1최종보고서표지_레이아웃 1 11/13/14 3:06 PM 페이지 1

R&D
0001

건설교통기술촉진연구사업 R&D-0001

고성능 재료기술을 반영한 프리캐스트 및 프리스트레스트 콘크리트의 성능향상기술 개발 및 표준화 최종보고서

2014. 08.

주관연구기관 / (사)한국콘크리트학회
위탁연구기관 / 한국건설기술연구원

Infrastructure
R&D Report

국토교통부
국토교통과학기술진흥원

고성능 재료기술을 반영한 프리캐스트 및 프리스트레스트 콘크리트의 성능향상기술 개발 및 표준화 최종보고서 2014.8
국토교통부
국토교통과학기술진흥원

주 의 사 항

1. 이 보고서는 국토교통부가 출연하고 국토교통과학기술진흥원이 위탁 시행한 국토교통기술 연구개발사업의 최종보고서입니다.
2. 본 보고서의 내용을 발표할 때에는 반드시 국토교통부가 출연하고 국토교통과학기술진흥원이 위탁 시행한 국토교통기술연구개발사업의 연구결과임을 밝혀야 합니다.
3. 국가과학기술 기밀유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 아니 됩니다.

제 출 문

국토교통부장관(국토교통과학기술진흥원장) 귀하

이 보고서를 "고성능 재료기술을 반영한 프리캐스트 및 프리스트레스트 콘크리트의 성능향상기술 개발 및 표준화"과제의 보고서로 제출합니다.

2014. 08. 29

주관연구기관명 : (사)한국콘크리트학회
주관연구책임자 : 정하선
책임연구원 : 김지상
" : 최정욱
" : 서수연
" : 이차돈
" : 최창식
" : 홍건호
" : 조재열
" : 김강수
" : 정원석
" : 오홍섭
선임연구원 : 박진영
" : 배백일
연구원 : 김철구
" : 서정일
" : 연제영
" : 고민혁
" : 정형석
" : 조원대
" : 유경석
" : 주현진
" : 이희영
" : 김민욱
" : 박호
위탁연구기관명 : 한국건설기술연구원
위탁연구책임자 : 김영진
책임연구원 : 박종섭
선임연구원 : 고상규
연구원 : 금문성

보고서 요약서

<table>
<tr><td>과제고유번호</td><td>11기술표준화 07-01</td><td>해 당 단 계
연 구 기 간</td><td>2013년 8월 1일
~
2014년 7월 29일
(12개월)</td><td>단 계 구 분</td><td>3단계/
총3단계</td></tr>
<tr><td>연 구 사 업 명</td><td colspan="5">건설교통기술촉진연구사업</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 과 제 명</td><td>최 상 위
과 제 명</td><td colspan="4">고성능 재료기술을 반영한 프리캐스트 및
프리스트레스트 콘크리트의 성능향상기술 개발 및
표준화</td></tr>
<tr><td>단위과제명</td><td colspan="4"></td></tr>
<tr><td>연 구 책 임 자</td><td>정하선</td><td>총연구기간
참 여
연구원수</td><td>총 : 122명
내부 : 명
외부 : 명</td><td>총연구비</td><td>정부: 899,000천원
기업: 510,000천원
계: 1,409,000천원</td></tr>
<tr><td>연구기관명 및
소 속 부 서 명</td><td colspan="2">(사)한국콘크리트학회</td><td>참여기업명</td><td colspan="2">고려제강, 동서PCC, 삼표</td></tr>
<tr><td>국제공동연구</td><td colspan="3">상대국명 :</td><td colspan="2">상대국연구기관명 :</td></tr>
<tr><td colspan="4">요약(연구결과를 중심으로 개조식 500자 이내)</td><td>보고서면수</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="6">· 고성능 재료기술을 반영한 프리캐스트 및 프리스트레스트 콘크리트 연구를 통해 성능 표준화 가이드라인과 설계기준 개발 및 예제집을 작성하였다.
1) 프리캐스트 복합화 공법에서 사용되는 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성단면의 전단강도 평가 방법을 제안하였다.
2) PC접합부에 대한 독립적 설계기준의 근거 마련을 위해 PC접합부의 분류 방안을 제시하였고 변형기여분을 사용하여 PC접합부의 성능 평가 방안을 제시하였다.
3) 중공 PC부재 사용에 따른 건물의 응답 분석을 위한 부재 및 골조 거동에 대한 해석연구 및 PC 부재 연결을 위한 이음성능 실험과 중공 PC기둥의 압축 성능에 대한 실험을 수행하였고 중공 PC기둥을 활용한 건물의 시공 및 설계를 위한 설계법을 구축하였다.
4) 증기양생에 의한 강연선의 긴장력 손실을 실험 및 이론적 연구를 수행하여 새로운 긴장력 손실 모델을 개발하였다.
5) 국내 기술로 새로 개발된 2,160MPa급, 2,400MPa급 고강도 강연선과 고강도 강연선이 적용된 구조물의 성능 실험과 표준화 작업을 수행하였고 현 설계기준, KS 표준, 시방서를 검토하고 제개정안을 도출하였다.</td></tr>
<tr><td rowspan="2">색 인 어
(각 5개 이상)</td><td>한 글</td><td colspan="4">프리캐스트 콘크리트, 프리스트레스트 콘크리트,
콘크리트 합성부재, PC 접합부, 중공 PC 기둥, 긴장력 손실, 증기양생, 고강도 강연선</td></tr>
<tr><td>영 어</td><td colspan="4">Precast concrete, Prestressed concrete, Concrete composite member, PC Beam-Column Connection, Hollowed PC column, Prestress loss, Steam curing, High-strength strand</td></tr>
</table>

요 약 문

Ⅰ. 제 목

고성능 재료기술을 반영한 프리캐스트 및 프리스트레스트 콘크리트의 성능향상기술 개발 및 표준화

Ⅱ. 연구개발과제 개요

최근 국내 기술로 기존 1860MPa급(Grade 270) 강연선보다 인장강도가 증가한 2160MPa급, 2400MPa급 고강도 강연선이 개발되었다. 2011년 개정된 KS D 7002 표준은 새로 개발된 강연선을 반영하여 인장강도에 따라 PC 강연선 7연선의 종류에 C종(SWPC 7CL)과 D종(SWPC 7DL)을 추가하였다. 콘크리트 구조설계기준은 KS 표준을 만족하는 강연선을 사용하도록 규정하고 있으므로 현시점에서도 별도의 개정 없이 고강도 강연선의 구조물 적용이 원칙적으로 가능하다. 그러나 강연선은 1980년대 1860MPa급이 규격화된 이후 30여년간 강도 증진이 이루어지지 않았기 때문에 새로이 개발된 고강도 강연선에 대한 검증 및 연구가 충분히 이루어지지 않은 것이 사실이다. 또한 현 설계기준은 1860MPa 이하의 인장강도를 갖는 긴장재에 대한 연구 결과를 바탕으로 마련된 것이다. 따라서 고강도 강연선이 적용된 구조물에 대한 성능 실험 및 현 설계기준과의 충돌 가능성을 검토해 볼 필요가 있다. 본 연구에서는 고강도 강연선을 적용한 PSC 부재에 대한 실험적, 해석적 연구를 통해 고강도 강연선 뿐만 아니라 고강도 강연선이 적용된 구조물의 성능을 표준화하고 궁극적으로 현 설계기준의 제개정안을 도출하는데 목적을 두었다.

최근 건축 산업에 있어서는 기존의 산업 형태를 탈피하고 경제적이며 환경 친화적인 산업 형태로의 변화가 주요 사회적 요구로 부상하고 있다. PC 공법을 사용할 경우 재료의 경제적 사용과 시공현장에서의 시공프로세스 최적화가 가능하다. 현행 구조설계기준(콘크리트구조기준, 건축구조기준)에 따르면 PC공법을 적용한 골조 또한 현장타설 일체식 구조와 동등한 성능을 보유하고 지진하중 하에서 유사한 거동을 할 것을 요구하고 있다. 그러나 이러한 관례적 조항은 PC공법의 발전을 적절히 반영하지 못하고 있는 실정이다. 국내에서 사용되고 있는 대부분의 PC골조 건축물은 접합부에서의 일체 타설형 접합부와 같은 성능을 확보하기 위해 낮은 시공성에도 불구하고 접합부 지역에서 현장타설을 수행하는 방법을 사용하고 있다. PC의 시공성을 개선하기 위해 다양한 종류의 PC공법이 개발되어 성능 검증에 대한 연구도 진행되었으나 표준화되어 있지 않은 지표에 의해 넓은 범위에서 사용되지 않고 제한적으로 사용되고 있는 실정이다. 이에 본 연구에서는 다양한 형태로 존재하는 보-기둥 접합 상세에 대하여 표준화된 분류 체계를 제안하였으며 고강도 재료 및 복합화 공법 등을 고려한 프리캐스트 콘크리트 부재 및 접합부 설계방법을 개발하고 이를 반영한 설계기준을 개발하고자 한다.

Ⅲ. 연구개발 수행내용 및 결과

현재 프리캐스트 분야는 프리캐스트 제품의 고강도화에 따른 현 설계기준의 적정성 검토와 고성능 재료를 이용한 접합부의 성능표준화 및 설계기준 반영이 요구되고 있다. 한편 프리스트레스 분야에서는 기존보다 인장강도가 크게 향상된 고강도 강연선의 구조물 적용을 위한 설계기준 검토 및 제개정이 필요한 실정이다. 이를 위해 다음 다섯가지 분야로 연구를 수행하였다.

1) 프리캐스트와 현장타설 콘크리트 합성부재 연구
2) 프리캐스트 콘크리트 접합부의 분류 체계 개발
3) 중공 프리캐스트 기둥과 이를 이용한 프리캐스트 콘크리트 골조구조 연구
4) 증기양생에 따른 프리스트레스 손실
5) 고강도 강연선 적용 PSC 구조물의 성능표준화 및 설계기준 개발

세부적인 연구내용을 살펴보면, 제 1)항의 '프리캐스트와 현장타설 콘크리트 합성부재 연구'는 복합화 공법에 사용되는 프리캐스트와 현장타설 콘크리트 합성단면의 전단강도 산정법과 경제적인 설계를 가능케하는 댄단부 변형 프리캐스트 리브 슬래브를 개발하는데 목적이 있다. 콘크리트 합성단면의 전단강도 연구는 고강도 프리캐스트 콘크리트와 저강도 현장타설 콘크리트로 합성된 단면뿐만 아니라 프리스트레스가 가해진 단면, 그리고 강섬유가 보강된 단면까지 현장적용 가능한 다양한 경우에 대해 실험적으로 검증하였다. 프리캐스트 리브 슬래브 개발 연구는 새로운 슬래브 시스템을 개발하여 현행 습식공법보다 경제적으로 설계 가능하도록 하는 것으로 새로 개발된 시스템의 사용성 검증을 위해 시공단계별 구조성능 실험을 통해 안전성을 검토하고자 한다.

제 2)항의 '프리캐스트 콘크리트 접합부의 분류 체계 개발' 연구에서는 PC 보-기둥 접합부의 일반적인 거동의 접합 상세에 따른 통합적 평가 방안을 제안하였다. 본 연구는 접합부의 파괴패턴과 이에 연관된 접합부 상세의 특징을 정량적으로 표현하기 위해 접합부와 각 요소들이 보유한 변형기여분을 사용할 것을 제안하였다. 이에 따라 PC 접합부는 '일체식 접합부'와 '연결식 접합부'로 크게 분류되었다. 접합부의 분류를 위한 기준 사항의 제안 및 검증을 위해 보-기둥 실험체의 실험을 수행하였다. 실험은 일반적인 보-기둥 접합부의 실험 방법과 같은 방법으로 진행되었다. 가력은 접합부 상부 기둥의 끝단에서 수행되었으며, 보 양단은 힌지로 고정되었다. 변형기여분의 평가를 위해 총 34개의 LVDT가 주요 변형이 발생할 것으로 예상되는 곳에 설치되었다. 실험 결과 각 실험체에서 나타난 각 요소들의 변형기여분은 수치적으로 다른 특성을 가지고 있는 것을 확인할 수 있었다. 실험 결과를 기반으로 접합부의 변형 정도와 다른 요소들의 변형 정도에 의거하여, 접합부의 변형이 적고 보의 휨 변형이 크게 나타나는 강한 접합부와 접합부의 변형이 용인되는 연성 접합부로 일체식 접합부를 분류할 수 있었다.

제 3)항의 '중공 프리캐스트 기둥과 이를 이용한 프리캐스트 콘크리트 골조구조'연구는 PC시스템의 시공성 및 구조성능을 향상시킬 수 있는 새로운 공법으로서 중공 PC기둥을 이용한 골조시스템 개발하는 것이다. 이와 같은 연구는 최근 시공현장에서 발생하고 있는 노동인력의 확보문제와 양질의 기술자 감소와 같은 문제점 때문에 시공성의 측면에서 프리캐스트콘크리트 구조의 활용이 요구되고 있으며 특히 기존의 PC공법에 대한 시공성과 구조성능의 향상이 요구되고 있다는데 있다. 최근 지진의 위험도 증가에 따른 내진설계기준의 강화와 더불어 성능이 향상된 구조시스템에 대한 필요성이 높아지고 있기 때문에 이를 고려한 연구개발이 필요하다.

본 연구에서는 중공 PC부재를 사용함에 따른 건물의 응답을 분석하기 위한 부재 및 골조의 거동에 대한 해석적 연구를 실시하고, PC 부재 연결을 위한 이음성능 실험, 그리고 중공 PC기둥의 압축성능에 대한 실험 및 해석적 연구를 실시하였다. 일련의 해석 및 실험연구로부터, 시공단계와 시공후 작용하중에 대한 중공 PC 기둥의 거동을 규명하였다. 궁극적으로는 중공 PC 기둥을 활용한 건물의 시공 및 설계를 위한 설계법을 구축하였다.

제 4)항의 '증기양생에 따른 프리스트레스 손실' 연구에서는 프리캐스트 프리스트레스트 부재에 증기양생을 실시할 경우, 고온에 노출된 긴장재의 긴장력에 열손실이 발생하며 이는 초기 긴장력의 5-19% 정도로서 무시할 수 없는 양이지만 이에 대한 명확한 기준 또는 이론식이 제안되어 있지 않다. 따라서 이 연구에서는 이를 규명하기 위한 실험 및 이론연구를 실시하고 이를 근거로 초기 긴장력 손실에 미치는 영향을 고찰, 증기양생에 따른 긴장력 손실에 대한 이론적 측면에서의 정량적 산출 모델 개발, 실무자를 위한 열손실량 실용 예측식을 제시하고자 함을 목적으로 하였다.

이 연구에서는 실험 및 이론모델 개발을 위한 이론연구를 진행하였다. 실험은 1) 증기양생 조건에 따른 다른 등자재령에서의 강연선의 뽑힘실험 및 2) 강연선으로 프리스트레스트 된 콘크리트 부재의 재긴장 실험을 실시하였다. 뽑힘실험을 바탕으로 등자재령에 관한 온도상승에서의 경험적인 부착-슬립 모델을 개발하였고, 재긴장 실험에서는 긴장력 전달 후 강연선의 잔류응력을 측정하였다. 이 실험 결과로부터 이론해석 모델에 필요한 재료모델 및 모델 예측치 검증을 실시하였다. 또 증기양생 시 발생하는 긴장력 손실에 미치는 변수 영향들이 고찰되었다. 즉, 손실량은 콘크리트, 초기 긴장력량과는 거의 무관하나 양생 시 최대온도에 거의 비례하여 손실이 발생하는 것으로 관찰되었다.

위의 실험결과를 반영하여, 열손실을 예측하는 모델을 개발하였다. 개발되어진 이론모델은 열전달 모델과 온도상승 시 강연선과 콘크리트의 사이에서의 경험적인 부착-슬립 모델로 구성되어져 있다. 실험 및 이론모델에 의한 해석 결과, 양생에 따른 긴장력 손실은 초기 긴장력에 대하여 조건에 따라 약 2.7%에서 6.8%의 손실이 발생함이 관찰되었다. 이론모델에 의한 변수영향 고찰과 실험결과로부터 실무자가 적용할 수 있는 간편한 손실예측식을 제안하였고 이를 기준에 반영하도록 제안하였다.

제 5)항의 '고강도 강연선 적용 PSC 구조물의 성능표준화 및 설계기준 개발' 연구에서는 우선 고강도 강연선의 역학적 성능 표준화를 위한 일축 인장시험을 수행하였다. 직접 실험 외에도 고강도 강연선 제작 업체인 고려제강이 수행한 샘플 테스트 결과를 수집하여 성능 표준화 작업을 수행하였다. 이로부터 고강도 강연선의 기계적 특성값을 도출하였으며 응력-변형률 곡선에 대한 수학적 모델을 제시하였다. 고강도 강연선이 적용된 구조물의 성능 실험은 프리스트레스트 콘크리트(PSC) 부재가 가장 자주 사용되는 구조 형식인 휨부재에 대하여 이루어졌다. 긴장력 도입 방식에 따라 포스트텐션 형식과 프리텐션 형식 모두를 실험 대상으로 삼았다. 포스트텐션 PSC 부재의 경우 성능 실험을 통하여 고강도 강연선의 휨성능을 확인하고자 하였다. 이것은 휨강도, 처짐의 크기, 균열 양상, 균열 간격, 균열폭, 파괴모드, 고강도 강연선의 항복여부 등을 포함한다. 프리텐션 PSC 부재의 경우 성능 실험을 통하여 고강도 강연선의 부착 성능을 확인하고자 하였다. 이것은 전달길이와 정착길이를 포함한다. 각 실험 목적과 관련된 설계기준의 규정을 실험결과와 비교하여 적용성 여부를 검증하였다. 실험과 별도로 이론적 검토를 수행하여 설계기준의 개정 필요성을 탐색하였다. 이론적 검토와 실험을 통한 설계기준 검증을 통하여 설계기준 개정안을 제시하였다.

Ⅳ. 최종 연구성과 및 적용실적

본 연구의 최종 목표를 달성하기 위해 도출된 가장 핵심적인 연구 성과는 총 3가지이다. 첫 번째는 고성능 재료적용 구조물의 성능 표준화 가이드라인으로 새로이 개발된 고성능 재료의 성능을 구조부재의 관점에서 분류하고 표준화하였다. 이것은 인장강도와 같은 재료적 특성 값을 표준화하는 것뿐만 아니라 구조부재 속에서 겪을 수 있는 형태의 하중 조건에서 고성능 재료가 어떤 거동을 보일 것인가에 대한 표준화도 요구된다. 이러한 표준화는 수학적 모델로 나타낼 수 있으며 본 연구에서는 휨 부재에서 보강재가 주로 겪게 되는 일축 인장에 대한 수학적 모델을 제시하였다. 두 번째는 고성능 재료적용 구조물의 설계기준 개발로 핵심 연구성과 중에서도 가장 중요한 연구 성과이다. 실무자들이 고성능 재료를 안전하면서도 경제적으로 구조물에 적용하기 위해서는 합리적인 설계기준이 필요하다. 설계기준은 주어진 하중 상황에서 구조물의 저항 성능을 평가하고 단면의 형상, 구조 요소의 배치, 재료의 필요량 등을 결정하는 일련의 과정을 제시해 준다. 실무자는 새로운 재료를 사용할 때 설계기준에 따라 위험도를 계량하고 최적의 단면 형상 및 재료의 소요량을 산출해낼 수 있다. 세 번째 연구 성과는 개발된 설계기준에 대한 실무자들의 이해를 돕기 위한 고성능 재료적용 구조물의 설계기준 관련 예제집 작성이다.

Ⅴ. 연구목표 달성 및 효과

본 연구를 통해 고강도 강연선의 역학적 특성에 대한 표준화를 완료하였으며, 또한 인장하중을 받는 고강도 강연선의 거동 전체를 수학적 모델로 나타내었다. 이는 구조물의 설계 뿐만 아니라 해석에도 유용하게 사용될 수 있다. 성능 표준화에 따른 고강도 강연선의 사용 촉진은 향후 고강도 강연선 관련 연구 및 시장에서 우리나라가 선도적인 역할을 할 수 있도록 도울 수 있다. 고강도 강연선의 적용은 인장강도의 증가 대비 강연선 사용량을 감소시켜 보다 경제적인 프리스트레스트 구조물 설계를 가능케 한다. 고강도 강연선의 도입은 고강도 콘크리트의 사용과 연동되어 서로의 장점을 극대화시킬 수 있다. 고강도 콘크리트의 보다 적극적인 사용은 부재 제작비를 보다 감소시킬 것이다. 반대로 고강도 재료의 사용은 구조물의 지간을 넓힐 수 있으며 이는 일반 PSC 거더가 중장지간 교량 형식으로 사용될 수 있음을 시사한다.

고강도 강연선이 적용된 PSC 부재실험 결과는 이후 관련 연구 및 추가의 설계기준 검토에 참고자료 및 데이터 베이스 역할을 할 수 있다. 새로 개발된 재료에 대한 일관된 설계기준이 없을 경우 일반적으로 실무자들은 개인의 경험에 의존하거나 지나치게 과도한 안전율을 적용하는 경향이 있다. 설계기준 개정안은 고강도 강연선을 구조물에 적용할 때 안전하면서도 경제적인 설계와 시공을 가능케 할 것이다.

또한, 본 연구를 통한 기술적 효과는 PC 공법 사용을 위한 기반을 마련하여 PC 공법의 사용 범위를 확대시키는 데에 있다. 현재의 PC 공법 적용을 위한 요구조건인 현장타설 일체식 구조와 동등 이상의 성능은 PC 접합부의 특성이 적절히 반영되어 있지 못하므로 이를 적절히 반영할 수 있도록 분류 및 그 특성을 정의한 것이다. 이를 통해 향후의 설계기준 개정을 위한 개정안을 도출하였으며 이를 통해 PC 공법이 활성화될 수 있는 정책적 효과를 창출하였다. 기술적 효과와 정책적 효과를 근거로 PC 공법이 활성화되면, 재래식 공법에서 필수불가결했던 재료의 손실 문제 해결을 통해 경제적인 현장관리가 가능해질 수 있다.

Ⅵ. 연구성과 활용계획

개정된 설계기준 등 모든 성과물은 현장에서 고성능 재료을 사용한 구조물의 제작, 설계, 시공 시 곧바로 사용할 수 있다. 본 연구에서 작성된 설계 기술자료집 및 예제집은 고강도 강연선을 사용하여 프리스트레스트 콘크리트 구조물이나 프리캐스트 콘크리트 구조물을 설계할 때 실무자들의 이해를 돕는데 유용하게 사용될 수 있다.

본 연구를 통해 PC 접합부가 보유한 성능의 특성을 정의할 수 있는 분류체계 및 평가 기준을 개발하여 기 개발된 PC 공법의 성능 특성에 대한 명확한 평가가 가능하도록 할 수 있다. 또한 본 연구에서 사용된 성능평가 방법은 향후 개발될 PC 공법의 성능평가와 차세대 성능기반설계기준의 접합상세 평가에 적용될 수 있다. 본 연구에서 수행된 접합부는 고인성 콘크리트, 에너지 소산장치 등의 고성능 자재가 적용되어 있으므로, 고성능 재료가 적용된 구조물의 성능 평가에 직접적으로 적용이 가능하다. 또한 본 연구 결과를 활용한 추가 연구가 수행될 경우 향후 개발되는 PC 공법들의 목표 성능 수준 정의에 대한 양적 평가가 가능할 수 있다.

새로 개발된 댑단부가 변형된 프리캐스트 슬래브와 중공 PC기둥 연구 자료도 이를 활용한 구조물 설계를 위한 기초자료로 활용될 것이며, 실제 건물 설계를 위한 시방 및 설계기준이 될 수 있다.

SUMMARY

Ⅰ. Title

Development and Standardization of Improved Structural Performance of Precast and Prestressed Concrete Made of High-Performance Materials

Ⅱ. Research Background

Recently, high-strength seven-wire strands that have improved yield and tensile strengths over 1,860MPa strands have been developed in South Korea. The recent revision to KS D 7002 permitted the specifications for the high-strength strands with the tensile strength of 2,160 and 2,400MPa and designate the strands as SWPC7CL and SWPC7DL respectively. Since KCI (Korean Concrete Institute) code specifies that prestressing strands complying with KS D 7002 can be used for design of prestressed concrete structures, no revision to KCI code is actually required for the use of the high-strength strands. However, the structural performances of the members with the high strength strands have not yet been fully verified because few experiments have been performed. Moreover, the current code provisions have been established based on the test results of 1,860MPa strands. It is essential to verify the structural performances and to identify the suitability for the current code provisions prior to the practical use of the high-strength strands. This study conducted experimental and analytical investigations on the members with high-strength strands as well as the strands themselves. It served the objective of the study, which is to standardize the structural performances of the high-strength strands and to provide a revision to the current code provisions if required.

Recent development requirements for construction industry is economical development and environmental friendly development doing away with consumption-oriented industry. Using PC system at construction industry, economical use of construction material and optimization of construction process can be available. According to the current code provisions for concrete structure, PC structure should be designed with the same performance of monolithic construction of reinforced concrete structures and shown the same or better behavior under severe earthquake. However, these conventional requirements cannot reflect the characteristics of PC-structure. Because of this requirement, PC-structure or systems used in Korea or other countries are limited to half PC system which need the field casting at jointed area although half PC system has lower constructability comparing other PC systems. In order to solve this problem, many types of PC system was developed and tested. However, because of no existence of independent design method for PC system, newly developed PC system cannot be used widely in construction industry. For the next generation PC design code requirements, in this study, classification methods for PC systems and classification guideline were suggested. Also, design methods for the composite members, precast concrete and cast-in-place concrete, considering the high-strength material and the composite construction were developed.

Ⅲ. Research Program and Findings

In precast concrete construction, it is required that current design codes about precast systems, such as standardization of precast joint system and shear strength of composite members, should be reasonably investigated in accordance with the use of high-strength material. In additions, in prestressed concrete, relevant design codes should be examined and revised for the application of high-strength strands in structural members. Thus, the present research program focused on the following items.

1) PC and cast-in-place concrete composite members
2) Evaluation method for PC beam-column connection
3) PC frame system using hollowed PC columns
4) Prestressing loss of strands due to steam curing
5) Performance standardization and design code development of PSC structure using high-strength strand

1) PC and cast-in-place concrete composite members

The objective is that shear strength of composite members, PC and cast-in-place concrete, is defined to apply the composite construction site, and modified dapped end PC ribbed slab is newly developed. In the former, the scope contains high-strength reinforced concrete, prestressed concrete, and steel fiber reinforced concrete in the PC members. In the latter, new PC slab system is economically designed compared to wet construction method, and also the structural performances of the system are verified to conduct simply supported or fixed end beam tests reflecting the every construction stages.

2) Evaluation method for PC beam-column connection

Evaluation method for PC beam-column connection was suggested according to the connection details and failure pattern. According to verify quantified performance of PC beam-column connection, displacement contribution of structural elements was used. The main classification categories are “monolithic connection” and “jointed connection”.

In order to suggest classification method and verification of structural behavior of various PC beam-column connection, structural testing for PC beam-column connection was carried out. Test was carried out with the same method which usually be used to verify the RC beam-column connections. Lateral force was loaded at the higher position of column and other elements was constrained with pin connection. For the verification of displacement contribution of each elements(2-beams, 2-columns and jointed area) 34-LVDTs were mounted at test specimens. As a result of test, each PC connection details have different displacement contribution ratio. According to the test results, monolithic connection can be classified to two categories, strong connection and ductile connection. The main difference of these connection detail is deformation of jointed area.

3) PC frame system using hollowed PC columns

The objective of this research is to develop the PC frame system using hollowed PC columns as an innovated system to improve the workability and structural capacity of PC system. The necessity of this research is based on the need of use of PC system in the manner of construction to overcome the problem caused by the lack of labor and low quality of engineers as well as especially on need of the improvement of workability and structural capacity. Also, to develop the improved system has been increasing due to the strengthened earthquake design code caused by the increase of seismic risk.

Analytical research about the behavior of PC columns and frame system with those was performed to analyze the response of building with hollowed PC columns as vertical elements. And an experiment was conducted to find tensile capacity of mechanical connection to connect PC elements each other. The compressive capacity of hollowed PC columns with various hollow size and reinforcement details was studied through experimental and analytical approach. From the research works, the behavior of hollowed PC column was verified corresponding to the construction procedure. Eventually, the design process was established to construct and design the building using hollowed PC column.

4) Prestressing loss of strands due to steam curing

When a tendon is subjected to high temperature during the steam curing process for the precast prestressed member, the loss of prestressing force occurs. The magnitude of its loss amounts to 5 to 19% of the initial prestressing force and thus can not be ignored in design. Although its loss was specified in some European codes, their predictions show inconsistent results. No provision is provided in domestic structural codes. In this study, experimental and theoretical investigations were conducted in order to identify the amount of prestress loss and the parameters affecting the prestress loss. A theoretical model was also developed to predict prestress loss during the steam curing. Its accuracy was validated by the comparison with the experimental results. Using the developed model and experimental resutls, a practical formula predicting the prestress loss was developded for engineers in practice and proposed for new code provision of the domestic codes.

In this study, both experiments and theoretical development of a model were performed. Experiments were: 1) pull-out test on prestressing strand at different equivalent ages in the condition of steam curing; and 2) re-tensioning tests on prismatic concrete member pretensioned with the strand. Based on the pull-out test results, empirical bond-slip model was developed. The remained prestress force was measured from the re-tensioning tests. The test results were used to validate the developed model and to identify the effects of different parameters on the prestress loss during the steam curing such as approximate increase in loss with respect to the maximum temperature during steam curing but the indifference of concrete compressive strength and initial prestressing.

The theoretical model was developed by reflecting the empirical bond-slip relationships between the strand and the concrete at elevated temperature during the steam curing. The

model predicted that about 2.7 to 6.8% of prestress loss can occur. Based on the experimental results and parametric studies, a practical formula for the engineers in practice was developed and proposed as a new code provision.

5) Performance standardization and design code development of PSC structure using high-strength strands

First, this study performed uni-axial tensile tests to obtain data on the mechanical performances of the high-strength strands. Test results performed by the manufacturer of the strands were also collected. Collected data were used to standardize the mechanical performances and to establish the mathematical modelling of the stress-strain curves. The next step was the experiments on the performances of the prestressed members with the high-strength strands. Both of post-tensioned member and pre-tensioned member were considered in this study. The objective of the experiment on post-tensioned members was to verify the flexural performances, which include flexural strength, maximum displacement, crack pattern, crack spacing, crack width, failure mode, and yield of strand. On the other hand, the experiment on pre-tensioned members pursued the verification of the bond performances, which include transfer length and development length. The code provisions relevant to the behavior of the test specimens were carefully reviewed in terms of the suitability for the high-strengths strands. Together with the experiments, the necessity of the revision to the current code provisions was explored with analytical investigations.

Ⅳ. Final Products of Research and Their Application

Three key achievements were reached in this study. First one is standardizing structural performances of the newly developed high-performance material. It means the standardization of not only the mechanical properties but the behavior of the material embedded in concrete. Strands in concrete most frequently experienced tensile behavior. The tensile behaviors of the strands were formulated in the mathematical form. Second one is developing design codes for the structures with the high-performance materials, which is the most crucial achievement. A rational design code is required for designers to apply the high-performance materials to the structures in a safe and economical way. The design code provides a procedure to estimate the resistant capacity of the structure under a given design situation and to determinate shape of design section, arrangement of structural elements, and amount of materials. Designers can evaluate the risk and derive the optimal shape and dimension of the design section by following the procedure of the design code when using a new material. Last one is a design example on the developed design codes, which was planned to promote the understanding of designers on the design codes.

Ⅴ. Research Achievements and Theirs Impacts

The standardization of the mechanical properties and the mathematical modeling was

finalized on the high-strength strands. They are valuable results for designs and analyses of PSC structures. The standardization will promote the use of the high-strength strands and it will help the manufacturers in Korea playing a leading role in the oversea market. Using the high-strength strands reduces the required amount of tendons and it enables economical design for PSC structures. The use of the high-strength strands in collaboration with high-strength concrete can maximize the saving on the amount of the materials. It means that the combination of the high-strength materials can achieve a long and thin structure. The test results of this study can be a database for further research on the high-strength strands. Designers are inclined to rely on personal experiences or apply an excessive safety factor to the design section in case of no standards for the new material. The developed design code will lead to a safe and economical use of the high-strength strands.

In additions, using research achievements of this research, independent code requirements can be suggested. Current code provisions strictly limit the performance of PC-connection details, the same and higher performance of monolithic system. However, various PC-connection can be resist severe earthquake using different way. Therefore, new design code provisions should be needed and classification method was suggested as the first step of independent PC design provision. Using revised code requirements PC can be used in construction industry more conveniently without loss of materials which was shown in conventional construction system.

Ⅵ. Utilization of Research Results

All the achievements including the developed design codes can be used for designs, fabrications, and constructions of structures with the high-performance materials in no time. The note on the developed design codes helps the better understanding of designers on the new materials.

Achievement of this research is classification method for PC-connection details using displacement contribution ratio. Using the achievement of this study, currently used and newly developed PC-connection details can be more clearly evaluated. This classification category and method can be used as the basis for revision of code provisions for PC. Because the test which was carried out in this study include the high performance materials such as high performance concrete and additional energy dissipation mechanism, newly developed PC-connection details using high performance material can be evaluated with the same way. Applying the suggested evaluation method, research about objective performance level for PC system with quantified basis.

Also, the result which was achieved from this research will be able to be used as a basic data to do further research of the frame system using hollowed PC columns and modified dapped end PC slabs, and to make the specification for design and construction.

목 차

제1장 연구개발과제 개요

제1절 연구개발의 목적 및 필요성 ---- 1
1. 연구 개발의 개요 ---- 1
2. 연구 개발의 필요성 ---- 2
가. 기술적 측면 ---- 2
나. 경제산업적 측면 ---- 3
제2절 연구개발의 정의, 범위, 특징 ---- 5
제3절 관련분야의 국내외 기술개발 현황 ---- 7
1. 국내 기술 및 산업 동향 ---- 7
가. 프리스트레스트 콘크리트 구조물 ---- 7
나. 프리캐스트 콘크리트 구조물 ---- 9
2. 국외 기술 및 산업 동향 ---- 12
가. 프리스트레스트 콘크리트 구조물 ---- 12
나. 프리캐스트 콘크리트 구조물 ---- 14
3. 특허 동향 ---- 14
4. 종합 결론 ---- 14
제4절 연구개발결과가 관련분야에서 차지하는 위치 ---- 16

제2장 연구개발 수행 내용 및 결과 ---- 17
제1절 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성부재(서울대 건축, 호서대) ---- 17
1. 연구배경 및 필요성 ---- 17
2. 댑단부를 변형시킨 프리캐스트 리브 슬래브의 휨 성능 ---- 18
3. 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단강도 ---- 29
4. 프리스트레스 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단강도 ---- 79
5. 강섬유보강 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단강도 ---- 113
6. 연구수행 결과 ---- 131

제2절 프리캐스트 콘크리트 접합부의 분류(한양대) ---- 133
1. 연구수행 전략 및 방법론 ---- 133
2. 연구수행 과정 및 내용 ---- 136
가. 프리캐스트콘크리트 보-기둥 접합부 분류체계 ---- 136
나. 프리캐스트콘크리트 보-기둥 접합부 분류 방법 ---- 138
다. 프리캐스트콘크리트 보-기둥 접합부 대표상세의 변형기여분 ---- 143
3. 연구수행 결과 ---- 152

제3절 중공 PC기둥과 이를 이용한 프리캐스트 콘크리트 골조구조(교통대) ---- 155
1. 연구수행 전략 및 방법론 ---- 155
2. 연구수행 과정 및 내용 ---- 156
가. 중공 PC기둥과 이를 이용한 골조구조의 거동 ---- 156

나. 중공 PC부재 연결을 위한 커플러 인장성능 ---- 162
다. 중공 PC기둥의 압축성능 ---- 166
3. 연구수행 결과 ---- 190

제4절 증기양생에 따른 프리스트레스 손실(중앙대) ---- 192
1. 연구수행 전략 및 방법론 ---- 192
2. 연구수행 과정 및 내용 ---- 192
가. 증기양생에 의한 프리스트레스트 부재 단면의 온도분포 예측모델 ---- 192
나. 부착강도 예측 모델 ---- 199
다. 양생 및 수화열 발생에 따른 긴장력 손실량 실험 및 이론모델 개발 ---- 205
라. 실용식 개발 ---- 242
3. 연구수행 결과 ---- 245

제5절 고강도 강연선 적용 PSC 구조물의 성능표준화 및 설계기준 개발(서울대 토목) ---- 247
1. 연구수행 전략 및 방법론 ---- 247
2. 연구수행 과정 및 내용 ---- 248
가. 고강도 강연선의 역학 성능시험 및 성능기준 도출 ---- 248
나. 고강도 강연선 적용 포스트텐션 부재 성능 실험 ---- 267
다. 고강도 강연선 적용 프리텐션 부재 성능 실험 ---- 301
3. 연구수행 결과 ---- 344
가. 고강도 강연선 역학성능 시험 및 성능기준 도출 ---- 344
나. 고강도 강연선이 적용된 포스트텐션 부재의 성능실험 및 표준화 ---- 344
다. 고강도 강연선이 적용된 프리텐션 부재의 성능실험 및 표준화 ---- 344

제3장 최종 연구성과 및 적용실적 ---- 345
제1절 핵심연구성과 ---- 345
1. 고성능 재료적용 구조물의 성능 표준화 가이드라인 ---- 346
가. 표준화 방법 ---- 346
나. 성능표준화 결과 ---- 347
2. 고성능 재료적용 구조물의 설계기준 개발 ---- 352
가. 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성부재 ---- 352
나. 프리캐스트 콘크리트 접합부의 분류 ---- 357
다. 중공 프리캐스트 기둥과 이를 이용한 프리캐스트 콘크리트 골조 구조 ---- 363
라. 증기양생에 따른 프리스트레스 손실 ---- 365
마. 고강도 강연선 적용 PSC 구조물의 성능표준화 및 설계기준 개발
(콘크리트구조기준 9장) ---- 367
바. 고강도 강연선 적용 PSC 구조물의 성능표준화 및 설계기준 개발
(콘크리트표준시방서 26장) ---- 394
3. 고성능 재료적용 구조물의 설계기준 관련 예제집 작성 ---- 403
제2절 학술 성과 ---- 431
1. SCI급 논문 실적 ---- 431

2. 학술지 논문 실적 ---- 432
3. 학술대회발표 실적(국외) ---- 433
4. 학술대회발표 실적(국내) ---- 434

제4장 연구목표 달성 및 효과 ---- 437
제1절 연구개발 최종목표 ---- 437
제2절 성과목표 및 성과지표의 달성도 ---- 438
제3절 연구개발 성과의 효과 분석 ---- 442

제5장 연구성과의 활용 및 추가연구 필요성 ---- 448
제1절 연구성과 향후 활용방안 ---- 448
제2절 추가연구 필요성 ---- 449

CONTENTS

Chapter1 Summary of Research

Part 1 Objectives and necessities of research ---- 1
1.1 Summary of research ---- 1
1.2 Necessities of research ---- 2
Part 2 Definition, scope, characteristic of research ---- 5
Part 3 The state of art in domestic and abroad ---- 7
3.1 Domestic technical development trend ---- 7
3.2 Foreign technical development trend ---- 12
3.3 Patent trend ---- 14
3.4 Conclusion ---- 14

Chapter2 Contents and results of researches

Part 1 PC and cast-in-place concrete composite members ---- 17
1.1 Research background ---- 17
1.2 Flexural capacity of PC ribbed slab with modified dapped end ---- 18
1.3 Shear strength of PC-CIP composite beams ---- 29
1.4 Shear strength of prestressed PC-CIP composite beams ---- 79
1.5 Shear strength of steel fiber reinforced PC-CIP composite beams ---- 113
1.6 Result of research ---- 131

Part 2 Evaluation method for PC beam-column connection ---- 133
2.1 Research strategy and methodology ---- 133
2.2 Process and content of research ---- 136
2.2.1 Classification system for PC beam-column connection ---- 136
2.2.2 Classification method for PC beam-column connection ---- 138
2.2.3 Displacement contribution of representative specimens ---- 143
2.3 Result of research ---- 152

Part 3 PC frame system using hollowed PC columns ---- 155
3.1 Research strategy and methodology ---- 155
3.2 Process and content of research ---- 156
3.2.1 Behavior of PC frame using hollowed PC columns ---- 156
3.2.2 Tensile capacity of coupler for connecting hollowed PC members ---- 162
3.2.3 Compressive performance of hollowed PC columns ---- 166
3.3 Result of research ---- 190

Part 4 Prestressing loss of strands due to steam curing ---- 192
4.1 Research strategy and methodology ---- 192
4.2 Process and content of research ---- 192

4.2.1 Predictive model for temperature distribution of PSC members by steam curing ---- 192
4.2.2 Predictive model for bond strength ---- 199
4.2.3 Experimental/theoretical research for prestress loss of steam curing ---- 205
4.2.4 Developed model ---- 242
4.3 Results of research ---- 245

Part 5 Performance standardization and design code development of PSC structure using high-strength strand ---- 247
5.1 Research strategy and methodology ---- 247
5.2 Process and content of research ---- 248
5.2.1 Mechanical property of high strength strand ---- 248
5.2.2 Performance experiment of post-tensioned member ---- 267
5.2.3 Performance experiment of pre-tensioned member ---- 301
5.3 Results of research ---- 344

Chapter3 Final research outcome
Part 1 Main outcome ---- 345
1.1 Guideline for performance standardization of structure using high strength material ---- 346
1.2 Developed design code of structure using high strength material ---- 352
1.3 Design example on the developed design code ---- 403
Part 2 Scientific result ---- 431

Chapter4 Research objective achievement and effectiveness
Part 1 Final objective of research ---- 437
Part 2 Achievement of performance goal and index ---- 438
Part 3 Analysis of effect on research outcome ---- 442

Chapter5 Application of research and further study
Part 1 Application of research ---- 448
Part 2 Necessities of further study ---- 449

제1장 연구개발과제 개요

제1절 연구개발의 목적 및 필요성

1. 연구 개발의 개요

최근 건설산업은 고층화/장대화되는 구조물 시장 수요에 대응하고 경제성을 더욱 높이기 위해 다양한 건설기술 개발에 노력을 경주하고 있다. 현재 이루어지고 있는 건설기술 개발은 설계기법 및 시공방법 개발과 같은 전통적인 분야 뿐만 아니라 소재 기술 발전에 힘입은 건설재료 개발까지 다양한 분야를 망라하는 경향을 보이고 있다.

정부와 민간기관이 공동 추진하여 최근 완료되었거나 진행 중인 연구를 살펴보면 건설재료 개발과 관련된 과제가 다수 존재한다. '고성능·다기능 콘크리트 개발 및 활용기술' 연구 과제는 초고층 건물과 초장대 교량에 사용되는 초고강도 콘크리트(150~200MPa)의 실용화를 목적으로 진행되었으며 연구가 완료되었다. '초고장력 H형강 및 철근 개발'사업은 지식경제부의 지원으로 항복강도 600, 700, 800MPa 철근 개발에 성공하였다. 또한 포스코와 고려제강이 2008년 인장강도 2,160MPa PS강연선의 개발에 성공하여 실용화하였으며, '초장대교량사업단'에서는 2,400MPa 강연선을 개발하여 PSC 교량설계에 반영되었다. 이러한 고강도 건설재료의 개발은 자재 사용량의 절감, 부재의 슬림화, 구조물의 경량화 등을 추구할 수 있는 장점을 지니고 있어 프리스트레스트 콘크리트(PSC) 구조물에 유리하게 적용될 수 있을 것으로 기대되며, 또한 최근 건축현장에서 적용이 확대되고 있는 프리캐스트 콘크리트(PC) 구조물에도 긍정적인 영향을 크게 미칠 것으로 예상된다.

과거 1960년대 프리캐스트 콘크리트 기술이 국내에 처음 도입된 이래, 1980년대 말 정부의 주택보급률 확대 정책과 맞물려 급속한 발전이 이루어졌으나 1990년대 중반부터 프리캐스트 기술의 무분별한 도입과 국내 기술력의 부족으로 품질에 문제점이 발생하면서 국내 프리캐스트 산업은 쇠퇴의 일로에 접어들었다. 2000년 이후 건설인력의 부족과 고품질 건축에 대한 관심이 증가하면서 프리캐스트 콘크리트에 대한 관심이 다시 증가하고 있다. 최근 국내 현장에서 프리캐스트 공법의 적용은 경제성 제고 및 구조 일체화를 위하여 순수한 프리캐스트 공법보다는 프리캐스트와 현장타설 콘크리트를 사용하는 복합화 공법이 사용되는 경향을 보이고 있고, 이에 따라 관련된 많은 기술들이 현장에서 개발되고 있다.

그에 반해 현재 국내의 관련 설계기준은 이러한 건설산업의 최근 경향을 반영하고 있지 않아 해외 설계기준 의존, 설계 및 시공시 일관성 결여, 개발된 신소재의 규격 및 성능 비표준화, 신소재 적용시 체계화된 구조물 성능 검증 부족 등의 문제를 야기하고 있다. 이러한 문제는 막대한 예산이 투입되어 개발된 기술을 시장에서 사장시킬 수도 있는 만큼 시급히 해결되어야 한다. 따라서 본 연구에서는 고성능 재료와 관련된 설계기준을 정비하고 표준화 방안을 개발하고자 한다. 이를 위해 우선 콘크리트 관련 KS규격 및 설계기준, 표준시방서의 상이점을 파악하고 제개정을 통해 이를 해소하고자 한다. 작성주체에 따라 KS규격은 소재 측면에서, 콘크리트구조설계기준은 구조물 측면에서 작성되어 설계기준 사이에 공백이 생기거나 기술적인 이슈가 발생하여 해외 설계기준을 준용하는 사례가 많았다. 아울러 고성능 재료의 역학적 성능을 파악하여 표준 규격을 정립하고 고성능 재료가 적용된 프리스트레스트 콘크리트 구조물의 성능을 평가·분석하여 표준 성능을 제시하고자 한다. 또한 고성능 재료가 적용된 프리캐스트 콘

크리트의 경우 접합부 응력 집중과 파괴 메카니즘 변화의 문제가 발생할 수 있으므로 보-기둥 접합부, 고강도 재료 및 복합화 공법 등을 고려한 프리캐스트 콘크리트 부재 및 접합부 설계방법을 개발하고 이를 반영한 설계기준을 개발하고자 한다.

2. 연구 개발의 필요성

가. 기술적 측면

최근 국내의 소재 연구개발을 통한 콘크리트와 구조용 강재(철근, 강연선)의 고강도/고성능화가 세계적인 수준에 도달하였다. 또한 건설현장에서도 공기 단축 등의 경제성 향상을 위해 다양한 공법을 개발하여 적용하고 있다. 그러나 이러한 신소재와 신공법의 사용을 권장하고 개발 이익을 극대화하 위해서는 소재/성능 표준화, 구조적 타당성 및 안전성 검증을 통한 KS규격, 설계 및 시공기준의 마련이 반드시 필요하다. 이를 보여주는 사례가 초고강도 PS강연선의 개발과 상용화 과정이다. 우리나라가 2008년 2,160MPa PS강연선의 개발을 완료한 반면, 일본은 2000년대 초반 신일본제철(NSC)과 스미토모(SEI)가 2,230MPa의 강연선 개발에 성공하고 보도육교에 시범적으로 적용까지 하였으나 규격, 설계기준, 정착시스템 등의 제반기술이 완성되지 않아 현재까지 상용화하지 못하고 있다. 이에 비해 우리나라는 신속하게 KS규격(KS D7002, 2009.12), 콘크리트표준시방서(2010.2), 도로교설계기준개정판(2010.9)의 관련 내용을 개정하여 전세계 최초로 상용화 기반을 마련하였다. 개발된 PS강연선을 상용화하고 세계 시장을 선도하기 위해서는 이에 그치지 않고 PS강연선의 역학적 성능 및 적용 구조물의 성능 검증, 성능 평가 및 분석을 통한 표준화, 제반 규격 및 설계기준의 마련이 필요하다. 최근 국내에서 설계와 시공이 크게 증가하고 있는 프리캐스트와 현장타설 콘크리트의 복합화 공법 역시 마찬가지의 사례이다. 복합화 공법에 사용되는 프리캐스트 콘크리트 부재와 현장타설 콘크리트 부재는 재료의 고강도화와 프리캐스트 부재의 프리스트레스 도입에 따라 부재 별로 강도차이가 크게 발생한다. 하지만 강도차이가 발생하는 합성 부재의 전단강도 설계방법에 대한 기준이 명확하지 않아 구조 설계 실무자마다 제각각의 설계 방법을 사용하고 있는 실정이다.

최근 국내 기술로 기존 1860MPa급(Grade 270) 강연선 보다 인장강도가 증가한 고강도 강연선이 개발되었다. 2008년 포스코와 고려제강이 2160MPa급 강연선을 개발하였으며, 2011년에는 국토해양부가 지원하는 초장대 교량 사업단이 2400MPa급의 인장강도를 갖는 강연선의 개발에 성공하였다. 이는 1860MPa급 강연선보다 인장강도가 각각 약 16%와 29%씩 증가한 것이다. 2011년 개정된 KS D 7002 표준은 새로 개발된 강연선을 반영하여 인장강도에 따라 PC 강연선 7연선의 종류에 C종(SWPC 7CL)과 D종(SWPC 7DL)을 추가하였다. 콘크리트 구조설계기준은 KS 표준을 만족하는 강연선을 사용하도록 규정하고 있으므로 현시점에서도 별도의 개정 없이 고강도 강연선의 구조물 적용이 원칙적으로 가능하다. 그러나 강연선은 1980년대 1860MPa급이 규격화된 이후 30여년간 강도 증진이 이루어지지 않았기 때문에 새로이 개발된 고강도 강연선에 대한 검증 및 연구가 충분히 이루어지지 않은 것이 사실이다. 고강도 강연선의 적용 사례는 외국에서도 거의 없으며 국내외 학계에서도 고강도 강연선에 대한 연구는 이제 시작 단계에 있다. 또한 현 설계기준은 1860MPa 이하의 인장강도를 갖는 긴장재에 대한 연구 결과를 바탕으로 마련된 것이다. 따라서 고강도 강연선이 적용된 구조물에 대한 성능 실험 및 현 설계기준과의 충돌 가능성을 검토해 볼 필요가 있다.

최근 시공현장에서 발생하고 있는 노동인력의 확보문제와 기술자의 질저하와 같은 문제점 때문에 시공성의 측면에서 PC공법 활용이 필요하다. 특히 기존의 PC공법에 대한 시공성과 구조성능의 향상이 요구되고 있다. 최근 지진의 위험도 증가에 따른 내진설계기준의 강화와 더불어 성능이 향상된 구조시스템에 대한 필요성이 높아지고 있기 때문에 이를 고려한 공법 개발이 필요하다.

현행 구조설계기준(콘크리트구조기준, 건축구조기준)은 PC공법을 적용한 골조와 일체식 공법(현장타설)을 적용한 골조를 동등한 성능을 보유한 것으로 가정하여 지진하중 발생시 유사한 거동을 요구하고 있다. 그러나 이러한 관례적 조항은 완전한 PC공법을 적용하고자 하는 엔지니어들에게 큰 부담으로 작용하여 현재 PC공법은 활발하게 사용되고 있지 않은 실정이다. 실제로 골조의 큰 비탄성 거동을 요구하는 현재의 내진설계 기준에 따르면, 보와 기둥이 분리되어 있는 PC공법의 특성상 설계기준에서 요구하는 성능을 만족하기 어려운 측면이 있다. 이에 국내에서 사용되고 있는 대부분의 PC골조 건축물은 일체 타설형 접합부와 동등한 성능을 확보하기 위해 접합부 지역에 현장타설을 수행하는 방법을 사용하고 있다. 이런 half-PC공법은 all-PC공법에 비해 구조적 성능이 우수하나 접합부에서 부재 연속성 확보의 어려움과 시공성 등의 문제가 있다. 이에 다양한 종류의 PC공법이 개발되어 성능 검증에 대한 연구가 진행되었으나, PC접합부의 분류 체계가 표준화되어 있지 않아 그 사용이 제한적인 실정이다.

이러한 신소재와 신공법의 개발이 효율적이고 경제적인 구조물의 건설로 이어지기 위해서는 소재/성능의 표준화 및 객관적인 검증을 통한 신뢰성 확보, 관련 규격과 설계기준 정비를 통한 일관성 있고 체계적인 설계 및 시공 등이 이루어져야 한다. 또한 개발된 국산 기술을 신속하게 국제 규격에 부합하도록 표준화 및 법제화하는 것은 세계 시장에서 국산 기술이 경쟁력을 갖추고 선도적인 위치를 점하는데 큰 역할을 할 것이다.

나. 경제산업적 측면

신소재와 신공법의 개발 및 관련 설계기준의 정비는 경제산업적인 측면에서 건설산업에 미치는 영향이 매우 크다. 잘 알려진 바와 같이 고정하중의 비중이 높은 콘크리트 박스거더 교량에 고강도 콘크리트가 사용될 경우 단면적을 감소시키는 구조적 장점과 슬림한 구조물이라는 미적 효과 뿐만 아니라 재료 절감의 경제적 효과가 발생한다. 또한 고강도 콘크리트는 일반적으로 내구성이 높아 구조물의 수명을 증진시키며 유지관리비를 절감시킬 수 있다. 한편 고강도 콘크리트는 상부 구조물의 경간이 길어지거나 가설장비의 용량 한계를 초과하는 경우 상부의 자중을 경감시켜 가설과 지형조건에 따른 구조물의 형식과 시공방법에 대한 제약을 상당히 감소시킬 수 있다. 설계자의 선택이 자유로워지면 새로운 형식의 구조물에 대한 개발과 수요를 촉진하게 될 것이다.

고성능 건설 재료는 특히 초고층/초장대 구조물에서 수요가 높을 것으로 예상된다. 건설산업에서 첨단기술의 집합체인 이 구조물들에 대한 수요는 국내외에서 지속적으로 증가하는 추세이다. 그러나 핵심 설계 및 기술 수준이 선진국과 비교하여 낮고, 관련 소재 및 장비 산업이 열악하여 외국 회사에 의존하는 실정이다. 국내에 향후 계획된 장대교량의 설계비와 시공 엔지니어링비로 약 1천억원 이상의 외국 기술비용이 지급되어야 할 것으로 예상되며, 초고층 사업의 경우 엔지니어링 용역비의 83% 가량을 해외에 지급해야 할 것으로 보도된 바 있다. 이러한 상황에서 고성능 재료의 개발 및 상용화를 서두르고 관련 규격 및 설계기준을 국제적 수준으로 정비한다면 향후 해외로 유출되는 비용을 국내로 되돌릴 수 있으며 세계 시장에서 주도적

인 위치를 점할 수 있을 것이다.

한편, 프리캐스트 공법은 현장타설 콘크리트 공법의 단점을 해결할 수 있는 공법으로서, 현장인력을 줄이고, 신속한 시공이 가능하도록 하며, 재료의 고성능화, 친환경재료의 사용, 소음분진의 억제 등 매우 많은 장점을 가지고 있다. 이러한 장점으로 인하여 미래에 많은 적용에서 현장타설 콘크리트를 대체할 수 있는 공법으로서, 유럽과 미국에서는 매우 보편화되어 있는 공법이다. 반면에 국내에서는 프리캐스트 공법에 대한 인식부족과 엔지니어링기술부족으로 인하여 그 사용이 매우 제한적이며, 이러한 기술수준의 약화는 건설산업의 국제경쟁력을 크게 약화시키고 있다. 따라서 국내 엔지니어링 설계 및 생산기술의 발전을 위해서는 프리캐스트 설계기술의 발전과 그에 기반이 되는 설계기준의 선진화가 요구된다. 프리캐스트 공법의 장점으로 인하여 외국에서 건설되는 대규모 주택단지, 학교, 복합시설, 공장등의 프로젝트에는 프리캐스트 구조가 널리 사용되고 있으며, 따라서 국내 건설업체의 세계시장진출을 위해서는 프리캐스트 공법에 대한 노하우 축적과 국내건설을 통한 훈련이 필요하다.

제2절 연구개발의 정의, 범위, 특징

본 연구는 최근 개발된 고성능 재료의 성능을 표준화하고 이를 관련 설계기준, 규격, 시방서에 일관성 있게 반영하려고 한다. 여기서 고성능 재료라 함은 기존의 재료보다 강도가 증진된 고강도 재료뿐만 아니라 재료적, 구조적, 현장적용 성능이 개선된 재료를 총칭하는 의미로 사용된다. 본 연구에서 다루는 고성능 재료는 고강도 강연선, 프리캐스트 콘크리트, 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트의 합성 부재를 망라한다. 현재 프리캐스트 분야는 프리캐스트 제품의 고강도화에 따른 현 설계기준의 적정성 검토와 고성능 재료를 이용한 접합부의 성능표준화 및 설계기준 반영이 요구되고 있다. 한편 프리스트레스 분야에서는 기존보다 인장강도가 크게 향상된 고강도 강연선의 구조물 적용을 위한 설계기준 검토 및 제개정이 필요한 실정이다. 이를 위해 다음 다섯 가지 분야로 연구를 수행하였다.

1) 프리캐스트와 현장타설 콘크리트 합성부재 연구
2) 프리캐스트 콘크리트 접합부의 분류 체계 개발
3) 중공 프리캐스트 기둥과 이를 이용한 프리캐스트 콘크리트 골조구조 연구
4) 증기양생에 따른 프리스트레스 손실
5) 고강도 강연선 적용 PSC 구조물의 성능표준화 및 설계기준 개발

세부적인 연구내용을 살펴보면, 제 1)항의 '프리캐스트와 현장타설 콘크리트 합성부재 연구'는 복합화 공법에 사용되는 프리캐스트와 현장타설 콘크리트 합성단면의 전단강도 산정법과 경제적인 설계를 가능케하는 댄단부 변형 프리캐스트 리브 슬래브를 개발하는데 목적이 있다. 콘크리트 합성단면의 전단강도 연구는 고강도 프리캐스트 콘크리트와 저강도 현장타설 콘크리트로 합성된 단면뿐만 아니라 프리스트레스가 가해진 단면, 그리고 강섬유가 보강된 단면까지 현장적용 가능한 다양한 경우에 대해 실험적으로 검증하였다. 프리캐스트 리브 슬래브 개발 연구는 새로운 슬래브 시스템을 개발하여 현행 습식공법보다 경제적으로 설계 가능하도록 하는 것이다. 새로 개발된 시스템의 사용성 검증을 위해 시공단계별 구조성능 실험을 통해 안전성을 검토하고자 한다.

제 2)항의 '프리캐스트 콘크리트 접합부의 분류 체계 개발'은 PC 접합부의 설계 및 개발을 위한 명확한 평가기준의 마련에 있다. 해외에서 사용되고 있는 설계기준의 차용이 아닌 국내의 설계 조건과 개발 환경을 반영할 수 있는 설계기준의 수립을 위한 기초적인 연구로써 현재 개발되어 있으며 사용중인 PC 접합부의 분류 체계를 수립하여 PC 접합부 사용에 있어서의 편의를 제공하고자 한다. 이를 위해 현재 실무에서 사용중인 PC 접합 상세의 특성에 대해 검토하고, 이를 위한 설계기준의 적합성을 질적으로 평가한다. 이를 기반으로 PC 접합부의 성능 평가 실험을 수행하여 각 PC 접합부가 보유한 고유한 특성을 도출할 것이다. 독립적으로 평가 가능한 특성을 실험을 통해 도출한 뒤 이를 활용한 분류 방안 및 이에 의거한 분류체계를 도출하는 것이 본 연구의 범위이며, 도출된 분류체계를 명시하여 설계기준의 개정 근거와 개정안을 마련하는 것을 목표로 한다.

제 3)항의 '중공 프리캐스트 기둥과 이를 이용한 프리캐스트 콘크리트 골조구조 연구'는 중

공 PC부재를 사용함에 따른 건물의 응답을 분석하기 위한 부재 및 골조의 거동에 대한 해석적 연구를 실시하고, PC부재 연결을 위한 이음성능 실험, 그리고 중공 PC기둥의 압축성능에 대한 실험 및 해석적 연구를 실시하였다. 이와 같은 일련의 연구를 통해 중공 PC기둥을 활용한 건물의 시공 및 설계를 위한 설계법을 구축하였다.

제 4)항의 '증기양생에 따른 프리스트레스 손실 연구'에서는 프리캐스트 프리스트레스트 부재에 증기양생을 실시할 경우, 고온에 노출된 긴장재의 긴장력에 열손실이 발생하며 이는 초기 긴장력의 5-19% 정도로서 무시할 수 없는 양이지만 이에 대한 명확한 기준 또는 이론식이 제안되어 있지 않고 있다. 따라서 이 연구에서는 이를 규명하기 위해 뽑힘 실험과 재긴장 실험 진행 및 열전달 모델 및 수화열 모델에 대한 이론연구를 실시하고 이를 근거로 초기 긴장력 손실에 미치는 영향을 고찰, 증기양생에 따른 긴장력 손실에 대한 이론적 측면에서의 정량적 산출 모델 개발, 실무자를 위한 열손실량 실용예측식을 제시하고자 함을 목적으로 하였다.

제 5)항의 '고강도 강연선 적용 PSC 구조물의 성능표준화 및 설계기준 개발'은 고강도 강연선을 적용한 PSC 부재에 대한 실험적, 해석적 연구를 통해 고강도 강연선 뿐만 아니라 고강도 강연선이 적용된 구조물의 성능을 표준화하고 궁극적으로 현 설계기준의 제개정안을 도출하는 데 목적을 두었다. 고강도 강연선에 관한 본 연구는 고강도 강연선과 고강도 강연선이 적용된 PSC 구조물을 연구 대상으로 한다. 고강도 강연선의 역학적 성능에 관한 데이터는 직접 실험 결과 외에도 강연선 제조업체의 샘플 테스트 결과를 포함하여 수집된다. 획득한 역학적 성능 데이터를 통계 분석하여 고강도 강연선의 성능을 표준화하고, 응력-변형률 곡선의 수학적 모델링을 제시한다. 고강도 강연선이 적용된 PSC 구조물은 긴장력 도입 방식에 따라 포스트텐션 부재와 프리텐션 부재 형식을 모두 연구 대상으로 포함한다. 재료적 측면에서 본 연구는 보통강도 콘크리트, 고강도 콘크리트, 기존 강연선, 고강도 강연선 2종류를 다룬다. PSC 구조물에 대한 성능 실험을 수행하고 현 설계기준과 비교하여 개정 필요성 여부를 확인한다. 실험이 다루지 못하는 설계기준 규정은 이론적 검토를 통해 개정 필요성을 탐색한다. 이러한 이론적, 실험적 연구를 바탕으로 관련 설계기준을 검토하고 필요성을 판단하여 제개정안을 도출하는 작업까지를 본 연구의 범위로 한다.

제3절 관련분야의 국내외 기술개발 현황

1. 국내 기술 및 산업 동향

가. 프리스트레스트 콘크리트 구조물

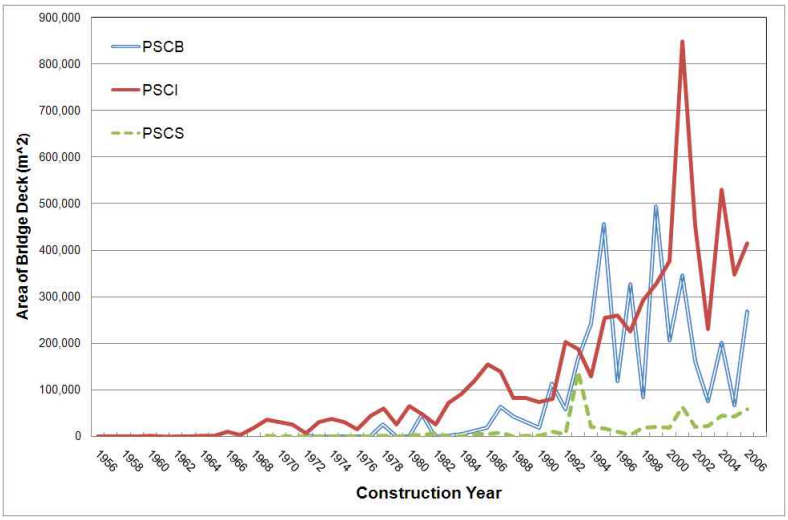
국내에서 프리스트레스트 콘크리트 구조물은 주로 교량에 많이 적용되고 있는데, PSC-I 거더교, PSC 박스거더교, PSC 슬래브교, RPF교 등에서 PS 강연선으로 프리텐션 혹은 포스트텐션에 의해 긴장력을 도입하는 시스템을 사용하고 있다. 국토해양부 교량현황조서(2007)에 따르면 2006년 12월말 현재 총 24,361개의 국내 교량 중 4,746개가 PSC교량으로 전체 교량 중 19.5%를 점유하고 있다(표 1). PSC 교량 형식에 따른 연도별 바닥판 연면적의 건설 추이는 그림 1과 같다. 여기서 1990년대 들어서 PSC 박스거더교(PSCB)와 PSC 거더교(PSCI)의 건설이 급격히 늘어나고 있으며 2000년 이후 경제적인 PSC 거더교가 활발히 적용되고 있음을 알 수 있다. PSC 슬래브교는 1990년대 초반에 잠시 적용되다가 이후 저조한 건설실적을 보이고 있다.

위와 같이 많은 수의 PSC 교량이 건설되고 있는 추세에 맞추어 최근까지 장경간 및 경제성 측면에서 효율적인 긴장 시스템을 구비한 많은 특허 제품들이 개발되어 치열한 시장 경쟁을 벌이고 있다(그림 2). 이중 주목할 만한 것은 분절 거더이다. 국내 PSC I형 거더교는 최근 10여년간 장경간화를 위해 고강도 콘크리트의 적용, 다단계 긴장기법의 도입, 합성 및 복합구조 적용 등의 다양한 방법을 시도하였다. 분절 거더는 이와 별도로 PSC 박스거더의 프리캐스트 세그먼트 시공법과 유사하게 PSC I형 거더교의 지간을 증가시키고자하는 방법이다. 대표적으로 SegBeam((주)인터컨스텍), PPC(삼표이엔씨(주)), IB거더, HWPC((주)써포텍) 등을 들 수 있다. 그러나 현재 접합부 등을 고려한 구조물의 성능기준에 대한 명확한 기준이 없이 설계/시공되고 있는 문제점이 있다.

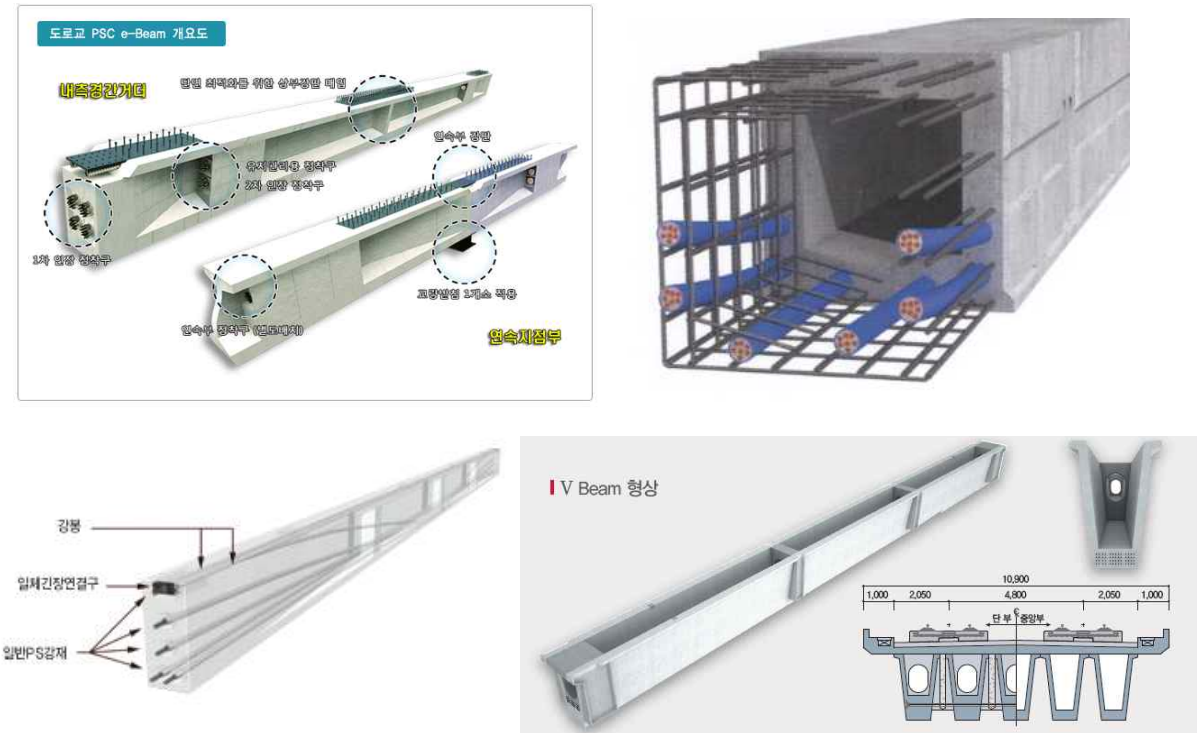
국내 프리캐스트/프리스트레스트 콘크리트 구조물은 최근 들어 최대 규모를 연이어 경신하는 등 기술력 발전을 과시하고 있다. 대표적인 구조물로는 2009년 10월 완공된 인천대교를 들 수 있다. 인천대교의 접속교(145 m)는 FCM(Free cantilever method), 고가교(50 m)는 FSLM(Full span launching method)에 의한 프리캐스트 콘크리트 박스거더교로 건설되었다. FSLM은 한 경간 길이의 박스거더를 미리 제작하고 특수 장비로 운반 후 가설하는 프리캐스트 세그먼트 공법의 일종으로 인천대교에서 시도된 50 m 박스거더는 국내는 물론 세계 최대 규모였다.

<표 1> 전국 교량중 PSC 교량 현황

구분	고속국도	일반국도	광역시도	국가지원지방도	일반지방도	시도	군도	구도	한강횡단교량	소계
교량수 (A)	6596	5723	1164	963	3228	2414	3855	384	34	24361
PSC 교량(B)	2170	1382	233	119	295	290	228	21	8	4746
비율 (B/A)	0.329	0.241	0.200	0.124	0.091	0.120	0.059	0.055	0.235	0.195



<그림 1> 연도별 PSC교량 건설 현황



<그림 2> 프리스트레스트 콘크리트 거더 신제품

나. 프리캐스트 콘크리트 구조물

프리캐스트 콘크리트 구조물은 1970년대 말 PC 대형판을 이용한 조립식 구조가 아파트에 도입된 이후 80년대 벽식 PC 아파트가 시도되었으나, 벽식 아파트 위주의 개발, 고비용 해외기술의 무분별한 과잉 중복도입, 비용절감과 시공성을 위한 단순지지 위주의 접합부 시공, 공법 초기의 기술력 부족 등의 원인으로 프리캐스트 공법에 대한 불신감이 형성되고 기피 공법이 되었다. 그러나 최근 프리캐스트공법의 모멘트 접합부 개발, 조립식 건축물의 구조시스템 및 상세설계 기술 발전, 공기단축을 통한 경제성 확보, 프리캐스트 관련 기술 인력의 확충 등으로 건축물 건설시장에서 프리캐스트 공법의 확대가 예상되고 있다. 현재는 운동장, 대형마트, 물류창고 뿐만 아니라, 지하주차장, 공장형 오피스텔 등 그 사용이 점차 증가하고 있다. 우리나라의 경우 인구의 도시 집적도가 높아 프리캐스트 구조물의 적용성 및 활용도가 매우 높을 것으로 예상된다. 국내 PC 건축산업의 현황은 동서PCC, 삼환까뮤, 강남건영, 삼연PCE, 화성, 한성, 현대, 우림콘크리트 등 8개사를 기준으로 172,800 ㎥ 규모의 연간 생산능력을 보유하고 있는 것으로 분석되었다.

건축구조기술사들에 대한 사전조사를 통하여 현재 건축물에서 사용되는 프리캐스트 콘크리트 구조물의 설계에 대한 문제점을 파악한 결과, 주로 PC와 RC를 사용하는 복합화 공법에 대한 문제점으로서 다음과 같이 8가지로 요약할 수 있었다.

1. 수직전단강도 산정식
- 현행기준: 단순보에 대한 전단식 규정은 있으나 연속보에 대한 규정은 없음.
- 문제점: 연속보 및 합성단면에 대한 전단강도식 필요.
  연속보의 부재 단부에서 균열은 단면 상부에서부터 시작되는데, 이 경우 강선의 효과에 의한 전단강도의 증가를 고려할 수 없어 일반 RC의 경우와 동일하게 설계하고 있는 실정이다. 국내 현실상 단순보 보다 연속보로 설계하는 경우가 대부분인데 연속보의 전단강도는 PCI, ACI 등의 기준에도 명확하게 규정되어 있지 않다. 또 PCI, ACI에 규정되어 있는 전단강도식은 FULL PC에 대한 내용이어서 국내 현실을 고려하면 합성단면에 대한 전단강도 규정도 필요하다.

2. 수평전단강도 산정식
- 현행기준: $\phi V_n = \phi 0.56 b_v d$ (접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면을 거칠게 처리한 경우)
- 문제점: 계수 0.56에 대한 검토 필요.
  일부 전단보강을 할 수 없는 PC 구조물(Hollow Core Slab 등)의 경우 수평전단 강도 산정식의 계수를 0.56 보다 큰 값을 사용할 수 있다는 실험 결과가 나왔으며, 실제 0.7 ~ 0.9 사이의 값으로 설계하는 경우가 있다. 계수를 0.56 이상으로 하여도 합리적인지에 대한 검토가 필요하다.

3. 기둥 패널존의 콘크리트 강도(기둥 패널존에서의 하중전달)
- 현행기준: 건축구조기준 0506.7.2 바닥판구조를 통한 하중의 전달.
- 문제점: PC 기둥의 콘크리트 강도와 현장타설 콘크리트 강도의 차이.
  최근 One-way 시스템이 많아지면서 기둥 패널존에서 4면 구속이 되지 않는 경우가 자주 발생하고 있다. 현 기준 적용시 현장타설 강도 또한 고강도를 사용해야 하지만 그렇지 못한 경우가 발생하고 있고 있다. 강도차가 1.4배 이상 발생할 경우 패널존 부위에

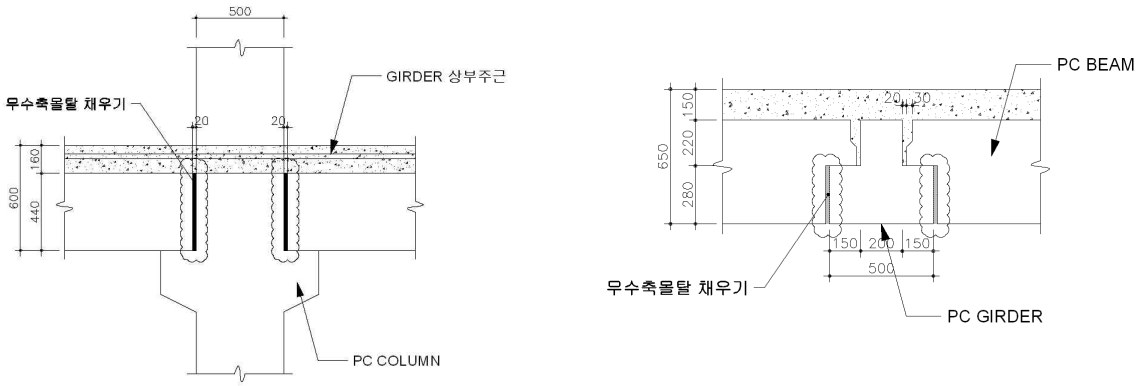
설치된 브라켓으로 실제 전달 면적이 넓어지는 효과를 고려해서 하중전달이 되는 것으로 보는 경우도 있으며 이에 대한 규명이 필요하다.

4. 브라켓 주인장 철근의 정착

- 현행기준: 일면 브라켓의 경우, 후면은 정착길이 부족시 갈고리 정착을 하고, 브라켓 부분은 끝에 앵글 또는 플레이트를 대거나 반대방향으로 철근을 대고 용접을 주로 하며, 갈고리 사용시 용접을 하지 않고 정착을 하게 된다.
- 문제점: 브라켓의 내민길이가 보통 150 ~ 200 mm 이기 때문에 갈고리의 정착길이를 확보하지 못하는 문제가 발생하므로 이에 대한 대책이 필요하다.

5. 무수축 몰탈을 이용한 연속 힌지

- 현행기준: 현장에서 거더와 보 또는 기둥을 일체화하기 위해 상부 철근을 연속화하거나 압축영역 틈을 무수축 몰탈로 채워 연속화하는 방법이 사용되고 있다. 실례로 <그림 3 (a)>은 2층 지하주차장의 경우 기둥을 하나로 제작하고 지하층 거더가 접합되는 부분은 기둥의 관통홀을 통해 거더 상부 철근을 관통하여 배근하고(상부근 연속) 기둥과 접하는 면은 20 mm 무수축몰탈을 타설하여(하부 압축존 형성) 연속조건인 상세이다. <그림 3 (b)>는 거더와 보의 연속접합 상세로 보의 중립축 아래 압축영역 틈을 무수축몰탈로 채움으로서 단부회전변위를 구속하고 상부 철근을 연속배근한 연속조건 상세이다.
- 문제점: 위에서 설명한 상부 부모멘트에 의한 철근 배근과 단부의 회전변위 구속을 위한 압축존 형성이 20 mm 두께의 무수축 몰탈로 가능한지에 대한 검토와 관련 규정 마련이 필요하다.



(a) PC 거더와 PC 기둥 접합부 (b) PC 거더와 PC 보 접합부

<그림 3> PC 거더와 보 및 기둥 접합부

6. 구조일체성 요구조건(건축구조기준 0505.8)

- 현행기준: 테두리보의 경우 폐쇄스터럽을 형성해야 하지만, 테두리보 이외의 경우 135도 갈고리 스터럽으로 상단 철근을 감싸거나 일정량 이상의 주철근을 연속되도록 하거나 받침부를 지나 A급 인장이음 하도록 하여야 한다.
- 문제점 : 구조일체성 요구시 90도 갈고리 적용 가능 여부.
  지하주차장 지하층의 경우 PC 특성상 하부 주철근은 연속하지 않고 갈고리 정착하는 상세를 일반적으로 사용하며 보 깊이 600 mm 중 현장타설 슬래브 두께가 150mm일 경

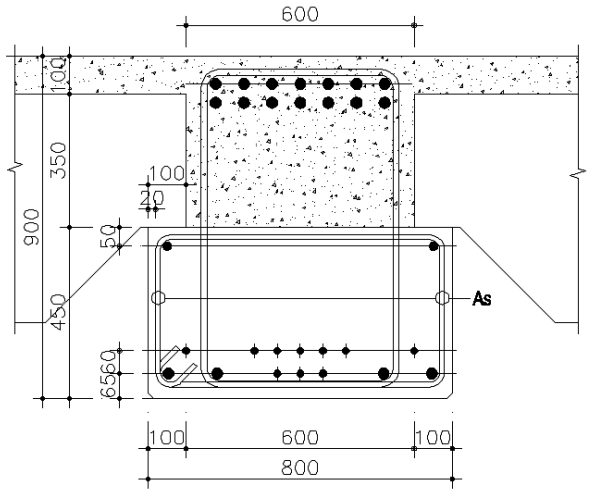
우 그 안에서 135도 갈고리 정착이 어려워 90도 갈고리를 하고 캡을 씌우는 방식을 사용하고 있는 실정이다. 지하주차장 등 내진설계를 적용하지 않는 경우 90도 갈고리에 캡을 씌우는 철근 상세의 적용 가능 여부를 검토할 필요가 있다.

7. 중량기둥의 시공성 및 접합부 일체성

- 현행기준: PC기둥의 경우, 양중 등과 같은 문제를 해결하거나, 접합부 일체성을 높이기 위하여 중공을 두는 경우가 있으나, 이에 대한 설계사항이 기준에 적절하게 정의되지 않음.
- 문제점: PC 기둥 중공내부로 충전되는 콘크리트와 PC기둥과의 합성거동특성에 대한 사항과 최소한의 중공규격 등과 같은 설계시 요구되는 조건을 규명할 필요가 있다.

8. 거더와 슬래브 접합

- 현행기준: 브라켓의 주철근과 나란한 폐쇄 스터럽이나 띠철근은 $(2/3)d$ 구간에 $0.5(A_s - A_n)$ 을 배근해야 한다.
- 문제점: 슬래브가 걸쳐지는 거더의 철근량도 브라켓 주인장 철근과 동일한 방법으로 산정하는데 아래와 그림 4와 같이 거더의 주철근과 나란히 폐쇄 스터럽을 배근할 수 없는 경우가 발생한다. 이러한 경우 폐쇄형 스트럽이나 띠철근을 배근해야 하는지 여부에 대한 검토가 필요하다.



<그림 4> 거더 슬래브 접합부

9. PS 강재 사용부재의 캠버량 제한기준

- 현행기준: 강선이 들어간 PS 부재의 경우 초기 캠버에 대한 기준이 없음.
- 문제점: 명확한 캠버량 기준 부재에 따른 설계 및 시공시 문제.

  현재 L/600 정도로 초기 캠버량을 조절하고 있으나 설계기준이 존재하지 않아 생산업체의 요구에 따라 과도하게 강선이 배치되는 경우가 발생하고 있다. 시공상태(조립시)를 검토할 경우 탄성처짐량만 구할 것인지 시간을 고려하여 계수를 곱한 처짐량으로 할 것인지도 명확하지 않다. 또한 캠버량을 과도하게 하여 사용하중 상태에서도 솟음이 발생할 경우 이를 허용할 수 있는지, 처짐과 동일한 제한값을 적용할 수 있는지 여부에 대한 검토가 필요하다.

2. 국외 기술 및 산업 동향

가. 프리스트레스트 콘크리트 구조물

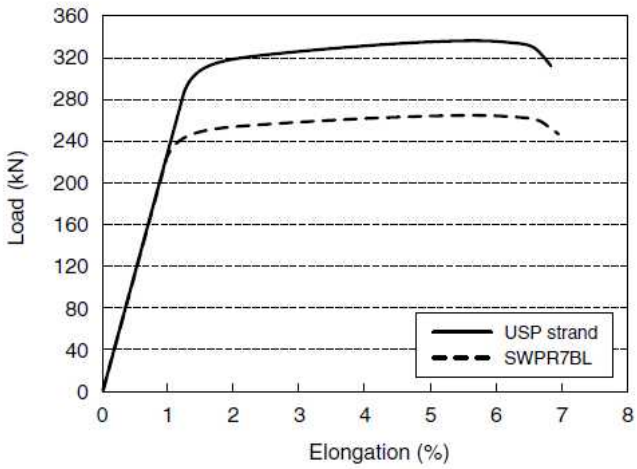
현재 미국, 유럽, 일본 등 해외에서는 프리캐스트 및 프리스트레스트 콘크리트를 활용한 건축물이 주류를 이루고 있다. PSC 거더교의 경우 미국과 캐나다를 중심으로 1980년대부터 장경간화하기 위한 노력을 시작하였다. 분절 거더가 대표적인 예로서 90m 내외까지 경간을 증가시킬 수 있었다. PSC I형 거더를 분절 방법에 의해 시공하는 것은 1960년대 미국에서 처음 시도된 후, 1970년대부터는 캐나다에서도 시도하기 시작했으며 현재까지 300여개의 교량이 성공적으로 시공되었다(표 2). 도로교의 균열 및 파손의 발생빈도가 높아 유지점검 및 관리에 관심이 높은 미국에서는 2010년 TRB(Transportation Research Board)가 프리캐스트/프리스트레스트 콘크리트 거더 단부 균열 및 파손에 대한 평가와 보수 방법을 균열폭에 따라 제시하였다(NCHRP Report 654). 프리스트레스 힘의 전달시 파열 응력에 의해 발생하는 종방향 균열폭과 그에 따른 대응방안을 표준화한 것으로, 고성능 재료가 사용됨에 따라 구조물의 여유도는 상대적으로 작아지므로 신뢰도 높은 교량 관리를 위해서는 차후 균열폭 허용기준에 대한 명확한 기준이 요구될 것이다.

매치 캐스트(match cast)를 이용한 프리캐스트 세그먼트 개념은 1962년 Choisy-le-Roi Bridge에서 도입된 이후 노무비 절감, 품질의 고급화 및 균일화, 기계화 시공의 장점 때문에 적용이 확대되기 시작하였다. 최근 PSC 박스거더 교량에서 두각을 나타내는 나라는 중국이다. 1997년 경간장 270m의 Humen-2 교량을 건설하여 세계 5위의 PSC 박스거더 교량 보유국이 된 후로 2006년 세계 최대 장경간 교량인 Shibanpo Bridge(330m)를 건설하였다. 이 경간장은 국내 최대 PSC 박스거더 교량인 신촌교의 2배에 가까운 수치이다.

현재 전세계적으로 고강도 강선 및 강연선 분야에서 철강 선재 및 제품 생산 기술에 있어 가장 앞선 일본이 주도하고 있으며 중국에서는 1,800MPa급까지 저임금을 장점으로 하여 저가의 강선을 대량 생산하여 공급하고 있다. 일본에서는 1990년대에 1,600Mpa급 강선이 주로 사용되다가 세계 최대 현수교인 아카시대교에서 1,800MPa급 고강도 강선을 적용하면서 일본의 기술력을 과시한 바 있다. 최근에는 인장강도 2,300MPa의 고강도 강연선을 개발 완료하고(그림 5), 이를 시범적으로 적용하여 거더 최대 높이 1.2m로 지간길이 33.2m의 보도교를 건설하였다(그림 6).

<표 2> 미국의 대표적인 분절 PSC 교량

교량명	주경간 길이(m)	세그먼트 길이(m)	거더 높이(m)	거더 간격(m)	단면 형태
Cockshuut Road Bridge	48.5	34.0	2.25	3.22	Bulb-tee
Kingston Raod Bridge	50.6	33.0	2.25	2.78	I
Credit River Bridge	48.8	29.0	2.28	2.54	I
Annacis Channel East Bridge	70.0	50.1	2.70	2.54	I
Umpqua Bridge	67.0	37.0	2.10	2.50	I
Salt River Bridge	48.8	48.8	2.15	2.70	Bulb-tee
Choctawhatchee Bridge	61.0	43.0	1.80~2.40	2.90	Bulb-tee
Highland View Bridge	76.2	43.2	1.35~3.00	2.90	AASHTO Type IV
Shelby Creek Bridge	49.5	49.5	2.5	3.80	Bulb-tee



<그림 5> 일본에서 개발된 2,300 MPa 강연선 하중-변형률 곡선



<그림 6> Pedestrian Bridge in Akihabara

나. 프리캐스트 콘크리트 구조물

해외의 경우 프리캐스트 공법은 꾸준한 신기술의 개발과 투자로 각광받는 산업의 하나로 간주되고 있다. 실험적 검증이 불가피한 PC 시스템에 대한 성능요구사항을 표준화하기 위하여 미국에서는 ACI ITG(innovation task group)에서 보-기둥 접합부, 벽체등에 대한 성능요구기준에 대한 표준화 보고서를 편찬하고 있으며, 실험검증시에 이를 만족하도록 요구하고 있다. 미국과 일본은 1991~2000년에 걸쳐 공동연구의 일환으로 PRESS(Precast Seismic Structure Systems) 프로그램에서 다양한 접합부 및 시스템의 지진거동을 규명하였다. 프리스트레스트 프리캐스트 골조형식의 연구는 ATLSS(Advanced Technology for Large Structural System) 센터를 중심으로 활발하게 이루어지고 있다. 이와 같이 다양한 연구의 결과로 강진지역인 일본에서 35~40층 규모의 프리캐스트 고층건축물이 40개 정도 건설되었으며, 중국, 미국 등지에서도 40층 이상의 고층 건축물의 건설이 지속적으로 증가하고 있다.

3. 특허 동향

본 연구는 최근 개발된 신소재/신공법 및 적용 구조물의 성능에 대한 표준화, 관련 규격 및 설계/시공기준 재정비를 목적으로 하는 것으로 프리캐스트 접합부와 관련되는 특허 1건이 검색되었다.

○건축물의 원심력 중공 프리캐스트 철근콘크리트 기둥과 그 철근콘크리트 기둥의 제조방법 및 철근콘크리트 기둥 시공방법", 특허등록 (특허 제 10-0684149), 2007. 1 (발명자, 서수연 외 2인) :원심력제조법으로 중공 프리캐스트 철근콘크리트 기둥을 제작하고 이 기둥을 이용한 PC골조 모멘트접합시스템임.

4. 종합 결론

국내외 시장 동향과 국내 인프라수준, 기술 개발 수준, 국제경쟁력 등 SWOT 분석(표 3)을 통해 얻은 시사점 및 결론은 다음과 같다.

변화하는 건설시장에 대응하기 위해 정부와 민간 기업은 다양한 노력을 경주하여 왔으며 고성능 건설 재료 개발과 프리캐스트 콘크리트 공법의 적용이 가시적인 성과를 보이고 있다. 특히 2008년 국내 기술에 의해 개발된 2,160MPa PS 강연선은 관련 규격 및 설계기준의 개정으로 실용화를 앞두고 있다. 일본 역시 2,230MPa의 고강도 강연선을 개발하여 실제 구조물에 시범 적용하였으며 실용화를 위하여 관련 규격 및 설계기준, 정착기술의 정비를 기다리고 있다. 건설산업의 국제 경쟁력이 점차 중요해지는 시점에서 국산 제품의 시장 선점을 위해서는 관련 규격 및 설계기준을 조속히 정비하고 소재/구조물의 성능 표준화가 선행되어야 한다.

한편 선진 외국의 사례를 볼 때 프리캐스트 공법이 가지는 다양한 장점(공사비절약, 공기단축, 인력감축, 친환경성)를 고려할 때 가까운 시일 내에 국내 건설시장에 프리캐스트 콘크리트의 확대는 불가피하며 이에 대비하기 위해서는 상세기준의 정립이 필요하다. 특히 국내에서 그 효용성이 증가하고 있는 PC/RC 복합화 공법에 대한 설계기술의 개발이 필요하다. 다만, 프리캐스트 콘크리트가 갖는 다양성, 고성능, 정밀성 등을 고려할 때 기존의 현장콘크리트 구조와는 차별되는 성능기반기준의 형태로 기준을 개발하여 설계, 제작, 시공기술을 촉진할 수 있도록 하는 것이 중요하다.

<표 3> SWOT 분석

구분	내용
강점(S)	·국내외 프리캐스트/프리스트레스트 콘크리트 거더의 활발한 개발 및 현장 적용. 다양한 공법에 대한 기술 축적 ·민관 협력으로 고성능·다기능 콘크리트(150~200MPa 강섬유 콘크리트, 반투명 콘크리트), 고강도 강연선(2,160MPa, 2,400MPa)의 개발로 국제 경쟁력 향상 전망 ·주관연구기관인 콘크리트학회는 국가기준인 콘크리트구조설계기준의 관리기관으로서 콘크리트에 관련된 기준의 제정 및 개정을 책임지고 있어서, 연구결과의 즉각적인 기준의 반영과 실무 적용 가능. 또한 콘크리트 학회는 국내 관련 최고의 연구자들의 집단으로서, 현재 최신 기술과 연구 결과의 반영 가능
약점(W)	·개발된 고성능 재료 및 프리캐스트 공법 구조물에 대한 상세기준이 미비한 상태이어서 상세기준의 제정을 위해서는 상당한 연구가 필요 ·개발된 고성능 재료 및 프리캐스트 공법 구조물에 대한 학계 및 산업계의 검증 미약 ·중소기업 중심의 프리스트레스트 콘크리트 거더 제작 및 가설 ·프리캐스트 콘크리트 구조의 건설시장의 비중이 상대적으로 작아 관련 기술자나 연구자의 수 부족. 전문가들의 기술수준을 단기간에 향상 필요
기회(O)	·국내 건설시장의 포화로 기업들의 해외 진출 필요성 증대 및 중동, 동남아, 중남미 등 해외 건설시장의 확대 ·고성능 재료의 수요가 높은 초고층/초장대 시장 확대 ·장경간 경제적인 프리캐스트/프리스트레스트 콘크리트 구조물의 수요 증대 ·구조성능향상을 위한 고성능 재료의 사용 증가 및 이를 활용한 기술발전 요구
위협(T)	·강선 및 강연선의 생산 및 판매에서 중국 업체의 부상 ·소재 산업 선진국인 일본에서도 고강도 강선 및 강연선 개발하고 구조물에 시범 적용함 ·해외 기준에서도 정립되지 않은 고성능 재료의 설계기준 정립 및 설계 반영에 대한 부담감 ·1980년대 후반 패널구조에 대한 실패로 인해 프리캐스트 콘크리트 구조에 대한 부정적 인식 ·기존의 현장타설 콘크리트 공법을 조립식 프리캐스트 콘크리트 공법으로 전환하는 것에 대한 기술적 부담감

제4절 연구개발결과가 관련분야에서 차지하는 위치

최근 건설산업은 다변화하는 시장의 요구와 경제성 제고를 위하여 재료기술의 개발 성과를 적극적으로 도입하여 고강도·고성능 재료의 사용을 확대하고 있는 추세이다. 전통적인 건설재료를 대표하는 콘크리트 재료분야에서는 한국건설기술연구원에 의해 압축강도 180MPa 이상의 초고성능 콘크리트가 개발되어 있으며, 강재분야에서는 포스코와 고려제강에 의해 기존의 1860MPa 강도의 강연선을 뛰어넘는 2160, 2400MPa 급의 강연선이 개발되어 상용화를 눈앞에 두고 있다. 유사한 시기에 개발된 외국의 고강도 강연선이 아직 설계기준에 반영되지 않은 반면 우리나라는 신속히 KS 규격을 개정하여 고강도 강연선의 사용에 대한 제도적 걸림돌을 제거하였다. 현 콘크리트구조기준은 KS 규격을 만족하는 재료를 사용할 수 있도록 규정하고 있기 때문에 KS 규격의 개정은 실질적으로 고강도 강연선의 제도적 허용을 의미한다. 본 연구개발결과는 이러한 KS 규격의 최근 개정 목적에 대응하고 실무자들이 고강도 강연선에 대해 갖는 기술적 의문점을 해소시켜 고강도 강연선의 사용을 본격적으로 촉진시킬 것이다. 과거 1,860MPa 강연선이 상용화되면서 그보다 낮은 인장강도의 강연선이 사장된 경험에 비추어 볼 때 고강도 강연선의 상용화는 국내외 강연선 시장의 큰 변동을 일으킬 것으로 예측된다.

또한, 친환경성과 시공 최적화 프로세스가 요구되는 사회적 분위기에 따라, 기존의 일체식 공법인 현장 타설형 시공 프로세스가 아닌 PC공법을 활용한 프로세스에 대해서도 국내에서 많은 관심을 받고 있는 추세이다. 그러나 PC공법을 사용하기 위한 명확한 설계기준의 부재로 인해 현장에서의 PC공법 적용이 어려운 바 이를 해결하기 위한 방안이 도출되어야 할 필요가 있다. 본 연구는 PC공법의 개발 및 적용을 위한 설계기준의 기반을 마련해주기 위한 것으로써, 본 연구의 수행을 통해 PC공법을 위한 독립적 설계기준의 개발과 새로운 PC공법을 제시해 줄 수 있다. 따라서 본 연구는 건설업계가 사회적 요구사항을 적극적으로 반영할 수 있도록 하는 주요 장치가 될 수 있으며, 연구결과를 통해 새로운 건설 공법의 연구기반을 조성할 수 있다.

본 연구를 통해 새롭게 개발된 중공 PC기둥은 기존의 PC기둥과 달리 기둥내부에 수직으로 중공이 형성된 기둥으로서, 시공단계에서는 기둥 거푸집으로 역할을 하고 내부에 콘크리트 충전후에는 합성기둥으로서 역할을 한다. 특히, 기둥내부의 중공부분은 상부 Half PC보와 슬래브 콘크리트의 콘크리트타설시 함께 콘크리트로 충전되거나 목적에 따라 고성능/고강도 콘크리트로 기둥 내부를 충전할 수 있다. 이러한 중공 PC기둥을 활용함으로써, 기본적으로 보와 기둥이 접합되는 접합부의 콘크리트 충전성을 향상시킬 수 있으며, 그 활용에 따라 시공성과 구조성능을 향상시킬 수 있는 골조 공법의 개발이 가능하다. 이 연구결과는 마트, 공장, 지하주차장 등과 같은 구조뿐만 아니라, 다양한 철근콘크리트 골조구조에서 활용될 수 있다.

제2장 연구개발 수행 내용 및 결과

제1절 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성부재

1. 연구배경 및 필요성

프리캐스트 콘크리트(Precast Concrete, 이하 PC) 공법은 공장에서 선 제작된 철근 콘크리트 부재를 현장에서 조립하여 구조 일체화를 시키는 공법으로, 미국과 유럽에서는 오래 전부터 건설 현장에 적용되어 사용되어 왔다. 국내에서도 1990년대에 아파트 건물에 PC공법 적용을 시도하였지만 기술, 품질, 유지관리의 어려움으로 그 수요가 점차 줄어들었다. 하지만 최근 들어 지하주차장이나 물류센터, 대형할인 매장 등과 같은 모듈화된 고하중 장경간 건축물에 PC 공법의 사용이 증가하고 있다.

외국의 경우 PC만을 사용하여 시공하는 경우가 많지만, 국내에서는 경제적인 이유와 구조체의 일체성 확보를 위하여 PC와 현장 타설 콘크리트(Cast-In-place Concrete, 이하 CIP)를 합성화한 복합화 공법의 사용이 증가하고 있다. 복합화 공법은 PC만 사용한 경우보다 저렴할 뿐만 아니라 PC부재가 거푸집 역할을 하기 때문에 거푸집 비용도 줄일 수 있다. 또한, 프리캐스트 부재 조립 후 현장 콘크리트를 상부에 타설함으로써 PC 부재들 간의 일체성을 확보할 수 있다.

PC-CIP 복합화 공법을 사용하는 경우, 경제적인 측면, 운송과 시공의 편리성을 고려하여 일반적으로 PC는 고강도 콘크리트(35MPa이상), CIP는 저강도 콘크리트(24MPa)를 사용한다. 서로 다른 강도의 합성부재 단면에 대한 전단강도 산정에 대한 기준이 명확하지 않아 실무에서는 다양한 방법으로 전단강도를 평가하고 있다. 현행 구조기준(KCI 2012, ACI318-11)에 따르면, 합성부재를 이루는 요소의 재료적인 특성이 다를 경우, 각 요소의 특성을 각각 사용하거나 이들 중 가장 불리한 값을 사용하여 합성단면의 강도를 산정하도록 명시하고 있다. 이러한 현행기준에 의거하여 실무에서는 합성단면의 전단강도 계산시, 개별 단면의 전단강도를 각각 산정한 후 단순 합산하거나, 단면적비로 유효콘크리트 강도를 계산하여 전단강도를 산정한다. 일부에서는 PC와 CIP 중 상대적으로 낮은 콘크리트 강도만 가지고 전단강도를 산정한다. 이와 같이 현행기준에서 제시한 강도산정 방법이 명확하지 않다 보니 콘크리트 합성단면의 수직전단강도 산정에 있어 실무에서 다양한 계산법들이 사용되고 있다. 이러한 다양한 전단강도 평가방법들의 유효성에 대한 실험적 검증이나 이론적 분석은 부족한 상황이다. 더욱이, 재료의 고강도화와 PC부재의 프리스트레스 도입에 따른 PC와 CIP 콘크리트의 강도차이가 커질 경우, 위에서 소개한 다양한 방법들로 평가한 전단강도의 편차가 상당하다고 할 수 있다. 따라서 복합화 공법의 안전성 확보를 위해서 PC-CIP 합성보의 전단강도 산정에 대한 명확한 기준이 필요하다.

본 연구에서는 PC와 CIP 복합화 공법 적용이 증가하고 있는 국내 건설시장의 추세에 따라 기존 습식공법보다 경제적인 설계가 가능하도록 댑단부가 변형된 PC 리브 슬래브를 개발하여 시공단계별 단조 가력 실험을 통해 그 성능을 검증하였다. 또한, PC와 CIP 합성단면의 전단강도 산정방법을 제시하기 위해 프리스트레스 크기, 휨/전단철근비, 전단경간비, 단면형상 등 다양한 변수를 가진 총 87개의 단순지지 보 실험을 수행하였고, 실험 결과 분석을 통해 PC-CIP 합성단면의 합리적인 전단강도 산정법을 제시하였다.

2. 댑단부를 변형시킨 프리캐스트 리브 슬래브의 휨 성능

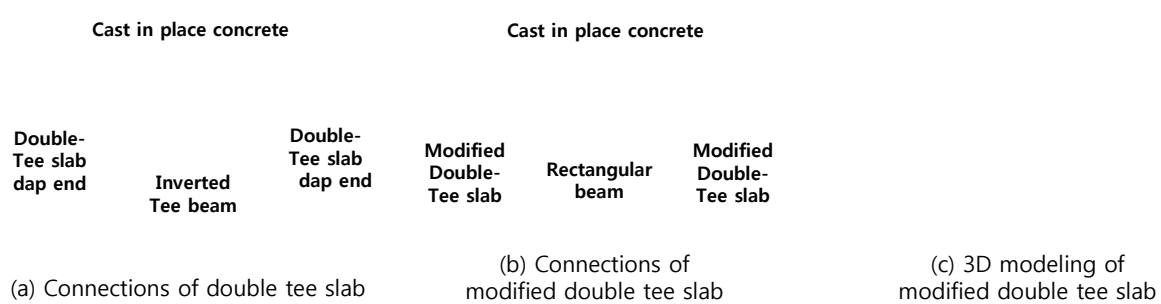
가. 서론

외국 건설현장(미국이나 유럽)은 친환경적이고 공기단축에 효과적인 PC(Precast Concrete)공법이 적극적으로 사용되고 있지만 국내 현장에서의 PC 공법은 전체 건설시장의 2% 안팎으로 적용성이 매우 낮다. 이런 PC공법의 침체 속에서도 최근 들어 건설 시장의 인건비 상승문제로 지하주차장이나 물류센터, 대형할인매장 등과 같은 모듈화 된 고하중장경간 건축물에서 사용이 증가하고 있다.

PC공법에 사용되는 슬래브로는 하프 슬래브(Half Slab), 할로우 코어 슬래브(Hollow Core Slab), 더블티 슬래브(Double Tee Slab)등이 있는데, 그 중에서 더블티 슬래브는 휨에 저항하는 콘크리트 압축대와 인장철근의 거리가 가장 떨어진 단면으로 부재중량 대비 가장 뛰어난 단면효율을 가져 현장에서 많이 사용되고 있다. 하지만 더블티 슬래브는 슬래브의 총 높이가 다른 슬래브에 비해 높기때문에 층고가 높아지는 단점이 있다. PCI design handbook에 따르면, 더블티 슬래브의 층고감소를 위해 단부 높이를 슬래브 전체 높이의 절반까지 줄일 수 있고 변형된 단부는 전단보강을 통해 구조내력 확보가 가능하다.(그림 1-2-1)

변형된 단부를 사용한 더블티 슬래브에서 보와 슬래브의 일체화를 위해 그림 1-2-1(a)와 같은 역티형 보를 사용하는데, 역티형 보를 사용할 경우 거푸집 없이 상부에 콘크리트 타설이 가능하지만, 직사각형 보를 사용하였을 때에 비해 현장타설 콘크리트의 유효면적이 작기 때문에 보와 슬래브 사이의 연속성이 떨어진다. 이런 슬래브의 연속성을 개선하기 위해 그림 1-2-1(b)와 같이 단부를 변형시킨 새로운 더블티 슬래브에 대한 연구가 최근 많이 이루어지고 있다. 유승룡(2008)[1-1]은 댑단부(dapped end)아래 공간에 설비 덕트를 설치할 수 있도록 니브(nib)의 길이를 1~1.5m로 길게 설계하여 실험 연구를 수행하였고, 오영훈(2010)[1-2]은 더블티의 댑단부 형상을 변화시킨 MRS(Multi Ribbed Slab)에 대한 연속단 접합부 실험을 수행하였다.

본 연구는 최근 D사와 S사가 PC부재의 원가 절감을 위해 개발한 최적화된 단부를 적용한 새로운 더블티 슬래브 시스템 DMS (DongSeo Multi ribbed Slab)와 DHS (Double Headed Slab)가 실제 현장에서 적용이 가능한지 실험을 통해 평가하고 단부 상세에 대해 검토하였다. 경제성을 위해 기존에 개발되었던 개량 더블티 슬래브나 MRS 보다 단부의 크기를 줄여 PC에 사용되는 콘크리트량을 최소화하였다. 단부를 최소화함에 따라 발생 가능한 문제점을 분석하여 새로운 더블티 슬래브의 최적단면을 산정하고자 한다.



(a) Connections of double tee slab

(b) Connections of modified double tee slab

(c) 3D modeling of modified double tee slab

그림 1-2-1 기존 더블티 슬래브와 단부가 변경된 더블티 슬래브의 접합부

나. 실험체 설계

(1) 실험변수

실험변수로 표 1-2-1과 같이 단부형상과 시공단계에 따른 지지조건 그리고 휨 철근비를 변수로 고려하였다. 첫 번째로 단부형상은 그림 1-2-2과 같이 D사에서 개발한 DMS와 S사에서 개발한 DHS, 두 가지에 대해 실험을 하였고 두 번째 변수는 시공단계에 따른 지지조건으로 시공단계와 사용단계를 고려하였다. 시공 단계에서는 그림 1-2-3(a)와 같이 PC 슬래브가 PC 보 위에 단순지지 되어있으며, 설계시 PC와 현장타설 콘크리트의 자중과 시공하중에 대해 고려해야 한다. 사용 단계에서는 그림 1-2-3(b)와 같이 PC부재 위에 현장 타설 콘크리트가 타설되어 슬래브와 보가 일체화된 상태로 단부에서는 부 모멘트가 발생하게 된다. 이 단계에서는 설계시 PC와 현장 타설 콘크리트의 자중, 적재하중, 마감하중 그리고 활하중에 대해 고려하여야 한다. 여기서, PC의 자중은 1.98kN/m² , 현장 타설 콘크리트의 자중은 1.92kN/m², 작업하중은 1.5kN/m², 마감하중은 2.8kN/m², 활하중은 5kN/m²를 사용하였다. 사용 단계에 대한 실험은 그림 1-2-4(b), (c)와 같이 보-슬래브의 접합부 캔틸레버 실험과 양쪽 보 사이에 슬래브를 올려 현장 타설 콘크리트로 일체화 시킨 부정정 실험으로 구성하였다. 세 번째 변수로 정모멘트와 부모멘트에 저항하는 휨 철근(강연선)비를 고려하였다. 실제 설계하중에 저항할 수 있는 휨 철근비와 철근비를 증가시킨 실험체 2개에 대해 각각 하중상태에 대해 실험하였고 부정정 실험체의 경우 실제 시스템에 적용되는 철근(강연선)비를 사용하였다.

표 1-2-1 실험 변수

Specimen	Dapped end	Boundary conditions	Longitudinal reinforcement
DMS-S-1	DMS	Simply supported	2-Φ12.7
DMS-S-2			3-Φ12.7
DMS-C-1		Beam-slab joint	5-D16
DMS-C-2			5-D19
DMS-F		Indeterminately fixed supported	2-Φ12.7 (center) 5-D16 (end)
DHS-S-1	DHS	Simply supported	2-Φ12.7
DHS-S-2			3-Φ12.7
DHS-C-1		Beam-slab joint	5-D16
DHS-C-2			5-D19
DHS-F		Indeterminately fixed supported	2-Φ12.7 (center) 5-D16 (end)

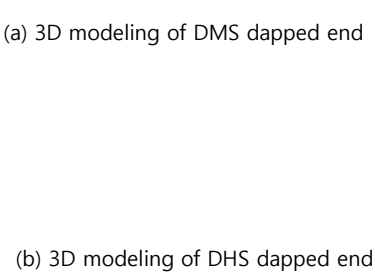


그림 1-2-11 DMS와 DHS 댑단부

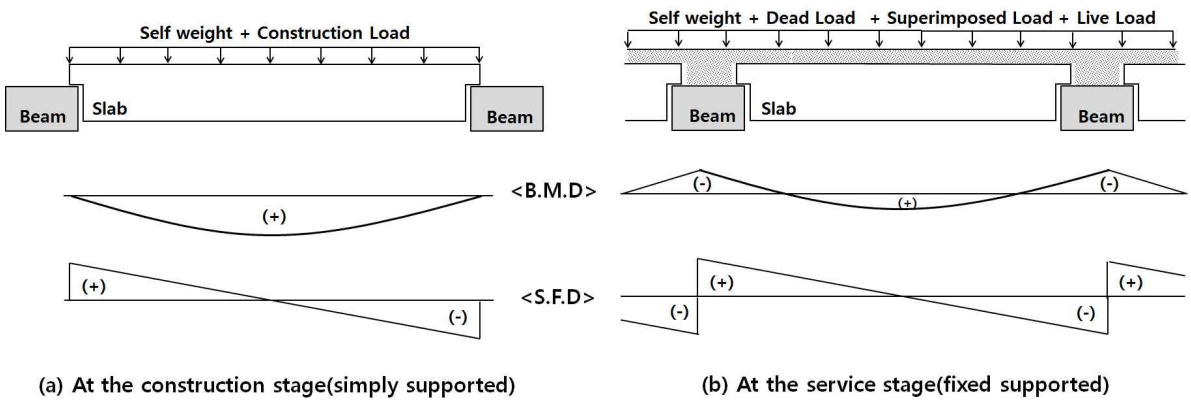
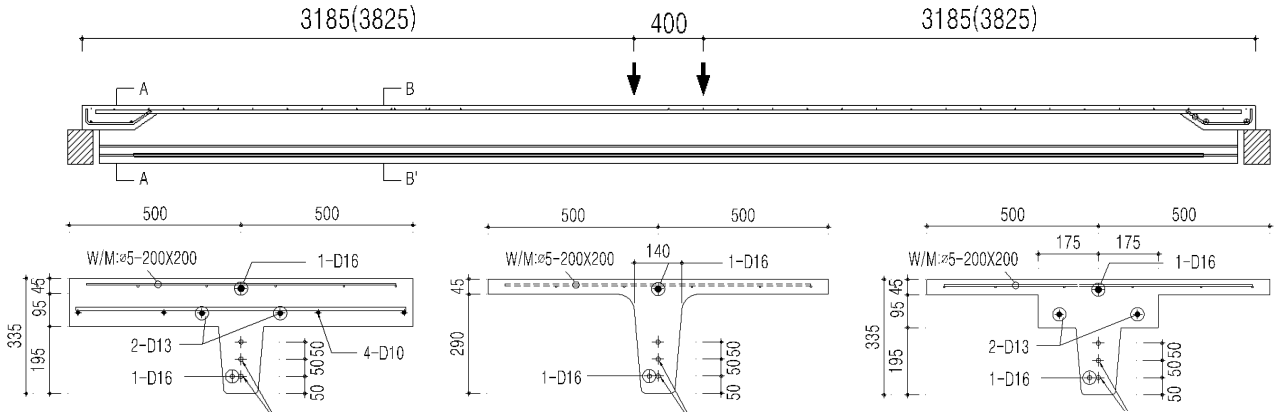


그림 1-2-12 시공단계에 따른 휨 모멘트와 전단력 비교

(a) Front view of simple supported specimens

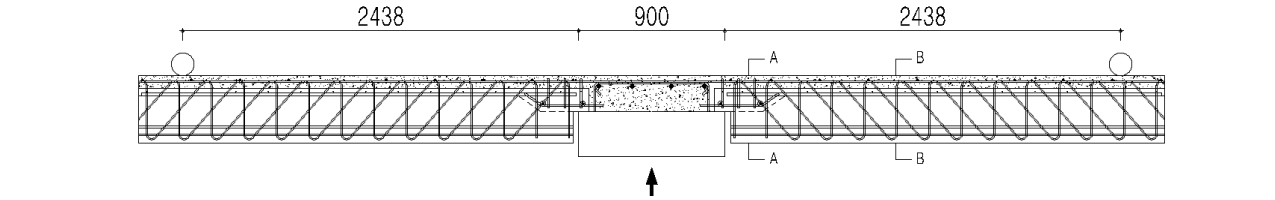


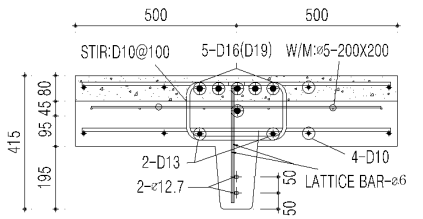
(a-1) Section A-A' of DMS-S-1

(a-2) Section B-B' of S-1 & S-2

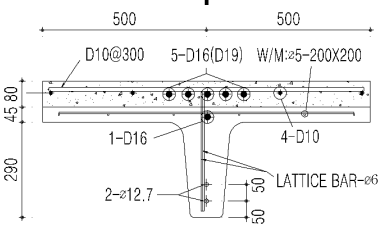
(a-3) Section A-A' of DHS-S-1

(b) Front view of continuous cantilever specimens

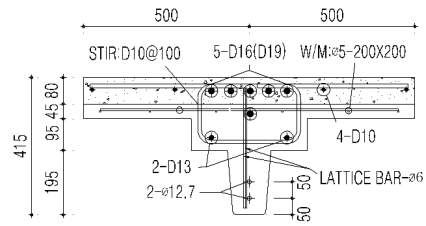




(b-1) Section A-A' of DMS-C-1

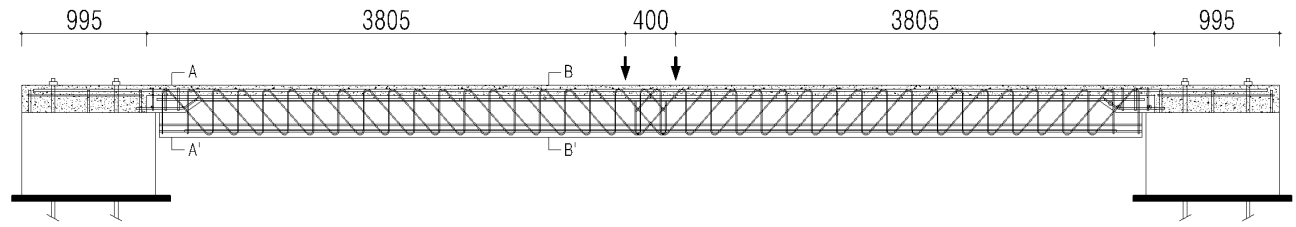


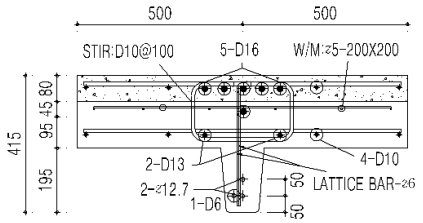
(b-2) Section B-B' of C-1 & C-2



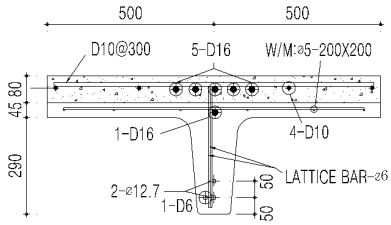
(b-3) Section A-A' of DHS-C-1

(c) Front view of indeterminate fixed support specimens

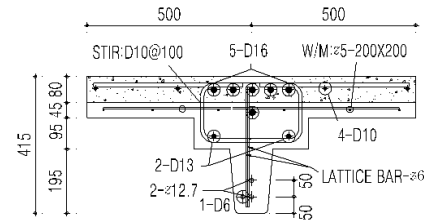




(c-1) A - A' of DMS-F



(c-2) B - B' of F series



(c-3) A - A' of DHS-F

그림 1-2-13 실험체 형상 및 철근 상세

(2) 실험체 설계 및 제작

실험체는 하중단계에 따라 시공하중 단계의 단순지지, 사용하중 단계의 보-슬래브 접합부, 부정정 실험체로 크게 3가지로 설계하였다. 먼저, 단순지지 실험체는 현장 타설 콘크리트가 타설되기 전 PC부재로 웨브 하단에 Φ12.7 강연선 2개(or 3개)를 배근하였고 상부 플랜지에 D16철근과 와이어 매쉬를 배근하였다. 단부는 중앙부와 형상이 달라지면서 플랜지 하부에 휨 철근 2D13과 4D10(DMS의 경우)을 배근하였다. 전단력을 저항하는 래티스 철근과 단부의 stirrup은 시공단계에서는 상부정착이 이뤄지지 않기 때문에 실험체 제작시 제외하였다.

보-슬래브 접합부 실험체는 PC 보와 PC 슬래브가 조립된 이후 현장 콘크리트가 상부에 타설된 실험체로, 전단연결재로 중앙 Rib에 400mm 간격으로 구부린 Φ6 래티스 2개를 겹쳐서 배근하였고 단부에 100mm 간격으로 D10 stirrup을 배근하였다. 보와 슬래브의 연속성과 단부의 부모멘트 저항을 위해 5D16(or D19)을 현장 콘크리트가 타설될 부분에 배근하였다. 부정정 실험체는 양단 PC 보 위에 PC 슬래브가 설치된 이후 현장 콘크리트로 타설된 실험체로 실제 상황과 가장 가까우며, 정모멘트와 부모멘트가 동시에 발생하기 때문에 중앙부와 단부의 곡률을 통해 단부의 고정도를 확인해 볼 수 있고 그에 따른 모멘트 분배도 확인 할 수 있다. 철근 배근은 정모멘트를 받는 중앙 Rib에 Φ12.7 강연선 2개를 배근하였고 부모멘트를 받는 단부에 5D16을 배근하였다. DHS는 DMS와 동일하다.

PC 슬래브의 중앙 Rib 단면은 T형으로 플렌지의 폭은 1000mm이고 두께는 45mm이며, 웨브의 깊이는 290mm이고 웨브의 두께는 상부 140mm, 하부 100mm로 아래로 갈수록 좁아지는 형태로 거푸집 탈형을 쉽게 하였다. 단부의 단면은 DMS의 경우 플렌지 전체 폭의 두께가 95mm 증가하였고, DHS의 경우는 플렌지 폭 350mm의 두께가 95mm 증가하였다. 현장 타설 콘크리트의 깊이는 80mm이다.

실험체 제작은 철재 거푸집을 사용하였고 실험체는 다음 순서로 제작하였다. 먼저, 단순지지 보, 접합부, 그리고 부정정 실험체에 사용될 PC 슬래브를 제작한 뒤, 접합부와 부정정 실험체는 미리 제작해둔 PC 보 위에 PC 슬래브를 설치한 후에 현장 콘크리트를 타설하였다. PC 슬래브 제작시 사용된 강연선은 극한강도의 65%까지 인장시켰고 타설 2일 후 콘크리트 강도가 설계압축강도의 75%이상(30MPa)이 되었을 때 강연선을 절단하였다.

(3) 실험 방법 및 측정

하중재하를 위해 보 중앙에 2점 하중을 가하였고 지지점은 단순지지 실험체의 경우 실제 상황과 유사하게 철물위에 올려 놓았고 접합부 실험체는 롤러철물을 사용하였다. 하중 재하방식은 변위 제어법을 이용하여 항복 후 연성을 확인하였다. Strain 게이지를 강연선과 철근에 부착하여 휨 항복 여부를 판단하였고 가력점 아래에 LVDT를 설치하여 처짐 및 곡률을 측정하였다.

(4) 재료 강도

콘크리트의 배합은 표 1-2-2에 나타난 바와 같고 공칭강도 24MPa와 40MPa 두 가지 종류의 콘크리트를 사용하였다. 콘크리트 공시체는 KS F 2403 기준을 따라 100mm × 200mm로 제작하였고 공시체를 강도별로 3개씩 KS F 2405 기준을 따라 압축 강도 실험을 하였다. 공시체 실험 강도 값은 실험결과와 함께 나타냈다. 실험체에 사용된 철근은 SD400 Φ6, D10, D13, D16, D19, D25를 사용하였고 강연선은 극한강도가 1860MPa인 Φ12.7 저이완 긴장재를 사용하였다. 철근의 기계적 성질을 평가하기 위해 KS B 0801의 금속재료 인장시험 규정에 따라 시험편을 제작하였고 KS B 0802에 따라 시험을 실시하였다. 사용한 철근의 기계적 특성은 표 1-2-3에 나타냈다.

표 1-2-2 콘크리트 배합 상세

Nominal strength	W/C (%)	Unit weight(kg/㎥)				
		W	C	S	G	SP
24	48	165	344	860	968	1.72
40	34.6	166	480	720	993	3.84

표 1-2-3 철근과 강연선의 기계적 성질

Type	$f_y(MPa)$	$\varepsilon_y(\mu)$	$E_S(GPa)$
SD400 Φ6	477	0.0024	197
SD400 D10	528	0.0029	180
SD400 D13	460	0.0024	186
SD400 D16	528	0.0028	190
SD400 D19	483	0.0027	177
SD400 D25	487	0.0026	188
Strand Φ12.7 (1860MPa)	1,773	0.0083	214

표 1-2-4 실험결과와 예측값 비교

Specimen	f_{ck}(MPa)		Predicted strength (kN·m)			Test strength (kN·m)			Test / predicted strength	$M_{service}$ (kN·m)	M_{design} (kN·m)
	Topping	PC	M_{cr}	M_u	Failure mode	M_{cr}	M_u	Failure mode			
DMS-S-1	-	38.2	42	91	Rib flexure	12	58	End shear	0.63	20	41
DMS-S-2	-	38.2	48	111	Rib flexure	15	73	End shear	0.66	28	57
DMS-C-1	25.2	44.5	10	86	End flexure	17	85	End flexure	1.00	33	67
DMS-C-2	25.2	44.5	10	111	End flexure	15	104	End flexure	0.93	33	67
DMS-F	29.2	45.0	24	116	End flexure	16	117	End shear	1.01	31	64
DHS-S-1	-	38.2	42	91	Rib flexure	19	90	Rib flexure	0.99	20	41
DHS-S-2	-	38.2	48	111	Rib flexure	30	113	Rib flexure	1.02	28	57
DHS-C-1	25.2	44.5	10	79	End flexure	11	85	End flexure	1.08	33	67
DHS-C-2	25.2	44.5	10	100	End flexure	16	98	End flexure	0.98	33	67
DHS-F	29.2	45.0	24	105	End flexure	14	116	End shear	1.11	31	64

다. 실험결과 및 분석

(1) 실험체 S-1, S-2

S-1, S-2실험체는 단순지지 실험체로 웨브 하부에 강연선을 각각 2개, 3개 사용한 실험체로 실험결과는 그림 1-2-5와 표 1-2-4에 나타냈다. 단부 형상에 따라 (DMS, DHS) 실험 결과가 다르게 나타났다. DMS와 DHS 모두 가운데 Rib 부분에서 휨 파괴가 예상되었지만, DMS-S-1, 2는 휨 파괴전에 단부에서 전단파괴가 발생하였고 DHS-S-1, 2는 예상대로 Rib 부분에서 휨 파괴가 발생하였다. DMS-S-1, 2는 각각 12kN·m과 15kN·m에서 초기 휨 균열이 발생하였고 58kN·m과 73kN·m에서 단부의 니브와 웨브 사이에서 수평균열이 발생하면서 취성적으로 파괴되었다. DHS-S-1, 2는 각각 19kN·m과 30kN·m에서 초기 휨 균열이 발생하였고 90kN·m과 113kN·m에서 중앙 Rib 부분에서 휨 철근이 항복한 후 압축대 콘크리트가 압괴되면서 파괴되었다. 최종파괴형상은 그림 1-2-6에 나타냈다.

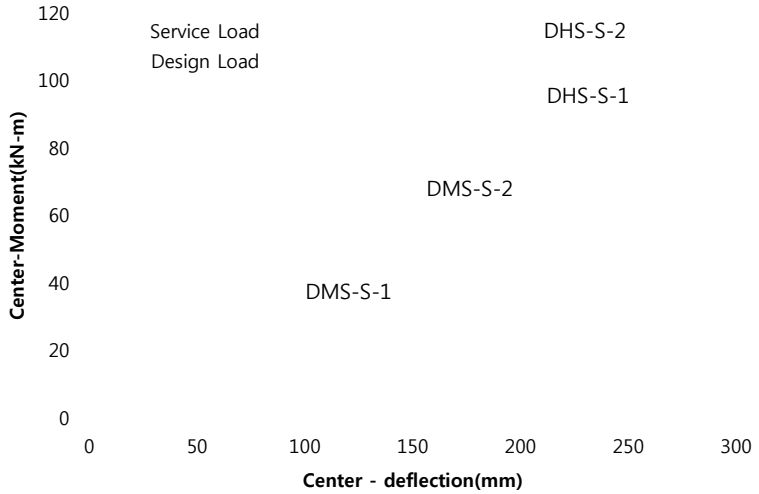


그림 1-2-5 하중변위 관계 (실험체 S-1, S-2)

(a) DMS-S-1

(b) DMS-S-2

(c) DHS-S-1

(d) DHS-S-2

그림 1-2-6 최종 파괴 양상 (실험체 S-1, S-2)

(2) 실험체 C-1, C-2

C-1, C-2실험체는 보-슬래브 접합부 실험체로 부모멘트를 받는 단부의 인장철근이 각각 5D16과 5D19가 사용되었다. 실험결과는 그림 1-2-7과 표 1-2-4에 나타냈다. DMS와 DHS 모두 예상대로 단부에서 휨 파괴가 발생하였고 DMS-C-1, 2는 각각 17kN·m과 15kN·m에서 초기 휨 균열이 발생하였고 40kN·m과 44kN·m에서 단부의 니브와 웨 웨브사이에서 수평균열이 발생하였고 85kN·m과 104kN·m에서 수평균열이 진전되면서 하중이 감소하다가 최종적으로 웨브 콘크리트가 압괴되면서 파괴되었다.

DHS-C-1, 2는 각각 11kN·m과 16kN·m에서 초기 휨 균열이 발생하였고 54kN·m에서 단부의 니브와 웨브사이에서 수평균열이 발생하였고 85kN·m과 98kN·m에서 PC와 RC가 분리타설된 면에서 수평 균열이 발생하면서 하중이 감소하다가 최종적으로 웨브 콘크리트가 압괴하면서 파괴되었다. 최종 파괴형상은 그림 1-2-8에 나타냈다.

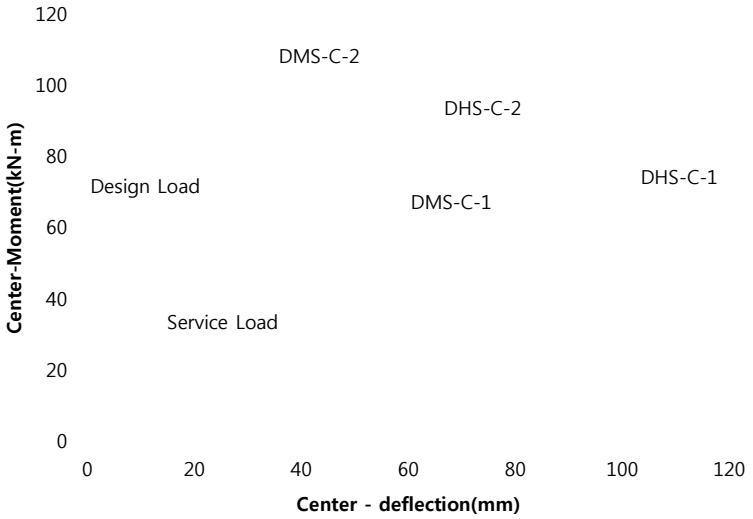


그림 1-2-7 하중변위 관계 (실험체 C-1, C-2)

(a) DMS-C-1

(b) DMS-C-2

(c) DHS-C-1

(d) DHS-C-2

그림 1-2-8 최종 파괴 양상 (실험체 C-1, C-2)

(3) 실험체 F

F 실험체는 부정정 실험체로 실험결과는 그림 1-2-9과 표 1-2-4에 나타내었다. DMS와 DHS 모두 단부에서 휨 항복 이후 중앙 Rib에서 항복한 뒤 최종 휨 파괴가 예상되었지만 DMS와 DHS 모두 단부의 철근과 중앙 Rib의 강연선이 항복하였지만 최종적으로 단부에서 수평 균열 파괴가 발생하였다. DMS-F는 16kN·m에서 중앙 Rib에서 초기 휨 균열이 발생하였고 27kN·m에서 단부 초기 휨 균열이 발생하였다. 97kN·m에서 단부의 니브와 웨브사이에서 수평 균열이 처음 발생하였고 117kN·m에서 PC와 RC가 분리타설된 면에서 수평 균열이 발생하면서 하중이 감소하다가 최종적으로 수평균열 파괴가 발생하였다. DHS-F는 14kN·m에서 중앙 Rib에서 초기 휨 균열이 발생하였고 24kN·m에서 단부 초기 휨 균열이 발생하였다. 61kN·m에서 단부 수평균열이 처음 발생하였고 수평균열이 점점 진전이 되다가 116kN·m에서 최종적으로 수평균열 파괴가 발생하였다. 최종 파괴 형상은 그림 1-2-10에 나타냈다.

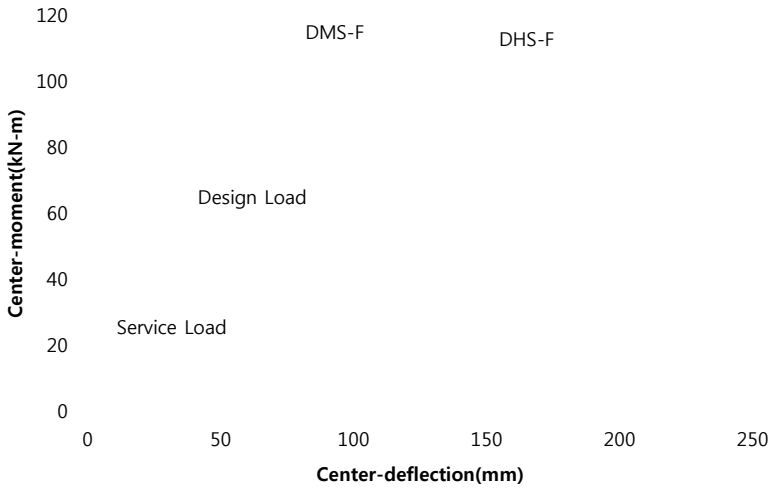


그림 1-2-9 하중변위 관계 (실험체 F)

(a) DMS-F

(b) DHS-F

그림 1-2-10 최종 파괴 양상 (실험체 F)

(4) 인장 철근 변형률

휨 항복 여부를 확인하기 위해 인장철근 및 강연선에 변형률 게이지를 부착하였고 그 결과는 그림 1-2-11에 나타냈다. 단순지지 실험체는 강연선 중앙에 3개씩 부착하였고 보-슬래브 접합부 실험체는 부모멘트에 저항하는 단부의 인장 철근에 보와 슬래브가 만나는 지점부터 200mm 간격으로 3개씩 부착하였고 부정정 실험체는 강연선 중앙에 3개와 단부의 인장철근에 200mm 간격으로 3개씩 부착하였다.

DMS-S-1, 2 실험체는 강연선이 항복 변형률에 도달하기 전에 단부에서 전단파괴가 발생하였다. 여기서, 강연선의 항복 변형률은 프리스트레스에 의한 변형률($0.65\varepsilon_u$)과 정착과 장기 손실에 의해 발생하는 변형률을 고려하여 $0.45\varepsilon_u$(=3,700με)로 정하였다. DHS-S-1, 2 실험체의 경우, S-1실험체의 강연선은 항복 변형률에 도달한 뒤 계속 증가하였고 S-2실험체의 강연선은 항복변형률에 도달한 뒤 증가하지 않고 감소하였다. 이것은 휨 균열이 게이지가 부착된 부근을 통과하면서 게이지에 손상을 일으킨 것으로 판단된다.

DMS-C-1 실험체는 단부의 인장철근이 항복변형률에 도달하였고 DMS-C-2 실험체는 철근이 항복변형률에 도달하기 전에 웨브에서 수평균열이 진전되면서 철근이 항복변형률에 도달하는 순간 파괴 되었다. DHS-C-1, 2 실험체는 단부의 인장철근이 모두 항복변형률에 도달하였다.

DMS-F 실험체의 경우, 90kN·m에서 중앙 Rib 강연선이 항복변형률에 도달하였지만 단부 인장철근은 PC와 RC 접합면 균열에 의해 항복변형률에 도달하지 못하였다. DHS-F 실험체의 경우, 80kN·m에서 중앙 Rib 강연선이 항복변형률에 도달하였고 단부 인장철근은 100kN·m에서 항복변형률에 도달하였다.

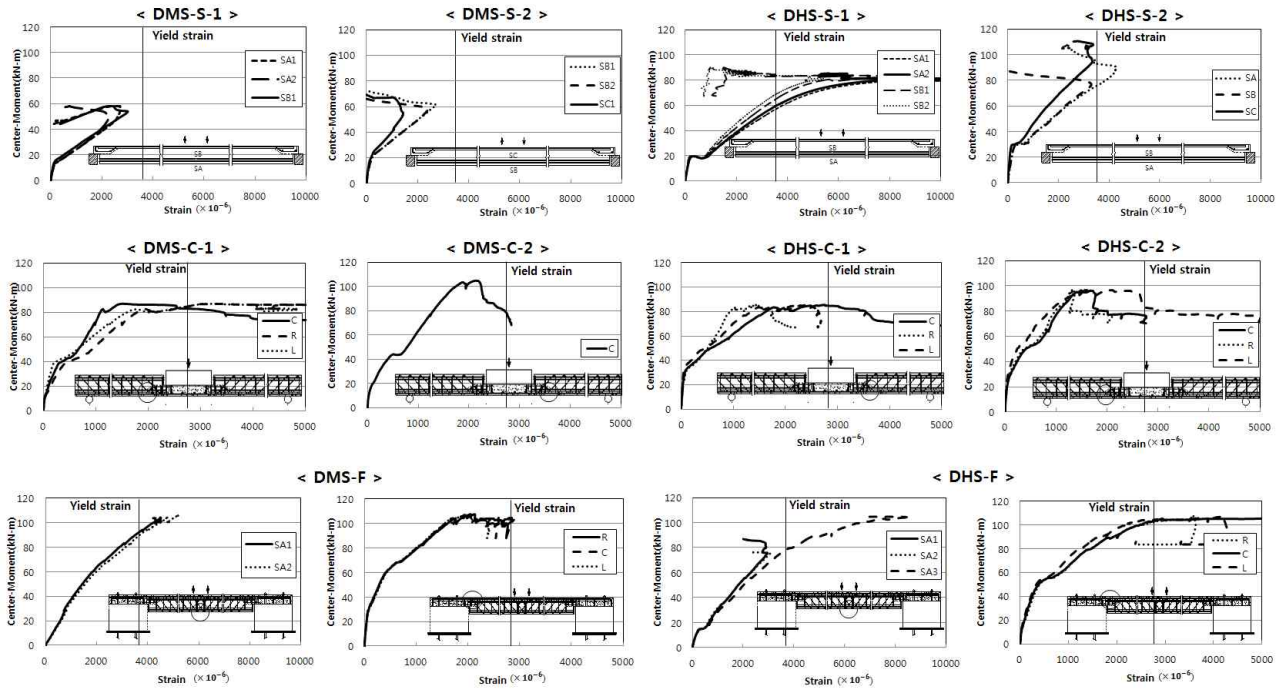


그림 1-2-11 인장철근의 모멘트-변형률 곡선

(5) 사용하중과 설계하중

그림 1-2-5, 1-2-7, 1-2-9와 표 1-2-4에 실험체별로 사용하중(Service Load)과 설계하중(Design Load)에 대해 나타내었다. 사용하중은 고정하중과 활하중의 합(D+L)으로 단순지지 실험체의 경우 자중(1.98kN/m²)과 슬래브 토핑하중(1.92kN/m²) 그리고 작업하중(1.5kN/m²)을 고려하였고 보-슬래브 접합부 실험체와 부정정 실험체의 경우 자중(1.98kN/m²)과 마감하중(2.8kN/m²) 그리고 활하중(5kN/m²)을 고려하였다. 설계하중은 사용하중에 하중 계수를 곱하여서 계산하였다.(1.2D+1.6L)

S-1실험체의 경우 사용하중 상태에서 20kN·m이었고 설계하중 상태에서 41kN·m이었고 S-2실험체의 경우 사용하중 상태에서 28kN·m이었고 설계하중 상태에서 57kN·m이었다. C-1, 2 실험체의 경우 사용하중 상태에서 33kN·m이었고 설계하중 상태에서 67kN·m이었다. F 실험체의 경우 사용하중 상태에서 31kN·m이었고 설계하중 상태에서 64kN·m이었다.

모든 실험체는 설계하중 이상에서 극한 상태를 나타냈고 심지어 단부에서 전단파괴가 발생한 DMS-S-1, 2 실험체도 설계하중 이상에서 파괴되었다. 그림 1-2-12에서 그림 1-2-14에 사용하중 상태에서 균열양상을 나타냈다. 대부분의 실험체에서 4개 이하의 초기 미세 휨 균열이 발생하였지만 DMS-S-2 실험체는 초기 휨 균열이 많이 발생하였다. 단부 형상만 다른 DHS-S-2 실험체는 사용하중 상태에서 초기 휨 균열이 전혀 발생하지 않았다.

(a) DMS-S-1

(b) DMS-S-2

(c) DHS-S-1

(d) DHS-S-2 ($M_c = 28kN \cdot m$)

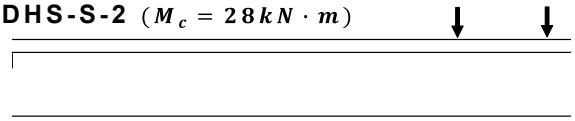
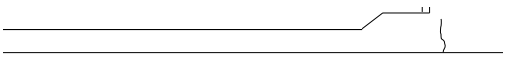
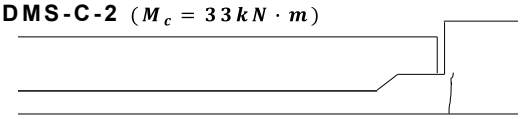


그림 1-2-12 사용하중상태에서 균열 양상 (실험체 S-1, S-2)

(a) DMS-C-1



(b) DMS-C-2 ($M_c = 33kN \cdot m$)



(c) DHS-C-1

(d) DHS-C-2

그림 1-2-13 사용하중상태에서 균열 양상 (실험체 C-1, C-2)

(a) DMS-F

(b) DHS-F

그림 1-2-14 사용하중상태에서 균열 양상 (실험체 F)

라. 소결

댑단부를 갖는 복합 PC슬래브의 휨 연성능력과 전단강도를 확보하기 위해서는 전단철근을 추가 배치하여 댑단부와 토핑콘크리트에서의 수평균열 방지가 필요하다. 시공하중조건에서도 전단력을 저항 할 수 있도록 최소전단철근 배치와 적절한 정착이 필요하다. 위험단면 위치 주위에서 단면이 급격히 변화하는 경우에는 실험 및 해석 그리고 스트럿-타이 모델에 의해 성능이 입증되어야 한다.

3. 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단강도

가. 서론

(1) 연구 배경 및 목적

최근 들어 경제성과 구조성능 향상을 위하여 프리캐스트 콘크리트(Precast concrete, 이하 PC)와 현장 타설 콘크리트(Cast-in-place concrete, 이하 CIP)를 합성하여 사용하는 복합화 공법의 적용이 증가하는 추세이다. 외국의 경우 프리캐스트 콘크리트만을 사용하여 시공을 하는 경우가 많은 반면 우리나라는 경제적인 이유와 구조체의 일체성 확보를 위하여 프리캐스트 콘크리트와 현장 타설 콘크리트를 복합화한 보와 슬래브 공법에 대한 사용이 증가하고 있다. 그림 1-3-1과 같이 구조물의 주요부재인 기둥, 보 그리고 바닥판을 현장에서 조립이 가능하도록 최소한의 크기의 프리캐스트 콘크리트 부재를 공장에서 제작하여 현장에서 조립을 한 후 현장 타설 콘크리트로 마무리를 하는 공법을 많이 사용하고 있다.

이 경우 일반적으로 프리캐스트 콘크리트는 고강도 콘크리트를 사용하는 반면 현장 타설 콘크리트는 저강도 콘크리트가 사용이 된다. 이와 같은 복합화 공법 사용시 PC와 CIP 사이에는 콘크리트 압축강도가 차이가 나는데 현행 콘크리트 구조설계기준에서는 수직 전단 강도 계산 시 단일 압축강도 부재에 대한 평가식만 존재하고 복합화 공법에 사용되는 분리 타설된 보의 콘크리트 강도 차이를 고려한 전단 강도 설계 방법이 제시되어 있지 않다. 이로 인해서 실무에서는 검증 없이 다양한 전단설계 방법을 적용하고 있다. 예를 들어 전단강도 산정에 있어서 PC와 CIP 단면의 전단강도를 각각 산정한 후, 단순 합산하여 구하는 경우가 있는가 하면, PC와 CIP 중 상대적으로 낮은 콘크리트 강도만 가지고 전단강도를 구하는 경우도 있고, 일부에서는 전단면에 대해 면적비로 유효콘크리트 강도를 계산하여 전단강도를 산정한다.

따라서 본 연구에서는 국내에서 적용범위가 증가하고 있는 PC-CIP 복합보에 대한 전단강도를 실험적으로 검증하여 실무에서 안전하고 경제적으로 설계 및 시공에 적용할 수 있도록 하고자 한다.

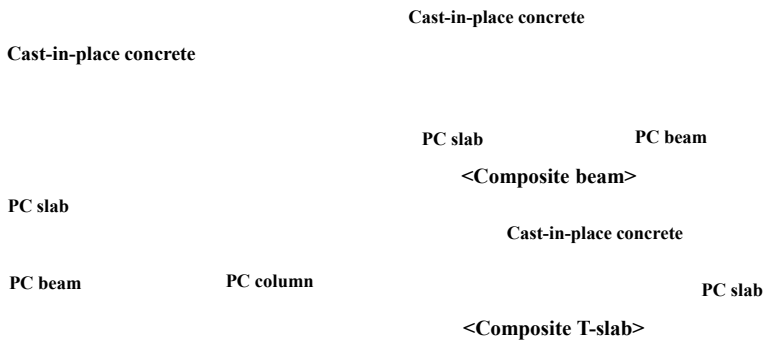


그림 1-3-1 프리캐스트와 현장타설 콘크리트를 사용한 복합화 공법

(2) 현행설계기준

수직 전단강도에 대한 현행 콘크리트 구조기준(KCI 2012[1-3])을 살펴보면, 철근콘크리트 부재의 콘크리트에 의한 전단강도와 프리스트레스트 콘크리트 부재에서 콘크리트에 의한 전단강도, 그리고 전단철근에 의한 전단강도로 구분된다.

(가) 철근콘크리트 부재에서 콘크리트 전단강도

철근콘크리트 부재에서 콘크리트 전단강도(전단력과 휨모멘트만 받는 부재의 경우)는 일반식과 정밀식으로 나눠지는데 일반식은 콘크리트 압축강도와 단면크기에 대한 함수이고 정밀식은 콘크리트 압축강도와 단면크기뿐만 아니고 종방향 인장철근비와 전단경간비에 대해서도 고려하고 있다.

$$V_{c1} = 0.167\sqrt{f_{ck}}\, b_w d \tag{3-1}$$

$$V_{c2} = (0.167\sqrt{f_{ck}} + 17.6\rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \tag{3-2}$$

여기서, $V_{c2} \le 0.29\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$ 이고, $V_u d / M_u \le 1.0$ 이다.

(나) 전단철근에 의한 전단강도

전단철근에 의한 전단강도는 철근콘크리트 부재일 경우 d/2이하, 프리스트레스트 콘크리트 부재일 경우 0.75h 이하이고 어느 경우이든 600mm이하일 경우 다음 식을 적용할 수 있다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \tag{3-3}$$

(다) 합성콘크리트 부재의 수평 전단강도

전단연결재가 없으며, 수평전단강도에 대해서는 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면을 거칠게 만들어진 경우나 최소 전단연결재가 있으며, 접촉면이 청결하고 부유물은 없으나 표면이 거칠게 만들어지지 않은 경우

$$V_{nh} \le 0.56 b_v d \tag{3-4}$$

최소 전단연결재가 있고, 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 약 6mm 깊이로 거칠게 만들어진 경우

$$V_{nh} \le (1.8 + 0.6\rho_v f_y) b_v d \tag{3-5}$$

수평전단력을 전달시키기 위해 전단연결재를 사용할 경우, 연결재의 단면적은 규정에서 요구하는 면적 이상으로 한다. 또한, 연결재의 간격은 지지요소의 최소 치수의 4배, 또한 600mm 이하이어야 한다.

$$A_{v,\min} = 0.0625\sqrt{f_{ck}}\, \frac{b_w s}{f_{yt}} \tag{3-6}$$

(3) 선행연구

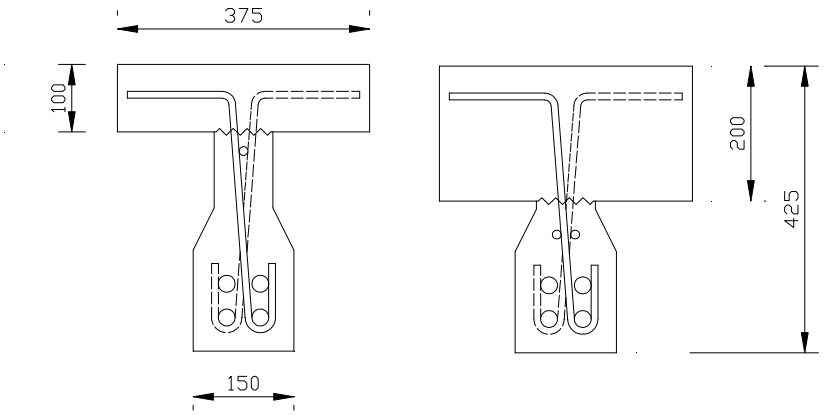
(가) J. C. Saemann and George W. Washa (1964)

Saemann과 Washa[1-5]는 그림 1-3-2와 같은 단면을 가진 프리캐스트 콘크리트 보와 현장타설 콘크리트 슬래브 계면의 수평전단강도에 대해 연구하였다. 총 42개의 단순지지 보 실험을 통해 계면의 거칠기, 전단경간비, 수직전단철근, 계면의 위치, 콘크리트강도가 수평전단강도에 미치는 영향을 알아보았다.

거칠기에 관계없이 전단경간비가 7.71이고 수직전단철근비가 1.12%인 실험체는 미세한 계면 수평균열과 함께 휨 파괴가 발생하였다. 전단경간비가 3.86이거나 2.57이며 수직전단철근비가 1% 이상인 실험체는 휨-전단파괴가 발생하였고, 수직전단철근비가 0.58%이하인 실험체는 수평균열이 실험체의 전 길이에 걸쳐 발생하면서 수평 전단파괴가 발생하였다. 휨 파괴와 수평전단파괴 시점은 각각 철근의 항복응력과 계면에서의 슬립으로 결정되었으며 (Slip≥0.125mm), 계면에서 발생한 수평균열에 의해 플랜지와 웨브가 일체가 아닌 서로 다르게 거동하는 것이 단면의 변형률 분포를 통해 나타났다.

계면의 위치가 수평전단강도에 미치는 영향을 살펴보면, 계면이 중립축보다 50mm 아래에 있는 Series B가 계면이 중립축보다 50mm 위에 있는 Series A~C보다 14% 큰 수평전단강도를 나타냈다. 계면의 거칠기의 영향을 살펴 보면, 전단경간비가 7.71인 경우에는 휨 거동이 지배적이기 때문에 계면의 거칠기에 따른 수평전단력 차이가 없었지만 전단경간비가 작아지면서 거친 계면이 매끄러운 계면에 비해 큰 수평전단 저항성능을 나타냈다. 콘크리트 강도에 따른 영향은 콘크리트 강도가 21MPa에서 39MPa로 증가하면서 수평전단강도는 14%정도 증가하였다.

수직전단철근과 수평전단강도의 관계를 살펴보면, 슬립이 0.125mm 발생할때까지는 수직전단철근비가 증가하더라도 수평전단강도는 크게 증가하지 않고 거의 일정하였다. 이것은 슬립이 0.125mm 발생하기 전까지는 전단철근이 수평전단강도에 기여하지 않는다는 것을 알 수 있다. 그에 반해, 슬립이 크게 발생하는 극한 상태로 갈수록 수직전단철근의 기여도가 발생하였다. 전단경간비가 2.57이거나 3.86인 경우, 거친 계면에서는 수평전단강도가 수직전단철근비가 0에서 0.2%까지 증가하면서 급격하게 증가하였고 0.2%이후에는 완만하게 증가하였다. 반면, 매끄러운 계면에서는 수직전단철근비가 증가하면서 수평전단강도가 일정하게 증가하였다.



(a) A,C,D Series (b) B Series

그림 1-3-2 실험체 형상 및 치수 (Saemann et al.)

(나) Robert E. Loov and Anil K. Patnaik (1994)

Loov와 Patnaik[1-6]는 그림 1-3-3과 같이 거친면을 가진 합성 콘크리트 보의 수평전단력에 대해서 연구하였다. 수직전단철근비와 콘크리트 강도를 변수로 총 16개의 단순지지 보 실험을 통하여 콘크리트 강도와 수직전단철근비가 모두 고려된 수평전단식을 제안하였다.

$$v_n = k\lambda\sqrt{(0.1+\rho_v f_y) f_c'} \le 0.25 f_c' \qquad (3\text{-}7)$$

현행 ACI code[1-4]의 수평전단강도 식은 수직전단철근비만 고려하고 있다. (식 3-7 참고) 사인장 균열과 계면이 만나는 곳에서 단부까지 영역의 수평전단 기여도를 알아 보기 위해 그림 1-3-3의 (a)와 (b) 같이 플랜지의 길이를 서로 다르게 하였고 수직전단철근비 조절을 위해 (c)와 (d) 같이 계면의 면적을 변화 시켰다.

파괴 과정을 보면 휨 균열이 중립축으로 진전되다가 계면 균열로 발전된 후 계면 균열이 전 구간에 퍼지면서 계면 파괴가 발생하였다. 플랜지가 단부 끝까지 있는 실험체(a)는 수평 균열이 단부 끝까지 발생하지 않고 사인장 균열과 계면이 만나는 지점까지만 발생하였고 플랜지가 짧은 실험체(b)는 사인장 균열 없이 수평 균열만 발생하였다.

실험결과를 정리해보면, 면을 거칠게 하기 위한 특별한 노력 없이 타설 후 골재에 의해 생기는 굴곡진 면으로도 충분히 수평전단력에 저항이 가능하였고 수직전단철근은 계면에서 발생하는 수평전단응력이 1.5~2MPa까지 힘을 받지 않았다. 평균적으로 수평전단응력 2MPa이상에서 계면 슬립이 발생하면서 수직전단철근에 힘이 작용하였다.

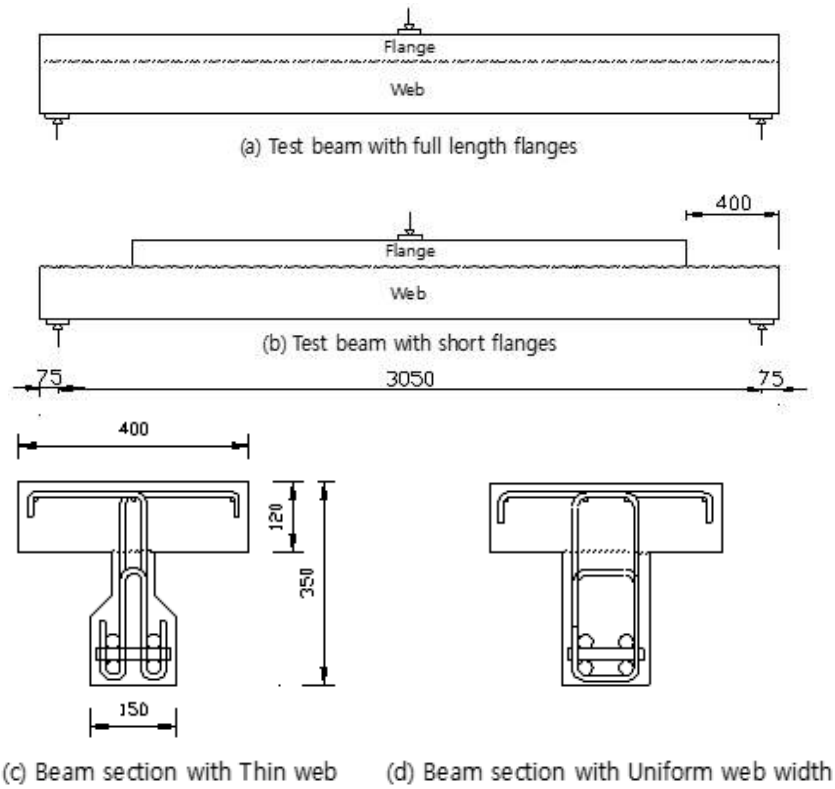


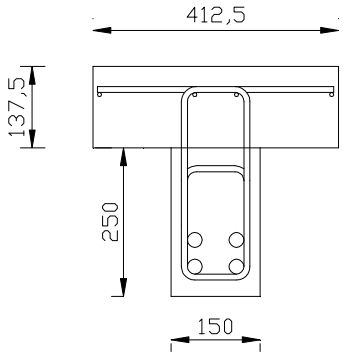
그림 1-3-3 실험체 형상 (Loov et al.)

(다) Lowrence F. Kahn and Adam Slapkus (2004)

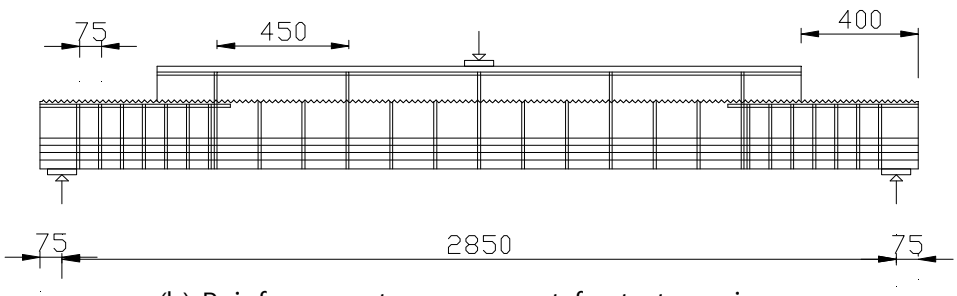
Kahn과 Slapkus[1-7]는 그림 1-3-4 와 같이 고강도 콘크리트를 사용한 합성 T형 보의 계면 수평 전단에 대해 연구하였다. Loov(1994)와 같이 수직전단철근과 콘크리트 강도를 변수로 하여 총 6개의 단순지지 보 실험을 수행하였다. 현재, 해외의 일부 도로교는 69MPa Girder와 48MPa Bridge Deck로 설계되고 있는데 수평전단력에 대한 현행 설계 기준이 이런 고강도 콘크리트에 대해 안전한지 검토하였다. 또한, 전단 마찰 Push-off test 결과(Kahn, 2004)와 비교하여 실험방법에 따른(Beam test & Push-off test) 계면 전단응력 변화에 대해 살펴보았다.

상부에 50.2MPa이 타설된 실험체는 모두 수평전단 파괴가 발생하였고 상부에 77.8MPa이 타설된 실험체는 수평전단 파괴 이전에 모두 휨파괴가 발생하였다. 상부에 77.8MPa이 타설된 실험체는 플랜지 콘크리트가 압괴하면서 파괴되었고 극한 하중 상태의 계면 슬립은 0.08mm로 슬립이 거의 발생하지 않았다. 그에 반해 상부에 50.2MPa이 타설된 실험체는 슬립이 0.25mm (수평전단파괴 시점으로 정의)이상 생기면서 수평전단파괴와 함께 하중이 감소하였다.

실험값과 설계 기준식을 비교해보면, AASHTO Standard, AASHTO LRFD, ACI[2] 모두 안전측으로 예측을 하였고 Push-off test 결과와도 거의 일치하게 나타났다. 이전 연구 결과들과 이번 실험결과를 종합해보면, 계면에서의 수평전단력은 전단철근비 뿐만 아니라 콘크리트 전단강도에도 영향을 미치는 것으로 나타났다.



(a) Typical T-beam cross section



(b) Reinforcement arrangement for test specimen

그림 1-3-4 실험체 형상 (Loov et al.)

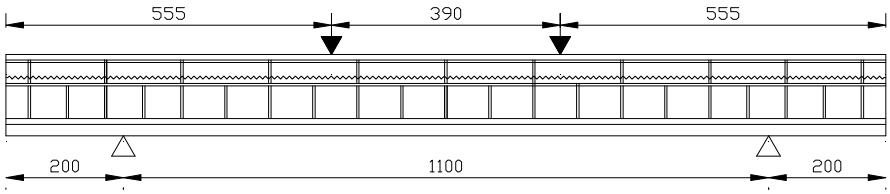
(라) Anna Halicka (2011)

Halicka[1-8]는 그림 1-3-5와 같이 직사각형 합성 콘크리트 보의 계면 상태가 지지점 부근에 주는 영향에 대해 연구하였다. 실험변수는 계면의 상태로, 거친면과 수직철근이 있는 경우(CB/A+S), 거친면만 있는 경우(CB/A), 수직철근만 있는 경우(CB/S) 총 3가지에 대해 실험을 하였고, 각각의 경우 실험체 3개씩 총 9개의 단순지지 보 실험을 하였다.

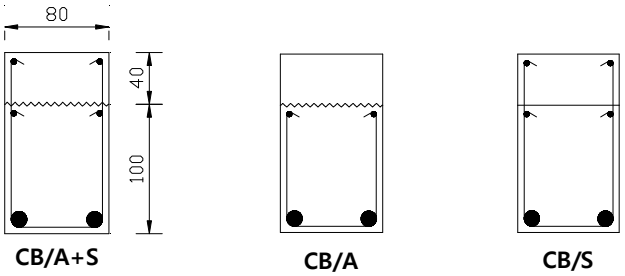
파괴양상을 살펴보면, CB/A+S 실험체는 사인장 균열이 계면에 도달한 뒤 계면을 따라 균열이 조금 발생한 뒤 가력점에 도달하였다. CB/A 실험체도 사인장 균열이 계면에 도달한 뒤에 계면을 따라 균열이 진전되다가 가력점에 도달하였고 수평균열이 단부쪽으로도 퍼져나가면서 또 다른 사인장 균열이 발생하였다. CB/S실험체는 계면에서 수평균열이 먼저 발생하고 수평균열이 가력점과 지지점으로 퍼져나간 뒤, 사인장 균열이 지지점 방향으로 발생하였다.

계면의 상태에 따른 계면의 슬립 정도를 살펴보면, 거친면과 수직철근이 있는 경우(CB/A+S)는 파괴 시점까지 슬립이 거의 발생하지 않았고 거친면만 있는 경우(CB/A)는 초기에는 슬립이 발생하지 않았지만 수평균열이 발생한 이후에는 슬립이 급속도로 발생하였다. 수직철근만 있는 경우(CB/S)는 면이 매끄럽기 때문에 초기부터 슬립이 발생하였고 파괴 시점까지 꾸준히 증가하였다. 파괴 시점에서의 슬립량은 CB/S > CB/A > CB/A+S 순으로 나타났다.

수직 철근의 영향을 살펴보면, 거친면과 수직철근이 있는 경우(CB/A+S)는 사인장 균열이 발생한 이후부터 수직 철근이 힘을 받기 시작하였고 파괴 시점에서 수직 철근은 항복하였다. 수직철근만 있는 경우(CB/S)는 초기부터 수직철근이 수평전단력에 저항을 하였지만, 파괴시점에서 수직철근은 항복하지 않았다.



(a) Longitudinal section



(b) Cross-section of three series of beams

그림 1-3-5 실험체 형상 (Halicka)

(마) 선행 연구자료 현황

프리캐스트와 현장 타설콘크리트가 합성된 부재에 대한 선행 연구 자료들을 살펴보면, 분리타설된 계면에서의 수평전단강도에 대한 연구가 대부분이다. 이와 같이 합성부재의 전단성능에 대한 연구에서 접합면의 수평전단강도에 대한 연구가 주로 이루어진 이유는 합성부재는 요소별로 다른 특성을 가졌기 때문에 분리타설 면의 수평 파괴 없이 일체거동이 이뤄져야 휨과 전단에 저항할 수 있기 때문이다. 하지만 앞서 언급한 바와 같이 현재 합성부재의 다양한 수직전단강도 계산방법들이 검증되지 않은 채 사용되고 있고, 각 방법들 사이의 전단강도평가의 편차도 크기 때문에 수직전단강도 평가에 대한 검증이 필요하다고 할 수 있다. 더욱이 기존의 합성부재의 수평 전단 연구[1-6],[1-8]에서 수평전단파괴가 일어나도록 설계된 실험체에서 예상치 못한 수직전단파괴가 발생한 경우도 보고된 사례가 있다. Loov[1-6]의 연구에 의하면 분리 타설면의 접촉면이 넓은 실험체에서 예상치 못한 수직전단파괴가 발생하였으며, Halicka[1-8]의 연구에 의하면 총 실험체의 2/3에 해당하는 실험체에서 사인장 균열이 발생하였으며 최종적으로 수직/수평 전단파괴가 동시에 발생하였다. 이와 같이 합성부재에 있어서 수평전단 파괴이전에 수직전단 파괴가 발생하거나 수직전단에 의한 손상으로 수평전단성능이 떨어질 수도 있으므로 합성부재의 수직전단성능에 대해서 명확한 분석이 필요하다.

나. 횡보강되지 않은 프리캐스트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단강도

(1) 실험체 설계

(가) 실험변수

실험의 주요 변수로 고강도와 저강도 콘크리트의 면적비, 휨 철근비 그리고 전단경간비를 고려하였다.(표 1-3-1) 첫 번째로 단면적비는 그림 1-3-6와 같이 총 6가지로 구성하였다. 단면 A와 B는 24MPa 저강도 콘크리트와 60MPa 고강도 콘크리트를 전단면에 타설한 단면으로, 저강도와 고강도 콘크리트가 분리 타설된 단면 C~F와 비교하기 위한 기준 단면이다. 여기서, 고강도 콘크리트를 PC부재에 주로 사용되는 40MPa 강도 콘크리트 대신 60MPa를 사용한 이유는 저강도와 고강도 콘크리트 간의 강도차이가 작을 경우 콘크리트 강도차이에 따른 전단강도의 변화가 크지 않기 때문에 강도차이를 크게 하여 콘크리트 강도차이에 따른 명확한 결과를 얻기 위해서이다. 단면 C, D, F는 저강도의 현장타설 콘크리트 깊이가 전단강도에 미치는 영향을 보기 위한 단면으로 단면 C의 상부 3/8과 단면 D의 상부 5/8, 그리고 단면 F의 상부 1/8에 저강도 콘크리트(24MPa)가 타설되었다. 단면 E는 연속보로 설계한 경우 부 모멘트가 작용하는 구간에서 발생할 수 있는 단면 형상으로 상부 3/8이 60MPa이고 하부 5/8가 24MPa이다.

두 번째 변수로 휨 철근비를 고려하였다. 휨 철근비에 따른 전단강도의 변화를 알아보기 위해 철근비가 1.31%, 1.75%, 2.87% 세 가지 경우에 대해 실험을 수행하였다. 세 번째 변수는 전단경간비(a/d)이다. 일반적으로 전단경간비 2.5를 기준으로 깊은 보와 세장한 보로 나누는데 전단경간비가 4.0인 경우와 2.5인 경우에 대해 실험을 하여 세장한 보에서 전단경간비가 전단강도에 미치는 영향을 살펴보았다.

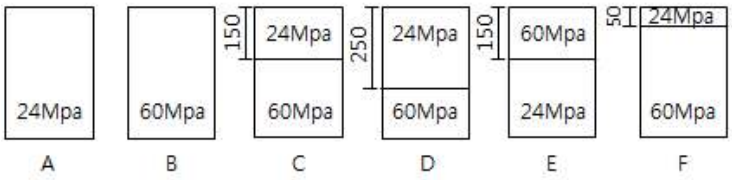


그림 1-3-6 단면 형상 A~F

표 1-3-1 실험 변수 및 모멘트와 전단강도 비교(무횡보강 실험체)

Speci-men	*a/d*	Section Type	ρ (%)	Rebar arrange-ment	M_n (kN)	V_m (kN)	V_n (kN)	$\frac{V_m}{V_n}$	V_{nh} (kN)	V_{hv} (kN)	$\frac{V_{hv}}{V_{nh}}$
1		A			203	239	72	3.31	-	-	-
2		B			235	277	114	2.42	-	-	-
3	2.5	C	1.31	a	203	239	100	2.38	124	300	2.43
4		D			203	239	90	2.65	124	270	2.18
5		E			235	277	90	3.07	124	270	2.18
6		A			304	224	72	3.10	-	-	-
7		B			458	337	114	2.95	-	-	-
8	4.0	C	2.87	b	304	224	100	2.23	198	480	2.43
9		D			304	224	90	2.48	198	431	2.18
10		E			458	337	90	3.73	198	431	2.18
11		A			221	163	72	2.25	-	-	-
12		B			262	193	114	1.69	-	-	-
13	4.0	C	1.75	c	221	163	100	1.62	198	480	2.43
14		D			247	181	90	2.01	198	431	2.18
15		E			304	224	90	2.48	198	431	2.18
16		F			221	163	110	1.48	198	245	1.24
17		A			203	149	72	2.07	-	-	-
18		B			235	173	114	1.52	-	-	-
19	4.0	C	1.31	d	203	149	100	1.49	198	480	2.43
20		D			203	149	90	1.65	198	431	2.18
21		E			235	173	90	1.92	198	431	2.18
22		F			203	149	110	1.36	198	245	1.24

(나) 실험체 설계 및 제작

실험은 총 두 차례에 걸쳐서 수행되었다. 1차 실험은 실험체 7~12에 대하여 실시되었으며, 실험결과, 고강도콘크리트의 기여도가 예측과 크게 다르게 나타나서 (실험결과 참조) 이를 보다 명확히 검증하기 위하여 실험체 1~6, 실험체 13~22에 대하여 2차 실험을 수행하였다.

모든 실험체의 단면크기는 260mm × 400mm 이며, 지점간 순 길이는 전단경간비가 2.5인 실험체의 경우 2,100mm이고 전단경간비가 4.0인 실험체의 경우 3,120mm이다. 철근의 정착 길이 확보를 위해 지지점 뒤로 350mm 또는 450mm를 연장시켰다. 철근은 피복두께 50mm를 고려하여 그림 1-3-7에서와 같이 철근비가 1.31%인 a와 d에서는 3D22를, 철근비가 1.75%인 b에서는 4D22를 1단으로 배치하였고 철근비가 2.87%인 c에서는 5D25를 2단으로 배치하였다.

모든 실험체는 휨 항복 전에 전단 파괴가 발생하도록 설계하였다. 표 1-3-1은 실험체의 휨강도와 전단강도를 나타내고 있다. 실험체 휨성능(M_n)에 따른 전단력(V_m)에 대한 수직 전단성능(V_n)의 비(V_m/V_n)가 1.5이상이 되도록 설계하여 휨 항복 전에 전단파괴가 발생하도록 하였다. 여기서 수직 전단성능(V_n)은 전단강도 일반식(식 3-1)을 사용하여 계산하였고 복합단면의 콘크리트 강도는 단면적비에 근거한 유효강도를 사용하였다.

복합단면(단면 C~F)의 경우 전단연결재가 없기 때문에 수직전단파괴가 발생하기 전에 접촉면의 수평전단파괴가 발생할 가능성이 있다. 콘크리트 설계기준(KCI 2007) 17.3.2 [1-3]에서 전단연결재가 없는 경우 수평 전단강도는 다음과 같이 정의 한다.

$$V_{nh} \le 0.56 b_v d \tag{3-4}$$

표 1-3-1은 공칭수평전단강도(V_{nh})와 수직전단강도에 근거하여 계산된 수평전단력(V_{hv})을 비교하고 있다. 여기서, V_{hv}는 수직 전단강도에 해당하는 수평전단력으로 두 콘크리트의 경계면에서 전단응력과 접촉면적을 곱한 값이다. 표 1-3-1에 나타난 바와 같이 V_{hv}/V_{nh} 값은 1.17~2.39로서 모든 실험체에서 수직전단파괴전에 수평전단파괴가 발생하는 것으로 예측되었다.

실험체는 3일에 걸쳐 제작 되었다. 실험체 타설 첫째 날은 60MPa 콘크리트를 타설하고 증기양생을 하였으며, 둘째 날은 양생된 60MPa 콘크리트 위에 24MPa 콘크리트를 타설하였다. 셋째 날에는 단면 E의 상부에 위치한 60MPa 콘크리트를 타설하였다. 그리고 수평전단력의 저항을 높이기 위해 하부에 타설된 콘크리트가 양생이 이뤄진 후 글라인더를 이용하여 표면을 약 6mm 깊이로 거칠게 하였다. 압축강도 시험용 공시체는 실험체와 같은 조건에서 타설, 양생하였다.

a

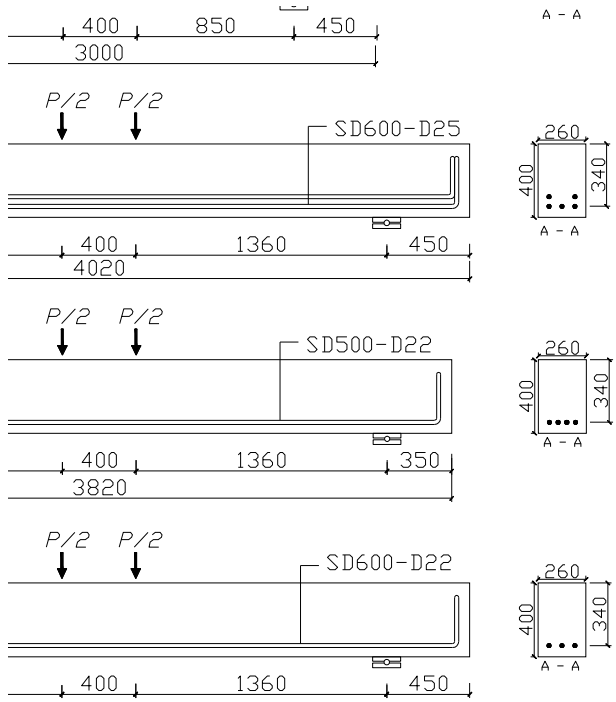


그림 1-3-7 실험체 형상 및 철근 배근 상세 (무횡보강 실험체)



그림 1-3-8 합성보 실험체 제작 과정

(다) 실험 방법 및 측정

실험 방법은 그림 1-3-9와 같이 보 중앙에 1,000kN오일 잭을 이용하여 2점 하중을 가하였다. 지지점과 가력점에는 회전을 자유롭게 하기 위해 롤러철물을 사용하였다. 균열 양상을 살펴보기 위해 50kN 단위로 수성 매직을 이용하여 균열을 체크하였고, 전단파괴가 예상되는 실험체들이기때문에 예상하중에 도달한 이후에는 균열을 그리지 않았다. 세밀한 분석을 위해 동영상 촬영과 사진 촬영이 함께 이뤄졌다.

측정방법으로는 먼저 로드셀을 이용하여 가력 힘을 측정하였고 보 중앙부의 처짐과 곡률을 측정하기 위해 LVDT를 중앙부, 2점 하중이 가해는 곳, 중앙에서 800mm 떨어진 곳에 설치하였다. 철근이 전단파괴 이전에 휨 항복을 하였는지 확인하기 위해 휨 철근에 5mm 변형률 게이지를 부착하였다. Data Logger을 이용하여 모든 정보를 한번에 수집하였다.

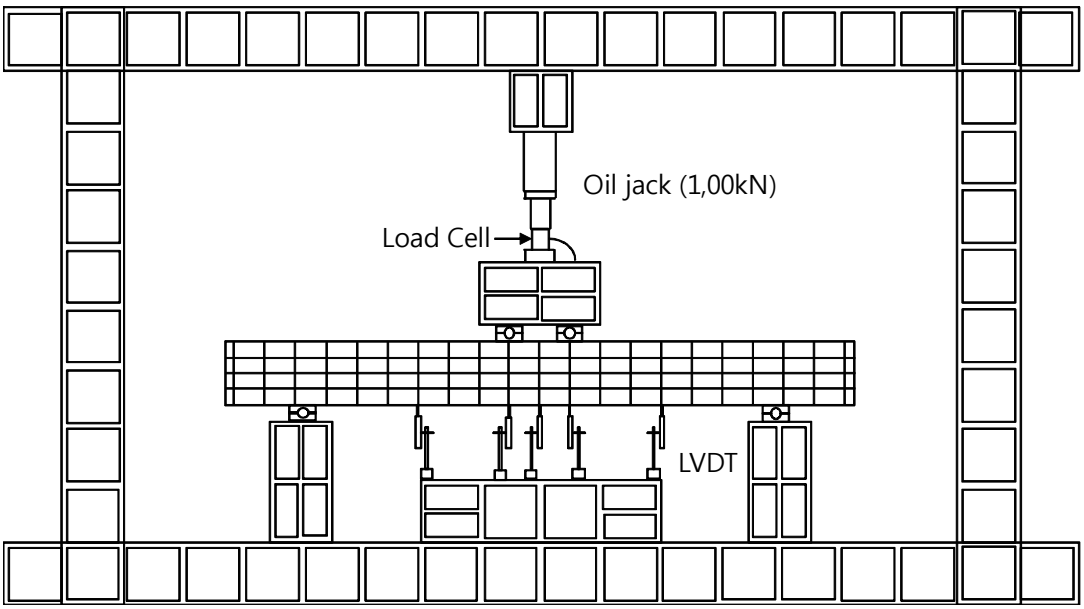


그림 1-3-9 실험 세팅

(라) 재료 강도

콘크리트의 배합은 표 1-3-2에 나타난 바와 같고 실험체를 두 번 제작하여 두 가지 배합비가 사용되었다. 공칭강도 24MPa와 60MPa 두 가지 종류의 콘크리트를 사용하였다. 콘크리트 공시체는 KS F 2403 기준을 따라 100mm × 200mm로 제작하였고 공시체를 강도별로 3개씩 KS F 2405 기준을 따라 압축 강도 실험을 하였다. 공시체 실험 강도 값은 실험결과와 함께 나타냈다.

보의 주 철근은 표 1-3-3과 같이 SD500 D22, SD600 D22, SD600 D25를 사용하였다. 철근의 기계적 성질을 평가하기 위해 KS B 0801의 금속재료 인장시험 규정에 따라 시험편을 제작하였고 KS B 0802에 따라 시험을 실시하였다. 사용한 철근의 기계적 특성은 표 1-3-3에 나타난 바와 같고 SD600 철근은 그림 1-3-10과 같이 offset method를 이용하여 항복응력을 구하였다.

