creative commons
COMMONS DEED

저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

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

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:

저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.

비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.

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

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

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 이용허락규약(Legal Code)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

Disclaimer

dCollection

공학석사 학위논문

볼트 접합 및 프리스트레싱을 적용한 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부의 실험적 연구

An Experimental Study of Precast Concrete Beam-Column Joints Using Bolt Type Connection and Prestressing Method

2014 년 2 월

서울대학교 대학원

건축학과

이 동 주

볼트 접합 및 프리스트레싱을 적용한 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부의 실험적 연구

지도 교수 강 현 구

이 논문을 공학석사 학위논문으로 제출함

2014 년 2 월

서울대학교 대학원

건축학과

이 동 주

이동주의 공학석사 학위논문을 인준함

2014 년 2 월

위 원 장 _____ (인)

부위원장 _____ (인)

위 원 _____ (인)

국 문 초 록

프리캐스트 콘크리트는 건식공법으로 시공성이 매우 우수한 경제적 공법이지만 기존의 습식공법과 혼재되어 사용되는 방식은 시공성을 저해하는 단점이 있고 단순접합방식은 강진지역에서 사용하지 못한다는 단점이 있다. 이를 개선하기 위해 완전 건식공법이 적용 가능한 볼트접합을 이용한 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부를 개발하여 구조물의 안전성에 매우 큰 영향을 미치는 보-기둥 접합부의 내진성능 평가를 위한 실험적 연구를 수행하였다.

시험체는 실물크기의 보-기둥 외부 접합부로 제작하였고 개발된 접합부가 사용된 5개의 PC 시험체, 일체식 구조인 현장타설콘크리트 공법이 적용된 2개의 RC 시험체를 제작하여 두 가지 구조 시스템의 이력곡선, 균열 및 파괴 양상, 접합부 전단성능, 보 끝단의 탄성 및 소성 변형에 대한 비교 · 분석을 수행하였다.

핀칭과 에너지 소산 측면에 있어서는 RC 시험체가 PC 시험체보다 우수하였지만 연성측면에 있어서는 PC 시험체가 조금 더 우수한 성능을 나타내었다. 또한 강연선이 추가된 시험체의 관찰 결과, 강연선의 프리스트레싱으로 인한 균열제어 효과를 확인할 수 있었다.

PC 시험체는 전반적으로 우수한 구조적 거동을 보여주었지만 과도하게 발생하는 슬립 현상을 제어할 추가적인 연구가 수행된다면

더욱 우수한 구조적 성능을 발휘할 것으로 예상된다. 또한 조기 파괴된 PC1S Anchor rod에 대한 디자인이 새롭게 이루어져야 하며 고강도 이형강봉의 부착파괴를 방지하기 위해 고강도 이형강봉의 정착길이, 보 전단철근의 배근에 대한 설계 과정에서의 세심한 고려가 요구된다.

주요어 : 프리캐스트 콘크리트, 보-기둥 외부 접합부, 반복하중, 내진성능, 건식공법, 볼트접합, 프리스트레싱

학 번 : 2012-20559

목 차

국 문 초 록 i

목 차 iii

그림 목차 vii

표 목차 xv

1 서 론 1

1.1 연구의 배경 1

1.2 연구의 범위 및 목적 2

2 선행연구 고찰 3

2.1 Welded connection 3

2.2 PRESSS Research program 4

2.2.1 Post-tensioned connection 4

2.2.2 Hybrid connection 8

2.3 Bolted connection 9

2.3.1 Spaced-out threadbar frame 9

2.3.2 Ductile link connector 10

2.4 국내연구 12

2.4.1 보-기둥 볼트접합부 12

2.4.2 DDC를 이용한 보-기둥 접합부 14

3 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부 개발 16

3.1 접합부 개발의 목적 16

3.2 접합부 설계개념 16
3.2.1 접합부 개요 16
3.2.2 Anchor rod 20

4 실험 24

4.1 실험개요 24

4.2 시험체 계획 24

4.3 시험체 도면 29
4.3.1 RC1 29
4.3.2 PC1 31
4.3.3 PC1-T 34
4.3.4 PC1S 37
4.3.5 RC2 40
4.3.6 PC2 42
4.3.7 PC2-T 45

4.4 시험체 파괴 메커니즘 48
4.4.1 RC1, RC2 시험체 파괴 메커니즘 48
4.4.2 PC 시험체 파괴 메커니즘 49

4.5 실험장치 및 실험방법 51
4.5.1 설치계획 51
4.5.2 가력계획 52
4.5.3 측정계획 53

5 사용재료 및 재료특성 57

5.1 콘크리트 57

5.2 철근 및 강재 61
5.2.1 이형철근 61
5.2.2 고력볼트 63

5.2.3 기타 강재 64

6 시험체 제작 67

6.1 콘크리트 타설 67

6.2 부속철물 67

6.3 시험체 제작과정 69

6.3.1 RC1 69

6.3.2 PC1 70

6.3.3 PC1-T 71

6.3.4 PC1S 72

6.3.5 RC2 73

6.3.6 PC2 74

6.3.7 PC2-T 75

7 실험결과 및 분석 76

7.1 이력곡선 76

7.1.1 RC1, PC1, PC1-T, PC1S 80

7.1.2 RC2, PC2, PC2-T 81

7.2 균열 및 파괴 양상 82

7.2.1 RC1 82

7.2.2 PC1 85

7.2.3 PC1-T 88

7.2.4 PC1S 90

7.2.5 RC2 93

7.2.6 PC2 96

7.2.7 PC2-T 100

7.3 접합부 전단성능 104

7.4 보 변형 107

8 결론 114

참고문헌 116

Abstract 120

그림 목차

그림 2.1 접합부 상세 (Pillai and Kirk, 1981) 3
그림 2.2 접합부 상세 (Bhatt and Kirk, 1985) 3
그림 2.3 Phase Ⅰ 시험체 상세 (Cheok and Lew, 1990) 5
그림 2.4 Phase Ⅱ, Ⅲ 시험체 상세 (Cheok et al. 1991) 6
그림 2.5 Phase Ⅱ 시험체 상세2 (Cheok and Lew, 1991) 6
그림 2.6 Phase Ⅳ I-P-Z4, K-P-Z4 시험체 상세 (Cheok and Stone, 1993) 9
그림 2.7 Phase Ⅳ J-P-Z4 시험체 상세 (Cheok and Stone, 1993) 9
그림 2.8 Spaced-out threadbar frame (Nakaki and Englekirk, 1991) 10
그림 2.9 Ductile Link Connector (Englekirk, 2003) 11
그림 2.10 Ductile connector hardware (Nakaki et al., 1994) 12
그림 2.11 Ductile link connector 전단 전달 메커니즘 (Englekirk, 2003) 12
그림 2.12 접합부 BC1 (김규리, 2005) 13
그림 2.13 접합부 BC2 (김규리, 2005) 13
그림 2.14 접합부 BC3 (김규리, 2005) 13
그림 2.15 PCBC 1 형 파괴 메커니즘 개념 (이상진, 2005) 15
그림 2.16 PCBC 2 형 파괴 메커니즘 개념 (이상진, 2005) 15
그림 2.17 PCBC 3 형 파괴 메커니즘 개념 (이상진, 2005) 15
그림 3.1 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 외부 접합부 17
그림 3.2 접합부 파괴메커니즘 17
그림 3.3 Anchor rod 20
그림 3.4 PC1, PC1-T Anchor rod 도면 (단위: mm) 21
그림 3.5 PC1S Anchor rod 도면 (단위: mm) 21
그림 3.6 PC2, PC2-T Anchor rod 도면 (단위: mm) 22

그림 4.1 플랜트구조물 개념도 24
그림 4.2 접합부 응력 개념도 27
그림 4.3 RC1 기둥, 보 단면도 (단위: mm) 29
그림 4.4 RC1 입면도 (단위: mm) 30
그림 4.5 RC1 접합부 상세 (단위: mm) 30
그림 4.6 PC1 입면도 (단위: mm) 31
그림 4.7 PC1 접합부 상세1 (단위: mm) 32
그림 4.8 PC1 접합부 상세2 (단위: mm) 32
그림 4.9 PC1 보 단면도 (단위: mm) 33
그림 4.10 PC1 기둥 단면도 (단위: mm) 33
그림 4.11 PC1-T 입면도 (단위: mm) 35
그림 4.12 PC1-T 상세1 (단위: mm) 35
그림 4.13 PC1-T 상세2 (단위: mm) 36
그림 4.14 PC1-T 보 단면도 (단위: mm) 36
그림 4.15 PC1-T 기둥 단면도 (단위: mm) 36
그림 4.16 PC1S 입면도 (단위: mm) 37
그림 4.17 PC1S 상세1 (단위: mm) 38
그림 4.18 PC1S 상세2 (단위: mm) 38
그림 4.19 PC1S 보 단면도 (단위: mm) 39
그림 4.20 PC1S 기둥 단면도 (단위: mm) 39
그림 4.21 RC2 입면도 (단위: mm) 40
그림 4.22 RC2 상세 (단위: mm) 41
그림 4.23 RC1 기둥, 보 단면도 (단위: mm) 41
그림 4.24 PC2 입면도 (단위: mm) 42
그림 4.25 PC2 상세1 (단위: mm) 43
그림 4.26 PC2 상세2 (단위: mm) 43

그림 4.27 PC2 보 단면도 (단위: mm) 44
그림 4.28 PC2 기둥 단면도 (단위: mm) 44
그림 4.29 PC2-T 입면도 (단위: mm) 46
그림 4.30 PC2-T 상세1 (단위: mm) 46
그림 4.31 PC2-T 상세2 (단위: mm) 47
그림 4.32 PC2-T 보 단면도 (단위: mm) 47
그림 4.33 PC2-T 기둥 단면도 (단위: mm) 47
그림 4.34 RC1, RC2 파괴 메커니즘 48
그림 4.35 RC1 파괴 메커니즘 48
그림 4.36 PC 시험체 파괴 메커니즘 49
그림 4.37 시험체 변형 메커니즘 50
그림 4.38 시험체 설치계획 51
그림 4.39 시험체 가력계획 52
그림 4.40 변위계 설치도 (단위: mm) 54
그림 4.41 RC1 Strain Gauge 55
그림 4.42 PC1 Strain Gauge 55
그림 4.43 PC1-T Strain Gauge 55
그림 4.44 PC1S Strain Gauge 55
그림 4.45 RC2 Strain Gauge 56
그림 4.46 PC2 Strain Gauge 56
그림 4.47 PC2-T Strain Gauge 56
그림 5.1 RC1 콘크리트 시험결과 58
그림 5.2 PC1 콘크리트 시험결과 58
그림 5.3 PC1-T 콘크리트 시험결과 59
그림 5.4 PC1S 콘크리트 시험결과 59
그림 5.5 RC2, PC2 콘크리트 시험결과 60

그림 5.6 PC2-T 콘크리트 시험결과 60
그림 5.7 D22 인장시험 결과 61
그림 5.8 D25 인장시험 결과 62
그림 5.9 D29 인장시험 결과 62
그림 5.10 Φ12.7mm 강연선 인장시험 결과 65
그림 5.11 Anchor rod 인장시험 결과 66
그림 5.12 고강도 이형강봉 인장시험 결과 66
그림 6.1 Anchor rod, 전달철물 68
그림 6.2 A490 Bolt 68
그림 6.3 고강도 이형강봉 68
그림 6.4 Hex Nut 68
그림 6.5 Shim plate 68
그림 6.6 강연선 정착구 68
그림 6.7 RC1 철근조립 69
그림 6.8 RC1 게이지 작업 69
그림 6.9 RC1 콘크리트 타설 69
그림 6.10 RC1 공시체 제작 69
그림 6.11 RC1 타설완료 69
그림 6.12 RC1 제작완료 69
그림 6.13 PC1 철근조립 70
그림 6.14 PC1 Anchor rod 조립 70
그림 6.15 PC1 철물조립 70
그림 6.16 PC1 제작완료 70
그림 6.17 PC1 공시체 제작 70
그림 6.18 PC1 조립 70
그림 6.19 PC1-T 철근조립 71

그림 6.20 PC1-T 조립 71
그림 6.21 PC1-T 볼트조임 71
그림 6.22 PC1-T 그라우팅 71
그림 6.23 PC1-T 강연선 긴장완료 71
그림 6.24 PC1-T 제작완료 71
그림 6.25 PC1S 철근조립 72
그림 6.26 PC1S 철물고정 72
그림 6.27 PC1S 콘크리트 타설 72
그림 6.28 PC1S 타설완료 72
그림 6.29 PC1S 볼트조임 72
그림 6.30 PC1S 제작완료 72
그림 6.31 RC2 철근조립 73
그림 6.32 RC2 게이지 작업 73
그림 6.33 RC2 거푸집 제작 73
그림 6.34 RC2 콘크리트 타설 73
그림 6.35 RC2 공시체 제작 73
그림 6.36 RC2 제작완료 73
그림 6.37 PC2 철근조립 74
그림 6.38 PC2 거푸집 제작 74
그림 6.39 PC2 철물조립 74
그림 6.40 PC2 철물고정 74
그림 6.41 PC2 콘크리트 타설 74
그림 6.42 PC2 제작완료 74
그림 6.43 PC2-T 철근조립 75
그림 6.44 PC2-T 거푸집 제작 75
그림 6.45 PC2-T 철물조립 75

그림 6.46 PC2-T 철물고정 75
그림 6.47 PC2-T 콘크리트 타설 75
그림 6.48 PC2-T 제작완료 75
그림 7.1 RC1 모멘트-층간변위 곡선 76
그림 7.2 PC1 모멘트-층간변위 곡선 77
그림 7.3 PC1-T 모멘트-층간변위 곡선 77
그림 7.4 PC1S 모멘트-층간변위 곡선 78
그림 7.5 RC2 모멘트-층간변위 곡선 78
그림 7.6 PC2 모멘트-층간변위 곡선 79
그림 7.7 PC2-T 모멘트-층간변위 곡선 79
그림 7.8 균열발생(0.75%) 83
그림 7.9 균열증가(2%) 83
그림 7.10 균열증가(3%) 83
그림 7.11 최종파괴(5%) 83
그림 7.12 보 최종 휨균열(5%) 84
그림 7.13 접합부 피복탈락(5%) 84
그림 7.14 RC1 시험체 Strain gauge 위치 및 항복시점 84
그림 7.15 균열발생(0.5%) 86
그림 7.16 균열증가(2%) 86
그림 7.17 균열 및 폭 증가(3%) 86
그림 7.18 접합부 피복탈락(5%) 86
그림 7.19 최종파괴(5%) 86
그림 7.20 기둥상부 피복탈락(5%) 86
그림 7.21 PC1 시험체 Strain gauge 위치 및 항복시점 87
그림 7.22 PC1 기둥 전단철근 변형률 87
그림 7.23 균열발생(0.5%) 89

그림 7.24 균열증가(2%) 89
그림 7.25 균열 및 크기 증가(3%) 89
그림 7.26 최종파괴(5%) 89
그림 7.27 접합부 피복탈락(5%) 89
그림 7.28 기둥상부 피복탈락(5%) 89
그림 7.29 PC1-T Strain gauge 위치 및 항복시점 90
그림 7.30 균열발생(0.5%) 91
그림 7.31 균열증가(1%) 91
그림 7.32 최종파괴(1.5%) 92
그림 7.33 Anchor rod 파괴(1.5%) 92
그림 7.34 지름 35mm Anchor rod 92
그림 7.35 보 휨균열발생(1%) 93
그림 7.36 균열증가(2%) 93
그림 7.37 피복탈락 및 파괴(4%) 94
그림 7.38 최종파괴(5%) 94
그림 7.39 보 피복탈락(5%) 94
그림 7.40 보 주근 좌굴(5%) 94
그림 7.41 RC2 Strain gauge 위치 및 항복시점 94
그림 7.42 RC2 기둥 전단철근 변형률 95
그림 7.43 균열발생(0.5%) 97
그림 7.44 보 균열발생(1.5%) 97
그림 7.45 균열증가(2%) 97
그림 7.46 부착파괴진행(3%) 97
그림 7.47 최종파괴(4%) 98
그림 7.48 최종파괴 후 보 상단(4%) 98
그림 7.49 PC2 Strain gauge 위치 및 항복시점 98

그림 7.50 PC2 Anchor rod 변형률 99
그림 7.51 PC2 기둥 전단철근 변형률 99
그림 7.52 균열발생(1%) 101
그림 7.53 균열증가(2%) 101
그림 7.54 균열증가(4%) 101
그림 7.55 최종파괴(5%) 101
그림 7.56 보 최종균열(5%) 102
그림 7.57 고강도 이형강봉 부착파괴(5%) 102
그림 7.58 PC2-T Strain gauge 위치 및 항복시점 102
그림 7.59 PC2-T 고강도 이형강봉 변형률 103
그림 7.60 접합부 변위계 설치도면 104
그림 7.61 접합부 전단변형 105
그림 7.62 층간변위비에 대한 접합부 전단변형 기여도 105
그림 7.63 보 끝단 변위계 설치도면 108
그림 7.64 RC1 Beam end rotation 108
그림 7.65 PC1 Beam end rotation 109
그림 7.66 PC1-T Beam end rotation 109
그림 7.67 RC2 Beam end rotation 110
그림 7.68 PC2 Beam end rotation 110
그림 7.69 PC2-T Beam end rotation 111
그림 7.70 층간변위비에 대한 보 끝단 변형의 기여도 111

표 목차

표 4.1 시험체명 및 변수 25
표 4.2 시험체 설계강도 26
표 4.3 시험체 가력계획 (RC1, PC1, PC1-T, PC1S) 53
표 4.4 시험체 가력계획 (RC2, PC2, PC2-T) 53
표 5.1 D10, D13, D16, D19 철근 인장시험결과 62
표 5.2 Anchor rod 인장시험 결과 65
표 6.1 시험체 타설일정 67

1 서 론

1.1 연구의 배경

프리캐스트 콘크리트 공법은 매우 경제적인 공법이다. 미적으로 다양한 형상의 부재 제작이 가능하며 건식 공법으로서 공장에서 양질의 부재를 대량으로 생산, 운반하여 현장에서는 조립작업만을 수행하기 때문에 현장에서의 작업량이 최소화되어 공기단축 및 공사비 절감의 효과를 가진다. 이러한 장점에도 불구하고 부재간 접합이 어렵고 기술의 부족 및 성능에 대한 불확실성으로 인해 국내 건축시장에서는 해외에서만큼 활발히 사용되지 못하고 있다.

국내에서는 프리캐스트 콘크리트의 접합부에 콘크리트를 타설하는 습식공법이 혼재되어 사용되고 있지만 이는 RC공법과 차별화되지 못해 시공성을 저하시키며, 연결부 일체화가 제대로 이루어지지 않으면 누수가 발생하고 내진성능이 저하된다는 단점이 있다(박홍근 외, 2004). 프리캐스트 콘크리트 구조의 경우 부재 간 단절로 인한 불연속구간이 형성되어 일체로 타설된 RC구조에 비해 구조적 성능이 떨어지며 지진하중에 대해 연성능력을 발휘하지 못한다는 단점을 가지고 있다.

기존의 철근콘크리트구조, 철골구조의 단점을 보완할 수 있는 프리캐스트 콘크리트의 사용성 향상을 위해서는 건식공법이라는 장점을 유지할 수 있고 부재간 접합에 대한 안정성 및 시공성, 지진하중에 대한 연성능력을 확보할 수 있는 접합방법에 대한 연구와 개발

이 필요한 실정이다.

1.2 연구의 범위 및 목적

본 연구에서는 프리캐스트 콘크리트 외부 보-기둥 볼트 접합부를 제안하고 외부접합부를 제작하여 실험을 통해 접합부의 내진성능을 평가하였다. 또한 포스트텐션 공법을 추가적으로 적용하여 프리스트레싱을 가했을 때의 구조적 성능의 변화를 평가하였다. 실험결과를 토대로 이력거동 특성, 접합부 균열 및 파괴양상, 접합부 전단성능을 분석하여 볼트접합이 사용된 프리캐스트 콘크리트 접합부의 내진거동에 대해 연구하였으며 기존의 현장타설 콘크리트 공법이 사용된 시험체와의 구조적 거동도 비교 · 분석하였다.

현장에서 단순히 볼트접합만을 사용하여 프리캐스트 콘크리트의 장점인 건식공법을 유지함으로써, 시공성을 향상시키고 연성능력을 확보하여 지진하중에 저항할 수 있는 접합부의 설계를 통해 향후 프리캐스트 콘크리트 공법의 실용화 및 활성화에 도움을 주고자 한다.

2 선행연구 고찰

2.1 Welded connection

Welded connection은 Pillai와 Kirk(1981) 그리고 Bhatt와 Kirk(1985)에 의해 연구되었다. Welded connection은 보 상하부에 steel plate 또는 bar가 설치되고 이것이 기둥의 유사한 재료에 용접되어 접합이 이루어진다. 접합부 상세는 그림 2.1, 그림 2.2와 같다.

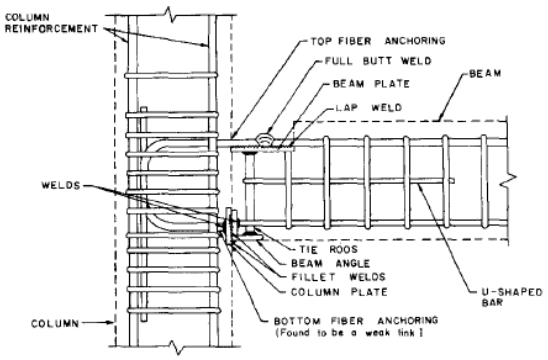


그림 2.1 접합부 상세 (Pillai and Kirk, 1981)

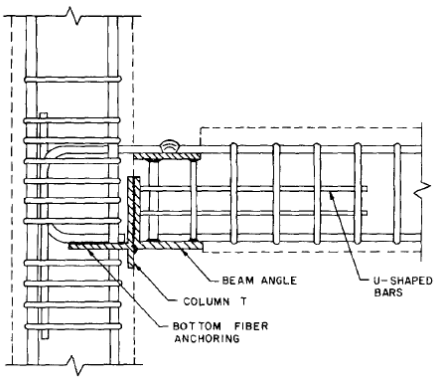


그림 2.2 접합부 상세 (Bhatt and Kirk, 1985)

그림 2.1에 나타난 접합부의 취약점이었던 기둥부분 bar와 plate의 용접접합부를 개선하기 위해 Bhatt와 Kirk(1985)는 그림 2.2에서와 같이 T형 Plate를 사용하여 기둥부분 bar와 plate의 용접부의 길이를 늘렸다. Bhatt와 Kirk(1985)가 제안한 Welded connection은 하부에서 보와 기둥 각각의 plate가 서로 용접되고 상부에서는 기둥에서 튀어나온 bar와 보의 bar가 용접되어 일체화가 이루어진다.

Bhatt와 Kirk(1985)와 Pillai와 Kirk(1981)의 연구결과에 따르면 Welded connection은 강도, 강성, 연성 그리고 에너지 소산 측면에서 기존의 일체화 접합부와 비견할만한 구조적 성능을 보여주었다.

하지만 Welded connection은 고가이며 용접으로 인해 많은 노동력이 요구되고 철저한 품질관리가 필요하다는 단점이 있다. 또한 용접으로 인해 발생하는 열은 steel bar의 부착력을 저하시키고 인접한 콘크리트에 크랙을 발생시켜 구조적 성능의 저하를 유발한다.

2.2 PRESSS Research program

2.2.1 Post-tensioned connection

NIST(National Institute of Standards and Technology)는 강진지역에서의 경제적인 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부 디자인의 가이드라인을 제안하기 위하여 PRESS Research program을

수행하였으며 총 4개의 Phase로 나뉘어 실험을 진행하였다. 시험체는 1/3 스케일의 보-기둥 내부접합부로 계획되었고 1985 Uniform Building Code의 Seismic zone 2와 4의 기준으로 설계되었다.

Phase Ⅰ(Cheok and Lew, 1990)에서 4개의 일체화된 시험체와 2개의 프리캐스트 콘크리트 시험체가 제작, 실험되었으며 시험체 상세는 그림 2.3과 같다.

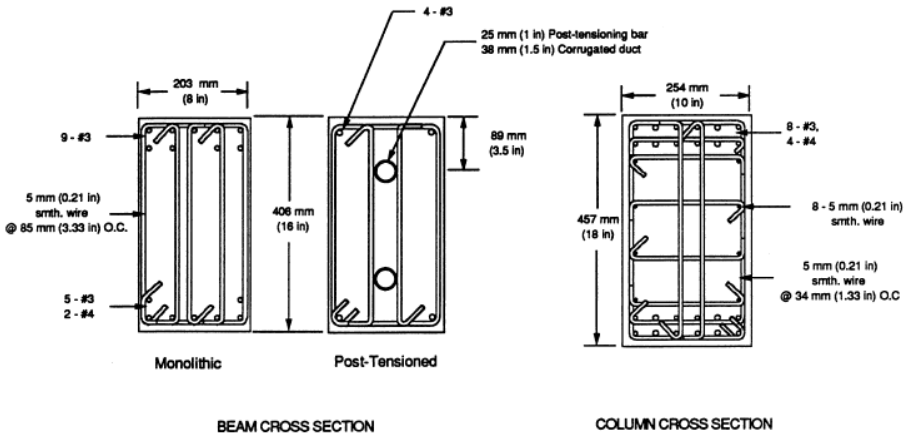


그림 2.3 Phase Ⅰ 시험체 상세 (Cheok and Lew, 1990)

Grouting으로 완전부착된 지름 1 in.의 Post-tensioning bar가 프리캐스트 콘크리트 보와 기둥을 연결하는데 사용되었다. 실험결과에 따르면 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부의 강도와 연성능력은 일체화된 접합부와 비슷한 성능을 나타냈지만 에너지 소산 능력은 불리하게 나타났다.

Phase Ⅱ(Cheok and Lew, 1991)에서는 6개의 프리캐스트 콘크리트 시험체에 대한 실험이 수행되었으며 시험체 상세는 그림

2.4, 그림 2.5와 같다. Phase Ⅰ (Cheok and Lew, 1990)에서 불리하게 나타난 에너지소산 능력을 향상시키는 것이 목적이었으며 이를 위해서 다양한 방법이 시도되었다.

첫 번째로 Post-tensioning bar를 보의 중앙부 가까이로 이동시켰다. 이것은 보와 기둥의 일체화 향상을 도모하고 bar의 변형을 줄여서 체결력을 향상시키기 위한 것이었다.

두 번째로 Post-tensioning bar 대신 Prestressing strand가 사용되었다. 이것은 실제 현장에서 많이 쓰이고 있는 Prestressing strand의 구조적 거동을 알아보기 위한 것이었다.

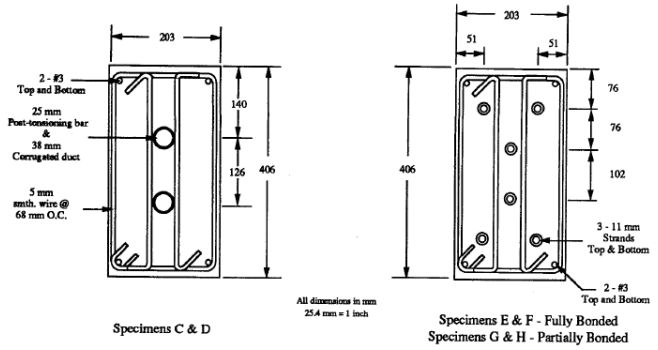


그림 2.4 Phase Ⅱ, Ⅲ 시험체 상세 (Cheok et al. 1991)

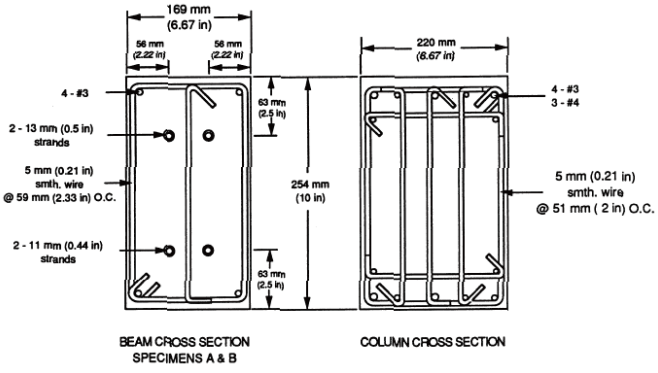


그림 2.5 Phase Ⅱ 시험체 상세2 (Cheok and Lew, 1991)

Phase Ⅱ(Cheok and Lew, 1991) 실험결과에 따르면 Phase Ⅰ(Cheok and Lew, 1990)과 비교했을 때 Post-tensioning bar가 사용된 시험체는 45%, Prestressing strand가 사용된 시험체는 30% 정도 에너지 소산 능력이 향상되었다.

Phase Ⅰ(Cheok and Lew, 1990)과 Ⅱ(Cheok and Lew, 1991)의 실험에서 프리캐스트 콘크리트 시험체에서 하중의 방향이 바뀔 때 슬립이 발생하는 것이 문제점으로 지적되었다. 이러한 강성의 부족은 Post-tensioning steel의 비탄성 거동에 의한 것이라고 분석되었고 이를 개선하기 위한 Phase Ⅲ (Cheok et al., 1991) 실험이 수행되었다.

Phase Ⅲ(Cheok et al., 1991)에서는 프리캐스트 콘크리트의 슬립발생을 억제하기 위해 접합부 근처의 Strands를 비부착 상태로 두어 Partially bonded strands를 사용하였다. 비부착된 Post-tensioning strand는 탄성상태를 유지할 것이고 이것은 접합부의 강성을 높여줄 것이라는 개념에서 수행된 것이다.

Phase Ⅲ(Cheok et al., 1991) 실험결과, 슬립현상은 줄어들었지만 Fully bonded된 시험체와 비교하였을 때 에너지 소산 능력이 50%정도 감소하였다.

이후 Phase Ⅳ(Cheok and Stone, 1993)에서는 Low strength steel과 Post-tensioning을 사용한 Hybrid connection에 대한 연구가 진행되었다.

