



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

2023년 08월
박사학위논문

프리팸을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부의 인장거동 분석

조선대학교 대학원

토목공학과

나형철

프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부의 인장거동 분석

**Tensile Behavior of Precast Concrete Slab Joint Using
Prefabrication**

2023년 08월 25일

조선대학교 대학원

토목공학과

나형철

프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부의 인장거동 분석

지도교수 이 희 영

이 논문을 공학박사학위 신청 논문으로 제출함

2023년 4월

조선대학교 대학원

토목공학과

나형철

나형철의 박사학위논문을 인준함

위원장 조선대학교 교수 박 정 응 (인)

위 원 조선대학교 교수 김 성 홍 (인)

위 원 조선대학교 교수 김 대 현 (인)

위 원 동신대학교 교수 박 선 준 (인)

위 원 조선대학교 교수 이 희 영 (인)

2023년 06월

조선대학교 대학원

목 차

ABSTRACT

제 1 장 서 론	1
1.1 연구배경 및 목적	1
1.2 국내·외 연구동향	7
1.3 연구내용 및 방법	13
제 2 장 콘크리트 슬래브 연결부 거동 분석	14
2.1 휨 성능 분석	14
2.2 전단 성능 분석	20
2.3 프리팹을 이용한 프리캐스트 콘크리트	24
제 3 장 연결부 인장거동 실험	29
3.1 연결부 실험체 선정	29
3.2 매개변수에 따른 실험체 제원	31
3.3 연결부 실험체 제작과정	35
3.4 인장거동 실험 셋업	37
3.5 인장거동 실험 결과	40
제 4 장 유한요소해석	55

4.1 유한요소모델	55
4.2 부재간 인터페이스 형성	60
4.3 유한요소해석 결과	62
4.4 콘크리트 압축강도에 따른 연결부 인장 거동 분석	66
제 5 장 결 론	68
참고문헌	70

표 목 차

표 3.1 실험 매개변수	31
표 3.2 실험 매개변수별 결과	51

그림 목 차

그림 1.1 연도별 전체 교량 현황	1
그림 1.2 전체 교량의 형태별 비중	2
그림 1.3 연간 거더교량의 바닥판 시장	2
그림 1.4 행정구역별 교량 현황	3
그림 1.5 교량상 모멘트 구간별 프리캐스트 콘크리트 슬래브 거동 개념도	6
그림 1.6 연도별 10년 미만 및 30년 이상 고령화 구조물 개소	8
그림 1.7 국내 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부 연구 사례	10
그림 1.8 해외 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부 연구 사례	12
그림 2.1 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부 개념도	14
그림 2.2 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부의 하중에 따른 변형	15
그림 2.3 추가 철근을 활용한 프리캐스트 콘크리트 연결부	16
그림 2.4 추가 철근을 활용한 프리캐스트 콘크리트 연결부의 휨 성능 실험	17
그림 2.5 T형 프리캐스트 콘크리트 슬래브의 연결부 개념도	18
그림 2.6 추가 철근을 활용한 프리캐스트 콘크리트 연결부의 휨 성능 실험	19
그림 2.7 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부에 적용되는 전단 스티드	20
그림 2.8 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부에 적용되는 전단 스티드의 전단 성능	21
그림 2.9 전단 성능 향상을 위한 콘크리트 슬래브 연결부 개념도	22
그림 2.10 제안된 콘크리트 슬래브 연결부의 전단실험	23
그림 2.11 프리랩을 이용한 실험체 셋업 및 제작과정	25
그림 2.12 프리랩이 적용된 프리캐스트 콘크리트 실험체의 실험 결과	26
그림 2.13 프리랩을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브 실험체 제작과정	27
그림 2.14 프리랩을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브 실험 결과	28
그림 3.1 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부 실험체	29
그림 3.2 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부 실험체 세부 개념도	30
그림 3.3 매개변수별 실험체 도면	32
그림 3.4 실험체 제작과정	35
그림 3.5 실험 셋업	38

그림 3.6 실험 셋업 개념도 39
 그림 3.7 연결부 구간 길이에 따른 하중-상대변위 결과 41
 그림 3.8 보강 철근 유무에 따른 하중-상대변위 결과 43
 그림 3.9 강관 및 보강 철근에 따른 하중-상대변위 결과 45
 그림 3.10 보강 철근 종류에 따른 하중-상대변위 결과 47
 그림 3.11 시공 방법에 따른 하중-상대변위 결과 49
 그림 3.12 전체 실험 하중-상대변위 결과 51
 그림 3.13 촬영을 활용한 하중에 따른 변위 분포도 53
 그림 4.1 유한요소모델 57
 그림 4.2 콘크리트 재료모델 (ABAQUS, 2021) 58
 그림 4.3 유한요소모델의 Mesh, 하중 및 지점조건 59
 그림 4.4 유한요소모델의 인터페이스 61
 그림 4.5 실험과 유한요소해석 비교·분석 결과 62
 그림 4.6 하중 단계별 변위 분포도 64
 그림 4.7 콘크리트 압축강도에 따른 해석 결과 67

ABSTRACT

Tensile Behavior of Precast Concrete Slab Joint Using Prefabrication

Advisor : Prof. Lee Heeyoung, Ph. D.

Department of Civil Engineering

Graduate School of Chosun University

"Cast-in-place" concrete slabs can cause issues such as traffic congestion, dust, noise, and air pollution at the construction site. Precast concrete slabs, which use prefabrication, address these issues by facilitating the installation of prefabricated concrete units on-site. However, cracking and leakage problems have recently been observed in the longitudinal joints that connect the precast concrete slab of existing bridges. Therefore, evaluations of the connectivity and constructability of such joints are essential.

Consequently, this study experimentally investigated the longitudinal tensile behavior of joint configurations of six precast concrete slabs with varying joint widths, steel plate configurations, and rebar details to determine the optimal joint configuration. A tensile load was applied to each test specimen, and the resulting relative displacement across the joint was measured.

Subsequently, a finite element model of the optimal joint specimen was suggested and determined to exhibit behavior under loads similar to that observed during the test, confirming the ability of finite element analyses to accurately predict the behavior of such joints. (J100-HB-SP) was similar to that of an equivalent monolithic CIP bridge deck (C-SB-NP), indicating that J100-HB-SP is a suitable configuration for a precast bridge deck longitudinal joint. The results of this study are expected to improve designs for the longitudinal joints of precast concrete slabs using prefab, facilitating expedited bridge construction while minimizing construction impacts. The overall structural performance of the optimal precast bridge deck joint

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

최근 국토교통부에서 제시한 도로 교량 및 터널 현황조사서 (2020)에 따르면 국내 교량은 그림 1.1과 같이 연도별 개소가 꾸준히 증가하였다. 증가한 교량 중에서 35%는 콘크리트 거더 교량으로 이루어져 있기에, 콘크리트 거더 교량 상부에 적용할 수 있는 슬래브에 대한 수요도 증가하고 있다 (그림 1.2). 이러한 이유로 콘크리트 거더 교량의 슬래브 바닥판 시장은 연간 1,700억원 수준까지 도달하였으며, 추후에도 꾸준히 증가할 것으로 예측된다 (그림 1.3). 전 세계적으로도 교량 슬래브 바닥판 시장은 2030년에 연간 2조원씩 상승할 것으로 판단되기에, 국내에서도 세계 시장에서 우위를 점하기 위한 연구가 필요한 실정이다.

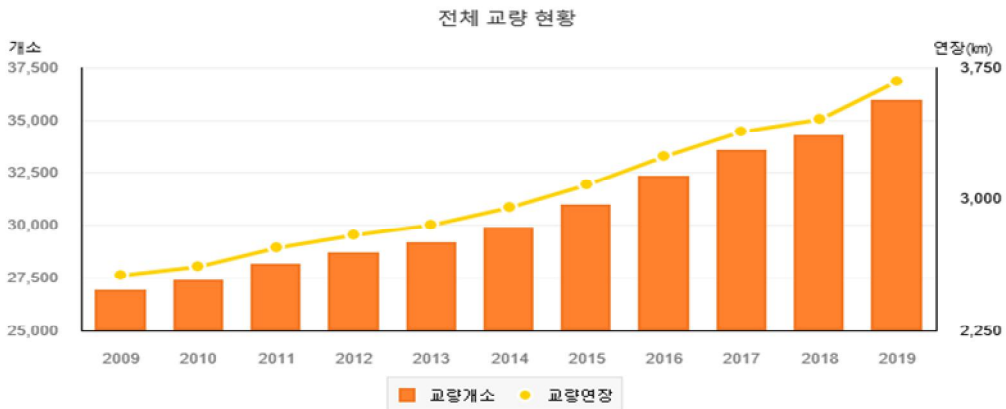


그림 1.1 연도별 전체 교량 현황 (도로교량 및 터널현황, 2020)

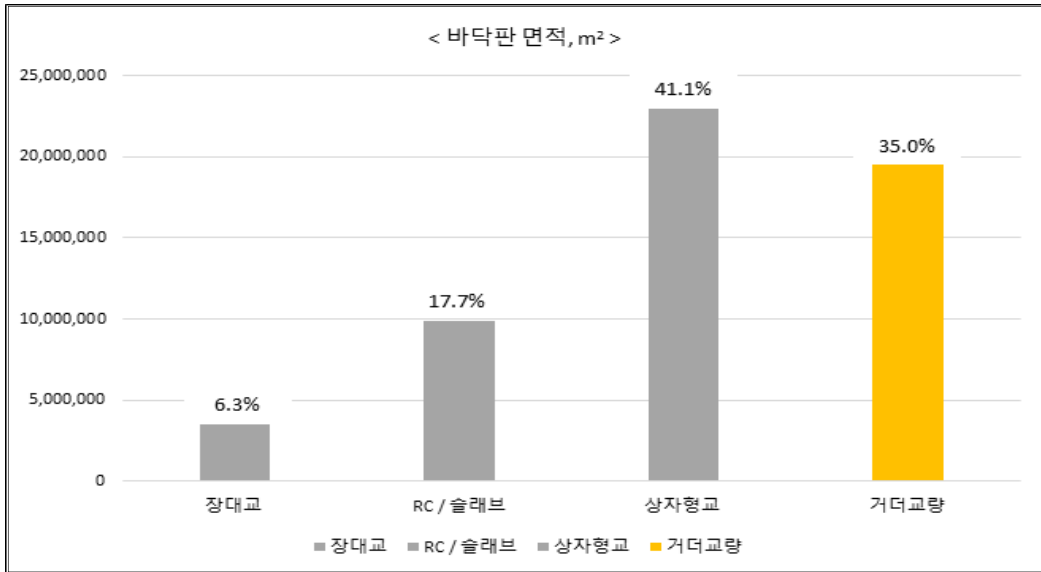


그림 1.2 전체 교량의 형태별 비중

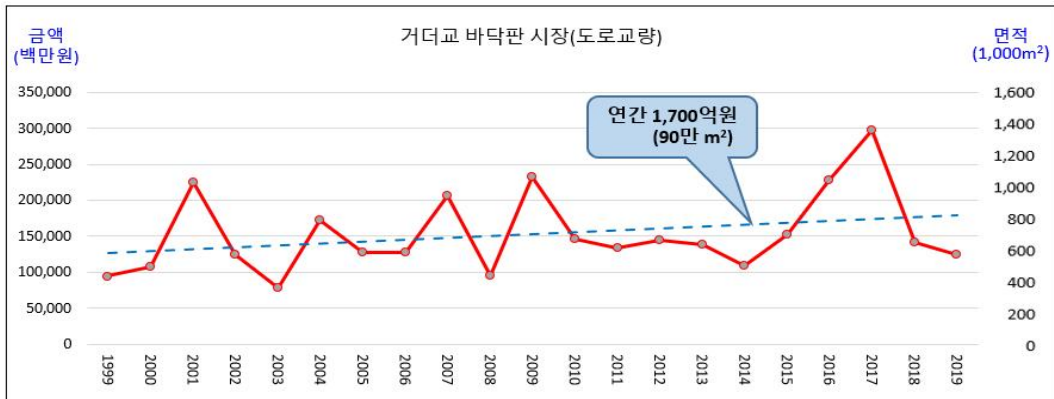
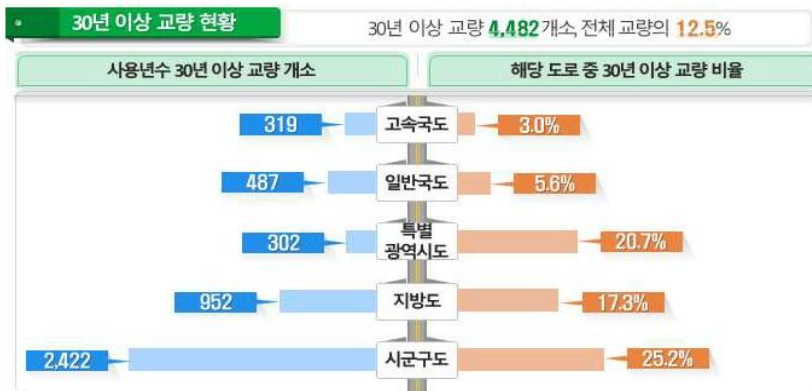


그림 1.3 연간 거더교량의 바닥판 시장

국내에서는 공용 30년 이상인 도로교량의 비율은 12.5% (4,482 개수)를 차지하며 시간이 지날수록 비율은 급격히 증가할 것으로 예측된다 (그림 1.4(a)). 그림 1.4(b)와 같이 교량 총괄로 보았을 경우에는 2019년도에 전년도 대비 교량이 1,605 개소 증가하였고, 연장 길이는 137 km에 도달하였다. 특히 콘크리트 바닥판 슬래브를 적용하는 주요 대상인 고속도로와 일반국도는 총 19,342 개소로 전체의 약 54%이다. 따라서 교량의 노후화가 지금과 같이 가속화될 경우에는 교량뿐만 아니라 교량 상부에 배치되는 바닥판을 대체할 수 있는 연구가 요구되는 실정이다.



(a) 30년 이상 교량 현황



(b) 교량 총괄

그림 1.4 행정구역별 교량 현황 (도로교량 및 터널현황, 2020)

앞서 언급한 바와 같이 국내의 교량상 바닥판 슬래브에 대한 수요는 나날이 증가할 예정이기에, 이에 대한 대책이 필요하다. 하지만, 현재까지도 교량상에 콘크리트 슬래브를 시공할 경우에는 현장타설 공법을 주로 적용하고 있다. 현장타설 공법은 장비 및 공구를 현장으로 운반하여 교통 혼잡을 유발하고 먼지, 소음 및 대기 오염을 발생시킨다. (Yee, 2001; Leblouba and Barakat, 2019; Hu et al. 2022; El-Khier and Morcou, 2021; Li and Song, 2022; Ma et al. 2018). Cusson and Repette (2000)는 인장시험을 통해 현장타설 공법을 적용한 차단벽의 구조적 성능을 검증할 때 보완대책을 통해 초기 열균열을 방지할 필요성을 지적했고, Desmettre and Char-ron (2012)은 현장타설 공법을 적용한 교량상 콘크리트 슬래브의 조기균열의 문제를 명시하였다.

따라서 여러 연구 (Choi and Golwski, 2020; Wang et al., 2020; Liu et al., 2021; Shen et al., 2021; Mitchell et al., 2006; Charron et al., 2011; Rueda-Garcia et al., 202, Kang et al, 2022)에서는 현장타설 공법을 적용한 콘크리트 슬래브와 관련된 문제를 해결하기 위하여 프리캐스트 콘크리트 슬래브를 대안책으로 제시하였다. 프리캐스트 콘크리트 슬래브는 조립식으로 제작된 후 건설 현장으로 운반되어 슬래브 사이의 연결부에 무수축 콘크리트를 타설한다. 이러한 프리캐스트 콘크리트 슬래브는 교통 혼잡을 줄이고 새로운 교량 건설과 관련된 환경 문제를 방지한다. Abokifa and Moustafa (2021)는 프리캐스트 시스템이 기존의 교량상 슬래브를 교체하거나 수리할 때 현장타설 공법보다 건설에 더 적합한 것으로 분석되었다. 그러나 최근에는 기존 프리캐스트 슬래브의 종방향 연결부에서 누수 및 균열이 다수 나타났다. 이러한 이유로 최근에는 연결성 및 시공성을 확보한 프리캐스트 콘크리트 슬래브의 연결부에 대한 연구가 다수 수행되었다 (Abdel-Qader et al., 2011; Al-Fakher et al., 2021; Mander et al., 2010; Mohd Radzi et al., 2020; Mander et al., 2011; Wells et al., 2013; Li et al., 2017; Lu et al., 2017).

교량상 프리캐스트 콘크리트 슬래브의 연결부에 대한 연구는 대부분 차량하중에 의한 휨 성능이나 전단성능에만 국한하여 분석하기에 안정성 부분에서 한계점이 존재한다. 실제로 교량상 프리캐스트 콘크리트 슬래브는 그림 1.5와 같이 교량 상부에 설치되기에 정모멘트 구간에서는 압축 거동이 지배적이고, 부모멘트 구간에서는 인장 거동이 지배적이다. 압축 거동이 지배적인 정모멘트 구간에서는 콘크리트가 압축력을 부담하기에 별도의 부재를 필요로 하지 않는다. 하지만, 인장 거동이 지배적인 부모멘트 구간에서는 콘크리트의 영향력이 미소하고, 인장 부재가 중요하다. 따라서

본 연구는 프리웹을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브의 연결부를 제안하고자 하며, 종방향 인장 실험을 통하여 제안된 연결부의 인장 성능을 분석하고자 한다.

프리웹을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브는 보다 효율적인 구성을 위하여 연결부 폭에 따른 거동을 비교하고자 한다. 또한, 연결부에 적용되는 인장부재는 후크형 철근, 강판, 루프형 철근의 여부에 따라서 인장 성능을 분석하고, 최적의 배치를 제시하고자 한다. 제안된 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부는 기존의 현장타설 공법을 적용한 연결부와 비교하여 구조적 성능을 파악하고자 한다. 이후에는 유한요소 해석을 수행하여 제안된 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부의 인장 성능을 검증하고, 콘크리트 압축강도에 따른 인장 성능의 변동성을 분석한다.

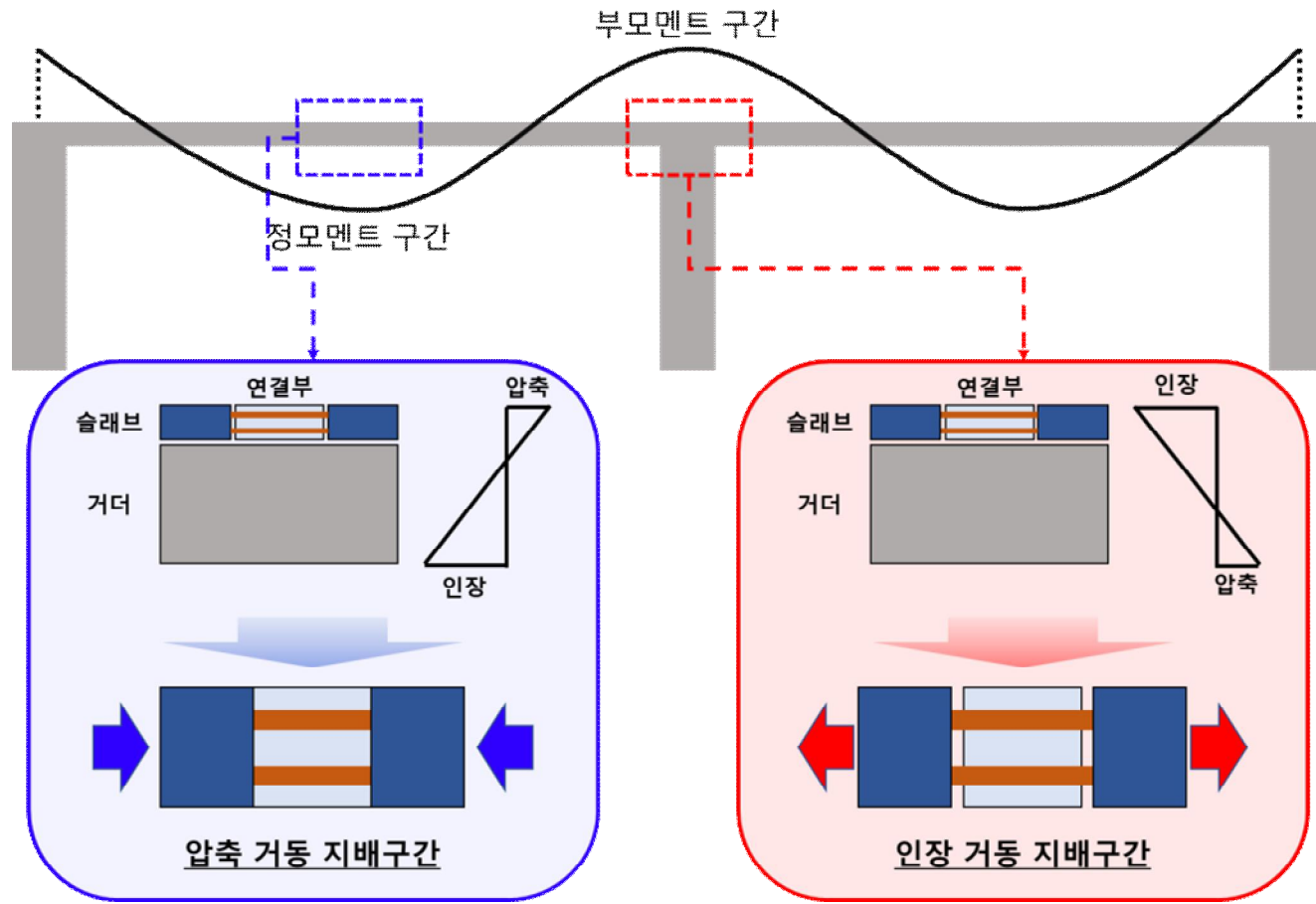


그림 1.5 교량상 모멘트 구간별 프리캐스트 콘크리트 슬래브 거동 개념도

1.2 국내·외 연구동향

국민 삶의 질 향상 및 안전사회 구현에 관한 요구는 증가하나, 시설안전망에 관한 국민의 불안감은 증가하였다. 건축물 및 시설물의 안전 수준에 대하여 국민의 대다수 (약 80%)는 여전히 “보통”이하로 인식되고, 2018년 통계청 사회조사에서 시설물에 대해 ‘안전’ 응답자 비율은 23.9%에 불과하며, 사회 안전망에 대한 국민 불신 여전, 기반시설 안전에 대한 관심 역시 증대하였다. 실제 각종 시설(건축물, 교량, 육교 등)의 붕괴 사고는 급격히 증가하는 추세이며, 인명 피해 역시 지속적으로 발생하고 있어 국민 불안감 해소 필요하다. 기반시설 노후화 급증에 따른 소요 예산 증가는 불가피하므로 유지관리 투자 효율화로 지속 가능성을 제고하여야 한다. 10년 이내 공용연수 30년 이상의 노후 기반시설 급증 예상되고, 2018년 기준, 시설물안전법 대상 기반시설 (46,286개소) 중, 노후 기반시설 비중은 17.6% (8,130개소) 이나, 10년 이내에 40.6% (18,776개소)로 2배 이상 급증하였다. 시설물안전법 개정 (2018.1)으로 법적 안전관리 대상에 3종이 편입되어 관리기관별 재정자립도 또는 관리기술 역량에 따라 기반시설 유지관리 어려움에 봉착될 것으로 예상된다 (그림 1.6). 소요 예산 투자와 더불어 기술개발을 통한 유지관리 투자 비용 효율화로 기반 시설의 지속 가능성을 제고할 필요가 있다. 기반시설은 국민 삶의 질을 결정하는 기초이며, 경제 성장의 핵심 공공재로서 기반시설의 성능 개선에 소요되는 막대한 비용 충당을 위해서는 시설물 안전 및 유지관리 산업 고도화가 필요한 실정이다. 고속도로 교량이 고령화됨에 따라 손상부에 대한 보수·보강뿐만 아니라 교량 교체 문제가 현실화되고 있는 실정이다. 특히, 교량 부재중에서도 교량 바닥판은 차량하중을 직접 받는 곳으로 노후화 및 손상이 다른 부재에 비해서 현격히 빠르게 나타나고 있다. 또한, 최근 제설제 살포량 증가로 인해 노후화가 가속화되고 있는 실정이다. 교량의 전체 수명 연장을 위해서 교량 바닥판 교체가 필요한 경우, 우회도로 및 우회교량 건설과 현장타설을 통한 바닥판 재시공은 과도한 교통 지정체 및 공사비 (사회적 손실비용 포함)가 소요되기 때문에, 교량 바닥판 교체 공사 시에 공기단축을 통한 조기 교통 개방 및 건설비용 절감은 선택이 아니라 필수 불가한 요소로 인식되고 있다.

