장철근은 개구부를 지나 중앙부 슬래브까지 연속되도록 하며, 하면 압축부 철근은 압축시 레일과의 간섭을 피하기 위해 각 슬래브이 양끝단에서 U자형태로 절곡시키고 개구부에 보강철근을 배치하여 연결 되도록 하였다.

레일은 H-150×75×5×7을 사용하였으며, 횡방향 강재빔은 압출시 상부슬래브에 대하여 휨과 전단에 충분히 저항할 수 있고 설치시 피복 60mm 이상을 확보할 수 있는 ㄷ-100×50×5×7.5를 사용하였다.

전단연결재는 강거더 상부플랜지에 레일과 함께 배치될 수 있도록 4개를 설치하는 것으로 하였으며, 높이는 압출시 횡방향 강재와 간섭이 되지 않도록 레일보다 10㎜ 낮은 140㎜로 하였다. 이때의 전단연결재 설치 간격은 표1.1.3을 참고로 하여 400㎜로 하였다.

또한 개구부에서 슬래브 양단의 형상 유지 및 횡방향 강재빔 주위 콘크리트에 발생할 수 있는 유해한 인장응력의 제어를 위해 스트럽 철근을 배치하고, 횡방향 강재빔의 정확한 위치확보와 콘크리트 타설시의 움직임 방지를 위해 강재빔 옆면에 철근을 배치 후 슬래브하면 종방향 철근과 결속선으로 연결하는 것으로 하였다.

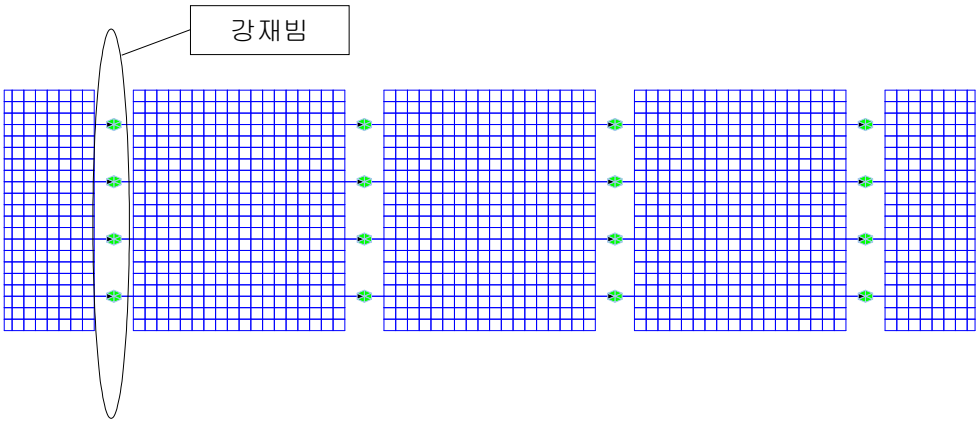
다음은 횡방향 강재빔에 대한 검토로 FEM해석을 통하여 강재빔의 규격 및 설치간격을 휨응력, 전단응력 및 처짐 등을 Case별로 비교하여 분석하였다.
아래 표 3.1.4는 검토 Case에 대한 주요 제원을 나타내었다.

<표 3.1.4 횡방향 강재빔 검토 Case별 제원>

구 분	규 격	I	A	간 격
CASE 1	ㄷ-75×40×5×7	753,000㎜^{4}	818.8㎟	400㎜
CASE 2				600㎜
CASE 3				800㎜
CASE 4				1,000㎜
CASE 6	ㄷ-100×50×5×7.5	1,180,000㎜^{4}	1,192.0㎟	400㎜
CASE 7				600㎜
CASE 8				800㎜
CASE 9				1,000㎜

횡방향 강재는 상부슬래브의 편구배를 고려하였을 때 가장 낮은쪽에서 피복이 30㎜이상이 확보될 수 있는 강재 규격을 적용하였으며, 그에 따라 ㄷ-75×40×5×7과 ㄷ-100×50×5×7.5에 대해 검토하였다.

해석은 상부슬래브를 4절점 shell요소로 하고, 횡방향 강재는 프레임 요소로 하여 절점을 공유시킴으로서 일체화 하였고, 하중은 상부슬래브의 자중이며, 사용강재는 SS400으로 하였다. 그림 3.1.11은 해석모델링을 나타낸 것이다.



<그림 3.1.11 횡방향 강재빔 해석 모델링>

위 해석에 따른 결과를 휨응력, 전단응력 및 처짐에 따라 정리하여 표 3.1.5에 나타내었다. SS400강재의 허용휨응력은 기본 허용응력 140MPa에 가설시 할증계수1.25를 곱하여 175MPa를 적용하였으며, 허용전단응력은 기본전단응력 80MPa에 할증계수 1.25를 곱하여 100MPa를 적용하였다.

검토결과 휨응력에서 ㄷ-75×40×5×7(case1～case4)은 간격이 각각 800㎜, 1000㎜인 case3과 case4가 허용휨응력 175MPa를 상회하여 최대간격을 600㎜까지만 적용할 수 있으며, ㄷ-100×50×5×7.5(case5～case8)는 간격이 1000㎜인 case8일 때에도 작용휨응력이 136.7MPa로 허용휨응력 175MPa보다 작아 어떠한 간격으로도 적용이 가능한 것으로 분석되었다. 전단응력에서는 모든 case에서 허용전단응력 대비 3.4이상의 안전율을 확보하고 있어 레일형 압출시 전단응력은 문제가 되지 않으며, 처짐은 적용가능 case중에서 case2가 11㎜로 가장 크게 발생하는 것으로 나타났으며 상부슬래브 제작시 이를 고려해야 할 것으로 판단된다.

<표 3.1.5 횡방향 강재 해석결과 정리>

구 분	휨 응 력(MPa)		전 단 응 력(MPa)		처 짐 (㎜)	슬래브길이 1m당 강재중량 (kgf)	비 고
	작 용	허 용	작 용	허 용			
CASE 1	110.7	175.0	12.2	100.0	7.6	110.7	O.K
CASE 2	161.3	175.0	17.4	100.0	11.0	73.8	O.K
CASE 3	210.2	175.0	23.4	100.0	14.3	55.4	N.G
CASE 4	254.1	175.0	29.1	100.0	17.2	44.3	N.G
CASE 5	59.1	175.0	9.0	100.0	3.1	149.7	O.K
CASE 6	86.5	175.0	12.8	100.0	4.5	99.8	O.K
CASE 7	112.8	175.0	17.2	100.0	5.8	74.9	O.K
CASE 8	136.7	175.0	21.5	100.0	7.0	59.9	O.K

위의 검토 결과로 본 연구대상 교량을 레일식으로 하였을 경우에는 설치간격이 넓어 시공성이 좋고, 사용강재량이 적으면서도 우수한 구조적 성능을 발휘할 수 있는 ㄷ-100×50×5×7.5를 1000㎜간격으로 설치하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

1.1.4. 결론

상부슬래브 압출가설공법은 교대후방이나 교량중앙에서 상부슬래브를 제작하여 연속적으로 교량 거더위에 압출 후 전단연결재를 설치하여 거더와 합성을 이루게 하는 공법이다. 본 연구에서는 실제 개구제형 교량을 대상으로 압출방법에 따른 슬래브 단면형상 및 배근상세에 대하여 분석하였다. 이를 위해 먼저 국내외 건설사례를 조사하여 적용연장과 경간구성에 따른 압출위치 및 교량별 압출방법의 특징을 분석하였다.

본 연구를 통하여 얻은 결론을 요약하면 다음과 같다

(1) 상부슬래브 압출가설공법사례 검토결과 교량연장이 350m 내외이면서 10경간 이하는 교대후방에서 압출하였고, 350m이상이면서 10경간 이상인 교량은 교량중앙에서 압출하였는데 이는 압출장을 줄여 마찰력을 감소시키기 위한 것으로 분석되었다.

(2) 압출가설 상부슬래브의 경우 콘크리트의 강도가 철근의 직경 및 간격에 미치는 영향이 미미하여 27MPa이상 사용할 필요가 없으며, 철근의 간격은 전단포켓 또는 횡방향 강재의 배치를 고려하여 주철근 200mm, 종방향철근 250mm를 표준으로 하는 것이 타당 할 것으로 분석되었다.

(3) 전단포켓형 상부슬래브는 전단포켓의 간격을 600mm를 하여 전단연결재의 최대 간격규정을 만족시키도록 하고, 크기는 400mmx150mm로 하여 철근의 간섭을 피하고 스터드의 용접이 가능토록 하는 것이 타당할 것으로 분석되었다.

(4) 레일형 상부슬래브의 경우 거더상부플랜지 위에 높이 150mm의 레일을 설치하고, 전단연결재는 높이 140mm로 하여 압출시 횡방향 강재와의 접촉을 피하도록하며, 레일에 의해 단절되는 하면 압축철근은 보강철근을 배치하여 슬래브 양단에 돌출시킨 철근과 연속시키는 상세를 검토하였다. 또한, 횡방향 강재는 ㄷ-100x50x5x7.5를 1m 간격으로 설치하는 것이 시공성 및 경제성 확보에 유리 할 것으로 분석되었다.

1.2 압출가설을 고려한 상부슬래브의 개념설계

1.2.1 서 론

상부슬래브 압출가설공법은 주로 교대 후방에서 상부슬래브를 제작하여 미리 거치된 거더 위로 5~20m씩 순차적으로 압출하는 공법으로, 현장타설에 의한 상부슬래브 가설시 반드시 필요한 동바리가 불필요하며, 동일 거푸집을 반복하여 재사용하므로 경제성이 우수하고, 상부슬래브 제작이 제작장에서 이루어져 품질이 우수한 장점이 있다.

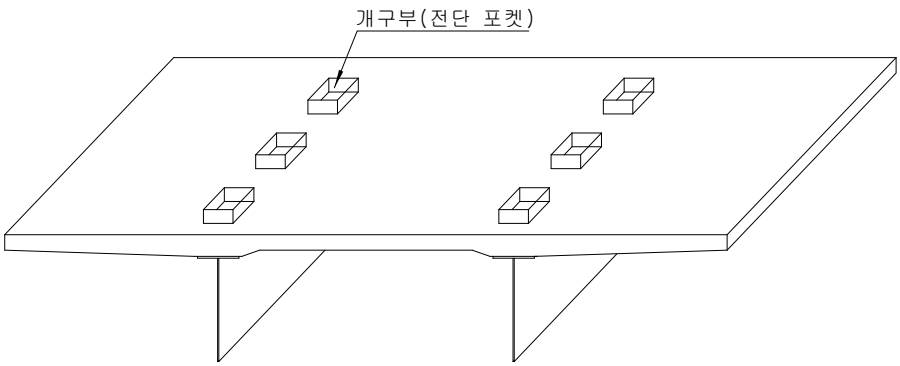
특히 고공에서의 작업이 없어 안전사고의 염려가 적어 유럽 등에서 현재까지 활발하게 적용하고 있는 공법이다.

본 연구에서는 폭 12.455m, 길이 40+3@50+40=230m인 개구제형단면의 실제교량을 대상으로 상부슬래브 압출방법에 따른 슬래브 형상 및 배근상세에 대하여 검토하였으며, 소수주형교를 대상으로 하는 광폭교량에 대한 압출가설 방법도 같이 검토하였다.

1.2.2 상부슬래브 압출가설 공법

(1) 전단포켓형 상부슬래브 압출가설 공법

전단포켓형 상부슬래브 압출가설 공법은 상부슬래브에 일정한 간격으로 개구부(전단포켓)를 설치하여 상부슬래브의 압출이 완료된 후 현장용접에 의해 전단연결재를 설치하고 개구부에 콘크리트를 충진하여 상부슬래브를 완성하는 공법이다.



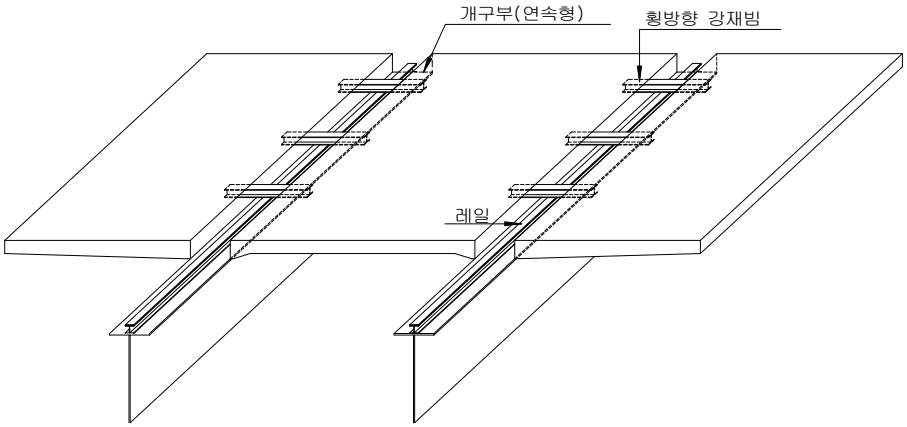
<그림 3.1.12 전단포켓형 상부슬래브>

이 공법은 압출시 레일 등의 보조부재가 필요치 않으며, 철근 간격을 적절히 조절할 경우 전단포켓에 의해 주철근 및 종방향 철근(배력철근 및 온도철근)이 끊어지는 것을 최소화

할 수 있다는 장점이 있다.

(2) 레일형 상부슬래브 압출가설 공법

레일형 상부슬래브 압출가설 공법은 캔틸레버부와 중앙부로 연속적인 개구에 의해 분리되며 그 사이에 일정한 간격으로 횡방향의 빔을 배치한 후 강거더의 상부플랜지에 배치된 레일을 따라 압출시키는 공법으로, 압출이 완료된 후 개구부(연속형)에 콘크리트를 타설하여 상부슬래브를 완성시키는 공법이다. 이때, 전단연결재는 상부슬래브를 압출하기 전에 미리 상부플랜지에 용접하게 된다.



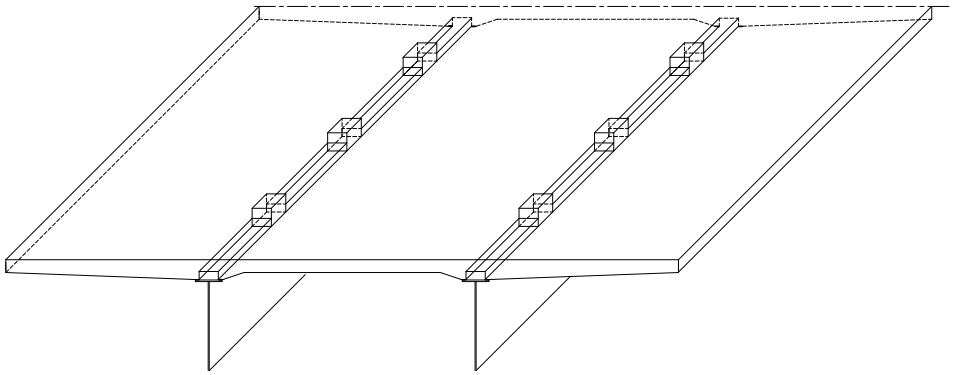
<그림 3.1.13 레일형 상부슬래브 압출>

이 공법은 강거더를 가공하는 공장에서 전단연결재를 미리 설치하게 되므로 용접 품질이 우수하며, 레일 설치에 의해 상부슬래브를 압출하므로 강거더의 상부플랜지 두께변화 및 현장이음판 등에 손쉽게 대처할 수 있는 장점이 있다.

(3) 터널형 상부슬래브 압출가설 공법

터널형 상부슬래브 압출가설공법은 전단연결재의 높이를 고려한 내부공간(내부터널)을 상부슬래브에 만든 후 압출하며, 압출이 완료된 후 미리 설치된 전단포켓을 통해 콘크리트를 후 타설하여 상부슬래브를 완성하게 된다. 이때 전단연결재는 상부슬래브를 압출하기 전에 강거더의 상부플랜지에 기용접되어 있는 상태이며, 압출을 위한 별도의 레일은 설치하지 않는다.

이 공법은 레일의 설치가 불필요하며, 전단연결재가 전단포켓 위치 이외의 구간에도 설치가 되어 수평전단력을 분산 시킬 수 있는 장점이 있다.



<그림 3.1.14 터널형 상부슬래브 압출>

1.2.3 압출가설 방법에 따른 상부슬래브 배근상세 제시

(1) 상부슬래브 설계방법 검토

경험적 설계법은 트럭 윤하중을 지지하는 교량 바닥판의 주요한 구조적 거동이 전통적으로 인식되었던 휨 거동이 아니라 바닥판 단면에 면내 압축력이 발생하는 아치작용에 근거하고 있다. 이 아치작용은 정모멘트 구간의 교량 바닥판에 균열이 발생하면 바닥판의 중립축 상승에 의해 형성되는데 바닥판의 자유로운 처짐과 회전을 주변 콘크리트 바닥판과 바닥판을 지지하는 거더의 횡 방향 구속력에 의해 발생되는 면내 압축력에 의해 바닥판의 휨강성이 크게 증가된다. 이 아치작용에 의해 교량 바닥판은 휨 파괴가 발생하지 않고 윤하중 접지면 경계부근의 과다한 변형으로 인한 펀칭 전단파괴가 발생한다. 이와 같이 경험적 설계법은 윤하중을 지지하는 교량 바닥판의 구조적 거동이 휨이 아닌 아치작용이라는 것에 근거한 설계법이며, 적용 조건은 아래와 같다.

① 3개 이상의 강재 주거더와 합성으로 거동하고, 바닥판의 지간 방향이 차량 진행방향에 직각인 경우의 철근 콘크리트 바닥판 이어야 함.
② 지지 부재들이 강재 주거더인 경우이어야 함.
③ 콘크리트가 현장타설되고 습윤 양생 되어야 함.
④ 주거더 플랜지부의 헌치와 같이 국부적으로 두껍게 한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판 두께가 일정해야 함.
⑤ 바닥판의 두께에 의한 유효지간의 비가 6이상 15이하 이어야 함.
⑥ 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150mm이상이어야 함.

⑦ 바닥판 유효지간장이 3.6m 이하여야 함.

⑧ 바닥판의 흠집, 마모면 및 덮개층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240mm이상 이어야함.

⑨ 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 5배 이상이거나 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 방호책과 합성이 되어야 함.

⑩ 콘크리트의 28일 압축강도는 27MPa이상이어야 함.

⑪ 철근콘크리트 바닥판은 바닥판을 지지하는 구조부재들과 완전 합성거동을 해야 함.

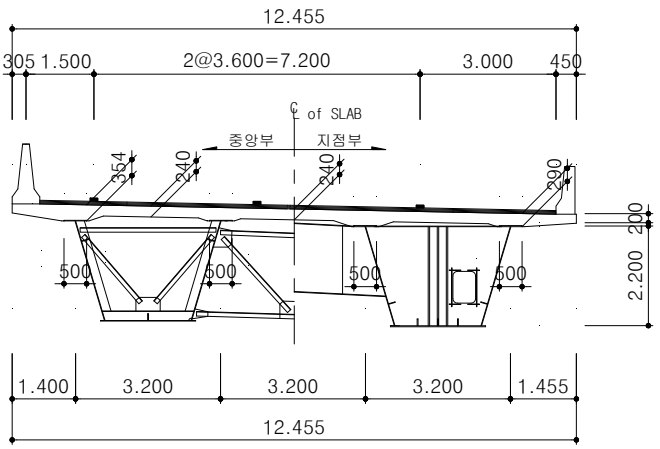
⑫ 강합성 구조로 된 연속거더의 부모멘트부에는 전단연결재를 600mm 이하의 간격으로 설치해야 함.

압출가설용 상부슬래브는 주로 교량 배후의 작업장에서 증기양생에 의해 프리캐스트화 된 후 압출되므로 위의 조건 중 ③을 만족시키지 못할 것으로 검토 되었다. ③의 규정은 경험적 설계법에 대한 실험이 현장타설되어 습윤 양생 된 바닥판에 대해 수행되었기 때문에 발생한 조건이므로 이에 따라 압출가설 상부슬래브는 기존 설계방법인 강도설계법에 의해 철근량을 산정해야 할 것으로 판단된다.

(2) 압출가설용 상부슬래브의 설계

① 검토대상교량

검토대상교량의 횡단면은 고속도로 편도 2차로의 개구제형을 채택하였다. 또한, 상부슬래브 두께는 중앙부를 240mm, 캔틸레버 지점부의 최소두께를 290mm, 캔틸레버 단부를 200 mm로 적용하고, 중앙부와 지점부 사이에는 1 : 3의 헌치를 설치하였으며, 자세한 제원은 그림 3.1.15에 나타내었다.



<그림 3.1.15 대상교량 횡단면도 주요제원>

상부슬래브 주철근은 위 3.1의 결과에 따라 강도설계법에 의한 안전성 검토와 사용하중에 의한 철근 간격 검토를 수행하였다.

② 상부슬래브의 최소두께 검토

철근콘크리트 상부슬래브 경우 주거더의 복부 및 세로보를 지점으로 하는 연속보로 설계하고, 상부슬래브의 최소두께는 표3.1.6과 220mm중에서 큰 값으로 하며, 검토대상 교량의 최소두께검토는 표 3.1.7과 같다.

<표 3.1.6 차도부분 바닥판의 최소두께(mm)>

판의 구분	상부슬래브 지간의 방향		
	차량 진행방향에 직각		차량 진행방향에 평행
단순판	$40L+130$		$65L+150$
연속판	$30L+130$		$50L+150$
캔틸레버판	$0 < L \leq 0.25$	$280L+180$	$240L+150$
	$L > 0.25$	$80L+230$	

여기서, L : 하중에 대한 상부슬래브의 지간(m)
중앙부 : 인접한 상부플랜지 돌출폭 중앙점 사이의 거리
캔틸레버부 : 지점이 되는 거더의 상부플랜지 돌출폭의 중앙점부터 차량바퀴까지의 거리

<표 3.1.7 검토대상교량의 최소두께 검토>

구 분	상부슬래브지간	최소두께	적용두께	판정
중앙부	2.95m	30×2.95+130=218mm 또는 220mm	240mm	$O.K$
캔틸레버부	0.455m	80×0.455+230=266mm	290mm	$O.K$

위 표 3.1.7에 따라 검토 대상 교량의 최소두께는 중앙부 220mm, 캔틸레버부 266mm이며, 이에 대한 적용두께는 각각 240mm, 290mm로 모두 최소두께를 만족하는 것으로 검토되었다.

③ 상부슬래브의 철근량 산정

압출가설용 상부슬래브의 주철근은 캔틸레버부와 중앙부 모두 강도설계법에 의해 산정하

였다. 하중은 상부슬래브 고정하중, 포장하중, 방호벽하중, 중분대하중 및 차량하중을 적용하였으며, 캔틸레버부에는 풍하중 및 차량 충돌하중을 추가하였다.

이에 따른 각 위치별 철근량 검토를 표 3.1.8 및 표 3.1.9에 나타내었다.

<표 3.1.8 캔틸레버부 주철근량 검토>

구분	필요철근량 (mm^2)	사용철근량 (mm^2)			비고
		C.T.C 125mm	C.T.C 150mm	C.T.C 200mm	
$f_{ck}=27MPa$	1880.23	H19-8ea =2292.0	H19-6.7ea =1910.0	H22-5ea =1935.5	
$f_{ck}=30MPa$	1867.15	H19-8ea =2292.0	H19-6.7ea =1910.0	H22-5ea =1935.5	
$f_{ck}=35MPa$	1852.75	H19-8ea =2292.0	H19-6.7ea =1910.0	H22-5ea =1935.5	
$f_{ck}=40MPa$	1842.64	H19-8ea =2292.0	H19-6.7ea =1910.0	H22-5ea =1935.5	
$f_{ck}=45MPa$	1835.32	H19-8ea =2292.0	H19-6.7ea =1910.0	H22-5ea =1935.5	

<표 3.1.9 중앙부 주철근량 검토>

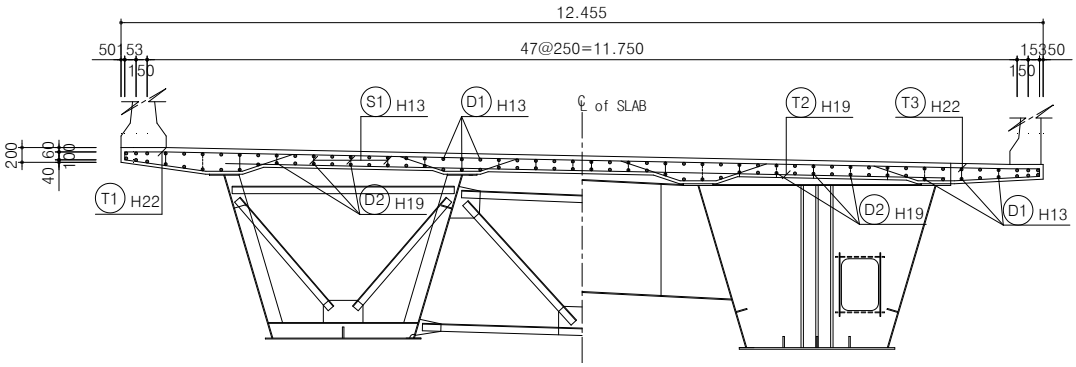
구분	필요철근량 (mm^2)	사용철근량 (mm^2)			비고
		C.T.C 125mm	C.T.C 150mm	C.T.C 200mm	
$f_{ck}=27MPa$	1380.840	H16-8ea =1588.8	H19-6.7ea =1910.0	H19-5ea =1432.5	
$f_{ck}=30MPa$	1371.527	H16-8ea =1588.8	H19-6.7ea =1910.0	H19-5ea =1432.5	
$f_{ck}=35MPa$	1359.923	H16-8ea =1588.8	H19-6.7ea =1910.0	H19-5ea =1432.5	
$f_{ck}=40MPa$	1351.479	H16-8ea =1588.8	H19-6.7ea =1910.0	H19-5ea =1432.5	
$f_{ck}=45MPa$	1345.057	H16-8ea =1588.8	H19-6.7ea =1910.0	H19-5ea =1432.5	

표 3.1.8은 콘크리트 두께 290mm에 대한 캔틸레버부의 사용철근량이며, 표 3.1.9는 콘크리트 두께 240mm에 대한 중앙부의 사용철근량이다.

위 두 표는 콘크리트의 강도 및 철근 간격별로 정리한 것으로 캔틸레버부의 경우 콘크리

트의 강도가 45MPa일 경우 27MPa일 경우보다 필요철근량을 약 2.4% 감소시키는 것으로 나타났다. 이처럼 콘크리트의 강도가 사용 주철근의 직경 및 간격에 미치는 영향이 미미하므로 경제성을 고려하여 콘크리트의 강도를 27MPa로 적용하며, 사용 주철근은 시공성 및 철근량의 적정성을 고려하여 H22 - C.T.C 200mm로 하였다.

또한, 중앙부에서는 캔틸레버부와의 연속성을 고려하여 H19 - C.T.C 200mm를 적용하였으며, 이를 그림 3.1.16에 표준횡단면도로 나타내었다.



<그림 3.1.16 상부슬래브 표준횡단면도>

교축방향 철근은 캔틸레버부에서 온도·수축철근량인 콘크리트단면적의 0.2%를 고려하여 H13-C.T.C 250mm 상·하면에 적용하였으며, 중앙부에서는 배력철근 규정 및 온도·수축철근 규정에 따라 상부슬래브 지간에 대해 중앙부의 1/2 구간에는 H19-C.T.C 250mm를 적용하고, 그 이외의 구간에는 H13-C.T.C 250mm로 적용하였다.

한편, 현행 도로교설계기준은 지점부 부모멘트구간에 인장을 받는 상부슬래브의 교축방향 철근은 상부슬래브 단면적의 1.5% 및 주장률 0.0035mm/mm^2이상이 되도록 하고 있으며, 이에 따라 사용철근을 H19-C.T.C 125mm로 적용하였다.

④ 전단연결재의 설계

압출가설용 상부슬래브의 개구 형상 및 크기는 전단연결재의 종류와 간격에 영향을 받게 된다. 가령 전단포켓형 상부슬래브의 경우 전단연결재의 간격이 촘촘하면 개구량이 너무 많아지고 이에 따른 개구부 채움콘크리트량이 많아져 시공성 및 경제성이 저하되고, 레일식의 경우는 전단연결재의 횡방향 개수가 많아지면 전단연결재와 레일의 간섭 때문에 강거더 상부플랜지의 폭이 불필요하게 넓어질 수 있으므로 각 압출가설 방법에 따라 그에 맞는 전단연결재의 간격 및 횡방향 개수를 적용해야 한다.

본 연구에서는 전단연결재 종류로 stud를 적용하였으며, 「도로교 설계기준 3.9.5 전단연결재」에 따라 전단연결재의 직경, 개수 및 간격을 검토하고자 한다.

전단연결재에 대한 설계방법은 아래와 같다.

· 전단연결재의 허용 응력

$$Qa = 9.5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{fck} \quad (H/d \geq 5.5) \tag{1}$$

$$Qa = 1.74 \cdot d \cdot H \cdot \sqrt{fck} \quad (H/d < 5.5) \tag{2}$$

여기서, Qa : 전단연결재의 허용전단력(N)

H : 스터드의 전 높이(mm)

d : 스터드의 줄기의 지름(19mm, 22mm, 25mm)

fck : 콘크리트 설계기준 강도

· 피로를 고려한 전단연결재의 필요 간격

$$d0 = \frac{\sum Zr}{Sr} \tag{3}$$

여기서, d0 : 전단연결재의 피로에 대한 필요간격

Zr : 전단연결재의 허용수평 전단력 범위(N)

Sr : 설계대상단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력범위(N/mm^2)

· 스터드의 극한 강도 검토

$$Vu = 0.4 \cdot d^2 \cdot \sqrt{fck \cdot Ec} \leq Asc \cdot fu \tag{4}$$

$$N1 = \frac{P}{\Phi Vu} \tag{5}$$

$$N2 = \frac{P + P3}{\Phi Vu} \tag{6}$$

여기서, Vu : 전단연결재의 극한강도(N)

d : 전단연결재의 직경(mm)

fck : 콘크리트의 설계기준강도

Asc : 전단연결재의 단면적(mm^2)

fu : 인장강도(410~560MPa)

N1 : 최대정모멘트부와 인접한 교대지점부사이의 전단연결재 개수

N_2 : 최대부모멘트부와 인접한 최대부모멘트부 사이에 필요한 전단연결재 개수

P3 : 최대부모멘트부에 작용하는 힘

위의 식(1)은 전단연결재의 파괴가 스터드의 전단에 의해 일어나고, 식(2)는 상부슬래브의 균열에 의해 일어난다고 판단하는 것이다. 또한 식(1)이 식(2)에 비하여 약 30%의 강도를 더 발휘하는 것으로 나타나므로 스터드의 길이를 150mm로 적용하여 H/d가 5.5이상이 되도록 하였다.

한편, 전단연결재의 최대간격은 상부콘크리트 두께의 3배 이하이면서 600mm를 넘지 않도록 규정하고 있으며, 최소간격은 교축방향으로 5d 또는 100mm, 교축직각방향은 d+30 mm로 규정하고 있다. 이상의 검토방법에 따라 본 연구대상교량의 전단연결재 간격 검토 결과를 아래 표 3.1.10에 나타내었다.

<표 3.1.10 전단연결재의 간격 및 개수>

구 분	필요간격 (mm)	스터드 직경 (mm)	한쪽 복부당 사용개수(ea)	1열당 사용개수(ea)	1m당 사용개수(ea)	비 고
간격 400mm	409	25	4	8	20	
간격 500mm	511	25	5	10	20	
간격 600mm	614	25	6	12	20	

검토 결과 전단연결재의 간격에 따라 1열에 설치되는 전단연결재의 개수는 각각 8ea, 10 ea, 12ea로 상이하나 1m 안에 설치되는 총개수는 동일함을 알 수 있다.

따라서 전단포켓형 상부슬래브의 경우에는 시공성을 고려하여 전단연결재의 간격을 600 mm,한쪽복부에 대한 개수는 6ea로 하며, 레일형 상부슬래브의 경우는 레일의 설치를 고려하여 간격 400mm, 한쪽복부에 대한 설치개수는 4ea로 하는 것이 타당하다고 판단된다.

또한, 터널식의 경우도 상부슬래브 개구부의 끝단이 강거더의 상부플랜지 위에 놓여서 압출되는 것을 감안하여 전단연결재의 간격을 400mm로 하는 것이 타당하다고 판단된다.

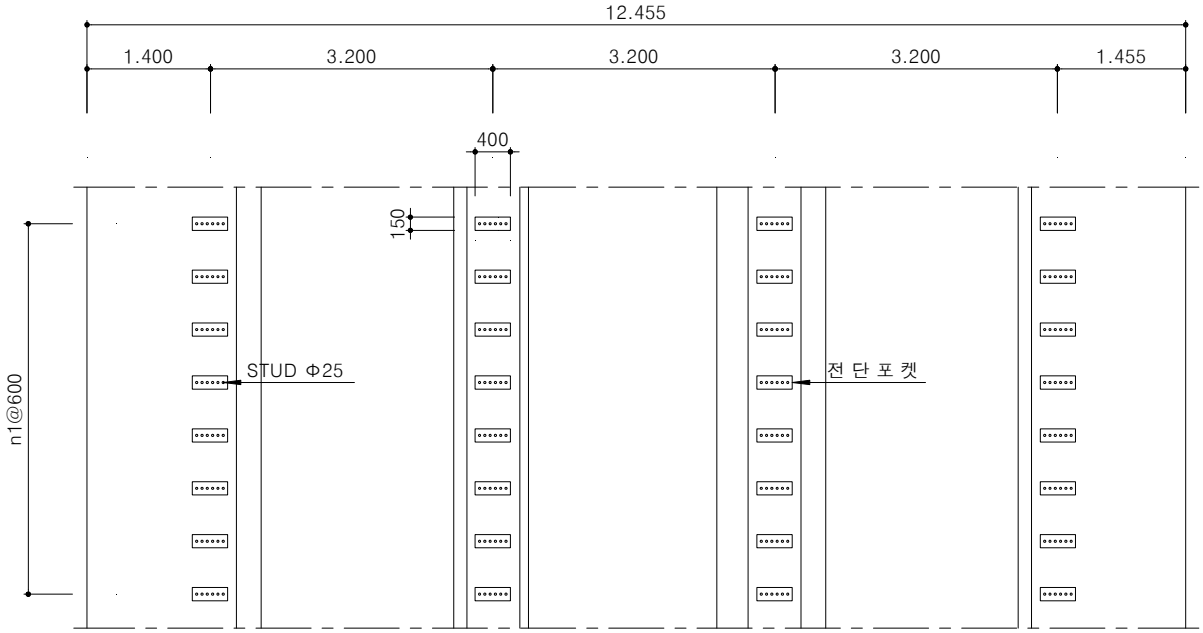
⑤ 전단포켓형 상부슬래브 배근상세

전단포켓형 상부슬래브는 프리캐스트 바닥판에서 일반적으로 적용되는 형식으로 상부슬래브 제작시 전단연결재가 설치될 위치(주로 강거더 복부위)에 미리 직사각형의 빈 공간을 만들고, 이를 강거더 위에 거치 후 전단연결재를 설치하고 고강도 무수축 몰탈을 채워 강거더와 합성이 되도록 하는 방법이다.

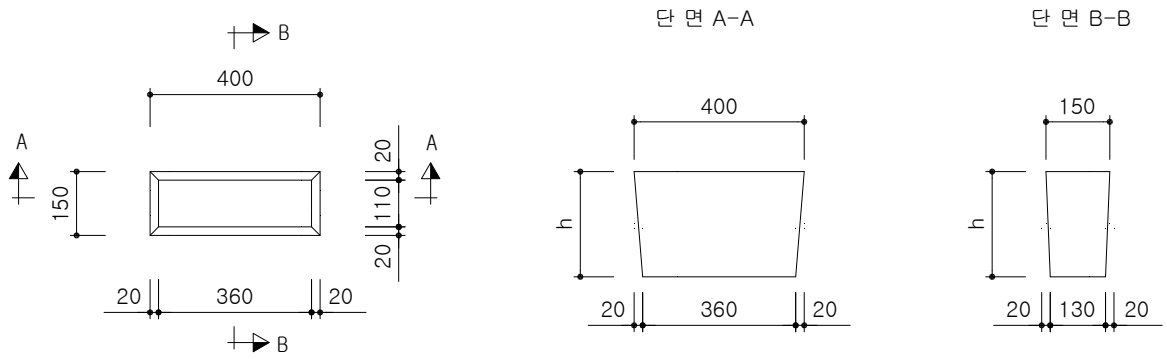
전단포켓형 적용시 주요 고려사항은 전단포켓의 간격과 크기에 있다. 간격이 너무 촘촘하면 전단포켓의 수가 증가하여 몰탈주입 및 양생관리를 위한 비용이 증가하게 되며, 간격이 너무 크면 강거더와 상부슬래브의 체결력이 분산되지 못하여 시간이 경과함에 따라 슬래브

에 균열을 유발하게 될 우려가 있다. 또한 전단포켓의 크기는 상부슬래브의 종방향 온도철근 및 지점부에 대한 주장률 철근의 단락 개소수에 영향을 미치게 되므로 이를 최소화해야 한다.

위의 검토 결과에 따라 연구대상교량의 전단포켓 배치 및 상세를 그림 1.1.17과 그림 1.1.18에 나타내었다. 전단포켓의 가로규격은 한쪽 복부위에 전단연결재 6개가 설치될 수 있도록 스터드 양끝의 거리 300mm에 여유 50mm씩을 두어 400mm로 계획하였으며, 세로규격은 150mm로 계획하여 전단연결재 용접시 스터드건에 의한 설치공간이 확보될 수 있도록 하였다.

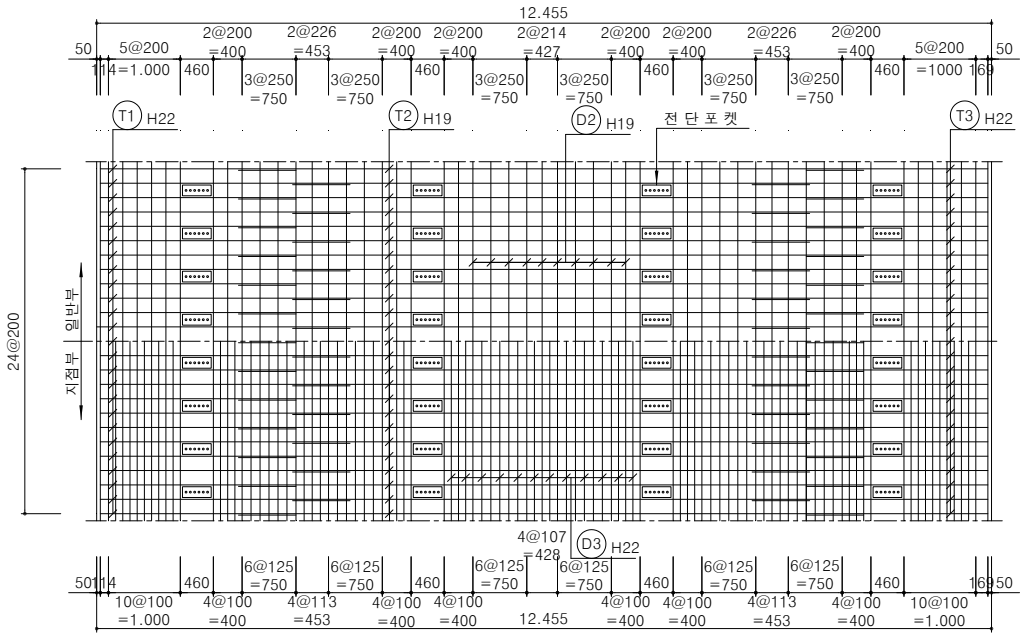


<그림 3.1.17 대상교량 전단포켓 배치도>



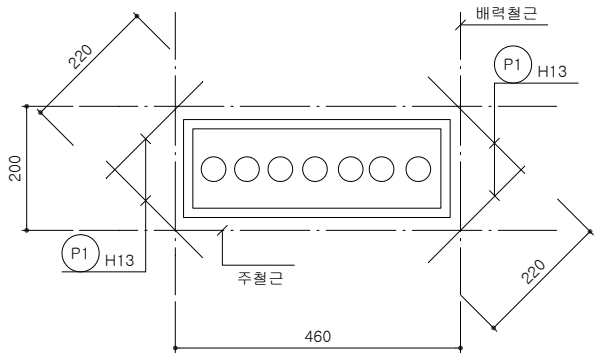
<그림 3.1.18 전단포켓 상세도>

전단포켓형 상부슬래브에 대한 철근배치는 3.1에 따라 캔틸레버부 주철근을 H22-C.T.C 200mm, 중앙부 주철근은 H19-C.T.C 200mm로 적용하였으며, 종방향 철근은 배력철근 규정 및 온도·수축철근 규정에 따라 H13, H19를 C.T.C 250mm로 적용하였다. 그림 3.1.19는 전단포켓형 상부슬래브에 대한 철근배치를 나타낸 것으로, 전단포켓의 간격을 600mm로 적용하고 주철근의 간격은 200mm로 적용하여 서로의 간섭이 발생하지 않도록 배치하였으며, 온도에 의한 종방향 철근 및 주장률 철근은 간격을 조정하여 전체 단면에 대해 필요철근량을 만족하도록 하였다.



<그림 3.1.19 전단포켓 상부슬래브 철근 배치>

그림 3.1.20은 전단포켓의 보강철근을 나타낸 것이다. 이는 상부슬래브의 개구부 보강철근으로 전단포켓 모서리부의 콘크리트 탈락을 방지하기 위함이며, 철근상세는 H13을 모서리부에서 45°로 배치하도록 하였다.



<그림 3.1.20 전단포켓 보강철근>

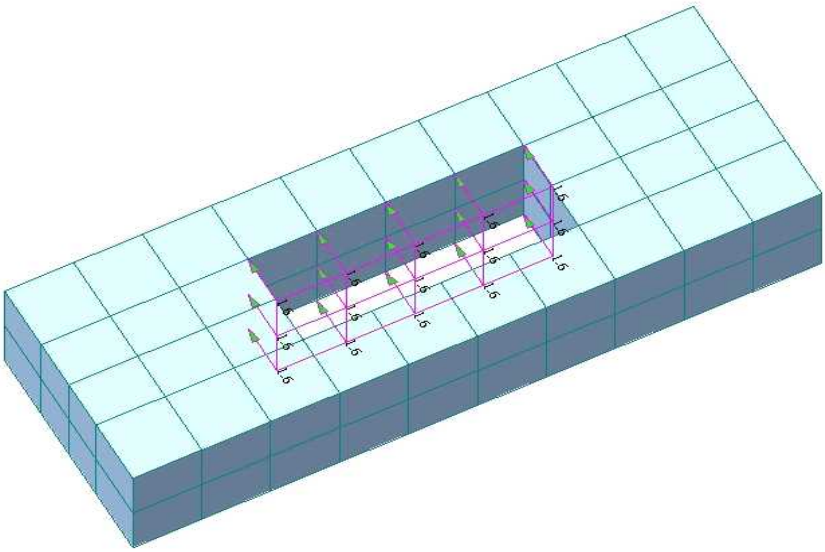
아래 그림 3.1.21은 수평전단력에 의한 개구부의 지압응력 및 인장응력을 검토하기 위해 FEM해석을 수행한 결과로 모델링은 8절점 solid요소를 적용하였으며, 1개의 전단포켓에 대하여 수행하였다.

작용하중은 사용 전단연결재의 허용전단응력을 개구부 장변쪽 면적으로 나누어 pressure-load로 재하 하였으며 하중산정은 다음과 같다.

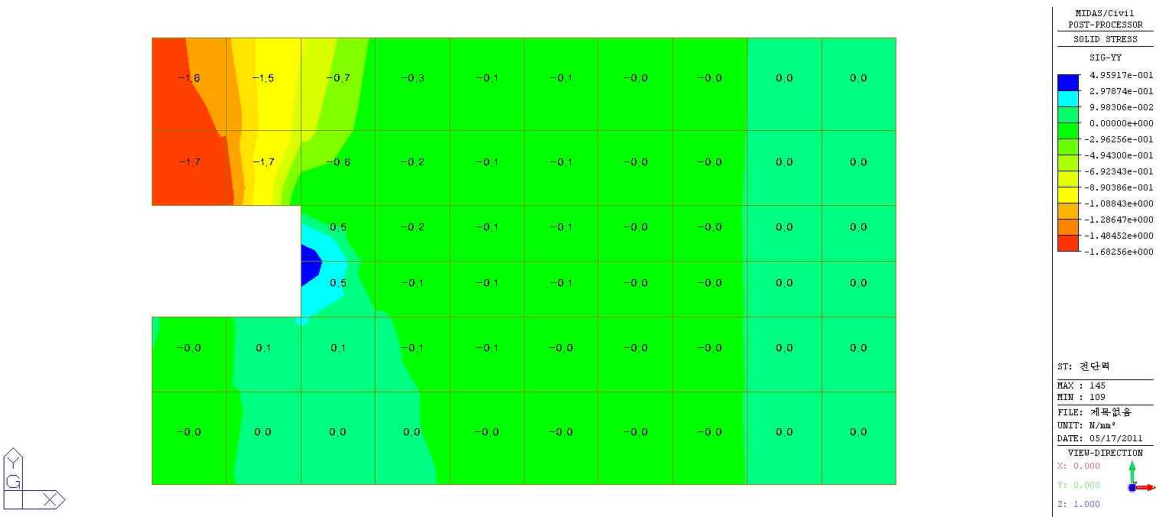
· 전단연결재 1개의 허용전단력 : $Q_a = 9.5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 30.8kN$

· 전단포켓에 작용하는 전단력 : $V = 30.8kN \times 6ea = 184.8kN$

· 개구부 면에 작용하는 지압력 : $\tau = 184,800N/(400 \times 290) = 1.59MPa$



(a) 하중재하도



(b) 해석결과

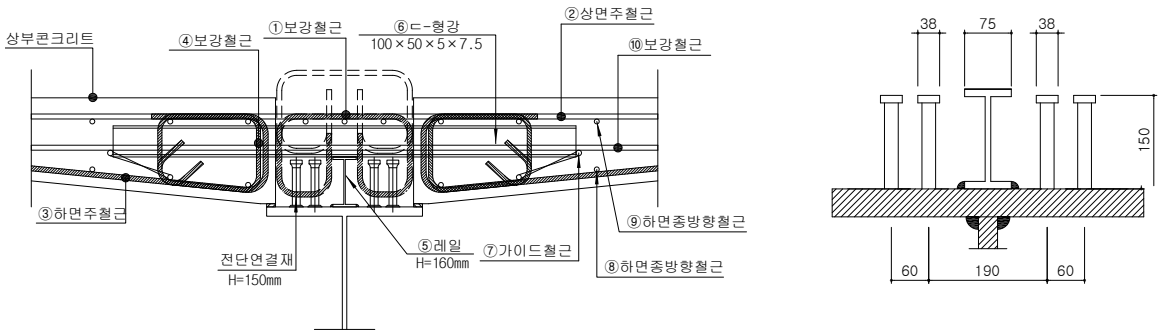
<그림 3.1.21 전단포켓부 응력집중 검토>

해석결과 최대지압응력은 개구부 전면에서 $1.68MPa$, 인장응력은 개구부 측면에서 $0.5MPa$가 발생하며, 이는 허용지압응력 $0.25f_{ck}=6.75MPa$ 및 파괴계수 $0.63\sqrt{f_{ck}}=3.27MPa$보다 작은 것으로 전단포켓의 간격을 $600mm$로 배치하여도 상부슬래브 개구부의 국부적인 안전에는 문제가 없는 것으로 판단된다.

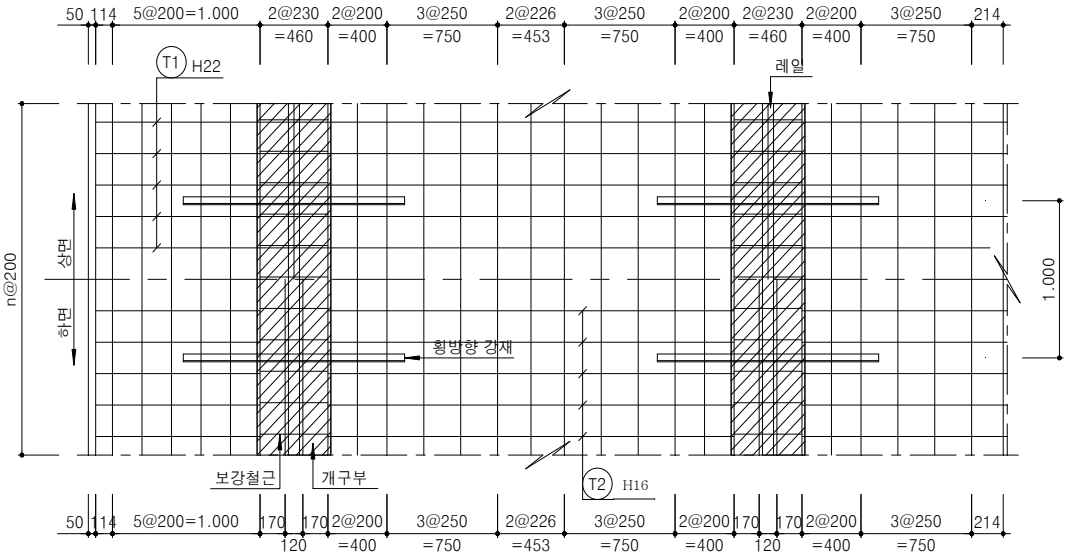
⑥ 레일형 상부슬래브 배근상세 제시

레일형 상부슬래브는 강거더 상부플랜지 위에 종방향으로 I형빔 등을 사용하여 레일을 만든 후 그 위로 상부슬래브를 압출하는 방법이다. 이때 상부슬래브는 강거더를 기준으로 캔틸레버부와 중앙부가 분리된 상태로 압출되며, 각각의 연결은 콘크리트에 묻힌 횡 방향 강재빔에 의해 이루어진다. 이 방법은 전단포켓 형식과는 달리 전단연결재를 상부 슬래브 압출 전에 미리 강거더에 설치할 수 있고, 압출이 완료된 후에 개구부에 무수축 몰탈을 타설하여 교량을 완성시키게 된다.

레일형 상부슬래브의 주요 고려사항은 레일과 전단연결재와의 간섭을 피하고 개구부에서 레일에 의해 단절된 철근의 보강과 압출시 상부슬래브의 하중을 전담해야하는 횡 방향 강재의 규격 및 설치간격에 있다. 그림 3.1.22는 연구대상 교량에 대한 레일형 상부슬래브 철근배근 상세를 나타낸 것이다.



(a) 레일형 상부슬래브 개구부 상세



(b) 레일형 상부슬래브 철근배치

<그림 3.1.22 레일 형상부 슬래브 철근배근 상세>

위 그림 3.1.22에 나타낸 것과 같이 상부슬래브 ②상면주철근은 개구부를 지나 중간 슬래브까지 연속하도록 하며, 상부슬래브 지점부의 압축철근 역할로 ⑩보강철근을 배치하였다.

①보강철근은 ②,⑩철근과 결속하여 전단연결재의 수평전단 저항력을 상부슬래브에 전달시키는 역할을 하며, 압출시 ②철근에 매달아 레일과의 간섭을 피한 후 압출이 완료된 후에 아래로 내려 설치하도록 하였다.

레일은 높이 160mm를 사용하였으며, 횡방향 강재빔은 압출시 상부슬래브에 대하여 휨과 전단에 충분히 저항할 수 있고 설치시 피복에 대해 60mm 이상을 확보할 수 있는 ㄷ-100×50×5×7.5를 사용하였다.

전단연결재는 강거더 상부플랜지에 레일과 함께 배치될 수 있도록 4개를 설치하는 것으로 계획하였으며, 높이는 압출시 횡방향 강재와 간섭이 되지 않도록 레일보다 10mm 낮은 150mm로 계획하였다. 이때 전단연결재의 설치 간격은 표3.1.10을 참고하여 400mm로 배치하였다.

또한 개구부 양측면의 강성증대 및 횡방향 강재빔 주위의 콘크리트에서 발생할 수 있는 유해한 인장응력을 제어하기 위해 ④보강철근을 배치하고, 횡방향 강재빔의 정확한 위치확보와 콘크리트 타설시의 움직임 방지를 위해 강재빔 옆면에 철근을 배치한 후 슬래브하면에 종방향 철근과 결속선으로 연결하도록 계획하였다.

다음은 횡방향 강재빔에 대한 검토로 FEM해석을 통하여 강재빔의 규격 및 설치간격에

대해 휨응력, 전단응력 및 처짐 등을 Case별로 비교하여 분석하였다.

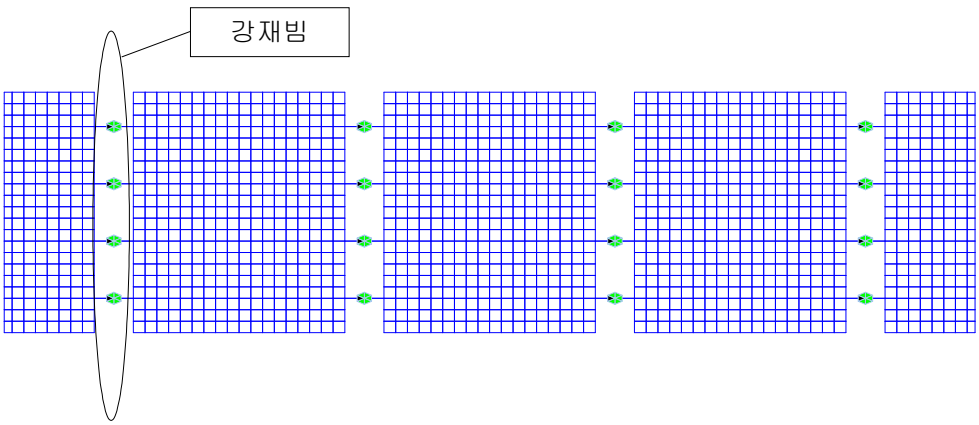
아래 표 3.1.11은 검토 Case에 대한 주요 제원을 나타내었다.

<표 3.1.11 횡방향 강재빔 검토 Case별 제원>

구 분	규 격	I	A	간 격
CASE 1	ㄷ-75×40×5×7	$753{,}000mm^4$	$818.8mm^2$	$400mm$
CASE 2				$600mm$
CASE 3				$800mm$
CASE 4				$1{,}000mm$
CASE 5	ㄷ-100×50×5×7.5	$1{,}180{,}000mm^4$	$1{,}192.0mm^2$	$400mm$
CASE 6				$600mm$
CASE 7				$800mm$
CASE 8				$1{,}000mm$

횡방향 강재는 상부슬래브의 편구배를 고려할 경우 가장 낮은쪽에서 피복이 $30mm$이상 확보될 수 있는 강재 규격을 적용하였으며, 적용 규격인 ㄷ-75×40×5×7과 ㄷ-100×50×5×7.5에 대해 검토하였다.

해석은 상부슬래브를 4절점 shell요소로 모델링하고, 횡방향 강재는 프레임요소로 모델링하여 절점을 공유시킴으로서 일체화 하였다. 하중은 상부슬래브의 자중이며, 사용강재는 SS400으로 검토하였다. 그림 3.1.23은 해석모델링을 나타낸 것이다.



<그림 3.1.23 횡방향 강재빔 해석 모델링>

위 해석에 따른 결과를 휨응력, 전단응력 및 처짐에 따라 정리하여 표 3.1.12에 나타내었

다. SS400강재의 허용휨응력은 기본 허용응력 140MPa에 가설시 할증계수1.25를 곱하여 175MPa을 적용하였으며, 허용전단응력은 기본전단응력 80MPa에 할증계수 1.25를 곱하여 100MPa을 적용하였다.

검토결과 휨응력에서 ㄷ-75×40×5×7(case1～case4)은 간격이 각각 800mm, 1000mm인 case3과 case4가 허용휨응력 175MPa을 상회하여 최대간격을 600mm까지만 적용할 수 있으며, ㄷ-100×50×5×7.5(case5～case8)는 간격이 1000mm인 case8일 때에도 작용 휨응력이 136.7MPa로 허용휨응력 175MPa보다 작아 어떠한 간격으로도 적용이 가능한 것으로 분석되었다.

전단응력에서는 모든 case에서 허용전단응력 대비 3.4이상의 안전율을 확보하고 있어 레일형 압출시 전단응력은 충분히 안전할 것으로 판단되었다. 처짐은 적용가능 case중에서 case2가 11mm로 가장 크게 발생하는 것으로 나타나 상부슬래브 제작시 이를 고려해야 할 것으로 판단된다.

<표 3.1.12 횡방향 강재 해석결과 정리>

구 분	휨 응 력 (MPa)		전 단 응 력 (MPa)		처 짐 (mm)	슬래브길이 1m당 강재중량 (kgf)	비 고
	작 용	허 용	작 용	허 용			
CASE 1	110.7	175.0	12.2	100.0	7.6	110.7	*O.K*
CASE 2	161.3	175.0	17.4	100.0	11.0	73.8	*O.K*
CASE 3	210.2	175.0	23.4	100.0	14.3	55.4	*N.G*
CASE 4	254.1	175.0	29.1	100.0	17.2	44.3	*N.G*
CASE 5	59.1	175.0	9.0	100.0	3.1	149.7	*O.K*
CASE 6	86.5	175.0	12.8	100.0	4.5	99.8	*O.K*
CASE 7	112.8	175.0	17.2	100.0	5.8	74.9	*O.K*
CASE 8	136.7	175.0	21.5	100.0	7.0	59.9	*O.K*

위의 검토 결과로 본 연구대상 교량을 레일식으로 하였을 경우에는 설치간격이 넓어 시공성이 좋고, 사용강재량이 적으면서도 우수한 구조적 성능을 발휘할 수 있는 ㄷ-100×50×5×7.5를 1000mm간격인 case8로 설치하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

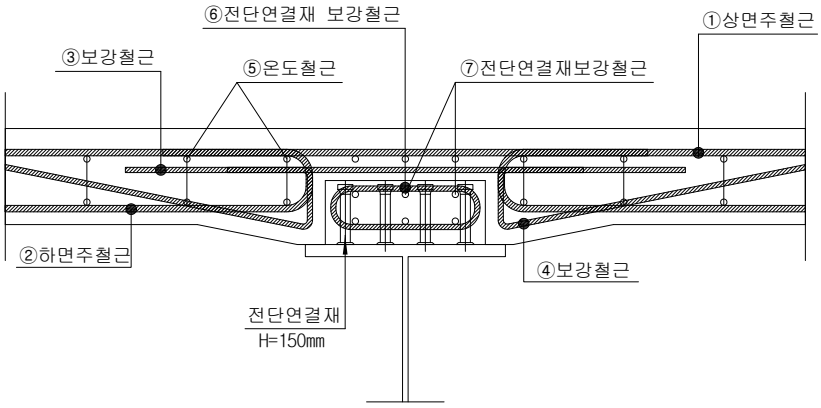
⑦ 터널형 상부슬래브 배근상세 제시

터널형 상부슬래브는 상부슬래브 내에 내부공간을 만들어 미리 설치된 전단연결재가 통과 될 수 있도록 하고, 상부슬래브 자체를 거더 상부플랜지 위에서 바로 압출한 후 전단포켓부를 통해 후타설 콘크리트를 충진하여 상부슬래브를 완성하는 공법이다.

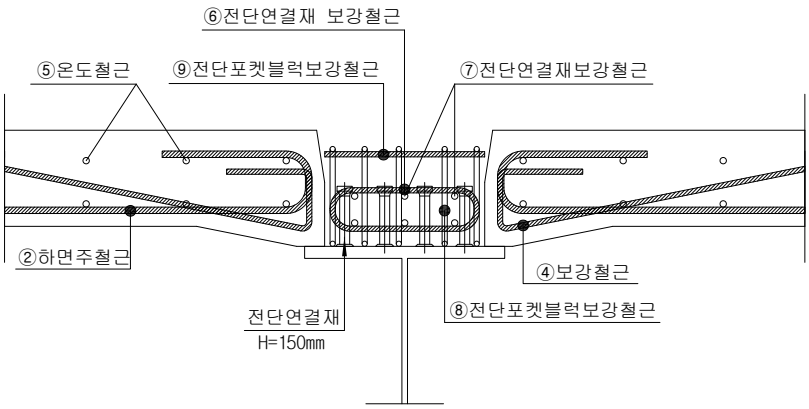
이 형식은 전단포켓식에서의 전단연결재 현장용접과 레일식에서의 레일 및 횡방향빔 설치 과정을 생략할 수 있는 장점이 있다.

터널형 상부슬래브의 주요고려사항은 상부슬래브 압출시 상부슬래브 자중에 의한 휨모멘트를 저항할 터널부 상단 두께, 전단연결재 높이를 고려한 터널 높이, 전단연결재 횡방향 개수를 고려한 터널 폭 등이다.

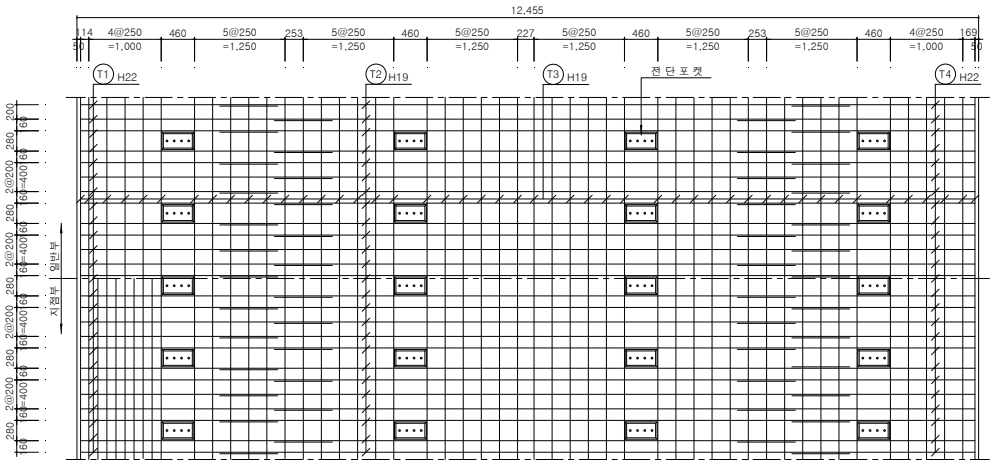
그림 3.1.24는 연구대상교량에 대한 터널형 상부슬래브 철근배근 상세를 나타낸 것이다.



(a) 터널부 철근배근 상세



(b) 전단포켓부 철근배근 상세



(c) 터널형 상부슬래브 철근배치

<그림 3.1.24 터널형 상부슬래브 철근배근 상세>

①~⑤철근은 교대후방에서 터널형 상부슬래브 제작시 배근되는 철근으로 ①상면주철근은 압출시 상부슬래브 지점부에서 터널부를 제외한 콘크리트 단면과 함께 상부슬래브 자중에 의한 부모멘트에 저항해야 하며, 완공시에는 활하중 등의 공용하중을 지지해야 한다. ②하면주철근은 상부슬래브의 정모멘트부 철근으로 지점부 터널에 의해 상부슬래브 횡방향 길이 전체에 연속할 수가 없어 상부슬래브의 고정하중에 의한 부모멘트 시작점에서부터 갈고리 정착장을 확보하도록 하였으며, ③,④보강철근은 터널단면 형상을 유지하기 위한 가외철근, ⑤철근은 온도 및 수축 규정에 따른 종방향 철근이다. ⑥,⑦철근은 강거더 제작시에 미리 배근되며, 특히 ⑥철근은 전단연결재 부근 콘크리트의 유해응력을 분산시키는 역할을 한다. 터널형 상부슬래브는 압출된 구 콘크리트와 압출완료 후 타설된 신 콘크리트가 전단포켓블럭에 의해 합성을 이루게 되며, 이때 전단포켓의 간격을 결정하기 위하여 ⑧철근을 배근하였으며 설치시점은 압출완료 직후이다. 다음은 터널형 상부슬래브에서 전단포켓의 간격을 결정하기 위하여 전단포켓블럭의 수평저항력을 검토하였다. 검토대상교량에서 한 거더에 작용하는 최대 수평전단력은 $600kN$이다. 이를 전단포켓 간격별로 정리하여 표3.1.13에 나타내었으며, 이때의 수평전단력은 한쪽 복부에 대한 값이다.

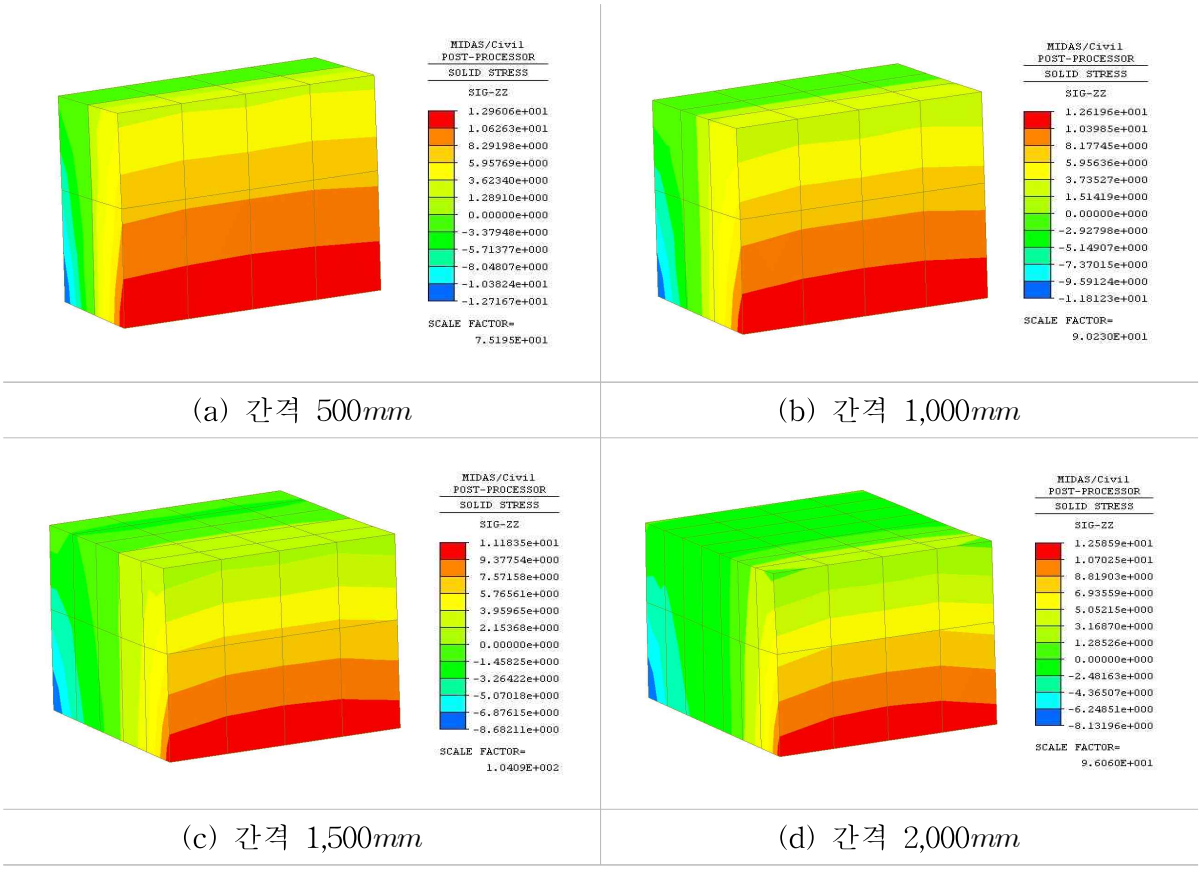
<표 3.1.13 전단포켓 간격별 수평전단력>

구 분	$500mm$	$1{,}000mm$	$1{,}500mm$	$2{,}000mm$	비고
수평전단력	$150kN$	$300kN$	$450kN$	$600kN$	

표 3.1.13에 나타낸 전단포켓 간격별 수평 전단력을 전단포켓 블럭에 재하하고 이때의 작용응력을 검토한 결과 콘크리트 블록만으로는 수평전단력에 저항 할 수 없는 것으로 나타났으며, 그에 대한 결과를 표 3.1.14 및 그림 3.1.25에 나타내었다.

<표 3.1.14 전단포켓 블록 응력검토>

구 분		전단포켓블럭		응력검토 (MPa)		비 고
		폭(mm)	두께(mm)	휨인장응력	휨인장강도	
간격	500mm	400	160	12.96	3.27	
	1,000mm	400	240	12.62	3.27	
	1,500mm	400	350	11.18	3.27	
	2,000mm	400	420	12.58	3.27	



(a) 간격 500mm (b) 간격 1,000mm

(c) 간격 1,500mm (d) 간격 2,000mm

<그림 3.1.25 전단포켓블럭 응력검토 결과>

이때 전단포켓블럭의 콘크리트 강도는 27MPa을 적용하였다. 위의 검토결과에 따라 전단포켓 블록이 수평전단력에 저항하기 위해서는 그림 3.1.24(b)의 ⑧철근과 같은 보강 철근이 필요한 것으로 나타났으며, 이에 따른 전단포켓의 간격과 크기를 표3.1.15에 표시하였다. 표 3.1.15는 전단포켓블럭을 브래킷으로 가정하여 검토한 것이며, 이때 보강철근은 전단마찰 철근으로 간주하여 철근량을 산정한 것이다. 검토결과 상부슬래브 주철근의 간격 및 후타설콘크리트의 시공성 등을 고려하여 본 검토대상교량 전단포켓 간격은 1m로 배치하고, 전단포켓의 크기는 400×240mm로 계획하여 상부슬래브 주철근과의 간섭이 최소화 되도록 하였다.

<표 3.1.15 보강철근을 고려한 전단포켓 블록>

구 분		전 단 포 켓 블 럭		보 강 철 근 량	비 고
		폭(mm)	두께mm()		
간 격	500mm	400	160	H13—4ea	
	1,000mm	400	240	H16—5ea	
	1,500mm	400	350	H19—5ea	
	2,000mm	400	420	H22—5ea	

1.2.4 결 론

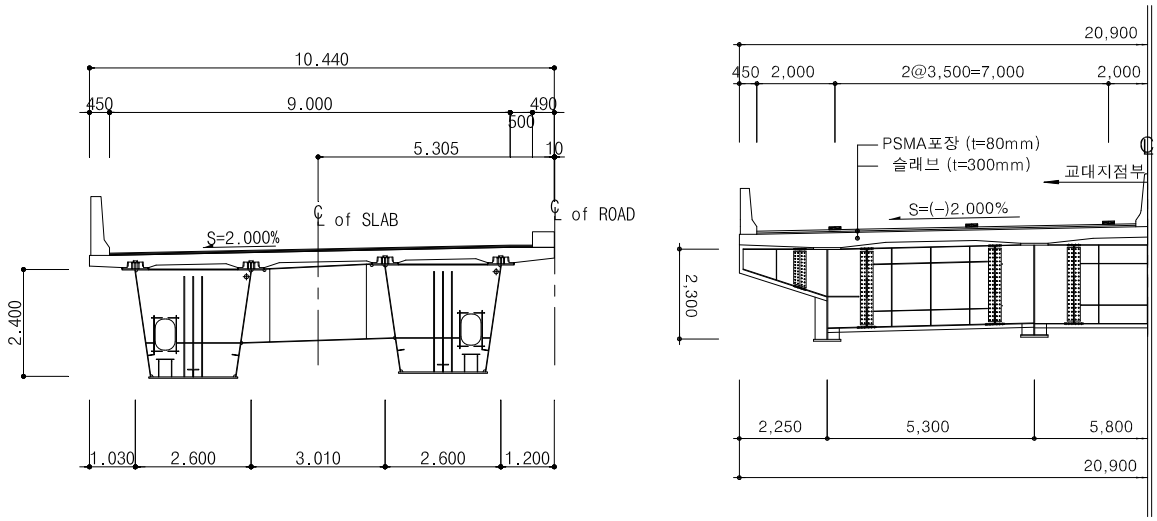
본 과제의 2차년도 연구에서 상부슬래브와 강거더의 합성성능 평가실험 결과로는 전면가압의 경우 채움 콘크리트의 압축강도 증가에 따라 실험체의 파괴하중이 뚜렷이 증가하였다. 그러나 일부가압의 경우 채움 콘크리트의 압축강도와 파괴하중 사이에 뚜렷한 상관관계가 나타나지 않았다. 전면가압의 경우 파괴하중은 200~300tonf, 일부가압의 경우 120~180tonf 사이의 범위로 나타났다. 전면가압의 경우 전단연결재와 채움콘크리트 부분에서 파괴가 진행된 것으로 보이고, 일부가압의 경우는 내·외부 콘크리트 계면에서 파괴가 이루어진 것으로 볼 수 있다. 전면가압과 일부가압 모두에서 설계시 고려한 최대전단력인 120tonf를 초과하여, 실제 교량에서 합성성능을 확보하는 데에는 문제가 없을 것으로 판단된다.

또한, 압출가설 시공단계를 고려한 합성교의 장기거동 해석결과로부터 100년 후 처짐 8mm로 지속하중에 대한 허용한계값(L/480 = 52 mm)을 만족하는 것으로 나타났다. 따라서 장기변형에 의한 사용성과 안전성에 문제가 발생하지 않을 것으로 판단된다. 콘크리트의 응력은 모두 허용인장강도와 압축강도를 넘지 않는 것으로 안전성 확보에 문제가 없을 것으로 판단되고, 거더(강재)의 응력은 모두 허용인장응력보다 작은 값으로 안전성을 유지할 수 있다고 판단된다. 압출가설되는 바닥판 콘크리트의 크리프 및 건조수축에 따른 합성교의 장기거동을 해석적으로 예측하였으며, 사용성, 내구성, 안전성 측면에서 모두 문제가 없는 것으로 나타났다. 그리고, 합성 포켓 부분에 대한 수분확산 해석과 구조해석을 통해 부등건조수축으로 인한 균열 발생을 검토하였다. 100년 후 내부 콘크리트와 외부 콘크리트의 접합면에 발생하는 최대 균열은 폭 0.08mm로, 콘크리트의 인장응력-균열개구변위 관계에서 일반적으로 0.1mm 인장응력이 유지되는 것을 고려한다면, 사용성 및 내구성에 문제가 되지 않을 것으로 판단된다. 따라서 합성포켓 부분의 부등건조수축에 의한 균열 안정성을 확보할 수 있다고 판단된다.

1.3 압출가설용 상부슬래브의 설계예제집 및 지침서 작성

1.3.1 대상교량 및 압출가설공법 선정

본 연구에서는 1· 2차년도 연구결과를 바탕으로 실교량에 적용 가능하도록 설계예제집 및 표준설계도를 작성하였다. 설계대상교량은 내지교(강박스거더교)와 구증교(소수주형 플레이트거더교)로써 단면 및 교량제원은 그림 3.1.26 및 표 3.1.16과 같다.

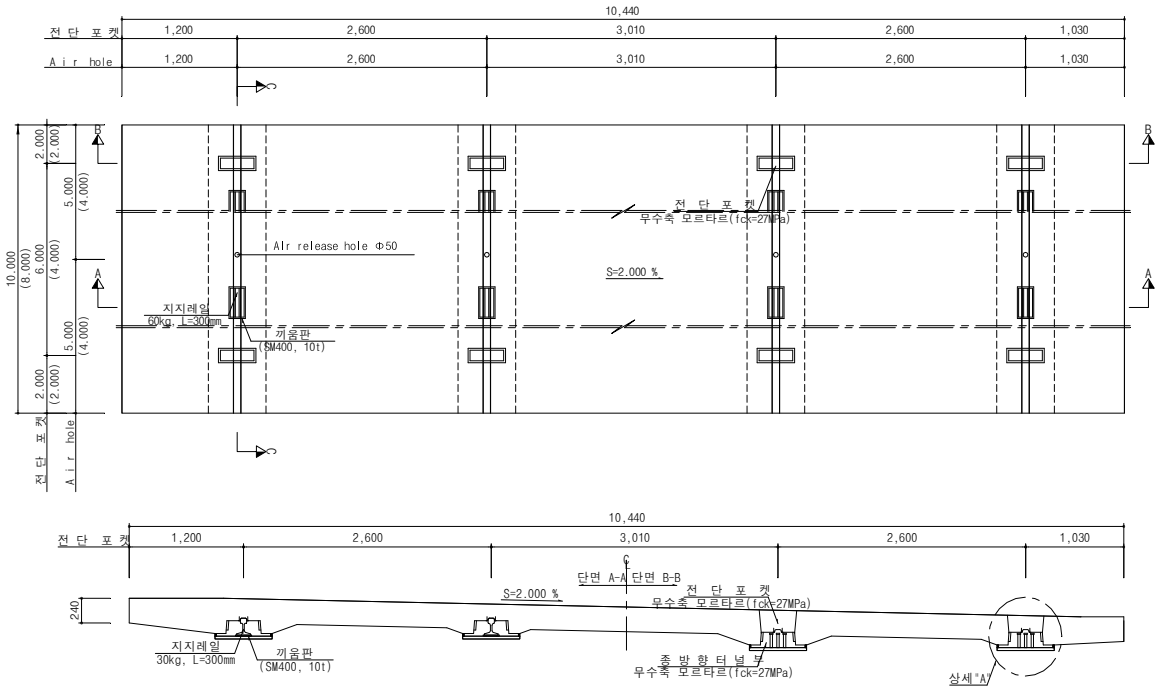


(a) 내지교 (b) 구증교

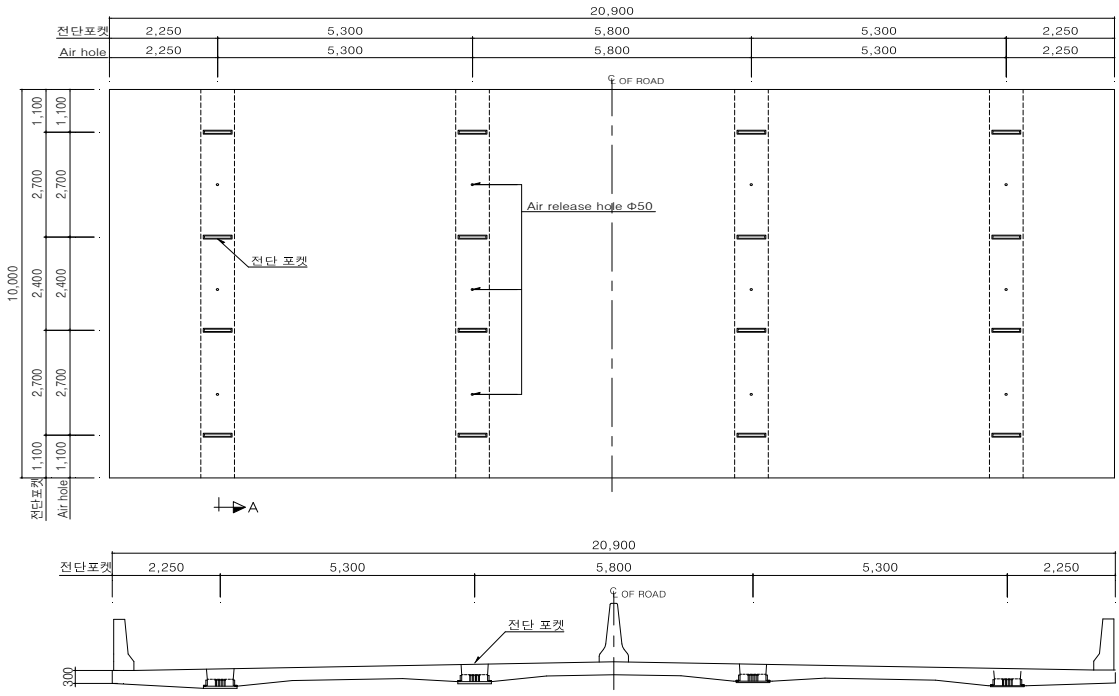
<그림 3.1.26 설계 대상 교량>

<표 3.1.16 설계예제 대상교량 제원>

	내지교 (강박스거더교)	구증교 (소수주형교)
교 량 등 급	1등급 (DB-24,DL-24)	1등급 (DB-24,DL-24)
교 량 연 장	45.0+ 3@55.0+ 45.0 = 255.0m	42.5+ 9@55.0+ 42.5 = 580.0m
교 량 폭	10.610m	20.900m
사 각	90°	90°



<그림 3.1.27 레일지지 터널형 압출슬래브(내지교)>



<그림 3.1.28 양단지지 터널형 압출슬래브(구증교)>

실교량에 압출슬래브 공법 적용시 시공성 및 경제성을 고려하여 터널식 압출방식을 선택하였으며, 터널식은 다시 양단지지형과 레일형으로 구분하여 적용하였다. 터널형과 레

일형은 압출시 강거더에 미리 설치된 전단연결재에 간섭을 받지 않도록 터널을 만들고 터널을 따라 일정간격으로 포켓을 배치하여 슬래브 압출이 종료되면, 포켓을 통해 무수축 모르타르를 채워 슬래브와 강거더를 합성되도록 한다는 점에서는 동일하다. 두 방법은 슬래브를 압출할 때 별도의 레일에 지지하는지, 또는 강거더 상부플랜지에 직접 지지하는 지에 따라 구분된다. 터널형의 경우 터널의 좌우측 양 지지점을 상부플랜지 상면에 직접 지지하도록 하여 압출하는 방법이고(그림3.1.28, 그림3.1.30 참고), 레일형은 강거더 상부 플랜지 중앙에 일정간격으로 레일을 설치하여 슬래브를 레일에 지지한 후 전단연결재에 간섭되지 않도록 압출하는 방법이다.(그림3.1.27, 그림 3.1.29 참고) 이 때, 강거더 플랜지에 지지되어 미끄러지는 슬래브 면에는 강재 박판을 부착하여 마찰을 최소화 하도록 한다.

두 가지 압출 방식은 각 교량의 조건에 따라 구분하여 적용할 수 있다. 현장이음이 없는 구증교(소수주형 플레이트 거더교)와 같은 경우에는 플랜지 상면에 직접 지지하여 밀어낼 수 있는 양단지지형식을 적용하고, 거더에 현장이음을 두어 상부 플랜지 상면에 요철이 있는 내지교(강박스거더교)에는 플랜지 상면에 직접 지지하여 밀어내는 것이 곤란하므로 레일형을 적용하였다.

1.3.2 압출슬래브 설계사항

(1) 설계시 고려사항

압출슬래브는 제작장에서 세그단위로 제작되어 순차적으로 밀어내어 가설한 후 터널 내에 무수축 몰탈을 채워 강거더와 합성된 후 합성거더로써 거동하므로 가설시 안전성 검토와 합성후 공용중 안전성 검토가 별도로 이루어져야 한다. 이 때 주철근 및 배력 철근량은 가설시에도 합성후와 동일하게 배치된 상태여야 하므로 합성후를 기준으로 필요한 주철근 및 배력 철근을 결정하고, 가설시에 동일한 배근 조건에서 안전성을 검토한다. 합성후 단면에 필요 철근량보다 가설시 필요 철근량이 많아지면 압출슬래브 공법을 사용함으로써 얻을 수 있는 공사비 측면의 이점이 감소하게 되므로 가설시 철근량이 증가되지 않는 바닥판 단면, 바닥판 지간 및 바닥판 캔틸레버 길이를 결정한다.

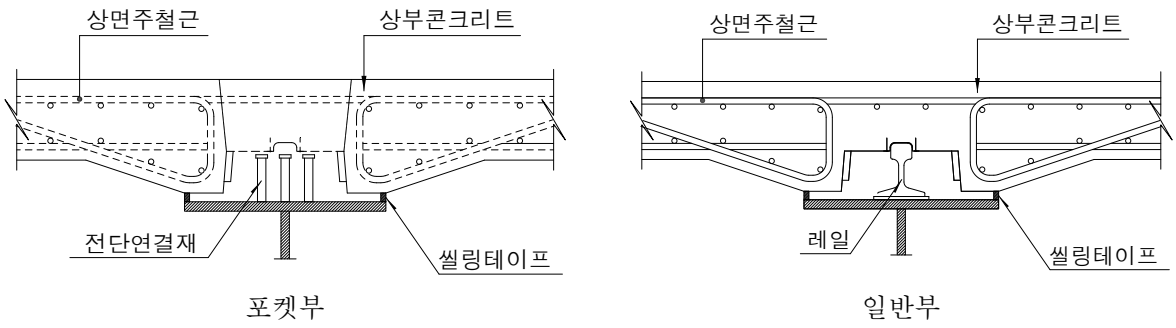
압출슬래브 공법은 현장타설 조건을 만족하지 않아 경험적 설계법을 적용할 수 없으므로 강도 설계법으로 설계하도록 한다. 가설시 작용하중은 슬래브 자중만 고려하며, 고정하중에 대한 하중계수 1.3을 적용한다. 특히 레일형의 경우 지점조건이 되는 레일이 연속이 아니므로 가설시 단면에 작용하는 휨모멘트를 산정하기 위해 3차원 판해석을 수행하여야 하며, 슬래브 지간방향과 슬래브 지간의 직각방향에 대해 모두 안전성 검토가 필요하다. 합성후

바닥판 설계는 강도 설계법을 적용한 일반적인 합성거더의 바닥판 설계와 동일하다.

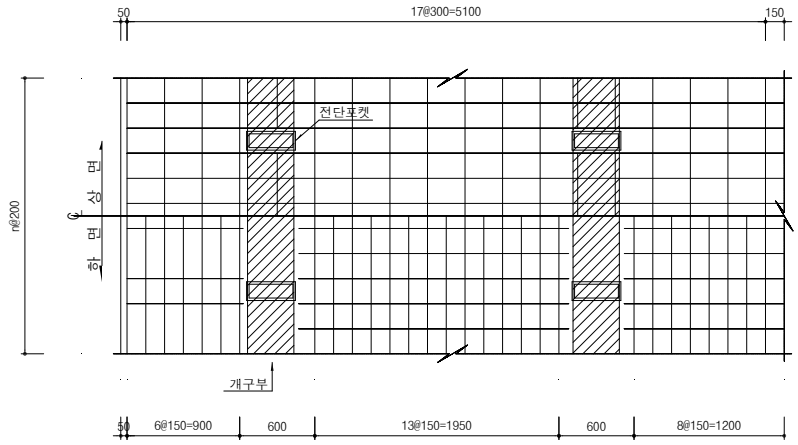
(2) 주철근 및 배력철근 배근상세

압출슬래브 공법은 슬래브 단면에 터널과 일정 간격으로 몰탈 주입용 포켓을 두어야 하기 때문에 가설시에는 단면이 불연속인 곳이 있으므로 철근 배근에 유의하여야 한다. 몰탈 주입용 포켓의 폭과 길이는 각각 주철근 간격과 강거더 상부플랜지 폭에 의해 결정된다. 이때 포켓 사이즈는 몰탈 주입이 가능한 최소 사이즈보다는 커야하므로 최소 사이즈를 확인하여 결정한다.

바닥판 캔틸레버부 및 내부 지점부 주철근은 슬래브 단면 상부에 위치하여 터널과 상관없이 배치가 가능하므로 연속하여 배근하고, 중앙부 주철근은 터널로 인해 단절되므로 정착장 확보 또는 표준 갈고리 형태로 배근한다.

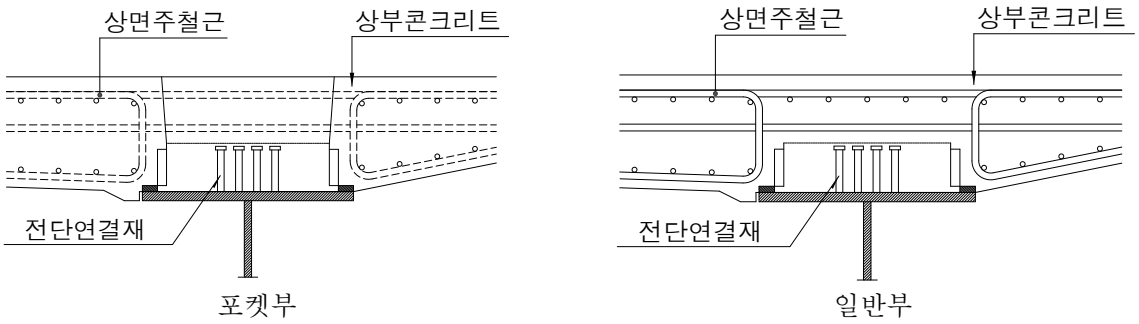


(a) 레일형 터널부 상세

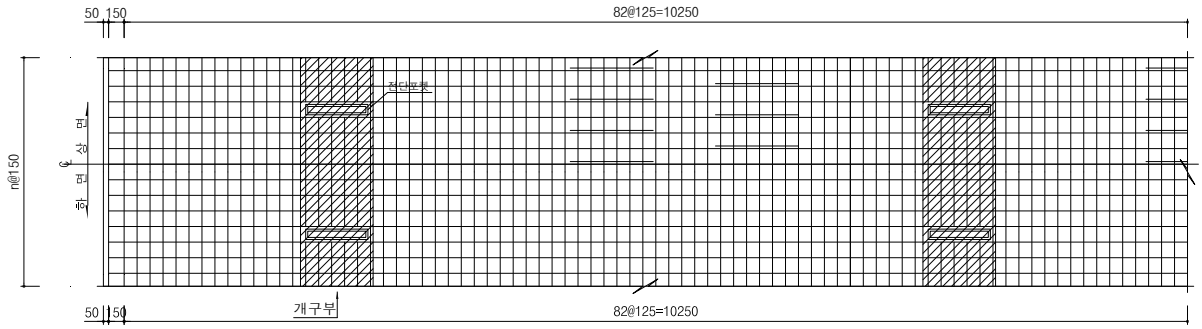


(b) 레일형 상부슬래브 철근배치

<그림 3.1.29 레일형 슬래브 철근배근 상세>



(a) 양단지지형 터널부 상세



(b) 양단지지형 상부슬래브 철근배치

<그림 3.1.30 양단지지형 슬래브 철근배근 상세>

1.3.3 설계예제집 및 표준설계도면

앞에서 기술한 압출슬래브 설계사항을 바탕으로, 양단지지 및 레일지지 터널형 압출슬래브에 대한 설계예제집 및 표준설계도면을 작성하였다. 작성된 설계예제집 및 표준설계도면은 본 보고서의 「별첨 부록」에 수록하였다.

1.3.4 설계, 시공, 유지관리 지침서

압출슬래브 설계사항 및 압출가설실험결과를 바탕으로, 양단지지 및 레일지지 터널형 압출슬래브에 대한 설계, 시공, 유지관리 지침서를 작성하였다. 작성된 설계, 시공, 유지관리 지침서는 본 보고서의 「별첨 부록」에 수록하였다.

1.3.5 결 론

본 연구에서는 1·2차년도 연구결과를 바탕으로 실교량에 적용 가능하도록 설계예제집 및 표준설계도를 작성하였으며, 압출슬래브 설계사항 및 압출가설실험결과를 바탕으로, 양단지지 및 레일지지 터널형 압출슬래브에 대한 설계, 시공, 유지관리 지침서를 작성하였다. 설계대상교량은 레일지지 터널형 압출슬래브를 적용한 내지교(강박스거더교)와 양단지지 터널형 압출슬래브를 적용한 구증교(소수주형교)를 대상으로 하였다.

설계예제집, 표준설계도 및 설계, 시공, 유지관리 지침서 작성시의 고려사항을 정리하면 다음과 같다.

설계시 고려사항으로는 압출슬래브의 가설특성을 반영하여 가설시 안전성 검토와 합성후 공용중 안전성 검토를 별도로 실시하였다. 주철근 및 배력 철근량은 가설시에도 합성후와 동일하게 배치된 상태여야 하므로, 합성후를 기준으로 필요한 주철근 및 배력 철근을 결정하고, 가설시에 동일한 배근 조건에서 안전성을 검토하였다. 이때 공사비를 고려하여 가설시 철근량이 증가되지 않는 바닥판 단면, 지간 및 캔틸레버 길이 등을 결정하였다. 또한, 압출슬래브 가설공법은 현장타설 조건을 만족하지 않아 경험적 설계법을 적용할 수 없으므로 강도 설계법을 적용하였다.

압출슬래브 공법은 슬래브 단면에 터널과 일정 간격으로 몰탈 주입용 포켓을 두어야 하기 때문에 가설시에는 단면이 불연속인 곳이 있으므로 철근 배근에 유의하여야 하며, 몰탈 주입용 포켓의 폭과 길이는 각각 주철근 간격과 강거더 상부플랜지 폭에 의해 결정하였다.
바닥판 캔틸레버부 및 내부 지점부 주철근은 슬래브 단면 상부에 위치하여 터널과 상관없이 배치가 가능하므로 연속하여 배근하고, 중앙부 주철근은 터널로 인해 단절되므로 정착장 확보 또는 표준 갈고리 형태로 배근하였다.

제 2 절 상부슬래브의 압출가설공법 개발

2.1 상부슬래브의 압출시스템 정립

2.1.1 서 론

프리캐스트 슬래브(precast decks)를 갖는 합성형교의 시공은 다양한 방법에 의해 이루어져 왔다. 이중에서 슬래브를 압출하는 공법(stage-deck jacking method; 이하, 슬래브 압출공법)은 다음과 같은 단계로 구성되어 있다:

(1) 시공의 편의성에 따라, 교대 또는 경간중앙에서 콘크리트 슬래브를 일정길이(약 20~25m)로 타설
(2) 강거더의 플랜지 위로 콘크리트 슬래브를 압출(이 과정에서 콘크리트 슬래브가 제작대(casting bed)와 분리됨)
(3) 다음 콘크리트 슬래브를 타설하기 위한 제작대를 준비

따라서, 전체 슬래브는 세그먼트의 연속적인 타설로 완성되며, 기존의 방법과 마찬가지로 콘크리트 슬래브는 일정 간격으로 설치된 전단연결재에 의해 강거더와 연결된다.

이 공법의 장점은 :
(1) 모든 세그먼트에 동일 거푸집의 반복사용
(2) 동일한 위치에서 콘크리트 타설
(3) 각 콘크리트 슬래브 세그먼트가 철근으로 연결되어 전체 슬래브가 일체화

이 공법은 상부슬래브 만을 압출하는 방법이다. 1970년대에 스위스의 5개의 주요 도로교량과 3개의 소규모 교량에 적용되어 왔으며, 표 3.2.1에는 이 교량들의 상세를 나타내었다. 개구제형(open box section) 단면을 가지는 교량 F를 제외하고는 모두 플레이트거더형식(twin-girder bridge)의 교량에 적용되었다. 스위스에서 적용된 압출슬래브의 형식은 전단포켓형이었으며, 시공도중에 발생한 사고로 인하여 1980년대 이후에는 이러한 형식의 압출슬래브는 더 이상 적용되지 않았다.

한편, 1980년대 이후 프랑스에서는 다수의 연구자들에 의하여 스위스에서 적용되었던

전단포켓형 압출슬래브를 개선하고자 하는 연구가 수행되었다. 프랑스의 시공사인 라젤(Razel)사에 의하여 6개의 교량(Tancarville, Varenes-les-mâcon, Annecy, Caen, Brioude, Lisieux)이 이러한 방법으로 1990년대에 건설되었으며, 현재까지 다수의 합성형교의 슬래브가 이러한 방법으로 시공되어지고 있다.

<표 3.2.1 슬래브 압출공법에 의해 가설된 합성형교 (스위스의 시공사례)>

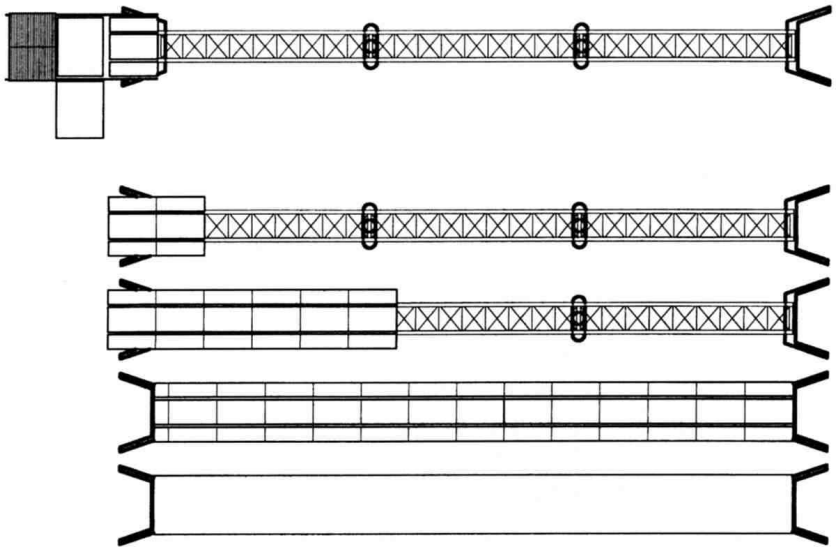
참조번호	교량명 (위치)	완공연도	경간구성 (m)	슬래브 폭 (m)	거더 간격 (m)	압출위치	교량길이 (m)	평면선형 (종단선형)	비 고
A	La Plaine (Genè-ve)	1969	39.7 + 53 + 13.9	11.4	6.0	교대	107	직선 (상향구배)	twin girder
B	P. S. Chambon (Roche)	1972	17 + 32.5 + 17	8.6	4.6	교대	66.5	직선 (camber)	twin girder
C	Trois-Chasseurs (Belmont)	1972	20.5 + 21.3 + 10	8.9	5.35	교대	51.9	직선 (단일구배)	twin girder
D	Chandelard(1) (Belmont)	1973	5경간 (40.8~54.2)	13.2	7.2	교대	243.4	*곡선(R=900)* (단일구배)	twin girder
E	Sorge(2) (Valangin)	1973	10경간 (23~43.5)	18.5	9.5	교대	340	직선 (단일구배)	twin girder
F	Illarsaz(3)	1974	55 + 70 + 55	10.1	5.2	교대	180	직선 (camber)	*open box*
G	Aigle	1974	16경간 (23~55)	10.1	5.6	*경간 중앙*	545	직선 (camber)	twin girder
H	Coulouvrenière (Genève)	1975	5경간 (6.5~17)	6.5	3.6	교대	50	직선 (상향구배)	twin girder
J	Vionnaz	1976	11경간 (26~32)	10.1	5.6	*경간 중앙*	340	직선 (camber)	twin girder

(1)두개의 교량이 서로 인접 ; (2)압출과정에서 붕괴 ; (3)압출과정에서 손상

따라서, 본 연구에서는 현재까지 연구가 이루어진 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상을 검토하고자 하였으며, 압출시에 적용되는 압출작업장 및 압출시스템에 대한 검토를 수행하고자 하였다. 또한, 상부슬래브의 압출가설공법 적용시의 설계상의 고려사항에 대하여 검토하고, 기타 형식의 슬래브 제작방법에 대한 압출슬래브의 경제성 분석을 수행하고자 하였다.

2.1.2 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상 검토

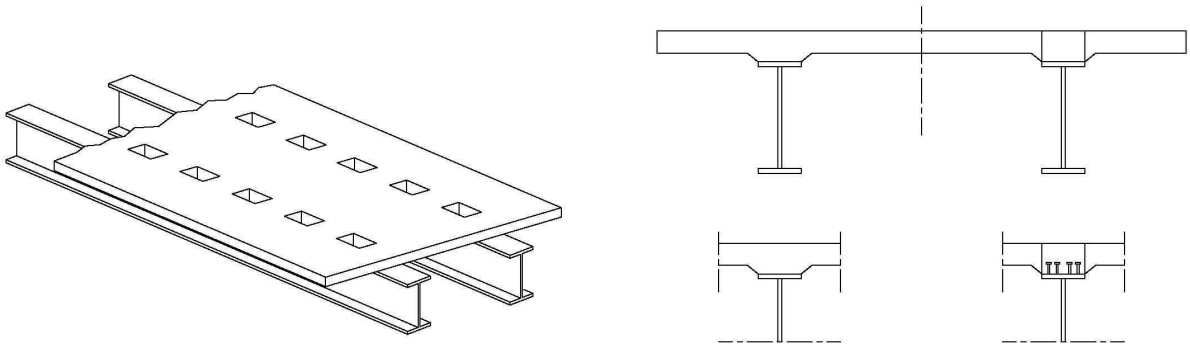
그림 3.2.1에서와 같이, 일반적으로 슬래브 세그먼트는 교대 배면의 일정한 제작대에서 성형된다. 상부슬래브는 철근으로 연결된 세그먼트의 연속적인 타설로 구성되며, 세그먼트의 타설과 압출의 반복으로 상부슬래브가 시공된다. 최종 세그먼트의 압출로 상부슬래브가 강거더 위의 정해진 위치에 놓이게 되면, 강거더의 플랜지와 체결이 이루어진다.



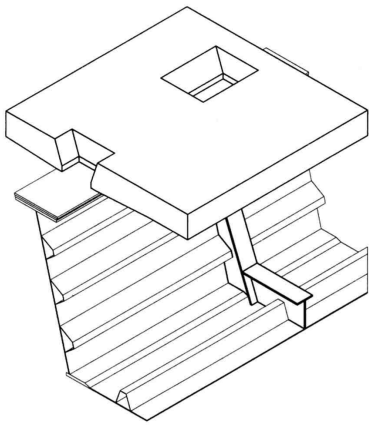
<그림 3.2.1 교대 배면에서의 슬래브 세그먼트의 성형과 압출>

(1) 전단포켓형 상부슬래브

그림 3.2.2 및 그림 3.2.3에서와 같이, 1970년대에 스위스 엔지니어는 강거더 상에서 압출하는 프리스트레스트 콘크리트 슬래브를 개발했다. 15m~25m 길이의 세그먼트로 된 프리캐스트 슬래브는 연결용 전단포켓이 설치되어 있다. 슬래브가 압출되고 프리스트레스가 도입된 후에, 전단연결재(Nelson stud)가 전단포켓 내에 용접되며, 전단포켓은 콘크리트로 채워지게 된다. 이러한 방법은 아이디어의 결점으로 인한 사고가 있은 후에 사용되지 않았다.



<그림 3.2.2 강거더 상에서 압출되는 전단포켓형 상부슬래브>



<그림 3.2.3 강거더 상부플랜지에서의 슬래브 압출과 불연속적인 체결>

상부슬래브를 프리캐스트 세그먼트(precast segmental)로 시공한 러시아의 경험에서도 동일한 제한성을 가지고 있다. 상부슬래브에 설치된 작은 개구부에 무수축 콘크리트를 채우는 시공방법은 고가의 공사비와 적정한 보호양생을 필요로 한다. 상부슬래브와 강거더의 체결력이 개구부에 집중되게 되므로, 시간이 지남에 따라 상부슬래브에 균열이 유발되게 된다. 전단연결재를 개구부 내에 현장용접하는 것은 매우 고가이며, 콘크리트에 묻히는 강거더 상부플랜지부가 없으므로 압축플랜지의 측면 지점이 몇몇 부분에 집중되는 것과 같은 구조적으로 불리한 문제를 야기한다. 또한, 슬래브 압출공법은 다음과 같은 새로운 문제를 야기한다:

- 압출이 용이하지 않은 압출면에 발생하는 높은 미끄럼마찰(sliding friction)로 인하여 강거더에 예기치 못한 응력이 발생하며, 추진장치의 비용이 증가한다.
- 캠버를 고려한 강거더의 종단선형(연직방향 배치)은 직선 단위부재들로 구성되기 때문에, 콘크리트 슬래브의 지지선(support line)이 불규칙하게 되며, 불규칙한 지지면은 슬래브에 응력 집중을 일으켜 균열을 유발시키게 된다. 이러한 현상은 정량화하기 어

렵기 때문에, 일반적인 대처 방법으로는 슬래브 철근을 증가시키는 경우가 대부분이다. 또한, 강거더에 작용하는 불규칙한 하중으로 인해 강거더의 상부플랜지에 횡방향 휨이 발생하기 때문에, 강거더 현장이음부 부근의 플랜지 두께를 증가시키고 수직보강재로 보강하여야 한다.

- 강거더 상부플랜지 면의 불규칙성은 슬래브 지지선의 종방향 연속성을 손상시키기 때문에, 상부플랜지에는 상부면에 불규칙성을 야기하는 연결판, 볼트연결, 두께변화가 있는 판 등을 사용하는 것이 불가능하다.

압출하는 동안, 콘크리트 슬래브는 상부플랜지 면을 미끌어지는 슬라이딩 받침(sliding shoe, launching shoe)에 의해 지지되며, 압출응력의 분포는 슬라이딩 받침의 횡방향 폭에 의해 좌우된다. 이때 발생하는 편심은 상부플랜지의 휨모멘트를 제한하기 위하여 받침폭의 절반 이하로 제어해야 한다. 이보다 큰 편심을 갖게 되는 경우, 상부플랜지의 휨은 위험한 수준에 이를 수 있다. 다음과 같은 응력이 슬라이딩 받침의 강거더 단면 부근에서 발생하게 된다:

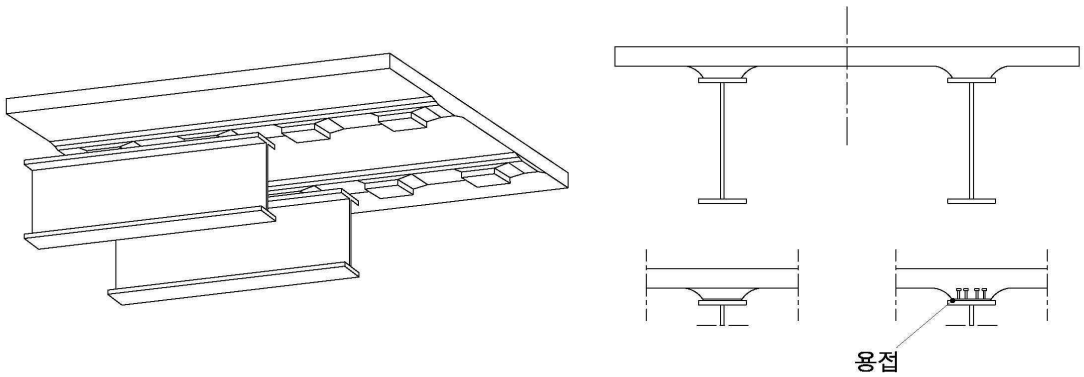
- 콘크리트 슬래브의 사하중에 의한 상부플랜지와 웨브의 종방향응력(longitudinal stress)
- 지점반력의 분산에 의한 수직 압축응력(vertical compressive stress)
- 지점반력의 횡방향 편심에 의한 횡방향 휨응력(transverse bending stress)
- 전단과 비틀림(torque)에 기인한 접선응력(tangential stresses)

또한, 편심을 가진 받침은 상부플랜지에 국부적으로 약간의 뒤틀림(twist)을 유발시키며, 이는 제한된 영역 이상의 항복을 유발하게 된다.

압출과정 중에 발생된 슬래브의 편심은 이로 인해 구조물에 유해한 영향을 미치기 전에 제어되어야 한다. 슬라이딩 받침의 편심 재하는 비용이 다소 증가하더라도 강거더 상부플랜지의 끝단에 측면 유도장치(lateral guide)를 설치함으로써 방지할 수 있다. 슬라이딩 받침은 집중하중을 강거더 상의 임의점에 전달하게 되므로, 웨브의 보강재 배치는 실용적이지 못하며 좌굴이론을 주의 깊게 도입하여야 한다. 더욱이, 추가적인 웨브 보강재의 도입은 이러한 하중의 일시적인 특성과도 부합하지 않는다.

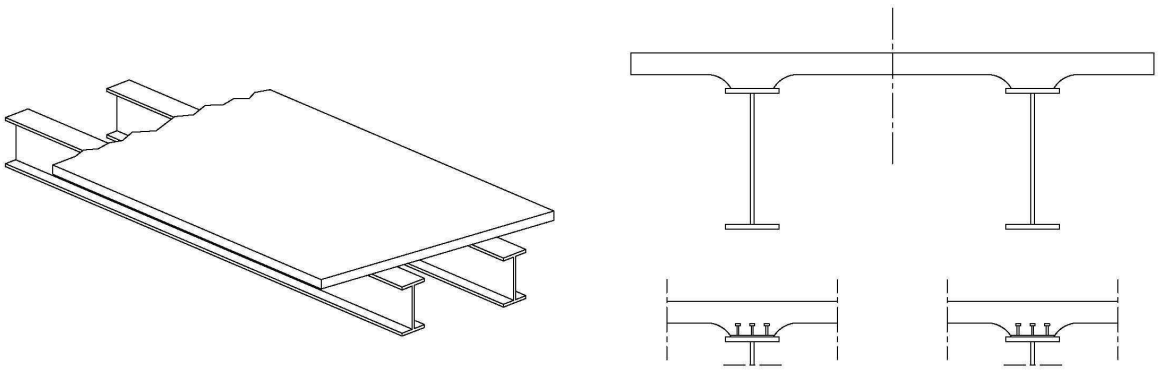
(2) 강판이 매립된 리브형 상부슬래브

Foucriat는 Truyère강을 횡단하는 A75도로의 교량에, 그림 3.2.4에서와 같이, 두개의 종방향 리브로 보강된 슬래브를 제안하였다. 이 슬래브는 일련의 콘크리트 블록으로 이루어져 있으며, 각 블록의 하면에는 전단연결재가 부착된 강판이 설치된다. 압출완료후, 슬래브와 연결된 강판은 강거더 상부플랜지에 용접된다. 그러나, 이 방법은 강거더와 콘크리트 슬래브 사이에 일련의 홀이 남아있게 된다.



<그림 3.2.4 Truyère강 횡단교량에 제안된 방법>

그림 3.2.5에서와 같이, Baignolles와 Ducros는 블록형태의 리브를 연속된 형태의 리브로 변경하고 하면에 강판을 설치하는 방법은 제안했다. 역시 압출완료후, 슬래브와 연결된 강판은 강거더 상부플랜지에 용접된다. 그러나, 결국 이 방법은 채택되지 못하였으며, Truyère강 횡단교량은 PSC교로 건설되었다.



<그림 3.2.5 강거더와 용접되는 강판이 설치된 프리캐스트 슬래브>

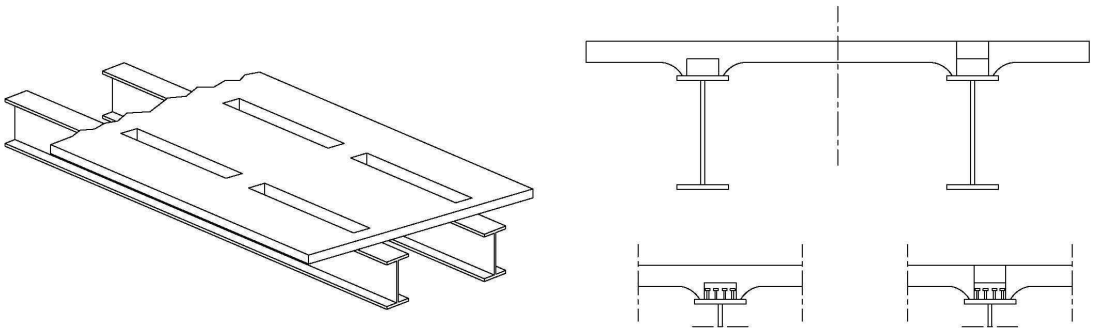
몇 년뒤에, 이 방법은 Razel과 Placidi에 의하여 Colioures도로의 Douy 고가교에 다시 제안되었다. 그러나, 이 방법은 두 강판의 용접을 어렵게 만드는 플랜지의 기하형상 문제

때문에 거절되었다. 또한, 두개의 겹쳐진 강판을 모서리용접하는 것만으로는 슬래브의 횡방향 휨모멘트를 강거더로 전달할 수 없다는 점이 지적되었다.

이 방법은 슬래브 상에 압출개구부를 두지 않아도 되므로, 구조적 내구성을 향상시킬 수 있게 된다. 또한, 체결력을 균일하게 분포시켜 주며, 향후에 용접부를 제거한 후에 후방으로 인양하는 방법으로 상부슬래브 교체를 쉽게 할 수 있다. 그러나, 이 공법을 위해서는 슬래브와 강거더에 있어 정밀한 치수오차범위를 제어하는 것이 필요하며, 붐대를 통한 이동 작업대에서 상향 용접을 수행하여야 하므로 추가적인 현장작업과 관리가 필요하다. 또한, 측면 필렛용접으로 슬래브와 강거더 사이의 횡방향 휨모멘트를 저항해야 하므로 피로현상을 유발할 수 있다.

(3) 채널형 상부슬래브

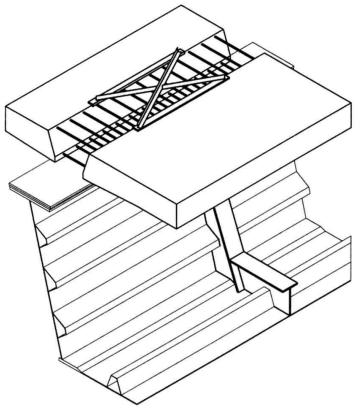
그림 3.2.6에서와 같이, Virlogeux와 Placidi는 전단연결재가 기설치된 강거더 상에서 압출하는 채널을 갖는 슬래브형태를 제안하였다.



<그림 3.2.6 전단연결재가 기설치된 채널 형태의 프리캐스트 슬래브>

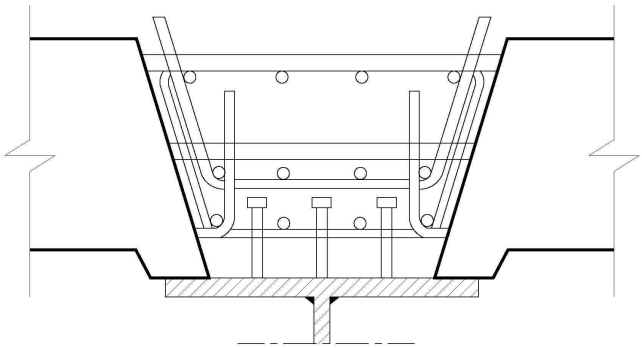
(4) 초기 레일형 상부슬래브

그림 3.2.7에서와 같이, 다양한 여러가지 시도를 통해, 압출이 완료된 후에 무수축 콘크리트로 채워지는 연속적인 압출개구부(continuous launch opening)를 상부슬래브에 도입하였다.



<그림 3.2.7 강거더 상부플랜지에서의 슬래브 압출과 연속적인 체결>

그림 3.2.8에는 Placidi가 제안한 횡방향 처짐에 대하여 철근 만으로 지지된 슬래브 형태를 나타내었다.



<그림 3.2.8 철근 만으로 횡방향 연결된 프리캐스트 슬래브>

이 방법은 연속적으로 형성된 개구부로 인해 체결응력의 집중을 피할 수 있고 강거더의 압축플랜지의 횡방향 안정성을 향상시킬 수 있으나, 본래 설계상의 취약점(전단연결재의 현장용접 및 평평한 상부플랜지 면의 필요)은 해결될 수 없으며, 또한 새로운 문제점들을 야기한다. 분절된 슬래브를 연결하는 횡방향 압축철근(주철근)이 캔틸레버 상태의 불안정성을 방지해주어야 한다. 상하철근 사이의 거리(vertical lever arm)가 작아 횡방향력이 크게 작용하기 때문에, 압축철근이 좌굴되어 캔틸레버 전체의 점진적인 전도를 유발할 수 있다. 따라서, 압축철근을 격자형태로 배치하거나 직경을 증가시켜야 하며, 두가지 경우 모두 추가적인 비용이 소요된다.

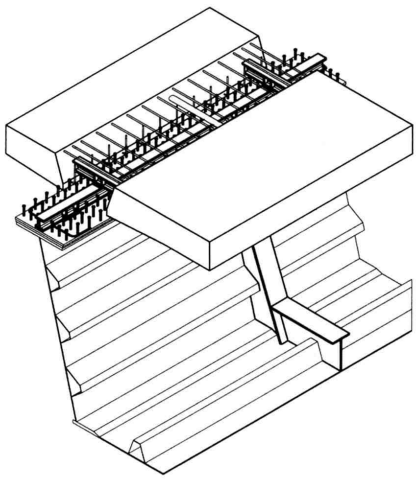
슬래브의 수평면에 있어서도, 횡방향으로 분절된 슬래브간의 상대적인 움직임(압출선을 따라 발생하는 일정치 않은 마찰력 또는 스틱-슬립효과(stick-slip effects))으로 인해

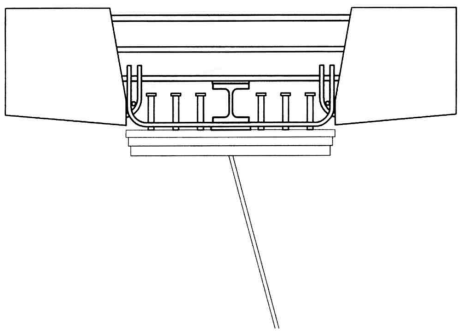
압축철근이 좌굴을 일으킬 수 있다. 따라서, 그림 3.2.7에서와 같이 분절된 슬래브를 수평면에서 브레이싱할 필요가 있다. 또한, 슬라이딩 받침은 강거더 상부플랜지 가장자리에 위치하게 되므로, 횡방향으로 큰 휨응력과 횡방향 하중 차이로 인한 국부적인 우력이 발생하게 된다.

Razel과 Placidi은 A29도로 상에 있는 Tancarville 운하 횡단교량의 접속교를 이러한 방법으로 건설하였다. 그러나, Raoul은 슬래브의 모든 하중이 상부플랜지의 두 가장자리 중 한 쪽으로만 지나갈 때, 강거더의 웨브와 상부플랜지 사이의 용접에 심각한 문제를 유발할 수 있다는 결점을 지적했다. Virlogeux는 압출과정에서 슬래브가 강거더 웨브 바로 위에서 두개의 수직판으로 지지되어야 한다고 결론지었다.

(5) 현재의 레일형 상부슬래브

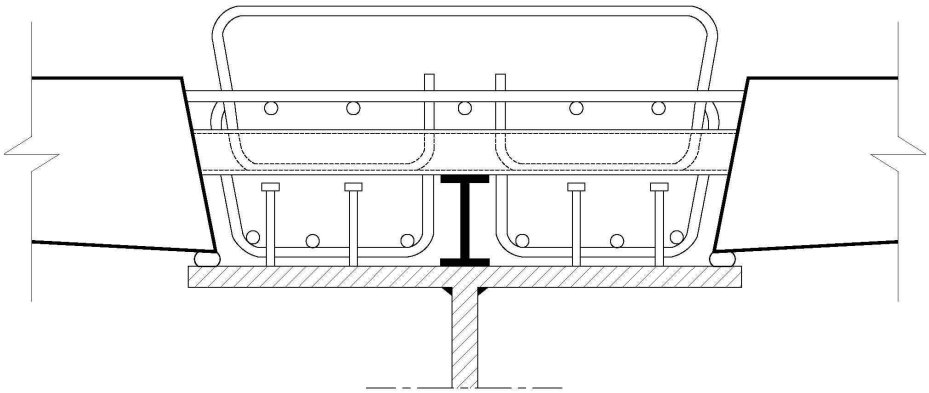
그림 3.2.9에서와 같이, 지금까지 언급된 방법들의 단점은 강거더 상부플랜지 상에 종방향으로 I형 빔을 배치하고 그 위로 슬래브를 압출 시공함으로써 해결될 수 있다. 그림 3.2.10에서와 같이, 이러한 압출레일(I형 빔)은 상부플랜지에 연속적으로 용접이음되거나 강판을 삽입하여 용접이음된다.





<그림 3.2.9 종방향 레일을 통한 슬래브 압출> <그림 3.2.10 압출개구부의 상세>

그림 3.2.11에서와 같이, 이러한 아이디어는 Placidi에 의하여 개선되었으며, Razel에 의하여 5개의 교량(Varenes-les-mâcon, Annecy, Caen, Brioude, Lisieux)이 이러한 방법으로 건설되었으며, 6개의 교량이 건설 중에 있다.



<그림 3.2.11 영구 압출레일이 적용된 압출개구부 상세>

압출개구부를 횡방향으로 연결하는 횡방향 지지보(짧은 I형빔)는 미끄럼마찰을 제어하기 위한 슬라이딩 받침 상에 놓여 지지된다. 압출하는 동안 슬래브의 자중은 횡방향 지지보, 슬라이딩 받침, 종방향 압출레일, 지압판 등을 통해 주거더에 전달된다. 횡방향 지지보의 휨강성과 전단강성은 상부슬래브의 지점반력을 쉽게 전달시킨다. 횡방향 지지보의 축강성과 휨강성은 횡방향 상부철근과 함께 캔틸레버된 슬래브의 불안정성을 배제시키고 슬래브의 회전을 방지하는데 기여하게 된다. 또한, 분절된 슬래브 사이의 브레이싱은 수평면 내의 휨강성으로 인해 불필요하게 된다.

압출레일의 지압판은 강거더의 불규칙한 상부플랜지면(연결판, 볼트연결부, 상부플랜지의 두께변화, 강거더의 캠버 등에 의한 불연속성)을 고르게 하며, 압출력을 종방향과 횡방향으로 주거더에 분산시켜 전달시키므로 철골제작 공정과 국부적인 웨브 보강재를 최소화할 수 있게 된다.

슬라이딩 받침은 상향압출일 경우 마찰력을 감소시켜주며, 하향압출일 경우 마찰력을 제어하게 된다. 즉, 각각의 경우에 슬래브의 압출력과 제동을 최소화시킬 수 있게 된다. 압출레일은 슬라이딩 받침과 상호작용을 통해 마찰력을 제어할 수 있는 물질로 표면처리될 수도 있으며, 압출면의 마찰력을 최소화하여 예기치 못한 사고에 대해 쉽게 대처할 수 있다.

상부슬래브 압출완료 후, 종방향 압출개구부에 보강철근망을 배치하고, 2차응력이 발생하지 않도록 무수축 콘크리트를 개구부에 타설하여 상부슬래브와 주거더를 일체화시키게 된다. 이때, 무수축 콘크리트는 제한된 시멘트량과 물-시멘트비 그리고 높은 인장강도를

가져야 하며, 현장 콘크리트 슬래브 타설과 마찬가지로 보호양생을 실시하여야 한다.

철근의 연속성을 위한 보강철근망의 상세는 압출레일이 임시적인지 영구적인지에 따라 차이가 있다. 압출레일이 영구적일 경우에는 압출받침을 제거하고 상부슬래브 종단선형의 조정을 위한 쐐기판을 끼우기 위해 횡방향지지보를 인상시킨다. 압출레일의 지압판은 상부슬래브의 압출 초기부터 횡방향 보강철근의 작업을 용이하게 할 수 있는 수직 여유공간을 제공하게 된다. 종방향 보강철근은 압출 전에 미리 이러한 스터럽에 배치하거나, 횡방향지지보에 고정시켜 쉽게 배근할 수도 있다. 비록 횡방향지지보가 대부분의 휨응력에 저항하지만, 상부슬래브에서 횡방향으로 돌출된 하부철근과 U-형 스터럽 사이에 연결철근을 배근함으로써, 정착형 커플러나 용접이음 등의 기계적 이음에 비해 저가의 공사비로 압축보강철근을 연결할 수 있게 된다. 또한, 횡방향으로 긴장력을 도입할 경우, 폴리에틸렌 코팅 강연선이나 덕트(쉬스관)를 압출 중에 횡방향으로 삽입시킬 수도 있다.

상부슬래브 압출 완료시 가로보 상에 위치하는 횡방향 개구부에 무수축 콘크리트를 타설함으로써 가로보와도 체결시킬 수 있다. 이때, 전단연결재가 부착된 가로보의 상부플랜지는 콘크리트 성형시 지지면으로 사용된다.

전단연결재는 다양한 형식(L-형, T-형, 갈고리형, 전단-저항 면을 가진 갈고리형 등)이 사용가능하다. 또한, 압출레일에 수평 전단연결재를 부착하거나 원형구멍을 뚫어 콘크리트 장부효과가 발생되도록 함으로써, 압출레일 자체가 전단연결재 역할을 수행하게 할 수도 있다.

2.1.3 압출작업장 및 압출시스템 검토

(1) 거푸집

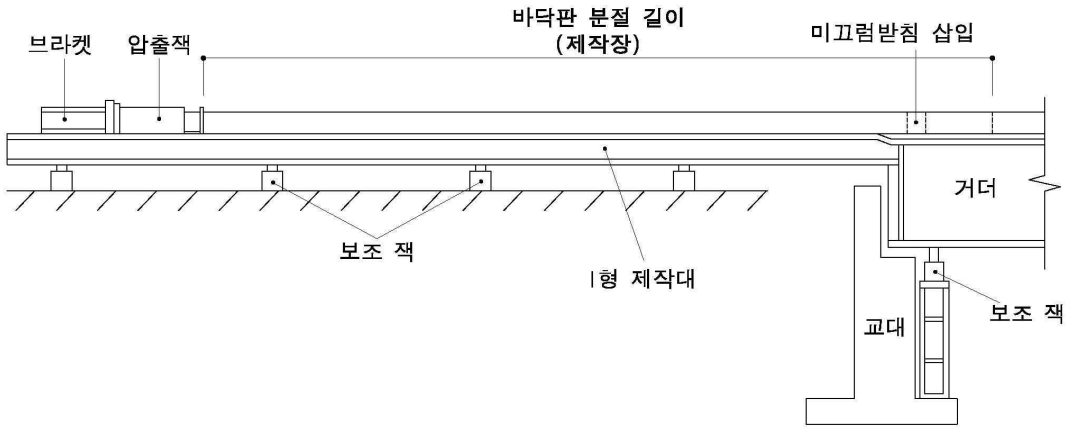
먼저 강거더가 가설되면, 슬래브 제작대(casting bed)를 교량의 중간이나 교대에 설치한다. 제작대에는 일정 크기(일반적으로 25m 정도)의 슬래브를 타설하기 위한 거푸집(formwork)이 설치되며, 모든 세그먼트는 동일한 거푸집이 사용된다. 콘크리트가 경화한 후 거푸집을 분리시키기 위해서는 다음의 두 가지 계획이 가능하다:

- 거푸집은 고정하고, 콘크리트 세그먼트를 수직으로 약간 들어올린다.
- 콘크리트 세그먼트는 고정하고, 거푸집을 수직으로 약간 내린다.

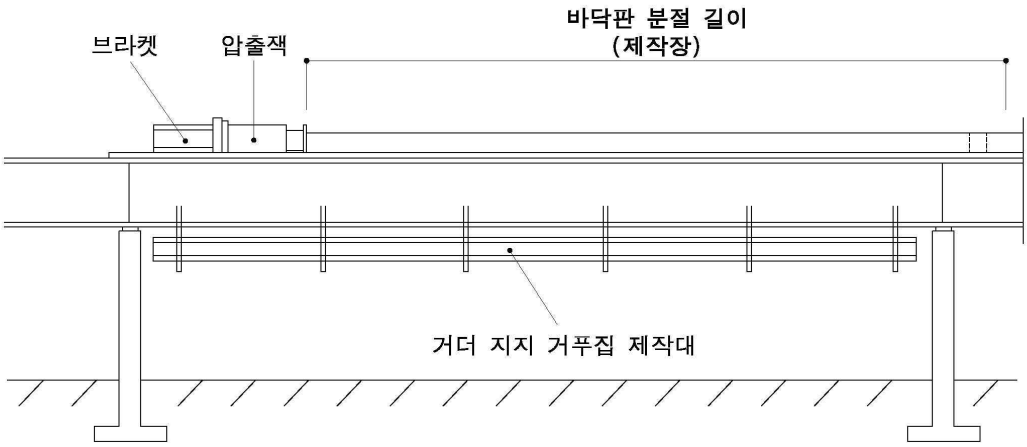
① 교대 뒤에 설치된 고정 거푸집

그림 3.2.12에서와 같이, 교대 뒤의 지면에 설치되는 거푸집은 강거더 상부플랜지와 동일한 폭을 가진 두개의 스트립(strip)을 제외하고는 보강된 목재로 구성되어 있으며, 강거더의 상부플랜지와 같은 위치에 정열되어 있다. 압출하는 동안, 경화된 콘크리트 슬래브는 스트립 위로 미끌어지게 되며, 이때 스트립은 일반적으로 표준 I형 강재로 만들어진다. 스트립의 한쪽 끝은 강거더의 상부 플랜지에 부착되지만, 슬라이딩 받침(sliding shoe)의 두께만큼 상부플랜지와 이격(offset)된다.

한편, 거푸집은 앵커에 의해 고정된다. 콘크리트로부터 거푸집을 분리시키기 위하여, 스트립 아래에 일정간격으로 설치된 소규모의 보조 수직잭을 이용하여 스트립과 강거더 끝단을 약 2.5cm 정도 들어올린다.



<그림 3.2.12 교대 뒤에 설치된 거푸집>

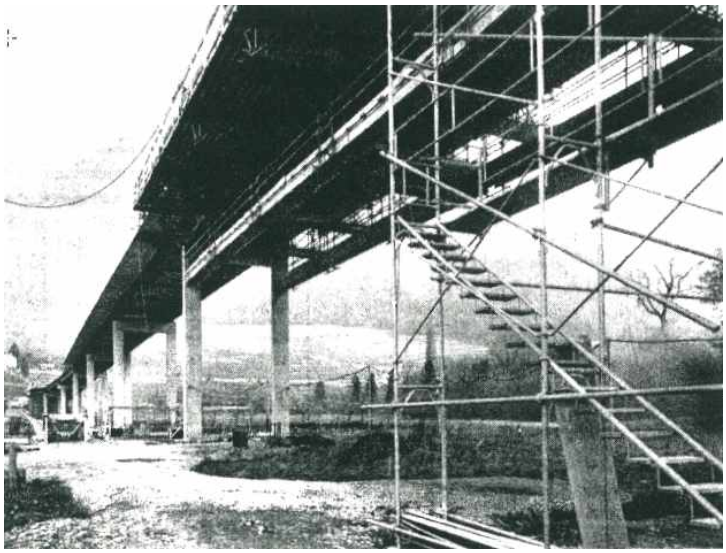


<그림 3.2.13 경간중앙 강거더에 매달린 격자거더(gridwork)에 설치된 거푸집>

② 경간중앙에 설치된 이동 거푸집

고가도로와 같은 경우에서는 거푸집이 강거더에 매달리게 된다. 교량 경간내에 설치되는 제작대의 길이 이상으로, 슬라이딩 받침의 두께 정도의 스트립을 강거더 상부플랜지에 용접한다. 이때, 거푸집은 ①에서 언급한 것과 기본적으로 동일한 형태이다. 경화된 콘크리트로부터 거푸집을 분리시키기 위하여, 전체거푸집은 약 2.5cm 정도 내리게 된다.

이러한 시스템은 교량 경간중앙에 쉽게 접근할 수 있고, 지면에서의 슬래브 높이가 대략 9m 이내인 경우에만 사용될 수 있다. 그림 3.2.13에는 이러한 시스템을 나타내었으며, 그림 3.2.14는 에이글(Aigle)의 고가교에 적용된 사례를 보여주고 있다.



<그림 3.2.14 강거더에 매달린 거푸집이 설치된 에이글(Aigle)의 고가교>

그림 3.2.14에서는 강거더와 평행한 두개의 통로(gangway)와 거푸집을 지지하는 한쌍의 횡방향 빔이 설치된 것을 볼 수 있다. 통로를 통하여 횡방향 빔을 고정시키는 나사와너트로 접근할 수 있으며, 거푸집이 설치된 횡방향 빔을 한번에 낮출 수 있다.

(2) 콘크리트 슬래브

콘크리트 슬래브는 연차적인 타설로 연속화되게 된다. 이때, 슬래브 보강철근은 현장에서 타설되는 슬래브와 차이점은 없다. 전단연결재의 용접을 위해서, 개구부(opening)가 슬래브에 일정한 간격으로 설치된다. 슬래브가 최종 위치에 도달했을 때, 전단연결재는 플랜지에 용접되고 개구부는 콘크리트로 채워진다.

(3) 작업공정

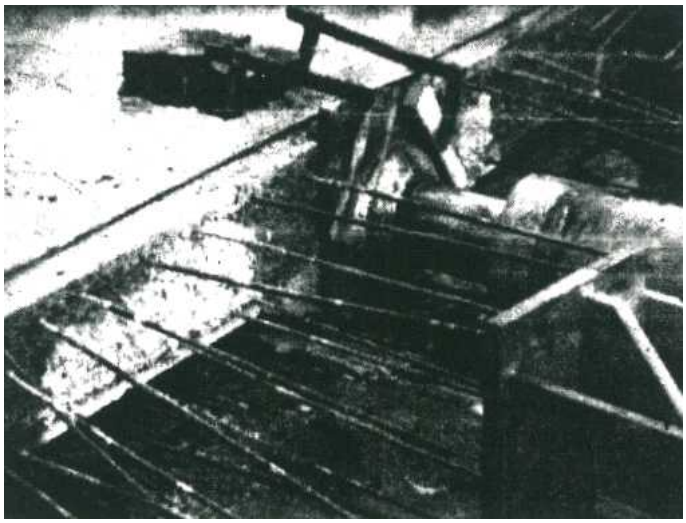
전형적인 주간 공정은 일반적으로 다음의 순서를 따른다:

(1) 월요일 오후 : 거푸집 준비와 슬래브 철근 배치
(2) 화요일 : 슬래브 철근 배치, 연결 개구부와 단부 레일 등을 위한 삽입물 설치
(3) 수요일 : 콘크리트 타설
(4) 목요일～월요일 : 콘크리트 양생
(5) 월요일 오전 : 거푸집 분리 및 슬래브 압출

(4) 슬래브 압출

그림 3.2.15에서와 같이, 콘크리트 슬래브 세그먼트를 최종위치로 압출하기 위하여 유압잭이 콘크리트 슬래브의 후면에 설치된다. 패딩(padding)은 유압잭의 피스톤과 콘크리트 사이에 설치되어 접촉면을 고르게 하는 역할을 하며, 잭의 기초판은 견고하게 브라켓에 의해 지지된다. 일련의 홀이 피스톤의 스트로크(stroke)를 고려하여 대략 1m 정도 간격으로 상부플랜지와 스트립에 설치된다. 강재 브라켓은 이동가능한 전단핀(일반적으로 HS 볼트)에 의하여 상부플랜지에 고정된다. 피스톤으로 슬래브를 밀어낸 후에 피스톤과 브라켓을 한 단계 앞으로 전진시키게 되며, 이러한 과정을 반복하여 슬래브 세그먼트를 압출하게 된다.

표 3.2.1에 나타낸 교량에는 150tonf 용량의 두개의 잭이 사용되었다. 이 잭들은 콘크리트 세그먼트보다 다소 긴 호스로 중앙 추진장치와 연결된다. 펌프오일은 20L/min로 흐르게 되며, 두개의 잭은 20cm/min 정도의 속도로 슬래브를 압출한다.



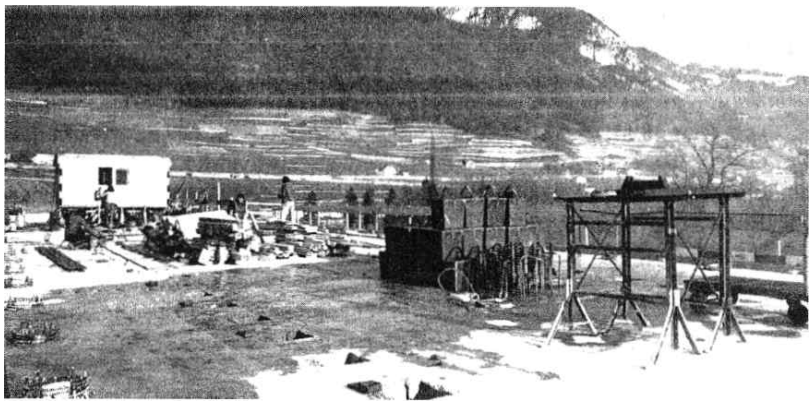
<그림 3.2.15 최종 세그먼트 후면에 설치된 피스톤과 브라켓>

72m 이상의 교량에는 압출을 용이하게 하기 위하여 상부플랜지와 슬래브 사이에 슬라이딩 받침(sliding shoe)을 항상 설치하게 된다. 표 3.2.1의 A 교량의 슬라이딩 받침은 강재 앵글(angle iron)로 만들어져 있으며, 그 후에 마찰력을 감소시키기 위하여 더 나은 슬라이딩 받침이 개발되었다. 미끄러짐 표면은 윤활유를 위한 중앙 홈이 있고 선단부에 윤활포켓이 설치되어 있다. 사용된 윤활유는 콜로이드 흑연(colloidal graphite) 부유액이고, 얇은 네오프렌(neoprene) 패드가 콘크리트 아래면의 접촉을 원활히 하기 위하여 콘크리트와 받침사이에 삽입되어 있다.