표 1-3-2 콘크리트 배합 상세

Specimen No.	Nominal strength	W/C (%)	Unit weight(kg/㎥)				
			W	C	S	G	SP
Specimen 7~12	24	43	150	349	925	974	0.0
	60	31.6	168	531	720	897	5.3
Specimen 1~6, 13~22	24	48	165	344	860	968	1.72
	60	29	180	620	625	935	8.06

표 1-3-3 철근의 기계적 성질

Type	$f_y(MPa)$	$\varepsilon_y(\mu)$	$E_S(GPa)$
SD500 D22	555	2,968	187
SD600 D22	730	3,842	190
SD600 D25	735	3,675	200

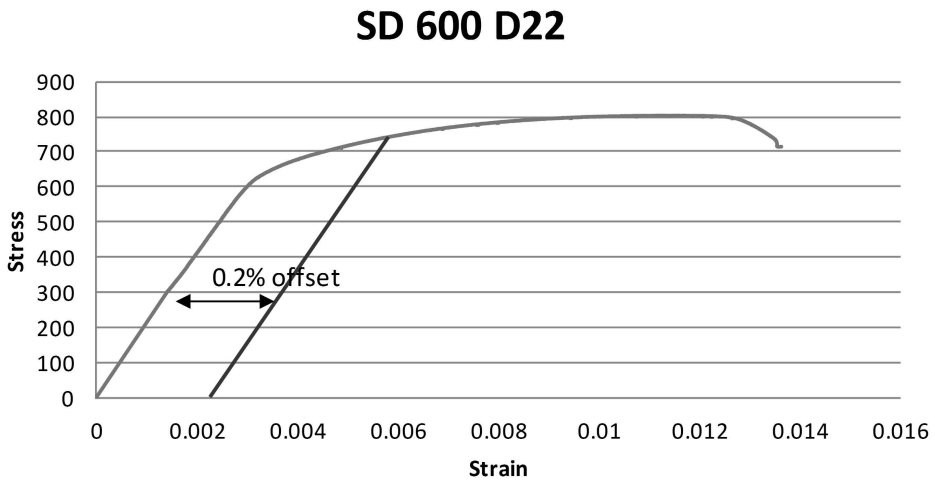


그림 1-3-10 SD 600철근의 항복강도 (Offset method)

(2) 실험 결과

(가) 하중 변위 관계

① 실험체 1~5

실험체 1~5는 휨 철근비가 1.31%이고 전단경간비는 2.5인 실험체로 그 결과는 그림 1-3-11, 12와 표 1-3-4에 나타냈다. 모든 실험체의 전단파괴 과정을 살펴보면, 사인장 균열이 웨브에서 발생한 이후에 하중을 더 전달하다가 사인장 균열이 지지점과 가력점으로 진전되다 최종적으로 파괴되었다. 파괴시 휨 철근의 최대 변형률은 2,050με으로 항복하지 않았다. (2,050με≤3,842με)

KCI-2012와 ACI318-11 기준에서는 사인장 균열의 크기가 급속히 증가할 때를 파괴기준으로 고려하고 있다. 따라서 실험 강도는 그림 1-3-11과 같이 처음으로 사인장 균열이 발생한 시점으로 정의하였고 둥근 점으로 표시하였다. 실험결과는 '전단면이 60MPa인 실험체 2 (269kN) > 상부 3/8이 24MPa이고 하부 5/8가 60MPa인 실험체 3 (251kN)> 전단면이 24MPa인 실험체 1 (217kN) > 상부 5/8가 24MPa이고 하부 3/8이 60MPa인 실험체 4 (214kN) > 상부 3/8이 60MPa이고 하부 5/8가 24MPa인 실험체 5 (199kN)'순으로 나타났다.

대체로 단면적비로 강도를 계산한 유효강도(f_{eff})와 전단강도가 비슷한 양상을 보였고 웨브에 타설된 콘크리트 강도가 사인장 균열 강도에 영향을 미쳤다. (실험결과 비교/분석시 상부 150mm를 압축대, 하부 150mm를 인장대, 중앙 100mm를 웨브로 칭하였다.) 웨브에 60MPa가 타설된 실험체 2번과 3번이 웨브에 24MPa가 타설된 실험체 1번, 4번, 5번보다 크게 나타났다. 또한, 사인장 균열 이후의 거동은 압축대 콘크리트 영향을 받았다. 압축대에 60MPa가 타설된 실험체 2번과 3번은 사인장 균열 이후에 하중이 계속 증가를 하였지만, 압축대에 24MPa가 타설된 1번, 3번, 4번은 하중 증가가 거의 없었다.

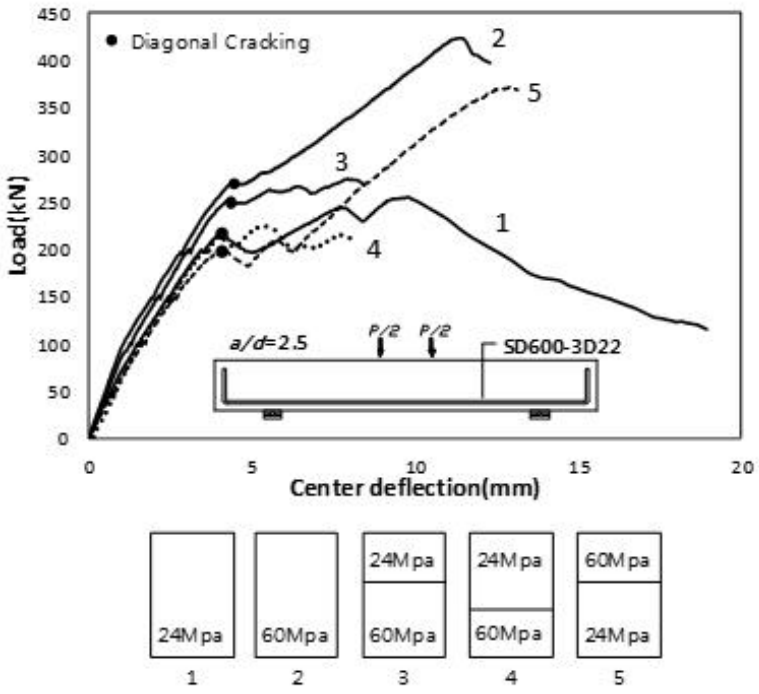


그림 1-3-11 하중 변위 관계 (실험체 1~5)

표 1-3-4 실험결과와 예측 값 비교 (실험체 1~5)

Specimen	f_{ck}(MPa)		f_{eff} (MPa)	V_c (kN,)	KCI predicted(kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24MPa	60MPa			V_{c1} (General)	V_{c2} (Detailed)		
1	26.6	-	26.6	109	76	93	1.43	1.16
2	-	55.4	55.4	135	110	126	1.23	1.07
3	26.6	55.4	44.6	126	98	115	1.28	1.09
4	26.6	55.4	37.4	107	90	107	1.19	1
5	26.6	57.5	38.2	100	91	108	1.09	0.92

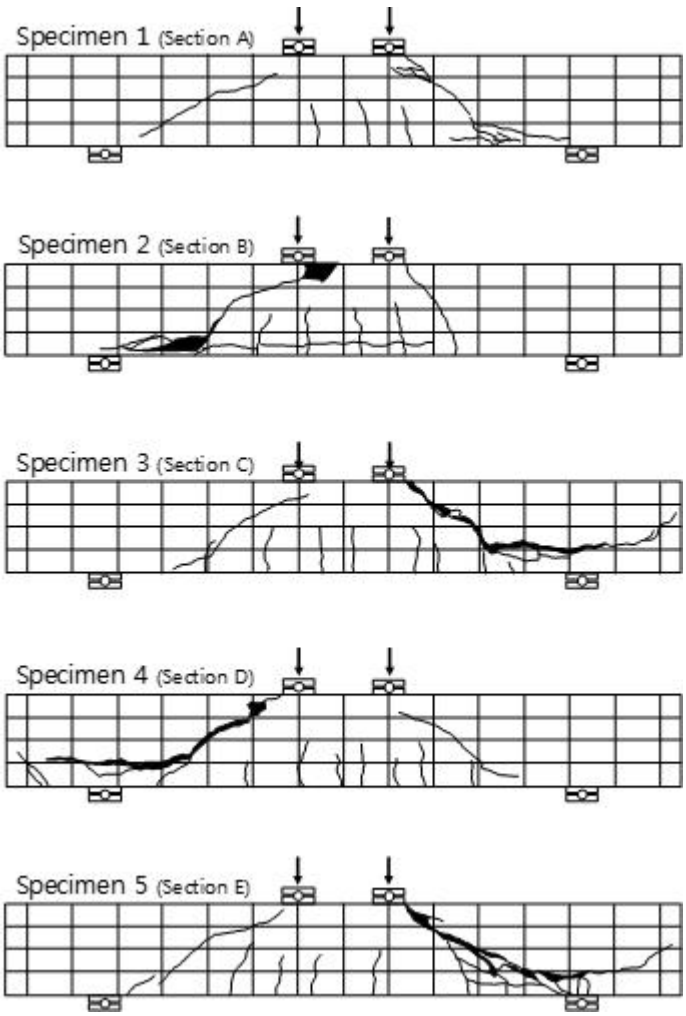


그림 1-3-12 최종 파괴 균열 양상 (실험체 1~5)

② 실험체 6~10

실험체 6~10은 전단경간비 4.0에 휨 철근비를 2.87% 사용한 실험체로 결과는 그림 1-3-13, 14와 표 1-3-5에 나타냈다. 모든 실험체는 최대 변위에서 사인장 균열과 함께 취성 파괴가 발생하였고 파괴시 휨 철근의 최대 변형률은 1,788με으로 항복하지 않았다. (1,788με ≤ 3,675με)

실험결과는 이전 실험과 비슷하게 단면적비로 콘크리트 강도를 계산한 유효강도(f_{eff})와 전단강도가 비슷한 양상을 보였다. 실험결과는 '전단면이 60MPa인 실험체 7 (313kN) > 상부 3/8이 24MPa이고 하부 5/8가 60MPa인 실험체 8 (300kN)> 전단면이 24MPa인 실험체 1 (259kN) > 상부 3/8이 60MPa이고 하부 5/8가 24MPa인 실험체 10 (254kN) > 상부 5/8가 24MPa이고 하부 3/8이 60MPa인 실험체 9 (245kN)' 순으로 나타났다.

전단면이 24MPa인 실험체 6과 압축대와 웨브가 24MPa이고 인장대가 60MPa인 실험체 9의 강도는 각각 259kN과 245kN으로 인장대 콘크리트 강도 차이에도 불구하고 실험강도는 오히려 전단면이 24MPa인 실험체가 더 크게 나타났고 강성은 서로 비슷하였다. 또한, 압축대가 60MPa이고 웨브와 인장대가 24MPa인 실험체 10의 강도는 254kN으로 압축대의 강도가 증가하면서 강성은 증가하였지만 실험강도는 실험체 6과 비슷하였다. 종합하면, 하부와 상부에 타설된 콘크리트 강도는 강성(기울기)에 영향을 주었지만 전단력에는 큰 영향을 주지 못하였다. 웨브에 60MPa가 타설된 실험체 7과 8이 다른 실험체들 보다 약 20% 큰 전단력을 나타낸 것을 보면, 전단력은 상부, 하부 콘크리트 강도보다는 웨브 콘크리트 강도에 큰 영향을 받은 것을 알 수 있다.

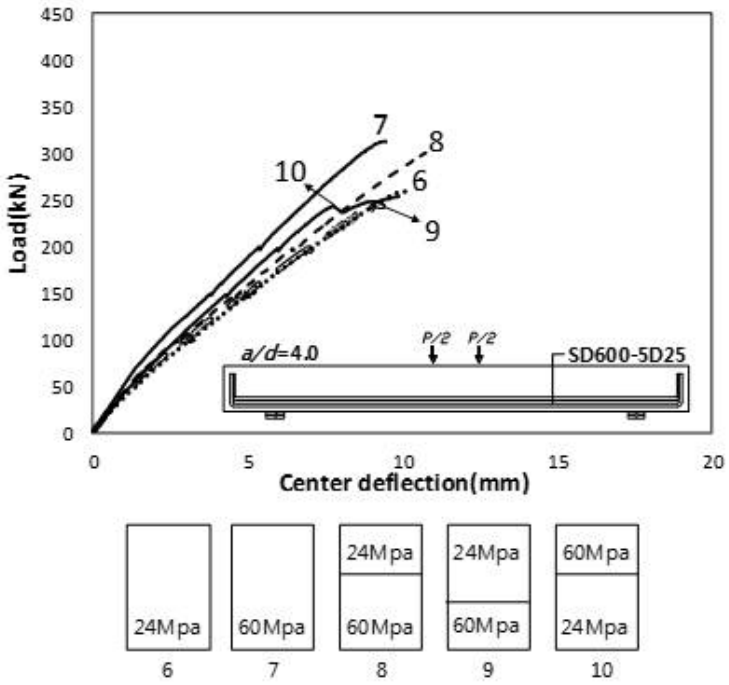


그림 1-3-13 하중 변위 관계 (실험체 6~10)

표 1-3-5 실험결과와 예측 값 비교 (실험체 6~10)

Specimen	f_{ck}(MPa)		f_{eff} (MPa)	V_c (kN,)	KCI predicted(kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24MPa	60MPa			V_{c1} (General)	V_{c2} (Detailed)		
6	24.9	-	24.9	130	73	102	1.77	1.27
7	-	53.2	53.2	157	107	135	1.46	1.16
8	24.9	53.2	42.6	150	96	124	1.56	1.21
9	24.9	53.2	35.5	123	88	116	1.4	1.06
10	24.9	55.3	36.2	127	89	117	1.43	1.09

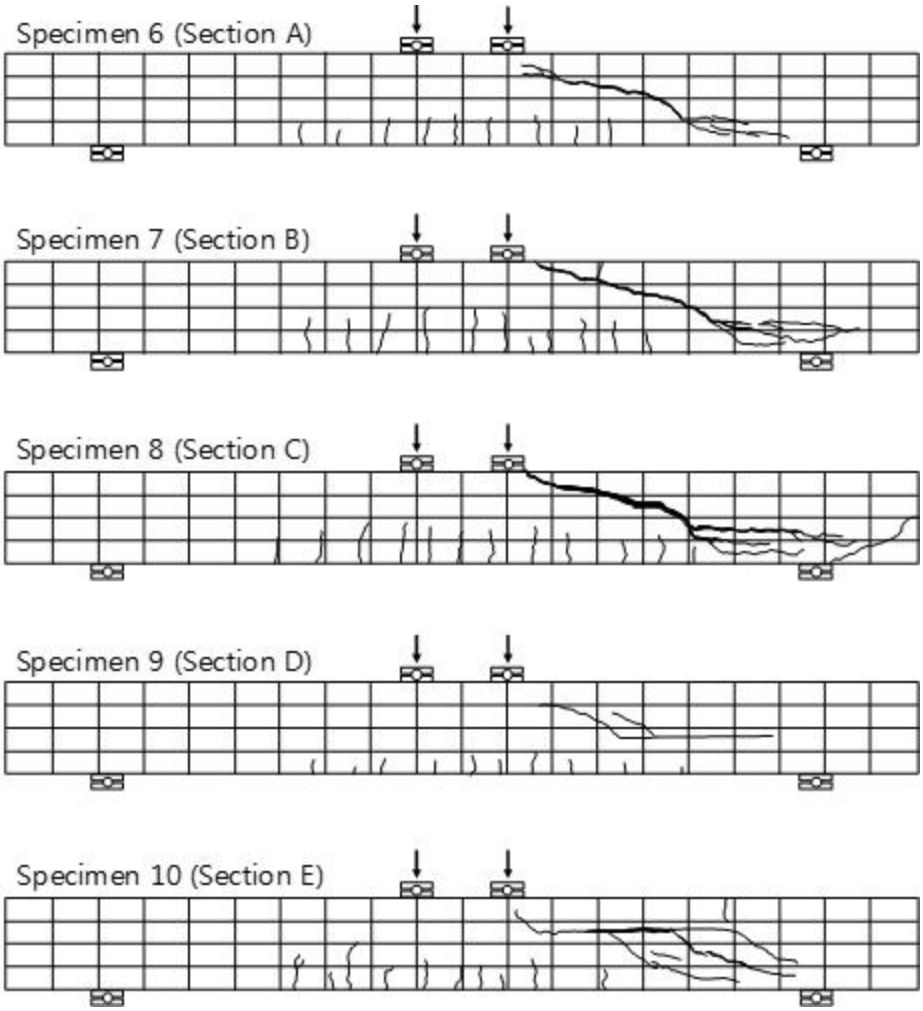


그림 1-3-14 최종 파괴 균열 양상 (실험체 6~10)

③ 실험체 11～16

실험체 11～16는 전단경간비 4.0에 휨 철근비를 1.75% 사용한 실험체로 결과는 그림 1-3-15, 16과 표 1-3-6에 나타냈다. 모든 실험체는 실험체6～10과 같이 최대 변위에서 사인장균열과 함께 취성파괴가 발생하였고 파괴시 휨 철근의 최대 변형률은 1,879με으로 항복하지 않았다. (1,879μ≤2,968με)

실험결과는 이전 실험들과 전혀 다른 양상을 보였다. 실험결과는 '상부 3/8이 24MPa이고 하부 5/8가 60MPa인 실험체 13 (270kN) > 상부 1/8이 24MPa이고 하부 7/8이 60MPa인 실험체 16 (245kN) > 상부 3/8이 60MPa이고 하부 5/8가 24MPa인 실험체 15 (214kN) > 상부 5/8가 24MPa이고 하부 3/8이 60MPa인 실험체 14 (203kN) > 전단면이 60MPa인 실험체 12 (202kN) > 전단면이 24MPa인 실험체 11 (185kN) >' 순으로 나타났다.

전단면이 24MPa인 실험체 11과 전단면이 60MPa인 실험체 12의 강도는 각각 185kN, 202kN으로 콘크리트 강도에 따른 강도 차이가 거의 발생하지 않았다. 또한, 강도가 가장 클 것으로 예상된 실험체 12는 압축대가 24MPa이고 웨브와 인장대가 60MPa인 실험체 13과 상부 1/8이 24MPa이고 하부 7/8이 60MPa인 실험체 16보다 전단강도가 각각 25%, 18% 작았다. 심지어 압축대가 60MPa이고 웨브와 인장대가 24MPa인 실험체 15보다 작게 나타났다.

실험체 12의 예상외의 결과를 재확인하기 위해 제작 실수로 배가 분 실험체 12'에 대해 추가 실험하였다. 그 결과는 225kN으로, 단면의 크기가 12% (260mm → 290mm) 증가하면서 실험강도도 11% (202 → 225kN) 증가하였다. 실험체 12'의 결과를 통해 실험체 12가 문제 없다는 것을 확인하였다.

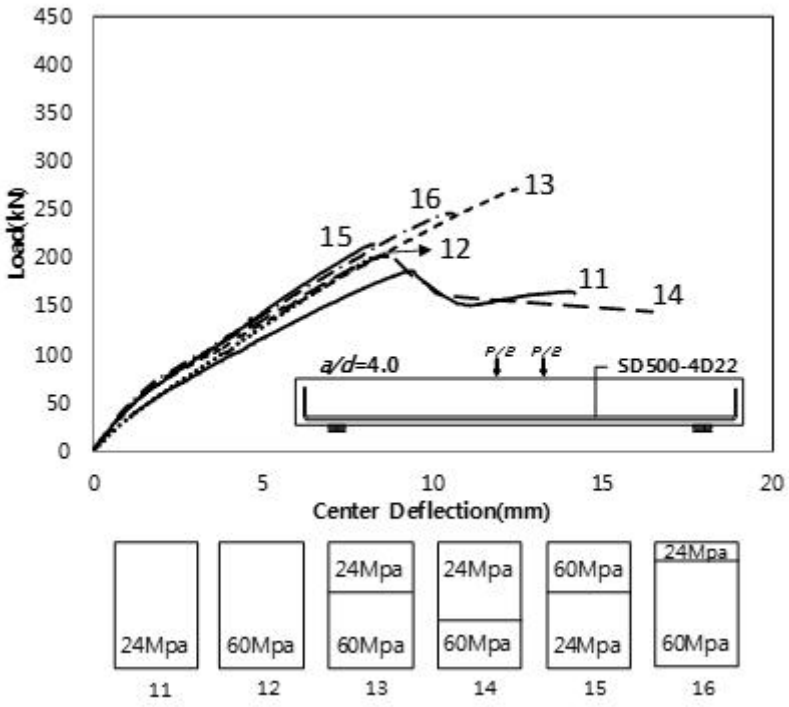


그림 1-3-15 하중 변위 관계 (실험체 11～16)

표 1-3-6 실험결과와 예측 값 비교 (실험체 11～16)

Specimen	f_{ck}(MPa)		f_{eff} (MPa)	V_c (kN,)	KCI predicted(kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24MPa	60MPa			V_{c1} (General)	V_{c2} (Detailed)		
11	20.8	-	20.8	93	67	84	1.38	1.1
12	-	63.2	63.2	101	117	132	0.86	0.77
13	21.9	59	45.1	135	99	114	1.37	1.18
14	22.6	53.3	34.1	102	86	102	1.18	0.99
15	22.6	51.5	33.4	107	85	101	1.26	1.06
16	21.9	59	54.4	123	109	124	1.13	0.99

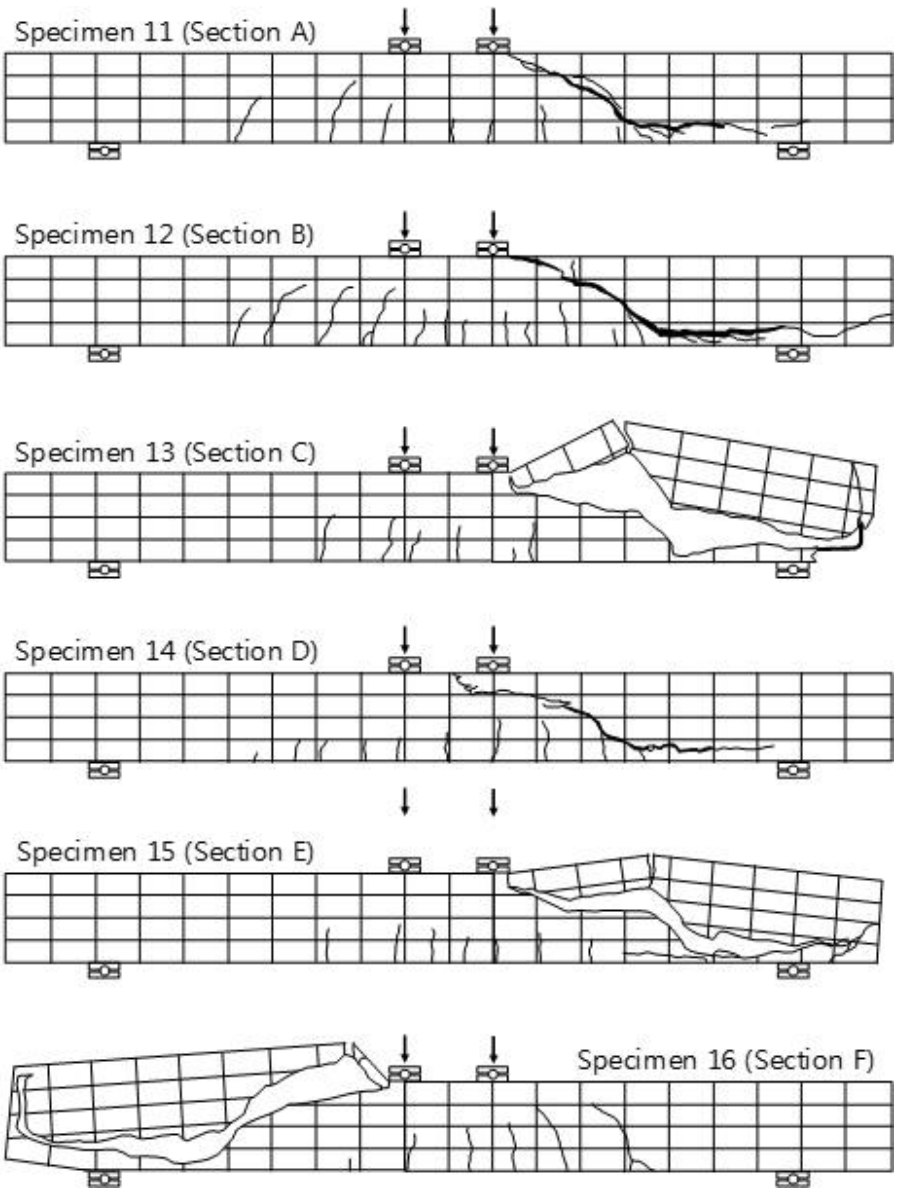


그림 1-3-16 최종 파괴 균열 양상 (실험체 11～16)

④ 실험체 17~22

실험체 17~22은 전단경간비 4.0에 휨 철근비를 1.31%를 사용한 실험체로 결과는 그림 1-3-17, 18과 표 1-3-7에 나타냈다. 모든 실험체는 최대변위에서 사인장 균열과 함께 취성파괴가 발생하였고 파괴시 휨 철근의 최대 변형률은 1,990με으로 항복하지 않았다. (1,990με ≤ 3,842με)

실험은 183~215kN 사이에서 파괴되었으며, 콘크리트 강도차이에도 불구하고 실험체 별로 큰 강도 차이가 나지 않았다. 실험결과는 실험체 11~16과 비슷하였고, '상부 3/8이 24MPa이고 하부 5/8이 60MPa인 실험체 19 (215kN) > 상부 1/8이 24MPa이고 하부 7/8이 60MPa인 실험체 22 (206kN) > 전단면이 60MPa인 실험체 18 (195kN) > 상부 5/8가 24MPa이고 하부 3/8이 60MPa인 실험체 20 (191kN) > 전단면이 24MPa인 실험체 17 (188kN) > 상부 3/8이 60MPa이고 하부 5/8가 24MPa인 실험체 21 (183kN)' 순으로 나타났다.

전단면이 24MPa인 실험체 17과 전단면이 60MPa인 실험체 18의 강도는 각각 188kN과 195kN으로 콘크리트 강도 차이에도 불구하고 전단강도에는 큰 차이가 없었다. 또한, 전단면이 60MPa인 실험체 18의 강도는 압축대가 24MPa인 실험체 19와 상부 1/8이 24MPa인 실험체 22보다 전단강도가 각각 10%, 5% 작았다.

1차 실험결과(실험체11~16)가 예측과 달라서 2차 실험(실험체 17~22)을 수행하였는데 비슷한 양상이 나타났다. 저강도와 고강도만 사용한 실험체들 사이에 강도차이가 거의 없었고 고강도만 사용한 단면보다 상부 24MPa에 하부 5/8와 7/8이 60MPa인 합성 단면의 강도가 더 크게 나타났다.

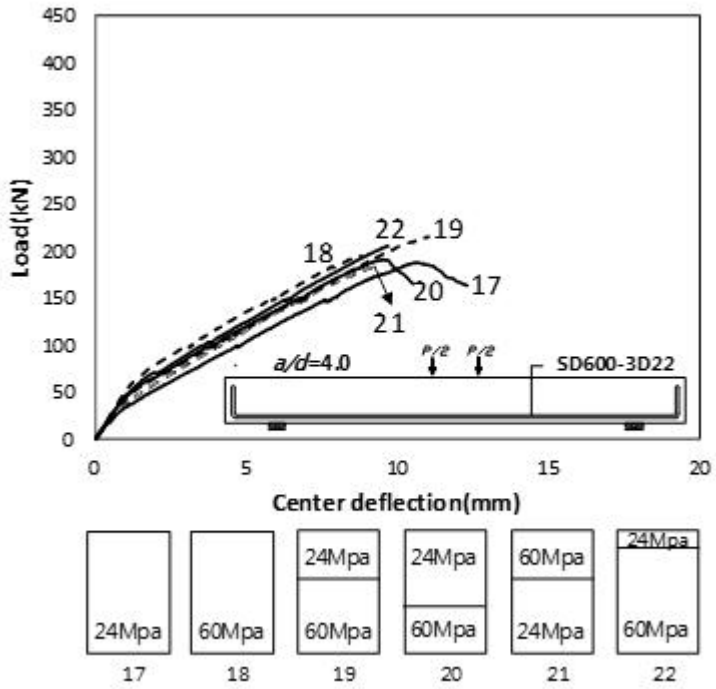


그림 1-3-17 하중 변위 관계 (실험체 17~22)

표 1-3-7 실험결과와 예측 값 비교 (실험체 17~22)

Specimen	f_{ck}(MPa)		f_{eff} (MPa)	V_c (kN,)	KCI predicted(kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24MPa	60MPa			V_{c1} (General)	V_{c2} (Detailed)		
17	24.7	-	24.7	94	73	85	1.28	1.11
18	-	54.8	54.8	98	109	119	0.89	0.82
19	24.7	54.8	43.5	108	97	108	1.11	1
20	24.7	54.8	36	96	88	99	1.08	0.96
21	24.8	55.3	36.2	92	89	100	1.03	0.92
22	24.8	53.2	49.7	103	104	114	0.99	0.9

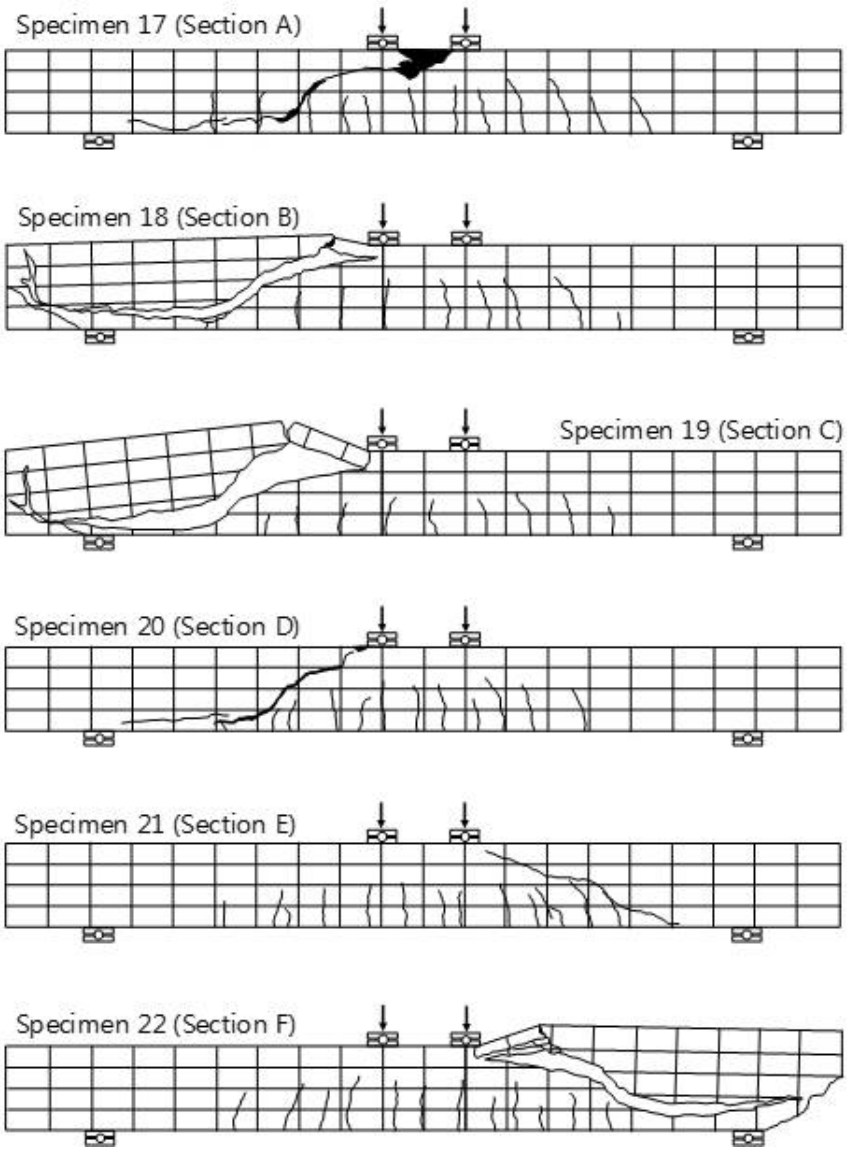


그림 1-3-18 최종 파괴 균열 양상 (실험체 17~22)

(나) 파괴 메커니즘

① 실험체 1~5 (전단경간비가 2.5인 경우)

전단경간비가 2.5인 실험체 3의 파괴 메커니즘을 그림 1-3-19에 나타냈다. (a)초기에 휨 인장 균열이 발생하였고 하중이 증가하면서 (b),(c)웨브에 사인장 균열이 서서히 발생하다가 (d)최종적으로 사인장 전단파괴(Diagonal shear cracking failure)가 발생하였다. 사인장 균열은 웨브에서 서서히 발생하였고 웨브에 타설된 콘크리트 강도에 영향을 받았다. 그림 1-3-11를 보면 웨브에 60MPa가 타설된 실험체 2와 3(단면 B, C)이 웨브에 24MPa가 타설된 실험체 1, 4, 5(단면 A, D, E) 보다 25% 큰 하중에서 사인장 균열이 발생하였다.

최종파괴는 웨브의 사인장 균열이 가력점에 도달하면서 발생하였는데 그림 1-3-11를 보면 압축대가 60MPa인 실험체 2, 5(단면 B, E)는 사인장 균열이 발생한 이후 각각 57%, 86% 하중이 증가한 후 파괴되었고 압축대가 24MPa인 실험체 1, 3, 4(단면 A, C, D)는 사인장 균열이 발생한 이후 각각 15%, 10%, 7% 하중이 증가한 후 파괴되었다. 이는 사인장 균열 후 하중 전달메커니즘이 휨 작용에서 경사 스트럿 작용으로 변화 되면서 하중 전달방식이 달라짐을 보여주고 있다.

이와 같이 횡보강 되지 않은 전단경간비가 2.5인 보에서 사인장 균열은 웨브에 타설된 콘크리트 강도에 영향을 받았고 최종파괴는 압축대에 타설된 콘크리트의 영향을 받았다는 것을 알 수 있다.

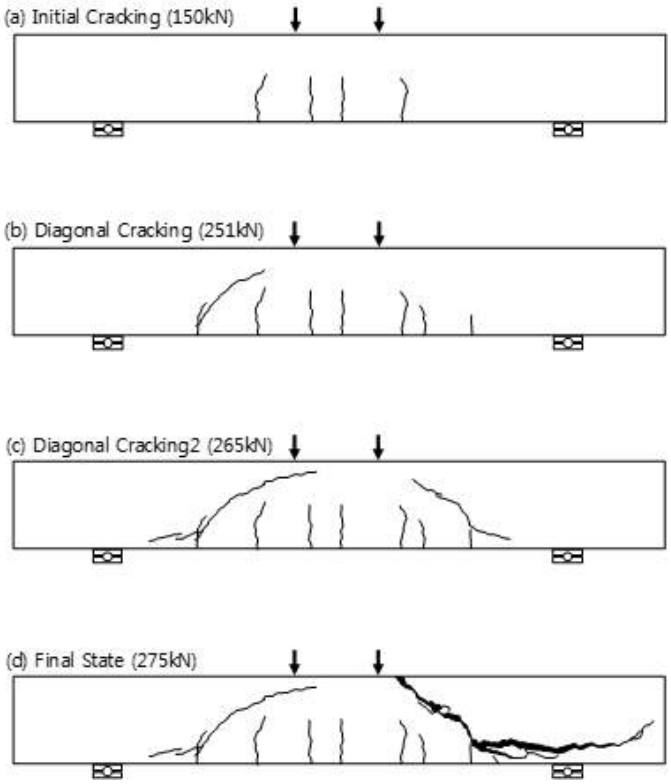


그림 1-3-19 균열 진전 양상 (실험체 3)

② 실험체 6~22 (전단경간비가 4.0인 경우)

전단경간비가 4.0인 실험체 14의 파괴 메커니즘을 그림 1-3-20에 나타냈다. (a)초기에 휨 인장균열이 발생하였고 하중이 증가하면서 휨 균열이 중립축으로 서서히 진전되다 (b)웨브에서 사인장 균열이 발생하면서 (c)취성적으로 전단파괴가 발생하였다. 사인장 균열을 자세히 살펴보면 휨 균열이 사인장 균열로 진전되어 발생하는 것이 아니라 사인장 균열이 독립적으로 웨브부분에서 발생하는 것으로 나타났다. 최종파괴는 사인장 균열이 발생한 이후에 빠른 속도로 사인장 균열이 가력점과 지지점으로 진전되면서 발생하였다. 가력점을 향한 균열은 가력점 부근까지 도달하였고 지지점을 향한 균열은 인장철근을 따라 부착균열로 발전하였다.

파괴되는 형태는 휨 철근비에 따라 차이를 보였다. 먼저, 휨 철근비가 1.31%와 1.75%인 경우(실험체 11~22), 웨브부분에 타설된 콘크리트 강도에 따라 파괴형태가 달랐다. 웨브부분에 24MPa가 타설된 단면 A와 단면 D는 사인장 균열이 발생하고 균열이 점진적으로 발전하면서 전단파괴되었지만 웨브부분에 60MPa가 타설된 단면 B, 단면 C, 단면F는 사인장균열 발생과 동시에 큰 변형과 함께 취성적으로 전단 파괴가 발생하였다. 그에 반해 휨 철근비가 2.87%인 실험체(실험체 6~10)는 실험체 10을 제외하고는 사인장 균열발생과 동시에 취성적으로 파괴되었고 실험체 10은 사인장 균열이 발생한 이후에 점진적으로 균열이 발전하면서 파괴되었다. 실험체 9와 10은 수평전단 균열과 사인장 균열이 복합적으로 발생하였다.

이와 같이 횡 보강되지 않은 전단경간비가 큰 보에서는 사인장 균열과 함께 전단파괴가 발생하였고 웨브에 타설된 콘크리트강도와 휨 철근비에 따라 파괴형태가 다르게 나타났다.

모든 실험체는 전단연결재가 없어서 수직전단파괴 이전에 수평전단파괴가 발생할 것이라고 예상되었지만 실험결과를 보면 실험체 4과 5를 제외하고는 수평 전단 균열조차 발생하지 않았다. 이것은 수평전단에 대한 현행 기준[1]이 지나치게 보수적이라는 것을 알 수 있다.

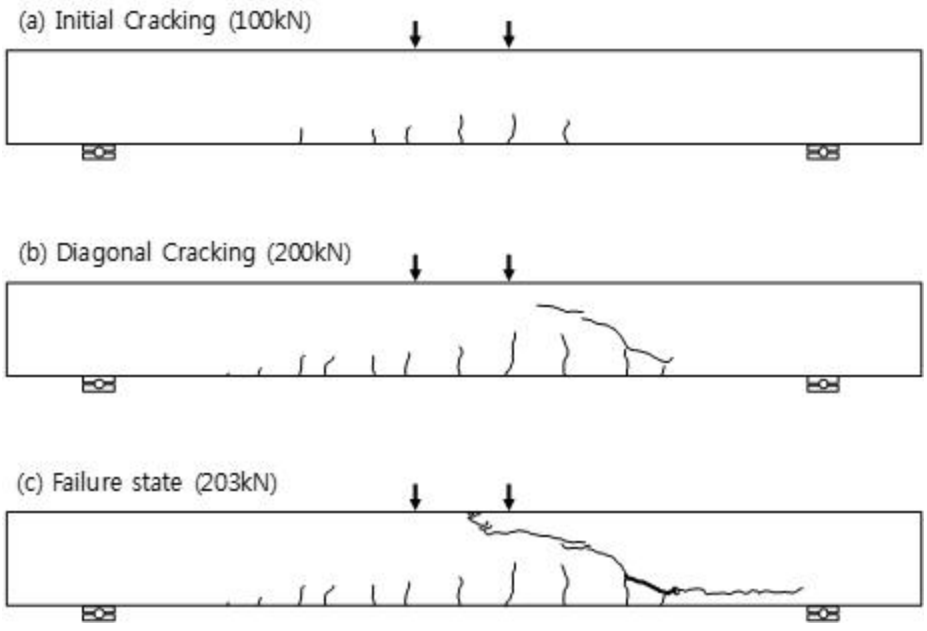


그림 1-3-20 균열 진전 양상 (실험체 14)

(3) 실험 결과 분석

철근비가 1.31%와 1.75%인 실험체 11~22의 결과를 살펴보면, 전단면이 24MPa인 단면 A와 전단면이 60MPa인 단면 B의 강도차이는 거의 없었다. Choi(2007)[1-9],[1-10]의 연구에 따르면 압축대의 깊이와 콘크리트 강도가 전단강도를 결정하는 주요 요인인데, 단면 B의 경우 단면 A에 비해 콘크리트 강도는 증가하였지만 콘크리트 강도 증가로 인하여 휨 모멘트에 대한 압축대의 깊이가 작아지고, 따라서 전단력을 저항하는 압축대의 깊이가 작아지기 때문에 두 단면의 전단강도 차이가 거의 발생하지 않았다. 또한 실험결과에 의하면 철근비가 증가할수록 고강도 콘크리트 실험체의 강도증진 효과가 증가하는 것을 볼 수 있는데, 이는 압축대의 크기가 상대적으로 증가하기 때문이며 콘크리트 보의 전단강도는 콘크리트강도와 압축대의 상대적 크기를 합리적으로 반영해서 결정해야 한다.

전단면이 60MPa인 단면 B와 상부 3/8이 24MPa이고 하부 5/8가 60MPa인 단면 C를 비교해 보면, 예상과는 달리 단면 C가 단면 B보다 큰 전단강도를 나타낸다. 이것은 두 가지 원인으로 판단된다. 첫 번째 원인은 앞서 언급한 바와 같이 고강도 콘크리트 60MPa를 사용한 단면 B의 경우 압축대 깊이의 감소로 인하여 상부 3/8에 24MPa를 사용한 단면 C보다 전단강도가 크게 증가하지 않는다. 두 번째 원인은 두 콘크리트의 인장균열강도의 차이, 탄성계수의 차이, 분리 타설된 면에서의 불연속성의 이유로 인하여 경사 인장균열 fracture가 단일균열에 의하여 발생하지 않고 균열이 분산되거나 불연속면을 따라 균열각도가 감소하는 양상을 나타낸다.(그림 1-3-21) 이와 같이 두 콘크리트의 분리 타설로 인하여 경사 인장균열이 분산되고 균열길이가 증가하면서 전단강도를 증가시킨 것으로 판단된다. 향후 분리 타설된 콘크리트의 fracture mechanism에 대한 심도 있는 연구가 요구된다.

철근비가 1.31%와 1.75%인 경우와는 달리, 철근비가 2.87%인 실험체 6~10과 전단경간비가 2.5인 실험체 1~5의 결과는 콘크리트 강도를 면적비로 평균하여 구한 유효압축강도를 사용한 전단강도 정밀식의 예측결과와 비슷하게 나타났다. 또한, 전단강도는 웨브에 타설된 콘크리트 강도에 가장 큰 영향을 받았다. 웨브에 60MPa가 타설된 단면 B와 C가 웨브에 24MPa가 타설된 단면 A, D, E 보다 16~35% 큰 강도를 나타냈다.

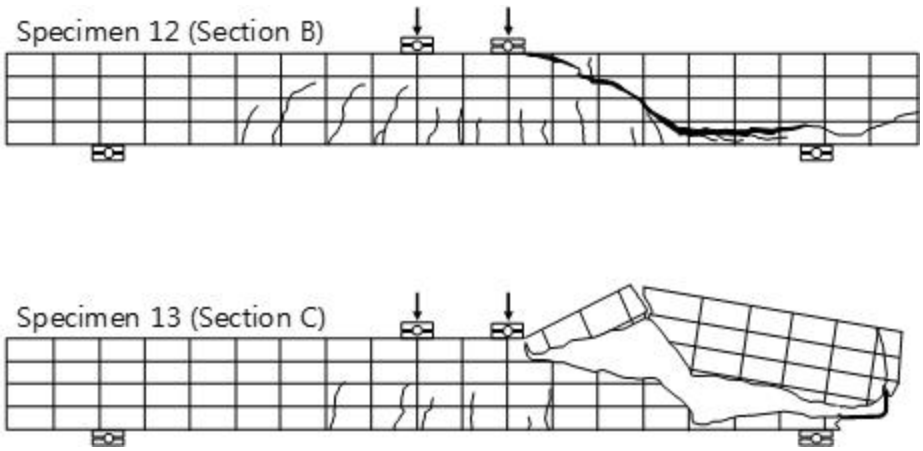


그림 1-3-21 단면 B와 C의 사인장 균열 각도 비교

(4) 설계변수의 영향

실험 설계변수의 영향을 알아보기 위해 그림 1-3-22에 설계변수에 따른 실험체의 강도변화를 나타냈다. 먼저, 단면 형상(콘크리트 강도)에 따른 영향은 철근비가 낮을 때와 철근비가 높거나 전단경간비가 짧을 때 차이를 보였다. 철근비가 낮을 경우(그림 1-3-22의 선 ③, ④) 전단면이 60MPa인 단면 B의 강도는 전단면이 24MPa인 단면 A와 비슷하였고, (콘크리트 강도 증가에 따른 전단강도 증가가 거의 없었다.) 하부의 5/8가 60MPa인 단면 C와 하부의 3/8이 60MPa인 단면 D, 그리고 하부의 7/8이 60MPa인 단면 F 보다 작거나 비슷하였다. 그리고 압축대가 60MPa인 단면 B와 단면 E는 하부 콘크리트 강도차이에도 불구하고 비슷한 강도를 나타냈다. 반면, 철근비가 높거나 전단경간비가 짧을 경우(그림 1-3-22의 선 ①, ②) 유효 콘크리트 강도비에 따라 대체로 전단강도가 비례하였고 웨브에 타설된 콘크리트 강도가 전단강도에 크게 기여하였다. 전단면이 60MPa인 단면 B의 강도가 가장 컸고 다음으로 하부의 5/8가 60MPa인 단면 C가 컸다. 압축대가 24MPa인 단면 A와 단면 D는 휨 철근비와 전단경간비에 관계없이 거의 비슷하였다.

휨 철근비에 따른 영향을 보기 위해 그림 1-3-22의 선 ②, ③, ④을 비교해보면 휨 철근비가 1.31%(선④)에서 1.75%(선③)로 증가하면서 전단강도는 단일단면 A, B는 거의 비슷하였지만 합성단면 C, D, E, F에서는 단면에 따라 증가량이 조금씩 차이를 보였다. 휨 철근비가 1.75%(선③)에서 2.87%(선②)로 증가하면서 전단강도는 모든 단면에서 증가하였다. 휨 철근비가 증가하면서 전단력에 저항하는 압축대의 깊이가 깊어지면서 모든 단면에서 전단력이 증가하였다.

전단경간비의 영향을 보기 위해 휨 철근비가 서로 같은 그림 1-3-22의 선 ①과 ④를 비교하였다. 전단경간비가 4.0에서 2.5로 줄어들면서 힘의 작용이 휨-전단에서 직접전단(스트럿 작용)으로 바뀌면서 모든 단면에서 전단강도가 증가하였다.

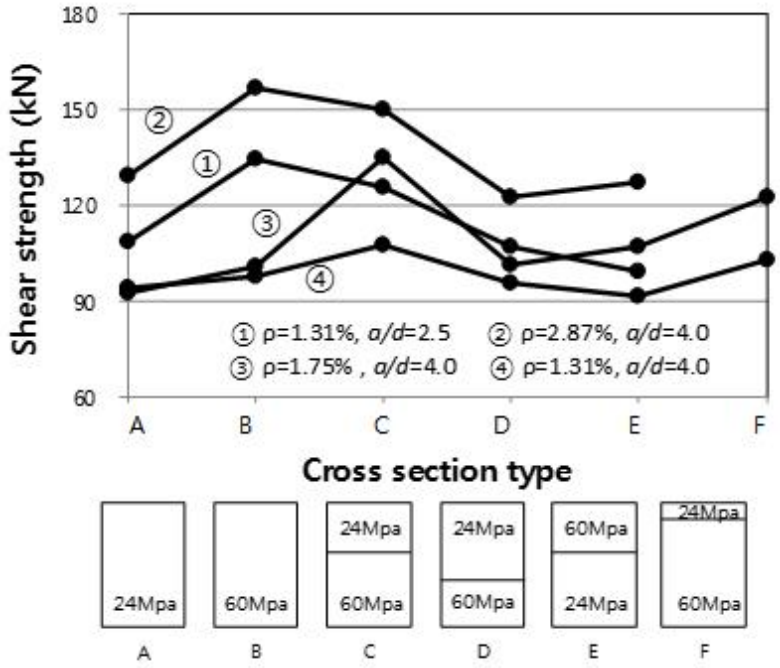


그림 1-3-22 단면 형상별 변수 영향

요약하면, 전단강도는 1)휨 철근비가 증가하거나 2)전단경간비가 줄어들면서 증가하였고 3) 휨 철근비가 크거나 전단경간비가 작을 경우에는 웨브에 타설된 콘크리트 강도에 비례하여 증가하였다. 휨 철근비가 작은 경우에는 콘크리트 강도에 비례하여 증가하지는 않았다. 실험 결과를 토대로 횡보강 되지 않은 합성보의 전단강도에 영향을 미치는 변수를 살펴보면, 철근비에 따른 압축대의 깊이와 전단경간비 그리고 웨브에 타설된 콘크리트 강도가 전단강도를 결정하는 가장 중요한 요소이다.

(5) 강도 예측

(가) 수직 전단강도 기준식과의 비교

분리 타설된 횡 보강되지 않은 보의 수직 전단강도를 알아보기 위해 현행기준식과 비교해 보았다. 현행 기준식으로 KCI 2012 (Korea Concrete Institute 2012[1-3]) 일반식(식 3-1)과 정밀식(식 3-2)을 검토하였고 합성단면의 전단강도는 실무에서 적용되고 있는 세 가지 방법을 사용하였다. 1)PC와 CIP 개별단면의 전단강도를 각각 산정한 후 단순 합산하거나 2)전단면에 대해 면적비로 유효콘크리트 강도 계산하거나 3) PC와 CIP 중 상대적으로 낮은 콘크리트 강도를 사용하는 방법(최소강도)으로 강도를 예측한 결과와 실험결과를 비교하여 그림 1-3-23 ~ 그림 1-3-25에 나타냈다.

그림 1-3-23은 개별단면의 전단강도를 각각 산정한 후 단순 합산한 방법으로 일반식(점선)과 정밀식(실선) 대부분 안전측으로 예측하였다. 하지만 압축대가 60MPa인 실험체 5, 12, 18, 21, 22에 대해서는 기준식이 강도를 과대평가하였다. 특히, 철근비가 1.75%이하이고 전단경간비가 4.0인 전단면이 60MPa인 실험체에 대해서는 일반식과 정밀식 모두 강도를 과대평가하여 안전성 문제가 우려된다. 그림 1-3-24는 유효콘크리트 강도로 예측한 결과로 이전 예측과 비슷하였다. 철근비가 1.75%이하이고 압축대가 60MPa인 실험체와 전단면이 60MPa인 실험체에 대해 기준식이 강도를 과대평가하였다.

최소 콘크리트강도를 사용하여 예측한 결과를 그림 1-3-25에 나타냈다. 일반식(점선)은 콘크리트 압축강도 및 단면크기에 대해서만 고려하고 있기 때문에 전단면이 60MPa인 실험체를 제외하고는 모두 안전 측으로 잘 예측을 하고 있지만 철근비가 증가하거나 전단경간이 짧아지면서 전단강도를 2배이상 과소평가하였다. 고강도 콘크리트가 상대적으로 많이 사용된 합성단면에 대해서 비경제적인 설계가 될 수 있다.

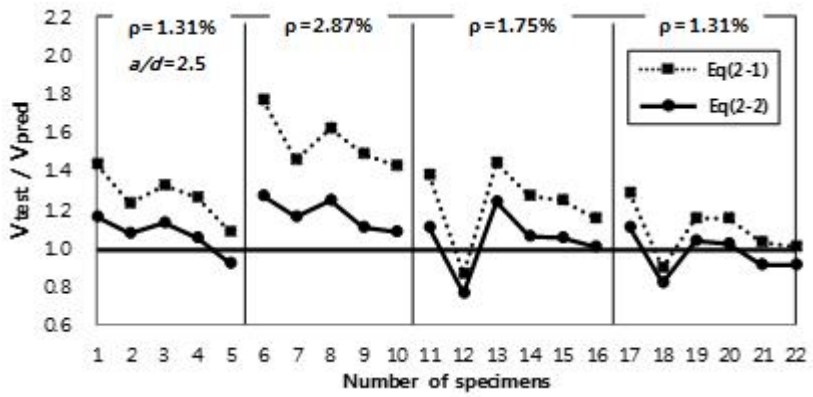


그림 1-3-23 개별 계산에 의한 전단강도 예측

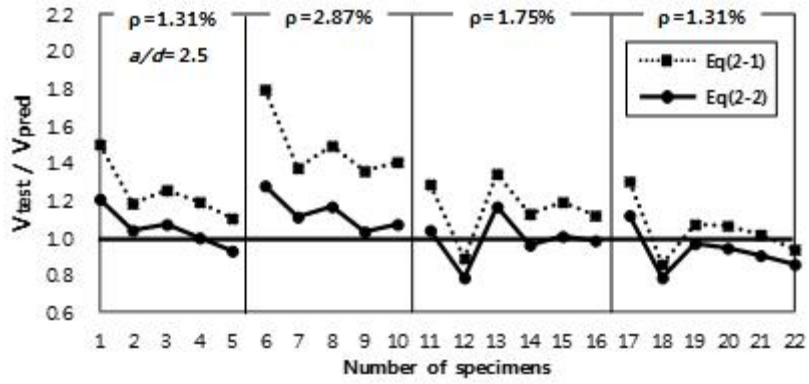


그림 1-3-24 유효콘크리트 강도에 의한 전단강도 예측

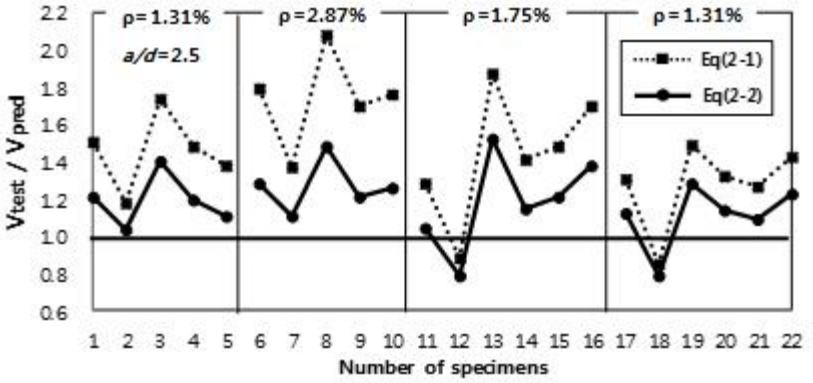


그림 1-3-25 낮은 강도에 의한 전단강도 예측

(나) 수직 전단강도 기준식의 개선방향

Ashraf(1986)[1-11]의 연구에 따르면 철근비가 1.2%이고 전단 경간비가 4.0인 경우 콘크리트 강도가 45MPa이상이 되면 현행기준이 전단강도를 과대평가하는 것으로 나타났다. 또한 많은 기존 연구에서 철근비가 낮을수록 현행기준은 고강도 콘크리트에 대해 과대평가하는 것으로 나타났다. 그림 1-3-27는 기존 수직전단 강도 연구 결과에 대한 현행기준의 예측결과를 보여주는 그림으로서 철근비가 낮은 경우($\rho \leq 1.5\%$) 현행기준이 전단강도를 과대평가하고 있고 특히, 고강도 콘크리트를 사용하였을 때 저강도 콘크리트에 비해 이러한 경향이 많이 나타난다. 이러한 연구결과는 본 연구에서 수행한 합성보의 실험결과와 일치한다. 따라서 다음과 같이 본 연구 결과에 대해 전단연결재가 없는 합성 부재의 수직 전단강도 평가식 개선을 제안한다.

(1) 그림 1-3-25에 나타난 바와 같이 최소 콘크리트 강도를 사용한 경우 대부분 안전측이며, 다만 전단식에 고강도 콘크리트를 사용할 경우 안전측 결과로 나타내기 위해 휨 철근비가 1.75%이하일 때 강도를 45MPa로 제한한다.

(2) 그림 1-3-23와 그림 1-3-24에 나타난 바와 같이 개별단면의 전단강도를 각각 산정한 후 단순 합산한 방법이나 면적비로 계산한 유효콘크리트강도를 사용한 경우, 철근비가 1.75%이하이며 고강도 콘크리트를 압축대에 사용하였을 때 압축강도를 45MPa로 제한한다. 그림 1-3-26는 45MPa를 제한강도로 사용하고 유효콘크리트강도를 사용하여 전단강도를 예측한 것이다.

(3) 휨 철근비 1.31%이하인 경우에는 정밀식은 전단강도를 과대평가할 우려가 있으므로 정밀식 보다는 일반식을 사용한다.

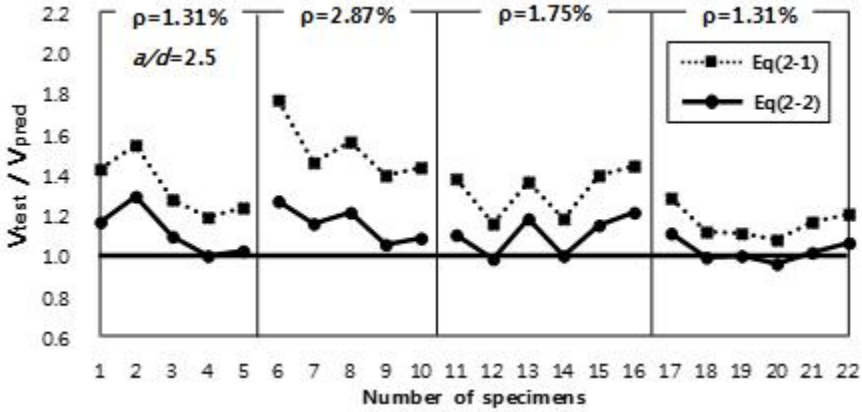


그림 1-3-26 최대강도가 45MPa인 경우 유효콘크리트 강도에 의한 전단강도 예측

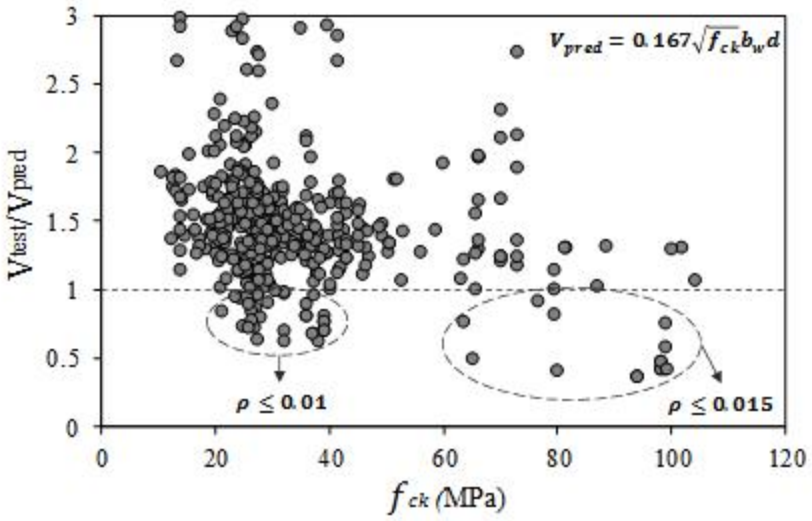


그림 1-3-27 콘크리트 강도에 따른 전단강도 예측 (Choi et al.)

(다) 수평전단강도 기준식의 개선 방향

현행 수평전단강도 기준[1-3](식 3-4)을 적용하면 모든 실험체의 수평전단력과 공칭수평전단강도의 비(V_{hv}/V_{nh})는 1.24~2.43으로서 수평전단파괴가 수직전단파괴 이전에 발생하여야 된다. 하지만 실험결과를 보면 실험체 9와 10의 수평 전단균열 이외에는 접촉면에서 수평전단 균열이나 파괴가 발생하지 않았다. 이것은 현행기준에서 제시하는 '전단연결재가 없고 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면을 거칠게 만들어진 경우'의 공칭수평전단강도(V_{nh})가 보수적으로 정의되어있다고 볼 수 있다.

현행 기준식은 그림 1-3-28과 같이 직접 전단 실험과 보 전단 실험을 토대로 제안되었기 때문에 strut 작용에 의해 계면 사이에 압축력이 작용하는 보 실험의 경우 현행 기준이 수평전단강도를 보수적으로 평가한다. 보 실험의 경우 계면에서 작용하는 압축력에 의해 계면의 마찰력이 증가하여 수평전단강도가 증가한다.

Loov(1994) [1-6]의 연구에 따르면 전단연결재는 수평전단력이 1.5~2MPa 초과하기 전까지 힘을 받지 않는다고 하였고 CTA(1976) [1-12] 는 전단연결재가 없고 표면을 거칠게 한 합성 보의 수평전단력을 2MPa로 제안하였다. 이러한 연구결과들을 토대로 본 연구결과를 다시 분석해보면, 현행 기준식(식 3-4)의 계수 값을 기존 연구들에서 제안한 2MPa로 하였을 때 모든 실험체의 수평전단력과 공칭수평전단강도의 비(V_{hv}/V_{nh})는 0.33~0.67로 수직전단파괴가 수평전단파괴 이전에 발생하는 것으로 예측된다.

이전 연구와 본 연구 결과를 종합해보면 현행 수평전단강도 기준식(식 3-4)은 상당히 보수적으로 정의되어 있으며, 실험체의 실제 수평전단강도는 현행 설계 강도의 2배 이상인 것으로 판단된다. 다만, 전단연결재가 없는 경우에는 시간경과에 따라 콘크리트 경계면에 균열이 발생될 수 있으며, 장기적으로 수평전단강도가 감소할 수 있다.

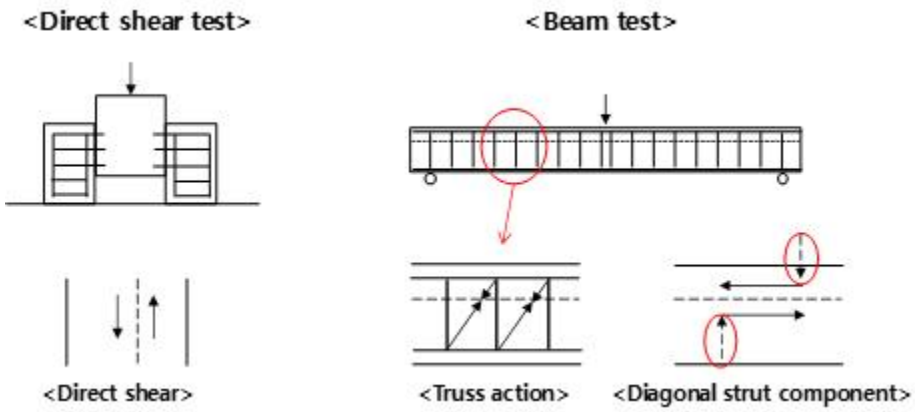


그림 1-3-28 수평전단력 전달 메커니즘

(6) 결론

이 연구에서는 저강도의 현장타설 콘크리트와 고강도의 프리캐스트 콘크리트가 사용된 합성부재에 대해 설계 기준식에 규정된 전단강도 평가식이 실무 적용에 합리적인지 평가하고 기준식을 개선하기 위해 단면형상, 휨 철근비, 전단경간비등의 변수에 따라 단순지지 보 실험을 하였으며, 그 결론은 다음과 같이 요약할 수 있다.

1) 철근비가 낮은 경우(ρ≤1.75%) 전단면이 24MPa와 60MPa인 실험체는 콘크리트강도에 따른 전단강도의 차이가 크지 않았고 전단면이 60MPa인 단면 B가 상부 3/8과 1/8에 각각 24MPa를 타설한 단면 C와 F보다 유효콘크리트강도(f_{eff})는 컸지만 전단강도가 6~34% 작았다. 반면, 철근비가 높고(2.87%) 전단경간비가 낮은 경우(a/d=2.5)는 '전단면이 60MPa인 단면 B > 상부 3/8이 24MPa이고 하부 5/8가 60MPa인 단면 C > 전단면이 24MPa인 단면 A > 상부 5/8이 24MPa이고 하부 3/8이 60MPa인 단면 D' 순으로 전단강도가 유효콘크리트강도(f_{eff})에 비례하였다. 횡 보강되지 않은 보의 실험결과를 종합하면, 철근비가 낮은 경우 전단강도는 유효콘크리트 강도보다는 압축대 깊이와 웨브 콘크리트 강도에 영향을 받았고 철근비가 높거나 전단경간비가 낮은 경우, 유효콘크리트 강도에 영향을 받았다.

2) 실험체의 파괴메커니즘은 초기에 휨 인장균열이 발생하고 휨 균열이 중립축까지 진전한 후 웨브에서 사인장 균열이 발생하고 최종적으로 사인장 균열이 가력점과 지지점으로 진전되면서 전단파괴가 발생하였다. 전단경간비가 4.0인 경우는 사인장 균열이 발생과 동시에 전단파괴가 일어나는 반면, 전단경간비가 2.5인 경우는 사인장 균열이 발생한 이후 하중이 더 증가한 후 전단파괴가 발생하였다. 이때 사인장 균열은 웨브의 콘크리트 강도에 영향을 받았고 최종파괴는 압축대의 콘크리트 강도에 영향을 받았다.

3) 개별단면의 전단강도를 각각 산정한 후 단순 합산한 방법과 유효강도로 예측한 방법은 비슷한 예측 결과를 보였다. 철근비가 1.75%이하이고 압축대가 60MPa인 실험체와 전단면이 60MPa인 실험체에 대해 기준식이 강도를 과대평가하였다. 최소 콘크리트강도를 사용하여 예측하는 방법은 실험결과를 대부분 보수적으로 평가하였지만 일반식과 정밀식 모두 대체로 안전측으로 평가하였다. 하지만 휨 철근비가 1.75%이하인 경우, 전단면이 고강도 콘크리트(60MPa)일땐 일반식과 정밀식 모두 전단강도를 과대 평가하였다.

4) 합성단면의 전단강도를 개별단면 계산 후 단순 합산하거나 유효콘크리트 강도나 최소강도로 예측하였을 경우 압축대에 사용되는 고강도 콘크리트의 상한을 45MPa로 제한하면(휨 철근비가 1.31%이하일 경우) 일반식과 정밀식 모두 비교적 안전측으로 예측이 가능하다. 다만, 휨 철근비가 1.31%이하인 경우 정밀식보다 일반식을 사용하는 것이 안전하다. 이와 같은 간단한 제한을 통해 현행 전단강도평가 기준을 합성보에 안전측으로 적용할 수 있다.

5) 현행 기준식으로 예측하였을 때 수평전단력과 공칭수평전단강도의 비(V_{hv}/V_{nh})는 1.24~2.43으로서 수평전단파괴가 수직전단파괴 이전에 발생할 것이라고 예상되었지만 실험결과를 보면 모든 실험체들은 수직전단파괴가 선행되었다. 본 연구 결과에 따라서 수평전단 강도를 $V_{nh}=1.0b_vd$를 사용하여도 안전할 것으로 판단된다.

다. 횡보강된 프리캐스트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단강도

(1) 실험체 설계

(가) 실험 변수

압축 강도가 다른 콘크리트로 분리타설 된 횡보강 합성 휨재의 전단 성능 평가를 위해 15개 단순지지 보에 대해 실험을 수행하였다. 실험의 주요 변수로 고강도와 저강도 콘크리트의 단면적비, 전단경간비, 그리고 전단철근 간격을 고려하였다.(표 1-3-8) 첫번째로 단면적비는 그림 1-3-30과 같이 총 5가지로 구성하였다. 단면 A와 B는 24MPa 저강도 콘크리트와 60MPa 고강도 콘크리트를 전단면에 타설한 단면으로, 저강도와 고강도 콘크리트가 분리 타설된 단면 C~E와 비교하기 위한 기준 단면이다. 단면 C, D는 저강도의 현장타설 콘크리트의 깊이가 전단강도에 미치는 영향을 보기 위한 단면으로 단면 C의 상부 3/8과 단면 D의 상부 5/8에 저강도 콘크리트(24MPa)가 타설되었다. 단면 E는 연속보로 설계한 경우 부 모멘트가 작용하는 구간에서 발생할 수 있는 단면 형태로 상부 3/8이 60MPa이고 하부 5/8가 24MPa이다.

두번째 변수로 전단경간비(a/d)를 고려하였다. 일반적으로 전단경간비 2.5를 기준으로 깊은 보와 세장한 보로 나누는데 전단 경간비가 4.0인 경우와 2.5인 경우에 대해 실험을 하여 세장한 보에서 전단 경간비가 전단강도에 미치는 영향을 살펴보았다.

세번째 변수로 전단철근 간격을 고려하였다. 전단철근 간격이 170mm와 450mm인 경우에 대해 실험하였는데 구조기준에 따르면 간격이 170mm(d/2)인 경우는 전단철근이 수직전단력과 수평전단력 모두 저항할 수 있는 최대간격이지만 간격이 450mm인 경우는 전단철근이 수평전단력만 저항할 수 있는 최대 간격이다. 이와 같이 전단철근 간격이 450mm인 경우에 대해 실험을 수행한 이유는 구조기준(식 3-4)에 따르면 전단연결재가 없는 실험체의 경우 분리타설된 계면에서 수평전단 파괴가 수직전단 파괴 이전에 발생할 것으로 예측되었다. 그래서 전단연결재를 사용하여 수평전단 파괴를 억제하되 수직전단력에는 저항할 수 없도록 d/2보다는 넓고 수평전단력에 저항할 수 있는 최소 전단철근 간격(지지요소의 최소 치수의 4배나 600mm이하)에는 만족하는 실험체에 대해서 실험을 수행하였다. 이 경우 실제 실험결과에서도 전단철근이 수직전단력에 크게 저항하지 못하였고 수평전단력에는 저항하는 결과가 나타났다.

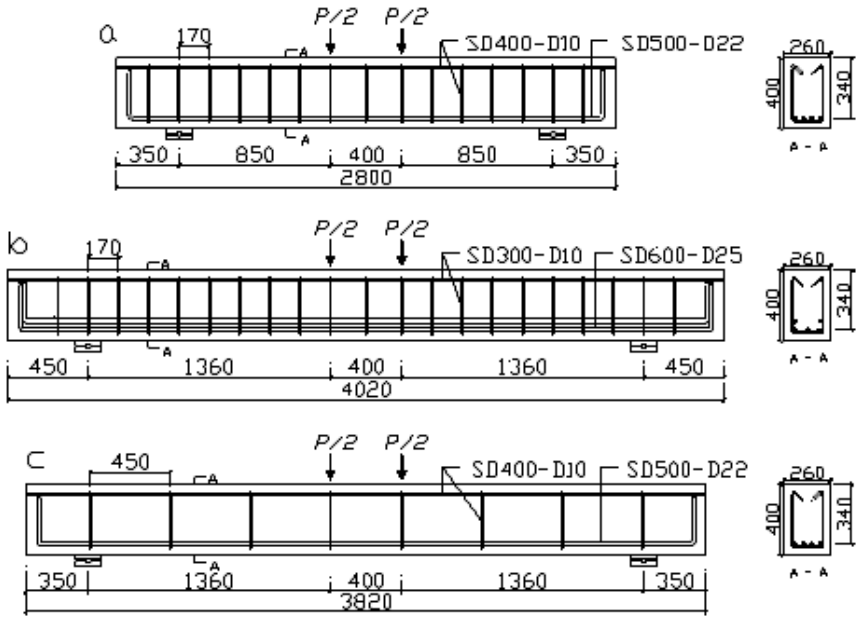


그림 1-3-29 실험체 형상 및 철근 배근 상세 (횡보강 실험체)

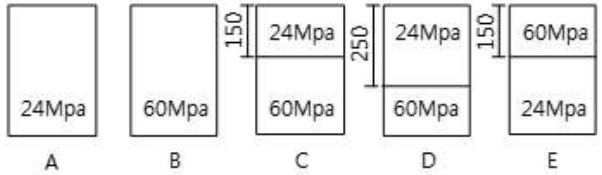


그림 1-3-30 단면 형상 A~E

표 1-3-8 실험 변수 및 모멘트와 전단강도 비교(횡보강 실험체)

Specimen	Section Type	Rebar arrangement	Longitudinal reinforcement (ratio)	Shear reinforcement (ratio)	*a/d*	M_n (kN·m)	V_m (kN)	V_n (kN)	$\frac{V_m}{V_n}$	V_{nh} (kN)	V_{hv} (kN)	$\frac{V_{hv}}{V_{nh}}$
SR1	A	a	4-D22 (1.75%)	D10@170 (0.32%)	2.5	235	276	286	1.48	-	-	-
SR2	B					283	333	228	1.46	-	-	-
SR3	C					235	276	215	1.29	569	641	1.13
SR4	D					235	276	204	1.35	569	611	1.07
SR5	E					283	333	204	1.63	569	611	1.07
SR6	A	b	5-D25 (2.87%)	D10@170 (0.32%)	4.0	299	220	158	1.39	-	-	-
SR7	B					430	316	200	1.58	-	-	-
SR8	C					299	220	186	1.18	842	890	1.06
SR9	D					299	220	176	1.25	842	841	1.00
SR10	E					430	316	176	1.80	842	841	1.00
SR11	A	c	4-D22 (1.75%)	D10@450 (0.12%)	4.0	207	152	72	2.11	-	-	-
SR12	B					241	177	114	1.55	-	-	-
SR13	C					207	152	100	1.51	740	480	0.65
SR14	D					207	152	90	1.68	740	431	0.58
SR15	E					241	177	90	1.96	740	431	0.58

(나) 실험체 설계

실험체는 두 번에 나눠 제작하고 실험하였는데 실험체 1~10은 1차 실험체이고 실험체 11~15는 2차 실험체이다. 모든 실험체의 단면크기는 260mm × 400mm 이며, 지점간 순 길이는 전단경간비가 2.5인 실험체의 경우 2,100mm이고 전단경간비가 4.0인 실험체의 경우 3,120mm이다. 철근의 정착 길이 확보를 위해 지지점 뒤로 350mm 또는 450mm를 연장시켰다. 철근은 피복두께 50mm를 고려하여 그림 1-3-29에서와 같이 철근비가 1.75%인 a와 c에서는 4D22를 1단으로 배치하였고 철근비가 2.87%인 b에서는 5D25를 2단으로 배치하였다.

모든 실험체는 휨 항복 전에 전단 파괴가 발생하도록 설계하였다. 표 1-3-8은 실험체의 휨강도와 전단강도를 나타내고 있다. 실험체 휨성능(M_n)에 따른 전단력(V_m)에 대한 수직 전단성능(V_n)의 비(V_m/V_n)가 1.5이상이 되도록 설계하여 휨 항복 전에 전단파괴가 발생하도록 하였다. 여기서 수직 전단성능(V_n)은 콘크리트 전단강도 일반식(식 3-1)을 사용하여 계산하였고 합성단면의 콘크리트 강도는 단면적비에 근거한 유효강도를 사용하였다.

실험체 1~10의 전단철근 간격은 170mm로 전단철근이 수직전단력에 저항할 수 있기 때문에 휨 항복전에 전단파괴가 발생하도록 유도하기가 어려워서 휨 철근비를 크게하여 전단파괴가 발생할 수 있도록 설계하였다. 반면, 실험체 11~15의 전단철근 간격은 450mm로 수직전단력을 저항할 수 있는 최대간격 d/2(170mm)를 초과하기 때문에 전단철근이 수평 전단력에는 저항하지만 수직 전단력에 저항하지 못한다.

표 1-3-8은 공칭수평전단강도(V_{nh})와 수직전단강도에 근거하여 계산된 수평 전단력(V_{hv})을 비교하고 있다. 여기서, V_{hv}는 그림 1-3-31과 같이 모멘트가 0인 지점에서 모멘트가 최대로 작용하는 지점사이에 발생하는 수평 전단력으로 모멘트가 최대로 작용하는 단면에서 모멘트에 의해 발생하는 압축력(C_c)으로 구할 수 있다. 압축대의 깊이는 세가지 경우 (압축대의 깊이가 분리 타설된 면과 일치하는 경우, 얕은 경우, 깊은 경우)로 나눌 수 있는데 첫번째와 두번째의 경우는 V_{hv}와 C_c가 같다고 할 수 있지만 세번째의 경우는 V_{hv}가 C_c보다 작기 때문에 압축대의 깊이와 분리 타설된 면을 확인하여서 계산하여야 된다. 표 1-3-8에 나타난 바와 같이 V_{hv}/V_{nh}값은 0.58~1.13으로서 대부분의 실험체에서 수평전단파괴가 발생하지 않을 것이라고 예측되었다.

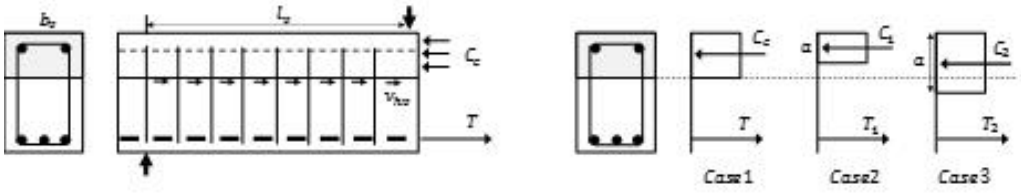


그림 1-3-31 합성보의 수평전단력

(다) 실험체 제작

실험체는 3일에 걸쳐 제작 되었다(그림 1-3-32). 첫째 날은 게이지 작업이 끝난 철근을 거푸집에 조립한 뒤 60MPa 콘크리트를 타설하고 증기양생을 하였으며, 둘째 날은 양생된 60MPa 콘크리트의 계면을 울퉁불퉁하게 굴곡처리를 한 뒤 24MPa 콘크리트를 타설하였다. 셋째 날에는 단면 E의 상부에 위치한 60MPa 콘크리트를 타설하였다. 그리고 수평전단력의 저항을 높이기 위해 하부에 타설된 콘크리트가 양생이 이뤄진 후 글라인더를 이용하여 표면을 약 6mm 깊이로 거칠게 하였다. 압축강도 시험용 공시체는 실험체와 같은 조건에서 타설, 양생하였다.



그림 1-3-32 횡보강 합성보 실험체 제작 과정

(라) 재료강도

콘크리트의 배합은 표 1-3-9에 나타난 바와 같고 실험체를 두 번 제작하여 두 가지 배합비가 사용되었다. 공칭강도 24MPa와 60MPa 두 가지 종류의 콘크리트를 사용하였다. 콘크리트 공시체는 KS F 2403 기준을 따라 100mm × 200mm로 제작하였고 공시체를 강도별로 3개씩 KS F 2405 기준을 따라 압축 강도 실험을 하였다. 공시체 실험은 실험일에 맞춰 3개씩 수행하여 평균값을 사용하였고 1차실험 공시체강도의 총 평균 값은 60MPa는 61.7MPa이고 24MPa는 20.9MPa로 나타났고 2차실험의 경우 60MPa는 54.5MPa이고 24MPa는 24.8MPa로 나타났다. 전단강도 예측시 사용된 콘크리트 강도는 실험 당일 공시체 강도값을 사용하였고 '4.2.1하중변위관계'에서 실험결과와 함께 나타냈다.

보의 주 철근은 그림 1-3-29와 같이 SD300 D10, SD400 D10, SD500 D22, SD600 D25를 사용하였다. 철근의 기계적 성질을 평가하기 위해 KS B 0801의 금속재료 인장시험 규정에 따라 시험편을 제작하였고 KS B 0802에 따라 시험을 실시하였다. 사용한 철근의 기계적 특성은 표 1-3-10에 나타난 바와 같고 SD600 철근은 명확한 항복점이 없기 때문에 offset method를 이용하여 항복응력을 구하였다.

표 1-3-9 콘크리트 배합 상세 (횡보강 실험체)

Specimen No.	Nominal strength	W/C (%)	Unit weight(kg/㎥)				
			W	C	S	G	SP
Specimen SR1~SR10	24	43	150	349	925	974	0.0
	60	31.6	168	531	720	897	5.3
Specimen SR11~SR15	24	48	165	344	860	968	1.72
	60	29	180	620	625	935	8.06

표 1-3-10 철근의 기계적 성질 (횡보강 실험체)

Type	$f_y(MPa)$	$\varepsilon_y(\mu)$	$E_S(GPa)$
SD300 D10	340	1,847	184
SD400 D10	467	2,382	196
SD500 D22	555	2,968	187
SD600 D25	735	3,675	200

(2) 하중-변위 관계

(가) SR1～SR5

SR1～SR5는 전단철근 간격이 170mm이고 전단경간비가 2.5인 실험체로 그 결과는 그림 1-3-33, 34와 표 1-3-11에 나타냈다. 전단강도 예측시 유효콘크리트 강도를 사용하였고 일반식(V_{c1},식 3-1)과 정밀식(V_{c2},식 3-2)으로 예측하였다. 실험체 강도는 '전단면이 60MPa인 SR2 (685kN) > 상부의 3/8이 60MPa이고 하부의 5/8가 24MPa인 SR5 (653kN) > 상부의 3/8이 24MPa이고 하부의 5/8가 60MPa인 SR3 (600kN) > 상부의 5/8가 24MPa이고 하부의 3/8이 60MPa인 SR4 (543kN) > 전단면이 24MPa인 SR1 (474kN)'순으로 나타났다.

실험체의 전단강도는 SR5를 제외하고 대체로 단면적비로 강도를 평균한 유효콘크리트강도(f_{cke})와 비례하였고 특히, SR2, SR5와 같이 압축대에 60MPa를 사용한 경우 큰 전단강도를 나타냈다. 실험 결과 비교/분석시 휨에 의한 압축대 깊이를 계산하여 나온 크기를 압축대로 정의하고 나머지는 인장대로 정의하였다. 압축대에 60MPa를 사용한 SR5는 압축대에 24MPa, 인장대에 60MPa를 사용한 SR3과 SR4보다 각각 9%와 20% 큰 전단강도를 보였다. 합성부재 중에서 가장 작은 유효콘크리트 강도를 가진 SR5가 가장 큰 전단강도를 나타낸 결과는 횡보강된 부재의 경우 압축대 콘크리트 강도가 전단강도에 크게 기여한다는 것을 나타낸다. 인장대 콘크리트 강도에 따라 초기 휨 균열 강도에 차이를 보였고, 휨 균열이후의 거동은 압축대 콘크리트에 영향을 받아 압축대에 고강도가 사용된 경우 큰 휨강성과 전단강도를 나타냈다.

모든 실험체는 강도뿐만 아니라 강성에서도 차이를 보였다. 강성 역시 대체로 유효압축강도(f_{cke})와 비례하였고 압축대에 60MPa를 사용한 경우 크게 증가하였다. 전단강도는 이러한 휨강성에 비례하여 증가하였다. 이처럼 횡보강된 부재의 전단강도는 유효콘크리트 강도, 압축대 콘크리트강도, 그리고 부재의 휨 강성이 증가함에 따라 증가하였다.

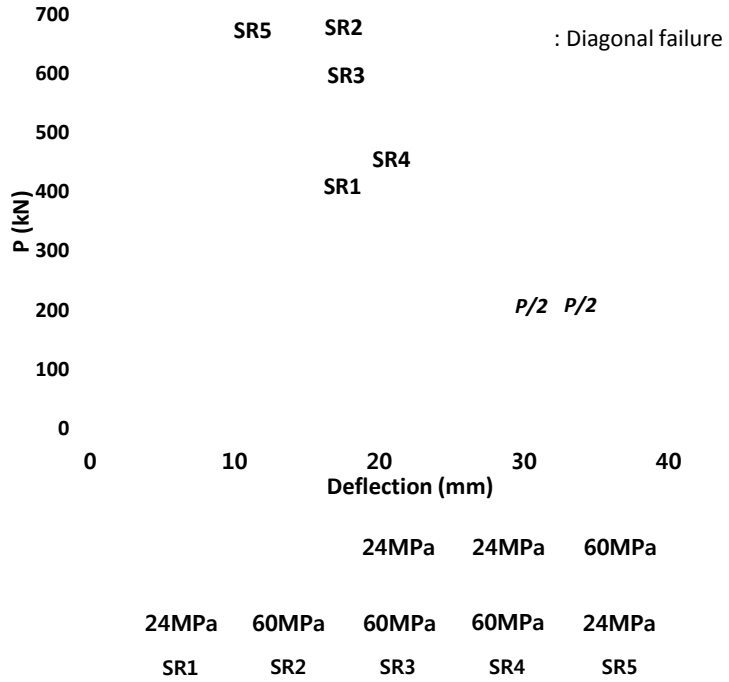


그림 1-3-33 하중-변위 관계 (SR1～SR5)

표 1-3-11 실험결과와 예측 값 비교 (SR1 ~ SR5)

Specimens	f_{ck}(MPa)			V_{test} (kN)	KCI predicted(kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24MPa	60MPa	f_{cke}		V_{c1}	V_{c2}		
SR1	20.6	-	20.6	237	200	252	1.18	0.94
SR2	-	63.8	63.8	343	251	301	1.36	1.14
SR3	20.6	59.1	44.7	300	232	282	1.29	1.06
SR4	21.3	63.8	37.2	272	223	274	1.22	0.99
SR5	22.6	51.5	33.4	327	218	270	1.49	1.21

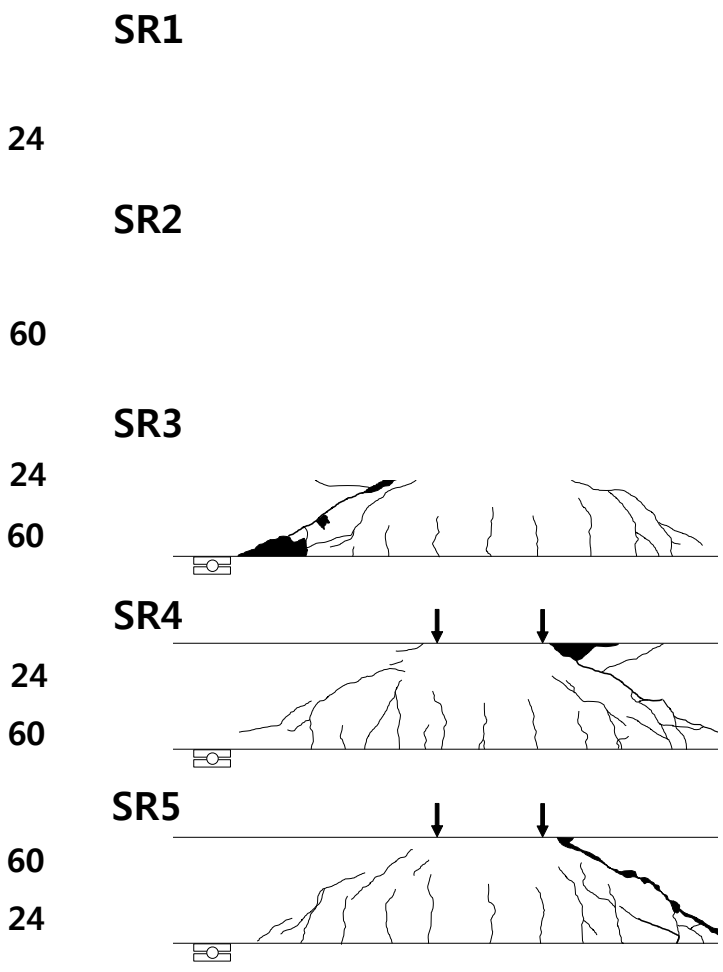


그림 1-3-34 최종 파괴 균열 양상 (SR1~SR5)

(나) SR6~SR10

SR6~SR10은 전단철근 간격이 170mm이고 전단경간비가 4.0인 실험체로 그 결과는그림 1-3-35, 36과 표 1-3-12에 나타냈다. 실험강도는 '전단면이 60MPa인 SR7 (555kN) > 상부의 3/8이 60MPa이고 하부의 5/8가 24MPa인 SR10 (504kN) > 상부의 3/8이 24MPa이고 하부의 5/8가 60MPa인 SR8 (437kN) > 상부의 5/8가 24MPa이고 하부의 3/8이 60MPa인 SR9 (386kN) ≈ 전단면이 24MPa인 SR6 (380kN)'순으로 나타났다. 실험결과는 전단경간비가 2.5인 이전 실험체와 비슷한 양상을 보였다.

실험체의 전단강도는 대체로 유효콘크리트강도(f_{cke})에 비례하였고 압축대가 60MPa인 경우 전단강도가 크게 증가하였다. 압축대에 60MPa를 사용한 SR10은 합성부재 중에서 유효콘크리트 강도가 가장 작았지만 압축대에 24MPa, 인장대에 60MPa를 사용한 SR8과 SR9보다 각각 15%와 31% 큰 전단강도를 나타냈다.

실험체의 강성은 압축대 콘크리트 강도에 비례하였다. 전단면이 60MPa인 SR7과 압축대가 60MPa, 인장대가 24MPa인 SR10은 초기부터 같은 강성을 유지하다가 SR10이 최대하중의 90%에서 강성이 급격히 감소하면서 먼저 파괴되었다. 전단면이 24MPa인 SR6과 압축대와 웨브가 24MPa, 인장대가 60MPa인 SR9 역시 초기부터 같은 강성을 나타냈고 최대하중에서 SR6은 강도가 급감하면서 취성적으로 파괴되었고 SR9는 강도가 서서히 감소하면서 파괴되었다.

전단경간비가 크며 횡보강된 부재에서도 유효콘크리트, 압축대 콘크리트 강도, 그리고 부재의 휨 강성이 증가함에 따라 전단강도가 증가하였다.

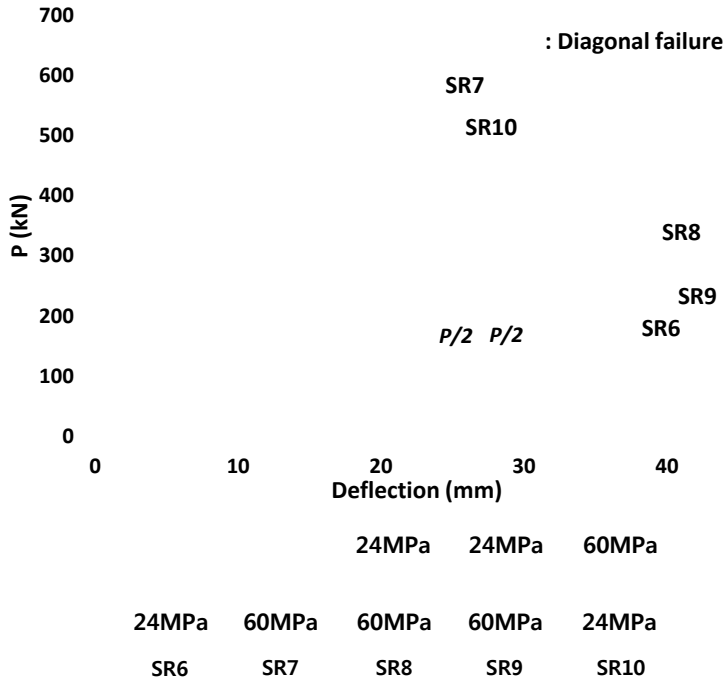


그림 1-3-35 하중-변위 관계 (SR6~SR10)

표 1-3-12 실험결과와 예측 값 비교 (SR6 ~ SR10)

Specimens	f_{ck}(MPa)			V_{test} (kN)	KCI predicted(kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24MPa	60MPa	f_{cke}		V_{c1}	V_{c2}		
SR6	22.6	-	22.6	190	167	196	1.14	0.97
SR7	-	53.3	53.3	278	205	232	1.36	1.20
SR8	22.6	53.3	41.8	219	192	220	1.14	0.99
SR9	22.6	53.3	34.1	193	183	211	1.05	0.91
SR10	22.6	51.5	33.4	252	182	211	1.38	1.20

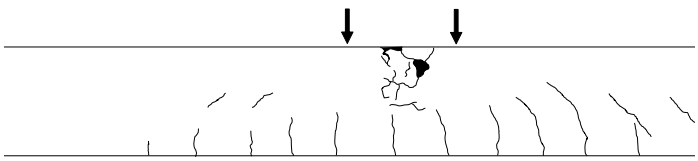
SR6

SR7

SR8



SR9



SR10

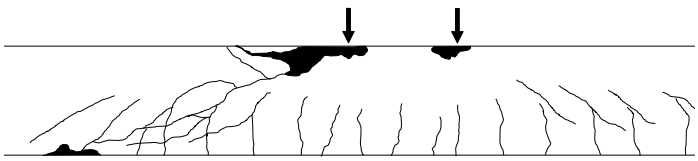


그림 1-3-36 최종 파괴 균열 양상 (SR6~SR10)

(다) SR11~SR15

SR11~SR15는 전단철근 간격이 450mm이고 전단경간비가 4.0인 실험체로 그 결과는 그림 1-3-37, 38과 표 1-3-13에 나타냈다. 전단철근은 수평전단력에는 저항할 수 있지만 수직전단력에는 저항할 수 없는 간격으로 수직전단강도 예측시 콘크리트 영향만 고려하였다. (수직전단력에 저항하기 위한 전단철근 간격은 d/2 이하이어야 함.) 실험 강도는 그림 1-3-37과 같이 최대하중 상태로 정의하였고, 둥근 점으로 표시하였다.

실험강도는 '상부의 3/8이 24MPa이고 하부의 5/8가 60MPa인 SR13 (320kN) > 상부의 3/8이 60MPa이고 하부의 5/8가 24MPa인 SR15 (306kN) ≈ 상부의 5/8가 24MPa이고 하부의 3/8이 60MPa인 SR14 (300kN) > 전단면이 60MPa인 SR12 (280kN) > 전단면이 24MPa인 SR11 (189kN)'순으로 나타났다.

전단철근 간격이 450mm인 실험체는 전단철근 간격이 170mm인 이전 실험체들과는 전혀 다른 양상을 보였다. 압축대가 24MPa, 인장대가 60MPa인 SR13과 SR14의 전단강도가 전단면이 60MPa인 SR12보다 크게 나타났으며, SR14를 제외한 모든 실험체는 사인장 균열 이후 취성적으로 파괴되지 않고 변형이 60%~296% 증가한 후 파괴되었다. 특히, 압축대가 60MPa인 SR15는 사인장 균열 후 강도가 33% 증가한 후 수평파괴 되었다.

이번 실험결과는 횡보강 되지 않고 전단경간비가 큰 실험결과와 비슷한 양상을 보였다. 압축대가 저강도 콘크리트이고 인장대가 고강도 콘크리트인 부재가 전단면이 고강도 콘크리트인 부재보다 큰 전단강도를 나타냈다. 이는 압축대의 저강도 콘크리트로 인해 압축대가 깊어졌고 인장대의 고강도 콘크리트로 인해 초기 휨 균열이 억제되었기 때문이다. 또 다른 이유로는 분리 타설된 면에서의 불연속성으로 인하여 사인장 균열이 단일균열에 의해 발생하지 않고 균열이 분산되거나 균열각도가 변하면서 균열길이가 증가하여 전단강도가 증가하였다.

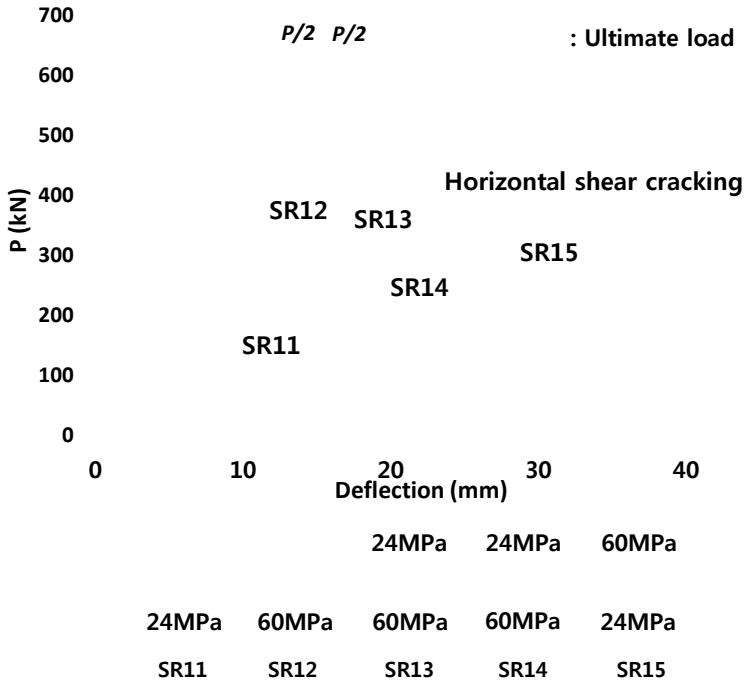


그림 1-3-37 하중-변위 관계 (SR11~SR15)

표 1-3-13 실험결과와 예측 값 비교 (SR11 ~ SR15)

Specimens	f_{ck}(MPa)			V_{test} (kN)	KCI predicted(kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24MPa	60MPa	f_{cke}		V_{c1}	V_{c2}		
SR11	20.3	-	20.3	95	66	83	1.42	1.14
SR12	-	63.2	63.2	140	117	132	1.19	1.06
SR13	20.8	63.2	47.3	160	101	117	1.58	1.37
SR14	20.8	63.2	36.7	150	89	105	1.68	1.43
SR15	21.8	58	35.4	153	88	104	1.75	1.48

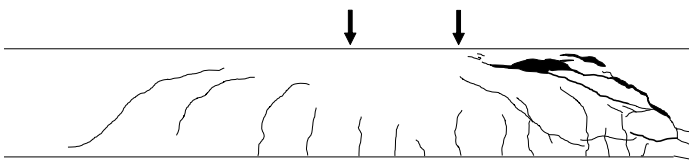
SR11

SR12

SR13



SR14



SR15

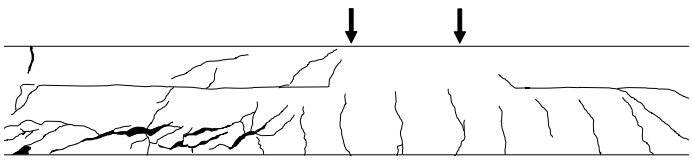


그림 1-3-38 최종 파괴 균열 양상 (SR11~SR15)

(라) 파괴모드

그림 1-3-39의 하중 단계별 전단손상 과정을 살펴보면, 전단경간비가 2.5인 SR5는 1)초기에 중앙부 휨 균열이 발생하고 2)휨 균열이 중립축까지 진전한 후, 3)지지점 부근에서 발생한 휨 균열이 사인장 균열로 발전되어 가력점까지 도달하여 4)최종적으로 사인장 균열 파괴(Diagonal shear cracking faiulre)가 발생하였다.

전단경간비가 4.0이고 전단철근 간격이 170mm인 SR10은 1)초기 중앙부 휨 균열이 발생하고 2)휨 균열이 중립축까지 진전한 후 3)웨브에서 발생한 미세한 사인장 균열들이 천천히 전단철근을 가로질러 가력점에 도달하고 4)최종적으로 사인장 균열 파괴(Diagonal shear cracking)와 동시에 압축 철근이 좌굴하면서 압축대 콘크리트 파괴(Shear-compression failure)가 발생하였다.

전단경간비가 4.0이고 전단철근 간격이 450mm인 SR13은 1),2)중앙부에서 휨 인장 균열이 중립축까지 서서히 진전한 후 3)웨브에서 사인장 균열이 macro crack으로 발전하고 최종적으로 사인장 균열 파괴(Diagonal shear cracking faiulre)가 발생하였다.

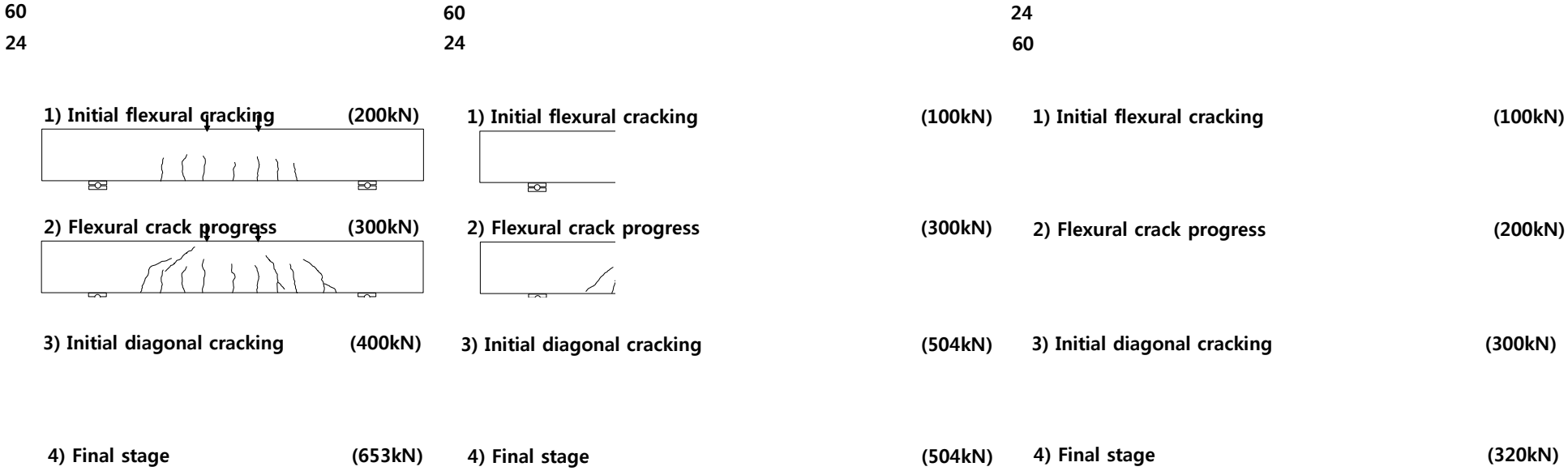
그림 1-3-34, 36, 38은 모든 실험체의 최종 파괴양상을 나타내며, SR8, SR9, SR15를 제외한 모든 실험체는 사인장 균열 파괴(Diagonal shear cracking failure)가 발생하였다. SR8과 SR9는 사인장 균열과 함께 압축대의 저강도 콘크리트가 압괴되면서 휨전단파괴가 발생하였고 (최대 하중에서의 SR9 휨 철근 변형률 $2{,}600\mu\epsilon$ < 철근 항복 변형률 $3{,}675\mu\epsilon$), SR15는 오른쪽 웨브에서 사인장 균열이 발생한 후, 분리타설된 면에서 발생한 수평전단 균열과 휨 철근 부착파괴에 의해 최종 파괴가 발생하였다.

(3) 실험분석

(가) 설계변수의 영향

횡보강된 합성단면의 전단강도에 대한 설계변수의 영향을 알아보기 위해 그림 1-3-40에 설계변수들에 따른 실험체의 전단강도변화를 나타냈다. 단면형상과 유효콘크리트 강도가 정모멘트와 부모멘트 단면에서 미치는 영향을 그림 1-3-40(a)에 실선과 점선으로 표시하였다. 전단철근 간격이 170mm인 경우, 정모멘트 단면(실선)의 전단강도는 대체로 유효콘크리트 강도에 비례하였지만, 부모멘트 단면(점선)의 전단강도는 유효강도보다 압축대 콘크리트 강도에 영향을 받았다. 압축대 단면의 3/8이 60MPa인 단면 E의 전단강도는 전단면이 60MPa인 단면 B와 약 5~10%정도의 미소한 차이를 보였다. 이는 횡보강된 부재에서의 전단강도는 인장대 콘크리트 강도보다 압축대 콘크리트 강도에 크게 영향을 받는 것을 보여준다. 반면, 전단철근 간격이 450mm인 경우는 정모멘트와 부모멘트를 받는 합성단면(C~E)의 전단강도가 150~160kN으로 단면형상과 관계없이 비슷한 강도를 나타냈다.

다음은 전단경간비에 따른 전단강도 변화로 그림 1-3-40(b)에 전단철근 간격이 170mm인 실험체를 단면형상 별로 나타냈다. 단일단면과 합성단면 모두 전단경간비가 2.5에서 4.0으로 증가하면 전단강도가 감소하였다. 그림 1-3-40(c)에는 전단철근 간격에 따른 전단강도의 변화를 전단경간비가 4.0인 실험체에 대해 나타냈다. 모든 단면의 전단강도는 전단철근 간격이 170mm에서 450mm로 증가하면서 감소하였다.



(a) SR5 **(b) SR10** **(c) SR13**

그림 1-3-39 하중 단계별 균열 진전 양상 (SR5, SR10, SR13)

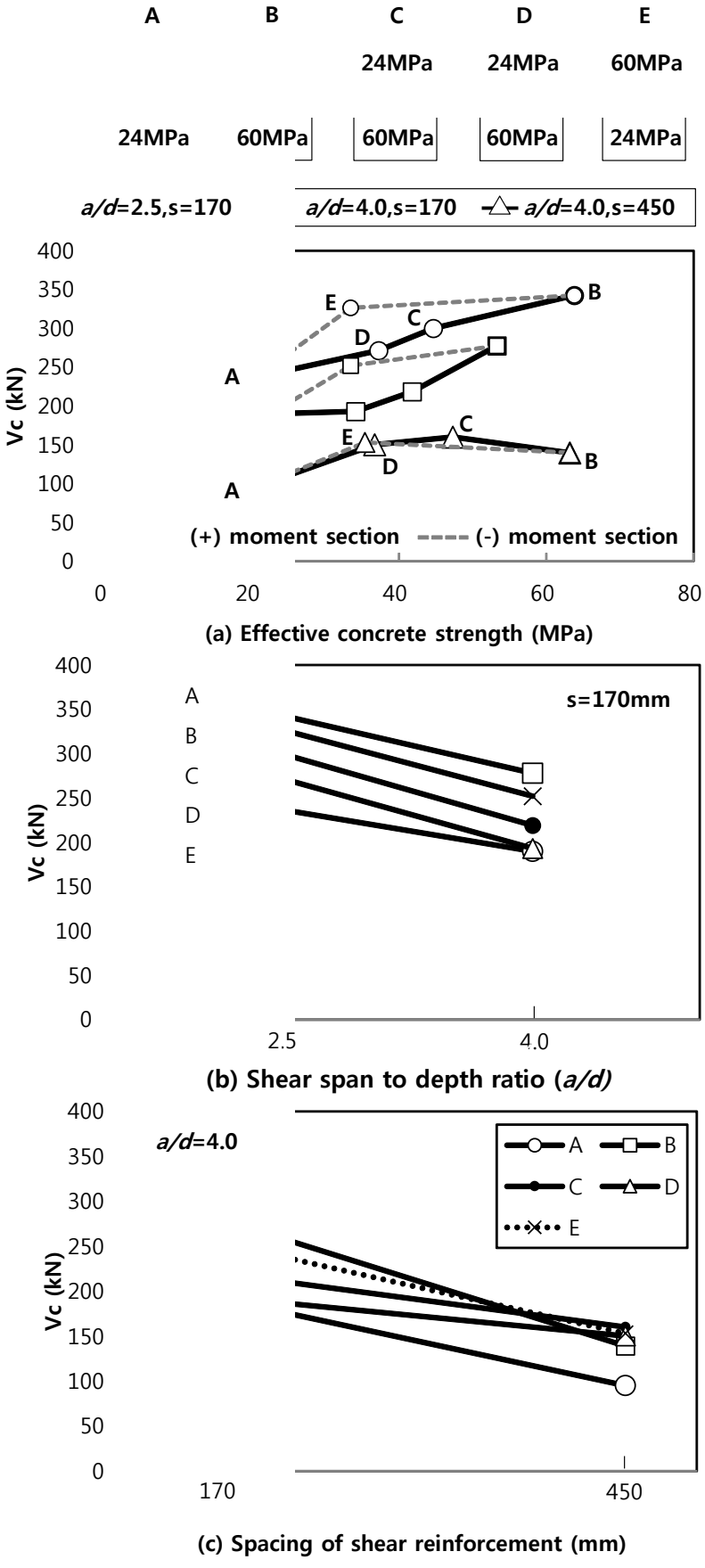


그림 1-3-40 설계 변수의 영향

(나) 콘크리트에 의한 전단강도

횡보강된 부재에서 콘크리트가 전단강도에 미치는 영향을 알아보기 위해 전단철근의 수직전단 기여도가 없는 실험체 SR11～SR15의 실험결과(S=450mm)를 분석하였다. 그림 1-3-40(a)와 (c)를 보면, S=450인 경우 단면 B～E는 압축대와 인장대의 콘크리트 강도가 서로 다르지만 서로 비슷한 강도를 보인다. 압축대에 고강도가 사용된 단면(B와 E)과 저강도가 사용된 단면(C와 D)이 비슷한 강도를 보이는 이유는 전단력에 저항하는 압축대 깊이 변화(압축대에 고강도가 사용되는 경우 휨모멘트에 대한 압축대가 줄어들고 압축대에 저강도가 사용되는 경우 압축대가 깊어짐)때문에 콘크리트 강도 차이에도 서로 비슷한 전단강도를 보였다. 이는 이전 연구 7)인 무횡보강 실험과 비슷한 경향으로 전단경간비가 크고(4.0이상) 철근비가 낮은 경우(1.75% 이하) 이런 경향을 보였다. 단면 C와 D는 단면 A와 압축대 콘크리트 강도는 같지만 전단강도가 58%이상 차이를 보인다. 단면 C와 D의 인장대에 사용된 고강도 콘크리트가 휨 균열 강도를 증가시켜 전단 파괴시 발생하는 압축대의 압축응력이 커져서 전단강도가 증가하였다.

(다) 전단철근에 의한 전단강도

전단철근이 전단강도에 미치는 영향을 분석하기 위해 그림 1-3-41에 무횡보강 합성보와 횡보강 합성보의 결과를 비교하였다. 무횡보강 합성보는 이전연구 자료를 사용하였다. 각 단면별로(단면 A～E) 전단경간비가 2.5이며 전단철근 간격이 170mm인 경우(a), 전단경간비가 4.0이며 전단철근 간격이 170mm인 경우(b), 전단경간비가 4.0이며 전단철근 간격이 450mm인 경우(c)에 대해 살펴보았다. 실선은 무횡보강 실험체이고 점선은 횡보강 실험체를 나타낸 것으로 횡보강을 제외한 모든 설계변수는 서로 동일하다.

거동(실선)은 사인장 균열(파괴)이 발생하기 전까지 횡보강 실험체의 거동(점선)과 거의 일치하였다. 이것은 웨브에 사인장 균열이 발생하기 전까지는 전단철근이 전단에 저항하지 않고 사인장 균열이 발생하면서 전단에 저항하기 때문이다.

전단철근의 기여도를 평가하기 위해 그림 1-3-42에 횡보강 실험체와 무횡보강 실험체의 강도차로 구한 전단철근의 실험 강도와 현행 기준식(식 3-3)의 전단철근 예측 강도를 비교하였다. 전단철근은 사인장 균열 발생 후 힘을 받기 때문에 무횡보강 실험체의 전단강도는 초기 사인장 균열 강도로 정의하였다. 전단철근 간격이 450mm인 경우는 수직전단 저항을 위한 최대 간격기준을 초과하기 때문에 비교에서 제외시켰다.

전단 경간비가 2.5인 실험체는 모든 단면에 대해 전단철근의 실험 강도가 예측 강도보다 크게 나타났고 특히, 압축대에 고강도 콘크리트를 사용한 단면 B와 E 실험체는 1.57배, 1.71배 크게 나타났다. 또한, 전단 경간비가 4.0인 실험체에서도 단면 B와 E 실험체가 다른 단면에 비해 전단철근의 실험강도가 크게 증가하였다. 이는 압축대에 고강도콘크리트가 사용될 경우 사인장 균열파괴면(균열 각도)이 차이를 보이기 때문이다.

그림 1-3-43는 콘크리트 강도에 따른 사인장 균열 형상의 변화와 그에 따른 전단철근 기여도 차이를 그림으로 나타낸 것으로, 저강도(a)와 고강도 콘크리트(b)에 대해 비교하였다. 최종 파괴시 사인장 균열 양상을 보면, 인장대의 휨 균열에서 발전된 45° 사인장 균열이 압축대를 지나며 균열각이 감소하여 압축대에는 약 25° 사인장 균열이 발생하였다. 압축대가 저강도 콘크리트인 경우 그림 1-3-43(a)와 같이 휨 모멘트에 의한 압축대 깊이가 크기 때문에 45° 균열 영역만이 전단철근에 기여하지만, 압축대가 고강도 콘크리트인 경우 압축대 깊이가 작기 때문에 45°와 25° 균열 영역 모두 전단철근에 기여한다. 전단철근에 대한 현행 기준은 45° truss model로 유도된 식이기 때문에 압축대에 고강도콘크리트가 사용된 경우(단면 B와 E) 실험값이 예측 값보다 크게 나타났다.

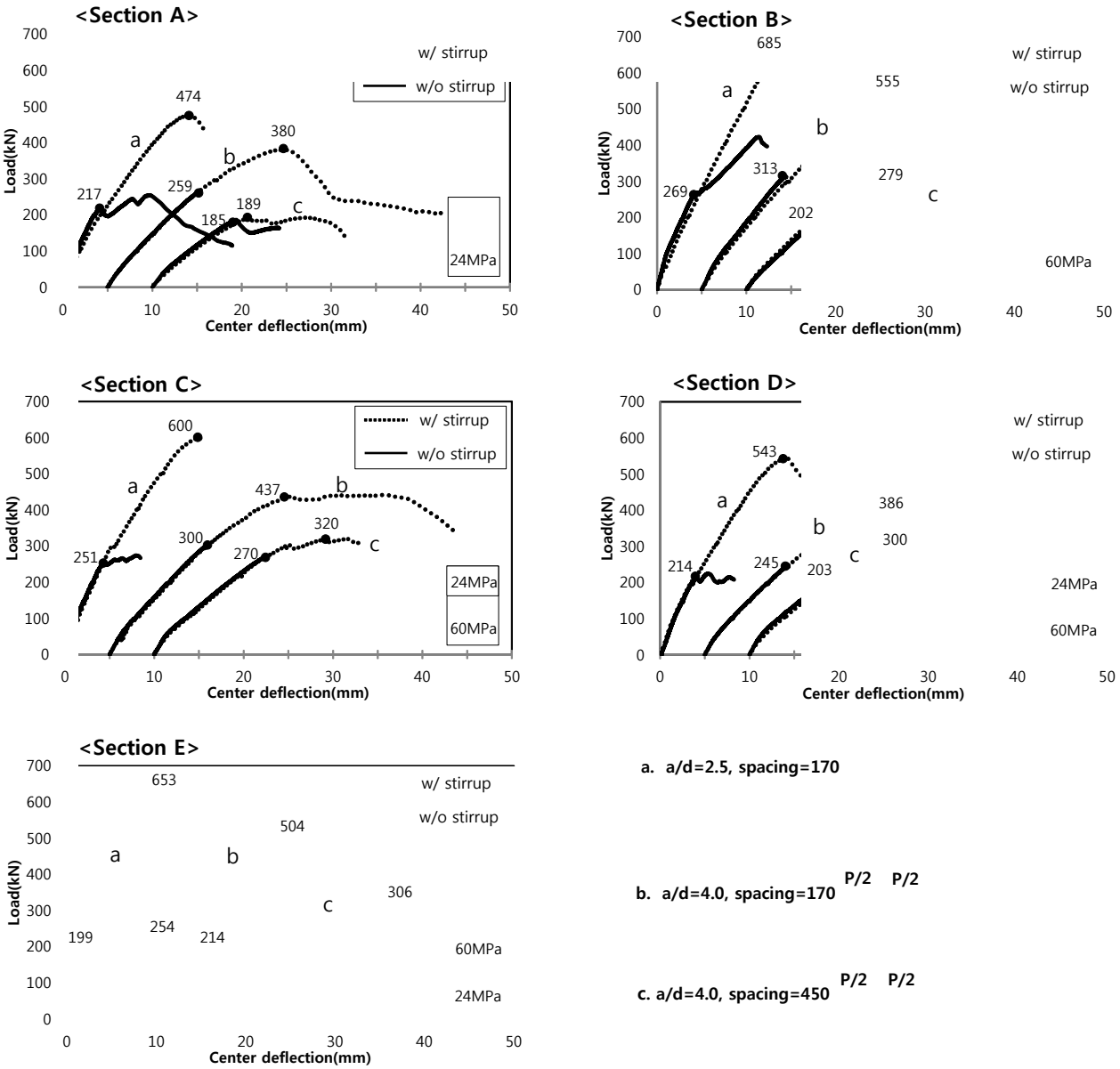


그림 1-3-41 전단철근 보강에 따른 전단력 변화

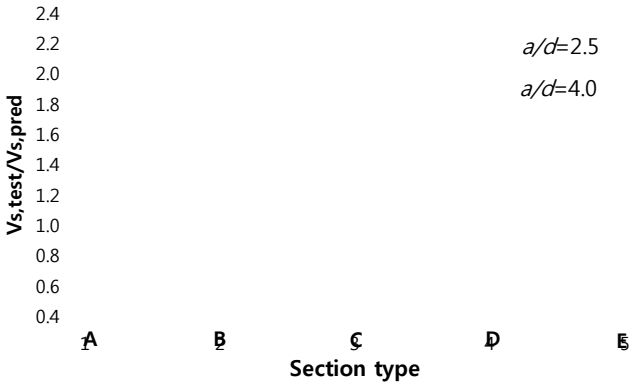
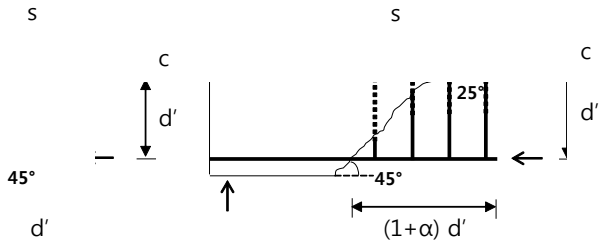


그림 1-3-42 전단철근의 기여도 평가



(a) Low-strength concrete (b) High-strength concrete

그림 1-3-43 콘크리트 강도에 따른 전단철근의 기여도

(4) 현행기준에 대한 강도 예측

(가) 수직전단강도 기준식과의 비교

횡보강된 합성보의 수직 전단강도를 알아보기 위해 현행기준식과 비교하였다. 현행 기준식으로 KCI 2012 전단강도 일반식 (식 3-1)과 정밀식(식 3-2)을 검토하였고 합성단면의 전단강도는 실무에서 적용되고 있는 세 가지 방법을 사용하였다. 1) PC와 CIP 개별단면의 전단강도를 각각 산정한 후 단순 합산 2) 전단면에 대해 면적비로 유효콘크리트 강도 계산 3) PC와 CIP 중 최소 콘크리트 강도를 사용하는 방법으로 강도를 예측한 결과와 실험결과를 비교하여 그림 1-3-44~46에 나타냈다.

그림 1-3-44은 개별단면의 전단강도를 각각 산정한 후 단순 합산한 방법으로 일반식(투명원)은 모든 단면에 대해 안전측으로 예측하였고, 정밀식(불투명원)은 4개의 실험체(0.94~0.97)를 제외하고는 안전측으로 예측하였다. 유효 콘크리트로 예측한 결과(그림 1-3-45)는 개별 계산 후 단순합산하는 방법과 동일한 경향을 나타냈다. 그림 1-3-46은 PC와 CIP 중 상대적으로 낮은 콘크리트 강도만을 사용하여 예측한 결과로 일반식은 모두 안전측으로 예측하였고 정밀식은 4개의 실험체를 제외하고는 안전측으로 예측하였다. 하지만 최소콘크리트 강도로 예측한 경우 일반식과 정밀식 모두 이전 예측 결과들보다 크게 보수적으로 예측 하여 비경제적인 설계가 될 수 있다. (1.69~2.69)

횡보강된 콘크리트 합성보의 실험결과와 기준식으로 예측한 결과를 비교해보면, 횡보강 합성보 설계시 수직전단강도는 개별단면의 전단강도를 각각 산정한 후 단순 합산하는 방법이나 유효콘크리트 강도를 사용하여 전단강도 일반식(식 3-1)으로 계산하면 안전측으로 설계가 가능하다. 최소강도를 사용하면 합성단면에 대해 크게 보수적으로 예측하기 때문에 비경제적이다.

(나) 수평전단강도 기준식과의 비교

횡보강된 부재의 현행 수평전단강도 기준(식 3-5)과 실험 결과와 비교하면, 전단철근 간격이 170mm인 SR3~5, SR8의 수평전단력과 공칭수평전단강도의 비(V_{hv}/V_{nh})는 1.06~1.13으로 수평전단파괴가 수직전단파괴 이전에 발생할 것으로 예측되었고 전단철근 간격이 450mm인 SR13~SR15의 수평전단력과 공칭수평전단강도의 비(V_{hv}/V_{nh})는 0.58~0.65로 수직전단파괴가 수평전단파괴 이전에 발생할 것으로 예측되었다. 하지만 SR15를 제외한 모든 실험체에서는 수평전단파괴뿐 아니라 수평 균열도 발생하지 않았다. 이는 수평전단강도에 대한 현행기준이 충분히 안전측으로 제시된 것으로 횡보강된 합성단면 설계시 현행 수평전단 기준식(식 3-5)을 사용하면 안전한 설계가 가능하다.

분리타설된 면에서의 수평전단균열은 SR15에서만 발견되었는데, 수평전단균열은 그림 1-3-37에서 보듯이 사인장 균열 발생 이후 큰 변형에 도달하였을 때 발생한 것으로 실험체 강도는 수평전단에 지배되지 않았다.

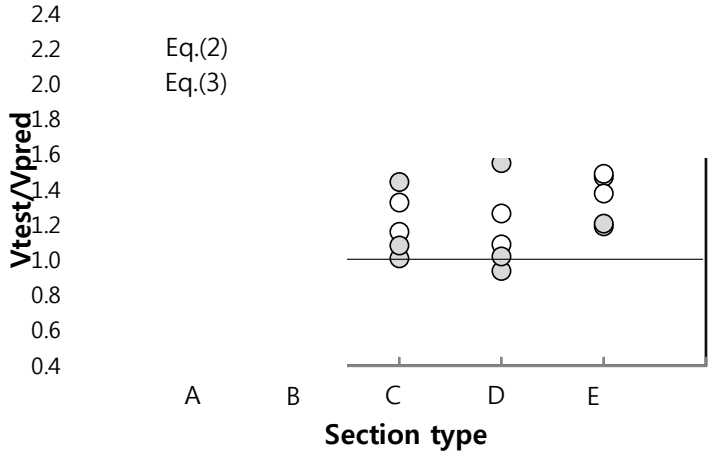


그림 1-3-44 개별계산에 의한 전단강도 예측

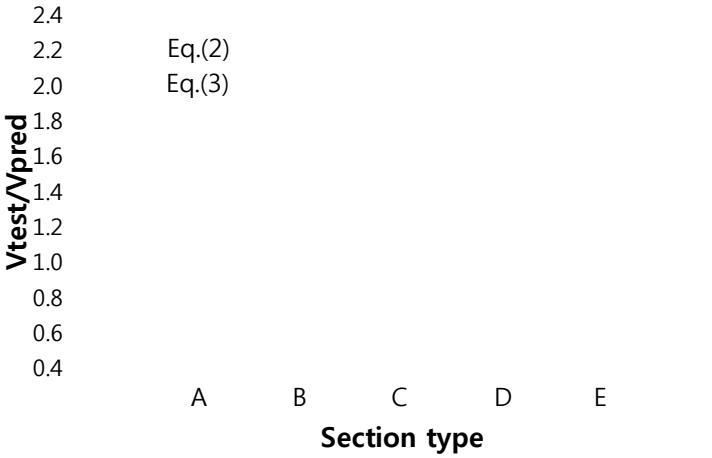


그림 1-3-45 유효콘크리트 강도에 의한 전단강도 예측

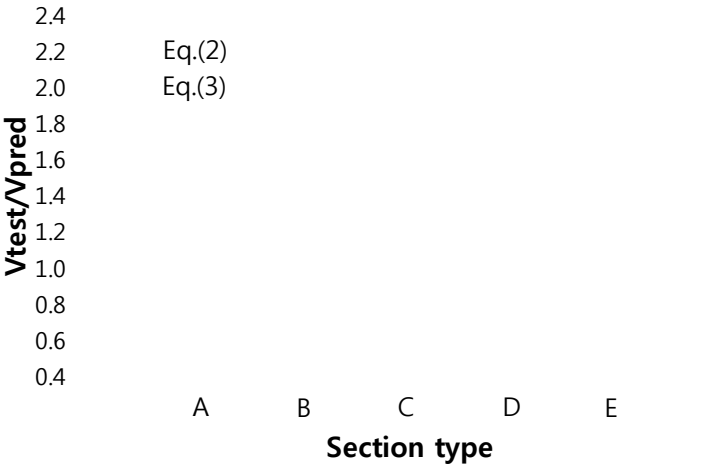


그림 1-3-46 낮은 강도에 의한 전단강도 예측

(5) 결론

이 연구에서는 전단연결재 유무에 따른 PC-CIP 합성보의 전단거동을 알아보기 위해 기존에 연구되었던 무횡보강 PC-CIP 합성보와 같은 철근비와 전단경간비를 가지면서 횡보강된 합성보 실험을 통해 현행 기준식에 규정된 전단강도 평가식이 실무 적용에 합리적인지 평가하였고, 그 결론은 다음과 같이 요약할 수 있다.

1) 전단철근 간격이 170mm인 실험체의 경우, 전단강도는 대체로 유효콘크리트 강도와 휨 강성에 비례하였고 압축대에 고강도 콘크리트를 사용하는 경우 전단강도가 크게 증가하였다. 반면, 전단철근 간격이 450mm인 실험체의 경우(즉, 전단철근이 수직전단에 유효하지 않을 경우) 전단강도는 유효콘크리트 강도나 휨 강성에 비례하지 않고 압축대 깊이가 크고 인장대 콘크리트 강도가 클수록 전단강도가 증가하였다. 이는 이전 연구인 무횡보강 실험체와 동일한 결과이다.

2) 전단철근이 170mm로 횡 보강된 실험체의 전단 파괴메커니즘은 전단경간비가 2.5와 4.0인 경우 모두 휨 균열이 초기에 중앙부에서 발생 후 균열이 중립축까지 진전되었고 웨브에서 사인장 균열이 발생하였지만 취성적으로 파괴되지 않고 전단철근에 의해 점진적으로 가력점과 지지점으로 도달한 뒤에 최종적으로 사인장 균열 파괴가 발생하였다. 전단철근이 450mm로 횡 보강된 실험체의 전단 파괴메커니즘은 중앙부에서 휨 인장 균열이 중립축까지 서서히 진전된 후 웨브에서 사인장 균열이 취성적으로 발생하여 파괴가 발생하였다.

3) 전단철근의 실험 전단강도와 현행 기준의 예측 값을 비교해보면, 압축대에 고강도콘크리트가 사용된 경우 전단철근의 기여도가 크게 증가하였다. 이는 전단파괴면 차이에 의한 것으로 압축대에 고강도 콘크리트가 사용된 경우 압축대 깊이는 작아지고 파괴 면은 길어지기 때문에 전단철근의 기여도가 크게 증가하였다.

4) 횡보강된 콘크리트 합성부재 설계시 전단강도 일반식을 사용하여 개별단면의 전단강도를 각각 산정한 후 단순 합산하거나 유효콘크리트로 강도로 예측한 경우 안전측으로 설계가 가능하다. 최소 콘크리트 강도로 예측할 경우 안전측으로 예측으로 설계가 가능하지만 전단강도를 크게 과소평가하여 비경제적인 설계가 될 수 있다. 현행기준에서 제시하는 전단철근에 의한 수평전단강도식은 실험결과에 대해 안전측으로 예측하였다.

5) 현행 설계 기준은 설계목적으로 제안된 식이기 때문에 실험결과에 대해 대체로 안전측으로 예측하지만 정밀한 예측은 어렵다. 이번 연구에서 살펴본 설계 변수의 영향과 실험 분석 내용을 토대로 추후 정밀한 해석 및 합성단면에 대한 전단강도 모델식이 필요하다.

라. 소결

1) 현행 기준에서 제시하는 합성 부재의 수직전단강도 산정법과 실험결과를 비교해보면, 무횡보강 실험체는 휨 철근비가 1.75%이하일 때 현행 기준식이 압축대가 60MPa인 실험체에 대해 과대평가하였다. 이는 압축대에 고강도 콘크리트가 사용되면서 전단강도에 저항하는 압축대 깊이가 작아졌기 때문이다. 반면, 횡보강 실험체는 현행 기준식이 압축대가 60MPa인 실험체에 대해 과소평가하였고 압축대가 24MPa인 실험체에 대해 과대평가하였다. 횡 보강되면서 전단파괴 주요 요인이 압축대 깊이와 웨브콘크리트 강도에서 압축대콘크리트 강도로 바뀐 것이다.

2) 철근비가 낮고 압축대에 60MPa를 사용한 무횡보강 실험체에 대해 현행 기준식이 강도를 과대평가하기 때문에 안전성 문제가 우려된다. 그래서 유효콘크리트 강도로 합성부재 설계시 고강도 콘크리트 강도의 상한을 45MPa로 제한하고 전단강도 정밀식보다 일반식 사용을 권장한다. 횡보강 실험체에 대해서는 현행기준이 대체로 안전측으로 예측하였고, 일반식으로 예측할 경우 요소들의 전단강도를 단순 합산하는 방법이나 유효콘크리트 강도 사용을 권장하고 정밀식으로 예측할 경우 최소콘크리트 강도 사용을 권장한다.

3) 현행 기준식으로 예측한 무횡보강 합성부재의 수평전단강도와 실험결과를 비교해보면, 현행 기준식($V_{nh} \leq 0.56 b_v d$)이 수평강도를 저평가하고 있다. 이번 연구결과와 사전연구자료를 따르면 현행기준의 2배인 $V_{nh} \leq 1.0 b_v d$를 사용하여도 안전할 것으로 판단된다. 횡보강 합성부재의 수평전단강도에 대해서는 현행 기준식이 강도를 과소평가하거나 과대평가하지 않았다.

4. 프리스트레스 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단강도

가. 서론

(1) 연구 배경 및 목적

최근 들어 지하주차장이나 물류센터와 같은 모듈화 건물에서 기둥, 보, 슬래브 등의 구조부재를 프리캐스트 콘크리트(Precast Concrete, 이하 PC)와 현장타설 콘크리트(Cast-In-Place concrete, 이하 CIP)를 합성한 복합화 공법으로 시공하는 경우가 증가하고 있다. 일반적으로 PC부재에는 재료의 효율성을 높이기 위해 프리텐션 공법(Pre-tensioning construction)을 도입하여 부재의 휨 균열강도 및 전단강도를 증가시킬 수 있다.

PC와 CIP 복합화 공법에서 프리텐션이 가해지는 PC부재는 고강도 콘크리트(35MPa이상), CIP는 저강도 콘크리트(24MPa)를 사용한다. 이렇게 한 단면에 서로 다른 강도로 타설되는 경우 현행기준(KCI 2012 17.2.(3), ACI318-11 17.2.3)[1-3],[1-4]에서는 각 요소의 특성을 각각 사용하거나 이들 중 가장 불리한 값을 사용하여 합성단면의 강도를 산정하도록 명시하고 있다. 그러나 합성단면에 대한 설계방법이 명확하지 않고 전단강도 산정 방법에 따른 편차가 크기 때문에 엔지니어들도 다양한 방법들로 전단강도를 평가하고 있는 실정이다.

서로 다른 콘크리트로 분리 타설된 합성부재의 전단강도 평가에 대한 선행연구에서는[1-5]~[1-8] PC와 CIP 계면에서의 수평전단에 대한 연구가 대부분이다. 그 이유는 콘크리트 분리 타설된 면에서의 수평파괴나 균열이 발생하지 않고 일체거동이 이뤄져야 휨과 전단에 효과적으로 저항할 수 있기 때문이다.

반면에 수직전단강도에 대한 연구는 제한적이다. 이전 연구에서 프리스트레스를 가하지 않은 PC-CIP 합성보에 대한 연구를 수행하였다. 이 연구 결과에 따르면, 합성부재의 수직전단강도는 전단강도 일반식과 단면적비로 평균한 유효콘크리트강도나 부재별로 각각 계산하여 단순 합산하는 방법을 사용하면 안전측으로 예측 가능하였다. 단, 횡보강이 없고 전단경간비가 4.0이상이며 휨 철근비가 1.75%이하의 경우 고강도콘크리트에 대해 과대평가하여 유효 콘크리트강도에 대한 상한값을 45MPa로 제안하였다.

본 연구에서는 프리스트레스 합성단면의 전단강도 실험을 수행하였고 그 결과를 근거로 설계시 고려할 사항과 합성단면의 전단 거동을 연구하였다.

(2) 현행기준의 전단강도

프리스트레스트 콘크리트 부재에서 콘크리트에 의한 전단강도에 대한 현행구조기준은 다음과 같다.

$$V_{c1} = \left(0.05\lambda\sqrt{f_{ck}} + 4.9\frac{V_u d_p}{M_u}\right) b_w d \qquad (4\text{-}1)$$

식 (4-1)은 프리스트레스트 콘크리트 수직전단강도 약산식으로, 휨철근 인장강도의 40% 이상의 유효프리스트레스 힘이 작용하는 부재의 경우 적용할 수 있다. 이때, V_{c1}은 $(\lambda\sqrt{f_{ck}}/6)b_w d$ 이상이고, $(5\lambda\sqrt{f_{ck}}/12)b_w d$ 이하이어야 한다. 여기서, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도, V_u는 계수전단력, M_u는 계수휨모멘트, d_p는 압축콘크리트 연단에서 프리스트레스트 긴장재의 도심까지 거리, d는 긴장재와 압축콘크리트 연단까지 거리와 $0.8h$ 중 큰 값을 나타낸다.

$$V_{c2} = \min(V_{ci}, V_{cw}) \tag{4-2}$$

식 (4-2)는 프리스트레스트 콘크리트 수직전단강도 정밀식으로, 휨-전단균열에 의한 전단강도(V_{ci})와 복부-전단균열에 의한 전단강도(V_{cw}) 중 작은 값으로 계산한다.

$$V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f_{ck}}b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{\max}} \tag{4-3}$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right)(0.5\lambda\sqrt{f_{ck}} + f_{pc} - f_d) \tag{4-4}$$

여기서, $V_{ci} \geq 0.17\lambda\sqrt{f_{ck}}b_w d$이다.

$$V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p \tag{4-5}$$

약산식 V_{c1}은 MacGregor[1-13],[1-14]에 의해 경험식으로 제안되어 ACI 318-70부터 현재까지 사용되고 있고, ACI 318-63까지는 휨-전단 균열강도(V_{ci})와 복부-전단 균열강도(V_{cw})식을 이용하였다.

정밀식의 휨-전단균열은 휨 균열에서 발전된 전단균열이고 복부-전단균열은 그림 1-4-1과 같이 콘크리트의 인장강도를 초과하는 인장 주응력에 의하여 부재의 내측부터 시작된다. 1) 휨-전단균열에 의한 전단강도(식(4-3))는 휨 균열을 휨-전단균열로 변화시키는 전단력과 고정하중에 의한 전단력, 휨 균열을 유발하는 전단력의 합으로 제시되어 있다. 균열 모멘트(M_{cre}, 식(4-4))는 휨 균열 발생 응력($0.5\lambda\sqrt{f_{ck}}$)과 인장단면에서 작용하는 콘크리트 압축응력(f_{pc})의 합에 고정하중에 의한 응력(f_d)을 뺀 값으로 산정한다.

복부-전단균열에 의한 전단강도(식(4-5))는 휨-전단균열에 비해 발생 빈도가 낮지만 얇은 두께의 웨브에 강한 프리스트레스가 가해졌을 경우 주로 발생한다. 이 식은 단면의 중심축에서 대략 $(1/3)\lambda\sqrt{f_{ck}}$의 주인장응력에 도달하면 복부-전단균열이 발생한다는 가정하에 제안된 것으로 f_{pc}는 단면중심에서 콘크리트 압축응력이고 V_p는 단면에서 유효 프리스트레스 힘의 수직성분을 나타낸다.

합성콘크리트 휨 부재의 수평전단강도는 전단연결재가 없는 경우 다음과 같이 정의한다.

$$V_{nh} \leq 0.56b_v d \tag{4-6}$$

최소전단연결재가 있는 경우 다음과 같이 정의 한다.

$$V_{nh} = (1.8 + 0.6\rho_v f_y)\lambda b_v d \leq 3.5b_v d \tag{4-7}$$

여기서, ρ_v는 접촉 면적에 대한 전단연결재 면적의 비, b_v는 수평전단에 대하여 검토되는 접촉 면적의 단면 폭을 나타낸다. 최소전단연결재는 식(4-8)에 따라 산정하여야 하고 연결재의 간격은 지지요소의 최소 치수의 4배, 또한 600mm 이하이어야 한다.

$$A_{v,\min} = 0.0625\sqrt{f_{ck}}\frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 0.35b_w s/f_{yt} \tag{4-8}$$

휨 철근 인장강도의 40%이상의 유효프리스트레스 힘이 작용하는 프리스트레스 콘크리트 부재

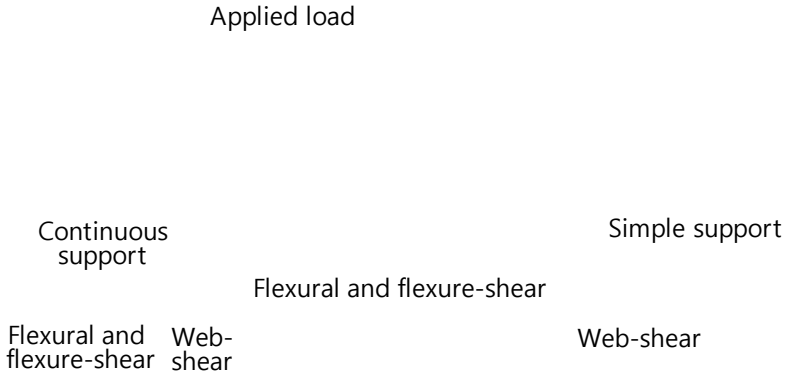


그림 1-4-1 프리스트레스 콘크리트 보의 전단 균열 양상

에 대한 최소 전단 철근량은 식 (4-9)와 같다.

$$A_{v,\min} = \frac{A_{ps}}{80}\frac{f_{pu}}{f_{yt}}\frac{s}{d}\sqrt{\frac{d}{b_w}} \geq 0.35 b_w s/f_{yt} \tag{4-9}$$

여기서, A_{ps}는 긴장재의 단면적, f_{pu}는 긴장재 인장강도, f_{yt}는 횡방향 철근의 설계기준 항복강도, s는 전단 철근의 간격을 나타낸다.

나. 수직전단보강이 없는 프리스트레스 PC와 CIP 합성보의 전단강도

(1) 실험체 설계

(가) 실험변수

프리스트레스 콘크리트와 일반 콘크리트로 분리타설 된 합성 휨 재의 전단 성능 평가를 위해 콘크리트의 면적비, 긴장재의 긴장력, 전단 경간비, 그리고 수평 전단저항을 위한 전단철근비를 변수로 단순지지 보 실험을 수행하였다. 첫번째로 콘크리트 면적비는 그림 1-4-2와 같이 총 4가지로 구성하였다. 단면 A와 B는 각각 24MPa 저강도 콘크리트와 60MPa 고강도 콘크리트를 전단면에 타설한 단면으로, 분리 타설된 합성단면 C, D와의 비교를 위한 대조군이다. 여기서, 고강도 콘크리트로 PC부재에 주로 사용되는 35MPa 대신 60MPa를 사용한 이유는 건축 재료가 점점 고강도화 되는 추세를 반영한 것이고 저강도와 고강도 콘크리트의 강도차를 크게 하여 콘크리트 강도에 따른 전단강도 차이를 명확하게 보기 위함이다. 단면 C와 D는 저강도의 현장타설 콘크리트의 깊이가 전단강도에 미치는 영향을 보기 위한 단면으로, 단면 C의 상부 3/8과 단면 D의 상부 5/8에 저강도 콘크리트(24MPa)를 타설하였다.

두번째 변수로 긴장재의 긴장력을 고려하였다. 긴장력은 60MPa 콘크리트에만 가하였으며, 긴장력의 크기가 전단강도에 미치는 영향을 보기 위해 강연선의 수는 6개로 동일하게 하되 긴장재의 긴장응력(f_j)을 f_{pu}(1,860MPa)의 55%와 70%로 두 가지를 사용하였다. 단, 24MPa 일체형 콘크리트의 단면 A는 긴장재를 사용하되 긴장력을 가하지 않고 타설하였다.

세 번째 변수로는 전단 경간비(a/d)를 고려하였다. 전단 경간비가 3.0인 경우와 4.0인 경우에 대해 실험하여 전단 경간 차에 따른 전단거동이 전단강도에 미치는 영향을 살펴보았다.

네 번째 변수로써 전단경간비가 4.0인 실험체에 전단철근을 수평전단에만 기여할 수 있는 최대 간격인 450mm로 배근하여 계면 수평균열이 없는 상태의 수직전단강도를 살펴보았다.

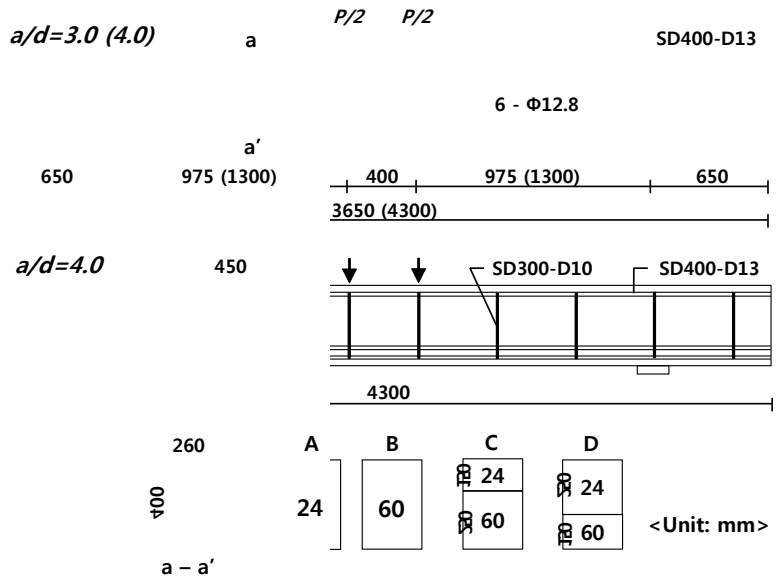


그림 1-4-2 철근 상세와 단면 형상 (무횡보강 PSC 합성보)

(나) 실험체 설계 및 제작

모든 실험체의 단면크기는 260mm × 400mm 이며, 지점간 순 길이는 전단경간비가 3.0인 실험체의 경우 2,350mm이고, 전단경간비가 4.0인 실험체의 경우 3,000mm이다.(그림 1-4-2) 강연선 긴장력의 전달길이를 고려하여 지점 이후 부재 길이를 650mm 연장시켰다.

강연선은 2단으로 배치하였고 피복두께를 고려하여 인장측 최외단에서 강연선 중심까지 거리와 강연선 중심간의 거리를 50mm로 배치하였고 프리스트레스에 의해 발생하는 상부 인장균열을 방지하기 위해 압축대에 SD400 D13 휨 철근 3개를 배근하였다. 수평균열의 영향을 최소화하기 위해 지점 이후로 SD300 D10 횡보강철근을 100mm 간격으로 배치하였다.

표 1-4-1은 16개 실험체들의 예측 휨강도와 예측 수직/수평 전단강도를 나타낸다. 모든 실험체는 휨 성능(M_n)에 도달하기 위한 휨 요구전단력(V_m)을 수직 전단성능(V_n)보다 크게 설계하여 휨 항복 전에 전단파괴가 발생하도록 계획하였다. 휨 성능은 현행기준(KCI 2012 9.5.1)의 프리스트레스 부재 휨강도 계산법으로, 수직전단 성능은 약산식(식 4-1)으로 계산하였다. 단, 합성부재의 수직전단 성능 계산시 PC와 RC를 따로 계산하여 단순 합산하는 단순 누가법을 사용하였다.

분리 타설된 계면에서의 수평전단파괴를 예측하기 위해 공칭수평전단강도(V_{nh}, 식 4-6과 4-7)와 수평전단력(V_{hv})을 비교하였다. 여기서, V_{hv}는 공칭 수직 전단강도에 해당하는 수평전단력으로 두 콘크리트 경계면에서의 전단응력(τ)과 접촉면적($b_v l$)을 곱한 값이다. 전단철근이 없는 실험체의 V_{hv}/V_{nh} 값은 2.43~4.19로 모든 합성단면 실험체는 수직전단파괴 이전에 수평전단균열이 발생할 것으로 예상되었고 수평전단 저항을 위한 최소전단연결재(식 4-8)가 있는 실험체의 V_{hv}/V_{nh} 값은 0.66, 0.93으로 수직전단파괴가 예상되었다.

실험체 제작은 두 차례에 걸쳐 진행되었다. 긴장시킨 강연선에 철근용 변형률 게이지(Strain gauge)를 부착시킨 후 60MPa 콘크리트를 1차 타설하고 증기 양생하였다.초기 양생은 40℃에서 1시간, 본 양생은 60℃에서 5시간동안 양생하였다. 긴장력 도입시 콘크리트 강도는 35MPa로, 타설 후 24시간이 지난 뒤 강연선을 절단하였다. 분리 타설할 계면의 레이턴스(Laitance)를 제거하고 표면을 6mm이상 거칠게 처리한 후 24MPa 저강도 콘크리트를 2차 타설하였다. 압축강도 시험용 공시체는 실험체와 같은 조건에서 타설, 양생하였다.

실험의 주요변수 중 하나인 긴장재의 긴장력은 2가지 방법으로 측정하였다. 긴장 장치(Strand

center hole jack, SAMJIN)와 유압 펌프(Hydraulic pumps)에 부착된 다이얼게이지(Dial gauge) 값으로 측정하였고, 강연선 장력 측정용 중공 로드셀(KCG-200kNA, TML)을 사용하여 재확인하였다. 프리스트레스의 단기손실을 측정하기 위해 강연선 절단 전후의 길이 변화(Slip)를 계측하였다. f_{pu}의 55%와 70%를 긴장한 실험체는 각각 평균 13.1%와 9.7% 단기 손실이 발생하였다. 실험체 제작 후 30일 이내에 실험을 진행하였고 프리스트레스 손실은 이 실험의 주요 관심사가 아니기 때문에 장기손실 영향은 고려하지 않았다.

하중재하를 위해 보 중앙에 2점 하중을 가하였고 지지점과 가력점에는 롤러철물을 사용하였다. 강연선이 전단파괴 이전에 휨 항복을 하였는지 확인하기 위해 강연선에 철근 변형률 게이지를 부착하였고 보 중앙부의 처짐과 곡률 측정을 위해 보의 중앙 하부에 5개의 LVDT를 설치하였다.

표 1-4-1 실험 변수 및 모멘트와 전단강도 비교 (무횡보강 PSC 합성보)

Specimens	Section Type	Longitudinal reinforcement (ratio)	Transverse Reinforcement for horizontal shear (ratio)	Prestress	a/d	M_n (kN·m)	V_m (kN)	V_n (kN)	$\frac{V_m}{V_n}$	V_{nh} (kN)	V_{hv} (kN)	$\frac{V_{hv}}{V_{nh}}$
1-A	A	6-Φ12.7 (0.57%)	-	$0.55f_{pu}$	3.0	217	223	70	3.18	-	-	-
1-B	B					288	295	263	1.14	-	-	-
1-C	C					229	234	173	1.35	142	594	4.19
1-D	D					226	232	114	2.04	142	390	2.75
2-A	A			$0.70f_{pu}$		217	223	70	3.18	-	-	-
2-B	B					288	295	263	1.14	-	-	-
2-C	C					229	234	173	1.35	142	594	4.19
2-D	D					226	232	114	2.04	142	390	2.75
3-A	A				4.0	217	167	70	2.39	-	-	-
3-B	B					288	221	205	1.08	-	-	-
3-C	C					229	176	142	1.23	189	651	3.44
3-D	D					226	174	101	1.73	189	460	2.43
4-A	A		2-D10 (0.12%)			202	155	69	2.25	-	-	-
4-B	B					313	241	205	1.17	-	-	-
4-C	C					244	188	142	1.32	697	651	0.93
4-D	D					244	188	100	1.87	697	459	0.66

(다) 재료강도

실험체에는 공칭강도 24MPa와 60MPa 두 가지 종류의 콘크리트를 사용하였으며 표 1-4-2는 콘크리트의 배합을 나타낸다. 콘크리트 공시체는 KS F 2403 기준을 따라 100mm × 200mm로 제작하였고 공시체를 강도별로 3개씩 KS F 2405 기준을 따라 압축 강도 실험을 하였다. 공시체 실험 강도 값은 전단 무보강 실험체의 경우 23MPa와 57MPa를 나타냈고, 수평전단보강 실험체의 경우 27MPa와 52MPa를 나타냈다.

강연선은 1,860MPa급 12.7mm 7연선강선(SWPC 7BL)을, 철근은 SD300 D10과 SD400 D13을 사용하였다. 철근의 기계적 성질을 평가하기 위해 KS B 0801의 금속재료 인장시험 규정에 따라 시험편을 제작하였고 KS B 0802에 따라 시험을 실시하였다. 사용한 철근의 기계적 특성은 표 1-4-2에 나타난 바와 같고 강연선은 0.2% offset method를 이용하여 항복응력과 변형률을 정의하였다 (그림 1-4-3).

표 1-4-2 콘크리트 배합 특성

Nominal strength	W/C (%)	Unit weight(kg/㎥)				
		W	C	S	G	SP
24	49.4	162	328	869	979	3.5
60	29	180	620	625	935	8.06

표 1-4-3 철근과 강연선의 기계적 성질

Type	f_y(MPa)	ϵ_y(με)	E_s(GPa)
12.7mm SWPC 7BL	1,854	8,829	210
SD300 D10	340	1,847	184
SD400 D13	480	2,400	200

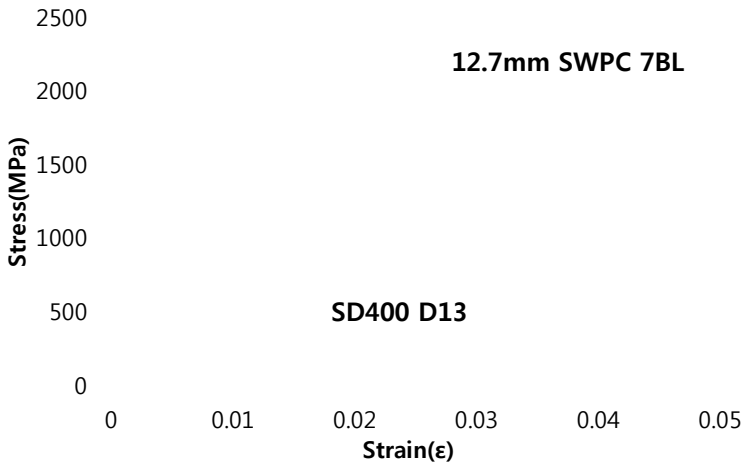


그림 1-4-3 강연선과 철근의 응력 변형률 곡선

(2) 실험 결과

(가) 실험체 1-A ~ 1-D

실험체 1-A~1-D는 전단경간비가 3.0이고 긴장 응력이 $0.55f_{pu}$인 실험체로 실험결과는 그림 1-4-4, 5와 표 1-4-4에 나타냈다. 단면 B~D의 전단강도는 PSC부재의 전단강도 약산식(V_{c1}, 식(4-1))을 사용한 단순누가법과 정밀식(V_{c2}, 식(4-2))으로, 단면 A는 철근 콘크리트 부재의 전단강도 약산식과 정밀식(KCI 2012 7.3.1)으로 예측하였다.

실험강도는 '1-B (544kN) > 1-C (392kN) > 1-D (358kN) > 1-A (200kN)'순으로 강도는 긴장력이 가해진 단면적 크기에 비례하여 증가하였고 긴장력 도입 여부에 따라 휨 균열 강도와 전단강도에 큰 차이를 보였다. 긴장력이 가해진 1-B~1-D(250kN, 225kN, 225kN)의 휨 균열강도는 긴장력을 가하지 않은 1-A(42kN)에 비해 5배 이상 크게 나타났다.

모든 실험체는 사인장 균열과 함께 전단파괴가 발생하였다. 1-A~1-C은 휨 균열이 사인장 균열로 발전하면서 사인장 균열파괴가 발생하였고, 1-D는 분리 타설된 계면에서 수평 균열과 함께 사인장균열 파괴가 발생하였다. 하중-변위 곡선에서 1-D는 두 번의 최대 하중점(Two peak points)을 보이는데 사인장균열과 수평균열이 함께 발생하면서 하중이 1차로 감소하였고, 수평균열이 가력점으로 진전하면서 하중이 2차로 감소한 뒤 최종 파괴되었다.

전체적인 파괴양상(그림 1-4-5)은 이전 연구의 RC 합성보 실험체와 차이를 보였다. RC 실험체는 사인장 균열과 함께 휨 철근의 부착파괴가 발생하였지만, PSC 실험체는 사인장 균열만 발생하고 강연선에서의 부착파괴는 발생하지 않았다. 또한, 사인장 균열 발생(위험단면의 위치)은 RC 실험체의 경우 가력점과 지지점 가운데 지점에서 발생하였지만, PSC 실험체의 경우 가력점 부근에서 발생하였다.

그림 1-4-6은 단면형상에 따라 하중단계별 균열 양상을 나타낸다. 휨 인장균열이 발생한 이후, 1-A는 웨브에서 취성적으로 사인장 균열이 발생하였고 1-B와 1-C는 휨 균열이 사인장 균열로 발전하였고 1-D는 웨브에서 취성적으로 수평/사인장 균열이 발생하면서 최종 파괴되었다.

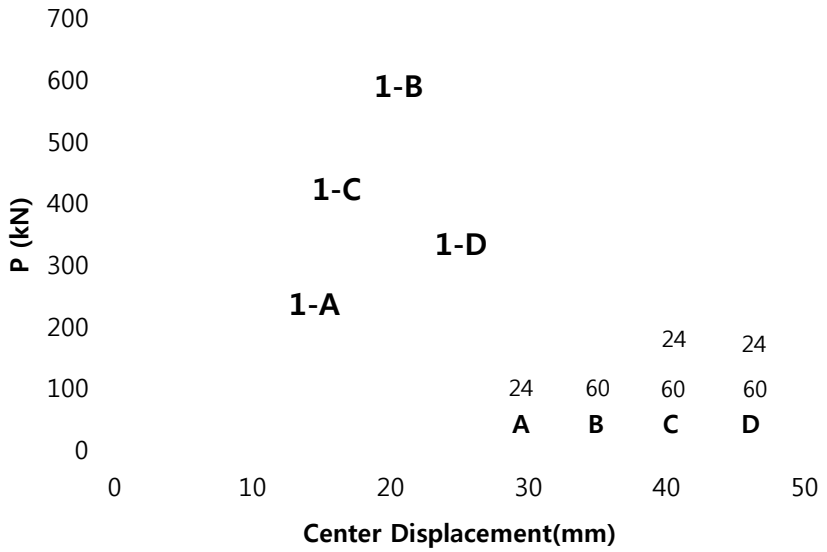


그림 1-4-4 하중변위 관계 (실험체 1-A ~ 1-D)

표 1-4-4 실험결과와 예측 값 비교 (실험체 1-A ~ 1-D)

Specimens	f_{ck}(MPa)			V_{test} (kN)	KCI predicted(kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24MPa	60MPa	f_{cke}		V_{c1}	V_{c2}		
1-A	23	-	23	100	68	70	1.47	1.43
1-B	-	57	57	272	262	257	1.04	1.06
1-C	23	57	44	196	172	269	1.14	0.73
1-D	23	57	36	179	113	219	1.58	0.82

1-A

1-B

1-C

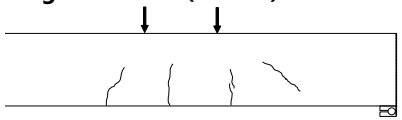
1-D

그림 1-4-5 최종 파괴 균열 양상 (실험체 1-A ~ 1-D)

(1) Flexural crack (42kN)



(2) Diagonal crack (150kN)



(3) Diagonal crack2 (190kN)

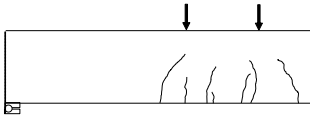
(4) Final state (200kN)

1-A

(1) Flexural crack (250kN)



(2) Flexural crack2 (350kN)



(3) Diagonal crack (500kN)

(4) Final state (544kN)

1-B

(1) Flexural crack (225kN)

24
60

(2) Flexural crack2 (320kN)

(3) Diagonal crack (390kN)

(4) Final state (392kN)

1-C

(1) Flexural crack (225kN)

24
60

(2) Diagonal crack (358kN, 8.14mm)

(3) Diagonal crack2 (358kN, 16.5mm)

(4) Final state (27mm)

1-D

그림 1-4-6 단면 형상별 균열 진전 양상 (실험체 1-A ~ 1-D)

(나) 실험체 2-A ~ 2-D

실험체 2-A~2-D는 전단경간비가 3.0이고 긴장 응력이 $0.7f_{pu}$인 실험체로 실험결과는 그림 1-4-7, 8과 표 1-4-5에 나타냈다. 실험강도는 '2-B (632kN) > 2-C (456kN) > 2-D (358kN) > 2-A (154kN)'순으로 긴장력이 가해진 단면적 크기에 비례하여 증가하였고 긴장력 도입 여부에 따라 휨 균열 강도와 전단강도 차이를 보였다. 2-A는 45kN에서, 2-C과 2-D은 266kN에서, 2-B은 334kN에서 휨 균열이 발생하였고, 2-B~2-D의 긴장력은 1-B~1-D보다 27% 큰 힘으로 긴장하여 휨 균열 강도와 전단강도 모두 증가하였다.

최종 파괴 양상(그림 1-4-8)은 1-A~1-D와 비슷하였다. 모든 실험체가 사인장 균열 파괴되었고 2-D에서만 계면에서 수평균열과 사인장 균열이 함께 발생하였다. 2-A는 긴장재의 부착파괴가 발생하여 dowel action에 의한 전단저항력이 낮아서 동일 조건의 1-A보다 23% 낮은 강도에서 전단파괴가 발생하였다. 2-C는 압축대의 저강도 콘크리트가 압괴하면서 휨 파괴 양상으로 파괴가 진행되다 최종적으로 사인장 균열이 발생하면서 휨 전단파괴가 발생하였다. 하중-변위 곡선에서 2-C가 최대변위일 때 강연선 변형률 ϵ_{ps}=4,987με < ϵ_{py}=8,829με으로 강연선은 휨 항복이 발생하지 않았다. 하중-변위 곡선에서 2-D는 세 번의 최대 하중점(Three peak points)을 보이는데 오른쪽에 사인장균열이 발생하면서 하중이 처음으로 감소한 후 왼쪽 수평/사인장균열에 의해 하중이 두 번째로 감소한 후 최종적으로 오른쪽 사인장 균열에 의해 파괴되었다.

전단경간비가 3.0인 실험체는 웨브에 타설된 콘크리트강도에 따라 파괴메커니즘에 차이를 보였다. 웨브에 60MPa가 타설된 경우(단면 B와 C) 휨 균열이 사인장 균열로 발전하면서 최종 파괴가 발생하였고, 24MPa가 타설된 경우(단면 A와 D) 휨 균열과 관계 없이 웨브에서 취성적으로 발생한 사인장 균열에 의해 최종 파괴가 발생하였다. 단면 D는 웨브 아래 부분에 분리 타설된 계면이 형성되어 웨브에서 발생한 사인장 균열이 마찰 저항이 약한 계면을 따라 수평전단파괴가 발생하였다. 최소전단연결재로 수평전단보강을 할 경우, 계면에서의 마찰저항이 증가되고 계면에서의 수평균열이 억제되어 전단강도가 증가할 것이다.

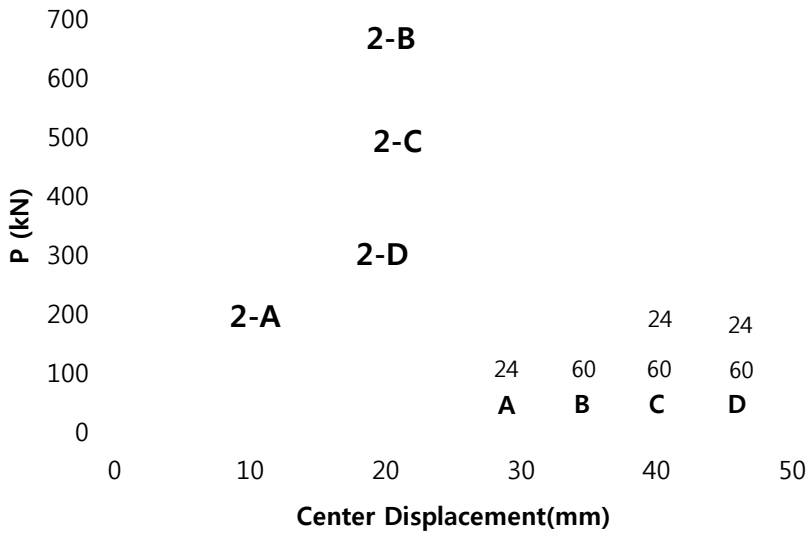


그림 1-4-7 하중변위 관계 (실험체 2-A ~ 2-D)

표 1-4-5 실험결과와 예측 값 비교 (실험체 2-A ~ 2-D)

Specimens	f_{ck}(MPa)			V_{test} (kN)	KCI predicted(kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24MPa	60MPa	f_{cke}		V_{c1}	V_{c2}		
2-A	23	-	23	77	68	71	1.13	1.08
2-B	-	57	57	316	262	315	1.21	1.00
2-C	23	57	44	228	172	339	1.33	0.67
2-D	23	57	36	179	113	277	1.58	0.65

2-A

2-B

2-C

2-D

그림 1-4-8 최종 파괴 균열 양상 (실험체 2-A ~ 2-D)

(다) 실험체 3-A ~ 3-D

실험체 3-A~3-D는 전단경간비가 4.0이고 긴장 응력이 $0.7f_{pu}$인 실험체로 실험결과는 그림 1-4-9, 10과 표 1-4-6에 나타냈다. 실험강도는 '3-B (428kN) > 3-C (284kN) > 3-D (278kN) > 3-A (144kN)'순으로 긴장력이 가해진 단면적 크기에 비례하여 증가하였다. 전단경간비가 증가하면서 휨 균열강도와 전단강도 모두 감소하였다. 3-A는 42kN, 실험체 3-C과 3-D는 156kN, 3-B은 223kN에서 휨 균열이 발생하였고 일체형 보인 3-B는 2-B에 비해 32% 강도가 감소하였다.

최종파괴 양상(그림 1-4-10)에서 3-A와 3-B의 파괴메커니즘을 비교해보면, 긴장력에 의한 압축력이 전단파괴 거동을 변화시켰다. 전단면에 긴장력이 가해진 3-B는 웨브에 사인장 균열이 발생하더라도 부재에 작용하는 압축력이 파괴를 지연시켰지만 3-A는 웨브에서 사인장 균열이 발생하는 동시에 취성적으로 파괴되었다. 3-C와 3-D는 가력점 부근의 저강도 콘크리트(24MPa)에서 발생한 사인장 균열이 전단철근이 없고 마찰력이 부족한 수평계면을 따라 지지점으로 진전하면서 취성적으로 파괴되었다. 실험체 1, 2의 결과와 비교해보면, 전단경간비가 증가하면서 휨 작용이 크게 발생하여 합성단면 모두 사인장 균열과 수평 전단균열이 함께 발생하였다.

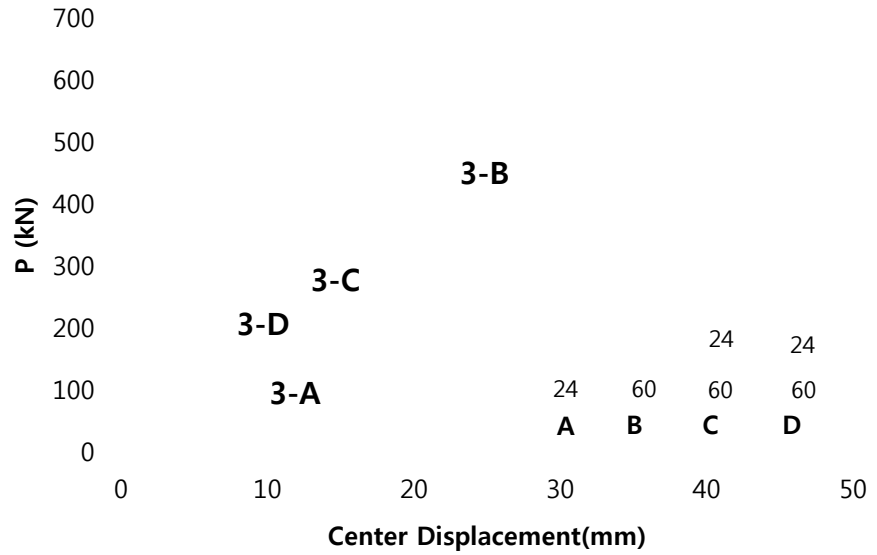


그림 1-4-9 하중변위 관계 (실험체 3-A ~ 3-D)

표 1-4-6 실험결과와 예측 값 비교 (실험체 3-A ~ 3-D)

Specimens	f_{ck}(MPa)			V_{test} (kN)	KCI predicted(kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24MPa	60MPa	f_{cke}		V_{c1}	V_{c2}		
3-A	23	-	23	72	68	69	1.06	1.04
3-B	-	57	57	214	204	248	1.05	0.86
3-C	23	57	44	142	141	254	1.01	0.56
3-D	23	57	36	139	99	219	1.40	0.63

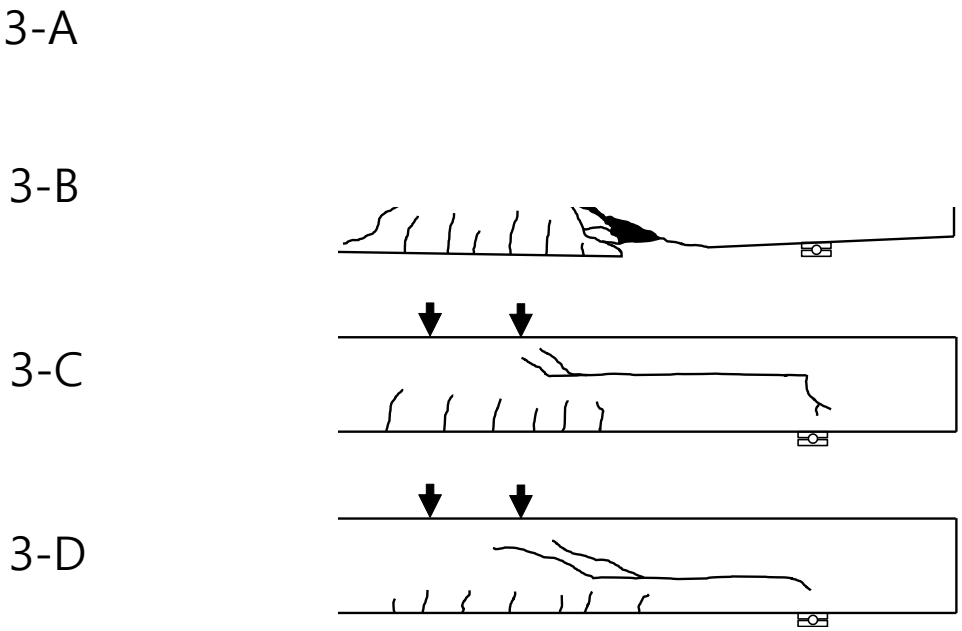


그림 1-4-10 최종 파괴 균열 양상 (실험체 3-A ~ 3-D)

(라) 실험체 4-A ~ 4-D

실험체 4-A~4-D는 최소 전단연결철근(s=450mm, 식 4-8)을 사용하여 수평균열을 억제한 실험체로, 전단경간비는 4.0이고 긴장 응력은 0.7으로 실험체 3-A~3-D (이하 실험체 3)과 동일하다. 실험결과는 그림 1-4-11, 12와 표 1-4-7에 나타냈다. 실험체 강도는 '4-B (514kN) > 4-C (382kN) > 4-D (366kN) > 4-A (199kN)'순으로 긴장력이 가해진 단면적 크기에 비례하여 증가하였고 실험체 3에 비해 20~39% 강도가 증가하였다. 초기 강성과 휨 균열은 실험체 3과 동일하였지만, 사인장 균열이 발생 후 전단철근이 수평 및 수직전단에 저항하면서 최대 하중과 최대 변위가 증가하였다.

최종 파괴 양상(그림 1-4-12)에서 점선은 전단철근의 위치를 나타내는 것으로, 합성단면은 최소 전단연결재(식 4-8)에 의해 수평균열이 억제되었고 사인장 균열에 의해 최종 파괴되었다. 사인장 균열은 전단철근 사이에서 발생하였지만, 가력점으로 진전되면서 전단철근이 수직전단강도에 기여하여 전단강도가 실험체 3에 비해 증가하였다.

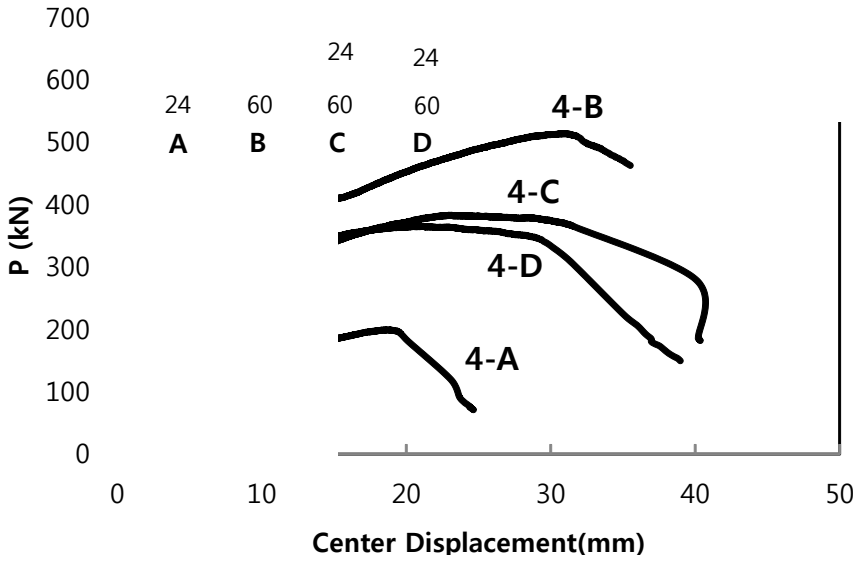


그림 1-4-11 하중변위 관계 (실험체 4-A ~ 4-D)

표 1-4-7 실험결과와 예측 값 비교 (실험체 4-A ~ 4-D)

Specimens	f_{ck}(MPa)			V_{test} (kN)	KCI predicted(kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24MPa	60MPa	f_{cke}		V_{c1}	V_{c2}		
4-A	27	-	23	100	73	75	1.37	1.33
4-B	-	52	52	257	203	232	1.27	1.11
4-C	27	52	43	191	143	245	1.34	0.78
4-D	27	52	36	183	103	194	1.78	0.94

4-A

4-B

4-C

4-D

그림 1-4-12 최종 파괴 균열 양상 (실험체 4-A ~ 4-D)

(3) 실험 분석

(가) 설계변수의 영향

설계변수의 영향을 알아보기 위해 그림 1-4-13에 긴장재의 긴장력, 전단경간비, 전단철근비의 변화에 따른 전단강도차이를 나타냈다. 합성단면 C와 D의 실험결과는 강성과 강도면에서 긴장력이 가해지지 않은 단면 A(CIP단면)보다는 긴장력이 가해진 단면 B(PSC단면)와 유사한 결과를 보였기 때문에 단면 B~D에 대해 설계변수에 따른 전단강도의 변화를 분석하였다.

단면에 가해진 긴장력 크기에 따른 전단강도의 변화를 보기 위해 그림 1-4-13(a)에 전단경간비가 3.0인 실험체를 대상으로 단면 형상별로 비교하였다. 단면 D를 제외하고 긴장력 크기에 따라 전단강도가 증가하였다. 단면 D는 긴장력 크기 차이에도 똑같은 전단강도(179kN)를 보이는데, 이는 긴장력의 영향이 없는 상부 저강도 콘크리트에서 발생한 사인장 균열과 수평전단 균열에 의해 파괴되었기 때문에 긴장력의 영향이 없었다. 그림 1-4-13(b)는 전단경간비에 따른 전단강도의 변화로, f_{pu}의 70%를 초기 긴장력으로 가한 실험체를 대상으로 단면 형상별로 전단강도의 변화를 보여준다. 전단경간비가 증가하면서 모든 단면에서 전단강도가 감소하였다.

최소수평전단철근에 따른 전단강도의 변화를 보기위해 그림 1-4-13(c)에 전단경간비가 4.0, f_{pu}의 70%를 초기 긴장력으로 가한 실험체를 대상으로 단면 형상별로 비교하였다. 모든 단면의 전단강도는 최소 수평전단철근에 의해 증가하였다. 합성단면 C와 D는 전단철근에 의해 수평균열이 억제되면서 전단강도가 각각 35%와 32% 증가하였고 단면 B는 사인장 균열면이 전단철근을 통과하면서 전단강도가 20%증가하였다. 4-B의 최대하중일 때의 전단철근 변형률(ϵ_s=1,143με)을 살펴보면, 항복변형률(ϵ_y=1,847με)에 도달하지 않았지만 전단철근이 수직전단에 저항한 것을 보여준다.

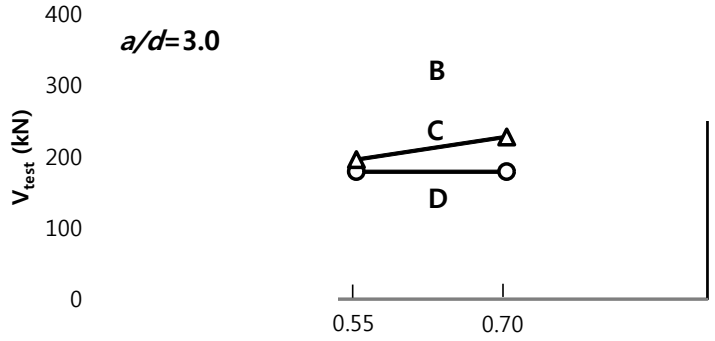
(나) 긴장력에 의한 전단강도의 변화

강연선의 긴장력이 전단강도에 미치는 영향을 알아보기 위해 그림 1-4-14에 PSC와 RC 실험체를 비교하였다. RC 실험체는 강연선 대신 인장철근을 사용한 실험체로 이전 연구 결과를 사용하였다. PSC 실험체와 비슷한 휨 성능을 가진 RC실험체를 비교하였으며,($A_{ps}f_{ps} \simeq A_s f_y$) 단면형상(B~D)에 따라 긴장력이 전단강도에 미치는 영향을 알아보았다. 단면 A는 긴장력이 가해지지 않았기 때문에 비교에서 제외하였다.