2.2.2 Hybrid connection

Phase Ⅰ, Ⅱ, Ⅲ 실험결과에서 프리캐스트 콘크리트 접합부의 강도와 횡변위성능은 일체화된 접합부의 성능과 유사하거나 더 좋은 구조적 성능을 나타내었다. 하지만 Post-tensioning만 사용된 프리캐스트 콘크리트 접합부의 에너지 소산 능력은 일체화된 접합부에 비해 매우 좋지 않았다. Phase Ⅳ (Cheok and Stone, 1993)의 실험은 프리캐스트 콘크리트의 에너지 소산 능력 향상을 목적으로 수행되었다.

Hybrid connection의 기본 전제는 PT steel이 프리캐스트 부재를 결속시키며 이 때 발생하는 마찰력으로 전단력에 저항하고, Low strength steel은 항복을 하며 에너지를 소산하는 기능을 수행한다는 것이다. 체결력을 유지하기 위해서는 PT steel이 항복하지 않는 것이 중요하다. PT steel의 항복을 방지하기 위해서 두 가지 방법이 사용되었다. 첫 번째는 그림 2.6에서와 같이 Fully bonded된 PT steel을 보의 중앙에 배치하여 변형을 최소화하였고 두 번째는 그림 2.7에서와 같이 보 상·하부에 Unbonded PT steel을 배치해서 PT steel의 항복을 지연시키는 방법이 사용되었다.

Phase Ⅳ 실험결과, Low strength steel과 PT steel이 사용된 Hybrid connection은 에너지 소산, 강도, 횡변위 성능에 있어서 일체화된 접합부와 동일하거나 그 이상의 구조적 성능을 보여주었다.

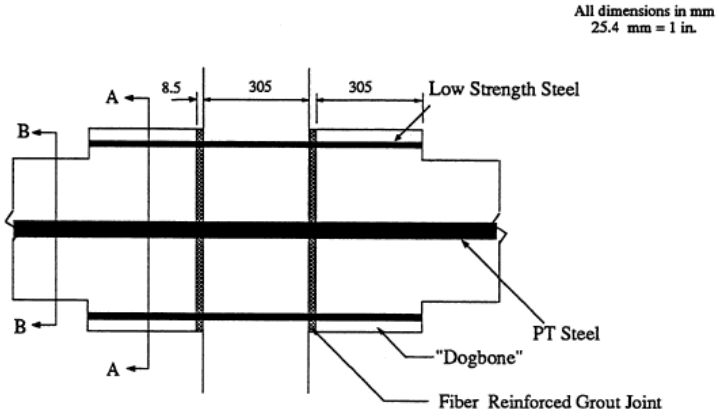


그림 2.6 Phase Ⅳ I-P-Z4, K-P-Z4 시험체 상세 (Cheok and Stone, 1993)

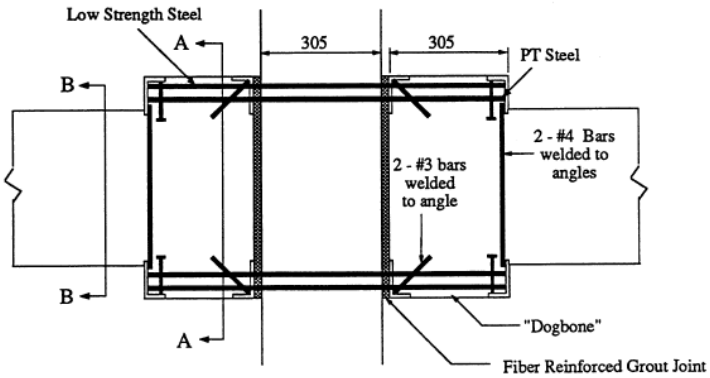


그림 2.7 Phase Ⅳ J-P-Z4 시험체 상세 (Cheok and Stone, 1993)

2.3 Bolted connection

2.3.1 Spaced-out threadbar frame

Bolted connection은 다른 공법보다 구조물의 설치 및 생산이 쉽다는 장점이 있다.

1991년 개최된 PCI workshop에서 그림 2.8에 나타난

Spaced-out threadbar frame에 대한 논의가 있었다. 이 시스템에서 세로방향의 강도는 렌치로 조여진 한쪽 방향의 모멘트 프레임에 의해서 확보할 수 있으며 프레임 사이에는 단순 접합된 Drop-in beam이 설치된다. Spaced-out threadbar frame의 장점은 각각의 프레임이 강도를 가진 세포핵과 같기 때문에 프레임의 배열을 통해 다양한 형상의 건물을 설계할 수 있다는 것이다.

Workshop 이후 Nakaki et al.(1994)은 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 Ductile link connector를 디자인하게 된다.

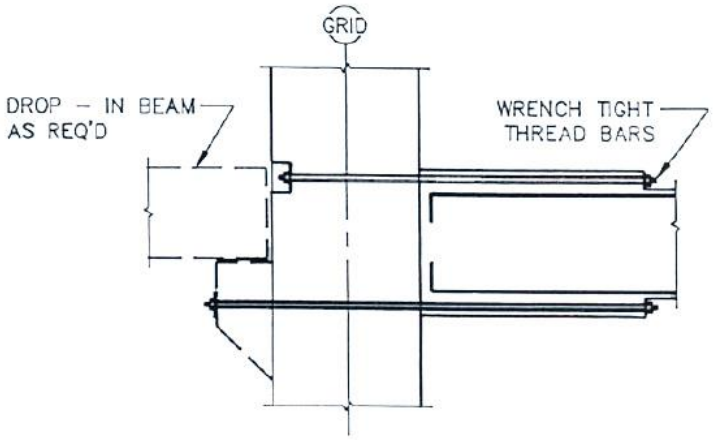


그림 2.8 Spaced-out threadbar frame (Nakaki and Englekirk, 1991)

2.3.2 Ductile link connector

Ductile link connector는 Englekirk와 Nakaki, Dywidag사에 의해서 개발되었다. 이 시스템은 보와 기둥을 따로 제작하고 이후 Bolting을 사용해서 조립하는 방식이며 시스템 상세는 그림 2.9, 시

스템을 구성하는 요소는 그림 2.10과 같다. Ductile link connector는 볼트만으로 조립이 가능하기 때문에 시공성이 우수하다는 장점이 있다.

이 시스템에서 가장 핵심적인 요소는 Ductile rod이다. Ductile rod는 유일하게 항복하는 철물이며 이를 위해서 다른 철물은 Ductile rod보다 강도가 커야 한다. Ductile rod는 기둥 내부에 위치하기 때문에 보 끝부분에서 소성 힌지가 발생하는 일반적인 철근콘크리트 보-기둥 접합부와 달리 기둥 내부에 소성 힌지가 형성된다는 특징이 있다. 기둥 내부에 소성 힌지가 형성되면 기둥의 매우 큰 압축력으로 인해 콘크리트의 파괴를 최소화 할 수 있다는 장점이 있다.

전단력에 의한 상·하부 Ductile rod에 발생하는 인장력과 압축력에 대해서 그림 2.11에 나타난 바와 같이 콘크리트에 압축대가 형성되어 Rod 선단의 헤드 부분에 지압력을 형성하여 저항하게 된다.

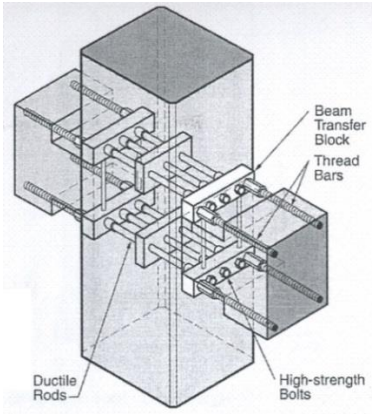


그림 2.9 Ductile Link Connector (Englekirk, 2003)

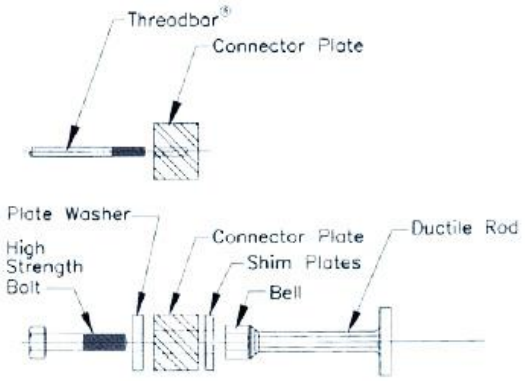


그림 2.10 Ductile connector hardware (Nakaki et al., 1994)

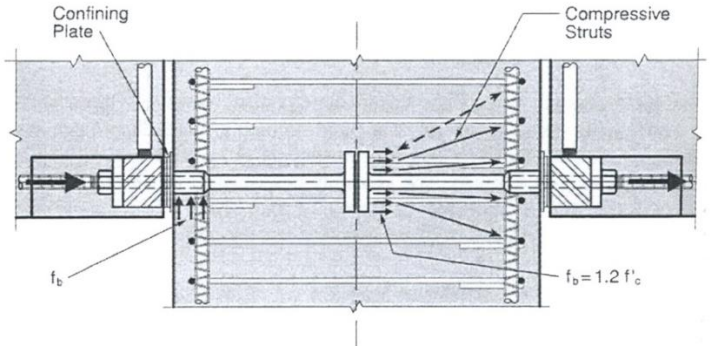


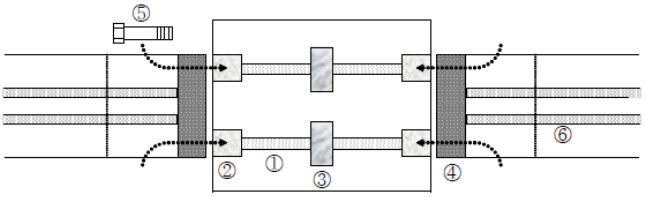
그림 2.11 Ductile link connector 전단 전달 메커니즘 (Englekirk, 2003)

2.4 국내연구

2.4.1 보-기둥 볼트접합부

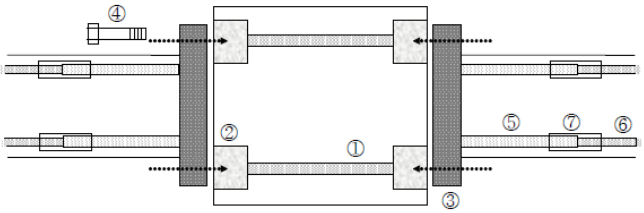
국내에서 Ductile link connector와 유사한 방식인 볼트 접합을 사용한 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부에 대한 연구가 진행되었다. 기둥 내부에서 소성변형이 발생하는 BC1, 기둥의 안전성을 고려하여 보 단부에서 소성변형이 발생하는 BC2, 보 단부에서 소성

변형이 발생하고 콘크리트의 손상을 최소화하기 위해 보에 힌지 개념이 도입된 BC3, 총 3개의 접합부가 개발되어 실험 · 연구 되었으며 접합부 상세는 그림 2.12~2.14와 같다.



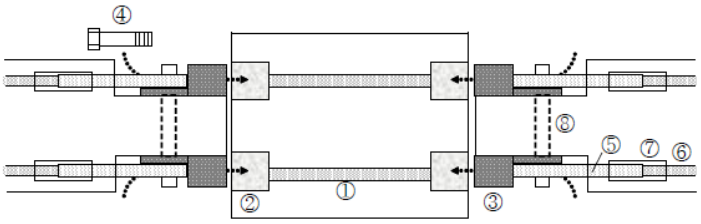
①연성 강봉 ②단부 블록 ③중앙부 블록
④철제 블록 ⑤고강도 볼트 ⑥고강도 철근

그림 2.12 접합부 BC1 (김규리, 2005)



①고강도 철근1 ②단부 블록 ③철제 블록
④고강도 볼트 ⑤연성 강봉 ⑥고강도 철근2 ⑦커플러

그림 2.13 접합부 BC2 (김규리, 2005)



①고강도 철근1 ②단부 블록 ③철제 블록 ④고강도 볼트
⑤연성 강봉 ⑥고강도 철근2 ⑦커플러 ⑧힌지 강봉

그림 2.14 접합부 BC3 (김규리, 2005)

개발된 접합부는 내부접합부로 제작되어 반복하중 재하실험이 수행되었다. 실험 결과, BC1, BC2, BC3은 층간변위 4.0~4.5%에서 최대하중에 도달하였으며 우수한 연성능력을 나타내었다. 시험체가 항복 하중에 도달한 이후, 전단파괴에 의한 거동을 나타내었다. 에너지소산능력도 현장타설 콘크리트공법이 사용된 시험체와 매우 유사하였다.

하지만 프리캐스트 콘크리트 시험체는 슬립으로 인한 핀칭현상이 다소 발생하였다. 또한 철물의 중량 감소 및 접합부의 조립부를 최소화하고 접합부 상세를 단순화하기 위한 연구가 더 진행되어야 할 필요성이 있다.

2.4.2 DDC를 이용한 보-기둥 접합부

DDC를 이용한 보-기둥 접합부에 대한 연구는 기존의 Ductile link connector를 이용한 PCBC 1 시험체, 그것의 개념을 발전시켜 접합부의 소성 변형 능력을 Ductile rod에만 국한시키지 않고 보에도 소성 변형 능력을 부여하기 위해 고강도 이형철근 대신 일반철근을 사용한 PCBC 2 시험체, 고강도 이형철근 대신 연강을 사용하여 보에서 항복이 발생하도록 유도한 PCBC 3 시험체를 제작하여 실험을 수행하였다. 강기둥 약 보의 개념을 사용하지 않고 Panel zone에 파괴 메커니즘을 유도하고 보의 강성을 강하게 하여 에너지 소산에 참여시키지 않는 Ductile link connector의 단점을 개선하기 위해 개발되었다. 각 시험체의 파괴 메커니즘은 그림 2.15~2.17과 같다.

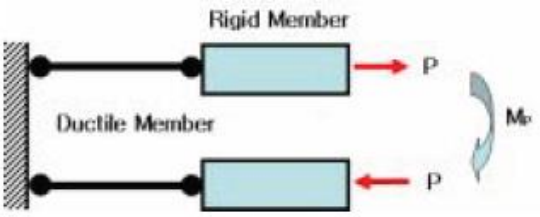


그림 2.15 PCBC 1 형 파괴 메커니즘 개념 (이상진, 2005)

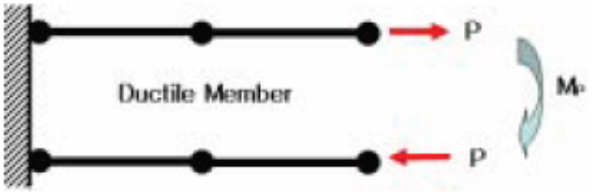


그림 2.16 PCBC 2 형 파괴 메커니즘 개념 (이상진, 2005)

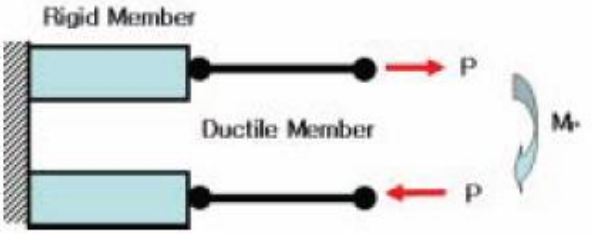


그림 2.17 PCBC 3 형 파괴 메커니즘 개념 (이상진, 2005)

실험결과, PCBC2 시험체는 강도와 변형률 측면에서 PCBC1 시험체와 유사한 거동을 보였으며 에너지 소산에서는 더욱 유리하게 나타났지만 급작스런 파괴양상을 보였다. PCBC 3 시험체는 보 주근의 Buckling과 콘크리트의 Shear-tension 파괴가 발생하여 조기파괴가 되었지만 인장 강도 도달 이후에도 일정한 강도를 보이며 지속적인 변형능력을 나타내었다. 에너지 소산에서도 2배 이상의 능력을 발휘하였다.

3 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부 개발

3.1 접합부 개발의 목적

기존의 프리캐스트 콘크리트 접합방법으로 연구된 Welded connection, Hybrid connection, Post-tensioned connection은 현장에서의 작업량이 많기 때문에 시공성 측면에서 다소 불리하다. 또한 프리캐스트 콘크리트의 건식공법유지, 높은 시공성이라는 장점을 가진 Ductile link connector는 고가이기 때문에 실제 현장에서의 도입이 쉽지 않은 실정이다. 저비용으로 활용도가 뛰어나고, 프리캐스트 콘크리트의 장점을 유지할 수 있는 Ductile link connector와 유사한, Anchor rod를 사용한 외부 접합부의 개발을 통해 기존의 접합부에 대한 단점을 보완하고자 한다.

3.2 접합부 설계개념

3.2.1 접합부 개요

기존의 Ductile link connector를 변형시켜, 볼트 접합을 사용한 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 외부 접합부를 설계하였으며, 설계된 접합부는 그림 3.1과 같다.

접합부는 Anchor rod, 전달철물, 고장력볼트, 고강도 이형강봉으로 구성되어 있다. 기둥에 위치한 매입형 너트는 볼트와 직접 체결된다.

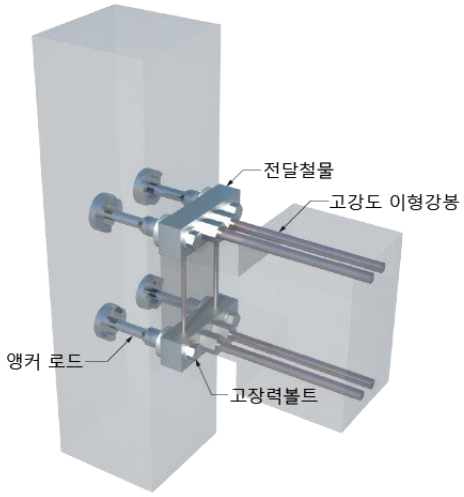


그림 3.1 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 외부 접합부

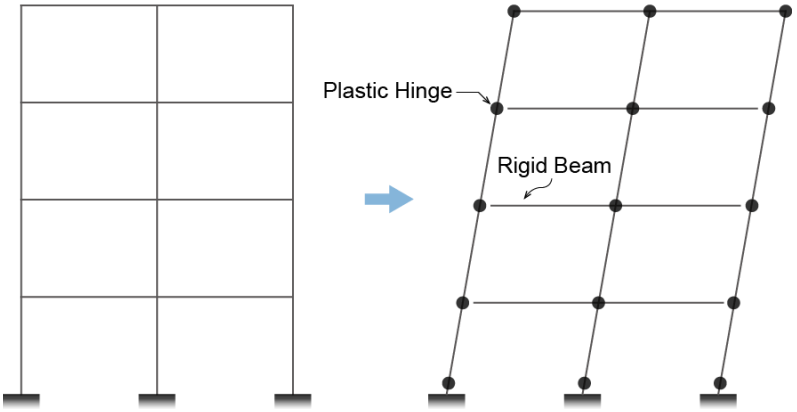


그림 3.2 접합부 파괴메커니즘

일반적인 철근콘크리트 보-기둥 접합부는 Strong column weak beam의 개념으로 설계되어 보 끝단에 소성 힌지가 형성된다. 하지만 접합부의 설계가 제대로 이루어지지 않으면 압축력과 전단력을 받는 부분이 가장 취약해지고 구조물에 반복적인 하중이 가해질수록 취약부에 더욱 큰 응력이 가해질 수 있다.

본 연구에서의 외부 접합부는 그림 3.2에서와 같이 소성 힌지가 기둥 내부에 형성되어 구조물이 항복하게 된다. 기둥에 작용하는 매우 큰 축하중으로 인해 콘크리트의 구속력이 강해져 응력 집중으로 인한 콘크리트의 파괴를 최소화할 수 있고 기둥의 횡보강근으로 인한 횡방향 구속력도 기대할 수 있다.

접합부의 철물 중 Anchor rod만 항복해야 한다. Anchor rod에 체결되는 볼트의 설계강도는 Anchor rod의 강도를 상회해야 하며 이를 식 (3-1), (3-2)에 나타내었다. ϕ는 AISC Steel Manual(13판; Table 7.2[page 7-23])과 Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts 5.1[page 16.2-29])에 의하여 0.75를 사용한다.

$$\phi A_{bolt} f_{y_bolt} = 0.75(1134\,\mathrm{mm}^2)(780\,\mathrm{MPa})/(1000\,\mathrm{N/kN}) = 663.5\mathrm{kN} \quad (3-1)$$

$$A_{nut} f_{y_nut} = (1589.6\mathrm{mm}^2)(415\mathrm{MPa})/(1000\,\mathrm{N/kN}) = 659.7\mathrm{kN} \quad (3-2)$$

$$\phi A_{bolt} f_{y_bolt} \geq A_{nut} f_{y_nut} \quad \text{(OK)}$$

여기서, A_{bolt}: A490 볼트 단면적

f_{y_bolt}: A490 볼트 항복강도

A_{nut}: Anchor rod 단면적

f_{y_nut}: Anchor rod 항복강도

고강도 이형강봉의 설계 총 강도는 Anchor rod의 실제 총강도를 상회해야 한다. Anchor rod의 총 강도는 실제 항복강도 및 변형도 경화를 고려하여 과다강도계수 1.25를 사용한다. Anchor rod 3개와 고강도 이형강봉 2개가 사용된 시험체의 고강도 이형강봉의 설계 총 강도와 Anchor rod의 총강도를 식(3-3), (3-4)에 나타내었다.

$$\phi n_{thread} A_{thread} f_{y_thread}$$
$$= 0.9(2)(1256\,\mathrm{mm}^2)(1100\mathrm{MPa})/(1000\mathrm{N/kN}) = 2486.9\mathrm{kN} \quad (3-3)$$

$$\lambda_0 n_{nut} A_{nut} f_{y_nut}$$
$$= 1.25(3)(1589.6\mathrm{mm}^2)(415\,\mathrm{MPa})/(1000\,\mathrm{N/kN}) = 2473.9\mathrm{kN} \quad (3-4)$$

$$\phi n_{thread} A_{thread} f_{y_thread} \geq \lambda_0 n_{rod} A_{rod} f_{y_rod} \quad (\mathrm{OK})$$

여기서, ϕ: 강도감소계수

n_{thread}: 고강도 이형강봉 개수

A_{thread}: 지름 40mm 고강도 이형강봉 단면적

f_{y_thread}: 고강도 이형강봉 항복강도

λ_0: 과다강도계수

n_{nut}: Anchor rod 개수

A_{nut}: 지름 45mm Anchor rod 단면적

f_{y_nut}: Anchor rod 항복강도

3.2.2 Anchor rod

Anchor rod는 기둥에 위치하며, 전달철물을 통해 보 끝단의 응력을 전달받아 항복하게 된다. Anchor rod는 접합부에 사용된 부속재료 중 유일하게 항복하는 철물이기 때문에 항복 이후 구조물의 거동과 밀접한 관련이 있으며, 지진하중에 대한 구조물의 연성적인 거동에 직접 관여하기 때문에 제작에 있어서 품질을 관리하는 것이 매우 중요하다.

그림 3.2에서와 같이 Anchor rod는 헤드부분이 따로 분리되는 형식이며 헤드부분에는 요철을 만들어서 콘크리트와의 접합면을 증가시켜 볼트와 체결 시 헤드의 회전을 방지한다. Anchor rod의 상세 도면은 그림 3.3~3.5와 같다.

그림 3.3 Anchor rod

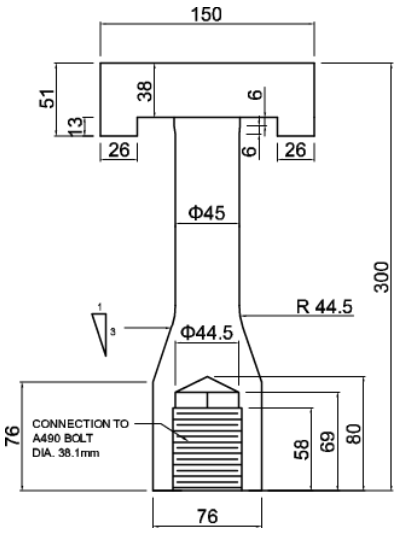


그림 3.4 PC1, PC1-T Anchor rod 도면 (단위: mm)

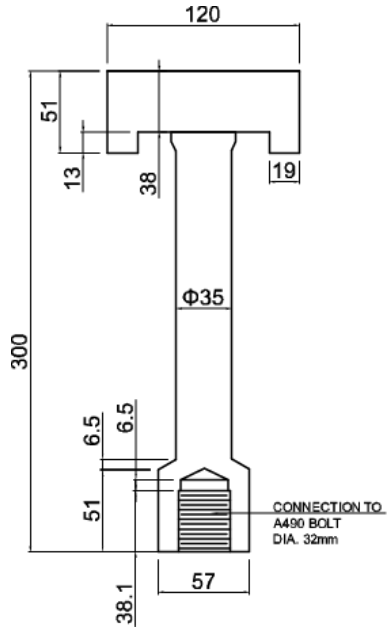


그림 3.5 PC1S Anchor rod 도면 (단위: mm)

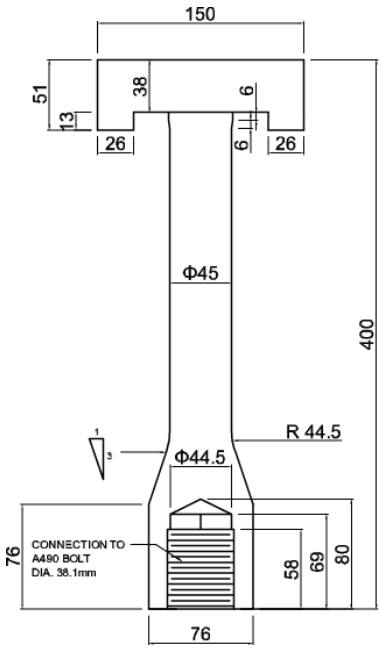


그림 3.6 PC2, PC2-T Anchor rod 도면 (단위: mm)

ACI 318-11(Section 10.14.1)에 의거하여 Anchor rod 정착판의 설계지압강도는 Anchor rod 자체의 실제 총강도를 상회해야 한다. 이때 헤드의 지름은 150mm를 사용하였다. Anchor rod의 지압강도는 식 (3-5), (3-6)을 사용하여 산정하였다. ϕ는 ACI 318-11(Section 9.3.2.4)에 의하여 0.65를 사용한다. 하지만 실무진의 요청으로 Φ를 고려하지 않고 설계하였다.

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.85 A_{head} 2 f_c' \\ &= 0.85(17662.5\,\mathrm{mm}^2 - 1589.6\,\mathrm{mm}^2)(2)(35\,\mathrm{MPa})/1000 \\ &= 1148.5\mathrm{kN}\end{aligned} \quad (3-5)$$

$$\lambda_o A_{nut} f_{y_nut} = 1.25(1589.6\,\text{mm}^2)(415\,\text{MPa})/(1000\,\text{N/kN}) = 824.6\text{kN} \quad (3-6)$$

$$\phi V_n \geq \lambda_o A_{nut} f_{y_nut} \quad \text{(OK)}$$

여기서, ϕ: 강도감소계수

A_{head}: Anchor rod 정착판 면적

f_c': 콘크리트 압축강도

f_{y_thread}: 고강도 이형강봉 항복강도

λ_0: 과다강도계수

A_{nut}: 지름 45mm Anchor rod 단면적

f_{y_nut}: Anchor rod 항복강도

4 실험

4.1 실험개요

본 연구에서 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부에 대한 연구를 수행한 최우선의 목적은 플랜트 건설현장에 사용 가능한 내진성능을 발현하기 위함이다. 그림 4.1에서 나타나듯이, 플랜트 구조물은 외부 접합부는 모멘트접합, 내부 접합부는 단순접합으로 이루어지는 경우가 많다. 그러므로 본 연구에서는 플랜트 구조물에서 모멘트접합이 필요한 외부접합부에 대한 연구를 수행하였고, 모든 시험체는 외부접합부로 제작되었다.

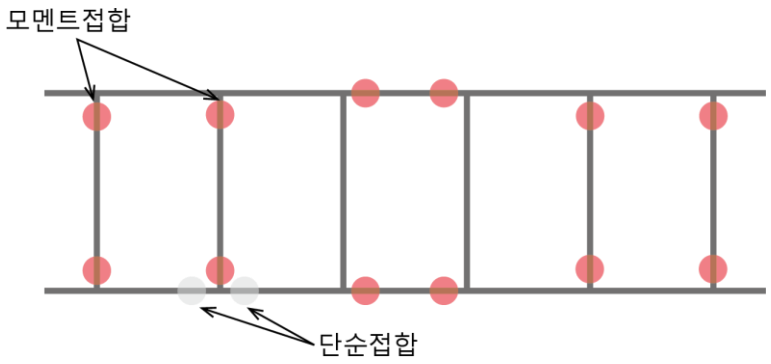


그림 4.1 플랜트구조물 개념도

4.2 시험체 계획

본 연구에서는 프리캐스트 콘크리트 접합부의 내진성능을 실험적으로 규명하기 위해 Anchor rod의 지름(Φ35mm, Φ45mm), 정

착길이(Φ45mm L-300mm, Φ45mm L-400mm), 접합부 모멘트 강도, 강연선의 유무를 변수로 5개의 실물크기 시험체를 제작하였고 기존의 완전 습식공법으로 만들어진 철근콘크리트(RC) 구조물과의 구조적 성능비교를 위해 대부분의 특성이 동일하고, 모멘트 강도가 유사한 RC시험체 2개를 추가로 제작하였다. 시험체 일람은 표 4.1 과 같다.

표 4.1 시험체명 및 변수

Specimen	Column size	Beam size	Anchor rod
RC1	500×500	400×650	-
PC1	500×500	400×650	2-Φ45, L-300mm
PC1-T	500×500	400×650	2-Φ45, L-300mm
PC1S	500×500	400×650	2-Φ35, L-300mm
RC2	700×700	500×700	-
PC2	700×700	500×700	3-Φ45, L-400mm
PC2-T	700×700	500×700	3-Φ45, L-400mm

현장 타설 콘크리트 공법으로 제작된 보-기둥 접합부는 Reinforced Concrete의 줄임말인 RC로 명명하였고 프리캐스트 콘크리트 접합부는 Precast Concrete의 줄임말인 PC로 명명하였다. 시험체 단면의 크기는 Anchor rod의 개수에 의한 모멘트 강도에 따라 기둥 500×500mm, 보 400×650mm, 기둥 700×700mm, 보 500×700mm로 제작하였으며 각각 1과 2로 명명하여 크기를 구분하였다. 모멘트 강도가 큰 기둥 700×700mm의 Anchor rod의 길이는 300mm, 기둥 500×500mm의 Anchor rod의 길이는

400mm로 제작하였다. PC1S로 명명된 시험체는 Anchor rod의 지름을 35mm의 Anchor rod를 사용하여 모멘트 강도를 줄였다.