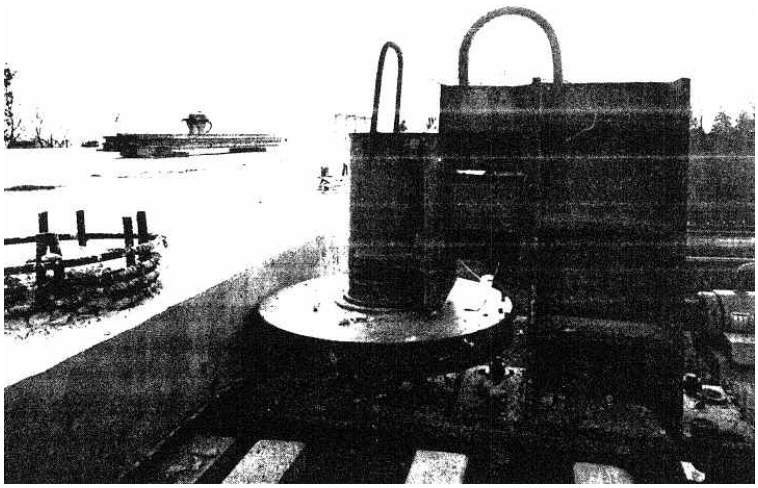
최근 설계에서는 받침의 폭과 길이는 같게 하고, 윤활포켓은 설치하지 않고 있다. 그림 3.2.16에서와 같이, 받침은 대략 2~3m 간격으로 일정하게 개구부에 삽입된다. 이때, 받침은 거더 상부플랜지와 슬라이딩 스트립 사이의 이격(offset)된 공간에 삽입되게 된다. 슬라이딩 받침은 완성된 구조물에 남아 있게 된다.

(5) 슬래브 조정

압출하는 동안 슬래브의 조정은 슬래브 후방의 주 잭과 횡방향 보조잭을 이용하여 이루어지게 된다. 그림 3.2.17에서와 같이, 보조잭은 슬래브 세그먼트 단부에서 롤러를 통해 수평방향으로 작동하게 되며, 지점위치에 있는 강거더에 설치된다. 임시 트러스가 잭의 기초판과 수직 다이아프램 또는 횡방향 브레이싱을 연결시키기 위해 설치되며, 보조잭은 수동으로 작동된다.



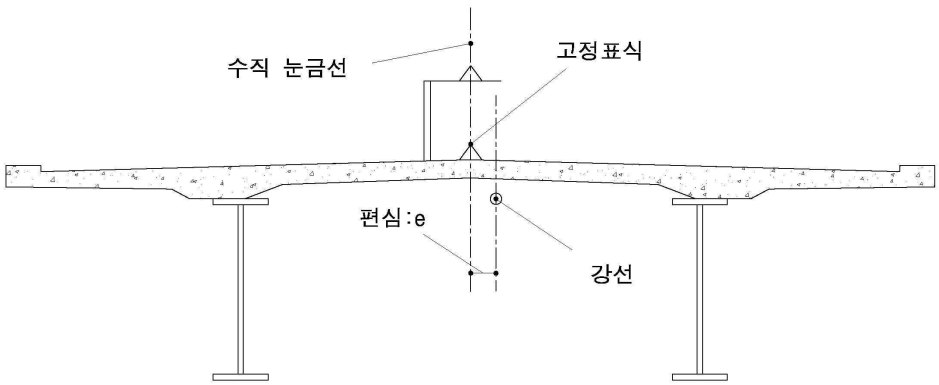
<그림 3.2.16 슬래브에 설치된 일련의 연결용 개구부 (슬라이딩 받침, 개구부용 거푸집)>



<그림 3.2.17 압출경로 조정을 위해 슬래브 단부에 설치된 횡방향력을 전달하는 롤러>

(6) 경로 조절

슬래브의 압출경로는 시각적으로 조절된다. 그림 3.2.18에서와 같이, 고정 강선은 교량 축을 포함하는 상부플랜지의 높이정도로 교량 전장에 걸쳐 설치된다.



<그림 3.2.18 슬래브 선단에서의 경로 조절>

고정표식은 슬래브선단의 중앙에 위치시키며, 고정표식의 30cm 정도 위에 설치된 눈금자와 함께 수직선이 시각화된다. 따라서, 슬래브 선단에서의 편심이 한눈에 보여지게 되며, 슬래브 끝단에서의 거푸집 운용의 참고점이 된다.

(7) 강구조

강거더는 콘크리트 슬래브가 압출되는 동안 탄성지지 역할을 하게 된다. 표 3.2.1의 합성교량에서, 강재단면은 다음의 두가지 형태를 가지고 있다:

- 경사진 복부와 상부플랜지를 보강하는 수평브레이싱을 갖는 개구제형 박스단면
- 트러스로 보강된 2주형 거더단면

일반적으로 합성교량에서 강거더 상부플랜지를 연결하는 보강트러스는 슬래브의 시공중에만 유용하며, 임시적인 역할을 하기 때문에 가능한 가벼워야 한다. 또한, 하부 트러스는 종종 생략되고 가로보에 의해 대체되기 때문에, 슬래브가 가설되는 동안 강거더 단면은 비틀림에 취약하게 된다.

(8) 강구조의 지점

대부분의 경우, 강거더는 철근콘크리트 교각위에 설치된다. 교각은 복합기초 또는 복합기초를 갖는 벤트 중 하나에서 가설되는 일종의 기둥이다. 일반적으로 강재 받침은 교각에 하중을 전달하게 되며, 지점 조건 및 온도효과에 대한 고려는 일반적인 교량건설과 차이가 없다.

2.1.4 상부슬래브 설계시 고려사항

슬래브가 압출에 의하여 가설되는 합성교량의 설계는 추가적으로 다음과 같은 요소들이 고려되어야 한다:

- 강거더 위에서 콘크리트 슬래브를 압출하는 과정에서의 물리적 요소
- 강거더와 슬래브에 대한 압출력의 영향

(1) 압출 지배요소

강거더 위에서 슬래브를 이동시키기 위해서는 슬래브의 평면(종방향과 횡방향)에 평행한 외력의 작용이 필요하다. 이 외력은 설계시 고려되어야 하는 새로운 하중조합에 포함되어야 한다. 마찰력의 크기는 압출하는 동안 강거더에 야기되는 추가적인 응력과 변형, 압출장비의 규모 등에 영향을 미친다.

① 마찰

Salomon은, “마찰계수는 마찰시스템을 묘사하는데 편리성을 제공하지만, 재료 특성은 아니다”라고 지적하고 있다. 하지만, 오늘날의 동향은 마찰계수를 동역학적 계수(μ_1)와 정역학적인 계수(μ_0)로 구분하고 있다. 두 값 사이의 변이는 한정된 거리에서 발생한다. Rabinowicz는 깨끗한 금속의 여러 표면을 대상으로, 정지 상태로부터 시작하여 미끄러진 거리에 대한 마찰계수의 변화를 측정했다. 그 결과, 정적계수는 약 10^{-4}cm 까지는 지속되다가 동적계수가 약10^{-3}cm에 도달 할 때까지 점점 감소한다.

문헌상의 마찰계수 값은 대략의 값이며, 각 특정 시스템에 대한 마찰계수는 새롭게 결정되어져야 한다. 구체가 탄성연결된 고정표면을 낮은 속도로 이동할 때, 그 운동은 연속적이지 않으며, 일시적 정지현상인 스틱(sticks)과 미끄러짐 현상인 슬립(slips)이 반복적으로 발생된다.

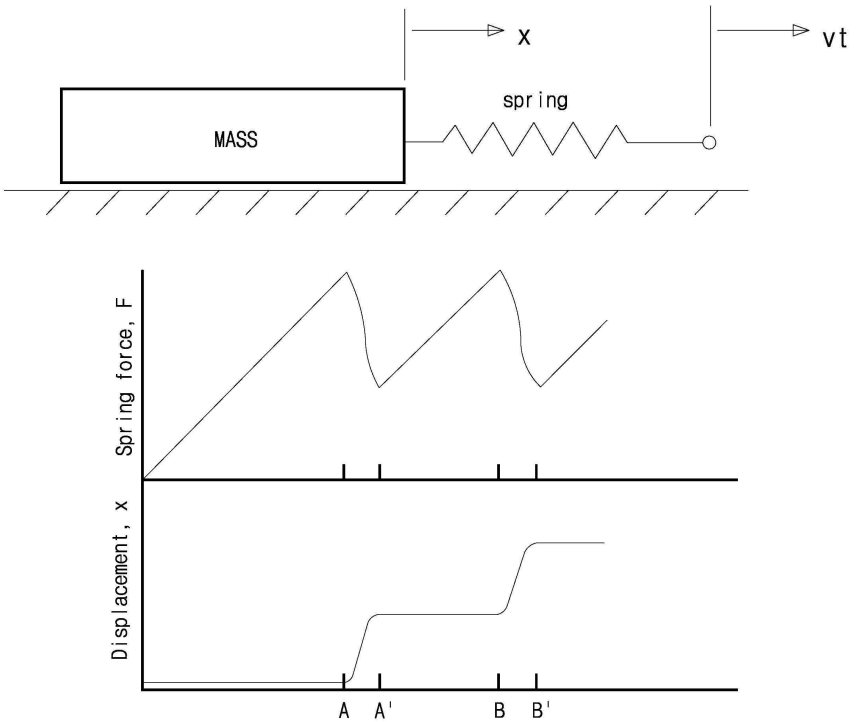
② 스틱-슬립 현상

일시적 정지현상인 스틱과 미끄러짐 현상인 슬립의 반복 현상(stick-slip phenomenon)은 1929년 초기에 다양한 윤활상태에 대한 마찰특성을 관찰하던 Well에 의해 발견되었다. 스틱-슬립 현상의 개념은 비윤활 표면의 마찰 변화에 대한 다양한 실험을 수행했던 Bowden과 Leben에 의해 소개되었다.

운동의 어느 단계에서 마찰계수의 거의 순간적인 저하(quasi-instantaneous drop)는 스

틱-슬립 운동을 야기시키며, 이는 연속적인 급격한 움직임으로 나타난다. 그림 3.2.19는 다음과 같이 이 움직임에 대한 뚜렷한 두가지 현상을 나타내고 있다:

- 구체는 지지점에서 정지된 체, 탄성링크가 늘어남(OA, $A'B$ 구간)
- 탄성링크가 어느 한계신장에 이르게 되면, 구체와 지점사이의 경계는 갑자기 풀어지게 되고 구체는 전방으로 미끄러짐(AA', BB' 구간)



<그림 3.2.19 스틱-슬립(stick-slip) 운동>

슬래브 압출공법에서, 구동 잭은 강거더에 부착되며, 강거더는 압출 구체를 지지한다. 구체와 지지점 사이에는 종방향으로 두개의 탄성링크(피스톤내 유체와 일정 길이의 강거더)가 있게 되며, 따라서 스틱-슬립 운동이 발생하게 된다.

강거더 위에서 움직이는 콘크리트 슬래브 세그먼트의 움직임을 관찰하면 스틱-슬립 현상이 발생하는 것을 알 수 있다. 이때, 주요한 변수는 다음과 같다:

(a) 슬래브 질량　　(b) 슬래브 길이
(c) 강거더 질량　　(d) 링크의 탄성정도　(e) 압출속도

③ 조정

설정된 궤도로 수백 미터 길이의 콘크리트 슬래브를 조정(steering)하기 위해서는 경로를 벗어나게 할 수 있는 다양한 요소들에 대한 명확한 이해가 필요하다. 슬래브 조정에 영향을 미치는 요소는 다음과 같다:

- 강거더의 탄성정도(특히, 휨 및 비틀림 강성)
- 콘크리트 슬래브의 상대강성
- 미끄러짐 표면의 국부적인 기하형상
- 미끄러짐 궤도의 전체적인 가하형상

슬래브 조정이 두개의 주요 잭에 의해 제어될 때마다, 상부플랜지를 보강하는 수평브레이싱의 강도는 허용할 수 있는 비대칭의 한계에 놓이게 된다(예를 들어, 두 거더에 작용하는 압출력 H_1 및 H_2의 차이). 따라서, 슬래브 후면에 작용하는 주요 잭에 의한 조정은 약 100m 정도의 짧은 교량에서만 가능하다.

횡방향 경로를 조정하기 위한 힘을 고려할 때에는 다음사항에 주의하여야 한다. 종방향으로 압출할 시, 총중량 W을 갖는 슬래브의 경로가 횡방향력 Φ에 의해 조정될 때, Φ에 의한 횡방향 이동속도는 Φ/W가 아닌 $\Phi/\mu_1 W$에 의존한다. 이러한 원리는 경로 조정에 요구되는 횡방향력의 크기를 감소시키기 때문에 유리하게 고려될 수 있다. 그러나, 중력요소와 같은 내부 횡방향력이 작용할 때에도 같은 원리가 작용하게 되며, 이러한 중력요소는 두 거더가 균일하게 재하되지 않을 때 발생한다.

(2) 슬래브와 강거더에 대한 압출력의 영향

① 콘크리트 슬래브

압출과 방향조정에 의해 슬래브에 발생하는 응력은 피스톤의 작용점을 제외하고는 극히 작으며, 피스톤의 작용점에 두께운 강판과 목재 받침을 사용하면 넓은 면적에 걸쳐 힘을 분산시킬 수 있다.

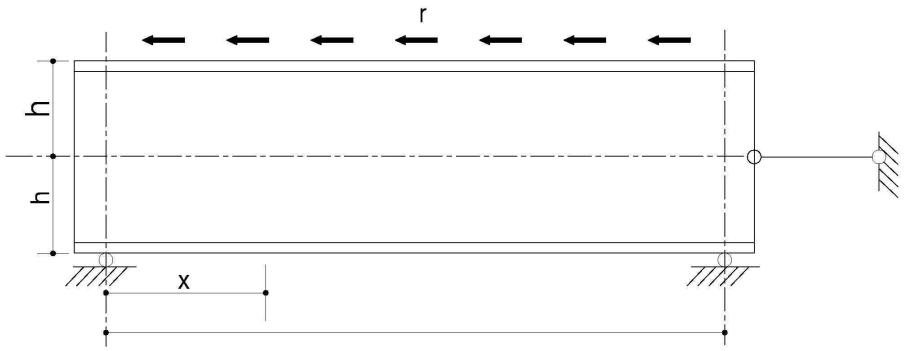
② 슬래브를 지지하는 강구조

(a) 마찰과 압출력에 의해 발생하는 응력 :

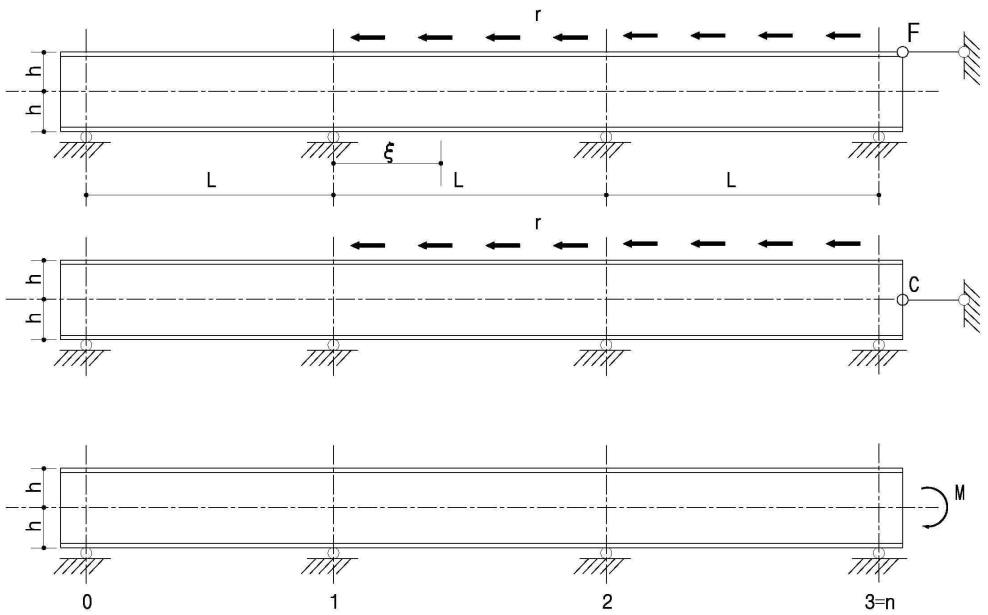
마찰력은 종방향력이다. 마찰력이 일정하게 분배되면, 강거더에서 그들의 효과는 다음

과 같이 간편하게 산정될 수 있다.

그림 3.2.20에서와 같이, 전체길이 l에 걸쳐 균일강도 r의 마찰하중이 작용하는 단경간을 고려한다. 보는 중간높이 h에 무게중심이 있는 단면으로 가정한다. 무게중심인 C점에서 종방향으로 고정된다면, 각 단면에서의 휨 모멘트는 0이 된다. 따라서, x거리 만큼 떨어진 단면에는 오직 축력 $N = rx$만이 작용하게 된다.



<그림 3.2.20 균일 마찰하중이 작용하는 단경간보>



<그림 3.2.21 균일 마찰하중이 작용하는 연속보>

그림 3.2.21(a)에서와 같이, n개의 경간을 가지는 연속보에서 p개의 경간에 마찰하중이 작용하는 경우를 고려한다. 보는 상부플랜지의 높이인 F점에서 지지되어 있을 때, 보에 발생하는 내력은 다음의 두가지 경우를 고찰함으로써 결정되어 질 수 있다:

- 그림 3.2.21(b)에서와 같이, 연속보는 기존의 보와 같은 방법으로 재하되고 중간높이 점(C점)에서 지지된다. 이 보의 유일한 내력은 축력(N=$r\,\xi$)이다.

- 그림 3.2.21(c)에서와 같이, 동일 연속보에는 마찰하중이 작용하지 않고 보의 왼쪽 끝단에 우력($M=Rh$)이 작용한다. 만일 연속보가 동일한 경간과 휨강성을 가지는 경우, 우력 M에 의해 각 단면에 발생하는 휨모멘트는 2차 선형미분방정식으로부터 쉽게 얻어질 수 있다. n개의 등경간 연속보에서 $j(j=1,2,...,n)$번째 지점의 휨모멘트 M_j 는

$$M_j = -M(-1)^{n+j}\,\frac{\sinh j\gamma}{\sinh n\gamma} \tag{1}$$

여기서, $\cosh\gamma = 2$ (2)

또한,

$$\frac{\sinh(n+1)\gamma}{\sinh n\gamma} = 2\cosh\gamma - \frac{\sinh(n-1)\gamma}{\sinh n\gamma} \tag{3}$$

앞의 결과에 기초하여, 지점에서의 단면의 회전은 쉽게 유도될 수 있으며, 이것은 보다 복잡한 하중을 다루는데 사용된다.

마찰력은 두 거더 사이에 비교적 균등하게 분포하지만, 잭킹에 의한 압출력은 교량축에 대칭적으로 작용하지 않을 수도 있다. 슬래브가 비대칭적으로 압출될 때, 강거더 단면에 바이모멘트(bimoment)와 뒴비틀림(warping)이 발생하게 된다. 압출력은 집중된 종방향력이며, 비대칭 압출력의 경우에는 다음의 두 단계로 고려될 수 있다:

- 강구조는 대칭적인 압출력을 받으며, 이때 강구조는 솔리드 단면을 갖는 보(Navier's law)로 고려될 수 있다.

- 강구조는 잭이 설치된 점에 집중된 바이모멘트 B를 받으며, 이때 강구조는 박판 단면을 갖는 보(thin-walled beam)로 고려될 수 있다.

뒴비틀림 유연도(warping flexibility)는 다음과 같이 표현된다.

$$k^2 = \frac{GJ_a}{EJ_w} l^2 \tag{4}$$

여기서, GJ_a, EJ_w, l은 각각 saint-venant 비틀림 강성, 뒴비틀림 강성, 경간길이이다. 집중된 바이모멘트 B가 박판 단면을 갖는 보의 끝단에 작용할 때, 다음과 같이 앞에서 유도된 것과 유사한 결과가 얻어진다.

n개의 등경간과 일정 단면을 갖는 박판 단면보를 고려한다. 보의 n번째 지점에 바이모멘트 B가 작용하고 단면의 비틀림(twist)이 각 지점에서 방지되었을 때, j번째 지점단면에서의 바이모멘트 B_j는 다음과 같다.

$$B_j = (-1)^{n+j} B \frac{\sinh j\gamma}{\sinh n\gamma} \; ; \quad j = 1, 2, \ldots \tag{5}$$

여기서, $\cosh\gamma = \dfrac{k\cosh k - \sinh k}{\sinh k - k}$ (6)

끝단 지점에 바이모멘트 B가 작용할 때, 단면의 뒴비틀림 $\Theta_n^{'}$은

$$\Theta_n^{'} = \frac{B}{GJ_d l}\left(-1 + \frac{k\cosh k}{\sinh k}\right) - \frac{B_{n-1}}{GJ_d l}\left(-1 + \frac{k}{\sinh k}\right) \tag{7}$$

식(5)에 의해서 B_{n-1}은

$$B_{n-1} = (-1) B \frac{\sinh(n-1)\gamma}{\sinh n\gamma} \tag{8}$$

식 (6), (7), (8)을 이용하면, 단면의 뒴비틀림 $\Theta_n^{'}$은

$$\Theta_n^{'} = \frac{B}{GJ_d l}\left(\frac{\sinh k - k}{\sinh k}\right)\left[\cosh\gamma - \frac{\sinh(n-1)\gamma}{\sinh n\gamma}\right] \tag{9}$$

개단면과 같이 특별한 경우에는 J_d가 매우 작으므로 계수 k는 $k \ll 1$이 되므로, 다음의 전개식이 유용하게 된다.

$$\cosh\gamma = 2 + \frac{k^2}{10} - \frac{k^4}{4,200} + \ldots \tag{10}$$

$$\frac{\sinh k - k}{\sinh k} = k^2\left(\frac{1}{6} - \frac{7k^2}{360} + \frac{31k^4}{21 \times 720} + \ldots\right) \tag{11}$$

식 (10)으로부터 γ는 $1.3 < \gamma < 1.4$의 한계를 가진다.

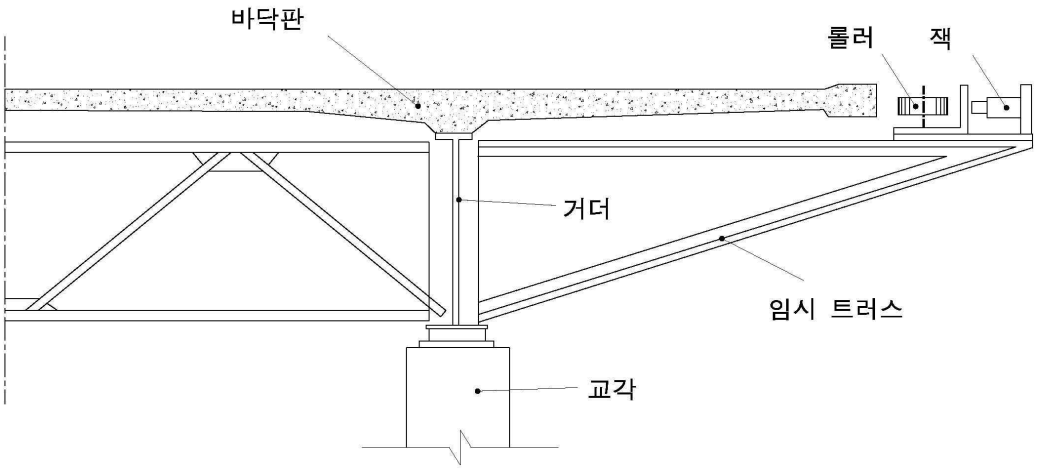
3경간 이상($n > 3$)에서는 근사적으로 $(n-1)\gamma/(\sinh n\gamma) \cong e^{-\gamma}$ 의 관계가 성립하며, 식 (9)는 $k \ll 1$의 조건하에서 다음과 같이 간략화될 수 있다.

$$\Theta_n^{'} = \frac{B}{GJ_d l} k^2 \sqrt{3}\left(\frac{1}{6} - \frac{k^2}{120} + \ldots\right) \tag{12}$$

비대칭적인 잭킹은 특히, 강거더 상부플랜지를 연결하는 상부브레이싱에 추가적인 응력을 야기한다.

(b) 경로 조정용 횡방향력에 의한 응력 :

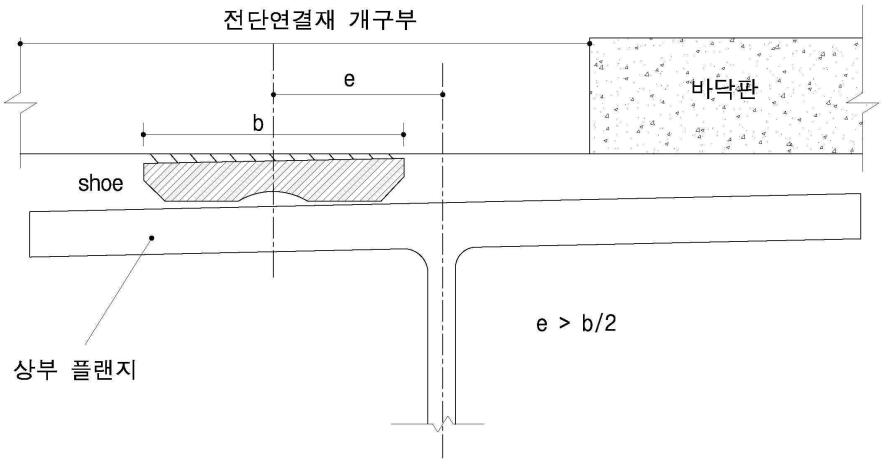
경로 조정용 잭의 전형적인 배치는 그림 3.2.22와 같다. 이 횡방향력은 강재 단면의 전단중심을 통과하지 않는다는 것을 알 수 있으며, 강거더 단면의 비틀림을 야기시킨다. 이러한 효과는 박판 단면보에 대한 Vlasov's 이론으로 산정될 수 있으며, 이러한 응력은 가설단계 시 상부슬래브의 사하중으로 인한 응력에 추가되게 된다. 따라서, 경로 조정용 횡방향력에 대한 상한선이 존재하게 된다. 이러한 횡방향력이 야기시키는 문제점을 완화시키기 위하여, Béguin은 상부슬래브의 적절한 위치에 추가적인 하중을 재하시키는 방법과 같은 다른 조정방법을 제안하였다.



<그림 3.2.22 교각 위의 강거더에 설치된 횡방향 잭>

(3) 슬래브의 편심효과

압출하는 동안, 상부슬래브는 경로를 이탈해 미끄러질 수 있다. 탄성지점 위 슬래브의 편심효과는 슬라이딩 받침의 폭에 의해 주로 결정된다. 만일 상부플랜지의 횡방향 휨을 제한하고자 한다면, 슬래브의 편심은 슬라이딩 받침폭의 절반 이하로 제한하여야 한다. 그림 3.2.23에서와 같은 큰 편심이 발생하면, 강거더에서의 횡방향 휨은 중요하게 된다.



<그림 3.2.23 상부플랜지에 편심재하된 슬라이딩 받침>

슬라이딩 받침이 놓인 곳에서는 다음과 같은 응력이 발생한다:

① 축력과 휨에 의한 상부플랜지 및 웨브의 종방향 응력(longitudinal stress)
② 수직 압축응력(vertical compressive stress)
③ 횡방향 휨 응력(transverse bending stress)

④ 전단력과 비틀림에 의한 전단응력(shear stress)

편심재하된 받침은 국부적으로 상부플랜지에 약간의 비틀림을 야기시키며, 항복이 제한된 구역 이상으로 발생하여 플랜지의 안정성을 손상시킬 수 있다.

강거더의 일반적인 설계에서는 지점 등과 같이 수직력이 작용하는 점의 웨브에 수직보강재를 설치하게 된다. 그러나, 압출에 의해 상부슬래브를 시공할 때, 슬라이딩 받침에 의해 전달된 수직하중은 상부플랜지의 임의점에 작용하게 된다. 따라서, 상부플랜지의 안정성에 관한 기존의 결과는 신중히 사용되어야 한다. 좌굴하중에 대한 이론식은 집중하중의 작용점에 설치된 수직보강재에 대한 실험을 통하여 확인되어져 왔다. 또한, 이러한 해석에서는 단면의 비틀림이 거의 고려되지 않았다.

이러한 잠재적인 위험하중은 일시적이기 때문에, 추가적으로 웨브를 보강하는 것은 바람직하지 않으며, 가능한한 초기에 상부슬래브의 편심을 탐지하는 것이 현명하다. 피할 수 없는 자연적인 편심은 여러 가지 요인의 조합에 의해 발생한다:

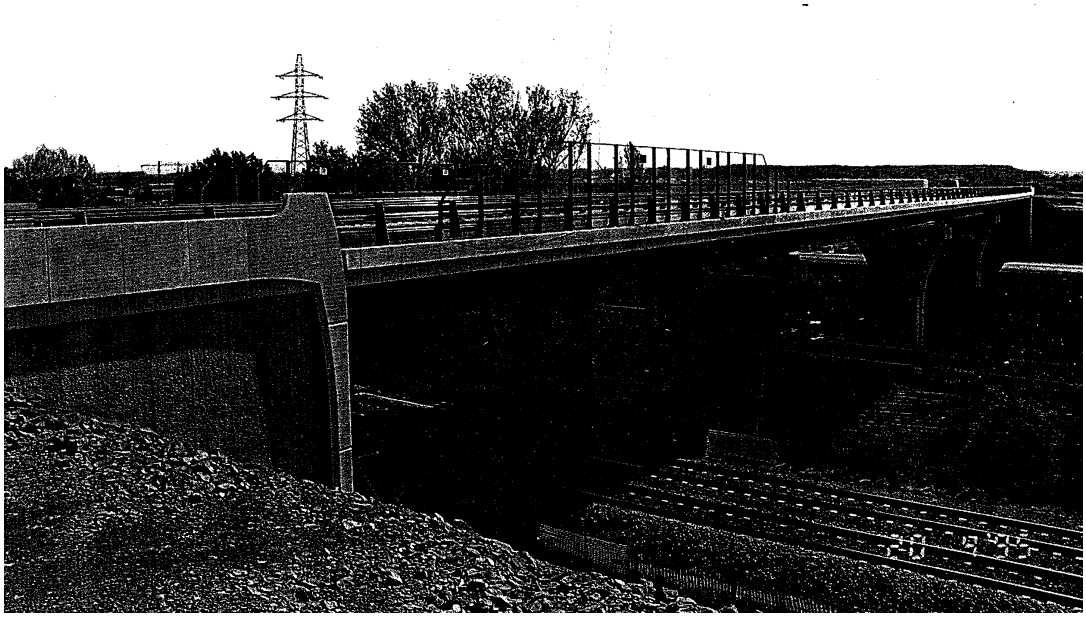
① 연속적인 세그먼트의 배치에 따른 시공허용오차
② 받침이 미끄러지는 상부플랜지의 구조적 결함
③ 슬래브 궤도 조절의 부정확성
④ 구동장치의 조정기어(steering gear) 특성
⑤ 강구조의 변형

이러한 물리적인 요소들에 의하여 슬라이딩 받침의 최소 폭이 결정된다. 설계시에는 슬라이딩 받침의 최소 폭에 대하여 충분한 여유를 두어야 하며, 이러한 여유폭의 정도는 압출하는 동안 합성구조에 발생하는 외력과 변형의 상호작용에 대한 설계자의 이해정도에 따라 결정되게 된다.

2.1.5 바렌 레 마꽁교(Varennes-lès-Mâcon)의 시공사례

(1) 예비 설계 및 기본 설계

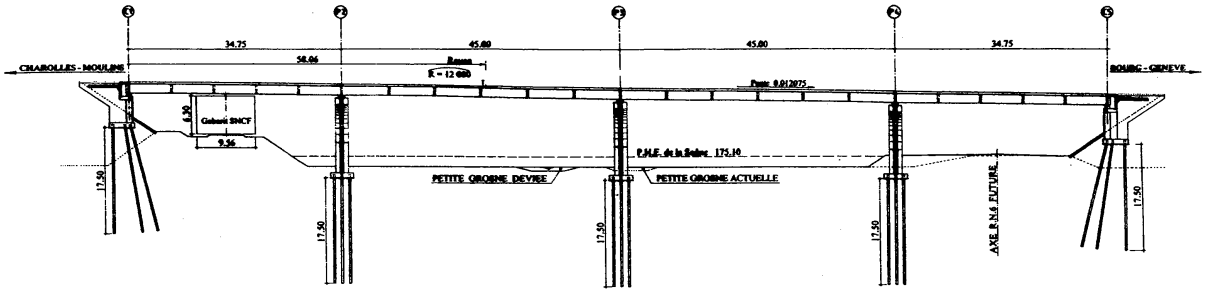
바렌 레 마꽁(Varennes-lès-Mâcon)교는 RN79(79번 국도)의 남부 우회로 상에 있는 구조물 중의 하나이다. 본 교량은 빠리, 리옹, 마르세이유를 연결하는 SNCF(프랑스 철도공사)의 일반 철도노선, Petite Grosne강, 그리고 RN6(6번 국도) 등과 같은 세 가지 지장물을 횡단해야만 했다.



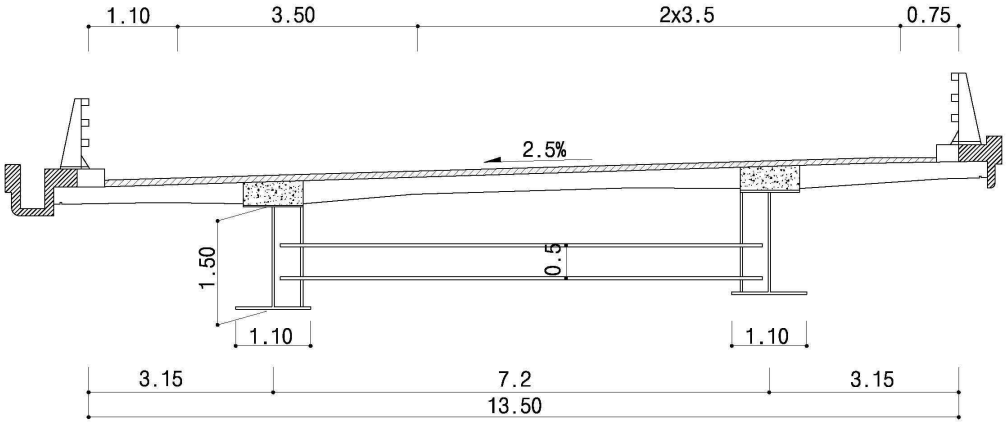
<그림 3.2.24 완공된 바렌 레 마꽁교(Varennes-lès-Mâcon) 전경>

그림 3.2.25 및 그림 3.2.26에서와 같이, 본 교량은 교폭 13.5m, 연장 34.75+2@45+34.75m=161m인 4경간연속 소주주형교로 계획되었으며, 현재 이 도로는 3차로이지만 향후 왕복 4차로로 확장될 예정이다.

PSC교량은 사전에 제외되었기 때문에, 다음의 두가지 대안에 대한 입찰만이 실시되었다. 즉, 소수주형교와 박스거더교에 대한 비교검토가 이루어졌으며, 박스거더교가 소수주형교보다 약 11% 정도 공사비가 더 비싼 것으로 나타나 소수주형교가 채택되었다. 시공사는 라젤(Razel) 그룹의 비안코(Bianco)사로 결정되었으며, 시공사가 제안한 슬래브 시공방법의 독창성이 인정되었다.



<그림 3.2.25 바렌 레 마꽁교의 종단면도>



<그림 3.2.26 바렌 레 마꽁교의 횡단면도>

(2) 교각/교대의 특징

교각은 약 12m 높이의 RC구조로 설계되었으며, 경관설계자인 Million이 설계한 위가 벌어진 교각형상은 RN6(6번 국도) 이용자들의 마음을 사로잡았다. 교량하부의 지반상태는 서쪽으로는 이회암질 석회암, 동쪽으로는 점토층, 사질토층, 실트층 등으로 이루어 있어서 깊은 기초를 사용해야만 했다. 시공입찰도서 상의 RC말뚝은 길이 18m의 HP 360x109 강관말뚝으로 교체되었으며, 말뚝은 교각 당 18본수가 설치되었다.

(3) 슬래브의 특징

1.50m의 일정한 높이를 갖는 두 개의 강거더는 단일구배인 폭 13.50m의 슬래브(최종적으로 2배 확장예정)를 지지한다. 슬래브는 폭 3.50m의 3개 차로와 1.25m, 0.75m의 측대로 구성된다. 표면수는 콘크리트 배수로에 집수된다. 평면선형은 R=2,100m이며, 종단선형은 서쪽 교대에서 약 60m 구간까지는 R=12,000m이고 이후로는 종단경사가 1.2%로 일정하다.

(4) 강거더의 시공

5개 구간으로 이루어진 두 개의 거더와 23개의 가로보는 Montchanin의 CIVAD 제작장에서 제작되어 도로를 통해 운반되었다. 200tonf 용량의 크레인을 이용하여 설치되었으며, RN6(6번 국도) 통과구간은 지상에서 조립하고 도색한 후, 단 한번에 설치하였다. 그 결과, 도로 통행이 야간에 1시간만 차단되었다.

(5) 슬래브 압출의 장점

라젤(Razel)사의 기술부서에서 제시한 생각은 전단연결재가 부착된 강거더를 설치한 후, 동쪽 교대 후방에 위치한 제작장에서 7.50m의 세그먼트로 슬래브를 타설하여 압출하는 것이었다. 각 슬래브 세그먼트는 종방향 철근으로 연결되며, 강거더와의 연결은 단 한번에 이루어진다. 이렇게 함으로써 얻어지는 기대효과는 다음과 같다:

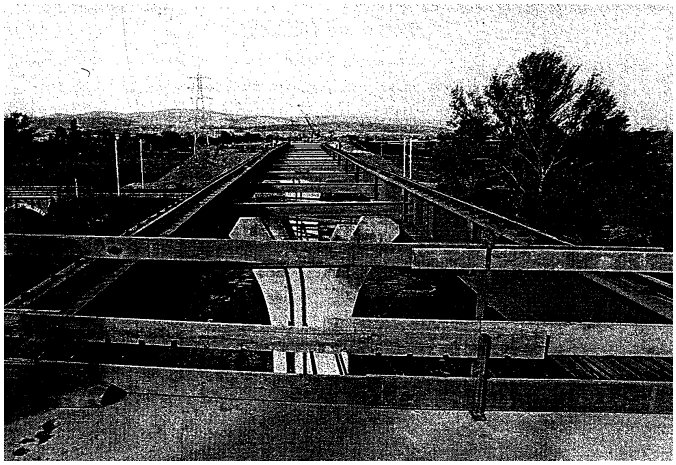
- 슬래브와 강거더의 연결이 단 한번에 이루어지기 때문에, 영구하중(자중)에 의한 부모멘트가 발생하는 교각부 콘크리트의 인장응력이 상당히 감소하게 된다.
- 슬래브가 연속적으로 타설되고 양생되기 때문에, 슬래브 콘크리트는 일정한 재령(평균 1.5개월)에 도달하게 되어 초기재령에 의한 건조수축이 미리 발생하게 된다.
- 고정된 작업대와 지상에서 작업이 이루어지기 때문에, 최상의 시공품질을 기대할 수 있고 작업자의 안전성을 향상시킬 수 있다(SNCF 철도와 RN6 상의 투입을 최소한도로 제한).

(6) 선정된 방안

시공사가 처음에 생각한 방안은 슬래브를 세 부분으로 제작하여 전단연결재가 설치된 상태에서 슬래브 전체를 압출하는 것이었다. 세 부분의 슬래브는 중앙부와 양 측의 켄틸레버부로 이루어지며, 횡방향철근에 의해 서로 연결된다. 철근은 고정단 모멘트를 받으며, 켄틸레버 중량에 상응하는 전단력은 강거더 상부플랜지 위에 놓인 받침에 의해 전달된다. 이때, 받침은 압출을 용이하게 하기 위한 스테인레스 강판을 사용한다. 철근의 연속성을 위한 보강철근(U형 스터럽)은 전단연결재를 통과할 수 있도록 위로 향한 상태에서 압출되며, 슬래브가 최종위치에 도달하면 다시 내려지고 콘크리트를 타설함으로써 강거더와 연결된다.

Setra(프랑스의 도로 및 고속도로 기술연구기관)는 이 공법의 검토에 참여하였으며, Virlogeux와 Kretz는 압출하는 동안 강거더 상부플랜지의 가장자리 상에 있는 측면 받침으로부터 생기는 불필요한 하중에 대한 소견을 작성하였다. 실제로 제작 공차로 인해 슬

래브와 강거더 상부면의 접촉이 불연속해지며, 그 결과 휨응력이나 비틀림 응력이 발생할 수도 있음을 지적하였다. 강거더의 웨브는 가로보에 의해 수직으로 보강되기 때문에 상부플랜지가 무시할 수 없는 휨응력을 받을 수 있으며, 이 응력은 웨브와 상부플랜지 연결부의 용접에 문제를 야기할 수 있다.

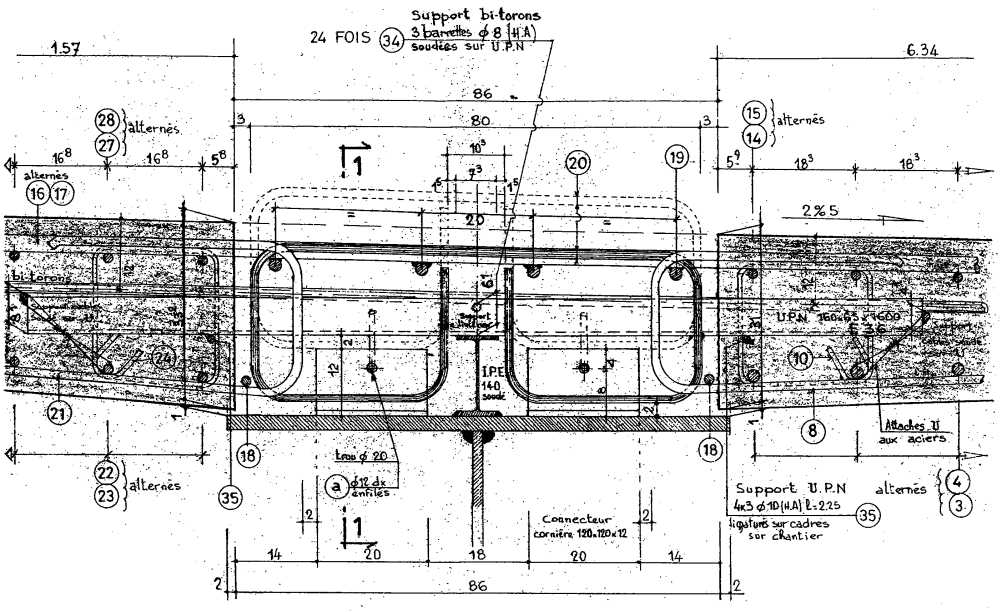


<그림 3.2.27 압출되고 있는 상부슬래브 단부에서 본 강거더 전경>

따라서, 시공사가 적용한 방법은 강거더 상부플랜지의 가장자리 상에 있는 측면 받침 두개를 웨브 위치 상에 용접시킨 종방향 단일 압출레일(IPE140 형강)로 대체하는 것이었다. 그림 3.2.28에서와 같이, 두 개의 횡방향철근은 HA25와 HA20를 교대로 배치하는 한 개의 횡방향 철근으로 대체하였으며, 62.5cm 마다 설치되는 횡방향지지보(UPN160)로 보강하였다. 압출시 횡방향지지보는 윤활제를 바른 압출레일 위에 놓여서 앵글형 전단연결재 위를 통과하게 된다.

사용단계에서 압출레일의 전단연결재로서의 역할에 대하여 심사숙고하였으나, 결국 그 역할은 고려하지 않고 압출레일은 압출을 위해서 일시적으로 설치되는 것으로 결정하였다. 따라서, 압출레일과 상부플랜지의 용접으로 인한 해로운 영향을 최소화하기 위하여, 압출시 압출레일이 받는 마찰력에 상응한 정도로 용접량을 최소화하였다. 즉, 적용된 용접량은 압출레일 양측면에 12m당 20cm 정도로 용접량을 제한하였다.

최종적으로, 상부슬래브에 횡방향 프리스트레싱을 도입하였다. 이는 시공입찰도서에 이미 예정되어 있던 사항이었으며, 횡방향 휨에 대한 슬래브의 일체적인 거동을 위하여 그 중요성을 Setra에서 강조하였다. 횡방향텐던을 횡방향지지보와 같은 간격으로 배치하기 위하여, 처음에 계획된 1m 당 3개의 스트랜드를 62.5cm 간격의 2개의 스트랜드(T15S)로 변경하였다.

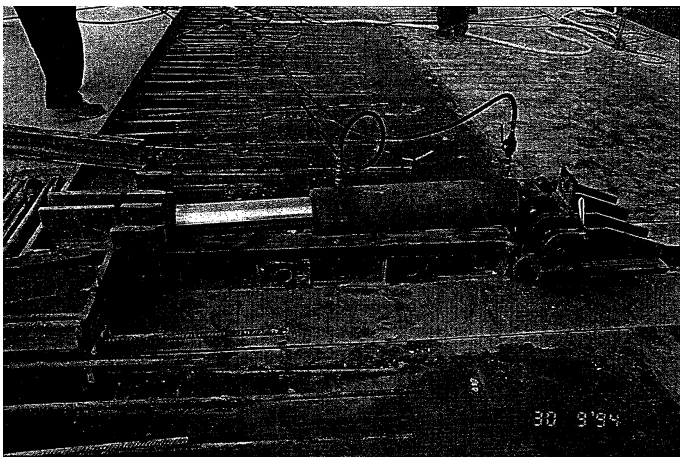


<그림 3.2.28 강거더와 상부슬래브의 체결을 위한 배근상세>

(7) 작업 진행 과정

22개의 슬래브 세그먼트는 10주간에 걸쳐 순조로운 속도로 타설되고 압출되었으며, 두 번째 세그먼트부터는 2일에 하나씩 압출되었다. 또한, 강거더와 슬래브의 연결은 2일간 이루어졌다.

압출작업은 2시간 이내에 이루어졌으며, 열차 통과시 몇 분 동안만 압출을 중단하였다. RN6 국도 위를 통과할 때에는 전혀 통행 제한을 하지 않았다.



<그림 3.2.29 상부슬래브의 압출전경>

(8) 문제점

강거더 상에서 압출되는 동안, 슬래브의 횡방향 수평위치는 첫 번째 세그먼트의 전면에 설치한 나일론 롤러로 확보되었다. 나일론 롤러는 강거더 상부플랜지의 측면에 하나씩 설치되었으며, 압출하는 동안 성공적으로 작동하였다. 반면에 곡선교량(R=2,100m)이므로, 압출개구부의 슬래브 돌출철근과 전단연결재 사이의 간격이 2cm에 지나지 않아 전단연결재가 국부적으로 손상되었지만, 기능에는 문제가 없었다.

슬래브 세그먼트 제작용 거푸집은 강거더와 용접된 두 개의 스트립(strip, I형 강재) 상에 설치되었다. 이는 외력(압출력)이 교대 등에 전달되지 않고 단지 압출시스템의 내부에만 작용하도록 하기 위한 것이었으며, 교대 후방의 성토부에 침하를 일으키지 않도록 하기 위한 것이었다. 그러나, 스트립은 타설된 콘크리트의 중량으로 인해 변형되었으며, 그 결과 연속된 세그먼트 사이의 연결부에 종방향으로 약간의 균열이 발생하였다.

마지막으로, 4개의 주잭과 2개의 하중분산용 받침(crosshead)에 의한 힘은 새로 타설된 세그먼트, 즉 가장 덜 경화된 콘크리트에 가해지게 된다. 슬래브에 사용된 B35 콘크리트는 타설후 15시간이 경과하면 거푸집을 제거할 수 있는 정도인 20MPa의 압축강도에 도달한다.

그러나, 하중분산용 받침에 가해진 힘은 기타설된 세그먼트(최종타설시 1,200tonf)로 인하여 점차 전체중량이 증가하기 때문에, 10번째 세그먼트 압출시에는 하중분산용 받침에 가해진 힘이 새로 타설된 콘크리트의 압축강도보다 커지게 되었다. 저온시에는 압축강도가 더욱 감소하게 되고 압출시에 발생하는 마찰계수는 0.15 정도로 측정되었으며, 이 비율만큼 세그먼트가 증가함에 따라 하중분산용 받침에 가해진 힘이 커지게 된다. 그림 3.2.30에서와 같이, 이로 인하여 슬래브에 국부적인 파손이 발생하였으며, 하중분산용 받침의 면적을 증가시킬 필요가 있었다.



<그림 3.2.30 상부슬래브의 압출개구부 전경>

2.1.6 결 론

본 연구에서는 현재까지 연구가 이루어진 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상을 검토하고자 하였으며, 압출시에 적용되는 압출작업장 및 압출시스템에 대한 검토를 수행하고자 하였다. 또한, 상부슬래브의 압출가설공법 적용시의 설계상의 고려사항에 대하여 검토하고자 하였다.

본 연구를 통하여 얻어진 결론은 다음과 같다.

(1) 1969년 스위스에서 최초로 제안된 전단포켓형 상부슬래브는 중대사고 발생이후 해결하지 못한 많은 문제점으로 인하여 1980년대 이후부터 그 적용이 중단되었다. 압출면에서 발생하는 높은 마찰력과 상부플랜지 면의 불규칙성을 야기하는 연결판, 볼트연결, 판두께 변화 등이 있는 교량형식에는 적용이 불가능한 것으로 지적되었다. 하지만, 상부플랜지 상에 전단포켓형 상부슬래브를 압출할 수 있는 레일 등을 추가함으로써 충분히 적용 가능할 것으로 본 연구진은 판단하고 있다.

이에 차년도 연구에서는 볼트연결부가 없는 현장용접만으로 이루어진 소수주형교에 대한 적용방안을 먼저 제시하고, 레일 등을 부착한 기타 박스거더형식의 합성형교 등에도 적용할 수 있는 방안을 제시하고자 한다.

(2) 1980년대 프랑스에서 연구된 리브형과 채널형 상부슬래브는 측면 모서리용접에 야기하는 문제와 편심하중에 대한 문제점 등이 지적되었으며, 해결방안으로써 레일형 상부슬래브의 기본형태인 강거더 웨브 바로 위에 레일을 설치하는 방안이 제시되었다. 따라서, 차년도 연구에서는 강합성교량의 압출가설용 상부슬래브의 형태로서 레일형 상부슬래브에 대한 적용방안에 대하여 중점적으로 연구를 수행하고자 한다.

(3) 압출작업장은 일반적으로 교대 후방에 설치되며, 경간중앙 설치는 교량 중앙부의 접근이 용이하고 지면에서 슬래브 높이가 9m 이내인 경우에만 적용되었음을 알 수 있었다. 따라서, 본 연구에서는 교대 후방에 설치되는 압출작업장을 기초로 하여 압출시스템을 지속적으로 검토하고자 한다.

(4) 상부슬래브 압출공법은 전형적으로 주간단위의 작업공정으로 이루어졌음을 알 수 있었으나, 본 연구에서는 압출작업장의 효율성을 증진시키는 방안을 강구하고 콘크리트 타

설 및 양생기간의 단축을 통하여 주간 2회 정도의 공정으로 압출시스템을 구축하고자 한다.

(5) 압출슬래브의 횡방향 조정은 지점부에 설치된 횡방향 롤러를 통하여 이루어져 왔으나, 차년도 연구에서는 압출슬래브의 첫 세그먼트 전면에 압출노즈 및 롤러를 설치하는 방안을 제시하고자 한다.

(6) 압출슬래브 설계시에는 추가적으로 상부슬래브를 압출하는 과정에서의 물리적인 요소(마찰, 스틱-슬립현상, 슬래브조정)와 압출력이 강거더와 상부슬래브에 미치는 영향 등을 고려해야 함을 알 수 있었다. 따라서, 차년도 연구에서는 상부슬래브 압출에 대한 시공단계별 해석을 수행하고, 이에 따른 강거더의 부재 검토 및 개선방안을 제시하고자 한다.

(7) 프랑스의 바렌 레 마꽁교에 대한 시공사례 검토를 통하여, 레일형 상부슬래브의 경우에는 압출개구부 상세의 간소화, 특히 이 부분의 배근밀도를 감소시키는 방안에 대한 고려가 필요함을 알 수 있었다.

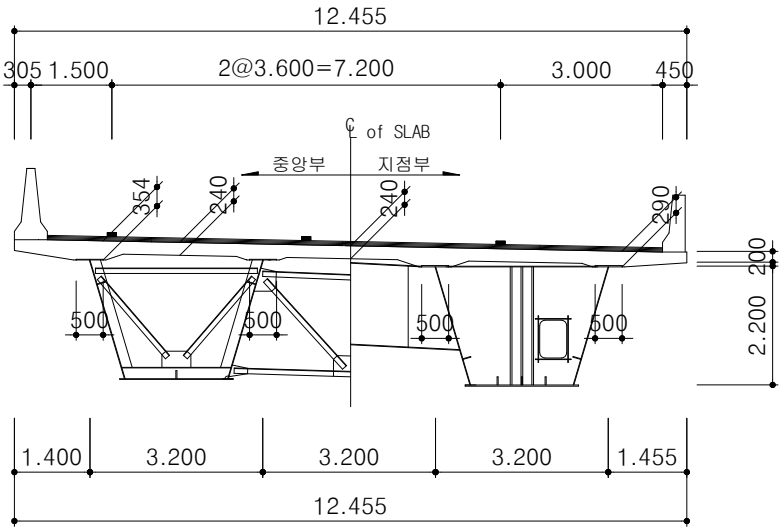
2.2 상부슬래브의 압출시스템 확립

2.2.1 서 론

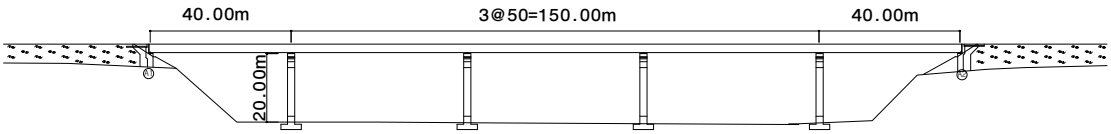
2.1절에서는 상부슬래브의 압출시스템을 정립하기 위하여, 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상을 검토하고, 압출을 위한 작업장 및 압출시스템에 대하여 기존 연구결과를 바탕으로 그 시공사례 등을 검토하였다. 또한, 상부슬래브 시공사례에서 보여졌던 압출슬래브 설계시의 고려사항을 검토하고, 최근의 시공사례를 바탕으로 상부슬래브의 압출시스템을 정립하였다.

본 연구에서는 실제적인 상부슬래브의 압출가설 시스템을 확립하기 위하여, 실제 교량을 대상으로 그 교량에 적용할 수 있는 압출슬래브의 형식을 도출하고, 경제성을 바탕으로 압출작업장 및 압출시스템을 검토하였다.

상부슬래브의 압출시스템을 정립하기 위하여 상정된 검토교량은 고속도로 편도 2차로(B=12.455m), 경간장 40+ 3@50+ 40=230m인 5경간 2박스 개구제형 단면을 선정하였다. 또한, 상부슬래브의 두께는 중앙부 240mm, 캔틸레버 지점부 최소두께 290mm 및 캔틸레버 단부 200mm를 적용하였고, 중앙부와 지점부 사이에는 1:3의 헌치를 설치하는 것으로 하였으며, 자세한 제원은 그림 3.2.31에 나타내었다.



(a) 횡단면도



(b) 종단면도

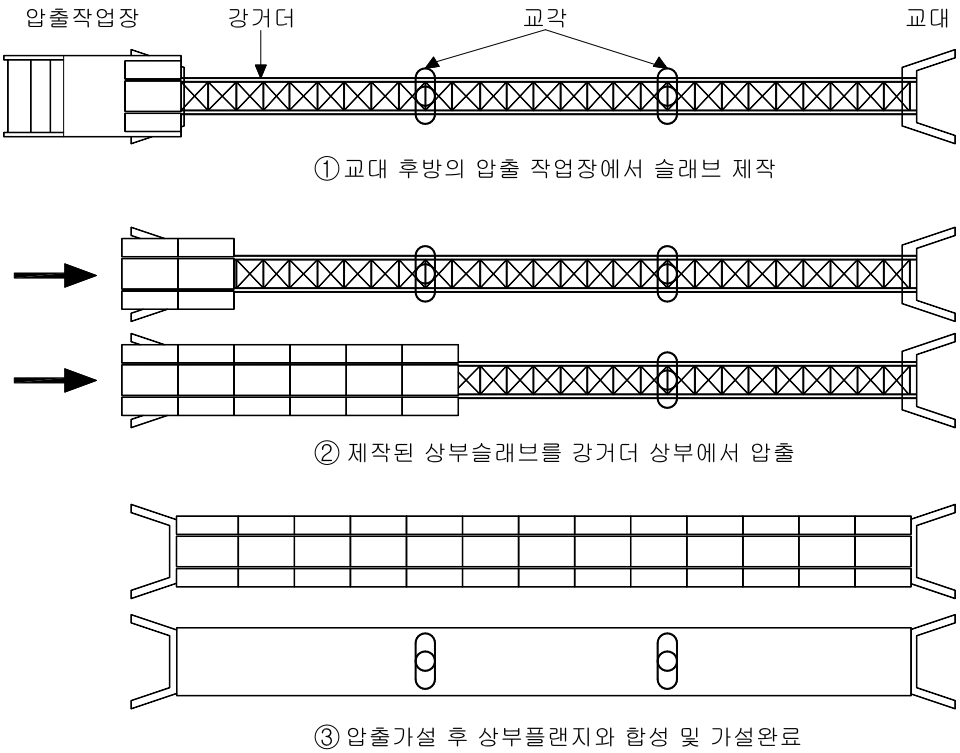
<그림 3.2.31 상부슬래브의 압출시스템 정립을 위한 검토 대상교량>

검토 대상교량에 적용한 압출슬래브의 형상은 강거더의 형식에 따라 소수주형교에 적용할 수 있는 전단포켓형 압출슬래브, 곡선교 및 박스거더교에 적용할 수 있는 레일형 압출슬래브와 본 연구를 통하여 제안한 터널형 압출슬래브로 하였다. 각 압출슬래브를 압출할 압출작업장은 콘크리트 강도, 작업공정, 압출작업장 규모 등과 경제성의 관계를 고려하여 결정하였다.

또한, 압출시공시 발생하는 슬래브와 강거더에 대한 압출력의 영향을 검토하고, 압출슬래브의 시공단계 해석을 통하여 압출가설에 따른 강거더 부재의 영향을 검토하여 개선방안을 제시하고자 하였으며, 에어바퀴를 이용한 신개념의 압출시스템을 제안하였다. 최종적으로 실교량을 대상으로 본 연구성과를 반영된 공사비 분석을 통하여 기존 슬래브 시공방법과의 경제성 분석을 실시하였다.

2.2.2 압출슬래브 형상별 압출시스템

본 연구에서는 압출슬래브의 형상별 압출시스템을 정립하기 위하여, 압출슬래브의 형상을 3가지 타입으로 정의하였다. 구체적으로, 검토 대상교량에 적용한 압출슬래브의 형상은 강거더의 형식에 따라 소수주형교에 적용할 수 있는 전단포켓형 압출슬래브, 곡선교 및 박스거더교에 적용할 수 있는 레일형 압출슬래브와 본 2차년도 연구를 통하여 제안한 터널형 압출슬래브로 하였다.

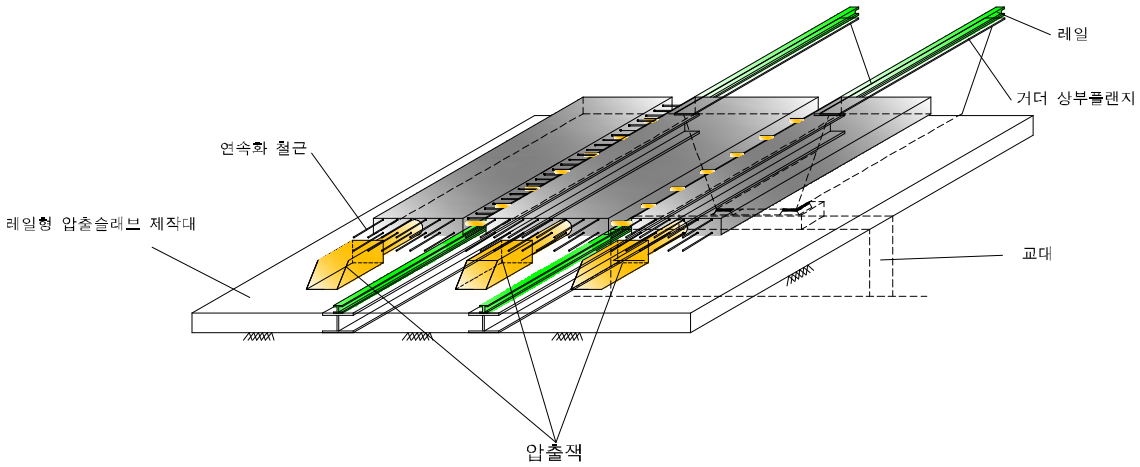


<그림 3.2.32 교대 배면에서의 압출슬래브 세그먼트의 성형과 압출>

그림 3.2.32에서와 같이, 압출슬래브의 형상과 관계없이 상부슬래브의 시공과정은 동일하며, 슬래브 세그먼트는 교대 배면의 일정한 제작대에서 성형된다. 압출슬래브는 철근으로 연결된 세그먼트의 연속적인 타설로 구성되며, 세그먼트의 타설과 압출의 반복으로 압출슬래브가 시공된다. 최종 세그먼트의 압출로 상부슬래브가 강거더 위의 정해진 위치에 놓이게 되면, 강거더의 상부플랜지와 체결이 이루어진다.

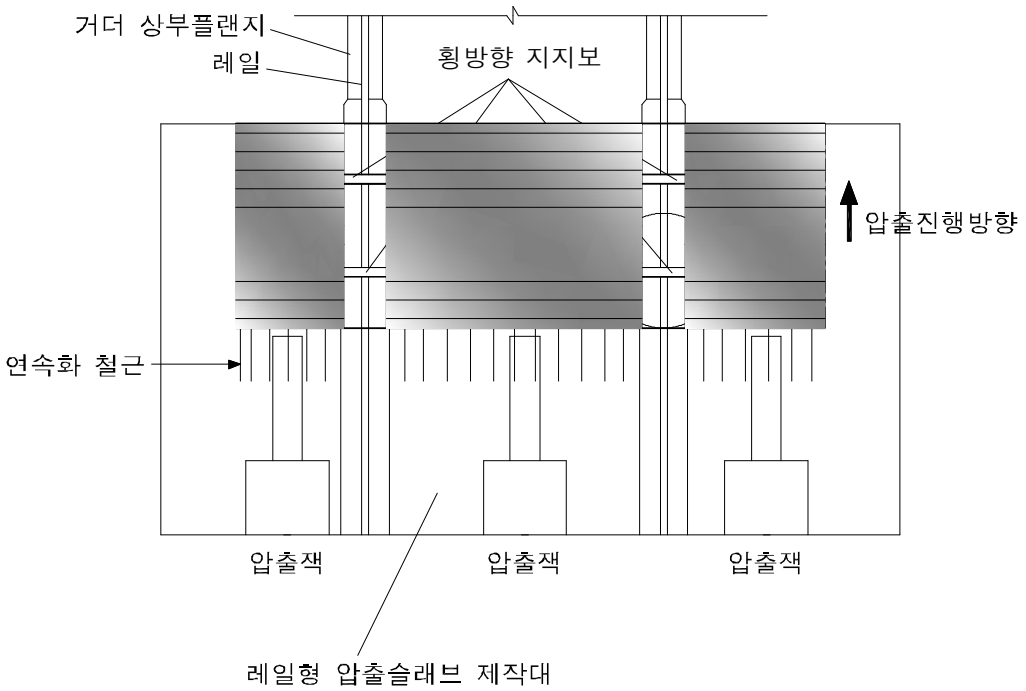
(1) 레일형 압출슬래브

레일형 압출슬래브는 강거더 상부플랜지 상에 종방향으로 I형 빔을 배치하고 그 위로 슬래브를 압출 시공하는 형태로서, 레일형 압출슬래브의 전체 개념도를 나타내면 그림 3.2.33과 같다. 이러한 압출레일(I형 빔)은 상부플랜지에 연속적으로 용접이음되거나 강판을 삽입하여 용접이음된다.



<그림 3.2.33 레일형 압출슬래브의 전체 개념도>

그림 3.2.34에는 레일형 압출슬래브를 성형하고 압출하기 위한 압출작업장의 개념도를 나타내었다. 압출개구부를 횡방향으로 연결하는 횡방향 지지보(짧은 I형빔)는 미끄럼마찰을 제어하기 위한 슬라이딩 받침 상에 놓여 지지된다. 압출하는 동안 슬래브의 자중은 횡방향 지지보, 슬라이딩 받침, 종방향 압출레일, 지압판 등을 통해 주거더에 전달된다. 횡방향 지지보의 휨강성과 전단강성은 상부슬래브의 지점반력을 쉽게 전달시킨다. 횡방향 지지보의 축강성과 휨강성은 횡방향 상부철근과 함께 캔틸레버된 슬래브의 불안정성을 배제시키고 슬래브의 회전을 방지하는데 기여하게 된다. 또한, 분절된 슬래브 사이의 브레이싱은 수평면 내의 휨강성으로 인해 불필요하게 된다. 압출레일의 지압판은 강거더의 불규칙한 상부플랜지면(연결판, 볼트연결부, 상부플랜지의 두께변화, 강거더의 캠버 등에 의한 불연속성)을 고르게 하며, 압출력을 종방향과 횡방향으로 주거더에 분산시켜 전달시키므로 철골제작 공정과 국부적인 웨브 보강재를 최소화할 수 있게 된다.



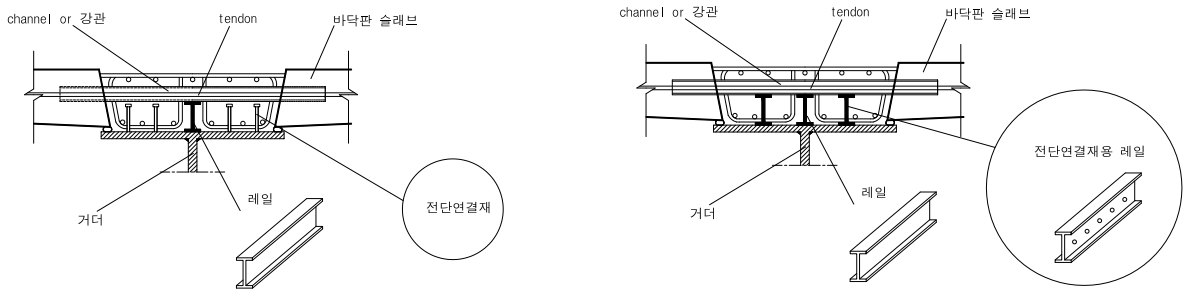
<그림 3.2.34 레일형 압출슬래브의 압출작업장 개념도>

상부슬래브 압출완료 후, 종방향 압출개구부에 보강철근망을 배치하고, 2차응력이 발생하지 않도록 무수축 콘크리트를 개구부에 타설하여 상부슬래브와 주거더를 일체화시키게 된다. 이때, 무수축 콘크리트는 제한된 시멘트량과 물-시멘트비 그리고 높은 인장강도를 가져야 하며, 현장 콘크리트 슬래브 타설과 마찬가지로 보호양생을 실시하여야 한다.

철근의 연속성을 위한 보강철근망의 상세는 압출레일이 임시적인지 영구적인지에 따라 차이가 있다. 압출레일이 영구적일 경우에는 압출받침을 제거하고 상부슬래브 종단선형의 조정을 위한 쐐기판을 끼우기 위해 횡방향지지보를 인상시킨다. 압출레일의 지압판은 상부슬래브의 압출 초기부터 횡방향 보강철근의 작업을 용이하게 할 수 있는 수직 여유공간을 제공하게 된다. 종방향 보강철근은 압출 전에 미리 이러한 스터럽에 배치하거나, 횡방향지지보에 고정시켜 쉽게 배근할 수도 있다. 비록 횡방향지지보가 대부분의 휨응력에 저항하지만, 상부슬래브에서 횡방향으로 돌출된 하부철근과 U-형 스터럽 사이에 연결철근을 배근하므로써, 정착형 커플러나 용접이음 등의 기계적 이음에 비해 저가의 공사비로 압축보강철근을 연결할 수 있게 된다. 또한, 횡방향으로 긴장력을 도입할 경우, 폴리에틸렌 코팅 강연선이나 덕트(쉬스관)를 압출 중에 횡방향으로 삽입시킬 수도 있다.

상부슬래브 압출 완료시 가로보 상에 위치하는 횡방향 개구부에 무수축 콘크리트를 타설함으로써 가로보와도 체결시킬 수 있다. 이때, 전단연결재가 부착된 가로보의 상부플랜지는 콘크리트 성형시 지지면으로 사용된다.

그림 3.2.35에는 레일형 압출슬래브의 개구부 단면상세를 나타내었다. 전단연결재는 다양한 형식(L-형, T-형, 갈고리형, 전단-저항 면을 가진 갈고리형 등)이 사용가능하다. 또한, 압출레일에 수평 전단연결재를 부착하거나 원형구멍을 뚫어 콘크리트 장부효과가 발생되도록 함으로써, 압출레일 자체가 전단연결재 역할을 수행하게 할 수도 있다.

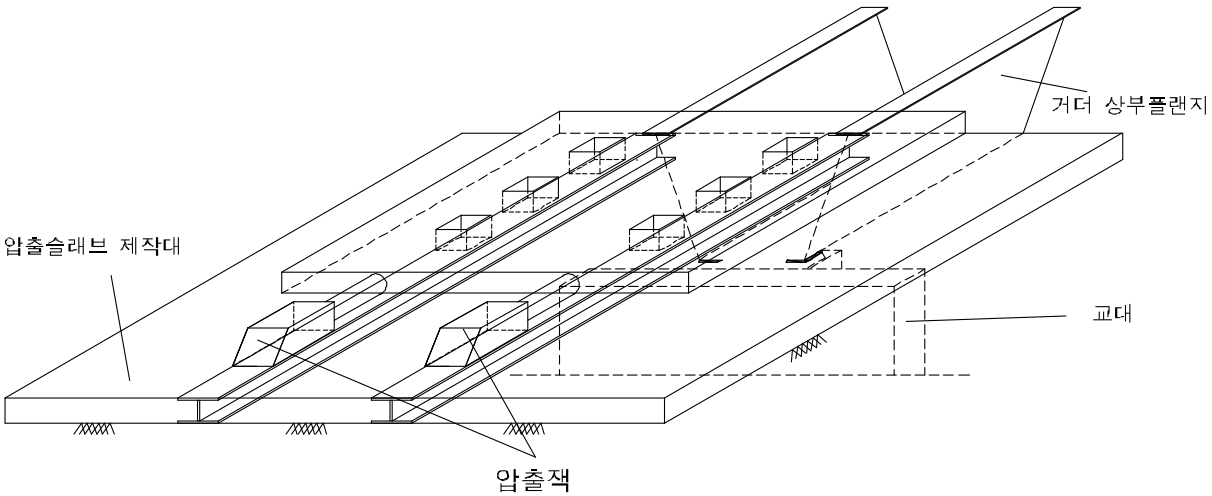


(a) case 1: 레일과 전단연결재 조합　　b) case 2: 전단연결재 대체용 레일

<그림 3.2.35 레일형 압출슬래브의 개구부 단면상세 제안>

(2) 포켓형 압출슬래브

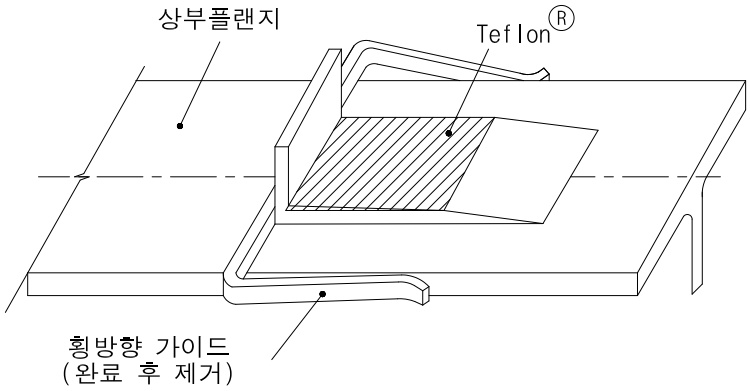
그림 3.2.36에는 포켓형 압출슬래브의 전체 개념도를 나타내었다. 포켓형 압출슬래브는 상부슬래브에 일정간격의 개구부(전단포켓)를 설치하여 상부슬래브의 압출이 완료된 시점에 이 위치에서 전단연결재를 현장용접하는 방법을 사용한다.



<그림 3.2.36 포켓형 압출슬래브의 전체 개념도>

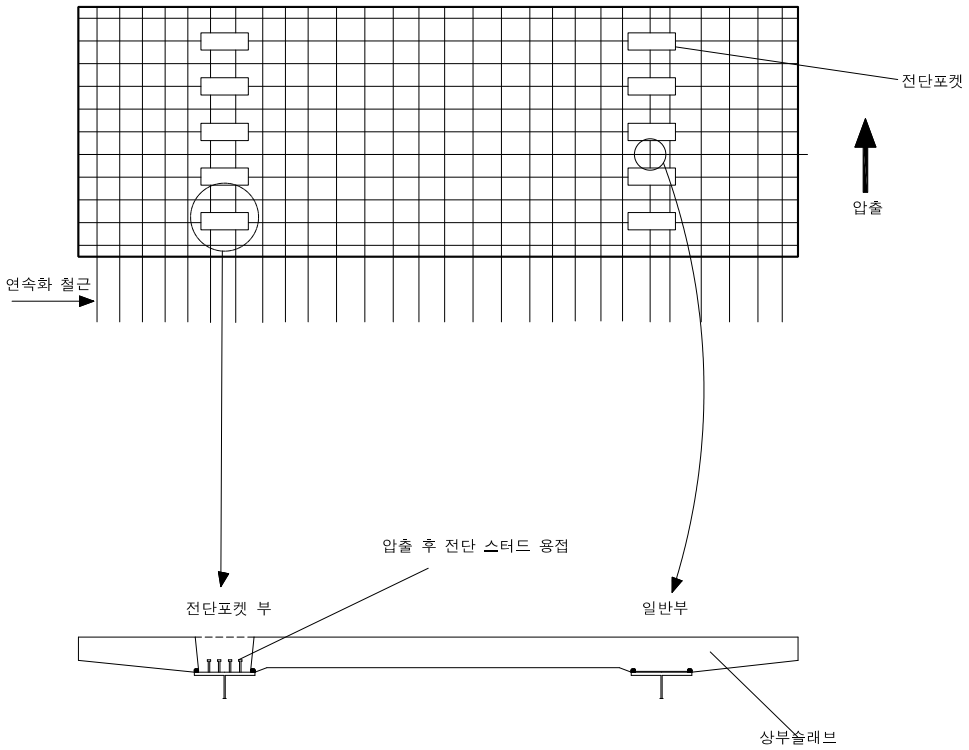
이 방법은 상부슬래브가 최종위치에 도달하면, 전단연결재를 미리 설치된 개구부의 상부플랜지에 용접한 후 무수축 몰탈로 개구부를 메우는 공정으로 이루어지며, 그림 3.2.37에서와 같이, 압출하는 동안 상부슬래브에는 강거더 상부플랜지면을 미끄러지는

슬라이딩 슈(sliding shoe)가 설치된다. 이 슬라이딩 슈는 2~3m 간격으로 일정하게 개구부에 설치되어 압출시 상부슬래브의 횡방향 변위가 발생하지 않도록 할 수 있다.

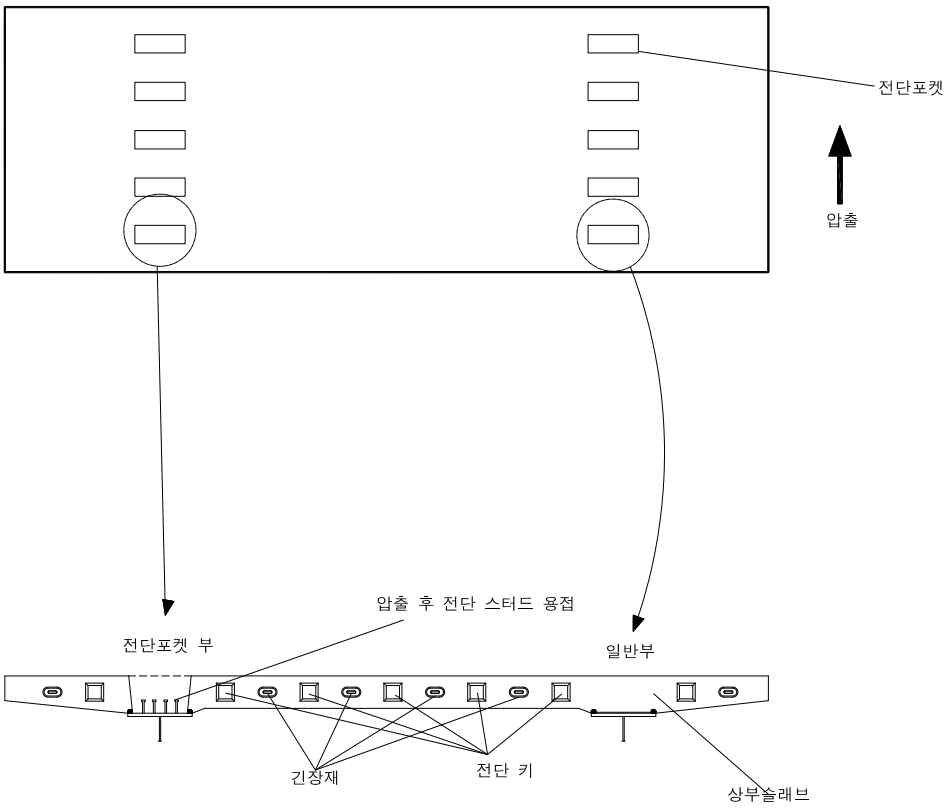


<그림 3.2.37 슬라이딩 슈의 개념도>

포켓형 압출슬래브는 기존의 프리캐스트 바닥판과 같은 개념으로 압출슬래브의 제작은 현장타설뿐만 아니라 공장에서 미리 제작된 판(프리캐스트 바닥판)을 압출할 수 있다. 그림 3.2.38에는 현장타설시와 프리캐스트 바닥판을 이용한 경우에 대한 포켓형 압출슬래브의 단면도를 나타내었다.



(a) 현장타설시



(b) 프리캐스트 바닥판 적용시

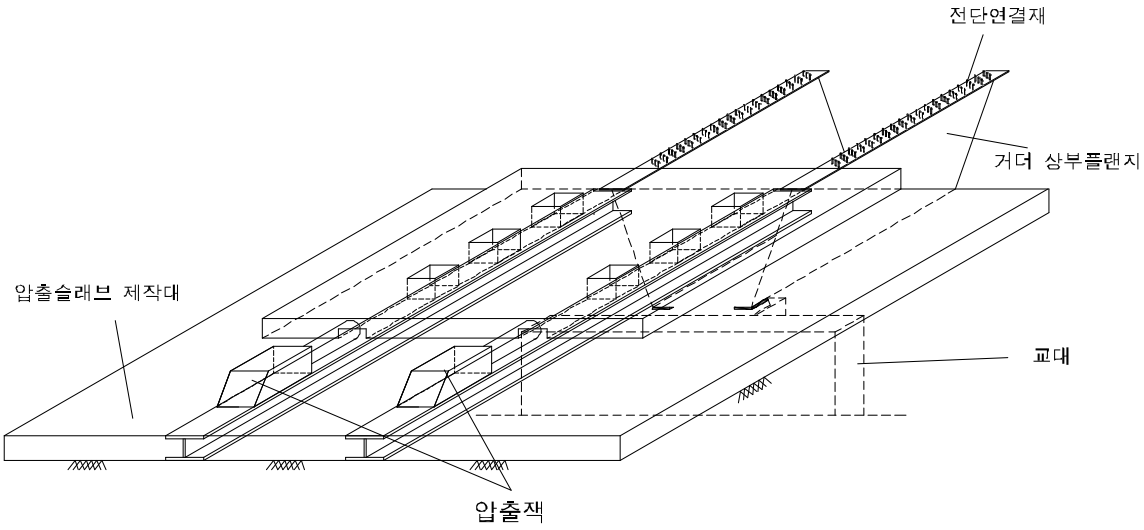
<그림 3.2.38 포켓형 압출슬래브 단면도>

현장타설시에는 레일형과 같이 각 세그먼트는 종방향으로 연속된 철근에 의하여 연속화되며, 프리캐스트 바닥판은 기존 방법과 마찬가지로 종방향 텐던에 의하여 연속화시킬 수 있다.

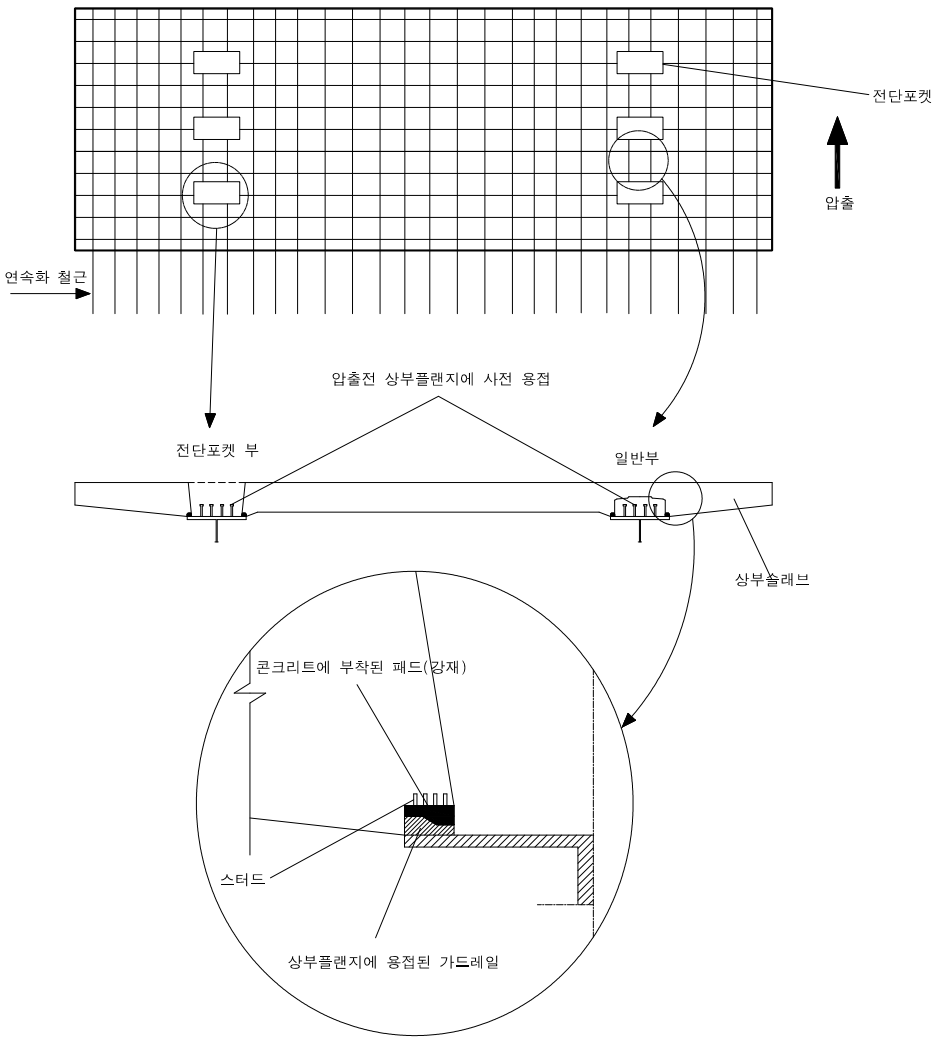
(3) 터널형 압출슬래브

그림 3.2.39에는 터널형 압출슬래브의 전체 개념도를 나타내었다. 터널형 압출슬래브는 기 설치된 전단연결재를 통과할 수 있도록 강거더 상부플랜지 상의 상부슬래브 내부에 관통된 터널을 설치하고, 압출을 완료한 뒤에 무수축 모르타르를 주입하기 위한 전단포켓이 일정간격으로 설치되는 형태의 압출슬래브이다. 따라서, 전단포켓 사이 구간은 레일형 압출슬래브의 레일과 같은 역할을 하게 되며, 레일 및 횡방향지지보를 생략함으로써 보다 경제적인 압출슬래브 형태라 할 수 있다. 또한, 일정간격으로 설치된 전단포켓은 강거더와 상부슬래브 사이의 전단저항력을 증가시키는 역할도 수행하게 된다.

그림 3.2.40에는 터널형 압출슬래브의 단면도를 나타내었다. 현장타설시, 각 세그먼트는 종방향 철근에 의하여 연속되며, 세그먼트의 압출은 슬라이딩 슈 대신에 상부슬래브에 매립된 강재 패드와 강거더 상부플랜지에 용접된 가드레일에 의하여 이루어지게 된다.

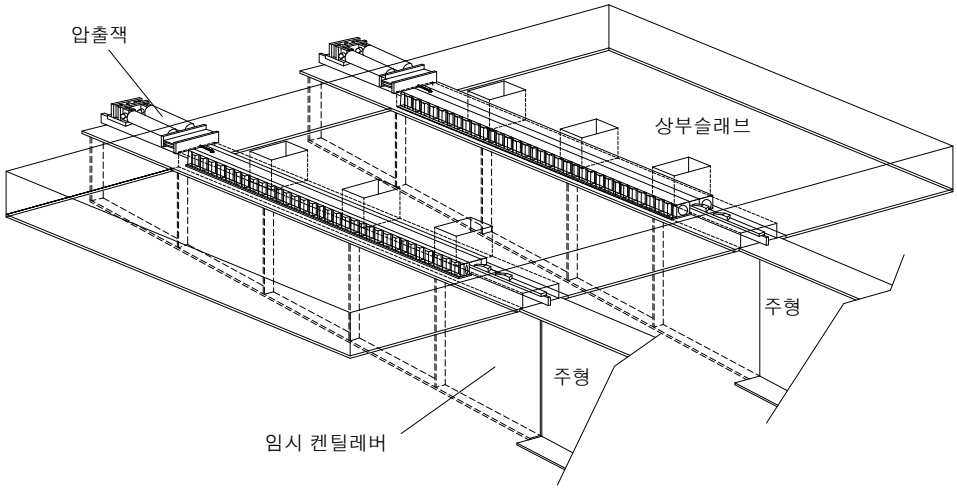


<그림 3.2.39 터널형 압출슬래브의 전체 개념도>

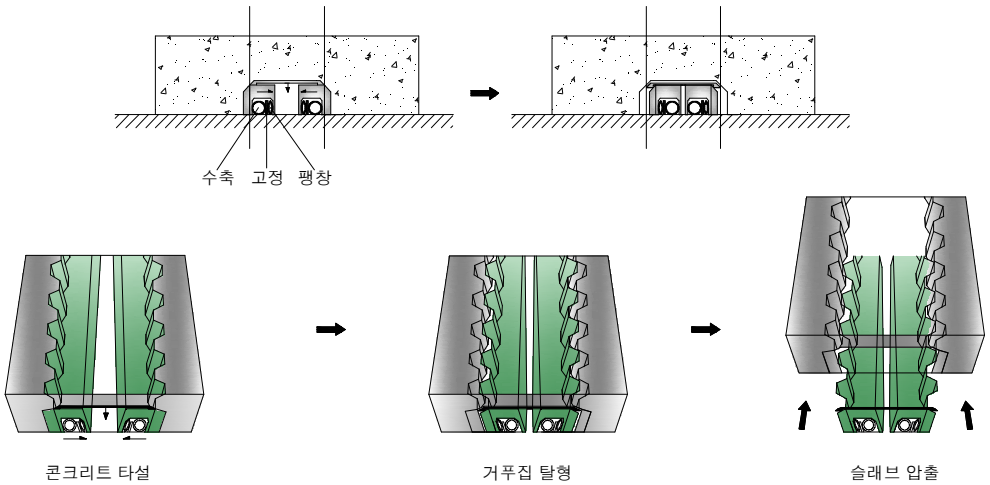


<그림 3.2.40 터널형 압출슬래브의 단면도>

그림 3.2.41에는 터널형 압출슬래브의 압출작업장을 나타내었다. 압출과정에서 발생하는 마찰력이 강거더 및 상부슬래브에 미치는 영향을 최소화하기 위하여 임시 켄틸레버를 강거더 끝단에 용접연결하고, 임시 켄틸레버 위에 강재거푸집을 설치한다. 또한, 압출잭도 임시 켄틸레버 상에 설치하여 압출과정에서 발생하는 강거더의 마찰력과 압출잭의 고정지점인 임시 켄틸레버 사이에 작용력을 상쇄시킨다.



<그림 3.2.41 터널형 압출슬래브의 압출작업장 개념도>



<그림 3.2.42 터널형 압출슬래브의 내부거푸집을 이용한 터널형성 개념도>

터널형 압출슬래브의 내부 터널을 형성하기 위한 내부거푸집의 설치개념을 나타내면 그림 3.2.42와 같다. 임시 켄틸레버 상에 설치된 내부거푸집은 콘크리트가 타설된 후 경화하고 나면 내부 유압장치에 의한 내부거푸집의 수축작용으로 콘크리트와 분리되게 된다. 이때, 내부거푸집에는 일정간격의 수직돌기를 형성하여 압출이 종료된 후의 압출슬래브와 무수축 모르타르의 신·구 콘크리트의 전단저항을 증가시키는 역할을 수행하게 된다.

2.2.3 압출작업장의 시스템 정립

(1) 콘크리트 압축강도 결정

양생이란 “오래살기 위하여 몸과 마음을 편안히 하고 병에 걸리지 않게 노력함” 이라고 되어 있다. 이와 같이 생명과 관련되어 있는 말을 콘크리트에 적용하여 왔다. 이러한 양생은 콘크리트의 소요강도와 내구성에 내구성 확보를 위한 필수적인 과정이다.

상부슬래브의 압출에 있어서 이러한 양생과 콘크리트 거푸집의 설치 및 해체 작업은 공기 및 품질에 지대한 영향을 주고 있다. 특히 해체 문제는 거푸집 전용과 관련되어 있기 때문에 경제성에도 또한 민감하게 영향을 끼친다.

(가) 콘크리트 거푸집의 해체시기 규정

① 공시체에 의한 존치결정

거푸집 존치기간 판정을 위해 별도로 공시체를 만들어 콘크리트 압축강도 확인 후에 거푸집을 해체하게 한다. 이때, 공시체는 표준 양생이 아닌 현장조건에 가까운 형태로 양생한 것으로 한다. 이러한 경우에는 다음 표 3.2.2에 규정에 따라서 해체하는 것이 일반적이다.

<표 3.2.2 콘크리트 압축강도를 시험할 경우 거푸집의 해체 시기>

부 재	콘크리트 압축강도 (f_{cu})
확대기초, 보옆, 기둥, 벽 등의 측면	5MPa 이상
슬래브 및 보의 밑면, 아치 내면	설계기준압축강도의 2/3이상 또한, 최소14MPa이상

② 존치기간으로 해체결정(공시체 시험이 불가할 경우)

콘크리트 시방서에 의하면 압축강도가 5MPa 이상일 때 해체해도 된다는 기준과 존치일수에 관한 사항이 표 3.2.3에 나타나 있다.

<표 3.2.3 콘크리트 압축강도를 시험하지 않을 경우 거푸집의 해체 시기>
(기초, 보, 기둥, 벽의 측면)

시멘트의 종류 / 평균기온	조강포틀랜드시멘트	보통포틀랜드시멘트 고로슬래그시멘트(특급) 포틀랜드포졸란시멘트(A종) 플라이애시시멘트(A종)	고로슬래그시멘트 포틀랜드포졸란 시멘트(B종) 플라이애시시멘트 (B종)
20℃이상	2일	4일	5일
20℃미만~10℃이상	3일	6일	8일

그러나, 현실적으로 일반공사의 경우 공기의 문제로 인해 거푸집을 1~2일 이상 존치하지 않으므로, 표 3.2.3에 의한 방법보다는 압축강도 발현에 의한 방법을 참조한다. 그러나 이것은 실험실의 실험에 의한 식이기 때문에 현장여건과 상이한 점이 많다고 할 수 있다. 국내에서는 재령에 따른 강도발현식의 기준이 미비하여 본 연구에서는 ACI 규준의 콘크리트 압축강도 발현식을 참조하였다.

압축강도 $f'_{c(t)}$는

$$f'_{c(t)} = \frac{t}{\alpha + \beta t} f'_c$$

여기서, t는 재령, $f'_{c(t)}$는 재령 t에서의 압축강도, f'_c은 재령 28일에서의 압축강도, α와 β는 실험 상수로써 시멘트 종류 및 양생 방법에 따라 아래의 표 3.2.4와 같이 주어지고 있다.

<표 3.2.4 실험상수 α와 β의 값>

시멘트 종류	양생방법	α	β
1종 시멘트	습윤양생	4.0	0.85
	증기양생	1.0	0.95
3종 시멘트	습윤양생	2.3	0.92
	증기양생	0.70	0.98

(나) 콘크리트 거푸집의 해체시기의 결정

① 공시체 시험을 할 경우

공시체를 표준양생이 아닌 현장과 유사 조건 양생으로 하여 공시체 시험을 한다. 이러

한 압축강도 값으로부터 거푸집의 탈형 시기를 조절한다.

② 공시체 시험을 할 수 없을 경우

ACI의 재령에 따른 압축강도의 발현식을 준용하여 결정하며, 본 연구에서는 ACI의 압축강도 발현식에 따르면 1종 시멘트의 경우, 필요 콘크리트 압축강도를 발현하기 위하여 2일(48시간)의 양생시간이 소요되는데 반해 3종 시멘트의 경우, 1.38일(33시간)이면 필요 압축강도를 발현 할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 3종 시멘트를 사용하였고, 거푸집의 탈형 시기는 압축강도가 발현되는 증기양생 33시간 이후로 결정하였다.

<표 3.2.5 재령에 따른 압축강도>

3종 시멘트					
f(28)(MPa)	재령(t)		a+bt	압축강도 $(\frac{t}{\alpha+\beta t}f'_c)$	비고
27MPa	24 시간	1.00 일	1.68	16.1 MPa	소요압축강도 18MPa (설계기준압축강도의 2/3이상)
	25 시간	1.04 일	1.72	16.3 MPa	
	26 시간	1.08 일	1.76	16.6 MPa	
	27 시간	1.13 일	1.80	16.9 MPa	
	28 시간	1.17 일	1.84	17.1 MPa	
	29 시간	1.21 일	1.88	17.3 MPa	
	30 시간	1.25 일	1.93	17.5 MPa	
	31 시간	1.29 일	1.97	17.7 MPa	
	32 시간	1.33 일	2.01	17.9 MPa	
	33 시간	1.38 일	2.05	18.1 MPa	
	34 시간	1.42 일	2.09	18.3 MPa	
	35 시간	1.46 일	2.13	18.5 MPa	
	36 시간	1.50 일	2.17	18.7 MPa	
	37 시간	1.54 일	2.21	18.8 MPa	
	38 시간	1.58 일	2.25	19.0 MPa	
	39 시간	1.63 일	2.29	19.1 MPa	
	40 시간	1.67 일	2.33	19.3 MPa	
	41 시간	1.71 일	2.37	19.4 MPa	
	42 시간	1.75 일	2.42	19.6 MPa	
	43 시간	1.79 일	2.46	19.7 MPa	
	44 시간	1.83 일	2.50	19.8 MPa	
	45 시간	1.88 일	2.54	20.0 MPa	
	46 시간	1.92 일	2.58	20.1 MPa	
	47 시간	1.96 일	2.62	20.2 MPa	
	48 시간	2.00 일	2.66	20.3 MPa	
	49 시간	2.04 일	2.70	20.4 MPa	
	50 시간	2.08 일	2.74	20.5 MPa	

(2) 작업공정과 작업장 규모의 산정

국내 합성형 교량은 주요한 구조형태의 하나로 자리 잡아 현재까지 많은 합성형 교량이 시공되어 사용 중에 있다. 그러나 국내의 경우 현재까지 건설된 합성형 교량의 바닥판은 현장에서 직접 동바리를 설치하고 거푸집을 제작하고 철근을 배근한 뒤 콘크리트를 타설 하는 현장타설 바닥판이 주를 이룬다. 이러한 현장타설 콘크리트에 의한 바닥판 시공은 기후의 영향을 많이 받고 동바리 설치와 거푸집 제작, 노동력이 많이 투입되어 공사비의 상승 및 시공과정상 품질저하 등의 많은 문제점을 내포하고 있다. 이에 반해 상부슬래브의 압출시공은 내구성의 증대, 시공의 간편성과 시공기간의 단축 등 많은 장점이 있다.

이러한 상부슬래브의 압출시공은 교대 배면에 슬래브 제작대를 설치하고 슬래브를 타설하기 위한 거푸집을 설치한 후 슬래브를 제작하여 압출 시공하는 방법이다. 앞서 말한 고품질의 슬래브와 시공기간의 장점을 높이려면 효율적인 슬래브의 압출시공을 위한 일정한 제작대의 크기와 슬래브 분절의 크기를 정하고 그에 맞는 작업공정을 결정할 필요가 있다. 또한, 작업공정은 작업장 크기와 많은 연관이 있기 때문에 공정과 크기를 함께 고려하여 적정한 공정과 크기를 산정할 필요가 있다. 이에 본 연구에서는 교대 배면의 다양한 작업장 크기와 공정을 비교하여 보았다.

먼저, 상부슬래브를 압출하기 위한 일반적인 공정은 다음과 같이 이루어진다.

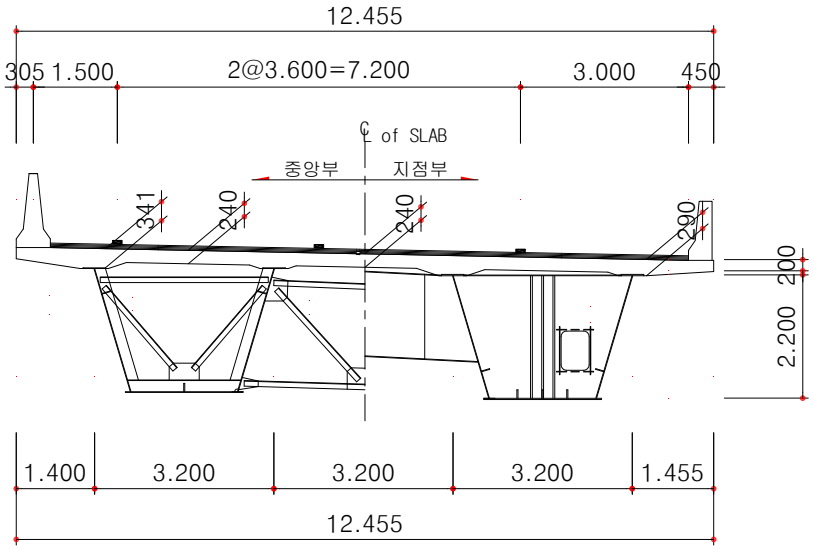
■ 제작대 및 거푸집 시공
■ 거푸집 면 청소 및 작업준비
■ 철근망 배치(공사장 부근 기조립)
■ 콘크리트 타설
■ 콘크리트 양생
■ 상부슬래브 압출
■ 최종분절(segment) 압출 후 콘크리트 채움

1cycle

(가) 작업장의 상세

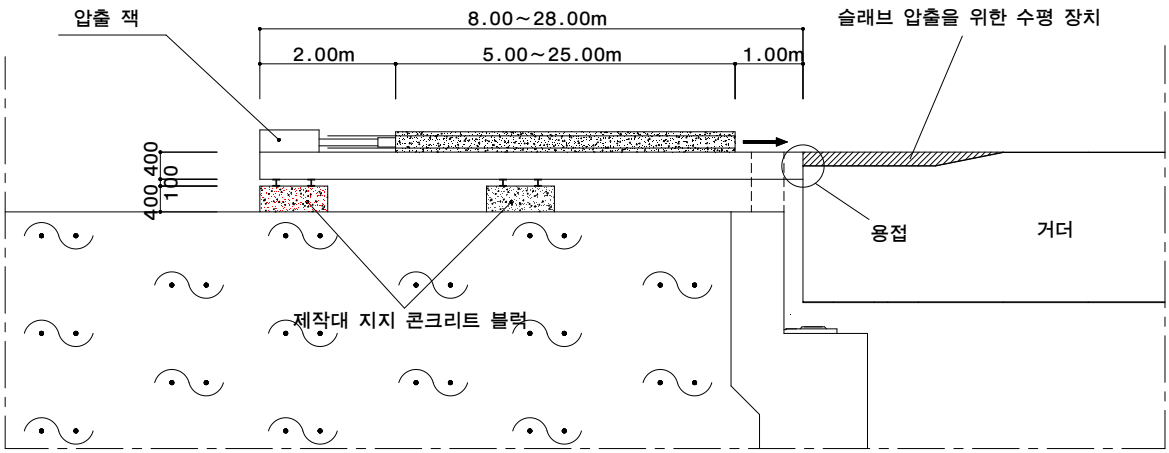
본 연구에서는 그림 3.2.43에서와 같이, 3.2.1절에서 제시한 폭 12.455m, 길이 40

+ 3 @ 50 + 40 = 230m인 개구제형 단면의 실제교량을 대상으로 작업장의 크기를 결정하였다.



<그림 3.2.43 대상교량 횡단면도>

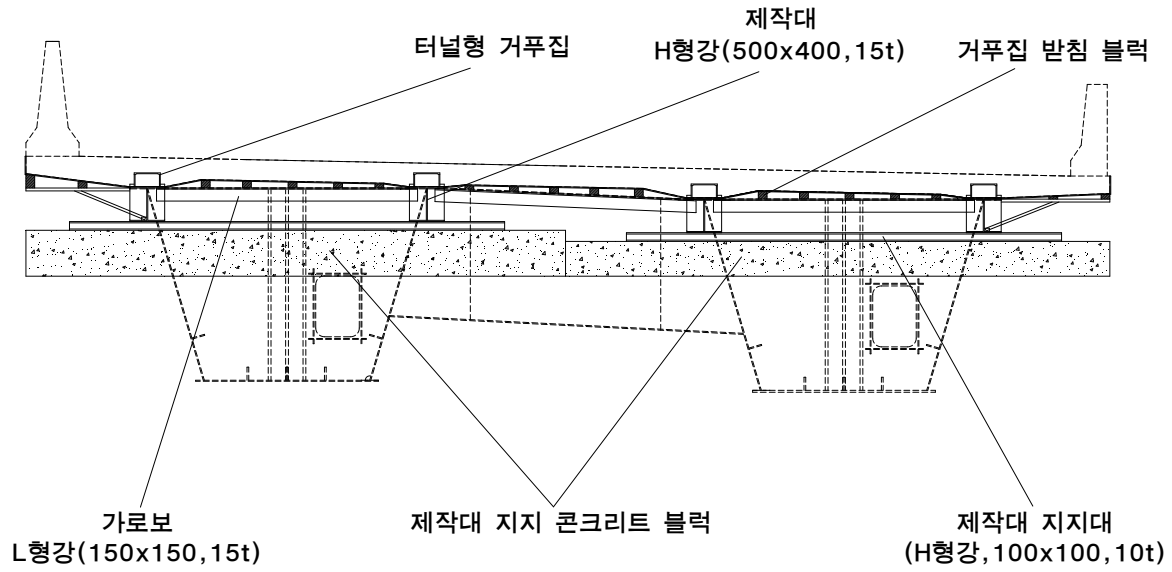
그림 3.2.44에서와 같이, 먼저 교대 배면의 작업장 시스템을 보면 제작대(H형강)는 거더의 웹에 각각 용접 또는 볼트 이음된다. 이는 압출 시 압출력이 거더에 전달되는 것을 방지하기 위함이다. 이때 슬래브 분절(세그먼트)의 크기는 5~25m까지 5m씩 증가 시키며 작업장 규모와 작업공정의 연관도를 비교하여 보았다. 제작대는 슬래브 분절의 크기보다 압출장비의 사용 및 분절 간의 연속화를 위한 철근의 여유공간으로 각각 앞부분은 1m, 뒷부분은 2m씩 여유를 갖고 제작된다.



<그림 3.2.44 작업장 개요도>

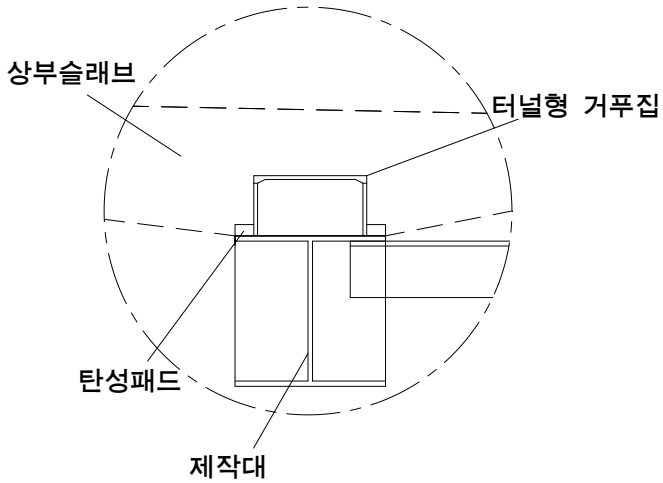
제작대(H형강)는 가로보(L형강)로 연결되고, 그 간격은 1M간격으로 연결된다. 지지대는 상부슬래브 타설시 처짐이 생기지 않도록 하기 위하여 콘크리트 블록으로 그림과 같이 지지되어 있다. 이때 콘크리트 블록은 제작대의 길이가 5m,10m일 때 두 개, 15m, 20m일 때 세 개, 25m일 때 네 개의 지점으로 지지하도록 하였다.

그림 3.2.45에서와 같이, 압출을 위한 상부슬래브의 시스템은 터널형으로 하였으며 제작대에서 타설 및 양생되어 거더 플랜지 위로 압출된다. 이때 제작대(H형강)의 플랜지에 터널형 단면의 형성을 위한 강재거푸집이 제작되고 중앙부 거푸집은 그림과 같이 제작대(H형강)플랜지에 용접된다. 또한 켄틸레버부는 거푸집용 브라켓을 이용하여 시공하는 것으로 하였다.

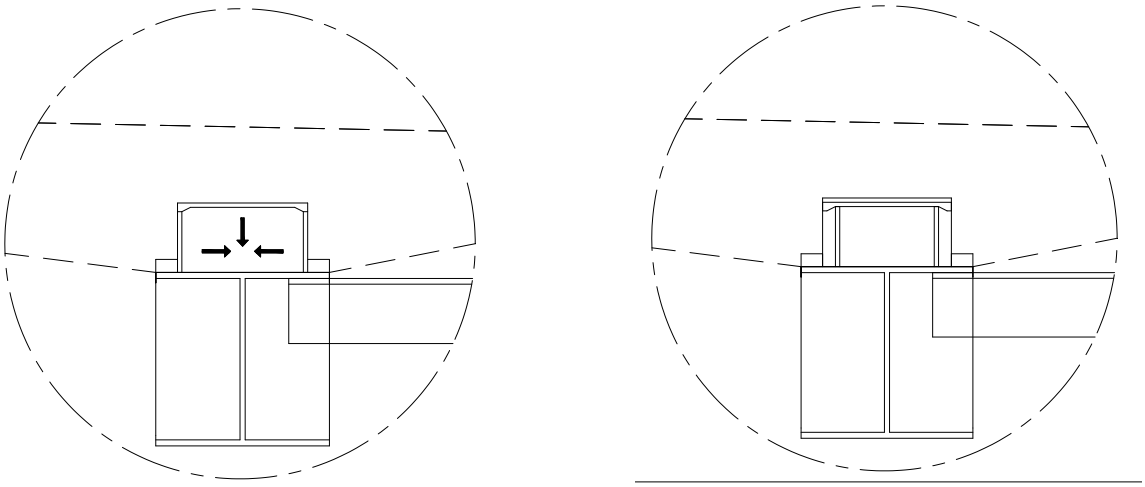


<그림 3.2.45 제작대의 상세>

그림 3.2.46 및 그림 3.2.47에서와 같이, 터널형 단면을 형성하기 위한 거푸집 시스템을 보면, 먼저 터널형 내부는 신구 콘크리트 거동이 완전히 일체가 되도록 하기 위하여 내부에 요철을 두는 것으로 하였으며, 요철에 의한 합성의 결과는 차년도에 확인하는 것으로 하였다. 내부 거푸집은 유압으로 인하여 탈착이 가능한 시스템으로 하고 압출을 위하여 제작대 및 거더 플랜지 위로 압출의 용이함 및 콘크리트 타설시 이탈을 방지하기 위하여 탄성패드를 콘크리트 하면에 삽입하였다.



<그림 3.2.46 터널단면 상세도>



(a) 유압장치에 의한 거푸집 탈형 (b) 탈형 후 압출

<그림 3.2.47 거푸집 탈형 시스템>

(나) 작업공정 및 작업장 규모의 결정

상부슬래브의 압출시공을 위한 교대 배면의 작업장 시스템 및 공정은 공사비에 많은 영향을 주며, 앞에서 말한 바와 같이 공정과 규모의 크기는 많은 연관이 있어 공정 및 규모를 고려하여 결정하여야 한다. 이에 본 연구에서는 작업장 크기별로 공정을 구성하여 합리적인 규모와 공정을 결정하였다.

먼저 공정은 공사의 시작 및 시공의 완료단계를 제외하고 상부슬래브를 제작하여 압출하는 과정을 1cycle로 하여 검토하였으며, 제작장의 규모는 5m~25m까지 5m씩 증가시켜 1cycle의 소요시간을 계산하였다. 1cycle에 대한 구성은 철근망의 배치, 콘크리트 타설, 콘크리트 양생, 압출, 거푸집 면 청소 및 작업준비로 구성하였다.

<표 3.2.6 작업장 규모에 따른 공정>

구 분	5.0 m		10.0 m		15.0 m		20.0 m		25.0 m	
철근망 배치	2.0 시간		3.0 시간		4.5 시간		6.0 시간		7.5 시간	
con'c 타설	3.0 시간		4.0 시간		6.0 시간		8.0 시간		10.0 시간	
con'c 양생	33 시간		33 시간		33 시간		33 시간		33 시간	
압출	1.5 시간		3.0 시간		4.5 시간		6.0 시간		7.5 시간	
	압출 : 0.5	조작 : 1.0	압출 : 1.0	조작 : 2.0	압출 : 1.5	조작 : 3.0	압출 : 2.0	조작 : 4.0	압출 : 2.5	조작 : 5.0
거푸집 면청소 및 작업 준비	1.5 시간		2.0 시간		3.0 시간		4.0 시간		5.0 시간	
1cycle	2일	41시간	2일	45시간	3일	51시간	3일	57시간	3일	63시간
공사기간 (230m)	92 일		46 일		46 일		35 일		28 일	

표 3.2.6에서 보면, 철근망의 조립은 기 조립된 상태이며 철근망의 배치, 콘크리트 타설, 거푸집 면 청소 및 작업준비에 걸리는 시간은 길이비의 함수로 증가시켰다. 각 길이별 압출에 소요된 시간은 시공사례를 바탕으로 상부슬래브의 압출속도를 20cm/min로 가정하였으며, 압출잭의 스트로크가 제한되어 있어 장비를 이동하고 압출장비를 조작하는데 걸리는 시간은 압출하는 시간의 두 배로 하여 검토하였다.

그 결과를 살펴보면, 슬래브 분절의 길이 5m와 10m는 1cycle을 거치는 데 필요한 시간이 2일이 소요되며, 15m~25m는 3일이 소요됨을 확인 할 수 있었다. 이러한 공정을 고려하여 대상교량인 230m 개구제형교의 상부슬래브 공사기간을 검토하면, 슬래브 분절의 길이가 길면 길수록 유리하나 이는 작업장을 형성하는 공사비와 관련이 있기 때문에 제작장의 공사비를 고려하여 합리적인 규모를 결정하여야 한다. 본 연구에서는 공사비를 고려하여 슬래브 분절의 크기를 10m로 결정하였다. 공사비와 관련된 내용은 작업장 공사비 분석항목에서 자세히 서술하였다.

2.2.4 슬래브와 강거더에 대한 압출력의 영향

상부슬래브의 압출가설에 따른 주거더, 하부구조, 교량 받침 등에 대한 구조적 영향을 검토하기 위하여, 본 연구의 대상교량(그림 3.2.36 참조)에 대하여 압출가설에 따른 마찰력을 고려하지 않은 경우의 최대 연직지점반력 및 수평지점반력을 산정하였다. 또한, 압출가설에 따른 마찰력을 고려한 경우에 발생하는 최대 수평지점반력을 산정하여 주거더 하부구조에 미치는 영향을 비교검토하였다.

(1) 주거더 및 하부구조 검토

① 주거더의 위치별 단면설계

• 시점부 교대 인접 정모멘트부

- 하중 재하에 따른 해당 발생 단면력 집계 :

Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2187.37
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	746.22
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	1863.33
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-792.08
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-269.88
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-746.85
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	-32.31
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	139.98
Mvt :(활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림모멘트	kN·m	610.28

< 참고> 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중
합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

- 하중조합에 따른 주거더 상·하연의 발생응력 검토 :

하중조합	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
합성전 고정하중 응력	41.5969	-28.2782	192.4000	210.0000
합성전•후 고정하중+활하중 응력	44.7846	-51.8825	192.4000	210.0000
합성전•후 고정하중+활하중+크리프 응력	47.0554	-52.2099	221.2600	210.0000
합성전•후 고정하중+활하중+크리프+건조수축 응력	72.3115	-56.0664	221.2600	210.0000
합성전•후 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도변화 응력	92.7363	-58.7024	250.1200	241.5000
합성전•후 고정하중+활하중+크리프+건조수축-온도변화 응력	51.8866	-53.4305	250.1200	241.5000

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음
하중조합 및 허용응력의 할증 (도로교 설계기준 2.2.2.2 항 참조)

- 주거더 상·하연 휨응력과 전단응력의 합성응력 검토 :

상연	$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2=\left(\frac{92.7363}{250.1200}\right)^2+\left(\frac{425.929}{120.0000}\right)^2=0.137+0.126=0.263<1.2$
하연	$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2=\left(\frac{-56.0664}{210.0000}\right)^2+\left(\frac{42.5929}{120.0000}\right)^2=0.071+0.126=0.197<1.2$

• 1경간 정모멘트 최대부

- 하중 재하에 따른 해당 발생 단면력 집계 :

Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	6719.35
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2311.02
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	5737.60
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	50.95
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	14.58
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	365.54
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	-27.52
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	133.12
Mvt : (활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림모멘트	kN·m	375.31

< 참고> 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

- 하중조합에 따른 주거더 상·하연의 발생응력 검토 :

하중조합	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
합성전 고정하중 응력	112.0933	-77.5254	192.4000	210.0000
합성전·후 고정하중+활하중 응력	121.7756	-14.25277	192.4000	210.0000
합성전·후 고정하중+활하중+크리프 응력	127.4683	-14.11463	221.2600	210.0000
합성전·후 고정하중+활하중+크리프+건조수축 응력	148.8121	-13.67219	221.2600	210.0000
합성전·후 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도변화 응력	167.9965	-13.10713	250.1200	241.5000
합성전·후 고정하중+활하중+크리프+건조수축-온도변화 응력	129.6277	-14.23724	250.1200	241.5000

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

하중조합 및 허용응력의 할증 (도로교 설계기준 2.2.2.2 항 참조)

- 주거더 상·하연 휨응력과 전단응력의 합성응력 검토 :

상연	$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2=\left(\frac{148.8121}{221.2600}\right)^2+\left(\frac{11.0685}{120.0000}\right)^2=0.452+0.009=0.461<1.2$
하연	$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2=\left(\frac{-142.5277}{210.0000}\right)^2+\left(\frac{11.0685}{120.0000}\right)^2=0.461+0.009=0.469<1.2$

• 중간 지점부 부모멘트 최대 부(P2-고정단)

- 하중 재하에 따른 해당 발생 단면력 집계 :

Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-15964.87
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-5161.36
Mv : (활하중 + 지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-9322.56
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-1794.20
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-580.44
Sv : (활하중 + 지점침하)에 의한 전단력	kN	-1089.11
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	-40.94
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	154.44
Mvt :(활하중 + 지점침하)에 의한 비틀림모멘트	kN·m	913.34

< 참고> 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

합성후 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

- 하중조합에 따른 주거더 상·하연의 발생응력 검토 :

하중조합	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
합성전 고정하중 응력	-123.1035	64.3939	210.0000	192.7500
합성전·후 고정하중+활하중 응력	-142.9441	119.9671	210.0000	192.7500
합성전·후 고정하중+활하중+크리프 응력	-151.3769	116.1344	210.0000	192.7500
합성전·후 고정하중+활하중+크리프+건조수축 응력	-136.9721	122.2486	210.0000	192.7500
합성전·후 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도변화 응력	-121.2944	130.1556	273.0000	221.6625
합성전·후 고정하중+활하중+크리프+건조수축-온도변화 응력	-152.6499	114.3415	273.0000	221.6625

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

하중조합 및 허용응력의 할증 (도로교 설계기준 2.2.2.2 항 참조)

- 주거더 상·하연 휨응력과 전단응력의 합성응력 검토 :

상연	$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2=\left(\frac{-151.3769}{210.0000}\right)^2+\left(\frac{\leftarrow 71.7638 \rightarrow}{120.0000}\right)^2=0.520+0.358=0.877<1.2$
하연	$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2=\left(\frac{122.2486}{192.7500}\right)^2+\left(\frac{\leftarrow 71.7638 \rightarrow}{120.0000}\right)^2=0.402+0.358=0.760<1.2$

② 교량 받침 용량 산정을 위한 최대 연직지점반력 산정 (kN)

• 시점부 교대 (A1, 가동단)

구분	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중		지 점 침 하		합 계		교량받침 연직용량
	Steel	Concrete		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	184.31	785.70	328.05	846.43	-108.20	38.06	-38.06	2182.55	1151.79	2500
G2	184.31	784.71	327.80	846.31	-108.03	38.06	-38.06	2181.20	1150.73	2500

• 중간 지점부 (P1, 가동단)

구분	합성전 고정하중		합성후	활 하 중		지 점 침 하		합 계		교량받침 연직용량
	Steel	Concrete	고정하중	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	795.07	2825.80	1169.64	1751.63	-115.02	98.20	-98.20	6640.33	4577.28	8000
G2	795.07	2822.63	1169.89	1751.17	-114.43	98.20	-98.20	6636.96	4574.97	8000

• 중간 지점부 (P2, 고정단)

구분	합성전 고정하중		합성후	활 하 중		지 점 침 하		합 계		교량받침 연직용량
	Steel	Concrete	고정하중	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	795.07	2825.80	1169.63	1751.65	-115.04	98.20	-98.20	6640.35	4577.26	8000
G2	795.07	2822.63	1169.90	1751.20	-114.46	98.20	-98.20	6636.99	4574.94	8000

③ 교량 받침 하면보강 철근배근을 위한 수평지점반력 산정 (kN)

• 시점부 교대 (A1, 가동단)

구분	교축방향		교축직각방향		최 대	
	탄성지진력	온도변화의 영향	탄성지진력	풍하중의 영향	교축방향	교축직각방향
	0.00	64.91	284.92	224.66	64.91	284.92

• 중간 지점부 (P1, 가동단)

구분	교축방향		교축직각방향		최대	
	탄성지진력	온도변화의 영향	탄성지진력	풍하중의 영향	교축방향	교축직각방향
	0.00	239.53	866.95	504.99	239.53	866.95

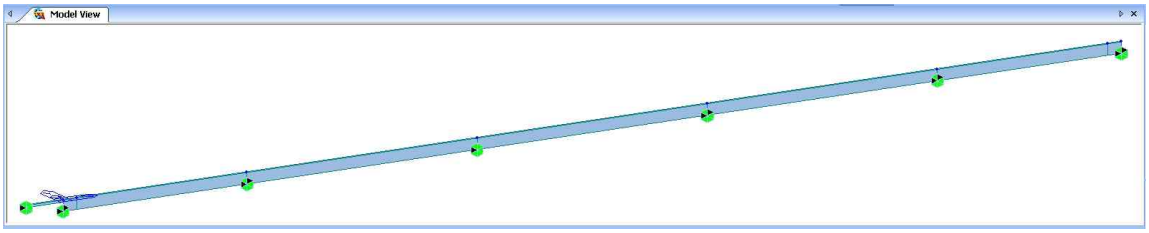
• 중간 지점부 (P2, 고정단)

구분	교축방향		교축직각방향		최대	
	탄성지진력	온도변화의 영향	탄성지진력	풍하중의 영향	교축방향	교축직각방향
	2167.37	0.00	866.96	561.10	2167.37	866.96

상기의 결과에 상부슬래브 압출가설로 인한 마찰력을 고려하여 해석한 값을 더해 검토하여 그 영향을 확인할 수 있게 된다.

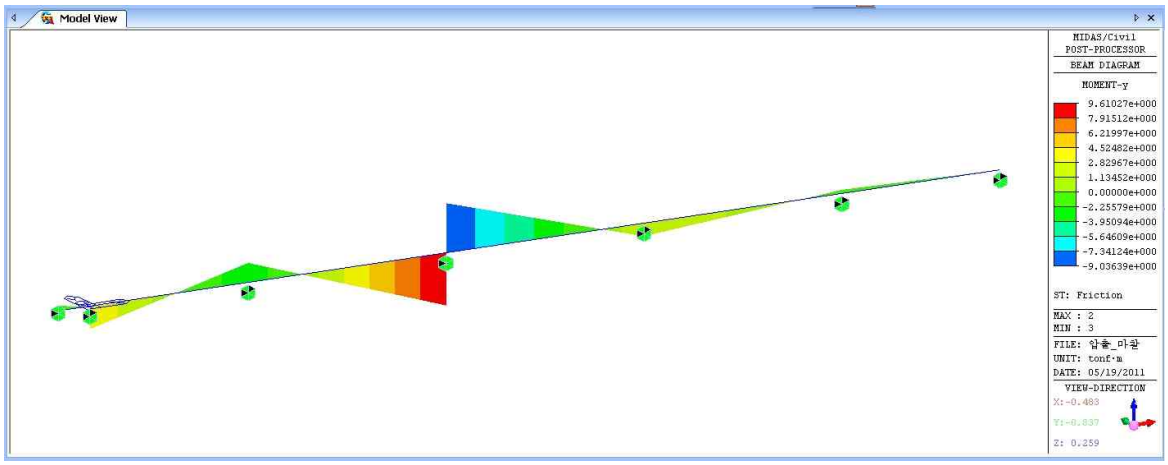
④ 압출가설에 따른 마찰력을 고려한 모델링

• 모델링



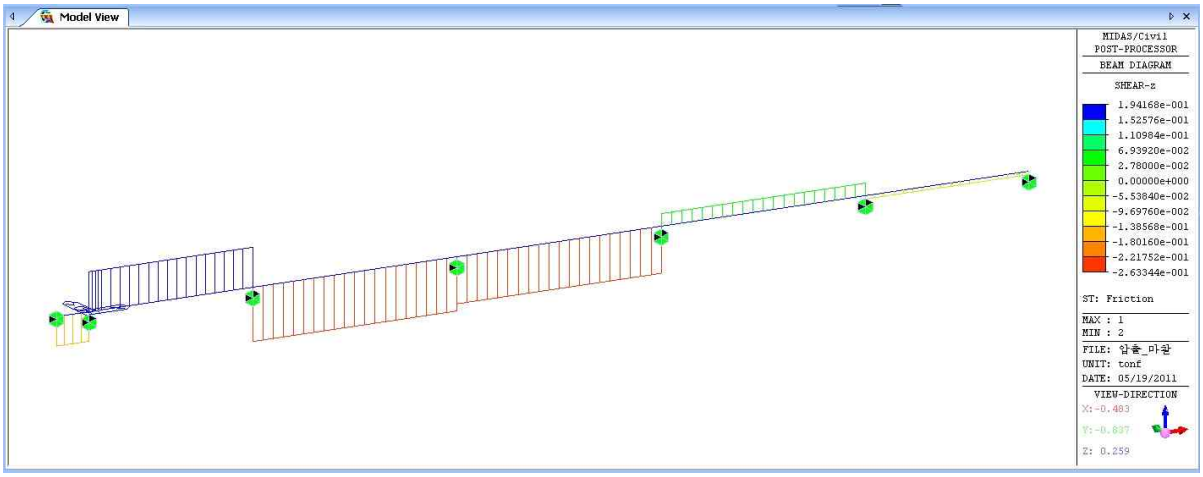
<그림 3.2.48 마찰력을 고려한 모델링>

• 발생 휨모멘트도



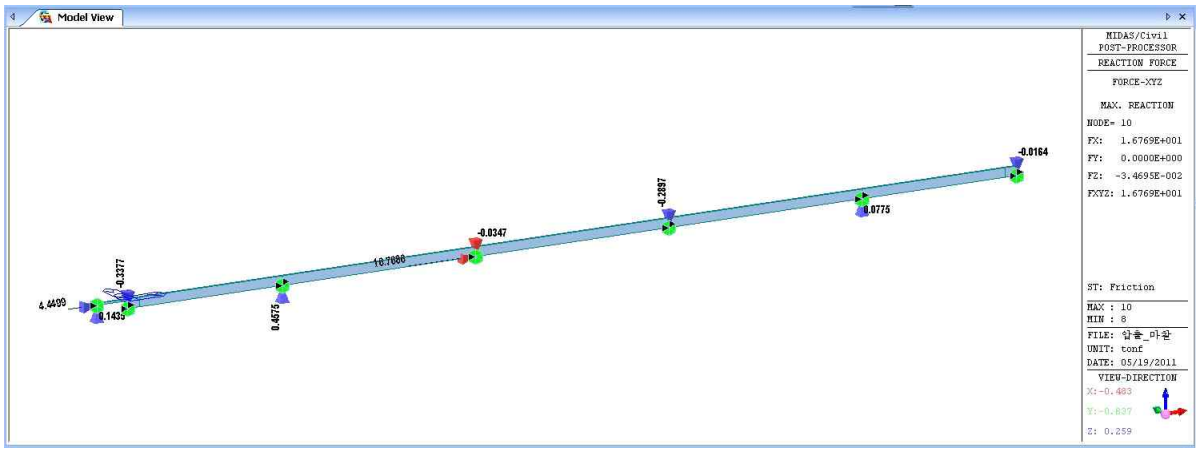
<그림 3.2.49 마찰력 작용시의 발생 휨모멘트도>

• 발생 전단력도



<그림 3.2.50 마찰력 작용시의 발생 전단력도>

• 발생 반력도



<그림 3.2.51 마찰력 작용시의 발생 반력도>

⑤ 마찰력 고려로 인한 부재력 및 반력 결과

• 부재력 비교 (kN.m, kN)

구분	설계 휨모멘트	설계 전단력	마찰의 영향		비고	
			모멘트	전단력	모멘트	전단력
교대(A1) 부	4796.92	-1808.81	85.82	-2.88	1.789% ▲	0.159% ▲
1경간 중앙 부	14767.97	431.07	0.70	3.88	0.005% ▲	0.900% ▲
중간 지점(P2) 부	-30448.79	-3463.75	-180.74	-5.28	0.594% ▲	0.153% ▲

• 반침 반력 비교 (kN)

구분	설계 반력			마찰의 영향			비고		
	연직	교축	교직	연직	교축	교직	연직	교축	교직
A1	2182.55	64.91	28.492	-3.37	-	-	0.155% ▼	-	-
P1	6640.33	239.53	86.695	4.58	-	-	0.069% ▲	-	-
P2	6640.35	2167.37	86.696	-0.35	167.69	-	0.005% ▼	7.737% ▲	-

• 적용 받침 용량표 (유니슨-포트받침, kN)

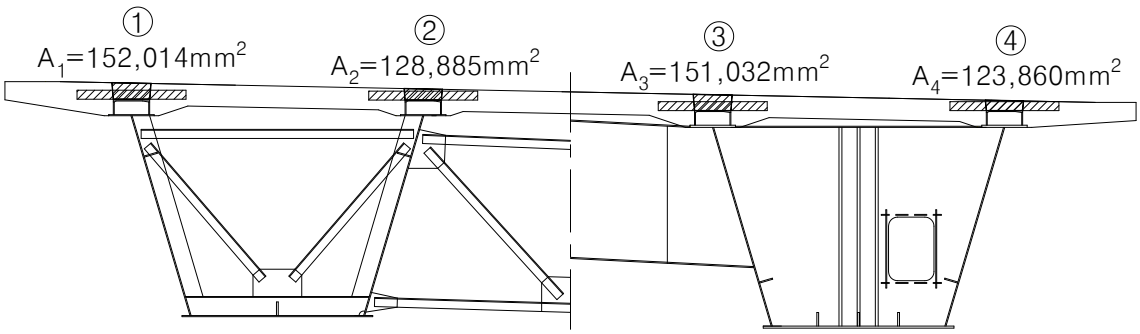
구분	모델명	연직력	수평력	
			상시(SLS)	지진시(ULS)
A1	UP 2500 G200	2500	480	630
P1	UP 8000 G200	8000	1400	1820
P2	UP 8000 G300	8000	2400	3120

앞의 검토 결과들을 토대로 볼 때, 주거더 단면의 설계 여유량, 교량받침 산정시 연직력 및 수평 용량의 여유량, 교각 기둥부의 P-M 상관도의 여유량 등을 각각 고려한다면 상부슬래브 압출가설로 발생되는 마찰력에 의한 발생 부재력과 반력은 해당 여유량 이하로 해석되었으므로 교량설계 시 특별히 고려하지 않아도 될 것으로 판단된다.

(2) 압출슬래브의 지압응력 검토

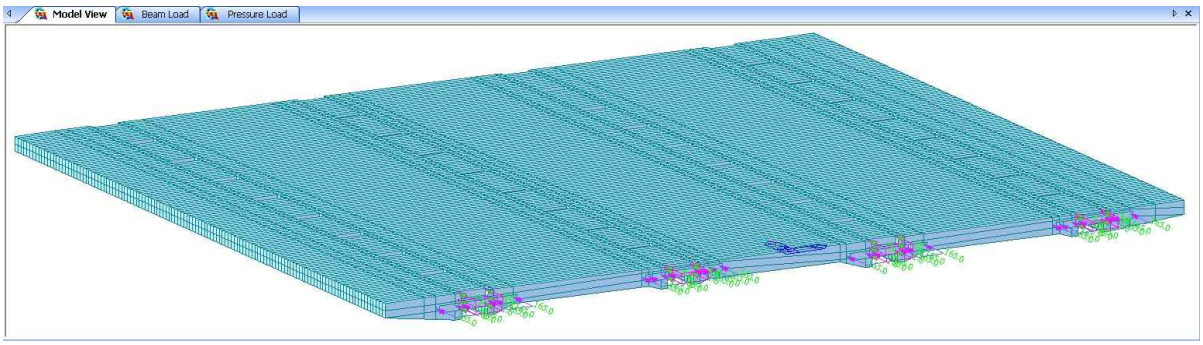
검토대상 교량의 상부슬래브 압출 가설시 압출력이 가해진 상부슬래브 일부의 지압응력을 산정하여 설계기준과 부합하는지의 여부를 검토하고자 하였다. 검토 대상 교량의 터널형 상부슬래브 압출 가설시 상부슬래브 총 중량은 17197.85 kN (= 3.071m^2× 224m×25kN/m^3)이고, 여기서 교량 연장 산정시 시·종점 단부 각각 3m와 횡단면 면적 산정시 터널부 4개소를 제외하였다. 이때 강거와 상부슬래브 사이에 폴리 옥시 메치렌을 패드로 사용하였고, 마찰계수를 0.05로 적용하면 압출 최종 단계의 수평 적용 하중은 859.89 kN (= 17197.85kN×0.05)으로 산정할 수 있으며, 4개소의 터널 단부에서 압출을 계획하였으므로 각각의 유압잭에 의해 214.97 kN의 압출력이 필요하게 된다.

여기서, 압출력 작용점을 그림 3.2.52와 같이 모델링에 적용하였으며, 압출 가압 가능 면적이 가장 작은 ④ 단면크기에 대해 Pressure load (= 1.736N/mm^2)를 산정하여 ①~④ 위치에 재하하였다.

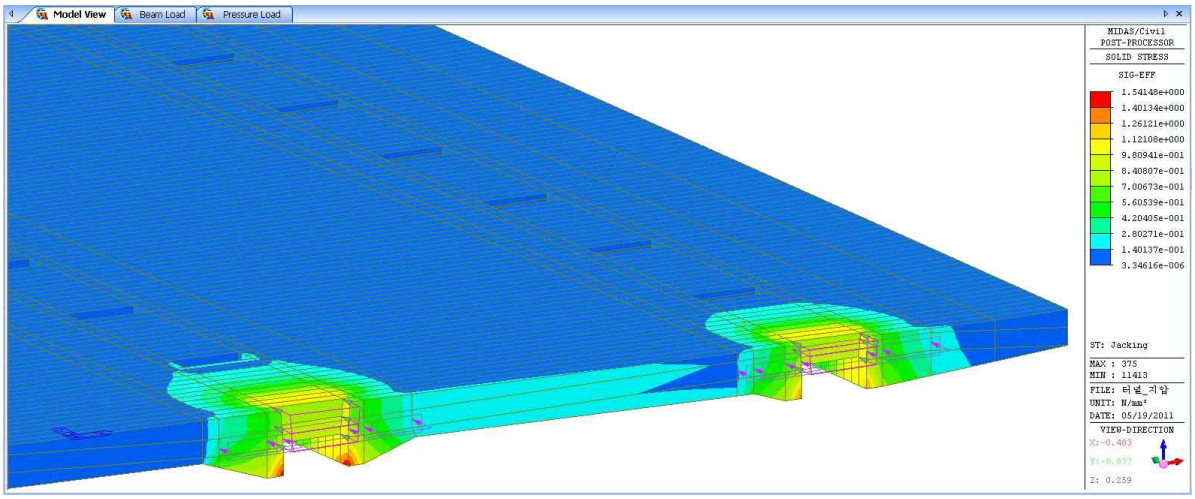


<그림 3.2.52 압출잭에 의한 최대지압응력 발생위치>

상부슬래브 압출을 위해 상부슬래브 분절 내 전단포켓의 교축방향과 직각인 면과 상부슬래브 횡단면에 일정 크기의 강재판을 이용하여 압출력을 작용시킨 후 콘크리트에 발생되는 응력을 다음과 같이 범용 구조해석 프로그램인 MIDAS Civil를 사용하여 Solid 모델을 통해 해석하였으며, 하중재하도 및 발생응력도를 그림 3.2.53 및 그림 3.2.54에 나타내었다.



