



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](#)

2021년 2월
석사학위 논문

일반 및 고강도 콘크리트
트러스 시스템으로 보강된
골조의 내진 성능

조선대학교 대학원

건축공학과

김민지

일반 및 고강도 콘크리트
트러스 시스템으로 보강된
골조의 내진성능

Seismic Performances of Frames Strengthened by
Normal and High Strength Concrete Truss Systems

2021년 2월 25일

조선대학교 대학원

건축공학과

김민지

일반 및 고강도 콘크리트
트러스 시스템으로 보강된
골조의 내진성능

지도교수 조 창 근

이 논문을 공학 석사학위신청 논문으로 제출함

2020년 10월

조선대학교 대학원

건 축 공 학 과

김 민 지

김민지의 석사학위논문을 인준함

위원장	조선대학교 교수	<u>김형기 (인)</u>
위원	조선대학교 교수	<u>조창근 (인)</u>
위원	조선대학교 교수	<u>김태훈 (인)</u>

2020년 11월

조선대학교 대학원

<목 차>

제1장 서론	1
제1절 연구 배경 및 목적	1
제2절 연구 동향	3
제3절 연구 내용 및 방법	7
제2장 Strut-tie 모델 방법	8
제1절 Strut-tie 모델 적용 절차	8
제2절 Strut-tie 모델 구성요소 유효강도	8
1. 구성요소 정의	8
2. 구성요소 유효강도	9
가. 압축요소 Strut 유효강도	9
나. 인장요소 Tie 유효강도	12
다. 절점영역 유효강도	13
제3절 Strut-tie 모델 선정방법	14
1. 하중경로법	14
2. 응력경로법	15
제3장 비선형 정적 Push-over 해석 방법	16
제1절 고유치 해석	16
제2절 내진성능평가 방법	19
1. 역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Method; CSM)	20
가. 역량스펙트럼(Capacity Spectrum) 산정	21
나. 요구스펙트럼(Demand Spectrum) 산정	22

제4장 Strut-tie 모델 방법 적용 전단벽체 설계	23
제1절 Strut-tie 모델 방법 적용 전단벽체 설계 계획	23
1. Strut-tie 설계 모델 선정	23
2. 철근량 계산	26
제2절 Strut-tie 모델 방법 적용 전단벽체 설계	28
1. 주압축응력 확인 및 부재력 산정	28
2. 철근량 산정	44
제3절 Strut-tie 모델 방법 적용 전단벽체 설계 결과	62
1. 배근 상세	62
2. 배근 상세 비교	69
3. Strut-tie 모델 절점 및 부재 수 관계 분석	70
4. 사용 철근량 비교	71
제4절 소결	73
제5장 일반 및 고강도 콘크리트 트러스 시스템	74
제1절 철근 콘크리트 트러스 시스템의 형상 설계	77
1. Strut-tie 모델	77
2. 콘크리트 Strut 단면 폭 결정	78
제2절 2차원 유한요소 해석 및 부재력 검토	80
1. 부재력 및 유효폭 검토	80
2. 철근량 산정	86
제3절 형상 및 설계 제안	91
1. 단면 제안	91
2. 연결부 고려	99
3. HPC 사용에 따른 단면 절감 효과	100

제4절 일반 및 고강도 콘크리트 트러스 시스템의 성능평가101

1. RC 사용101
2. HPC 80 사용103
3. HPC 120 사용105

제5절 소결109

제6장 콘크리트 트러스 시스템으로 보강된 골조의 내진 성능평가110

제1절 장방향 평면 골조 시스템 코어 적용 성능평가110

1. 장방향 평면 골조 시스템 모델 계획110
2. 성능평가 결과 - 성능 곡선 및 성능점 확인113
3. 성능평가 결과 - 밀면전단력125
4. 성능평가 결과 - 소성 힌지 분포 확인127
5. 성능평가 결과 - 층간변위비 및 최대변위 검토137

제2절 정방향 평면 골조 시스템 외부 적용 성능평가141

1. 장방향 평면 골조 시스템 모델 계획141
2. 성능평가 결과 - 성능 곡선 및 성능점 확인143
3. 성능평가 결과 - 밀면전단력155
4. 성능평가 결과 - 소성 힌지 분포 확인157
5. 성능평가 결과 - 층간변위비 및 최대변위 검토167

제3절 소결171

제7장 결론172

참고문헌173

<표 목차>

[표 2.1]	콘크리트 Strut 영향 계수, β_s	12
[표 2.2]	절점영역 영향 계수, β_n	14
[표 4.1]	전단벽체 스트럿-타이 설계 개요	25
[표 4.2]	예제 모델 설계 하중 개요	26
[표 4.3]	예제 1-(A) 최대 계수부재력에 의한 필요철근량	46
[표 4.4]	예제 1-(A) 횡 철근 배근 결과	47
[표 4.5]	예제 1-(A) 전단 철근 배근 결과	47
[표 4.6]	예제 1-(B) 최대 계수부재력에 의한 필요철근량	49
[표 4.7]	예제 1-(B) 횡 철근 배근 결과	52
[표 4.8]	예제 1-(B) 전단 철근 배근 결과	53
[표 4.9]	예제 2-(A) 최대 계수부재력에 의한 필요철근량	55
[표 4.10]	예제 2-(A) 횡 철근 배근 결과	56
[표 4.11]	예제 2-(A) 전단 철근 배근 결과	56
[표 4.12]	예제 2-(B) 최대 계수부재력에 의한 필요철근량	58
[표 4.13]	예제 2-(B) 횡 철근 배근 결과	61
[표 4.14]	예제 2-(B) 전단 철근 배근 결과	62
[표 5.1]	대각 가새를 갖는 골조 부재 상세	76
[표 5.2]	가새 형식에 따른 골조의 하중-변위 관계	77
[표 5.3]	벽체 개요	79
[표 5.4]	하중 개요	79
[표 5.5]	스트럿-타이 모델 부재력 및 유효폭 - TW 1	82
[표 5.6]	스트럿-타이 모델 부재력 및 유효폭 - TW 2	83
[표 5.7]	스트럿-타이 모델 부재력 및 유효폭 - TW 3	85
[표 5.8]	스트럿-타이 모델 부재력 및 유효폭 - TW 4	86
[표 5.9]	하중 조합에 따른 필요철근량 - TW 1	87
[표 5.10]	하중 조합에 따른 필요철근량 - TW 2	88
[표 5.11]	하중 조합에 따른 필요철근량 - TW 3	89
[표 5.12]	하중 조합에 따른 필요철근량 - TW 4	91
[표 5.13]	트러스 시스템 배근 - TW 1	93
[표 5.14]	트러스 시스템 배근 - TW 2	95
[표 5.15]	트러스 시스템 배근 - TW 3	97
[표 5.16]	트러스 시스템 배근 - TW 4	99

[표 5.17]	트러스 시스템 하중-변위 관계 (RC)	103
[표 5.18]	트러스 시스템 하중-변위 관계 (HPC 80)	105
[표 5.19]	트러스 시스템 하중-변위 관계 (HPC 120)	107
[표 6.1]	내진 설계 계수	112
[표 6.2]	지진 하중	113
[표 6.3]	장방형 평면 4층 규모 골조 시스템 모델 계획	113
[표 6.4]	장방형 골조 시스템 성능점 (RC) : X 방향	114
[표 6.5]	장방형 골조 시스템 성능점 (RC) : Y 방향	116
[표 6.6]	장방형 골조 시스템 성능점 (HPC 80) : X 방향	118
[표 6.7]	장방형 골조 시스템 성능점 (HPC 80) : Y 방향	120
[표 6.8]	장방형 골조 시스템 성능점 (HPC 120) : X 방향	122
[표 6.9]	장방형 골조 시스템 성능점 (HPC 120) : Y 방향	124
[표 6.10]	장방형 골조 시스템 밀면 전단력 결과 비교	126
[표 6.11]	장방형 골조 시스템 성능점에서 힌지 분포 (RC)	130
[표 6.12]	장방형 골조 시스템 성능점에서 힌지 분포 (HPC 80)	133
[표 6.13]	장방형 골조 시스템 성능점에서 힌지 분포 (HPC 120)	136
[표 6.14]	정방형 평면 4층 규모 골조 시스템 모델 계획	143
[표 6.15]	정방형 골조 시스템 성능점 (RC) : X 방향	144
[표 6.16]	정방형 골조 시스템 성능점 (RC) : Y 방향	146
[표 6.17]	정방형 골조 시스템 성능점 (HPC 80) : X 방향	148
[표 6.18]	정방형 골조 시스템 성능점 (HPC 80) : Y 방향	150
[표 6.19]	정방형 골조 시스템 성능점 (HPC 120) : X 방향	152
[표 6.20]	정방형 골조 시스템 성능점 (HPC 120) : Y 방향	154
[표 6.21]	정방형 골조 시스템 밀면 전단력 결과 비교	156
[표 6.22]	정방형 골조 시스템 성능점에서 힌지 분포 (RC)	160
[표 6.23]	정방형 골조 시스템 성능점에서 힌지 분포 (HPC 80)	163
[표 6.24]	정방형 골조 시스템 성능점에서 힌지 분포 (HPC 120)	166

<그림 목차>

[그림 1.1] 비정형 콘크리트 파사드 건축물 - 국내 사례	2
[그림 1.2] 비정형 콘크리트 파사드 건축물 - 국외 사례	2
[그림 2.1] Strut-Tie 모델	10
[그림 2.2] 콘크리트 Strut 모양	11
[그림 2.3] 스트럿을 가로지르는 구속철근	13
[그림 2.4] 하중경로법에 의해 산정된 스트럿-타이 모델	15
[그림 2.5] 응력경로법에 의해 산정된 스트럿-타이 모델	16
[그림 3.1] 단일자유도 구조물 운동계	18
[그림 3.2] 고유 모드 형상	18
[그림 3.3] 역량스펙트럼법(CSM)에 의한 구조물의 내진성능평가 과정	20
[그림 3.4] 역량스펙트럼법(CSM) - 가속도-변위 응답스펙트럼 (ADRS)	21
[그림 3.5] 역량스펙트럼(Capacity Spectrum) 변환	22
[그림 3.6] 가속도-주기 스펙트럼의 가속도-변위 응답스펙트럼 (ADRS) 변환	23
[그림 4.1] 스트럿-타이 설계 모델 계획	24
[그림 4.2] 전단벽체 스트럿-타이 모델 방법 설계 예제 모델	26
[그림 4.3] 최대 계수인장력 계산	27
[그림 4.4] 예제 1-(A) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 1	29
[그림 4.5] 예제 1-(A) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 2	30
[그림 4.6] 예제 1-(A) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 3	31
[그림 4.7] 예제 1-(A) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 4	32
[그림 4.8] 예제 1-(B) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 1	33
[그림 4.9] 예제 1-(B) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 2	34
[그림 4.10] 예제 1-(B) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 3	35
[그림 4.11] 예제 1-(B) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 4	36
[그림 4.12] 예제 2-(A) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 1	37
[그림 4.13] 예제 2-(A) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 2	38
[그림 4.14] 예제 2-(A) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 3	39
[그림 4.15] 예제 2-(A) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 4	40
[그림 4.16] 예제 2-(B) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 1	41
[그림 4.17] 예제 2-(B) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 2	42
[그림 4.18] 예제 2-(B) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 3	43
[그림 4.19] 예제 2-(B) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 4	44

[그림 4.20] 예제 1-(A) 부재 번호	45
[그림 4.21] 예제 1-(A) 부재 배근 번호	46
[그림 4.22] 예제 1-(B) 부재 번호	48
[그림 4.23] 예제 1-(B) 부재 배근 번호	52
[그림 4.24] 예제 2-(A) 부재 번호	54
[그림 4.25] 예제 2-(A) 부재 배근 번호	56
[그림 4.26] 예제 2-(B) 부재 번호	57
[그림 4.27] 예제 2-(B) 부재 배근 번호	61
[그림 4.28] 스트럿-타이 설계에 따른 배근상세 : 예제 1-(A)	63
[그림 4.29] 스트럿-타이 설계에 따른 배근상세 : 예제 1-(B)	64
[그림 4.30] 스트럿-타이 설계에 따른 배근상세 : 예제 2-(A)	66
[그림 4.31] 스트럿-타이 설계에 따른 배근상세 : 예제 2-(B)	68
[그림 4.32] 배근 상세 비교	70
[그림 4.33] 하중 적용에 따른 Strut-tie 모델 절점 및 부재 수 관계	71
[그림 4.34] Strut-tie 설계 예제별 사용 철근량 및 사용 철근 개수 비교	72
[그림 4.35] 하중 적용에 따른 절점 및 부재 수와 전단 철근 발생 추이 비교	73
[그림 5.1] 가새를 갖는 철근 콘크리트 골조 시스템	75
[그림 5.2] 가새 형식에 따른 골조의 하중-변위 관계	76
[그림 5.3] 가새를 갖는 철근 콘크리트 골조 시스템	78
[그림 5.4] 수직 트러스 매커니즘 대각 스트럿 최대 단면 폭 결정	80
[그림 5.5] 트러스 시스템 설계-TW 1	81
[그림 5.6] 트러스 시스템 설계-TW 2	83
[그림 5.7] 트러스 시스템 설계-TW 3	84
[그림 5.8] 트러스 시스템 설계-TW 4	86
[그림 5.9] 스트럿-타이 모델 부재 번호 - TW 1	87
[그림 5.10] 스트럿-타이 모델 부재 번호 - TW 2	88
[그림 5.11] 스트럿-타이 모델 부재 번호 - TW 3	89
[그림 5.12] 스트럿-타이 모델 부재 번호 - TW 4	91
[그림 5.13] 트러스 시스템 제안 단면 배근 상세 - TW 1	92
[그림 5.14] 트러스 시스템 제안 단면 상세 - TW 1	93
[그림 5.15] 트러스 시스템 제안 단면 배근 상세 - TW 2	94
[그림 5.16] 트러스 시스템 제안 단면 상세 - TW 2	95
[그림 5.17] 트러스 시스템 제안 단면 배근 상세 - TW 3	96
[그림 5.18] 트러스 시스템 제안 단면 상세 - TW 3	97

[그림 5.19] 트러스 시스템 제안 단면 배근 상세 - TW 4	98
[그림 5.20] 트러스 시스템 제안 단면 상세 - TW 4	99
[그림 5.21] 트러스 시스템 골조 연결 상세 (1)	100
[그림 5.22] 트러스 시스템 골조 연결 상세 (2)	100
[그림 5.23] HPC 사용에 따른 단면 절감 효과	101
[그림 5.24] 트러스 시스템 (RC 사용)	102
[그림 5.25] 트러스 시스템 성능 곡선 (RC)	103
[그림 5.26] 트러스 시스템 (HPC 80 사용)	104
[그림 5.27] 트러스 시스템 성능 곡선 (HPC 80)	105
[그림 5.28] 트러스 시스템 (HPC 120 사용)	106
[그림 5.29] 트러스 시스템 성능 곡선 (HPC 120)	107
[그림 5.30] 트러스 시스템 콘크리트 강도별 성능 곡선 비교	108
[그림 5.31] 트러스 시스템 초기 강성 및 항복 강도 비교	109
[그림 6.1] 장방형 4층 규모 골조 시스템 모델링	111
[그림 6.2] 장방형 골조 모델링 평면도 (트러스 시스템 적용 위치)	112
[그림 6.3] 트러스 시스템 모델링 상세	112
[그림 6.4] 장방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (RC) : X 방향	114
[그림 6.5] 장방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (RC) : X 방향	115
[그림 6.6] 장방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (RC) : Y 방향	116
[그림 6.7] 장방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (RC) : Y 방향	117
[그림 6.8] 장방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (HPC 80) : X 방향	118
[그림 6.9] 장방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (HPC 80) : X 방향	119
[그림 6.10] 장방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (HPC 80) : Y 방향	120
[그림 6.11] 장방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (HPC 80) : Y 방향	121
[그림 6.12] 장방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (HPC 120) : X 방향	122
[그림 6.13] 장방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (HPC 120) : X 방향	123
[그림 6.14] 장방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (HPC 120) : Y 방향	124
[그림 6.15] 장방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (HPC 120) : Y 방향	125
[그림 6.16] 장방형 골조 시스템 밀면전단력	127
[그림 6.17] 장방형 4층 규모 골조시스템 소성 힌지 분포 (RC) : X 방향	129
[그림 6.18] 장방형 4층 규모 골조시스템 소성 힌지 분포 (RC) : Y 방향	129
[그림 6.19] 장방형 4층 규모 골조시스템 소성 힌지 분포 (HPC 80) : X 방향	132
[그림 6.20] 장방형 4층 규모 골조시스템 소성 힌지 분포 (HPC 80) : Y 방향	132
[그림 6.21] 장방형 4층 규모 골조시스템 소성 힌지 분포 (HPC 120) : X 방향	135

[그림 6.22]	장방형 4층 규모 골조시스템 소성 힌지 분포 (HPC 120) : Y 방향	135
[그림 6.23]	장방형 4층 규모 골조시스템 층간변위비 : X 방향	138
[그림 6.24]	장방형 4층 규모 골조시스템 최대변위 : X 방향	139
[그림 6.25]	장방형 4층 규모 골조시스템 층간변위비 : Y 방향	140
[그림 6.26]	장방형 4층 규모 골조시스템 최대변위 : Y 방향	141
[그림 6.27]	정방형 4층 규모 골조 시스템 모델링	142
[그림 6.28]	정방형 골조 모델링 평면도 (트러스 시스템 적용 위치)	143
[그림 6.29]	정방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (RC) : X 방향	144
[그림 6.30]	정방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (RC) : X 방향	145
[그림 6.31]	정방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (RC) : Y 방향	146
[그림 6.32]	정방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (RC) : Y 방향	147
[그림 6.33]	정방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (HPC 80) : X 방향	148
[그림 6.34]	정방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (HPC 80) : X 방향	149
[그림 6.35]	정방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (HPC 80) : Y 방향	150
[그림 6.36]	정방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (HPC 80) : Y 방향	151
[그림 6.37]	정방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (HPC 120) : X 방향	152
[그림 6.38]	정방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (HPC 120) : X 방향	153
[그림 6.39]	정방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (HPC 120) : Y 방향	154
[그림 6.40]	정방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (HPC 120) : Y 방향	155
[그림 6.41]	정방형 골조 시스템 밀면전단력	157
[그림 6.42]	정방형 4층 규모 골조시스템 소성 힌지 분포 (RC) : X 방향	159
[그림 6.43]	정방형 4층 규모 골조시스템 소성 힌지 분포 (RC) : Y 방향	159
[그림 6.44]	정방형 4층 규모 골조시스템 소성 힌지 분포 (HPC 80) : X 방향	162
[그림 6.45]	정방형 4층 규모 골조시스템 소성 힌지 분포 (HPC 80) : Y 방향	162
[그림 6.46]	정방형 4층 규모 골조시스템 소성 힌지 분포 (HPC 120) : X 방향	165
[그림 6.47]	정방형 4층 규모 골조시스템 소성 힌지 분포 (HPC 120) : Y 방향	165
[그림 6.48]	정방형 4층 규모 골조시스템 층간변위비 : X 방향	168
[그림 6.49]	정방형 4층 규모 골조시스템 최대변위 : X 방향	169
[그림 6.50]	정방형 4층 규모 골조시스템 층간변위비 : Y 방향	170
[그림 6.51]	정방형 4층 규모 골조시스템 최대변위 : Y 방향	171

ABSTRACT

Seismic Performances of Frames Strengthened by Normal and High Strength Concrete Truss Systems

Kim Minji

Advisor : Prof. Cho Chang-geun, Ph.D.

Department of Architectural Engineering,
Graduate School of Chosun University

The purpose of this study is to evaluate the seismic performance of frames strengthened by reinforced concrete truss systems using normal and high strength concrete. The shape of the reinforced concrete truss was attempted to be designed based on the strut-tie approach of the shear walls. The strut-tie of the shear walls was constructed through a two-dimensional finite element stress analysis. In the case of application of shear walls design, the strut-tie approach could lead to over-reinforcement when the number of struts and tie elements is largely set, leading to brittle fracture. Reinforced concrete truss systems considered four shapes based on the stress flow inside the shear walls according to the strut-tie approach. As for concrete, 27 MPa of normal strength, 80 MPa, 100 MPa and 120 MPa of high strength were used. The use of high-strength concrete resulted in additional 32.5%, 46% and 55% reduced section of the reinforced concrete truss systems. As the number of members constituting the reinforced concrete truss system was reduced, the ductility compared to the section reduction was excellent, and the strength increased as the number of members increased. The seismic performance of the frame to which the reinforced concrete truss systems was applied analyzed using the capacity spectrum method, which is a

nonlinear static analysis method. However, it was confirmed that the slender element may cause fracture at the end. In addition, the proposed shape of the member is similar to that of steel bracing and it is expected that additional research to increase practicality in terms of construction cost and constructionability will enable free space composition with various types of structural members in the future.

제1장 서론

제1절 연구 배경 및 목적

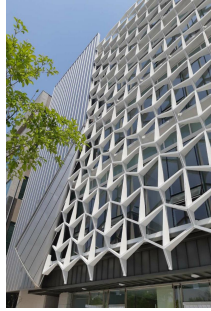
문화와 기술이 발전함에 따라 건축물의 형태도 함께 다양해지고 있다. 초고층화 및 대형화와 함께 건축물 자체 형태에서도 단순함에서 벗어나 시각적으로 느낄 수 있는 비정형에 대한 다양한 시도가 이루어지고 있다. 국내에서는 자유로운 형태를 갖는 입면으로서 [그림1.1]과 같이 삼성동 KEB 하나은행 별관(2017) 등의 건축물은 외부 파사드를 통한 비정형을 실현했으며, 이는 재료적인 측면에서 새로운 콘크리트 사용성 및 디자인 가능성을 보여준다. 이러한 비정형 건축물은 단순한 건축물에 대비하여 아름다운 형태미로 인해 해당 도시를 대표하는 랜드마크로 자리매김 하곤 한다^{16,19}. 대부분의 비정형 건축물은 다양한 패턴을 갖는 파사드를 통해 비정형성을 나타낸다²⁰. 파사드를 활용한 비정형 건축물은 국내뿐 아니라 국외에서도 더욱 다양한 발전을 이루고 있다[그림1.2].

최근에는 건축물의 내부 공간이 자연스럽게 유선형으로 이루어지도록 주요 구조부재의 형태 및 최적화 대한 관심이 높아지고 있다^{11,17,26}. 구조시스템을 이루는 주요구조부재의 형태에서 비정형성이 고려되기 때문에 비정형 건축물을 만들 수 있다. 따라서 새로운 형태의 구조부재는 성능이 충분이 확보됨과 동시에 사용자가 시각으로 받아들일 수 있는 건축미가 표현될 수 있어야 한다. 콘크리트는 철골보다 내구성이 우수하고 성형성이 높아 비정형 건축물을 만들기 위한 건설재료로서 유리한 장점이 있다.

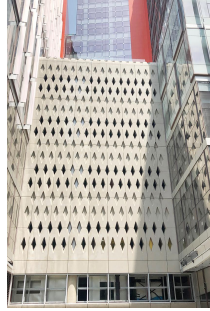
일반강도 콘크리트는 성형성이 높지만, 인장강도가 현저히 떨어지고 구조부재에 응력집중으로 인한 국부적인 균열이 발생함으로써 갑작스러운 취성파괴와 폭발 등 위험이 크다. 이와 같은 일반강도 콘크리트의 취약점을 보완하기 위해 합성섬유 적용 시멘트복합재^{7,11,31,32}가 발전되고 있다. 그 중 80MPa~180MPa의 압축강도를 확보할 수 있는 고강도 재료특성과 인장부에서 뛰어난 2~5%의 고인성 특성이 나타나는 섬유를 보강한 고성능 콘크리트(HPFRC; High Performance Fiber Reinforced Cement Composite)^{16,28,26,27}를 활용한 연구^{8,30}가 진행되고 있다. 성능개선 된 콘크리트 적용 구조물은 단순히 고성능을 기대할 수 있지만, 일반강도 콘크리트와 동일한 부재로 적용이 된다면 사하중에 대한 문제점과 재료의 고비용 등 전체 공사비 증대 원인으로 경제적인 문제가 발생한다.



삼성동 KEB 하나은행 (2017), 서울



양천 파트너스 (2019), 인천



글로벌 라이프 센터 (2019), 일산



역삼동 그린생활시설 (2020), 서울

[그림 1.1] 비정형 콘크리트 파사드 건축물 - 국내 사례



푸아티에 병원, 프랑스



마카 호텔, 아일랜드



남 덴마크 대학교-하이콘, 덴마크



클래딩 외부단열(ET1), 시카고

[그림 1.2] 비정형 콘크리트 파사드 건축물 - 국외 사례

이 연구에서는 콘크리트 구조부재인 전단벽체에 하중으로 부터 발생하는 응력 분포에 따른 형상 설계개념 스트럿-타이 모델 방법을 바탕으로 트러스 시스템 부재 형상을 제안하였다. 높은 압축강도를 갖는 고강도 콘크리트^{12,19,20,21,23}를 적용함으로써 새롭게 제안된 절감된 단면을 갖는 부재가 기존의 철근콘크리트 부재인 전단벽체와 비슷한 수준의 성능이 확보될 수 있도록 하였다. 고강도 콘크리트 적용 트러스 시스템의 해석적 검증을 통해 구조적 성능을 발휘하는지 검토하였고 . 따라서 본 논문은 제안한 트러스 시스템의 실용화보다는 스트럿-타이 모델 방법을 적용한 트러스 시스템 부재 형상 제안의 타당성과 앞으로 나아가 건축미와 부합된 비정형 구조부재기술 발전 가능성에 대한 기초자료 확보를 목적으로 한다.

제2절 연구 동향

철근콘크리트 비정형 건축물에 대한 관심이 높아지면서 비정형 구조부재 개발 연구가 활발해지고 있다. 비정형 단면을 효과적으로 사용할 수 있도록 스트럿-타이 모델 방법을 설계에 적용한 연구가 진행되었으며, 절감된 단면에도 높은 성능을 발휘할 수 있도록 콘크리트 성능 개선 연구가 다양하게 이루어지고 있다.

김호연(2019)²⁰은 스트럿-타이 모델을 응용하여 콘크리트 구조부재의 곡선 및 비정형 트러스 형상 및 설계방법을 제안하였다. 또한 고성능 섬유보강 시멘트 복합재(HPC; High Performance Fiber Reinforced Cement Composite)를 적용하여 곡선 및 비정형 구조부재 성능 평가를 하였다. 실험 결과 고성능 섬유보강 시멘트복합재 적용 부재는 일반 콘크리트 직사각형 부재보다 체적을 38% 감소시켰음에도 휨성능이 우수함을 보여주었다. 이에 스트럿-타이 모델을 응용한 전단에 지배적인 고성능 섬유보강 시멘트 복합재 적용 시 일반 콘크리트 직사각형 부재보다 체적을 42% 감소시켰음에도 고성능 섬유보강 시멘트 복합재에 혼입 강섬유로 인한 응력재분재가 일어나면서 균열강도 이후 다중미세균열로 국부적 균열을 제어함으로써 전단성능이 비슷하게 확인되었다. 따라서 고성능 섬유보강 시멘트 복합재 적용 곡선 및 비정형 구조부재는 기존의 철근콘크리트 직사각형 부재보다 중량을 감소시키면서도 성능이 높게 나타난다는 결론을 보여주었다. 이를 통해 곡선 및 비정형 구조부재로서의 구조적 성능에 만족할 뿐만 아니라 노출부재로 적용함으로써 건축미를 높일 수 있고 구조부재로써 활용가치가 높을 것으로 보았다.

박원섭(2004)²²은 스트럿-타이 모델을 이용하여 개구부가 있는 깊은 보의 전단 강도 해석, 구조거동 및 파괴양상에 대한 연구를 하였다. 이 연구에서는 Schlaich가 제안한 스트럿-타이 모델을 사용하여 수직, 수평 보강된 모델과 대각 보강된 각각의 트러스 모델에 의한 해석 값과 실험값을 비교하였다. 해석 값과 실험값에 의해 철근량을 비교한 결과 수직, 수평 보강된 실험체에 의한 스트럿-타이 해석이 대각 보강된 시험체보다 철근량 산정 시 더 적합하였다. 이를 통해 스트럿-타이 해석은 구조설계 능력의 향상을 가능하게 할 것으로 예상하였다. 그러나 개구부의 위치와 크기에 따른 힘 전달 경로를 적절히 나타낼 수 있는 더 상세한 스트럿-타이 모델의 개발이 필요할 것으로 보았다.

하헌준 외 2인(2018)³⁵은 기존 철근콘크리트 건축물에 강성 보강을 통해 층간변위를 제어하여 균열을 억제할 수 있는 가새 보강공법에 관한 실험연구를 하였다. 이 연구에서는 보강하지 않은 철근콘크리트 골조 실험체 1개와 가새 보강공법을 실험 변수로 적용하고 세장비가 약 120인 실험체 1개, 그리고 세장비가 약 60인 실험체 1개로 총 3개의 실험체를 제작하여 내진성능 평가를 실시하였다. 실험 결과 가새를 보강한 실험체 경우 무보강 실험체 2~3배 강성 증진을 이루었다고 한다. 다만 무보강 실험체의 2배 강성 증진을 목표로 가새 보강을 한 실험체의 경우, 층간변위 1%까지 철근콘크리트 골조 기동 부분에서 초기 균열이 발생했다고 한다. 이후 층간변위 1.5%에서 가새 중앙부에서 좌굴이 발생하였고, 층간변위 2.5%에서 가새 중앙부가 파단이 된 것으로 나타났다. 이후, 철근콘크리트 골조가 하중을 분담하면서 균열이 점차 증가가 되었고, 균열 폭 또한 증가한 것으로 나타났다. 층간변위 5% 이후로는 무보강 실험체와 마찬가지로 많은 양의 콘크리트가 박리되었으며 따라서 가새를 보강함에 있어 최대강도 이후 기동 상단부의 균열 등을 고려한 설계방법 등이 필요하다고 보았다.

금근호(2014)¹³는 비정형 콘크리트 건축의 현황을 분석하고 문제점을 개선할 수 있는 기술개발 방향을 연구하였다. 비정형 건축물의 생산성 저하, 비용 및 공기 증가의 원인으로 비정형 패널의 일회성을 지적했다. 이는 FCS Mold를 사용함으로써 비정형 콘크리트 제작 시 시간과 인력 투입을 감축할 수 있으며, 생산성 향상, 비용 및 공기 감축이 가능할 것으로 보았다. 이에 설계 프로그램과 시공현장 여건, 각 생산 단계별 피드백 등의 절차를 통하여 체계적 생산을 구현할 수 있을 것으로 예상하였다. 연구 결과로 경험과 감에 의존하기보다 엔지니어링과 연구를 통하여 보다 적합한 공법을 개발할 수 있다는 것을 증명하였다. 향후 엔지니어의 고민을 통해 문제점을 체계적으로 분석하고 해결책을 제시한다면 비정형 건설기술의 발전을 앞당길 수 있을 것으로 보았다.

조인중(2009)³⁰는 초고층 건축물에 사용되는 RC Wall bracing system을 적용한 모델에 대하여 사용성 및 경제성에 대하여 평가하고, 정적해석 및 동적해석을 다루었다. RC Wall bracing system의 Wall 요소의 재료강도, 두께, 분포위치에 따른 구조해석을 수행하여 건축물의 강성비교 및 변위제어 효과에 대한 평가를 수행

하였다. 응답스펙트럼 해석결과 모델들은 8.95-11.01초의 진동주기를 갖는다는 것을 알 수 있었으며, 질량 편심이 적은 것으로 나타났다. 또한 전도모멘트에 대한 안전성을 확보하는 것으로 나타났다. RC Wall bracing 요소의 재료강도를 24MPa에서 90MPa로 증가시킨 결과 콘크리트 강도 증가에 따른 효과는 미비한 것으로 나타났다. RC Wall braicng 요소가 건축물 전체에 적용되었을 경우와 적용되지 않았을 경우를 포함하여 구조물량에 대비한 효과를 비교한 결과 구조물 전체에 RC Wall bracing을 설치하였을 때 가장 효과적이라고 보았다.

박창환(2013)²⁴은 콘크리트의 현장 타설 및 슛크리트 공법에도 적용할 수 있는 비정질 강섬유 복합체 개발에 관한 연구를 진행하였다. 재료실험 결과 비정질 강섬유 복합체는 일반 강섬유 복합체에 비해 유동성 및 분산성이 우수하다고 나타났다. 혼입율에 따라 균열제어 효과를 가지며, 인장 강도 및 전단강도 개선에 효과가 있어 일반 콘크리트의 취약적 단점을 개선할 수 있다고 보았다. 하지만 비정질 강섬유 혼입률이 1.5% 이상인 경우, 인장강도 및 전단강도 개선 효과가 미흡하거나, 강도가 감소하는 결과를 보였다. 또한 전단 파괴형 보 실험 결과 일반콘크리트에 비해 1.5배 이상의 전단강도가 향상됨과 같이 보의 전단실험을 통해 실제 보강효과도 1.5배 이상 향상되는 것으로 판단된다는 실험결과를 도출했다.

김미연(2015)¹⁴은 고인성 섬유보강 시멘트 복합체로 제작된 끼움벽체로 철근콘크리트 골조를 보강하여 기존의 끼움벽으로 보강된 철근콘크리트 골조에서 발생하는 취성적인 전단지배적 구조거동을 보완했고 이에 대한 실험 및 내진성능평가를 수행하였다. 기존의 비내진 상세를 갖는 골조 및 끼움벽으로 보강된 골조의 내진성능을 평가하기 위해 1/3 스케일로 축소된 실험체를 제작하여 반복하중 실험을 수행하였다. 실험 결과, 고인성 섬유보강 시멘트 복합체 끼움벽으로 보강한 골조는 일반적인 철근콘크리트 끼움벽으로 보강된 골조에 비해 더욱 향상된 변형 능력 및 균열제어능력을 보이는 것으로 나타났다. 강성비가 커질수록, 내력비가 작을수록, 골조보다 벽체의 파괴가 선행되고, 강성비 범위 7 이상, 내력비 범위 3 이하에서 벽체의 파괴가 선행된다고 보았다. 또한 강성비와 내력비가 높아질수록 보강 골조의 항복강도와 에너지 흡수 능력이 커지는 경향이 나타나는 것을 보여주었다.

윤용화(2005)²⁷는 비내진 상세를 갖는 철근콘크리트 골조에 현장타설 끼움벽 및 개구부가 있는 끼움벽으로 보강하여 대각보강근량과 개구부의 유무를 변수로 벽체의 내진성과 거동특성 등을 평가하기 위한 실험을 실시하였다. 대각 보강근의 유무에 따른 끼움벽의 성능은 강도나 에너지 소산면적에서는 크게 향상된 결과를 얻지 못했지만 항복강성의 경우 90% 증가하였고 극한강성의 경우 23% 증가를 보여 벽체의 횡 하중 저항성이 증가하는 것으로 실험 결과가 나타났다. CIP-L1시험체의 경우 개구부가 없는 끼움벽인 CIP-1시험체에 비해 41%의 항복강도 감소를 보였지만 대각 보강한 개구부를 갖는 CIP-L2시험체 경우 32%의 감소를 보여 대각철근의 전단 보강 효과가 우수한 것으로 나타났다.

제3절 연구 내용 및 방법

이 연구에서는 스트럿-타이 모델에 근거하여 트러스 시스템 형상설계를 제안하였다. 부재 제안에 있어 사용 재료 경우 단면 절감에도 동일한 성능을 유지할 수 있도록 고강도 콘크리트(High Performance Concrete, 이하 HPC)를 활용하여 새롭게 제안된 트러스 시스템 형상의 성능을 검증하고자 하였다.