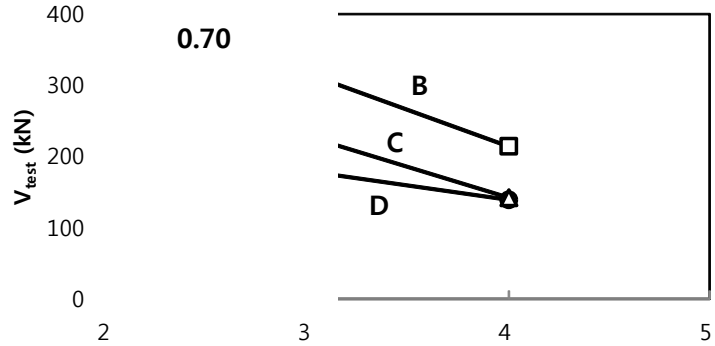
그림 1-4-14는 전단경간비가 4.0인 PSC와 RC실험체의 단면 형상에 따른 하중-변위 곡선을 비교한 것으로 PSC는 실선, RC는 점선으로 나타냈다. RC실험체는 초기에 휨 균열이 발생하면서 강성이 줄어들었지만 PSC실험체는 긴장력($0.70f_{pu}$)에 의해 휨 균열 강도가 RC실험체에 비해 3.3~3.8배 증가하였고 그에 따라 전단강도가 증가하였다. 전단면에 긴장력을 가한 단면 B는 긴장력에 의해 전단강도가 2.2배 증가하였고, 단면 하부(63%, 38%)에 긴장력이 가해진 단면 C와 D는 전단강도가 각각 1.3과 1.5배 증가하였다.

합성단면 C와 D의 전단파괴 발생시 변위 (Center Displacement)를 살펴보면, 단면 하부의 긴장력과 무관하게 PSC와 RC실험체는 동일한 변위에서 전단파괴가 발생하였다. 긴장력에 의해 초기 휨 균열 강도가 증가한 PSC 실험체는 초기 강성을 오래 유지하여 전단강도가 증가하였지만, 최종 파괴는 긴장력의 영향이 없는 상부 24MPa에서 발생한 사인장 균열에 의해 영향을 받았다. (실험체 3-C와 3-D 참고)

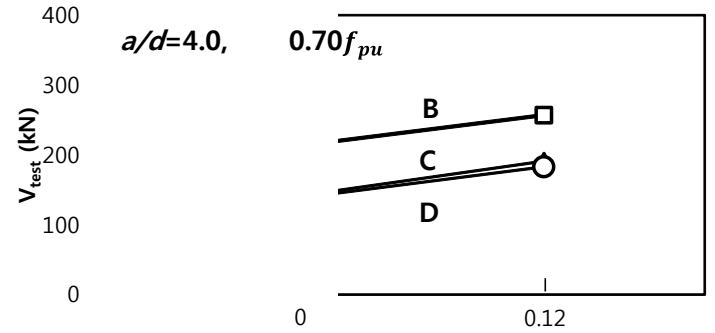
횡 보강되지 않은 휨 지배 부재에서 긴장력이 전단강도에 미치는 영향은 다음과 같다. 전단면에 긴장력을 가한 단면 B는 휨 균열강도와 사인장균열강도 모두 크게 증가하였다. 단면 하부에만 긴장력을 가한 단면 C와 D의 경우, 휨 균열강도는 증가하였지만 사인장 균열은 긴장력의 영향이 없는 상부 단면에서 발생하여 긴장력의 영향을 받지 않았다.



(a) Prestress at the jacking stage (f_{pu})



(b) Shear span to depth ratio, *a/d*



(c) Shear reinforcement ratio (%)

그림 1-4-13 실험 변수의 영향

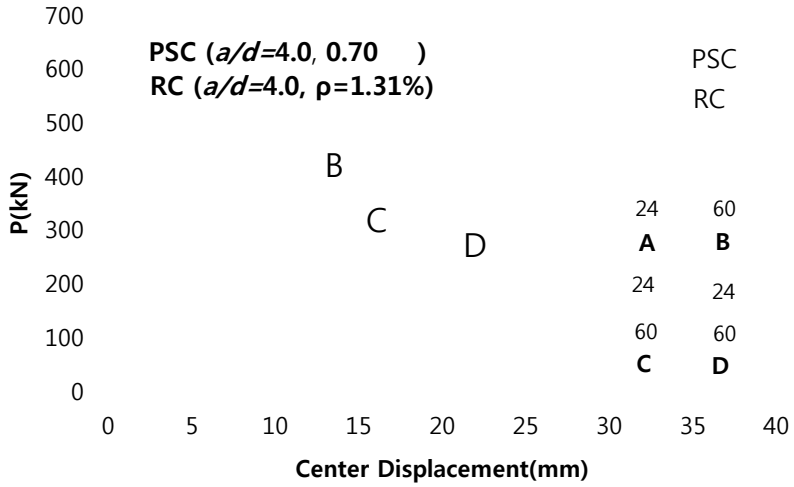


그림 1-4-14 PSC와 RC 실험체의 전단강도 비교

(다) 수직전단강도 기준식과의 비교

프리스트레스 콘크리트 합성 보의 수직 전단강도를 평가하기 위해 실험결과와 현행 기준식을 비교하였다. 현행 기준식(KCI 2012, ACI 318-11)으로 PSC부재의 전단강도 약산식(식 4-1)과 정밀식(식 4-2)을 사용하였다.

PSC부재는 선 압축력(Pre-compression)에 의해 전단강도가 증가하지만, PSC부재 상부에 타설되는 CIP콘크리트에는 압축력이 작용하지 않기 때문에 전단강도 증가가 발생하지 않는다. 따라서 합성부재의 전단강도 계산시 부재별 특성에 맞게 각각 전단강도를 계산한 뒤 단순 합산하는 누가법을 사용하였다. 전단강도 일반식을 사용할 경우, 그림 1-4-15과 같이 PSC부재는 프리스트레스 콘크리트 부재의 전단강도식(식 4-1)으로, CIP부재는 철근콘크리트 부재의 전단강도식($V_c = 1/6\sqrt{f_{ck}}b_w d$)으로 계산하여 단순 합산하였다. 예측 결과는 그림 1-4-15에 실험변수와 단면 형상에 따라 실선으로 표시하였다. 정밀식은 프리스트레스 콘크리트 부재의 전단강도 정밀식(식 4-2)에 따라 부재의 특성에 맞게 예측하였고 결과는 그림 1-4-15에 점선으로 표시하였다.

부재 특성에 따른 단순 누가법이 일반식의 경우 모든 실험체에 대해 안전측으로 잘 예측하였지만, PSC의 단면적비가 상대적으로 낮은 단면 D(실험체 4, 8, 12, 16)에 대해서는 실험값 대 예측값의 비가 1.40~1.78로 크게 보수적이었다. 이는 전단면에 대한 PSC부재 비율이 낮더라도 인장대에 작용하는 프리스트레스 압축력이 전단강도 증가에 크게 기여한다는 것을 보여준다. 반면에 정밀식의 예측 결과는 안전측에서 크게 벗어났다. 단일단면의 경우 3-B를 제외하고는 모두 안전측으로 예측하였지만, 합성단면의 경우 모두 비안전측으로 예측하여 안전성 문제가 우려된다. 추가 연구를 통해 합성단면에 대한 정밀식의 적절한 예측 방법이 필요하다.

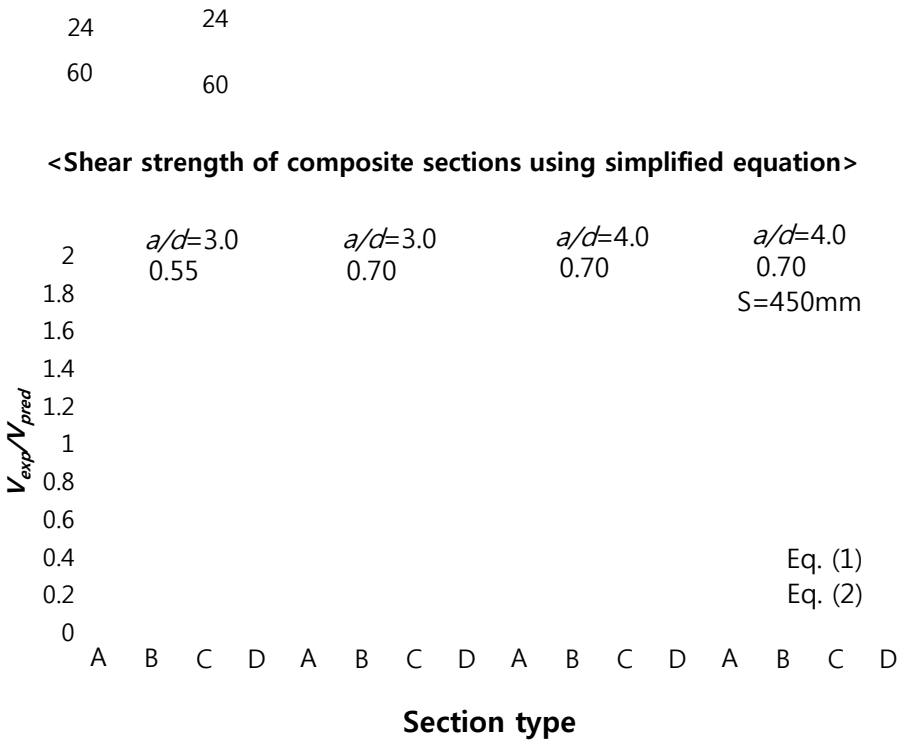


그림 1-4-15 PSC 합성보의 전단강도 예측

(라) 수평전단강도 기준식과의 비교

본 실험에서 전단철근이 없는 합성단면의 경우 1-C와 2-C를 제외하고 수평/수직전단파괴가 함께 발생하였다. 특히, 단면 D와 같이 분리타설된 계면이 인장측에 있고 전단경간비가 클 때 계면파괴가 발생하였다. 계면을 가진 합성단면의 경우 휨 균열이 사인장 균열로 발전되기 전에 상부 저강도 콘크리트에서 발생한 사인장 균열이 계면을 따라 지지점으로 진전되면서 수평/수직전단파괴가 함께 발생하였다.

수평 균열이 발생한 실험체 1-D, 2-D, 3-C, 3-D의 수평균열 발생시 계면에서의 전단력(v_{hv})은 2.42MPa, 2.42MPa, 1.92MPa, 1.88MPa로 현행 기준(식 4-6)보다 3.4~4.3배 크게 나타났다. 이는 현행 기준식이 수평전단강도를 크게 보수적으로 예측하고 있는 것을 보여준다.

전단철근이 없는 콘크리트 합성단면의 수평전단강도에 대한 기존연구를 살펴보면, CTA[1-15]는 매끈한 계면의 경우 0.63MPa, 1.5mm 거친 계면의 경우 1.12MPa, 6mm 거친 계면의 경우 2.1MPa를 수평전단력으로 제안하였고, Jonathan and Clay[1-16]의 실험에서는 계면의 상태에 따라 현행 기준의 6~10배 큰 전단강도를 보였고 계면의 상태에 따라 4MPa(6mm 거친면)를 설계에 적용할 수 있다고 제안하였다.

반면, 최소전단철근을 사용한 실험체 4-C와 4-D는 수평전단균열 없이 사인장 균열파괴가 발생하였다. 실험강도와 예측강도의 비(V_{hv}/V_{nh})는 각각 1.25와 1.20로 실험 값이 현행 기준(식 4-7)보다 20%이상 크게 나타났다.

단순지지 보에서는 가력점과 지지점 부근에서 대각 스트럿 작용과 아치작용이 발생한다. 따라서 분리타설된 계면에서는 계면에 평행한 수평전단력뿐만 아니라 수직한 압축력도 함께 작용하여 합성보의 수평전단 성능이 현행 기준에 비해 크게 증가하였다. 반면에 장기적으로는 건조수축이나 크리프에 의해 수평전단력이 감소할 수 있다.

(4) 결론

이 연구에서는 수직전단보강이 되지 않은 프리스트레스 PC-CIP 합성보의 전단거동을 알아보기 위해 콘크리트의 면적비, 긴장재의 긴장력, 전단 경간비, 그리고 전단철근을 변수로 실험을 실시하였으며, 실험결과를 분석하여 프리스트레스 합성단면을 설계시 고려사항과 합성단면의 전단 거동을 연구하였다. 그 결론은 다음과 같이 요약할 수 있다.

1) 단면 하부에만 긴장력이 가해진 합성단면 C와 D의 전단강도는 전단면에 긴장력이 가해진 단면 B와 유사한 거동을 보였다. 합성단면의 초기 휨 균열강도와 강성은 긴장력이 가해지지 않은 단면보다 크게 나타났으며, 전단강도는 긴장력이 가해진 단면의 면적비와 강연선에 가해진 긴장력의 크기에 비례하여 증가하였고, 전단경간비가 증가할수록 감소하였다.

2) 프리스트레스가 가해진 보의 전단 파괴메커니즘은 웨브 콘크리트 강도에 따라 차이를 보였다. 웨브 콘크리트 강도가 60MPa인 단면 B와 C는 휨 균열이 사인장 균열로 발전하면서 파괴되었고, 웨브 콘크리트 강도가 24MPa인 단면 A와 D는 웨브에서 취성적으로 발생한 사인장 균열에 의해 파괴되었다. 전단경간비가 큰 경우 휨 작용이 크게 작용하여 계면에서 수평균열이 선행하였고 최소전단철근을 사용한 경우 수평균열이 발생하지 않았다.

3) 프리스트레스가 가해진 합성단면에 대해 부재 별로 부재 특성에 맞게 현행 기준의 약산식을 사용하여 단순 누가법으로 계산한 경우 실험결과를 모두 안전측으로 예측하였다. 반면에 전단강도 정밀식으로 합성단면의 특성에 맞게 예측한 경우 단일 단면에 대해서는 대부분 안전측으로 예측하였지만, 합성단면에 대해서는 모두 비안전측으로 예측하여 안전성 문제가 우려된다.

4) 분리 타설된 계면에서 수평 균열이 발생한 수평전단철근이 없는 실험체를 토대로 현행 설계기준과 실험결과를 비교해보면, 실험결과 (1.88~2.42MPa)는 현행 기준(0.56MPa)보다 3.4~4.3배 크게 나타났다. 현행 기준이 전단연결재가 없는 부재의 수평전단강도를 크게 보수적으로 예측하고 있다. 수평전단철근이 있는 경우는 계면에서 수평균열이 발생하지 않았고, 실험결과가 현행 기준(식 4-7)보다 최소 20%이상 크게 나타났다.

다. 수직전단 보강된 프리스트레스 PC와 CIP 합성보의 전단강도

(1) 실험체 설계

(가) 실험변수

본 연구의 실험 주요 변수로 고강도 콘크리트와 저강도 콘크리트의 면적비, 강연선의 긴장력, 전단 경간비 그리고 전단 철근의 간격을 고려하였다(표 1-4-8).

1) 콘크리트의 단면적비는 그림 1-4-16과 같이 총 4개 단면에 대하여 고려하였다. 단면 A와 B는 합성 단면 C와 D의 대조군으로서 단면 A는 24MPa 저강도 콘크리트를 사용하였고, 단면 B는 60MPa의 고강도 콘크리트를 사용하였다. 합성 단면인 C와 D는 하부에 각각 5/8, 3/8의 고강도 콘크리트(60MPa)를 사용함으로써 프리스트레스된 PC부재의 깊이가 전단 강도에 미치는 영향을 알아보았다. 여기서, PC부재에 60MPa를 사용한 것은 재료의 고강도화를 반영한 것이고 부재간의 강도 차이를 크게 하여 명확한 결과를 도출하기 위함이다.

2) 강연선에 작용하는 긴장력의 크기가 전단강도에 미치는 영향을 알아보기 위해 PC부재(60MPa)에 긴장재 인장강도(f_{pu})의 55%와 70% 긴장응력(f_j)을 작용하였다. 전단면이 24MPa인 단면A는 강연선을 사용하되 현장타설 콘크리트이기 때문에 긴장력은 가하지 않았다.

3) 전단 경간비(a/d)는 3.0인 경우와 4.0인 경우를 고려하여 전단 경간비에 따른 파괴메커니즘과 전단강도를 비교하였다.

4) 전단 철근 간격은 200mm, 300mm, 450mm를 사용하여 다양한 전단 철근 간격이 사인장 균열과 수평 균열 강도 및 최종 전단강도에 미치는 영향을 알아보았다. ACI 318을 따르면, 프리스트레스 부재에서 수직전단에 저항하기 위한 전단철근의 최대 간격은 0.75h(=300mm)이고, 200mm간격의 전단 철근의 경우 수직 전단과 수평 전단 모두 저항할 수 있다. 수평전단에 저항 가능한 최소 전단철근 간격은 식 4-9를 따르면 450mm이다. 프리스트레스트 콘크리트 부재에서 식 4-8과 식 4-9에 의해 단위길이 1m당 303mm^2 이상 최소 전단 철근을 배치해야 하는데 D10의 전단 철근을 450mm간격으로 배치할 경우, 최소 전단 철근량 이상(317mm^2/m)을 만족하였다.

(나) 실험체 설계 및 제작

그림 1-4-16과 같이 실험체 단면 크기는 260mm×400mm이고 지점 간 길이는 전단 경간비가 3.0인 경우 2350mm, 4.0인 경우 3000mm이다. 여기서, 전단 경간 내에서 강연선의 유효 긴장력의 전달길이를 고려하여 부재 길이를 양단의 지점으로부터 각각 650mm 연장하였다.

강연선은 2단으로 배근하였고, 피복 두께를 고려하여 인장측 최외단과 강연선 중심간 거리를 50mm로 하여 배치하였다. 또한 프리스트레스로 인하여 발생하는 상부 인장력을 저항하기 위하여 압축대에 3개의 SD300 D13 철근을 1단으로 배근하여 초기 상부 휨 균열 발생을 억제하였다. 전단 철근은 SD300 D10을 사용하였다.

표 1-4-8은 22개 실험체에 대하여 예측 휨 강도 및 수직, 수평 전단 강도를 나타낸다. 휨 성능(M_n)에 도달하기 위해 요구되는 전단력(V_m)과 수직 전단 성능(V_n)의 비를 1.0보다 크게 하여 휨 항복에 도달하기 전에 전단 파괴가 일어나도록 유도하였다. 여기서, 휨 성능(M_n)은 구조 설계 기준(KCI 2012)의 식 (5.9.1)을 사용하였고 계산된 휨 성능(M_n)에 가력점과 지점 간 거리로 나누어 요구 전단력(V_m)을 계산하였다. 합성단면 C와 D의 수직 전단 성능(V_n)은 RC는 식 (3-1), 프리스트레스된 PC는 식 (4-1)로 각각 계산하여 합산하는 단순 누가법을 사용하였다.

합성 단면에서의 분리타설된 콘크리트 간 수평 전단 파괴를 예측하기 위하여 공칭 수평 전단강도(V_{nh})와 수평 전단력(V_{hv})을 계산하였다. 수평 전단력(V_{hv})은 공칭 수직전단강도(V_n)에 대해 구

한 전단 응력(τ)에 접촉면적($b_v l$)을 곱하여 계산하였다. 수평전단력(V_{hv})에 대한 공칭 수평 전단강도(V_{nh})의 비는 최소 0.52에서 최대 0.94로 수평 전단 파괴 이전에 수직 전단 파괴를 예상하였다.

실험체는 두 단계에 걸쳐 제작되었다. 먼저, 강연선에 인장력을 가한 뒤 60MPa 콘크리트를 1차 타설하고 7~9시간 증기 양생을 실시하였다. 타설 후 24시간 경과 뒤에 강연선을 절단하였고 10일이 경과하여 PC부재의 콘크리트강도가 42MPa일 때 경화된 PC 부재 표면에 24MPa의 현장 타설 콘크리트를 2차로 타설하였다. 여기서, 현장 타설 콘크리트를 타설하기 전 기준에서 제시하는 6mm의 거친면 형성을 위하여 PC부재 표면에 지연제를 도포하였다.

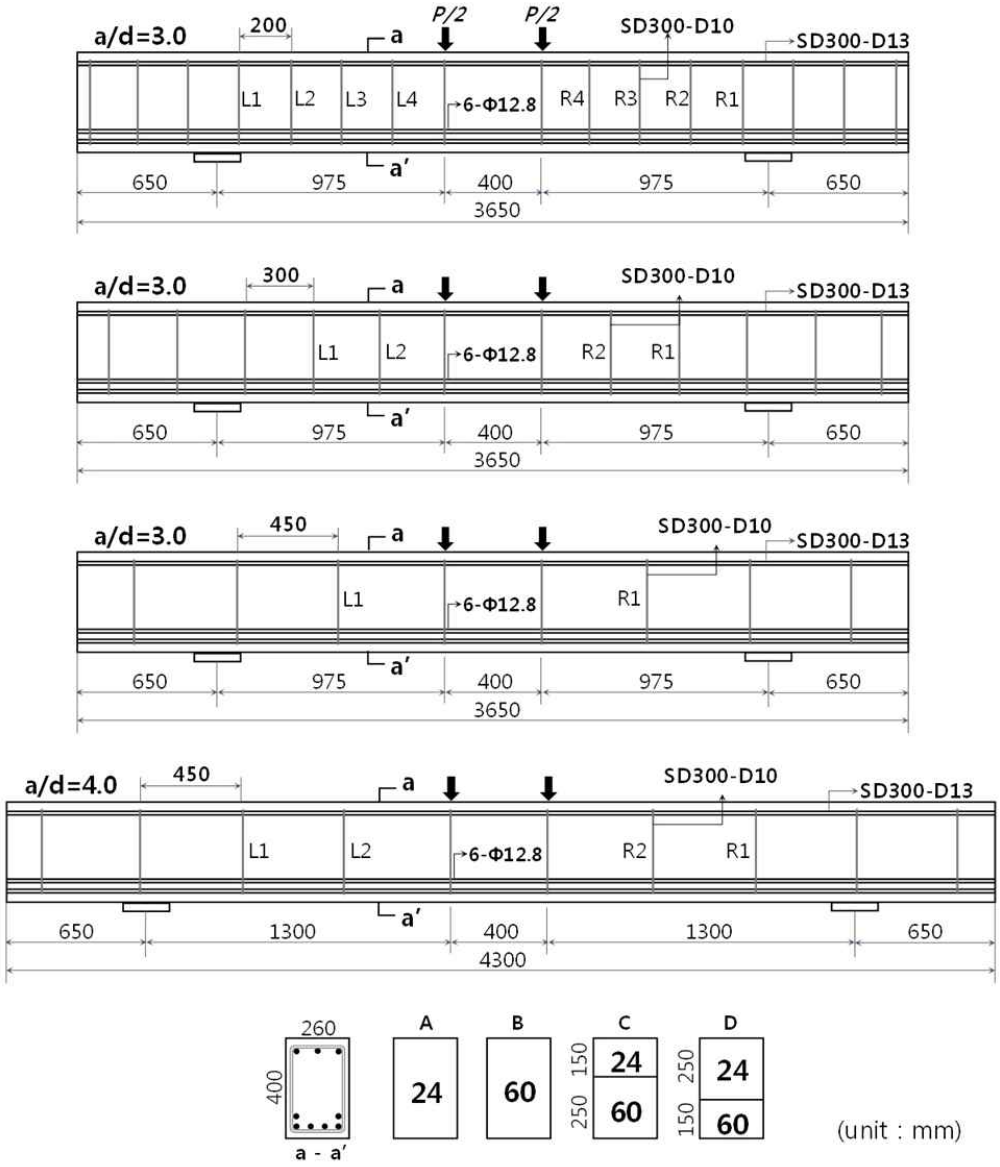


그림 1-4-16 철근 상세와 단면 형상 (횡보강 PSC 합성보)

표 1-4-8 실험 변수 및 모멘트와 전단강도 비교 (횡보강 PSC 합성보)

Speci-mens	Longitudinal reinforcement (ratio)	Section Type	Prestress force	a/d	s (mm)	M_n (kN*m)	V_m (kN)	V_n (kN)	$\frac{V_m}{V_n}$	V_{nh} (kN)	V_{hv} (kN)	$\frac{V_{hv}}{V_{nh}}$
1-A	6-Ø12.7 (0.74%)	A	0.55 f_{pu}	3.0	200	202	207	139	1.49	-	-	-
1-B		B				283	290	240	1.21	-	-	-
1-C		C				213	219	159	1.38	545	581	0.94
1-D		D				206	211	148	1.43	507	581	0.87
2-A		A	0.55 f_{pu}	3.0	450	202	207	69	3.00	-	-	-
2-B		B				283	290	171	1.70	-	-	-
2-C		C				213	219	89	2.45	307	512	0.60
2-D		D				206	211	78	2.70	268	512	0.52
3-B		B	0.70 f_{pu}	3.0	200	283	290	240	1.21	-	-	-
3-C		C				213	219	159	1.38	545	581	0.94
3-D		D				206	211	148	1.43	507	581	0.87
4-A		A	0.70 f_{pu}	3.0	300	202	207	115	1.79	-	-	-
4-B		B				283	290	217	1.33	-	-	-
4-C		C				213	219	136	1.61	466	540	0.86
4-D		D				206	211	125	1.70	427	540	0.79
5-B		B	0.70 f_{pu}	3.0	450	283	290	171	1.70	-	-	-
5-C		C				213	219	89	2.45	307	512	0.60
5-D		D				206	211	78	2.70	268	512	0.52
6-A		A	0.70 f_{pu}	4.0	450	202	155	69	2.25	-	-	-
6-B		B				283	217	136	1.60	-	-	-
6-C		C				213	164	79	2.06	363	683	0.53
6-D		D				206	158	78	2.02	358	683	0.52

(2) 실험체 결과

(가) 하중 변위 관계

수직하중과 변위 관계를 살펴보기 위해 그림 1-4-17에 실험 변수에 따라 6개의 하중-변위 그래프를 나타냈다. 여기서, 단면 A는 전단면이 현장타설 콘크리트 부재이기 때문에 강연선을 사용하였지만 긴장력을 가하지 않았다. 따라서 1번, 3번 실험군과 2번, 5번 실험군의 단면 A는 각각 동일한 실험체이다.

강연선의 긴장력 작용에 따라 하중 변위 관계에 차이를 나타냈다. 긴장력을 가하지 않은 단면 A는 초기에 휨 균열이 발생하였고(25~48.5kN) 그에 따라 강성이 감소하면서 낮은 강도(100~186kN)에서 전단파괴가 발생하였다. 반면, 긴장력이 가해진 단면 B~D(100~175kN)는 단면 A보다 2.65~6.6배 높은 휨 균열 강도를 보였고, 그에 따라 전단강도 역시 1.14~2.57배 증가하였다.

긴장력이 작용하는 단면적비에 따라서 휨 균열강도, 강성, 전단강도에서 차이를 보였다. 전단면에 긴장력이 가해진 단면 B의 휨 균열 강도는 하부 5/8와 3/8에 긴장력이 가해진 단면 C에 비해 1.35~1.48배, D에 비해 1.04~1.37배 크게 나타났다. 휨 균열 발생 이후 단면 C와 D는 휨 강성이 크게 줄어들면서 단면 B에 비해 낮은 전단강도를 보였다. 단면 C와 D, 두 단면 간 단면적 차이에 따른 휨 균열강도 및 전단강도 차이는 크게 나타나지 않았다.

긴장력을 가한 단면 B, C, D에 대하여 초기 휨 균열 발생까지 동일한 강성을 보였고 전단 경간비가 4.0인 6번 실험군이 전단 경간비 3.0인 실험체에 비하여 전단강도가 0.76~0.88배 감소하였다.

실험체 3-D는 다른 실험군들과 달리 3-C보다 낮은 휨균열 강도와 전단강도를 보였다. 다른 실험체들은 모두 휨 전단균열 파괴가 발생하였지만, 3-D는 150kN에서 복부 전단 균열이 발생하면서 초기에 강성이 저하되었고 실험체 1-A와 비슷한 전단강도를 나타냈다.

(나) 파괴 메커니즘

실험체의 파괴양상을 살펴보기 위해 그림 1-4-18와 같이 실험군 별로 최종파괴 양상을 나타냈다. 실험체 내의 회색 수직선은 전단철근 위치를 나타낸다.

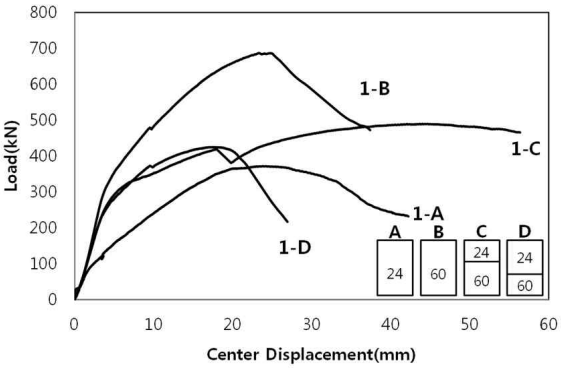
기존 RC 합성보와 비교했을 때, 횡 보강된 RC 합성보는 가력점과 지지점 사이에 발생하는 사인장 균열에 의하여 최종 파괴되었으나, PSC 실험체의 경우 가력점 부근에서 사인장 균열이 발생하여 균열 발생 지점의 차이를 보였다. 본 연구의 PSC 합성보는 실험체 3-D를 제외한 모든 실험체가 휨 균열 발생 이후 휨 균열이 사인장 균열로 발전하면서 휨 전단파괴가 발생하였고 최종적으로 사인장 균열과 함께 압축대 콘크리트가 압괴하거나 계면에서 수평전단균열이 발생하였다. 예외적으로 실험체 3-D는 압축대에 위치한 저강도 콘크리트에서 발생한 전단균열에 의해 복부 전단균열 파괴가 발생하였다.

단면 형상별로 파괴 특징을 비교해 보면, 전단면에 긴장력이 가해진 단면 B는 초기 휨 균열이 휨 전단 균열로 발전하였고, 그 후 가력점 부근에서 압축 철근의 좌굴로 인하여 콘크리트 압괴가 발생하여 최종적으로 사인장 파괴되었다. 하부 5/8과 3/8에 긴장력이 가해진 합성 단면 C와 D도 초기 휨 균열이 휨 전단 균열로 진전하면서 파괴되었다. 다만, 합성단면의 경우는 분리 타설된 계면에서 부재의 휨 변형에 따른 수평 균열이 발생하였다(1-C, 2-C, 2-D, 4-C, 4-D).

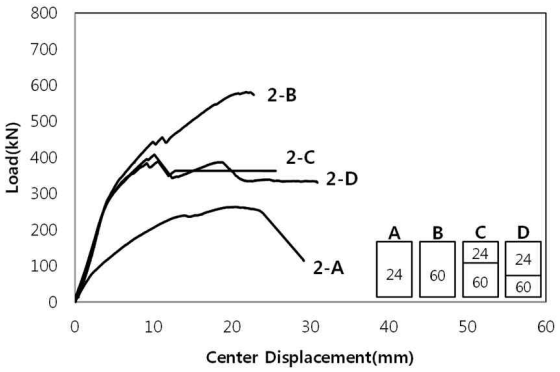
전단철근비에 따른 파괴 양상을 알아보기 위하여 그림 1-4-18(c),(d),(e)를 비교하였다. 전단철근비가 증가할수록 사인장 균열이 가로지르는 전단 철근의 개수가 증가하므로 전단철근이 수직 전단과 수평 전단에 저항할 수 있는 기여도가 증가한다. 따라서 최대 하중과 최대 변위가 증가하였고 최종적인 파괴 양상은 사인장 균열 파괴로 모두 동일하였다. 그러나 전단철근 간격이 300mm인 경우, 합성 단면 C와 D에 대하여 수직 전단과 수평 전단 모두 저항할 수 있는 최소 전단철근 간

격(식 4-9)임에도 불구하고 수평 균열이 발생하는 것을 확인함으로써 이에 대한 분석이 필요하다.

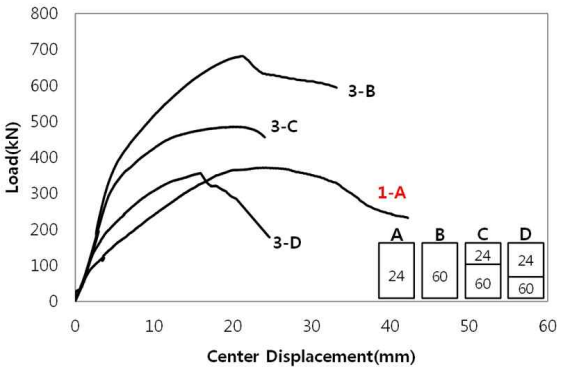
전단 경간비에 따른 파괴양상을 알아보기 위하여 그림 1-4-18(e)와 (f)를 비교하였다. 전단 경간비가 3.0인 실험체는 초기에 중앙부 휨 균열이 발생하고 휨 균열이 중립축까지 진전하였다. 가력점과 지지점 사이에서 발생한 휨 균열이 사인장 균열로 발전되어 가력점까지 도달하고 압축대 콘크리트의 압괴가 발생하여 최종적으로 사인장 균열 파괴가 발생하였다. 전단 경간비가 4.0인 경우 중앙부에서 집중하여 초기 휨 인장 균열이 발생한 후 중립축까지 서서히 진전하여 사인장 균열로 발전하였고 최종적으로 사인장 균열 파괴가 발생하였다. 전단 경간비가 증가할수록 부재의 휨 작용이 크므로 계면에서의 수평 균열 발생 가능성이 증가하지만 최소 전단 연결재(식 4-9)에 의하여 수평 균열이 억제되었고 사인장 균열에 의하여 최종 파괴되었다.



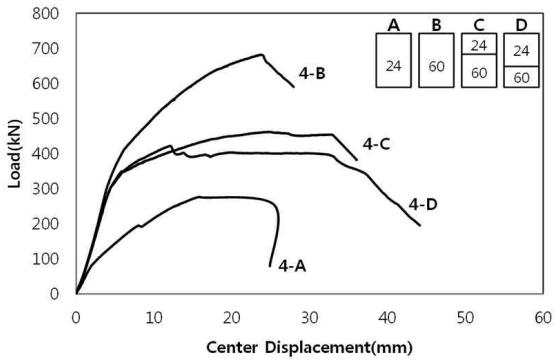
(a) a/d=3.0, f_j=0.55f_{pu}, s=200mm for 1-B～1-D



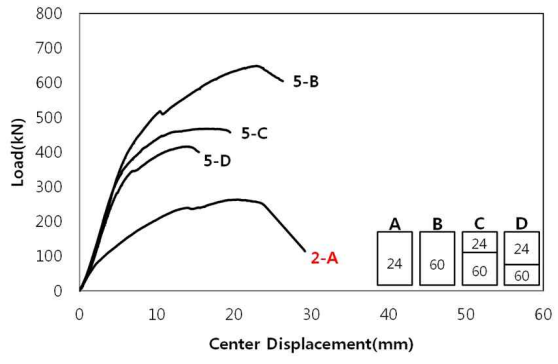
(b) a/d=3.0, f_j=0.55f_{pu}, s=450mm for 2-B～2-D



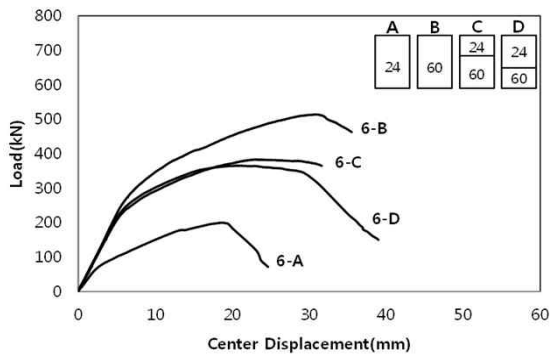
(c) a/d=3.0, f_j=0.70f_{pu}, s=200mm for 3-B～3-D



(d) a/d=3.0, f_j=0.70f_{pu}, s=300mm for 4-B～4-D



(e) a/d=3.0, f_j=0.70f_{pu}, s=450mm for 5-B～5-D)



(f) a/d=4.0, f_j=0.70f_{pu}, s=450mm for 6-B～6-D)

그림 1-4-17 하중-변위 관계

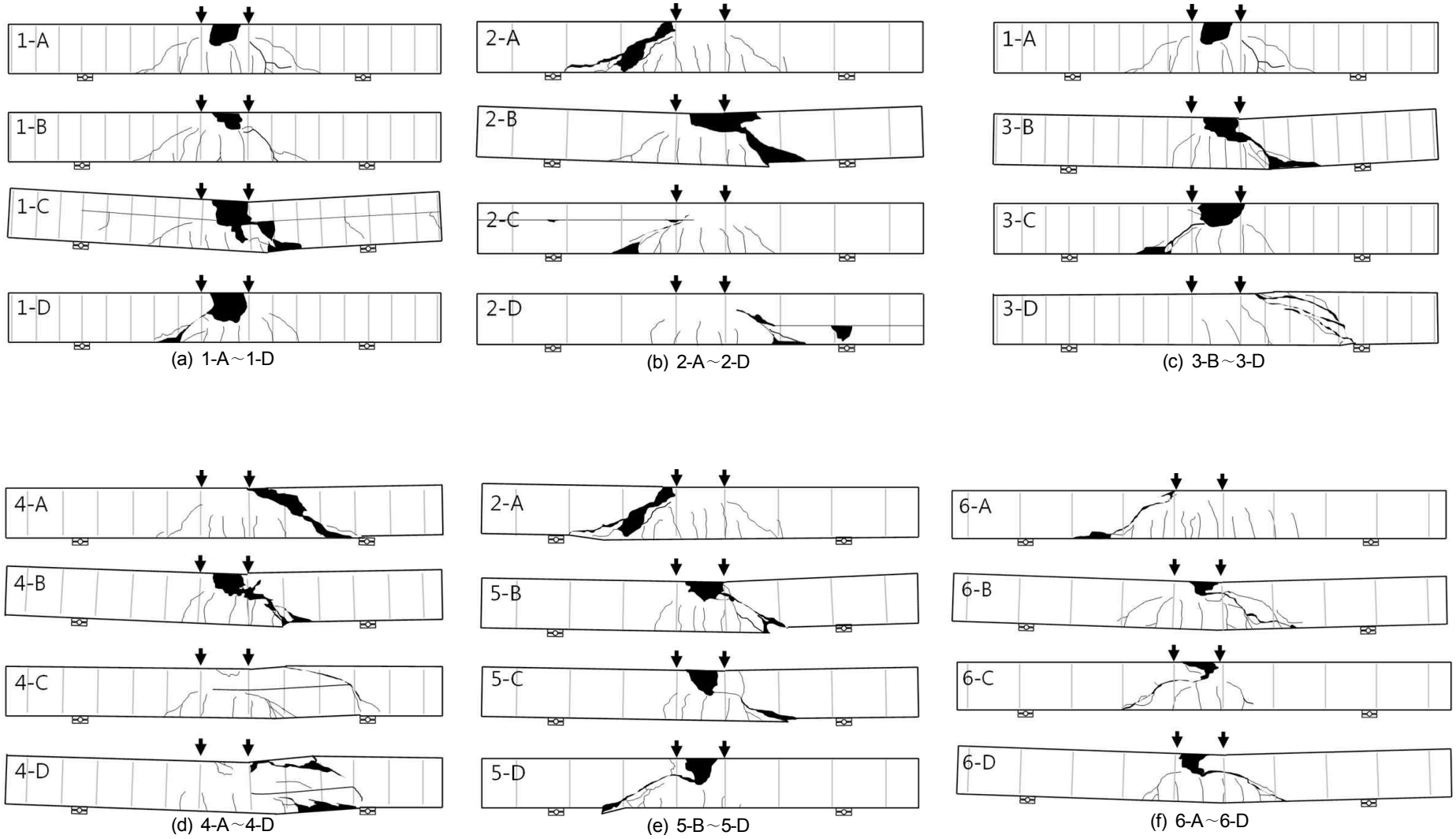


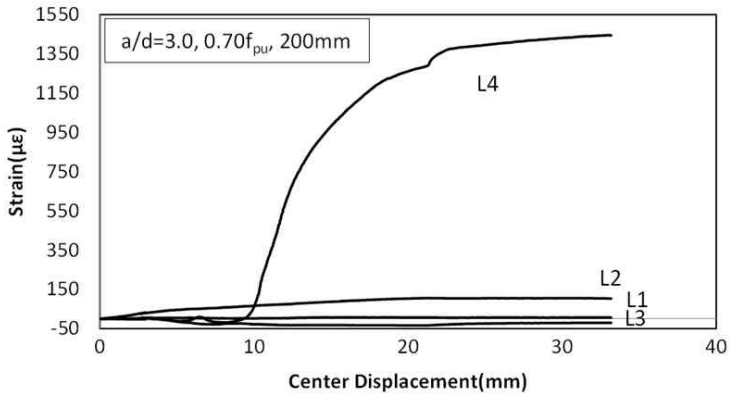
그림 1-4-18 최종 파괴 균열 양상

(다) 전단철근 변형률

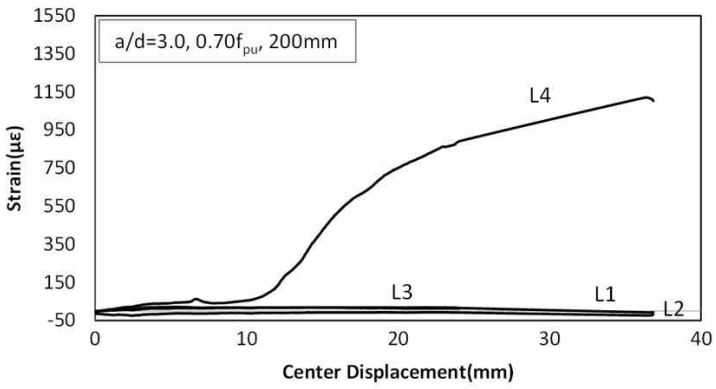
전단 철근의 위치별 기여도를 평가하기 위하여 전단 철근의 중앙에 스트레인 게이지를 부착하여 변형률을 측정하였다. 그림 1-4-16과 같이 전단 경간비가 3.0이며 전단 철근 간격이 200mm인 경우 단부로부터 4개의 스트레인 게이지(L1, L2, L3, L4, R1, R2, R3, R4), 전단 경간비가 3.0이며 전단 철근 간격이 300mm인 경우 단부로부터 2개 (L1, L2, R1, R2), 전단 경간비가 3.0 이며 전단 철근간격이 450mm인 경우 단부로부터 1개 (L1, R1), 전단 경간비가 4.0이며 전단 철근간격이 450mm 인 경우 단부로부터 2개 (L1, L2, R1, R2)의 스트레인 게이지를 부착하였다.

그림 1-4-19는 전단 경간비가 3.0이고 의 긴장 응력, 전단 철근 간격이 200mm인 60MPa 전단면 B와 합성단면 C의 전단 철근 변형률을 나타낸다. 단면 B의 경우, 전단 철근의 인장 변형률은 가력점에 인접한 L4에서 최대 변형률(1445με)을 나타냈고 합성 단면 C 역시 가력점에 인접한 L4에서 1120με로 최대 변형률을 나타냈으며 두 최대 변형률은 전단 철근의 항복 변형률(1847με)보다 작은 값을 보였다. PSC부재의 경우 긴장력의 영향으로 인해 위험 단면의 위치가 가력점 부근으로 이동하고 사인장 균열의 위치 역시 위험 단면의 위치에 따라 발생하여 가력점 부근의 전단 철근의 변형률이 가장 큰 것으로 판단된다.

또한 그림 1-4-19의 L4 게이지 변형률로부터 실험체의 중앙부 변위가 10mm 부근까지 전단 철근의 변형이 발생하지 않았고 10mm 이후부터 가력점 부근의 전단 철근 변형률이 급격하게 증가하였다. 웨브에 사인장 균열이 발생하기 전까지 전단 철근이 전단력에 저항하지 않고 휨에 저항하다가 사인장 균열이 발생하면서부터 전단에 저항함을 확인할 수 있다.



(a) Section B



(b) Section C

그림 1-4-19 단면 B와 C의 전단철근 변형률

(3) 실험분석

(가) 설계변수의 영향

설계 변수가 전단 강도에 미치는 영향을 알아보기 위하여 그림 1-4-20과 같이 긴장재의 긴장력, 전단 경간비, 전단 철근비에 따른 전단 강도의 변화를 나타냈다. 변수에 따른 강도 비교 시, 긴장력이 적용되지 않은 전단면 A는 전단면 B와 합성단면 C, D와 강성과 강도가 상이하므로 단면 A는 비교 대상에서 제외하였고 단면 B, C, D에 대하여 설계 변수에 따른 전단 강도의 변화를 분석하였다.

단면에 가해진 강연선의 긴장응력 크기에 따른 전단 강도의 변화는 그림 1-4-20(a)와 같이 전단경간비가 3.0이고 전단철근 간격이 200mm, 450mm인 실험체를 단면 형상 별로 비교하였다.

전단경간비가 3.0, 전단철근 간격이 200mm인 경우, 단면 B와 C는 긴장재의 긴장응력이 $0.55f_{pu}$에서 $0.70f_{pu}$로 증가하여도 전단강도는 증가하지 않았다. 이는 긴장응력의 영향이 없는 콘크리트 압축대의 영향을 받았을 것으로 판단된다. 단면 D은 초기 웨브에 발생한 복부 전단 균열에 의하여 전단 강도가 감소하였기 때문에 균열 메커니즘이 최종 사인장 균열이 발생한 실험체들과 다르므로 긴장력에 따른 전단강도를 비교하기 어렵다.

단면 D의 복부전단 균열이 발생한 원인에 대하여 살펴보면, 웨브 부분의 저강도 콘크리트(24MPa)가 PC부재(60MPa)보다 상대적으로 강성이 작기 때문에 그림 1-4-21과 같이 합성 단면 D를 전단면 60MPa인 부재로 가정할 수 있다. 따라서 CIP콘크리트의 폭($b=206mm$)과 부재의 도심축($y=189mm$)이 감소하여 I형 보와 같이 얇은 웨브(Thin web)를 형성한다. 특히 복부전단 균열은 I형 보의 웨브에서 발생하는 사례가 보편적이므로 본 실험의 복부 전단 균열 사례의 원인이 될

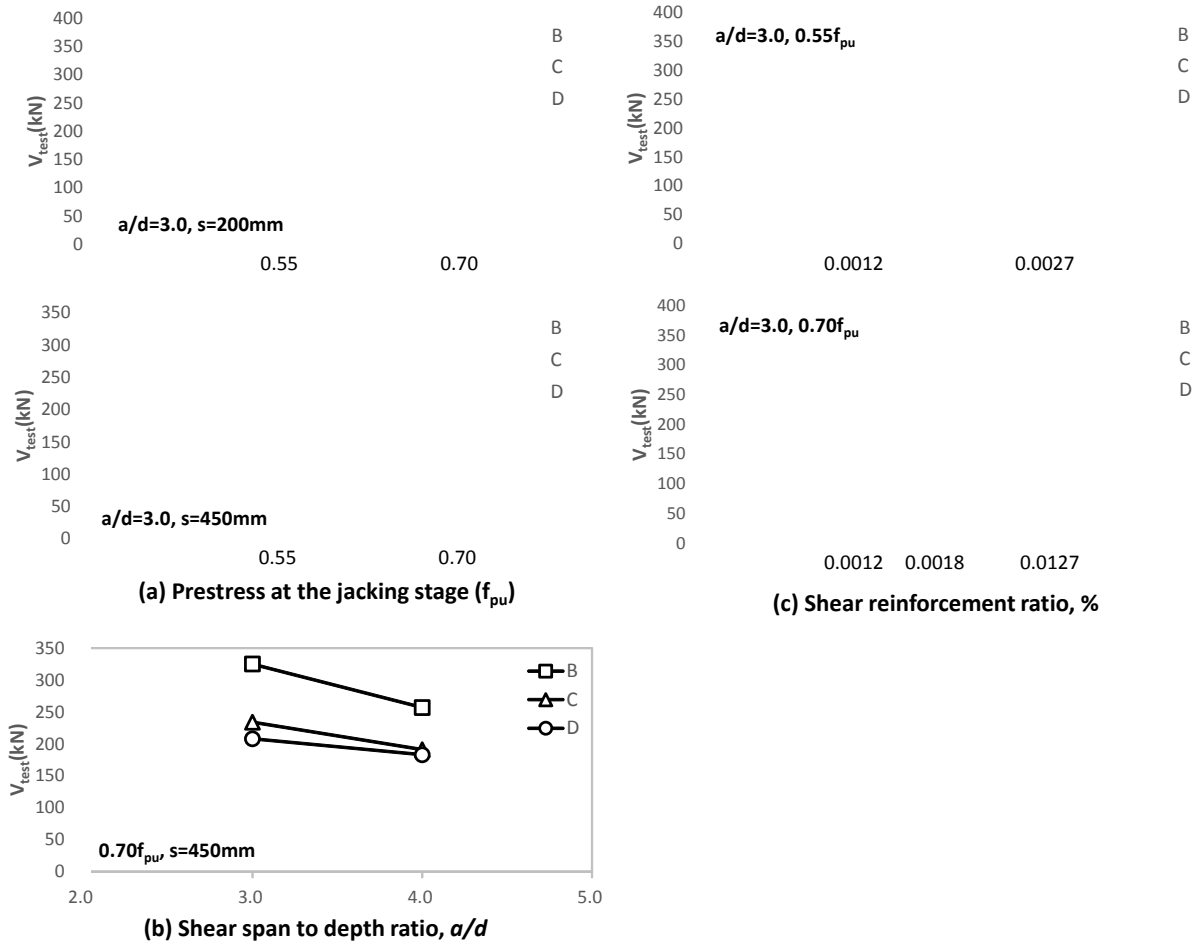


그림 1-4-20 실험변수의 영향

수 있다고 판단된다.

전단 경간비가 3.0이고 전단 철근 간격이 450mm인 경우에 긴장력이 증가할수록 전단 강도는 증가함을 확인하였다. 또한 사인장 균열의 발생 위치는 그림 1-4-18(a)와 (b)와 같이 긴장력이 증가함에 따라 가력점 방향으로 가까워짐을 확인하였다.

그림 1-4-20(b)는 전단 경간비에 따른 전단 강도의 변화를 나타낸다. 강연선의 긴장응력이 $0.70f_{pu}$이고 전단 철근 간격이 450mm인 실험체에서 전단 경간비(a/d)가 3.0에서 4.0으로 증가할수록 전단 강도는 단면 B, C, D에 대하여 각각 0.80배, 0.82배, 0.88배로 강도가 감소하였고 그림 1-4-17 (e)와 (f)와 같이 초기 강성 또한 감소하였다.

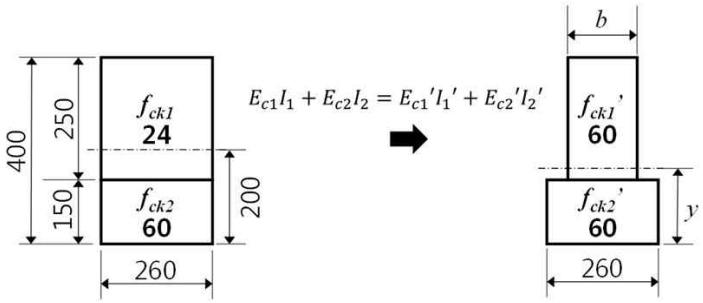


그림 1-4-21 콘크리트 강도에 차이에 따른 유효 춤 변화

(나) 전단 철근에 의한 전단강도

전단 철근비에 따른 전단 강도의 변화는 그림 1-4-20(c)와 같다. 전단 경간비가 3.0이고 $0.55f_{pu}$의 긴장력을 가한 실험체는 전단철근비가 0.0012 (s=450mm)에서 0.0027 (s=200mm)로 증가할수록 전단 강도는 각각 단면 B는 1.28배, 단면 C는 1.20배 증가하였고 단면 D는 1.09배 증가하였다. 단면 C의 경우, 수평 균열의 발생 시점에서 전단 철근의 변형률은 1963 με이상으로 항복 변형률(1847 με)을 초과하여 전단 철근이 수직 전단과 수평 전단에 저항한 것을 확인하였다. 단면 D도 역시 전단 철근의 최대 변형률이 1567 με로 항복변형률에 도달하지는 않았지만 전단 철근이 수직 전단에 저항하였음을 알 수 있다.

반면에 전단 경간비가 3.0이고 $0.70f_{pu}$의 긴장 응력을 가한 실험체는 단면 B와 단면 C에 대하여 전단철근비 증가에 따라 전단 강도가 1.05배 증가하였다. 단면 D는 복부 전단 균열이 발생한 실험체로서 전단 철근비 증가에 따른 전단 강도 증가의 경향성을 따르지 않았다. 전단 철근 간격이 200mm (전단철근비 0.0027)인 실험체 3의 경우 사인장 균열이 전단 철근을 통과할 때에 전단 철근이 수직 전단에 저항하여 단면 B는 1445 με, 단면 C는 1120 με, 단면 D는 1208 με의 최대 변형률을 나타냈다. 모든 실험체는 전단 철근의 항복변형률 (1847με)에 도달하지 않고 수직 전단과 수평 전단 모두 저항한 것을 확인하였다.

$0.70f_{pu}$의 긴장 응력을 가한 실험체는 전단 철근비의 증가에 따른 전단 강도의 경향성이 크게 나타나지 않았다. Veccio and Collins의 수정압축장이론(MCFT)[1-17]에 따르면 전단철근비가 작을 경우, 전단강도가 인장 철근의 항복에 의하여 전단강도가 결정되고 전단철근비가 증가하면 콘크리트 전단 파괴로 인하여 전단 강도가 결정된다고 보고하였다. 그러나 본 실험에서는 강연선의 항복 변형률(8829με)이 현저하게 크므로 인장 철근의 항복 이전에 콘크리트 강도에 지배되어 최종

적으로 전단 파괴될 것으로 판단할 수 있다. 이때 하중을 받는 콘크리트 요소에 직각으로 작용하는 인장력 때문에 콘크리트의 압축강도가 감소하는 연화작용(softening effect)으로 인하여 전단 철근비가 증가할 경우 부담하게 되는 콘크리트의 압축 강도는 감소하므로 전단 강도 역시 증가하지 않을 것으로 판단된다.

또한 전단최소 전단 철근량으로 전단 강도의 증가전단 경간비가 3.0인 실험체에 프리스트레스를 가하면 긴장 정도에 따라 깊은 보로 가정할 수 있는데 S.T.Mau et al.[1-18]의 연구에 따르면 전단 철근비가 증가할수록 평형 상태를 유지하기 위하여 상대적으로 콘크리트가 부담하는 주 압축 응력이 감소하고 결과적으로 콘크리트 강도의 저하를 야기한다고 보고하였다. 따라서 본 연구의 실험체가 깊은 보와 같은 거동을 한다면 전단 철근비가 증가하더라도 전단 강도에 영향을 받지 않는다.

그림 1-4-22와 같이 각 단면별로 전단 경간비와 긴장력, 전단 철근비의 같은 설계 변수를 적용한 실험체에 대해 무횡보강 실험체와 횡보강 실험체를 비교하였다. 실선은 횡보강된 실험체를 나타냈고 점선은 무횡보강 실험체를 나타낸다. 이전 연구와 마찬가지로 모든 단면 형상에 대하여 무횡보강 실험체는 사인장 균열이 발생하기 전까지 횡보강 실험체의 거동과 거의 일치하였다.

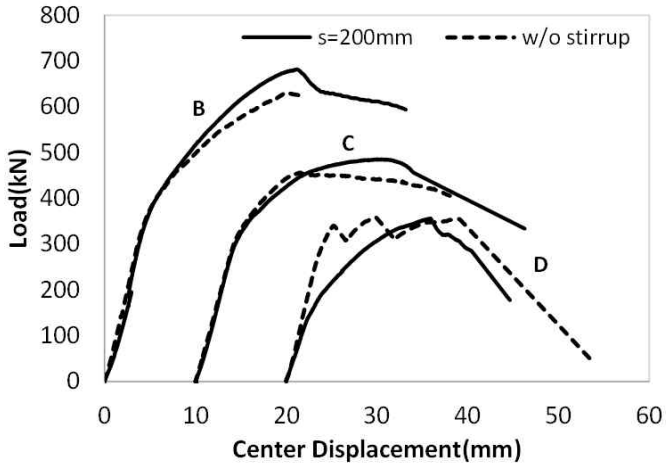


그림 1-4-22 전단철근에 따른 전단강도 변화

(다) 수직 전단강도 기준식과의 비교

전단 보강된 PC-CIP 합성보의 수직 전단 강도를 평가하기 위하여 실험 결과를 바탕으로 현행 구조 기준식의 예측값과 비교하였다(표 1-4-9). 현행 구조 기준식은 약산식(식 4-1) 과 정밀식(식 4-2)을 적용하였다. 하부의 PC부재는는 프리텐션을 도입한 고강도 콘크리트(60MPa)를 사용하는 반면에 CIP 부재는 저강도 콘크리트(24MPa)를 사용함에 따라 강도 차이가 발생하므로 현행 콘크리트 구조 설계 기준 (KCI 2012 17.2.(3), ACI 318-11 17.2.3)을 바탕으로 부재 별 특성이 서로 다를 경우에 각 요소의 특성을 각각 사용하여 단순 합산하는 단순 누가법을 적용하였다. 약산식을 사용하는 경우, CIP 부재는 철근 콘크리트 부재의 수직 전단 강도 (식 3-1), PSC부재는 프리스트레스된 콘크리트 부재의 수직 전단강도 (식 4-1)를 적용하여 단순 합산하였다.

그림 1-4-23은 약산식과 정밀식으로 산정된 예측값을 실험값과 비교한 결과를 나타내었다. 단순 누가법으로 하여 약산식으로 예측한 경우 실험값보다 보수적으로 평가하여 모두 안전측으로 나타났다. 특히 전단 철근 간격이 450mm인 경우는 실험값 대비 예측값의 비율이 1.7~3.0으로 크게 보수적으로 나타났으며 수평 전단에만 저항하는 최소 전단 철근량을 만족시키더라도 과설계를 예방하기 위한 적절한 예측 방법이 필요하다. 반면 정밀식으로 비교해본 결과 합성단면 (1-C, 2-C, 3-C, D, 4-C, 6-C)에서 비안전측으로 예측하였으며 안전성의 문제가 우려되었다. 따라서 합성 단면에 대한 정밀식의 추가적인 연구가 필요하다.

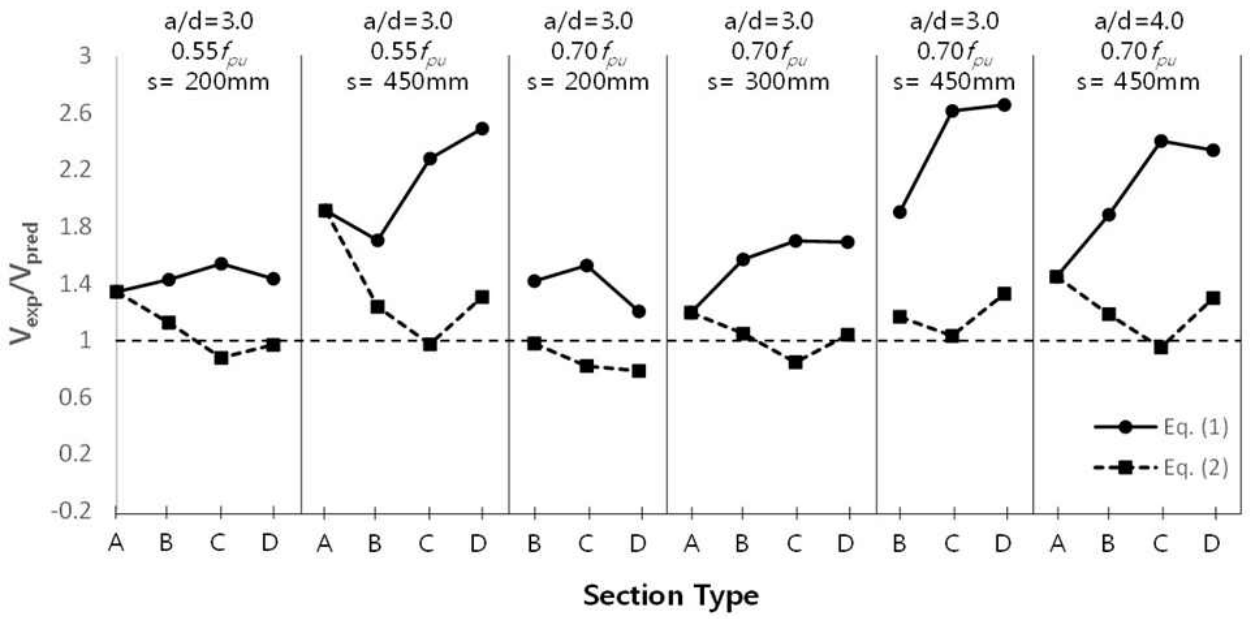


그림 1-4-23 단면별 전단강도 예측결과 비교

표 1-4-9 실험 결과 (횡보강 PSC 합성보)

Specimens	f_{ck} (MPa)		V_{test} (kN)	KCI predicted (kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24MPa	60MPa		V_{c1}	V_{c2}		
1-A	26	-	186	139	139	1.34	1.34
1-B	-	55	343	240	305	1.43	1.12
1-C	26	55	245	159	279	1.54	0.89
1-D	26	55	212	148	219	1.43	0.97
2-A	26	-	132	69	69	1.91	1.91
2-B	-	55	291	171	235	1.70	1.23
2-C	26	55	204	89	209	2.28	0.97
2-D	26	55	195	78	149	1.42	0.98
3-B	-	52	341	240	348	1.21	0.83
3-C	26	52	243	159	296	1.38	0.74
3-D	26	52	178	148	226	1.43	0.93
4-A	26	-	138	115	115	1.20	1.20
4-B	-	52	341	217	325	1.57	1.05
4-C	26	52	231	136	273	1.70	0.85
4-D	26	52	211	125	203	1.69	1.04
5-B	-	55	325	171	279	1.90	1.20
5-C	26	55	234	89	227	2.62	1.03
5-D	26	55	208	78	157	2.65	1.32
6-A	22	-	100	69	69	1.45	1.45
6-B	-	52	257	136	217	1.88	1.18
6-C	26	52	191	79	201	2.40	0.95
6-D	26	52	183	78	141	2.34	1.30

(라) 수평 전단강도 기준식과의 비교

합성 단면의 계면에서 발생하는 수평 전단 균열은 실험체 1-C, 2-C, D, 4-C, D 에서 발생하였고 수평 균열이 발생하는 시점에서의 수평 전단력(v_{hv})은 각각 2.36MPa, 2.25MPa, 2.59MPa, 2.36MPa, 2.84MPa로 현행 구조 기준식(식 4-7)과 비교해보면 1.03~1.36배 크게 나타났다. 이는 횡보강된 합성단면에서 발생하는 수평 전단에 대하여 현행 기준이 비교적 알맞게 예측하는 것을 확인하였다(표 1-4-9).

Halika et al.[1-8]의 연구에서는, 계면이 거칠고 횡보강된 합성 보에서 전단 철근을 배치함에도 불구하고 사인장 균열과 수평 균열이 함께 발생하는 것을 확인할 수 있었다. AASHTO LRFD[1-19]에서는 6mm의 거칠기를 보이는 계면의 부착응력을 1.65MPa로 가정하고 마찰 계수를 조합하여 수평 전단 강도를 산정하는데 전단 철근과 콘크리트 접촉면의 상태가 수평 전단에 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 그러나 본 연구에서는 초기 휨 균열 발생 후 수평 균열이 선행하여 발생함을 확인하였다. 이는 전단 철근의 지압력으로 인하여 수평 파괴에 도달하지 않으나 콘크리트 계면의 골재 노출도가 6mm보다 작고, 압축대에 해당하는 CIP 콘크리트의 강도가 PSC 부재의 콘크리트 강도보다 상대적으로 약하므로 수평 균열이 먼저 발생하고 그 다음 사인장 균열로 인한 파괴 양상을 보였다.

(4) 결론

본 연구에서는 횡보강된 프리스트레스 PC-CIP 합성보의 전단 거동을 알아보기 위하여 콘크리트의 면적비, 긴장재의 긴장력, 전단 경간비, 그리고 전단 철근 간격을 변수로 하여 실험을 수행하였다. 실험 결과를 바탕으로 PSC 합성 보의 전단 거동에 대하여 분석하였고 그 결과는 다음과 같다.

1) 전단면에 긴장력이 가해진 단면 B와 PC 부재에 긴장력이 가해진 합성 단면 C와 D는 전단 거동이 유사하였으며 초기 휨 균열과 강성이 긴장력이 가해지지 않은 전단면 A보다 크게 나타났다. 실험결과는 긴장력이 가해진 단면적과 긴장력의 크기에 비례하여 증가하였고 전단경간비가 증가할수록 감소하였다. 예외적으로 전단경간비가 3.0, $0.70f_{pu}$의 긴장력을 가한 실험체에 대하여 전단철근비가 증가할수록 압축대 콘크리트의 연화작용으로 인한 전단강도 증감의 상쇄 효과가 나타나 전단강도 변화가 5%미만으로 나타났다.

2) 긴장력이 가해진 합성보의 전단 파괴 메커니즘은 다음과 같다. 보 중앙 하부에서 초기 휨 균열 발생 이후 휨 균열이 사인장 균열로 발전하면서 휨 전단파괴가 발생하였다. 최종적으로 사인장 균열과 함께 압축대 콘크리트가 압괴하거나 경우에 따라서는 사인장 균열과 수평균열이 동시에 발생하기도 하였는데 수평균열이 발생하더라도 전단 철근의 지압력으로 인하여 취성 파괴를 방지하였다. 또한 사인장 균열의 발생 위치가 가력점 부근에서 집중되므로 가력점에 가까워질수록 전단철근의 기여도가 증가하였다.

3) 합성 단면에서 복부전단균열의 발생 원인은 콘크리트 강도에 의한 강성 차이 때문으로 판단된다. 웨브의 저강도 콘크리트(24MPa)를 고강도 콘크리트(60MPa)로 치환하므로써 단면의 중립축과 웨브의 폭이 감소하게 되는데 이는 I형 보와 같은 거동을 하여 복부 전단 균열을 예상할 수 있다.

3) 합성 단면 C와 D에 대하여 부재 특성을 각각 반영하여 PC 부재는 프리스트레스 콘크리트 약산식 또는 정밀식을 통한 전단강도, CIP부재는 철근 콘크리트의 전단강도를 단순 합산하는 단순 누가법을 사용하였다. 실험 결과와 약산식의 예측값을 비교해보면 모두 안전측으로 예측하였으나 정밀식을 이용한 예측값을 비교해보면 전단면에서는 안전측으로 예측하지만 합성단면에서는 비안전측으로 예측하여 안전성의 문제가 우려된다.

4) 수평 전단 균열이 발생한 횡보강된 합성 단면에 대하여 실험 결과 (2.25MPa~2.84MPa)와 현행 기준(식 4-7)에서 제시하는 수평 전단 강도를 비교해 본 결과, 1.03~1.36배 크게 나타났다. 따라서 횡보강된 부재의 수평전단강도는 비교적 합리적으로 예측하였다. 그리고 횡 보강된 실험체 중 일부 실험체에서 수평 균열이 발생하는 것으로 보아 전단 철근 외에 계면의 거칠기 정도에 따른 콘크리트 접촉면의 상태도 수평 전단을 억제하는데 중요한 역할을 하는 것으로 판단된다.

라. 소결

이 연구에서는 프리스트레스 PC-CIP 합성보의 전단거동을 알아보기 위해 콘크리트의 면적비, 긴장재의 긴장력, 전단 경간비, 그리고 전단철근을 변수로 실험을 실시하였으며, 실험결과를 분석하여 프리스트레스 합성단면을 설계시 고려사항과 합성단면의 전단 거동을 연구하였다. 그 결론은 다음과 같다.

1) 프리스트레스가 가해진 합성단면에 대해 부재 별로 부재 특성에 맞게 현행 기준의 약산식을 사용하여 단순 누가법으로 계산한 경우 실험결과를 모두 안전측으로 예측하였다. 반면에 전단강도 정밀식으로 합성단면의 특성에 맞게 예측한 경우 단일 단면에 대해서는 대부분 안전측으로 예측하였지만, 합성단면에 대해서는 모두 비안전측으로 예측하여 안전성 문제가 우려된다.

2) 분리 타설된 계면에서 수평 균열이 발생한 수평전단철근이 없는 실험체를 토대로 현행 설계기준과 실험결과를 비교해보면, 실험결과 (1.88~2.42MPa)는 현행 기준(0.56MPa)보다 3.4~4.3배 크게 나타났다. 현행 기준이 전단연결재가 없는 부재의 수평전단강도를 크게 보수적으로 예측하고 있다. 수평전단철근이 있는 경우는 계면에서 수평균열이 발생하지 않았고, 실험결과가 현행 기준(식 4-7)보다 최소 20%이상 크게 나타났다.

3) 수평 전단 균열이 발생한 횡보강된 합성 단면에 대하여 실험 결과 (2.25MPa~2.84MPa)와 현행 기준(식 4-7)에서 제시하는 수평 전단 강도를 비교해 본 결과, 1.03~1.36배 크게 나타났다. 따라서 횡보강된 부재의 수평전단강도는 비교적 합리적으로 예측하였다. 그리고 횡 보강된 실험체 중 일부 실험체에서 수평 균열이 발생하는 것으로 보아 전단 철근 외에 계면의 거칠기 정도에 따른 콘크리트 접촉면의 상태도 수평 전단을 억제하는데 중요한 역할을 하는 것으로 판단된다.

5. 강섬유보강 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단강도

가. 서론

최근 국내 건설현장에서는 건설 노동자 인건비 상승에 따라 거푸집을 사용하여 콘크리트를 타설하는 기존의 습식공법보다 공장에서 제작한 프리캐스트 콘크리트(Precast Concrete, 이하 PC)를 현장에서 조립하여 사용하는 PC공법의 사용이 점점 증가하는 추세이다. 해외 현장에서는 이미 많은 건물에 PC공법이 사용되고 있지만, 국내에서는 최근 들어 지하주차장이나 물류센터와 같은 모듈화된 고하중장경간 건물에 PC와 Cast-In-Place concrete (현장타설 콘크리트, 이하 CIP)를 합성한 복합화 공법 사용이 증가하고 있다.

아파트 지하 주차장이나 대형 창고 건물은 마감 없이 구조체가 외부에 들어나기 때문에 콘크리트 인장부의 휨 균열에 의한 민원 발생 및 누수와 철근 부식 문제 등이 빈번히 발생한다. 이는 콘크리트가 취약한 인장강도에 의해 휨 균열이 쉽게 발생하기 때문이다.

PC부재는 공장에서 선 제작이 이뤄지기 때문에 인장강도에 강한 강섬유를 혼입하여 콘크리트 인장강도를 증가시킬 수 있다. 또한, 강섬유의 체적비가 높은 경우는(1%이상) 강섬유를 전단철근 대용으로도 사용 가능하다. 습식공법에서는 시공성의 문제로 이런 강섬유 보강 콘크리트(Steel Fiber Reinforced Concrete, 이하 SFRC) 사용이 어렵지만, PC공법에서는 타설의 어려움 없이 적용 가능하다.

SFRC는 1970년대부터 다양한 연구자들[1-20]~[1-30]에 의해 연구 개발되었지만, 경제성/시공성 문제등에 의해 현장 적용에는 제한적인 실정이다. 또한, 현행 콘크리트구조기준(KCI 2012, ACI318-11)에는 최소전단철근 대용으로의 SFRC에 대한 기준만 규정되어 있다. '보의 깊이가 600mm를 초과하지 않고 설계기준압축강도가 40MPa을 초과하지 않는 강섬유 콘크리트 보에 작용하는 계수전단력이 $\phi(\sqrt{f_{ck}}/6)b_w d$를 초과하지 않는 경우' 최소 전단철근을 배치하지 않아도 된다. 다만, 이때 SFRC의 체적비는 0.75%이상이어야 한다. SFRC의 전단강도 식은 현행 기준에는 포함되어 있지 않고, ACI Committee 544[1-31]의 보고서에 Sharma[1-22]의 경험식을 따르도록 제시되어 있다.

복합화 공법에서 SFRC와 CIP 합성단면은 서로 다른 재료적인 특성을 가지기 때문에 현행 구조기준(KCI 2012 17.2.(3), ACI318-11 17.2.3)에 따라 전단강도 산정시 각 요소의 특성을 각각 사용하거나 이들 중 가장 불리한 값을 사용하여 합성단면의 강도를 산정하여야 한다. 하지만 이러한 전단강도 산정법에 대한 검증이 부족한 상황이고 가장 불리한 값을 사용할 경우 경제적인 설계가 어렵다. 또한, SFRC는 강섬유에 의해 골재의 거친면 형성이 어렵기 때문에 계면 마찰력이 떨어진다. 이에 따라 6mm 거친 계면에 적용하고 있는 현행 수평전단강도 식을 SFRC 합성단면에 사용가능한지 확인이 필요하다.

본 연구에서는 강섬유보강 PC와 CIP 합성단면적비와 전단철근비를 변수로 강섬유보강 콘크리트가 합성단면의 전단강도에 미치는 영향을 분석하였다.

나. 실험체 설계

(1) 현행기준의 전단강도

콘크리트 휨 부재의 전단강도에 대한 현행구조기준은 다음과 같다.

공칭 수직 전단 강도 일반식(7.3.1), 정밀식(7.3.3)

$$V_{c1} = \frac{1}{6}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d \tag{5-1}$$

또는

$$V_{c2} = (0.16\sqrt{f_{ck}} + 17.6\rho\frac{V_u d}{M_u}) b_w d \tag{5-2}$$

여기서, $V_{c2} \le 0.29\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$이고 $V_u d/M_u \le 1.0$이고, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준 압축강도, b_w는 복부의 폭, d는 종방향 인장철근의 중심에서 압축콘큰리트 연단까지 거리, $\rho = A_s/b_w d$, V_u는 단면에서의 계수전단력, M_u는 계수 휨모멘트를 나타낸다.

ACI Committee 544[1-31]의 강섬유보강 콘크리트의 전단강도 식은 다음과 같다.

$$V_{cf} = \frac{2}{3} f_t' \left(\frac{d}{a}\right)^{0.25} b_w d \tag{5-3}$$

여기서, f_t'은 쪼갬 인장실험에서 구한 콘크리트 인장강도이고, d/a는 유효깊이와 전단경간의 비를 나타낸다. 콘크리트 인장강도(f_t')는 강섬유의 종류와 양에 영향을 받으며, ACI318-11에 따르면 $f_t' = 0.56\sqrt{f_{ck}}$으로 나타낼 수 있다.

수평전단강도에 대해서 최소전단연결재가 없고 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면을 거칠게 만들어진 경우 다음과 같이 정의 한다.

$$V_{nh1} = 0.56 b_v d \tag{5-4}$$

최소 전단연결재가 있고, 표면이 약 6mm 깊이로 거칠게 만들어진 경우 다음과 같이 정의 한다.

$$V_{nh2} = (1.8 + 0.6\rho_v f_y) b_v d \le 3.5 b_v d \tag{5-5}$$

여기서, ρ_v는 접촉 면적에 대한 전단연결재 면적의 비, b_v는 수평전단에 대하여 검토되는 접촉면적의 단면 폭을 나타낸다. 최소 전단연결재는 식 (5-6)에 따라 산정하여야 하고 연결재의 간격은 지지요소의 최소 치수의 4배, 또한 600mm 이하이어야 한다.

$$A_{v,\min} = 0.0625\sqrt{f_{ck}}\frac{b_w s}{f_{yt}} \ge 0.35 b_w s/f_{yt} \tag{5-6}$$

(2) 실험변수

강섬유 보강 콘크리트와 일반 콘크리트로 분리타설 된 합성 휨 재의 전단 성능 평가를 위해 콘크리트의 면적비와 전단철근비를 변수로 단순지지 보 실험을 수행하였다. 첫 번째로 콘크리트 면적비는 그림 1-5-1와 같이 총 6가지로 구성하였다. 단면 A와 B는 각각 24MPa 저강도 콘크리트와 60MPa 고강도 강섬유 콘크리트를 전단면에 타설한 단면으로, 분리 타설된 합성단면 C~F와의 비교를 위한 대조군이다. 여기서, 고강도 콘크리트로 60MPa를 사용한 이유는 건축 재료가 점점 고강도화 되는 추세를 반영한 것이다. 합성단면 C와 D는 저강도의 현장타설 콘크리트의 깊이가 전단강도에 미치는 영향을 보기 위한 단면으로, 단면 C의 상부 3/8과 단면 D의 상부 5/8에 저강도 콘크리트(24MPa)를 타설하였다. 합성단면 E와 F는 연속보의 부모멘트 작용 단면에서 압축대의 강섬유 콘크리트 깊이가 전단강도에 미치는 영향을 보기 위한 단면이다. 단면 E의 상부 3/8과 단면 F의 상부 5/8에 강섬유 콘크리트(60MPa)를 타설하였다.

두번째로 전단철근비를 변수로 고려하였다. 전단철근 D10 Stirrup을 450mm 간격으로 배치하여 최소 전단연결재(식 5-6)가 분리 타설된 계면의 수평전단에 미치는 영향을 살펴보았다. 전단철근을 수직전단에 저항하기 위한 최대 전단철근 간격(d/2=170mm)보다 2배 이상 넓게 배치하여 전단철근이 수직전단에 미치는 영향을 최소화하였다.

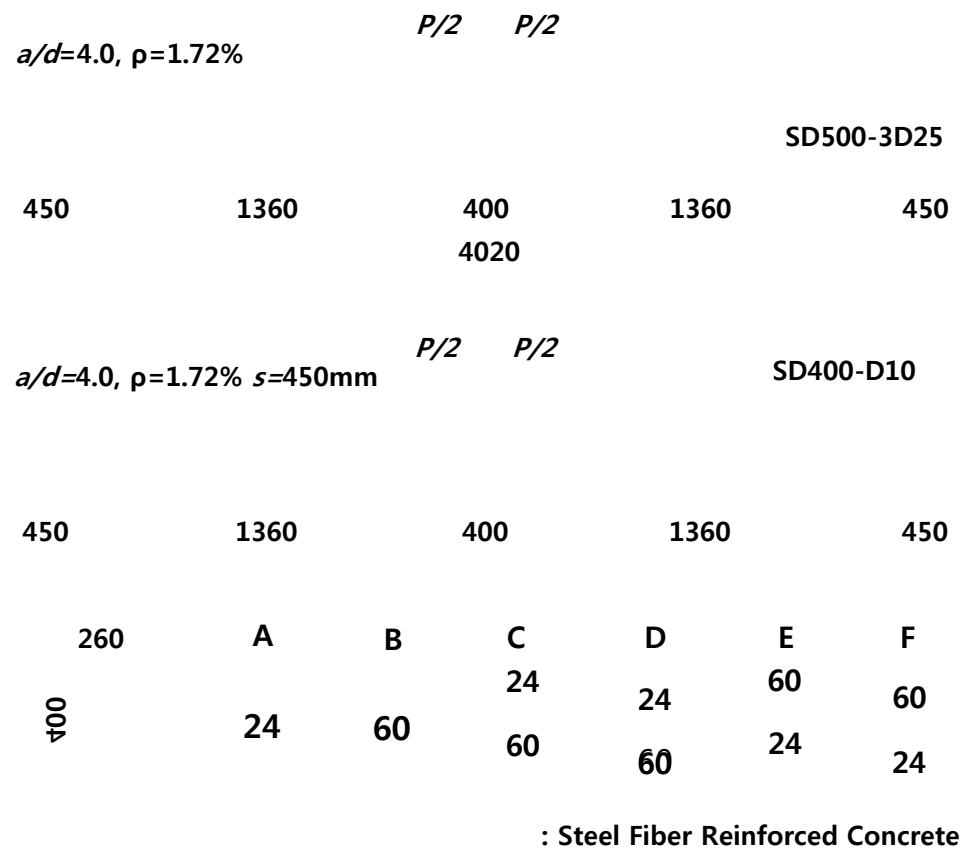


그림 1-5-1 철근상세 및 단면 형상

(3) 실험체 설계 및 제작

모든 실험체의 단면크기는 260mm × 400mm 이며, 지점간 순 길이는 3,120mm이다. 휨 철근의 정착을 위해 지점 이후로 450mm 연장시켰고 휨 철근은 SD500 D25를 1단으로 3가닥 배치하였다. (ρ=1.72%) 전단철근 간격은 최소 전단연결재 기준(식 5-6)에 만족하고 취성적 파괴를 보이는 고강도 콘크리트를 기준으로 계산하였다. 전단철근 정착을 위해 상부에 SD400 D13을 배치하였다. 강섬유는 코스틸(Kosteel)에서 제작하는 번드렉스(Bundrex) 제품으로 Aspect ratio(l_f/d_b=30/0.5)는 60이고 인장강도는 1,336MPa이다. 강섬유 체적비는 현행 ACI318-11에서 제시하는 최소 체적비인 0.75%를 적용하였다.

표 1-5-1은 12개 실험체들의 예측 휨 강도와 예측 수직 및 수평 전단강도를 나타낸다. 모든 실험체는 휨 성능(M_n)에 도달하기 위한 휨 요구전단력(V_m)을 수직 전단성능(V_n)보다 크게 설계하여 휨 항복 전에 전단파괴가 발생하도록 계획하였다. 여기서, 강섬유 콘크리트의 전단강도 식은 현행 기준에 제시되어 있지 않기 때문에 일반콘크리트 부재의 전단강도식 (식 5-1)을 사용하였고 합성단면의 수직전단성능은 각 요소별로 계산한 후 단순 합산하였다. 전단철근 간격(450mm)은 수직전단에 저항하기 위한 최대 간격 d/2(170mm)를 넘기 때문에 전단철근에 의한 전단강도는 무시하였다.

분리 타설된 계면에서의 수평전단강도 검토를 위해 공칭수평전단강도(V_{nh}, 식 5-4와 5-5)와 수평전단력(V_{hv})을 비교하였다. 여기서, V_{hv}는 공칭 수직 전단강도에 해당하는 수평전단력으로 두 콘크리트 경계면에서의 전단응력(τ)과 접촉면적($b_v l$)을 곱한 값으로 전단철근이 없는 실험체의 V_{hv}/V_{nh}는 2.08, 2.33으로 모든 합성단면 실험체는 수직전단파괴 이전에 수평전단파괴가 발생할 것으로 예상되었고 최소전단연결재가 있는 실험체의 V_{hv}/V_{nh}는 0.56~0.63으로 수직전단파괴가 예상되었다.

실험체 제작은 두 차례에 걸쳐 진행되었다. 긴장시킨 강연선에 철근용 변형률 게이지(Strain guage)를 부착시킨 후 60MPa SFRC를 1차 타설하고 증기 양생하였다. SFRC가 상부에 위치하는 단면 E와 F는 휨 철근을 뒤집은 상태로 타설하였다. 분리 타설할 계면의 마찰력을 높이기 위해 현행 기준에 따라 레이턴스(laitance)를 제거하고 표면을 6mm이상 거칠게 처리하였지만 표면에 흩어져 있는 강섬유에 의해 골재의 거친면 형성이 잘 이뤄지지 않았다. SFRC가 양생이 이뤄진 이후 24MPa 저강도 콘크리트를 2차로 타설하였다. 압축 및 인장강도 시험용 공시체는 실험체와 같은 조건에서 타설, 양생하였다.

하중재하를 위해 보 중앙에 2점 하중을 가하였고 지지점과 가력점에는 롤러철물을 사용하였다. 전단파괴 이전에 휨 철근이 휨 항복을 하였는지 확인하기 위해 강연선에 철근 변형률 게이지를 부착하였고 보 중앙부의 처짐과 곡률 측정을 위해 보의 중앙 하부에 5개의 LVDT를 설치하였다.

표 1-5-1 실험 변수 및 모멘트와 전단강도 비교(강섬유 보강 합성보)

Specimens	Section Type	Longitudinal reinforcement (ratio)	Shear re-bar	*a/d*	M_n (kN·m)	V_m (kN)	V_n (kN)	$\frac{V_m}{V_n}$	V_{nh} (kN)	V_{hv} (kN)	$\frac{V_{hv}}{V_{nh}}$
SU-A	A	SD500 -3D25 (1.72%)	Non	4.0	209	154	72	2.22	-	-	-
SU-B	B				256	188	114	1.66	-	-	-
SU-C	C				209	154	96	1.68	198	458	2.31
SU-D	D				209	154	83	1.92	198	399	2.01
SU-E	E				256	188	91	2.09	198	434	2.19
SU-F	F				256	188	103	1.84	198	494	2.49
SR-A	A		SD400-D10 (0.12%)		212	156	72	2.22	-	-	-
SR-B	B				258	188	114	1.65	-	-	-
SR-C	C				212	156	96	1.67	739	449	0.61
SR-D	D				212	156	83	1.92	739	389	0.53
SR-E	E				258	188	91	2.08	739	422	0.57
SR-F	F				258	188	103	1.83	739	478	0.65

(4) 재료 강도

실험체에는 공칭강도 24MPa와 60MPa 두 가지 종류의 콘크리트를 사용하였으며 표 1-5-2는 콘크리트의 배합을 나타낸다. 콘크리트 공시체는 KS F 2403 기준을 따라 100mm × 200mm로 제작하였고 공시체를 강도별로 3개씩 KS F 2405 기준을 따라 압축 강도 시험과 KS F 2423 기준을 따라 쪼갬 인장 강도 시험을 하였다. 결과는 부재 실험체 결과와 함께 나타냈다.

철근은 SD400 D10, SD400 D13, 그리고 SD500 D25를 사용하였다. 철근의 기계적 성질을 평가하기 위해 KS B 0801의 금속재료 인장시험 규정에 따라 시험편을 제작하였고 KS B 0802에 따라 시험을 실시하였다. 사용한 철근의 기계적 특성은 표 1-5-2에 나타냈다.

표 1-5-2 콘크리트 배합비

Nominal strength	W/C (%)	Unit weight(kg/㎥)				
		W	C	S	G	SP
24	49.4	162	328	869	979	3.5
60	29	180	620	625	935	8.06

표 1-5-3 철근의 기계적 성질

Type	f_y(MPa)	ϵ_y(με)	E_s(GPa)
SD400 D10	467	2,382	196
SD400 D13	480	2,400	200
SD500 D25	555	2,968	187

다. 실험결과

(1) 실험체 SU-A ~ SU-F

실험체 SU-A~SU-F는 전단연결재가 사용되지 않은 실험체로 그 결과는 그림 1-5-2, 3과 표 1-5-4에 나타냈다. 실험 강도는 ' SU-B (408kN) > SU-C (272kN) > SU-D (228kN) > SU-A (155kN) > SU-E ≃ SU-F (150kN) '순으로 나타났다. SFRC가 인장대에 사용된 단면 B~D는 SFRC가 압축대에 사용된 단면 E와 F에 비해 큰 전단강도를 보였고, 인장대가 24MPa인 단면 A, E, F는 비슷한 하중단계에서 초기 사인장 균열이 발생하였다.

그림 1-5-2의 하중 변위 관계를 살펴보면, SFRC가 압축대에 사용된 단면 B, E, F를 제외하고 최대하중 이후 하중이 급격히 감소하는 취성파괴를 보인 반면, 단면 B, E, F는 전단 균열이후 하중이 서서히 감소하거나 다시 증가하는 모습을 보였다. 이는 초기 사인장 균열발생 이후 압축대의 강섬유가 가력점으로 진전하는 사인장 균열에 저항하였기 때문이다.

휨 철근의 변형률을 살펴보면, SU-B에서만 휨 철근이 항복변형률에 도달하였다. ($\epsilon_{s,\max} = 3{,}380\mu\epsilon > \epsilon_y = 2{,}968\mu\epsilon$) SU-B의 휨 철근은 항복하였지만, 하중이 사인장 균열에 집중되면서 최종적으로 전단파괴가 발생하였다.

그림 1-5-3는 최종파괴 균열 양상을 나타내는 것으로 단일단면 A와 B는 사인장 균열에 의해, 합성단면 C~F는 사인장 균열과 수평균열에 의해 파괴가 발생하였다. 전단면에 SFRC가 사용된 단면 B는 2개의 사인장 균열 폭이 강섬유에 의해 서서히 증가하면서 파괴가 된 반면, 합성단면 C~F는 분리 타설된 계면에서의 수평전단균열과 함께 사인장 균열 파괴가 발생하였다. 또한, 인장대에 SFRC가 사용된 단면 B~D는 일반 콘크리트가 사용된 단면들에 비해 휨 균열 개수는 크게 증가하였고 균열 간격은 줄어들었다.

합성단면의 파괴 메커니즘을 자세히 살펴보면 일반 콘크리트(24MPa) 단면에서 발생한 휨 및 사인장 균열이 최종 파괴에 영향을 주었다. 압축대가 일반콘크리트인 단면 C와 D는 가력점 부근의 상부 콘크리트에서 발생한 사인장 균열이 계면을 따라 수평 균열 파괴를 발생시켰고, 인장대가 일반콘크리트인 단면 E와 F는 휨 균열이 사인장 균열로 발전하면서 계면에서 수평균열 파괴를 발생시켰다. 이는 상대적으로 인장강도가 약한 저강도 일반 콘크리트 단면이 최종 파괴 양상에 영향을 미친 것이다.

표 1-5-4에 수직 전단강도 예측값과 실험결과를 비교하였는데, 단일단면은 일반콘크리트 부재의 전단강도 식인 식(5-1), (5-2)와 SFRC 부재의 전단강도식인 식(5-3)을 사용하여 예측하였고, 합성단면은 각 요소의 특성에 맞게 계산한 뒤 단순 누가법으로 예측하였다. 합성단면에서 일반 콘크리트 부재(24MPa)는 식(5-1)을, SFRC 부재는 식(5-1)~(5-3)을 각각 사용하여 예측하였다. 예측결과 단면 E와 F를 제외하고 모두 안전측으로 예측하였고, SFRC 부재를 식(5-3)으로 계산한 경우 가장 잘 예측하였다. 다만, 단면 E와 F는 계면에서 발생한 수평전단 균열에 의해 압축대의 SFRC가 전단강도에 크게 기여하지 못하여 비 안전측으로 예측하였다.

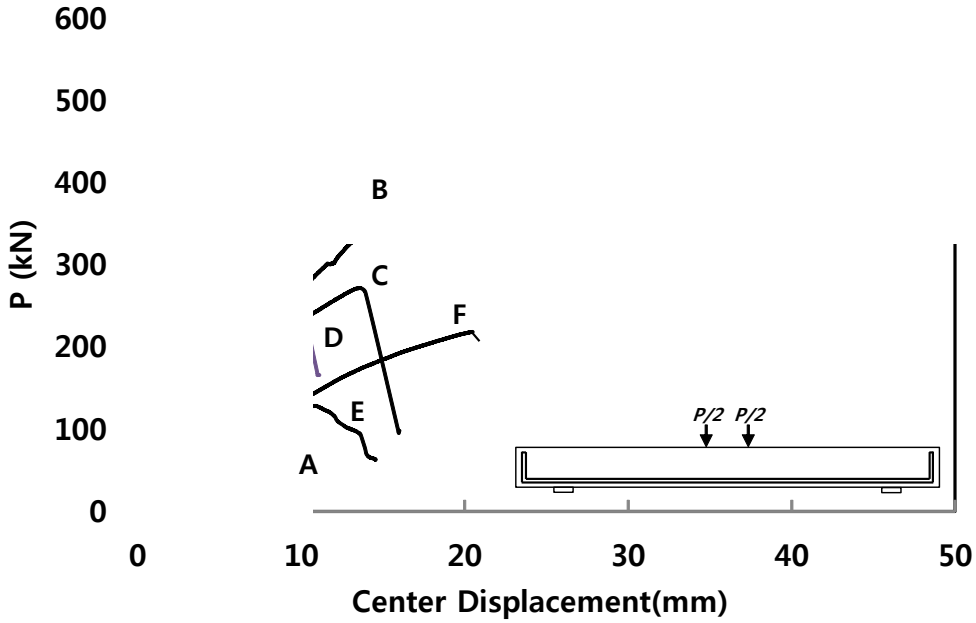


그림 1-5-2 하중 변위 관계 (SU-A ~ SU-F)

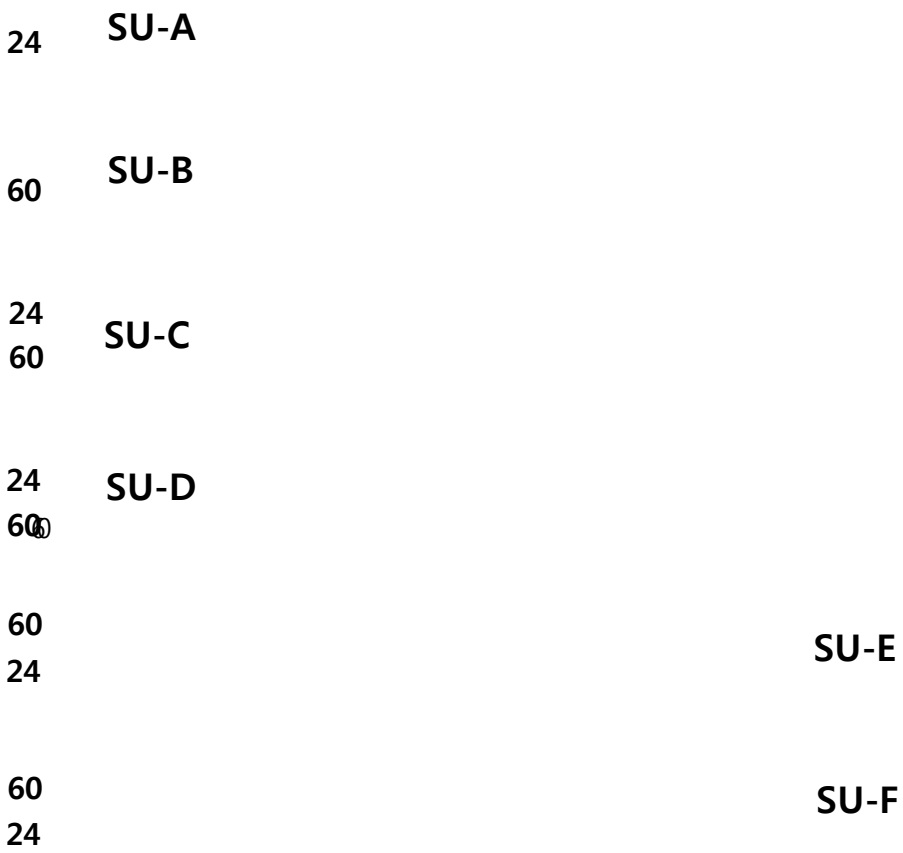


그림 1-5-3 최종 파괴 균열 양상 (SU-A ~ SU-F)

(2) 실험체 SR-A ~ SR-F

실험체 SR-A~SR-F는 전단연결재가 사용된 실험체들로 그 결과는 그림 1-5-4, 5와 표 1-5-4에 나타냈다. 실험 강도는 ' SR-B (490kN) > SR-F (402kN) > SR-E (322kN) > SR-C (292kN) > SR-A(280kN) > SR-D (248kN) '순으로 나타났다. 이전 실험 결과와 달리 SFRC가 압축대에 사용된 단면 B, E, F가 압축대가 24MPa인 단면 A, C, D보다 큰 전단강도를 보였다.

그림 1-5-4의 하중 변위 관계를 살펴보면, 단면 B는 휨 파괴가 발생하여 최대 하중이후 연성파괴를 보였고 단면 A와 합성단면 C~F는 최대하중 이후 사인장 균열 면에 배치된 전단연결재에 의해 하중이 서서히 감소하는 모습을 보였다. 또한, 압축대가 강섬유 콘크리트인 단면 E는 전단면이 24MPa 일반 콘크리트인 단면 A보다 낮은 강성을 보이는데 이는 이전 실험결과에서도 동일하게 나타난다. (그림 1-5-2참고)

휨 철근의 변형률을 살펴보면, SR-B와 SR-F에서 휨 철근이 항복변형률에 도달하였다. SR-B는 휨 철근이 항복한 이후 ($\epsilon_{s,\max} = 25{,}991\mu\epsilon > \epsilon_y = 2{,}968\mu\epsilon$) 연성적인 거동을 보이며 휨파괴가 발생하였다. SR-F도 휨 항복하였지만 ($\epsilon_{s,\max} = 3{,}711\mu\epsilon > \epsilon_y = 2{,}968\mu\epsilon$) 사인장 균열과 계면의 수평 균열에 하중이 집중되면서 최종적으로 전단파괴가 발생하였다.

그림 1-5-5는 최종파괴 균열 양상을 나타내는 것으로 단일단면 B는 휨 파괴가 발생하였고, 단일단면 A와 합성단면 C와 D는 사인장 균열에 의해, 합성단면 E와 F는 사인장 균열과 수평균열에 의해 파괴가 발생하였다. 합성단면은 전단연결재에 의해 수평균열이 억제되었고 수직전단 파괴가 지배적이었다. 다만, 단면 E와 F는 사인장 균열 이후 발생한 수평균열에 의해 하중이 감소하였다. 전단연결재가 사용되지 않은 실험결과와 동일하게 인장대에 SFRC가 사용된 경우 휨 균열 개수는 증가하였고 균열 간격은 줄어들었다.

합성단면의 파괴 메커니즘을 살펴보면, 일반 콘크리트(24MPa) 단면이 최종파괴 거동을 지배하였다. 압축대에 일반 콘크리트 단면이 사용된 합성단면 C와 D는 계면 주위에서 발생한 사인장 균열에 의해 파괴되었고, 인장대에 일반콘크리트 단면이 사용된 단면 E와 F는 인장대의 휨 균열이 사인장 균열로 진전된 이후 전단파괴가 발생하였다. 이는 전단연결재가 없는 실험체와 동일한 결과로 상대적으로 인장강도가 낮은 일반 콘크리트 단면에서 발생한 균열이 최종파괴 거동을 결정하였다.

표 1-5-4의 수직 전단강도 예측값과 실험결과를 비교해보면, 최소전단연결재가 사용된 경우 모든 실험체에 대해 안전측으로 평가하였다. 특히, SFRC 부재에 대해 식(5-3)으로 예측한 경우 가장 정밀하였다.

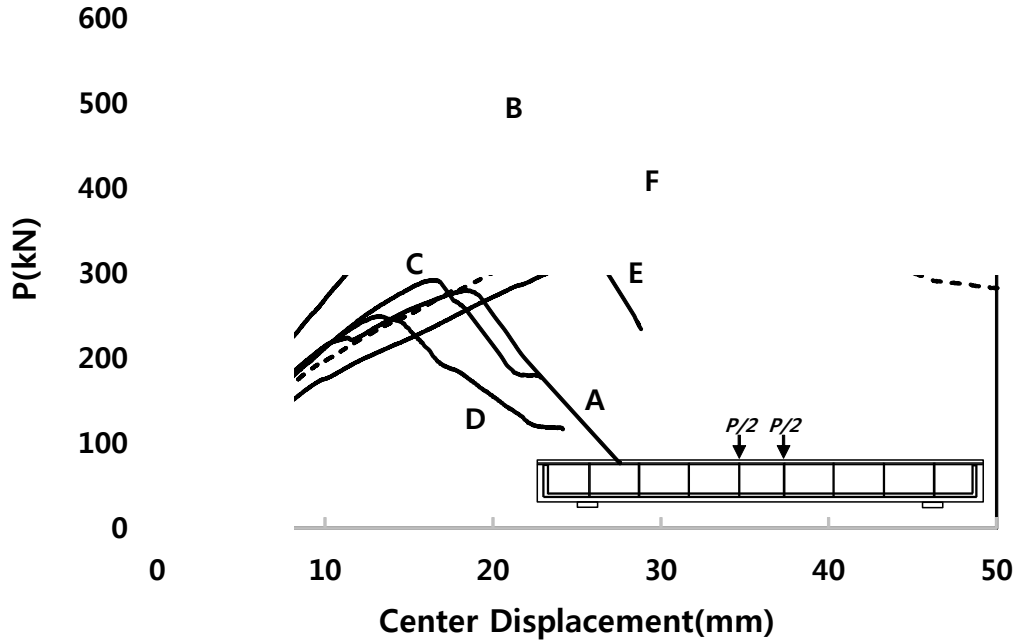


그림 1-5-4 하중 변위 관계 (SR-A ~ SR-F)

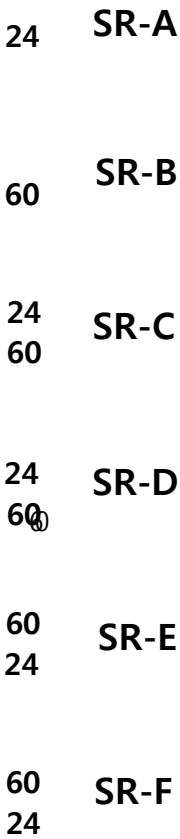


그림 1-5-5 최종 파괴 균열 양상 (SR-A ~ SR-F)

표 1-5-4 실험 결과와 예측 값 비교 (강섬유 보강 합성보)

Specimens	f_{ck} (MPa)			$f'_{t,60}$	V_{test} (kN)	V_{hv} $(=\tau b_v l)$ (kN)	Code prediction (kN)				$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$	$\frac{V_{test}}{V_{cf}}$	$\frac{V_{hv}}{V_{nh}}$	Failure mode
	24MPa	60MPa	f_{cke}				V_{c1}	V_{c2}	V_{cf}	V_{nh}					
SU-A	21	-	21	-	78	-	68	76	-	-	1.15	1.02	-	-	DT
SU-B	-	56	56	3.93	204	-	110	117	164	-	1.85	1.74	1.25	-	DT
SU-C	21	56	43	3.93	136	650	92	99	121	198	1.49	1.38	1.12	3.28	DT+HS
SU-D	21	56	34	3.93	114	545	79	87	93	198	1.44	1.31	1.22	2.75	DT+HS
SU-E	21	56	34	3.93	75	359	87	94	110	198	0.87	0.80	0.68	1.81	DT+HS
SU-F	21	56	43	3.93	75	359	99	106	138	198	0.76	0.71	0.54	1.81	DT+HS
SR-A	22	-	22	-	140	-	69	77	-	-	2.02	1.81	-	-	DT
SR-B	-	59	59	4.87	245	-	113	120	203	-	2.16	2.05	1.21	-	Flelxure
SR-C	22	59	45	4.87	146	698	94	101	144	757	1.55	1.44	1.01	0.92	DT
SR-D	22	59	36	4.87	124	593	81	89	105	757	1.53	1.40	1.19	0.78	DT
SR-E	22	59	36	4.87	161	770	89	96	128	757	1.81	1.68	1.26	1.02	DT+HS
SR-F	22	59	45	4.87	201	961	102	109	168	757	1.98	1.85	1.20	1.27	DT+HS

라. 실험분석

(1) 설계변수의 영향

설계변수의 영향을 알아보기 위해 그림 1-5-6에 전단철근비와 유효콘크리트 강도(정모멘트, 부모멘트 단면)에 따른 전단강도변화를 나타냈다. 그림 1-5-6(a)는 최소 전단연결재 사용에 따른 전단강도 변화를 나타낸다. 단일 단면 A와 B는 전단연결재가 450mm간격($d/2$ 이상)으로 배치되었지만 전단강도에 크게 기여하였다. 합성단면 C와 D는 전단연결재에 따른 전단강도 증가가 발생하지 않았고 합성단면 E와 F는 전단연결재 보강에 따라 전단강도가 2배 이상 증가하였다.

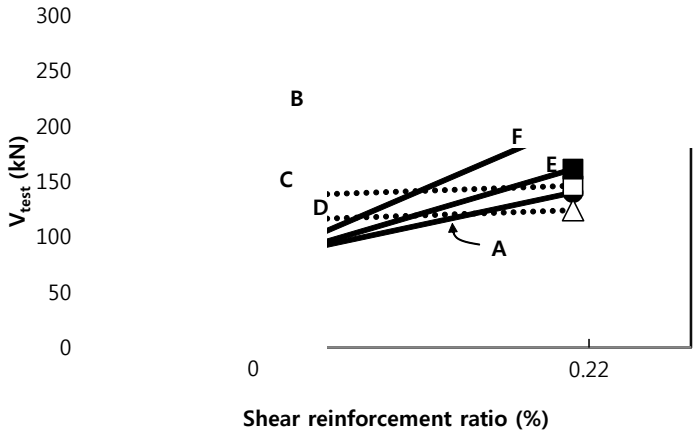
그림 1-5-6(b-1)은 단면적비로 콘크리트 강도를 평균한 유효콘크리트 강도에 따른 전단강도 변화를 나타낸다. SFRC가 인장대에 보강된 정모멘트 단면에서는 전단 연결재가 없는 경우 SFRC 면적에 비례하여 전단강도가 증가하였지만, 수평 균열 저항을 위한 전단 연결재가 사용된 경우는 SFRC 면적에 비례하여 증가하지 않았다. 합성단면 C와 D의 전단강도가 단일단면 A와 비슷하거나 작게 나타났다.

반면, SFRC가 압축대에 보강된 부모멘트 단면(그림 1-5-6(b-2))에서는 전단 연결재가 사용된 경우 SFRC 면적에 비례하여 전단강도가 증가하였지만 전단 연결재가 없는 경우 압축대의 SFRC에 따른 전단강도 증가가 발생하지 않았다. 이는 전단연결재가 없는 합성단면 E와 F는 계면에서 발생한 수평균열에 의해 압축대의 SFRC가 제 역할을 하지 못한 것이다. 전단연결재가 있는 경우는 수평균열이 억제되어 압축대의 SFRC가 전단강도에 크게 기여하였다. 압축대에 SFRC가 사용되는 합성단면의 경우(부모멘트 지역에 SFRC 사용) 전단강도 산정시 각 요소 중 불리한 값을 사용하여 예측하여야 한다. 다만, 최소전단 연결재로 보강된 경우는 각 요소의 특성을 각각 사용하여 계산하여도 된다.

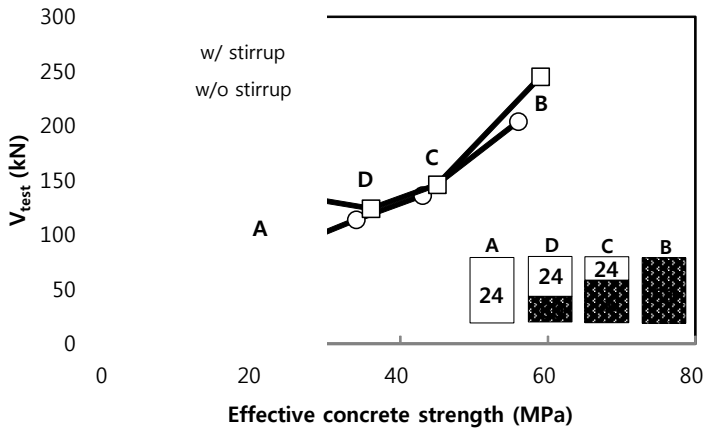
(2) 전단철근의 수직전단강도 기여도

전단철근의 수직전단강도 기여도를 살펴보기 위해 그림 1-5-7에 하중과 전단철근 변형률 관계를 나타냈다. 수평균열 및 사인장 균열이 예상되는 위치에 철근용 변형률 게이지 4개를 부착하였다. 실험체 SR-B는 L2 위치의 전단철근에서 휨 항복을 경험하였고, SR-E와 F는 L2와 R2 위치의 전단철근이 항복하였다. SR-E와 F는 전단철근이 항복한 이후 항복 변형률의 10배 이상 증가하였다. 이는 전단철근이 수평전단뿐만 아니라 수직전단에도 기여한 것으로 SR-E와 F가 무횡보강 실험체인 SU-E와 F보다 2배 이상 전단강도가 크게 증가한 원인이다.

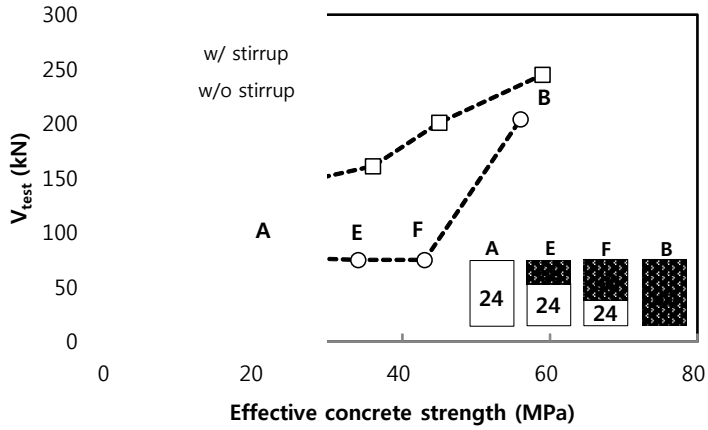
강섬유가 보강된 단면의 위치에 따라 전단철근의 기여도 차이를 보였다. 강섬유가 인장대에 위치한 단면 C와 D는 전단철근이 항복하지 않았지만, 압축대에 위치한 단면 E와 F는 전단철근이 항복하였고 큰 변형을 보였다. 이는 그림 1-5-8과 같이 전단철근의 기여도가 압축대 깊이와 사인장 균열 폭에 영향을 받은 것이다. 압축대가 저강도 콘크리트인 SR-A, C, D의 경우 휨 모멘트에 의한 압축대 깊이가 크기 때문에 사인장 균열 길이가 짧고, 압축대가 고강도 콘크리트인 SR-B, E, F의 경우 압축대 깊이가 작기 때문에 사인장 균열 길이가 길어진다.(상부로 갈수록 균열 각도가 감소) 따라서, 전단철근을 관통하는 사인장 균열 길이가 긴 SR-B, E, F의 전단철근 변형률이 크게 나타났다. 또한, 실험체 SR-B, C, D는 인장대에 위차한 강섬유에 의해 사인장 균열이 억제되었고, 그에 따라 사인장 균열이 관통한 전단철근의 변형률이 강섬유가 압축대에 사용된 SR-E와 F에 비해 작게 나타났다.



(a) Shear reinforcement ratio (s=0, 450mm)



(b-1) Effective concrete strength (Positive moment section)



(b-2) Effective concrete strength (Negative moment section)

그림 1-5-6 설계변수의 영향

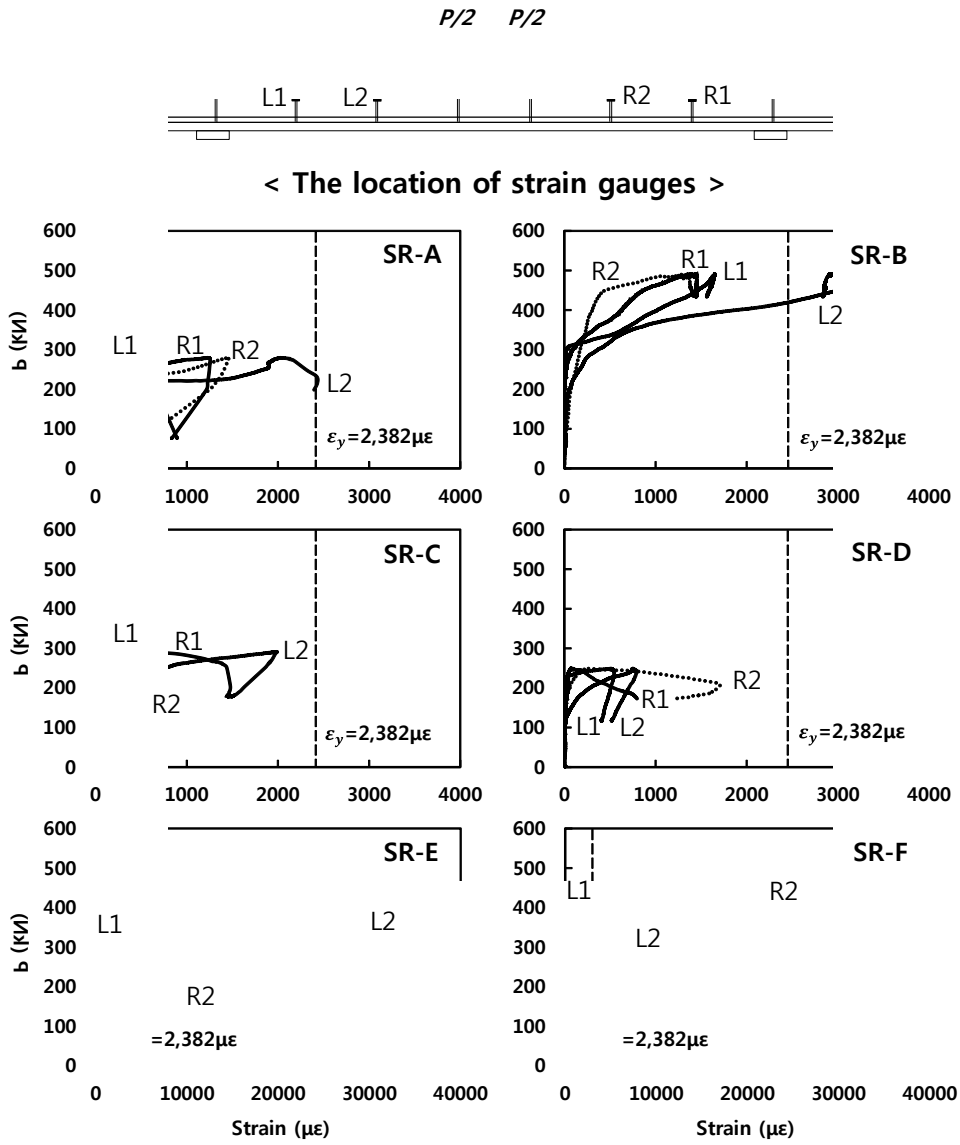


그림 1-5-7 하중-전단철근 변형률 관계



그림 1-5-8 전단철근과 강섬유의 기여도

(3) 수직전단강도 기준식과의 비교

강섬유 보강 콘크리트 합성 보의 수직 전단강도를 평가하기 위해 실험결과와 현행 기준식을 비교하였다. 현행 기준(KCI 2012, ACI 318-11)은 강섬유 콘크리트의 전단강도 식을 제시하고 있지 않기 때문에 일반콘크리트 부재의 전단강도 식(식 5-1, 식 5-2)을 사용하여 예측하였다. 합성 단면의 경우는 재료적인 특성이 서로 다른 PC와 CIP부재에 대해 각각 계산하여 단순 합산하였다.

그림 1-5-9(a)의 ACI 318 예측 결과를 살펴보면, 수평균열이 발생한 SU-E와 F 실험체를 제외하고 모두 안전측으로 예측하였지만, 강섬유 콘크리트의 영향을 반영하지 않아 강섬유가 사용된 실험체 모두 크게 과소평가하였다(V_{test}/V_{pred}=1.31～2.16). 강섬유 콘크리트의 영향을 반영하기 위해 ACI Committee 544에서 제공하는 전단강도 식 (식 5-3)을 사용하여 예측하는 경우 그림 1-5-9(b)와 같이 SU-E와 F 실험체를 제외하고 대부분 잘 예측하였다. 특히, 강섬유가 사용된 실험체들에 대해서는 정확히 예측하였다(V_{test}/V_{pred}= 1.01～1.26).

압축대에 SFRC가 사용된 실험체 SU-E와 F는 분리타설된 계면에서 수평 전단 균열이 발생하여 예측 강도에 비해 크게 낮은 전단강도를 보였다. 그에 반해, 수평균열을 억제하기 위해 최소전단연결재가 사용된 실험체 SR-E와 SR-F는 예측 강도보다 높은 전단강도를 보였다. 따라서, 압축대에 SFRC가 사용되는 단면은 계면에서 발생하는 수평전단균열에 의해 수직전단강도가 크게 떨어질 수 있기 때문에 최소 전단연결재 보강으로 수평전단강도를 증가시켜야 한다.

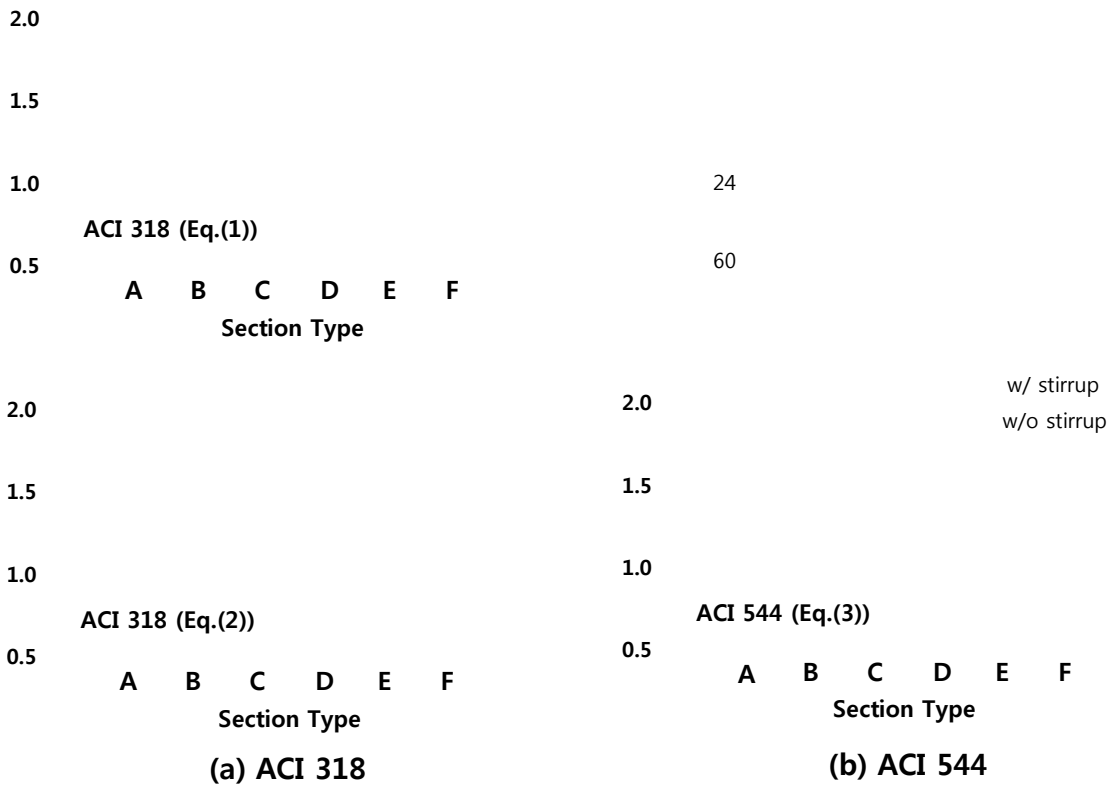


그림 1-5-9 실험결과와 현행 기준 예측 값 비교

(4) 수평전단강도

분리 타설된 계면에서의 수평전단강도를 평가하기 위해 수평전단력(V_{hv})과 현행 수평전단강도식(식5-4)와 5-5)을 비교하였다.(표 1-5-4) 수평전단력(V_{hv})은 수평전단 파괴시 계면에서의 전단응력(τ)과 수평 마찰면적($b_v l$)의 곱으로 산정하였다. 실험결과를 살펴보면 SR-C와 D를 제외한 모든 합성단면 실험체는 최대하중(V_{test})에서 수평전단균열이 발생하였고, SR-C와 D에서는 수평전단균열이 발생하지 않았다.

표 1-5-4의 실험강도와 예상강도의 비(V_{hv}/V_{nh})를 살펴보면, 수평전단강도에 대한 현행 기준식이 무횡보강 실험체에 대해서는 크게 과소평가(1.81~3.28)하였고, 횡보강 실험체에 대해서는 적절히 잘 예측(1.02~1.27)하였다. 이는 무횡보강 부재의 수평전단강도에 대한 ACI318-11(식 5-4)이 실험결과를 크게 보수적으로 평가하는 것이다.

표 1-5-5는 무횡보강 합성부재의 수평전단강도에 대한 현행 기준을 나타낸다. ACI318은 표면이 6mm 이상 깊이로 거칠게 만들어진 경우에 대해서만 수평전단력을 0.56MPa로 규정하고 있다. 그에 반해, AASHTO[1-19]와 CTA[1-15]는 계면의 거칠기에 따라 수평전단력에 차등을 두고 있다. AASHTO는 표면이 6mm 이상 거친면인 경우 1.66MPa, 표면을 의도적으로 거칠게 하지 않은 경우 0.52MPa로 제시하고, CTA는 표면이 6mm 이상 거친면인 경우 2.1MPa, 1.6mm 이상 거친면인 경우 1.12MPa, 표면처리이 매끄러운 경우 0.56MPa로 규정하고

이는 ACI318이 다른 기준에 비해 수평전단력에 대해 크게 보수적으로 제시하고 있는 것으로 AASHTO와 CTA와 비교해보면, ACI318이 수평전단강도를 각각 3배와 3.75배 낮게 평가하고 있고, 또한, ACI318의 6mm 거친면 처리를 한 상태와 AASHTO와 CTA의 계면처리를 하지 않은 상태에 대해 비슷한 수평전단력으로 제시하고 있다.

본 실험에서는 분리타설된 계면의 거친면 형성을 위해 지연제(시멘트의 양생 속도를 지연시켜주는 화학약품)와 수압을 활용하여 계면의 골재를 최대한 드러나도록 처리하였다. 표면 처리한 계면은 그림 1-5-10와 같이 골재와 강섬유가 함께 계면 밖으로 드러나 있다. 거친 면은 골재에 의해 형성되기 때문에 골재의 크기와 위치에 따라 면의 거칠기에 차이를 보였다. 또한, 강섬유가 골재 사이에 위치하면서 거친 면 형성이 잘 이뤄지지 않았다.

그림 1-5-11은 기존 무횡보강 합성보 실험결과와 본 실험 결과를 표 1-5-5의 현행 수평전단 기준과 비교한 것으로 검정색 원은 SFRC, 회색 원은 PSC, 흰색 원은 RC 실험결과를 나타낸다. 수평전단균열이 발생한 실험체는 원과 직선으로 표시하였다. 실험결과를 살펴보면, ACI318기준(0.56MPa)과 표면처리를 하지 않은 AASHTO와 CTA기준(0.52, 0.56MPa)으로 예측한 경우 모든 실험체에 대해 안전측으로 예측하였지만, 단면 C와 D에 대해서는 크게 보수적으로 예측하였다. 특히, 인장대에 강섬유(SFRC)가 사용되거나 프리스트레스(PSC)가 사용된 단면 C와 D 실험체는 ACI318기준보다 최소 2.3배 이상 큰 수평전단력을 나타냈다.



그림 1-5-10 분리 타설된 계면 상태

표 1-5-5 기준별 수평전단강도 비교 (전단철근이 없는 경우)

Code	Interface condition	Horizontal shear stress (MPa)
ACI318	Clean, free of laitance, and intentionally roughened to an amplitude of 6mm	0.56
AASHTO	Clean, free of laitance, with surface intentionally roughened to an amplitude of 6mm	1.66
	Clean, free of laitance, but not intentionally roughened	0.52
CTA	Rough contact surface (Raked, scarified, or retarded and brushed leaving irregularities of not less than 6mm)	2.1
	Intermediate contact surface (finished by a wood float or vibrating screed or retarded and brushed, leaving irregularities of not less than 1.6mm)	1.12
	Smooth contact surface	0.56

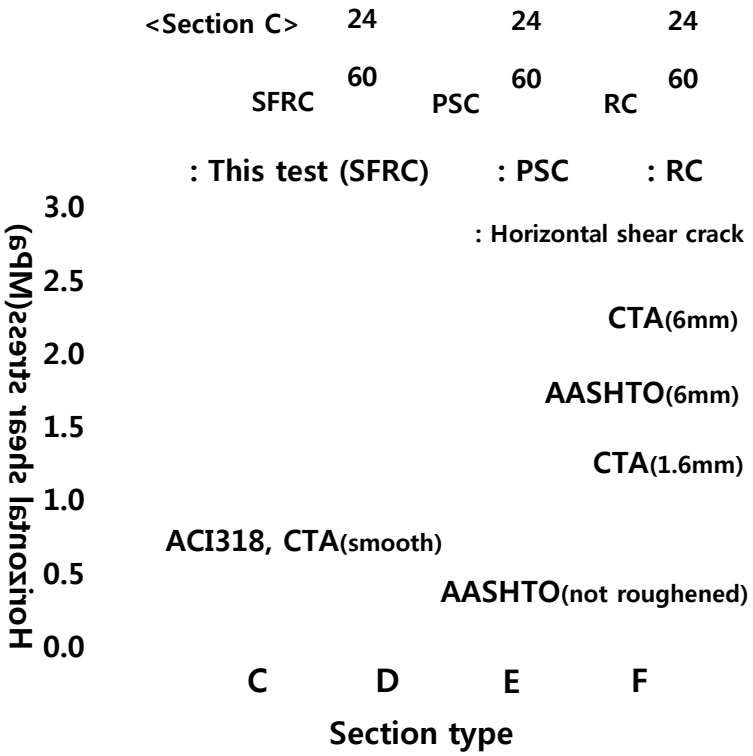


그림 1-5-11 실험결과와 현행 기준과의 비교 (수평전단력)

마. 소결

본 연구에서는 강섬유 보강 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단거동을 살펴보기 위해 강섬유와 일반콘크리트의 면적비와 전단철근비를 변수로 단순지지보 실험을 수행하였다. 실험결과를 통해 강섬유 콘크리트 합성단면 설계시 고려사항 및 합성단면의 전단 거동을 살펴보았고 그 결과는 다음과 같이 요약할 수 있다.

1) 강섬유가 인장대에 보강된 경우, 강섬유 보강 단면적에 비례하여 전단강도가 증가하였다. 그에 반해, 강섬유가 압축대에 보강된 경우(부모멘트 지역), 분리 타설된 계면에서 발생한 수평 균열에 의해 강섬유가 제 역할을 하지 못하였다. 전단철근으로 수평균열을 억제하였을 땐, 강섬유 보강 단면적에 비례하여 전단강도가 증가하였다.

2) 실험체의 파괴양상을 살펴보면, 강섬유가 인장대에 보강된 경우는 휨 균열이 분산되어 균열 개수가 증가하였고 가력점 부근의 압축대 일반 콘크리트에서 발생한 사인장 균열에 의해 최종 파괴되었다. 강섬유가 압축대에 보강된 경우는 휨 균열이 사인장 균열로 발전하면서 수평 균열과 함께 사인장 균열 파괴가 발생하였다. 강섬유 콘크리트에 비해 상대적으로 인장강도가 약한 저강도 일반 콘크리트 단면이 최종 파괴양상에 영향을 미쳤다.

3) 강섬유 콘크리트가 사용된 합성보의 전단강도는 각 요소의 특성을 각각 사용하여 계산할 경우 합리적으로 예측가능하다. ACI Committee 544에서 제공하는 강섬유 콘크리트 전단강도식과 일반콘크리트 부재의 전단강도 일반식을 단순 누가법으로 계산한 경우 실험결과를 잘 예측하였다 (V_{test}/V_{cf}=1.01～1.26). 다만, 횡보강되지 않고 강섬유가 압축대에 사용된 경우는 각 요소 중 불리한 값을 사용하여 예측하여야 한다.

4) 압축대 콘크리트 강도와 강섬유 보강된 단면의 위치에 따라 전단철근의 기여도 차이를 나타냈다. 압축대가 고강도 강섬유 콘크리트인 경우 압축대 깊이가 작기 때문에 사인장 균열 길이가 길어지고 그에 따라 전단철근의 기여도가 증가하였다. 그에 반해, 인장대가 강섬유로 보강된 경우는 사인장 균열이 강섬유에 의해 억제되어 전단철근 기여도가 감소하였다.

5) 수평전단강도에 대한 현행 기준을 살펴보면, 계면의 거칠기에 따라 수평전단력에 차등을 둔 AASHTO와 CTA에 비해 표면이 6mm 이상 거친 경우에 대한 수평전단력만을 제시하고 있는 ACI318 기준식이 실험결과를 크게 보수적으로 평가하였다. 압축대에 강섬유 콘크리트가 사용된 단면이 인장대에 강섬유 콘크리트가 사용된 단면에 비해 낮은 강도에서 수평전단균열이 발생하였다.

6. 연구수행 결과

복합화된 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성 휨 부재의 설계 기술 개발을 위해 댑단부가 변형된 PC 리브 슬래브 실험과 PC와 CIP 합성단면의 전단강도 실험을 수행하였다. 연구수행 결과는 다음과 같이 요약할 수 있다.

가. 댑 단부를 변형시킨 프리캐스트 리브 슬래브

복합화 공법에서 사용되는 합성슬래브로는 하프 슬래브, 할로우 코어 슬래브, 더블티 슬래브가 있다. 그 중에서 더블티 슬래브는 부재중량 대비 가장 뛰어난 단면효율을 가져 현장에서 많이 사용되고 있지만, 슬래브의 높이가 다른 슬래브에 비해 크기 때문에 건물의 층고가 높아지는 단점이 있다. 이에 댑 단부를 변형시킨 새로운 더블티 슬래브를 개발하였고 실제 현장 적용이 가능한지 시공 단계별 구조 실험을 통해 그 성능을 평가하였다.

시공 하중 단계에서의 슬래브는 단순지지 상태로 사용하중에서는 탄성상태의 거동을 보였고 설계하중보다 높은 강도에서 최종 파괴되었다. 보와 슬래브가 일체화되어 연속된 상태에서도 사용하중에서는 3~4개의 미세한 휨 균열만 보였고, 설계하중보다 1.2배 이상 높은 하중에서 최종 파괴되었다. 다만, 휨 연성능력과 시공하중상태에서 댑단부의 전단강도 확보를 위해서는 단부에 전단철근을 추가로 배치하여 댑단부와 현장타설콘크리트에서의 수평균열 방지가 필요하다. 위험 단면 위치 주위에서 단면이 급격히 변화하는 경우 구조 성능 실험 및 해석 (스트럿 타이 모델)에 의해 성능이 입증되어야 한다.

나. 프리캐스트와 현장타설 콘크리트 합성부재의 전단강도

프리캐스트(PC)와 현장타설 콘크리트(CIP) 합성부재는 경제적인 이유와 운송 및 시공 편리성을 고려하여 일반적으로 PC는 고강도 콘크리트(35MPa이상)를, CIP는 저강도 콘크리트(24MPa)를 사용한다. 이와 같이 서로 다른 콘크리트 강도가 사용된 합성단면의 경우 수직전단강도 산정에 대한 기준이 명확하게 규정되어 있지 않아 실무에서는 검증되지 않은 다양한 방법으로 전단강도를 평가하고 있다. 재료의 고강도화와 프리스트레스된 PC부재 사용 증가에 따라 PC와 CIP 콘크리트 강도차이가 커지고 이에 다양한 합성단면의 전단강도 평가방법에 따른 편차가 크게 발생한다. 따라서 경제성과 안전성 확보를 위해 PC와 CIP 합성보의 전단강도 산정법을 제시하였다.

(1) 프리스트레스 되지 않은 PC와 CIP 콘크리트 합성부재의 전단강도

프리스트레스 되지 않은 합성단면의 수직전단강도 산정시 전단강도 일반식(식 3-1)으로 개별단면에 대해 계산한 후 단순 합산하는 방법이나 유효콘크리트 강도로 산정하는 방법의 경우 대부분 안전측으로 예측하였다. 휨 철근비가 1.31%이하 합성단면의 경우 고강도 콘크리트의 상한을 45MPa로 제한하면 일반식과 정밀식(식 3-2) 모두 비교적 안전측으로 예측 가능하다. 다만, 휨 철근비가 1.31%이하인 경우 정밀식보다 일반식을 사용하는 것이 안전하다. 최소 콘크리트 강도로 예측할 경우 안전측으로 예측하지만 전단강도를 크게 과소 평가하여 비경제적인 설계가 될 수 있다.

(2) 프리스트레스된 PC와 CIP 콘크리트 합성부재의 전단강도

부재의 효율성과 장경간 확보를 위해 일반적으로 PC 휨 부재에는 프리스트레스가 사용되기 때문에 프리스트레스된 PC부재 위에 CIP 콘크리트가 합성된 단면의 전단강도 산정법이 중요하다. 긴장력이 가해진 PC부재와 긴장력의 영향이 없는 CIP 부재는 서로 응력분포가 다르기 때문에 합성단면의 전단력 산정법이 불분명하다. 이에 총 38개의 프리스트레스된 합성단면 실험을 통해 전단강도 산정법을 제시하였다.

프리스트레스가 가해진 합성단면에 대해 부재 별로 부재 특성에 맞게 현행 기준의 약산식을 사용하여 단순 누가법으로 계산한 경우 모두 안전측으로 잘 예측하였다. 프리스트레스된 PC부재는 프리스트레스된 단면의 전단강도 일반식 (식 4-1), 긴장력의 영향이 없는 CIP부재는 프리스트레스되지 않은 단면의 전단강도 일반식 (식 3-1)으로 각각 계산한 후 단순 합산하였다. 전단철근에 의한 전단강도는 식 (3-3)으로 계산하였다. 반면, 전단강도 정밀식(식 3-2, 식 4-2)을 사용하여 위와 같은 방법으로 예측한 경우 합성단면에 대해 모두 비안전측으로 예측하여 안전성 문제가 우려된다.

(3) 강섬유가 보강된 PC와 CIP 콘크리트 합성부재의 전단강도

강섬유 콘크리트가 사용된 합성보의 전단강도는 각 부재의 특성을 각각 사용하여 계산한 뒤 합산하는 경우 합리적으로 예측하였다. 강섬유가 보강된 PC부재는 강섬유 콘크리트 전단강도식(식 5-3), 일반 콘크리트인 CIP부재는 일반 콘크리트 전단강도 일반식(식 5-1)을 사용하였다. 다만, 횡보강되지 않고 강섬유 콘크리트가 압축대에 사용된 경우(연속단에서 단부)는 각 부재 중 불리한 값을 사용하여 예측하여야 한다.

(4) 프리캐스트와 현장타설 콘크리트 합성부재의 수평전단강도

다양한 변수를 가지는 합성단면의 실험결과를 통해 현행 ACI318-11 기준에서 제시하는 횡보강되지 않은 부재의 수평전단강도식(식 3-4)을 평가하였다. 프리스트레스되지 않은 합성단면 기준에서 제시하는 6mm이상의 거친 계면을 형성하지 못한 강섬유 합성보 실험체에 대해서도 크게 안전측으로 평가하였다. 분리타설된 계면을 거칠게 처리한 합성보에 대해서도 현행 기준이 크게 보수적으로 평가하였다. 계면을 6mm이상 거칠게 처리한 경우, 현행 기준의 0.56MPa 계수값을 1.0MPa로 증가시켜도 안전할 것으로 판단된다.

제2절 프리캐스트 콘크리트 접합부의 분류

1. 연구수행 전략 및 방법론

국내외의 현행 설계기준에 대한 프리캐스트 콘크리트(Precast Concrete 이하;PC)는 구조물의 안전성, 내구성, 신뢰성, 고품질, 비용절감 효과를 위한 실용적인 수단으로 널리 채택되어 왔다. 그러나 연결부위에 대한 시공성 및 경제성확보의 어려움과 설계지침의 미비로 인하여 지진지역에서의 완전한 적용은 다소 제한되어왔다. PC 구조 사용에 있어 현장타설 RC 구조의 사용을 권장하는 관례적 조항은 지진지역에서의 사용을 주저하게 하고 있으며, 이러한 세부 설계조건은 현장타설 RC 구조와 같은 높은 에너지소산능력과 연성능력을 확보하기 위한 표준 방법론을 제시하게 되었다. 이는 강진 이후에도 구조물이 붕괴되는 것을 방지하기 위해 큰 비탄성 변형을 경험한 후 결합부의 높은 에너지 흡수 능력을 요구하고 있으며 일정 수준의 강도 저감을 제한하고 있다. 이와 같이 일체식 구조와 동등한 성능을 요구하는 조항은 PC 구조를 현장에 적용하는데 큰 제약이 되었다. 일반적으로 철근콘크리트 보-기둥 접합부는 전단력과 부착력에 의해 지배되며, 지진하중과 같은 심각한 비탄성 변형을 일으키는 반복주기 하중을 경험할 경우 구조물 전체의 붕괴로 이어질 가능성이 높다. 이에 접합부 또는 기둥의 파괴를 방지하기 위해 인접 보 부재의 휨 항복이선행되도록 유도하는 것이 현재의 설계방법론이다. 모멘트저항 골조에 있어 탄성이후 연성 변형을 유도하는 가장 좋은 방법은 적절한 설계 소성 힌지의 선택이며, 설계 소성힌지는 충분한 연성파괴를 유도할 수 있다. 이는 휨에 대한 파괴가 연성을 위해 설계되지 않은 구조 부분에서(예를 들어 접합부) 일어나게 하지 않고, 접합부에서 전단 파괴가 일어나지 않도록 해야 한다. 이는 항복 강도 보다 높은 종방향 철근의 실제 항복강도를 포함한다. 결과적으로, 소성힌지 영역에 대한 전단 보강근과 소성힌지 구간으로부터 떨어진 구조 부분의 보강근, 소성 힌지 영역에서 초과강도 휨 작용에 대한 설계는 취성파괴를 예방하기 위함이다. 그러나 이러한 가이드라인은 PC 구조의 제약조건으로 받아들여지고 있으며, 자유로운 설계 및 접합 공법개발에 있어 시공성 및 경제성이 낮아 현장 적용에 문제점이 되고 있다. 이에 본 연구에서는 기 개발된 PC 보-기둥 접합상세별 특성을 알아보고, 각 상세가 갖고 있는 특성을 정규화하여 표준화된 분류체계를 마련하고자 한다. 접합부 특성(접합상세)을 적절히 고려할 수 있는 정량적 가이드라인인 PC 보-기둥 접합부 분류체계는 각 접합부의 성능 수준(변형능력의 정도)을 지정함으로써 PC 구조의 합리적설계방법론 마련을 위한 기초자료가 될 것으로 판단된다. 현재 사용 가능한 PC 구조의 분류 방안을 그림 2-1에 나타내었다.

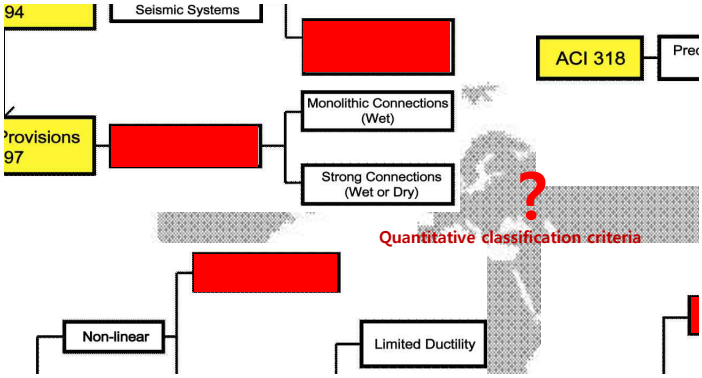


그림 2-1 현행 설계기준에 따른 PC의 분류 방안

본 연구에서는 다양한 형태로 존재하는 보-기둥 접합 상세에 대하여 표준화된 분류 체계를 제안하였으며(1차년도) 이를 바탕으로 한 일체식 접합부의 특성을 정의할 수 있는 기준안을 마련하였다.(2차년도) 최종단계(3차년도)에서는 분류체계의 마지막 카테고리인 연결식 접합부에 대한 검증 실험을 수행하였으며, 본 연구에서 수행된 실험 결과를 근거로 하여 다양한 형태로 개발되어 있는 PC 보-기둥 접합부의 분류를 위한 설계기준 개정안을 제안하였다. 본 연구의 수행 절차는 그림 2-2에 간략하게 정리하여 나타내었다.

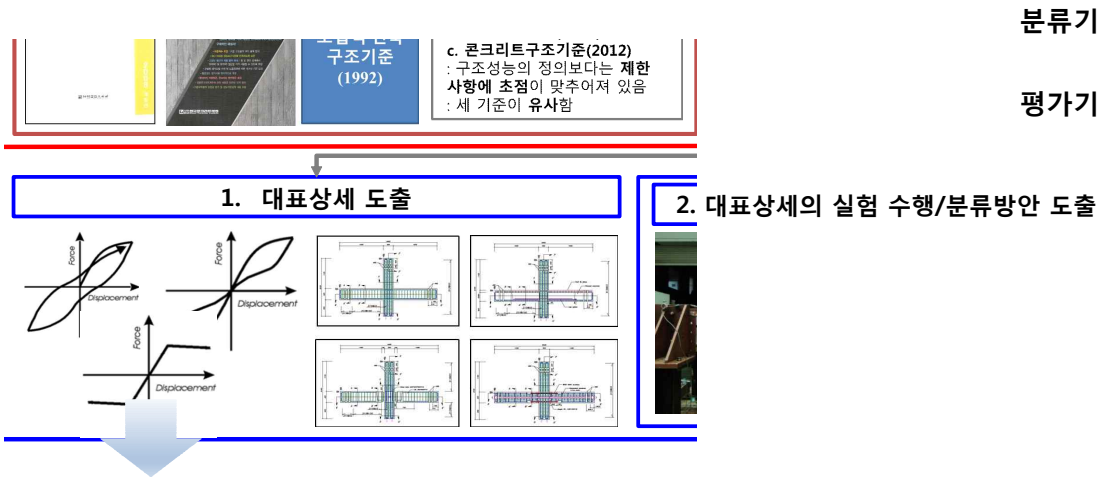


그림 2-2. 연구과제의 수행 절차

2. 연구수행 과정 및 내용

가. 프리캐스트콘크리트 보-기둥 접합부 분류체계

모멘트 저항골조의 비탄성 거동을 달성시키기 위해서는 소성힌지의 발달을 유도하는 것이다. 적절하게 설계된 소성힌지는 보-기둥 접합부에 충분한 연성능력을 보장해주어야 하기 때문에 선택된 소성힌지 영역 내에서 휨항복이 일어나며 큰 변형이 발생할 수 있어야 한다. 큰 비탄성 거동을 확보하지 않아도 되는 부분에서(예를 들어 접합부) 급격한 파괴형태(전단파괴)가 나타나지 않게 하기 위해서는 접합부 인근의 모든 부재가 보유하고 있는 휨 및 전단 강도에 대한 평가 및 고려가 선행되어야 할 필요가 있다. 즉, 모멘트 저항 골조의 하중 저항 매커니즘은 각 부재가 보유하고 있는 강도 뿐만 아니라 소성힌지의 발생 위치 및 소성힌지의 변형능력에 기반하여 결정되는 것으로 볼 수 있다.

따라서 본 연구에서는 소성힌지의 의도 위치와 접합부의 파괴 기준에 근거하여 프리캐스트-보-기둥 접합부의 분류체계를 제안하였다.(1차년도) PC 모멘트 저항골조는 PC의 특성상 각 요소가 분리되어 있으므로 각 요소가 일으키는 변형을 구분하여 전체 변위 발생량에 대한 비율을 통해 PC 접합부의 특성을 정의할 수 있도록 그림 2-3과 같이 분류하였다. 일체식 접합부의 설계기준에 따른 성능 수준과, ACI 374에서 제시하고 있는 성능 수준의 정의 방법이 PC 골조의 사용 여부에 대한 판단 기준이 될 수 있다면, 본 연구에서 제시하고자 하는 변형기여분에 의한 평가는 설계 대상이 되는 부재 각각의 성능에 대한 지표가 될 수 있어 PC 접합부에 대한 통합적 평가 기준의 기반이 될 수 있을 것으로 기대된다.(그림 2-4)

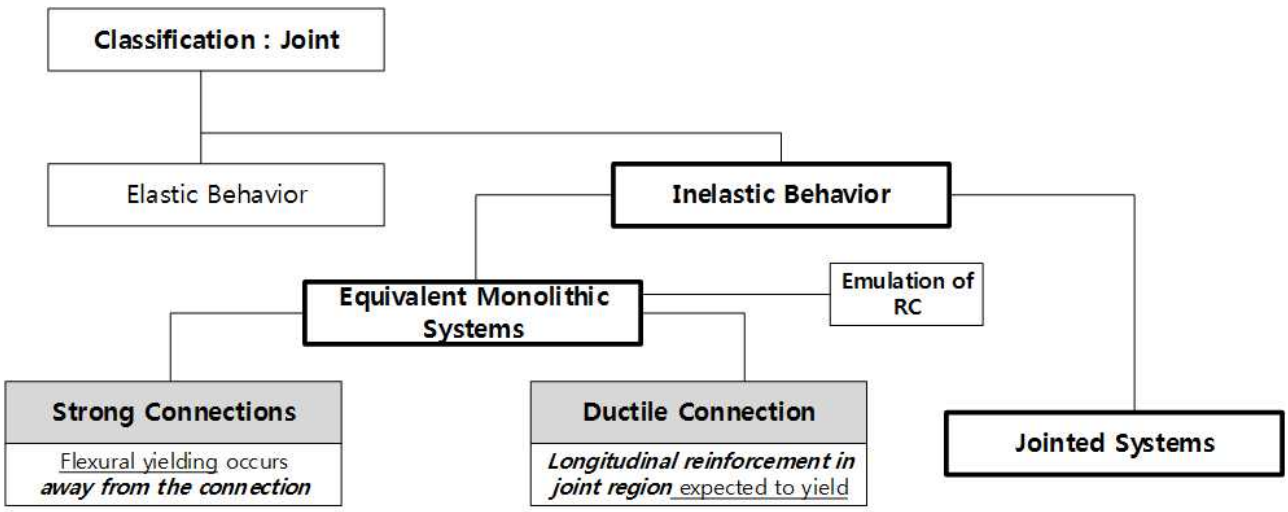


그림 2-3. PC 모멘트 저항골조 보-기둥 접합부의 분류 방안 제안

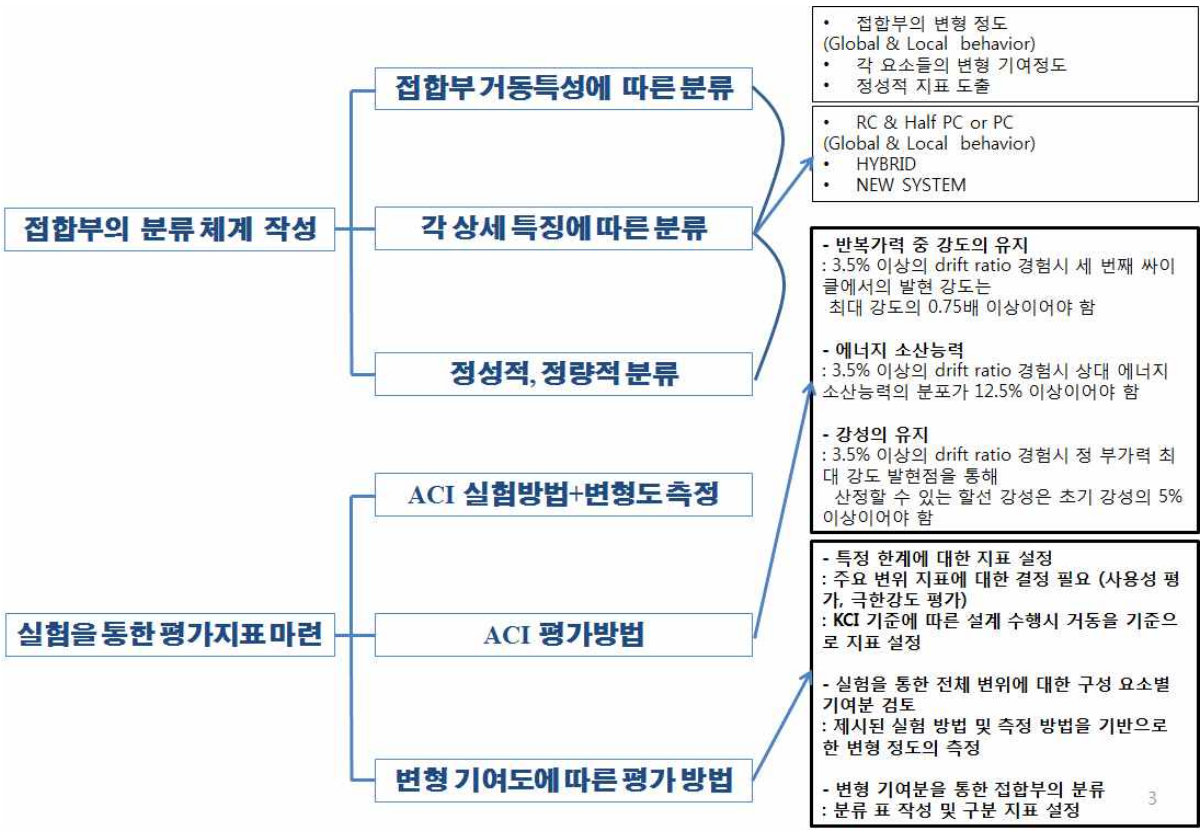


그림 2-4 접합부의 분류체계 마련을 위한 기준 설정

프리캐스트 콘크리트 구조 시스템은 프리캐스트 부재 사이의 접합부 설계에 적합한 설계 개념에 따라 일체식 접합부와(Equivalent Monomlithic Connection) 연결식 접합부로(Jointed Connection) 구분할 수 있다. 일체식 접합부는 지진하중 하에서 구조 시스템이 현장 타설 일체식 구조시스템과 동등한 성능을 갖도록 구성하는 것이다. 현장타설형 구조와 같은 수준의 구조 일체성을 확보할 수 있는 접합상세를 갖고 있다면 재료의 성능에 의거한 구조설계를 수행할 수 있다. 현재 일반적으로 사용되는 프리캐스트 콘크리트 설계 개념으로 다양한 성능평가 기법에 의해 그 사용성을 검증받은 바 있다.

연결식 접합부는 PRESSS Program에 의해 제시되었다. 연결식 접합부는 부재간 접합 지역이 프리캐스트 요소보다 약하게 설계되며, 연성적 비탄성 변형이 발생하도록 설계되어야 한다. 만약 프리캐스트 요소가 연성적인 접합부 요소보다 충분한 강도의 여력을 갖고 있다면, 프리캐스트 요소는 지진 하중 하에서도 탄성적으로 남아있게 되며, 결과적으로 프리캐스트 요소 자체의 연성 설계에 대한 부담이 감소하게 되어 횡보강근량의 감소나 부재 크기의 감소와 같은 경제적인 설계를 가능하게 할 수 있다. 그러나 일체식 접합부에 비해 연결식 접합부의 경우 거동 및 설계 방법에 대한 연구는 비교적 미흡한 실정이다. 특히, 설계 의도보다 과도한 지진 하중에 대한 제한적인 연성능력 확보에 대한 연구는 현재까지도 진행중인 연구과제이다.

프리캐스트 요소와 접합부 사이의 강도 차이의 정의는 매우 까다로운 설계적 개념을 필요로 한다. 이를 토대로 본 연구에서는 프리캐스트콘크리트 구조에 대하여 일체식 접합부에 준하는 성능 및 거동을 하는 강한 접합부와 연성접합부로 분류하였으며, 접합부 계면에서의 비탄성 변형을 허용하며, 별도의 연결 장치에 의한 성능향상을 의도하는 연결식접합부로 분류하였다.

나. 프리캐스트콘크리트 보-기둥 접합부 분류 방법

프리캐스트콘크리트 보-기둥 접합부는 다양한 연결 상세가 존재함에 따라 부재의 강도에 의해서는 분류가 불가능하다. 이에 따라 ACI 374 위원회는 강성과 에너지 조항을 강도와 함께 제시하여 사용 가능한 보-기둥 접합부의 성능을 정의하고 있다. 프리캐스트 보-기둥 접합부의 경우 일체형 접합부와 유사한 거동이 가능한 상세도 존재하고 있으나 다른 변형 형태를 통해 높은 성능을 보유하고 있는 경우가 있다. 이 경우 일체형 접합부와 같은 성능 조건을 보유하기 위해서는 별도의 장치가 필요하게 되며 이에 따라 강도 측면에서 비경제적인 설계에 이를 수 있다. 따라서 프리캐스트콘크리트 보-기둥 접합부의 거동을 반영한 성능 지표를 개발해야 할 필요가 있다.

전술한 바와 같이 프리캐스트콘크리트 접합부는 다양성이 매우 크기 때문에 획일화된 비교 기준을 적용하기 어려운 측면이 있다. 따라서 프리캐스트콘크리트 보-기둥 접합부의 대표적인 거동을 먼저 구분해야 하며, 부재 및 접합부의 강도와 함께 첫 번째 분류기준으로 사용되어야 할 것이다. 이후 해당 분류기준에 따른 성능평가 기준이 별도로 도출되어야 할 것이다. 이에 본 연구에서는 프리캐스트콘크리트 접합부의 성능 평가기준 도출에 앞서 대표적인 프리캐스트콘크리트 보-기둥 접합부의 거동을 정의하였다.

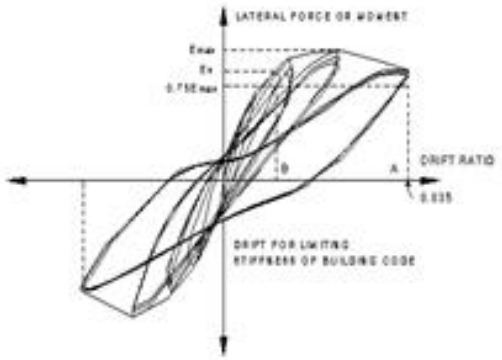
프리캐스트콘크리트 접합부에 대한 설계기준 및 다양한 연구 결과에 따르면, 지진하중 하에서 충분한 에너지를 흡수하고 강도를 발현하기 위한 거동의 형태는 총 세 가지 정도로 나누어 생각할 수 있다. 이는 하중과 변위(또는 층간변위) 관계에 의해 표현될 수 있으며, 이들을 정리하여 그림 2-5에 나타내었다. 강한접합부나 연성접합부와 같은 일체식 접합부는 큰 비탄성 변형을 일으키는 반면 소산시킬 수 있는 에너지의 양이 크게 나타나고 있으며 연결식 접합부는 탄성 변형 형태로 거동하지만 에너지를 소산시킬 수 있는 영역이 작은 것으로 나타났다.

(a) 강한 접합부 (b) 연성접합부 (C) 연결식 접합부
그림 2-5. 프리캐스트콘크리트 보-기둥 접합부의 일반적 거동

세 가지 거동에 대한 대표적인 접합 상세는 강한 접합부의 경우 보의 소성힌지를 의도한 곳에 발현하게 하기 위한 접합부의 강화로 나타났으며, 연성접합부의 경우 half PC가 대표적인 형태로 간주할 수 있다. 마지막으로 연결식 접합부와 같은 거동은 프리스트레싱 스틸을 사용한 무손상 설계 개념이 주로 이와 같은 거동을 하게 되는 것으로 나타났다. 현재 프리캐스트콘크리트 상세가 개발되었을 경우 평가기준으로 빈번히 사용되는 ACI374 위원회의 실험 방법은 다

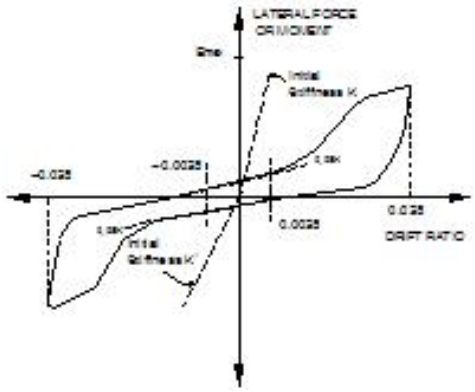
음 그림 2-6을 통해 대변된다.

ACI 374의 평가기준을 적용할 경우 연결식 접합부는 높은 연성능력과 강도를 보유하고 있으며, 별도의 장치가 있을 경우 높은 수준의 에너지 소산량도 기대할 수 있으나, 그림 2-6에 나타난 바와 같은 ACI374의 특정 기준(강성 및 에너지소산량)을 만족시키기는 어려워 제한적인 사용이 이루어지고 있는 상태이다.



(a) 강도 기준

(b) 에너지 소산량 기준

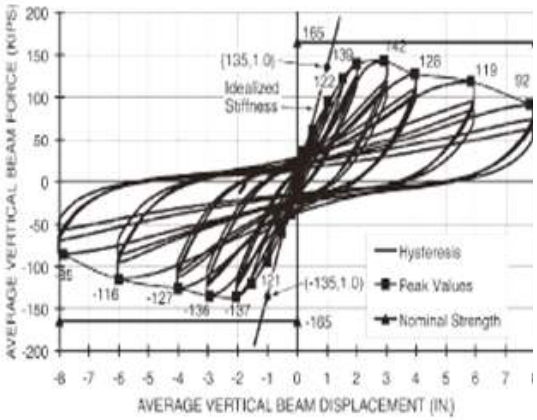


(C) 강성 기준

그림 2-6. ACI374의 평가기준

그러므로 현재 빈번하게 사용되는 세 가지 접합 상세가 보유한 성능평가 기준이 새로 수립되어야 할 필요가 있다. 그러나 현재는 해당 접합부에 대한 연구가 일체 타설형 콘크리트 보-기둥 접합부와는 달리 많은 수가 수행되어 있지 않은 상태이며, 이들을 어떤 방법으로 분류해야 하는지에 대한 방안도 제시되어 있지 않다.

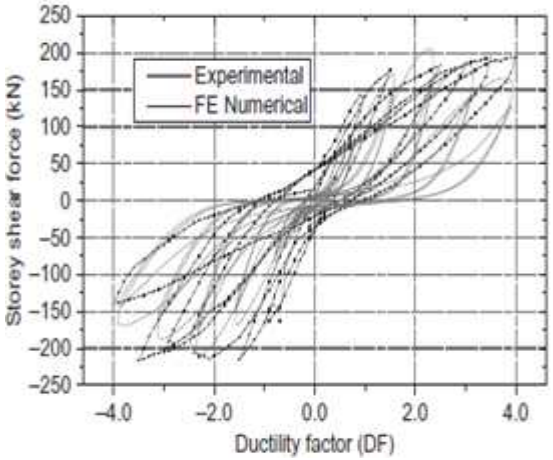
그림 2-6에 나타난 하중-변위 관계와 함께 각 대표 상태의 주요 파괴 기구는 프리캐스트콘크리트 요소 중 파괴가 집중되는 부분에 따라 달라지게 되는 것을 기존 연구 결과 분석을 통해 확인할 수 있었다. 현장타설형 일체식 접합부의 경우 접합부 내에서의 보를 연결하는 주근에 큰 변형과 접합부 내의 균열이 발생하며 에너지가 소산되는 것을 확인하였으며, 강한 접합부의 경우 접합부 내부의 파괴를 철저히 배제하고 보에서의 소성힌지의 발달을 유도하기 위한 별도의 장치를 확보하는 것을 확인할 수 있었다. 연결식 접합부의 경우 프리캐스트 부재에서는 초기균열의 발생 이후 모든 변형이 부재 계면에 집중되어 나타나는 것을 확인할 수 있었다. 위에서 언급한, PC의 접합 방식에 따른 분류 결과에 의해 분류된 각 접합 상세의 파괴 상황과 하중-변위 관계를 그림 2-7에 나타내었다.



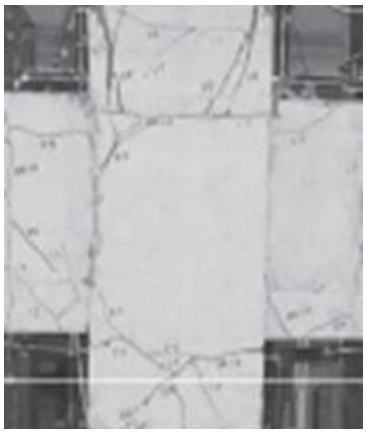
(a) 연성접합부의 하중-변위 관계



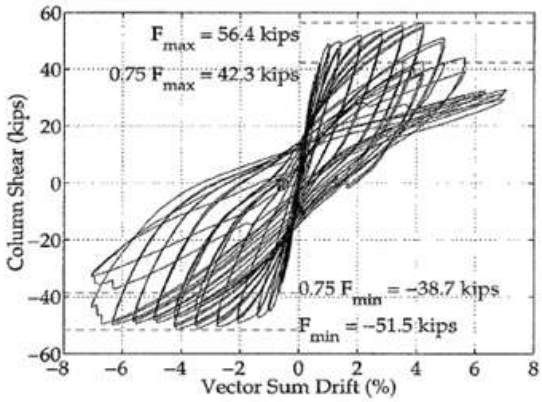
(b) 연성접합부의 파괴형태



(c) 강한접합부의 하중-변위관계



(d) 강한접합부의 파괴형태



(e) 연결식 접합부의 하중-변위관계

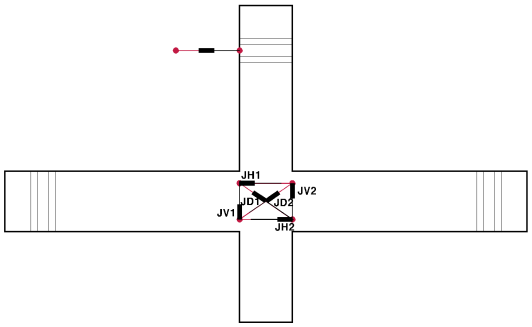


(f) 연결식 접합부의 파괴형태

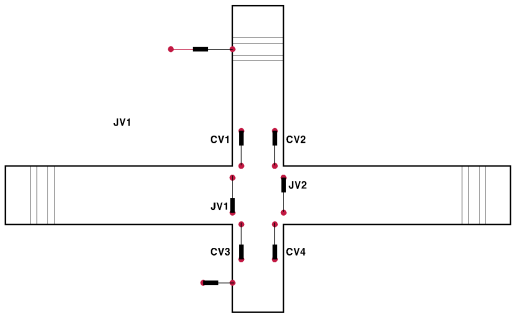
그림 2-7. 프리캐스트콘크리트 대표상세의 거동

따라서, 본 연구에서는 프리캐스트콘크리트 보-기둥 접합부와 주변 부재의 변형을 통해 각 상세들이 어떠한 형태의 특성을 보유하고 있는지 정의할 수 있는 분류 체계 및 정의 방법을 제안하였다. 프리캐스트콘크리트 보-기둥 접합부의 성능 평가 실험 수행시 각 부재 및 접합부

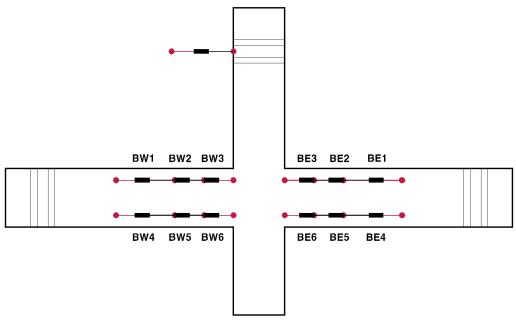
에서 발생하는 변형의 양을 측정하여 전체 변형량의 비로 표현하는 방법을 사용할 경우 상세를 특정지을 수 있을 것으로 판단했다. 이에 따라 프리캐스트콘크리트 접합부의 실험시 그림 2-8과 같은 형태의 변형량을 측정하는 방법을 제안하였다.



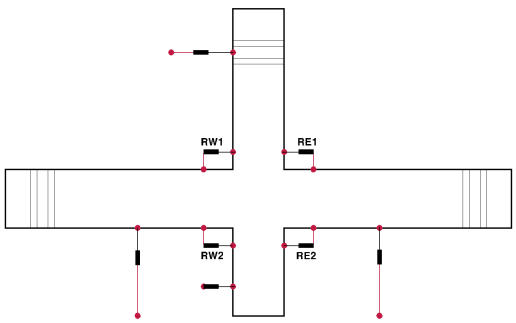
(a) 접합부 전단변형 : 측정　　(b) 접합부 전단변형 : 변형기여분



(c) 기둥의 휨변형 : 측정　　(d) 기둥의 휨변형 : 변형기여분



(e) 보의 휨변형 : 측정　　(f) 보의 휨변형 : 변형기여분



(g) 보의 회전 : 측정　　(h) 보의 회전 : 변형기여분

그림 2-8. 변형 기여분의 측정과 계산

접합부의 전단변형은 그림 2-8(a)에 나타난 접합부 내에 설치한 LVDT를 사용해 측정 가능하며 각 LVDT의 측정값을 사용하여 접합부의 전단변형각을 산정할 수 있다. 접합부의 변형이 기둥의 이동을 일으키는 것으로 가정하면 식 (2-1)부터 (2-4)에 의해 전체 변위에 대한 접합부의 변형 기여분을 산출할 수 있다.

$$\gamma_1 = \tan\frac{x}{d} \simeq \frac{h-\sqrt{(D-\delta_1)^2-d^2}}{d} \tag{2-1}$$

$$\gamma_2 = \tan\frac{y}{d} \simeq \frac{\sqrt{(D-\delta_2)^2-d^2}-h}{d} \tag{2-2}$$

$$\gamma = \frac{\gamma_1+\gamma_2}{2} \tag{2-3}$$

$$\Delta_J = \gamma H \tag{2-4}$$

기둥과 보의 휨 변형은 기둥과 보의 길이 방향으로 상 하부에 설치해둔 LVDT의 변위를 통해 구할 수 있는 곡률을 기반으로 계산할 수 있다. 곡률은 측정한 LVDT 한 구간에 대해 다음 식 (2-5)를 사용하여 산정하였다.

$$\phi = \frac{\Delta T-\Delta C}{D_i h} \tag{2-5}$$

여기서 ΔT는 인장측 변위, ΔC는 압축측 변위, D_i는 인장측과 압축측 계측 위치 사이의 거리이며 h는 계측구간의 길이이다.

각 구간에서 산정한 곡률은 다음 식 (2-6)를 통해 회전각으로 계산하고 회전각을 식 (2-7)을 통해 처짐으로 변환하여 보의 처짐량을 산정하였다.

$$\theta_i = \theta_{i-1} + 0.5\frac{L}{N}(\phi_{i-1}+\phi_i) \tag{2-6}$$

$$\delta_i = \delta_{i-1} + 0.5\frac{L}{N}(\theta_{i-1}+\theta_i) \tag{2-7}$$

여기서 L은 전체 측정구간의 거리, N은 측정구간의 개수이며, θ와 δ는 각각 부재의 회전각과 처짐량이다.

보와 기둥 사이에서 발생하는 개폐거동은 보 전체의 회전을 일으키는 요인이 되며 전체 변위의 일정부분을 차지하게 된다. 개폐거동은 보 상하부에서 기둥의 접합면까지의 변위를 측정하여 산정하였으며 다음 식 (2-8)을 통해 산정할 수 있다. 이 회전각에 보의 길이를 곱하여 보가 회전하는 양을 측정할 수 있다.

$$\theta_B = \tan^{-1}\frac{\Delta T_g-\Delta C_g}{H_g} \tag{2-8}$$

여기서 θ_B는 개폐거동에 의한 보 전체의 회전각, ΔT_c는 인장을 받는 부분의 개폐거리 측정값, ΔC_g는 압축을 받는 부분의 개폐거리 측정값이며 H_g는 개폐거리 측정에 사용된 LVDT 위치 사이의 거리이다.

다. 프리캐스트콘크리트 보-기둥 접합부 대표상세의 변형기여분

기존연구 결과 프리캐스트콘크리트 보-기둥 접합부는 크게 일체식 접합부(강한접합부, 연성접합부)와 연결식 접합부로 분류할 수 있었으며 본 연구를 통해 제안된 프리캐스트콘크리트 보-기둥 접합부의 상세 또한 이와 같은 형태로 구성되었다. 이에 따라 본 연구에서는 1, 2, 3차 년도를 통해 분류된 상세를 대표하는 네 개의 실험체를 구성하였으며 이에 대한 실험을 수행하였다.

(1) 실험체 개요

본 연구에서는 제안된 분류체계와 변형기여분 평가법에 대한 검토를 위해 총 4개의 PC 보-기둥 접합부 대표상세를 선정하여 실험을 수행하였다. 첫 번째로 현장타설 일체식 접합부를 표방하는 상세에 대해 평가하기 위해 일반 RC접합 상세인 MON 실험체를 계획하였으며, 두 번째로 U형 Shell 단면의 PC 보를 사용하는 Half-PC 접합상세로서 김승훈 등13)에 의해 개발된 HFPC 실험체를 계획하였다. 이 Half-PC접합부는 U형 PC쉘과 현장타설 콘크리트부가 스터럽으로 연결되는 방식으로 PC쉘과 Core-beam사이의 미끄러짐을 최소화하였으며, 기둥을 관통시키는 보 철근을 사용하여 접합부의 일체화를 도모한 상세이다. 세 번째 STR실험체는 최현기 등에 의해 개발된 PC접합 상세를 바탕으로 제작하였으며, 철골연결재와 강섬유 보강 콘크리트가 적용되었다. 이 접합상세는 보 부재의 휨 항복에 의한 소성힌지를 기둥으로부터 일정구간 이격시켜 발생되도록 설계되었으며, 최종파괴시점까지 접합부영역은 탄성상태 내에서 거동한다. 네 번째 HBRD 실험체는 NIST에서 주관한 PRESSS 프로그램에 의해 개발 검증된 Hybrid connection의 접합상세를 적용하였으며, 비부착 텐던의 탄성거동에 의한 복원력과 Mild steel에 의한 에너지 소산을 이용한 상세이다.

모든 실험체의 기둥은 350mm×350mm, 보는 350mm×400mm의 단면크기로 설계되었다. MON실험체의 일체타설 콘크리트와 PC보-기둥 부재 콘크리트의 설계압축강도는 40MPa이며, 철근 및 연결철물은 SD400강도를 사용하였다.

ACI 318-11 와 KCI 2012의 내진설계를 위한 특별 고려사항에서는 특수모멘트골조에 대한 강기둥-약보 개념의 거동을 유도하기 위해 식 (2-9)와 같이 보-기둥 접합부의 상·하 기둥 휨강도의 합이 좌·우 양 보의 휨강도의 합 보다 1.2배 이상이 되도록 하고 있다. 따라서 모든 실험체의 휨강도비는 이를 상회하도록 설계되었다.

$$\Sigma M_{nc} \geq (6/5)\Sigma M_{nb} \tag{2-9}$$

KBC 2009에서는 특수모멘트골조 휨부재의 축방향 철근에 대해 휨강도를 제한하고 있으며, 접합면에서 정모멘트에 대한 강도는 부모멘트에 대한 강도의 1/2 이상이 되도록 요구하고 있다. 이에 따라 HFPC실험체의 관통철근을 2-D22로 결정하여 충분한 휨강도를 발휘하도록 하였다. STR실험체는 기존의 연구결과에 따른 우수상세를 그대로 적용하였으며, PC 기둥에 삽

입된 강관은 □-200×200×12, 보에 삽입되는 강판은 PL-334×690×12를 각각적용하였으며, 접합부와 보 일부에 타설되는 강섬유 보강콘크리트의 범위는 접합면으로부터 0.7d(250mm)까지로 결정하였다. 또한 강섬유 보강콘크리트의 설계압축강도는 100MPa을 적용하였다.

HBRD실험체의 비부착 텐던에 대한 Jacking force는 $0.22f_{pu}$를 적용함으로써 ACI에서 권고하는 $0.4f_{pu}$ 이내의 값을 만족하도록 하였다. 또한 설계항복강도 300MPa의 Mild steel을 이용하여 원활한 에너지 소산이 발생하도록 계획하였다. 본 연구에서는 실험체의 접합부 전단내력을 식 (2-10)과 같은 ACI 352R-02의 전단강도 산정식을 이용하여 계산하였다.

$$V_n = 0.083\gamma\sqrt{f'_c}\,b_j h_c \qquad (2\text{-}10)$$

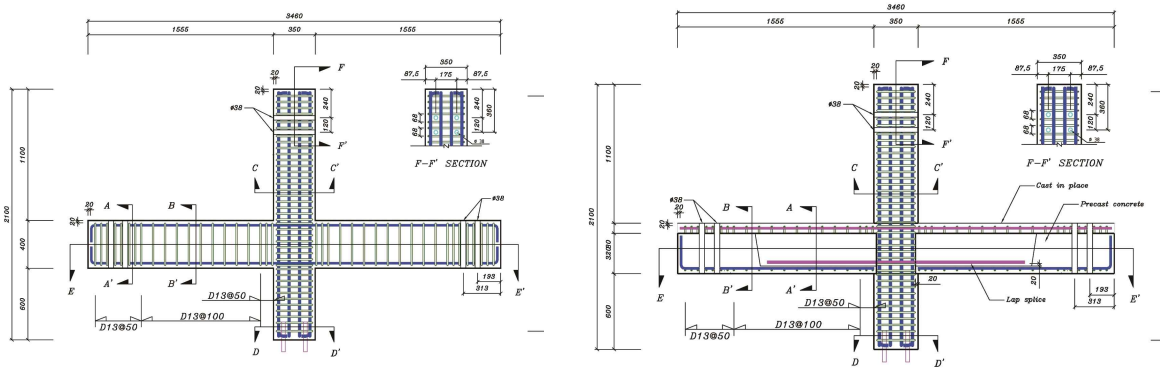
여기서, V_n는 접합부 전단강도, γ는 접합된 보 부재수에 따른 구속효과 및 접합종류, 그리고 지반의 지진위험도에 따른 계수(Type2 에서 2면 구속된 내부접합부=15), f'_c는 콘크리트 압축강도, b_j는 접합부의 폭, h_c는 접합부의 깊이이다. 실험체 제원을 표 2-1에 정리하였으며 실험체의 상세는 그림 2-7에 나타내었다. 실험방법은 현행 ACI 374 위원회에서 제안하고 있는 실험방법을 사용하였으며, 본 연구에서 제안하고자 하는 각 상세별 표준화된 성능평가를 위해 변형기여분을 측정할 수 있는, 본 연구를 통해 제안된 측정방법을 적용하였다. 이는 총 36개의 변위계를 통해 기둥과 보 단부 수직변위 및 회전량과 접합부 패널존에서의 전단변위 등을 측정하여 각 요소별 변형량을 분석할 수 있도록 구성하였다.(그림 2-8) 실험체 설치상황은 그림 2-10과 같으며, 실험에 사용된 가력 계획은 그림 2-11과 같다.