<그림 3.2.53 지압력 재하도>



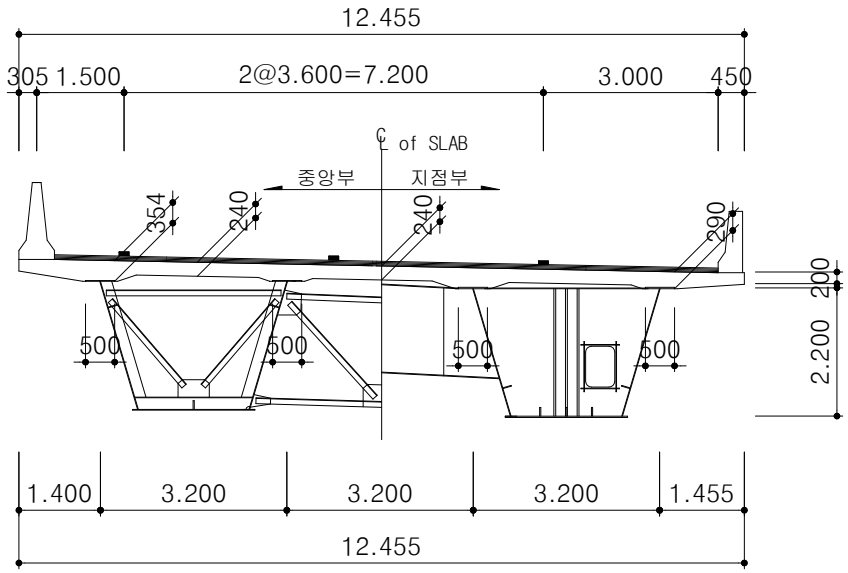
<그림 3.2.54 발생 지압응력도>

해석 결과 최대 발생응력은 1.541 MPa으로 확인 되었고, 아래와 같이 현행 「도로교 설계기준 (국토해양부 제정, 2010년)」 4.5.2절 (4) ①항에서 규정하고 있는 콘크리트의 허용지압응력 ($f_{ba} = 0.25 f_{ck} \sqrt{\frac{A_c}{A_b}} \leq 0.5 f_{ck}$ 여기서, A_c : 지지하는 콘크리트의 전면적, A_b : 지압을 받는 재하 면적) f_{ba} = 0.25×18MPa = 4.5MPa 이므로 압출시 상부슬래브 콘크리트에 발생하는 지압응력은 허용치 이내로 안전하다고 판단된다. 이때, 4개소 잭의 완벽한 동시 제어를 통해 압출 하중의 편재하를 반드시 제어하여 대칭적인 압출력을 받도록 해야 한다고 사료된다.

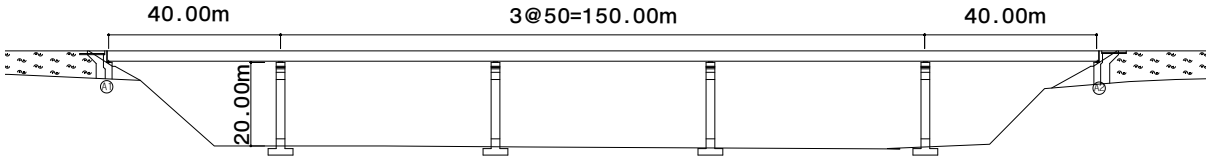
2.2.5 압출슬래브의 시공단계별 해석

(1) 연구 대상 모델의 상부슬래브 표준횡단면도 검토

연구 대상 모델의 횡단면은 고속도로 편도 2차로의 Open-Top 박스거더를 채택하였다. 또한, 상부슬래브 두께는 중앙부 240mm, 캔틸레버 지점부 최소두께 290mm 및 캔틸레버 단부 200mm를 적용하였고, 중앙부와 지점부 사이에는 1 : 3의 헌치를 설치하는 것으로 하였으며, 자세한 제원은 그림 3.2.55에 나타내었다.



(a) 횡단면도



(b) 종단면도

<그림 3.2.55 압출슬래브의 시공단계별 해석을 위한 검토 대상교량>

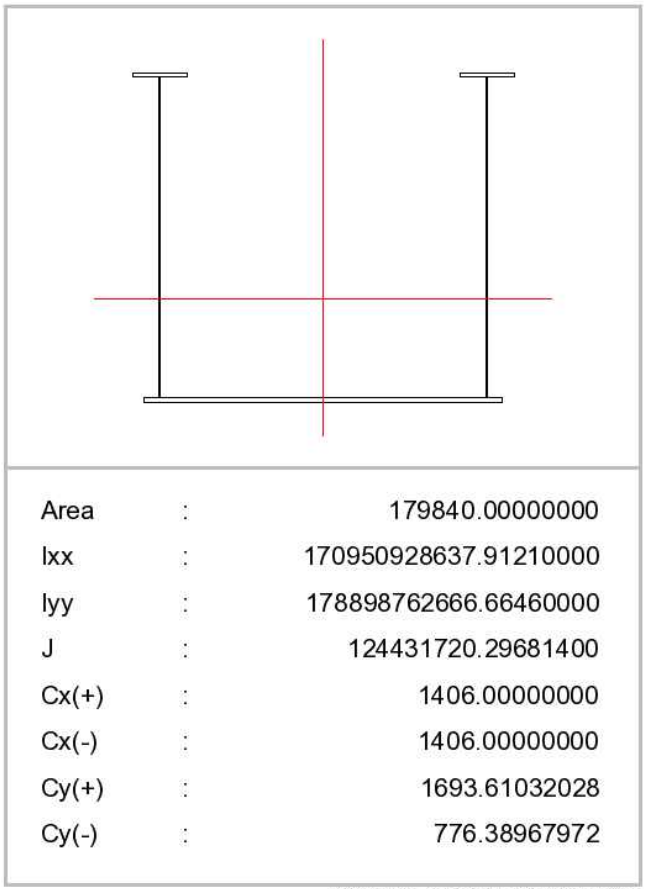
(2) 재료 물성치 및 단면상수

구조물의 해석시 강거더의 자중을 고려하였으며, 재료의 물성치는 표 3.2.7과 같다. 이때, 콘크리트 세그먼트의 중량 계산을 위한 콘크리트의 평균 두께는 330mm를 사용하였다.

<표 3.2.7 시공단계 해석을 위한 재료 물성치>

구 분	탄성계수 (MPa)	단위중량 (kN/m^3)	포아송비
Steel	200,000	78,500	0.3
Concrete	-	25,000	-

연구 대상 교량은 2개의 강거더로 이루어진 구조물이나 수치해석을 위한 모델링에는 1개의 beam 요소를 사용하였다. 그림 3.2.56은 강거더 하나의 단면상수를 정리한 것으로 해석 모델의 단면상수는 강거더 하나의 단면상수를 기본으로 하여 강거더 배치 간격을 고려하여 계산하여 사용하였다.



Area	:	179840.00000000
Ixx	:	170950928637.91210000
Iyy	:	178898762666.66460000
J	:	124431720.29681400
Cx(+)	:	1406.00000000
Cx(-)	:	1406.00000000
Cy(+)	:	1693.61032028
Cy(-)	:	776.38967972

<그림 3.2.56 시공단계해석을 위한 단면상수>

(3) 해석방법

① 해석대상 모델

상부슬래브의 세그먼트 종방향 길이는 5m로 하였으며, 콘크리트 세그먼트의 중량을 강거더 위에 하중으로 재하하였다. 콘크리트 세그먼트의 1개의 중량은 51.377tonf로 콘크리트 종방향 길이인 5m에 등분포하중으로 재하하였다. 하중재하 방법은 총4가지를 사용하였으며, 3경간과 5경간 연속교를 모델로 채택하였다. 표 3.2.8은 하중재하 방법에 따른 해석 모델의 경간을 정리한 것이다.

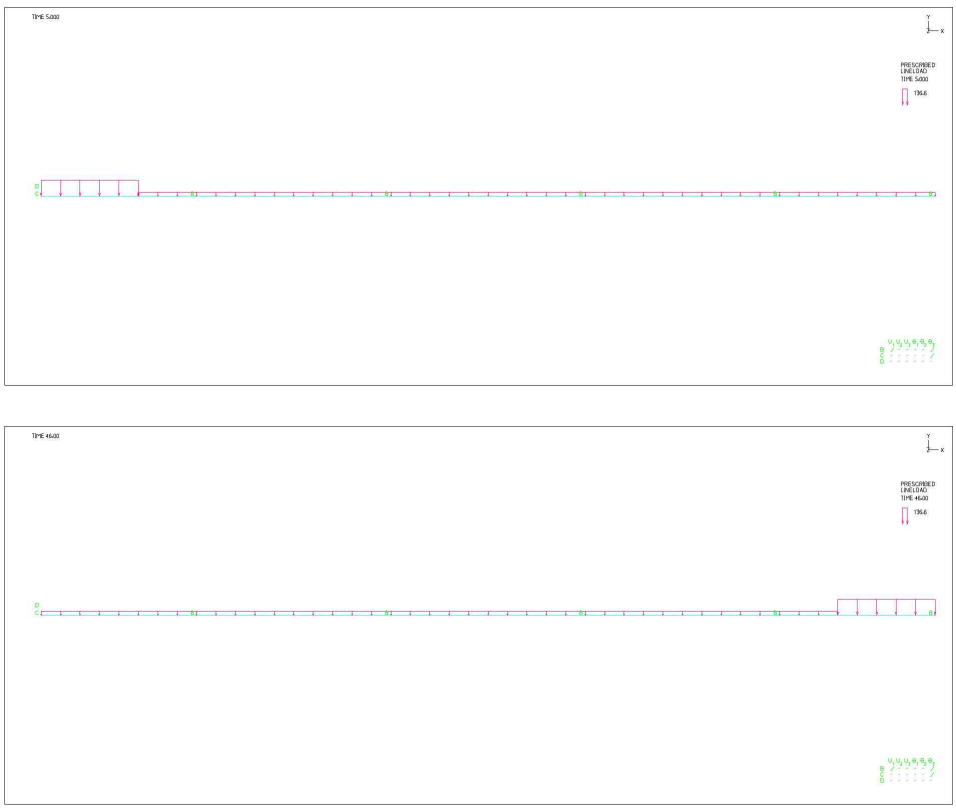
<표 3.2.8 해석모델의 경간장 구성>

구 분	Model-1	L-Model-2	L-Model-3	L-Model-4
Load Case1	40 + 3 @ 50 + 40	50 + 3 @ 60 + 50	50 + 3 @ 70 + 50	
Load Case2	40 + 3 @ 50 + 40	40 + 3 @ 50 + 40	50 + 3 @ 70 + 50	70 + 3 @ 90 + 70
Load Case3	70 + 3 @ 90 + 70			

② 하중재하

하중재하는 3가지 방법으로 재하하였으며, 각각의 하중재하 방법은 다음과 같다.

(a) Load Case1



<그림 3.2.57 시공단계 하중 경우: Load Case1-1>

Load Case1은 콘크리트 세그먼트를 교대후방에서 콘크리트 세그먼트를 5개씩 총 25m 압출하는 경우이다. 최초 강거더만 거치되어 있는 상태에서 콘크리트 세그먼트를 1개씩 교대후방으로부터 압출한 후 5개의 콘크리트 세그먼트가 교대후방에 모이게 되면 교량의 끝부분까지 압출하게 된다. 상부슬래브가 5m씩 압출되어 전진하는 과정을 하나의 하

중단계로 하여 Load-Case1의 Model-1의 경우 최초 5개의 콘크리트 세그먼트가 교량 끝부분까지 압출되었을 때가 Load Step46에 해당된다.

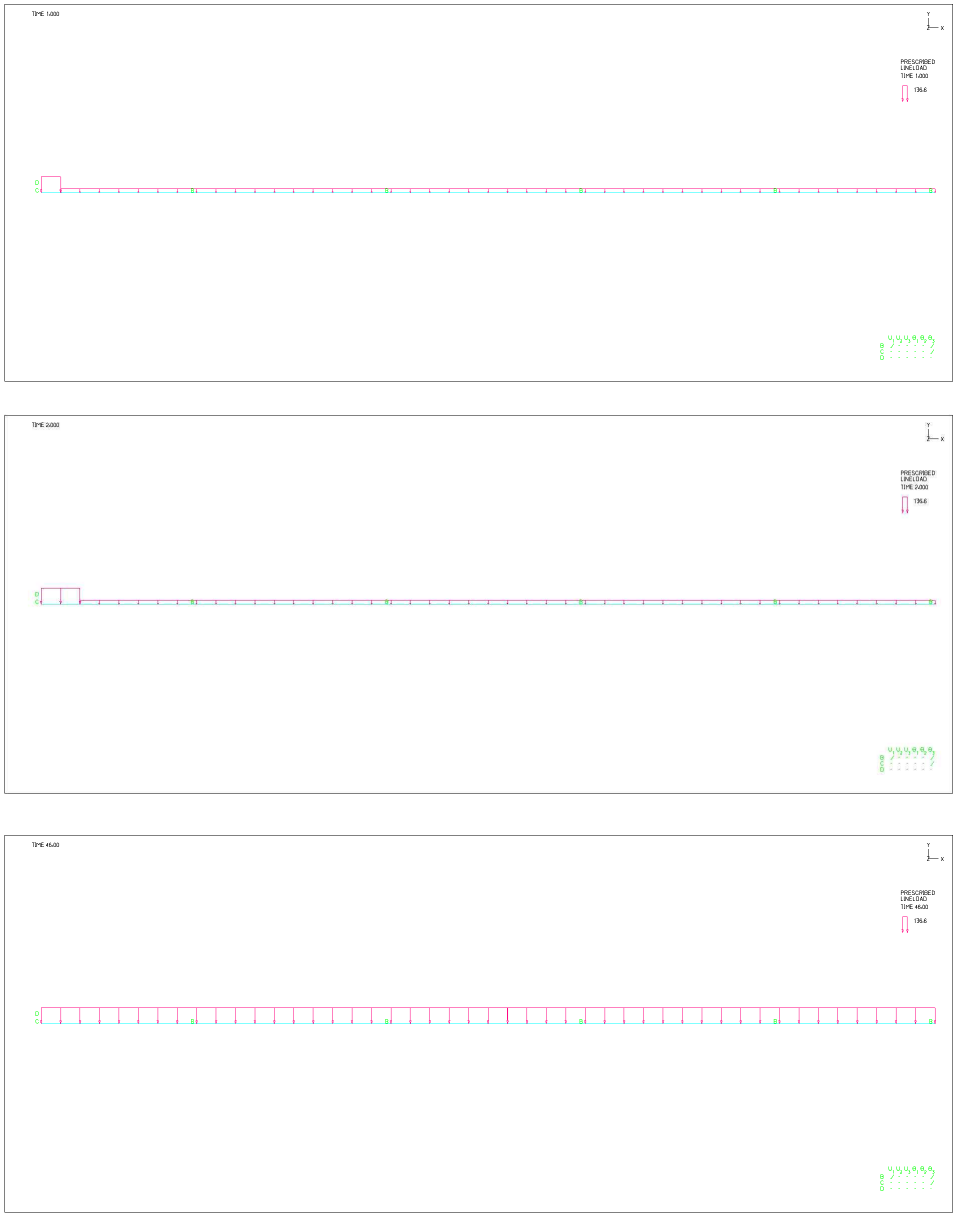


<그림 3.2.58 시공단계 하중 경우: Load Case1-2>

최초 5개의 콘크리트 세그먼트가 교량의 끝부분까지 압출이 되면 다시 교대 후방으로부터 콘크리트 세그먼트를 1개씩 압출하여 그림 3.2.57의 위부분 그림처럼 5개의 콘크리트 세그먼트가 모이면 중간 그림과 같이 다시 교량 끝부분까지 압출한다. 이와 같은 방법으로 반복하여 모든 콘크리트 세그먼트를 압출하게 되고 마지막 그림은 최종 하중재하 상태가 된다. 강거더의 자중은 등분포하중으로 재하하였다.

(b) Load Case2

Load Case1은 콘크리트 세그먼트를 교대후방에서부터 교량의 끝부분까지 콘크리트 세그먼트를 한 번에 압출하는 경우이다. 최초 강거더만 거치되어 있는 상태에서 콘크리트 세그먼트를 1개씩 교대후방으로부터 압출하여 모든 세그먼트를 차례로 압출하는 방법이다.



<그림 3.2.59 시공단계 하중 경우: Load Case2>

그림 3.2.59의 위 그림은 강거더만 거치되어 있는 상태에서 최초 콘크리트 세그먼트를 교대후방으로부터 압출한 경우이며, 가운데 그림이 2번째 콘크리트 세그먼트를 압출한 상태이다. 아래 그림은 모든 세그먼트를 압출한 상태를 보여주고 있다. 강거더의 자중은

Load Case1의 경우와 같이 등분포하중으로 재하하였다.

(c) Load Case3

Load Case3은 콘크리트 세그먼트를 최초 교량의 중앙부분부터 콘크리트 세그먼트를 압출하여 교량 끝부분까지 압출한 후 다시 교대 후방으로부터 교량의 중앙부분까지 나머지 콘크리트 세그먼트를 압출하는 방법이다.



<그림 3.2.60 시공단계 하중 경우: Load Case3-1>

그림 3.2.60의 위 그림은 강거더만 거치되어 있는 상태에서 최초의 콘크리트 세그먼트가 강거더 위에 올라간 상태를 보여주며, 2번째 그림은 2번째 콘크리트 세그먼트가 압출

된 모습이다. 이와 같은 방법을 반복하여 마지막 그림 교량 중앙으로부터 교량 끝까지 콘크리트 세그먼트가 압출된 모습을 보여준다.



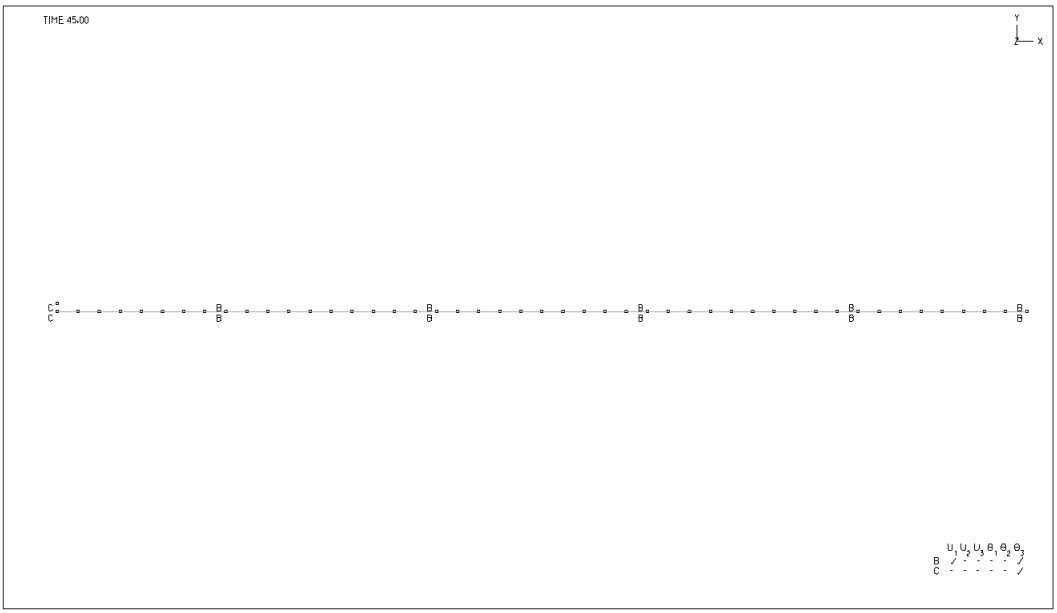
<그림 3.2.61 시공단계 하중 경우: Load Case3-2>

그림 3.2.61은 교대후방으로부터 다시 같은 작업을 반복하여 모든 콘크리트 세그먼트를 압출한 후의 모습을 보여준다. 강거더의 자중은 Load-Case1과 Load Case2와 같이 등분포하중으로 재하하였다.

③ 경계조건

해석에 사용된 모델은 모두 5경간 연속교로서 2D-Beam 요소로 모델링하였다. 모델의 종방향을 X축으로 하였으며, 모델의 시작점은 종방향 변위를 잡아주는 힌지 지점을 설치

하고 나머지 부분에는 종방향 변위가 허용된 롤러 지점을 설치하였다.



<그림 3.2.62 시공단계 해석을 위한 경계조건>

(4) 해석결과

① Load Case1

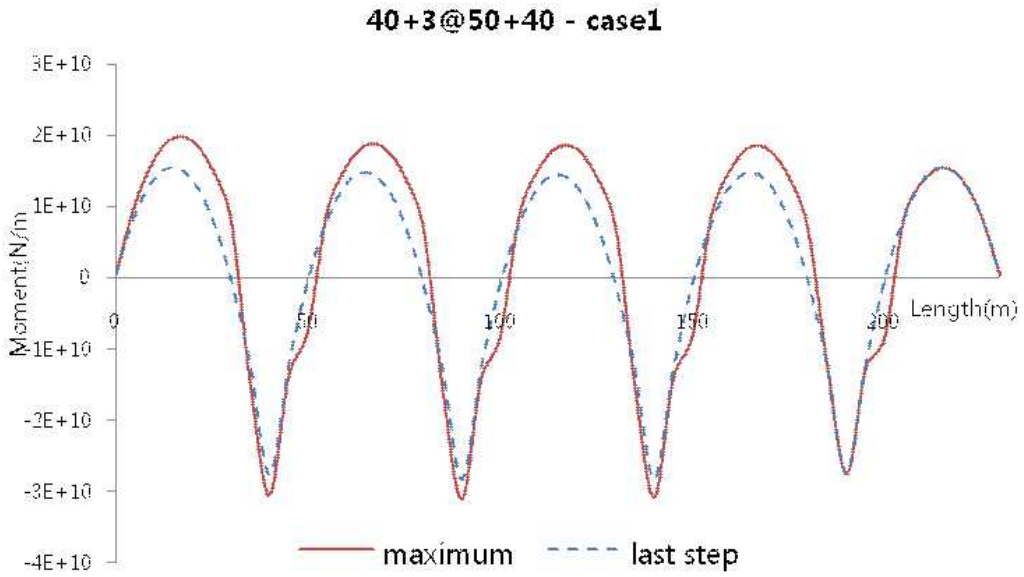
Load Case1은 총 3가지의 모델에 적용하여 해석을 실시하였다.

(a) 모멘트

콘크리트 세그먼트의 길이 5m와 같이 2D-Beam의 각 요소를 5m로 모델링하였다. 전체 하중 단계에서 각 요소별 모멘트의 최대값을 검토하여 모멘트 최대값 분포도를 작성 후 하중단계 최종단계에서의 모멘트 분포도와 비교하였다.

ⓐ Model-1

Model-1은 40 + 3@50 + 40 = 230m인 5경간 연속교이다. 총 46개의 요소를 가지고 있으며, 5개의 콘크리트 세그먼트를 교대후방으로부터 압출하는 방식이며, 최초 콘크리트 세그먼트의 압출 시작 후 최종단계에 이르기까지 총 235 Load-Step이 필요하다. 그림 3.2.63은 교량의 최대모멘트 분포와 최종단계에서의 모멘트 분포를 비교한 것이다.



<그림 3.2.63 Model-1의 모멘트도(LC-1)>

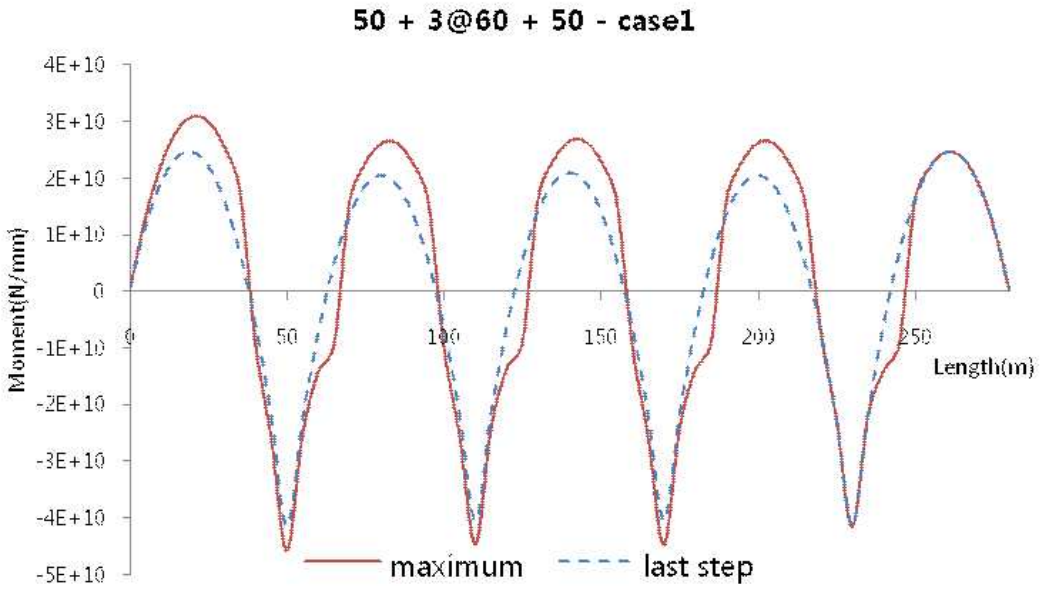
표 3.2.9는 전 하중 단계에서 정모멘트와 부모멘트 최대값과 최종하중 단계에서의 정모멘트와 부모멘트의 최대값과 비교한 것이다. 최대 정모멘트는 하중최종 단계에서의 최대 정모멘트보다 28.5% 크게 나타났으며, 최대 부모멘트는 하중최종 단계에서의 최대 부모멘트보다 10.4% 크게 나타났다.

<표 3.2.9 Model-1의 모멘트 비교(LC-1)>

	$Moment_{max}$	$Moment_{last}$	$Moment_{max}/Moment_{last}$
정모멘트(kN · m)	19,830	15,430	1.582
부모멘트(kN · m)	31,223	28,288	1.104

ⓑ Model-2

Model-2는 50 + 3@60 + 50 = 280m인 5경간 연속교이다. 총 56개의 요소를 가지고 있으며, Model-1과 같이 5개의 콘크리트 세그먼트를 교대후방으로부터 압출하는 방식이며, 최초 콘크리트 세그먼트의 압출 시작 후 최종단계에 이르기까지 총 342 Load-Step이 필요하다. 그림 3.2.64는 교량의 최대모멘트 분포와 최종단계에서의 모멘트 분포를 비교한 것이다.



<그림 3.2.64 Model-2의 모멘트도(LC-1)>

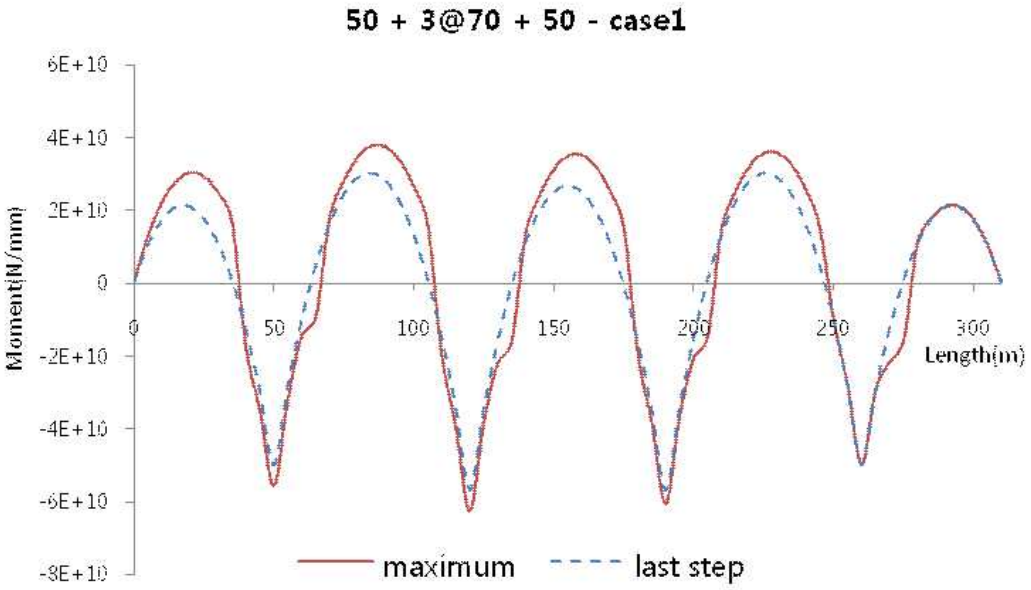
표 3.2.10은 전 하중 단계에서 정모멘트와 부모멘트 최대값과 최종하중 단계에서의 정모멘트와 부모멘트의 최대값과 비교한 것이다. 최대 정모멘트는 하중최종 단계에서의 최대 정모멘트보다 25.6% 크게 나타났으며, 최대 부모멘트는 하중최종 단계에서의 최대 부모멘트보다 10.2% 크게 나타났다.

<표 3.2.10 Model-2의 모멘트 비교(LC-1)>

	$Moment_{max}$	$Moment_{last}$	$Moment_{max}/Moment_{last}$
정모멘트(kN · m)	30,830	24.551	1.256
부모멘트(kN · m)	45,749	42,527	1.102

ⓒ Model-3

Model-3은 50 + 3@70 + 50 = 310m인 5경간 연속교이다. 총 62개의 요소를 가지고 있으며, Model-1과 같이 5개의 콘크리트 세그먼트를 교대후방으로부터 압출하는 방식이며, 최초 콘크리트 세그먼트의 압출 시작 후 최종단계에 이르기까지 총 416 Load-Step이 필요하다. 그림 3.2.65는 교량의 최대모멘트 분포와 최종단계에서의 모멘트 분포를 비교한 것이다.



<그림 3.2.65 Model-3의 모멘트도(LC-1)>

표 3.2.11은 전 하중 단계에서 정모멘트와 부모멘트 최대값과 최종하중 단계에서의 정모멘트와 부모멘트의 최대값과 비교한 것이다. 최대 정모멘트는 하중최종 단계에서의 최대 정모멘트보다 24.1% 크게 나타났으며, 최대 부모멘트는 하중최종 단계에서의 최대 부모멘트보다 10.5% 크게 나타났다.

<표 3.2.11 Model-3의 모멘트 비교(LC-1)>

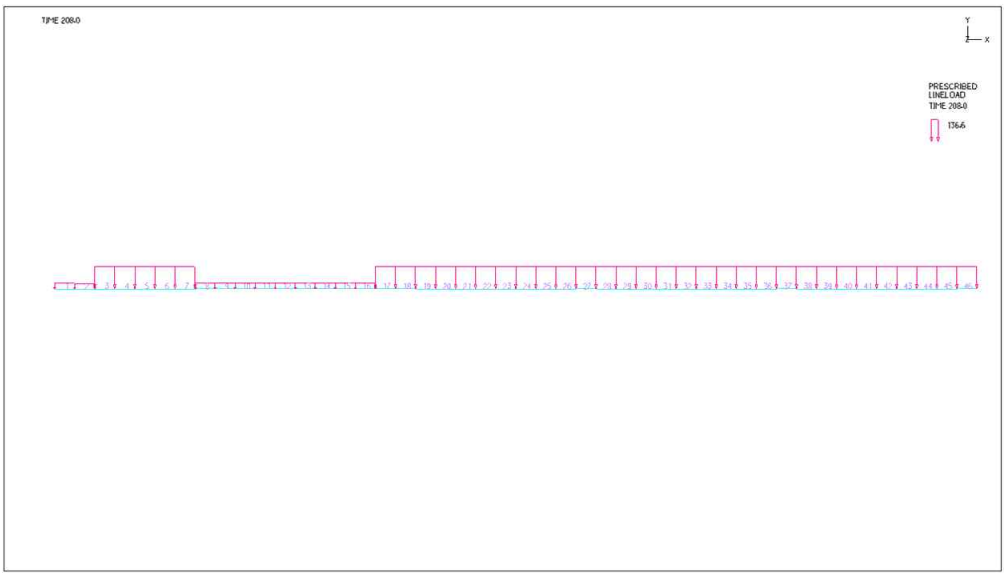
	$Moment_{max}$	$Moment_{last}$	$Moment_{max}/Moment_{last}$
정모멘트(kN · m)	37,862	30,499	1.241
부모멘트(kN · m)	62,610	56,667	1.105

(b) 전단력

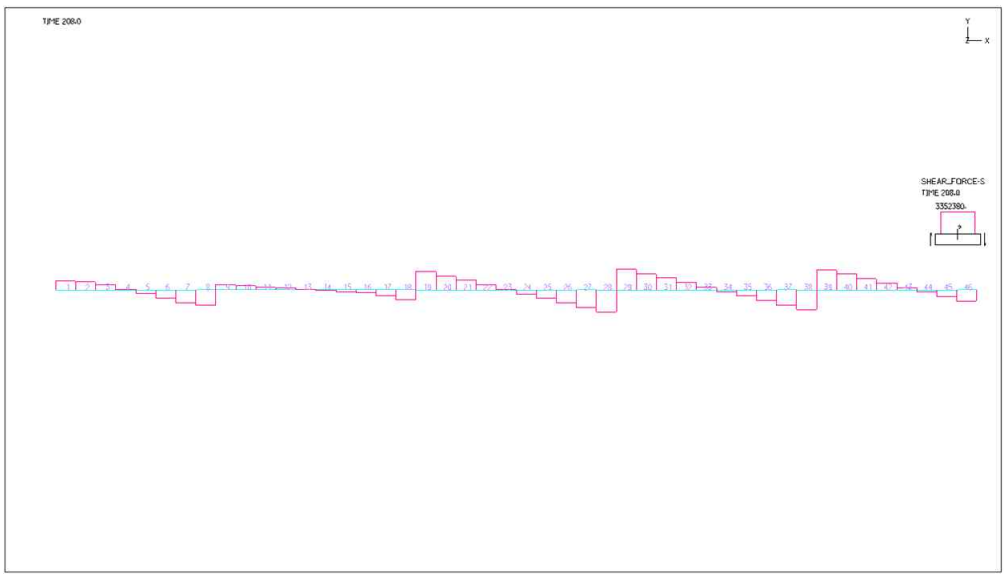
각 하중 단계별로 교량에 발생하는 전단력을 검토하여 최대전단력이 발생하는 하중단계에서의 전단 분포와 최종 하중단계에서의 전단 분포를 비교하였다.

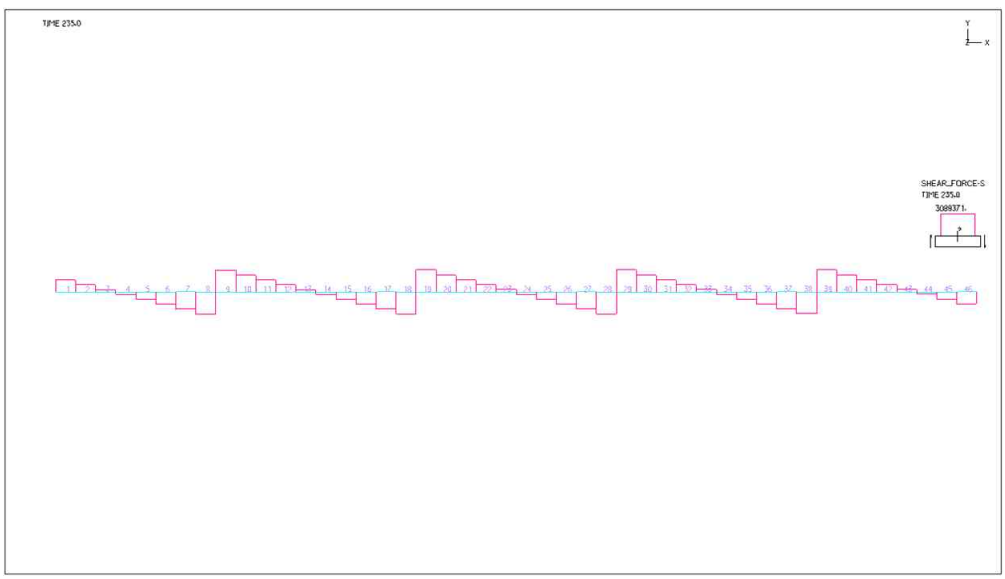
ⓐ Model-1

최대 전단력이 발생하는 하중 단계는 208Step 이었으며, 그림 3.2.66은 최대전단력 발생시 하중재하를 보여준다. 그림 3.2.67의 위 그림은 최대전단력이 발생하였을 경우 전단력 분포를 아래 그림은 최종 하중단계에서의 전단력을 보여준다.



<그림 3.2.66 Model-1의 전단력 발생시 하중분포(LC-1)>





<그림 3.2.67 Model-1의 전단력(LC-1)>

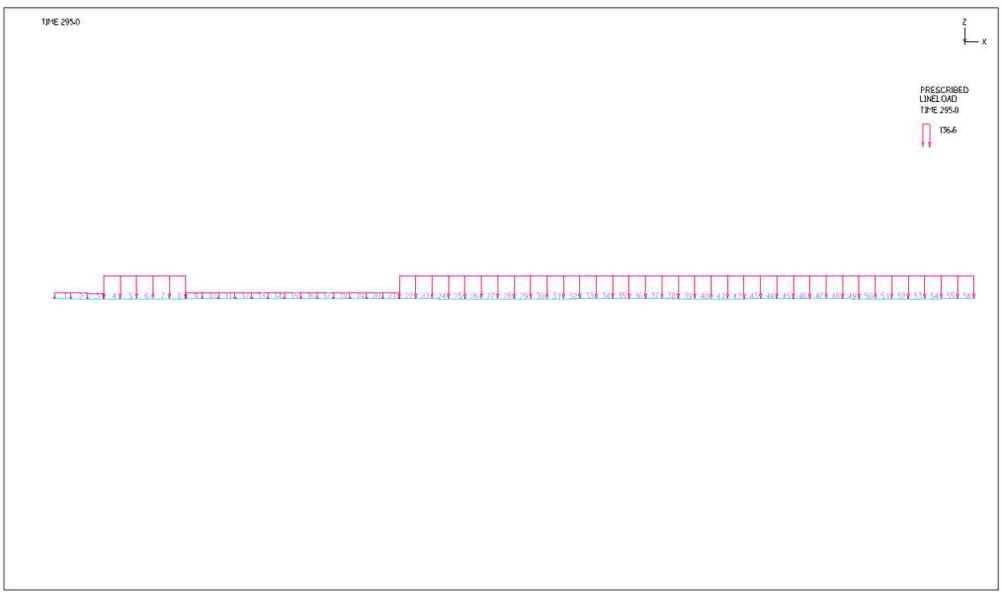
콘크리트 세그먼트의 150m는 교량 끝부분까지 압출되어 있으면 7번째 25m의 콘크리트 세그먼트 그룹이 교대 후방으로부터 10m 압출되었을 때 최대전단력이 발생하게 된다. 표 3.2.12는 전 하중 단계에서 발생한 전단력의 최대값과 최종하중 단계에서의 전단력의 최대값을 비교한 것이다. 208번째 하중 단계에서 발생한 최대전단력이 최종하중단계에서의 전단력보다 8.5% 정도 크게 나타났다.

<표 3.2.12 Model-1의 전단력 비교(LC-1)>

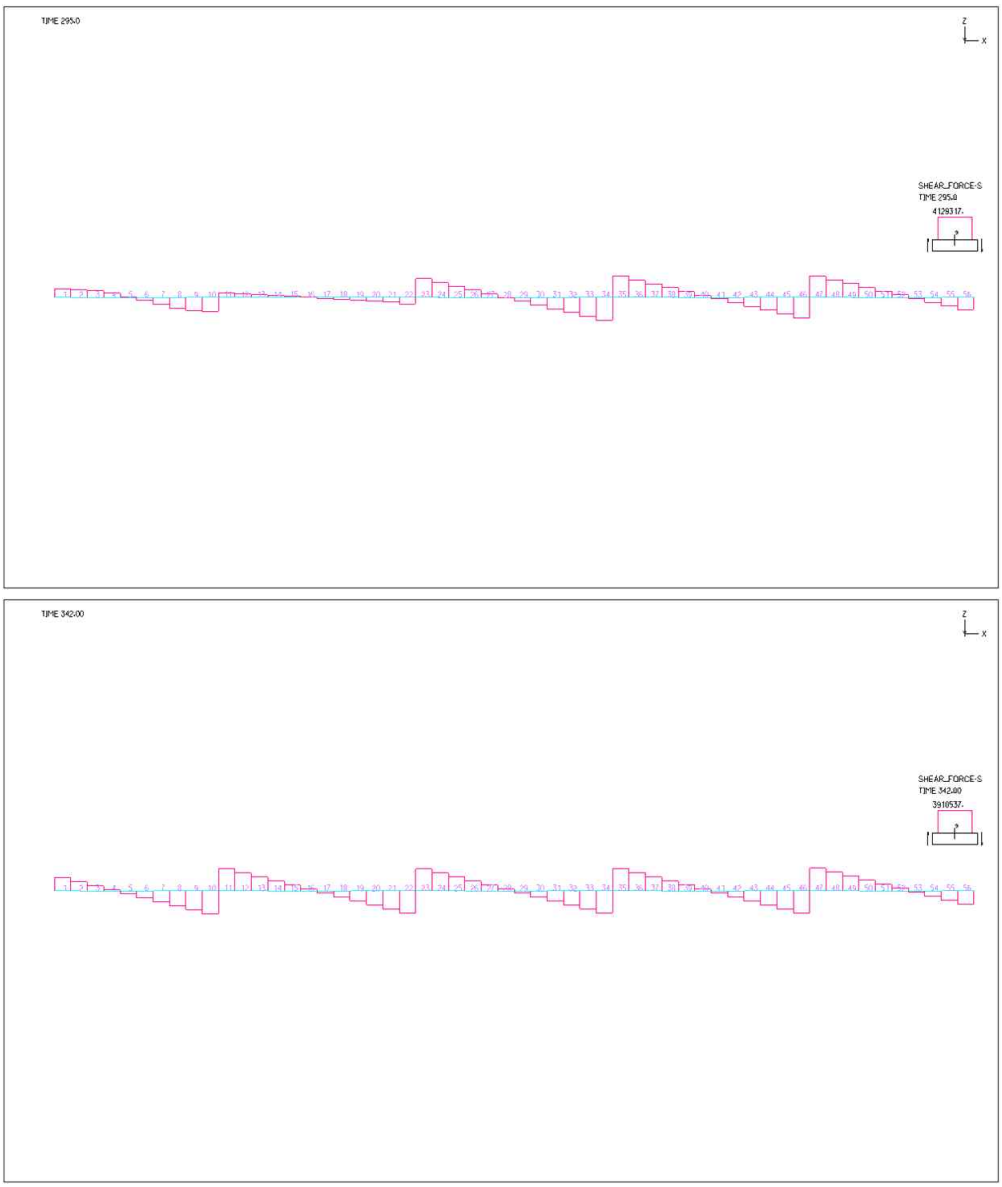
	Shearman	$Shear_{last}$	$Shear_{max}/Shear_{last}$
Shear Force(N)	3,352,380	3,089,371	1.085

ⓑ Model-2

최대 전단력이 발생하는 하중 단계는 295Step 이었으며, 그림 3.2.68은 최대전단력 발생시 하중재하를 보여준다. 그림 3.2.69의 위 그림은 최대전단력이 발생하였을 경우 전단력 분포를 아래 그림은 최종 하중단계에서의 전단력을 보여준다. 콘크리트 세그먼트의 175m는 교량 끝부분까지 압출되어 있으면 8번째 25m의 콘크리트 세그먼트 그룹이 교대 후방으로부터 15m 압출되었을 때 최대전단력이 발생하게 된다.



<그림 3.2.68 Model-2의 최대 전단력 발생시 하중분포(LC-1)>



<그림 3.2.69 Model-2의 전단력(LC-1)>

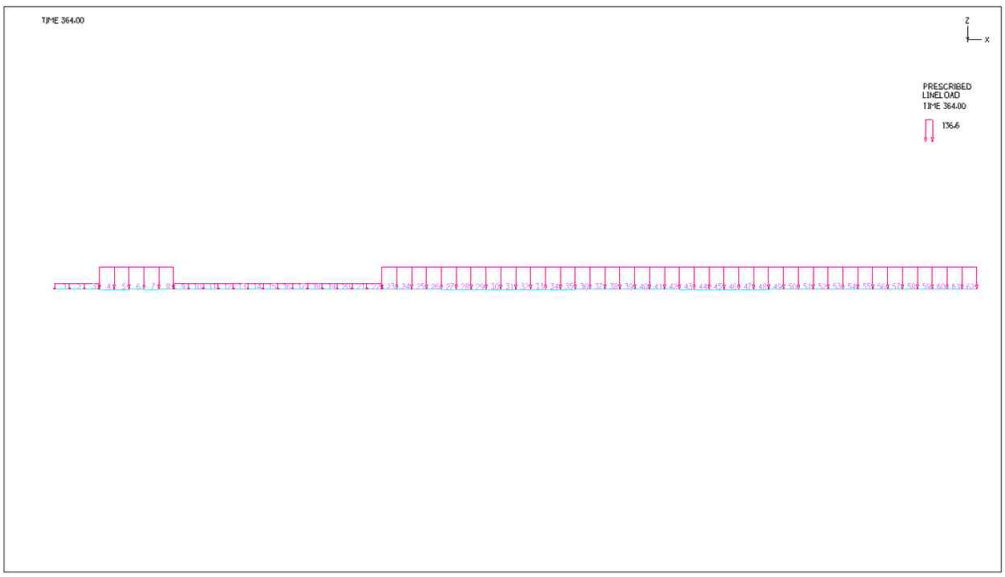
표 3.2.13은 전 하중 단계에서 발생한 전단력의 최대값과 최종하중 단계에서의 전단력의 최대값을 비교한 것이다. 295번째 하중 단계에서 발생한 최대전단력이 최종하중단계에서의 전단력보다 5.6% 정도 크게 나타났다.

<표 3.2.13 Model-2의 전단력 비교(LC-1)>

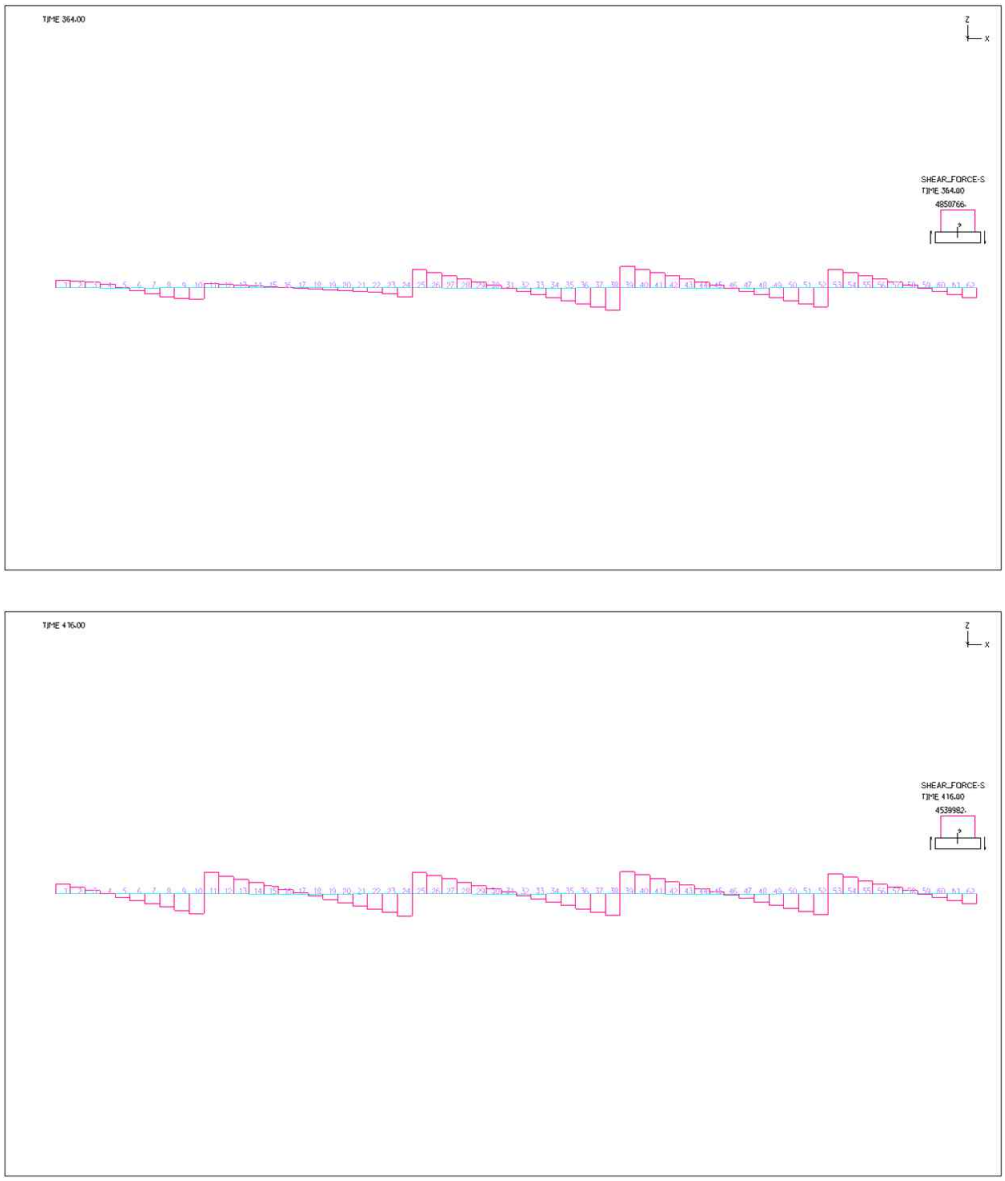
	$Shear_{max}$	$Shear_{last}$	$Shear_{max}/Shear_{last}$
Shear Force(N)	4,129,317	3,910,537	1.056

ⓒ Model-3

최대 전단력이 발생하는 하중 단계는 364Step 이었으며, 그림 3.2.70은 최대전단력 발생시 하중재하를 보여준다. 그림 3.2.71의 위 그림은 최대전단력이 발생하였을 경우 전단력 분포를 아래 그림은 최종 하중단계에서의 전단력을 보여준다. 콘크리트 세그먼트의 200m은 교량 끝부분까지 압출되어 있으면 9번째 25m의 콘크리트 세그먼트 그룹이 교대 후방으로부터 15m 압출되었을 때 최대전단력이 발생하게 된다.



<그림 3.2.70 Model-3의 최대 전단력 발생시 하중분포(LC-1)>



<그림 3.2.71 Model-3의 전단력(LC-1)>

표 3.2.14는 전 하중 단계에서 발생한 전단력의 최대값과 최종하중 단계에서의 전단력의 최대값을 비교한 것이다. 295번째 하중 단계에서 발생한 최대전단력이 최종하중단계에서의 전단력보다 6.9% 정도 크게 나타났다.

<표 3.2.14 Model-3의 전단력 비교(LC-1)>

	$Shear_{max}$	$Shear_{last}$	$Shear_{max}/Shear_{last}$
Shear Force(N)	4,850,766	4,539,982	1.069

② Load Case2

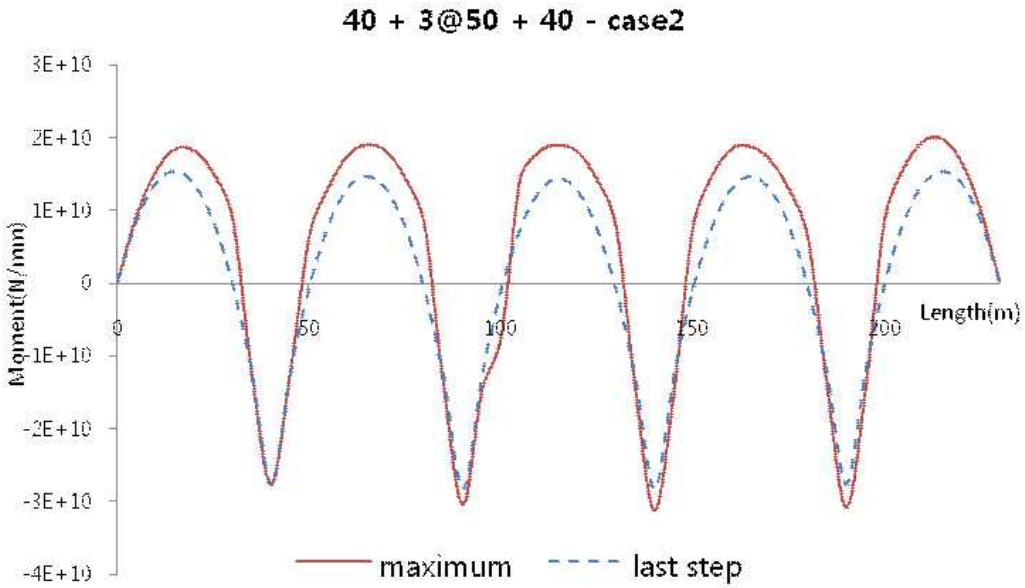
Load Case2는 총 4가지의 모델에 적용하여 해석을 실시하였다.

(a) 모멘트

콘크리트 세그먼트의 길이 5m와 같이 2D-Beam의 각 요소를 5m로 모델링하였다. 전체 하중 단계에서 각 요소별 모멘트의 최대값을 검토하여 모멘트 최대값 분포도를 작성 후 하중단계 최종단계에서의 모멘트 분포도와 비교하였다.

ⓐ Model-1

Model-1은 40 + 3@50 + 40 = 230m인 5경간 연속교이다. 총 46개의 요소를 가지고 있으며, 모든 콘크리트 세그먼트를 최초 콘크리트 세그먼트의 압출 시작 후 최종단계에 이르기까지 한 번에 압출하는 것이다. 총 46단계의 Load-Step이 필요하다. 그림 3.2.72는 교량의 최대모멘트 분포와 최종단계에서의 모멘트 분포를 비교한 것이다.



<그림 3.2.72 Model-1의 모멘트도(LC-2)>

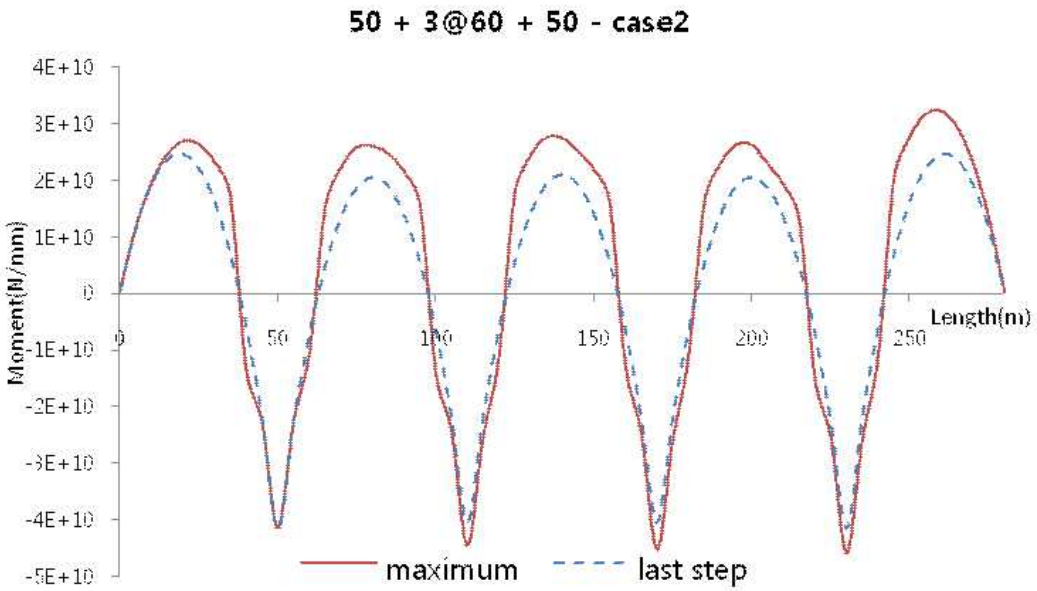
표 3.2.15는 전 하중 단계에서 정모멘트와 부모멘트 최대값과 최종하중 단계에서의 정모멘트와 부모멘트의 최대값과 비교한 것이다. 최대 정모멘트는 하중최종 단계에서의 최대 정모멘트보다 27.1% 크게 나타났으며, 최대 부모멘트는 하중최종 단계에서의 최대 부모멘트보다 10.2% 크게 나타났다.

<표 3.2.15 Model-1의 모멘트 비교(LC-2)>

	$Moment_{max}$	$Moment_{last}$	$Moment_{max}/Moment_{last}$
정모멘트(kN · m)	19,606	15,430	1.271
부모멘트(kN · m)	31,186	28,288	1.102

ⓑ Model-2

Model-2는 50 + 3@60 + 50 = 280m인 5경간 연속교이다. 총 56개의 요소를 가지고 있으며, 모든 콘크리트 세그먼트를 최초 콘크리트 세그먼트의 압출 시작 후 최종단계에 이르기까지 한 번에 압출하는 것이다. 총 56단계의 Load-Step이 필요하다. 그림 3.2.73은 교량의 최대모멘트 분포와 최종단계에서의 모멘트 분포를 비교한 것이다.



<그림 3.2.73 Model-2의 모멘트도(LC-2)>

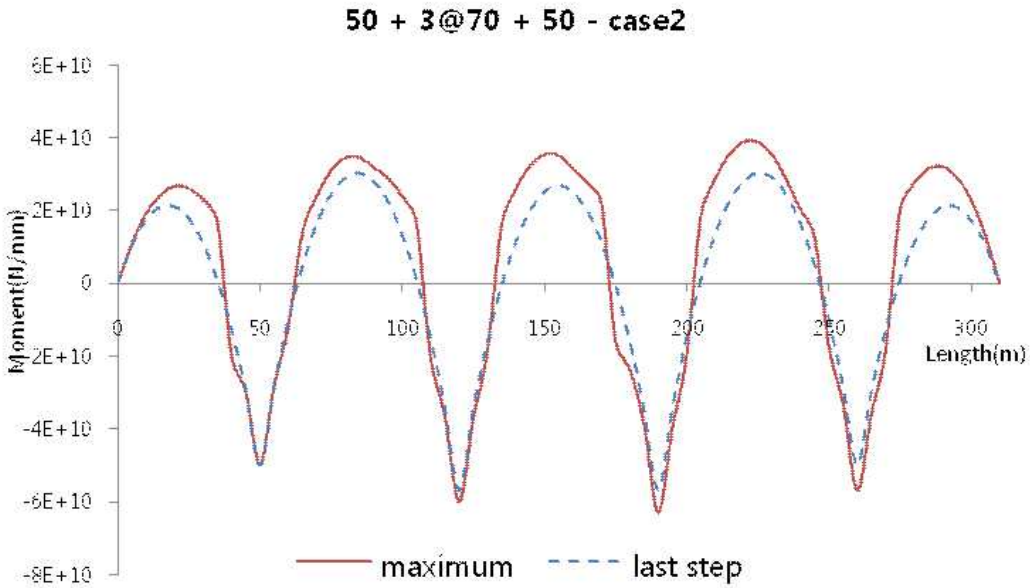
표 3.2.16은 전 하중 단계에서 정모멘트와 부모멘트 최대값과 최종하중 단계에서의 정모멘트와 부모멘트의 최대값과 비교한 것이다. 최대 정모멘트는 하중최종 단계에서의 최대 정모멘트보다 31.0% 크게 나타났으며, 최대 부모멘트는 하중최종 단계에서의 최대 부모멘트보다 10.3% 크게 나타났다.

<표 3.2.16 Model-2의 모멘트 비교(LC-2)>

	$Moment_{max}$	$Moment_{last}$	$Moment_{max}/Moment_{last}$
정모멘트(kN · m)	32,150	24.551	1.310
부모멘트(kN · m)	45,820	41,527	1.103

ⓒ Model-3

Model-3은 50 + 3@70 + 50 = 310m인 5경간 연속교이다. 총 62개의 요소를 가지고 있으며, 모든 콘크리트 세그먼트를 최초 콘크리트 세그먼트의 압출 시작 후 최종단계에 이르기까지 한 번에 압출하는 것이다. 총 62단계의 Load-Step이 필요하다. 그림 3.2.74는 교량의 최대모멘트 분포와 최종단계에서의 모멘트 분포를 비교한 것이다.



<그림 3.2.74 Model-3의 모멘트도(LC-2)>

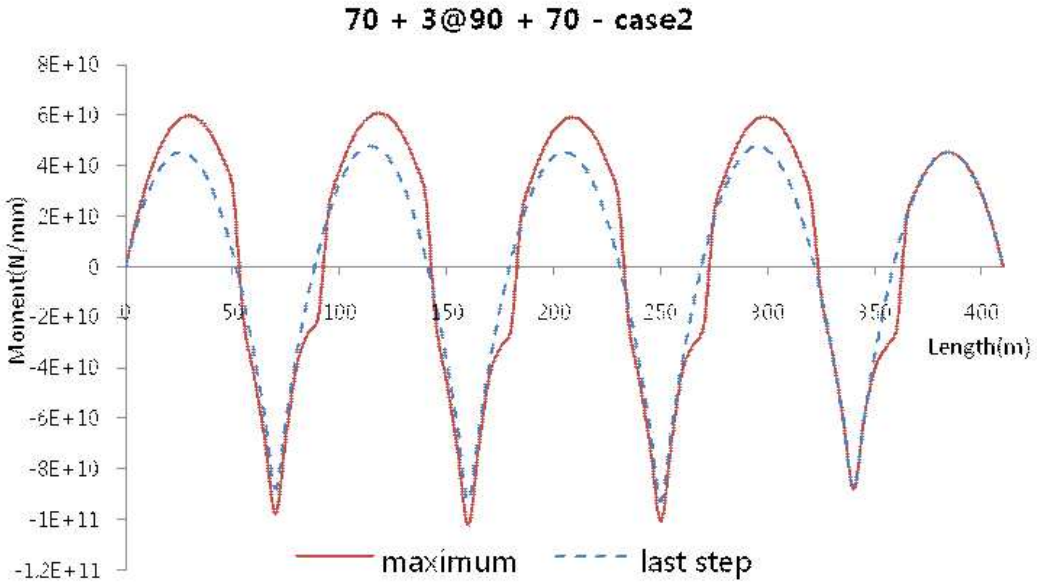
표 3.2.17은 전 하중 단계에서 정모멘트와 부모멘트 최대값과 최종하중 단계에서의 정모멘트와 부모멘트의 최대값과 비교한 것이다. 최대 정모멘트는 하중최종 단계에서의 최대 정모멘트보다 27.9% 크게 나타났으며, 최대 부모멘트는 하중최종 단계에서의 최대 부모멘트보다 10.8% 크게 나타났다.

<표 3.2.17 Model-3의 모멘트 비교(LC-2)>

	$Moment_{max}$	$Moment_{last}$	$Moment_{max}/Moment_{last}$
정모멘트(kN · m)	39,015	30.499	1.279
부모멘트(kN · m)	62,764	56,667	1.108

ⓓ Model-4

Model-3은 70 + 3@90 + 70 = 410m인 5경간 연속교이다. 총 82개의 요소를 가지고 있으며, 모든 콘크리트 세그먼트를 최초 콘크리트 세그먼트의 압출 시작 후 최종단계에 이르기까지 한 번에 압출하는 것이다. 총 82단계의 Load-Step이 필요하다. 그림 3.2.75는 교량의 최대모멘트 분포와 최종단계에서의 모멘트 분포를 비교한 것이다.



<그림 3.2.75 Model-4의 모멘트도(LC-2)>

표 3.2.18은 전 하중 단계에서 정모멘트와 부모멘트 최대값과 최종하중 단계에서의 정모멘트와 부모멘트의 최대값과 비교한 것이다. 최대 정모멘트는 하중최종 단계에서의 최대 정모멘트보다 26.9% 크게 나타났으며, 최대 부모멘트는 하중최종 단계에서의 최대 부모멘트보다 10.3% 크게 나타났다.

<표 3.2.18 Model-4의 모멘트 비교(LC-2)>

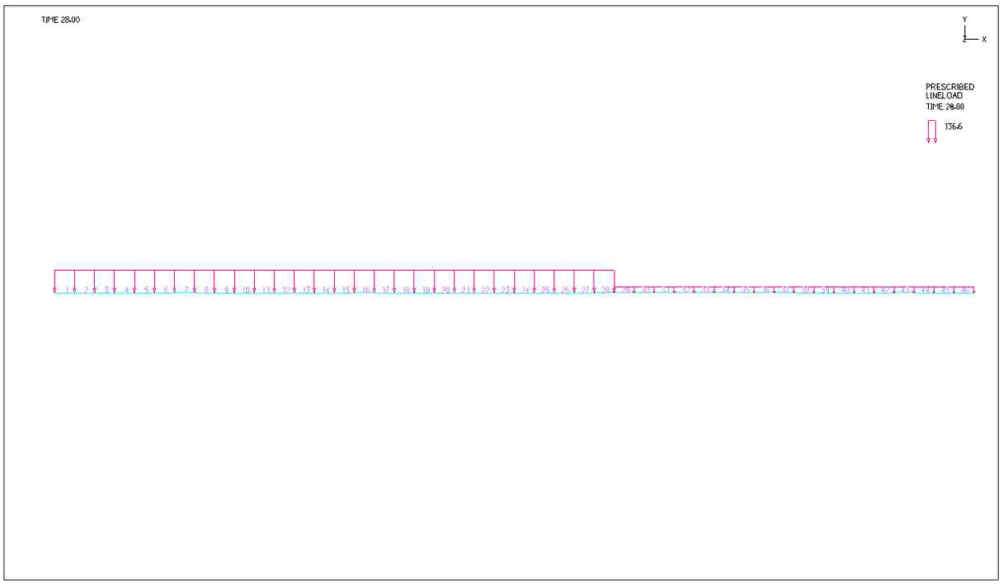
	$Moment_{max}$	$Moment_{last}$	$Moment_{max}/Moment_{last}$
정모멘트(kN · m)	60,901	47,983	1.269
부모멘트(kN · m)	102,247	92,736	1.103

(b) 전단력

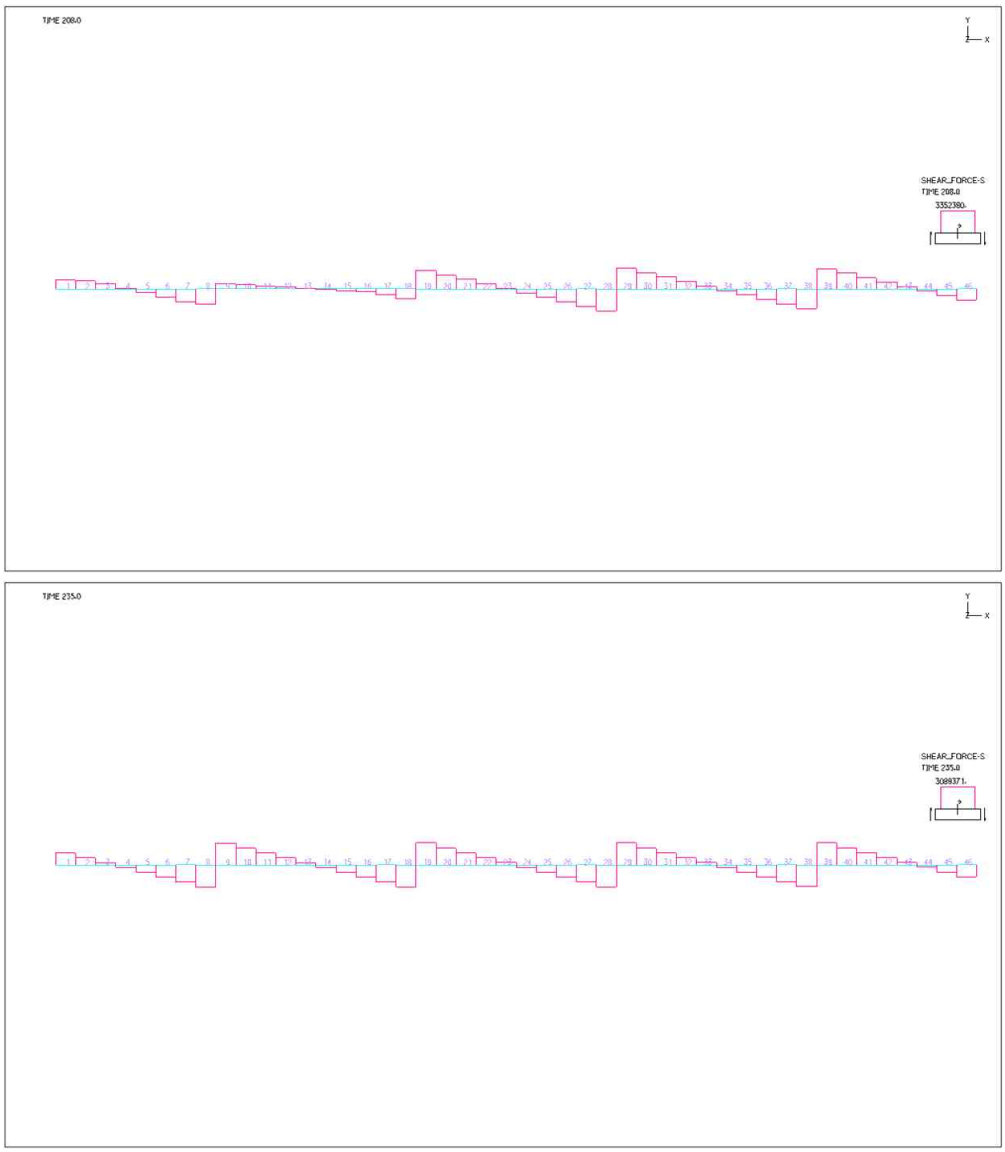
각 하중 단계별로 교량에 발생하는 전단력을 검토하여 최대전단력이 발생하는 하중단계에서의 전단 분포와 최종 하중단계에서의 전단 분포를 비교하였다.

ⓐ Model-1

최대 전단력이 발생하는 하중 단계는 24Step 이었으며, 그림 3.2.76은 최대전단력 발생시 하중재하를 보여준다. 그림 3.2.77의 위 그림은 최대전단력이 발생하였을 경우 전단력 분포를 아래 그림은 최종 하중단계에서의 전단력을 보여준다.



<그림 3.2.76 Model-1의 최대 전단력 발생시 하중분포(LC-2)>



<그림 3.2.77 Model-1의 전단력(LC-2)>

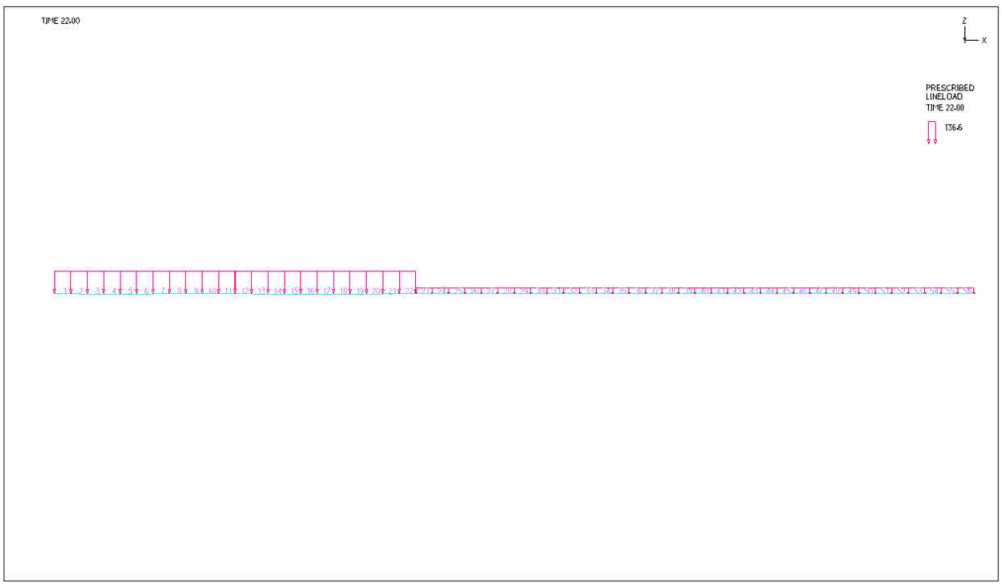
120m의 콘크리트 세그먼트가 교대 후방으로부터 압출되었을 때 최대전단력이 발생하게 된다. 표 3.2.19는 전 하중 단계에서 발생한 전단력의 최대값과 최종하중 단계에서의 전단력의 최대값을 비교한 것이다. 24번째 하중 단계에서 발생한 최대전단력이 최종하중 단계에서의 전단력보다 8.4% 정도 크게 나타났다.

<표 3.2.19 Model-1의 전단력 비교(LC-2)>

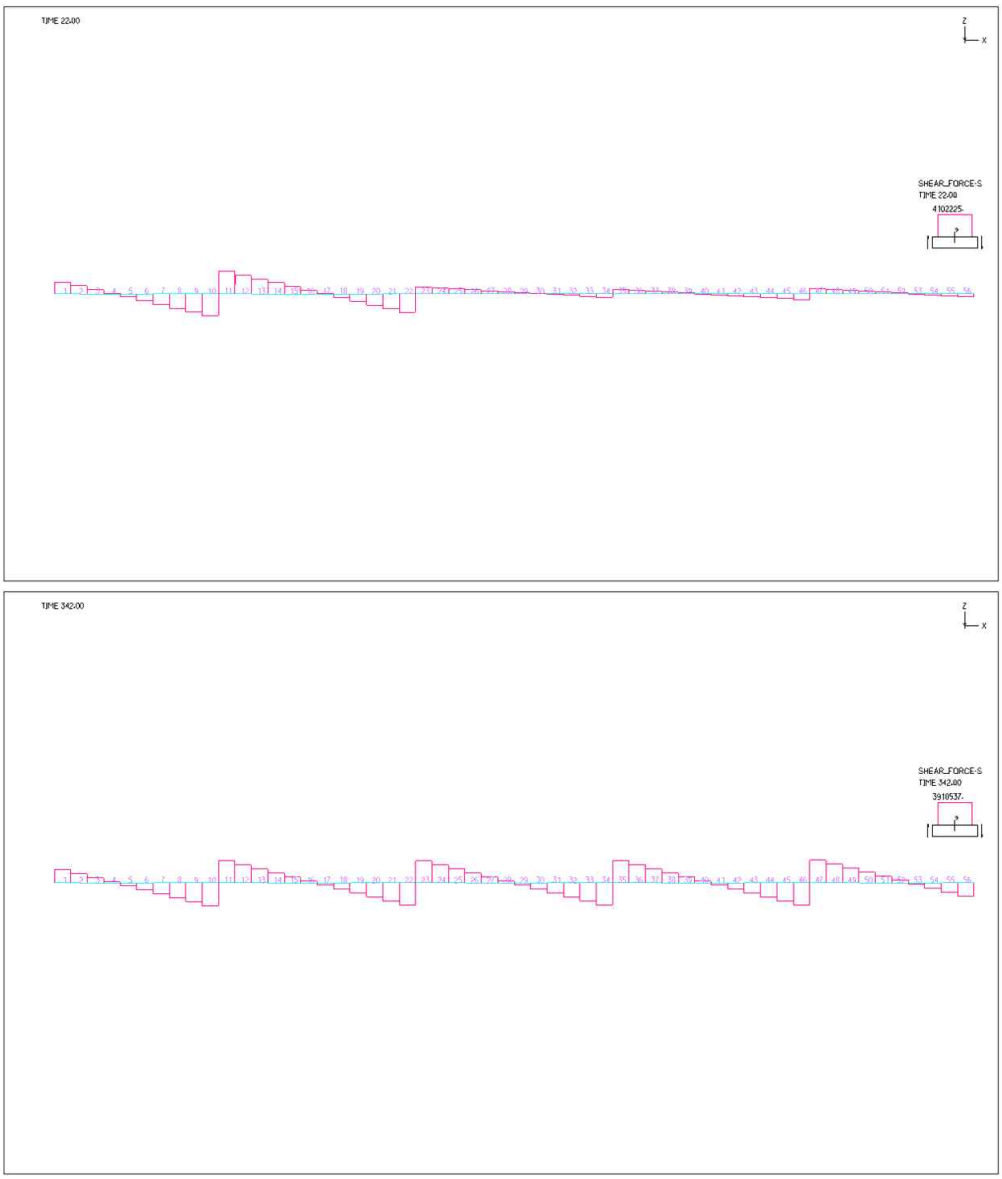
	$Shear_{max}$	$Shear_{last}$	$Shear_{max}/Shear_{last}$
Shear Force(N)	3,347,962	3,089,371	1.084

ⓑ Model-2

최대 전단력이 발생하는 하중 단계는 22Step 이었으며, 그림 3.2.78은 최대전단력 발생시 하중재하를 보여준다. 그림 3.2.79의 위 그림은 최대전단력이 발생하였을 경우 전단력 분포를 아래 그림은 최종 하중단계에서의 전단력을 보여준다.



<그림 3.2.78 Model-2의 최대 전단력 발생시 하중분포(LC-2)>



<그림 3.2.79 Model-2의 전단력(LC-2)>

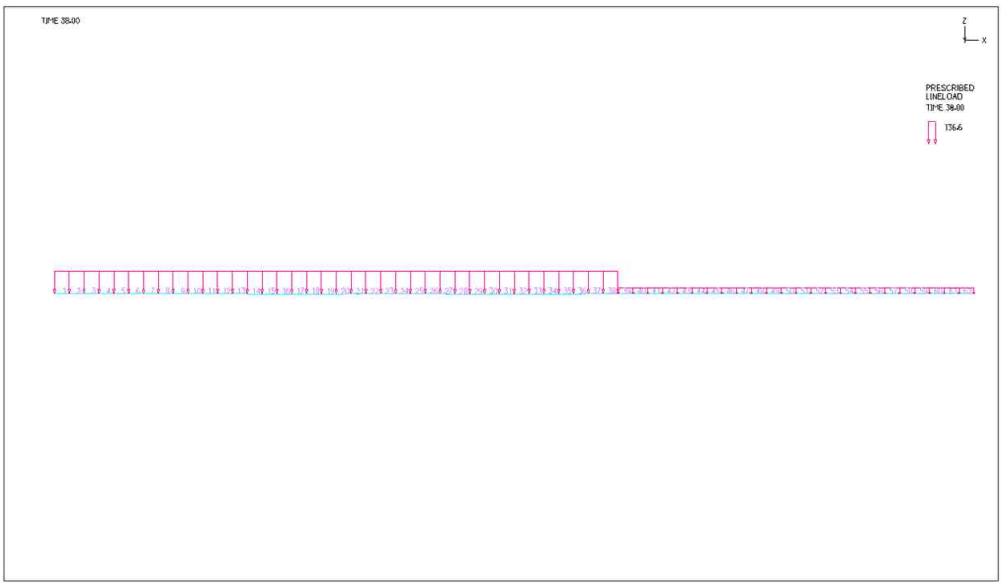
110m의 콘크리트 세그먼트가 교대 후방으로부터 압출되었을 때 최대전단력이 발생하게 된다. 표 3.2.20은 전 하중 단계에서 발생한 전단력의 최대값과 최종하중 단계에서의 전단력의 최대값을 비교한 것이다. 22번째 하중 단계에서 발생한 최대전단력이 최종하중 단계에서의 전단력보다 4.9% 정도 크게 나타났다.

<표 3.2.20 Model-2의 전단력 비교(LC-2)>

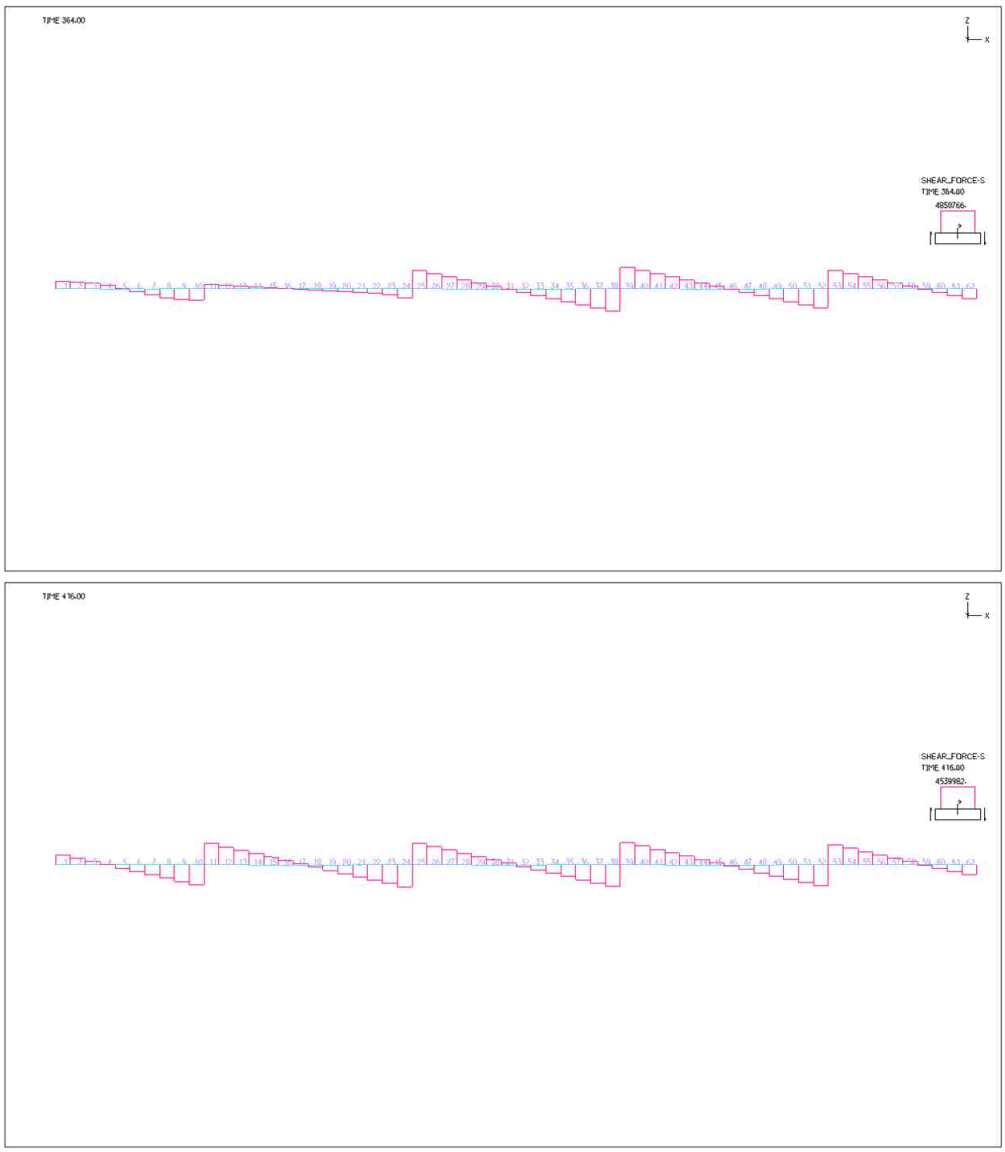
	$Shear_{max}$	$Shear_{last}$	$Shear_{max}/Shear_{last}$
Shear Force(N)	4,102,225	3,910,537	1.049

ⓒ Model-3

최대 전단력이 발생하는 하중 단계는 38Step 이었으며, 그림 3.2.80은 최대전단력 발생시 하중재하를 보여준다. 그림 3.2.81의 위 그림은 최대전단력이 발생하였을 경우 전단력 분포를 아래 그림은 최종 하중단계에서의 전단력을 보여준다.



<그림 3.2.80 Model-3의 최대 전단력 발생시 하중분포(LC-2)>



<그림 3.2.81 Model-3의 전단력(LC-2)>

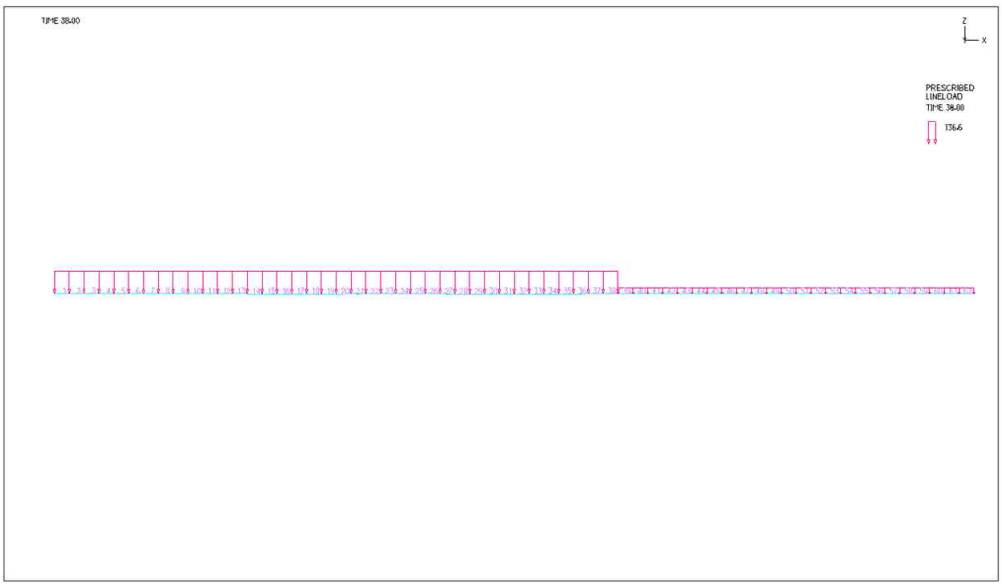
190m의 콘크리트 세그먼트가 교대 후방으로부터 압출되었을 때 최대전단력이 발생하게 된다. 표 3.2.21은 전 하중 단계에서 발생한 전단력의 최대값과 최종하중 단계에서의 전단력의 최대값을 비교한 것이다. 38번째 하중 단계에서 발생한 최대전단력이 최종하중 단계에서의 전단력보다 6.6% 정도 크게 나타났다.

<표 3.2.21 Model-3의 전단력 비교(LC-2)>

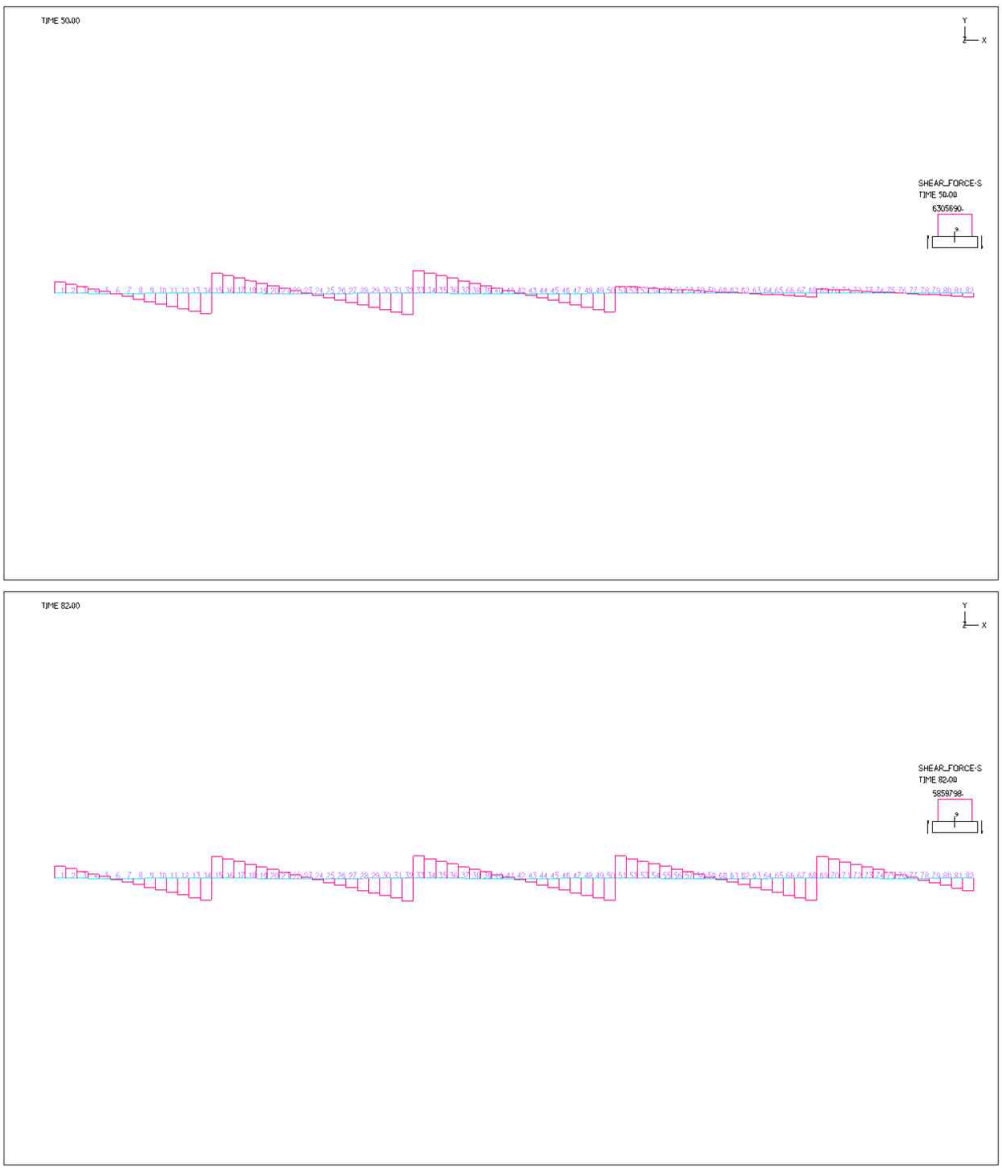
	$Shear_{max}$	$Shear_{last}$	$Shear_{max}/Shear_{last}$
Shear Force(N)	4,850,766	4,539,982	1.066

ⓓ Model-4

최대 전단력이 발생하는 하중 단계는 50Step 이었으며, 그림 3.2.82는 최대전단력 발생시 하중재하를 보여준다. 그림 3.2.83의 위 그림은 최대전단력이 발생하였을 경우 전단력 분포를 아래 그림은 최종 하중단계에서의 전단력을 보여준다.



<그림 3.2.82 Model-4의 최대 전단력 발생시 하중분포(LC-2)>



<그림 3.2.83 Model-4의 전단력(LC-2)>

250m의 콘크리트 세그먼트가 교대 후방으로부터 압출되었을 때 최대전단력이 발생하게 된다. 표 3.2.22는 전 하중 단계에서 발생한 전단력의 최대값과 최종하중 단계에서의 전단력의 최대값을 비교한 것이다. 50번째 하중 단계에서 발생한 최대전단력이 최종하중 단계에서의 전단력보다 5.9% 정도 크게 나타났다.

<표 3.2.22 Model-4의 전단력 비교(LC-2)>

	$Shear_{max}$	$Shear_{last}$	$Shear_{max}/Shear_{last}$
Shear Force(N)	6,305,690	5,859,798	1.059

③ Load Case3

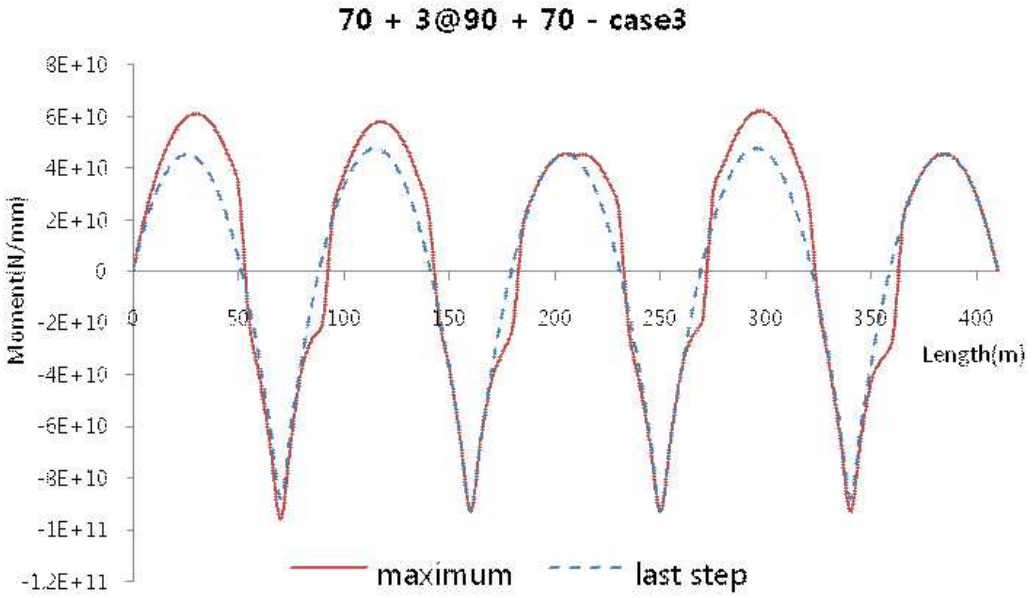
Load Case3은 총 1가지의 모델에 적용하여 해석을 실시하였다.

(a) 모멘트

콘크리트 세그먼트의 길이 5m과 같이 2D-Beam의 각 요소를 5m로 모델링하였다. 전체 하중 단계에서 각 요소별 모멘트의 최대값을 검토하여 모멘트 최대값 분포도를 작성 후 하중단계 최종단계에서의 모멘트 분포도와 비교하였다.

ⓐ Model-1

Model-1은 70 + 3@90 + 70 = 410m인 5경간 연속교이다. 총 82개의 요소를 가지고 있으며, 교량의 중앙부에서 교량 끝 방향으로 총 콘크리트 세그먼트의 절반을 압출한 후 다시 교대후방으로부터 나머지 콘크리트 세그먼트를 교량의 중앙부까지 압출하는 것이다. 총 46단계의 Load-Step이 필요하다. 그림 3.2.84는 교량의 최대모멘트 분포와 최종단계에서의 모멘트 분포를 비교한 것이다.



<그림 3.2.84 Model-1의 모멘트도(LC-3)>

표 3.2.23는 전 하중 단계에서 정모멘트와 부모멘트 최대값과 최종하중 단계에서의 정모멘트와 부모멘트의 최대값과 비교한 것이다. 최대 정모멘트는 하중최종 단계에서의 최대 정모멘트보다 28.7% 크게 나타났으며, 최대 부모멘트는 하중최종 단계에서의 최대 부모멘트보다 3.0% 크게 나타났다.

<표 3.2.23 Model-1의 모멘트 비교(LC-3)>

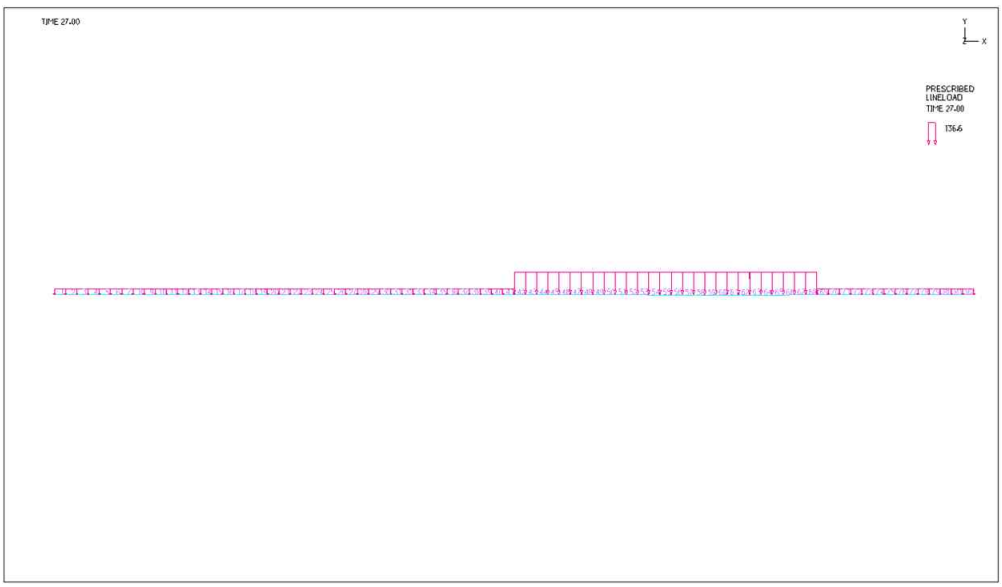
	$Moment_{max}$	$Moment_{last}$	$Moment_{max}/Moment_{last}$
정모멘트(kN · m)	61,770	47,983	1.287
부모멘트(kN · m)	95,532	92,736	1.030

(b) 전단력

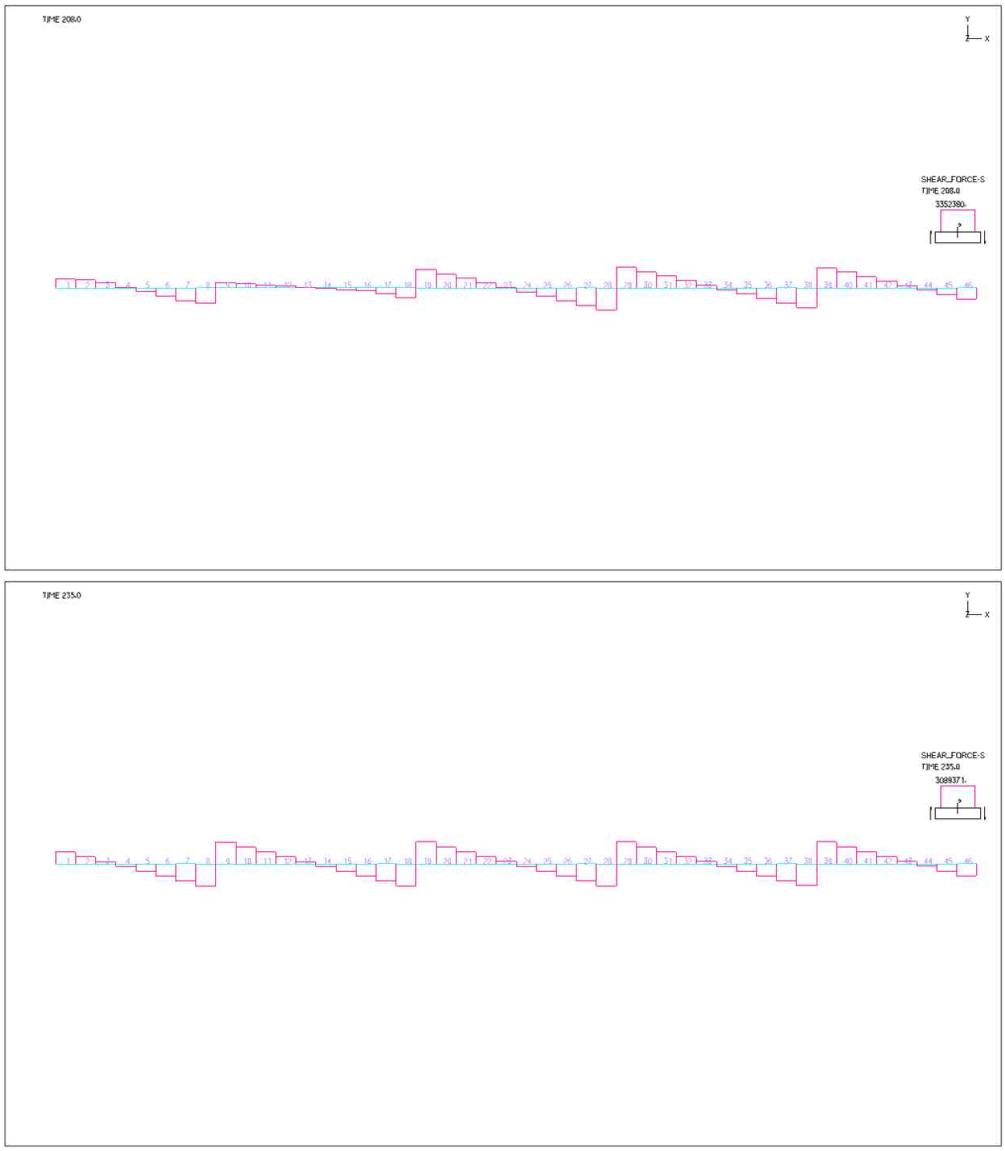
각 하중 단계별로 교량에 발생하는 전단력을 검토하여 최대전단력이 발생하는 하중단계에서의 전단 분포와 최종 하중단계에서의 전단 분포를 비교하였다.

ⓐ Model-1

최대 전단력이 발생하는 하중 단계는 27Step 이었으며, 그림 3.2.85는 최대전단력 발생시 하중재하를 보여준다. 그림 3.2.86의 위 그림은 최대전단력이 발생하였을 경우 전단력 분포를 아래 그림은 최종 하중단계에서의 전단력을 보여준다.



<그림 3.2.85 Model-1의 최대 전단력 발생시 하중분포(LC-3)>



<그림 3.2.86 Model-1의 전단력(LC-3)>

135m의 콘크리트 세그먼트가 교량 중앙으로부터 압출되었을 때 최대전단력이 발생하게 된다. 27번째 하중 단계에서 발생한 최대전단력(6,168,898N)이 최종하중단계에서의 전단력(5,859,798N)보다 5.3% 정도 크게 나타났다.

(5) 소 결

상부슬래브 압출가설공법은 교대후방이나 교량중앙에서 기 제작된 상부슬래브를 연속적으로 교량 거더위에 압출 후 전단연결재를 설치하여 거더와 합성을 이루게 하는 공법이다. 본 연구에서는 실제 교량에 사용된 단면을 대상으로 압출시공 단계에 따른 시공단계별 해석을 실시하였다.

본 연구를 통하여 얻은 결론을 요약하면 다음과 같다.

(1) 같은 경간의 모델에서 최대전단력과 최대모멘트는 Load Case에 따라 큰 차이를 보이지는 않는다.

(2) 모든 모델의 최대전단력과 최대모멘트는 모든 콘크리트 세그먼트가 압출이 끝난 최종상태에서 발생하지 않으며, 콘크리트 세그먼트 압출 시공 중에 최대모멘트와 최대전단력이 발생하였다.

(3) 콘크리트 세그먼트의 압출이 모두 완료된 후의 최대전단력보다 시공중에 발생하는 최대전단력의 크기가 5~8.5% 크게 나타났다. 또한 압출 완료 후의 최대정모멘트보다 시공중에 발생하는 정모멘트가 25~30% 정도 크게 발생하였으며, 부모멘트는 Load-Case 3번의 경우만 제외하고 모든 경우에서 10.5% 가량 크게 발생하였다.

(4) 상부슬래브의 압출시공 중 발생하는 최대전단력과 최대모멘트는 모두 시공중에 발생하므로 시공 완료 이전에 발생하는 전단력과 모멘트가 설계에 반드시 반영되어야 한다고 판단된다.

2.2.6 에어바퀴를 이용한 압출슬래브의 가설공법 개발

(1) 서 론

일반적으로 상부슬래브는 교대 후방이나 일정한 제작대에서 제작된다. 철근으로 연결되는 연속적 타설로 구성되며, 세그먼트 타설과 압출의 반복작업으로 시공된다. 강거더 위로 상부슬래브가 압출이 된 후, 강거더의 플랜지와 전단연결재에 의해서 결합이 이루어진다.

상부슬래브의 압출을 위해 여러 가지 방법이 적용되고 있다. 전단포켓형 상부슬래브는 전단포켓을 설치한 상부슬래브를 압출한 후 전단연결재를 용접하고 전단포켓을 콘크리트로 채우는 방법이다. 전단연결재자 기 설치된 강거더 상에서 적용할 수 있는 채널형 상부슬래브가 제안되기도 했다. 연속적인 압출개구부를 적용한 레일형 상부슬래브도 도입되었다. 최근의 레일형 상부슬래브는 상부플랜지에 I-Beam을 설치하여 그 위로 상부슬래브를 압출하는 방법을 적용한다.

일반적으로 상부슬래브는 교대 후방이나 일정한 제작대에서 제작된다. 철근으로 연결되는 연속적 타설로 구성되며, 세그먼트 타설과 압출의 반복작업으로 시공된다. 강거더 위로 상부슬래브가 압출이 된 후, 강거더의 플랜지와 전단연결재에 의해서 결합이 이루어진다.

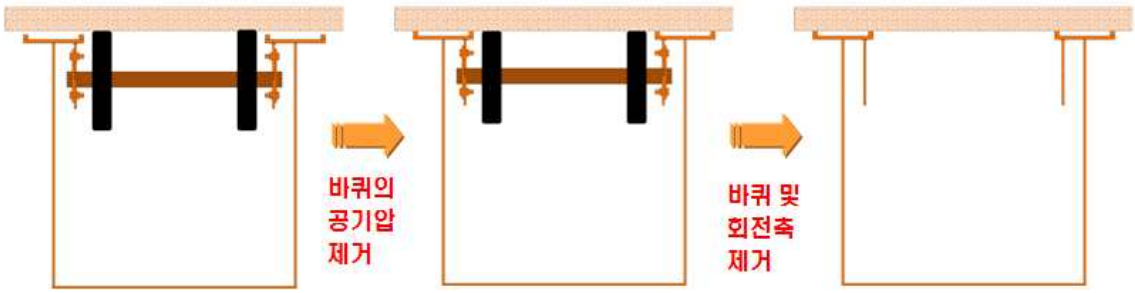
상부슬래브의 압출을 위해 여러 가지 방법이 적용되고 있다. 전단포켓형 상부슬래브는 전단포켓을 설치한 상부슬래브를 압출한 후 전단연결재를 용접하고 전단포켓을 콘크리트로 채우는 방법이다. 전단연결재자 기 설치된 강거더 상에서 적용할 수 있는 채널형 상부슬래브가 제안되기도 했다. 연속적인 압출개구부를 적용한 레일형 상부슬래브도 도입되었다. 최근의 레일형 상부슬래브는 상부플랜지에 I-Beam을 설치하여 그 위로 상부슬래브를 압출하는 방법을 적용한다.

(2) 제안모델

전단포켓형 상부슬래브와 레일형 상부슬래브는 모두 상부 플랜지 위로 콘크리트 세그먼트를 압출하는 방법이다. 강거더의 상부 플랜지 위로 콘크리트 세그먼트를 압출하는 방식은 여러 가지 어려움이 있다. 이러한 사실에 착안하여 상부플랜지 위로 콘크리트 세그먼트를 압출하는 방법 대신 상부플랜지에 회전축을 설치하고 타이어를 사용하여 콘크리트 세그먼트를 압출하는 방식을 검토하였다.

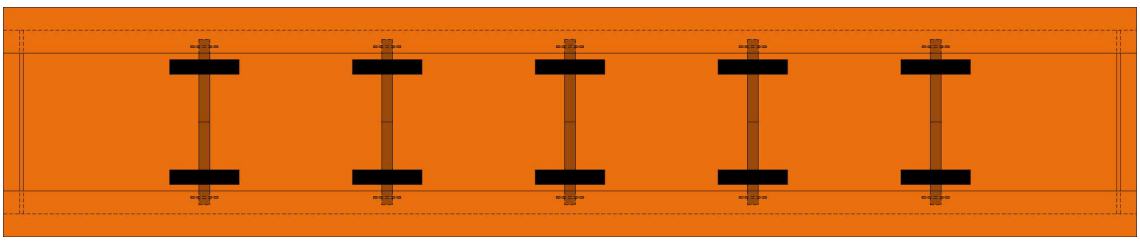
(3) 압출 메카니즘

그림 3.2.87은 상부 플랜지에 회전축을 설치하고 타이어를 이용하여 상부슬래브를 압출하는 방식을 보여준다.



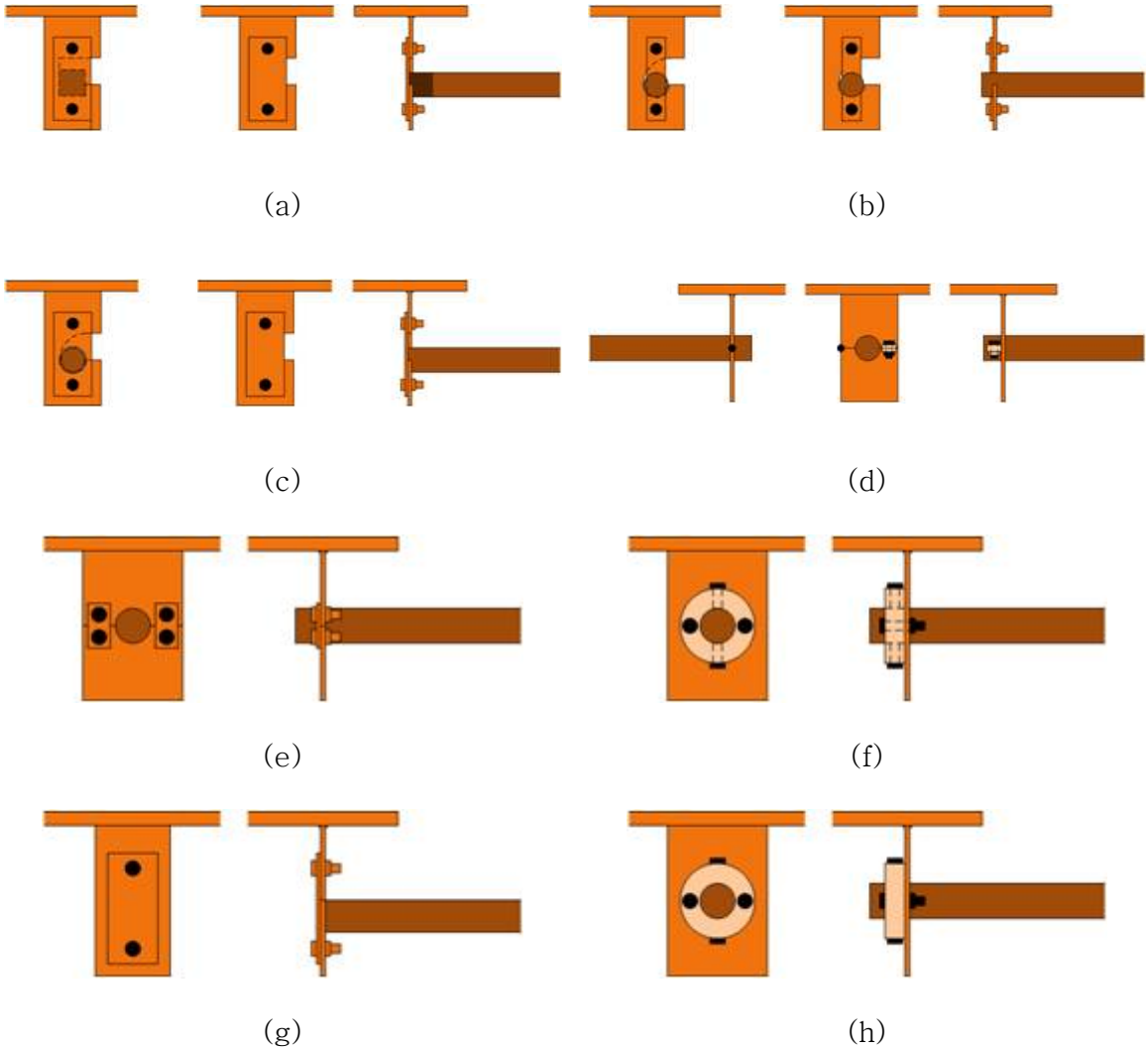
<그림 3.2.87 상부슬래브 압출 메카니즘>

첫 번째 그림은 상부 플랜지에 타이어가 고정되어 있는 회전축이 설치되고 이 위로 상부슬래브가 올라가 있는 모습니다. 종방향으로 그림과 같은 회전축을 일정한 간격으로 설치하고 상부슬래브를 압출한다. 상부슬래브를 압출하는 동안 상부슬래브는 상부 플랜지에 닿지 않고 압출된다. 압출이 끝난 후 두 번째 그림과 같이 타이어의 공기압을 제거하여 상부슬래브를 상부 플랜지 위로 내려놓는다. 상부슬래브가 상부 플랜지 위에 닿으면 세 번째 그림과 같이 회전축 및 타이어를 제거한다. 그 후 상부슬래브와 전단연결재를 연결한다.



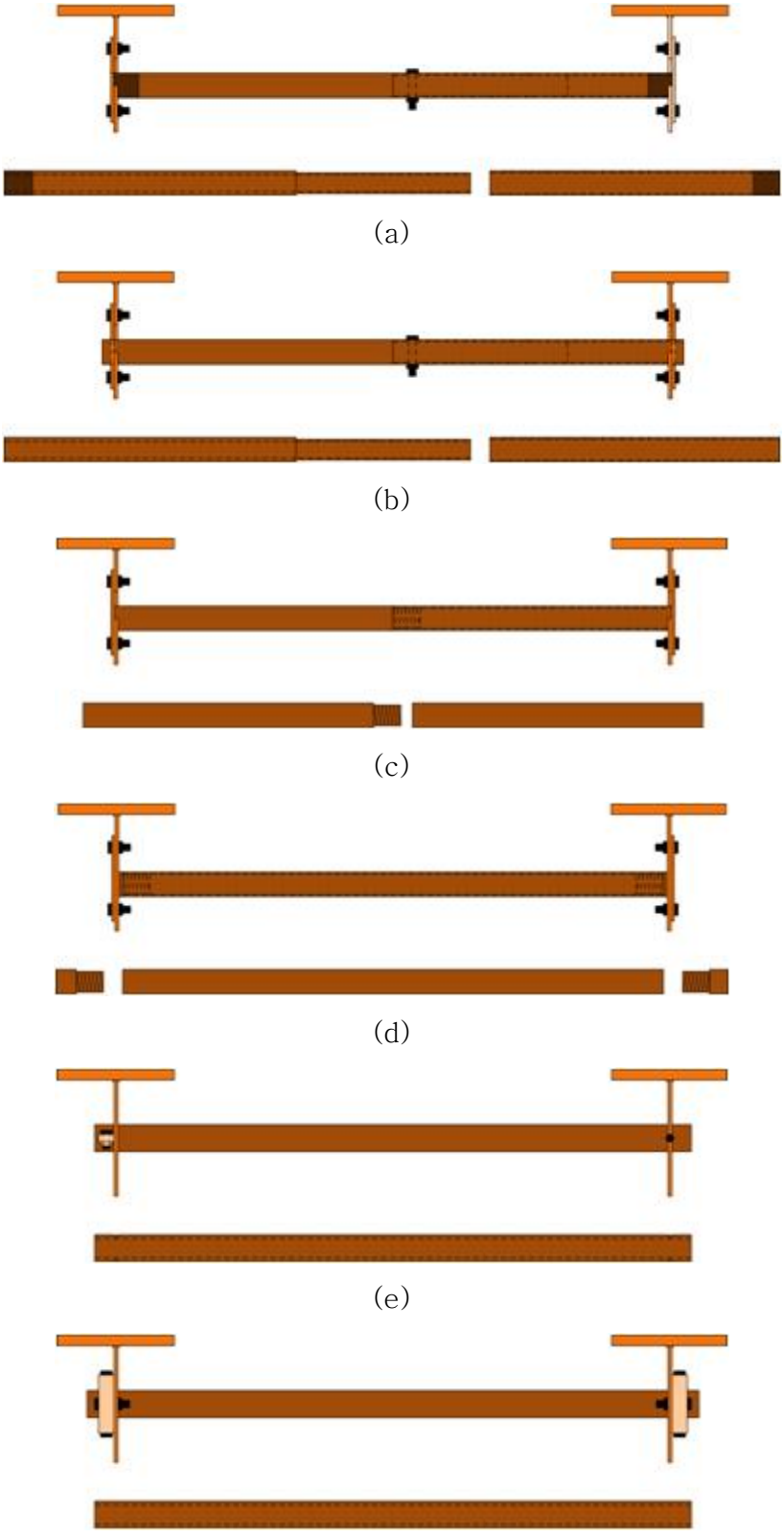
<그림 3.2.88 회전축 및 타이어 배치도>

그림 3.2.88은 강거더에 회전축과 타이어가 설치된 모습을 보여준다. 상부 플랜지의 아래쪽에 회전축을 고정시킬 수 있는 플레이트를 설치하고 회전축 고정 플레이트에 타이어를 고정시킨 회전축을 설치한다.



<그림 3.2.89 회전축 고정 상세도>

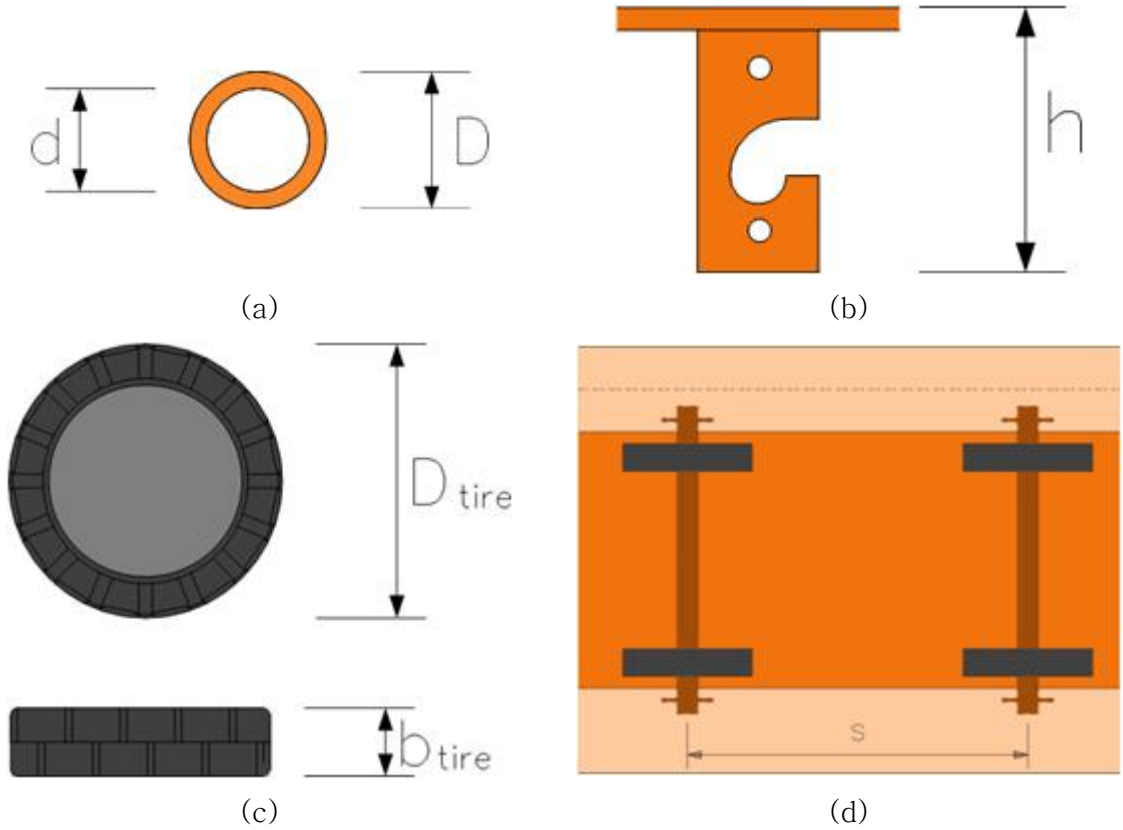
그림 3.2.89는 회전축을 상부 플랜지에 고정하기 위해 검토한 회전축 거치 플레이트이다. 여러 가지의 모델을 검토한 결과 (c)가 가장 합리적인 것으로 판단되었다. 사각형의 플레이트에 둥근 모양의 홈을 만든 후 회전축을 거치하고 플레이트에 볼트를 이용하여 고정시킨 후 압출이 완료되면 볼트를 해체하고 회전축을 다시 꺼내는 방식을 이용한 것이다.



<그림 3.2.90 회전축 연결 상세도>

그림 3.2.90은 회전축의 연결 상세도를 보여준다. 총 6가지 방법을 검토하였다. 실제로

교량에 적용되고 있는 강거더의 폭은 매우 다양하므로 회전축의 길이를 조절하기 쉬운 방식을 검토하였다. 여러 가지 모델 중 (c) 모델이 적용성이 가장 좋을 것으로 판단된다. 회전축에 나사선을 설치하여 회전축을 연결하는 방법으로 상황에 따른 회전축의 길이 조절에 가장 적합할 것으로 판단된다.



<그림 3.2.91 부재별 크기>

그림 3.2.91은 부재별 크기에 관해 보여준다. (a)의 그림은 회전축의 외경과 내경이며, 슬래브의 크기 및 회전축 배치 간격을 고려하여 결정한다. (b) 회전축 고정 플레이트의 강성은 회전축의 배치간격 및 바퀴용량 등을 종합적으로 고려하여 결정한다. (c)의 그림은 타이어의 직경과 폭을 보여준다. 바퀴의 직경은 상부 플랜지에 설치된 전단연결재의 높이를 고려하여 결정하며, 타이어의 용량은 상부플랜지의 무게를 및 회전축 배치 가능 간격을 고려하여 결정한다. (d)는 회전축의 간격을 나타내며 상부슬래브의 무게 및 콘크리트 세그먼트의 길이를 고려하여 결정한다.

2.2.7 결 론

본 연구에서는 실제적인 상부슬래브의 압출가설 시스템을 확립하기 위하여, 실제 교량을 대상으로 그 교량에 적용할 수 있는 압출슬래브의 형식을 도출하고, 경제성을 바탕으로 압출작업장 및 압출시스템을 검토하였다. 각 압출슬래브를 압출할 압출작업장은 콘크리트 강도, 작업공정, 압출작업장 규모 등과 경제성의 관계를 고려하여 결정하였다. 또한, 압출시공시 발생하는 슬래브와 강거더에 대한 압출력의 영향을 검토하고, 압출슬래브의 시공단계 해석을 통하여 압출가설에 따른 강거더 부재의 영향을 검토하여 개선방안을 제시하고자 하였으며, 에어바퀴를 이용한 신개념의 압출시스템을 제안하였다.

본 연구를 통하여 얻어진 결론은 다음과 같다.

(1) 강거더의 형식에 따라 소수주형교에 적용할 수 있는 전단포켓형 압출슬래브, 곡선교 및 박스거더교에 적용할 수 있는 레일형 압출슬래브와 터널형 압출슬래브에 대한 압출시스템을 정립하였다.

(2) 압출작업장에서의 작업공정은 시방규정에 의한 거푸집 해체시기, 공사기간 및 공사비를 종합적으로 고려하여 1cycle 당 2일로 결정하였다. 또한, 압출작업장의 규모는 대상교량을 230m로 하였을 경우, 압출슬래브 세그먼트 크기를 10m로 하였을 때 가장 경제적임을 확인하였다.

(3) 슬래브와 강거더에 대한 압출력의 영향을 검토한 결과, 상부슬래브의 압출가설로 발생하는 마찰력에 의한 추가적인 부재력과 지점반력은 미미하여 교량설계시 특별히 고려하지 않아도 될 것으로 판단되었으며, 최대 지압응력이 발생하는 압출잭이 작용하는 부위에서도 지압응력에 대하여 충분한 안전율을 확보하고 있음을 알 수 있었다.

(4) 압출슬래브에 대한 시공단계 해석결과, 최대전단력과 최대모멘트는 모든 콘크리트 세그먼트가 압출이 끝난 최종상태에서 발생하지 않으며, 콘크리트 세그먼트 압출 시공중에 최대모멘트와 최대전단력이 발생하였다. 따라서, 시공 완료 이전에 발생하는 전단력과 모멘트를 설계에 반영하여야 할 것으로 판단된다.

2.3 상부슬래브 압출가설공법의 성능검증

2.3.1 서 론

2.1절에서는 상부슬래브의 압출시스템을 정립하기 위하여, 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상을 검토하고, 압출을 위한 작업장 및 압출시스템에 대하여 기존 연구결과를 바탕으로 그 시공사례 등을 검토하였다. 또한, 상부슬래브 시공사례에서 보여졌던 압출슬래브 설계시의 고려사항을 검토하고, 최근의 시공사례를 바탕으로 기초적인 상부슬래브의 압출시스템을 정립하였다. 2.2절에서는 실제적인 상부슬래브의 압출가설 시스템을 확립하기 위하여, 실제 교량을 대상으로 그 교량에 적용할 수 있는 압출슬래브의 형식을 도출하고, 각각의 압출슬래브에 대한 압출작업장 및 압출시스템을 검토하였다.

본 절에서는 정립된 압출가설시스템을 재검토하고, 경제성측면뿐만 아니라 시공성측면에서도 우수한 터널형 압출슬래브를 대상으로 상부슬래브의 압출시스템을 재정립하였다. 우선, 소수주형교와 같이 상부플랜지 상면에 두께변화가 없는 교량에는 양단지지 터널형 압출슬래브를, 개구제형 강박스거더와 같이 상부플랜지 상면에 단차(판두께, 현장이음)가 있는 교량에는 레일지지 터널형 압출슬래브를 적용하는 것으로 하였다.

두가지 형태의 터널형 압출슬래브에 대한 압출가설시스템은 각각 현재 시공된 실교에 적용하여 압출가설시스템의 상세설계를 수행하였다. 또한, 정립된 압출가설시스템을 바탕으로 압출슬래브의 성능검증을 위하여 양단지지 및 레일지지 터널형 압출슬래브의 성능검증실험을 수행하였으며, 이때 성능검증실험에 앞서 정립된 압출가설시스템에 대한 개념설계를 먼저 수행하여 실제 실험시에 발생가능한 오류를 최소화하고자 하였다. 가용한 연구비 내에서 최대한 압출슬래브의 성능을 검증하기 위하여 압출시스템은 실제와 유사한 크기로 모사하였으며, 압출될 강거더는 상부플랜지를 실제와 같이 모사하는 것으로 실험을 수행하였다. 최종적으로는 현장타설공법 및 프리캐스트공법과 같은 기타공법과의 공사비 및 공사기간을 비교검토하여 압출가설공법의 경제성을 검토하고자 하였다. 먼저 예비 경제성검토를 통하여 전반적인 공사비의 개략검토를 수행하였고, 이를 바탕으로 실교에 대한 압출슬래브의 경제성을 평가하고자 하였으며, 이때 실험을 통하여 얻어진 압출작업장 및 압출시스템의 공사비용을 바탕으로 경제성분석을 수행하였다.

따라서, 본 절에서는 상부슬래브 압출가설공법의 성능검증을 위하여 상부슬래브의 압출시스템 상세설계, 상부슬래브 압출가설공법의 검증실험, 경제성분석을 통한 공사비용 및 공사기간의 절감효과 등의 순으로 기술하였다.

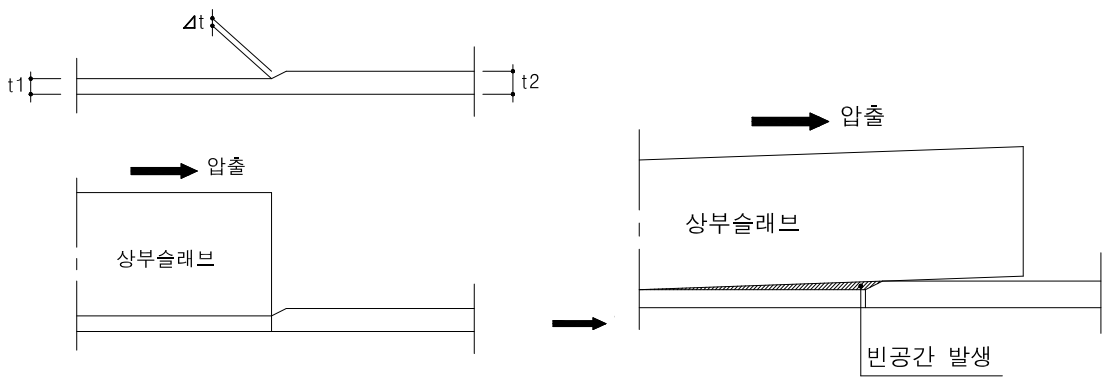
2.3.2 상부슬래브의 압출시스템 상세설계

(1) 압출가설시스템 상세설계

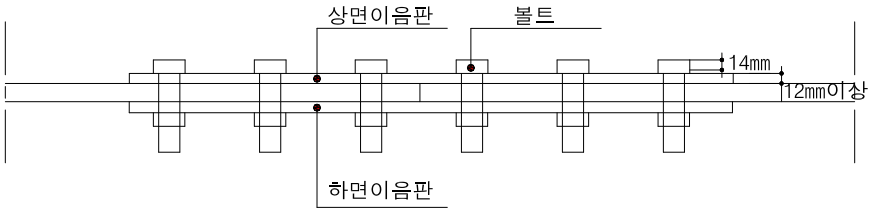
상부슬래브의 압출가설을 위해서는 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상을 결정하고 압출을 위한 작업장 및 압출시스템의 확립이 선행되어야 한다. 또한, 앞에서 정립된 상부슬래브의 압출가설시스템은 많은 시공상의 문제점과 압출 장애요인을 포함하고 있어 실제 현장에서 압출가설이 가능하도록 세부적인 검토가 필요하다. 따라서 본 절에서는 정립된 압출가설시스템을 재검토하고, 경제성측면뿐만 아니라 시공성측면에서도 우수한 터널형 압출슬래브를 대상으로 상부슬래브 압출가설시스템의 상세설계를 실시하였다. 우선, 소수주형교와 같이 상부플랜지 상면에 두께변화가 없는 교량에는 양단지지 터널형 압출슬래브를, 개구제형 강박스거더와 같이 상부플랜지 상면에 단차(판두께, 현장이음)가 있는 교량에는 레일지지 터널형 압출슬래브를 적용하는 것으로 하였다.

① 단차극복방안

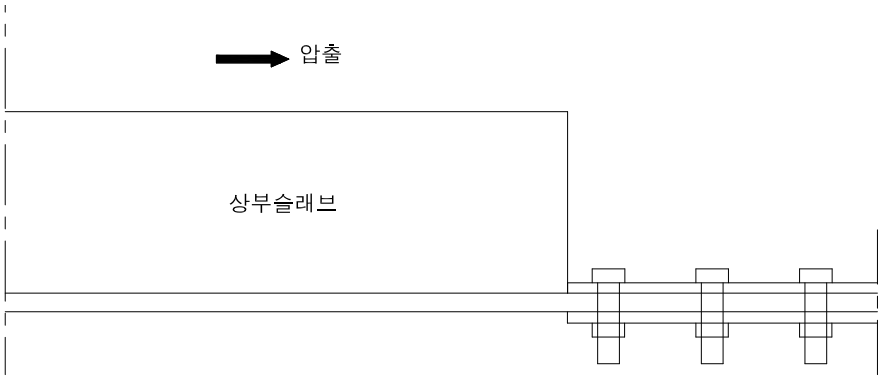
국내에서 시공되는 강교량의 경우, 소수주형교를 제외하고는 대부분이 밀폐형 또는 개구제형 강박스거더형식의 교량이다. 이러한 교량의 상부슬래브는 대부분 현장타설 바닥판으로 설계·시공되고 있으며, 이러한 현장타설 바닥판의 경우에는 강박스형식의 단면구성이 시공상의 장애요인이 되지 않는다. 그러나, 본 연구에서 실시하고자 하는 상부슬래브의 압출가설공법에서는 강박스형식의 단면 구성이 압출가설에 큰 장애요인으로 작용하게 된다. 가장 큰 장애요인으로 그림 3.2.92~그림 3.2.94와 같이 강박스단면 구성시 발생하는 판두께 변화와 이음판 및 볼트 등이다.



<그림 3.2.92 강박스 판두께의 변화로 인한 장애>

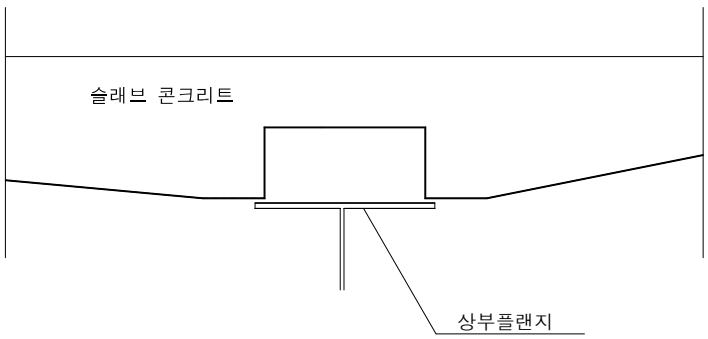


<그림 3.2.93 이음판 및 볼트>



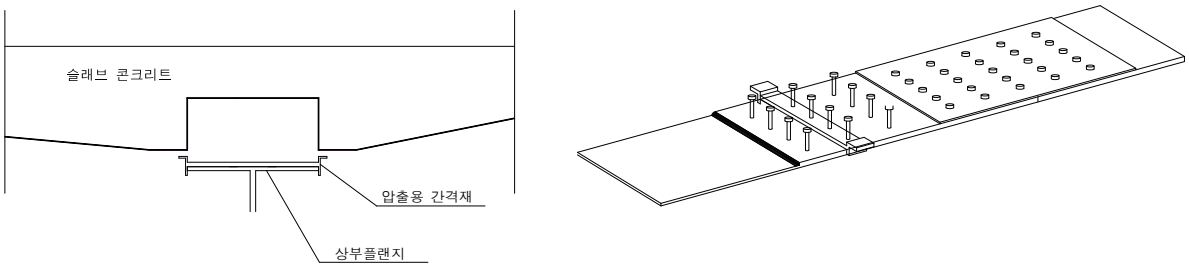
<그림 3.2.94 이음판 및 볼트로인한 압출장애>

그러나, 소수주형교의 경우, 상부플랜지의 공장이음 및 현장이음이 용접으로 이루어지며 판두께 변화도 상부플랜지의 하면으로 적용하여 상부플랜지 상에서 슬래브를 압출가설하는데 있어 상판의 두께변화와 현장이음이 장애요인으로 작용하지 않는다. 따라서 본 연구에서는 이러한 경우, 그림 3.2.95와 같이 양단지지 터널형의 형상을 고려하였으며, 다음으로 공장이음 및 현장이음으로 인해 압출장애 요인을 포함하고 있는 강박스 형식의 교량에서는 상부슬래브가 압출가설이 가능하도록 레일지지 터널형을 고려하였다. 소수주형교에 적용한 양단지지 터널형의 경우, 상부슬래브 압출시 상부플랜지와의 마찰계수만 고려되면 압출하는데 큰 문제는 없는 것으로 판단되었다.

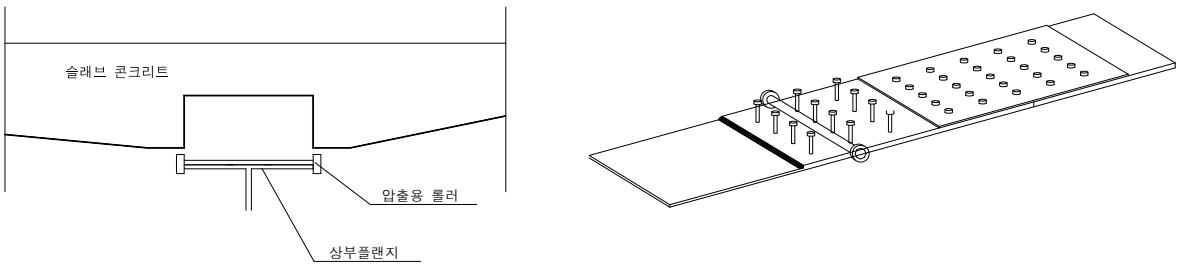


<그림 3.2.95 양단지지 터널형의 단면>

또한, 강박스 형식의 경우에는 판두께 변화, 이음판 및 볼트 등에 의하여 단차가 발생하므로 상부슬래브를 압출가설하는데 많은 어려움이 있다. 따라서, 강박스 형식의 교량에서는 이러한 장애요인을 극복할 방안이 요구되며, 그림 3.2.96~그림 3.2.97과 같이 압출이 가능한 여러 방안을 검토한 후, 본 연구에서는 압출가설의 장애요인 극복방안으로 그림 3.2.98과 같이 상부플랜지에 일정한 간격으로 레일을 설치하고 그 레일상으로 상부슬래브를 압출하여 장애요인을 해결하고자 하였다.