표 4.2 시험체 설계강도

Specimen	M_n [kN·m]	V_j [kN]	V_n [kN]	V_j/V_n
RC1	699.83	1400.52	1473.1	0.95
PC1	659.69	1413.63	1473.1	0.96
PC1-T	801.5	1582.59	1473.1	1.07
PC1S	399.07	855.16	1473.1	0.58
RC2	1087.96	2252.18	2887.28	0.78
PC2	1128.08	2070.97	2887.28	0.72
PC2-T	1254.11	2362.53	2887.28	0.82

시험체 설계강도는 표 4.2에 나타난 바와 같으며 KCI 건축구조기준을 적용하여 설계하였다. PC 시험체의 모멘트 강도(M_n)는 Anchor rod가 항복하는 것을 기준으로 하였다. RC1, PC1, PC1-T 시험체는 V_j/V_n를 1에 가깝게 설계하여 현행 코드의 보수적 성향을 파악하고자 하였다. 시험체의 보와 기둥, 접합부에서 발생하는 응력은 그림 4.2에 나타난 힘들의 평형조건을 이용하여 도출하였다. PC 시험체의 모멘트 강도는 식 (4-1), RC 시험체의 모멘트 강도는 식 (4-2), 조인트 전단강도는 식 (4-3), RC 시험체 접합부에 작용하는 전단력은 식 (4-4), PC 시험체 접합부에 작용하는 전단력은 식 (4-5), 기둥에 작용하는 전단력은 식 (4-6)에 의해 산정하였다.

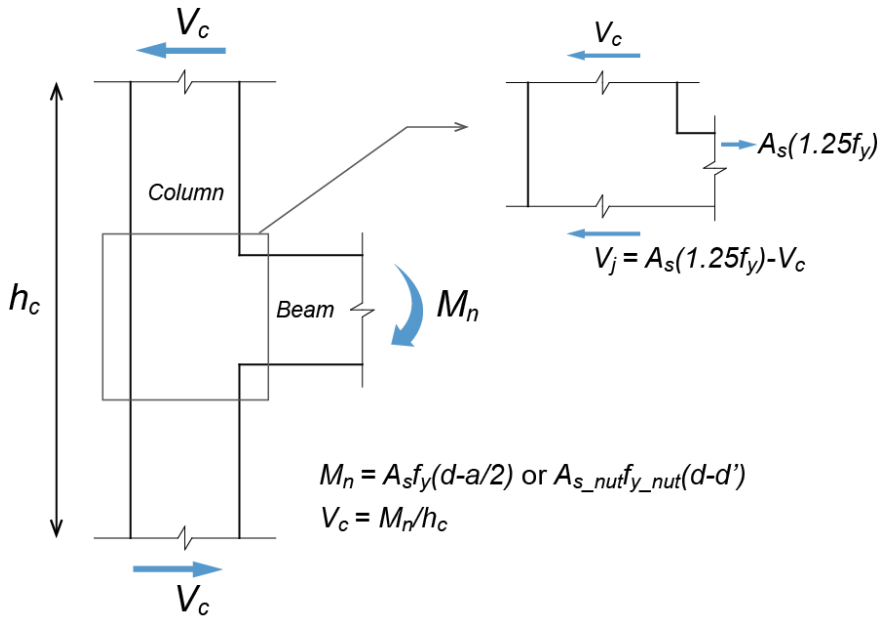


그림 4.2 접합부 응력 개념도

$$M_n = n_{nut} A_{nut} f_{y_nut} (d_{nut} - d') \quad (4-1)$$

$$M_n = n A_s f_y (d - a/2) \quad (4-2)$$

$$V_n = 1.0\sqrt{f_{ck}} A_j \quad (4-3)$$

$$V_j = n A_s 1.25 f_y - V_c \quad (4-4)$$

$$V_j = n_{nut} A_{s_nut} 1.25 f_{y_nut} - V_c \quad (4-5)$$

$$V_c = 1.25 M_n / h_c \quad (4-6)$$

여기서, M_n: 모멘트 강도

n_{nut}: Anchor rod의 개수(상부 또는 하부)

A_{nut}: Anchor rod의 단면적

f_{y_nut} : Anchor rod의 항복강도

d_{nut} : 보 상단-하부 매설용너트 중심까지의 거리

d' : 보 상단-상부 매설용너트 중심까지의 거리

n : 보 주근 개수(상부 또는 하부)

A_s : 보 주근 면적

f_y : 보 주근 항복강도

d : 보 상단에서 하부주근 중심까지의 거리

a : 콘크리트 압축깊이

V_n : 접합부 전단강도

V_j : 접합부에 작용하는 전단력

f_{ck} : 콘크리트 압축강도

A_j : 조인트 유효 단면적

V_c : 기둥에 작용하는 전단력

h_c : 기둥 모멘트 0인 지점간의 거리(3500mm)

4.3 시험체 도면

4.3.1 RC1

RC1 시험체의 도면은 그림 4.3~4.5과 같다. 기둥 500×500mm, 보 400×650mm의 크기이며 개발된 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부가 사용된 PC1 시험체와 모멘트 강도를 유사하게 설계하여 PC1과의 구조적 거동을 비교·분석하기 위해 제작하였다. 기존의 현장타설 콘크리트와 동일한 방법으로 보-기둥 일체식으로 제작, 타설하였으며 기둥의 횡보강근은 특수모멘트골조의 구조기준을 준수하여 설계하였다.

보-기둥 접합부의 접합부 전단강도(V_n)와 접합부에 작용하는 전단력(V_j)의 비(V_j/V_n)는 안전율을 고려하지 않았으며, 1에 가깝게 설계하여 접합부의 구조적 거동을 관찰하였다.

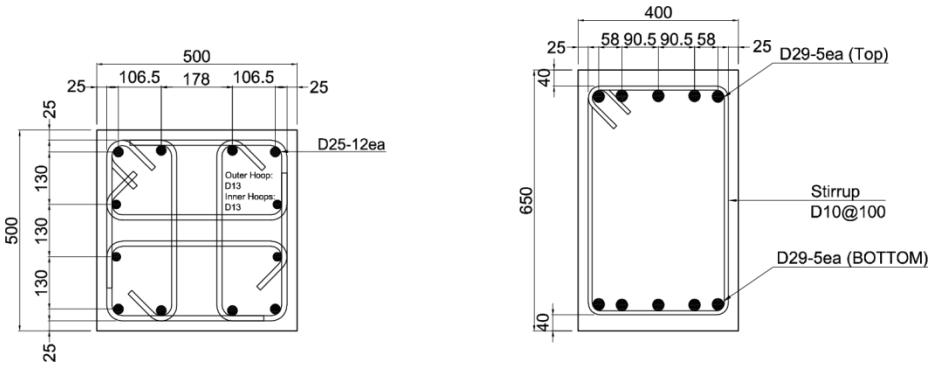


그림 4.3 RC1 기둥, 보 단면도 (단위: mm)

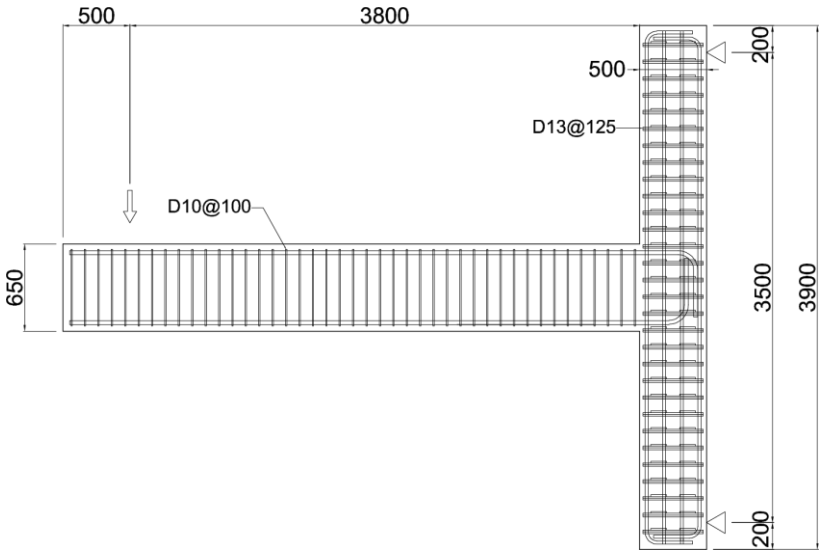


그림 4.4 RC1 입면도 (단위: mm)

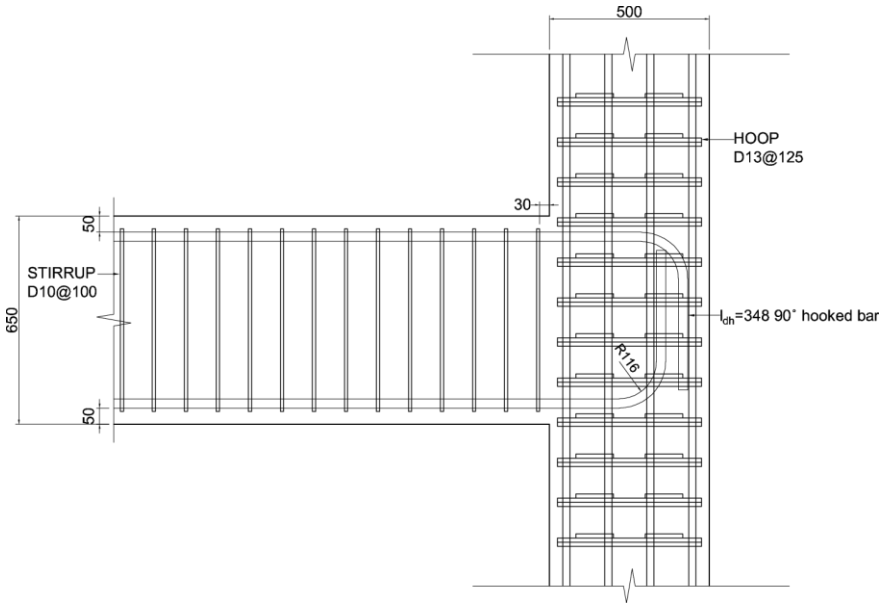


그림 4.5 RC1 접합부 상세 (단위: mm)

4.3.2 PC1

PC1 시험체의 도면은 그림 4.6~4.10과 같다. 기둥 500×500mm, 보 400×650mm의 크기이며 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부가 사용되었다.

보와 기둥을 분리 타설하여 양생 후 조립하는 건식공법이 사용되었다. Ø45mm Anchor rod 2개를 보 상·하부에 배치하였으며 기둥의 횡보강근은 특수모멘트골조의 구조기준을 준수하여 설계하였다. 보-기둥 접합부의 접합부 전단강도(V_n)와 접합부에 작용하는 전단력(V_j)의 비(V_j/V_n)는 1에 가깝게 설계하여 접합부의 구조적 거동을 관찰하였다.

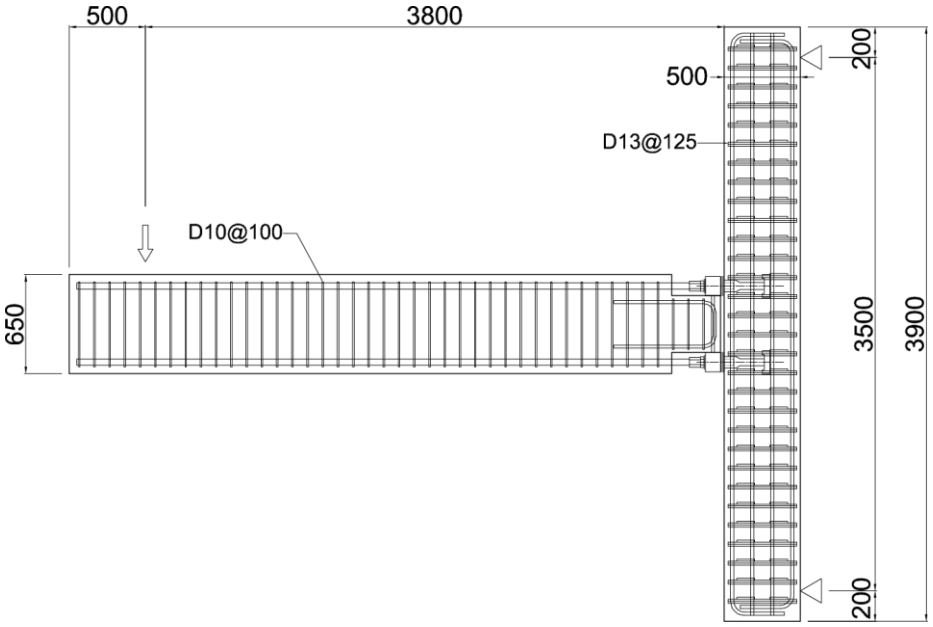


그림 4.6 PC1 입면도 (단위: mm)

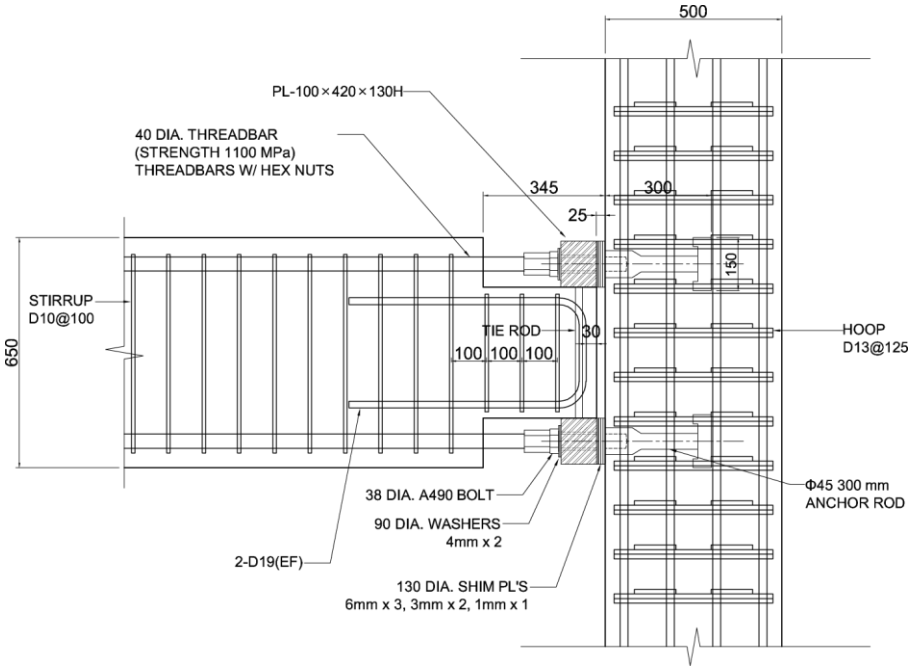


그림 4.7 PC1 접합부 상세1 (단위: mm)

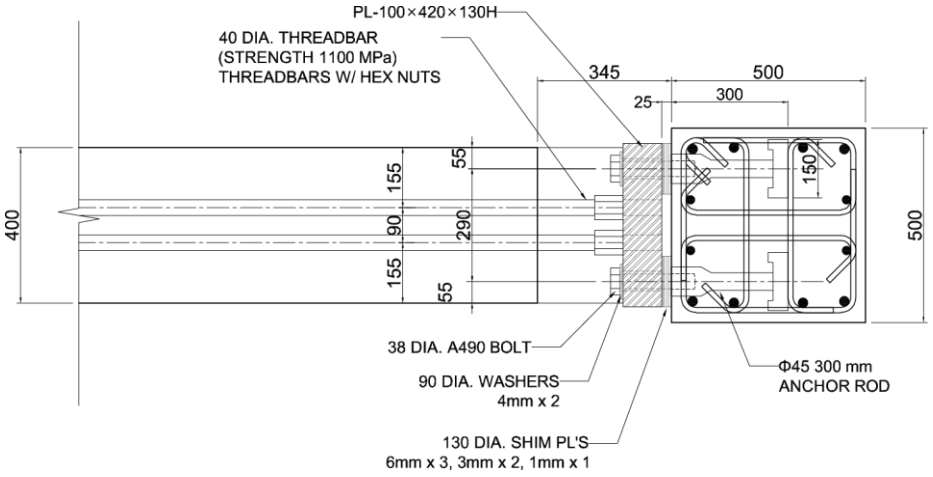


그림 4.8 PC1 접합부 상세2 (단위: mm)

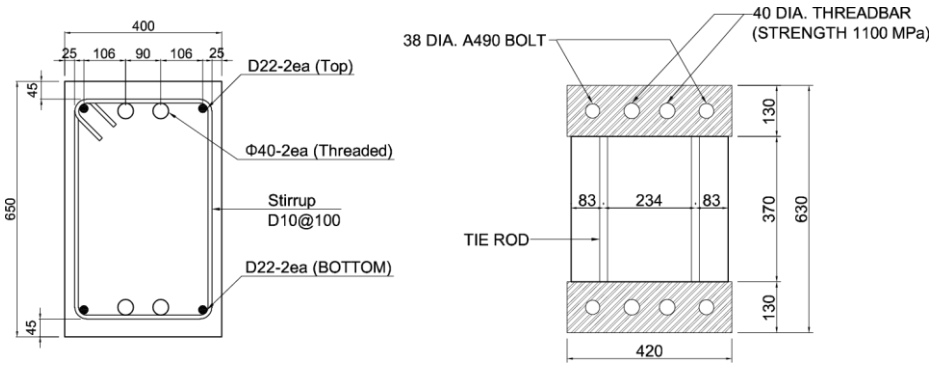


그림 4.9 PC1 보 단면도 (단위: mm)

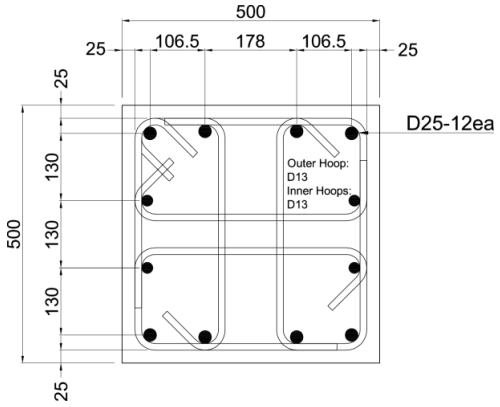


그림 4.10 PC1 기둥 단면도 (단위: mm)

전달철물 제작의 오차로 인해 조립이 불가능한 상황을 방지하기 위해 전달철물의 구멍은 조금 크게 제작되었다. 기둥 주근과 전단철근의 간격은 Anchor rod와의 간섭이 발생하지 않도록 하는 최적의 방안을 선택하여 결정하였다.

4.3.3 PC1-T

PC1-T 시험체의 도면은 그림 4.11~4.15와 같다. 기둥 500×500mm, 보 400×650mm의 크기이며 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부가 사용되었고 철근과 고강도 이형강봉 이외에 강연선을 추가하여 접합부의 모멘트 강도 및 보와 기둥의 부착력을 증가시켜 PC1과의 구조적 거동을 비교·분석하기 위해 제작하였다.

PC1과 마찬가지로 보와 기둥을 분리 타설하여 양생 후 조립하는 건식공법이 사용되었으며 타설 전 보와 기둥을 관통하는 관을 삽입한 후 조립 후 강연선을 긴장하는 포스트텐션 공법을 적용하였다. 보와 기둥이 접하는 면에서 강연선의 압축력을 효율적으로 전달하기 위해 그라우팅을 실시하였고 실험 약 30일 전 강연선 긴장을 실시하였다. 지름 45mm Anchor rod 2개를 보 상·하부에 배치하였으며 기둥의 횡보강근은 특수모멘트골조의 구조기준을 준수하여 설계하였다.

강연선은 실무자의 요구에 따라 단부의 부모멘트 강도 향상을 위해 보의 중심보다 상부에 위치시켜 설계하였다. 강연선은 시험체 모멘트강도의 증가와 함께 프리캐스트 콘크리트 보와 기둥의 일체화 향상의 효과도 기대할 수 있다. 강연선 긴장 후 정착부의 콘크리트 파괴를 방지하기 위해 철판을 설치한 후 긴장 및 정착을 실시하였다. 강연선의 긴장력 측정을 위해 도넛 로드셀을 설치하였으며 강연선의 긴장 결과는 5장에 나타내었다.

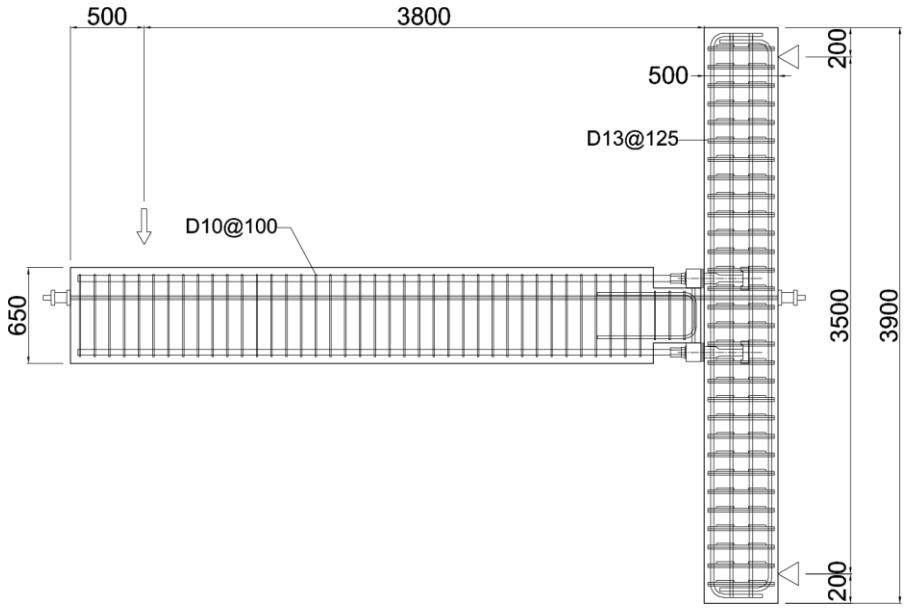


그림 4.11 PC1-T 입면도 (단위: mm)

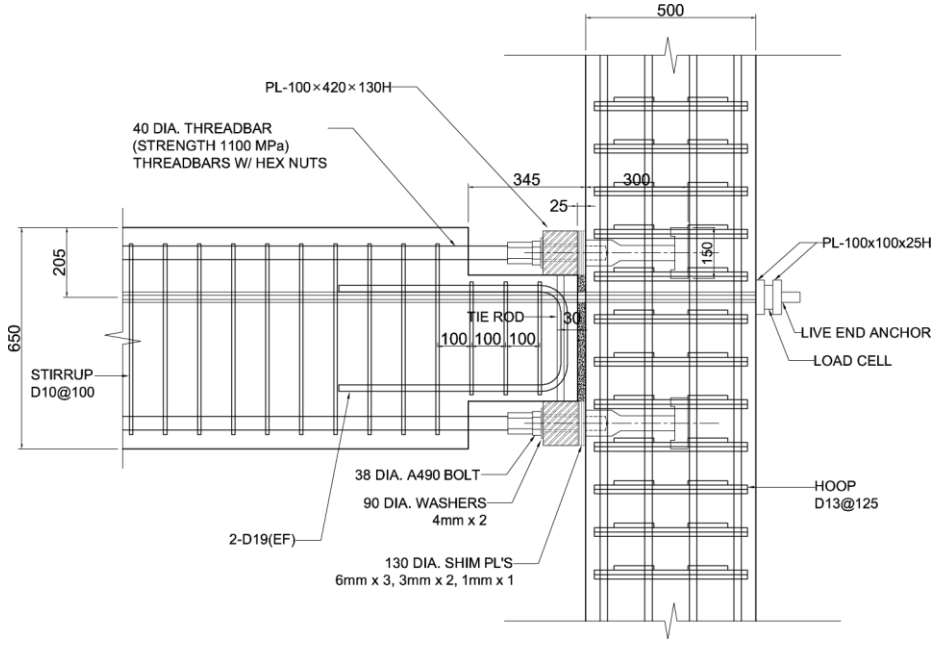


그림 4.12 PC1-T 상세1 (단위: mm)

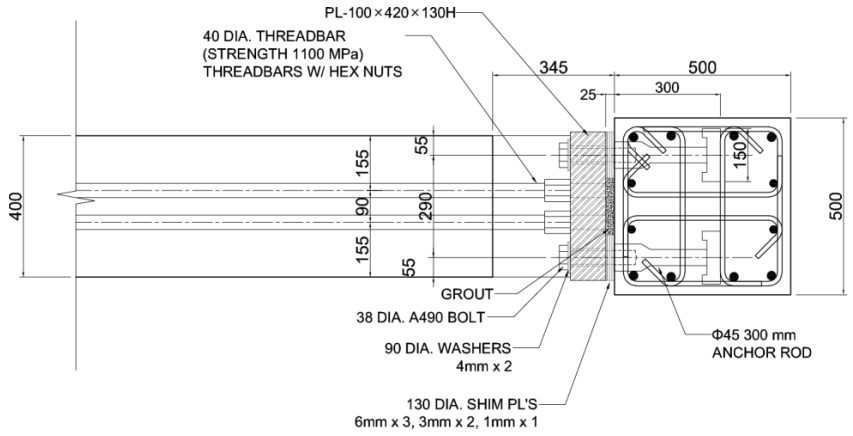


그림 4.13 PC1-T 상세2 (단위: mm)

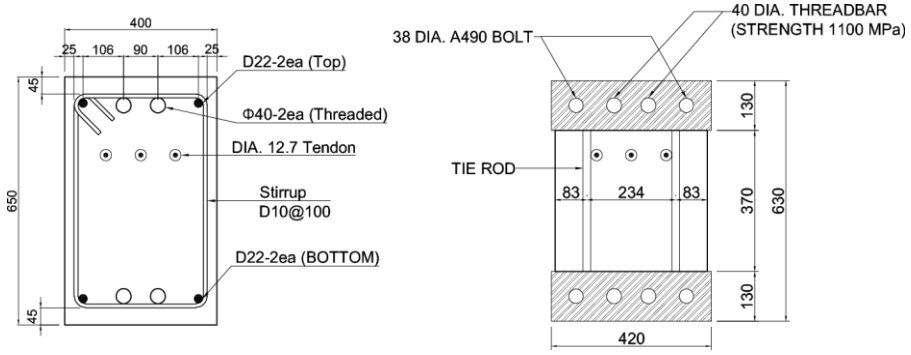


그림 4.14 PC1-T 보 단면도 (단위: mm)

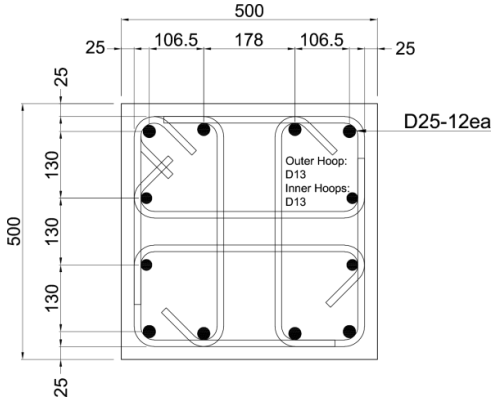


그림 4.15 PC1-T 기둥 단면도 (단위: mm)

4.3.4 PC1S

PC1S 시험체의 도면은 그림 4.16~4.20과 같다. 기둥 500×500mm 보 400×650mm의 크기이며 개발된 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부가 사용되었다. PC1과 동일하게 보와 기둥을 분리 타설하여 양생 후 조립하는 건식공법이 사용되었다. 지름이 35mm인 Anchor rod를 사용하여 PC1 보다 모멘트 강도를 작게 하였다. 이는 보다 작은 모멘트 강도가 필요한 접합부에 강재의 양을 줄임으로써 비용을 절약하기 위함이다. 기둥의 횡보강근은 특수모멘트골조의 구조기준을 준수하여 설계하였다.