표 2-1 실험체 제원

ID	Connection method	Column size [mm]	Beam size [mm]	Hoop bar of Joint region	Column						
					Reinforcing bar			Hoop			
					n_c	f_{cy} [MPa]	ρ_c	n_h	f_{hy} [MPa]	ρ_h	s_h [mm]
MON	Cast-in-place	350×350	350×400	○	12-D22	508	0.038	D13	475	0.011	50
HFPC	Wet Connection (using through bar)	350×350	350×400	○	12-D22	508	0.038	D13	475	0.011	50
STR	Wet Connection (using steel tube & plate)	350×350	350×400	×	12-D22	508	0.038	-	-	-	-
HBRD	Dry Connection (using Unbonded PT strands, Mild steel)	350×350	350×400	○	12-D22	508	0.038	D13	475	0.011	50

ID	Beam							f'_c [MPa]		Axial load ratio	V_n [kN]	ϕV_n [kN]	V_u [kN]
	Reinforcing bar			Stirrup				PC member	Joint				
	n_b	f_{by} [MPa]	$\rho_{bu}+\rho_{bl}$	n_s	f_{sy} [MPa]	ρ_s	s_b [mm]						
MON	8-D16	437	0.012	D13	475	0.014	100	40.5		0.1	970	824	720
HFPC	8-D16	437	0.012	D13	475	0.014	100	40.5	40	0.1	854	726	711
STR	8-D16	437	0.012	D13	475	0.014	100	40.5	95.7	0.1	1492	1268	720
HBRD	12-D16	437	0.018	D13	475	0.014	100	40.5	-	0.1	970	824	720

$f_{cy}, f_{hy}, f_{by}, f_{sy}$: yield strength column bar, hoop, beam bar, beam stirrup respectively. $\rho_c, \rho_h, \rho_{bu}, \rho_{bl}, \rho_s$: ratio of column bar, hoop, upper beam bar and lower beam bar, stirrup respectively. n_c, n_h, n_b, n_s : size of column bar, hoop, beam bar, stirrup respectively. f'_c : compressive strength of concrete or steel fiber reinforced concrete. V_n : type 2 shear strength of joint predicted by ACI V_u : design shear force in joint



(a) MON (b) HFPC

(c) STR (d) HBRD

그림 2-7. 각 실험체의 상세

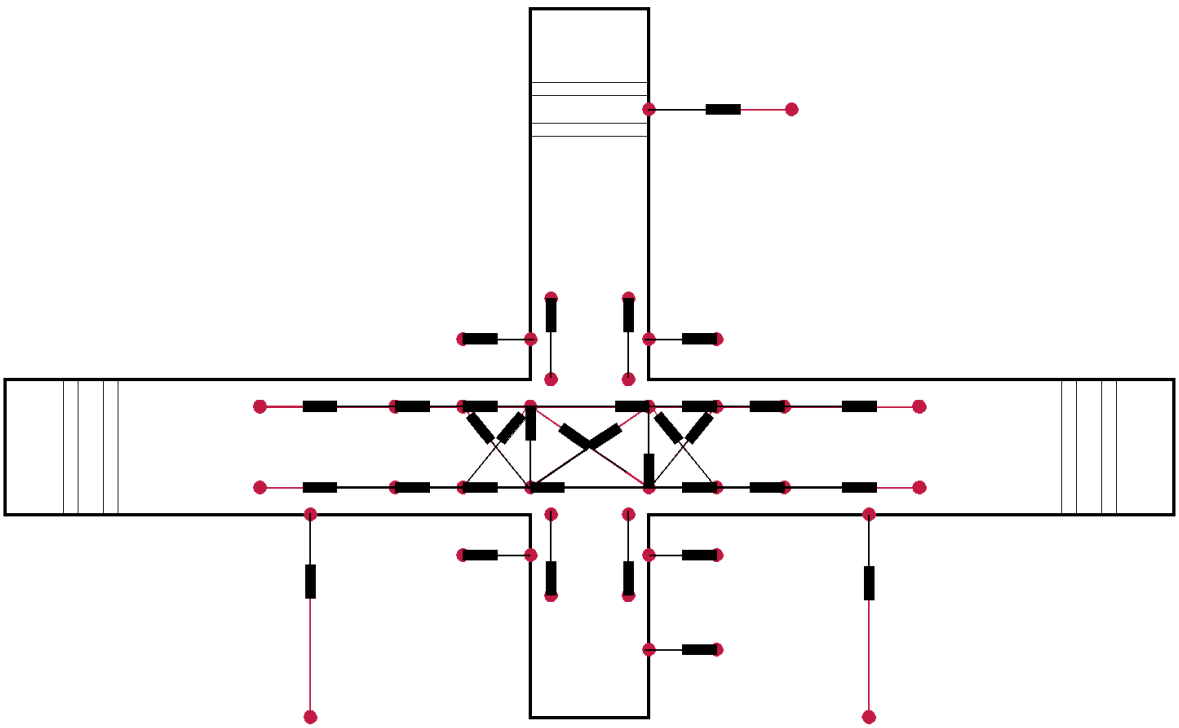


그림 2-8. 변형기여분 검토를 위한 측정 계획

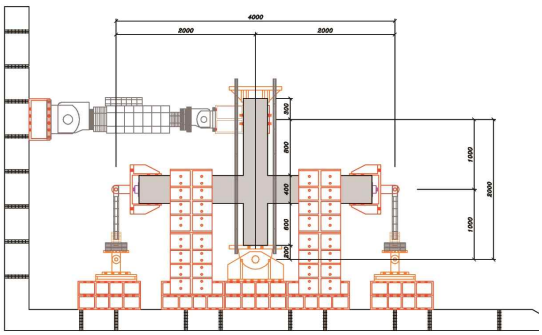


그림 2-9. 실험체 설치

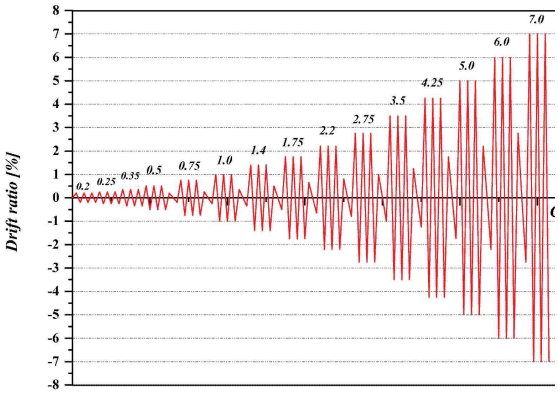


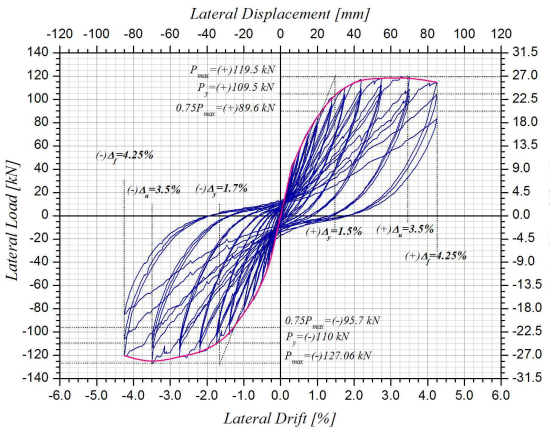
그림 2-10. 가력 계획

(2) 실험 결과

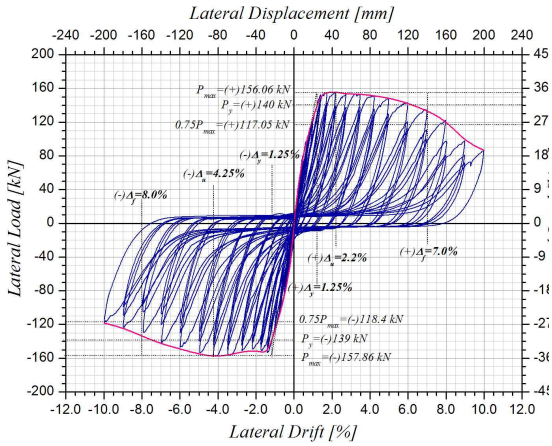
(가) 하중-변위 관계

실험 종료 후 하중-변위이력에 따른 결과를 도출하였다. 하중-변위이력 곡선은 그림 2-11에 나타내었으며, 이에 따른 결과 값은 표 2에 정리하였다. 일체 타설된 RC실험체의 경우 변위각 3.5%에서 최대강도를 나타내었고, 4.25%까지 안정적인 이력거동 양상을 보였다. 이후 접합면에서의 내력감소로 최종파괴 되었다. 다소 완만한 포락곡선의 형태를 보이며, 전형적인 연성거동에 의한 점진적 강도변화가 나타났다. HPFC 실험체는 변위각 2.2%에서 최대강도를 나타내었으며 변위각 7%까지 강도저하가 일정하게 나타나는 양상을 보였다. 접합부 및 현장타설 부분에서 균열이 발생하면서 핀칭 현상이 나타나는 것을 확인할 수 있었다. 이는 PC부재와 현장타설된 콘크리트의 강도 차이와 주철근의 부착면적 차이 등의 이유로 불연속된 타설계면에서 주철근의 미끄러짐이 많이 발생하였기 때문에 발생한 현상으로 판단된다. 강한접합부의 대표상세인 STR 실험체는 변위각 3.5%에서 최대강도를 나타냈으며, 변위각 5%까지 연성거동을 보이다가 보 소성힌지 발생 이후 점진적인 내력을 상실을 보이며 최종파괴 되었다. 변위각 5%에서 보 소성힌지 발생에 의한 콘크리트 탈락으로 최종파괴에 이르렀다. 재하단계 초기에서 높은 강성을 보이며, 이는 철골연결재 및 ECC타설에 의한 것으로 판단된다. 또한, 소성힌지를 유도하기 위해 결정된 접합 상세 길이의 끝단에서 소성힌지가 효과적으로 발생하는 것을 확인할 수 있었다. HBRD실험체는 부재각 4.0%에서 최대강도를 나타냈으며, 부재각 6.0%에서 최종파괴 되었다. 초기 및 파괴시에 비교적 낮은 강성을 보이는 것을 확인할 수 있었으며, 최대하중의 발현까지 이력곡선의 넓이가 원점 근처에서 넓어지는 에너지 소산형태의 거동은 크게 나타나지 않았다. 반면, Self-centering에 의한 Flag shape의 이력거동 양상을 나타내었다. 각 대표상세들 중 최종 파괴에 이를 때까지 가장 큰 변형 능력을 나타내는 것을 확인할 수는 있었으나 Self-centering에 의해 에너지 소산능력의 큰 증가는 없는 것으로 나타났다.

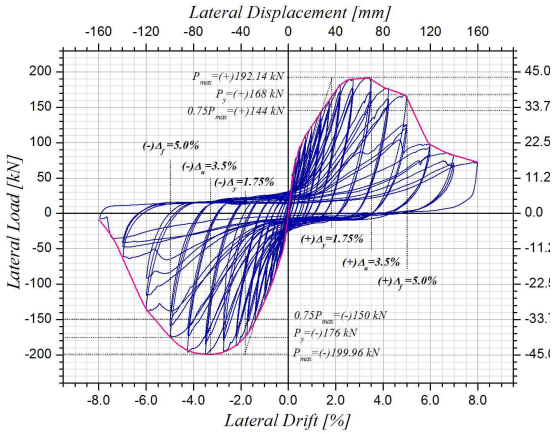
하중-변위이력을 통해서 각 실험체는 접합상세별로 확연히 다른 거동특성을 보였다. 그러나 하중-변위이력을 통해 PC접합부의 중요한 상세별 특징인 파괴모드를 예상하기에는 정보가 부족한 측면이 있으며, 제시할 수 있는 근거의 표현도 쉽지 않다. 따라서 PC접합부의 거동을 일반화할 수 있는 별도의 대안이 필요하다. 이를 위해 실험체의 파괴 유형과 변형의 분포를 검토하였다.



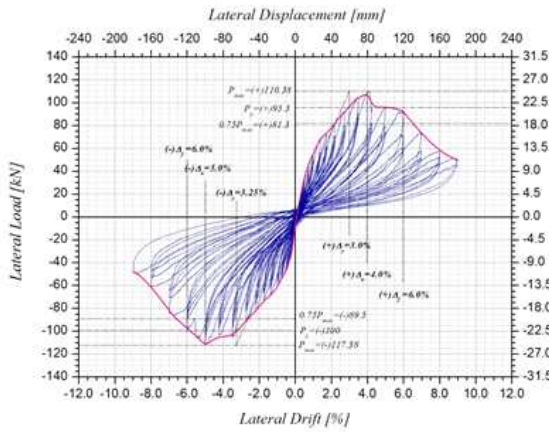
a) MON : 현장타설 일체형 접합부



b) HFPC : 연성 접합부



c) STR : 강한 접합부



d) HBRD : 연결식 접합부

그림 2-11. 대표상세들에 대한 실험 결과 : 하중-변위 곡선

표 2-2. 실험결과

Specimen	Loading direction	P_y	P_{max}	P_f	Δ_y	Δ_f	μ
		[kN]	[kN]	[kN]	[%]	[%]	
MON	Pos.(+)	110	120	114	1.5	4.25	2.83
	Neg(−)	110	127	120	1.7	4.25	2.5
HFPC	Pos.(+)	140	156	135	1.25	7.0	5.6
	Neg.(−)	139	158	130	1.25	8.0	6.4
STR	Pos.(+)	168	192	170	1.75	5.0	2.86
	Neg.(−)	176	200	178	1.75	5.0	2.86
HBRD	Pos.(+)	95.3	110	91.5	3.0	6.0	2.0
	Neg.(−)	100	117	86.6	3.25	6.0	1.85

P_y: yield load, P_{max}: peak load, P_f: failure load Δ_y: yield displacement Δ_f: failure displacement, μ: ductility(Δ_f/Δ_y)

(나) 보-기둥 접합부의 파괴 양상과 변형기여분

실험으로 취득 가능한 하중-변위 이력을 통해서는 각 대표상세가 보유하고 있는 특징을 완전하게 설명할 수 없는 것으로 나타났다. 또한 파괴 양상으로 대표상세의 특징을 언급하기에는 정량적 평가기준의 부재라는 문제가 나타난다. 따라서 본파괴 형태의 정의를 통해 특정 보-기둥 접합부를 분류하기 위해서는 기존에 사용하던 방법과 다른 형태의 평가기준이 필요한 것으로 볼 수 있다. 따라서 본 연구에서는 실험체의 파괴 양상과 변형기여분에 의거하여 성능 평가를 수행하였다. 접합부의 파괴양상과 변형기여분은 그림 2-12에 나타내었다.

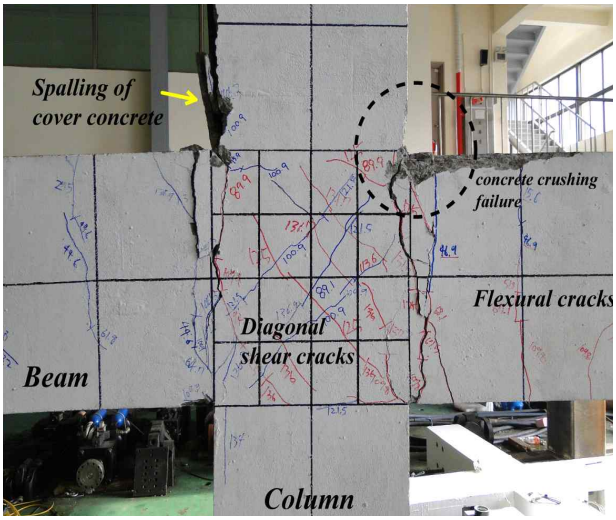
현장타설형 일체식 접합부의 경우 접합부에서의 전단 파괴와 보에서의 휨 파괴가 동시에 나타나는 것을 확인할 수 있었다. 기둥과 보 사이의 계면에서 일부 개폐거동 또한 나타나 발생가능한 모든 변형이 고르게 나타나는 것을 확인할 수 있었다. 최대 강도를 발현하는 지점에본 연구에서 제안한 변형기여분에 의하면 접합부의 변형기여분은 20%, 기둥의 변형기여분은 24%, 보의 회전에 의한 변형기여분은 33%, 보의 휨변형에 의한 변형기여분은 23%으로 고르게 나타났다. 변형기여분이 전체적으로 고르게 나타나는 바, 전체 요소에서 큰 비탄성 변형을 기대할 수 있는 것으로 확인되었다.

일체식 접합부 중 연성접합부로 분류되는 HFPC의 경우 파괴양상에서 나타나는 바와 같이 타설계면에서 파괴가 집중되며 이에 연관된 접합부다. 변형기여분은 접합부에 의한 변형기여분이 33%, 기둥의 변형에 의한 변형기여분이 1.7%, 보의 회전에 의한 변형은 46% 그리고 보의 휨변형은 19.3%로 나타났다. 즉, 현재 국내에서 빈번히 사용중인 half-PC의 경우 현장타설부와 PC 부재 사이의 계면에서 파괴가 집중되는 바, 해당 구간에서의 큰 변형능력이 확보되도록 해야 할 것으로 판단된다. 특히, 기둥의 휨 변형이 적게 나타나는 것으로 보아, 보 및 접합부에서 변형이 집중되는 것을 확인할 수 있어, 보가 큰 연성을 확보하도록 하는 설계가 중요한 것으로 판단된다.

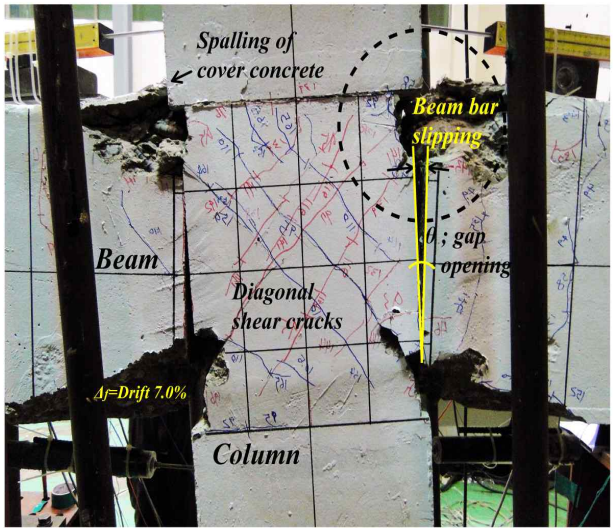
강한접합부를 대변하는 STR 접합부의 경우 접합부에서 초기 균열 외에 여타 균열이 관찰되지 않는 것을 확인할 수 있었다. 반면 전체 구성 요소를 확인한 결과 접합부에서 보 쪽으로 돌출된 연결 철물이 끝나는 지점에서 파괴가 집중되어 소성힌지가 발생했음을 확인할 수 있었다. 변형기여분의 평가결과 파괴양상에서 나타난 바와 같이 접합부에서 변형기여분을 크게 가지지 못하고 보의 휨 변형에서 큰 파괴가 집중되었음을 확인할 수 있었다. 접합부의 변형기여분은 약 1%가 측정되었으며, 기둥의 변형기여분은 6%, 보의 회전에 의한 변형기여분은 2%, 보의 휨변형에 의한 변형기여분은 91%로 소성힌지에 변형이 성공적으로 집중된 것을 확인할 수 있었다. 이 경우 계면에서 길이 방향으로의 변형은 어느정도 있었으나, 변형기여분에 포함할 정도는 나타나지 않았다.

연결식 접합부의 대표 상세인 HBRD 실험체의 경우 여타 실험체에 비해 큰 변형 능력을 가지고 있음을 확인할 수 있었다. 파괴 형태는 연성접합부와는 달리 접합부에 균열이 크게 발생하지 않고 보와 접합부 계면에서의 개폐 형태로 파괴가 집중되는 것을 확인할 수 있었다. 또한 접합면에서 보의 상하부 압축단에서 파괴가 집중되는 것을 확인할 수 있었으며, 강한접합부와 같이 보의 휨변형을 유발하는 소성힌지의 형성 위치가 보와 기둥의 계면에서 집중되는 것을 확인할 수 있었다. 이에 따라 HBRD 접합부에서의 변형기여분은 접합부의 변형에 의해 0.2%,

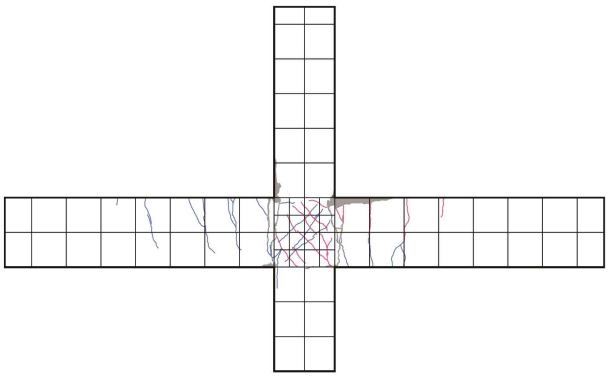
기둥의 변형에 의해 0.5%가 유발되었으며 보의 회전 변형에 의해 83%, 보의 휨 변형에 의해 16.3%가 발생한 것으로 나타났다.



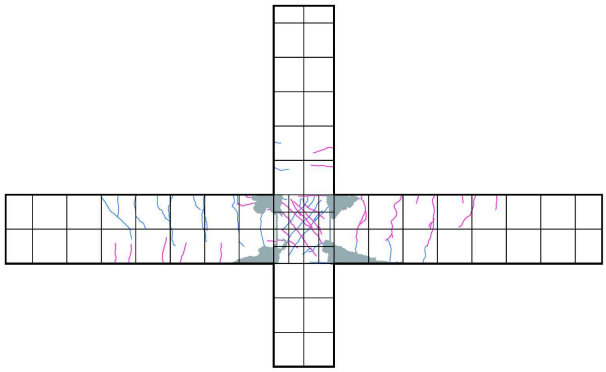
a) 파괴 양상 - 접합부 : MON 실험체



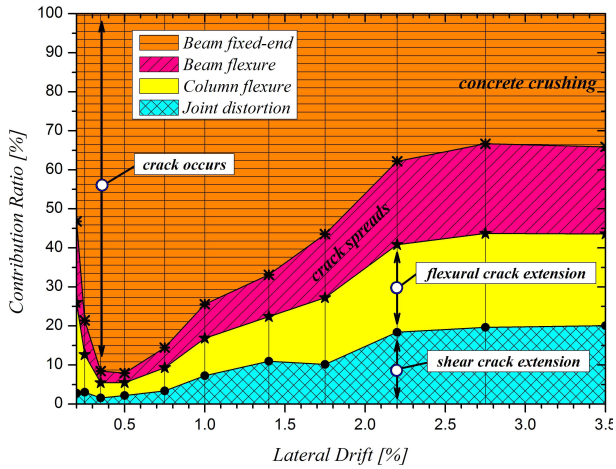
b) 파괴 양상 - 접합부 : HFPC 실험체



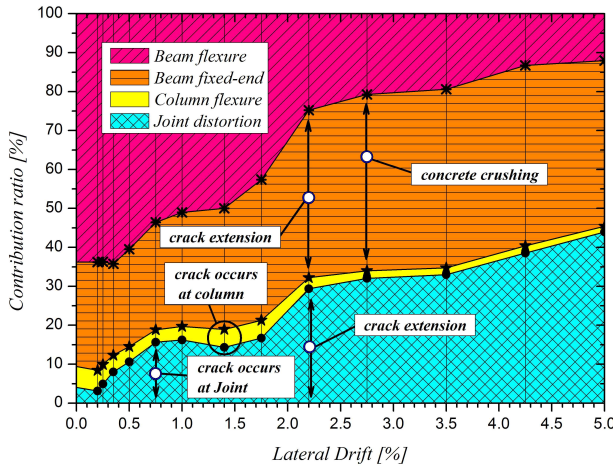
c) 파괴 양상 - 접합부 구성요소
: MON 실험체



d) 파괴 양상 - 접합부 구성요소
: HFPC 실험체



e) 변형기여분 : MON 실험체

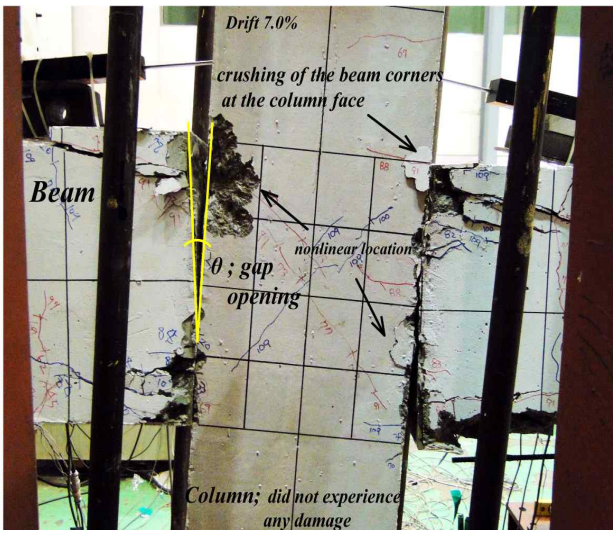


f) 변형기여분 : HFPC 실험체

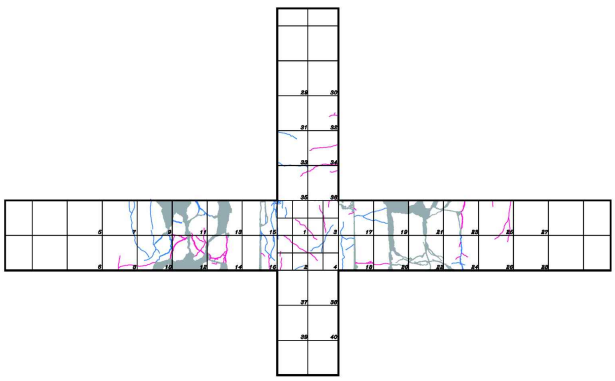
그림 2-12. 대표상세들의 파괴 양상 및 변형기여분



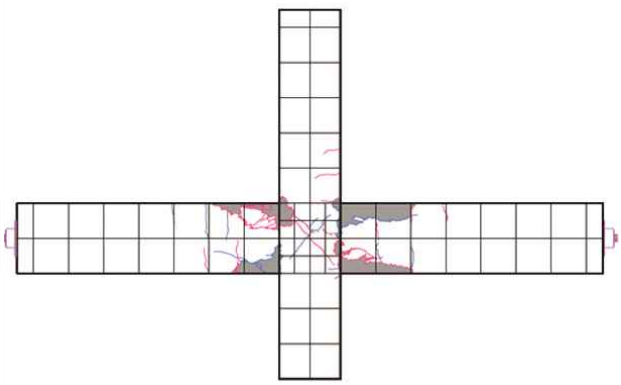
g) 파괴 양상 - 접합부 : STR 실험체



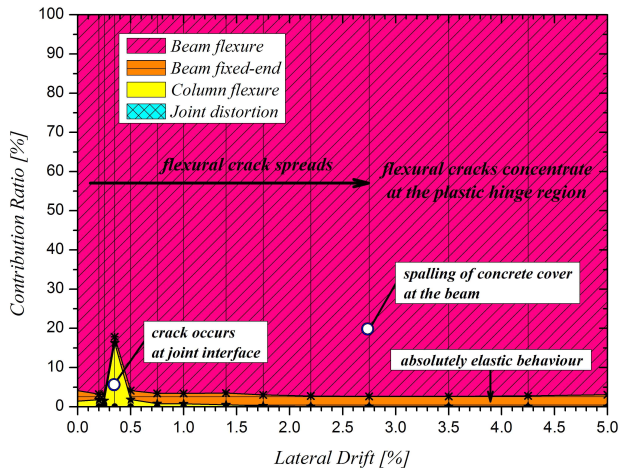
h) 파괴 양상 - 접합부 : HBRD 실험체



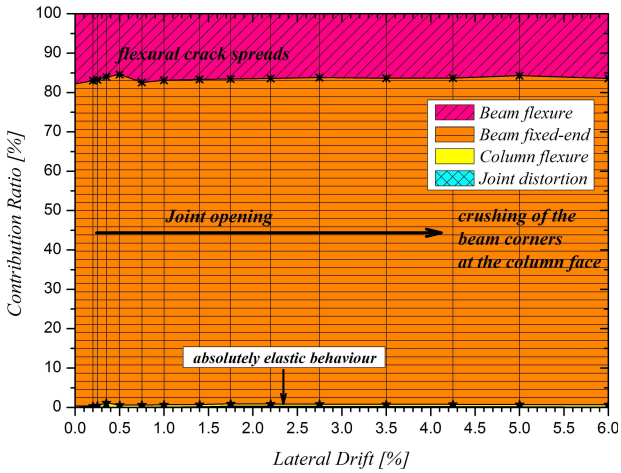
i) 파괴 양상 - 접합부 구성요소 : STR 실험체



j) 파괴 양상 - 접합부 구성요소 : HBRD 실험체



k) 변형기여분 : STR 실험체



l) 변형기여분 : HBRD 실험체

그림 2-12. 대표상세들의 파괴 양상 및 변형기여분(계속)

실험 결과에 따라 구분할 때, 현장타설형 RC 접합부의 경우 각 변형 기여분이 10% 이하의 차이를 보이고 있으며, 연성접합부는 유사한 형태로 나타나지만 기둥의 변형이 급격히 감소한 형태임을 확인할 수 있었다. 강한접합부의 경우 보의 휨 변형이 전체 변형기여분의 대부분을 차지하며, 연결식 접합부의 경우에는 개폐거동에 의한 변형이 가장 크게 나타나는 것을 확인되어 변형기여분을 활용한 접합상세의 구분이 가능할 것으로 확인되었다.

3. 연구수행 결과

본 연구에서는 향후 PC 접합부에 대한 독립적 설계기준의 근거 마련을 위해 PC접합부의 분류 방안을 제시하였다. 이러한 분류는 변형기여분을 평가함으로써 가능한 것을 확인하였다. 변형기여분은 접합부의 변형, 보의 회전 변형, 보의 휨변형 및 기둥의 휨 변형으로 구성하였으며, 측정 및 계산 방법을 제안하였다. 변형기여분의 측정 방법을 사용하여 적용 가능한, 제안된 분류체계에서는 일체식 접합부의 연성접합부와 강한 접합부, 그리고 연결식 접합부로 구성하였다.

연성접합부는 변형기여분의 각 요소들이 비교적 고르게 분포하나 기둥의 변형이 나타나지 않으며 접합부의 변형이 크게 나타남에 따라 현장타설 부분의 일체성 고려가 중요한 것으로 판단되었다. 또한 연성접합부의 경우 접합부를 지나는 주근의 항복 여부에 따라 변형기여분의 형태가 크게 변하는 것으로 나타나므로 설계 시, 접합부가 보유하고 있는 변형능력에 대한 고려가 별도로 필요할 것으로 판단된다.

강한 접합부는 보의 휨 변형기여분이 절대적으로 높은 접합상세로써, 이는 접합부의 최종파괴가 보에서 일어날 수 밖에 없음을 의미한다. 따라서 강한 접합부의 범주에 속하는 접합상세의 설계는 종래의 복잡하고 어려운 설계절차를 간편화할 수 있는 것으로 판단된다. 그러나 접합부의 높은 강도에 대해서는 경제성 여부에 맞추어 설계자가 별도의 판단을 해야 할 필요가 있다.

연결식 접합부는 접합면에서의 개폐거동에 의한 변형이 지배요소로 작용하므로 설계 시, 부재 간 연결장치가 보유하고 있는 에너지 소산능력에 대한 성능 검증이 선행되어야 할 것으로 판단된다.

본 연구에서 제안한 변형능력에 따른 PC 접합부의 분류는 아래 그림 2-13에 나타낸 바와 같으며, 향후 독립적인 PC 기준의 수립 및 성능평가 기준을 수립에 있어서 중요한 판단기준이 될 수 있을 것으로 판단된다.

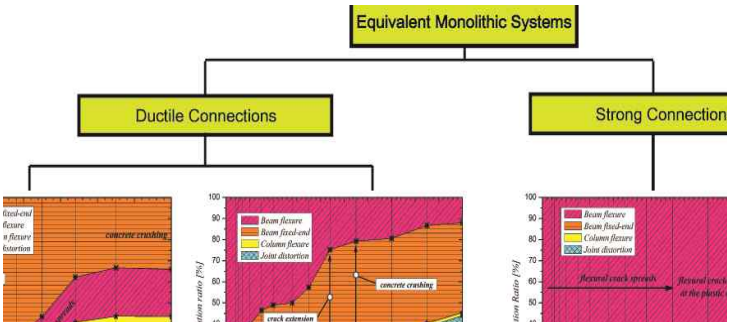


그림 2-13 실험 수행에 따른 각 대표상세의 변형기여분과 이에 따른 분류체계

제3절 중공 PC기둥과 이를 이용한 프리캐스트 콘크리트 골조구조

1. 연구수행 전략 및 방법론

중공 PC기둥은 기존의 PC기둥과 달리 기둥내부에 수직으로 중공이 형성된 기둥으로서, 시공단계에서는 기둥 거푸집으로 역할을 하고 내부에 콘크리트 충전후에는 합성기둥으로서 역할을 한다. 특히, 기둥내부의 중공부분은 상부 Half PC보와 슬래브 콘크리트의 콘크리트타설시 함께 콘크리트로 충전되거나 목적에 따라 고성능/고강도 콘크리트로 기둥 내부를 충전할 수 있다. 기본적으로 보와 기둥이 접합되는 접합부의 콘크리트 충전성을 향상시킬 수 있으며, 그 활용에 따라 시공성과 구조성능을 향상시킬 수 있는 골조 공법의 개발이 가능하다.

이와 같은 기본적인 개념을 가지고 본 연구에서는 그림 3-1에 나타낸 바와 같이, 중공 PC부재를 사용함에 따른 건물의 응답을 분석하기 위한 부재 및 골조의 거동에 대한 해석적연구를 실시하고, PC 부재 연결을 위한 이음성능 실험, 그리고 중공 PC기둥의 압축성능에 대한 실험 및 해석적 연구를 실시하였다. 이와 같은 일련의 연구를 통하여 중공 PC기둥을 활용한 건물의 시공 및 설계를 위한 설계법을 구축하였다.

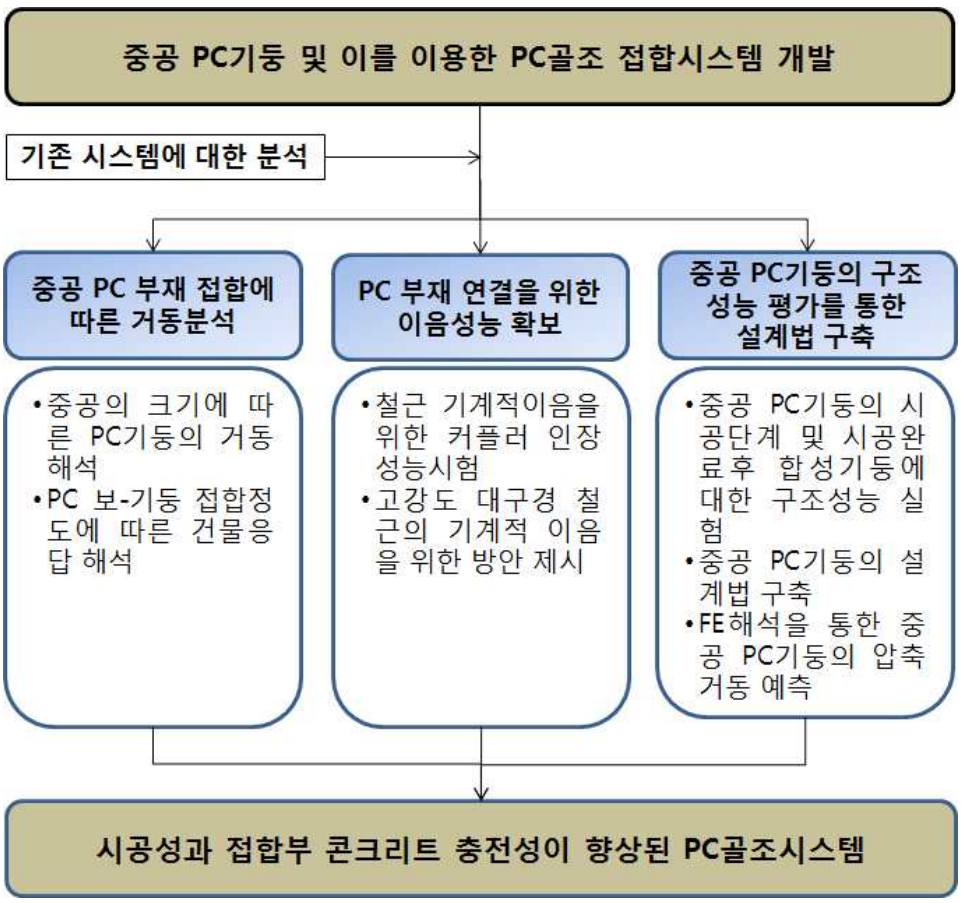


그림 3-1 중공 PC 기둥을 이용한 구조시스템 연구전략

2. 연구수행 과정 및 내용

가. 중공 PC기둥과 이를 이용한 골조구조의 거동

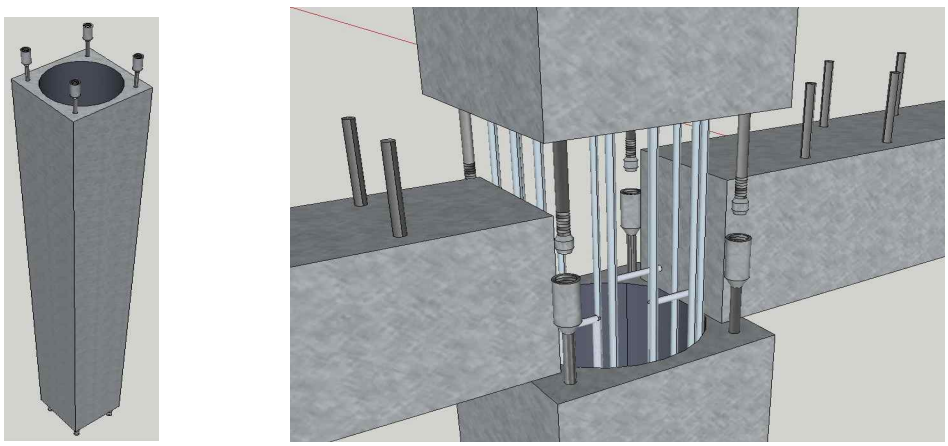
(1) 중공 PC 기둥 시스템의 개념

중공 PC 기둥은 PC 기둥에 수직방향구멍을 만든 PC 부재로서 제작과정은 PC기둥 제작시 매립된 로드를 제거하여 중공을 형성하는 방법과 원심력에 의해 부재내부에 자연스럽게 중공관을 형성시키는 방법이 있다. 특히 원심력으로 생산되는 중공 PC 기둥은 강도가 높고 가벼운 부재의 생산이 가능하다. 여러 형태의 띠철근 배근이 가능하여 구조 부재에서 거푸집대용의 피복부재로 활용이 가능한 특징을 가지고 있다. 또한, 부재를 기능적으로 접합할 수 있는 시스템을 개발할 경우, 현장 타설 콘크리트 모멘트 골조와 동일한 성능을 발휘할 수 있게 된다. 기본적으로 기둥의 양중이 용이하기 때문에 시공성을 향상시킬 수 있고, 기둥 중공내부 콘크리트와 슬래브 콘크리트를 함께 타설함으로써 접합부에서의 부재 일체성을 높일 수 있기 때문에 경제성을 제고시킬 수 있다.

최근 국내의 건설현장에서 중공 PC기둥이 적용된 사례는 크게 반도체 또는 LCD공장과 주차장 건물로서 다음과 같다.

(가) 반도체 또는 LCD 공장에 적용된 사례
- 적용현장: 탕정 반도체 공장 3개현장 (2006), 화성 반도체 공장 2개 현장 (2006), 기흥 공장 3개 현장 (2007), 천안 LCD 증축공사 (2011)
- 시공사: 삼성물산(주) 건설부문
- 기둥생산: 삼성 C & T

(나) 주차장 기둥에 적용된 사례
- 적용현장: 정선 카지노 주차장 (2005)
- 시공사: (주)대림건설
- 기둥생산: (주)동서 PCC



(a) 중공 PC기둥 (b) -보-기둥 접합부 상세

그림 3-2 중공 PC 기둥과 접합부의 상세

PC 부재는 조립 구조이므로 시공 프로세스는 중요한 역할을 한다. 그림 3-2(a)는 중공 PC기둥의 상세를 나타내고 그림 3-2(b)는 보-기둥 접합부를 나타낸다. 접합부에서 중공 PC 기둥 주근의 양 끝을 나사로 가공하여 상하부 철근을 기계적 이음으로 연결한다.

접합부에서 보의 정착철근은 기둥 중공내부로 구부릴 경우 충분한 정착길이를 확보할 수 있다. 네 방향 각각의 보에 대하여 충분한 정착공간을 확보할 수 있기 때문에 기존 PC 시스템에 비하여 접합부 배근이 복잡하지 않게 된다. 보는 기본적으로 기둥 위에 걸치게 되며 기계적 이음를 이용하여 상하부 기둥 주근을 연결하여 접합부의 고정도를 확보하도록 한다. 본 연구에서의 중공 PC 기둥에 대한 장·단점을 정리하면 표 3-1과 같다.

중공 PC기둥을 이용한 골조시스템에서 시공단계의 고려사항은 콘크리트 타설 후 중공 PC기둥이 보와 슬래브와 같은 고정하중과 작업하중 등을 지지할 수 있는지 검토해야 하고 콘크리트 타설 시에는 중공 부분에 빈 공간 없이 콘크리트를 밀실하게 충전할 수 있는지 고려해야 한다. 또한, 접합부의 연속성을 확보하기 위하여 접합부에 대하여 검토하여야 하며, PC 부재와 타설 콘크리트의 일체성 확보를 위한 고려가 필요하다.

시공완료 후에는 접합부의 충전이 잘되어 축 응력을 전달할 때 있어서 문제가 없도록 해야 한다. PC 기둥과 중공 내 충전된 콘크리트 사이의 수직 변위차가 구조적으로 문제가 되지 않아야 하며, 기둥 주근이 수직으로 연속되었는지 검토하여야 한다. 실제 기둥의 강도가 설계한 강도대로 발현되었는지 고려해야 한다.

(2) 중공크기 및 보 걸침길이의 영향 평가

(가) 단면해석을 통한 중공 크기 영향 평가

PC 기둥내의 중공은 자중을 경감시켜주고 운반비를 절감시켜 현장 작업 시 고중량 양중장비가 필요 없게 되는 장점이 있다. 중공의 크기가 크면 시공성이 좋아지고 자중이 경감되나 시공 시 구조 안전성의 문제가 발생할 수 있다. 반면 중공의 크기가 작으면 시공 시 구조 안전성은 높아지지만 시공성의 문제가 발생하고 중공의 효과가 상실 될 수 있다. 이러한 이유로 중공의 크기에 따른 PC 기둥의 구조 성능 파악이 필요하다.

이에 따라, 비선형 단면해석을 통하여 중공이 있을 때와 없을 때의 기둥의 내력 차이를 검토하였다. 내력 차이를 확인하기 위하여 그림 3-3과 같이 속이 꽉 찬 PC부재 단면과 중공이 있는 PC부재 단면을 모델링하였다.

그림 3-4는 단면해석 (X-Tract Program 사용)을 통하여 나타난 차이를 나타낸 그래프이다. 중공이 없을 때 최대 축력 9,100kN, 중공이 있을 때 최대 축력 5,400kN임을 미루어 보아 중공이 없을 때 내력이 높음을 알 수 있다. 중공 PC 기둥의 중공 크기에 따른 내력을 확인하기 위

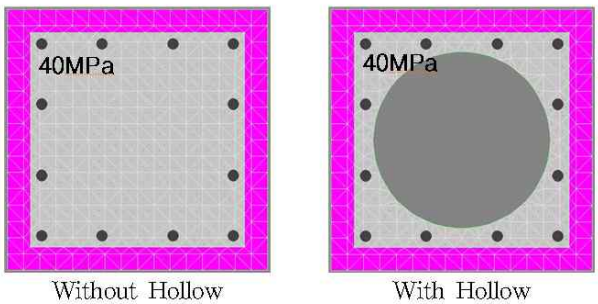


그림 3-3 중공 유·무에 따른 비선형
단면해석 모델링

해 중공의 지름을 각각 101.6mm, 203.2mm, 304.8mm로 모델링 하였다. 중공 내부에 채우는 충전 콘크리트는 21MPa로 하였다.

그림 3-5는 중공 지름 크기에 따른 내력 차이를 나타낸 그래프이다. 지름이 304.8mm일 때는 내력이 7,200kN, 지름이 101.6mm일 때는 내력이 8,900kN으로 나왔다. 이를 통해 중공의 지름이 커질수록 내력이 감소됨을 알 수 있다.

(나) 유한요소해석을 통한 중공 PC기둥의 구조성능 평가

중공 PC 기둥은 시공단계에서는 중공 부분이 있기 때문에 중공이 없는 기둥에 비하여 지지할 수 있는 내력이 줄어들게 된다. 이는 중공의 크기와 관련이 있는 것으로서, 시공하중에 대한 중공의 크기관계를 파악하기 위하여 유한요소해석을 실시하였다. 해석에서 고려한 주요 변수는 중공의 크기와 보의 걸침길이 변화에 따른 축하중 지지능력 및 응력분포양상을 관찰하였다. 해석은 비선형 유한요소해석 프로그램인 Midas-FEA를 사용하여 수행하였으며, 중공 PC 기둥의 콘크리트강도는 40MPa, 높이 4m, 기둥의 단면을 450mm × 450mm인 경우로 하였다.

① 중공의 크기에 따른 영향

중공의 크기 변화에 따른 영향을 관찰하기 위하여 중공의 지름 D 값을 200mm, 250mm, 300mm, 350mm, 400mm로 변화시킨 각각의 경우에 대한 해석결과를 비교하였다. 그림 3-6은 해석결과 나타난 작용하중과 압축변형을 나타낸 것으로서, 중공의 규격이 커질수록 PC부재가 지지할 수 있는 압축강도와 축강성이 반비례하여 줄어드는 것으로 나타났다.

② 보 걸침길이에 따른 영향

중공 PC기둥위에 걸쳐지는 보의 걸침길이는 보에서 기둥으로 전달되는 접촉력을 전달하는 면적을 나타내기 때문에 PC기둥 또는 보에 국부적인 지압파괴를 결정하는 주요인자이다. 이에 따라 걸침길이가 지나치게 작게 될 경우에는 설계내력에 도달하기 전에 PC부재의 국부파괴가 발생하게 되므로 기준에서는 최소한의 걸침길이를 정하고 있다. 중공 PC기둥의 경우에는 기존의 PC부재에 비하여 지지단면이 작기 때문에, 특히 국부지압에 취약하며 이에 대한 지지성능을 관찰하기 위하여 보의 걸침길이를 30, 50, 70mm로 변화시키고 그에 따른 지지능력을 관찰하였다. 해석 결과 그림 3-7과 같이 걸침길이가 70mm일 때 3400kN, 50mm일 때 3200kN, 30mm일 때 2400kN로서 지지강도는 저하되는 것으로 나타났으나, 압축강성에서는 변화가 없는 것으로

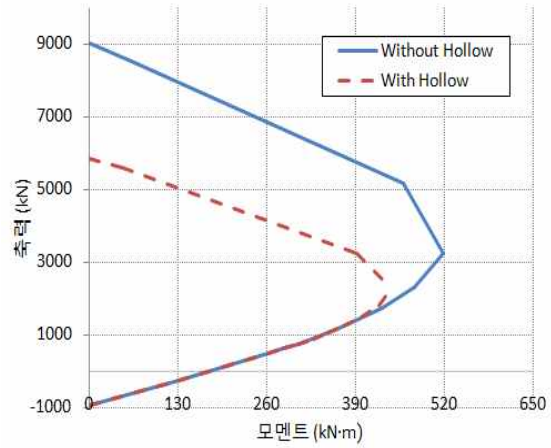


그림 3-4 중공의 유무에 따른 모멘트-축력 해석결과

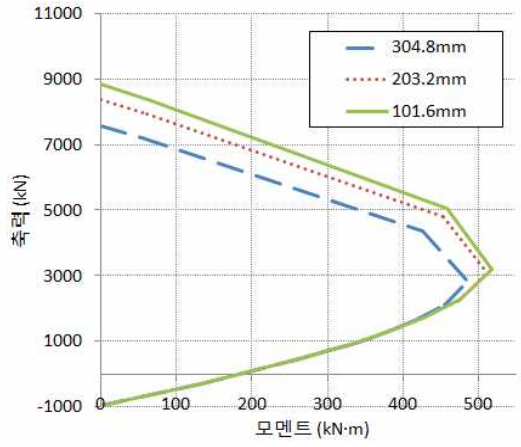


그림 3-5 중공 지름에 따른 모멘트-축력관계 해석결과

나타났다. 해석결과 나타난 지지성능을 평가하기 위하여 실제 시공시 보를 통하여 전달되는 지압력을 계산하면 표 4와 같으며, 이 값에 대해서는 모든 경우에 대하여 안전한 것으로 나타났다. 표 2는 스팬 8m × 6m의 경간을 가진 건물의 시공 하중을 계산한 결과이다.

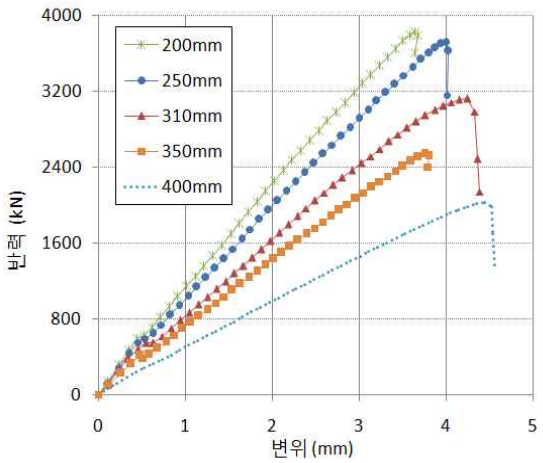


그림 3-6 중공 크기에 따른 지지력 해석 결과

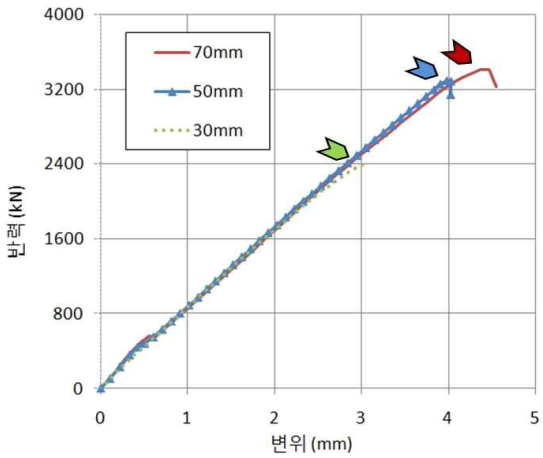


그림 3-7 걸침길이에 따른 중공 PC 기둥의 거동 해석 결과

표 3-1 시공 시 하중

고정하중	슬래브 평균두께 (t=128mm)	3.10kN/m²
	데크 자중	0.15kN/m²
작업하중		1.50kN/m²
합계		4.75kN/m²
보의 하중(300×600으로 가정)		60.68kN
시공하중 = (4.75kN/m² × 48m²)+60.68kN =		288.68kN

(다) 보-기둥 접합 정도에 따른 건물 전체 거동

일반적으로 건물의 접합부는 접합부의 회전에 구속정도에 따라 강접합 (Rigid Joint), 반강접합(Semi-rigid Joint), 단순접합 (Pin Joint)으로 분류된다. PC 부재의 접합부는 기둥과 보가 접합부에서 연결되기 때문에 완전한 강접합으로 시공하기 보다는 적절한 변형을 허용하는 반강접 또는 단순접합으로 시공되는 것이 일반적이다. 본 연구에서의 중공 PC 기둥을 이용한 PC 골조 시스템은 기둥내부에 충전콘크리트를 타설함에 따라 접합부에서의 콘크리트 충전성이 우수하고 보 주근의 정착 등이 용이하기 때문에 일반적인 PC 접합부에 비해서는 접합부에서의 고정도를 높일 수 있다.

즉 비록 강접합은 아니지만, 단순접합에 비하여 높은 접합부 고정도를 가질 수 있기 때문에 이 접합부의 고정도에 따라 건물의 응답이 변화될 수 있다. 이에 따라 접합부의 고정도가 변동할 경우, 정적 탄성해석과 비선형해석, 그리고 동적비선형해석을 통하여 건물 전체의 거동변화를 관찰하였다.

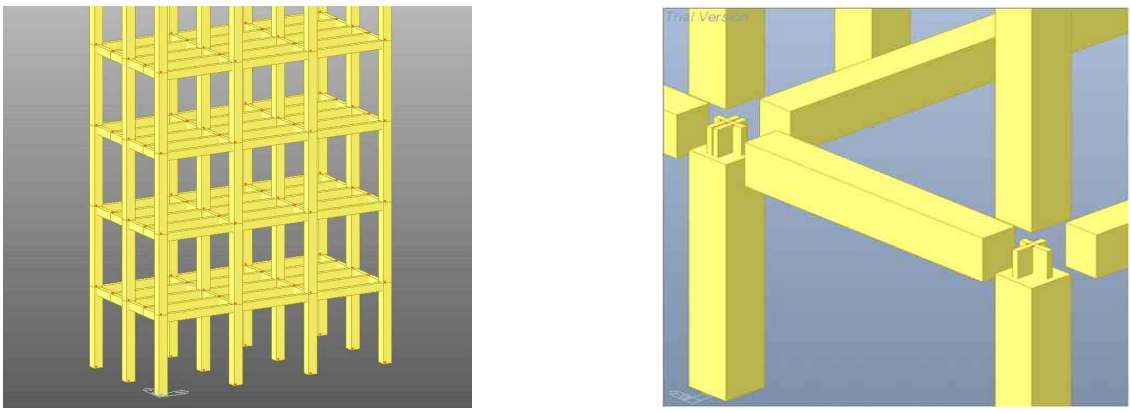
① 정적 탄성 해석

정적 탄성해석은 상용프로그램인 MIDAS-Gen 프로그램을 이용하였으며, 그림 3-8과 같이 건물을 모델링하고 보-기둥 접합부를 강접합, 반강접합, 단순접합 3가지로 설정하여 정적해석과 동적해석을 실시하였다. 해석으로부터, 접합부 고정도에 따른 건물의 전체적인 거동의 차이

를 관찰하였다. 강접합과 단순접합은 프로그램에서 설정할 수 있었지만 반강접합은 프로그램에서 설정할 수가 없어 그림 3-8의 (b)처럼 부재 양 끝단을 작게 나누고 그곳에 콘크리트 강도를 낮춘 데이터 값, 즉 EI값이 50%가 되도록 입력함으로써 반강접합에 가깝게 표현 되도록 하였다.

그림 3-9는 해석결과 최대응력이 발생한 부위를 나타낸 것으로서, 15층 건물 2층 바닥판 부분이다. 2층 바닥판 부분의 1번과 2번 기둥 사이에 있는 보와 1, 2번 기둥에서 가장 큰 응력이 발생하였다. 그래서 이 부분에서 접합의 고정도에 따라 응력의 차이가 얼마나 나는지 살펴보았다. 그림 3-10을 보면 강접합이 233.9kN·m, 단순접합이 376.7kN·m, 반강접합 208.9kN·m으로 단순접합일 때 보에 작용되는 모멘트 값이 가장 높게 나타났다. 기둥에 작용하는 축력은 강접합이 3980.9kN, 단순접합이 5726kN, 반강접합이 3818.7kN으로서 단순접합이 가장 큰 축력을 받는 것으로 나타났다. 전단력은 접합의 종류에 따라 큰 차이는 없었으나 단순접합이 172kN으로 가장 작게 나타났다.

이로부터, 반강접접합일 경우에는 강접합과 거의 유사한 응력의 분배양상이 나타나며 단순접합과는 차이가 많음을 알 수 있다. 특히 보의 중앙부에 발생하는 최대모멘트를 현저히 저감시킬 수 있기 때문에 보 설계시 경제성을 높일 수 있을 것으로 사료된다.



(a) 건물 모델링 (b) 반강접합 모델링

그림 3-8 건물 및 반강접 모델링

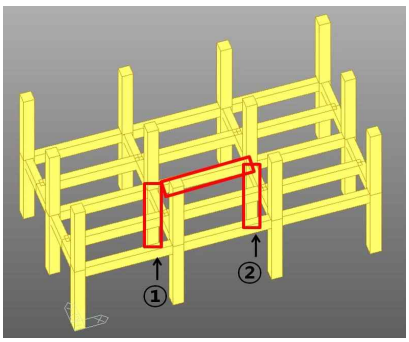


그림 3-9 최대응력 발생 부위

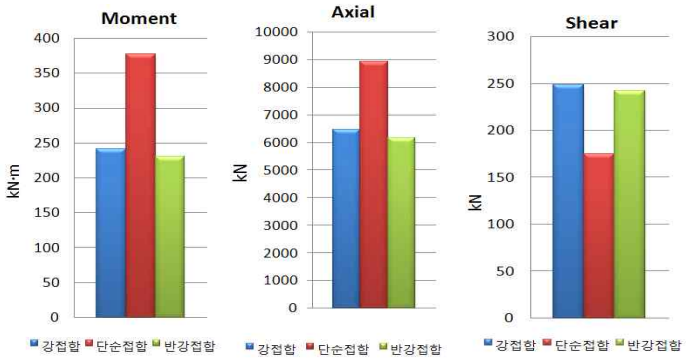


그림 3-10 접합의 종류에 따른 건물의 거동 차이

② 정적 비선형 해석

접합부의 비선형특성을 고려한 건물의 응답특성을 확인하기 위하여 비선형 해석프로그램인 Zeus-NL을 이용하여 Push over 해석을 실시하였다. 접합부의 비선형거동을 묘사하기 위하여 그림 3-11과 같이 3층짜리 건물을 모델링 한 후 보와 기둥이 만나는 접합부에 비선형 특성을

나타낼 수 있는 회전 스프링을 두었다. 접합의 종류에 따라 스프링 값을 다르게 하여 접합부 고정도에 차이를 두어 접합의 종류를 표현한 후 해석을 하였다. 한 step당 10kN을 200 Step으로 점진적으로 증대시켜 해석하였다.

그림 3-12는 해석결과를 나타낸 것으로 접합부의 고정도를 높임으로써, 건물전체의 횡력에 대한 지지능력이 증가함을 알 수 있다. 그러나 비록 반강접의 경우, 강접합에 비해 강성은 낮지만, 접합부가 최대공칭내력을 확보할 경우에는 강접합과 동등한 횡력에 저항 할 수 있음을 알 수 있다. 소성힌지의 형성과 관련하여, 힌지접합과 반강접의 경우에는 기둥의 하부에서 발생하는 양상을 보였고, 강접의 경우에는 보와 기둥이 만나는 접합부에도 발생하는 것으로 나타났다.

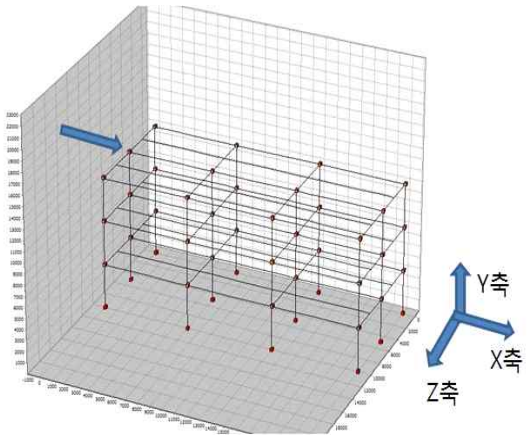


그림 3-11 건물 모델링

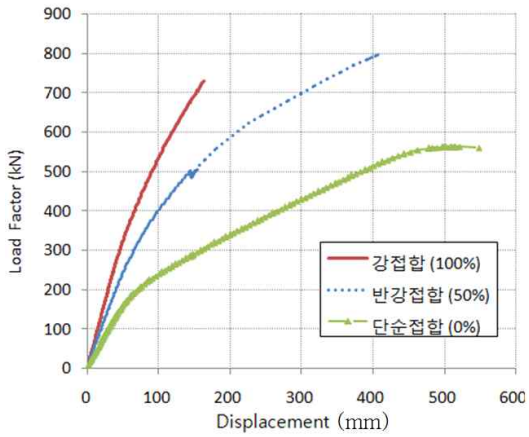


그림 3-12 Push over 해석결과

③ 동적 비선형 해석

그림 3-11의 건물에 대하여 지진에 의한 접합부 고정도에 따른 건물의 거동을 알아보기 위해 그림 3-13과 같은 지진파(Loma Prieta)를 적용하여 지진에 의한 건물의 응답을 알아보았다. 그림 3-14에서는 X축 방향의 지진입력 시 기둥의 최하부 지점과 최상부 지점의 변위차를 나타낸 것이다. 그림 3-14에서 강접합과 반강접합은 비슷한 변위를 보였으나 단순접합은 변위가 크게 나타났다. 강접합은 최대 변위차가 58mm인 반면 단순접합은 최대 변위차가 215mm로 나타났으며 단순접합이 강접합에 비해 4배 가까운 변위차가 더 발생하는 것을 볼 수 있었다. 그리고 강접합은 변위차가 작고 주기가 짧은 단주기 형태를 보였고 단순접합은 변위차가 크고 주

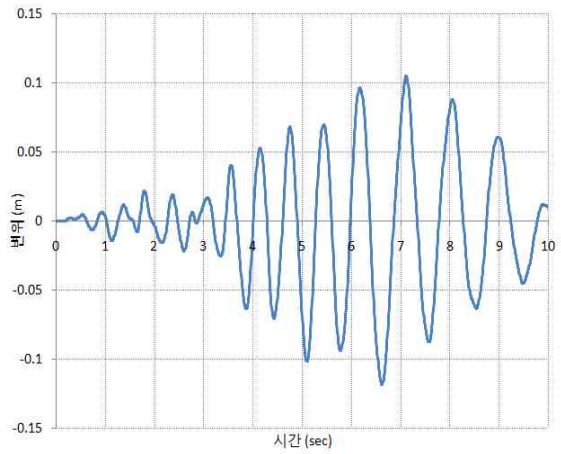


그림 3-13 Loma Prieta 지진파에 대한 거동

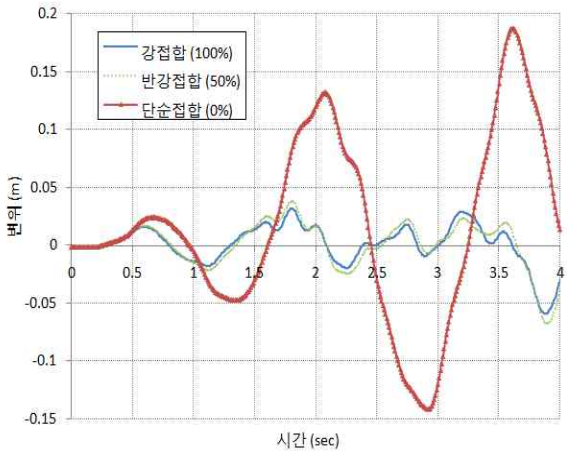


그림 3-14 접합정도에 따른 지진파에 대한 거동

기가 긴 장주기 형태를 보였다. 이를 통하여 접합부의 고정도가 높아질수록 변위차가 감소하고 주기가 줄어드는 것을 확인할 수 있었다. 특히 반강접인 경우, 고정도를 50%정도만 고려하더라도 강접합과 매우 유사한 동적응답특성을 확보할 수 있음을 알 수 있다.

(3) 소결

1) 모멘트 저항 능력에 대해서는 중공 PC 기둥이 기존 PC 기둥에 비해 20% 정도 내력이 저하된 결과가 나왔지만, 중공 PC 기둥이 시공 중이나 시공 완료 후 하중에 대해서 안전하다는 결과가 나왔다. 또 중공의 크기가 커질수록 축 방향 내력은 낮아지는 것을 확인 할 수 있었는데, 중공 크기가 400mm일 때 내력이 3120kN으로 시공하중 (290kN)보다 큰 값으로 해석결과가 나왔다. 이로부터 중공 PC 기둥은 중공의 유무에 상관없이 안전하게 설계할 수 있는 것으로 나타났다.
2) 중공 PC 기둥위에 철치된 보의 걸침길이가 30mm일 때 기둥의 내력은 걸침길이 70mm일 때 보다 내력이 30% 정도 감소된 것으로 나타났다. 실제 기준에는 보의 걸침길이를 70mm 이상 되도록 정하고 있지만, 해석결과 70mm 이하의 걸침길이에도 시공하중에 대하여 안전하다는 해석결과가 나왔으며 이에 대해서는 실험을 통한 검증이 필요한 것으로 사료된다.
3) 중공 PC의 보-기둥 접합정도에 따른 건물의 거동에서 접합부의 고정도가 작아질수록 응력의 집중이 생겨 부재에 부담을 주는 것을 확인 하였다. 이로부터 중공 PC 기둥을 이용한 시공시, 가능한 접합부를 강접합이 될 수 있도록 하는 것이 효과적인 것으로 사료된다.

나. 중공 PC부재 연결을 위한 커플러 인장성능

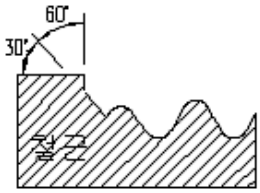
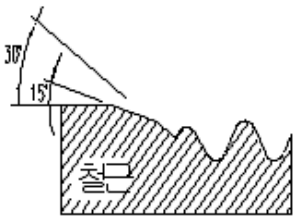
(1) 커플러 인장실험 계획

PC 기둥사이의 철근 연결방법은 겹이음으로 연결하지만 응력이 집중되는 곳에서의 겹이음은 충분히 응력을 전달하지 못하기 때문에 기계적이음을 통하여 연결하는 방법을 사용하고 있다. 이중 나사식 기계적 이음은 철근의 단부에 나사를 만들고 커플러로서 두 철근을 잇는 방법으로서 구조성능의 확보와 경제성의 측면에서 성능이 우수하여 최근 건설현장에서 널리 사용되고 있다. 나사식 기계적 이음에서 요구되는 기본적인 구조성능은 커플러가 철근에 비하여 강하도록 함으로써 철근의 파괴를 유도하여야 하고 또한 나사가공된 철근단부에서 철근이 취약화되지 않아야 한다. 이에 따라 철근의 단부나사산은 단부 압축가공기술로 시공되고 커플러는 철근에 비하여 충분히 강하도록 제작되고 있다. 최근 고강도 철근이 개발되고 그 사용량이 증가함에 따라 철근의 기계적이음에 대한 요구는 크게 증가하고 있다. 이는 고강도 철근을 겹이음으로 시공하기 위해서는 그 이음길이를 더욱 길게 해야 하고 이에 따른 구조성능의 확보와 재료사용량 증가와 같은 문제점이 발생하기 때문이다.

고강도철근을 기계적이음할 경우 고려해야 할 사항은 강도뿐만 아니라 연성의 확보이다. 즉, 나사가공 처리된 철근의 단부에서 충분한 강도를 발현할 수 있어야 하고 또한 요구되는 연성을 만족하여야 한다. 물론 커플러는 충분히 강하여 파괴가 발생되지 않아야 한다. 나사사공식 기계적 이음시 통상 압축가공된 나사부 또는 나사가 시작되는 부분의 경계면에서 파단될 가능성이 매우 높기 때문에 이 부분에서 충분한 강도가 발현되고 또한 연성능력이 확보되어야 한다. 이를 위해서는 재료적인 성능개선 또는 형상의 개선을 통하여 최적화된 상세상세를 구축할 수 있다. 이에 따라 고강도 철근의 나사가공식 기계적 이음시 철근 단부 나사 마감부형상에 따른 성능을 실험적으로 연구하였다.

실험에서 고려한 주요변수는 철근 양단부에 나사가공시 그 형상이다. 이에 따라, 총 3가지 형태의 나사가공 상세에 대하여 인장실험을 계획하였으며 표 3-2는 그 상세를 나타낸다. 나사부의 가공은 전조다이스로서 리드각 30°이며 사용 커플러는 모두 동일하다. 철근은 모두 직경이 모두 25mm이며 SD500재질이다. 비교를 위하여 이음이 없는 철근에 대한 인장실험도 계획하였으며 각 변수별로 3개씩 실험을 실시하였다. 실험은 2000kN 용량의 Universal testing machine으로 정적 인장력을 점증시켜 파괴에 도달하도록 하였다. 커플러와 철근의 변형도를 측정하기 위하여 Strain gauge를 부착하였고, 실험실시 전에 커플러 중앙부를 중심으로 각각 100mm 위치를 표기하여 신율을 측정하였다.

표 3-2 커플러 인장실험체 일람

Type	Angle	Detail of screw	Shape of coupler and screw of re-bar
A Type	30T		
B-1 Type	301		
B-2 Type	152		

(2) 커플러 인장실험 결과

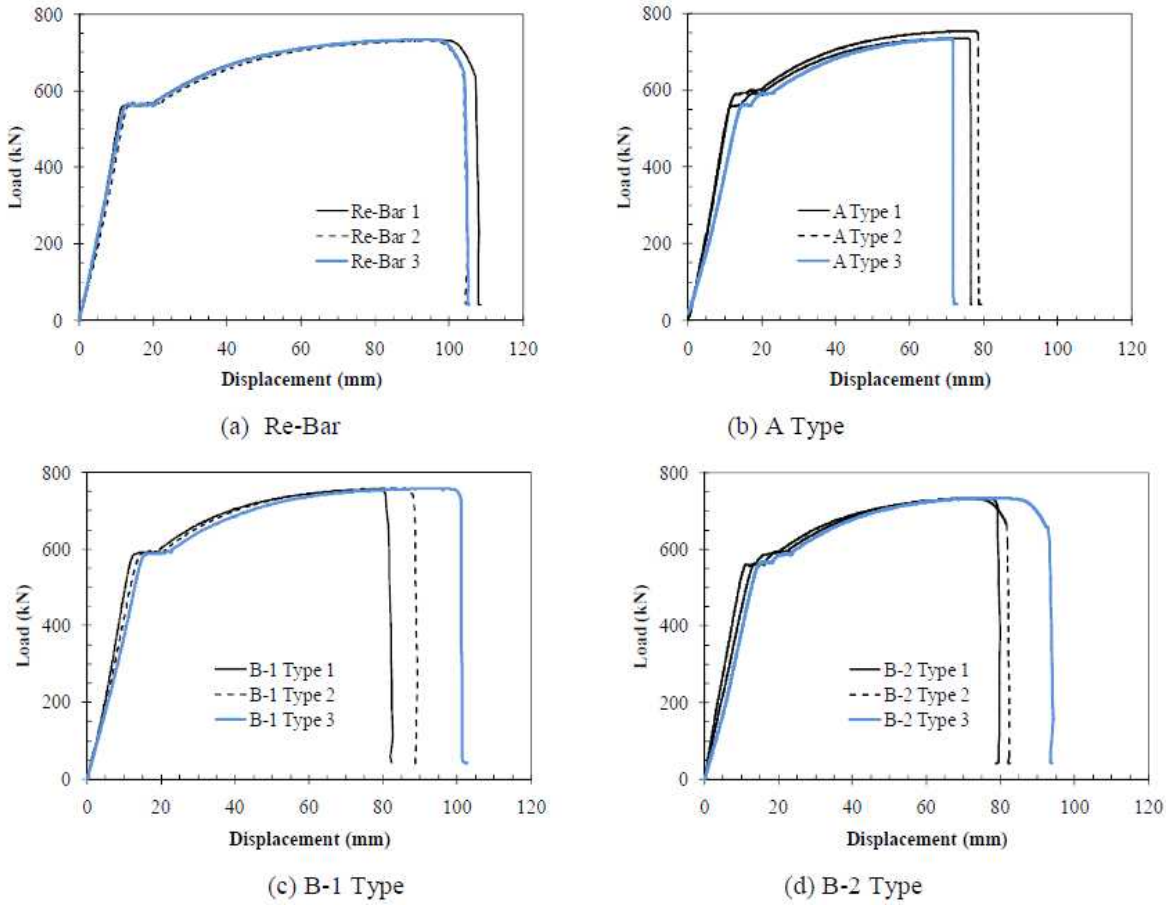
실험결과 그림 3-15에 나타낸 바와 같이, A Type과 B-1 Type 시편은 모두 철근의 나사부분에서 파단되는 양상을 보였다. 그러나 B-2 Type의 경우, 1개는 나사부에서 파단되었지만 나머지 2개의 시편은 나사부에서 임의 거리 떨어진 위치의 철근부분에서 파단되는 양상을 보였다. 이는 나사부가 철근과 거의 동등이상의 성능을 확보하고 있음을 의미한다. 그림 3-16은 각 시편에 작용하는 하중과 물림부 사이에서의 늘어난 변위를 나타낸 그래프이다. 기본적으로 기계적 이음이 없는 철근에 비하여 변형성능이 저하된 양상을 보이며, 전체적으로 모든 시편의 하중-변위 곡선의 형태가 유사함을 알 수 있다. 그러나 각 타입별로 최대내력에 도달하였을 때의 변위량은 서로 다른 것으로 나타났는데, 가장 낮은 변형능력을 보인 형태는 A Type으로 나타났고 가장 우수한 변형능력을 보인 시편은 B-1 Type으로 나타났다. 그림 3-17은 철근의 나사부분과 커플러에서 측정한 변형도를 비교하여 나타낸 그림이다. 모든 시편에서 커플러는 최대내력까지 탄성거동을 보이며 철근의 경우에는 550kN (1100N/mm^2)에서 항복한 뒤 소성거동을 하는 것으로 나타났다. 철근시편에서는 항복이후 일정구간 소성변형이 발생하는 소성구

간이 뚜렷하게 나타났지만 나사가공된 모든 경우에는 소성변형구간없이 곧바로 변형경화구간이 나타나는 양상을 보였다. A Type의 경우에는 철근에서 충분한 소성변형이 발휘하지 못하고 파단되는 양상을 보여 가장 변형능력이 떨어짐을 알 수 있다.



(a) Re-Bar (b) A Type (c) B-1 Type (d) B-2 Type

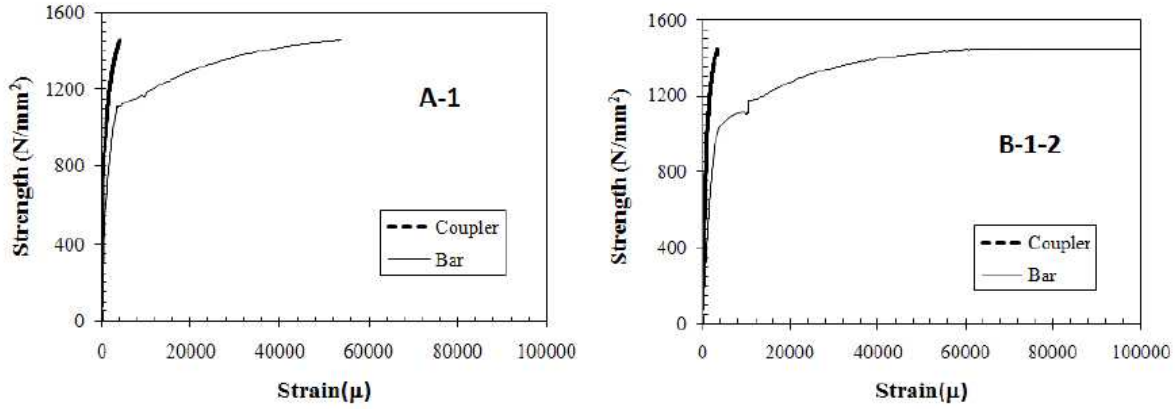
그림 3-15 커플러 인장시편 파단 형태



(a) Re-Bar (b) A Type

(c) B-1 Type (d) B-2 Type

그림 3-16 커플러 인장시편 하중-변위곡선



(a) A Type (b) B-1 Type

그림 3-17 커플러 인장시편 응력 변형도 곡선

실험결과를 정리하여 표 3-3에 나타내었다. B-1 Type의 항복강도와 최대강도가 전체적으로 높게 나타났으나 나머지 두개의 Type 및 철근시편의 경우에는 모두 유사한 강도를 보였다. 항복변위에 대한 최대하중시의 변위비는 탄성변형에 대한 소성변형량을 비로 나타낸 값으로서 소성변형능력을 표현하는 지표로 활용된다. 이 값을 각 Type별 비교한 결과, 기계적 이음이 없는 철근시편의 경우에는 평균값이 7.89인 반면에, A Type은 6.03, B-1 Type은 6.52, 그리고 B-2 Type은 6.21로 나타나 각각 철근에 비하여 76%, 83%, 79%가 됨을 알 수 있다. 본 연구에서 고려한 형태중에서는 B-1 Type의 소성변형능력이 우수함을 알 수 있다.

표 3-3 커플러 인장실험 결과

Type	No	Yield state			Ultimate state			$\frac{\delta_u}{\delta_y}$	Elongation Ratio (%)
		P_y (kN)	F_y (N/mm^2)	δ_y (mm)	P_u (kN)	F_u (N/mm^2)	δ_u (mm)		
Re-Bar	1	546.99	1079.52	11.02	732.52	1445.66	93.78	8.51	-
	2	552.99	1091.36	12.66	729.75	1440.21	93.83	7.41	15
	3	549.64	1084.74	12.10	732.20	1445.04	94.59	7.82	11
	Avg.	549.87	1085.21	11.93	731.49	1443.64	94.07	**7.89**	13
A Type	1	541.19	1068.06	10.89	734.93	1450.42	74.14	6.81	5
	2	569.88	1124.69	11.71	754.27	1488.59	75.83	6.48	5
	3	531.45	1048.84	13.83	716.94	1414.91	69.65	5.04	7
	Avg.	547.51	1080.53	12.14	735.38	1451.31	73.21	**6.03**	5
B-1 Type	1	569.74	1124.41	11.71	756.53	1493.05	78.19	6.67	6
	2	573.06	1130.96	13.63	756.65	1493.28	86.66	6.36	8
	3	573.06	1130.96	14.78	757.08	1494.14	96.71	6.54	7
	Avg.	571.95	1128.77	13.38	756.75	1493.49	87.19	**6.52**	7
B-2 Type	1	550.17	1085.79	10.56	733.56	1447.73	75.04	7.11	8
	2	543.08	1071.79	12.46	732.36	1445.34	72.45	5.81	6
	3	549.46	1084.39	14.06	732.58	1445.78	82.64	5.88	7
	Avg.	547.57	1080.66	12.36	732.83	1446.28	76.71	**6.21**	7

(3) 소결

철근의 기계적 이음을 위하여 철근의 단부를 압축나사가공처리한 뒤 커플러로 이음하는 경우에 대하여, 나사가공형태를 변수로 한 인장실험결과, 비록 철근의 항복 및 인장강도는 충분히 발휘되는 것으로 나타났다. 그러나 항복이후 소성변형능력은 철근에 비하여 17~26% 저감되는 것으로 나타났다. 나사가공형태에 따른 소성변형능력은 나사부의 시작부를 깊게 파는 A Type이 가장 낮으며, 각도변화를 완만하게 처리한 B-1 Type이 가장 우수한 것으로 나타났다.

다. 중공 PC기둥의 압축성능

(1) 실험 계획 및 제작

중공 PC 기둥의 압축력에 대한 지지성능을 파악하기 위하여 중공부 충전전과 후에 대한 압축실험을 실시하였다. 실험의 주요 변수는 중공부가 충전된 PC 기둥의 경우, 주근비, 횡 보강근의 체적비, PC와 현장타설콘크리트의 강도비이고 중공부가 채워지지 않은 미충전 PC 기둥은 중공율을 변수로 15개의 중심 압축실험체를 계획하였다. 그리고 중공률을 변수로 편심거리가 30㎜인 휨-압축실험체 3개를 계획하여 총 18개의 실험체를 제작하였다.

중공 PC 기둥을 사용한 기둥의 압축성능을 평가하기 위해, 기준이 되는 실험체(S)는 중공비율(중공직경)은 50%(240㎜), 횡보강근 간격이 200㎜, 주근비는 2.4%이다. 중공비율(중공직경)을 변수로 중공부가 충전된 중공 PC기둥은 35%(200㎜), 59%(260㎜)이고 미충전 중공 PC 기둥은 35%(200㎜), 50%(240㎜), 59%(260㎜)이다. 철근비를 변수로 주근비는 1.9, 3.8%이고 횡보강근 체적비(횡보간근 수평간격)는 0.08%(265㎜), 0.16%(130㎜), 0.22%(200㎜, cross-tie)이다. 중공 PC와 충전콘크리트의 강도비를 변수로 중공 PC 강도는 24, 32MPa, 충전콘크리트의 강도는 30, 38MPa을 변수로 중심압축 실험체를 계획하였다.

휨과 압축을 받는 실험체의 경우, 편심거리를 30㎜로 중공비율(중공직경)을 변수로 35%(200㎜), 50%(240㎜), 59%(260㎜) 실험체를 계획하였다. 실험체 상세는 그림 3-18에 나타내었고 각 실험체의 제원 및 변수는 표 3-4에 나타내었다.

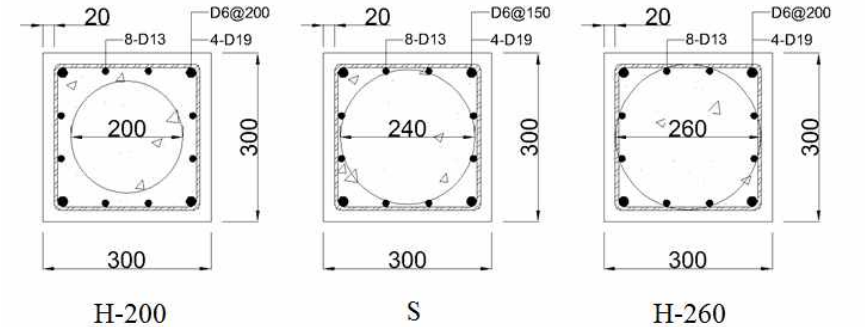
이 실험에서 사용한 중공 PC와 충전 콘크리트의 설계기준 강도는 각각 30MPa, 21 Mpa이며, 28일 압축강도는 각각 31.4와 21Mpa로 나타났다. 실험체에 배근된 철근은 주근 4-D19와 8-D13, 횡보강근 D6 철근을 사용하였다. KS D 3504(2011) 및 3552(2008)의 규정에 따라 철근 인장시험편을 제작하여 인장시험을 실시하였으며, 시험 결과는 표 3-5와 같다.

실험체 제작은 크게 2단계로 구분하여 공장에서 생산하는 원심력 중공 PC 부재와 PC 중공관에 충전콘크리트 타설하여 시험체를 완성하는 단계로 나눌 수 있다.

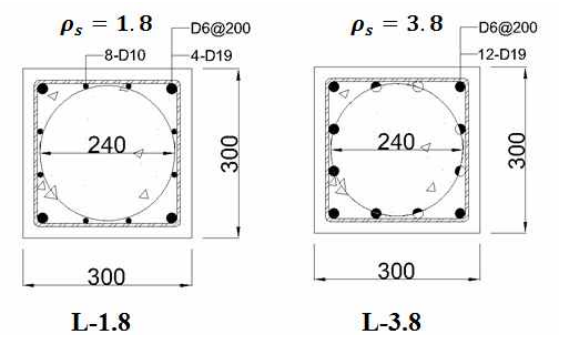
1단계에서는 주철근과 횡보강근을 설계기준에 맞게 배근 한 후 미리 제작된 원심몰드에 삽입한 후, 중공관 비율에 따라 일정량의 콘크리트를 타설하게 된다. 타설이 완료되면 약 700 RPM에서 1시간정도 PC 부재를 원심성형하게 되고, 원심성형이 완료되면 증기양생실로 곧 바로 운반하여 약 4시간정도 양생하게 되면 PC 기둥이 생산되게 된다. 또한 시험체에 사용된 철근은 요구되는 치수에 따라 공장에서 절단과 구부림 작업 후 ACI-318(2011) 기준에 따라 가공·조립하였으며, 조립 후 주근과 횡보강근의 변형률을 측정하기 위하여 그라인더를 사용하여 게이지 부착위치를 연마하고 그 위에 전기저항식 와이어 스트레인게이지(Wire Strain Gauge)를 부착하고 방수용 VM-Tape와 보호 절연 테이프를 부착하였다.

1단계 공장에서 PC 기둥 제작이 완료되면, 내수합판을 활용하여 중공관 내부에 콘크리트가 흘러나오지 않도록 거푸집를 설치하게 되며, 이 후 콘크리트 압축강도 21MPa의 레미콘을 중공관에 채워 실험체를 완성하게 된다. 중공 PC 기둥의 제작과정은 그림 3-19에 나타내었다.

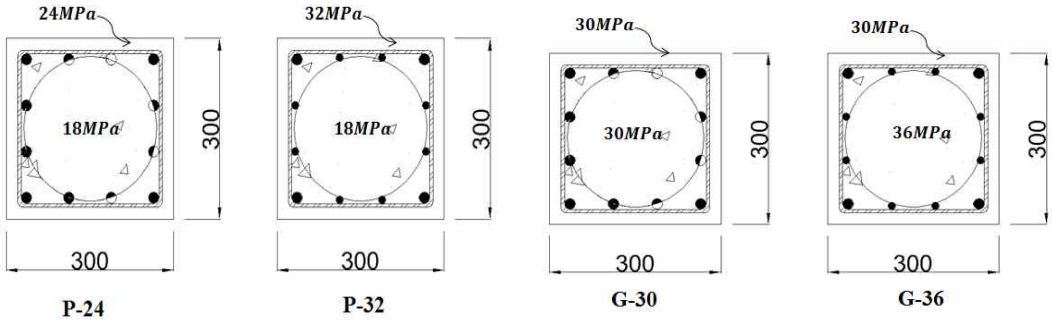
모든 기둥 실험체의 단면은 300㎜×300㎜×1000㎜, 피복두께는 20㎜로 하였으며, 횡보강근은 135°의 구부림 각도를 가지고 6db의 여장길이로 배치하였고, 양 끝단의 100㎜부분에는 단부효과에 따른 국부파괴가 발생하지 않도록 하고 실험구간에서 파괴를 유도하기 위해 FRP 시트를 2겹으로 보강하였다.



(a) H-Series (중공직경)

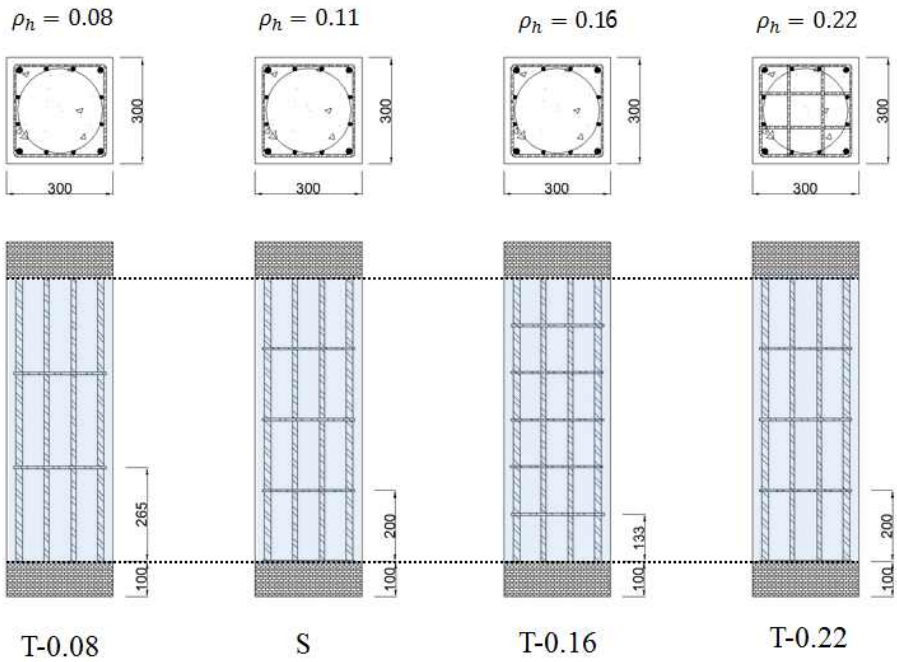


(b) L-Series (주근비)



(c) P-Series (중공 PC 강도비)

(d) G-Series (충전콘크리트 강도비)



(c) S-Series (횡보강근 체적비)

그림 3-18 실험체 상세

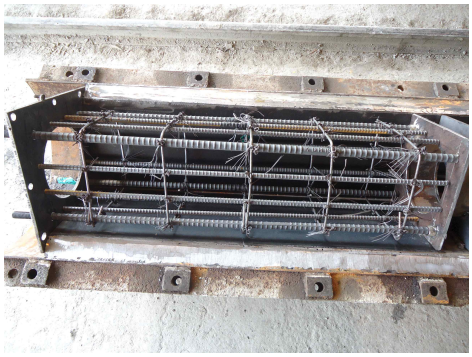
표 3-4 중공 PC기둥 압축 실험체 일람표

중공 PC기둥 압축 실험체	$f_{ck}(MPa)$		주근		횡보강근		중공직경	
	중공 PC	충전콘크리트	철근직경 (mm)	주근비 (%)	간격 (mm)	체적비 (%)	중공직경 (mm)	중공비율 (%)
S (기준실험체)	30	18	4-D19 8-D13	2.4	200	0.11	240	50
H-200*							200	35
H-260							260	59
U-200							200	35
U-240							240	50
U-260							260	59
L-1.9			4-D19 8-D10	1.9			240	50
L-3.8			12-D19	3.8				
S-0.08			4-D19 8-D13	2.4	265	0.08		
S-0.16					133	0.16		
S-0.22					200	0.22		
P-24	24				200	0.11		
P-32	32							
G-30	30	30						
G-38		38						
HE-200		18						
HE-240								
HE-260								

* H-200 (S: Standard, 200: Hollow diameter, 1.9: Steel ratio, 24: Concrete strength, E: Eccentricity ratio 0.1h(=30㎜))



(a) 철근조립 및 센서부착



(b) 조립된 철근 몰드에 고정



(c) 콘크리트 타설



(d) 원심성형



(e) 증기양생



(f) 중공 PC 기둥 제작완료

그림 3-19 중공 PC 기둥의 제작과정

표 3-5 중공 PC기둥 압축실험, 철근의 역학적 성질

철근 타입	철근직경	항복강도 (MPa)	항복변형률 (×10-6)	인장강도 (MPa)
주근	SD19	386	1885	689.97
	SD13	405	1950	688.54
횡보강근	SD6	462	2185	721.57

(2) 실험체 가력 및 측정계획

실험체에서 철근의 변형률은 그림 3-20과 같이 각 실험체의 양면의 주근과 횡 보강근에 총 6개의 변형률 게이지를 부착하여 측정하였으며, 콘크리트의 변형률은 기둥의 중앙과 중앙부에

서 우측으로 75㎜떨어진 위치에 기둥의 핀을 축으로 실험체의 양면에 변형률 게이지를 부착하여 측정하였다.

실험체의 가력 위치는 중심압축 실험 경우, UTM의 중심위치에 설치하였고 휨-압축 실험은 UTM 위치에서 30㎜의 편심거리를 두었다. 하중 가력 시 실험체의 축 방향 변형을 측정하기 위해서 실험체의 4면에 수직으로 변위계(LVDT)를 미리 제작한 슬라이딩 변위제어 장치에 설치하여 측정하였다. 작용축력에 따른 횡방향 팽창변형 및 휨변형을 측정하기 위하여 아래에서부터 200, 500, 800㎜ 위치에 3개의 LVDT를 수평으로 설치하였다. 그리고 5,000kN 용량의 유압 만능 시험기를 사용하여 0.02mm/sec의 속도로 변위제어 방식으로 가력하였다. 그림 3-21은 압축실험 설치상황을 나타낸다.

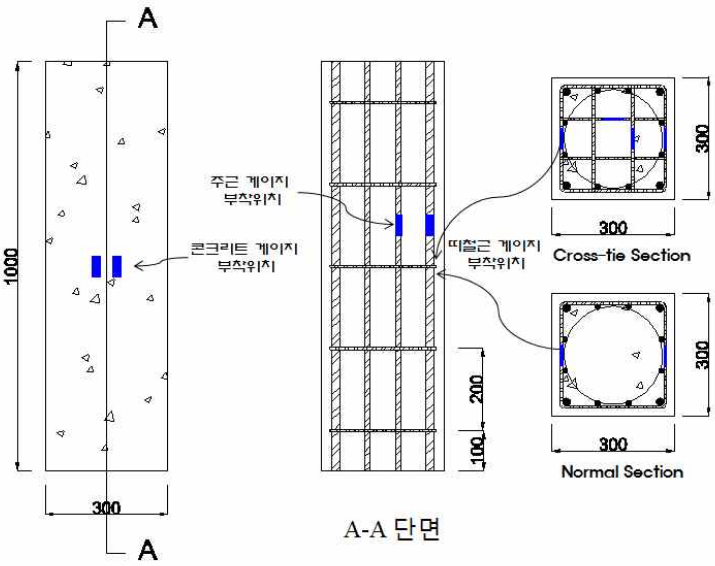


그림 3-20 중공 PC기둥 Strain gauge 부착위치

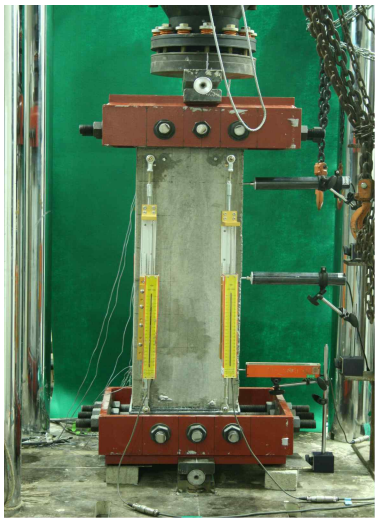


그림 3-21 중공 PC기둥
압축실험 설치상황

(3) 중심축력을 받는 중공 PC 기둥 실험결과

(가) 파괴양상

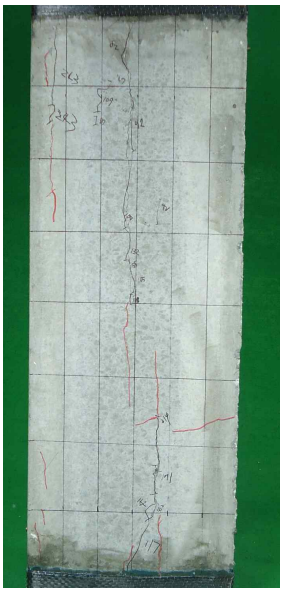
그림 3-22 (a)~(c)는 중공부분이 채워진 중공 PC 기둥의 대표적인 파괴모드를 나타낸다. 중공부분이 채워진 중공 PC 기둥의 경우, 공통적으로 힌지를 축으로 양쪽면의 상·하부 FRP Sheet와의 경계면에서 초기균열이 발생하기 시작하였으며, 점차 중앙부로 이어지는 수직균열이 발생하였다. 하중이 증가하면서 횡보강근이 먼저 항복하고 주근이 항복하였고 이때 일부 피복콘크리트가 박리되었다. 일부 실험체에서 단부의 횡방향 변형에 의해서 FRP Sheet가 팽창하였다. (d)~(f)는 미충전된 중공 PC 기둥의 파괴양상이다. 미충전된 중공 PC 기둥의 경우, 중공직경이 커질수록 상부 FRP sheet 경계면 부분에서 국부적인 콘크리트 박리가 발생하였으며, 중앙부 철근에 미리 부착된 Strain gauge의 측정결과 횡보강근과 주근은 항복하지 않았다. 그리고 LVDT에 의해서 횡변형 측정결과 상부의 변형이 가장 크게 발생하면서 박판과 같은 국부적인 파괴가 발생하는 것으로 나타났다.

(나) 하중-변위관계

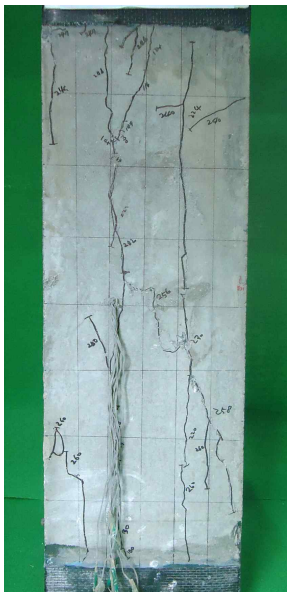
하중-변위 관계곡선의 변위는 양단간 수직길이의 변화를 나타낸 것이며, 수직으로 설치된 4개의 LVDT의 평균변위이다. 그림 3-23 (a)에서 중공부가 채워진 중공 PC 기둥 실험체는 중공직경에 상관없이 초기강성이 유사하게 나타났다. 중공직경이 작은 실험체 일수록 중공 PC의



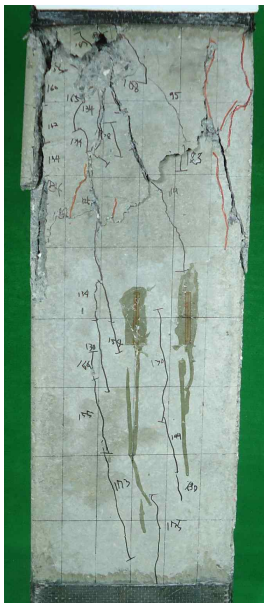
(a) H-200



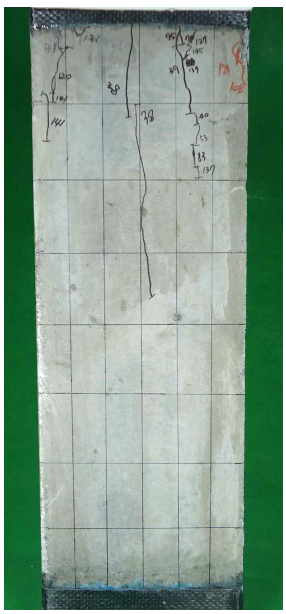
(b) S



(c) H-260



(a) U-200



(b) U-240

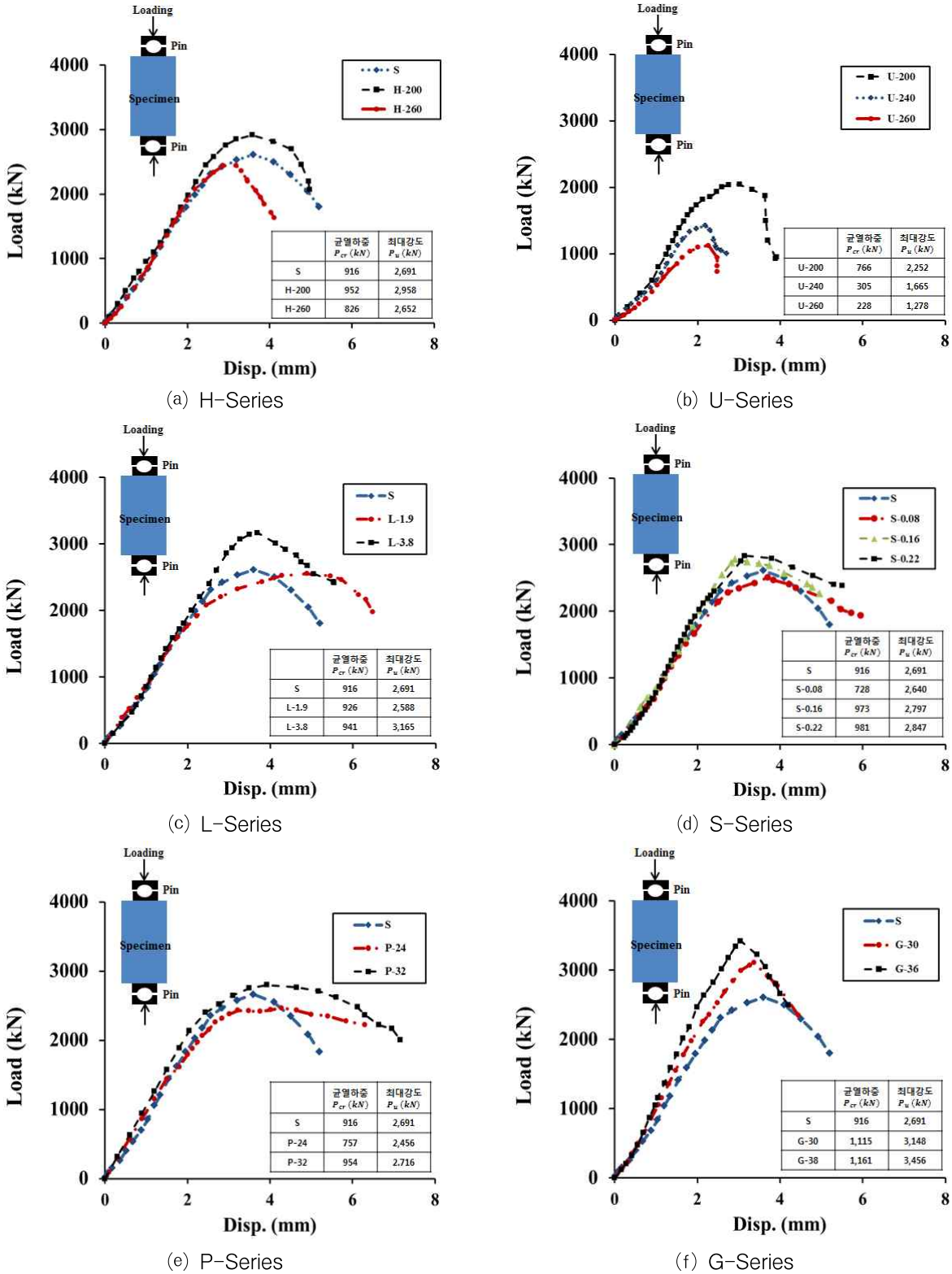


(c) U-260

그림 3-22 중심압축 실험체 최종파괴양상

단면적이 커지는 영향으로 최대내력이 증가하였으며, 최대내력 이후 모든 실험체에서 내력이 점진적으로 저하하는 것으로 나타났다. (b)에 나타낸 바와 같이, 미충전 중공 PC 기둥의 중공비율을 변수로 중공직경이 커질수록 초기강성 및 최대내력, 변형 능력이 크게 저하되는 것으로 나타났다. (c)로부터, 주근비를 변수로 초기강성 및 전체적인 거동이 유사하게 나타났으며, 주근비가 증가할수록 최대내력이 커지는 것으로 나타났다. 또한 (d)에 나타낸 바와 같이, 횡 보강근 체적비를 변수로 초기강성 및 전체적인 거동이 유사하였으며, 횡보강근 체적비가 증가할수록 최대내력이 상승하는 것으로 나타났다. (e), (f)는 중공 PC와 충전콘크리트의 강도비를 변수한 것으로서, 강도가 커질수록 초기강성과 최대내력이 상승하며, 충전콘크리트의 강도가 커질수록 최대내력 시 변형이 감소하는 것을 확인할 수 있다.

중공내부에 콘크리트가 충전된 중공 PC 합성기둥의 최대내력 시 횡변형은 중공직경에 상관없이 상하단부에서는 1.5mm 정도의 변형량을 보였고 중앙부의 횡변형은 상하단부의 변형보다 0.2~0.5mm 변형이 더 생기면서 최대 횡변형을 나타내었다. 미충전된 중공 PC 기둥의 경우 기



(a) H-Series (b) U-Series

(c) L-Series (d) S-Series

(e) P-Series (f) G-Series

그림 3-23 중공 PC기둥 중심압축 실험의 하중-변위관계 곡선

둥의 하부, 중앙부, 상단부 순으로 변형량이 커졌으며, 상단부에서 최대 횡변형을 보였다. 이는 앞서 서술한 파괴모드와 연관되어 상단부에서 응력이 집중되어 국부적인 박리현상을 보이면서 파괴됨에 따라 상단부에서의 횡 방향 변위가 높게 나타난 것으로 사료된다.

(다) 설계기준식 검토

실험결과를 평가하고자 콘크리트구설계기준 KCI(2013) 및 ACI-318(2011) 기준식으로 내력을

산정하여 이를 실험결과와 비교하였다. 중심 축력을 받는 기둥의 최대내력을 계산하는 식은 두 기준에서 모두 동일한 식을 사용하고 있다. 중공이 있는 중공 PC 기둥은 PC, 현장타설 콘크리트 그리고 철근 강도의 합으로 내력을 산정할 수 있다. 아래의 식(3-1)은 두 기준에서 제시하고 있는 식을 중공 PC 기둥에 적합하도록 정리한 것이다.

$$P_0 = 0.85 f_{pc}(A_g - A_{hc} - A_{st}) + 0.85 f_{hc} A_{hc} + f_y A_s \qquad (3\text{-}1)$$

여기서, f_{pc}는 중공 PC의 압축강도, A_g는 전체단면적, A_s는 주근단면적, A_{hc}와 f_{hc}는 충전 콘크리트의 단면적과 강도, f_y는 철근의 항복강도임.

콘크리트강도와 철근강도는 재료실험결과를 사용하였다. 식 (3-1)의 오른쪽에서 첫 번째 항은 PC부분을 나타내고, 두 번째 항은 중공부에 타설되는 충전콘크리트를 나타내며 마지막 세 번째 항은 철근에 의한 내력을 나타낸다. 실험결과와 기준식에 의해 계산된 결과를 비교하여 나타내면 그림 3-24와 같다. 그림 3-24에 나타낸 바와 같이 중공부가 충전된 PC 기둥의 경우, 중심압축실험체는 기준식으로 계산한 예측강도의 약 104~111%를 수준으로 비교적 정확하게 기둥의 강도를 예측할 수 있음을 확인하였다. 중공부분이 채워지지 않은 미충전 PC 기둥의 경우에는 중공비율이 커질수록 실험결과와 계산결과의 차이가 커지는 것으로 나타났다. 이는 그림 3-22 (d)~(f)의 파괴형상에서 알 수 있듯이 실험체 상부에서 국부적인 파괴에 의해 내력이 결정되어 중공 PC가 충분히 내력을 발휘하지 못하기 때문이다. 이와 같은 현상은 중공률이 커짐에 따라 PC부재의 두께가 과도하게 얇아지게 되고 이 경우에는 PC부재가 작용축력에 대하여 박판과 같이 면외변형을 일으키는 국부파괴에 의해 내력이 결정되기 때문으로 볼 수 있다.

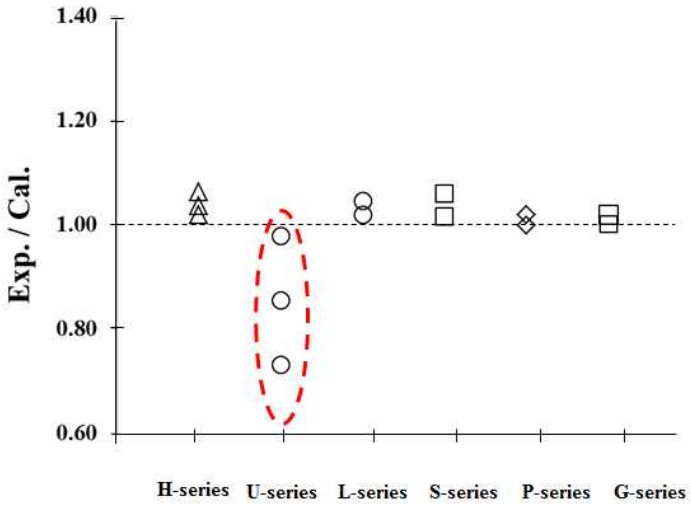


그림 3-24 중공 PC 중심압축 실험결과와
기준식 (3-1) 비교

중공부분이 미충전된 PC 기둥의 내력변화를 관찰하면, 중공율이 커질수록 일정한 기울기로 내력이 저하됨을 알 수 있다. 이와 같은 내력저하는 박판에서 흔히 발생하는 판-폭두께비와 밀접하게 관련된 것으로서, 실험강도와 식 (3-1)의 중공 PC 내력 비를 중공직경과 PC 기둥의 두께(D/t)관계로 나타내면 그림 3-23과 같이 선형적인 관계를 보인다. 이와 같은 선형 관계를 회귀식을 통해 국부좌굴 영향계수(α)를 식 (3-2)로 나타낼 수 있다.

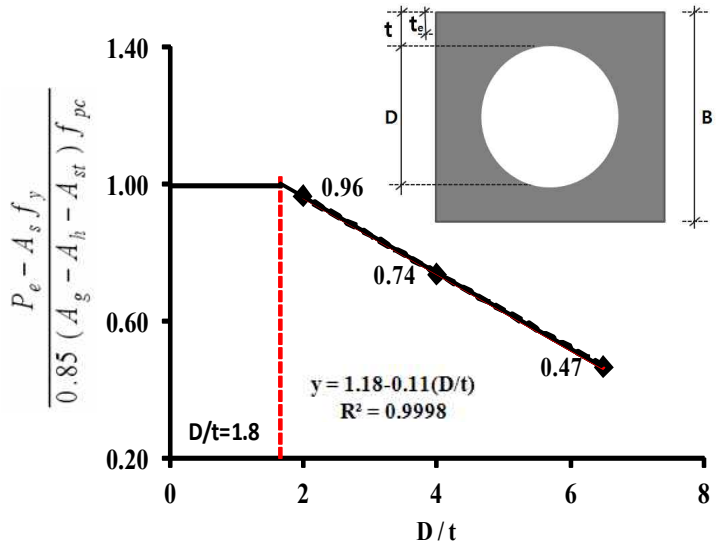


그림 3-25 제안된 미충전 중공 PC 기둥의 두께관계 회귀분석결과

$$\alpha = 1.18 - 0.054 \times \frac{D}{t} \tag{3-2}$$

식 (3-2)에 부재의 두께를 기둥의 폭(B)과 중공직경(D)으로 표현하여($t = B - D$) 정리하면 아래와 같다.

$$\alpha = 1.18 \frac{B - 1.10D}{B - D} \tag{3-3}$$

또한, $B - 1.1D$를 유효두께 t_e라 하면, 식 (3-3)은 식 (3-4)와 같이 정리할 수 있다.

$$\begin{aligned} &\frac{D}{t} < 1.8\text{일 때}, \alpha = 1.0 \\ &\frac{D}{t} \geq 1.8\text{일 때}, \alpha = 1.18 \frac{t_e}{t} \end{aligned} \tag{3-4}$$

국부좌굴 영향계수(α)는 기둥의 축강도 산정 시에 콘크리트 기여부분에 적용하며, 이를 식으로 나타내면 아래와 같다.

$$P_0 = 0.85 \alpha f_{pc} (A_g - A_{hc} - A_{st}) + f_y A_{st} \tag{3-5}$$

식 (3-1) 및 식 (3-5)를 이용하여 산정된 기둥의 축강도를 실험결과와 비교하여 표 3-6에 나타내었다. 충전콘크리트가 타설된 실험체군의 실험결과는 기준식으로 산정된 축강도와 비교하였을 때 약 0.99에서 1.11의 값을 나타내어 비교적 정확하게 예측하였으며, 미충전 중공 PC 기둥실험체 U200, U240, U260에는 국부좌굴 영향계수를 적용한 식 (3-5)를 이용하여 축강도를 산정한 결과 실험결과와 계산값의 비가 102~104% 수준으로 중공 PC 기둥의 내력산정을 적합하게 평가하고 있음을 알 수 있다.

표 3-6 실험결과와 기준식 비교표

실험체	Exp. (kN)	Eq. (3-1) (kN)	Exp./Eq.(3-1) (kN)	Eq.(3-5) (kN)	Exp./Eq.(3-5)
S	2,691	2,550	1.06	-	-
H-200	2,958	2,670	1.11	-	-
H-260	2,652	2,555	1.04	-	-
U-200	2,252	2,303	0.98	2239	1.02
U-240	1,665	1,951	0.85	1686	1.05
U-260	1,278	1,750	0.73	1277	1.05
L-1.9	2,588	2,300	1.06	-	-
L-3.8	3,165	3,121	1.01	-	-
S-0.08	2,640	2,529	1.01	-	-
S-0.16	2,797	2,529	1.12	-	-
S-0.22	2,847	2,529	1.11	-	-
P-24	2,456	3,642	1.02	-	-
P-32	2,716	2,715	1.00	-	-
G-30	3,148	3,052	1.03	-	-
G-38	3,456	3,462	0.99	-	-

(라) 횡구속효과 검토

J. B. Mander는 철근콘크리트의 구속효과를 평가함에 있어 그림 3-26과 같은 관계를 제시하였다. 식 (3-6)~(3-9)는 횡보강근의 직경, 강도 및 배근간격과 주근개수를 고려한 구속효과를 나타낸다.

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f'_l \tag{3-6}$$

$$f'_l = \frac{1}{2}\rho_s f_{yh} \tag{3-7}$$

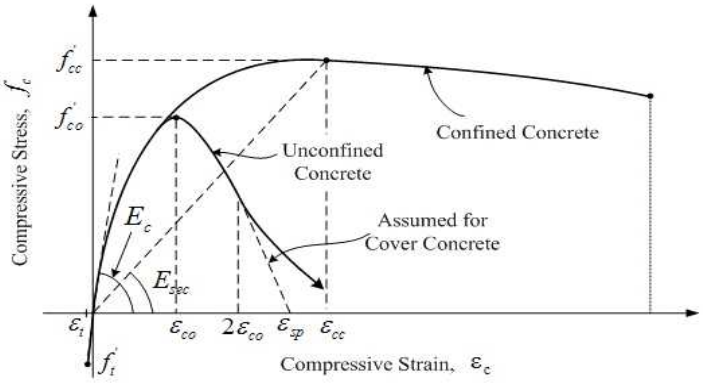
$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}(1 + k_2 \frac{f_l}{f'_{co}}) \tag{3-8}$$

$$k_1 = 4.1, k_2 = 5k_1 = 20.5 \tag{3-9}$$

여기서, f'_{cc}는 구속된 콘크리트의 최대압축응력, ε_{co}는 f'_{cc}에 대응하는 콘크리트 변형률, f'_l는 횡구속압력, f'_{co}는 비구속 콘크리트 강도, k_1는 콘크리트 압축강도계수, k_2는 횡방향 구속압력 계수를 나타낸다.

중공 PC 기둥은 일반 RC 기둥과 다르게 PC와 충전 콘크리트의 재료강도가 서로 다르고 원심성형으로 제작된 중공 PC 기둥 내부표면이 매끈하다. 이 상태로 중공부에 콘크리트를 충전하면 두 재료의 경계면은 완전부착으로 가정될 수 없게 된다. 특히 PC와 충전 콘크리트와의 경계면에 소정의 틈이 존재한다고 가정하면, 일반 RC기둥과 같은 횡구속효과를 보이지 않을 가능성이 높다.

이론적으로 축방향 하중을 받는 콘크리트는 프와송효과에 의해 가로변형을 보이기 때문에



Elastic modulus of Concrete : $E_c = 5,000\sqrt{f_{co}^{'}}$ MPa

Tensile Strength of Concrete : $f_t^{'} = 0.62\sqrt{f_{co}^{'}}$ MPa

Tensile Strain of Concrete : $\varepsilon_t = \dfrac{f_t^{'}}{E_c}$

그림 3-26 Mander model

그림 3-27과 같이 중공 PC와 충전 콘크리트 사이에서 내부 충전 콘크리트가 팽창하게 되고 이 팽창은 PC에 의해 구속되는 것으로 가정할 수 있다. 만일 중공 PC와 충전 콘크리트 사이에 소정의 틈이 있는 경우에는 충전 콘크리트에 대한 횡구속효과는 저감될 수 있다. 이와 같은 경우, 중공 PC 내부에 충전된 콘크리트에 대한 횡방향 구속압력 계수(k_1)가 통상의 RC기둥 내코아 콘크리트와 같은 횡구속계수 4.1이 적절한지에 대한 검토가 필요하다.

각 실험체의 하중-변위곡선에 가장 최적화 되는 계산값을 찾기 위하여 Mander 모델에서 k_1을 변화시키면서 최적화된 값을 구한 결과, 표 3와 같이 2.0~2.5의 범위를 보였다. 이 값은 일체식인 RC구조에 비하여 다소 낮은 값으로서, 중공 PC와 충전 콘크리트 사이에 존재하는 계면특성 때문으로 볼 수 있다.

중공 PC 합성기둥에 대한 실험결과와 Mander model에 의한 계산값과 비교한 결과, Mander의 제안식은 합성기둥의 탄성계수(E_c)를 과대평가하는 것으로 나타났다. 두 재료가 합성된 합성기둥에서 유효탄성계수는, 중공 PC와 충전 콘크리트의 면적비를 고려하여, 식 (3-10)과 같이 산정할 수 있다.

$$_eE_c = \alpha E_{c,pc}\frac{A_{pc}}{A_g} + \beta E_{c,CIP}\frac{A_{CIP}}{A_g} \tag{3-10}$$

여기서, A_{pc}, A_{CIP}, A_g는 각각 중공 PC, 충전 콘크리트 전체 단면적이며, $E_{c,PC}$와 $E_{c,CIP}$는 각각 중공 PC와 충전 콘크리트의 재료탄성계수를 나타낸다. α와 β는 중공 PC와 충전 콘크리트의 횡구속저하를 고려한 계수로서, 계산의 편의를 위해 두 값을 같다고 가정하면, 식 (3-11)과 같다.

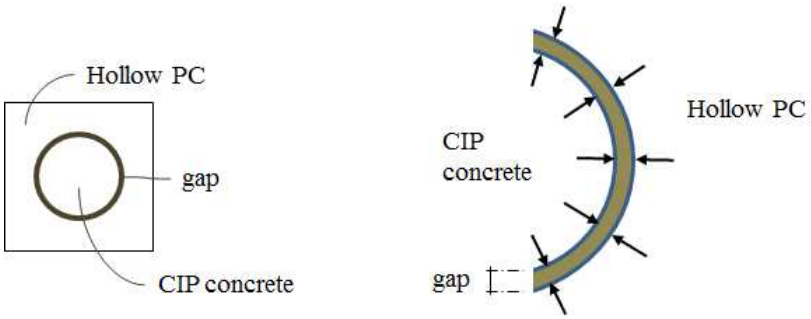


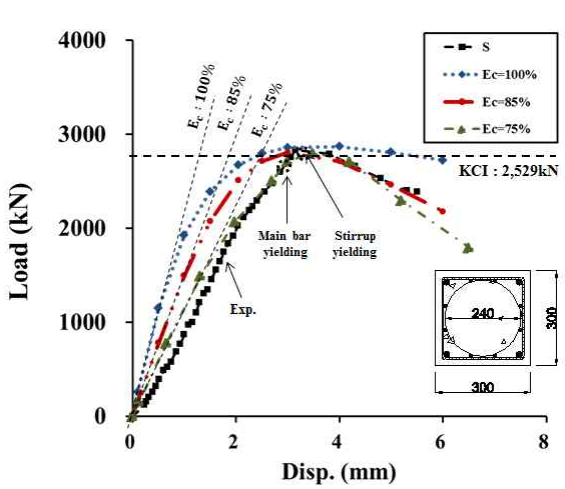
그림 3-27 중공 PC기둥과 충전콘크리트 사이의 횡구속 특성

$$_eE_c = \alpha\left[E_{c,pc}\frac{A_{pc}}{A_g} + E_{c,CIP}\frac{A_{CIP}}{A_g}\right] \quad (3\text{-}11)$$

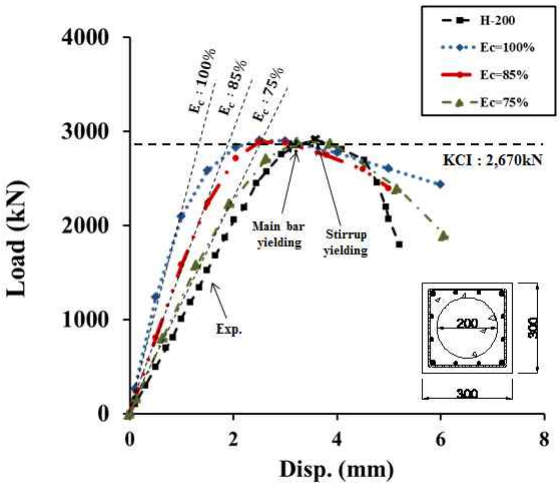
중공 PC와 충전 콘크리트의 탄성계수는 $5{,}000\sqrt{f'_{co}}$로 계산하고 식 (7)을 이용하여 반복계산을 실시하여 유효탄성계수를 평가하였다. 계산된 유효탄성계수 값이 실험결과와 최적화 될 때의 α값을 구한 결과, 표 3-7 및 그림 3-28에 나타낸 바와 같이 0.7~0.85로 나타났다. 이와 같이 중공 합성 PC기둥의 유효탄성계수가 낮게 나타나는 이유는 PC와 충전 콘크리트 사이에 존재하는 계면에서 국부적인 변형이 발생하기 때문으로 사료된다.

표 3-7 Mander 식을 적용한 해석결과와 실험결과 비교표

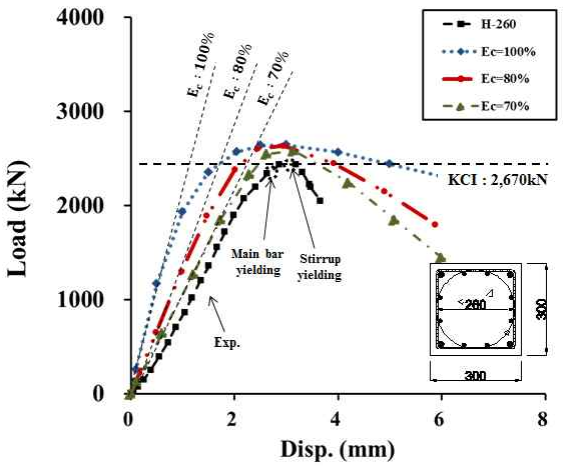
Specimen	Pu (kN)			k_1	α
	Exp.	Cal.	Exp./Cal.		
S	2691	2550	1.06	2.2	0.75
P-24	2456	3642	1.02	2.0	0.70
P-32	2716	2715	1.00	2.2	0.75
G-30	3148	3052	1.03	2.4	0.80
G-38	3456	3462	0.99	2.5	0.85



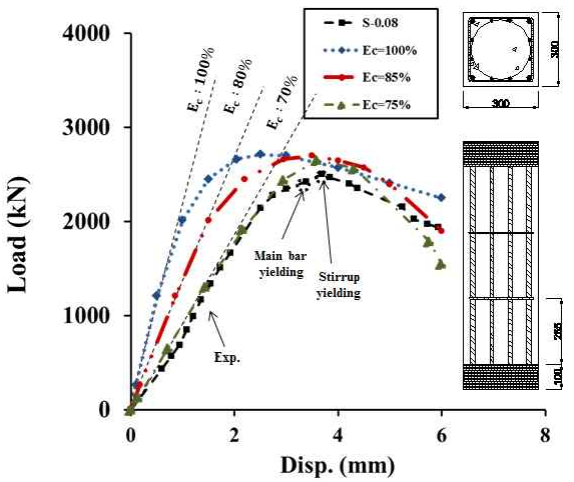
(a) S



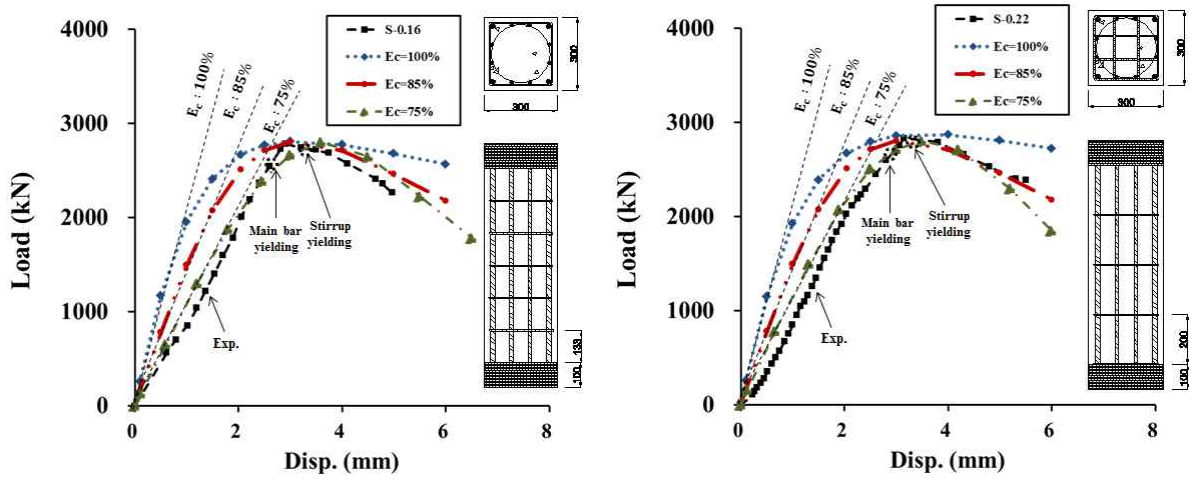
(b) H-200



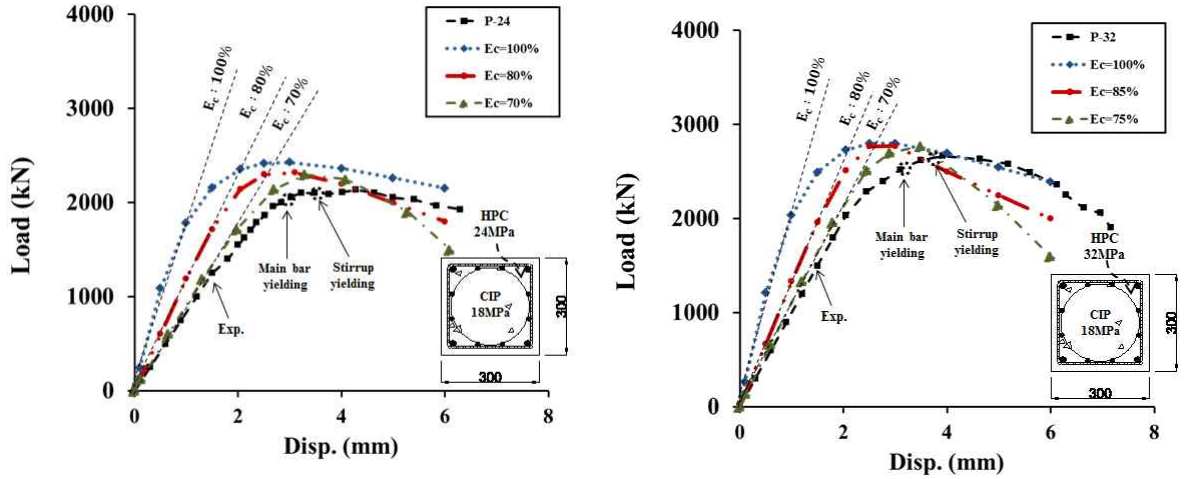
(c) H-260



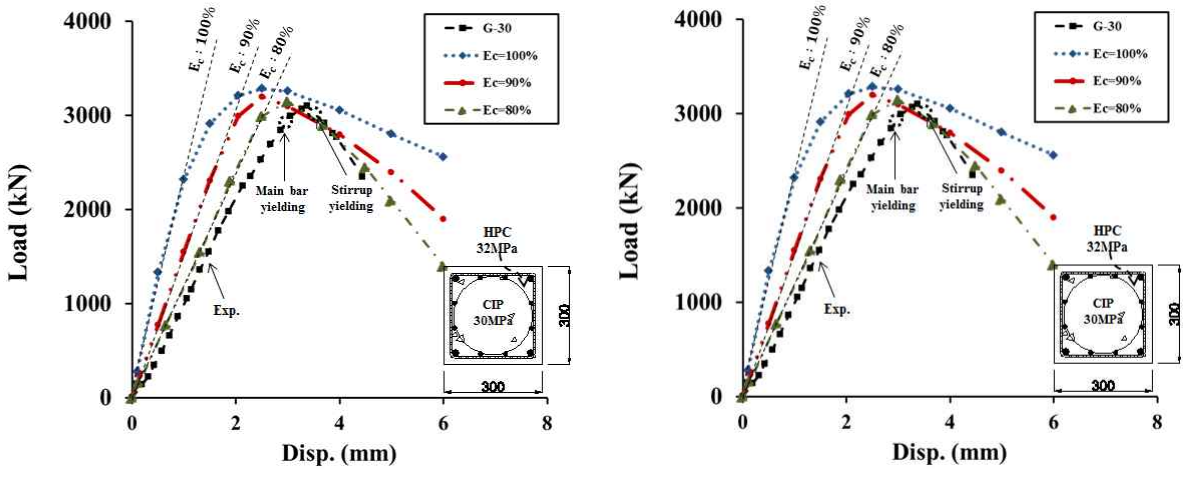
(d) S-0.08



(e) S-0.16 (f) S-0.22



(g) P-24 (h) P-32



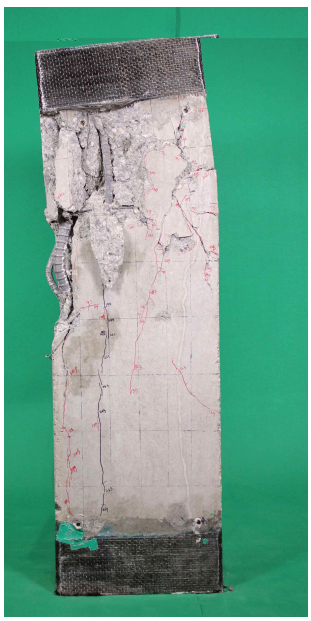
(i) G-30 (j) G-36

그림 3-28 횡구속효과를 고려한 하중-변위관계 곡선

(4) 휨과 압축을 받는 중공 PC 기둥의 실험결과

(가) 파괴양상

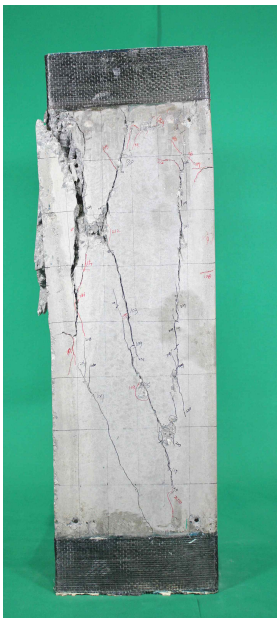
그림 3-29는 휨압축 실험결과 나타난 중공 PC기둥의 파괴양상을 나타낸 것으로서, (a)~(c)는 실험체가 휘어지는 축을 기준으로 나타낸 모습이고 (d)~(f)는 압축 측의 파괴양상을 나타낸다. 초기균열은 휘어지는 축에서 상·하단부에서 균열이 발생하였고 점차 수직균열과 압축 측에서 균열이 발생하기 시작하였다. 콘크리트의 박리파괴는 압축 측에서 횡보강근과 주근이 항복하는 시점에 발생하였으며, 이후에 인장 측의 휨균열이 증가하였고 최대하중의 25~30%되는 구간에서 실험을 종료하였다.



HE-200 (회전 측)



HE-240 (회전 측)



HE-260 (회전 측)



HE-200 (압축 측)



HE-240 (압축 측)



HE-260 (압축 측)

그림 3-29 중공 PC기둥휨-압축 실험체의 최종파괴양상

(나) 하중-횡변위 관계

그림 3-30은 하중-횡변위 관계 곡선을 나타낸다. 초기강성은 중공비율에 상관없이 최대하중까지 유사하였고 최대내력은 중공비율이 작아질수록 중공 PC의 면적이 커지는 영향으로 내력이 증가하는 것으로 나타났다. 그리고 최대하중 이후의 하강부분은 다소 완만한 곡선을 보였으며, 중공비율이 커질수록 내력 저감이 크게 나타났다.

(다) 모멘트-곡률 곡선

모멘트는 2차효과를 고려하여 기둥 중앙부 단면에 실제로 작용한 모멘트로서 식 (3-12)와 같고 곡률의 측정은 콘크리트 실험 전 일정위치에 매입해 놓은 강봉에 LVDT를 설치하여 측정된 변위를 이용하여 아래 식 (3-13)에 의해 구하였다.

$$M_m = P \times (e + \triangle) \tag{3-12}$$

여기서, M_m: 기둥 중앙부에 작용한 모멘트. P: 축하중, e: 편심거리, $\triangle$: 기둥 중앙부에서의 변위임.

$$\phi = \frac{|\varepsilon_c - \varepsilon_t|}{h} \tag{3-13}$$

여기서, ε_t: 인장측 LVDT를 이용한 변형률, ε_c: 압축측 LVDT를 이용한 변형률, h: 압축과 인장측의 봉간 거리임.

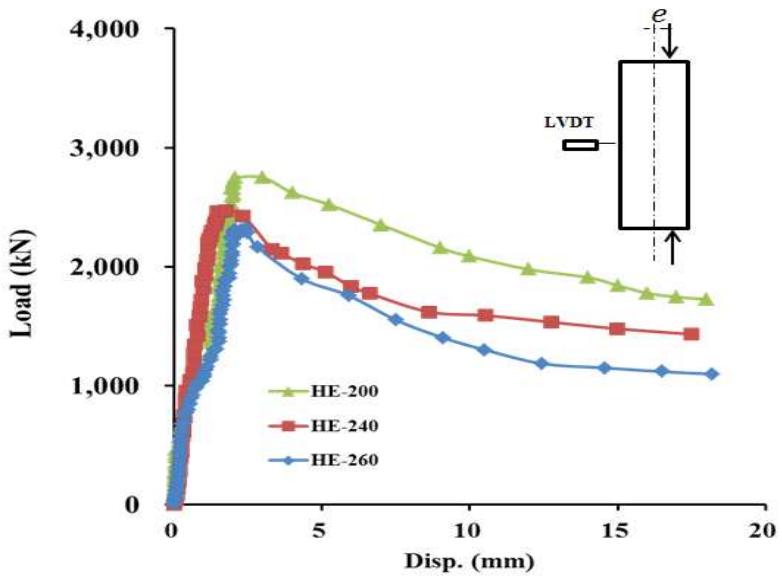


그림 3-30 중공 PC기둥 휨압축 실험체 하중-횡변위 관계곡선

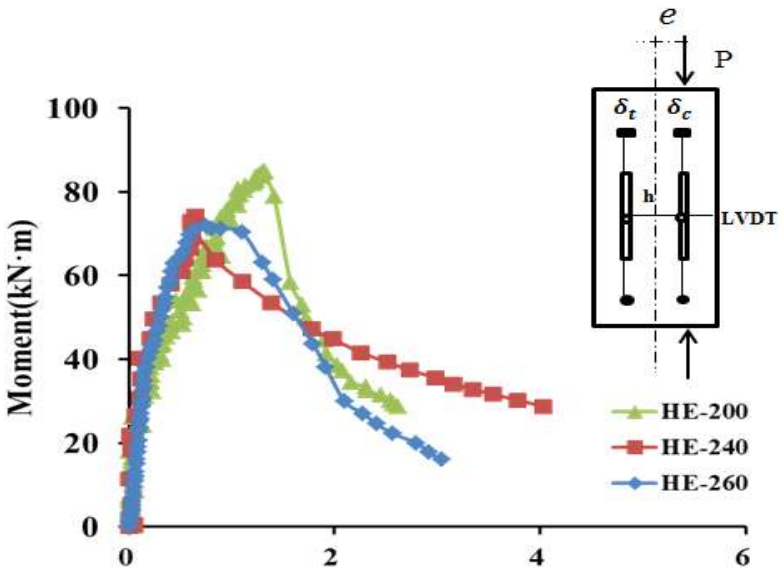


그림 3-31 중공 PC기둥 휨압축 실험체 모멘트-곡률 관계곡선

(라) 휨압축성능의 평가

중공 PC 기둥을 사용한 기둥의 휨압축 거동을 파악하기 위하여, 비선형 단면해석을 실시하였으며 또한 현행 설계기준의 적용성을 평가하기 위하여 실험결과와 미국 기준인 ACI 318, 캐나다 기준인 CAN3-A23.3-05, 유럽기준인 Eurocode 2에 따른 편심압축성능을 비교하였다.

① 비선형 단면해석

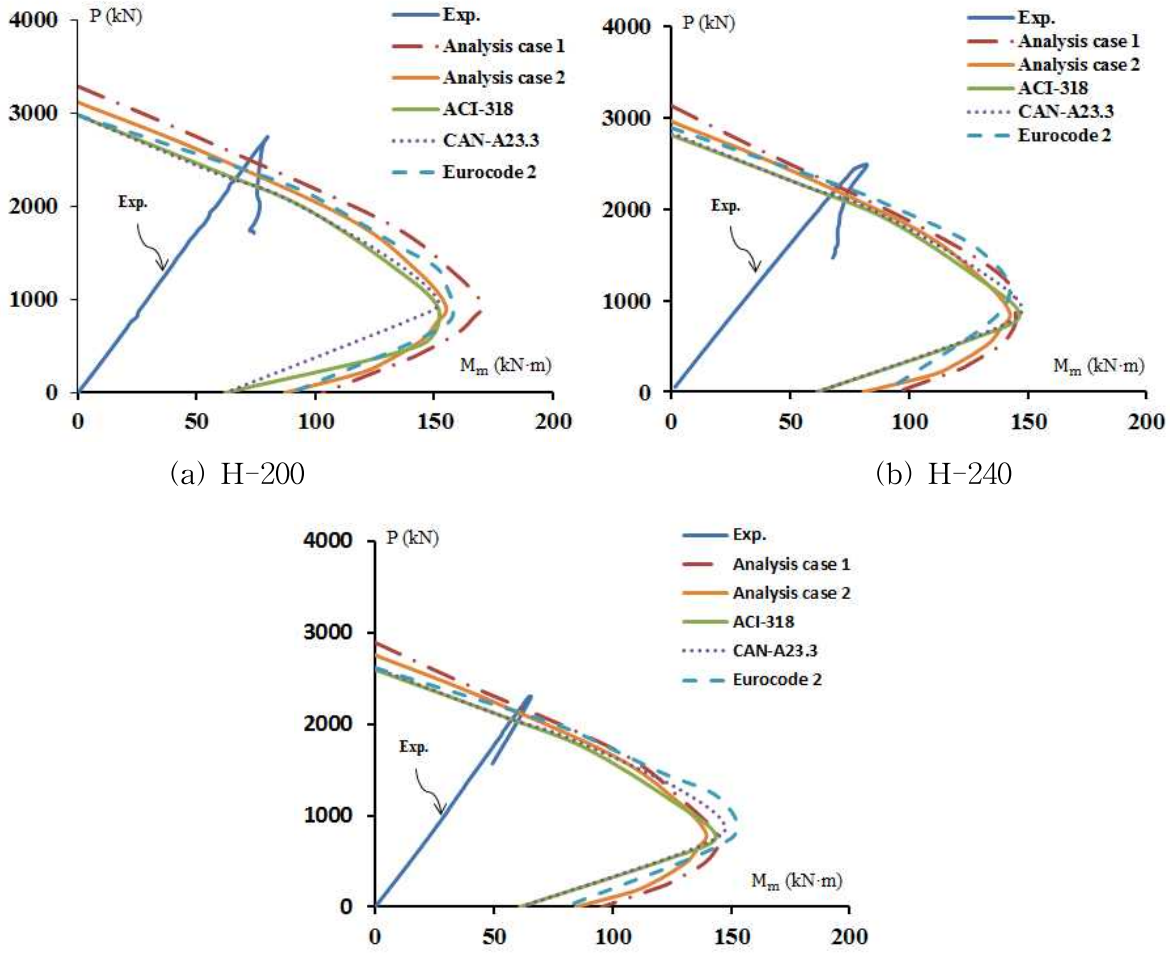
비선형 해석을 위한 모델링 방법은 두 가지로 가정하였다. 첫째(Analysis case 1)는, 중공 PC와 충전 콘크리트 그리고 철근의 재료적 특성을 실제 재료실험 결과를 적용하여 모델링하는 것이고 둘째(Analysis case 2)는, 중공 PC와 충전 콘크리트 부분의 면적비율에 따른 유효콘크리트강도를 계산하고 이 유효콘크리트강도를 가진 RC 기둥으로 가정하여 모델링하는 것이다. 해석에서의 재료모델은 횡 보강근으로 구속된 중공 PC와 충전콘크리트는 Confined model을 적용하고 피복콘크리트는 Uncofined model을 적용하였다. 그리고 철근은 Parabolic strain model을 적용하였다.

해석 결과, 중공 PC와 충전 콘크리트를 각각 모델링한 Analsis case 1의 해석결과가 실험결과와 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났으며, 유효콘크리트강도를 가진 RC 기둥으로 모델링한 Analysis case 2는 case 1에 비해 안전측으로 평가하는 것으로 나타났다. 두 가지 해석결과를 그림 30에 비교하여 나타내었다.

② 각국 기준식검토

현행 구조기준에 따르면, 합성부재를 이루는 요소의 재료적인 특성이 다를 경우, 각 요소의 특성을 각각 사용하거나 이들 중 가장 불리한 값을 사용하여 합성단면의 강도를 산정하도록 명시하고 있다. 이러한 현행기준에 의거하여 실무에서 중공 PC와 충전 콘크리트로 합성된 기둥의 압축력과 휨강도를 계산할 경우, 개별단면의 압축강도를 각각 산정한 후 단순 합산하여 구하거나, 전단면에 대해 면적비로 유효콘크리트 강도를 계산하여 산정할 수 있다.

본 연구에서 P-M상관곡선을 설계하는 과정은 먼저 중공 PC와 충전 콘크리트의 면적비율에 따라 유효콘크리트강도를 계산하고 이 유효콘크리트강도에 대한 RC 기둥으로 가정하여 계산



(a) H-200 (b) H-240

(c) H-260

그림 3-32 모멘트-곡률 실험과 해석결과 비교

하였다. 그림 3-32는 각 설계기준에 따라 계산한 결과를 나타낸다. 그림 3-32에 나타낸 바와 같이, Eurocode 2에 따른 예측강도와 실험결과의 내력비는 약 101~103%으로 가장 유사하게 내력을 평가하였고 ACI-318과 CAN-A23.3은 104~107% 수준으로 비교적 과소평가하는 것으로 나타났다. 그러나 전체적으로 계산결과가 실험결과를 안전측으로 평가하고 있어 유효콘크리트 강도를 이용한 계산방법은 중공 PC 합성기둥의 휨압축내력 평가에 충분히 적용가능한 것으로 사료된다.

비선형 단면해석결과는 모든 실험체에 대하여 실험결과와 각국의 규준식 보다는 비교적 잘 일치하는 결과를 보였다. 이러한 결과는 중공 PC 기둥의 접촉면을 완전부착으로 고려하더라도 중공 PC와 충전 콘크리트 각각의 재료를 계산하고 횡구속효과를 적절히 반영한 재료의 응력-변형률 관계와 변형률 적합조건을 사용하여야 한다는 것을 확인시켜 준다. 표 3-8은 실험결과와 설계강도의 비교를 나타낸다.

(5) 중공 PC기둥의 압축거동에 대한 유한요소해석

(가) 해석개요

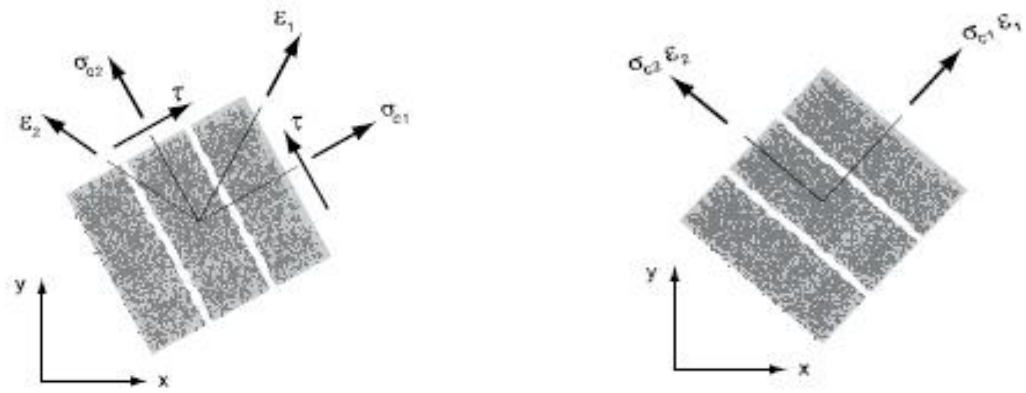
실험연구와 더불어 콘크리트 및 철근의 재료적 특성과 중공 PC 및 충전 콘크리트 사이 접촉면의 거동을 고려한 유한요소해석을 실시하여 복합거동을 하는 중공 PC 기둥의 비선형거동을

적절하게 묘사할 수 있는 방법을 연구하였다. 중심축력을 받는 중공 PC 기둥의 압축거동을 파악하기 위하여 유한요소해석을 실시하였다. 중공부가 충전된 중공 PC 기둥의 경우에는 후 타설되는 콘크리트와 PC부분의 계면특성에 따라 다른 거동을 나타낼 수 있다. 이를 고려하여 해석을 실시하였다. 해석에 사용된 프로그램은 MIDAS-FEA(2012)프로그램이다.

(나) 모델링

① 콘크리트 균열모델

콘크리트의 균열모델은 이산균열(discrete crack)모델을 사용하였다. 이산균열모델은 균열을 경계로 분리된 유한요소를 사용하는 방법이다. 그리고 그림 3-33과 같이 균열 축을 취급하는 방법에 따라서 고정균열(fixed crack) 및 회전균열(rotating crack)모델로 구분된다. 고정균열모델은 균열각이 결정되면 변화하지 않는 것으로 가정하기 때문에 균열면에서 수직응력과 전단응력이 존재한다. 회전균열모델에서는 전 단계에서 발생한 균열과 관계없이 현재의 주변형률 방향에서 균열이 발생하는 것으로 가정하며, Vecchio(1986) 등의 수정압축장 이론과 Selby(1993)등의 3차원 확장 모델을 배경으로 하는 이론이다. 고정균열 모델의 경우 회전균열에 비하여 강성과 강도를 약간 과대평가하는 경향이 있어 회전균열모델을 적용하여 해석하였다.



(a) 고정균열 (b) 회전균열

그림 3-33 이산균열모델

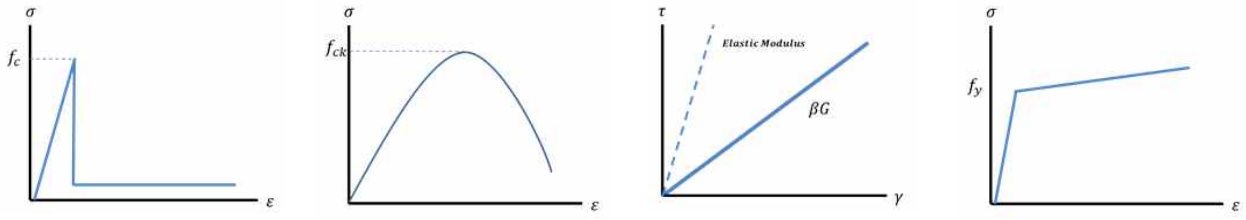
② 계면의 접촉모델

중공 PC 기둥은 중공 PC와 충전콘크리트의 접촉면이 생기기 때문에 이 접촉면의 정의가 필요하다. 계면조건의 모델에서 접합접촉(Symmetric Weld Contact)과 일반접촉(Symmetric General Contact)의 두 가지 모델이 사용가능하며 이 중 접합접촉은 두 면이 분리되는 것을 허용하지 않아 모델의 법선방향과 접선방향으로 하중을 전달한다. 일반접촉은 두 면이 해석 전에 붙어있으나 해석 중에 접촉면이 분리되는 경우와 해석 중에 두 면이 접촉과 분리를 반복하는 경우를 모두 고려할 수 있다. 실제 중공 PC는 공장에서 원심력으로 제작되기 때문에 내부면, 즉 충전그라우트와 접촉되는 부분의 면이 매우 매끄럽게 형성되고 원심력회전이 부유물 등에 의한 막이 형성될 수 있다. 그러므로 이 부분에서 충전그라우트와의 완전한 부착은 기대할 수 없다. 따라서 이 연구에서는 법선방향으로만 하중을 전달하는 일반접촉 모델을 이용하여 해석을 진행하였다.

③ 재료 모델링 및 해석

중심 축력을 받는 중공 PC 기둥의 실험과 같은 조건으로 PC부와 현장타설콘크리트를 개별적으로 모델링 하였으며, 콘크리트의 재료모델은 그림 3-34 (a), (b), (c)에 나타낸 것과 같이

콘크리트의 재료모델은 인장은 인장강도 이후에 취성적으로 파괴되는 brittle, 압축은 Multi-linear 모델로 정의하였고, 주근과 횡보강근 등 철근은 실험체와 동일한 위치에 모델링하였으며, 그림 3-34(d)에 나타낸 것과 같이 Bi-Linear 모델로 철근의 재료특성을 정의하였다. 콘크리트와 철근의 재료정의는 재료실험결과를 근거로 하였다. 경계조건은 하부에 변위를 구속시켜 초기상태에서 변위가 발생하지 않도록 하고 편심 없이 일정한 축력이 가력되도록 힌지를 가정하였다. 하중의 가력은 변위를 점증시키는 방법으로 제어하였으며, Newton-Raphson법을 이용하여 비선형해석을 수행하였다.



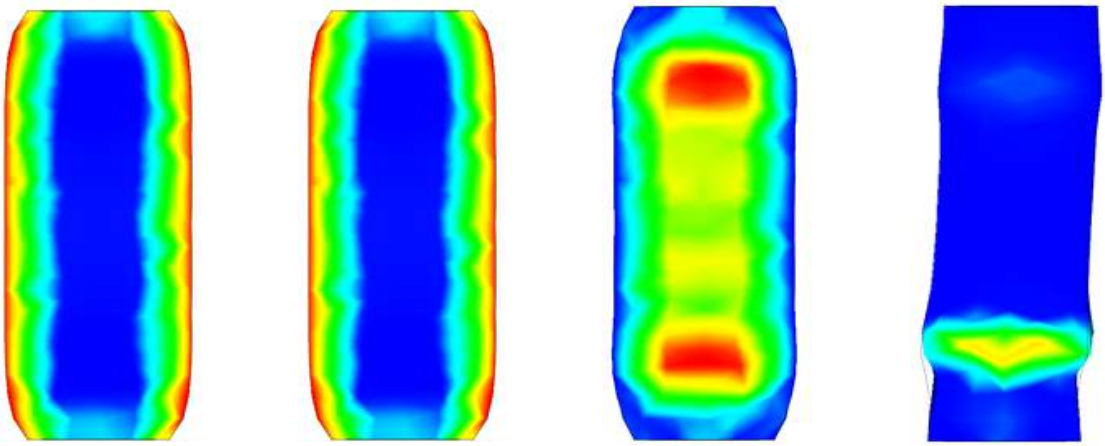
(a) Tension (brittle) (b) Compression (multi-linear) (c) Shear (constant) (d) Bi-linear

그림 3-34 재료모델

(다) 해석 결과

① 응력 및 균열 분포

그림 3-35와 3-36은 중공 PC 기둥의 유한요소해석 결과로서 각 단계별 응력분포 및 균열 패턴을 나타낸다. 그림 3-35에 나타낸 것과 같이 응력분포는 초기에 기둥의 단부를 시작으로 높은 응력을 나타내었으며 변위가 커질수록 중앙부 충전콘크리트로 응력이 전달되는 양상을 보였다. 또한, 실험결과와 유사하게 최대하중 이후에 중공 PC 부재에서 국부적인 응력저하 현상과 변형을 보이는 것으로 나타났다. 그림 3-36에서 디스크형태로 확인할 수 있는 균열 패턴은 초기에 기둥의 상·하단부에서 균열이 발생하였고 변위가 커짐에 따라 중앙부로 수직균열이 진전되면서 최대하중에 도달한 이후에 중공 PC 기둥의 전체 면에 균열이 발생하는 양상을 보였으며, 이러한 결과는 그림 3-22의 실험체에서 관측된 파괴모드와 유사하다.



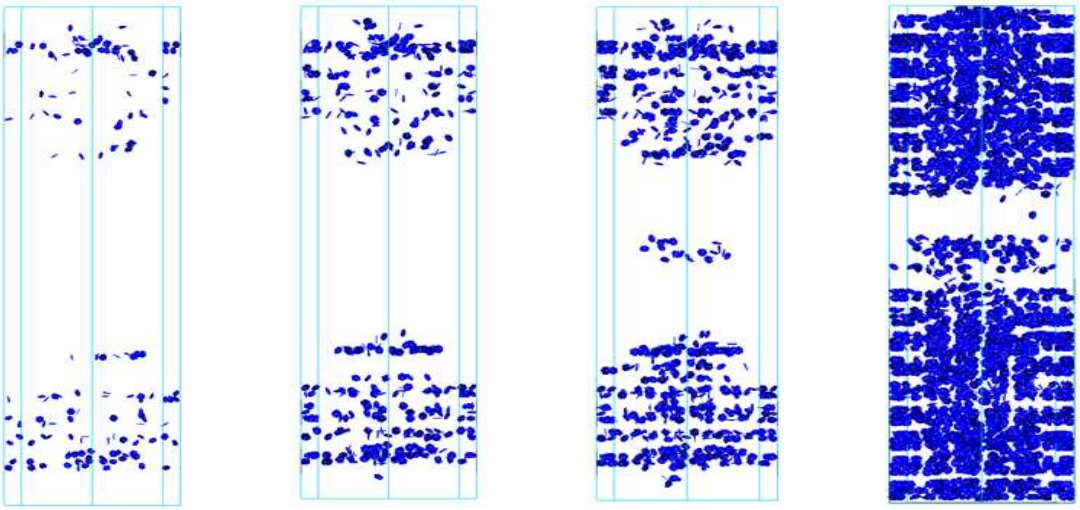
(a) 1.0mm (b) 2.0mm (c) 3.0mm (d) 3.5mm

그림 3-35 각 구간별 응력흐름

② 실험과 해석결과 비교

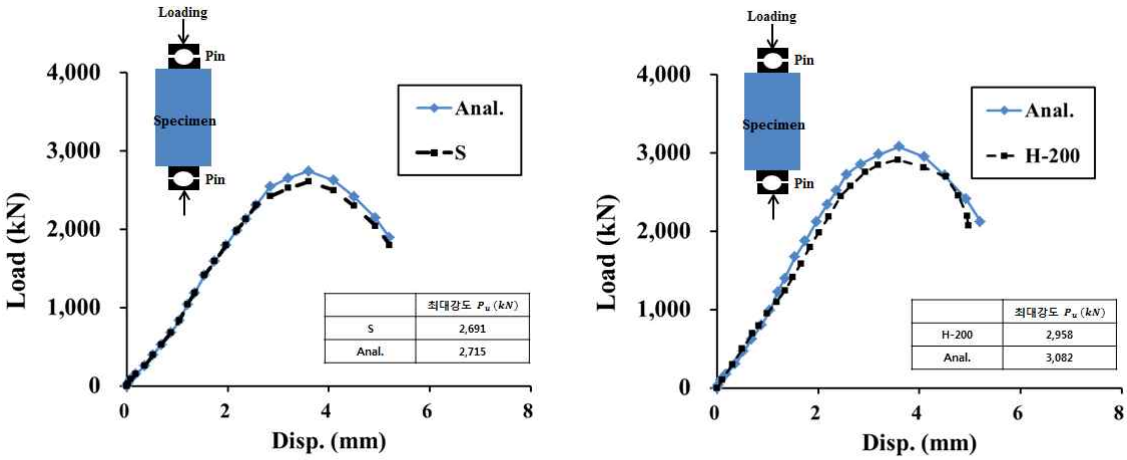
그림 3-37은 해석결과와 실험결과를 비교하여 하중-변위관계 곡선을 나타낸다. 그림 3-37의 (a)~(c) 및 (g)~(p)은 중공내부가 충전된 PC 기둥의 실험결과이다. 해석결과, PC 기둥의 강

성, 최대하중, 최대하중 이후의 거동 등이 모두 유사한 거동을 보였다. 그리고 최대내력 비는 102~105% 수준으로 2~5% 해석결과가 PC 기둥의 내력을 과대평가하는 것으로 나타났으나 비교적 유사하게 예측하는 것을 확인하였다. 그러나 (d)~(f)에 나타낸 미충전 PC 기둥의 경우 최대내력비가 119~137% 수준으로 오차가 크게 나타났다. 이는 실험에서 나타난 미충전 PC 기둥의 실험에서 나타난 상부에서의 국부적인 파괴에 의한 면외방향 좌굴현상을 해석에서 적절하게 고려하지 못함에 기인한 것으로 판단된다.

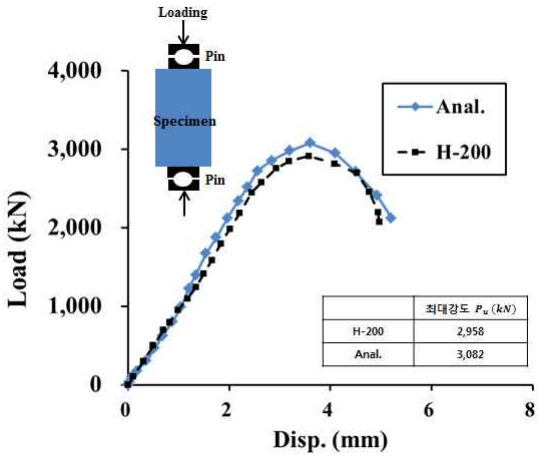


(a) 1.0mm (b) 2.0mm (c) 3.0mm (d) 3.5mm

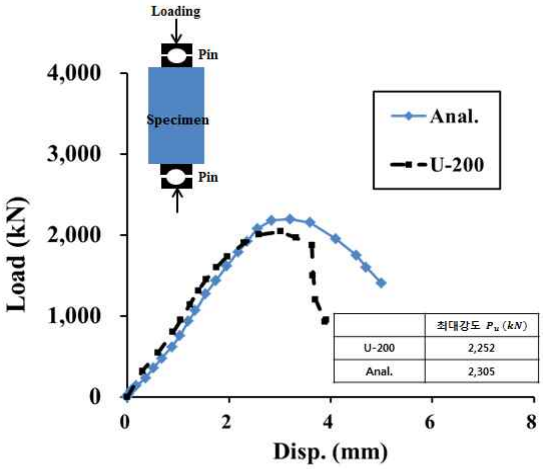
그림 3-36 각 구간별 응력분포



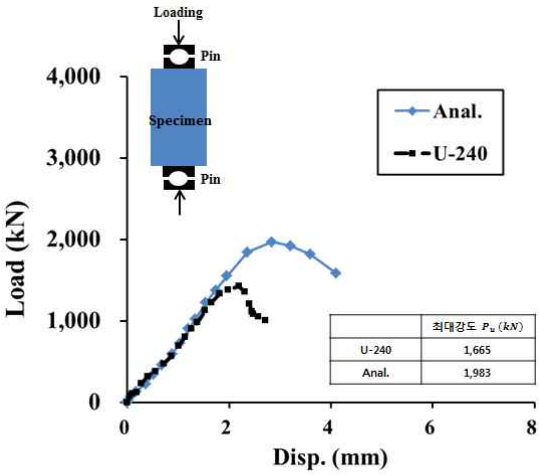
(a) S (b) H-200



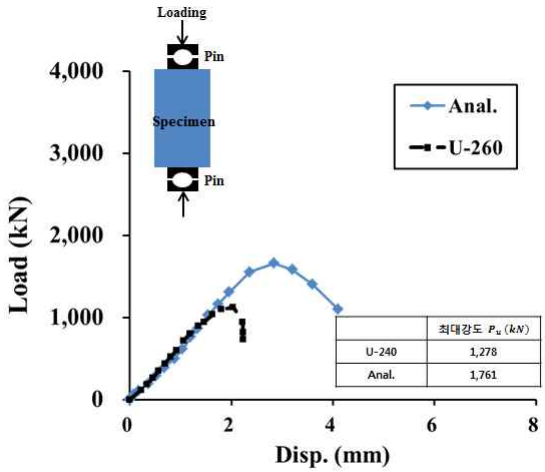
(c) H-260



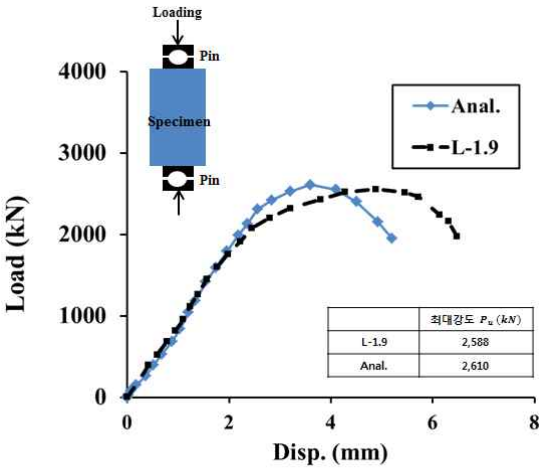
(d) U-200



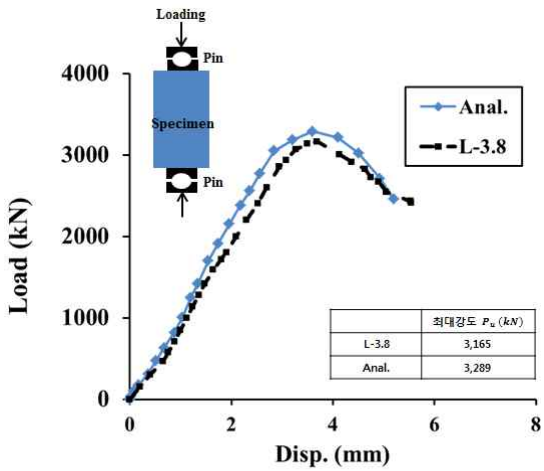
(e) U-240



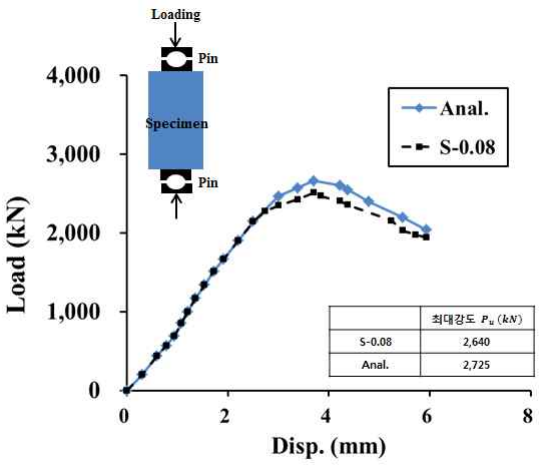
(f) U-260



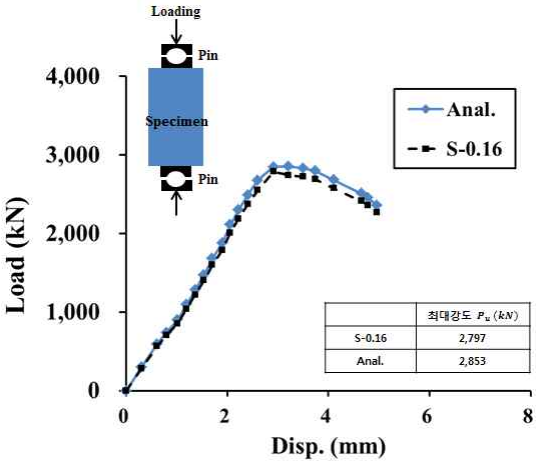
(g) L-1.9



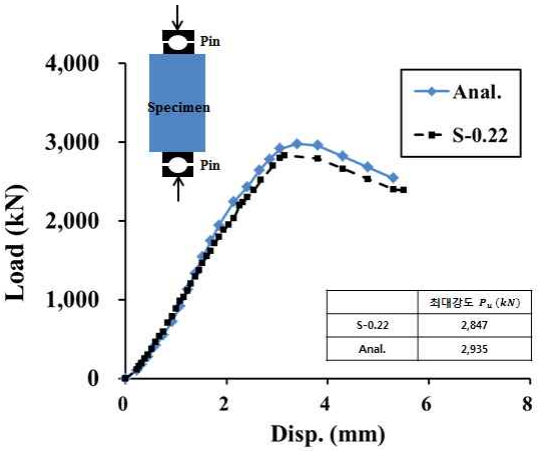
(h) L-3.8



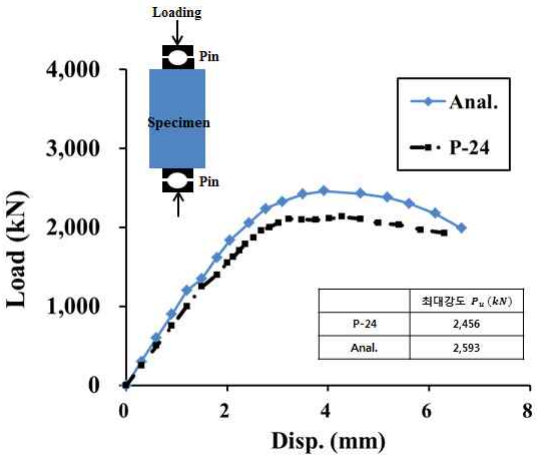
(i) S-0.08



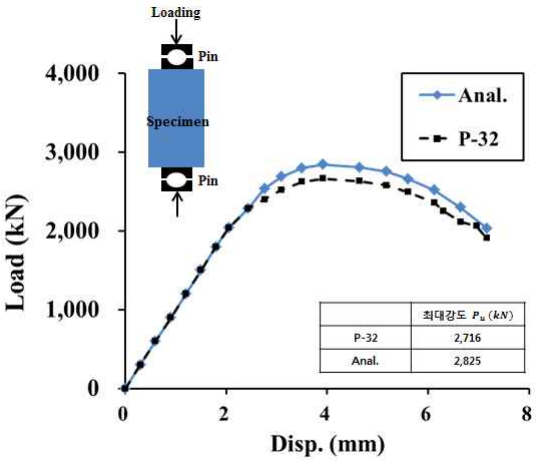
(j) S-0.16



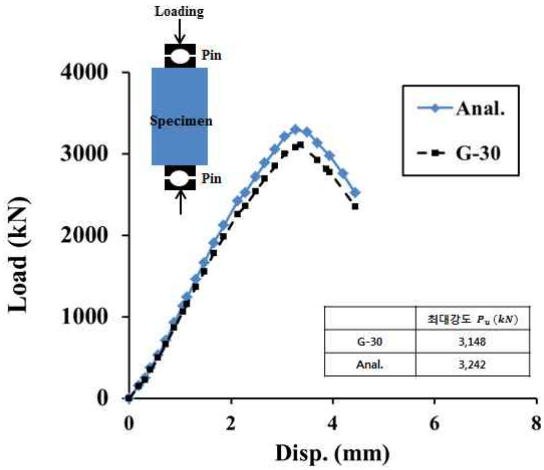
(k) S-0.22



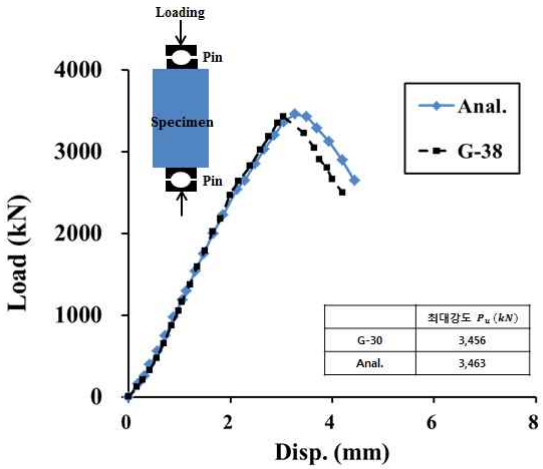
(l) P-24



(m) P-32



(n) G-30



(o) G-38

그림 3-37 실험과 해석결과의 하중-변위 관계곡선

(6) 소결

1) 중공 내부가 충전된 중공 PC 합성기둥의 초기균열하중 및 초기강성은 중공직경에 상관없이 유사하게 나타났다. 미충전 중공 PC 기둥의 경우에는 중공직경이 커질수록 초기강성 및 최대내력, 변형능력이 크게 저하하였다. 이는 횡변형 및 응력의 집중이 기둥의 상단부에서 집중되어 국부적인 면외방향의 변형으로 기둥의 상단부 국부파괴에 인한 것으로 사료된다.
2) 중공이 충전된 PC 기둥은 KCI 규준식에 의한 최대내력에 대하여 좋은 대응을 보였으나, 중공부분이 채워지지 않은 미충전 중공 PC 기둥의 경우에는 중공직경이 커질수록 KCI 규준식의 내력에 대해 실험강도의 차이가 커지는 것으로 나타났다. 미충전 중공 PC 실험체의 실험결과를 회귀분석하여 얻은 국부좌굴영향계수를 기존 규준식에 적용하여 실험 결과와 비교한 결과 KCI 규준식에 대해서 102~104% 수준으로 실험 결과와 계산 결과가 좋은 대응을 보이것으로 나타났다. 다만 이 결과는 3개의 실험체를 대상으로 얻은 결과로서 제안된 식의 검증을 위한 추후 연구가 필요하다.
3) 중공 PC를 사용한 기둥의 횡구속효과는 강도비가 감소할수록 콘크리트강도계수 k_1 및 탄성계수 E_c의 저감비율이 증가하였다. 전체적으로 k_1은 2.0~2.5사이의 값이며 E_c의 저감비율은 10~25% 수준으로 사료된다.
4) 중공 PC내부에 충전콘크리트가 채워진 합성기둥에 대한 비선형 단면해석결과는 두 가지 모델링 방법 중 중공 PC와 충전 콘크리트의 면적비율에 따라 유효콘크리트 강도를 구하고 단일 기둥으로 해석한 해석방법 (Analysis case 2)이 중공 PC와 충전 콘크리트를 각각 구분하여 모델링한 해석방법 (Analysis case 1)에 비해서 내력을 다소 과소평가하는 경향을 보였다. 그러나 중공직경이 커질수록 두 가지 해석결과는 유사하게 나타났으며, 두 가지 방법 모두 중공 PC 합성기둥의 축력 및 휨강도 산정에 사용 가능한 것으로 판단된다.
5) 중공 PC와 충전 콘크리트의 면적비율에 따라 유효콘크리트강도를 계산하고 단일재료의 기둥으로 가정하여 각국의 설계 기준에 따라 산정한 결과, 전체적으로 각국의 설계기준에 따른 상관곡선과 실험결과가 안전측으로 잘 일치하는 것으로 나타났다. 따라서 중공 PC 합성기둥의 휨압축내력을 평가함에 있어서, 내력계산과정이 다소 용이한 유효콘크리트강도를 사용한 방법도 충분히 적용가능한 것으로 사료된다.

6) 중공 PC기둥에 대한 유한요소해석 해석결과, 초기단부에서 시작하여 중앙부로 점차 응력이 전달되는 것으로 나타났으며 균열 양상은 기둥의 상하단부에서 균열이 발생하였고 점차 중앙부로 균열이 진전되면서 최대하중에 도달하는 것으로 나타나 실제 실험 결과와 유사한 거동을 보였다. 또한 하중변위 관계에서 전반적으로 초기강성 및 전체적인 거동을 비교적 정확하게 예측할 수 있는 것으로 나타났으나 미충전 중공 PC기둥에서의 국부적인 면외좌굴은 적절하게 고려하지 못하는 것으로 나타났다. 이에 대해서는 박판이론을 근거로 한 추가적인 연구가 필요한 것으로 사료된다.

3. 연구수행 결과

1) 중공 PC 기둥을 이용한 PC 모멘트 골조구조에 대한 해석적 연구로 부터, 접합부의 고정도가 작아질수록 응력의 집중이 생겨 부재에 부담을 주는 것으로 나타났다. 중공 PC기둥-PC보 접합부는 콘크리트 충전성을 높일 수 있기 때문에 모멘트접합으로의 시공이 용이하므로, 가능한 접합부를 강접합이 되도록 하여 내진성이 우수한 모멘트접합으로 개발이 가능할 것으로 사료된다.

2) 중공이 충전된 PC 기둥은 KCI 규준식에 의한 최대내력에 대하여 좋은 대응을 보였으나, 중공부분이 채워지지 않은 미충전 중공 PC 기둥의 경우에는 중공직경이 커질수록 KCI 규준식의 내력에 대해 실험강도의 차이가 커지는 것으로 나타났다. 미충전 중공 PC 실험체의 실험결과를 회귀분석하여 얻은 국부좌굴영향계수를 기존 규준식에 적용하여 실험 결과와 비교한 결과 KCI 규준식에 대해서 102~104% 수준으로 실험 결과와 계산 결과가 좋은 대응을 보이것으로 나타났다.

3) 중공 PC를 사용한 기둥의 횡구속효과는 강도비가 감소할수록 콘크리트강도계수 k_1 및 탄성계수 E_c의 저감비율이 증가하였다. 전체적으로 k_1은 2.0~2.5사이의 값이며 E_c의 저감비율은 10~25% 수준으로 사료된다.

4) 중공 PC내부에 충전콘크리트가 채워진 합성기둥에 대한 비선형 단면해석결과는 두 가지 모델링 방법 중 중공 PC와 충전 콘크리트의 면적비율에 따라 유효콘크리트 강도를 구하고 단일 기둥으로 해석한 해석방법 (Analysis case 2)이 중공 PC와 충전 콘크리트를 각각 구분하여 모델링한 해석방법 (Analysis case 1)에 비해서 내력을 다소 과소평가하는 경향을 보였다. 그러나 중공직경이 커질수록 두 가지 해석결과는 유사하게 나타났으며, 두 가지 방법 모두 중공 PC 합성기둥의 축력 및 휨강도 산정에 사용 가능한 것으로 판단된다.

제4절 증기양생에 따른 프리스트레스 손실

1. 연구수행 전략 및 방법론

이 연구는 증기양생 및 수화열에 따른 긴장재 긴장력 손실량을 산정하기 위하여 다음과 같은 실험 및 이론 연구를 순차적으로 병행하여 수행되었다.

가. 증기양생에 의한 프리스트레스트 부재 단면의 온도분포 예측모델

(1) 열전달 이론모델 개발(증기양생 및 수화열 모델 적용)

(2) 증기양생 부재 단면 내 온도 계측치에 근거한 개발된 모델의 검증

나. 부착강도-슬립 실험 및 모델링

(1) 실험에 의한 양생시간 별 부착응력-슬립(bond stress vs. slip) 곡선 모델 고찰

(2) 양생시간 별 pull-out 실험에 의한 부착 시 온도(T_g) 측정 및 모델개발

다. 양생 및 수화열 발생에 따른 긴장력 손실량 실험 및 이론모델 개발

(1) 양생 조건 및 이로 인한 수화열 발생에 따른 긴장력 손실량 실험

(2) 주요 변수를 포함하는 긴장력 열손실에 대한 모델 개발

라. 실용식 제안

(1) 실무자들이 쉽게 적용할 수 있도록 양생에 따른 긴장력 열손실 양에 대한 실용식 제안

2. 연구수행 과정 및 내용

가. 증기양생에 의한 프리스트레스트 부재 단면의 온도분포 예측모델

(1) 열전달 이론모델 개발(증기양생 및 수화열 모델 적용)

(가) 열전달 모델

단면에 비하여 길이가 긴 콘크리트 부재 내 열전달은 2차원으로 표현된 다음 식 (4-1)의 Fourier's Law에 근거하여 유한차분법으로 산정할 수 있다.

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k\frac{\partial T}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k\frac{\partial T}{\partial y}\right)+Q_H=\rho c\frac{\partial T}{\partial t} \qquad (4\text{-}1)$$

여기서, T= 단면 내 온도(^oC);

$k=$ 전도계수($W/m/℃$);

Q_H = 단위 부피당 발생한 에너지

= 수화열(W/m^3);

c = 물체의 비열($J/kg/℃$);

ρ = 밀도 (kg/m^3).

위의 식 (4-1)에 근거하여 <그림 4-1>와 같이 부재 단면을 (M,N)개의 절점으로 나누어 시간대 $(p+1)$에서의 절점 (m,n)에서의 온도 $T_{m,n}^{p+1}$를 식 (4-2)와 같이 산정하였다. 부재 경계면에서 발생하는 대류, 복사에 대하여 경계조건을 적용하였다. 개발된 모델은 다음과 같은 특징을 갖도록 수정, 보완되었다.