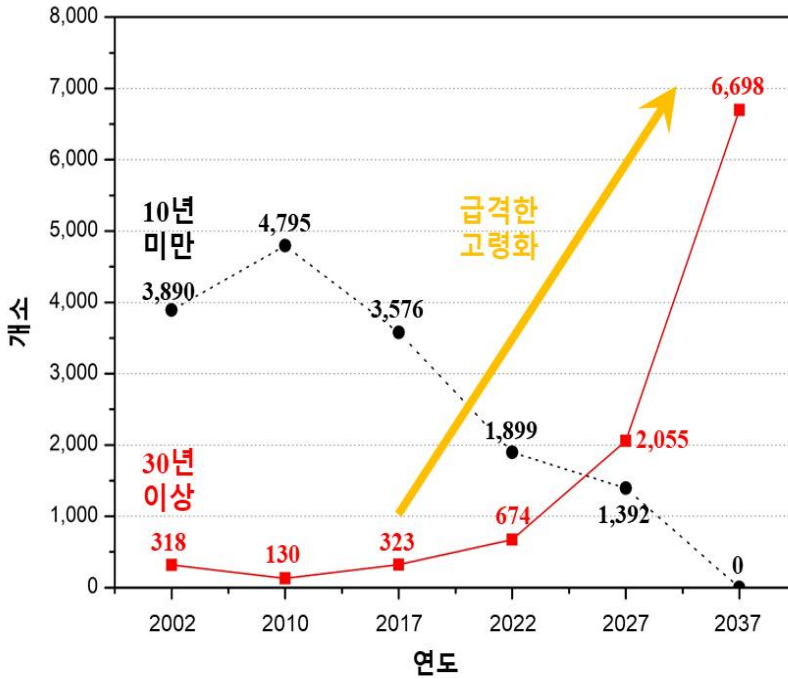


그림 1.6 연도별 10년 미만 및 30년 이상 고령화 구조물 개소

최근에는 교량 바닥판 급속 교체를 위한 다수의 기술들이 제안 및 개발되었지만, 프리캐스트 콘크리트 슬래브 조립을 통한 바닥판 교체 기술만이 그 효율성 때문에 국내·외에서 지속적으로 추진되고 있다. 프리캐스트 슬래브를 이용한 교량 바닥판 시공은 2차 세계대전 이후 파괴된 슬래브의 신설 및 노후하거나 손상된 기존 슬래브를 신속하고 경제적으로 복구하기 위해서 개발되었으며, 1970년대 이후에는 미국과 일본 등지에서 활발하게 연구되어 상용화되었다. 국내에서는 1991년부터 연구를 시작하여 2002년 중부내륙고속도로 시험도로 상 삼승1교를 최초로 시험 시공한 후 현재까지 꾸준히 시공되고 있으며, 최근에는 콘크리트 슬래브의 이음부 개선을 위한 요소기술 연구가 활발하게 수행되고 있다. 장기적으로 내구성 및 사용수명이 증가되어 유지관리가 필요 없거나 최소화할 수 있다면 초기에 시공비가 다소 증가하더라도 목표 사용 연수 동안 투입되는 총비용은 기존 공법보다 절감되어 오히려 경제적이라는 관점이며, 프리캐스트 슬래브 공법은 이러한 관점에 정확히 부합되는 공법이라 할 수 있다. 프리캐스트 슬래브 공법은 이음부의 특성에 따른 추가공정 외에는 현장공정을 현격히 줄임으로써 공사기간을 대폭 단축할 뿐만 아니라 차량

통행의 지연을 최소화하고 친환경적인 시공을 통해 사회간접비용을 절감할 수 있다. 즉, 직접건설비 이외에도 교통통제 등 공사기간 중 발생하는 사회간접비용과 공용기간 중 소요되는 유지관리비를 포함한 총액개념에서 매우 경제적인 공법이라 할 수 있다. 프리캐스트 슬래브 공법은 이러한 경제적 이점뿐만 아니라 교통통제 기간을 최소화함으로써 도로 사용자의 민원을 줄일 수 있어서 향후 적용성이 계속해서 커질 것으로 예상된다. 현재, 고속도로에서는 신설 교량에서 장기간 바닥판을 사용하거나 철도나 도로 횡단 교량에서 교량 하부에 대한 영향을 최소화하기 위해 제한적으로 적용되고 있다. 고속도로 교량에서 교량 바닥판 교체를 위한 프리캐스트 슬래브 공법의 사용은 단 2건 (경부선 청주육교(2004년), 서울외곽선 부천고가교(2011년))으로 제한적인 반면, 서울시 교량의 경우에는 4건 (오륜교 (2009년), 면목교 (2011년), 목동교 (2017년), 원효대교 북단교 (2019년 예정))으로 최근에 지속적으로 추진되고 있다. 국내에는 반단면 (Half-depth Deck) 바닥판, 전단면 바닥판 (Full-depth Deck) 등 다양한 프리캐스트 슬래브 공법이 존재하지만 프리캐스트 슬래브 공법이라는 대 전제하에 각 공법들을 검토할 공통된 설계 및 시공 기준이 갖춰져 있지 않다. 프리캐스트 슬래브 공법에 대한 안전성, 시공성 및 사용성에 대한 신뢰를 확보하기 위해서는 기존의 현장타설 슬래브와 구분되는 프리캐스트 슬래브의 이음부 성능 및 연결 상세 등을 포함한 설계 및 시공 기준이 제시되어야 한다. 또한, 프리캐스트 슬래브 공법을 고속도로 슬래브 급속 교체에 본격적으로 확대 적용하기 위해서는 현재까지 개발된 다양한 프리캐스트 슬래브 공법에 대해 공통적으로 적용할 수 있는 체계화된 설계 및 시공 기준이 필요하다.

교량상 콘크리트 슬래브는 손상사례분석에 의하면 거더, 교각 등 다른 교량부재보다 손상에 있어 가장 높은 비율을 차지하고 있으며, 이는 초기건조수축균열, 우수침투, 품질부족 및 과적차량에 의한 피로손상 등 재료, 설계, 시공, 유지관리 단계의 여러 요인으로 인해 손상이 발생된다. 또한, 콘크리트 슬래브는 다른 교량부재에 비해 시공·설계가 비교적 단순하나, 안전성이나 내구성에 문제가 발생했을 경우에는 교통흐름에 지장을 초래하여 물류비용이 급증하는 등 사회간접비용에 있어 막대한 손실로 연결된다. 이러한 관점에서 고품질, 고내구성을 갖춘 새로운 바닥판 공법 개발의 필요성이 증대된다. 최근 국내에서는 연구과제로는 이창홍 등 (2011)과 신동호 등 (2015)의 연구내용과 같이 프리캐스트 슬래브의 횡방향 접합부에 대한 연구가 지배적이며, 거더와 합성하는 종방향 접합부는 주로 단순히 홈을 형성한 뒤 거더 상면 스테드와 결합하고 현장타설하는 방식으로 적용되었다. 프리

캐스트 슬래브에 일정 구간마다 홈을 형성하고 해당 홈을 거더와 결합하는 방식은 현장에서의 거더 위치에 오차가 발생할 시 바닥판 홈을 거더 위치와 일치시키기 위하여 프리캐스트 슬래브를 훼손하여야 한다 (그림 1.7).

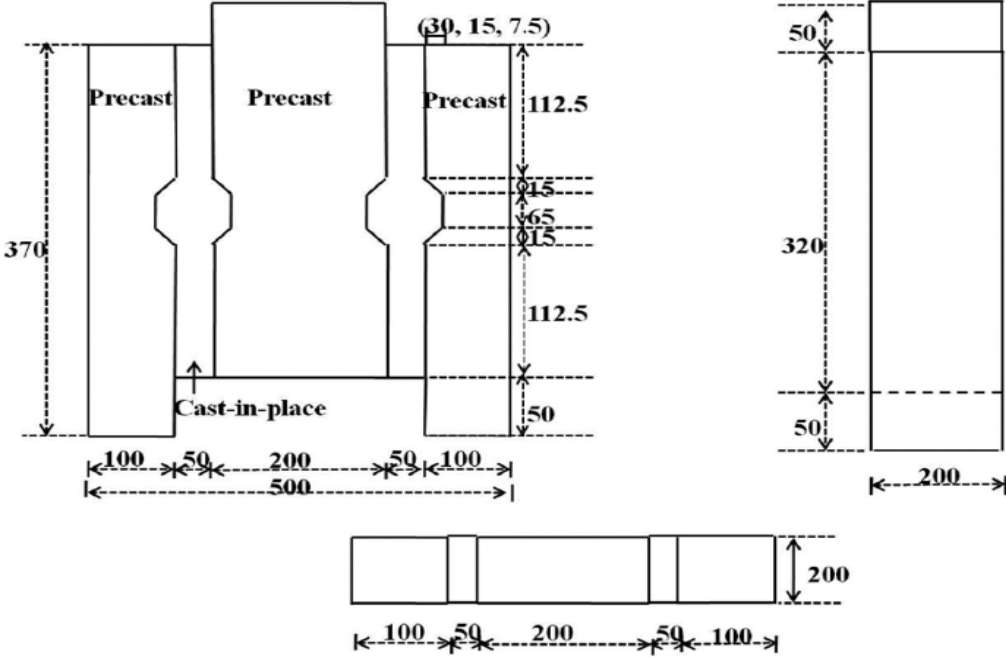


그림 1.7 국내 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부 연구 사례 (Lee et al., 2011)

미국, 영국, 일본 등 선진국은 정부 주도의 정책 수립 및 거버넌스를 구축하고, 민관 협력으로 통합적인 시설물 관리체계를 도입하였으며, 미국은 전반적인 기반시설 종합 점수가 “D+(나쁨)” 수준으로 스마트 기술, 신재료, 신공법 등 건설기술 개발 집중 투자가 진행되고 있다. MAP (Moving Ahead for Progress in 21st Century Act)-21 (2021)에 따라 시설물 강화, 성능 중심 관리체계 도입 및 민간투자 장려, 육상 교통정비법 제정하여 3,050억 달러 안전분야에 투자되고 있다. 선진국은 시설물의 노후화 급증 시기에 도달하여, 정부와 산학연 연계 강화, ICT, 센서, 로봇, 비파괴 검사 기술개발 및 다양한 스마트 건설에 대한 정책, 대책반 운영을 통해 통합적인 관리체계 도입을 시도하고 있다. 사회자본 정비 중점계획, 국토 강화 기본계획, 인프라 장수명화 계획 수립과 시행, 범부처 대책 조직 구성 운영 중이다. 영국은 시

설물 성능 개선을 통한 장수명화 중심의 스마트 기술개발을 추진하고 있으며, 검증된 기술 우선 적용, 시설물의 통합관리 시스템 기술은 단계적 개발 및 접근하는 전략을 추진 중에 있다. 철도 및 도로 사무국 신설 및 운영, 국가인프라위원회 운영으로 시설물 통합관리 시스템에 대한 장기 전략 수립하였다. 국가 인프라에 5년간(2016 - 2021) 공공과 민간이 총 4,830 파운드 투자 계획하였다. 호주는 짧은 기간에 대량의 SOC (Social Oberhear Capital) 시설물 건설하여 국내 환경과 유사하며, 통합관리 개념을 도입한 전략적 관리시스템 구축에 대한 대책을 마련 중이다. 프리캐스트 콘크리트 슬래브를 이용한 교량상 슬래브의 설계, 시공은 제2차 세계대전 이후 파괴된 교량의 신속하고 경제적인 복구의 한 방안으로서 유럽에서 처음 시작되었다. 70년대 이후부터 미국, 일본 등지에서 활발하게 상용화되었다. 초기에는 콘크리트 슬래브를 주로 거푸집 대용으로 사용하는, 즉 바닥판의 하부를 프리캐스트로 제작하고 그 위에 배근한 후 현장에서 콘크리트를 타설하여 슬래브를 완성하는 구조가 많았다. 이러한 부분 프리캐스트 콘크리트 슬래브를 이용한 시공에서 사용된 재료와 방법은 거푸집 제작과 제거 비용이 생략되는 것을 제외하면 일반적인 현장 타설 슬래브 공법과 거의 동일하다. 그 이후 도시의 확대로 교량을 통행하는 교통량이 급속히 증가됨에 따라 교량 복구 공법을 선택하는 데 있어서 중요한 기준의 하나로서 교통 소통을 원활히 유지하는 것이 기본조건으로 대두되었다. 전단면(Full-depth) 프리캐스트 바닥판을 사용하는 것은 이러한 요구에 적절한 대응책이 될 수 있으므로 현장타설을 최대한 생략하고 바닥판 전체 단면을 프리캐스트로 하는 경향이 점차 많아졌다. 독일에서는 1960년대 이러한 형태의 교량에 관한 기초적인 연구와 구조 상세에 관하여 검토되었다. Sattler (1975)는 headed stud의 주위에 나선 철근을 둔 전단연결구조를 사용하여 프리캐스트 콘크리트 슬래브와 강형을 접합한 모형보의 정적 실험과 2개의 콘크리트판을 접착제로 접합한 슬래브의 정적 내하력 시험을 수행하였다. 미국의 경우 1950년대 초반에 프리스트레스트 콘크리트 슬래브가 Illinois Tollway에 위치한 여러 교량의 하부 바닥판으로 사용되었다. 거더 사이에 거치된 프리캐스트 슬래브는 현장 타설 철근 콘크리트 양생 이후에 합성 슬래브 시스템의 일부분이 되었다. Issa et al. (2003)과 Verger-Leboeuf et al. (2017)은 프리캐스트 바닥판 사이의 횡방향 연결을 원활하게 진행하기 위하여 프리캐스트 바닥판 횡방향 연결부 위치 및 사용 재료에 대한 연구가 진행되었으나, 프리캐스트 슬래브와 거더의 결합은 국내와 마찬가지로 일정구간마다 거더 상면에 스테드를 설치한 뒤 해당 위치에 바닥판 홈을 맞추어 결합하는 형태를 유지하였다 (그림 1.8).

Issa et al. (2003)은 거더와 full-depth 프리캐스트 콘크리트 슬래브의 복합체의 하중재하 실험을 통하여 해당 구조물의 성능을 분석하였다. 또한, 해당 연구는 단위 길이당 거더와 프리캐스트 콘크리트 슬래브를 결합시키는 홈 개수를 매개변수로 설정하여 최적의 홈 개수를 분석하였다. Verger-Leboeuf et al. (2017)은 transverse UHPFRC field-cast connection을 프리캐스트 콘크리트 슬래브에 적용하였다. 해당 기술이 적용된 바닥판 슬래브는 연결부를 보강하기 위한 보강재 사용량이 감소하였으며, 일반 프리캐스트 슬래브와 비교할 시 연결성이 증가하였다.

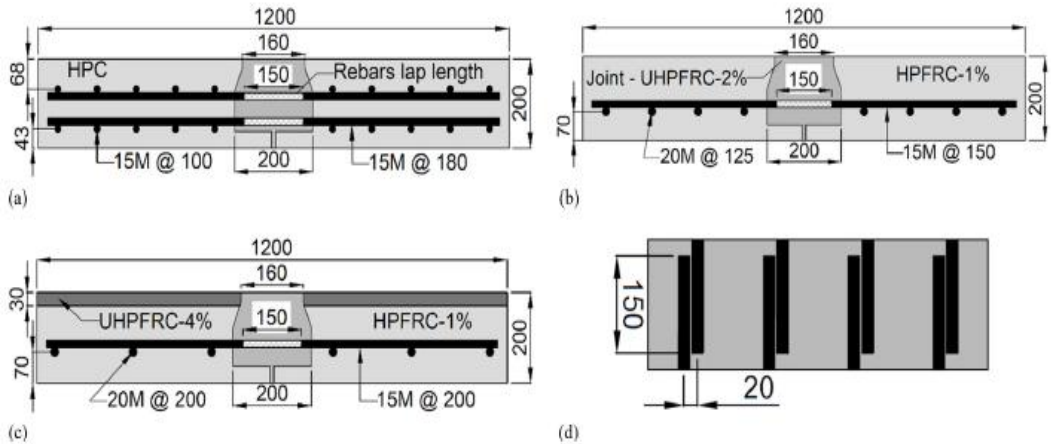


그림 1.8 국외 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부 연구 사례 (Verger-Leboeuf et al., 2017)

1.3 연구내용 및 방법

프리랩을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브에 대한 연구는 대부분 차량 하중에 의한 휨 및 전단 성능만 집중적으로 분석한다. 교량상에 배치되는 프리캐스트 콘크리트 슬래브는 부모멘트 구간에서 인장 거동이 지배적으로 발생하지만, 이에 대한 안전성이 명확히 제시되지 못한 실정이다. 이러한 이유로 본 연구는 거더 교량상에 프리캐스트 콘크리트 슬래브를 시공할 시 슬래브 사이의 연결부의 인장 성능을 분석하기 위하여 연결부 폭, 연결부 철근 타입, 강관 여부를 매개변수로 설정하여 종방향 인장 실험을 수행하고자 한다. 또한, 유한요소해석을 수행하여 연결부의 인장 거동을 검증하고, 매개변수해석을 실시하여 콘크리트 압축강도에 따른 변화를 파악하고자 한다. 본 연구는 프리랩을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브의 연결부 최적화를 수행하고자 하며, 내용과 방법은 다음과 같다.

(1) 본 연구는 프리랩을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부의 거동을 분석하여 연결부 폭에 따른 인장 성능을 분석하였다.

(2) 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부의 인장 부재는 후크형 철근, 루프형 철근, 그리고 강관으로 구성한 뒤, 각 부재의 조합에 따른 인장 성능을 분석하여 최적의 배치를 확인하였다.

(3) 제안된 프리캐스트 콘크리트 슬래브의 연결부는 현장타설 공법을 적용한 콘크리트 슬래브와 비교하여 제안된 슬래브 연결부의 적용 가능성을 검토하였다.

(4) 프리캐스트 콘크리트 슬래브의 연결부는 유한요소해석을 수행하여 인장 거동을 검증하였고, 매개변수해석을 통하여 콘크리트 압축강도에 따른 인장 성능의 변동성을 파악하였다.

제 2 장 콘크리트 슬래브 연결부 거동 분석

2.1 휨 성능 분석

Vella (2017)은 그림 2.1과 같이 전단 스테드, 횡방향 철근, 정착 철근을 활용하여 프리캐스트 콘크리트 슬래브의 연결부를 설계한 뒤, 연결부에 콘크리트를 타설하였다. 휨 인장 실험을 위한 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부 실험체는 길이가 3,000 mm이고, 높이는 300 mm로 설정하였다 (그림 2.2(a)). 실험 매개변수는 실험그룹(B1, B2, 실험 시기에 측정된 접합부 콘크리트 강도, 횡방향 막대의 개수와 지름, 첨가물 포함 여부, 강판 설치 오차 순서로 설정하였다. 실험 결과, 기존 공법을 사용한 경우에는 최대 362 kN의 하중이 발생하였고, 프리캐스트 콘크리트 연결부를 구현한 실험체는 최대하중이 293 kN인 것으로 나타났다(그림 2.2(b)). 연결부를 구현한 실험체는 연속 철근을 사용한 프리캐스트 콘크리트 실험체보다 최대하중이 19% 낮아졌다. 하지만, 기존 공법을 사용한 실험체는 시공성이 매우 낮기에, 일정 수준 이상의 구조 성능과 우수한 시공성을 확보한 프리캐스트 콘크리트 연결부가 현장에 적용하기에 적합한 것으로 분석되었다.

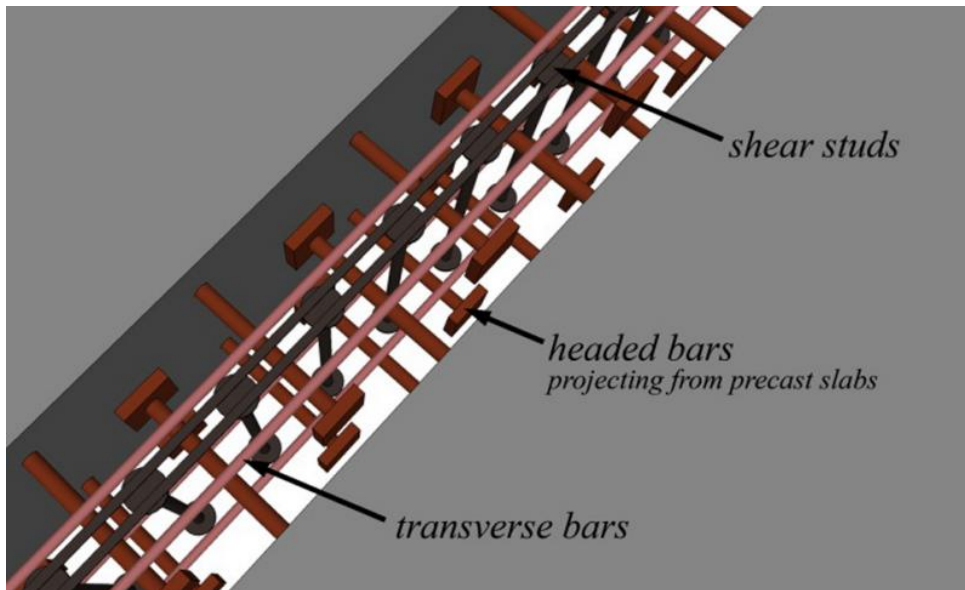
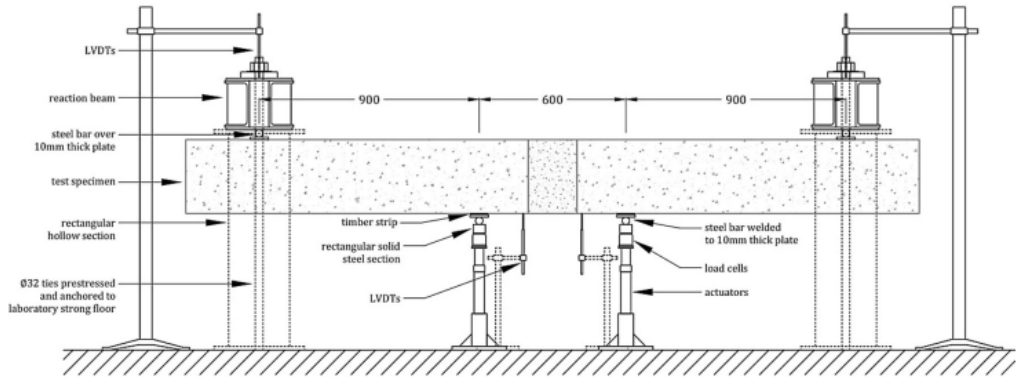
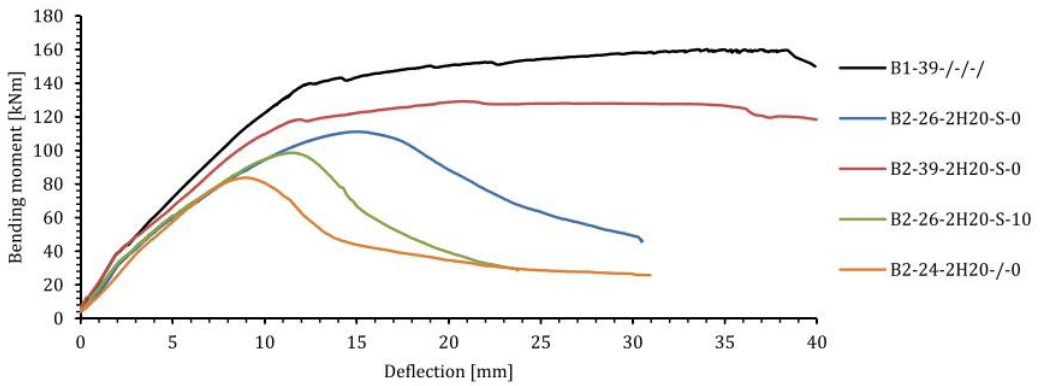