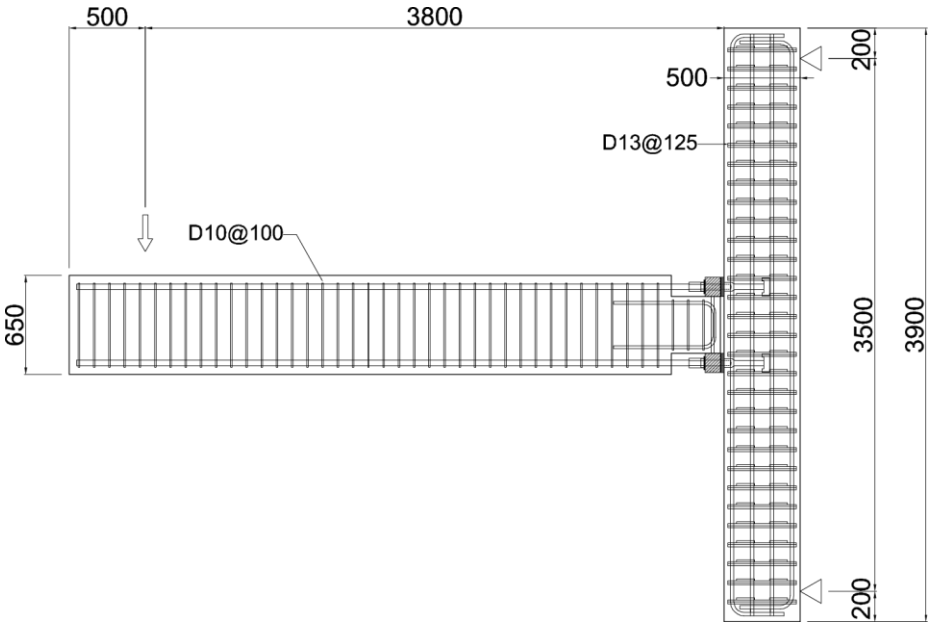


그림 4.16 PC1S 입면도 (단위: mm)

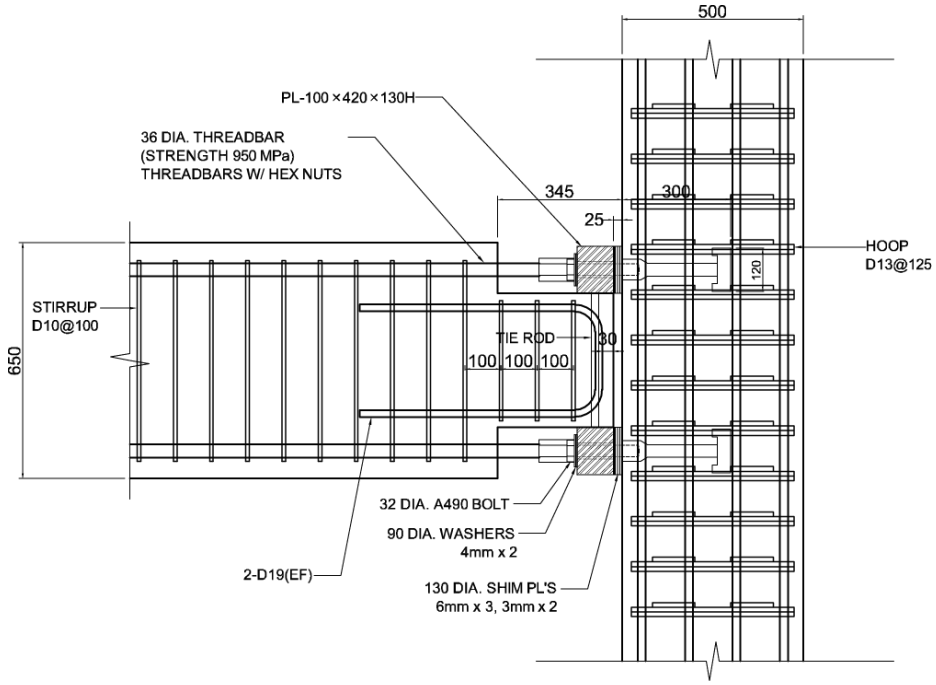


그림 4.17 PC1S 상세1 (단위: mm)

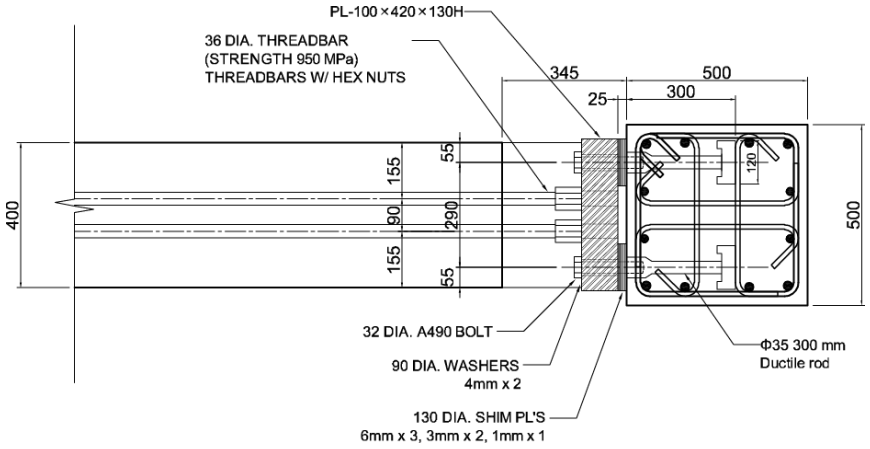


그림 4.18 PC1S 상세2 (단위: mm)

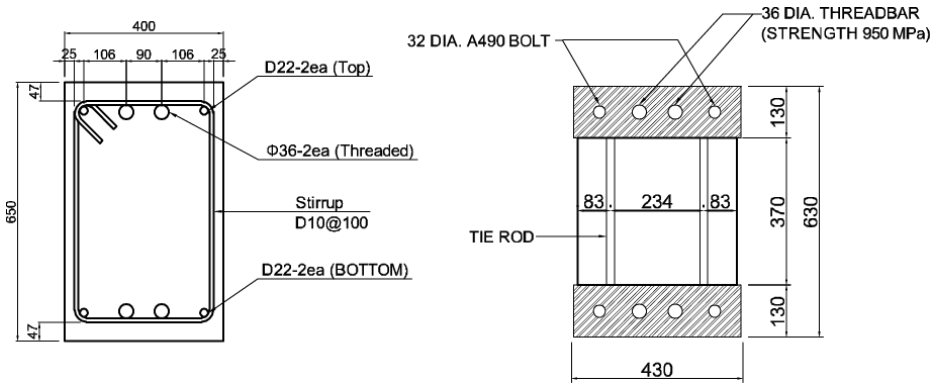


그림 4.19 PC1S 보 단면도 (단위: mm)

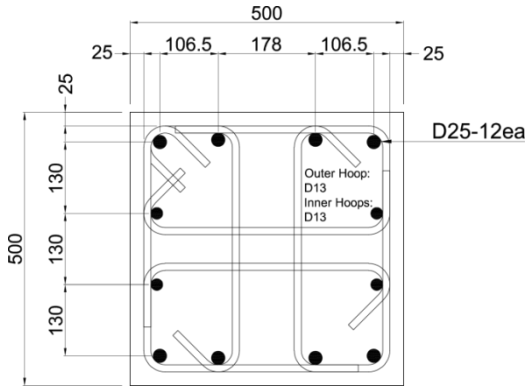


그림 4.20 PC1S 기둥 단면도 (단위: mm)

기둥의 주근 및 전단철근은 PC1와 동일하게 배근되었다. Anchor rod의 지름이 작은 것이 사용되었기 때문에 고장력 볼트와 고강도 이형강봉 또한 PC1, PC1-T에 사용된 것보다 작은 지름 32mm 볼트와 지름 36mm인 고강도 이형강봉이 사용되었다.

4.3.5 RC2

RC2 실험체의 도면은 그림 3.21~3.23과 같다. 기둥 700×700mm, 보 500×700mm의 크기이며 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부가 사용된 실험체와 구조적 거동을 비교·분석하기 위해 제작하였다.

기존의 현장타설 콘크리트와 동일한 방법으로 보-기둥 일체식으로 제작, 타설하였다. D29 철근 8개를 2열로 보 상·하부에 배치하였으며 기둥의 횡보강근은 특수모멘트골조의 구조기준을 준수하여 설계하였다.

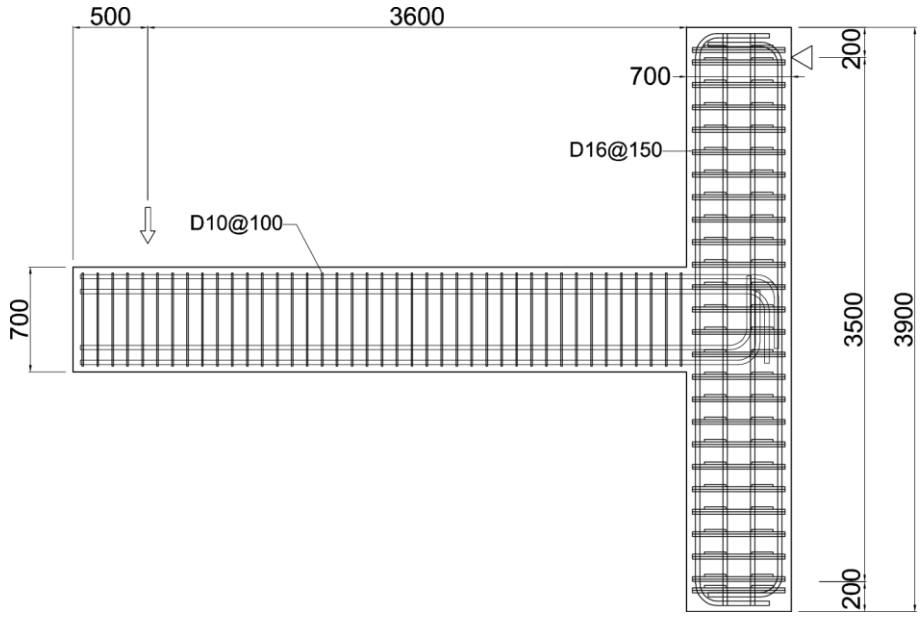


그림 4.21 RC2 입면도 (단위: mm)

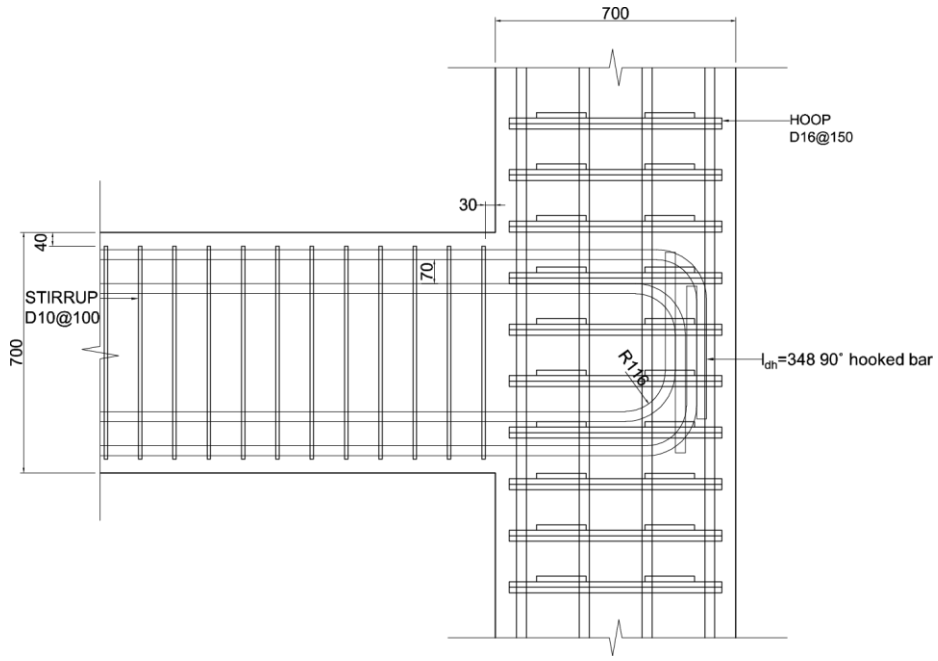


그림 4.22 RC2 상세 (단위: mm)

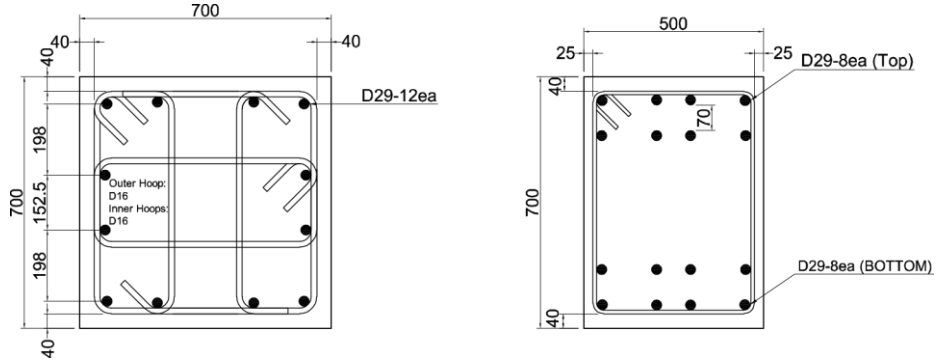


그림 4.23 RC1 기둥, 보 단면도 (단위: mm)

4.3.6 PC2

PC2 시험체의 도면은 그림 4.24~4.28과 같다. 기둥 700×700mm, 보 500×600mm의 크기이며 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부가 사용되었다.

보와 기둥을 분리 타설하여 양생 후 조립하는 건식공법이 사용되었다. 지름 45mm, 길이 400mm Anchor rod 3개를 보 상·하부에 배치하여 PC1보다 모멘트 강도를 크게 가지도록 제작하였다. 기둥의 횡보강근은 특수모멘트골조의 구조기준을 준수하여 설계하였다.

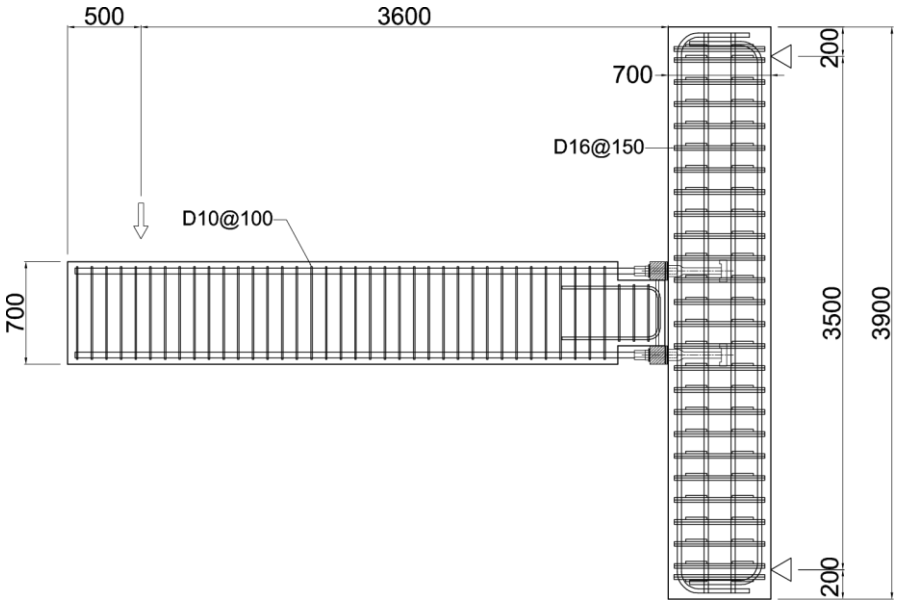


그림 4.24 PC2 입면도 (단위: mm)

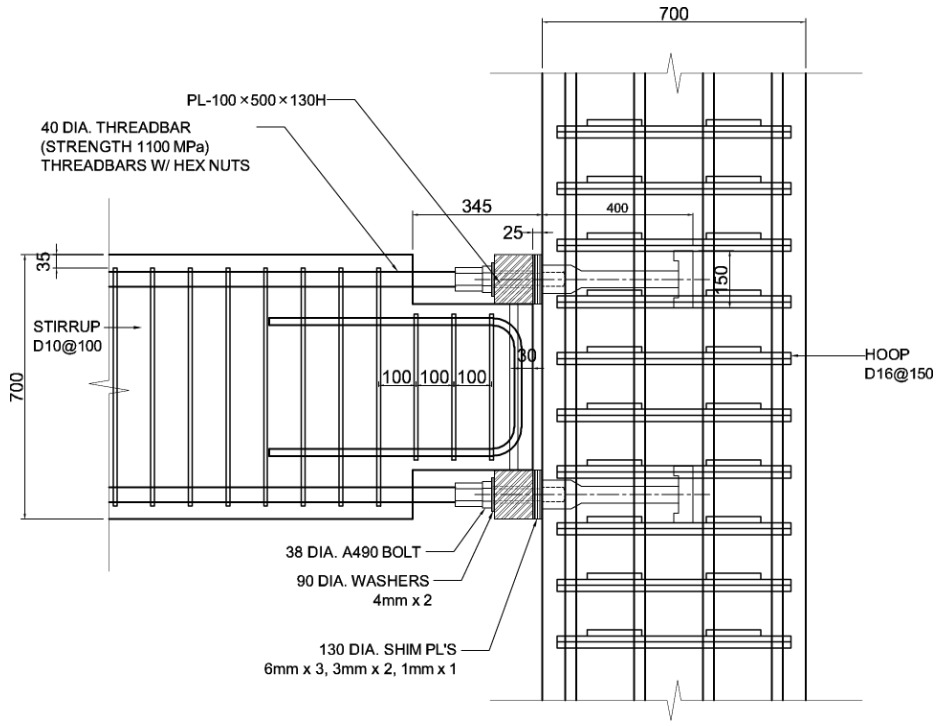


그림 4.25 PC2 상세1 (단위: mm)

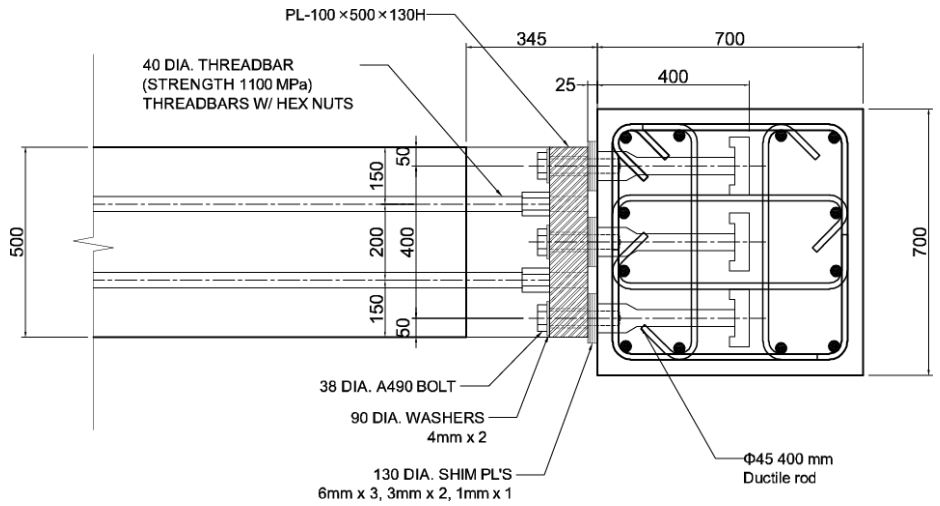


그림 4.26 PC2 상세2 (단위: mm)

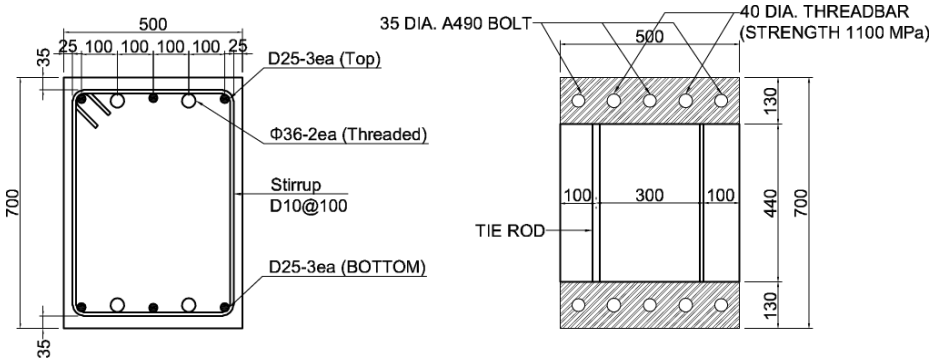


그림 4.27 PC2 보 단면도 (단위: mm)

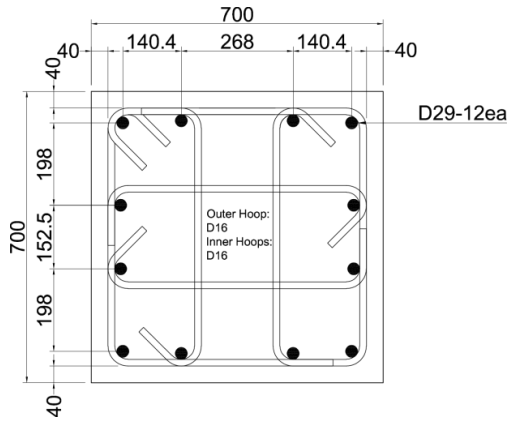


그림 4.28 PC2 기둥 단면도 (단위: mm)

기둥의 크기가 PC1, PC1-T보다 크기 때문에 panel zone의 압축대의 위치가 달라지게 된다. 그러므로 Anchor rod의 해드 부분을 압축대에 위치시키기 위해 Anchor rod의 길이를 PC1, PC1-T에 사용된 300mm 보다 긴 400mm로 제작하였다.

4.3.7 PC2-T

PC2-T 시험체의 도면은 그림 4.29~4.33과 같다. 기둥 700×700mm, 보 500×700mm의 크기이며 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부가 사용되었고 철근과 고강도 이형강봉 이외에 강연선을 추가하여 접합부의 모멘트 강도 및 보와 기둥의 부착력을 증가시켜 PC2와의 구조적 거동을 비교·분석하기 위해 제작하였다.

PC2와 마찬가지로 보와 기둥을 분리 타설하여 양생 후 조립하는 건식공법이 사용되었으며 타설 전 보와 기둥을 관통하는 관을 삽입한 후 조립 후 강연선을 긴장하는 포스트텐션 공법을 적용하였다. 보와 기둥이 접하는 면에서 강연선의 압축력을 효율적으로 전달하기 위해 그라우팅을 실시하였고 실험 약 30일 전 강연선 긴장을 실시하였다. 지름 45mm, 길이 400mm의 Anchor rod 2개를 보 상·하부에 배치하였으며 기둥의 횡보강근은 특수모멘트골조의 구조기준을 준수하여 설계하였다.

PC1-T와 동일하게 강연선은 실무자의 요구에 따라 단부의 부모멘트 강도 향상을 위해 보의 중심보다 상부에 위치시켜 설계하였다. 강연선은 시험체 모멘트강도의 증가와 함께 프리캐스트 콘크리트 보와 기둥의 일체화 향상의 효과도 기대할 수 있다. 강연선 긴장 후 정착부의 콘크리트 파괴를 방지하기 위해 철판을 설치한 후 긴장 및 정착을 실시하였다. 강연선의 긴장력 측정을 위해 도넛 로드셀을 설치하였으며 강연선의 긴장 결과는 5장에 나타내었다.

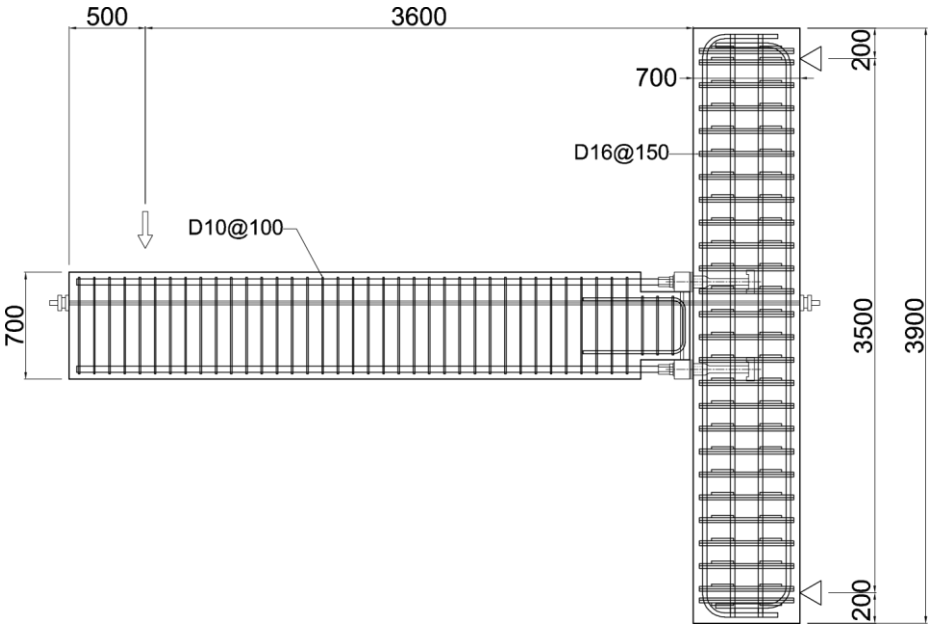


그림 4.29 PC2-T 입면도 (단위: mm)

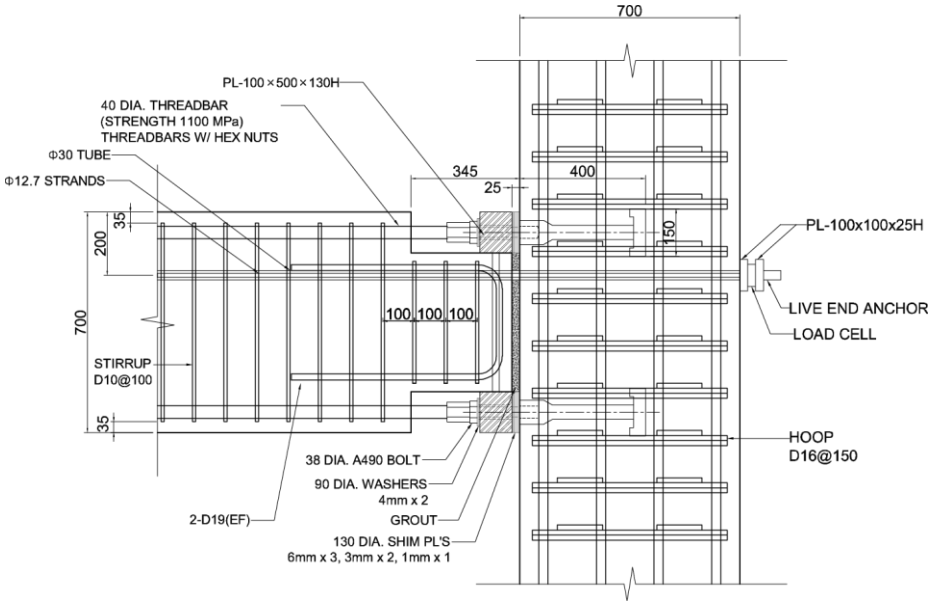


그림 4.30 PC2-T 상세1 (단위: mm)

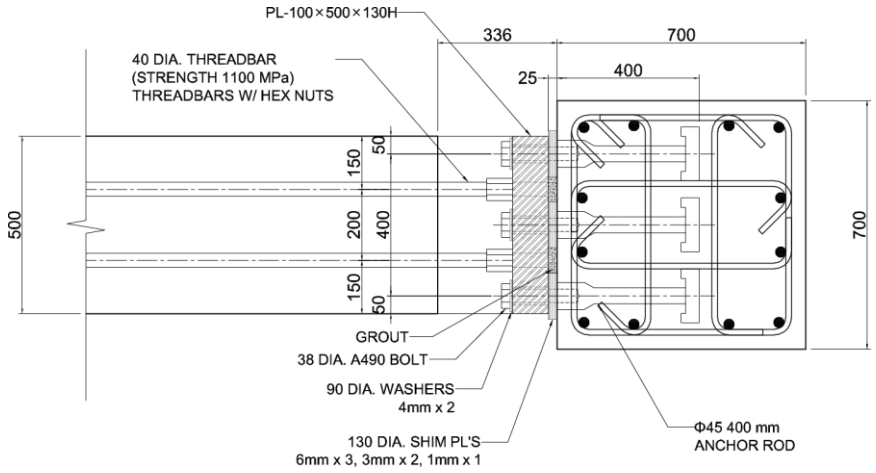


그림 4.31 PC2-T 상세2 (단위: mm)

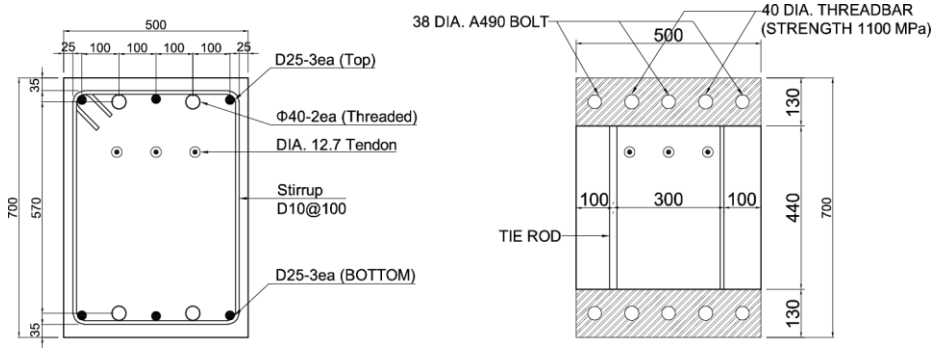


그림 4.32 PC2-T 보 단면도 (단위: mm)

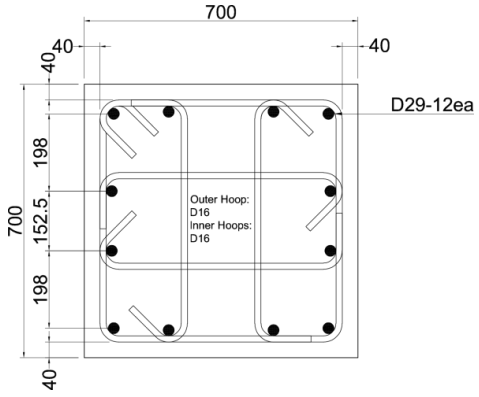


그림 4.33 PC2-T 기둥 단면도 (단위: mm)

4.4 시험체 파괴 메커니즘

4.4.1 RC1, RC2 시험체 파괴 메커니즘

현장타설 콘크리트 공법을 사용하여 일체식 보-기둥 접합부로 제작된 RC1, RC2 시험체는 강 기둥 약 보로 설계되었다. 그림 4.34와 같이 보의 주근이 가장 먼저 항복강도에 도달한다. RC1 시험체는 접합부의 전단강도(V_n)가 접합부에 작용하는 전단력(V_j)과 거의 같게 설계되었기 때문에(V_j/V_n=0.95) 최종적으로는 접합부 전단파괴가 발생할 것으로 예상된다. 반면, RC2 시험체는 접합부가 안전율을 고려하여 설계되었기 때문에 접합부 전단파괴는 발생하지 않을 것으로 예상된다.