· 다양한 단면형상을 고려할 수 있도록 하였다. 즉, 건축부재의 경우, WT, Inverted-T 등의 단면 형상을 고려할 수 있도록 하였다.
· 콘크리트 재료의 구성특성에 따른 수화열을 고려하도록 하였다.

$$T_{m,n}^{p+1}=T_{m,n}^{p}+\frac{\Delta t}{4(\Delta\xi)^2\rho c}\left\{k_{x,m+1,n}^{p}T_{m+1,n}^{p}+k_{x,m-1,n}^{p}T_{m-1,n}^{p}+k_{y,m,n+1}^{p}T_{m,n+1}^{p}\right.$$
$$\left.+k_{y,m,n-1}^{p}T_{m,n-1}^{p}-16k_{m,n}^{p}T_{m,n}^{p}+4(\Delta\xi)^2\dot{q}\right\} \quad (4\text{-}2)$$

여기서, $\Delta\xi=\Delta x=\Delta y$

$$k_{x,m+1,n}^{p}=k_{x+1,n}^{p}+4k_{m,n}^{p}-k_{m-1,n}^{p}$$
$$k_{x,m-1,n}^{p}=k_{m-1,n}^{p}+4k_{m,n}^{p}-k_{m+1,n}^{p}$$
$$k_{y,m,n+1}^{p}=k_{m,n+1}^{p}+4k_{m,n}^{p}-k_{m,n-1}^{p}$$
$$k_{y,m,n-1}^{p}=k_{m,n-1}^{p}+4k_{m,n}^{p}-k_{m,n+1}^{p}$$

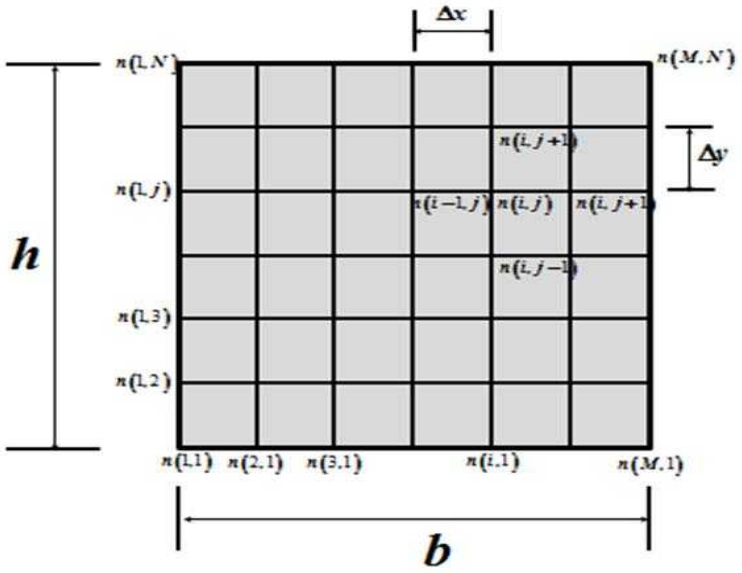


그림 4-1. 프리스트레스트 부재 단면 그리드

(나) 수화열

포틀랜드 시멘트의 수화열 반응은 발열 과정으로서, 이로 인해 발생하는 열은 구조물의 성능에 많은 영향을 미친다. 수화반응 과정에서 방출되는 열의 양은 석회 물질의 성분비와 성분량의 함수로 결정되며 이 연구에서는 Schindler (2005)가 제안한 수화열 모델을 적용하였다. 식 (4)의 열발생률 Q_H는 수화율에 종속하고 수화율은 시간과 온도이력의 등가재령으로 표현되는 함수이다. 시간 t에서의 발생률 Q_H은 식 (4-3)에 의해 결정된다.

$$Q_H(t) = H_T \cdot \left(\frac{\tau}{t_e}\right)^{\beta}\left(\frac{\beta}{t_e}\right) \cdot \alpha(t_e) \cdot \exp\left(\frac{E}{R}\left(\frac{1}{273+T_r}-\frac{1}{273+T_c}\right)\right) \quad (4\text{-}3)$$

여기서, $H_T = H_u \cdot C_c$;

$H_u = H_{cem} \cdot p_{cem} + 461 \cdot p_{SLAG} + h_{FA} \cdot p_{FA}$;

H_T = 콘크리트의 극한수화열 (J/m^3);

H_u= 완전 수화상태에서 석회물질의 전체 수화열량 (J/g);

H_{cem}= 시멘트의 전체 단위 수화열(J/g)

= $500p_{C_3S}+260p_{C_2S}+866p_{C_3A}+420p_{C_4AF}+624p_{SO_3}+1186p_{FreeCaO}+850p_{MgO}$;

C_c = 석회물질의 양 (g/m^3);

p_{cem} = 전체 석회 물질에 대한 시멘트 무게비;

p_{SLAG} = 전체 석회물질에 대한 슬래그 무게비;

p_{FA} = 전체 석회 물질에 대한 플라이 애쉬 무게비;

h_{FA} = 플라이 애쉬의 수화열 (J/g);

$t_e(t)$ = 등가재령

= $\sum_0^t \exp\left(\frac{E}{R}\left(\frac{1}{273+T_r}-\frac{1}{273+T_c}\right)\right) \cdot \Delta t$;

$\alpha(t_e)$ = 등가재령 t_e에서의 수화율

= $\alpha_u \cdot \exp\left(-\left[\frac{\tau}{t_e}\right]^{\beta}\right)$;

τ = 수화 시간 계수 (h);

β = 수화 형태 계수;

α_u = 극한 수화율

= $\frac{1.031 \cdot w/c}{0.194+w/c}+0.50 \cdot p_{FA}+0.03 \cdot p_{SLAG} \le 1.0$ (Mill, 1966);

t_e = 기준온도에서의 등가재령(h);

Δt = 실제 시간 간격(h);

T_c = 시간 간격 Δt동안의 콘크리트 평균 온도 (℃);

T_r = 기준온도(℃);

E = 활성화 에너지(J/mol) $=22{,}100 \cdot f_E \cdot p_{C_4A}^{0.30} \cdot p_{C_4AF}^{0.25} \cdot Blaine^{0.35}$;

R = 이상기체 상수, $(8.3144 J/mol/K)$;

f_E = 석회물질의 활성화 수정계수

$$=1-1.05 \cdot p_{FA} \cdot \left(1-\frac{p_{FACaO}}{0.40}\right)+0.40 \cdot p_{SLAG} \text{ ;}$$

p_{FACaO} = 플라이 애쉬에 대한 CaO의 무게비;

p_{C_3A} = 전체 시멘트 에 대한 C_3A의 무게비;

p_{C_4AF} = 전체 시멘트에 대한 C_4AF의 무게비;

$Blaine$ = 분말도 (m^2/kg).

양생기간 중 수화열 예측을 가능한 정확하게 예측하기 위하여 단열상태에서의 콘크리트의 온도 변화 (식 (4-4)) 및 굳지 않은 콘크리트의 열용량(식 (4-5))을 고려하였다(Jonasson at el., 1995; Schindler, 2002):

$$\frac{dT}{dt}=\frac{Q_H}{\rho \cdot c_p}=\frac{dH}{dt}\left(\frac{1}{\rho \cdot c_p}\right) \tag{4-4}$$

$$c_p=\frac{1}{\rho} \cdot \left(W_c \cdot \alpha \cdot c_{cef}+W_c \cdot (1-\alpha) \cdot c_c+W_w \cdot c_w\right) \tag{4-5}$$

여기서, Q_H = 열발생률 $(J/h/m^3)$;

H = 콘크리트의 수화열 (J/m^3)

$=H_u \cdot C_c \cdot \alpha$;

c_p = 현재 콘크리트 배합의 비열 $(J/kg/℃)$;

ρ = 콘크리트 배합의 밀도 (kg/m^3);

W_c, W_a, W_w = 배합상 단위 부피당 각각 시멘트, 골재, 물의 양 (kg/m^3);

c_c, c_a, c_w = 각각 시멘트, 골재, 물의 열용량 $(J/kg/℃)$;

c_{cef} = 수화된 시멘트의 가상 비열 $(J/kg/℃)$

$= 8.4 \cdot T_c+339$;

α = 수화율;

T_c = 현재 콘크리트의 온도 (℃).

이 연구에서 시멘트와 골재, 그리고 물의 열용량 값은 <표 4-1>의 값을 택하였다(Schindler, 2002).

표 4-1. 콘크리트 구성물의 전형적인 열용량

Material	Specific heat($J/kg/℃$)	Reference
Cement	1,140	Mindess and Young, 1981
Water	4,187	Scanlon et al., 1994
Limestone / Dolomite	910	Trinhztfy el al., 1982
Sandstone	770	
Granite / Gneiss	780	
Siliceous River Gravel	770	
Basalt	900	

증기양생 중, 아직 굳지 않은 콘크리트의 경우, 수화반응이 일어난 정도에 따라 내포하고 있는 물의 양과 시멘트의 양 등 수많은 변수가 존재하게 되어 더욱 복잡한 현상을 나타나게 된다. 콘크리트 단면의 온도 파악을 위한 이번 연구에서는 더욱 정확한 결과치를 얻기 위해 타설 이후 수화반응에 따른 열전도율의 변화를 포함 시켜 더욱 정확한 모델링을 하였다.

Khan et al.(1995)은 굳지 않은 콘크리트의 열전도율은 $1.72-1.74\,W/m/℃$이고, 굳은 콘크리트의 열전도율은 $1.14-1.17\,W/m/℃$임을 실험적으로 측정하였다. Khan et al.은 굳지않은 콘크리트의 열전도율이 굳은 콘크리트의 열전도율에 비해 33% 높다고 결론지었다. 따라서 이 연구에서는 열전도율 $k(\alpha)$를 수화율의 함수로 표현한 식을 적용하였다.

$$k(\alpha) = k_i \bullet (1-0.33\alpha) \tag{4-6}$$

여기서, $k(\alpha)$ = 콘크리트의 열전도율 ($W/m/℃$);

k_i = 굳지않은 콘크리트의 초기 열전도율 ($1.72-1.74\,W/m/℃$);

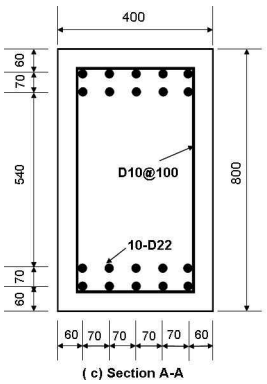
α = 수화율.

(다) 증기양생 부재 단면 내 온도 계측치에 근거한 개발된 모델의 검증

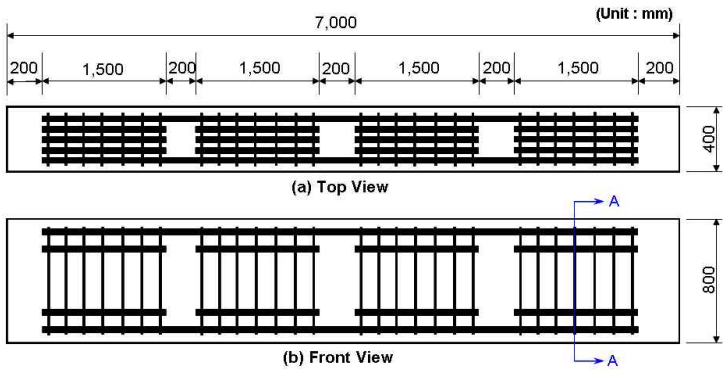
모델링이 정확성을 파악하기 위해 실제 프리스트레스트보 부재의 증기양생 시 내부 온도를 측정하고 이를 이 연구에서 개발한 모델 예측치와 비교하였다.

① 증기양생 실물크기 장방형 보

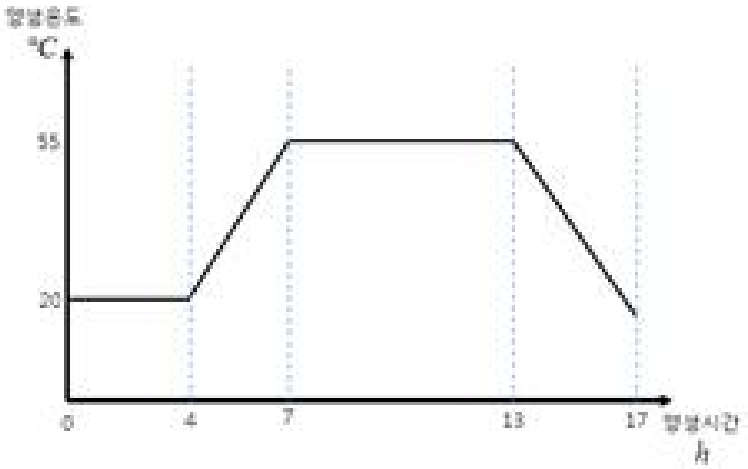
<그림 4-2>는 장방형 프리스트레스트보 부재의 단면도 및 배근도, 그리고 실제 증기양생 시 내부 온도 그래프를 나타내고 있다. <그림 4-3>는 이 보의 단면의 측면부에서의 실제 내부온도 측정값과 이론모델 예측치와의 비교를 나타낸다. 개발된 모델은 증기양생 조건 및 수화반응에 따른 보 단면 내의 온도변화를 잘 예측하고 있음을 알 수 있다.



(a) 단면도



(b) 배근도



(c) 증기양생 온도이력

그림 4-2. 보 단면 및 양생온도 이력

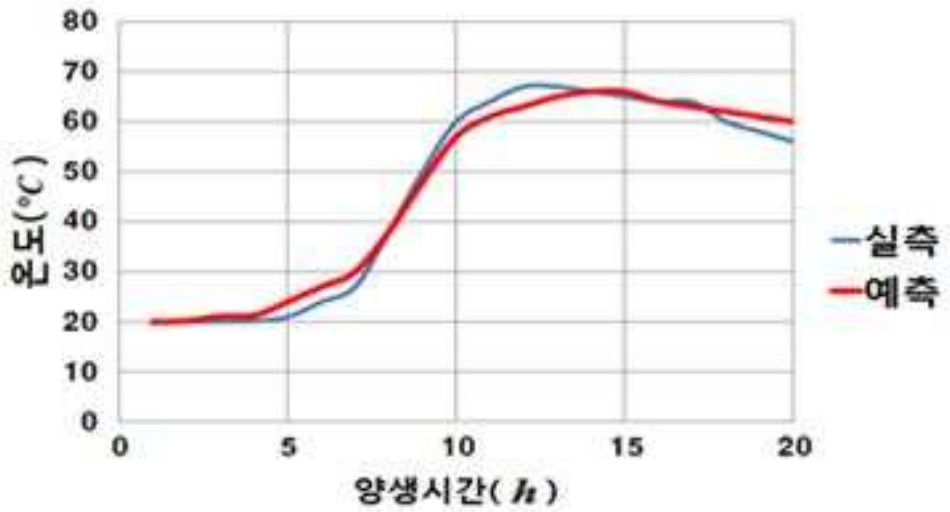
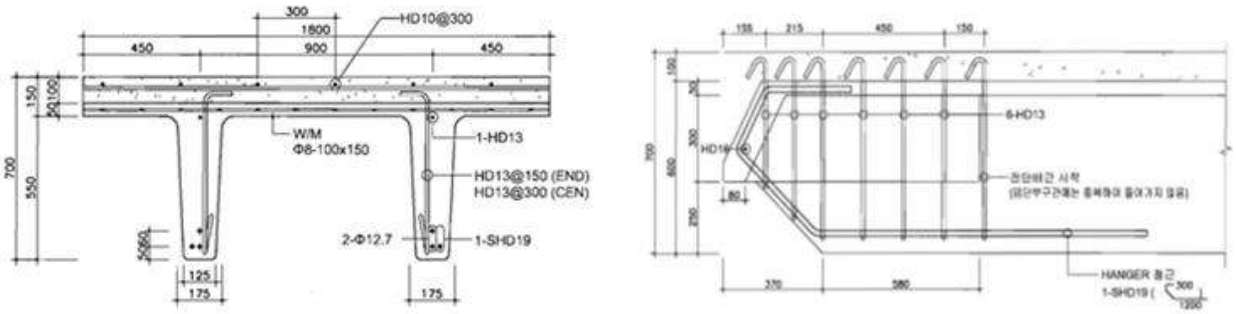


그림 4-3. 장방형 보 단면 내 온도변화 측정치와 예측치 비교

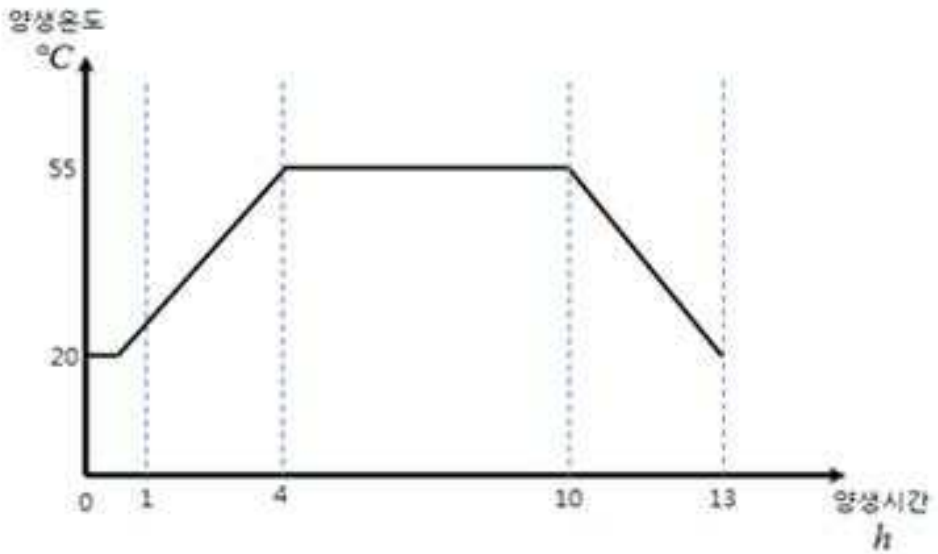
② 증기양생 실물크기 Wouble Tee 슬래브

<그림 4-4>은 WT 슬래브 프리스트레스트보 부재의 단면도 및 배근도, 그리고 실제 증기양생 시 내부 온도 그래프를 나타내고 있다. <그림 4-5>은 이 보 웨브의 강연선 부근에서의 실제 내부온도 측정값과 이론모델 예측치와의 비교를 나타낸다. 개발된 모델은 증기양생 조건 및 수화반응에 따른 보 단면 내의 온도변화를 잘 예측하고 있음을 알 수 있다.



(a) 단면도 (b) 배근도

그림 4-4 WT슬래브 단면 및 양생온도 이력



(c) 증기양생 온도이력

그림 4-4 WT슬래브 단면 및 양생온도 이력(계속)

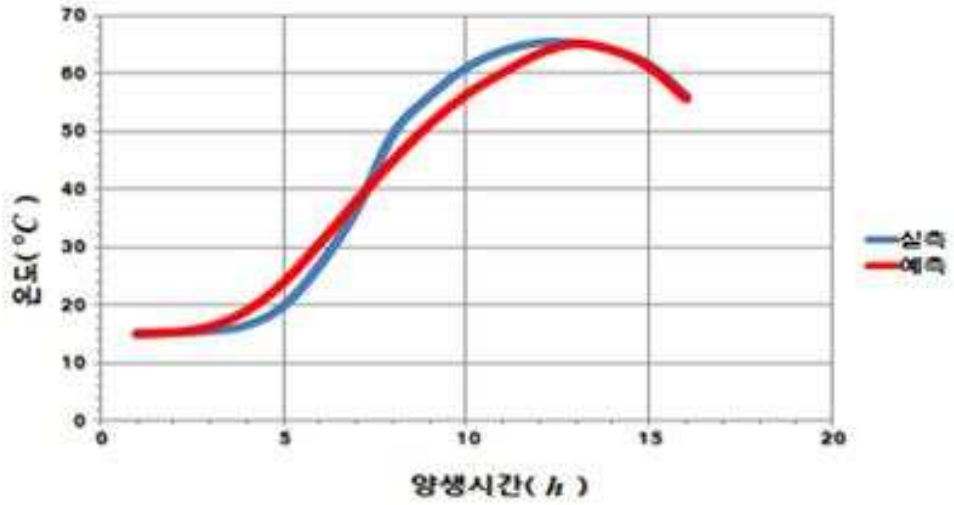


그림 4-5. WT 슬래브 단면 내 온도변화 측정치와 예측치 비교

나. 부착강도 예측 모델

(1) 양생시간 별 부착응력-슬립(bond stress vs. slip) 곡선 모델 고찰

콘크리트와 강재간의 부착응력-슬립은 단기적으로 긴장재의 응력이 콘크리트에 전달되는 전이길이(transfer length)에 영향을 주며 극한 시의 정착길이(development length)에 영향을 주게 된다. 기존 문헌(CEB-FIP Model Code, 1990; Soroushian, 1991)에 따르면 부착응력-슬립의 관계는 <그림 4-6>와 같은 형태를 갖는 것으로 고찰되었다. <그림 4-7>에 의하면 부착강도 및 슬립은 콘크리트 강도의 함수로 나타남을 알 수 있다. 이 연구에서는 양생조건에 따른 등가재령 개념(식 (4-7))에 근거하여 양생시간 별 콘크리트 강도를 추정하고 이를 아래 pull-out 실험결과와 연결하여 모델을 개발하였다.

$$t_e(t) = \sum_0^t \exp\left(\frac{E}{R}\left(\frac{1}{273+T_r} - \frac{1}{273+T_c}\right)\right) \cdot \Delta t \qquad (4\text{-}7)$$

<그림 4-7>에 나타난 부착응력-슬립 모델식은 다음과 같다.

$$\tau = \tau_{\max}(s/s_1)^{\alpha} \quad \text{for } 0 \le s \le s_1 \qquad (4\text{-}8)$$
$$\tau = \tau_{\max} \quad \text{for } s_1 < s \le s_2$$
$$\tau = \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_f)\left(\frac{s-s_2}{s_3-s_2}\right) \quad \text{for } s_2 < s \le s_3$$
$$\tau = \tau_f \quad \text{for } s_3 < s$$

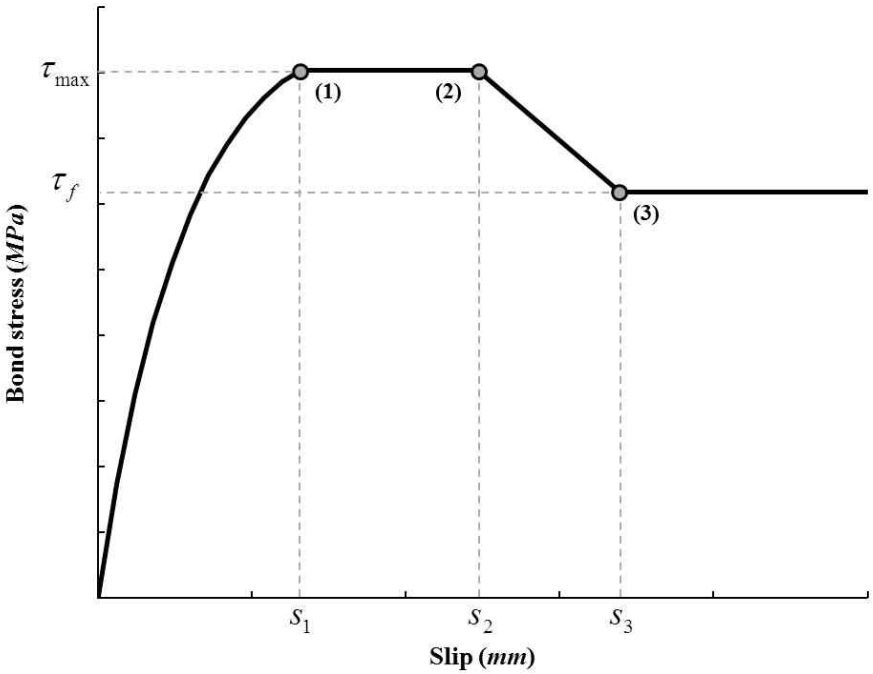


그림 4-7. 부착응력-슬립 모델

(2) 양생시간 별 pull-out 실험에 의한 부착 시 온도(T_g) 측정 및 모델개발

(가) 양생시간 별 부착응력-슬립(bond stress vs. slip) 실험

이 연구에서는 양생기간 중 부착 시 온도인 T_g를 측정하기 위하여 양생시간 별 pull-out 실험을 실시하였다. 이를 위하여 양생온도 이력곡선에 따라 온도를 조정할 수 있는 증기발생기가 설치된 양생시스템(<그림 4-8>)을 구축하였다.



<그림 4-8> 양생시스템: 챔버, 증기발생기, 데이터 로거

Pull-out 실험의 목적은 양생 시간별 콘크리트 압축강도, 콘크리트 내부 온도 및 일정 양생 기간 이 후의 부착강도(τ_u) 및 부착응력-슬립관계의 측정에 있다. 위의 식 (4-8)에서 부착강도는 시간과 온도의 함수로서 식 (4-9)와 같다.

$$\tau_u = \tau_u\left(f_{ck}(T,\, t)\right) \tag{4-9}$$

등가재령 개념을 적용한 시간경과에 따른 콘크리트 강도 예측식(식 (4-7))을 이용하여 시간경과에 따른 콘크리트 부착강도 예측식(식 (4-10))을 개발한다.

$$\tau_u = \tau_u\left(f_c^{'}(T;t)\right) = \tau_u\left(f_c^{'}(t_e)\right) \tag{4-10}$$

여기서, $f_c^{'}(T;t) = a + b \times \ln(t_e)$;

a, b = 실험 상수.

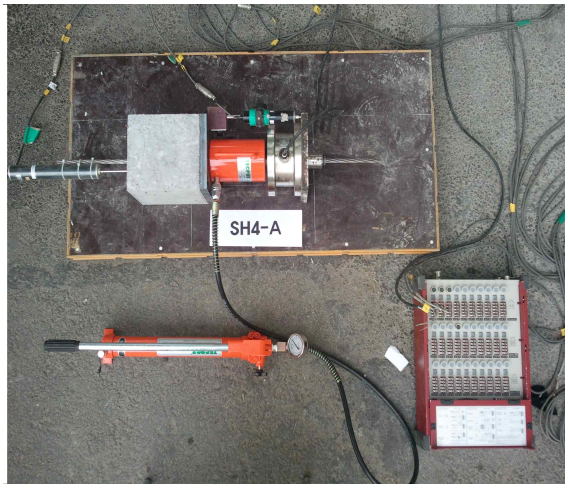
Pull-out 실험을 통하여 ① 단조하중 아래에서 콘크리트내의 긴장재 부착응력 - 슬립 거동; ② 콘크리트와 긴장재 사이의 완전 부착이 일어나는 시간(T_g); ③ 증기양생 시간별 콘크리트 강도를 측정한다.

① Pull-out 실험체

Pull-out 실험은 RILEM에서 제시된 Pull-Out test (RILEM 7-Ⅱ-128)에 따라 실험 방법을 채택하였고 콘크리트 블록의 쪼개짐 방지를 위해 수직 철근을 실험체 내부에 배근하였다. 실험체 크기는 $200 \times 200 \times 210$mm로 <그림 4-9>과 같이 강재로 제작하였다. 긴장재는 $f_{pu} = 1{,}890MPa$인 $\phi 12.7mm$강연선을 사용하였다. 콘크리트 실험체 내부에 강연선과 부착되는 부분은 길이는 $5\phi = 63.5mm$이다. 긴장재와 콘크리트 사이의 슬립은 두 개의 변위계로 측정하였다. 가력은 유압잭을 통해 실험체로부터 강연선에 인장가력을 한다. <표 4-2>에 실험체의 종류를 나타내었다.



(a) 실험체 몰드



(b) 가력 Set-up

그림 4-9. Pull-out 실험

표 4-2. 양생 시간에 따른 Pull-out 실험체

No.	Name	Curing time (hour)	Diameter of strands (mm)	compressive strength of concrete (MPa)	
				At test	28 day
1	P4A	4	12.7	1.8	37
2	P4B	4	12.7	2.9	37
3	P6A	6	12.7	7.6	37
4	P6B	6	12.7	8.7	37
5	P6C	6	12.7	9.3	37
6	P6D	6	12.7	8.5	37
7	P8A	8	12.7	14.2	37
8	P8B	8	12.7	15.9	37
9	P10A	10	12.7	22.3	37
10	P10B	10	12.7	23.8	37
11	P10C	10	12.7	24.4	37
12	P10D	10	12.7	25.0	37

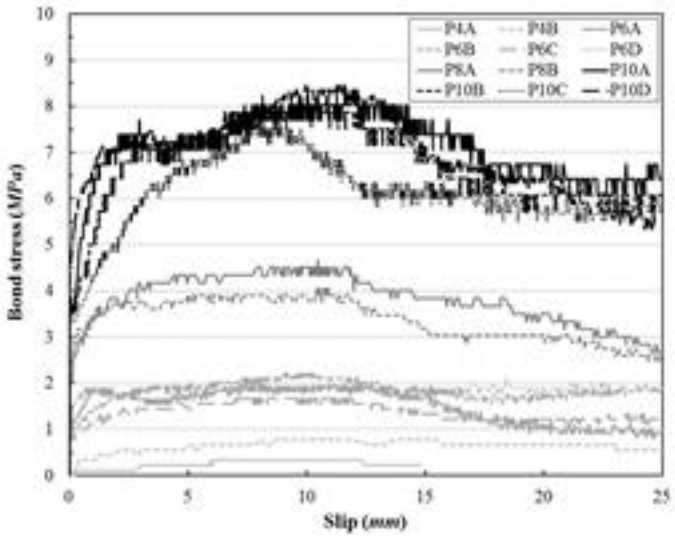


그림 4-10. Pull-out 실험결과

② 실험결과

<그림 4-10>은 $\phi 12.7mm$강연선을 사용한 실험체의 각기 다른 양생시간(4, 6, 8, 10시간)에 따른 부착응력-슬립 관계를 나타내고 있다. 모든 실험체는 충분한 부착응력 발생을 위한 양생시간을 갖지 못하여 Pull-out 실험을 하기에 불충분하였다. 그 결과, 정확한 Pull-out 힘과 변위의 측정이 어려웠으며, 특히 양생시간이 짧은 실험체일 경우 정확한 측정이 어려웠다.
양생시간이 증가할수록 강연선과 콘크리트 사이에서의 부착-슬립의 부착 응력과 강성이 증가하는데, 이는 화학적, 역학적인 콘크리트 부착이 충분한 양생시간에 따라 시멘트성 물질이 수화작용을 일으키기 때문이다.

(나) 양생시간 별 부착응력-슬립(bond stress vs. slip) 모델 개발

이론모델 개발을 위하여, <그림 4-6>에서 나타난 2개의 부착응력($\tau_{\max}$와 τ_f), 3개의 슬립(s_1, s_2, s_3)을 포함하고 있는 특정점((1), (2), (3))과 각각의 실험체의 곡선 모양의 변수(α)가 실험을 통한 부착응력-슬립관계에서 표현되어져야 한다. Pull-out 실험을 통해, 3개의 슬립값(s_1, s_2, s_3)은 다른 양생시간에도 유사한 경향을 나타내나, 부착응력($\tau_{\max}$와 τ_f)은 양생시간과 콘크리트 강도의 영향을 받는 것으로 보여진다. 각 실험체의 곡선모양 변수(α)는 초기 부착응력-슬립 곡선에서의 볼록한 정도를 결정한다.
양생과정에서의 온도와 시간 영향을 고려하는 등가재령 개념을 적용하기 위하여, 각각의 슬립과 등가재령의 관계를 알기위해 본 실험에서 사용되어진 12개의 데이터를 선형 회귀분석을 수행하였다.
등가재령(t_e), 콘크리트재령(t)에 따른 콘크리트 강도(S), 부착과 구속 조건에 따른 계수(η)를 이용하여 최대 부착응력식(식 (4-11))을 예측할 수 있다.

$$\tau_{\max}(t_e, S_u) = \eta(t_e) \cdot \sqrt{S(t_e, S_u)} \qquad (4\text{-}11)$$

여기서, S_u = 콘크리트 극한 강도.

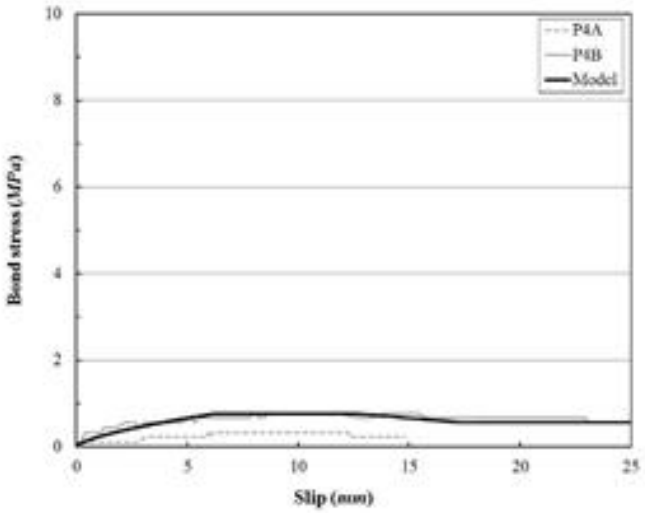
콘크리트 극한강도와 콘크리트 재령에 따른 마찰 부착 응력은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\tau_f(t_e, S_u) = 0.75 \cdot \tau_{\max}(t_e, S_u) \tag{4-12}$$

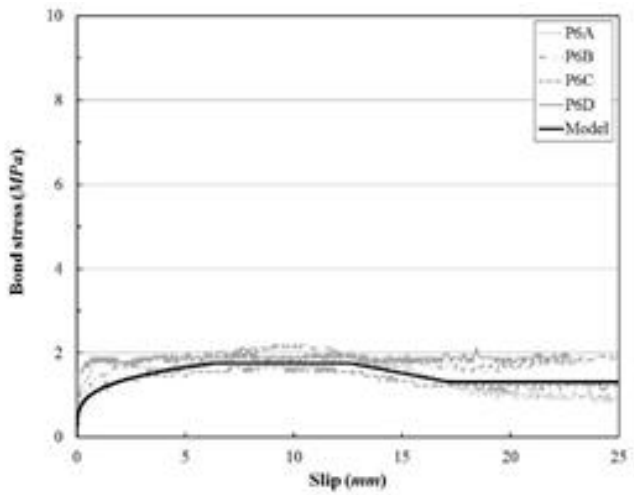
등자재령에 따른 부착응력-슬립 곡선의 곡선 모양을 결정하는 변수는 다음과 같이 산정한다.

$$\alpha = \begin{cases} 0.20 & \text{for} \quad t_e \le 1.81 \\ -0.11 \times t_e + 1.20 & \text{for} \quad 1.81 \le t_e < 9.09 \\ 1.00 & \text{for} \quad 9.09 \le t_e \end{cases} \tag{4-13}$$

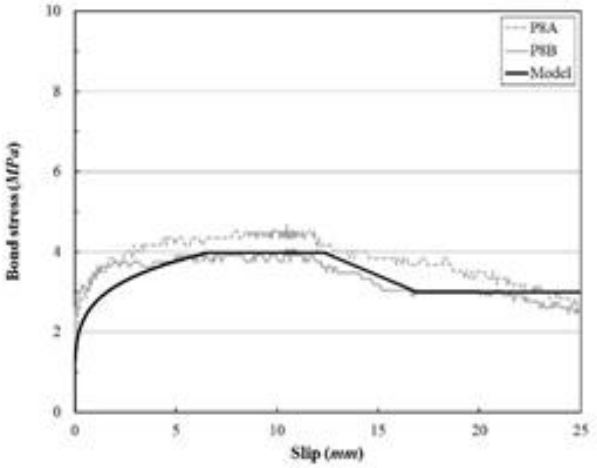
<그림 4-11>에서는 실험에서 측정된 결과와 식 (4-13)에서 산정된 α를 비교한 것을 나타내었다.



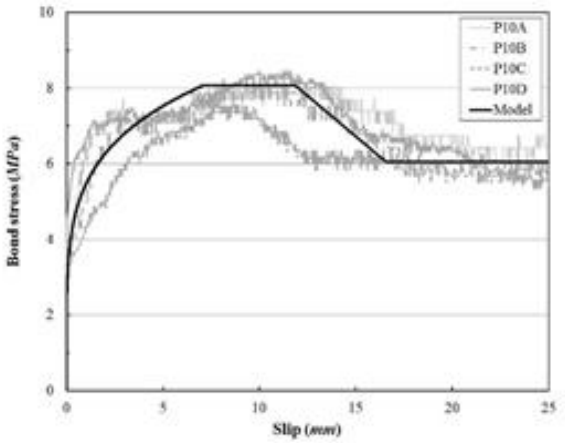
(a) 4시간 증기양생



(b) 6시간 증기양생



(c) 8시간 증기양생



(d) 10시간 증기양생

그림 4-11. Pull-out 이론모델과 실험결과 비교

다. 양생 및 수화열 발생에 따른 긴장력 손실량 실험 및 이론모델 개발

(1) 실험

증기양생 및 수화열에 따른 긴장력 손실량을 측정하기 위하여 재긴장(Re-tensioning) 실험을 실시하였다. 재긴장을 증기양생이 종료된 후에 실시하였다. 손실량을 측정하기 위한 콘크리트 실험체 형상 및 긴장재에 대하여 그림 4-11에 나타내었다. 주요 실험 변수로서, 콘크리트 압축강도, 양생조건(증기양생 또는 기건양생), 초기 긴장력 크기를 고려하였다. 긴장재는 최대 1,820MPa을 적용하였다. 직경 12.7mm의 7연선을 적용하였다. 또 표 4-3에 실험체 상세를 나타내었다. 콘크리트의 압축강도는 27, 37, 47 MPa로서 표 4-4에 배합비를 나타내었다. 재긴장 실험은 다음과 같은 순서로 진행되었다. 이 실험은 Rimbos(1976)에 의한 실험방법에 바탕을

두어 진행되었다(그림4-13).

① 실험시스템 Set-up (그림 4-12): 프리스트레싱을 위한 긴장틀과 3-6-3시간 증기양생을 실시하기 위한 양생 챔버로 구성이 되었다.
② 콘크리트 타설: 긴장틀 위에 거푸집을 설치하고 콘크리트를 타설하였다. 이 때, 보 중간이 분리되도록 10mm두께의 철판을 두었다. 또한, 증기양생 동안 발생하는 긴장재의 길이변화량을 측정하기 위하여 거푸집 끝단에서의 긴장재 팽창을 LVDT를 사용하여 측정하였다.
③ 증기양생 실시(3-6-3): 증기양생은 3시간 승온, 6시간 정온(최대온도 55도, 70도), 3시간 감온 순서로 실시하였다.
④ 거푸집 해체: 양생이 끝난 후 거푸집을 해체하였다.
⑤ 실험체 중간경간 분리 부분 양면에 게이지부착: 재긴장 시 긴장력 손실을 측정하기 위하여 실험체의 길이방향 중간 부분에 게이지를 부착하였다.
⑥ 게이지값 초기화: 재긴장 직전, 게이지값을 초기화 하였다.
⑦ 긴장력 이완: 긴장틀 단부 한쪽에 설치된 긴장지지대를 이용하여 급격한 충격이 실험체에 가해지지 않도록 긴장력을 서서히 제거하였다.
⑧ 재긴장: 완전한 긴장력 이완이 이루어진 이 후 재긴장을 실시하였다. 이 때 콘크리트 게이지 값의 증가가 종료될 때 시점에서의 긴장력으로부터 탄성수축에 의한 손실량을 제함으로써 증기양생 및 수화열에 따른 긴장력 손실량을 실험적으로 산술하였다.

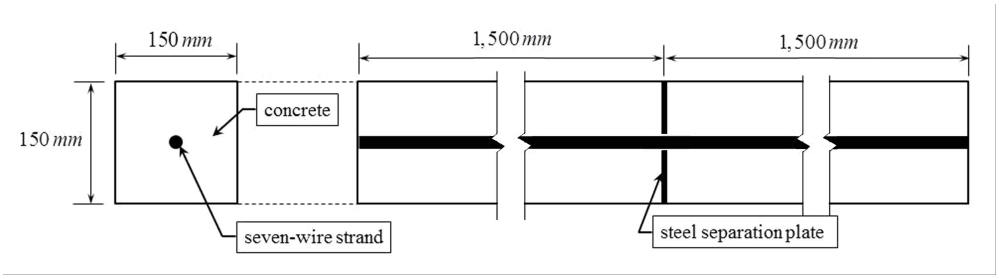


그림 4-11. 콘크리트 실험체 형상 및 긴장재

표 4-3. 150mm x 150mm x 3,000mm 실험체 상세

No.	Names	Curing Conditions		Strands		Jacking ratio	Concrete strength (MPa)
		Max. Temp. (ºC)	History	Strength (Mpa)	Diameter (mm)		
1	T5S3L	55	stm. 3-6-3 hrs	1,820	12.7	0.3	27
2	T5S5L	55	3-6-3	1,820	12.7	0.5	27
3	T5S3M	55	3-6-3	1,820	12.7	0.3	37
4	T5S5M	55	3-6-3	1,820	12.7	0.5	37
5	T5S3H	55	3-6-3	1,820	12.7	0.3	47
6	T5S5H	55	3-6-3	1,820	12.7	0.5	47
7	T7S3M	70	3-6-3	1,820	12.7	0.3	40
8	T7S5M	70	3-6-3	1,820	12.7	0.5	40
9	A3M	25	amb. 28-days	1,820	12.7	0.3	37
10	A5M	25	28-days	1,820	12.7	0.5	37
11	A3H	25	28-days	1,820	12.7	0.3	47
12	A5H	25	28-days	1,820	12.7	0.5	47

표 4-4. 콘크리트 배합비

Concrete Strength (MPa)	W/B (%)	S/A (%)	Unit weight (kg/m^3)					
			W	C	F/A	S	G	AD
27	49.4	48.9	160	258	66	887	930	2.26
37	39.0	46.0	172	441	-	816	938	4.85
47	34.0	44.1	185	480	65	726	920	7.10

*W=water; C=cement; F/A=fly ash; S=fine aggregate; G=coarse aggregate; AD=admixture

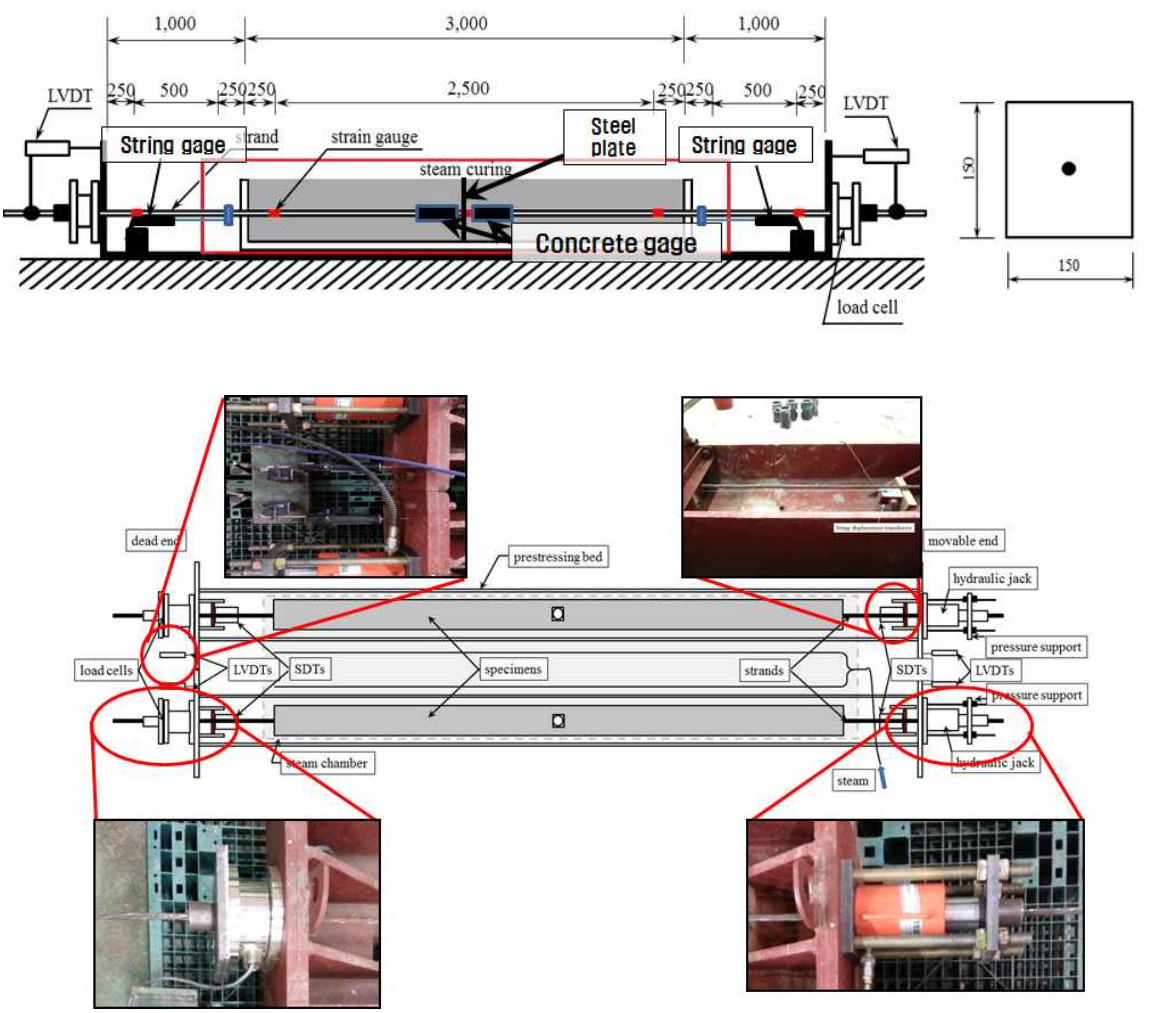


그림 4-12. 실험시스템 Set-up



(a) 긴장틀 설치



(b) 양생 챔버 세팅



(c) 거푸집 설치



(d) 유압잭 설치



(e) 로드셀 설치



(f) Steel separation plate

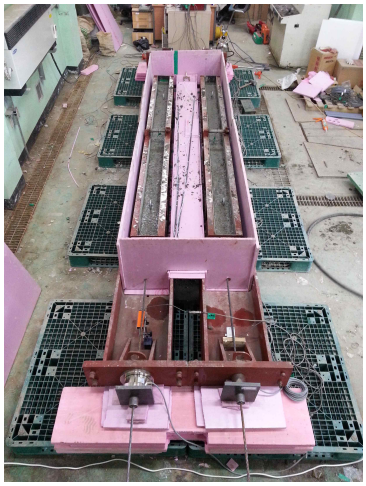
그림 4-12. 실험 절차



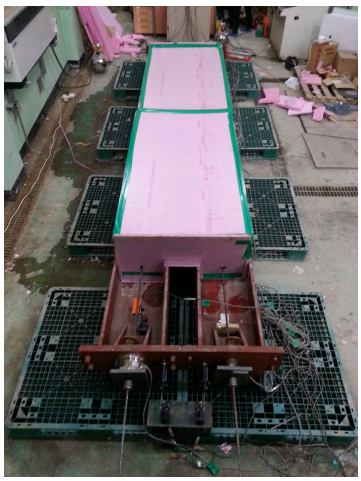
(g) 긴장재 긴장



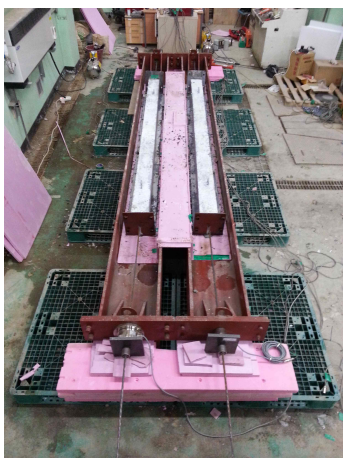
(h) 타설 및 다짐



(i) 제작 완료



(j) 증기양생



(k) 탈형



(l) 보 mid-span 콘크리트 게이지 부착

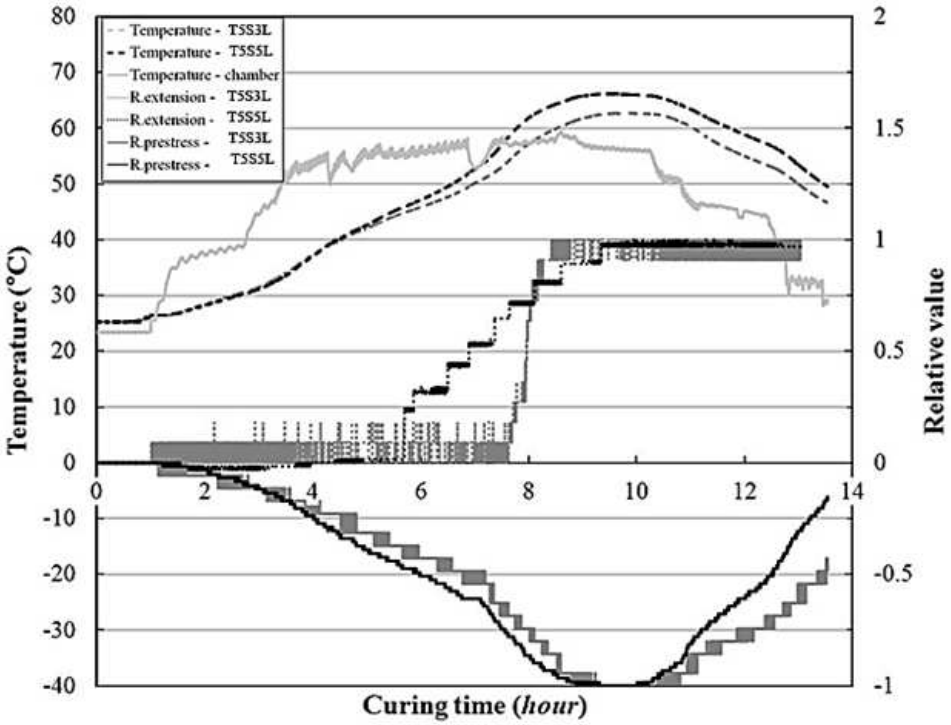
그림 4-12. 실험 절차(계속)

그림 4-13에 증기양생 시 관찰된 양생조 내부의 온도변화, 부재 내 긴장재 주위에서의 콘크리트 온도변화, 긴장재 팽창, 긴장력 변화를 나타내었다. 그림 4-14에 재긴장 시 긴장력 증가에 따른 실험체 길이 중간에서의 콘크리트 변형률의 변화를 나타내었다. 재긴장 실험결과로부터 산정된 긴장력 손실값으로부터 탄성수축에 의한 긴장력 손실을 감하여 순수 열에 의한 손실량을 산정하였다. 탄성수축에 의한 긴장력 손실은 다음 식 4-13에 의하여 산정하였다. 표 4-5에 재긴장에 따른 긴장력 손실량을 정리하였다. 일반적으로 최대 양생온도가 높을수록 긴장력 손실이 많이 발생하는 것이 측정되었다.

$$\triangle \epsilon_{es} = \frac{n \cdot \rho_s \cdot \left(1 - \frac{l_t}{L_0}\right)}{1 + n \cdot \rho_s \cdot \left(1 - \frac{l_t}{L_0}\right)} \cdot \epsilon_i \qquad (4\text{-}13)$$

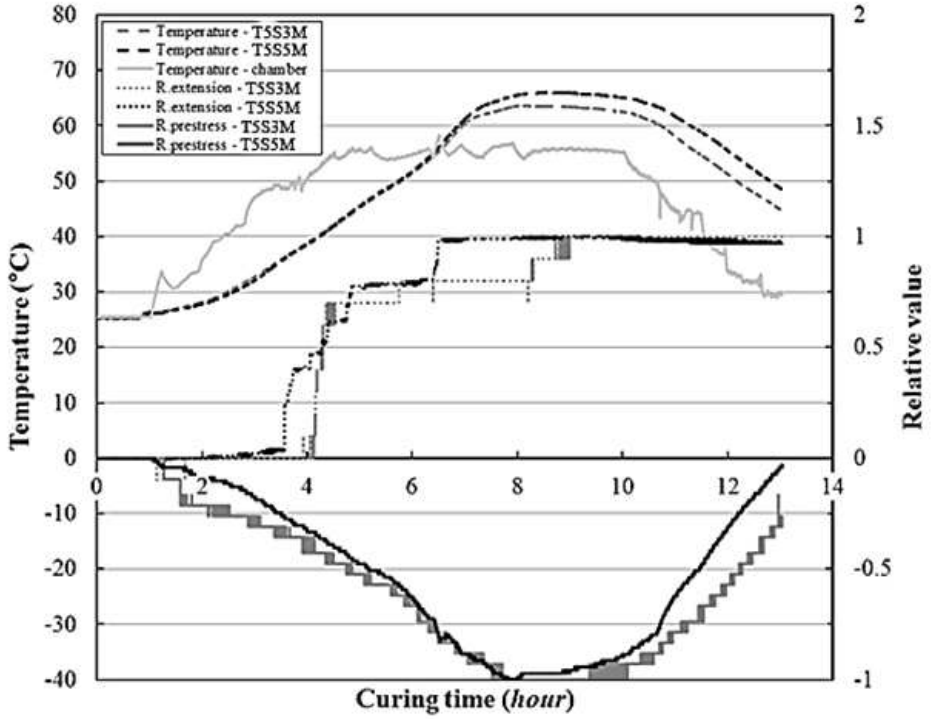
여기서, ϵ_i = 긴장력 도입전 긴강재 변형률.

그림 4-15에 실험에 의하여 관찰된 변수영향을 나타내었다.

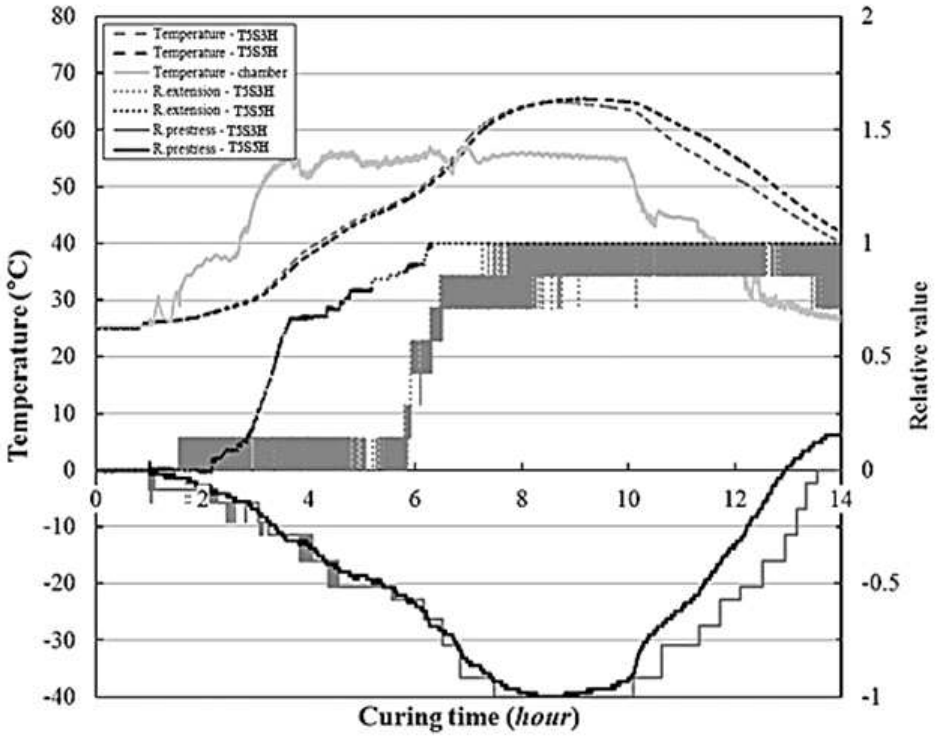


(a) T5S3L과 T5S5L

그림 4-13. 온도변화 및 긴장재 팽창길이, 긴장력 상대변화

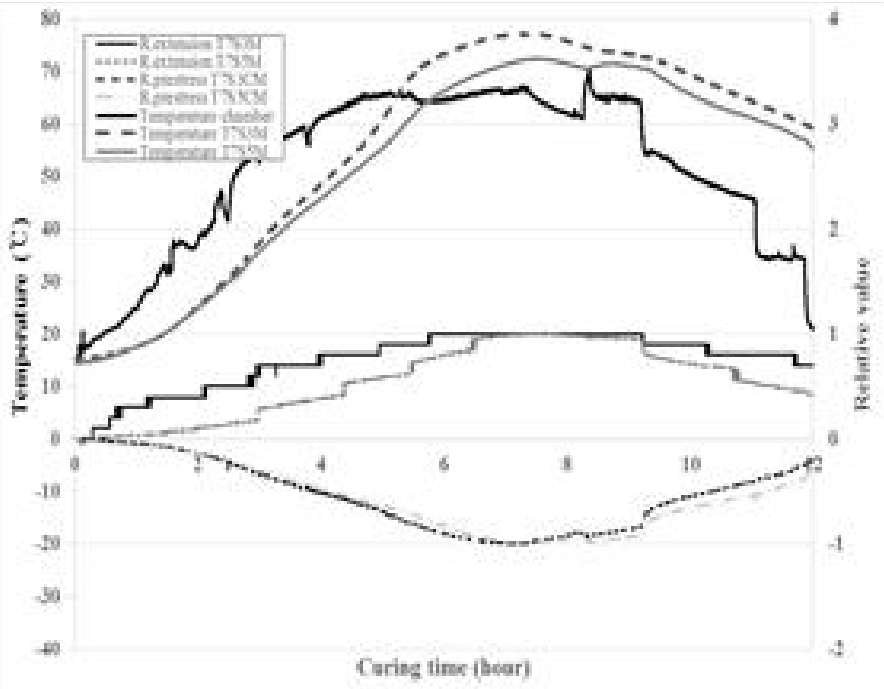


(b) T5S3M과 T5S5M

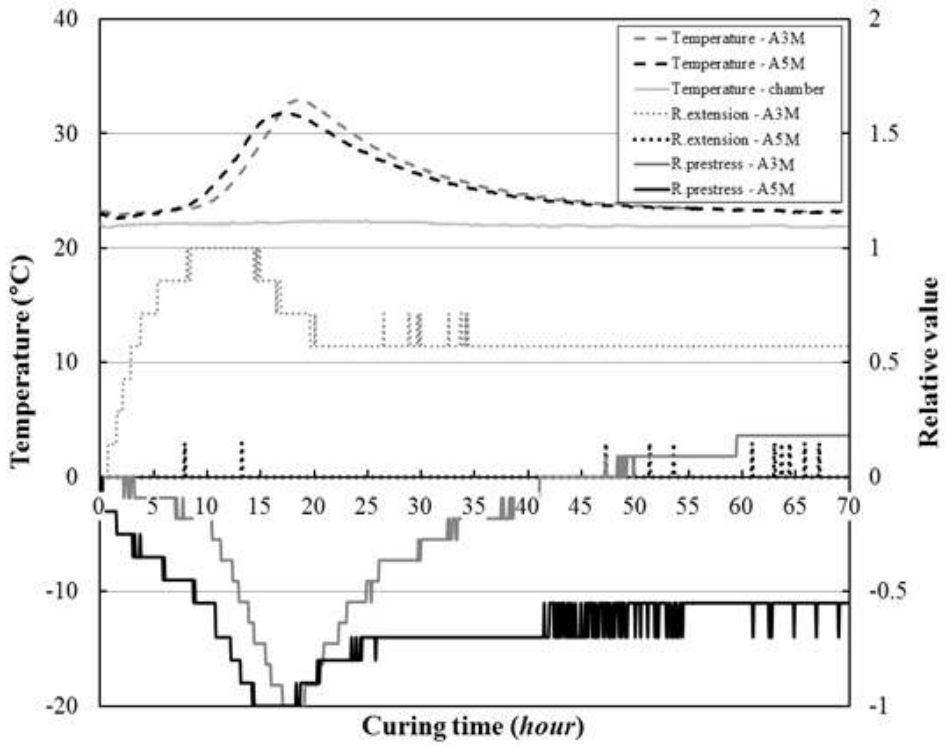


(c) T5S3H와 T5S5H

그림 4-13. 온도변화 및 긴장재 팽창길이, 긴장력 상대변화(계속)

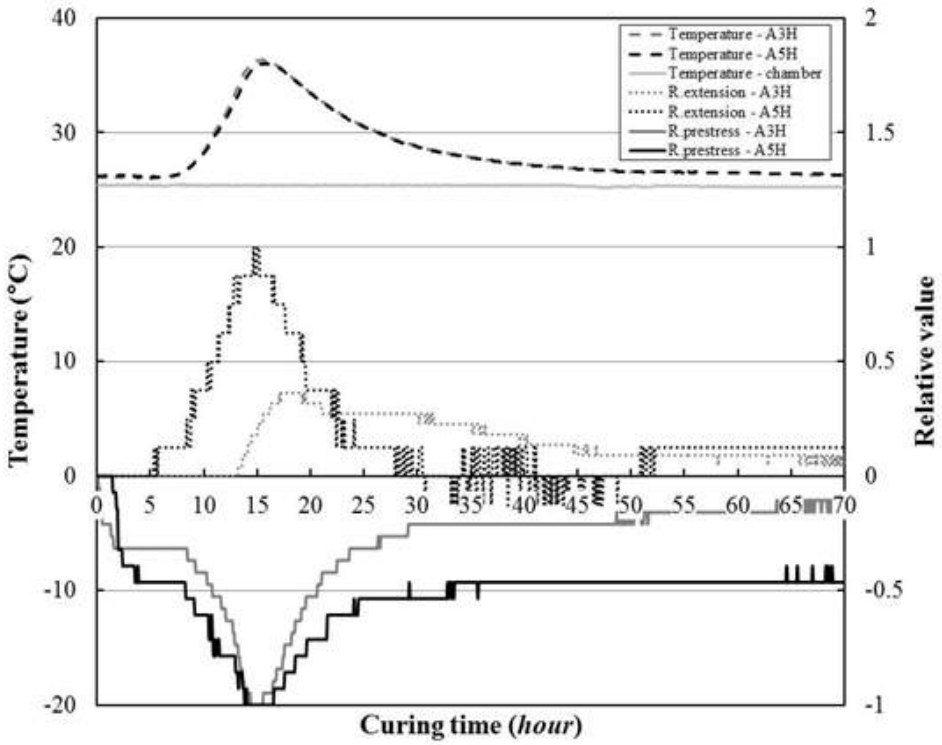


(d) T7S3M와 T7S5M



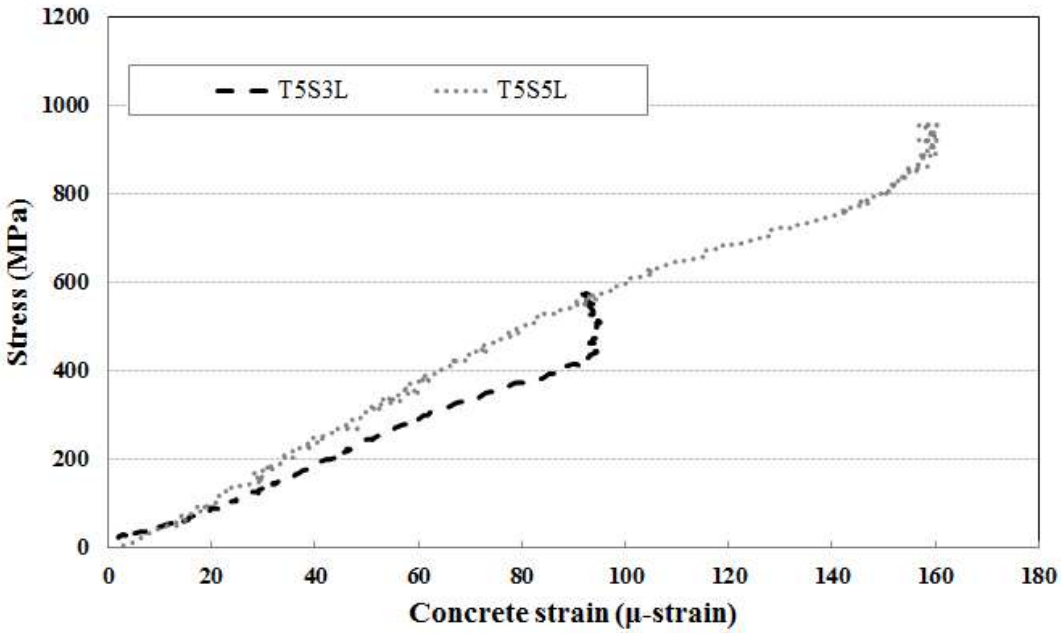
(e) A3M과 S5M

그림 4-13. 온도변화 및 긴장재 팽창길이, 긴장력 상대변화(계속)



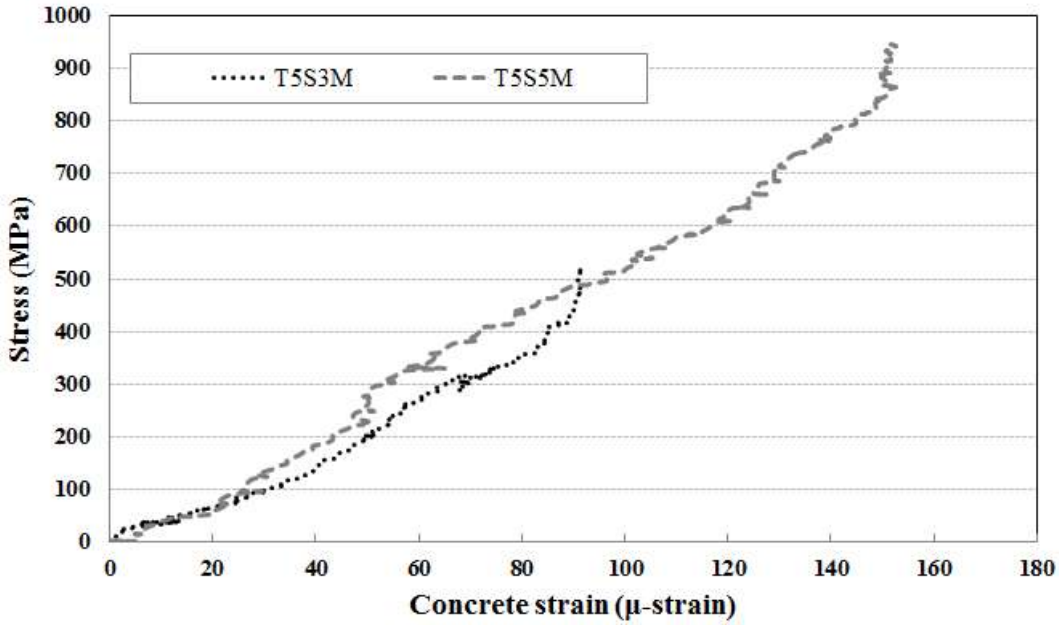
(f) A3H와 A5H

그림 4-13. 온도변화 및 긴장재 팽창길이, 긴장력 상대변화(계속)

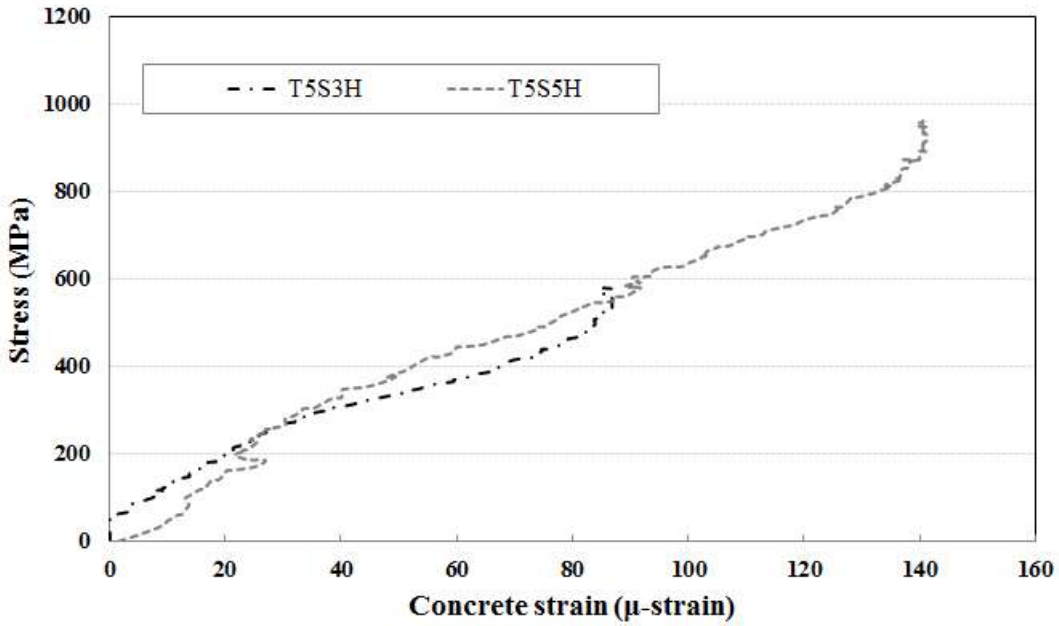


(a) T5S3L과 T5S5L

그림 4-14. 잔류 긴장력 실험결과

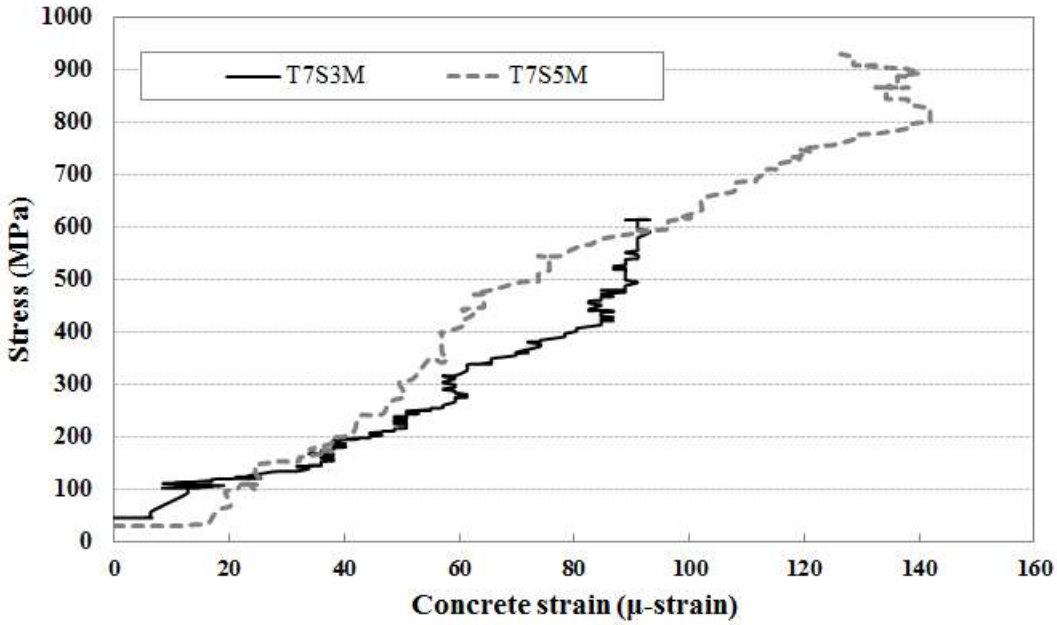


(b) T5S3M과 T5S5M

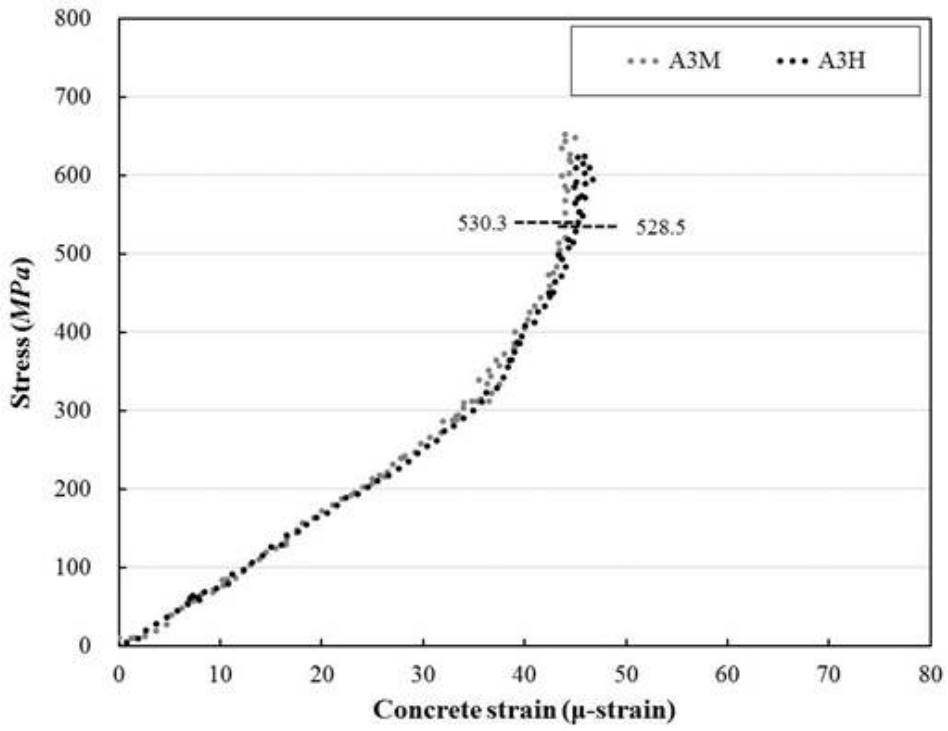


(c) T5S3H와 T5S5H

그림 4-14. 잔류 긴장력 실험결과(계속)

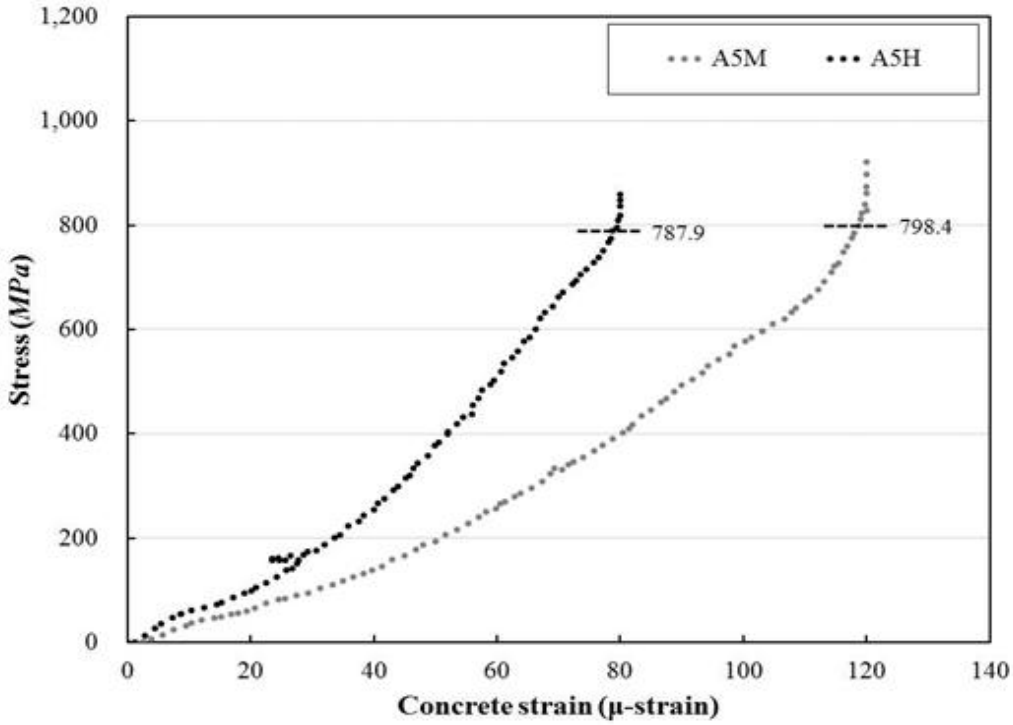


(d) T7S3M와 T7S5M



(e) A3M과 S5M

그림 4-14. 잔류 긴장력 실험결과(계속)



(f) A3H와 A5H

그림 4-14. 잔류 긴장력 실험결과(계속)

표 4-5. 재긴장 시험 결과

Specimen	Con'c strength at test (MPa)	Initial prestress (MPa)	Remained prestress (MPa)	Prestess loss (MPa)		
				Total measured (1)	Elastic shortening (2)	Thermal (1)-(2)
T5S3L	17.6	486.3	430.6	55.7	18.5	37.2
T5S5L	17.6	913.9	849.8	64.1	29.1	35.0
T5S3M	21.3	480.2	430.0	50.2	15.0	35.2
T5S5M	21.3	905.8	847.1	58.7	23.6	35.1
T5S3H	29.3	556.2	501.6	54.6	14.4	40.2
T5S5H	29.3	901.7	840.1	61.6	22.7	38.9
T7S3M	28.3	558.5	471	87.5	15.0	72.5
T7S5M	28.3	932.2	829	103.2	23.0	80.2
A3M	37.3	551.2	530.3	20.9	13.6	7.3
A5M	37.3	827.8	798.4	29.4	21.0	8.4
A3H	46.9	549.1	528.5	20.6	12.7	7.9
A5H	46.9	815.6	787.9	27.7	19.6	8.1

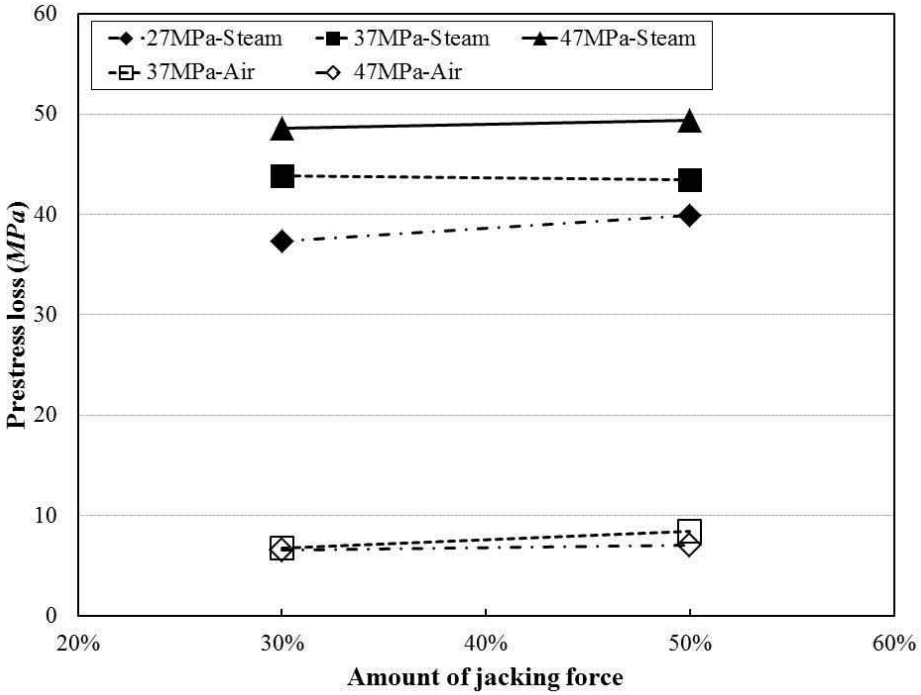


그림 4-15. 실험변수에 따른 긴장력 손실

압축강도나 초기 긴장력의 크기는 긴장력 열손실에 거의 영향을 미치지 않는 것으로 관찰된 반면 증기양생 시 최대 온도는 큰 영향을 미치는 것으로 관찰되었다.

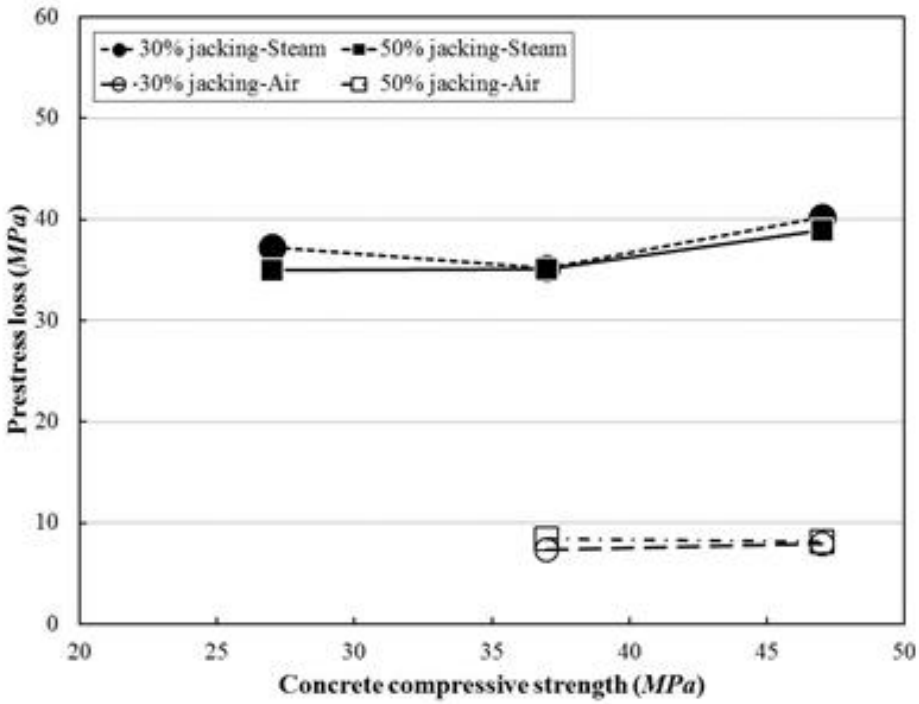


그림 4-16. 압축강도영향 Vs. 긴장력 손실량

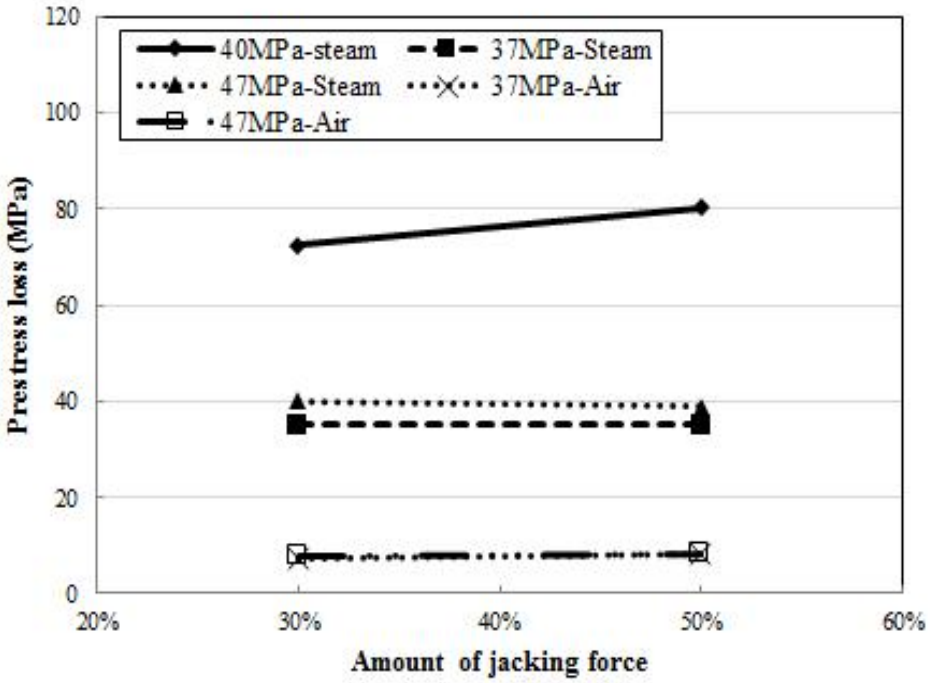


그림 4-17. 초기긴장력 Vs. 긴장력 손실량

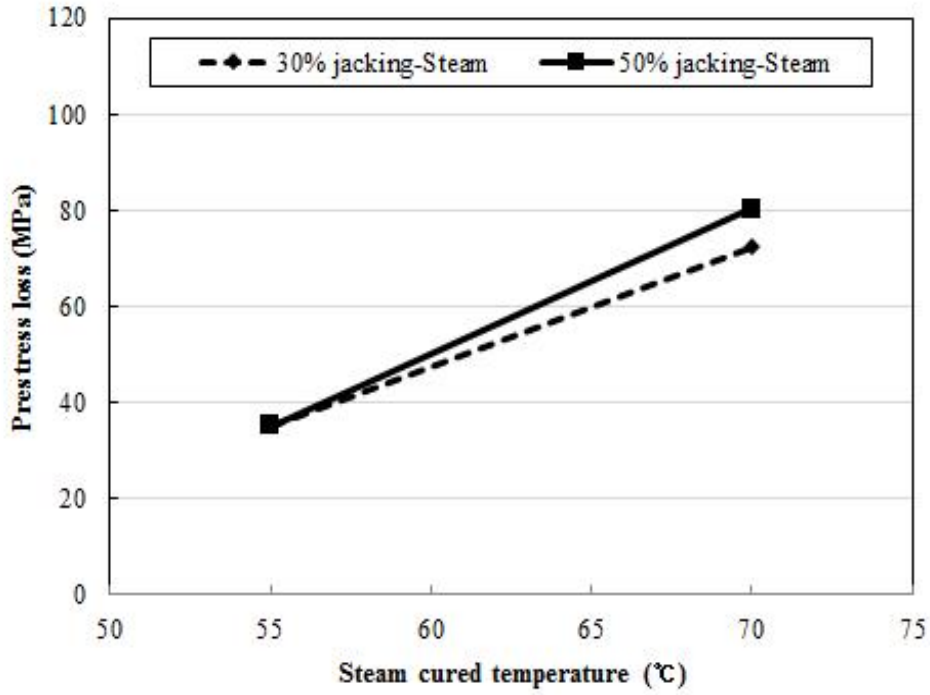


그림 4-18. 증기양생 시 최고온도 Vs. 긴장력 손실량

(2) 이론모델

그림 4-19과 같이 증기양생에 따른 부재 내 온도가 변화할 경우 긴장력 변화는 다음과 같은 4단계에 거쳐 발생한다.

· 예비단계(Preliminary stage): 상온 T_0에서 긴장재 긴장 및 콘크리트 타설
· 제 1단계(Stage 1): 증기양생과 수화열에 의한 온도상승 및 이로 인한 충분한 부착강도 발현 시까지의 단계
· 제 2단계(Stage 2): 제 1단계 종료시점부터 긴장력 전달 시까지의 단계
· 제 3단계(Stage 3): 긴장력 전달에 따른 탄성수축에 의하여 긴장력 손실 발생 시점
· 제 4단계(Stage 4): 탄성수축 이후 온도 변화에 따른 긴장력 증감

(가) 제 1단계: 긴장력 손실모델

그림 4-20과 같이 긴장력 팽창에 따른 긴장력 손실을 Δx의 미소길이분의 평형조건식을 이용하여 다음과 같은 긴장력 손실에 관한 식을 유도 할 수 있다.

$$\triangle\sigma_{C,k} = \frac{1}{A_p}\left[\triangle\sigma_{R,k} \cdot A_p + \int_0^{l_B/2} \triangle\tau_k(x) \cdot \pi \cdot D \; dx \right. \tag{4-14}$$

여기서, A_p = 강연선 단면적 (mm^2);
D = 강연선 지름 (mm); 그리고
$\triangle\tau_k(x)$ = 늘어난 길이$(\triangle s_k(x))$에 의한 부착강도 변화

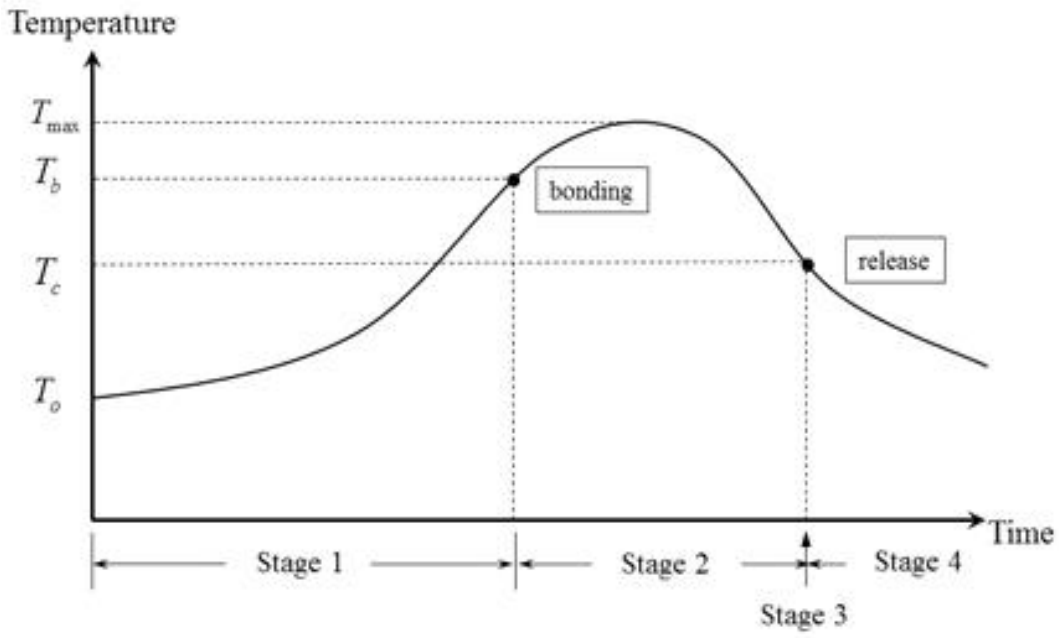
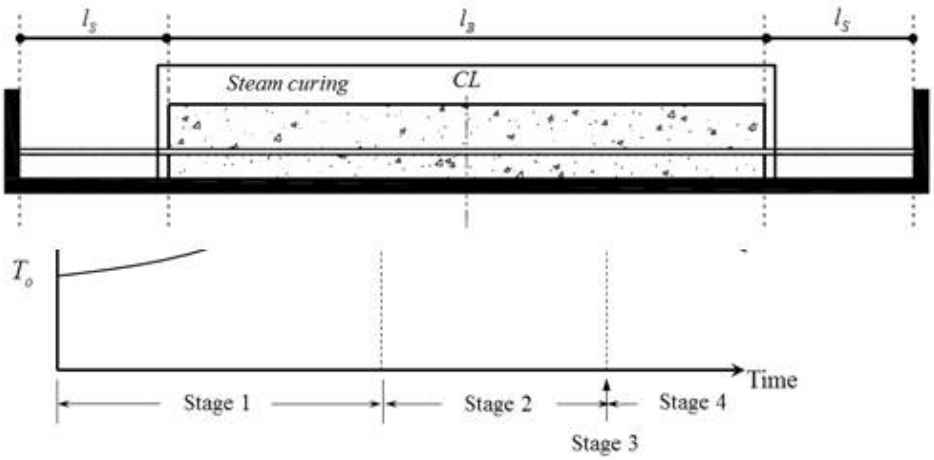
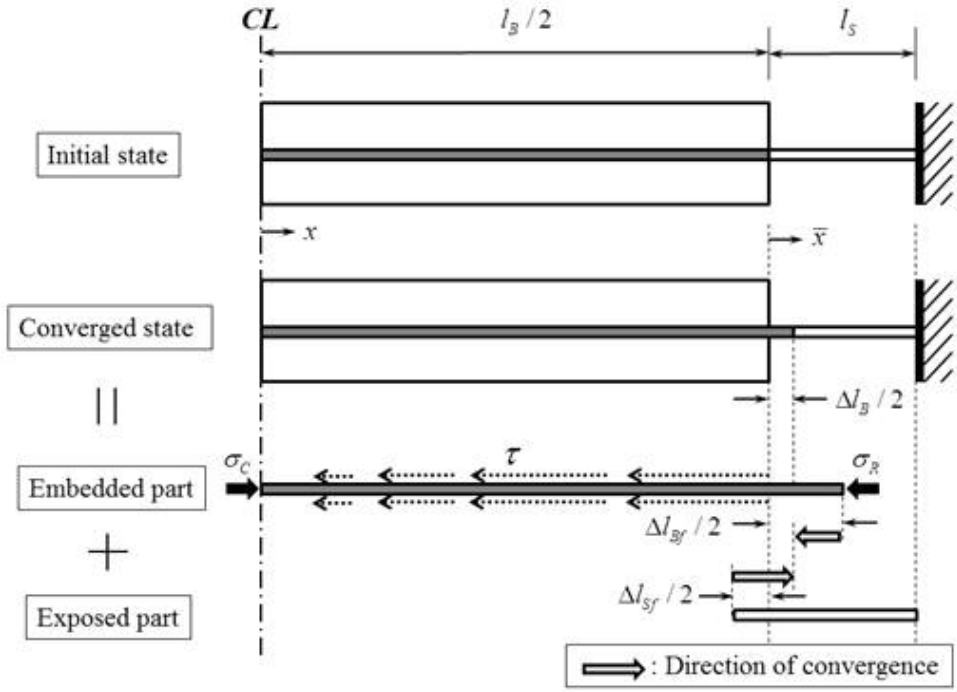


그림 4-19. 증기양생에 따른 긴장재 변화



(a) 긴장틀 형상



(b) 초기상태, 수렴상태, 매립된 강연선의 응력분포 및 노출된 강연선의 자유 팽창

그림 4-20. 완전부착시간 예측을 위한 모델 개념도

이 식에 긴장재와 주위 콘크리트간의 부착-슬립간의 관계를 도입하여 다음과 같은 긴장력 손실량을 산정한다.

$$\Delta\sigma_k(x) = -\Delta\sigma_{C,k} + \frac{\Delta l_{B,k} \cdot \pi \cdot D \cdot K(t_e)}{2 \cdot \Omega \cdot A_p}\left(\frac{-2 + e^{\lambda \cdot x} + e^{-\lambda \cdot x}}{\lambda}\right) \quad (4\text{-}15)$$

긴장재의 온도가 증가에 따른 부재 외부로의 도출되는 긴장재 길이는 다음 식과 같이 산정 할 수 있다.

$$\Delta l_{B,k} = \frac{\alpha \cdot \Delta T_k \cdot l_B}{1 + \frac{l_B \cdot E_s}{2 \cdot l_s \cdot E_B} - C_k \cdot \frac{\pi \cdot D \cdot K_k}{E_B \cdot \Omega_k \cdot A_p}} \tag{4-16(a)}$$

$$C_k = \frac{e^{\lambda \frac{l_B}{2}} \left(1 - \lambda \cdot \frac{l_B}{2}\right) - e^{-\lambda \frac{l_B}{2}} \left(1 + \lambda \cdot \frac{l_B}{2}\right)}{\lambda^2} \tag{4-16(b)}$$

위의 식에서 미소슬립에 대한 미소부착응력 관계를 나타내는 접선 계수는 그림 4-21에 나타난 것과 같이 반복 계산을 통하여 개선하였다.

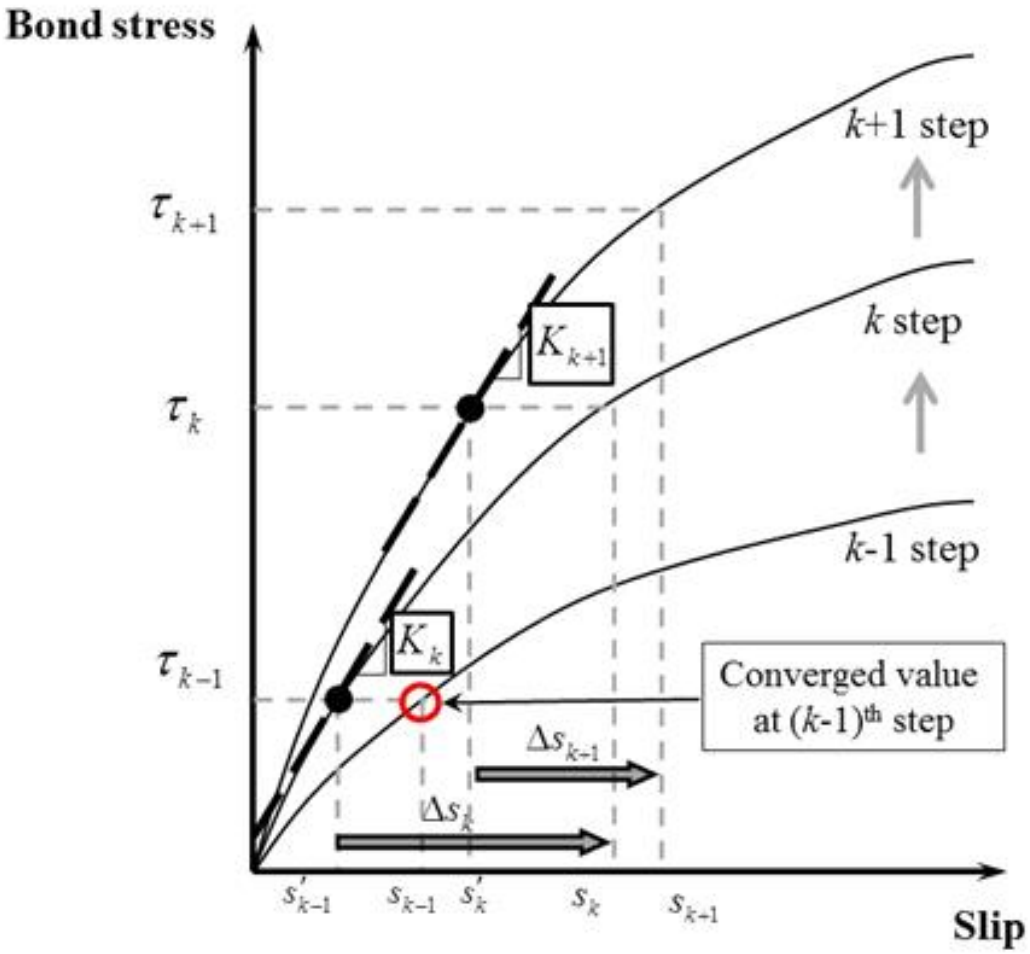


그림 4-21. Step-by step 반복 개념

(나) 제 2단계: 긴장력 손실모델

그림 4-22과 같이 콘크리트와 긴장력 사이의 평형조건을 이용하여 온도변화에 따른 부재의 변위(Δ)를 구할 수 있다.

$$A_s \cdot E_s\left(\frac{\triangle}{L_2}\right) = A_c E_c\left(\frac{\triangle l_c - \triangle}{L_1 - \triangle l_c}\right) - A_s E_s\left(\frac{\triangle - \triangle l_s^i}{L_1 - \triangle l_s^i}\right) \tag{4-17}$$

$$\triangle = \frac{(\alpha_c + n\rho_s\alpha_s)L_1 L_2}{L_2 + n\rho_s L} \cdot \triangle T_b \tag{4-18}$$

여기서, $L = L_1 + L_2$;

$n =$ 탄성계수 비;

$\rho_s =$ 콘크리트 단면적에 대한 강연선 단면적 비.

상기 식으로부터 콘크리트 내부의 긴장재 변형률 변화량을 다음과 같이 산정한다.

$$\triangle\epsilon_{ec} = \frac{\triangle T_b}{L_2 + n \cdot \rho_s \cdot L}\left[\alpha_c L_2 - \alpha_s(L_2 + n\rho_s L_1)\right] \tag{4-19}$$

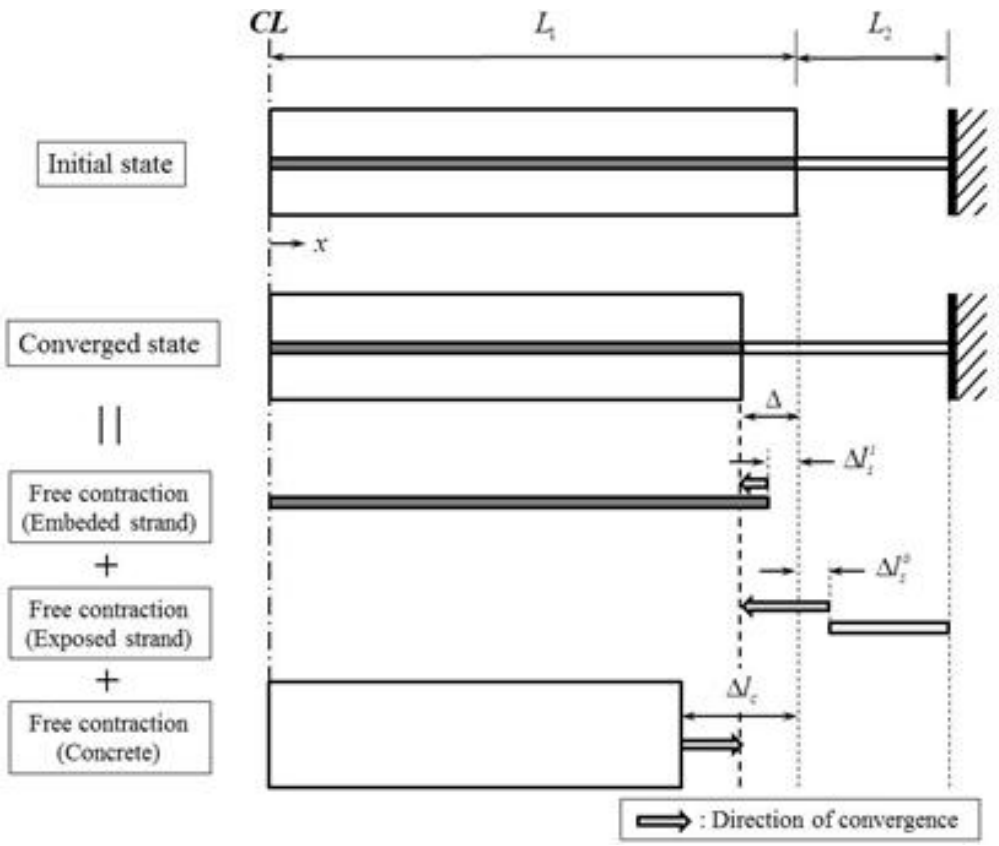


그림 4-22. 초기, 수렴 상태 및 합성상태에서 콘크리트와 강연선의 길이 변화

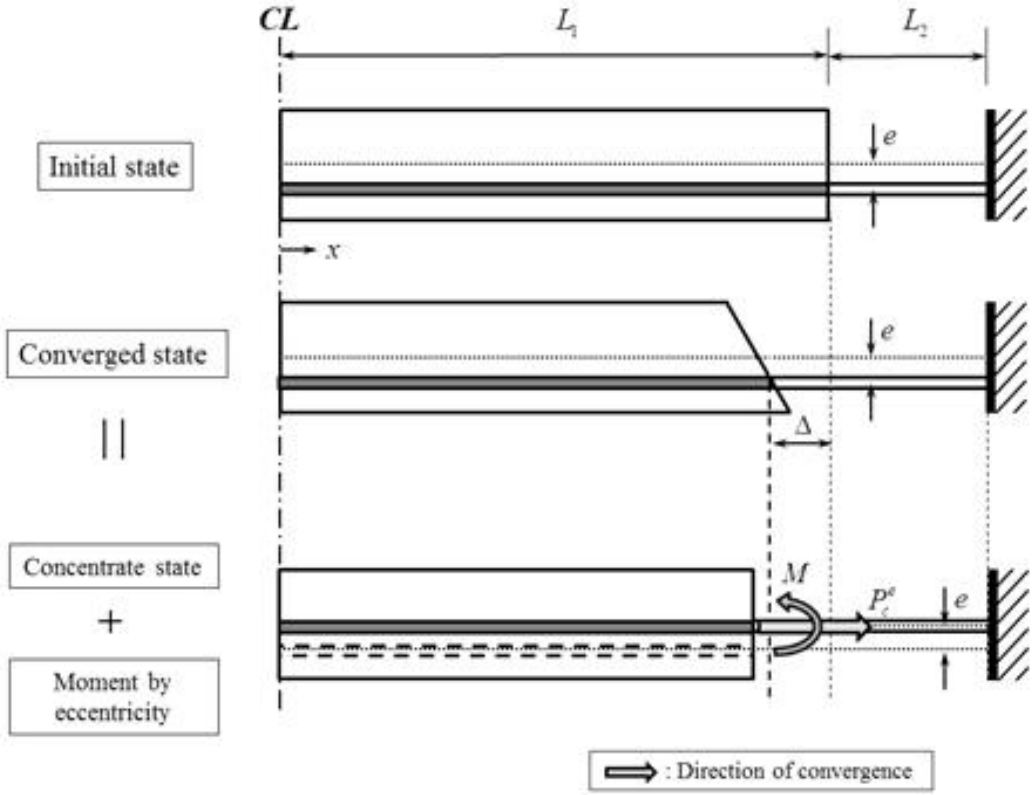


그림 4-23. 초기, 수렴 상태 및 긴장재 편심에 의한 축방향력과 모멘트를 받는 프리스트레스트 부재

만일 긴장재가 그림 4-23과 같이 편심을 가진 경우는 다음과 같은 식으로 유도된다.

$$\Delta \simeq \frac{(\alpha_c + \gamma \cdot n \cdot \rho_s \cdot \alpha_s) L_1 \cdot L_2}{L_2 + \gamma \cdot n \cdot \rho_s \cdot L} \cdot \Delta T_b \tag{4-20}$$

$$\gamma = 1 + \frac{A_e \cdot e^2}{I_e} \tag{4-21}$$

$$\Delta \epsilon_{ec} = \frac{\Delta T_b}{L_2 + \gamma \cdot n \cdot \rho_s \cdot L} \left[\alpha_c L_2 - \alpha_s (L_2 + \gamma \cdot n \cdot \rho_s \cdot L_1) \right] \tag{4-22}$$

(다) 제 3단계: 긴장력 손실모델

상기 제 2단계와 유사한 개념으로 긴장재에 발생하는 변형율 변화량은 다음과 같이 산정한다.

$$\Delta \epsilon_{es} = \frac{\gamma \cdot n \cdot \rho_s \cdot \left(1 - \frac{l_t}{L_o}\right)}{1 + \gamma \cdot n \cdot \rho_s \cdot \left(1 - \frac{l_t}{L_o}\right)} \cdot \epsilon_i \tag{4-23}$$

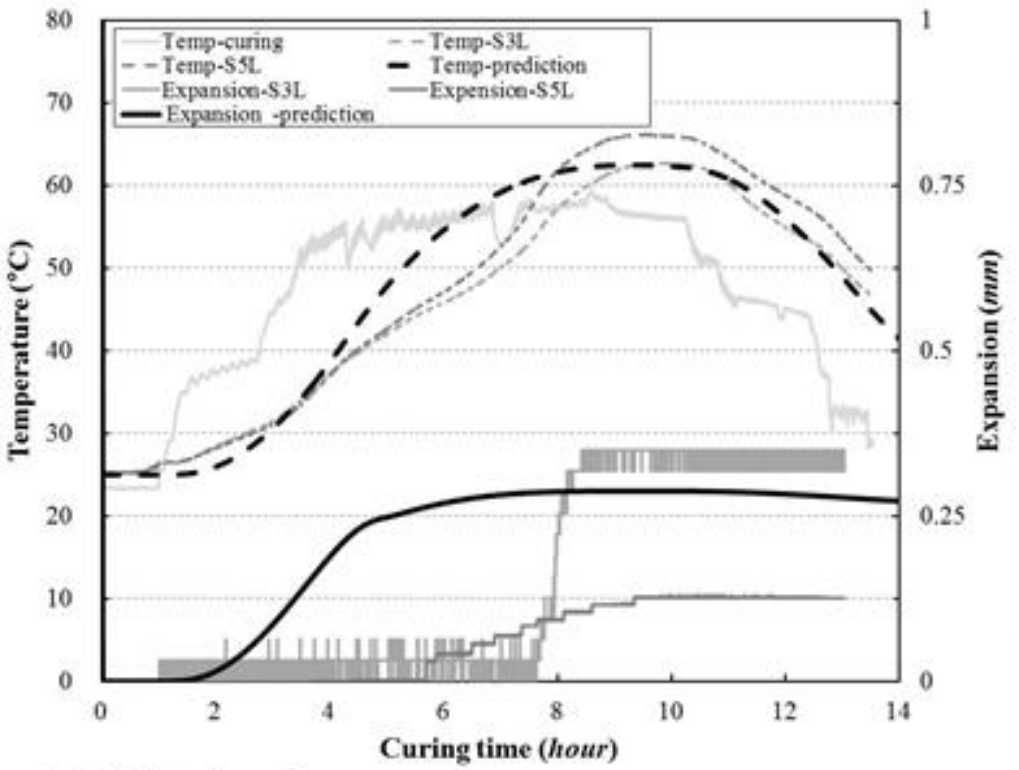
(라) 제 4단계: 긴장력 손실모델

상기 제 2단계 및 3단계와 유사한 개념으로 긴장재에 발생하는 변형율 변화량은 다음과 같이 산정한다.

$$\triangle\epsilon_{so} \approx \frac{\alpha_c - \alpha_s}{1+\gamma \cdot n \cdot \rho_s} \cdot \triangle T_c \tag{4-24}$$

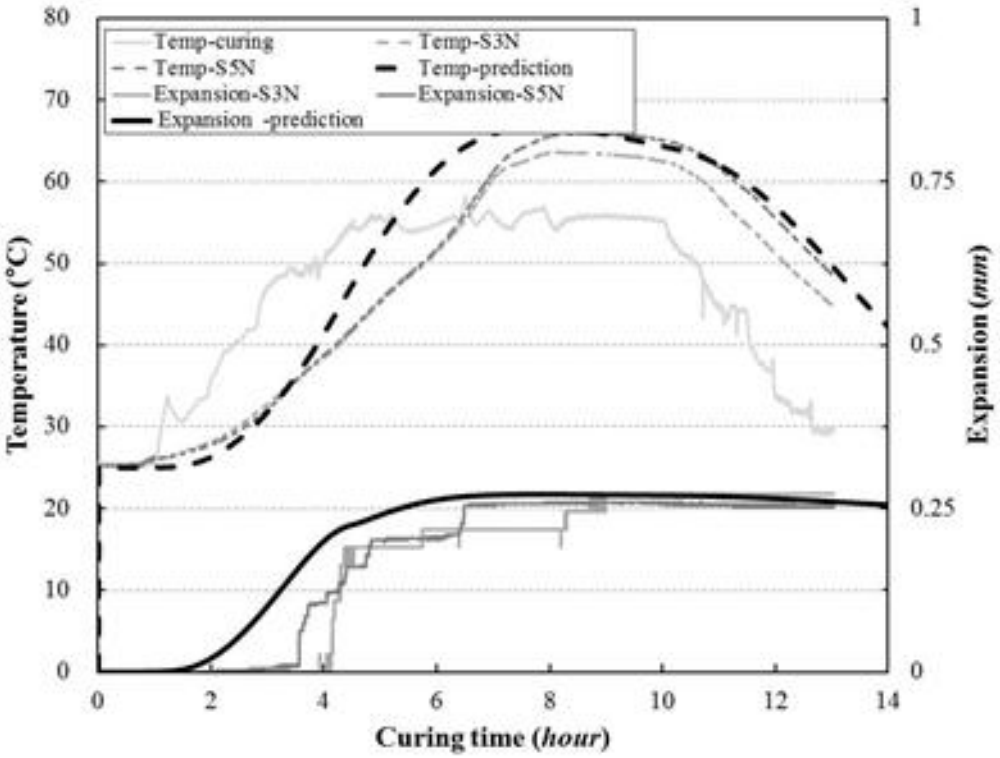
(3) 모델검증

상기에서 개발된 이론모델의 적합성을 이 연구에서 행한 실험결과와 비교하여 검증하였다. 그림 4-24에 실험치와 이론모델에 의한 예측치를 비교하여 나타내었다. 표 4-6, 표 4-7, 표 4-8에 각각 부재별 최대 온도, 긴장재의 길이변화, 긴장력 손실에 대하여 실험 측정된 값과 이론모델에 의한 예측치를 비교하여 나타내었다. 개발된 모델은 콘크리트 부재 내 온도변화, 시간에 따른 긴장력의 변화를 비교적 적절하게 모사하였다.

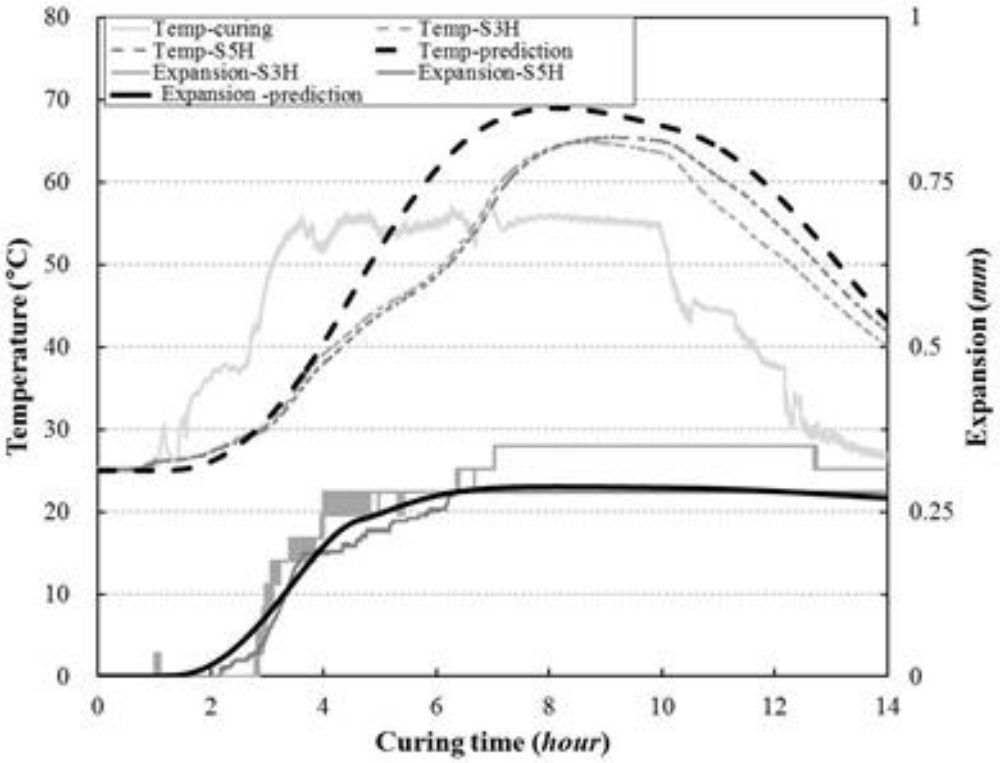


(a) T5S3L과 T5S5L

그림 4-24. 실험치와 이론치 비교

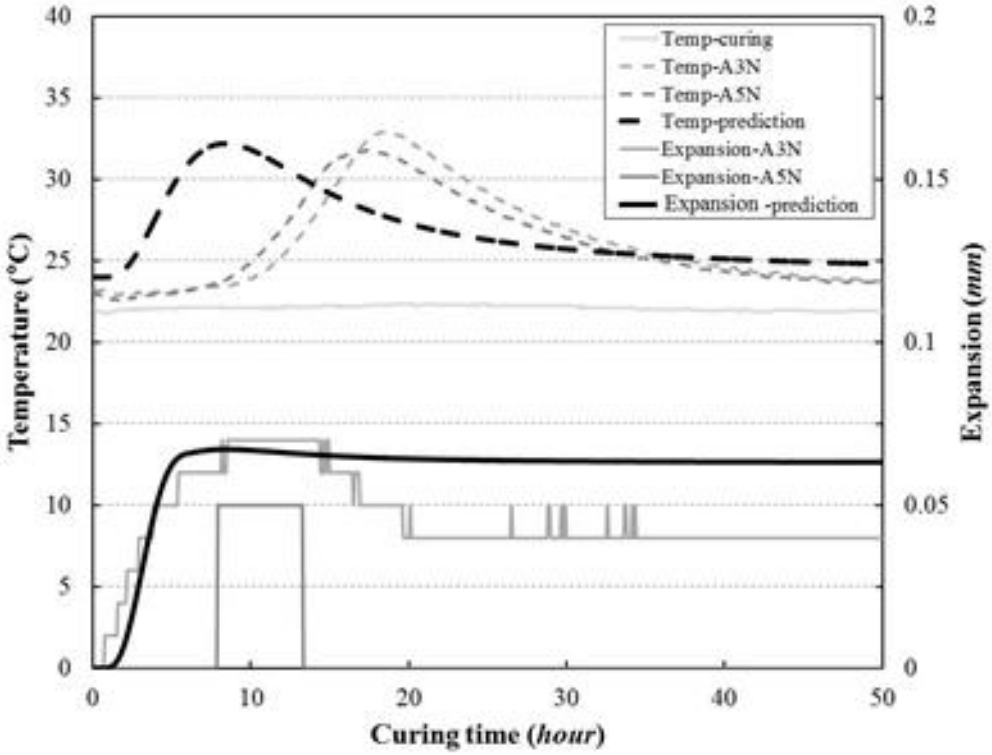


(b) T5S3M과 T5S5M

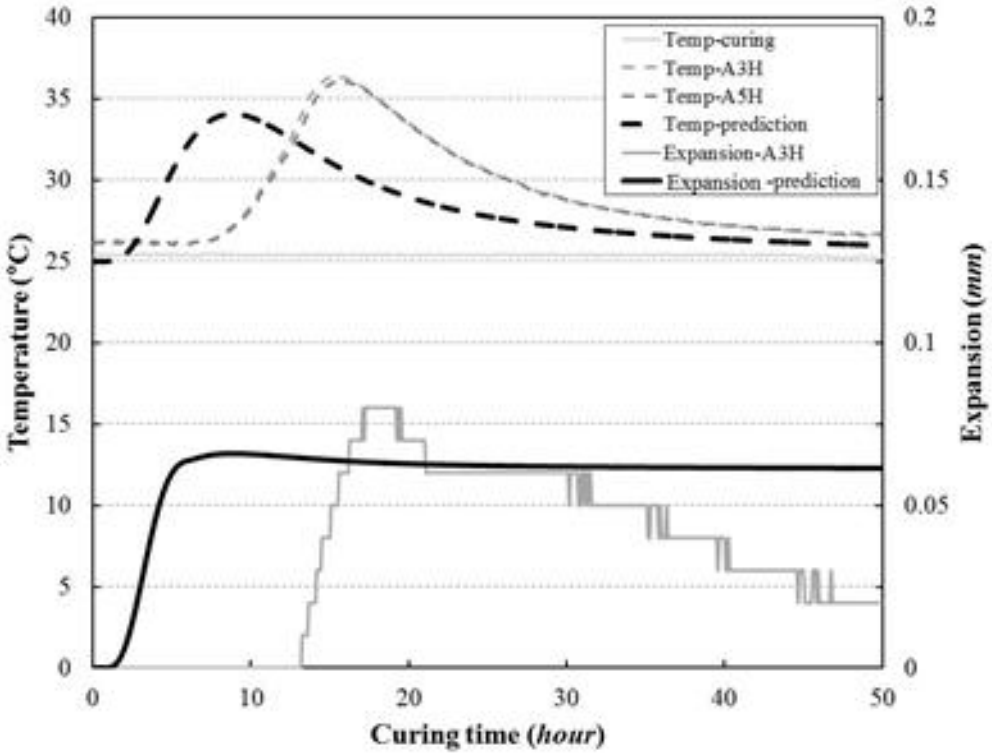


(c) T5S3H와 T5S5H

그림 4-24. 실험치와 이론치 비교(계속)



(d) A3M과 A5M



(e) A3H와 A5H

그림 4-24. 실험치와 이론치 비교(계속)

표 4-6. 최고 온도 실험치와 예측치 비교

Specimen		T5S3L	T5S5L	T5S3M	T5S5M	T5S3H	T5S5H	A3M	A5M	A3H	A5H
Test	Measured (℃)	62.6	66.1	63.6	65.8	65.5	65.4	32.9	31.7	36.3	36.0
	Average (℃)	64.4		64.7		65.5		32.3		36.1	
Model	Predicted (℃)	62.5		66.7		69.0		32.2		34.1	
Ratio	Model/Test	0.97		1.03		1.05		1.00		0.94	
	Average	1.00									
	S. Deviation	0.05									

표 4-7. 최대 강연선 팽창길이 실험치와 예측치 비교

Specimen		T5S3L	T5S5L	T5S3M	T5S5M	T5S3H	T5S5H	A3M	A5M	A3H	A5H
Test	Measured (mm)	0.35	0.13	0.27	0.26	0.35	0.28	0.07	0.05	0.08	0.40
	Average (mm)	0.240		0.265		0.315		0.060		0.240 (0.08)*	
Model	Predicted (mm)	0.288		0.272		0.288		0.067		0.066	
Ratio	Model/Test	1.18		1.03		0.91		1.12		0.28 (0.83)*	
	Average	0.90 (1.02)*									
	S. Deviation	0.37 (0.15)*									

* Values exclusive of that of A5H

표 4-8. 프리스트레스 열손실 실험치와 예측치 비교

Specimen		T5S3L	T5S5L	T5S3M	T5S5M	T5S3H	T5S5H	A3M	A5M	A3H	A5H
Test (MPa)	Measured	37.2	35.0	35.2	35.1	40.2	38.9	7.3	8.4	7.9	8.1
	Average*	36.1		35.2		39.6		7.9		8.0	
Predicted (MPa)	Stage 1	36.9	39.6	36.1	36.1	38.2	38.2	8.4	8.4	8.5	8.5
	Stage 2**	-2.1	-2.1	-1.3	-1.3	-1.2	-1.2	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
	Stage 3	18.5	29.1	15.0	23.6	14.4	22.7	13.6	21.0	12.7	19.6
	Stage 4	0	0	0	0.	0	0	0	0	0	0
	Total***	34.8		34.8		37.0		8.3		8.4	
Ratio	Model/Test	0.96		0.99		0.93		1.05		1.05	
	Average	1.00									
	S.Deviation	0.06									

* Value of measured thermal loss exclusive for calculated elastic shortening loss
** Negative sign means recovered prestress
*** Value of thermal loss exclusive for elastic shortening loss (Stage 3)

(4) 변수영향 고찰

개발된 모델을 이용하여 다음과 같은 변수에 대한 영향을 고찰하였다.
① 콘크리트 부재의 단면형상
② 콘크리트 압축강도
③ 증기양생이력
④ 증기양생 시 최대 온도
⑤ 부재 윗면으로부터 가장 가까이 위치한 긴장재 중심까지의 거리

표 4-9에 변수영향을 고찰하기 위하여 적용된 콘크리트 강도 및 이에 해당하는 배합비를 정리하였다. 단면형상은 그림 4-25와 같이 3가지 형태를 가정하였다.
표 4-10과 4-11단면형상의 영향을 정리하였다. 단면형상은 단면형상계수를 아래와 같이 정의하여 그 영향을 고찰하였다.

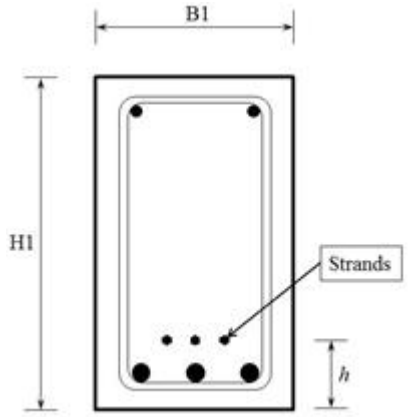
$$\triangle\sigma_{thermal} = \mu \times \alpha_p \cdot E_p \cdot (T_{\max} - T_a) \tag{4-25}$$

여기서, μ= 0.5(Eurocode2 (2004)) 또는 0.9(CEB_FIP (1993));
α_p = 강연선의 열팽창계수(℃);
E_p = 강연선의 탄성계수(MPa);
$T_{\max}$ = 증기양생 동안 강연선의 최대 온도(℃);
T_a = 긴장 시 강연선의 온도(℃).

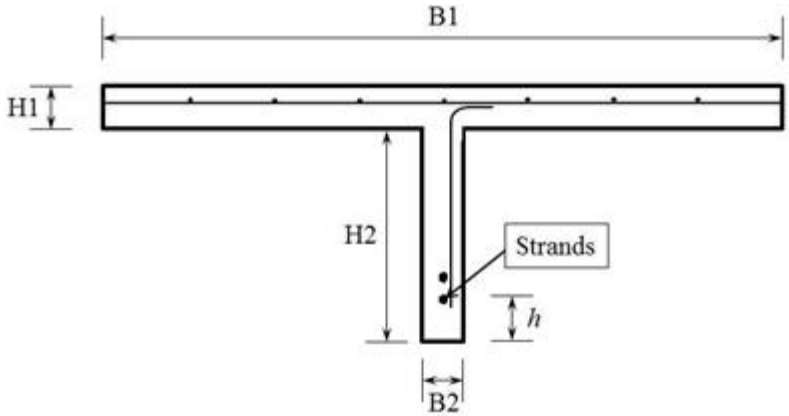
표 4-9. Mix proportion of concrete used in parametric studies

Concrete Strength (MPa)	W/B (%)	S/A (%)	Unit weight (kg/m^3)					
			W	C	F/A	S	G	AD
35	45.0	46.2	191.4	425.3	-	765.0	889.1	6.4
45	37.6	46.3	190.3	404.6	101.1	735.7	880.3	7.6
55	31.7	45.1	178.6	450.7	112.7	709.1	890.0	8.5

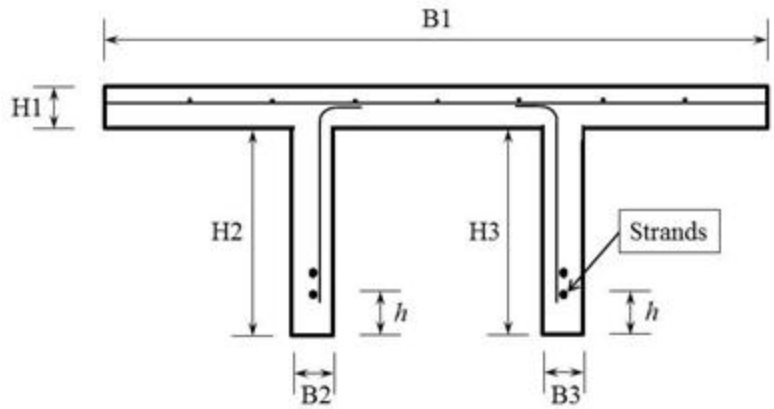
*W=water; C=cement; F/A=fly ash; S=fine aggregate; G=coarse aggregate; AD=admixture



(a) 장방형 단면



(b) T형 단면



(c) WT형 단면

그림 4-25. 변수고찰에 고려된 세가지 단면 형상

표 4-10. 단면형상 영향의 변수고찰을 위한 변수

No	Shape	B1 (mm)	H1 (mm)	B2 (mm)	H2 (mm)	B3 (mm)	H3 (mm)	Sectional area (mm^2)	κ (1/m)	Concrete strength (MPa)	Curing schedule (hour)	Max. temp. (°C)	Distance from the bottom h (mm)
1	Rectangular	250	450	-	-	-	-	112,500	0.012	35	3-6-3	55	60
2	Single tee	1,200	50	150	360	-	-	114,000	0.028	35	3-6-3	55	60
3	Double tee	1,400	40	120	260	120	260	118,400	0.033	35	3-6-3	55	60
4	Rectangular	400	700	-	-	-	-	280,000	0.008	35	3-6-3	55	60
5	Single tee	2,100	75	180	700	-	-	283,500	0.020	35	3-6-3	55	60
6	Double tee	3,000	50	130	500	130	500	280,000	0.029	35	3-6-3	55	60
7	Rectangular	500	900	-	-	-	-	450,000	0.006	35	3-6-3	55	60
8	Single tee	3,000	90	210	850	-	-	448,500	0.018	35	3-6-3	55	60
9	Double tee	3,500	65	160	690	160	690	448,300	0.022	35	3-6-3	55	60

표 4-11. 단면형상 영향의 변수고찰 결과

No	Concrete strength (MPa)	Curing schedule (hour)	Max. temp. (°C)	h (mm)	κ (1/m)	Thermal loss (MPa)
1	35	3-6-3	55	60	0.012	39.7
2	35	3-6-3	55	60	0.028	44.8
3	35	3-6-3	55	60	0.033	48.2
4	35	3-6-3	55	60	0.008	34.8
5	35	3-6-3	55	60	0.020	41.3
6	35	3-6-3	55	60	0.029	46.2
7	35	3-6-3	55	60	0.006	33.3
8	35	3-6-3	55	60	0.018	39.2
9	35	3-6-3	55	60	0.022	43.1

㉮ 그림 4-26에서 나타난 것과 같이 단면형상계수가 증가 할수록 긴장력 손실이 거의 비례적으로 증가하는 것이 관찰되었다.
㉯ 표 4-12과 4-13에 콘크리트강도가 긴장력 손실에 미치는 영향을 정리하였다. 그림 4-27과 같이 콘크리트 강도는 큰 영향을 미치지 않는 것으로 고찰되었다.
㉰ 표 4-14과 4-15에 증기양생 이력에 따른 긴장력 손실을 정리하였다. 그림 4-28에 나타난것과 같이 증기양생이력에 따른 긴장력 손실은 상대적으로 적은 것으로 나타났다.
㉱ 표 4-16와 4-17에 양생 시 최대온도가 긴장력 손실에 미치는 영향을 나타내었다. 그림 4-29과 같이 최대온도가 증가 할수록 거의 비례적으로 긴장력 손실이 발생함이 고찰되었다.
㉲ 표 4-18와 4-19에 피복두께가 긴장력 손실에 미치는 영향을 정리하였다. 그림 4-30과 같이 피복두께의 크기정도는 긴장력 손실에 큰 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다.

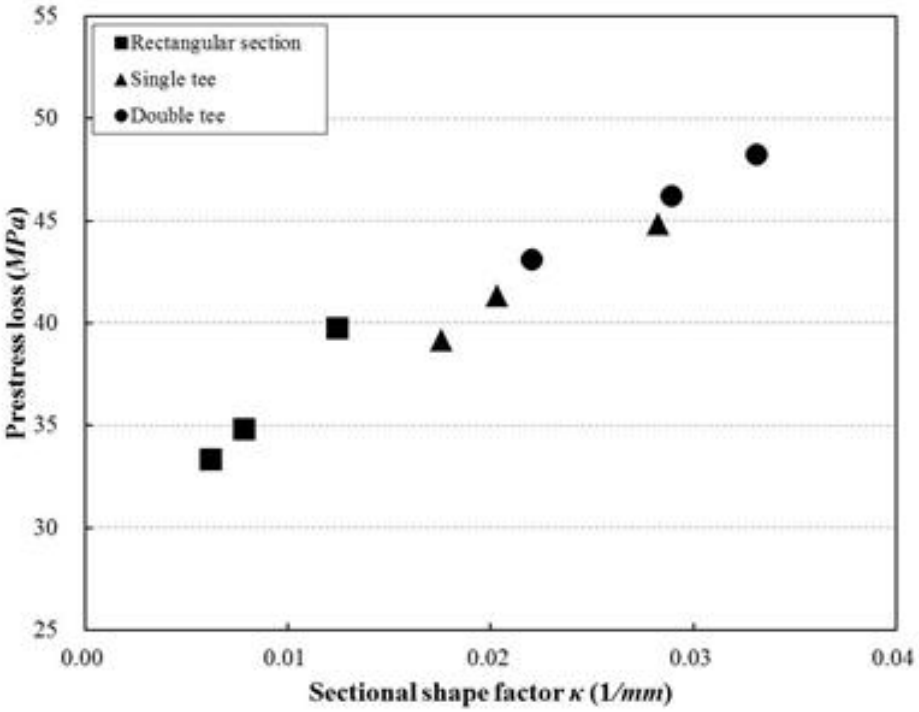


그림 4-26. 단면형상에 따른 열에 의한 긴장력 손실

표 4-12. 콘크리트 압축강도 영향의 변수고찰을 위한 변수

No	Shape	B1 (mm)	H1 (mm)	B2 (mm)	H2 (mm)	B3 (mm)	H3 (mm)	Sectional area (mm^2)	κ (1/m)	Concrete strength (MPa)	Curing schedule (hour)	Max. temp. (°C)	Distance from the bottom h (mm)
1	Rectangular	400	700	-	-	-	-	280,000	0.008	35	3-6-3	55	60
2	Single tee	2,100	75	180	700	-	-	283,500	0.020	35	3-6-3	55	60
3	Double tee	3,000	50	130	500	130	500	280,000	0.029	35	3-6-3	55	60
4	Rectangular	400	700	-	-	-	-	280,000	0.008	45	3-6-3	55	60
5	Single tee	2,100	75	180	700	-	-	283,500	0.020	45	3-6-3	55	60
6	Double tee	3,000	50	130	500	130	500	280,000	0.029	45	3-6-3	55	60
7	Rectangular	400	700	-	-	-	-	280,000	0.008	55	3-6-3	55	60
8	Single tee	2,100	75	180	700	-	-	283,500	0.020	55	3-6-3	55	60
9	Double tee	3,000	50	130	500	130	500	280,000	0.029	55	3-6-3	55	60

표 4-13. 콘크리트 압축강도 영향의 변수고찰 결과

No	κ (1/m)	Curing schedule (hour)	Max. temp. (°C)	h (mm)	Concrete strength (MPa)	Thermal loss (MPa)
1	0.012	3-6-3	55	60	35	34.8
2	0.028	3-6-3	55	60	35	41.3
3	0.033	3-6-3	55	60	35	46.2
4	0.012	3-6-3	55	60	45	34.7
5	0.028	3-6-3	55	60	45	41.5
6	0.033	3-6-3	55	60	45	46.8
7	0.012	3-6-3	55	60	55	33.9
8	0.028	3-6-3	55	60	55	41.3
9	0.033	3-6-3	55	60	55	46.4

표 4-14. 증기양생 이력 영향의 변수고찰을 위한 변수

No	Shape	B1 (mm)	H1 (mm)	B2 (mm)	H2 (mm)	B3 (mm)	H3 (mm)	Sectional area (mm^2)	κ (1/m)	Concrete strength (MPa)	Curing schedule (hour)	Max. temp. (°C)	Distance from the bottom h (mm)
1	Rectangular	400	700	-	-	-	-	280,000	0.008	35	2-6-2	55	60
2	Single tee	2,100	75	180	700	-	-	283,500	0.020	35	2-6-2	55	60
3	Double tee	3,000	50	130	500	130	500	280,000	0.029	35	2-6-2	55	60
4	Rectangular	400	700	-	-	-	-	280,000	0.008	35	2-10-2	55	60
5	Single tee	2,100	75	180	700	-	-	283,500	0.020	35	2-10-2	55	60
6	Double tee	3,000	50	130	500	130	500	280,000	0.029	35	2-10-2	55	60
7	Rectangular	400	700	-	-	-	-	280,000	0.008	35	3-6-3	55	60
8	Single tee	2,100	75	180	700	-	-	283,500	0.020	35	3-6-3	55	60
9	Double tee	3,000	50	130	500	130	500	280,000	0.029	35	3-6-3	55	60
10	Rectangular	400	700	-	-	-	-	280,000	0.008	35	3-8-3	55	60
11	Single tee	2,100	75	180	700	-	-	283,500	0.020	35	3-8-3	55	60
12	Double tee	3,000	50	130	500	130	500	280,000	0.029	35	3-8-3	55	60
13	Rectangular	400	700	-	-	-	-	280,000	0.008	35	3-10-3	55	60
14	Single tee	2,100	75	180	700	-	-	283,500	0.020	35	3-10-3	55	60
15	Double tee	3,000	50	130	500	130	500	280,000	0.029	35	3-10-3	55	60

표 4-15. 증기양생 이력 영향의 변수고찰 결과

No	κ (1/m)	Concrete strength (MPa)	Max. temp. (°C)	h (mm)	Curing schedule (hour)	Thermal loss (MPa)
1	0.012	35	55	60	2-6-2	35.9
2	0.028	35	55	60	2-6-2	43.7
3	0.033	35	55	60	2-6-2	50.0
4	0.012	35	55	60	2-10-2	36.6
5	0.028	35	55	60	2-10-2	43.7
6	0.033	35	55	60	2-10-2	50.0
7	0.012	35	55	60	3-6-3	34.8
8	0.028	35	55	60	3-6-3	41.3
9	0.033	35	55	60	3-6-3	46.2
10	0.012	35	55	60	3-8-3	35.1
11	0.028	35	55	60	3-8-3	41.3
12	0.033	35	55	60	3-8-3	46.2
13	0.012	35	55	60	3-10-3	35.3
14	0.028	35	55	60	3-10-3	41.3
15	0.033	35	55	60	3-10-3	46.2

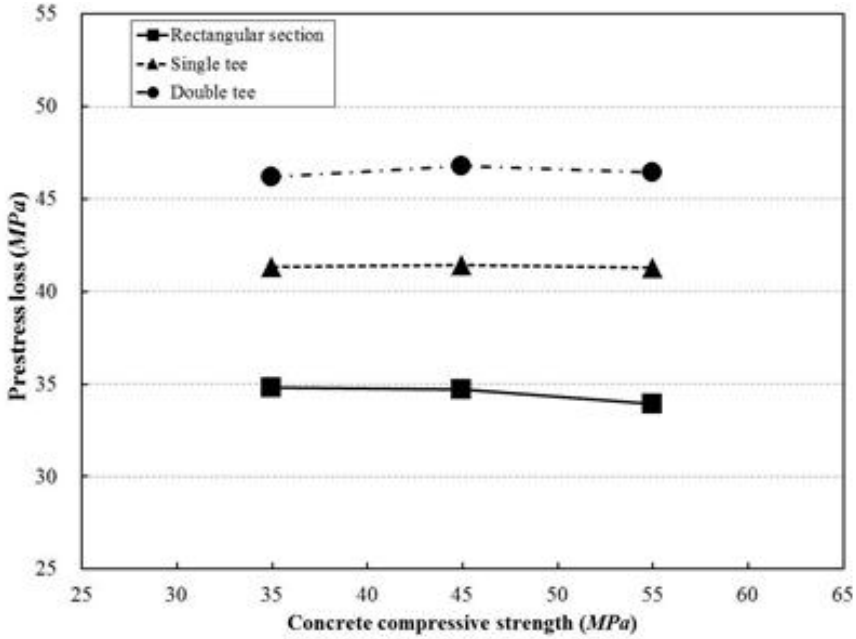
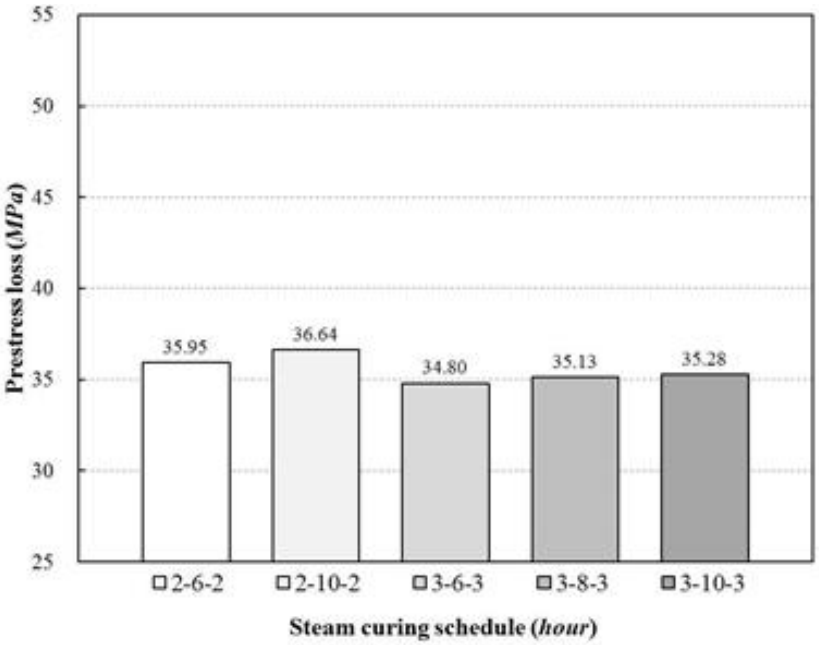
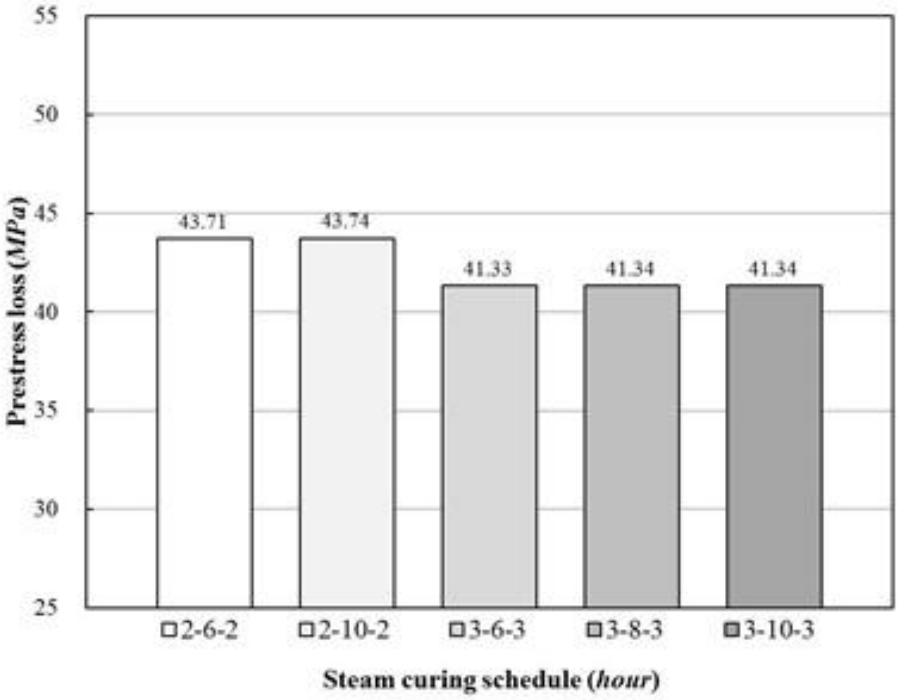


그림 4-27. 콘크리트 강도에 따른 긴장력 손실

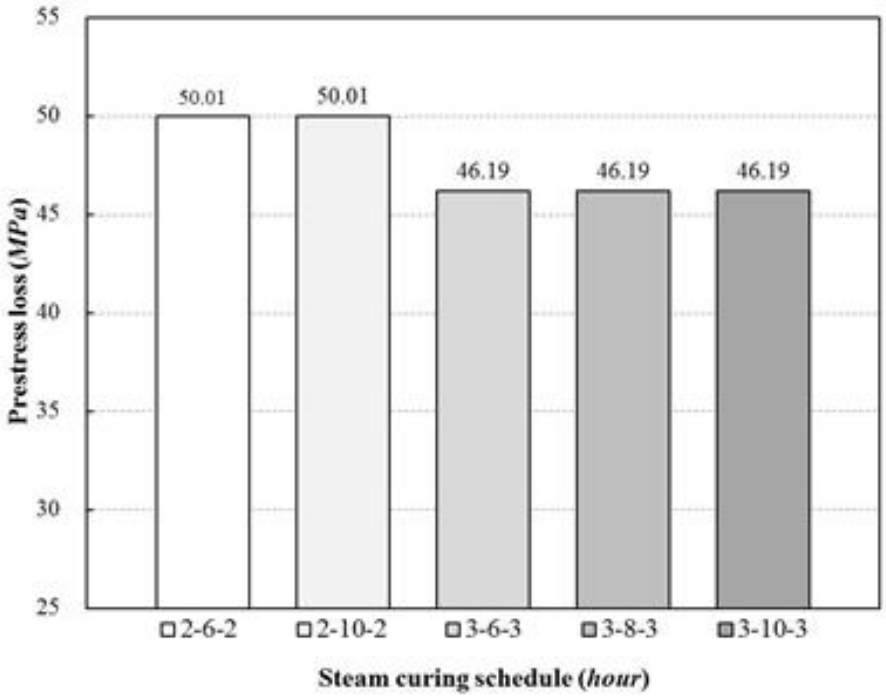


(a) 장방형 단면

그림 4-28. 증기양생이력에 따른 긴장력 손실



(b) T형 단면



(c) WT형 단면

그림 4-28. 증기양생이력에 따른 긴장력 손실(계속)

표 4-16. 증기양생 시 최대온도 영향의 변수고찰을 위한 변수

No	Shape	B1 (mm)	H1 (mm)	B2 (mm)	H2 (mm)	B3 (mm)	H3 (mm)	Sectional area (mm^2)	κ (1/m)	Concrete strength (MPa)	Curing schedule (hour)	Max. temp. (°C)	Distance from the bottom h (mm)
1	Rectangular	400	700	-	-	-	-	280,000	0.008	35	3-6-3	40	60
2	Single tee	2,100	75	180	700	-	-	283,500	0.020	35	3-6-3	40	60
3	Double tee	3,000	50	130	500	130	500	280,000	0.029	35	3-6-3	40	60
4	Rectangular	400	700	-	-	-	-	280,000	0.008	35	3-6-3	55	60
5	Single tee	2,100	75	180	700	-	-	283,500	0.020	35	3-6-3	55	60
6	Double tee	3,000	50	130	500	130	500	280,000	0.029	35	3-6-3	55	60
7	Rectangular	400	700	-	-	-	-	280,000	0.008	35	3-6-3	70	60
8	Single tee	2,100	75	180	700	-	-	283,500	0.020	35	3-6-3	70	60
9	Double tee	3,000	50	130	500	130	500	280,000	0.029	35	3-6-3	70	60

표 4-17. 증기양생 시 최대온도 영향의 변수고찰 결과

No	κ (1/m)	Curing schedule (hour)	Concrete strength (MPa)	h (mm)	Max. temp. (°C)	Thermal loss (MPa)
1	0.012	3-6-3	35	60	40	25.7
2	0.028	3-6-3	35	60	40	29.1
3	0.033	3-6-3	35	60	40	31.6
4	0.012	3-6-3	35	60	55	34.8
5	0.028	3-6-3	35	60	55	41.3
6	0.033	3-6-3	35	60	55	46.2
7	0.012	3-6-3	35	60	70	43.0
8	0.028	3-6-3	35	60	70	51.7
9	0.033	3-6-3	35	60	70	58.1

표 4-18. 피복두께 영향의 변수고찰을 위한 변수

No	Shape	B1 (mm)	H1 (mm)	B2 (mm)	H2 (mm)	B3 (mm)	H3 (mm)	Sectional area (mm^2)	κ (1/m)	Concrete strength (MPa)	Curing schedule (hour)	Max. temp. (°C)	Distance from the bottom h (mm)
1	Rectangular	400	700	-	-	-	-	280,000	0.008	37	3-6-3	55	60
2	Single tee	2,100	75	180	700	-	-	283,500	0.020	37	3-6-3	55	60
3	Double tee	3,000	50	130	500	130	500	280,000	0.029	37	3-6-3	55	60
4	Rectangular	400	700	-	-	-	-	280,000	0.008	37	3-6-3	55	80
5	Single tee	2,100	75	180	700	-	-	283,500	0.020	37	3-6-3	55	80
6	Double tee	3,000	50	130	500	130	500	280,000	0.029	37	3-6-3	55	80
7	Rectangular	400	700	-	-	-	-	280,000	0.008	37	3-6-3	55	100
8	Single tee	2,100	75	180	700	-	-	283,500	0.020	37	3-6-3	55	100
9	Double tee	3,000	50	130	500	130	500	280,000	0.029	37	3-6-3	55	100

표 4-19. 피복두께 영향의 변수고찰 결과

No	κ (1/m)	Curing schedule (hour)	Concrete strength (MPa)	Max. temp. (°C)	h (mm)	Thermal loss (MPa)
1	0.012	3-6-3	35	55	60	34.8
2	0.028	3-6-3	35	55	60	41.3
3	0.033	3-6-3	35	55	60	46.2
4	0.012	3-6-3	35	55	80	33.8
5	0.028	3-6-3	35	55	80	41.3
6	0.033	3-6-3	35	55	80	46.2
7	0.012	3-6-3	35	55	100	33.0
8	0.028	3-6-3	35	55	100	41.2
9	0.033	3-6-3	35	55	100	46.1

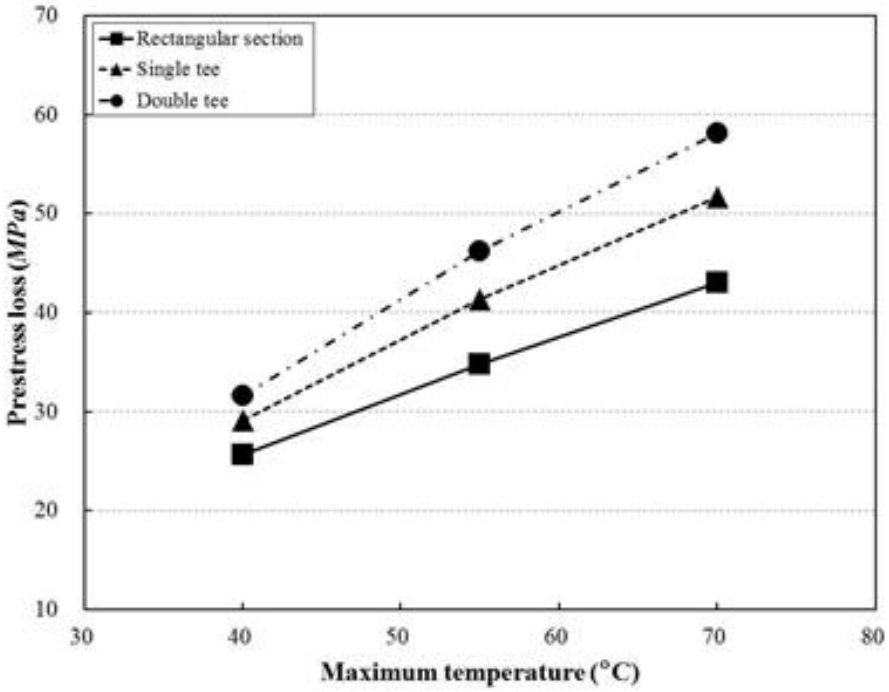


그림 4-29. 최대온도에 따른 긴장력 손실

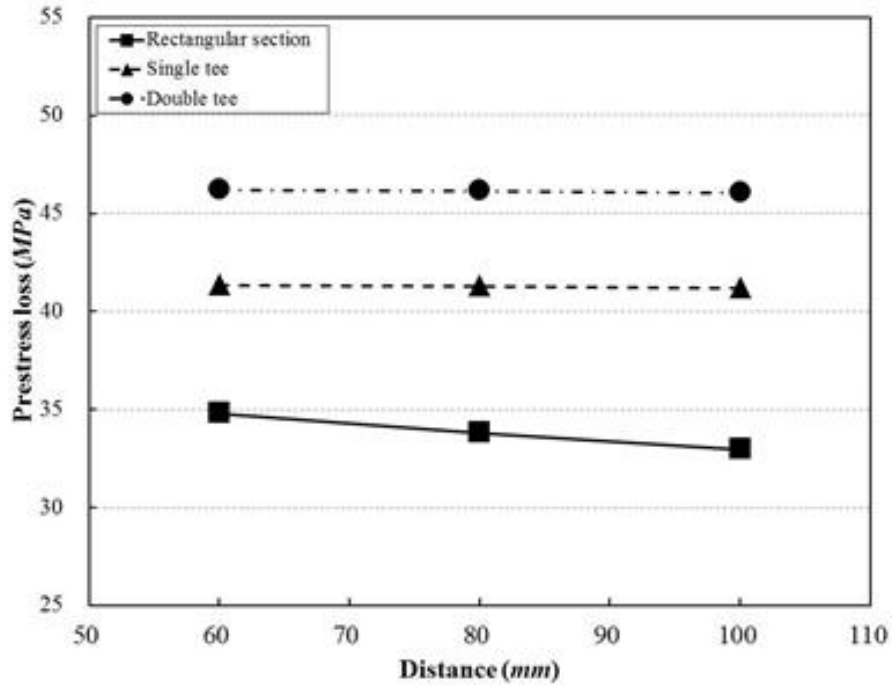


그림 4-30. 보 하단에서 긴장재까지 거리에 따른 긴장력 손실

라. 실용식 개발

앞의 실험 및 모델에 의한 변수영향 고찰로부터 증기양생 시 최대 온도와 단면형상계수로 나타내어지는 단면의 형태가 긴장력 손실에 가장 영향을 주는 것으로 나타났다. 따라서, 이들 영향을 고려한 실용식을 개발하고자 하였다.
Eurocode 2(2004) 및 CEB-FIP(1994)는 다음과 같이 증기양생 시 최대 온도는 고려하였으나 단면형상 차이에 따른 긴장력 손실량에 대하여는 고려하지 않고 있다.

$$\triangle\sigma_{thermal} = \mu \times \alpha_p \cdot E_p \cdot (T_{\max} - T_a) \tag{4-25}$$

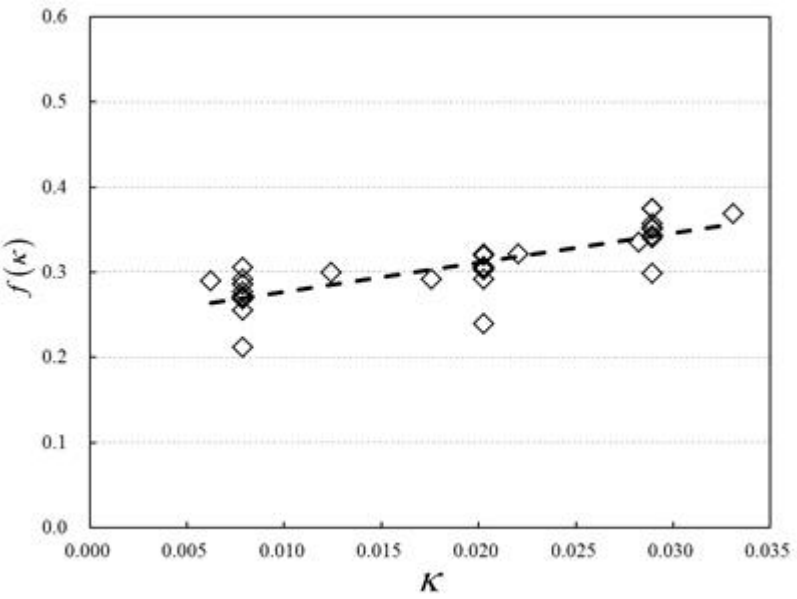
따라서 좀 더 정확한 긴장력 손실을 예측하기 위하여 단면형상계수(κ)를 포함하는 아래와 같은 실용식을 제안하였다.

$$\triangle\sigma_{thermal} = f(\kappa) \times \alpha_p \cdot E_p (T_{s,\max} - T_a) \tag{4-26}$$

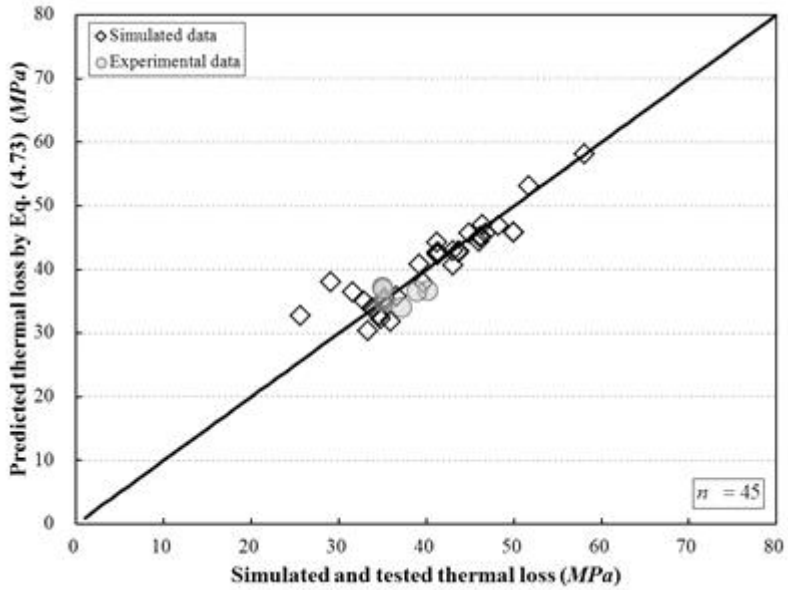
여기서, $T_{s,\max}=$ 챔버 내 최대 온도(℃).

이론 모델을 사용하여 단면형상 계수 변화에 따른 $f(\kappa)$의 변화량을 산정한 후, 그림 4-31(a)와 같이 회귀분석을 통하여 $f(\kappa)$를 다음과 같이 유도하였다.

$$f(\kappa) = 5.933 \cdot \kappa + 0.325 \tag{4-27}$$



(a) κ 값에 따른 $f(\kappa)$



(b) 실험치 또는 모델 실행 결과와 $T_{\max}$에 따른 식 (4-26)에 의한 예측치 비교

그림 4-31. $f(\kappa)$ 값 산정 및 $T_{s,\max}$ 대신 $T_{\max}$를 이용한 예측치 비교

그림 4-31(b)에 식 4-26에 의한 예측치에 대하여 이론모델에 의한 예측치와 실험치를 비교하였다. 또, 표 4-20에 식 4-26과 Eurocode 2(2004) 및 CEB-FIP(1994)의 예측치를 상호 비교하였다. 그림 4-32와 같이 개발된 식 4-27은 Eurocode 2(2004) 및 CEB-FIP(1994) 보다 더 정확히 긴장력 손실을 예측함을 나타내었다.

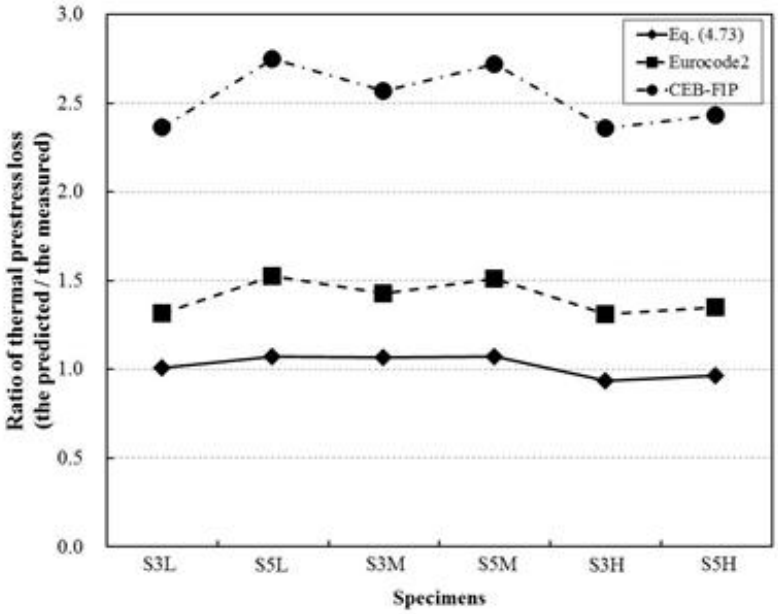


그림 4-32. 실험치와 이론치 비교

표 4-20. 실용식을 위한 데이터 상세

No.	κ (1/mm)	f_{ck} (MPa)	Curing schedule (hour)	$T_{s,\max}$ (°C)	h (mm)	$T_{\max}$ (°C)	$\frac{\triangle\sigma_{thermal}}{\alpha_p E_p(T_{s,\max}-T_o)}$	Thermal loss (MPa)		Ratio		
								Simulated	Eq. (4-26)	Eq. (4-26)	Eurocode2	CEB-FIP
1	0.012	35	3-6-3	55	60	69.1	0.420	39.7	37.6	0.95	1.67	3.00
2	0.028	35	3-6-3	55	60	69.6	0.475	44.8	46.4	1.03	1.49	2.69
3	0.033	35	3-6-3	55	60	68.5	0.510	48.2	49.1	1.02	1.36	2.44
4	0.008	35	3-6-3	55	60	64.2	0.368	34.8	35.1	1.01	1.71	3.08
5	0.020	35	3-6-3	55	60	70.0	0.437	41.3	42.0	1.02	1.63	2.94
6	0.029	35	3-6-3	55	60	68.7	0.489	46.2	46.8	1.01	1.42	2.56
7	0.006	35	3-6-3	55	60	62.6	0.352	33.3	34.1	1.03	1.73	3.11
8	0.018	35	3-6-3	55	60	69.8	0.414	39.2	40.5	1.03	1.72	3.09
9	0.022	35	3-6-3	55	60	69.7	0.456	43.1	43.0	1.00	1.56	2.80
10	0.008	45	3-6-3	55	60	64.9	0.367	34.7	35.1	1.01	1.75	3.15
11	0.020	45	3-6-3	55	60	70.5	0.439	41.5	42.0	1.01	1.65	2.96
12	0.029	45	3-6-3	55	60	69.3	0.495	46.8	46.8	1.00	1.42	2.56
13	0.008	55	3-6-3	55	60	66.5	0.359	33.9	35.1	1.03	1.85	3.33
14	0.020	55	3-6-3	55	60	72.4	0.437	41.3	42.0	1.02	1.71	3.09
15	0.029	55	3-6-3	55	60	70.7	0.491	46.4	46.8	1.01	1.47	2.65
16	0.008	35	2-6-2	55	60	63.6	0.380	35.9	35.1	0.98	1.64	2.95
17	0.020	35	2-6-2	55	60	70.4	0.462	43.7	42.0	0.96	1.56	2.80
18	0.029	35	2-6-2	55	60	69.5	0.529	50.0	46.8	0.94	1.34	2.40
19	0.008	35	2-10-2	55	60	69.1	0.388	36.6	35.1	0.96	1.81	3.26
20	0.020	35	2-10-2	55	60	70.8	0.463	43.7	42.0	0.96	1.57	2.82
21	0.029	35	2-10-2	55	60	69.5	0.529	50.0	46.8	0.94	1.34	2.40
22	0.008	35	3-8-3	55	60	67.8	0.372	35.1	35.1	1.00	1.84	3.31
23	0.020	35	3-8-3	55	60	70.1	0.437	41.3	42.0	1.02	1.64	2.94
24	0.029	35	3-8-3	55	60	68.7	0.489	46.2	46.8	1.01	1.42	2.56
25	0.008	35	3-10-3	55	60	68.8	0.373	35.3	35.1	0.99	1.87	3.36

26	0.020	35	3-10-3	55	60	70.1	0.437	41.3	42.0	1.02	1.64	2.94
27	0.029	35	3-10-3	55	60	68.7	0.489	46.2	46.8	1.01	1.42	2.56
28	0.008	35	3-6-3	40	60	65.0	0.475	25.7	20.0	0.78	2.37	4.26
29	0.020	35	3-6-3	40	60	65.0	0.538	29.1	24.0	0.82	2.09	3.76
30	0.029	35	3-6-3	40	60	59.3	0.586	31.6	26.7	0.85	1.68	3.02
31	0.008	35	3-6-3	70	60	75.8	0.319	43.0	50.1	1.16	1.75	3.15
32	0.020	35	3-6-3	70	60	82.9	0.383	51.7	59.9	1.16	1.64	2.96
33	0.029	35	3-6-3	70	60	82.8	0.430	58.1	66.8	1.15	1.46	2.63
34	0.008	35	3-6-3	55	80	66.6	0.358	33.8	35.1	1.04	1.86	3.35
35	0.020	35	3-6-3	55	80	70.5	0.437	41.3	42.0	1.02	1.65	2.97
36	0.029	35	3-6-3	55	80	68.6	0.489	46.2	46.8	1.01	1.42	2.56
37	0.008	35	3-6-3	55	100	68.0	0.349	33.0	35.1	1.06	1.96	3.53
38	0.020	35	3-6-3	55	100	70.5	0.436	41.2	42.0	1.02	1.65	2.98
39	0.029	35	3-6-3	55	100	67.9	0.487	46.1	46.8	1.02	1.40	2.53
Average										1.00	1.65	2.96
Standard deviation										0.08	0.22	0.39

3. 연구수행 결과

이 연구에서는 증기양생에 따른 프리스트레스 손실을 알기위해 등가재령이 다른 부착 응력-슬립에 대한 뽑힘(pull-out) 실험 및 이에 대한 모델링을 개발 하였다. 또한 콘크리트 강도, 양생 시 최대 온도, 양생 유무, 초기 긴장력을 변수로 하는 재긴장 실험을 진행과 함께 증기양생 시 및 상온으로부터의 회복까지의 단계별 긴장력 손실 및 회복에 대한 이론 모델링을 개발 하였다. 모델링에 의한 양생 시 긴장력 손실에 대한 다양한 인자로는 ① 수화열(콘크리트 성분 및 배합비); ② 증기양생 시 양생이력 ③ 단면형상로써 이에 대한 영향을 고려하였다. 양생시작 후 8-10시간 내 충분한 부착이 발생하며 실험결과 초기 긴장력에 대하여 약 2.7%에서 6.8%의 손실이 발생하고 다른 연구자에 따르면 약 5.0%에서 7.0%의 손실이 발생하는 것으로 나타났다. 이는 탄성수축에 거의 유사한 양생 시 긴장력 손실량이다.

양생 시 긴장력 손실에 대한 주요변수는 단면형상(비)와 양생 시 최대온도로 나타났다. 이 연구를 통해 타 기준식들의 과다예측과는 달리 긴장 시 긴장력 손실에 대한 제안 설계식의 양호한 실험치 예측을 하여 실무에 실용적으로 쉽게 적용 할 수 있게 개발하였다.

제5절 고강도 강연선 적용 PSC 구조물의 성능표준화 및 설계기준 개발

1. 연구수행 전략 및 방법론

새로이 개발된 고강도 강연선을 구조 요소(structural element)로 활용하기 위해서는 고강도 강연선의 역학적 성능 표준화와 고강도 강연선이 적용된 구조물의 성능 검증이 우선되어야 한다. 역학적 성능 표준화는 강연선의 일축 인장 실험, 피로 실험, 릴랙세이션 실험 등을 통해 구조 설계 및 해석에 사용되는 강연선의 기계적 특성값(인장강도, 항복강도, 탄성계수 등)을 규정하는 것이며, 구조물의 성능 검증 실험은 각종 단위 실험과 이론적 추론을 통해 도출해낸 예측값을 종합적으로 검증하고 고강도 강연선의 작업성을 파악하기 위함이다. 이를 통해 고강도 강연선의 성능을 파악하고 현 설계기준이 고강도 강연선을 수용할 수 있는지 확인할 수 있다.

본 연구에서는 우선 고강도 강연선의 역학적 성능 표준화를 위한 일축 인장시험을 수행하였다. 강연선은 7개의 와이어가 맞물리며 꼬여있는 형상을 가지므로 인장력을 강연선으로 온전히 전달하기 위해서는 물림부가 중요한 역할을 한다. 여기에서는 쐐기형 모노 정착장치와 스웨이지형 정착장치를 사용하여 고강도 강연선의 일축 인장시험을 수행하였다. 직접 실험 외에도 고강도 강연선 제작 업체인 고려제강이 수행한 샘플 테스트 결과를 수집하여 성능 표준화 작업에 이용하였다. 이 절에서는 고강도 강연선의 일축 인장시험에 관한 내용을 다루고, 고강도 강연선의 성능 표준화는 3장 1절 1. 고성능 재료적용 구조물의 성능 표준화 가이드라인에서 다루도록 한다.

고강도 강연선이 적용된 구조물의 성능 실험은 프리스트레스트 콘크리트(PSC) 부재가 가장 자주 사용되는 구조 형식인 휨부재에 대하여 이루어졌다. 긴장력 도입 방식에 따라 포스트텐션 형식과 프리텐션 형식 모두를 실험 대상으로 삼았다. 두 형식 모두 실제 현장에서 광범위하게 사용되기 때문이다. 포스트텐션 PSC 부재의 경우 성능 실험을 통하여 고강도 강연선의 휨성능을 확인하고자 하였다. 이것은 휨강도, 처짐의 크기, 균열 양상, 균열 간격, 균열폭, 파괴모드, 고강도 강연선의 항복 여부 등을 포함한다. 프리텐션 PSC 부재의 경우 성능 실험을 통하여 고강도 강연선의 부착 성능을 확인하고자 하였다. 이것은 전달길이와 정착길이를 포함한다. 두 형식에 대한 실험 목적이 다른 이유는 긴장력 전달 메커니즘에 대한 연구 개발 상황이 다르기 때문이다. 포스트텐션 PSC 부재는 정착(anchorage)에 의해 긴장력을 전달하는데, 정착구에 대한 개발 및 검증이 이미 종료되었기 때문에 부재의 휨성능 확인에 중점을 둘 수 있었다. 반면, 프리텐션 PSC 부재의 긴장력 전달 메커니즘인 부착(bond)에 대해서는 연구된 바가 없었기 때문에 우선 이에 대한 실험을 수행할 필요가 있었다.

궁극적으로 고강도 강연선의 구조물 적용은 고강도 강연선에 적합한 설계기준을 요구한다. 실무자들이 고강도 강연선을 안전하고 합리적으로 사용하기 위해서는 검증되고 합의된 근거가 필요기 때문이다. 이를 위하여 각 실험 목적과 관련된 설계기준의 규정을 실험결과와 비교하여 적용성 여부를 검증하였다. 관련 설계기준의 개정 및 제정은 실험 결과에 분명히 근거하여야 하지만 실험 규모, 인력, 시간, 비용 등의 제한 사항으로 인해 고강도 강연선과 현 설계기준의 잠재적 충돌 사항을 모두 실험으로 확인할 수는 없다. 이를 위해 실험과 별도로 이론적 검토를 수행할 필요가 있었다. 이론적 검토의 결과는 부록 4. 국내외 설계기준 비교 분석 및 개정방안 보고서, 부록 8. 표준화 방안 개발에 수록되어 있다. 이론적 검토와 실험을 통한 설계기준 검증을 통하여 설계기준 개정안을 마련하였다.

2. 연구수행 과정 및 내용

가. 고강도 강연선의 역학성능시험 및 성능기준 도출

(1) 국가별 강연선 규격

강연선에 대한 국내외의 대표적인 규격은 표 5-1과 같다. 표에 나타낸 바와 같이 국내 KS를 제외하고는 아직까지 고강도 강연선에 대한 별도의 규격은 마련되어 있지 않다. 항복점이 뚜렷하지 않은 강연선에 대한 항복하중 결정방법에 있어서는 1% 전 연신율을 기준으로 하는 ASTM을 제외하고는 모두 0.2% 오프셋법에 의해 항복하중을 결정하도록 하고 있다.

표 5-1. Summary of national and international standards about 7-strand

Specification	KS D 7002 [5-1] (2011)	ASTM A 416/416M-10 [5-2] (2010)	JIS G 3536 [5-3] (2008)	ISO 6934-4 [5-4] (1991)
Minimum Breaking Strength (MPa)	1720/1860/2160/2400	1725/1860	1720/1860	1720/1860
Diameter (mm)	6.2, 7.9, 9.3, 10.8, 12.4, 15.2/ 9.5, 11.1, 12.7, 15.2/ 12.7, 15.2/12.7, 15.2	6.4, 7.9, 9.5, 11.1, 12.7, 15.2/ 9.53, 11.11, 12.7, 13.2, 14.29, 15.24, 15.75, 17.78	12.7, 15.2	9.3, 9.5, 10.8, 11.1, 12.4, 12.7, 15.2/ 12.7, 15.2, 18.0
Elongation (%)	3.5	3.5	3.5	3.5
Criteria of Yield Strength	0.2% proof stress	1% extension	0.2% proof stress	0.1 % proof force 0.2 % proof force(In the relevant parts)

KS D 7002에서는 표 5-2와 같이 고강도 강연선인 2160 MPa, 2400 MPa급 강연선에 대한 규격은 제시되어 있으나 고강도 강연선 응력-변형률 곡선에 대한 정보는 많지 않은 실정이다.

표 5-2. KS D 7002 standards

종류	기호	인장강도 [MPa]	호칭 =표준지름	허용차	심선지름과 측선지름의 차	0.2% 영구연신율에 대한 하중 [kN]	인장하중 [kN]	연신율	릴랙세이션 (%)		공칭 단면적 [㎟]	단위 무게 [kg/km]
									N	L		
B종	SWPC7BL	1860	15.2㎜	+0.4 -0.2	0.08이상	222이상	261이상	3.5이상	8.0이하	2.5이하	138.7	1101
C종	SWPC7CL	2160	15.2㎜	+0.4 -0.2	0.08이상	255이상	300이상	3.5이상	-	2.5이하	138.7	1101
D종	SWPC7DL	2400	15.2㎜	+0.4 -0.2	0.08이상	283이상	333이상	3.5이상	-	2.5이하	138.7	1101

(2) 시험 계획

인장시험은 모두 동일한 제조사에서 제작된 1860, 2160, 2400 MPa 강연선을 대상으로 실시하였다. 강연선에 대한 인장시험은 기본적으로 KS D 7002(2011) 및 KS B 0802(2003)[5-5]를

기준으로 하였으며, 쐐기형 모노 정착장치와, 스웨이징 정착장치를 인장시험 그립으로 사용하여 정착장치에 따른 최대하중 변화를 고찰하였다. 본 연구에서는 KS D 7002에 따라 0.2% 오프셋법으로 강연선의 항복응력을 결정하였으며, 시험결과와 KS 규격 및 강연선 제작사의 시험성적표에 제시된 값을 비교하였다.

(가) 쐐기형 모노 정착장치 시험 계획

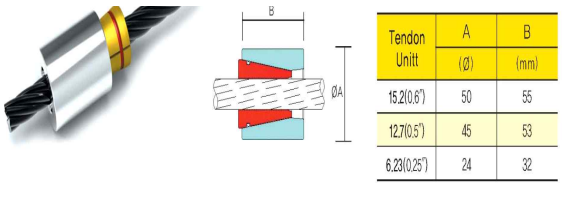
시험체는 물림부 사이간격을 600 mm 이상이 되도록 규정하는 KS에 따라 모든 시험체가 동일하게 물림부 사이간격이 700 mm가 되도록 하였다. 시험체에는 그림 5-1과 같이 긴장재 중앙부에 5 mm 변형률게이지를 서로 대칭이 되도록 마주보는 소선에 총 2개를 설치하였다. 변형률게이지는 강연선의 축방향이 아닌 소선의 축방향으로 설치하였으며, 따라서 측정된 변형률은 강연선의 실제 변형률보다 낮은 값을 나타내게 된다.



그림 5-1. Installation of steel gages

모든 시험체의 물림부는 국내에서 개발된 2400 MPa급 정착배럴(barrel)과 쐐기를 사용하였다. 사용된 정착배럴 및 쐐기의 제원은 그림 5-2(KTA, 2012 [5-6])와 같으며, 긴장재의 인장강도와 무관하게 모두 동일한 제원의 정착장치를 사용하였다.

인장시험 변수는 정착쐐기의 활동 변위의 영향을 고찰하기 위해 초기 인장력의 크기로 설정하였으며, 각 강도별 강연선 인장시험체에 대해 100 kN과 150 kN을 초기 인장력 변수로 설정하였다.



Tendon Unitt	A (Ø)	B (mm)
15.2(0.6")	50	55
12.7(0.5")	45	53
6.23(0.25")	24	32

(a) Dimension of barrel



Tendon Unitt	A (Ø)	B (mm)	C (mm)
15.2(0.6")	15.2	29	45
12.7(0.5")	12.7	25	42
6.23(0.25")	6.23	17	27

(b) Dimension of wedge

그림 5-2. Barrel and Wedge Dimensions

(나) 스웨이징 정착장치 시험 계획

시험체 1 m 길이의 1860, 2160, 2400 MPa 강연선 양 끝단에 스웨이징을 수행하였다. 물림부 사이간격을 600 mm 이상이 되도록 규정하는 KS에 따라 모든 시험체가 동일하게 물림부 사이

간격이 약 750 mm가 되도록 하였다.