새로운 형상 제안을 위해 사용된 스트럿-타이 모델 방법의 개념을 확립하고자 횡력 저항 구조부재인 전단벽체를 대상으로 스트럿-타이 방법을 적용하여 설계 진행하였다. 재료 메커니즘에 근거하여 최적의 스트럿-타이 모델을 찾는 것이 중요하기 때문에 하중 작용점 설정에 변수를 두었다. 따라서 지진력 저항시스템 차이에 변수를 두어 하중 작용점에 따라 발생하는 스트럿-타이 모델의 절점 수와 부재 수 발생 관계를 파악하고, 그에 따른 철근 배근 상세를 건축구조기준 콘크리트 벽체 설계에 대한 철근 배근 상세와 비교하여 스트럿-타이 모델 설정이 철근량 산정에 미치는 영향을 분석하였다.

횡력 저항 구조부재인 전단벽체에 작용 하중으로 발생하는 부재 내 응력흐름을 분석하여 트러스 시스템 형상을 제시했다. 전단벽체는 축하중 뿐만 아니라 횡하중을 함께 지지하기 때문에 횡하중이 작용하는 경우, 축하중이 작용하는 경우 및 횡하중과 축하중이 함께 작용하는 경우에 대해 응력 흐름을 분석하여 트러스 시스템 형상을 제시했다. 이때 사용 콘크리트 재료 강도를 변수로 하여 HPC를 사용했을 때 단면을 얼마나 줄 일 수 있는지 확인하였다. 또 HPC 사용으로 절감된 단면을 갖는 트러스 시스템이 횡력 저항 구조부재로서 성능을 발휘하는지 검증하고자 한다.

제안된 트러스 시스템을 구조물에 적용했을 때 구조성능 개선을 살펴보기 위해 상용화된 구조해석 프로그램을 활용하였다. 구조해석 프로그램을 통해 해석하기 위해 제안한 트러스 시스템 부재의 곡선 단면을 직선단면으로 환산하여 모델링했다. 지진하중 및 구조물의 설정 값은 국가건설기준(KDS)^{1,2,3,4,5}을 따랐다. 본 연구의 결과를 토대로 트러스 시스템 부재가 전단벽체를 대신할 구조적 성능을 갖는지 가능성을 평가하고자 한다.

제2장 Strut-tie 모델 방법

제1절 Strut-tie 모델 적용 절차

본 장에서는 트러스 시스템 형상을 제안하기 위해 사용한 스트럿-타이 모델 방법을 소개한다. 트러스 유사법을 일반화시킨 것으로 작용하중과 경계조건으로부터 형성된 응력장을 표현한 것이다. 스트럿-타이 모델을 통해 부재 내 하중 전달경로를 고려하여 필요철근량, 철근 배치 위치를 결정한다. 횡력 저항 구조부재인 전단 벽체 경우 지진과 같은 횡하중에 의해 전단에 영향을 받는다. 이와 같이 횡력을 저항하는 콘크리트 구조부재 트러스 형상을 제안하기 위해 트러스 메커니즘에 따른 스트럿-타이 모델^{3,20}을 응용하고자 한다.

제2절 Strut-tie 모델 구성요소 유효강도

1. 구성요소 정의

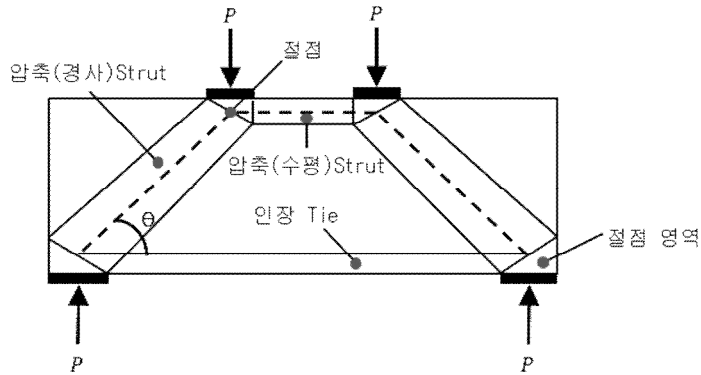
철근콘크리트 구조부재 설계를 위한 스트럿-타이 모델은 [그림 2.1]과 같다. 국가건설기준 “콘크리트구조 스트럿-타이모델” KDS 14 20 24¹⁰에 근거하여 스트럿-타이 모델에서 정의하는 구성요소를 정리했다. 철근콘크리트 구조부재에 적용된 하중과 지지조건으로 실제 발생하는 압축력의 Strut과 인장력을 받는 Tie로 응력 영역을 구분하며 3개 이상 힘이 만나는 절점으로 구성된다. 절점 영역을 통해 스트럿과 타이의 힘이 전달 될 수 있다고 본다. 스트럿과 타이의 필요 단면적은 구조해석 시 각각의 유효강도 범위 내에서 결정한다. 필요 철근량은 타이의 유효강도를 고려하여 산정 한다. 설계축강도 ϕF_n 은 소성론 하한경계이론에 따라 [식 2.1]과 같이 스트럿과 타이의 단면력 또는 절점 영역의 한 면에 작용하는 단면력 F_u 보다 이상의 조건에서 만족하도록 한다.

$$\phi F_n \geq F_u \quad \text{[식 2.1]}$$

여기서, F_n : Strut, Tie 및 절점 영역의 공칭축강도

ϕ : Strut의 강도감소계수, 0.75

Tie의 강도감소계수, 0.85

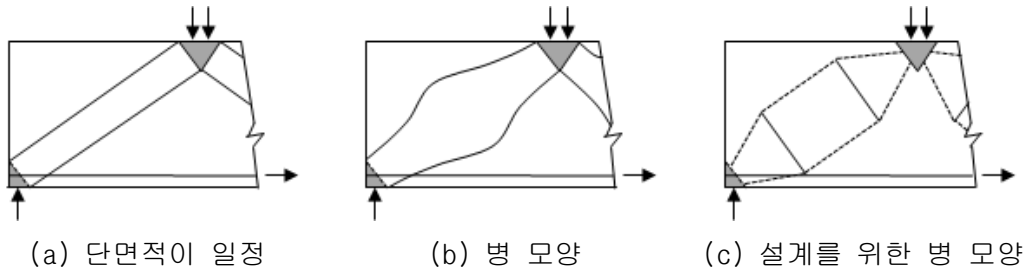


[그림 2.1] Strut-Tie 모델

2. 구성요소 유효강도

가. 압축요소 Strut 유효강도

스트럿-타이 모델 구성요소 중 스트럿은 압축대 방향에서 압축력을 가지는 콘크리트 압축 응력장을 시각화한 것이다. [그림 2.2]는 콘크리트 스트럿 형태를 간략화한 것으로 이상화 형태를 보여준다. 일반적으로 균일하고 평행한 응력 궤도를 가지는 스트럿 응력장 모델은 [그림 2.2(a)]와 같다. 스트럿 단면적이 [그림 2.2(b)]와 같이 스트럿 양단면적보다 큰 병 모양을 가질 경우 병 모양 스트럿 설계를 간략하게 할 수 있도록 [그림 2.2(c)]와 같이 이상화할 수 있다. 스트럿의 축강도를 추정하기 위해 콘크리트 스트럿의 유효압축강도 F_{ce} 와 콘크리트 스트럿 유효 단면적 A_c 를 고려하여 [식 2.2]와 같이 콘크리트 스트럿 공칭 압축강도 F_{ns} 를 추정할 수 있다. 압축철근을 포함한 스트럿 공칭압축축강도 F_{ns} 는 [식 2.3]에 의해 산정하여 스트럿의 강도를 증가시킬 수 있다.



[그림 2.2] 콘크리트 Strut 모양

$$F_{ns} = f_{ce} A_c \quad [\text{식 2.2}]$$

$$F_{ns} = f_{ce} A_c + 1.13 f'_s A'_s \quad [\text{식 2.3}]$$

여기서, A_c : 콘크리트 Strut의 유효단면적

A'_s : 철근 Strut 단면적

f_{ce} : 콘크리트 Strut 유효 압축강도

f'_s : 압축철근의 응력

이때, 콘크리트 스트럿 유효 압축강도 f_{ce} 는 실험과 해석을 통해 산정된 값을 사용할 수 있으며 [식 2.4]에 따라 계산한다.

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f_{ck} \quad [\text{식 2.4}]$$

여기서, 콘크리트 스트럿 영향 계수 β_s 는 콘크리트 스트럿 압축강도를 계산할 때 구속 철근의 영향과 균열의 영향을 고려하기 위한 계수로 [표 2.1]과 같이 적용한다. 이때, λ 는 콘크리트 질량에 관한 수정계수로 국가설계기준 “콘크리트구조 해석과 설계 원칙” KDS 14 20 10¹²(2.4)에 따른다.

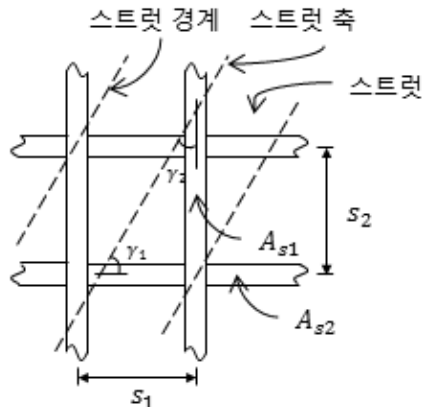
[표 2.1] 콘크리트 Strut 영향 계수, β_s

콘크리트 Strut 균열과 구속 철근 영향	철근 배치 규정	β_s
전 길이에 걸쳐 Strut의 단면적이 일정할 경우	-	1.0
병 모양 Strut	만족	0.75
	불만족	0.6 λ
인장요소 또는 콘크리트 구조부재의 인장 플랜지 콘크리트의 Strut인 경우	-	0.4
기타의 모든 경우	-	0.6

균열이 발생한 스트럿에 걸쳐서 배치된 두 수직방향 및 수평방향의 구속철근은 [그림 2.3]과 같다. 콘크리트의 설계기준압축강도가 40MPa를 초과하지 않을 경우에만 필요 구속 철근량은 [식 2.5]를 만족한다. 균열 면에서 전단미끄럼이 없이 균열이 발생한다면 그림의 수직방향 구속 철근들은 스트럿에 직각인 응력을 유발한다. [식 2.5]에서 수직방향 구속철근에 의한 철근비는 [그림 2.3]의 아래첨자 1이며 수평방향 구속철근에 의한 철근비는 아래첨자 2로 표현하여 고려한다.

$$\sum \frac{A_{s_i}}{bs_i} \sin^2 \gamma_i \geq 0.003 \quad [\text{식 2.5}]$$

여기서, A_{s_i} : 콘크리트 스트럿의 중심선과 이루는 각 γ_i 와 철근 간격 s_i 로 배치된 철근 단면적



[그림 2.3] 스트럿을 가로지르는 구속철근

나. 인장요소 Tie 유효강도

필요한 철근 양은 타이의 단면력으로 산정한다. 타이는 스트럿-타이 모델의 인장부재로 보통 타이 단면력은 힘 작용선에 대칭으로 위치한 철근에 의해 저항된다. 타이는 이상적으로 극한하중 상태에서 항복에 도달하도록 해야 하고 연성파괴 거동 상태를 보장하기 위해 콘크리트 파괴에 앞서 타이는 항복해야 한다는 가정으로 [식 2.6]과 같이 타이의 공칭축강도 F_{nt} 가 산정된다.

$$F_{nt} = A_{st}f_y + A_{ps}(f_{pe} + \Delta f_p) \quad [\text{식 2.6}]$$

여기서, A_{st} : 철근 Tie의 단면적

A_{ps} : 긴장재 Tie의 단면적

f_y : 철근의 설계기준 항복강도

f_{pe} : 긴장재의 유효프리스트레스 응력

Δf_p : 부착된 긴장재, 420MPa

: 부착되지 않은 긴장재, 70MPa 또는 해석결과에 따른 값

다. 절점영역 유효강도

스트럿-타이 모델의 절점영역은 하중경로 방향 변화가 있는 영역에서의 복잡하고 복합된 응력상태를 단순하게 이상화 한 것이다. 절점영역 형상은 셋 또는 더 많은 스트럿 또는 타이의 교차점을 연결하여 결정한다. 절점 영역 강도는 절점 영역 공칭강도 F_{nn} 조건에 대해 만족 여부를 검토하거나 절점 영역에 대한 비탄성 해석에 의해 절점 영역 안전 여부를 확인하여 검토한다. 절점 영역 공칭강도 F_{nn} 은 [식 2.7]과 같이 산정된다.

$$F_{nn} = f_{ce} A_n \quad \text{[식 2.7]}$$

여기서, A_n : 절점 영역 경계면 또는 절점 영역을 형성하는 요소의 단면적
 f_{ce} : 절점 영역의 유효 압축강도

이때, 절점 영역에 배치된 구속 철근이 없고 실험 및 해석을 통해 구속 철근의 영향을 평가하지 않는다면 절점 영역 경계면의 유효 압축강도는 콘크리트 설계압축강도 F_{ck} 와 절점영역 영향계수 β_n 및 0.85 계수의 곱으로 [식 2.8]에 의해 산정된 값 이하로 한다.

$$f_{ce} = 0.85\beta_n f_{ck} \quad \text{[식 2.8]}$$

절점영역 영향계수 β_n 는 절점 영역 압축강도를 계산할 때 타이의 정착 영향을 고려하기 위한 계수로 [표 2.2]와 같이 고려한다.

[표 2.2] 절점 영역 영향 계수, β_n

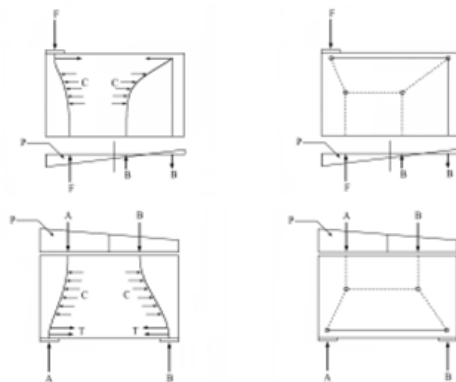
절점 영역 상태	β_n
지지판, Strut 또는 지지판과 Strut에 의해 형성된 절점 영역	1.0
하나의 Tie가 연결된 절점 영역	0.8
두 개 이상의 Tie가 연결된 절점 영역	0.6

제3절 Strut-tie 모델 선정방법

스트럿-타이 모델 선정은 스트럿-타이 모델 방법 사용에 있어 설계 결과에 큰 영향을 미친다. 현재 하중 전달경로를 이용하거나 응력 흐름경로를 이용하는 방법을 이용하여 내부 응력을 전달할 수 있는 스트럿-타이 모델을 선정한다. 따라서 동일한 설계 영역에 대해서 설계자에 따라 서로 상이한 모델이 선정될 수 있다. 가장 큰 불확실성을 내포하고 있는 부분으로 앞으로 많은 연구를 통해 개선되어야 하는 부분이다.¹⁸⁾

1. 하중경로법

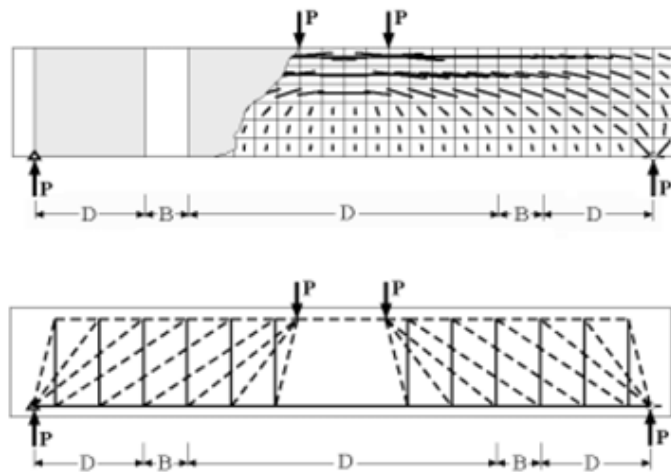
간단한 설계 경우에 있어서는 하중 전달경로 이용 방법을 적용하는 것이 효과적이다. 하중 경로법에서는 힘이 전달되는 경로를 콘크리트 부재의 거동에 대한 지식과 구조적 경험을 바탕으로 결정하여 이를 근거로 스트럿-타이 모델을 선정한다. 구조부재의 지지점 또는 D영역(응력교란영역 또는 기하학적 불연속 부)과 B영역(D영역을 제외한 영역)의 경계면에서 응력과 반력을 결정한 후 적절한 하중 경로를 가정하여 이에 따라 스트럿-타이 모델을 산정하는 방법이다. 균열 진행양상 예측을 통해 압축응력장을 표현하는 경사진 스트럿을 예측된 균열 양상과 평행하게 배치할 수 있으며, 일반적 배근 상황을 참고로 하여 인장 타이 철근을 배치할 수 있다. [그림 2.4]는 하중경로법의 이해를 돕기 위하여 하중경로법을 이용해 프리스트레스드 콘크리트 정착부를 위한 스트럿-타이 모델을 선정한 예를 보여준다.



[그림 2.4] 하중경로법에 의해 선정된 스트럿-타이 모델

2. 응력경로법

응력경로법은 응력흐름을 이용하는 방법으로 선형탄성해석을 통해 결정된 설계 대상 영역의 작용하중과 경계조건으로부터 형성된 내부 응력흐름을 바탕으로 스트럿-타이 모델을 선정하는 방법이다. D영역 자유도의 평형이 만족된 후에 하중 및 경계조건에 대한 탄성 응력흐름(주응력흐름)을 먼저 결정한다. 결정된 응력흐름을 따라 스트럿과 타이를 배치하여 스트럿-타이 모델을 선정하는 방법이다. 철근 타이의 위치는 실제 설계시의 배근 형태를 고려하여 결정한다. 응력경로법은 구조적 경험과 콘크리트 부재 거동에 대한 지식뿐만 아니라 탄성응력해석을 바탕으로 결정된 주응력흐름을 근거로 모델을 선정하는 방법이기 때문에 하중 경로법보다 복잡한 응력흐름을 갖는 콘크리트 부재 경우에도 효과적으로 적용이 가능하다. [그림 2.5]는 응력경로법의 이해를 돕기 위하여 응력경로법을 이용해 철근 콘크리트 보 부재의 스트럿-타이 모델을 선정한 예이다.



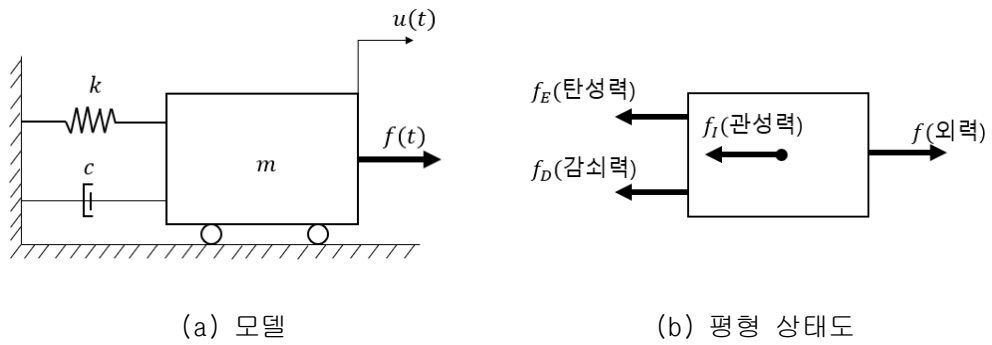
[그림 2.5] 응력경로법에 의해 산정된 스트럿-타이 모델

제3장 비선형 정적 Push-over 해석 방법

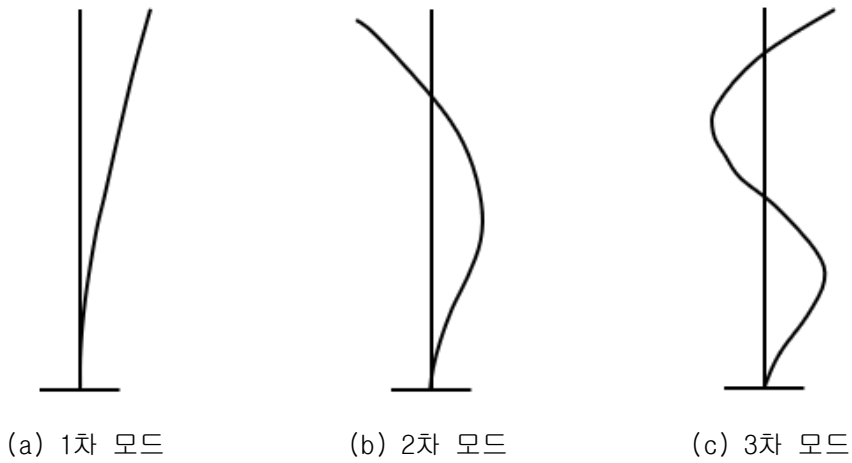
일반적으로 비선형 정적해석법을 Pushover 해석법이라 한다. 구조물에 작용하는 지진하중(횡하중)에 대해 발생하는 구조물의 비선형 거동을 정적으로 해석하여 구조물의 보유 성능을 평가하는 방법이다.¹⁵ 선형해석에 비해 비선형 해석에서는 구조물의 최대 보유 내력 및 그 이후의 거동까지 예측이 가능하다. 예측한 해석 결과인 비선형 해석에 따른 하중-변위 관계도와 구조물의 비선형 이력거동에 따른 에너지 소산량에 의해 결정된 비선형 응답스펙트럼과 만나는 교차점인 성능점(Performance Point)을 산정한다. 성능점은 실제 발생 가능한 지진하중에 대해 구조물이 보일 수 있는 거동 상태를 의미한다. 비선형 정적 해석을 통해 신축 구조물의 경우에 목표 성능을 달성하도록 내진성능 설계하고자 할 때, 기존 구조물의 경우에 내진보강 설계를 수행하고자 할 때 또는 내진성능을 평가하고자 할 때 사용된다.

제1절 고유치 해석

정적해석법은 구조물의 지진하중에 대한 고유한 동적 특성을 반영하기 어려운 단점이 있지만 해석 절차가 간단해 사용하기 쉽다는 장점이 있다. 구조물 고유의 동적특성은 고유치 해석을 통해 분석 가능하다. 구조물의 질량과 강성에 의해 고유치 해석이 이루어지며 고유 모드(또는 모드 형상), 고유 주기(또는 고유진동수) 및 모드참여계수(Modal Participation Factor) 등의 동적특성을 구할 수 있다. 고유 모드(Vibration Modes)는 구조물이 자유진동 또는 변형할 수 있는 일종의 고유 형상이다. 모드 형상은 변형을 위해 소요되는 에너지 또는 힘이 가장 적은 것부터 1차 모드, 2차 모드 및 n차 모드로 순차적으로 [그림 3.2]와 같이 발생한다. 구조물의 동적하중에 대한 거동은 개별의 고유 모드들이 중첩되어 나타나지만, 비선형 정적해석법에서는 1차 모드(Primary Mode) 만을 대상으로 해석을 수행한다. 1차 모드가 주요 모드로써 구조물의 거동을 특징 짓는다. 즉 1차 모드가 차지하는 비중이 큰 것으로 가정하여 해석을 수행하는 단일 모드법을 사용한다. 고유치 해석을 통해 총별로 작용하는 횡하중 분포를 결정한다. 이 때 횡하중 분포는 1차 모드 형상으로 구조물이 변형하도록 결정한다. 단일자유도 구조물의 운동은 [그림 3.1]과 같이 표현한다.



[그림 3.1] 단일자유도 구조물 운동계



[그림 3.2] 고유 모드 형상

단일자유도 구조물의 운동의 평형방정식은 [식 3.1]과 같이 표현한다. 구조물 운동속도 변화에 대해 저항하려는 관성효과를 힘으로 나타낸 관성력 $f_I(t)$ 은 $m\ddot{u}(t)$ 의 크기를 갖으며 가속도의 반대방향으로 작용한다. 구조물에 외력이 추가적으로 가해지지 않을 경우, 운동에너지가 내부마찰 등의 원인으로 인해 소멸된다. 감쇠력 $f_D(t)$ 는 이러한 감쇠에 의해 운동 진폭이 작아지는 형상을 고려하기 위한 구조계 내부 가상의 힘으로 $c\dot{u}(t)$ 의 크기를 갖으며 운동속도와 반대방향으로 작용한다. 구조물의 변형에 대한 구조계의 저항으로 원위치로 복귀하려는 성질을 나타

내는 관성력 $f_S(t)$ 는 탄성복원력인 탄성력으로 $ku(t)$ 의 크기를 갖으며 변위와 반대 방향으로 작용한다. 따라서 힘의 평형관계로부터 변위에 대한 단일자유도 구조물의 운동방정식은 [식 3.2]로 표현 가능하다.

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = f(t) \quad [\text{식 3.1}]$$

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = f(t) \quad [\text{식 3.2}]$$

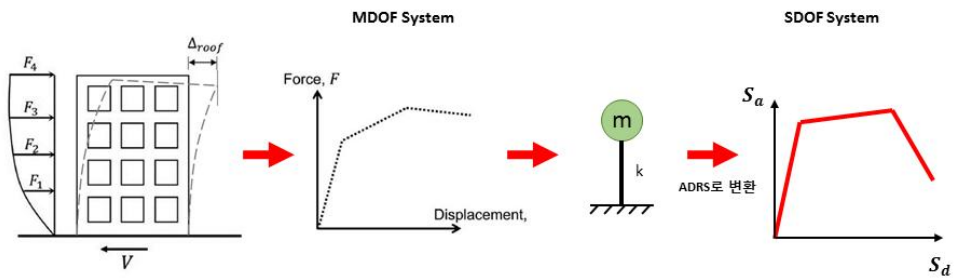
구조물에 작용하는 횡하중 분포를 결정하기 위해 구조물을 질량 m 과 강성 k 를 갖는 해석 가능한 역학 모델로 모델화하여 고유치 해석을 수행하고 1차 모드 형상으로 구조물이 변형하도록 횡하중 분포를 결정한다. 변위 $u(t)$ 를 생성하기 위해 정적으로 적용되어야 하는 힘인 관성력 $f_S(t)$ 에 대한 정적 운동방정식 $f_S = k \cdot u$ 를 n 차 모드와 j 층수를 고려하여 $\{f_n(t)\} = [K] \cdot \{u_n(t)\}$ 와 같이 [식 3.3]으로 정적 등가 횡하중을 산정한다. $[K]$ 는 구조물의 강성행렬이다.

$$f_n(t) = \omega_n^2 \cdot m_j \cdot \phi_{jn} \cdot \Gamma_n \cdot S_{Dn} \quad [\text{식 3.3}]$$

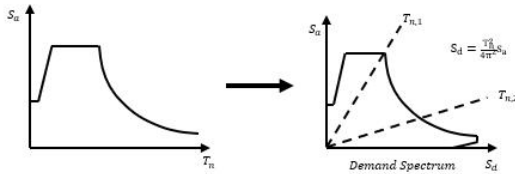
- 여기서, ω_n : 고유 각진동수
- ϕ_{jn} : j 층의 n 차 모드 형상
- Γ_n : 모드 참여 계수
- S_{Dn} : 응답스펙트럼 변위

제2절 내진성능평가 방법

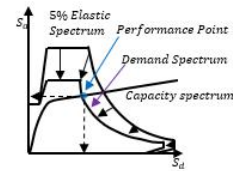
비선형 해석을 통해 산정된 하중-변위 관계도와 구조물 대상 지역의 응답스펙트럼과 만나는 교차점인 성능점(Performance Point)을 산정한다. 성능점을 분석하여 내진성능평가를 이룰 수 있는 방법으로 단일 모드법에서는 역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Method; CSM)(ATC 1996), 변위계수법(Displacement Coefficient Method; DCM)(FEMA 200), N2(Fajar 2000) 등의 방법이 있다. 변위계수법은 REMA-356에서 제시한 방법으로 역량스펙트럼법 보다 단순한 방법이지만 ATC-40에서 제시하고 있는 방법인 역량스펙트럼법이 가장 일반적으로 사용되고 있다. 본 연구에서는 일반적으로 사용되고 있는 역량스펙트럼법을 이용한 내진성능평가법을 소개하고 진행하고자 한다.



(a) 능력곡선의 능력스펙트럼 변환



(b) 요구 응답스펙트럼 ADRS 변환

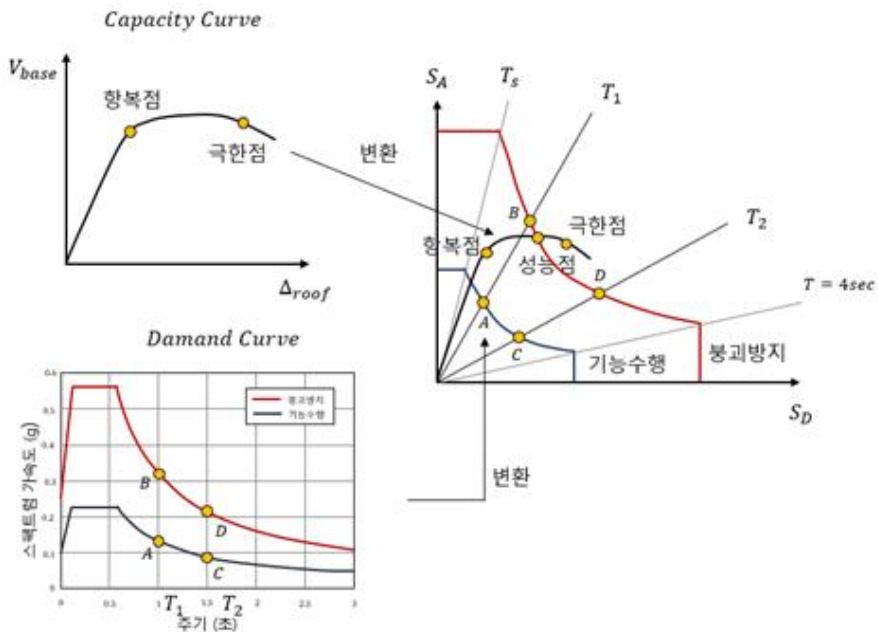


(c) 성능점 산정

[그림 3.3] 역량스펙트럼법(CSM)에 의한 구조물의 내진성능평가 과정

1. 역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Method; CSM)

비선형 해석 결과를 역량스펙트럼법으로 분석하기 위해서는 요구스펙트럼(Demand Spectrum)과 역량스펙트럼(Capacity Spectrum)이 만나는 점인 성능점을 찾아야 한다. 역량스펙트럼은 구조물의 비선형 해석 결과인 하중-변위 관계(Capacity Curve)를 의미하고, 요구스펙트럼은 구조물 대상지역의 응답스펙트럼(Response Spectrum)을 의미한다. 다자유도 시스템을 등가 단자유도 시스템으로 변환하는 과정이 필요하며, 요구스펙트럼과 역량스펙트럼을 가속도-변위 응답스펙트럼(Acceleration-Displacement Response Spectra; ADRS) 그래프에 [그림 3.4]와 같이 함께 표현되어야 한다. 가속도-변위 응답스펙트럼 형식으로 요구스펙트럼과 역량스펙트럼을 함께 표현했을 때 만나는 성능점은 따라서 실제 발생 가능한 지진하중에 대해서 구조물이 보일 수 있는 거동 상태를 의미한다.



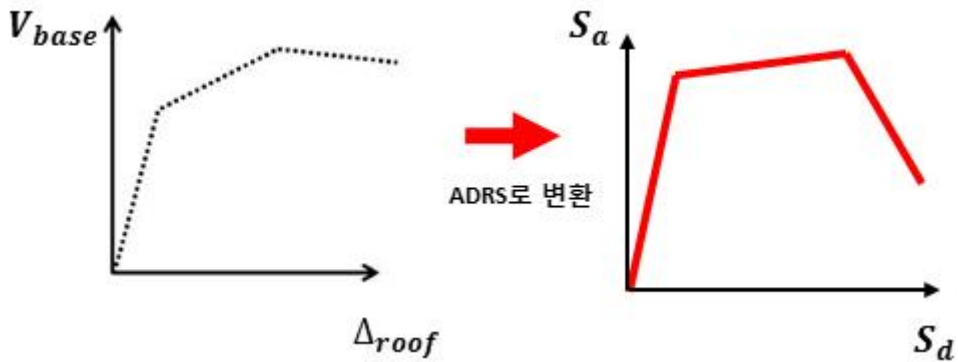
[그림 3.4] 역량스펙트럼법(CSM) - 가속도-변위 응답스펙트럼 (ADRS)

가. 역량스펙트럼(Capacity Spectrum) 산정

역량스펙트럼(Capacity Spectrum)은 구조물에 횡방향으로 가해지는 지진하중에 따른 변위 관계인 성능 곡선을 성능 스펙트럼으로 변환을 통해 구한다. 구조물에 작용하는 동적 횡하중을 고유치 해석을 통해 1차 모드를 고려하여 1차 모드 형상으로 구조물이 변형하도록 결정한다. 하중을 증가시켜 작용했을 때 구조물의 거동, 즉 하중에 대응 하는 밀면 전단력과 변위 관계를 비선형 포락선으로 얻은 것이며 이를 이선형화 또는 삼선형화 시킬 수 있고 [식 3.4], [식 3.5]와 같이 밀면 전단력 V_b 와 변위 Δ_{roof} 관계를 갖는 [그림 3.5 (a)]의 성능 곡선 Capacity Curve를 응답가속도 S_a 와 응답 변위 S_d 관계식을 통해 [그림 3.5 (b)]와 같은 역량스펙트럼으로 변환한다.

$$S_a = \frac{V_b}{\alpha^k m} \quad [\text{식 3.4}]$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{\Gamma^k \phi^k} \quad [\text{식 3.5}]$$



(a) 하중-변위 곡선 이선형화 또는 삼선형화

(b) 역량 스펙트럼

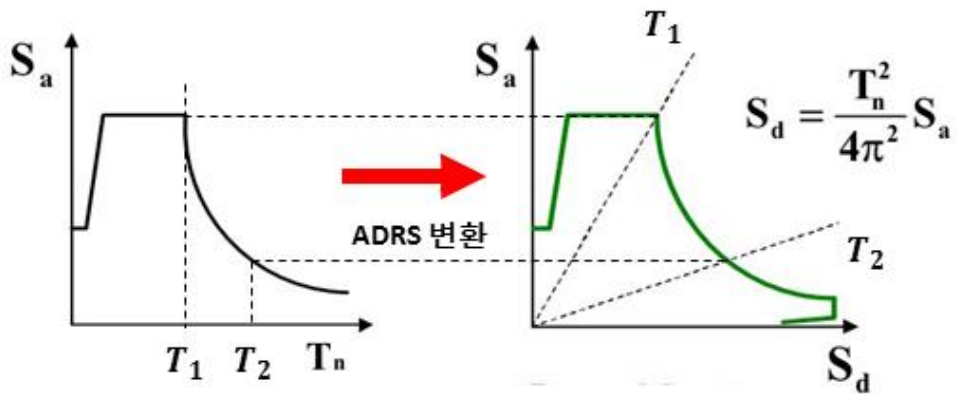
[그림 3.5] 역량 스펙트럼(Capacity Spectrum) 변환

나. 요구스펙트럼(Demand Spectrum) 산정

일반적으로 구조물을 대상으로 대상 지역에 따른 가속도 s_a 와 고유 주기 T 의 관계식으로 표현되는 응답 스펙트럼 [그림 3.6 (a)]는 [식 3.6] 및 [식 3.7]을 통해 [그림 3.6 (b)]와 같은 가속도-변위를 갖는 요구스펙트럼(Demand Spectrum)으로 표현된다. 요구스펙트럼은 구조물의 에너지소산 능력에 따라 결정되는 선들로 이루어졌으며 에너지 소산 능력이 클수록 응답 가속도의 크기는 작아진다. 우리나라 지반에 맞는 여러 지진파 해석을 통해 결정된 유사 가속도 스펙트럼을 요구 스펙트럼으로 변환하여 5% 감쇠를 고려하여 성능스펙트럼과 중첩했을 때 성능점을 산정한다. 또한 요구스펙트럼은 발생한 지진이나 발생 가능한 지진하중에 대하여 어떠한 내진성능을 보유하고 있는지에 대한 합리적인 평가가 가능하다.