그림 2.1 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부 개념도 (Vella., 2017)



(a) 실험 셋업



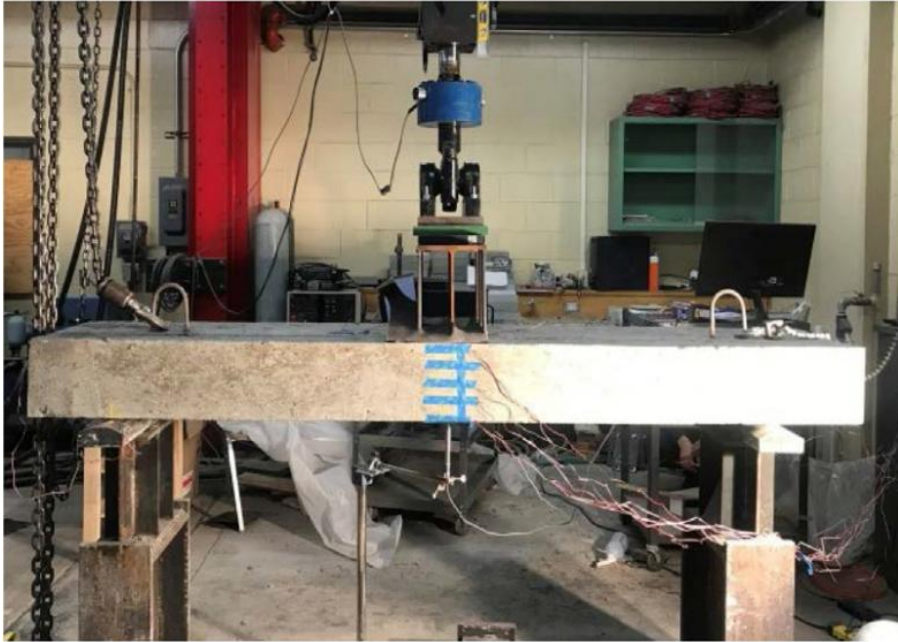
(b) 실험 결과

그림 2.2 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부의 하중에 따른 변형 (Veilla., 2017)

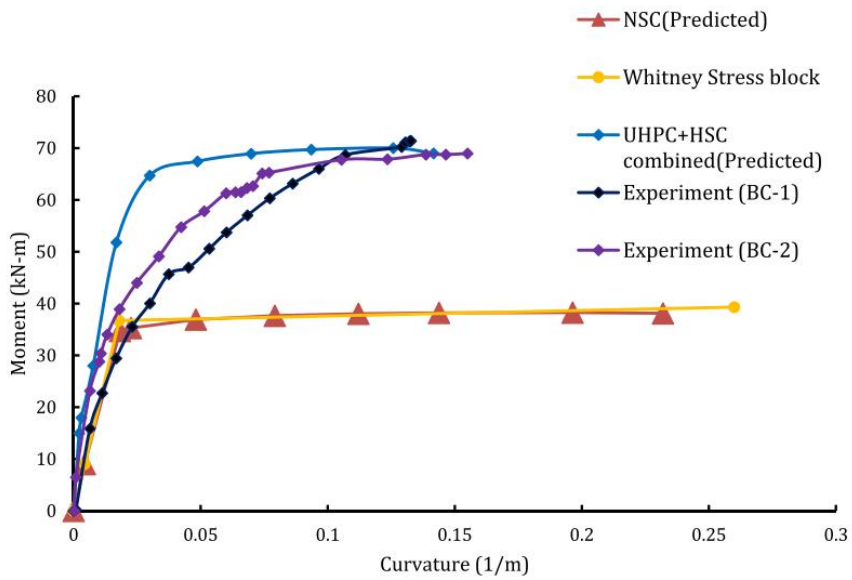
Nasrin and Ahmed (2021)는 그림 2.3과 같이 폭이 2,400 mm이고 높이가 200 mm이며, 연결부 폭이 152 mm인 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부 실험체를 그림 2.3과 같이 제작하였다. 실험체는 연결부에 삼각형의 썸을 형성하여 프리캐스트 콘크리트 슬래브와 연결부를 합성하였으며, 추가로 사이에 철근을 배치하여 연결성을 증가시켰다. 그림 2.4(a)는 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부 실험체의 휨성능을 분석하기 위한 실험 셋업이다. Nasrin and Ahmed (2021)가 제안한 연결부는 최대하중이 133 kN인 것으로 분석되었다. 이러한 연결부의 최대하중은 기존 공법을 적용한 경우보다 최대 80% 높게 발생하였으며, 고강도 콘크리트를 적용한 경우와 최대하중이 유사하였다 (그림 2.4(b)).



그림 2.3 추가 철근을 활용한 프리캐스트 콘크리트 연결부 (Nasrin and Ahmed., 2021)



(a) 실험 셋업



(b) 실험 결과

그림 2.4 추가 철근을 활용한 프리캐스트 콘크리트 연결부의 휨성능 실험 (Nasrin and Attred, 2021)

Qiu et al. (2022)는 교각 상면에 위치한 콘크리트 프리캐스트 슬래브가 T형일 경우에 대한 연결부를 제시하였다 (그림 2.5). 매개변수는 연결부의 형상, 슬래브의 경계조건, 표면 보강조건, 철근 직경 순서로 설정하였다. R은 직사각형 형상이며, T는 T형 형상을 뜻한다. 경계조건은 양단 고정(FI)과 양단 자유(FR)로 설정하였다. 표면 보강 조건은 NT는 보강 없음을 뜻하며 HC는 hand chisel을 활용한 보강을 뜻한다. 그림 2.6(a)와 같이 실험을 수행하였을 시 제안된 연결부는 기존의 연결부보다 최대 90% 높은 하중이 발생하였다 (그림 2.6(b)). 따라서 제안된 연결부를 사용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브는 우수한 휨 거동이 발생할 것으로 예측되었다.

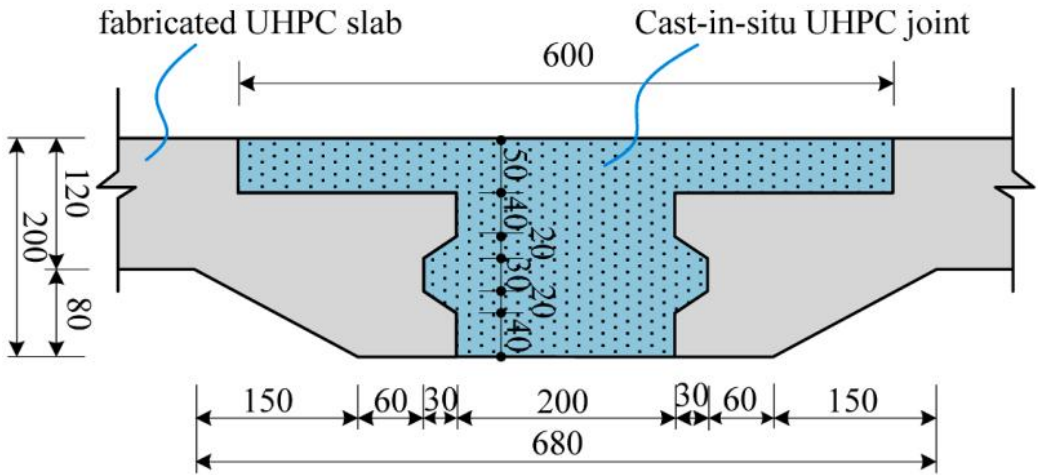
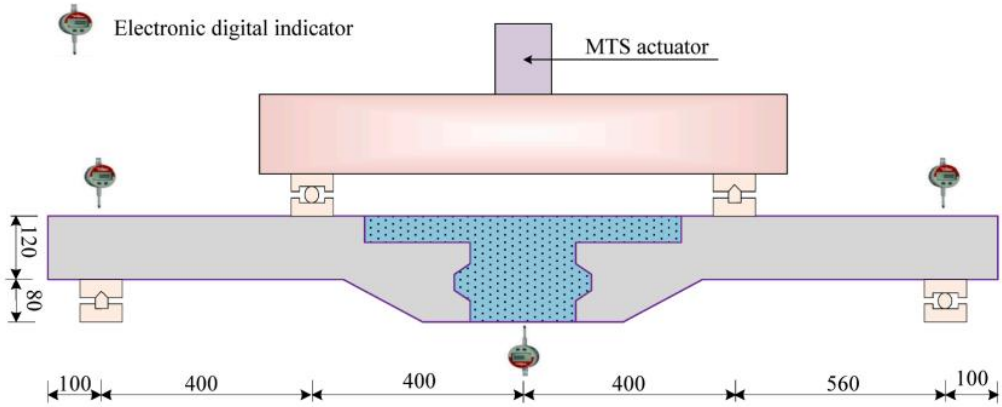
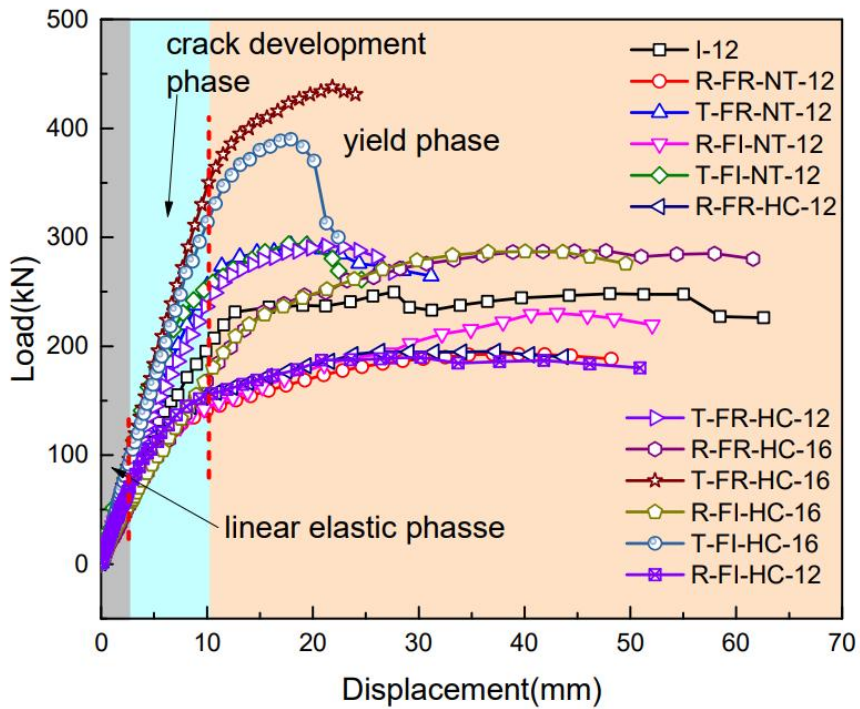


그림 2.5 T형 프리캐스트 콘크리트 슬래브의 연결부 개념도 (Qiu et al., 2022)



(a) 실험 셋업



(b) 실험 결과

그림 2.6 추가 철근을 활용한 프리캐스트 콘크리트 연결부의 휨성능 실험 (Nasrin and Ahmed, 2021)

2.2 전단 성능 분석

Sriboonma (2022)는 full-scale의 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부를 구현할 시 사용되는 전단 스테드의 거동을 분석하였다. 전단 스테드는 직경이 31.8 mm이고, 길이는 133.35 mm이다 (그림 2.7). 전단 스테드는 그림 2.8(a)와 같이 강판에 고정된 뒤, 유압잭을 활용하여 전단 하중을 재하하였다. 실험 결과, 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부에 적용되는 제안된 전단 스테드는 최대 58 kN까지 저항하는 것으로 분석되었다.

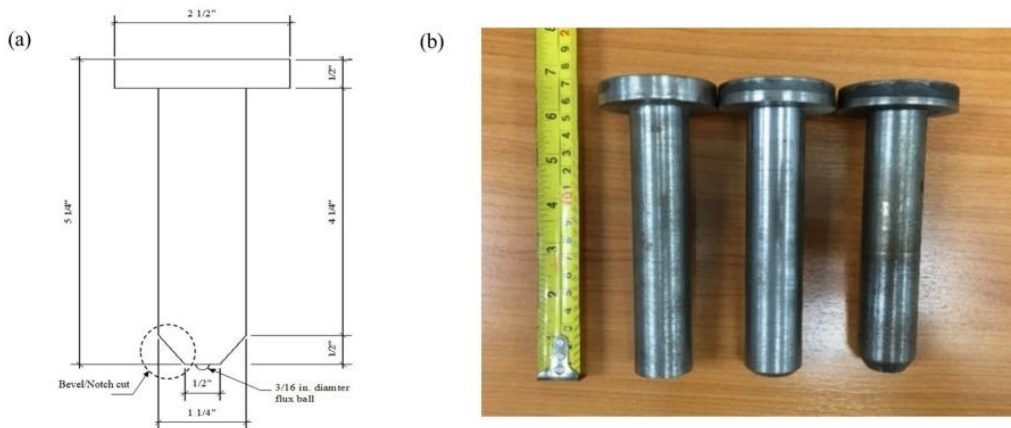
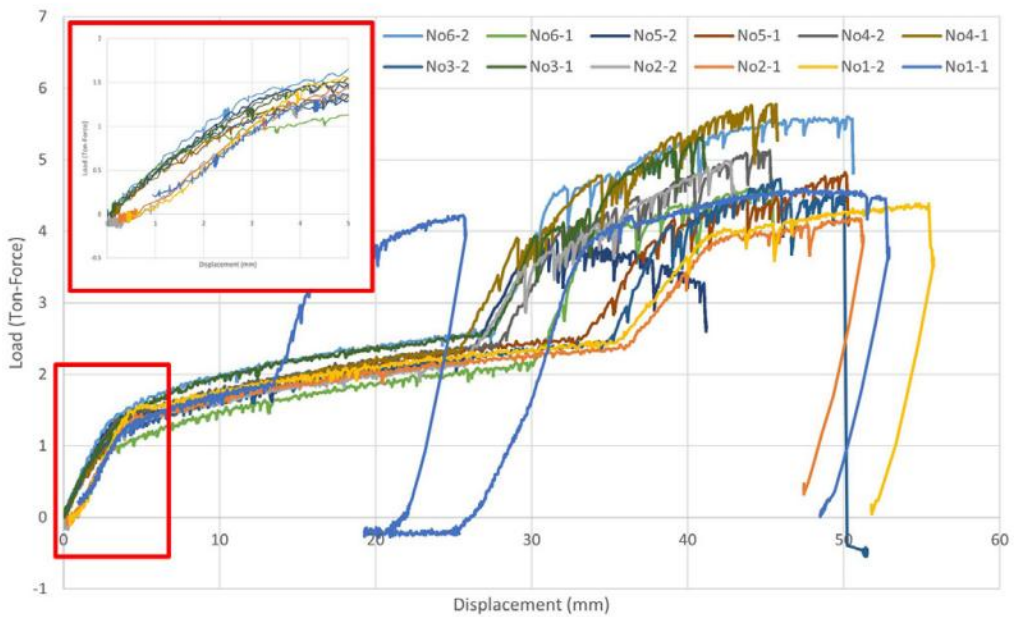


그림 2.7 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부에 적용되는 전단 스테드 (Sriboonma, 2022)



(a) 실험 셋업



(b) 실험 결과

그림 28 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부에 적용되는 전단 스티드의 전단 성능 (Striborra, 2022)

Hube et al. (2022)는 긴장력이 도입된 박스거더 교량상에 위치하는 콘크리트 슬래브의 전단 성능을 향상시키기 위한 연결부를 분석하였다 (그림 2.9). Hube et al. (2022)는 연결부에 추가적인 철근을 삽입하여 구조적 성능을 향상시켰고, 연결부를 현장타설 공법으로 시공하였다. 실험체는 길이가 1,219 mm이고 높이가 1,054 mm이다 (그림 2.10(a)). 전단하중은 용량이 6,672 kN인 액추에이터를 활용하여 재하하였고, 하중 재하지점이 뒤틀리는 상황을 방지하기 위하여 액추에이터를 실험체에 고정하였다. 실험 결과, 연결부 실험체는 최대 1,045 kN까지 전단하중에 대하여 저항할 수 있는 것으로 분석되었다.

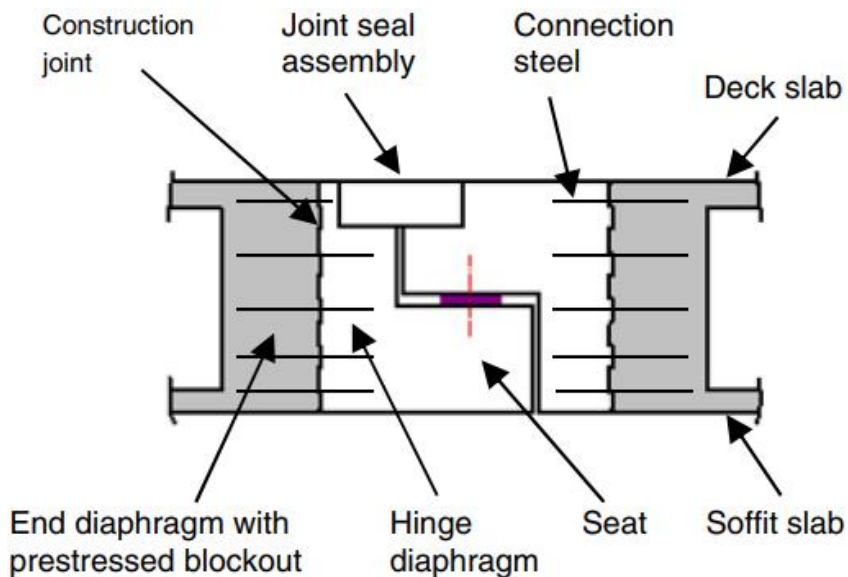
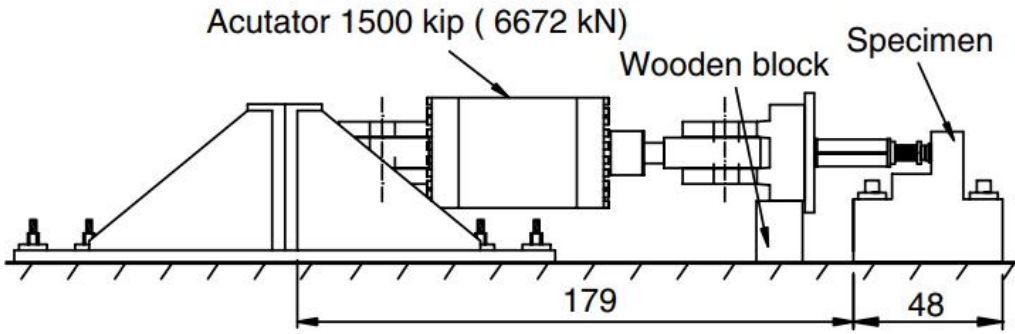
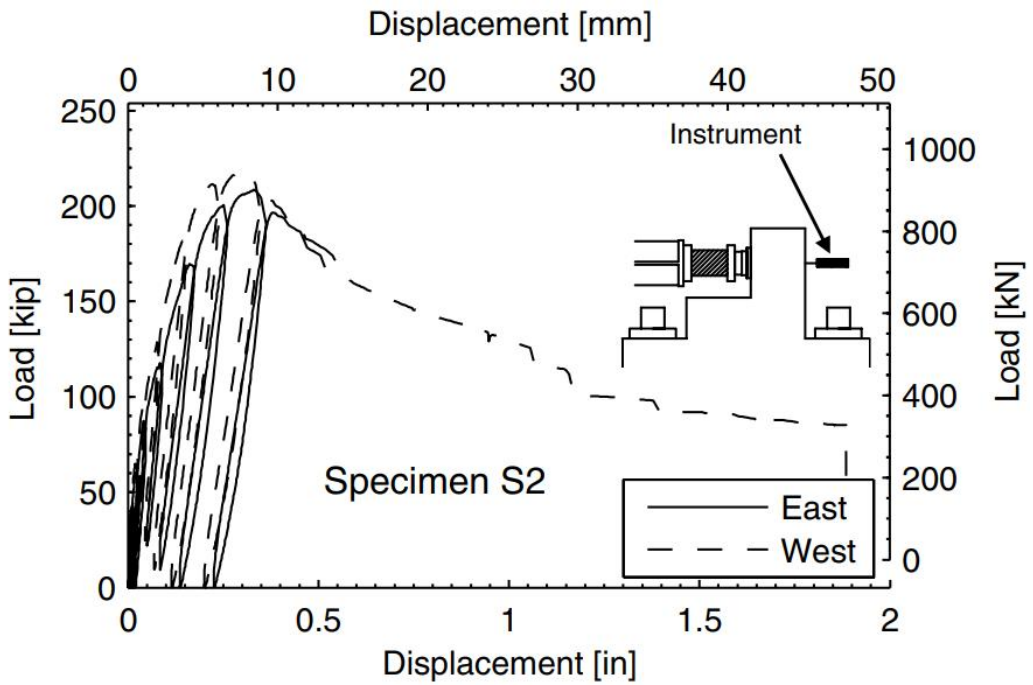


그림 2.9 전단 성능 향상을 위한 콘크리트 슬래브 연결부 개념도 (Hube et al., 2022)



(a) 실험 셋업



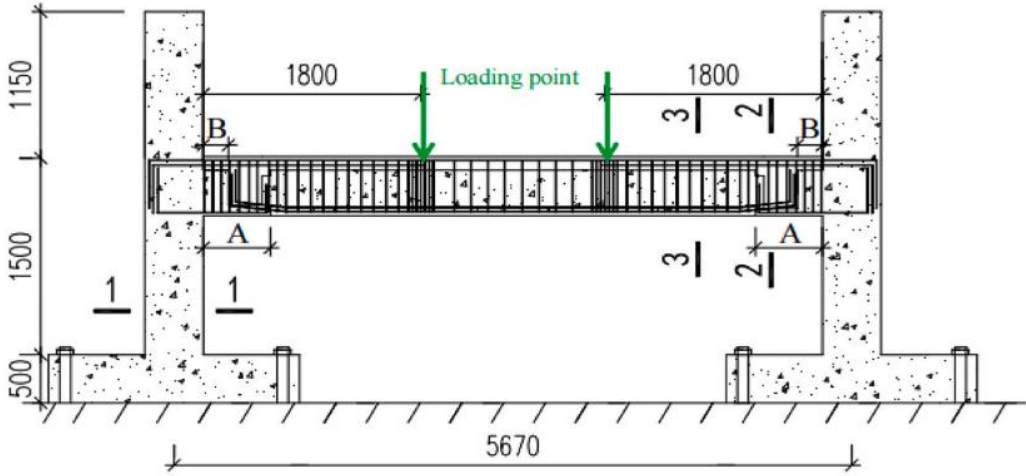
(b) 실험 결과

그림 2.10 제안된 콘크리트 슬래브 연결부의 전단실험 (Hube et al., 2022)

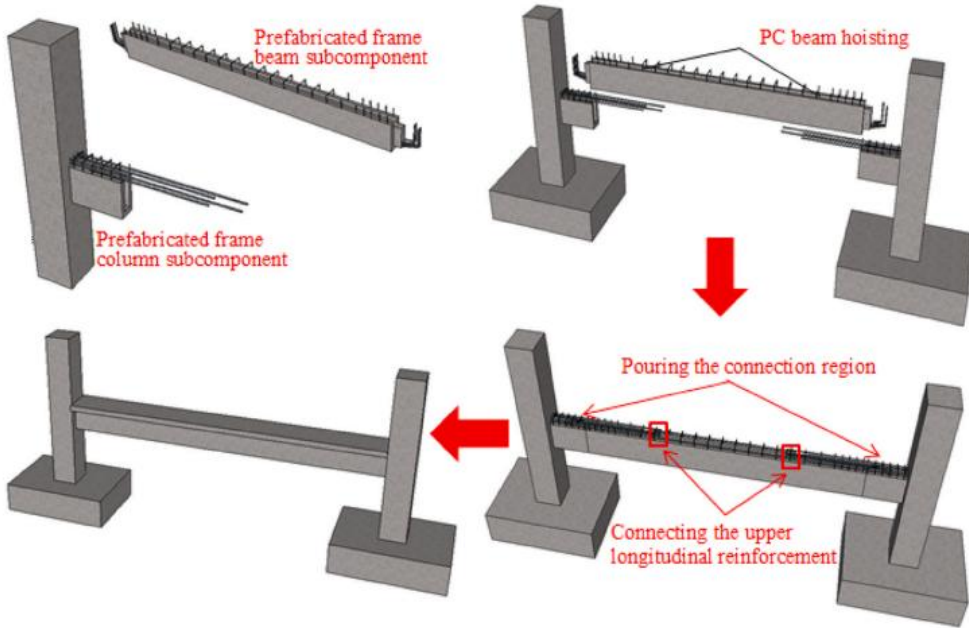
2.3 프리팹을 이용한 프리캐스트 콘크리트

프리팹 (Prefab, Pre-fabrication)은 구조물을 형성하는 모든 부재를 공장에서 제작한 후 현장에서 조립하는 형태의 모든 공법을 의미한다. 프리팹을 적용한 경우에는 모든 부재가 이상적인 환경에서 제작된 후에 현장으로 반입되기에, 품질이 전체적으로 균일하면서도 우수하다. 또한, 기존 공법보다 시공기간을 단축시킬 수 있고, 시공성도 크게 향상시킬 수 있다. 또한, 모든 부재가 설계 단계에서 계획되므로 구조물 시공을 수행할 시 발생할 수 있는 공사 폐기물을 감소시키고, 돌발 상황이 발생할 시 빠르게 대처할 수 있다.