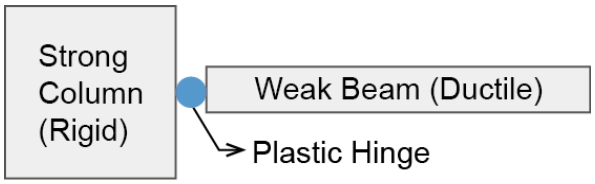


그림 4.34 RC1, RC2 파괴 메커니즘

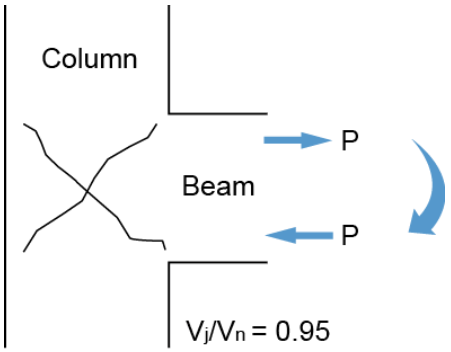


그림 4.35 RC1 파괴 메커니즘

4.4.2 PC 시험체 파괴 메커니즘

볼트 접합을 사용하여 제작된 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부 시험체는 그림 4.36과 같이 Anchor rod가 항복강도에 가장 먼저 도달하게 된다. Anchor rod가 항복 이후 연성적인 거동을 보일 때까지도 보는 탄성상태를 유지하게 하여 구조물의 모든 변형과 소성현상을 Anchor rod에 집중되도록 한다.

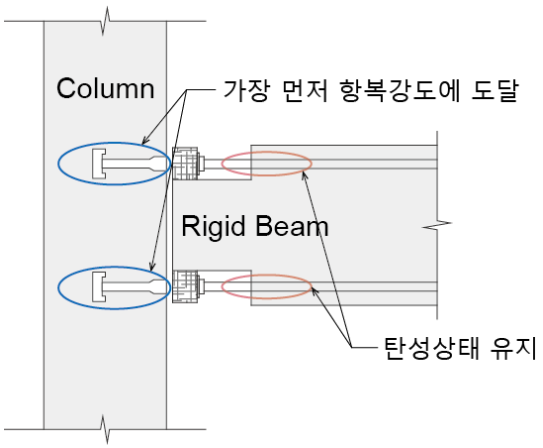


그림 4.36 PC 시험체 파괴 메커니즘

길이 300mm, 400mm인 Anchor rod는 각각 층간변위비 1%, 1.2%에서 항복할 것으로 예상되며 이는 식 (4-7), (4-8)에 나타내었다. 초기 변형에서는 전체 층간변위비에 Anchor rod의 변형에 의한 슬립이 관여하는 비율이 약 10%라고 가정하였으며, Anchor rod의 항복 시 변형률은 0.002를 사용하였다.

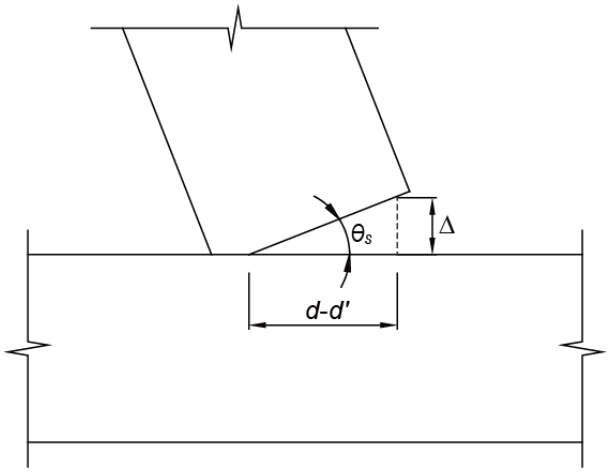


그림 4.37 시험체 변형 메커니즘

$$\frac{\Delta}{l} = 0.002 \qquad (4-7)$$

$$\Delta = \frac{\theta_s}{10}(d - d') \qquad (4-8)$$

여기서, $d-d'$: Anchor rod 중심 간 거리

θ_s : Anchor rod 항복 시 Slip으로 인한 회전각

l : 헤드를 제외한 Anchor rod 길이

Δ : Slip에 의한 Anchor rod 변형길이

PC1, PC1-T는 RC1과 마찬가지로 접합부 전단강도가 안전율을 고려하지 않고 설계되었기 때문에 최종적으로 접합부 전단파괴양상을 보일 것으로 예상된다.

4.5 실험장치 및 실험방법

4.5.1 설치계획

본 연구의 실험은 수원에 위치한 대우건설기술연구원에서 수행되었다. 시험체는 그림 4.37에서와 같이 보의 모멘트 작용에 의해 기둥 양 단부가 회전하도록 지점 상·하부 및 축방향에 힌지를 설치하여 양 단부의 경계조건을 핀으로 설정하였다. 보 가력 시 기둥의 미끄러짐을 방지하기 위하여 측면에 반력 프레임을 추가적으로 설치하였다. 보의 편심 및 시험체의 전도를 방지하기 위해 프레임과 볼지그를 부착하였다.

지점간의 거리는 3500mm, 가력부에서 보-기둥 접합부 까지의 거리는 시험체의 크기에 따라 3800mm 또는 3600mm로 설치하였다.

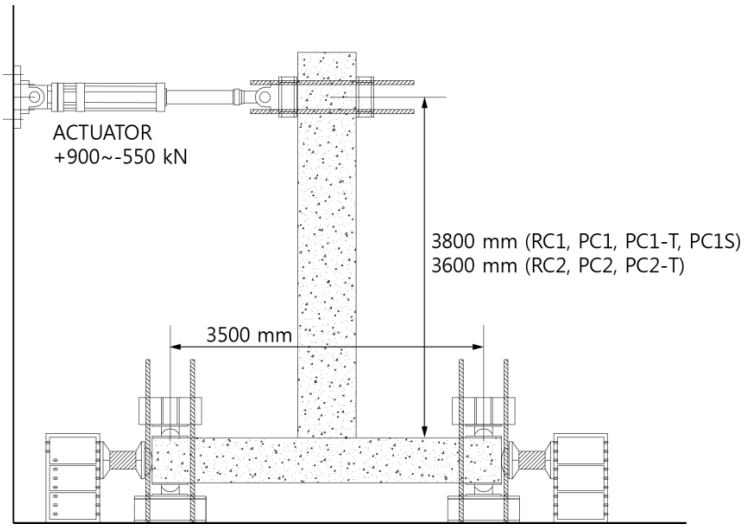


그림 4.38 시험체 설치계획

4.5.2 가력계획

가력기를 보 단부에 설치하여 변위제어방식으로 실험을 수행하였다. 용량 +900~−550kN, 스트로크 ±250mm인 가력기를 사용하였으며 가력속도는 변위에 따라 0.3~1.5mm/sec로 가력하였다. 전 시험체 기둥에 축하중은 가하지 않았지만 반력프레임의 설치로 인해 약간의 하중이 가해졌으며 그 값은 하중계로 측정하였다.

각 횡변위각을 기준으로 3 Cycle씩 정·부 방향으로 반복 가력하였다. 가력초기에는 0.25%씩 변위를 증가시키고 이후에는 0.5%, 1%씩 변위를 증가시켜 최대 5%의 변위가 발생할 때까지 가력하였다. 최대하중의 20% 이상 내력이 감소하면 시험체가 파괴된 것으로 간주하고 가력을 멈추었다. 시험체 가력계획은 그림 4.38, 표 4.3, 표 4.4에 나타내었다.

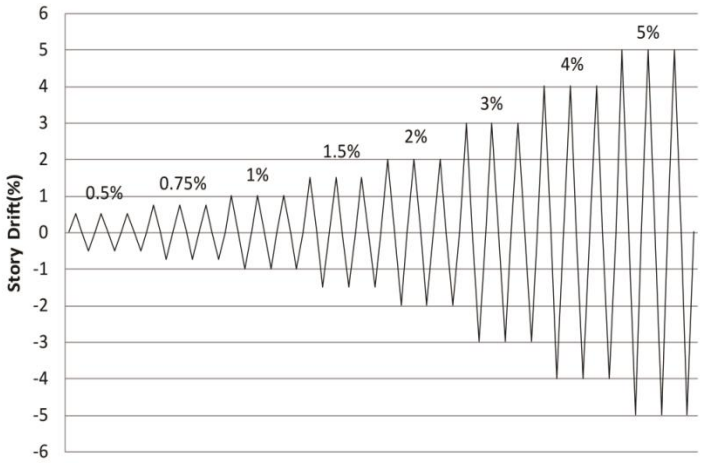


그림 4.39 시험체 가력계획

표 4.3 시험체 가력계획 (RC1, PC1, PC1-T, PC1S)

Number of cycle	Story drift [%]	Displacement [mm]
3	0.5	20.25
3	0.75	30.375
3	1	40.5
3	1.5	60.75
3	2	81
3	3	121.5
3	4	162
3	5	202.5

표 4.4 시험체 가력계획 (RC2, PC2, PC2-T)

Number of cycle	Story drift [%]	Displacement [mm]
3	0.5	19.75
3	0.75	29.625
3	1	39.5
3	1.5	59.25
3	2	79
3	3	118.5
3	4	158
3	5	197.5

4.5.3 측정계획

부재의 변형은 변위계와 스트레인게이지를 설치하여 측정하였다. 변위계 설치계획은 그림 4.39와 같다. 가력부의 변위측정 외에 보 중앙부의 변위를 직접 측정하기 위해 보 중앙부에 줄변위계를 설치하였으며 보-기둥 접합부의 변위(조인트 부분), 보 끝단의 변위 그리고 가력시 기둥측면의 슬립발생으로 인한 변위를 측정하기 위해

보 단부에 4개, 접합부에 4개, 기둥 측면, 하부에 2개씩 총 12개의 변위계를 설치하였다. 그리고 강연선이 사용되는 시험체에는 강연선의 긴장 후 압축력을 측정하기 위해 도넛 로드셀을 설치하였으며 시험체 가력시 기둥에 가해지는 축력을 측정하기 위해 기둥측면에 로드셀을 설치하였다.

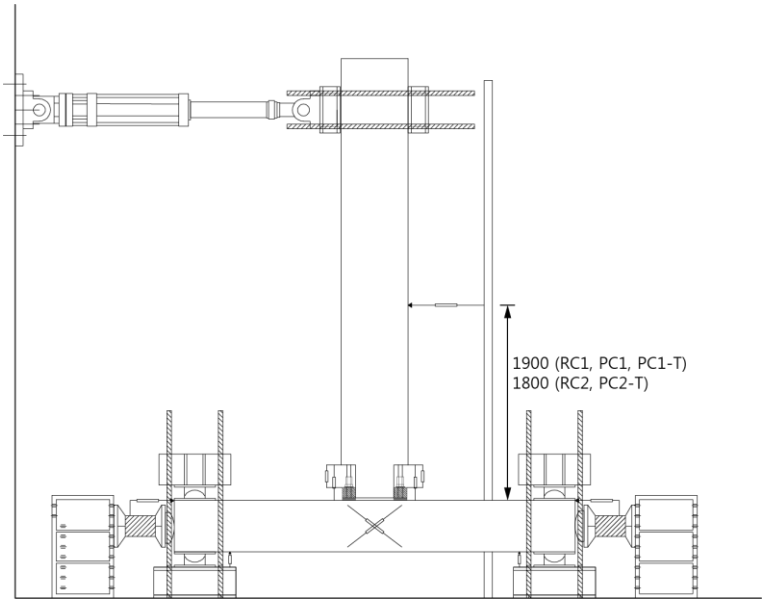


그림 4.40 변위계 설치도 (단위: mm)

스트레인게이지는 Anchor rod와 기둥의 전단철근에 콘크리트 타설 전 부착하였다. 보-기둥 접합부의 횡보강근, 보의 주철근, 고강도 이형강봉에도 스트레인 게이지를 부착하여 변형률을 측정하였다. 스트레인 게이지의 부착위치는 그림 4.40~4.46에 나타내었다.

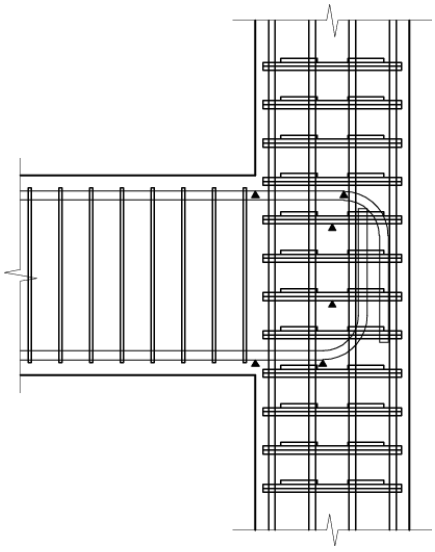


그림 4.41 RC1 Strain Gauge

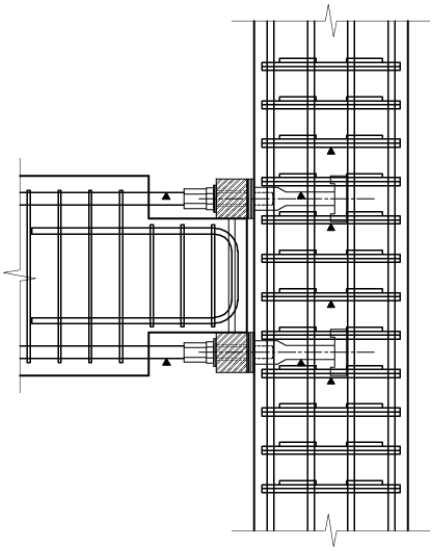


그림 4.42 PC1 Strain Gauge

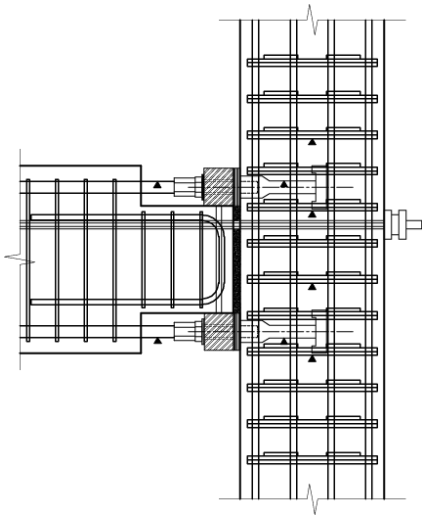


그림 4.43 PC1-T Strain Gauge

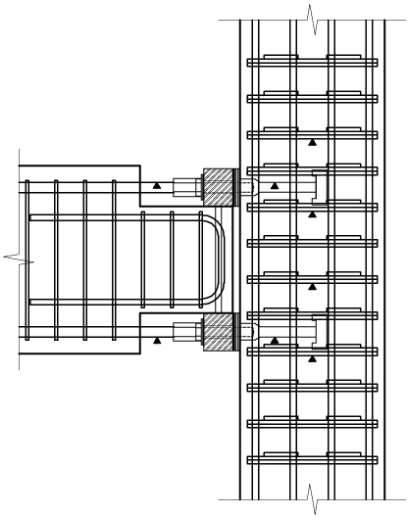


그림 4.44 PC1S Strain Gauge

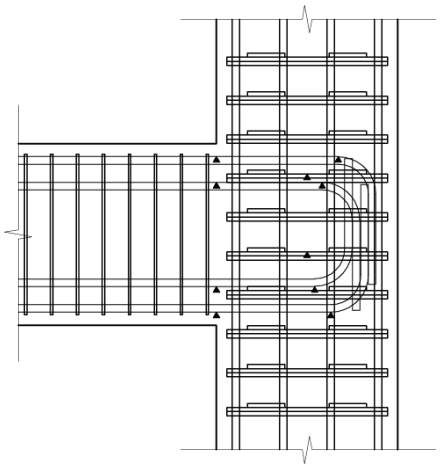


그림 4.45 RC2 Strain Gauge

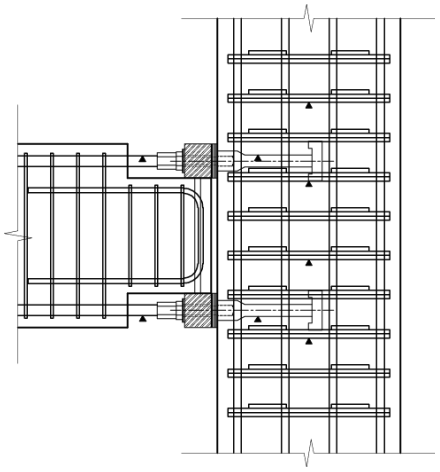


그림 4.46 PC2 Strain Gauge

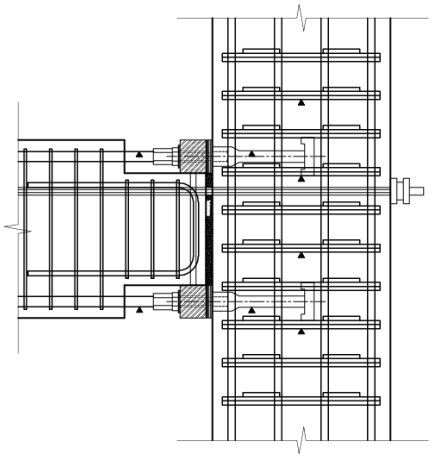


그림 4.47 PC2-T Strain Gauge

5 사용재료 및 재료특성

5.1 콘크리트

본 연구에서는 콘크리트 압축강도 35Mpa을 목표로 배합하였다. 지름 100 mm, 높이 200 mm의 공시체를 제작하여 콘크리트 압축강도시험, 콘크리트 인장강도시험을 수행하였다. 공시체는 타설 일자별로 제작하였으며 실험 당일 콘크리트 시험을 수행하는 것을 원칙으로 하였다. 단, 타설 일자가 동일하고 실험일자가 2일 이상 차이 나지 않는 시험체에 대해서는 콘크리트 시험을 한번만 수행하였다. 콘크리트 시험을 한 번 수행할 때 압축강도시험 3번, 인장강도시험 2번을 실시하였으며 각 시험의 결과는 그림 5.1~5.6에 나타내었다.

콘크리트 압축강도 및 인장강도시험 결과를 나타낸 그래프는 일반적인 강성값을 기준으로 변형률을 보정하였으며, 콘크리트 시험을 통해 정확히 알 수 있는 f_{ck}(압축강도)와 f_{ct}(인장강도)만을 참조하였다.

콘크리트는 모두 동일한 배합으로 토암 콘크리트 주문한 레디믹스 콘크리트를 사용하였다. 압축강도 35Mpa을 목표로 배합하였고, 압축강도 시험결과 모든 시험체의 콘크리트 압축강도는 35Mpa을 상회하였다.

RC1 시험체의 콘크리트 시험 결과, 압축강도는 평균 38.3MPa, 인장강도는 평균 3.34MPa을 나타내었다.

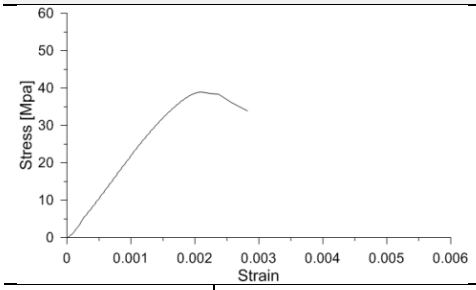
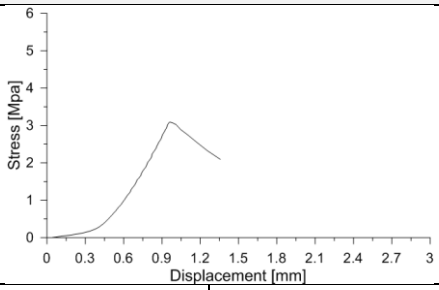
압축강도시험		인장강도시험	
			
시험번호	f_{ck} [MPa]	시험번호	f_{ct} [MPa]
1	38.44	1	3.09
2	38.39	2	3.58
3	38.06		
평균	38.3	평균	3.34

그림 5.1 RC1 콘크리트 시험결과

PC1 시험체의 콘크리트 시험 결과, 압축강도는 평균 38.49MPa, 인장강도는 평균 5.54MPa을 나타내었다.

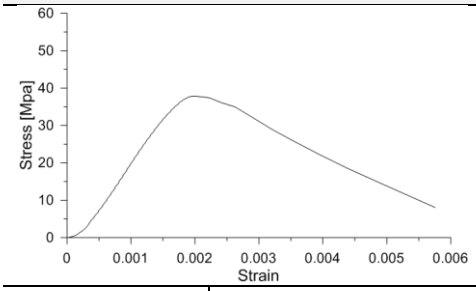
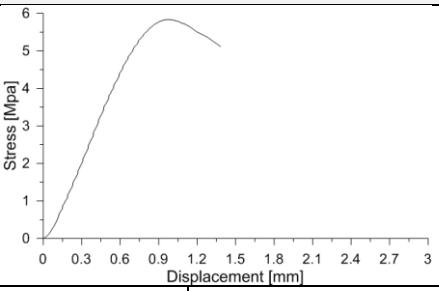
압축강도시험		인장강도시험	
			
시험번호	f_{ck} [MPa]	시험번호	f_{ct} [MPa]
1	37.88	1	5.83
2	43.18	2	5.25
3	34.4		
평균	38.49	평균	5.54

그림 5.2 PC1 콘크리트 시험결과

PC1-T 시험체의 콘크리트 시험 결과, 압축강도는 평균 36.87MPa, 인장강도는 평균 3.18MPa을 나타내었다.

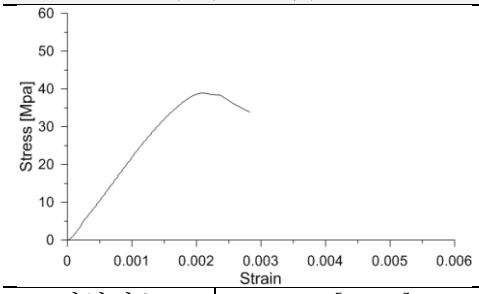
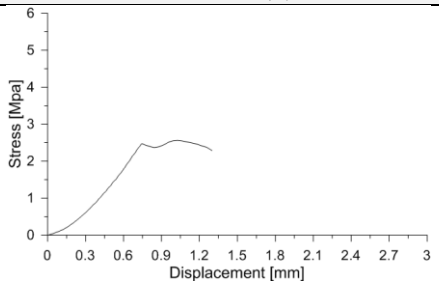
압축강도시험		인장강도시험	
			
시험번호	f_{ck} [MPa]	시험번호	f_{ct} [MPa]
1	37.24	1	2.56
2	38.92	2	3.8
3	34.43		
평균	36.87	평균	3.18

그림 5.3 PC1-T 콘크리트 시험결과

PC1S 시험체의 콘크리트 시험 결과, 압축강도는 평균 42.45MPa, 인장강도는 평균 2.20MPa을 나타내었다.

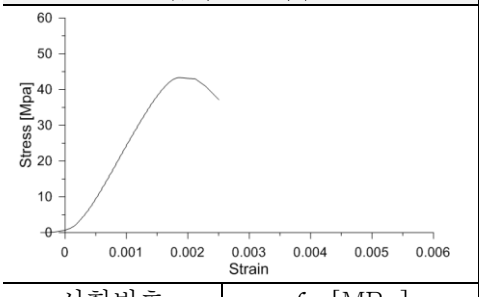
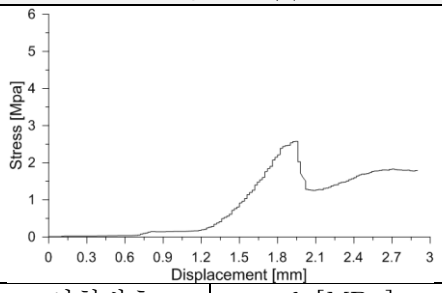
압축강도시험		인장강도시험	
			
시험번호	f_{ck} [MPa]	시험번호	f_{ct} [MPa]
1	43.32	1	2.58
2	40.04	2	1.83
3	43.99		
평균	42.45	평균	2.20

그림 5.4 PC1S 콘크리트 시험결과

RC2, PC2 시험체의 콘크리트 시험 결과, 압축강도는 평균 36.87MPa, 인장강도는 평균 3.18MPa을 나타내었다.

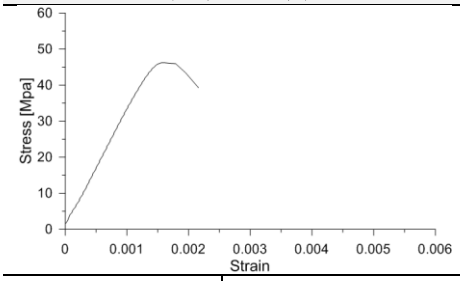
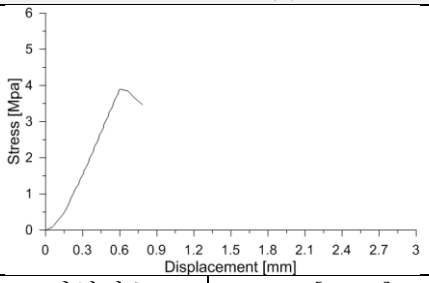
압축강도시험		인장강도시험	
			
시험번호	f_{ck} [MPa]	시험번호	f_{ct} [MPa]
1	46.23	1	3.9
2	39.26	2	2.73
3	45.43		
평균	43.64	평균	3.32

그림 5.5 RC2, PC2 콘크리트 시험결과

PC2-T 시험체의 콘크리트 시험 결과, 압축강도는 평균 36.87MPa, 인장강도는 평균 3.18MPa을 나타내었다.

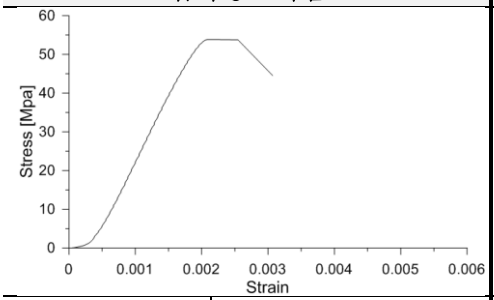
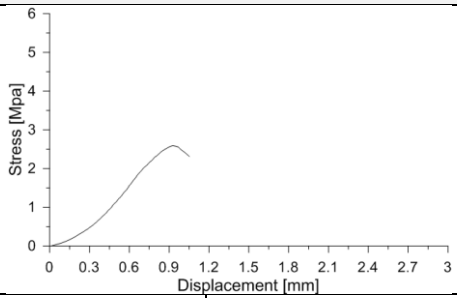
압축강도시험		인장강도시험	
			
시험번호	f_{ck} [MPa]	시험번호	f_{ct} [MPa]
1	53.85	1	2.59
2	54.36	2	3.85
3	54.01		
평균	54.07	평균	3.22

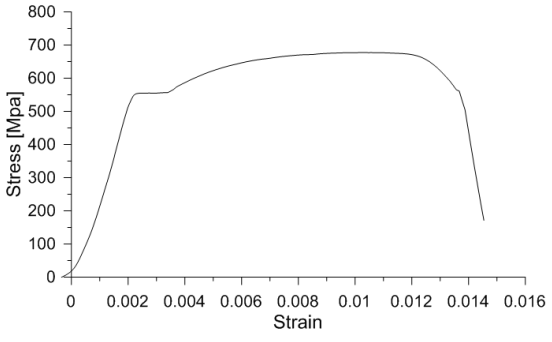
그림 5.6 PC2-T 콘크리트 시험결과

5.2 철근 및 강재

PC와 RC 시험체에 사용된 재료는 D10, D13, D16, D19, D22, D25, D29 철근, Grade 270 지름 12.7mm 강연선, Anchor rod, 고강도 이형강봉이다. Anchor rod는 한국건설재료시험원, 고강도 이형강봉은 한국화학융합시험연구원에서 수행하였다.

5.2.1 이형철근

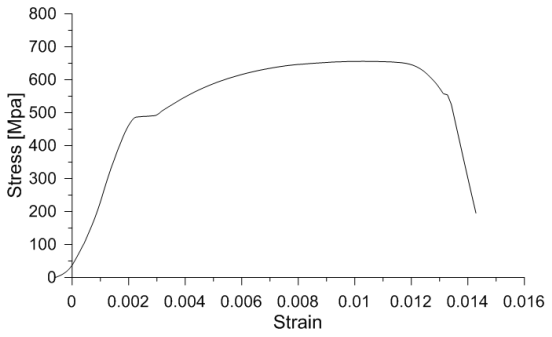
본 연구에서는 SD400 이형철근을 사용하였다. 인장시험의 결과를 나타낸 그래프는 강재의 강성에 근거하여 변형률을 수정하였으며, 인장시험을 통해 정확히 알 수 있는 f_y(항복강도)와 f_u(인장강도)만을 참조하였다. 주근으로 사용된 철근은 그래프, 항복강도와 인장강도를 그림 5.7~5.9에 나타내었고 그 외 철근은 항복강도와 인장강도를 표 5.1에 나타내었다.



시험 번호	항복강도 (f_y)	인장강도 (f_u)
1	553.6	677.4
2	554	675.79
3	556.9	677.86
평균	554.83	677.02

단위: MPa

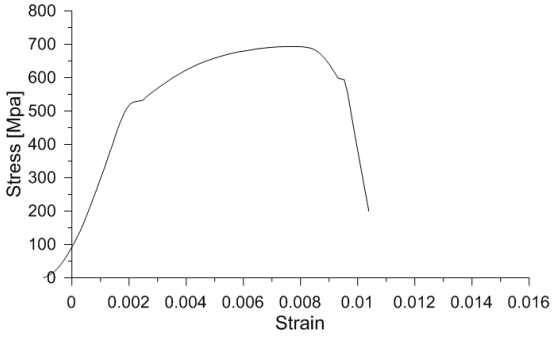
그림 5.7 D22 인장시험 결과



시험 번호	항복강도 (f_y)	인장강도 (f_u)
1	489.2	655.81
2	482	651.35
3	481.7	648.71
평균	484.3	651.96

단위: MPa

그림 5.8 D25 인장시험 결과



시험 번호	항복강도 (f_y)	인장강도 (f_u)
1	529	693.21
2	555	702.99
3	525.5	699.78
평균	536.5	698.66

단위: MPa

그림 5.9 D29 인장시험 결과

표 5.1 D10, D13, D16, D19 철근 인장시험결과

시험번호	철근종류	D10	D13	D16	D19
	단위	MPa	MPa	MPa	MPa
1	f_y	494.6	498.9	476.18	487.43
	f_u	631.99	638.12	624.22	620.84
2	f_y	480.86	502.76	471.25	497.70
	f_u	625.12	641.99	621.75	624.26
3	f_y	487.73	495.03	463.85	495.99
	f_u	618.25	642	616.82	622.55
평균	f_y	487.73	498.9	470.43	493.71
	f_u	625.12	640.7	620.93	622.55

5.2.2 고력볼트

본 실험에서 Anchor rod와 체결되는 고력볼트는 ASTM A490 볼트를 사용하였으며 PC1S 시험체에는 지름 32mm, 그 외 PC 시험체에는 지름 38mm의 볼트를 사용하였다. 고력볼트의 인장시험은 수행하지 않았으며 기존의 ASTM 규격을 참조하였다.