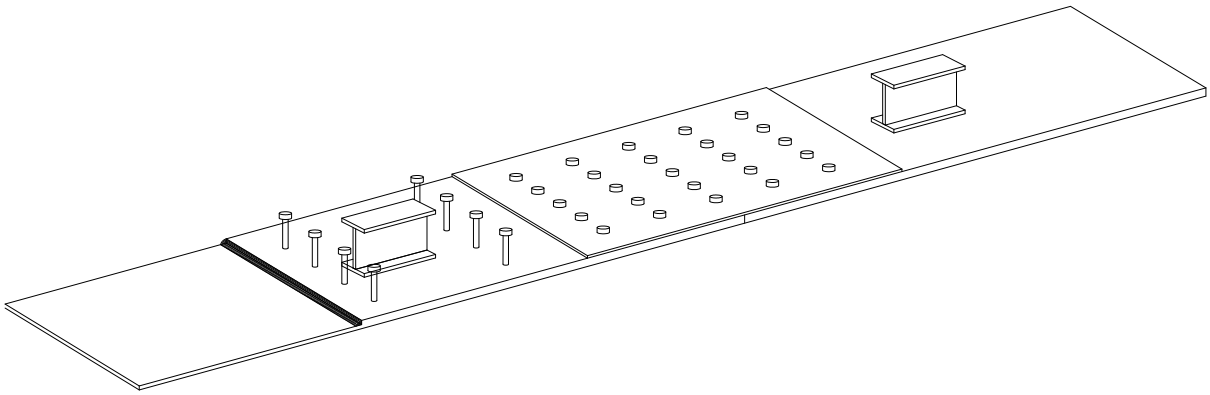
<그림 3.2.96 간격재를 이용한 압출단면>



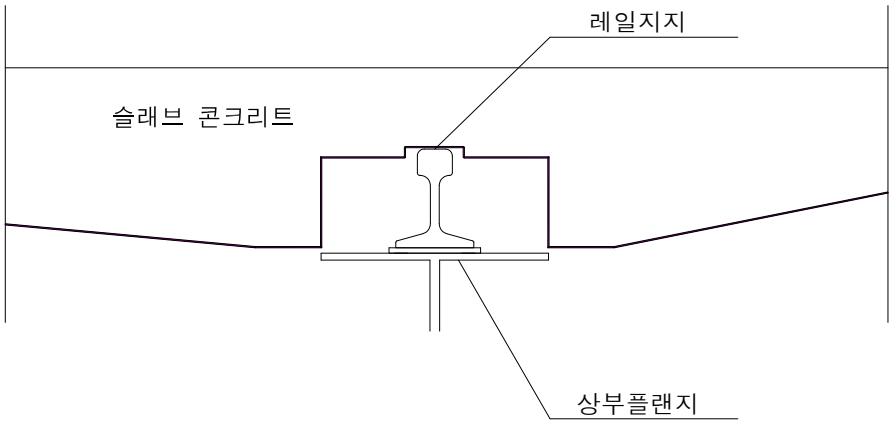
<그림 3.2.97 롤러를 이용한 압출단면>

그림3.2.98에서와 같이, 레일지지 터널형은 상부플랜지의 단차를 극복하기 위하여 상부플랜지에 높이 조절용 덧판을 먼저 설치하고 그 위에 레일을 설치하게 된다. 레일은 상부플랜지에 용접된 전단연결재보다 10~20mm 정도 높게 설치되며, 이렇게 함으로써 상부슬래브를 압출할 수 있도록 일정한 레벨을 유지할 수 있게 된다.

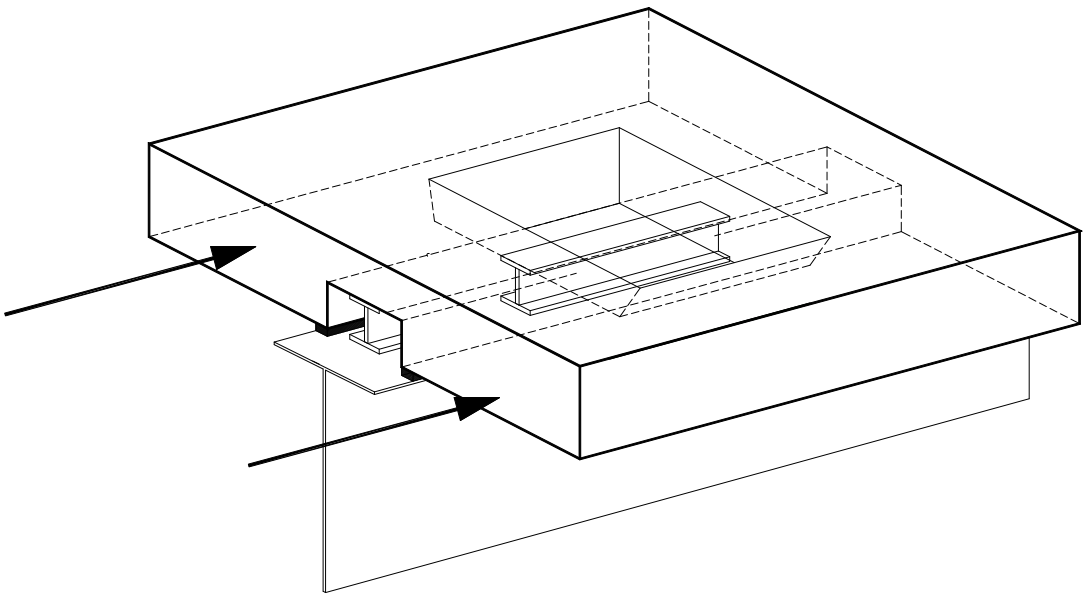
그림 3.2.99에서와 같이, 상부플랜지에 설치된 레일은 일정한 레벨유지 목적이외에도 압출슬래브의 횡방향 가이드 역할을 수행하게 되며, 일정한 곡률반경을 가진 곡선교에도 적용할 수 있다.



<그림 3.2.98 상부플랜지상에 설치된 레일>



<그림 3.2.99 레일지지 터널형 단면>



<그림 3.2.100 레일지지 터널형 압출개념도>

② 횡방향 조절방안

상부슬래브는 압출가설을 위해 교대 후방에 설치된 여러 개의 압출잭에 의해 압출된다. 이때, 상부플랜지와 압출슬래브 사이의 마찰력의 차이, 제작오차 등에 의하여 압출하는 과정에서 압출슬래브에 횡방향 편차가 발생할 수 있다. 그림 3.2.102에서와 같이, 이렇게 횡방향 편심이 작용할 때에는 강거더 및 압출슬래브에 횡방향 하중이 크게 작용하게 되어 예상치 못한 사고를 일으킬 수 있다.

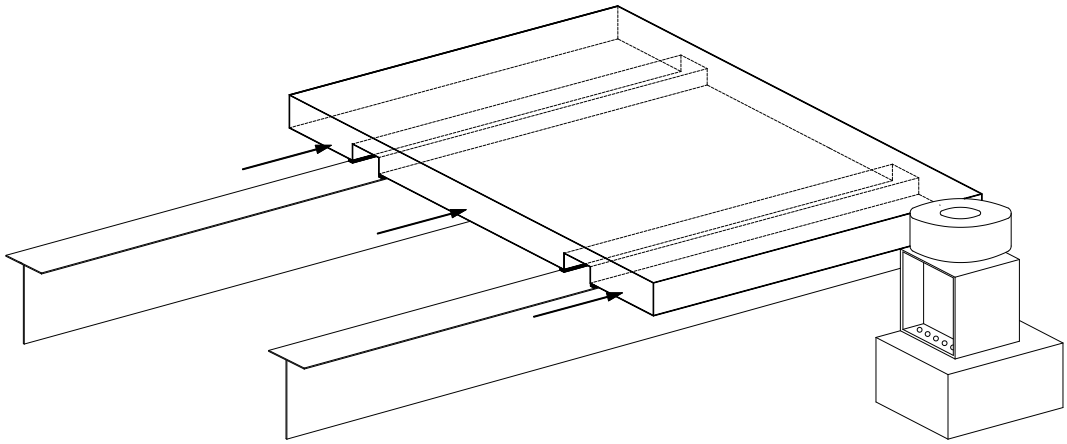


<그림 3.2.101 상부슬래브 압출진행 전경>

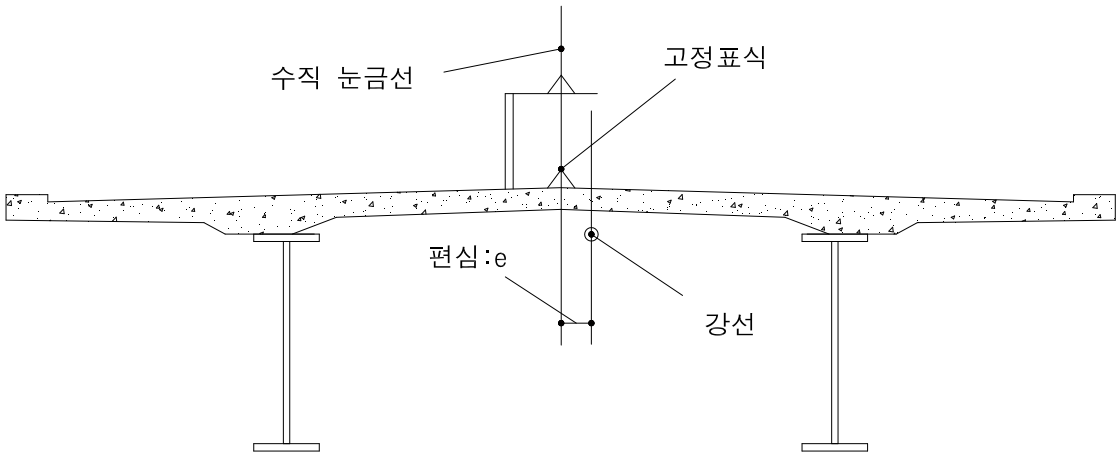


<그림 3.2.102 압출진행 중 교량 붕괴사례>

따라서, 상부슬래브가 상부플랜지 상에서 경로를 이탈하지 않고 압출되도록 하기 위해서는 횡방향 조절장치가 요구된다. 그림 3.2.103~104에서 볼 수 있듯이, 국외에서는 거더상에 압출경로 조절을 위해 단부에 횡방향 조절용 롤러를 설치하거나, 상부슬래브 선단에 경로 조절용 표식을 설치한 사례가 있다. 횡방향 조절용 롤러는 횡방향 하중을 지탱하여야 하므로 교대 및 교각 등에 설치되게 되며, 이 롤러 및 지점부의 강거더를 보강하기 위한 추가적인 시설이 필요하다. 경로 조절용 표식은 압출슬래브에 설치된 눈금선과 강거더에 고정된 강선 사이의 편심을 유안으로 관찰할 수 있도록 한 것이며, 편심 발생시에는 양쪽에 설치된 유압잭의 유압을 조절함으로써 횡방향 경로를 바로 잡을 수 있게 된다.

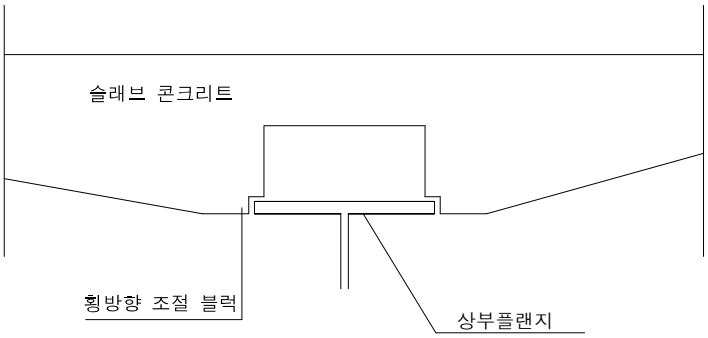


<그림 3.2.103 횡방향 조절 롤러설치>



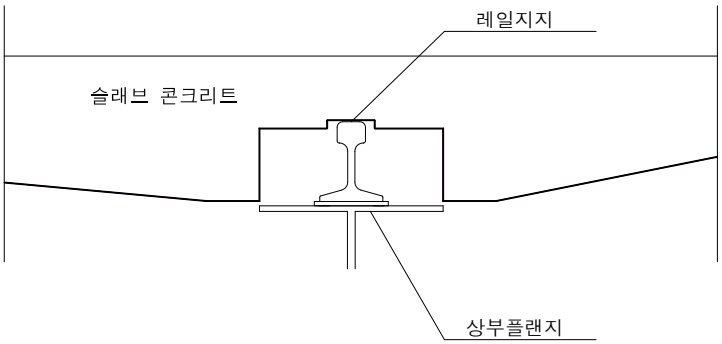
<그림 3.2.104 슬래브 선단 경로조절 표식 설치>

이와 같이, 압출슬래브의 횡방향 조절은 다양한 방법이 가능하겠지만, 본 연구에서는 별도의 추가적인 설비없이 양단지지 및 레일지지 터널형 각각의 단면특성을 활용하여 횡방향 조절 방법을 착안하였다. 먼저, 그림 3.2.105에서와 같이 양단지지 터널형의 경우에는 상부슬래브의 헌치 부분에 편심으로 발생하는 횡방향력을 지지할 수 있는 가이드 블록을 형성하여 횡방향 경로를 조절하도록 하였다. 편심으로 인한 횡방향력을 지지하는 가이드 블록은 그 크기가 클수록 좋으나, 강박스 단면변화와 가로보 등으로 인해 작업장에서 시공성이 저하되어 상부플랜지의 최소 판두께를 기준으로 그 크기를 결정하였고, 제작 및 시공오차로 인한 여유를 약 5mm를 갖도록 하였다. 상부슬래브가 압출되는 동안 플랜지와 콘크리트의 마찰로 인해 파괴가 발생할 수도 있으므로, 횡방향 조절 블록의 면에는 마모에 강한 부재(SUS304)를 삽입하도록 하였다.



<그림 3.2.105 횡방향 조절 가이드 블록 설치>

한편, 그림 3.2.106에서 보이는 것과 같이 레일지지 터널형은 레일로 지지되기 때문에, 지지레일을 활용하여 횡방향 조절이 이루어지도록 고안하였다. 압출슬래브가 레일과 맞닫는 부분에 횡방향 조절용 홈을 갖도록 단면을 구성하였으며, 이 홈은 제작 및 시공오차를 감안하여 지지레일 두부 폭보다 약 5mm의 여유를 갖도록 하였다.



<그림 3.2.106 레일을 이용한 경로 조절>

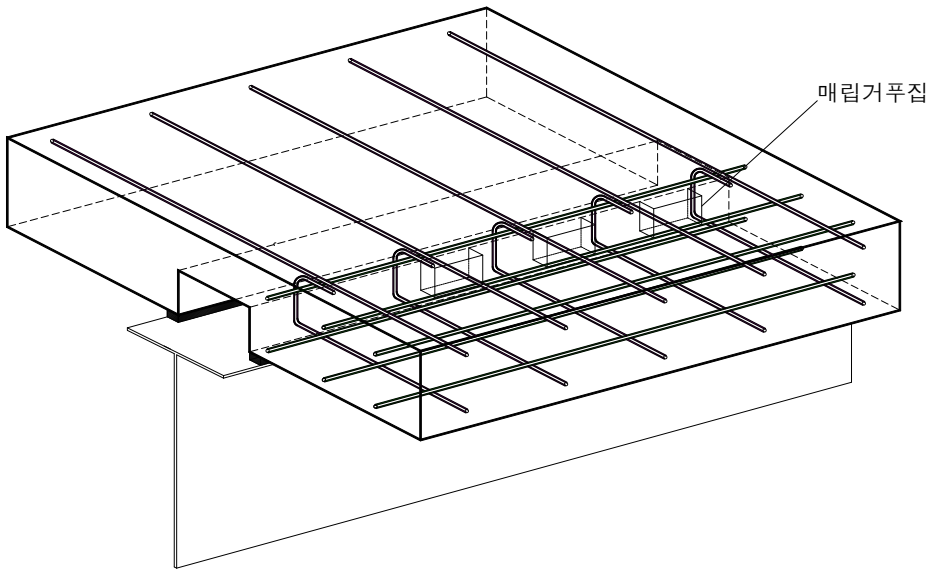
③ 측면요철 형성방안

압출슬래브의 시공순서를 크게 살펴보면, 거더 가설, 상부슬래브 압출, 그리고 거더와 상부슬래브의 합성으로 이루어진다. 이때, 터널 내부에 채워지는 콘크리트와 먼저 압출된 상부슬래브 사이에 합성성능을 향상시킬 필요가 있다. 따라서 본 연구에서는 이 신구 콘크리트 사이에 전단에 저항할 수 있도록 터널형 내부에 요철을 형성하기로 하였으며, 그 성능검증은 합성성능실험(3.3절 참조)에서 상세하게 서술하였다.

따라서, 본 절에서는 압출슬래브 터널단면 내부에 측면요철을 형성하기 위한 제작 시스템만을 기술하였다. 터널형 내부는 그 크기가 매우 협소하여 요철을 형성하기가 매우 어렵기 때문에, 요철을 형성하기 위한 거푸집 시스템을 정립하는 것이 중요한 과제이다.

그림 3.2.107에서와 같이, 터널 내부에서의 거푸집 탈형공정은 공기에 많은 영향을 미칠 수 있고 상부슬래브의 제작오차를 유발할 수 있기 때문에, 먼저 요철이 기형성되어 있는 매립형 거푸집을 고려할 수 있다. 매립형 거푸집은 미리 제작하기 때문에, 요철의 형상에 구애받지 않고 다양한 방법이 가능하다.

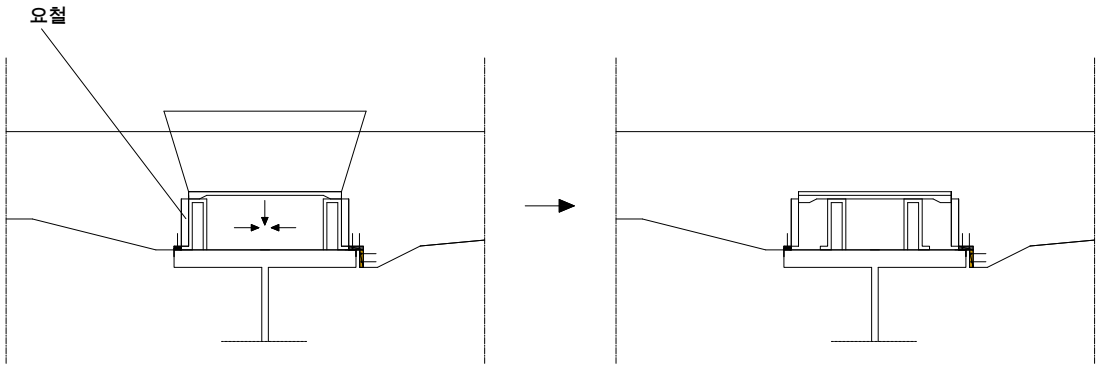
또한, 매립형 거푸집은 슬래브 제작공정을 줄여줄 뿐만 아니라 협소한 터널 내부에서의 작업을 최소화하여 품질 향상을 도모할 수 있지만, 콘크리트 타설 후 매립 거푸집의 상태를 점검하기가 곤란한 점과 별도의 거푸집을 제작해야 하기 때문에 공사비가 증가될 수 있는 단점이 있다. 또한, 매립 거푸집은 압출슬래브와 합성을 위해 타설되는 콘크리트 사이에 새로운 층을 유발하기 때문에, 매립형 거푸집을 적용하기 위해서는 이에 대한 합성성능을 별도로 검증할 필요가 있다.



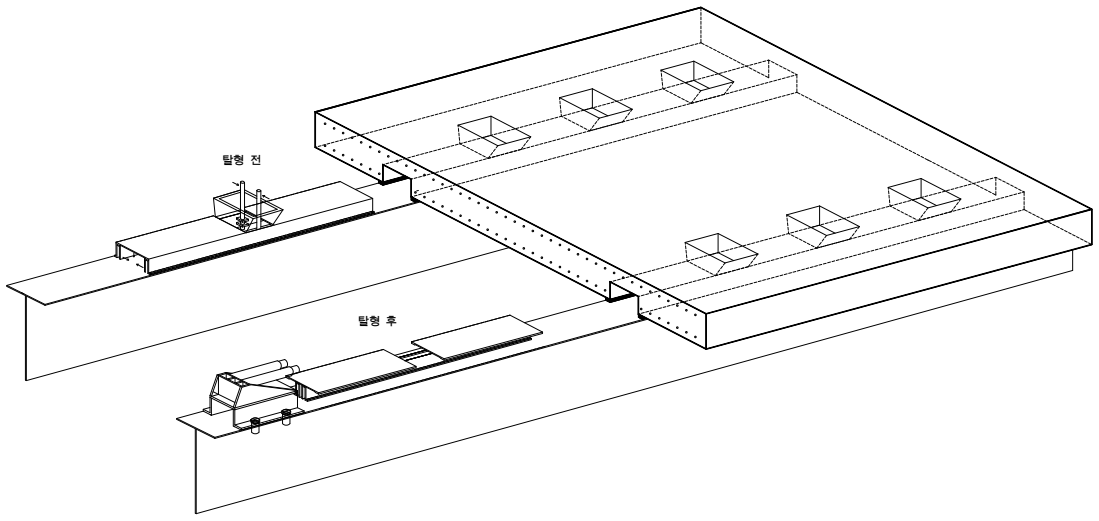
<그림 3.2.107 터널내 요철형성을 위한 매립거푸집>

매립거푸집의 사용을 배제하고 터널내부 측면에 요철을 형성하기 위해서는, 내부에 제거가 가능한 거푸집을 설치하고 상부슬래브가 경화되면 거푸집을 탈형하는 과정을 거쳐야 한다. 그림 3.2.108에는 내부에 설치된 거푸집을 탈형하는 방법을 간략하게 나타내었다. 유압 등을 활용한 자동화시스템을 도입하여, 내부거푸집을 탈형할 수도 있겠으나, 그림 3.2.109에서와 같이 본 연구에서는 제한된 실험비 등을 감안하여 합성을 위한 개구부를 통해 터널내부 거푸집을 탈형하여 요철을 형성하는 시스템을 고려하였다. 내부 거푸집은 상부슬래브를 압출가설하는 동안 계속해서 재사용할 수 있도록 적정한 강성을 가지도록 하였으며, 재설치가 간편하게 이루어질 수 있도록 고안하였다.

한편으로, 상부슬래브와 상부플랜지를 합성하기 위하여, 터널내부에 요철을 형성하지 않고 철근과 같은 다른 부재들을 사용할 수도 있을 것으로 판단되며, 이 경우에는 거푸집 제작 등의 시공성 저하 문제를 해결해야 할 것으로 판단된다.



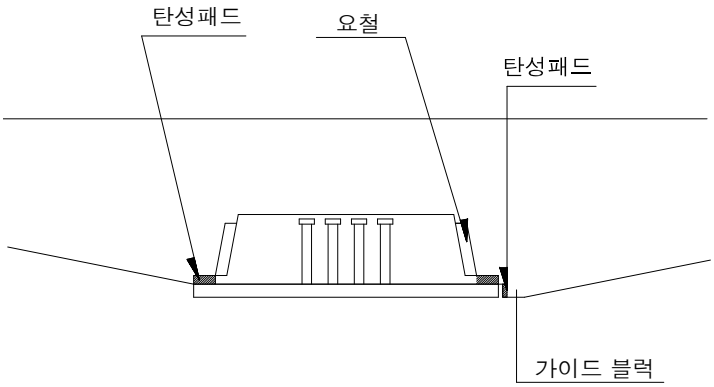
<그림 3.2.108 내부거푸집 탈형의 개념>



<그림 3.2.109 콘크리트 주입구를 이용한 내부거푸집 탈형>

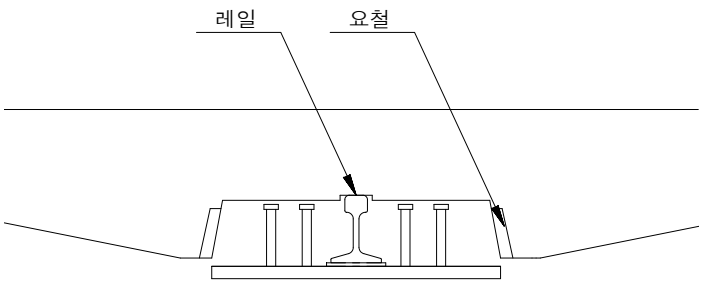
④ 개구부 형상 결정

본 연구에서 제안된 터널형 압출슬래브는 기 설치된 전단연결재를 통과할 수 있도록 상부슬래브 내부에 전장에 걸쳐서 관통된 터널이 형성되는 구조이며, 압출을 완료한 뒤에 무수축 모르타를 주입하기 위한 전단포켓이 일정간격으로 설치되는 구조이다. 그림 3.2.110에서와 같이, 양단지지 터널형의 터널높이는 전단연결재보다 10~20mm 정도의 여유를 갖도록 하였으며, 양단지지면은 전단연결재의 최소연단거리가 허용하는 범위에서 최대폭을 갖을 수 있도록 약 20~30mm 정도의 접촉폭을 가지도록 하였다. 또한, 신구 콘크리트의 합성을 위해 터널내부에는 요철을 형성할 수 있도록 하였으며, 전단포켓용 거푸집의 탈형을 용이하게 하기 위하여 터널내부의 벽체는 경사지도록 고안하였다.



<그림 3.2.110 양단지지 터널형 단면>

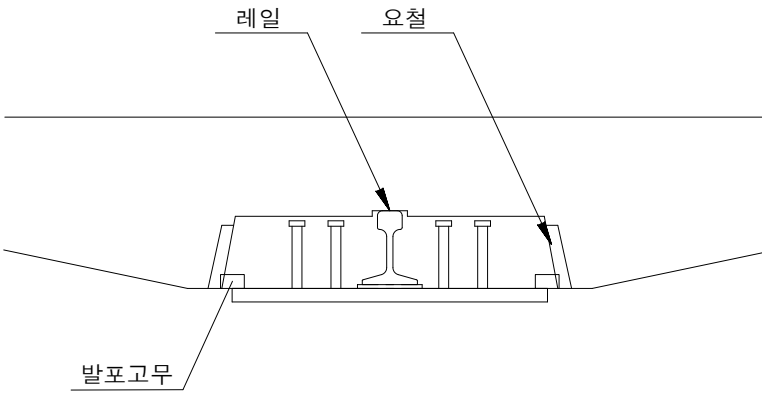
그림 3.2.111에서와 같이, 레일지지 터널형의 경우에는 양단지지 터널형과 달리 레일에 의해 상부슬래브가 압출되므로 상부플랜지상에 지지되는 콘크리트 단면은 필요하지 않게 된다. 그러나 레일을 지지할 수 있는 단면구성이 필요하며, 이를 위하여 레일과 접촉하는 상부슬래브 면에 홈을 설치하는 것으로 하였다. 터널내부의 측면 돌기는 양단지지 터널형과 유사한 형태로 고안하였다.



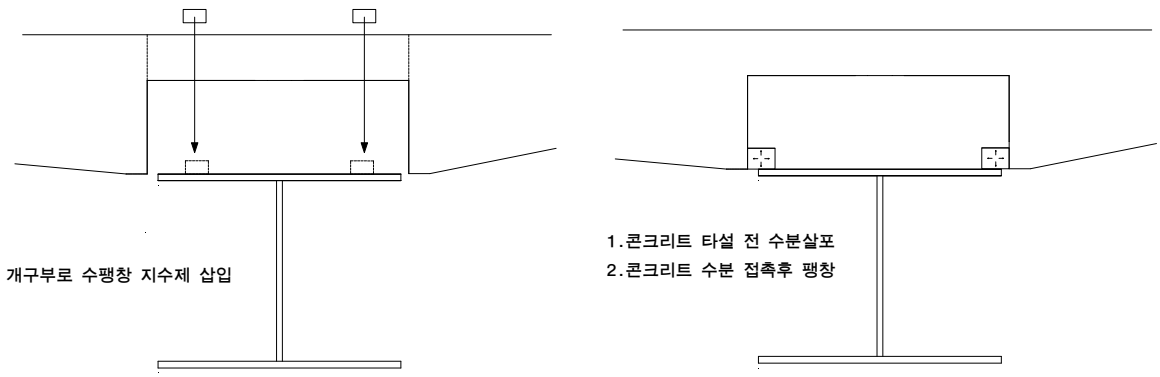
<그림 3.2.111 레일지지 터널형 단면>

⑤ 모르타르 누수방지 방안

상부슬래브의 압출완료 후, 상부슬래브와 강거더의 상부플랜지를 합성하기 위하여 터널내부는 모르타르 등으로 충진되게 된다. 이때, 상부플랜지와 압출슬래브 사이의 공간으로 모르타르가 누수되는 문제가 발생할 수 있다. 양단지지 터널형은 압출을 위해 설치되는 탄성패드와 상부슬래브의 압착으로 인해 모르타르 누수가 방지될 수 있으나, 레일지지 터널형의 경우에는 필연적으로 틈이 발생하게 된다. 그림 3.2.112와 같이, 이러한 모르타르의 누수방지를 위하여 레일지지 터널형에서는 상부플랜지 상에 스펀지 재질의 발포고무를 선부착하여 누수를 방지하는 것으로 하였다. 이외에도 그림 3.2.113에서와 같이, 수팽창 지수제 설치 등으로 모르타르 누수를 방지 할 수도 있다.



<그림 3.2.112 모르타르 누수방지용 발포고무 부착>

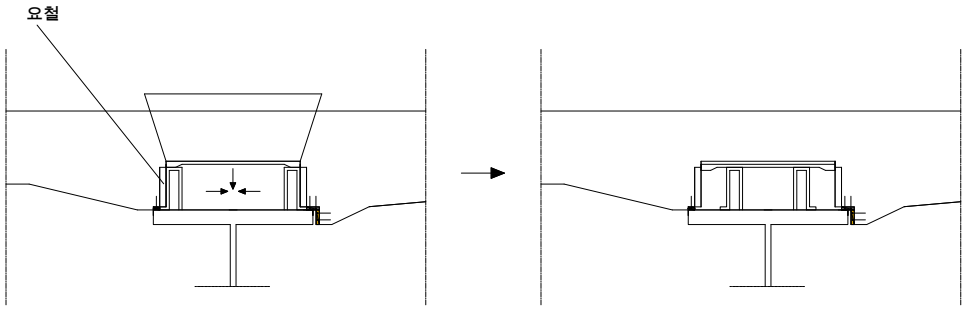


<그림 3.2.113 터널내부 수팽창 지수제 부착>

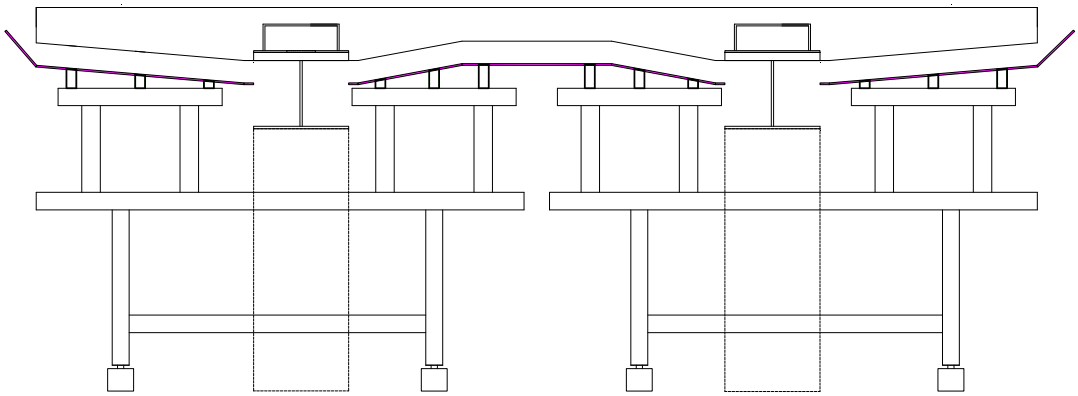
⑥ 거푸집 탈형 방안

본 연구에서 제안하고자 하는 터널형 시스템의 거푸집은 상부슬래브의 품질과 공정에 많은 영향을 미치기 때문에, 간단하면서도 신속한 거푸집 탈형시스템을 구성할 필요가 있다. 그림 3.2.114 및 그림 3.2.115에서와 같이, 양단지지 터널형의 경우에는 콘크리트

를 주입하기 위한 개구부를 이용하여 내부거푸집을 탈형하고, 상부슬래브 하면 거푸집은 강재거푸집 및 잭을 이용하여 수직하강 하여 거푸집을 탈형하는 것으로 하였다.

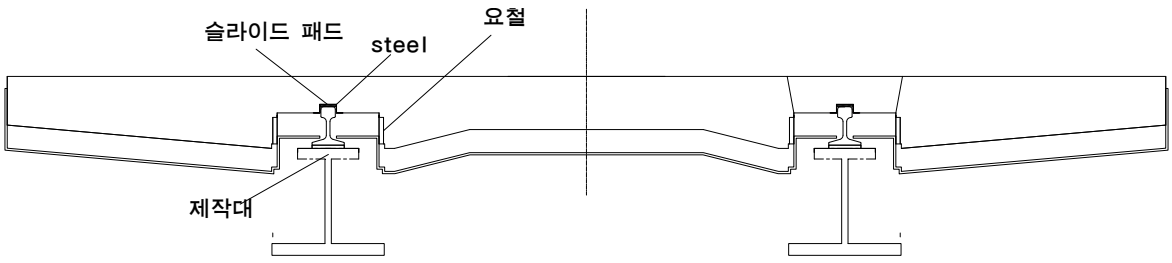


<그림 3.2.114 개구부를 이용한 내부거푸집 탈형>



<그림 3.2.115 잭을 이용한 상부슬래브 하부거푸집 탈형>

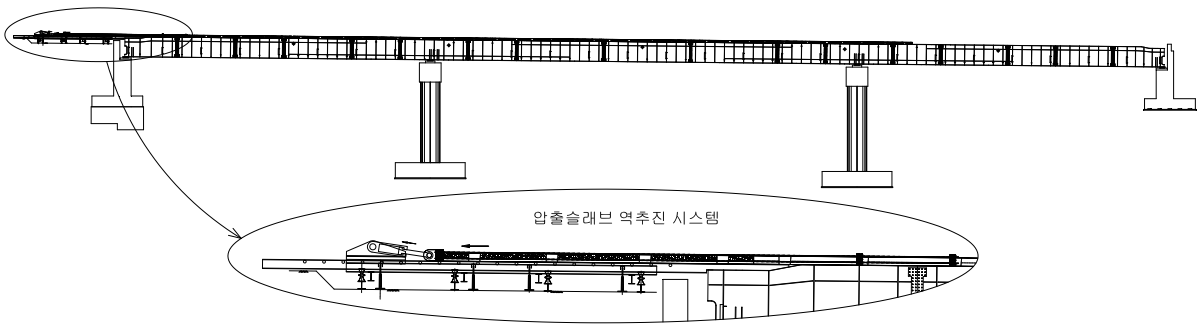
그림 3.2.116에서와 같이, 레일지지 터널형은 터널내부 거푸집과 상부슬래브 하면 거푸집을 일체화하여 더욱 단순화시켜 탈형하는 것으로 하였다. 터널내부에 요철과 경로조절을 위한 가이드 블록은 상부슬래브 하면 거푸집에 용접되어 상부슬래브 하면 거푸집 수직하강 시 함께 슬래브로부터 탈형된다. 이때, 레일지지 터널형의 제작대는 거푸집이 하강할 수 있도록 거더의 상부플랜지 보다 폭이 좁은 단면을 갖는다. 이러한 시스템을 통해 작업공정이 간소화할 수 있으며, 제작 및 시공 오차 또한 최소화할 수 있다.



<그림 3.2.116 레일지지 터널형 거푸집 탈형>

⑦ 압출슬래브 역추진(후방회복) 방안

상부슬래브의 압출시공시에 발생할 수 있는 압출오류에 대비하여 압출슬래브를 후방으로 역추진하는 방안에 대한 검토를 실시하였다. 압출슬래브는 기본적으로 종단경사가 심한 경우에는 압출시의 미끄럼방지를 위하여 상향압출을 기본으로 하게 된다. 압출슬래브의 역추진 방안에 대한 개념을 나타내면 그림 3.2.117과 같다.



<그림 3.2.117 압출슬래브의 역추진 시스템>

압출슬래브의 역추진 방안을 다음과 같은 순서에 의해 이루어 진다 :

Ⓐ 추진잭 샤프트 선단에 역추진용 스프레더빔(Spreader beam) 배치

Ⓑ 스프레더빔에는 역추진시 인장용 강연선(Strand)을 설치할 수 있는 홀이 있으며, 스프레더빔 후면에는 정착장치의 배치가 가능하도록 충분한 간격으로 제작

Ⓒ 강연선의 수량은 기 압출된 상부슬래브의 자중 및 마찰계수 등을 고려한 소요 인장력을 계산하여 구조적인 안전성과 경제성을 검토하여 결정

Ⓓ 추진잭 선단: 구체단부로부터 스프레더빔, 지압판, 간격재, 정착구(Head, Wedge), 웨지 고정판의 순서로 배치

Ⓔ 구체와의 결속: 구체와의 결속위치는 기 압출된 수량을 확인하여 자중에 따른 소요 인장력, 포켓의 지압응력을 계산하여 구체강도가 충분한 위치에 설치, 2단 이상의 위치에 배치하여 응력집중 방지, 포켓부의 구체 접촉면으로부터 지압판, 정착장치, 위제 고정판의 순서로 배치

Ⓕ 강연선 배치 및 결속: 강연선은 상부슬래브 상단 및 터널부를 관통하는 선상 등 상부슬래브 상하에 대칭으로 배치, 강연선을 정착구 거리+600mm로 절단, 포켓부는 정착구로부터 약 50mm의 여유장을 두고 웨지고정판을 설치하고 볼트로 체결하여 웨지를 고정, 추진잭 선단부는 지압판~정착구까지 설치후 약 1~2tonf 정도의 동일 인장력으로 인장하여 웨지고정판을 설치하고 볼트체결후 약 30mm의 여유장을 두고 절단

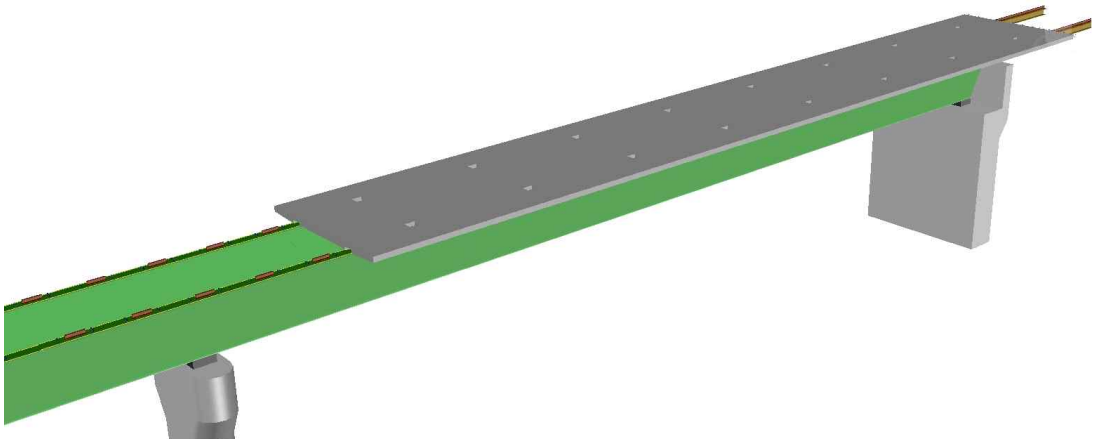
Ⓖ 추진잭의 선단을 스프레더빔의 홀에 체결하고 서서히 확장하여 가이드 빔에 고정

Ⓗ 고정이 완료되면 수축하여 슬래브를 역추진 시킴

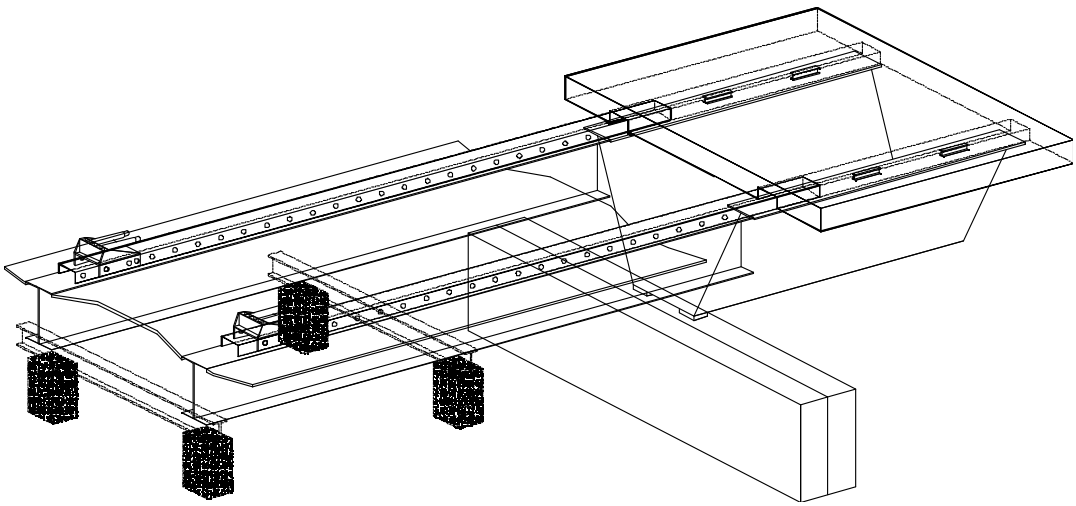
(2) 상부슬래브 압출가설 방안

① 압출시스템 전체개념도

그림 3.2.118에서와 같이, 본 연구개발의 기본개념인 상부슬래브 압출가설공법은 강합성교량의 시공시 상부슬래브를 교대후방에서 제작하고 기가설된 강거더 상부로 압출하여 가설하는 방법이다. 교대 뒤의 지상에 설치되는 제작장 지지빔은 강거더 상부플랜지와 동일(양단지지 터널형)하거나 또는 좁은 폭(레일지지 터널형)으로 형성되고 이는 상부플랜지와 용접으로 연결되어 있다. 일정간격으로 설치된 수직 잭을 이용하여 상부슬래브 콘크리트로부터 거푸집을 하향 탈형한다. 거푸집이 탈형되면 압출 잭을 이용하여 강거더 상으로 상부슬래브를 압출시키게 된다.



(a) 압출시스템 조감도

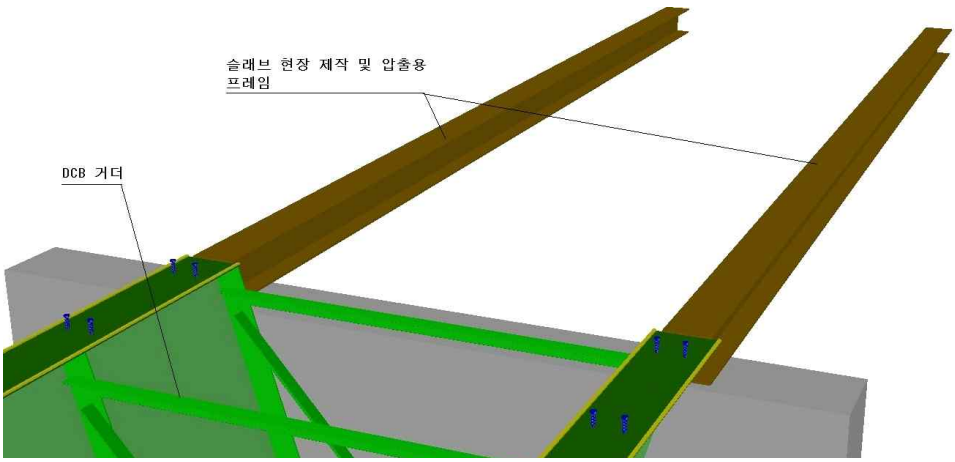


(b) 압출시스템 구체도

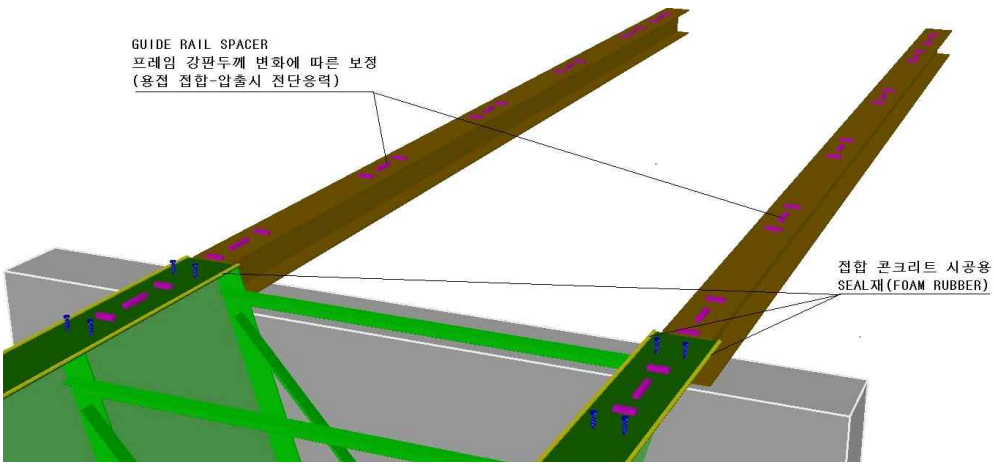
<그림 3.2.118 상부슬래브 압출시스템의 개념도>

② 압출슬래브 시공순서도

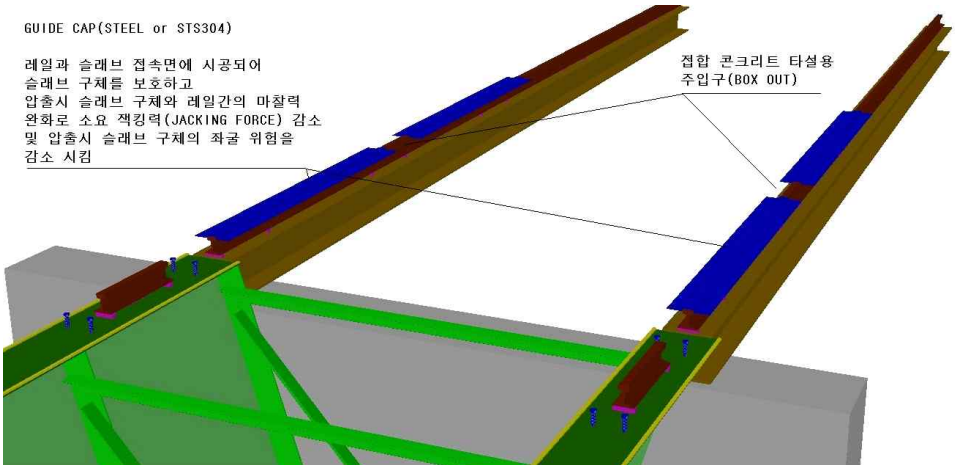
양단지지 및 레일지지 터널형은 레일설치 부분만을 제외하면 모든 시공순서가 동일하므로, 그림 3.2.119~123에는 레일지지 터널형 압출슬래브의 시공순서도를 나타내었다. 상부슬래브의 압출가설공법은 교대 배면에 압출작업장을 설치하고 콘크리트를 타설하기 위한 강재거푸집을 설치한 후, 상부슬래브를 제작하여 압출시공하는 방법이다. 이때, 1cycle의 압출작업시간을 줄이기 위하여 철근배치는 작업장 인근에서 별도로 기조립하게 되며, 상부슬래브의 내구성 향상뿐만 아니라 상부슬래브를 압출하기 위한 소정의 콘크리트강도를 조기에 발현시키기 위하여 콘크리트는 증기양생을 실시하게 된다. 양생이 완료된 상부슬래브는 압출잭에 의해 반복적으로 압출이 이루어지게 되며, 전체 세그먼트가 압출된 이후에는 마지막으로 강거더의 상부플랜지와 합성하게 된다.



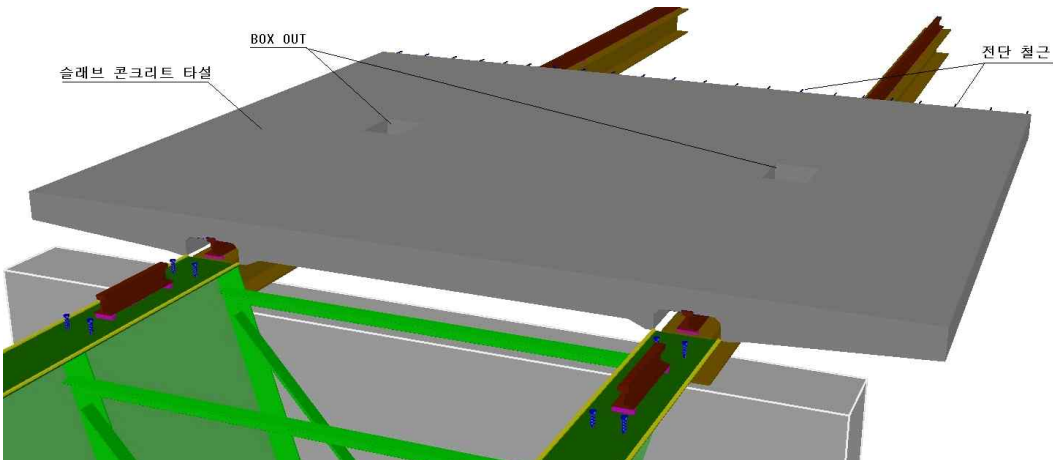
<그림 3.2.119 거푸집 프레임 설치>



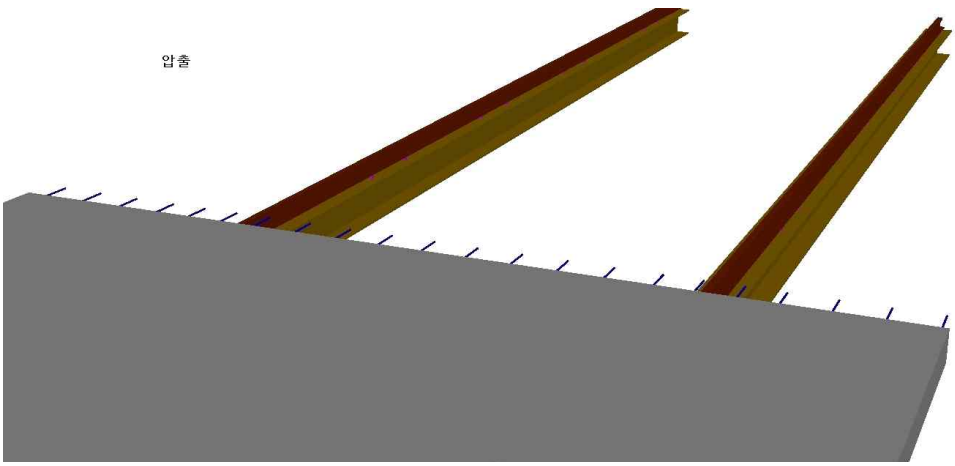
<그림 3.2.120 레일 간격재 및 누수방지 실링제 설치>



<그림 3.2.121 레일 및 레일지지 캡 설치>



<그림 3.2.122 철근배치 및 콘크리트 타설>



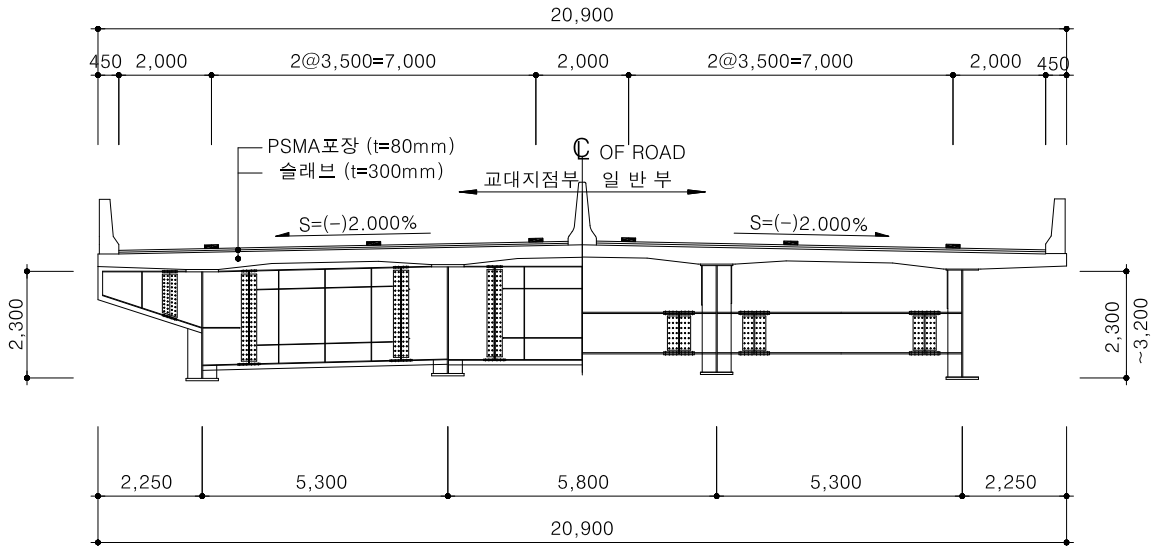
<그림 3.2.123 상부슬래브 압출>

(3) 양단지지 터널형 압출슬래브 상세설계

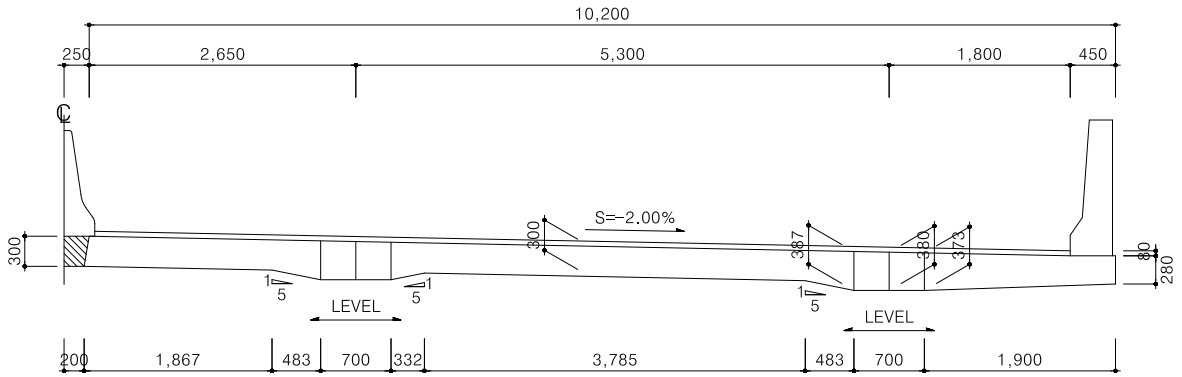
① 대상교량

터널형 압출슬래브의 상세설계를 위하여, 기 시공된 교량을 대상으로 슬래브 압출공법에 대한 변경설계를 실시하였다. 양단지지 터널형을 적용하기 위하여 판두께의 변화, 이음판 및 볼트 등을 포함하고 있지 않은 소수주형교를 선정하였으며, 레일지지 터널형은 압출장애요소를 포함하고 있는 강박스거더교를 선정하여 상세설계를 수행하였다.

그림 3.2.124 및 그림 3.2.125에서와 같이, 양단지지 터널형의 검토 대상교량은 익산청 전주시관내 국도대체우회도로(용정~용진) 건설공사에 시공된 왕복 4차로, 폭 20.9m, 경간 42.5+ 9@55+ 42.5= 580m인 소수주형교(구증교)이다. 상부슬래브 두께는 중앙부 300mm, 켄틸레버 지점부 최소두께 373mm 및 켄틸레버 단부 280mm이며, 중앙부와 지점부 사이에는 1:5의 헌치가 설치되어 있다.



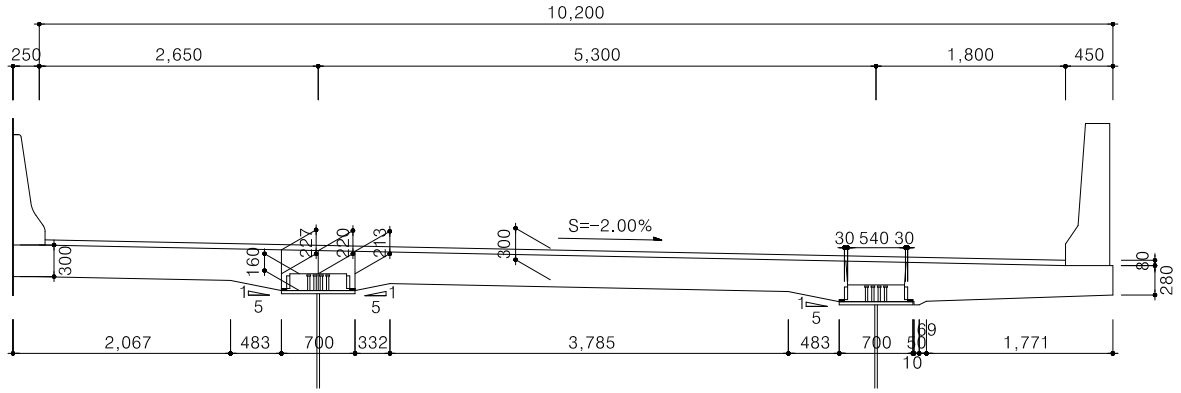
<그림 3.2.124 구증교 횡단면도>



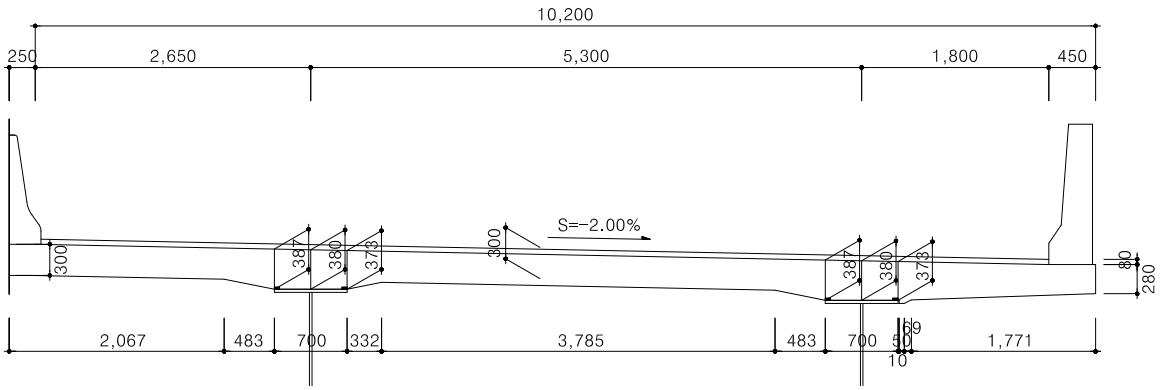
<그림 3.2.125 구증교 슬래브 제원>

② 양단지지 터널형의 상세설계

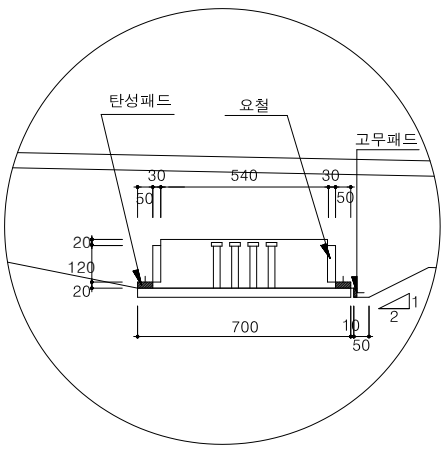
그림 3.2.126~그림 3.2.128에는 소수주형교인 구증교에 적용된 양단지지 터널형의 단면형상을 나타내었다. 상부슬래브 제원은 기존의 설계(현장타설 상부슬래브)와 같도록 하였으며, 철근도 터널 단면부를 제외하고는 기존 설계와 동일하게 배근하였다.



<그림 3.2.126 구증교 합성 전 단면>

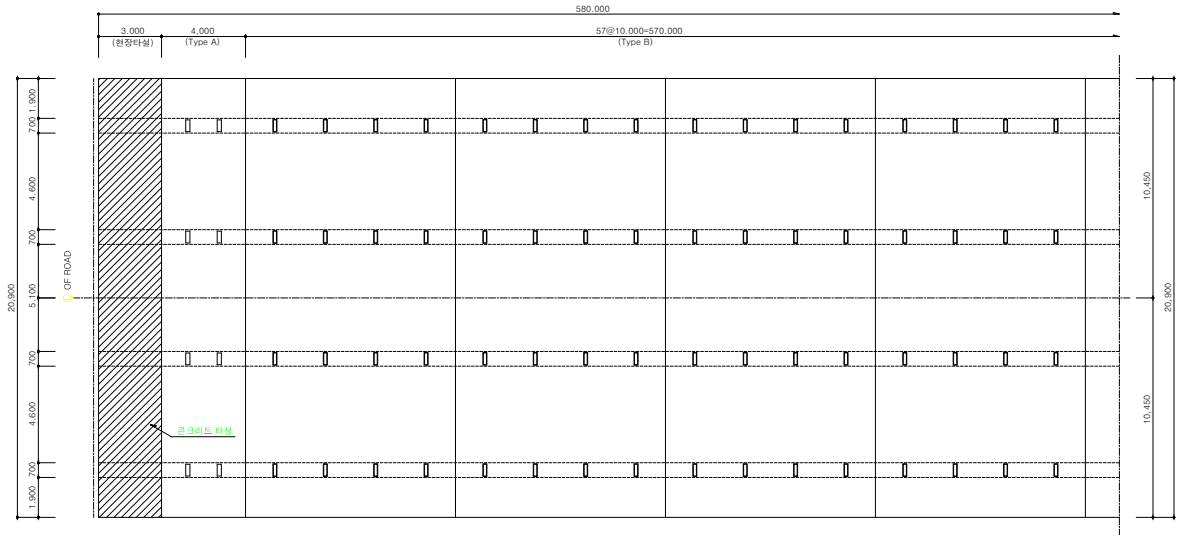


<그림 3.2.127 구증교 합성 후 단면>

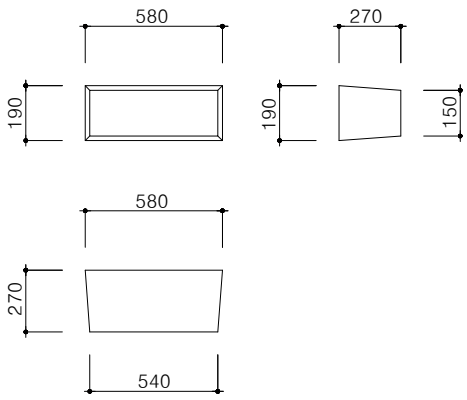


<그림 3.2.128 구증교 터널 단면>

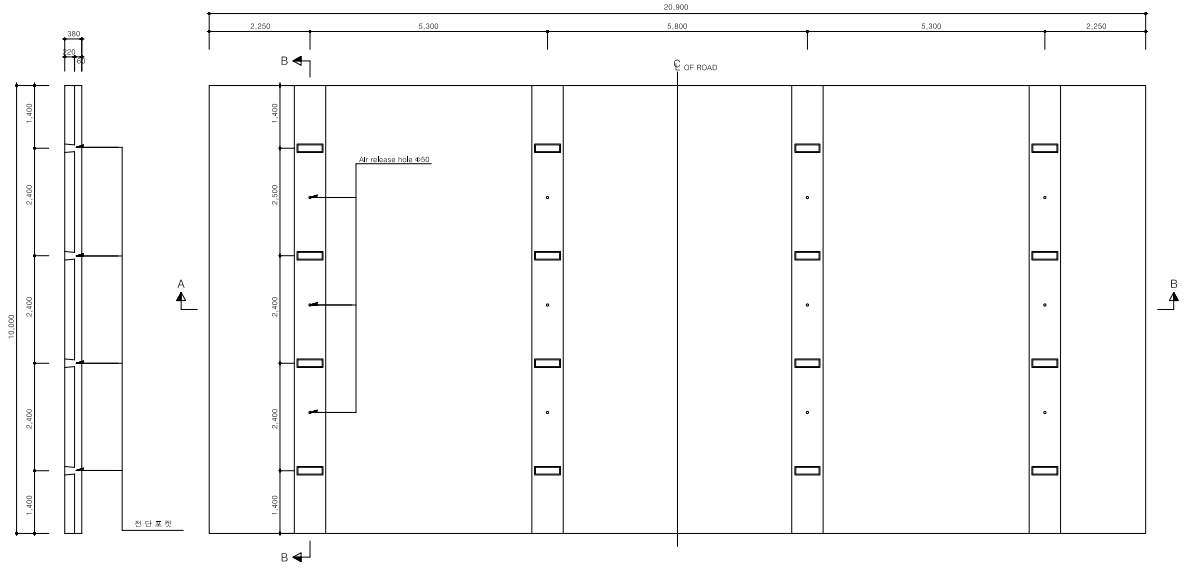
그림 3.2.129~그림 3.2.132에서와 같이, 상부슬래브를 압출가설하기 위한 세그먼트의 크기는 경제성을 고려하여 10m로 분할하였으며, 시점부와 종점부는 신축이음 시공을 위하여 현장타설(3.0m)을 고려하였다. 그림 3.2.128에서 보는 바와 같이, 터널의 형상은 전단연결재가 통과하기 위한 높이를 고려하여 전단연결재보다 10mm 여유를 갖고 제작되며, 상부플랜지 상에서 압출슬래브를 지지하기 위하여 양단에 50mm 정도의 지지폭을 가지도록 하였다. 또한, 신구콘크리트의 합성을 위해 터널내부 측면에 120 x 30mm의 요철을 형성하였다. 콘크리트 주입을 위한 포켓 사이즈는 철근 배근을 고려한 크기로 제작하였으며, 그 간격은 콘크리트 주입과 거푸집의 원활한 탈형을 위하여 2.4m 간격으로 설치하였다.



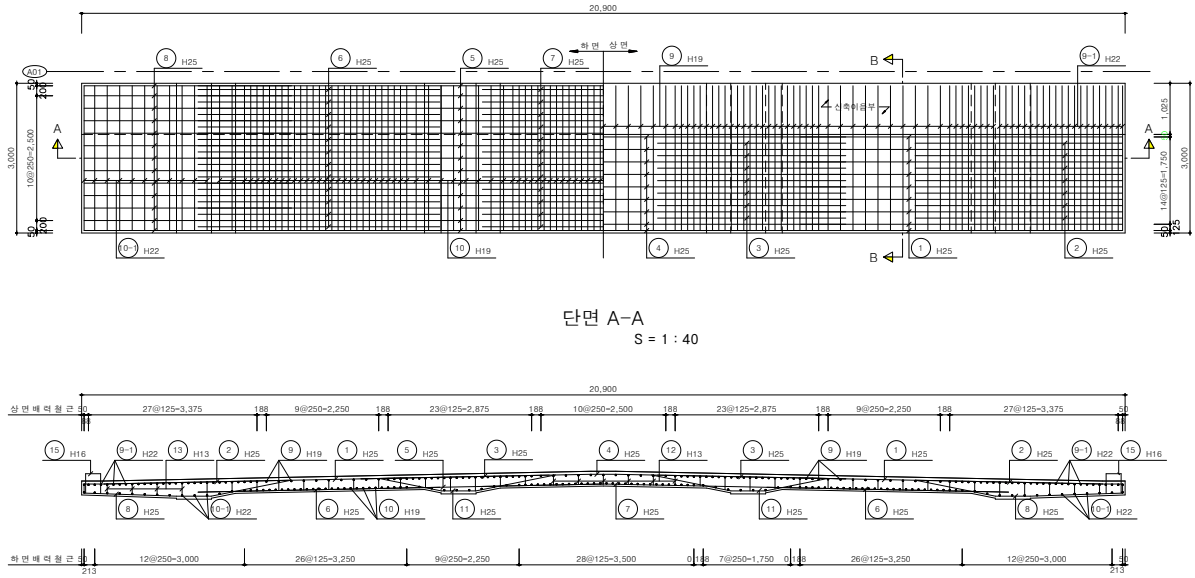
<그림 3.2.129 구증교 슬래브 일반도>



<그림 3.2.130 구증교에 적용된 전단포켓 제원>



<그림 3.2.131 구증교 슬래브 세그먼트 일반도>



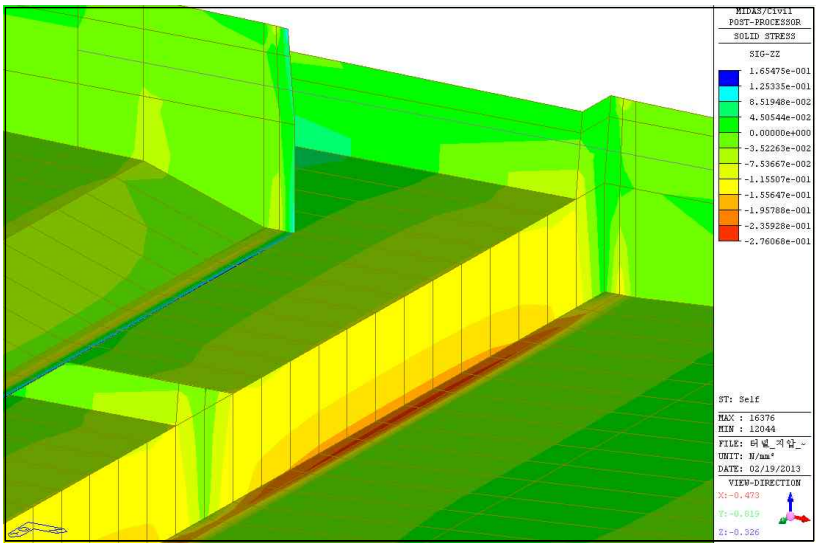
<그림 3.2.132 구증교 현장타설 구간 배근도>

③ 양단지지 터널형의 지압응력 검토

양단지지 터널형의 경우, 터널단면의 결손으로 인해 압출되는 동안 강거더 상부플랜지와 접촉하는 터널 양단의 슬래브에 대한 지압응력의 검토가 필요하다. 양단지지 터널형은 그 특성상 개구부 2개소에서 지압응력에 저항하게 되므로, 기본적으로 1개소에서 저항하게 되는 레일지지 터널형보다 2배 이상의 안전율을 확보할 수 있을 것으로 판단된다. 본 해석에서는 양단지지 터널형의 지압응력에 대한 안전성을 확인하기 위하여, 양단

지지부의 한쪽 접촉면의 지지폭을 10mm에서 50mm로 증가시켜 가면서 양단지지부에서 발생하는 지압응력을 검토하는 것으로 하였다.

그림 3.2.133에는 양단지지 터널형의 지압응력 분포도를 나타내었으며, 표 3.2.24에는 양단지지 터널형의 지압응력 검토결과를 나타내었다. 양단지지 터널형의 지압응력분포는 압출슬래브의 양단이 교량 상부슬래브의 전장에 걸쳐 지지되기 때문에 양단지지부에 확연한 응력집중은 발생하지 않지만, 모르타르를 주입하기 위한 전단포켓부에서 보다 큰 지압응력이 발생함을 알 수 있다. 하지만, 표 3.2.24에서와 같이, 양단지지 터널형의 경우에는 지압에 대한 지지폭을 5mm만 확보하여도 약 1.8이상의 안전율을 확보할 수 있는 것으로 나타났다. 따라서, 양단지지 터널형은 지압응력에 대한 안전율을 충분히 확보하고 있으며, 다만 상부슬래브를 압출가설시에 발생할 수 있는 시공오차 및 횡방향 편차에 의해 압출슬래브가 추락하는 것을 방지하기 위해서 최소 20mm 이상의 지지폭을 가지도록 하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.



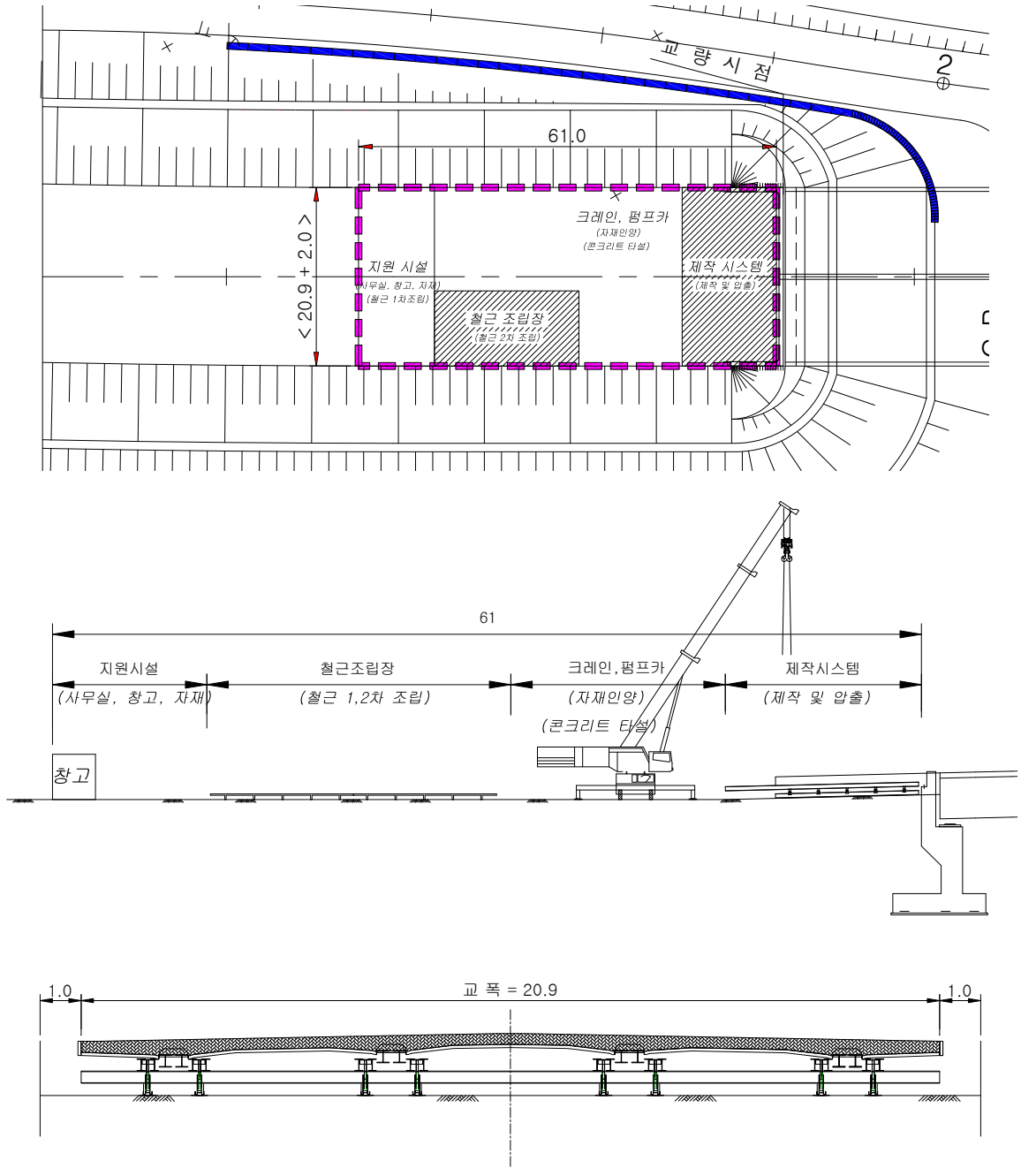
<그림 3.2.133 양단지지 터널형의 지압응력 분포도(접촉면 지지폭: 50mm)>

<표 3.2.24 양단지지 터널형 압출슬래브의 지압응력 검토결과>

구분	지지폭 (mm)	지지반력 (kN)	발생응력 (MPa)	허용응력 (MPa)	허용응력/ 발생응력	비 고
양단지지 터널형	5	25.65	3.95	9.00	1.8	O.K
	10	25.65	1.97	9.00	3.5	O.K
	20	25.65	0.99	9.00	7.0	O.K
	30	25.65	0.66	9.00	10.5	O.K
	40	25.65	0.49	9.00	14.0	O.K
	50	25.65	0.39	9.00	17.5	O.K

④ 양단지지 터널형의 압출작업장 상세설계

상부슬래브의 압출가설을 위해서는 상부슬래브를 제작하기 위한 상부슬래브 세그먼트 규모만큼의 제작장이 필요하다. 또한, 상부슬래브의 제작을 위한 철근 조립장 및 장비의 이동공간을 확보하여야 상부슬래브의 제작 및 압출이 가능하다. 따라서, 상부슬래브의 제작대는 상부슬래브의 세그먼트 크기보다 교축방향으로는 약 3.0m 이상의 크기가 요구되며, 교축직각방향으로는 양쪽으로 1.0m 정도의 여유공간이 필요하다. 구증교에 대한 교대 배면의 작업장 개요도는 그림 3.2.134와 같다.

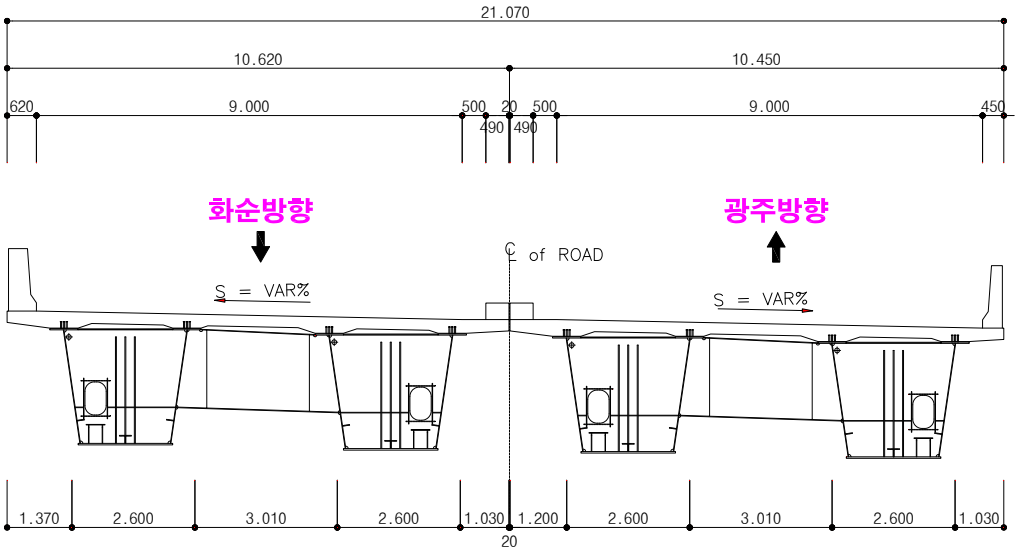


<그림 3.2.134 구증교에 대한 압출슬래브 제작장 개요도>

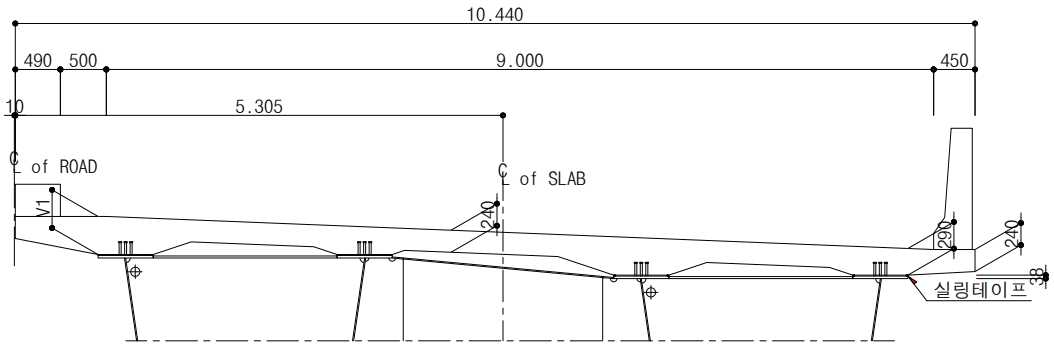
(4) 레일지지 터널형 압출슬래브 상세설계

① 대상교량

다음으로, 본 연구에서 실시한 또 다른 형식인 레일지지 터널형의 상세설계를 위하여 기 시공된 교량을 대상으로 슬래브 압출공법에 대한 변경설계를 실시하였다. 개구형 강박스거더교의 경우, 판두께의 변화와 이음판 및 볼트 등의 장애로 인하여 양단지지 터널형의 슬래브 압출가설이 불가능하기 때문에 레일지지 터널형을 적용하였다. 그림 3.2.135 및 그림 3.2.136에서와 같이, 레일지지 터널형의 검토 대상교량은 익산청 화순~광주 도로확장공사에 시공 된 왕복 4차로, 폭 21.07m, 경간 45+3@55+45= 255m인 개구제형 강박스거더교(내지교)를 선정하였다. 상부슬래브 두께는 중앙부 240mm, 켄틸레버 지점부 최소두께 290mm 및 켄틸레버 단부 240mm이며, 중앙부와 지점부 사이에는 1:5의 헌치가 설치되어 있다.



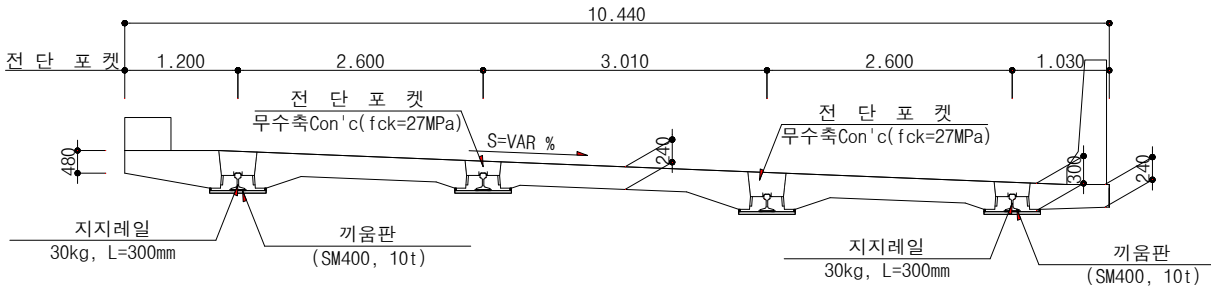
<그림 3.2.135 내지교 횡단면도>



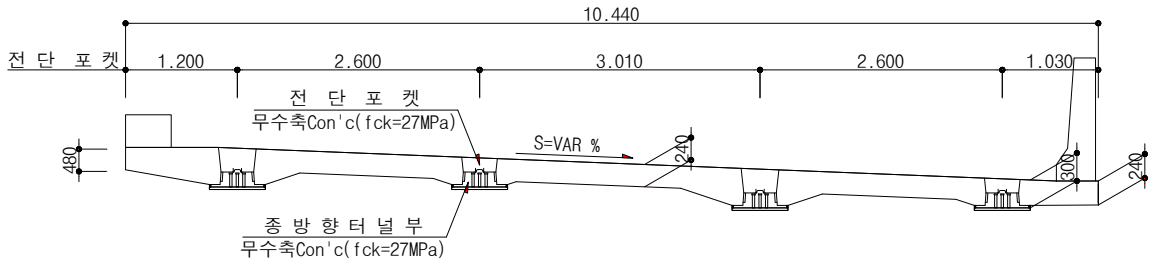
<그림 3.2.136 내지교 슬래브 제원>

② 레일지지 터널형의 상세설계

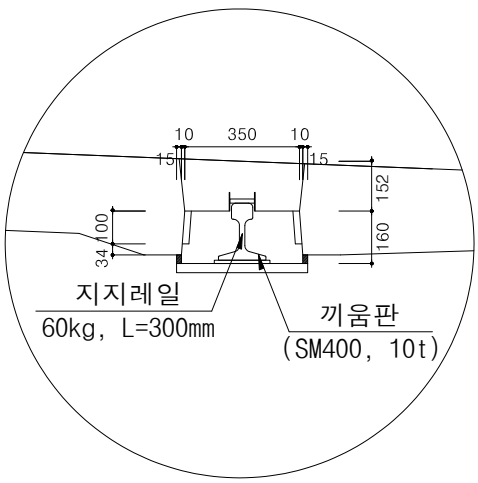
그림 3.2.137~그림 3.2.139에는 강박스거더교인 내지교에 적용된 레일지지 터널형의 단면형상을 나타내었다. 상부슬래브 제원은 기존의 설계(현장타설 상부슬래브)와 같도록 하였으며, 철근도 터널 단면부를 제외하고는 기존 설계와 동일하게 배근하였다.



<그림 3.2.137 레일지지 터널형 작업장 슬래브 단면>

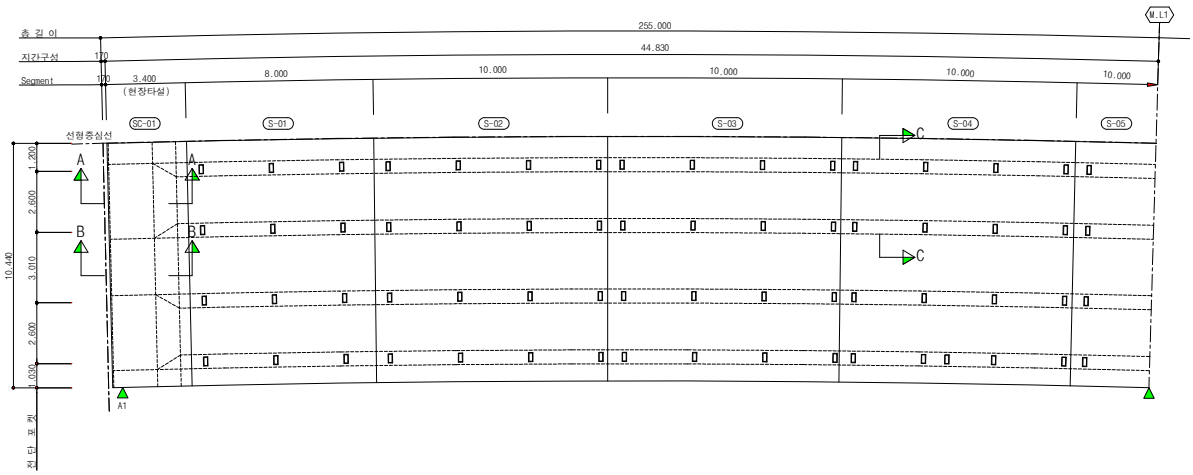


<그림 3.2.138 레일지지 터널형 압출시 슬래브 단면>

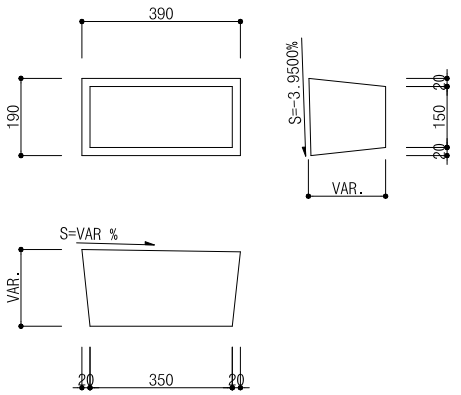


<그림 3.2.139 내지교 슬래브 터널단면>

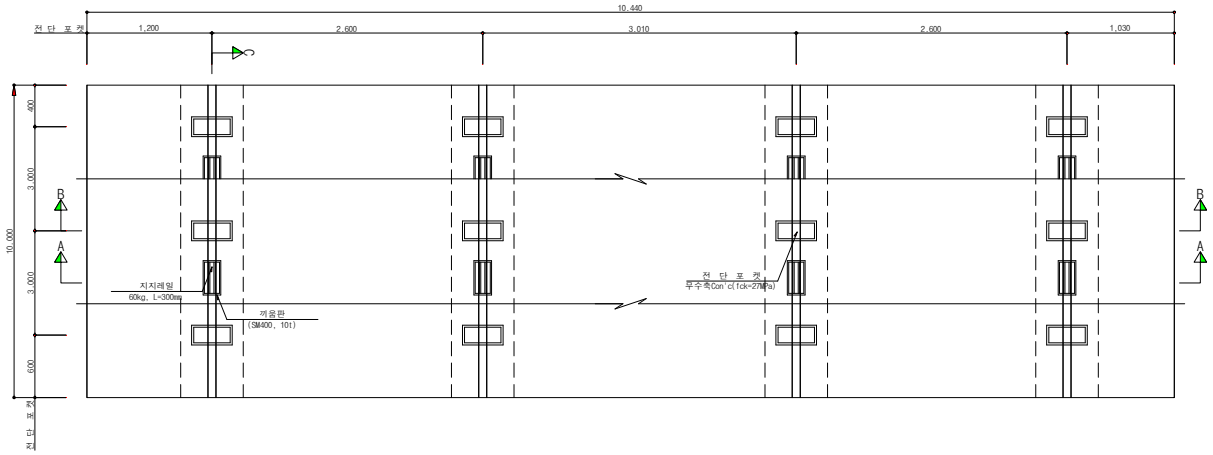
그림 3.2.140~그림 3.2.142에서와 같이, 상부슬래브를 압출가설하기 위한 세그먼트의 크기는 경제성을 고려하여 10m로 분할하였으며, 시점부와 종점부는 신축이음 시공을 위하여 현장타설(3.4m)을 고려하였다. 그림 3.2.139에서 보는바와 같이, 터널의 형상은 전단연결재가 통과하기 위한 높이를 고려하여 전단연결재보다 10mm 여유를 갖고 제작되며, 레일상에서 상부슬래브가 지지되도록 터널중앙 상부슬래브 하면에 지지홈을 설치하였으며, 마찰계수 감소 및 상부슬래브의 마모를 방지하기 위하여 스테인레스 제질의 SUS304를 레일지지 단면에 삽입하였다. 또한, 모르타르의 누수방지를 위한 발포고무를 상부플랜지 양단에 부착하였으며, 양단지지 터널형과 마찬가지로 신구콘크리트의 합성을 위해 터널내부 측면에 100 x 30mm의 요철을 형성하였다. 콘크리트 주입을 위한 포켓 사이즈는 철근 배근을 고려한 크기로 제작하였으며, 그 간격은 콘크리트 주입과 거푸집의 원활한 탈형을 위하여 3.0m 간격으로 설치하였다.



<그림 3.2.140 내지교 슬래브 일반도>



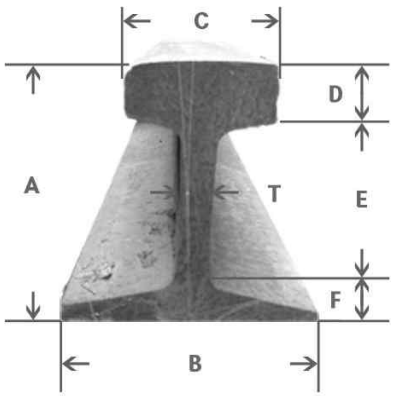
<그림 3.2.141 내지교 전단포켓 제원>



<그림 3.2.142 내지교 슬래브 세그먼트 일반도>

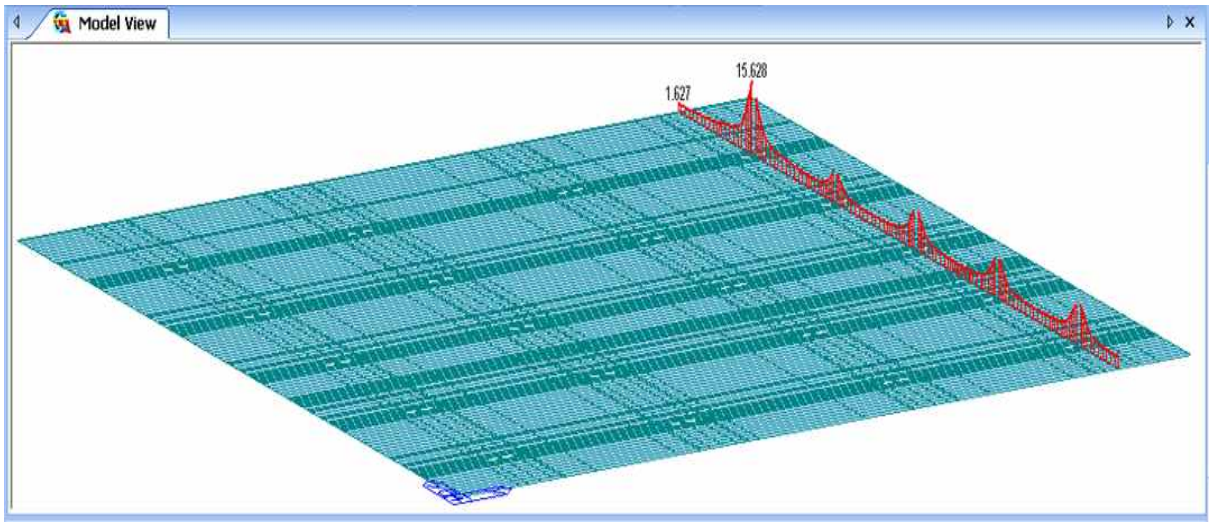
③ 레일지지 터널형의 지압응력 및 단면강도 검토

레일지지 터널형의 경우, 레일지지를 위한 터널단면의 결손으로 인해 압출되는 동안 압출슬래브의 단면검토가 요구된다. 레일지지 터널형의 단면은 레일의 설치간격과 레일의 길이 및 상부슬래브의 두께 등이 변수로 작용하게 되며, 단면확보를 위한 상부슬래브의 두께증가는 바람직하지 않기 때문에 레일의 설치간격 및 레일길이를 변수로 하여 단면검토를 실시하였다. 그림 3.2.143에서와 같이, 필요한 레일높이 및 단가 등을 고려하여 단위중량 30kgf규격의 레일을 사용하는 것으로 하였으며, 본 검토에서는 레일길이를 300mm로 하고 지지레일 설치간격을 2.0~4.0m로 증가시켜는 것으로 하였다.

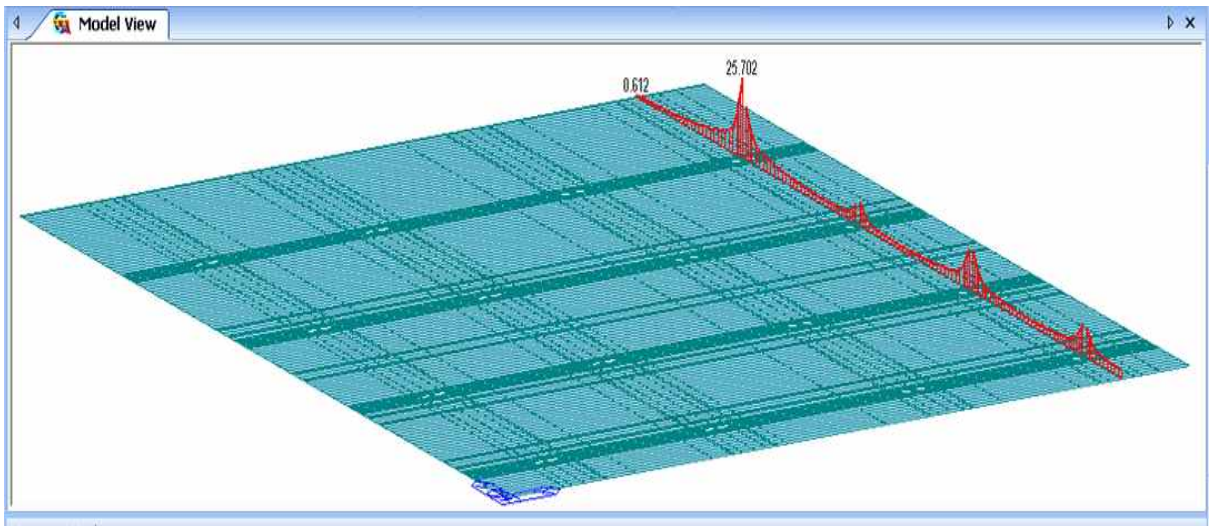


Type	Dimensions(mm)						Weight (kgf)
	A	B	C	D	F	T	
30kgf	107.95	107.95	60.33	30.95	57.55	12.3	30.1

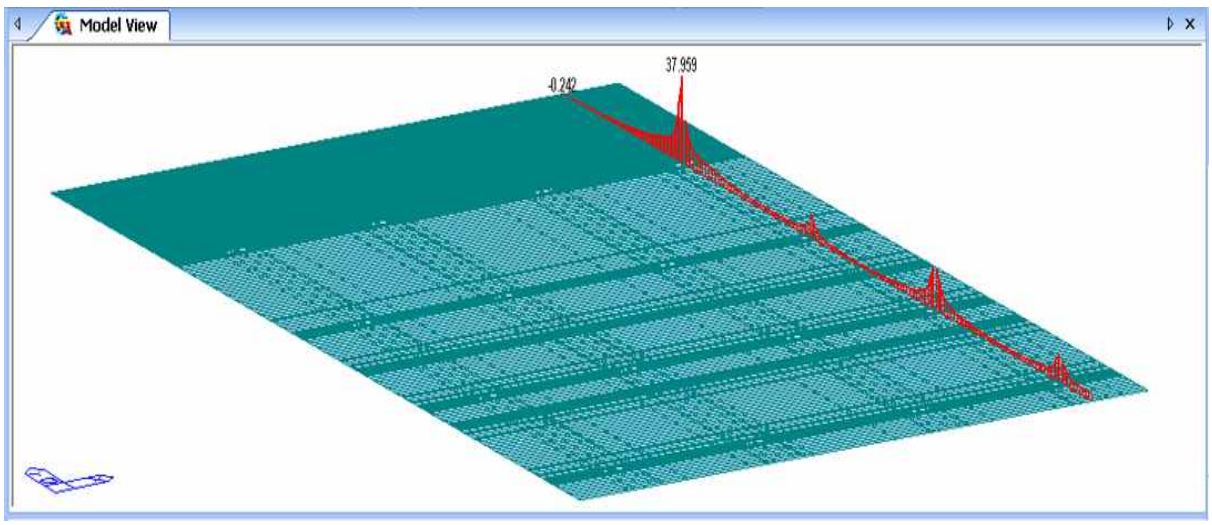
<그림 3.2.143 내지교에 적용된 레일지지 터널형의 레일규격>



(a)지지레일 간격 : 2.0m



(b)지지레일 간격 : 3.0m



(c)지지레일 간격 : 4.0m

<그림 3.2.144 지지레일 간격별 발생모멘트 분포>

그림 3.2.144에는 레일지지 터널형 압출슬래브의 지지레일 간격별 발생모멘트 분포를 나타내었다. 이때, 압출슬래브 가설시 가설부재 및 작업인원 등의 사하중을 고려하여 작용하중은 30%를 할증하여 구조해석을 실시하였으며, 지지조건은 첫 번째 세그먼트가 다음 레일에 도달하기 직전의 캔틸레버 상황을 구현하였다. 지지레일의 간격에 상관없이, 압출슬래브에 발생하는 최대 모멘트는 캔틸레버 상황의 첫번째 레일설치 위치에서 발생하는 것을 알 수 있다. 따라서, 압출슬래브의 단면검토 위치는 첫번째 레일부터 세번째 레일위치에서 대하여 수행하였다.

표 3.2.25에는 레일지지 터널형 압출슬래브의 지압응력에 대한 검토결과를 나타내었다. 압출시 종방향 켄틸레버 상황을 고려하여 켄틸레버 끝단에서 세번째 레일까지의 단면을 검토하여 보면, 종방향으로 최대 켄틸레버 상황인 다음 레일에 도달하기 직전의 첫번째 레일단면에서 발생응력이 최대가 됨을 알 수 있다. 거푸집 탈형이 가능한 초기 콘크리트 강도 18MPa를 기준으로 한 설계지압강도 9MPa에서 발생응력은 레일간격 2m를 제외하고는 모두 허용응력을 초과하는 것으로 나타났다. 하지만, 레일지지 터널형의 압출슬래브와 레일의 지지면 사이에는 0.3~0.8mm 정도의 두께를 가진 SUS304의 스테인레스 강으로 보강이 이루어지지 때문에 레일간격을 보다 증가시킬 필요가 있는 경우에는 SUS304의 두께를 증가시킴으로써 지압면을 보강할 수 있을 것으로 판단된다.

<표 3.2.25 레일지지 터널형 압출슬래브의 지압응력 검토결과>

구분	레일 간격	검토 위치	반력합계 (kN)	접촉면적 (mm^2)	발생응력 (MPa)	허용응력/ 발생응력	비 고
레일지지 터널형	2m	1st	75.9	12,066	6.29	1.43	O.K
		2nd	28.3	12,066	2.35	3.84	O.K
		3rd	40.4	12,066	3.35	2.69	O.K
	3m	1st	124.7	12,066	10.33	0.87	N.G
		2nd	32.1	12,066	2.66	3.38	O.K
		3rd	68.5	12,066	5.68	1.59	O.K
	4m	1st	176.6	12,066	14.64	0.61	N.G
		2nd	36.3	12,066	3.01	2.99	O.K
		3rd	99.2	12,066	8.22	1.09	O.K

표 3.2.26에는 레일지지 터널형 압출슬래브의 단면강도 검토결과를 나타내었다. 레일

지지 터널형이 압출되는 동안 발생하는 최대 단면력도 최대 지압응력과 마찬가지로, 종방향으로 최대 켄틸레버 상황인 다음 레일에 도달하기 직전의 첫번째 레일단면에서 최대 단면력이 발생하게 된다. 이때, 검토단면은 내지교 상부슬래브의 편구배를 고려하여, 터널상단 단면이 최소인 경우(152mm)를 대상으로 하였다.

단면응력 검토결과, 휨강도는 레일간격을 4m로 하였을 경우에도 약 2.88의 안전율을 확보함을 알 수 있다. 전단강도는 레일간격을 3m로 이내로 하였을 경우 약 1.18의 안전율을 확보함을 알 수 있으며, 레일간격을 4m로 하였을 경우에는 소요강도를 만족하지 못함을 알 수 있다. 따라서, 레일지지 터널형 압출슬래브의 지지레일 간격은 최대 켄틸레버 상황의 첫번째 레일면에서 발생하는 전단강도에 지배됨을 알 수 있으며, 지압응력 및 단면강도에 대한 검토결과를 바탕으로 레일지지 간격은 2m을 적용하여 내지교의 압출슬래브를 설계하는 것으로 하였다.

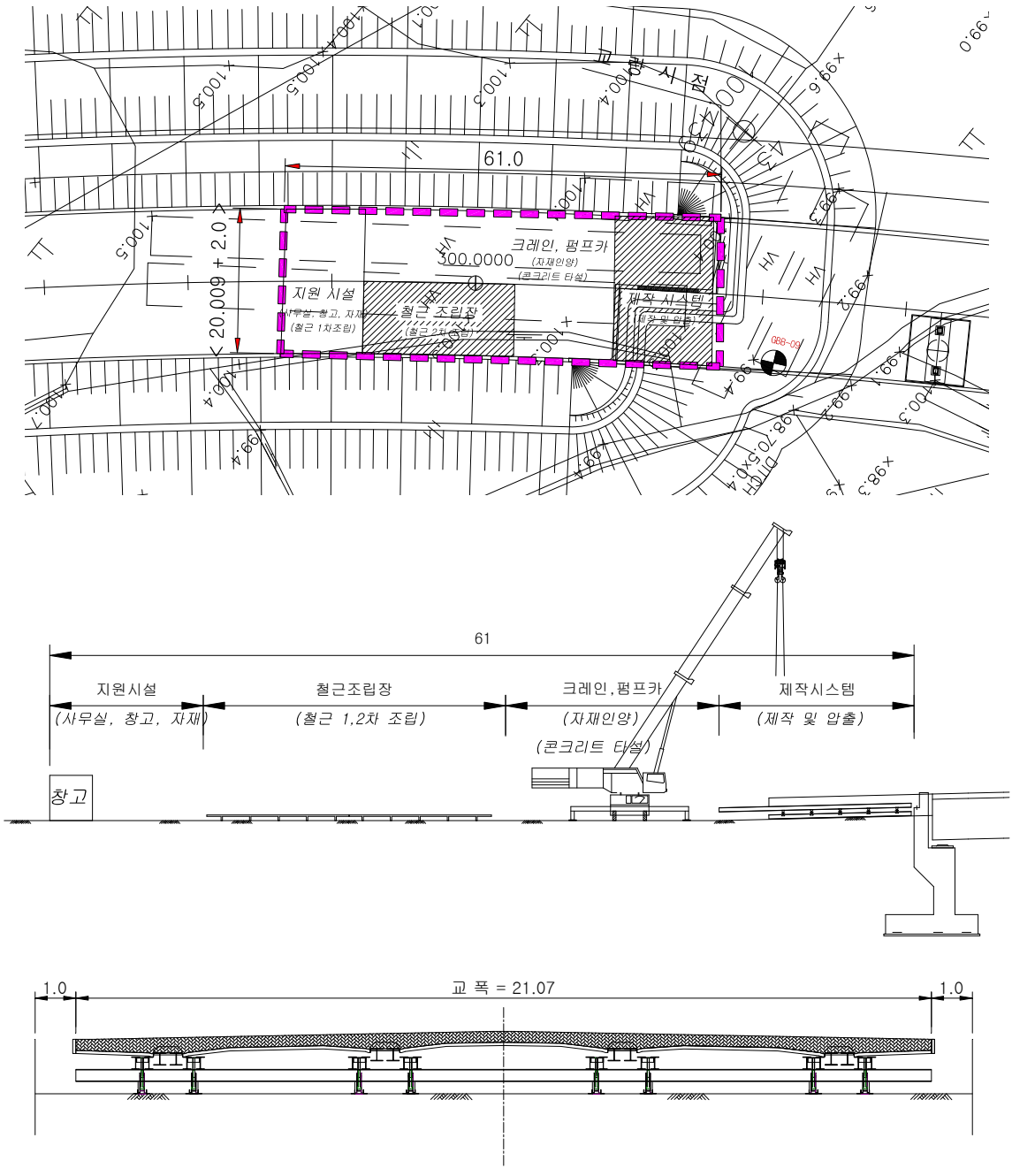
<표 3.2.26 레일지지 터널형 압출슬래브의 단면강도 검토결과>

레일 간격	Mu (kN·m)	ΦMn (kN·m)	안전율 (S.F)	비 고	Su (kN)	ΦSn (kN)	안전율 (S.F)	비 고
2m	10.65	45.34	4.26	O.K	44.66	59.76	1.33	O.K
3m	13.23	45.34	3.43	O.K	50.60	59.76	1.18	O.K
4m	15.81	45.34	2.88	O.K	67.70	59.76	0.88	N.G

본 검토에서는 지지레일의 길이를 300mm로 한 경우에 대하여 고찰하였으나, 필요에 따라 지지레일의 길이를 증가시키면 지지레일의 간격을 보다 크게 적용할 수 있다. 또한, 지지레일의 길이를 증가시키지 않고 압출슬래브의 최대 단면력이 발생하는 최대 캔틸레버 상황에서의 첫번째 레일지지부에 대하여만 일부 철근으로 보강한다면, 지지레일의 간격을 경제적으로 증가시킬 수 있을 것으로 판단된다.

④ 레일지지 터널형의 압출작업장 상세설계

상부슬래브의 압출가설을 위해서는 상부슬래브를 제작하기 위한 상부슬래브 세그먼트 규모만큼의 제작장이 필요하다. 또한, 상부슬래브의 제작을 위한 철근 조립장 및 장비의 이동공간을 확보하여야 상부슬래브의 제작 및 압출이 가능하다. 따라서, 상부슬래브의 제작대는 상부슬래브의 세그먼트 크기보다 교축방향으로는 약 3.0m 이상의 크기가 요구되며, 교축직각방향으로는 양쪽으로 1.0m 정도의 여유공간이 필요하다. 내지교에 대한 교대 배면의 작업장 개요도는 그림 3.2.145와 같다.



<그림 3.2.145 내지교에 대한 압출슬래브 제작장 개요도>

2.3.3 상부슬래브 압출가설공법의 검증실험

(1) 검증실험 개요

상부슬래브 압출가설공법의 검증실험은 본 연구를 통하여 최종적으로 정립된 양단지지 및 레일지지 터널형 압출슬래브의 2가지 형태에 대하여 수행하였다. 이때 양단지지 터널형 압출슬래브는 소수주형교와 같이 상부플랜지 상면에 두께변화가 없는 교량에 적용할 수 있는 압출슬래브형식이며, 레일지지 터널형 압출슬래브는 개구제형 강박스거더와 같이 상부플랜지 상면에 단차가 있는 교량에 적용할 수 있는 압출슬래브 형식이다.

실교를 대상으로 수행된 압출가설시스템의 상세설계를 바탕으로, 상부슬래브에 대한 압출가설공법의 검증실험을 수행하였다. 이때 성능검증실험에 앞서 정립된 압출가설시스템에 대한 개념설계를 먼저 수행하여 실제 실험시에 발생가능한 오류를 최소화하고자 하였다. 가용한 연구비 내에서 최대한 압출슬래브의 성능을 검증하기 위하여 압출시스템은 실제와 유사한 크기로 모사하였으며, 압출될 강거더는 상부플랜지를 실제와 같이 모사하는 것으로 실험을 수행하였다.

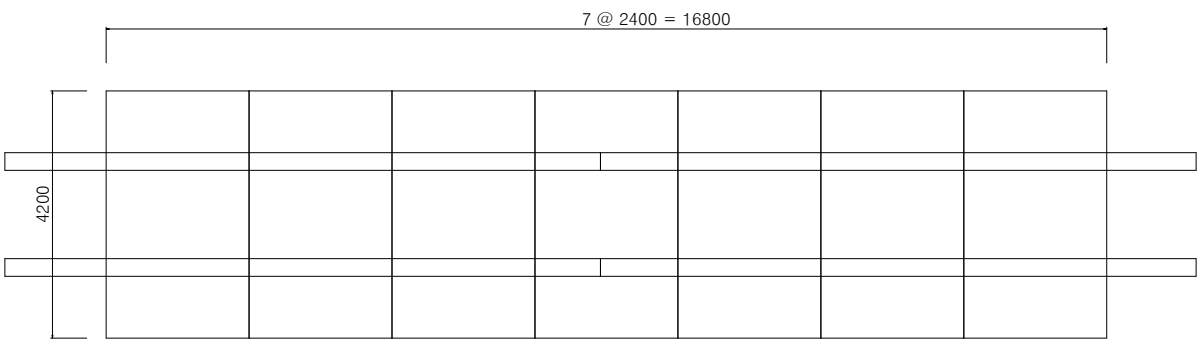
(2) 실험체 설계 및 제작

터널형 압출슬래브에 대한 실험체 설계는 양단지지 터널형 및 레일지지 터널형 압출슬래브로 총 2가지 형태로 실험체를 제작하였다. 이때, 압출슬래브에 형성되는 터널의 크기는 실제의 상세설계와 거의 유사하도록 계획하였으며, 압출작업장과 상부슬래브의 규모는 실험장소의 크기 및 실험비 등을 고려하여 최대한 축소한 형태로 계획하였다.

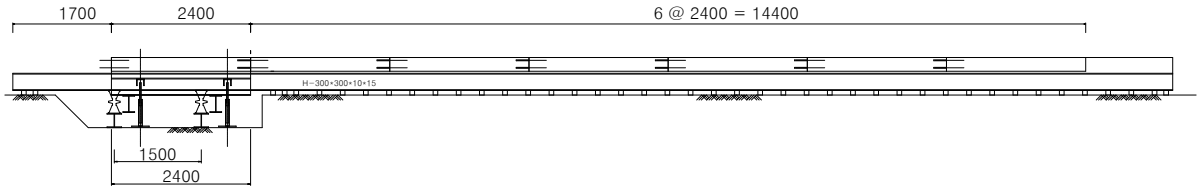
각각의 실험체에 대한 설계 및 제작내용을 기술하면 다음과 같다.

① 양단지지 터널형 압출슬래브 실험체

양단지지 터널형 압출슬래브에 대한 실험체를 나타내면 그림 3.2.146과 같다.

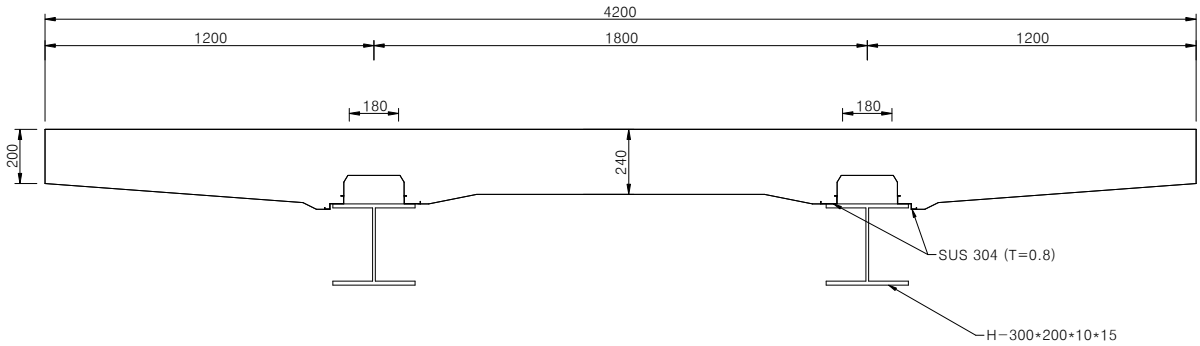


(a) 평면도

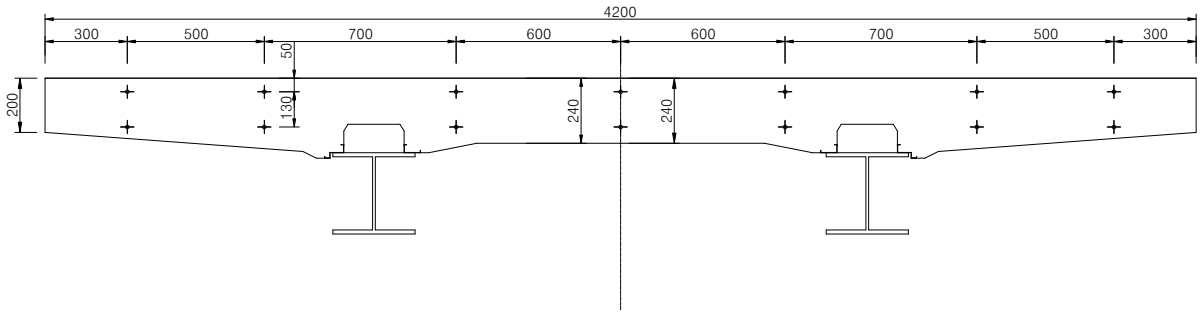


(b) 정면도

양단지지 가이드 단면



양단지지 가이드 다웰바 단면



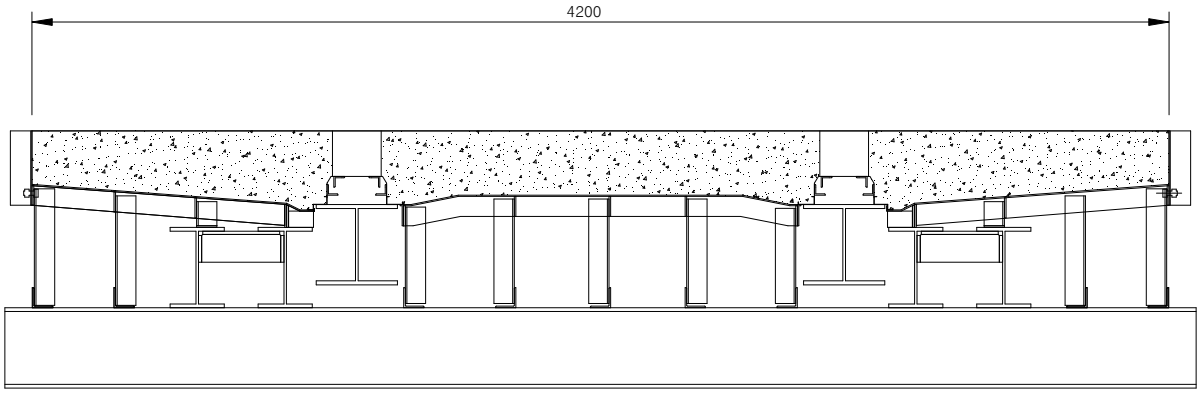
(c) 단면도

<그림 3.2.146 양단지지 터널형 압출슬래브에 대한 실험체 형상>

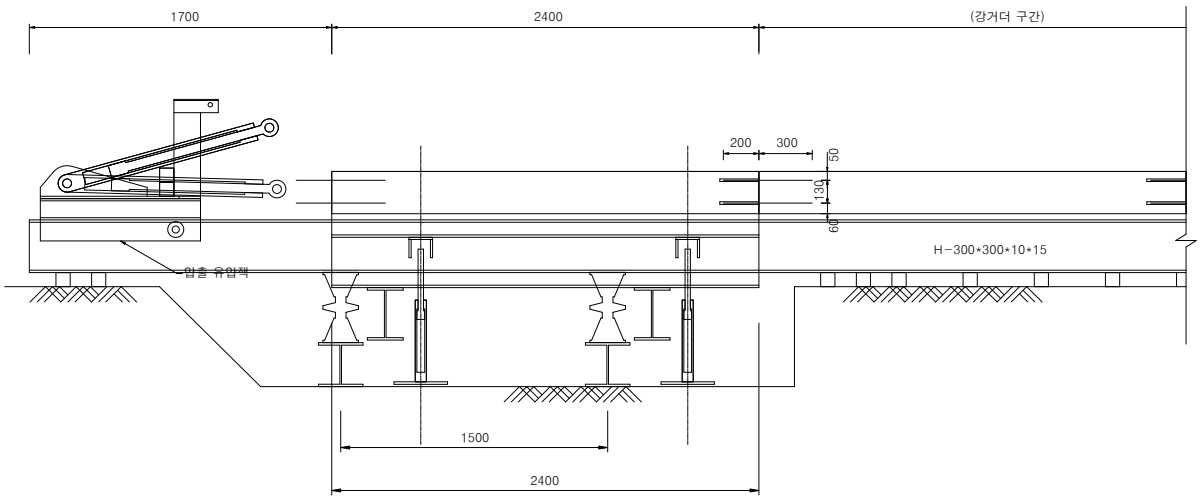
양단지지 터널형 압출슬래브에 형성되는 터널의 크기는 헌치높이 275mm, 터널단면 105×220mm로 하였으며, 터널단면 상단의 슬래브두께는 170mm 정도가 확보되어야 상부슬래브의 캔틸레버 무게를 지탱할 수 있기 때문에 실제(155~160mm)보다는 다소 작도록 실험체를 설계하였다.

또한, 압출슬래브의 크기는 상부슬래브의 캔틸레버 및 중앙부의 크기를 최소화하여 1회 압출슬래브의 크기가 4200×2400mm인 총길이 7@2400=16800mm로 계획하였으며, 총 7회를 압출할 수 있도록 계획하였다. 상부슬래브가 압출될 강거더는 실험비를 최소화하기 위하여 H형강(2@300×300×10×15)을 이용하였다.

그림 3.2.147에는 양단지지 터널형 압출슬래브의 압출실험을 위한 압출작업장을 나타내었다. 상부슬래브를 압출할 압출작업장은 상세설계를 기초로 5000×3500mm 규모로 구성하였다. 이때, 압출 유압잭은 12tonf 용량 2대를 사용하여 압출가설하는 것으로 계획하였으며, 압출슬래브의 공기단축 및 상부슬래브의 내구성향상을 위하여 상부슬래브 타설후에는 증기양생을 실시하는 것으로 하였다.



(a) 단면도

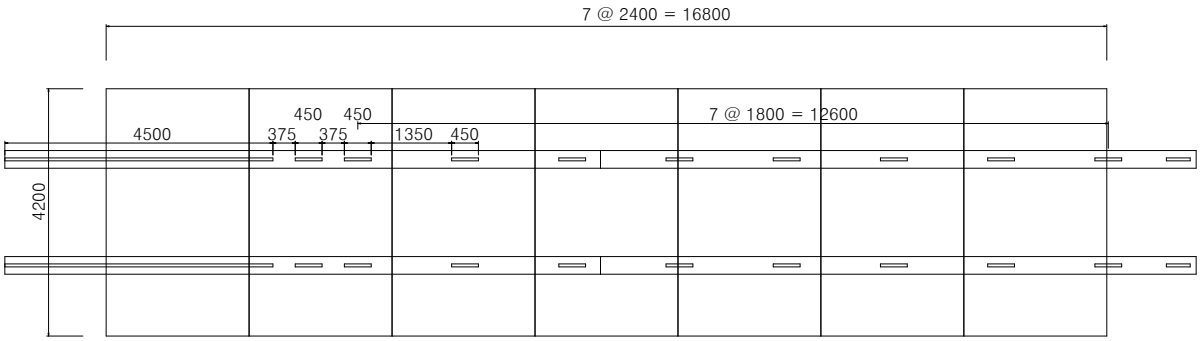


(b) 정면도

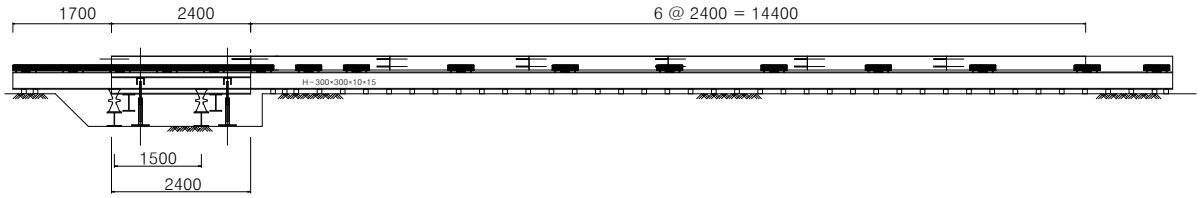
<그림 3.2.147 양단지지 터널형 압출슬래브에 대한 압출작업장 설치상세>

② 레일지지 터널형 압출슬래브 실험체

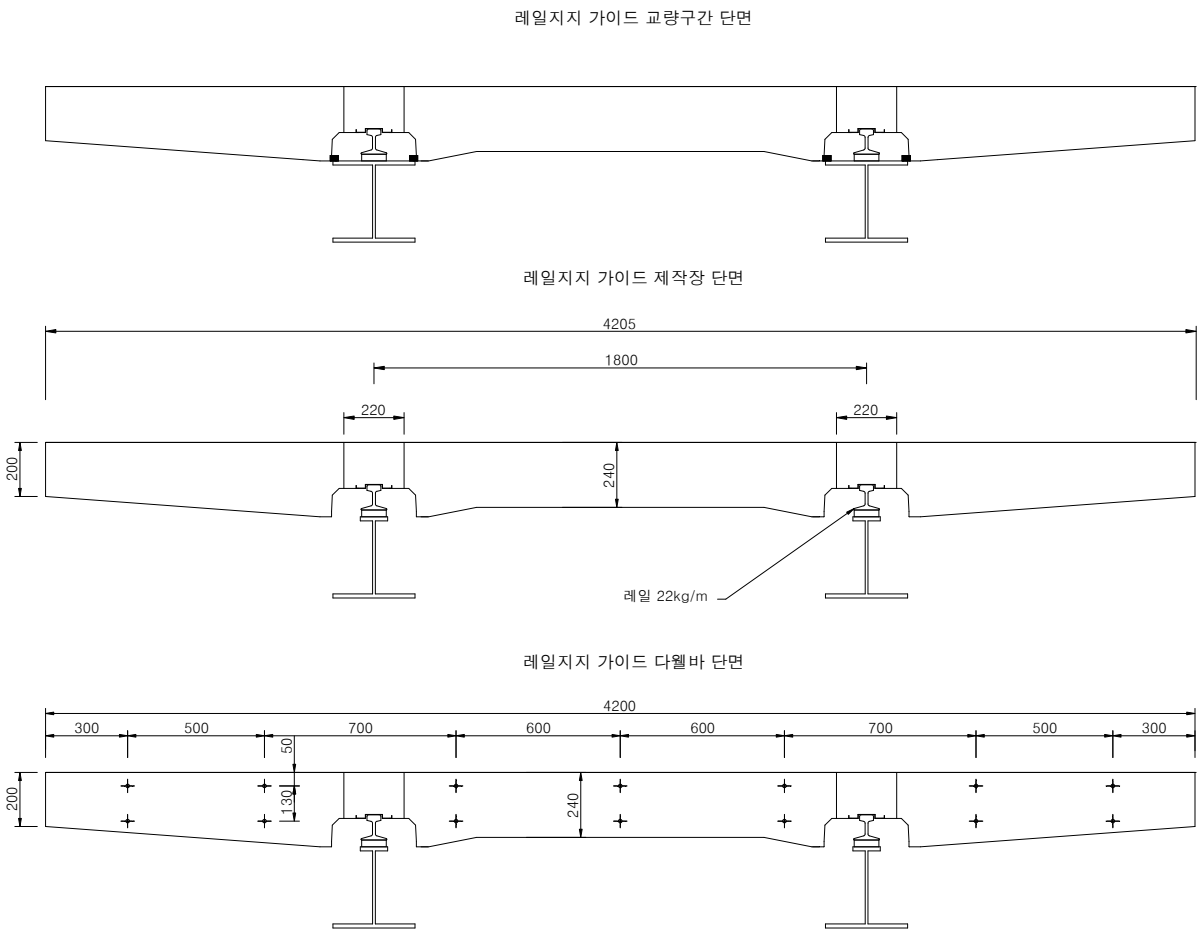
레일지지 터널형 압출슬래브에 대한 실험체를 나타내면 그림 3.2.148과 같다. 터널단면의 크기는 헌치높이 275mm, 터널단면 105×310mm로 하였으며, 터널단면 상단의 슬래브두께는 170mm 정도가 확보되어야 상부슬래브의 캔틸레버 무게를 지탱할 수 있기 때문에 실제보다는 다소 작도록 실험체를 설계하였다.



(a) 평면도



(b) 정면도

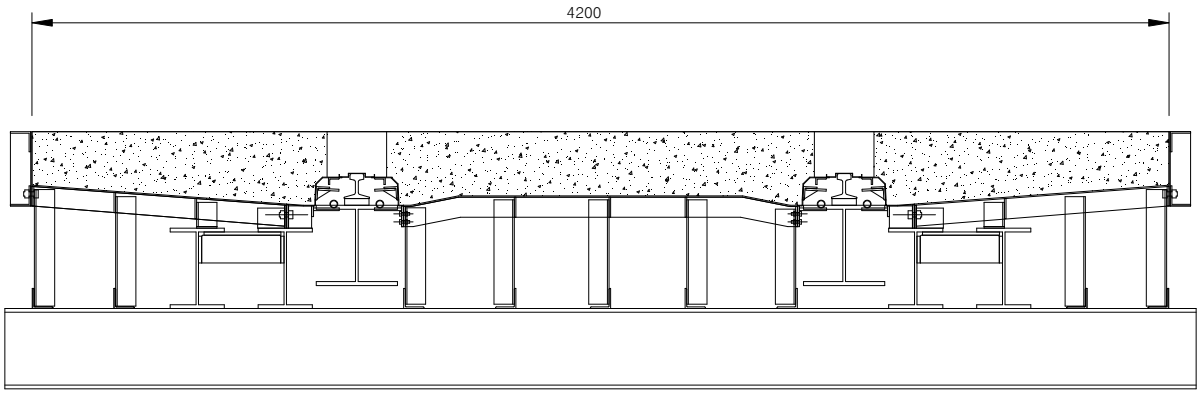


(c) 단면도

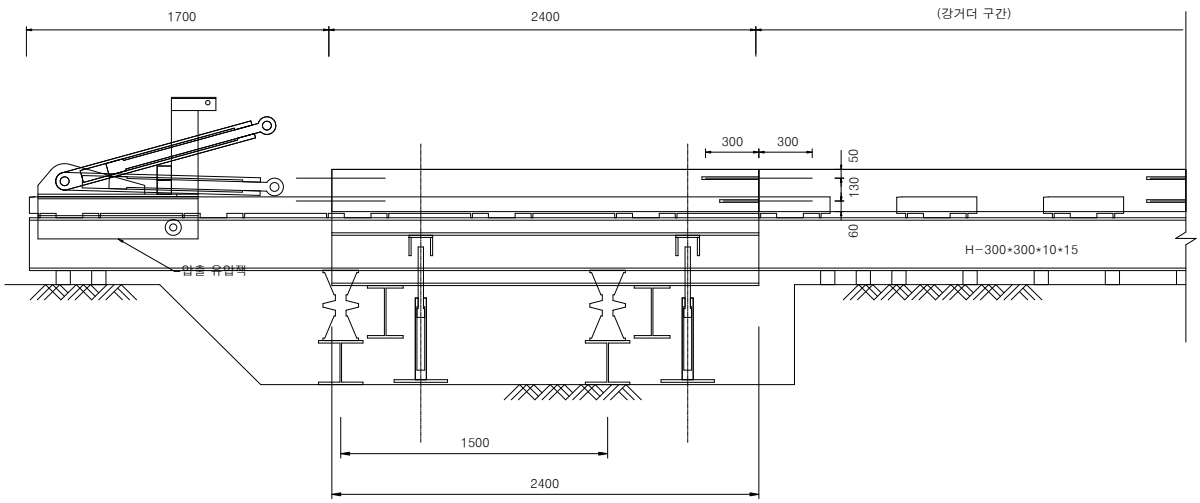
<그림 3.2.148 레일지지 터널형 압출슬래브에 대한 실험체 형상>

또한, 압출슬래브의 크기는 상부슬래브의 캔틸레버 및 중앙부의 크기를 최소화하여 1회 압출슬래브의 크기가 4200×2400mm인 총길이 7@2400=16800mm로 계획하였으며, 총 7회를 압출할 수 있도록 계획하였다. 상부슬래브가 압출될 강거더는 실험비를 최소화하기 위하여 H형강(2@300×300×10×15)을 이용하였다.

그림 3.2.149에는 레일지지 터널형 압출슬래브의 압출실험을 위한 압출작업장을 나타내었다. 상부슬래브를 압출할 압출작업장은 상세설계를 기초로 5000×3500mm 규모로 구성하였다. 이때, 압출 유압잭은 12tonf 용량 2대를 사용하여 압출가설하는 것으로 계획하였으며, 압출슬래브의 공기단축 및 상부슬래브의 내구성향상을 위하여 상부슬래브 타설후에는 증기양생을 실시하는 것으로 하였다.



(a) 단면도



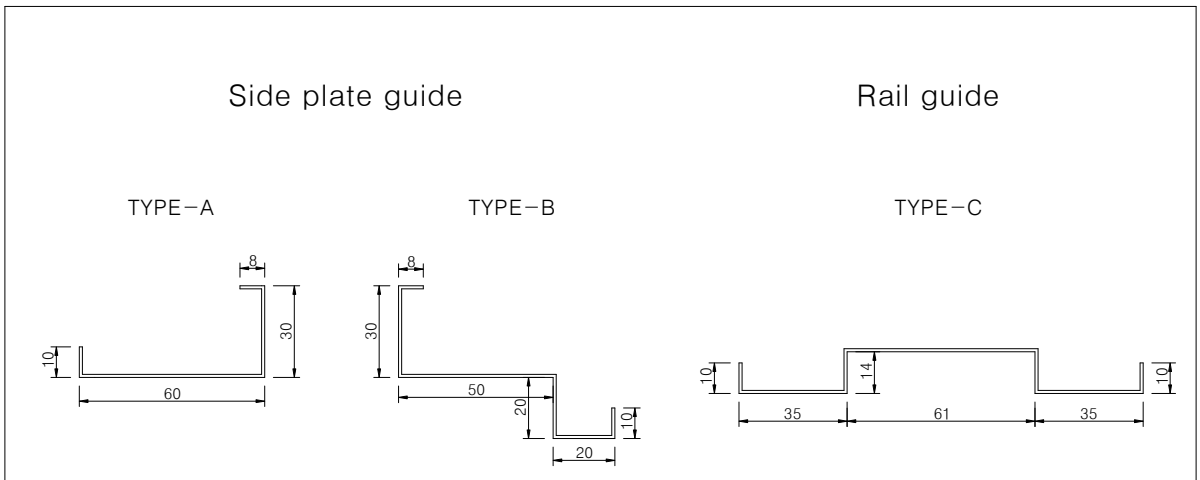
(b) 정면도

<그림 3.2.149 레일지지 터널형 압출슬래브에 대한 압출작업장 설치상세>

③ 압출작업장 제작 상세설계도

터널형 압출슬래브의 압출작업장의 제작을 위한 상세설계도를 나타내면 그림 3.2.150~그림 3.2.155와 같다. 이때, 강거더를 모사한 H형강은 양단지지 및 레일지지 실험에 모두 사용되었으며, 압출작업장은 양단지지 터널형 압출슬래브 현장실험 이후에 레일시스템 일부와 강재거푸집을 변경하여 레일지지 터널형 압출슬래브 현장실험을 실시하는 것으로 계획하였다.

압출슬래브와 강거더와의 마찰력을 줄이기 위하여, 본 실험에서는 경제성 및 내구성 등을 고려하여 0.1 정도의 마찰계수를 지닌 알루미늄 제품인 SUS304를 사용하였다. 이때, 양단지지 터널형 실험체에 대해서는 그림 3.2.150의 TYPE-A 및 TYPE-B를 터널단면의 측면 양쪽하단에 설치하여 사용하였으며, 레일지지 터널형 실험체에 대해서는 TYPE-C를 터널단면 상단의 레일설치 위치에 설치하여 사용하였다. 또한, 압출슬래브 콘크리트 타설시 상부슬래브와의 일체화를 위하여 각 가이드 끝단은 8~10mm 정도를 절곡하여 콘크리트 속에 매립되도록 하였다. 이때, SUS304의 두께는 0.3mm와 0.8mm를 각각 적용하여 실험후의 손상상태를 파악하고자 하였다.