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2 \quad [\text{식 3.6}]$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad [\text{식 3.7}]$$



(a) 일반 응답 스펙트럼 ($S_a - T$)

(b) ADRS 스펙트럼 ($S_a - S_d$)

[그림 3.6] 가속도-주기 스펙트럼의 가속도-변위 응답스펙트럼 (ADRS) 변환

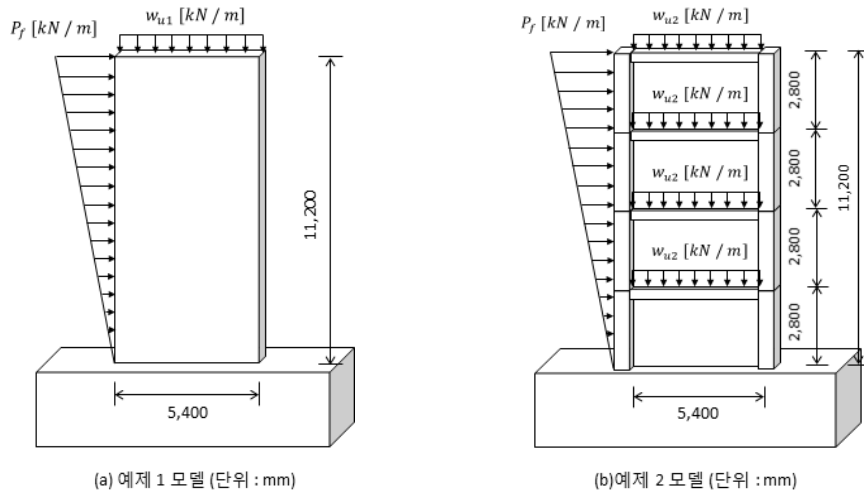
제4장 Strut-tie 모델 방법 적용 전단벽체 설계

제1절 Strut-tie 모델 방법 적용 전단벽체 설계 계획

본 장에서는 트러스 시스템 형상제안을 위해 스트럿-타이 모델방법을 적용하기 위하여 전반적인 스트럿-타이 설계 개념을 확립하고자 횡력 저항 구조부재인 전단벽체를 대상으로 스트럿-타이 방법을 적용하여 설계 진행하였다. 지진력 저항시스템 차이에 변수를 두어 하중 작용점에 따라 발생하는 스트럿-타이 모델의 절점 수와 부재 수 발생 관계를 파악한다. 이에 따른 철근 배근 상세를 건축구조기준 콘크리트 벽체 설계(KDS 14 20 72)⁷에 대한 철근 배근 상세와 비교하여 부재에 작용하는 하중 설정과 스트럿-타이 모델 설정에 따라 달라지는 배근 상세와 철근량 발생 관계를 분석하고자 한다.

1. Strut-tie 설계 모델 선정

스트럿-타이 모델 설계를 위해 철근콘크리트 구조부재는 [그림 4.1]과 같이 5.4m × 11.2m 크기의 전단벽체를 선정했다. 재료메커니즘에 근거하여 최적의 스트럿-타이 모델을 찾기 위해 지진력 저항 시스템 차이에 의해 내력시스템의 벽체인 예제 1, 건물 골조시스템의 벽체인 예제 2를 설정하였다.



[그림 4.1] 스트럿-타이 설계 모델 계획

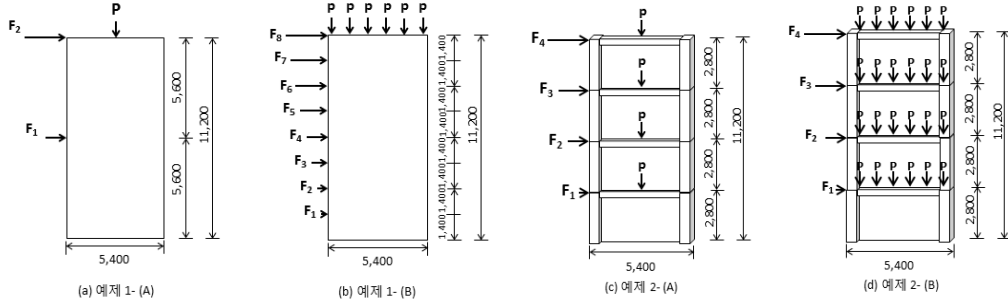
전단벽체는 자중과 활하중과 같은 축하중과, 풍력이나 지진력과 같은 횡하중을 지지하는 구조부재이다. 따라서 [그림4.1]과 같은 분포하중을 받는다.

또한, [표 4.1]은 설계 개요를 보여준다. 축하중과 횡하중을 조합하는 방법에 의하여 스트럿-타이 모델 설계가 이루어지므로 하중에 따라 별개의 스트럿-타이 모델을 구성하여야한다. 1개의 벽체 설계를 위하여 하중에 따라 달라지는 4개의 스트럿-타이 모델이 필요하다. 벽체에 작용하는 축하중은 벽체 순수 축하중의 10%를 적용했다. 축하중은 횡하중에 비해 무시할 수 있을 정도로 작은 값이기 때문에 하중 조합에서 축하중만 작용하는 경우는 제외하였다.

[표 4.1] 전단벽체 스트럿-타이 설계 개요

벽체 길이	[mm]	5,400
벽체 높이	[mm]	11,200
벽체 두께	[mm]	300
사용 재료 강도	[MPa]	콘크리트 압축강도 $f_{ck} : 27$ 철근 인장 강도 $f_y : 400$
작용 하중	[kN/m]	$\omega_{u1} = 8.065$ $\omega_{u2} = 2.02$ $P_f = 380$
하중 조합		하중 조합 1 : 왼쪽 횡하중 하중 조합 2 : 오른쪽 횡하중 하중 조합 3 : 축하중 + 왼쪽 횡하중 하중 조합 4 : 축하중 + 오른쪽 횡하중

전단벽체에 작용하는 분포하중을 집중하중으로 치환할 때, 작용점이 적은 경우 (A)와 많은 경우 (B)를 예제 1 및 예제 2에 대해 고려하여 총 4가지 예제 모델을 설정하였다. 이에 따라 각 예제 별로 작용되는 횡하중과 축하중 값을 다음 [표4.2]에 나타냈으며 각각 축하중의 합과 횡하중의 합은 예제 모두 동일하다.



[그림 4.2] 전단벽체 스트럿-타이 모델 방법 설계 예제 모델

[표 4.2] 예제 모델 설계 하중 개요

	예제 1 -(A)	예제 1 -(B)	예제 2 -(A)	예제 2 -(B)
축하중 [kN]	43.55	7.26	10.89	1.68
횡하중 [kN]	$F_1 = 1596$ $F_2 = 532$	$F_1 = 33.25$ $F_2 = 99.75$ $F_3 = 166.25$ $F_4 = 232.75$ $F_5 = 299.25$ $F_6 = 365.75$ $F_7 = 432.25$ $F_8 = 498.75$	$F_1 = 133$ $F_2 = 399$ $F_3 = 665$ $F_4 = 931$	$F_1 = 133$ $F_2 = 399$ $F_3 = 665$ $F_4 = 931$

2. 철근량 계산

스트럿-타이 모델의 부재력 해석 결과를 통해 철근량 계산 시 고려된 4개 하중 조합에 의해 계산된 인장력 중에서 가장 큰 값을 택하여 강도감소계수 ϕ 와 철근 구조기준항복강도 f_y 의 곱으로 나누어 [식 4.1]과 같이 필요 철근량 $A_{s,req}$ 을 계산한다.

$$A_{s,req} = \frac{F_u}{\phi f_y} \quad \text{[식 4.1]}$$

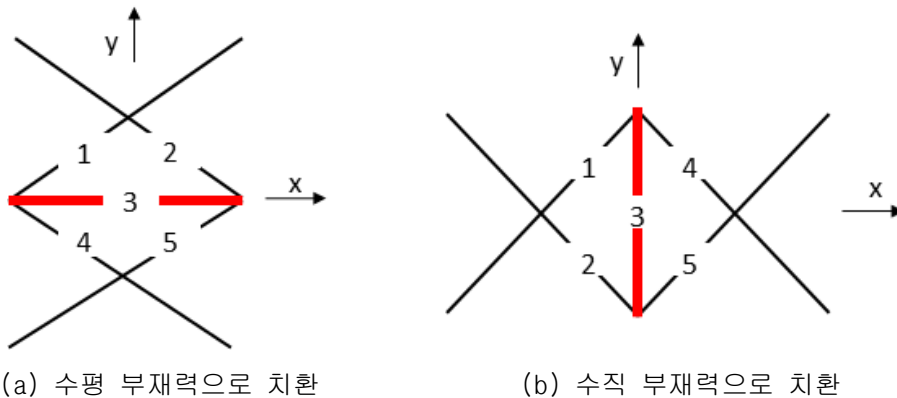
여기서, $A_{s,req}$: 필요 철근량

F_u : 계수 부재력

ϕ : 강도감소계수 (0.85)

f_y : 철근 구조기준 항복강도

스트럿-타이 모델의 대각 부재의 인장력은 각 부재에 대하여 4개의 하중 조합에서 최대 인장력을 산정한 후에 [그림 4.3]과 같이 이들 부재력의 수직 분력의 합을 이용하여 계산한다. 대각 부재는 각각 수직과 수평 분력으로 인접한 수직 수평 부재 인장력에 50% 씩 합산하여 [식 4.2]와 같이 수직, 수평 부재의 인장력으로 고려한다.



[그림 4.3] 최대 계수인장력 계산

$$F_{u3} = F_{u3o} + \frac{1}{2}(F_{u1x} + F_{u2x} + F_{u4x} + F_{u5x})$$

[식 4.24]

$$F_{u3} = F_{u3o} + \frac{1}{2}(F_{u1y} + F_{u2y} + F_{u4y} + F_{u5y})$$

여기서, F_{u3} : 3번 부재의 전체 계수인장력

F_{u3o} : 3번 부재 자체의 계수인장력

$F_{u1x}, F_{u2x}, F_{u4x}, F_{u5x}$: 인장력을 받는 인접 부재 1, 2, 4, 5번
부재의 x축 방향 분력

$F_{u1y}, F_{u2y}, F_{u4y}, F_{u5y}$: 인장력을 받는 인접 부재 1, 2, 4, 5번
부재의 y축 방향 분력

제2절 Sturt-tie 모델 방법 적용 전단벽체 설계

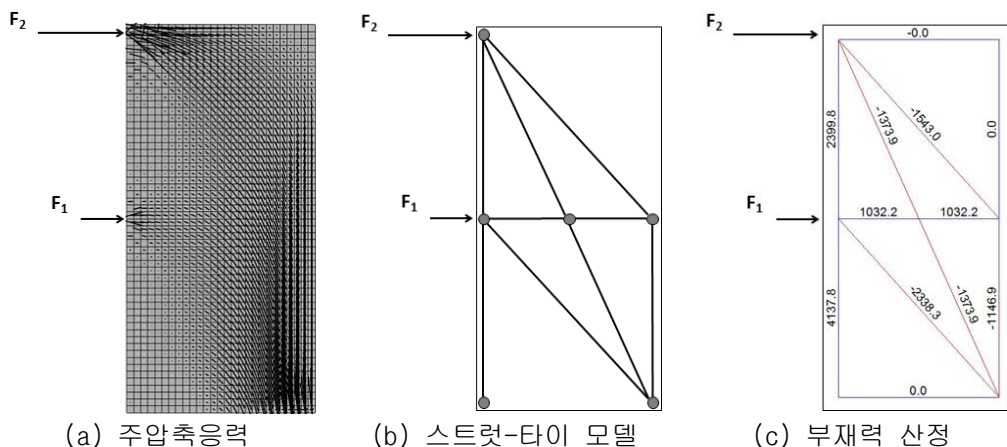
1. 주압축응력 확인 및 부재력 산정

응력분포법을 통해 부재 단면 응력흐름분포를 확인하기 위해 유한요소해석 프로그램을 활용하여 2차원 유한요소해석을 실시하였다. 확인한 부재 내 주압축응력 흐름과 방향에 근거하여 부정정 스트럿-타이 모델을 작성하였다. 작성된 스트럿-타이 모델을 토대로 상용화된 구조해석 프로그램을 이용하여 부재력을 계산하였다.

가. 예제 1 - (A)

(1) 하중 조합 1 : 왼쪽 횡하중이 작용하는 경우

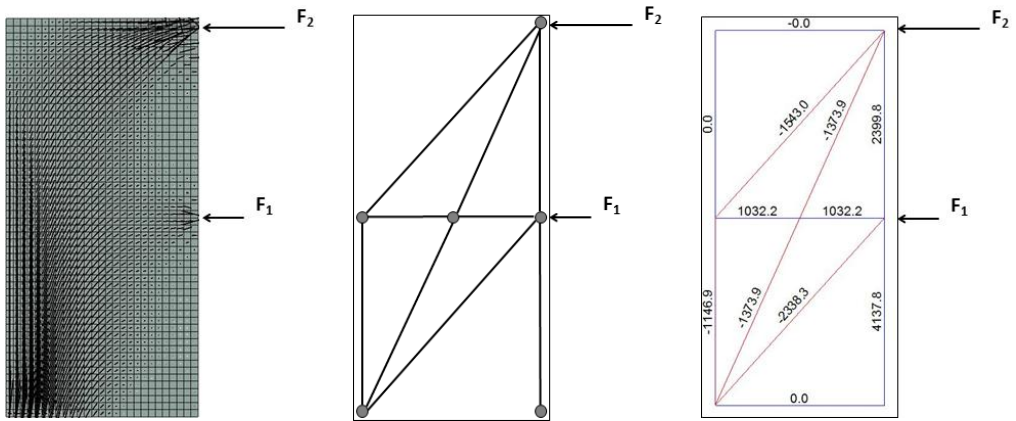
전단벽체에 5,000mm 간격으로 떨어진 좌측 2곳에서 우측방향으로 각각 532kN, 1596kN의 횡하중이 작용할 경우의 스트럿-타이 모델의 부재력을 계산하였다. 횡하중이 작용할 때의 주압축응력 크기와 방향은 [그림 4.4(a)]와 같이 좌측에서 우측 방향으로 크게 형성된다. 특히 하중이 가력되는 하부의 좌측에서 우측으로 향하는 대각방향으로 큰 압축대가 형성되었다. 스트럿-타이 모델은 이러한 응력 흐름에 근거하여 [그림 4.4(b)]와 같이 설정하였다. [그림 4.4 (b)]의 스트럿-타이 모델에서는 주압축응력의 방향과 크기와 유사하게 좌측 상부에서 우측 하부 대각선 방향 스트럿에 하중이 크게 발생할 수 있도록 모델링하였다. 좌측에서 우측 방향으로 횡하중이 작용할 경우의 부재력을 계산해 [그림 4.4(c)]에 나타냈다.



[그림 4.4] 예제 1-(A) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 1

(2) 하중 조합 2 : 오른쪽 횡하중이 작용하는 경우

전단벽체에 5,000mm 간격으로 떨어진 우측 2곳에서 좌측방향으로 각각 532kN, 1596kN의 횡하중이 작용할 경우의 스트럿-타이 모델의 부재력을 계산하였다. 횡하중이 작용할 때의 주압축응력 크기와 방향은 하중 조합 1 경우와 반대 방향으로 대칭을 이루며 발생하고, [그림 4.5(a)]와 같이 우측에서 좌측방향으로 크게 형성된다. 특히 하중이 가력되는 하부의 우측에서 좌측으로 향하는 대각방향으로 큰 압축대가 형성되었다. 스트럿-타이 모델은 이러한 응력 흐름에 근거하여 [그림 4.5(b)]와 같이 설정하였다. [그림 4.5(b)]의 스트럿-타이 모델에서는 주압축응력의 방향과 크기와 유사하게 우측 상부에서 좌측 하부 대각선 방향으로 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 우측에서 좌측 방향으로 횡하중이 작용할 경우의 부재력을 계산해 [그림 4.5(c)]에 나타냈다.



(a) 주압축응력

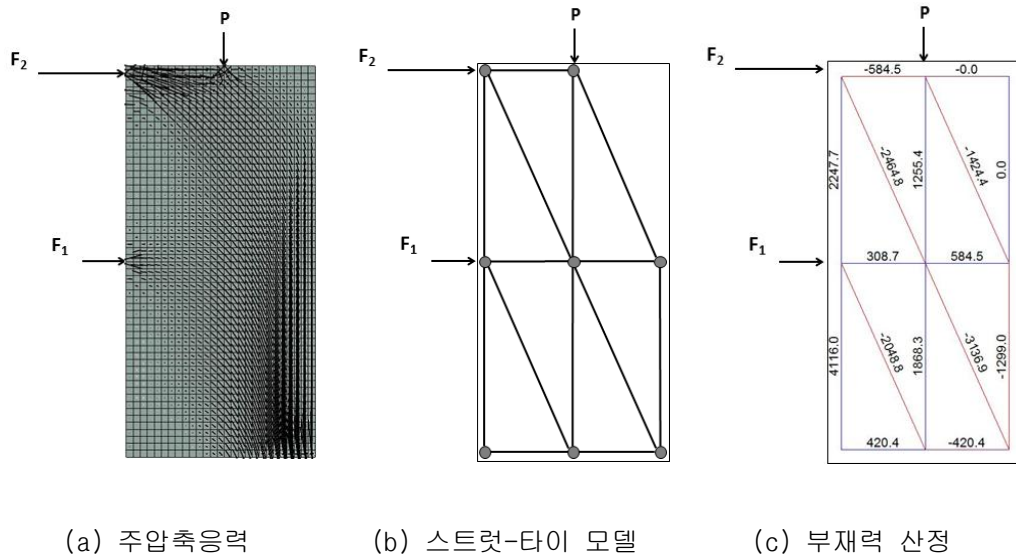
(b) 스트럿-타이 모델

(c) 부재력 산정

[그림 4.5] 예제 1-(A) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 2

(3) 하중 조합 3 : 축하중과 왼쪽 횡하중이 작용하는 경우

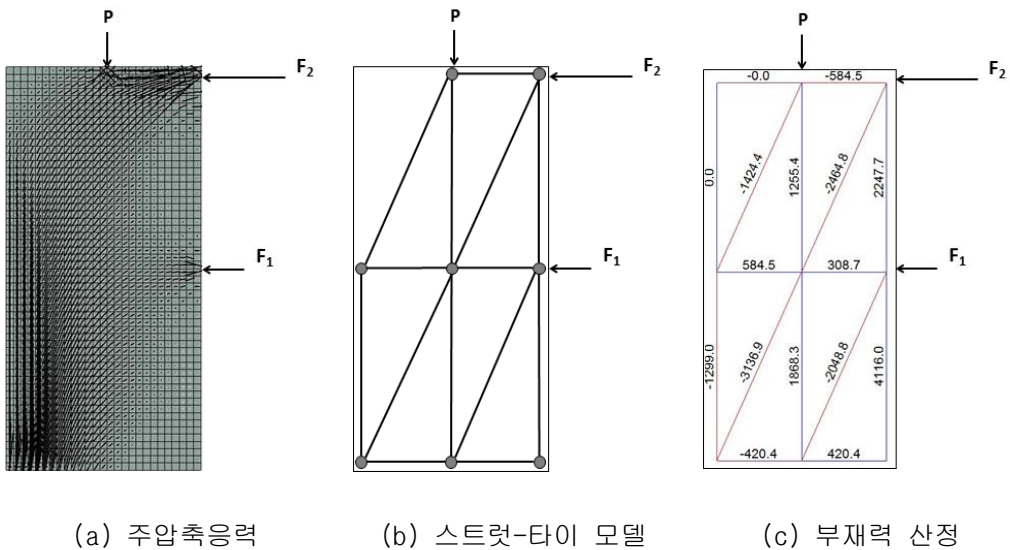
전단벽체 상부 1곳에서 축하중 43.55kN이 작용하고, 전단벽체에 5,000mm 간격으로 떨어진 좌측 2곳에서 우측방향으로 각각 532kN, 1596kN의 횡하중이 작용할 경우의 스트럿-타이 모델의 부재력을 계산하였다. 축하중과 횡하중이 작용할 때의 주압축응력 크기와 방향은 [그림 4.6(a)]와 같이 좌측에서 우측방향으로 크게 형성된다. 특히 하중 조합 1과 마찬가지로 우측하부에 큰 압축 응력이 발생하였다. 또한 하중이 가력되는 좌측 반대 하부 벽체의 대각방향으로 큰 압축대가 형성되었다. 스트럿-타이 모델은 이러한 응력 흐름에 근거하여 [그림 4.6(b)]와 같이 설정하였다. [그림 4.6(b)]의 스트럿-타이 모델에서는 주압축응력의 방향과 크기와 유사하게 좌측 상부에서 우측 하부 대각선 방향의 스트럿에 하중이 크게 발생할 수 있도록 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 전단벽체 상부에서도 작용하는 축하중에 의해 대각방향으로 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 축하중과 함께 좌측에서 우측 방향으로 횡하중이 작용할 경우의 부재력을 계산해 [그림 4.6(c)]에 나타냈다.



[그림 4.6] 예제 1-(A) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 3

(4) 하중 조합 4 : 축하중과 오른쪽 횡하중이 작용하는 경우

전단벽체 상부 1곳에서 축하중 43.55kN이 작용하고, 전단벽체에 5,000mm 간격으로 떨어진 우측 2곳에서 좌측방향으로 각각 532kN, 1596kN의 횡하중이 작용할 경우의 스트럿-타이 모델의 부재력을 계산하였다. 축하중과 횡하중이 작용할 때의 주압축응력 크기와 방향은 [그림 4.7(a)]와 같이 우측에서 좌측방향으로 크게 형성된다. 특히 하중 조합 2와 마찬가지로 좌측하부에 큰 압축 응력이 발생하였다. 또한 하중이 가력되는 우측 반대 하부 벽체의 대각방향으로 큰 압축대가 형성되었다. 스트럿-타이 모델은 이러한 응력 흐름에 근거하여 [그림 4.7(b)]와 같이 설정하였다. [그림 4.7(b)]의 스트럿-타이 모델에서는 주압축응력의 방향과 크기와 유사하게 우측 상부에서 좌측 하부 대각선 방향의 스트럿에 하중이 크게 발생할 수 있도록 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 전단벽체 상부에서도 작용하는 축하중에 의해 대각방향으로 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 축하중과 함께 우측에서 좌측 방향으로 횡하중이 작용할 경우의 부재력을 계산해 [그림 4.7(c)]에 나타냈다.

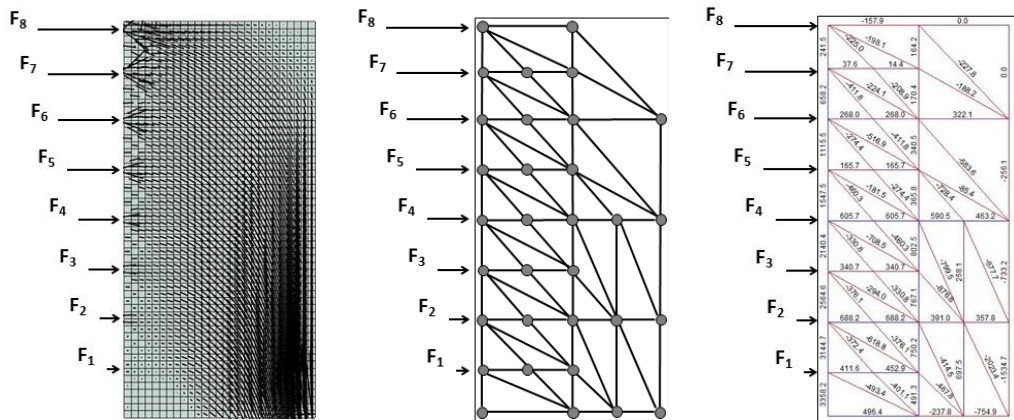


[그림 4.7] 예제 1-(A) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 4

나. 예제 1 - (B)

(1) 하중 조합 1 : 왼쪽 횡하중이 작용하는 경우

전단벽체에 1,400mm 간격으로 떨어진 좌측 8곳에서 우측방향으로 각각 횡하중이 작용할 경우의 스트럿-타이 모델의 부재력을 계산하였다. 횡하중이 작용할 때의 주압축응력 크기와 방향은 [그림 4.8(a)]와 같이 좌측에서 우측방향으로 크게 형성된다. 특히 하중이 가력되는 반대편 하부에서 좌측에서 우측으로 향하는 대각방향으로 큰 압축대가 형성되었다. 스트럿-타이 모델은 이러한 응력 흐름에 근거하여 [그림 4.8(b)]와 같이 설정하였다. [그림 4.8(b)]의 스트럿-타이 모델에서는 주압축응력의 방향과 크기와 유사하게 좌측 상부에서 우측 하부로 떨어지는 대각선 방향의 스트럿에 하중이 크게 발생할 수 있도록 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 예제 1 - (A)보다 작용되는 하중 점이 많아 발생하는 절점과 부재수가 증가한 것으로 보인다. 좌측에서 우측 방향으로 횡하중이 작용할 경우의 부재력을 계산해 [그림 4.8(c)]에 나타냈다.



(a) 주압축응력

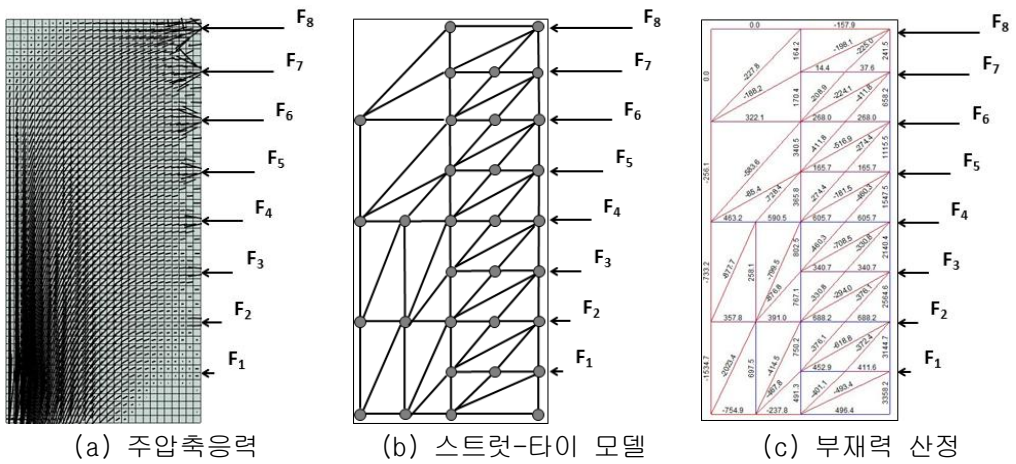
(b) 스트럿-타이 모델

(c) 부재력 산정

[그림 4.8] 예제 1-(B) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 1

(2) 하중 조합 2 : 오른쪽 횡하중이 작용하는 경우

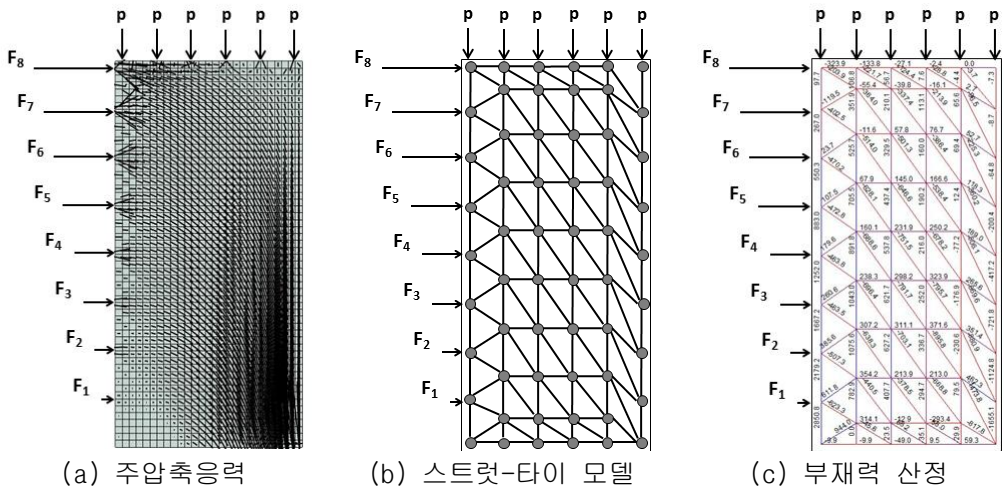
전단벽체에 1,400mm 간격으로 떨어진 우측 8곳에서 좌측방향으로 각각 횡하중이 작용할 경우의 스트럿-타이 모델의 부재력을 계산하였다. 횡하중이 작용할 때의 주압축응력 크기와 방향은 [그림 4.9(a)]와 같이 우측에서 좌측방향으로 크게 형성된다. 특히 하중이 가력되는 반대편 하부에서 우측에서 좌측으로 향하는 대각방향으로 큰 압축대가 형성되었다. 스트럿-타이 모델은 이러한 응력 흐름에 근거하여 [그림 4.9(b)]와 같이 설정하였다. [그림 4.9(b)]의 스트럿-타이 모델에서는 주압축응력의 방향과 크기와 유사하게 우측 상부에서 좌측 하부로 떨어지는 대각선 방향의 스트럿에 하중이 크게 발생할 수 있도록 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 예제 1 - (A)보다 작용되는 하중 점이 많아 발생하는 절점과 부재수가 증가한 것으로 보이며 해당 예제의 하중조합 1과 대칭을 갖는다. 우측에서 좌측 방향으로 횡하중이 작용할 경우의 부재력을 계산해 [그림 4.9(c)]에 나타냈다.



[그림 4.9] 예제 1-(B) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 2

(3) 하중 조합 3 : 축하중과 왼쪽 횡하중이 작용하는 경우

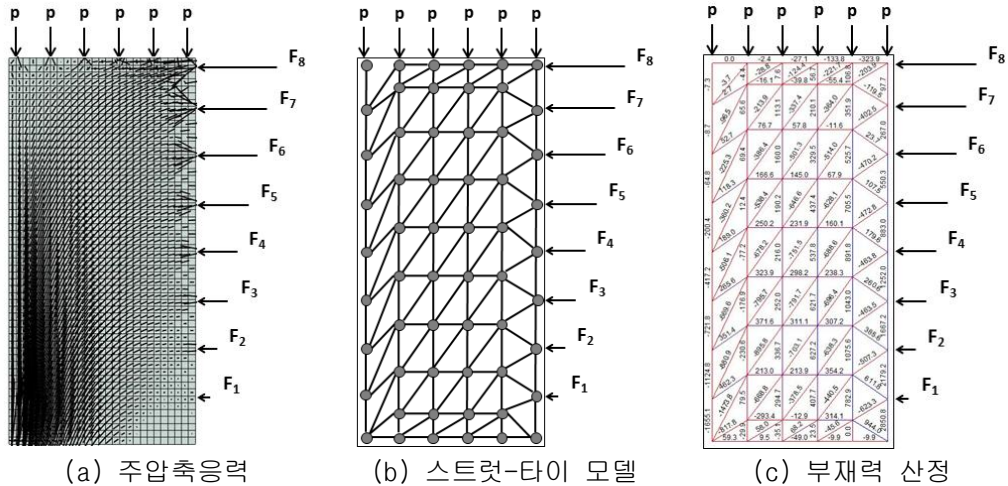
전단벽체 상부 1곳에서 축하중 43.55kN이 작용하고, 전단벽체에 1,400mm 간격으로 떨어진 좌측 8곳에서 우측방향으로 각각 횡하중이 작용할 경우의 스트럿-타이 모델의 부재력을 계산하였다. 축하중과 횡하중이 작용할 때의 주압축응력 크기와 방향은 [그림 4.10(a)]와 같이 좌측에서 우측방향으로 크게 형성된다. 특히 하중 조합 1과 마찬가지로 우측하부에 큰 압축 응력이 발생하였다. 또한 하중이 가려되는 반대 우측 하부 벽체의 수직방향으로 큰 압축대가 형성되었다. 스트럿-타이 모델은 이러한 응력 흐름에 근거하여 [그림 4.10(b)]와 같이 설정하였다. [그림 4.10(b)]의 스트럿-타이 모델에서는 주압축응력의 방향과 크기와 유사하게 좌측 하부 수직 방향의 스트럿에 하중이 크게 발생할 수 있도록 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 전단벽체 상부에서도 작용하는 축하중에 의해 대각방향으로 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 예제 1 - (A)보다 작용되는 하중 점이 많아 발생하는 절점과 부재수가 증가해 다소 복잡한 스트럿-타이 모델을 갖는다. 축하중과 함께 좌측에서 우측 방향으로 횡하중이 작용할 경우의 부재력을 계산해 [그림 4.10(c)]에 나타냈다.



[그림 4.10] 예제 1-(B) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 3

(4) 하중 조합 4 : 축하중과 오른쪽 횡하중이 작용하는 경우

전단벽체 상부 1곳에서 축하중 43.55kN이 작용하고, 전단벽체에 1,400mm 간격으로 떨어진 우측 8곳에서 좌측방향으로 각각 횡하중이 작용할 경우의 스트럿-타이 모델의 부재력을 계산하였다. 축하중과 횡하중이 작용할 때의 주압축응력 크기와 방향은 [그림 4.11(a)]와 같이 우측에서 좌측방향으로 크게 형성된다. 특히 하중 조합 2과 마찬가지로 좌측하부에 큰 압축 응력이 발생하였다. 또한 하중이 가력되는 반대편 좌측 하부 벽체의 수직방향으로 큰 압축대가 형성되었다. 스트럿-타이 모델은 이러한 응력 흐름에 근거하여 [그림 4.11(b)]와 같이 설정하였다. [그림 4.11(b)]의 스트럿-타이 모델에서는 주압축응력의 방향과 크기와 유사하게 좌측 상부에서 우측 하부 수직 방향의 스트럿에 하중이 크게 발생할 수 있도록 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 전단벽체 상부에서도 작용하는 축하중에 의해 대각방향으로 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 예제 1 - (A)보다 작용되는 하중 점이 많아 발생하는 절점과 부재수가 증가한 것으로 보이며 해당 예제의 하중조합 3과 대칭을 갖는다. 축하중과 함께 우측에서 좌측 방향으로 횡하중이 작용할 경우의 부재력을 계산해 [그림 4.11(c)]에 나타냈다.