시험계측은 쐐기형 정착장치와 동일하게 수행하였다. 게이지는 긴장재 중앙부에 5 mm 변형률게이지를 서로 대칭이 되도록 마주보는 소선에 총 2개를 설치하였다. 변형률게이지는 강연선의 축방향이 아닌 소선의 축방향으로 설치하였으며, 따라서 측정된 변형률은 강연선의 실제 변형률보다 낮은 값을 나타내게 된다.



그림 5-3. Installation of sweging



그림 5-4. Dimension of specimen

모든 시험체의 KTA에서 개발된 1860, 2160 MPa급의 강재 슬리브를 사용하였다. 사용된 강재 슬리브의 제원은 그림 5-5와 같으며, 긴장재의 인장강도에 따라 1860 MPa 강연선에는 1860 MPa급 강재 슬리브를 사용하였다. 아직 2400 MPa급 강재 슬리브는 개발 되지 않았기 때문에 2160, 2400 MPa 강연선에는 2160 MPa급 강재 슬리브를 사용하였다.



그림 5-5. Sweging sleeve Dimensions

(3) 인장시험

인장시험은 980 kN 용량의 만능시험기를 사용하였으며, 그림 5-6과 같이 만능시험기의 가력단과 고정단에 치구를 설치하고 정착장치가 설치된 시험체를 설치하여 강연선 인장에 따른 회전이 구속되지 않도록 하였다.

시험체에 대한 하중은 변위제어 방법으로 가력하였으며, 가력속도는 예비테스트를 통해 KS B 0802 [5-5] 에서 규정하는 평균 응력 증가율을 만족하도록 0.35 mm/sec로 하였다.

쐐기형 모노 정착장치 인장시험은 설정된 초기 인장 인장력 크기인 100 kN 또는 150 kN까지 변위제어를 통해 초기 인장하중을 가력하여 쐐기의 활동이 안정된 뒤 하중을 제거 및 재가력을 수행하였다.





그림 5-6. Layout of tensile test setup

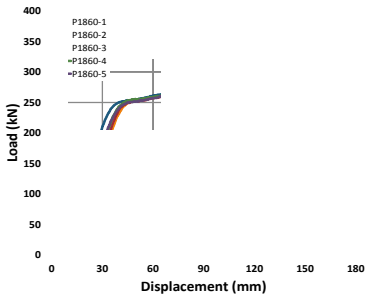
(4) 시험결과 및 분석

인장시험에 사용된 강연선은 모두 동일제조사에서 제작된 것으로 제조사에서 제공한 각 강도별 강연선의 시험성적 결과는 표 5-3에 정리하여 나타냈다.

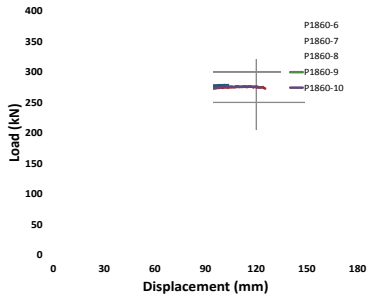
표 5-3. Tensile test certificate(from manufacturer)

Specimen	Grade	f_{pu} [MPa]	Strand diameter [mm]	Maximum load [kN]	Yield load (0.2%offset) [kN]	Elongation (%)	Modulus of elasticity [GPa]
P1860	SWPC7BL	1860	15.23	271.8	241.0	6.2	204.9
P2160	SWPC7CL	2160	15.28	319.5	293.1	8.6	206.8
P2400	SWPC7DL	2400	15.28	336.8	316.0	7.5	202.5

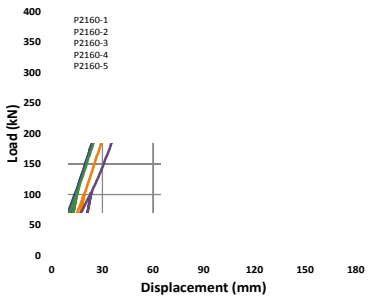
(가) 쐐기형 모노 정착장치 시험결과



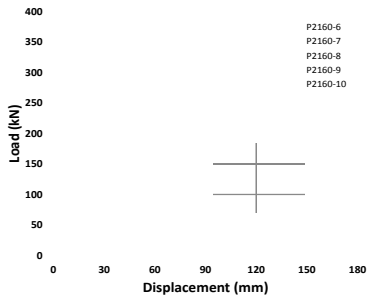
(a) P1860-1~5 (100 kN initial tensile force)



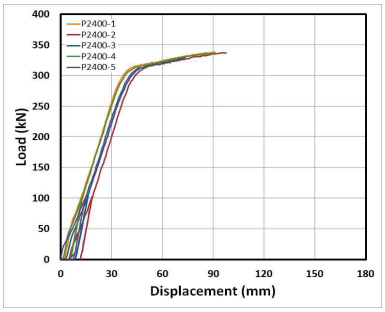
(b) P1860-6~10 (150 kN initial tensile force)



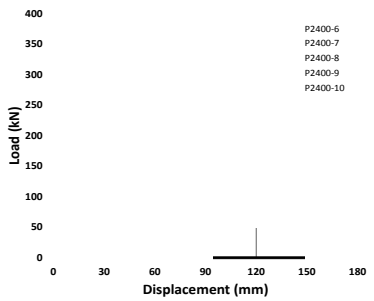
(c) P2160-1~5 (100 kN initial tensile force)



(d) P2160-6~10 (150 kN initial tensile force)



(e) P2400-1~5 (100 kN initial tensile force)



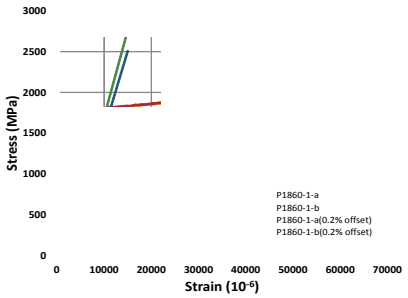
(f) P2400-6~10 (150 kN initial tensile force)

그림 5-7. Load-displacement curve

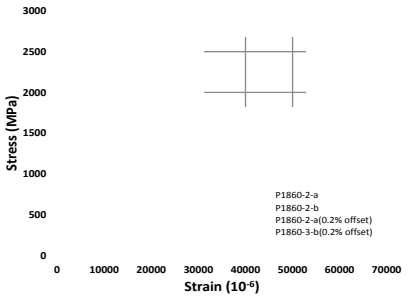
표 5-4. Tensile test results

Specimen	Maximum load [kN]	Maximum stress [MPa]	Yield load (0.2%offset) [kN]		Yield stress (0.2%offset) [MPa]		Modulus of elasticity [GPa]	
			a	b	a	b	a	b
P1860-1	276.6	1976.8	251.3	253.6	1796.0	1812.5	192.8	212.4
P1860-2	276.3	1974.7	249.4	247.9	1782.5	1771.7	221.3	210.4
P1860-3	277.2	1981.1	247.9	250.3	1771.7	1788.9	211.4	210.7
P1860-4	278.1	1987.6	252.9	250.6	1807.5	1791.0	226.4	214.1
P1860-5	276.6	1976.8	246.7	247.4	1763.2	1768.2	213.5	210.8
Average	277.0	1979.4	249.8		1785.3		212.4	
P1860-6	273.9	1957.5	248.5	248.5	1776.0	1776.0	223.8	220.0
P1860-7	276.2	1974.0	248.5	248.1	1776.0	1773.2	222.5	219.1
P1860-8	278.7	1991.9	254.7	254.7	1820.3	1820.3	225.3	225.7
P1860-9	273.9	1957.5	249.6	250.5	1783.9	1790.3	219.8	219.7
P1860-10	276.5	1976.1	251.6	249.5	1798.2	1783.2	218.2	213.1
Average	275.8	1971.4	250.4		1789.7		220.7	
Total average	276.4	1975.4	250.1		1787.5		216.6	
P2160-1	321.3	2267.8	295.7	295.7	2087.1	2087.1	218.6	216.4
P2160-2	320.6	2262.9	295.0	295.6	2082.2	2086.4	210.1	218.9
P2160-3	320.6	2262.9	295.1	294.9	2082.9	2081.5	213.3	223.1
P2160-4	314.1	2217.0	294.0	295.8	2075.1	2087.8	214.1	217.5
P2160-5	309.3	2183.9	293.2	296.8	2069.5	2094.9	201.1	225.6
Average	317.2	2238.9	295.2		2083.5		215.9	
P2160-6	317.0	2237.4	296.2	296.2	2090.6	2090.6	208.0	218.3
P2160-7	320.9	2265.0	295.2	296.3	2083.6	2091.3	206.5	213.8
P2160-8	322.2	2274.1	296.9	296.9	2095.6	2095.6	211.4	220.1
P2160-9	319.6	2255.8	295.3	295.3	2084.3	2084.3	202.0	197.5
P2160-10	315.5	2226.8	295.3	295.3	2084.3	2084.3	211.2	220.7
Average	319.0	2251.8	295.9		2088.5		211.0	
Total average	318.1	2245.4	295.5		2086.0		213.4	
P2400-1	338.2	2392.0	313.9	313.9	2220.1	2220.1	217.3	219.5
P2400-2	337.5	2387.0	312.4	311.0	2209.5	2199.6	216.1	215.7
P2400-3	329.0	2326.9	310.7	310.7	2197.5	2197.5	212.8	220.4
P2400-4	336.5	2379.9	311.6	311.6	2203.8	2203.8	212.1	222.9
P2400-5	312.8	2212.3	-	-	-	-	211.4	222.0
Average	330.8	2339.6	312.0		2206.5		217.0	
P2400-6	301.3	2131.0	-	-	-	-	217.3	218.1
P2400-7	332.5	2351.7	313.5	313.5	2217.3	2217.3	219.2	214.3
P2400-8	323.8	2290.1	312.6	-	2210.9	-	217.1	-
P2400-9	331.7	2346.0	310.9	310.9	2198.9	2198.9	211.2	217.7
P2400-10	329.0	2326.9	312.7	312.3	2211.6	2208.8	209.1	205.2
Average	323.7	2289.1	312.3		2209.1		214.4	
Total average	327.2	2314.4	312.1		2207.7		215.8	

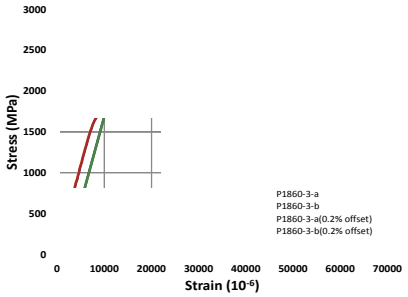
그림 5-7에는 각 강도별 강연선의 하중-변위 곡선을 초기 인장력 크기에 따라 나타냈으며, 표 5-4에는 인장시험 결과를 요약하여 나타냈다. 그림 5-8 ~ 5-10에는 각 강도별 강연선의 응력-변형률 곡선을 나타내었다.



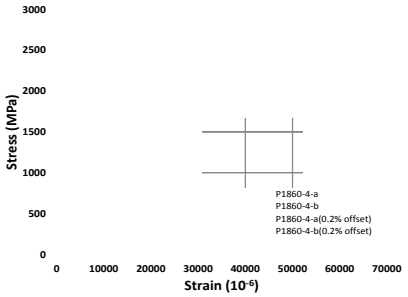
(a) P1860-1



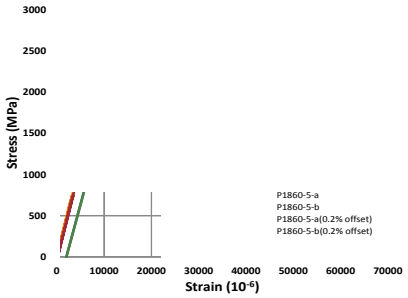
(b) P1860-2



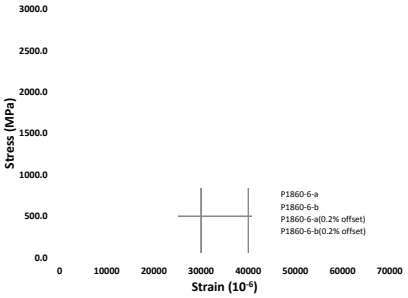
(c) P1860-3



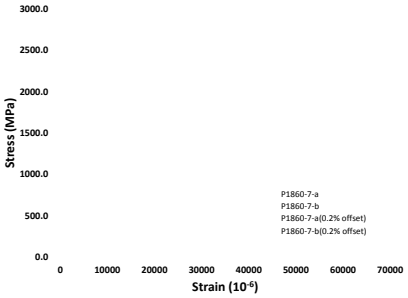
(d) P1860-4



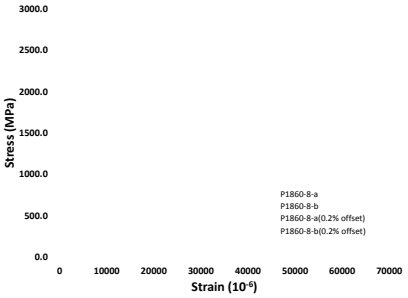
(e) P1860-5



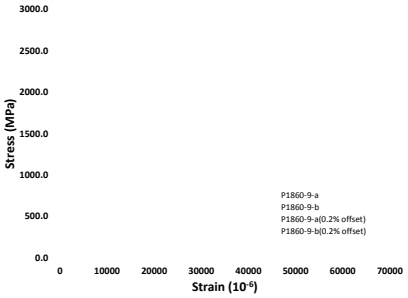
(f) P1860-6



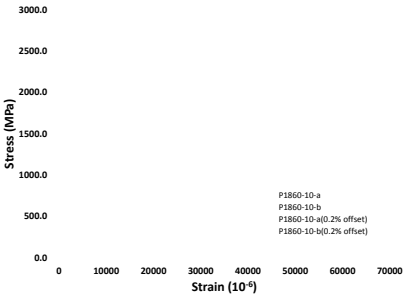
(g) P1860-7



(h) P1860-8

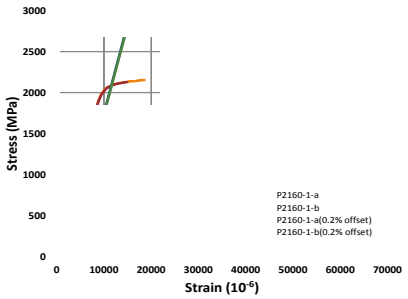


(i) P1860-9

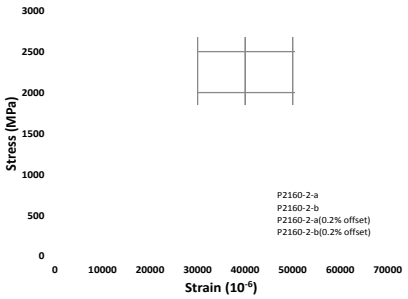


(j) P1860-10

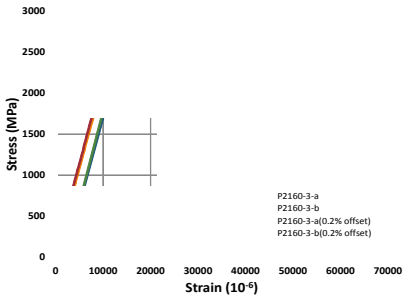
그림 5-8. Stress-strain curve(1860 MPa strand)



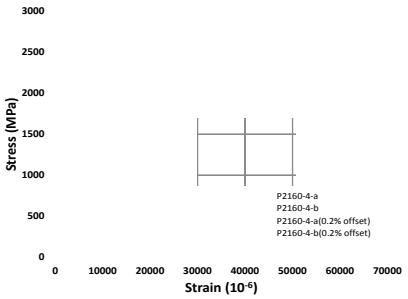
(a) P2160-1



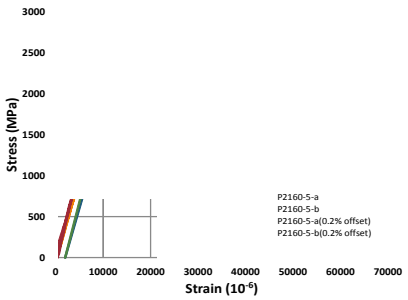
(b) P2160-2



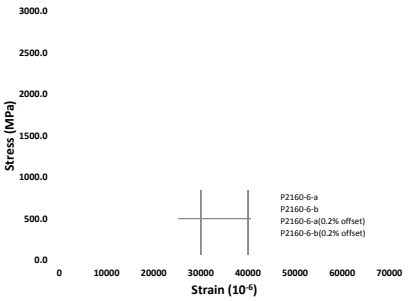
(c) P2160-3



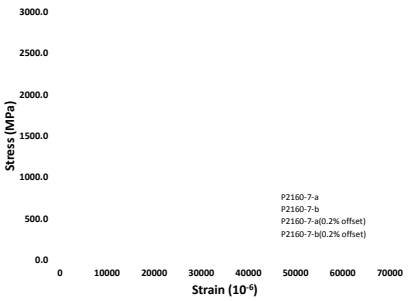
(d) P2160-4



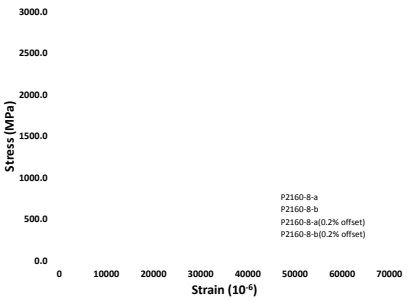
(e) P2160-5



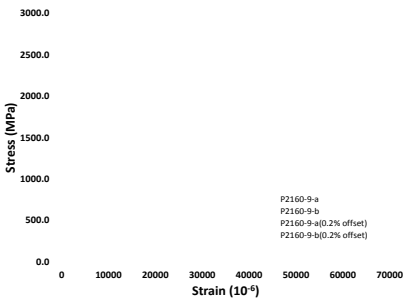
(f) P2160-6



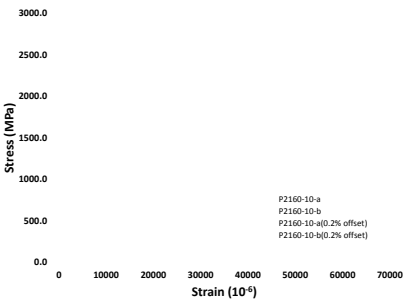
(g) P2160-7



(h) P2160-8

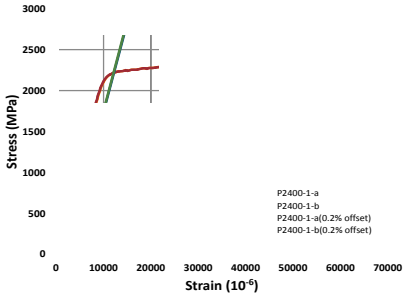


(i) P2160-9

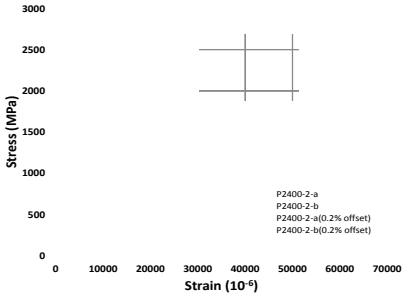


(j) P2160-10

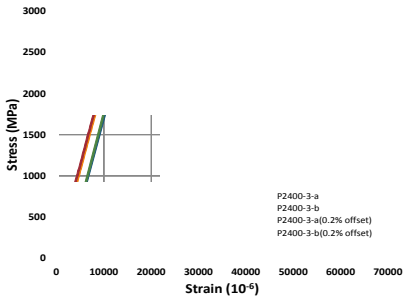
그림 5-9. Stress-strain curve(2160 MPa strand)



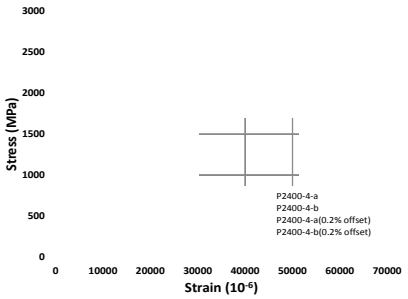
(a) P2400-1



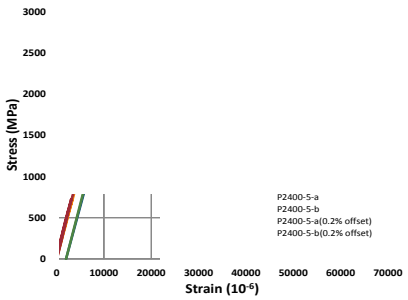
(b) P2400-2



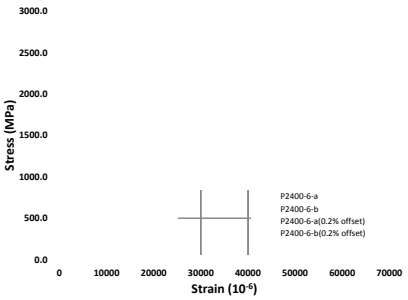
(c) P2400-3



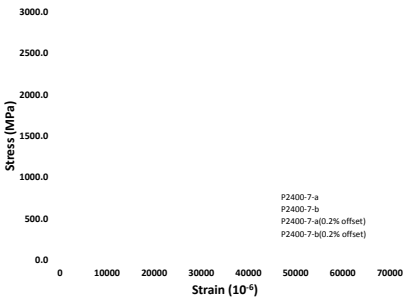
(d) P2400-4



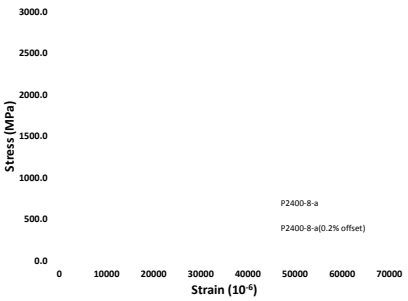
(e) P2400-5



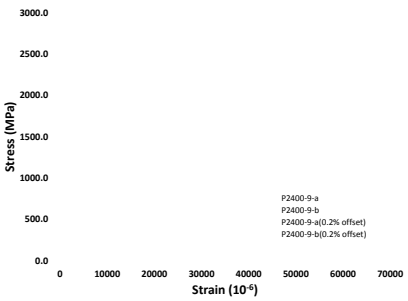
(f) P2400-6



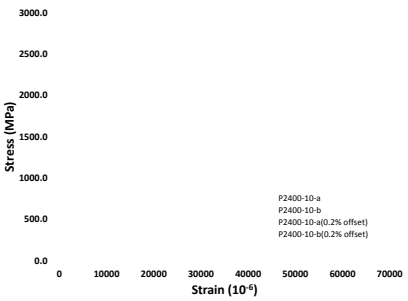
(g) P2400-7



(h) P2400-8



(i) P2400-9



(j) P2400-10

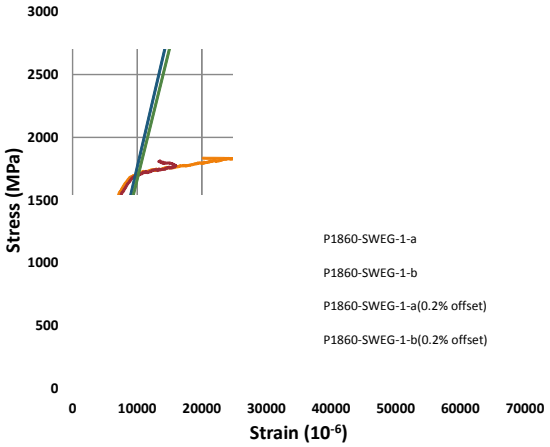
그림 5-10. Stress-strain curve(2400 MPa strand)

(나) 스웨이징 정착장치 시험 결과

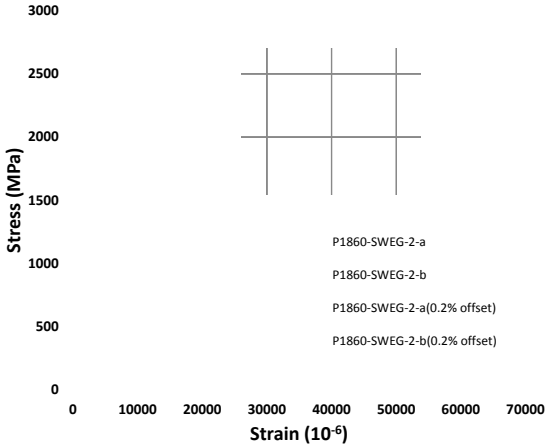
표 5-5. Tensile test results

Specimen	Maximum load [kN]	Maximum stress [MPa]	Yield load (0.2%offset) [kN]		Yield stress (0.2%offset) [MPa]		Modulus of elasticity [GPa]	
			a	b	a	b	a	b
P1860-1	257.9	1843.1	237.4	237.0	1696.4	1693.9	220.5	208.4
P1860-2	263.1	1750.4	238.2	-	1702.1	-	202.8	-
P1860-3	201.0	1436.5	-	-	-	-	-	-
P1860-4	260.4	1861.3	238.2	241.7	1702.2	1727.4	217.9	209.8
P1860-5	258.4	1847.0	237.0	-	1693.7	-	217.3	-
Average	248.2	1747.7	238.5		1704.6		211.9	
P2160-1	302.6	2135.7	292.0	293.3	2060.7	2070.4	217.2	215.9
P2160-2	304.3	2147.8	292.1	293.0	2061.5	2068.2	211.6	216.9
P2160-3	281.3	1985.1						
P2160-4	303.4	2141.5	291.0	294.4	2054.0	2078.2	215.4	213.8
P2160-5	303.2	2140.2	292.7	292.2	2066.2	2062.0	217.9	224.9
Average	299.0	2110.1	292.6		2065.2		216.7	
P2400-1	301.1	2129.3	-	-	-	-	-	-
P2400-2	302.8	2141.5	-	-	-	-	-	-
P2400-3	297.8	2106.4	-	-	-	-	-	-
P2400-4	288.6	2041.2	-	-	-	-	-	-
P2400-5	306.2	2165.7	-	-	-	-	-	-
Average	299.3	2116.8						

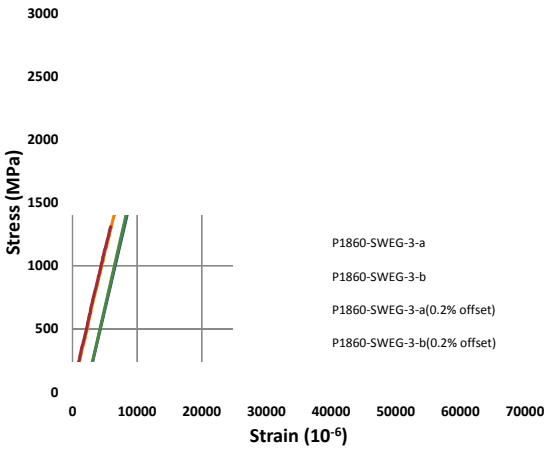
표 5-5에는 인장시험 결과를 요약하여 나타냈다. 그림 5-11 ~ 5-13에는 각 강도별 강연선의 응력-변형률 곡선을 나타내었다.



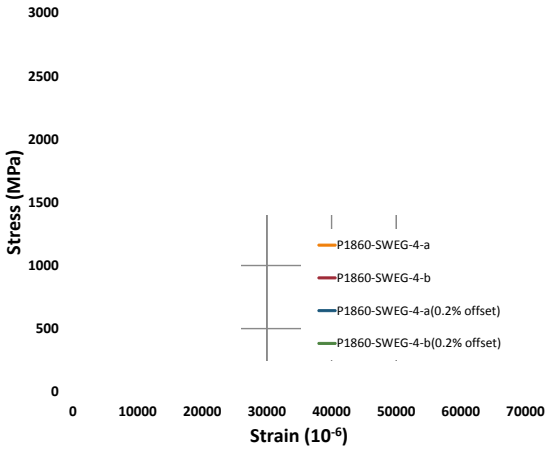
(a) P1860-1



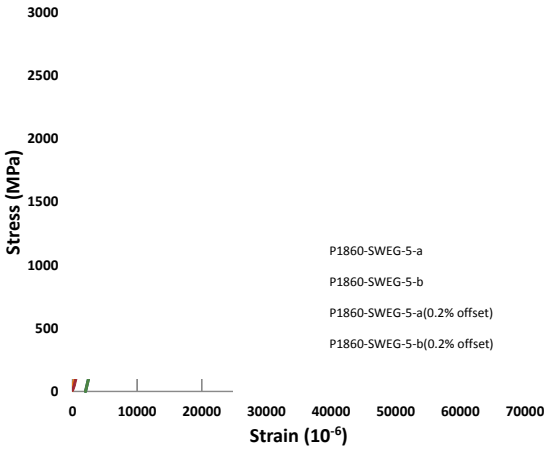
(b) P1860-2



(c) P1860-3

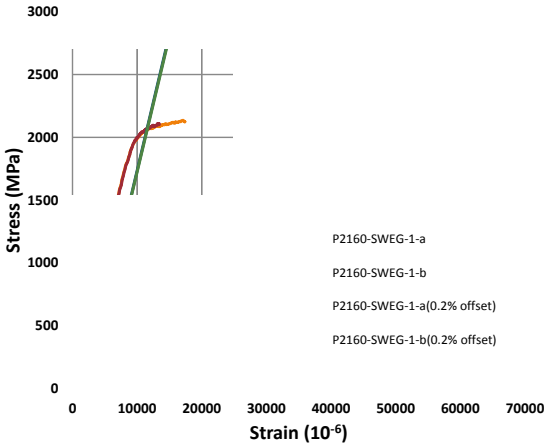


(d) P1860-4

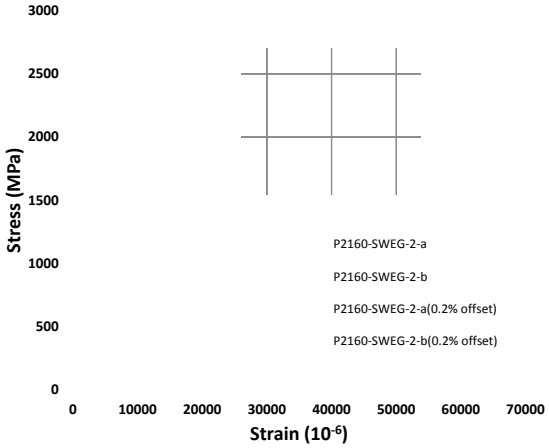


(e) P1860-5

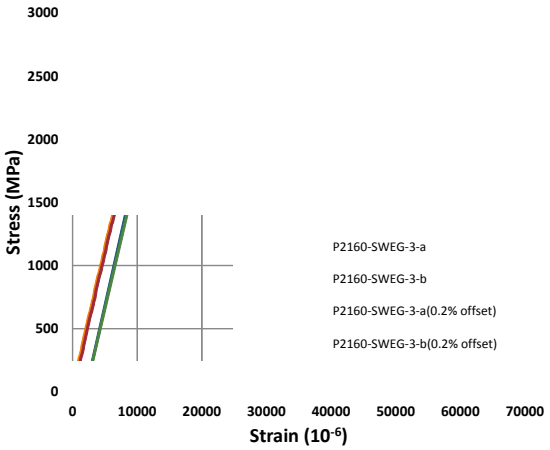
그림 5-11. Stress-strain curve(1860 MPa strand)



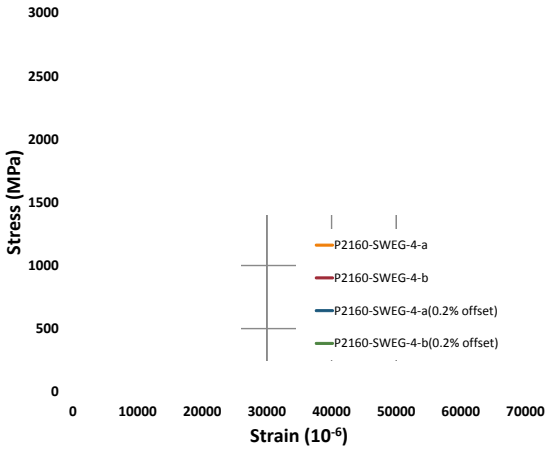
(a) P2160-1



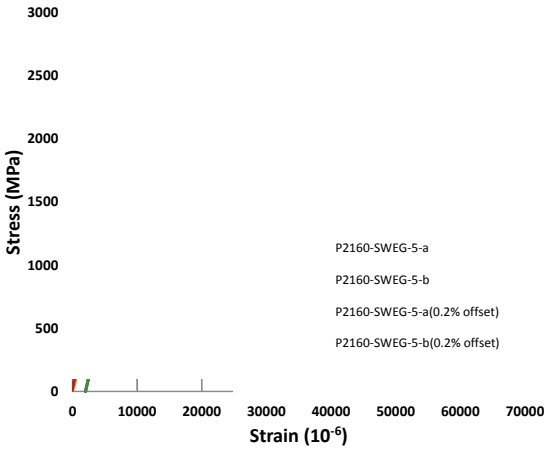
(b) P2160-2



(c) P2160-3

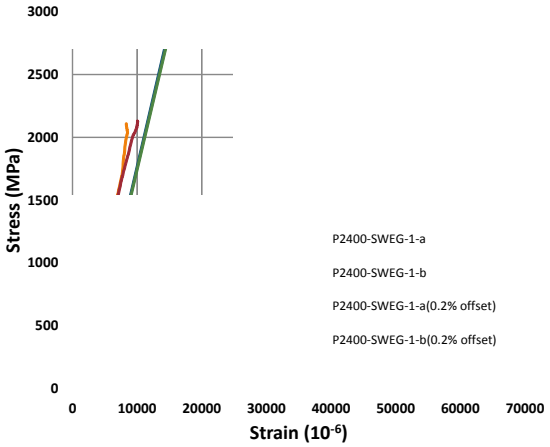


(d) P2160-4

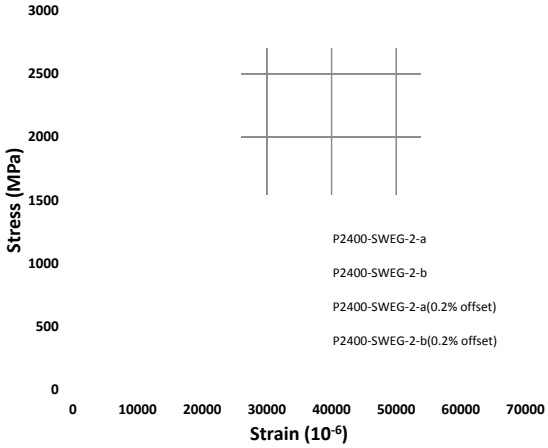


(e) P2160-5

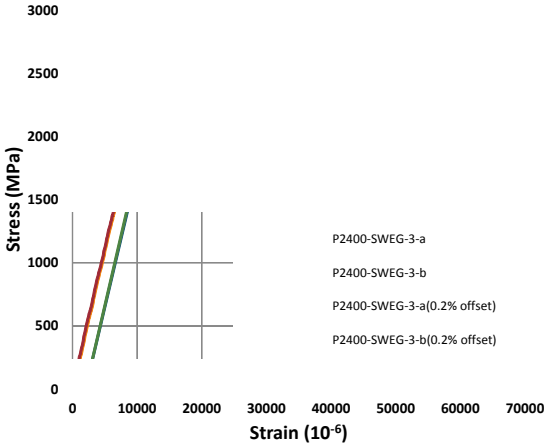
그림 5-12. Stress-strain curve(2160 MPa strand)



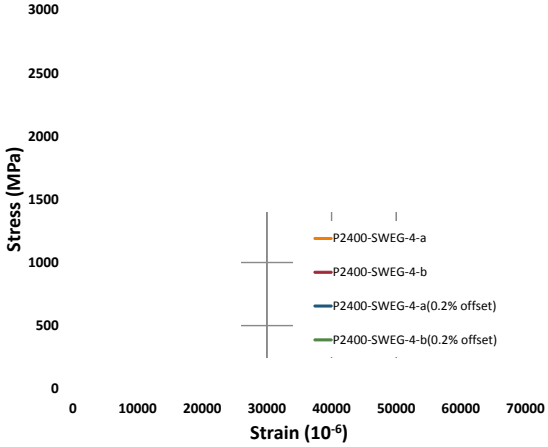
(a) P2400-1



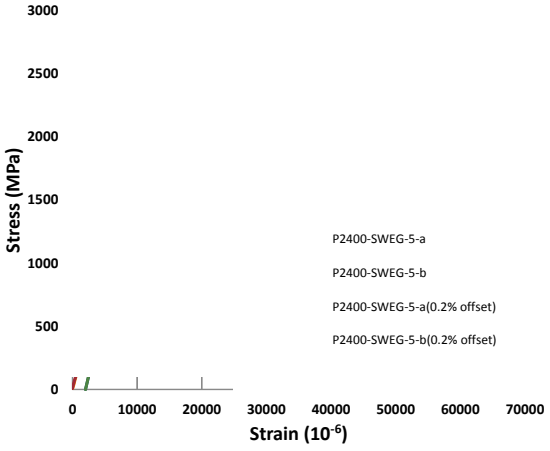
(b) P2400-2



(c) P2400-3



(d) P2400-4



(e) P2400-5

그림 5-13. Stress-strain curve(2400 MPa strand)

(5) 시험결과 분석

제조사로부터 제공된 시험성적에 따르면 모든 강연선은 KS 규격을 만족하는 것으로 나타났다. 1860 MPa 강연선의 경우에는 KS 규격상의 인장하중 261 kN 대비 약 4%가 큰 것으로 나타났으며, 2160, 2400 MPa 강연선은 각각 6.5%, 1.1% 큰 것으로 나타났다. 2400 MPa급 강연선의 경우 낮은 강도의 강연선에 비해 규격값 대비 여유폭이 상대적으로 낮은 것으로 나타났다.

표 5-6은 제조사에서 제공한 2400 MPa급 강연선에 대한 인장시험 결과로 최대하중의 경우에는 KS 규격대비 약 1.5%, 인장강도는 불과 0.3%만 큰 것으로 나타났다. 특히 인장강도의 경우에는 2400 MPa에 미치지 못하는 시험편도 있는 것으로 나타났다.

표 5-6. 2400 MPa tensile test results(from manufacturer)

No.	Strand diameter [mm]	Steel area [mm2]	Maximum load [kN]	Maximum stress [MPa]	Yield load (0.2%offset) [kN]	Elongation (%)	Modulus of elasticity [GPa]
1	15.28	143.99	339.01	2354.3	315.53	8.07	197.8
2			336.95	2339.9	311.32	8.12	201.0
3			338.20	2415.7	314.26	6.27	202.1
4			338.39	2417.1	315.90	6.23	203.4
5			338.52	2418.0	315.35	6.24	204.0
6			338.14	2415.3	315.17	6.65	197.9
7			338.13	2415.2	315.46	6.61	197.6
8			338.10	2415.0	315.28	6.59	204.0
9			338.16	2415.4	315.08	6.63	203.4
10			337.97	2414.1	315.52	6.67	201.5
11			338.01	2414.4	315.08	6.64	197.7
12			338.10	2415.0	315.77	6.63	200.3
13			338.13	2415.2	313.99	6.75	201.3
14			338.01	2414.3	314.65	6.76	196.5
15			338.31	2416.5	314.84	6.65	202.8
16			338.01	2414.4	315.32	6.70	201.2
17			337.98	2414.2	314.25	6.81	196.3
18			338.17	2415.5	314.81	6.80	203.0
19			338.27	2416.2	314.73	6.79	196.1
20			338.06	2414.7	314.81	6.82	199.6
Average			338.13	2408.5	314.86	6.77	200.4

(가) 쐐기형 모노 정착장치 시험결과 분석

표 5-4의 쐐기형 모노 정착장치 인장시험 결과에서 1860, 2160 MPa 강연선의 최대하중은 KS 대비 약 6%가 크게 나타났으나 2400 MPa 강연선은 오히려 약 2%가 낮은 것으로 측정되었다. 2400 MPa급 강연선의 최대하중이 규격보다 낮게 나타나는 것은 시험편의 물림부 형태가 쐐기형 정착장치이기 때문인 것으로 판단된다. 즉, 인장하중이 증가함에 따라 쐐기형 정착장치의 쐐기 단부에 응력 집중이 발생하면서 강연선이 조기 파단했기 때문이다. 그러나 정착장치 자체의 성능은 2400 MPa급 강연선 강도의 95%를 상회하기 때문에 정착성능에는 이상이 없는 것으로 판단된다.

표 5-4에서 변형률로부터 계산된 평균탄성계수는 212 ~ 220 GPa 범위에 있는 것으로 나타나 KS 규격 또는 제조사 시험성적 대비 약 6% 이상의 차이를 나타내고 있다. 이는 변형률 측정방법에 기인한 것으로 본 연구에서는 강연선의 변형률을 측선 표면에 측선축과 평행하게 설치된 변형률 게이지로부터 측정함에 따라 강연선 축선과의 각도, 심선과 측선의 마찰 등의 영향으로 변형률이 강연선 축방향 값보다 낮게 측정되었기 때문이다. Cho et al.(2013)[5-7]에 의하면 측선의 기울어짐에 따른 길이 증가와 심선과의 마찰에 의해 측선의 응력은 심선 대비 약 5% 감소된 값으로 측정될 수 있으며, 특히 심선 중앙과는 최대 8% 이상의 차이가 나타날 수 있다. 본 연구에서도 측선에 설치된 변형률 게이지로부터 변형률을 측정함에 따라 실제보다 낮은 변형률이 측정되어 상대적으로 탄성계수값이 크게 계산된 것으로 판단된다.

1860, 2160 MPa 강연선의 경우에는 쐐기의 활동을 안정시키기 위해 사전 가력한 초기 인장력의 크기가 강연선의 최대하중과 항복하중에 미치는 영향이 0.5% 이하로 매우 작게 나타났다. 2400 MPa 강연선의 경우에도 사전 가력한 초기 인장력 크기가 항복하중 크기에 미치는 영향은 거의 없는 것으로 나타났지만 최대하중의 경우에는 초기 인장력의 크기가 100 kN인 경우에 150 kN의 초기 인장력을 가한 시험체에 비해 약 2% 정도 큰 것으로 나타났다. 특히 초기 인장력의 크기가 150 kN인 시험체의 경우에는 모든 시험편의 최대하중이 KS규격에 미달하는 것으로 측정되었다.

그림 5-14는 각 인장시험편의 파괴 후 형상을 나타낸 것이다. 그림에서 1860 MPa급 강연선의 경우에 초기 인장력의 크기가 100 kN인 시험편은 쐐기 부위에서 소선이 절단된 시험편 한 개를 제외하면 모두 7연선이 동시에 파되되는 양상을 나타내었다. 그러나 초기 인장력의 크기가 150 kN인 시험편에서는 두 개의 시험편을 제외하고 모두 쐐기에서의 파괴가 발생하였다.

2160, 2400 MPa급 강연선에서는 모두 쐐기부 파괴가 발생하였으며, 특히 초기 인장력의 크기가 150 kN인 2400 MPa급 강연선의 경우에는 한 가닥의 소선이 쐐기 응력집중에 의해 파괴되는 형상을 나타냈고 이로 인해 최대하중도 상대적으로 낮은 값을 나타내었다.



(a) P1860-1~5
(100 kN initial tensile force)



(b) P1860-6~10
(150 kN initial tensile force)



(c) P2160-1~5
(100 kN initial tensile force)



(d) P2160-6~10
(150 kN initial tensile force)



(e) P2400-1~5
(100 kN initial tensile force)



(f) P2400-6~10
(150 initial tensile force)

그림 5-14. Failure mode

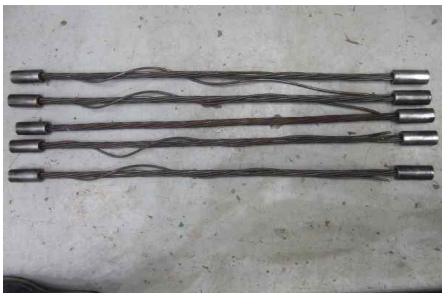
(나) 스웨이징 정착장치 시험결과 분석

표 5-5의 스웨이징 정착장치 인장시험 결과에서 1860, 2160, 2400 MPa 강연선의 최대하중은 KS 대비 약 8.7%, 6.5%, 11%가 작게 나타났다. 모든 시험편의 최대하중이 KS규격에 미달하는 것으로 측정되었다. 1860, 2160 MPa 용으로 개발된 강재 슬리브의 정착성능은 모두 95%이상의 정착성능을 만족하지 못하였다. 또한 현재 2400 MPa 고강도 강연선용으로 개발된 스웨이징 정착장치는 없는 상태이다. 그림 5-13의 실험결과를 볼 때 2400 MPa 고강도 강연선에 2160 MPa용 강재슬리브를 사용하여 정착한 경우에는 항복까지의 정착성능역시 보이지 않았다. 향후 스웨이징형 정착장치에 대한 연구가 더 필요하다고 판단된다.

표 5에서 변형률로부터 계산된 평균탄성계수는 쐐기형 정착장치의 탄성계수와 비슷한 211 ~ 217 GPa 범위에 있는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 KS 규격 또는 제조사 시험성적 대비 약 6% 이상의 차이를 나타내고 있다. 이는 변형률 측정방법에 기인한 것으로 본 연구에서는 강연선의 변형률을 측선 표면에 측선축과 평행하게 설치된 변형률 게이지로부터 측정함에 따라 강연선 축선과의 각도, 심선과 측선의 마찰 등의 영향으로 변형률이 강연선 축방향 값보

다 낮게 측정되었기 때문이다. Cho et al.(2013)에 의하면 측선의 기울어짐에 따른 길이 증가와 심선과의 마찰에 의해 측선의 응력은 심선 대비 약 5% 감소된 값으로 측정될 수 있으며, 특히 심선 중앙과는 최대 8% 이상의 차이가 나타날 수 있다. 본 연구에서도 측선에 설치된 변형률 게이지로부터 변형률을 측정함에 따라 실제보다 낮은 변형률이 측정되어 상대적으로 탄성계수 값이 크게 계산된 것으로 판단된다.

그림 5-15는 각 인장시험편의 파괴 후 형상을 나타낸 것이다. 그림에서 1860, 2160, 2400 MPa급 강연선의 경우는 모두 압착정착이 된 부위에서 정착장치로부터 슬립되어 파되되는 양상을 나타내었다. 그림 5-16은 7연선이 슬립되어 파괴되는 형상을 보여준다. 이를 통해 스웨이징 정착장치가 KS 규격을 만족하기 지속적인 연구가 더 필요하다.



(a) 1860 MPa 강연선



(b) 2160 MPa 강연선



(c) 2400 MPa 강연선

그림 5-15. Failure mode





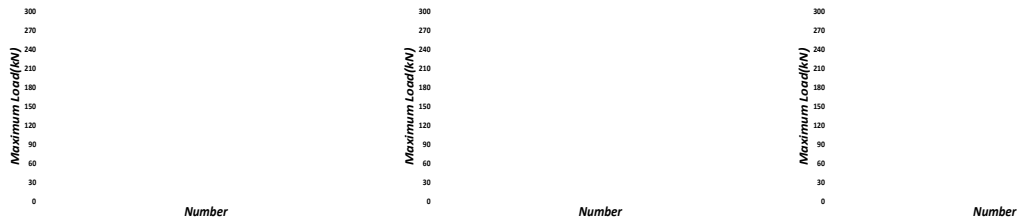
그림 5-16. Slip failure mode

(다) 신뢰도 분석 결과

1860, 2160, 2400 MPa급 강연선의 경우에 대하여 그림 5.17 ~ 5.19에 최대하중을 정리하여 나타내었다. 이를 통해 95% 정착성능에 대한 신뢰도를 산정하였다. 그 결과 제조사에서 제공한 강연선의 성능과, 쐐기형 정착장치를 사용한 강연선의 성능은 KS 규격을 포함하는 범위에서 95% 신뢰도를 모두 만족하였다. 그러나 스웨이징형 정착장치의 성능은 95% 신뢰 구간을 모두 만족하지 못하였다.

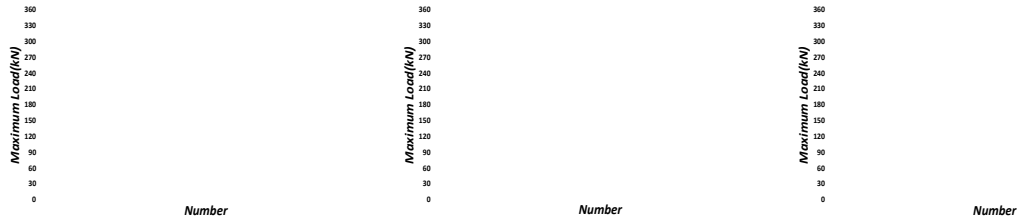
표 5-7. 강연선 최대하중에 대한 95% 신뢰도

강연선 강도 [MPa]	KS 최대하중 [kN]	95% 신뢰도		
		제조사	쐐기형 정착장치	스웨이징형 정착장치
P1860	271.8	272.3 ~ 274.3	275.5 ~ 277.3	227.4 ~ 268.9
P2160	319.5	322.7 ~ 326.4	315.7 ~ 320.5	291.2 ~ 306.7
P2400	336.8	341.8 ~ 343.9	320.3 ~ 337.2	294.0 ~ 304.6



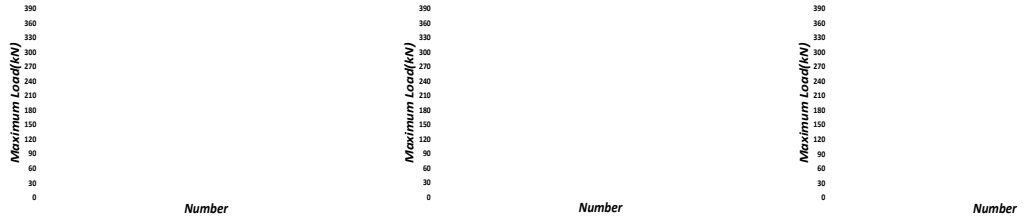
(a) 제조사 시험 결과 (b) 쐐기형 시험 결과 (c) 스웨이징형 시험 결과

그림 5-17. Maximum load result (1860 MPa strand)



(a) 제조사 시험 결과 (b) 쐐기형 시험 결과 (c) 스웨이징형 시험 결과

그림 5-18. Maximum load result (2160 MPa strand)



(a) 제조사 시험 결과 (b) 쐐기형 시험 결과 (c) 스웨이징형 시험 결과

그림 5-19. Maximum load result (2400 MPa strand)

(6) 연구수행 결과

한정된 시험편에 대한 쐐기형 정착장치 및 스웨이징형 정착장치를 이용한 시험으로 보다 상세한 거동 특성을 규명하기 위해서는 물림부 영향을 배제한 추가 연구가 필요할 것으로 판단된다. 물림부 영향을 배제한 인장시험을 위해 물림부에서의 응력집중을 완화시킬 수 있는 인장치구를 제작하여 추가 실험을 수행하였으나, 그 결과 물림부에 유압으로 인해 집중되는 힘에 의해 강연선의 파괴가 발생하였다.

이상의 실험결과를 통해 볼 때 현재 강연선의 성능은 제조사에서 제공하는 성능을 신뢰할 수 밖에 없는 현실이다. 고강도 강연선에만 국한되는 문제가 아니라 강연선의 인장시험에 대한 시험방법의 체계적인 정립이 필요하다. 아직은 소비량과 생산량이 많지 않아, 고강도 강연선에 대한 데이터가 충분하지 않지만 향후 생산 lot가 다른 시편에 대한 지속적인 특성값 시험을 통하여 데이터를 축적할 필요가 있다고 판단된다. 또한 고강도 강연선을 정착하기 위한 쐐기형, 스웨이징형 등의 정착장치의 보완이 필요하다.

나. 고강도 강연선 적용 포스트텐션 부재 성능 실험

(1) 실험 계획

(가) 실험 변수

실험 변수는 아래의 표 5-8과 같다. 실험체명의 첫 번째 알파벳은 콘크리트의 설계압축강도를 의미한다. N은 40 MPa로 현재 프리스트레스트 구조물에 널리 사용되어 있는 압축강도이며, H는 70 MPa로 고강도 콘크리트를 나타낸다. 두 번째 알파벳은 강연선의 공칭인장강도를 의미한다. B는 1,860 MPa 강연선, C는 2,160 MPa 강연선, D는 2,400 MPa 강연선을 나타낸다. 이 기호는 KS D 7002의 강연선 기호명을 축약한 것이다. 실제로 측정된 콘크리트 압축강도 및 강연선 인장강도를 표 5-8에 요약하였다.

표 5-8. 결과 요약: 재료 강도

실험체명	콘크리트					강연선	
	설계 압축강도 (MPa)	긴장시 재령 (day)	긴장시 압축강도 (MPa)	재하시 재령 (day)	재하시 압축강도 (MPa)	공칭 인장강도 (MPa)	측정된 파단강도 (MPa)
NB	40	19	43.3	30	42.9	1,860	1,978
NC	40	20	46.2	30	46.4	2,160	2,299
ND	40	30	52.8	51	39.5	2,400	2,472
HC	70	18	34.3	27	50.7	2,160	2,299
HD	70	21	56.1	34	69.5	2,400	2,472

(나) 실험체 설계 및 제작

모든 실험체는 높이 1.5 m, 길이 20 m의 I형 단면을 동일하게 갖도록 설계되었다. 실험체의 길이는 중앙부 단면이 정착장치의 활동에 의한 긴장력 손실에 영향을 받지 않도록 정하였다. 실험체의 단면은 도로교설계기준(2008)[5-8]에 따라 콘크리트의 설계압축강도가 40 MPa이고 강연선의 공칭인장강도가 2,400 MPa임을 가정하여 설계되었다. 실부재와 동일하게 슬래브를 갖는 상태에서 도로교설계기준의 계수 하중을 지지하도록 설계되었으나 실험시에는 슬래브를 타설하지 않았다. 다른 실험 변수를 갖는 실험체도 동일한 단면을 적용하였다. 강연선은 포물선 형상으로 배치되었다. 강연선의 지름은 15.2 mm로 총 12가닥을 2개의 덕트에 균등하게 배분하였다. 강재비는 0.195%로 일정하였다. 실험체의 형상을 그림 5-20에 나타내었다.

긴장력의 도입은 대부분 콘크리트 타설 3주후에 이루어졌으나 실험체 ND는 한달 후에 긴장되었다. 강연선은 항복강도의 81%까지 긴장하였다. 이것은 설계기준에서 규정하는 프리스트레스 도입시 긴장재의 허용응력보다 낮으나 사용하중 작용시 균열의 발생을 허용하지 않는 완전 프리스트레싱이 가능한 수준이다. 설계상 완전 프리스트레싱은 슬래브 단면이 합성되었을 때 달성되며 실험시에는 슬래브가 타설되지 않았으므로 완전 프리스트레싱 조건을 만족하지는 못하였다.

실험체의 전단 파괴를 방지하기 위하여 전체적으로 200 mm 간격으로 스터럽을 배치하였다. 정착구역에는 150 mm 간격으로 배근하여 국부 파괴를 방지하였다. 스터럽의 배치와 균열 제어를 위하여 종방향 철근을 단면 전체에 배근하였다. 종방향 철근의 공칭 지름은 12.7 mm 였으며 인장강도는 400 MPa였다. 실험체의 제작 과정을 그림 5-21에 나타내었다.

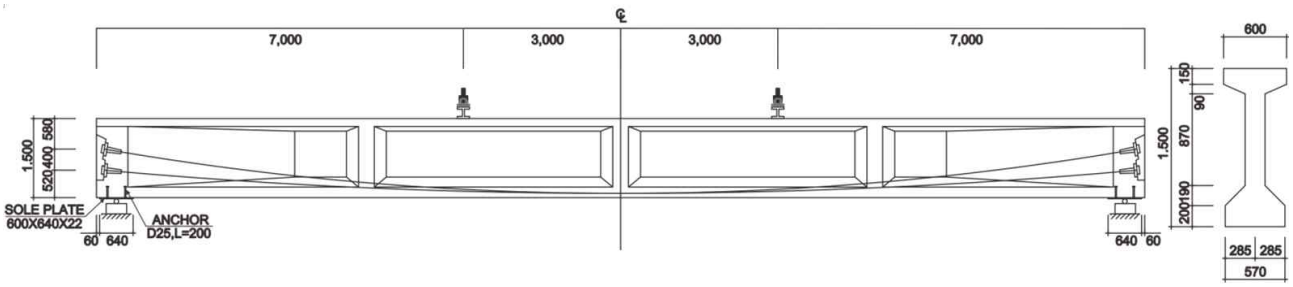


그림 5-20. 실험체 형상



(a) 철근 조립



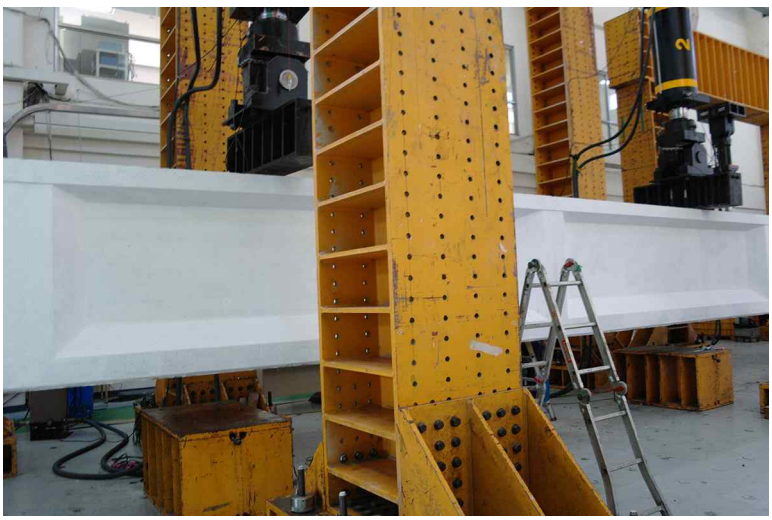
(b) 강연선 삽입



(c) 콘크리트 타설



(d) 긴장력 도입



(e) 세팅 및 가력

그림 5-21. 실험체 제작 및 가력 세팅

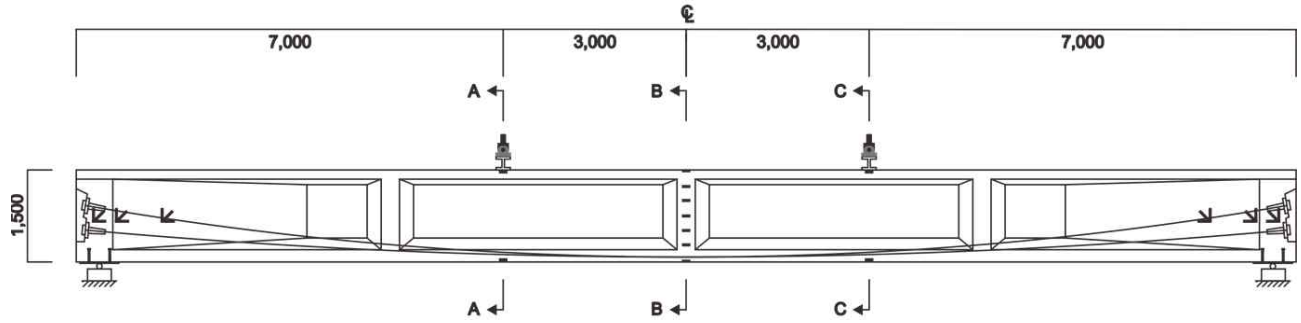
(다) 실험 과정

실험체는 양단 롤러 지점 위에 거치되었으며 2개의 액츄에이터(용량 1,000 kN)로 가력하였다. 액츄에이터는 실험체의 중앙부를 중심으로 3 m 씩 떨어져 대칭이 되도록 배치하였다. 이로인해 실험체에는 6 m의 순수휨구간이 확보되었다. 하중은 변위제어방식으로 가해졌다. 재하속도는 진행 중인 변위에 따라 다르게 제어하였다. 초기 변위 30 mm 까지 재하속도는 0.03 mm/sec, 다음 200 mm 까지는 0.05 mm/sec, 그 이후 실험 종료시까지는 0.2 mm/sec였다. 실험체의 크기와 무게를 고려했을 때 완전 파괴는 안전 문제를 야기할 수 있으므로 완전 파괴 이전에 실험을 종료하였다. 실험 종료는 하중 증가량이 일정 기간동안 매우 작게 유지되는 시점으로 결정하였다. 다만 가장 먼저 실험한 실험체 HC는 완전히 파괴되었다.

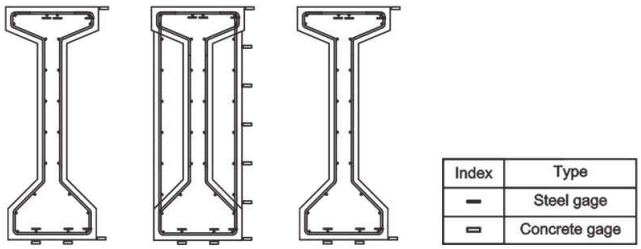
실험체 NB, NC, HC는 재하 시작 후 실험 종료까지 하중이 단순 증가하였으나, 실험체 ND와 HD는 초기 휨 균열폭을 측정하기 위하여 균열이 눈으로 관측되면 하중을 일시적으로 제거하였다. 일반적으로 PSC 부재는 처짐과 균열에 대하여 높은 회복력을 가지므로 하중 제거 후 완전히 닫히지 않은 균열폭의 크기는 최종 균열폭에 비하여 무시할 수 있다고 판단하였다. 균열폭 측정을 위한 계측 기기 설치 후 하중을 다시 가력하였다. 실험체 HD의 실험 중, 지점에서 실험체의 횡방향 변위를 충분히 구속하지 못하여 실험 종료 전 실험체가 전도하는 사고가 일어났다. 다음에 실험된 실험체 ND에 대해서는 지점에서 실험체의 횡방향 변위를 면밀히 관측하였다. 횡방향 변위가 관측된 이후에 실험을 중단한 뒤 횡방향 구속을 강화한 후 재실험 하였다. 따라서 실험체 ND는 총 3번의 가력 이력을 갖게 되었다.

(라) 측정 기구

하중은 액츄에이터에 내장된 로드셀을 통하여 계측하였다. 실험체의 처짐은 실험체 중앙부와 가력부 양쪽 하단에 와이어 형태의 변위계를 설치하여 측정하였다. 실험체의 양단부에는 실험체의 종방향 변위를 측정하기 위하여 200 mm 용량의 LVDT(Linear variable displacement transducer)를 설치하였다. 단면 깊이 방향으로 변형률 분포를 얻기 위하여 특정 위치에서 단면 방향으로 콘크리트와 철근에 변형률 게이지를 다수 설치하였다. 변형률 게이지가 설치된 위치는 실험체 NB, NC, HC의 경우 중앙부였으나 실험체 ND와 HD의 경우 그 위치를 양단부쪽으로 1.5 m 씩 이동하였다. 이것은 더 나은 측정 결과를 얻기 위하여 이루어졌다. 또한 하부 플랜지 부근에 위치한 콘크리트 변형률 게이지는 파이(π) 형태의 변위계로 교체하였다. 파이 변위계는 100 mm의 용량에 5 mm의 측정길이을 가지므로 균열을 가로질러 측정이 가능하다. 변형률 게이지는 긴장력 도입과 하중 가력시 강연선의 변형률을 측정하는데에도 사용되었다. 강연선 표면에 변형률 게이지를 설치하기 위하여 덕트의 상단 부분을 제거하였으며 설치 후 콘크리트가 유입되지 않도록 밀봉하였다. 그러나 변형률 게이지는 긴장력 도입 중 대부분 파손되었다. 변형률 게이지의 파손을 보완하기 위하여 실험체의 중앙부에서 1.5 m 떨어진 단면의 긴장재 도심 위치에 측정길이 460 mm의 LVDT를 설치하였다. 이 측정길이는 실험체의 평균 균열간격에 2~3배에 이르는 것이다. 균열폭을 측정하기 위하여 순수휨구간 내에 발생한 균열 위에 파이 변위계를 설치하였다. 그림 5-22와 5-23은 실험체에 설치된 계측 기기의 위치를, 그림 5-24는 설치된 계측 기기의 모습을 보여주고 있다.

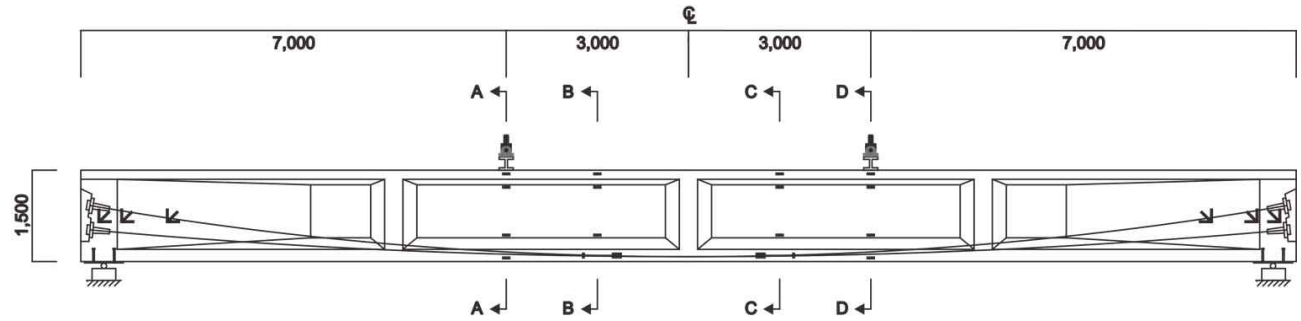


(a) 종방향 위치

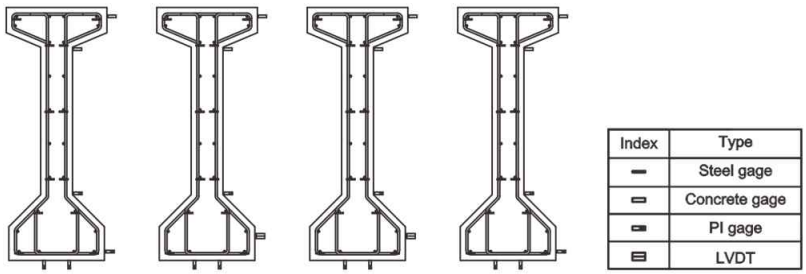


(b) 횡방향 위치

그림 5-22. 계측 기기 위치: 실험체 NB, NC, HC



(a) 종방향 위치

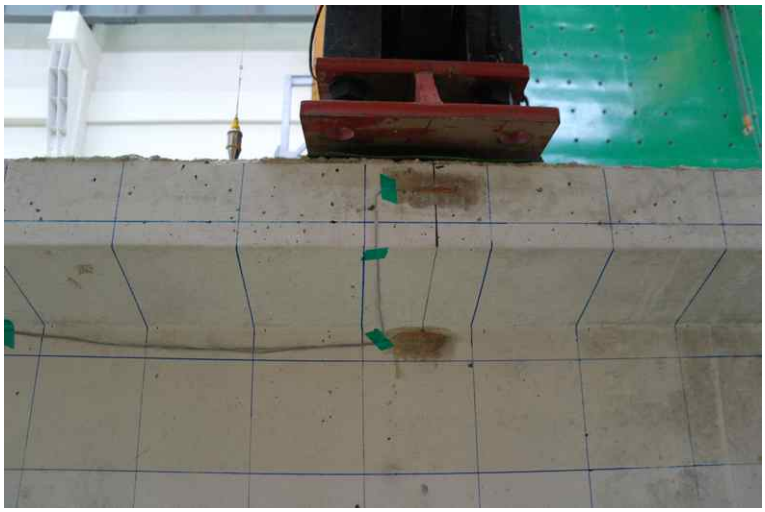


(b) 횡방향 위치

그림 5-23. 계측 기기 위치: 실험체 ND, HD



(a) 철근 게이지



(b) 콘크리트 게이지



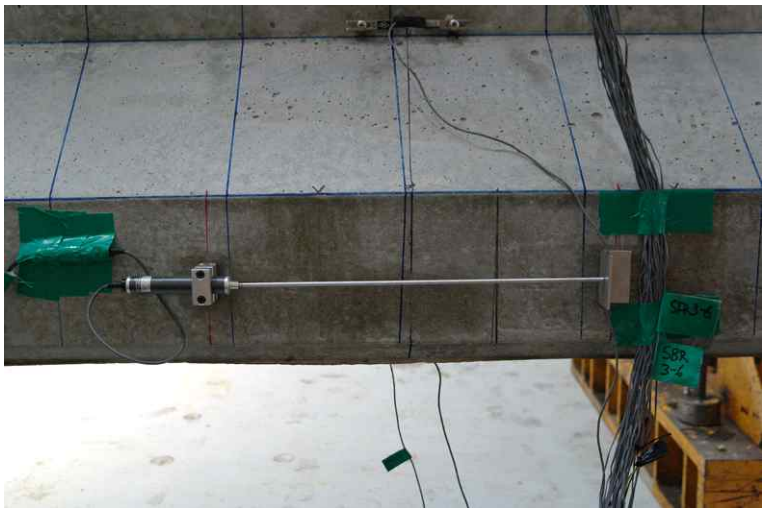
(c) 파이 게이지



(d) 종방향 변위 측정 LVDT



(e) 수직 변위 측정 와이어 변위계

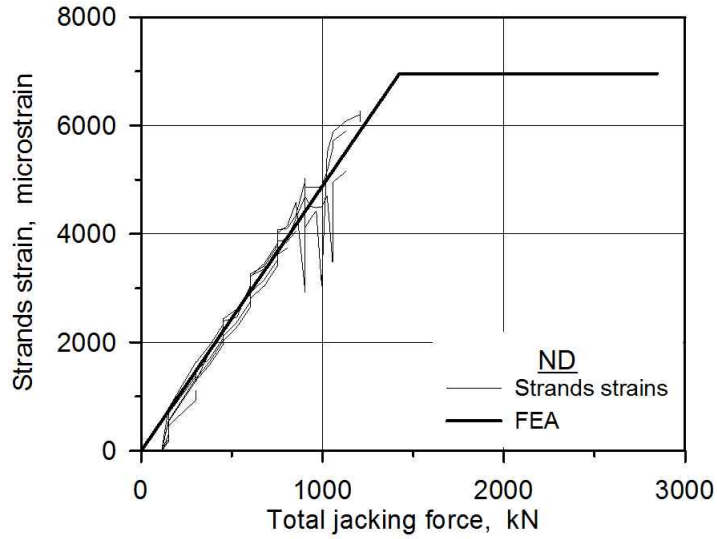


(f) 단면 변형률 측정 LVDT

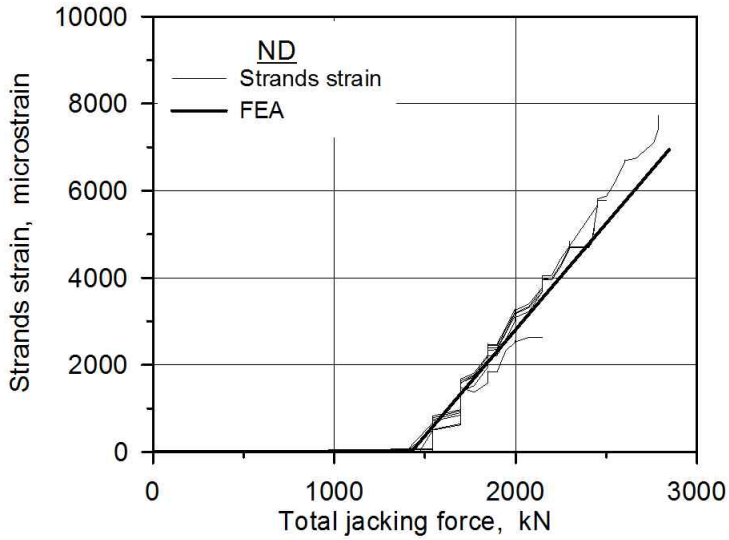
그림 5-24. 설치된 계측 기기

(2) 실험 결과

그림 5-25와 5-26은 긴장력 도입에 따른 강연선 변형률의 변화를 보여준다. 2개의 덕트 중 하부에 위치한 덕트를 먼저 긴장하였다. 이것은 상부 덕트의 곡률이 더 크므로 마찰에 의한 손실량이 더 클 것으로 예측되었기 때문에 두 덕트의 잔류 긴장력을 유사하게 만들기 위함이었다. 그림 5-25와 5-26의 수평축은 실험체에 도입된 총 긴장력으로 이에 따른 상하부 덕트 내 강연선에 부착된 변형률의 변화량을 나타내었다. 실험체 ND의 하부 덕트는 긴장 중에 대부분 파손되어 최종 긴장력 도입까지 값이 출력되지 못하였다. 반면 실험체 HD의 변형률 게이지는 상당부분 살아남았다. 긴장력의 크기에 따른 강연선 변형률의 선형적 변화와 정착 후 이웃 덕트의 긴장에 따른 탄성수축 손실을 확인할 수 있다.

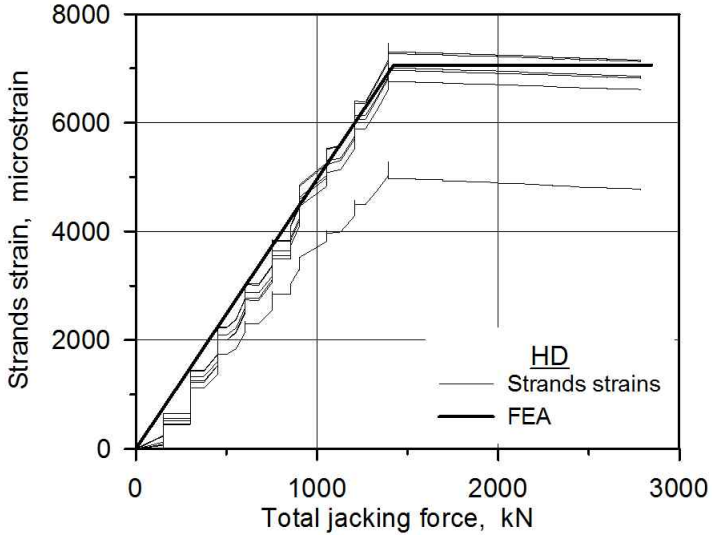


(a) 실험체 ND 하부 덕트

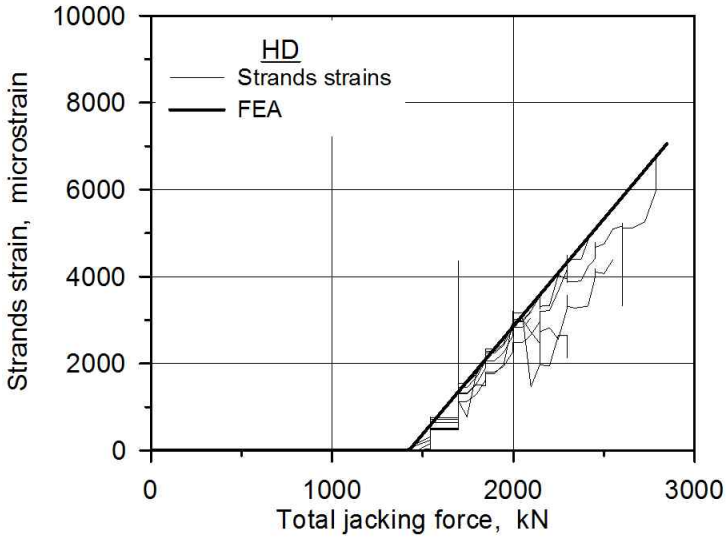


(b) 실험체 ND 상부 덕트

그림 5-25. 실험체 ND 긴장력 도입에 따른 강연선 변형률



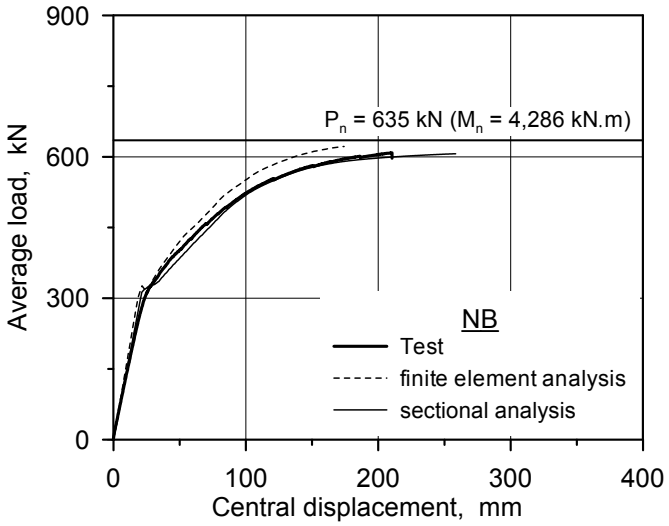
(a) 실험체 HD 하부 덕트



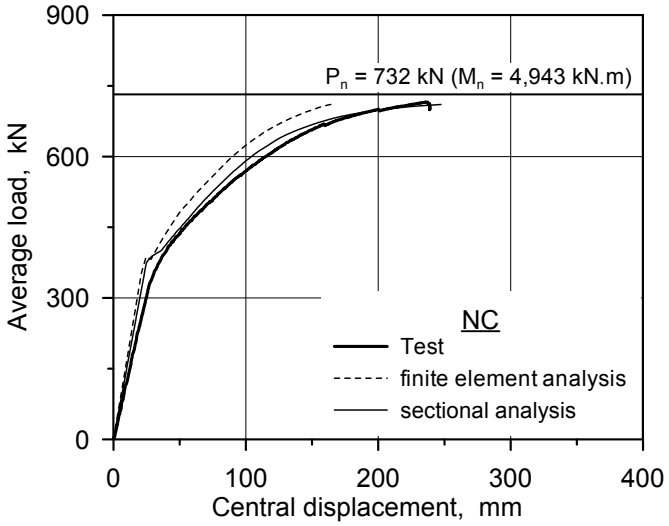
(b) 실험체 HD 상부 덕트

그림 5-26. 실험체 HD 긴장력 도입에 따른 강연선 변형률

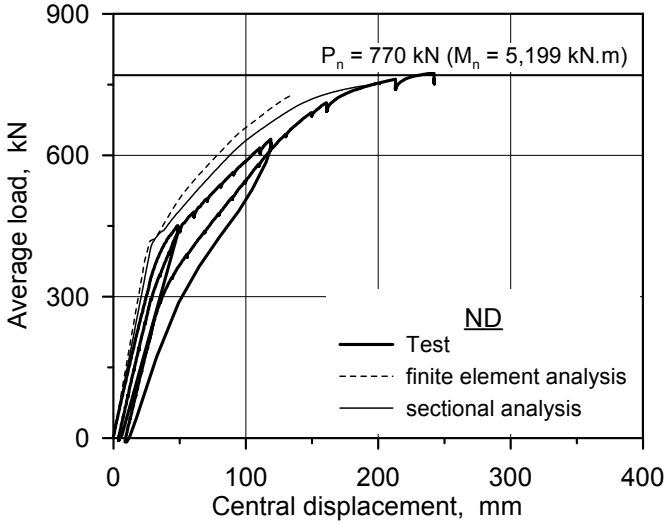
전체적인 거동 양상은 일반적인 PSC 거더와 유사하였다. 그림 5-27은 모든 실험체의 하중-처짐 곡선을 보여주고 있다. 균열 이전에는 선형의 거동을 보이고 있으며 균열 직후 실험체 ND와 HD는 하중을 일시적으로 제거하였다. 이 두 실험체는 재하 경로와 유사한 기울기의 제하 경로를 따라 탄성적으로 회복되었으며 각각 3.9 mm와 3.3 mm의 잔류 변형을 보였다. 초기 선형 거동 이후에는 곡선 거동을 보였으며 파괴시까지 접선 탄성계수는 지속적으로 감소하였다. 파괴 직전의 접선 탄성계수는 수평에 가까웠다. 이를 가장 잘 보여주는 것은 실험체 HC의 하중-처짐 곡선이다. 실험체 HC는 실험체 중앙부에서 약 2.5 m 떨어진 부분에서 콘크리트 압괴로 파괴되었다. 파괴 지점은 약간 하중이 더 컸던 가력점 부근이었다. 그림 5-28은 실험체 HC가 파괴된 모습을 보여주고 있다. 강연선은 덕트 윗부분에 몰려있으며 나머지 부분은 그라우트로 밀실하게 채워져 있음을 알 수 있다. 실험체 ND의 하중-처짐 곡선을 보면 상당한 처짐 발생 이후에도 매우 큰 회복력을 보이고 있다. 하중 634 kN, 처짐 119 mm일 때 하중이 제거되기 시작했으며 완전 제하 이후 8.7 mm의 잔류 변형을 보였다.



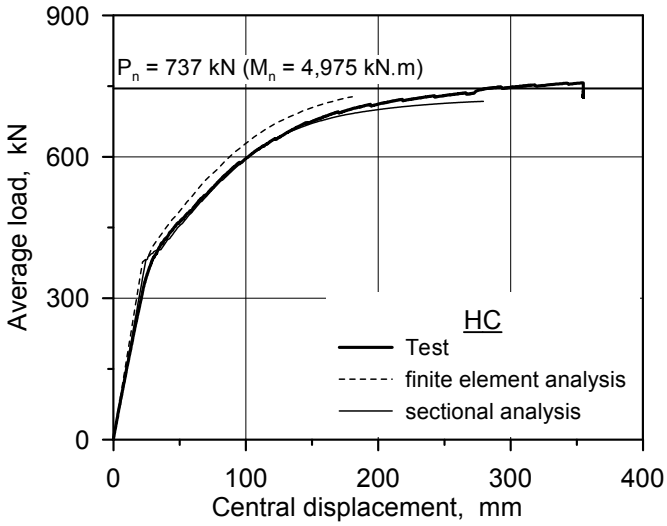
(a) 실험체 NB



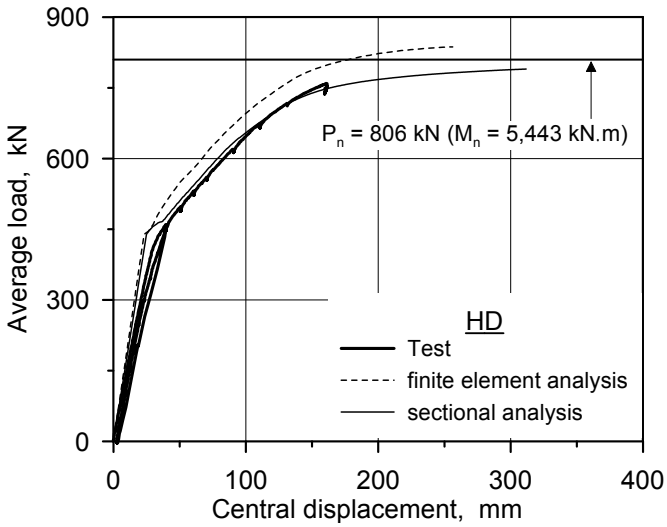
(b) 실험체 NC



(c) 실험체 ND

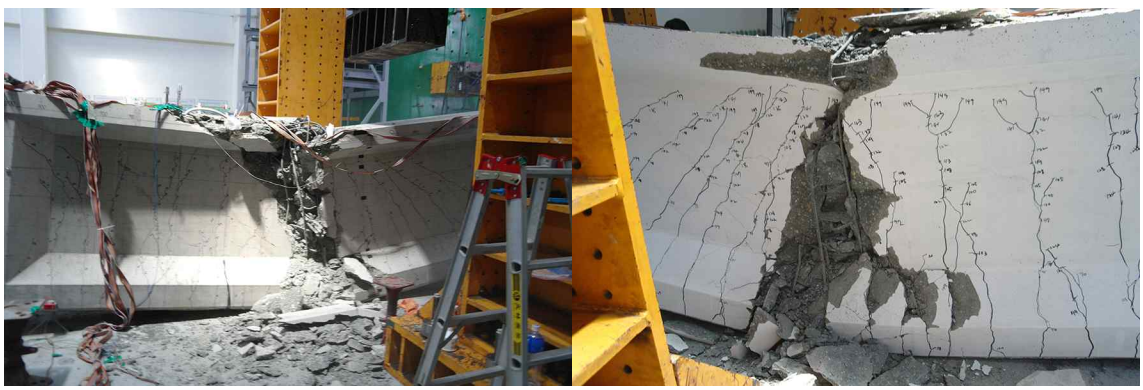


(d) 실험체 HC

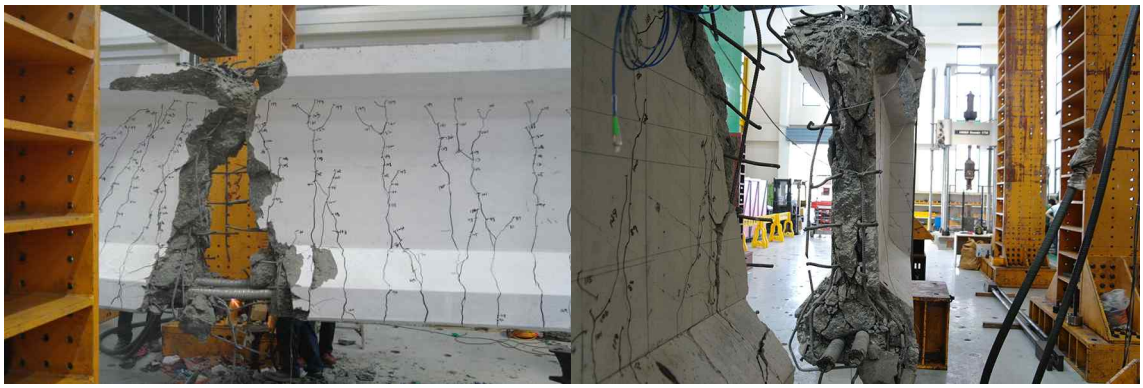


(e) 실험체 HD

그림 5-27. 하중-처짐 곡선



(a) (b)



(c) (d)



(e) (f)

그림 5-28. 실험체 HC의 파괴 모습

측정된 모멘트와 처짐을 표 5-9와 5-10에 요약하였다. 표 5-9와 5-10에는 이론적으로 계산된 값 또한 표기되어 있다. 균열모멘트는 실험체의 콘크리트 표면에서 균열이 처음 발견되었을 때 하중의 크기이다. 이론적 균열모멘트는 아래의 식으로 실험체 중앙에서 계산한 값이다.

$$M_{cr} = f_{cr}\frac{I_g}{c_2} + P_e\left(\frac{r_g^2}{c_2} + e\right) - M_d \qquad (5\text{-}1)$$

여기서, f_{cr}은 휨파괴계수(MPa), I_g는 총단면 도심에 대한 단면2차모멘트(mm^4), c_2는 중립축에서부터 단면 하단까지의 거리(mm), P_e는 유효 프리스트레스 힘(kN), r_g는 총단면에 대한 회전반경(mm), e는 중립축에서부터 긴장재 도심까지의 거리, M_d는 실험체 중앙에서 자중에 의한 모멘트(kN·m)이다. 표 5-2에서 보듯이 이론값은 측정값과 잘 일치하였다. 보통강도 콘크리트를 사용한 실험체에서 균열모멘트와 균열처짐은 프리스트레스 힘의 크기와 비례하였다. 실험체 NB에 대한 실험체 NC 및 ND의 균열모멘트 비는 각각 1.10, 1.22였다.

최대모멘트는 실험 중 측정된 최대 하중에 전단경간을 곱하여 구해진 값이다. 최대처짐은 최종적으로 측정된 처짐값이다. 공칭휨강도는 설계기준에 따라 실험체의 중앙부 단면이 I형 단면으로 동일하다는 가정하에 중앙부 단면에서 구한 값이다. 일부 실험체의 최대모멘트값은 공칭휨강도보다 낮음을 알 수 있다. 이것에는 몇 가지 이유가 있는데, 첫째는 실험이 실험체의 완전 파괴 이전에 종료되었기 때문에 최대모멘트와 최대처짐이 실험체의 실제 최대성능을 의미하지는 않는다는 것이다. 두 번째는 최대모멘트가 평균 하중에 대하여 계산되었다는 점이다. 앞서 설명한 바와 같이 실험은 2개의 액츄에이터를 이용하여 변위제어방식으로 진행되었기 때

문에 액츄에이터 간에 하중값이 다소 달랐다. 더 큰 하중값을 이용하여 최대모멘트를 계산하고 이를 공칭휨강도와 비교한다면 예기치 않게 실험이 중단된 실험체 HD를 제외하고 1.03~1.08 사이의 값을 보인다. 또한 실험체 HC의 경우에서 보듯이 실험체의 위험단면은 중앙부가 아니라 가력점 부근이다. 이는 중앙부 보다 가력점에서 긴장재의 도심이 얕기 때문에 하중저항능력이 가장 취약하기 때문이다. 가력점의 공칭휨강도는 중앙부의 97%이다. 이를 고려한다면 실제 최대모멘트와 공칭휨강도의 비는 더욱 커질 것이다. 결론적으로 고강도 강연선으로 제작된 실험체들이 공칭휨강도를 달성하지 못하거나 반대로 설계기준이 실험체의 실제 휨성능을 제대로 평가하지 못하는 것은 아니다. 실제로 파괴된 실험체 HC의 경우 위의 조건을 적용하지 않더라도 공칭휨강도보다 4% 더 큰 최대모멘트를 보여주었으며 파괴되지 않은 실험체 ND 또한 마찬가지이다.

솟음은 긴장력 도입시 실험체의 중앙부에서 수직 변위를 측정한 값이다. 이론적 솟음은 다음의 식을 이용하여 실험체 중앙부에서 계산된 값이다.

$$\Delta = \frac{5(P_i e - M_d)L^2}{48 E_c I_g} \tag{5-2}$$

여기서, P_i는 초기 프리스트레스 힘, L은 경간장, E_c는 콘크리트 탄성계수이다.

위에서 언급한 액츄에이터 간의 차이가 가력점 사이 구간에서 전단력을 발생시키기는 하였으나 그 크기는 크지 않았다. 모든 실험체는 휨파괴를 일으켰으며 전단파괴의 조짐은 보이지 않았다.

표 5-9. 결과 요약: 모멘트

실험체명	균열모멘트 (kN·m) (1)	이론적 균열모멘트 (kN·m)(2)	(1)/(2)	최대모멘트 (kN·m) (3)	공칭휨강도 (kN·m) (4)	(3)/(4)
NB	2,072	1,758	1.18	4,182	4,286	0.98
NC	2,282	2,101	1.09	4,890	4,943	0.99
ND	2,531	2,251	1.12	5,287	5,199	1.02
HC	2,315	2,136	1.08	5,192	4,975	1.04
HD	2,700	2,482	1.09	5,126	5,443	0.94

표 5-10. 결과 요약: 처짐

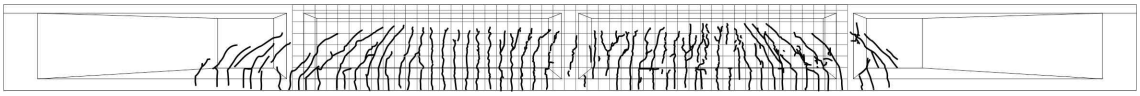
실험체명	솟음 (mm)(1)	이론적 솟음 (mm)(2)	(1)/(2)	균열처짐 (mm)	최대처짐 (mm)
NB	6.5	6.1	1.07	24.5	210
NC	8.8	8.3	1.06	28.7	239
ND	10.8	9.5	1.14	32.6	234
HC	8.8	9.2	0.95	24.7	355
HD	11.0	9.3	1.18	30.8	159

초기 균열은 순수휨구간 사이에서 발생하였으며 하중이 증가함에 따라 휨균열이 상부 플랜

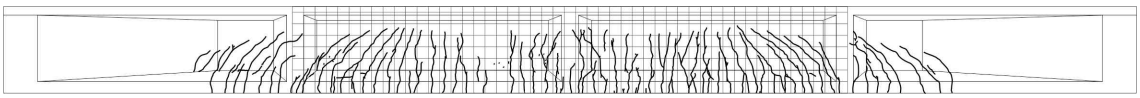
지 및 양단부쪽으로 전파되었다. 상부로 진전된 균열은 양쪽으로 갈라지는 전형적인 형태를 보였다. 그림 전반적인 균열 양상은 모든 실험체가 유사하였다.



(a) 실험체 NB



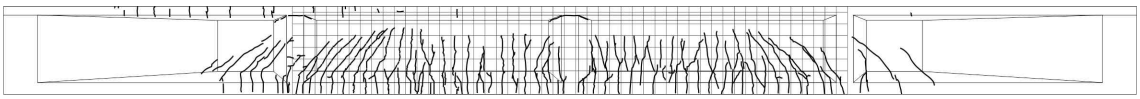
(b) 실험체 NC



(c) 실험체 ND



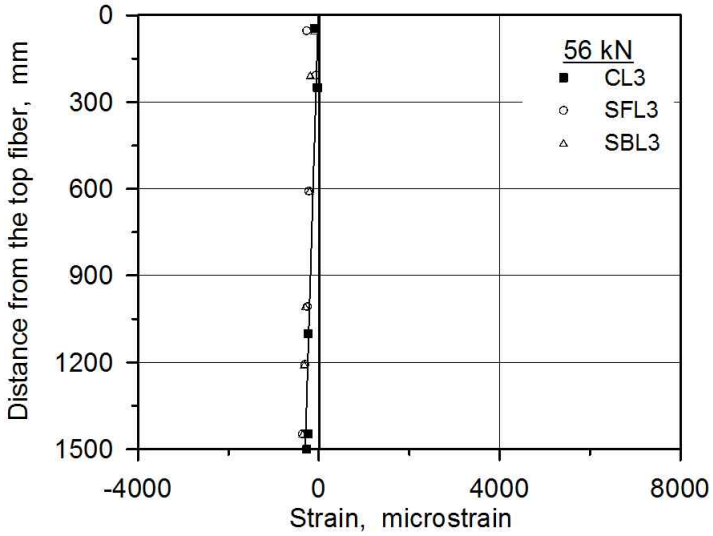
(d) 실험체 HC



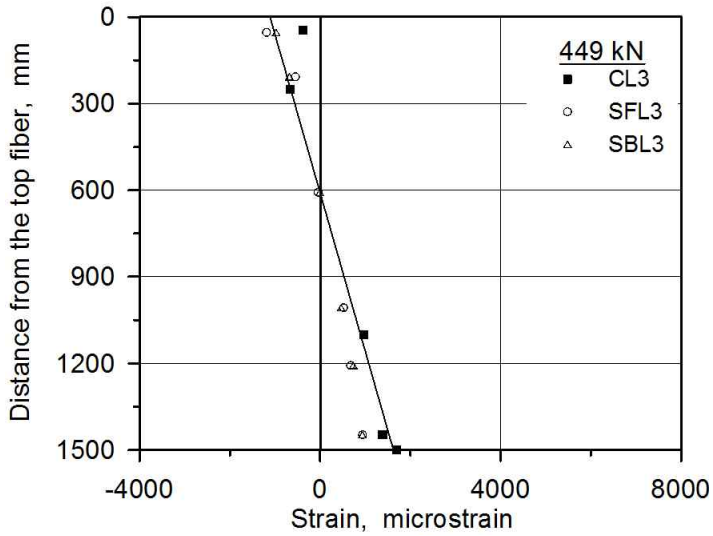
(e) 실험체 HD

그림 5-29. 균열도

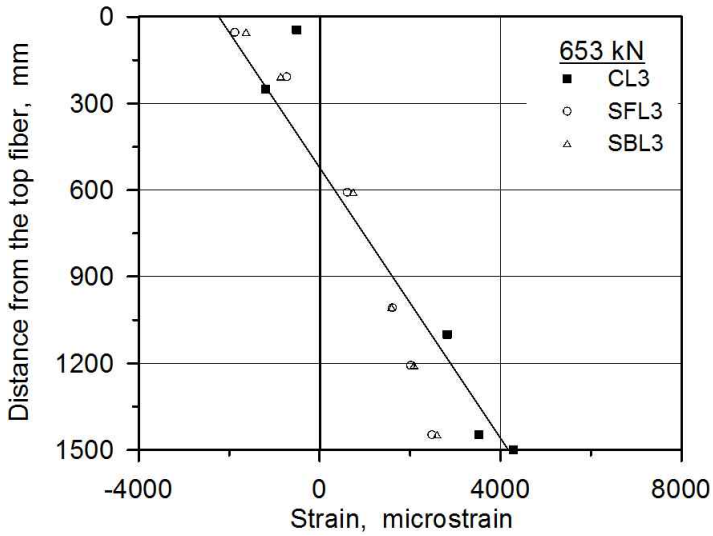
실험체 ND와 HD의 순수휨구간 내 4곳에서 단면 깊이 방향으로 변형률 분포를 얻었다. 그 위치는 중앙부에서 1.5 m 떨어진 곳과 가력점 2곳이다. 실험체 ND 및 HD의 하중에 따른 변형률 분포를 그림 5-30~37에 나타내었다. 그림 5-30~37에서 검은 사각형(C 시리즈)은 콘크리트 변형률, 흰 원(SF 시리즈)은 전면부 철근의 변형률, 흰 삼각형(SB 시리즈)은 후면부 철근의 변형률을 나타낸다. L은 좌측 단면, R은 우측 단면을 의미한다. 기호 뒤 숫자는 종방향 위치를 나타낸다. 1은 중앙부에서 1.5 m 떨어진 단면, 3은 가력점이다. 예를 들어 CL3은 좌측 가력점 단면의 콘크리트 변형률을 의미하며, SFR1은 중앙부에서 우측으로 1.5 m 떨어진 단면의 전면부 철근의 변형률을 의미한다. 하중이 0일 때 변형률은 긴장력 도입이 종료되었을 때 측정된 변형률과 동일한 것으로 가정하였다. 따라서 하중이 작을 때 단면의 곡률은 음의 값을 갖는다. 하중이 증가함에 따라 곡률이 점차적으로 커지고 중립축의 위치가 상승하고 있음을 알 수 있다. 철근 변형률의 경우 균열 발생 이전에는 평면 위에 있지만 균열 발생 이후 평면에서 벗어나고 있다. 반대로 콘크리트 변형률의 경우 최대 하중에서도 평면을 유지하고 있다. 이러한 현상은 보강재의 부착 때문에 국부 변형률이 영향을 받아 평면 유지 가정을 만족하지 못하였기 때문으로 보인다. 따라서 단면 곡률과 중립축 깊이의 계산은 콘크리트 변형률을 선형 회귀분석하여 이루어졌다. 이로부터 얻어진 단면 곡률과 중립축 깊이를 각각 그림 5-30~37과 그림 5-38~39에 나타내었다. 그림 5-38~39의 검은 사각형은 균열 끝의 높이를 나타낸다.


56 kN
CL3
SFL3
SBL3
Distance from the top fiber, mm
0
300
600
900
1200
1500
-4000
0
4000
8000
Strain, microstrain

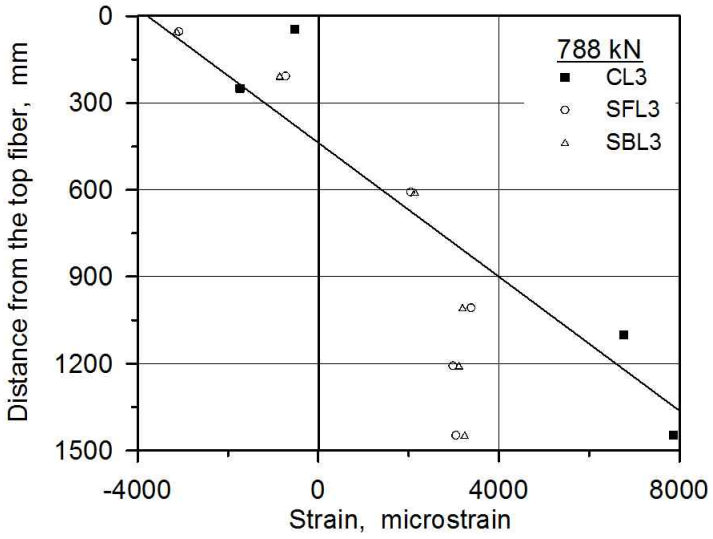
(a)


449 kN
CL3
SFL3
SBL3
Distance from the top fiber, mm
0
300
600
900
1200
1500
-4000
0
4000
8000
Strain, microstrain

(b)

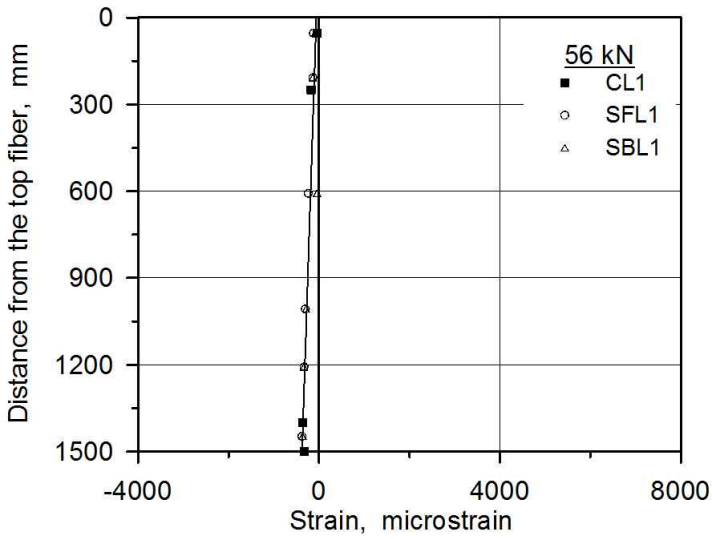

653 kN
CL3
SFL3
SBL3
Distance from the top fiber, mm
0
300
600
900
1200
1500
-4000
0
4000
8000
Strain, microstrain

(c)

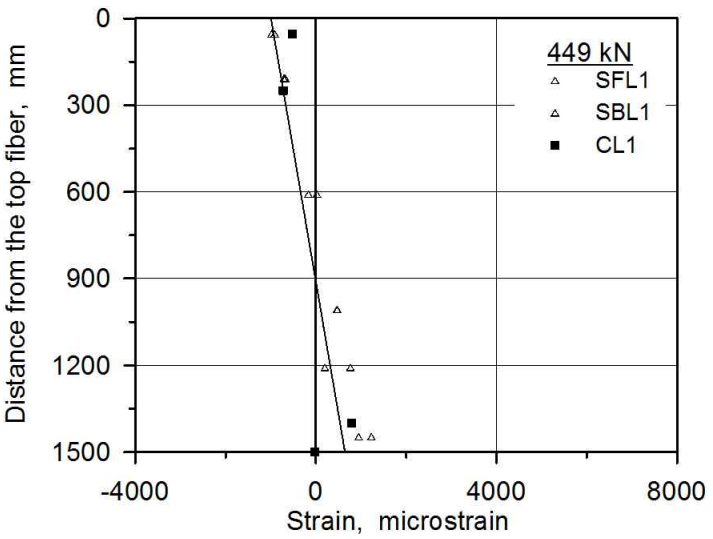


(d)

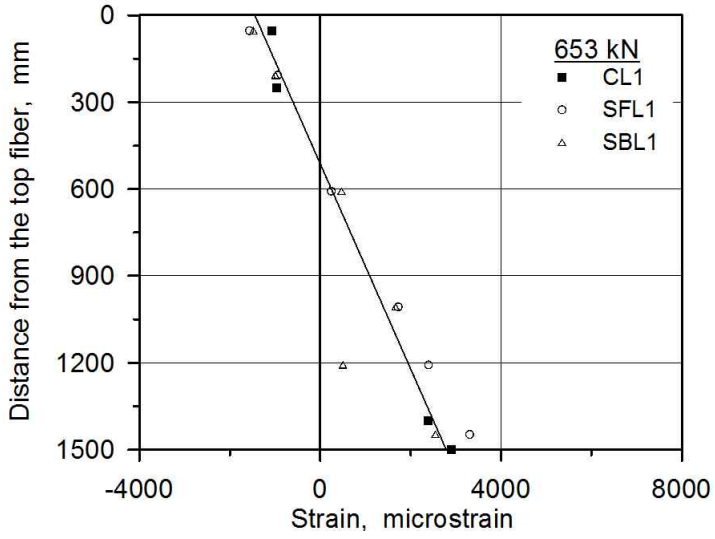
그림 5-30. 실험체 ND 좌측 가력점의 단면 변형률



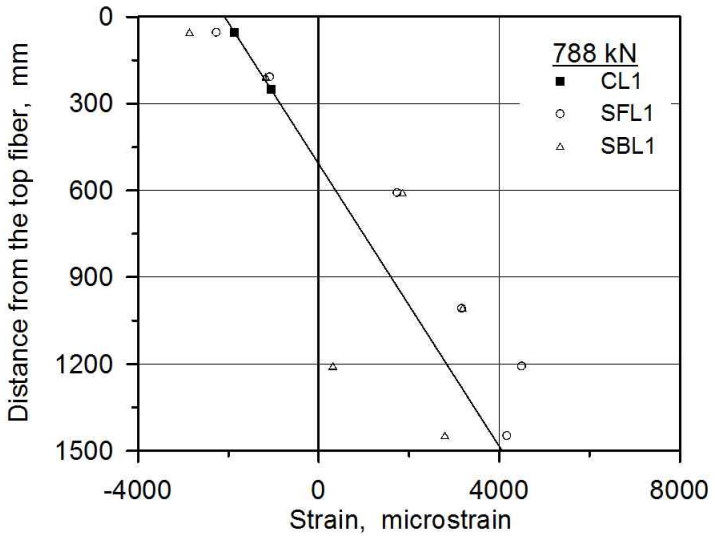
(a)



(b)

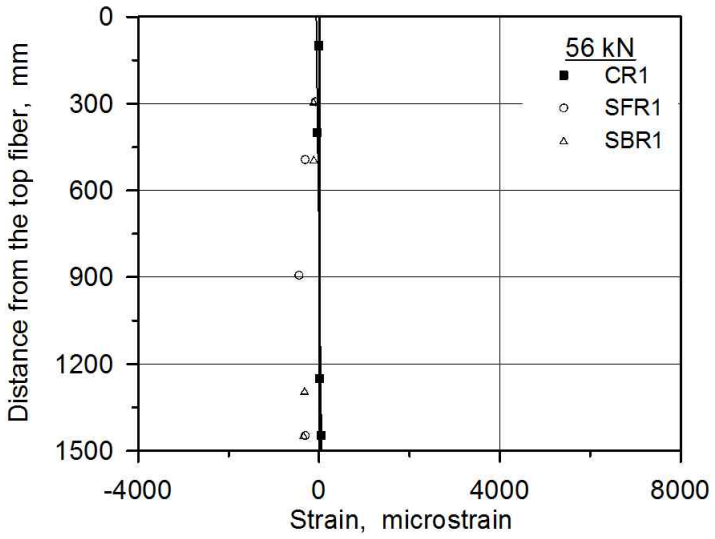


(c)

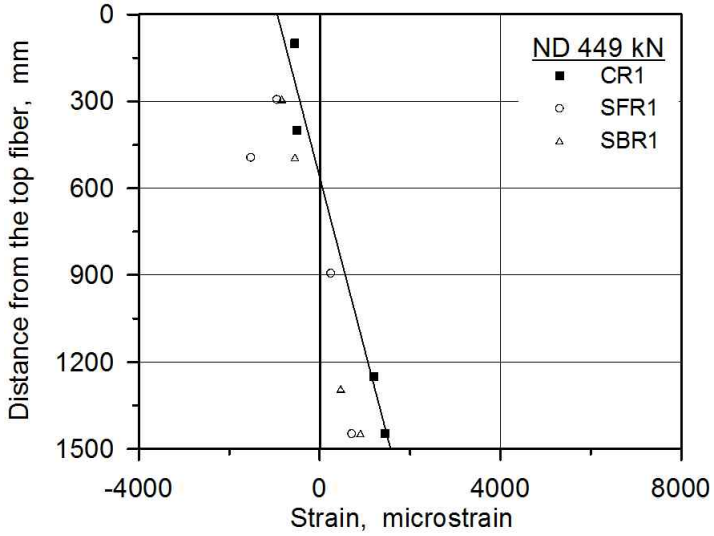


(d)

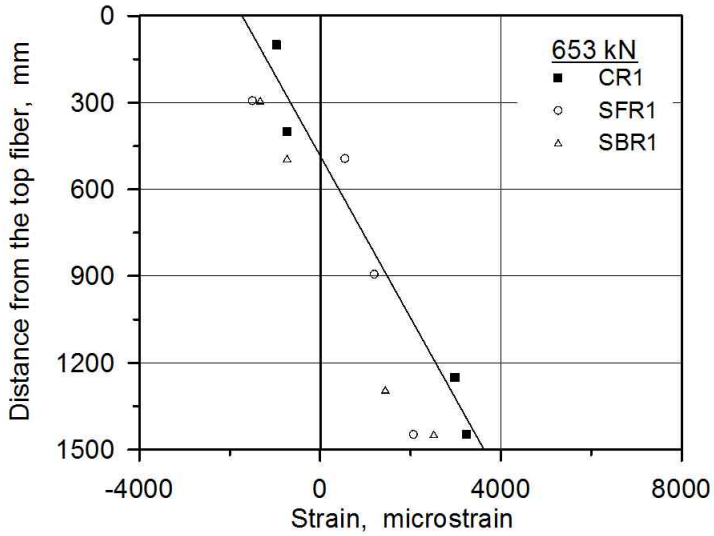
그림 5-31. 실험체 ND 좌측 1.5 m 단면 변형률



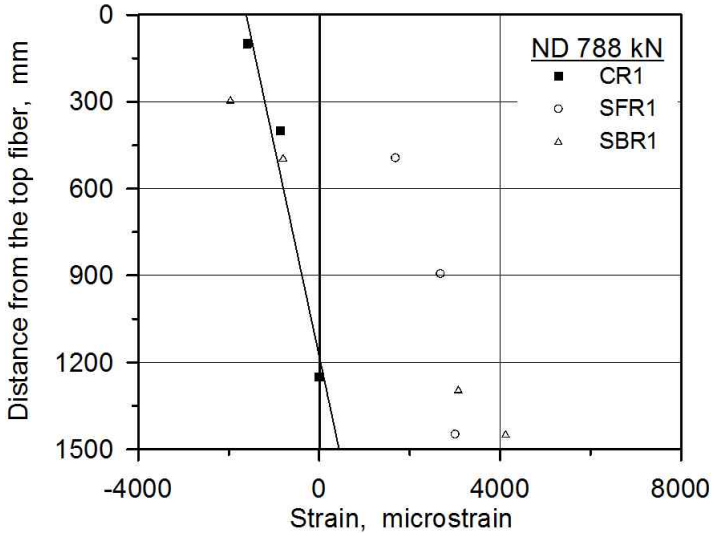
(a)



(b)

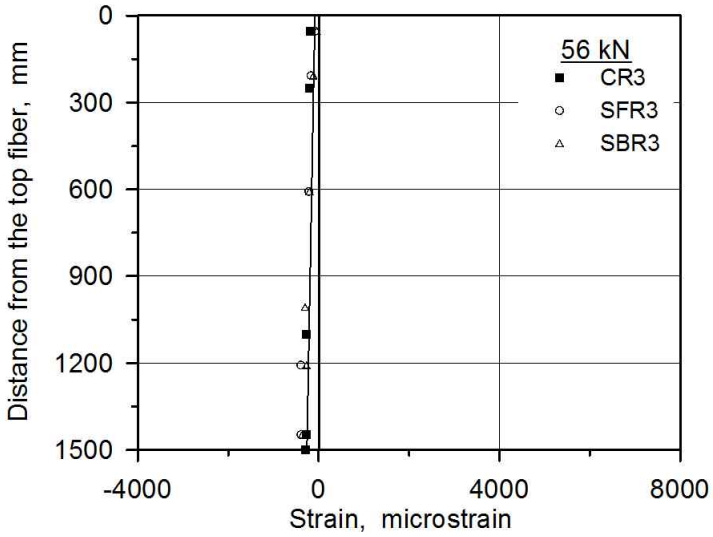


(c)

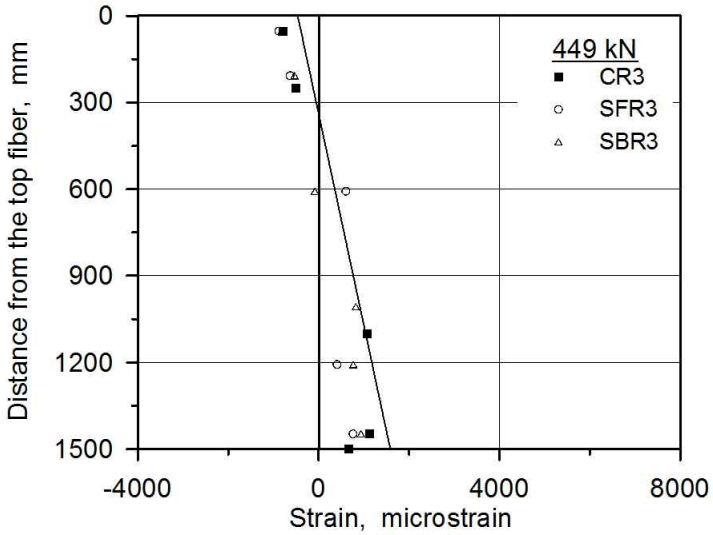


(d)

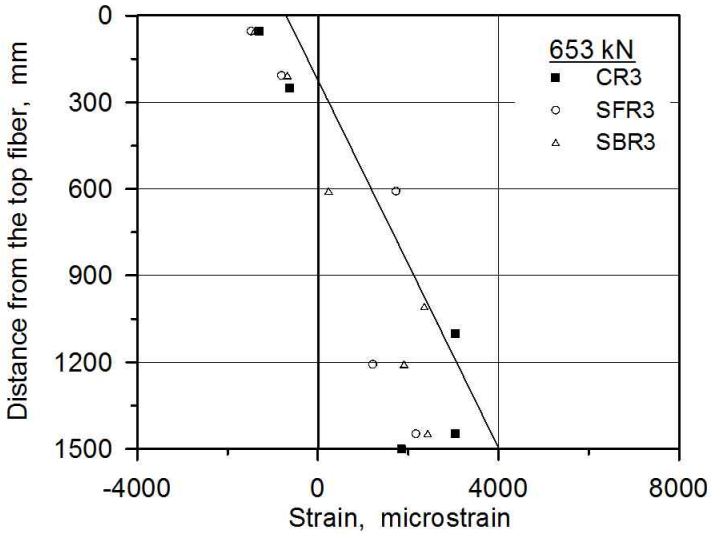
그림 5-32. 실험체 ND 우측 1.5 m 단면 변형률


56 kN
CR3
SFR3
SBR3
Distance from the top fiber, mm
0
300
600
900
1200
1500
-4000
0
4000
8000
Strain, microstrain

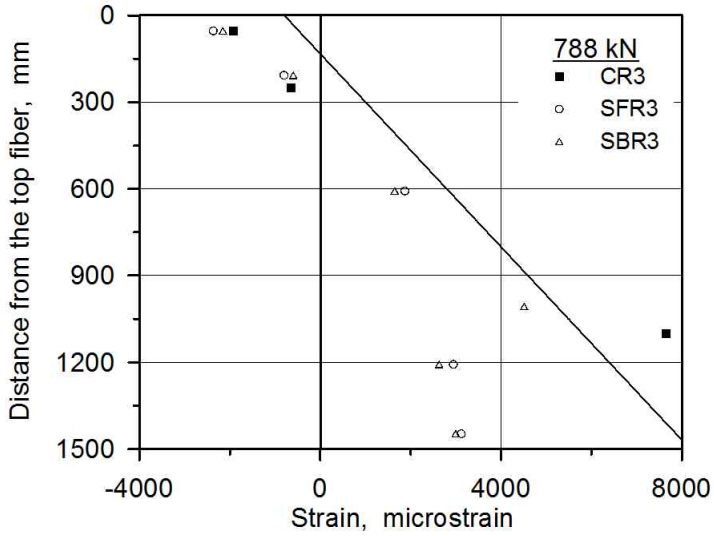
(a)


449 kN
CR3
SFR3
SBR3
Distance from the top fiber, mm
0
300
600
900
1200
1500
-4000
0
4000
8000
Strain, microstrain

(b)

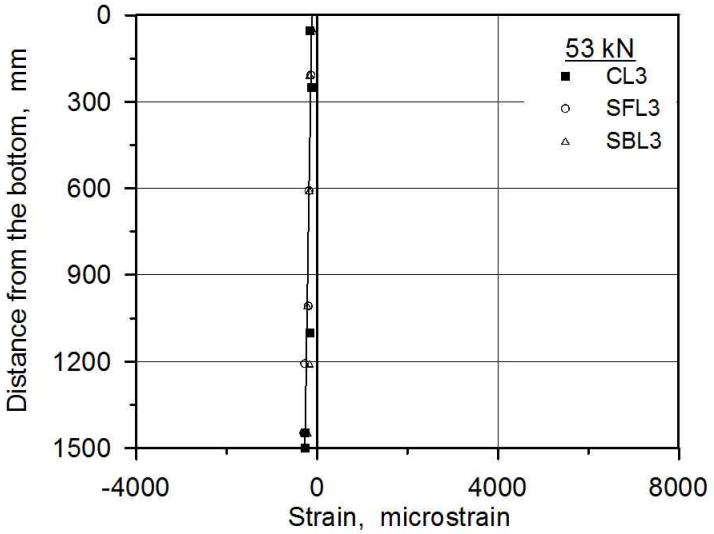

653 kN
CR3
SFR3
SBR3
Distance from the top fiber, mm
0
300
600
900
1200
1500
-4000
0
4000
8000
Strain, microstrain

(c)

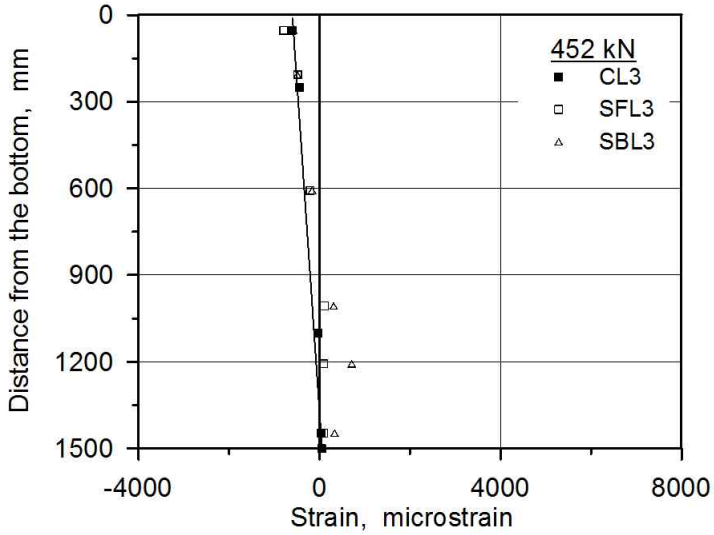


(d)

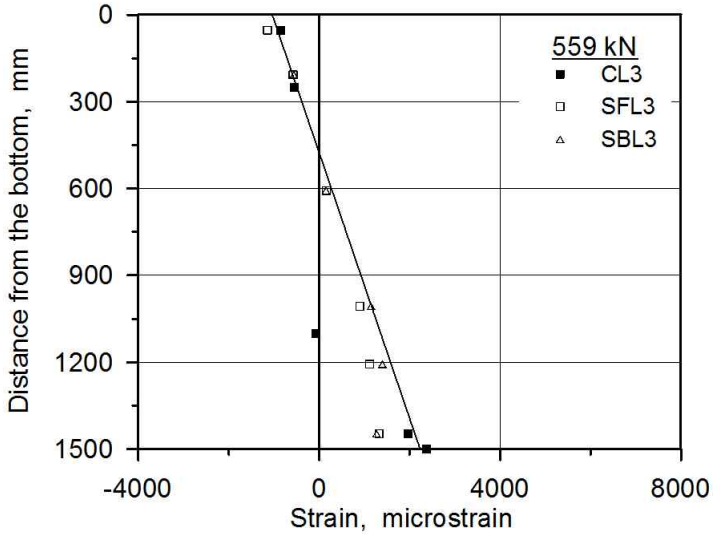
그림 5-33. 실험체 ND 우측 가력점의 단면 변형률



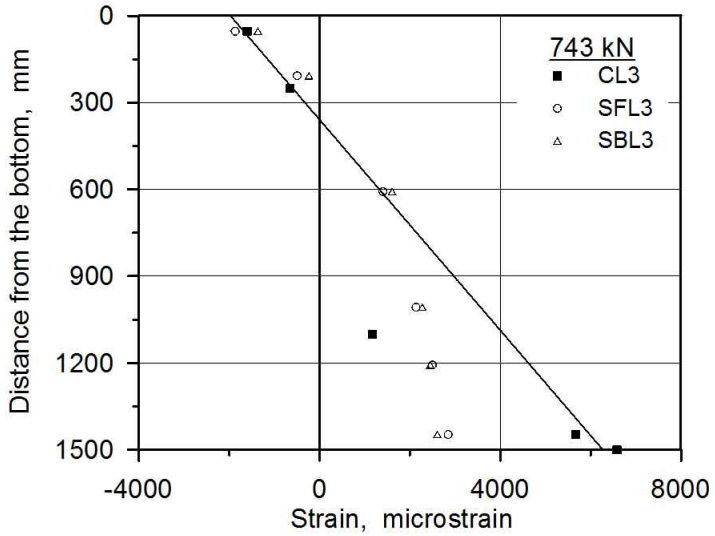
(a)



(b)

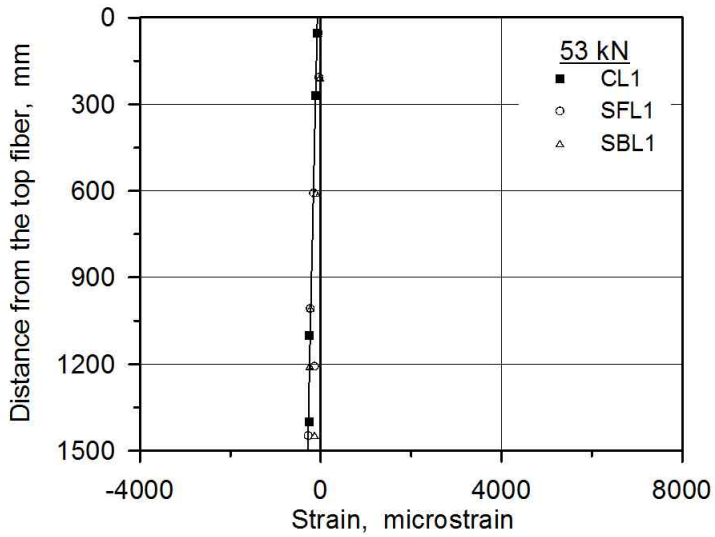


(c)

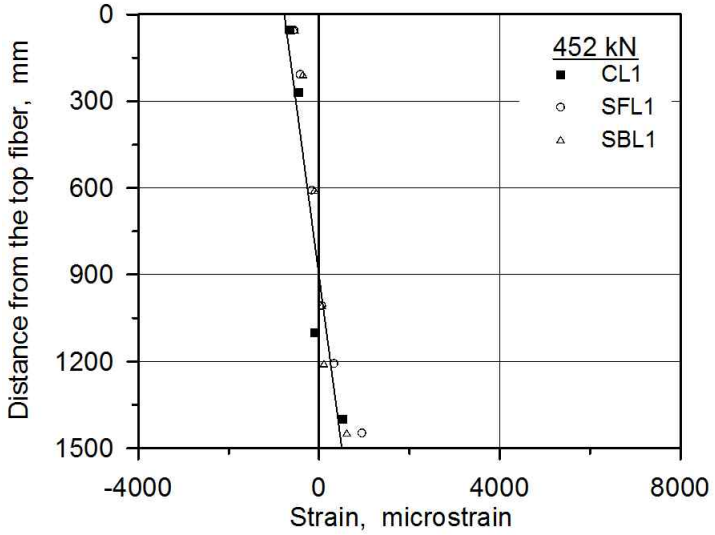


(d)

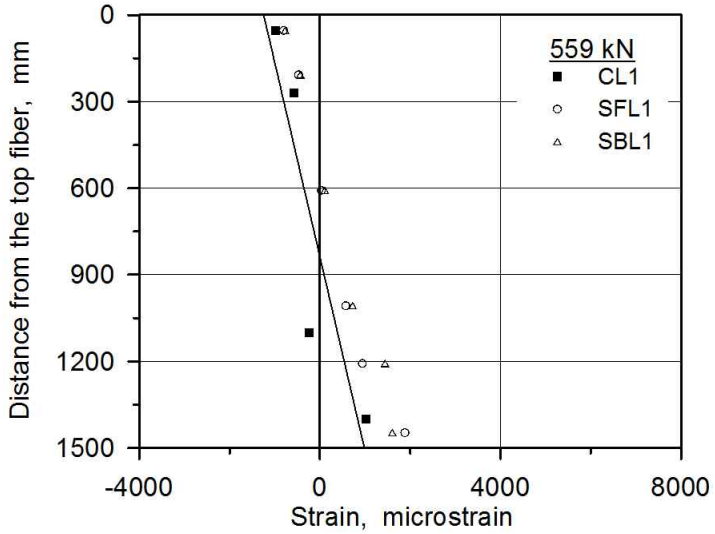
그림 5-34. 실험체 HD 좌측 가력점의 단면 변형률



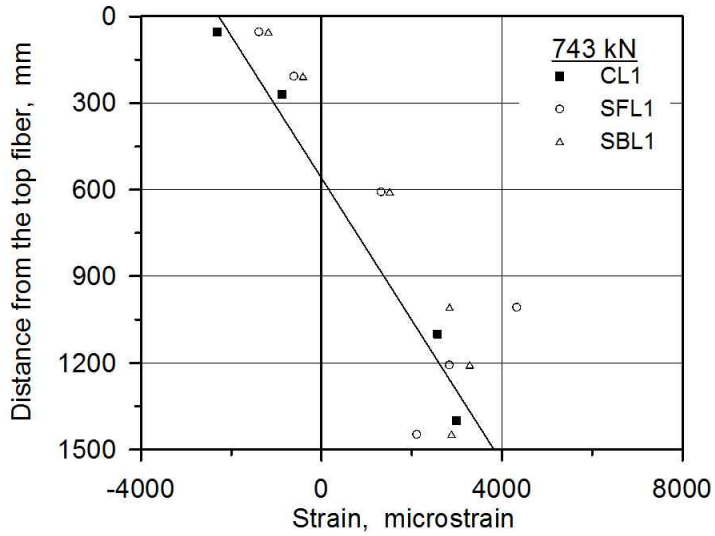
(a)



(b)

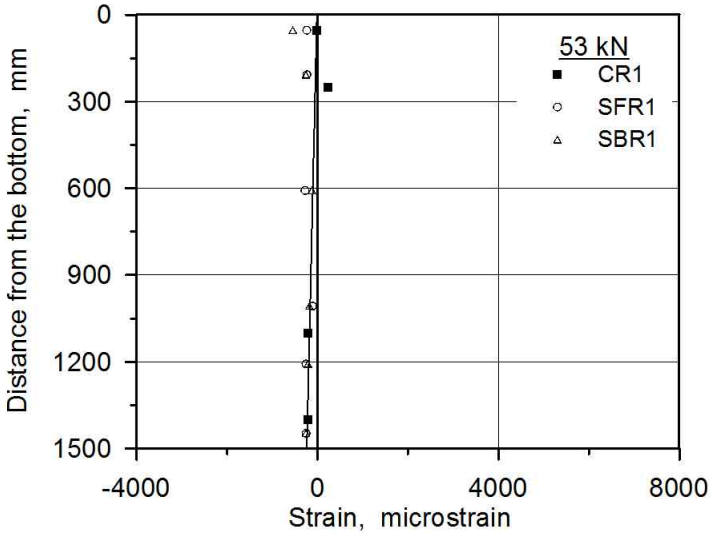


(c)

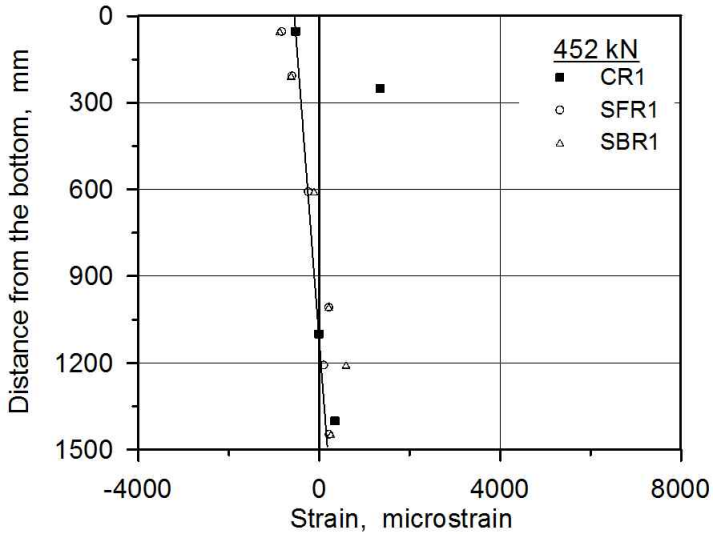


(d)

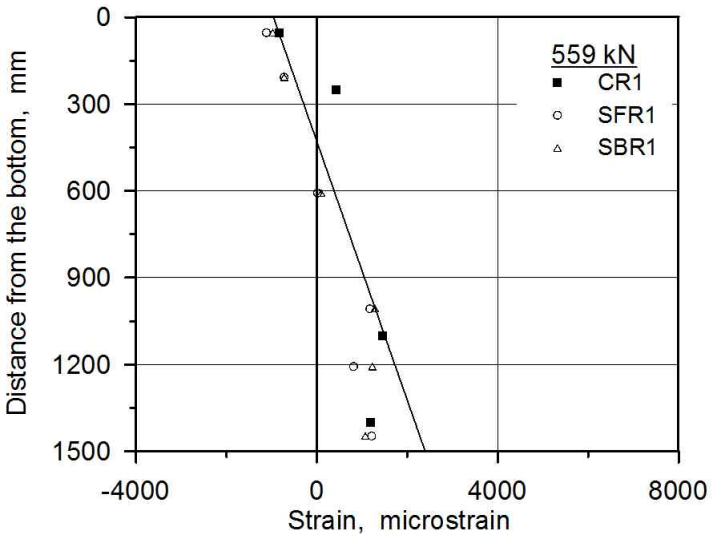
그림 5-35. 실험체 HD 좌측 1.5 m 단면 변형률


53 kN
CR1
SFR1
SBR1
Distance from the bottom, mm
0
300
600
900
1200
1500
-4000
0
4000
8000
Strain, microstrain

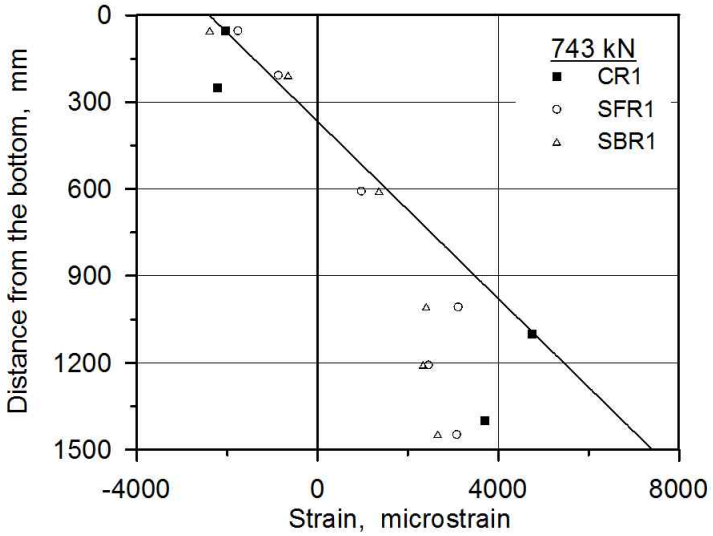
(a)


452 kN
CR1
SFR1
SBR1
Distance from the bottom, mm
0
300
600
900
1200
1500
-4000
0
4000
8000
Strain, microstrain

(b)

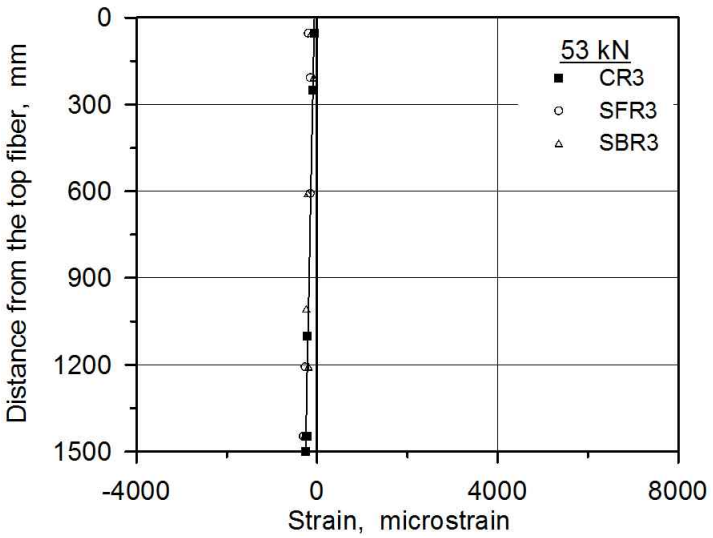

559 kN
CR1
SFR1
SBR1
Distance from the bottom, mm
0
300
600
900
1200
1500
-4000
0
4000
8000
Strain, microstrain

(c)

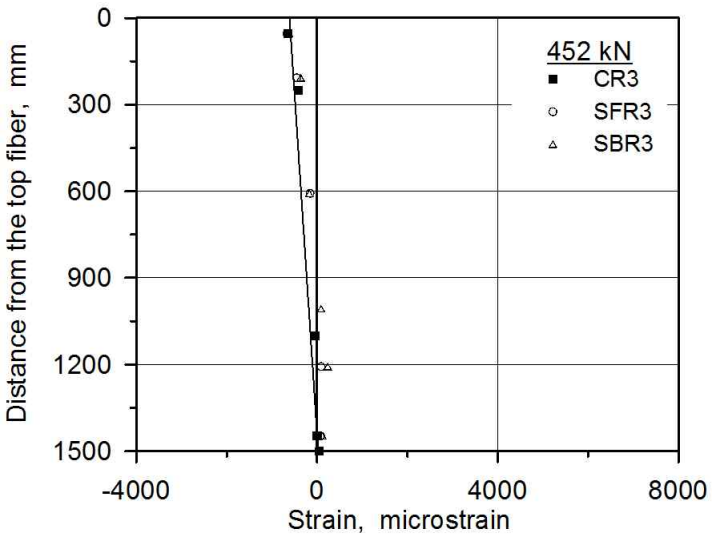


(d)

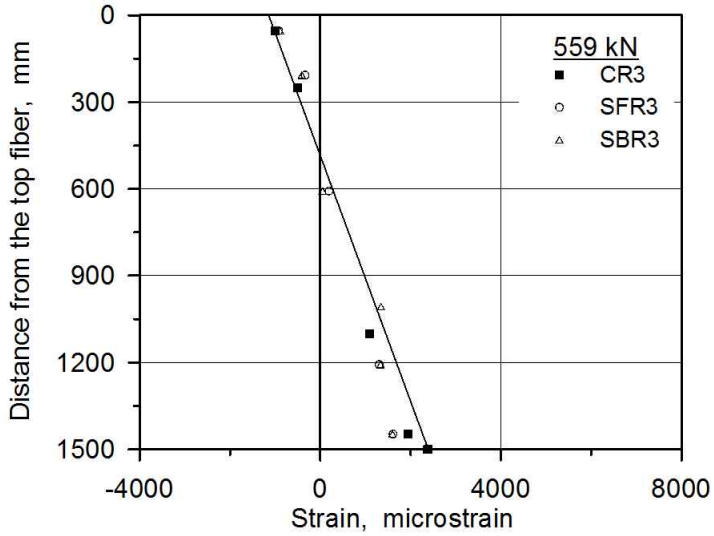
그림 5-36. 실험체 HD 우측 1.5 m 단면 변형률



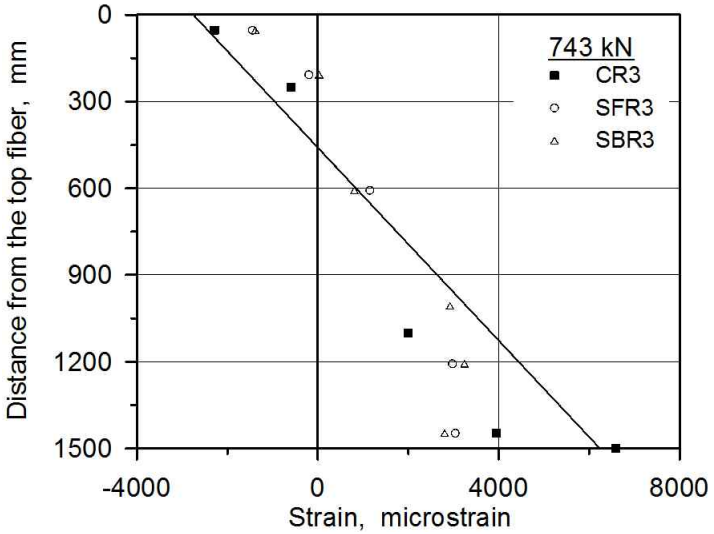
(a)



(b)

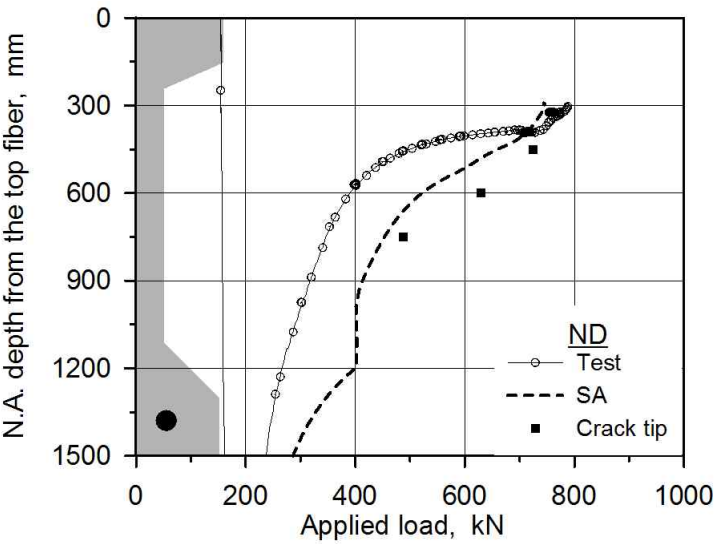


(c)

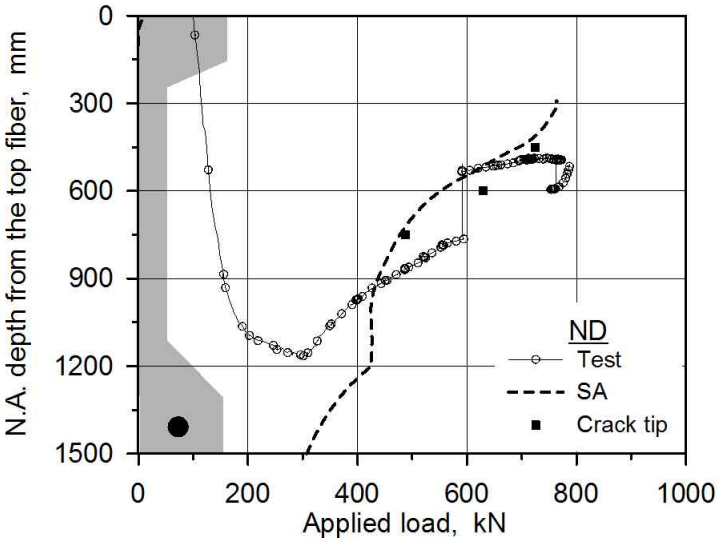


(d)

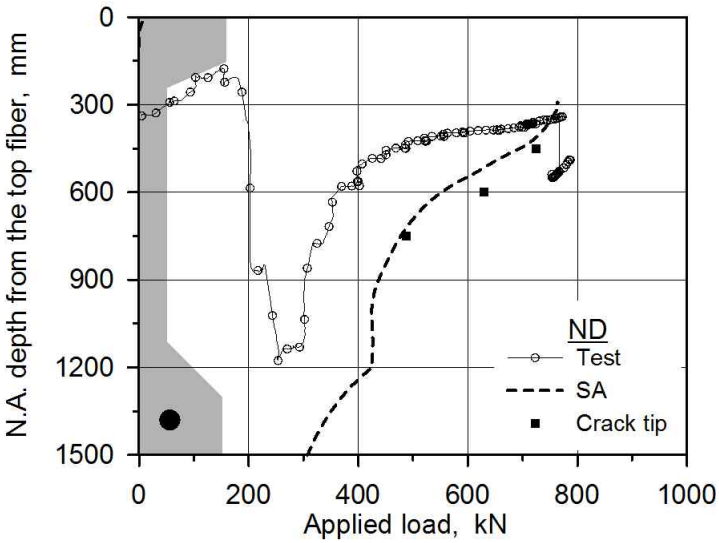
그림 5-37. 실험체 HD 우측 가력점 단면 변형률



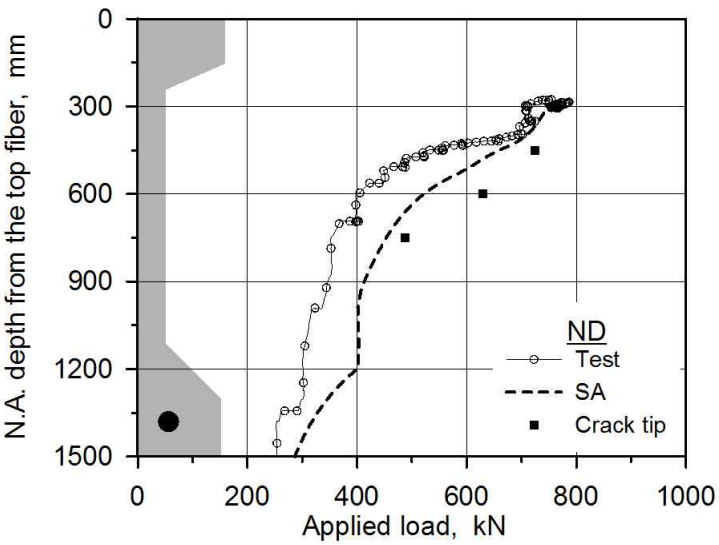
(a) 실험체 ND 좌측 가력점



(b) 실험체 ND 좌측 1.5 m 단면

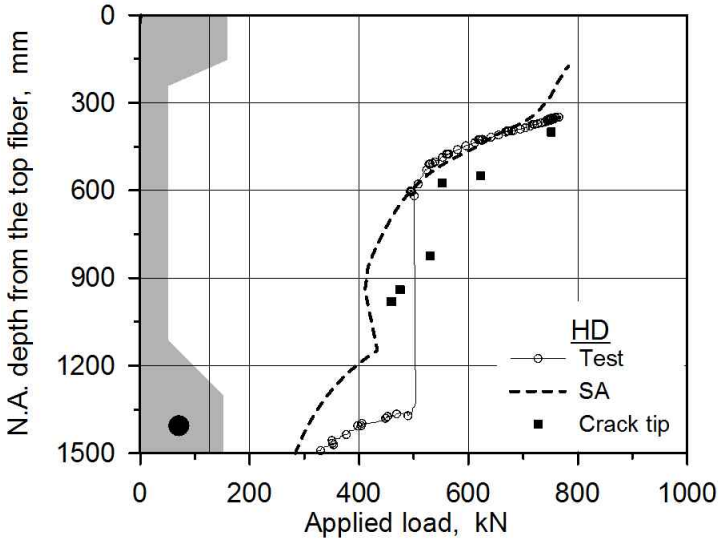


(c) 실험체 ND 우측 1.5 m 단면

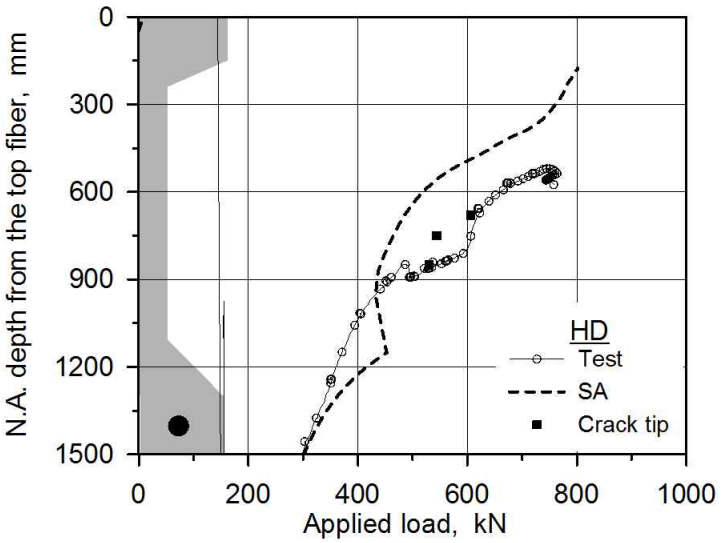


(d) 실험체 ND 우측 가력점

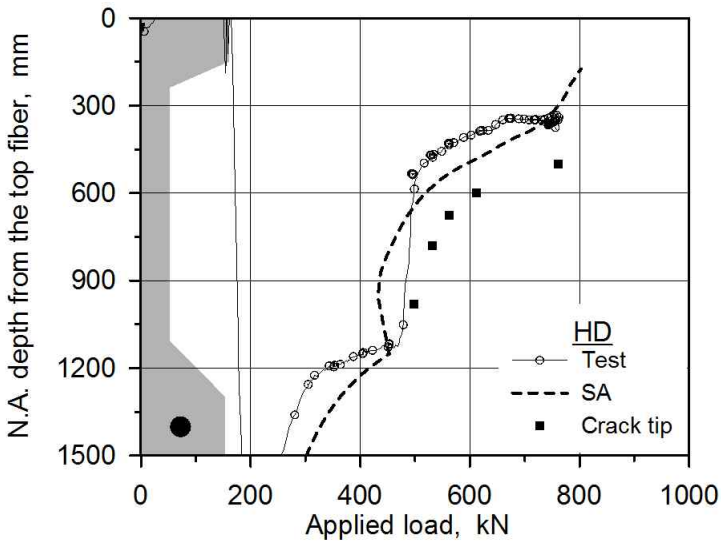
그림 5-38. 실험체 ND 중립축 깊이



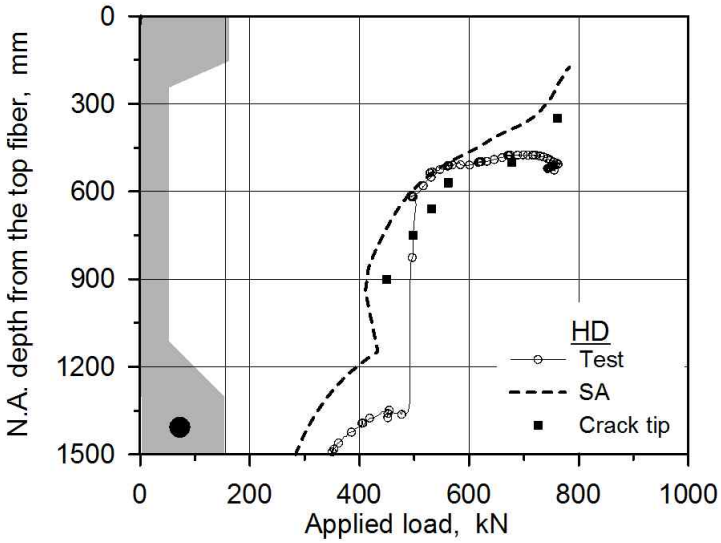
(a) 실험체 HD 좌측 가력점



(b) 실험체 HD 좌측 1.5 m 단면



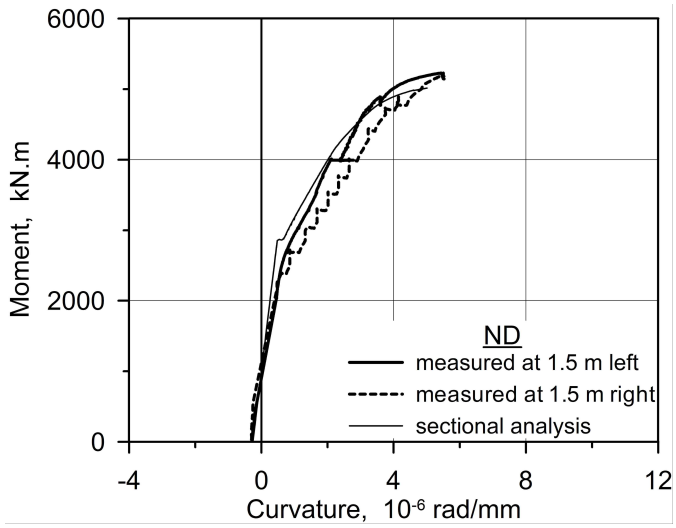
(c) 실험체 HD 우측 1.5 m 단면



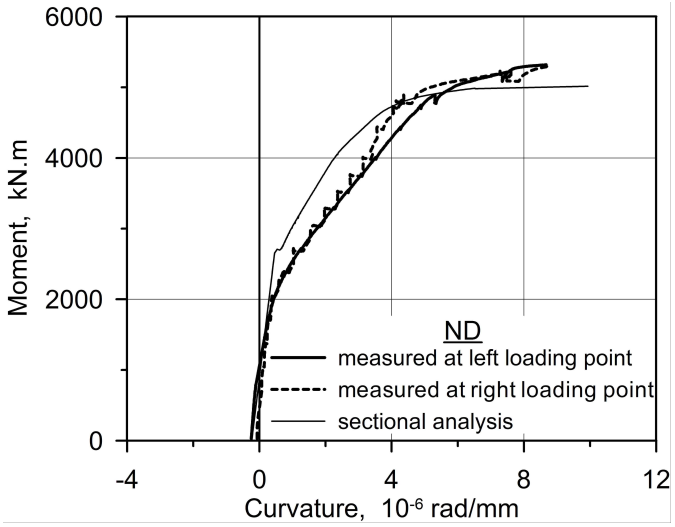
(d) 실험체 HD 우측 가력점

그림 5-39. 실험체 HD 중립축 깊이

구해진 곡률을 이용하여 각 단면의 모멘트-곡률 곡선을 구하여 그림 5-40에 나타내었다.



(a) 실험체 ND 좌우측 1.5 m 단면



(b) 실험체 ND 좌우측 가력점 단면

그림 5-40. 실험체 ND 모멘트-곡률 곡선

(3) 수치 해석

현재의 해석 모델이 실험체의 휨거동을 정확히 예측할 수 있는지를 확인하기 위해 수치 해석을 수행하였다. 본 연구에서는 유한요소모델과 단면해석 2가지의 수치 해석 모델을 채택하였다. 단면 해석은 손쉬운 방법이나 실험체 거동의 단순화를 위한 가정이 요구된다. 반대로 유한요소해석은 복잡하고 시간이 소요되나 높은 정확도의 해를 기대할 수 있다. 두 해석 모델에는 동일한 재료 모델을 적용하였다. 콘크리트 압축거동에는 Thorenfeldt et al. 모델[5-9]을, 인장거동에는 탄성-취성 파괴 모델을 사용하였다. 철근에 대해서는 400 MPa의 항복강도와 200,000 MPa의 탄성계수를 갖는 bilinear 모델을 적용하였다. 고강도 강연선은 실제 측정한 데이터를 이용하였다.

실험체의 유한요소모델은 상용 프로그램인 MIDAS FEA를 이용하여 생성하였다. 실험체의 구성요소인 콘크리트, 철근, 강연선, 가력판 및 지점판을 모두 모델링하였다. 실험체의 경계조건은 단순지지로 설정하였으며 2단계에 걸쳐 해석을 수행하였다. 첫 단계는 프리스트레싱 단계로 프리스트레스 힘과 자중을 가하였다. 프리스트레스 힘의 즉시 손실은 프로그램에 의해 자동으로 고려되었다. 두 번째 단계는 하중 단계로 실험체의 하중-처짐 곡선을 추적하기 위하여 arc-length 법을 사용하였다.

단면해석은 주어진 단면에서 변형률 적합 조건과 하중 평형 조건을 만족하는 곡률과 중립축의 깊이를 계산한다. 평면 유지 가정과 완전 부착 가정이 사용되었다. 단면 형상, 강연선의 도심, 프리스트레스 힘의 크기가 종방향으로 변화하므로 단면의 모멘트-곡률 곡선 또한 바뀌게 된다. 따라서 다수의 모멘트-곡률 곡선으로부터 하중-처짐 곡선을 계산하였다. 모멘트-곡률 곡선 및 하중-처짐 곡선의 계산에는 Newton-Raphson 법과 Crisfield의 constant arc-length 법[5-10]을 사용하였다.

그림 5-27은 유한요소해석과 단면해석의 결과 뿐만 아니라 설계기준을 따라 계산한 공칭휨강도를 보여주고 있다. P_n은 공칭휨강도를 전단경간으로 나눈 값이다. 모든 수치 해석 결과는 실험 결과를 잘 예측하였다. 이것은 그림 5-25~26, 38~39, 40에서 확인할 수 있듯이 긴장력 도입에 따른 강연선 변형률, 중립축의 깊이, 모멘트-곡률 곡선에서도 마찬가지이다.

(4) 설계기준과의 비교

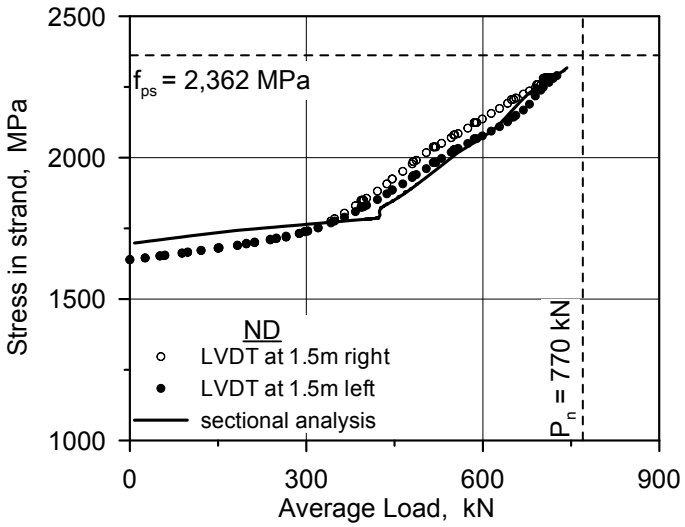
(가) 극한 상태에서 긴장재 응력의 추정

강연선은 항복 이후에도 응력이 지속적으로 증가하기 때문에 PSC 부재의 휨강도를 계산하기 위해서는 극한 상태에서 응력을 정확히 추정하는 것이 필수적이다. 현 설계기준[5-11]은 아래와 같이 부착된 긴장재의 극한 상태에서 응력 추정을 위한 간략식을 제시하고 있다.

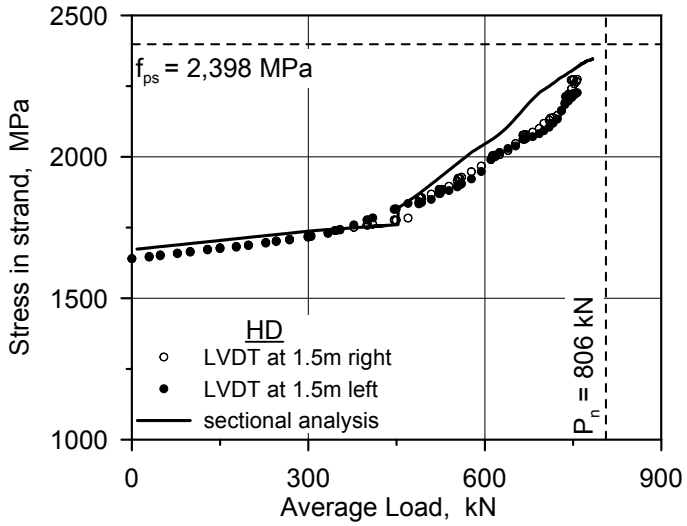
$$f_{ps} = f_{pu}\left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1}\left\{\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right\}\right] \tag{5-3}$$

여기서, f_{pu}는 긴장재의 공칭인장강도, γ_p는 긴장재 종류에 관한 계수, β_1는 등가사각형응력분포의 깊이와 중립축 깊이의 비에 관한 계수, d는 압축연단에서 철근의 도심까지의 거리, d_p는 압축연단에서 긴장재 도심까지의 거리, ω는 철근의 강재비, ω'는 긴장재의 강재비를 나타낸다. 식 (5-3)은 f_{se}가 f_{pu}의 절반 보다 크다면 상세 해석을 대신하여 사용할 수 있다. 이 식은 응력 이완 강선과 평균 압축강도 34 MPa인 사각형 단면의 보의 실험 결과로부터 유도된 이전의 간략식을 개선하기 위해 Mattock(1984)[5-12]이 제시한 것이다. 식 (5-3)은 1,860 MPa 강연선을 갖는 사각형 및 T형 보의 비선형 해석 결과를 근사하는 형태로 제시되었다. 그러므로 고강도 강연선을 갖는 부재에 대해서 검증이 필요하다.

그림 5-41은 실험체 ND와 HD의 중앙부에서 1.5 m 떨어진 단면의 강연선 도심에서 측정된 응력을 나타낸다. 식 (5-3)은에 의한 추정값은 수평선으로 표기하였다. 응력 f_{ps}는 극한 상태에서 정의되는 값이므로 공칭휨강도를 수직선으로 나타내었다. 식 (5-3)은의 계산시에는 일반 철근의 영향을 무시하였다. 단면해석에 의한 결과는 실선으로 표기하였다. 설계기준과 단면해석 모두 실험 결과를 잘 예측하고 있음을 알 수 있다.



(a) 실험체 ND 좌우측 1.5 m 단면



(b) 실험체 HD 좌우측 1.5 m 단면

그림 5-41. 강연선 응력 비교

(나) 극한 상태에서 연성 거동

PSC 부재의 설계에 있어, 설계 단면의 강도감소계수를 높게 적용할 수 있는 방식으로 연성 거동을 유도한다.[5-11] 강도감소계수는 순인장변형률의 함수로 표현되는데 순인장변형률은 부재가 휨강도에 도달하였을 때 인장 보강재의 변형률에서 유효 프리스트레스 힘, 크리프, 건조수축, 온도에 의한 변형률을 제외한 값이다. 설계 단면의 순인장변형률이 0.005 이상이면 이 단면은 인장지배단면으로 구분되며 가장 높은 0.85의 강도감소계수를 적용받는다. 반대로 설계 단면의 순인장변형률이 0.002 이하이면 이 단면은 압축지배단면으로 구분되며 0.60~0.65의 가장 낮은 강도감소계수를 적용받는다. 그림 5-42는 하중에 따라 실험체 ND 중앙부에서 1.5 m 떨어진 단면의 강연선 도심에서 측정한 변형률과 강연선 표면에 설치된 변형률 게이지로부터 측정한 변형률을 보여주고 있다. 전자는 평균 변형률, 후자는 국부 변형률로 말할 수 있다. 최대 하중에서 평균 변형률의 크기는 0.0068, 국부 변형률의 크기는 0.0128로 인장지배단면의 변형률 한계인 0.005를 크게 넘고 있다. 따라서 고강도 강연선을 적용한 실험체는 극한 상태에서 설계기준이 정한 연성 거동을 보임을 알 수 있다.

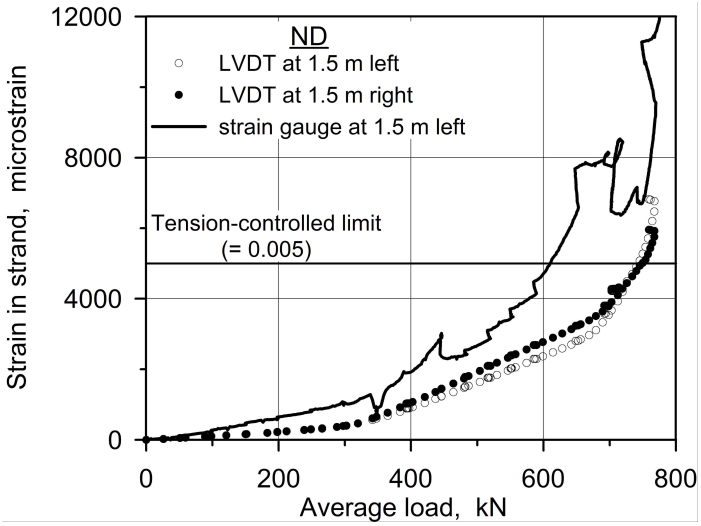


그림 5-42. 실험체 ND 강연선 변형률

(다) 균열폭

현 설계기준[5-11]은 인장 연단에 배치된 철근 간격을 조절함으로써 균열폭을 억제하는 간접적인 방식을 취하고 있다. 이 방법은 철근 간격과 균열폭의 관계를 유도한 Frosch(1999)[5-13]의 연구결과에 기반한 것이다. 이 관계식은 최대 균열폭의 크기를 일반 철근 콘크리트 부재의 경우 0.44 mm로 정하고 있다. PSC 부재의 경우 동일한 관계식을 사용하나 계산된 철근 간격의 2/3를 적용하도록 되어 있으므로 최대 균열폭이 0.29 mm로 제한되는 결과를 가져온다. 그림 5-43은 실험체 ND의 순수휨구간 내에서 측정된 균열폭을 보여주고 있다. 균열폭은 실험체 중앙부 좌측에서 630 mm와 2,098 mm, 중앙부 우측에서 950 mm와 2,390 mm 떨어진 단면에서 발생한 균열에 대하여 측정되었다. 사용하중은 공칭휨강도의 2/3에 해당하는 하중으로 가정하였다. 계수 2/3은 인장지배단면의 강도감소계수와 평균 하중계수의 비로 계산된 값이다. 사용하중에서 최대 균열폭은 0.345 mm, 평균 균열폭은 0.317 mm로 최대 균열폭 0.29 mm를 다소 초과하였다.

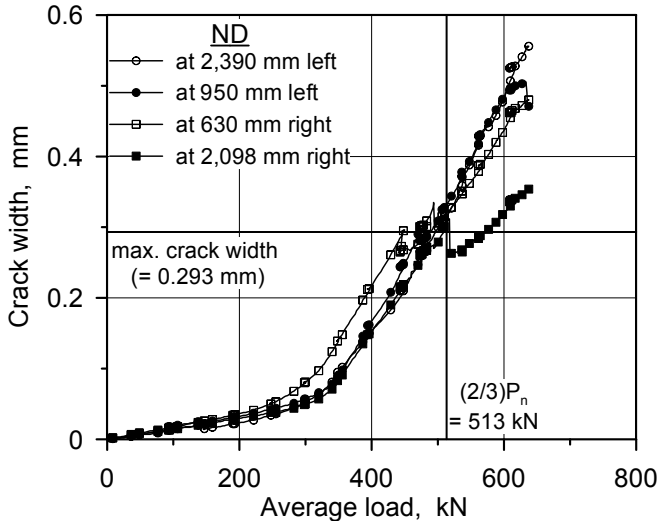
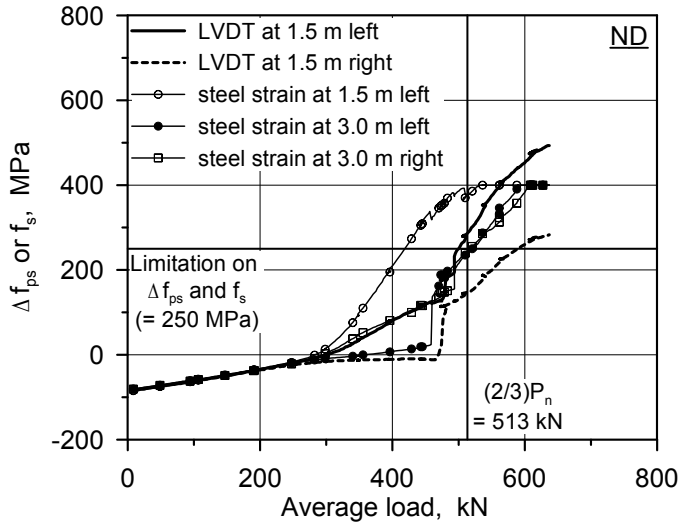
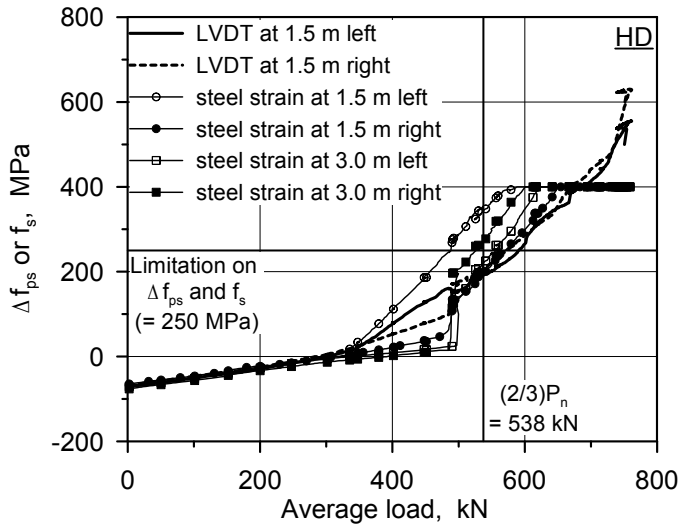


그림 5-43. 실험체 ND 균열폭

현 설계기준은 인장 연단의 철근 응력 또한 제한을 두고 있다. 철근의 경우 항복 응력의 2/3, 강연선의 경우 감압하중 이후부터 사용하중까지 응력 변화량이 250 MPa 이하여야 한다. 그림 5-44는 실험체 ND와 HD에 대하여 측정된 응력 변화량을 보여주고 있다. 긴장력 때문에 하중이 0일 때 응력값이 음수이며, 강연선의 응력이 0에 도달할 때 감압단계라고 할 수 있다. 사용하중에서 일부의 철근과 강연선의 응력 변화량은 설계기준의 제한값을 다소 초과하였다. 크게 초과한 값은 이미 이전 하중 단계에서 선행 균열이 생긴 경우이며 이를 제외하면 철근과 강연선의 응력 변화량은 154 ~ 304 MPa 이며 평균 변화량은 227 MPa이다. 따라서 대부분의 보강재는 설계기준을 만족하였으나 일부는 제한값을 초과하였다.



(a)



(b)

그림 5-44. 사용하중에서 보강재 응력

(5) 결론

고강도 강연선이 적용된 포스트텐션 PSC 부재의 휨실험을 통하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

1. 현 설계기준과 수치 해석법은 실험체의 휨거동을 잘 예측하였다. 현 설계기준의 긴장재 응력 추정 간략식과 이 식을 이용한 공칭휨강도의 계산은 실험 결과와 유사한 예측값을 주었다. 유한요소해석법과 단면해석법은 실험체의 하중-처짐 곡선과 모멘트-곡률 곡선을 잘 추정하였다.

2. 균열 양상은 사용된 강연선의 종류에 상관없이 모든 실험체에 대하여 유사하였다.

3. 실험체들은 연성 거동을 보였다. 실험체 HC는 큰 처짐 이후에 콘크리트 압괴로 파괴되었다. 실험체 ND의 경우 강연선 도심에서 측정한 평균 변형률은 인장지배단면의 변형률 한계를 초과하였다.

4. 측정된 균열폭의 대부분과 일부 보강재의 응력은 현 설계기준의 제한값을 다소 초과하였다. 그러나 현 설계기준의 수정이 요구될 정도로 초과한 것은 아니며 고강도 강연선의 구조물 적용에 크게 무리가 없을 것으로 판단된다.

다. 고강도 강연선 적용 프리텐션 부재 성능 실험

(1) 용어

(가) 전달길이(Transfer length)

프리텐션 보에서 전달 길이는 유효 프리스트레스 힘을 강연선에서 콘크리트로 모두 전달하는데 필요한 거리이다. 다시 말하면, 전달 길이는 강연선의 자유단에서부터 강연선의 응력이 유효 프리스트레스 힘에 도달하는 지점까지의 부착 길이이다. 이러한 전달 길이에 해당하는 콘크리트 영역을 전달 영역(transfer region)으로 정의한다. 이상적인 강연선 응력의 분포도를 그림 5-1에 나타내었다. 강연선의 응력은 자유단에서 0이며 전달 영역내에서 유효 프리스트레스 힘에 도달할 때까지 지속적으로 증가한다. 강연선 인장응력의 증가는 강연선을 구속하는 부착 응력에 의해 일어난다. 유효 프리스트레스 힘에 도달한 후 강연선의 응력은 길이 방향으로 일정하게 유지된다.

콘크리트와 강연선에 작용하는 힘은 길이 방향으로 모든 지점에서 평형상태를 이루어야 한다. 강연선의 인장력은 언제나 콘크리트의 압축력과 평형을 이루며 반대의 방향으로 작용해야 한다. 그러므로 강연선 변형률의 변화는 콘크리트 변형률의 변화와 동일한 형상을 가진다.

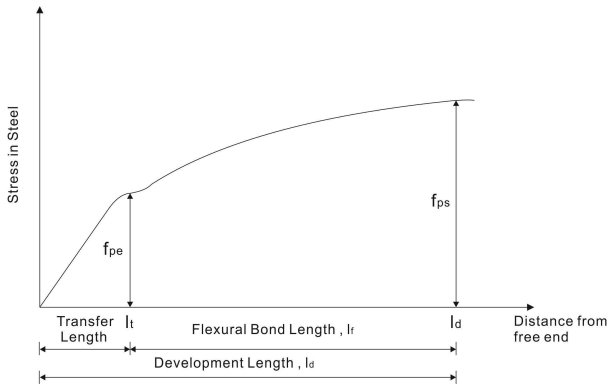


그림 5-45 프리텐션 부재에서 긴장재 응력의 변화

(나) 정착길이(Development length)

정착 길이는 부재에 작용하는 외력에 저항하기 위해 강연선을 정착시키는데 필요한 부착 길이이다. 강연선의 인장력이 증가함에 따라 강연선의 이동에 저항하는 추가의 부착 응력이 생성된다. 휨을 받는 일반적인 단순지지보를 생각해 보자. 강연선의 인장력은 외력에 의한 휨모멘트에 저항하기 위해 증가한다. 강연선의 인장력이 증가함에 따라 부착 응력 역시 증가해야 한다. 강연선의 하중 평형을 만족하기 위해 추가의 부착 응력은 강연선 인장력의 증가분과 같다. 만약 부착 응력이 강연선을 정착시켜 휨파괴가 일어난다면 강연선의 인장력은 충분히 발휘된 것으로 간주할 수 있다. 이 경우 강연선의 부착 길이는 정착 길이와 같거나 그 이상이다. 반대로 강연선이 콘크리트 속에서 이동한다면 강연선의 정착은 불충분하다고 말할 수 있으며 이 경우 강연선의 부착 길이는 정착 길이보다 작은 것이다.

(2) 전달 부착 메커니즘

(가) 부착의 구성요소

이 장에서는 강연선의 부착 거동을 이해하기 위한 토대로써 기본적인 부착 메커니즘 혹은 부착의 구성요소에 대해 설명한다. 일반적으로 부착은 작용 메커니즘에 따라 접착(adhesion), 호이어 효과(Hoyer effect), 기계적 맞물림(mechanical interlocking)으로 구분할 수 있다. 강연선과 콘크리트 사이의 부착 발현에 이 세 요소들이 관계된다고 여겨진다. 마찰은 여기서 따로 표기하지 않지만 호이어 효과와 기계적 맞물림에 기여하는 요소이다. 마찰이 없다면 호이어 효과에 의한 부착은 없으며 기계적 맞물림의 효과 또한 감소할 것이다.

(나) 접착(Adhesion)

콘크리트와 강연선 사이의 화학적 접착 혹은 시멘트 겔에 의한 접착을 의미한다. 접착은 직접 인장에 강하게 저항하지만 전단에 약하므로 강연선의 미끄러짐(slip) 발생시 쉽게 파괴된다. 한번 파괴되면 완전히 무효화되며 다시 회복되지 않는다. 이런 종류의 부착은 전달 영역의 내부 경계 부근에서 최소 교란 영역에 존재한다. 접착 두께는 매우 얇으며 미끄러짐에 대한 부착 응력은 그림 5-46에서 보는 바와 같이 강-취성적(rigid-brittle)이다. 접착은 어떤 특정 응력에 도달할 때까지 콘크리트에 대한 강연선의 변위를 효과적으로 막아주지만, 특정 응력 도달 후 접착은 파괴되고 접착에 의한 저항력은 0이 된다. 접착의 파괴는 항상 취성적이다. 강연선의 경우 접착의 파괴로 인한 부착 감소는 다른 메커니즘으로 대체된다.

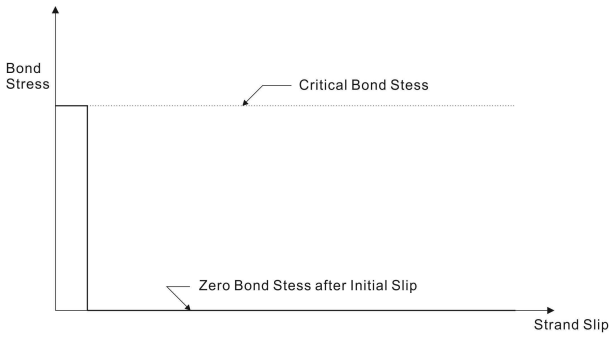


그림 5-2. 접착: 강-취성 거동

이러한 강-취성적인 거동 때문에 접착은 프리스트레스 힘을 전달하거나 외력에 저항하는 부착 발현에 거의 기여하지 못한다. 프리스트레스 힘 전달시 강연선은 콘크리트에 대하여 상대적인 미끄러짐을 일으킨다. 전달 영역은 강연선의 미끄러짐으로 규정지을 수 있다. 전달 길이는 강연선의 자유단에서부터 프리스트레스 힘 전달에 의한 강연선 변형률의 변화량이 콘크리트 변형률 변화량과 동일한 지점까지의 거리이며, 이 지점에서 콘크리트와 강연선 사이에 미끄러짐은 0이다.

외부 하중은 강연선이 콘크리트에서 인발될 때까지 강연선의 인장력을 증가시킨다. 정착 파괴는 부착 강도가 강연선의 증가된 인장력을 저항하는데 불충분하다는 것을 의미한다. 이때 강연선의 미끄러짐이 필연적으로 일어난다. 정착 길이 실험에서 강연선이 약간의 미끄러짐(0.025 ~ 0.127 mm)을 일으켰지만 보는 휨 성능을 모두 발휘한 사례가 많이 보고된 바 있다. 이 경우 거동은 휨 파괴와 부착 파괴를 섞은 것과 같다. 약간의 강연선 미끄러짐이 발생하더라도 완전한 부착 파괴를 유발하는 것은 아니며 보는 휨으로 파괴될 수 있다. 그러므로 접착은 강연선의 부착에 큰 기여를 하지 못한다고 할 수 있다.