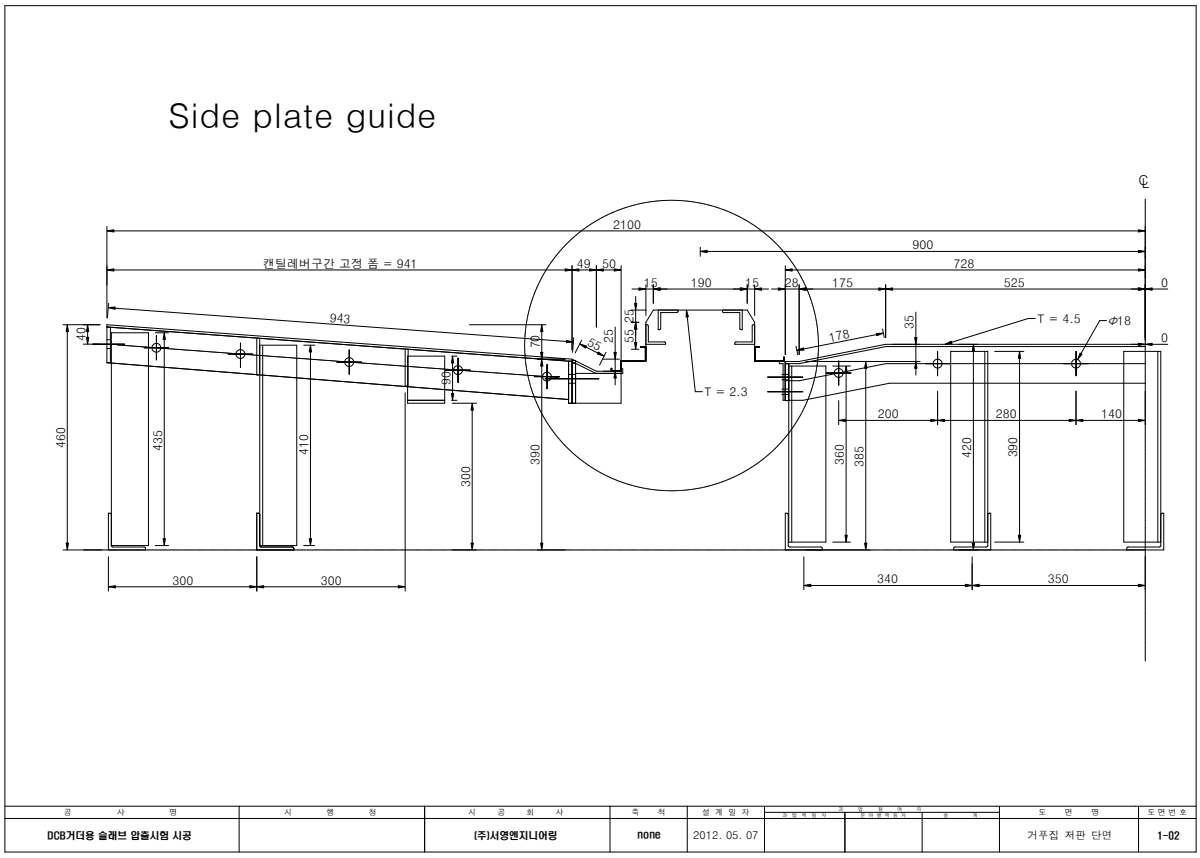
재료표 (SUS304)

(단위:mm)

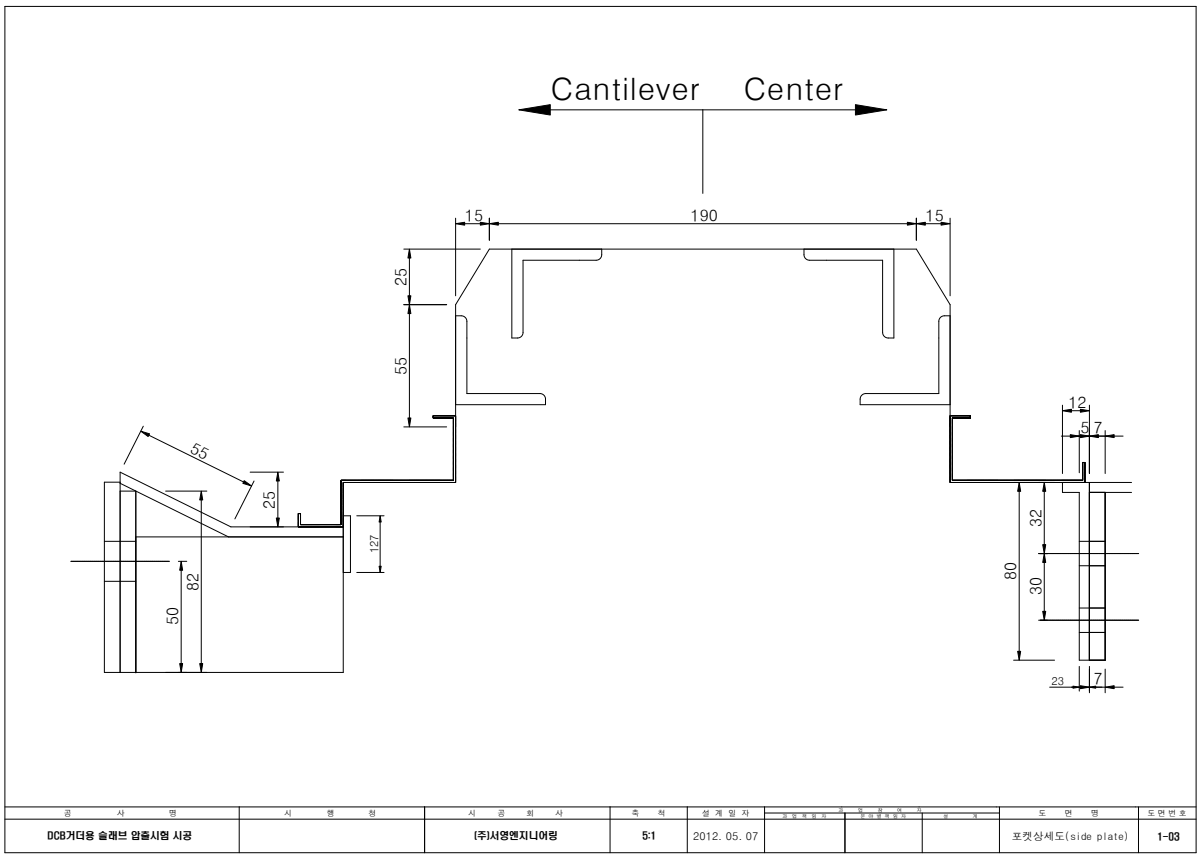
구 분	폭 (W)	단위길이	수 량	총 길이	비 고
TYPE-A	108	2,400	2ea * 7span = 14	33,600	Side plate guide
TYPE-B	138	2,400	2ea * 7span = 14	33,600	Side plate guide
TYPE-C	179	370	4ea * 7span = 28	10,360	Rail guide
	179	1,210	2ea * 7span = 14	16,940	Rail guide

공 사 명	시 행 청	시 공 회 사	축 척	설 계 일 자	검토	승인	도 면 명	도면번호
DCB거더용 슬래브 압출시험 시공		(주)서영엔지니어링	none	2012. 05. 07			가이드 패널 상세도	1-01

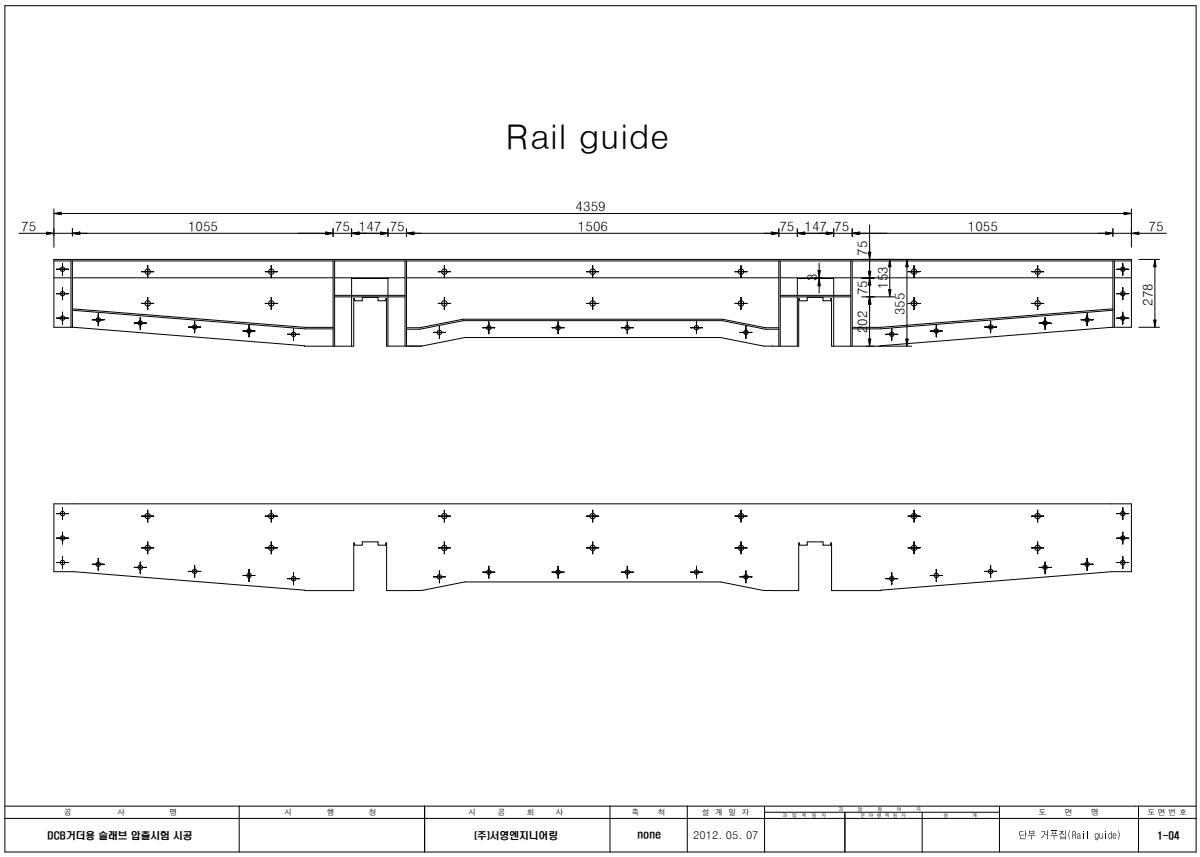
<그림 3.2.150 가이드 패널 상세도>



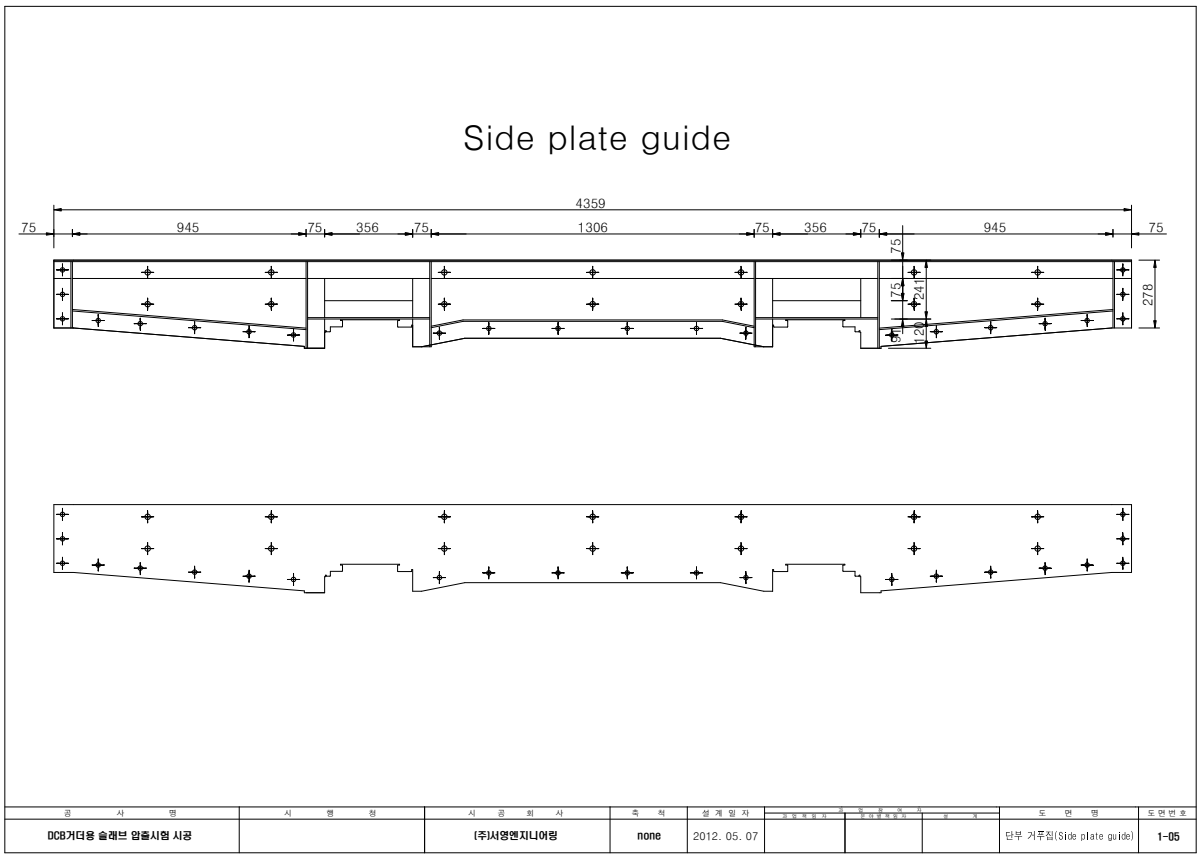
<그림 3.2.151 압출작업장 강재거푸집의 저판단면 상세도>



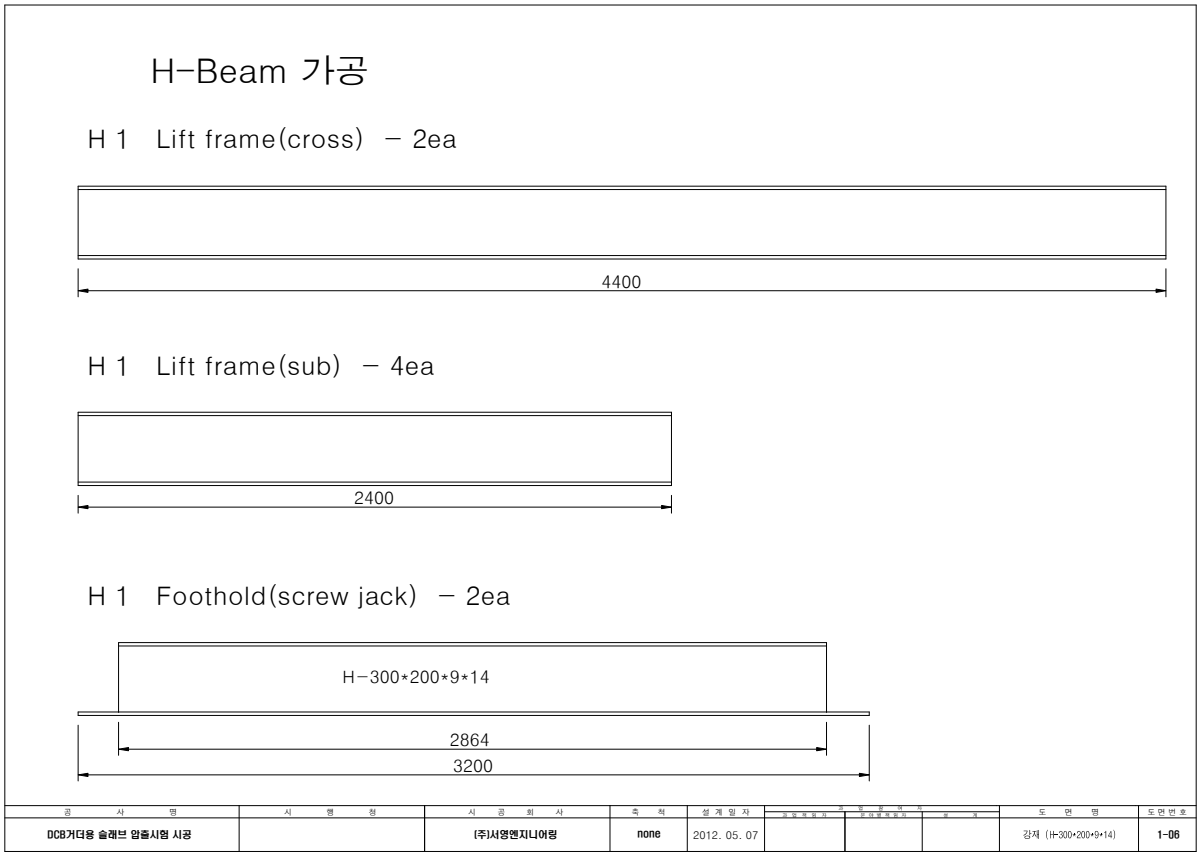
<그림 3.2.152 양단지지 터널형 압출슬래브의 포켓 상세도>



<그림 3.2.153 레일지지 터널형 압출슬래브의 단부거푸집 상세도>



<그림 3.2.154 양단지지 터널형 압출슬래브의 단부거푸집 상세도>

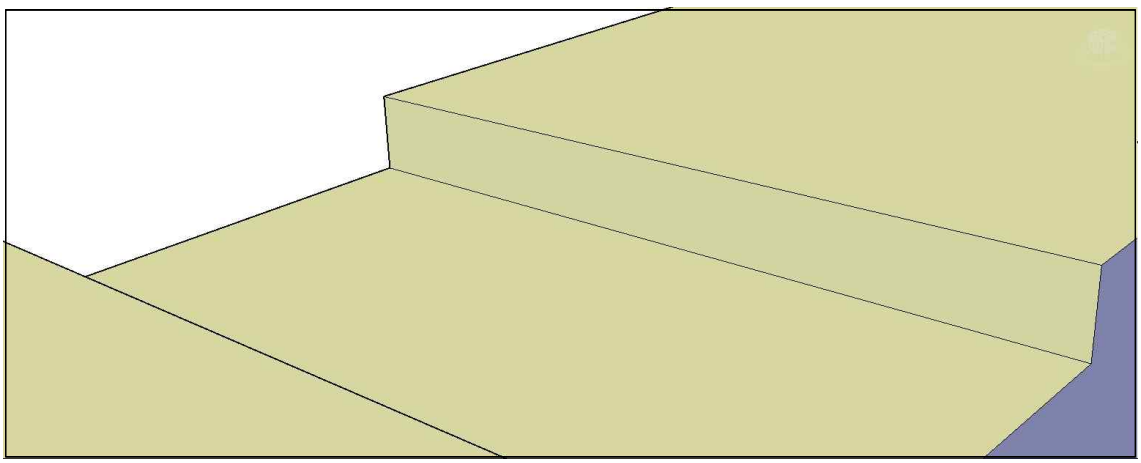


<그림 3.2.155 강거더용 H형강의 가공상세도>

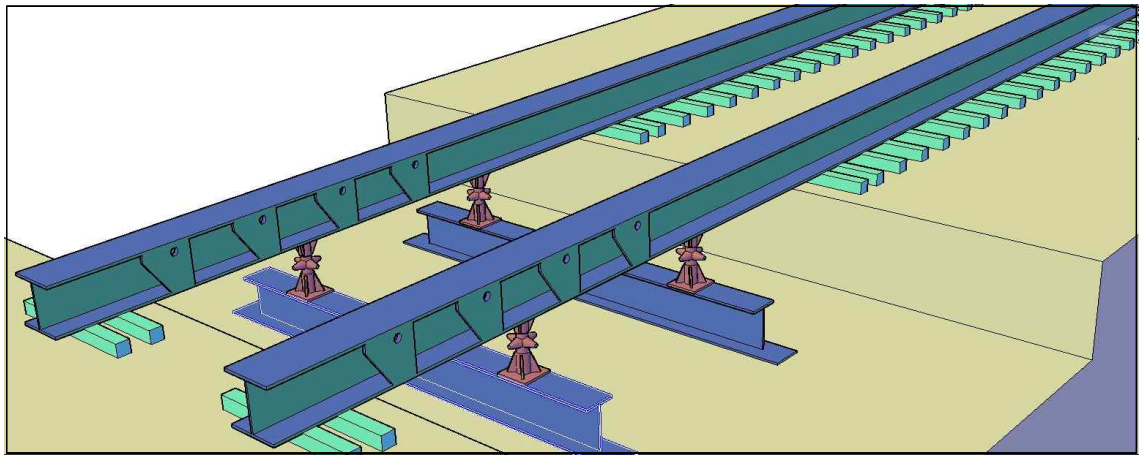
(3) 상부슬래브 압출가설실험의 개념설계

터널형 압출슬래브의 압출가설실험에 앞서 정립된 압출가설시스템에 대한 개념설계를 먼저 수행하여 실제 실험시에 발생가능한 오류를 최소화하고자 하였다. 앞에서 기술한 터널형 압출슬래브에 대한 압출가설실험은 다음과 같은 시공순서에 따라 진행하였으며, 1회 압출공정에 대한 시공순서는 총 18단계에 걸쳐 이루어졌다.

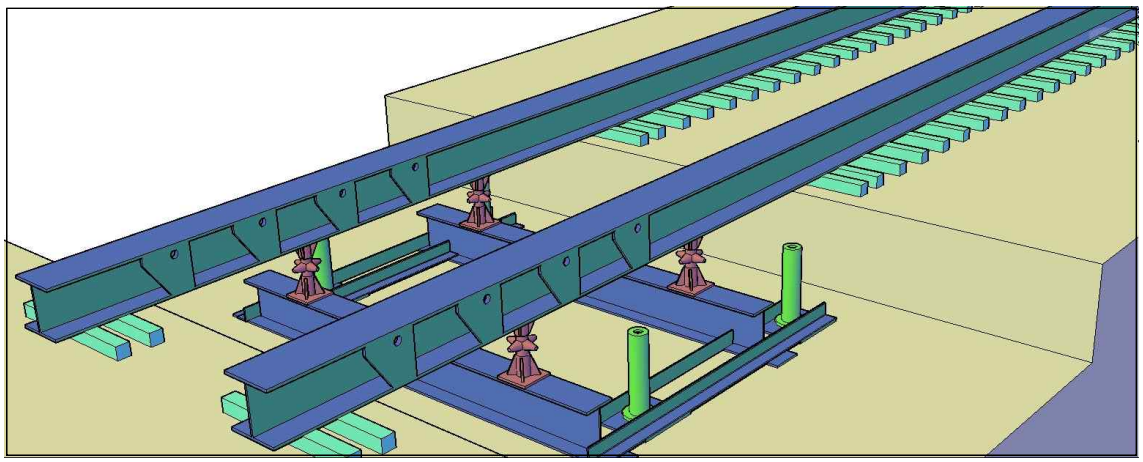
① 지반조성



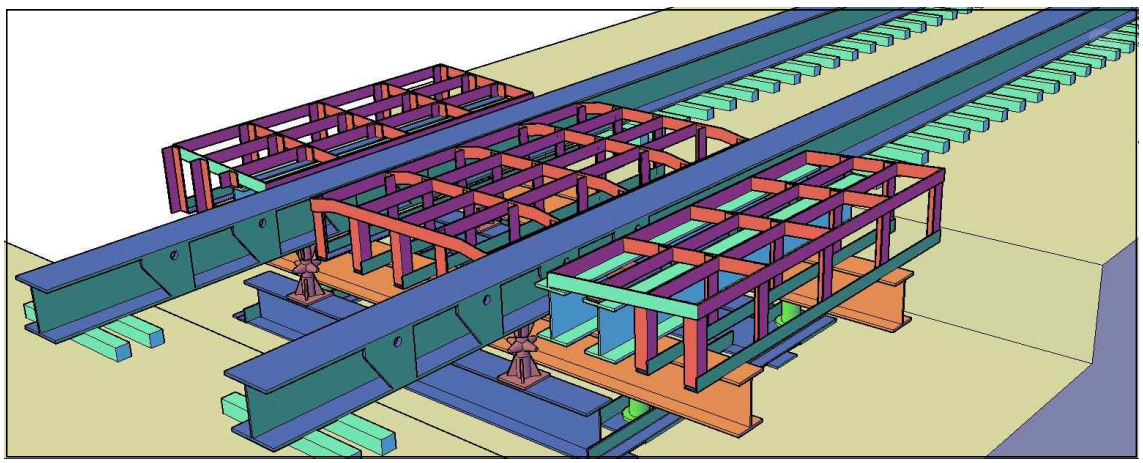
② 주형보 및 지지대 조립



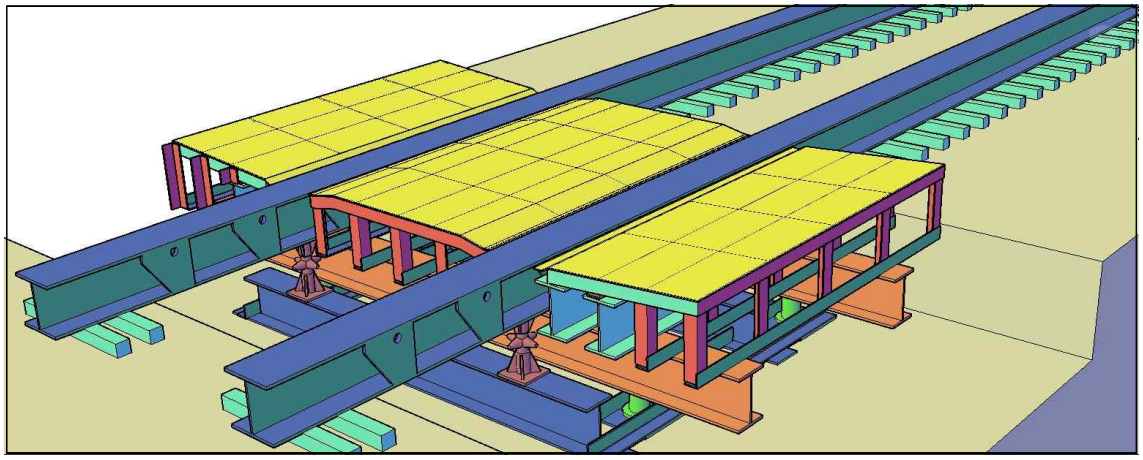
③ 거푸집 인양용 잭 받침 설치



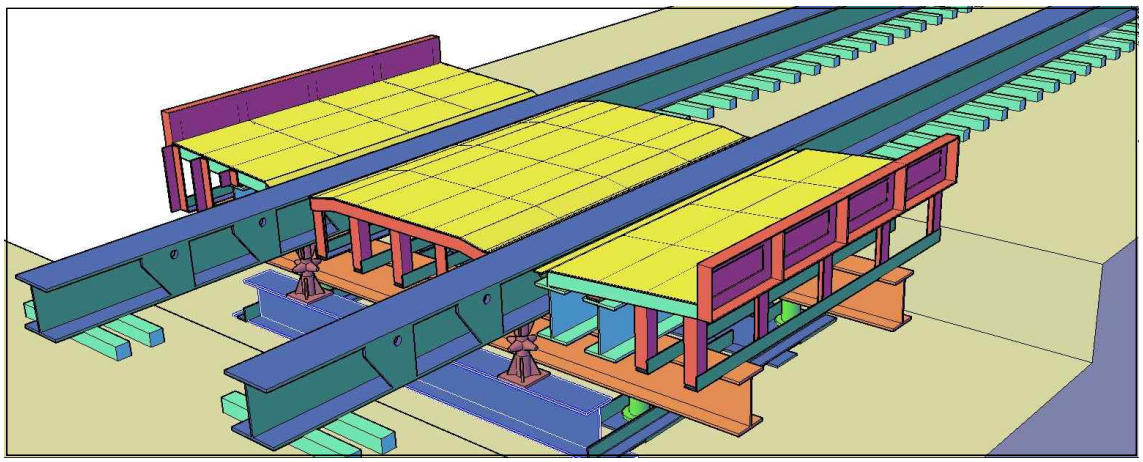
④ 거푸집 인양용 잭 및 바닥판 프레임 조립



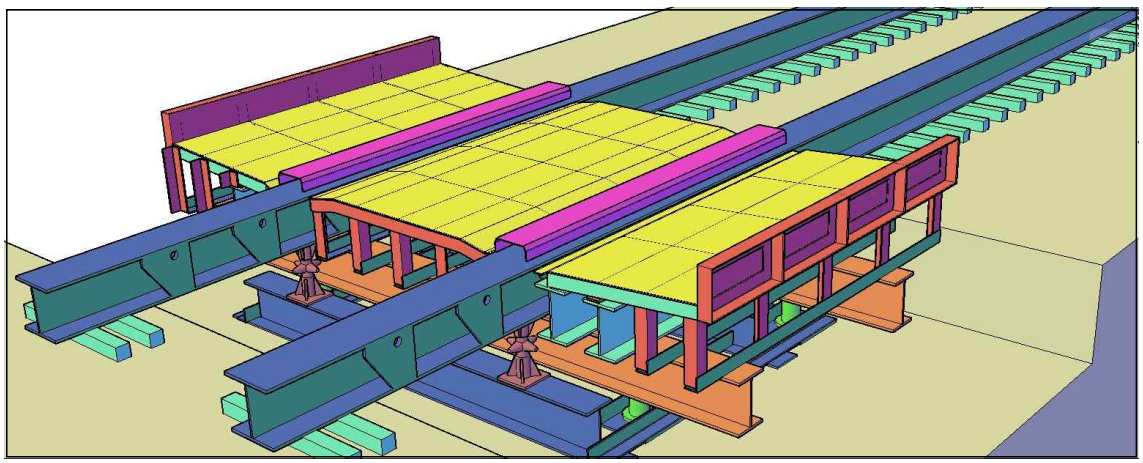
⑤ 바닥판 거푸집 조립



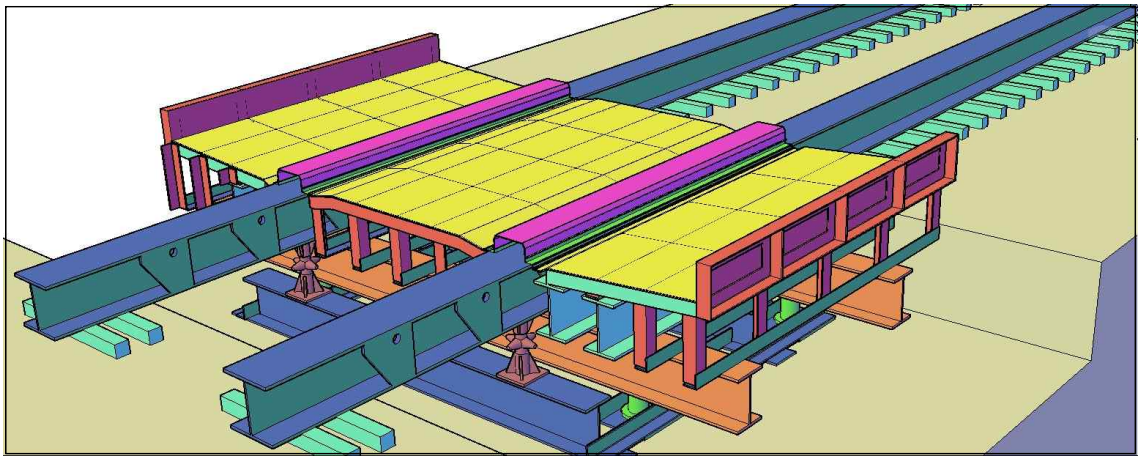
⑥ 측면 거푸집 조립



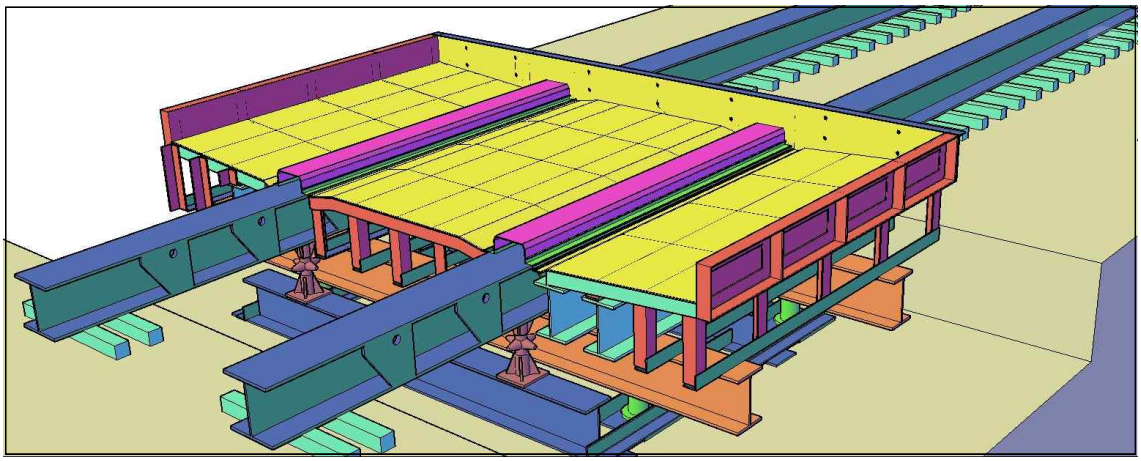
⑦ 포켓 패널 조립



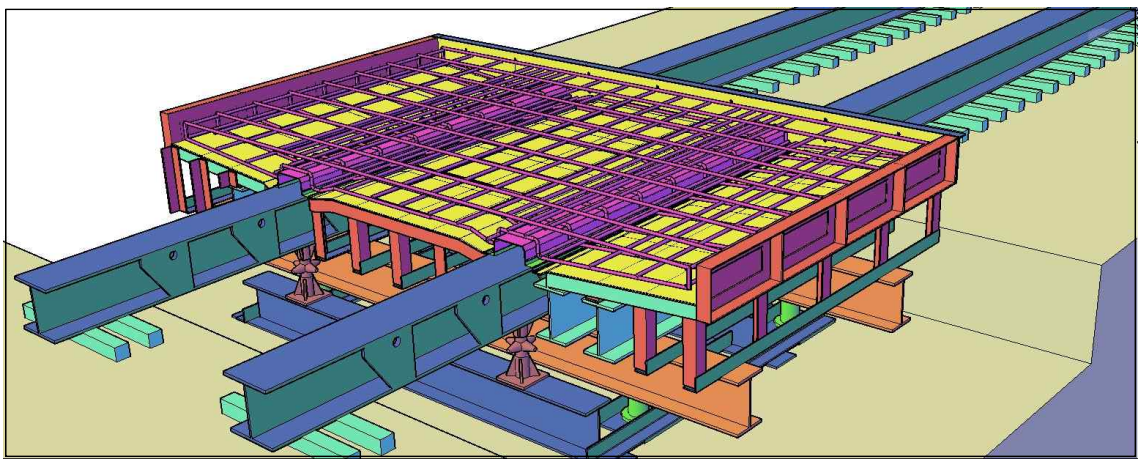
⑧ 포켓 가이드 플레이트 조립



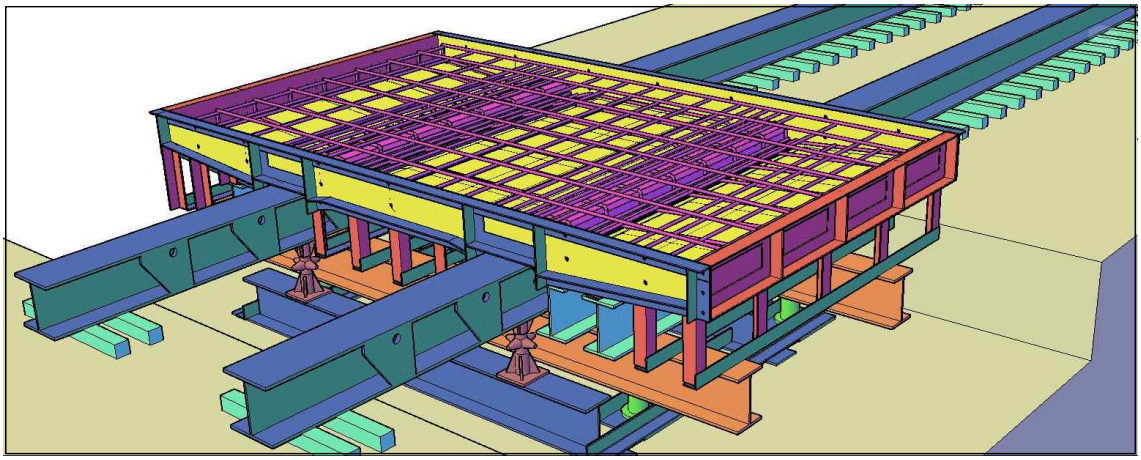
⑨ 선단 단부 거푸집 조립



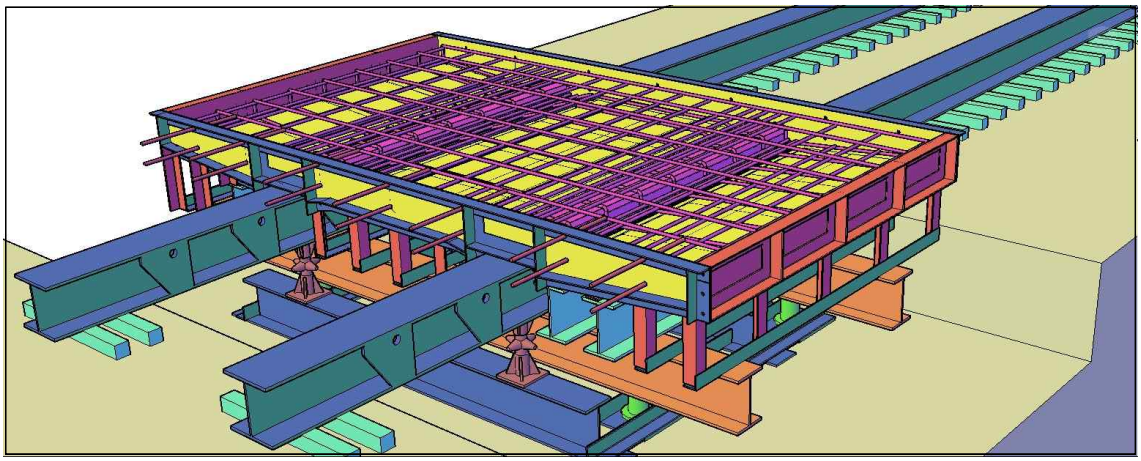
⑩ 철근 조립



⑪ 후면 단부 거푸집 조립



⑫ 다웰바 조립



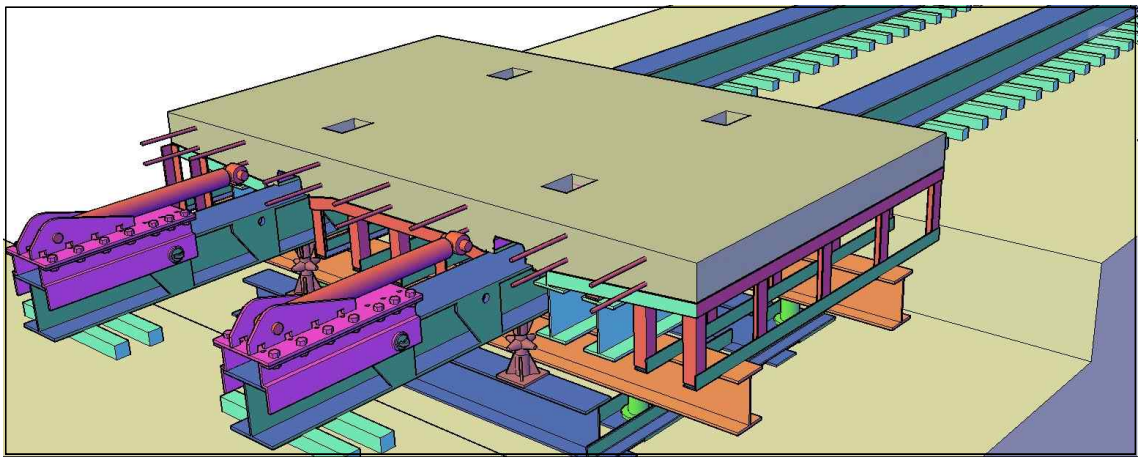
⑬ 콘크리트 타설



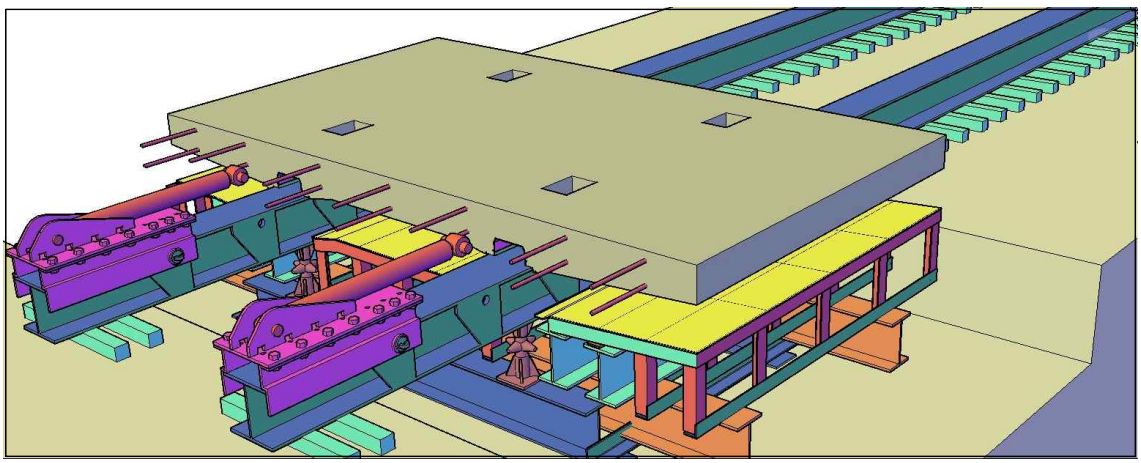
⑭ 압출용 잭 설치



⑮ 거푸집 해체



⑯ 바닥거푸집 탈형(Pull down)



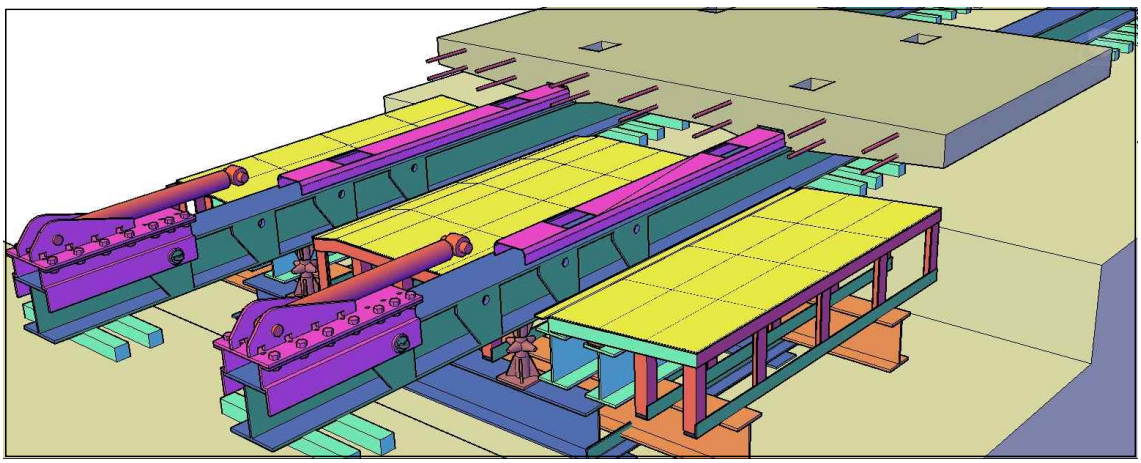
⑰ 스프레더(Spreader) 빔 설치



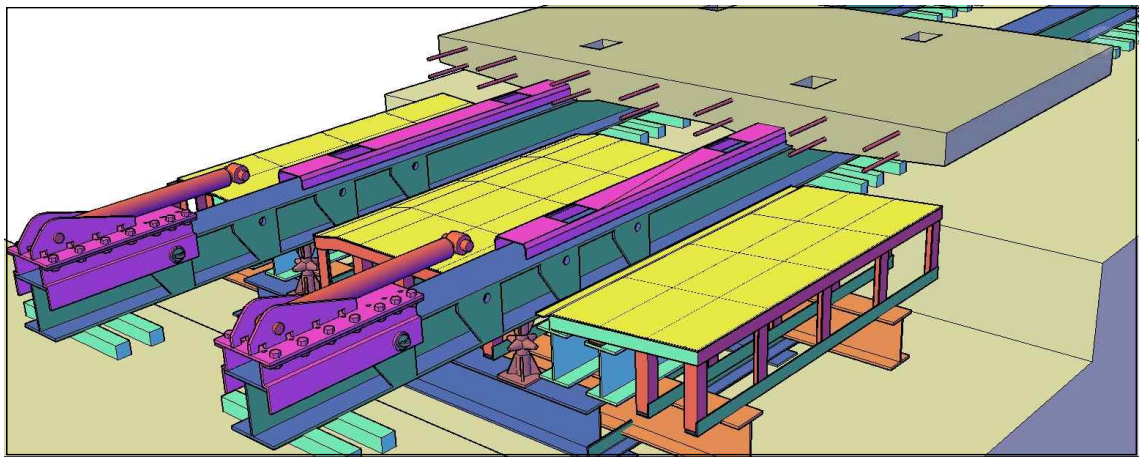
⑱ 상부슬래브 압출



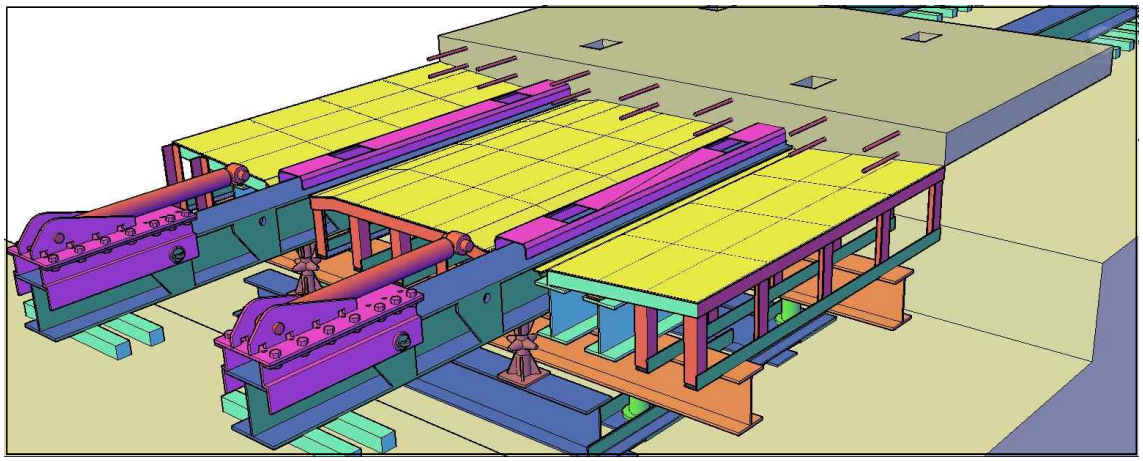
⑲ 압출완료



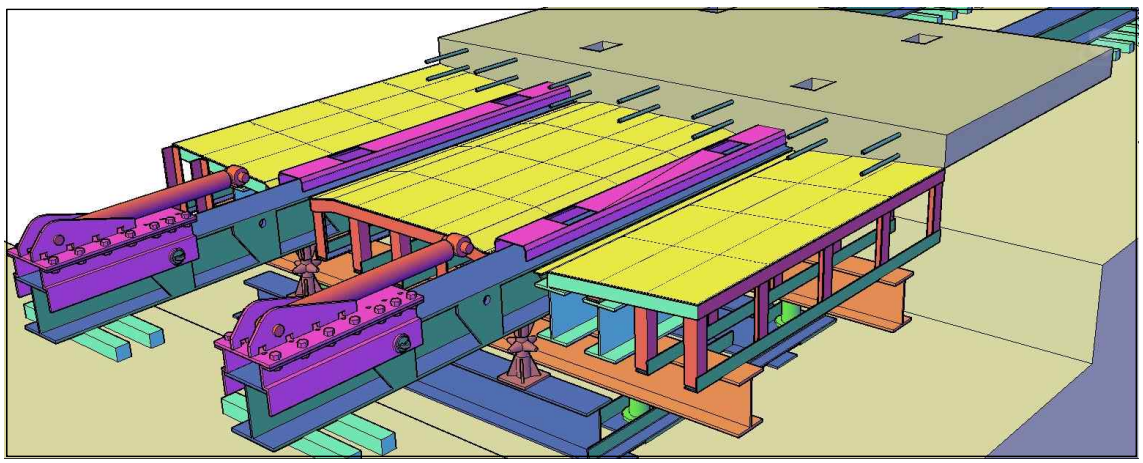
⑳ 포켓패널 인상



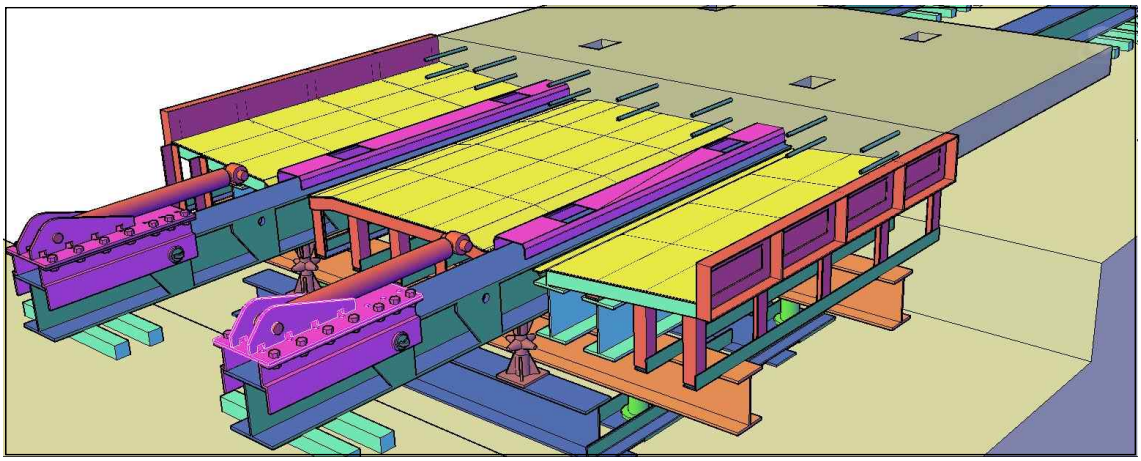
㉑ 바닥거푸집 인상 조립



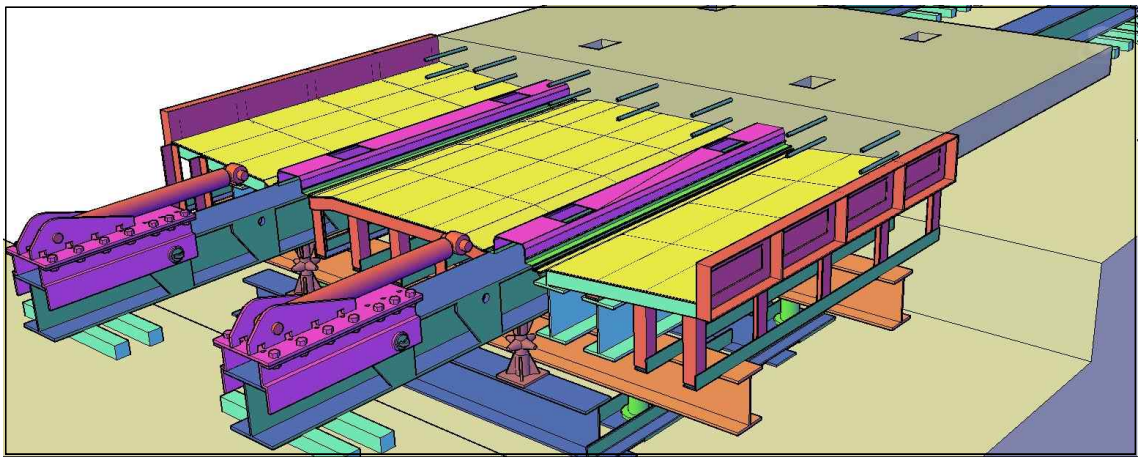
㉒ 다웰바 캡 조립



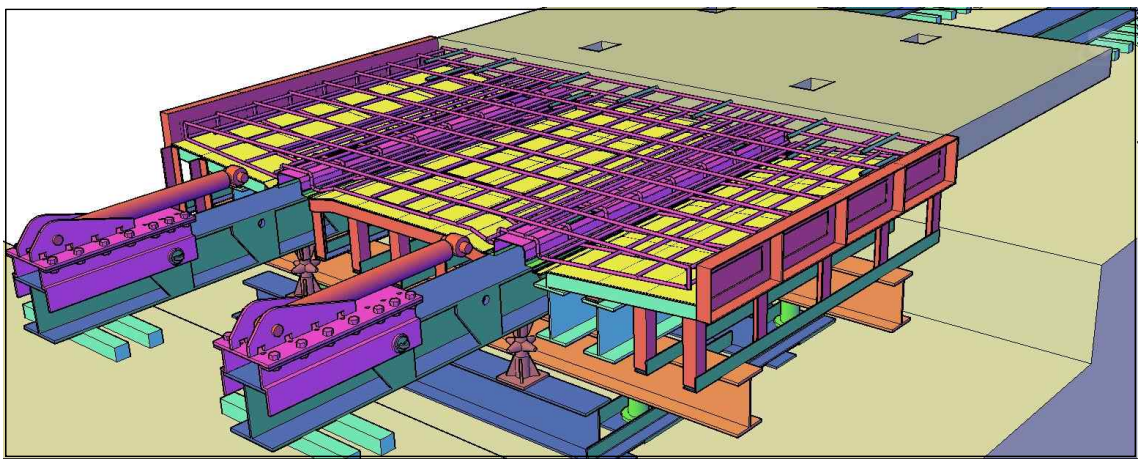
㉓ 측면 거푸집 조립



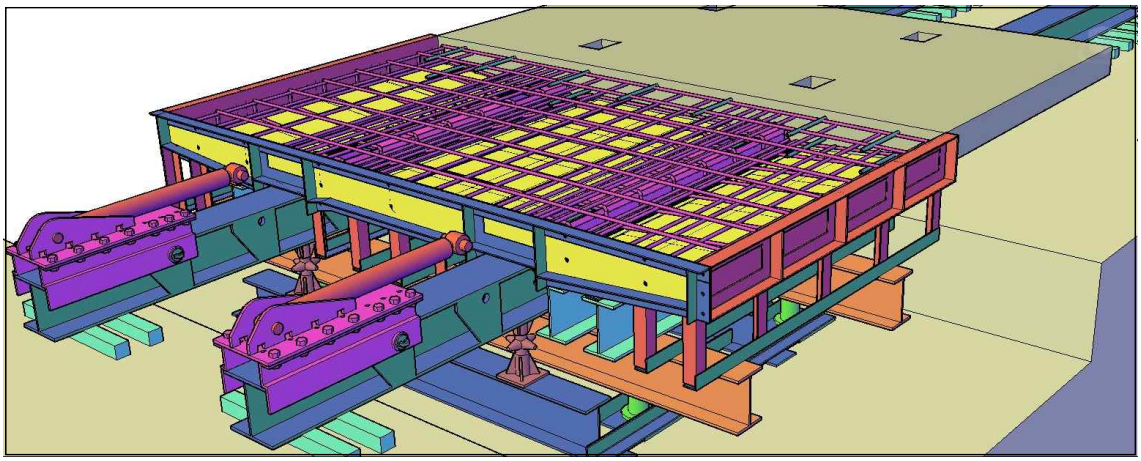
㉔ 포켓 가이드 플레이트 조립



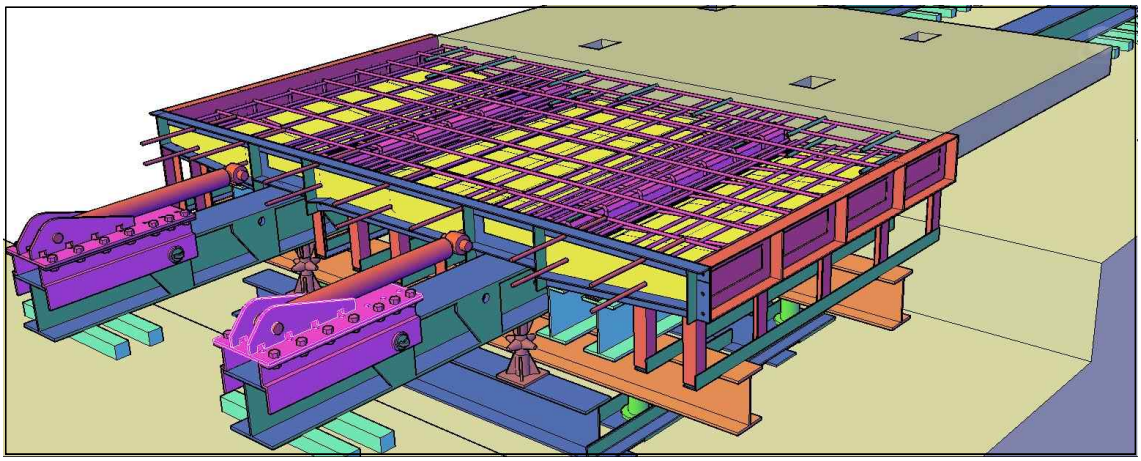
㉕ 철근 조립



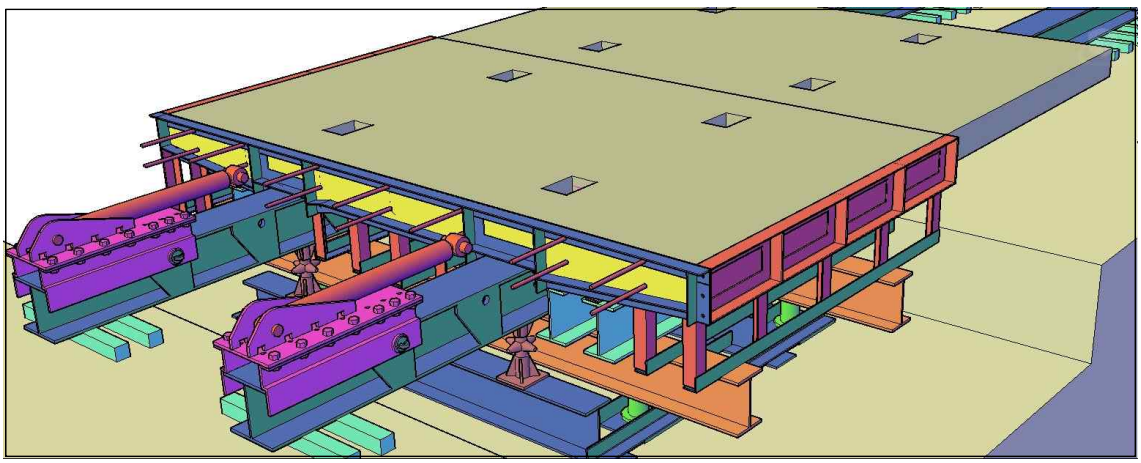
㉖ 단부 거푸집 조립



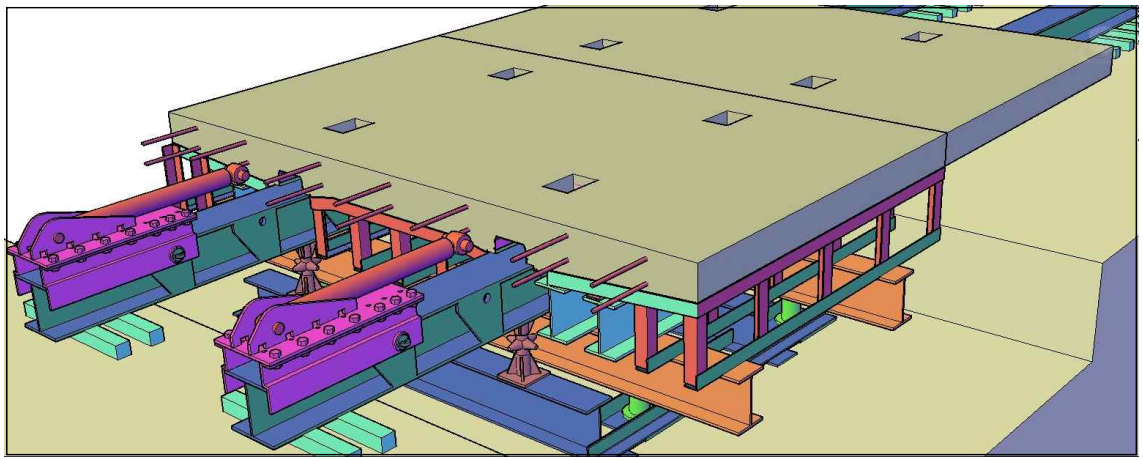
㉗ 다웰바 설치



㉘ 콘크리트 타설



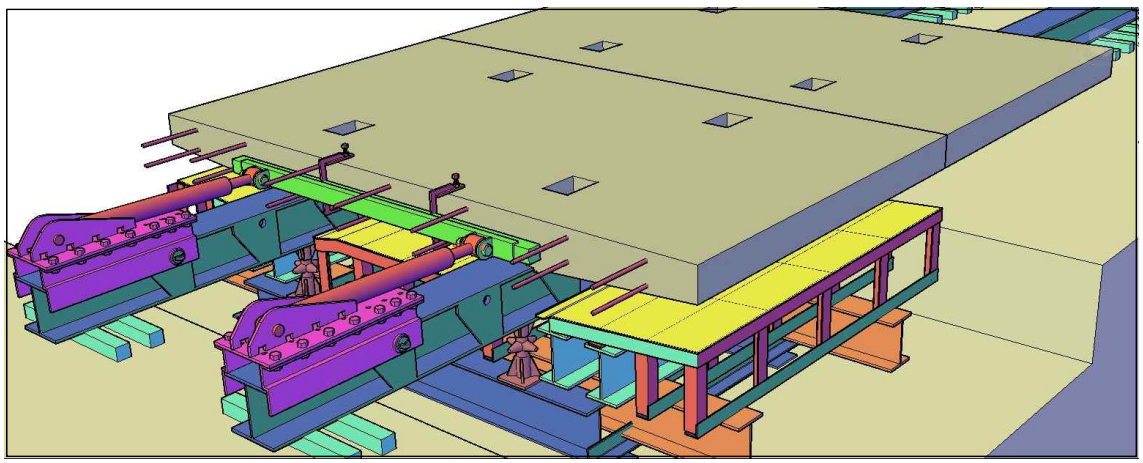
㉙ 단부 및 측면 거푸집 탈형



㉚ 바닥거푸집 및 포켓 패널 탈형



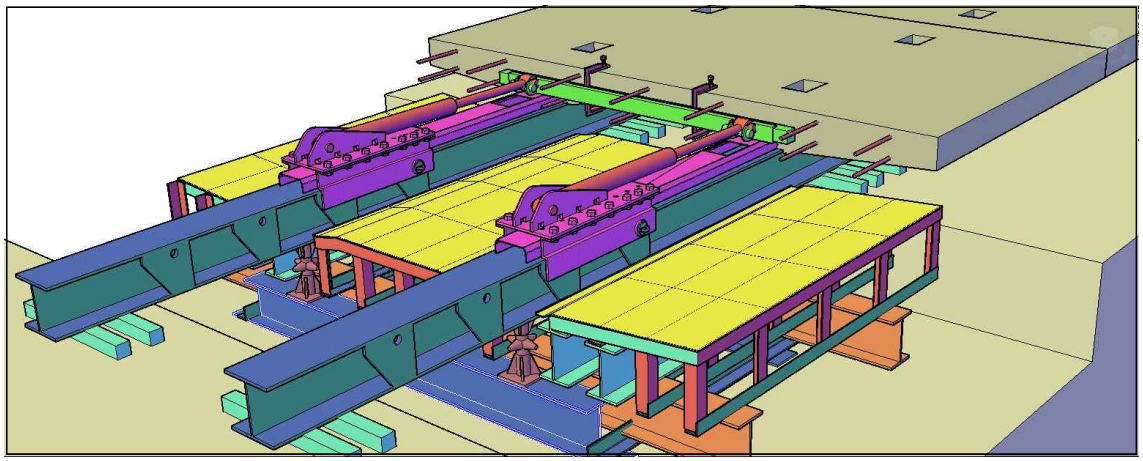
㉛ 스프레더 빔 설치



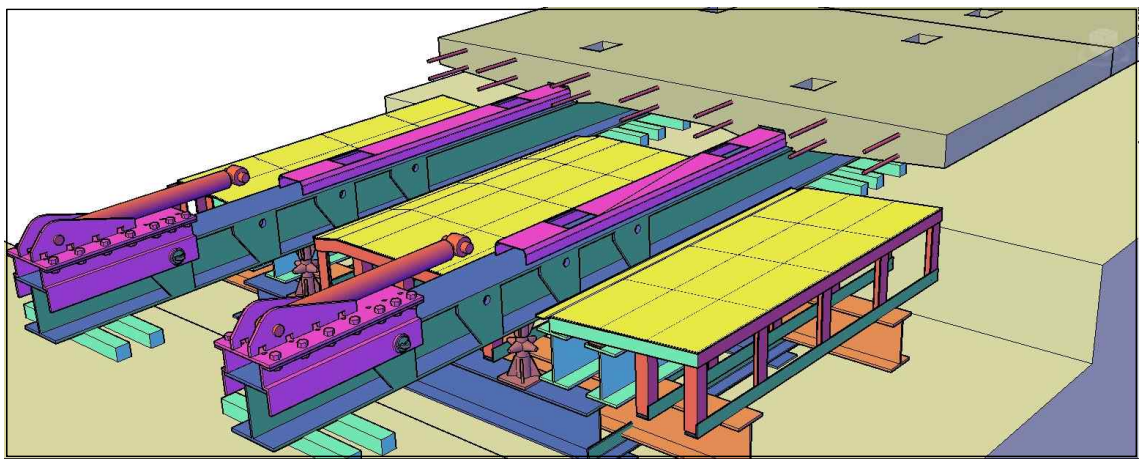
㉜ 유압잭 1회 압출



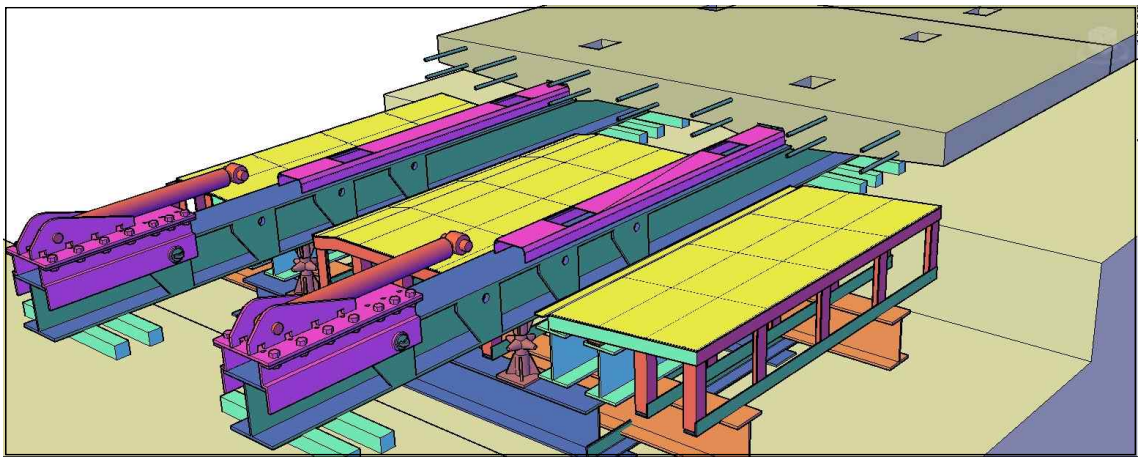
㉝ 유압잭 4회 압출



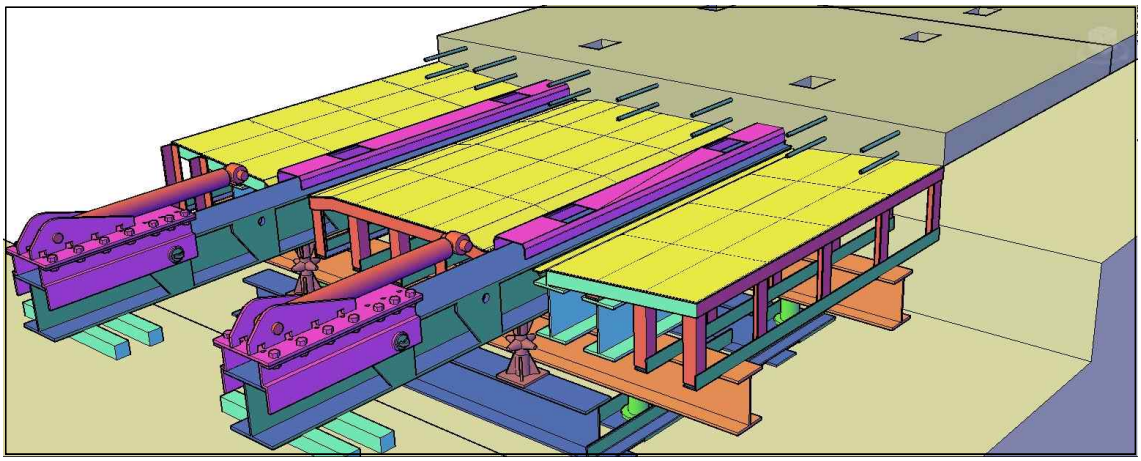
㉞ 압출완료



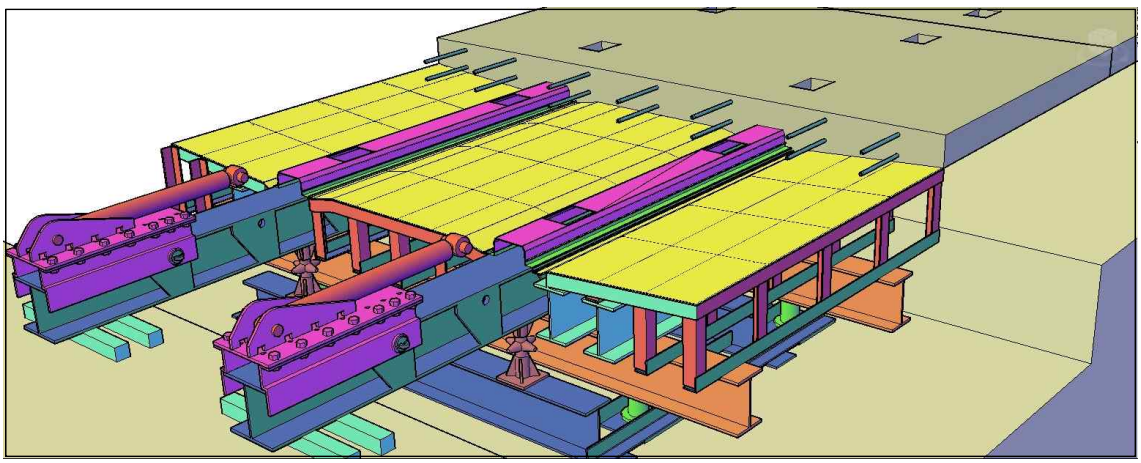
㉟ 다웰바 캡 조립



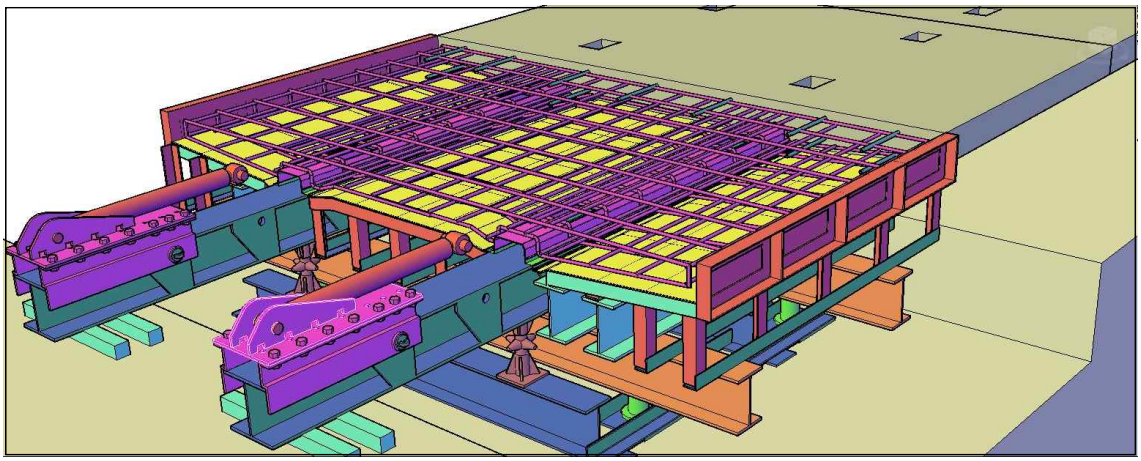
㊱ 바닥거푸집 및 포켓 패널 인상 조립



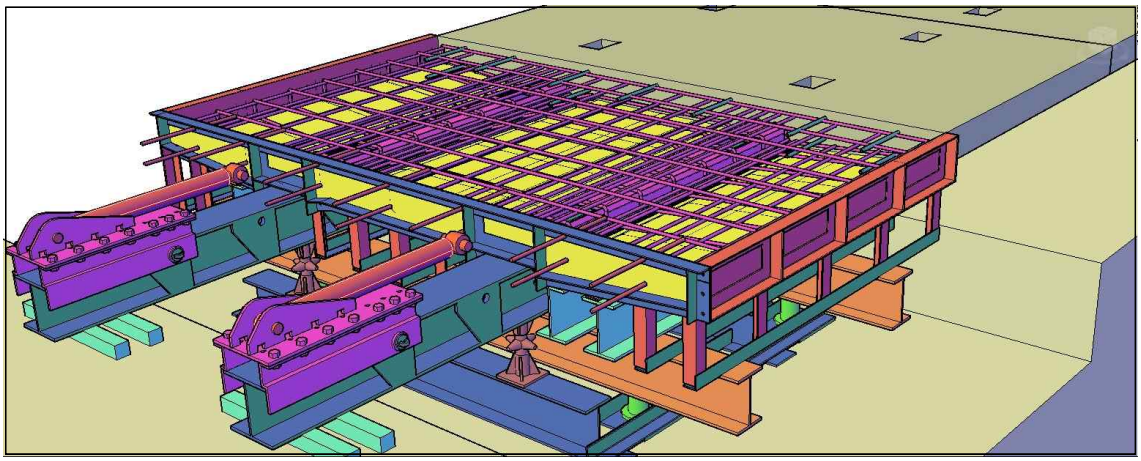
㊲ 포켓 가이드 플레이트 설치



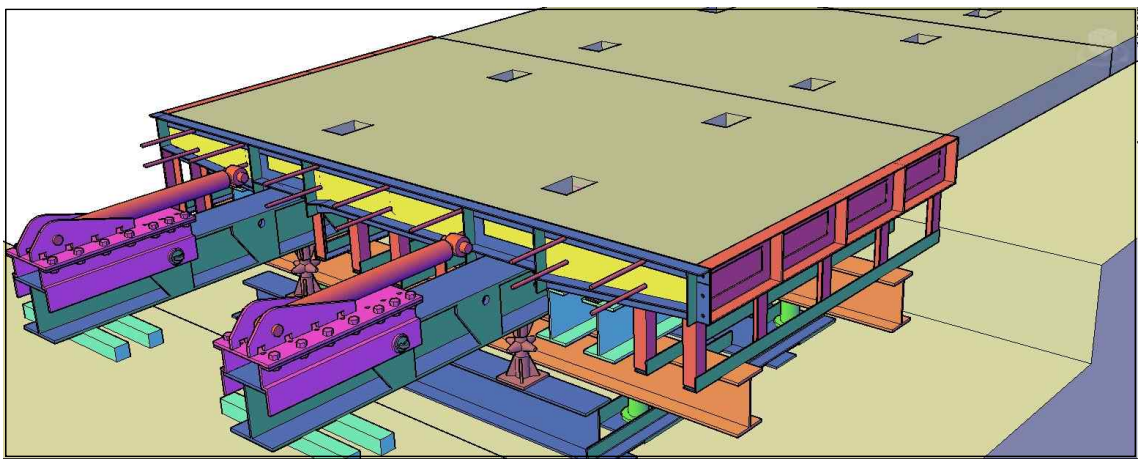
㊳ 측면 거푸집 및 철근 조립



㊴ 단부 거푸집 및 다웰바 조립



㊵ 콘크리트 타설



(4) 터널형 압출슬래브의 압출작업장 설치

본 터널형 압출슬래브의 검증실험은 4.2×20m인 실험체의 규모와 현재 국내에서는 보유하지 못한 압출작업장설비 설치문제 및 실험비 등을 종합적으로 고려하여 그림 3.2.156과 같이, 야외부지(화성 송라초등학교 인근)를 임차하여 압출실험을 수행하였다.



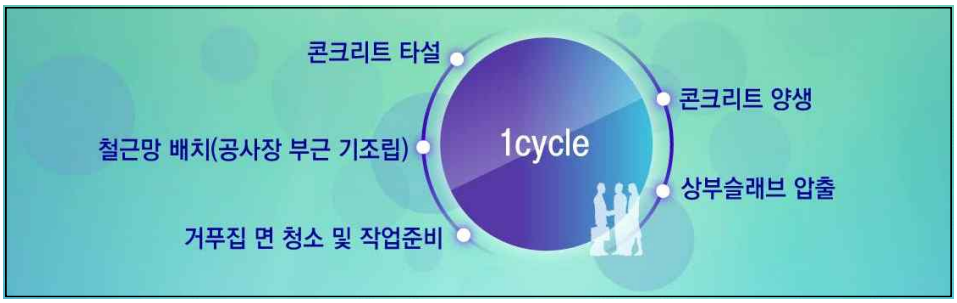
<그림 3.2.156 터널형 압출슬래브 검증실험 전경>

야외에서 실험이 수행된 관계로 약 2개월의 실험기간(2012.07.10~2012.09.03)동안 폭염과 태풍 등의 기상 악조건 하에서 실험이 이루어졌다. 먼저 양단지지 터널형 압출슬래브에 대한 검증실험을 수행한 후 실험상에서 발견된 문제점을 개선하고, 레일지지 터널형 압출슬래브에 대한 검증실험에 반영하는 것으로 실험을 계획하였다.

압출작업장 조성 및 콘크리트의 양생과정까지는 양단지지 및 레일지지 터널형 실험체가 모두 동일한 과정을 걸쳐 실시되었으므로, 본 절에서는 두 실험체에서 공통으로 실시된 철근망 배치 및 콘크리트 타설과정을 먼저 기술하고자 한다.

① 압출검증실험 작업공정

상부슬래브의 압출가설공법은 개념설계부분에서 언급한 바와 같이, 교대 배면에 압출작업장을 설치하고 콘크리트를 타설하기 위한 강재거푸집을 설치한 후, 상부슬래브를 제작하여 압출시공하는 방법이다. 본 압출슬래브의 검증실험은 먼저 압출작업장을 설치한 이후에는 거푸집면 청소 및 작업준비, 철근망배치, 콘크리트 타설, 콘크리트 양생, 상부슬래브 압출 등의 1cycle 공정을 7회 반복하여 실시하였으며, 1cycle당 압출작업공정을 나타내면 그림 3.2.157과 같다.



<그림 3.2.157 1cycle당 압출작업공정도>

이때, 1cycle의 압출작업시간을 줄이기 위하여 철근망배치는 그림 3.2.158과 같이 실험장소 부근에서 별도로 기조립하였으며, 철근망 조립에는 약 3시간, 철근망 배치에는 약 0.5시간 정도가 소요되었다. 상부슬래브의 내구성향상뿐만 아니라 상부슬래브를 압출하기 위한 소정의 콘크리트강도(최소 14MPa 이상)를 조기에 발현시키기 위하여 콘크리트는 증기양생을 실시하였다. 그림 3.2.159에는 증기양생에 사용된 보일러(용량 80kgf/hr)를 나타냈으며, 증기양생에는 약 12시간 정도가 소요되었다.



(a) 가공된 철근상세 (b) 철근망 기조립

<그림 3.2.158 압출실험장소 인근에서 기조립된 철근망>



<그림 3.2.159 증기양생에 사용된 보일러>

② 압출작업장 설치

그림 3.2.160에서와 같이, 유압 압출잭은 압출될 상부슬래브의 자중과 예상되는 마찰계수 0.1를 고려하여 12tonf용량을 사용하였으며, 압출시 횡방향 조정 및 압출지압응력을 감소시키기 위하여의 유압잭은 2대를 설치하여 운용하였다.



<그림 3.2.160 압출실험에 사용된 압출 유압잭>

유압 압출잭의 1회 스트로크는 730mm로, 압출할 1seg의 길이가 2400mm이므로 총 4회(3@730+210=2400mm)에 걸쳐 1seg를 압출하였으며, 압출속도는 50mm/min로 1seg를 압출하는데 약 1시간 정도가 소요되었다. 따라서, 1cycle당 소요된 압출작업시간은 대략 24시간 정도가 소요되었다. 또한, 실험에 투입된 작업인원은 총3명으로 1cycle당의 압출작업공정을 공동으로 수행하였다.

압출작업장의 크기는 상세설계를 기초로 5000×3500mm 규모로 설치하였으며, 그림 3.2.161에서와 같이 압출작업장의 설치는 지반조성, 주형보 및 지지대 조립, 거푸집 인양용 잭받침 설치, 거푸집 인양용 잭 및 바닥판 프레임 조립, 바닥판 강재거푸집 조립, 측면거푸집 조립, 포켓패널 조립 등의 순서로 이루어졌다.



(a) 지반조성 및 주형보와 지지대 설치




(b) 바닥판 프레임 및 강거더 부재



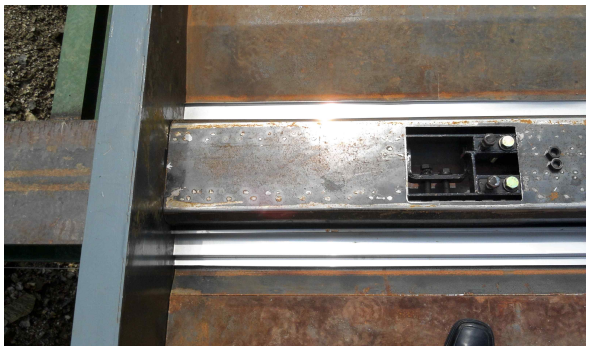

(c) 거푸집 인양용 잭 및 바닥판 프레임 설치




(d) 압출 유압잭 및 유압펌프 설치



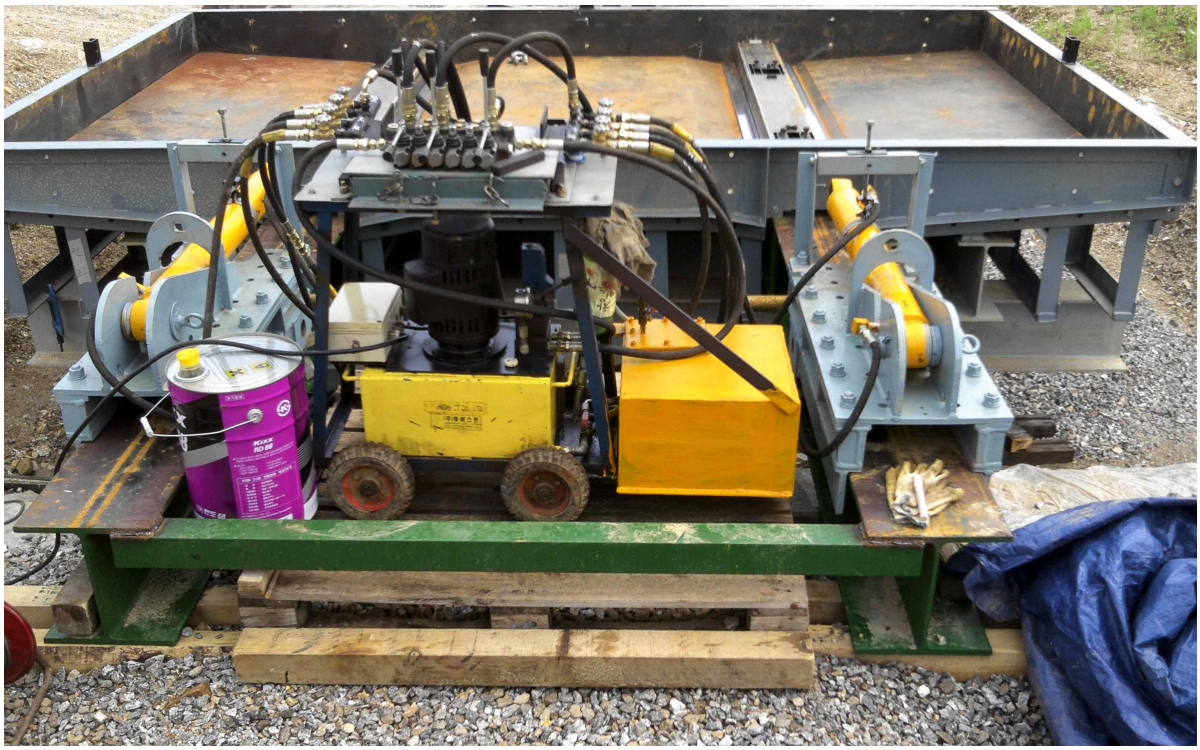

(e) 바닥판 강재거푸집 및 측면거푸집 설치

(f) 포켓패널 및 포켓가이드 플레이트(SUS400) 설치




(g) 단부 거푸집 설치



(h) 압출작업장 완성전경

<그림 3.2.161 압출작업장 설치과정>

③ 철근망 배치 및 콘크리트 타설

앞에서 살펴본 바와 같이, 압출작업장이 완성된 이후에는 거푸집면 청소 및 작업준비, 철근망 배치, 콘크리트 타설, 콘크리트 양생 등의 순으로 압출작업공정을 실시하였다. 철근망 배치 및 콘크리트 타설과정을 나타내면 그림 3.2.162와 같다. 철근망은 1cycle당 압출작업시간을 줄이기 위하여 실험장소 인근에서 별도로 기조립하였으며, 1cycle당 필요한 3.0m^{3}의 콘크리트는 실험장소 인근 공장에서 배합하여 레미콘을 이용하여 운송하고 타설은 실험여건상 포크레인을 활용하였다. 콘크리트를 타설하는 동안, 포켓부에 콘크리트가 유입되는 문제점이 발생하여, 두 번째 세그먼트 타설부터는 포켓 거푸집의 상부를 밀폐하여 콘크리트가 유입되는 현상을 방지하였다.



(a) 상부슬래브 철근망 배치





(b) 포켓설치부의 콘크리트 타설



(c) 포크레인을 이용한 콘크리트 타설



(d) 콘크리트 진동다짐 및 면고르기



(e) 상부슬래브 콘크리트 타설완료

<그림 3.2.162 철근망 배치 및 콘크리트 타설과정>

(5) 양단지지 터널형 압출슬래브의 압출실험

먼저 양단지지 터널형 압출슬래브에 대한 검증실험을 수행한 후 실험상에서 발견된 문제점을 개선하고, 레일지지 터널형 압출슬래브에 대한 검증실험에 반영하는 것으로 실험을 실시하였다. 그림 3.2.163에는 양단지지 터널형 압출슬래브의 압출시공전 압출작업장 설치 전경을 나타내었다.



<그림 3.2.163 양단지지 터널형 압출슬래브의 압출실험 전경>

① 상부슬래브 압출준비과정

그림 3.2.164에서와 같이, 압출작업장에 콘크리트를 타설한 후 소정의 콘크리트강도(최소 14MPa 이상)를 조기에 발현시키기 위하여 12시간의 증기양생을 실시하였으며, 증기양생 이후 강재거푸집을 탈형하고 본격적인 압출검증실험을 실시하였다.





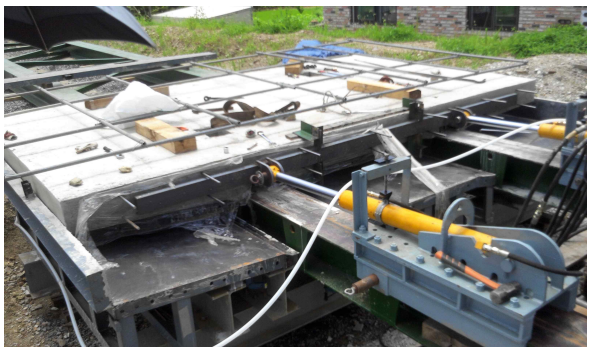
(a) 압출슬래브 콘크리트의 증기양생 과정




(b) 강재거푸집 탈형과정




(c) 압출 유압잭 및 스프레더 빔 설치과정



(d) 압출 유압잭 1 스트로크 압출과정

<그림 3.2.164 상부슬래브 압출준비 과정>

② 세그먼트 압출시공

양단지지 터널형 압출슬래브의 압출시공은 총 5개의 세그먼트(5@2400)로 실시하였으며, 대표적인 압출시공과정(4번째 세그먼트 압출실험)을 나타내면 그림 3.2.165와 같다.



(a) 철근망 배치



(b) 콘크리트 타설



(c) 콘크리트 진동다짐

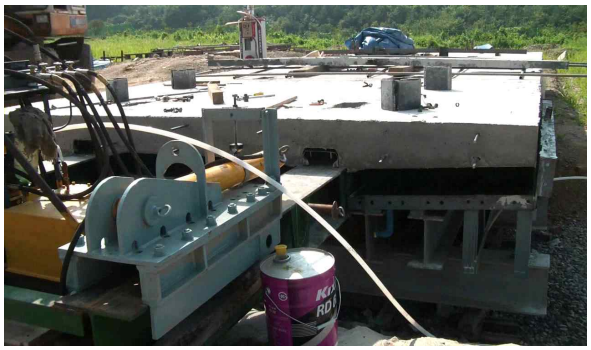


(d) 콘크리트 표면마무리





(e) 콘크리트 증기양생 과정



(f) 강재거푸집 탈형



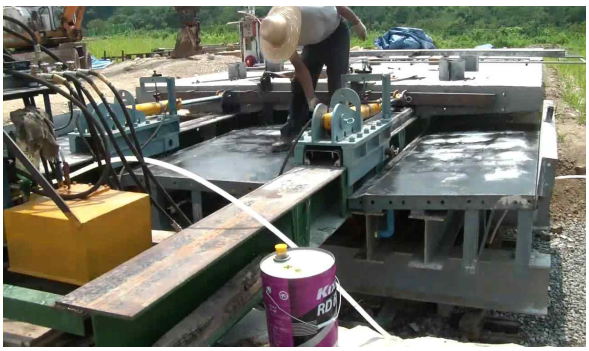
(g) 압출 유압잭 설치



(h) 1 스트로크 압출



(i) 2 스트로크 압출



(j) 3 스트로크 압출



(k) 4 스트로크 압출



(l) 압출 유압잭 제거



(m) 강재거푸집 상향 재설치

<그림 3.2.165 양단지지 터널형 압출슬래브의 4번째 세그먼트 압출실험>

양단지지 터널형 압출슬래브의 압출과정시에 발생할 수 있는 횡방향 편차는 그림 3.2.166에서와 같이, 터널단면의 좌우측에 강거더 상부플랜지 하면 아래로 헌치를 설치하여 상부슬래브가 압출되는 동안 강거더에서 횡방향으로 탈락되는 것을 방지하도록 하였으며, 압출실험결과 터널단면 좌우헌치는 횡방향 가이드 역할을 충분히 할 수 있음을 알 수 있었다. 또한, 압출과정동안 횡방향 편차(최대 5mm 이내 제어)가 발생할 경우에는 2개의 압출 유압잭의 유압을 조절함으로써 횡방향 편차를 충분히 제어할 수 있었다.




<그림 3.2.166 양단지지 터널형 압출슬래브에 설치된 횡방향 가이드용 헌치>

③ 마찰계수 측정

양단지지 터널형 압출슬래브에는 압출시 발생하는 마찰력을 최소화하기 위하여 본 실험에서는 경제성 및 내구성 등을 고려하여 알루미늄 제품인 SUS304를 사용하였다.

<표 3.2.27 강거더와 SUS304가 설치된 상부슬래브의 마찰계수산정>

세그먼트 구분	유압펌프 계측	마찰계수 산정
1 segment 압출시		폄프압력 = 3.33 kgf/cm^2 실린더 단면적 = 113.49 cm^2 추진력 = 3.33x113.49 = 377.92 kgf 슬래브 자중 = 5832 kgf 마찰계수 = 추진력/슬래브자중 = 0.06
2 segment 압출시		폄프압력 = 14.38 kgf/cm^2 실린더 단면적 = 113.49 cm^2 추진력 = 14.38x113.49 = 1632.0 kgf 슬래브 자중 = 11664 kgf 마찰계수 = 추진력/슬래브자중 = 0.14
3 segment 압출시		폄프압력 = 12.59 kgf/cm^2 실린더 단면적 = 113.49 cm^2 추진력 = 12.59x113.49 = 1428.8 kgf 슬래브 자중 = 17496 kgf 마찰계수 = 추진력/슬래브자중 = 0.08
4 segment 압출시		폄프압력 = 27.44 kgf/cm^2 실린더 단면적 = 113.49 cm^2 추진력 = 27.44x113.49 = 3114.2 kgf 슬래브 자중 = 23328 kgf 마찰계수 = 추진력/슬래브자중 = 0.13
5 segment 압출시		폄프압력 = 37.03 kgf/cm^2 실린더 단면적 = 113.49 cm^2 추진력 = 37.03x113.49 = 4202.5 kgf 슬래브 자중 = 29160 kgf 마찰계수 = 추진력/슬래브자중 = 0.14
평균 마찰계수		0.11

이때, 양단지지 터널형 실험체에 대해서는 터널단면 측면 양쪽하단에 설치하여 사용하였으며, 레일지지 터널형 실험체에 대해서는 터널단면 상단의 레일설치 위치에 설치하여 사용하였다. 또한, 압출슬래브 콘크리트 타설시 상부슬래브와의 일체화를 위하여 각 가이드 끝단은 8~10mm 정도를 절곡하여 콘크리트 속에 매립되도록 하였다. 표 3.2.27에는 본 실험을 통하여 계측된 강거더와 SUS304가 설치된 상부슬래브 사이의 마찰계수를 나타내었으며, 평균 마찰계수는 0.11로 산정되었다.

따라서, 일반적인 거더의 압출시공에 사용되는 고가의 불수수지 고무계열인 테프론(teflon)을 사용하는 대신에, 상부슬래브를 압출하는 경우에는 마찰계수뿐만 아니라 경제성, 내구성 및 내마모성 측면에서 성능이 우수한 알루미늄 계열의 제품을 사용하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

④ 압출슬래브 실험체 분석

그림 3.2.167에는 양단지지 터널형 압출슬래브의 실험종료 전경을 나타내었다.



<그림 3.2.167 양단지지 터널형 압출슬래브 압출실험종료시 전경>

그림 3.2.168에서와 같이, 실험을 종료한 이후에는 각 세그먼트를 절단하고 실험체의 터널단면 하단의 압출종료후의 상태를 점검하였다. 터널단면 하단에 설치된 강거더와 압출슬래브의 마찰력을 감소시키면서 압출슬래브 콘크리트의 파쇄 및 모르타르의 유출을 방지할 목적으로 설치된 SUS304(좌우측에 0.3mm 및 0.8mm로 두께를 달리하여 설치

됨)는 압출종료후에도 별다른 마모없이 원래상태를 유지하고 있음을 알 수 있었으며, 따라서 SUS304의 두께는 0.3mm을 적용하여도 경제성측면뿐만 아니라 압출시공상에도 문제가 없을 것으로 판단된다.

또한, 절단된 상부슬래브를 포크레인을 이용하여 뒤집는 과정에서 다소의 균열이 발생하기는 하였지만, 교대 후방의 지상에 설치된 강재거푸집을 이용하여 콘크리트를 타설하였기 때문에 상부슬래브 하면의 표면상태가 매우 양호하였다. 따라서, 강재거푸집을 이용하여 문양을 삽입하는 등 상부슬래브를 미관적으로도 우수하게 제작가능함을 알 수 있었다.



<그림 3.2.168 실험종료후 양단지지 터널형 압출슬래브의 하단상황>

(6) 레일지지 터널형 압출슬래브의 압출실험

양단지지 터널형 압출슬래브에 대한 검증실험에서 발견된 문제점을 개선하고, 두 번째 압출실험인 레일지지 터널형 압출슬래브에 대한 검증실험을 실시하였다. 그림 3.2.169에는 레일지지 터널형 압출슬래브의 압출시공전 압출작업장설치 전경을 나타내었다. 양단지지 터널형 압출슬래브에 사용된 압출작업장의 시스템을 되도록 그대로 사용하고, 터널단면을 형성하는 거푸집시스템 만을 교체하는 것으로 실험을 계획하여 실험비를 절감할 수 있었다.



<그림 3.2.169 레일지지 터널형 압출슬래브의 압출실험 전경>

① 상부슬래브 압출준비과정

그림 3.2.170에는 레일지지 터널형 압출슬래브의 압출준비과정을 요약하여 나타내었다. 레일지지 터널형 압출슬래브는 터널단면 상단과 레일과의 지지로 압출되는 형태로, 강거더 상에 450mm폭을 가진 22kgf/m 규격의 레일을 1800mm간격으로 설치하였다. 레일의 설치간격은 앞에서 실시한 상세해석결과를 바탕으로 결정되었으며, 압출 첫 세그먼트부분에는 세그먼트의 캔틸레버 상황에 의한 부모멘트를 제어하기 위하여 825mm 간격으로 조밀하게 설치하였다. 기타 압출준비과정은 앞에서 기술한 양단지지 터널형 압출슬래브의 경우와 유사하게 적용하였다.



(a) 레일설치 전경



(b) 압출작업장 내에 설치된 압출레일 전경



(c) 압출 유압잭 설치 전경



(d) 레일지지용 SUS304 설치 전경



(e) 강재거푸집 설치전경

<그림 3.2.170 레일지지 터널형 압출슬래브의 압출준비 과정>

② 세그먼트 압출시공

레일지지 터널형 압출슬래브의 압출시공은 총 4개의 세그먼트(4@2400)로 실시하였으며, 대표적인 압출시공과정(3번째 세그먼트 압출실험)을 나타내면 그림 3.2.171과 같다.



(a) 철근망 배치



(b) 포켓거푸집 설치



(c) 콘크리트 타설



(d) 콘크리트 진동다짐



(e) 콘크리트 표면마무리



(f) 콘크리트 증기양생



(g) 강재거푸집 탈형



(h) 압출 유압잭 설치



(i) 1 스트로크 압출



(j) 2 스트로크 압출



(k) 3 스트로크 압출



(l) 4 스트로크 압출



(m) 압출 유압잭 제거



(n) 강재거푸집 상향 재설치

<그림 3.2.171 레일지지 터널형 압출슬래브의 3번째 세그먼트 압출실험>

레일지지 터널형 압출슬래브의 압출과정시에 발생할 수 있는 횡방향 편차는 그림 3.2.172에서와 같이, 터널단면의 상단에 설치된 홈을 통하여 제어된다. 터널단면 상단의 홈은 레일단면 상부플랜지를 통과하면서 양단지지 터널형 압출슬래브의 하단 헌치와 동일한 횡방향 가이드 역할을 충분히 수행할 수 있음을 알 수 있었다. 양단지지 터널형 압출슬래브와 같이, 압출과정동안 횡방향 편차(최대 5mm 이내 제어)가 발생할 경우에는 2개의 압출 유압잭의 유압을 조절함으로써 횡방향 편차를 충분히 제어할 수 있었다.



<그림 3.2.172 레일지지 터널형 압출슬래브에 설치된 횡방향 가이드 겸용 레일>

③ 압출슬래브 실험체 분석

그림 3.2.173에는 레일지지 터널형 압출슬래브의 실험종료 전경을 나타내었다.



<그림 3.2.173 레일지지 터널형 압출슬래브 압출실험종료시 전경>

그림 3.2.174에서와 같이, 실험을 종료한 이후에는 각 세그먼트를 절단하고 실험체의 터널단면 하단의 압출종료후의 상태를 점검하였다. 양단지지 터널형 압출슬래브에서와 같이, 터널단면 하단에 설치된 강거더와 압출슬래브의 마찰력을 감소시키면서 압출슬래브 콘크리트의 파쇄 및 모르타르의 유출을 방지할 목적으로 설치된 SUS304(좌우측에 0.3mm 및 0.8mm로 두께를 달리하여 설치됨)는 압출종료후에도 별다른 마모없이 원래 상태를 유지하고 있음을 알 수 있었으며, 따라서 SUS304의 두께는 0.3mm을 적용하여도 경제성측면뿐만 아니라 압출시공상에도 문제가 없을 것으로 판단된다.

또한, 절단된 상부슬래브를 포크레인을 이용하여 뒤집는 과정에서 다소의 균열이 발생하기는 하였지만, 교대 후방의 지상에 설치된 강재거푸집을 이용하여 콘크리트를 타설하였기 때문에 상부슬래브 하면의 표면상태가 매우 양호하였다. 따라서, 강재거푸집을 이용하여 문양을 삽입하는 등 상부슬래브를 미관적으로도 우수하게 제작가능함을 알 수 있었다.



<그림 3.2.174 실험종료후 양단지지 터널형 압출슬래브의 하단상황>

2.3.4 경제성분석을 통한 공사비용 절감효과 평가

(1) 서 론

① 기타 슬래브 가설공법과의 비교분석

주거더 상에서 상부슬래브를 압출하는 공법은 현장타설 공법에 비해 다수의 장점을 가지고 있다. 작업자의 안전성, 총 공사비, 구조성능과 내구성, 경관 등이 모두 상부슬래브 압출공법에 의해 향상되게 된다. 가장 중요한 장점으로는 이동식 거푸집(MSS)의 비용을 배제할 수 있는 것이다. 유압식 MSS의 적용 비용은 고가이므로, 중소 연장의 교량에 대해서는 경제성이 떨어진다. 반면에, 상부슬래브 압출공법은 지상의 거푸집공, 압출레일 시스템, 유압잭 등의 비용으로 국한되므로, 단일 과업에서도 충분한 경제성을 갖고 있다.

또한, MSS대신에 영구 거푸집(L.B Deck, Lattice-Bar Deck 등)을 사용할 수 있으나, 프리캐스트 판의 비용은 고가이고 소요철근량(steelwork)을 증가시키게 된다. 반면에, 압출슬래브는 일체거동을 통해 합성단면의 효율이 증대하고 소요철근량이 감소하게 된다. 이와같은 비용절감을 무시하더라도, 프리캐스트 판의 제작과 설치비용을 없앰으로써 짧은 연장의 교량에 있어서도 상부슬래브를 압출하기 위한 설비비용을 충분히 충당할 수 있다.

상부슬래브 압출공법의 또 다른 장점으로는 구조적 내구성이 매우 향상된다는 것이다. 2개층의 합성슬래브는 하면 콘크리트피복이 두껍게 되고, 슬래브하면의 점검 및 유지관리는 공용수명이 다해서 영구거푸집과 분리한 후에나 가능하기 때문에, 단일슬래브는 합성슬래브보다 안정적이다. 또한, 단일슬래브의 불완전성과 결함은 즉시 발견하여 최소한의 비용으로 바로잡을 수 있으며, 보호조치도 언제나 간편하게 이루어질 수 있다.

슬래브 콘크리트가 일정한 장소의 거푸집에서 타설되므로, 슬래브 상면을 다짐롤러로 마무리할 수 있다. 롤러 다짐은 콘크리트 상면의 블리딩 수(bleeding water)를 배출시켜 국부적으로 물-시멘트 비를 감소시킨다. 이는 상부철근 콘크리트피복의 다짐도와 인장강도를 증가시키고, 투수성을 저감시켜 내구성을 향상시킬 수 있다. 또한, 롤러 다짐은 콘크리트의 마감을 위한 인력투입을 최소화시킬 수 있으며, 이에 따른 비용절감으로 설비투자 비용을 충당할 수 있다.

강재거더 상부플랜지 제작시의 캠버의 연직방향 배치는 일련의 단위 직선부재들로 이루어지게 되므로, 프리캐스트 판(영구 거푸집)에 현장 타설된 상부슬래브는 변단면으로 성형되게 된다. 반면에, 상부슬래브 압출에 있어서는 종방향의 연속 압출개구부가 거더의 불규칙한 상부플랜지를 완화시켜주므로 상부슬래브의 최종적인 종단선형을 조절하기

가 수월하다.

상부슬래브 압출공법은 경관적인 측면에서도 매우 중요한 장점을 가지고 있다. 영구거푸집의 경우에는 격자철근(bar lattice)으로부터의 프리캐스트 판의 탈락, 예기치 못한 프리캐스트 판의 변형, 수많은 이음매로부터의 시멘트풀 유출, 프리캐스트 판의 다른 색상 등이 교량의 경관미에 악영향을 끼칠 수 있다. 또한, 곡선 교량에서는 프리캐스트 판을 설치하기가 어려우며, 주거더의 볼트현장연결로 인하여 판이 고르지 못하게 된다. 반면에, 압출슬래브는 고르고 일정한 면을 유지할 수 있으며, 헌치를 갖는 단면형상과 둥근 모따기 등을 최소한의 비용으로 처리할 수 있다. 또한, 거푸집 면을 따라 샌드블라스팅(sandblasting), 고압 물분사 세정 등을 통해 표면마감을 쉽게 처리할 수 있으며, 문양작업(board-marking), 질감있는 시트작업(engraved textures) 등과 같은 표면마감도 거푸집의 치수가 작으므로 저렴하게 처리할 수 있다. 이러한 두가지 장점을 활용하면, 교량의 경관을 완전하게 조절할 수 있다.

작업의 능률을 향상시키기 위하여, 압출슬래브의 철근망은 미리 공장이나 현장에서 전부 조립할 수 있다. 버킷(bucket)이나 컨베이어 벨트(conveyor belt)에 의한 콘크리트 타설은 펌핑(pumping)보다 저렴하며, 교량의 하부조건(하천, 도로, 계곡 등)에 관계없이 이루어질 수 있다. 또한, 보다 나은 작업조건(추락위험 없음, 작업장의 지붕설치, 다짐롤러의 사용 등)과 반복적인 작업을 통해 작업생산성이 향상된다.

압출슬래브는 주거더에 체결되기 전에, 건조수죽 및 온도수축에 의한 대부분의 체적변화가 발생하게 된다. 이로 인해 작은 잔류응력만이 발생하게 되며, 압출력은 상부슬래브에 일정한 압축력을 주게 된다. 또한, 압출개구부에 무수축 콘크리트를 채움으로써 상부슬래브 내의 잔류응력이 감소하게 되며, 콘크리트의 팽창거동이 상부슬래브 스트립(strip)에 건조수축으로 인한 균열을 방지할 수 있는 분산된 압축력을 발생시킨다. 크리프에 의한 응력도 매우 작게 발생하게 되며, 이는 상부슬래브에 장기적인 종방향 응력이 발생하지 않는 것과 이음부의 장기양생에 따른 형태 안정성에 기인한다.

앞에서 논의한 바와 같이, 상부슬래브 콘크리트에 종방향 긴장력을 도입함으로써 많은 이점을 얻을 수 있다. 상부슬래브 내에 관통균열을 방지함으로써 구조적 내구성을 향상시킬 수 있으며, 교량 전장에 걸쳐 합성단면의 저항능력을 일정하게 할 수 있으므로 구조해석을 간략화하고 신빙성있는 구조계를 구현할 수 있다. 현장타설 공법에 의한 종방향 긴장작업은 어렵고 위험한 공정을 가지고 있지만, 압출슬래브의 세그먼트 시공중에는 종방향 긴장작업이 매우 수월하다. 강거더로의 프리스트레스의 전이는 합성거동 직후의 잔류 크리프와 건조수축에 의해 영향을 받게 된다. 따라서, 상부슬래브 압출공법의 경우에는 강거더로의 프리스트레스의 전이가 매우 적게 되므로, 구조 효율성이 향상되고 비

용을 감소시킬 수 있게 된다.

고성능 콘크리트(HPC)를 압출슬래브에 적용할 경우, 높은 수화열에도 불구하고 온도수축 균열이 없기 때문에 경제적으로 사용될 수 있다. 고성능 콘크리트를 적용함으로써 상부슬래브 두께를 상당히 줄일 수 있게 된다. 한 예로, 80MPa의 설계기준강도로 12.2m의 폭을 가진 프리캐스트 상부슬래브 판이 프랑스의 로이제교(Roize Bridge)에 적용되었으며, 이때 상부슬래브 두께는 중앙부에서 14cm, 강거더 상에서 22cm 정도였다.

또한, 상부슬래브 압출공법은 기술적으로 혁신적인 몇 가지 장점을 가지고 있다. 슬래브의 현장타설 공법은 철근콘크리트의 구성 재료들을 모두 각각 취급해야 하며, 작업자가 교량하부 공간으로 추락할 위험에 노출된다. 반면에, 상부슬래브 압출공법은 시공작업이 지상에 집중되기 때문에 투입되는 작업자와 재료 및 장비 등을 최소화시킬 수 있으며, 지상에 따로 접근로나 작업공간을 마련할 필요가 없다. 이러한 점은 강거더를 압출할 경우에 특히 장점이 되며, 같은 위치의 시공시설이 강거더와 상부슬래브에 모두 적용될 수 있기 때문이다. 또한, 현장타설 공법은 콘크리트 양생 장비의 한계로 공기가 길어지게 되지만, 콘크리트 양생이나 기상조건(콘크리트 성형시 차폐시설로 보호가능)은 상부슬래브 압출공법의 공기에는 전혀 영향을 주지 않는다.

상부슬래브 압출공법은 기술적으로 프리캐스트 슬래브(프리캐스트 바닥판)에도 적용될 수 있다. 프리캐스트 세그먼트는 무수축 콘크리트를 타설함으로써 강거더와 연결시킬 수 있으며, 전단키를 갖춘 매치캐스트(match-cast) 세그먼트를 접합하고 압출 전에 종방향으로 긴장력을 도입시킬 수도 있다.

마지막으로, 상부슬래브의 자중이 강거더 자중의 약 4배 정도로 크기 때문에, 시공상의 위험성에 대한 고려가 필요하다. 슬래브를 압출하는 동안, 편심하중이나 지점반력의 집중은 위험하지만 정량화하기가 쉽지 않다. 결론적으로, 상부슬래브 압출공법은 모든 관련분야 설계자의 밀접한 협력을 통해 이루어질 수 있으며, 예기치 못한 상황에 대한 원인규명이 관련된 모든 설계자들 사이에 공유되어져야만 한다.

② 슬래브 압출공법의 기타 장점

- 거푸집에 사용되는 목재사용의 감소 → 친환경 건설

콘크리트 현장타설을 위해 설치되는 거푸집은 교량 전장에 걸쳐 주로 목재가 사용된다. 그러나 본 연구의 슬래브 압출 시공에서는 교대 후방의 제작장에서 강재거푸집을 사용하여 목재거푸집의 사용을 배제하거나, 목재거푸집의 경우에는 그 수를 대폭 감소시킬 수 있어 친환경 건설에 기여함과 동시에 경제성을 가질 수 있을 것으로 예상된다.

- 노후화된 바닥판의 고내구성의 바닥판으로 교체

현재 교량의 바닥판의 손상사례가 급증하고 있어 대대적인 바닥판 교체 및 보수공사가 진행되고 있으며, 과거 건설된 바닥판의 노후화로 인해 바닥판의 내하력이 급감하는 단계에 접어들고 있다. 이러한 경우 본 연구의 슬래브 압출로 바닥판을 시공하게 되면 제작장에서의 바닥판 고품질 확보로 유지관리의 최소화로 사회간접자본을 줄일 수 있어 매우 경제적인 공법이 될 것으로 판단된다.

- 교량 바닥판 공사기간의 감소로 인한 간접비용지출 방지

기존의 공법으로 노후바닥판을 교체시 현장타설을 위한 현장작업이 많고 콘크리트의 강도발현에 많은 시간이 소요되어, 차량우회를 위한 가도설치 및 교통체증으로 인한 간접비용지출이 증가한다. 또한 교량 바닥판 시공시 지형조건의 제약을 받는 경우, 특수장비의 사용과 작업인원의 안정성에 문제가 있어 공사기간이 더 늦어짐과 동시에 비용 증가를 수반하게 된다. 이에 슬래브 압출은 효율적인 설비를 통해 교량 바닥판의 공기를 줄일 수 있어 간접비용지출을 절감할 수 있다.

- 기계화 및 자동화로 인한 인력절감

현장에서 일정하게 제작된 바닥판을 현장에서 효율적인 압출장비를 통해 가설함으로써 기계화 및 자동화를 달성하여 최소의 인원으로 교량 바닥판을 시공할 수 있다.

③ 상부슬래브 압출공법의 종합평가

앞에서 기술한 바와 같이 현장타설 콘크리트 바닥판은 거푸집 작업, 철근배근, 안전망 설치 등에 많은 인력과 시간이 필요하며, 균열 및 피로현상이 발생되는 등 내구성이 다소 낮은 것으로 지적되고 있다. 내구성 및 공사기간의 단점을 보완하기 위한 공법으로 프리캐스트 바닥판이 개발되었는데, 이 또한 다수의 시공이음을 위한 종방향 텐던이 요구되고, 이동을 위한 분절크기의 제한이 따른다.

이에 대하여 슬래브 압출공법은 교대 배면에 확보된 작업장에서 일정하게 제작되어 프리캐스트 바닥판과 같은 내구성을 지니게 되고, 거푸집 및 철근배근 등 각종 작업에 소요되는 시간이 감소되어 공기단축이 가능하다. 표 3.2.2는 기존 바닥판과의 슬래브 압출공법을 종합적으로 평가한 것이다.

<표 3.2.28 상부슬래브 압출공법의 종합평가>

구 분	구조성능	시공성	내구성	유지관리	공기	인력절감	경제성	종합평가
현장타설 바닥판	○	△	△	○	△	△	△	△
프리캐스트 바닥판	◎	○	◎	◎	○	◎	○	○
압출슬래브	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎

(2) 압출슬래브 공법의 적용가능 범위검토

본 절에서는 경제성측면뿐만 아니라 시공성 측면에서도 우수한 터널형 압출슬래브를 대상으로 압출슬래브 공법의 적용가능한 범위(교량형식, 종·횡단 선형, 곡선반경, 교량연장 등)에 대한 검토를 실시하였다. 우선, 압출슬래브 공법의 적용가능한 교량형식은 소수주형교와 같이 상부플랜지 상면에 두께변화가 없는 교량에는 **양단지지 터널형 압출슬래브**를, 개구제형 강박스거더와 같이 상부플랜지 상면에 단차(판두께, 현장이음)가 있는 교량에는 **레일지지 터널형 압출슬래브**를 적용하는 것으로 하였다.

① 압출슬래브의 적용가능한 횡단경사(편경사), 평면선형(곡선반경)

도로의 구조·시설 기준에 관한 규칙(2009)에 의하면, 최대 편경사와 최소 평면곡선 반지름, 완화곡선을 생략할 수 있는 곡선반지름, 편경사를 생략할 수 있는 평면곡선 반경은 표 3.2.29 ~ 표3.2.32와 같다.

<표 3.2.29 평면곡선부의 편경사 내 최대 편경사>

구 분		최대 편경사(%)
지 방 지 역	적설한랭지역	6
	기 타 지 역	8
도 시 지 역		6
연 결 로		8

<표 3.2.30 평면곡선 반지름 내 최소 평면곡선 반지름>

설 계 속 도 (km/h)	최소 평면곡선반경(미터) 적용 최대 편경사		
	6%	7%	8%
120	710	670	630
110	600	560	530
100	460	440	420
90	380	360	340
80	280	265	250
70	200	190	180
60	140	135	130
50	90	85	80
40	60	55	50
30	30	30	30
20	15	15	15

<표 3.2.31 완화곡선 및 완화구간 내 완화곡선을 생략할 수 있는 곡선반지름>

설계속도 (km/h)	120	110	100	90	80
한계 원곡선 반경 (m)	3000	2500	2000	1600	1300

<표 3.2.32 평면곡선부의 편경사 내 편경사를 생략할 수 있는 평면곡선 반지름과 횡방향 미끄럼마찰계수(f)의 관계>

설계속도 (km/h)	최대 편경사 6%		최대 편경사 7%		최대 편경사 8%	
	R(m)	f	R(m)	f	R(m)	f
120	6,900	0.0364	7,100	0.0360	7,200	0.0357
110	5,800	0.0364	5,900	0.0361	6,000	0.0359
100	4,800	0.0364	4,900	0.0361	5,000	0.0357
90	3,900	0.0364	4,000	0.0359	4,000	0.0359
80	3,100	0.0363	3,100	0.0363	3,200	0.0357
70	2,300	0.0368	2,400	0.0361	2,400	0.0361
60	1,700	0.0367	1,800	0.0357	1,800	0.0357
50	1,200	0.0364	1,200	0.0364	1,200	0.0364
40	800	0.0357	800	0.0357	800	0.0357
30	400	0.0377	450	0.0357	500	0.0342
20	200	0.0357	200	0.0357	200	0.0342

상부슬래브 압출가설 시 교량이 원곡선 내에 위치하거나, 교량이 원곡선 내에 위치하지 않는다 하더라도 완화곡선의 생략이 가능하여 교량 내 편경사 변화가 없다면 곡선반경 및 편경사의 크기에는 제한을 받지 않는 것으로 나타났다.

② 압출슬래브의 적용가능한 종단선형

도로의 구조·시설 기준에 관한 규칙(2009)에 의하면, 최대 종단경사는 표 3.2.33과 같다.

<표 3.2.33 종단경사 내 최대 종단경사>

설계속도 (km/h)	최대 종단경사 (%)							
	고속도로		간선도로		집산도로 및 연결로		국지도로	
	평지	산지	평지	산지	평지	산지	평지	산지
120	3	4						
110	3	5						
100	3	5	3	6				
90	4	6	4	6				
80	4	6	4	7	6	9		
70			5	7	7	10		
60			5	8	7	10	7	13
50			5	8	7	10	7	14
40			6	9	7	11	7	15
30					7	12	8	16
20							8	16

마찰력 f 는 수직저항력 N 과 $f=\mu_s N$ 의 관계에 있으며, 여기서 비례계수인 μ_s는 마찰계수이다. 이때, 압출슬래브의 경사를 θ_s로 정의하면 압출슬래브와 강거더 사이의 마찰력과 압출슬래브 자중의 수평 및 수직성분과의 평형조건으로부터 마찰계수는 $\mu_s = \sin\theta_s/\cos\theta_s = \tan\theta_s$와 같이 얻어질 수 있다. '제3장 1.3절'에서 설계예로 제시한 개구제형 강박스거더교

인 내지교(L=255.000m, B=10.450m, R=860m)에 대해 마찰계수 및 압출잭의 용량에 따른 적용가능한 종단경사를 산정하면, 표 3.2.34 ~ 표 3.2.36과 같다. 이때, 마찰계수는 실험을 통해 측정된 마찰계수의 범위인 0.06 ~ 0.14 까지를 적용하였으며, 압출방향은 기본적으로 상향압출을 전제로 하였다. 압출슬래브의 하향압출은 현재까지 규명되지 않은 일시적인 정지현상인 스틱-슬립(stick-slip) 현상에 의해 구조적인 안전성 문제를 내포하고 있기 때문에, 현 상태에서는 하향압출은 바람직하지 않은 것으로 판단되며, 이에 대해서는 추가적인 이론적 및 실험적인 후속연구가 반드시 필요하다고 판단된다.

표 3.2.34 ~ 표 3.2.36에서와 같이, 마찰계수 μ_s=0.06 적용시에는 적용가능한 최대 종단경사는 약 5.5% 정도로 나타났으며, 이때에 필요한 압출잭의 총용량은 120tonf로 산정되었다. 또한, 마찰계수 μ_s=0.14 적용시에는 적용가능한 최대 종단경사는 약 13.5% 정도로 나타났으며, 이때에 필요한 압출잭의 총용량은 280tonf로 산정되었다. 따라서, 압출슬래브를 상향으로 압출할 경우에는 설계기준에서 제시하고 있는 종단경사를 만족하기 때문에, 실제적으로 종단경사의 영향을 받지 않음을 알 수 있다.

<표 3.2.34 μ_s=0.06 적용시 적용가능한 최대 종단경사>

No. of Seg.	seg 중량 (kN)	수직저항력 (kN)	마찰저항력 (kN)	미끄럼짐력 (kN)	S.F.	비고
1	696.915	695.863	41.752	38.273	1.09	적용 가능한 최대 종단 경사 (5.5%) 압출잭 총 용량 (120tonf)
2	1,393.830	1,391.727	83.504	76.545	1.09	
3	2,090.745	2,087.590	125.255	114.818	1.09	
4	2,787.660	2,783.453	167.007	153.090	1.09	
5	3,484.575	3,479.316	208.759	191.363	1.09	
6	4,181.490	4,175.180	250.511	229.635	1.09	
7	4,878.405	4,871.043	292.263	267.908	1.09	
8	5,575.320	5,566.906	334.014	306.180	1.09	
9	6,272.235	6,262.770	375.766	344.453	1.09	
10	6,969.150	6,958.633	417.518	382.725	1.09	
11	7,666.065	7,654.496	459.270	420.998	1.09	
12	8,362.980	8,350.360	501.022	459.270	1.09	
13	9,059.895	9,046.223	542.773	497.543	1.09	
14	9,756.810	9,742.086	584.525	535.815	1.09	
15	10,453.725	10,437.949	626.277	574.088	1.09	
16	11,150.640	11,133.813	668.029	612.360	1.09	
17	11,847.555	11,829.676	709.781	650.633	1.09	
18	12,544.470	12,525.539	751.532	688.906	1.09	
19	13,241.385	13,221.403	793.284	727.178	1.09	
20	13,938.300	13,917.266	835.036	765.451	1.09	
21	14,635.215	14,613.129	876.788	803.723	1.09	
22	15,332.130	15,308.993	918.540	841.996	1.09	
23	16,029.045	16,004.856	960.291	880.268	1.09	
24	16,725.960	16,700.719	1,002.043	918.541	1.09	
25	17,283.492	17,257.410	1,035.445	949.159	1.09	

<표 3.2.35 μ_s=0.10 적용시 적용가능한 최대 종단경사>

No. of Seg.	seg 중량 (kN)	수직저항력 (kN)	마찰저항력 (kN)	미끄럼짐력 (kN)	S.F.	비고
1	696.915	693.791	69.379	65.910	1.05	적용 가능한 최대 종단 경사 (9.5%) 압출잭 총 용량 (200tonf)
2	1,393.830	1,387.583	138.758	131.820	1.05	
3	2,090.745	2,081.374	208.137	197.730	1.05	
4	2,787.660	2,775.165	277.517	263.640	1.05	
5	3,484.575	3,468.957	346.896	329.550	1.05	
6	4,181.490	4,162.748	416.275	395.460	1.05	
7	4,878.405	4,856.539	485.654	461.370	1.05	
8	5,575.320	5,550.331	555.033	527.280	1.05	
9	6,272.235	6,244.122	624.412	593.190	1.05	
10	6,969.150	6,937.913	693.791	659.100	1.05	
11	7,666.065	7,631.704	763.170	725.010	1.05	
12	8,362.980	8,325.496	832.550	790.920	1.05	
13	9,059.895	9,019.287	901.929	856.830	1.05	
14	9,756.810	9,713.078	971.308	922.740	1.05	
15	10,453.725	10,406.870	1,040.687	988.650	1.05	
16	11,150.640	11,100.661	1,110.066	1,054.560	1.05	
17	11,847.555	11,794.452	1,179.445	1,120.470	1.05	
18	12,544.470	12,488.244	1,248.824	1,186.380	1.05	
19	13,241.385	13,182.035	1,318.203	1,252.290	1.05	
20	13,938.300	13,875.826	1,387.583	1,318.200	1.05	
21	14,635.215	14,569.618	1,456.962	1,384.110	1.05	
22	15,332.130	15,263.409	1,526.341	1,450.020	1.05	
23	16,029.045	15,957.200	1,595.720	1,515.931	1.05	
24	16,725.960	16,650.992	1,665.099	1,581.841	1.05	
25	17,283.492	17,206.025	1,720.602	1,634.569	1.05	

<표 3.2.36 μ_s=0.14 적용시 적용가능한 최대 종단경사>

No. of Seg.	seg 중량 (kN)	수직저항력 (kN)	마찰저항력 (kN)	미끄럼짐력 (kN)	S.F.	비고
1	696.915	690.650	96.691	93.237	1.04	적용 가능한 최대 종단 경사 (13.5%) 압출잭 총 용량 (280tonf)
2	1,393.830	1,381.300	193.382	186.474	1.04	
3	2,090.745	2,071.950	290.073	279.711	1.04	
4	2,787.660	2,762.600	386.764	372.949	1.04	
5	3,484.575	3,453.250	483.455	466.186	1.04	
6	4,181.490	4,143.900	580.146	559.423	1.04	
7	4,878.405	4,834.550	676.837	652.660	1.04	
8	5,575.320	5,525.200	773.528	745.897	1.04	
9	6,272.235	6,215.850	870.219	839.134	1.04	
10	6,969.150	6,906.499	966.910	932.372	1.04	
11	7,666.065	7,597.149	1,063.601	1,025.609	1.04	
12	8,362.980	8,287.799	1,160.292	1,118.846	1.04	
13	9,059.895	8,978.449	1,256.983	1,212.083	1.04	
14	9,756.810	9,669.099	1,353.674	1,305.320	1.04	
15	10,453.725	10,359.749	1,450.365	1,398.557	1.04	
16	11,150.640	11,050.399	1,547.056	1,491.795	1.04	
17	11,847.555	11,741.049	1,643.747	1,585.032	1.04	
18	12,544.470	12,431.699	1,740.438	1,678.269	1.04	
19	13,241.385	13,122.349	1,837.129	1,771.506	1.04	
20	13,938.300	13,812.999	1,933.820	1,864.743	1.04	
21	14,635.215	14,503.649	2,030.511	1,957.980	1.04	
22	15,332.130	15,194.299	2,127.202	2,051.217	1.04	
23	16,029.045	15,884.949	2,223.893	2,144.455	1.04	
24	16,725.960	16,575.599	2,320.584	2,237.692	1.04	
25	17,283.492	17,128.119	2,397.937	2,312.281	1.04	

③ 압출슬래브의 적용가능한 교량경간

상부슬래브의 압출가설이 가능한 경간장은 단부에서의 압출력과 슬래브와 강거더의 마찰계수에 의해 결정되는 콘크리트 지압강도에 의해 결정될 수 있다. 거푸집 탈형이 가능한 초기 콘크리트 강도 18MPa를 기준으로 한 허용지압강도 9MPa내에서 마찰계수와 종단경사로 인한 저항력에 따른 압출슬래브의 적용가능 경간장을 살펴보면 표 3.2.37과 같다. 상부슬래브 압출시, 압출지압면적은 상부슬래브의 전단면이 재하된 경우와 스프레더 빔의 설치로 인한 재하단면의 감소효과를 고려하여 반단면이 재하된 경우로 구분하여 적용가능 경간을 산정하였다.

<표 3.2.37 마찰계수와 종단경사에 따른 압출슬래브 적용가능 경간 산정>

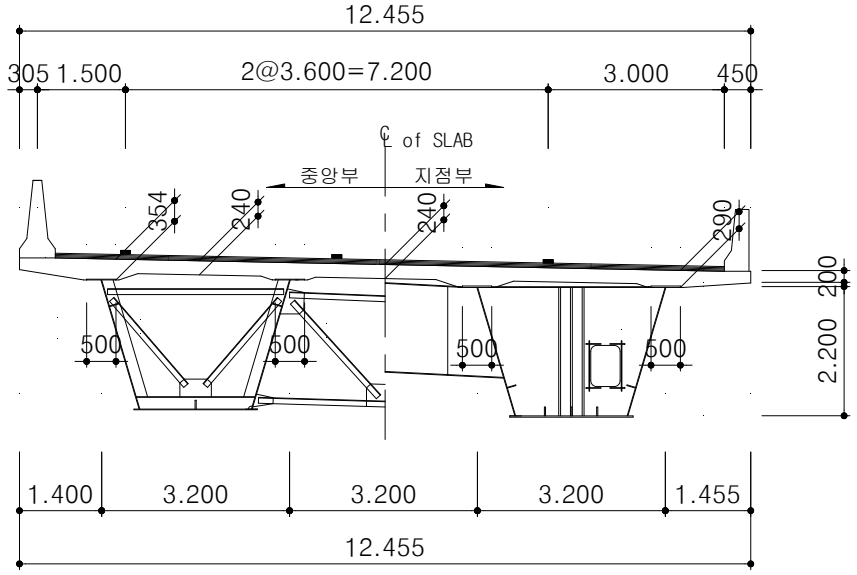
마찰계수	종단경사 (%)	압출력(kN)		적용가능 경간(m)	
		전단면 재하	반단면 재하	전단면 재하	반단면 재하
0.06	0.0	24,638	12,319	6,000	3,000
	5.5	24,258	12,129	5,600	2,800
	9.5	24,271	12,135	5,400	2,700
	13.5	24,210	12,105	5,200	2,600
0.08	0.0	24,638	12,045	4,500	2,200
	5.5	24,258	12,129	4,200	2,100
	9.5	24,571	11,986	4,100	2,000
	13.5	24,210	11,794	3,900	1,900
0.10	0.0	24,638	12,319	3,600	1,800
	5.5	24,547	12,273	3,400	1,700
	9.5	23,972	11,986	3,200	1,600
	13.5	24,054	11,639	3,100	1,500
0.14	0.0	23,954	11,497	2,500	1,200
	5.5	24,258	12,129	2,400	1,200
	9.5	24,121	11,536	2,300	1,100
	13.5	23,899	11,949	2,200	1,100
0.20	0.0	24,638	12,319	1,800	900
	5.5	24,547	11,581	1,700	800
	9.5	23,972	11,986	1,600	800
	13.5	23,278	10,863	1,500	700

표 3.2.27과 같이, 마찰계수 및 종단경사가 증가할수록 적용가능 경간이 작아짐을 알 수 있으나, 압출실험결과에서 측정된 평균 마찰계수(0.10)를 기준으로 할 때, 전단면 재하시에는 종단경사에 상관없이 약 3,000m 이상, 반단면 재하시에는 약 1,500m 이상의 경간을 가진 교량에 적용가능함을 알 수 있다.

(3) 예비 경제성 검토

① 경제성 검토 대상교량

경제성 검토 대상교량은 고속도로 편도 2차로 폭 12.455m, 경간장 40+3@50+40=230m인 5경간 2박스 개구제형 단면을 선정하였다. 또한, 상부슬래브 두께는 중앙부 240mm, 캔틸레버 지점부 최소두께 290mm 및 캔틸레버 단부 200mm를 적용하였고, 중앙부와 지점부 사이에는 1:3의 헌치를 설치하는 것으로 하였으며, 자세한 제원은 그림 3.2.175에 나타내었다.

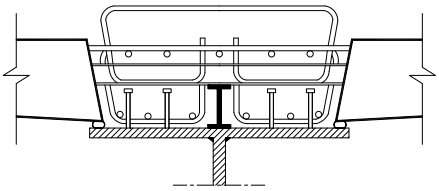


<그림 3.2.175 경제성 검토 대상교량의 횡단면도>

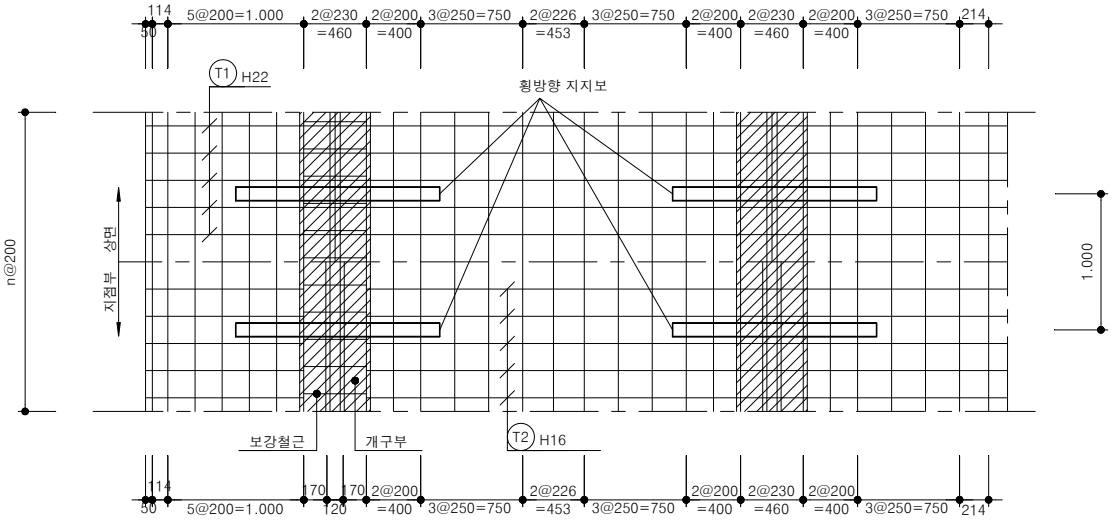
② 경제성 검토 대상 압출슬래브 형상

상부슬래브의 형태는 본 연구에서 검토 중인 포켓형 및 전단형 압출슬래브를 대상으로 하였다. 철근배근량은 현장타설 바닥판과 동일한 량으로 고려하였다. 본 연구에서 검토 중인 포켓형 및 전단형 압출슬래브의 형상 및 배근상세를 나타내면, 그림 3.2.176 및 그림 3.2.177과 같다.

압출슬래브는 교대후방에서 제작됨으로 일반적인 현장타설 바닥판에 소요되는 동바리 설치가 필요하지 않지만, 레일형 압출슬래브는 레일설치에 따른 비용이 추가되며, 또한 레일형 및 포켓형 압출슬래브 모두 교대후방의 압출슬래브 작업장설치 비용이 추가되게 된다.

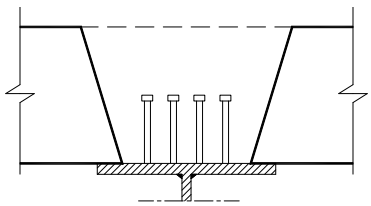


(a) 개념도

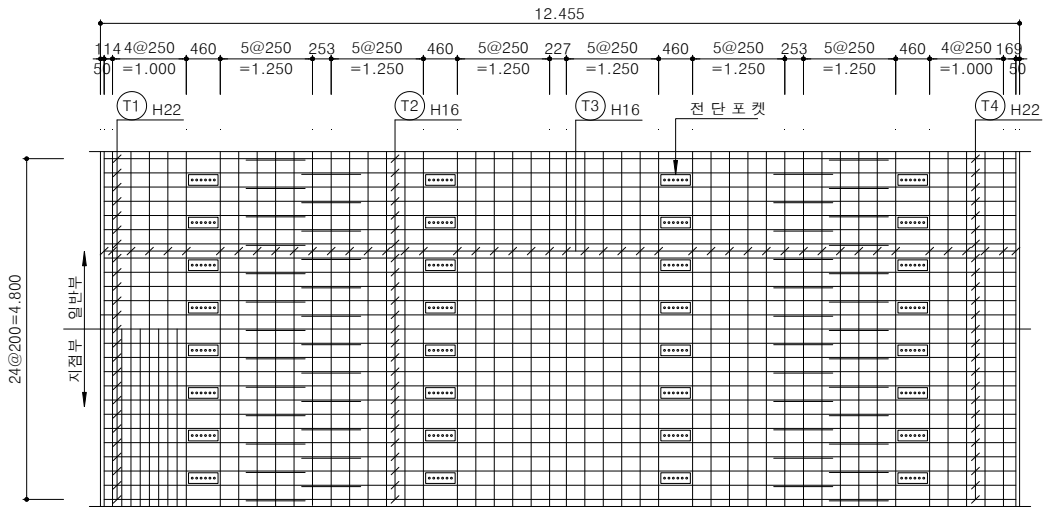


(b) 배근상세

<그림 3.2.176 레일형 압출슬래브의 개념도 및 배근상세>



(a) 개념도



(b) 배근상세

<그림 3.2.177 포켓형 압출슬래브의 개념도 및 배근상세>

③ 현장타설 바닥판의 거푸집 및 동바리 공사비 산정

현장타설 바닥판에 소요되는 거푸집 및 동바리 공사비를 교량 연장에 따라 산정한 결과를 표 3.2.38에 나타내었다.

<표 3.2.38 현장타설 바닥판의 거푸집 및 동바리 공사비>

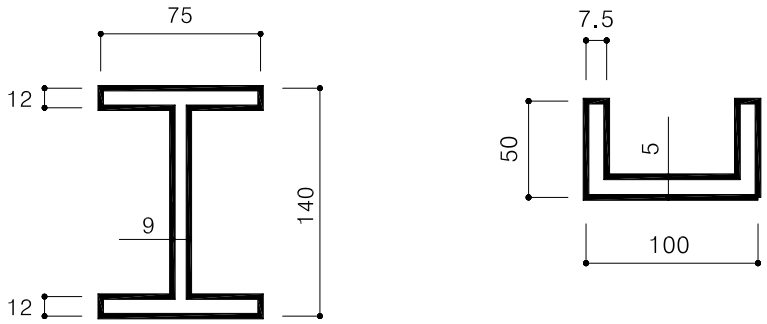
연장 (m)	폭원 (m)	면적 (m^2)	현장타설 바닥판 (단위: 천원)			
			목재거푸집단가	거푸집공사비	동바리단가	동바리공사비
100	12.455	1,246	22	27,000	25	69,000
150	12.455	1,868	22	41,000	25	103,000
200	12.455	2,491	22	55,000	25	137,000
230	12.455	2,865	22	63,000	25	158,000
300	12.455	3,737	22	82,000	25	206,000
400	12.455	4,982	22	110,000	25	274,000
600	12.455	7,473	22	164,000	25	411,000
800	12.455	9,964	22	219,000	25	548,000
1,000	12.455	12,455	22	274,000	25	685,000

※ 단가출처 : “건설공사 실적공사비 적용 공종 및 단가”(국토해양부, 2010)

압출슬래브의 경우에는 교대후방에서 작업이 이루어지므로, 동바리의 설치가 필요하지 않으며, 교대후방의 작업장설치시의 강재거푸집 제작, 설치 및 해체, 거푸집조작 등의 비용이 추가되게 된다.

④ 레일설치에 따른 추가 비용

레일형 압출슬래브의 경우에는 레일설치에 따른 추가비용이 발생하게 된다. 그림 3.2.178에서와 같이, 레일설치에 따른 추가비용은 본 연구에서 검토된 가드레일 및 횡방향지지보의 형상에 대하여 산정하였다. 산정된 결과를 나타내면 표 3.2.39와 같다.