시험체 조립 시, Englekirk의 연구 및 실무자의 요구를 참고하여 볼트에 표준볼트장력의 25%의 장력을 도입하였으며 그에 해당하는 토크값은 RIST 강구조 연구소의 고력볼트 접합시공지침을 참고하였다. 시험체에 적용된 고력볼트 표준볼트장력과 토크값은 식 (5-1)~(5-5)을 사용하여 산정되었다.

$$T = K \cdot D \cdot N \tag{5-1}$$

$$N_{38} = 861.9\mathrm{Mpa} \times 1134\mathrm{mm}^2 = 997.4\mathrm{kN} \tag{5-2}$$

$$N_{32} = 861.9\mathrm{Mpa} \times 804\mathrm{mm}^2 = 692.9\mathrm{kN} \tag{5-3}$$

$$T_{38} = 0.15 \times 38\mathrm{mm} \times 977.4\mathrm{kN} \times 0.25 = 1392.8\mathrm{N \cdot m} \tag{5-4}$$

$$T_{32} = 0.15 \times 32\mathrm{mm} \times 692.9\mathrm{kN} \times 0.25 = 831.48\mathrm{N \cdot m} \tag{5-5}$$

여기서, T: 토크값

K: 토크계수

D: 볼트지름

N: 표준볼트장력

N_{38}: 지름 38mm A490 볼트 표준볼트장력

N_{32}: 지름 32mm A490 볼트 표준볼트장력

T_{38}: 지름 38mm A490 볼트 토크값

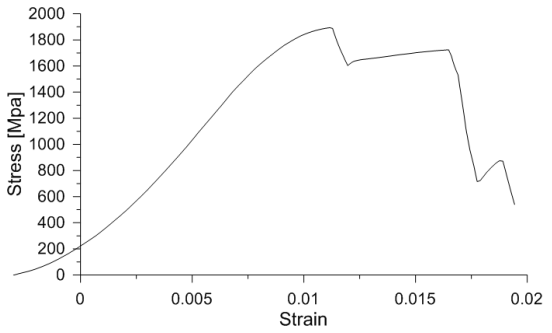
T_{32}: 지름 32mm A490 볼트 토크값

5.2.3 기타 강재

(1) Φ12.7 mm 강연선

본 실험에서는 7연선의 지름 12.7mm 강연선을 사용하였으며 인장시험결과는 그림 5.10에 나타내었다. 강연선의 응력계산 시 실제로 측정한 단면적인 102.13mm^{2}을 사용하였으며 변형률 값을 위해 그래프를 보정하였다. 항복강도는 인장강도의 90%로 산정하였다.

프리스트레싱 공법을 사용하였으며 인장강도의 약 85%까지 긴장하였으나 긴장 후 약 2달이 지난 후 실험이 진행되어 탄성수축과 크리프에 의한 긴장력의 손실이 발생하였다. 길이가 짧은 시험체에서 긴장력의 손실이 크게 나타났는데, 로드셀 측정결과 인장강도의 42%의 긴장력이었고, 재긴장 없이 그대로 실험이 수행되었다. 긴장 직후 강연선의 긴장력은 신장량 측정 및 로드셀을 통해 계산하였으며 표 5.2에 나타내었다.



시험 번호	항복강도 (f_y)	인장강도 (f_u)
1	1788.16	1986.84
2	1703.91	1893.24
3	1825.52	2028.36
평균	1703.91	1893.24

단위: MPa

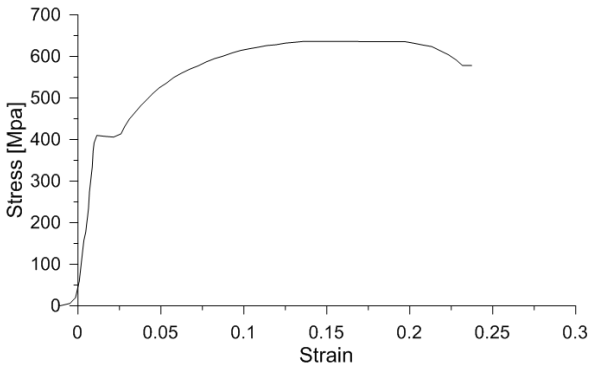
그림 5.10 Φ12.7mm 강연선 인장시험 결과

표 5.2 Anchor rod 인장시험 결과

시험체명	강연선 No.	길이 Δ [mm]	신장량 δ [mm]	신장량 P_i [tf]	로드셀 P_i [tf]	로드셀 P_e [tf]
PC1-T	1	5289	36	13.17	16.72, 16.38	8
	2	5289	36	13.17	16.98, 16.34	8.04
	3	5289	36	13.17	16.62, 16.14	8.11
PC2-T	1	5290	36	13.7	17.34, 16.48	8.05
	2	5283	37	14.1	17.56, 16.9	8.19
	3	5288	36	13.7	17.2, 16.64	8.07

(2) Anchor rod

본 연구에 사용된 Anchor rod는 S45C를 사용하여 국내에서 제작하였다. Anchor rod의 인장시험은 한국건설재료시험원에서 수행하였으며 시험결과는 그림 5.11에 나타내었다. Anchor rod의 인장시험 결과는 변형률의 영점 조정하여 나타내었다.



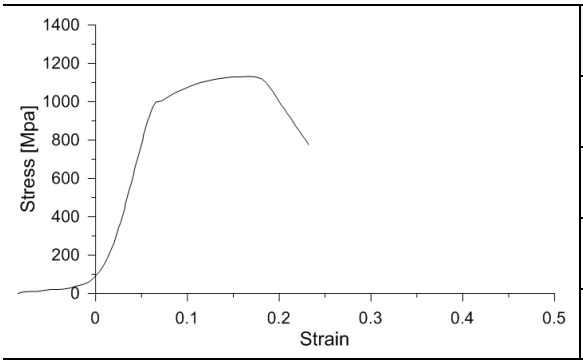
시험번호	항복강도(f_y)	인장강도(f_u)
1	413.67	642.653

단위: MPa

그림 5.11 Anchor rod 인장시험 결과

(3) 고강도 이형강봉

고강도 이형강봉의 인장시험은 한국화학융합시험연구원에서 수행하였으며 시험결과는 그림 5.12와 같다. 고강도 이형강봉의 시험결과는 변형률의 영점을 조절하여 나타내었다.



시험번호	항복강도(f_y)	인장강도(f_u)
1	1001	1129

단위: MPa

그림 5.12 고강도 이형강봉 인장시험 결과

6 시험체 제작

6.1 콘크리트 타설

시험체는 경기도 여주에 위치한 토탈피씨에서 2012년 12월 20일~26일에 타설되었다. 한 세트의 PC 보와 기둥은 같은 날 타설함을 원칙으로 하였다. 타설 시 콘크리트 공시체도 함께 제작하였으며 타설 후 1일 동안 증기양생을 실시한 후 거푸집을 탈형하였다. 시험체 타설일정은 표 6.1에 나타내었다.

표 6.1 시험체 타설일정

일자	RC1	PC1	PC1-T	PC2	RC2	PC3	PC3-T
12.20	√						
12.22				√	√	√	
12.24							√
12.26		√	√				

6.2 부속철물

시험체 제작에 사용된 철물은 그림 6.1~6.6과 같다. Anchor rod와 전달철물은 다성산업에서 제작하였으며 볼트와 고강도 이형강봉, Hex Nut는 기성제품을 사용하였다.

그림 6.1에 나타난 Anchor rod는 S45C를 사용하여 제작하였으며 그림 3.2에서와 같이 헤드 부분을 나사로 처리하여 분리되게 제작하였다.

그림 6.1 Anchor rod, 전달철물

그림 6.2 A490 Bolt

그림 6.3 고강도 이형강봉

그림 6.4 Hex Nut

그림 6.5 Shim plate

그림 6.6 강연선 정착구

6.3 시험체 제작과정

6.3.1 RC1

RC1 시험체 제작과정은 그림 6.7~6.12와 같다.

그림 6.7 RC1 철근조립

그림 6.8 RC1 게이지 작업

그림 6.9 RC1 콘크리트 타설

그림 6.10 RC1 공시체 제작

그림 6.11 RC1 타설완료

그림 6.12 RC1 제작완료

6.3.2 PC1

PC1 시험체의 제작과정은 그림 6.13~6.18과 같다.

그림 6.13 PC1 철근조립

그림 6.14 PC1 Anchor rod 조립

그림 6.15 PC1 철물조립

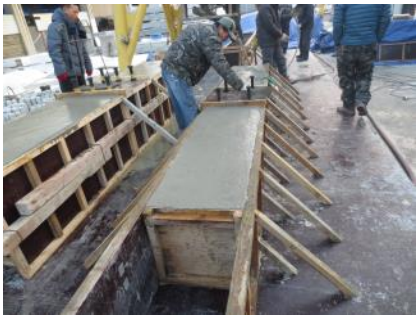


그림 6.16 PC1 제작완료

그림 6.17 PC1 공시체 제작

그림 6.18 PC1 조립

6.3.3 PC1-T

PC1-T 시험체의 제작과정은 그림 6.19~6.24와 같다.

그림 6.19 PC1-T 철근조립

그림 6.20 PC1-T 조립

그림 6.21 PC1-T 볼트조임

그림 6.22 PC1-T 그라우팅

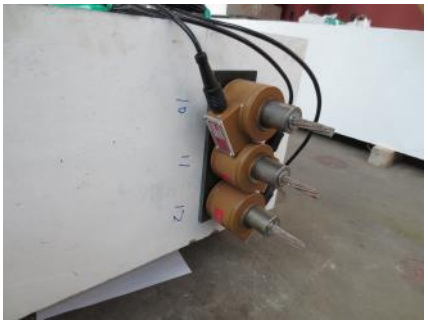


그림 6.23 PC1-T 강연선 긴장완료

그림 6.24 PC1-T 제작완료

6.3.4 PC1S

PC1S 시험체의 제작과정은 그림 6.25~6.30과 같다.

그림 6.25 PC1S 철근조립

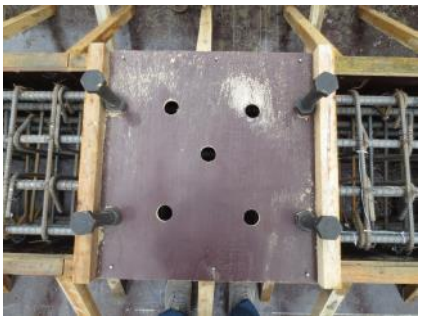


그림 6.26 PC1S 철물고정

그림 6.27 PC1S 콘크리트 타설

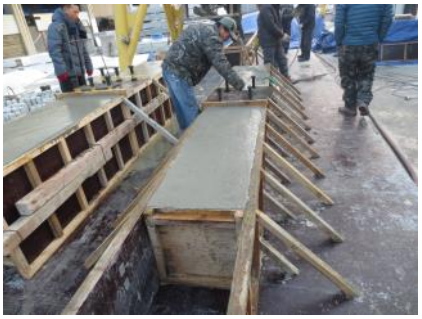


그림 6.28 PC1S 타설완료

그림 6.29 PC1S 볼트조임

그림 6.30 PC1S 제작완료

6.3.5 RC2

시험체 RC2의 제작과정은 그림 6.31~6.36과 같다.

그림 6.31 RC2 철근조립

그림 6.32 RC2 게이지 작업

그림 6.33 RC2 거푸집 제작

그림 6.34 RC2 콘크리트 타설

그림 6.35 RC2 공시체 제작

그림 6.36 RC2 제작완료

6.3.6 PC2

PC2 시험체의 제작과정은 그림 6.37~6.42와 같다

.

그림 6.37 PC2 철근조립

그림 6.38 PC2 거푸집 제작

그림 6.39 PC2 철물조립

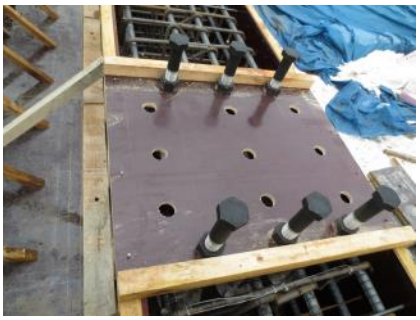


그림 6.40 PC2 철물고정

그림 6.41 PC2 콘크리트 타설

그림 6.42 PC2 제작완료

6.3.7 PC2-T

PC2-T 시험체의 제작과정은 그림 6.43~6.48과 같다.

그림 6.43 PC2-T 철근조립

그림 6.44 PC2-T 거푸집 제작

그림 6.45 PC2-T 철물조립

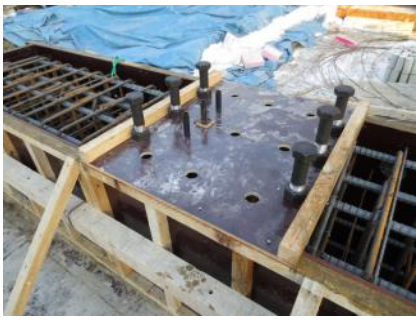


그림 6.46 PC2-T 철물고정

그림 6.47 PC2-T 콘크리트 타설

그림 6.48 PC2-T 제작완료

7 실험결과 및 분석

7.1 이력곡선

모든 시험체의 모멘트-층간변위 관계는 그림 7.1~7.7에 나타내었다. 실험결과에 의해 나타난 최대 모멘트와 설계 모멘트 강도와의 비교를 위해 강재인장시험과 콘크리트 압축강도시험 결과값을 이용하여 도출한 모멘트 강도를 함께 나타내었다.

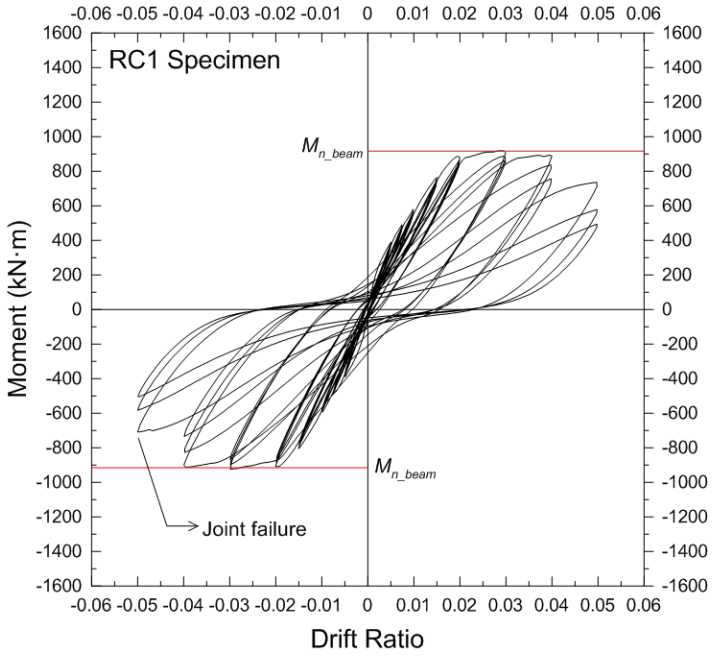


그림 7.1 RC1 모멘트-층간변위 곡선

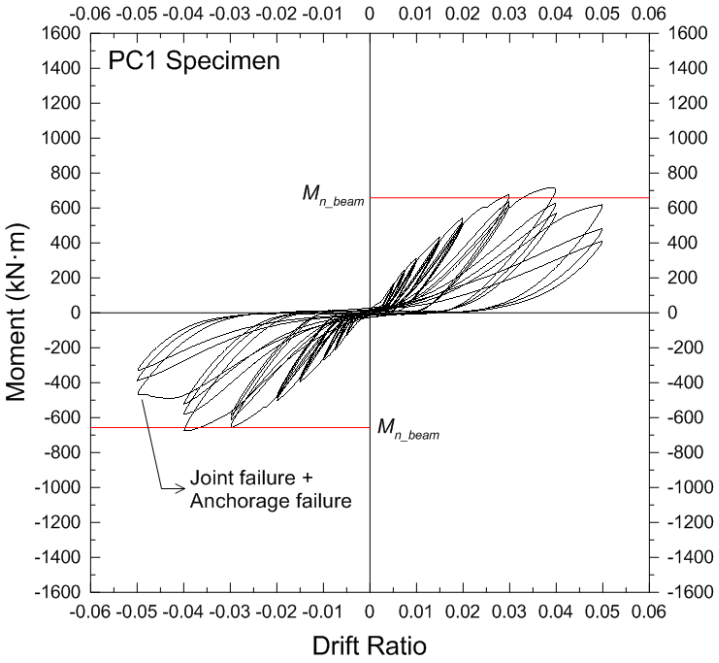


그림 7.2 PC1 모멘트-층간변위 곡선

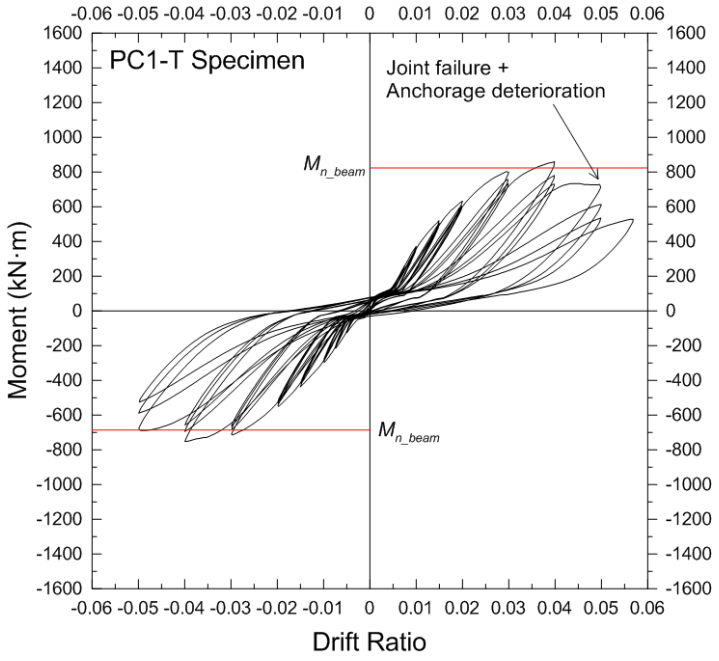


그림 7.3 PC1-T 모멘트-층간변위 곡선

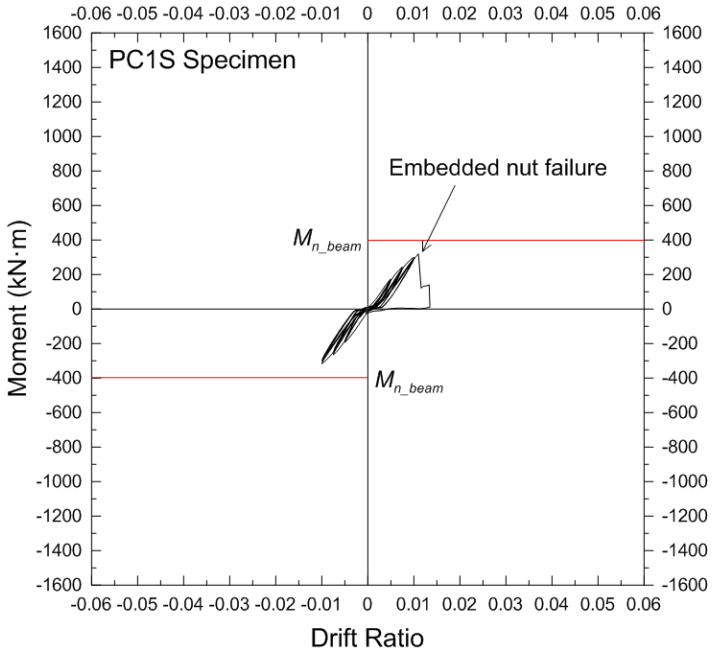


그림 7.4 PC1S 모멘트-층간변위 곡선

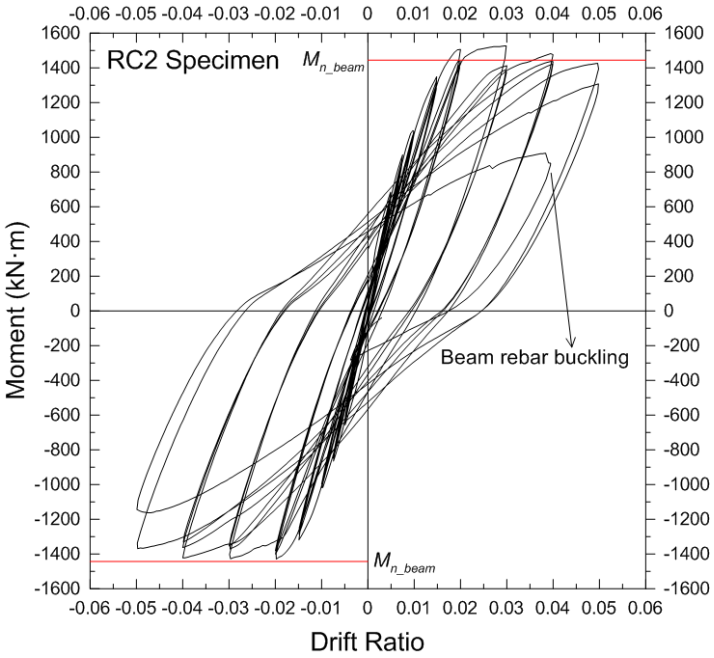


그림 7.5 RC2 모멘트-층간변위 곡선

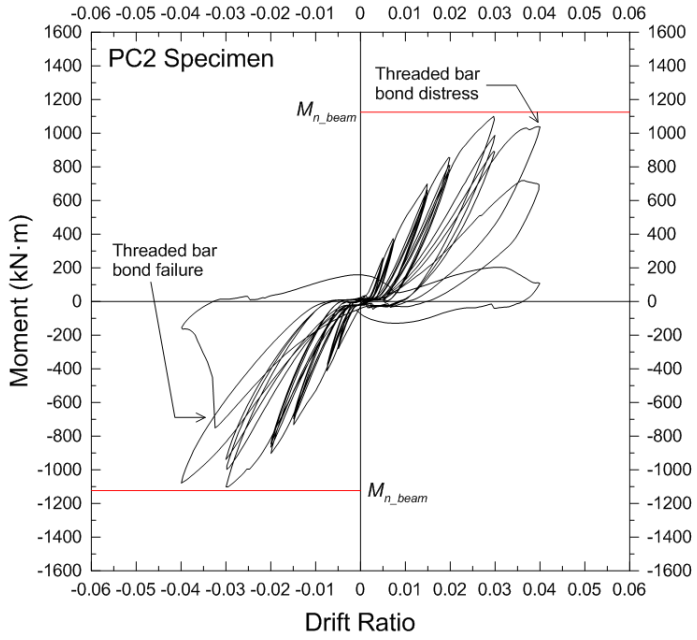


그림 7.6 PC2 모멘트-층간변위 곡선

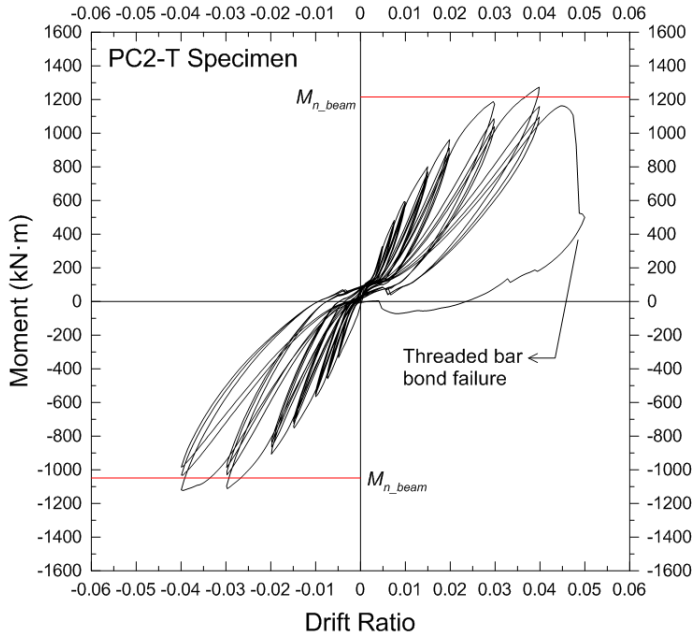


그림 7.7 PC2-T 모멘트-층간변위 곡선

모든 시험체는 동일한 변위에서 싸이클이 증가할수록 균열수와 균열폭의 증가로 인해 강성저하현상이 나타나고 있다. PC 시험체에서는 RC 시험체에 비해 슬립현상이 다소 발생하였다. 이는 RC 시험체와 달리 완전 건식공법으로 제작하여 고장력볼트로 접합한 구조 시스템에서 인장 시 보와 기둥에 이격이 발생하고 압축으로 전환될 때 보와 기둥이 다시 접합하면서 발생하는 것으로 관찰되었다. 강연선이 설치된 PC1-T, PC2-T 시험체에서는 프리스트레싱에 의한 복원력으로 인해 슬립현상이 감소하였다.

RC1, RC2 시험체 제작에 사용된 철근의 항복강도가 초기 설계강도 산정에 사용된 항복강도보다 약 20% 정도 크게 나왔기 때문에 실험결과에 나타난 최대 모멘트 강도는 RC 시험체가 PC 시험체보다 크게 나타났다. 하지만 조기 파괴된 PC1S, PC2 시험체를 제외한 모든 PC 시험체의 최대 모멘트는 각 시험체의 실제 재료의 시험결과를 이용하여 산출한 모멘트 강도를 상회하였다.

7.1.1 RC1, PC1, PC1-T, PC1S

RC1 시험체는 층간변위비 3%까지 내력이 증가하였고 최대 모멘트 918.23kN · m를 나타내었으며 이후 층간변위비 4%에서 서서히 강도가 저하되었다.

PC1 실험체는 층간변위비 4%까지 내력이 증가하였고 최대모멘트 713.3kN · m를 나타내었다. RC1 시험체와 비교했을 때, PC1 시험체는 접합부에서 핀칭현상이 많이 발생하였다.

PC1-T 시험체는 층간변위비 4%까지 내력이 증가하였다. 프리스트레싱 강연선이 상부에 위치해 있기 때문에 상부의 최대모멘트는 PC1 시험체보다 약 20% 증가한 859.33kN · m를 나타내었다. 프레스트레싱에 의한 복원력이 작용하여 PC1 실험체에 비해 핀칭이 감소하는 효과를 나타내었다. 특히 PC1과 PC1-T 실험체는 매 횡변위각에서 3싸이클의 반복하중에도 층간변위비 4%까지 내력의 저하가 나타나지 않는 거동을 보였으며 에너지소산 측면을 제외하고 특수모멘트골조의 외부접합부로 적합하다고 사료된다.

PC1S 시험체는 Anchor rod의 파단으로 인해 층간변위비 1% 완료 후 층간변위비 1.5% 1 Cycle 정방향 가력 중 실험을 중단하였다.

7.1.2 RC2, PC2, PC2-T

RC2 실험체는 층간변위비 3%까지 내력이 증가하였으며 최대모멘트 1526.76kN · m를 나타내었다. 이후 강도 증가가 점차 둔화되어 층간변위비 4%에서 강도가 조금 감소하였다. 층간변위비 5%에서 세 번째 Cycle 가력도중 보 주근의 좌굴로 인하여 실험을 중단하였다.

PC2 시험체는 층간변위비 3%까지 내력이 증가하였으며 최대모멘트 1100.05kN · m를 나타내었다. 층간변위비 4% 1 Cycle에서 내력이 조금 감소하였으며 층간변위비 4% 2 Cycle 가력시 최대 모멘트의 20%이상의 강도 감소 현상을 나타내어 실험을 중단하였다.

급격한 내력감소 현상은 고강도 이형강봉의 부착피괴로 인한 것으로 판단된다. PC2 시험체는 실험상의 오류로 층간변위비 1%에서의 실험이 수행되지 않았다. 만약 층간변위비 1%, 3 Cycle의 재하가 추가되었다면 실험체는 더 조기에 파괴되었을 것이라고 판단된다.

PC2-T 실험체는 층간변위비 4%까지 내력이 증가하였으며 최대 모멘트 1273.32kN · m를 나타내었다. 보 내에서 고강도 이형강봉의 부착파괴로 인해 층간변위비 5%에서 실험을 중단하였다.

PC2와 PC2-T 시험체 모두 고강도 이형강봉의 부착파괴가 발생하였지만 접합부나 접합장치에서의 문제점은 발견되지 않았다.

7.2 균열 및 파괴 양상

7.2.1 RC1

RC1 시험체의 균열 및 파괴양상은 그림 7.8~그림 7.13과 같다. RC1 시험체는 그림 7.8에서와 같이 층간변위비 0.75%에서 초기균열이 발생하기 시작하였다. 보의 휨균열과 접합부의 대각균열이 동시에 발생하여 진행되었으며(그림 7.9) 층간변위비 3%에서는 균열의 개수 및 폭이 증가하였다(그림 7.10). 실험이 종료될 때까지 균열의 크기 및 폭은 지속적으로 증가하였으며 층간변위비 4%에서 접합부의 피복이 탈락하기 시작하였다. 층간변위비 5%에서는 접합부의 피복탈락 현상이 두드러졌으며 피복탈락으로 인해 횡보강근이 밖으로 노출되었고(그림 7.13) 최종적으로 그림 7.11과 같이 접합

부 전단파괴 양상을 나타내었다.