Lv et al. (2021)는 길이 5,650 mm, 높이 2,650 mm인 프리캐스트 콘크리트 실험체를 제작한 뒤, 그림 2.11(a)와 같이 구조 실험을 수행하였다. 실험체는 프리팹을 이용하여 각 부재를 공장에서 사전에 제작한 뒤, 실험장에서 조립하여 완성시켰다 (그림 2.11(b)). 실험 결과, 일반적인 현장타설 방식으로 제작한 실험체에 비하여 프리팹을 이용하여 제작한 프리캐스트 콘크리트 실험체는 최대하중이 16% 상승하였다 (그림 2.12). 따라서 프리팹을 이용한 프리캐스트 콘크리트 구조물은 일반 현장타설 콘크리트 구조물보다 구조 성능이 우수한 것으로 분석되었다.

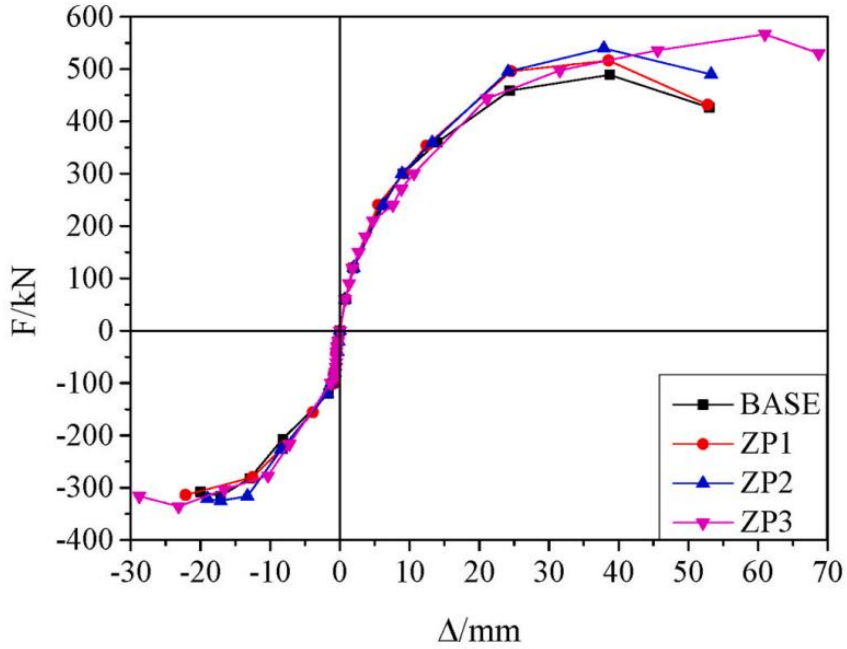


(a) 실험 셋업

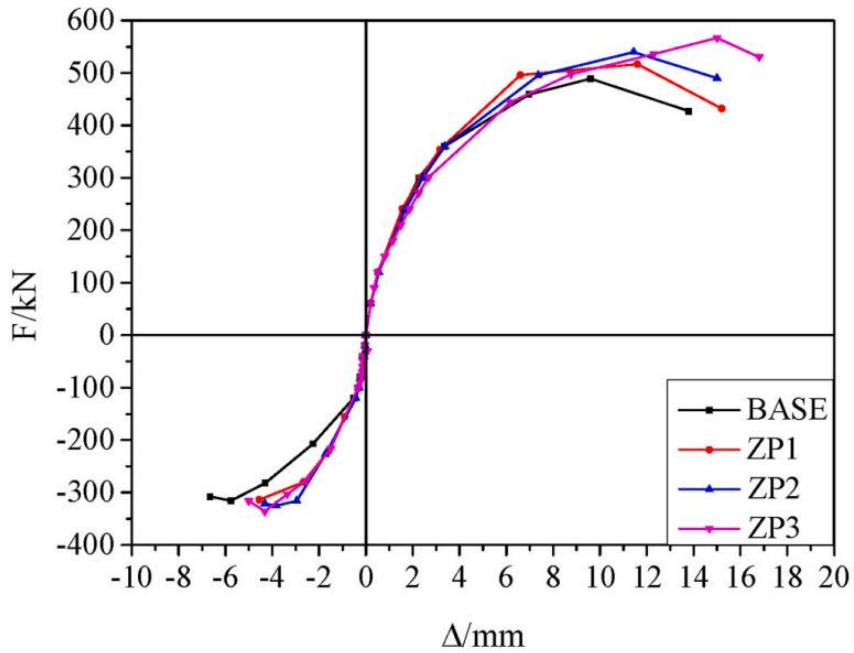


(b) 실험체 제작과정

그림 2.11 프리캐스트를 이용한 실험체 셋업 및 제작과정 (Hube et al., 2022)



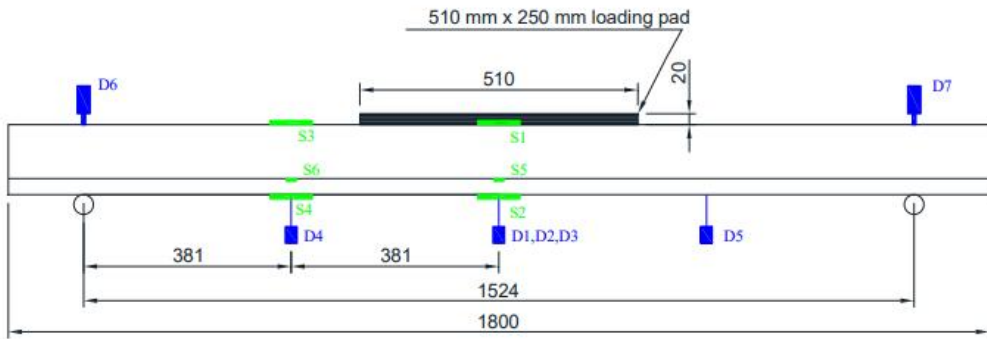
(a) 중앙부



(b) 연결부

그림 2.12 프리폼이 적용된 프리캐스트 콘크리트 실험체의 실험 결과 (Hube et al., 2022)

Muhammad et al. (2020)은 총 길이 1,800 mm인 프리캐스트 콘크리트 슬래브 실험체를 제작하여 하중재하 실험을 수행하였다 (그림 2.13(a)). 슬래브 실험체는 그림 2.13(b)와 같이 프리팹을 적용하여 제작한 뒤, 실험 현장에서 완성하였다. 프리팹을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브 실험체에 하중을 재하하였을 시 실험체는 최대 114 kN의 하중에 대하여 저항하였으며, 전체적으로 우수한 구조적 성능이 발현된 것으로 분석되었다.



(a) 실험 셋업



(a) Anchorage



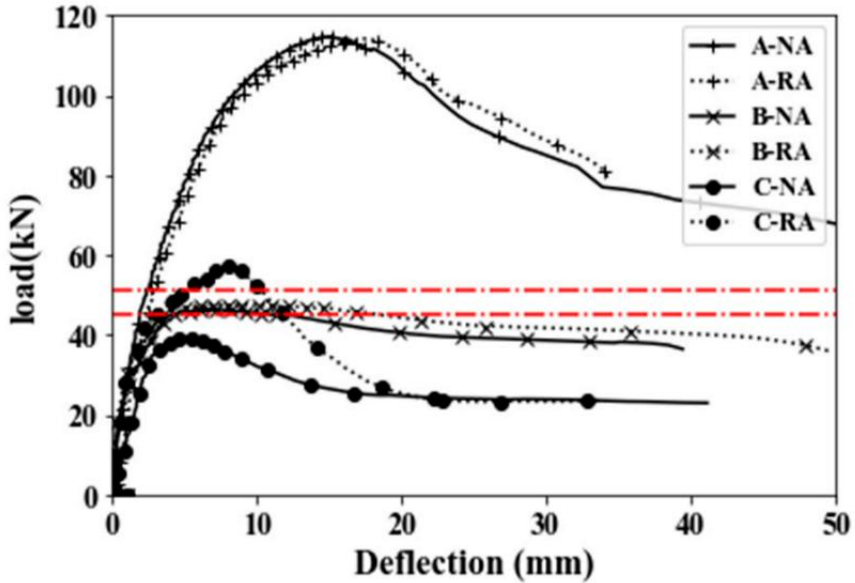
(b) Demolding



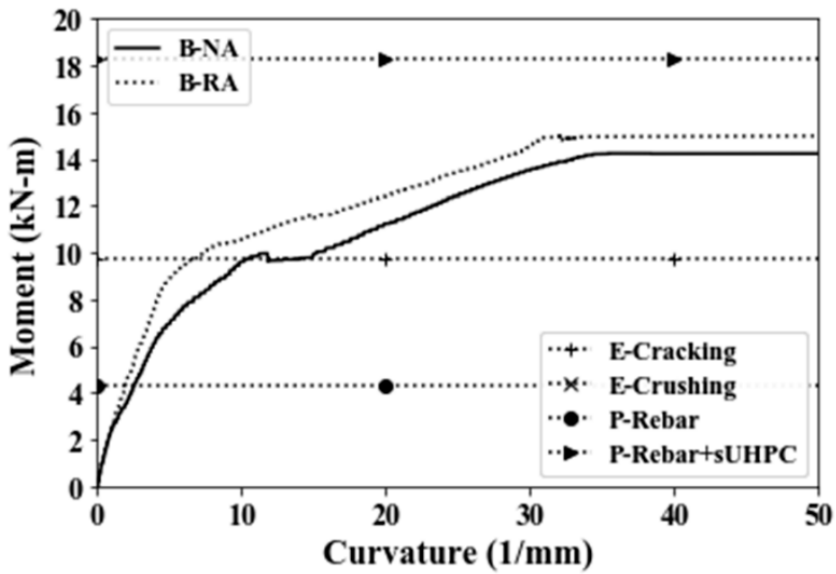
(c) Final specimens

(b) 실험체 제작과정

그림 2.13 프리팹을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브 실험체 제작과정 (Muhammad et al., 2020)



(a) 하중-변위



(b) 모멘트-곡률

그림 2.14 프리랩을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브 실험 결과 (Muhammad et al., 2020)

제 3 장 연결부 인장실험

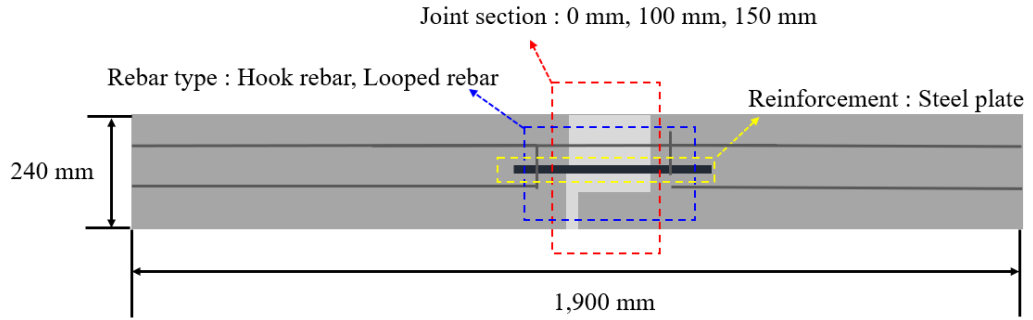
3.1 연결부 실험체 선정

본 연구는 프리팹을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브의 인장 성능을 분석하기 위하여 그림 3.1과 같은 실물 크기 실험체를 제작하였다. 연결부 실험체는 연결부 형태별 종방향 재하실험에서 충분한 내하력을 갖고 저항할 수 있는 구조로 설계하였다.

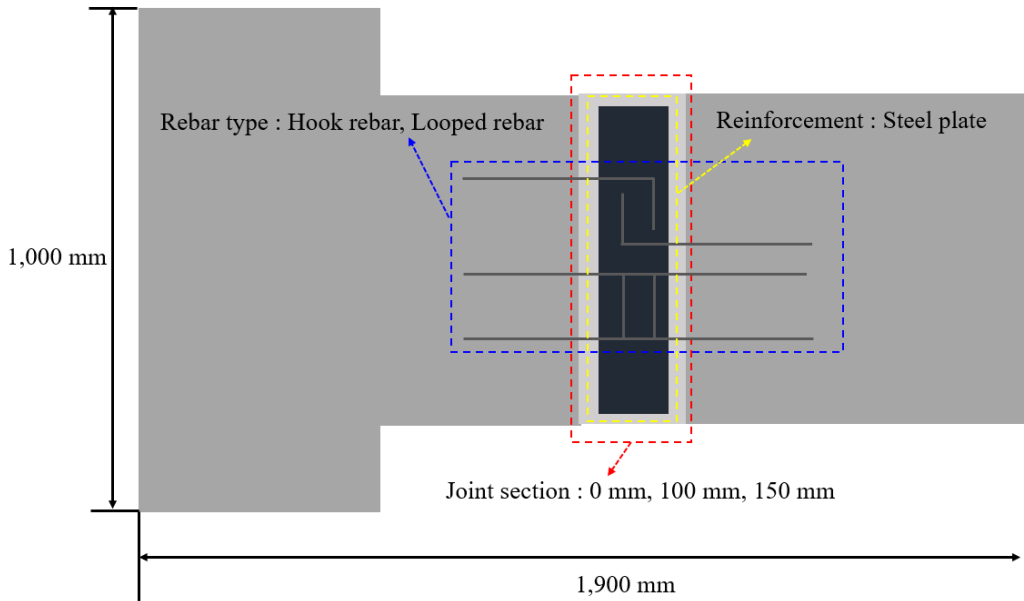
그림 3.2는 앞서 제시한 조건을 고려한 프리캐스트 슬래브 연결부 실험체의 세부 개념도이다. 실험시 사용하는 액추에이터의 최대용량은 1000 kN이기 때문에 실험체에 가력하는 최종하중은 액추에이터의 한계를 고려하여 최대하중의 80%인 800 kN로 설정하였다. 연결부 실험체는 후크형 철근, 강판이 도입된 연결부 폭 100 mm 구간에 설정하였다. 지점부는 프리캐스트 슬래브 폭을 1,000 mm까지 증가시켜서 안전성을 확보하였으며, 슬래브 높이는 일반적인 교량에서 사용하는 콘크리트 슬래브 두께를 감안하여 240 mm로 설계하였다. 연결부 실험체 길이는 연결부의 실제 거동을 구현하기 위하여 총 1,900 mm로 설정하였다. 모든 철근은 탄성계수가 200,000 MPa이고 항복응력이 400 MPa인 SD 400으로 설정하였고, 직경은 32 mm이다. 정착 및 접이음을 위한 구간은 직경의 15배로 설계해야 되기에 480 mm로 산정하였다. 프리캐스트 콘크리트 슬래브의 압축강도는 43 MPa, 탄성계수는 30,000 MPa이다.



그림 3.1 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부 실험체



(a) 측면도



(b) 윗면도

그림 3.2 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부 실험체 세부 개념도

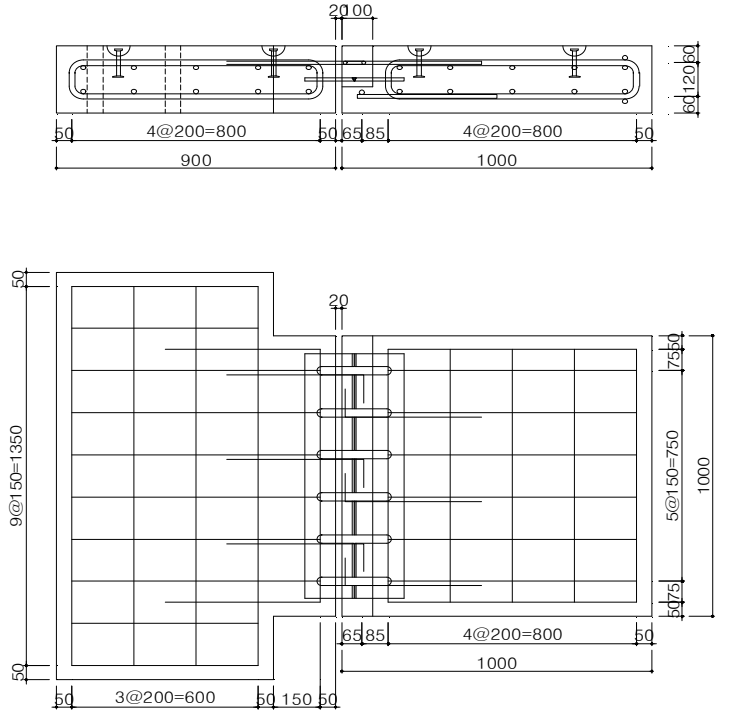
3.2 매개변수에 따른 실험체 제원

본 연구는 각각의 매개변수가 인장 하중을 받는 연결부 거동에 미치는 영향을 분석하기 위하여 표 3.1과 같이 연결부 폭, 연결부 철근 타입, 그리고 강판 여부에 따라서 총 6개의 프리캐스트 콘크리트 슬래브를 제작하였다. 본 연구는 J100-HB-SP와 J150-HB-SP 실험체의 거동을 비교하여 연결부 폭에 따른 연결부 인장 성능을 분석하고자 하였다. J100-NB-SP 실험체는 연결부 철근 유무에 따른 거동을 평가하기 위하여 설계하였다. J0-LB-NP와 J0-LB-SP 실험체는 연결부에 루프형 철근을 도입할 시 나타나는 거동을 분석하고, 강판 여부에 따른 영향을 파악하고자 설정하였다. 마지막으로 C-SB-NP 실험체는 일반적으로 현장에서 사용되는 현장타설 콘크리트 슬래브이며, 본 연구에서 제안한 프리캐스트 슬래브와의 거동을 비교하고자 구성하였다. 그림 3.3은 표 3.1에서 언급한 실험체의 상세도면을 나타낸다.

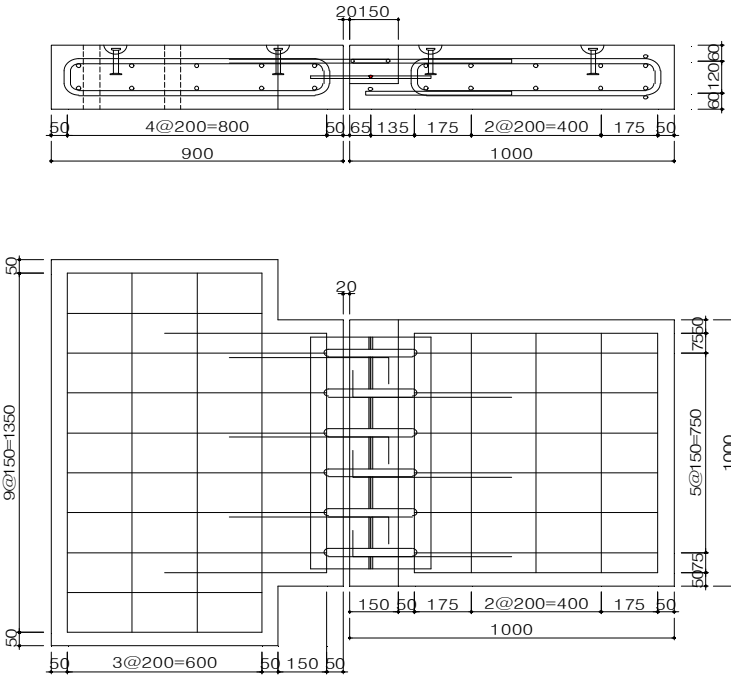
매개변수 명에 대한 설명은 다음과 같다. J100-HB-SP과 J150-HB-SP는 연결부에 후크형 철근을 사용하며 강판으로 용접되어있다. 연결부의 폭은 100 mm와 150 mm이다. J100-NB-SP는 연결부 폭을 100 mm로 설정하였고, 연결부에 보강 철근을 사용하지 않고 강판으로만 보강하였다. J0-LB-NP와 J0-LB-SP는 연결부 폭이 존재하지 않으며 연결부를 루프 철근으로 보강하였다. NP는 연결부에 강판을 용접하지 않은 실험체를 뜻한다. C-SB-NP는 현장 타설 공법으로 제작된 실험체이며 연결부에 별도의 보강 철근과 강판을 용접하지 않은 철근을 뜻한다. 연결부 폭을 100 mm 이하로 설정하지 못한 이유는 연결부 제작시 철근의 용접이 원활히 이루어지지 않아 시공상의 문제가 발생하기 때문에 연결부의 최소간격은 100 mm로 설정하였다.