(a) 가드레일 (b) 횡방향지지보

<그림 3.2.178 레일형 압출슬래브의 가드레일 및 횡방향지지보 단면형상>

<표 3.2.39 레일설치에 따른 추가비용 산정결과>

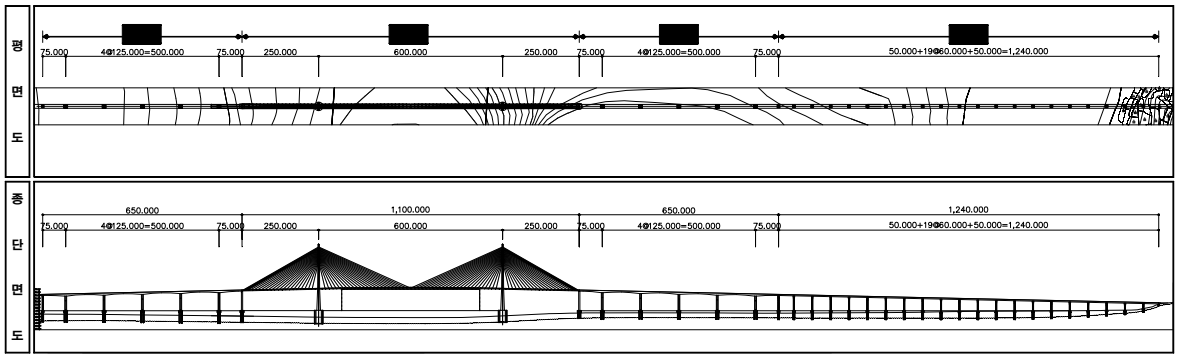
구 분	단면적(m^2)	총요구길이(m)	설치수(ea)	총중량(tonf)	단가(천원)	총비용(천원)
레일	0.0028	920 (=4 x 230)	4	20.5	1,500	30,809
횡방향지지보	0.0019	1380 (=1.5 x 920)	920 (=4 x 230)	12.9	1,500	19,369

연장이 230m인 대상교량에 대하여, 가드레일과 횡방향 지지보의 설치에 따른 추가비용은 약 5천만원 정도인 것으로 파악되며, 이때 단가는 SM400강재의 재료비, 제작비, 용접비용 등을 고려하여 산정하였다.

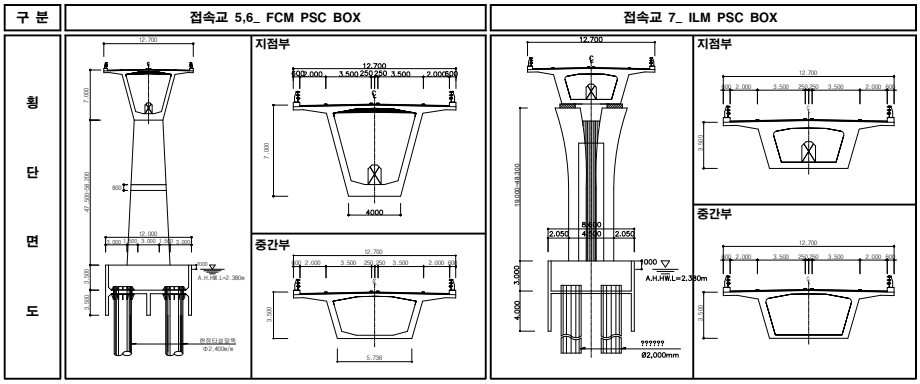
⑤ 교대후방 압출슬래브 작업장설치 추가 비용

레일형 압출슬래브의 경우에는 교대후방의 압출슬래브 작업장설치 비용이 추가로 발생하게 된다. 현재, 구체적인 교대후방의 작업장설치계획이 확정되지 않은 관계로, 본 대상교량의 상부슬래브 시공시 25m 간격으로 세그먼트를 제작한다고 가정 하에 작업장설치 추가 비용을 산정하였다.

그림 3.2.179에서와 같이, 작업장 설치비용은 ILM으로 가설된 PSC Box 교량의 내역서를 참고하여 산정하였으며, ILM PSC Box 교량의 내역서를 간략히 정리하여 나타내면 표 3.2.40과 같다. 본 내역서는 00-00 2공구 접속7교 교량으로 연장 L=1,240m를 압출가설하였으며, 작업장 규모는 레일 및 프레임 설치구간으로 50m 정도이다.



(a) 평면도 및 종단면도



(b) 횡단면도

<그림 3.2.179 ILM으로 가설된 PSC Box 교량사례(00-00 2공구)>

<표 3.2.40 ILM PSC Box 교량의 압출작업장 내역 (L=1,240m, B=12.7m, H=3.5m)>

14] ILM 교량가설	요율	단위	단가 (원)	금액 (원)
1.증기 양생	0.57	식	456,774,194	260,000,000
2.제작장	0.47	식	470,085,470	220,000,000
3.추진코 제작	73.55	TON	2,500,000	183,876,264
4.추진코 설치 및 해체	73.55	TON	250,000	18,387,626
5.추진코용 브라켓	0.56	식	50,544,000	90,000,000
6.P.C BOX 강재거푸집 제작	142.92	TON	3,500,000	500,229,442
7.P.C BOX 강재거푸집 설치 및 해체	142.92	TON	1,200,000	171,507,237
8.P.C BOX 강재거푸집 조작	24,212	M2	5,000	121,059,379
9.교각 작업대	142.92	EA	4,200,000	600,275,331
10.추진작업(LAUNCHING)	0.57	식	562,183,623	320,000,000
11.장비비(LAUNCHING)	0.57	식	316,228,288	180,000,000
12.상부받침 고정(교대부)	0.57	EA	79,057,072	45,000,000
13.상부받침 고정(교대부)	0.57	EA	14,054,591	8,000,000
14.타워크레인 설치 및 해체	0.78	회	32,051,282	25,000,000
15.TOWER CRANE 사용료	21.49	개월	9,000,000	193,440,000

압출슬래브의 경우에는 일반 ILM가설과는 다르게 추진코의 설치, 교각 작업대, 상부받침 고정, 타워크레인의 설치 등이 필요하지 않기 때문에, 표 3.2.31의 공사비 산정항목 중에서 1, 2, 6, 7, 8, 10, 11 항목을 적용하여 압출슬래브 작업장설치 비용을 산정하였으며, 산정된 결과를 나타내면 표 3.2.41과 같다.

<표 3.2.41 교대후방 압출슬래브 작업장설치 비용 산정내역>

상부슬래브 압출가설	단위	수량/산근	단가 (원)	기준금액(230m)	600m	1,000m
1.증기 양생	식	0.047	260,000,000	12,220,000	31,878,261	53,130,435
2.제작장	식	25m/50m*0.6	220,000,000	66,000,000	66,000,000	66,000,000
6.압출슬래브 강재거푸집 제작	TON	12.2	1,500,000	18,300,000	18,300,000	18,300,000
7.압출슬래브 강재거푸집 설치 및 해체	TON	12.2	800,000	9,760,000	9,760,000	9,760,000
8.압출슬래브 강재거푸집 조작	M2	2,865	5,000	14,323,250	37,365,000	62,275,000
10.추진작업	식	320,000/5m	4,000,000	4,000,000	10,434,783	17,391,304
11.장비비	식	250,000/월*4	1,000,000	1,000,000	2,608,696	4,347,826

증기 양생비용은 참조 내역서 상의 PSC Box의 양생면적대비 압출슬래브의 양생면적인 0.047을 PSC Box 증기양생 단가에 요율로 곱하여 산정하였으며, 교량 연장이 길어질수록 증가함을 알 수 있다.

제작장은 레일설치, 프레임설치, 몰드카바, 증기양생시스템 설치 등의 비용이 포함되어 있으며, 참조 내역서 상의 제작장 크기인 50m 대비 25m의 비율과 레일 및 프레임 설치, 증기양생시스템의 규모비율 0.6을 고려하여 산정하였으며, 교량연장에는 상관없이 추가되는 비용으로 고려되었다.

압출슬래브 강재거푸집은 제작비용, 설치 및 해체비용, 압출하는 동안의 조작비용 등을 포함하였으며, 추진작업 및 추진작업시 필요한 장비비는 압출 잭대여시의 조건으로 300톤 용량 1대당 월 25만원 정도로 총 4개의 압출잭을 고려하였다.

⑥ 상부슬래브 형식별 공사비 비교

교량 연장의 변화에 따른 상부슬래브의 형식별 공사비를 비교하여 나타내면 표 3.2.42 및 표 3.2.43과 같다. 교대후방 압출슬래브 작업장설치 비용은 표 3.2.41에서 교량연장 230m에 대해 산정된 결과를 활용하여 산정하였으며, 현장타설바닥판의 기준단가 20만

원/m^2 대비 동바리 미설치에 따른 감소비용과 레일설치 및 작업장설치에 따른 추가비용 등을 고려하여 레일형 및 포켓형 압출슬래브 각각에 대하여 공사비를 산정하였다. 레일시스템은 레일설치에 따른 추가비용을 30% 할증하여 고려하였다. 이때, 현장타설바닥판 및 프리캐스트바닥판의 기준공사비는 신기술지정 제405호(대우건설, 2004)의 자료를 활용하였다.

<표 3.2.42 레일형 압출슬래브의 공사비 산정내역>

연장 (m)	폭원 (m)	압출슬래브 작업장설치 비용				레일형 압출슬래브				
		증기양생	제작장	강재거푸집	추진설비	거푸집/동바리	레일시스템	작업장	총공사비	공사비/㎡
100	12.455	5,000	66,000	34,000	2,000	-96,000	28,000	107,000	288,000	231
150	12.455	8,000	66,000	37,000	3,000	-144,000	42,000	114,000	386,000	207
200	12.455	11,000	66,000	41,000	4,000	-192,000	56,000	122,000	484,000	194
230	12.455	12,000	66,000	42,000	5,000	-221,000	65,000	125,000	542,000	189
300	12.455	16,000	66,000	47,000	7,000	-288,000	85,000	136,000	680,000	182
400	12.455	21,000	66,000	53,000	9,000	-384,000	113,000	149,000	874,000	175
600	12.455	32,000	66,000	65,000	13,000	-575,000	170,000	176,000	1,266,000	169
800	12.455	43,000	66,000	78,000	17,000	-767,000	226,000	204,000	1,656,000	166
1,000	12.455	53,000	66,000	90,000	22,000	-959,000	283,000	231,000	2,046,000	164

<표 3.2.43 포켓형 압출슬래브의 공사비 산정내역 및 기타 공법과의 비교>

연장 (m)	폭원 (m)	현장타설 바닥판		프리캐스트 바닥판		포켓형 압출슬래브				
		공사비/㎡	총공사비	공사비/㎡	총공사비	거푸집/동바리	포켓시스템	작업장	총공사비	공사비/㎡
100	12.455	200	249,000	230	286,000	-96,000	6,000	107,000	266,000	214
150	12.455	200	374,000	230	430,000	-144,000	10,000	114,000	354,000	189
200	12.455	200	498,000	230	573,000	-192,000	13,000	122,000	441,000	177
230	12.455	200	573,000	230	659,000	-221,000	15,000	125,000	492,000	172
300	12.455	200	747,000	230	859,000	-288,000	20,000	136,000	615,000	165
400	12.455	200	996,000	230	1,146,000	-384,000	26,000	149,000	787,000	158
600	12.455	200	1,495,000	230	1,719,000	-575,000	39,000	176,000	1,135,000	152
800	12.455	200	1,993,000	230	2,292,000	-767,000	52,000	204,000	1,482,000	149
1,000	12.455	200	2,491,000	230	2,865,000	-959,000	65,000	231,000	1,828,000	147

레일형 압출슬래브의 경우, 교량연장이 작은 100m 이내 교량에서는 프리캐스트 바닥판보다 공사비가 높으며, 교량연장 150~200m 정도의 교량에서는 현장타설 바닥판과 비슷한 정도의 공사비로 나타났다. 또한, 교량연장 200m 이상인 경우에는 레일형 압출슬래브가 현장타설 바닥판 및 프리캐스트 바닥판 보다 경제적인 것을 알 수 있으며, 교량연장이 600m 이상이 되면 레일형 압출슬래브가 현장타설 바닥판 보다 15% 이상 공사비가 저감됨을 알 수 있다.

포켓형 압출슬래브의 경우, 교량연장이 작은 100m 이내 교량에서는 프리캐스트 바닥판보다 공사비가 약간 저렴하며, 교량연장 150m 이상인 경우에는 레일형 압출슬래브가 현장타설 바닥판 및 프리캐스트 바닥판 보다 경제적인 것을 알 수 있다. 또한, 교량연장이 400m 이상이 되면 포켓형 압출슬래브가 현장타설 바닥판 보다 20% 이상 공사비가 저감됨을 알 수 있다.

따라서, 교량연장 200m 이상인 경우에는 레일형 및 포켓형 압출슬래브가 현장타설 바닥판 및 프리캐스트 바닥판 보다 경제적인 것을 알 수 있으며, 포켓형 압출슬래브를 적용할 경우 교량연장이 400m 이상이 되면 현장타설 바닥판 대비 20% 이상 공사비를 저감시킬 수 있은 것으로 판단된다.

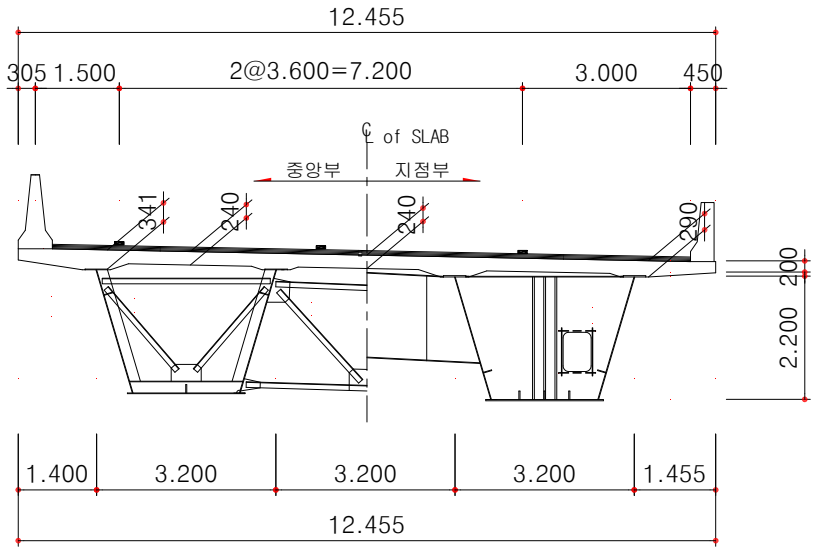
(4) 압출시스템을 고려한 공사비 분석

① 경제성 검토 대상교량

앞에서 기술한 바와 같이 현장타설 콘크리트 바닥판은 거푸집 작업, 동바리 설치, 철근배근, 안전망 설치 등에 많은 인력과 시간이 필요하며, 균열 및 피로현상이 발생되는 등 내구성이 다소 낮은 것으로 지적되고 있다. 내구성 및 공사기간의 단점을 보완하기 위한 공법으로 프리캐스트 바닥판이 개발되었는데, 이 또한 다수의 시공이음을 위한 종방향 텐던이 요구되고, 이동을 위한 분절크기의 제한이 따르며 추가공종으로 인한 공사비의 추가가 예상된다.

이에 대하여 슬래브 압출공법은 교대 배면에 확보된 작업장에서 일정하게 제작되어 프리캐스트 바닥판과 같은 내구성을 지니게 되고, 거푸집, 동바리설치 및 철근배근 등 각종 작업에 소요되는 시간이 감소되어 공기단축이 가능하다.

본 연구에서는 현장타설 바닥판과 경제성 비교를 위하여 앞에서 말한바와 같이 편도 2차로 폭 12.455, 경간장 40+ 3@50+ 40=230인 5경간 2박스 개구제형 단면을 선정하여 앞에서 설정한 10m 크기의 상부슬래브 분절로 현장타설과 검토하였다. 여기사 상부슬래브 두께는 중앙부 240mm, 켄틸레버 지점부 최소두께 290mm 및 켄틸레버 단부 200mm를 적용하였고 제원은 그림 3.2.180과 같다.



<그림 3.2.180 경제성 검토 대상교량 횡단면도>

상부슬래브의 형태는 당해연도 검토대상으로 한 터널형 압출슬래브를 대상으로 하였고 철근배근량 및 콘크리트의 등의 타 공정의 공사비는 동일한 것으로 고려하고 현장타설 시 동바리, 거푸집에 대한 공사비와 압출가설 시 거푸집 시스템에 대하여 비교하였다.

② 작업장 규모에 따른 공정

상부슬래브의 압출시공을 위한 교대 배면의 작업장 시스템 및 공정은 공사비에 많은 영향을 주며, 앞에서 말한 바와 같이 공정과 규모의 크기는 많은 연관이 있어 공정 및 규모를 고려하여 결정하여야 한다. 이에 본 연구에서는 작업장 크기별로 공정을 구성하여 합리적인 규모와 공정을 결정하였다.

먼저 공정은 공사의 시작 및 시공의 완료단계를 제외하고 상부슬래브를 제작하여 압출하는 과정을 1cycle로 하여 검토하였으며, 제작장의 규모는 5m~25m까지 5m씩 증가시켜 1cycle의 소요시간을 계산하였다. 1cycle에 대한 구성은 철근망의 배치, 콘크리트 타설, 콘크리트 양생, 압출, 거푸집 면 청소 및 작업준비로 구성하였다.

<표 3.2.44 작업장 규모에 따른 공정>

구 분	5.0 m		10.0 m		15.0 m		20.0 m		25.0 m	
철근망 배치	2.0 시간		3.0 시간		4.5 시간		6.0 시간		7.5 시간	
con'c 타설	3.0 시간		4.0 시간		6.0 시간		8.0 시간		10.0 시간	
con'c 양생	33 시간		33 시간		33 시간		33 시간		33 시간	
압출	1.5 시간		3.0 시간		4.5 시간		6.0 시간		7.5 시간	
	압출 : 0.5	조작 : 1.0	압출 : 1.0	조작 : 2.0	압출 : 1.5	조작 : 3.0	압출 : 2.0	조작 : 4.0	압출 : 2.5	조작 : 5.0
거푸집 면청소 및 작업 준비	1.5 시간		2.0 시간		3.0 시간		4.0 시간		5.0 시간	
1cycle	2일	41시간	2일	45시간	3일	51시간	3일	57시간	3일	63시간
공사기간 (230m)	92 일		46 일		46 일		35 일		28 일	

표 3.2.44에서 보면, 철근망의 조립은 기 조립된 상태이며 철근망의 배치, 콘크리트 타설, 거푸집 면 청소 및 작업준비에 걸리는 시간은 길이비의 함수로 증가시켰다. 각 길이별 압출에 소요된 시간은 시공사례를 바탕으로 상부슬래브의 압출속도를 20cm/min로 가정하였으며, 압출잭의 스트로크가 제한되어 있어 장비를 이동하고 압출장비를 조작하는데 걸리는 시간은 압출하는 시간의 두 배로 하여 검토하였다.

그 결과를 살펴보면, 슬래브 분절의 길이 5m와 10m는 1cycle을 거치는 데 필요한 시간이 2일이 소요되며, 15m~25m는 3일이 소요됨을 확인 할 수 있었다. 이러한 공정을

고려하여 대상교량인 230m 개구제형교의 상부슬래브 공사기간을 검토하면, 슬래브 분절의 길이가 길면 길수록 유리하나 이는 작업장을 형성하는 공사비와 관련이 있기 때문에 제작장의 공사비를 고려하여 합리적인 규모를 결정하여야 한다. 본 연구에서는 공사비를 고려하여 슬래브 분절의 크기를 10m로 결정하였다.

③ 압출작업장 공사비 산정

본 연구의 목적은 교량 상부슬래브를 시공하는데 있어 공사 인력의 안전성을 확보하고 경제적으로는 상부슬래브의 시공에 많은 부분을 차지하는 동바리 및 거푸집의 과정을 배제하는데 있다. 상부슬래브의 압출시공은 일반적인 합성형 교량의 상부슬래브 현장타설의 거푸집 및 동바리의 시공은 제외되지만 압출시공을 위한 교대 배면의 작업장 시스템이 요구된다. 따라서 본 연구에서는 앞에서 결정한 슬래브의 분절의 크기별 공사비 및 공정에 따른 공사비를 검토하였다. 그 결과는 다음 표 3.2.45와 같다.

<표 3.2.45 작업장 시스템 규모에 따른 공사비>

(단위: 천원)

구분		5.0 m	10.0 m	15.0 m	20.0 m	25.0 m
양생설비	보일러	18,700	18,700	25,000	25,000	37,800
	배관	1,000	2,000	3,000	4,000	5,000
	오일	2,760	2,760	2,760	2,760	2,760
	소계	22,460	23,460	30,760	31,760	45,560
제작장 (추진작업포함)	H빔 (주거더)	14,513	23,584	32,655	41,726	50,797
	L형강 (가로보)	7,257	11,793	16,329	20,865	25,401
	소계	21,771	35,378	48,984	62,591	76,198
강재거푸집	제작	13,057	21,217	29,378	37,539	45,699
	설치해체	6,963	11,316	15,668	20,020	24,373
	조작	43	70	97	125	152
	소계	20,064	32,604	45,144	57,685	70,225
지지대	콘크리트	1,534	1,534	2,302	2,302	3,069
	H빔	2,198	2,198	3,297	3,297	4,396
	소계	3,732	3,732	5,599	5,599	7,465
장비비(유압잭)	100tonf× 4EA	13,304	13,304	13,304	13,304	13,304
합 계		81,332	108,479	143,793	170,940	212,753
단 가		28,290 원/m^2	37,732 원/m^2	50,015 원/m^2	59,458 원/m^2	74,001 원/m^2

본 연구의 교량을 대상으로 상부슬래브를 압출하기 위한 구성을 살펴보면, 조기 강도 발현을 위한 양생설비, 거푸집을 제작하기 위한 제작대 및 거푸집, 제작대의 지지대, 압출장비 등으로 작업장 시스템을 구성하게 된다.

먼저 콘크리트 양생을 위한 시스템으로는 증기보일러, 배관작업, 보일러 가동을 위한 오일이 주를 이루게 된다. 슬래브 분절 크기별 요구되는 용량을 보면 5m와 10m는 0.5tonf, 15m와 20m는 0.8tonf, 25m는 1.5tonf 사용하였으며, 가격은 물가자료(기획재정부 발행)를 참조하였다. 보일러 가동 오일 요구용량은 1.5ℓ/m^2 하여 총 1,840ℓ로 계산하였다. 제작대의 구성은 주거더(H형강) 4개와 가로보(L형강)를 1m간격으로 연결하는 것으로 구성하였으며, 가격은 일반강재의 가격에 추진작업을 포함한 가격으로 하여 300만원/tonf으로 책정하였다. 제작대 지지대는 콘크리트 블록과 H형강으로 구성되어 있으며, 콘크리트 블록은 21MPa로 사용하였고 슬래브 분절 길이에 따라 5m,10m일 때 두 개, 15m, 20m일 때 세 개, 25m일 때 네 개의 지점으로 지지하도록 하여 고려하였다. 장비비는 100tonf의 유압잭 네 개와 작동을 위한 펌프로 구성되어 있다.

본 연구에서 상부슬래브 압출시공을 위한 제작장의 시스템을 구성하는데 소요되는 비용을 검토한 결과 앞에서 말한 공정을 함께 고려하여 볼 때 대상교량의 230m의 상부슬래브를 시공하는 데 가장 적절한 슬래브의 분절의 크기는 10m로 판단되며, 교량 연장에 따라 공정과 규모를 결정할 필요가 있음을 확인하였다.

<표 3.2.46 제작장 구성 적용 단가>

구 분		가 격
제작장 (추진작업포함)	H빔 (주거더)	3,000,000원/tonf
	L형강 (가로보)	
강재거푸집	제작	15,00,000원/tonf
	설치해체	800,000원/tonf
	조작	5,000원/tonf
지지대	콘크리트	66,394원/m^3
	H빔	2,500,000원/tonf

<표 3.2.47 작업장 시스템 수량산근>

구 분			슬래브 분절 길이				
			5 m	10 m	15 m	20 m	2 5m
제작장	H빔 (주거더)	단위무게 140.0 (kg/m)	4.5 ton	7.3 ton	10.1 tonf	12.9 ton	15.7ton
			거더수 = 4ea, 거더길이 = 슬래브길이+3m				
	수직 보강재	단면적 0.001 m^2	0.36ton	0.58 ton	0.81 ton	1.03 ton	1.25 ton
			1m 간격으로 설치 t=0.01				
	소 계		4.84 ton	7.86 ton	10.89 ton	13.91 ton	16.93 ton
	L형강 (가로보)	단위무게 33.6 (kg/m)	2.4 ton	3.9 ton	5.4 ton	7.0 ton	8.5 ton
			L=3m 1m간격으로 설치				
거푸집	바닥 거푸집	단면적 0.114 m^2	7.15	11.61	16.08	20.55	25.02
	터널 거푸집	단면적 0.0248 m^2	1.56	2.53	3.50	4.48	5.45
	소계		8.70 ton	14.15 ton	19.59 ton	25.03 ton	30.47ton

구 분	5 m	10 m	15 m	20 m	25 m
콘크리트	23.12 m^3	23.12 m^3	34.68 m3	34.68 m^3	46.24 m^3
	5 m~ 10 m - 2ea, 15m~ 20 m - 3ea, 25 m - 4ea 지지대 A1 = 5.01m^3 지지대-A2 = 6.55m^3				
H빔	0.88 ton	0.88 ton	1.32 ton	1.32 ton	1.76 ton
	단면적 A=0.0028m^2 L = 5m				

④ 현장타설 바닥판의 거푸집/동바리와 압출슬래브의 비교

현장타설과 압출시공에 대하여 비교를 위하여 먼저 대상교량에 대한 상부슬래브 수량을 산출하여 현장타설 바닥판에 소요되는 거푸집 및 동바리 공사비를 산정하였고 교량연장에 따라 소요되는 거푸집과 동바리의 비용을 길이의 비로 산정한 결과를 표 3.2.48에 나타내었다. 또한 동일 교량에 대하여 앞에서 산정한 10m의 슬래브 분절의 크기로 압출시공에 의해 시공 될 때 상부슬래브에 소요되는 비용을 표 3.2.49에 나타내었다.

<표 3.2.48 현장타설 바닥판 거푸집 및 동바리 공사비>

연장 (m)	목재거푸집		강관동바리		목재동바리		합계(원)
	수량 (M^2)	단가 (원)	수량 (공/㎥)	단가 (원)	수량 (공/㎥)	단가 (원)	
100	1,167	26,442	409	21,424	1,468	26,413	78,399,463
200	2,335	26,442	818	21,424	2,936	26,413	156,798,927
230	2,685	26,442	941	21,424	3,376	26,413	180,318,766
400	4,670	26,442	1,636	21,424	5,871	26,413	313,597,853
600	7,004	26,442	2,454	21,424	8,807	26,413	470,396,780
800	9,339	26,442	3,272	21,424	11,742	26,413	627,195,706
1000	11,674	26,442	4,090	21,424	14,678	26,413	783,994,633

※ 단가출처 : “건설공사 실적공사비 적용 공종 및 단가”(국토해양부,2010)

<표 3.2.49 압출시공시 상부슬래브 제작대 비용>

구 분	슬래브 분절길이 10.0m에 의한 비용
양생설비	23,460 천원
제작장 (추진작업포함)	35,378천원
강재거푸집	32,604 천원
지지대	3,732천원
장비비(유압잭)	13,304 천원
합 계	108,479 원
L=230m, B=12.455 단가(원/m^2)	37,732 원

현장타설 시 상부슬래브의 각 공종 및 수량을 확인하여보면 표 3.2.50과 같다.

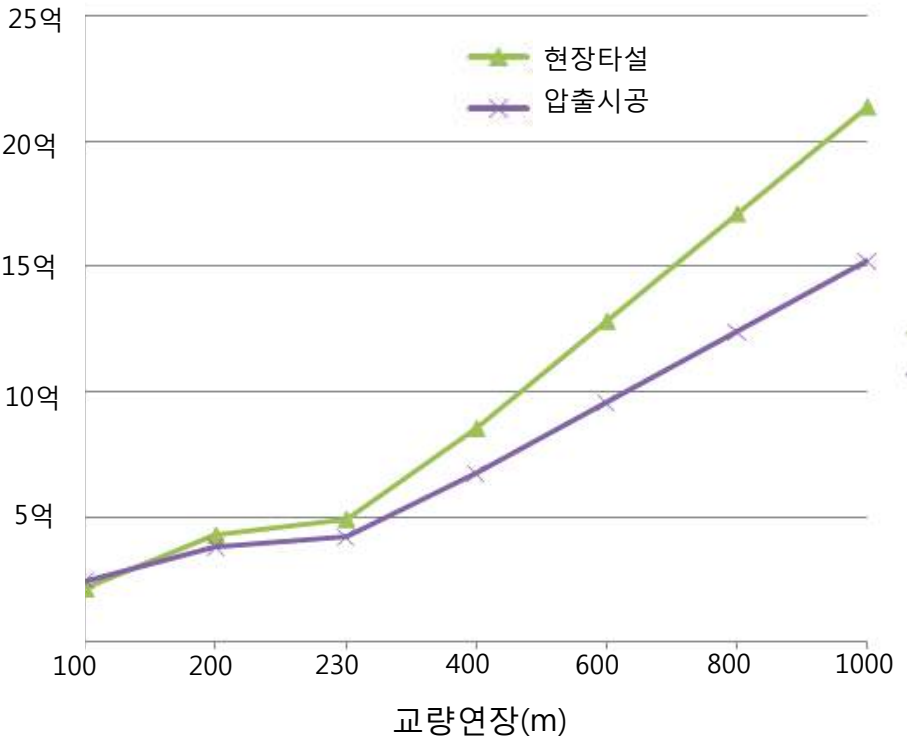
<표 3.2.50 상부슬래브 수량 내역서>

공 종	규 격	수 량	단위	합 계	
				단 가	금 액
*. 순 공 사 비		_		-	492,135,227
2. 구 조 물		_		-	328,922,653
철근콘크리트타설/펌프카	슬럼프 8-12cm(50-100㎥)	812	M3	11,092	9,005,694
거푸집공/매끈한마감	0-7m	2,685	M2	26,442	70,996,504
강관동바리	데크휘니셔	941	공/㎥	21,424	20,153,556
목재동바리	4회	3,376	공/㎥	26,413	89,168,702
교량표면처리/슬라브양생	피막양생	2,621	M2	379	993,301
교면방수	침투식	2,621	M2	3,764	9,864,878
교량표면처리/면고르기	데크피니셔	2,621	M2	448	1,174,139
스페이셔	슬라브 및 기초	2,865	M2	98	280,735
스페이셔	벽체용	107	M2	276	29,580
아스콘포장/표층 포설 및 다짐		2,621	M2	1,469	3,850,028
아스콘포장/택코팅	RSC-4	3,931	M2	203	798,048
교 명 주 설 치	화강암,600×800×1,200㎜	4	개소	6,288,508	25,154,032
교명판/황동주물	(황동주물,450x250x10)	2	개소	44,580	89,160
설명판/황동주물	(황동주물,500x300x10)	2	개소	63,671	127,342
교량 TBM 설 치	황 동	1	개	26,083	26,083
배수 강관 설치	스텐레스,D100㎜	8	M	60,825	486,600
교량집수통제작	스텐레스	8	개소	35,728	285,824
NOTCH 설치		460	M	6,930	3,187,800
철근가공조립	복잡	158	TON	452,584	71,661,697
신축이음		23	m	938,650	21,588,950
*.관급자재대		_		-	163,212,574
레미콘	25-27-15	820	M3	57,610	47,241,818
레미콘	25-24-15	120	M3	55,770	6,713,536
고장력철근(SD40)	D25mm	49	Ton	690,000	33,965,250
고장력철근(SD40)	D22mm	40	Ton	690,000	27,600,000
고장력철근(SD40)	D19mm	30	Ton	690,000	20,700,000
고장력철근(SD40)	D16mm	30	Ton	690,000	20,700,000
고장력철근(SD40)	D13mm	8	Ton	690,000	5,831,880
보통철근(SD30)	D25mm	0.50	Ton	695,000	344,025
보통철근(SD30)	D13mm	0.17	Ton	695,000	116,065

거푸집 및 동바리의 공정을 제외한 타 공종을 동일하게 고려하여 교량연장에 따른 상부슬래브의 전체 공사비를 비교하면 다음 표와 같다. 여기서 현장타설 거푸집 및 동바리 비용은 대상교량(230m)의 길이 비에 의한 비용으로 산정하였으며, 압출시공의 경우 다른 공종의 비용 증가는 없으며 교량연장의 증가에 따라 압출잭의 용량이 증가하므로 길이 비에 의해 압출잭의 가격을 증가시켰다. 표 3.2.51에서 보는 바와 같이 대상교량에 대하여 상부슬래브의 압출시공시 공사비의 15%의 감소효과를 가져오며 100m이상의 교량에 대해서는 연장이 증가할수록 매우 유리함을 알 수 있다.

<표 3.2.51 상부슬래브 공사비의 비교> (단위 :천원)

연장 (m)	거푸집 및 동바리 (현장타설)	압출시스템 (분절 10m)	타 공종	상부슬래브 총공사비 (현장타설)	상부슬래브 총공사비 (압출시공)	상부슬래브 공사비 감소율
100	78,399	108,479	135,572	213,971	244,051	+14%
200	156,798	108,479	271,144	427,943	379,624	-11%
230	180,318	108,479	311,816	492,135	420,295	-15%
400	313,597	131,616	542,289	855,887	673,90	-21%
600	470,396	143,185	813,434	1,283,831	956,619	-25%
800	627,195	154,754	1,084,578	1,711,774	1,239,333	-28%
1000	783,994	166,323	1,355,723	2,139,718	1,522,046	29%



<그림 3.2.181 상부슬래브 시공방법에 따른 공사비 비교>

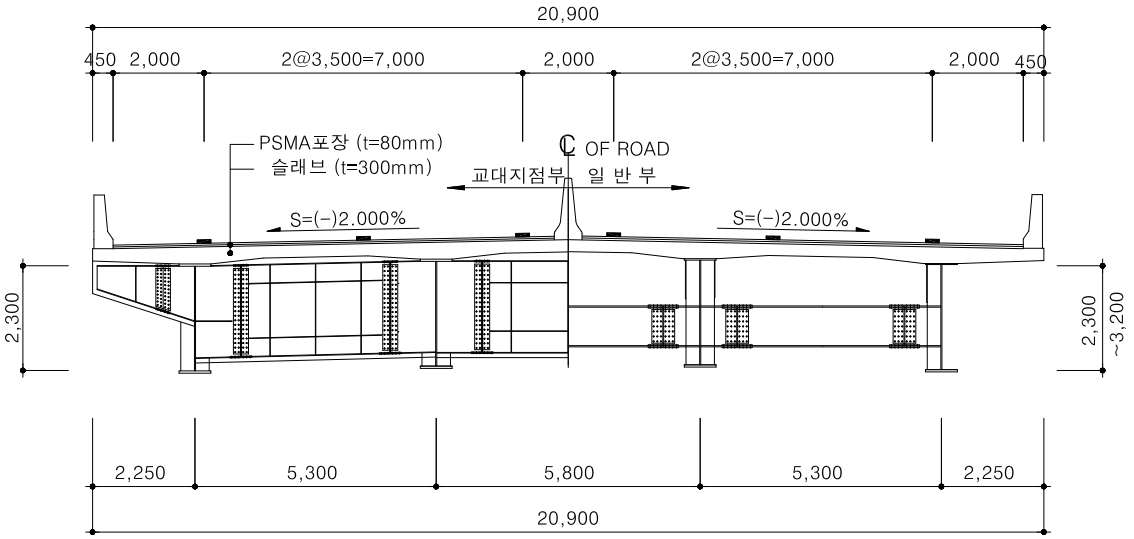
그림 3.2.181에서 볼 수 있듯이, 현장타설의 경우 교량연장에 비례하여 거푸집 및 동바리 비용이 증가하는데 반해 압출시공의 경우에는 제작장 비용의 증가는 없으므로 교량의 연장이 길어질수록 현장타설의 경우보다 압출슬래브의 시공비용이 완만하게 증가함을 알 수 있다. 다만 교량연장이 증가하면 상부슬래브의 중량이 증가하므로 압출잭의 용량이 증가와 양생 시 오일의 증가가 예상되나 그 증가분은 미미한 것으로 판단된다. 이상에서 본 바와 같이 상부슬래브의 압출시공은 경제성에서 유리함을 확인할 수 있고 또한 본 연구의 최종목적인 안정성 확보와 상부슬래브의 품질을 확보할 수 있으므로 매우 획기적인 공법이라 할 수 있다.

(5) 실교에 대한 압출슬래브의 경제성 평가

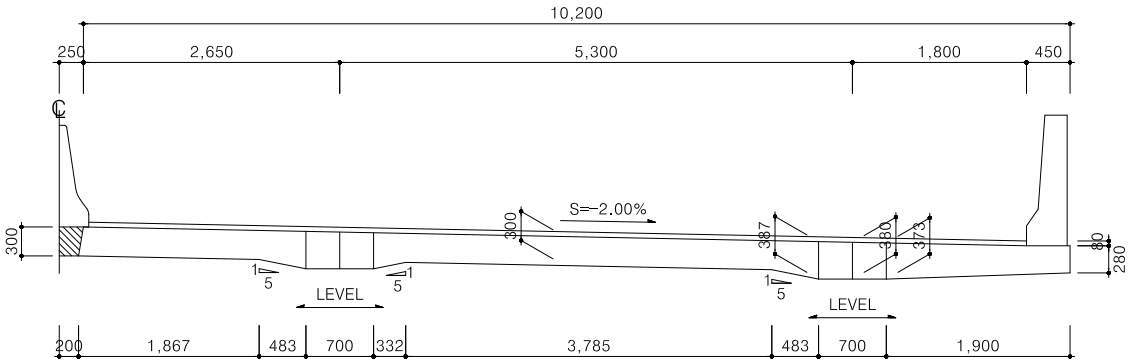
① 대상교량 현황

기 시공된 교량을 대상으로 슬래브 압출공법의 경제성을 분석하였다. 양단지지 터널형을 적용하기 위하여 판두께의 변화, 이음판 및 볼트 등을 포함하고 있지 않은 소수주형교를 선정하였으며, 레일지지 터널형은 압출장애요소를 포함하고 있는 강박스거더교를 선정하였다.

그림 3.2.182 및 그림 3.2.183에서와 같이, 양단지지 터널형의 검토 대상교량은 익산청 전주시관내 국도대체우회도로(용정~용진) 건설공사에 시공된 왕복 4차로, 폭 20.9m, 경간 42.5+ 9@55+ 42.5= 580m인 소수주형교(구증교)이다. 상부슬래브 두께는 중앙부 300mm, 켄틸레버 지점부 최소두께 373mm 및 켄틸레버 단부 280mm이며, 중앙부와 지점부 사이에는 1:5의 헌치가 설치되어 있다.

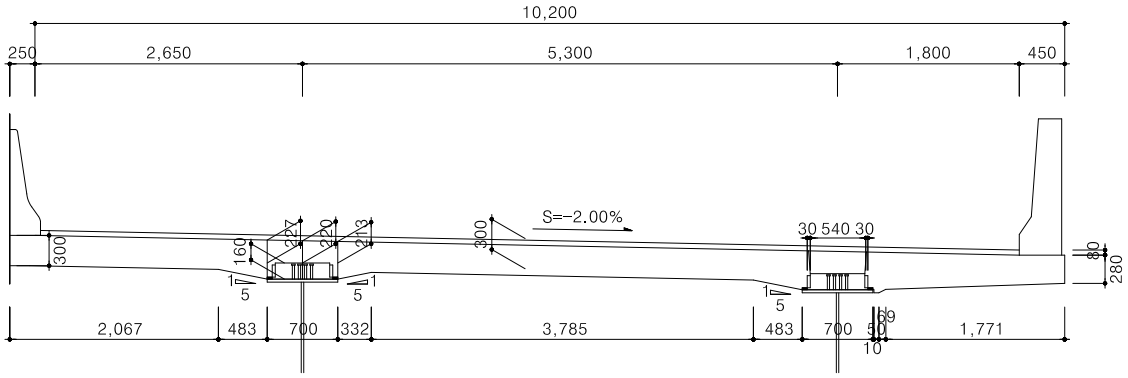


<그림 3.2.182 구증교 횡단면도>

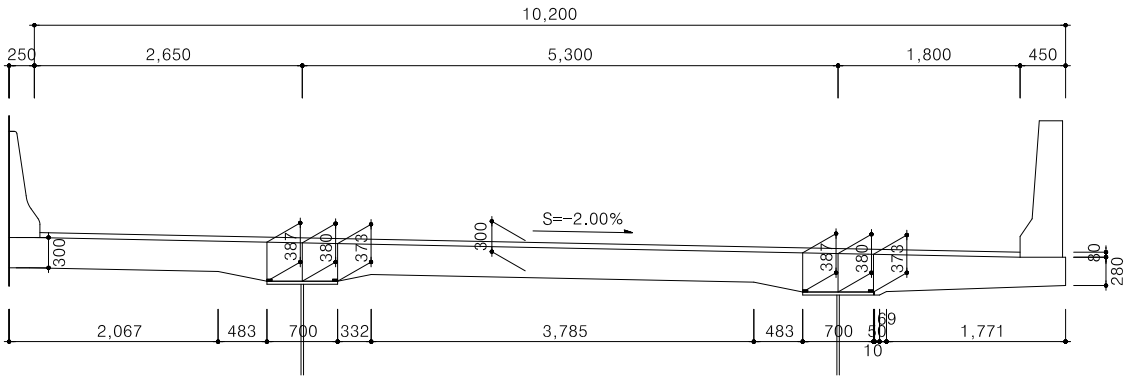


<그림 3.2.183 구증교 슬래브 제원>

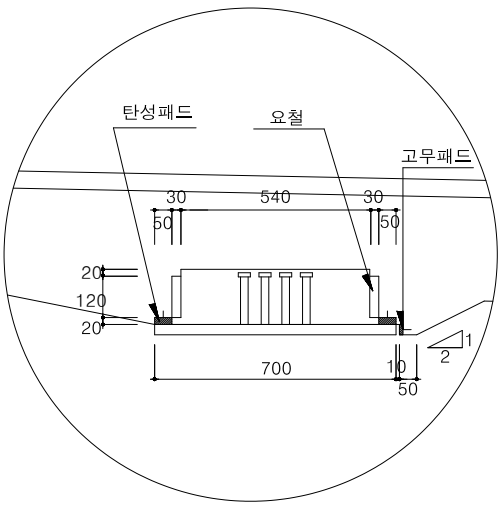
그림 3.2.184~그림 3.2.186에는 소수주형교인 구증교에 적용된 양단지지 터널형의 단면형상을 나타내었다. 상부슬래브 제원은 기존의 설계(현장타설 상부슬래브)와 같도록 하였으며, 철근도 터널 단면부를 제외하고는 기존 설계와 동일하게 배근하였다.



<그림 3.2.184 구증교 합성 전 단면>

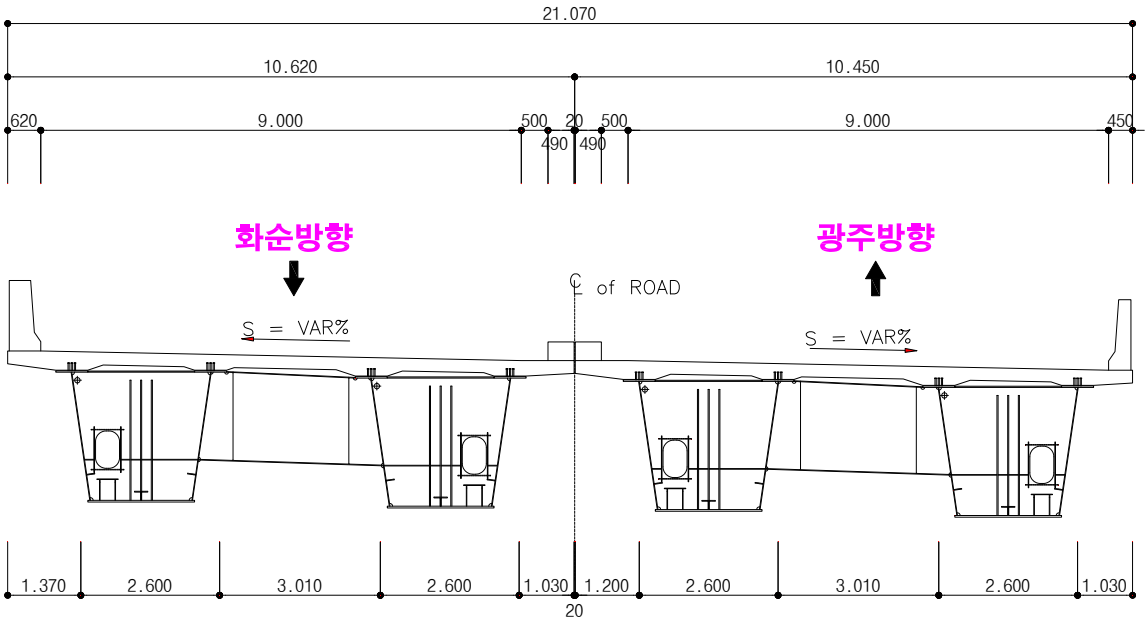


<그림 3.2.185 구증교 합성 후 단면>

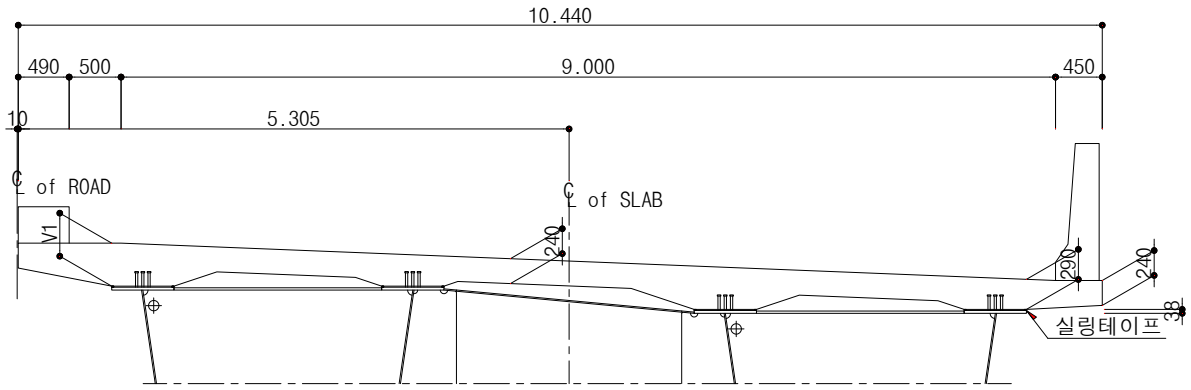


<그림 3.2.186 구증교 터널 단면>

그림 3.2.187 및 그림 3.2.188에서와 같이, 레일지지 터널형의 검토 대상교량은 익산청 화순~광주 도로확장공사에 시공 된 왕복 4차로, 폭 21.07m, 경간 45+3@55+45=255m인 개구제형 강박스거더교(내지교)를 선정하였다. 상부슬래브 두께는 중앙부 240mm, 켄틸레버 지점부 최소두께 290mm 및 켄틸레버 단부 240mm이며, 중앙부와 지점부 사이에는 1:5의 헌치가 설치되어 있다.

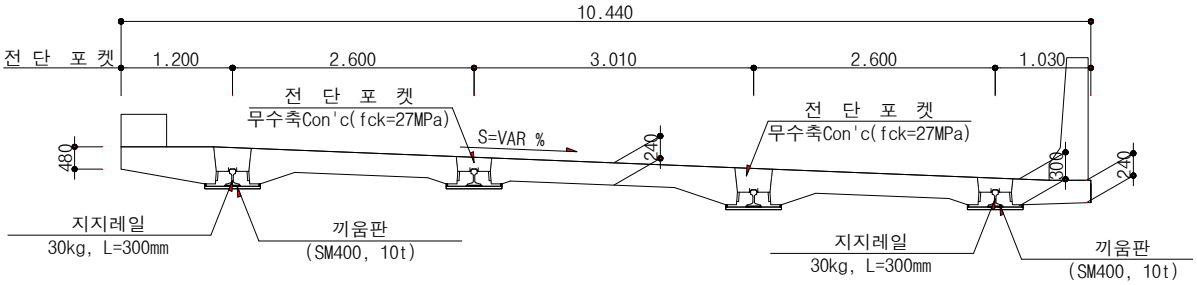


<그림 3.2.187 내지교 횡단면도>

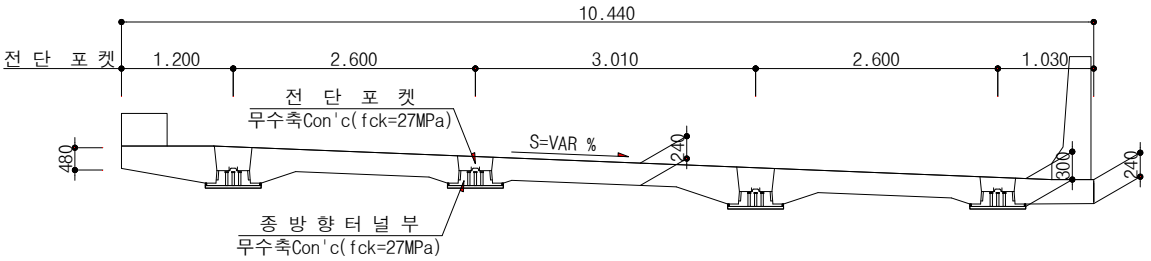


<그림 3.2.188 내지교 슬래브 제원>

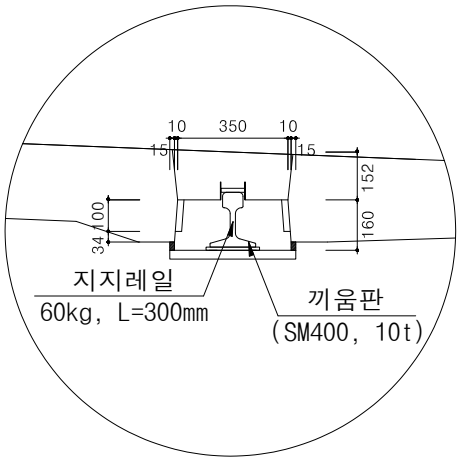
그림 3.2.189~그림 3.2.191에는 강박스거더교인 내지교에 적용된 레일지지 터널형의 단면형상을 나타내었다. 상부슬래브 제원은 기존의 설계(현장타설 상부슬래브)와 같도록 하였으며, 철근도 터널 단면부를 제외하고는 기존 설계와 동일하게 배근하였다.



<그림 3.2.189 레일지지 터널형 작업장 슬래브 단면>



<그림 3.2.190 레일지지 터널형 압출 시 슬래브 단면>



<그림 3.2.191 내지교 슬래브 터널단면>

② 압출공정 및 압출작업장 규모산정

상부슬래브의 압출시공을 위한 교대 배면의 작업장 시스템 및 공정은 공사비에 많은 영향을 주며, 앞에서 말한 바와 같이 공정과 규모의 크기는 많은 연관이 있어 공정 및 규모를 고려하여 결정하여야 한다. 상부슬래브의 압출을 위해서 경화된 콘크리트가 일정한 강도를 가져야 압출 시 지압에 의한 파괴가 발생하지 않는다. 강도발현에 가장 큰 영향을 주는 것이 바로 증기양생이며 이는 압출공정에 가장 큰 영향을 준다. 거푸집 탈형을 위해 증기양생 시 공시체를 함께 양생하여 강도를 확인하여 탈형 시기를 결정하는 것이 최선이나 공정을 설계 시 콘크리트의 실제 강도를 알 수 없으므로 다음에 의해 콘크리트 압축강도를 사용하여 구한다.

○ 재령에 따른 콘크리트의 압축강도

- 콘크리트의 압축강도는 $\phi 150 \times 300\mathrm{mm}$ 원주형 공시체의 시험결과에 따라 다음과 같이 28일 평균압축강도 f_{cu}를 구해야 하며, 시험 자료가 없는 경우에는 식(4.2.21)을 사용하여 구할 수 있다. 시간에 따른 콘크리트의 강도발현 $f_{cu}(t)$는 식(4.2.22)와 같이 구해야 한다(도설 4.2.3 참조).

$$f_{cu} = f_{ck} + 8 \tag{4.2.21}$$

$$f_{cu}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cu} \tag{4.2.22}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left[\beta_{sc}\left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right] \tag{4.2.23}$$

$$\beta_{sc} = \begin{bmatrix} 0.35 : 1\text{종 시멘트 습윤양생} \\ 0.15 : 1\text{종시멘트증기양생} \\ 0.25 : 3\text{종시멘트습윤양생} \\ 0.12 : 3\text{종시멘트증기양생} \\ 0.40 : 2\text{종 시멘트} \end{bmatrix}$$

<표 3.2.43 3종 시멘트 재령에 따른 강도>

f(28)	재령(t)		βcc(t)	Fcu(t)	f(28)	재령(t)		βcc(t)	Fcu(t)
27	15 시간	0.63	0.51	17.7 MPa	27	32 시간	1.33	0.65	22.8 MPa
	16 시간	0.67	0.52	18.1 MPa		33 시간	1.38	0.66	23.0 MPa
	17 시간	0.71	0.53	18.6 MPa		34 시간	1.42	0.66	23.1 MPa
	18 시간	0.75	0.54	19.0 MPa		35 시간	1.46	0.67	23.3 MPa
	19 시간	0.79	0.55	19.3 MPa		36 시간	1.50	0.67	23.5 MPa
	20 시간	0.83	0.56	19.7 MPa		37 시간	1.54	0.68	23.7 MPa
	21 시간	0.88	0.57	20.0 MPa		38 시간	1.58	0.68	23.8 MPa
	22 시간	0.92	0.58	20.3 MPa		39 시간	1.63	0.69	24.0 MPa
	23 시간	0.96	0.59	20.6 MPa		40 시간	1.67	0.69	24.1 MPa
	24 시간	1.00	0.60	20.9 MPa		41 시간	1.71	0.69	24.3 MPa
	25 시간	1.04	0.61	21.2 MPa		42 시간	1.75	0.70	24.4 MPa
	26 시간	1.08	0.61	21.4 MPa		43 시간	1.79	0.70	24.6 MPa
	27 시간	1.13	0.62	21.7 MPa		44 시간	1.83	0.71	24.7 MPa
	28 시간	1.17	0.63	21.9 MPa		45 시간	1.88	0.71	24.8 MPa
	29 시간	1.21	0.63	22.1 MPa		46 시간	1.92	0.71	24.9 MPa
	30 시간	1.25	0.64	22.4 MPa		47 시간	1.96	0.72	25.1 MPa
	31 시간	1.29	0.64	22.6 MPa		48 시간	2.00	0.72	25.2 MPa

일반적으로 콘크리트 압축강도를 시험할 경우 거푸집의 탈형시기는 설계기준 압축강도의 2/3이상 또는 최소 14MPa이상에서 탈형하게 되어있다. 표 3.2.52에서와 같이, 3종시멘트를 일정한 온도(60℃)로 16시간 증기양생하면 설계기준강도의 2/3이상의 값을 얻을 수 있다. 이러한 양생시간을 기준으로 철근망의 배치, 콘크리트 타설, 콘크리트 양생, 압출, 거푸집 면 청소 및 작업준비 등의 상부슬래브를 제작하여 압출하는 일련의 과정을 1cycle로 구성하여 보면 다음 표 3.2.53과 같다.

<표 3.2.53 작업장 규모에 따른 공정>

구 분	5.0 m		10.0 m		15.0 m		20.0 m		25.0 m	
철근망 배치	0.5시간		0.8 시간		1.2 시간		1.7 시간		2.6 시간	
con'c 타설	1.0 시간		1.5 시간		2.5 시간		2.5 시간		3.0 시간	
con'c 양생	16 시간		16 시간		16 시간		16 시간		16 시간	
압출	1.8 시간		3.5 시간		5.3 시간		7.0 시간		8.8 시간	
	압출 : 1.3	조작 : 0.5	압출 : 2.5	조작 : 1.0	압출 : 3.8	조작 : 1.5	압출 : 5.0	조작 : 2.0	압출 : 6.3	조작 : 2.5
거푸집 면청소 및 작업 준비	1.0 시간		1.5 시간		2.0 시간		2.5 시간		3.0 시간	
1cycle	1일	20시간	1일	23시간	2일	27시간	2일	30시간	2일	33시간
구증교-공사기간 (580m)	116 일		58 일		46 일		58 일		46 일	
내지교-공사기간 (255m)	51 일		26일		34 일		26 일		20일	

먼저 공정은 공사의 시작 및 시공의 완료단계를 제외하고 상부슬래브를 제작하여 압출하는 과정을 1cycle로 하여 검토하였으며, 1cycle에 대한 구성은 철근망의 배치, 콘크리트 타설, 콘크리트 양생, 압출, 거푸집 면 청소 및 작업준비로 구성하였다. 철근망의 조립은 기 조립된 상태이며 철근망의 배치, 콘크리트 타설, 거푸집 면 청소 및 작업준비에 걸리는 시간은 실험을 근거로 산정하였다. 각 길이별 압출에 소요된 시간은 실험을 바탕으로 상부슬래브의 압출속도를 5cm/min로 결정하였으며, 압출 잭의 스트로크가 제한되어 있어 장비를 이동하고 압출장비를 조작하는데 걸리는 시간을 포함하여 압출시간을 산정하였다. 이러한 공정을 고려하여 대상교량인 구증교(580m)와 내지교(255m)의 상부슬래브 공사기간을 검토하면, 슬래브 분절의 길수록 유리하나 이는 작업장을 형성하는 공사비와 관련이 있기 때문에 제작장의 공사비를 고려하여 합리적인 규모를 결정하여야 한다. 표에서 보는 바와 같이 작업장 규모를 크기별로 공정을 구성하여 검토한 결과 본 연구에서는 실 교량과의 비교대상으로 작업장 규모를 10m로 결정하였다. 작업장의 규모를 10m로 하였을 때 구증교의 경우 상부슬래브 공사기간은 약 58일, 내지교의 경우는 약 26일의 기간이 소요되는 것으로 나타났다. 이는 현장타설 공법보다 현저히 짧은 공사기간의 감소효과를 가져온다. 공사비와 관련된 내용은 작업장 공사비 분석항목에서 자세히 서술하였다.

③ 상부슬래브의 가설공법별 공사비 분석

상부슬래브의 압출가설공법에 대한 경제성을 분석하기 위하여 10.0m의 작업장 규모를 적용하고 압출슬래브 형상별 상세설계의 결과를 바탕으로 공사비를 산정하였다. 표 3.2.54 및 표 3.2.55에서와 같이 구증교의 경우 상부슬래브 압출가설 공법이 현장타설 바닥판 보다 약 35%의 공사비가 감소하는 것을 알 수 있다.

<표 3.2.54 구증교 현장타설 공사비 분석>

공 종 명	규 격	수 량	단 위	합 계		
				단 가	금 액	비고
구증교-현장타설 (B=20.9,L=580.47)		1	식		2,361,323,650	
1. 현장타설슬래브		1	식	2,361,323,650	2,361,323,650	
콘크리트 타설	펌프카	3,993	M3	10,600	42,325,800	
거푸집(수평)	합판3회	12,154	M2	46,178	561,247,412	
거푸집(수직)		338	M2	46,178	15,608,164	
동바리	목재4회	26,276	공/M3	39,140	1,028,442,640	
동바리	데크휘니셔용	4,442	공/M3	39,140	173,859,880	
스페이서 설치	슬래브용	12,154	M2	99	1,154,630	
스페이서 설치	벽체용	338	M2	278	89,570	
면고르기	데크휘니셔	12,122	M2	440	4,060,870	
철근가공조립	복잡	1,256.8	ton	395,486	497,046,804	
슬래브양생	살수양생	12,132	M2	3,090	37,487,880	
철근가공조립	복잡	1,256.8	ton	514,668	646,834,741	

<표 3.2.55 구증교 압출슬래브 공사비 분석>

공 종 명	규 격	수 량	단 위	합 계		
				단 가	금 액	비 고
구증교-압출슬래브 (B=20.9, L=580.47)		1	식		1,526,500,731	
2. 압출 슬래브					1,526,500,731	
1) 슬래브 제작					1,434,192,825	
콘크리트타설	펌프카타설 /0~15M	4,223	M3	46,178	195,009,694	
강재거푸집	10m / segment	58	seg	10,735,322	622,648,676	
거푸집/수직	매끈한 마감 / 수평면	8	M2	46,178	369,424	
거푸집/수평	매끈한 마감 / 수직면	109	M2	46,178	5,033,402	
동바리	목재4회	224	공/M3	39,140	8,767,360	
동바리	데크휘니셔용	39	공/M3	39,140	1,526,460	
슬래브양생	증기양생	12,059	M2	4,985	60,114,115	
슬래브양생	살수양생	125	M2	3,090	386,250	
면고르기	-	12,059	M2	440	5,305,960	
스페이서 설치	슬래브용	12,206	M2	99	1,208,394	
스페이서 설치	벽체용	1,089	M2	278	302,742	
철근가공조립	복잡	1,256.8	ton	395,486	497,046,804	
무수축몰탈	fck=27MPa	216	M3	168,859	36,473,544	
2) 슬래브압출	B=20.9, L= 10.0	58	회	880,894	51,091,852	
3) 제작설비조립, 해체	B=20.9, L= 10.0	1	식	17,393,024	17,393,024	
4) 장비운반		2	회	5,895,515	11,791,030	
5) 자재					12,032,000	
H형강	-	15.04	ton	800,000	12,032,000	

내지교 또한, 상세설계의 결과를 바탕으로 공사비를 산정한 결과 표 3.2.56 및 표 3.2.57에서와 같이 상부슬래브 압출가설 공법이 현장타설 바닥판 보다 약 28%의 공사비 감소효과를 가져왔다. 구증교와 내지교통해서 알 수 있듯이 교량 연장이 길수록 상부슬래브 압출가설공법의 공사비 감소 효과는 더욱 커지는 것을 알 수 있다.

<표 3.2.56 내지교 현장타설 공사비 분석>

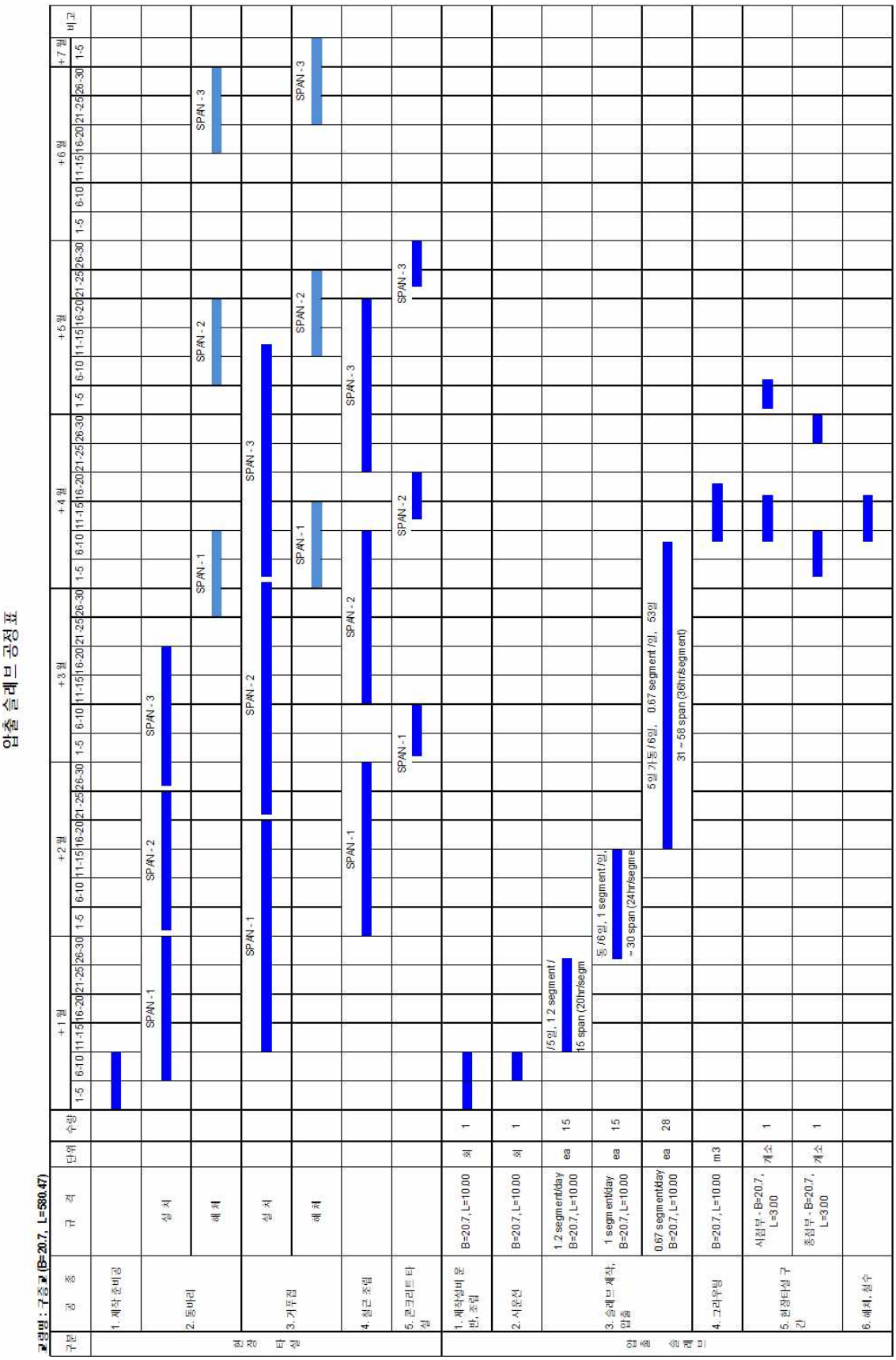
공 종 명	규 격	수 량	단 위	합 계		
				단 가	금 액	비 고
내지교-현장타설 (B=21.07, L=255.0)		1	식		784,202,510	
1. 현장타설슬래브		1	식	784,202,510	784,202,510	
콘크리트 타설	펌프카	1,920	M3	10,600	20,352,000	
거푸집(수평)	합판3회	4,686	M2	46,178	216,390,108	
거푸집(수직)	-	242	M2	46,178	11,175,076	
동바리	목재4회	3,920	공/M3	39,140	153,428,800	
동바리	데크휘니셔용	2,086	공/M3	39,140	81,646,040	
스페이서 설치	슬래브용	5,910	M2	99	561,450	
스페이서 설치	벽체용	300	M2	278	79,500	
면고르기	데크휘니셔	5,220	M2	440	1,748,700	
철근가공조립	복잡	566	ton	395,486	223,845,076	
슬래브양생	살수양생	24,264	M2	3,090	74,975,760	
철근가공조립	복잡	566	ton	514,668	291,302,088	

<표 3.2.57 내지교 압출슬래브 공사비 분석>

공 종 명	규 격	수 량	단 위	합 계		
				단 가	금 액	비 고
내지교-압출슬래브 (B=21.07,L=255.0)		1	식		558,759,882	
2. 압출 슬래브					558,759,882	
1) 슬래브 제작					495,521,478	
콘크리트타설	펌프카타설 /0~15M	1,928	M3	46,178	89,031,184	
강재거푸집	10m / segment	25	seg	5,581,442	139,536,050	
거푸집/수직	매끈한 마감 / 수평면	6	M2	46,178	277,068	
거푸집/수평	매끈한 마감 / 수직면	124	M2	46,178	5,726,072	
동바리	목재4회	104	공/M3	39,140	4,070,560	
동바리	데크휘니셔용	56	공/M3	39,140	2,191,840	
슬래브양생	증기양생	5,220	M2	4,985	26,021,700	
슬래브양생	살수양생	142	M2	3,090	438,780	
면고르기	-	5,220	M2	440	2,296,800	
스페이서 설치	슬래브용	5,952	M2	99	589,248	
스페이서 설치	벽체용	526	M2	278	146,228	
철근가공조립	복잡	566	ton	395,486	223,845,076	
무수축몰탈	fck=27MPa	8	M3	168,859	1,350,872	
2) 슬래브압출	B=10.44, L= 10.0	25	회	880,894	22,022,350	
3) 제작설비조립,해체	B=10.44, L= 10.0	1	식	17,393,024	17,393,024	
4) 장비운반		2	회	5,895,515	11,791,030	
5) 자재	H형강	15.04	ton	800,000	12,032,000	

(6) 압출슬래브의 공기 분석

<표 3.2.58 구증교 공사기간 비교>



<표 3.2.59 내지교 공사기간 비교>

압출 슬래브 공정표

교량명 : 구증교 (B=10.44, L=255.0)

구분	공 종	규 격	단위	수량	+1 월						+2 월						+3 월						+4 월						+5 월	비고
					1-5	6-10	11-15	16-20	21-25	26-30	1-5	6-10	11-15	16-20	21-25	26-30	1-5	6-10	11-15	16-20	21-25	26-30	1-5	6-10	11-15	16-20	21-25	26-30	1-5	
현장타설	1. 제작 준비공																													
	2. 동바리	설 치																												
	3. 거푸집	설 치																												
	4. 철근 조립																													
	5. 콘크리트 타설																						양생							
압출 슬래브	1. 제작설비 운반, 조립	B=10.44, L=10.00	회	1																										
	2. 시운전	B=20.7, L=10.00	회	1																										
	3. 슬래브 제작, 압출	1.2 segment/day B=20.7, L=10.00	ea	15			동 /5일, 1.2 segment /일 - 15 span (20hr/segme																							
		1 segment/day B=20.7, L=10.00	ea	10					4일가동/5일, 1 segment/일,12일 16 ~ 25 span (24hr/segment)																					
	4. 그리우팅	B=20.7, L=10.00	m3																											
	5. 현장타설 구간	시점부 - B=20.7, L=3.00	개소	1																										
		종점부 - B=20.7, L=3.00	개소	1																										
	6. 해체, 철수																													

표 3.2.58 및 3.2.59에서는 상세설계와 실험을 바탕으로 압출슬래브와 현장타설 바닥판과의 공기를 비교 분석하였다. 그 결과 소수주형교(구증교)의 경우 상부슬래브의 압출가설 시 소요 공사기간은 약 125일로 현장타설 바닥판의 185일에 비해 약 33%의 공사기간 감소효과를 가져왔으며, 개구제형 강박스거더교(내지교)의 경우 소요 공사기간은 70일로 약 현장타설 바닥판의 125일에 비해 약 44% 공사기간 감소효과를 나타내었다. 압출슬래브의 경우에는 현장타설 바닥판 시공 시 소요되는 철근 조립과 동바리 및 거푸집 공사의 배제로 공사기간을 현저히 줄일 수 있음을 알 수 있다. 또한, 인건비 및 장비가동의 감소로 인해 공사비에도 많은 영향을 줄 것으로 판단된다.

본 연구에서 실시한 상세설계와 실험을 바탕으로 압출슬래브의 적용성을 공사비와 공기로 간단히 비교하면 다음 표 3.2.60과 같다.

<표 3.2.60 압출슬래브의 경제성 분석결과>

구분	현장타설 바닥판		압출슬래브		증감	
	공사비	공사기간	공사비	공사기간	공사비	공사기간
구증교	23.61억	185일	15.26억	125일	▼35%	▼33%
내지교	7.8억	125일	5.6억	70일	▼28%	▼44%

(7) 압출슬래브의 시장분석

본 연구가 적용될 수 있는 강합성교량의 상부슬래브에 대한 시장성을 파악하기 위하여 연도별 강합성교의 바닥판의 공사비를 살펴보았다. 교량 연장에 따른 공사비 비교(그림 3.2.181)에 따르면 100m 이상의 경우일 때 상부슬래브의 압출시공이 경제성을 갖게 된다. 표 3.2.61에는 교량 연장이 100m 이상인 강합성교의 상부슬래브 공사비를 나타내었다. 이때, 상부슬래브의 공사비는 현장타설(200,000원/m^2)로 고려하였다.

표 3.2.61에서 알 수 있는 바와 같이, 상부슬래브는 연평균 1,249억원이 소요되고 있다. 이와같은 상부슬래브에 압출가설공법을 적용하여 공사비를 10%를 절감한다면 연 125억원, 제작설비 및 압출가설 기술의 고도화를 통해 20%를 절감한다면 연 250억원을 절감할 수 있다. 또한, 고공작업으로 인한 인명피해를 최소화함으로써 산업재해로 인한 경제손실을 최소화 할 수 있다.

<표 3.2.61 연도별 강합성교 바닥판 공사비> (단위: 백만원)

연도	고속국도	일반국도	특별 광역시도	국가지원 지방도	일반 지방도	시도	군도	합계
2003	32,042	52,409	34,498	3,440	807	3,158	0	126,354
2004	73,278	78,119	16,189	11,221	928	1,642	3,936	185,313
2005	11,521	78,563	20,597	4,704	2,911	3,100	594	121,990
2006	116,300	60,003	4,466	19,304	2,008	708	606	203,395
2007	71,974	62,261	11,672	7,499	352	1,064	792	155,614
2008	16,592	24,127	18,919	17,668	268	6,129	2,670	86,373
2009	113,313	23,043	4,378	1,645	530	3,154	1,341	147,404
2010	11,246	28,597	2,112	21,623	752	3,034	1,753	69,117
2011	5,649	20,458	-	837	396	1,050	-	28,389
연평균	※교량연장 100m 이상인 강합성교량 대상, 공사비 200,000원/m^2 반영시							124,900

2.3.5 결론

본 연구에서는 경제성측면뿐만 아니라 시공성측면에서도 우수한 터널형 압출슬래브를 대상으로 상부슬래브의 압출시스템을 재정립하였다. 우선, 소수주형교와 같이 상부플랜지 상면에 두께변화가 없는 교량에는 양단지지 터널형 압출슬래브를, 개구제형 강박스거더교와 같이 상부플랜지 상면에 단차(판두께, 현장이음)가 있는 교량에는 레일지지 터널형 압출슬래브를 적용하는 것으로 하였다.

두가지 형태의 터널형 압출슬래브에 대한 압출가설시스템은 각각 현재 시공된 실교에 적용하여 압출가설시스템의 상세설계를 수행하였다. 또한, 정립된 압출가설시스템을 바탕으로 압출슬래브의 성능검증을 위하여 양단지지 및 레일지지 터널형 압출슬래브의 성능검증실험을 수행하였으며, 이때 성능검증실험에 앞서 정립된 압출가설시스템에 대한 개념설계를 먼저 수행하여 실제 실험시에 발생가능한 오류를 최소화하고자 하였다. 가용한 연구비 내에서 최대한 압출슬래브의 성능을 검증하기 위하여 압출시스템은 실제와 유사한 크기로 모사하였으며, 압출될 강거더는 상부플랜지를 실제와 같이 모사하는 것으로 실험을 수행하였다.

최종적으로는 현장타설공법 및 프리캐스트공법과 같은 기타공법과의 공사비 및 공사기간을 비교검토하여 압출가설공법의 경제성을 검토하고자 하였다. 먼저 예비 경제성검토를 통하여 전반적인 공사비의 개략검토를 수행하였고, 이를 바탕으로 실교에 대한 압출슬래브의 경제성을 평가하고자 하였으며, 이때 실험을 통하여 얻어진 압출작업장 및 압출시스템의 공사비용을 바탕으로 경제성분석을 수행하였다.

본 연구를 통하여 얻어진 결론은 다음과 같다.

(1) 강거더의 형식에 따라 소수주형교에 적용할 수 있는 양단지지 터널형과 강박스거더교에 적용할 수 있는 레일지지 터널형 압출슬래브에 대한 상세단면을 정립하였으며, 상부슬래브 제작 및 압출가설 시 발생하는 문제를 검토하여 해결방안을 확립하였다.

(2) 단차 극복방안으로, 소수주형교에 적용한 양단지지 터널형의 경우 상부슬래브 압출시 상부플랜지와의 마찰계수만 고려되면 압출하는데 큰 문제는 없는 것으로 판단되었다. 또한, 강박스 형식의 교량에서는 상부플랜지의 단차를 극복할 방안이 요구되었

으며, 압출이 가능한 여러 형태를 검토한 후 압출가설의 장애요인 극복방안으로 상부 플랜지에 일정한 간격으로 레일을 설치하고 그 레일상으로 상부슬래브를 압출하여 장애요인을 해결하였다.

(3) 횡방향 조절방안으로, 소수주형에 적용된 양단지지 터널형의 경우 상부슬래브의 헌치 부분에 편심으로 발생하는 횡방향력을 지지할 수 있는 가이드 블록을 형성하여 횡방향 경로를 조절하도록 하였다. 레일지지 터널형에서는 일정 간격으로 설치된 레일의 상부플랜지와 터널단면의 상단에 형성된 홈을 통하여 제어되도록 하였다.

(4) 터널단면의 측면요철 형성방안으로, 매립거푸집의 사용을 배제하고 터널 내부 측면에 요철을 형성하기 위하여 개구부를 통해 터널 내부 거푸집을 탈형하여 요철을 형성하는 시스템을 고려하였다.

(5) 거푸집 탈형방안으로, 양단지지 터널형의 경우 콘크리트를 주입하기 위한 개구부를 이용하여 내부거푸집을 탈형하고, 상부슬래브 하면 거푸집은 강재거푸집 및 잭을 이용하여 수직하강 하여 거푸집을 탈형하는 것으로 하였다. 레일지지 터널형은 터널내부 거푸집과 상부슬래브 하면 거푸집을 일체화 하여 더욱 단순화시켜 탈형하는 것으로 하였다.

(6) 압출가설시스템의 상세설계 결과를 바탕으로, 실제 시공된 교량을 대상으로 소수주형교(구증교)는 양단지지 터널형을, 개구제형교(내지교)에는 레일지지 터널형을 각각 적용하여 상세설계를 수행하였다.

(7) 성능검증실험에 앞서 정립된 압출가설시스템에 대한 개념설계를 먼저 수행하여 실제 실험시에 발생가능한 오류를 최소화할 수 있었다. 양단지지 및 레일지지 터널형 압출슬래브에 대한 성능검증 결과, 상세설계에서 해결방안으로 제시한 요구성능을 충분히 만족하는 것으로 나타났다.

(8) 먼저 양단지지 터널형 압출슬래브에 대한 검증실험을 수행한 후 실험상에서 발견된 문제점을 개선하고, 레일지지 터널형 압출슬래브에 대한 검증실험에 반영하는 것으로 실험을 수행하였다.

(9) 압출성능실험에는 12tonf용량의 유압잭 2대를 사용하여 압출속도 50mm/min의 속도로 수행되었으며, 1 세그먼트를 압출하는데 소요된 시간은 약 24시간, 투입인원은 총 3명으로 1cycle의 압출작업공정을 수행하였다. 본 결과는 실제적인 경제성 분석의 자료로 활용하였다.

(10) 본 실험을 통하여 계측된 강거더와 SUS304가 설치된 상부슬래브 사이의 평균 마찰계수는 0.11로 산정되었다. 따라서, 일반적인 거더의 압출시공에 사용되는 고가의 불수수지 고무계열인 테프론(teflon)을 사용하는 대신에, 상부슬래브를 압출하는 경우에는 마찰계수뿐만 아니라 경제성, 내구성 및 내마모성 측면에서 성능이 우수한 알루미늄 계열의 제품을 사용하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

(11) 터널단면 하단에 설치된 강거더와 압출슬래브의 마찰력을 감소시키면서 압출슬래브 콘크리트의 파쇄 및 모르타르의 유출을 방지할 목적으로 설치된 SUS304는 압출종료후에도 별다른 마모없이 원래상태를 유지하고 있음을 알 수 있었으며, 상부슬래브 하면의 표면상태가 미관적으로 매우 양호하였다.

(12) 압출실험결과, 터널단면 좌우헌치 및 터널단면 상단의 홈은 횡방향 가이드 역할을 충분히 할 수 있음을 알 수 있었다. 또한, 압출과정동안 횡방향 편차가 발생할 경우에는 2개의 압출 유압잭의 유압을 조절함으로써 횡방향 편차를 충분히 제어할 수 있었다.

(13) 본 연구에서 고려하고 있는 상부슬래브 압출공법의 경우, 전단포켓형과 레일형 모두 바닥판의 순수공사비는 기존 바닥판 가설공법보다 감소되는 것으로 나타났으며, 압출설비와 압출시스템의 개선을 통해 그 비용을 더욱 감소시킬 수 있을 것으로 판단된다.

(14) 상부슬래브 압출공법의 공사기간을 고려하여 경제성을 비교해 보면, 현장타설 바닥판과 프리캐스트 바닥판보다 더 우월함을 알 수 있었다. 특히, 압출을 위한 강도를 갖기 위한 양생기간을 줄이고, 장경간의 경우 양방향 압출 공법을 적용하면 공사기간을 더 줄일 수 있어 공사비의 감소와 사회 간접비용 절감효과를 가져 올 것으로 기대된다.

(15) 실교량에 대한 경제성 분석결과, 현장타설의 경우 교량연장에 비례하여 거푸집 및 동바리 비용이 증가하는데 반해 압출시공의 경우에는 압출작업장 비용의 증가는 없으므로 교량의 연장이 길어질수록 현장타설의 경우보다 압출슬래브의 시공비용이 완만하게 감소함을 알 수 있었다.

(16) 실교량에 대하여 상세설계를 수행하고 상세내역에 따른 경제성을 분석한 결과, 현장타설공법과 비교하여 구증교의 경우에는 약 35%의 공사비 감소효과를 가져왔으며, 내지교의 경우 약 28%의 공사비 감소효과를 가져왔다. 또한, 교량 연장이 증가함에 따라 상부슬래브 압출가설공법이 더욱 우수한 경제성을 가지고 있음을 확인하였다.

(17) 상세설계와 실험을 바탕으로 압출슬래브와 현장타설 바닥판과의 공기를 비교분석한 결과, 소수주형교(구증교)의 경우 압출가설시 소요공사기간은 약 125일로 현장타설 바닥판의 185일에 비해 약 33%의 공사기간 감소효과를 가져왔으며, 개구제형교(내지교)의 경우 소요 공사기간은 70일로 현장타설 바닥판의 125일에 비해 약 44%의 공사기간 감소효과를 보임을 확인하였다.

(18) 압출슬래브의 시장을 분석한 결과, 상부슬래브의 연평균 공사비는 1,249억원으로 상부슬래브 공사에 압출슬래브를 적용하여 공사비를 10% 정도 절감한다면 연 125억원 정도를 절감할 수 있는 것으로 나타났으며, 제작설비 및 압출가설 기술의 고도화를 통해 공사비를 20% 절감한다면 연 250억원을 절감할 수 있는 것으로 나타났다. 또한 고공작업으로 인한 인명피해를 최소화함으로써 산업재해로 인한 경제손실을 최소화할 수 있을 것으로 기대된다.

제 3 절 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법 개발

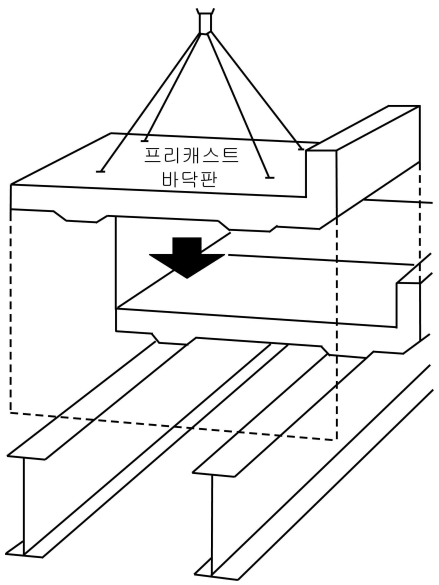
3.1 합성능력을 최대화할 수 있는 전단연결재의 형상 도출

3.1.1 연구동향 분석

강합성교의 경우 일반적으로 강재 거더에 전단연결재와 거푸집을 설치하고 현장에서 콘크리트를 타설하는 공법이 널리 적용되어 왔다. 1990년대 중반부터 현장 타설의 여러 문제점을 보완하고 사용성 및 구조적 안전성을 확보하면서도 경제적이고 신속한 시공이 가능한 프리캐스트 콘크리트 바닥판 개발 연구가 국내에서 수행되었다[1].

프리캐스트 바닥판에 전단 포켓을 두어 강재거더와 연결하는 방식이 제안되었으며, stud형 전단연결재의 설계, 전단 포켓의 채움 재료, 베딩층 두께에 따른 접합부 성능, 콘크리트의 크리프 및 건조수축에 따른 장기거동, 극한거동 및 피로거동에 대한 접합부 성능 등이 광범위하게 연구되었다[1,2]. 최근에는 강재 거더뿐만 아니라 PSC 거더와 프리캐스트 바닥판의 합성에 대한 연구도 보고되고 있다[3-9].

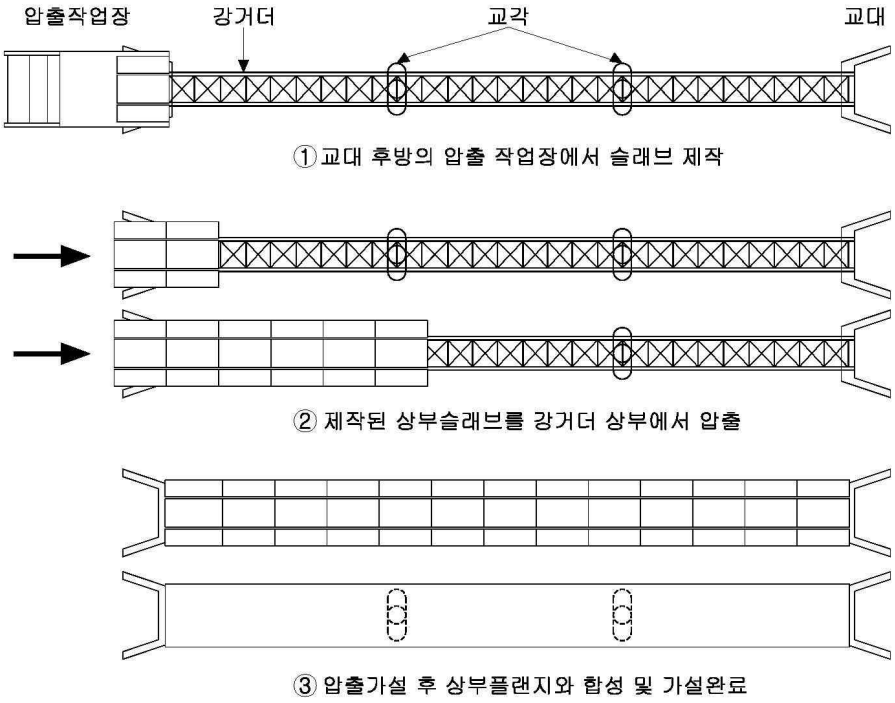
기존의 프리캐스트 바닥판의 시공은 그림 3.3.1과 같이 크레인을 이용해 바닥판을 들어 올린 후 강재 거더에 내려놓는 방법을 사용한다[1,10].



<그림 3.3.1 크레인을 사용한 프리캐스트 콘크리트 바닥판의 시공>

반면에 이 연구에서는 그림 3.3.2와 같이 교량의 한 쪽 끝에서 바닥판을 타설하여 거더

위로 압출하는 방법을 사용하게 된다. 기존 공법에 대한 바닥판과 거더 사이의 접합성능을 확보하는 방안은 이미 많은 연구를 통해 마련되어 있다[1,10-19]. 따라서 바닥판의 압출 시공을 하는 경우도 기존에 제안된 접합방식을 적용할 수 있을 것으로 판단된다. 그러나 바닥판의 현장 제작에 따른 크리프 및 건조수축에 따른 장기변형의 차이, 압출 공법의 적용에 따른 바닥판과 거더 사이의 베딩층 두께 증가 및 이에 따른 전단 연결 성능 저하, 장기변형과 증가된 베딩층 두께가 합성 교량의 극한거동, 피로거동에 미치는 영향 등에 대해서는 추가적인 연구가 필요할 것으로 판단된다. 이와 관련된 기존 연구를 조사해 보았으며, 이를 통해 앞으로 수행되어야 할 연구에 대해 구체적인 계획을 수립하는 기본 자료로 활용하고자 한다.

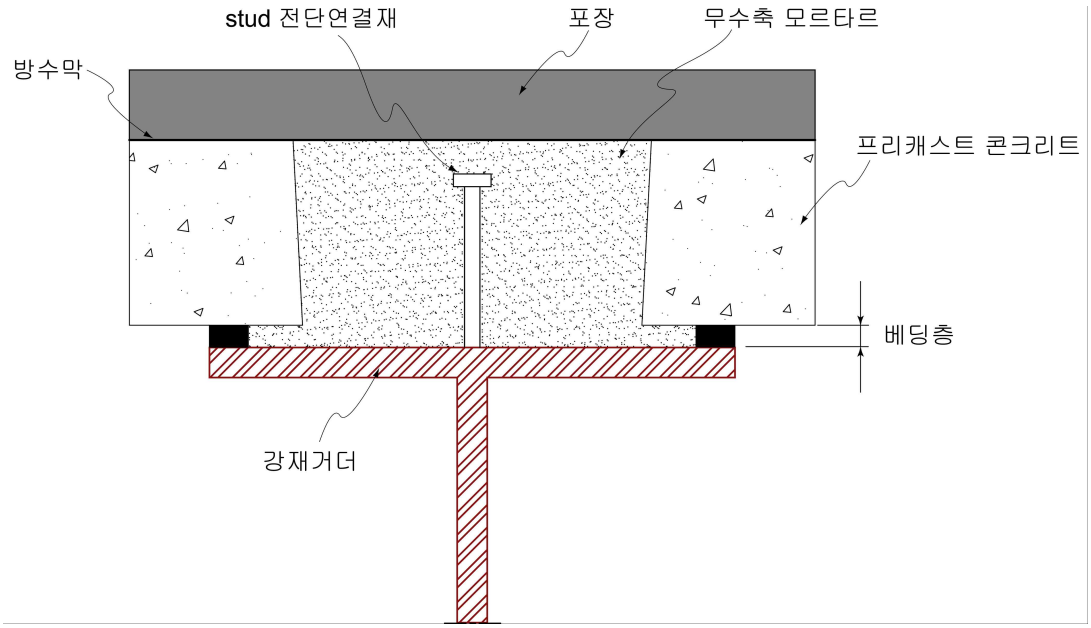


<그림 3.3.2 콘크리트 바닥판의 압출 시공>

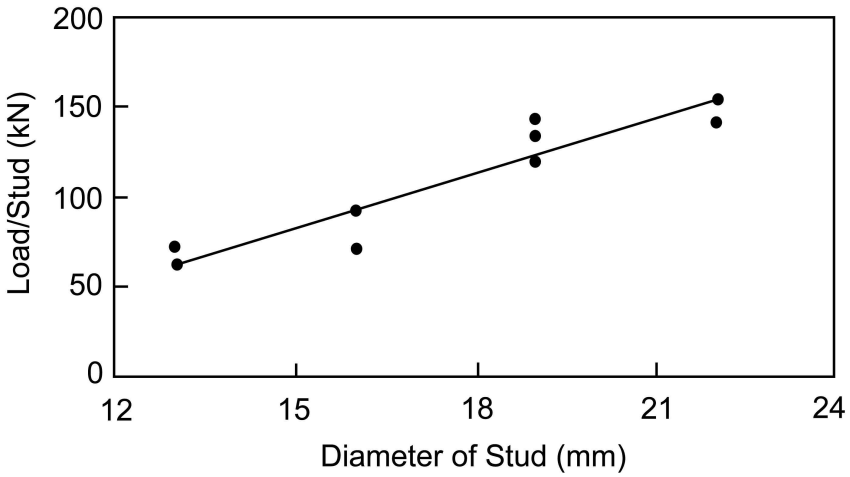
(1) 베딩층 두께 증가에 대한 접합성능 평가

기존의 연구에서는 프리캐스트 바닥판에 전단 포켓을 두고, 전단 포켓 위치에서 stud형 전단연결재를 거더와 연결한 후 무수축 모르타르로 전단 포켓을 채우는 방식으로 바닥판과 거더를 합성하고 있다[1]. 프리캐스트 바닥판 콘크리트의 강도는 35MPa 정도이지만, 무수축 모르타르는 60MPa 정도로써 전단연결재의 부착성능은 바닥판이 거더 위에 직접 타설되는 경우에 비해 향상되는 효과가 있다. 그러나 프리캐스트 바닥판을 사용할

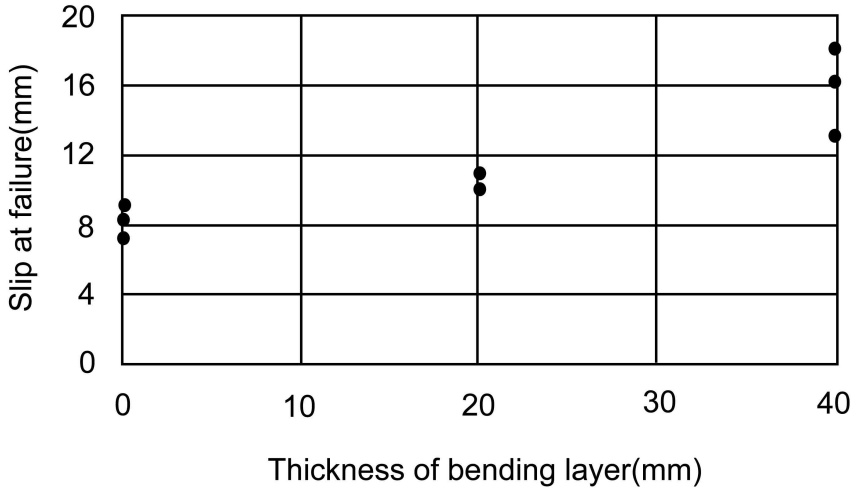
경우 그림 3.3.3과 같이 베딩층이 존재하게 되며, 이 층의 두께가 증가할수록 그림 3.3.4에서 보는 바와 같이 접합성능은 감소하게 된다[1].



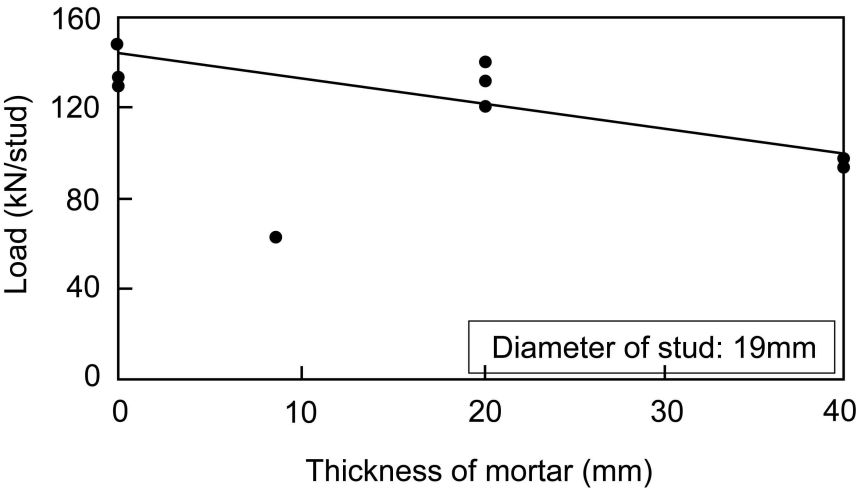
<그림 3.3.3 프리캐스트 바닥판 설치시 베딩층의 형성>



(a) Stud 직경에 따른 파괴하중



(b) 베딩층 두께별 파괴시의 미끄러짐 량



(c) 베딩층 두께에 따른 파괴하중

<그림 3.3.4 베딩층 두께에 따른 파괴거동>

그림 3.3.4(a)에서 stud의 직경에 따라서는 선형으로 파괴 하중이 증가되지만, 그림 3.3.4(b)와 (c)에서는 베딩층의 두께가 증가하면서 파괴시의 미끄러짐 량은 증가하고 파괴하중은 감소하게 된다. 콘크리트 바닥판에 압출 공법을 적용할 경우 베딩층의 두께는 프리캐스트 바닥판의 크레인을 이용한 시공에서 보다 증가할 수 있으며, 베딩층 두께에 따른 접합성능 저하를 반듯이 고려해야 할 것이다.

기존의 연구에서는 다음의 식으로 stud형 전단연결재 강도에서 베딩층의 영향을 고려하고 있다.

$$Q_U = \alpha(0.36A_{sh} + 18.71) \quad (1)$$

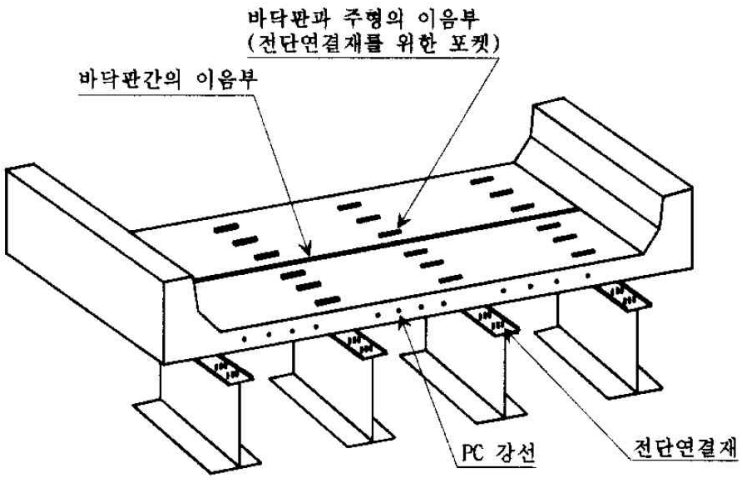
$$\alpha = 1 - 0.086(b_h - 20) \quad (2)$$

여기서, Q_U는 프리캐스트 바닥판 교량에서의 전단연결재의 강도(kN), A_{sh}는 stud형 전단연결재의 단면적(mm^2), α는 무수축모르타르 베딩층 두께에 따른 강도저감계수, b_h는 베딩층의 두께이다. 기존의 연구에서는 실험결과를 바탕으로 식(1)과 (2)를 제안하였지만, 보다 이론적 및 해석적 연구가 필요하다.

(2) 합성교량의 장기거동 연구

콘크리트는 크리프와 건조수축과 같은 장기변형 특성을 갖는다. 이들 장기변형의 크기는 일반적으로 하중이 가해지는 시점에서의 탄성변형에 3~5배에 이르며, 콘크리트 구조물의 사용성 및 안전성 측면에서 반듯이 고려되어야 한다.

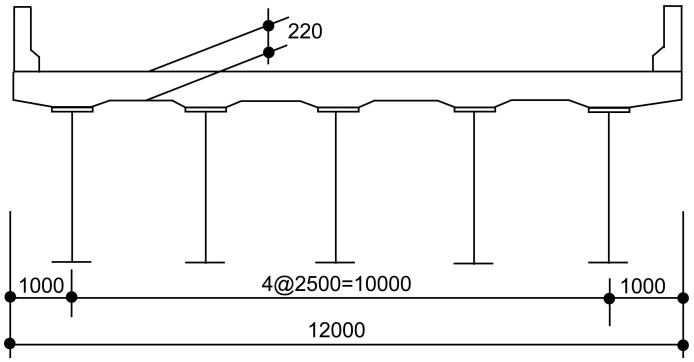
프리캐스트 바닥판에 대한 기존 연구에서도 크리프 및 건조수축을 고려한 장기변형 해석 및 실험이 수행되었다[1]. 특히, 프리캐스트 바닥판을 서로 연결하기 위해 긴장재를 바닥판 중심에 설치하고 긴장력을 가하는 방법이 제안되면서, 긴장력의 변화와 유효 긴장력 산정을 위한 장기거동 해석이 수행되었다. 그림 3.3.5는 바닥판을 서로 연결하기 위한 긴장재 배치를 나타낸 것이다. 그림 3.3.6은 기존에 수행된 합성교의 장기거동 해석 모델링과 해석결과를 나타낸 것이다. 시간에 따라 지속적으로 증가하는 처짐 및 응력변화를 파악할 수 있다.



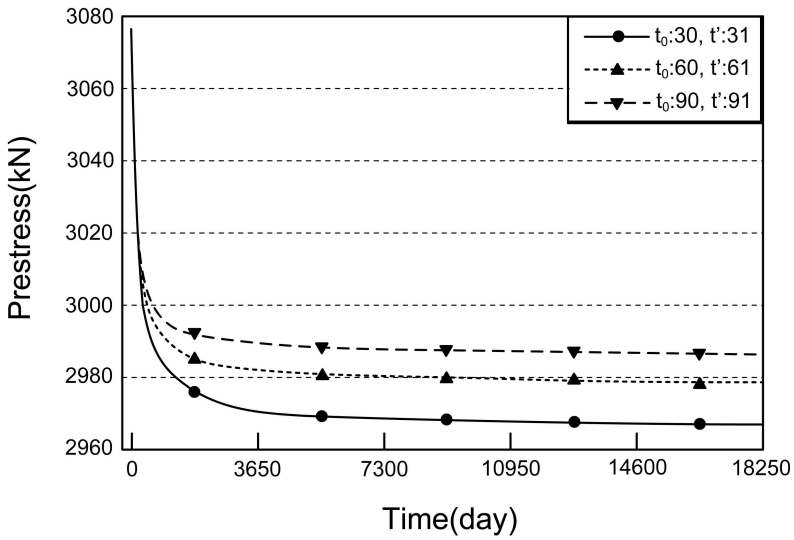
<그림 3.3.5 바닥판 연결을 위한 긴장력 도입>

이 연구의 경우 프리캐스트 콘크리트를 사용하는 것이 아니라, 현장의 작업장에서 콘

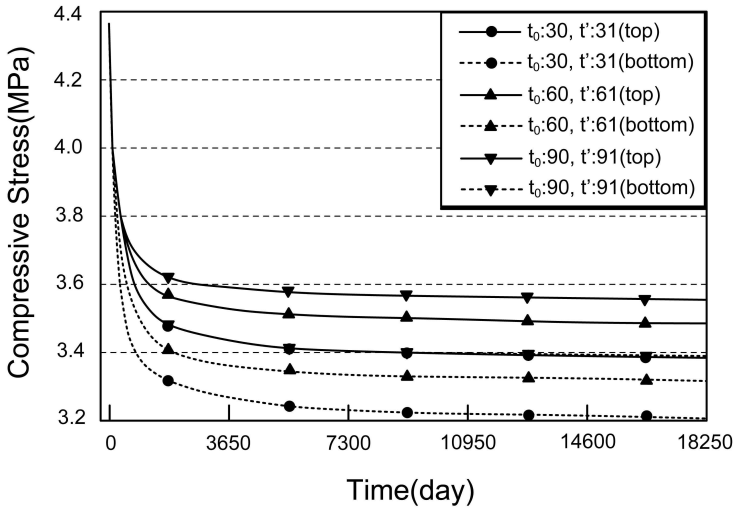
크리트를 타설하여, 순차적으로 압출하는 공법이 적용된다. 따라서 프리캐스트 콘크리트에 비해 초기재령, 즉 낮은 강도에서 압출이 되고 또 제작되는 바닥판 콘크리트의 재령 또한 큰 차이를 보일 수 있다. 이럴 경우 프리캐스트 콘크리트에 비해 크리프와 건조수축 모두 크게 증가할 수 있으며, 바닥판의 연결을 위해 긴장력을 도입하는 경우 긴장력 손실 또한 매우 크게 나타난다. 따라서 압출공법이 적용되는 경우 시공단계를 고려한 장기거동 해석이 반드시 필요하다.



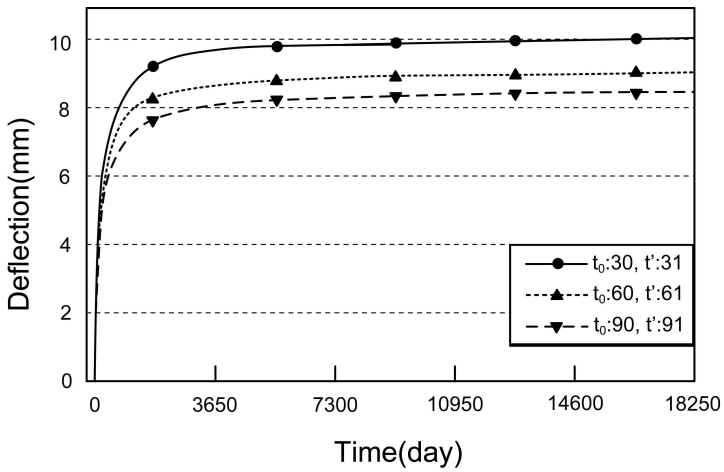
(a) 해석대상 합성교



(b) 바닥판 긴장력의 시간에 따른 변화



(c) 콘크리트 바닥판 압축응력의 시간에 따른 변화

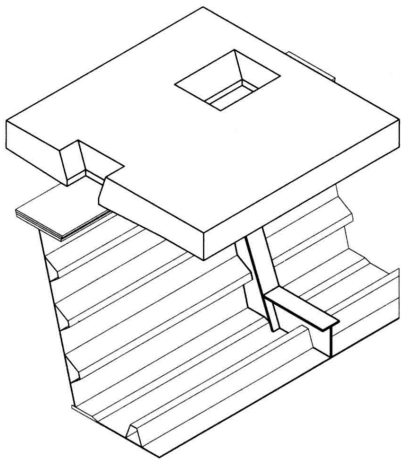


(d) 시간에 따른 처짐 변화

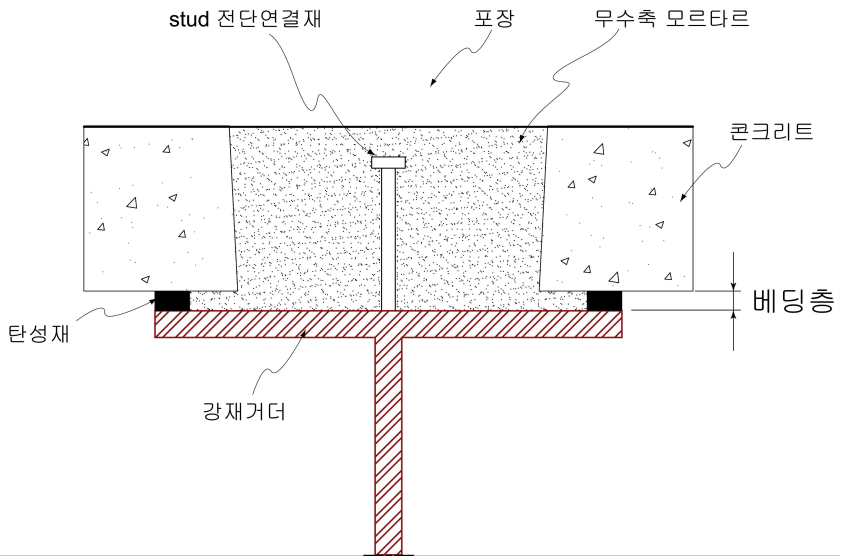
<그림 3.3.6 합성교의 장기거동 해석>

프리캐스트 바닥판과 접합부 성능을 확보하기 위한 많은 연구들이 수행되었다. 그러나 이번 문헌조사에서는 프리캐스트 바닥판이 아닌 현장타설 바닥판의 압출 공법이 적용된 경우에는 특별히 고려할 필요가 있는 두 가지, 베딩층의 두께와 장기거동을 중점적으로 검토하였다.

이상의 연구동향 분석결과에 근거하여 본 연구에서는 상부슬래브의 전단 포켓을 설치하고 포켓 내부에 거더와 연결되는 stud 전단연결재를 접합한 후, 전단 포켓에 무수축 모르타르를 채우는 방법을 콘크리트 슬래브와 강재거더를 연결하는 하나의 방안으로 고려하고 있다. 그림 3.3.7은 강재 거더 위 압출 가설된 콘크리트 슬래브와 전단 포켓 부분의 상세를 나타낸 것이다.



(a) 강재 거더와 콘크리트 슬래브



(b) 전단포켓부 상세

<그림 3.3.7 압출 가설된 콘크리트 슬래브와 강재거더의 연결>

3.1.2 전단연결재 설계

국내 설계실무에서는 강합성거더의 전단연결재를 설계할 때 고정하중과 차량활하중에 의한 전단력과 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의해서 생기는 전단력을 고려하여 설계가 수행되고 있다. 반면에, AASHTO Standard(1996)나 AASHTO LRFD(2007)에서는 차량피로하중에 의한 전단력만을 고려하고 전단연결재의 피로와 극한강도를 검토하여 설계하고 있다. 이를 반영하여 현 도로교 설계기준(2010)에서도 피로에 대비한 전단연결재 간격을 결정한 후, 전단연결재의 극한강

도를 검토하여 설계할 수 있도록 규정하고 있다. 본 연구에서는 국제 표준화된 피로하중에 대한 설계를 수행하고 스터드의 극한강도를 검토하는 과정으로 전단연결재의 크기와 교축 및 교축 직각방향 배치 설계를 수행하고 이를 근거로 직사각형 전단포켓의 크기와 간격을 설계하였다.

도로교설계기준 3.9.5에서 피로설계시 적용할 스터드 전단연결재의 높이/지름(L/d)비는 4.0보다 크거나 같고, 전단연결재의 최대간격은 바닥판 콘크리트 두께의 3배로 하고 600 mm를 넘지 않아야 하며, 교축방향의 최소중심간격은 $5d$ 또는 100 mm로 하고 교축 직각방향의 최소중심간격은 $d+30$ mm, 스터드와 플랜지 연단과의 최소순간격은 25 mm로 규정하고 있다. 아울러, 합성거더에 사용되는 스터드 줄기의 지름은 19 mm, 22 mm 및 25 mm를 표준으로 사용하도록 규정하고 있다.

(1) 피로강도 검토

피로강도를 고려한 전단연결재 설계시 수평전단력 범위는 다음 식에 의해 계산한다.

$$S_r = \frac{V_r Q}{I} \tag{3}$$

여기서,

S_r : 설계 대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력범위(N/mm)

V_r: 충격을 포함하는 활하중에 대한 전단력의 범위(N)

Q : 정모멘트부 콘크리트의 환산단면 또는 부모멘트부 철근면적의 합성단면 중립축에 대한 단면1차모멘트(mm^3)

I : 합성단면의 단면2차모멘트(mm^4)

각 전단연결재의 허용수평전단력범위, Z_r은 다음과 같다(단위: N).

$$Z_r = \beta d^2 \tag{4}$$

여기서,

d : 스터드의 지름(mm)

β : 반복회수 100,000에 대해 91

반복회수 500,000에 대해 74

반복회수 2,000,000에 대해 55

반복회수 2,000,000 이상에 대하여 39

전단연결재의 간격은 주거더 위의 한 단면에 횡방향으로 설치된 모든 전단연결재의 허용수평전단력범위의 합(ΣZ_r)을 수평전단력범위 S_r로 나누어 결정하며 다음의 식과 같다.

$$d_0 = \frac{\sum Z_r}{S_r} \tag{5}$$

여기서,

d_0 : 전단연결재의 간격(mm)

$\Sigma Z_r = nZ_r$(N)

n : 한 단면에 설치된 전단연결재 개수

(2) 극한강도 검토

피로에 대해 설계된 전단연결재는 충분한 극한강도를 지니고 있는지 검토해야 하며 전단연결재의 개수는 다음 식에 의해 계산되는 수 이상이 되어야 한다.

$$N_1 = \frac{P}{\phi V_u} \tag{6}$$

여기서,

N_1 : 최대정모멘트부와 인접한 교대 지점부 사이의 전단연결재 개수

P : 다음에 정의되는 슬래브에 작용하는 힘 P_1 또는 P_2(N)

ϕ : 감소계수(0.85)

V_u : 아래 주어지는 식에 따른 전단연결재의 극한강도(N)

최대정모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘은 다음 두 식의 값 중 작은 값을 취한다.

$$P_1 = A_s f_y \tag{7}$$

또는,

$$P_2 = 0.85 f_{ck}\, b t_s \tag{8}$$

여기서,

A_s : 덮개판을 포함하는 강재 단면의 총면적(mm^2)

f_y : 사용된 강재의 최소공칭항복응력(MPa)

f_{ck} : 설계기준압축강도(MPa)

b : 3.9.2.4에 주어진 슬래브의 유효폭(mm)

t_s : 콘크리트 슬래브의 두께(mm)

최대정모멘트부와 인접한 최대부모멘트부 사이에 필요한 전단연결재의 개수, N_2는 다음 식에 의해 계산되는 수 이상이어야 한다.

$$N_2 = \frac{P + P_3}{\phi \ V_u} \tag{9}$$

최대부모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘은 다음과 같다.

$$P_3 = A_r f_y^r \tag{10}$$

여기서,

A_r : 내부지점부 슬래브 유효폭 내에 설치된 종방향 철근의 총면적(mm^2)

f_y^r : 철근의 최소항복응력(MPa)

전단연결재의 극한강도는 다음 식에 의해 계산한다.

$$V_u = 0.4 \ d^2 \sqrt{f_{ck} E_c} \ \leq \ A_{sc} f_u \tag{11}$$

여기서,

V_u : 전단연결재의 극한강도(N)

d : 전단연결재의 지름(mm)

f_{ck} : 설계기준압축강도(MPa)

E_c : 콘크리트의 탄성계수(MPa)

A_{sc} : 전단연결재의 단면적(mm^2)

f_u : 전단연결재의 인장강도(MPa)

(3) 전단연결재 설계

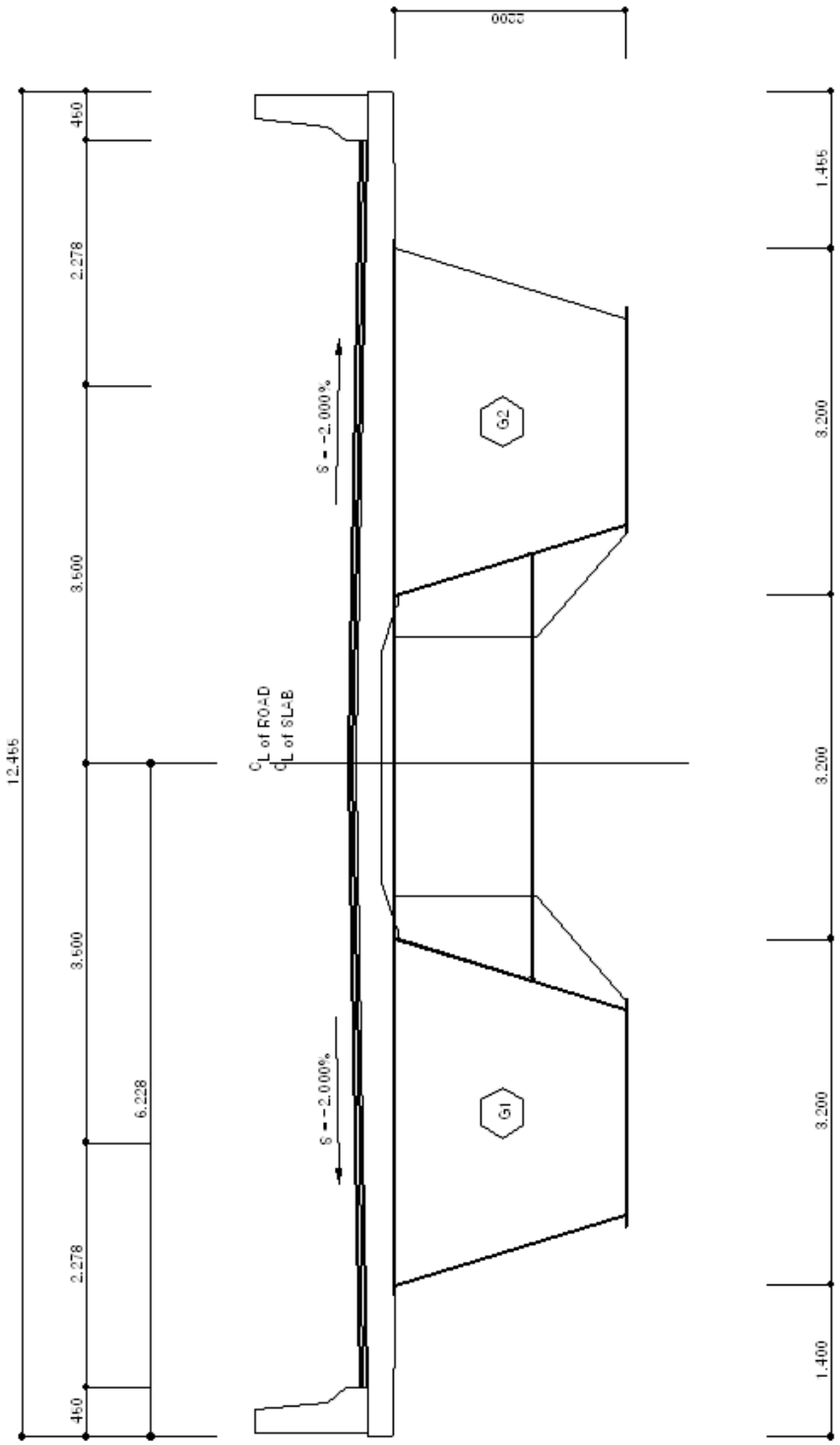
설계 피로트럭하중(DB24)과 피로차선하중(DL24)에 대한 피로강도 검토를 통하여 전단연결재의 크기, 교축 종방향 및 횡방향 배치설계를 수행하고 전단연결재의 극한강도를

검토하였다. 설계대상 교량은 총 경간이 228.9m인 5경간 연속교 (39.45+3@50 +39.45m = 228.9m)이며, 대상교량의 횡단면도는 그림 3.3.8과 같다.

압출가설에 의한 강합성거더교 시공시에는 전단포켓의 수를 최소화하는 것이 바닥판 제작 및 압출 완료 후 강거더와 콘크리트 바닥판의 합성에도 유리할 것이다. 따라서, 전단포켓의 크기를 최소화하기 위하여 표준스터드 가운데 가장 직경이 큰 25mm 스터드로 설계하였다. 전단포켓은 박스당 2개로 양측 복부판 상부에 각각 1개를 설치하며 교축 직각방향 스터드 개수는 4-5개로 설계하였다.

교축 직각방향으로 스터드 중심간격은 60mm로 설계하였으며, 전단포켓의 교축 직각방향 폭은 스터드와 강거더 플랜지간 추후 용접에 필요한 포켓 연단거리(2x100mm =200mm)를 고려하면 380-440mm, 교축 방향 길이는 200mm로 설계하였다. 대상 교량의 콘크리트 바닥판 두께가 240mm이므로 전단연결재의 교축방향 최대간격은 600 mm로 설계하였다.

표 3.3.1에는 전단연결재의 피로강도 설계 및 극한강도 검토 시에 적용한 기본 설계조건을 요약하였다. 아울러, 압출 콘크리트 바닥판 제작시 동일한 형틀을 사용할 수 있도록 전단포켓의 종방향 간격은 일정하게 유지하도록 설계하였다.



<그림 3.3.8 대상 강합성 박스거더교 표준 횡단면도>

<표 3.3.1 전단연결재 설계에 적용된 기본 설계조건>

스터드	직경 25mm, 높이 160mm, 인장강도 410MPa
철근	항복강도 400MPa
콘크리트 바닥판	두께 240mm, 28일 압축강도 27MPa
강거더	항복강도 310MPa
피로하중 반복회수	2,000,000회(DB24), 500,000회(DL24)

표 3.3.2(a) 및 표 3.3.2(b)에 교축 직각방향으로 4개의 스터드로 설계된 S4 경우의 DB24 피로하중 및 DL24 피로하중 작용시 피로강도에 따른 교축방향 피치(p) 설계결과를 요약하였다. 피로강도에 대한 설계에서는 DB24 피로트럭하중이 설계를 지배한 것을 표 3.3.2(a)와 표 3.3.2(b)로부터 알 수 있다.

차량활하중에 의한 피로설계에서 전단연결재의 교축방향 피치는 전 길이에 걸쳐 400mm로 설계하였다. 표 3.3.3에는 p=400mm로 설계한 경우 전단연결재의 극한강도 검토결과를 요약하였으며, 이 표로부터 전단연결재의 극한강도는 충분한 것으로 판단된다.

표 3.3.4와 표 3.3.5는 교축 직각방향으로 5개의 스터드로 설계된 S5 경우의 피로강도에 따른 교축방향 피치 설계결과와 전단연결재의 극한강도 검토 결과를 요약한 것이다. S5의 경우는 p=600mm로 설계되었으며 S4의 경우와 같이 피로강도에 대한 설계에서는 DB24 피로트럭하중이 설계를 지배하고 전단연결재의 극한강도는 충분한 것으로 계산되었다.

<표 3.3.2(a) S4 경우의 전단연결재 피로강도에 따른 간격 설계결과 (DB24)>

Sta. (m)	I (mm^4)	A_c/n	d_{vc}	Q (mm^3)	V_r (N)	S_r (N/mm)	ΣZ_r (N)	d_o (mm)	p (mm)
0	1.71E+11	187650	414.0	7.77E+07	8.68E+05	393.6	2.93E+05	495	400
4.45	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	7.71E+05	317.0	2.93E+05	615	400
9.45	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	8.23E+05	338.7	2.93E+05	576	400
14.5	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	8.39E+05	345.0	2.93E+05	565	400
19.5	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	8.39E+05	345.1	2.93E+05	565	400
24.5	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	8.45E+05	347.7	2.93E+05	561	400
29.5	2.10E+11	50670	975.6	4.94E+07	8.50E+05	200.3	2.93E+05	974	400
34.5	1.86E+11	42060	1055.2	4.44E+07	8.81E+05	210.0	2.93E+05	929	400
39.5	2.23E+11	42060	1151.0	4.84E+07	1.69E+06	367.3	2.93E+05	531	400
44.5	1.86E+11	42060	1055.2	4.44E+07	8.90E+05	212.1	2.93E+05	920	400
49.5	2.06E+11	50540	999.8	5.05E+07	8.67E+05	212.9	2.93E+05	916	400
54.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.71E+05	358.1	2.93E+05	545	400
59.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.49E+05	349.2	2.93E+05	558	400
64.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.45E+05	347.2	2.93E+05	562	400
69.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.47E+05	348.3	2.93E+05	560	400
74.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.66E+05	356.1	2.93E+05	548	400
79.5	2.06E+11	50540	999.8	5.05E+07	8.62E+05	211.6	2.93E+05	922	400
84.5	1.89E+11	43130	1048.3	4.52E+07	8.84E+05	211.4	2.93E+05	922	400
89.5	2.26E+11	43130	1144.8	4.94E+07	1.69E+06	368.4	2.93E+05	529	400
94.5	1.89E+11	43130	1048.3	4.52E+07	8.86E+05	212.0	2.93E+05	920	400
99.5	2.06E+11	50540	999.8	5.05E+07	8.65E+05	212.3	2.93E+05	919	400
104.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.69E+05	357.3	2.93E+05	546	400
109.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.49E+05	349.0	2.93E+05	559	400
114.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.45E+05	347.4	2.93E+05	561	400

<표 3.3.2(b) S4 경우의 전단연결재 피로강도에 따른 간격 설계결과 (DL24)>

Sta. (m)	I (mm^4)	A_c/n	d_{vc}	Q (mm^3)	V_r (N)	S_r (N/mm)	ΣZ_r (N)	d_o (mm)	p (mm)
0	1.71E+11	187650	414.0	7.77E+07	8.55E+05	387.8	3.70E+05	954	600
4.45	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	7.66E+05	315.1	3.70E+05	1174	600
9.45	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	7.30E+05	300.5	3.70E+05	1231	600
14.5	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	7.04E+05	289.5	3.70E+05	1278	600
19.5	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	7.13E+05	293.3	3.70E+05	1262	600
24.5	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	7.60E+05	312.5	3.70E+05	1184	600
29.5	2.10E+11	50670	975.6	4.94E+07	8.20E+05	193.2	3.70E+05	1915	600
34.5	1.86E+11	42060	1055.2	4.44E+07	9.79E+05	233.4	3.70E+05	1585	600
39.5	2.23E+11	42060	1151.0	4.84E+07	2.01E+06	437.5	3.70E+05	846	600
44.5	1.86E+11	42060	1055.2	4.44E+07	1.09E+06	260.3	3.70E+05	1422	600
49.5	2.06E+11	50540	999.8	5.05E+07	9.27E+05	227.5	3.70E+05	1626	600
54.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.59E+05	353.2	3.70E+05	1048	600
59.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.07E+05	332.0	3.70E+05	1115	600
64.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	7.83E+05	322.0	3.70E+05	1149	600
69.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.05E+05	330.8	3.70E+05	1118	600
74.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.52E+05	350.5	3.70E+05	1056	600
79.5	2.06E+11	50540	999.8	5.05E+07	9.19E+05	225.6	3.70E+05	1640	600
84.5	1.89E+11	43130	1048.3	4.52E+07	1.08E+06	259.1	3.70E+05	1428	600
89.5	2.26E+11	43130	1144.8	4.94E+07	2.07E+06	453.1	3.70E+05	817	600
94.5	1.89E+11	43130	1048.3	4.52E+07	1.11E+06	266.2	3.70E+05	1390	600
99.5	2.06E+11	50540	999.8	5.05E+07	9.49E+05	232.9	3.70E+05	1589	600
104.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.81E+05	362.1	3.70E+05	1022	600
109.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.30E+05	341.1	3.70E+05	1085	600
114.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.08E+05	332.2	3.70E+05	1114	600

<표 3.3.3 S4 경우의 전단연결재 극한강도 검토결과>

Sta. (m)	b (mm)	A_s (mm^2)	A_s' (mm^2)	P_1 (N)	P_2 (N)	P_3 (N)	필요개수		설치 개수	비고
							N_1	N_2		
0-14.5	6251	1.36E+05	0.00E+00	4.21E+07	3.44E+07	0.00E+00	201	-	288	O.K.
14.5-39.5	6251	1.36E+05	4.21E+04	4.21E+07	3.44E+07	1.68E+07	-	300	496	O.K.
39.5-64.5	6234	1.36E+05	4.21E+04	4.21E+07	3.43E+07	1.68E+07	-	299	496	O.K.
64.5-89.5	6234	1.36E+05	4.31E+04	4.21E+07	3.43E+07	1.73E+07	-	302	496	O.K.
89.5-114.5	6234	1.36E+05	4.31E+04	4.21E+07	3.43E+07	1.73E+07	-	302	496	O.K.

<표 3.3.4(a) S5 경우의 전단연결재 피로강도에 따른 간격 설계결과 (DB24)>

Sta. (m)	I (mm^4)	A_c/n	d_{vc}	Q (mm^3)	V_r (N)	S_r (N/mm)	ΣZ_r (N)	d_o (mm)	p (mm)
0	1.71E+11	187650	414.0	7.77E+07	8.68E+05	393.6	2.93E+05	619	600
4.45	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	7.71E+05	317.0	2.93E+05	769	600
9.45	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	8.23E+05	338.7	2.93E+05	720	600
14.5	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	8.39E+05	345.0	2.93E+05	706	600
19.5	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	8.39E+05	345.1	2.93E+05	706	600
24.5	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	8.45E+05	347.7	2.93E+05	701	600
29.5	2.10E+11	50670	975.6	4.94E+07	8.50E+05	200.3	2.93E+05	1217	600
34.5	1.86E+11	42060	1055.2	4.44E+07	8.81E+05	210.0	2.93E+05	1161	600
39.5	2.23E+11	42060	1151.0	4.84E+07	1.69E+06	367.3	2.93E+05	664	600
44.5	1.86E+11	42060	1055.2	4.44E+07	8.90E+05	212.1	2.93E+05	1149	600
49.5	2.06E+11	50540	999.8	5.05E+07	8.67E+05	212.9	2.93E+05	1145	600
54.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.71E+05	358.1	2.93E+05	681	600
59.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.49E+05	349.2	2.93E+05	698	600
64.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.45E+05	347.2	2.93E+05	702	600
69.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.47E+05	348.3	2.93E+05	700	600
74.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.66E+05	356.1	2.93E+05	684	600
79.5	2.06E+11	50540	999.8	5.05E+07	8.62E+05	211.6	2.93E+05	1152	600
84.5	1.89E+11	43130	1048.3	4.52E+07	8.84E+05	211.4	2.93E+05	1153	600
89.5	2.26E+11	43130	1144.8	4.94E+07	1.69E+06	368.4	2.93E+05	662	600
94.5	1.89E+11	43130	1048.3	4.52E+07	8.86E+05	212.0	2.93E+05	1150	600
99.5	2.06E+11	50540	999.8	5.05E+07	8.65E+05	212.3	2.93E+05	1148	600
104.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.69E+05	357.3	2.93E+05	682	600
109.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.49E+05	349.0	2.93E+05	698	600
114.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.45E+05	347.4	2.93E+05	702	600

<표 3.3.4(b) S5 경우의 전단연결재 피로강도에 따른 간격 설계결과 (DL24)>

Sta. (m)	I (mm^4)	A_c/n	d_{vc}	Q (mm^3)	V_r (N)	S_r (N/mm)	ΣZ_r (N)	d_o (mm)	p (mm)
0	1.71E+11	187650	414.0	7.77E+07	8.55E+05	387.8	5.55E+05	1193	600
4.45	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	7.66E+05	315.1	5.55E+05	1468	600
9.45	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	7.30E+05	300.5	5.55E+05	1539	600
14.5	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	7.04E+05	289.5	5.55E+05	1598	600
19.5	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	7.13E+05	293.3	5.55E+05	1577	600
24.5	2.10E+11	187520	460.0	8.63E+07	7.60E+05	312.5	5.55E+05	1480	600
29.5	2.10E+11	50670	975.6	4.94E+07	8.20E+05	193.2	5.55E+05	2393	600
34.5	1.86E+11	42060	1055.2	4.44E+07	9.79E+05	233.4	5.55E+05	1981	600
39.5	2.23E+11	42060	1151.0	4.84E+07	2.01E+06	437.5	5.55E+05	1057	600
44.5	1.86E+11	42060	1055.2	4.44E+07	1.09E+06	260.3	5.55E+05	1777	600
49.5	2.06E+11	50540	999.8	5.05E+07	9.27E+05	227.5	5.55E+05	2033	600
54.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.59E+05	353.2	5.55E+05	1309	600
59.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.07E+05	332.0	5.55E+05	1393	600
64.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	7.83E+05	322.0	5.55E+05	1436	600
69.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.05E+05	330.8	5.55E+05	1398	600
74.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.52E+05	350.5	5.55E+05	1320	600
79.5	2.06E+11	50540	999.8	5.05E+07	9.19E+05	225.6	5.55E+05	2050	600
84.5	1.89E+11	43130	1048.3	4.52E+07	1.08E+06	259.1	5.55E+05	1785	600
89.5	2.26E+11	43130	1144.8	4.94E+07	2.07E+06	453.1	5.55E+05	1021	600
94.5	1.89E+11	43130	1048.3	4.52E+07	1.11E+06	266.2	5.55E+05	1737	600
99.5	2.06E+11	50540	999.8	5.05E+07	9.49E+05	232.9	5.55E+05	1986	600
104.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.81E+05	362.1	5.55E+05	1277	600
109.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.30E+05	341.1	5.55E+05	1356	600
114.5	2.10E+11	187010	460.9	8.62E+07	8.08E+05	332.2	5.55E+05	1392	600

<표 3.3.5 S5 경우의 전단연결재 극한강도 검토결과>

Sta. (m)	b (mm)	A_s (mm^2)	A_s' (mm^2)	P_1 (N)	P_2 (N)	P_3 (N)	필요개수		설치 개수	비고
							N_1	N_2		
0-14.5	6251	1.36E+05	0.00E+00	4.21E+07	3.44E+07	0.00E+00	201	-	290	O.K.
14.5-39.5	6251	1.36E+05	4.21E+04	4.21E+07	3.44E+07	1.68E+07	-	300	490	O.K.
39.5-64.5	6234	1.36E+05	4.21E+04	4.21E+07	3.43E+07	1.68E+07	-	299	490	O.K.
64.5-89.5	6234	1.36E+05	4.31E+04	4.21E+07	3.43E+07	1.73E+07	-	302	490	O.K.
89.5-114.5	6234	1.36E+05	4.31E+04	4.21E+07	3.43E+07	1.73E+07	-	302	490	O.K.

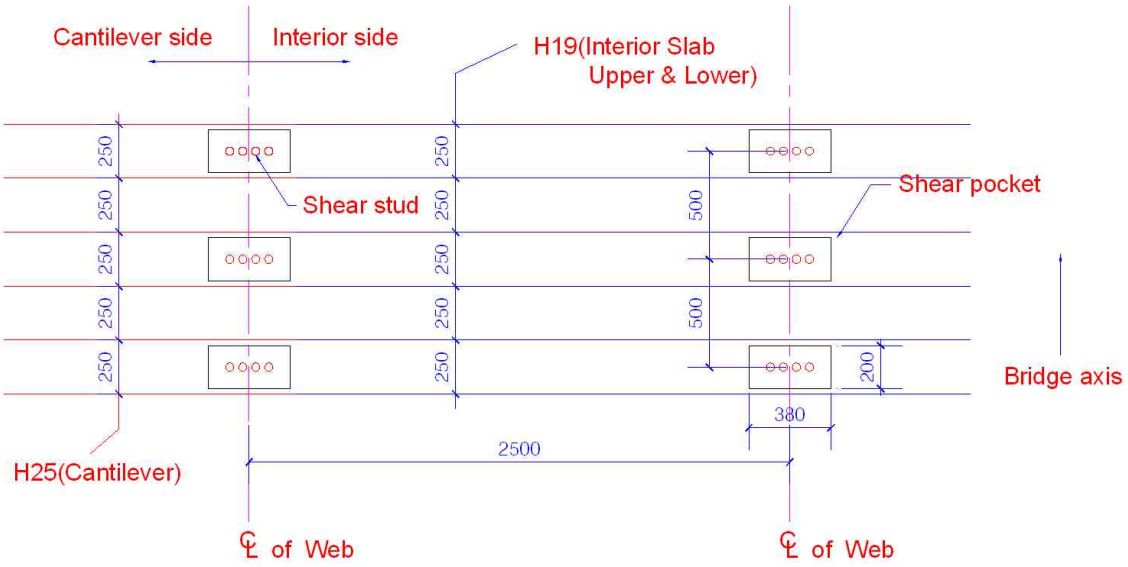
3.1.3 전단포켓 설계

이상의 스터드 설계결과와 그에 따른 전단포켓의 소요치수는 표 3.3.6에 요약하였다. 교축방향 전단포켓 중심간 간격은 스터드의 교축 방향 간격과 동일하며 S4의 경우 500mm, S5의 경우에는 600mm이다. 이와 같은 간격으로 전단포켓을 설계할 경우 교축 직각방향의 바닥판 주철근 배근 가능 여부에 대한 검토가 필요하다.