보의 휨 파괴보다 접합부 전단파괴가 지배적이었던 이유는 시험체의 V_j/V_n(접합부에 작용하는 전단력/접합부 전단강도)가 1에 가깝게 설계되었기 때문이라고 판단된다. 또한 실험 시 기둥에 축하중을 최소한으로 주었기 때문에 실제 구조물에서와 같이 기둥에 비교적 큰 축하중이 작용한다면 접합부의 균열 및 파괴를 줄일 수 있을 것이라고 판단된다.

그림 7.8 균열발생(0.75%)

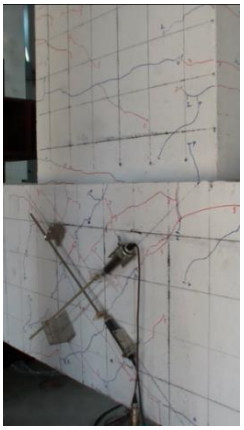


그림 7.9 균열증가(2%)

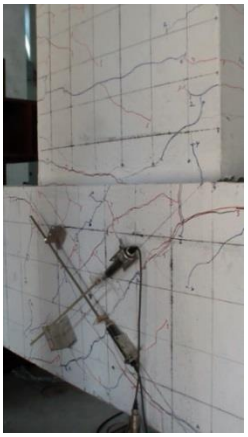


그림 7.10 균열증가(3%)

그림 7.11 최종파괴(5%)

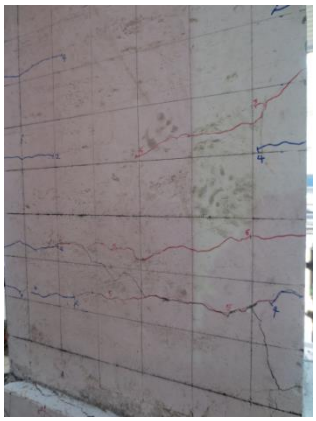


그림 7.12 보 최종 휨균열(5%)

그림 7.13 접합부 피복탈락(5%)

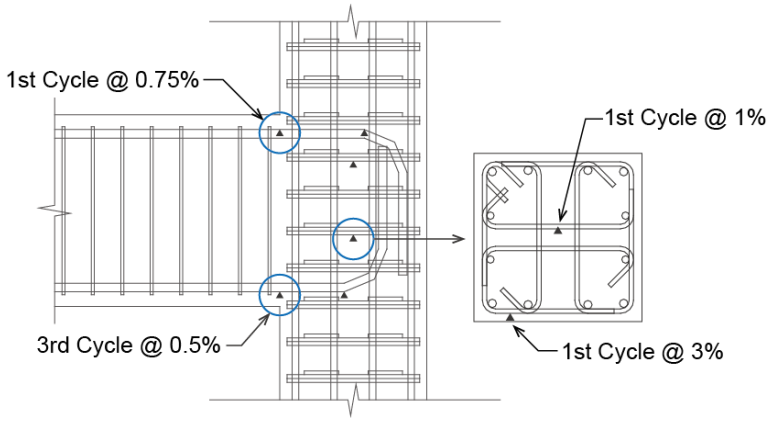


그림 7.14 RC1 시험체 Strain gauge 위치 및 항복시점

RC1 시험체의 Strain gauge 부착위치와 주요 철근의 항복시점을 그림 7.14에 나타내었다. 보와 기둥이 접하는 부분의 주철근이 각각 층간변위비 0.75%와 0.5%에서 가장 먼저 항복하였으며, 이는 시험체 계획 시 예상한 항복메커니즘과 일치한다. 기둥의 전단철근은 부착된 Strain gauge의 절반이 층간변위비 3% 이전에 항복하였으며 절반은 시험체가 최종 파괴될 때까지 탄성상태를 유지하였다.

7.2.2 PC1

PC1 시험체의 균열 및 파괴양상은 그림 7.15~그림 7.20과 같다. PC1 시험체는 그림 7.15과 같이 층간변위비 0.5%에서 보 상·하부에 설치된 전달철물을 연결하는 철재를 따라 균열이 가장 먼저 발생하였다. 층간변위비 2%에서 균열의 개수가 증가하였으며(그림 7.15) 층간변위비 3%에서 균열의 개수 및 크기가 증가하였다(그림 7.16). 층간변위비 5% 실험 중 접합부의 피복이 탈락하기 시작하였으며(그림 7.17) 균열의 폭 또한 매우 증가하였다. 최종적으로 그림 7.19에서와 같이 접합부 전단파괴 양상을 나타내었다. RC1 시험체와 같이 V_j/V_n(접합부에 작용하는 전단력/접합부 전단강도)가 1에 가깝게 설계되었기 때문에 접합부 전단파괴가 발생한 것으로 판단된다. RC1과 마찬가지로 실험 시 기둥에 축하중을 최소한으로 주었기 때문에 실제 구조물에서와 같이 기둥에 비교적 큰 축하중이 작용한다면 접합부의 균열 및 파괴를 줄일 수 있을 것이라고 판단된다.

그림 7.20에서 나타나듯이 층간변위비 4%에서 Anchor rod 정착부의 파괴로 인하여 접합부 상단의 기둥 콘크리트 피복이 탈락하기 시작하였다. 이는 Anchor rod의 정착판 매립 깊이가 다소 부족했기 때문인 것으로 사료된다. 그러나 비부착 Anchor rod의 길이가 늘어나면 연성을 확보해야하는 rod의 항복이 발생하지 않거나 더 큰 횡변위각에서 항복할 것으로 판단된다.

그림 7.15 균열발생(0.5%)

그림 7.16 균열증가(2%)

그림 7.17 균열 및 폭 증가(3%)

그림 7.18 접합부 피복탈락(5%)

그림 7.19 최종파괴(5%)

그림 7.20 기둥상부 피복탈락(5%)

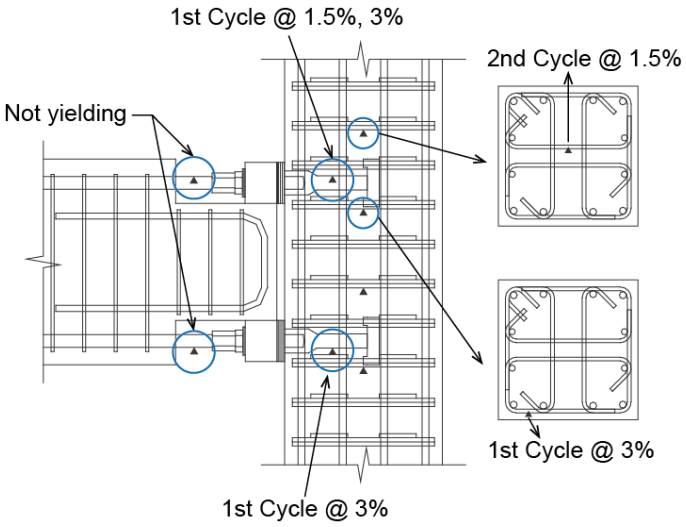


그림 7.21 PC1 시험체 Strain gauge 위치 및 항복시점

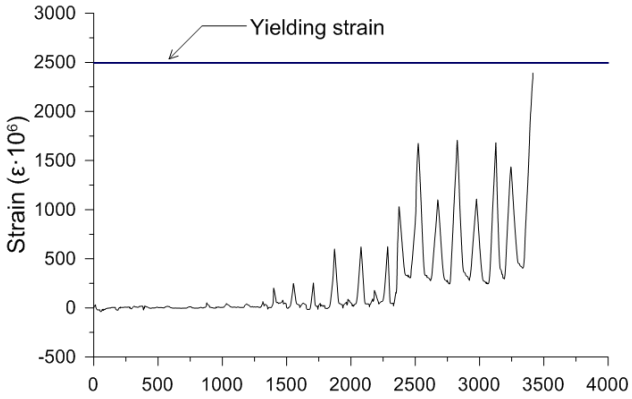


그림 7.22 PC1 기둥 전단철근 변형률

PC1 시험체의 Strain gauge 부착위치와 주요 철근의 항복시점을 그림 7.21에 나타내었다. 고강도 이형강봉은 시험체가 최종 파괴될 때까지 항복하지 않았으며, Anchor rod는 층간변위비 1.5%, 3%에서 항복하였다. PC1 시험체의 Anchor rod는 RC1 시험체의 보 주철근보다 늦게 항복하였다. 이는 PC1 시험체의 과도한 슬립현상

이 시험체 전체의 변형에서 매우 큰 비율을 차지하게 되었고, 이로 인해 초기에 Anchor rod에 응력이 많이 가해지지 않았기 때문이라고 판단된다. 기둥의 전단철근은 Strain gauge가 부착된 철근의 절반이 층간변위비 1.5%, 3%에서 항복하였다. 기둥 전단철근 중 항복하지 않은 전단철근의 변형률을 그림 7.22에 나타내었다. 항복하지 않았지만 시험체가 파괴되기 전까지 변형률이 지속적으로 증가하였으며 전단철근의 구속효과가 적절히 발현되었다.

7.2.3 PC1-T

PC1-T 시험체는 PC1 시험체와 같이 층간변위비 0.5%에서 보상·하부에 설치된 전달철물을 연결하는 철재를 따라 균열이 발생하였다(그림 7.23). 층간변위비 3%까지 균열 개수 및 크기가 증가하였으며(그림 7.24, 그림 7.25) 층간변위비 4%에서는 균열의 폭이 급격히 증가하였다. 층간변위비 5%에서 접합부 콘크리트 피복이 탈락하기 시작하였으며 최종적으로 접합부 전단파괴 양상을 나타내었다(그림 7.26, 그림 7.27). RC1, PC1과 동일하게 V_j/V_n(접합부에 작용하는 전단력/접합부 전단강도)가 1에 가깝게 설계되었기 때문이라고 판단된다. 또한 그림 7.28에 나타나듯이 Anchor rod의 정착길이 부족으로 인해 기둥 상단의 피복이 탈락하였다.

PC1-T 시험체는 PC1과 비교하였을 때 최종적인 파괴양상은 동일하였지만 최종적으로 접합부의 균열은 강연선이 추가된 PC2-T 시험체가 비교적 적게 발생하였다. 이는 강연선의 균열제어 효과를 보여준다.

그림 7.23 균열발생(0.5%)

그림 7.24 균열증가(2%)

그림 7.25 균열 및 크기 증가(3%)

그림 7.26 최종파괴(5%)

그림 7.27 접합부 피복탈락(5%)

그림 7.28 기둥상부 피복탈락(5%)

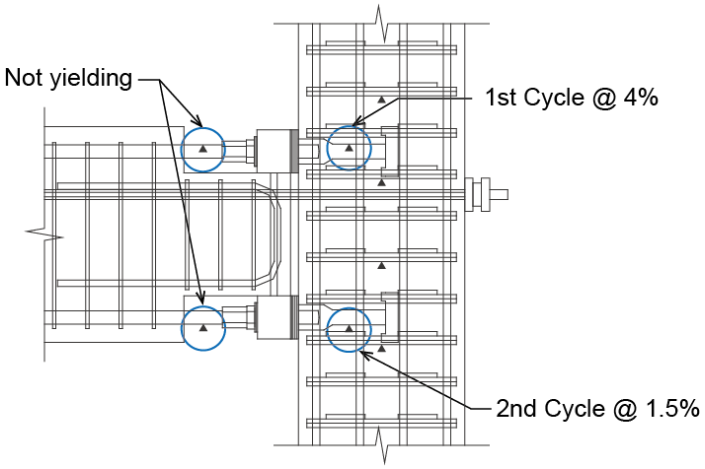


그림 7.29 PC1-T Strain gauge 위치 및 항복시점

PC1-T 시험체의 Strain gauge 부착위치와 주요 철근의 항복시점을 그림 7.29에 나타내었다. 고강도 이형강봉은 시험체가 최종 파괴될 때까지 항복하지 않았으며, Anchor rod는 층간변위비 1.5%, 4%에서 항복하였다. RC1, PC1 시험체와 달리 기둥의 모든 전단철근은 층간변위비 3%, 4%에서 항복하였다. 이는 강연선이 추가된 PC1-T 시험체 접합부에 RC1, PC1 시험체보다 더 큰 응력이 작용하기 때문으로 판단된다.

7.2.4 PC1S

PC1S 시험체는 그림 7.30에서와 같이 전달철물을 연결하는 철재가 매립된 보 부분에서 가장 먼저 균열이 발생하였다. 이후 균열이 증가하다가(그림 7.31) 층간변위비 1.5%에서 Anchor rod가 정착되어 있는 기둥 상부에 큰 균열이 발생하면서 내력이 급격히 감

소하여 실험을 중단하였다(그림 7.32). 급격한 내력감소는 그림 7.33에 나타난 바와 같이 Anchor rod의 파단으로 인한 것이었다.

PC1S 시험체에 사용된 Anchor rod는 PC1, PC1-T 시험체에 사용된 Anchor rod보다 지름이 10mm 작은 지름 35mm로 제작되었으며 볼트 체결부에 있는 경사를 짧게 하여 제작하였다(그림 7.34). 제작 과정에서 볼트 체결부의 길이가 길어지면서 파단부 안쪽으로 볼트 체결부가 깊이 들어오게 되었고, 이로 인해 Anchor rod의 경사가 끝나는 부분이 매우 얇아지게 되어 파단이 발생하였다.

그림 7.30 균열발생(0.5%)

그림 7.31 균열증가(1%)

그림 7.32 최종파괴(1.5%)

그림 7.33 Anchor rod 파괴(1.5%)

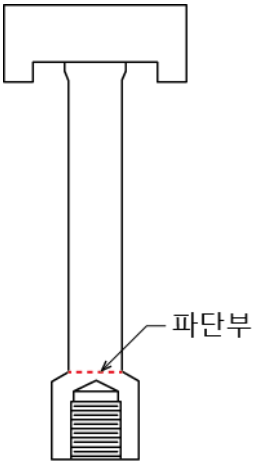


그림 7.34 지름 35mm Anchor rod

7.2.5 RC2

RC2 시험체는 그림 7.35에서와 같이 층간변위비 1%에서 보와 접합부에 미세한 균열이 발생하기 시작하였고 이후 층간변위비 4%까지 균열의 개수 및 크기가 증가하였다(그림 7.36, 그림 7.37). 보의 휨균열이 지배적이었으며 접합부의 균열은 매우 미세하게 증가하였다. 층간변위비 4%에서는 균열의 폭이 급격히 증가하였으며 보의 콘크리트 피복이 탈락하기 시작하였으며 층간변위비 5%에서 보 주근의 좌굴로 인해 최종적으로 파괴되었다(그림 7.38, 그림 7.39, 그림 7.40).

RC1, PC1, PC1-T와 비교하여 접합부의 균열이 매우 작았던 것은 시험체의 V_j/V_n(접합부에 작용하는 전단력/접합부 전단강도)가 비교적 작았기 때문이다.

그림 7.35 보 휨균열발생(1%)

그림 7.36 균열증가(2%)

그림 7.37 피복탈락 및 파괴(4%)

그림 7.38 최종파괴(5%)

그림 7.39 보 피복탈락(5%)

그림 7.40 보 주근 좌굴(5%)

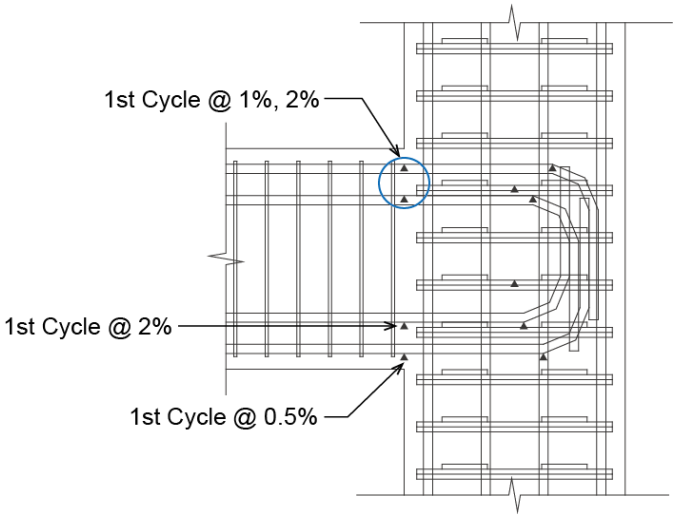


그림 7.41 RC2 Strain gauge 위치 및 항복시점

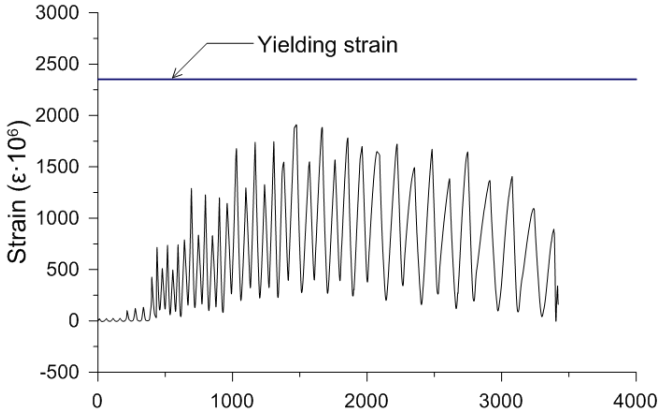


그림 7.42 RC2 기둥 전단철근 변형률

RC2 시험체의 Strain gauge 부착위치와 주요 철근의 항복시점을 그림 7.41에 나타내었다. 접합부와 인접한 보의 주근이 층간변위비 0.5%에서 가장 먼저 항복하기 시작하였으며, 층간변위비 2%에 도달하였을 때 모든 보의 주근이 항복하였다. 기둥의 전단철근은 시험체가 파괴에 이를 때까지 대부분 항복하지 않았다. 이는 RC1 시험체의 접합부 전단강도가 RC1, PC1, PC1-T보다 크게 설계되었고 보에서의 소성힌지형성으로 인한 파괴를 기본 전제로 하기 때문이라고 판단된다.

대부분의 기둥 전단철근이 항복하지 않았지만 그림 7.42에서와 같이 항복하지 않은 전단철근의 변형량은 항복시의 변형량에 근접하였으며 전단철근의 구속효과는 적절하였다.

7.2.6 PC2

PC2 시험체는 그림 7.43과 같이 층간변위비 0.5%에서 보 상·하부에 설치된 전달철물을 연결하는 철재를 따라 균열이 가장 먼저 발생하였다. 이후 접합부 및 보의 균열의 개수 및 크기가 증가하였으며 특히 그림 7.44에서와 같이 고강도 이형강봉이 위치한 부분의 균열이 급격히 증가하였다. 반면 접합부의 균열은 매우 미세하게 증가하였다. 층간변위비 2%에서는 초기 발생했던 보 부분의 균열이 급격히 증가하면서 콘크리트 피복이 탈락하였다(그림 7.45). 층간변위비 3%에서 고강도 이형강봉의 부착파괴가 진행되었고(그림 7.46) 층간변위비 4%에서 내력이 급격히 저하되어 실험을 중단하였다. PC2 시험체는 고강도 이형강봉의 부착파괴로 인해 최종적으로 파괴되었으며(그림 7.47) 실험 후 해체하여 관찰한 보 상단에 드러난 고강도 이형강봉으로 이를 확인할 수 있다(그림 7.48)

PC2 시험체의 부착파괴는 보의 총 길이를 늘려 고강도 이형강봉의 정착길이를 확보하거나 피복 두께와 보의 전단철근을 추가적으로 보강한다면 고강도 이형강봉의 부착파괴는 발생하지 않을 것으로 사료된다.

그림 7.43 균열발생(0.5%)

그림 7.44 보 균열발생(1.5%)

그림 7.45 균열증가(2%)

그림 7.46 부착파괴진행(3%)

그림 7.47 최종파괴(4%)

그림 7.48 최종파괴 후 보 상단(4%)

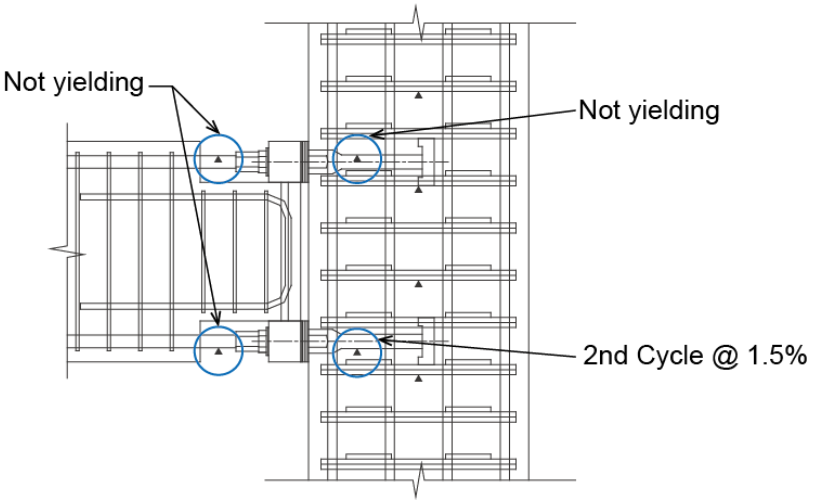


그림 7.49 PC2 Strain gauge 위치 및 항복시점

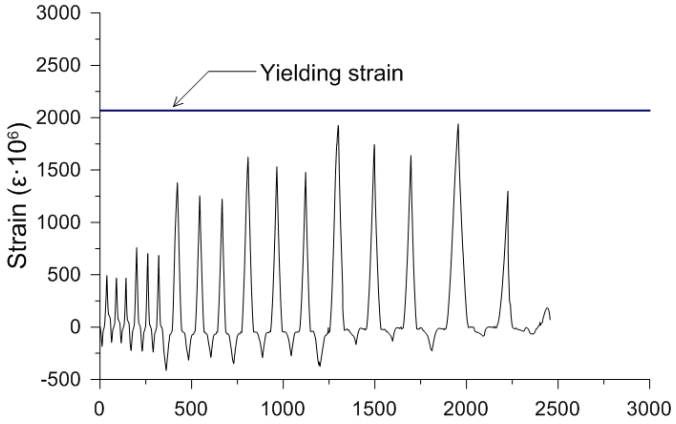


그림 7.50 PC2 Anchor rod 변형률

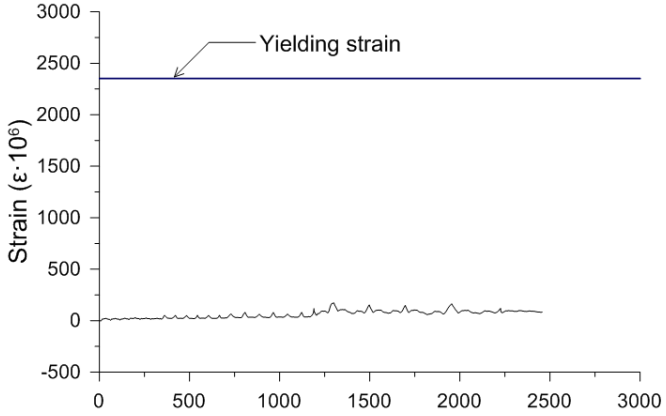


그림 7.51 PC2 기둥 전단철근 변형률

PC2 시험체의 Strain gauge 부착위치와 주요 철근의 항복시점을 그림 7.49에 나타내었다. Anchor rod는 상부에 위치한 2개는 항복하지 않았으며 하부에 위치한 2개만 항복하였다. 고강도 이형강봉은 시험체가 최종파괴에 이를 때까지 항복하지 않았다. 항복하지 않은 Anchor rod의 변형률은 그림 7.50에 나타내었다. 항복하지 않았지만 항복 변형률에 매우 근접할 때까지 변형하였으며 연성적인

거동을 보여주었다.

기둥의 전단철근은 최외각의 대근만 항복하고 내부의 전단철근은 항복하지 않았다. 대표적인 내부 전단철근의 변형률을 그림 7.51에 나타내었다. 내부 전단철근은 변형률이 거의 변화하지 않았는데 이는 접합부 전단강도가 컸고 고강도 이형강봉의 부착파괴에 모든 응력이 집중되었기 때문으로 판단된다.

7.2.7 PC2-T

PC2-T 시험체는 층간변위비 1%에서 보의 고강도 이형강봉 주변에 균열이 발생하였으며(그림 7.52) 시험체가 파괴되기 전까지 균열이 지속적으로 증가하였다(그림 7.53, 그림 7.54). 층간변위비 1.5%에서 접합부에 균열이 발생하였으며 최종파괴에 이를 때까지 접합부 균열은 매우 미세하게 증가하였다. 층간변위비 5%에서 고강도 이형강봉의 부착파괴가 발생하면서 최종적으로 파괴되었다(그림 7.55, 그림 7.56).

그림 7.57에 나타나듯이 고강도 이형강봉의 부착파괴가 발생한 PC2 시험체와 동일한 파괴양상을 나타내었지만 PC2 시험체보다 파괴가 지연되었으며, 이는 구조적 성능이 더욱 뛰어남을 보여준다. 이는 PC2-T 시험체에 추가된 강연선으로 인한 하중의 분산 및 복원력으로 인한 성능향상으로 판단된다. 또한 PC1, PC1-T 시험체와 달리 Anchor rod가 정착된 기둥 상단의 피복 탈락이 발생하지 않은 것으로 보아 Anchor rod의 매립 깊이가 충분하였던 것으로 사료된다.

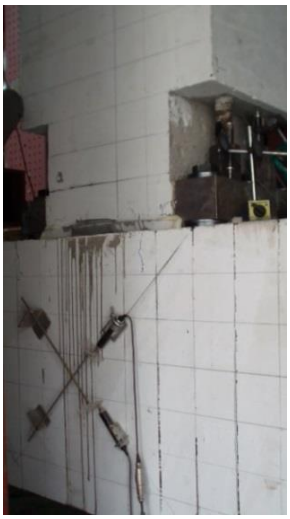


그림 7.52 균열발생(1%)

그림 7.53 균열증가(2%)

그림 7.54 균열증가(4%)

그림 7.55 최종파괴(5%)

그림 7.56 보 최종균열(5%)

그림 7.57 고강도 이형강봉 부착파괴 (5%)

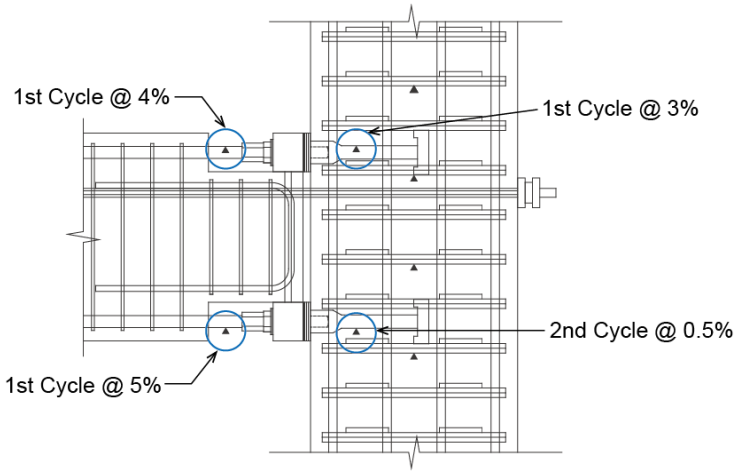


그림 7.58 PC2-T Strain gauge 위치 및 항복시점

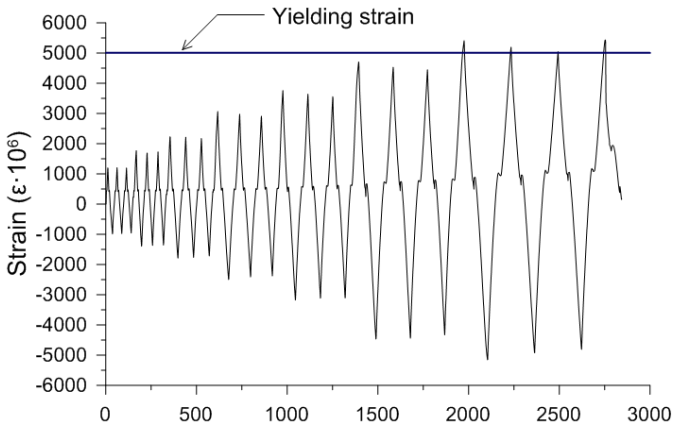


그림 7.59 PC2-T 고강도 이형강봉 변형률

PC2-T 시험체의 Strain gauge 위치 및 항복시점을 그림 7.58에 나타내었다. 항복하지 않도록 계획된 고강도 이형강봉이 각각 층간변위비 4%, 5%에서 항복하였다(그림 7.59). 이는 고강도 이형강봉이 실제 계획된 것보다 작은 강도로 제작되었고, Anchor rod가 변형도 경화영역까지 변형했기 때문이라고 판단된다.

7.3 접합부 전단성능

접합부 전단성능은 그림 7.60과 같이 각 시험체의 보-기둥 접합부에 설치한 변위계의 데이터를 이용하여 식 (7-1)을 통해 산정한 값의 평균을 이용하여 평가하였다. 각 시험체 접합부 전단변형은 그림 7.61에 나타내었고 그것이 전체 층간변위에 기여하는 비율은 그림 7.62에 나타내었다. 조기 파괴된 PC1S 시험체는 제외하였다.

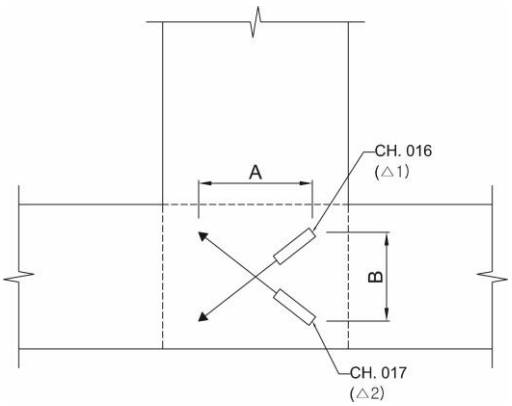


그림 7.60 접합부 변위계 설치도면

$$\gamma = \frac{(\Delta 1 - \Delta 2)\sqrt{A^2 + B^2}}{2AB} \qquad (7-1)$$

식 (7-1)에 나타난 기호는 그림 7.29에 나타내었다.