(다) 호이어 효과(Hoyer effect)

호이어 효과는 프리스트레스 콘크리트에 대해 초창기 연구를 수행했던 E. Hoyer의 이름에서 유래했다. 이 당시 긴장재로 작은 지름의 매끈한 피아노 와이어를 사용했다. 1939년 Hoyer는 프리스트레스 힘을 콘크리트로 전달하는 메커니즘을 발견했다. 그는 이 메커니즘을 그의 이름을 따서 명명했다.

강연선이 긴장되면, 길이가 늘어나면서 Poisson 비에 따라 강연선의 지름이 감소한다. 이 상태에서 콘크리트가 강연선 주위에 타설된다. 프리스트레스 힘이 해방되는 순간, 강연선은 초기 프리스트레스 힘을 잃고 지름 방향으로 팽창하여 원래의 형태로 돌아가려고 한다. 강연선 주위의 콘크리트는 이 횡방향 팽창에 대해 저항하여 콘크리트와 강연선의 경계에 수직한 방향의 힘을 발생시킨다. 수직 힘은 다시 경계면에서 마찰력을 발생시키고 콘크리트에 대한 강연선의 상대적인 변형을 저지시킨다. 이에 따라 강연선은 구속되며 인장 상태로 유지된다. 호이어 효과를 아래 그림 5-47에 나타내었다. 호이어 효과는 쐐기 효과로 불려지기도 한다.

호이어 효과는 대부분 전달 영역에서만 작용한다. 프리텐션 보가 휨을 받을 때 강연선의 인장력은 작용 모멘트에 따라 증가하며, 이에 따라 강연선의 지름은 감소한다. 이 때문에 초기 연구자들은 전달 영역내에서 강연선의 인장 응력이 증가하면 강연선의 정착이 파괴될 것이라고 생각했다. Hanson과 Karr(1959)[5-14]는 사각형 단면의 보에 대하여 일련의 정착 길이 실험을 수행했다. 그들은 보가 하중을 받으면 부착 응력의 파동이 최대 모멘트 작용점에서부터 정착 영역으로 전파된다고 이론을 세웠다. 만약 부착 응력의 파동이 전달 영역에 도달하면 이후의 강연선의 인장력 증가는 호이어 효과를 무용으로 만들어 강연선의 지름을 감소시킨다. 또한 강연선이 인발에 저항하지 못하여 정착 파괴가 일어날 것으로 보았다.

해당 실험에서 이 현상은 관측되었다. 실제로 강연선의 인장력 증가는 균열 발생 지점에서 일어난다. 균열이 형성되면 콘크리트와 분담하던 인장력을 강연선 단독으로 부담하여야 한다. 강연선 인장력의 국지적 증가는 인장력을 강연선에서 균열 양쪽의 콘크리트로 재분배시켜 부착 응력을 증가시킨다.

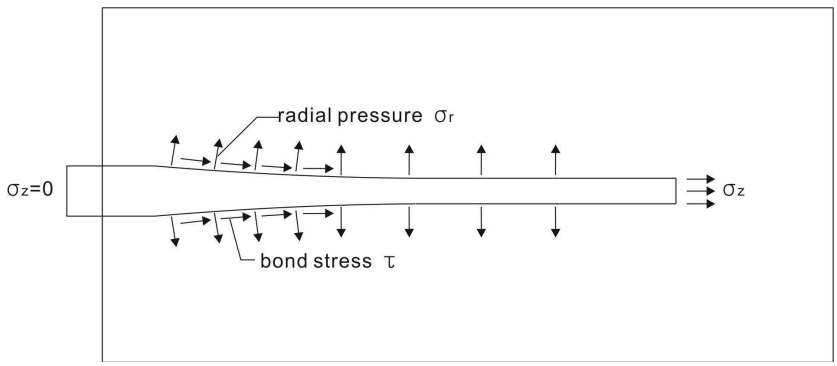


그림 5-47. 호이어 효과에 의한 쐐기 작용

(라) 기계적 맞물림(Mechanical interlocking)

콘크리트가 7연선 주위로 타설되면 콘크리트는 강연선 주위로 관을 형성한다. 경화된 콘크리트는 7연선의 형상을 닮게 된다. 콘크리트는 강연선을 완전히 둘러싸 개별 와이어 사이의 좁은 틈을 메운다. 만약 강연선이 뒤틀리지 않고 콘크리트에서 인발된다면 강연선의 외측 와이어에 닿는 콘크리트가 이에 저항할 것이다. 이러한 저항을 기계적 맞물림이라고 한다.

7연선에서 6가닥의 외측 와이어는 중앙의 단일 와이어를 나선 형태로 감싸고 있다. 외측 와

이어의 피치(pitch)는 제조사마다 다르지만 그 차이는 작다. 12.7 mm 강연선의 피치는 꼬임각이 약 9°일 경우 약 190.5 mm 정도이다. 나선으로 감긴 형태는 강연선의 기계적 맞물림을 발현하는데 필요한 형상을 만들어 낸다. 외부 하중으로 강연선에 추가 인장력이 가해질 때, 외측 와이어의 맞물림으로 콘크리트 변형에 대한 반력이 발생하여 강연선의 상대적 이동에 저항한다. 이 효과를 그림 5-48에 나타내었다. 강연선의 나선 형태는 일반 철근의 마디와 유사하다. 만약 뒤틀림이 구속되어 있다면 콘크리트와 강연선 사이의 부착은 철근의 인발과 다소 유사하게 거동하게 된다.

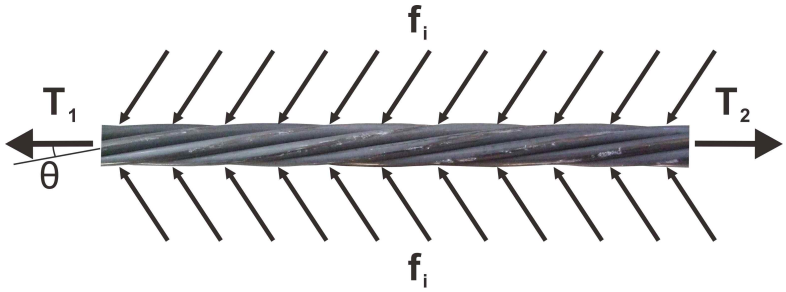


그림 5-48. 기계적 맞물림

기계적 맞물림은 특히 균열 발생 구간에서 휨 부착에 가장 크게 기여하는 요소이다. 휨 균열이 발생하면 강연선의 적합조건을 만족하기 위해 균열 양쪽의 짧은 구간에서 강연선의 미끄러짐이 일어나야 한다. 미끄러짐이 발생하는 순간 콘크리트와 맞물린 외측 와이어의 반력이 기계적 맞물림을 활성화시킨다. 균열 주위에서 기계적 맞물림에 의한 부착 응력이 매우 클 수 있다. 균열에 인접한 콘크리트에서 부착 응력의 이상적인 분포를 그림 5-49에 나타내었다. 휨 부착 응력은 강연선 응력의 변화 때문에 발생한다. 균열 위치에서 강연선 응력의 증가는 부착 응력의 절대값이 높다는 것을 의미한다. 부착 응력(u_b)는 다음 식과 같이 주어진다.

$$u_b \propto \frac{d}{dx}(steel\ \ stress) \tag{5-4}$$

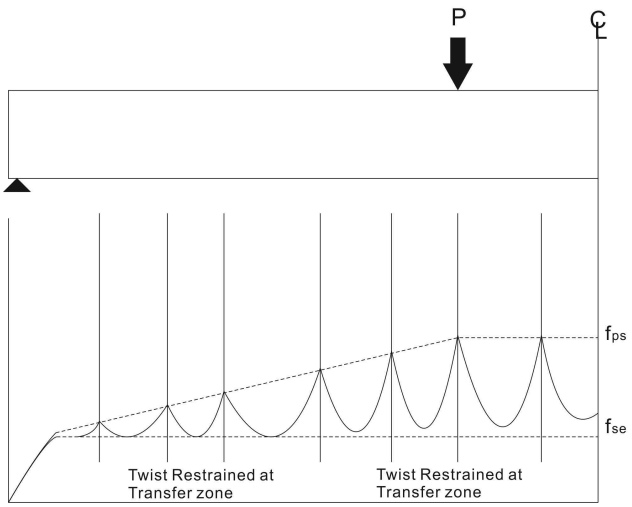


그림 5-49. 균열이 생긴 프리텐션 보의 긴장재 응력

실험에서 잘 분산된 균열 양상이 이를 증명한다. 기계적 맞물림의 효과는 강연선의 뒤틀림

구속이라는 조건이 매우 중요하다. 뒤틀림이 구속되어 있지 않으면 강연선은 콘크리트를 지나며 간단히 회전할 수 있고 이에 따라 기계적 맞물림은 아무런 효과를 발휘하지 못한다. 초기 연구자들은 강연선의 뒤틀림 때문에 기계적 맞물림의 효과를 과소평가했다.

Stocker와 Sozen(1971)[5-15]은 강연선의 부착 메커니즘을 밝히기 위해 일련의 인발 실험을 수행했다. 실험체의 일부는 뒤틀림을 구속하였고 일부는 뒤틀림을 허용했다. 구속된 강연선의 인발에 더 큰 힘이 필요할 것으로 예측하였으나 두 종류의 실험체 사이에 인발 강도는 큰 차이가 없었다. 이 실험 결과에 기초하여 현 설계기준은 기계적 맞물림에 의한 부착 응력을 무시하였다.

그러나 이러한 모순은 실험 세팅의 문제 때문에 일어났다. 강연선의 긴 자유단 길이(인접 콘크리트에 구속되지 않는 강연선)는 단위 길이당 뒤틀림 각을 실제 보다 매우 작게 만들었다. 강연선이 콘크리트로 진입하는 지점에서 수십~수백 밀리미터 떨어진 곳부터 강연선이 구속되었다. 결과적으로 뒤틀림을 구속하기 위한 뒤틀림 모멘트의 크기는 실제 보 보다 크게 작아졌고 기계적 맞물림의 효과는 거의 사라졌다.

실제 프리텐션 콘크리트 부재에서 강연선의 자유단 길이는 균열 폭과 정확히 일치한다. 균열이 생성될 때 강연선은 균열을 가로질러 인장된다. 뒤틀림은 균열에 인접한 강연선에 작용하는 접착과 맞물림의 합력으로 구속된다. 실제 구조물에서 부착 응력은 인발 실험에서 결정되는 부착 응력 보다 훨씬 클 수 있다.

(3) 전달길이 산정식

(가) ACI 318-11[5-11]

7연선은 위험 단면에서 아래 식 이상의 거리로 부착되어야 한다.

$$l_d = \left(\frac{f_{se}}{21}\right)d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{7}\right)d_b \tag{5-5}$$

여기서 l_d는 정착 길이, f_{se}는 시간적 손실 발생 이후 유효 프리스트레스 응력, d_b는 강연선 지름, f_{ps}는 단면이 휨강도에 도달할 때 강연선의 응력이다. 위 식의 첫 번째 항은 전달 길이를 나타낸다. 이 식은 1963년 처음 도입되었으며 현재까지 수정없이 유지되고 있다. AASHTO LRFD와 콘크리트구조기준에서도 동일한 식을 사용하고 있다.

(나) Eurocode2[5-16]

전달 길이 l_{pt}의 기본값은 아래의 식으로 계산한다.

$$l_{pt} = \frac{\alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0}}{f_{bpt}} \tag{5-6}$$

여기서, α_1은 프리스트레스 도입 방식에 대한 계수로 점차적인 도입시 1.0, 순간적인 도입시 1.25를 사용한다. α_2는 긴장재 형상에 대한 계수로 원형 단면의 긴장재는 0.25, 3연선과 7연선은 0.19를 사용한다. ϕ는 긴장재의 공칭 지름, σ_{pm0}는 프리스트레스 도입 직후 강연선의 응력이다. f_{bpt}는 전달 부착에 작용하는 부착응력으로 다음과 같이 계산한다.

$$f_{bpt} = \eta_{p1}\eta_1 f_{ctd}(t) \tag{5-7}$$

여기서, η_{p1}은 프리스트레스 도입시 긴장재의 종류와 부착 상황을 고려하는 계수로 인덴티드 와이어(indented wire)에 대해서 2.7, 3연선과 7연선에 대하여 3.2를 사용한다. η_1은 부착 조건에 대한 계수로 부착이 양호할 때 1.0, 그렇지 않으면 0.7을 사용한다. $f_{ctd}(t)$는 프리스트레스 도입시 콘크리트의 설계 인장 강도이다.

전달 길이의 설계값은 다음과 같이 위의 기본값에 계수를 곱하여 결정한다. 두 값 중 각 설계 상황에서 불리한 값을 선택한다.

$$l_{pt1} = 0.8 l_{pt} \text{ or } l_{pt2} = 1.2 l_{pt} \tag{5-8}$$

한편 정착 길이는 다음 식으로 계산한다.

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \phi \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}}{f_{bpd}} \tag{5-9}$$

여기서, σ_{pd}는 정착부에서 균열 단면으로 계산한 강연선의 응력, $\sigma_{pm\infty}$는 모든 손실이 일어난 후 프리스트레스 응력의 크기이다. f_{bpd}는 극한 한계상태에서 정착을 위한 부착 강도로 아래의 식으로 계산한다.

$$f_{bpd} = \eta_{p2}\eta_1 f_{ctd} \tag{5-10}$$

η_{p2}는 정착시 긴장재의 종류와 부착 상황을 고려하는 계수로 인덴티드 와이어(indented wire)에 대해서 1.4, 3연선과 7연선에 대하여 1.2를 사용한다.

(다) Zia and Mostafa(1977)[5-17]

Zia and Mostafa는 기존 연구 결과를 선형 회귀 분석하여 전달 길이(l_t)와 휨부착 길이(l_{fb})에 대한 계산식을 다음과 같이 제안하였다.

$$l_t = \alpha \frac{f_\pi d_b}{f'_{ci}} - \beta \tag{5-11}$$

$$l_{fb} = 0.181\left(f_{pu} - f_{se}\right) d_b \tag{5-12}$$

여기서, α와 β는 프리스트레스 힘 도입 방식에 따라 점진적인 도입일 경우 각각 1.5와 117, 순간적인 도입일 경우 1.3과 58을 사용한다. f_{pu}는 강연선의 인장 강도이다.

지름이 작은 긴장재의 경우 위의 식은 ACI와 유사한 결과를 주지만 큰 직경의 경우 더 보수적인 결과를 준다. 저자들은 ACI 결과를 25% 더 증가시켜야 한다고 제안하였다.

(라) Cousins, Johnston, and Zia(1990)[5-18]

저자들은 Guyon의 부착 응력 모델을 활용하여 전달 길이와 정착 길이에 대한 계산식을 제시하였다. Guyon의 부착 응력 모델은 (1) 콘크리트에 대한 강연선의 소량의 변위는 미끄러짐에 비례한다 (2) 비례 구간의 종료후 부착 응력은 최대값 혹은 항복값을 유지한다는 가정하에 유도되었다. 이 가정을 차용하여 저자들은 그림 5-50과 같이 전달 영역을 강연선의 변위가 미끄러짐에 비례하는 탄성 구간과 부착 응력이 일정한 소성 구간으로 나누었다. 전달 길이는 이 2구간의 길이의 합으로 다음과 같이 주어진다.

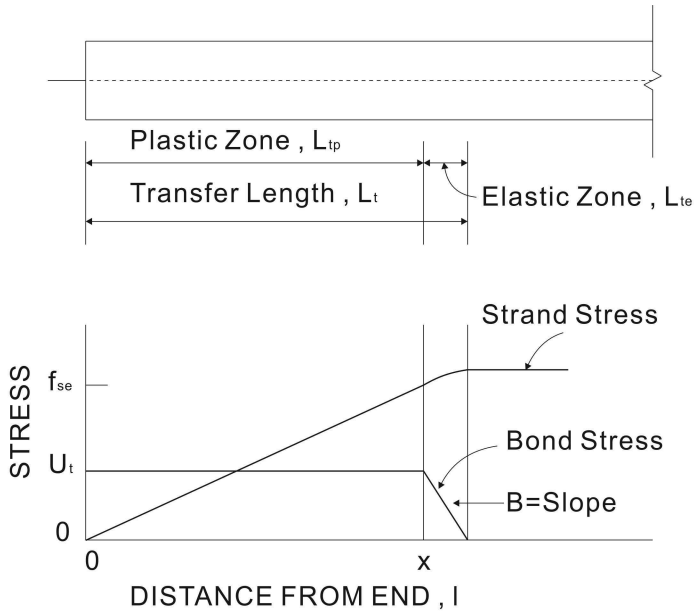


그림 5-50. Cousins et al. 전달길이 모델의 가정

$$l_t = \frac{U_t' \sqrt{f_{ci}'}}{2B} + \frac{f_{se} A_p}{\pi d_b U_t' \sqrt{f_{ci}'}} \tag{5-13}$$

여기서, f_{ci}'는 프리스트레스 힘이 도입될 때 압축강도, $U_t' = U_t / \sqrt{f_{ci}'}$으로 U_t는 소성 구간의 전달 부착 응력이다. B는 탄성 구간의 기울기로 부착 계수이다. U_t과 B는 실험적으로 결정된다. A_p는 강연선의 단면적이다.

휨부착 구간 역시 탄성 구간과 소성 구간으로 나누어 질 수 있으나 대부분은 소성 구간이 차지한다고 가정한다. 이는 실험 데이터의 관측으로 뒷받침될 수 있다. 따라서 휨부착 길이는 다음 식과 같이 주어진다.

$$l_{fb} = \frac{(f_{ps} - f_{se}) A_p}{\pi d_b U_d' \sqrt{f_c'}} \tag{5-14}$$

여기서, U_d'은 정착을 위한 소성 부착 응력(U_d)과 $\sqrt{f_{ci}'}$의 곱으로 주어지는 특성값으로 실험적으로 결정된다.

(마) Mitchell, Cook, Khan, and Tham(1993)[5-19]

저자들은 콘크리트 압축강도와 강연선 지름을 실험 변수로 하여 전달 길이와 정착 길이에 대하여 실험을 수행하고 계산식을 다음과 같이 제시하였다. 제시된 식은 ACI 식을 기반으로 하여 콘크리트 압축강도의 영향을 반영하였다.

$$l_t = 0.0048 f_{pi} d_b \sqrt{\frac{20}{f_{ci}'}} \tag{5-15}$$

$$l_{fb} = 0.145(f_{ps} - f_{se}) d_b \sqrt{\frac{30}{f_c'}} \tag{5-16}$$

(4) 실험 내용

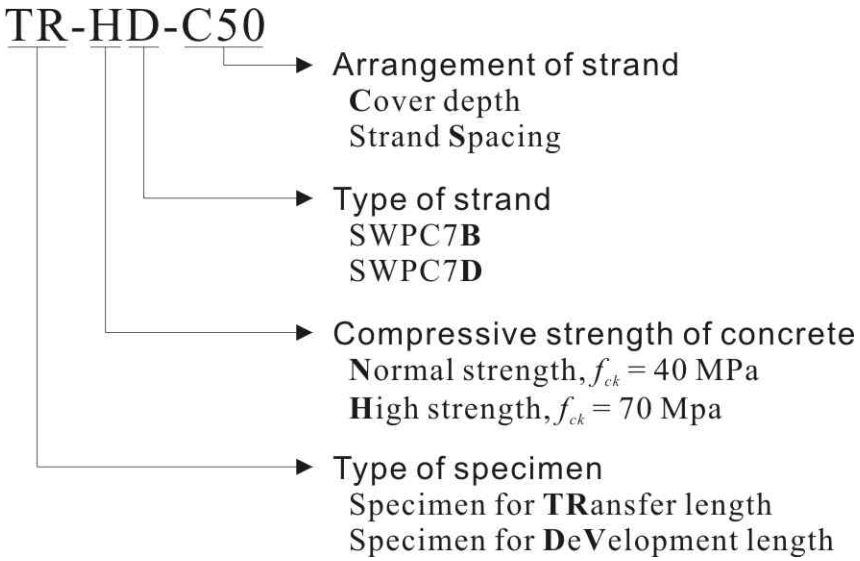
(가) 실험 변수

프리텐션 부재 실험은 2종류로 나뉘어 진행되었다. 첫 번째는 전달길이 실험이고 두 번째는 정착길이 실험이다. 전달길이 실험 변수는 총 4가지로 변수명과 변수값을 표 5-11에 나타내었다. 콘크리트 압축강도는 40 MPa와 70 MPa로 선정하였다. 40 MPa는 현재 PSC 거더 제작시 흔히 사용되는 압축강도이다. 고강도 강연선의 사용과 함께 고강도 콘크리트의 사용도 높아질 것으로 예상되므로 70 MPa도 실험 변수로 선정하였다. 강연선은 고강도 강연선 중 가장 인장강도가 높은 2,400 MPa급 강연선(SWPC7DL)을 주요 변수로 선정하였으며 이와 비교를 위하여 현재 일반적으로 사용되는 1,860 MPa(SWPC7BL)급 강연선을 포함하였다. 1,860 MPa급 강연선을 적용한 실험체는 각 콘크리트 압축강도마다 하나씩 총 2개가 제작되었다. 피복두께는 고강도 강연선을 사용할 경우 현재의 설계기준이 충분한지 살펴보고자 하였다. 콘크리트 압축강도 40 MPa 콘크리트에 대해서는 현 콘크리트구조기준이 제시하고 있는 40 mm(흙에 접하거나 옥외의 공기에 직접 노출되는 프리스트레스트 콘크리트 중 벽체, 슬래브, 장선 구조를 제외한 부재, 옥외의 공기나 흙에 직접 접하지 않는 프리스트레스트 콘크리트 중 보, 기둥의 주철근)를 기준으로 이보다 증가한 50 mm, 60 mm 피복두께를 실험 변수로 선정하였다. 콘크리트 압축강도 70 MPa에 대해서는 40 MPa 콘크리트 보다 피복두께를 줄일 수 있을 것으로 예상하여 30, 40, 50 mm의 피복두께를 실험하고자 하였다. 강연선 간격 역시 현 설계기준이 제시하고 있는 50 mm를 기준으로 표 5-11과 같이 실험 변수를 선정하였다. 정착길이는 충분한 콘크리트 구속력을 갖는 조건에서 콘크리트 압축강도와 강연선 인장강도만을 실험 변수로 하였다. 정착길이 실험 변수는 콘크리트 압축강도로 정착길이 실험 변수와 동일하게 40 MPa와 70 MPa로 선정하였다.

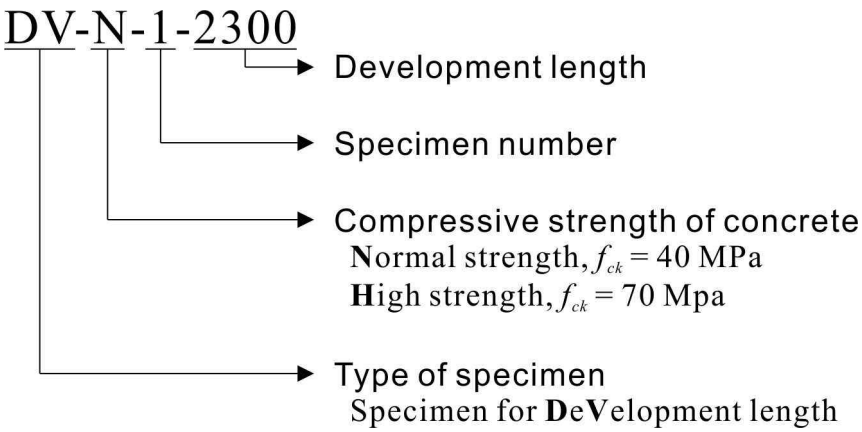
실험체명은 그림 5-51에 표시된 바와 같이 정하였다. 첫 두 알파벳은 전달길이 실험체(TR)과 정착길이 실험체(DV)를 구분한다. 전달길이 실험체명 중간의 두 알파벳 중 첫 번째와 정착길이 실험체명 두 번째 알파벳은 콘크리트 압축강도에 따른 구분을 나타내며 40 MPa 콘크리트는 N, 70 MPa 콘크리트는 H로 표기한다. 전달길이 실험체명 중간의 두 번째 알파벳은 강연선 인장강도이며 B는 SWPC7B, D는 SWPC7D로 나타낸다. 전달길이 실험체명 마지막 알파벳과 숫자는 강연선 배치를 의미한다. C는 최소 피복두께, S는 강연선 간격이다. 예를 들어 C50이라면 피복두께가 50 mm임을 나타낸다. 정착길이 실험체명 세 번째 알파벳은 동일 실험체를 구분하기 위한 번호이며, 마지막 알파벳은 지점에서부터 가력점까지의 거리를 나타낸다. 이 거리는 강연선의 묻힘길이와 같다.

표 5-11. 프리텐션 부재 실험 변수

구분	번호	변수명		변수값
전달길이	1	콘크리트 압축강도 (MPa)		40, 70
	2	강연선 인장강도 (MPa)		1,860, 2,400
	3	피복두께 (mm)	f_{ck} = 40 MPa	40, 50, 60
			f_{ck} = 70 MPa	30, 40, 50
	4	강연선 간격 (mm)	f_{ck} = 40 MPa	40, 50, 60
			f_{ck} = 70 MPa	50, 60, 70
정착길이	1	콘크리트 압축강도 (MPa)		40, 70
	2	강연선 인장강도 (MPa)		2,400



(a) 전달길이 부재 실험체명

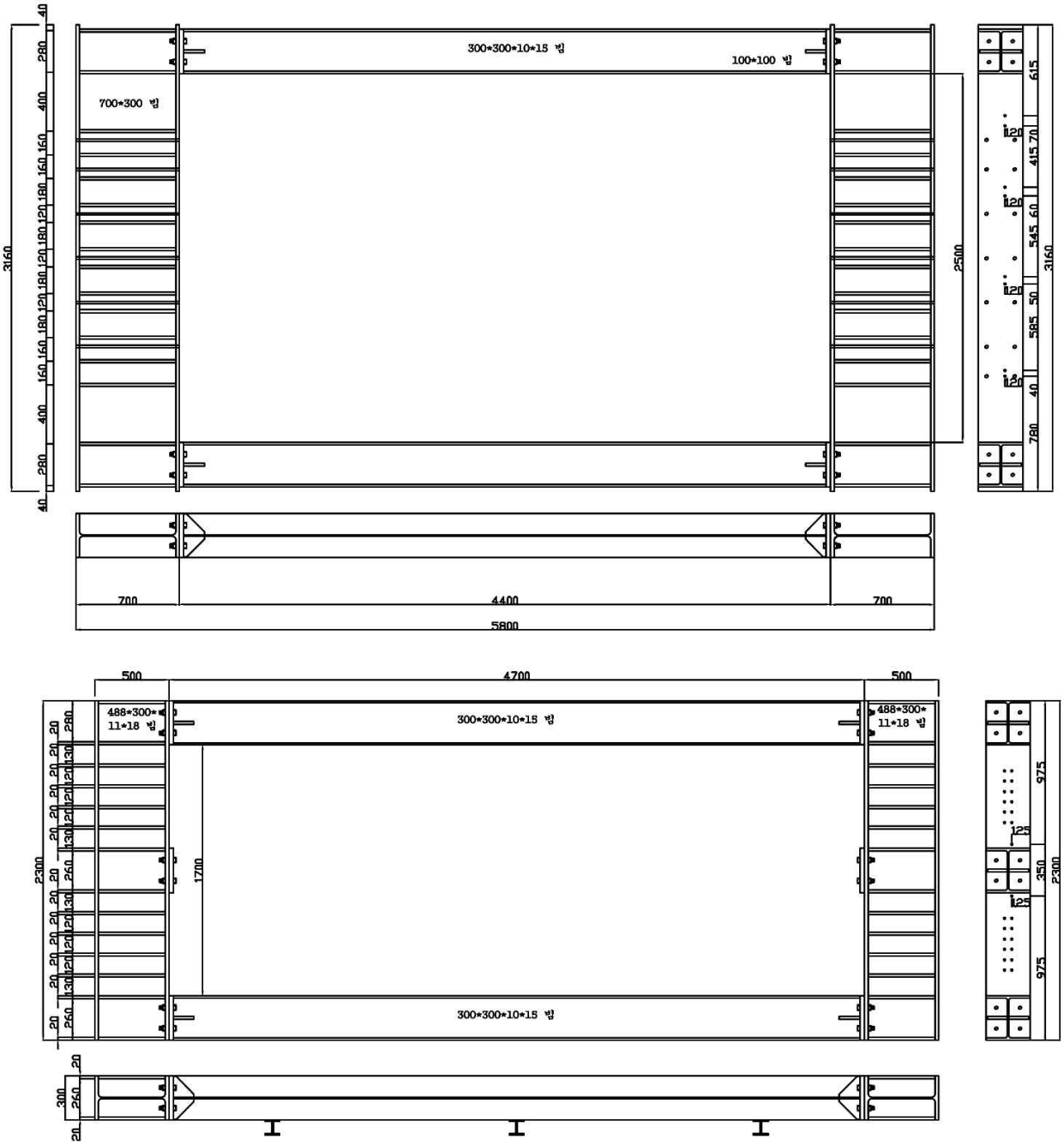


(b) 전달길이 부재 실험체명

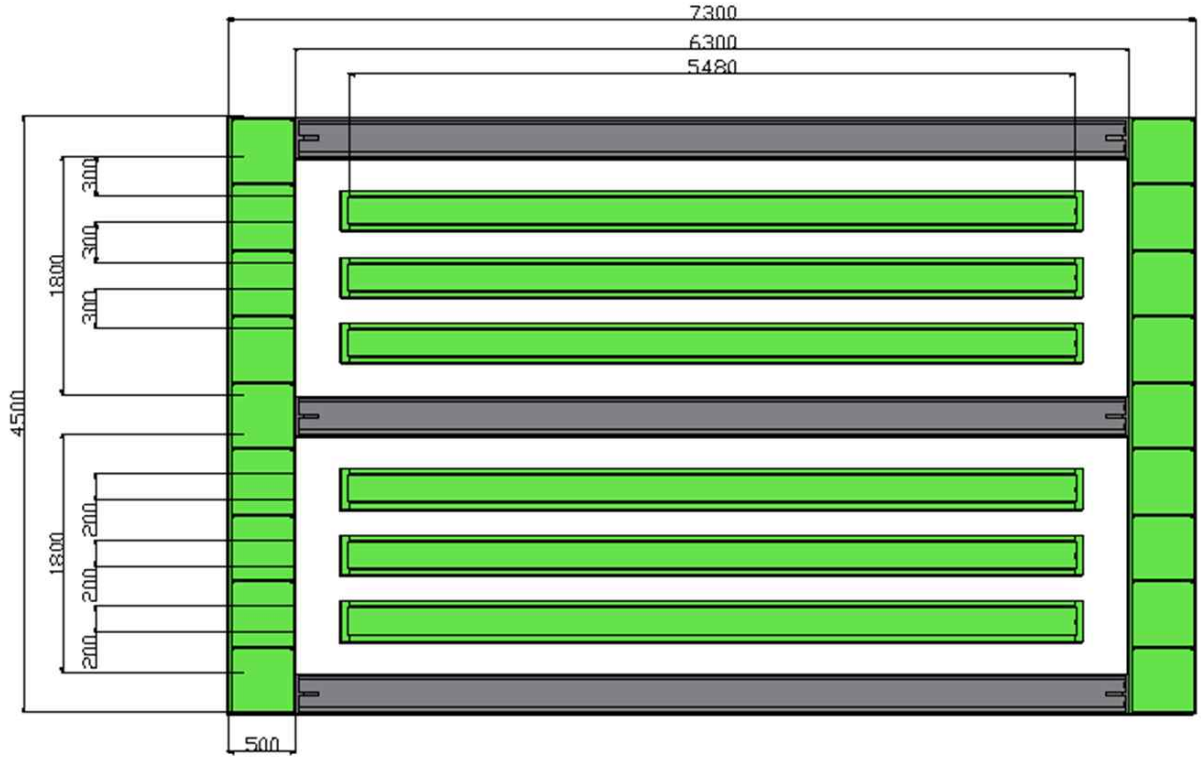
그림 5-51. 프리텐션 부재 실험체명

(나) 반력대 제작

프리텐션 부재를 제작하기 위해서는 긴장재의 긴장력을 유지할 수 있는 반력대가 요구된다. 본 실험에서는 다음과 같은 2종류의 반력대를 사용하여 실험체를 제작하였다. 전달길이 실험체와 정착길이 실험체의 길이를 수용할 수 있도록 제작되었다. 전달길이 실험체 반력대는 2차년도에, 정착길이 실험체 반력대는 3차년도에 제작되었다. 이에 따라 2차년도에는 전달길이 실험만 수행되었으며 3차년도에는 전달길이 실험체와 정착길이 실험체를 동시에 제작할 수 있었다. 강재 H빔을 조립하여 반력대로 사용하였으며 집중 하중의 작용에 따른 국부좌굴을 방지하기 위해 스티프너를 설치하였다.



(a) 전달길이 실험체 반력대



(b) 정착길이 실험체 반력대

그림 5-52. 프리텐션 부재 반력대

(다) 실험체 제작 및 실험 과정

전달길이 실험체는 200×200 mm의 단면 크기에 4 m의 길이를 가지며, 정착길이 실험체는 400×200 mm의 단면 크기에 5.5 m의 길이를 가진다. 강연선은 인장강도의 75%로 긴장하였다. 콘크리트는 레미콘으로 타설되었으며 상온 양생하였다. 타설시 다수의 원형 공시체(150×300 mm)를 제작하여 재령별 압축강도를 측정하였다. 타설 2일 후 거푸집을 제거하였으며 압축강도 시험을 통해 설계 압축강도의 70%에 도달했음을 확인한 후 강연선을 절단하였다. 표 5-12에 재령별로 측정된 콘크리트 압축강도를 정리하였다. 전달길이 실험은 동일한 실험변수에 대하여 2번 반복되었다. 즉 하나의 실험변수에 대하여 2개의 실험체가 제작되었다. 정착길이 실험은 하나의 실험변수에 대하여 6개의 실험체를 제작하여 가력 위치를 변경하면서 실험을 수행하였다. 실험체의 제작과정을 그림 5-53에 사진으로 나타내었다.

실험체의 양단부에 비부착 구간을 두었다. 전달길이 실험체는 100 mm, 정착길이 실험체는 200 mm의 PVC 파이프를 강연선에 끼워 비부착 구간을 설치하였다. 정착길이 실험체는 최소 전단철근을 배근하여 전단파괴를 방지하고자 하였다. 전단철근은 공칭지름 10 mm 였으며 300 mm 간격으로 배근되었다. 전단철근의 설치를 위하여 단면 상단에 공칭지름 10 mm의 종방향 철근을 2가닥 배치하였다. 하단부에는 강연선만이 부착력을 발휘하도록 종방향 철근을 배치하지 않았다. 그림 5-54에 정착길이 실험체의 형상을 나타내었다.

표 5-12. 재령별 콘크리트 압축강도

f_{ck} = 40MPa (1)	타설일	1.1	4.1	5.1	6.1	20.1	28.1	
시험체1	0.0	20.2	27.7	27.7	32.4	38.2	39.8	
시험체2	0.0	20.2	25.9	30.2	31.0	36.5	38.8	
시험체3	0.0	19.7	25.7	28.0	30.3	37.6	40.1	
평균	0.0	20.0	26.4	28.6	31.2	37.4	39.6	
f_{ck} = 70MPa (1)	타설일	2.0	7.0	20.4	28.4			
시험체1	0.0	28.9	72.6	88.3	82.7			
시험체2	0.0	29.7	70.5	84.5	92.3			
시험체3	0.0	28.3	70.8	93.7	84.4			
평균	0.0	29.0	71.3	88.8	86.5			
f_{ck} = 40MPa (2)	타설일	2.3	6.3	6.3	8.3	11.3	17.3	49.3
시험체1	0.0	19.1	23.3	26.5	27.8	28.3	32.2	32.2
시험체2	0.0	19.4	24.4	25.0	27.1	28.2	33.4	36.1
시험체3	0.0	19.6	23.8	26.9	26.6	0.0	30.9	34.7
평균	0.0	19.4	23.9	26.2	27.2	18.8	32.2	34.3
f_{ck} = 70MPa (2)	타설일	1.4	3.4	5.4	5.4	6.4	30.4	
시험체1	0.0	32.5	42.1	45.8	43.3	45.6	64.2	
시험체2	0.0	32.9	39.9	45.8	45.9	48.1	63.5	
시험체3	0.0	33.0	41.3	46.2	48.9	47.8	64.8	
평균	0.0	32.8	41.1	46.0	46.0	47.1	64.2	



(a) 반력대 설치



(b) 거푸집 조립 및 강연선 배치



(c) 강연선 긴장



(d) 콘크리트 타설 및 양생



(e) 계측 기기 설치



(f) 강연선 절단

그림 5-53. 실험체 제작 과정

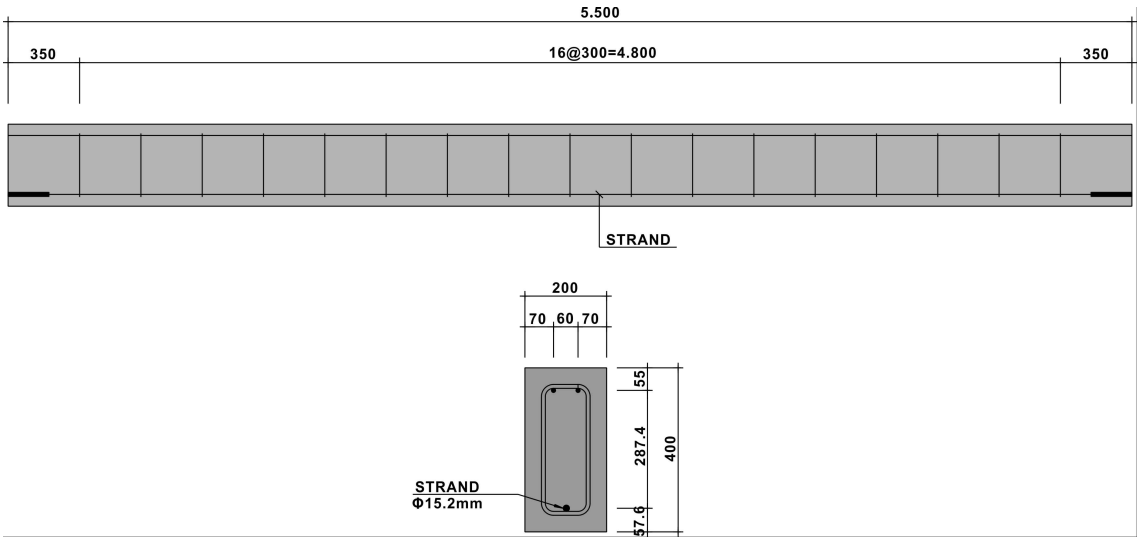
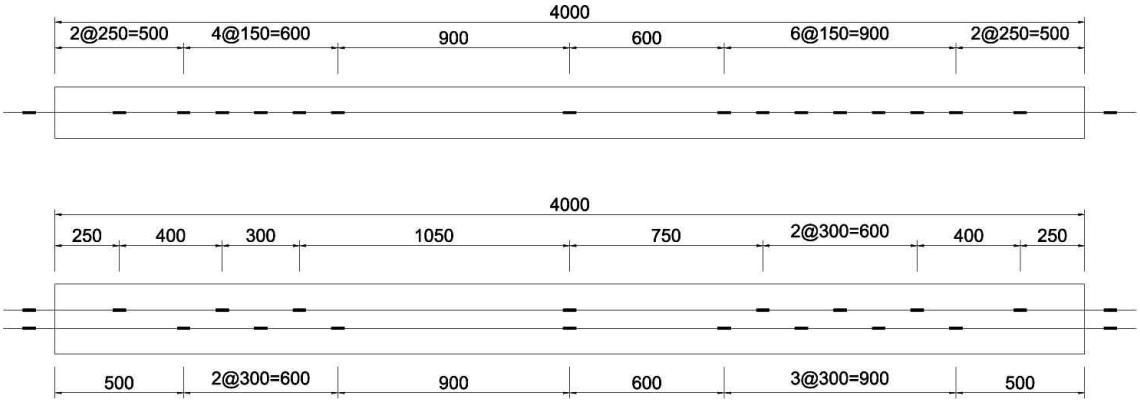


그림 5-54. 정착길이 실험체 형상

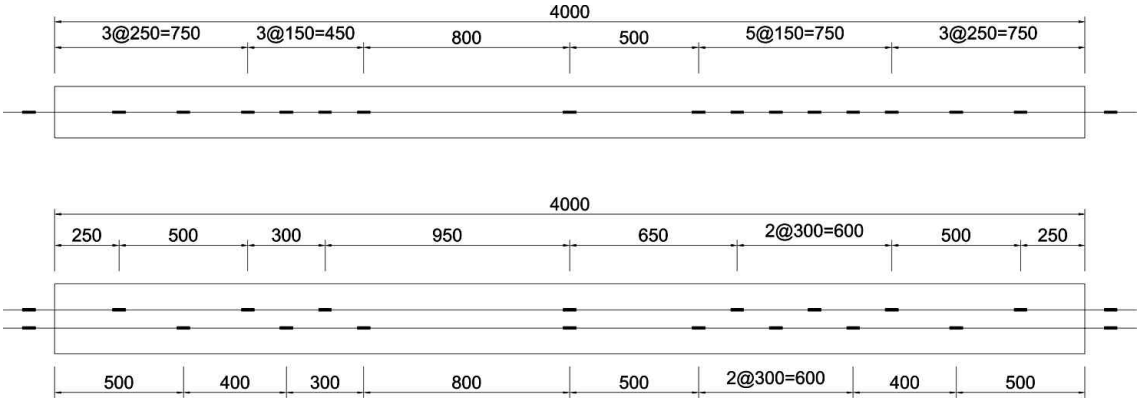
긴장력 도입 후 정착길이 실험체는 파괴까지 가력하였다. 총 12개의 실험체를 제작할 예정이었으나 40 MPa 실험체 중 2개는 타설 중 사고로 제작되지 못하였다. 따라서 총 10개의 실험체를 가력하였다. 지점길이는 5.1 m 로 비부착구간이 끝나는 위치와 지점을 일치시켜 가력 위치가 곧 강연선의 묻힘길이가 되도록 하였다. 이것은 지점 바깥에서 강연선에 지점의 압축력에 의해 불필요한 구속응력이 작용하지 않도록 하기 위함이었다. 하중 재하는 균열 발생전까지 하중 제어 방식이 적용되었고 그 이후에는 변위 제어 방식으로 변경하여 부재 파괴시까지 가력하였다. 첫 번째 실험 후 실험체의 파괴모드를 관측하고 다음 실험의 가력 위치를 변경하였다. 첫 번째 실험체의 파괴모드가 휨파괴라면 가력 위치를 지점쪽으로 이동하고 전단파괴라면 가력 위치를 중앙부로 이동하여 파괴모드가 변경되는 묻힘길이를 찾고자 하였다.

(라) 계측 기구

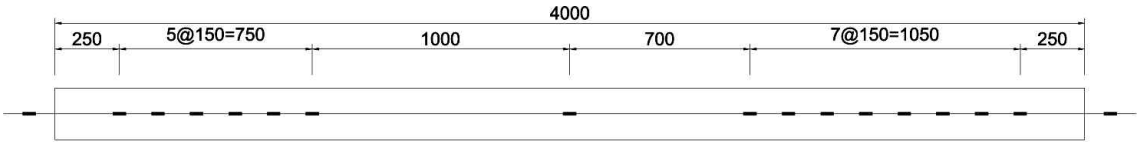
전달 길이 측정을 위하여 강연선과 콘크리트에 변형률 게이지를 부착하였다. 강연선과 콘크리트 게이지의 길이방향 위치는 그림 5-55와 같이 동일하게 설정하였으며 단면 깊이 방향 위치는 강연선의 도심으로 하였다. 그림 5-55(a)는 고강도 콘크리트와 고강도 강연선으로 제작한 부재 및 보통강도 콘크리트와 일반 강연선으로 제작한 부재에, 그림 5-55(b)는 보통강도 콘크리트와 고강도 강연선으로 제작한 부재에, 그림 5-55(c)는 고강도 콘크리트와 일반 강연선으로 제작한 부재에 적용되었다. 이와 같은 게이지 배치는 현 설계기준의 전달길이 예측값을 기준으로 산정한 것이다. 게이지 수의 절약을 위하여 전달 영역의 경계가 위치할 것으로 예상되는 구간은 150 mm 간격으로 설치하고 나머지 구간에는 간격을 넓혔다. 따라서 콘크리트 압축강도와 강연선 인장강도에 따라 게이지의 위치를 변경하였다. 그림 5-56에 실험에 사용된 측정기구를 나타내었다. 긴장시 하중 측정을 위하여 고정단 측에 로드셀을 설치하였다. 여기서 고정단은 강연선을 긴장할 때 긴장되는 쪽의 반대쪽으로 쐐기에 고정되는 측을 의미한다. 로드셀이 수평으로 설치되므로 계측의 정확성을 높이기 위하여 가이드 프레임을 제작하여 설치하였다. 콘크리트 외부로 노출된 강연선에도 변형률 게이지를 부착하여 하중 추정에 사용하였다. 강연선 절단시 슬립량을 측정하기 위해 양단에 LVDT를 설치하였다. 강연선의 절단 동안 동적 변형률 측정기를 이용하여 절단 단부측의 강연선 변형률을 측정하였다.



(a)



(b)



(c)

그림 5-55. 프리텐션 실험체 게이지 위치



(a) 강연선 게이지



(b) 콘크리트 게이지



(c) 로드셀



(d) LVDT

그림 5-56. 전달길이 실험의 계측 기기

정착길이 실험에 사용된 계측 기기는 그림 5-57과 같다. 하중은 단일 액츄에이터에 스프레더 빔을 부착하여 4점 재하 조건을 만들었다. 하중의 크기(①)는 액츄에이터 내부의 로드셀로 측

정하였다. 지점의 중앙부와 가력점에는 처짐의 측정을 위한 변위계를 설치하였다. 중앙부에는 와이어 타입의 변위계(②), 가력점에는 LVDT(③)를 설치하였다. 단면 중앙의 상단에는 콘크리트 변형률 게이지(④)를 부착하였고, 하단부 강연선 표면에는 변형률 게이지(⑤)를 2개 설치하였다. 강연선 변형률 게이지는 콘크리트 타설 전에 설치되었다. 실험체의 양단부에는 강연선의 슬립량을 측정하기 위해 용량 25 mm인 LVDT(⑥)를 설치하였다. LVDT를 설치하기 위하여 긴장력 도입 후 약 150 mm 이상의 길이를 남기고 강연선을 절단하였다. 그림 5-58에는 하중 가력을 위하여 실험체를 지점 위에 세팅을 모습을 나타내었다.

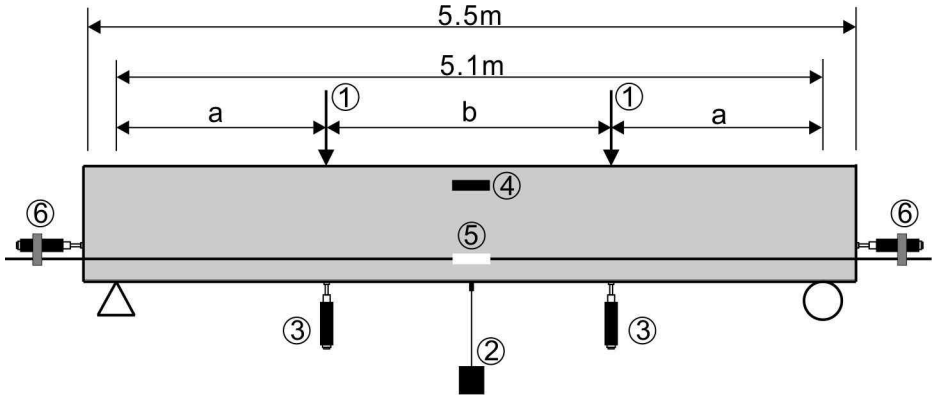


그림 5-57. 정착길이 실험의 계측 기기

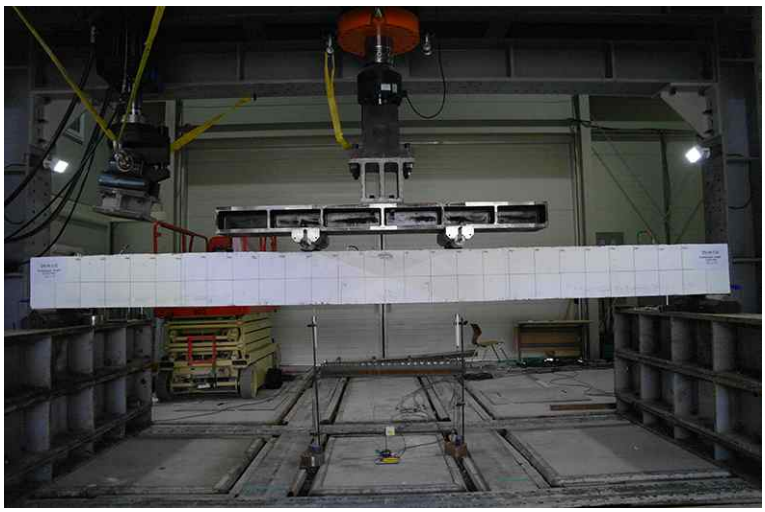


그림 5-58. 정착길이 실험체 가력 세팅

(5) 실험 결과 및 분석

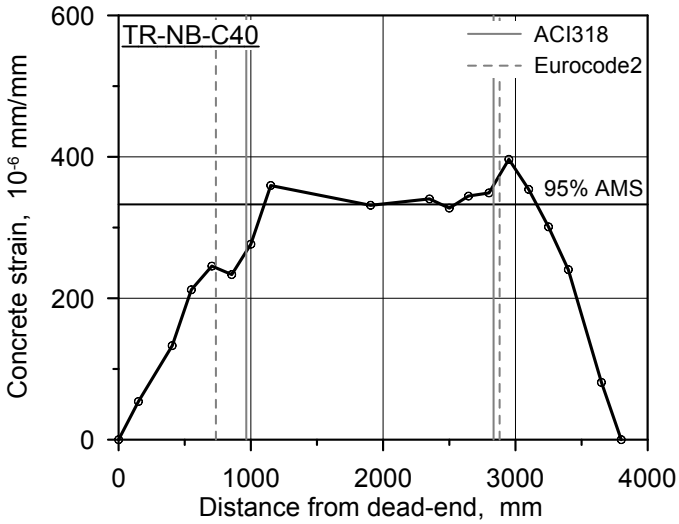
(가) 전달길이

측정된 전달길이를 표 5-13에 정리하였다. 아울러 ACI318과 Eurocode2의 전달길이 추정값을 같이 표기하였다. 그림 5-59 ~ 5-62에는 긴장력 도입 전후 콘크리트 및 강연선 변형률의 변화량을 그래프로 나타내었다. 고강도 콘크리트로 제작된 실험체에 대한 실험 중 첫 번째 실험에서는 주로 강연선의 변형률을 측정하였기 때문에 강연선 변형률의 변화량으로 그래프를 나타내었다. 나머지 실험에서는 콘크리트 변형률의 변화량을 표기하였다. 이 그래프에 95% AMS 법을 적용하여 전달길이 측정값을 구하였다. 측정된 전달길이는 큰 변동폭을 가지고 있었으며 강연선이 절단된 절단단부 측에서 측정된 전달길이가 더욱 큰 경향을 가졌다. 고정단부

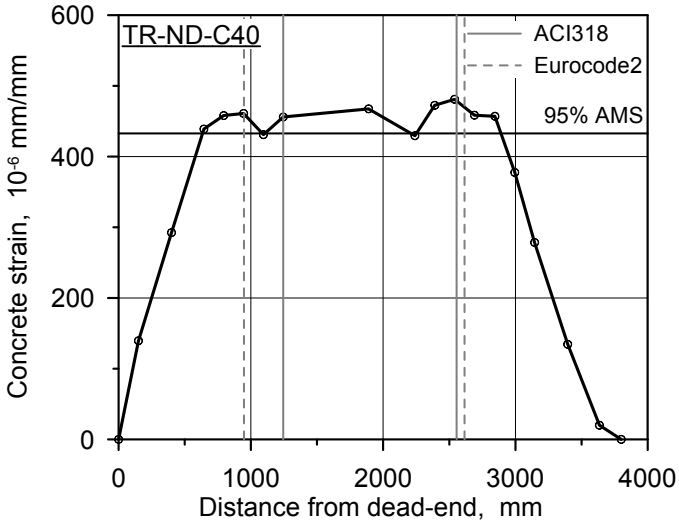
에서 측정된 전달길이의 경우 현 설계기준의 추정값 보다 작은 값을 보인 반면 절단단부 측 전달길이의 일부는 추정값을 초과하였다. 대부분 Eurocode2의 추정값이 실제 측정값에 더욱 근접하였다.

표 5-13. 전달길이 측정 결과 요약

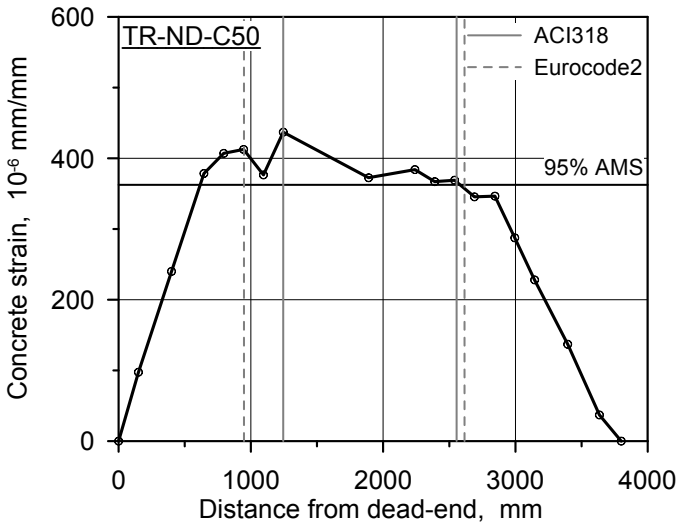
실험 세트	시편명	f_{ck} (MPa)	f_{pu} (MPa)	전달길이(mm)		ACI318 (mm)	Eurocode2(mm)	
				$l_{t,d}$	$l_{t,c}$		$l_{t,d}$	$l_{t,c}$
1	TR40B-C40	40	1,860	1,102	640	965	735	919
	TR40D-C40	40	2,400	635	909	1,244	947	1,184
	TR40D-C50			616	1,218			
	TR40D-C60			772	785			
	TR40D-S50			894	1,579			
	TR40D-S60			771	1,837			
	TR40D-S70			642	1,375			
2	TR70B-C40	70	1,860	447*	-	973	564	705
	TR70D-C30	70	2,400	445*	-	1,255	727	909
	TR70D-C50			588* 585	- 891			
	TR70D-S50			463*	-			
	TR70D-S60			463*	-			
3	TR40B-C40	40	1,860	403	776	965	735	919
	TR40D-C40	40	2,400	555	841	1,244	947	1,184
	TR40D-C50			545	672			
	TR40D-C60			589	799			
	TR40D-S50			694	904			
	TR40D-S60			943	1,040			
	TR40D-S70			1,080	1,117			
	DV-N-1-2300			907	554			
	DV-N-2-2400			599	1,211			
	DV-N-3-2000			656	1,169			
	DV-N-4-2200			1076	972			
4	TR70B-C40	70	1,860	411	576	973	564	705
	TR70D-C30	70	2,400	477	681	1,255	727	909
	TR70D-C40			458	709			
	TR70D-C50			461	858			
	TR70D-S40			526	669			
	TR70D-S50			523	614			
	TR70D-S60			393	997			
	DV-H-1-2000			502	799			
	DV-H-2-2200			505	598			
	DV-H-3-1600			419	675			
	DV-H-4-1300			391	736			
	DV-H-5-1400			504	800			
	DV-H-6-1300			532	1092			



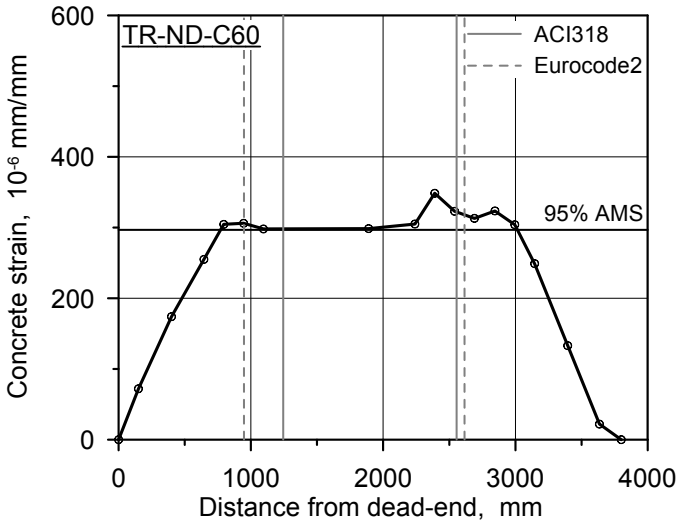
(a) TR-NB-C40



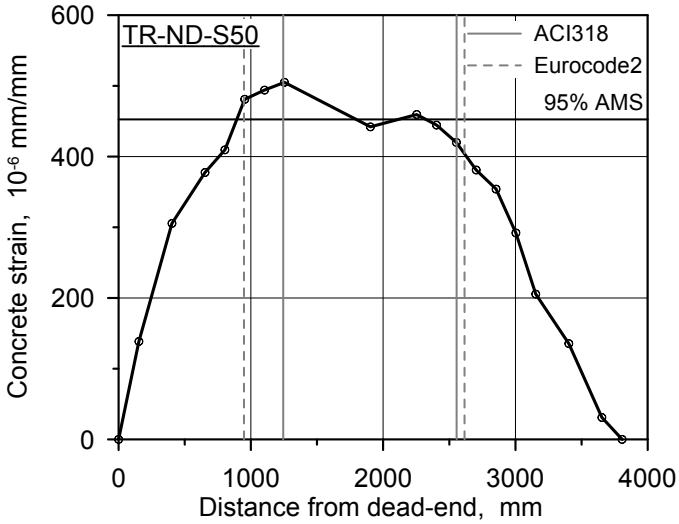
(b) TR-ND-C40



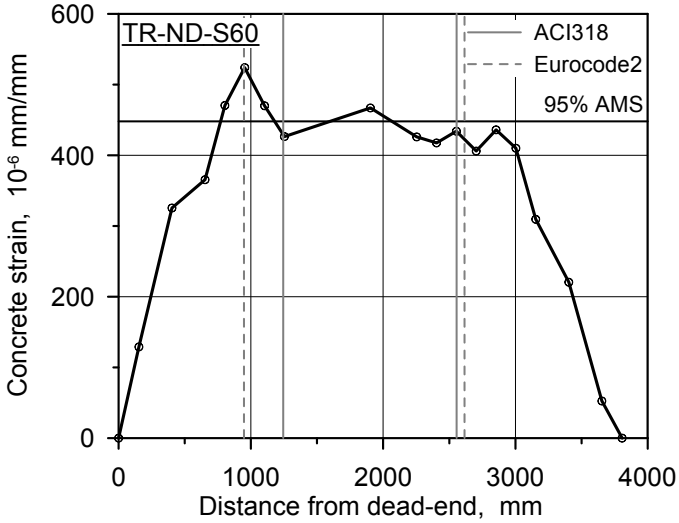
(c) TR-ND-C50



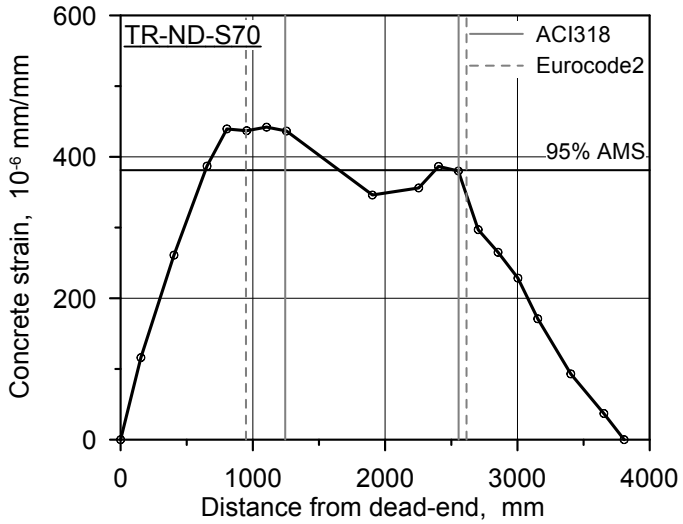
(d) TR-ND-C60



(e) TR-ND-S50

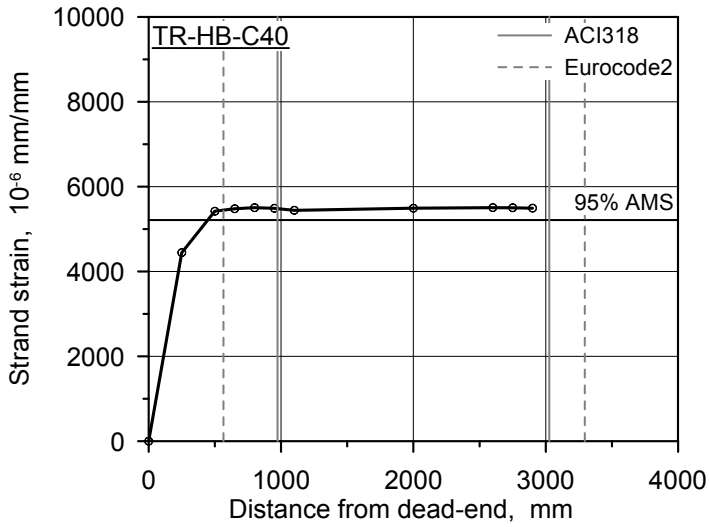


(f) TR-ND-S60

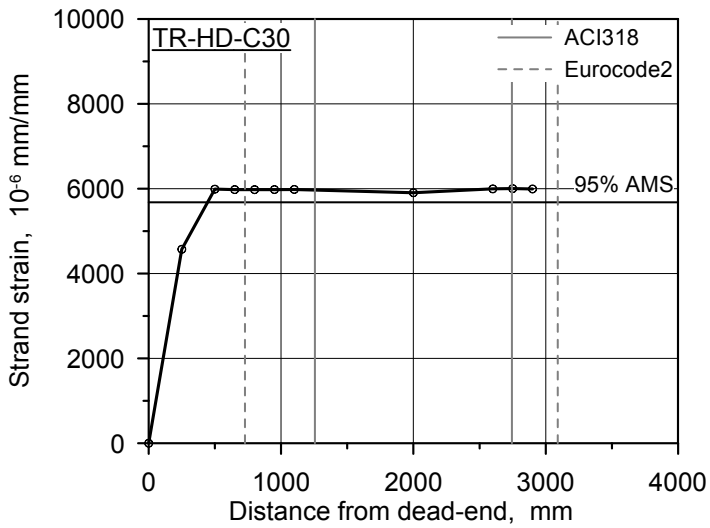


(g) TR-ND-S70

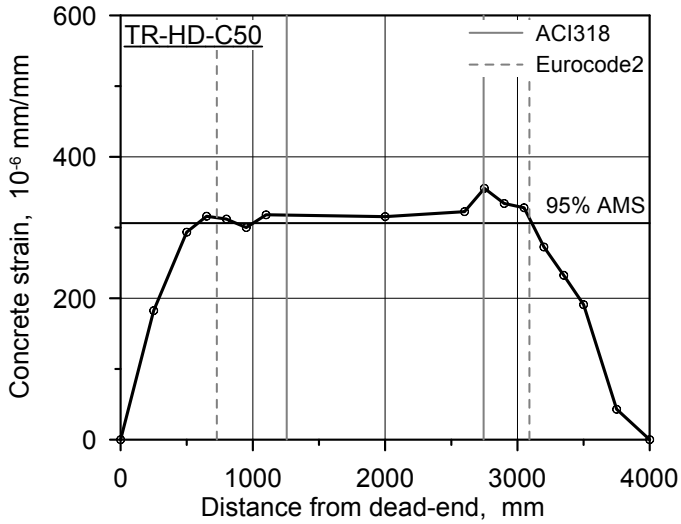
그림 5-59. 전달길이 측정결과: 보통강도 콘크리트(1)



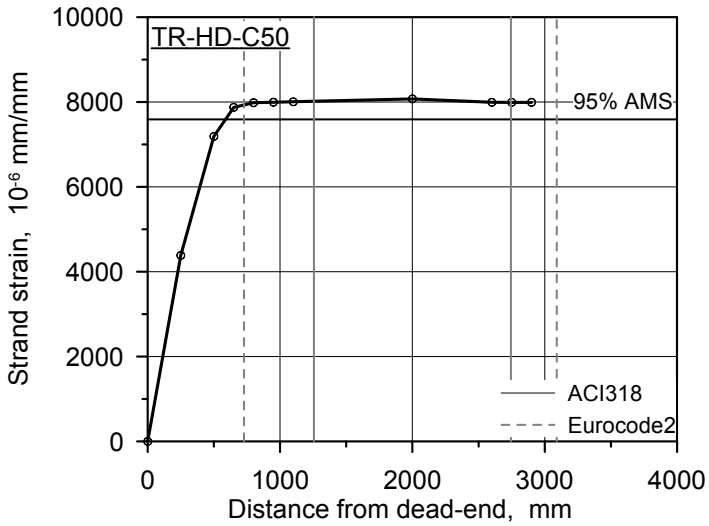
(a) TR-HB-C40



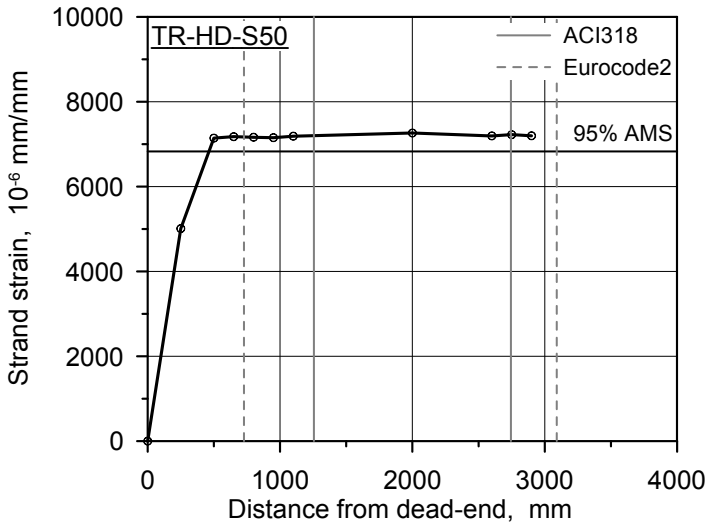
(b) TR-HD-C30



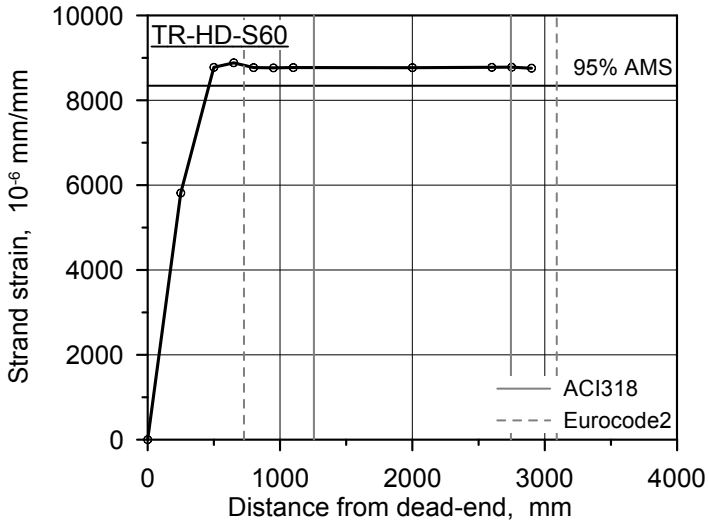
(c) TR-HD-C50 콘크리트 변형률



(d) TR-HD-C50 강연선 변형률

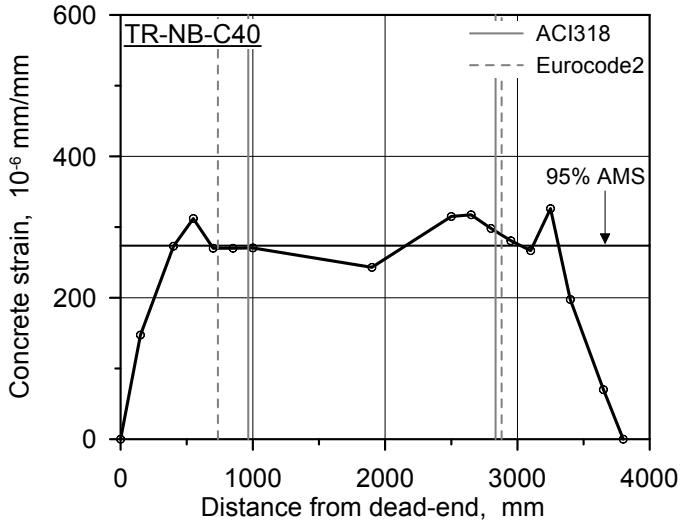


(e) TR-HD-S50

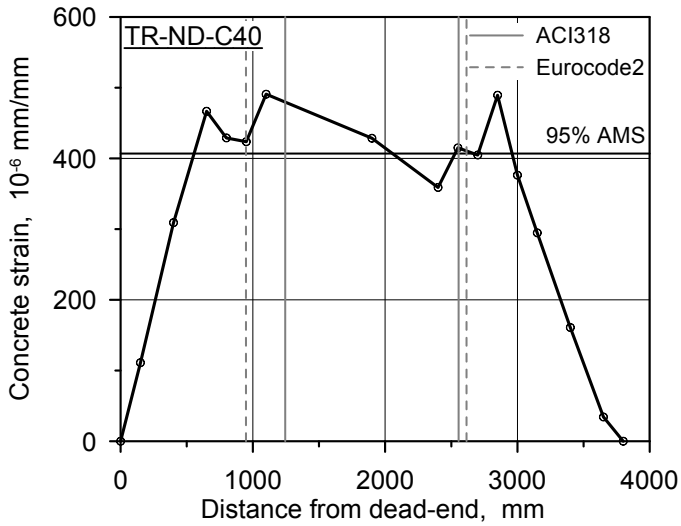


(f) TR-HD-S60

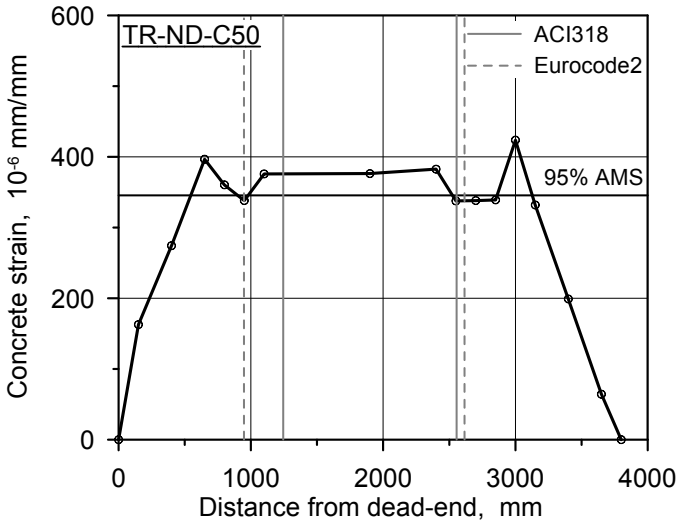
그림 5-60. 전달길이 측정결과: 고강도 콘크리트(1)



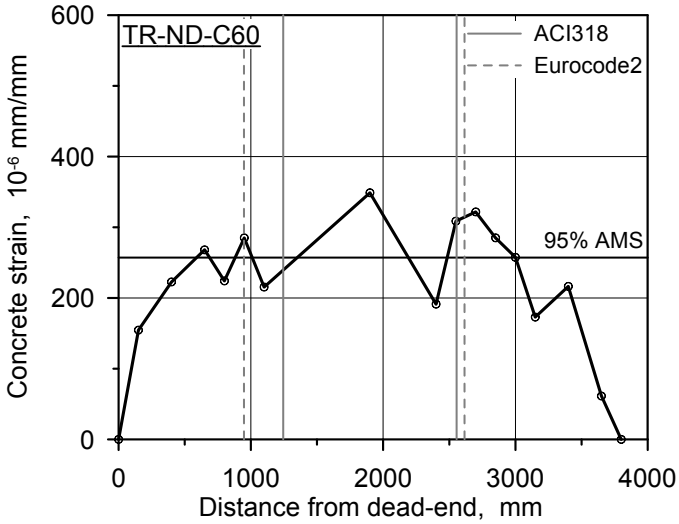
(a) TR-NB-C40



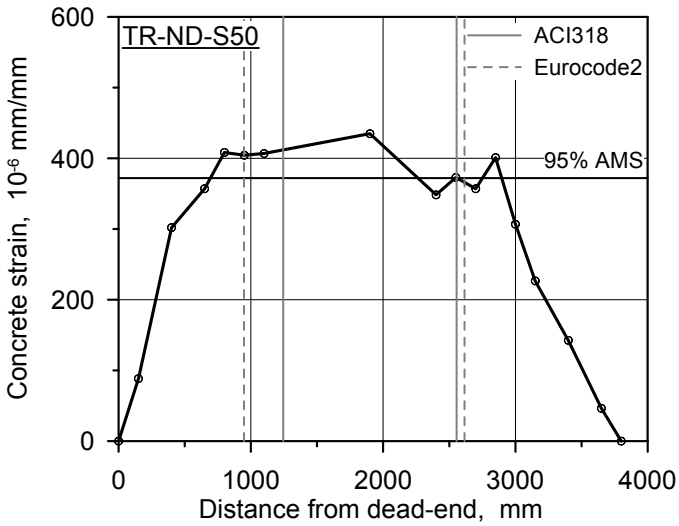
(b) TR-ND-C40



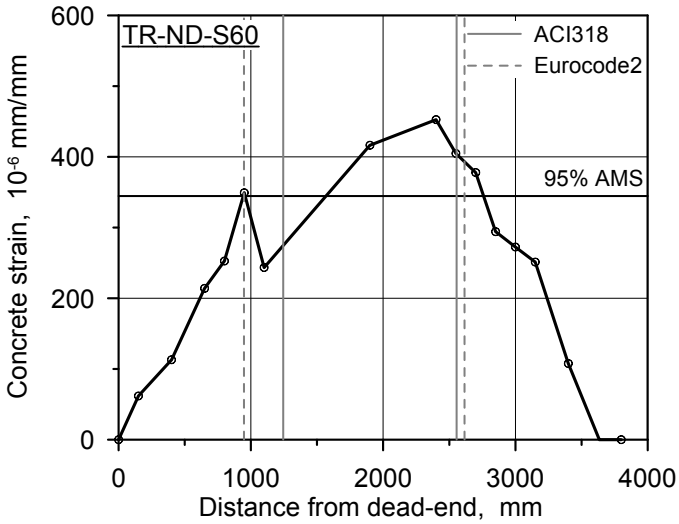
(c) TR-ND-C50



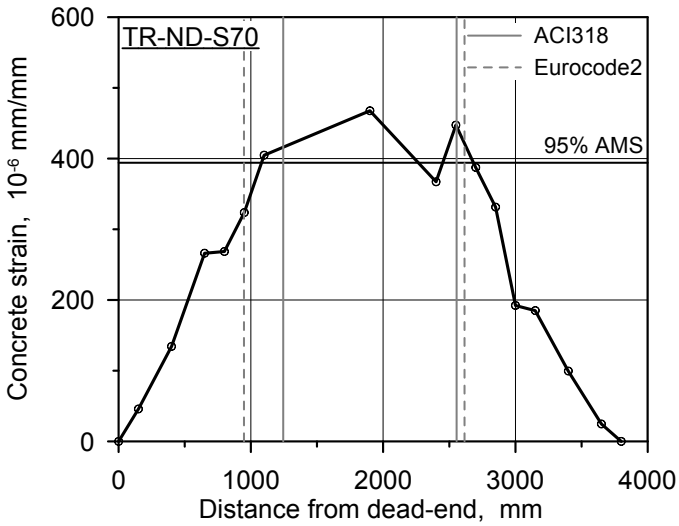
(d) TR-ND-C60



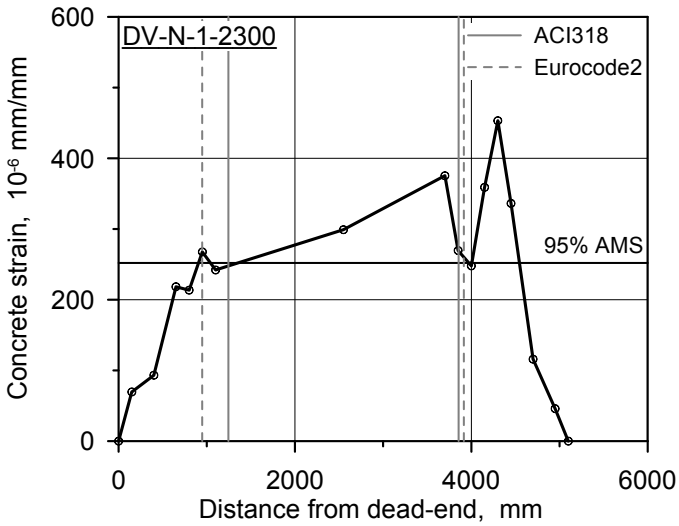
(e) TR-ND-S50



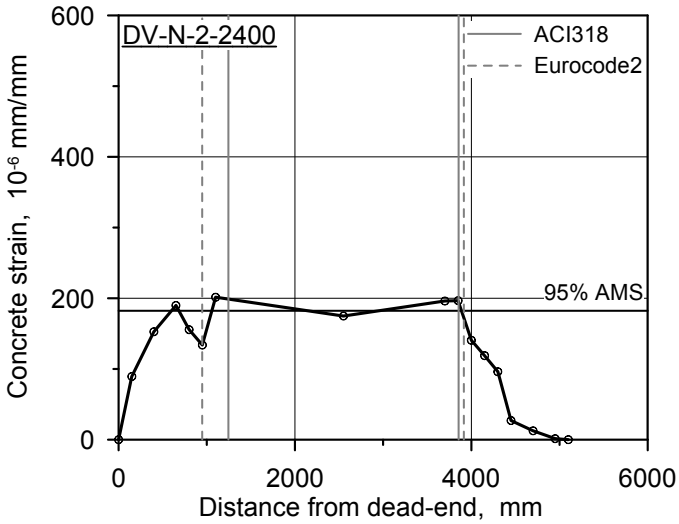
(f) TR-ND-S60



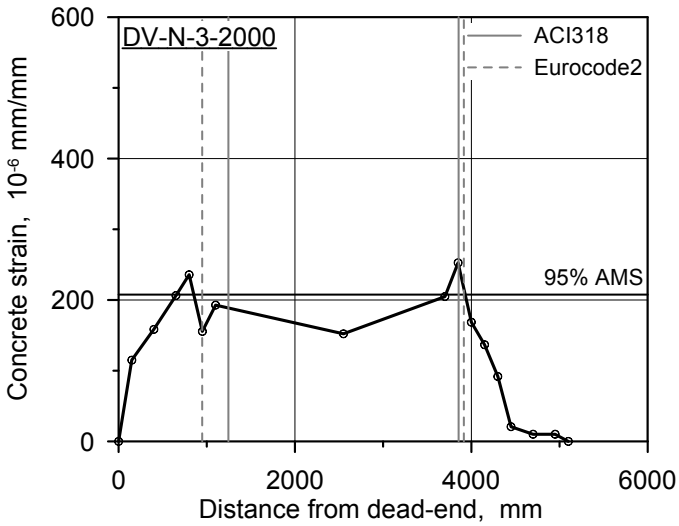
(g) TR-ND-S70



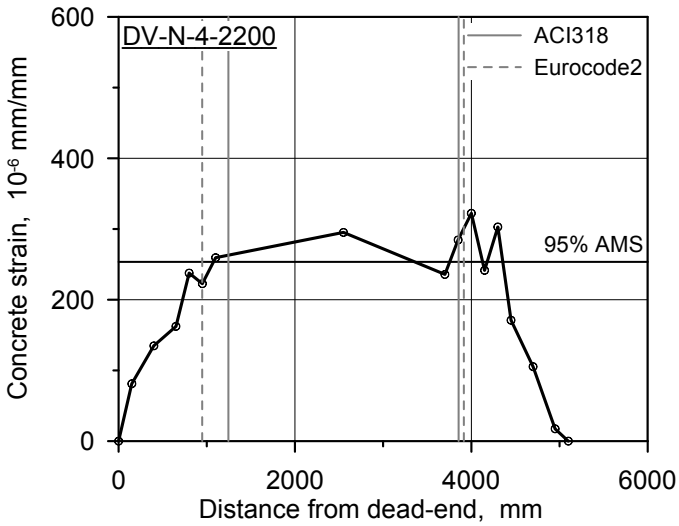
(h) DV-N-1-2300



(i) DV-N-2-2400

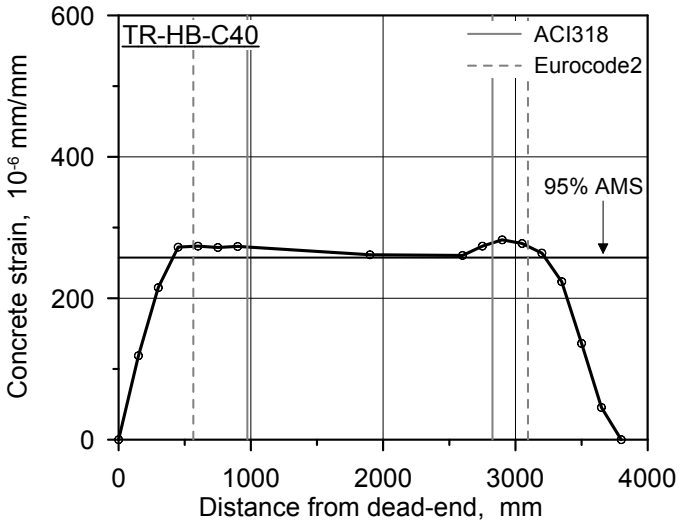


(j) DV-N-3-2000

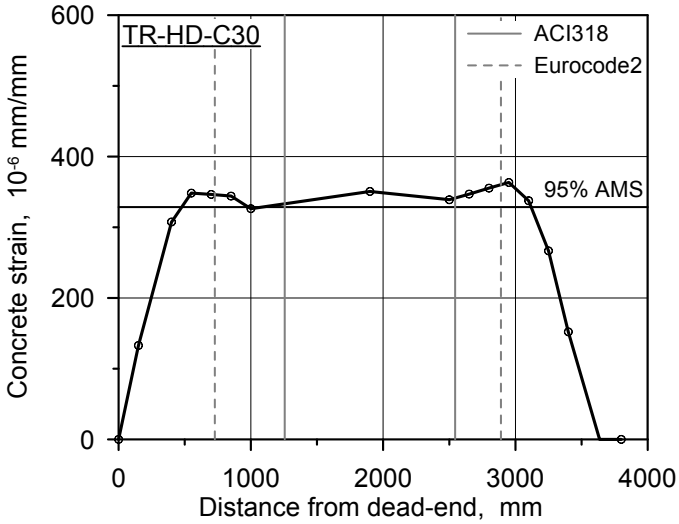


(k) DV-N-4-2200

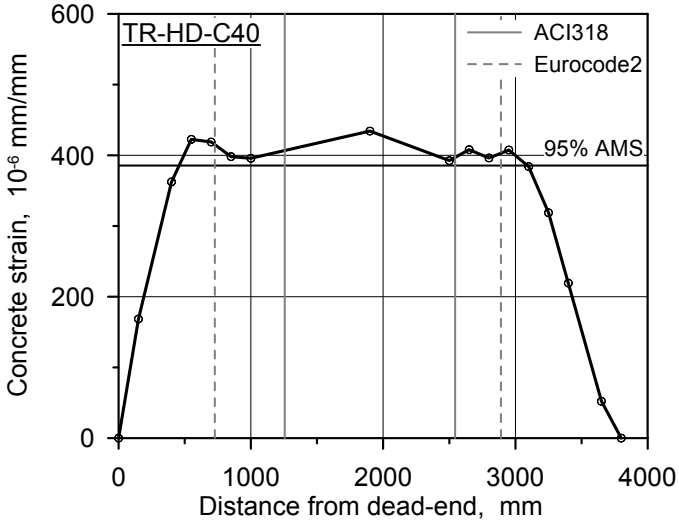
그림 5-61. 전달길이 측정결과: 보통강도 콘크리트(2)



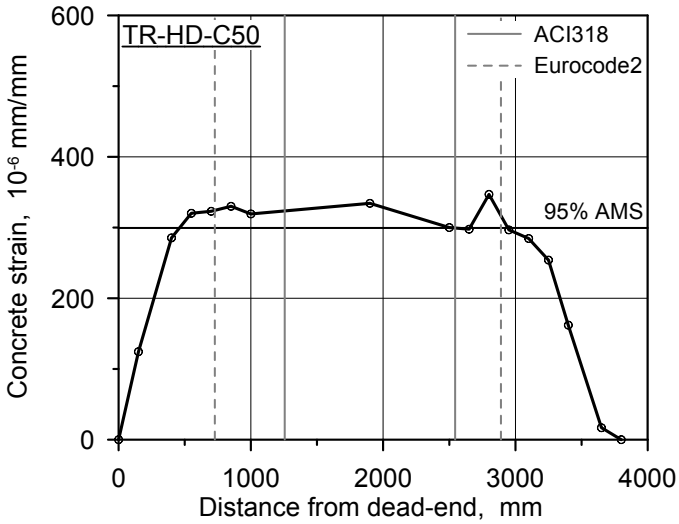
(a) TR-HB-C40



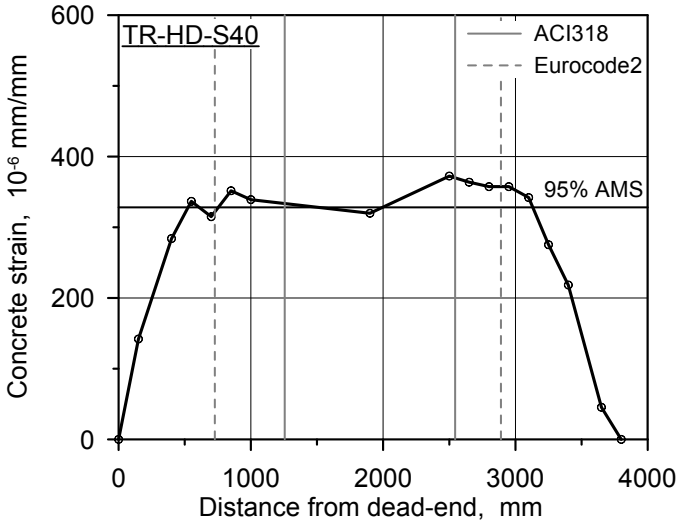
(b) TR-HD-C30



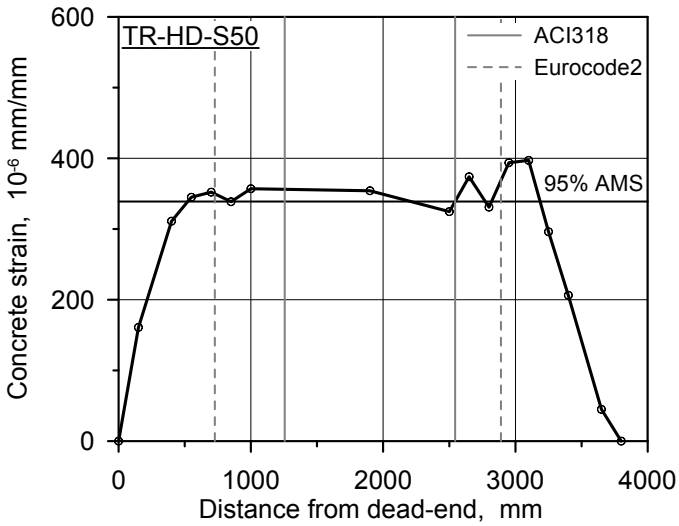
(c) TR-HD-C40



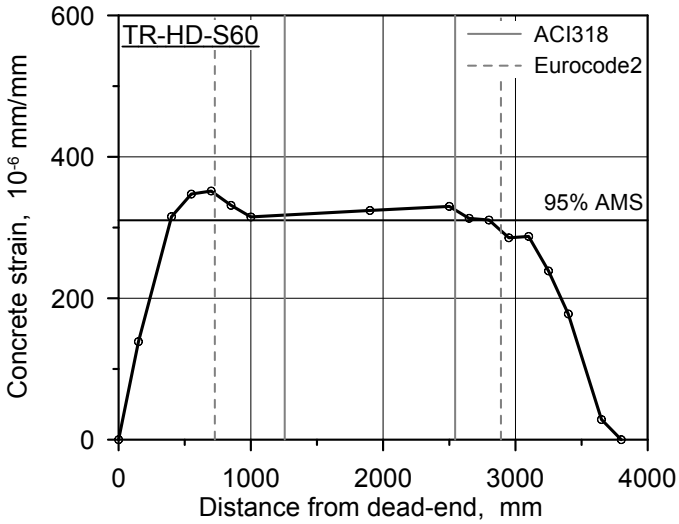
(d) TR-HD-C50



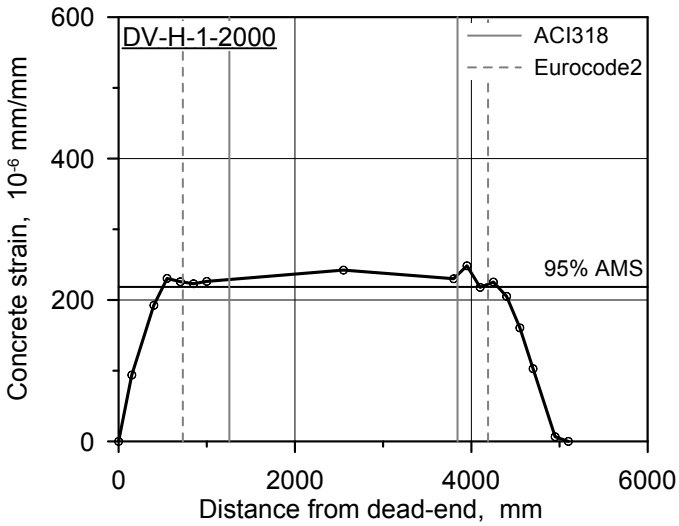
(e) TR-HD-S40



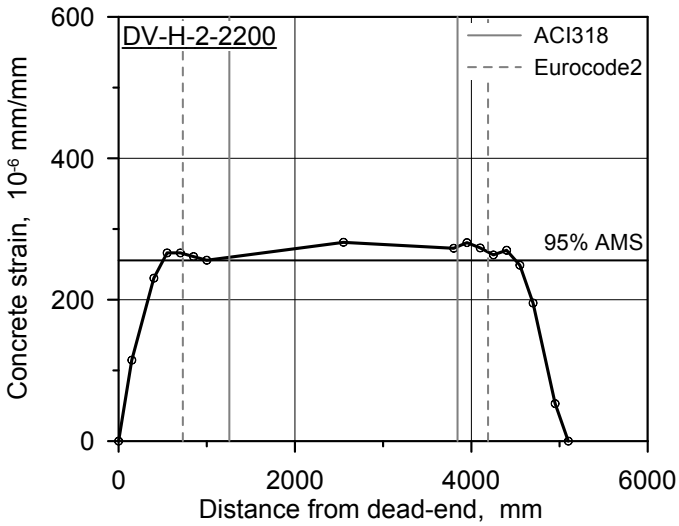
(f) TR-HD-S50



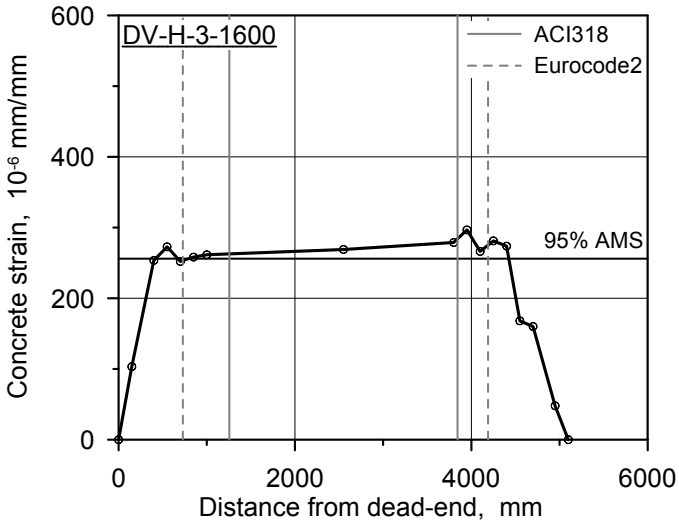
(g) TR-HD-S60



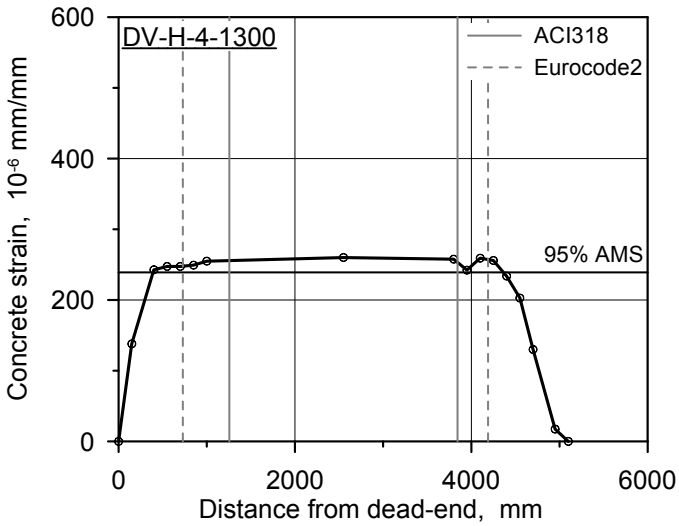
(h) DV-H-1-2000



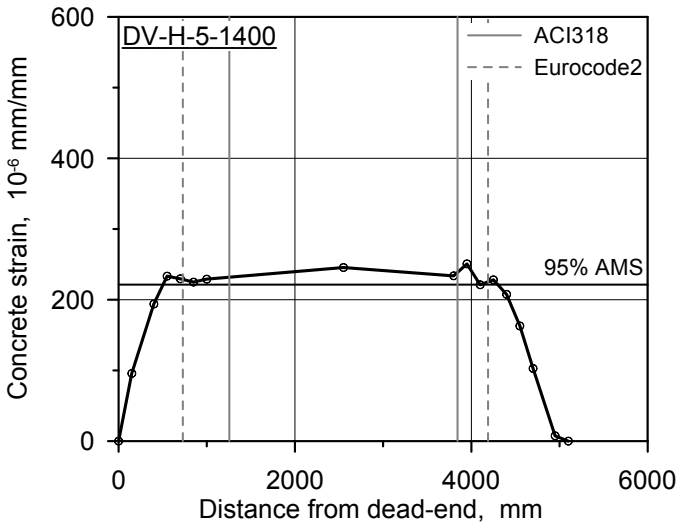
(i) DV-H-2-2200



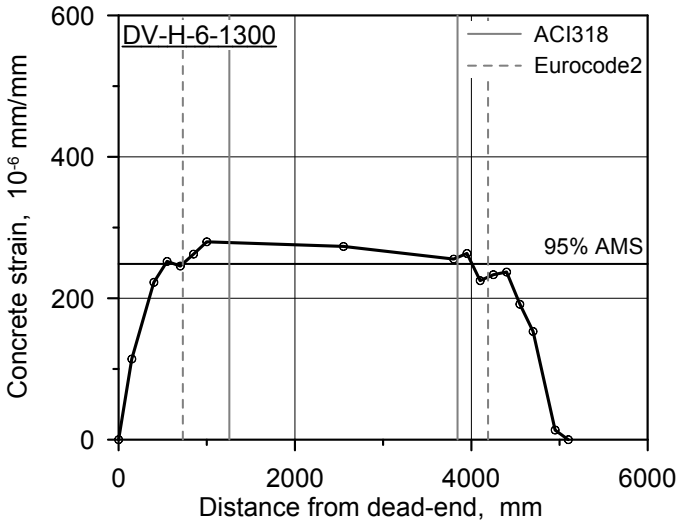
(j) DV-H-3-1600



(k) DV-H-4-1300



(l) DV-H-5-1400



(m) DV-H-6-1300

그림 5-62. 전달길이 측정결과: 고강도 콘크리트(2)

(나) 정착길이

① DV-N-2-2400

최초로 가력된 실험체로 ACI 318에 따라 가력 위치를 정하였다. 그림 5-63에 실험 종료 후 실험체의 사진을 나타냈으며, 그림 5-64에 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량 변화에 대한 그래프를 표기하였다. 첫 균열이 관측된 하중 크기는 약 25 kN이며, 약 36 kN에서 절단단부측 지점에서 약 1.25 m 떨어진 곳에서 균열 발생 후 진전되었다. 그러나 이 균열은 최대 하중까지 균열폭이 증가하지 않았으며 중앙부 순수휨구간의 휨균열의 폭이 크게 증가하였다. 이로부터 휨파괴임을 추정할 수 있으나 그림 5-64에서 보듯이 강연선의 슬립이 관측되었다. 따라서 이 실험체의 파괴모드는 휨/부착 파괴로 추정하였다.

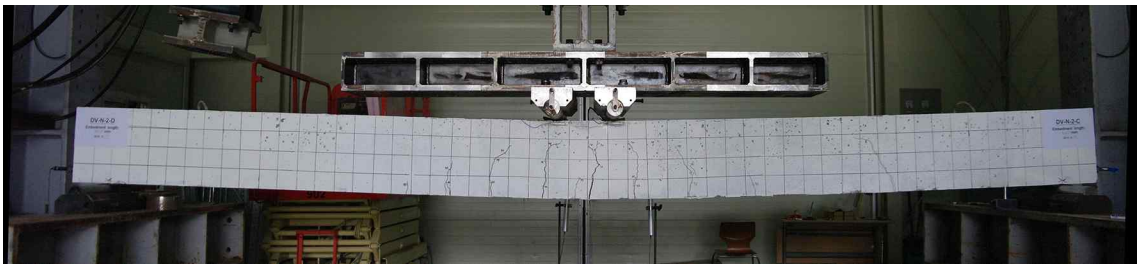


그림 5-63. 파괴모드: DV-N-2-2400

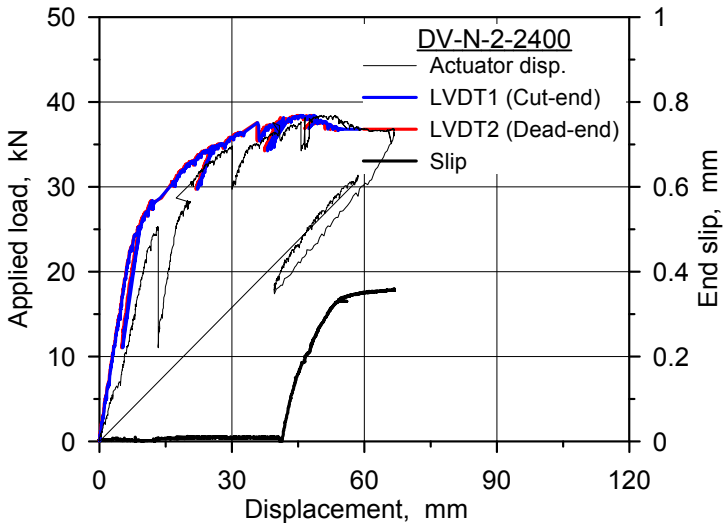


그림 5-64. 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량: DV-N-2-2400

② DV-N-1-2300

이전의 실험체가 휨/부착 파괴를 일으켰으므로 가력 위치를 다소 감소시켰다. 그림 5-65에 실험 종료 후 실험체의 사진을 나타냈으며, 그림 5-66에 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량 변화에 대한 그래프를 표기하였다. 첫 균열이 관측된 하중 크기는 약 25 kN이며, 약 34 kN에서 고정단부측 지점에서 약 1.35 m 떨어진 곳에서 휨균열 발생 후 전단균열로 진전되었다. 이 전단균열의 폭이 크게 증가하며 고정단부측 강연선의 슬립량 또한 크게 증가하였다. 따라서 이 실험체의 파괴모드는 전단/부착 파괴로 추정하였다.

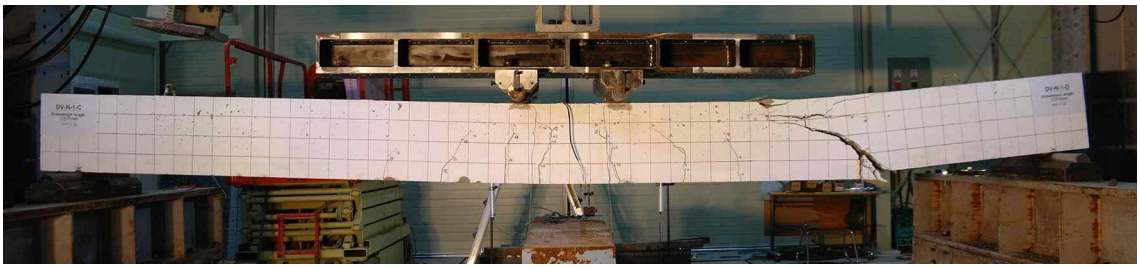


그림 5-65. 파괴모드: DV-N-1-2300

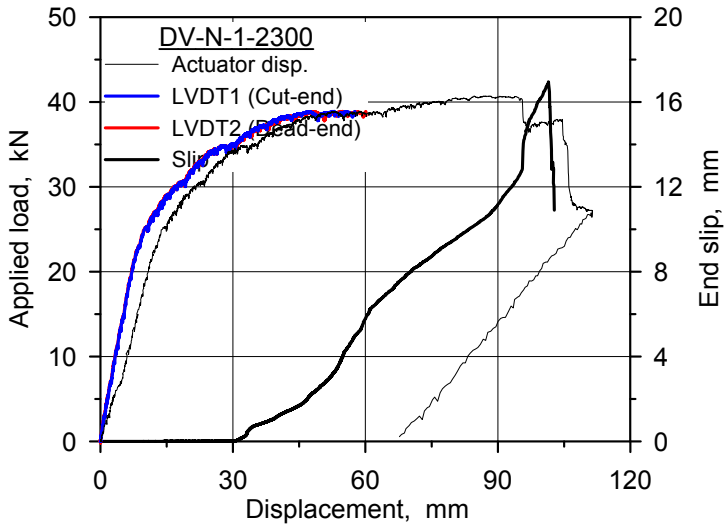


그림 5-66. 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량: DV-N-1-2300

③ DV-N-4-2200

이전의 실험체가 전단/부착 파괴를 일으켰으므로 보다 확실히 정착길이의 위치를 정하기 위해 가력 위치를 다소 감소시켰다. 그림 5-67에 실험 종료 후 실험체의 사진을 나타냈으며, 그림 5-68에 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량 변화에 대한 그래프를 표기하였다. 첫 균열이 관측된 하중 크기는 약 25 kN이며, 약 42 kN에서 고정단부측 지점에서 약 1.00 m 떨어진 곳에서 휨-전단균열이 발생하였다. 그러나 이 균열은 최대 하중까지 균열폭이 증가하지 않았으며 중앙부 순수휨구간의 휨균열의 폭이 크게 증가하였다. 그림 5-68에서 보듯이 강연선의 슬립이 관측되었다. 따라서 이 실험체의 파괴모드는 휨/부착 파괴로 추정하였다.

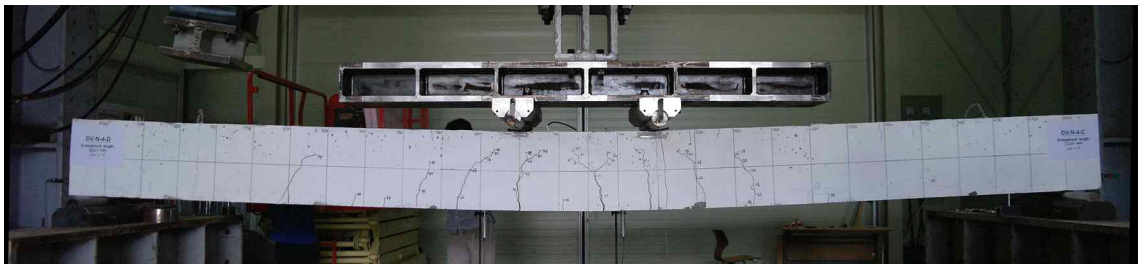


그림 5-67. 파괴모드: DV-N-4-2200

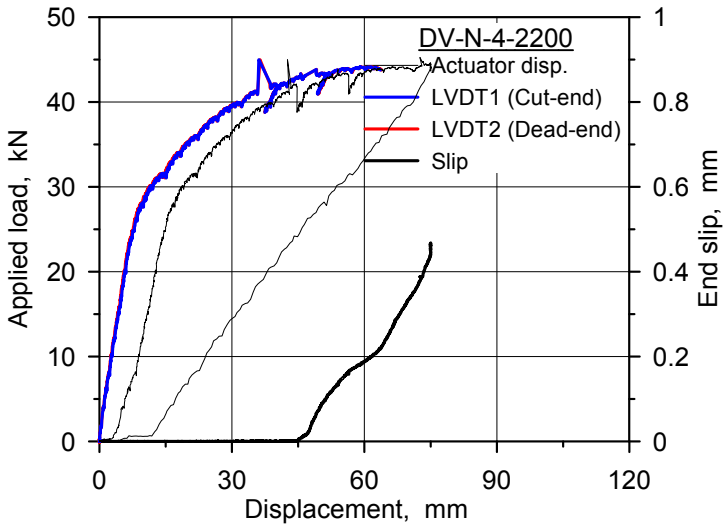


그림 5-68. 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량: DV-N-4-2200

④ DV-N-3-2000

이전의 실험체가 휨/부착 파괴를 일으켰으므로 보다 확실히 정착길이의 위치를 정하기 위해 가력 위치를 다소 감소시켰다. 그림 5-69에 실험 종료 후 실험체의 사진을 나타냈으며, 그림 5-70에 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량 변화에 대한 그래프를 표기하였다. 첫 균열이 관측된 하중 크기는 약 27 kN이며, 첫 균열 관측 직후 약 28 kN의 하중에서 절단단부측 지점에서 약 0.85 m 떨어진 곳에서 휨-전단균열이 발생하였다. 이와 동시에 강연선의 슬립량 또한 크게 증가하였다. 이후 부재 파괴까지 전단균열의 폭이 크게 증가하였다. 따라서 이 실험체의 파괴 모드는 전단/부착 파괴로 추정하였다.

이로부터 평균 콘크리트 압축강도 34 MPa와 2,400 MPa 강연선이 사용된 부재의 정착길이는 2,000 ~ 2,300 mm의 범위 내에 있음을 확인할 수 있었다. 이 값은 ACI318의 추정값 2,513 mm 보다 작은 값이며 고정단부에 대한 Eurocode2의 추정값 1,985 mm 보다 크지만 절단단부에 대한 Eurocode2의 추정값 2,269 mm와 유사한 값이다. 따라서 현 ACI318은 2,400 MPa 강연선의 정착길이에 대하여 보수적인 값을 주는 반면 Eurocode2의 추정값은 실제 정착길이에 보다 근접한 값을 준다는 것을 알 수 있다.

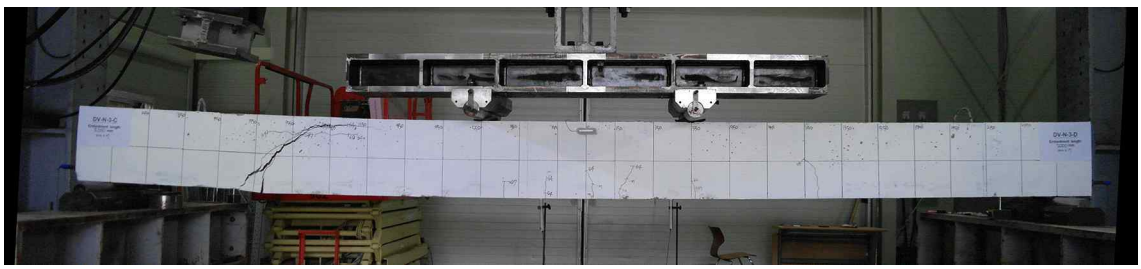


그림 5-69. 파괴모드: DV-N-3-2000

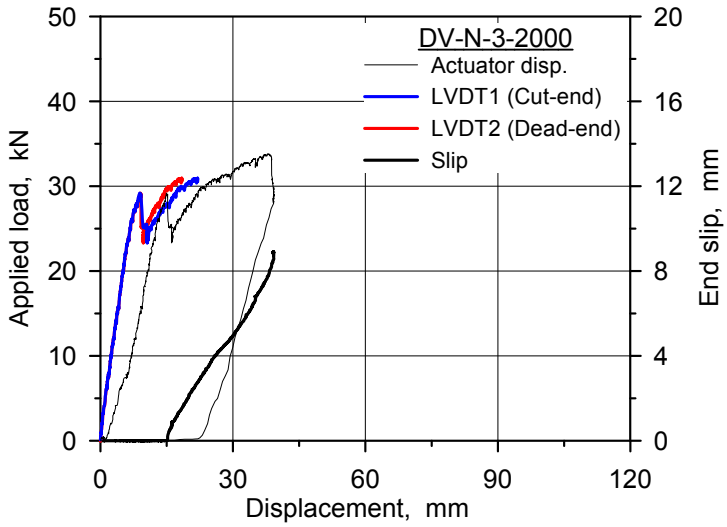


그림 5-70. 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량: DV-N-3-2000

⑤ DV-H-2-2200

고강도 콘크리트로 제작된 실험체 중 최초로 가력된 실험체로 ACI 318에 따라 가력 위치를 정하였다. 그림 5-71에 실험 종료 후 실험체의 사진을 나타냈으며, 그림 5-72에 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량 변화에 대한 그래프를 표기하였다. 첫 균열이 관측된 하중 크기는 약 30kN이며, 순수휨구간 및 가력점 부근의 휨균열만 진전되었다. 또한 최종 실험 종료까지 슬립량의 변화는 없었다. 따라서 이 실험체의 파괴모드는 휨파괴로 추정하였다.

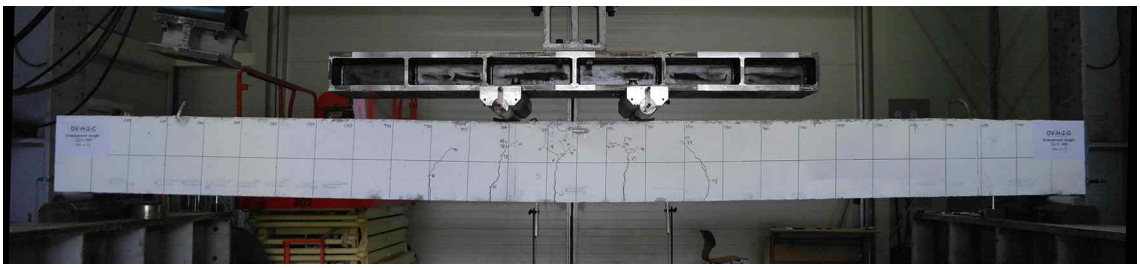


그림 5-71. 파괴모드: DV-H-2-2200

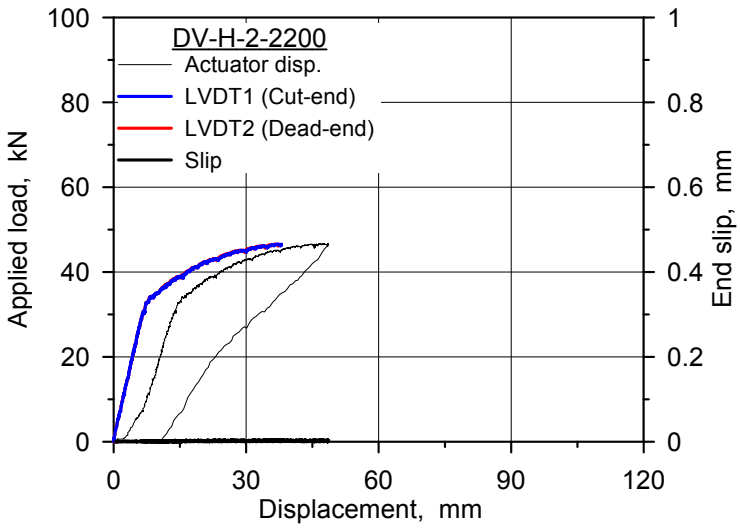


그림 5-72. 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량: DV-H-2-2200

⑥ DV-H-1-2000

이전의 실험체가 휨파괴를 일으켰으므로 보다 확실히 정착길이의 위치를 정하기 위해 가력위치를 다소 감소시켰다. 그림 5-73에 실험 종료 후 실험체의 사진을 나타냈으며, 그림 5-74에 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량 변화에 대한 그래프를 표기하였다. 첫 균열이 관측된 하중크기는 약 35kN이며, 순수휨구간 및 가력점 부근의 휨균열만 진전되었다. 또한 부재는 콘크리트 압괴로 파괴되었으며 최종 실험 종료까지 슬립량의 변화는 없었다. 따라서 이 실험체의 파괴모드는 휨파괴로 추정하였다.

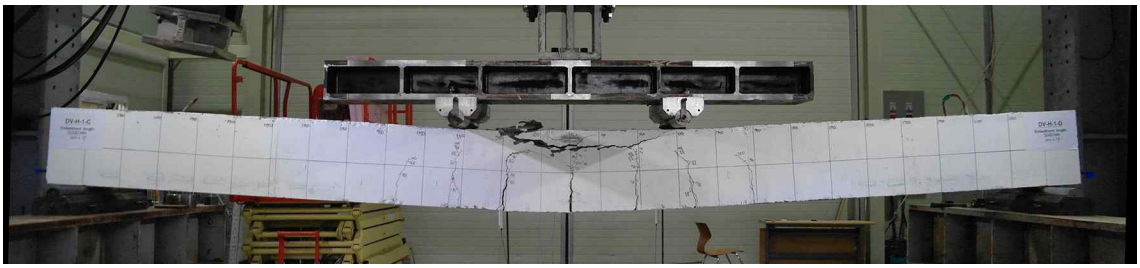


그림 5-73. 파괴모드: DV-H-1-2000

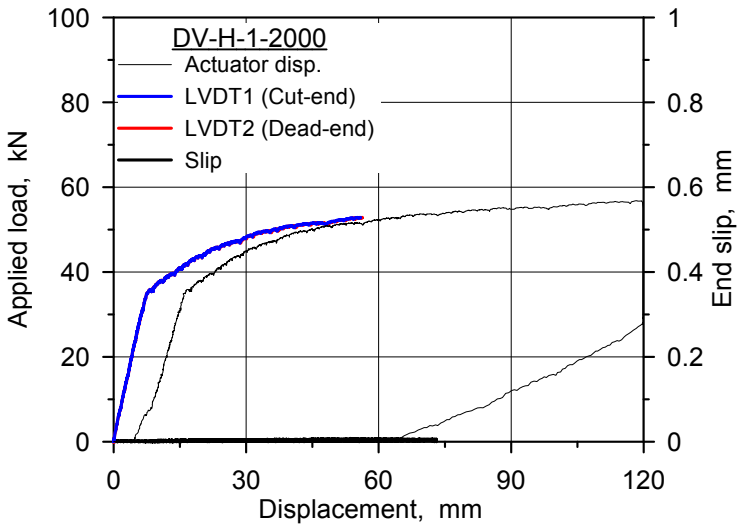


그림 5-74. 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량: DV-H-1-2000

⑦ DV-H-3-1600

이전의 실험체가 휨파괴를 일으켰으므로 보다 확실히 정착길이의 위치를 정하기 위해 가력위치를 다소 감소시켰다. 그림 5-75에 실험 종료 후 실험체의 사진을 나타냈으며, 그림 5-76에 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량 변화에 대한 그래프를 표기하였다. 첫 균열이 관측된 하중크기는 약 44kN이며, 순수휨구간 및 가력점 부근의 휨균열만 진전되었다. 또한 최종 실험 종료까지 슬립량의 변화는 없었다. 따라서 이 실험체의 파괴모드는 휨파괴로 추정하였다.

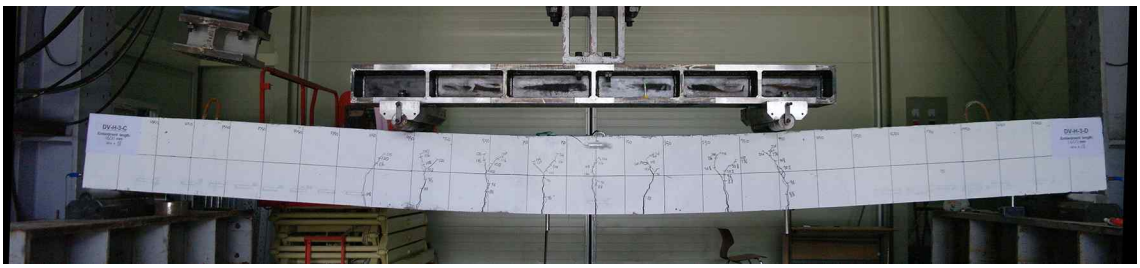


그림 5-75. 파괴모드: DV-H-3-1600

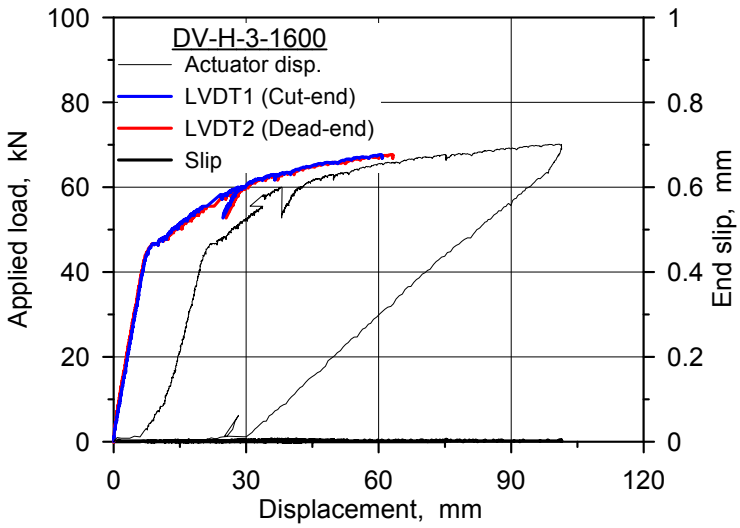


그림 5-76. 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량: DV-H-3-1600

⑧ DV-H-5-1400

이전의 실험체가 휨파괴를 일으켰으므로 보다 확실히 정착길이의 위치를 정하기 위해 가력위치를 다소 감소시켰다. 그림 5-77에 실험 종료 후 실험체의 사진을 나타냈으며, 그림 5-78에 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량 변화에 대한 그래프를 표기하였다. 첫 균열이 관측된 하중크기는 약 48kN이며, 순수휨구간 및 가력점 부근의 휨균열만 진전되었다. 또한 최종 실험 종료까지 슬립량의 변화는 없었다. 따라서 이 실험체의 파괴모드는 휨파괴로 추정하였다.

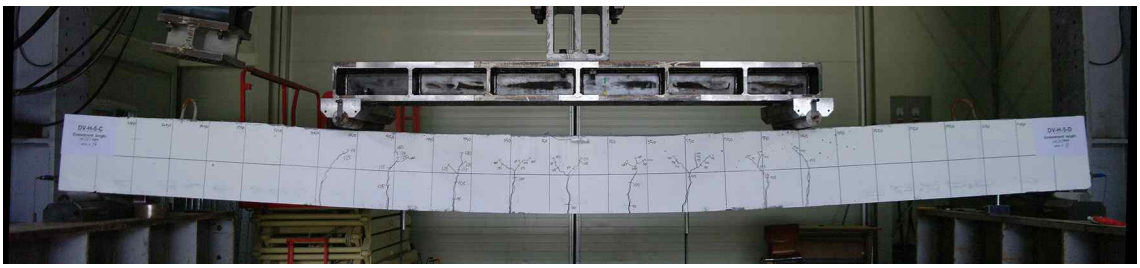


그림 5-77. 파괴모드: DV-H-5-1400

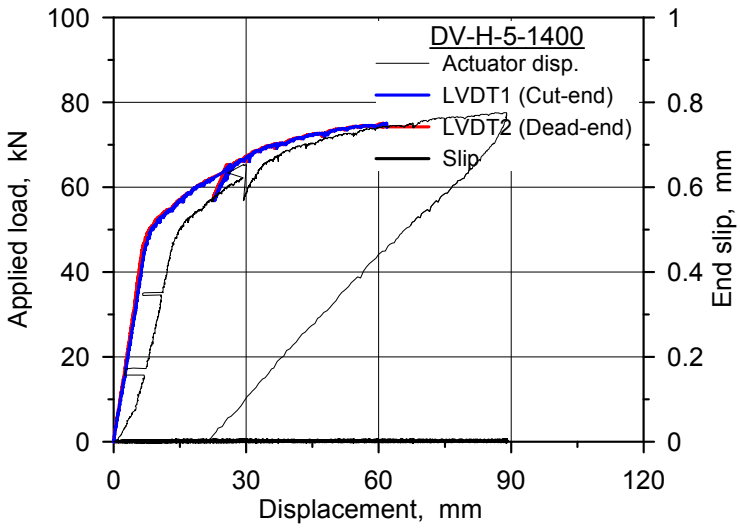


그림 5-78. 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량: DV-H-5-1400

⑨ DV-H-4-1300

이전의 실험체가 휨파괴를 일으켰으므로 보다 확실히 정착길이의 위치를 정하기 위해 가력위치를 다소 감소시켰다. 그림 5-79에 실험 종료 후 실험체의 사진을 나타냈으며, 그림 5-80에 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량 변화에 대한 그래프를 표기하였다. 첫 균열이 관측된 하중 크기는 약 52kN이며, 순수휨구간 및 가력점 부근의 휨균열만 진전되었다. 하중이 증가하면서 슬립량의 증가가 관측되었다. 따라서 이 실험체의 파괴모드는 휨/부착 파괴로 추정하였다.

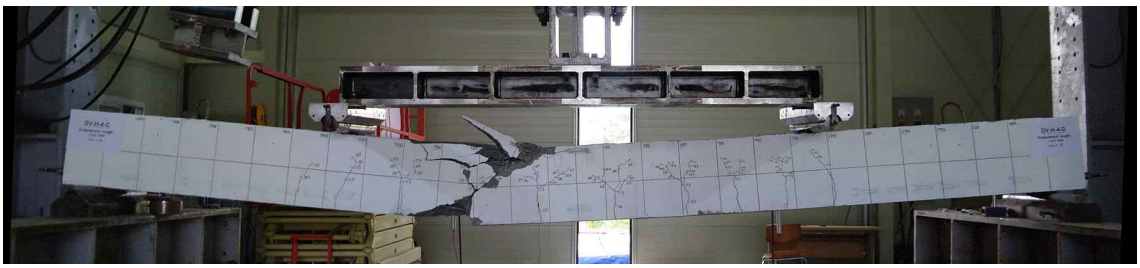


그림 5-79. 파괴모드: DV-H-4-1300

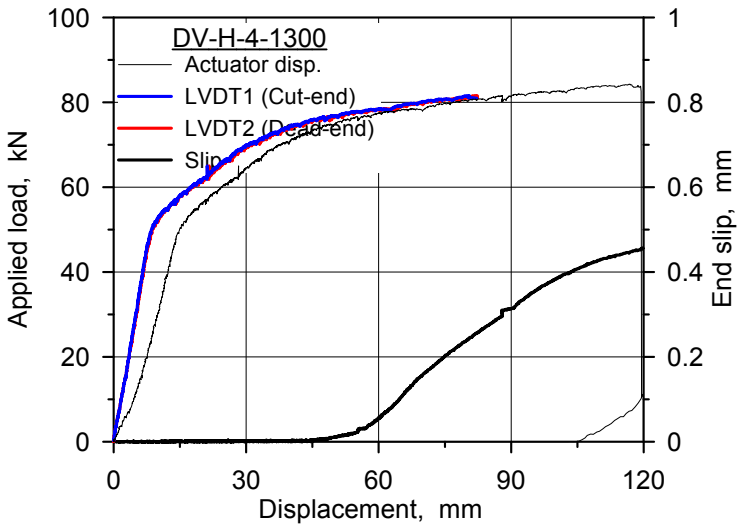


그림 5-80. 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량: DV-H-4-1300

⑩ DV-H-6-1300

이전의 실험체가 휨파괴를 일으켰으므로 보다 확실히 정착길이의 위치를 정하기 위해 가력 위치를 다소 감소시켜야 하나 스프레더 빔이 허용할 수 있는 최대 간격을 초과하여 가력 위치를 줄일 수 없었다. 최소 가력 위치에 대하여 한번 더 실험을 수행하여 파괴 모드의 변화가 있는지 살펴보고자 하였다. 그림 5-81에 실험 종료 후 실험체의 사진을 나타냈으며, 그림 5-82에 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량 변화에 대한 그래프를 표기하였다. 첫 균열이 관측된 하중 크기는 약 51kN이며, 순수휨구간 및 가력점 부근의 휨균열만 진전되었다. 최대 하중 부근에서 슬립량의 증가가 관측되었다. 따라서 이 실험체의 파괴모드는 휨/부착 파괴로 추정하였다.

이로부터 평균 콘크리트 압축강도 64 MPa와 2,400 MPa 강연선이 사용된 부재의 정착길이는 1,300 mm 이하임을 확인할 수 있었다. 이 값은 ACI318의 추정값 2,535 mm 보다 훨씬 작은 값이며 고정단부에 대한 Eurocode2의 추정값 1,525 mm 보다 작은 값이다. 따라서 현 설계기준은 2,400 MPa 강연선의 정착길이에 대하여 보수적인 값을 주며 Eurocode2의 추정값이 실제 정착길이에 보다 근접한 값을 준다는 것을 알 수 있다.

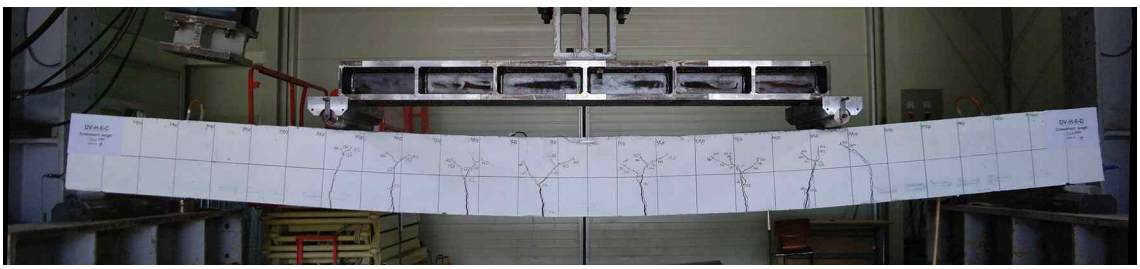


그림 5-81. 파괴모드: DV-H-6-1300

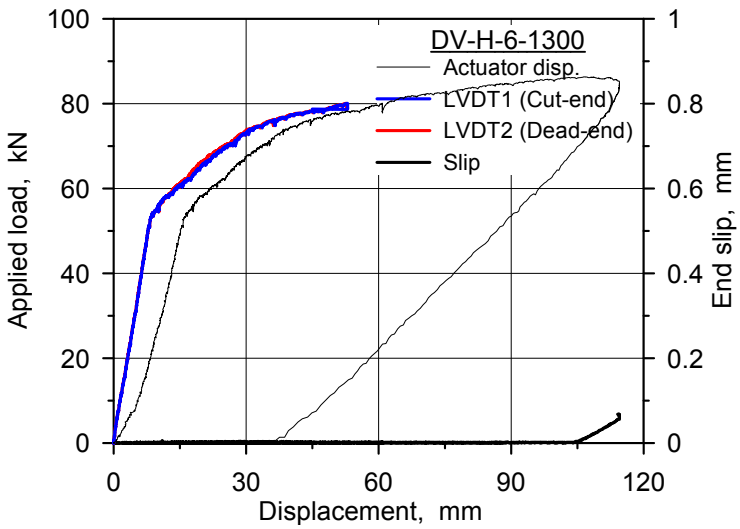


그림 5-82. 하중-처짐 곡선 및 강연선 슬립량: DV-H-6-1300

(6) 결론

고강도 강연선이 적용된 프리텐션 PSC 부재의 전달길이 및 정착길이 측정 실험을 통하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

1. 측정된 전달길이는 큰 변동폭을 가지고 있었으며 강연선이 절단된 절단단부 측에서 측정된 전달길이가 더욱 큰 경향을 가졌다. 고정단부에서 측정된 전달길이의 경우 현 설계기준의 추정값 보다 작은 값을 보인 반면 절단단부 측 전달길이의 일부는 추정값을 초과하였다. 대부분 Eurocode2의 추정값이 실제 측정값에 더욱 근접하였다.

2. 보통강도 및 고강도 콘크리트에 적용된 고강도 강연선의 정착길이에 대하여 ACI318은 보수적인 값을 주는 반면 Eurocode2은 실제 정착길이에 보다 근접한 값을 주었다.

3. 연구수행 결과

가. 고강도 강연선 역학성능 시험 및 성능기준 도출

한정된 시험편에 대한 쐐기형 정착장치 및 스웨이징형 정착장치를 이용한 시험으로 보다 상세한 거동 특성을 규명하기 위해서는 물림부 영향을 배제한 추가 연구가 필요할 것으로 판단된다. 물림부 영향을 배제한 인장시험을 위해 물림부에서의 응력집중을 완화시킬 수 있는 인장치구를 제작하여 추가 실험을 수행하였으나, 그 결과 물림부에 유압으로 인해 집중되는 힘에 의해 강연선의 파괴가 발생하였다.

이상의 실험결과를 통해 볼 때 현재 강연선의 성능은 제조사에서 제공하는 성능을 신뢰할 수 밖에 없는 현실이다. 고강도 강연선에만 국한되는 문제가 아니라 강연선의 인장시험에 대한 시험방법의 체계적인 정립이 필요하다. 아직은 소비량과 생산량이 많지 않아, 고강도 강연선에 대한 데이터가 충분하지 않지만 향후 생산 lot가 다른 시편에 대한 지속적인 특성값 시험을 통하여 데이터를 축적할 필요가 있다고 판단된다. 또한 고강도 강연선을 정착하기 위한 쐐기형, 스웨이징형 등의 정착장치의 보완이 필요하다.

나. 고강도 강연선이 적용된 포스트텐션 부재의 성능실험 및 표준화

고강도 강연선이 적용된 포스트텐션 PSC 부재의 휨실험을 통하여 다음과 같은 결론을 도출하였다. 현 설계기준과 수치 해석법은 실험체의 휨거동을 잘 예측하였다. 현 설계기준의 긴장재 응력 추정 간략식과 이 식을 이용한 공칭휨강도의 계산은 실험 결과와 유사한 예측값을 주었다. 유한요소해석법과 단면해석법은 실험체의 하중-처짐 곡선과 모멘트-곡률 곡선을 잘 추정하였다. 균열 양상은 사용된 강연선의 종류에 상관없이 모든 실험체에 대하여 유사하였다. 실험체들은 연성 거동을 보였다. 실험체 HC는 큰 처짐 이후에 콘크리트 압괴로 파괴되었다. 실험체 ND의 경우 강연선 도심에서 측정한 평균 변형률은 인장지배단면의 변형률 한계를 초과하였다. 측정된 균열폭의 대부분과 일부 보강재의 응력은 현 설계기준의 제한값을 다소 초과하였다. 그러나 현 설계기준의 수정이 요구될 정도로 초과한 것은 아니며 고강도 강연선의 구조물 적용에 크게 무리가 없을 것으로 판단된다.

다. 고강도 강연선이 적용된 프리텐션 부재의 성능실험 및 표준화

고강도 강연선이 적용된 프리텐션 PSC 부재의 전달길이 및 정착길이 측정 실험을 통하여 다음과 같은 결론을 도출하였다. 측정된 전달길이는 큰 변동폭을 가지고 있었으며 강연선이 절단된 절단단부 측에서 측정된 전달길이가 더욱 큰 경향을 가졌다. 고정단부에서 측정된 전달길이의 경우 현 설계기준의 추정값 보다 작은 값을 보인 반면 절단단부 측 전달길이의 일부는 추정값을 초과하였다. 대부분 Eurocode2의 추정값이 실제 측정값에 더욱 근접하였다. 또한 보통강도 및 고강도 콘크리트에 적용된 고강도 강연선의 정착길이에 대하여 ACI318은 보수적인 값을 주는 반면 Eurocode2은 실제 정착길이에 보다 근접한 값을 준다는 것을 확인하였다.

제3장 최종 연구성과 및 적용실적

제1절 핵심연구성과

본 연구의 최종 목표는 국제 기준에 부합하도록 고성능 재료 기술을 반영한 프리캐스트 및 프리스트레스트 콘크리트의 통합설계 기준을 개발하는 것이다. 연구의 최종 목표를 달성하기 위한 가장 핵심적인 연구 성과는 다음과 같다.

1) 고성능 재료적용 구조물의 성능 표준화 가이드라인 작성

새로 개발된 고성능 재료의 성능을 구조물의 설계 및 해석에 적용하기 위해 구조부재의 관점에서 분류하고 표준화하는 것이다. 이것은 인장강도와 같은 재료적 특성값을 표준화하는 것뿐만 아니라 구조부재 속에서 겪을 수 있는 형태의 하중 조건에서 고성능 재료가 어떤 거동을 보일 것인가에 대한 표준화도 요구된다. 이러한 표준화는 수학적 모델로 나타낼 수 있으며 본 연구에서는 휨 부재에서 보강재가 주로 겪게 되는 일축 인장에 대한 수학적 모델을 제시하였다.

2) 고성능 재료적용 구조물의 설계기준 개발

핵심 연구성과 중에서도 가장 중요한 연구 성과물로 실무자들이 고성능 재료(고강도 강연선, 프리캐스트 콘크리트, 프리캐스트 프리스트레스트 콘크리트)를 안전하면서도 경제적으로 구조물에 적용하기 위한 설계기준 개정안을 개발하는 것이다. 새로 개발된 재료나 기존에 활용되고 있었으나 관련 설계기준이 미비한 재료의 경우 체계적인 사용기준이 없어 설계시 외면되거나 비효율적으로 사용되어 왔다. 해당 핵심성과의 활용으로 재료 자체의 구조적 우수성과 경제성을 100% 활용하고 안전성에 대한 우려를 불식시켜 고성능 재료의 활용을 증대시키고자 한다.

구조 설계기준은 주어진 하중 상황에서 구조물의 저항 성능을 평가하고 단면의 형상, 구조요소의 배치, 재료의 필요량 등을 결정하는 일련의 과정을 제시해 준다. 실무자는 새로운 재료를 사용할 때 이러한 설계기준에 따라 위험도를 계량하고 최적의 단면 형상 및 재료의 소요량을 산출해낼 수 있다. 따라서 이는 넓은 의미에서 설계기준 뿐만 아니라 재료의 기계적 성질을 규정하는 KS 표준과 재료의 취급 및 시공 일반을 규정하는 시방서까지 포함한다.

3) 설계기준 관련 예제집 작성

해당 핵심성과는 새로 개발된 고성능 재료 관련 설계기준의 적용 범위, 방법, 절차 등에 대하여 실제적 예를 들어 상세히 기술한 예제집이다. 새로 개발된 고성능 재료에 관한 설계기준에 대한 연구자 및 실무자들의 이해를 돕고 설계 기준의 올바른 적용이 이루어질 수 있도록 한다.

1. 고성능 재료적용 구조물의 성능 표준화 가이드라인

가. 표준화 방법

(1) 기계적 특성값

고려제강이 제공한 고강도 강연선의 하중-변형률 곡선으로부터 응력-변형률 곡선을 얻었다. 응력-변형률 곡선을 얻은 후에는 그래프의 시작점이 원점이 아닌 경우 y값은 고정하고 x 값을 보정하며 그래프가 원점을 지나도록 수평이동 시켰다. 수평 이동 후에는 응력-변형률 곡선으로부터 95% 하한에 해당하는 데이터를 얻는다. 하한값은 각 변형률 값에서 응력 값의 평균(μ)과 표준편차(σ)를 통해서 얻었다. 95% 하한값은 $\mu - 1.96\sigma$에 해당한다. 이는 각 변형률 값에서 응력 값이 정규 분포를 이룬다는 가정이 전제된다. 구해진 응력-변형률 곡선으로부터 강연선의 기계적 특성값인 선형한계, 탄성계수, 항복점, 인장강도, 극한변형률을 구하였다. 항복점은 강연선에 대하여 널리 사용되고 있는 1% EUL(extension under load)법, 0.1% 오프셋법, 0.2% 오프셋법을 이용하였다.

(2) 수학적 모델링

고강도 강연선의 응력-변형률 곡선은 Ramberg-Osgood 모델식을 이용하여 수학적으로 모델링하였다. 이 식은 항복점이 뚜렷하지 않은 고강도 철근의 재료 모델링에 일반적으로 사용되는 모델이다. 식의 형태는 다음과 같으며 두 직선 구간과 그 사이의 곡선 천이구간을 표현할 수 있다.

$$f_p = E_p \epsilon_p \left[A + \frac{1-A}{\left\{1+(B\epsilon_p)^c\right\}^{1/c}} \right] \leq f_{pu}$$

여기서, f_p는 강재 응력(MPa), E_p는 강재 탄성계수(MPa), ϵ_p는 강재 변형률, A, B, C는 곡선 형태를 결정하는 상수이다. 상수 A는 탄성 구간 이후 소성 구간의 기울기를 나타내고, 상수 B는 탄성 구간과 소성 구간의 연장선이 교차하는 점과 관련된다. 상수 C는 곡선 천이구간의 완만한 정도를 나타내는데, 값이 클수록 급격히 변화하며 작을수록 완만한 곡선 형태를 갖게 된다. 각 상수들은 응력-변형률 곡선의 95% 하한값들을 오차 제곱의 합이 최소화되도록 비선형 회귀분석을 통하여 결정되었다.

나. 성능표준화 결과

(1) 기계적 특성값

(가) 2,160 MPa 강연선

① 선형한계, 탄성계수, 인장강도, 극한변형률

No.	선형한계변형률	E_p (MPa)	f_{pu} (MPa)	ϵ_{pu} (%)
1	0.0074	195,772	2,240	6.65
2	0.0073	200,862	2,235	8.16
3	0.0076	202,576	2,235	6.76
4	0.0091	198,356	2,250	7.70
5	0.0090	196,450	2,249	6.32
6	0.0079	194,043	2,253	6.75
7	0.0085	201,216	2,220	8.04
8	0.0071	196,922	2,218	6.49
9	0.0080	201,671	2,202	7.14
10	0.0090	204,180	2,283	8.20
11	0.0082	207,875	2,283	8.35
12	0.0087	201,067	2,281	8.35
13	0.0092	200,167	2,169	9.48
14	0.0081	200,007	2,169	9.19
평균	0.0082	200,083	2,235	7.68
표준편차	0.0007	3,620	37	1.01
95% 하한	0.0068	192,988	2,162	5.70

② 항복변형률, 항복응력, 항복비

No.	1% EUL		0.1% offset			0.2% offset		
	$f_{py,1\%EUL}$ (MPa)	$\frac{f_{py,1\%EUL}}{f_{pu}}$	$\epsilon_{py,0.1\%off}$	$f_{py,0.1\%off}$ (MPa)	$\frac{f_{py,0.1\%off}}{f_{pu}}$	$\epsilon_{py,0.2\%off}$	$f_{py,0.2\%off}$ (MPa)	$\frac{f_{py,0.2\%off}}{f_{pu}}$
1	1,895	0.85	0.0113	2,019	0.90	0.0125	2,064	0.92
2	1,923	0.86	0.0111	2,028	0.91	0.0123	2,073	0.93
3	1,921	0.86	0.0109	2,002	0.90	0.0122	2,057	0.92
4	1,939	0.86	0.0114	2,066	0.92	0.0126	2,104	0.94
5	1,937	0.86	0.0115	2,064	0.92	0.0127	2,098	0.93
6	1,896	0.84	0.0115	2,037	0.90	0.0127	2,081	0.92
7	1,949	0.88	0.0111	2,040	0.92	0.0123	2,074	0.93
8	1,905	0.86	0.0112	2,011	0.91	0.0125	2,060	0.93
9	1,868	0.85	0.0105	1,923	0.87	0.0119	2,002	0.91
10	1,984	0.87	0.0112	2,082	0.91	0.0124	2,117	0.93
11	1,995	0.87	0.0110	2,071	0.91	0.0122	2,114	0.93
12	1,944	0.85	0.0113	2,066	0.91	0.0125	2,108	0.92
13	1,947	0.90	0.0112	2,035	0.94	0.0124	2,072	0.96
14	1,937	0.89	0.0111	2,021	0.93	0.0123	2,062	0.95
평균	1,931	0.86	0.0112	2,033	0.91	0.0124	2,078	0.93
표준편차	34	0.02	0.0003	40	0.02	0.0002	30	0.01
95% 하한	1,865	0.83	0.0107	1,955	0.88	0.0120	2,019	0.91

(나) 2,400 MPa 강연선

① 선형한계, 탄성계수, 인장강도, 극한변형률

No.	선형한계변형률	E_p (MPa)	f_{pu} (MPa)	ϵ_{pu} (%)
1	0.0091	198,533	2,354	8.10
2	0.0082	212,407	2,340	8.12
3	0.0087	198,353	2,416	6.37
4	0.0097	209,276	2,417	6.16
5	0.0094	209,840	2,418	6.28
6	0.0101	199,643	2,415	6.66
7	0.0100	202,109	2,415	6.66
8	0.0090	207,492	2,415	6.68
9	0.0086	209,429	2,415	6.68
10	0.0084	214,576	2,414	6.72
11	0.0084	211,038	2,414	6.71
12	0.0097	208,298	2,415	6.71
13	0.0088	207,400	2,415	6.82
14	0.0093	203,548	2,414	6.84
15	0.0089	215,203	2,417	6.74
16	0.0089	214,728	2,414	6.64
17	0.0089	203,903	2,414	6.85
18	0.0098	207,389	2,416	6.87
19	0.0091	200,384	2,416	6.85
20	0.0095	204,707	2,415	6.86
21	0.0094	207,759	2,433	6.00
22	0.0101	202,816	2,436	7.70
평균	0.0092	206,765	2,411	6.82
표준편차	0.0006	5,179	22	0.53
95% 하한	0.0081	196,614	2,369	5.78

② 항복변형률, 항복응력, 항복비

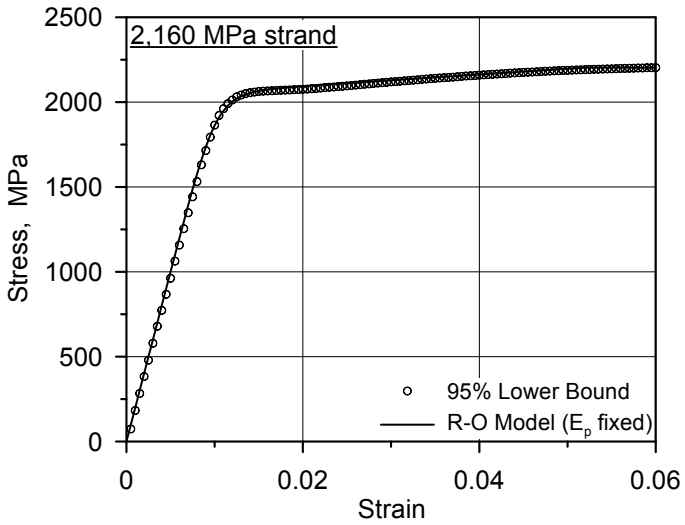
No.	1% EUL		0.1% offset			0.2% offset		
	$f_{py,1\%EUL}$ (MPa)	$\frac{f_{py,1\%EUL}}{f_{pu}}$	$\epsilon_{py,0.1\%off}$	$f_{py,0.1\%off}$ (MPa)	$\frac{f_{py,0.1\%off}}{f_{pu}}$	$\epsilon_{py,0.2\%off}$	$f_{py,0.2\%off}$ (MPa)	$\frac{f_{py,0.2\%off}}{f_{pu}}$
1	1,971	0.84	0.0123	2,250	0.96	0.0135	2,288	0.97
2	2,053	0.88	0.0113	2,191	0.94	0.0125	2,241	0.96
3	1,940	0.80	0.0123	2,233	0.92	0.0135	2,280	0.94
4	2,064	0.85	0.0117	2,239	0.93	0.0129	2,282	0.94
5	2,060	0.85	0.0116	2,225	0.92	0.0128	2,275	0.94
6	2,000	0.83	0.0122	2,227	0.92	0.0134	2,279	0.94
7	2,010	0.83	0.0120	2,229	0.92	0.0133	2,277	0.94
8	2,052	0.85	0.0117	2,226	0.92	0.0130	2,277	0.94
9	2,055	0.85	0.0116	2,221	0.92	0.0129	2,275	0.94
10	2,076	0.86	0.0113	2,217	0.92	0.0126	2,268	0.94
11	2,066	0.86	0.0115	2,224	0.92	0.0127	2,265	0.94
12	2,059	0.85	0.0117	2,231	0.92	0.0129	2,278	0.94
13	2,037	0.84	0.0116	2,208	0.91	0.0129	2,269	0.94
14	2,003	0.83	0.0119	2,218	0.92	0.0132	2,273	0.94
15	2,096	0.87	0.0113	2,220	0.92	0.0126	2,272	0.94
16	2,094	0.87	0.0114	2,225	0.92	0.0126	2,273	0.94
17	2,003	0.83	0.0118	2,210	0.92	0.0131	2,265	0.94
18	2,051	0.85	0.0118	2,229	0.92	0.0130	2,278	0.94
19	1,975	0.82	0.0121	2,221	0.92	0.0134	2,274	0.94
20	2,021	0.84	0.0119	2,224	0.92	0.0131	2,271	0.94
21	2,053	0.84	0.0117	2,230	0.92	0.0130	2,285	0.94
22	2,024	0.83	0.0120	2,226	0.91	0.0132	2,281	0.94
평균	2,035	0.84	0.0118	2,224	0.92	0.0130	2,274	0.94
표준편차	40	0.02	0.0003	12	0.01	0.0003	9	0.01
95% 하한	1,956	0.81	0.0112	2,201	0.91	0.0124	2,255	0.93

(다) 수학적 모델링 계수의 결정

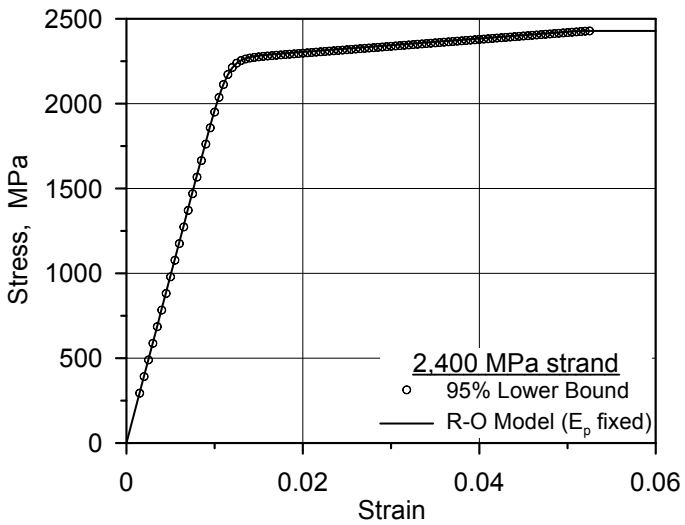
앞서 언급한 비선형 회귀분석을 통해 결정된 Ramberg-Osgood 모델의 계수를 다음 표에 정리하였다. 해석 케이스 1은 탄성계수 또한 변수로 취급하여 최적화한 것이며, 해석 케이스 2는 탄성계수를 현재 설계에 사용되는 값인 200,000 MPa로 고정시키고 계수 A, B, C만을 최적화한 것이다. SWPC7BL 강연선은 1,860 MPa 저릴랙세이션 강연선을 의미하며 표의 계수값은 현재 일반적으로 사용되고 있는 값이다.

강연선 종류	해석 케이스	E_p (MPa)	A	B	C
SWPC7BL	-	200,000	0.025	118	10
SWPC7CL	1	192,480	0.018	94	11
	2	200,000	0.017	97	8
SWPC7DL	1	197,580	0.020	87	15
	2	200,000	0.020	88	13

아래 그래프에서 위의 계수를 이용한 Ramberg-Osgood 모델과 95% 하한값을 비교하였다.



Ramberg-Osgood 모델과 95% 하한값 비교 (2,160 MPa)



Ramberg-Osgood 모델과 95% 하한값 비교 (2,400 MPa)

2. 고성능 재료적용 구조물의 설계기준 개발

가. 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성부재

구분		KCI2012 기준/해설	구분		개정안	사유
장	절		장	절		
17	17.2	**17.2 설계일반** (2) 각각의 부재요소는 각 재하단계에서 시공과정부터 발생 가능한 모든 위험한 하중조건에 대해 검토하여야 한다.	17	17.2	**17.2 설계일반** (2) 각각의 부재요소는 각 재하단계에서 시공과정부터 발생 가능한 모든 사용하중 및 극한하중조건에 대해 합성 또는 비합성 단면조건을 고려하여 강도 및 균열 발생 여부를 검토하여야 한다.	합성콘크리트 부재의 설계조건에 대해 명확히 정의
		(3) 여러 요소의 기준강도, 단위질량 또는 그 밖의 특성 등이 서로 다를 경우에는 설계할 때 각 요소의 특성을 각각 사용하거나, 또는 이들 중 가장 불리한 값을 사용하여야 한다.			(3) 여러 요소의 설계기준강도, 단위질량 또는 그 밖의 특성 등이 서로 다를 경우에는 설계할 때 각 요소의 특성을 각각 사용하거나, 또는 이들 중 가장 불리한 값을 사용하여야 한다. 휨 부재의 수직전단강도에 대해서는 17.3.1(4) ~ (6)을 적용할 수 있다.	콘크리트 합성부재의 실험결과를 토대로 합성단면의 수직전단강도 산정법 제시
					(9) 위험단면 위치의 주위에서 단면의 크기, 힘의 흐름이 급격히 변화하는 경우에는 실험 및 해석에 의하여 그 부재의 성능이 입증되거나 부록 I 스트럿-타이 모델에 의하여 설계하여야 한다.	댑단부와 같은 위험단면이 있는 부재 설계시 유의사항

구분		KCI2012 기준/해설	구분		개정안	사유
장	절		장	절		
17	17.2. 해설		17	17.2. 해설	(9) 휨 부재의 댑단부와 같이 단면이 급격히 변하는 경우에는 일반적인 휨, 전단설계 방법으로 충분하지 않으며 스트럿-타이 모델을 적용하여 충분한 전단철근이 배치되도록 설계하여야 한다. 가급적 실험 및 해석에 의하여 그 성능을 검증하는 것이 바람직하다. 합성 이전의 시공 중의 하중조건에 대해서도 안전성을 검증하여야 한다.	댑단부와 같은 위험단면이 있는 부재 설계 시 유의사항

구분		KCI2012 기준/해설	구분		개정안	사유
장	절		장	절		
17	17.3.1		17	17.3.1	**17.3 합성콘크리트 휨부재의 설계** **17.3.1 수직전단강도** (4) 프리스트레스를 가하지 않은 합성 휨 부재에서 요소간의 콘크리트 압축강도가 서로 다를 경우에는 각 요소별 특성에 따라 V_c를 각각 계산하여 합산하거나, 전단 저항 면적을 고려한 평균 유효콘크리트 강도를 사용하여 V_c를 계산할 수 있다. 전단강도 계산을 위하여 식 (7.3.1)과 식 (7.3.3)을 사용한다. 단, 7.4.3 최소전단철근의 조건을 만족하지 않고 휨 인장철근비가 1.3퍼센트 미만인 경우에는 각 요소별 $\sqrt{f_{ck}}$은 값이 6.8MPa를 초과할 수 없다. (5) 프리스트레스를 가한 합성 휨 부재에서는 각 요소의 특성에 따라 V_c를 각각 계산하여 합산할 수 있다. 프리스트레스된 단면은 식 (7.3.7), 프리스트레스되지 않은 단면은 식 (7.3.1)에 따라 계산한다. (6) V_s는 $(2\sqrt{f_{ck}}/3)b_w d$ 이하로 하여야 하며, 이때 f_{ck}는 각 요소의 콘크리트 설계기준 압축강도 중 최소값을 사용하여야 한다.	콘크리트 합성부재의 실험결과를 토대로 합성단면의 수직전단강도 산정법 제시

구분		KCI2012 기준/해설	구분		개정안	사유
장	절		장	절		
17	17.3.1 해설		17	17.3.1 해설	(2) 시공하중과 같이 합성 이전의 비합성 단면에 대한 하중 조건에서 전단철근이 필요할 경우에는 비합성 단면 내에 전단철근이 충분히 정착되어야 한다.	해설 추가
					(3) 수직전단력과 수평전단력은 본질적으로 동일한 하중이기 때문에 전단철근을 수직전단력과 수평전단력에 동시에 기여하는 것으로 간주하여 설계할 수 있다.	

구분		KCI2012 기준/해설	구분		개정안	사유
장	절		장	절		
17	17.3.1 해설		17	17.3.1 해설	(4) 실험 연구 결과 프리스트레스를 가하지 않은 합성 휨 부재를 사용할 경우 각 요소별 특성을 사용하거나 평균 유효콘크리트강도를 사용할 수 있는 것으로 나타났다. 다만, 60MPa 이상 고강도콘크리트를 사용하는 경우 안전측이 아니기 때문에 최대 콘크리트 설계기준 압축강도 값의 제한을 규정하였다. 이 제한 조건은 전단철근을 사용하지 않고 휨 철근비가 작은 합성 슬래브 부재와 합성 리브슬래브 부재에 적용된다.	콘크리트 합성부재의 실험결과를 토대로 합성단면의 수직전단강도 산정법에 대한 해설
					(5) 실험 연구 결과 프리스트레스를 가한 합성 휨 부재의 경우 각 요소의 특성에 맞게 V_c 를 각각 계산하여 단순 합산하는 방법으로 설계할 수 있는 것으로 나타났다.	
					(6) 전단철근을 사용할 때에는 전단강도가 제한되는데, 이 최대전단강도는 대각콘크리트의 압괴에 의하여 결정된다. 대각 콘크리트의 압괴강도는 단면을 구성하는 콘크리트 강도 중에 가장 작은 강도에 의하여 결정되어야 한다.	

나. 프리캐스트 콘크리트 접합부의 분류

구분		KCI2012 기준/해설	구분		개정안	사유
장	절		장	절		
16	16.2	**16.2 설계일반** **16.2.2 접합부에서의 힘의 전달과 분포** (1) 부재 평면에 수직으로 작용하는 힘의 분포는 실험 또는 구조해석에 의해 계산하여야 한다.	16	16.2	**16.2 설계일반** **16.2.2 접합부에서의 힘의 전달과 분포** (1) 부재 평면에 수직으로 작용하는 힘의 분포는 실험 또는 구조해석에 의해 계산하여야 한다. 다만, 내진설계를 위한 프리캐스트 골조시스템의 실험 또는 구조해석은 16.2.3을 만족하여야 한다.	프리캐스트콘크리트 보-기둥 접합부의 분류가 가능하며 이는 실험 및 구조해석을 통해 수행가능함
16	16.3	**16.3.3 접합부의 설계** (2) 접합부에 의한 힘전달에 대한 적합성은 해석이나 실험에 의해 결정하여야 한다.			**16.2.3 프리캐스트콘크리트 골조의 접합부 분류** (1) 프리캐스트콘크리트 골조의 접합부에 의한 힘전달에 대한 적합성은 해석이나 실험에 의해 결정하여야 한다.	콘크리트 합성부재의 실험결과를 토대로 합성단면의 수직전단강도 산정법 제시
					(2) 접합부에 이종재료를 적용할 경우 접합부의 구조적 특성 및 재료 자체의 상대적 강성 등을 충분히 고려하여야 한다.	다양한 재료의 사용시 발생가능한 문제에 대해 별도의 실험을 요구하여 성능을 평가하는 장치 수립

구분		KCI2012 기준/해설	구분		개정안	사유
장	절		장	절		
			16	16.2.	(3) 프리캐스트 콘크리트 부재로 구성된 모멘트 저항골조는 일체식 접합부와 연결식 접합부로 분류한다.	프리캐스트콘크리트 부재를 모멘트저항골조로 사용하기 위한 조항
					(4) 프리캐스트콘크리트 모멘트저항골조의 분류는 프리캐스트콘크리트 부재 사이의 접합부와 각 부재들의 변형기여분에 근거를 두고 있다.	프리캐스트콘크리트 부재의 모멘트저항골조로의 사용을 위한 제한사항
					(5) 변형기여분의 평가는 전체 변형량에 대한 각 요소가 보유하고 있는 변형량의 기여분을 측정할 수 있는 실험 및 구조해석을 통해 측정 및 계산하여야 한다.	
					(6) 프리캐스트 콘크리트 일체식 접합부는 두 가지로 분류할 수 있다. ① 강한접합부 - 모멘트 저항골조에서 접합부에서 일정거리 떨어진 곳에 소성힌지의 발생을 의도한다. 변형기여분 중 접합부의 변형기여분이 5%보다 작으며 보의 휨변형이 90% 이상일 경우에 해당된다. ② 연성접합부 - 모멘트 저항 골조에서 소성힌지의 발달은 접합부를 기준으로 보의 길이방향으로 발달되도록 설계된다. 접합부 내 주철근의 비탄성 상태를 허용한다. 변형기여분 중 접합부의 변형기여분이 5%를 초과할 경우에 해당된다.	

구분		KCI2012 기준/해설	구분		개정안	사유
장	절		장	절		
			16	16.2.	(7) 프리캐스트 콘크리트 부재의 연결식 접합부는 다음 요구사항을 만족하는 경우에 속한다. ① 연결식 접합부를 갖는 시스템은 골조의 구성요소에 발생하는 균열폭의 확장 없이 프리캐스트 콘크리트 부재의 접합 계면에 의한 변형기여분이 80% 이상이며 보의 휨 변형이 15% 이상일 경우에 속한다. ② 일반적으로 건식조립형태의 접합상세가 연결식접합부에 속한다.	

구분		KCI2012 기준/해설	구분		개정안	사유
장	절		장	절		
			16	16.2. 해설	프리캐스트 콘크리트 구조는 기본적으로 현장치기 콘크리트로 구성된 골조와 같은 성능을 보유해야 하며 이를 위해서는 별도의 실험 및 해석적 연구의 결과를 요구하고 있다. 그러나 해석 또는 실험을 통한 새로 개발된 프리캐스트 골조 시스템의 성능의 규정은 장기간의 연구 성과를 반영해야 하므로 새로운 규정을 통해 특수모멘트저항골조에 준하는 분류 체계를 구성하여 검증에 대한 편의성 및 검증 과정의 명확성을 부여하고자 한다. 현재까지 개발된 접합 상세에 대한 구분과 각국의 규정에 대한 검토 결과, 프리캐스트 골조시스템은 일체식 접합부를 지닌 시스템과 연결식 접합부를 지닌 시스템으로 구분할 수 있다. 일체식 접합부는 기둥-기둥, 기둥-보 사이의 접합부에 현장치기 콘크리트가 적용되는 상세로 구분할 수 있으며 연결식 접합부는 현장치기 콘크리트 영역이 적용되지 않는 상세로 구분할 수 있다.	프리캐스트 콘크리트 구조 시스템의 내진시스템으로서의 사용을 위해 현재 개발되어 있는 접합 상세의 분류를 수행하였으며, 각각의 특성을 정의함

구분		KCI2012 기준/해설	구분		개정안	사유
장	절		장	절		
			16	16.2. 해설	사용 가능한 프리캐스트 골조 시스템의 성능 수준은 현장치기 콘크리트로 구성된 모멘트 저항 골조와 동등 또는 그 이상의 성능을 보유하도록 구성하였으며, 접합부의 변형 정도에 따라 강한접합부와 연성접합부로 구분할 수 있다. 연결식접합부의 경우 다양한 상세가 존재하는 것으로 나타났으나 주요 거동은 접합부와 보 사이의 gap opening으로 나타나는 바, 해당 거동이 나타나는 경우로 한정하여 분류하였다.	성능 수준을 정의하여 프리캐스트 내진골조의 성능 목표를 정의함과 동시에 분류의 기준을 설명함

구분		KCI2012 기준/해설	구분		개정안	사유
장	절		장	절		
			16	16.2. 해설	기존 연구 결과에 대한 분석으로 강도 또는 에너지 소산 영역을 통해서는 해당 접합 상세의 거동을 명확하게 규정하기 어렵다는 판단에 의해 별도의 실험 연구를 수행하였다. 변형기여분의 측정을 통해 보-기둥 접합부 실험체의 측정방법을 해당 실험에서는 정의하고 있다. (그림 16.3.4.1) 일체식 접합부의 범주에 속하는 상세에 대한 실험 결과 강한접합부로 분류되는 실험체의 접합부 내에서의 변형 기여분은 5% 미만으로 나타나는 것을 확인할 수 있으며, 현장치기 콘크리트 및 Half-pc를 통한 접합부는 접합부의 변형 기여분이 5%를 초과하는 것으로 나타났다. 일체형 기둥과 보의 연결을 통해 구성되는 연결식 접합부의 변형기여분 검토 결과 80% 이상의 변형 기여분이 gap opening을 통해 나타나고 있음을 확인할 수 있다. 전체 변형량에 대한 각 요소들의 변형량의 기여분을 측정한 실험 결과는 현재까지도 매우 제한적이므로 해당 연구 결과는 실험체의 일반적인 파괴 유형에 따라서 정성적으로 분류한 결과를 개정안으로 제시하였다. 향후 연구 결과를 지속적으로 누적하여 정량적인 평가기준을 제시할 필요가 있다.	기존 실험 결과를 언급하여 분류체계의 정량적 지표를 큰 틀 내에서 제시해 주었으며, 이후의 실험 및 해석적 추가연구를 통한 개정 및 구체화의 가능성을 제시함.

다. 중공 프리캐스트 기둥과 이를 이용한 프리캐스트 콘크리트 골조 구조

구분		KCI2012 기준/해설	구분		개정안	사유
장	절		장	절		
17	17.4.5	없음	17	17.4.5	**17.4.5 중공 프리캐스트 콘크리트 기둥 내부에 현장치기콘크리트로 시공된 합성부재**	새로운 내용의 추가
					(1) 중공 프리캐스트 콘크리트 기둥내부에 현장치기콘크리트로 시공된 합성부재는 다음 (2)에서 (4)까지의 규정을 만족하여야 한다.	
					(2) 중공 프리캐스트 콘크리트 기둥내부에 현장치기 콘크리트로 시공된 합성부재는 6장의 철근콘크리트 압축부재의 설계방법에 따라 압축강도를 산정한다. 이때 부재의 재료강도는 프리캐스트 콘크리트와 현장치기 콘크리트의 재료특성을 각각 고려하여 강도를 산정한다.	
					(3) 중공 프리캐스트 콘크리트 기둥과 현장치기 콘크리트사이 계면에서 응력전달을 위해 전단연결재 또는 보강철근을 배근하여 두 부재가 최소한의 일체거동을 할 수 있도록 하여야 한다.	프리캐스트 콘크리트와 현장치기 콘크리트사이의 계면에서의 일체거동을 확보
					(4) 기둥의 횡처짐과 구조해석을 위한 강성 계산시에는 프리캐스트 콘크리트 기둥과 현장치기콘크리트의 재료특성을 고려한 유효강성을 사용하도록 한다.	유효강성의 고려

구분		KCI2012 기준/해설	구분		개정안	사유
장	절		장	절		
17	17.2. 해설		17	17.4.5 .해설	(3) 중공 프리캐스트 콘크리트와 현장치기콘크리트의 접촉면에는 균열면과 같은 시공조인트가 형성되기 때문에 두 부재가 합성거동을 하기 위해서는 접촉면에 직각방향으로 최소한 두 부재를 연결하여 도웰거동을 할 수 있도록 횡보강근을 배근하여야 한다.	
					(4) 중공 프리캐스트 콘크리트와 중공내 현장치기콘크리트는 재료적 특성이 다르기 때문에 각 재료의 특성을 고려한 유효강성을 사용하여 합성단면의 강성을 구하여 사용해야 한다.	

라. 증기양생에 따른 프리스트레스 손실

구분		KCI2012 기준/해설	구분		개정안	사유
장	절		장	절		
9	9.1	9.1.2 기호	9	9.1	E_{ps} =긴장재의 탄성계수, MPa $T_{\max}$ = 증기양생 할 때 양생실 최대 온도, ^{o}C T_o = 양생 전 양생실 온도, ^{o}C $f(\kappa)$ =단면형상비에 따른 긴장력 손실 함수 $\triangle P_p$ = 증기양생에 의한 긴장력 손실량, N α_p = 긴장재의 열팽창계수, $1/^{o}$C κ = 단면 형상비(=단면 둘레/단면적), $1/\mathrm{mm}$	기호 추가
9	9.4.1	9.4.1 손실 원인(원안) 유효프리스트레스 f_{pe}를 결정하기 위하여 다음과 같은 프리스트레스 손실 원인을 고려하여야 한다. ① 정착장치의 활동 ② 콘크리트의 탄성수축 ③ 포스트텐션 긴장재와 덕트 사이의 마찰 ④ 콘크리트의 크리프 ⑤ 콘크리트의 건조수축 ⑥ 긴장재 응력의 릴랙세이션	9	9.4.1	9.4.1 손실 원인 유효프리스트레스 f_{pe}를 결정하기 위하여 다음과 같은 프리스트레스 손실 원인을 고려하여야 한다. ① 정착장치의 활동 ② 콘크리트의 탄성수축 ③ 포스트텐션 긴장재와 덕트 사이의 마찰 ④ 증기양생에 따른 긴장재의 열팽창 ⑤ 콘크리트의 크리프 ⑥ 콘크리트의 건조수축 ⑦ 긴장재 응력의 릴랙세이션	④ 증기양생에 따른 긴장재의 열팽창으로 인한 프리스트레스 손실을 추가적으로 고려

구분		KCI2012 기준/해설	구분		개정안	사유
장	절		장	절		
9	9.4.3 해설		9	9.4.3 해설	9.4.3 증기양생에 따른 긴장재의 열팽창 (1) 프리텐션 프리스트레스트 콘크리트 부재의 증기양생 과정에서 콘크리트와 프리텐션 긴장재 사이에 충분한 부착이 발생하기 전에 일어나는 긴장력 손실량은 식 (9.4.3)과 식 (9.4.4)에 의하여 계산하여야 한다. $\triangle P_p = f(\kappa) \cdot \alpha_p \cdot E_{ps} \cdot (T_{\max} - T_o)$ (9.4.3) $f(\kappa) = 5.933\kappa + 0.325$ (9.4.4)	내용 추가
					9.4.3 증기양생에 따른 긴장재의 열팽창 (1) 식 (9.4.3)과 식 (9.4.4)에 의하여 발생하는 프리텐션 긴장력 손실은 증기양생을 실시하기 전 초기 프리텐션 프리스트레스를 도입할 때의 정착구 활동에 의한 손실량을 감한 긴장력에 대하여 추가적으로 감하여야 한다. 식 (9.4.3)과 식 (9.4.4)는 장방형, 싱글티(single tee), 더블티(double tee), 역티(inverted tee) 형상을 갖는 부재와 같이 속이 찬 단면에 대하여 적용할 수 있다. 식 (9.4.3)과 식 (9.4.4)는 단면형상비(κ) 값이 0.005와 0.03 사이의 속이 찬 단면에 대하여 산정된 식이므로 단면형상비 값이 이 범위에 속하지 않는 속이 찬 단면이거나 혹은 중공 슬래브와 같이 단면 내에 공간이 있을 경우에는 해당 단면에 대하여 적절한 실험 또는 해석에 의하여 긴장력 손실량을 고려하여야 한다. 상기 단면에 대하여 실험 및 해석에 의하여 손실량을 산정하지 않은 경우에는 $f(\kappa)$ 값을 최소한 0.5로 하여야 한다.	해설 추가

마. 고강도 강연선 적용 PSC 구조물의 성능표준화 및 설계기준 개발 (콘크리트구조기준 9장)

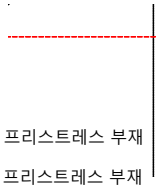
구분		기존 규정	개정안
9.1 절	1	**9.1.1 적용범위** (1) 적용범위 이 장은 2.2.3(6)에 규정된 강선, 강봉, 강연선 등과 같은 긴장재를 사용하여 프리스트레스를 도입한 부재에 적용하여야 한다. (2) 프리스트레스트 콘크리트 설계적용 이 장에서 특별히 예외 규정을 두었거나 이 장의 규정과 일치하지 않은 경우를 제외하고는 이 구조설계기준의 규정을 프리스트레스트 콘크리트의 설계에 적용하여야 한다. (3) 적용 제한 사항 이 구조설계기준의 3.4.8 10(1), 3.4.8 10(2), 3.4.9 11, 5.3.2(5), 6.2.2(2), 6.2.2(3), 6.3.2, 6.3.3, 6.4.2(1), 6.4.2(2), 제 10장(1방향 슬래브 제외), 11.3, 11.4.2, 11.5(1)은 특별히 규정된 경우를 제외하고는 프리스트레스트 콘크리트의 설계에 적용할 수 없다.	**좌동** · 총칙 1.2 적용 범위에서 “특별한 조사 연구에 의하여 설계할 때에는 이 구조기준을 적용하지 않을 수 있다”라는 규정이 있으므로 별도의 규정 불필요
	2	**9.1.2 기호** -	-

구분		기존 규정	개정안
9.2 절	1	**9.2.1 설계 원칙** (1) 프리스트레스트콘크리트 부재는 이 구조기준의 강도요구 조건을 만족하여야 한다. (2) 프리스트레스트콘크리트 부재의 설계는 프리스트레스를 도입할 때부터 구조물의 수명기간 동안에 모든 재하단계의 강도 및 사용조건에 따른 거동에 근거하여야 한다. (3) 설계에서는 프리스트레스에 의하여 발생되는 응력집중을 고려하여야 한다. (4) 프리스트레스에 의해 발생되는 부재의 탄·소성변형, 처짐, 길이변화 및 회전 등에 의해 인접한 구조물에 미치는 영향을 고려하여야 한다. 이때 온도와 건조수축의 영향도 고려하여야 한다. (5) 덕트의 치수가 과대하여 긴장재와 덕트가 부분적으로 접촉하는 경우 접촉하는 위치 사이에 있어서 부재 좌굴과 얇은 복부 및 플랜지의 좌굴이 발생할 가능성을 검토하여야 한다. (6) 긴장재가 부착되기 전의 단면 특성을 계산할 경우 덕트로 인한 단면적의 손실을 고려하여야 한다.	· 개정 필요성 없음. 현안 유지 · 설계원칙에 대한 내용으로 특별한 개정안은 없음. · 고강도 강연선에 대한 영향은 세부절에서 반영함.

구분		기존 규정	개정안
9.2 절	2	**9.2.2 설계 가정** (1) 휨모멘트와 축력을 받는 프리스트레스트콘크리트 부재의 강도설계는 6.2.1의 가정에 따라야 한다. 다만 6.2.1(4)의 규정은 긴장되지 않은 보강철근에만 적용하여야 한다. (2) 프리스트레스를 도입할 때, 사용하중이 작용할 때, 그리고 균열하중이 작용할 때의 응력계산은 다음과 같은 가정에 근거한 선형탄성이론에 따라야 한다. ① 변형률은 중립축에서 떨어진 거리에 비례한다. ② 균열단면에서 콘크리트는 인장력에 저항할 수 없다. (3) 프리스트레스트콘크리트 휨부재는 미리 압축을 가한 인장구역에서 사용하중에 의한 인장연단응력 f_t에 따라 다음과 같이 비균열등급, 부분균열등급, 완전균열등급으로 구분된다. ① 비균열등급 : $f_t \leq 0.63\sqrt{f_{ck}}$ ② 부분균열등급 : $0.63\sqrt{f_{ck}} < f_t \leq 1.0\sqrt{f_{ck}}$ ③ 완전균열등급 : $f_t > 1.0\sqrt{f_{ck}}$ 그리고 2방향 프리스트레스트콘크리트 슬래브는 $f_t \leq 0.5\sqrt{f_{ck}}$를 만족하는 비균열등급 부재로 설계되어야 한다. (4) 비균열등급과 부분균열등급 휨부재의 사용하중에 의한 응력은 비균열단면을 사용하여 계산하여야 한다. 완전균열단면 휨부재의 사용하중에 의한 응력은 4.3.3(2)에 따라 균열 환산단면을 사용하여 계산하여야 한다. (5) 프리스트레스트콘크리트 휨부재의 처짐은 4.3.3에 따라 계산하여야 한다.	· 현안을 유지한 상태로 합성부재에 대한 조항을 추가함. · Half PC공법이 널리 적용되고 있으므로 국내 상황을 반영하여 콘크리트구조기준의 17장에 서술되어 있는 '합성 콘크리트부재'에 대한 조항을 강조하여 언급하였음. *(6) 합성 휨부재* *분리 시공되었으나 모든 요소가 작용하중에 대해 일체로 거동하도록 서로 연결된 프리캐스트 또는 현장타설 콘크리트요소로 구성된 합성 휨부재는 17장의 규정에 따라야 한다. 분리 시공되었으나 모든 요소가 작용하중에 대해 일체로 거동하도록 서로 연결된 프리캐스트 또는 현장타설 콘크리트요소로 구성된 합성 휨부재는 17장의 규정에 따라야 한다.*

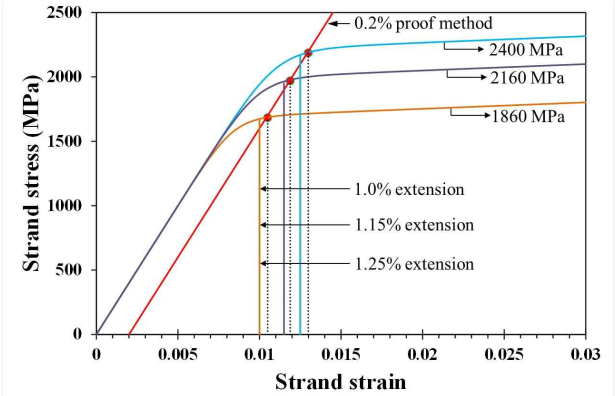
구분		기존 규정	개정안
9.3 절	1	**9.3.1 콘크리트의 허용응력** (1) 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력은 다음 값 이하로 하여야 한다. ① 휨압축응력(다음 ②의 경우 제외) ····· $0.60f_{ci}$ ② 단순지지 부재 단부의 휨압축응력 ····· $0.70f_{ci}$ ③ 휨인장응력(다음 ④의 경우 제외) ···· $0.25\sqrt{f_{ci}}$ ④ 단순지지 부재 단부의 휨인장응력 ··· $0.50\sqrt{f_{ci}}$ 계산된 인장응력이 위의 ③ 또는 ④의 값을 초과하는 구역에는 비균열단면으로 가정하여 계산된 전체 인장력에 저항할 수 있는 추가 부착강재(긴장되지 않은 강재 또는 프리스트레싱 강재)를 인장구역에 배치하여야 한다. (2) 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트콘크리트 휨부재에서 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력은 다음 값 이하로 하여야 한다. 이때 단면 특성은 비균열단면으로 가정하여 구한다. ①압축연단응력(유효프리스트레스+지속하중) ····· $0.45\,f_{ck}$ ②압축연단응력(유효프리스트레스+전체하중) ····· $0.60\,f_{ck}$ (3) 시험 또는 정밀한 해석에 의하여 안전성이 확인된 경우에는 위 (1)과 (2)에 규정된 허용응력을 초과할 수 있다.	· 현안 유지 · 고강도 긴장재의 사용에 따라서 콘크리트와 긴장재 사이의 부착력, 지압응력, 전달길이의 변화 등이 고려되어야 하지만 이에 대한 사항들은 아직 연구단계이며, 개정안에 반영하기 어려움. 이러한 경우에는 (3)에 기술된 바와 같이 시험 또는 정밀한 해석을 통해 안정성을 확보할 수 있을 것임.