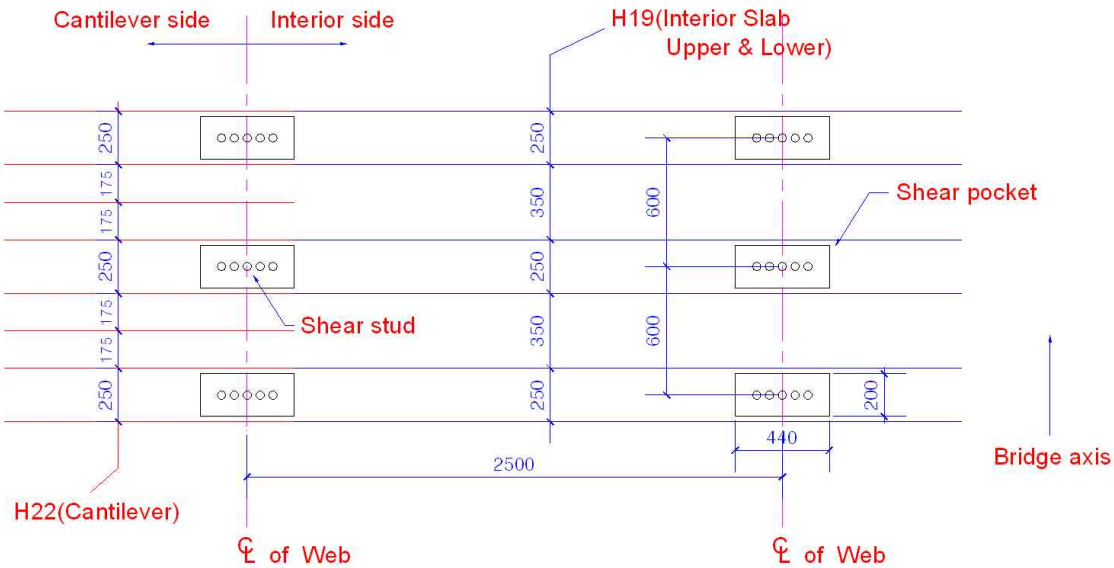
<표 3.3.6 교축 직각방향 스터드 개수에 따른 전단포켓의 치수>

설계명	전단포켓		교축 직각방향 스터드 개수	교축방향 스터드 및 전단포켓 중심간 간격 (mm)
	폭(mm)	길이(mm)		
S4	380	200	4	500
S5	440	200	5	600

바닥판 설계에서 캔틸레버부 바닥판은 SD400 철근을 사용하여 주철근 소요단면적이 1819.6mm^{2}으로 설계되었으며, 내측 바닥판은 경험적 설계법에 의해 주철근 소요단면적이 하면철근은 960mm^2, 상면철근은 720mm^{2}으로 설계되었다. 이들 바닥판 주철근은 전단포켓과 간섭이 발생하지 않도록 배치해야 하며, 표 3.3.6의 S4와 S5 설계 경우에 대한 주철근 배근 설계와 전단포켓 배치설계를 아래 그림 3.3.9 및 그림 3.3.10에 각각 나타내었다. 그림 3.3.9에서 캔틸레버부는 H25 철근을 250mm 간격으로 배근하였고 내측 바닥판은 H19 철근을 상하부에 250mm 간격으로 배근한 것이다. 그림 3.3.10에 나타낸 S5의 경우, 캔틸레버부는 H22 철근을 250+175+175mm 간격으로 배근하였고 내측 바닥판은 H19 철근을 상하부에 250+350mm 간격으로 배근한 것이다.



<그림 3.3.9 바닥판 전단포켓 배열 및 주철근 배근 (S4)>



<그림 3.3.10 바닥판 전단포켓 배열 및 주철근 배근 (S5)>

3.2 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성방법 검증

3.2.1 상부슬래브와 강거더의 합성 성능 평가 실험

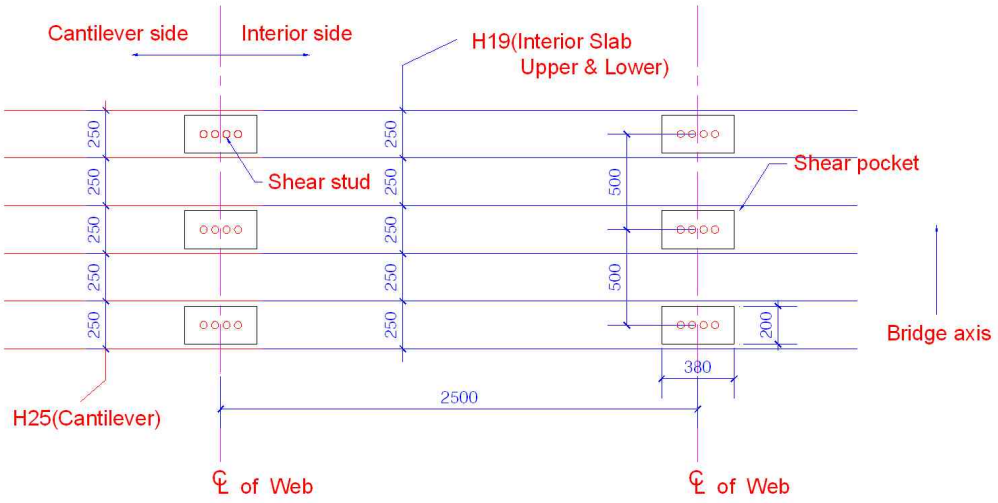
(1) 전단연결재 설계 개요

콘크리트 바닥판을 압출가설할 경우 강거더와 바닥판의 합성에는 기존에 적용되지 않은 새로운 합성방법이 적용된다. 기존 설계기준으로부터 전단연결재 설계가 가능하겠지만, 새로운 합성방법에 대한 실험적 검증이 반드시 필요하다.

1차년도에 설계 피로트럭하중(DB24)과 피로차선하중(DL24)에 대한 피로강도 검토를 통하여 전단연결재의 크기, 교축 종방향 및 횡방향 배치설계를 수행하고 전단연결재의 극한강도를 검토하였다. 설계대상 교량은 총 경간이 228.9m인 5경간 연속교 (39.45+3@50+39.45m=228.9m)이다.

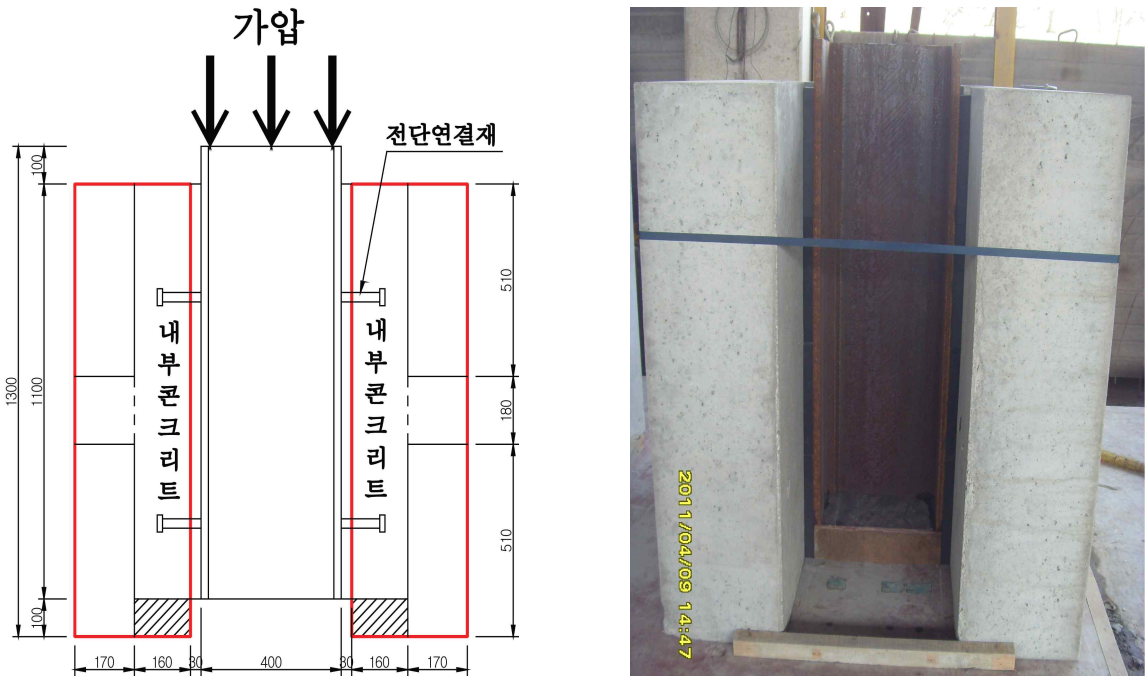
압출가설에 의한 강합성 거더교 시공시에는 전단포켓의 수를 최소화하는 것이 바닥판 제작 및 압출 완료 후 강거더와 콘크리트 바닥판의 합성에도 유리할 것이다. 따라서 전단포켓의 크기를 최소화하기 위하여 표준 전단연결재 가운데 가장 직경이 큰 25mm 전단연결재로 설계하였다. 전단포켓은 박스 당 2개로 양측 복부판 상부에 각각 1개를 설치하며 교축 직각방향 전단연결재 개수는 4개로 설계하였다.

교축 직각방향으로 전단연결재 중심간격은 60mm로 설계하였으며, 전단포켓의 교축 직각방향 폭은 전단연결재와 강거더 플랜지간 추후 용접에 필요한 포켓 연단거리(2x100mm =200mm)를 고려하면 380-440mm, 교축 방향 길이는 200mm로 설계하였다. 대상 교량의 콘크리트 바닥판 두께가 240mm이므로 전단연결재의 교축방향 최대간격은 500mm로 설계하였으며 그림 3.3.11에 나타내었다.



<그림 3.3.11 바닥판 전단 포켓 배열 및 주철근 배근>

동일한 대상교량을 기준으로 합성성능을 평가할 수 있는 실험체를 제작하였다. 실험체 형상은 그림 3.3.12와 같다. 높이 1m의 H 빔 양쪽 면에 전단연결재를 설치하고 콘크리트 바닥판을 합성한 후 H 빔의 위쪽에 하중을 가하는 실험방법으로 합성성능을 평가하고자 하였다.



(a) 실험체 측면도 (b) 타설완료 후 실제측면도

<그림 3.3.12 가압방법 및 실험체의 측면도>

◉ 전단연결재에 작용하는 전단력

거더 1개당 수평 전단력은 다음 식에 의해 계산한다.

$$[DC+(LL+IM)] : S_{r\,max} \tag{12}$$

여기서,

DC :고정하중(N/mm^2)

LL :활하중(N)

IM :충격하중(N • mm)

$S_{r\,max}$:설계 대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전달력범위(N/mm)

실험체 길이 1000mm에 대한 수평응력 H_u은 다음과 같이 계산한다.

$$H_u = S_{r\,max} \times L \times N \tag{13}$$

여기서,

H_u :수평응력(kN)

L :실험체 길이(mm)

N :바닥판과 거더의 접합면의 수(2개)

식(3.2.1)과 식(3.2.2)에 의해 계산된 값은 각각 $S_{r\,max}$ = 603.5N/mm, H_u = 1,207kN이다.

◉ 인장강도

인장강도는 4가지 식에 대하여 만족 여부를 검토하였다.

- 도로교 설계기준

$$V_{tu} = 0.4d^2\sqrt{f_{ck}E_c} \le A_{sh}f_u = 200kN \tag{14}$$

- AASHTO 분류법

$$V_{tu} = 0.5 A_{sh} \sqrt{f_{ck} E_c} \leq A_{sh} f_u = 200kN \quad (15)$$

- EUROCODE

$$V_{tu} = 0.29 d^2 \sqrt{f_{ck} E_c} \leq 0.8 f_u (\frac{\pi d^2}{4}) = 160kN \quad (16)$$

- 제안식(장승필 외)

$$V_{tu} = 0.188 A_{sh} \sqrt{(\frac{H}{d}) f_{ck} E_c} \leq A_{sh} f_u = 200kN \quad (17)$$

여기서,

V_{tu} : 전단연결재의 인장강도(kN)　　A_{sh} : 전단연결재의 총단면적(cm^2)

f_{ck} : 설계기준압축강도(MPa)　　E_c : 콘크리트의 탄성계수(MPa)

d : 전단연결재의 간격(mm)　　f_u : 전단연결재의 극한강도(MPa)

변수는 설계기준압축강도 f_{ck}와 콘크리트의 탄성계수 E_c로 적용하였다. 선정된 4가지 인장강도 식에 2가지 변수를 적용하여 계산된 결과값은 표 3.3.7과 같다.

<표 3.3.7 제안식에 의해 계산된 인장강도>

f_{ck} (MPa)	E_c (MPa)	도로교 설계기준 (kN)	AASHTO (kN)	EUROCODE (kN)	장승필외 제안식 (kN)
27	2.5×10^4	200	200	150	170
40	3.2×10^4	200	200	160	200
60	4.0×10^4	200	200	160	200

◉ 전단강도

전단강도는 다음 식에 의해 계산한다.

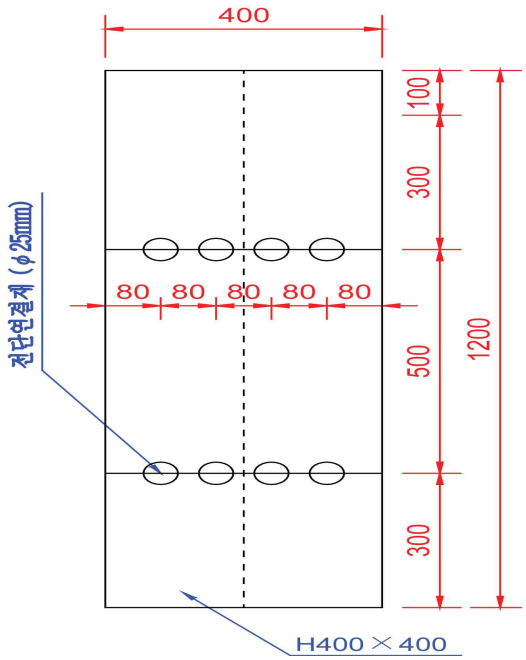
$$V_{sr} = \frac{n \cdot V_{tu}}{2} \tag{18}$$

여기서,

V_{sr} : 전단연결재의 전단강도(kN)

n : 전단연결재의 개수

V_{tu} : 전단연결재의 인장강도(kN)



(a) 전단연결재 상세도



(b) H beam에 용접된 전단연결재 형상

<그림 3.3.13 전단연결재 상세도 및 형상>

위의 그림 3.3.13에서 보듯이 전단연결재를 H beam의 양쪽 면에 수직 500mm 간격으로 4개씩 2단으로 설치하였으며, 이때 전단강도를 제안식에 따라 계산한 결과는 표 3.3.8와 같다.

<표 3.8.8 제안식에 의해 계산된 전단강도>

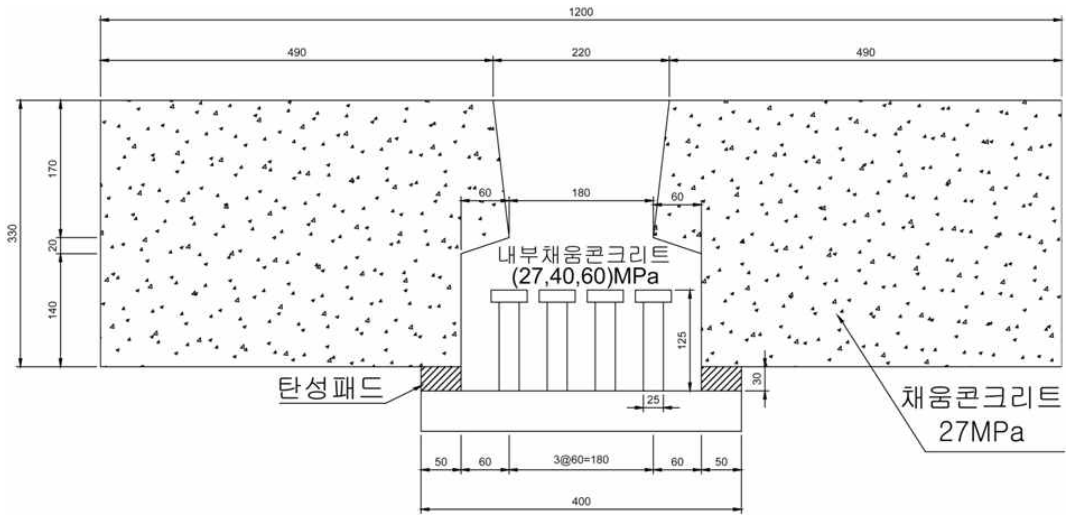
f_{ck} (MPa)	E_c (MPa)	도로교 설계기준 (kN)	AASHTO (kN)	EUROCODE (kN)	장승필외 제안식 (kN)
27	2.5×10^4	1,600	1,600	1,200	1,360
40	3.2×10^4	1,600	1,600	1,280	1,600
60	4.0×10^4	1,600	1,600	1,280	1,600

표 3.3.8에서 보듯이 실험체에 설치된 전단연결재에 의한 전단강도 예측 값은 실험체 길이에 해당하는 거더의 작용전단력 H_u(1,200kN)보다 크게 나타났다.

(2) 실험체 제작 및 실험변수

실험체는 총 3가지 종류(A4-type, A8-type, B8-type)로 제작하였다. 모든 실험체는 타설 완료 후 증기양생을 실시하였으며, 재령 28일 이후에 접합성능 평가실험을 수행했다. 외부 콘크리트의 설계기준 압축강도는 27MPa이고, 내부채움 콘크리트의 설계기준 압축강도는 일반콘크리트인 27MPa, 40MPa과 무수축콘크리트인 60MPa로 각 type별로 3가지씩, 강도별로 3가지의 부재를 제작하였다. 따라서 각 type별로 총 9개의 부재를 제작하였다.

그림 3.3.14는 실험체의 형상을 나타낸 것으로, 실험체 규격과 전단연결재 개수는 동일하며, 그림 3.3.15는 접합성능 평가실험 시 변형측정을 위한 장비의 설치 모습이다.



<그림 3.3.14 실험체의 형상>



(a) 스트레인 게이지 부착(양쪽)　　(b) 변위계 설치(양쪽)

<그림 3.3.15 접합성능 평가 실험시 게이지 및 변위계 설치>

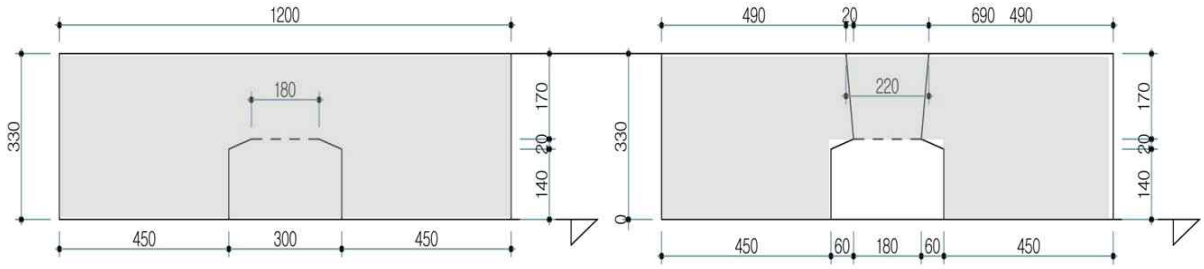
접합성능평가 실험은 6개의 스트레인 게이지와 2개의 LVDT를 설치한 후, 500tonf 용량의 액츄에이터를 사용하여 변위제어(stroke=30mm)로 재하를 하였고, 각 재령별로 실린더공시체(ϕ100×200)를 제작하여 압축강도와 탄성계수를 측정하였다.

◉ 실험 변수

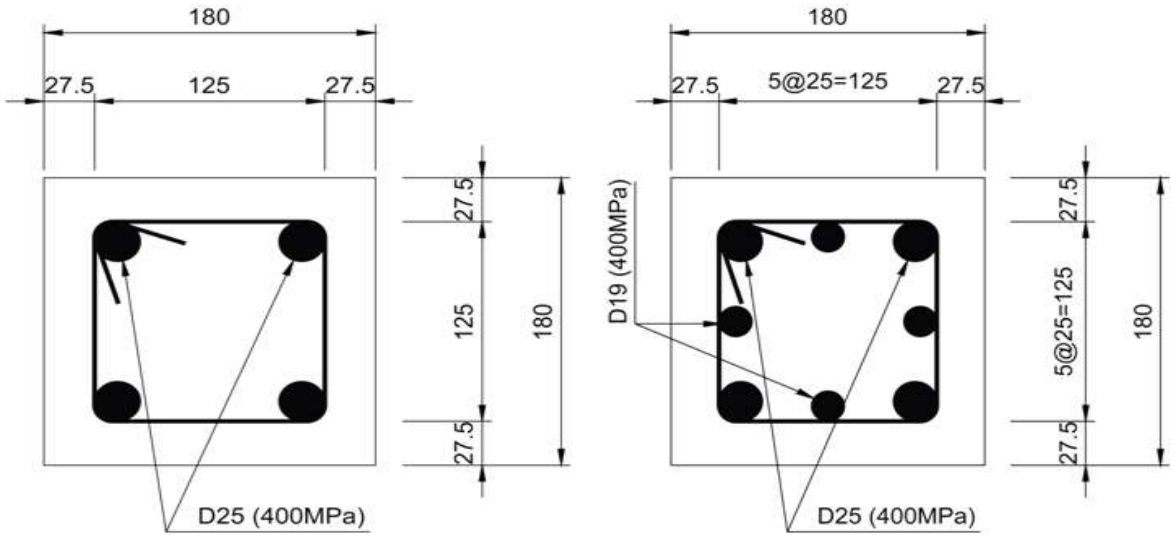
실험 변수는 내부채움 콘크리트 주입구에 수직으로 배근한 철근과 가압방식으로 나뉘며 표 3.3.9에 나타내었다. 그림 3.3.16은 가압방식을 나타낸 것이고, 그림 3.3.17은 포켓부분의 철근 배근도를 나타낸 것이다. 전면가압의 경우 전단연결재와 바닥판 전체의 전단파괴를 유도하기 위한 것이고, 일부가압의 경우는 내부 충진콘크리트와 외부 슬래브 콘크리트 사이의 계면에서 파괴거동을 파악하기 위한 실험변수이다. 내·외부 콘크리트의 합성성능을 강화하기 위해 합성포켓 부분에는 수직철근이 배근되었으며, 전면가압의 경우 8개, 일부가압의 경우 4개 또는 8개의 철근이 설치되었다.

<표 3.3.9 실험변수>

구 분	B8-type	A4-type	A8-type
가압방식	전면가압	일부가압	일부가압
포켓부 수직 철근 배근	8(4D25+4D19)	4(4D25)	8(4D25+4D19)



<그림 3.3.16 가압방식 (좌 : 전면가압, 우 : 일부가압)>



(a) A4-type 실험체 (b) B8-type과 A8-type 실험체

<그림 3.3.17 포켓 부분의 철근 배근도>

(3) 실험결과

◉ 실험체 및 공시체 파괴양상

그림 3.3.18은 접합성능 평가실험체의 파괴형태를 나타내었고 그림 3.3.19에는 실린더 공시체의 파괴양상을 나타내었다.



<그림 3.3.18 접합성능 평가 실험체의 파괴양상>



<그림 3.3.19 실린더 공시체의 파괴양상>

◉ 실린더 공시체(ϕ100×200) 실험결과

실린더 공시체는 외부 콘크리트 타설시 type별로 4개씩 제작하였고, 내부채움 콘크리트 타설시 설계기준강도 당 4개씩 제작하였다.

<표 3.3.10 실린더 공시체 실험결과 평균값>

구 분	외부 콘크리트	내부채움 콘크리트		
목표강도(MPa)	27.0	27.0	40.0	60.0
측정강도(MPa)	25.8	20.2	42.6	49.7

◉ 실험체 접합성능평가 결과

그림 3.3.20 및 그림 3.3.22는 각각 B8-type, A4-type, A8-type의 내부콘크리트의 압축강도별 하중에 따른 변위를 나타낸 것이다. 각 압축강도별로 3개의 실험체에 대하여 실험이 수행되었으며, 이에 대한 평균값을 우측에 나타내었다.

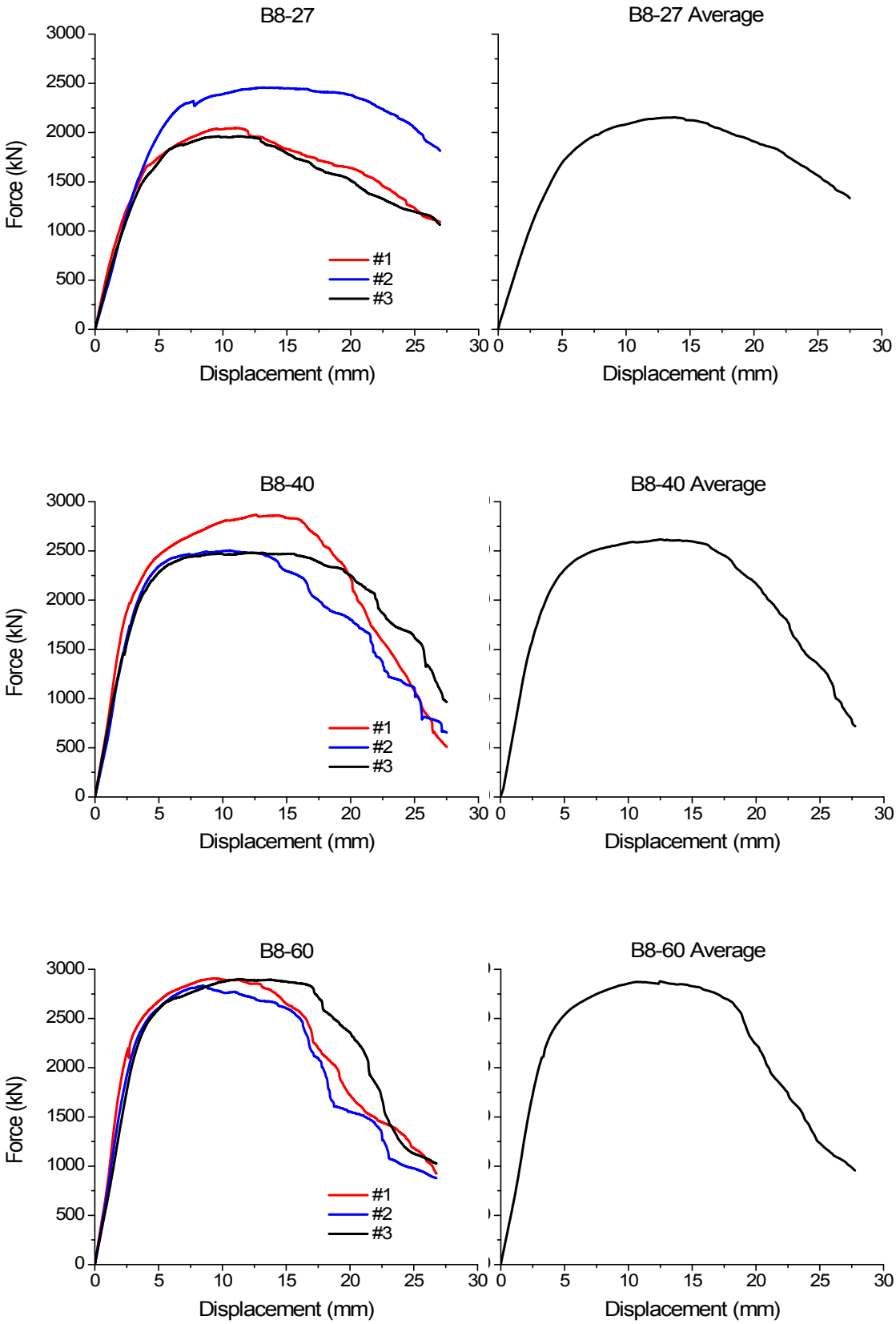
합성성능은 최대 전단력을 파악하는 것이 가장 중요하며, 그림 3.3.23 및 그림 3.3.24는 각각 내부채움 콘크리트 강도에 따른 가압방식 및 수직철근 배근별 최대하중과 최대하중에서의 변위를 정리한 것이다.

전면가압의 경우 채움콘크리트의 압축강도 증가에 따라 실험체의 파괴하중이 뚜렷이 증가하였다. 그러나 일부가압의 경우 채움콘크리트의 압축강도와 파괴하중 사이에 뚜렷한 상관관계가 나타나지 않았다. 전면가압의 경우가 파괴하중은 200~300tonf, 일부가압의 경우 120~180tonf 사이의 범위로 나타났다.

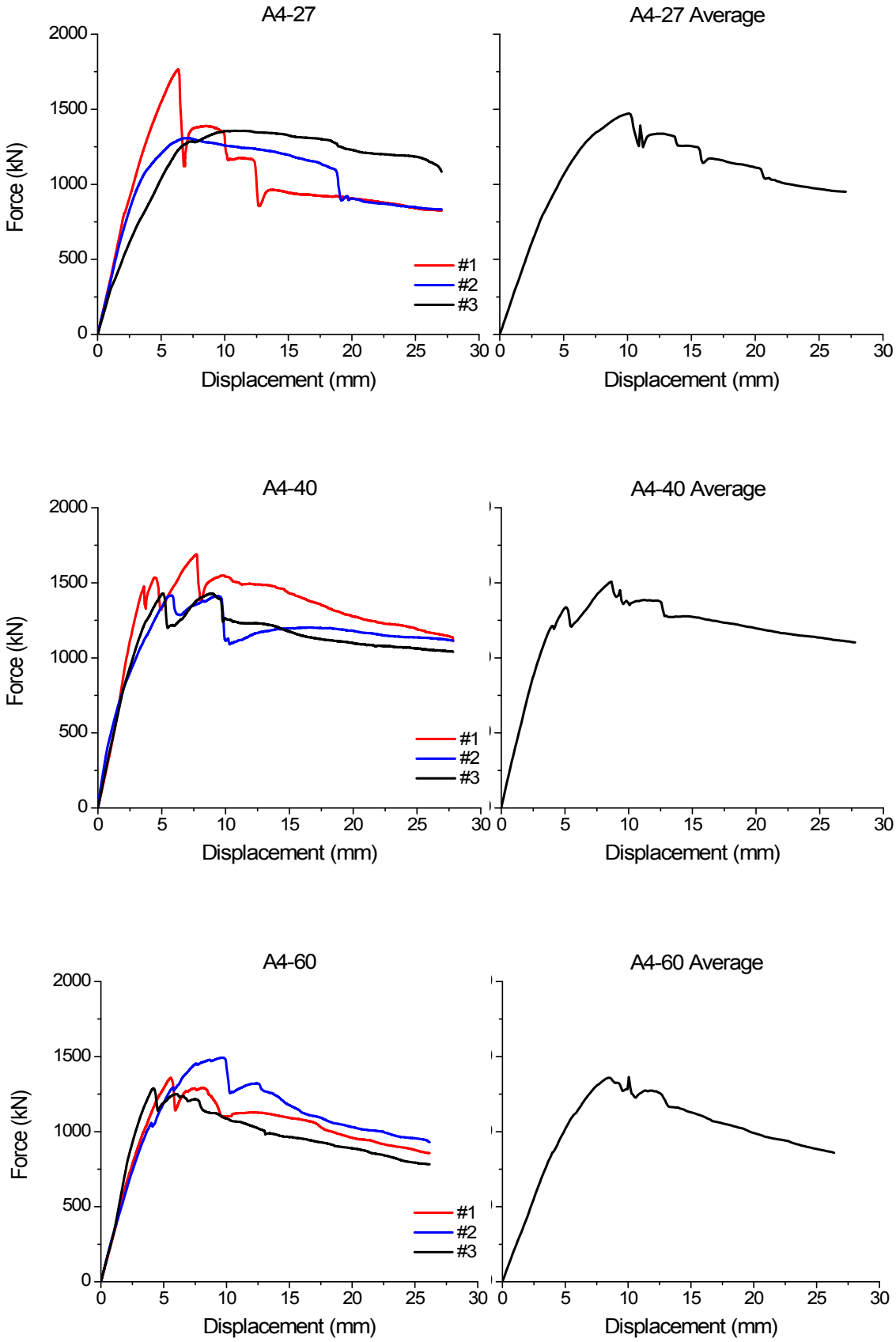
전면가압의 경우 최대하중에서의 변위가 9~13mm 정도로 나타났고, 일부가압의 경우 4~9mm 범위를 보였다.

이와 같은 결과를 종합해 볼 때, 전면가압의 경우 전단연결재와 채움콘크리트 부분에서 파괴가 진행된 것으로 보이고, 일부가압의 경우는 내·외부 콘크리트 계면에서 파괴가 이루어진 것으로 볼 수 있다.

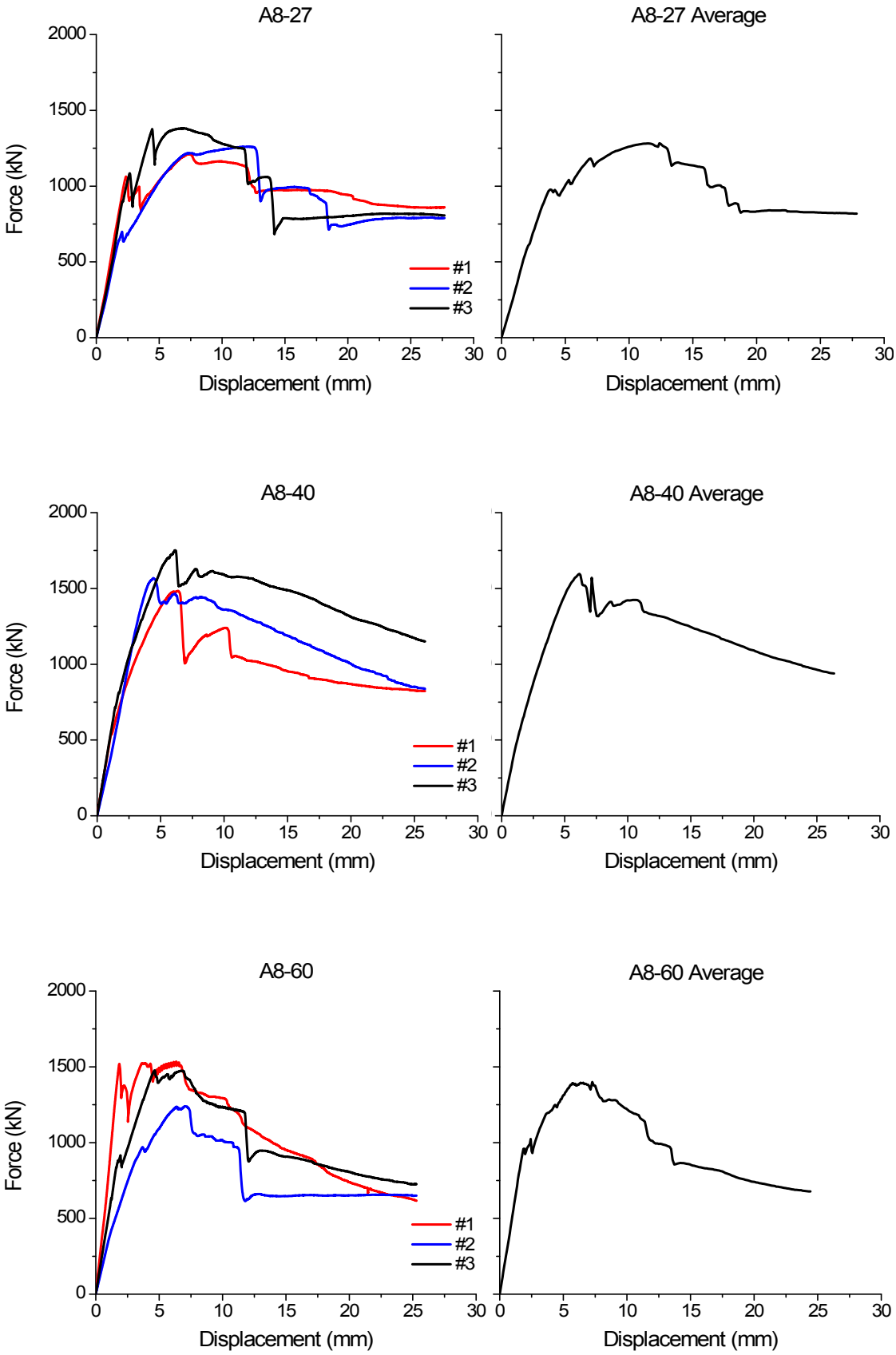
전면가압과 일부가압 모두에서 설계시 고려한 최대전단력인 120tonf를 초과하여, 실제 교량에서 합성성능을 확보하는 데에는 문제가 없을 것으로 판단된다.



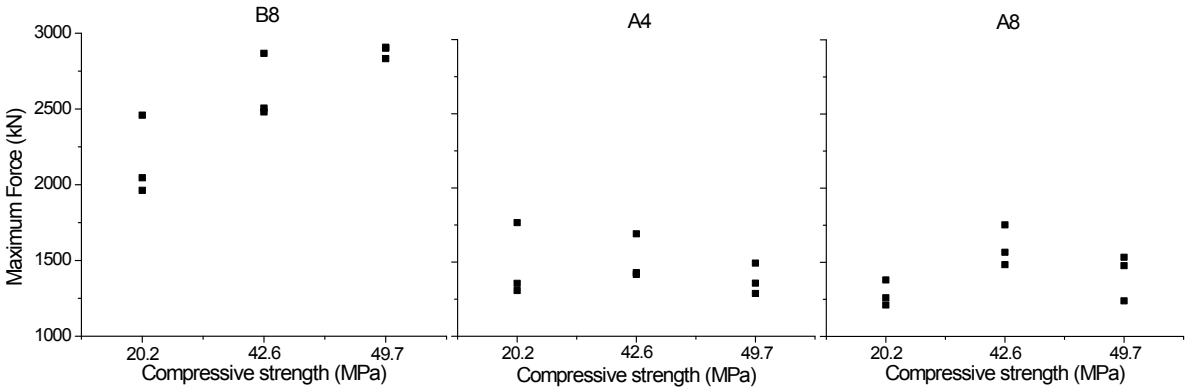
<그림 3.3.20 하중에 따른 변위 - B8-type>



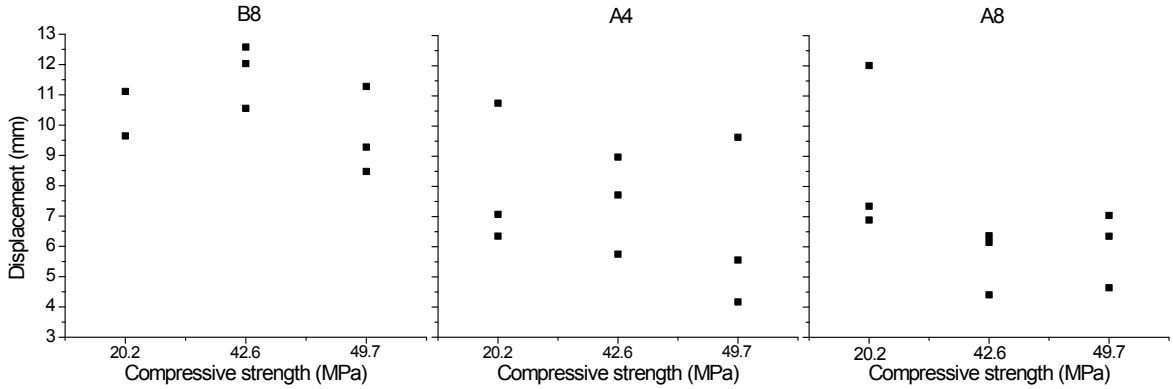
<그림 3.3.21 하중에 따른 변위 - A4-type>



<그림 3.3.22 하중에 따른 변위 - A8-type>



<그림 3.3.23 압축강도별 최대하중>



<그림 3.3.24 압축강도별 최대하중에서의 변위>

(4) 소결

전면가압의 경우 채움콘크리트의 압축강도 증가에 따라 실험체의 파괴하중이 뚜렷이 증가하였다. 그러나 일부가압의 경우 채움콘크리트의 압축강도와 파괴하중 사이에 뚜렷한 상관관계가 나타나지 않았다. 전면가압의 경우 파괴하중은 200~300 tonf, 일부가압의 경우 120~180 tonf 사이의 범위로 나타났다.

전면가압의 경우 전단연결재와 채움콘크리트 부분에서 파괴가 진행된 것으로 보이고, 일부가압의 경우는 내·외부 콘크리트 계면에서 파괴가 이루어진 것으로 볼 수 있다.

전면가압과 일부가압 모두에서 설계시 고려한 최대전단력인 120 tonf를 초과하여, 실제 교량에서 합성성능을 확보하는 데에는 문제가 없을 것으로 판단된다. 그러나 채움 콘크리트와 외부 슬래브 계면의 전단강도가 전단연결재에 의한 전단강도보다 크게 작아 이에 대한 보완방안이 필요하다.

3.2.2 압출가설 시공단계를 고려한 합성교의 장기거동 해석

(1) 개요

콘크리트는 건조수축 및 크리프와 같은 시간의존적 변형 특성을 갖는다. 이로 인해 균열, 국부 응력 집중, 시간에 따른 응력재분배 및 장기처짐이 발생하고, 사용성 및 내구성을 저해하는 주요 원인이 된다.

바닥판을 압출가설하고 강거더와 연결하는 새로운 교량형식의 경우에도 상부 바닥판 콘크리트의 장기변형으로 인해 구조물의 사용기간 중 지속적으로 응력 및 변형률이 변화하게 되며, 사용성, 내구성, 안전성에 어떤 영향을 주는 지 사전에 예측하는 것이 필요하다.

당해연도 연구계획에 따라 바닥판의 압출가설에 대한 대상 교량에 대해 시공단계를 고려한 장기거동 해석을 수행하였다. 우선 해석에 사용된 콘크리트 크리프 및 건조수축 모델을 정리하였으며, 다음으로 해석방법 및 모델링 방법에 대해 설명하였다. 마지막으로 해석결과 및 분석이 수행되었다.

(2) 장기거동 예측 모델식(CEB-RIP 1990)

◉ 개요

콘크리트의 장기 변형을 예측하기 위해서는 먼저 콘크리트의 배합 및 콘크리트 구조물이 놓인 환경조건에 따른 예측 모델식이 필요하다. 따라서 많은 나라에서는 이에 대한 모델식을 제시하고 있다. 그러나 이러한 모든 모델식이 실제 철근 콘크리트 구조물에서의 콘크리트의 장기 변형을 정확히 나타낼 수 있는 것은 아니다. 본 해석에서는 우리나라의 모델식의 근간이 된 CEB-FIP 모델식(1990)을 사용하였다. 이 모델식도 콘크리트 단면의 평균적 거동을 예측하는 것으로 point-by-point의 거동을 나타내는 것은 아니다. 또 일반적인 구조용 콘크리트 강도인 압축강도가 120kg/cm2에서 800kg/cm2인 콘크리트에 응력이 약 $0.4f_{cm}(t')$미만이 작용할 때 이용할 수 있다. 물론 $0.6f_{cm}(t')$까지 사용 가능하도록 되어 있으나 그러한 경우에는 그에 대한 적절한 보정을 요구하고 있다. 또 보통 구조물이 놓이게 되는 상대습도가 40%에서 100%, 평균온도가 5℃ 에서 30℃정도에 이용될 수 있다. 이 모델식은 압축력을 받을 때에 이용될 수 있는 것이나, 인장력에 대해서도 큰 오차없이 이용될 수 있다. 이 모델식을 이용하기 위해서는 최소한 1) 콘크리트의 평균압축강도 ($f_{cm}(t')$) 또는 설계기준압축강도 ($f_{ck}(t')$), 2) 부재의 크기, 3) 주위공기의

평균상대습도, 4) 재하시의 재령, 5) 건조가 일어나기 시작하는 재령, 6) 재하기간 등이 필요하고, 다음과 같은 조항 1) 시멘트의 종류, 2) 양생온도, 3) 온도변화, 4) 작용하중이 $0.4f_{cm}(t')$이상 $0.6f_{cm}(t')$이하 등의 조항이 주어지면 보다 정확하게 보정된 모델식을 이용할 수 있다.

◉ 재령에 따른 재료 상수

- 콘크리트의 압축강도

CEB-FIP 기준에서 콘크리트 압축강도는 ISO 1920, ISO 2736/2와 ISO 4012에 따른 ϕ 150×300mm 원주 공시체에 따라 시험하며, 콘크리트의 평균강도(배합강도의 의미도 있음)는 다음 식(19)과 같이 정의된다.

$$f_{cm} = f_{ck} + \triangle f \tag{19}$$

여기서, f_{ck}는 설계기준 압축강도로서 단위는 MPa이고, $\triangle f$ = 8MPa 이다. 그리고 시간에 따른 콘크리트 강도 발현에 대한 식은 다음과 같다.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)\, f_{cm} \tag{20}$$

여기서, $\beta_{cc}(t)$는 시간에 따른 강도 발현속도를 의미하며 아래 식과 같이 표현된다.

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left[s\left(1-\sqrt{\frac{28}{t/t_1}}\right)\right] \tag{21}$$

식(21)에서 t_1=1일, s는 시멘트 종류에 따른 상수를 나타내며, 조강 고강도 시멘트(RS)에 대해서 s=0.20, 보통시멘트(N) 및 조강시멘트(R)에 대해서 s=0.25, 중용열시멘트(SL)에 대해서 s=0.38이다. 그리고 시멘트의 분류는 표 3.3.11에 나타난 바와 같다.

<표 3.3.11 시멘트의 분류>

분류명	약칭	예
중용열 시멘트 (slowly hardening cement)	SL	CE32.5
보통 시멘트 (normal hardening cement)	N	CE32.5R, CE42.5
조강 시멘트 (rapid hardening cement)	R	CE42.5R
조강 고강도시멘트 (rapid hardening high strength cement)	RS	CE52.5

- 콘크리트의 탄성계수

CEB-FIP 기준에서는 초기접선 탄성계수 E_{ci}와 초기 소성변형을 고려한 E_c로 구별되어 있다. 먼저 초기 접선 탄성계수 E_{ci}는 아래 식(22)와 같다.

$$E_{ci} = E_{co}[(f_{ck} + \triangle f)/f_{cmo}]^{1/3} \quad (22)$$

여기서, E_{ci}는 28일 재령 콘크리트의 초기 접선 탄성계수(MPa), f_{ck}는 28일 재령 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa), $\triangle f = 8\mathrm{MPa}$, $f_{cmo} = 10\mathrm{MPa}$ 그리고 $E_{co} = 2.15 \times 10^4\mathrm{MPa}$이다. 또는 다음 식(23)과 같이 나타낼 수 있다.

$$E_{ci} = E_{co}[f_{cm} / f_{cmo}]^{1/3} \quad (23)$$

그리고, 초기 소성변형을 고려한 탄성계수 E_c와 E_{ci}의 관계식은 다음과 같다.

$$E_c = 0.85E_{ci} \quad (24)$$

또한 시간에 따른 탄성계수의 변화는 강도 변화에서와 유사하게 다음 식(25)과 같이 나타낼 수 있다.

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t)\, E_{ci} \tag{25}$$

여기서, $E_{ci}(t)$는 재령 t인 콘크리트의 초기 접선 탄성계수(MPa)를 나타내며, $\beta_E(t)$는 다음 식(26)과 같이 나타나는 시간에 따른 콘크리트의 탄성계수 증가함수이다.

$$\beta_E(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} \tag{26}$$

여기서, $\beta_{cc}(t)$는 위의 식(21)에 의해 구할 수 있다.

◉ 건조수축 모델

건조수축에 대한 모델식도 크리프에 대한 식과 유사하게 시간이 무한히 흘렀을 때의 최종 수축량에 시간에 따른 함수를 곱하여 나타내고 있다. 즉 전체 수축변형도 또는 팽창 변형도는 식(27)과 같이 규정되고 있다.

$$\varepsilon_{sh}(t, t_o) = \varepsilon_{sho}\beta_s(t - t_o) \tag{27}$$

여기서, ε_{sho}는 개념수축계수(notional shrinkage coefficient), $\beta_s(t-t_o)$는 수축이 시작된 후의 시간에 따른 수축변형도의 변화를 나타내는 함수이고, t_o는 수축이 시작되는 시간(일)이다. 또한 여기서 개념수축계수는 ε_{sho}는 아래 식(28)과 같이 정의된다.

$$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cm})\beta_{RH} \tag{28}$$

또 $\varepsilon_s(f_{cm})$과 β_{RH}는 다음 식과 같이 각각 나타난다.

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cm}/f_{cmo})]\times 10^{-6} \tag{29}$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55\beta_{sRH} & (40\% \le RH \le 99\%\text{에 대해서}) \\ 0.25 & (RH \ge 99\%\text{에 대해서}) \end{cases} \tag{30}$$

$$\beta_{sRH} = 1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \tag{31}$$

여기서, f_{cm}은 28일 평균압축강도(MPa), $f_{cm0} = 10\text{MPa}$, β_{sc}값은 시멘트 종류에 따라 중용열시멘트(SL)에 대해 4, 보통시멘트(N)와 조강시멘트(R)에 대해서는 5, 조강고강도 시멘트(RS)에 대해서는 6이다. 그리고 RH는 외기의 상대습도(%)이다. 또 식(27)에서 $\beta_s(t-t_o)$는 다음 식(32)으로 규정되고 있다.

$$\beta_s(t-t_o) = \sqrt{\frac{\frac{(t-t_o)}{t_1}}{\beta_{SH} + \frac{(t-t_o)}{t_1}}} \tag{32}$$

이 식에서 $t_1 = 1$일, $\beta_{SH} = 350(h/h_0)^2$, $h_0 = 100\text{mm}$, $h = 2A_c/u(\text{mm})$이다. 그리고 외기의 온도가 20℃가 아닌 경우에 대해서 CEB-FIP Model code에서는 위의 식(30)의 β_{RH}항을 다음 식(33)과 같이 보정하고 식(32)속의 β_{SH}항은 식(34)의 $\beta_{SH,T}$항을 사용하도록 하고 있다.

$$\beta_{RH,T} = \beta_{RH} \left[1 + \left(\frac{8}{103 - RH} \right) \left(\frac{T-20}{40} \right) \right] \tag{33}$$

$$\beta_{SH,T} = \beta_{SH} \exp\left[-0.06(T-20) \right] \tag{34}$$

식(33)과 (34)의 T는 온도를 의미하며 단위는 ℃이다.

◉ 크리프 모델

- 작용하중에 의한 변형

작용응력이 $0.4f_{cm}(t')$이하일 경우 중첩의 원리를 이용할 수 있으며, 이때 시간 t'에서 $\sigma_c(t')$의 응력이 작용할 때 크리프 만에 의한 변형도는 다음 식(35)과 같이 나타난다.

$$\varepsilon_{cc}(t,t') = \frac{\sigma_c(t')}{E_{ci}}\phi(t,t') \tag{35}$$

여기서, $\phi(t,t')$는 크리프 계수(creep coefficient)라고 하는데, 그 의미는 28일 재령의 콘크리트의 즉시변형(instantaneous strain)에 대한 크리프 만에 의한 변형의 비를 의미하며, E_{ci}는 28일 재령 콘크리트 초기접선 탄성계수를 나타낸다. 따라서 시간 t'에서의 즉시변형을 더한 응력으로 전체 변형도는

$$\varepsilon_{c\infty}(t,t') = \sigma_c(t')\left[\frac{1}{E_{ci}(t')} + \frac{\phi(t,t')}{E_{ci}}\right] = \sigma_c(t')J(t,t') \tag{36}$$

가 되고 여기서 $E_{ci}(t')$는 재하시의 콘크리트의 초기 접선 탄성계수를 나타내고, $J(t,t')$는 크리프 함수(creep function 또는 creep compliance)라고 말하며 단위응력이 시간 t'에 작용했을 때, 시간 t에서의 그 응력에 의한 전체 변형도를 의미한다. 따라서 $J(t,t')$와 $\phi(t,t')$의 관계식은 다음 식(37)과 같으며, CEB-FIP 모델에서는 크리프 계수 $\phi(t,t')$를 정의하고 있다.

$$\begin{aligned} J(t,t') &= \frac{1}{E_{ci}(t')} + \frac{\phi(t,t')}{E_{ci}} \\ &= \frac{1}{E_{ci}(t')}\left[1 + \frac{E_{ci}(t')}{E_{ci}}\phi(t,t')\right] \end{aligned} \tag{37}$$

- 기본적인 크리프 계수

'기본적인'이란 의미는 보편적인 상황에서의 의미이고, 특별한 시멘트를 사용한 경우이거나, 고온 또는 저온에서 양생되거나 구조물이 특수한 환경에 놓여 있는 경우 등에 대한 것은 다음에서 서술한다. 이와 같이 보편적인 상황에서의 크리프에 대한 기본식은 다음과 같다.

$$\phi(t,t') = \phi_0 \beta_c(t-t') \tag{38}$$

여기서, ϕ_0는 개념 크리프 계수(notional creep coefficient)라고 하며, 크리프 계수가 최대가 될 수 있는 값이다. 즉 수렴값이고, $\beta_c(t-t')$는 재하 후에 시간에 따른 크리프 변화를 나타내는 계수이다. 또 개념 크리프 계수 ϕ_0는,

$$\phi_0 = \phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(t') \tag{39}$$

로 나타낼 수 있고, 여기서

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1-\frac{RH}{RH_o}}{0.46\left(\frac{h}{h_o}\right)^{1/3}} \tag{40}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{f_{cmo}}}} \tag{41}$$

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1+\left(\frac{t'}{t_1}\right)^{0.2}} \tag{42}$$

이고, 여기서, RH는 공기의 상대습도(%), RH_0=100%, f_{cm}은 28일 평균 압축강도(MPa), f_{cm0}=10MPa, t_1=1일, h_0=100mm, 그리고 $h=2A_c/u$(mm)인데, 이 h를 개념 부재치수(notional size of member)라고 하며 A_c는 단면적이고, u는 외기와 접촉하는 단면둘레를 의미한다.

또 $\beta_c(t-t')$는 1보다 작은 값으로 이는 CEB-FIP 1990 code도 ACI code와 마찬가지로 콘크리트의 크리프는 어느 점에 접근한다는 것을 의미하며, 이 값은 식(43)과 같이 주어진다.

$$\beta_c(t-t') = \left[\frac{\frac{(t-t')}{t_1}}{\beta_H + \frac{(t-t')}{t_1}} \right]^{0.3} \quad (43)$$

여기서도 $t_1 = 1$일이며 β_H는 아래 식(44)와 같다.

$$\beta_H = 150\left[1 + (1.2\frac{RH}{RH_o})^{18}\right]\frac{h}{h_o} + 250 \leq 1500(\text{일}) \quad (44)$$

식(44)에서 $RH_o = 100\%$, $h_o = 100mm$이고, $h = 2A_c/u(mm)$이다.

- 양생온도 및 시멘트 종류에 따른 보정

위에서 정의된 크리프 계수는 양생온도가 20℃이고, 하중이 가해진 후에도 외기의 기온이 20℃인 경우를 기준으로 삼은 값이다. 따라서 양생하는 동안 온도의 변화가 있거나 20℃가 아닌 온도에 구조물이 노출되어 있는 경우에 t와 t'는 보정이 필요하다. 즉, 아래 식(45)에 의해 t를 t_T로 보정하고, 식(46)에 의해 t_o를 보정한다.

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} \triangle t_i \exp\left(-\frac{4000}{273 + T(\triangle t_i)} + 13.65\right) \quad (45)$$

여기서, $T(\triangle t_i)$는 $\triangle t_i$기간(일)동안 지속된 온도(℃)이고, $\triangle t_i$는 일정한 온도가 지속된 기간(일)을 의미하며, n은 일정한 온도를 유지한 단계의 수를 의미한다.

$$t_o = t_{o,T}\left[\frac{9}{2 + \sqrt{\frac{t_{o,T}}{t_{1,T}}}} + 1\right]^{\alpha} \geq 0.5(\text{일}) \quad (46)$$

여기서, $t_{1,T} = 1$일, $t_{0,T}$는 식(40)에 의해 t_o(일)까지 보정한 값이며, α는 시멘트의 종

류에 따른 계수로 다음과 같다.

$$\alpha = \begin{cases} -1 & (\text{ 중용열 시멘트}(SL)\text{에 대해서}) \\ 0 & (\text{ 보통 또는 조강 시멘트}(N,R)\text{에 대해서}) \\ 1 & (\text{ 조강 고강도 시멘트}(RS)\text{에 대해서}) \end{cases} \quad (47)$$

여기서, 시멘트 종류는 표 3.3.11과 같고, 또한 구성성분에 따라 CEB-FIP기준에서는 prENV197에 따른 다음 표 3.3.12와 같이 분류하고 있다.

<표 3.3.12 구성성분에 따른 시멘트 종류>

분류명	약칭	성분
포틀랜드 시멘트 (Portland Cement)	CE 1	클링커량 95% 이상
포틀랜드 혼합 시멘트 (Portland Composition Cement)	CE 2	65%≤클링커량≤80% 고로 슬래그≤35% 자연 또는 인공 포졸란≤28% 석회성분≤20%
고로 시멘트 (Blast Furnace Cement)	CE 3	20%≤클링커량 고로슬래그≤80%
포졸란 시멘트 (Pozzolanic Cement)	CE 4	60%≤클링커량 자연 또는 인공 포졸란≤40%

- 높은 응력 ($0.4f_{cm}(t') \le |\sigma_c| \le 0.6f_{cm}(t')$)에 대한 보정

작용응력 σ_c의 크기가 $0.4f_{cm}(t')$이상이고 $0.6f_{cm}(t')$이하인 경우 약간의 비선형성을 보이게 되므로, 앞의 식(38)의 개념크리프 계수 ϕ_0의 값 대신에 다음 식(48)의 $\phi_{0,k}$값을 대입하여 구할 수 있다. 물론 이 $\phi_{0,k}$의 값은 항상 ϕ_0값보다는 크다. 즉 높은 응력이 작용하는 경우 콘크리트 내의 균열 등에 의해 최종의 크리프(개념 크리프)가 증가하기 때문이다.

$$\phi_{o,k} = \phi_o \exp[1.5(k_\sigma - 0.4)] \quad (48)$$

여기서, $k_o = |\sigma_c| / f_{cm}(t')$ 로서 시간 t'에서의 압축강도에 대한 작용응력의 비이다.

- 온도변화에 대한 보정

하중이 가해지는 동안의 온도가 5℃에서 80℃까지 변화할 때의 크리프 계수는 다음과 같이 구하도록 하고 있다.

$$\phi(t, t', T) = \phi_o \beta_c(t-t') + \triangle\phi_{T,trans} \quad (49)$$

여기서, ϕ_o와 $\beta_c(t-t')$은 식(48)의 값과 같으나, 식(49)의 ϕ_{RH}와 식(44)의 β_H를 다음 식(50)의 $\phi_{RH,T}$와 식(52)의 $\beta_{H,T}$의 값으로 대체시켜야 한다. 즉,

$$\phi_{RH,T} = \phi_T + (\phi_{RH} - 1)\phi_T^{1.2} \quad (50)$$

$$\phi_T = \exp[0.015(T-20)] \quad (51)$$

$$\beta_{H,T} = \beta_H \beta_T \quad (52)$$

$$\beta_T = \exp\left[\frac{15000}{273+T} - 5.12\right] \quad (53)$$

또, $\triangle\phi_{T,trans}$는 온도상승에 따른 추가되는 변형으로서 식(54)에 의해 계산한다.

$$\triangle\phi_{T,trans} = 0.0004(T-20)^2 \quad (54)$$

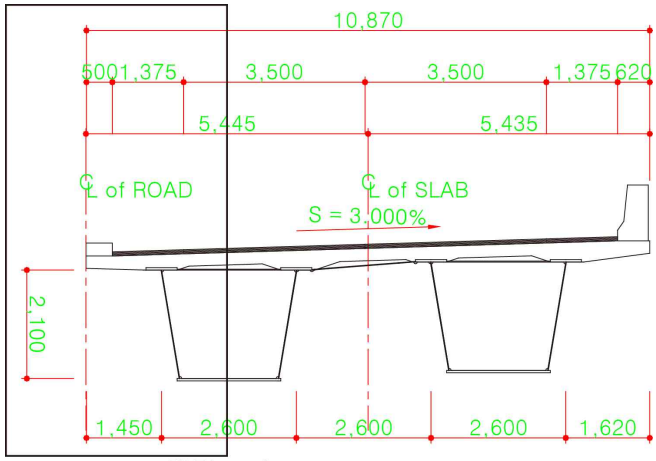
(3) 해석방법

본 해석에서는 압출가설 시공 단계를 고려한 합성교 구조물의 장기거동 해석을 위해 상용해석프로그램인 'DIANA Ver. 9.1.'을 사용하였다.

◉ 해석 개요

해석 대상 구조물은 그림 3.3.25에서 보듯이 개구제형 거더와 슬래브(27MPa)로 이루어

져 있으며, 종방향 대칭형이기 때문에 구조물의 1/2만 모델링하여 해석을 수행하였다. 그리고 해석에 고려한 시공단계는 거더 위에 5개의 슬래브를 각각 압출가설한 뒤, 슬래브를 서로 부착, 거더와 합성시키는 것으로 고려하였다. 해석은 슬래브 타설 직 후부터 100년 까지 수행하였으며, 슬래브의 양생일수는 3일로 고려하였다.

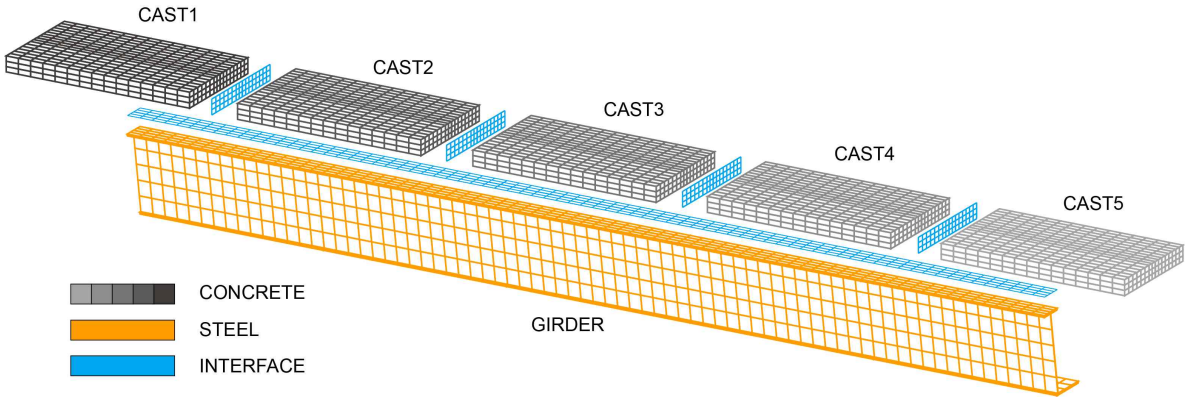


<그림 3.3.25 구조물의 해석단면>

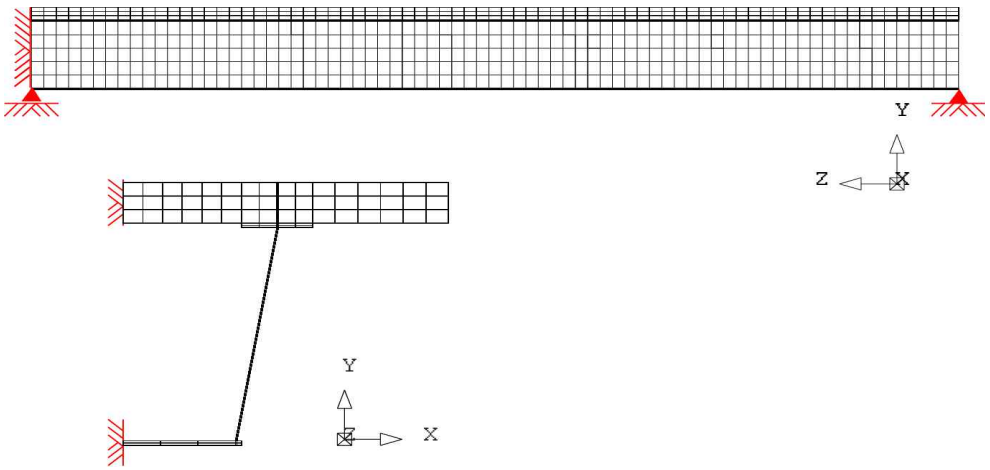
◉ 구조물 모델링

합성교 구조물은 3차원으로 모델링을 하였으며, 8절점 등방 solid 요소를 사용하였다. 그림 3.3.26은 유한요소 모델링을 나타낸 것으로, 해석에 고려한 좌표축은 구조물의 횡방향으로 X, 높이방향으로 Y, 종방향으로 Z 축으로 정하였다. 슬래브와 거더 사이와 각 슬래브의 사이에는 interface 요소를 삽입하였다. 합성 전에는 거더로 인한 슬래브의 구속이 생기지 않도록 하여, 슬래브 간의 응력 재분배를 제거하고, 합성 후에는 슬래브의 크리프와 건조수축에 의한 변화가 거더에 의해 구속되어, 슬래브의 응력 재분배가 유발하도록 하였다.

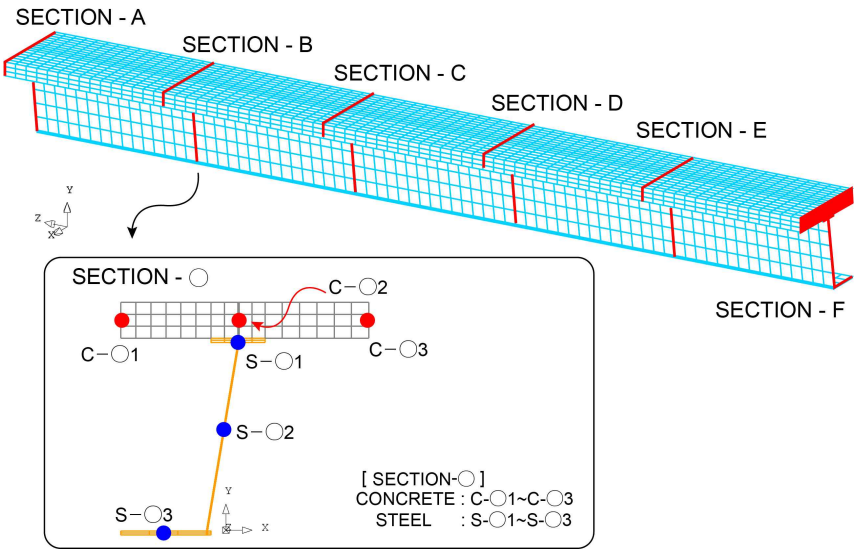
그림 3.3.27과 3.3.28은 합성교의 구속조건과 주요 해석결과의 출력 위치를 나타낸 것이다. 각각의 위치에서 구조물의 변위와 슬래브와 거더의 응력을 출력하였다.



<그림 3.3.26 유한요소 모델링>



<그림 3.3.27 구조물의 구속조건>

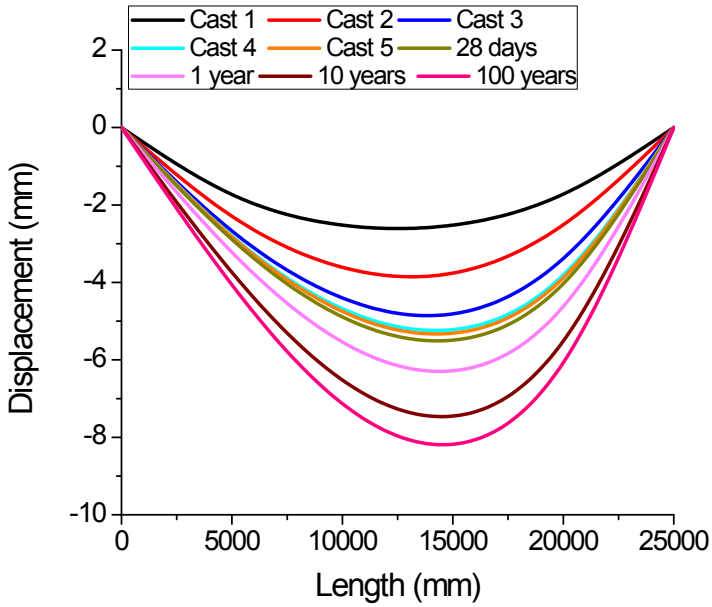


<그림 3.3.28 해석결과 출력위치>

(4) 해석결과

◉ 구조물의 시간에 따른 변위

그림 3.3.29는 시간에 따른 처짐의 변화를 나타낸 것이다. 그림에서 보듯이, 합성 전에는 각 슬래브의 압출가설시 슬래브의 자중에 의해 단계적으로 처짐이 발생하는 것으로 나타났으며, 합성 후에는 크리프와 건조수축에 의해서 처짐이 발생하는 것으로 나타났다. 합성교 구조물의 최대 처짐은 100년 후 약 8mm로 발생하는 것으로 나타났으며, 이는 장기처짐에 대한 허용한계값 (L/480=52mm) 이하로 안전한 것으로 나타났다.

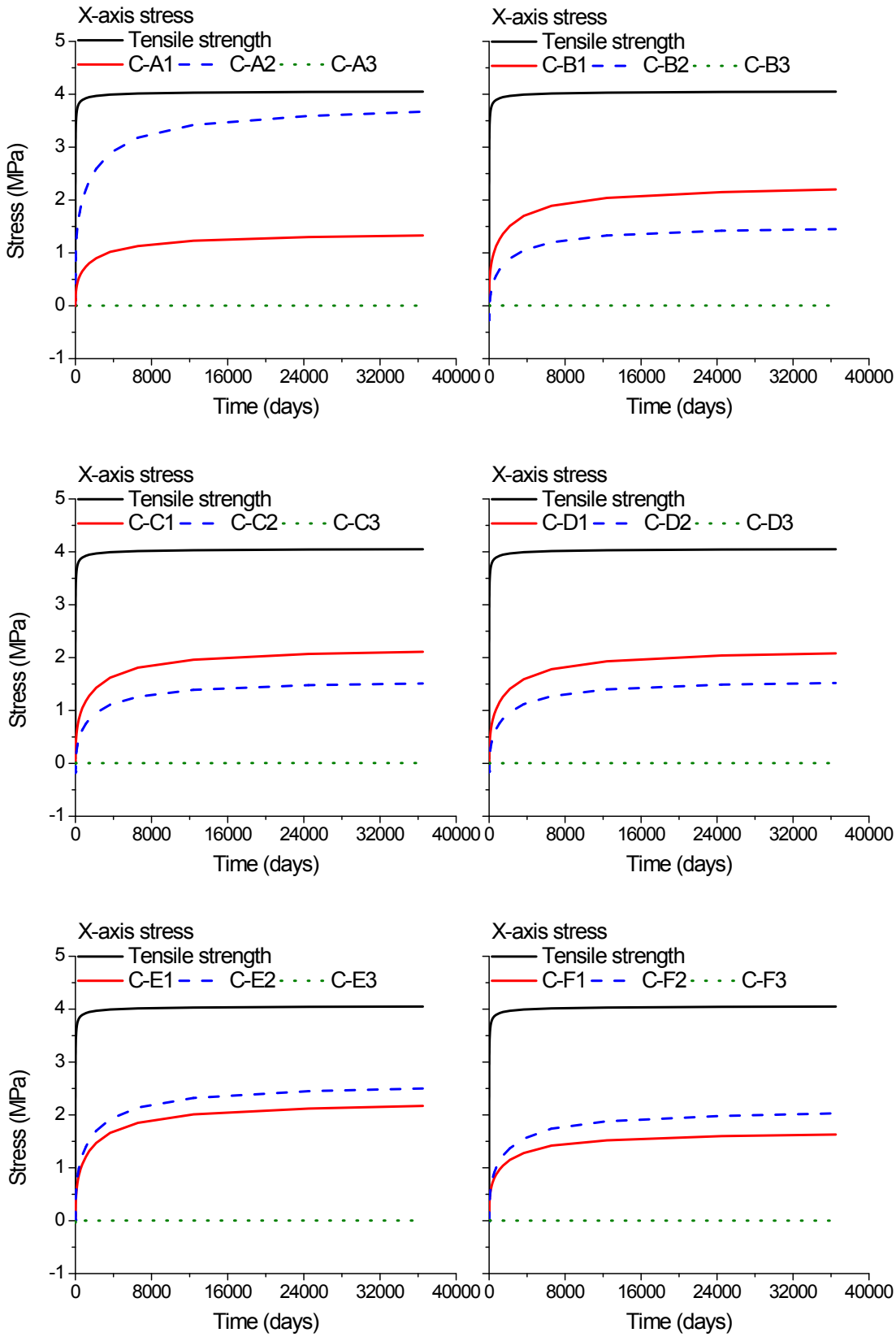


<그림 3.3.29 구조물의 시간에 따른 변위>

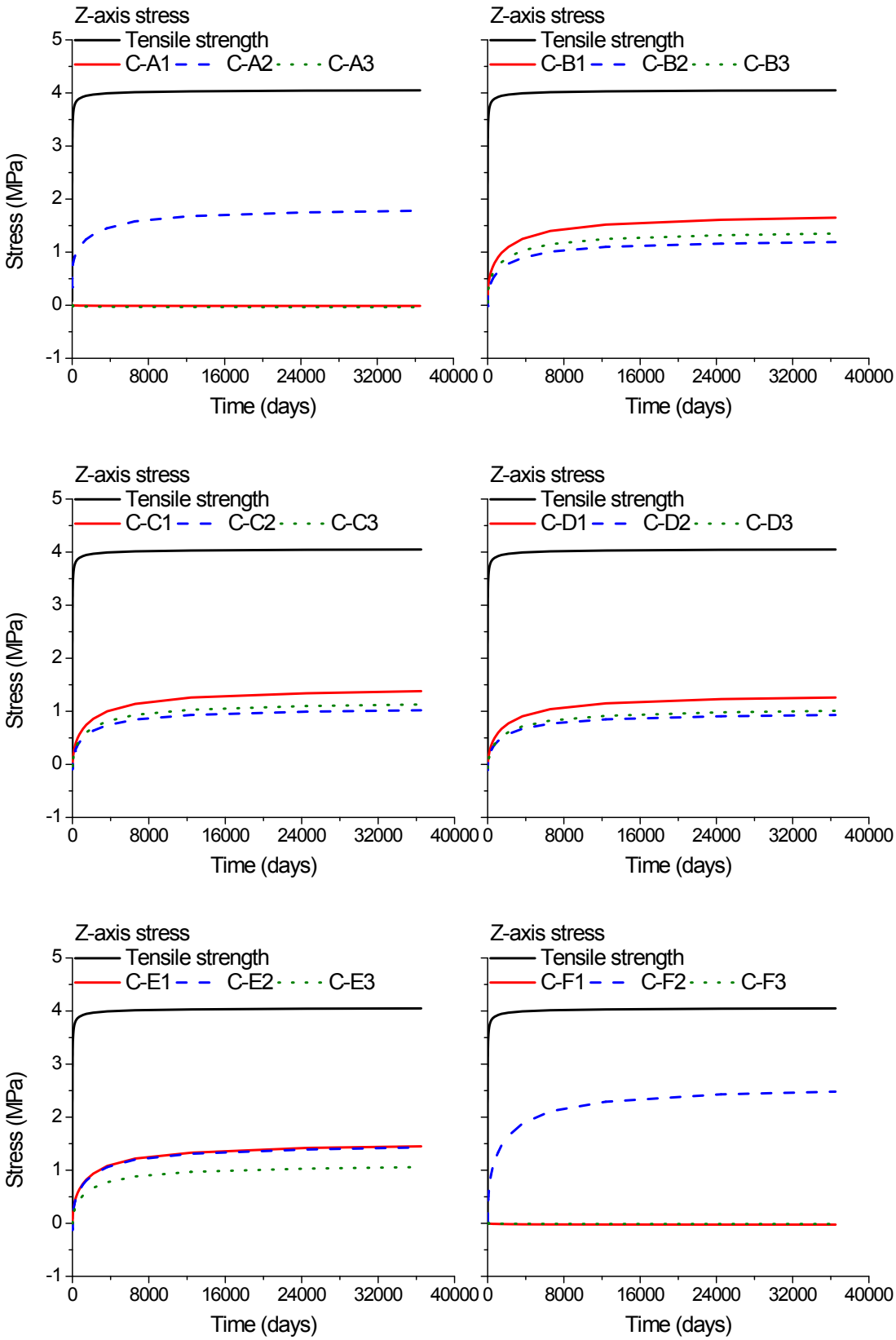
◉ 구조물의 시간에 따른 응력 변화

- 응력 변화

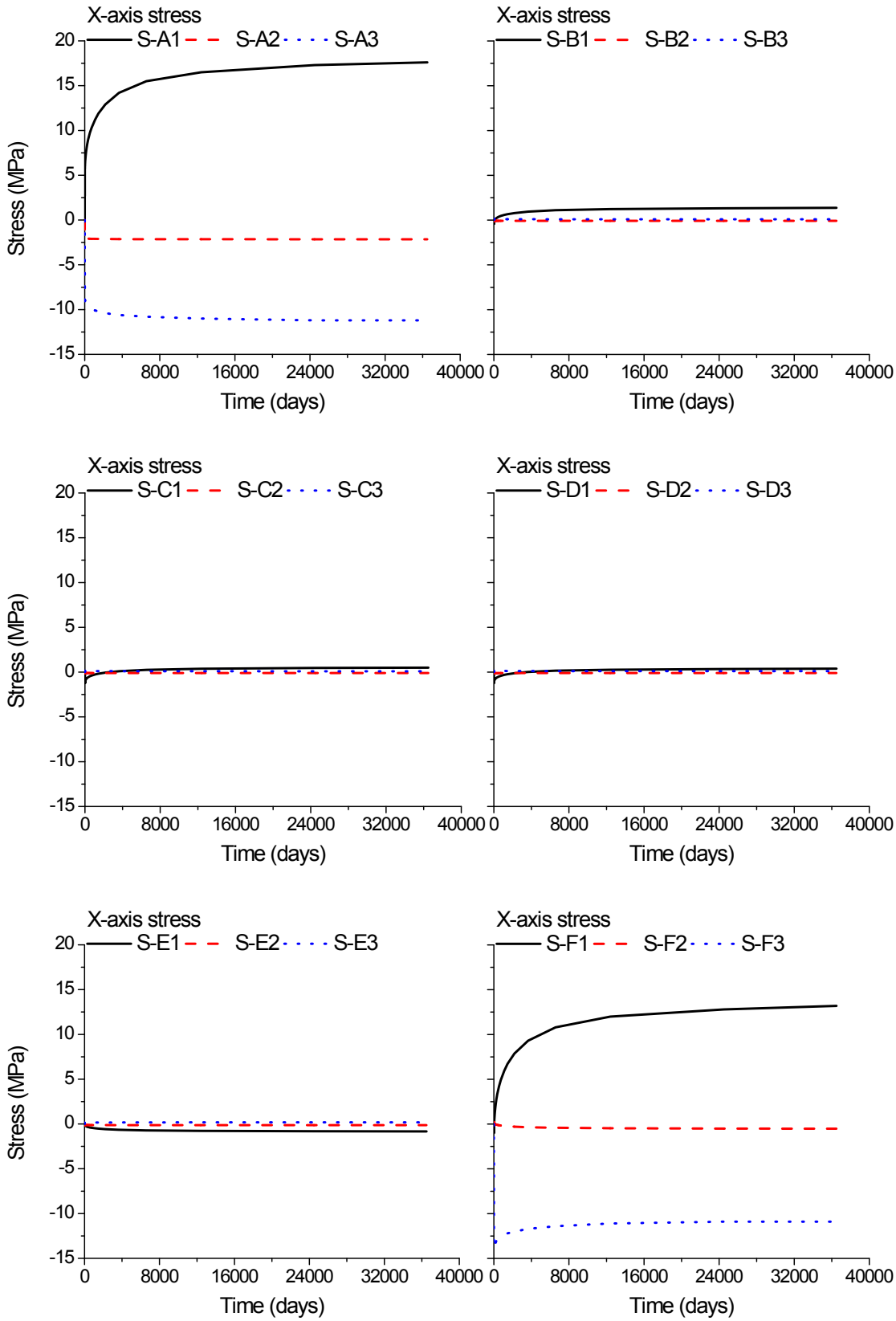
그림 3.3.30 ~ 3.3.34는 각 출력위치에서의 시간에 따른 응력변화를 나타낸 것이다. 크리프와 건조수축에 의한 슬래브 콘크리트의 응력변화는 장기적으로 감소하고 있는 것으로 나타났다. 콘크리트의 응력은 모두 허용인장강도와 압축강도를 넘지 않는 것으로 나타났으며, 거더(강재)의 응력 또한 모두 허용인장응력보다 작은 값으로 나타났다.



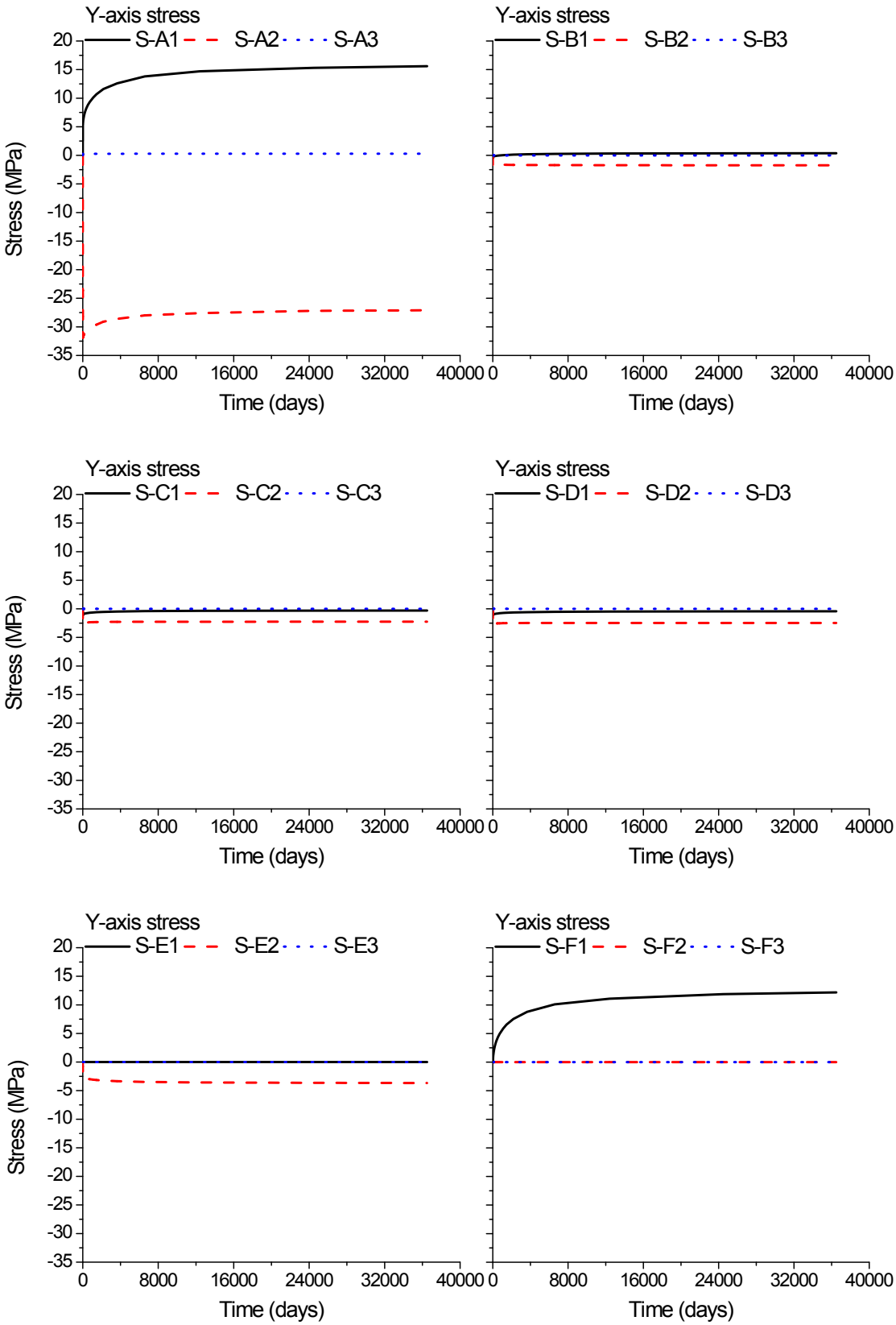
<그림 3.3.30 시간에 따른 슬래브의 X방향 응력 변화>



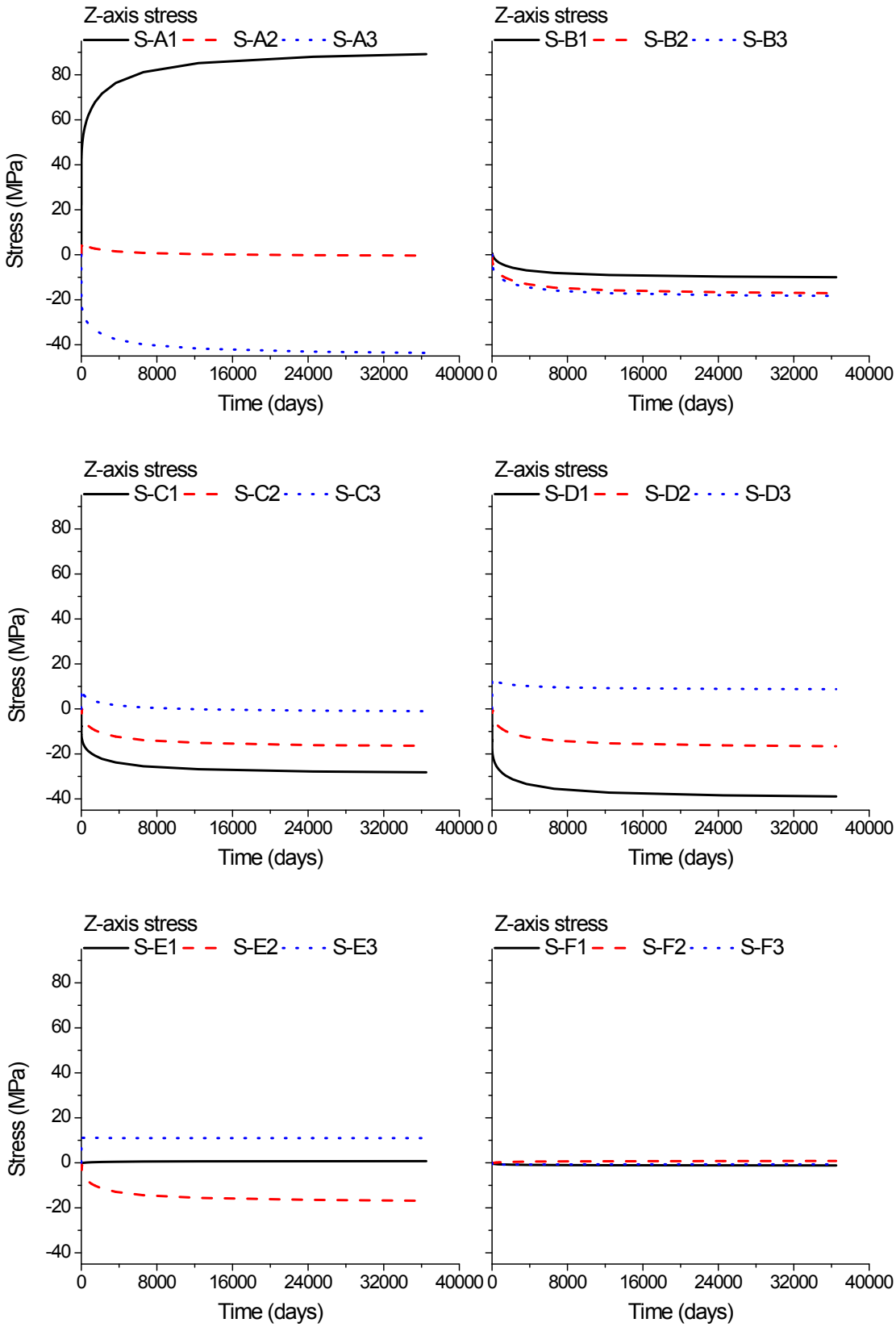
<그림 3.3.31 시간에 따른 슬래브의 Z방향 응력 변화>



<그림 3.3.32 시간에 따른 거더의 X방향 응력 변화>



<그림 3.3.33 시간에 따른 거더의 Y방향 응력 변화>



<그림 3.3.34 시간에 따른 거더의 Z방향 응력 변화>

(5) 소결

합성교에 대한 처짐 검토 결과, 100년 후 처짐 8mm로 지속하중에 대한 허용한계값(L/480 = 52 mm)을 만족하는 것으로 나타났다. 따라서 장기변형에 의한 사용성과 안전성에 문제가 발생하지 않을 것으로 판단된다.

콘크리트의 응력은 모두 허용인장강도와 압축강도를 넘지 않는 것으로 안전성 확보에 문제가 없을 것으로 판단된다.

거더(강재)의 응력은 모두 허용인장응력보다 작은 값으로 안전성을 유지할 수 있다고 판단된다. 압출가설되는 바닥판 콘크리트의 크리프 및 건조수축에 따른 합성교의 장기거동을 해석적으로 예측하였으며, 사용성, 내구성, 안전성 측면에서 모두 문제가 없는 것으로 나타났다.

3.2.3 합성 포켓 부분에 대한 부등건조수축을 고려한 균열 안정성 평가

(1) 개요

콘크리트의 균열은 구조물의 사용성 및 내구성을 저해하는 가장 큰 요인 중 하나이다. 압출가설 바닥판의 합성과정에서 외부 콘크리트와 내부 충진 콘크리트 사이 계면에서 건조수축에 의한 균열이 발생할 수 있으며, 이를 사전 예측을 통해 검토할 필요가 있다.

건조수축은 콘크리트의 내부의 수분이 외부로 빠져나가면서 일어나게 되며, 표면부분의 수분이 먼저 외부로 이동하면서 부등건조수축의 형태로 발생하게 된다.

이 연구에서는 수분확산 및 부등건조수축을 고려하여 균열에 취약할 것으로 예상되는 합성 포켓 부분의 균열안전성에 대해 해석을 수행하고자 하였다.

콘크리트 구조물에서 발생하는 균열의 가장 대표적인 원인 중 하나가 건조수축이다. 건조수축은 콘크리트 내부의 수분이 확산에 의해 외부로 빠져나가면서 발생하게 된다. 이 확산과정에서 외부의 수분이 먼저 빠져나가고, 이로 인해 단면 내에 수축량이 달라지게 된다. 이러한 부등건조수축은 표면에 인장응력을 발생시키고, 균열은 표면에서 시작되어 내부로 진전된다. 건조수축은 항상 부등건조수축의 형태로 발생하며 단면의 크기가 클수록 부등건조수축에 의해 발생하는 인장응력의 크기가 증가된다.

현존하는 건조수축 모델은 단면 내 평균적인 변형률에 대한 것이며, 부등건조수축을 고려할 수 없다. 부등건조수축 및 응력해석을 위해선 내부 수분의 확산에 대한 해석이 선행되어야 하며, 수분분포에 대한 해석결과로부터 수축량, 내부 구속에 의한 응력, 크리프가 동시에 고려되어야 한다. 부등건조수축으로 인해 발생하는 응력은 크리프 변형을 유발하게 된다. 이 크리프 변형은 균열을 저감시키거나 균열발생 시기를 지연시키는 효

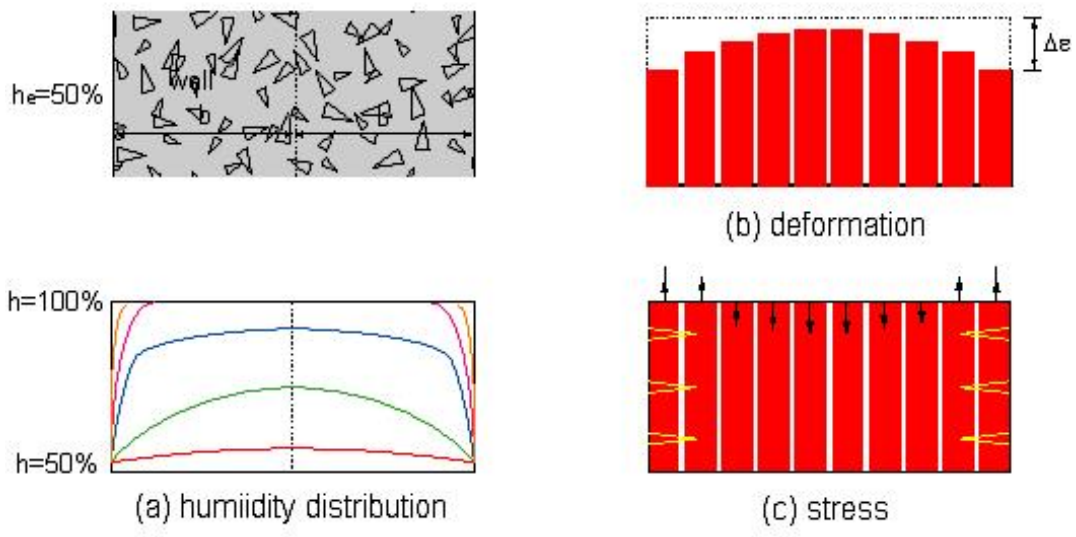
과를 나타낸다. 따라서 건조수축에 의한 균열해석에서는 반드시 크리프 변형을 함께 고려해 주어야 한다.

따라서 본 해석에서는 합성 포켓 부분의 부등건조수축에 대한 균열 안정성을 검토하고자 한다.

(2) 해석모델

◉ 개요

그림 3.3.35는 부등건조수축에 의해 발생하는 응력 및 균열 발생 메커니즘을 나타낸 것이다. 콘크리트 표면의 수분이 먼저 빠져나가면서(그림 3.3.35(a)), 표면의 수축량이 내부보다 크게 나타난다(그림 3.3.35(b)). 콘크리트의 내부 구속에 의해 그림 3.3.35(c)에서 보는 바와 같이 표면에는 인장응력 내부에는 약간의 압축응력이 발생한다.



<그림 3.3.35 부등건조수축에 의한 응력 및 균열 발생 메커니즘>

응력해석에 고려되어야 하는 재령에 따른 역학적 특성의 변화와 크리프는 우리나라 모델식의 근간이 된 CEB-FIP 모델식(1990)을 사용하였다.

시간에 따른 응력 및 변형률 계산에는 시간 단계 해석법이 사용되었다.

◉ 수분확산계수

CEB-FIP 모델식(1990)에서는 등온조건(isothermal condition)인 경우에 대해 수분확산계수를 공극의 상대습도 함수로 표현하고 있으며 식(55)과 같이 수분확산계수를 나타내

고 있다.

$$D(h) = D_1(\alpha + \frac{1-\alpha}{1+[(1-h)/(1-h_c)]^n}) \quad (55)$$

여기서, D_1 : h = 1.0 인 경우의 수분확산계수(최대 수분확산계수), m^2/hr

D_0 : h = 0.0 인 경우의 수분확산계수(최소 수분확산계수), m^2/hr

α : D_0/D_1

h_c : $D(h) = 0.5D_1$에서 공극의 상대습도

n : 지수

h : 공극의 상대습도

CEB-FIP 모델식(1990)에서는 근사적으로 α=0.05, h_c=0.80, n=15를 제시하고 있다. 그리고 최대 수분확산계수 D_1 은 압축강도의 함수이며, 식(56)과 같다.

$$D_1 = \frac{D_{1.0}}{f_{ck}/f_{cko}} \quad (56)$$

여기서, $D_{1.0}$= 3.2.6x10^{-6} m^2/hr이고, f_{ck0} = 102 kg/cm^2(10 MPa)이다. f_{ck}는 설계기준 압축강도이며 콘크리트의 평균 압축강도(f_{cm})로부터 구할 수 있다.(식(19))

이 해석에서는 CEB-FIP 모델식(1990)에서 제안하는 식(56)로부터 수분확산계수를 구하여 사용하였다.

◉ 표면계수

콘크리트 표면부의 상대습도는 노출된 외부 환경의 습도에 따라 좌우된다. 수분확산 이론에서는 콘크리트 표면의 상대습도와 외부 습도의 관계를 아래 식(57)과 같은 경계조건으로 나타내고 있다.

$$D\left(\frac{\partial h}{\partial n}\right)_S = f(h_{en} - h_S) \quad (57)$$

여기서 f 는 표면계수(surface factor, m/s)이며, h_{en}은 외기의 상대습도, 그리고 h_S는

노출된 표면에서의 상대습도를 나타낸다.

Sakata는 콘크리트와 외기의 경계면에서 표면계수(또는 수분전달계수)와 물-시멘트비의 관계에 대하여 식(58)과 같이 제시하였다.

$$f = 2.17\times10^{-3}\left(\frac{w}{c}\right) - 8.56\times10^{-4} \qquad (58)$$

여기서, f : 표면계수, m/hr

w/c : 물-시멘트비 (0.7~0.4)

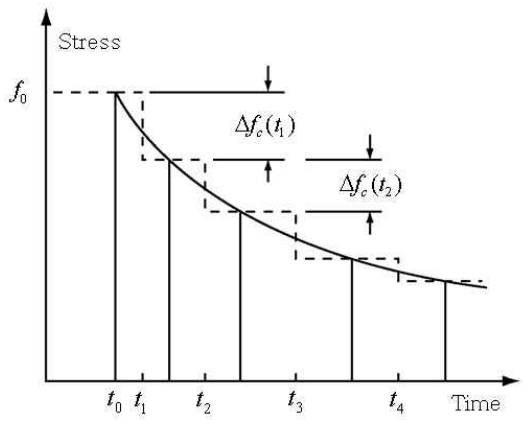
이 해석에서는 수분확산 해석에서 경계조건을 나타내는 식(58)의 표면계수 f 를 사용하였다.

◉ 시간단계해석법

크리프 모델은 기본적으로 하중이 시간에 따라 일정하게 유지될 때의 크리프 변형을 제안하고 있으며, 건조수축과 크리프(또는 응력이완)에 의해 응력이 시간에 따라 변화할 경우 이를 고려한 해석법이 필요하다.

일반적으로 유한요소해석에서 시간단계해석법(step-by-step)이 사용되고 있으며, 이 해석에서도 이 방법을 사용하였다.

그림 3.3.36은 시간단계해석법의 개념과 응력변화에 대한 변형률 계산 방법을 나타낸 것이다.



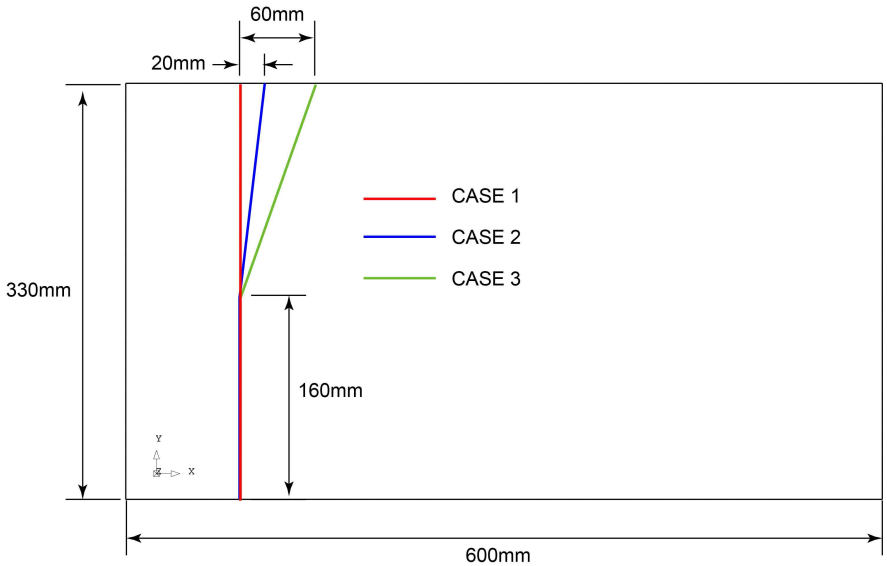
$$\varepsilon_c(t,t_0) = \frac{f_0}{E_c(t_0)}[1+\phi(t,t_0)] + \sum_{j=1}^{n}\frac{\Delta f_c(t_j)}{E_c(t_j)}[1+\phi(t,t_j)] + \varepsilon_{sh}(t,t_s)$$

<그림 3.3.36 시간단계해석법>

(3) 해석방법

◉ 해석개요

본 해석에서는 합성 포켓 부분에 대한 부등건조수축 해석을 위해 상용해석프로그램인 'DIANA Ver. 9.1.'을 사용하였다. 해석은 그림 3.3.37과 같이 합성 포켓부분의 경사를 변수로 수행되었다. 해석변수는 3.2.1절에서 수행된 실험에 사용된 실험체와 같은 경사, 경사가 없는 경우 그리고 경사가 더 큰 경우, 3가지에 대하여 해석을 수행하였다. 또한 내부 콘크리트와 외부 콘크리트의 사이에는 interface요소를 사용하여, 부등건조수축에 의해 두 콘크리트 간에 slip이 생길 수 있도록 하였다. 해석에서는 이러한 slip의 유도로 부등건조수축으로 인한 두 콘크리트 사이의 접합성능 및 균열 양상을 파악하고자 하였다.



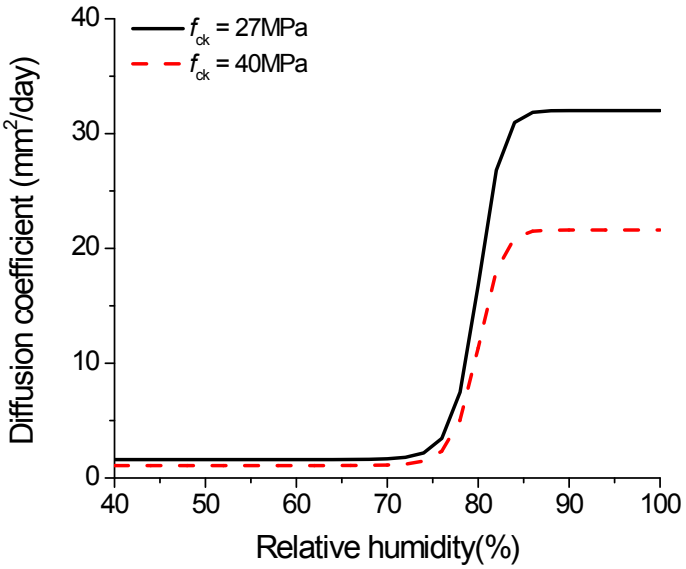
<그림 3.3.37 합성 포켓 부분의 경사>

◉ 해석입력변수

수분확산계수는 콘크리트 내부의 상대습도, 강도, 재령의 함수이다. 해석에서는 콘크리트의 강도와 내부 상대습도에 따라 수분확산계수가 변화하는 것으로 그림 3.3.38과 같이 고려하였다. 이외의 해석 입력변수는 다음의 표와 같다.

<표 3.3.13 해석 입력 변수>

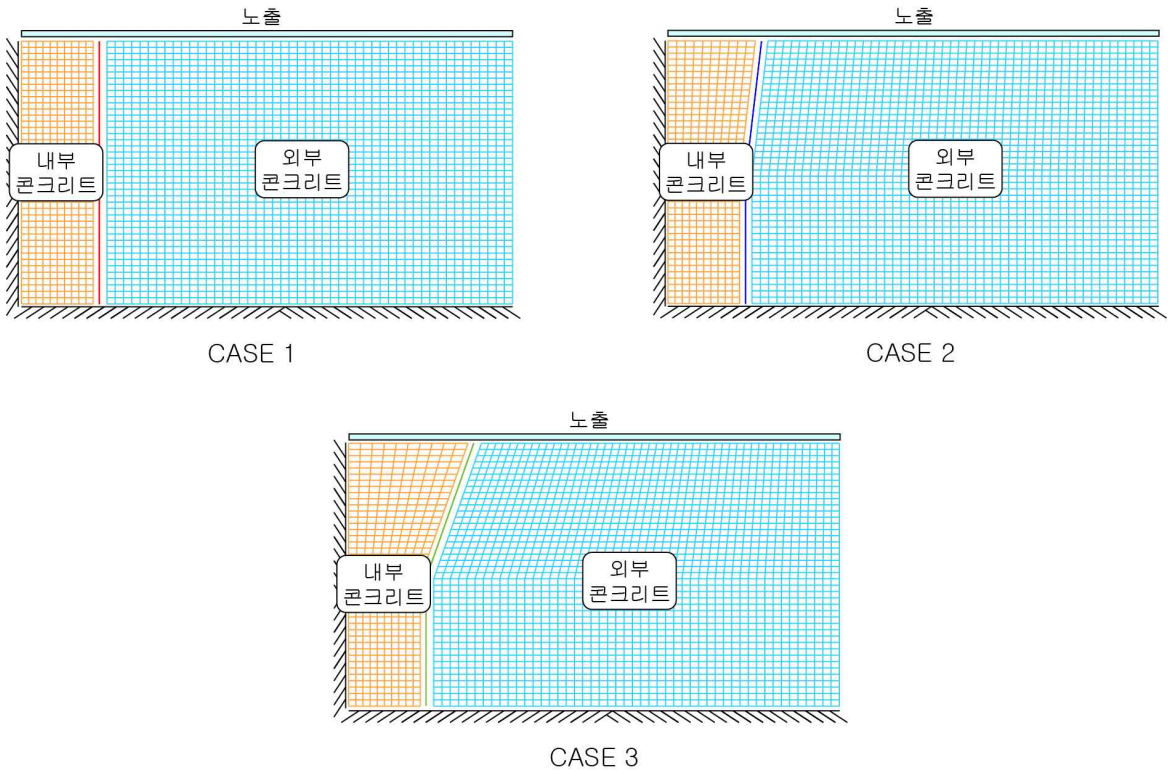
입력값		내부 콘크리트	외부 콘크리트
물성치	28일 압축강도 (MPa)	35	27
	28일 탄성계수 (MPa)	30887	27800
	포아송비	0.18	0.18
수분확산	최대수분확산계수(mm^2/day)	21.6	32.0
	표면계수(mm/day)	12.1	12.1



<그림 3.3.38 내부 습도에 따른 수분확산계수의 변화>

◉ 해석구조물 모델링

구조물은 각 해석변수에 따라 3가지 형태의 2차원으로 모델링하였다. 그림 3.3.39는 유한요소 모델링을 나타낸 것으로, 해석에 고려한 좌표축은 횡방향으로 X, 높이방향으로 Y축으로 정하였다. 내부 콘크리트와 외부 콘크리트의 사이에는 interface요소를 사용하였다. 또한 그림 3.3.39에 구조물의 구속조건과 노출면도 표시하였다. 외부 콘크리트는 양생 7일 후 상대습도 60%의 대기에 노출된다. 내부 콘크리트의 경우는 외부 콘크리트 타설 7일 후 타설하며, 양생 7일 후 상대습도 60%의 대기에 노출된다.

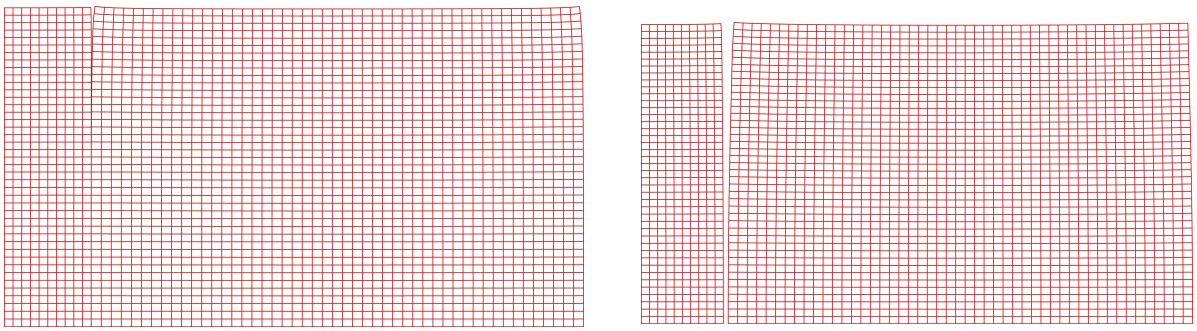


<그림 3.3.39 유한요소 모델링>

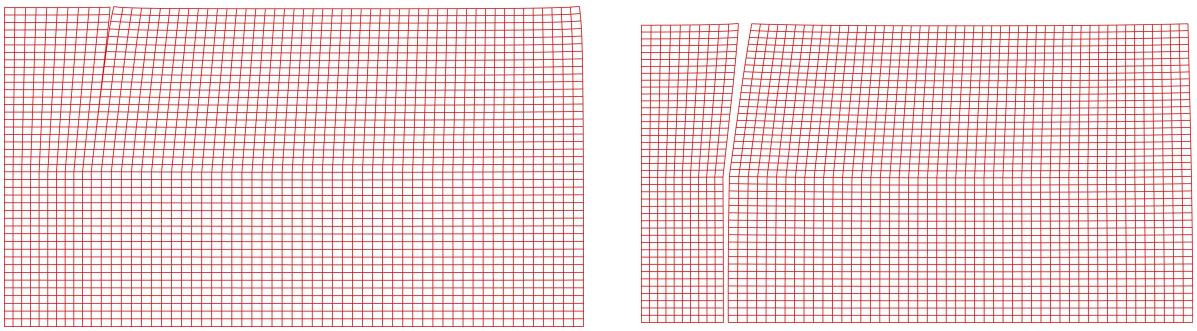
(4) 해석결과

◉ 구조물의 변형

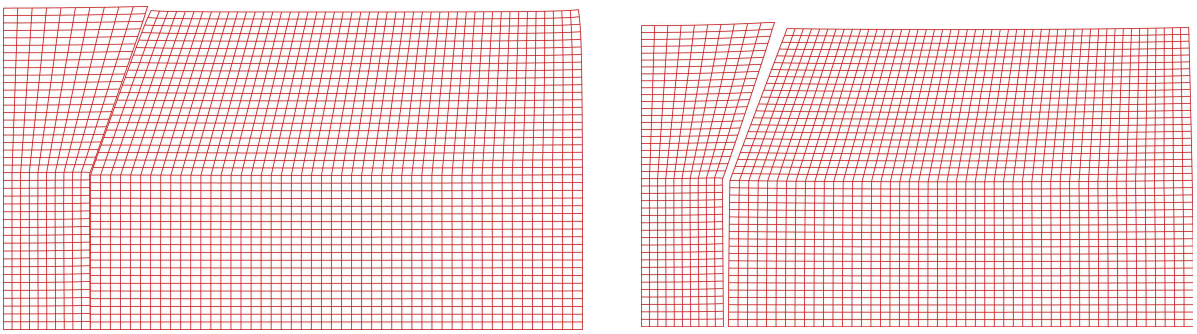
그림 3.3.40은 구조물의 변형 양상을 나타낸 것으로 200배 확대하여 나타낸 것이다. 노출표면으로부터 균열이 진전하는 것을 볼 수 있다.



(a) Case 1 (좌 : 14일 후, 우 : 100년 후)



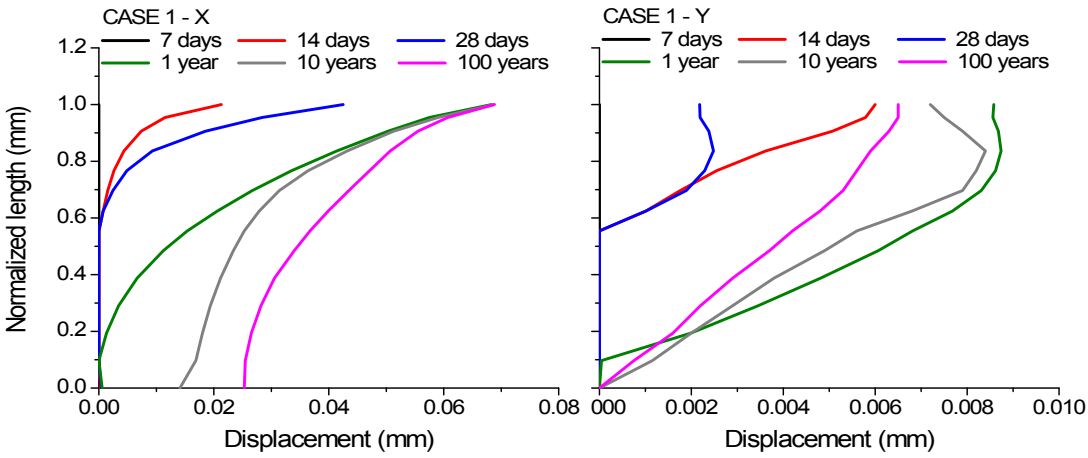
(a) Case 2 (좌 : 14일 후, 우 : 100년 후)



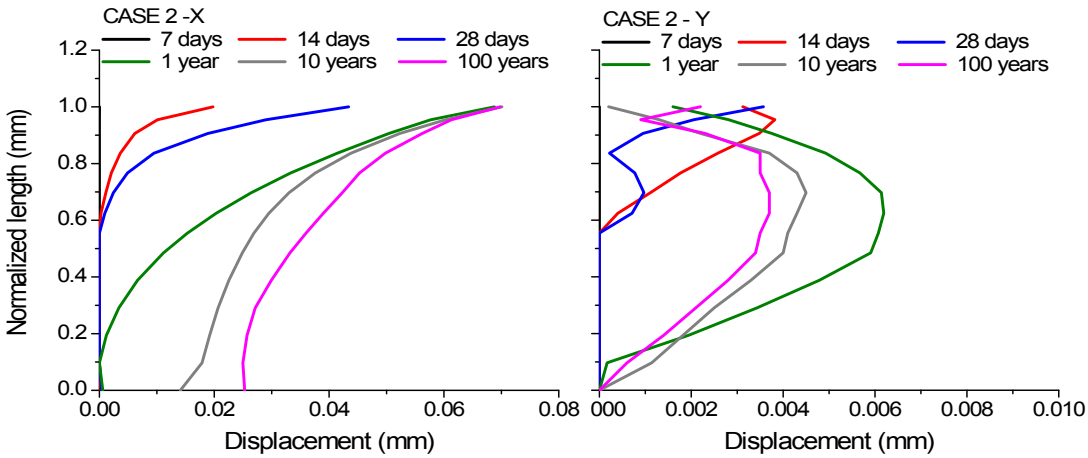
(a) Case 3 (좌 : 14일 후, 우 : 100년 후)

<그림 3.3.40 구조물의 변형 양상>

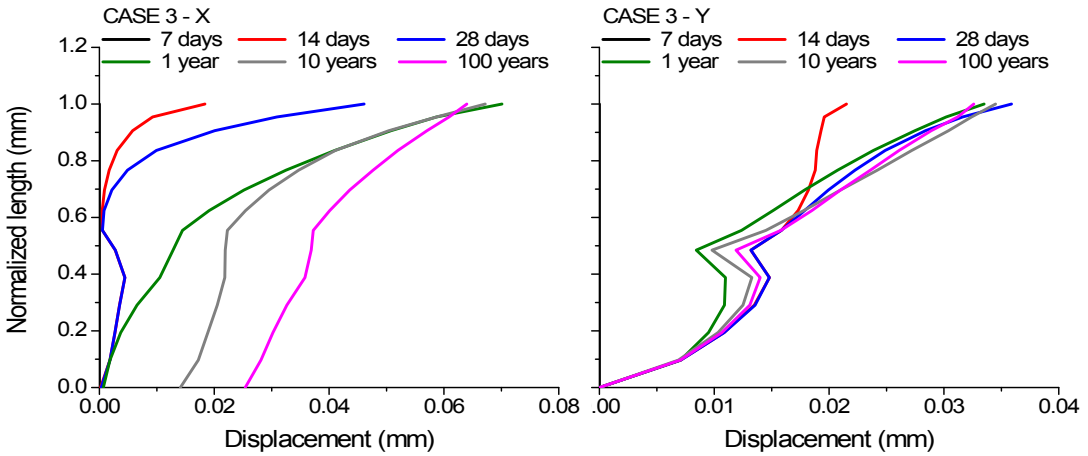
그림 3.3.41은 내•외부 콘크리트의 경계면의 변위를 나타낸 것으로, 바닥에서부터 노출면까지의 거리를 1로 정규화를 하여 나타내었다.



(a) Case 1 (좌 : X방향변위, 우 : Y방향변위)



(b) Case 2 (좌 : X방향변위, 우 : Y방향변위)

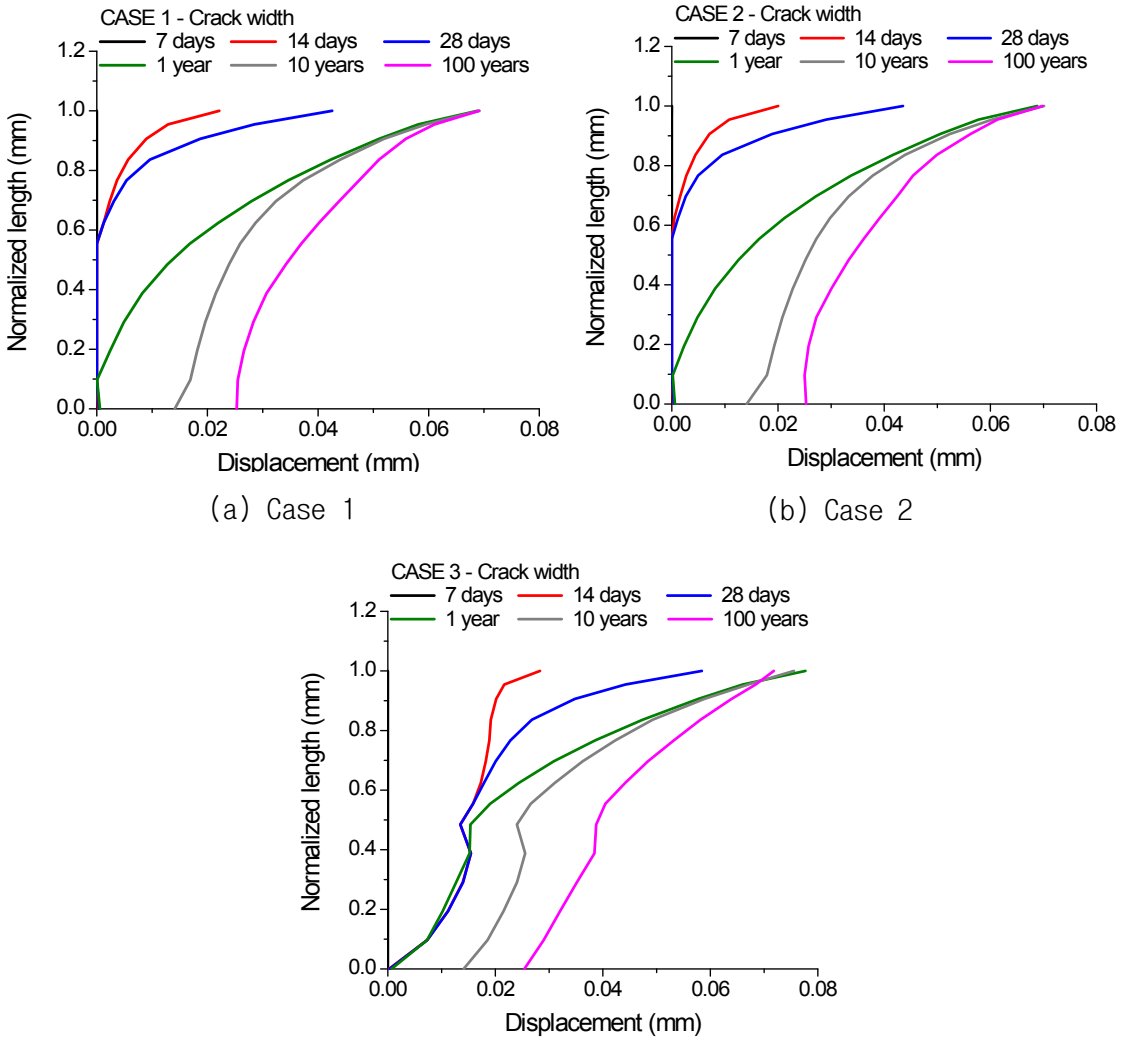


(c) Case 3 (좌 : X방향변위, 우 : Y방향변위)

<그림 3.3.41 내·외부 콘크리트의 경계면의 변위>

그림 3.3.42는 위에서 나타낸 경계면의 X방향과 Y방향 변위를 이용하여 균열폭을 계산하여 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 최대 균열폭은 약 0.08mm로 눈에 보이지

않는 크기이며, 콘크리트의 인장응력-균열개구변위 관계에서 일반적으로 0.1mm 인장응력이 유지되는 것을 고려한다면, 사용성 및 내구성에 문제가 되지 않을 것으로 판단된다.



(a) Case 1 (b) Case 2

(d) Case 3

<그림 3.3.42 시간에 따른 균열폭의 변화>

(5) 소결

합성 포켓 부분에 대한 수분확산 해석과 구조해석을 통해 부등건조수축으로 인한 균열 발생을 검토하였다. 100년 후 내부 콘크리트와 외부 콘크리트의 접합면에 발생하는 최대 균열은 폭 0.08mm로, 콘크리트의 인장응력-균열개구변위 관계에서 일반적으로 0.1mm 인장응력이 유지되는 것을 고려한다면, 사용성 및 내구성에 문제가 되지 않을 것으로 판단된다. 따라서 합성포켓 부분의 부등건조수축에 의한 균열 안정성을 확보할 수 있다고 판단된다.

3.2.4 합성 성능 예측을 위한 비선형해석

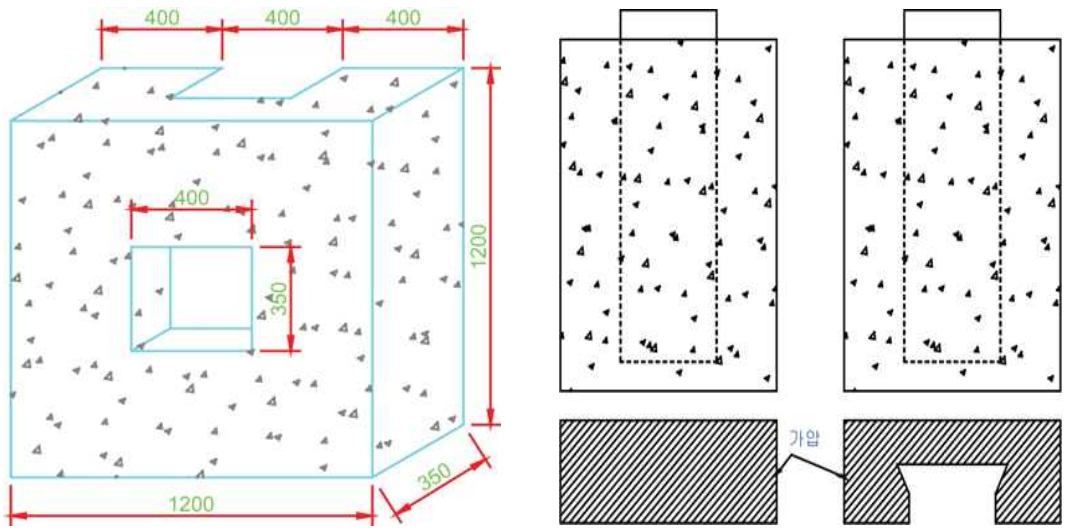
(1) 개요

3.1절에서 바닥판과 강거더와의 합성에 대한 실험적 검증이 이루어졌다. 그러나 실제 설계에서 고려될 수 있는 모든 경우에 대한 실험검증은 불가능 하며, 해석적 방법으로 합성성능을 사전에 정확히 예측하는 기술이 필요하다.

합성성능의 정량적 예측을 위해선 압출가설 슬래브의 경우 내부 충진 콘크리트와 압출된 외부 콘크리트의 계면에서 파괴와 전단연결재와 내부 충진 콘크리트 사이의 파괴를 동시에 고려해야 한다. 당해연도의 경우 상대적으로 파괴하중이 낮은 내·외부 콘크리트 계면의 파괴거동을 해석적으로 평가하기 위한 기초연구를 수행하였다.

3.1절의 실험체를 대상으로 파괴거동 해석을 수행해 보았으며, 내부 충진콘크리트와 외부 바닥판 콘크리트 사이의 계면 파괴거동을 적절히 고려할 수 있는 지 여부를 검토하는 것이 해석의 목적이었다. 3차년도에는 보다 정밀한 해석을 수행하여 실제 파괴거동을 보다 정확히 예측하고자 한다.

그림 3.3.43(a)는 3.1절의 실험체 형상 및 치수를 나타낸 것이다. 중앙의 구멍에 내부콘크리트를 타설하여 채워지는 식의 시공 방식을 고려하여 경계면에는 interface요소를 사용하여 모델링 하였다. 그림 3.3.43(b)는 가압방식을 나타낸 것이다. 일부가압으로 신·구 콘크리트 계면 파괴를 유도하여 파괴해석을 수행하였다.



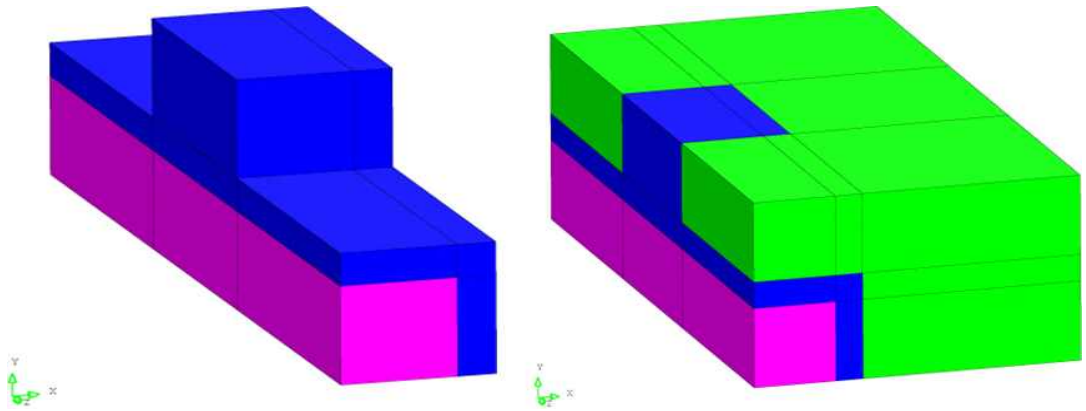
(a) 형상 및 치수 (b) 가압 방식

<그림 3.3.43 구조물의 형상 및 가압 방식>

(2) 해석 방법

◉ 유한요소 모델링

그림 3.3.44와 같이 해석대상 구조물을 모델링 하였다. 대칭성을 고려하여 1/2로 모델링 하였고, 8절점의 Solid 요소를 사용하였다. 내부 콘크리트의 보라색 부분은 선형탄성체로 가정하였고 파란색 부분과 외부 콘크리트인 녹색 부분에는 콘크리트의 압축 비선형을 고려하기 위한 재료모델(Maekawa Model)을 사용하였다. 인장균열을 고려하기 위해 rotation crack model을 적용하여 임의 방향의 균열 발생이 모사될 수 있도록 하였다.



(a) 내부콘크리트 (b) 1/2모델링

<그림 3.3.44 해석대상 구조물 모델링 형상>

◉ 사용재료 물성치

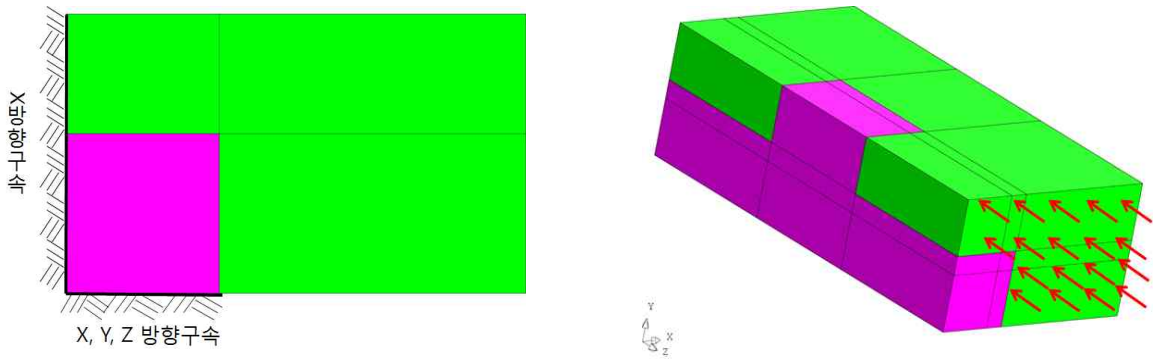
표 3.3.14는 콘크리트(Maekawa-Model)의 물성치를 나타낸 것이다.

<표 3.3.14 콘크리트의 물성치>

Property		Value
Young's modulus		27.8 GPa
Poisson's ratio		0.2
Maekawa-Model	Shear retention factor	0.02
	Compressive strength	27 MPa
	Tensile strength	3.27 MPa
	Tensile fracture energy	0.15 N/mm
	Crack bandwidth	100 mm

◉ 하중 및 구속 조건

그림 3.3.45는 하중 및 구속 조건을 나타낸 것이다.



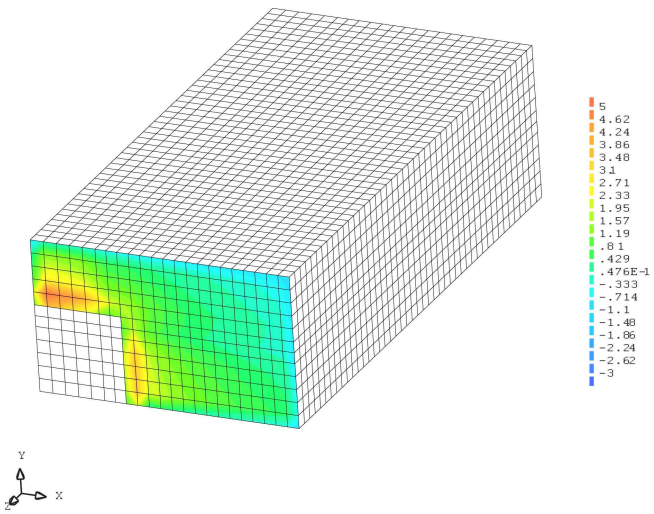
(a) 구속 조건 (b) 변위

<그림 3.3.45 하중 및 구속 조건>

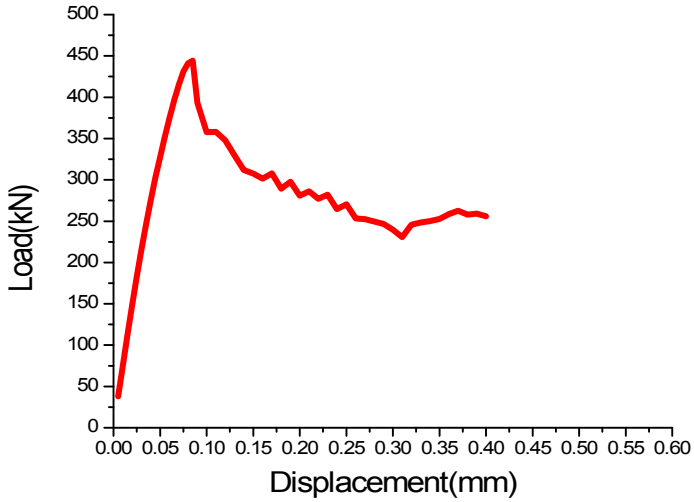
내부콘크리트에 강거더와 부착되는 부분을 X, Y, Z방향으로 구속하였고, 1/2모델링으로 자른 단면을 X방향으로 구속하였다. 일부 가압으로 외부콘크리트의 앞면에 Z방향으로 변위를 0.4mm까지 단계적으로 증가시키는 해석을 수행하였다.

(3) 해석 결과

그림 3.3.46(a)는 가압 면의 응력 분포를 나타낸 것이고, 그림 3.3.46(b)는 해석결과로부터 얻은 하중-변위 관계이다. 변위 0.85mm 일 때에 최대하중이 444kN으로 나타났다. 실험체에 대한 1/4 모델링으로 대칭성을 고려하면 전체 구조물이 받을 수 있는 최대 하중은 1,780kN으로 나타났다.



(a)가압을 한 면의 하중 분포



(b)변위-하중 그래프

<그림 3.3.46 가압면의 하중분포와 변위-하중 그래프>

(4) 소결

압출가설된 슬래브와 강거동의 합성성능을 정확하게 예측하기 위한 해석의 일환으로 내부 충진콘크리트와 외부 슬래브콘크리트 계면 파괴에 대한 유한요소 해석을 수행해 보았다. 콘크리트의 압축 비선형, 계면의 마찰, 균열을 모두 고려한 해석을 수행하였으며, 재료모델의 여러 파라미터를 가정하였음에도 계산된 파괴하중은 실제 측정된 하중과 유사한 크기를 나타내었다.

3.3 합성성능 향상 방법 제안 및 검증

3.3.1 개요

3.2.1에서 수행된 상부슬래브와 강거더의 합성 성능 평가 실험에서 그림 3.3.14와 같은 형상의 실험체가 제작되었고, 두 가지 파괴모드, 첫째는 전단연결재와 내부 채움 콘크리트 부분의 파괴 그리고 두 번째는 내부 채움 콘크리트와 외부 슬래브 콘크리트 계면에서의 파괴를 유도하는 실험이 수행되었다. 그림 3.3.23과 같은 실험결과를 얻었으며, 모든 실험체에서 실험체 설계시 목표한 최대전단력 120 tonf를 초과하는 성능을 나타내었다. 그러나 내부 채움 콘크리트와 외부 슬래브 콘크리트 계면에서의 파괴를 유도한 실험결과는 전단연결재와 내부 채움 콘크리트 합성 부분의 파괴를 유도한 경우에 비해 매우 낮은 전단강도를 나타내고 있다. 그러나 차량하중 등의 피로하중이 작용하는 경우 채움 콘크리트와 슬래브 콘크리트 계면의 합성성능이 장기적으로 감소할 수 있는 위험이 있다. 또한 합성성능이 전단연결재가 아닌 계면의 전단강도에 의해 결정될 수 있다. 따라서 상대적으로 낮은 강도를 나타내는 계면의 합성성능을 향상시키고, 반복 하중 하에서의 강도 감소를 최소화 할 수 있는 방안이 필요하다. 3차년도에는 채움 콘크리트와 슬래브 콘크리트 계면의 부착강도를 증진시키는 방법을 제안하고 정적 및 반복하중에 대한 강도향상을 확인하는 실험을 수행하였다.

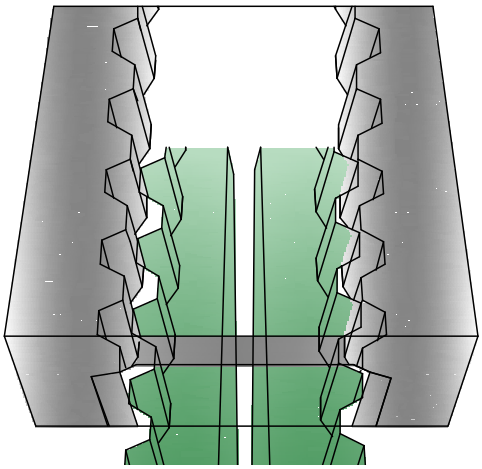
3.3.2 합성성능 향상 방법 제안

내부 채움 콘크리트와 외부 슬래브 콘크리트 계면에서의 전단강도를 높이는 방법으로 그림 3.3.47과 같이 계면에 전단키를 반복적으로 설치하는 방안을 제안하고자 한다. 외부 슬래브를 제작할 때 채움 콘크리트와 접촉하게 되는 계면에 전단키를 일체로 설치하고, 채움 콘크리트를 타설하게 된다.

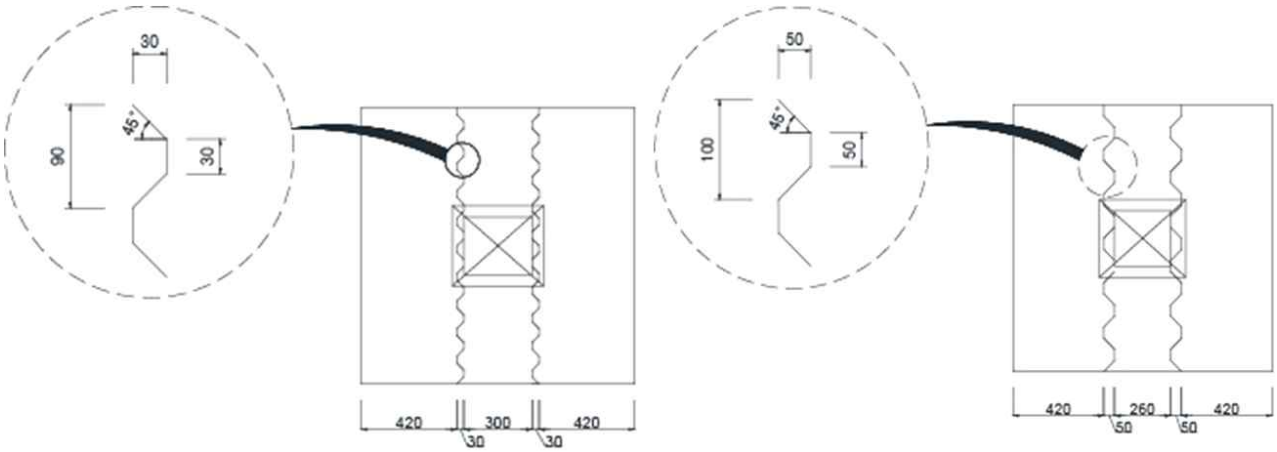
전단키 제작에 대한 시공 편이성을 확보하고 강재 플랜지 위에서 외부 슬래브를 압출해야하는 상황을 고려하여 전단키의 크기를 정해야 하며, 합성성능이 어느 정도 향상되는지 파악되어야 한다. 전단키의 크기는 그림 3.3.48과 같이 한 변의 길이가 30 mm와 50 mm 인 두 가지 경우를 제안하고자 하며, 전단키 부분에서 두 변이 이루는 각도는 45° 이다.