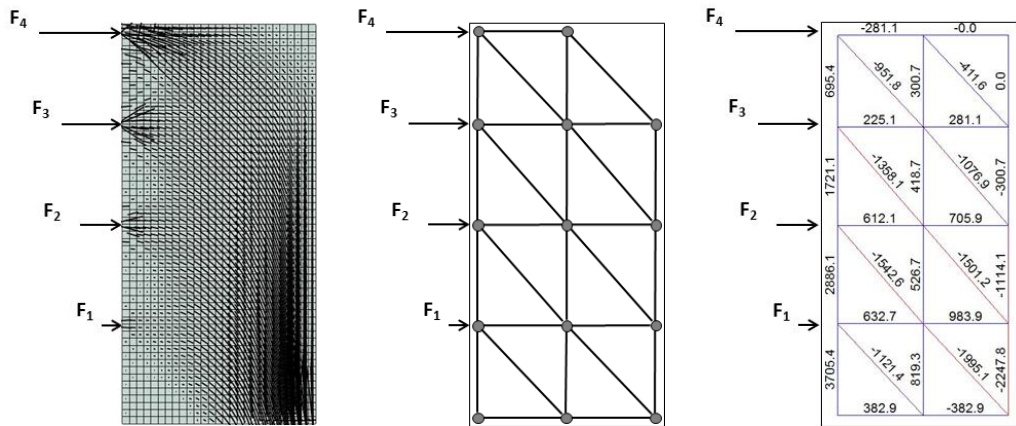


[그림 4.11] 예제 1-(B) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 4

다. 예제 2 - (A)

(1) 하중 조합 1 : 왼쪽 횡하중이 작용하는 경우

전단벽체에 2,800mm 간격으로 떨어진 좌측 4곳에서 우측방향으로 각각 횡하중이 작용할 경우의 스트럿-타이 모델의 부재력을 계산하였다. 횡하중이 작용할 때의 주압축응력 크기와 방향은 [그림 4.8(a)]와 같이 좌측에서 우측방향으로 크게 형성된다. 특히 하중이 가력되는 반대편 하부에서 좌측에서 우측으로 향하는 대각방향으로 큰 압축대가 형성되었다. 스트럿-타이 모델은 이러한 응력 흐름에 근거하여 [그림 4.8(b)]와 같이 설정하였다. [그림 4.8(b)]의 스트럿-타이 모델에서는 주압축응력의 방향과 크기와 유사하게 좌측 상부에서 우측 하부로 떨어지는 대각선 방향의 스트럿에 하중이 크게 발생할 수 있도록 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 예제 1 - (A)보다 작용되는 하중 점이 많아 발생하는 절점과 부재수가 증가한 것으로 보인다. 좌측에서 우측 방향으로 횡하중이 작용할 경우의 부재력을 계산해 [그림 4.8(c)]에 나타냈다.



(a) 주압축응력

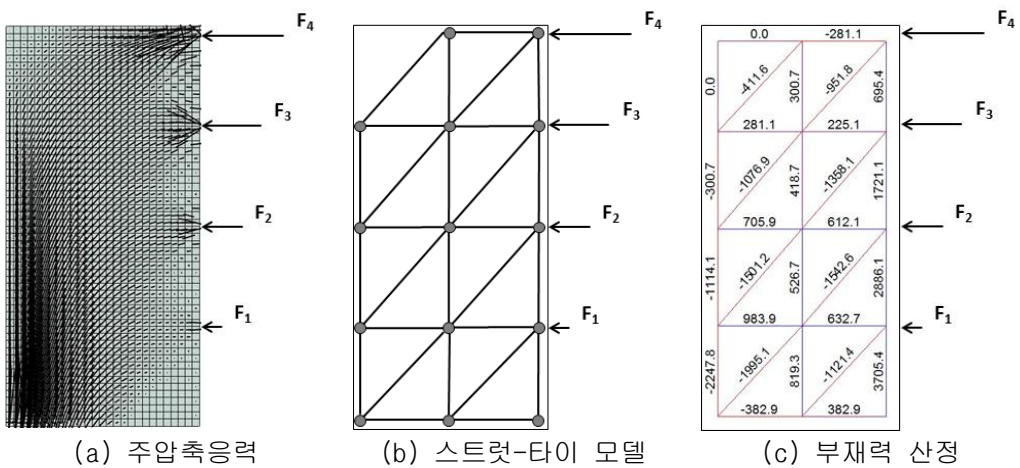
(b) 스트럿-타이 모델

(c) 부재력 산정

[그림 4.12] 예제 2-(A) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 1

(2) 하중 조합 2 : 오른쪽 횡하중이 작용하는 경우

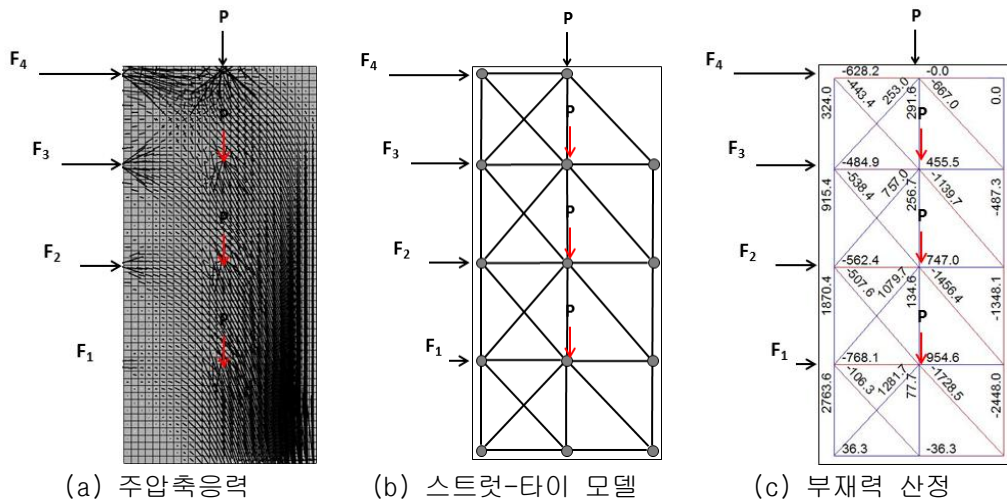
전단벽체에 1,400mm 간격으로 떨어진 우측 8곳에서 좌측방향으로 각각 횡하중이 작용할 경우의 스트럿-타이 모델의 부재력을 계산하였다. 횡하중이 작용할 때의 주압축응력 크기와 방향은 [그림 4.9(a)]와 같이 우측에서 좌측방향으로 크게 형성된다. 특히 하중이 가력되는 반대편 하부에서 우측에서 좌측으로 향하는 대각방향으로 큰 압축대가 형성되었다. 스트럿-타이 모델은 이러한 응력 흐름에 근거하여 [그림 4.9(b)]와 같이 설정하였다. [그림 4.9(b)]의 스트럿-타이 모델에서는 주압축응력의 방향과 크기와 유사하게 우측 상부에서 좌측 하부로 떨어지는 대각선 방향의 스트럿에 하중이 크게 발생할 수 있도록 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 예제 1 - (A)보다 작용되는 하중 점이 많아 발생하는 절점과 부재수가 증가한 것으로 보이며 해당 예제의 하중조합 1과 대칭을 갖는다. 우측에서 좌측 방향으로 횡하중이 작용할 경우의 부재력을 계산해 [그림 4.9(c)]에 나타냈다.



[그림 4.13] 예제 2-(A) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 2

(3) 하중 조합 3 : 축하중과 왼쪽 횡하중이 작용하는 경우

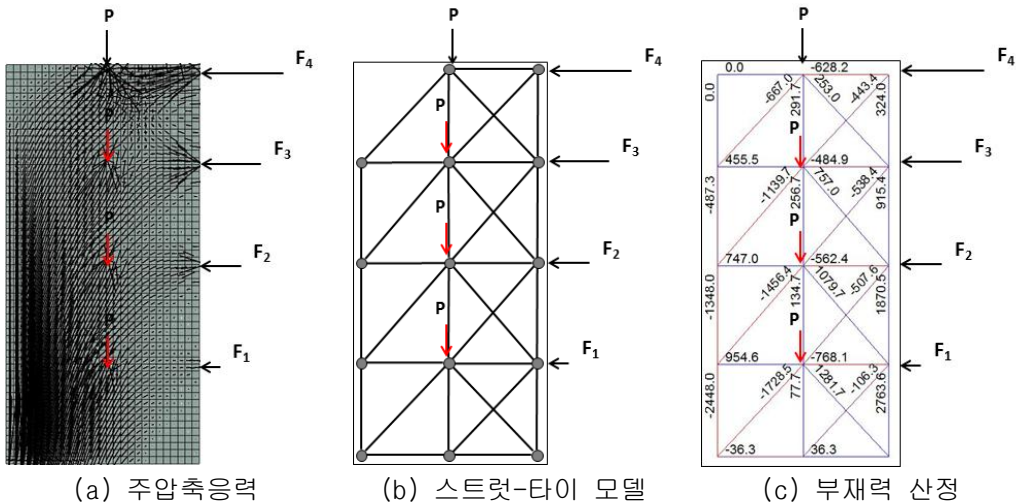
전단벽체 상부 1곳에서 축하중 43.55kN이 작용하고, 전단벽체에 1,400mm 간격으로 떨어진 좌측 8곳에서 우측방향으로 각각 횡하중이 작용할 경우의 스트럿-타이 모델의 부재력을 계산하였다. 축하중과 횡하중이 작용할 때의 주압축응력 크기와 방향은 [그림 4.10(a)]와 같이 좌측에서 우측방향으로 크게 형성된다. 특히 하중 조합 1과 마찬가지로 우측하부에 큰 압축 응력이 발생하였다. 또한 하중이 가려되는 반대 우측 하부 벽체의 수직방향으로 큰 압축대가 형성되었다. 스트럿-타이 모델은 이러한 응력 흐름에 근거하여 [그림 4.10(b)]와 같이 설정하였다. [그림 4.10(b)]의 스트럿-타이 모델에서는 주압축응력의 방향과 크기와 유사하게 좌측 하부 수직 방향의 스트럿에 하중이 크게 발생할 수 있도록 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 전단벽체 상부에서도 작용하는 축하중에 의해 대각방향으로 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 예제 1 - (A)보다 작용되는 하중 점이 많아 발생하는 절점과 부재수가 증가해 다소 복잡한 스트럿-타이 모델을 갖는다. 축하중과 함께 좌측에서 우측 방향으로 횡하중이 작용할 경우의 부재력을 계산해 [그림 4.10(c)]에 나타냈다.



[그림 4.14] 예제 2-(A) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 3

(4) 하중 조합 4 : 축하중과 오른쪽 횡하중이 작용하는 경우

전단벽체 상부 1곳에서 축하중 43.55kN이 작용하고, 전단벽체에 1,400mm 간격으로 떨어진 우측 8곳에서 좌측방향으로 각각 횡하중이 작용할 경우의 스트럿-타이 모델의 부재력을 계산하였다. 축하중과 횡하중이 작용할 때의 주압축응력 크기와 방향은 [그림 4.11(a)]와 같이 우측에서 좌측방향으로 크게 형성된다. 특히 하중 조합 2과 마찬가지로 좌측하부에 큰 압축 응력이 발생하였다. 또한 하중이 가력되는 반대편 좌측 하부 벽체의 수직방향으로 큰 압축대가 형성되었다. 스트럿-타이 모델은 이러한 응력 흐름에 근거하여 [그림 4.11(b)]와 같이 설정하였다. [그림 4.11(b)]의 스트럿-타이 모델에서는 주압축응력의 방향과 크기와 유사하게 좌측 상부에서 우측 하부 수직 방향의 스트럿에 하중이 크게 발생할 수 있도록 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 전단벽체 상부에서도 작용하는 축하중에 의해 대각방향으로 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 예제 1 - (A)보다 작용되는 하중 점이 많아 발생하는 절점과 부재수가 증가한 것으로 보이며 해당 예제의 하중조합 3과 대칭을 갖는다. 축하중과 함께 우측에서 좌측 방향으로 횡하중이 작용할 경우의 부재력을 계산해 [그림 4.11(c)]에 나타냈다.

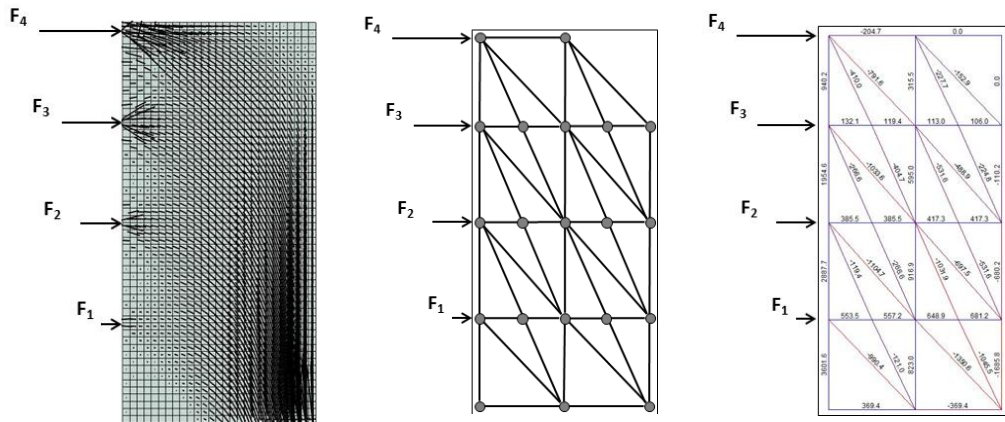


[그림 4.15] 예제 2-(A) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 4

라. 예제 2 - (B)

(1) 하중 조합 1 : 왼쪽 횡하중이 작용하는 경우

전단벽체에 1,400mm 간격으로 떨어진 좌측 8곳에서 우측방향으로 각각 횡하중이 작용할 경우의 스트럿-타이 모델의 부재력을 계산하였다. 횡하중이 작용할 때의 주압축응력 크기와 방향은 [그림 4.8(a)]와 같이 좌측에서 우측방향으로 크게 형성된다. 특히 하중이 가력되는 반대편 하부에서 좌측에서 우측으로 향하는 대각방향으로 큰 압축대가 형성되었다. 스트럿-타이 모델은 이러한 응력 흐름에 근거하여 [그림 4.8(b)]와 같이 설정하였다. [그림 4.8(b)]의 스트럿-타이 모델에서는 주압축응력의 방향과 크기와 유사하게 좌측 상부에서 우측 하부로 떨어지는 대각선 방향의 스트럿에 하중이 크게 발생할 수 있도록 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 예제 1 - (A)보다 작용되는 하중 점이 많아 발생하는 절점과 부재수가 증가한 것으로 보인다. 좌측에서 우측 방향으로 횡하중이 작용할 경우의 부재력을 계산해 [그림 4.8(c)]에 나타냈다.



(a) 주압축응력

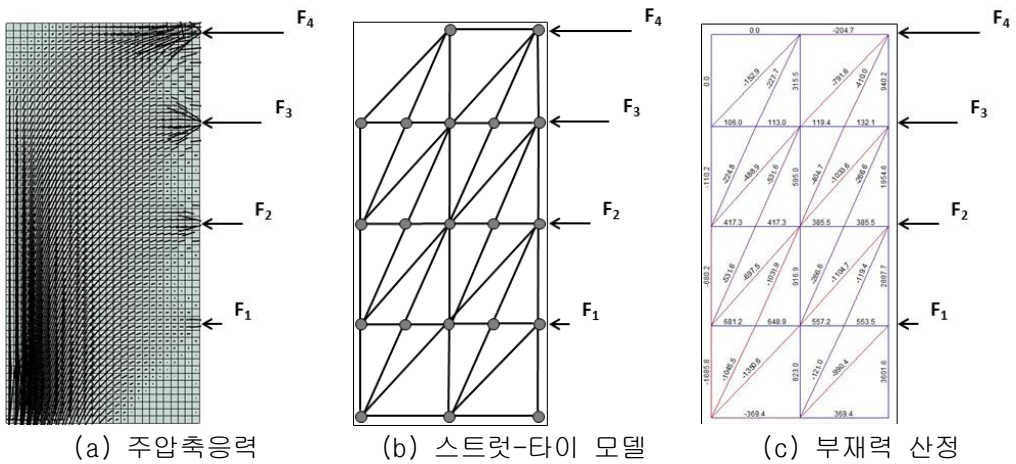
(b) 스트럿-타이 모델

(c) 부재력 산정

[그림 4.16] 예제 2-(B) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 1

(2) 하중 조합 2 : 오른쪽 횡하중이 작용하는 경우

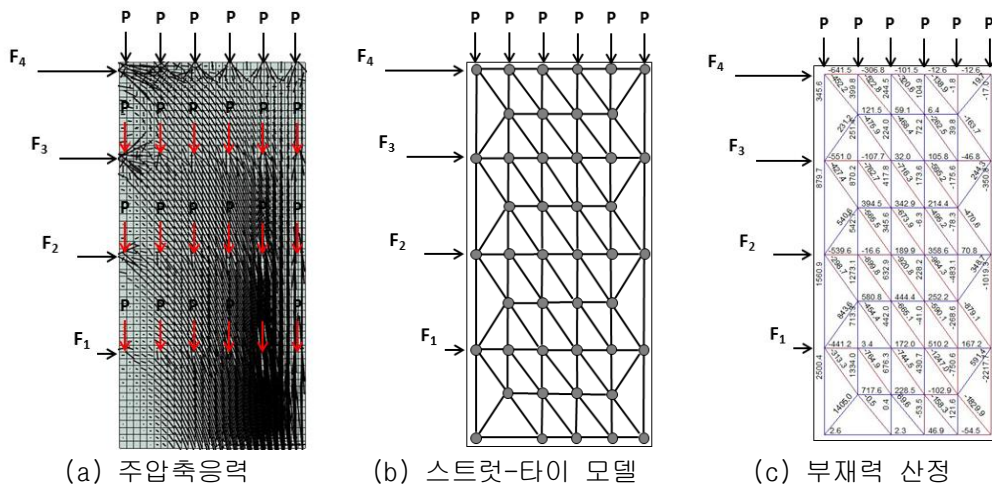
전단벽체에 1,400mm 간격으로 떨어진 우측 8곳에서 좌측방향으로 각각 횡하중이 작용할 경우의 스트럿-타이 모델의 부재력을 계산하였다. 횡하중이 작용할 때의 주압축응력 크기와 방향은 [그림 4.9(a)]와 같이 우측에서 좌측방향으로 크게 형성된다. 특히 하중이 가력되는 반대편 하부에서 우측에서 좌측으로 향하는 대각방향으로 큰 압축대가 형성되었다. 스트럿-타이 모델은 이러한 응력 흐름에 근거하여 [그림 4.9(b)]와 같이 설정하였다. [그림 4.9(b)]의 스트럿-타이 모델에서는 주압축응력의 방향과 크기와 유사하게 우측 상부에서 좌측 하부로 떨어지는 대각선 방향의 스트럿에 하중이 크게 발생할 수 있도록 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 예제 1 - (A)보다 작용되는 하중 점이 많아 발생하는 절점과 부재수가 증가한 것으로 보이며 해당 예제의 하중조합 1과 대칭을 갖는다. 우측에서 좌측 방향으로 횡하중이 작용할 경우의 부재력을 계산해 [그림 4.9(c)]에 나타냈다.



[그림 4.17] 예제 2-(B) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 2

(3) 하중 조합 3 : 축하중과 왼쪽 횡하중이 작용하는 경우

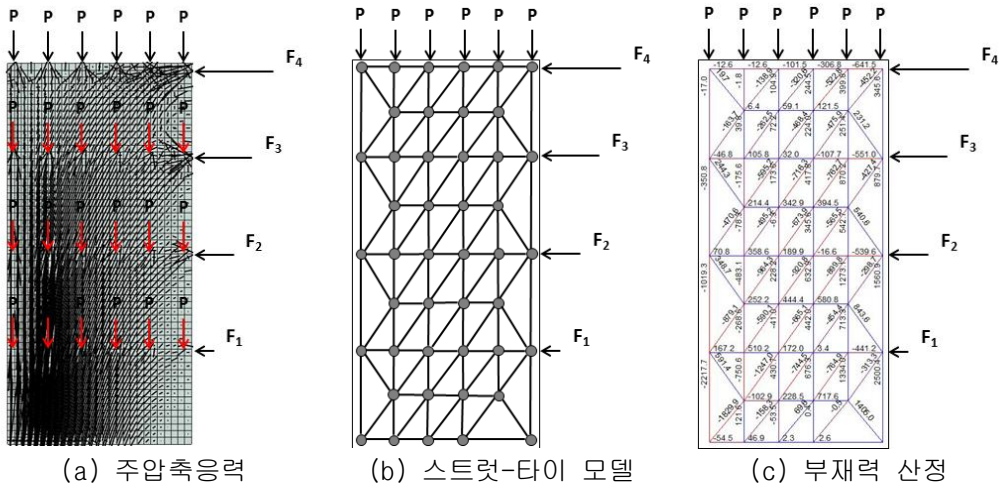
전단벽체 상부 1곳에서 축하중 43.55kN이 작용하고, 전단벽체에 1,400mm 간격으로 떨어진 좌측 8곳에서 우측방향으로 각각 횡하중이 작용할 경우의 스트럿-타이 모델의 부재력을 계산하였다. 축하중과 횡하중이 작용할 때의 주압축응력 크기와 방향은 [그림 4.10(a)]와 같이 좌측에서 우측방향으로 크게 형성된다. 특히 하중 조합 1과 마찬가지로 우측하부에 큰 압축 응력이 발생하였다. 또한 하중이 가려되는 반대 우측 하부 벽체의 수직방향으로 큰 압축대가 형성되었다. 스트럿-타이 모델은 이러한 응력 흐름에 근거하여 [그림 4.10(b)]와 같이 설정하였다. [그림 4.10(b)]의 스트럿-타이 모델에서는 주압축응력의 방향과 크기와 유사하게 좌측 하부 수직 방향의 스트럿에 하중이 크게 발생할 수 있도록 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 전단벽체 상부에서도 작용하는 축하중에 의해 대각방향으로 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 예제 1 - (A)보다 작용되는 하중 점이 많아 발생하는 절점과 부재수가 증가해 다소 복잡한 스트럿-타이 모델을 갖는다. 축하중과 함께 좌측에서 우측 방향으로 횡하중이 작용할 경우의 부재력을 계산해 [그림 4.10(c)]에 나타냈다.



[그림 4.18] 예제 2-(B) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 3

(4) 하중 조합 4 : 축하중과 오른쪽 횡하중이 작용하는 경우

전단벽체 상부 1곳에서 축하중 43.55kN이 작용하고, 전단벽체에 1,400mm 간격으로 떨어진 우측 8곳에서 좌측방향으로 각각 횡하중이 작용할 경우의 스트럿-타이 모델의 부재력을 계산하였다. 축하중과 횡하중이 작용할 때의 주압축응력 크기와 방향은 [그림 4.11(a)]와 같이 우측에서 좌측방향으로 크게 형성된다. 특히 하중 조합 2과 마찬가지로 좌측하부에 큰 압축 응력이 발생하였다. 또한 하중이 가려되는 반대편 좌측 하부 벽체의 수직방향으로 큰 압축대가 형성되었다. 스트럿-타이 모델은 이러한 응력 흐름에 근거하여 [그림 4.11(b)]와 같이 설정하였다. [그림 4.11(b)]의 스트럿-타이 모델에서는 주압축응력의 방향과 크기와 유사하게 좌측 상부에서 우측 하부 수직 방향의 스트럿에 하중이 크게 발생할 수 있도록 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 전단벽체 상부에서도 작용하는 축하중에 의해 대각방향으로 콘크리트 스트럿을 형성하였다. 또한 예제 1 - (A)보다 작용되는 하중 점이 많아 발생하는 절점과 부재수가 증가한 것으로 보이며 해당 예제의 하중조합 3과 대칭을 갖는다. 축하중과 함께 우측에서 좌측 방향으로 횡하중이 작용할 경우의 부재력을 계산해 [그림 4.11(c)]에 나타냈다.



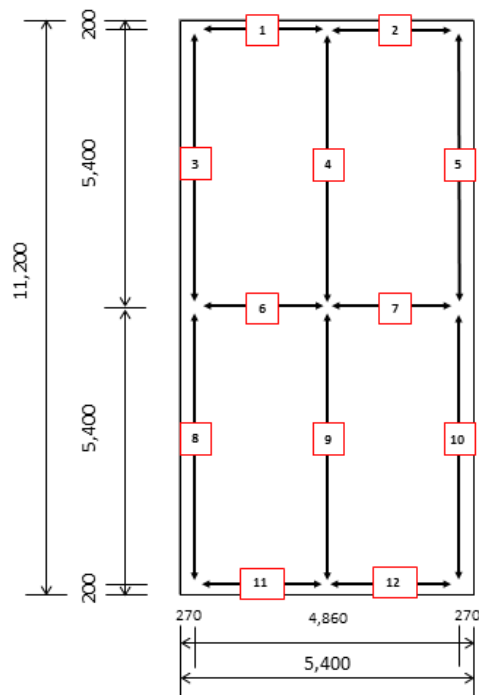
[그림 4.19] 예제 2-(B) 주압축응력 확인 및 부재력 산정 - 하중 조합 4

2. 철근량 산정

스트럿-타이 설계에서는 4개의 하중 조합에 의해 계산된 인장력 중에 가장 큰 값을 고려한다. 철근량을 [식 4.1], [식 4.2]에 의해 계산하였다. 예제 별로 하중 적용에 따른 발생 절점과 부재를 토대로 설정된 스트럿-타이 모델의 수직, 수평 부재에 번호를 할당해 각각 필요 철근량을 산정하였다.

가. 예제 1 - (A)

[그림 4.20]은 해당 예제의 각 부재에 대해 4개의 하중 조합에 근거하여 계산된 인장력 중에서 가장 큰 계수인장력을 표시하였다. 또한 [표 4.3]은 계산된 계수 부재력 F_u 와 필요 철근량 $A_{s,req}$ 을 나타냈다. 또한 압축력을 받을 경우 그 값을 '0'으로 표시하였다.

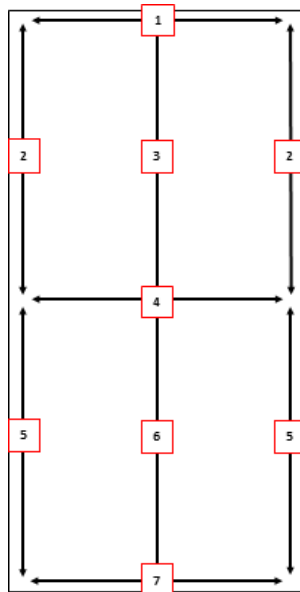


[그림 4.20] 예제 1-(A) 부재 번호

[표 4.3] 예제 1-(A) 최대 계수부재력에 의한 필요철근량

부재 번호	부재력 [Fu (kN)]				최대 계수 인장력 [kN]	필요 철근량 [As.req (mm ²)]
	하중 조합 1	하중 조합 2	하중 조합 3	하중 조합 4		
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	2399.8	0	2247.7	0	2399.8	7058
4	0	0	1255.4	1255.4	1255.4	3692
5	0	2399.8	0.0	2247.7	2399.8	7058
6	1032.2	1032.2	308.7	584.5	1032.2	3036
7	1032.2	1032.2	584.5	308.7	1032.2	3036
8	4137.8	0	4116.0	0	4137.8	12070
9	0	0	1868.3	1838.3	1868.3	5495
10	0	4137.8	0.0	4116.0	4137.8	12070

스트럿-타이 모델 부재력 해석 결과 최대 계수 부재력이 좌우대칭으로 발생함에 따라 배근 표시의 편의를 위하여 [그림 4.21]과 같은 영역으로 구분했으며 휨철근 배근 결과는 [표 4.4]와 같고, 전단철근 배근 결과는 [표 4.5]와 같다.



[그림 4.21] 예제 1-(A) 부재 배근 번호

[표 4.4] 예제 1-(A) 휨 철근 배근 결과

	부재 번호	배근	사용 철근량 [As.req (mm ²)]	총 사용 철근량 [As.req(mm ²)]
휨 철근	2	14-D25	7093.8	19254.6
	5	24-D25	12160.8	

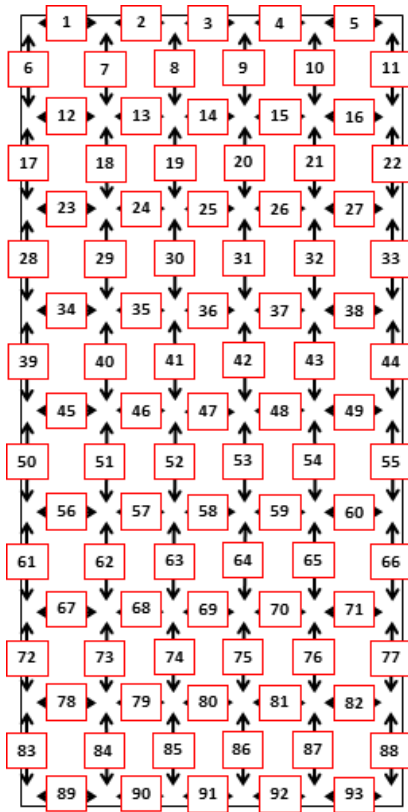
[표 4.5]의 수평 전단 철근 경우 상부 수평 부재에서 인장력이 발생하지 않아 [식 2.5]에 근거하여 최소 철근을 배근하였다.

[표 4.5] 예제 1-(A) 전단 철근 배근 결과

	부재 번호	배근	사용 철근량 [As.req (mm ²)]	총 사용 철근량 [As.req(mm ²)]
수직 전단 철근	3	52-D10@150	1854.58	4634.98
	6	28-D16@300	2780.4	
수평 전단 철근	1 (최소 철근 배근)	D10@300	142.66	2571.42
	4	D10@450	1569.26	
	7	D19@150	859.5	

나. 예제 1 - (B)

[그림 4.22]은 해당 예제의 각 부재에 대해 4개의 하중 조합에 근거하여 계산된 인장력 중에서 가장 큰 계수인장력을 표시하였다. 또한 [표 4.6]은 계산된 계수 부재력 F_u 과 필요 철근량 $A_{s,req}$ 을 나타냈다. 또한 압축력을 받을 경우 그 값을 '0'으로 표시하였다.



[그림 4.22] 예제 1-(B) 부재 번호

[표 4.6] 예제 1-(B) 최대 계수부재력에 의한 필요철근량-1

부재 번호	부재력 [Fu (kN)]				최대 계수 인장력 [kN]	필요 철근량 [As.req (mm ²)]
	하중 조합 1	하중 조합 2	하중 조합 3	하중 조합 4		
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	241.50	0	97.90	1.39	241.50	710.29
7	0	0	106.80	0.00	106.80	314.12
8	82.10	82.10	56.70	7.60	82.10	241.47
9	82.10	82.10	7.60	56.70	82.10	241.47
10	0	0	0	106.80	106.80	314.12
11	0	241.50	0	97.70	241.50	710.29
12	37.60	0	0	2.21	37.60	110.59
13	37.60	0	0	0	37.60	110.59
14	37.60	37.60	0	0	37.60	110.59
15	0	37.60	0	0	37.60	110.59
16	0	37.60	2.31	0	37.60	110.59
17	658.20	0	280.60	30.24	658.20	1935.88
18	0	0	351.90	75.30	351.90	1035.00
19	85.20	85.20	210.10	113.10	210.10	617.94
20	85.20	85.20	113.10	210.10	210.10	617.94
21	0	0	70.95	351.90	351.90	1035.00
22	0	658.20	30.24	280.60	658.20	1935.88
23	268.00	322.10	19.43	43.20	322.10	947.35
24	268.00	322.10	0.00	76.70	322.10	947.35
25	322.10	322.10	57.80	57.80	322.10	947.35
26	322.10	268.00	76.70	0	322.10	947.35
27	322.10	268.00	43.20	19.43	322.10	947.35
28	1115.50	0	611.98	67.88	1115.50	3280.88
29	0	0	539.30	99.64	539.30	1586.17
30	170.25	170.25	329.50	160.00	329.50	969.12
31	170.25	170.25	160.00	329.50	329.50	969.12

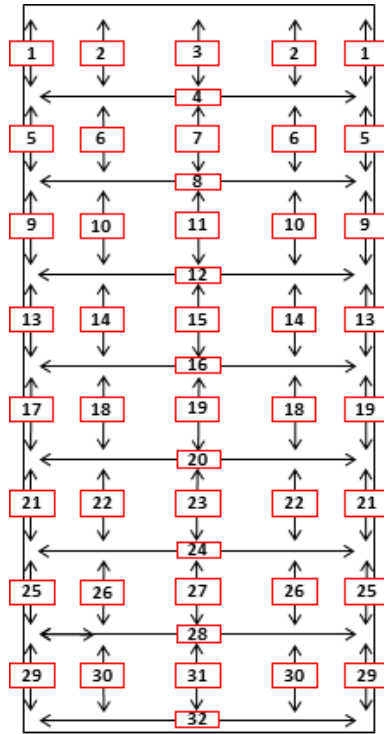
[표 4.6] 예제 1-(B) 최대 계수부재력에 의한 필요철근량-2

부재 번호	부재력 [Fu (kN)]				최대 계수 인장력 [kN]	필요 철근량 [As.req (mm ²)]
	하중 조합 1	하중 조합 2	하중 조합 3	하중 조합 4		
32	0	0	69.40	539.30	539.30	1586.17
33	0	1115.50	67.88	611.98	1115.50	3280.88
34	165.70	0	88.11	96.97	165.70	487.35
35	165.70	0	67.90	166.60	166.60	490.00
36	165.70	165.70	145.00	145.00	165.70	487.35
37	0	165.70	166.60	67.90	166.60	490.00
38	0	165.70	96.97	88.11	165.70	487.35
39	1547.50	0	986.05	108.44	1547.50	4551.47
40	0	0	767.18	80.28	767.18	2256.41
41	182.90	182.90	437.40	190.20	437.40	1286.47
42	182.90	182.90	190.20	437.40	437.40	1286.47
43	0	0	80.28	767.18	767.18	2256.41
44	0	1547.50	108.44	986.05	1547.50	4551.47
45	605.70	463.20	147.38	154.92	605.70	1781.47
46	605.70	590.50	160.10	250.20	605.70	1781.47
47	605.70	605.70	231.90	231.90	605.70	1781.47
48	590.50	605.70	250.20	160.10	605.70	1781.47
49	463.20	605.70	154.92	147.21	605.70	1781.47
50	2140.40	0	1401.52	152.39	2140.40	6295.29
51	0	258.10	891.80	108.44	891.80	2622.94
52	401.25	401.25	537.80	216.00	537.80	1581.76
53	401.25	401.25	216.00	537.80	537.80	1581.76
54	0	0	108.44	891.80	891.80	2622.94
55	0	2140.40	152.39	1401.52	2140.40	6295.29
56	340.70	0	213.61	217.70	340.70	1002.06
57	340.70	0	238.30	323.90	340.70	1002.06
58	340.70	0	298.20	298.20	340.70	1002.06
59	0.00	340.70	323.90	238.30	340.70	1002.06
60	0.00	340.70	217.70	213.61	340.70	1002.06
61	2564.60	0	1888.45	201.62	2564.60	7542.94
62	0	258.10	1192.52	152.39	1192.52	3507.43

[표 4.6] 예제 1-(B) 최대 계수부재력에 의한 필요철근량-3

부재 번호	부재력 [Fu (kN)]				최대 계수 인장력 [kN]	필요 철근량 [As.req (mm ²)]
	하중 조합 1	하중 조합 2	하중 조합 3	하중 조합 4		
63	0	0	69.40	539.30	539.30	1586.17
64	0	1115.50	67.88	611.98	1115.50	3280.88
65	165.70	0	88.11	96.97	165.70	487.35
66	165.70	0	67.90	166.60	166.60	490.00
67	165.70	165.70	145.00	145.00	165.70	487.35
68	0	165.70	166.60	67.90	166.60	490.00
69	0	165.70	96.97	88.11	165.70	487.35
70	1547.50	0	986.05	108.44	1547.50	4551.47
71	0	0	767.18	80.28	767.18	2256.41
72	182.90	182.90	437.40	190.20	437.40	1286.47
73	182.90	182.90	190.20	437.40	437.40	1286.47
74	0	0	80.28	767.18	767.18	2256.41
75	0	1547.50	108.44	986.05	1547.50	4551.47
76	605.70	463.20	147.38	154.92	605.70	1781.47
77	605.70	590.50	160.10	250.20	605.70	1781.47
78	605.70	605.70	231.90	231.90	605.70	1781.47
79	590.50	605.70	250.20	160.10	605.70	1781.47
80	463.20	605.70	154.92	147.21	605.70	1781.47
81	2140.40	0	1401.52	152.39	2140.40	6295.29
82	0	258.10	891.80	108.44	891.80	2622.94
83	401.25	401.25	537.80	216.00	537.80	1581.76
84	401.25	401.25	216.00	537.80	537.80	1581.76
85	0	0	108.44	891.80	891.80	2622.94
86	0	2140.40	152.39	1401.52	2140.40	6295.29
87	340.70	0	213.61	217.70	340.70	1002.06
88	340.70	0	238.30	323.90	340.70	1002.06
89	340.70	0	298.20	298.20	340.70	1002.06
90	0.00	340.70	323.90	238.30	340.70	1002.06
91	0.00	340.70	217.70	213.61	340.70	1002.06
92	2564.60	0	1888.45	201.62	2564.60	7542.94
93	0	258.10	1192.52	152.39	1192.52	3507.43

스트럿-타이 모델 부재력 해석 결과 최대 계수 부재력이 좌우대칭으로 발생함에 따라 배근 표시의 편의를 위하여 [그림 4.23]과 같은 영역으로 구분했으며 휨철근 배근 결과는 [표 4.7]과 같고, 전단철근 배근 결과는 [표 4.8]과 같다.