구분		기존 규정	개정안
9.3 절	2	(4) 피로 또는 부식성 환경에 노출되어 있지 않은 완전균열등급의 프리스트레스트콘크리트 휨부재에서 인장연단에 배치된 부착철근의 간격은 6.3.3(4)에서 규정한 간격을 초과하지 않아야 한다. 그러나 피로 상태나 또는 부식성 환경에 노출되어 있는 부재에 대해서는 특별한 조사와 다음 ①, ②, ③, ④의 조치를 강구하여야 한다. ① 간격은 비긴장 보강재와 부착긴장재의 간격 요구 조건을 만족하여야 한다. 부착긴장재의 간격은 비긴장 보강재에 대해 허용되는 최대 간격의 2/3를 초과하지 않아야 한다. 간격 요구 조건을 만족시키기 위해 철근과 긴장재 사이의 간격은 6.3.3(4)에서 허용한 간격의 5/6를 초과하지 않아야 한다. ② 긴장재에 식 (6.3.3)과 식 (6.3.4)를 적용할 때에는 f_s를 Δf_{ps}로 대체하여야 한다. 여기서 Δf_{ps}는 사용하중을 받을 때 균열단면 해석으로 계산한 긴장재의 응력에서 감압응력 f_{dc}를 뺀 값이다. 이때 f_{dc}를 긴장재의 유효프리스트레스 f_{pe}와 같게 취할 수 있다. ③ 식 (6.3.3)과 식 (6.3.4)를 적용할 때, Δf_{ps}는 250 MPa을 초과할 수 없다 Δf_{ps}가 140 MPa 이하일 때는 위 ①과 ②에서 정한 간격 요구 조건을 적용하지 않는다. ④ 깊이가 900 mm를 초과하는 보에는 6.3.3(6)에서 정한 표피철근을 배치하여야 한다.	(4) 피로 또는 부식성 환경에 노출되어 있지 않은 완전균열등급의 프리스트레스트콘크리트 휨부재에서 인장연단에 배치된 부착철근 및 부착긴장재의 간격은 6.3.3(4)에서 규정한 간격을 초과하지 않아야 한다. 또한, 피로 상태나 또는 부식성 환경에 노출되어 있는 부재에 대해서는 특별한 조사와 적절한 조치가 강구되어야 한다. ① 부착긴장재의 간격은 6.3.3(4)에 규정된 철근의 최대 허용 간격의 2/3를 초과하지 않아야 하며, 철근과 긴장재가 혼용되어 사용된 경우에는 철근과 긴장재 사이의 간격이 6.3.3(4)에서 허용된 간격의 5/6를 초과하지 않아야 한다. ② 부착긴장재에 식 (6.3.3)과 식 (6.3.4)를 적용할 때에는 f_s를 Δf_{ps}로 대체하여야 한다. 여기서 Δf_{ps}는 사용하중을 받을 때 균열단면 해석으로 계산한 긴장재의 응력에서 감압응력 f_{dc}를 뺀 값이다. 이때 f_{dc}를 긴장재의 유효프리스트레스 f_{pe}와 같게 취할 수 있다. ③ 식 (6.3.3)과 식 (6.3.4)를 적용할 때, 부착긴장재의 Δf_{ps}는 부착철근이 있는 경우에는 $2/3 f_y$를 초과할 수 없으며, 부착철근이 없는 경우에는 250 MPa을 초과할 수 없다. Δf_{ps}가 140 MPa 이하일 때는 위 ①과 ②에서 정한 간격 요구 조건을 적용하지 않는다. ④ 깊이가 900 mm를 초과하는 보에는 6.3.3(6)에서 정한 표피철근을 배치하여야 한다.

구분		기존 규정	개정안
9.3 절	3		*[해설]* ③ 식 (6.3.3)과 식 (6.3.4)를 적용할 때, 부착철근이 없는 완전 프리스트레스트 부재에 대해서는 Δf_{ps}가 250 MPa을 초과할 수 없도록 제한하였다. 다만, 철근콘크리트 부재의 사용성 설계에서 허용하고 있는 것과 같이, 철근의 항복강도가 420 MPa 을 초과하는 경우에 Δf_{ps}는 $2/3 f_y$ 를 초과할 수 없도록 하였다. 그림 xxx은 동일한 휨강도를 갖는 완전 프리스트레스트 부재와 부분 프리스트레스트 부재의 거동을 나타낸 것이다. 부분 프리스트레스트 부재의 균열강도가 완전 프리스트레스트 부재에 비하여 낮기 때문에 동일한 사용하중하에서 Δf_{ps}가 더 크게 나타나므로 Δf_{ps}의 제한값도 차이를 나타나게 된다.  <그림 xxx. 프리스트레스트 부재의 거동> 사용하중하에서 균열단면 프리스트레스트 부재의 해석은 철근콘크리트 부재와 다르게 복잡한 반복계산이 요구된다. 별도의 계산 없이 Δf_{ps} 를 허용범위 이하로 제어하기 위하여 필요한 최소 유효프리스트레스의 크기를 장방형단면과 T형단면에 대하여 표 9.1과 표 9.2에 각각 제시하였다. 여기에 제시된 최소 유효 프리스트레스 크기는 압축강도 25 MPa~100 MPa 및 부분 프리스트레스 계수 (PPR) 67%~100% 을 갖는 프리스트레스트 콘크리트 장방형 및 T형 완전균열단면에 대한 상세해석을 통해 결정된 것이다.

<table>
<tr><th colspan="2">구분</th><th>기존 규정</th><th>개정안</th></tr>
<tr><td>9.3
절</td><td>4</td><td></td><td>유효프리스트레스의 크기가 표 9.1 또는 표 9.2에 제시된 값을 만족하는 경우에는 Δf_{ps}를 별도의 계산 없이 완전 프리스트레스트 부재에 대해서는 250 MPa, 부분 프리스트레스트 부재에 대해서는 $2/3 f_y$를 사용할 수 있다. 만약 표 9.1과 9.2에 제시된 최소 유효프리스트레스 크기를 만족하지 못하거나, 콘크리트 압축강도 및 부분프리스트레스 계수가 위에 제시된 해석범위를 벗어나는 경우, Mast[1] 가 제안한 반복계산법이나 별도의 상세해석을 통해 Δf_{ps}를 산정해야 하며, Δf_{ps}가 허용값을 만족하는지 검토하여야 한다. 만약 산정된 Δf_{ps}가 허용값을 초과하는 경우에는 부록 Ⅲ에 제시된 방법 또는 정확성이 입증된 별도의 해석을 통하여 사용성 조건을 만족하는지를 추가적으로 검토하여야 한다.

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2">장방형 단면</th><th rowspan="2">PPR
100%</th><th colspan="2">PPR 80%</th><th colspan="2">PPR 67%</th></tr>
<tr><th>f_y= 400MPa ($\Delta f_{ps} \le$ 250MPa)</th><th>f_y= 600MPa ($\Delta f_{ps} \le$ 400MPa)</th><th>f_y= 400MPa ($\Delta f_{ps} \le$ 250MPa)</th><th>f_y= 600MPa ($\Delta f_{ps} \le$ 400MPa)</th></tr>
<tr><td rowspan="2">Required f_{pe}</td><td>f_{pu} = 1860MPa</td><td>$0.50 f_{pu}$</td><td>$0.55 f_{pu}$</td><td>$0.50 f_{pu}$</td><td>$0.55 f_{pu}$</td><td>$0.50 f_{pu}$</td></tr>
<tr><td>f_{pu} = 2400MPa</td><td>$0.55 f_{pu}$</td><td>$0.60 f_{pu}$</td><td>$0.50 f_{pu}$</td><td>$0.60 f_{pu}$</td><td>$0.50 f_{pu}$</td></tr>
</table>
<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2">T형 단면</th><th rowspan="2">PPR
100%</th><th colspan="2">PPR 80%</th><th colspan="2">PPR 67%</th></tr>
<tr><th>f_y= 400MPa ($\Delta f_{ps} \le$ 250MPa)</th><th>f_y= 600MPa ($\Delta f_{ps} \le$ 400MPa)</th><th>f_y= 400MPa ($\Delta f_{ps} \le$ 250MPa)</th><th>f_y= 600MPa ($\Delta f_{ps} \le$ 400MPa)</th></tr>
<tr><td rowspan="2">Required f_{pe}</td><td>f_{pu} = 1860MPa</td><td>$0.55 f_{pu}$</td><td>$0.55 f_{pu}$</td><td>$0.50 f_{pu}$</td><td>$0.55 f_{pu}$</td><td>$0.50 f_{pu}$</td></tr>
<tr><td>f_{pu} = 2400MPa</td><td>$0.60 f_{pu}$</td><td>$0.55 f_{pu}$</td><td>$0.50 f_{pu}$</td><td>$0.55 f_{pu}$</td><td>$0.50 f_{pu}$</td></tr>
</table>
* PPR = $\dfrac{f_{py} A_{ps}}{f_{py} A_{ps} + f_y A_s}$</td></tr>
</table>

구분		기존 규정	개정안
9.3 절	3	**9.3.2 긴장재의 허용응력** (1) 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력은 $0.80f_{pu}$ 또는 $0.94f_{py}$ 중 작은 값 이하로 하여야 한다. 또한 긴장재나 정착장치 제조자가 제시하는 최대값도 초과하지 않아야 한다. (2) 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력은 $0.74\,f_{pu}$와 $0.82\,f_{py}$ 중 작은 값 이하로 하여야 한다. (3) 정착구와 커플러의 위치에서 프리스트레스 도입 직후 포스트텐션 긴장재의 응력은 $0.70\,f_{pu}$ 이하로 하여야 한다.	· 개정안 9.3.2(2) 삭제, 9.3.2(4) 추가 · 항복강도를 결정함에 있어서 0.2% proof stress를 적용하는 경우에 고강도 강연선의 인장강도를 충분히 활용하지 못할 수 있다는 우려가 있으나, 0.1% proof stress 혹은 1% extension에 비해 높은 항복강도를 제시하고 있으므로 현행 KS D 7002에서 제시하는 0.2% proof stress를 기반으로 함. 다만, 콘크리트구조기준(2012)의 해설 2.2.3(4) 에서는 “고강선(긴장재 등)은 변형률 0.007~0.01에 해당하는 응력을 설계기준항복강도로 정한다.”와 같이 0.2% proof stress보다 다소 보수적인 항복강도를 제시하고 있으므로 고강도 긴장재에서도 아래 그림을 참고하여 이와 유사하게, 2160 MPa 급 고강도 긴장재에서는 1.15%, 2400 MPa 급 고강도 긴장재에서는 1.25%의 변형률에 해당하는 응력을 설계기준항복강도로 적당함. 따라서, 2000 MPa 급 이상의 고강도 긴장재에서는 0.01~0.0125의 변형률에 해당하는 응력을 설계기준항복강도로 제안함.  또한, 긴장재의 항복강도를 $f_{py}=0.90f_{pu}$로 ASSHTO, Model Code, EC2 등에서 제시하고 있으나 고강도 강연선에 대한 실험적 검증이 필요할 것으로 판단되므로 이에 대한 도입은 보류함.

구분		기존 규정	개정안
9.3 절	4		· 실무적으로 긴장재의 허용응력은 긴장 시에 제어가 되며, 프리스트레스 도입 후에는 제어가 어렵기 때문에 도입 직후에 긴장재의 인장응력 제한값인 9.3.2(2)는 삭제함. 또한, 프리텐션과 포스트텐션 부재의 허용응력은 9.3.2(1)과 9.3.2(3)에 의하여 각각 고려됨. · 콘크리트 부재의 사용성 및 내구성에 대한 내용은 콘크리트구조기준(2012)의 4장에 이미 기술되어 있으므로, 여기서는 JSCE를 참고하여 긴장재의 내구성 측면에 대한 내용을 9.3.3절에 추가함. ***9.3.3 긴장재의 내구성*** *(1) 일반적으로 긴장재와 비긴장 보강재에 대한 부식여부를 확인해야 하며, 특히, 긴장재는 설계 사용수명 동안 부식에 의해 손상되지 않도록 조치해야 한다.* *(2) 염해 환경에 노출된 프리스트레스 구조물은 염해로부터 긴장재를 보호하기 위하여 플라스틱 덕트관을 사용해야 하며, 이러한 경우 부식여부에 대한 검토는 무시될 수 있다.* *(3) 비부착 긴장재 또는 외부 긴장재를 사용할 경우에는 정착구와 절곡편심철물을 포함한 긴장재 시스템 전반의 부식여부를 검토해야 한다. 단, 부식에 대한 내구성능이 실험적으로 검증된 경우에는 무시할 수 있다.*

구분		기존 규정	개정안
9.4 절	1	**9.4.1 손실 원인** 유효프리스트레스 f_{pe}를 결정하기 위하여 다음과 같은 프리스트레스 손실 원인을 고려하여야 한다. ① 정착장치의 활동 ② 콘크리트의 탄성수축 ③ 포스트텐션 긴장재와 덕트 사이의 마찰 ④ 콘크리트의 크리프 ⑤ 콘크리트의 건조수축 ⑥ 긴장재 응력의 릴랙세이션	· 개정 필요성 없음. 현안 유지. [해설] (1) 계산된 값보다 크거나 작은 실제 손실량은 부재의 설계 강도에는 거의 영향을 미치지 않지만, 사용하중 시의 거동(처짐, 솟음 및 균열하중)과 부재연결에는 영향을 미친다. 사용하중 하에서 프리스트레스 손실의 과다추정은 과소추정 결과 얻어지는 손상과 거의 같다고 할 수 있다. 왜냐하면 과다추정은 지나친 솟음과 수평변위를 불러일으킬 수 있기 때문이다. *따라서 적절한 손실량 추정을 위하여 각 손실 원인 계산시 실험적으로 측정되거나 제작업체가 근거를 제시하는 물성값을 사용하여야 한다.*

구분		기존 규정	개정안
9.4 절	2	**9.4.2 포스트텐션 긴장재의 마찰손실** (1) 포스트텐션 긴장재의 마찰손실은 식 (9.4.1)로 계산하여야 한다. $P_{px} = P_{pj} e^{-(Kl_{px} + \mu_p \alpha_{px})}$ (9.4.1) 이때 $(Kl_{px} + \mu_p \alpha_{px})$ 값이 0.3 이하인 경우 식 (9.4.1) 대신에 다음과 같은 근사식을 사용할 수 있다. $P_{px} = P_{pj} / (1 + Kl_{px} + \mu_p \alpha_{px})$ (9.4.2) (2) 마찰손실을 계산할 때 파상마찰계수 K와 곡률마찰계수 μ_p는 시험에 근거하여 결정하여야 하며, 긴장작업시 이를 검증하여야 한다. (3) 설계할 때 사용한 파상마찰계수와 곡률마찰계수의 값은 설계도면에 제시하여야 한다. (4) 인접 구조와의 연결로 인하여 부재에서 프리스트레스 손실이 발생될 때에는 그 손실량을 설계에 고려하여야 한다.	· 개정 필요성 없음. 현안 유지.

구분		기존 규정	개정안
9.5 절	1	**9.5.1휨강도** (1) 휨부재의 설계휨강도 계산은 이 구조설계기준의 강도설계법에 따라야 한다. 이때 긴장재의 응력은 f_y 대신 f_{ps}를 사용하여야 한다. (2) f_{ps}는 변형률 적합조건을 기초로 하여 계산하여야 한다. 다만 더 정확하게 f_{ps}를 계산하지 않는 경우에 f_{pe}의 값이 $0.5f_{pu}$ 이상이면 아래 (3) 또는 (4)에 따라 근사식으로 f_{ps}를 구할 수 있다. (3) 부착긴장재를 가진 부재에 대한 f_{ps}는 식 (9.5.1)에 의해 구할 수 있다. $$f_{ps} = f_{pu}\left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1}\left\{\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p}(w - w')\right\}\right] \quad (9.5.1)$$ 여기서, $\rho_p = A_{ps}/bd_p$, $\omega = \rho f_y/f_{ck}$, $\omega' = \rho' f_y/f_{ck}$이고, γ_p는 $f_{py}/f_{pu} \geq 0.80$일 때 0.55, $f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$일 때 0.40, $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$일 때 0.28이다. 그리고 식 (9.5.1)의 f_{ps} 계산에 압축철근을 고려한다면 $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]$의 값을 0.17 이상으로 하여야 하고, d'은 $0.15d_p$ 이하로 하여야 한다.	· 개정 필요성 없음. 현안 유지.

구분		기존 규정	개정안
9.5 절	2	(4) 비부착긴장재를 가진 부재에 대한 f_{ps}는 다음 식 (9.5.2)와 식 (9.5.3)에 따라 구할 수 있다. ① 깊이에 대한 경간의 비가 35 이하인 경우 $$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{100\rho_p} \quad (9.5.2)$$ 여기서, f_{ps}는 f_{py}와 $(f_{pe} + 420)$ MPa 이하로 하여야 한다. ② 깊이에 대한 경간의 비가 35보다 큰 경우 $$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{300\rho_p} \quad (9.5.3)$$ 여기서, f_{ps}는 f_{py}와 $(f_{pe} + 210)$ MPa 이하로 하여야 한다. (5) 긴장재와 함께 사용되는 철근도 휨강도를 계산할 때 인장력을 발휘하는 것으로 볼 수 있다. 이때 인장력은 변형률 적합조건을 적용한 해석에 의해 구한 철근의 응력에 근거하여야 한다.	· 개정 필요성 없음. 현안 유지.

구분		기존 규정	개정안
9.5 절	3	**9.5.2 휨부재의 보강에 대한 제한사항** (1) 프리스트레스트콘크리트 단면은 6.2.2(3)과 6.2.2(4)에 정의된 바와 같이 인장지배단면, 변화구간단면, 압축지배단면 으로 분류하여야 한다. 강도감소계수 ϕ는 3.3.3에 따라야 한다(SD400 철근을 사용하는 경우와 PS강재의 경우에는 $\epsilon_y = 0.002$인 경우로서 변형률 0.002와 0.005사이인 단면의 경우에 $\varnothing$값을 직선 보간한다.) (2) 부착긴장재를 가진 부재의 철근과 긴장재 전체량은 식 (4.3.3)에 규정된 콘크리트의 파괴계수 f_r을 기초로 하여 계산된 균열하중의 1.2배 이상의 계수하중을 받는 데 충분하여야 한다. 다만, 전단강도와 휨강도가 3.3.2에 제시된 계수하중으로 계산된 값의 2배 이상이 되는 휨부재는 이 조건을 따르지 않을 수 있다. (3) 프리스트레스트콘크리트 휨부재에서는 철근이나 긴장재를 포함한 부착보강재의 일부 혹은 전부를 가능하면 인장연단에 가깝게 배치하여야 한다. 비부착긴장재를 갖는 경우에는 9.5.3에 규정되어 있는 최소 부착보강량(철근이나 긴장재)을 만족시켜야 한다.	· 개정 필요성 없음. 현안 유지.

구분		기존 규정	개정안
9.5 절	4	**9.5.3 최소 부착철근량** (1) 비부착긴장재가 배치된 모든 휨부재에는 다음 (2)와 (3)의 규정에 따라 최소 부착철근이 배치되어야 한다. (2) 9.5.3(3)에 해당하는 경우를 제외하고 최소 부착철근량은 식 (9.5.4)에 따라 구하여야 한다. $$A_s = 0.004 A_{ct} \quad (9.5.4)$$ ① 식 (9.5.4)에서 계산된 최소 부착철근량은 가능한 한 인장연단에 가깝게 미리 압축을 가한 인장구역에 균등하게 배치하여야 한다. ② 사용하중에 의한 응력 상태에 관계없이 최소 부착철근을 배치하여야 한다. (3) 두께가 일정한 2방향 플랫 슬래브에 대한 최소 부착철근량과 그 배치에 관해서는 다음 규정을 따라야 한다. ① 사용하중에 의한 콘크리트의 인장응력(모든 프리스트레스 손실을 고려한 후)이 $0.17\sqrt{f_{ck}}$를 초과하는 경우 정모멘트 구역에 배치할 최소 부착철근량은 다음 식 (9.5.5)와 같다. $$A_s = \frac{N_c}{0.5 f_y} \quad (9.5.5)$$ 여기서, f_y는 400 MPa을 초과하지 않아야 하며, 식 (9.5.5)에서 계산된 최소 부착철근량은 가능한 한 인장연단에 가깝게 미리 압축을 가한 인장구역에 균등하게 배치하여야 한다. ② 기둥받침부의 부모멘트 구역에는 식 (9.5.6)으로 계산된 최소 부착철근량을 각 방향으로 배치하여야 한다. $$A_s = 0.00075 A_{cf} \quad (9.5.6)$$	· 개정 필요성 없음. 현안 유지.

구분		기존 규정	개정안
9.5 절	5	식 (9.5.6)에서 계산된 최소 부착철근은 기둥받침부 전면에서 각각 1.5 h 떨어진 슬래브폭 내에 4개 이상의 철근 또는 철선을 각 방향으로 300 mm 이하의 간격으로 배치하여야 한다. (4) 위의 (2)와 (3)에서 산정된 부착철근의 최소 길이는 다음 규정에 따라야 한다. ① 정모멘트 구역에서는 그 구역 중간점의 양쪽으로 부착철근을 순경간의 1/6 이상 연장 배치하여야 한다. ② 부모멘트 구역에서는 받침부의 양쪽으로 부착철근을 순경간의 1/6 이상 연장 배치하여야 한다. ③ 9.5.1(5)에 따른 설계휨강도에 대해 또는 9.5.3(3)①의 인장응력 상태에 대해 배치하는 부착철근의 최소 길이는 제8장 등 관련 규정을 따라야 한다.	· 개정 필요성 없음. 현안 유지.

구분		기존 규정	개정안
9.6 절	1	**9.6.1 설계 원칙** (1) 프리스트레스트콘크리트 골조와 연속구조는 사용하중이 작용할 때 만족스러운 성능을 나타내고 동시에 충분한 강도를 발휘하도록 설계하여야 한다. (2) 사용하중이 작용할 때 구조물의 성능은 프리스트레스, 콘크리트의 크리프와 건조수축, 온도변화, 축방향 변형, 연결된 부재 요소에 의한 구속과 지반 침하의 영향으로 발생되는 반력, 휨모멘트, 전단력 및 축력을 고려한 탄성해석으로 규명하여야 한다. (3) 소요강도를 구하기 위해 사용되는 휨모멘트는 하중계수 1.0인 프리스트레스에 의해 발생되는 반력으로 인한 휨모멘트와 계수하중에 의한 휨모멘트의 합으로 계산하여야 한다. 계수하중으로 계산된 휨모멘트는 9.6.2의 부모멘트 재분배를 고려하여 수정할 수 있다.	· 개정 필요성 없음. 현안 유지.
	2	**9.6.2 연속 프리스트레스트콘크리트 휨부재의 부모멘트 재분배** (1) 9.5.3의 최소 부착철근량 이상이 받침부에 배치된 경우, 가정된 하중배치에 따라 탄성이론으로 계산된 부 및 정모멘트는 3.4.2에 따라 감소시킬 수 있다. (2) 경간 내 다른 단면의 재분배 휨모멘트를 계산할 때는 감소시킨 휨모멘트를 사용하여야 한다. 각 하중 배치별로 휨모멘트 재분배를 한 상태에서 정적 평형이 만족되어야 한다.	· 개정 필요성이 있으나 보다 검토 필요.

구분		기존 규정	개정안
9.7 절	1	**9.7.1 설계원칙** (1) 철근의 배치 유무에 관계없이 축력, 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 프리스트레스트 콘크리트 부재는 철근콘크리트 부재에 적용하는 이 구조기준의 강도설계법에 따라 설계하여야 한다. (2) 압축부재를 설계할 때 프리스트레스, 크리프, 건조수축과 온도변화에 대한 영향을 고려하여야 한다.	· 개정 필요성 없음. 현안 유지.
	2	**9.7.2 철근 배치** (1) 유효프리스트레스에 의한 콘크리트의 평균 압축응력이 1.6 MPa 미만인 부재에 대해서 기둥의 경우 5.5.2, 6.4.2(1)과 (2)에 따라, 그리고 벽체의 경우 11.3에 따라 최소 철근을 배치하여야 한다. (2) 벽체를 제외하고 유효프리스트레스에 의한 콘크리트의 평균 압축응력이 1.6 MPa 이상인 부재에 대해서는 다음 규정에 따라 나선철근 또는 띠철근으로 모든 긴장재를 둘러싸야 한다. ① 나선철근은 5.5.2(2)에 따라야 한다. ② 띠철근은 D10 이상이거나 등가면적의 용접철망이어야 하며, 띠철근의 수직간격은 띠철근 또는 철선직경의 48배 이하, 압축부재 단면의 최소 치수 이하로 하여야 한다. ③ 확대기초판 윗면 또는 임의의 각 층 바닥슬래브 윗면의 기둥 하단에 배치하는 띠철근의 간격은 위의 ②에서 규정한 간격의 1/2 이하로 하여야 하고, 또한 기둥 상부에 배치되는 최하단 수평철근 아래에 위치하는 띠철근도 위의 ②에서 규정한 간격의 1/2 이하로 하여야 한다. ④ 보 또는 브래킷이 기둥의 4변에 강결되어 골조를 이루는 경우, 이러한 보 또는 브래킷의 최하단 수평철근 아래 75 mm 이하에서 띠철근 배치를 끝낼 수 있다. (3) 유효프리스트레스에 의한 콘크리트의 평균 압축응력이 1.6 MPa 이상인 벽체에서 구조해석 결과 충분한 강도와 안정성을 보여주는 경우 11.3에서 요구하는 최소 철근 규정을 따르지 않을 수 있다.	

구분		기존 규정	개정안
9.8 절	1	**9.8.1 소요강도와 사용성** (1) 2방향 이상 휨모멘트에 대해 보강된 프리스트레스트콘크리트 슬래브에서 계수휨모멘트와 계수전단력은 10.5.7(4)와 (5)는 제외한 10.5의 규정에 따라 계산하거나 또는 상세한 해석 방법에 의해 계산하여야 한다. (2) 프리스트레스트콘크리트 슬래브의 각 단면에서 휨강도는 3.3.2, 3.3.3, 9.6.1(3), 9.6.2에 따라 계산된 설계단면력 이상이어야 한다. (3) 기둥에서 프리스트레스트콘크리트 슬래브의 전단강도는 3.3.2, 7.2.1, 7.12.2, 7.12.7에 따라 계산된 설계단면력 이상이어야 한다. (4) 사용하중이 작용할 때 처짐을 포함한 모든 사용성 조건은 9.6.1(2)에 기술된 요인을 만족하여야 한다.	· 현안 유지. · 개정된 2010콘크리트구조기준의 2방향 전단설계에서 프리스트레스의 영향이 효과적으로 고려되었다고 간주할 수 없으나, 7장의 전단설계와 관련된 조항이므로 고강도 강연선을 포함하여 프리스트레스 슬래브 부재에 대한 포괄적인 연구가 동반되어야 개정안을 수립할 수 있을 것으로 판단됨. 따라서, 현안을 유지함.

구분		기존 규정	개정안
9.8 절	2	**9.8.2 긴장재와 철근의 배치** (1) 등분포하중에 대하여 배치하는 긴장재의 간격은 최소한 1방향으로는 슬래브 두께의 8배 또는 1.5 m 이하로 하여야 한다. (2) 유효프리스트레스에 의한 콘크리트의 평균 압축응력이 0.9 MPa 이상 되도록 긴장재의 간격을 정하여야 한다. (3) 경간 내에서 단면 두께가 변하는 경우에는 단면 변화 방향이 긴장재 방향과 평행이거나 직각이거나에 관계없이 유효프리스트레스에 의한 콘크리트의 평균 압축응력이 모든 단면에서 0.9 MPa 이상 되도록 설계하여야 한다. (4) 긴장재 간격을 결정할 때 슬래브에 작용하는 집중하중이나 개구부를 고려하여야 한다. (5) 비부착긴장재가 배치된 슬래브에서는 9.5.3(3)과 (4)의 관련 규정에 따라 최소 부착철근을 배치하여야 한다. (6) 9.8.2(7)의 경우를 제외하고, 비부착긴장재가 배치되는 슬래브에는 기둥 위치에서 직경 12.7 mm 이상의 7연선을 최소 2개 이상 각 방향으로 배치하여야 한다. 이들 긴장재는 기둥의 축방향 주철근으로 둘러싸인 구역을 지나든가 그 구역에 정착되어야 한다. 기둥이나 커둥전단머리 면을 벗어나서 이들 긴장재는 인접 경간의 직교하는 긴장재 하부에 배치되어야 한다. 이들 긴장재는 기둥의 도심을 지나는 위치까지 연장되어 정착되어야 한다.	· 현안 유지하되 일부 내용 추가 · 긴장재의 최대 간격기준은 고강도 긴장재의 경제성을 결정할 수 있는 중요한 사안이나 기준 (1), (2), (3)은 실험적 연구에 의해 만족스런 구조성능을 확보할 수 있도록 규정된 것이기 때문에, 고강도 긴장재에 대한 추가적인 연구가 충분히 진행된 이후에 개정이 가능할 것으로 판단됨. · 유효프리스트레스에 의한 콘크리트의 평균 압축응력의 제한값은 2012 콘크리트구조기준의 해설에 따라 다음과 같이 개정함. *(2) 유효프리스트레스에 의한 콘크리트의 평균 압축응력이 0.9 MPa 이상 되도록 긴장재의 간격을 정하여야 한다. 단, 균열을 제어할 부착철근이 충분히 배근되어있고, 실험 또는 정밀한 해석에 의하여 안전성과 구조성능이 확보된 경우에는 0.9 MPa 이하의 평균 압축응력을 도입할 수 있다.*

구분		기존 규정	개정안
9.8 절	3	(7) 9.8.2(6)을 만족하지 않는 프리스트레스트콘크리트 슬래브의 경우 기둥의 축방향 주철근으로 둘러싸인 구역을 양 방향으로 지나는 하부철근을 배근하고 10.6.4(5)의 규정에 따라 외부 받침부에 정착하여야 한다. 이러한 철근의 양은 6.3.2(1)에 따른 최소 철근량의 1.5배 또한 $2.1b_w d/f_y$이상이어야 한다. 여기서 b_w는 철근이 지나는 기둥면의 폭이다. 이러한 철근은 기둥이나 기둥전단머리 면을 지나 8.2.2(1)에서 규정한 정착길이 이상을 확보하여야 한다. (8) 리프트 슬래브의 경우에는 하부 부착철근을 10.6.4(6)에 따라 배치하여야 한다.	· 개정 필요성 없음. 현안 유지.

구분		기존 규정	개정안
9.9 절	1	**9.9.1 포스트텐션 긴장재 정착구역** (1) 정착구역 ① 국소구역의 정의 국소구역은 정착장치 및 이와 일체가 되는 구속철근과 이들을 둘러싸고 있는 콘크리트 사각기둥(원형 또는 타원형의 정착구의 경우에는 등가의 사각기둥)으로 정의한다. ② 일반구역의 정의 일반구역은 국소구역을 포함하는 정착구역으로 정의한다. (2) 국소구역 ① 설계 강도 국소구역은 3.3.2(7)의 하중계수에 의한 계수긴장력 P_{pu}와 3.3.3(2)⑤의 강도감수계수에 의한 설계 강도로 설계하여야 한다. ② 국소구역 보강 정착장치의 적절한 기능수행을 위하여 필요한 위치에 국소구역 보강을 하여야 한다. ③ 국소구역의 요구조건 ②의 국소구역의 요구 조건은 다음 9.9.2(1) 또는 9.9.3(1)과 9.9.3(2)의 규정을 만족하여야 한다. (3) 일반구역 ① 설계 강도 일반구역에 대한 설계는 3.3.2(7)의 하중계수에 의한 계수긴장력 P_{pu}와 3.3.3(2)⑤의 강도감소계수에 의한 설계강도로 설계하여야 한다.	*해설에 있는 정착구역의 정의를 본문에 넣고 의미를 명확히 함.* (1) 정착구역은 기하학적으로 정착장치에 집중된 프리스트레스 힘을 횡방향으로 분산시켜 단면 전체에 선형의 응력분포가 되도록 하는 콘크리트 부분을 말하는 것으로 다음의 두 구역으로 나누어 고려하여야한다.

구분		기존 규정	개정안
9.9 절	2	② 일반구역 보강 일반구역은 정착장치에 의해 유발되는 파열력, 할렬력 및 종방향 단부인장력에 저항할 수 있도록 보강하여야 한다. 또한 단면의 급격한 변화의 영향을 고려하여야 한다. ③ 일반구역의 요구조건 일반구역의 설계는 9.9.1(4), 9.9.1(5), 9.9.1(6)의 규정을 만족하여야 하며, 9.9.2(2)와 9.9.2(3) 또는 9.9.3(3) 중의 어느 하나를 만족하여야 한다. (4) 재료의 공칭강도 ① 재료의 공칭인장강도 부착철근의 공칭인장강도는 f_y 이하로 취하여야 하며, 부착긴장재의 공칭인장강도는 f_{py} 이하로 취하여야한다. 비부착긴장재의 공칭인장강도는 $f_{ps} = f_{pe} + 70(\mathrm{MPa})$ 이하로 취하여야한다. ② 콘크리트 공칭압축강도 식 (6.4.1)에 부합하는 나선철근 또는 띠철근으로 구속되는 콘크리트를 제외한 일반구역의 콘크리트 공칭압축강도는 $0.7\lambda f_{ci}$ 이하로 취하여야한다. ③ 포스트텐션의 도입 포스트텐션을 도입할 때의 콘크리트 압축강도는 설계도서에 명시하여야 한다. 낮은 압축강도를 보상하기 위해 특별히 큰 정착장치를 사용하거나, 최종 프리스트레스 힘의 50 퍼센트를 초과하지 않는 힘으로 긴장재를 긴장하는 경우를 제외하고는 콘크리트의 압축강도가 적어도 다발강연선에 대하여 28 MPa, 단일강연선이나 강봉에 대하여 17 MPa이 되기 전에는 콘크리트에 프리스트레스를 도입해서는 안된다.	· 개정 필요성 없음. 현안 유지.

구분		기존 규정	개정안
9.9 절	3	(5) 정착구역의 설계방법 ① 일반구역의 설계방법 (가) 평형조건에 근거한 소성모델(스트럿-타이 모델) (나) 선형응력해석(유한요소해석 또는 유사 해석) (다) 적용 가능한 간이 계산법 ② 간이 계산법의 사용 제한 다음과 같은 경우에는 간이 계산법을 사용하여서는 안된다. 부재의 단면이 직사각형이 아닌 경우, 일반구역 내부 또는 인접한 부위의 불연속으로 인해 힘의 흐름 경로에 변화를 유발하는 경우, 최소 단부거리가 단부 방향의 정착장치 치수의 1.5배 미만인 경우, 여러 개의 정착장치가 서로 근접되지 않아 한 개의 정착그룹으로 볼 수 없는 경우. ③ 긴장력 도입순서 긴장력 도입순서를 고려하여 설계하여야 하며, 긴장력 도입순서를 설계도면에 명시하여야 한다. ④ 3차원 효과 고려 3차원 해석절차를 이용하거나 두 직교평면의 효과의 합을 근사적으로 고려함으로써 3차원의 효과를 설계에서 고려하여야 한다. ⑤ 부착철근 배치 정착장치가 부재의 끝단으로부터 많이 떨어진 경우에는 정착 후면으로 적어도 $0.35P_{pu}$의 힘을 전달하도록 부착철근을 배치하여야 한다. 이러한 철근은 정착장치 주변에 대칭으로 위치하여야 하며, 정착장치 전후면에 완전히 정착되어야 한다.	*(5)의 어법과 일치하도록 수정* (5) ① 일반구역의 설계에는 다음의 방법을 적용한다.

구분		기존 규정	개정안
9.9 절	4	⑥ 보강철근 배치 슬래브의 단일강연선의 경우나 해석에 의해 보강이 필요치 않은 것으로 나타난 경우를 제외하고, 일반구역에서 긴장재가 곡률을 갖는 경우에는 경사방향의 힘과 쪼갬 힘에 의한 분력과 절리력에 대해 적절하게 저항할 수 있도록 보강철근을 배치하여야 한다. ⑦ 최소철근 배치 슬래브의 단일강연선의 경우나 해석에 의해 보강이 필요치 않은 것으로 나타난 경우를 제외하고, 할렬력을 제한하기 위하여 모든 정착구역의 배면에 평행하고 인장력에 직교하는 방향으로 각 계수긴장력의 2퍼센트와 동일한 공칭인장강도에 상당하는 최소 철근을 배치하여야 한다. ⑧ 철근량 계산 철근량을 계산할 때 콘크리트의 인장강도는 무시하여야 한다. (6) 철근배치 상세 정착구역에서 철근의 굽힘 및 조립, 배치에 대한 오차, 골재크기, 콘크리트의 타설 및 다짐 등을 고려하여 철근의 크기, 간격, 피복 및 기타 상세를 결정하여야 한다.	· 개정 필요성 없음. 현안 유지.

구분		기존 규정	개정안
9.9 절	5	**9.9.2 단일 강연선 또는 16mm 직경의 강봉 정착구역 설계** (1) 국소구역의 설계 단일강연선, 직경 16 mm 이하의 단일 강봉 정착장치와 국소구역 철근은 9.9.3(2)의 정착장치 조건을 만족하여야 한다. (2) 슬래브 긴장재 일반구역의 설계 ① 최소철근 배치 보통콘크리트, 보통중량콘크리트 슬래브의 직경 12.7 mm 이하의 강연선의 정착장치에 대하여, 9.9.1(5)에 의한 상세해석에 의해 강재가 불필요하다는 것을 보이지 않는 한, 다음의 ②와 ③에 따르는 최소 철근을 배치하여야 한다. ② 긴장재 배치 최소한 두개의 D13 철근을 슬래브 끝단에 평행하게 배치하여야 한다. 이 철근은 정착장치 전면에 배치될 수 있으며, 각 정착장치 앞쪽 $h/2$의 거리 내에 위치하여야 한다. 이러한 철근은 각 장치의 외측면의 어느 한쪽 편으로 150 mm 이상 연장하여야 한다. ③ 헤어핀철근 또는 스터럽의 배치 정착장치의 중심간격이 300 mm 이하이면 정착장치는 그룹으로 간주된다. 6개 이상의 정착장치 각 그룹에 대해서 $n+1$개의 헤어핀 철근 또는 폐쇄 스터럽이 D10 이상으로 배치되어야 한다. 여기서, n은 정착장치의 개수이다. 하나의 헤어핀 철근 또는 스터럽은 각 정착장치의 사이 그리고 각 정착그룹 측면에 위치한다. 헤어핀 철근 또는 스터럽은 단부에 수직으로 슬래브에 연장된 다리를 가지고 배치하여야 한다. 헤어핀 철근 또는 스터럽의 중앙부분은 정착장치 앞부분의 $3h/8$에서 $h/2$까지 슬래브면에 직교하여 배치하여야 한다. ④ 기타 정착장치의 최소철근 배치 ①에 부합하지 않는 정착장치에 대해서는 9.9.1 (5)를 만족시키는 상세해석에 근거하여 최소 철근을 배치하여야 한다. (3) 보 또는 거더의 단일강연선 그룹에 대한 일반구역의 설계는 9.9.1의 (3)에서 (5)까지의 규정을 만족시켜야 한다.	· 개정 필요성 없음. 현안 유지.

구분		기존 규정	개정안
9.9 절	6	**9.9.3 다발 강연선 긴장재 정착 구역 설계** -정착장치와 국소구역의 철근설계 규정 -특별한 정착장치 사용시 표피철근 고려 (1) 국소구역 강재의 설계 다발강연선 긴장재의 정착장치와 국소구역 철근의 설계는 9.9.1(2)에 따라야 한다. (2) 특별한 장치 특별한 정착장치가 사용된 경우에는 정착장치에 명시되어 있는 구속 철근과는 별도로 표피철근을 정착구역에 배치하여야 한다. 이 추가 철근은 정착장치의 품질인증시험에서 사용된 표피철근량에 상응하는 철근비 이상이어야 하며, 배치 형태도 유사하게 하여야 한다. (3) 일반구역의 설계 다발강연선 긴장재에 대한 일반구역의 설계는 9.9.1의 (3)에서 (5)까지의 규정을 만족시켜야 한다.	· 개정 필요성 없음. 현안 유지.

바. 고강도 강연선 적용 PSC 구조물의 성능표준화 및 설계기준 개발(콘크리트표준시방서 26장)

구분		기존 규정	ACI318-11	검토 의견	개정안
26.2절	1	**제26장 프리스트레스트 콘크리트** **2. 재료** **2.4 프리스트레스트 콘크리트 부속재료** **2.4.4 부착시키지 않는 PS 강재의 피복재료** (1) 부착시키지 않은 긴장재의 피복재료는 긴장재를 녹슬지 않게 하고 콘크리트에 해를 주지 않으며 프리스트레스를 도입할 때에 긴장재와 콘크리트 사이를 부착시키지 않는 것이어야한다.	- 비부착 텐던의 부식 방지 1. 비부착 PS강재는 쉬스로 감싸야한다. PS강재는 완전하게 코팅하여야하며, PS 강재 쉬스는 부식을 막는 적절한 재료로 채워져야 한다. 2. 쉬스는 방수되어야하며 비부착 전체길이에대하여 연속이어야한다. 3. 부식환경에 적용하는 경우 쉬스는 긴장정착단, 중간정착단 및 고정정착단 모두에 있엇 방수가 되는 형식으로 연결하여야한다. 4. 비부착 단일 강연선은 적절한 방법으로 부식방지가 이루어져야한다.	“2.4.8 부착되지 않은 텐던의 부식방지” 항목으로 별도의 규정 추가.	2.4.8 부착되지 않은 텐던의 부식 방지 (1) 비부착 PS강재는 쉬스로 보호하여야한다. PS강재는 완전하게 코팅하여야하며, PS 강재를 둘러싼 쉬스는 부식을 막는 적절한 재료로 채워져야 한다. (2) 쉬스는 물이 새지 않는 재료로서 부착되지 않은 전체 길이에 대하여 연속이어야 한다. (3) 부식환경에 적용하는 경우 쉬스는 긴장정착단, 중간정착단 및 고정정착단 모두에 있어서 방수가 되는 형식으로 연결하여야한다. (4) 부착되지 않은 단일 강연선은 적절한 방법으로 부식방지가 이루어져야한다.

구분		기존 규정	ACI318-11	검토 의견	개정안
26.2 절	2	**제26장 프리스트레스트 콘크리트** **2. 재료** **2.4 프리스트레스트 콘크리트 부속재료** **2.4.7 포스트텐션 덕트** (1) 그라우트되는 단독강선, 강연선 또는 강봉을 배치하기위한 덕트는 내면지름이 긴장재 지름보다 6mm 이상 커야한다. (2)그라우트되는 다수의 강선, 강연선 또는 강봉을 배치하기 위한 덕트는 내부 단면적이 긴장재 단면적의 2배 이상이어야 한다.	18.17 포스트텐셔닝 덕트 18.17.1 그라우트된 텐던의 덕트는 모르터를 막을수 있어야하며, 콘크리트, PS 강재, 그라우트 및 부식방지제와 반응하지 않아야한다. 18.17.2 그라우트된 단일강선, 단일강연선 및 단일 강봉의 덕트는 PS 강재의 지름보다 적어도 6.5mm 큰 안지름을 가져야 한다. 18.17.3 그라우트된 다발강선, 다발강연선 및 다중강봉의 덕트의 내부 단면적은 적어도 PS 강재 단면적의 2배가 되어야한다. 18.17.4 그라우팅 이전에 결빙온도 이하에 노출되는 부재를 그라우팅하는 경우 덕트는 콘크리트 내의 고인 물에 대하여 안전하도록 관리하여야한다.	18.17.2 및 18.17.3은 콘크리트 표준시방서 2.4.7의 (1)항 및 (2)항에 기술되어 있음. 18.17.1 및 18.17.4의 내용을 추가할 것을 제안함.	(3) 그라우트된 텐던의 덕트는 모르터를 막을수 있어야하며, 콘크리트, PS 강재, 그라우트 및 부식방지제와 반응하지 않아야한다. (4) 그라우팅 이전에 결빙온도 이하에 노출되는 부재를 그라우팅하는 경우 덕트는 콘크리트 내부의 고인 물에 대하여 문제가 없도록 관리하여야한다.

구분		기존 규정	ACI318-11	검토 의견	개정안
26.2절	3	2.3.1 재료 (1) 프리스트레스트 콘크리트그라우트에 사용하는 시멘트는 KS 규격에 적합한 것으로 한다. (2) 프리스트레스트 콘크리트그라우트에 사용하는 물은 프리스트레스트 콘크리트그라우트 및 PS 강재에 나쁜 영향을 미치는 물질을 유해량 이상 함유하지 않아야 한다. (3) 프리스트레스트 콘크리트그라우트에 사용하는 혼화 재료의 사용 가부, 품질 및 사용 방법은 미리 검토하여야 한다. (4) 프리스트레스트 콘크리트그라우트에 사용하는 혼화제는 블리딩 발생이 없는 타입의 사용을 표준으로 한다.	18.18.1 – Grout shall consist of portland cement and water; or portland cement, sand, and water. 18.18.2 – Materials for grout shall conform to 18.18.2.1 through 18.18.2.4. 18.18.2.1 – Portland cement shall conform to 3.2. 18.18.2.2 – Water shall conform to 3.4. 18.18.2.3 – Sand, if used, shall conform to ASTM C144 except that gradation shall be permitted to be modified as necessary to obtain satisfactory workability. 18.18.2.4 – Admixtures conforming to 3.6 and known to have no injurious effects on grout, steel, or concrete shall be permitted. Calcium chloride shall not be used.	(3)의 변경 : 그라우트 재료의 검토사항에 대한 구체적인 명시 필요 2.3.2 배합 및 배송에 대한 규정 신설 필요	(3) 프리스트레스트 콘크리트 그라우트에 사용하는 혼화 재료의 사용 가부, 품질 및 사용 방법은 다음의 방법에 따라 미리 검토하여야 한다. (a) 그라우팅 작업을 시작하기 전에 순그라우트 및 경화된 그라우트에 대한 실험결과 (b) 동등한 현장조건하에서 유사한 재료 및 장비를 사용한 실적에 대한 문서화된 자료 2.3.2 배합과 배송 (1) 재료의 균질한 분포, 배송관을 통한 흐름 및 덕트에 완벽히 충진될 수 있도록 지속적으로 균질한 배합과 배송이 이루어 질 수 있는 장비를 사용하여야 한다. (2) 그라우팅시의 부재의 온도는 2 °C 이상이여야 하며, 현장양생된 큐브몰드의 압축강도가 5.5 MPa에 도달할 때까지 2 °C 이상을 유지해야 한다. (3) 그라우트 온도가 32 °C 이상에서는 배합과 배송작업을 실시하지 말아야 한다.

구분		기존 규정	ACI318-11	검토 의견	개정안
26.2절	4	2.3.3 덕트 내의 충전성 (1) 프리스트레스트 콘크리트그라우트의 덕트 내의 충전성은 덕트의 길이 및 형상, PS 강재의 종류 및 덕트 속에 점유하는 PS 강재의 단면적의 비율 등과 같은 구조조건, 주입작업에 있어서 시공시간 등의 시공조건 및 기온 등의 기후조건을 고려하여 프리스트레스트 콘크리트그라우트의 유동성, 재료분리 저항성, 체적 변화 등을 적절히 설정함과 동시에 적절한 주입방법을 설정하여야 한다. (2) 프리스트레스트 콘크리트그라우트의 덕트 내의 충전성은 실적이 있는 표준적인 구조조건, 시공조건을 선정한 경우에 프리스트레스트 콘크리트그라우트의 유동성, 블리딩률, 팽창률로 설정할 수 있다. ① 유동성은 KS F 2432에 준하여 구하는 유하시간에 의해 설정하며, 유하시간의 범위는 미리 실험에 의해 정한다.	18.18.3 – Selection of grout proportions 18.18.3.1 – Proportions of materials for grout shall be based on either (a) or (b): (a) Results of tests on fresh and hardened grout prior to beginning grouting operations; or (b) Prior documented experience with similar materials and equipment and under comparable field conditions. 18.18.3.2 – Cement used in the Work shall correspond to that on which selection of grout proportions was based. 18.18.3.3 – Water content shall be minimum necessary for proper pumping of grout; however, water-cement ratio shall not exceed 0.45 by weight. 18.18.3.4 – Water shall not be added to increase grout flowability that has been decreased by delayed use of the grout.		

구분		기존 규정	ACI318-11	검토 의견	개정안
26.2 절	5	② 블리딩률은 KS F 2433에 준하여 구하는 시험값에 의해 설정하며, 0 퍼센트를 표준으로 한다. ③ 팽창률은 KS F 2433에 준하여 구하는 시험값에 의해 설정하며, 비팽창성 그라우트는 -0.5~0.5 퍼센트, 팽창성 그라우트는 0~10 퍼센트를 표준으로 하여야 한다. (3) 프리스트레스트 콘크리트그라우트의 물-결합재비는 45퍼센트 이하로 한다.	18.18.4 – Mixing and pumping grout 18.18.4.1 – Grout shall be mixed in equipment capable of continuous mechanical mixing and agitation that will produce uniform distribution of materials, passed through screens, and pumped in a manner that will completely fill the ducts. 18.18.4.2 – Temperature of members at time of grouting shall be above 2 °C and shall be maintained above 2 °C until field-cured 50 mm cubes of grout reach a minimum compressive strength of 5.5 MPa. 18.18.4.3 – Grout temperatures shall not be above 32 °C during mixing and pumping.	(3) 현장에서 시공효율성을 위해 음성적으로 이루어지고 있는 가수에 대한 제한 규정 명시	(3) 프리스트레스트 콘크리트그라우트의 물-결합재비는 45퍼센트 이하로 한다. 그라우트 사용지연시 그라우트 흐름성을 개선할 목적으로 가수해서는 안된다.

구분		기존 규정	ACI318-11	검토 의견	개정안
26.2절	6	2.3.4 부재 콘크리트와 긴장재를 일체화시키는 부착강도 (1) 부재 콘크리트와 긴장재를 일체화시키는 부착강도는 덕트의 종류 및 형상, 긴장재의 종류를 고려하여 설정하여야 한다. (2) 부재 콘크리트와 긴장재를 일체화시키는 부착강도는 재령 28일의 압축강도로 대신하여 설정할 수 있다. 압축강도는 KS F 2426에 준하여 구한 시험값에 의해 설정하며, 비팽창성 그라우트의 경우는 30MPa 이상, 팽창성 그라우트의 경우는 20MPa 이상을 표준으로 한다. 2.3.5 강재의 부식 저항성 (1) 구조물의 소요의 성능이 부식성 물질의 함유에 따른 강재 부식에 의해 손상을 받지 않도록 하여야 한다.			

구분		기존 규정	ACI318-11	검토 의견	개정안
26.2절	7	(2) PS 강재의 부식 저항성은 일반적으로 비빌 때의 프리스트레스트 콘크리트그라우트 중에 함유되는 염화물이온의 총량으로 설정한다. 비빌 때에 프리스트레스트 콘크리트그라우트 중에 포함되는 염화물이온의 총량은 사용되는 단위 시멘트량의 0.08 퍼센트 이하를 원칙으로 한다.		(2) 해안 및 해양구조물의 염해에 의한 강재 부식을 제어하기 위한 앵커부 보호대책 명시필요 염화물이온 총량의 경우에는 ACI는 허용하고 있지 않으나, 국내는 0.08%까지 허용하고 있으며, 이에 대한 논의 필요.	(2) PS 강재의 부식 저항성은 일반적으로 비빌 때의 프리스트레스트 콘크리트그라우트 중에 함유되는 염화물이온의 총량으로 설정한다. 비빌 때에 프리스트레스트 콘크리트그라우트 중에 포함되는 염화물이온의 총량은 사용되는 단위 시멘트량의 0.08 퍼센트 이하를 원칙으로 한다. 단 염화물이온의 침투 위험이 높은 구조물의 경우에는 앵커부에 보호대책을 수립하여야 한다.

구분		기존 규정	ACI318-11	검토 의견	개정안
26.2 절	8	3.2.1 긴장재의 가공 및 조립	18.19 Protection for prestressing steel Burning or welding operations in the vicinity of prestressing steel shall be performed so that prestressing steel is not subject to excessive temperatures, welding sparks, or ground currents.	가공 및 조립과정에서의 강선 보호에 대한 내용이며, 콘크리트표준시방서 '3.2.1 긴장재의 가공 및 조립' 부분에 추가할 수 있을 것으로 판단됨.	3.2.1 긴장재의 가공 및 조립 (1) PS 강재는 설계에 나타낸 형상 및 치수와 일치하도록 재질을 상하지 않게 하는 방법으로 가공하고 조립하여야 한다. 심하게 구부러진 PS 강재, 급격한 열의 영향을 받은 PS 강재 및 높은 온도에 접한 PS 강재는 사용 할 수 없다. (2) PS 강봉을 가공하고 조립할 때 폐기용을 제외한 전 작업에 걸쳐 열에 의하여 절단할 수 없다. (3) 프리텐션 방식의 시공에 사용되는 PS 강재 및 프리스트레싱 후에 부착시키는 PS 강재는 조립 전에 부착을 해칠 염려가 있는 뜬 녹, 기름, 기타의 이물질을 제거하여야 한다. (4) 프리스트레스 긴장재 근처에서의 열 또는 용접작업 시 긴장재가 온도, 용접 불꽃, 접지전류 등의 영향을 받지 않도록 해야 한다.

구분		기존 규정	ACI318-11	검토 의견	개정안
26.2절	9		**18.21 Post-tensioning anchorages and couplers** 18.21.1 Anchorages and couplers for bonded and unbonded tendons shall develop at least 95 percent of the f_{pu} when tested in an unbonded condition, without exceeding anticipated set. For bonded tendons, anchorages and couplers shall be located so that 100 percent of f_{pu} shall be developed at critical sectons after the prestressing steel is bonded in member. 18.21.2 Coupers shall be placed in areas approved by the licensed design professional and enclosed in housing long enough to permit necessary movement. 18.21.3 In unbonded construction subject to repetitive loads, attention shall be given to the possibility of fatigue in anchorages and couplers. 18.21.4 Anchorages, couplers and end fittings shall be permanently protected against corrosion.	시공 뿐만 아니라 설계에 관련된 내용도 있으므로 콘크리트 구조기준에 포함.	9.10 포스트텐션 정착구 및 커플러 9.10.1 부착 및 비부착 긴장재용 정착구와 커플러는 비부착 상태로 실험하였을 때 최소한 f_{pu}의 95%를 초과하여야 하며, 정착시 미끄러짐이 예측값을 넘어서는 안 된다. 부착 긴장재용 정착구와 커플러는 긴장재가 부재에 부착된 이후 위험단면에서 f_{pu}의 100%를 발휘하도록 위치시켜야 한다. 9.10.2 커플러는 자격이 있는 설계 전문가가 승인한 곳에 위치하여야 하며 요구되는 이동거리를 수용할 수 있는 충분히 긴 덮개로 둘러싸여야 한다. 9.10.3 반복 하중을 받는 비부착 시공시 정착구와 커플러의 피로 확률에 대하여 주의를 기울여야 한다. 9.10.4 정착구, 커플러, end fitting은 영구히 부식되어서는 안 된다.

3. 고성능 재료적용 구조물의 설계기준 관련 예제집 작성

새로 개발된 고성능 재료 관련 설계기준의 적용 범위, 방법, 절차 등에 대해 실제적 예를 들어 상세히 기술한 예제집이다. 새로 개발된 고성능 재료에 관한 설계기준에 대한 연구자 및 실무자들의 이해를 돕고 설계 기준의 올바른 적용이 이루어질 수 있도록 한다.

1) 예제 5.6 중심축하중을 받는 HPC 기둥 설계

제 3절 '중공 프리캐스트기둥과 이를 이용한 프리캐스트 콘크리트 골조 구조' 연구를 통해 개발된 설계기준 관련 예제이다.

2) 예제 6.5 콘크리트 합성 단면의 수직 및 수평전단설계

제 1절 '3. 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단강도' 연구를 통해 개발된 설계기준 관련 예제이다.

3) 예제 9.12 PSC 합성보의 전단설계

제 1절 '4. 프리스트레스 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단강도' 연구를 통해 개발된 설계기준 관련 예제이다.

4) 예제 9.13 증기양생에 다른 프리스트레스 손실

제 4절 '증기양생에 따른 프리스트레스 손실' 연구를 통해 개발된 설계기준 관련 예제이다.

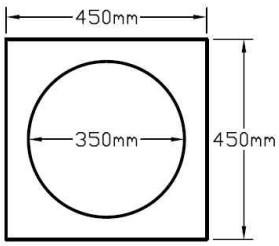
5) 예제 16.3 프리캐스트 보-기둥 접합부 개발 상세의 분류

제 2절 '프리캐스트 콘크리트 접합부의 분류' 연구를 통해 개발된 설계기준 관련 예제이다.

예제 5.6

중심축하중을 받는 HPC 기둥 설계

다음 그림과 같은 중심축하중을 받는 중공 프리캐스트 콘크리트(Hollow Precast Concrete, HPC) 정사각형 단면의 단주기둥을 설계하라. 단, 단면은 한 변의 길이(b=h)가 450mm이며. 중공 직경은 350mm이다. 프리캐스트 콘크리트(PC)압축강도 $f_{ck,PC} = 40MPa$, 현장타설콘크리트(Cast-In-Place, CIP)압축강도 $f_{ck,CIP} = 24MPa$, 철근의 설계기준 항복강도 $f_y = 400MPa$, 철근비 $\rho_g = 1.5\%$, 피복두께는 30mm이다.



예제 그림 5.6-1 중공 프리캐스트 기둥 단면

예제 표. 기둥의 계수축력

하중조건	축력 (kN)
고정하중(D)	2,325
활하중(L)[1)]	290

* 활하중 계수로 0.5 사용. 기준 3.3,2(2)

적용기준

적용기준

1. 계수하중 산정

① $P_u = 1.2 \times D.L + 1.6 \times L.L = 1.2 \times 2325 + 1.6 \times 290 = 3,254kN$

② $P_u = 1.4 \times D.L = 1.4 \times 2325 = 3,255kN$

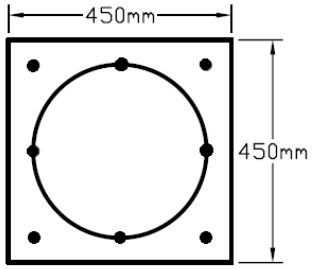
$\therefore P_{u(\max)} = 3,255kN$

2. 주어진 단면에 대한 축방향 철근량 결정 및 철근배치 (D22)

$A_{st} = \rho_g A_g = 0.015 \times 202,500 = 3,037.5mm^2$

D22 철근 단면적 $A_b = 387.1mm^2$

$$n = \frac{A_{st}}{A_b} = \frac{3037.5}{387.1} = 7.84 \rightarrow 8\text{개 배치}$$



예제 그림 5.6-2 축방향 8-D22 철근의 배치

3. 기둥 단면의 강도 검토

중공이 있는 중공 프리캐스트 콘크리트 기둥의 경우에는 HPC, 충전콘크리트 그리고 철근 강도의 합으로 내력을 산정할 수 있다.

기둥의 단면적, $A_g = 450 \times 450 = 202{,}500mm^2$

CIP의 단면적, $A_{hc} = \frac{\pi \times 350^2}{4} = 96{,}211mm^2$

$$P_o = 0.85f_{pc}(A_g - A_{hc-}A_{st}) + 0.85f_{hc}A_{hc+}f_yA_{st}$$
$$= [0.85 \times 40(202{,}500 - 96{,}211 - 3{,}037.5) + 0.85 \times 24 \times 96{,}211 + 400 \times 3{,}037.5] \times 10^{-3}$$
$$= 6{,}688kN$$

f_{pc}는 HPC의 압축강도, A_g는 전체단면적, A_s는 주근단면적, A_{hc}와 f_{hc}는 충전 그라우트의 단면적과 강도이며, f_y는 철근의 항복강도이다.

띠철근 기둥 : $\phi = 0.65$

$$\phi P_{n(\max)} = 0.80\phi P_o$$
$$= 0.80 \times 0.65 \times 6{,}688$$
$$= 3{,}478kN > P_u(= 3{,}255kN) \quad <\text{적합 o.k}>$$

기준식 5.5.2(3)③

4. 횡방향 철근 설계

축방향 철근 순 간격 검토 : $n_b =$ 한 변의 철근 수

$$\text{순 간격 } cs = \frac{h - 2[(\text{피복두께}) + d_{b,stirrup} + d_b] - d_b}{n_b - 1}$$

$$= \frac{450-2[30+9.53+22.2]-22.2}{3-1} = 152mm > 150mm$$

띠철근을 따라 횡지지된 인접한 축방향 철근의 순간격이 150mm 이상 떨어진 경우에는 추가 띠철근은 배치하여 축방향 철근을 횡지지하여야 한다.

기준식 5.5.2(3)②

띠철근 수직간격 :

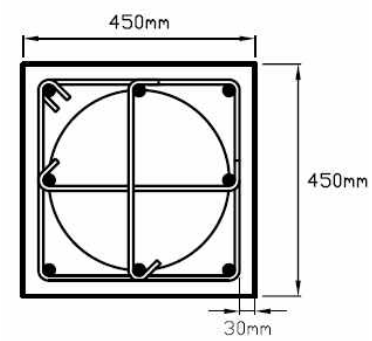
$16d_{b,long} = 16(22.4) = 358mm$

$48d_{b,tie} = 48(9.53) = 457mm$

최소 단면 크기 $= 450mm$

이 중 가장 작은 358mm보다 작아야 하므로 350mm 간격으로 배치함.

예제 그림과 같이 철근을 배치함.



예제 그림 5.6-3 철근 배치 단면도

예제 6.5 콘크리트 합성 단면의 수직 및 수평전단설계

아래 그림과 같은 현장타설콘크리트 합성슬래브와 프리캐스트 보에 대해 보와 슬래브의 수직전단력과 접합부에서 수평전단응력의 전달을 아래의 세 가지 경우에 대하여 설계하라. 단, 보는 9.1 m 경간의 단순보로 가정하고, 현장치기 콘크리트 강도 $f_{ck,CIP} = 21\,\mathrm{MPa}$, 프리캐스트 콘크리트 강도 $f_{ck,PC} = 35\,\mathrm{MPa}$, 인장철근 강도 $f_y = 500\,\mathrm{MPa}$, 전단철근 강도 $f_{yt} = 400\,\mathrm{MPa}$ 이다.

<경우 1>
사용하중 상태의 고정하중= 4.60 kN/m
사용하중 상태의 활하중= 3.40 kN/m
계수하중= 10.96 kN/m

<경우 2>
사용하중 상태의 고정하중= 4.60 kN/m
사용하중 상태의 활하중= 14.60 kN/m
계수하중= 28.88 kN/m

<경우 3>
사용하중 상태의 고정하중= 4.60 kN/m
사용하중 상태의 활하중= 49.20 kN/m
계수하중= 84.24 kN/m



예제 그림 6.5-1 설계단면

적용기준	계산 및 해설

<경우 1>
사용하중 상태의 고정하중=4.60 kN/m
사용하중 상태의 활하중=3.40 kN/m
계수하중=10.96 kN/m

수직전단강도

1. 지지점에서 d만큼 떨어진 부분에서의 계수전단력

$$V_u = (10.96 \times 4{,}550) - (10.96 \times 480) = 44.6\,\mathrm{kN}$$

2. 콘크리트에 의한 공칭전단강도 결정

기준식 17.3.1

1) 유효콘크리트 강도 (f_{cke})

휨 부재에서 요소간의 콘크리트 압축강도가 서로 다를 경우 유효콘크리트 강도는 전단 저항 면적을 고려하여 산정한다.

$f_{cke} = (100/480)\times 21\text{MPa} + (380/480)\times 35\text{MPa} = 32\text{MPa}$

2) 프리스트레스를 가하지 않은 합성 휨 부재의 전단강도

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{cke}}\, b_w d$$

$$\phi V_c = 0.75\left(\frac{1}{6}\right)\sqrt{32}\times 250\times 480 = 113.0\,\text{kN}$$

$$V_u = 44.6\,\text{kN} < \phi V_c = 113.0\,\text{kN}$$

따라서 전단보강이 필요 없다.

수평전단강도

1. 수평전단력

$$V_u \le \phi V_{nh}$$

기준식 17.3.1

$$\phi V_{nh} = \phi 0.56 b_v d$$

(단, 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 거칠게 만들어진 경우)

$$\phi V_{nh} = \phi 0.56 b_v d = 0.75(0.56\times 250\times 480) = 50.4\,\text{kN}$$

$$V_u = 44.6\,\text{kN} \le \phi V_{nh} = 51.5\,\text{kN}$$

기준 17.3.2 따라서 기준 17.3.2의 조건에 부합한다.

대부분의 경우에서 슬래브 콘크리트 타설 전 프리캐스트 보의 상부면(슬래브와의 접촉면)은 청결하고 부유물이 없다.

프리캐스트 보의 상부면이 의도적으로 거칠게 만들어 졌을 경우 전단연결재는 요구되지 않는다.

기준 17.3.2 만일 프리캐스트 보의 상부면이 거칠게 만들어지지 않은 경우는 기준 17.3.2에서 요구하는 최소량의 전단연결재가 필요하다.

2. 최소 전단연결재의 단면적

기준식 7.4.1

$$A_{v,\min} = 0.0625\sqrt{f_{ck}}\,\frac{b_w s}{f_{yt}} \quad \text{단, } A_{v,\min} \ge 0.35\frac{b_w s}{f_{yt}}$$

전단연결재의 지지요소 최소치수의 4배 또한 600 mm 이하여야 한다.

기준 17.3.3(1) 최대간격 $s = 4\times 100\,\text{mm} = 400\,\text{mm} < 600\,\text{mm}$

$$A_{v,\min} = 0.0625\times\sqrt{35}\times\frac{250\times 400}{400} \ge \frac{0.35\times 250\times 400}{400}$$

$$= 92.4\,\text{mm}^2/400\,\text{mm} \ge 87.5\,\text{mm}^2/400\,\text{mm}$$

$$= 256.7\,\text{mm}^2/\text{m}\,(\text{단위 m당 최소요구량})$$

따라서, 프리캐스트 보 상부면을 거칠게 만들지 않은 경우 D10-U형 전단철근을 s=400mm 간격으로 배근해야 한다. ($A_v = 355\text{mm}^2/\text{m}$)

<경우 2>

사용하중 상태의 고정하중 $=4.60\,\text{kN/m}$
사용하중 상태의 활하중 $=14.60\,\text{kN/m}$
계수하중 $=28.88\,\text{kN/m}$

수직전단강도

1. 지지점에서 d만큼 떨어진 부분에서의 계수전단력

$$V_u = (28.88\times 4{,}550) - (28.88\times 480) = 117.5\,\text{kN}$$

2. 콘크리트에 의한 공칭전단강도 결정

기준식 17.3.1

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{cke}}\,b_w d$$

$$\phi V_c = 0.75\left(\frac{1}{6}\right)\sqrt{32}\times 250\times 480 = 113.0\,\text{kN}$$

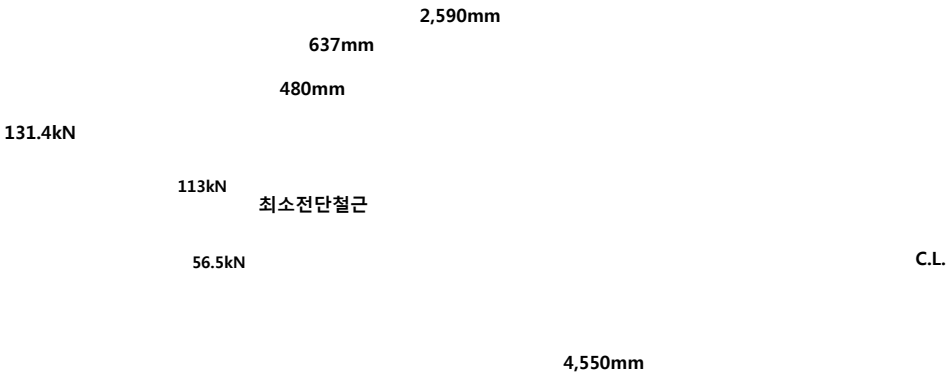
$V_u = 117.5\,\text{kN} > \phi V_c = 113.0\,\text{kN}$
따라서, 전단보강이 필요하다.

기준식 17.3.1(6)

3. 임계단면에서 $V_u - \phi V_c$ 계산

$$V_u - \phi V_c = 117.5 - 113.0 = 4.5\text{kN} \ll V_{s,\max} = \phi\times\frac{2}{3}\sqrt{f_{ck,\min}}\,b_w d = 275.0\,\text{kN}$$

따라서 단면 크기를 키울 필요는 없다.



예제 그림 6.5-2 전단력 분포 (경우 2)

4. 최소 전단보강($V_u - \phi V_c$)이 필요한 지점의 범위를 넘어서부터 거리 x_c을 결정

$$x_c = \frac{V_{u(\text{받침지점})} - V_c/2}{w_u} = \frac{131.4 - 113}{28.88} = 0.637m \qquad \text{(예제그림 6.5-2 참조)}$$

콘크리트의 전단강도만으로 계수전단력을 지지할 수 있는 거리(x_c) 산정

$$x_c = \frac{V_{u(\text{받침지점})} - (\phi V_c/2)}{w_u} = \frac{131.4 - (113/2)}{28.88} = 2.59m \text{ (예제그림 6.5-2 참조)}$$

5. 수직전단 철근 간격 결정

1) 임계단면에서 $V_u - \phi V_c = 4.5\text{kN}$, D10-U형 전단철근 가정 ($A_v$=142mm^2)

$$s_{\max} = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = 4{,}544mm$$

받침지점에서 480mm ~ 637mm 떨어진 위치에 s=150mm 간격으로 D10 전단철근 배근. (범위 내 최소 한 개의 전단철근 배근)

2) 최소 전단철근 ($637mm < x < 2{,}590mm$), D10-U형 전단철근 가정 (A_v=142mm^2)

$$s_{\max} \le \frac{A_v f_{yt}}{0.0625\sqrt{f_{ck,\min}}\, b_w} = \frac{142 \times 400}{0.0625 \times \sqrt{21} \times 250} = 793mm$$
$$\le \frac{A_v f_{yt}}{0.35 b_w} = \frac{142 \times 400}{0.35 \times 250} = 649mm$$

$$s_{\max} = \min\left(\frac{d}{2}, 600mm\right)$$

따라서, $s_{\max} = d/2 = 240mm$ 선택

전단철근의 간격 상세는 예제 그림 7.5-3과 같다.



예제 그림 6.5-3 전단철근의 배치 간격 (경우 2)

수평전단강도

1. 수평전단력

기준 17.3.2(2)②

$V_u = 117.5\,\text{kN} > \phi V_{nh} = 51.5\,\text{kN}$

(접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 거칠게 만들어진 경우)

기준 17.3.2(2)②를 만족하는 최소전단연결재가 배치된 경우,

(D10 @ 400mm, $A_{v,\min} = 355\,\text{mm}^2/\text{m}$)

$$\phi V_{nh} = \phi(1.8 + 0.6\rho_v f_{yt})\lambda b_v d \le \phi(3.5 b_v d)$$

$$\rho_v = \frac{A_v}{b_v s} = \frac{355\,\text{mm}^2}{250\,\text{mm} \times 1000\,\text{mm}} \fallingdotseq 0.00142$$ (단위 m당 최소철근량 이용)

$\lambda = 1$(보통중량 콘크리트)

$$\phi V_{nh} = 0.75(1.8 + 0.6 \times 0.00142 \times 400) \times 250 \times 480$$

$$\le 0.75(3.5 \times 250 \times 480)$$

$\phi V_{nh} = 192.7\,\text{kN} \le 315\,\text{kN}$ 적합

$V_u = 117.5\,\text{kN} < \phi V_{nh} = 192.7\,\text{kN}$

그러므로 이는 식 (17.3.1)에 만족한다.

접촉면은 반드시 약 6mm 깊이로 만들어져야하고 기준 17.3.3을 만족해야 한다.

전단 연결재는 반드시 갈고리(hook)나 엠베드멘트(embedment) 의해 슬래브에 정확하게 정착되어야 한다.

<경우 3>

사용하중 상태의 고정하중 $= 4.60\,\text{kN/m}$

사용하중 상태의 활하중 $= 49.20\,\text{kN/m}$

계수하중 $= 84.24\,\text{kN/m}$

수직전단강도

1. 지지점에서 d만큼 떨어진 부분에서의 계수전단력

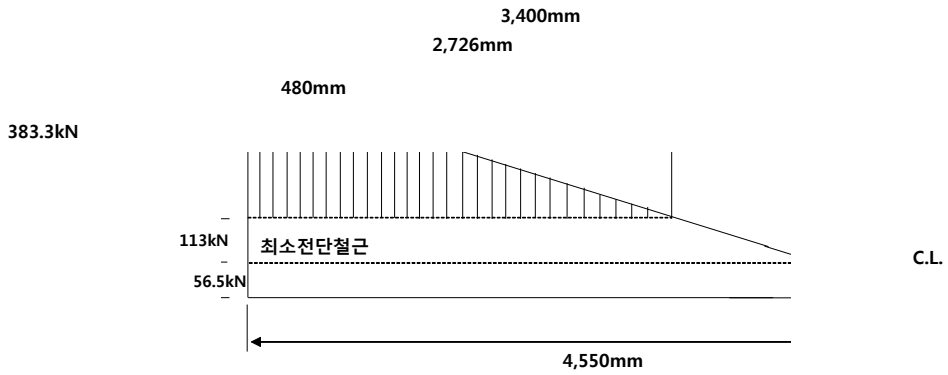
$$V_u = (84.24 \times 4{,}550) - (84.24 \times 480) = 342.6\,\text{kN}$$

2. 콘크리트에 의한 공칭전단강도 결정

기준식 17.3.1

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{cke}}\, b_w d$$

$$\phi V_c = 0.75\left(\frac{1}{6}\right)\sqrt{32} \times 250 \times 480 = 113.0\,\text{kN}$$



예제 그림 6.5-4 전단력 분포 (경우 3)

$V_u = 342.6\,\mathrm{kN} > \phi V_c = 113.0\,\mathrm{kN}$

3. 임계단면에서 $V_u - \phi V_c$ 계산

$V_u - \phi V_c = 342.6 - 113.0 = 229.6\mathrm{kN} \le V_{s,\max} = \phi \times \frac{2}{3}\sqrt{f_{ck,\min}}\, b_w d = 275.0\,\mathrm{kN}$

따라서 단면 크기를 키울 필요는 없다.

4. 최소 전단보강($V_u - \phi V_c$)이 필요한 지점의 범위를 넘어서부터 거리 x_c 을 결정

$$x_c = \frac{V_{u(\text{받침지점})} - V_c/2}{w_u} = \frac{342.6 - 113}{84.24} = 2.726\,m$$ (예제그림 6.5-4 참조)

콘크리트의 전단강도만으로 계수전단력을 지지할 수 있는 거리(x_c) 산정

$$x_c = \frac{V_{u(\text{받침지점})} - (\phi V_c/2)}{w_u} = \frac{342.6 - (113/2)}{84.24} = 3.4\,m$$ (예제그림 6.5-4 참조)

5. 수직전단 철근 간격 결정

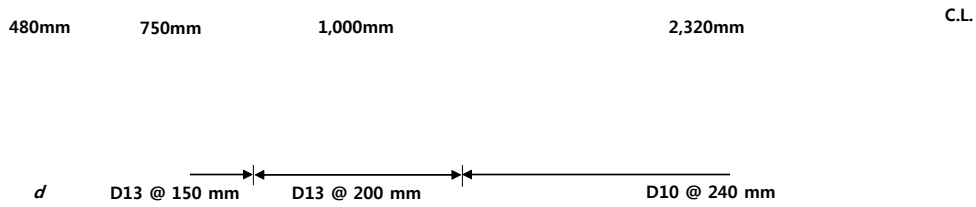
1) 임계단면에서 $V_u - \phi V_c = 229.6\mathrm{kN}$, D13-U형 전단철근 가정 (A_v =254mm^2)

$$s_{\max} = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{0.75 \times 254 \times 400 \times 480}{229.6} = 159.3mm$$

받침지점에서 480mm ~ 1,230mm 떨어진 위치에 s=150mm 간격으로 D13 전단철근 배근.

2) $x = 1{,}230\,\mathrm{mm}$에서 $V_u - \phi V_c = 280 - 113 = 167\mathrm{kN}$, D13-U형 전단철근 가정

$$s_{\max} = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{0.75 \times 254 \times 400 \times 480}{167} = 219.0mm$$



예제 그림 6.5-5 전단철근의 배치 간격 (경우 3)

받침지점에서 1,230mm ~ 2,230mm 떨어진 위치에 s=200mm 간격으로 D13 전단철근 배근.

3) $x = 2{,}230$ mm에서 $V_u - \phi V_c = 195 - 113 = 82\text{kN}$, D10-U형 전단철근 가정 (A_v =142mm^2)

$$s_{\max} = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{0.75 \times 142 \times 400 \times 480}{82} = 249.4mm$$

$$s_{\max} = \min(\frac{d}{2}, 600mm) = \frac{480}{2} = 240mm$$

받침지점에서 2,230mm ~ 2,726mm 떨어진 위치에 s=240mm 간격으로 D10 전단철근 배근.

4) 최소 전단철근 ($2{,}726mm < x < 3{,}400mm$), D10-U형 전단철근 가정 ($A_v$ =142mm^2)

$$s_{\max} \le \frac{A_v f_{yt}}{0.0625\sqrt{f_{ck,\min}} b_w} = \frac{142 \times 400}{0.0625 \times \sqrt{21} \times 250} = 793mm$$

$$\le \frac{A_v f_{yt}}{0.35 b_w} = \frac{142 \times 400}{0.35 \times 250} = 649mm$$

$$s_{\max} = \min(\frac{d}{2}, 600mm)$$

따라서, $s_{\max} = d/2 = 240mm$ 선택

전단철근의 간격 상세는 예제 그림 6.5-5와 같다.

수평전단강도

1. 지지점에서 *d* 만큼 떨어진 부분에서의 계수 전단력

$V_u = (84.24 \times 9100/2) - (84.24 \times 480) \fallingdotseq 342.6\ kN$

$V_u = 342.6\ \text{kN} > \phi(3.5 b_v d) = 315.0\ \text{kN}$

적용기준	계산 및 해설

기준 17.3.2(2)

V_u가 $\phi(3.5b_v d)$보다 크기 때문에 기준 17.3.2(2)에 따라서 수평전단력에 대한 설계는 기준 7.7.2의 전단마찰 규정에 부합되도록 하여야 하며, 보와 슬래브 사이의 접촉면의 전단력은 접촉면에 수직한 전단-마찰 보강에 의해 저항되어야 한다.

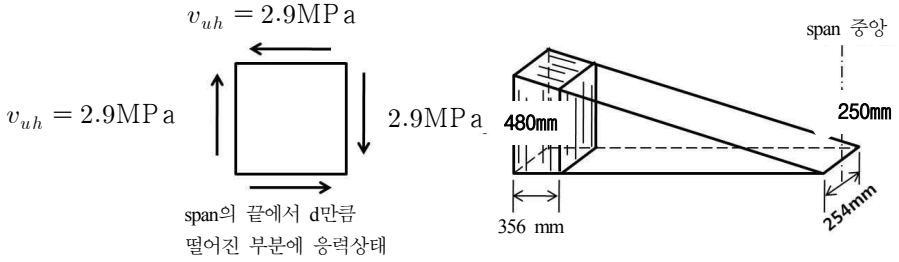
기준 7.3.2

기준 7.3.2에서 따라서 실제 수평전단력의 분포에 기초하여 전단연결재 간격을 사용해야 한다(전체에 똑같은 간격 적용을 하지 않음). 다음의 방법은 합리적이고 과거부터 쓰져 온 방법이다.

계수전단력을 단위길이당 전단응력으로 환산한다. 스팬의 끝에서 d만큼 떨어진 부분의 계수 수평전단응력은

$$v_{uh} = \frac{V_u}{b_v d} = \frac{342.6\times10^3}{250\times480} = 2.9\ \mathrm{MPa(N/mm^2)}$$

전단응력 블록도는 다음과 같다



예제 그림 6.5-6 전단응력 분포도

단위길이 1m 범위에서의 수평전단응력이 같다고 가정하면 처음 1m(단위길이)의 전단력(Shear Transfer Force)은

$$V_{uh} = 2.9\times250\times1000 = 725.0\ \mathrm{kN}$$

기준의 식 7.2.1과 식 7.7.1에서

$$V_{uh} \le \phi V_n = \phi A_{vf} f_y \mu$$

따라서 수평전단 철근량은 $A_{vf} = \dfrac{V_{uh}}{\phi \mu f_{yt}}$ 이 되고, 만약 프리캐스트 보의 접촉면이 약 6 mm 깊이로 거칠게 만들어진 경우 $\mu = 1.0$ 이다.

$$A_{vf} = \frac{725\times10^3}{0.75\times400\times1.0} = 2416.7\ \mathrm{mm^2/(1\ m : 단위길이)}$$

U형-D16의 단면적은 $A_v = 198.6\times2 = 397\ \mathrm{mm^2}$

$$s = \frac{397\times1000}{2416.7} = 164.3\ \mathrm{mm}$$

U형-D16@150mm 간격으로 스팬의 끝에서 $d+1$m까지 배근한다.

만약 프리캐스트 보의 접촉면이 거칠게 만들어지지 않은 경우 $\mu = 0.6$이다.

기준식 7.7.1

$$A_{vf} = \frac{725\times10^3}{0.75\times400\times0.6} = 4027\ \mathrm{mm^2/(1\ m : 단위길이)}$$

기준식 7.2.1

$$s = \frac{397\times1000}{4027} = 98.6\ \mathrm{mm}$$

U형−D16@100 간격으로 스팬의 끝에서 $d+1\mathrm{m}$까지 배근한다.

이 방법은 연속적인 1 m 단위길이에 대한 전단연결재의 간격을 결정하는데 매우 유용하다.

스팬의 중앙을 향해서 수평전단력은 단위길이가 한 번 증가할 때마다 변하게 되고, 전단연결재의 간격도 최대간격($s = 4 \times 90\ \mathrm{mm} = 360\ \mathrm{mm} < 600\ \mathrm{mm}$)의 범위 안에서 조정하여 배치할 수 있다.

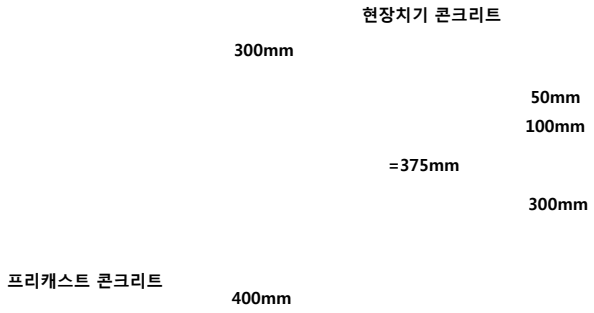
예제 9.12

PSC 합성보의 전단설계

다음의 Inverted-T형 PSC 합성보에 대해 수직전단력과 접합부의 수평전단력을 고려하여 전단 설계하여라. 단, 보는 11.5m 경간의 단순보로 가정하고, 프리캐스트콘크리트 강도 $f_{ck,PC} = 40\,\mathrm{MPa}$, 상부 콘크리트 강도 $f_{ck,CIP} = 24\,\mathrm{MPa}$, 전단 철근 강도: $f_{yt} = 400\,\mathrm{MPa}$ 이다.

□ 긴장재 (프리텐션, 직선 배치)
Φ12.7mm 1,860MPa
f_{pe} (모든 손실 후)=1,034MPa

□ 하중 조건 (사용하중 상태)
고정하중= 4.60 kN/m
활하중= 14.60 kN/m
계수하중= 28.88 kN/m



예제 그림 9.12-1 설계단면

적용기준	계산 및 해설

수직전단강도

1. 지지점에서 d_p 만큼 떨어진 부분에서의 계수전단력

$$V_u = (28.88 \times 5{,}750) - (28.88 \times 375) = 155.2\,\mathrm{kN}$$

2. 콘크리트에 의한 공칭전단강도(V_c) 결정

기준 17.3.1(5)

1) 기준식 17.3.1 (5)에 따라 V_c는 프리스트레스 단면(식 7.3.7)과 프리스트레스되지 않은 단면(식 7.3.1)을 각각 계산하여 합산한다. 유효프리스트레스 f_{pe} 는 f_{pu} 의 40% 이상이 되도록 결정한다. (f_{pe} =1,034MPa > 0.4 × 1,860 = 744MPa) 지지점으로부터 1.5m 떨어진 위치(검토단면)에서 모든 콘크리트의 전단강도가 저항한다고 가정하며, 그 계산은 다음과 같다.

$$V_u = (\frac{11.5}{2} - 1.5) \times 28.88 = 122.7\mathrm{kN}$$

$$M_u = (5.75 \times 28.88 \times 1.5) - (28.88 \times 1.5 \times 0.75) = 216.6\mathrm{kN \cdot m}$$

2) 프리스트레스 단면의 전단강도 (식 7.3.7)

기준식 7.3.7

$$V_{c1} = (0.05\lambda\sqrt{f_{ck}} + 4.9\frac{V_u d_p}{M_u}) b_w d$$

$$\phi V_{c1} = 0.75 \times (0.05 \times \sqrt{40} + 4.9 \times \frac{122.7 \times 375}{216.6 \times 10^3}) \times 300 \times 225 \div 1000 = 68.7\mathrm{kN}$$

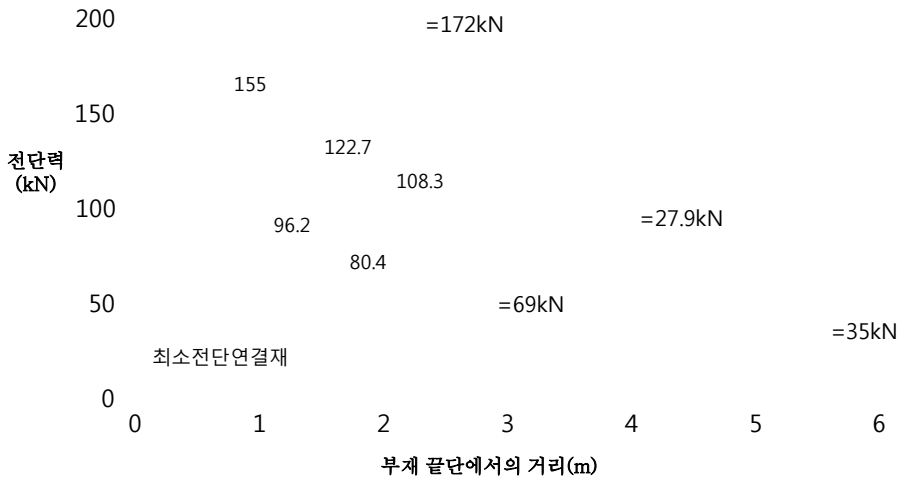
3) 프리스트레스되지 않은 단면의 전단강도 (식 7.3.1)

기준식 7.3.1

$$V_{c2} = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d$$

$$\phi V_{c2} = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 300 \times 150 \div 1000 = 27.5\text{kN}$$

$\phi V_c = \phi V_{c1} + \phi V_{c2} = 68.7 + 27.5 = 96.2\text{kN}$ (예제 그림 9.12-2 참고)



예제 그림 9.12-2 부재의 길이방향 전단력 변화

3. 수직전단 철근 간격 결정

기준 7.4.3

1) 계수전단력(V_u)을 콘크리트의 전단강도 (ϕV_c)와 비교하고, $V_u > \phi V_c$인 경우를 초과하는 전단력에 대한 전단철근을 설계해야 한다. 또한 $V_u > 1/2\phi V_c$인 경우 최소 전단철근을 배치하여야 한다.

2) $V_u - \phi V_c$이 가장 큰 단면(2m)에서의 전단 검토

$$V_u = (\frac{11.5}{2} - 2.0) \times 28.88 = 108.3\text{kN}$$

$$M_u = (5.75 \times 28.88 \times 2.0) - (28.88 \times 2.0 \times 1.0) = 273.4\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi V_{c1} = 0.75 \times (0.05 \times \sqrt{40} + 4.9 \times \frac{108.3 \times 375}{273.4 \times 10^3}) \times 300 \times 225 \div 1000 = 52.9kN$$

$$\phi V_{c2} = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 300 \times 150 \div 1000 = 27.5\text{kN}$$

$$\phi V_c = 52.9 + 27.5 = 80.4\text{kN}$$

$V_u > \phi V_c$ 시작점인 부재 끝단에서 0.88m부터 전단철근 필요.

3) 최소 전단철근량 검토

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c)s}{\phi f_y d} = \frac{(108.3 - 80.4)\times 10^3 \times 1{,}000}{0.75 \times 400 \times 375} = 248\,\mathrm{mm^2/m}$$

휨철근의 인장강도의 40% 이상의 유효프리스트레싱 힘이 작용하는 프리스트레스트 콘크리트 부재에 대한 최소 전단철근량은 기준 식 7.4.1과 기준 식 7.4.2에 의해 구한 값 중 적은 값 이상으로 해야한다.

기준식 7.4.1

$$A_{v(\min)} = 0.0625\sqrt{f_{ck}}\frac{b_w s}{f_{yt}} = 0.0625\sqrt{40}\left(\frac{300\times 1{,}000}{400}\right) = 296\,\mathrm{mm^2/m}$$

단, 위에 기준 식 7.4.1은 $0.35\frac{b_w s}{f_{yt}} (= 263\,\mathrm{mm^2/m})$ 이상으로 설계되어야 한다.

기준식 7.4.2

$$A_{v(\min)} = \frac{A_{ps}}{80}\frac{f_{pu}}{f_{yt}}\frac{s}{d}\sqrt{\frac{d}{b_w}} = \frac{1{,}184.4}{80}\times\frac{1{,}860}{400}\times\frac{1{,}000}{375}\times\sqrt{\frac{375}{300}} = 205\,\mathrm{mm^2/m}$$

기준 식 7.4.1과 7.4.2 중 최소값을 최소 전단철근량으로 결정한다.

· 최대 스터럽 간격 $= \frac{3}{4}h = \frac{3}{4}\times 450 = 338\,\mathrm{mm}$

· 전단철근을 D10으로 최대 스터럽 간격을 만족하도록 s=330mm를 결정하면 단위 길이당 철근량은 $A_v = 433\,\mathrm{mm^2/m}$가 된다. (최소 전단철근량 만족)

· 따라서, 880mm ~ 4530mm 사이에 D10 @ 330mm 전단철근 배치하여야 한다. (예제 그림 9.12-3 참고)

수평전단강도

1. 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 거칠게 만들어진 경우

기준 17.3.2(2)②

$$V_u = 155.2\,\mathrm{kN} > \phi V_{nh} = 0.75\times 0.56\times 300\times 375 = 47.3\,\mathrm{kN}$$

따라서, 수평전단에 저항하기 위한 최소전단연결재 필요.

2. 기준 17.3.2(2)②를 만족하는 최소전단연결재가 배치된 경우,

(D10 @ 330mm, $A_{v,\min} = 433\,\mathrm{mm^2/m}$)

$$\phi V_{nh} = \phi(1.8 + 0.6\rho_v f_{yt})\lambda b_v d \le \phi(3.5 b_v d)$$

$$\rho_v = \frac{A_v}{b_v s} = \frac{433\,\mathrm{mm^2}}{300\,\mathrm{mm}\times 1000\,\mathrm{mm}} \fallingdotseq 0.00144$$ (단위 m당 최소철근량 이용)

$\lambda = 1$(보통중량 콘크리트)

$$\phi V_{nh} = 0.75(1.8 + 0.6 \times 0.00144 \times 400) \times 300 \times 375$$
$$\leq 0.75(3.5 \times 300 \times 375)$$
$$\phi V_{nh} = 181.7\,\text{kN} \leq 295.3\,\text{kN} \text{ 적합}$$
$$V_u = 155.2\,\text{kN} < \phi V_{nh} = 181.7\,\text{kN}$$

그러므로 이는 식 (17.3.1)에 만족한다. 따라서, 수평전단 저항을 위해 최소 D10 @ 330mm를 전단면에 걸쳐 배치하여야 한다. 전단철근의 간격 상세는 예제 그림 9.12-3과 같다. 단, 접촉면은 반드시 약 6mm 깊이로 만들어져야하고 기준 17.3.3을 만족해야 한다. 전단 연결재는 반드시 갈고리(hook)나 엠베드멘트(embedment)의 해 슬래브에 정확하게 정착되어야 한다.



예제 그림 9.12-3 전단철근의 배치 간격

프리텐션 보의 프리스트레스 손실을 계산하라.

활화중 $= 1.915kN/m^2 \rightarrow 5.8kN/m$

지붕하중 $= 0.957kN/m^2 \rightarrow 2.9kN/m$

고정하중 $= 2.250kN/m^2 \rightarrow 6.8kN/m$

경간 $= 14m$

$f_{ci} = 24MPa$ ($0.7f_{ck}$: 긴장 시 콘크리트 강도는 설계압축강도의 70%임을 가정)

$f_{ck} = 35MPa$

$8-\phi 12.7mm$ 저이완 긴장재

$A_{ps} = 8 \times (98.71mm^2) = 789.68mm^2$

$e = 248mm$ (모든 긴장재는 직선으로 배치됨)

$f_{pu} = 1{,}860MPa$

$f_{py} = 0.9f_{pu}$

긴장응력 $= 0.74f_{pu} = 1{,}376MPa$

$f_{cu} = f_{ck} + 4 = 39\,MPa$

$E_{ci} = 10{,}000\sqrt[3]{f_{cu}} = 10{,}000\sqrt[3]{39} = 33{,}912\,MPa$

$E_c = 8{,}500\sqrt[3]{f_{cu}} = 8{,}500\sqrt[3]{39} = 28{,}825\,MPa$ 기준 식 (3.4.2)

$E_s = 2 \times 10^5\,MPa$

증기 양생 조건

$T_{max} = 60℃$

$T_o = 20℃$

단면성능

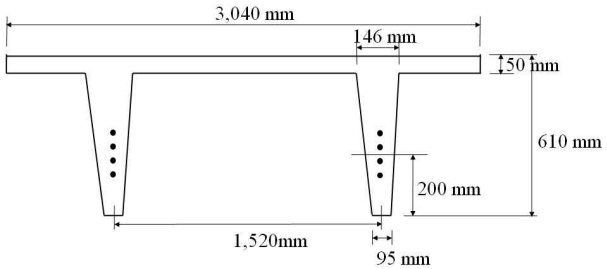
$A_c = 2.9 \times 10^5\,mm^2$

$I_c = 9.35 \times 10^9\,mm^4$

$y_b = 451mm$

$y_t = 158mm$

V/S (체적/표면적 비) $= 34.29$mm



예제 그림 9.13-1 설계단면

응력 손실을 산출하는 다양한 방법들이나 있으나 이 예제에서는 실무에 적용이 비교적 용이한 것으로 알려진 아래와 같은 방법을 적용하였다.[9-1)]

[9-1)] Zia, Paul, et al., "Estimating Prestress Losses", Concrete International : Design and Construction, Vol. 1, No. 6, June 1979, pp.32-38.

기준 9.4.1 증기 양생 조건

$$TL = f(\kappa)\alpha_p E_p (T_{\max} - T_o)$$

여기서 $f(\kappa) = 5.933\kappa + 0.325$

$$\kappa = \frac{l_p}{A_c}$$

콘크리트의 탄성수축

-부착 긴장재를 사용

$$ES = K_{es} E_s \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$$

여기서 K_{es} = 프리텐션 부재의 경우 1.0

K_{es} = 포스트텐션 부재의 경우 0.5

$$f_{cir} = K_{cir} f_{cpi} - f_g$$

여기서 K_{cir} = 프리텐션 부재의 경우 1.0

K_{cir} = 포스트텐션 부재의 경우 0.9

-비부착 긴장재를 사용한 경우

$$ES = K_{es} E_s \frac{f_{cpa}}{E_{ci}}$$

콘크리트의 크리프

-부착 시 긴장재를 가용한 경우

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds})$$

여기서 K_{cr} = 프리텐션 부재의 경우 2.0

K_{cr} = 포스트텐션 부재의 경우 1.6

참고 : 모래경량콘크리트 부재에 비중착 긴장재를 사용한 경우에는 K_{ci}이 20%감소되어야 한다.

-비부착 긴장재를 사용한 경우

$$CR = k_{cr} \frac{E_s}{E_c} f_{cpa}$$

콘크리트의 건조수축

$$SH = 8.2\times10^{-6}K_{sh}E_s(1-0.06\frac{V}{S})(100-RH)$$

여기서 K_{sh} = 프리텐션 부재의 경우 1.0

K_{sh} = 포스트텐션 부재의 경우 표 9.1－1에서 참고하라

예제 표9.13-1 포스트텐션 부재에 대한 K_{sh}값

일자*	1	3	5	7	10	20	32	60
K_{sh}	0.92	0.85	0.80	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

* 습윤 양생이 끝난 후부터 긴장력을 도입할 때까지의 경과시간(일)

긴장재의 이완(RE)

$$RE = [K_{re} - J(SH+CR+ES+TL)]C$$

여기서 K_{re}의 수치는 예제 표 9.1-2를 참고하라.

예제 표 9.13-2 K_{re}와 J의 값

긴장재의 유형	K_{re}(MPa)	J
1860 MPa 응력제거 긴장재 (270 Grade stress-relieved strand)	137.89	0.150
1750 MPa 응력제거 긴장재 (250 Grade stress-relieved strand)	127.55	0.140
1650 MPa 응력제거 긴장재 (240 or 235 Grade stress-relieved wire)	121.34	0.130
1860 MPa 응력제거 긴장재 (270 Grade low-relaxation strand)	34.47	0.040
1860 MPa 저이완 긴장재 (250 Grade low-relaxation wire)	31.92	0.037
1750 MPa 저이완 긴장재 (240 or 235 Grade stress-relaxation wire)	30.33	0.035
1650 MPa 저이완 긴장재 (145 or 160 Grade stress-relieved bar)	41.36	0.050

위에 소개된 방법에 의하여 다음과 같이 응력손실을 계산할 수 있다.

1. 증기 양생 조건

$$TL = f(\kappa)\alpha_p E_p(T_{\max} - T_o)$$

$$= 0.5\times(1.35\times10^{-5})\times(2\times10^5)\times(60-20) = 54MPa$$

$$\kappa = \frac{l_p}{A_c} = \frac{8,420}{2.9\times10^5} = 0.029/mm$$

$$f(\kappa) = 5.933\times\kappa + 0.325 = 5.933\times0.029 + 0.325 = 0.50$$

2. 콘크리트의 탄성수축

$$ES = K_{es}E_s\frac{f_{cir}}{E_{ci}} = 1.0(2\times10^5)\frac{5.01}{33{,}912} = 29.6\,MPa$$

K_{es} = 프리텐션 부재에 대해 1.0

$$f_{cir} = K_{cir}f_{cpi} - f_g$$

$$= K_{cir}\left(\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i e^2}{I_c}\right) - \frac{M_d e}{I_c}$$

$$= 0.9\left(\frac{1{,}044{,}494}{2.90\times10^5} + \frac{1{,}044{,}494\times248^2}{9.35\times10^9}\right) - \frac{(166.6\times10^6)\times248}{9.35\times10^9}$$

$$= 5.0\,MPa$$

K_{cir} = 프린텐션 부재에 대해 0.9

$$P_i = 0.74f_{pu}A_{ps} - TL\cdot A_{ps}$$

$$= 0.74(1{,}860)(789.68) - 53.7(789.68)$$

$$= 1{,}045\,kN$$ (증기양생에 의한 손실 고려)

$$M_d = \frac{6.8\times14^2}{8} = 167kN\cdot m$$

3. 콘크리트의 크리프 : f_{cir} 감소에 따른 릴랙세이션 감소

$$CR = K_{cr}\frac{E_s}{E_c}(f_{cir} - f_{cds}) = 2.0\times\frac{2\times10^5}{28{,}825}(5.0 - 1.89) = 43.2MPa$$

$$f_{cds} = M_{ds}\frac{e}{I_c} = (71.1\times10^6)\frac{248}{9.35\times10^9} = 1.9MPa$$

$$M_{ds} = \frac{w_{ds}l^2}{8} = \frac{2.9\times14^2}{8} = 71.1kN/m$$ (지붕의 하중만)

K_{cr} = 프리텐션 부재에 대해 2.0

4. 콘크리트의 건조수축 손실 : 증기 양생에 따른 손실과 무관

$$SH = 8.2\times10^{-6}K_{sh}E_s\left(1 - 0.06\frac{V}{S}\right)(100 - RH)$$

$$= 8.2\times10^{-6}\times1.0\times(2\times10^5)\left(1 - 0.06\times\frac{34.29}{25.4}\right)(100 - 75)$$

$$= 37.7MPa$$

RH = 상대습도

K_{sh} = 프리텐션 부재에 대한 1.0

5. PS강연선 응력의 릴랙세이션 : f_{cir} 감소에 따른 릴랙세이션 감소

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES + TL)]C$$
$$= [34.5 - 0.04(37.7 + 43.2 + 29.6 + 53.7)]0.95$$
$$= 26.5MPa$$

$f_{pu} = 1{,}860MPa$의 저 릴랙세이션 강연선에 관한 것 :

$K_{re} = 34.5MPa$

$J = 0.040$

$C = 0.95\left(\frac{f_{\pi}}{f_{pu}} = 0.74\text{일 때}\right)$

6. 프리스트레스 총 손실 : 열손실에 따른 증감

$$ES + CR + SH + RE + TL = 37.7 + 43.2 + 31.8 + 53.7 + 26.5 = 192.9MPa$$

7. 전달 직후 f_p, P_p

긴장력 도입 시 릴랙세이션 손실이 $\frac{1}{4}$ 일어난다고 가정

$$f_p = 0.74f_{pu} - (ES + TL + \frac{1}{4}RE)$$
$$= 0.74(1{,}860) - [31.1 + 53.7 + 0.25(26.5)]$$
$$= 1{,}285\,MPa$$
$$P_p = f_p A_{ps} = 1{,}285 \times 789.68$$
$$= 1{,}015kN$$

8. 모든 손실 후 f_{se}, P_e : TL에 따른 감소

$f_{pe} = 0.74f_{pu} -$ 모든 긴장력의 손실
$$= 0.74(1{,}860) - 192.9$$
$$= 1{,}183MPa$$
$$P_e = f_{pe}A_{ps} = 1{,}183(789.68) \times \frac{1}{1{,}000} = 934.2kN$$

예제 16.3 프리캐스트 보-기둥 접합부 개발 상세의 분류

그림 16.3-1은 현장타설부가 있는 프리캐스트 부재로 만들어진 접합상세의 변형기여분 측정을 위한 실험기기 설치 상세이다. 변형기여분의 평가를 위한 제원은 표 16.3-1에 추가로 나타내었다. 표 16.3-2에 나타난 바와 같은 특정 변위에서의 측정결과를 통해 해당 상세가 어떤 접합 상세에 속하는지 분류하라.

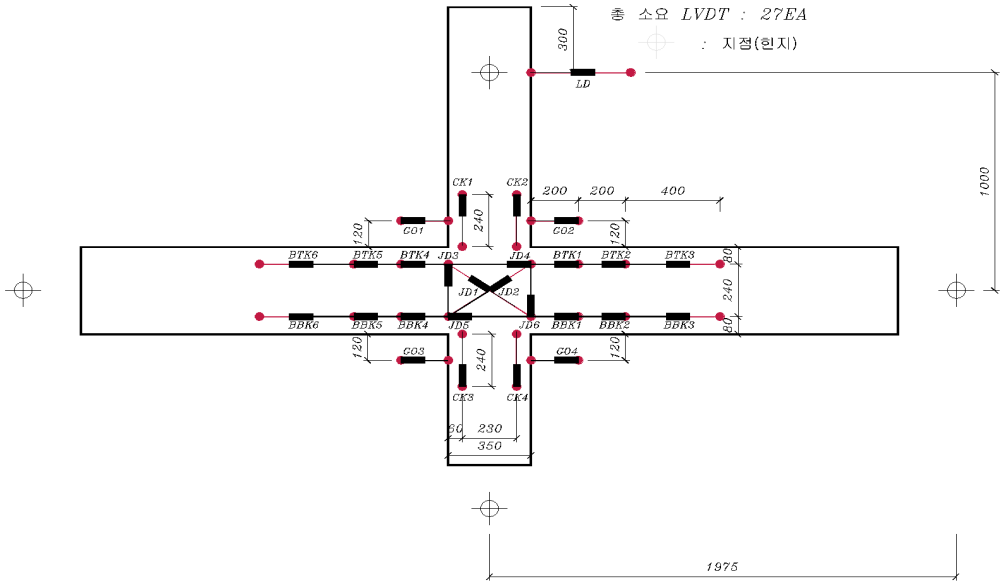


그림 16.3-1 변형기여분 측정을 위한 실험장비 설치

표 16.3-1 측정장치의 설치 정보

구분		측정길이	비고
보 힌지 사이의 거리		3,900 mm	
기둥 힌지 사이의 거리		2,000 mm	
보의 휨 변형 측정장치	BTK1, BTK2	200 mm	BBK와 BTK 사이의 거리 : 240 mm
	BTK3	400 mm	
	BBK1, BBK2	200 mm	
	BBK3	400 mm	
	BTK4, BTK5	200 mm	
	BTK6	400 mm	
	BBK4, BBK5	200 mm	
	BBK6	400 mm	
기둥의 휨 변형 측정장치	CK1, CK2, CK3, CK4	240 mm	CK 사이의 거리 : 230 mm
개폐거동 측정장치	GO1, GO2 GO3, GO4	200 mm	측정장치와 보 사이의 거리 : 120 mm
접합부 전단변형 측정장치	JD1	424 mm	
	JD2	424 mm	
	JD3	240 mm	
	JD4	350 mm	
	JD5	350 mm	
	JD6	240 mm	

표 16.3-2 각 측정장치별 측정값

구분	장치명	측정값	구분	장치명	측정값
보의 휨 변형 측정장치	BTK1	-4.150	기둥의 휨 변형 측정장치	CK1	0.240
	BTK2	-9.540		CK2	-0.200
	BTK3	-0.860		CK3	-0.200
	BBK1	0.804		CK4	0.240
	BBK2	2.950	개폐거동 측정장치	GO1	-0.802
	BBK3	0.640		GO2	0.120
	BTK4	4.150		GO3	0.120
	BTK5	9.540		GO4	-0.802
	BTK6	0.860	접합부 전단변형 측정장치	JD1	-0.005
	BBK4	-0.804		JD2	0.005
	BBK5	-2.950		JD3	0.025
	BBK6	-0.640		JD4	0.001
* 측정값 : 최상단 변위 LD 가 70mm일 경우 각 장치의 변형량을 의미함				JD5	0.001
				JD6	0.025

기둥과 보의 측정 끝점으로부터 힌지까지의 곡률은 선형적으로 분포하는 것을 가정하며, 힌지에서의 곡률은 0으로 가정한다.

실험체는 완전 대칭이며, 하중을 받을 때 변형 또한 대칭으로 나타나는 것을 가정한다.

1) 기둥의 휨 변형기여분

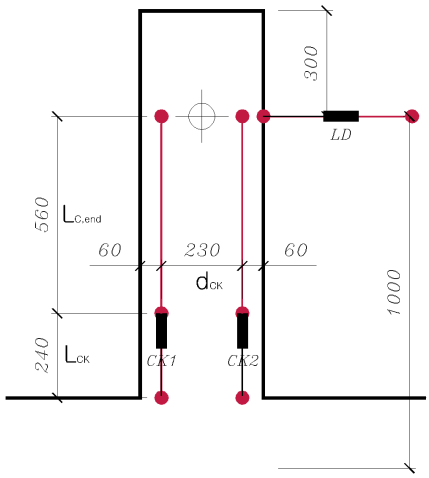


그림 16.3-2 기둥에 설치된 측정장치 및 제원

① 곡률의 계산

곡률이 측정 거리 상에서 일정하게 분포하는 것을 가정할 경우 CK1 구간의 곡률은 다음식을 통해 산정할 수 있다.

$$\phi_1 = \frac{(\delta_{CK1} - \delta_{CK2})/L_{CK}}{d_{CK}} = \frac{(0.240 - (-0.200))/240}{230} = 7.97 \times 10^{-6}$$

마지막 측정위치 이후로부터 힌지까지의 곡률의 분포는 선형적으로 이루어진다는 가정 하에 기둥에 분포하는 곡률은 그림 16.3-3과 같이 나타난다.

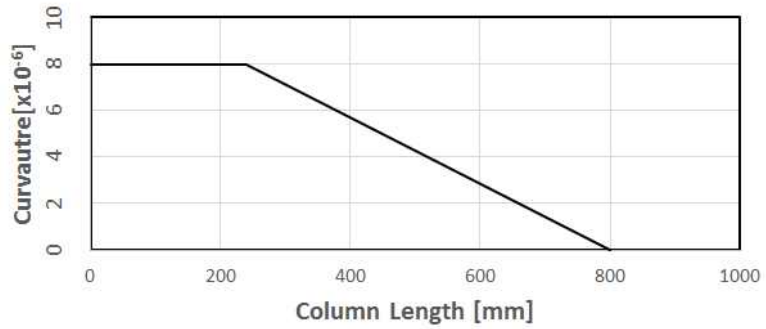


그림 16.3-3 기둥에 분포된 곡률

② 처짐의 계산

곡률분포도를 사용하여 힌지 지점에 대한 접합부의 처짐의 크기를 산정하면 다음과 같이 정리할 수 있다.

$$\delta_{co,hinge} = \phi_1 \times L_{CK} \times (L_{c,end} + L_{CK}/2) + (\phi_1 \times L_{c,end}/2) \times L_{c,end} \times 2/3$$
$$= 7.97 \times 10^{-6} \times 240 \times (560 + 240/2) + (7.97 \times 10^{-6} \times 560/2) \times 560 \times 2/3$$
$$= 2.134\,mm$$

③ 변형기여분의 계산

해당 처짐은 보의 상 하부에서 대칭으로 발생하므로 기둥이 발생시키는 변형의 크기는 다음과 같다.

$\Delta_{co} = 2\delta_{co,hinge} = 2.134 \times 2 = 4.268\,mm$

2) 보의 휨에 의한 변형기여분

① 곡률의 계산

기둥의 곡률 계산과 동일한 방법을 사용하면 보에 분포하는 곡률의 분포도는 그림 16.3-4와 같이 나타난다.

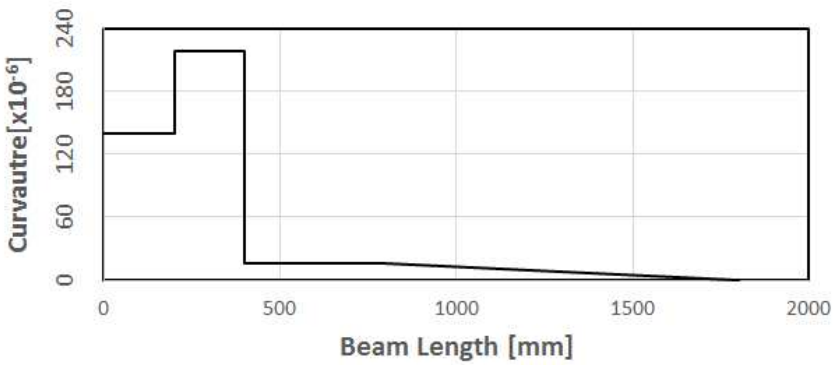


그림 16.3-4 보에 분포된 곡률

② 처짐의 계산
보의 곡률분포도에 기둥의 처짐 결정시 사용한 식을 적용하면 다음과 같은 접합부에서 힌지까지의 처짐의 크기가 도출된다.

$$\delta_{bm,hinge} = 125.67\,mm$$

③ 변형기여분의 계산
보의 처짐은 기둥의 회전을 유발하게 되므로 보가 발생시키는 전체 변위에 대한 변형기여분은 다음 식을 통해 결정 가능하다.

$$\Delta_{bm} = \delta_{beam}\frac{L_{co}}{L_{bm}} = 125.67 \times \frac{1000}{1975} = 63.63\,mm$$

3) 보의 회전에 의한 변형기여분
보의 회전은 보의 휨 변형에 더하여 기둥의 회전을 일으키는 요소가 된다. 보의 회전이 발생할 경우 보는 변형을 받지 않은 상태인 것으로 가정하면 그림 16.3-3의 GO1, GO3을 사용하여 회전각을 통해 변형에 대한 기여 정도를 계산할 수 있다.

$$\theta_{bm} = \frac{(0.802-(-0.12))}{640} = 0.00144$$

변형각이 보와 기둥에 발생시키는 회전의 정도는 같으므로, 접합부의 전단변형각에 기둥 힌지사이의 거리를 곱하면 기둥이 발생시키는 변형의 정도를 구할 수 있다.

$$\Delta_{co,hinge} = \theta_{bm} L_{co} = 0.00144 \times 1000 = 1.44\,mm$$

4) 접합부 전단변형에 의한 변형기여분
기둥의 하부 힌지가 고정되어 있으므로 접합부의 전단변형에 의한 수평 방향으로의 변위가 기둥 상부 힌지에 발생한다. 따라서 전단변형각을 통해 변형기여분을 계산할 수 있다.

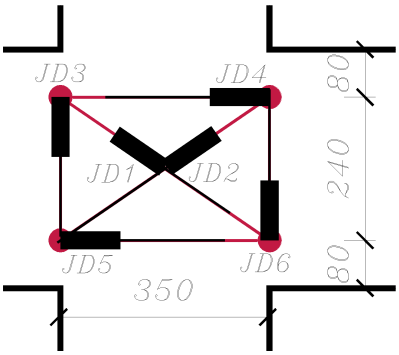


그림 16.3-5 접합부에 설치하는 측정장치

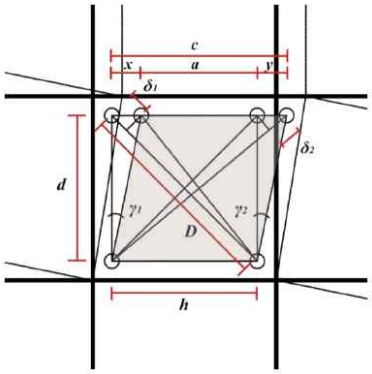


그림 16.3-6 접합부의 전단변형각 계산방법

$$\gamma_1 = \tan\frac{x}{d} \approx \frac{h-\sqrt{(D-JD1)^2-d^2}}{d} = \frac{350-\sqrt{(424-(-0.005))^2-240^2}}{240} = 0.00191$$

$$\Delta_J = \gamma H = 0.00191 \times 400 = 0.762\,mm$$

여기서 H는 보의 깊이이다.

5) 변형기여분에 의한 접합부의 분류

각 변형기여분의 전체 변형량에 대한 백분위수로 나타내어 변형기여분의 검토를 수행한다. 본 예제의 계산 결과를 표 16.3-3에 나타내었다.

표 16.3-3 변형기여분

구분	기둥의 휨변형	보의 휨변형	보의 회전	접합부의 전단변형
기여분	6 %	91 %	2 %	1 %

변형기여분의 검토결과 접합부 전단변형에 의한 변형기여분이 5% 미만이며, 보의 휨변형이 90% 이상으로 나타나므로 본 예제의 접합부는 개정 기준(안) 16.2.3 (7) ② 조항에 따라 일체식접합부 중 강한 접합부에 속하는 것으로 분류할 수 있다.

제2절 학술 성과

활발한 학술 활동을 통하여 총 과제기간 동안 3편의 SCI급 논문, 8편의 국내 학술지 논문, 5편의 해외 학술대회 발표, 29편의 국내 학술대회 발표 성과를 거두었다. 학술 성과의 세부 내용을 각 연차별로 구분하여 정리하였다. 각 논문은 부록에서 확인할 수 있다.

1. SCI급 논문 실적

가. 2차년도

논문명	저자	학술지명	권호	구분
Tensile Capacity of Mechanical Bar Connection Corresponding to Detail of Screw on Bar Surface for Construction	서수연[1], 김상구[2], 윤성조[3]	Applied Mechanics and Materials	236-237	국외 SCOUPS

[1]주저자, [2]교신저자, [3]공동저자

나. 3차년도

논문명	저자	학술지명	권호	구분
Simplified Strength Design Method for Allowable Compressive Stresses in Pretensioned Concrete Members at Transfer	이득행[1], 황진하[3], 김강수[2], 김지상[3], 정원석[3], 오홍섭[3]	KSCE Journal of Civil Engineering	온라인 출판*	국내 SCI-E
Development and testing of precast concrete beam-to-column connections	최현기[1], 최창식[2], 최윤철[3]	Engineering Structures	56	국외 SCI

[1]주저자, [2]교신저자, [3]공동저자

*doi: 10.1007/s12205-014-0696-7, 19(1) 게재예정

2. 학술지 논문 실적

가. 2차년도

논문명	저자	학술지명	권호	구분
프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 복합보의 전단강도	김철구[1], 강수민[2], 박홍근[3], 홍건호[3]	한국콘크리트 학회논문집	25(2)	국내
유공 프리캐스트 콘크리트 기둥의 구조특성 및 이를 적용한 골조 건물의 거동	서수연[1,2], 이승훈[3], 연제영[3], 김강수[3]	대한건축학회 지회연합논문집	15(1)	국내
포스트텐션 PSC 거더에 대한 2400 MPa급 강연선의 적용성 분석	박호[1], 김지상[2], 조재열[3]	한국콘크리트 학회논문집	24(6)	국내

[1]주저자, [2]교신저자, [3]공동저자

나. 3차년도

논문명	저자	학술지명	권호	구분
횡 보강된 프리캐스트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단강도	김철구[1], 강수민[2], 박홍근[3], 홍건호[3]	한국콘크리트 학회논문집	26(2)	국내
차량 충돌을 받은 콘크리트 방호벽의 비선형 해석에 관한 연구	김영환[1], 오홍섭[2], 심재원[3], 오광진[3]	Journal of KOSHAM	13(5)	국내
하이브리드 프리캐스트 보-기둥 접합부의 해석적 연구	최창식[1], 최현기[2], 김승현[3], 최윤철[3]	한국콘크리트 학회논문집	25(6)	국내
중공비율에 따른 중공 프리캐스트 철근콘크리트 기둥의 압축거동	이승준[1], 서수연[2], 배문용[3], 김강수[3]	한국콘크리트 학회논문집	26(4)	국내
수직전단보강이 없는 PS 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단강도	김철구[1], 박홍근[3], 홍건호[3], 강수민[2], 서정일[3]	한국콘크리트 학회논문집	26(4)	국내

[1]주저자, [2]교신저자, [3]공동저자

3. 학술대회발표 실적(국외)

가. 1차년도

발표일	발표명	저자	학술대회명	개최지
2012 8. 1	An Experimental Study on Allowable Compressive Stress Coefficient at Prestress Transfer	김강수, 이득행, 황진하, 이정연, 조해창, 주현진	International Conference on Electronic and Materials	홍콩

나. 3차년도

발표일	발표명	저자	학술대회명	개최지
2014. 1. 21	FE Analysis on the Structural Capacity of Hollowed PC Column in Precast Concrete Frame Building System	겐지기구치, 서수연, 김강수, 김경태, 마사유기 구로키	International Industrial Information Systems Conference	태국 치앙마이
2014. 1. 25	Shear Strength of Composite Beams with Dual Concrete Strengths	김철구, 박홍근, 강수민, 홍건호	International Conference on Geological and Civil Engineering	마카오
2014. 7. 10	Investigation on Applicability of High Strength Strand for Posttensioned Prestressed Concrete Members	정윤환, 박호, 조재열	International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management	중국 상하이
2014. 7. 18	Application of High Strength PS Strand for Posttensioned Prestressed Concrete Girders	정윤환, 박호, 김호경, 조재열	International Conference on Short and Medium Span Bridges	캐나다 캘거리

4. 학술대회발표 실적(국내)

가. 1차년도

발표일	발표명	저자	학술대회명
2012. 5. 4	분리 타설된 콘크리트 보의 전단강도	김철구, 박홍근, 홍건호, 강수민	한국콘크리트학회 봄 학술발표 대회
2012. 5. 11	유공 PC기둥의 유공크기에 따른 시공시 지압 및 시공후 축응력전달 해석	김정훈, 연제영, 서수연	한국구조물진단유지관리공학회 봄 학술발표 대회
2012. 5. 17	2,160 MPa와 2,400 MPa 강연선을 사용한 포스트텐션 PSC 보의 휨해석	박호, 조재열	한국철도학회 춘계학술대회

나. 2차년도

발표일	발표명	저자	학술대회명
2012. 10. 25	고강도 강연선을 적용한 PSC 거더의 휨거동 실험	박종섭, 김영진, 금문성, 정진영, 박호	대한토목학회 정기학술대회
2012. 11. 7	분리 타설된 무횡보강 콘크리트 보의 전단 강도	김철구, 박홍근, 홍건호, 강수민, 최태우	한국콘크리트학회 가을 학술발표 대회
2012. 11. 7	변형 기여분에 의한 PC 접합부의 성능평가와 분류	최현기, 김승현, 배백일, 최창식	한국콘크리트학회 가을학술발표 대회
2012. 11. 7	콘크리트 강도에 따른 고강도 강연선 PSC 거더의 휨성능	박종섭, 김영진, 금문성, 조재열	한국콘크리트학회 가을 학술발표 대회
2012. 11. 8	증기양생에 따른 프리스트레스 긴장력 손실 이론적 예측	고민혁, 이차돈	한국콘크리트학회 가을 학술발표 대회
2013. 4. 11	복합화 PC 리브 슬래브의 휨 성능	김철구, 박홍근, 김형근, 강지연, 이학주	구조물진단공학회 봄 학술대회
2013. 4. 12	증기양생에 따른 프리스트레스 긴장력 손실	고민혁, 이차돈	구조물진단공학회 봄 학술대회
2013. 5. 15	프리캐스트 보-기둥 접합부의 분류체계 수립에 관한 실험적 연구	김승현, 최현기, 배백일, 최창식	한국콘크리트학회 봄 학술발표 대회
2013. 5. 15	계면의 특성을 고려한 중공 PC 기둥의 압축성능에 대한 유한요소해석	이승준, 서수연, 연제영, 배문용, 전수민, 김강수	한국콘크리트학회 봄 학술발표 대회
2013. 5. 15	고강도 강연선을 적용한 포스트텐션 PSC 부재의 휨성능 연구	박호, 정윤환, 조재열, 김지상, 박종섭, 김영진	한국콘크리트학회 봄 학술발표 대회
2013. 5. 23	2,160 MPa와 2,400 MPa PS 강연선을 사용한 포스트텐션 PSC 거더의 휨실험 및 해석	박호, 정윤환, 조재열, 김지상, 박종섭, 김영진	한국철도학회 봄 학술발표 대회

다. 3차년도

발표일	발표명	저자	학술대회명
2013. 10. 17	강섬유보강 PC와 CIP 합성보의 전단강도	김철구, 박홍근, 홍건호, 강수민, 서정일	한국콘크리트학회 가을 학술발표 대회
2013. 10. 17	변형기여분 평가를 통한 프리캐스트 일체식 접합부의 분류 방안	김승현, 최현기, 정주홍, 최창식	한국콘크리트학회 가을 학술발표 대회
2013. 10. 17	강도이론에 근거한 허용압축응력의 변수해석연구	이득행, 박민국, 김미연, 한선진, 가순범, 김강수	한국콘크리트학회 가을 학술발표 대회
2013. 10. 17	충전콘크리트와 중공PC콘크리트의 강도비에 따른 HPC 복합 기둥의 압축강도 변화	이승준, 연제영, 전수민, 배문용, 서수연, 김강수	한국콘크리트학회 가을 학술발표 대회
2013. 10. 17	중공PC콘크리트의 두께가 HPC 복합 기둥의 압축강도에 미치는 영향	이승준, 연제영, 전수민, 배문용, 서수연, 김강수	한국콘크리트학회 가을 학술발표 대회
2013. 10. 18	프리스트레스 PC와 CIP 합성보의 전단강도	서정일, 김철구, 박홍근, 홍건호, 강수민	한국콘크리트학회 가을 학술발표 대회
2013. 10. 23	2400 Mpa 고강도 강연선을 적용한 PSC 거더의 휨 거동에 관한 실험적 연구	금문성, 김영진, 박종섭	대한토목학회 정기학술대회
2013. 11. 25	프리캐스트 보-기둥 접합부의 접합방식에 따른 골조의 거동	김승현, 최현기, 배백일, 최창식	대한건축학회 추계학술발표대회
2014. 4. 13	증기양생에 따른 긴장재 긴장력 손실에 대한 이론 모델링	이차돈, 고민혁, 허서영	한국구조물진단유지관리공학회 봄 학술발표 대회
2014. 4. 26	증기양생에 따른 강연선 Pull-out 거동	이차돈	대한건축학회 춘계학술발표대회
2014. 4. 26	증기양생에 따른 긴장력 손실에 관한 실험연구	이차돈	대한건축학회 춘계학술발표대회
2014. 4. 26	횡구속효과에 따른 중심 축력을 받는 중공 프리캐스트 기둥의 압축강도	이승준, 전수민, 배문용, 서수연, 김강수	대한건축학회 춘계학술발표대회
2014. 5. 14	강도와 중공비에 따른 중공 프리캐스트 기둥의 구속효과	서수연, 이승준, 전수민, 배문용, 김강수	한국콘크리트학회 봄 학술발표 대회
2014. 5. 14	고강도 강연선을 적용한 PSC 부재의 연성도 해석	박호, 최유정, 조재열	한국콘크리트학회 봄 학술발표 대회
2014. 5. 14	횡보강된 프리스트레스 PC와 CIP 합성보의 전단강도	서정일, 김철구, 박홍근, 홍건호, 강수민	한국콘크리트학회 봄 학술발표 대회

제4장 연구목표 달성 및 효과

제1절 연구개발 최종목표

본 연구는 국제 기준(Global standard)에 부합하도록 고성능 재료(콘크리트, 철근, 강연선) 기술을 반영한 프리캐스트 및 프리스트레스트 콘크리트의 통합 설계 기준을 개발하는 것을 최종 목표로 한다. 통합 설계 기준은 콘크리트 관련 KS 규격 및 설계기준, 표준시방서의 제·개정을 통해 설계의 신뢰성 향상과 합리화를 추구하며 아울러 고성능 재료 및 적용 구조물의 성능 요구사항을 표준화한다. 연구 종료 후 ISO에 등록하여 국제 경쟁력을 갖추도록 한다. (콘크리트구조설계기준은 이미 ISO 인증을 받은 상태이며, 따라서, 콘크리트구조설계기준의 해당 장에 연구결과를 반영한다.)

국제 기준(Global standard)에 부합하도록 고성능 재료(콘크리트, 철근, 강연선) 기술을 반영한 프리캐스트 및 프리스트레스트 콘크리트의 통합 설계 기준을 개발하는 최종 연구개발 성과물은 기타의 경우에 속한다. 개발된 고성능 건설재료 및 프리캐스트 공법을 건설현장에서 활용이 용이하도록 신소재의 규격 및 역학적 성능과 신소재/신공법이 적용된 구조물의 성능을 표준화하여 제시하고, 관련 규격 및 설계/시공기준을 개정하여 설계의 방향성 제시 및 창의적이고 합리적인 설계를 유도하는 것이 최종 목표이다. 최종 목표는 다음을 근거로 하여 설정되었다. 우선 참여기업의 소재 및 실험체 지원이 가능하므로 연구기간과 연구비 내에서 수행이 가능하다. 또한 참여 연구인력들은 다년간 프리스트레스 콘크리트 구조물과 프리캐스트 콘크리트 부재 및 접합부에 대한 많은 연구수행실적을 보유하고 있으므로, 큰 어려움 없이 실험을 수행하고 그 결과를 분석하여 연구개발에 적용할 수 있다. 다만, 고강도 재료에 대한 연구결과는 국내외적으로 많지 않으므로 고강도 재료의 역학적 특성, 이를 적용한 구조물의 거동 및 접합기술에 집중할 필요가 있으며, 특히 국내에서 흔히 사용되는 프리스트레스트 콘크리트 구조물과 현장타설/프리캐스트 콘크리트의 복합화 공법에 관련된 연구에 집중할 필요가 있다.

제2절 성과목표 및 성과지표의 달성도

성과목표는 과제의 최종 목표를 달성하기 위하여 연차별로 설정한 구체적인 목표이며, 성과지표는 성과목표를 달성하기 위하여 도출되어야 하는 정량적 결과물이다. 따라서 성과지표의 달성 여부 및 정도를 통해 최종 연구목표의 달성도를 평가할 수 있다. 총 연구기간 및 각 연구년도별로 설정된 성과목표 및 성과지표를 표로 정리하고 각 성과지표의 달성치를 함께 표기하였다.

1. 총괄 성과목표 및 성과지표의 달성도

	성과목표	성과지표	성과검증 기준			가중치	달성치	해당 기관
			목표치	측정방법	검증방법			
질적 목표	고성능 재료기술의 적용을 위한 설계기준 제개정	국내외 설계기준 비교 및 분석	1건	분석 보고서 작성 여부	분석 보고서	7%	2건	주관
		설계기준 제개정 방안	1건	개정방안 보고서 작성 여부	개정방안 보고서	5%	1건	주관
		표준화 방안 개발	1건	성능 표준화 방안 보고서 작성 여부	성능 표준화 방안 보고서	10%	3건	주관
		현재 관련 기준의 개정	1건	현재 관련 기준의 개정 여부	개정 기준(안)	10%	1건	주관
		기준의 ISO 등록	1건	ISO 등록 여부	ISO 등록	6%	1건	주관
	고성능 재료기술을 적용한 부재의 구조 성능 도출	성능실험	2건	실험결과 보고서	실험 보고서	12%	6건	주관
	연구방법 및 결과의 신뢰도 검증	전문가 의견 반영 실적	7건	전문가 의견수렴 반영(자문회의 및 공청회) 건수	회의록	20%	8건	주관
	고강도 강연선의 역학적 성능 기준 도출	고강도 강연선 특성값 분석	1건	고강도 강연선 물성값 분석 보고서	특성값 보고서	10%	1건	위탁
	고강도 강연선 적용 PSC 거더의 성능 평가 및 분석	성능평가실험	2건	PSC 거더 성능평가 실험 건수	성능평가 실험 보고서	20%	2건	위탁
	계					100%		

		성과지표	목표치	가중치	달성치	해당 기관
양적 목표	사업연계지표	산학연간 기술지원	5건*	27%	5건	주관
		학술발표 논문	10건	30%	31건	주관
		학술지 게재 논문	6건	10%	11건	주관
		지침/매뉴얼의 개발 및 보급 건수	1건	6%	1건	주관
		표준/기준의 규정/지침/편람/시방서화	1건	10%	1건	주관
		학술발표 논문	3건	17%	3건	위탁
	계			100%		

*총 목표치와 각 연구년도 목표치의 합계가 다른 것은 2차년도의 목표치(2건)가 3차년도로 이월되었기 때문임.

2. 1차년도 성과목표 및 성과지표의 달성도

	성과목표	성과지표	성과검증 기준			가중치	달성치	해당 기관
			목표치	측정방법	검증방법			
질적 목표	국내외 설계기준 분석 및 설계기준 제개정 방안 도출	국내외 설계기준 비교 및 분석	1건	분석 보고서 작성 여부	분석 보고서	20%	2건	주관
		설계기준 제개정 방안	1건	개정방안 보고서 작성 여부	개정방안 보고서	15%	1건	주관
		1차 성능실험	1건	실험결과보고서	실험결과보고서	15%	1건	주관
		전문가 의견 반영 실적	2건	전문가 의견수렴 반영(자문회의) 건수	회의록	20%	3건	주관
	고강도 강연선의 역학적 성능 기준 도출	고강도 강연선 특성값 분석	1건	고강도 강연선 물성값 분석 보고서	특성값 보고서	30%	1건	위탁
	계					100%		

	성과지표	목표치	가중치	달성치	해당 기관
양적 목표	사업연계지표	산학연간 기술지원	1건	30%	2건	주관
		학술발표 논문	4건	50%	4건	주관
		학술발표 논문	1건	20%	0건	위탁
	계			100%		

3. 2차년도 성과목표 및 성과지표의 달성도

	성과목표	성과지표	성과검증 기준			가중치	달성치	해당 기관
			목표치	측정방법	검증방법			
질적 목표	소재/구조성능 분석 및 성능 표준화 방안 개발	2차 성능실험	1건	실험결과보고서	실험 보고서	20%	5건	주관
		표준화 방안 개발	1건	성능 표준화 방안 보고서 작성 여부	성능 표준화 방안 보고서	30%	4건	주관
		전문가 의견 반영 실적	2건	전문가 의견수렴 반영(자문회의) 건수	회의록	20%	2건	주관
	고강도 강연선 적용 PSC 거더의 성능 평가 및 분석	성능평가실험	1건	PSC 거더 성능평가 실험 건수	성능평가 실험 보고서	30%	1건	위탁
	계					100%		

	성과지표	목표치	가중치	달성치	해당 기관
양적 목표	사업연계지표	산학연간 기술지원	2건	30%	0건	주관
		학술발표 논문	4건	30%	9건	주관
		학술지 게재 논문	2건	20%	4건	주관
		학술발표 논문	1건	20%	2건	위탁
	계			100%		

4. 3차년도 성과목표 및 성과지표의 달성도

	성과목표	성과지표	성과검증 기준			가중치	달성치	해당 기관
			목표치	측정방법	검증방법			
질적 목표	표준화 소재/설계/제작 기준	현재 관련 기준의 개정	1건	현재 관련 기준의 개정 여부	개정 기준(안)	30%	1건	주관
		기준의 ISO 등록	1건	ISO 등록 여부	ISO 등록	20%	1건	주관
		전문가 의견 반영 실적	3건	전문가 의견수렴 반영(자문회의 및 공청회) 건수	회의록	20%	3건	주관
	고강도 강연선 적용 PSC 거더의 성능 평가 및 분석	성능평가실험	1건	PSC 거더 성능평가 실험 건수	성능평가 실험 보고서	30%	1건	위탁
	계					100%		

	성과지표	목표치	가중치	달성치	해당 기관
양적 목표	사업연계지표	산학연간 기술지원	4건	20%	3건	주관
		학술발표 논문	2건	10%	18건	주관
		학술지 게재 논문	4건	10%	7건	주관
		지침/매뉴얼의 개발 및 보급 건수	1건	20%	1건	주관
		표준/기준의 규정/지침/편람/시방서화	1건	30%	1건	주관
		학술발표 논문	1건	10%	1건	위탁
	계			100%		

제3절 연구개발 성과의 효과 분석

본 절에서는 연구개발 성과의 기술적, 경제적, 정책적 효과를 분석한다. 본 연구의 연구개발 성과는 앞서 설명한 3가지의 핵심 연구성과로 구성되는데 이 중 세 번째 핵심 연구성과인 설계기준 관련 예제집의 작성은 두 번째 핵심 연구성과인 설계기준 개정안에 대한 이해를 돕고 건설 관련 학계 및 산업계에 보급하는 데 필수적인 것이나 그 자체로 기술적, 경제적, 정책적 효과를 가진다고 보기는 어렵다. 따라서 본 절에서는 첫 번째와 두 번째 핵심 연구성과의 효과를 분석한다. 특히 설계기준 개정안은 개정의 목적과 대상에 따라 다섯 부분으로 나누어 분석한다. 이것은 제 2장 연구개발 수행 내용의 구분과 동일하다.

1. 고성능 재료적용 구조물의 성능 표준화 가이드라인

구분	분석 내용
기술적 효과	• 고강도 강연선은 최근 개발이 완료되어 현시점에서 고강도 강연선의 성능 표준화는 이루어지지 않았다. 고강도 강연선이 구조물의 일부로서 사용되기 위해서는 재료적 특성을 표준화할 필요가 있다. • 본 연구의 결과로 탄성계수, 탄성한계, 항복강도 및 변형률, 파단강도 및 변형률 등 재료적 특성에 대한 표준화를 완료하였으며, 또한 인장하중을 받는 고강도 강연선의 거동 전체를 수학적 모델로 나타내었다. 이는 구조물의 설계뿐만 아니라 해석에도 유용하게 사용될 수 있다. 궁극적으로 이러한 성능 표준화는 구조물 보강재로서 고강도 강연선의 사용을 촉진하게 될 것이다. • 현재 우리나라뿐만 아니라 미국(Grade 300)과 일본(2,260MPa)에서도 고강도 강연선의 개발을 성공한 바 있다. 성능 표준화에 따른 고강도 강연선의 사용 촉진은 향후 고강도 강연선 관련 연구 및 시장에서 우리나라가 선도적인 역할을 할 수 있도록 도울 수 있다.
경제적 효과	• 2007년 기준 국내 강연선의 연간 생산량은 약 48,000톤으로 이중 일반 PSC거더에 25,000톤 가량이 사용되고 있다. 이는 전체 생산량의 절반이 넘는 것으로 가장 많은 사용량을 보이는 구조물이다. 다음으로는 PSC 박스 및 특수교량으로 약 13,000톤이 사용된다. 현재의 1,860MPa 강연선이 상용화된 이후 이보다 낮은 인장강도의 강연선은 대부분 시장에서 사장되었다. 고강도 강연선의 상용화는 현재의 1,860MPa 강연선을 대부분 대체할 것으로 예측된다. • 고강도 강연선의 적용은 인장강도의 증가 대비 강연선 사용량을 감소시켜 보다 경제적인 프리스트레스트 구조물 설계를 가능케 한다. 동일한 프리스트레스 힘을 사용한다면 2,160MPa 강연선은 기존 강연선 보다 강연선 물량을 약 10~15% 절감할 수 있고, 2,400MPa 강연선은 약 20~25% 절감할 수 있다.

2. 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트의 합성부재

구분	분석 내용
기술적 효과	• 국내의 PC공법 적용현장에서는 시공성과 경제성을 고려하여 PC와 현장타설 콘크리트의 합성 부재를 주로 사용하지만, 현행 콘크리트구조기준은 이러한 합성 부재의 수직/수평 전단강도에 대한 합리적인 기준식을 제시하지 못하고 있다. 또 PCI, ACI에 규정되어 있는 전단강도식은 All PC에 대한 내용이기 때문에 Half PC를 주로 사용하는 국내 현실을 고려한 합성단면에 대한 전단강도 규정이 필요하다. • 본 연구를 통해 고강도 프리캐스트 콘크리트와 저강도 현장타설 콘크리트 합성 부재의 전단강도 산정법을 제시하여 불명확했던 기준을 바로잡았다. 그뿐만 아니라 프리스트레스 콘크리트 단면과 강섬유 보강 콘크리트 단면에 대해서도 추가적으로 연구를 수행하여 다양한 경우에 대해서도 적용 가능한 기준을 제시하였다.
경제적 효과	• 복합공법에서 사용되는 콘크리트 합성단면의 전단강도 산정법을 제시하여 보수적 설계로 인해 발생 가능한 경제적인 손실을 줄일 수 있다. 일반적으로 콘크리트 합성단면의 전단강도 산정시 개별적으로 계산하거나 상대적으로 낮은 콘크리트 강도(보수적 설계)로 설계한다. • 새로 개발된 댑단부가 변형된 PC 슬래브 사용으로 기존의 더블티 슬래브보다 층고를 크게 감소시켰고, 단부의 연속성을 개선하여 공사비를 기존의 일체식 습식공법 수준으로 감소시켰다.

3. 프리캐스트 콘크리트 접합분의 분류

구분	분석 내용
기술적 효과	• 국내의 현행 설계기준은 PC 접합부에 대하여 현장타설 일체식 구조와 동등한 성능을 요구하고 있다. 그러나 이러한 요구는 PC 공법의 장점을 발휘하지 못하게 하고 있다. 국외의 설계기준은 설계일반사항 및 재료, 접합부의 일체요건 등에서 국내 기준에 비해 세부적으로 기술되어있고 특히, 새로운 접합부 개발에 따른 성능평가 가이드라인을 제시함으로써 요구 성능에 대한 포괄적 지침을 마련하고 있다. • 1차년도에는 다양한 보-기둥 접합 상세에 대하여 표준화된 분류체계와 요구 성능을 정의하였고, 2차년도에는 제안된 분류체계의 검증을 위한 실험적 연구를 진행하였다. 1, 2차년도 연구성과는 PC 접합부 분류체계에 대한 합리적 안을 검토하는 단계였으며, 연구종료년도에는 연구성과를 최종 검토하고 자문회의를 통해 전문가 의견을 수렴하는 과정을 거쳐 PC 접합부의 분류체계와 요구성능조건에 관련한 설계기준 개정안을 최종 완료하였다. • 개정안을 통해 해외 선진 설계기준과 동등한 수준의 PC 접합부 설계가 가능할 것으로 판단된다.
경제적 효과	• 설계기준의 개정안은 PC의 장점을 극대화하여 PC의 수요를 증대시키고, 새로 개발된 PC 접합부의 성능 평가 기준의 역할을 수행하여 합리적이고 정량적인 평가가 가능하게 한다. 이를 통해 시장경쟁력 있는 신기술, 신공법의 개발이 촉진될 수 있다.
정책적 효과	• 현재 구조설계기준의 PC 관련 조항들은 1990년대 개정 이후 최신 기술을 반영하지 못하고 있는 상황이다. 본 연구의 결과는 PC 구조에 대한 최신 기술을 사용할 수 있는 기반이 되므로, 최근 요구되고 있는 급속 시공기술의 기반기술인 PC 구조에 대한 정책적 기반이 될 수 있다.

4. 중공프리캐스트기둥과 이를 이용한 프리캐스트 콘크리트 골조 구조

구분	분석 내용
기술적 효과	• PC기둥의 중량을 줄여 시공성 및 구조안전성 향상을 위해 고성능 중공 PC를 개발하고 이 부재를 이용한 PC골조건물의 조립공법을 체계화하였으나 현행 콘크리트구조기준은 중공PC 기둥의 설계방법을 제시하고 있지 못하고 있다. 국외에서 조차 중공PC 관련 설계기준이 없는 실정이다. • 연구종료년도 이전까지의 연구에서는 중공PC기둥과 이를 적용한 골조건물의 시공과 구조안전을 위한 설계방안을 정립하고 설계기준의 개정방향을 제시하였다. 연구종료년도에는 세부 설계사항에 대한 연구를 수행하고 자문회의를 통해 전문가 의견을 수렴하였다. • 위의 연구과정을 거쳐 중공PC 기둥과 관련한 설계기준 개정안을 최종 완료하였다. 설계기준 개정안은 현재 중공PC와 관련된 기준이 없기 때문에 시공 및 설계상의 문제점을 도출하여 일관된 설계를 가능케 한다.
경제적 효과	• 설계기준 개정안에 의한 일관된 설계는 최적 단면의 도출과 표준 단면의 사용을 가능케 하며 궁극적으로 중공PC 기둥 부재의 경제성을 향상시킬 수 있다.

5. 증기양생에 따른 프리스트레스 손실

구분	분석 내용
기술적 효과	• 국내 콘크리트구조기준(2012)과 미국 ACI318-11, PCI 핸드북에서는 증기양생에 대한 손실량이 제시되어 있지 않다. Eurocode2에서는 긴장력의 손실에 대해 온도의 영향을 고려해야 한다는 언급이 있지만 산정식을 명확히 제시하고 있지는 않다. • 1차년도에는 콘크리트와 강연선의 완전부착 전 긴장력 손실 이론 모델을 개발하였고, 2차년도 연구에서는 증기양생 직후 온도 감소에 따른 긴장력 손실에 대한 모델을 개발하였다. 연구종료년도에는 긴장력의 장기손실에 대한 모델을 개발하여 구조물 전 생애동안 긴장력의 손실 예측이 가능하도록 하였다. • 위의 연구내용을 설계기준에 반영하여 해외 설계기준 이상으로 긴장력 설계의 정확도를 향상시켰다.
경제적 효과	• 당해년도 연구성과로 보다 정확한 긴장력 손실 추정이 가능하나 이로 인한 경제성의 변동은 없을 것으로 추정된다. 최종 연구성과로 보다 정확한 긴장력 손실 추정이 가능하나 이로 인한 경제성의 변동은 없을 것으로 추정된다.

6. 고강도 강연선 적용 PSC 구조물의 성능표준화 및 설계기준 개발

구분	분석 내용
기술적 효과	• 고강도 강연선은 최근 개발이 완료되어 현시점에서 고강도 강연선과 관련된 국내외 설계기준이 없고 구조물 적용 사례가 드물다. • 고강도 강연선이 적용된 PSC 부재실험 결과는 이후 관련 연구 및 추가의 설계기준 검토에 참고자료 및 데이터 베이스 역할을 할 수 있다. • 고강도 강연선의 개발은 우리나라 뿐만 아니라 미국(Grade 300)과 일본(2,260MPa)에서도 성공한 바 있으나 아직 설계기준에 반영되지는 못하였다. 본 연구결과는 향후 고강도 강연선 관련 연구 및 시장에서 우리나라가 선도적인 역할을 할 수 있도록 도울 수 있다. • 참고할 수 있는 설계기준의 부재와 드문 실험 사례는 실무자들이 고강도 강연선의 사용하는데 장애물로 작용한다. 외국의 실험 사례는 자국의 고강도 강연선을 사용한 것으로 국내의 고강도 강연선에 대해 줄 수 있는 정보는 제한적이다. 본 연구결과는 이러한 장애물을 제거하여 실무자들이 보다 적극적으로 고강도 강연선을 사용하도록 유도할 수 있다. • 새로 개발된 재료에 대한 일관된 설계기준이 없을 경우 일반적으로 실무자들은 개인의 경험에 의존하거나 지나치게 과도한 안전율을 적용하는 경향이 있다. 설계기준 개정안은 고강도 강연선을 구조물에 적용할 때 안전하면서도 경제적인 설계와 시공을 가능케 할 것이다.
경제적 효과	• 설계기준 개정안이 직접적으로 유발하는 경제적 효과는 없으나 간접적으로 고강도 강연선의 구조물 적용을 활성화시킬 것으로 예상된다. 고강도 강연선의 적용은 인장강도의 증가 대비 강연선 사용량을 감소시켜 보다 경제적인 프리스트레스트 구조물 설계를 가능케 한다. • 동일한 프리스트레스 힘을 사용한다면 2,160MPa 강연선은 기존 강연선 보다 강연선 물량을 약 10~15% 절감할 수 있고, 2,400MPa 강연선은 약 20~25% 절감할 수 있다. • 강연선 물량의 감소는 강연선 그 자체 뿐만 아니라 정착장치의 감소와 긴장작업 횟수의 감소를 불러온다. 이는 추가적인 경제성 향상을 가져올 것이다. • 고강도 강연선의 도입은 고강도 콘크리트의 사용과 연동되어 서로의 장점을 극대화시킬 수 있다. 고강도 콘크리트의 보다 적극적인 사용은 부재 제작비를 보다 감소시킬 것이다. 반대로 고강도 재료의 사용은 구조물의 지간을 넓힐 수 있으며 이는 일반 PSC 거더가 중장지간 교량 형식으로 사용될 수 있음을 시사한다. • 고강도 강연선의 개발을 주도하였던 초장대교량사업단에 따르면 동일 긴장력 대비 강선 개수 감소와 정착구 수 감소의 효과가 있을 것으로 예상된다. 2011년 기준 고강도 강연선의 적용 실적은 다음과 같다. - 냉정-부산 고속도로 확장공사 : 설계변경 완료, 2,160 MPa 강연선 30 m PSC 빔 44본 - 담양-성산 고속도로 : 설계변경 추진, 2,160 MPa 강연선 적용 - 부산외곽순환 고속도로 : 설계변경 추진, 2,400 MPa 강연선 적용 • 부산외곽순환 고속도로 소락교의 경우 2,400 MPa 강연선 적용시 표준 PSC 단면 대비 강연선 물량이 약 25% 감소(3@ϕ15.2×17EA → 3@ϕ15.2×12EA) 하는 것으로 나타났다.

제5장 연구성과의 활용 및 추가연구 필요성

제1절 연구성과 향후 활용방안

가. 현행 설계기준 개정

① 핵심 연구성과인 개발기술별 설계기준 개정안 및 설계 예제사항을 KCI 2016에 추가한다.
② 기준 개정안을 KCI 2016에 반영 후 이을 2018년에 ISO 인증 받을 예정이다.
③ 개발된 고강도 강연선은 KS표준에 반영하여 표준화한다.

나. 현장적용 방안

① 개정된 설계기준 등 모든 성과물은 곧바로 제작, 설계, 시공 시 사용할 수 있다.
- 고강도 강연선 관련 KS 기준은 최종적으로 개정안이 제시되지는 않았으나 고강도 강연선의 설계 측면에서 검토가 이루어졌으며 현재의 KS 기준은 고강도 강연선의 안전하고 합리적인 설계에 활용될 수 있다. 검토 내용은 향후 KS 기준 개정시 고려될 수 있다. 이를 위하여 현재 (사)한국콘크리트학회 단체 규격에 이를 반영하기 위하여 초안을 작성하였으며 단체 규격 반영 이후 KS 표준으로 제안할 계획이다.
- 고강도 강연선 관련 설계기준은 고강도 강연선을 적용한 모든 PSC 부재의 설계시 기본이 되는 콘크리트구조기준 9장 및 기타 관련 항목에 대하여 실험과 해석을 통한 전반적인 재검토가 이루어졌으므로 안전하고 합리적인 설계에 기여할 수 있다. 추후 설계기준 개정시 반영될 수 있도록 (사)한국콘크리트학회 관련 전문연구위원회의 검토 중이다.
- 고강도 강연선 관련 시방서 개정안은 고강도 강연선을 포함한 강연선 일반의 부식 방지, 가공 및 조립, 덕트 및 그라우트, 정착구 및 커플러에 대한 관련 규정을 새로 반영하여 고강도 강연선의 시공시 안전한 취급에 활용될 수 있다.
② 본 연구에서 작성된 설계 기술자료집 및 예제집은 고강도 강연선을 사용하여 프리스트레스트 콘크리트 구조물이나 프리캐스트 구조물을 설계할 때 유용하게 사용될 수 있다.
③ 실험적 검증을 통하여 개발된 프리캐스트 접합부 분류 체계와 증기양생에 따른 긴장력 손실량을 고려한 설계법을 보편화하여 설계자들이 쉽게 활용토록 한다.
④ 표준화된 실험 방법을 통한 PC 공법의 질적 평가가 가능해지며 용도에 기반한 PC 공법의 적용이 가능해진다.

다. 실용화·제품화/신산업 창출

① 고성능 건설 재료의 설계기준 및 표준화 방안 마련으로 제품화가 촉진되고 경제적인 콘크리트 구조물이 등장할 수 있다.
② 현 기준을 보완하여 성능기반기준으로 개선함으로써 다양한 프리캐스트 콘크리트 제품, 설계기술 및 생산기술의 활성화를 기대할 수 있다.
③ 개발된 기술의 연구개발 결과를 지속적으로 학술발표대회나 학술지 논문을 통해 프리캐스트와 프리스트레스트 관련 분야 실무자에게 홍보하여 실용화 기반을 마련한다.
④ 새로 개정될 설계기준에 대해 실무자들의 이해를 돕기 위해 콘크리트학회 기술 강좌에 본

과제 연구결과 주제로 강좌 및 교육을 추진한다.

라. 미래원천기술 확보

① 첨단 소재 산업의 원천기술 개발 활성화 및 수요 확대에 활용할 수 있다.
② 차세대 성능기반설계기준 제정에 있어서 PC 공법 적용시의 목표성능 수준 정의를 위한 기초자료가 될 수 있다.

마. 사업화

① 독립적 성격이 강하고 글로벌 스탠다드를 상회하는 수준의 기술 성과물이 도출되어 국내 및 해외 시장을 대상으로 고성능 건설 재료의 사업화를 추진하거나 지원할 수 있다.
② 새로 개발된 댑 단부가 변형된 프리캐스트 슬래브나 중공 프리캐스트 기둥은 국내외 PC 공법을 사용하는 건설현장에 적용 가능하다.

바. 기술이전

① 설계 기술자료집 및 예제집의 출판, 교육, 세미나를 통해 기술 전파하여 프리캐스트/프리스트레스트 콘크리트의 설계 및 시공에 활용할 수 있다.
② 관련 참여기업에 개발된 프리캐스트 접합방법을 이전하고 제품개발을 지원한다.

제2절 추가연구 필요성

본 연구 중 '프리캐스트 콘크리트 접합부의 분류'에 관한 연구는 현장타설형 일체식 접합부의 성능을 기준으로 PC 접합부의 성능 분류 체계를 수립하여, 사전에 개발 및 성능이 검토된 PC 접합 상세가 보유하고 있는 특성을 정의하는 것이다. 연구 범위는 성능 평가 방법과 이를 통한 분류 방안에 있으나, 더욱 명확한 목적 지향적인 PC 공법의 적용 및 신규 상세의 개발을 위해서는 목표 성능 수준의 정의가 요구된다. 따라서 PC 공법의 적용 활성화를 위해서는 다음과 같은 추가 연구가 더 필요한 것으로 볼 수 있다.

가. 목표 성능 수준의 정의

① 현재 PC 접합부에 대한 목표 성능 수준은 해당 상세가 보유하고 있는 특성에 큰 차이가 있음에도 불구하고 현장타설형 일체형 접합부와 동등 이상의 성능으로 정의되고 있다.
② 일체식 구조인 철근콘크리트와 PC 접합부는 거동 특성 자체가 다르므로 같은 기준을 적용할 경우 비경제적인 상세를 필수적으로 요구하게 된다. 이는 현재 개발되어 있는 대부분의 PC 상세에서 나타나는 것으로 PC 공법의 적용 및 개발에 주요 걸림돌이 되고 있다.
③ 따라서 PC 공법에 의한 접합 상세에 적용 가능한 목표성능 수준에 대한 재검토가 필요하다. PC 공법의 목표 성능 수준은 철근콘크리트 구조물의 성능 수준 확보를 위한 연구와 동일한 방법론에 의거하여 새로운 성능 수준을 도출해야 한다.

나. PC 접합부의 해석 모델 구축

① 목표 성능 수준을 결정하기 위해서는 다양한 구조 형태의 해석적 평가가 필수적으로 이루어져야 한다. 이를 위해서는 다양한 수치해석 모델이 필요하나 현재 PC 접합부에 대한 수치해석 모델은 구체적으로 제시되어 있지 않다.
② 따라서 본 연구에서 수행된 분류 기준에 의거한 표준 해석 모델을 구축하여 각 해석 모델이 적용된 해석적 연구가 수행되어야 할 필요가 있다.
③ 해석 모델의 구축을 위해서는 다양한 PC 접합 상세의 성능 평가 결과가 필요한 바, 기 개발된 PC 상세들의 데이터베이스를 구축하는 연구가 추가적으로 수행되어야 할 필요가 있다.

다. 분류 기준에 따른 접합상세의 설계 기준안 제시

① 본 연구 뿐만 아니라 기존에 수행되어 있었던 PC 접합 상세의 설계방안에 대한 연구 결과를 수집하여 현행 설계기준에 의해 평가 가능한 설계안의 제안이 필요함
② 최종적으로 PC 상세에 의거한 성능 수준의 명확한 양적 정의가 가능하도록 하는 방법론을 구축해야 함.

참고문헌

[1-1] 유승룡, “새로운 개량 더블티 슬래브의 제안, 설계 및 평가,” 콘크리트학회 논문집, 20권, 제 6호, 2008 December pp.809~820

[1-2] 오영훈, 문정호, 임주혁, 최동섭, 이강철, “MRS 연속단 접합부의 구조상세에 따른 하중저항 메커니즘과 거동 특성,” 콘크리트학회 논문집, 22권, 제 2호, 2010 April pp.247~254

[1-3] Korean Concrete Institute, Concrete Structure Design Code (KCI 2012), Korean Concrete Institute, Seoul, 2012.

[1-4] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011.

[1-5] Saemann, J. C., and Washa, G. W., "Horizontal Shear Connections between Precast Beams and Cast-In-Place Slabs," ACI Structural Journal, Vol. 61, No. 11, November 1964, pp. 1383-1409

[1-6] Loov, R. E., and Patnaik, A. K., "Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface," PCI Journal, Jan-Feb 1994, pp.48-69

[1-7] Kahn, L. F., and Slapkus, A., "Interface Shear in High Strength Composite T-Beams," PCI Journal, July-Aug 2004, pp.102-110

[1-8] Halicka, A. "Influence New-To-Old Concrete Interface Qualities on the Behavior of Support Zones of Composite Concrete Beams," Construction and Building Materials, Oct 2011, pp. 4072-4078

[1-9] Choi, K. K., Park, H. G., and Wight, J. K., "Unified Shear Strength Model for Reinforced Concrete Beams-Part1: Development," ACI Structural Journal, Vol. 104, No.2, 2007, pp.142-152

[1-10] Choi, K. K., Park, H. G., and Wight, J. K., "Unified Shear Strength Model for Reinforced Concrete Beams-Part2: Verification and Simplified Method," ACI Structural Journal, Vol. 104, No.2, 2007, pp.153-161

[1-11] Ashraf H. E., Arthur H. N., and Floyd O. S., "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High-Strength Concrete," ACI Structural Journal, Vol. 83, No. 31, 1986, pp. 290-296

[1-12] CTA 76-B4, "Composite Systems without Ties," Technical Bulletin 76-B4, Concrete Technology Associates, Tacoma, WA, April 1976.

[1-13] MacGreger, J. G., and Sozen, M. A. and Sless, C. P., "Strength of Prestresed Concrete Beams with Web Reinforcement," ACI Journal Proceedings, Vol. 62, No. 12, Dec 1965, pp.1503-1519.

[1-14] MacGregor, J. G., and Hanson, J. M,, "Proposed Changes in Shear Provisions for Reinofrced and Prestressed Concrete Beams," ACI Journal Proceedings, Vol. 66, No. 4, April 1969, pp.276-288.

[1-15] CTA 76-B4, "Strength of Bonded and Partially Bonded Composite Beams without Ties," Concrete Technology Associate, Tacoma, WA, April 1976.

[1-16] Jonathan, D. K., and Clay, N., "Horizontal Shear Capacity of Composite Concret Beams without Interface Ties," ATLSS Report NO. 08-5, June 2008, pp.1-221.

[1-17] Vecchio, F. J. and Collins, M. P., “The Modified Compression-Field Theory for

Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," ACI Structural Journal, Vol. 83, No. 2, 1989, pp. 219～231

[1-18] Mau. S. T., Hsu, T. T. C., "Shear Strength Prediction for Deep Beams with Web Reinforcement, ACI Structural Journal, Vol. 84, No. 6, 1987, pp.513～523.

[1-19] AASHTO, "LRFD Bridge Design Specifications," sixth edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2012, pp. 5-56～5-84.

[1-20] Batson G., Jenkins E., and Spatney R., "Steel Fibers as Shear Reinforcement in Beams," ACI Journal Proceedings, V. 69, No. 10. Oct. 1972, pp. 640-644.

[1-21] Swamy R., and Bahia H., "The Effectiveness of Steel Fibers as Shear Reinforcement," Concrete International, V. 7, No. 3. Mar. 1985, pp. 35-40.

[1-22] Sharma A., "Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams," ACI Journal Proceedings, V. 83, No. 4. July-Aug. 1986, pp. 624-628.

[1-23] Mansur M., Ong K., and Paramasivam P., "Shear Strength of Fibrous Concrete Beams without Stirrups," Journal of Structural Engineering, V. 112, No. 9. 1986, pp. 2066-2079.

[1-24] Narayanan R., and Darwish I., "Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement," ACI Structural Journal, V. 84, No. 3. May-June 1987, pp. 216-227.

[1-25] Ashour S. A., Hasanain G. S., and Wafa F. F., "Shear Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams," ACI Structural Journal, V. 89, No. 2. Mar. - April 1992, pp. 176-184.

[1-26] Li V. C., Ward R., and Hmaza A. M., "Steel and Synthetic Fibers as Shear Reinforcement," ACI Materials Journal, V. 89, No. 5. Sep. - Oct. 1992, pp. 499-508.

[1-27] Khuntia M., Stojadinovic B., and Goel S. C., "Shear Strength of Normal and High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrups," ACI Structural Journal, V. 96, No. 2. Mar. - April 1999, pp. 282-289.

[1-28] Dinh H. H., Parra-Montesinos G. J., and Wight J. K., "Shear Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforcement," ACI Structural Journal, V. 107, No. 5. Sep. - Oct. 2010, pp. 597-606.

[1-29] Minelli F., and Plizzari G. A., "On the Effectiveness of Steel Fibers as Shear Reinforcement," ACI Structural Journal, V. 110, No. 3. May - June 2013, pp. 379-389.

[1-30] Parra-Montesinos G. J., "Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibers," CONCRETE INTERNATIONAL, V. 28, No. 11. Nov. 2006, pp. 57-66.

[1-31] ACI Committee 544, "Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete," ACI Structural Journal, V. 85, No. 5. 1988, pp. 1-18.

[2-1] 한국복합화건축기술협회, "PRECAST CONCRETE", 2007, pp. 13-34.

[2-2] 서수연, 이리형, 진세옥, 최윤철, "강한 기둥-약한 보로 설계된 철근 콘크리트 골조구조의 변형성능 평가에 관한 연구", 한국구조물진단학회, 제7권, 4호, 2003, pp. 225-233.

[2-3] Paulay, T. and Priestley, M. J. N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", A Wiley Interscience Publication, 1992, pp. 250-269.

[2-4] Federal Emergency Management Agency, "NEHRP Recommended Provisions for

Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures", 1994 Edition, FEMA Publication No.222; and Commentary, FEMA Publication No.223, May 1995, pp. 183-195.

[2-5] Federal Emergency Management Agency, "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures", 1997 Edition, FEMA Publication No.302; and Commentary, FEMA Publication No.303, February 1998, pp. 179-197.

[2-6] ACI Committe 318, "Building Code Requirement for Structural Concrete", American Concrete Institute, 2011

[2-7] NZS 3101, "The Design of Concrete Structures", Part 1 and Part 2, New Zealand Standard, 2006, pp. 18-1 - 18-9.

[2-8] Fib Task Group 7.3, "Seismic Design of Precast Concrete Building Structures", Fib Bulletin 27, October 2003, pp. 64-128.

[2-9] Robert E. Englekirk, "Ductile Connectors for a Precast Concrete Frame", PCI journal, September-October 1994, pp. 46-59.

[2-10] Robert E. Englekirk, "Development and Testing of a Ductile Connector for Assembling Precast Concrete Beams and Columns", PCI journal, March-April 1995, pp. 36-51.

[2-11] Cheok, G. and Lew, H.S., "Performance of 1/3-Scale Model Precast Concrete Beam-Column Connections Subjected to Cyclic Inelastic Loads-Report No.2", NISTIR 4589, NIST, June 1991.

[2-12] Cheok, G. and Stone, W., "Performance of 1/3-Scale Model Precast Concrete Beam-Column Connections Subjected to Cyclic Inelastic Loads-Report No.3", NISTIR 5246, NIST, August 1993.

[2-13] 김승훈, 문정호, 이리형, “철근이음형 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 내부 접합부의 구조적 거동에 관한 실험적 연구”, 대한건축학회 논문집 구조계, 20권, 10호, 2004, pp. 53-61.

[2-14] 최현기, 최윤철, 최창식, “프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부의 이력거동 및 내진성능”, 한국지진공학회 논문집, 14권, 4호, 2010, pp. 61-71.

[2-15] 한국콘크리트학회, “콘크리트구조설계기준”, 2007.

[2-16] 대한건축학회, “건축구조기준”, 2009.

[2-17] ACI 352R-02, "Recommendations for Design of Beam -Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures", ACI Manual of Concrete Practice, ACI, 2002, pp. 6-19.

[2-18] ACI T1.1R-01, "Commentary on Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing", ACI Manual of Concrete Practice, ACI, 2002, pp. 1-7.

[3-1] 김태호, “고강도 원심 성형 콘크리트 기둥 개발,” 대림기술정보지, 2012, pp. 12-18

[3-2] 김태호, 송영찬, “고강도 내화 원심성형기둥 개발,” 한국공간구조학회, 제 12권 4호, 2012, pp. 29-34

[3-3] 대한건축학회, “건축구조기준”, 2009, pp. 182-194

[3-4] 박진영, “중공PC기둥의 구조성능 평가” 광운대학교, 석사학위논문, 2010, pp. 12-56

[3-5] 서수연, 윤승조, 이우진, “반복 횡하중을 받는 유공 PC 기둥 접합부의 구조성능 평가” 한국콘크리트학회논문집, 제 20권 3호, 2008, pp. 335-343
[3-6] 서수연, 이승준, 연제영, 김강수, “유공 프리캐스트 콘크리트 기둥의 구조특성 및 이를 적용한 골조 건물의 거동” 대한건축학회지회연합회논문집, 제 15권 1호, 2013, pp. 75-81
[3-7] 이호준, 박홍근, 김성배, 박성순, “프리캐스트 콘크리트에 의해 피복된 콘크리트충전 강관 기둥의 편심압축 실험” 한국강구조학회 논문집, 제 26권 1호, 2014, pp.31-42
[3-8] 임우영, 박홍근, 오정근, 김창수, “현장타설 콘크리트 채움 중공 PC기둥의 내진성능,” 한국콘크리트학회논문집, 제 26권, 1호, 2014, pp. 35-46
[3-9] 최선영, “중심 축력을 받는 원심성형 Half-PC 기둥의 내력에 관한 실험적 연구” 목원대학교, 석사학위논문, 2001, pp. 8-50
[3-10] 한국콘크리트학회, “콘크리트구조기준 해설”, 2012, pp.245-294
[3-11] ACI, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318M-11)", ACI Committee American Concrete Institute, 2011, pp. 443
[3-12] CAN 3-A23.3-M94, “Design of Concrete Structures in Buildings” Canadian Standard Association, Rexdale, 1994, Ontario, Canada,
[3-13] CEN, EN, “Eurocode 2 : Design of Concrete Structures,” European Committe for Strandardization, 1992
[3-14] Hognestad, E., “A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members.” Univ.of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin No. 399, June, 1951, pp. 128
[3-15] Hisham H. H. Ibramhim. and james G. MacGregor, “Tests of Eccentrically Loaded High-Strength Concrete Columns” ACI Structural Journal, Title No.93-S55, September-October. 1996, pp. 585～59
[3-16] Mander, J. B. Priestley M. J. N., and Park, R., “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No.8, 1988, pp, 1804-1826
[3-17] Mander, J. B. Priestley M. J. N., and Park, R., “Observed stress-strain behavior of confined concrete”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 120, No38, 1994, pp, 783-792
[3-18] Midas IT, "MIDAS FEA Ver. 3.4.0 Manual", Manual of Midas IT, 2012. pp.225-290.
[3-19] Popovics S., “A Numerical Approach to Complete Stress-Strain Curve of Concrete.” Cement and Concrete Res. 3, 1973, 583-599
[3-20] Scott, B. D., Park, R., and Pristley, M. J. N., “Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates”, ACI Journal, Proceeding, Vol. 79, No.1, Jan.-Feb., 1982, pp. 13～27
[3-21] Selby, R. G, and Vecchio, F. J., "Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete", Tech. Rep.93-02, Univ. Toronto, Dept. of Civil Eng, Toronto, Canada, 1993. pp.118-126.
[3-22] Sheikh, S. A., and Uzumeri, S. M., “Strength and Ductility of Tied Concrete Columns”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, No. ST5, May, 1980, pp. 1079-1102

[4-1] 2007년도 개정 콘크리트 구조설계기준 해설, 제 9장 프리스트레스트 콘크리트, 한국콘크리트학회, 2007.

[4-2] Barr, P.J., Stanton, J.F. and Eberhard, M.O., "Effects of Temperature Variations on Precast, Prestressed Concrete Bridge Girder," JOURNAL OF BRIDGE ENGINEERING, ASCE, 1084-0702, March-April, 2005.

[4-3] Bentz, D.P., "Transient plane source measurements of the thermal properties of hydrating cement pastes," Material and Structure, V.40, 2007, pp.1073~108.

[4-4] Branco, F. A., Mendes, P. A, and Mirambell, E., "Heat of Hydration Effects in Concrete Structures," ACI MATERIAL JOURNAL, V.89, No.2, March-April, 1992, pp.139~145.

[4-5] Brown, T. D. and Javaid, M. Y., "The thermal conductivity of fresh concrete," Materiaux Et Constructions, V.3, 1970, pp. 412~416.

[4-6] Gutierrez,S.E., Cudmani,R.O, and Danesi,R.F., "Time-Dependent Analysis of Reinforced and Prestressed concrete Members," ACI Structural Journal, V. 93, No. 4, Jul-Aug, 1996

[4-7] De Schutter G. and Taerwe L., "Specific Heat and Thermal Diffusivity of Hardening Concrete," Magazine of Concrete Research, 47(172), 1995, pp.203~208.

[4-8] Khan, A. A., Cook, W. D., and Mitchell, D., "Thermal Properties and Transient Thermal Analysis of Structural Members during Hydration," ACI MATERIAL JOURNAL, V.95, No.3, May-June, 1998, pp.293~302.

[4-9] Kim, K, Jeon, S, Kim, J. and Yang, S., "An experimental study on thermal conductivity of concrete," Cement and Concrete Research, V. 33, 2003, pp. 363~371.

[4-10] Milovanovic, B. "Measuring thermal properties of hydrating cement pastes," 31st Cement and concrete Science Conference, Novel Developments and Innovation in Cementitious Materials, September, Imperial College London, United Kingdom, 2011.

[4-11] Shindler, A.K., "Concrete Hydration, Temperature Development and Setting at Early-Ages," Ph.D Dissertation, University of Texas at austin, 2002

[4-12] Shindler, A.K., "Effect of Temperature on Hydration of Cementitous Materials," ACI Materials Jounal, V.101, No. 1, January-February 2004.

[4-13] Shindler, A.K. and Folliard, K.J., "Heat of Hydration Models for Cementitous Materials," ACI Materials Jounal, V.102, No. 1, January-February, 2005.

[4-14] Soroushian, P. and Choi, K.B, "Analytical Evaluation of Straight bar Anchorage Design in Exterior Joints,"ACI Structural Journal, V.88, No. 2, March-April, 1991.

[4-15] RILEM. "RC6: Bond test for reinforcing steel. 1.Pull-out test."Rilem technical recommendations for the testing and use of construction materials, 7-Ⅱ-128, E & FN Spon, London, pp.102-105, 1994.

[4-16] ACI Committee 318, "Buingding Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-11),"American Concrete Institute, 2011.

[4-17] PCI Industry Handbook Committe, "PCI Design Hand Book; Precast and Prestressed Concrete,"Precast/Prestressed Concrete Institute, 2004.

[4-18] EuroCode 2 : Design of concrete structures, "Part 1-1:General ruls and rules for

buildings,"British Standards, 2004.
[4-19] CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford, 1998.

[5-1] KS (2007), PC 강선 및 PC 강연선, KS D 7002, Korea.
[5-2] ASTM (2010), Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete, ASTM A 416/416M-10, USA.
[5-3] JIS (2008), PC 鋼線及びPC 鋼より線, JIS G 3536, Japan.
[5-4] ISO (1991), Steel for the prestressing of concrete, ISO-6934, Switzerland.
[5-5] KS (2003), 금속 재료 인장 시험 방법, KS B 0802, Korea.
[5-6] KTA (2012), POST-TENSIONING SYSTES OF KTA.
[5-7] Cho, K. H., Kim, S. T., Park, S. Y., Park, Y. H. (2013), "Computation of the Strand Resistance Using the Core Wire Strain Measurement", Scientific Research Publishing.
[5-8] 대한토목학회, 도로교설계기준, 2008
[5-9] Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A., and Jensen, J. J., "Mechanical Properties of High Strength Concrete and Application to Design", Proceedings of the Symposium, Utilization of High-Strength Concrete, 1987, pp. 149-159.
[5-10] Crisfield, M. A., "A Fast Incremental/iterative Solution Procedure that Handles Snap-through", Computers and Structures, Vol.13, 1981, pp. 55-62.
[5-11] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11), Farmington Hills, MI, American Concrete Institute, 2011.
[5-12] Mattock, A. H., "Modification of ACI Code Equation for Stress in Bonded Prestressed Reinforcement at Flexural Ultimate", ACI Journal, 1984, pp. 331-9.
[5-13] Frosch, R. J., "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete", ACI Structural Journal, Vol.96, No.3, 1999, pp. 437-442.
[5-14] Hanson, N. W. and Kaar, P. H., "Flexural Bond Tests of Pretensioned Prestressed Beams", Journal of the American Concrete Institute, 1959, pp. 783-802.
[5-15] Stocker, M. F. and Sozen, M. A., "Investigation of Prestressed Reinforced Concrete for Highway Bridges, Part V: Bond Characteristics of Prestressing Strand", Engineering Experiments Station 503, The University of Illinois, 1971.
[5-16] European Committee for Standardization, Eurocode2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.
[5-17] Zia, P. and Mostafa, T., "Development Length of Prestressing Strands", Journal of the Prestressed Concrete Institute, 1977.
[5-18] Cousins, T. E., Johnston, D. W., and Zia, P., "Development Length of Epoxy Coated Prestressing Strand", ACI Material Journal, 1990, pp. 309-318.
[5-19] Mitchell, D., Cook, W. D., Khan, A. A., and Tham, T., "Influence of High Strength Concrete on Transfer and Development Length of Pretensioning Strand", PCI Journal, 1993, pp. 52-66.

주 의

1. 이 보고서는 국토교통부에서 시행한 건설교통기술촉진연구사업의 연구보고서입니다.
2. 이 보고서 내용을 발표하는 때에는 반드시 국토교통부에서 시행한 사업의 연구결과임을 밝혀야 합니다.
3. 국가과학기술 기밀유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 아니됩니다.