기존의 연구에서 전단키의 형상 등을 고려한 전단강도 예측식이 제안된 바 있으나 실

제 강도와는 편차가 매우 크기 때문에 실험을 통한 검증이 필요하고, 또한 반복하중에 대한 합성성능도 확인되어야 한다. 전단키의 크기를 변수로 하여 그림 3.3.15와 같은 방법으로 정적하중 및 반복하중 실험이 이루어 졌다.



<그림 3.3.47 합성성능 향상 방법>

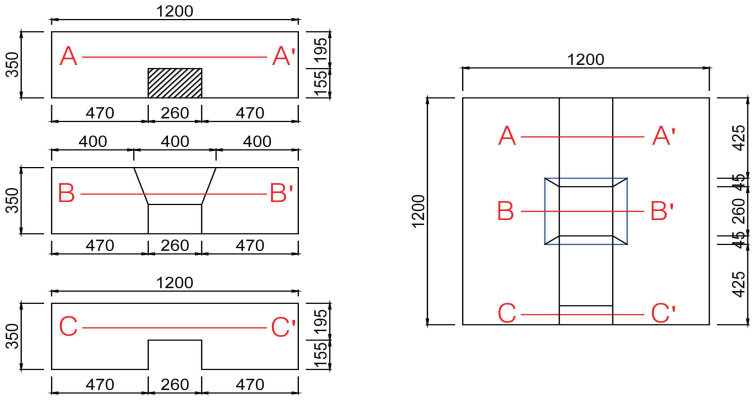


<그림 3.3.48 전단키의 형상 및 크기 제안(단위:mm)>

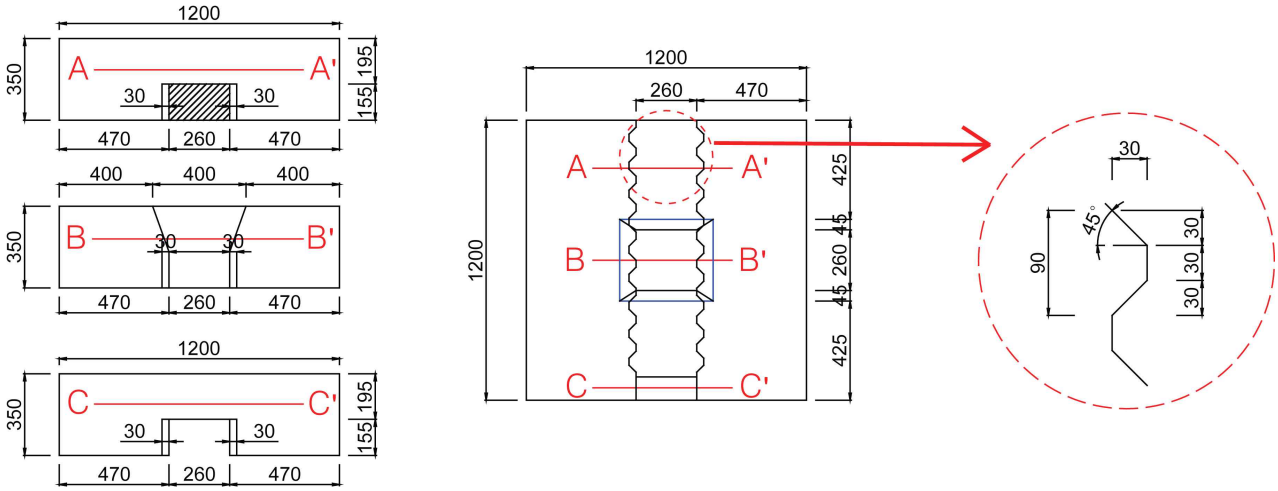
3.3.3 제안된 합성성능 향상 방법에 대한 검증 실험

(1) 실험변수 및 실험체 제작

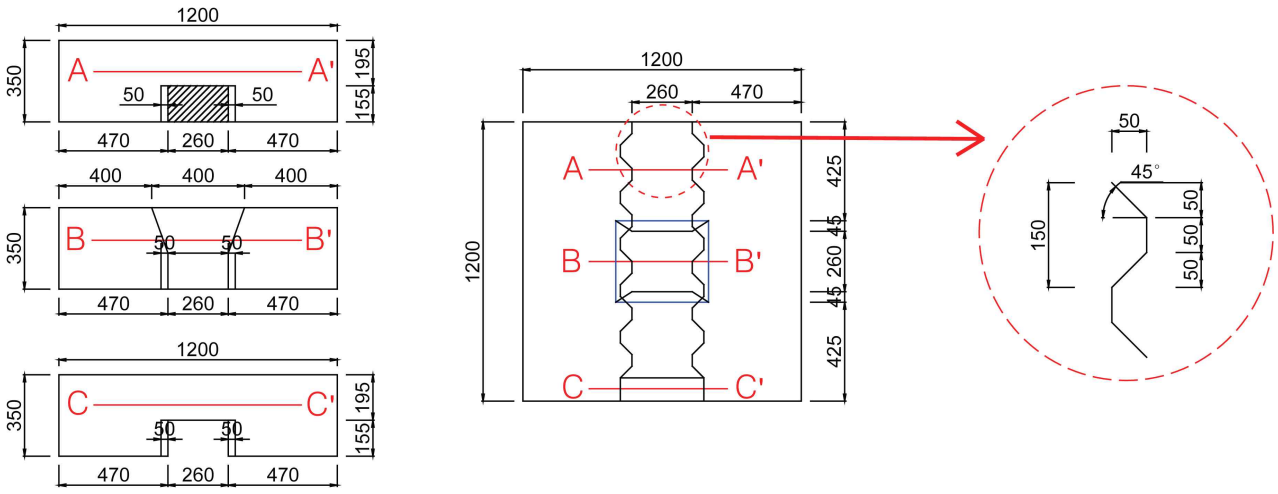
실험체는 전단키가 없는 경우(S0), 전단키 한 변의 길이가 30mm인 경우(S3), 전단키 한 변의 길이가 50mm인 경우(S5), 세 가지이며 실험체의 크기 및 형상은 그림 3.3.49와 같다.



(a) S0 실험체



(b) S3 실험체



(c) S5 실험체

<그림 3.3.49 실험체 종류 및 제원(단위: mm)>

각 실험체 종류 마다 6개의 동일 실험체가 제작되었으며, 3개는 정적 강도 실험에 3개는 반복하중 실험에 사용되었다. 표 3.3.15는 실험체 종류별 실험체 개수를 정리한 것이

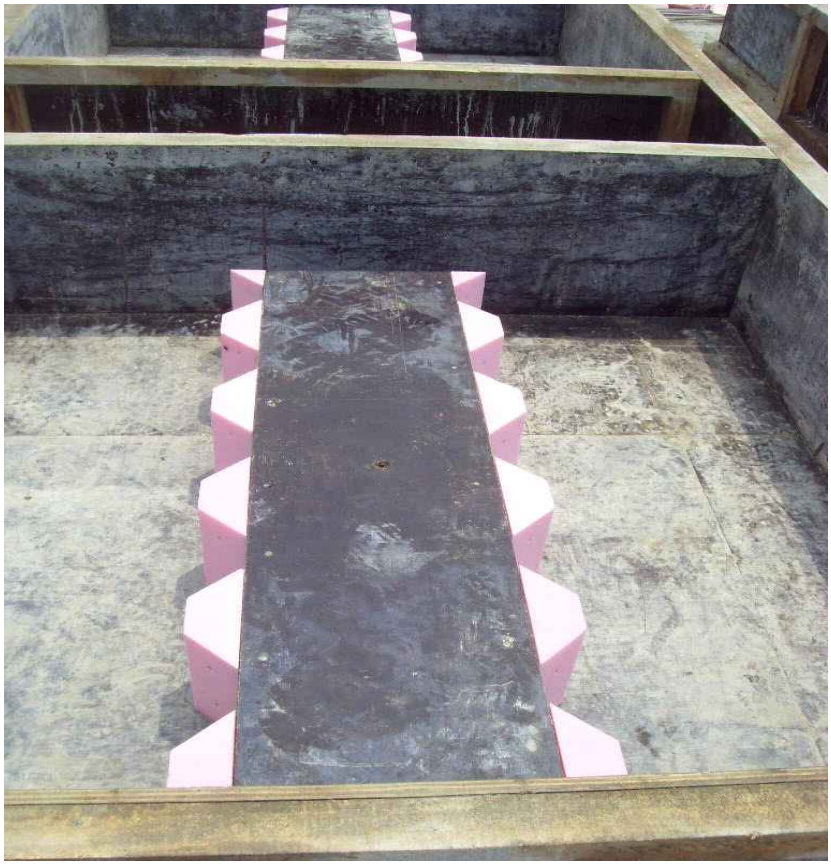
다. <그림 3.3.50>은 외부 슬래브에 전단키를 설치하기 위한 거푸집 제작 모습을 나타낸 것이다. 외부 슬래브 거푸집은 나무로, 전단키 부분은 압축스티로폼을 사용하여 제작하였다.

<표 3.3.15 실험체 종류별 제작 개수>

실험 방법	실험체 종류		
	S0	S3	S5
정적재하실험 (개)	3	3	3
반복하중 실험 (개)	3	3	3



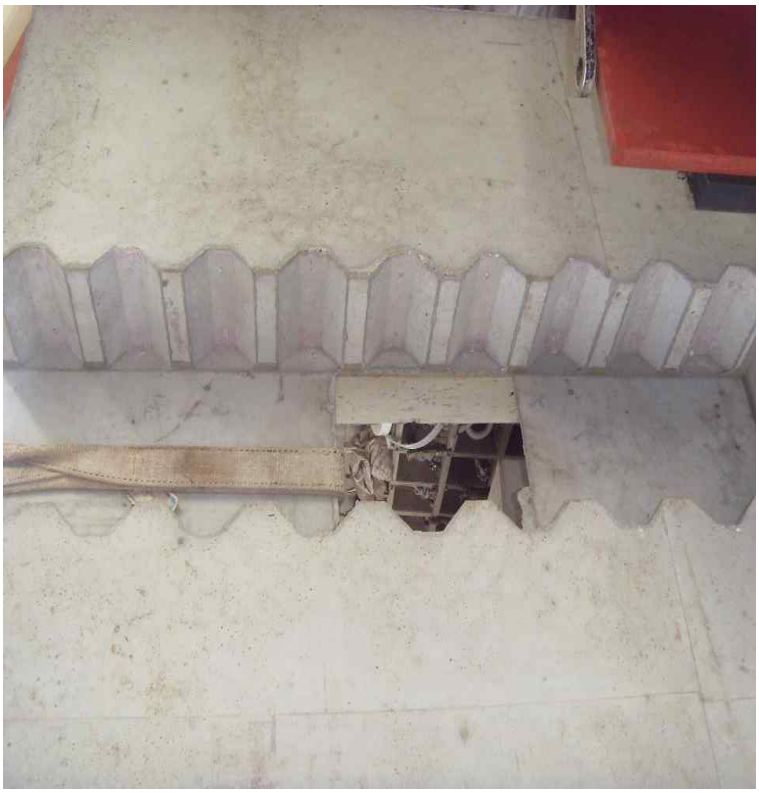
(a) 거푸집 돌기 제작



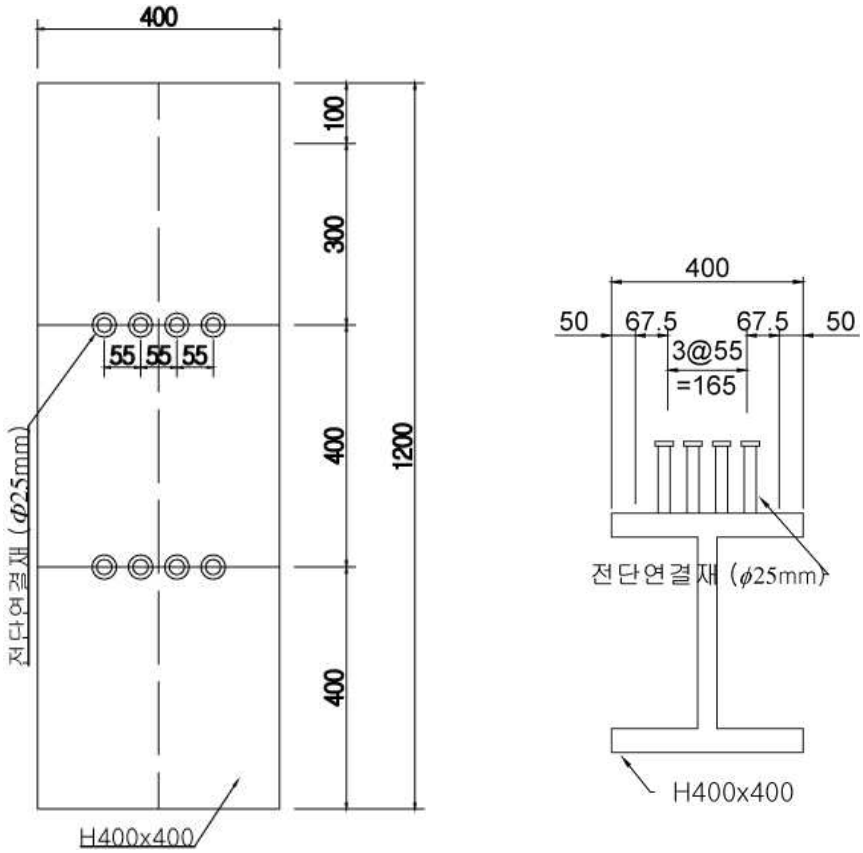
(b) 거푸집 돌기설치

<그림 3.3.50 외부 슬래브 전단키 설치를 위한 거푸집 제작>

외부 슬래브와 내부 채움 콘크리트는 배합강도 27 MPa인 동일 배합의 콘크리트로 제작되었으며, <그림 3.3.51>은 외부 슬래브의 제작 모습을 나타낸 것이다. <그림 3.3.52>는 H 형강과 플랜지 부분에 설치된 전단연결재를 나타낸 것이다. 외부 슬래브를 H 형강 위에 놓고 내부에 콘크리트를 채워 실험체를 완성하게 된다. <그림 3.3.53>은 전단연결재의 제작과정을 나타낸 것이며, <그림 3.3.54>는 내부 채움 콘크리트가 타설된 모습이다.



<그림 3.3.51 제작된 외부 슬래브>



<그림 3.3.52 전단연결재 설치 위치 및 상세>





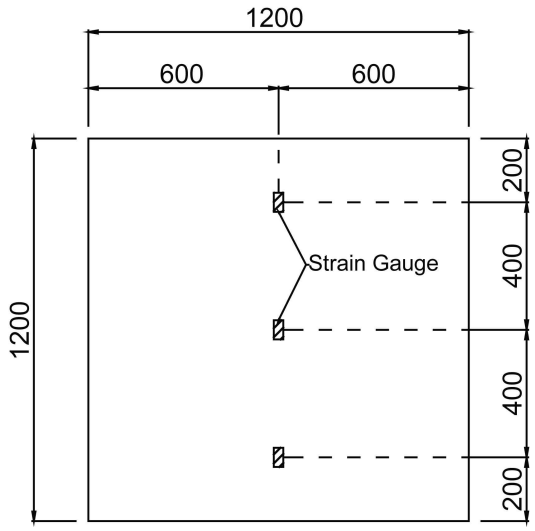
<그림 3.3.53 전단연결재 제작 과정>



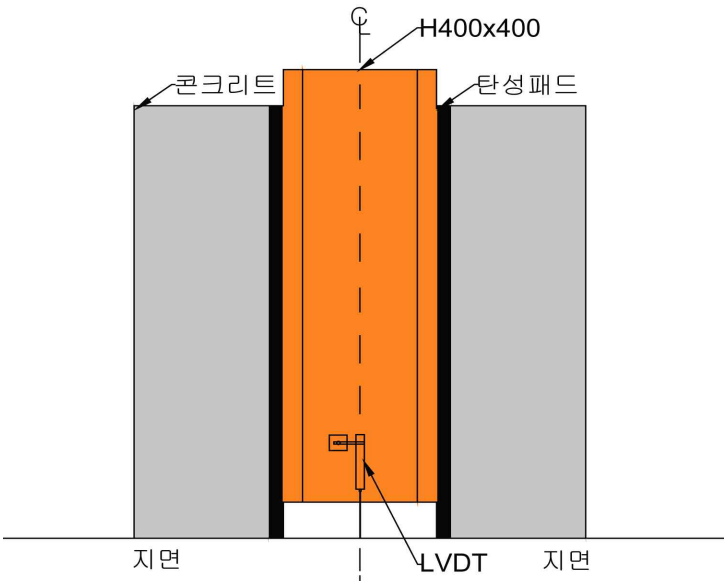
<그림 3.3.54 내부 채움 콘크리트가 타설된 모습>

(2) 실험방법

실험은 크게 두 가지 종류로, 첫 째는 정적하중을 가하여 전단강도를 측정하는 실험이고, 두 번째는 반복하중을 가한 뒤 잔존강도를 측정하는 실험이다. 두 실험모두 그림 3.3.55 와 같이 대칭인 두 면에 동일한 변형률 게이지와 변위계를 설치하였다.



(a) 콘크리트 변형률 게이지 설치

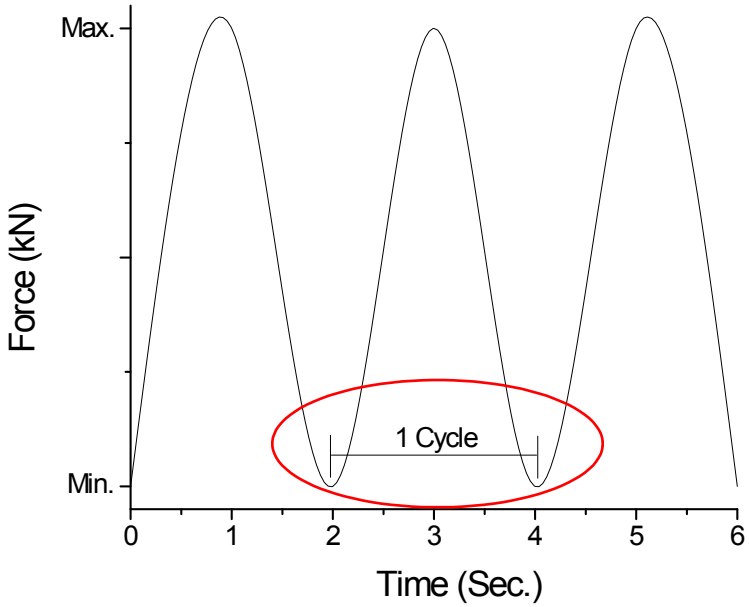


(b) 변위계 설치

<그림 3.3.55 실험체에 설치된 변형률 및 변위 센서>

500 tonf 용량의 만능실험기(UTM)에서 실험이 수행되었으며, 정적 재하실험의 경우 Actuator의 변위를 0.3 mm/s로 제어하면서 하중과 변위, 변형률을 측정하였다. 반복하중

실험의 경우 최소 하중 100 kN에서 정적 재하실험에서 측정된 각 실험체 종류별 최대하중 평균값의 50%를 2초 간격으로 10,000회까지 반복하여 가하였고(그림 3.3.56 참조>, 그 후 정적재하실험과 동일한 방법으로 잔존강도 측정 실험을 수행하였다. 그림 3.3.57은 실제 실험모습이다.



<그림 3.3.56 반복 하중 cycle>



<그림 3.3.57 실험 전경>

(3) 실험결과

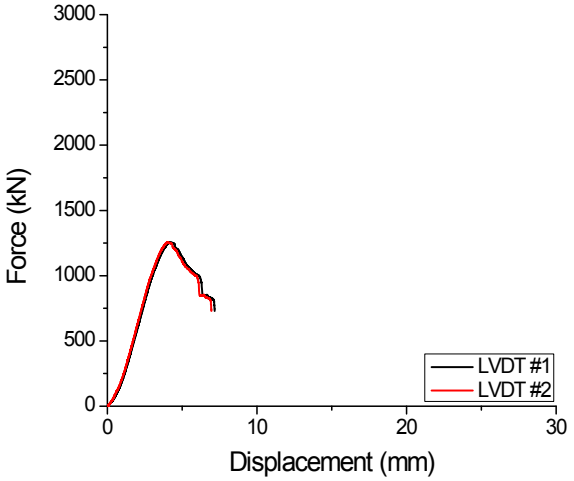
표 3.3.16은 정적재하 실험과 반복하중 실험시 측정된 외부슬래브 콘크리트와 내부 채움 콘크리트의 압축강도 및 탄성계수 측정값을 정리한 것이다. 동일 배합의 콘크리트를 사용했지만, 콘크리트 재령 차이로 인해 내부 채움 콘크리트의 강도 및 탄성계수가 외부 슬래브 콘크리트에 비해 다소 낮게 나타났다.

그림 3.3.58, 3.3.59, 3.3.60은 정적재하 실험시 측정된 각 실험체의 하중과 변위 관계를 나타낸 것이다. 각 실험변수마다 동일 실험체에서 측정된 결과를 모두 나타내었다. 그림 3.3.61은 동일 실험체에 대한 하중-변위 관계 평균을 나타낸 것이다. 전단키가 없는 S0 실험체의 경우 최대하중의 크기가 전단키가 설치된 S3와 S5 실험체에 비해 매우 작았고, 최대하중 이후의 강도 감소도 매우 급하게 나타나고 있다. S3와 S5 실험체는 매우 유사한 하중과 변위 관계를 갖는 것으로 나타났다. 그림 3.3.62에 최대하중과 최대하중에서의 변위를 각 실험체 별로 나타내었다. 모든 실험체는 3.2.1 절에서 실험체 설계시 목표한 강도인 120 tonf를 초과하고 있으며, 전단키 유무에 따른 강도 차이가 매우 크게 나타났다. 전단키 크기에 따른 S3와 S5의 강도 차이는 거의 없었으나, 최대하중에서의 변위는 전단키의 크기가 클수록 증가하는 경향을 보이고 있다.

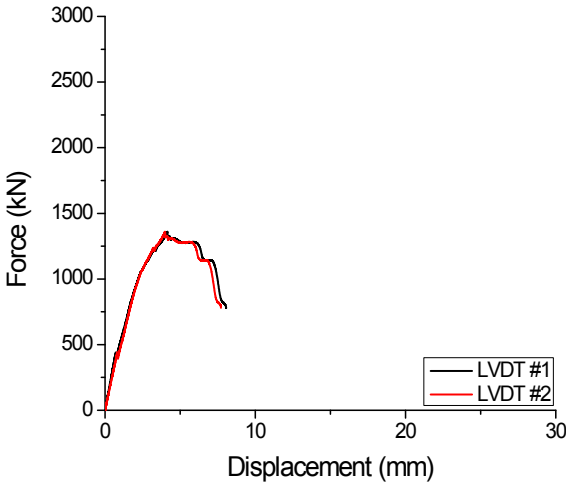
실험체별 최대하중과 최대하중에서의 변위 평균값을 표 3.3.17에 정리하였다. 전단키가 설치된 S3, S5 실험체의 경우 최대하중은 각각 2,140 kN, 2,070 kN 이었으며, S0 실험체의 경우 최대하중이 1,286 kN으로 나타났다. 전단키가 없는 S0 실험체에 비해 S3, S5의 강도는 각각 166%와 161% 증가하는 것으로 나타났다. 최대하중에서의 변위는 S0 실험체에 비해 S3와 S5 실험체의 경우가 각각 148%와 198%로 증가하였다. 강도의 측면에서 S3와 S5 실험체는 큰 차이를 보이지 않으나 최대하중에서의 변위는 S5 실험체가 더 크게 나타나고 있다.

〈표 3.3.16 콘크리트 압축강도 측정값〉

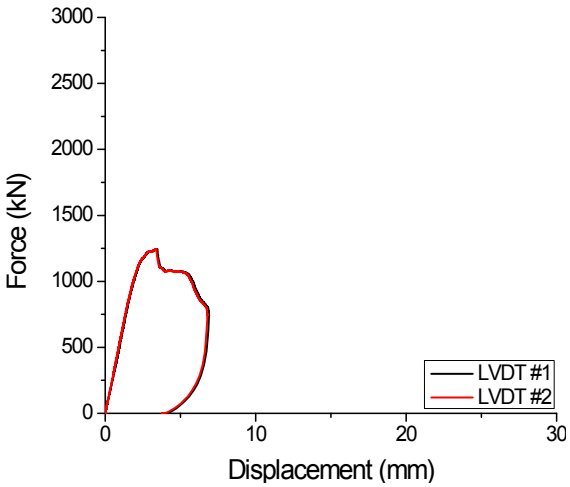
역학적 특성	외부 슬래브 콘크리트	내부 채움 콘크리트
압축강도 (MPa)	32.6	26.1
탄성계수 (GPa)	24.5	20.4



(a) S0-#1

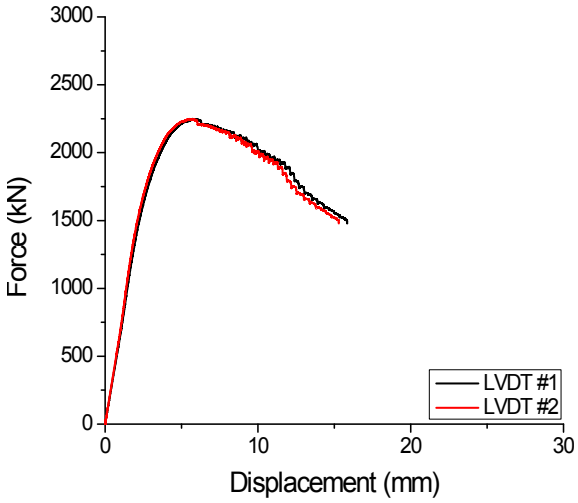


(b) S0-#2

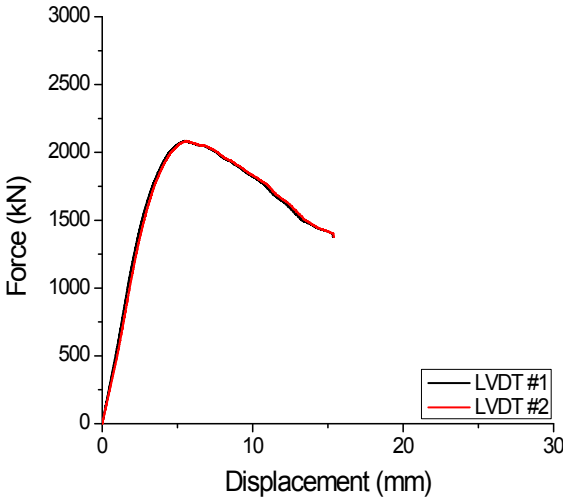


(c) S0-#3

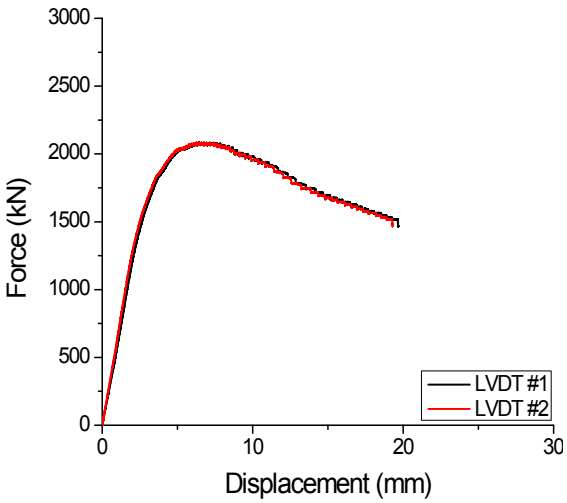
<그림 3.3.58 S0 실험체의 하중 변위 곡선>



(a) S3-#1

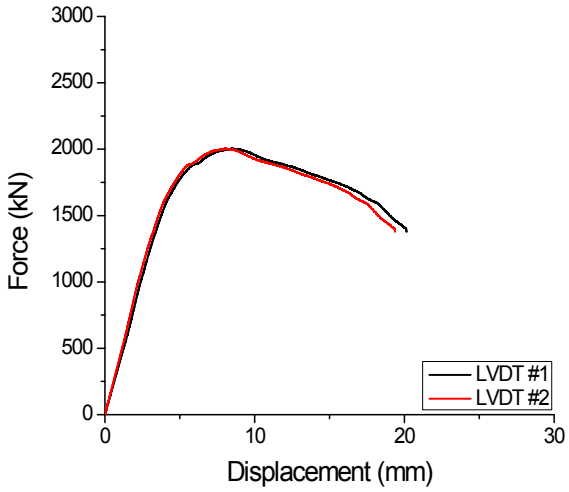


(b) S3-#2

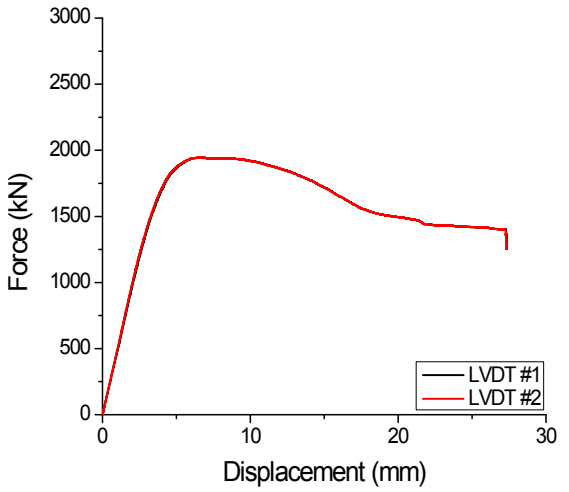


(c) S3-#3

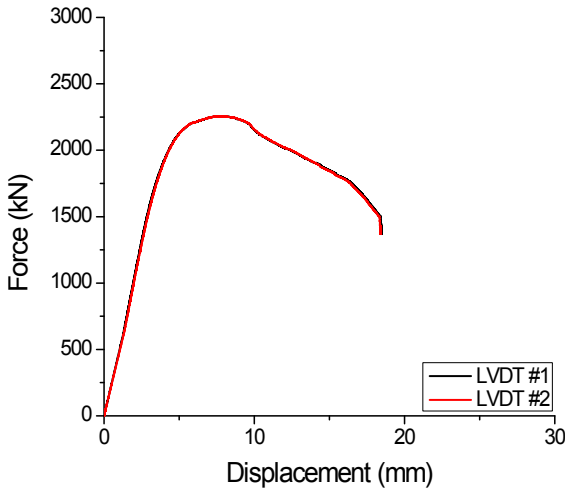
<그림 3.3.59 S3 실험체의 하중 변위 곡선>



(a) S5-#1

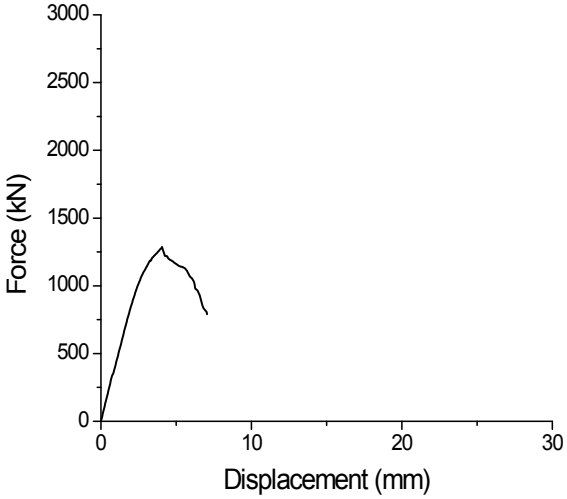


(b) S5-#2

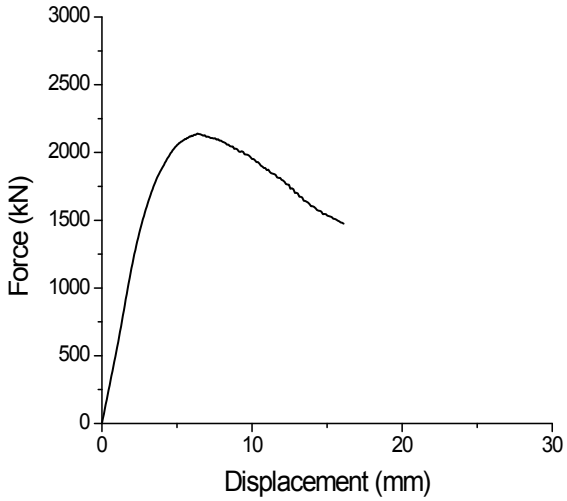


(c) S5-#3

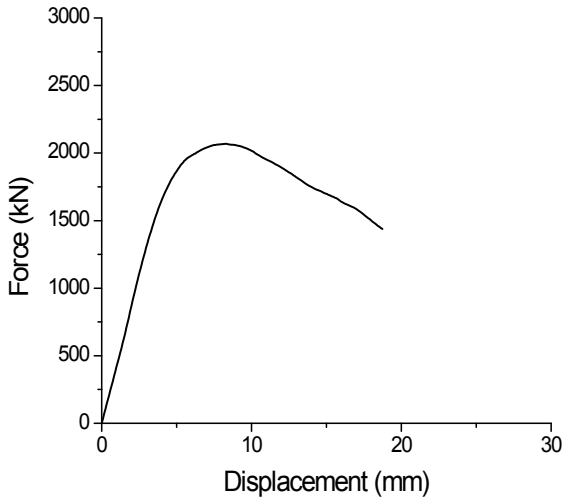
<그림 3.3.60 S5 실험체의 하중 변위 곡선>



(a) S0 실험체

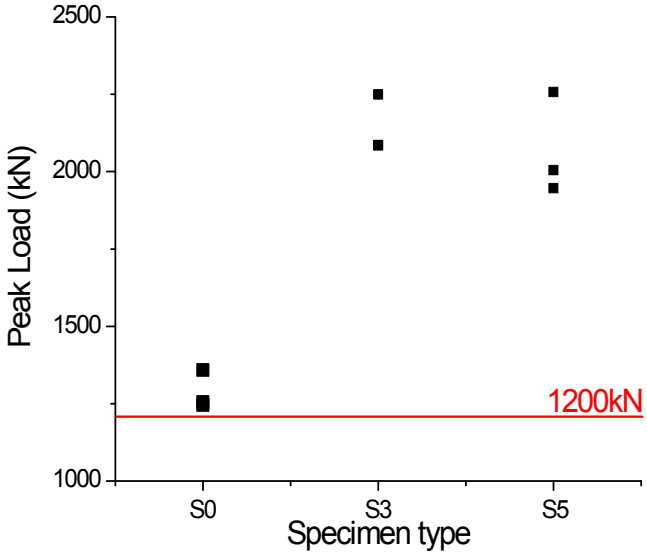


(b) S3 실험체

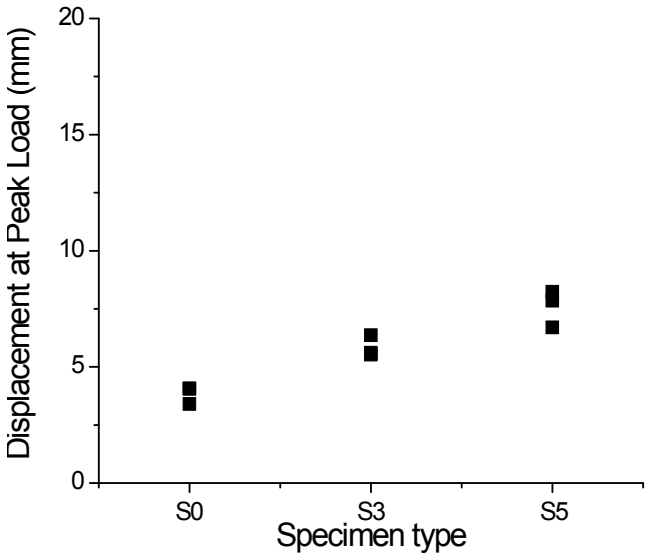


(c) S5 실험체

<그림 3.3.61 실험체별 정적 재하실험 결과 평균>



(a) 최대하중



(b) 최대하중에서의 변위

<그림 3.3.62 실험체 종류별 최대하중 및 최대하중에서의 변위>

<표 3.3.17 실험체별 최대하중과 최대하중에서의 변위 평균값>

실험체 종류	최대하중 (kN)	최대하중에서의 변위 (mm)
S0	1,286	3.9
S3	2,140	5.8
S5	2,070	7.6

그림 3.3.63은 실험체의 파괴 모습이다. 전단키가 없는 S0 실험체는 내·외부 콘크리트 계면에 파괴면이 형성되어 낮은 강도를 나타낸 것으로 판단된다. S3와 S5는 모두 계면에

서의 균열과 전단연결재와 내부 콘크리트 부분에서 균열이 발생하는 것을 확인할 수 있다. 그림 3.3.23에서 B8의 결과를 바탕으로 S3와 S5에 해당되는 콘크리트 압축강도에서의 전단강도를 추정해 보면 실험시 측정된 S3와 S5의 최대하중 크기와 매우 유사한 것으로 나타난다. 따라서 파괴부분이 계면인지 전단연결재와 내부콘크리트 연결부분인지 정확하게 판단하기 어렵지만, 전단키 보강에 의해 계면의 파괴강도가 전단연결재와 내부콘크리트 연결부 파괴강도와 거의 비슷한 수준까지 상승하는 것을 명확히 확인할 수 있다.



(a) S0 실험체



(b) S3 실험체



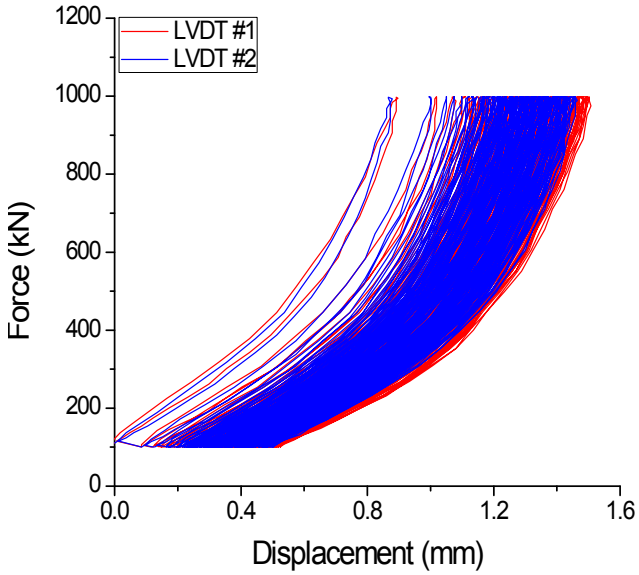
(c) S5 실험체

<그림 3.3.63 정적 재하실험에 의한 각 실험체별 파괴형상>

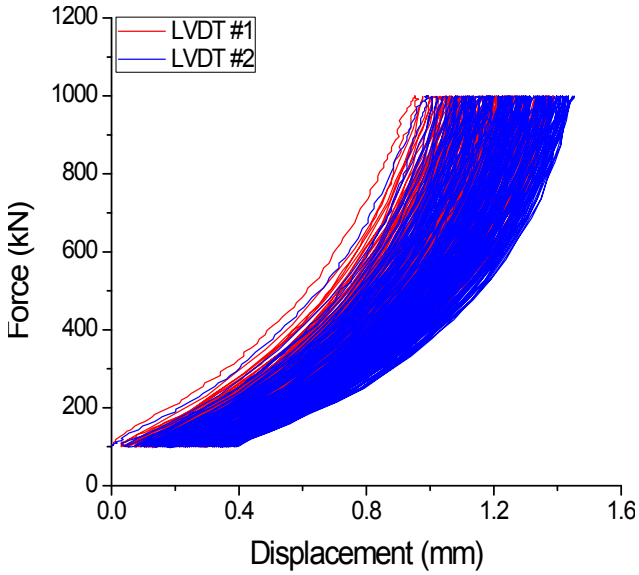
그림 3.3.64는 반복하중 하에서 측정된 하중 및 변위관계 결과이다. 동일한 3개의 실험체에 대한 실험이 수행되었고, 그림 3.3.64에는 그 중 대표적인 하나의 실험체에 대한 결과이다. S0 실험체의 경우 100회 이하의 반복하중에서 파괴되어 결과를 나타내지 않았다. 반복하중 횟수가 증가함에 따라 소성변위가 증가하는 것을 확인할 수 있다. 표 3.3.18에 10,000회 반복 하중 후 소성변위를 나타낸 것이다. S3의 경우가 다소 크게 나타났지

만, 표 3.3.17의 최대하중에서의 변위와 비교해 보면 소성변형의 크기가 매우 작은 것을 확인할 수 있다.

10,000회의 반복하중을 가한 후 잔존강도를 확인하기 위해 앞서 수행된 정적재하 실험과 동일한 방법으로 파괴실험을 했으며, 결과를 그림 3.3.65에 나타내었다. S0 실험체의 경우 반복하중 하에서 파괴되어 잔존강도 실험을 수행할 수 없었다. 그림 3.3.61의 S3와 S5의 실험결과와 유사한 파괴거동을 보였으며, 최대하중과 최대하중에서의 변위를 표 3.3.19에 정리하였다.



(a) S3 실험체

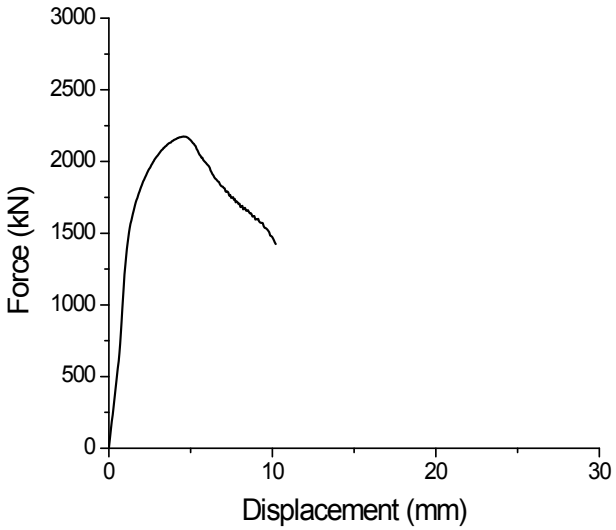


(b) S5 실험체

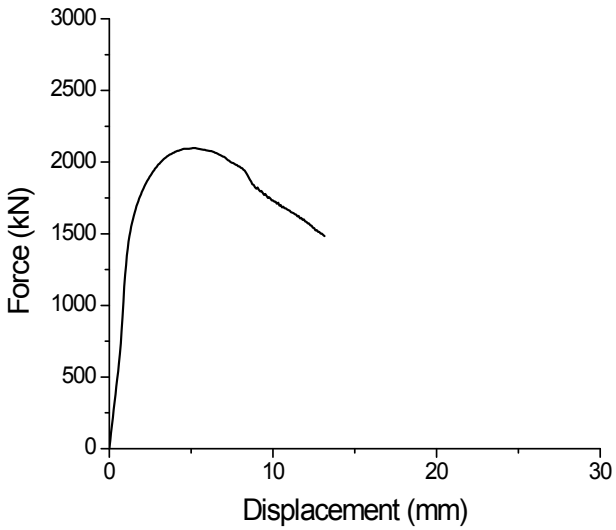
<그림 3.3.64 실험체별 반복하중 이력>

<표 3.3.18 10,000회 반복하중 후 소성변위 평균값>

실험체	소성 변위 (mm)
S0	실험 초기에 내·외부 콘크리트 계면에서 파괴
S3	0.53
S5	0.40



(a) S3 실험체



(b) S5 실험체

<그림 3.3.65 반복하중 후 수행된 잔존강도 실험결과 평균>

S3와 S5 실험체의 최대하중은 각각 2,284 kN과 2,247 kN으로 나타났으며, 이는 표 3.3.17의 정적재하 실험에서 측정된 최대하중보다 다소 큰 값이다. 따라서 전단키가 있는 실험체의 경우 10,000회의 반복하중에 의한 손상이 거의 없는 것으로 판단된다. 또한 최

대하중에서의 변위도 표 3.3.17의 정적재하 실험 결과에 비해 작은 값을 보이고 있다. 잔존강도에 사용된 실험체의 강성 및 강도가 정적재하에 사용된 실험체 보다 높은 것으로 나타났으나, 이는 반복하중에 의한 영향이라기보다는 콘크리트 강도의 변차에 기인하는 오차로 판단된다. 잔존강도 실험을 통해 전단키의 설치가 정적하중뿐만 아니라 반복하중 하에서도 합성성능을 크게 향상시킨다는 것을 확인할 수 있다.

<표 3.3.19 잔존강도 실험에서 측정된 최대하중과 최대하중에서의 변위 평균값>

	최대하중 (kN)	최대하중에서의 변위 (mm)
S0 - type	0	0
S3 - type	2,284	4.6
S5 - type	2,247	4.8

3.3.4 결론

3.2.1에서 수행된 상부슬래브와 강거더의 합성 성능 평가 실험에서 두 가지 파괴모드, 즉, 전단연결재와 내부 채움 콘크리트 부분의 파괴와 내부 채움 콘크리트와 외부 슬래브 콘크리트 계면에서의 파괴를 유도하는 실험이 수행되었다. 내부 채움 콘크리트와 외부 슬래브 콘크리트 계면에서의 파괴를 유도한 실험결과는 전단연결재와 내부 채움 콘크리트 합성 부분의 파괴를 유도한 경우에 비해 매우 낮은 전단강도를 나타내고 있다. 차량하중 등의 피로하중이 작용하는 경우 채움 콘크리트와 슬래브 콘크리트 계면의 합성성능이 장기적으로 감소할 수 있는 위험이 있으며, 합성성능이 전단연결재가 아닌 계면의 전단강도에 의해 결정될 수 있다. 따라서 상대적으로 낮은 강도를 나타내는 계면의 합성성능을 향상시키고, 반복 하중 하에서의 강도 감소를 최소화 할 수 있는 방안이 필요하다. 3차년도 연구에서는 채움 콘크리트와 슬래브 콘크리트 계면의 부착강도를 증진시키는 방법을 제안하고 정적 및 반복하중에 대한 강도향상을 확인하는 실험을 수행하였다.

슬래브와 채움 콘크리트 계면에 반복적인 전단키를 설치하여 계면의 합성성능을 향상시키는 방법을 고안하였고, 전단키의 크기는 시공성을 고려하여 두 변이 이루는 각도가 45°이고 한 변의 길이가 각각 30 mm와 50 mm인 두 가지 전단키를 제안하였다.

두 가지 전단키가 계면에 설치된 경우와 전단키가 설치되지 않은 세 가지 종류의 실험체를 총 18개 제작하여 정적재하 실험과 10,000회의 반복실험 후 잔존강도를 파악하기 위한 실험을 수행하였다.

정적 재하실험에서 30 mm와 50 mm 전단키가 설치된 경우 계면의 전단강도가 160% 이상 증가하게 되며, 이는 전단연결재와 내부 채움 콘크리트 합성에 의한 전단강도의 수준과 거의 같다. 30 mm와 50 mm 전단키에 의한 계면 전단강도의 차이는 매우 미미한 수준으로 나타났다.

전단키가 있는 경우와 없는 경우에 대해 강도의 50% 하중을 10,000회 반복하여 가하는 실험을 수행하였다. 전단키가 없는 경우 반복하중에 매우 취약하여, 100회 이하의 반복하중에서 파괴되었다. 전단키가 설치된 경우는 반복하중에 의한 손상이 매우 작았고, 반복하중에 의한 잔존강도의 손실이 없는 것으로 나타났다. 30 mm와 50 mm 크기의 전단키에 대한 반복하중과 잔존강도 실험의 결과는 서로 큰 차이를 보이지 않았다.

압출가설 공법이 적용될 경우 외부 슬래브와 채움 콘크리트 계면에 전단키의 설치가 필요하며, 현장조건과 시공성 그리고 이 연구의 결과를 고려하여 전단키의 크기를 결정해야 할 것이다.

외부 슬래부와 내부 채움 콘크리트 계면에 대해 피로하중에 의한 합성성능을 확인하기 위해 정적 재하실험과 동일한 실험변수, 즉, 전단키가 없는 경우(S0)와 전단키의 크기를 달리한 두 가지(S3, S5) 실험체에 대해 강도 50%까지 10,000회의 반복하중을 가한 후, 정적 하중을 가하여 잔존강도를 측정하였다. 전단키가 없는 경우는 100회 미만의 반복하중 하에서 급작스런 파괴가 발생하여 잔존강도를 파악할 수 없었으며, 전단키가 있는 경우는 10,000회의 반복하중 후에도 각각 228 tonf 와 225 tonf의 강도를 나타내었다. 반복하중을 가한 후 전단키가 설치된 실험체에서 측정된 전단강도는 전단키가 없는 실험체에 대해 반복하중을 가하지 않고 정적 하중을 가해 파악한 전단강도(129 tonf)와 비교했을 때, 1.7 배 이상의 강도 증진효과를 보이고 있다. 이 연구에서 수행한 반복하중의 범위에서 전단키가 없는 경우에 비해 전단키가 설치된 경우 최소 1.6배 이상의 잔존강도를 확보할 수 있다는 결론을 얻었다.

2차년도의 연구에서 압출 가설된 슬래브와 내부 채움 콘크리트의 계면이 매우 낮은 전단강도를 나타내어, 합성성능을 향상시키고자 계면에 반복적인 전단키를 설치하는 방안을 3차년도에 제시하였다. 전단키 설치에 따른 계면의 합성성능 향상을 정적 재하 실험을 통해 검증하였다. 2차년도와 같이 전단키가 설치되지 않은 경우(S0) 전단강도는 129 tonf, 크기가 다른 두 가지 전단키가 설치된 경우(S3, S5)는 각각 214 tonf 와 207 tonf를 나타내어, 2차년도의 합성성능과 비교해 보았을 때 최소 1.6배의 강도 증진효과가 있음을 입증하였다.

제 4 장 목표달성도 및 관련분야에의 기여도

제 1 절 1차년도 연구개발목표의 달성도

1. 1차년도 연구목표치 대비 실적치

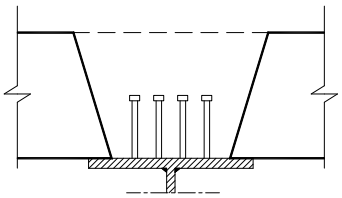
본 연구개발의 정량적 성과지표로 연구개발계획서 작성시의 계획단계에서는 신소재·신공법 개발 3건과 수치해석 6건을 목표로 하였다. 본 연구진은 본 연구의 결과를 바탕으로 신소재·신공법 개발 3건과 수치해석 6건 등의 실적을 달성하였다.
그 목록과 함께 각 성과물의 요지를 간단히 기술하면 다음과 같다.

성과목표	성과지표		측정방법	목표치				달성치
				최 종	1차년	2차년	3차년	
압출가설용 상부슬래브의 제작기법 개발	1-1	신소재·신공법 개발	독창적인 신공법 개발 건수	2	1	1		1
	1-2	수치해석 건수	총 수치해석 건수	4	2	2		2
	1-3	특허출원 건수	총 특허출원 건수	2		1	1	
	1-4	연구개발 관련 홍보	홍보(학술회의, 워크샵 등)건수	1			1	
	1-5	설계도면/사양서 개발	설계도면/사양서 개발 건수	1			1	
상부슬래브의 압출가설공법 개발	2-1	신소재·신공법 개발	독창적인 신공법 개발 건수	2	1	1		1
	2-2	수치해석 건수	총 수치해석 건수	4	2	2		2
	2-3	특허출원 건수	총 특허출원 건수	2		1	1	
	2-4	연구개발 관련 홍보	홍보(학술회의, 워크샵 등)건수	1			1	
	2-5	공사비용 절감효과	추정되는 공사비용 절감비용	20%			20%	
상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법 개발	3-1	신소재·신공법 개발	독창적인 신공법 개발 건수	2	1	1		1
	3-2	수치해석 건수	총 수치해석 건수	4	2	2		2
	3-3	특허출원 건수	총 특허출원 건수	2		1	1	
	3-4	연구개발 관련 홍보	홍보(학술회의, 워크샵 등)건수	1			1	
	3-5	원천기술 확보	개별기술의 원천기술성 측정(%)	80%			80%	

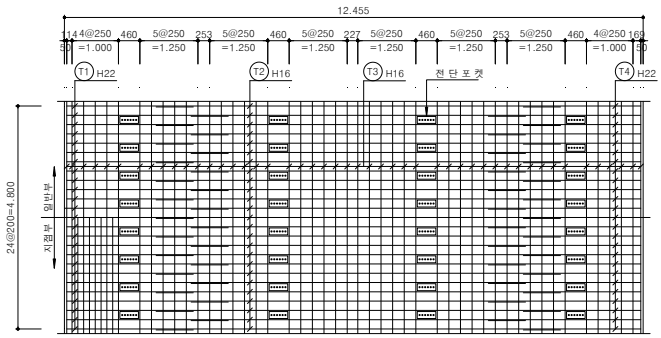
▷ **신소재·신공법 개발 (3건) :**

① 포켓형 압출슬래브 형상 개발

- 압출가설이 가능한 소수주거더에 적용가능한 포켓형 압출슬래브의 형상과 그 배근상세를 개발하였음



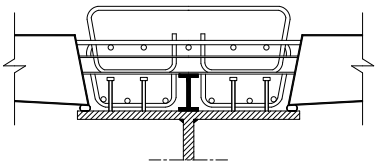
<포켓형 압출슬래브 형상>



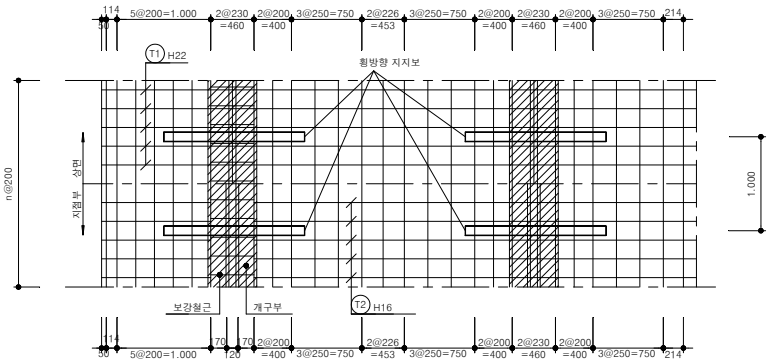
<포켓형 압출슬래브 배근상세>

② 레일형 압출슬래브 형상 개발

- 압출가설이 가능한 강박스거더교 등 일반 강합성교량에 적용할 수 있는 레일형 압출슬래브의 형상과 그 배근상세를 개발하였음



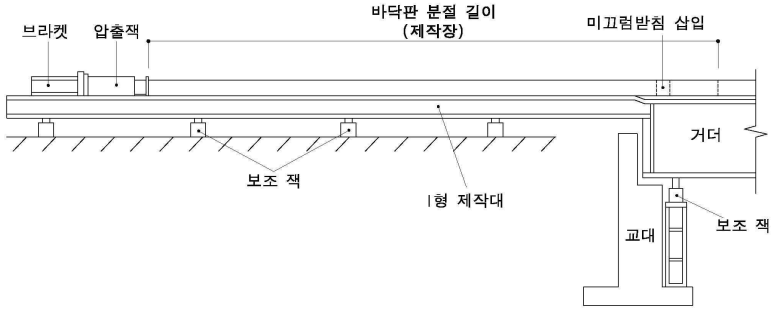
<레일형 압출슬래브 형상>



<레일형 압출슬래브 배근상세>

③ 상부슬래브의 압출시스템 개발

- 포켓형 및 레일형 압출슬래브를 압출가설할 수 있는 교대후방에서의 압출시스템의 개념공법을 개발하였음



<상부슬래브의 압출시스템>

▷ 수치해석 건수 (6건) : (보고서 '제3장 연구개발내용 및 결과' 부분 요약)

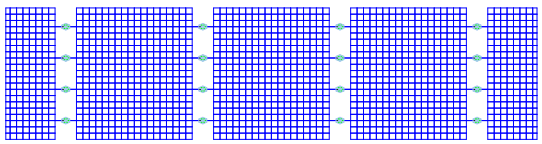
① 캔틸레버부 사용 주철근량 검토

구 분	필요철근량 (mm^2)	사용철근량 (mm^2)			비 고
		C.T.C 125mm	C.T.C 150mm	C.T.C 200mm	
fck = 27MPa	1880.23	H19-8ea = 2292.0	H19-6.7ea = 1910.0	H22-5ea = 1935.5	
fck = 30MPa	1867.15	H19-8ea = 2292.0	H19-6.7ea = 1910.0	H22-5ea = 1935.5	
fck = 35MPa	1852.75	H19-8ea = 2292.0	H19-6.7ea = 1910.0	H22-5ea = 1935.5	
fck = 40MPa	1842.64	H19-8ea = 2292.0	H19-6.7ea = 1910.0	H22-5ea = 1935.5	
fck = 45MPa	1835.32	H19-8ea = 2292.0	H19-6.7ea = 1910.0	H22-5ea = 1935.5	

② 전단연결재의 간격 및 개수 검토

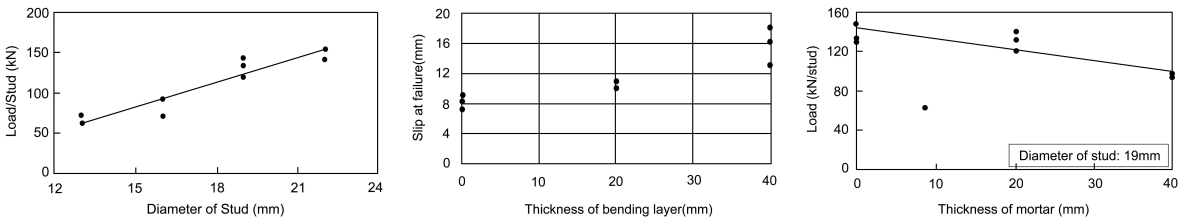
구 분	필요간격 (㎜)	스터드 직경 (㎜)	한쪽 복부당 사용개수(ea)	1열당 사용개수(ea)	1m당 사용개수(ea)	비고
간격 400mm	409	25	4	8	20	
간격 500mm	511	25	5	10	20	
간격 600mm	614	25	6	12	20	

③ 횡방향 지지보(강재빔) 검토

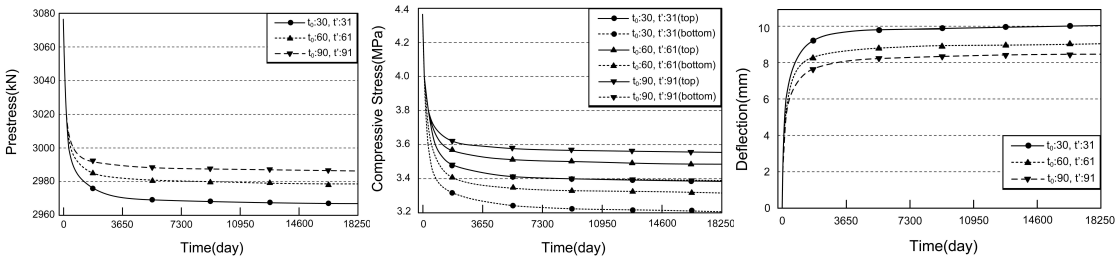


구 분	휨응력(MPa)		전단응력(MPa)		처 짐 (㎜)	슬래브길이 1m당 강재중량 (kgf)	비고
	작 용	허 용	작 용	허 용			
CASE 1	110.7	175.0	12.2	100.0	7.6	110.7	O.K
CASE 2	161.3	175.0	17.4	100.0	11.0	73.8	O.K
CASE 3	210.2	175.0	23.4	100.0	14.3	55.4	N.G
CASE 4	254.1	175.0	29.1	100.0	17.2	44.3	N.G
CASE 5	59.1	175.0	9.0	100.0	3.1	149.7	O.K
CASE 6	86.5	175.0	12.8	100.0	4.5	99.8	O.K
CASE 7	112.8	175.0	17.2	100.0	5.8	74.9	O.K
CASE 8	136.7	175.0	21.5	100.0	7.0	59.9	O.K

④ 스터드 직경 및 배딩층 두께에 따른 파괴거동 검토



⑤ 합성형교의 장기거동 해석 검토



⑥ 전단연결재 설계검토

Sta. (m)	b (mm)	P_1 (N)	P_2 (N)	P_3 (N)	필요개수 N_1	필요개수 N_2	설치 개수	비고
0-14.5	6251	4.21E+07	3.44E+07	0.00E+00	201	-	288	O.K.
14.5-39.5	6251	4.21E+07	3.44E+07	1.68E+07	-	300	496	O.K.
39.5-64.5	6234	4.21E+07	3.43E+07	1.68E+07	-	299	496	O.K.
64.5-89.5	6234	4.21E+07	3.43E+07	1.73E+07	-	302	496	O.K.
89.5-114.5	6234	4.21E+07	3.43E+07	1.73E+07	-	302	496	O.K.

Sta. (m)	b (mm)	P_1 (N)	P_2 (N)	P_3 (N)	필요개수 N_1	필요개수 N_2	설치 개수	비고
0-14.5	6251	4.21E+07	3.44E+07	0.00E+00	201	-	290	O.K.
14.5-39.5	6251	4.21E+07	3.44E+07	1.68E+07	-	300	490	O.K.
39.5-64.5	6234	4.21E+07	3.43E+07	1.68E+07	-	299	490	O.K.
64.5-89.5	6234	4.21E+07	3.43E+07	1.73E+07	-	302	490	O.K.
89.5-114.5	6234	4.21E+07	3.43E+07	1.73E+07	-	302	490	O.K.

2. 연구개발 수행진도율 및 목표의 달성도

가. 연구개발 수행 진도율

구분 / 연구내용	추진일정								진도(%)
	11	12	1	2	3	4	5	6	
압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상검토	·····	·····	·····	·····					100
압출개구부 횡방향 지지보의 단면 및 배치간격 결정			·····	·····	·····	·····			100
횡방향 지지보를 이용한 종방향 철근의 배치방안 검토					·····		·····		100
압출가설용 상부슬래브를 적용할 수 있는 교량형식 검토	·····	·····	·····	·····					100
압출 작업장 및 압출시스템 검토			·····	·····	·····	·····			100
압출가설용 상부슬래브의 지지시스템 및 압출가설용 가드레일의 단면형상 검토					·····	·····	·····	·····	100
상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법 사례조사	·····	·····	·····	·····					100
합성능력을 최대화할 수 있는 전단연결재의 형상 및 배치방안 검토			·····	·····	·····	·····			100
전단연결재의 역할을 대체할 수 있는 가드레일의 형상 검토					·····	·····	·····	·····	100
총 진도율	10	20	35	50	65	80	90	100	100

····· 당초계획
_____ 실 적

나. 연구개발 목표의 달성도

연 구 목 표	달성도(%)	내 용
압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상검토	100	국내외 사례조사를 통하여 가드레일 상에서 켄틸레버 상태를 유지할 수 있는 상부슬래브의 형상을 검토
압출개구부 횡방향 지지보의 단면 및 배치간격 결정	100	상부슬래브의 캔틸레버부 및 내측부를 지지할 수 있는 압출개구부의 횡방향 지지보의 단면형태 및 배치간격을 결정
횡방향 지지보를 이용한 종방향 철근의 배치방안 검토	100	상부슬래브의 종방향 연속성을 유지시키기 위하여 횡방향 지지보를 이용한 종방향 철근의 배치방안을 검토
압출가설용 상부슬래브를 적용할 수 있는 교량형식 검토	100	국내외 사례조사 등을 통하여 압출가설용 상부슬래브를 적용할 수 있는 교량형식(경간장, 교량폭 등)을 검토
압출 작업장 및 압출시스템 검토	100	상부슬래브를 압출가설하기 위하여 먼저 교대후방에서 작업장 및 상부슬래브에 대한 압출시스템을 검토하여 제시
압출가설용 상부슬래브의 지지시스템 및 압출가설용 가드레일의 단면형상 검토	100	압출가설 상부슬래브의 캔틸레버 상태를 배제하기 위한 브라켓 설치 등을 포함한 상부슬래브 지지시스템 및 압출가설용 가드레일의 단면을 검토
상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법 사례조사	100	국내외 사례조사 등을 통하여 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법을 검토하고 대안들을 제시
합성능력을 최대화할 수 있는 전단연결재의 형상 및 배치방안 검토	100	상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성능력을 최대화할 수 있는 전단연결재의 형상 및 배치방안을 검토하고 인장응력 제어방안 제시
전단연결재의 역할을 대체할 수 있는 가드레일의 형상 검토	100	압출가설시에 설치되는 가드레일을 형상을 검토하여 전단연결재의 역할을 대체할 수 있는 형상을 제시

제 2 절 2차년도 연구개발목표의 달성도

1. 2차년도 연구목표치 대비 실적치

본 연구개발의 정량적 성과지표로 연구개발계획서 작성시의 계획단계에서는 신소재·신공법 개발 3건, 수치해석 6건, 특허출원 3건을 목표로 하였다. 본 연구진은 본 연구의 결과를 바탕으로 신소재·신공법 개발 3건, 수치해석 6건, 특허출원 3건 등의 실적을 달성하였다.

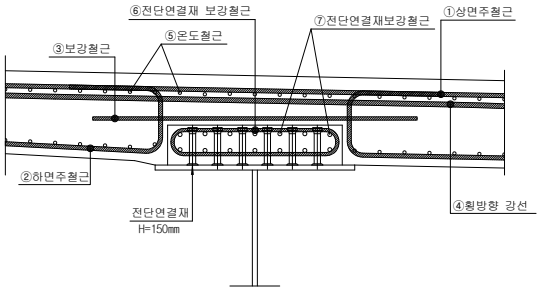
그 목록과 함께 각 성과물의 요지를 간단히 기술하면 다음과 같다.

성과목표	성과지표		측정방법	목표치				달성치 (누적)
				최종	1차년	2차년	3차년	
압출가설용 상부슬래브의 제작기법 개발	1-1	신소재·신공법 개발	독창적인 신공법 개발 건수	2	1	1		1(2)
	1-2	수치해석 건수	총 수치해석 건수	4	2	2		2(4)
	1-3	특허출원 건수	총 특허출원 건수	2		1	1	1
	1-4	연구개발 관련 홍보	홍보(학술회의, 워크샵 등)건수	1			1	
	1-5	설계도면/사양서 개발	설계도면/사양서 개발 건수	1			1	
상부슬래브의 압출가설공법 개발	2-1	신소재·신공법 개발	독창적인 신공법 개발 건수	2	1	1		1(2)
	2-2	수치해석 건수	총 수치해석 건수	4	2	2		2(4)
	2-3	특허출원 건수	총 특허출원 건수	2		1	1	1
	2-4	연구개발 관련 홍보	홍보(학술회의, 워크샵 등)건수	1			1	2
	2-5	공사비용 절감효과	추정되는 공사비용 절감비용	20%			20%	
상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법 개발	3-1	신소재·신공법 개발	독창적인 신공법 개발 건수	2	1	1		1(2)
	3-2	수치해석 건수	총 수치해석 건수	4	2	2		2(4)
	3-3	특허출원 건수	총 특허출원 건수	2		1	1	1
	3-4	연구개발 관련 홍보	홍보(학술회의, 워크샵 등)건수	1			1	
	3-5	기술실시계약 건수	총 기술실시계약 건수	1			1	

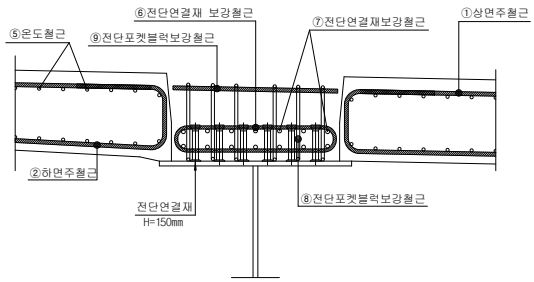
▷ 신소재·신공법 개발 (3건) :

① 광폭교량에 대한 상부슬래브 배근상세 개발

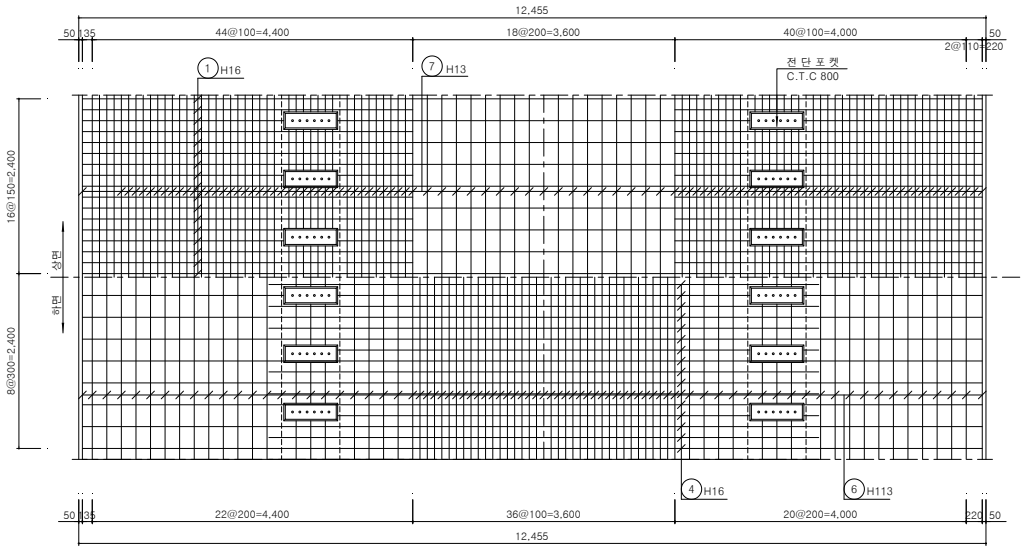
- 광폭교량의 대표적인 예인 소수주형교를 대상으로 터널형 상부슬래브 배근상세를 개발하였음



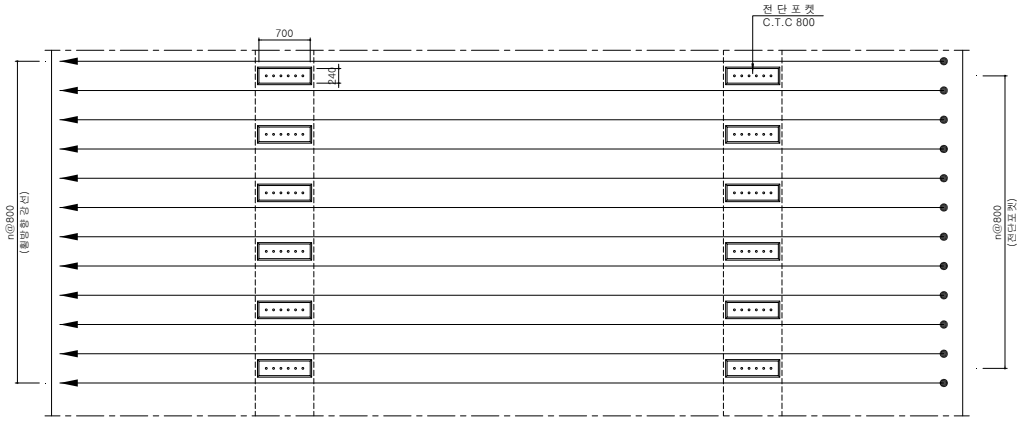
<터널부 철근배근 상세>



<전단포켓부 철근배근 상세>



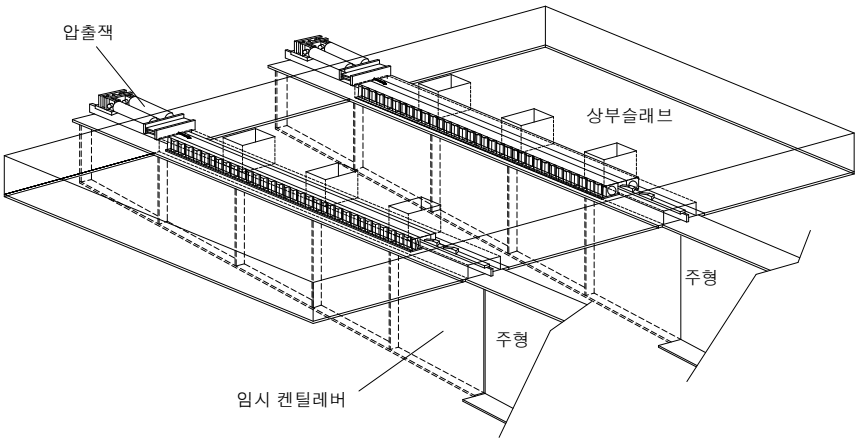
<소수주형교 터널형 상부슬래브 철근배치>



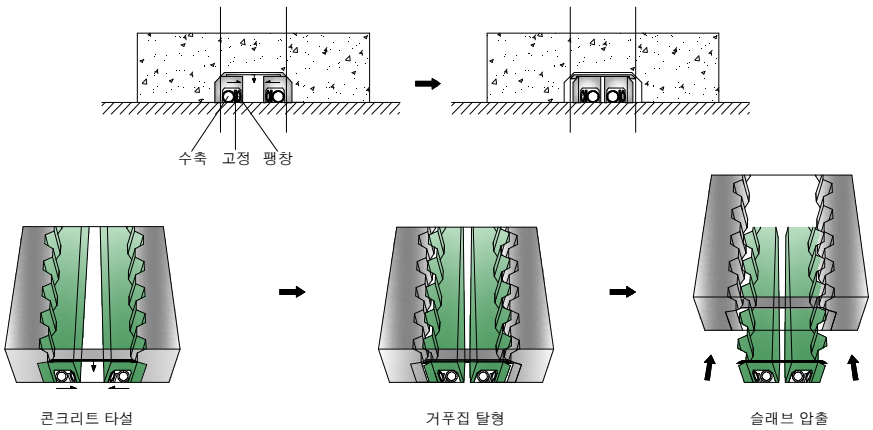
<소수주형교 터널형 상부슬래브 강선배치>

② 터널형 압출슬래브의 압출시스템 개발

- 압출가설이 가능한 강박스거더교 등 일반 강합성교량에 적용할 수 있는 터널형 압출슬래브의 형상과 그 시스템을 개발하였음



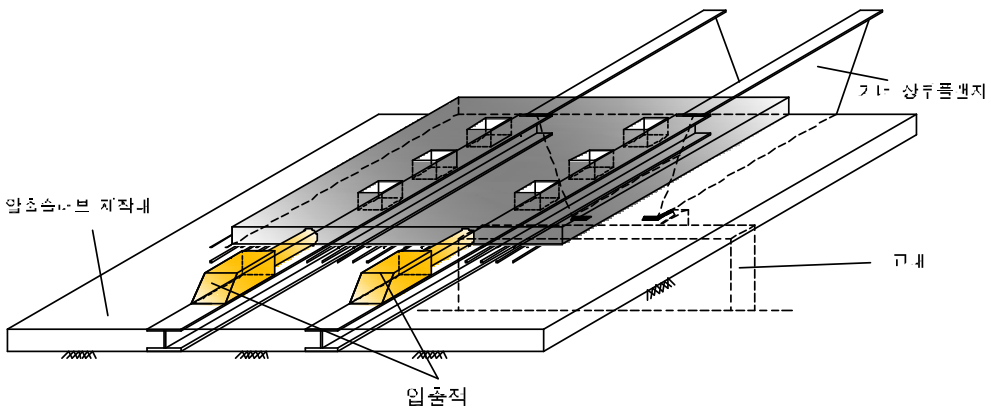
<터널형 압출슬래브의 압출작업장 개념도>



<터널형 압출슬래브의 내부거푸집을 이용한 터널형성 개념도>

③ 프리캐스트 바닥판의 압출가설공법 개발

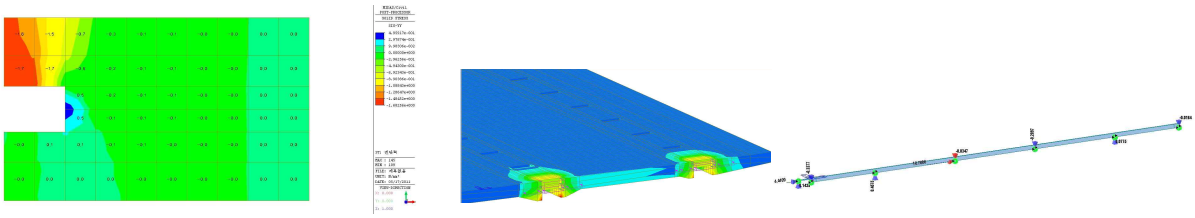
- 포켓형 프리캐스트 바닥판의 압출가설공법을 개발하였음



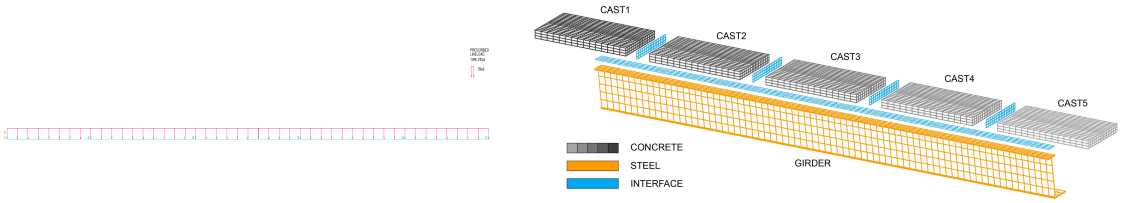
<포켓형 압출슬래브의 전체 개념도>

▷ **수치해석 건수 (6건) :** (보고서 '제3장 연구개발내용 및 결과' 부분 요약)

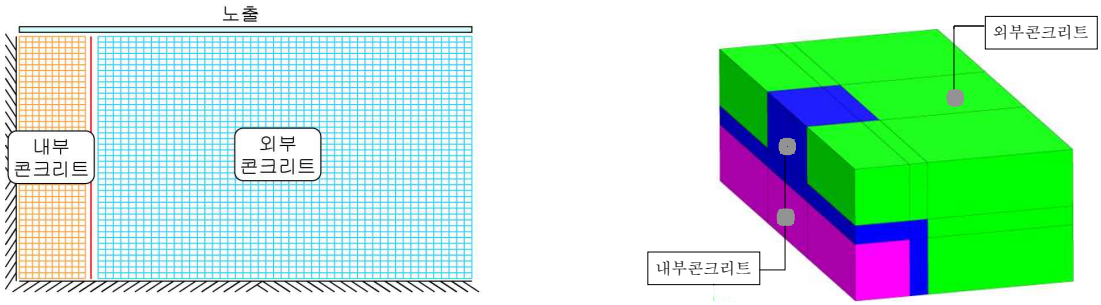
① 전단포켓부의 응력집중 검토 ② 슬래브와 강거더에 대한 압출력의 영향검토



③ 압출슬래브의 시공단계 해석 ④ 압출가설 시공단계를 고려한 장기거동해석

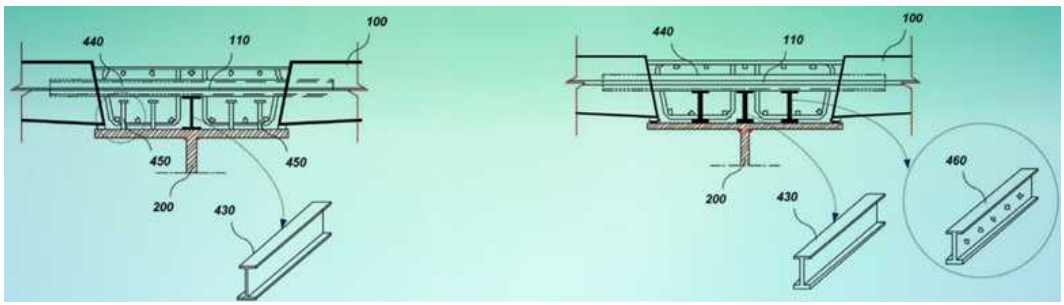


⑤ 부등건조수축을 고려한 균열안전성 평가 ⑥ 합성성능 예측을 위한 비선형해석



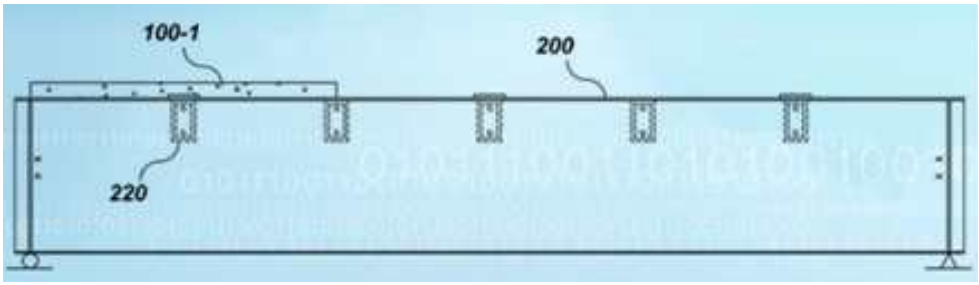
▷ **특허출원 건수 (3건) :**

① 발명의 명칭 : 강합성 교량의 레일형 상부슬래브를 전단연결재용 레일을 이용하여 시공하는 압출가설 장치 및 그 공법



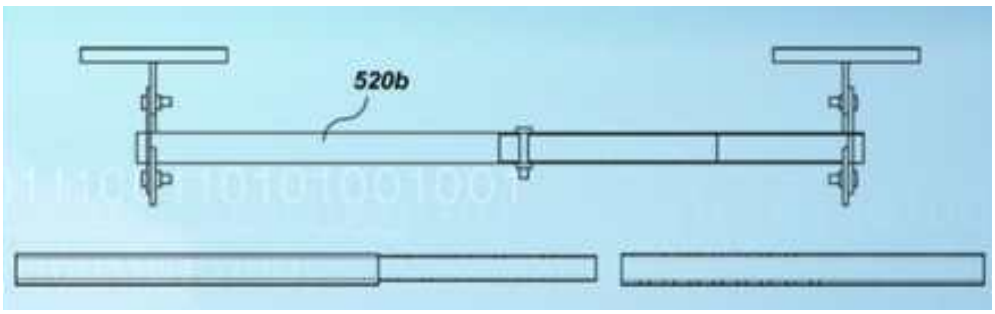
- 출 원 인 : (주)서영엔지니어링
- 출원일자 : 2011.05.16
- 출원번호 : 10-2011-0045652
- 발 명 자 : 서석구, 최항용, 이광모, 공금배

② 발명의 명칭 : 에어바퀴를 이용하여 강합성 교량의 상부슬래브를 시공하는 압출가설 공법



- 출 원 인 : 동국대학교 산학협력단
- 출원일자 : 2011.05.16
- 출원번호 : 10-2011-0045654
- 발 명 자 : 이성철

③ 발명의 명칭 : 에어바퀴를 이용하여 강합성 교량의 상부슬래브를 시공하는 압출가설 장치



- 출 원 인 : 동국대학교 산학협력단
- 출원일자 : 2011.05.16
- 출원번호 : 10-2011-0045655
- 발 명 자 : 이성철

▷ 연구개발관련 홍보 (2건) :

① 최항용, 서석구, 이강문, 이광모, 공금배 (2010) “강합성교량의 압출가설용 상부슬래브의 구조시스템 연구”, 2010 대한토목학회 학술발표대회 논문집, 송도 컨벤시아, 2010.10.21, pp.2513.

- 본 연구에서는 현재까지 연구가 이루어진 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상을 검토하고자 하였으며, 압출시에 필요한 압출작업장 및 압출시스템에 대한 검토를 수행하고자 하였다. 또한, 상부슬래브의 압출가설공법 적용시 설계상의 고려사항에 대하여 검토하고, 기타 형식의 상부슬래브 제작방법과 비교하여 압출슬래브의 경제성 분석을 수행하고자 하였다.

② 서석구, 이광모, 공금배, 최항용 (2011) “강합성 교량의 압출가설용 상부슬래브의 구조시스템 개발”, 2011 한국강구조학회 학술발표대회 논문집, 제주 샤인빌리조트, 2011.06.03., pp.13-14.

- 본 연구에서는 현재까지 연구가 이루어진 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상을 검토하고자 하였으며, 압출시에 필요한 압출작업장 및 압출시스템에 대한 검토를 수행하고자 하였다.

2. 연구개발 수행진도율 및 목표의 달성도

가. 연구개발 수행 진도율

구분 / 연구내용	추진일정												진도(%)
	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	
압출가설용 상부슬래브의 지지시스템별 배근상세 확립													100
가로보와의 합성을 위한 횡방향 이음부의 배근상세 제안													100
광폭교량에 대한 상부슬래브의 배근상세 제안													100
압출시공에 따른 상부슬래브 시공단계별해석													100
종방향 가드레일 또는 미끄럼 받침의 수치해석적인 검증													100
압출개구부의 무수축 콘크리트 타설방안 제안													100
소규모 국부실험을 통한 상부플랜지와 강거더 상부플랜지의 합성성능검증													100
	5	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100	100

..... 당초계획
_____ 실 적

나. 연구개발 목표의 달성도

연 구 목 표	달성도(%)	내 용
압출가설용 상부슬래브의 지지시스템별 배근상세 확립	100	1차년도에서 제시된 압출가설용 상부슬래브의 지지시스템별 배근상세를 검토하고 최적의 지지시스템을 제시
가로보와의 합성을 위한 횡방향 이음부의 배근상세 제안	100	다수의 박스거더 및 I거더 상에서의 상부슬래브를 압출가설하기 위한 가로보와의 합성방법으로서의 횡방향 이음부의 배근상세를 결정
광폭 교량에 대한 상부슬래브의 배근상세 제안	100	압출가설용 상부슬래브를 광폭의 교량에 적용하기 위한 방안으로서의 상부슬래브 내의 횡방향텐던의 설치방안을 검토하여 제시
압출시공에 따른 상부슬래브의 시공단계별 해석	100	압출시공에 따른 상부슬래브의 시공단계별해석을 통하여 상부슬래브의 최적의 분할타설크기를 결정하고, 상부슬래브의 압출가설방안을 제시
종방향 가드레일 또는 미끄럼받침의 수치해석적인 검증	100	미끄럼마찰 및 스틱슬립(stick-slip) 현상을 제어하기 위한 미끄럼받침의 상세를 검토하여 검증
압출개구부의 무수축 콘크리트의 타설방안 제안	100	상부슬래브의 압출개구부에 대한 무수축 콘크리트의 타설방안을 제안
소규모 국부실험을 통한 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성성능검증	100	소규모 국부실험을 통하여 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성성능을 검증하고 보완사항을 반영

제 3 절 3차년도 연구개발목표의 달성도

1. 3차년도 연구목표치 대비 실적치

본 연구개발의 정량적 성과지표로 연구개발계획서 작성 시의 계획단계에서는 연구개발 관련 홍보 개발 3건, 기술실시계약 1건, 특허출원 3건을 목표로 하였다. 본 연구진은 본 연구의 결과를 바탕으로 연구개발관련 홍보 개발 3건, 기술실시계약 2건, 특허출원 3건 등의 실적을 달성하였다.

그 목록과 함께 각 성과물의 요지를 간단히 기술하면 다음과 같다.

성과목표	성과지표		측정방법	목표치				달성치 (누적)
				최 종	1차년	2차년	3차년	
압출가설용 상부슬래브의 제작기법 개발	1-1	신소재·신공법 개발	독창적인 신공법 개발 건수	2	1	1		(2)
	1-2	수치해석 건수	총 수치해석 건수	4	2	2		(4)
	1-3	특허출원 건수	총 특허출원 건수	2		1	1	1(2)
	1-4	연구개발 관련 홍보	홍보(학술회의, 워크샵 등)건수	1			1	1
	1-5	설계도면/사양서 개발	설계도면/사양서 개발 건수	1			1	1
상부슬래브의 압출가설공법 개발	2-1	신소재·신공법 개발	독창적인 신공법 개발 건수	2	1	1		(2)
	2-2	수치해석 건수	총 수치해석 건수	4	2	2		(4)
	2-3	특허출원 건수	총 특허출원 건수	2		1	1	1(2)
	2-4	연구개발 관련 홍보	홍보(학술회의, 워크샵 등)건수	1			1	1(3)
	2-5	공사비용 절감효과	추정되는 공사비용 절감비용	20%			20%	28~35%
상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성공법 개발	3-1	신소재·신공법 개발	독창적인 신공법 개발 건수	2	1	1		(2)
	3-2	수치해석 건수	총 수치해석 건수	4	2	2		(4)
	3-3	특허출원 건수	총 특허출원 건수	2		1	1	1(2)
	3-4	연구개발 관련 홍보	홍보(학술회의, 워크샵 등)건수	1			1	1
	3-5	기술실시계약 건수	총 기술실시계약 건수	1			1	2

▷ 연구개발관련 홍보 (3건) :

① 서석구, 최항용, 이광모, 공금배 (2011) “강합성교량 상부슬래브의 압출가설시스템 개발에 관한 연구”, 2011 대한토목학회 학술발표대회 논문집, 고양 킨텍스, 2011.11.02, pp.824-827.

- 본 연구에서는 실제적인 상부슬래브의 압출가설 시스템을 확립하기 위하여, 실제 교량을 대상으로 그 교량에 적용할 수 있는 압출슬래브의 형식을 도출하고, 경제성을 바탕으로 압출작업장 및 압출시스템을 검토하였다. 압출작업장은 콘크리트 강도, 작업공정, 압출작업장 규모 등과 경제성의 관계를 고려하여 결정하였다. 최종적으로 본 연구성과가 반영된 공사비 분석을 통하여 기존 슬래브 시공방법과의 경제성 분석을 실시하였다.

② 권승희, 신동구, 장경필, 이승국 (2012) “압출가설 공법이 적용된 콘크리트 바닥판과 강거더의 이음부 성능 평가 실험”, 한국콘크리트학회 2012 봄 학술대회논문집, 경주 현대호텔, 2012.05.03, pp.689-690.

- 콘크리트 바닥판을 압출하는 방법으로 강거더 위에 위치시킨 후 합성시키는 새로운 공법에 대한 연구가 진행 중에 있다. 이러한 압출가설 공법의 경우 강거더와 바닥판을 연결시키기 위해 새로운 합성방법이 적용된다. 새로운 합성방법의 경우 최대하중에서의 파괴위치 및 형태가 기존의 합성방법과 다를 수 있으며, 실험을 통해 이음부 전단 강도를 파악해 보고자 하였다.

③ 서석구, 최항용, 이광모, 공금배 (2012) “강합성 교량의 상부슬래브를 압출가설 하기위한 압출슬래브 및 압출시스템 설계”, 2012 한국강구조학회 학술발표대회 논문집, 수원 경기대학교, 2012.06.09, pp.165-166.

- 본 연구에서는 시공상 안전성 문제를 해결하고, 빠른 시공 및 경제성 향상을 추구할 수 있는 신개념의 강합성교량 건설을 위한 압출가설용 상부슬래브의 구조시스템을 개발하고자 하였다. 이를 위하여 압출가설이 가능한 상부슬래브의 형상을 검토하고, 압출시에 필요한 압출작업장 및 압출시스템에 대한 검토를 수행하였다. 또한, 상부슬래브의 압출가설공법 적용시 설계상의 고려사항에 대하여 검토하고, 강합성교량의 상부슬래브를 압출가설하기 위한 압출시스템 및 압출슬래브의 상세설계를 제안하였다.

▷기술실시계약 (2건) :

① 기술실시계약명 : 「강합성 교량의 터널형 상부슬래브 압출가설용 압출가설 장치 및 그 시공방법」특허 실시권 계약

- 계약당사자: (주)서영엔지니어링, (주)비엔지컨설턴트, 한국건설교통기술평가원
- 기 술 료: 총매출액의 3%
- 계약 기간: 3년 2월(2012.10.01~2015.12.31)
- 계약 일시: 2012년 9월 27일

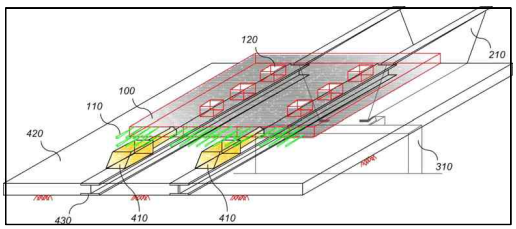
② 기술실시계약명 : 「강합성 교량의 터널형 상부슬래브 압출가설용 압출가설 장치 및 그 시공방법」특허 실시권 계약

- 계약당사자: (주)서영엔지니어링, (주)지비텍이앤씨, 한국건설교통기술평가원
- 기 술 료: 총매출액의 3%
- 계약 기간: 3년 2월(2012.10.01~2015.12.31)
- 계약 일시: 2012년 9월 27일

▷특허출원 건수 (3건) :

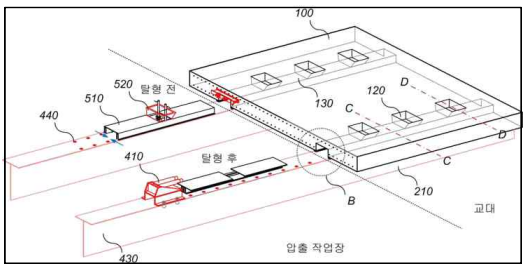
① 발명의 명칭 : 강합성 교량의 전단포켓형 상부슬래브 시공을 위한 압출가설 장치 (Incremental launching apparatus for constructing shearing pocket-type concrete)

- 출 원 인 : (주)서영엔지니어링
- 출원일자 : 2012.06.15
- 출원번호 : 10-2012-0064567
- 발 명 자 : 서석구, 최항용, 이광모, 공금배



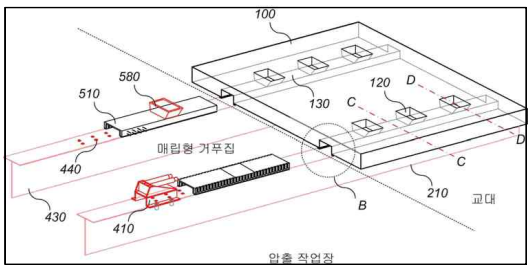
② 발명의 명칭 : 강합성 교량의 터널형 상부슬래브 압출가설용 압출가설 장치 및 그 시공방법 (Incremental launching apparatus for launching concrete slab of tunnel type for composite bridge, and constructing method for the same)

- 출 원 인 : (주)서영엔지니어링
- 출원일자 : 2012.06.15 (우선심사청구)
- 출원번호 : 10-2012-0064568
- 발 명 자 : 서석구, 최항용, 이광모, 공금배



③ 발명의 명칭 : 매립형 거푸집을 이용한 강합성 교량의 상부슬래브 압출가설용 압출가설장치 (Incremental launching apparatus for launching concrete slab for composite bridge using form of buried type)

- 출 원 인 : (주)서영엔지니어링
- 출원일자 : 2012.06.15
- 출원번호 : 10-2012-0064569
- 발 명 자 : 서석구, 최항용, 이광모, 공금배



2. 연구개발 수행진도율 및 목표의 달성도

가. 연구개발 수행 진도율

구분 / 연구내용	추진일정																진도(%)
	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
압출가설용 상부슬래브의 설계 예제집 및 표준설계도면 작성																	100
압출가설용 상부슬래브의 설계/시공/유지관리 지침서 작성																	100
상부슬래브의 압출시스템 상세 설계																	100
경제성 분석을 통한 공사비용 절감 효과 평가																	100
상부슬래브 압출가설공법 검증 실험																	100
압출가설용 상부슬래브의 정적 전단강도 검증실험																	100
피로하중에 대한 합성성능 평가 실험																	100
실물크기의 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성성능 실험																	
최종보고서 작성																	
	5	10	15	20	25	30	40	50	55	60	70	80	85	90	95	100	100

····· 당초계획
_____ 실 적

나. 연구개발 목표의 달성도

연 구 목 표	달성도(%)	내 용
압출가설용 상부슬래브의 설계예제집 및 표준설계도면 작성	100	연구성과에 대한 홍보와 공유를 위하여 압출가설용 상부슬래브의 설계예제집 및 표준설계도면 작성
압출가설용 상부슬래브의 설계/시공/유지관리 지침서 작성	100	압출가설용 상부슬래브의 현장적용을 위하여 설계/시공/유지관리 지침서 작성
상부슬래브의 압출시스템 상세설계	100	상부슬래브의 압출가설공법의 공정표를 작성하고, 압출가설시에 필요한 특수장비 및 제작장에 대한 상세설계 실시
경제성 분석을 통한 공사비용 절감 효과 평가	100	실교량을 대상으로 상세설계와 실험을 수행하여 공사비 분석을 통한 공사비 절감효과 확인
상부슬래브 압출가설공법 검증실험	100	압출가설공법에 대한 성능실험을 실시하여 개발된 형상에 대한 적용성 검증 및 우수한 시공성 확인
압출가설용 상부슬래브의 정적 전단강도 검증실험	100	개발된 상부슬래브의 형상에 대한 정적 전단강도 실험을 수행하고, 설계기준에 부합하는 강도를 확인
피로하중에 대한 합성성능 평가실험	100	상세개선을 통하여 피로하중에 대한 합성성능의 증대효과를 실험을 통하여 확인 및 검증
실물크기의 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성성능 실험	100	실물크기의 상부슬래브와 강거더 상부플랜지의 합성성능 실험을 수행하여 개발된 상세에 대한 성능 검증
최종보고서 작성	100	3차년에 걸쳐 제안된 형상 및 상세에 대하여 연구한 결과를 종합하여 최종보고서 작성

제 4 절 관련분야에의 기여도

1. 기술적 측면

상부슬래브 현장타설 공법 적용 시 철근콘크리트의 구성 재료들을 모두 각각 취급해야 하고 작업자가 교량하부 공간으로의 추락위험에 노출되고, 또한 프리캐스트 공법의 경우에도 교량 상부공에서의 작업을 피할 수 없기 때문에 항상 안정상에 문제가 되고 있다. 이에 반해, 상부슬래브 압출공법 적용 시에는 지상에 시공 재료 및 장비 등이 집중되어 있기 때문에 상부 슬래브 위치에 투입되는 작업자와 재료 및 장비 등이 최소화 될 수 있다. 이러한 점이 강거더의 압출 후에는 특히 장점이 되는데, 이는 같은 위치의 시공시설이 강거더와 콘크리트 상부슬래브에 모두 적용 될 수 있기 때문에 이동식 거푸집 및 크레인 등 고가의 장비수입을 배제하고 상부슬래브를 시공 할 수 있어 선진국의 기술에 의존하지 않고 독자적인 기술을 확보할 수 있다. 또한 공사용 가도와 같은 교량 하부 공간의 환경훼손을 최소화 하여 최근 녹색성장 트렌드에 부응 할 수 있는 기술이라 판단된다. 그렇게 개발된 각종 상세의 특허 및 설계/시공 기술은 해외 시장에서도 경쟁력 있는 기술이 될 수 있을 것으로 기대된다.

상부슬래브의 현장타설 공법은 격자철근으로부터의 프리캐스트 판의 탈락, 예기치 못한 프리캐스트 판의 가변형성, 수많은 이음매로부터의 시멘트 풀 유출, 프리캐스트 판의 다소 다른 색상 등의 이유로 고량의 경관미에 악영향을 끼칠 수 있다. 더욱이, 곡선 교량에 프리캐스트 판을 정치하기 어렵고 또한 주거의 현장이음으로 인해 고르지 못하게 된다. 이에 반해, 압출 상부슬래브는 고르고 일정한 면을 유지할 수 있고 헌치를 갖는 단면형상과 둥근 모따기 등을 최소의 비용으로 반영 할 수 있다. 거푸집 면을 따라 샌드블라스팅, 고압 물분사 세정(sandblasting, high pressure washing)등을 통해 표면마감은 쉽게 처리되고, 작은 거푸집 치수로 인해 오목한 표면마감은 문양작업, 질감있는 시트작업(board-marking, engraved textures)등을 통하여 저렴하게 처리할 수 있다.

교량 구조물의 노후화와 더불어 교통량의 증대와 차량하중의 대형화 등으로 인한 교량파손이 유지관리의 중요성을 인식시키고 있다. 도심지를 지나는 교량의 성능 개선은 고내구성을 갖는 압출슬래브의 개발을 통해 교량수명을 연장시키고 보수·보강시 차량우회 또는 교통체증으로 인한 간접비용 지출을 방지하고 우회도로 건설비용 등을 절감 할 수 있다. 또한 교량 하부 공간의 영향에 대한 제약이 없어 성능개선 및 신설공사의 경우 압출슬래브는 유력한 대안이 될 수 있다고 판단된다.

2. 사회・경제적 측면

교량의 노후화와 더불어 교통량의 증대, 차량하중의 대형화 등으로 인한 교량파손은 유지관리의 중요성을 더욱 부각시키고 있다. 이러한 추세에 비추어볼 때, 압출가설용 상부슬래브는 지상에서의 콘크리트 작업으로 고품질의 상부슬래브를 제작할 수 있기 때문에 교량수명 동안의 내구성을 증진시킬 수 있으며, 교량의 가설기간을 대폭 단축시킬 수 있어 교통난의 신속한 해소가 가능하므로 차량우회 또는 교통체증으로 인한 간접비용 지출을 방지하고 우회도로 건설비용 등을 절감할 수 있을 것이다.

또한, 건설노동인력의 부족 및 숙련공 부족에 대처하여 인력절감 및 부실시공을 방지할 수 있는 시공 장비 개발의 첨단화를 도모할 수 있다. 정밀 시공이 요구되는 상부슬래브 압출시스템의 첨단 기계화 및 자동화 실현은 타 산업의 파생상품을 이끌 수 있으며, 3D로 인식되는 건설 산업에 대한 편견을 줄일 수 있을 것이다.

건설기술은 인류문명과 역사를 같이 해오고 있으며, 앞으로도 인류가 생존하는 동안 지속적으로 문명의 창조자 역할을 하게 될 것이다. 다만, 현재 불확실한 것은 미래 문명의 모습을 정확히 예측하고 이에 대한 대응을 할 수 있느냐는 점이다. 이는 지금 건설산업의 모습이 미래 건설산업으로 이어지지 않을 수도 있다는 반증일 수도 있다. 최근 들어 전 세계적으로 불확실성을 타개하기 위한 다양한 전략들이 제시되고 있으며, 국토해양부의 분석에 의한 미래트렌드는 도시변화, IT등 첨단산업에 기반한 건설기술변화, 자연환경, 에너지, 인구흐름과 삶의 질로 요약될 수 있다. 이에 대하여 상부슬래브 압출 시스템은 다음과 같이 기술이 갖는 사회・문화적 장점으로 인하여 건설시장의 트렌드 및 방향에 대한 대응을 할 수 있을 것이다.

정체되어 있는 건설기술에서 개발된 기술의 국내/외적 인증작업을 통해 건설기술 수입국이 아닌 수출국으로 나아갈 수 있고 동남아, 남미 등의 시장을 개척할 수 있는 우위를 점 할 수 있을 것이다.

제 5 장 연구개발결과의 활용계획

제 1 절 연구성과의 활용방안

1. 시험 적용

본 과제의 참여기업인 (주)서영엔지니어링과 (주)효명이씨에스는 그동안 다양한 교량설계를 통해서 풍부한 경험을 축적해왔다. 또한, (주)비엔지컨설턴트는 교량의 압출가설분야에 있어서 국내 최고의 시공실적을 보유하고 있다. 본 연구기관은 시공경험이 풍부한 다수의 기술자를 보유하고 있으며, 본 연구개발과 관련되는 시공 및 설계사와의 협력체제를 구축, 실무에 적극 활용할 수 있는 기술을 개발할 계획이다. 또한, 본 과제의 연구성과를 바탕으로 도로건설사업 확장공사 또는 그 외 참여기업의 프로젝트에 본 연구에서 제시한 기술을 연차별 성과에 맞게 지속적으로 적극 반영하고 시험시공하여 본 연구에서 개발된 기술의 우수성을 확인할 예정이다.

2. 기술보급 및 국내 교량건설에 반영

본 연구개발은 매우 독창적인 기술이면서도 강합성 교량의 설계 및 시공분야에 있어서 많은 장점을 가지고 있다. 이에 대한 연구성과를 기술강습회 및 세미나를 통해 국내·외 교량 기술자들에게 보급하고 발주처에 본 연구결과의 우수성을 알린다면, 본 기술은 앞으로 건설될 교량 현장에 적극적으로 반영될 수 있을 것이다.

또한, 교량의 노후화와 더불어 교통량의 증대, 차량하중의 대형화 등으로 인한 교량파손 등 유지관리의 중요성이 더욱 부각되고 있는 현상황에 대한 대처방안으로, 노후교량 바닥판 교체시에 본 연구성과인 압출가설용 상부슬래브의 적용성을 시험할 예정이다.

3. 국제특허 획득 및 기술수출

상부슬래브의 압출가설공법이 가지는 수많은 장점에도 불구하고 이에 대한 연구는 매우 미미한 상태이며, 따라서 본 기술을 신속히 사업화한다면 압출가설용 상부슬래브와 관련하여 국제특허를 획득하고 이를 통한 기술수출이 충분히 가능할 것으로 판단된다.

제 2 절 향후 후속연구개발

1. 연구성과의 현장 적용성 확대 방안 연구

① 연구성과의 적용 가능범위 확대

본 공법의 적용가능한 범위에 대한 검토결과(2.3.4(2)절 참조), 본 공법은 설계기준에서 규정하고 있는 곡선반경, 편경사 및 종단선형 등에 실제적으로 제한받지 않는 것으로 나타났으며, 상향압출을 할 경우에는 약 3,000m 이상의 연장을 가진 교량에 대해서도 적용가능한 것으로 검토되었다. 본 공법은 상향압출을 기본으로 하고 있으나, 그 현장적용성을 확대하기 위해서는 현장여건을 고려하여, 상향압출뿐만 아니라 하향압출도 가능하도록 하는 연구가 필요할 것으로 판단된다. 이를 위해서는 현재까지 규명되지 않은 일시적 정지현상인 스틱-슬립(stick-slip)현상에 의한 구조적인 안전성 문제를 반드시 해결하여야 한다.

② 곡선교에의 적용성 검증

본 연구에서는 곡선반경이 일정한 곡선교에 적용할 수 있도록 레일지지 터널형 압출슬래브를 개발하였다. 이에 대한 현장적용성을 검증하기 위하여, 개구제형 강박스거더교량인 내지교에 압출슬래브를 적용한 설계계산서 및 설계도면을 본 최종보고서에 수록하였다. 하지만, 본 연구에서는 제한된 시간과 비용으로 인하여 직선교에 한정하여 실험적인 연구를 수행하였기 때문에, 본 공법의 현장적용성을 확대하기 위해서는 곡선교에 대한 실험적인 검증연구 등의 후속연구가 반드시 필요하다고 판단된다. 강교량은 대부분 곡선교가 많기 때문에, 이와 관련한 후속연구가 진행된다면 압출슬래브의 적용가능한 시장이 매우 확대될 것이다.

③ 노후화교량의 상부슬래브 교체방안

교량의 상부슬래브인 바닥판은 차량하중뿐만 아니라 동결·융해 및 습윤·건조 과정을 반복하여 받게 되며, 염화칼슘 등 열화 및 부식 촉진 재료와 접촉하므로, 교량의 주요구조부재 중 가장 손상이 많이 발생하는 요소이며 그 수명 또한 짧다. 국내 교량 바닥판의 수명은 평균 13년 정도인 것으로 인식되고 있으며, 일반적인 교량 수명으로 파악되는 공용수명 50년에 비해 공용수명이 매우 짧은 실정이다. 또한, 현재 교량의 노후화와 더불어 교통량의 증대, 차량하중의 대형화 등으로 인한 교량파손 등 유지관리의 중요성이 더욱

부각되고 있기 때문에, 노후화교량에 압출슬래브를 적용하기 위한 후속연구는 현장적용성 측면에서 매우 중요한 과제가 될 것으로 판단된다. 본 연구에서 나타난 바와 같이, 본 공법은 공사비뿐만 아니라 공사기간 측면에서 기타 공법보다 우위에 있는 것으로 판단되기 때문에 노후화교량의 상부슬래브 교체시에도 경제적으로 적용가능할 것으로 판단된다. 다만, 본 공법이 보다 경쟁력을 갖기 위해서는 본 연구결과에서 제시하고 있는 압출슬래브를 교대후방에서 제작하는 방안보다는, 도심지내의 협소한 현장상황 등에 구속받지 않도록 교량측경간과 같은 교량설치구간 내에 압출작업장을 두는 방안(교량측경간에서의 압출시스템 개발 연구)에 대한 후속연구도 수행되어야 할 것으로 생각된다.

④ 신 설계기준의 적용

2012년에 개정된 신 설계기준인 도로교설계기준(한계상태설계법)은 허용응력설계법에서 한계상태설계법으로의 진화에 초점이 맞추어져 있다. 이는 국내에서만 적용되고 있는 허용응력설계법을 탈피하고 세계적으로 공인받고 있는 한계상태설계법으로 전환이며, 국내에서 개발된 기술이 해외로 진출하기 위한 불가분의 필요조건이기도 하다. 신 설계기준의 관리기관인 국토해양부에서는 변화된 설계법의 숙지를 위하여 발간시점인 2012년에서 3년간 유예된 2015년 1월부터 적용하도록 규정하고 있다. 따라서, 본 공법도 다른 개발기술과 마찬가지로 신 설계기준에 맞게 설계성과물(구조계산서, 도면 수량 등)을 개선하는 연구가 조속히 수행될 필요가 있다. 이에 대한 후속연구가 성공적으로 수행된다면, 본 공법의 경제적인 우수성이 필연적으로 보다 부각될 것이며, 현재의 설계법이 태생적으로 가지고 있는 설계의 불합리성이 보완될 것으로 믿는다.

2. 기타 형식교량에의 적용 연구

본 연구의 압출슬래브의 시장분석(2.3.4(7)절 참조) 결과를 살펴보면, 본 연구성과가 적용될 수 있는 강합성교량의 상부슬래브에 대한 시장은 연평균 약 1,250억원 정도인 것으로 분석되었다. 이 결과는 국내교량의 약 30%를 차지하고 있는 강합성교량에 국한하여 시장을 분석한 결과이다. 따라서, 본 공법을 국내교량의 대부분을 차지하고 있는 콘크리트교량, 특히 콘크리트 빔교에 적용한다면 그 적용범위를 대폭 확대할 수 있는 것이다. 콘크리트 빔교는 기본적으로 직선인 빔을 연결하여 교량을 건설하고 있기 때문에, 압출가설시스템 및 압출슬래브의 형태를 콘크리트 빔교의 특성에 맞게 충분히 개선할 수 있을 것으로 판단된다.

현재까지의 연구성과를 바탕으로 판단할 때, 레일지지 터널형 압출슬래브는 거더 위에

레일을 설치하는 구조이기 때문에, 콘크리트 빔교에 레일을 설치함으로써 압출슬래브와 콘크리트 빔사이의 마찰력 조절이 가능하고 압출이후에도 압출슬래브와 콘크리트 빔과의 합성을 간편하게 할 수 있을 것으로 판단된다. 따라서, 현단계에서는 레일지지 터널형이 콘크리트 빔교에 적용가능한 방법이 될 수 있을 것으로 판단되지만, 후속연구개발을 통하여 보다 개선된 새로운 압출시스템이 제시되어야 할 것이다. 또한, 콘크리트 빔교는 강교량에 비해 지간이 작기 때문에 많은 신축이음이 설치되어야 하므로, 신축이음부에 대한 압출가설 방안도 제시되어야 할 것으로 판단된다.

3. 압출슬래브에 가장 효율적인 최적거더 개발 연구

본 연구에서는 현재 국내에서 시공되고 있는 강합성교량에 적용할 수 있는 압출슬래브를 개발하는 것을 목표로 하였다. 국내의 강합성교량은 대부분 강박스거더교량으로 시공되고 있으며, 일부 소수주형교 형식이 채용되고 있다. 본 연구는 세계 세 번째, 국내 최초로 압출슬래브의 시스템을 개발하는 도전적인 연구로서, 처음 기획단계에서는 시간과 예산상의 문제로 기존의 교량형식에 국한하여 연구개발을 수행하였다.

하지만, 기존의 교량형식은 상부슬래브를 압출가설하기 위하여 고안된 것이 아니기 때문에, 상부슬래브를 압출하는 데는 본 연구에서 살펴본 많은 문제점들을 내포하고 있었다. 이를 극복하기 위하여 많은 노력과 압출가설을 위한 추가적인 설비들이 압출슬래브의 공사비 및 공사기간을 증가시키는 요인으로 작용하였다.

따라서, 본 연구를 통하여 얻어진 강합성교량에 대한 압출슬래브 적용상의 장애요인을 기반으로 하여, 압출슬래브에 가장 효율적인 최적거더를 개발할 필요가 있다고 판단된다. 현재의 연구성과로 판단할 때, 압출슬래브용 최적거더는 소수주형교의 형식이 가장 적합할 것으로 판단되지만, 거더와 압출슬래브의 상호작용을 최적화시킴으로써 보다 진보된 새로운 형식이 후속연구에서는 제시되어야 할 것이다. 또한, 소수주형교는 상부슬래브를 광폭으로 제작하여야 하기 때문에 그 적용에 많은 제약이 따르게 되므로, 본 연구에 대한 후속연구개발이 성공한다면 강교량 중에서 가장 경제적인 소수주형교의 적용에도 많은 기여를 할 것으로 판단된다.

부가적으로, 본 개발기술인 압출슬래브는 많은 인력과 시간이 소요되는 기존의 공법들을 개선한 자동화 시스템을 기반으로 하고 있기 때문에, IT산업 등 기타 산업과의 융합된 기술도 후속연구에서는 제시되어야 할 것이다. 마지막으로, 본 연구진은 향후에도 지속적으로 본 개발기술의 성능향상과 사업화를 위하여 노력할 것이다.

제 3 절 연구성과의 실용화 방안

1. 대상기술의 구성

○ 실시대상 기술은 국토해양부 건설기술혁신사업 연구과제 [강합성 교량의 압출가설용 상부슬래브 개발]의 연구개발 산출물인 특허(출원번호: 10-2012-0064568, 발명의 명칭: 강합성 교량의 터널형 상부슬래브 압출가설용 압출가설 장치 및 그 시공방법)에 근거함.

○ 기술의 구성 : 본 기술은 강합성교량의 상부슬래브를 교대 후방인 지상에서 압출가설하는 방법에 관한 것으로, 보다 구체적으로, 강합성 교량(Composite Bridge)의 전단포켓형(Shearing Pocket-type) 상부슬래브(Concrete Slab)를 시공할 때 상부슬래브의 하면에 터널(Tunnel) 형태를 형성하는 터널형 상부슬래브 압출가설용 압출가설 장치 및 그 시공 방법에 관한 것임.

2. 대상기술의 필요성

○ 현재 우리나라 합성교량에서 상부슬래브 시공은 거더(Steel Box Girder, Plate girder 등) 사이에 목재 동바리를 설치한 후, 그 위에 임시 거푸집을 놓고 철근 배근 및 콘크리트 타설을 하는 현장타설 공법이 주를 이루고 있음. 이러한 현장타설 공법은 타설된 콘크리트가 기후의 영향을 많이 받고 동바리 설치 및 거푸집 제작 등의 기간이 필요하기 때문에 시공 기간이 길고, 많은 인력의 필요로 인건비가 상승하며, 숙련된 기술인력의 부족으로 인해 품질관리가 저하된다는 문제점을 갖고 있음.

○ 또한, 강합성 교량에서 상부슬래브의 시공은 대부분 임시/영구 거푸집 또는 이동식 거푸집을 사용하거나 일부 프리캐스트 슬래브로 시공되고 있음. 기존의 상부슬래브 시공은 고교각에 설치된 강박스 거더 위에서 작업이 이루어지므로 작업인원이 교량 하부로 추락하는 사고가 빈번히 발생하고 있으며, 높은 공사비/공사기간 및 품질저하 문제가 발생하고 있음.

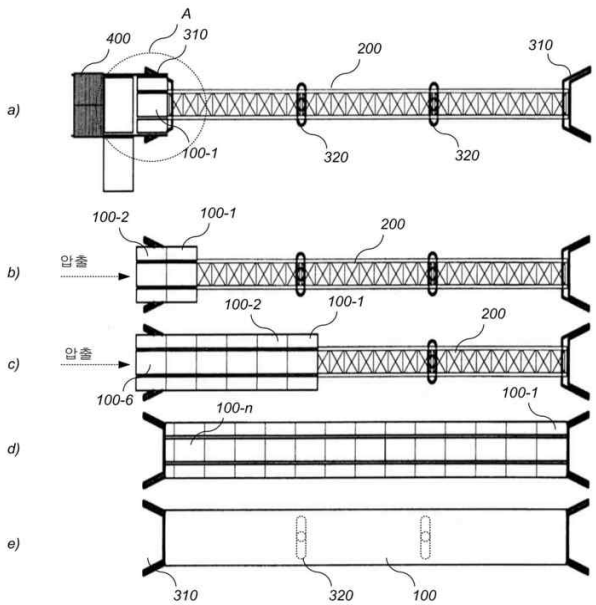
○ 본 개발기술인 상부슬래브 압출가설 공법은 기존 시공방법의 안전성 문제를 해결하면서 경제적이고 시공에 유리한 신개념의 상부슬래브 시공방법이며, 기존 시공방법의 단점을 보완할 수 있는 최적의 대안임. 따라서 본 개발기술의 사업화를 통하여 강합성교량의 설계 및 시공분야의 세계적인 기술을 선도할 수 있음.

○ 또한, 기존의 상부슬래브 시공은 고교각에 설치된 강거더 위에서 작업이 이루어지므로 작업인원이 교량하부로 추락하는 사고가 빈번히 발생하고 있으나, 본 실시대상 기술인 상부슬래브의 압출가설공법은 지상인 교대 후방에서 재료 및 장비 등이 운용되기 때문에 상부슬래브 시공상의 안전성 문제를 해결할 수 있음.

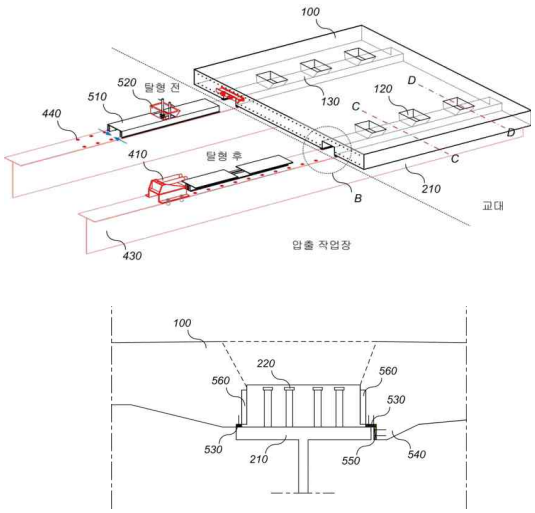
○ 상부슬래브의 압출가설공법은 콘크리트 양생이나 기상조건 등의 영향을 받지 않으므로 공기단축이 가능하고 총공사비, 구조성능, 내구성, 경관 등의 측면을 크게 향상시킬 수 있으므로, 경제적이고 시공에 유리한 강합성교량 건설의 강력한 대안이 될 수 있음.

3. 대상기술의 내용 및 활용처

○ 강합성 교량의 전단포켓형 상부슬래브를 압출가설 공법으로 시공할 경우, 전단포켓부뿐만 아니라 터널부에도 전단 스터드가 형성될 수 있는 터널형 상부슬래브를 시공함으로써 상부슬래브를 신속하고 용이하게 압출할 수 있으며, 터널부에도 전단 스터드를 형성함에 따라 상부슬래브와 상부플랜지 간의 합성 성능을 향상시킬 수 있는, 강합성 교량의 터널형 상부슬래브 압출가설용 압출가설 장치 및 그 시공방법이 제공함.



〈압출슬래브 공법 개요도〉



〈대상기술의 대표도〉

○ 강합성 교량의 터널형 상부슬래브 압출가설용 압출가설 장치는, 압출슬래브 작업대에 배치되고, 상부슬래브 하부에 터널을 형성하는 내부 거푸집 상부슬래브에 전단포켓부

를 형성하기 위해 내부 거푸집 상부에 체결되는 포켓 거푸집 압출 방향을 따라 배치되어 상부슬래브의 압출을 가이드하며, 내부 거푸집 및 포켓 거푸집이 배치되는 거푸집 플랜지 거푸집 플랜지 상부에 배치되고, 전단포켓 개구부가 형성된 터널형 상부슬래브를 상부플랜지 상에서 연속적으로 압출하는 압출잭 및 상부슬래브의 압출 전에 상부플랜지 상에 용접되어 상부슬래브와 상부플랜지 합성시 전단연결재 역할을 하는 전단 스터드를 포함하되, 터널형 상부슬래브는 전단포켓 개구부가 형성된 전단포켓부 및 전단포켓 개구부가 형성되지 않는 터널부가 형성된 것을 특징함.

○ 한국도로공사, 각 지방 국토관리청 및 민간 SOC사업 등에서 주관하는 도로건설사업 중에서 강합성 교량으로 시공되는 교량건설사업에 본 기술을 활용할 수 있음.

4. 실적자료에 근거한 시장규모 분석

○ 국토해양부 도로교량현황조서(2009)에 따르면, 상부슬래브의 압출시공이 경제성을 갖게 되는 교량 연장이 100m 이상인 강합성 교량의 상부슬래브 면적은 연평균 약 684,725m^2 정도가 신설되고 있음.

<연도별 강합성 교량의 상부슬래브 신설면적> (단위: m^2)

연 도	고속국도	일반국도	특별 광역시도	국가지원 지방도	일반 지방도	시도	군도	합 계
2003	160,210	262,045	172,490	17,200	4,035	15,790	0	631,770
2004	366,390	390,595	80,945	56,105	4,640	8,210	19,680	926,565
2005	57,605	392,815	102,985	23,520	14,555	15,500	2,970	609,950
2006	581,500	300,015	22,330	96,520	10,040	3,540	3,030	1,016,975
2007	359,870	311,305	58,360	37,495	1,760	5,320	3,960	778,070
2008	82,960	120,635	94,595	88,340	1,340	30,645	13,350	431,865
2009	566,565	115,215	21,890	8,225	2,650	15,770	6,705	737,020
2010	56,230	142,985	10,560	108,115	3,760	15,170	8,765	345,585
연평균	278,916	254,451	70,519	54,440	5,348	13,743	7,308	684,725

○ 상부슬래브의 일반공사비(현장타설)인 200,000원/m^2을 적용하면 강합성교량의 상부슬래브 공사비는 연평균 약 1,249억원 정도임.

○ 상기 시장규모의 약 15% 정도를 점유할 경우, 총매출 예상액(2013년 기준)은 약 232억원 정도로 예상됨.

5. 실용화 전략 및 추진계획

○ 압출슬래브 공법은 시공상 안전성 문제를 해결하고 빠른 시공 및 경제성 향상을 추구할 수 있는 신개념의 강합성교량 건설의 강력한 대안으로써, 경간장 100m 이상의 강합성교량의 상부슬래브 시공에 경쟁력 확보가 가능함.

○ 본 연구를 통하여, 세계 3번째, 국내 최초의 상부슬래브 압출가설의 시공경험을 가지고 있으며, 특허출원 6건 및 기술실시계약 2건의 연구성과를 바탕으로 실용화 및 사업화 가능성이 매우 큰 것으로 판단됨.

○ 실용화 전략으로는 2009년부터 2012년까지 3년간의 연구개발단계를 완료하였으며, 연구성과의 사업화를 위한 사업 1단계(2013년)로 실제교량에 적용할 수 있는 설계시스템을 구축하고 설계용역을 지속적으로 추진할 계획임.

○ 특히, 사업 1단계에서는 '건설교통 R&D 사업화 및 투자유치 지원사업'을 활용하거나 자체출자 등을 통하여, 국내에서 적용되고 있는 모든 강합성교량의 건설에 적용할 수 있는 압출가설시스템의 설비를 갖출 계획임.

○ 또한, 본 공법의 실용화를 위해서는 현장적용 등의 기술검증이 필수적이기 때문에, 본 연구의 기술실시기업과 함께 경제성이 있는 대상교량을 선정하여 대상교량의 현지업체와 시공상의 문제를 조율할 계획임.

○ 사업 2단계(2014년 이후)에서는 사업 1단계에서 얻어진 현장적용실적을 바탕으로, 신기술을 추진하고 사업화 수행에 박차를 가할 계획임.

<실용화 전략 및 사업화 추진계획>

<table>
<tr><th rowspan="2">구 분</th><th>개 발 단 계</th><th colspan="2">사업 1단계</th><th colspan="2">사업 2단계</th></tr>
<tr><th>2009~2012</th><th>2013</th><th>2014</th><th>2015</th><th>2016~</th></tr>
<tr><td>강합성교량의
압출가설용
상부슬래브 개발</td><td>연구개발</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>설계시스템 구축
및 용역사업</td><td></td><td>시스템구축</td><td colspan="3">설계용역</td></tr>
<tr><td>현장적용 및
대상교량 시공</td><td></td><td></td><td>현장적용
(신기술출원)</td><td colspan="2">사업화 수행
(신기술등록)</td></tr>
</table>

제 6 장 참고문헌

1. 대우건설, 한국도로공사, 서울대학교, “프리캐스트 콘크리트교량 바닥판의 개발 및 실용화”, 96연구개발사업 최종보고서, 건설교통부, 한국건설기술연구원, 2000.

2. 한상윤, 이만섭, 이승록, 강영종, “프리캐스트 바닥판의 전단포켓 형상에 관한 해석 연구”, 대한토목학회 논문집 Vol.26, No.5A, 2006, pp.817~822.

3. 정철헌, 현병학, “프리캐스트 바닥판 PSC 합성거더 교량의 거동”, 대한토목학회 논문집 Vol.26, No.5A, 2006, pp.873~880.

4. 현병학, 정철헌, 전귀현, 박세진, “프리캐스트 바닥판을 갖는 PSC 합성보의 정적거동”, 대한토목학회 논문집 Vol.25, No.5A, 2005, pp.837~845.

5. 정철헌, 심창수, 김인규, 박세진, “프리캐스트 바닥판과 PSC 거더의 부착강도 평가”, 대한토목학회 논문집 Vol.24, No.6A, 2004, pp.1183~1191.

6. 현병학, 정철헌, 심창수, 마향욱, “프리캐스트 바닥판과 PSC 거더 전단연결부의 수평전단설계”, 대한토목학회 논문집 Vol.25, No.2A, 2005, pp.327~335.

7. 정철헌, 류형근, 정운용, 김인규, “프리스트레스를 도입한 프리캐스트 콘크리트 교량바닥판의 펀칭전단강도”, 한국콘크리트학회 논문집 Vol.14, No.5, pp.653~659.

8. 정철헌, 김영진, 장성욱, 김철영, 심창수, “프리스트레스를 도입한 프리캐스트 콘크리트 교량 바닥판의 연결부에 관한 피로실험”, 한국콘크리트학회 논문집 Vol.10, No.5, 1998, pp.159~165.

9. 정철헌, 현병학, “프리캐스트 바닥판 PSC 합성거더 교량의 연속화”, 대한토목학회 논문집 Vol.27, No.4A, 2007, pp.561~568.

10. 심창수, 이필구, 장성욱, 장승필, “프리캐스트 콘크리트 바닥판을 갖는 강-콘크리트 합성보의 정적 및 피로 거동”, 대한토목학회 논문집 Vol.19, No.I3, 1999, pp.417~425.

11. 정철헌, 심창수, 김영진, 장승필, “합성형교량 바닥판의 종방향 거동”, 대한토목학회 논문집 Vol.19, No.I4, 1999, pp.495~504.

12. 장승필, 심창수, 최규용, 정철헌, “프리캐스트 교량바닥판의 종방향 프리스트레스 손실량”, 대한토목학회 논문집 Vol.19, No.I6, 1999, pp.917~927.

13. 정철헌, 김영진, 김성운, 박칠림, “프리스트레스를 도입한 프리캐스트 콘크리트 교량 바닥판 연결부에 관한 정적실험”, 한국콘크리트학회 논문집 Vol.10, No.2, 1998, pp.109~117.

14. 張丞弼, 沈昌洙, 尹錫九, “疲勞荷重을 받는 합성보의 휨剛性 감소에 관한 實驗的 硏究”, 대한토목학회 논문집 Vol.16, No.I4, 1996, pp.445~454.

15. 이필구, 심창수, 장승필, 정철헌, “프리캐스트 바닥판을 갖는 연속합성보의 실험”, 대한토목학회 논문집 Vol.21, No.5A, 2001, pp.583~592.

16. 류형근, 박기남, 심창수, 장승필, “프리캐스트 바닥판 강합성 박스거더 연속교의 부모멘트부 거동”, 대한토목학회 논문집 Vol.22, No.4A, 2002, pp.805~814.

17. 류형근, 장승필, 심창수, “프리캐스트 바닥판 강합성 박스거더 연속교의 극한강도 평가”, 대한토목학회 논문집 Vol.23, No.2A, 2003, pp.355~362.

18. 정철헌, 심창수, 윤석구, 박기남, “프리캐스트 바닥판의 연속교 적용에 관한 연구”, 대한토목학회 논문집 Vol.22, No.4A, 2002, pp.751~760.

19. 윤석구, 심창수, 정철헌, 장승필, “프리캐스트 교량바닥판에 대한 종방향 프리스트레싱력의 산정 방법”, 대한토목학회 논문집 Vol.18, No.I6, 1998, pp.799~810.

20. Z.P. Bazant, D.J. Carreira, and A. Walser, "Creep and Shinkage in Reactor Containment Shells," Proceedings of ASCE, Vol. 101, No. ST10, 1975, pp.2117~2131.

21. F.H. Wittmann, and P.E. Roelfastra, "Total Deformation of Loaded Drying Concrete," Cement and Concret Reasearch, Vol. 10, 1980, pp.601~610.

22. Z.P. Bazant, and Y. Xi, "Drying Creep of Concrete: Constitutive Model and New Experiments Separating its Mechanisms," Materials and Structures, Vol. 27, No. 1, 1994. pp.3~14.

23. Z.P. Bazant, and W.J. Raftshol, " Effect of Cracking in Drying and Shrinkage Specimens," Cement and Concrete Research, Vol. 12, 1982, pp. 209~226.

24. American Association of State and Highway Transportation Officials (1996), “Standard Specifications for Highway Bridges”, 16th Ed., Washington, D.C.

25. American Association of State and Highway Transportation Officials (2007),

"AASHTO LRFD Bridge Design Specifications", 4th Ed., Washington, D.C.

26. Rosignoli, M. (2002) Bridge launching, Thomas Telford Ltd., London.

27. G. H. Béguin (1978) "Composite bridge decking by stage-deck jacking," Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 104, No. ST1, pp. 171-189.

28. Placidi, M., Virlogeux, M., and Berthellemy, J. (1997) "Prefabrication and Prestressing of concrete slabs in compoite bridges," Composite Construction-Conventional and Innovation, Conference Report IABSE, Int. Conf. Innsbruck, pp.481-488.

29. Xanthakos, P.P (1994). Theory and Design of Bridges. John Wiley & Sons, New York.

30. Nonov, B. and Seliverstov, Y. (1997). Erection of composite bridges with precast deck slabs. IABSE FIP-CEB International Conference, Innsbruck, Austria.

31. Kraus, D. and Wurzer, O. (1997). Bearing capacity of concrete dowels. IABSE FIP-CEB International Conference, Innsbruck, Austria.

32. Akesson, B. Edlund, B. and Shen, D. (1997). Fatigue cracking in a steel railway bridge. IABSE Structural Engineering International, May.

33. Rosignoli, M. (1998). Il varo delle solette nei ponti compositi. L'Industria delle Construzioni, November.

34. Basler, K. (1961) "Strength of plate girders under combined bending and shear," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 87, No. ST7, Proc. Paper 2968, pp. 181-197.

35. Béguin, G.H. (1975) "Verbundbrücken-Ausführungsprobleme beimFahrbahnplatten-Schiebeverfahren," Der Stahlbau, Berlin, Germany, Vol. 44, No. 12, pp. 361-367.

36. Bowden, F.P. and Leben, L. (1939) "The nature of sliding and the analysis of friction," Proceedings of the Royal Society, London, England, Series A, Vol. 169, pp. 371-390.

37. Bryant, P.J., Lavik, M., and Salomon, G. (1964) Mechanisms of Solid Friction, Conference on Fundamental Mechanisms of Solid Friction, Elsevier Publishing

Co., amsterdam, the Netherlands.

38. Carskaddan, P.S. (1969) "Bending of deep girders with A14 steel flanges," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 95, No. ST10, Proc. Paper 6839, pp. 2219-2242.

39. "Composite steel-concrete construction," Report of the Subcommittee on the State-of-the-Art Survey of the Task Committee on Composite Construction of the Committee on Metals of the Structural Division, Ivan Viest, Chmn., Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, ST5, Proc. Paper 10561, pp. 1085-1139.

40. Kitipornchai, S. and Trahair, N.S. (1975) "Elastic Behavior of Tapered Monosymmetric I-beams," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 101, No. ST8, Proc. Paper 11479, pp. 1661-1678.

41. Mainstone, R.J. (1968) "Shear connectors in steel-concrete composite beams for bridges and the New C.P. 117 Part. 2," Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, England, Vol. 38, pp. 83-106; also discussion, Vol.39, pp. 323-329.

42. Morgan, F., Muskat, M., and Reed, D.W. (1941) "Studies in lubrication-X. Friction phenomena and the stick-slip process," Journal of Applied Physics, Vol. 12, pp. 743-752.

43. Niemann, G. and Ehrlenspiel, K. (1963) "Anlaufreibung und stick-slip bei gleitpaarungen," VDI Zeitschrift, Düsseldorf, Germany, Vol. 105, No. 6, pp.221.

44. Plum, D.R. (1972) "Strength of studs in composite construction," Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, England, Vol. 51, pp. 319-335.

45. Rabinowicz, E. (1951) " The nature of the static and kinetic coefficients of friction," Journal of Applied Physics, Vol. 22, No. 11, pp. 1373-1379.

46. Wells, J.H. (1929) "Kinetic boundary friction," The Engineer, London, England, Vol. 147, No. 26, pp. 454-456.

47. Yam, L.C.P. and Chapman, J.C. (1968) "The inelastic behavior of simply supported composite beams of steel and concrete," Proceedings of the Institution of Civil Engineeers, London, England, Vol. 41, pp. 671.

주 의

1. 이 보고서는 국토해양부에서 시행한 건설기술연구개발사업의 연구보고서입니다.
2. 이 보고서 내용을 발표하는 때에는 반드시 국토해양부에서 시행한 건설기술연구개발사업의 연구결과임을 밝혀야 합니다.
3. 국가과학기술 기밀유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 아니됩니다.

이 보고서와 관련하여 문의를 원하시는 분은 아래의 문의처로 연락을 주시기 바랍니다.

■ 문의처 : 한국건설교통기술평가원 TEL 031)389-6455
(주)서영엔지니어링 TEL 02)6915-7261
동국대학교 TEL 02)2260-3354
명지대학교 TEL 031)330-6416
(주)효명이씨에스 TEL 031)688-3200

R&D / 09기술혁신B02

강합성 교량의 압출가설용 상부슬래브 개발

■ 발행일 / 2013.02.28.

■ 발행처 / (주)서영엔지니어링
경기도 성남시 분당구 수내동 6-3 서영B/D 6~12층
TEL : 02-6915-7301(대)

■ 인쇄처 / 거평 카피랜드