[그림 4.23] 예제 1-(B) 부재 배근 번호

[표 4.7] 예제 1-(B) 횡 철근 배근 결과

	부재 번호	배근	사용 철근량 [As.req (mm ²)]	총 사용 철근량 [As.req(mm ²)]
횡 철근	1	2-D25	1013.4	45096.3
	5	4-D25	2026.8	
	9	7-D25	3546.9	
	13	9-D25	4560.3	
	17	13-D25	6587.1	
	21	15-D25	7600.5	
	25	19-D25	9627.3	
	29	20-D25	10134	

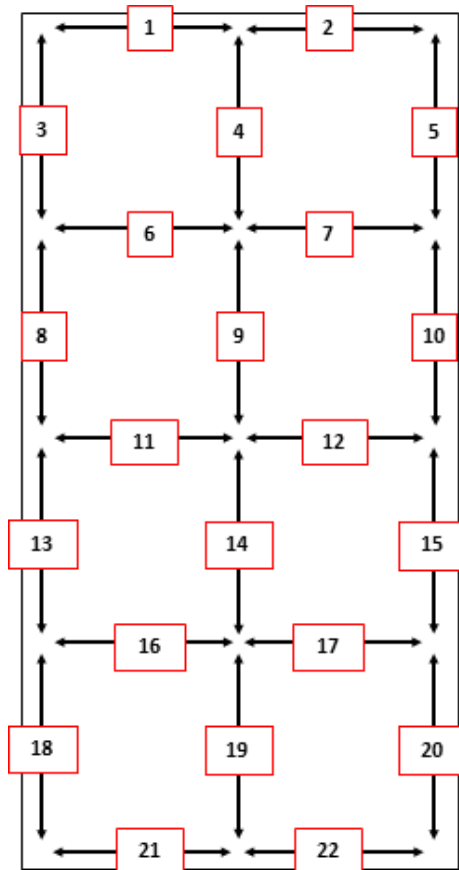
[표 4.8]의 전단 철근 경우 인장력이 발생하지 않은 부재에 대해 [식 2.5]에 근거하여 최소 철근을 배근하였다.

[표 4.8] 예제 1-(B) 전단 철근 배근 결과

	부재 번호	배근	사용 철근량 [As.req (mm ²)]	총 사용 철근량 [As.req(mm ²)]
수직 전단 철근	2	4-D10@300	570.64	28670.94
		4-D10@300 (최소철근추가배근)		
	6	4-D16@350	1079.72	
		4-D10@300 (최소철근추가배근)		
	10	8-D16@300	1588.8	
	14	8-D19@300	2292	
	18	10-D19@200	2865	
	22, 26	14-D19@150	4011	
	30	8-D19@300	2292	
	3	8-D10@350	356.65	
		2-D10@300 (최소철근추가배근)		
	7	8-D16@350	865.73	
		2-D10@300 (최소철근추가배근)		
	11	10-D16@350	993	
15	14-D16@300	1390.2		
19	16-D16@250	1588.8		
23, 27	20-D16@200	1986		
31	8-D16@600	794.4		
수평 전단 철근	4	4-D13@300	467.39	
		6-D10@300 (최소철근추가배근)		
	8	D13@350	506.8	
	12	D10@350	285.32	
	16	D16@250	993	
	20	D16@450	595.8	
	24	D16@250	1191.6	
	28	D16@400	794.4	
	32	D19@150	859.5	
	상부 최소 철근	D10@300	142.66	

다. 예제 2 - (A)

[그림 4.24]는 해당 예제의 각 부재에 대해 4개의 하중 조합에 근거하여 계산된 인장력 중에서 가장 큰 계수인장력을 표시하였다. 또한 [표 4.9]는 계산된 계수 부재력 F_u 과 필요 철근량 $A_{s,req}$ 을 나타냈다. 또한 압축력을 받을 경우 그 값을 '0'으로 표시하였다.

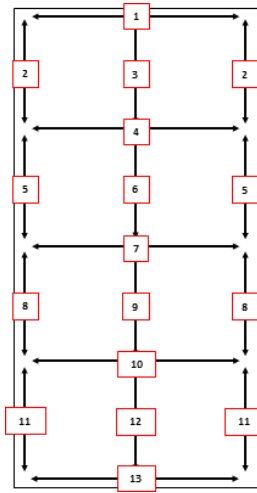


[그림 4.24] 예제 2-(A) 부재 번호

[표 4.9] 예제 2-(A) 최대 계수부재력에 의한 필요철근량

부재 번호	부재력 [Fu (kN)]				최대 계수 인장력 [kN]	필요 철근량 [As.req (mm ²)]
	하중 조합 1	하중 조합 2	하중 조합 3	하중 조합 4		
1	0	0	161.7	0	161.7	476
2	0	0	0	161.7	161.7	476
3	695.4	0	518.6	0	695.4	2045
4	300.7	300.7	486.3	486.3	486.3	1430
5	0	695.4	0	518.6	695.4	2045
6	225.1	281.1	624.1	455.5	624.1	1835
7	281.1	225.1	455.5	624.1	624.1	1835
8	1721.1	0	1514.8	0	1721.1	5062
9	418.7	418.7	856.1	856.1	856.1	2518
10	0	1721.1	0	1514.8	1721.1	5062
11	612.1	705.9	1121.9	747.0	1121.9	3300
12	705.9	612.1	747.0	1121.9	1121.9	3300
13	2886.1	0	2725.4	0	2886.1	8488.5
14	526.7	526.7	989.5	989.6	989.6	2910.6
15	0	2886.1	0	2725.4	2886.1	8488.5
16	632.7	983.9	1478.5	954.6	1478.5	4348.6
17	983.9	632.7	954.6	1478.5	1478.5	4348.6
18	3705.4	0	3749.5	0	3749.5	11027.9
19	819.3	819.3	1063.6	1063.6	1063.6	3128.2
20	0	3705.4	0	3749.5	3749.5	11027.9
21	382.9	0	855.3	0	855.3	2515.7
22	0	382.9	0	855.3	855.3	2515.7

스트럿-타이 모델 부재력 해석 결과 최대 계수 부재력이 좌우대칭으로 발생함에 따라 배근 표시의 편의를 위하여 [그림 4.25]와 같은 영역으로 구분했으며 휨철근 배근 결과는 [표 4.10]과 같고, 전단철근 배근 결과는 [표 4.11]과 같다.



[그림 4.25] 예제 2-(A) 부재 배근 번호

[표 4.10] 예제 2-(A) 횡 철근 배근 결과

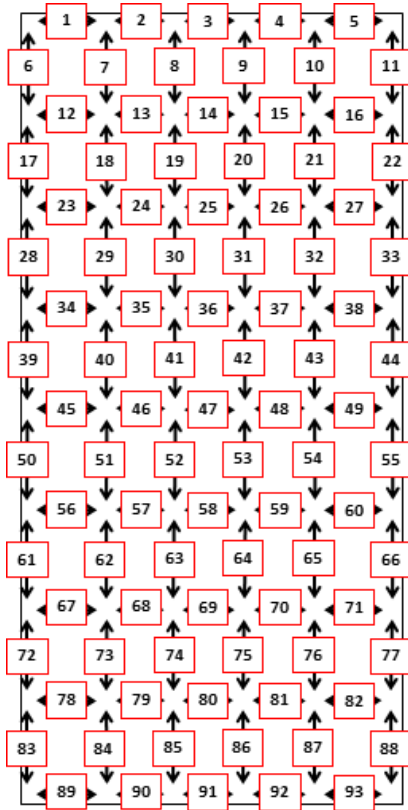
	부재 번호	배근	사용 철근량 [As.req (mm ²)]	총 사용 철근량 [As.req(mm ²)]
횡 철근	2	5-D25	2533.5	27361.8
	5	10-D25	5067	
	8	17-D25	8613.9	
	11	22-D25	11147.4	

[표 4.11] 예제 2-(A) 전단 철근 배근 결과

	부재 번호	배근	사용 철근량 [As.req (mm ²)]	총 사용 철근량 [As.req(mm ²)]
수직 전단 철근	3	22-D10@350	784.63	6732.53
	6	28-D16@300	2780.40	
	9	24-D13@350	1520.40	
	12	26-D13@300	1647.10	
수평 전단 철근	1	D13@300	253.40	6467.40
	4	D13@450	1013.60	
	7	D13@200	1773.80	
	10	D13@200	2280.60	
	13	D19@50	1146.00	

라. 예제 2 - (B)

[그림 4.26]은 해당 예제의 각 부재에 대해 4개의 하중 조합에 근거하여 계산된 인장력 중에서 가장 큰 계수인장력을 표시하였다. 또한 [표 4.12]은 계산된 계수부재력 F_u 과 필요 철근량 $A_{s,req}$ 을 나타냈다. 또한 압축력을 받을 경우 그 값을 '0'으로 표시하였다.



[그림 4.26] 예제 2-(B) 부재 번호

[표 4.12] 예제 2-(B) 최대 계수부재력에 의한 필요철근량-1

부재 번호	부재력 [Fu (kN)]				최대 계수 인장력 [kN]	필요 철근량 [As.req (mm ²)]
	하중 조합 1	하중 조합 2	하중 조합 3	하중 조합 4		
1	0	0	0	12.61	12.61	37.09
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	12.61	0	12.61	37.09
6	940.20	0	345.60	15.13	940.20	2765.29
7	0	0	399.80	15.13	399.80	1175.88
8	157.75	157.75	244.50	104.90	244.50	719.12
9	157.75	157.75	104.90	244.50	244.50	719.12
10	0	0	15.13	399.80	399.80	1175.88
11	0	940.20	15.13	345.60	940.20	2765.29
12	0	0	134.42	11.91	134.42	395.35
13	0	0	121.50	5.20	121.50	357.35
14	0	0	59.10	58.10	59.10	173.82
15	0	0	6.40	120.10	120.10	353.24
16	0	0	12.61	133.43	133.43	392.44
17	940.20	0	533.79	0	940.20	2765.29
18	0.00	0	439.59	39.80	439.59	1292.90
19	157.75	157.75	224.00	72.20	224.00	658.82
20	157.75	157.75	72.20	224.00	224.00	658.82
21	0	0	39.80	439.59	439.59	1292.90
22	0	940.20	0	533.79	940.20	2765.29
23	132.10	106.00	134.42	142.03	142.03	417.75
24	119.40	113.00	0	105.80	119.40	351.18
25	119.40	119.40	32.00	32.00	119.40	351.18
26	118.00	119.40	105.80	0	119.40	351.18
27	106.00	132.10	142.03	134.42	142.03	417.75
28	1954.60	0	879.70	198.85	1954.60	5748.82
29	0	0	870.20	198.85	870.20	2559.41
30	297.50	297.50	417.80	173.60	417.80	1228.82
31	297.50	297.50	173.60	417.80	417.80	1228.82

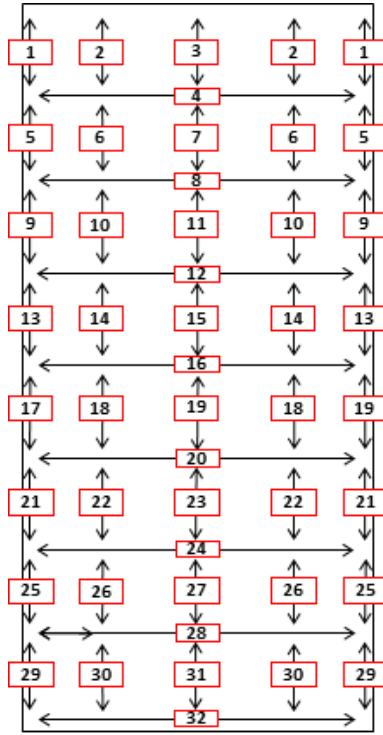
[표 4.12] 예제 2-(B) 최대 계수부재력에 의한 필요철근량-2

부재 번호	부재력 [Fu (kN)]				최대 계수 인장력 [kN]	필요 철근량 [As.req (mm ²)]
	하중 조합 1	하중 조합 2	하중 조합 3	하중 조합 4		
32	0	0	198.85	870.20	870.20	2559.41
33	0	1954.60	198.85	879.70	1954.60	5748.82
34	0	0	314.30	142.03	314.30	924.42
35	0	0	394.50	214.40	394.50	1160.29
36	0	0	345.90	345.90	345.90	1017.35
37	0	0	214.40	394.50	394.50	1160.29
38	0	0	142.03	314.30	314.30	924.42
39	1954.60	0	1319.72	0	1954.60	5748.82
40	0.00	0	982.72	0	982.72	2890.36
41	297.50	297.50	345.60	0	345.60	1016.47
42	297.50	297.50	0	345.60	345.60	1016.47
43	0.00	0.00	0	982.72	982.72	2890.36
44	0.00	1954.60	0	1319.72	1954.60	5748.82
45	385.50	417.30	314.30	273.53	417.30	1227.35
46	385.50	417.30	0	358.60	417.30	1227.35
47	417.30	417.30	189.90	189.90	417.30	1227.35
48	417.30	385.50	358.60	0	417.30	1227.35
49	417.30	385.50	273.53	314.30	417.30	1227.35
50	2887.70	0	1560.90	283.83	2887.70	8493.24
51	0	0	1273.10	283.83	1273.10	3744.41
52	458.45	458.45	632.90	228.20	632.90	1861.47
53	458.45	458.45	228.20	632.90	632.90	1861.47
54	0	0	283.83	1273.10	1273.10	3744.41
55	0	2887.70	283.83	1560.90	2887.70	8493.24
56	0	0	490.47	202.73	490.47	1442.54
57	0	0	580.80	252.20	580.80	1708.24
58	0	0	444.40	444.40	444.40	1307.06
59	0	0	252.20	580.80	580.80	1708.24
60	0	0	202.73	490.47	490.47	1442.54
61	2887.70	0	2247.55	0	2887.70	8493.24
62	0	0	1399.95	0	1399.95	4117.50

[표 4.12] 예제 2-(B) 최대 계수부재력에 의한 필요철근량-3

부재 번호	부재력 [Fu (kN)]				최대 계수 인장력 [kN]	필요 철근량 [As.req (mm ²)]
	하중 조합 1	하중 조합 2	하중 조합 3	하중 조합 4		
63	458.45	458.45	442.00	0	458.45	1348.38
64	458.45	458.45	0	442.00	458.45	1348.38
65	0	0	0	1399.95	1399.95	4117.50
66	0	2887.70	0	2247.55	2887.70	8493.24
67	553.50	681.20	490.47	511.04	681.20	2003.53
68	557.20	648.90	2.40	510.20	648.90	1908.53
69	648.90	648.90	172.00	172.00	648.90	1908.53
70	648.90	557.20	510.20	2.40	648.90	1908.53
71	681.20	553.50	511.04	490.47	681.20	2003.53
72	3601.60	0	2500.40	481.37	3601.60	10592.94
73	0	0	1334.00	481.37	1334.00	3923.53
74	411.50	411.50	676.30	430.70	676.30	1989.12
75	411.50	411.50	430.70	676.30	676.30	1989.12
76	0	0	481.37	1334.00	1334.00	3923.53
77	0	3601.60	481.37	2500.40	3601.60	10592.94
78	0	0	899.49	343.84	899.49	2645.55
79	0	0	717.60	0	717.60	2110.59
80	0	0	228.50	228.50	228.50	672.06
81	0	0	0	717.60	717.60	2110.59
82	0	0	343.84	899.49	899.49	2645.55
83	3601.60	0	3579.79	0	3601.60	10592.94
84	0	0	1079.39	121.60	1079.39	3174.66
85	411.50	411.50	0.40	0	411.50	1210.29
86	411.50	411.50	0	0.40	411.50	1210.29
87	0	0	121.60	1079.39	1079.39	3174.66
88	0	3601.60	0.00	3579.79	3601.60	10592.94
89	369.40	0	2.60	0	369.40	1086.47
90	369.40	0	2.60	46.90	369.40	1086.47
91	369.40	369.40	2.30	2.30	369.40	1086.47
92	0	369.40	46.90	2.60	369.40	1086.47
93	0	369.40	0	2.60	369.40	1086.47

스트럿-타이 모델 부재력 해석 결과 최대 계수 부재력이 좌우대칭으로 발생함에 따라 배근 표시의 편의를 위하여 [그림 4.27]과 같은 영역으로 구분했으며 휨철근 배근 결과는 [표 4.13]과 같고, 전단철근 배근 결과는 [표 4.14]와 같다.



[그림 4.27] 예제 2-(B) 부재 배근 번호

[표 4.13] 예제 2-(B) 횡 철근 배근 결과

	부재 번호	배근	사용 철근량 [As.req (mm ²)]	총 사용 철근량 [As.req(mm ²)]
횡 철근	1	8-D25	4053.6	58777.2
	5			
	9	12-D25	6080.4	
	13			
	17	17-D25	8613.9	
	21			
	25	21-D25	10640.7	
29				

[표 4.14]의 전단 철근 경우 인장력이 발생하지 않은 상부 수평 부재에 대해 [식 2.5]에 근거하여 최소 철근을 배근하였다.

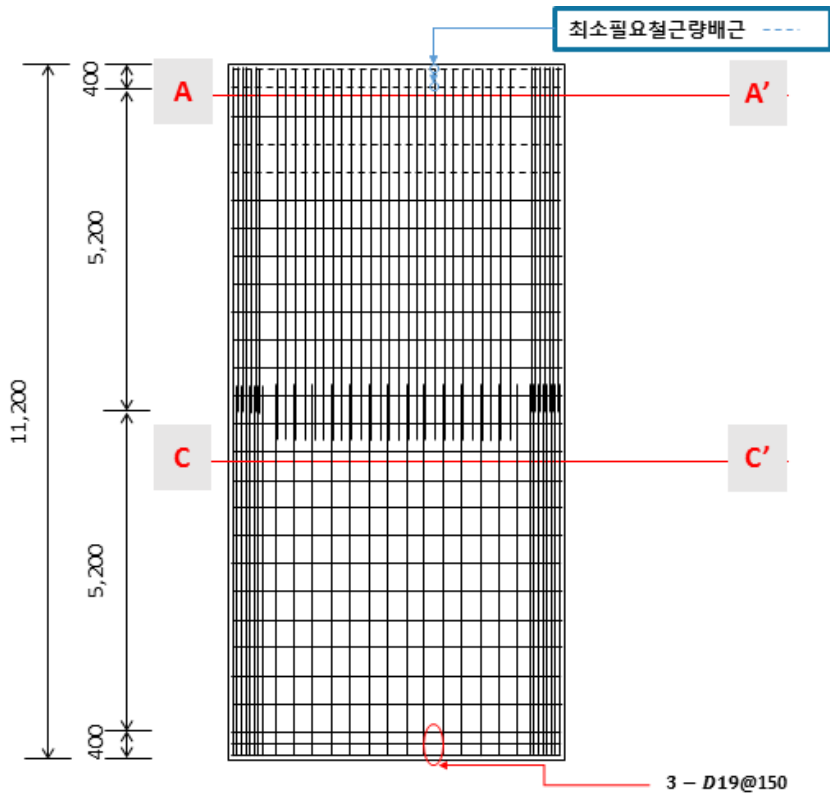
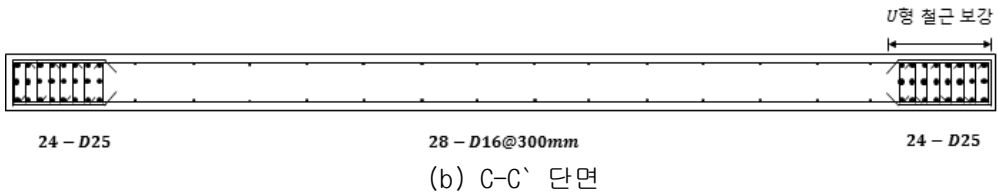
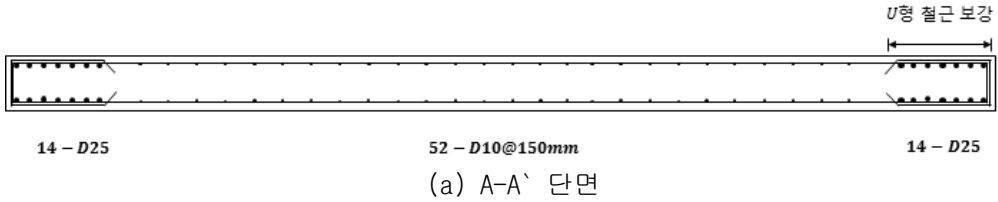
[표 4.14] 예제 2-(B) 전단 철근 배근 결과

	부재 번호	배근	사용 철근량 [As.req (mm ²)]	총 사용 철근량 [As.req(mm ²)]
수직 전단 철근	2	6-D16@350	1191.6	34727.9
	6	7-D16@350	1390.2	
	10	13-D16@150	2581.8	
	14	8-D22@300	3096.8	
	18, 22, 26, 30	10-D22@200	3871	
	3	20-D10@200	713.3	
	7	20-D10@200	713.3	
	11	20-D13@200	1267	
	15	18-D13@250	1140.3	
	19, 23, 27, 31	18-D16@250	1787.4	
수평 전단 철근	4	D10@550	213.99	5285.74
	8	D10@450	213.99	
	12	D13@350	506.8	
	16	D13@250	633.5	
	20	D16@350	794.4	
	24	D16@250	993	
	28	D16@300	1191.6	
	32	D16@150	595.8	
	상부 최소 철근	D10@300	142.66	

제3절 Strut-tie 모델 방법 적용 전단벽체 설계 결과

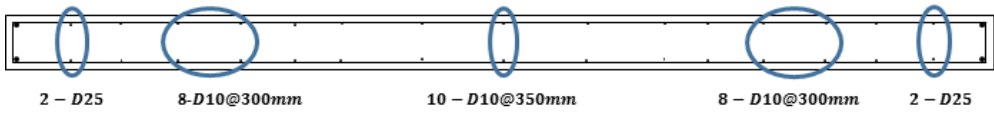
1. 배근 상세

가. 예제 1 - (A)

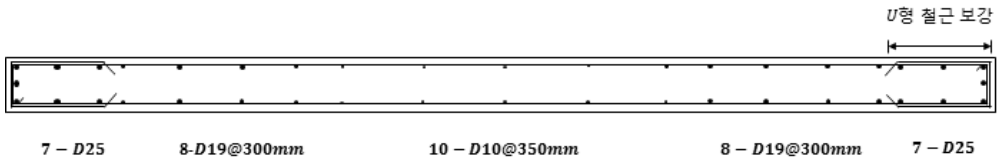


[그림 4.28] 스트럿-타이 설계에 따른 배근상세 : 예제 1-(A)

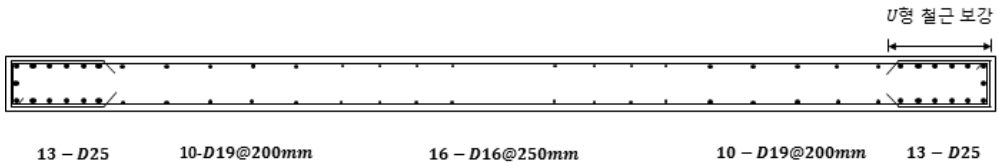
나. 예제 1 - (B)



(a) A-A' 단면



(b) B-B' 단면

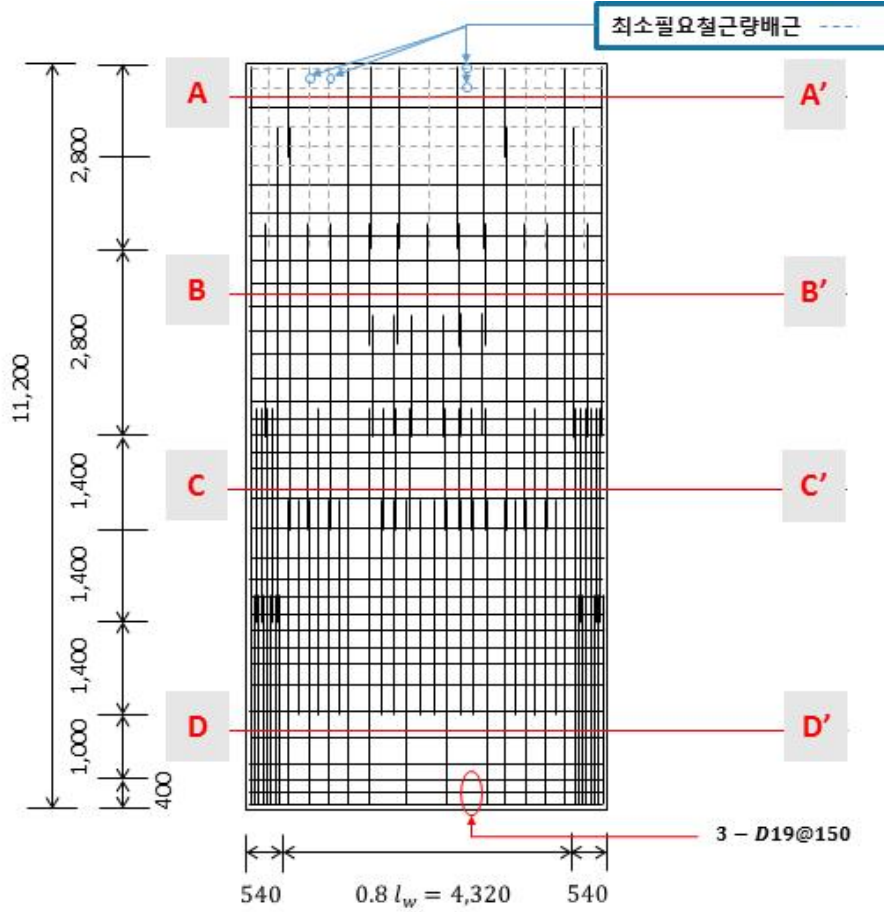


(c) C-C' 단면



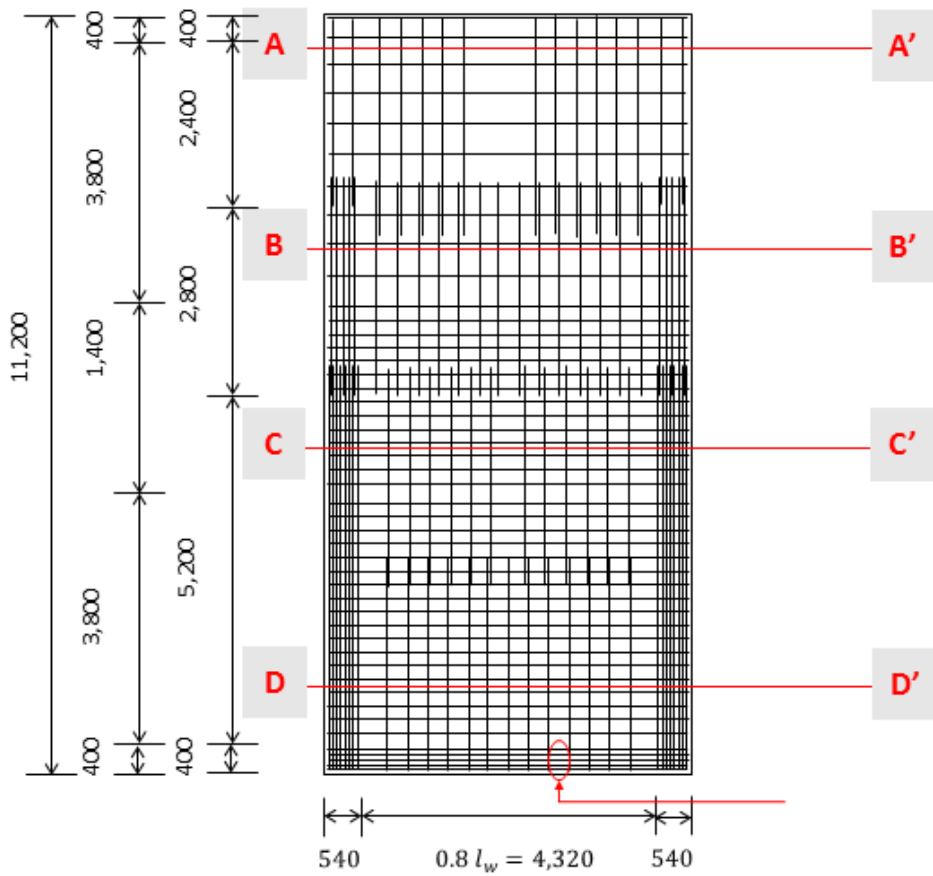
(d) D-D' 단면

[그림 4.29] 스트럿-타이 설계에 따른 배근상세 : 예제 1-(B) -1



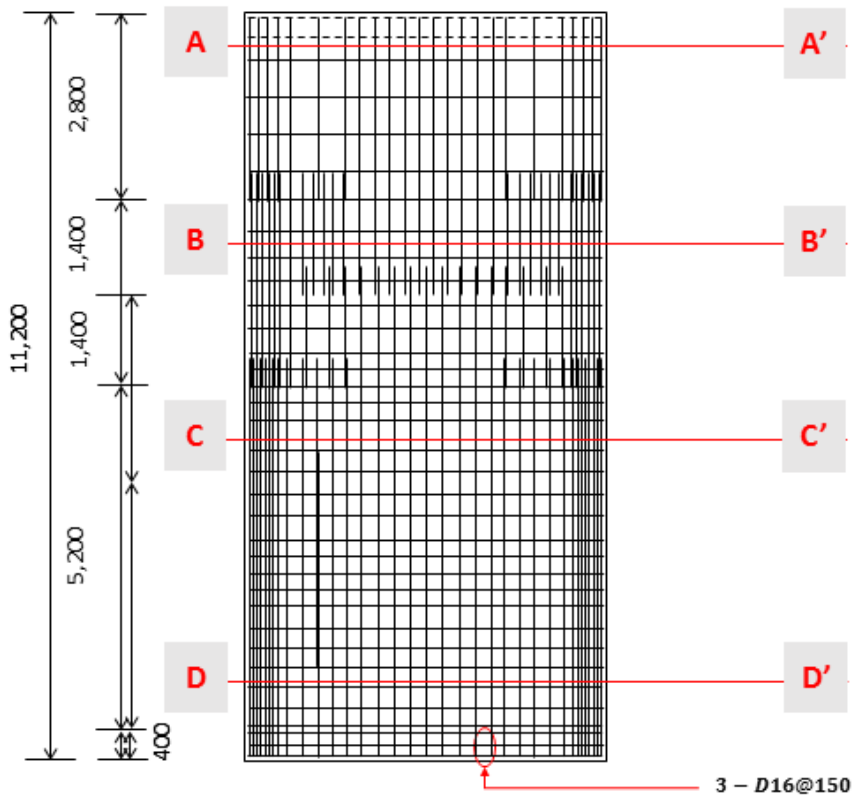
(e) 배근 상세

[그림 4.29] 스트럿-타이 설계에 따른 배근상세 : 예제 1-(B) -2



(e) 배근 상세

[그림 4.30] 스트럿-타이 설계에 따른 배근상세 : 예제 2-(A) -2

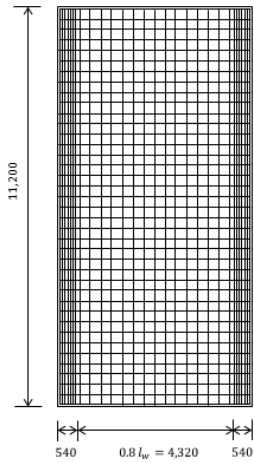


(e) 배근 상세

[그림 4.31] 스트럿-타이 설계에 따른 배근상세 : 예제 2-(B) -2

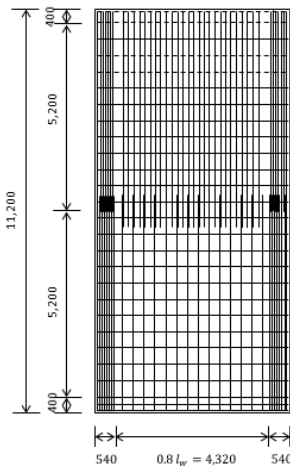
2. 배근 상세 비교

스트럿-타이 모델 방법에 의한 설계와 건축 구조기준에 의한 콘크리트벽체 설계에 대한 배근 상세를 비교하였다. 건축구조기준은 전 단면에 동일한 배근을 적용하지만 스트럿-타이 모델 방법을 이용한 설계에서는 하중 적용에 따라 부재 내 응력분포를 설계에 반영할 수 있어 보다 복잡한 배근을 갖는 것으로 확인했다.

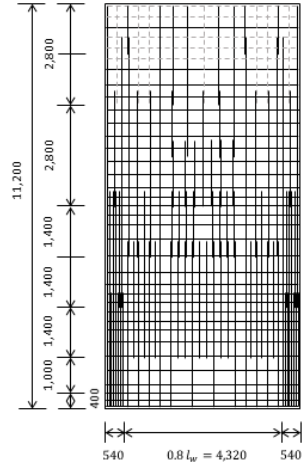


(a) 콘크리트벽체

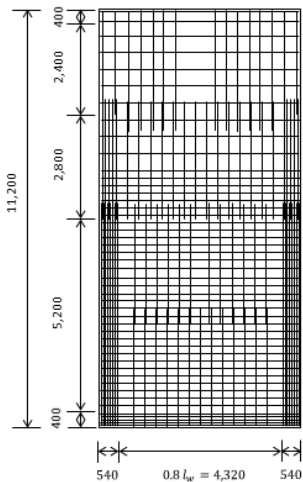
설계기준 (KDS 2018) 설계



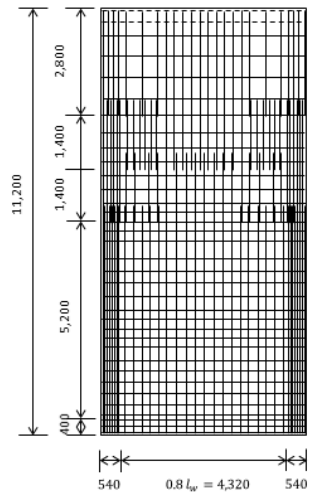
(b) 예제 1 - (A)



(c) 예제 1 - (B)



(d) 예제 2 - (A)

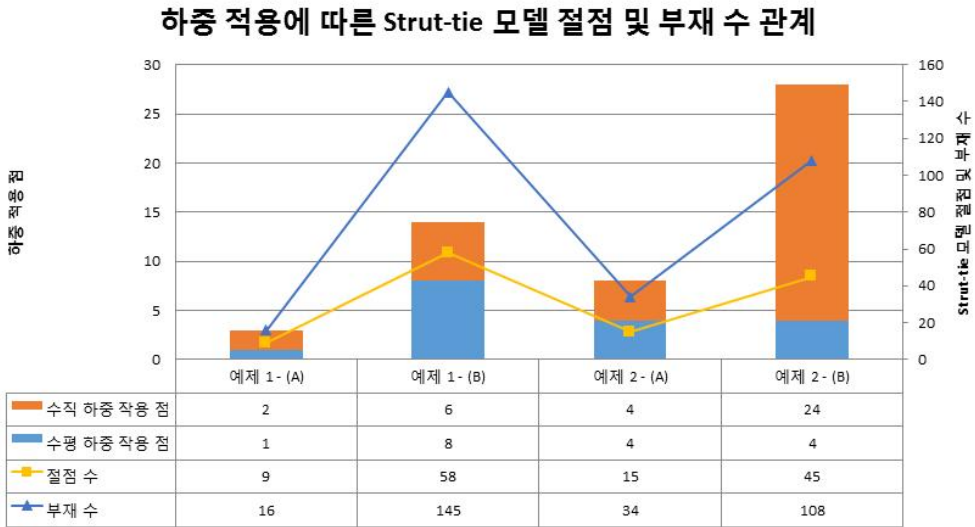


(e) 예제 2 - (B)

[그림 4.32] 배근 상세 비교

3. Strut-tie 모델 절점 및 부재 수 관계 분석

스트럿-타이 설계에서는 스트럿-타이 모델 설정에 따라 다른 설계 결과를 얻을 수 있다. 소성이론과 힘의 평형 조건을 이용하여 확정된 해가 있는 것이 아니라 설계자가 제한 조건 내에서 힘의 흐름을 설계자의 의도대로 배치하고 그에 따른 해를 결정하는 능동적인 설계방법이다. 따라서 설계자가 자신의 역량을 최대한 발휘할 수 있지만 부적합한 스트럿-타이 모델 선정은 실제 철근을 과대 또는 과소 배근시킬 위험이 따른다. 본 장에서는 구조부재인 전단벽체에 분포하중으로 작용하는 축하중과 횡하중을 지진력 저항시스템의 차이에 따라 집중하중으로 치환 적용하였다. 하중 작용점에 변수를 두어 스트럿-타이 설계를 진행하였다. 그에 따라 발생한 스트럿-타이 모델의 발생 절점 수와 부재수를 확인한 결과는 [그림 4.33]과 같다. 하중 작용점이 증가함에 따라 절점 수 증가 추이가 비슷한 경향을 보였으며 수평하중 작용점 증가 추이와 부재 수 증가 추이가 비슷한 경향을 보였다.