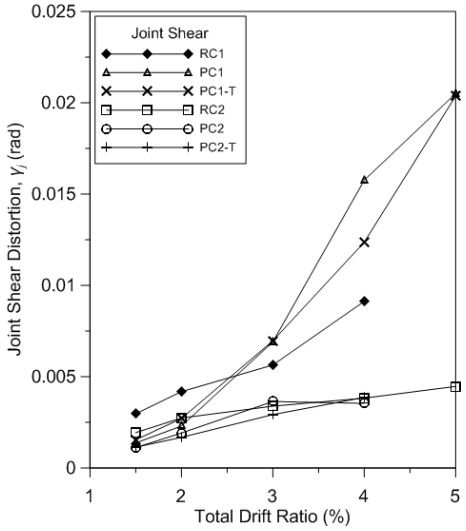


그림 7.61 접합부 전단변형

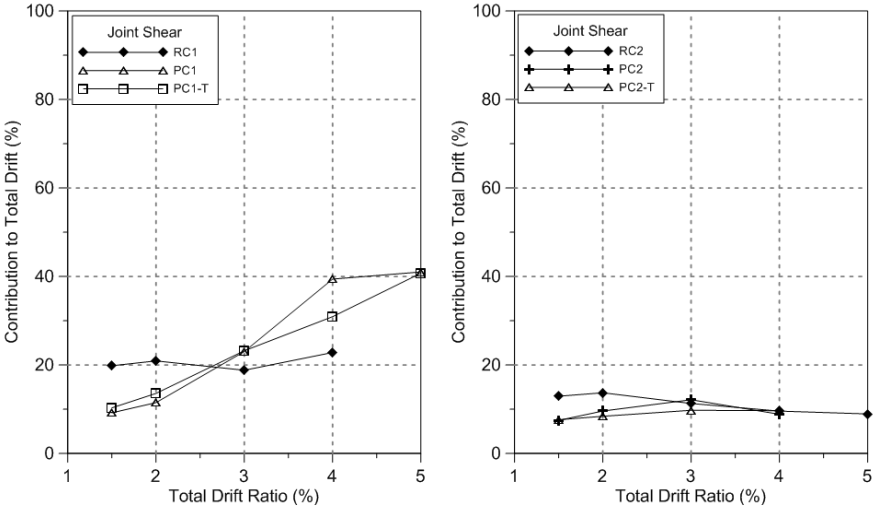


그림 7.62 층간변위비에 대한 접합부 전단변형 기여도

PC2 시험체를 제외한 모든 시험체에서 접합부 전단변형은 층간변위비가 커질수록 증가하였다. RC2, PC2, PC2−T 시험체는 RC1, PC1, PC1−T 시험체보다 접합부 전단강도가 크고 V_j(접합부에 작

용하는 전단력)/V_n(접합부 전단강도)를 약 0.8로 설계하였기 때문에 시험체가 파괴될 때까지 접합부 전단변형이 0.005rad 미만으로 접합부의 전단변형이 거의 발생하지 않았다. 이는 파괴양상에서 접합부 균열이 적게 발생했다는 사실과 일치함을 알 수 있다.

PC1과 PC1-T 시험체는 층간변위비 3%까지 접합부 전단변형이 0.01rad 미만을 나타내었으며 이를 통해 층간변위비 3%까지 접합부 변형이나 Anchor rod의 정착성능에 큰 문제가 없음을 알 수 있다. 층간변위비 4%에서 접합부 전단변형이 급격히 증가하였으며 Anchor rod의 뽑힘현상이 발생하기 시작하였다. 이는 Anchor rod의 뽑힘현상이 접합부의 전단변형에 영향을 미친다는 것을 보여준다. 층간변위비 4%에서 PC1-T 접합부의 전단변형은 PC1과 비교하였을 때 약 27% 감소하였다. 강연선의 유무에 의한 차이이며 보-기둥 접합부의 균열제어에 강연선이 효과적이라는 것을 보여준다.

RC1 시험체 또한 층간변위비 3%까지 접합부 전단변형이 0.01rad 미만으로 매우 좋은 구조적 거동을 보였으며 층간변위비 4%에서 접합부 전단변형이 급격히 증가하였지만 PC1, PC1-T 시험체보다 우수한 구조적 거동을 보였다.

PC2 시험체의 전단변형은 층간변위비 3%에서 0.036rad을 나타내었고 층간변위비 4%에서는 0.035rad으로 조금 줄어들었다. 이것은 층간변위비 4%에서 고강도 이형강봉의 부착파괴가 급격히 진행되었기 때문인 것으로 사료된다. PC2 시험체의 전체 층간변위비에 대한 접합부 전단변형의 기여도를 살펴보면 층간변위비 3%에서 4%로 변화하면서 12.2%에서 8.9%로 감소하였다. 이를 통해 층간변위

비 4%에서는 고강도 이형강봉의 부착파괴로 인한 시험체의 변형이 전체 층간변위비에서 차지하는 비율이 높아졌다고 판단된다.

RC2, PC2-T 시험체는 PC2 시험체와 달리 층간변위비가 증가할수록 전단변형은 증가하였지만 전단변형이 전체 층간변위비에서 차지하는 비율은 층간변위비 3%이후부터 점차 감소하는 PC2와 유사한 거동을 나타내었다. RC2, PC2, PC2-T의 전체 층간변위에 대한 접합부 전단변형이 차지하는 비율이 증가하지 않는 이유는 접합부의 전단강도가 크다는 것 외에 보 끝단의 소성변형과 PC2, PC2-T 고강도 이형강봉의 슬립으로 인한 영향이 층간변위의 많은 비율을 차지하기 때문이라고 판단된다.

7.4 보 변형

보 끝단의 변형(Beam end rotation)은 그림 7.63과 같이 설치한 변위계의 데이터를 이용하여 식 (7-2)를 통해 산정하였다. Beam end rotation은 보 끝단의 탄성변형, 소성변형 그리고 슬립에 의한 변형을 포함한다.

각 시험체의 Beam end rotation과 모멘트와의 관계는 그림 7.64~7.69에 나타내었으며 전체 층간변위비에서 Beam end rotation이 차지하는 비율은 그림 7.70에 나타내었다. 조기 파괴된 PC1S 시험체는 제외하였다.

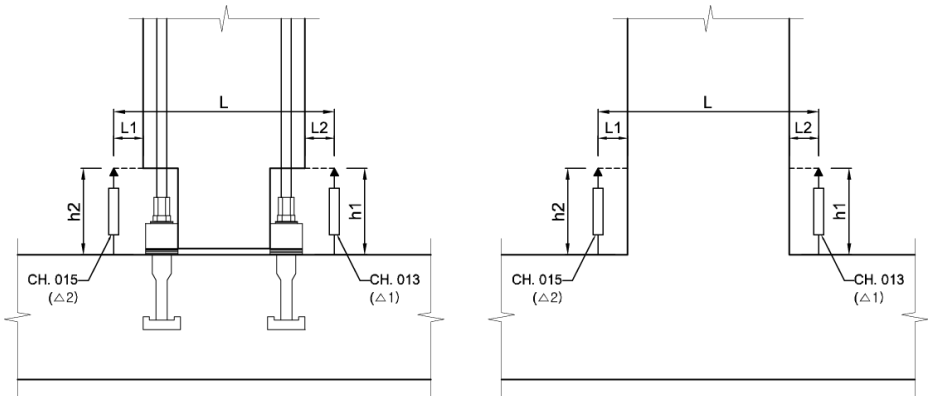


그림 7.63 보 끝단 변위계 설치도면

$$\phi = \frac{\Delta 1 - \Delta 2}{L} \qquad (7-2)$$

식 (7-2)의 기호는 그림 7.52에 나타내었다.

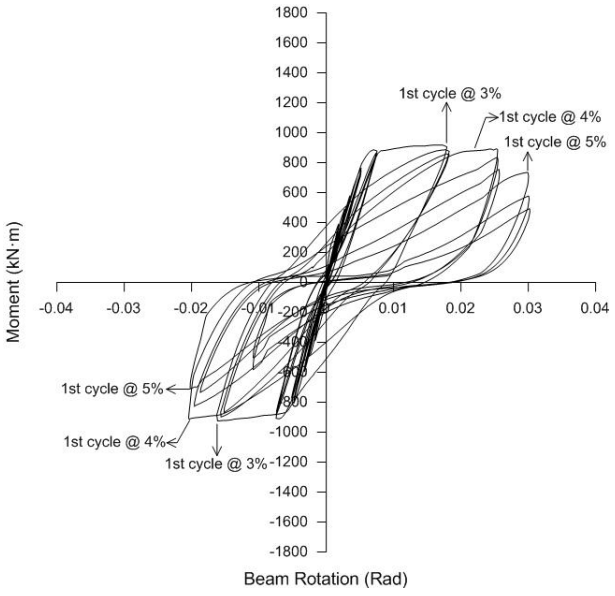


그림 7.64 RC1 Beam end rotation

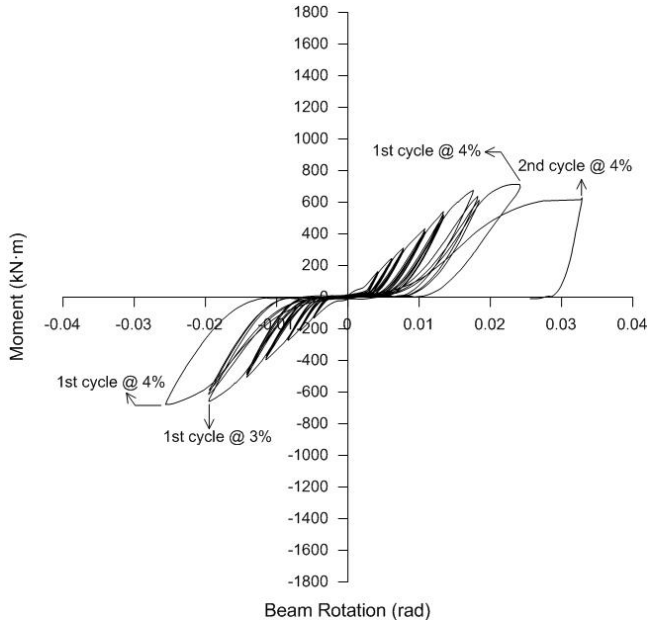


그림 7.65 PC1 Beam end rotation

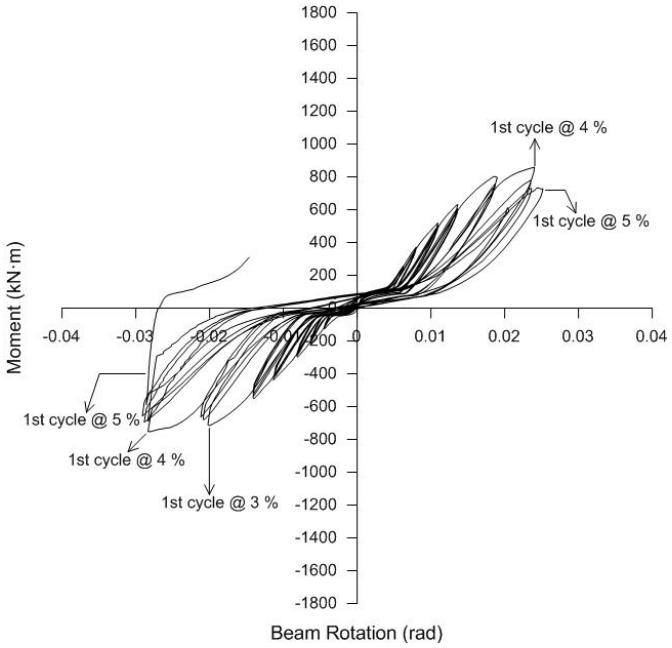


그림 7.66 PC1-T Beam end rotation

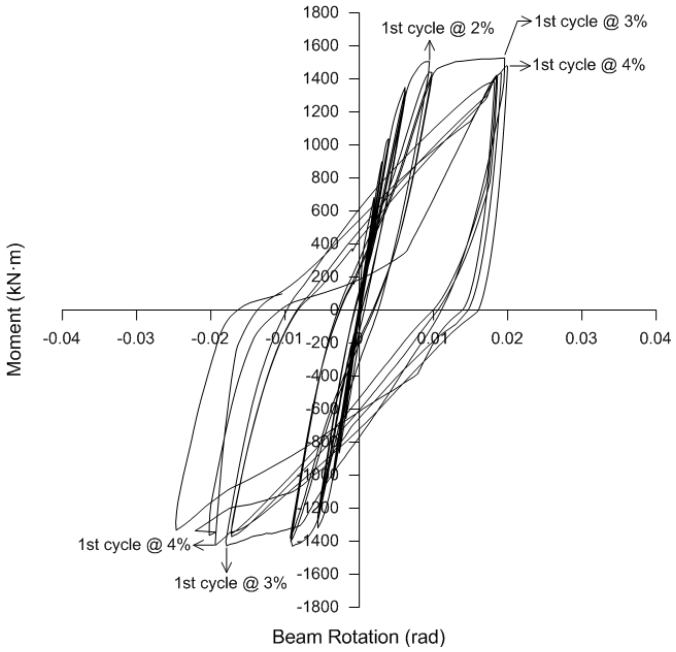


그림 7.67 RC2 Beam end rotation

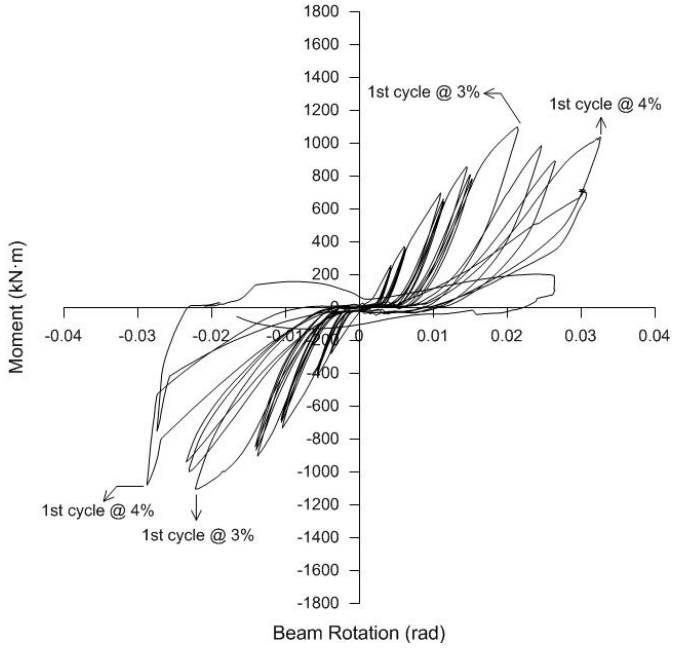


그림 7.68 PC2 Beam end rotation

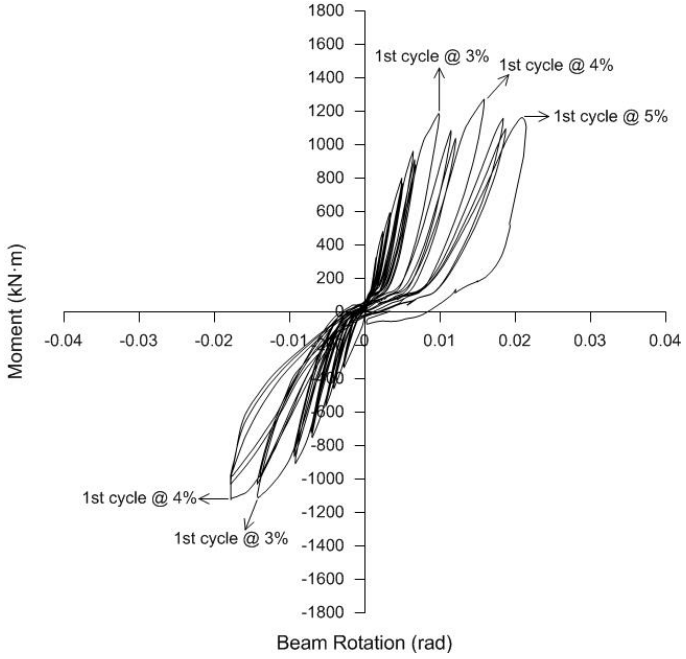


그림 7.69 PC2-T Beam end rotation

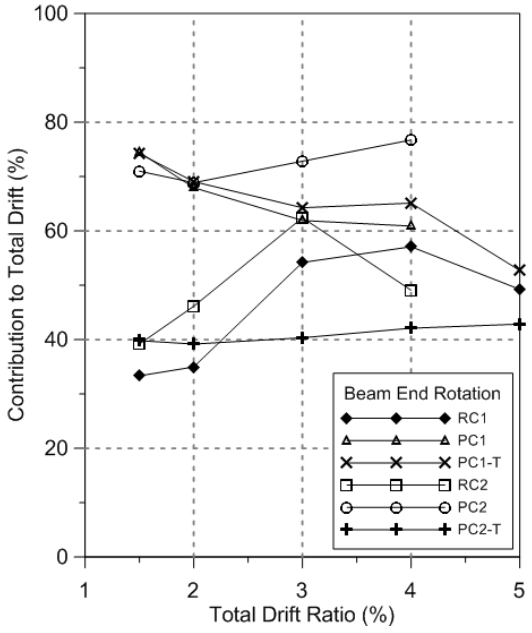


그림 7.70 층간변위비에 대한 보 끝단 변형의 기여도

층간변위비 1.5%에서 PC1, PC1-T, PC2 시험체의 Beam end rotation이 전체 층간변위에 차지하는 비율이 다른 시험체보다 높게 나타나는데 이는 PC 시험체에서 초기에 발생하는 슬립현상으로 인한 것이라 판단된다. 이후 접합부 전단변형이 증가하면서 PC1과 PC1-T 시험체의 보 Beam end rotation이 층간변위에서 차지하는 비율은 감소하는 현상을 보이지만 PC2 시험체는 고강도 이형강봉의 부착파괴로 인해 Beam end rotation이 증가하는 현상을 보인다. 즉, 접합부 전단변형이 층간변위비에서 차지하는 비율이 PC1과 PC1-T 시험체보다 작다는 것을 의미하며 이는 7.3장에서 분석한 내용과 일치한다. PC 시험체와 달리 RC1 시험체는 층간변위비 4%까지 층간변위가 증가할수록 Beam end rotation이 차지하는 비율이 커지는데 그림 7.61에 나타난 RC1 시험체의 접합부 전단변형이 전체 층간변위비에서 차지하는 비율이 커지지 않은 것으로 보아 보 주근의 소성변형에 의한 것이라고 판단된다.

강연선의 프레스트레싱으로 인하여 슬립현상이 감소된 PC1-T 시험체가 PC1 시험체보다 Beam end rotation이 전체 층간변위에 관여하는 비율이 큰 것을 알 수 있다. 이는 PC1-T 실험체가 PC1 실험체보다 보 끝단에서 슬립을 제외한 탄성 및 소성변형 현상이 많이 발생했다는 것을 보여준다.

PC2-T는 PC2와 비교해 보았을 때 Beam end rotation이 매우 작으며, 층간변위비 5%까지 전체 층간변위비에 기여하는 비율이 40%대를 유지하고 있다. 이는 강연선으로 인해 슬립이 감소하였기 때문으로 판단된다.

그림 7.65와 그림 7.66을 비교해보면 PC1 시험체는 층간변위비 4% 두 번째 Cycle에서 Beam end rotation이 급격히 증가했다는 것을 알 수 있다. 이것은 Anchor rod의 정착에 문제가 생겼기 때문이라고 판단된다. 하지만 PC1-T 시험체는 층간변위비 5% 첫 번째 Cycle까지 Anchor rod의 정착에 큰 문제는 발생하지 않았다. 따라서 PC 외부접합부에서의 프리스트레싱 도입은 비선형 상태에서의 Anchor rod 정착성능을 향상시키는 것으로 판단된다.

8 결론

본 연구에서는 볼트접합을 이용한 완전 건식공법인 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부를 개발하여 5개의 PC 시험체를 제작, 개발된 접합부의 구조적 성능을 규명하였다. 또한 2개의 RC 시험체를 추가적으로 제작하여 일체식 구조인 현장타설 콘크리트 보-기둥 접합부와의 구조적 성능을 비교·분석하였다. 본 연구에서의 결론은 다음과 같다.

(1) 이력거동을 분석한 결과 모든 시험체의 최대 모멘트는 실제 재료의 항복강도를 통해 도출한 모멘트 강도에 도달하였다. RC 시험체가 에너지소산능력 및 핀칭 면에 있어서 PC 시험체 보다 우수한 구조적 거동을 보였다. 조기 파괴된 PC1S와 PC2 시험체를 제외한 PC 시험체는 층간변위비 4%까지 내력의 저하가 없었으며 연성에 있어서 우수한 구조적 거동을 보여주었다. 또한 Anchor rod에 집중되는 항복메커니즘은 특수모멘트골조 접합부의 연성능력을 확보하는데 있어서 적절한 것으로 판단된다. PC 시험체에서 슬립현상이 많이 발생하였지만 에너지 소산능력을 제외하고 구조물의 내진성능에 큰 영향을 끼치지는 않았으며 강연선으로 보강 시 프리스트레싱에 의한 복원력으로 인해 슬립현상이 감소하는 효과를 확인할 수 있었다.

(2) 층간변위비 4% 반복가력 중에 묻힘 깊이가 300mm인 Anchor rod의 정착에 문제가 발생하기 시작하면서 정착부 상단 기둥의 콘크리트 피복이 탈락하였지만 전체적으로 층간변위비 4% 초반까지 접합부는 우수한 내진 거동을 보였다. Anchor rod의 정착길이를 다소 늘린다면 정착성능이 향상될 것으로 판단되며, 이는 Anchor rod의 정착길이가 400mm인 PC2-T 시험체의 거동을 통해서 확인할 수 있다.

(3) RC1, PC1, PC1-T 시험체에서 2% 이하의 층간변위비에서는 PC1과 PC1-T 시험체의 접합부 전단균열이 적게 발생하였지만 층간변위가 증가하면서 PC 시험체의 접합부 균열이 급격히 증가하며 RC1 시험체의 접합부 균열을 상회하였다. 이는 Anchor rod의 정착으로 인해 RC1 시험체보다 PC1과 PC1-T 시험체 접합부에서 너트의 헤드주변에 더욱 큰 응력이 집중되기 때문이라고 사료된다.

(4) 플랜트구조물에 적용할 경우, PC 접합부에 passive damper나 steel brace의 추가적인 설치로 에너지 소산에 대한 거동을 보강한다면 특수모멘트골조로 적용 가능할 것이라고 사료된다. 또한 건축구조물에서는 RC 벽이나 RC 프레임과 함께 사용함으로써 에너지 소산에 대한 보강이 가능할 것으로 판단된다.

PC 시험체는 대체로 우수한 구조적 거동을 보였지만 슬립 현상을 감소시킬 수 있는 방법에 대한 추가적인 연구가 수행된다면 더욱 우수한 구조적 성능을 발휘할 것으로 예상된다.

참고문헌

1. 박홍근, 홍성걸, 이봉학, 유승룡, “프리캐스트 콘크리트 보-기둥 내진 접합부,” 콘크리트학회지, 제 16권, 5호, 2004, pp. 10~15.

2. 김규리, “반복하중을 받는 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 볼트 접합부의 실험 연구,” 석사학위논문, 서울대학교 대학원, 2005.

3. 이상진, “DDC를 이용한 반복재하 실험을 통한 Precast Concrete 보-기둥 접합부의 거동 연구,” 석사학위논문, 서울대학교 대학원, 2005.

4. 강구조연구소(RIST), 고력볼트 접합 시공지침, 김진원, 2008.

5. America Concrete Institute (ACI), Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary, ACI Committee 318, 2011.

6. America Institute of Steel Construction (AISC), Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts, 2004.

7. America Institute of Steel Construction (AISC), Steel Construction Manual, 13th Ed., 2006.

8. Bhatt, P. and Kirk, D. W., "Tests on an Improved Beam Column Connection for Precast Concrete," *ACI JOURNAL*, Nov.-Dec. 1985.

9. Cheok, G. S. and Lew, H. S., "Model Precast Concrete Beam-to-Column Connections Subject to Cyclic Loading," *PCI Journal*, July-Aug., 1993, pp. 80~92.

10. Cheok, G. S. and Lew, H. S., "Performance of 1/3-Scale Model Precast Concrete Beam-Column Connections Subjected to Cyclic Inelastic Loads," NISTIR 4589, Report No. 2, NIST, June 1991.

11. Cheok, G. S. and Stone, W. C., "Performance of 1/3-Scale Model Precast Concrete Beam-Column Connections Subjected to Cyclic Inelastic Loads," NISTIR 5246, Report No. 3, NIST, Aug. 1993.

12. Cheok, G. S. and Stone, W. C., "Performance of 1/3-Scale Model Precast Concrete Beam-Column Connections

Subjected to Cyclic Inelastic Loads," NISTIR 5436, Report No. 4, NIST, June 1994.

13. Englekirk, R. E., "Development and Testing of a Ductile Connector for Assembling Precast Concrete Beams and Columns," *PCI Journal*, Mar.-Apr., 1995. pp. 36~43.

14. Englekirk, R. E., "Concepts for the Development of Earthquake Resistant Ductile Frames of Precast Concrete," *PCI Journal*, Jan.-Feb., 1987, pp. 30~48.

15. Englekirk, R. E., *Seismic Design of Reinforced and Precast Concrete Buildings*, John Wiley & Sons, Inc., 2003, pp. 218~245.

16. Nakaki, S. D. and Englekirk, R. E, "PRESSS industry Seismic Workshops: Concept Development," *PCI Journal*, Sep.-Oct. 1991.

17. Nakaki, S. D.; Englekirk, R. E.; and Plaehn, J. L., "Ductile Connectors for a Precast Concrete Frame," *PCI Journal*, Sep.-Oct. 1994, pp. 46~59.

18. Pillai, S. U. and Kirk, D. W., "Ductile Beam-Column Connections in Precast Concrete," *ACI JOURNAL*, V. 78, No.6, Nov.-Dec. 1981, pp. 480-487.

Abstract

An Experimental Study of Precast Concrete Beam-Column Joints Using Bolt Type Connection and Prestressing Method

Dong Joo Lee

Department of Architecture & Architectural Engineering

The Graduate School

Seoul National University

Precast concrete offers superior constructability, particularly when a pure dry construction method is applied. However, it has several drawbacks. One of those is a lack of structural integrity when two precast members are connected. The use of combined precast concrete and wet construction method may be adopted, but it should be disadvantageous in terms of constructability. Simple supports that are usually applied to precast concrete joint cannot be used in high seismic regions. In this study, an experimental study was carried out to investigate precast concrete beam to column connection using

bolts, which is developed to be applied in high seismic regions without losing its constructability.

Full size test specimens were fabricated and tested under reversed cyclic loading. There were five PC specimens using the developed connection and two comparable cast-in-place RC specimens. These two structural systems were analyzed in several aspects such as hysteresis curve, cracking and failure modes, joint shear performance, and elastic and plastic deformations at beam end.

In terms of pinching and energy dissipation, the RC specimens showed better performance than the PC specimen, which was in fact better in the aspect of drift capacity and ductility. The test results of PC specimens with prestressing tendons showed improved crack control.

Overall, the PC specimens showed very good seismic performance, except for the pinching. If more research is carried out to control excessive slip phenomenon, the developed PC connection may be able to show even better seismic performance. Additionally, it is found that the design of the anchor rod in the PC1S specimen that failed in fracture at early drift ratio should be modified, and that the development length of high strength threaded bars should be carefully checked to prevent splitting failure.

Keywords : Precast concrete, beam-column exterior joint, Cyclic load, Seismic performance, Dry construction method, Bolt type connection, Prestressing

Student number : 2012-20559

감사의 글

지난 2년간의 대학원 생활은 많은 것을 배우고 느낄 수 있었던 소중한 시간이었습니다. 그 동안 저에게 많은 도움을 주신 분들에게 표현하지 못했던 감사의 마음을 전하고자 합니다.

부족한 저에게 항상 많은 것을 가르쳐주시고 무사히 졸업논문을 마칠 수 있도록 아낌없이 지원해 주신 강현구 교수님께 감사드립니다. 항상 반갑게 맞아주시고 자상하신 모습으로 지도해 주신 홍성걸 교수님께 감사드립니다. 열성과 지식으로 구조학에 흥미를 가질 수 있도록 지도해 주신 박홍근 교수님께 감사드립니다. 작은 것 하나하나 열정적으로 지도해 주신 이철호 교수님께 감사드립니다.

따뜻한 격려와 조언으로 저에게 큰 힘과 위로가 되어주신 허영애 박사님께 감사드립니다. 연구실에서 힘든 일을 맡아 하며 가장 고생하는 상희오빠, 늘 감사하고 앞으로의 연구실 생활도 무사히 마칠 수 있도록 기원하겠습니다. 한 달 동안 매일 실험을 도와준 주동오빠, 많이 힘들었을 텐데 불평 한 번 하지 않고 실험을 마무리할 수 있도록 해줘서 정말 감사합니다. 새롭게 연구실 생활을 시작한 아서, 고마웠고 앞날에 행운이 함께하길 기원하겠습니다. 수현, 병운 두 후배님들에게도 보람차고 즐거운 대학원 생활이 되길 기원하겠습니다.

대학원 동기 기용오빠, 은재, 도영, 호준에게도 감사의 마음을 전합니다.

존재만으로도 힘이 되는 승표오빠, 오빠 덕분에 행복한 대학원 생활을 할 수 있었습니다. 함께 있어줘서 너무 고맙고 앞으로도 오래도록 함께해요. 사랑합니다.

사랑하는 부모님, 항상 무한한 신뢰와 사랑을 주셔서 감사드립니다. 말 안 듣는 막내딸 키워주신다고 고생하신 부모님, 앞으로는 그 은혜에 보답하겠습니다. 철부지 동생이랑 같이 살면서 고생하는 사랑하는 우리 오빠, 항상 고맙습니다. 앞날에 행복한 일만 가득하고 원하는 모든 일 이루길 기원하겠습니다.

지금의 저를 있게 해주신 모든 분들에게 진심으로 감사드리며 앞으로 후회 없이, 더 열심히 살아가겠습니다. 감사합니다.

2014년 1월 27일

이동주 올림