표 3.1 실험 매개변수

실험체 명	연결부 폭	연결부 철근 타입	강판 여부
J100-HB-SP	100 mm (J100)	Hooked rebar (HB)	Steel plate (SP)
J150-HB-SP	150 mm (J150)	Hooked rebar (HB)	Steel plate (SP)
J100-NB-SP	100 mm (J100)	No rebar (NB)	Steel plate (SP)
J0-LB-NP	No joint (J0)	Looped rebar (LB)	No plate (NP)
J0-LB-SP	No joint (J0)	Looped rebar (LB)	Steel plate (SP)
C-SB-NP	Cast-in-place (C)	Straight rebar (SB)	No plate (NP)

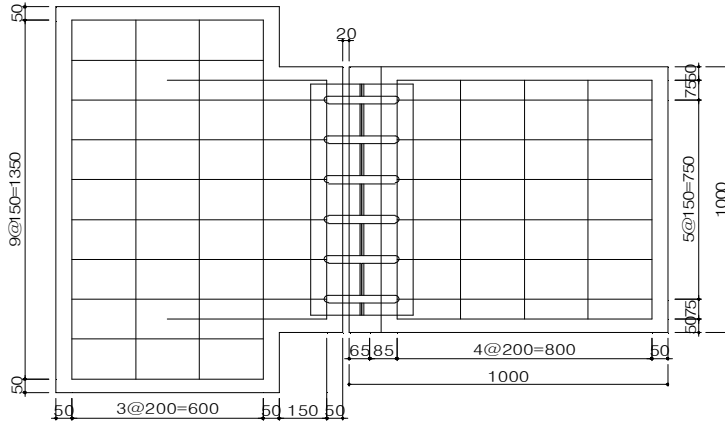
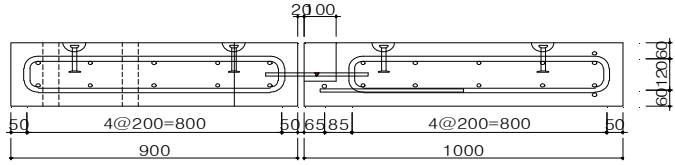


(a) J100-HB-SP

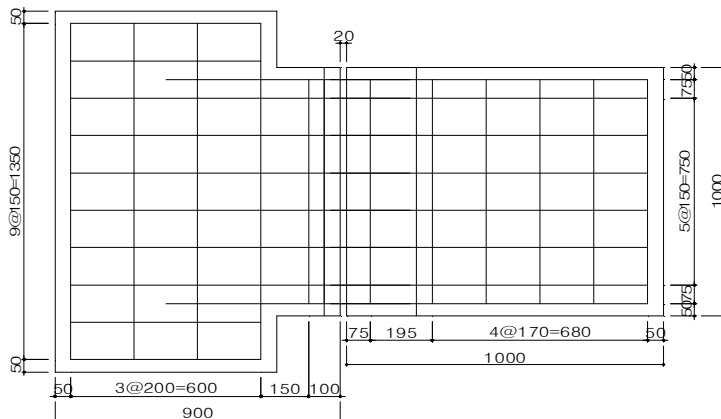
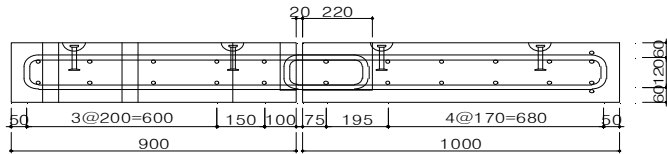


(b) J150-HB-SP

그림 3.3 매개변수 별 실험체 도면(계속)

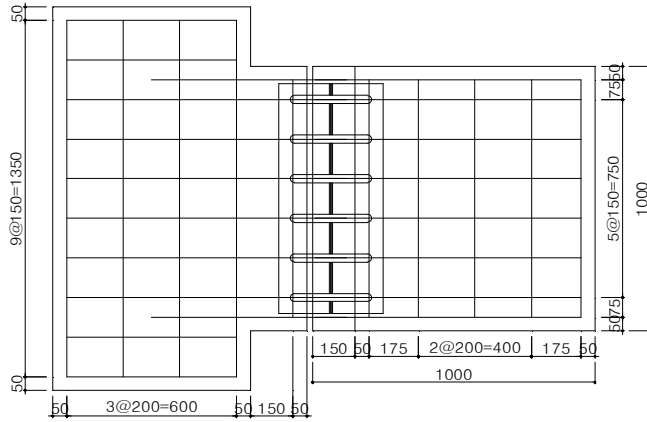
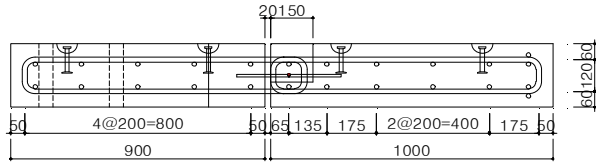


(c) J100-NB-SP

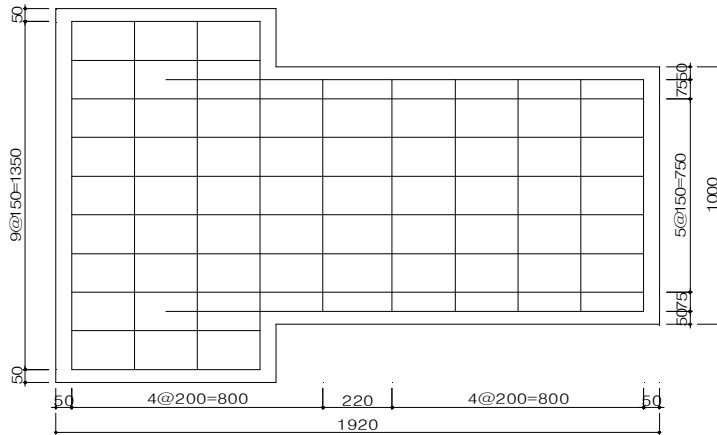
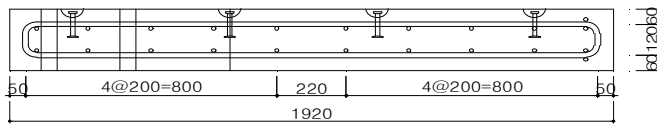


(d) J0-LB-NP

그림 3.3 매개변수 별 실험체 도면(계속)



(e) J0-LB-SP



(f) C-SB-NP

그림 3.3 매개변수 별 실험체 도면

3.3 연결부 실험체 제작과정

그림 3.4은 프리캐스트를 적용한 프리캐스트 콘크리트 연결부 실험체의 제작과정을 나타낸다. 본 연구는 연결부 실험체를 구성하기 위한 부재를 구성 (그림 3.4(a)), 그림 3.4(b)와 같이 철근과 연결부 강판을 조립하였다. 철근 조립이 끝난 후에는 철근을 기반으로 거푸집을 형성하고 조립된 철근을 배치하였다 (그림 3.4(c)). 조립 철근 배치를 완료한 거푸집에는 그림 3.4(d)와 같이 슬래브 구간의 콘크리트를 타설하였고, 28일간 양생을 진행하였다 (그림 3.4(e)). 슬래브 콘크리트 양생 과정을 마친 실험체는 연결부 형성을 위하여 연결부 구간에 추가적인 거푸집을 형성하였다 (그림 3.4(f)). 연결부 거푸집이 형성된 실험체에는 그림 3.4(g)와 같이 연결부에 콘크리트를 타설하고 양생을 28일간 진행하였다. 연결부의 콘크리트는 43MPa의 무수축 콘크리트를 사용하였다. 마지막으로는 엑츄에이터와 실험체를 연결하기 위한 강제 연결부를 형성(그림 3.4(h))하여 연결부 실험체를 완성하였다.



(a) 부재 구성

(b) 철근 및 강판 조립

그림 3.4 J100-HB-SP 제작과정 (계속)

공사업명	Lego-D 시험체
공종	D-basic150
위치	
내용	철근 거푸집
일자	2021.6.22



(c) 거푸집 내 조립 철근 배치

공사업명	Lego-D 시험체
공종	LDL
위치	
내용	철근 거푸집 pvc 앵커
일자	2021.6.24



(d) 콘크리트 타설



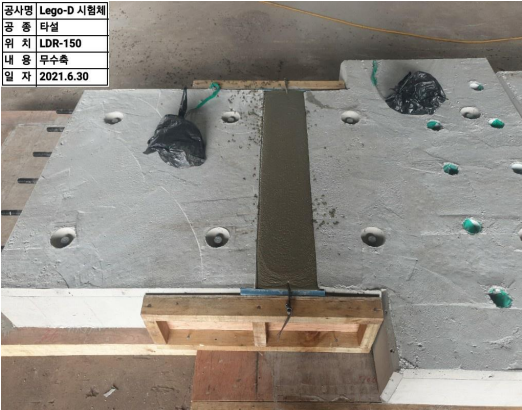
(e) 콘크리트 양생

공사업명	Lego-D 시험체
공종	LDB-150
위치	
내용	응집후 무수축
일자	2021.6.30



(f) 연결부 거푸집 형성

공사업명	Lego-D 시험체
공종	타설
위치	LDR-150
내용	무수축
일자	2021.6.30



(g) 연결부 콘크리트 타설 및 양생



(h) 하중가력부 강재 조립

그림 3.4 J100-HB-SP 제작과정

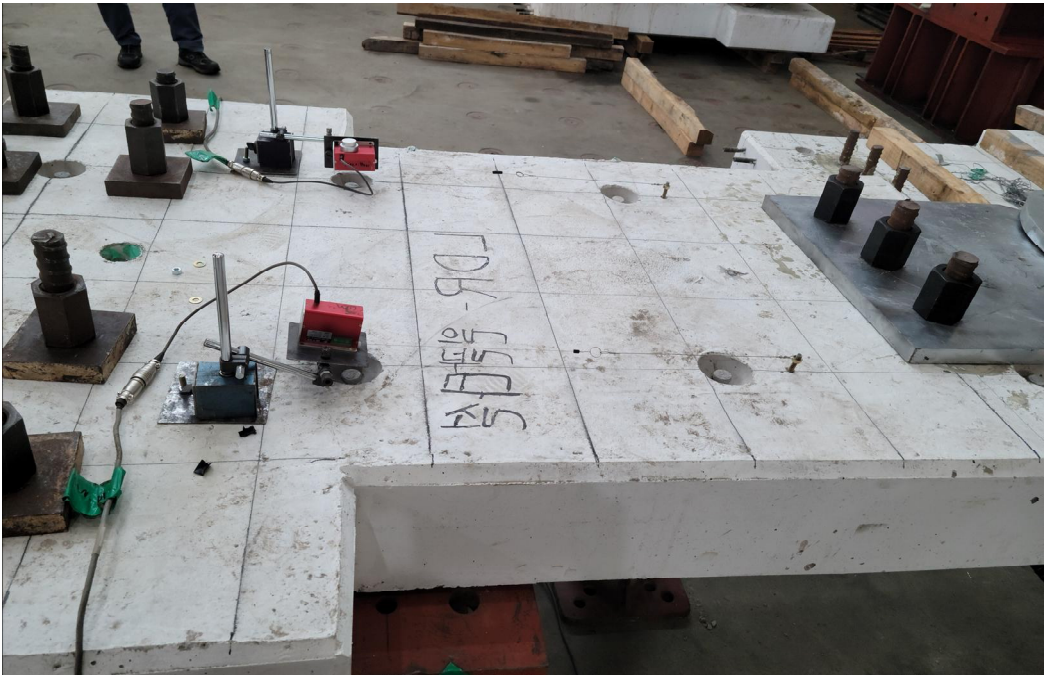
3.4 인장거동 실험 셋업

그림 3.5은 프리캐스트 콘크리트 슬래브의 인장거동 실험 셋업이다. 본 연구는 액추에이터를 사용하여 종방향으로 하중을 가력하여 각 시편의 연결부에 인장 거동이 발생하도록 실험을 수행하였다. 액추에이터의 용량은 2,000 kN이며, 종방향으로 하중을 가력할 시 발생하는 상대변위는 데이터 로거에 연결된 변위계를 활용하여 측정하였다 (그림 3.5(a)). 상대변위는 구조물에 하중이 가해지나 외부요인에 의하여 변형할 때 초기상태에 비하여 변화하는 정도이다. 중앙부 액추에이터를 활용하여 슬래브 실험체에 하중을 가력할 경우에는 하중을 균등하게 재하하여야 슬래브 실험체에 편심이 발생하지 않는다. 따라서 본 연구는 액추에이터와 슬래브 실험체 사이에 강판과 직경이 32 mm인 강봉 3개로 이루어진 연결부를 설치하여 액추에이터에 의한 하중이 균등하게 분포되도록 설계하였다. 슬래브 실험체 상면에는 그림 3.5(b)와 같이 2개의 변위계를 설치하여 연결부에서 발생하는 상대변위 평균 값을 분석하였다.

그림 3.6는 프리캐스트 콘크리트 슬래브의 인장거동 실험 셋업의 세부 개념도이다. 콘크리트 슬래브 실험체 지점부에는 하중에 따른 지점부 변형을 최소화하기 위하여 하부에 강재 프레임을 설치한 후 총 8개의 강봉을 250 mm 간격으로 설치하였으며, 실험체 끝단으로부터 200 mm, 700 mm 떨어진 구간에 4개씩 두 줄로 배치하였다. 지점부 강봉은 슬래브 실험체에 사전 설치된 덕트관에 삽입되었다. 액추에이터와 실험체 연결부는 각 실험체로부터 300 mm, 떨어진 구간에 180 mm 간격으로 3개의 강봉을 설치하였다. 강봉을 이용하여 인장력을 재하한 이유는 연결부에 앵커볼트를 접합하여 인장하면 하중이 재하되는 도중 콘크리트와 볼트의 지압강도가 부족하여 파괴가 발생한다. 따라서 액추에이터와 실험체 연결부 강봉은 실험 전에 각 실험체에 형성된 직경 50 mm인 홀에 배치하였다 (그림 3.6(a)). 변위계는 실험체와 액추에이터의 접합부에서 650 mm 떨어진 실험체 연결부를 기전으로 2개를 설치하였다(그림 3.6(b)). 변위계에서는 연결부에서 발생하는 변형을 파악하기 위하여 상대변위를 측정하였으며, 인장 하중은 최대 800 kN으로 설정하였다.

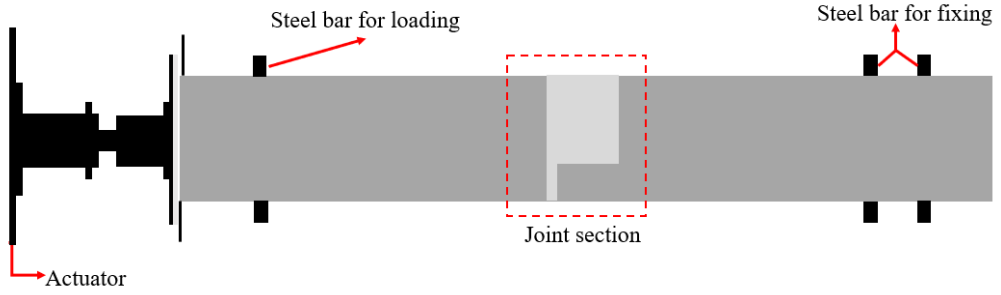


(a) 측면

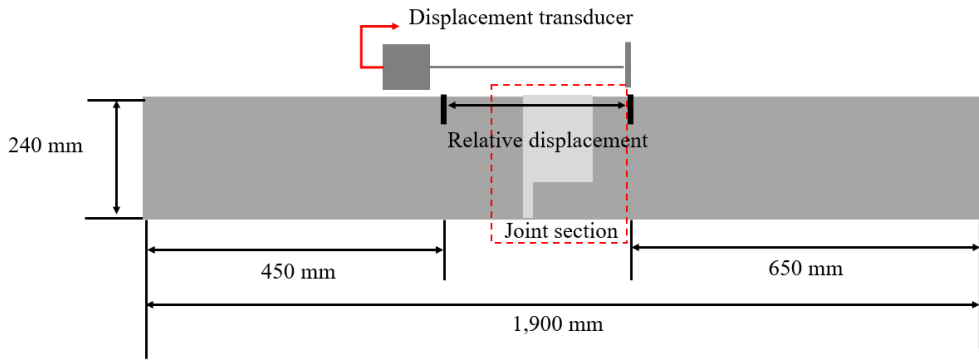


(b) 윗면

그림 3.5 실험 셋업



(a) 하중 재하



(b) 상대변위 측정

그림 3.6 실험 셋업 개념도

3.5 인장거동 실험 결과

그림 3.7은 J100-HB-SP와 J150-HB-SP 실험체의 하중-상대변위 곡선을 비교한 그래프이다. 본 연구는 연결부 폭이 100 mm인 경우와 150 mm인 경우를 비교하여 최적의 연결부 상태를 분석하고자 하였다. 초기 균열하중은 실험체의 하중이 재하될 때 슬래브의 전체적인 거동이 처음으로 비선형적인 변형이 발생하는 하중을 의미한다. 또한 상대 변위 폭은 슬래브 연결부 폭의 양 끝단을 기준으로 설정하였다. 실험 결과, 연결부 폭이 100 mm에서 150 mm로 증가하였을 경우에는 초기 균열 하중이 20% 이상 감소하였고, 최대하중이 800 kN에서 18% 감소하였다. 최대하중에서의 상대변위는 120% 상승하여 연결부 폭이 증가함에 따라 더 큰 변형이 발생하는 것으로 분석되었다. 본 연구는 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부의 폭이 증가할 시 일체 거동 구감이 감소하는 것으로 나타났다. 또한 연결부 폭 100 mm의 실험체의 경우 에너지흡수능력이 더 증가하였다. 따라서 프리캐스트 콘크리트 슬래브의 연결부는 높은 초기 균열 및 최대하중을 확보하기 위하여 폭을 100 mm이하로 설정하는 것이 우수하다.

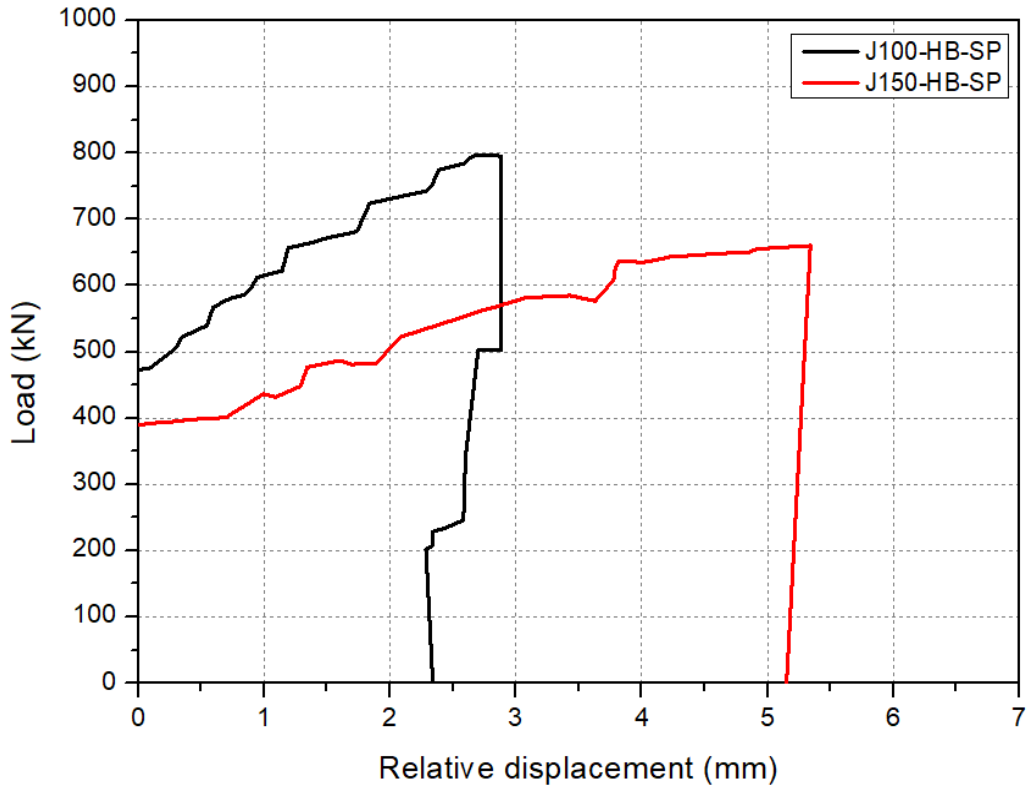


그림 3.7 연결부 구간 길이에 따른 하중-상대변위 결과

그림 3.8에서는 연결부에 추가적인 후크형 철근 보강 여부에 따른 영향을 분석하기 위하여 J100-HB-SP와 J100-NB-SP의 하중에 따른 상대변위를 비교한 결과이다. J100-NB-SP의 초기 균열하중은 J100-HB-SP보다 2배 이상 낮지만, 둘 다 최대하중인 800 kN에 도달한 것으로 분석되었다. J100-NB-SP는 최대하중에서의 상대변위가 5.75 mm으로 연결부에 추가적인 후크형 철근 보강을 수행한 J100-HB-SP보다 2배 더 큰 변형이 발생하였다. 두 실험체는 모두 최대하중까지 도달하였으나, 연결부의 추가적인 철근 보강 여부에 따라서 초기 균열하중이 61% 낮아졌다. 따라서 본 연구는 프리캐스트 콘크리트 슬래브의 연결부에 추가적인 후크형 철근 보강이 필요한 것으로 판단되었다.

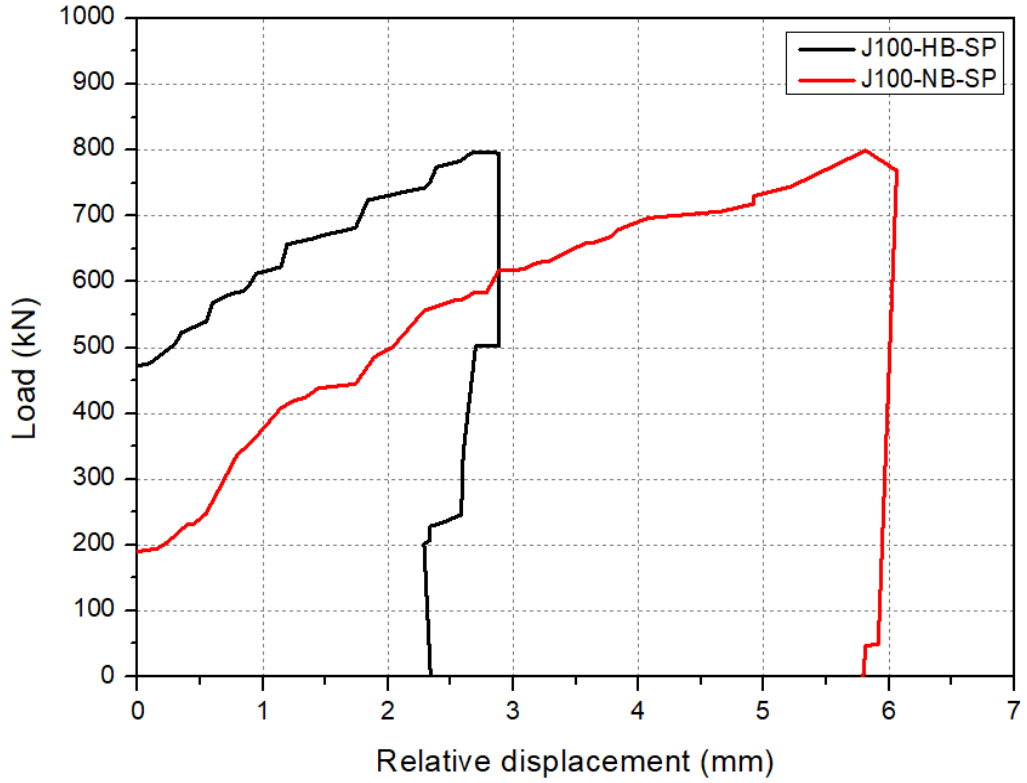


그림 3.8 보강 철근 유무에 따른 하중-상대변위 결과

그림 3.9는 J100-HB-SP와 J0-LB-NP의 하중-상대변위 거동을 분석한 그래프이다. 본 연구는 연결부에 보강된 철근 형식과 강판 사용에 따른 거동변화를 분석하였다. J0-LB-NP는 전체적으로 비교할 시 J100-HB-SP와 거동이 유사하였다. 하지만, 최대 하중 800 kN에서의 거동을 비교할 경우에는 J0-LB-NP (3.67 mm)의 상대변위가 J100-HB-SP보다 약 57% 더 크게 발생하였다. 루프형 철근만 적용한 J0-LB-NP는 인장 하중을 충분히 전달하지 못하고, 연결부에서 상대변형이 크게 발생하였다. 반면 후크형 철근과 강판을 사용한 J100-HB-SP는 상대적으로 일체형에 가까운 구조 거동이 발생하였고, J0-LB-NP보다 더 낮은 상대변형이 나타났다. 후크형 철근은 루프형 철근보다 전단력을 지지하는 데 있어서 우수하다. 후크형 철근은 슬래브의 응력을 균일하게 분산시키기 때문에 응력집중을 방지하고 슬래브의 변형과 균열을 감소시킨다. 또한 후크형 철근은 루프형 철근보다 시공성이 우수하다. 후크형 철근은 특정 길이로 미리 제작된 형태이기 때문에 루프형 철근처럼 복잡한 형태로 제작을 하지 않는다. 따라서 본 연구는 후크형 철근과 강판을 연결부에 적용하는 방법이 루프형 철근을 도입하는 경우보다 더 효과적인 것으로 분석되었다.