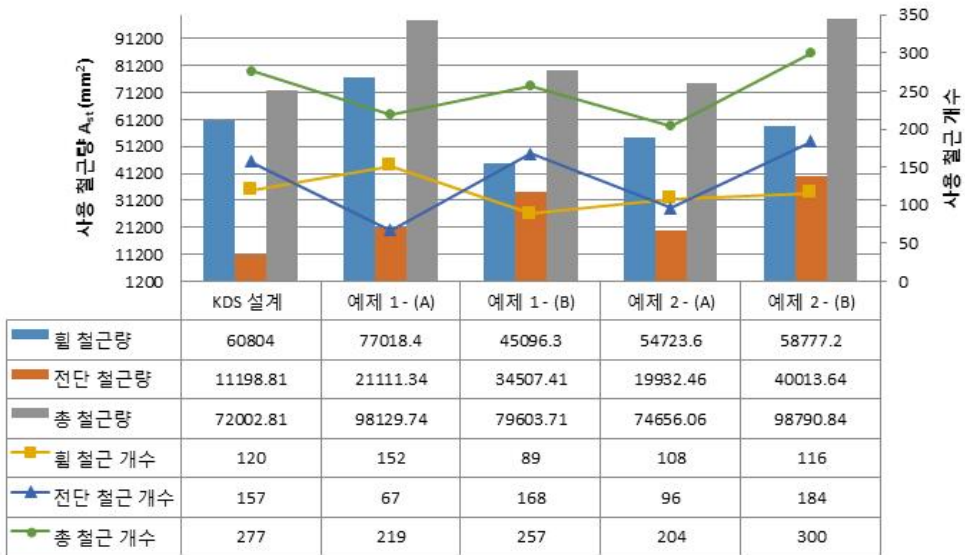


[그림 4.33] 하중 적용에 따른 Strut-tie 모델 절점 및 부재 수 관계

4. 사용 철근량 비교

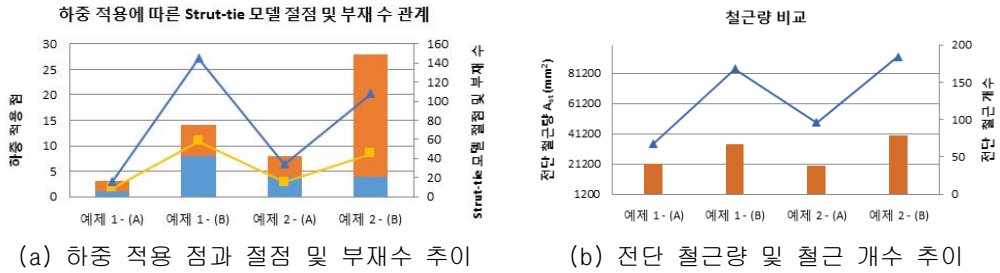
본 장에서 설정한 예제 4가지와 국가건설기준의 콘크리트 벽체설계기준(KDS 14 20 72)에 따른 설계 결과로 사용 철근량과 사용 철근 개수를 [그림 4.34]에 함께 비교하였다. 전체 사용 철근 개수를 보았을 때 하중 적용점이 가장 많은 예제 2-(B)를 제외하고 일반 콘크리트벽체설계 보다 철근 개수를 적게 고려할 수 있다. 일반 벽체설계 기준에 의한 설계로 발생된 총 철근량과 건물골조시스템으로 기둥과 보의 이음부에 횡하중을 작용시키고, 보의 중심 1 곳에 축하중을 작용시킨 예제 2-(A) 모델의 총 철근량이 3% 차이를 보이며 비슷하게 발생된 것을 확인하였다. 스트럿-타이 모델 방법을 적용한 예제 중 하중 적용 점이 총 3개로 가장 적었던 예제 1-(A)와 하중 적용 점이 총 28개로 가장 많았던 예제 2-(B)가 발생된 총 철근량이 일반 벽체 설계에 비해 36.3%, 37.2% 증가하여 과잉 배근된 것을 확인하였다. 또한 스트럿-타이 모델 방법 적용 예제들은 모두 일반 벽체 설계에 비해 전단 철근량이 전체적으로 증가하였고, 하중 적용점이 가장 적은 예제 1 - (A)를 제외하고 횡 철근 사용량이 감소하였다.

철근량 비교



[그림 4.34] Strut-tie 설계 예제별 사용 철근량 및 사용 철근 개수 비교

하중 적용점에 따라 발생한 절점 및 부재 수 추이와 전단 철근량 및 철근 개수 추이를 [그림 4.35]와 같이 비교하였다. 스트럿-타이 모델 방법을 적용한 전단벽체 설계 결과 사용된 철근 중에서도 전단 철근량과 사용 개수가 선정된 스트럿-타이 모델의 절점 및 부재수 추이와 비슷한 그래프 형상을 보이는 것으로 확인하였다.



[그림 4.35] 하중 적용에 따른 절점 및 부재 수와 전단 철근 발생 추이 비교

제4절 소결

이 장에서는 본 연구의 목적인 스트럿-타이 모델 방법을 적용한 트러스 시스템 형상 제안을 위하여 사용하는 스트럿-타이 모델 방법이 구조부재인 전단벽체 설계에 어떻게 적용되는지 파악하고, 스트럿-타이 모델 선정에 따라 달라지는 설계 결과를 확인하였다. 축하중과 횡하중을 함께 지지하는 구조부재인 전단벽체를 대상으로 지진력 저항시스템을 근거하여 4가지 예제를 선정해 설계 진행하였다. 설계 결과로 얻은 결론은 다음과 같다.

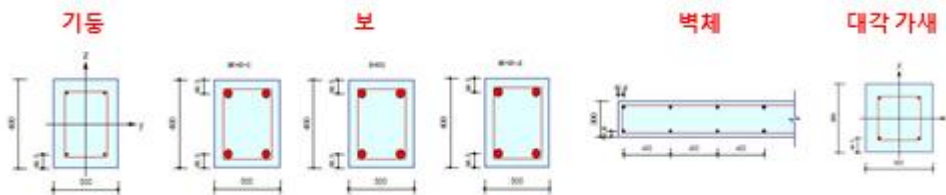
- 1) 설계 대상 전단벽체에 작용하는 하중 작용점 수에 따라 선정한 스트럿-타이 모델의 절점 및 부재 수가 비례하여 증가함을 확인하였다. 특히 횡하중 작용점 수 증가 폭과 더 유사했다. 이는 전단벽체의 경우 작용하는 축하중에 비해 횡하중이 지배적인 것을 고려했을 때 축하중 작용 점 수보다 횡하중 작용점 수에 영향을 더 받는다고 판단된다.
- 2) 국가건설기준 콘크리트벽체 설계 결과와 비교했을 때 전반적으로 전단 철근 사용량이 증가한 것으로 나타났다. 하지만 사용 전단 철근 수를 보면 예제들 중 하중 적용 점을 적게 고려한 (A) 모델들은 일반 벽체 설계 보다 전단 철근 수가 감소하였고, 하중 적용 점을 보다 많이 고려한 (B) 모델들은 일반 벽체 설계보다 전단 철근 수가 증가하였다. 또한 전단 철근 사용량은 하중 작용점에 따라 발생한 스트럿-타이 모델의 절점 및 부재수와 비슷한 추이로 증감되었다.
- 3) 휨 철근량 및 사용 휨 철근 수는 하중 적용 점을 적게 고려하여 스트럿-타이 모델의 절점 및 부재 수를 적게 선정하게 되면 일반 벽체 설계보다 사용량이 증가 하며, 이를 제외하고는 전반적으로 휨 철근량을 감소시킬 수 있었다. 이는 설계를 위해 설정한 벽체가 세장하지 않은 낮은 벽체로 전단거동이 지배적이기 때문에 휨 철근 사용량은 감소하고 하중 작용점에 따라 전단 철근 사용량이 영향을 크게 받는 것으로 판단된다.
- 4) 종합적으로 스트럿-타이 모델 결정시 무리한 절점과 부재 개수 설정은 과보강으로 부재의 취성 파괴를 유발할 수 있을 것으로 보인다.

제5장 일반 및 고강도 콘크리트 트러스 시스템

이 장에서는 지진과 풍하중 같은 횡하중을 주로 지지하는 구조부재인 전단벽체를 대상으로 비정형 단면을 갖는 RC 및 HPC 사용 새로운 트러스 시스템을 제안 및 해석하고자 한다. 트러스 형상을 갖는 콘크리트 부재 경우 거푸집 제작 후 현장에서 타설 시 콘크리트가 굳기 전 블리딩 등의 재료분리 현상으로 프리캐스트 콘크리트로 고려해야한다. 이 경우 공장에서 현장으로의 운반 문제로 부재 길이와 크기에 제한을 받는다. 따라서 건물골조시스템 한 경간에 포함된 단층 전단벽체에 대해 스트럿-타이 모델 방법을 적용하여 응력흐름에 근거한 트러스 시스템 형상 제안을 계획하였다. 이에 앞서 경간 내에 일반적으로 사용되는 가새 형식을 살펴보고, 철근 콘크리트 재료를 사용했을 때 골조 성능을 비교하여 트러스 시스템 형상 제안에 참고하였다. 대각 가새에 대해 [그림 5.1 (a)]에서 보이는 것과 같이 V형 가새, K형 가새, x형 가새 및 XX형 가새 및 N형 가새를 골조에 적용하였고, 철근콘크리트 부재를 사용하여 [그림 5.1(b)]와 [표 5.1]과 같은 부재 상세를 모든 골조에 적용하였다.



(a) 일반 골조, 벽체 골조 및 일반적으로 사용되는 가새 형식 철근 콘크리트 골조



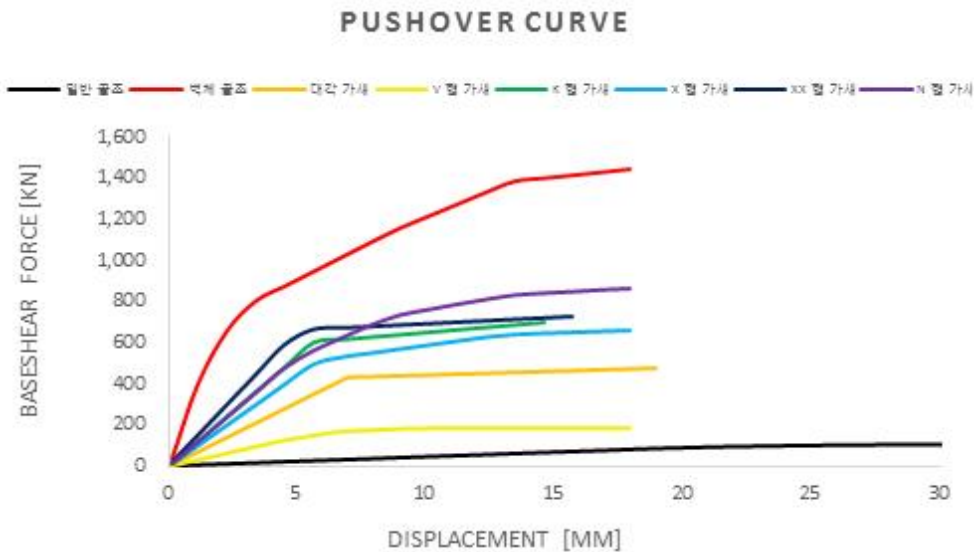
(b) 부재 상세

[그림 5.1] 가새를 갖는 철근 콘크리트 골조 시스템

[표 5.1] 대각 가새를 갖는 골조 부재 상세

		기둥	보	벽체	대각 가새
단면 크기 [mm]		400 X 300	400 X 300	300	300 X 300
배근 상세	Rebar	4-D22	4-D22	D13@400	4-D22
	Stirrup	D10@300	D10@300	D10@300	D10@400

일반적으로 사용되는 대각 가새 형식을 철근콘크리트 부재로 고려한 골조의 성능 곡선을 산정한 결과는 [그림 5.2]와 [표 5.2]와 같다. 보와 기둥으로만 이루어진 일반 골조 및 벽체를 함께 고려한 벽체 골조와 함께 비교했다. 결과로는 V형 가새가 하나의 대각 가새를 갖는 단순한 모델을 포함한 다른 가새 형식들에 비해 성능이 떨어지는 것을 확인했다. 또한 K형 가새, XX형 가새 및 N형 가새는 초기 강성이 높게 확보되었고 최대 강도가 일반 골조 대비 높게 확보되었다. 해당 결과를 트러스 시스템 부재 형상 제안에 참고하였다.



[그림 5.2] 가새 형식에 따른 골조의 하중-변위 관계

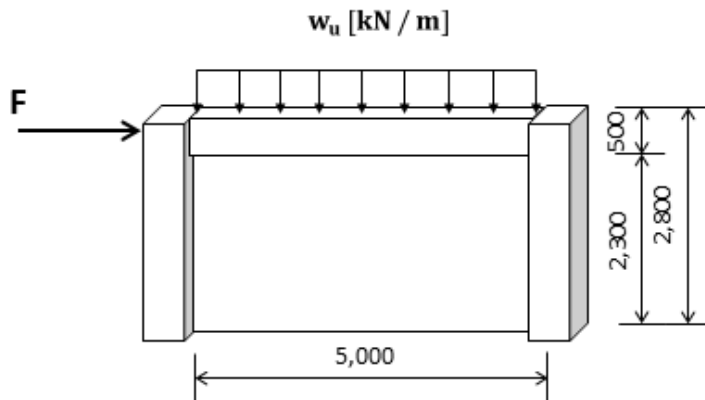
[표 5.2] 가새 형식에 따른 골조의 하중-변위 관계

	초기 강성 [kN/m]	항복 변위 [mm]	항복 강도 [kN]	최대 변위 [mm]	최대강도 [kN]
일반 골조	4.39	24.76	108.6	126.56	114.98
벽체 골조	359.14	3.5	1256.34	17.92	1443.95
대각 가새	62.47	6.9	430.92	18.9	485.57
V형 가새	27.42	6.41	175.79	35.84	184.2
K형 가새	107.64	5.63	606.26	14.56	699.72
X형 가새	87.73	6.95	609.26	17.92	654.55
XX형 가새	130.92	5.02	609.39	15.68	723.29
N형 가새	106.38	7.73	657.12	26.88	900.5

제1절 철근 콘크리트 트러스 시스템의 형상 설계

1. Strut-tie 모델

본 연구에서 제안한 트러스 시스템은 횡하중을 저항하는 구조부재인 전단벽체로부터 형상 제안하고자 한다. 트러스형 대각 가새 형태를 갖는 콘크리트 부재의 경우 PC(Precast Concrete)로 제작됨에 따라 운반 문제로 인해 부재 길이와 크기에 제한을 받는 점을 고려하여 [그림 5.3]과 [표 5.3]의 5,000mm×2,300mm 크기에 두께 300mm를 갖는 전단벽체에 작용하는 횡하중 및 축하중에 대한 스트럿-타이 모델을 작성하였다. 사용된 콘크리트 설계 압축강도는 27MPa이며 철근 인장강도는 400MPa을 사용한다. 작용하는 축하중의 경우 전단벽체 순수 축하중의 10%가 작용하도록 설정하였으며, 횡하중의 경우 본 연구의 4장의 예제벽체에 작용한 횡하중 집중하중 치환 값인 [표 5.4]를 적용하였다. 하중 작용에 따라 횡하중만 작용하는 경우 (TW 1), 횡하중과 1점 축하중이 작용하는 경우 (TW 2), 횡하중과 6점 축하중이 작용하는 경우 (TW 3) 및 축하중만 작용하는 경우 (TW 4)에 대해 총 4가지 스트럿-타이 모델을 제안하였다. 이에 대해 작성된 스트럿-타이 모델 및 스트럿 유효폭을 근거로 트러스 시스템 형상 제안하였다. 또한 제안 부재에 콘크리트 강도 80MPa, 100MPa 및 120MPa의 고강도를 추가적으로 적용하여 콘크리트 체적 감소 정도를 확인하고자 하였다.



[그림 5.3] 가새를 갖는 철근 콘크리트 골조 시스템

[표 5.3] 벽체 개요

길이, l , [mm]	5,000
높이, h , [mm]	2,300
두께, t , [mm]	300

[표 5.4] 하중 개요

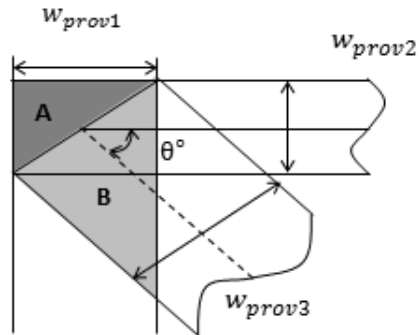
축하중, W_u , [kN/m]	2.02
활하중, F , [kN]	2128

2. 콘크리트 Strut 단면 폭 결정

트러스 구조를 갖는 스트럿-타이 모델의 절점에서 힘의 평형조건을 이용하여 스트럿과 타이 설계 단면력을 구하여 압축 콘크리트 단면 폭은 [식 5.1]과 같이 설계 단면력 F_u 을 전달하는데 소요되는 충분한 강도를 보유하도록 스트럿의 유효압축강도계수 β_s 와 콘크리트 설계압축강도 f_{ck} 를 고려한 스트럿의 유효압축강도 $0.85\beta_s f_{ck}$ 및 스트럿 강도감소계수 ϕ 와 벽체 두께 b 의 곱으로 나눈 값을 고려하여 결정한다. 스트럿-타이 모델을 이루는 부재 중 대각 요소는 [그림 5.4]에서 보이는 것처럼 절점에서 만나는 각각의 스트럿 최대 단면폭과 수평 스트럿과 이루는 각도를 고려하여 [식 5.2]와 같이 필요단면 폭을 산정한다. 스트럿의 최대 단면폭은 [그림 5.4]와 같이 결정된 절점 영역 경계면 폭을 근거로 하여 스트럿 양단부 절점 영역 경계면의 폭 중에서 작은 값으로 정의한다.

$$W_{req} = \frac{F_u}{\phi(0.85)\beta_s f_{ck} b} \quad [\text{식 5.1}]$$

- 여기서, F_u : 설계 단면력
 ϕ : 스트럿의 강도감소계수 (0.75)
 β_s : 스트럿 유효압축강도계수
 b : 벽체 두께



[그림 5.4] 수직 트러스 메커니즘 대각 스트럿 최대 단면 폭 결정

$$W_{prov3} = W_{prov1} \sin \theta + W_{prov2} \cos \theta \quad [\text{식 5.2}]$$

여기서, W_{prov1} : 지압판 폭 [mm]

W_{prov2} : 수평 스트럿 최대 단면폭 [mm]

W_{prov3} : 대각 스트럿 최대 단면폭 [mm]

θ : 대각 스트럿과 수평 스트럿 사이 각

A : 절점 영역

B : 확장 절점 영역

[그림 5.4]와 같이 기하학적 형상을 갖는 설계 대상 영역과 하중을 받는 지압판의 크기를 이용하여 절점영역 각 수직경계면의 최대 단면폭을 결정하였다. 또한 필요 단면 폭 W_{req} 은 최대 단면 폭 W_{prov} 보다 작아야 하며 $W_{req} > W_{prov}$ 의 안전 여부를 만족하여야 한다.

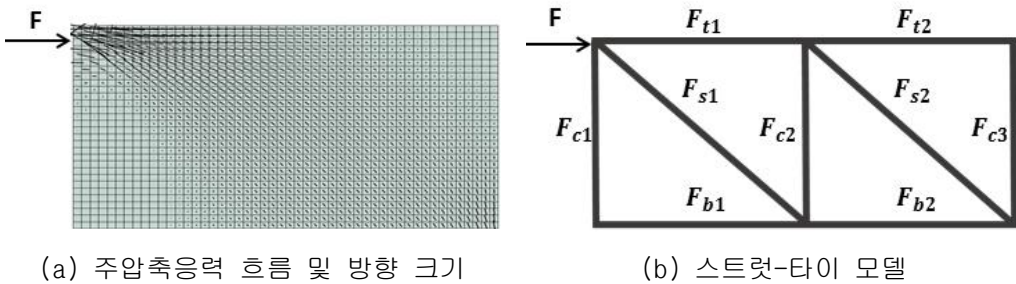
제2절 2차원 유한요소 해석 및 부재력 검토

하중 작용에 따라 4가지 스트럿-타이 모델을 제안하였다. 이에 대해 작성된 스트럿-타이 모델 및 스트럿 유효폭을 근거로 트러스 시스템 형상 제안하였다. 또한 제안 부재에 일반 콘크리트 강도 27MPa 뿐만 아니라 80MPa, 100MPa 및 120MPa의 고강도를 추가적으로 적용하여 콘크리트 체적 감소 정도를 확인하고자 하였다.

1. 부재력 및 유효폭 검토

가. TW 1

전단벽체에 횡하중만 작용하는 경우 ‘TW 1’ 형상에 대해 [그림 5.5]에서 보이는 것과 같이 주압축응력분포를 토대로 스트럿-타이 모델을 작성 후 부재력을 산정하였다. 하중이 작용하는 좌측에서 우측방향 대각 부재에서 1423.6kN 크기의 가장 큰 압축력이 발생하였다. 콘크리트 강도별로 유효폭을 검토한 결과 [표 5.5]에 나타나듯이 일반강도 콘크리트 대비 80MPa의 고강도를 사용했을 때 단면을 32.5% 절감할 수 있었고, 100MPa 강도를 사용했을 때는 46% 단면 절감이 가능했으며 120MPa 강도를 사용했을 때는 55%까지 단면 절감 효과가 있었다. 단 부재력이 ‘0’ 인 부재는 [표 5.5]에 표시하지 않았다.



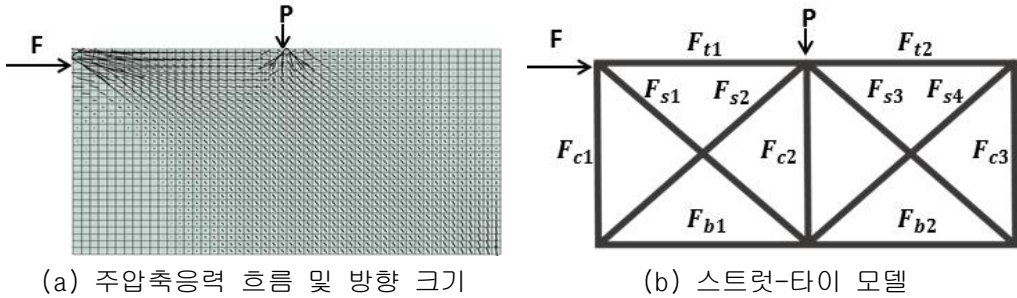
[그림 5.5] 2차원 유한요소해석 및 스트럿-타이 모델에 의한 트러스 시스템 설계 - TW 1

[표 5.5] 스트럿-타이 모델 부재력 및 유효폭 - TW 1

		부재력	유효폭			
			Concrete	HPC		
			RC	HPC80	HPC100	HPC120
1	Ft1	-1064	206.05	139.08	111.27	92.72
2	Fc1	+945.8	183.16	123.63	98.91	82.42
3	Fc2	-945.8	183.16	123.63	98.91	82.42
4	Fb1	+532.0	103.03	69.54	55.63	46.36
5	Fb2	-532.0	103.03	-69.54	55.63	46.36
6	Fs1	-1423.6	275.69	186.09	148.87	124.06
7	Fs2	-1423.6	275.69	186.09	148.87	124.06

나. TW 2

전단벽체에 횡하중 및 1점 축하중이 작용하는 경우 ‘TW 2’ 형상에 대해 [그림 5.6]에서 보이는 것과 같이 주압축응력 분포를 토대로 스트럿-타이 모델을 작성 후 부재력을 산정했다. 횡하중이 작용하는 반대편 좌측에서 우측방향 대각 부재가 964.5kN 크기의 가장 큰 압축력이 발생했다. 콘크리트 강도별로 유효폭을 검토한 결과 [표 5.6]과 같고, 일반강도 콘크리트 대비 단면 절감은 전 모델과 동일했다.



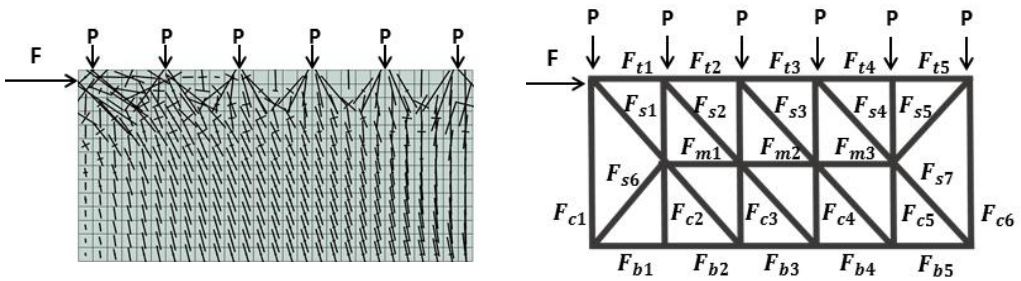
[그림 5.6] 트러스 시스템 설계 - TW 2

[표 5.6] 스트럿-타이 모델 부재력 및 유효폭 - TW 2

		부재력	유효폭			
			Concrete	HPC		
			RC	HPC80	HPC100	HPC120
1	Ft1	-1513	293.00	197.78	158.22	131.85
2	Ft2	-349.3	67.64	45.66	36.53	30.44
3	Fc1	+546.7	105.87	71.46	57.17	47.64
4	Fc2	+236.2	45.74	30.88	24.70	20.58
5	Fc3	-310.5	60.13	40.59	32.47	27.06
6	Fb1	+482.1	93.36	63.02	50.42	42.01
7	Fb2	-482.1	93.36	63.02	50.42	42.01
8	Fs1	-822.8	159.34	107.56	86.04	71.70
9	Fs2	+592.5	114.74	77.45	61.96	51.63
10	Fs3	-964.5	186.78	126.08	100.86	84.05
11	Fs4	+467.3	90.50	61.08	48.87	40.72

다. TW 3

전단벽체에 횡하중 및 6점 축하중이 작용하는 경우 ‘TW 3’ 형상에 대해 [그림 5.7]에서 보이는 것과 같이 주압축응력 분포를 토대로 스트럿-타이 모델을 작성 후 부재력을 산정했다. 작용하는 하중점이 많은 만큼 다른 제안 형상에 비해 다소 복잡한 형상을 갖는다. 횡하중이 작용한 점과 가장 가깝게 나란한 수평 스트럿에서 1589.2kN 크기의 가장 큰 압축력이 발생했다. 콘크리트 강도별로 유효폭을 검토한 결과는 [표 5.7]과 같고, 일반강도 콘크리트 대비 단면 절감은 전 모델들과 동일했다.



(a) 주압축응력 흐름 및 방향 크기

(b) 스트럿-타이 모델

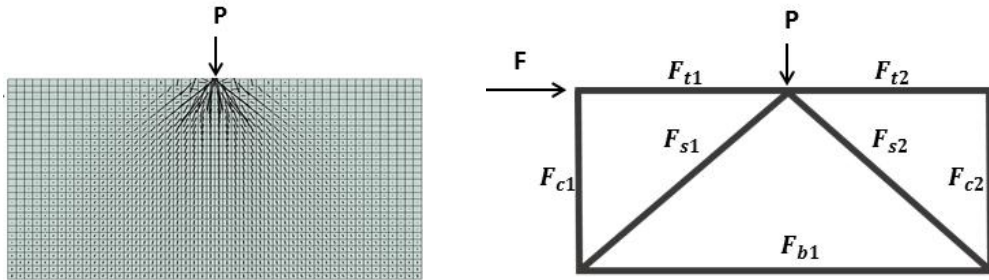
[그림 5.7] 트러스 시스템 설계 - TW 3

[표 5.7] 스트럿-타이 모델 부재력 및 유효폭 - TW 3

		부재력	유효폭			
			Concrete	HPC		
			RC	HPC80	HPC100	HPC120
1	Ft1	-1589.2	307.76	207.74	166.19	138.49
2	Ft2	-1027.7	199.02	134.34	107.47	89.56
3	Ft3	-564.1	109.24	73.74	58.99	49.16
4	Ft4, Ft4	-168.4	32.61	22.01	17.61	14.68
5	Fc1	+567.0	109.80	74.12	59.29	49.41
6	Fc2	+591.0	114.45	77.25	61.80	51.50
7	Fc3	+487.6	94.43	63.74	50.99	42.49
8	Fc4	+416.0	80.56	54.38	43.50	36.25
9	Fc5	+482.5	93.44	63.07	50.46	42.05
10	Fc6	-179.5	34.76	23.46	18.77	15.64
11	Fb1, Fb1	+419.3	81.20	54.81	43.85	36.54
12	Fb3	+131.2	25.41	17.15	13.72	11.43
13	Fb4	-256.4	49.65	33.52	26.81	22.34
14	Fb5	-713.5	138.17	93.27	74.61	62.18
15	Fs1	-783.4	151.71	102.41	81.92	68.27
16	Fs2	-816.5	158.12	106.73	85.39	71.15
17	Fs3	-674.0	130.53	88.10	70.48	58.74
18	Fs4	-575.4	111.43	75.22	60.17	50.14
19	Fs5	+244.9	47.43	32.01	25.61	21.34
20	Fs6	+449.6	87.07	58.77	47.02	39.18
21	Fs7	-997.4	193.15	130.38	104.30	86.92
22	Fm1	+58.5	11.33	7.65	6.12	5.10
23	Fm2	-115.4	22.35	15.08	12.07	10.06
24	Fm3	-121.8	23.59	15.92	12.74	10.61

라. TW 4

전단벽체에 축하중이 작용하는 경우 ‘TW 4’ 형상에 대해 [그림 5.8]에서 보이는 것과 같이 주압축응력 분포를 토대로 스트럿-타이 모델을 작성 후 부재력을 산정했다. 부재력 산정 시 횡하중 저항을 목적으로 하므로 횡하중도 함께 고려하였다. 횡하중이 작용한 점과 가장 가깝게 나란한 수평 스트럿에서 2128kN 크기의 가장 큰 압축력이 발생했다. 콘크리트 강도별로 유효폭을 검토한 결과는 [표 5.8]과 같고, 일반강도 콘크리트 대비 단면 절감은 전 모델들과 동일했다.



(a) TW 1 주압축응력 흐름 및 방향 크기

(b) TW 1 스트럿-타이 모델

[그림 5.8] 트러스 시스템 설계 - TW 4

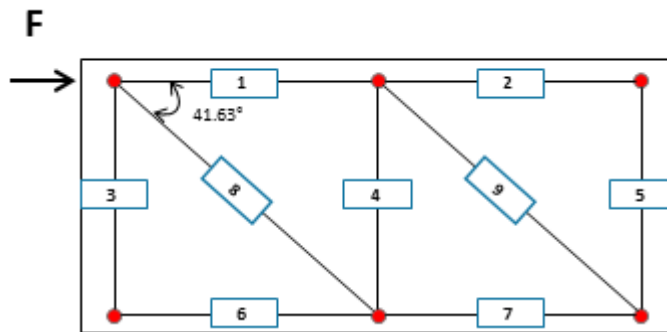
[표 5.8] 스트럿-타이 모델 부재력 및 유효폭 - TW 4

		부재력	유효폭			
			Concrete	HPC		
			RC	HPC80	HPC100	HPC120
1	Ft1	-2128	412.10	278.17	222.54	185.45
2	Fs1	+1415.4	274.10	185.02	148.02	123.35
3	Fs2	-1431.8	277.28	187.16	149.73	124.78

2. 철근량 산정

하중 조합 4가지 경우에 대해 최대 계수인장력을 고려하여 필요 철근량 $A_{s,req}$ 을 산정하였다. 철근량 산정을 위해 하중 조합에 대한 스트럿-타이 모델의 부재력이 압축력을 받을 경우는 값을 '0' 으로 표시했다.

가. TW 1

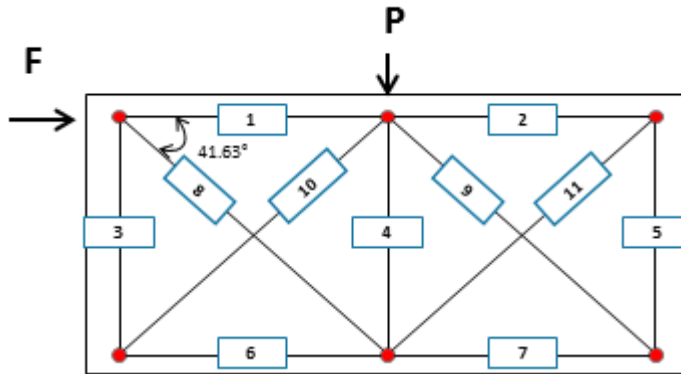


[그림 5.9] 스트럿-타이 모델 부재 번호 - TW 1

[표 5.9] 하중 조합에 따른 필요 철근량 - TW 1

부재 번호	부재력 [Fu (kN)]				최대 계수 인장력 [kN]	필요 철근량 [As.req (mm ²)]
	하중 조합 1	하중 조합 2	하중 조합 3	하중 조합 4		
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	945.8	0	940.3	0	945.8	2782
4	945.8	0	940.3	0	945.8	2782
5	0	0	0	0	0	0
6	532	0	528.9	0	532.0	1565
7	0	532	0	535.1	535.1	1574
8	0	1423.6	0	1431.8	1431.8	4211
9	0	1423.6	0	0	1423.6	4187

나. TW 2

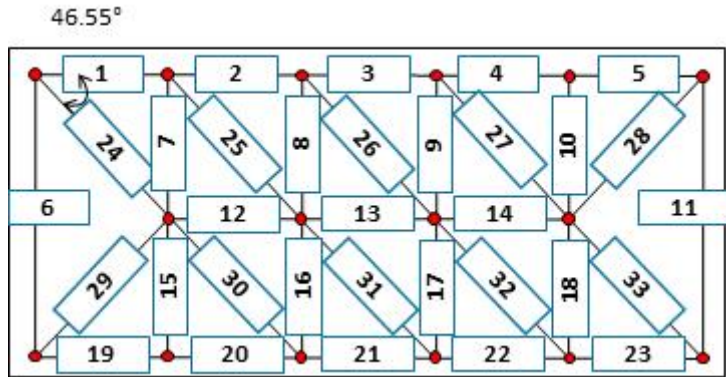


[그림 5.10] 스트럿-타이 모델 부재 번호 - TW 2

[표 5.10] 하중 조합에 따른 필요 철근량 - TW 2

부재 번호	부재력 [Fu (kN)]				최대 계수 인장력 [kN]	필요 철근량 [As.req (mm ²)]
	하중 조합 1	하중 조합 2	하중 조합 3	하중 조합 4		
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	548.3	0	546.7	0	548.3	1613
4	239.5	239.5	236.2	236.2	239.5	704
5	0	548.3	0	546.7	548.3	1613
6	482.1	0	482.1	0	482.1	1418
7	0	482.1	0	482.1	482.1	1418
8	0	464.8	0	467.3	467.3	1374
9	598.2	0	592.5	0	598.2	1759
10	0	598.2	0	592.5	598.2	1759
11	464.8	0	467.3	0	467.3	1374

다. TW 3



[그림 5.11] 스트럿-타이 모델 부재 번호 - TW 3

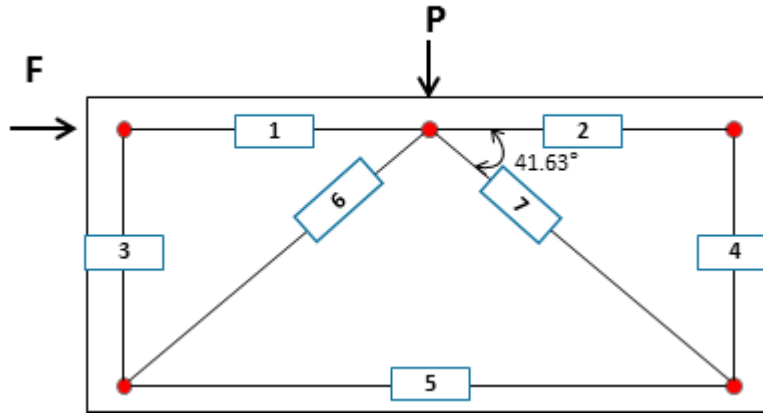
[표 5.11] 하중 조합에 따른 필요 철근량 - TW 3 (1)

부재 번호	부재력[Fu (kN)]				최대 계수 인장력 [kN]	필요 철근량 [As.req (mm ²)]
	하중 조합 1	하중 조합 2	하중 조합 3	하중 조합 4		
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	569.8	0	567	0	569.8	1676
7	593.6	0	591	0	593.6	1746
8	489.1	0	487.6	0	489.1	1439
9	416.6	0	416	0	416.6	1225
10	0	0	0	0	0.0	0
11	0	541.4	0	539.1	541.4	1592

[표 5.11] 하중 조합에 따른 필요 철근량 - TW 3 (2)

부재 번호	부재력[Fu (kN)]				최대 계수 인장력 [kN]	필요 철근량 [As.req (mm ²)]
	하중 조합 1	하중 조합 2	하중 조합 3	하중 조합 4		
12	60.4	0	58.5	0	60.4	178
13	0	0	0	0	0.0	0
14	0	0	0	0	0.0	0
15	0	0	0	0	0.0	0
16	304.9	0	304.1	0	304.9	897
17	409.3	0	409.2	0	409.3	1204
18	481.9	0	482.5	0	482.5	1419
19	419.7	0	419.3	0	419.7	1234
20	419.7	0	419.3	0	419.7	1234
21	130.9	0	131.2	0	131.2	386
22	0	308	0	308.5	308.5	907
23	0	751.6	0	751.5	751.6	2211
24	0	422.1	0	423.6	423.6	1246
25	0	696.3	0	697.6	697.6	2052
26	0	637.2	0	637	637.2	1874
27	0	592.7	0	591.2	592.7	1743
28	243.9	0	244.9	0	244.9	720
29	452.8	0	449.6	0	452.8	1332
30	0	541.3	0	542.4	542.4	1595
31	0	600.5	0	600.7	600.7	1767
32	0	644.9	0	644.1	644.9	1897
33	0	491.8	0	488.2	491.8	1446

라. TW 4



[그림 5.12] 스트럿-타이 모델 부재 번호 - TW 4

[표 5.12] 하중 조합에 따른 필요 철근량 - TW 4

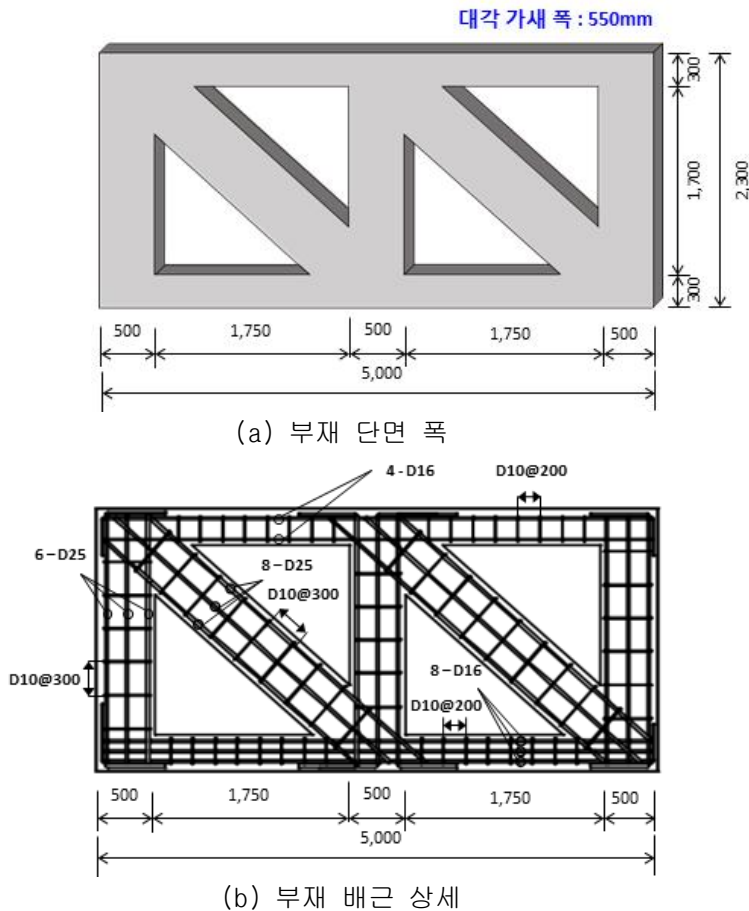
부재 번호	부재력 [Fu (kN)]				최대 계수 인장력 [kN]	필요 철근량 [As.req (mm ²)]
	하중 조합 1	하중 조합 2	하중 조합 3	하중 조합 4		
1	0	0	0	0	0.0	0
2	0	0	0	0	0.0	0
3	444.7	0	442.1	0	444.7	1308
4	0	444.7	0	442.1	444.7	1308
5	555.8	555.8	552.6	552.6	555.8	1635
6	1423.6	-1423.6	1415.4	-1431.8	1423.6	4187
7	-1423.6	1423.6	-1431.8	1415.4	1423.6	4187

제3절 형상 및 설계 제안

1. 단면 제안

가. TW 1 (제안 1)

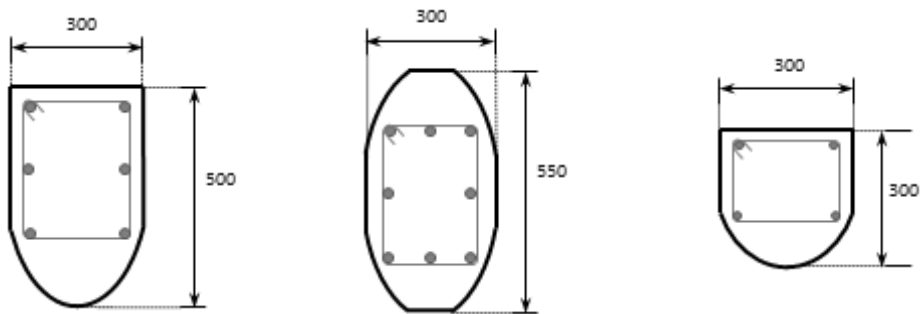
이 논문에서 제안한 스트럿-타이 모델 방법을 적용한 트러스 시스템의 형상 TW 1은 앞선 제5장 제2절에서의 2차원 유한요소해석과 부재력 검토 결과를 토대로 제안했으며 결과는 [그림 5.13]과 [표 5.13]과 같다. 일반강도콘크리트(RC)를 적용한 형상 제안 결과이므로 고강도 콘크리트(HPC) 적용 제안 형상보다 두꺼운 단면폭을 갖으며 구속되는 경계면을 제외한 모서리를 곡선으로 처리하여 [그림 5.14]와 같이 제안하였다.



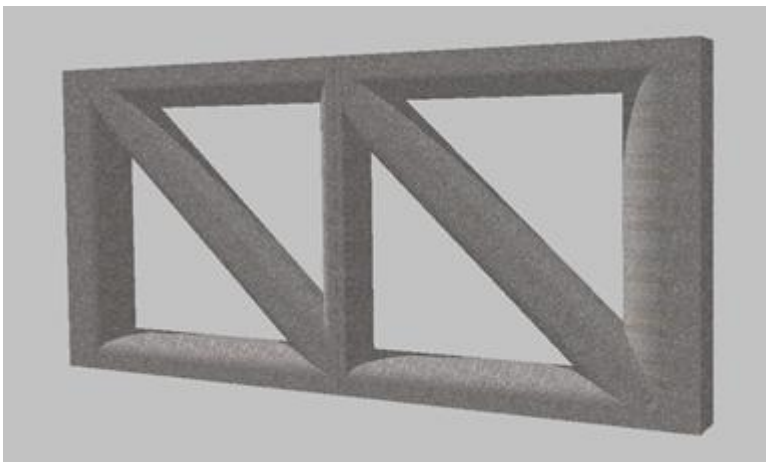
[그림 5.13] 트러스 시스템 제안 단면 배근 상세 - TW 1

[표 5.13] 트러스 시스템 부재 배근 - TW 1

	상부 수평	수직	하부 수평	대각 가새
단면	300X300	300X500	300X300	300X550
주근	4-D16	6-D25	8-D16	9-D25
띠 철근	D10@200	D10@300	D10@200	D10@300



(a) 부재 단면

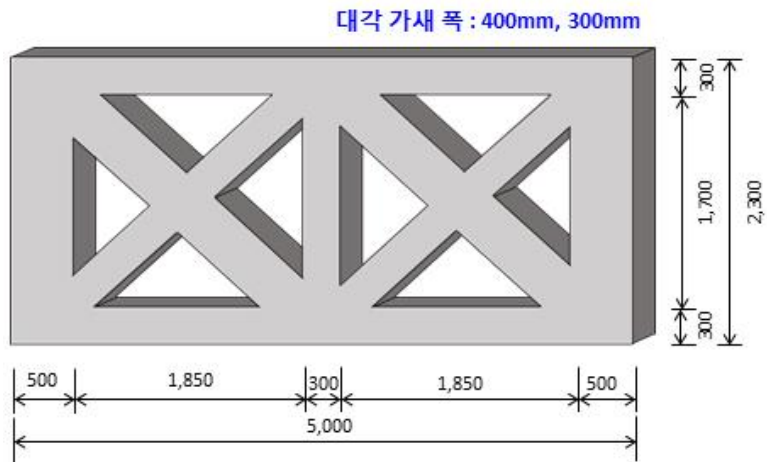


(b) 부재 형상

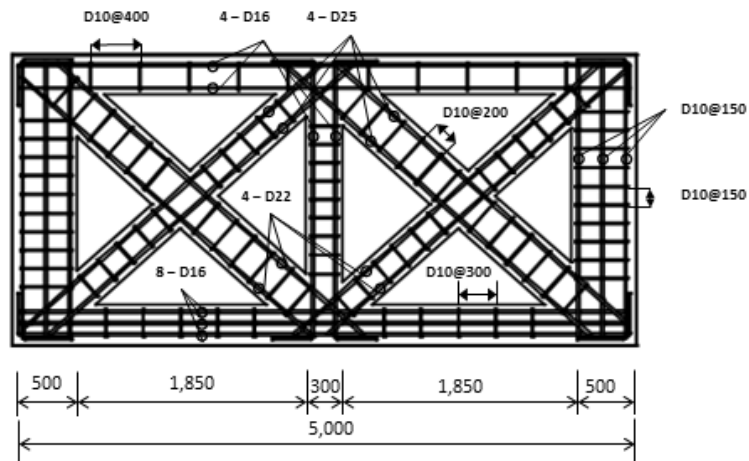
[그림 5.14] 트러스 시스템 부재 제안 단면 상세 - TW 1

나. TW 2 (제안 2)

이 논문에서 제안한 스트럿-타이 모델 방법을 적용한 트러스 시스템 형상 TW 2는 앞선 제5장 제2절에서의 2차원 유한요소해석과 부재력 검토 결과를 토대로 제안했으며 결과는 [그림 5.15]와 [표 5.14]와 같다. 일반강도콘크리트(RC)를 적용한 형상 제안 결과이므로 고강도 콘크리트(HPC) 적용 제안 형상보다 두꺼운 단면폭을 갖으며 구속되는 경계면을 제외한 모서리를 곡선으로 처리하여 [그림 5.16]과 같이 제안하였다.



(a) 부재 단면 폭

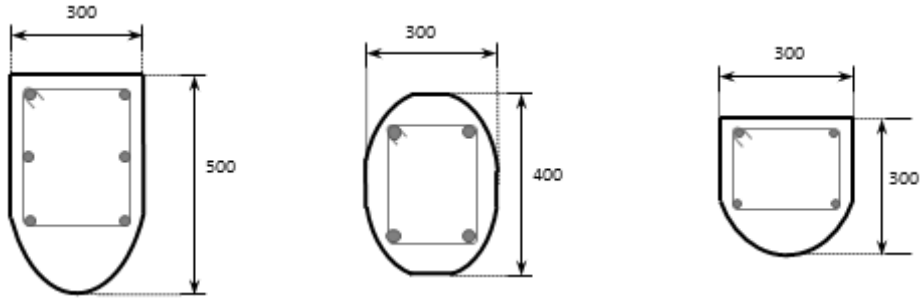


(b) 부재 배근 상세

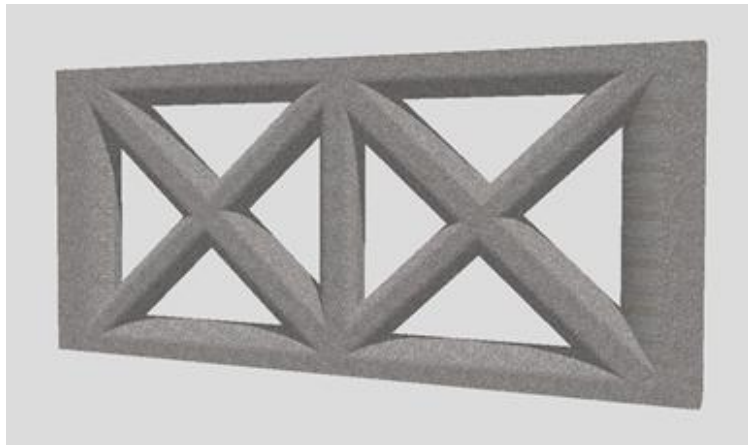
[그림 5.15] 트러스 시스템 제안 단면 배근 상세 - TW 2

[표 5.14] 트러스 시스템 부재 배근 - TW 2

	단면	주근	띠 철근
상부 수평	300X300	4-D16	D10@400
단부 수직	300X500	6-D19	D10@150
중앙 수직	300X300	4-D16	
외부 수평	300X300	8-D16	D10@300
왼쪽 가새 1	300X400	4-D22	D10@200
오른쪽 가새 1	300X300	4-D25	
왼쪽 가새 2	300X400	4-D25	
오른쪽 가새 2	300X300	4-D22	



(a) 부재 단면

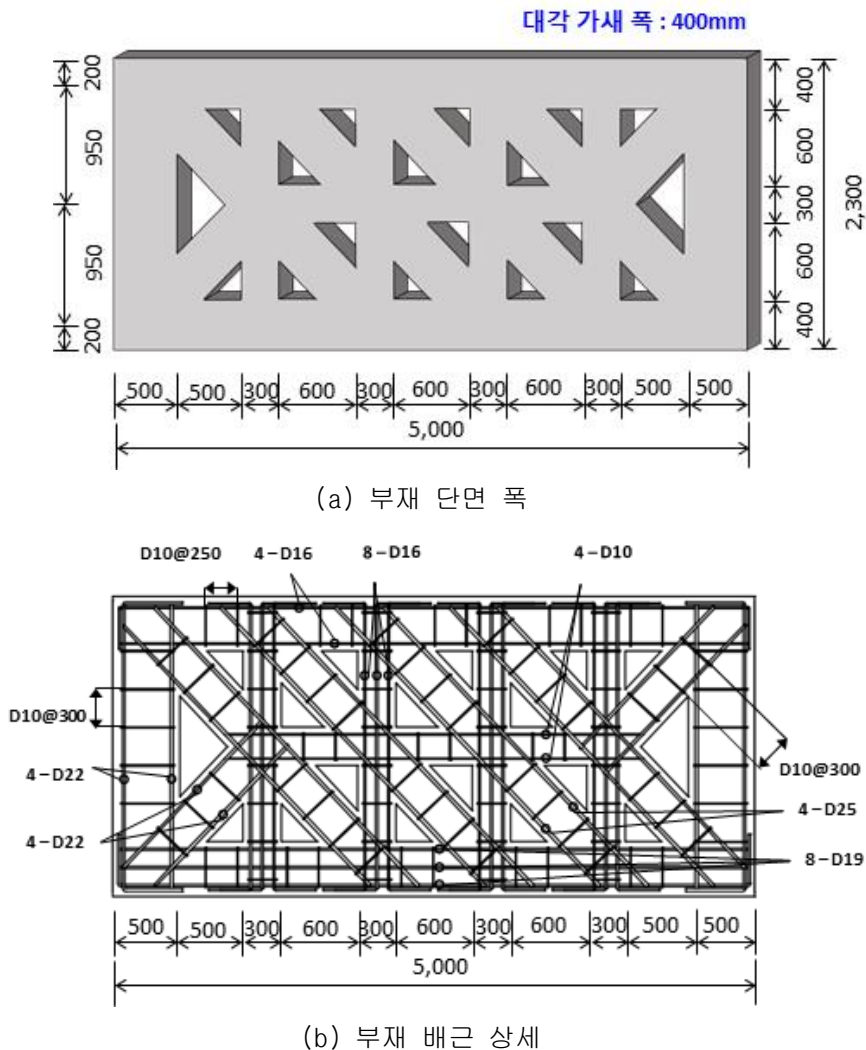


(b) 부재 형상

[그림 5.16] 트러스 시스템 부재 제안 단면 상세 - TW 2

다. TW 3 (제안 3)

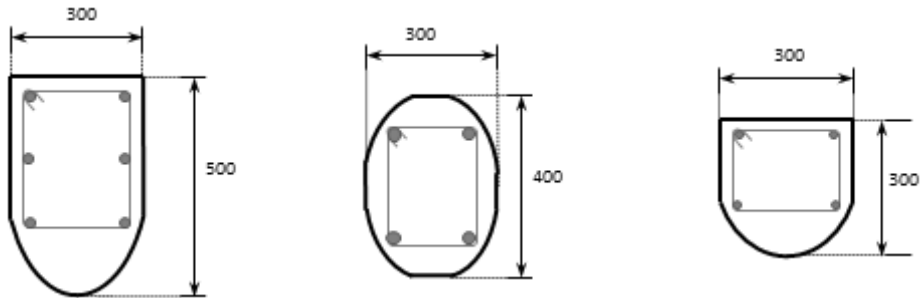
이 논문에서 제안한 스트럿-타이 모델 방법을 적용한 트러스 시스템 형상 TW 3 은 앞선 제5장 제2절에서의 2차원 유한요소해석과 부재력 검토 결과를 토대로 제안 했으며 결과는 [그림 5.17]과 [표 5.15]와 같다. 일반강도콘크리트(RC)를 적용한 형상 제안 결과이므로 고강도 콘크리트(HPC) 적용 제안 형상보다 두꺼운 단면폭을 갖으며 구속되는 경계면을 제외한 모서리를 곡선으로 처리하여 [그림 5.18]과 같이 제안하였다.



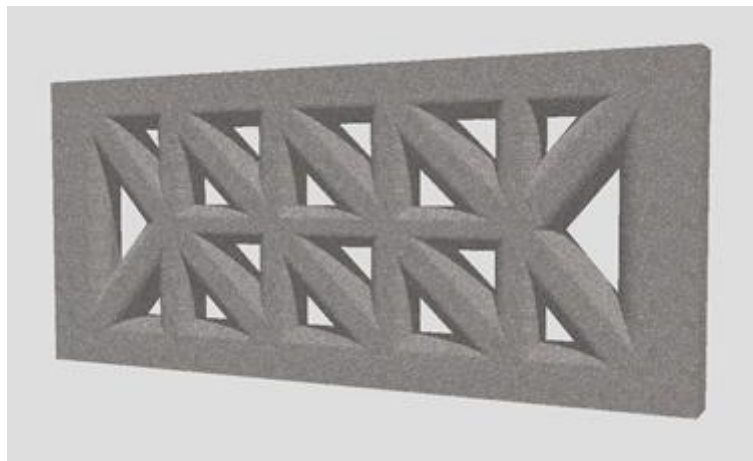
[그림 5.17] 트러스 시스템 제안 단면 배근 상세 - TW 3

[표 5.15] 트러스 시스템 부재 배근 - TW 3

	단면	주근	띠 철근
상부 수평	300X400	4-D16	D10@250
단부 수직	300X500	5-D22	D10@300
중앙 수직	300X300	9-D16	D10@300
외부 수평	300X300	8-D16	D10@300
왼쪽 가새 1	300X300	4-D10	D10@250
오른쪽 가새 1	300X400	8-D19	D10@250
왼쪽 가새 2	300X400	4-D22	D10@300
오른쪽 가새 2	300X400	4-D25	D10@300



(a) 부재 단면

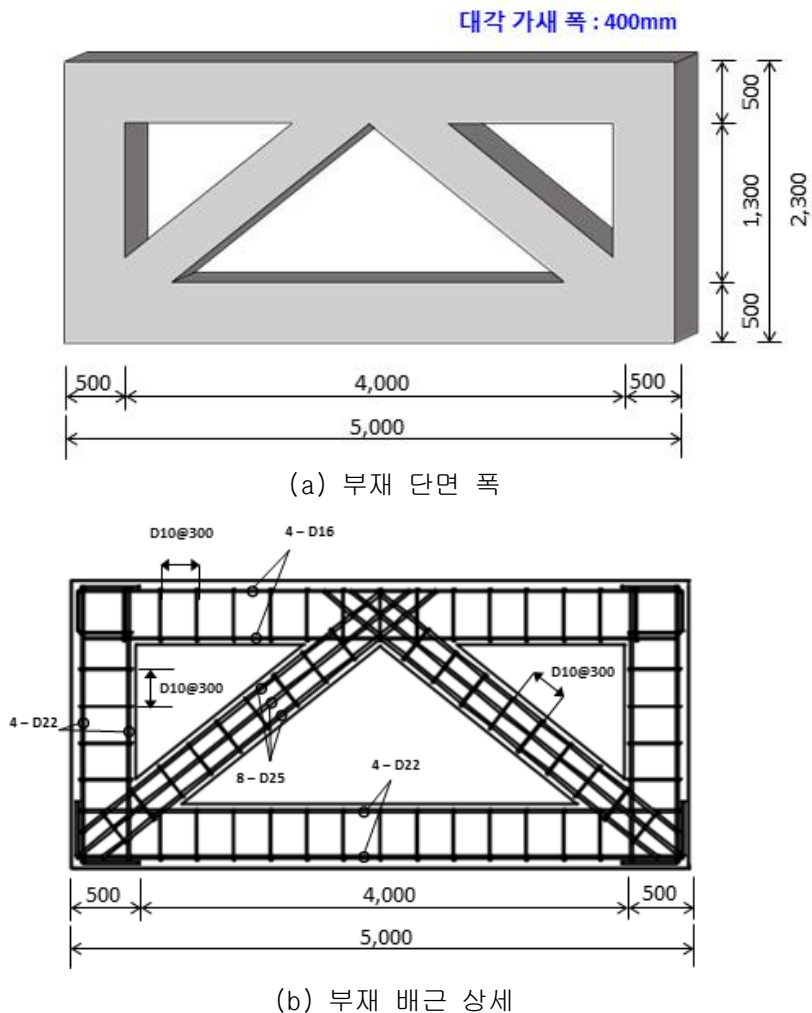


(b) 부재 형상

[그림 5.18] 트러스 시스템 부재 제안 단면 상세 - TW 3

라. TW 4 (제안 4)

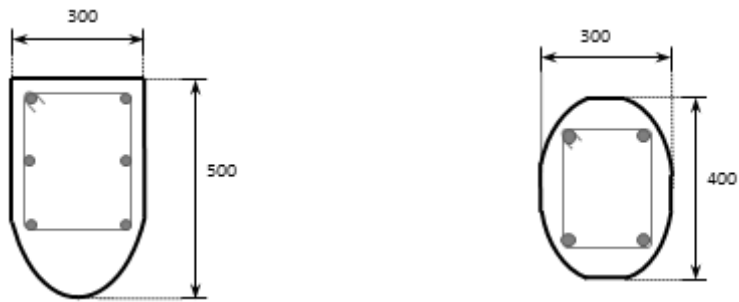
이 논문에서 제안한 스트럿-타이 모델 방법을 적용한 트러스 시스템 형상 TW 4는 앞선 제5장 제2절에서의 2차원 유한요소해석과 부재력 검토 결과를 토대로 제안했으며 결과는 [그림 5.19]와 [표 5.16]과 같다. 일반강도콘크리트(RC)를 적용한 형상 제안 결과이므로 고강도 콘크리트(HPC) 적용 제안 형상보다 두꺼운 단면폭을 갖으며 구속되는 경계면을 제외한 모서리를 곡선으로 처리하여 [그림 5.20]과 같이 제안하였다.



[그림 5.19] 트러스 시스템 제안 단면 배근 상세 - TW 4

[표 5.16] 트러스 시스템 부재 배근 - TW 4

	단면	주근	띠 철근
상부 수평	300X500	4-D16	D10@300
수직	300X500	4-D22	D10@300
하부 수평	300X500	4-D22	D10@300
대각 가새	300X400	9-D25	D10@300



(a) 부재 단면

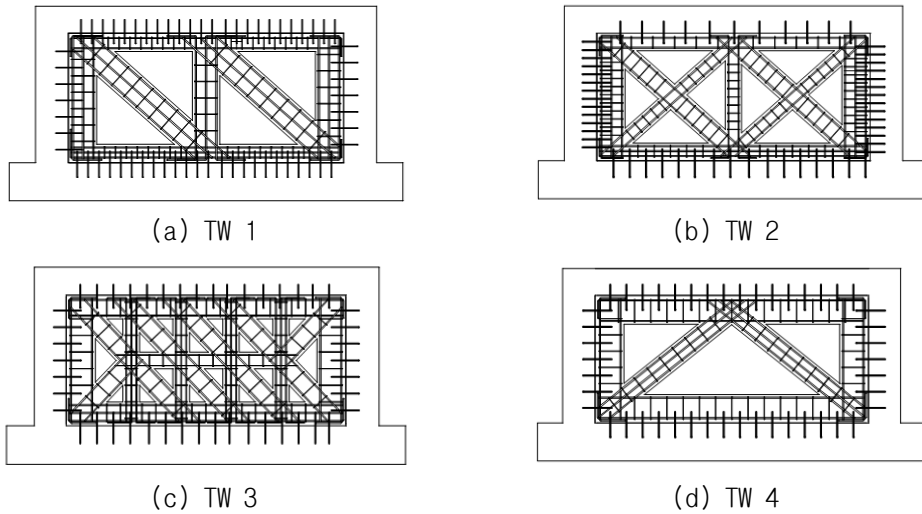


(b) 부재 형상

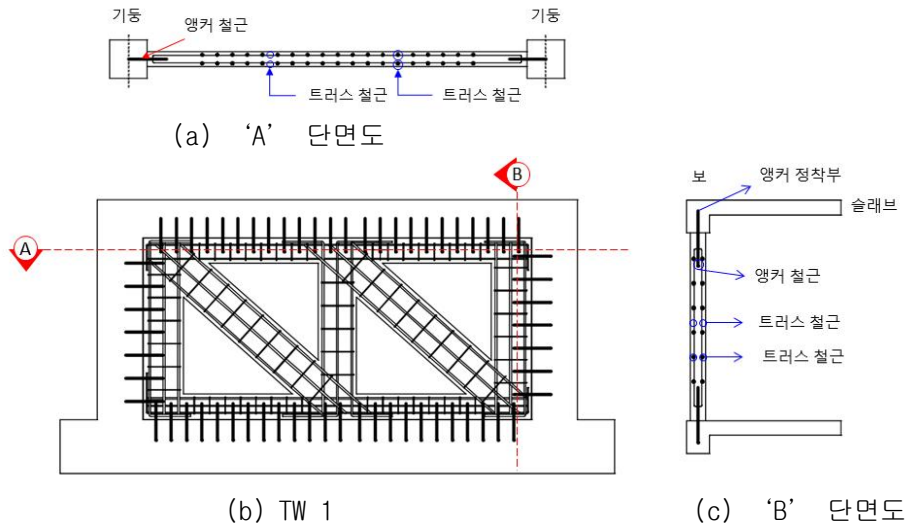
[그림 5.20] 트러스 시스템 부재 제안 단면 상세 - TW 4

2. 연결부 고려

제안 모델들이 보강용으로 사용될 경우 기본 골조와의 연결부는 끼움벽체나 전단벽체 보강에 관련된 연구 자료를 토대로 다음과 같이 앵커 철근을 이용해 보와 기둥에 연결하는 방법을 고려해보았다. 하지만 골조 연결부에 대해서는 추가적인 연구가 필요할 것으로 보인다.



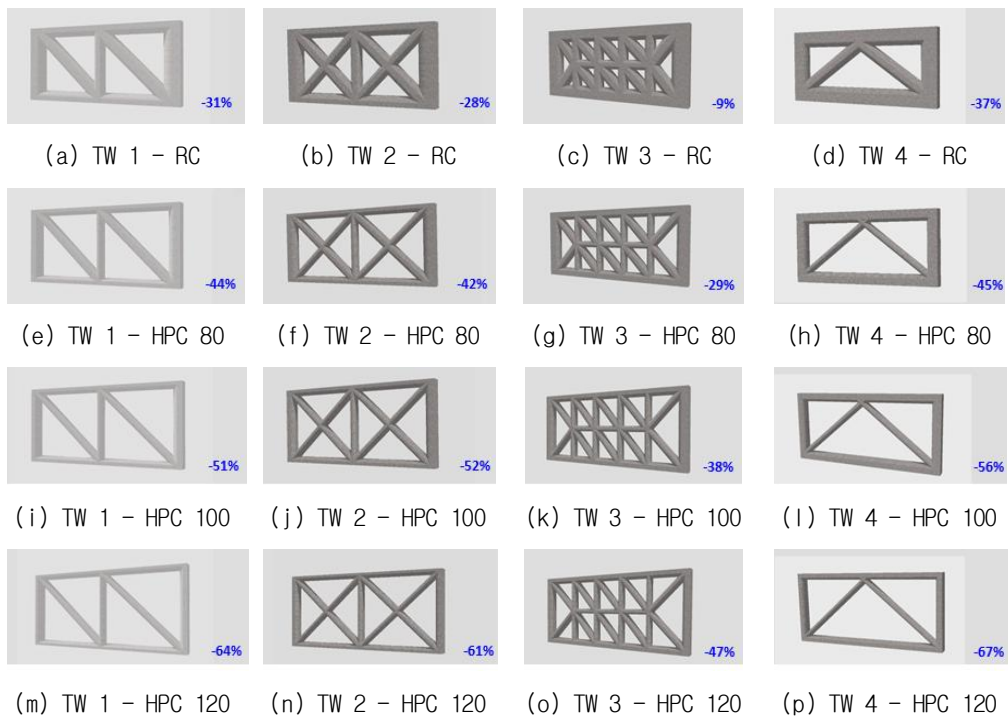
[그림 5.21] 트러스 시스템 골조 연결 상세 (1)



[그림 5.22] 트러스 시스템 골조 연결 상세 (2)

3. HPC 사용에 따른 단면 절감 효과

본 장에서는 트러스 시스템 형상을 제안하기 위하여 구조부재인 전단벽체에 작용하는 하중에 대해 스트럿-타이 모델 방법을 적용하여 4가지 형상을 제안하였다. 제안 모델 별로 27MPa의 설계압축강도를 갖는 일반 콘크리트 RC와 80MPa, 100MPa 및 120MPa의 고강도 콘크리트 HPC 사용에 따른 단면 절감률을 [그림 5.23]에서 보여주고 있다. 단면 절감률은 가로 5m, 높이 2.3m의 동일 규격을 갖는 전단벽체에 대해 고려하였다. 대각 가새를 2개 갖는 가장 간단한 형상인 제안 4 모델 TW 4는 일반 RC 사용 시 37% 단면 절감되었다. 또한 120MPa의 고강도콘크리트 사용은 일반 강도 사용으로 9% 단면절감에 그쳤던 가장 복잡한 형상의 제안 3 모델 TW 3을 47% 까지 단면 절감이 가능한 것으로 확인하였다. 이는 제안한 트러스 시스템을 전단벽체 대신 사용했을 때 시야 확보가 좋은 장점을 가질 수 있으며 제안 부재가 횡력저항 성능을 발휘하는지 다음 제5장 제4절을 통해 추가적으로 연구 진행하였다.