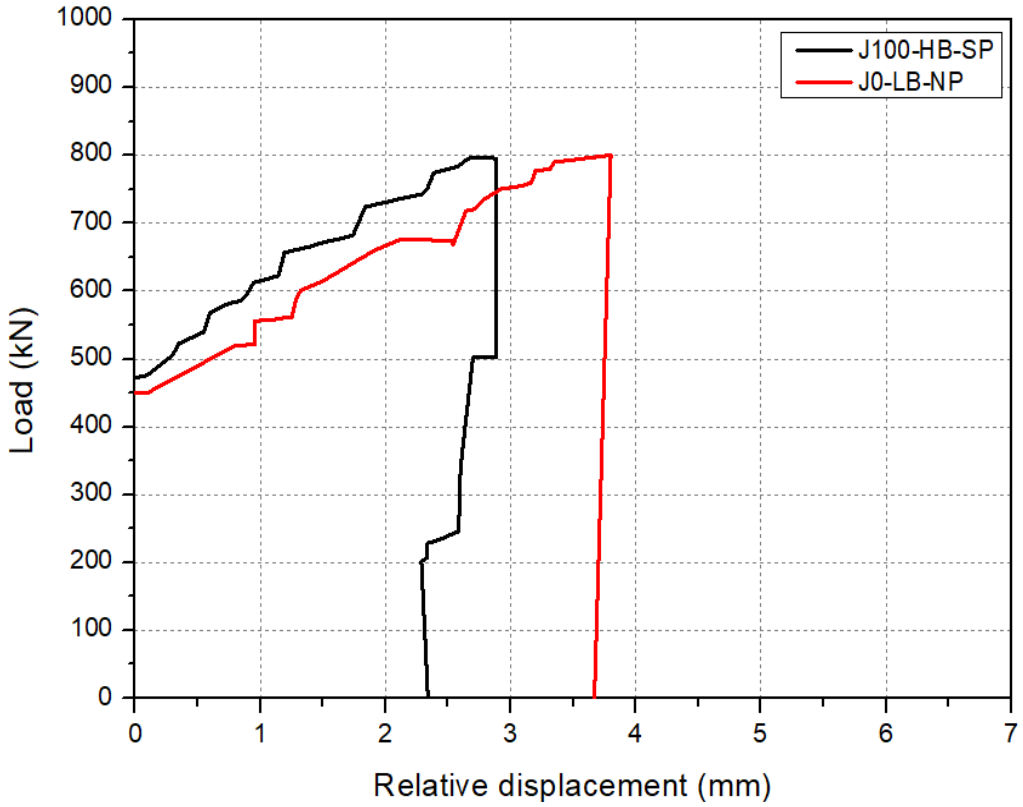


그림 3.9 강판 및 보강 철근에 따른 하중-상대변위 결과

그림 3.10은 철근 형태에 따른 거동을 분석하기 위한 J100-HB-SP와 J0-LB-SP의 하중에 따른 상대변위이다. J0-LB-SP는 최대하중까지의 거동이 J100-HB-SP와 유사하였다. 하지만, J0-LB-SP의 최대하중에서의 상대변위 (3.23 mm)는 J100-HB-SP보다 약 38% 더 크게 발생하였다. 또한, 전반적으로 J100-HB-SP는 J0-LB-SP보다 우수한 구조적 성능이 나타났고, 연결성도 뛰어났다. 이러한 이유로 본 연구는 후크형 철근으로 보강한 J100-HB-SP가 루프형 철근으로 보강한 J0-LB-SP보다 우수한 연결성이 확보되는 것으로 분석되었다.

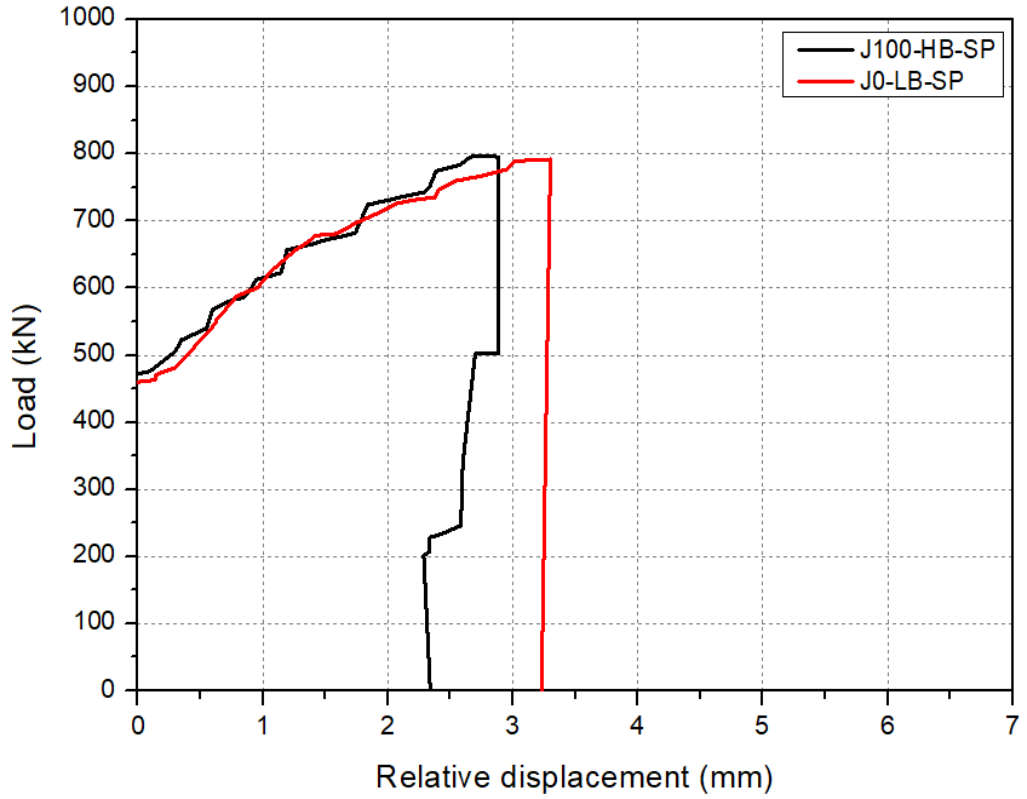


그림 3.10 보강 철근 종류에 따른 하중-상대변위 결과

그림 3.11에서는 J100-HB-SP와 C-SB-NP의 하중에 따른 상대변위를 비교하여 본 연구에서 제안한 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부의 성능을 분석하고자 하였다. 본 연구에서 제안한 J100-HB-SP와 현장타설 공법을 적용한 C-SB-NP은 전체적으로 유사한 거동이 발생하였고, 최대하중에서의 상대변위도 차이가 미소하였다. 따라서 J100-HB-SP는 현재 널리 사용되는 C-SB-NP과 비교하여도 교량상에 적용하기에 구조적 성능이 충분한 것으로 분석되었다. 또한, J100-HB-SP는 프리랩을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브이기에 현장에서 콘크리트를 타설하는 C-SB-NP보다 시공성이 우수한 것으로 판단된다. 따라서 본 연구는 프리랩을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브의 연결부를 구성할 시 연결부 폭을 100 mm로 유지하고, 후크형 철근과 강판을 사용하여 보강한다면 구조성능과 시공성을 둘 다 확보할 수 있는 것으로 분석되었다.

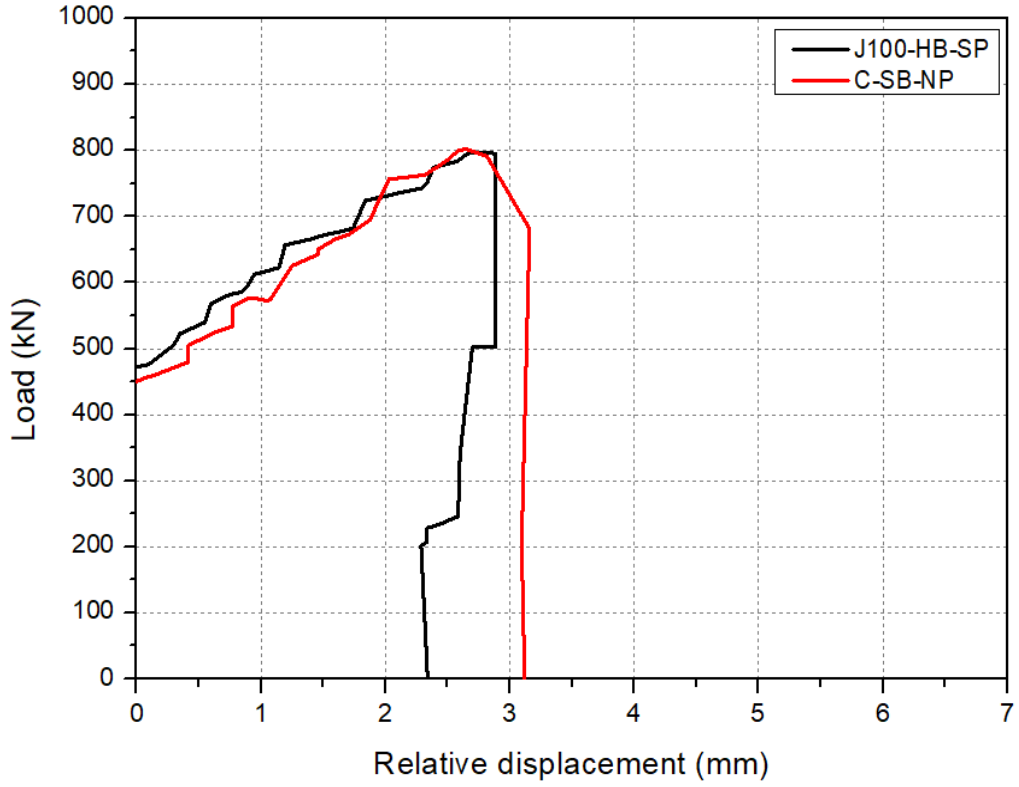


그림 3.11 시공 방법에 따른 하중-상대변위 결과

표 3.2는 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부의 인장거동 실험을 수행하였을 시 실험 매개변수에 따른 결과이다. 전체적으로 비교하였을 시 슬래브 실험체 연결부 폭 100 mm (J100-HB-SP)에서 150 mm (J150-HB-SP)로 증가한 경우에는 초기 균열하중 및 최대하중이 감소하였고, 최대하중에서의 상대변위가 1.2배 증가하였다. 따라서 콘크리트 슬래브의 연결부는 100 mm로 유지하여야 하는 것으로 분석되었다. 연결부 폭을 100 mm로 고정한 뒤 후크형 보강 철근 유무에 따라 분석한 경우에는 후크형 보강 철근 (J100-HB-SP)이 루프형 (J0-LB-SP)보다 초기 균열하중을 1.58배 향상시켰으며, 최대 하중에서의 상대변위를 38% 감소시켰다. 본 연구에서 제안한 콘크리트 슬래브 연결부 (J100-HB-SP)와 현장타설 공법을 적용한 경우 (C-SB-NP)에는 제안된 연결부가 현장타설 공법을 적용한 경우보다 구조적 성능이 우수하였고, 시공성 또한 뛰어났다. 따라서 본 연구는 폭을 100 mm로 설정하고, 후크형 보강 철근과 강판을 사용한 J100-HB-SP가 콘크리트 슬래브 연결부로 적용하기에 적합한 것으로 판단되었다.

그림 3.12는 전체 실험 하중에 따른 상대 변위 그래프이다. 현장타설한 실험체인 C-SB-NP와 다른 실험체를 비교하였을 때 루프철근을 활용한 실험체인 J0-LB-NP와 J0-LB-SP는 상대 변위가 더 많이 발생하였다. 또한 연결부 간격이 150 mm인 J150-HB-SP 실험체와 연결부 간격이 100 mm, 후크형 철근이 보강되지 않은 J100-NB-SP 실험체는 상대 변위가 약 2배 발생하였다. 본 연구는 현장타설 공법과 프리캐스트 공법한 실험체와 비교하였을 때 연결부 간격이 100 mm이고 후크형 철근을 사용한 실험체가 현장타설 공법과 그래프가 유사하고 상대변위 발생량이 더 적게 나타났다기 때문에 J100-HB-SP가 최적의 슬래브 연결부로 확인되었다.

표 3.2 실험 매개변수별 결과

실험체 명	초기 균열하중 (kN)	최대하중 (kN)	최대하중에서의 상대변위 (mm)	상대변위 비율 (%)
J100-HB-SP	490	800	2.34	100
J150-HB-SP	390	660	5.15	220
J100-NB-SP	190	800	5.75	246
J0-LB-NP	450	800	3.67	157
J0-LB-SP	460	800	3.23	138
C-SB-NP	450	800	3.12	133

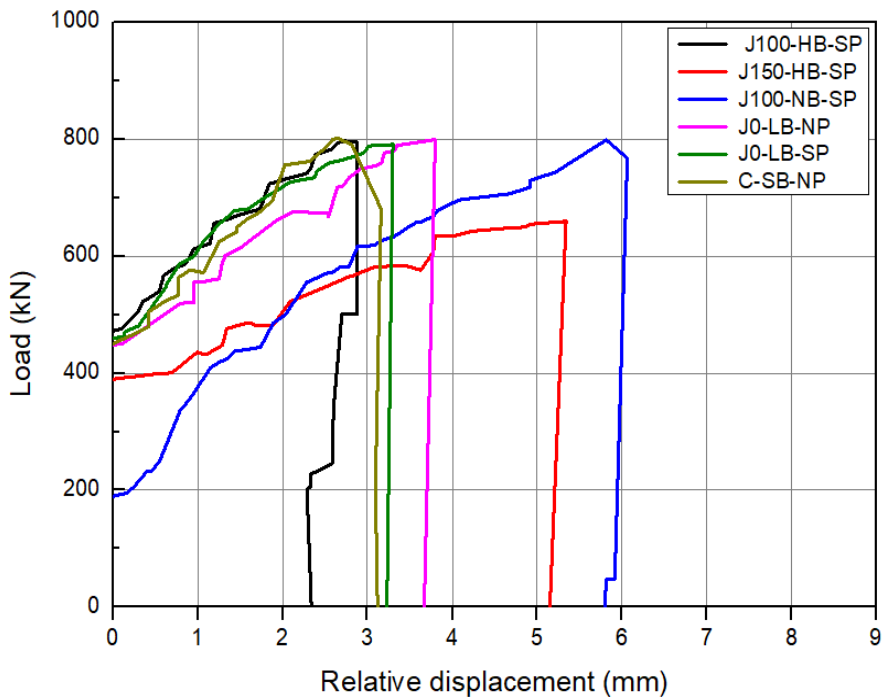
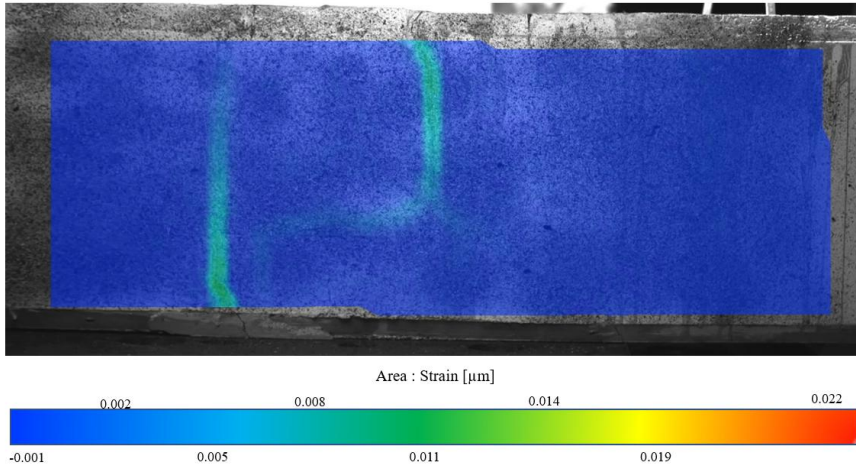
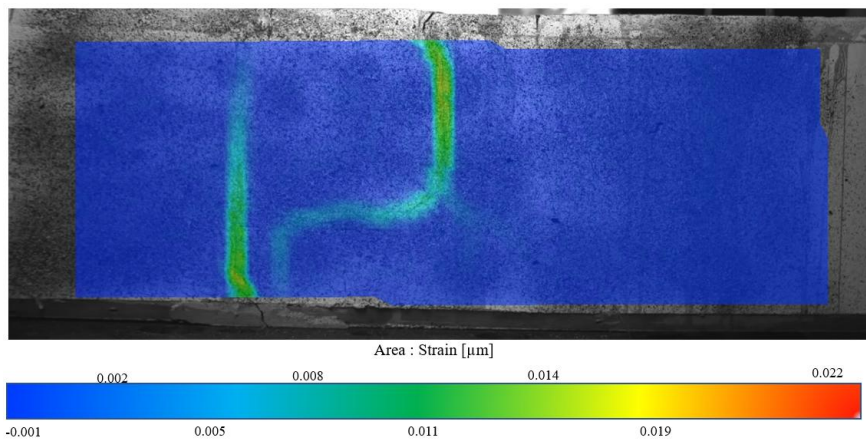


그림 3.12 전체 실험 하중-상대변위 결과

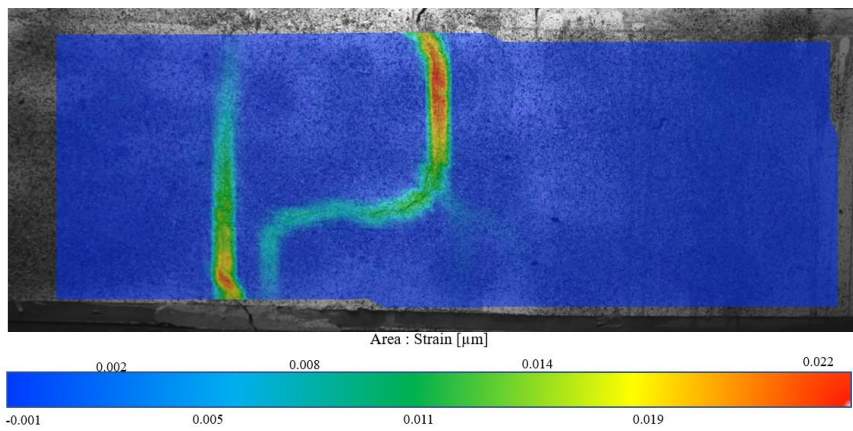
그림 3.13은 인장 하중을 가력할 시 고속 PCIe 카메라를 사용하여 J100-HB-SP 실험체 연결부에서 발생한 변위를 시각화한 사진이다. J100-HB-SP 실험체 연결부는 초기 균열하중 (470 kN)에서 변위 0.11 μm 가 발생하였다 (그림 3.13 (a)). 이후 하중이 600 kN까지 상승하였을 시 슬래브 연결부는 연결부 형상을 따라 균열이 확장되었으며, 발생한 최대 0.13 μm 이다. 그림 3.13 (b)에서는 연결부와 프리캐스트 콘크리트 슬래브 사이의 단면이 명확하게 나타났다. 연결부에서 발생한 균열은 하중 750kN에서 크게 확장되기 시작하였으며, 최대 0.22 μm 의 더 높은 변형이 발생하였다. 연결부와 슬래브 사이 단면에서 균열이 확산되는 형상은 그림 3.13(c)에서 확인할 수 있다. 최대하중 (800 kN)에서 균열의 폭과 크기는 연결부 형상을 확인할 수 있을 정도로 크게 나타났으며, 대각선 균열이 추가로 발생하였다. 또한, 연결부 콘크리트는 슬래브 콘크리트와 양생기간이 28일 차이가 있으므로 그림 3.13(d)와 같이 균열이 나타났다. 최대하중에서의 파괴 형상은 고속 PCIe 카메라를 사용한 경우와 실제 실험에서 확인한 경우 둘 다 유사한 것으로 분석되었다. J100-HB-SP는 파괴양상을 보았을 때 재료가 점진적으로 파괴되는 취성파괴 현상이 나타났다. 따라서 J100-HB-SP는 취성 파괴의 특성상 재료가 많은 변형을 흡수하며 구조물의 충격이나 동적 하중에 노출될 때 파괴를 완하 시킨다. 본 연구는 고속 PCIe 카메라로 도출한 결과를 실제 육안으로 확인한 결과와 비교하여 검증작업을 수행하였다. 또한, 본 연구는 고속 PCIe 카메라를 활용하여 연결부에서의 변형을 보다 세부적으로 분석할 수 있었다. 따라서 본 연구는 육안과 고속 PCIe 카메라를 통하여 연결부에서 발생하는 거동을 세밀하게 분석하여 연결부와 콘크리트 슬래브 사이 단면에서 콘크리트 양생기간 차이에 따른 균열이 발생하는 것으로 판단되었다.



(a) 470 kN (초기 균열)

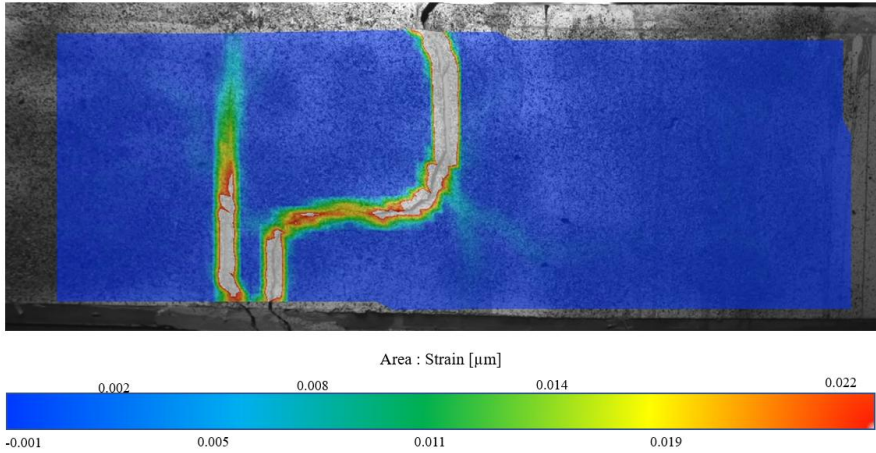


(b) 600 kN

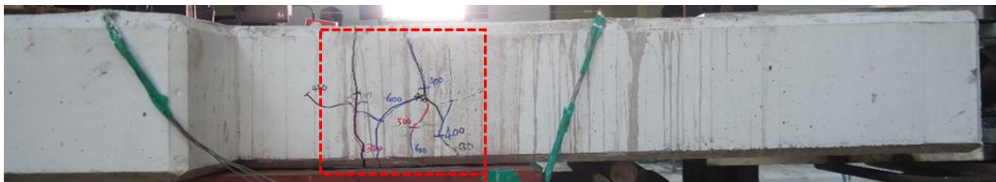


(c) 750 kN

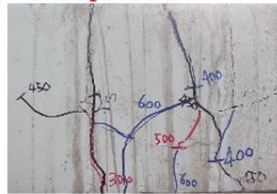
그림 3.13 촬영을 활용한 하중에 따른 변위 분포도 (계속)



(d) 800 kN (최대하중)



Expansion



(e) J100-HB-SP 실험체의 최대하중에서의 균열

그림 3.13 촬영을 활용한 하중에 따른 변위 분포도

제 4 장 유한요소해석

4.1 유한요소모델

본 연구는 범용적 구조해석 프로그램인 ABAQUS (2021)을 활용하여 그림 4.1과 같이 프리팹을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부 실험체를 모델링한 뒤, 유한요소해석을 수행하였다. 프리캐스트 콘크리트 슬래브는 general purpose linear brick element with reduced integration (C3D8R)를 사용하여 구현하였고, 연결부에 위치한 강판은 quadrilateral shell elements with reduced integration (S4R)을 사용하였다. 철근은 truss element (T3D2)로 모델링하였고, 지점부 강봉 및 하중 재하 시 사용한 강봉은 Timoshenko beam element (B31)으로 구현하였다.

각 재료의 소성영역을 유한요소해석에 적용할 경우에는 ABAQUS (2021) 환경 내 모델링 기법을 통한 재료 비선형을 고려하였다. ABAQUS (2021)는 콘크리트의 파괴 거동을 분석하기 위하여 concrete damaged plasticity (CDP) 재료모델을 제공한다 (그림 4.2). Concrete damaged plasticity 재료모델은 초기 탄성계수 (E_0)와 감소계수 (d)를 사용한 식 4.1을 활용하여 파괴가 발생한 이후의 탄성계수 (E)를 가정한다. 이후에는 식 4.2를 활용한 압축방향 잔류 소성 변형률 (ϵ_c^p)과 식 4.3을 이용한 인장방향 잔류 소성 변형률 (ϵ_t^p)을 산정하여 콘크리트의 거동을 구현한다. concrete damaged plasticity 재료모델은 실제 재료모델과 가까워질수록 데이터양이 기하급수적으로 증가하기 때문에, concrete damaged plasticity 재료모델을 유한요소해석에 적용할 경우에는 데이터양을 최적화하여야 한다. 이러한 이유로 본 연구는 Milad et al. (2017)에서 제시한 simplified concrete damaged plasticity 재료모델을 참고하여 콘크리트의 소성거동을 구현하였다. 콘크리트의 포아송비는 0.167을 적용하였고, 콘크리트 탄성계수는 Building code requirement for structural concrete (ACI 318-19, 2019)를 참조하여 $E_c=4,700\sqrt{f_c}$ MPa를 적용하였다. 철근, 강재 및 앵커와 같은 연성 재료는 ABAQUS (2021)에서 제공하는 Plastic 재료모델을 사용하여 재료 비선형 거동을 구현하였다. 철근, 강재 및 앵커의 포아송비는 0.3, 탄성계수는 200,000 MPa로 설정하였고, 재료 물성치는 KS D 3515 (2019)를 참고하였다.

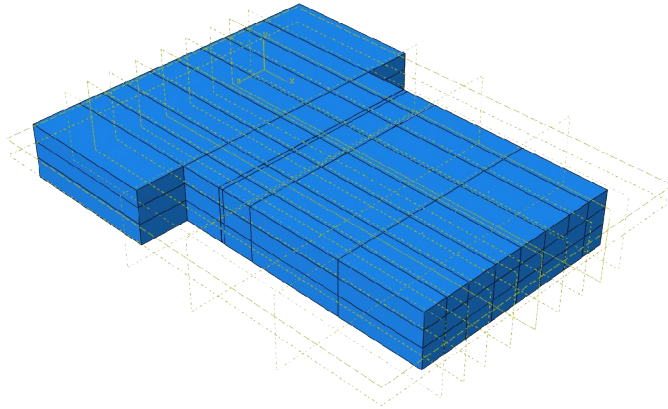
$$E = (1 - d)E_0 \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1 - d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (4.2)$$

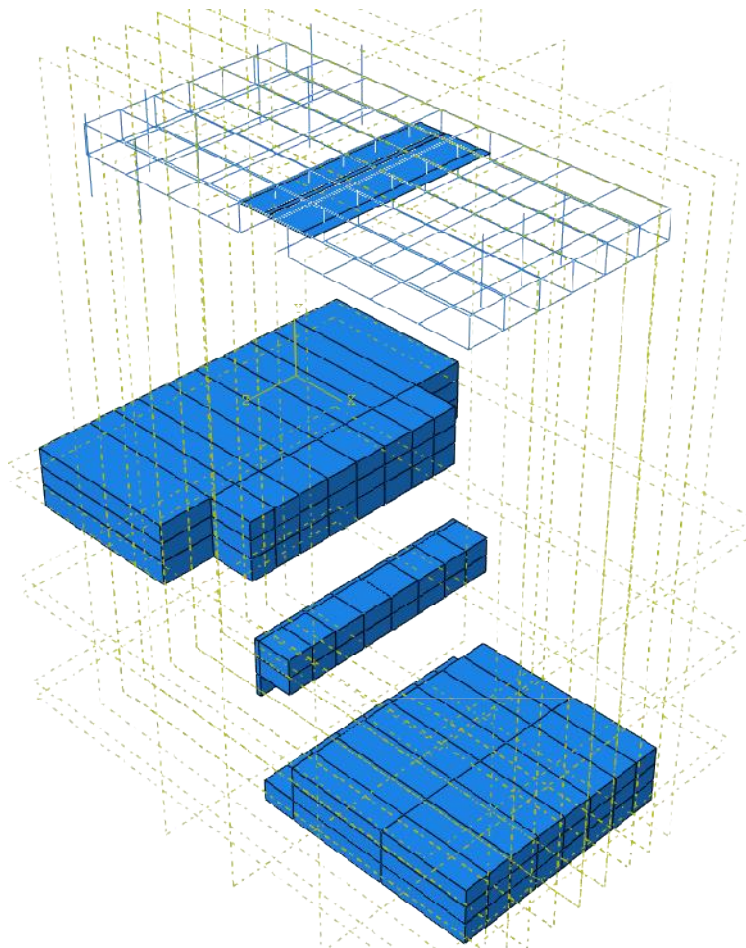
$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1 - d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (4.3)$$

여기서, ε_c^{in} 은 콘크리트의 압축방향 비선형 변형률이고, d_c 는 압축방향 감소계수, σ_c 는 압축방향 응력이다. ε_t^{ck} 는 콘크리트의 인장방향 균열 변형률이고, d_t 는 인장방향 감소계수, σ_t 는 인장방향 응력이다.

유한요소 모델의 mesh와 지점 및 하중조건은 그림 4.3과 같이 설정하였다. mesh는 h/L 을 0.1로 설정하여 curvature control을 적용하였고, mesh 크기는 50 mm로 설정하였다. mesh 형상은 뒤틀림을 방지하기 위하여 structured hex를 적용하였으며, 총 mesh 개수는 6,474개로 설정되었다. 지점은 지점부 강봉 하단부에 힌지를 설정하였다. 실제 실험에서는 액츄에이터에 조립된 하중 재하용 강판이 프리캐스트 바닥판 연결부의 상하 거동을 제한하기 때문에 바닥판 슬래브 변단면 구간에 길이의 직교 방향으로 롤러를 배치하였다. 또한, 실제 실험에서는 액츄에이터에 조립된 하중 재하용 강판이 바닥판 슬래브의 상하 거동을 제한하기 때문에 유한요소 모델에서도 구현하였고, 하중은 900 kN을 재하하였다.

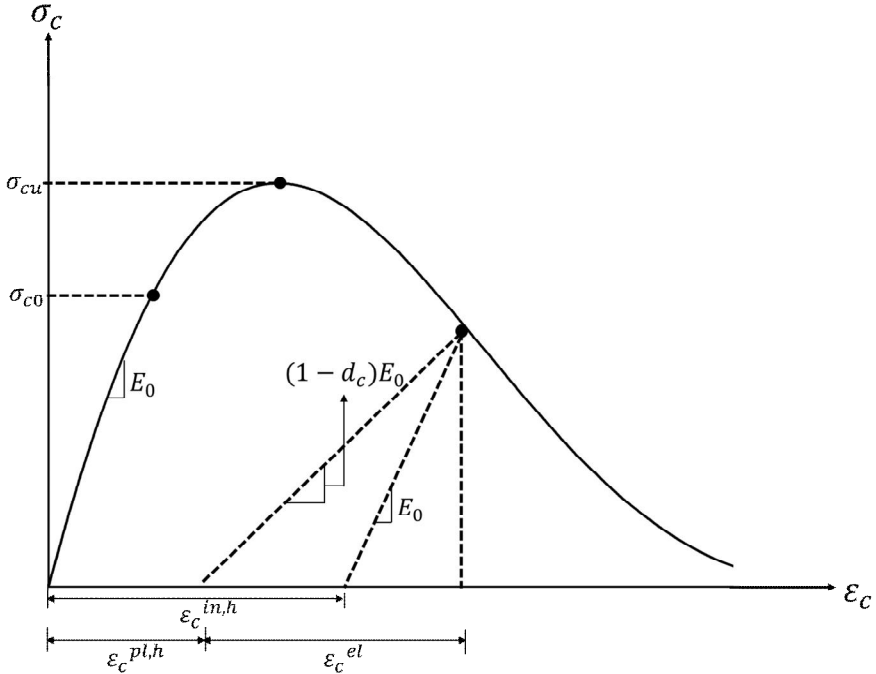


(a) 결합상태

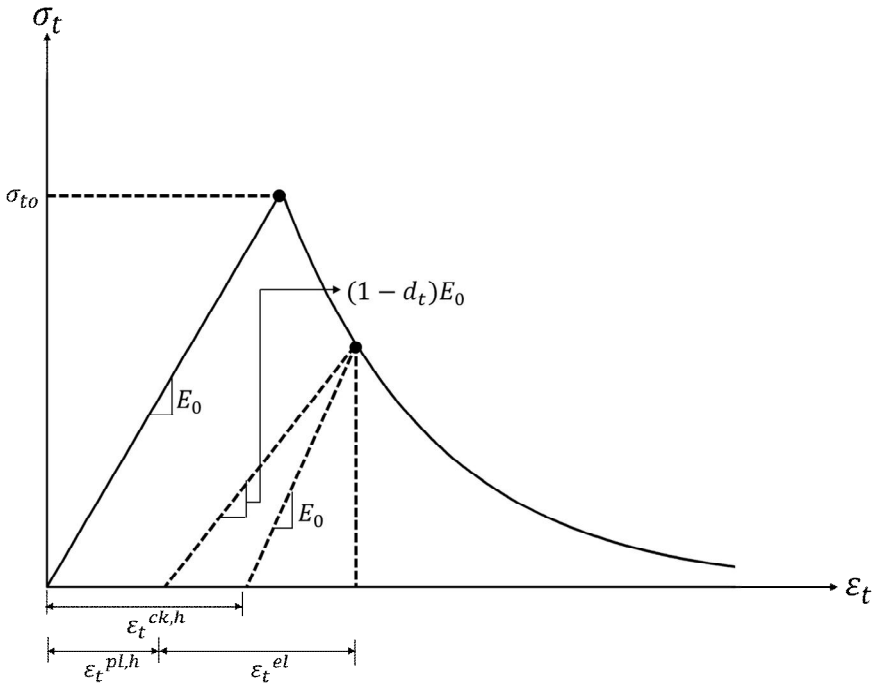


(b) 부재별 구분상태

그림 4.1 유한요소모델

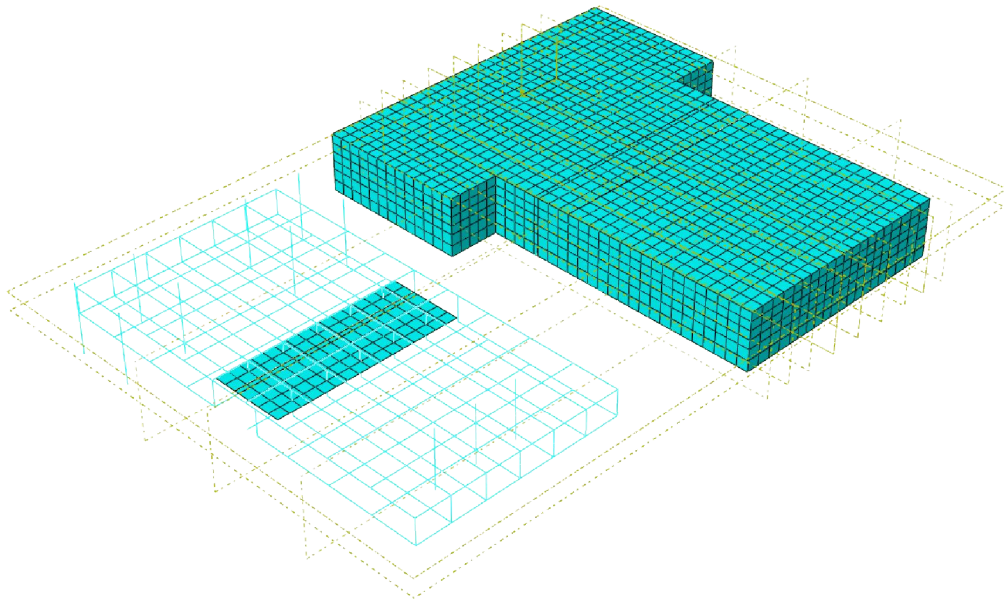


(a) 압축 거동

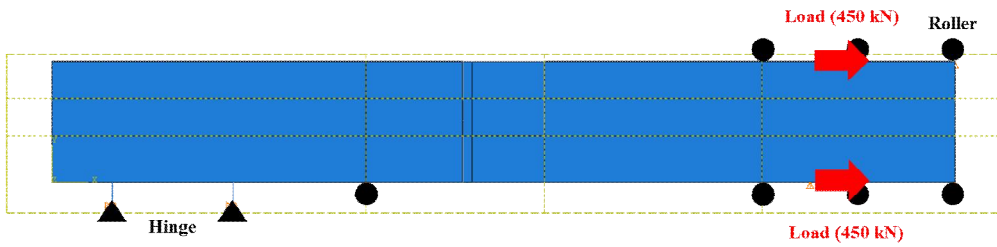


(b) 인장 거동

그림 4.2 Concrete damaged plasticity 모델 (ABAQUS, 2021)



(a) Mesh



(b) 하중 및 지점조건

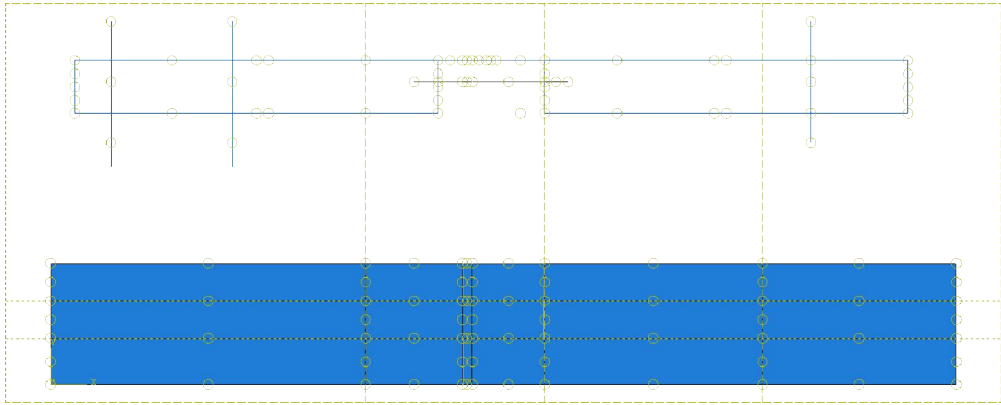
그림 4.3 유한요소모델의 Mesh, 하중 및 지점조건

4.2 부재간 인터페이스 형성

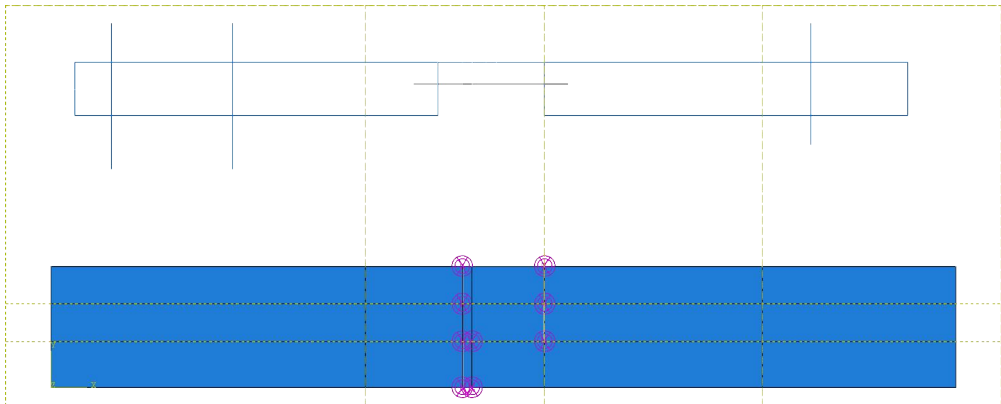
그림 4.4는 유한요소해석에서 적용한 접합 모델이다. 그림 4.4(a)는 embedded element technique를 활용한 상호작용 모델이다. ABAQUS (2019)에서 제공하는 embedded element technique는 매립된 node의 병진방향 자유도를 구속하여 host element에 매립된 element를 정의한다. 또한, embedded element technique는 element의 회전방향 자유도를 구속하지 않기 때문에 철근이나 앵커와 같이 구조물에 매립된 인장부재를 구현할 시 사용된다. 따라서 철근, 강봉 및 강판은 콘크리트 내부에 삽입된 형태로 존재하기 때문에, embedded element technique를 적용하여 콘크리트 내부에 배치하였다.

그림 4.4(b)는 spring element으로 구현한 부재간 접합 모델이다. 그림 4.4(b)와 같이 콘크리트-콘크리트 관계에서는 spring element에 콘크리트 강성을 도입하였다. 콘크리트와 콘크리트 관계는 서로 양생 기간이 다르기 때문에 각 부재 사이의 경계면에서 거동이 발생하며 부착력이 미소한 것으로 예측된다. 이러한 이유로 본 연구는 콘크리트-콘크리트 접합 모델을 구현할 시 압축력에만 저항할 수 있는 nonlinear spring behavior를 적용하였다.

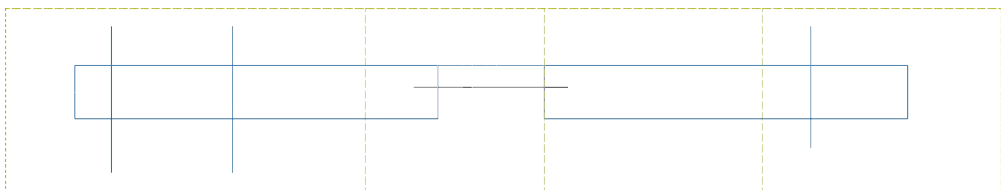
그림 4.4(c)는 multi-point constraints (MPC)를 이용한 접합 모델이다. ABAQUS (2021) 내에서 활용 가능한 multi-point constraints는 slave node의 자유도를 master node에 귀속시킴으로써 slave node와 master node의 거동을 일체화시킨다. 이러한 이유로 본 연구는 철근과 강판의 접합 거동을 모델링할 시 multi-point constraints을 이용하여 철근과 강판의 연결점에서 발생하는 거동을 일체화시켰다.



(a) 철근, 강봉 및 강판과 콘크리트



(b) 연결부 콘크리트 단면



(c) 철근과 강판

그림 4.4 유한요소모델의 인터페이스

4.3 유한요소해석 결과

그림 4.5는 프리랩을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부 실험체와 유한요소모델의 하중에 따른 거동을 비교 분석한 결과이다. 유한요소 모델의 하중 482kN에서 균열이 발생하기 시작하였다. 하중에 따른 상대 변위 그래프는 선형적으로 증가했으며 균열은 점차적으로 확대되었다. 초기 균열하중은 실험체의 하중이 재하될 때 슬래브의 전체적인 거동이 처음으로 비선형적인 변형이 발생하는 하중을 의미한다. 또한 상대 변위 폭은 슬래브 연결부 폭의 양 끝단을 기준으로 설정하였다. 실제 실험에서는 초기 균열하중(470 kN)에서 변위가 0.11mm 발생하였다. 유한요소 모델에서는 초기 균열하중(482 kN)에서 약 0.11 mm의 상대 변위가 발생하였다. 해당 결과는 실제 실험에서와 유한요소 모델에서의 하중의 오차율이 약 2% 내로 미소하게 분석되었다. 유한요소 해석상 최대하중은 833 kN으로 실험에서의 최종하중 800 kN보다 다소 높게 측정되었다. 유한요소 모델은 강성이 실험체보다 높게 설정되어 있고, 접촉면의 접합 거동이 실제보다 강결로 설정되었기에 최종하중이 높아진 것으로 판단된다. 하지만, 상대 변위가 발생하는 하중과 전체적인 거동이 유사하기에, 프리랩을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부의 거동을 예측하기에 문제가 없는 것으로 판단되었다.

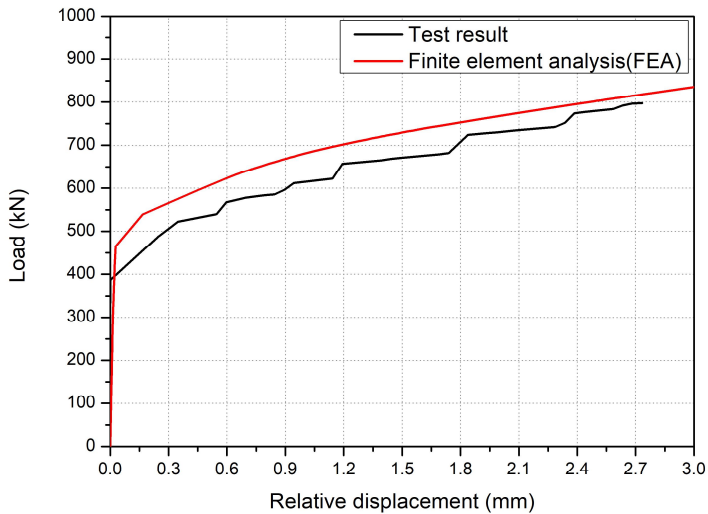
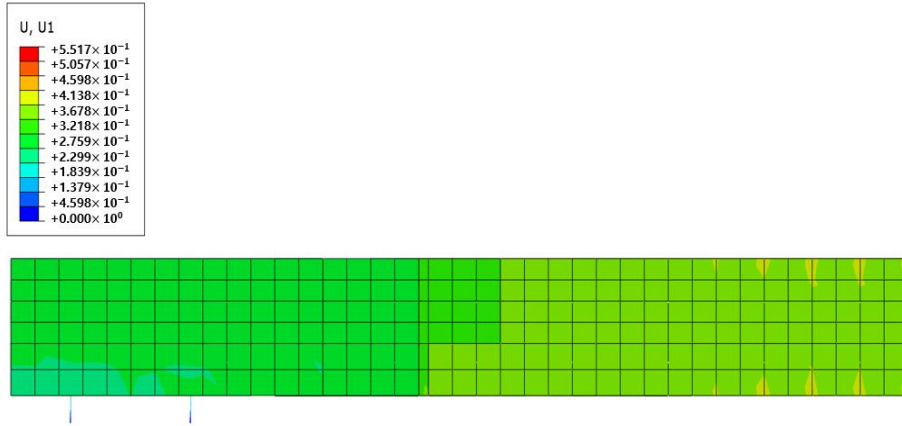
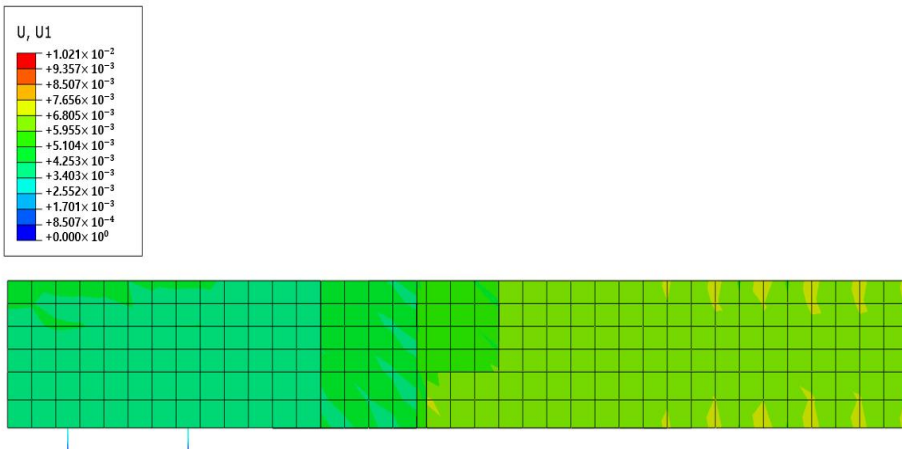


그림 4.5 실험과 유한요소해석 비교 · 분석 결과

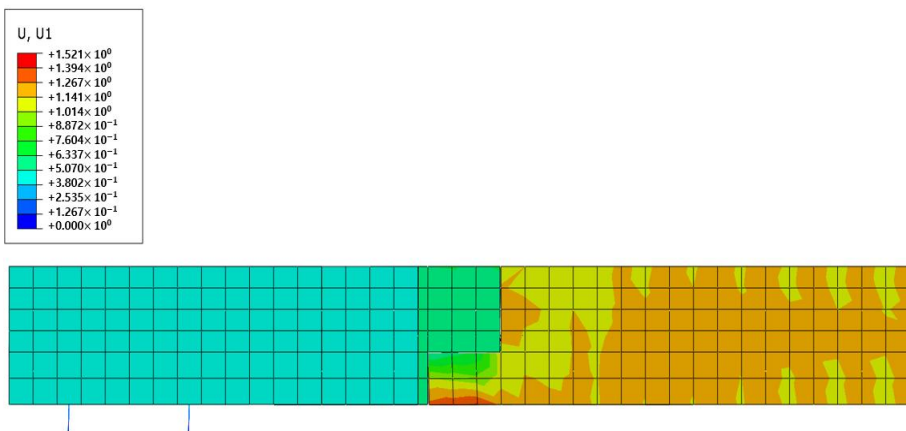
그림 4.6는 유한요소해석상에서 하중에 따른 변위 분포도를 나타낸다. 유한요소모델은 하중 482 kN에서 초기 균열이 발생하였으며, 연결부에서 0.12 mm의 상대 변위가 발생하였다 (그림 4.6(a)). 연결부에서 발생한 균열 폭은 하중 600 kN에서 최대 0.5 mm까지 증가하였다 (그림 4.6(b)). 하중 750 kN에서는 상대 변위가 0.63 mm까지 상승하였고, 균열이 전체적으로 확산되었다. 또한, 해당 구간에서는 연결부와 콘크리트 슬래브 사이 간격에서의 경계면이 명확하게 나타났다 (그림 4.6(c)). 최대하중 840 kN에서의 연결부는 상대변위가 3.0 mm까지 발생하였고, 콘크리트 슬래브 사이의 거동 차이가 그림 4.6(d)와 같이 명확하게 발생하였다. 최대하중에서의 유한요소 모델 형상은 실제 실험에서 관측한 형상 (그림 4.6(e))과 유사한 것으로 분석되었다.



(a) 480 kN (초기 균열)

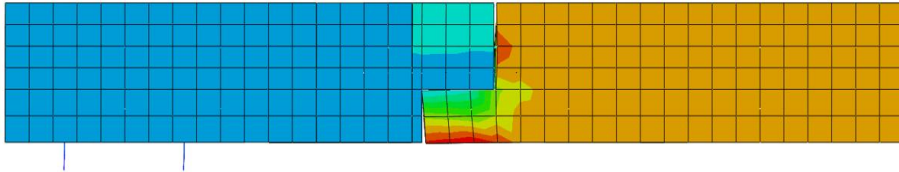
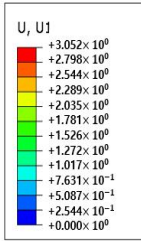


(b) 600 kN



(c) 750 kN

그림 4.6 하중 단계별 변위 분포도 (계속)



(d) 840 kN (최대하중)

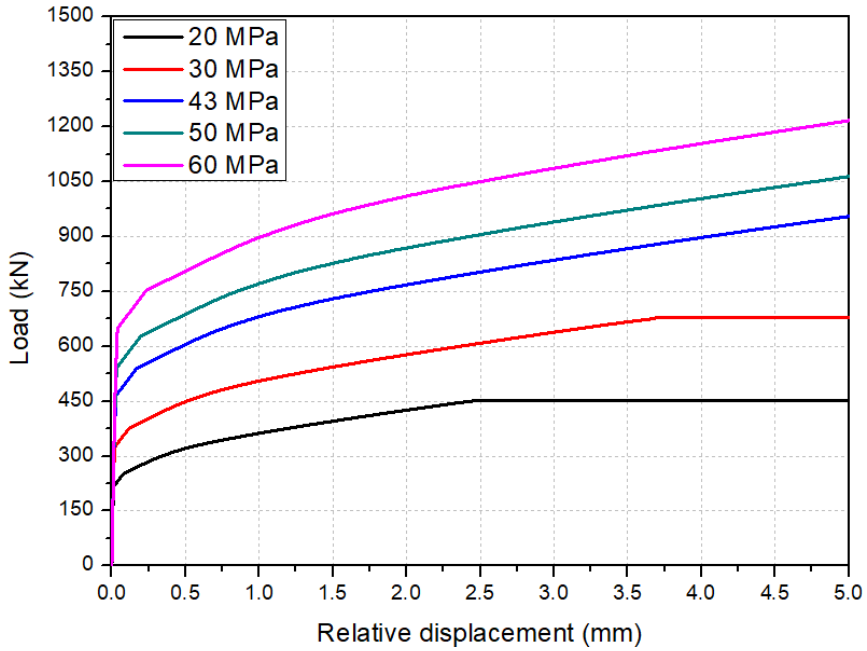


(e) 최대하중에서의 실험체 사진

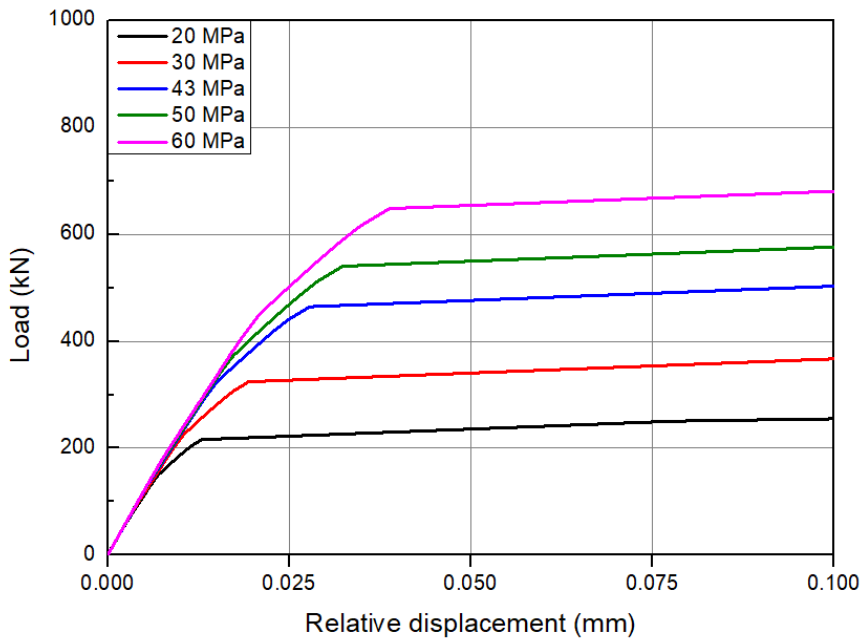
그림 4.6 하중 단계별 변위 분포도

4.4 콘크리트 압축강도에 따른 연결부 인장거동 분석

그림 4.7는 콘크리트 압축강도에 따른 매개변수 해석 결과이다. 프리캐스트 콘크리트 슬래브는 하중에 따른 상대변위가 주요 인자이기에, 상대변위를 기준으로 분석하였다. 상대변위는 연결부 실험체와 비교하였던 경우 (압축강도=43 MPa)에 발생하였던 3.0 mm를 기준으로 설정하였다. 해석 결과, 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부는 콘크리트의 압축강도가 변경될 시 선형거동 구간의 차이는 미소한 것으로 나타났다. 선형거동 구간에서는 강관 및 철근의 거동이 지배적이기에, 콘크리트 압축강도 변화에 따른 탄성계수 차이가 낮은 것으로 판단되었다. 다만, 초기 균열이 발생하는 구간에서는 콘크리트 압축강도에 따라 거동에 차이가 나타났다. 콘크리트 압축강도 43 MPa을 기준으로 30 MPa인 경우에는 23%, 20 MPa인 경우에는 40%의 초기 균열 하중이 감소하였다. 콘크리트 압축강도가 50 MPa, 60 MPa로 증가한 경우에는 초기 균열 하중이 14%, 29%까지 상승하였다. 이후 상대변위 3.0 mm를 기준으로 최대하중을 분석하였을 시 콘크리트 압축강도가 30 MPa, 20 MPa인 경우에는 각각 24%, 46%의 하중 감소가 나타났고, 50 MPa, 60 MPa인 경우에는 13%, 30% 만큼 하중이 증가하였다. 또한, 압축강도가 20 MPa인 경우에는 상대변위 3.0 mm에서 이미 완전 소성거동이 나타났으며, 30 MPa인 경우에는 3.5 mm를 초과하는 구간에서 완전 소성거동이 발생하였다. 따라서 본 연구는 콘크리트의 압축강도가 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부의 구조적 성능에 주요 변수인 것으로 판단되었으며, 추후에 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부를 구성할 시 콘크리트 압축강도에 따라 검토할 필요가 있는 것으로 분석되었다.



(a) 콘크리트 압축강도에 따른 하중 상대변위 그래프



(b) 콘크리트 압축강도에 따른 초기 하중 상대변위 기울기
 그림 4.7 콘크리트 압축강도에 따른 해석 결과

제 5 장 결 론

본 연구는 프리캐스트를 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부에 종방향으로 하중을 재하하여 연결부 폭, 연결부 철근 타입, 강판 여부에 따른 인장실험을 수행하였다. 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부의 매개변수에 따른 구조적 거동을 분석하였다. 마지막으로 유한요소해석을 수행하여 연결부 실험체와의 거동을 비교 및 분석하였으며, 매개변수 해석을 통하여 콘크리트 압축강도에 따른 거동을 파악하였다. 연구 결과는 아래와 같다.

1. 후크형 철근과 강판을 사용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부는 폭이 100mm (J100-HB-SP)일 경우 폭이 150 mm (J150-HB-SP)인 경우보다 초기 균열 하중은 20%, 최대하중은 18% 증가하였다. 따라서 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부의 높은 구조적 인장성능을 확보하기 위해서는 연결부 폭을 100 mm 이하로 설정할 필요가 있다.

2. 폭이 100 mm인 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부 (J100-HB-SP)는 동등한 조건에서 후크형 철근이 없는 경우 (J100-NB-SP)에 비하여 초기 균열 하중이 61% 더 증가하였다. 따라서 본 연구는 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부에서의 균열에 대한 저항성을 확보하기 위해서는 연결부에 강판뿐만 아니라 후크형 철근을 추가로 보강하는 경우는 구조적 인장 성능을 향상 시킬수 있다.

3. 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부의 최종 상대변위는 후크형 철근과 강판을 사용할 경우 (J100-HB-SP)가 루프 철근을 사용하고 강판을 사용하지 않은 경우 및 사용한 경우 (J0-LB-NP, J0-LB-SP)보다 더 우수한 구조적 성능이 발현되었다. 루프형 철근과 강판 (J0-LB-SP)을 사용한 경우에는 후크형 철근을 사용한 경우 (J100-HB-SP)보다 상대변위가 38% 더 크게 발생하였으며, 강판이 없는 J0-LB-NP는 57% 더 높았다. 따라서 본 연구는 연결부의 인장성능을 확보하기 위하여 후크형 철근과 강판을 사용하여야 하는 것으로 분석되었다.

4. 본 연구에서 제안한 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부 (J100-HB-SP)를 현장 타설 공법을 적용한 경우 (C-SB-NP)와 비교하였을 시 전체적인 거동은 유사하였다. 또한, 제안된 연결부는 현장타설 공법보다 초기 균열하중이 9% 더 증가하였고 상대변위가 75% 감소하였다. 따라서 본 연구는 제안된 연결부인 J100-HB-SP는 현재 사용 중인 현장타설 공법과 비교하여 균열 및 처짐에 대한 구조적 성능이 우수한 것으로 판단된다.

5. 유한요소해석을 수행하여 하중-상대변위 거동과 전체적인 균열양상을 분석하였을 시 유한요소해석과 실험의 오차율은 약 2% 이내로 나타났다. 유한요소모델은 접촉면의 접합 거동이 강결로 설정되었기에 최종하중이 실험결과보다 상대적으로 높은 것으로 분석되었다. 하지만, 상대 변위가 발생하는 하중과 전체적인 거동이 유사하기에, 프리랩을 적용한 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부의 거동을 예측이 가능할 것이다.

6. 본 연구는 실험과 비교하여 검증된 유한요소모델을 활용하여 콘크리트 압축강도 변화에 따른 구조적 성능의 차이를 분석하였다. 실험과 비교하였을 시 사용된 압축강도 43 MPa (상대변위 3.0 mm)을 기준으로 압축강도가 20 MPa까지 감소한 경우에는 최대하중이 46%까지 감소하였다. 압축강도가 60 MPa까지 상승한 경우에는 최대하중이 30%까지 증가하였다. 본 연구에서 제안한 프리캐스트 콘크리트 슬래브 연결부는 콘크리트 압축강도가 인장 성능의 주요 매개변수인 것으로 분석되었으며, 시공 시 사전에 압축강도를 측정하여 인장 성능을 검토할 필요가 있다.

참 고 문 헌

1. 국토교통부 (2020). 도로 교량 및 터널 현황조사.
2. 국토교통부 (2018). 시설물의 안전 및 유지관리 실시 등에 관한 지침.
3. 신동호, 박세진, 오현철, 김인규, & 김영진. (2015). 요철형 이음단면을 갖는 프리캐스트 교량 바닥판의 휨성능 평가. *한국구조물진단유지관리공학회 논문집 (KSMI)*, 19(3), 1-9.
4. 이창홍, 김영진, 진원중, & 최은석. (2011). 접합 조건 및 횡구속 조건에 따른 초고성능 프리캐스트 PSC 교량 접합부의 전단 거동에 관한 실험적 연구. *대한토목학회논문집 A*, 31(5A), 379-387.
5. ABAQUS. Abaqus 2021. (2021). In Dassault Systems; Simulia Corp: Providence, RI, USA.
6. ACI Committee. (2002). Building code requirements for structural concrete:(ACI 318-02) and commentary (ACI 318R-02). *American Concrete Institute*.
7. Abdel-Qader, I., Abu-Amara, F., & Abudayyeh, O. (2011). Fractals and independent component analysis for defect detection in bridge decks. *Advances in Civil Engineering*. 2011, 1-8.
8. Abokifa, M., & Moustafa, M. A. (2021). Experimental behavior of precast bridge deck systems with non-proprietary UHPC transverse field joints. *Materials*, 14(22), 6964.
9. Al-Fakher, U., Manalo, A., Ferdous, W., Aravinthan, T., Zhuge, Y., Bai, Y., & Edo, A. (2021). Bending behaviour of precast concrete slab with externally flanged hollow FRP tubes. *Engineering Structures*, 241, 112433.
10. Charron, J. P., Niamba, E., & Massicotte, B. (2011). Static and dynamic behavior of high-and ultrahigh-performance fiber-reinforced concrete precast bridge parapets. *Journal of bridge engineering*, 16(3), 413-421.
11. Choi, H. K., & Golewski, G. (2020). Parametric Analysis on Seismic Performance of Hybrid Precast Concrete Beam-Column Joint. *Advances in Civil Engineering*, 1-16.

12. Cusson, D., & Repette, W. L. (2000). Early-age cracking in reconstructed concrete bridge barrier walls. *ACI Materials Journal-American Concrete Institute*, 97(4), 438-446.
13. Desmettre, C., & Charron, J. P. (2012). Water permeability of reinforced concrete with and without fiber subjected to static and constant tensile loading. *Cement and Concrete Research*, 42(7), 945-952.
14. Di, J., Han, B., & Qin, F. (2020, October). Investigation of U-bar joints between precast bridge decks loaded in combined bending and shear. *Elsevier in Structures* (Vol. 27, pp. 37-45).
15. El-Khier, M. A., & Morcous, G. (2021). Precast concrete deck-to-girder connection using Ultra-High Performance Concrete (UHPC) shear pockets. *Engineering Structures*, 248, 113082.
16. FHWA (Federal Highway Administration). (2012). Moving ahead for progress in the 21st century act (MAP-21): A summary of highway provisions.
17. Hafezolghorani, M., Hejazi, F., Vaghei, R., Jaafar, M. S. B., & Karimzade, K. (2017). Simplified damage plasticity model for concrete. *Structural Engineering International*, 27(1), 68-78.
18. Hu, M., Jia, Z., Han, Q., Ni, Y., Jiao, C., & Long, P. (2022). Shear behavior of innovative high performance joints for precast concrete deck panels. *Engineering Structures*, 261, 114307.
19. Hube, M. A., & Mosalam, K. M. (2011). Experimental and computational evaluation of in-span hinges in reinforced concrete box-girder bridges. *Journal of Structural Engineering*, 137(11), 1245-1253.
20. Kang, S., Cho, S., Na, H., Han, J., & Lee, H. (2022). Tension Performance of Precast Bridge Deck Longitudinal Joints with Different Configurations. *Applied Sciences*, 12(24), 12892.
21. Leblouba, M., Barakat, S., Ahmed, M. S., & Al-Toubat, S. (2019). Shear strength at the interface of precast bridge concrete decks and girders subjected to cyclic loading with varying speeds. *Engineering Structures*, 196, 109296.

22. Li, J., Wang, Y., Lu, Z., & Li, J. (2017). Experimental study and numerical simulation of a laminated reinforced concrete shear wall with a vertical seam. *Applied Sciences*, 7(6), 629.
23. Li, Q., & Song, Z. (2022). Ensemble-learning-based prediction of steel bridge deck defect condition. *Applied Sciences*, 12(11), 5442.
24. Liu, H., Kong, P., & Ye, T. (2021). Influence of Precast Member Corbels on Seismic Performance of Precast Beam-Slab-Column Joints. *Advances in Civil Engineering*, 2021, 1-14.
25. Lu, Z., Wang, Z., Li, J., & Huang, B. (2017). Studies on seismic performance of precast concrete columns with grouted splice sleeve. *Applied sciences*, 7(6), 571.
26. Lv, X., Yu, Z., & Shan, Z. (2021). Seismic behaviour of frame structures with assembly of prefabricated concrete beam. *Journal of Building Engineering*, 40, 102765.
27. Nasrin, S., & Ibrahim, A. (2021). Flexural response of Ultra-High-Performance Concrete (UHPC) hybrid bridge deck connections made with local materials. *Construction and Building Materials*, 270, 121451.
28. Ma, H., Shi, X., & Zhang, Y. (2018). Long-Term Behaviour of precast concrete deck using longitudinal prestressed tendons in composite I-girder bridges. *Applied Sciences*, 8(12), 2598.
29. Mander, T. J., Henley, M. D., Scott, R. M., Head, M. H., Mander, J. B., & Trejo, D. (2009). Experimental investigation of full-depth precast overhang panels for concrete bridge decks. *In Structures Congress 2009: Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role* (pp. 1-9).
30. Mander, T. J., Mander, J. B., & Hite Head, M. (2011). Modified yield line theory for full-depth precast concrete bridge deck overhang panels. *Journal of Bridge Engineering*, 16(1), 12-20.
31. Mitchell, G., Tolnai, M., Gokani, V., Picon, R., Yang, S., Klingner, R. E., & Williamson, E. B. (2006). *Design of retrofit vehicular barriers using mechanical anchors* (No. FHWA/TX-07/0-4823-CT-1).
32. Mohd Radzi, N. A., Hamid, R., A. Mutalib, A., & Kaish, A. A. (2020). A

- review of precast concrete beam-to-column connections subjected to severe fire conditions. *Advances in Civil Engineering*, 2020, 1-23.
33. Qiu, M., Shao, X., Yan, B., Zhu, Y., & Chen, Y. (2022). Flexural behavior of UHPC joints for precast UHPC deck slabs. *Engineering Structures*, 251, 113422.
 34. Rueda-García, L., Senach, J. L. B., Sosa, P. F. M., & Prada, M. Á. F. (2021). Analysis of the shear strength mechanism of slender precast concrete beams with cast-in-place slab and web reinforcement. *Engineering Structures*, 246, 113043.
 35. Sattler, K. (1975). VERBUNDKONSTRUKTIONEN-BERECHNUNG UND VERSUCHE.
 36. Shen, C., Song, Y., Yan, L., Li, Y., Ma, X., He, S., & Han, X. (2021). Experimental and Numerical Investigation on the Bearing Behavior of Curved Continuous Twin I-Girder Composite Bridge with Precast Concrete Slab. *Advances in Civil Engineering*, 2021, 1-18.
 37. Sriboonma, K. (2022). Effects of fillet weld to large-size stud shear connector in full-depth precast bridge deck panel. *Materials Today: Proceedings*, 52, 2548-2554.
 38. Vella, J. P., Vollum, R. L., & Jackson, A. (2017). Flexural behaviour of headed bar connections between precast concrete panels. *Construction and Building Materials*, 154, 236-250.
 39. Verger-Leboeuf, S., Charron, J. P., & Massicotte, B. (2017). Design and behavior of UHPFRC field-cast transverse connections between precast bridge deck elements. *Journal of Bridge Engineering*, 22(7), 04017031.
 40. Wang, Y. H., Yu, J., Liu, J. P., Zhou, B. X., & Chen, Y. F. (2020). Experimental study on assembled monolithic steel-prestressed concrete composite beam in negative moment. *Journal of Constructional Steel Research*, 167, 105667.
 41. Wells, Z. G., Barr, P. J., & James, P. H. (2013). Performance of posttensioned curved-strand connections in transverse joints of precast deck panels. *Journal of Bridge Engineering*, 18(10), 1062-1073.

42. Yee, A. A., & Eng, P. H. D. (2001). Social and environmental benefits of precast concrete technology. *PCI journal*, 46(3), 14-19.
43. Zhang, J., Li, C., Rong, X., Zhang, X., & Li, Y. (2021). Experimental study on the seismic performance of steel - concrete beam - column connections for prefabricated concrete frames. *Journal of Building Engineering*, 43, 103236.

Appendix A

연결부 무수축 모르타르 하중-변위 그래프

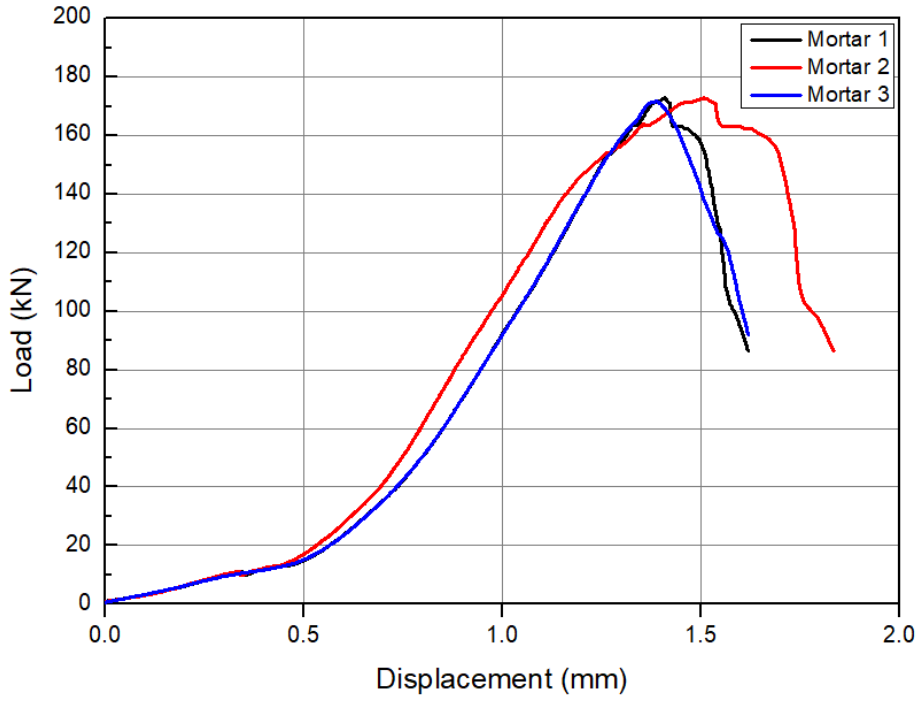


그림 B.1 연결부 우수축 모르타르 하중-변위 그래프