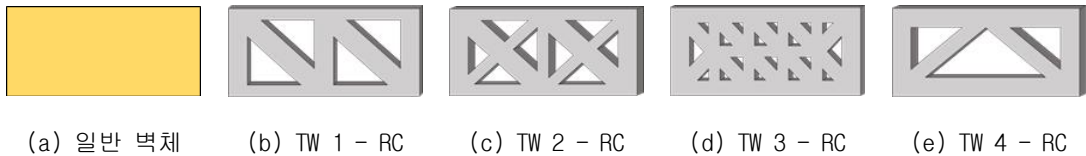


[그림 5.23] HPC 사용에 따른 단면 절감 효과

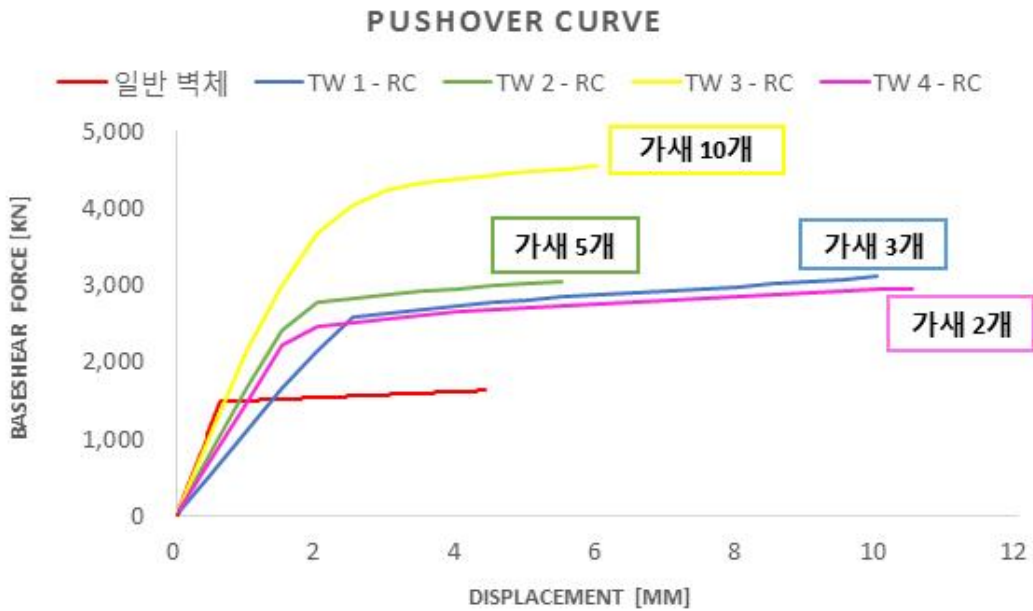
제4절 일반 및 고강도 콘크리트 트러스 시스템 성능평가

1. RC 사용

비선형 정적해석을 통해 스트럿-타이 모델 방법을 적용하여 제안한 트러스 시스템 성능에 대한 타당성을 검토하였다. 범용 구조해석 프로그램을 통해 해석하기 위해 부재의 곡선 단면을 직선단면으로 환산하여 모델링하였다. 27MPa의 일반 콘크리트 설계압축강도 RC를 적용한 제안 모델은 [그림 5.24]와 같은 형상을 갖는다. RC를 적용했을 때 제안 모델들은 일반 벽체에 대해 각각 31%, 28%, 9% 및 37% 단면 절감되었다. [그림 5.25]는 범용 구조해석 프로그램을 이용하여 RC 적용 제안 부재 모델들의 비선형 정적해석 수행 결과를 근거로 한 성능 곡선 비교 그래프다. 또한 제안한 트러스 시스템 해석 결과를 [표 5.17]에 정리하여 나타냈다. RC를 사용한 제안 트러스 시스템 경우 일반 벽체에 비해 초기 강성은 최소 9.1%에서 최대 53.4%까지 다소 떨어지는 경향을 보였으나 강도는 최소 1.73배에서 최대 2.85배 증가했으며 연성능력 또한 증가한 것으로 나타났다. 뿐만 아니라 제안한 트러스 대각 가새 수가 적을수록 연성능력이 우수했고, 가새 수가 많을수록 강도가 증가하는 경향을 확인할 수 있었다.



[그림 5.24] 트러스 시스템 (RC 사용)



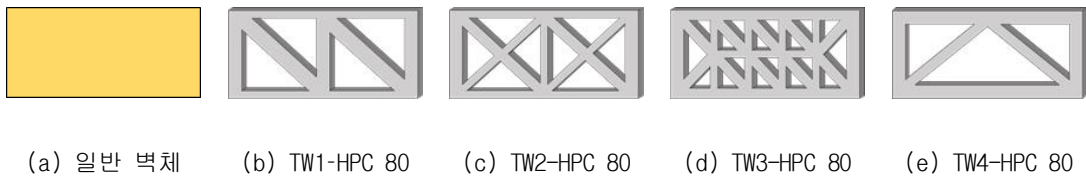
[그림 5.25] 트러스 시스템 성능 곡선 (RC)

[표 5.17] 트러스 시스템 하중-변위 관계 (RC)

	항복 변위 Δy [mm]	항복 강도 F_y [kN]	최대 변위 Δu [mm]	최대 강도 F_u [kN]	초기 강성 [N/mm]
일반 벽체	4.39	24.76	108.6	126.56	114.98
TW 1 - RC	359.14	3.5	1256.34	17.92	1443.95
TW 2 - RC	62.47	6.9	430.92	18.9	485.57
TW 3 - RC	27.42	6.41	175.79	35.84	184.2
TW 4 - RC	107.64	5.63	606.26	14.56	699.72

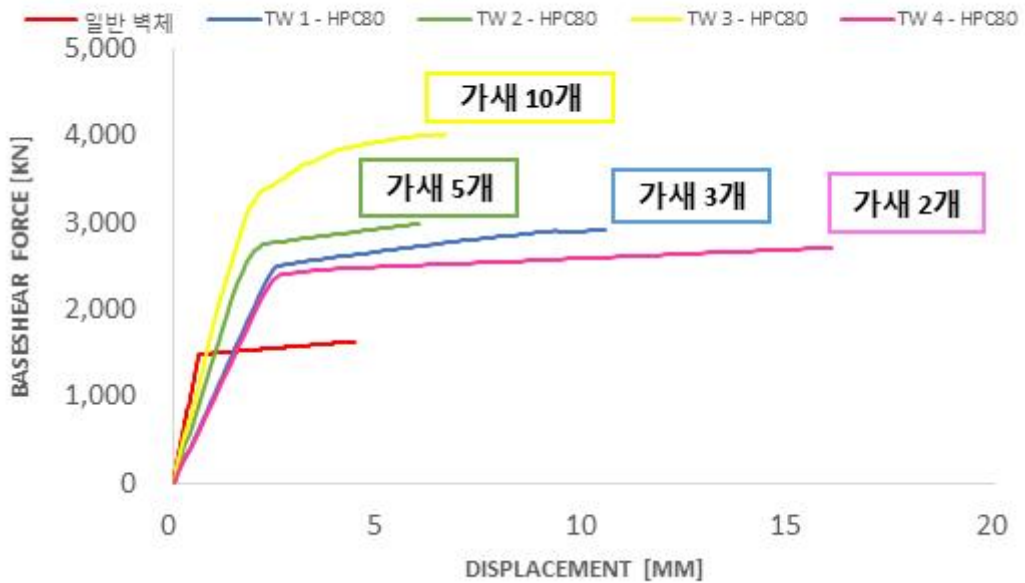
2. HPC 80 사용

80MPa의 고강도 콘크리트 설계압축강도 HPC 80을 적용한 제안 모델은 [그림 5.26]과 같은 형상을 갖는다. 범용 구조해석 프로그램을 통해 해석하기 위해 부재의 곡선 단면을 직선단면으로 환산하여 모델링하였다. HPC 80을 적용했을 때 제안 모델들은 일반 강도 27MPa의 RC를 적용한 일반 벽체에 대해 각각 44%, 42%, 29% 및 45% 단면 절감되었다. [그림 5.27]은 범용 구조해석 프로그램을 이용하여 HPC 80 적용 제안 부재 모델들의 비선형 정적해석 수행 결과를 근거로 한 성능 곡선 비교 그래프다. 또한 제안한 트러스 시스템 해석 결과를 [표 5.18]에 정리하여 나타냈다. HPC 80을 사용한 제안 트러스 시스템 경우 일반 벽체에 비해 초기 강성은 최소 21.54%에서 최대 58.87%까지 다소 떨어지는 경향을 보였으나 강도는 최소 1.64배에서 최대 2.46배 증가했으며 연성능력 또한 증가한 것으로 나타났다. 제안한 RC 적용 트러스 시스템 대비 추가적인 단면 절감에도 일반 벽체보다 강도와 연성 성능이 충분히 확보되는 것으로 나타났다.



[그림 5.26] 트러스 시스템 (HPC 80 사용)

PUSHOVER CURVE



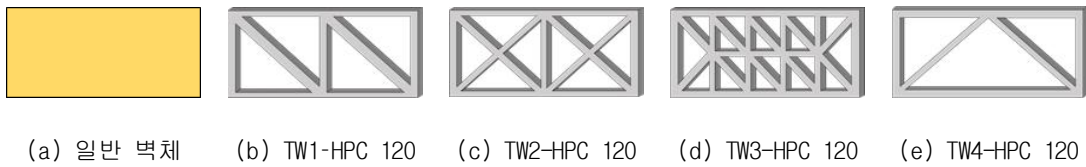
[그림 5.27] 트러스 시스템 성능 곡선 (HPC 80)

[표 5.18] 트러스 시스템 하중-변위 관계 (HPC 80)

	항복 변위 Δy [mm]	항복 강도 F_y [kN]	최대 변위 Δu [mm]	최대 강도 F_u [kN]	초기 강성 [N/mm]
일반 벽체	4.39	24.76	108.6	126.56	114.98
TW1 - HPC80	359.14	3.5	1256.34	17.92	1443.95
TW2 - HPC80	62.47	6.9	430.92	18.9	485.57
TW3 - HPC80	27.42	6.41	175.79	35.84	184.2
TW4 - HPC80	107.64	5.63	606.26	14.56	699.72

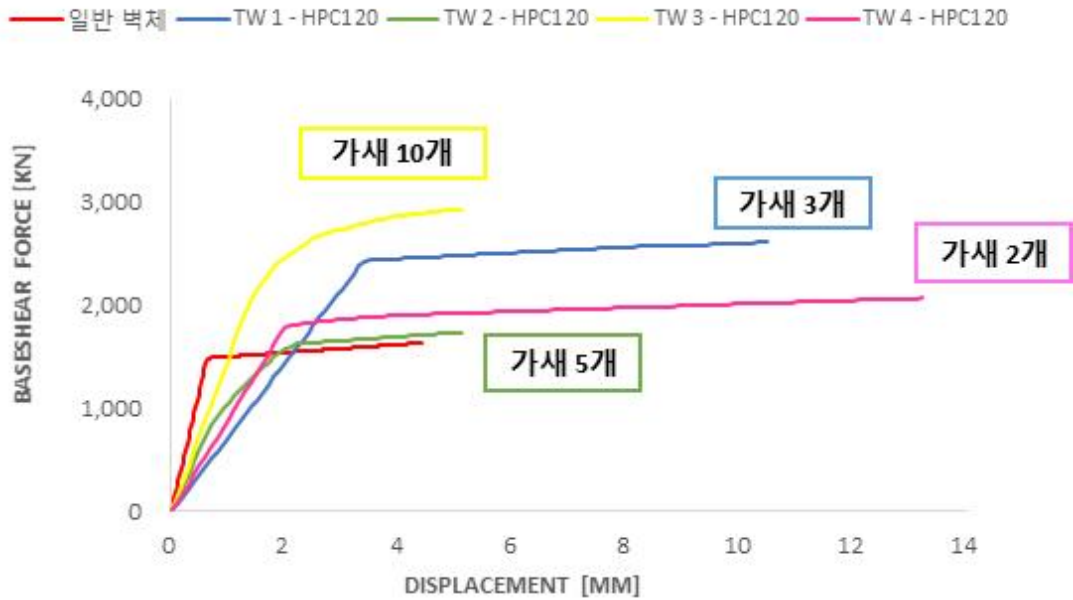
3. HPC 120 사용

120MPa의 고강도 콘크리트 설계압축강도 HPC 120을 적용한 제안 모델은 [그림 5.28]과 같은 형상을 갖는다. 범용 구조해석 프로그램을 통해 해석하기 위해 부재의 곡선 단면을 직선단면으로 환산하여 모델링하였다. HPC 120을 적용했을 때 제안 모델들은 일반 강도 27MPa의 RC를 적용한 일반 벽체에 대해 각각 64%, 61%, 47% 및 67% 단면 절감되었다. [그림 5.29]은 범용 구조해석 프로그램을 이용하여 HPC 120 적용 제안 부재 모델들의 비선형 정적해석 수행 결과를 근거로 한 성능 곡선 비교 그래프다. 또한 제안한 트러스 시스템 해석 결과를 [표 5.19]에 정리하여 나타냈다. HPC 120을 사용한 제안 트러스 시스템 경우 일반 벽체에 비해 초기 강성은 최소 38.0%에서 최대 62.6%까지 다소 떨어지는 경향을 보였으나 강도는 최소 1.26배에서 최대 1.86배 증가했으며 연성능력 또한 증가한 것으로 나타났다. 제안한 RC 적용 트러스 시스템 대비 추가적인 단면 절감에도 일반 벽체보다 강도와 연성 성능이 충분히 확보되는 것으로 나타났다.



[그림 5.28] 트러스 시스템 (HPC 120 사용)

PUSHOVER CURVE

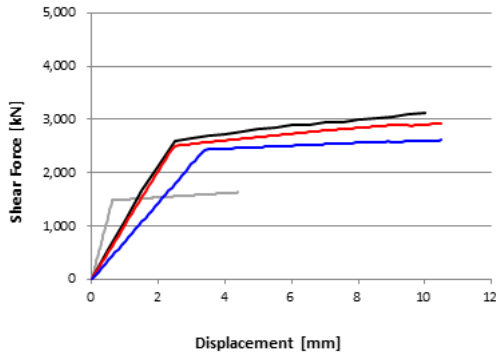


[그림 5.29] 트러스 시스템 성능 곡선 (HPC 120)

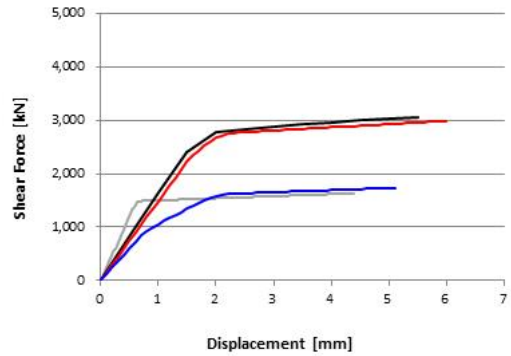
[표 5.19] 트러스 시스템 하중-변위 관계 (HPC 120)

	항복 변위 Δy [mm]	항복 강도 F_y [kN]	최대 변위 Δu [mm]	최대 강도 F_u [kN]	초기 강성 [N/mm]
일반 벽체	0.65	1484.35	4.4	1632.51	2392.65
TW1 - HPC80	3.42	2467.38	15.2	2707.64	720.95
TW2 - HPC80	1.32	1588.93	5.1	1734.54	1205.67
TW3 - HPC80	1.86	2758.44	5.1	2930.51	1483.43
TW4 - HPC80	2.09	1868.19	13.2	2067.1	894.89

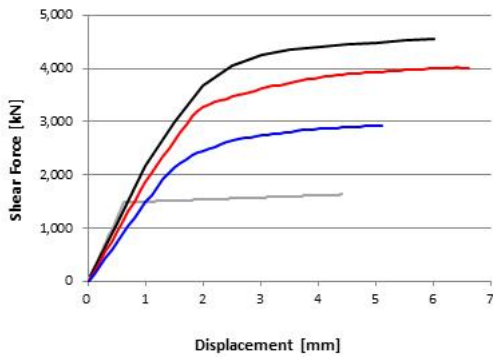
제안한 트러스 시스템 형상 별로 사용 강도 RC, HPC 80, HPC 100 및 HPC 120에 따른 성능곡선을 [그림 5.30]과 같이 비교해 보았다. 제안 모델을 모든 강도에 대해 일반 벽체보다 성능이 유리하였고, 벽체의 평균 60% 가량 단면 절감이 가능했던 120MPa의 고강도 콘크리트 사용 트러스 시스템 또한 일반 벽체보다 횡력 저항 성능이 유리했다.



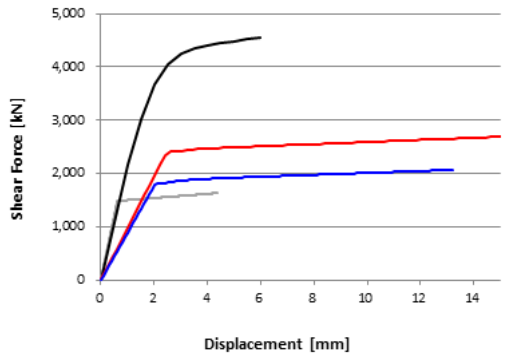
(a) TW 1



(b) TW 2



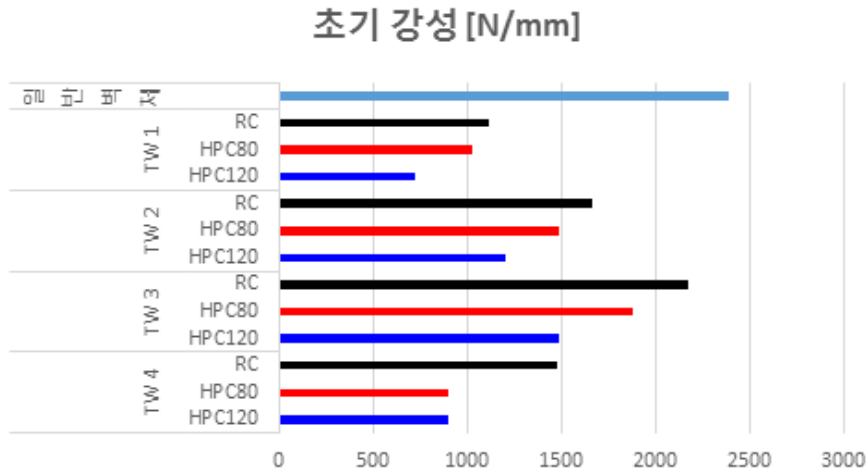
(c) TW 3



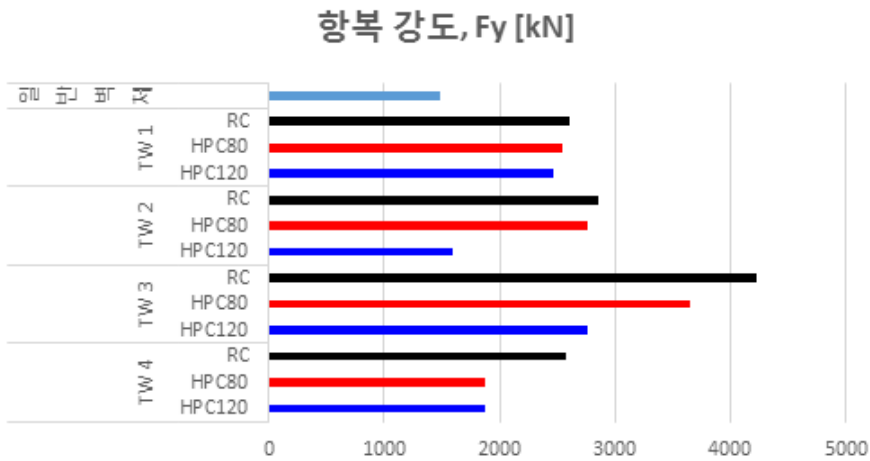
(d) TW 4

[그림 5.30] 트러스 시스템 콘크리트 강도별 성능 곡선 비교

[그림 5.31]을 통해 초기 강성과 항복 강도를 살펴보면 제안 모델들은 일반 벽체에 비해 초기 강성은 떨어지지만 항복 강도가 증가한 것을 확인할 수 있다. 따라서 전단벽체보다 유연한 보강 능력을 갖는 것으로 보인다. 이는 스트럿-타이 모델 방법을 통해 단면 절감이 이루어졌기 때문에 재료는 적게 사용함에도 효율적으로 단면을 사용하여 구조적 저항 성능을 발휘할 수 있는 것으로 판단된다.



(a) 초기 강성 비교



(b) 항복 강도 비교

[그림 5.31] 트러스 시스템 초기 강성 및 항복 강도 비교

제5절 소결

이 장에서는 구조부재인 전단벽체에 하중 작용 4가지 경우에 대해서 스트럿-타이 모델 방법을 사용하여 트러스 시스템 형상을 4가지 제안했다. 또한 사용 콘크리트 강도를 달리하여 고강도를 사용함에 나타나는 단면절감 효과 및 일반 전단벽체와 유사 성능 발휘 여부를 확인하였다. 비선형 정적해석을 통해 비정형 단면을 갖는 제안 부재가 구조적 성능을 발휘하고 횡력저항요소로서의 역할을 하는지 검토하였다. 제안 및 해석 결과로 얻은 결론은 다음과 같다.

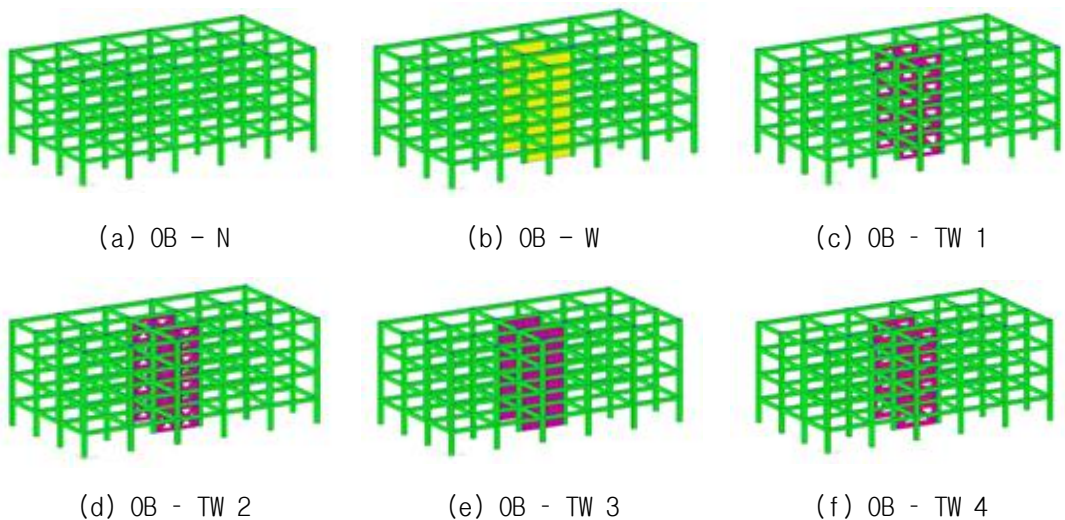
- 1) 제안한 트러스 시스템은 건축물 골조의 한 공간에 속하는 전단벽체 규격을 고려하여 제안하였다. 전단벽체 및 제안 트러스 부재 모두 동일한 콘크리트 강도 (27MPa)을 적용했을 때 제안한 트러스 시스템은 전단벽체에 대해 각각 31%, 28%, 9% 및 37%의 단면 절감이 가능한 것으로 나타났다.
- 2) 80MPa, 100MPa 및 120MPa의 고강도 콘크리트(HPC)를 사용하면 일반 강도 대비 32.5%, 46% 및 55% 추가 단면 절감 효과가 나타났다. 하지만 절감된 단면에 대해 사용 철근 비중은 비대해진다. 이는 섬유를 보강한 고성능 콘크리트(Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete; UHPFRC)를 사용하여 인장강도 개선을 통해 사용 철근량 감소가 가능하다고 판단된다.
- 3) 27MPa의 일반 강도 RC와 80MPa의 고강도 HPC 80 및 120MPa의 고강도 HPC 120에 대해 해석하였고, 제안 모델 전체적으로 일반 전단벽체 대비 초기 강성은 다소 떨어지는 경향을 보였으나 강도와 연성이 증가하는 것으로 나타났다. 트러스 부재 수가 적게 고려될수록 단면 절감 대비 연성이 우수하였고, 부재수 증가에 따라 강도가 증가하는 것으로 나타났다.
- 4) 종합적으로 제안 부재 모두 일반 전단벽체와 동등 이상의 강도와 연성 확보가 가능하다고 판단된다. 따라서 제안한 트러스 시스템은 전단벽체 대용으로 사용이 가능하다. 이는 구조 부재의 다양한 형상미와 자유로운 공간구성이 가능해질 것으로 판단된다. 또한 제안 부재의 연결부에 대해서는 추가적인 연구가 필요하다 사료된다.

제6장 콘크리트 트러스 시스템으로 보강된 골조의 내진 성능평가

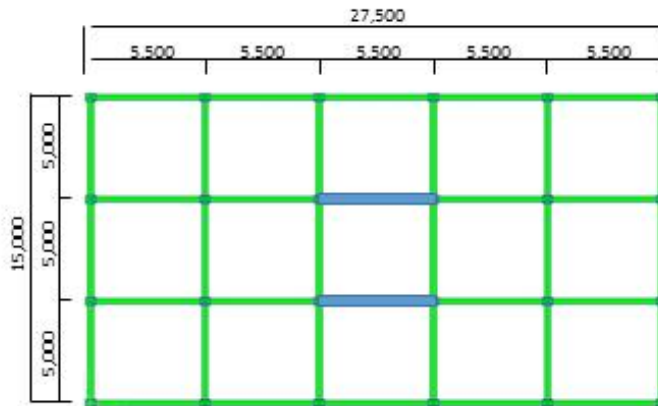
제1절 장방형 평면 골조 시스템 코어 적용 성능평가

1. 장방형 평면 골조 시스템 모델 계획

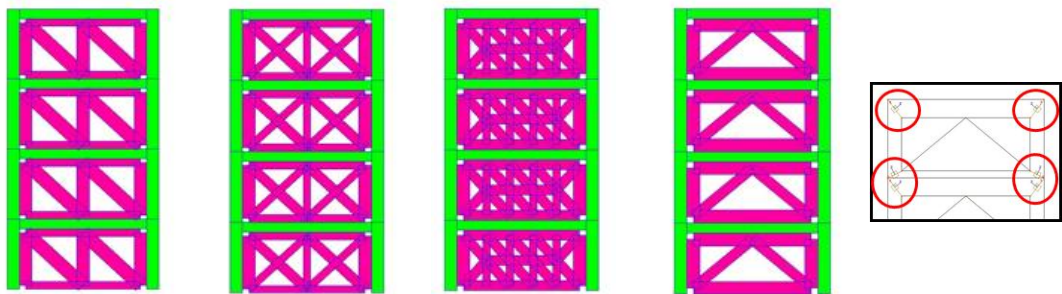
본 연구에서 제안한 트러스 시스템의 골조 보강 적용성을 확인하기 위해 2.8m 높이를 갖는 4층 규모의 장방형 평면의 골조시스템을 [그림 6.1]과 같이 계획하여 중심 코어에 [그림 6.2]와 같이 제안 부재 및 일반 벽체를 적용하였다. x방향으로 경간은 5.5m, y 방향으로 경간은 5m로 설정하였다. 골조와 하중에 대한 개요는 [표 6.1], [표 6.2] 및 [표 6.3]에 나타냈다. 사용 콘크리트 강도 f_{ck} 는 27MPa로 설정하였고, 철근 강도 f_y 는 400MPa를 사용하였으며, 제안한 트러스 시스템 경우 일반 강도 27MPa의 RC와 고강도 80MPa의 HPC 80, 120MPa의 HPC 120를 적용하여 장방형 골조의 성능 평가를 진행하였다.



[그림 6.1] 장방형 4층 규모 골조 시스템 모델링



[그림 6.2] 장방형 골조 모델 평면도 (트러스 시스템 적용 위치)



(c) OB - TW 1 (d) OB - TW 2 (e) OB - TW 3 (f) OB - TW 4 연결 속성

[그림 6.3] 트러스 시스템 모델링 상세

[표 6.1] 내진 설계 계수

건물 위치	강원도 춘천	지진 구역	II
규모	지상 4층 (11.2m)	용도	공동 주택
지반 종류	S_2 (알고 단단한 지반)	내진 등급	II
지역 계수	0.14		

[표 6.2] 지진 하중

	고정하중 (DL)	활하중 (LL)
기준 층 [kN/m^2]	6.51	5.0
지붕 층 [kN/m^2]	3.0	2.0

[표 6.3] 장방형 평면 4층 규모 골조 시스템 모델 계획

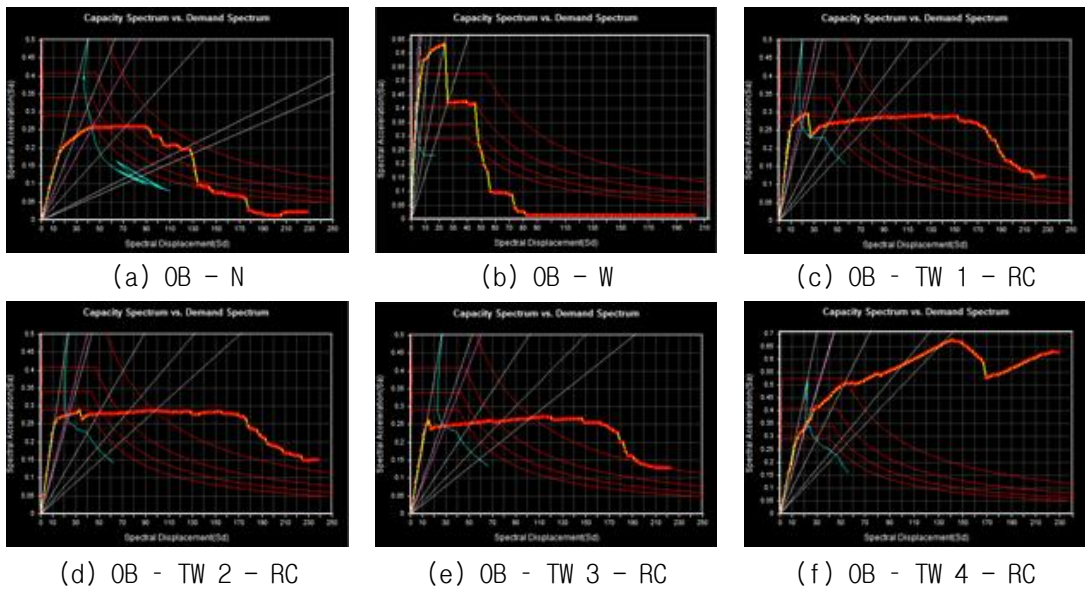
해석 모델명	기둥 크기 [mm]	보 크기 [mm]	설계 압축 강도 [Mpa]	층고 [m]	비고
OB-N	400X500	G1 : 400X500 (Xway) G2 : 300X400 (Yway)	<기둥, 보, 벽체 > 27MPa <트러스 시스템> RC=27MPa HPC80=80MPa HPC120=120MPa	2.8	기본골조
OB-W					내부 중앙 X방향 전단벽 (두께 : 300mm)
OB-TW1					트러스 제안 1 적용
OB-TW2					트러스 제안 2 적용
OB-TW3					트러스 제안 3 적용
OB-TW4					트러스 제안 4 적용

2. 성능평가 결과 - 성능 곡선 및 성능점 확인

가. 트러스 시스템 : RC 적용

(1) X 방향

27MPa 일반 강도 콘크리트 RC를 적용한 장방형 평면 골조 시스템 모델의 X 방향으로의 성능점 해석 결과를 [그림 6.4]와 [표 6.4]에 나타냈다. 성능점은 범용 구조해석 프로그램에서 FEMA440(ATC 55)에서 제안하는 자취법을 적용한 Procedure-B를 적용하여 산정했다.

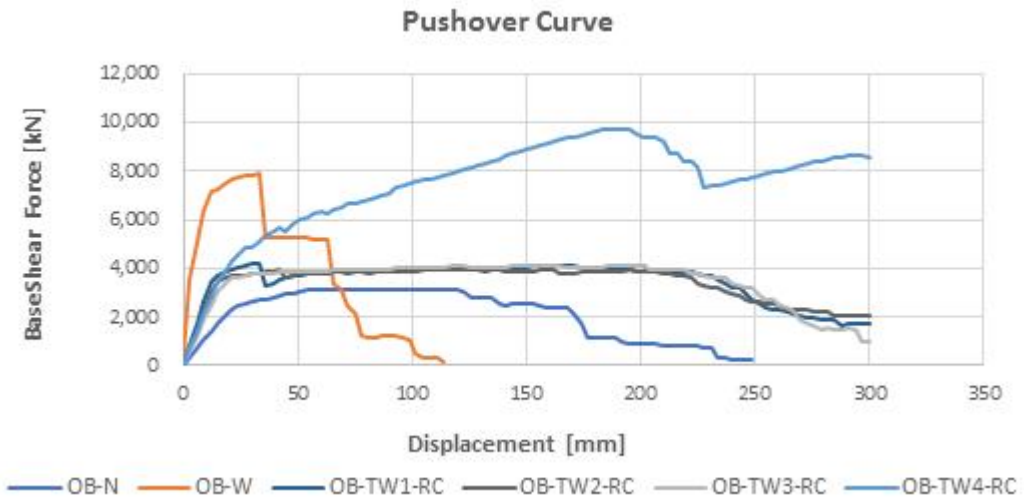


[그림 6.4] 장방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (RC) : X 방향

[표 6.4] 장방형 골조 시스템 성능점 (RC) : X 방향

해석 모델명	성능점		변위 [mm]	밀면전단력 [kN]	유효감쇠 D_{eff}	비탄성유효주기 T_{eff}
	S_d [mm]	S_g [g]				
OB-N	43.43	0.257	57.16	3122	22.19	0.825
OB-W	3.75	0.38	5.16	4678	12.2	0.2
OB-TW1-RC	18.08	0.28	23.8	4007	23.8	0.5
OB-TW2-RC	21.67	0.27	27.36	3742	22.39	0.57
OB-TW3-RC	29.48	0.25	39.83	3333.7	26.22	0.7
OB-TW4-RC	21.38	0.34	28.03	4667	14.83	0.5

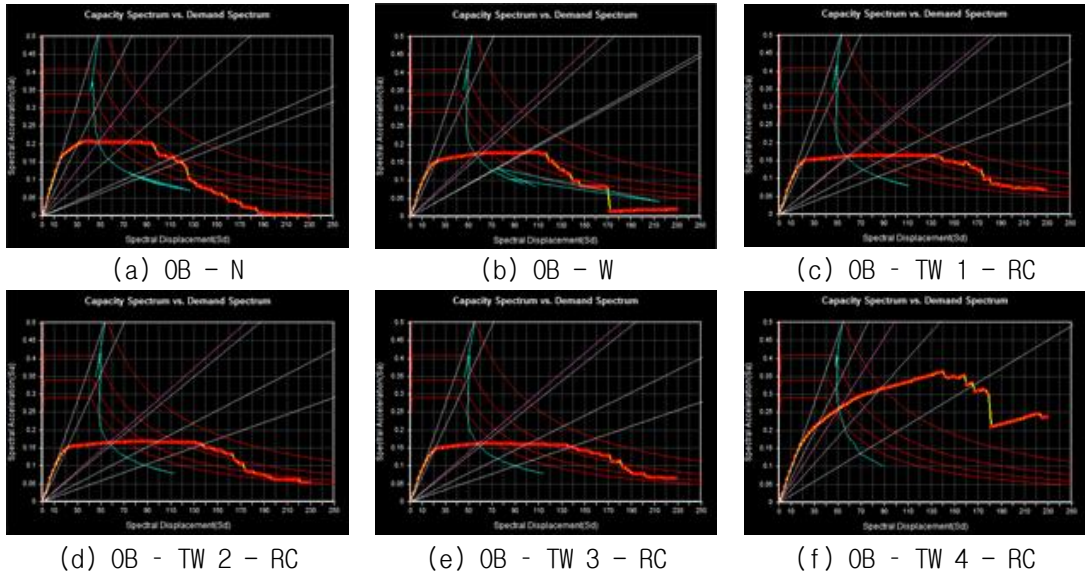
일반 콘크리트 강도 RC를 적용한 모델들의 X 방향 하중-변위 곡선을 [그림 6.5]에 비교 정리하여 나타냈다. 일반 전단벽체 적용 모델 OB-W는 일반 골조 모델 OB-N보다 초기 강성이 7.1배 증가하였으며, 제안한 트러스 시스템을 적용한 모델 OB-TW1-RC ~ OB-TW4-RC는 일반 골조보다 초기 강성이 각각 2.5배, 2.14배, 1.76배 및 2.02배 증가한 것으로 나타났다. 또한 제안 부재를 적용한 골조 모델에서 전체 적으로 일반 골조 모델 OB-N 보다 연성 거동이 증가한 것으로 보인다. OB-TW4-RC 모델의 경우 항복 이후 하중 저항 성능이 다른 모델들과 같이 급감하지 않고 일정 수준 유지하다 파단에 이르는 것으로 나타났다.



[그림 6.5] 장방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (RC) : X 방향

(2) Y 방향

27MPa 일반 강도 콘크리트 RC를 적용한 장방형 평면 골조 시스템 모델의 Y 방향으로의 성능점 해석 결과를 [그림 6.6]와 [표 6.5]에 나타냈다. 성능점은 범용 구조해석 프로그램에서 FEMA440(ATC 55)에서 제안하는 자취법을 적용한 Procedure-B를 적용하여 산정했다.

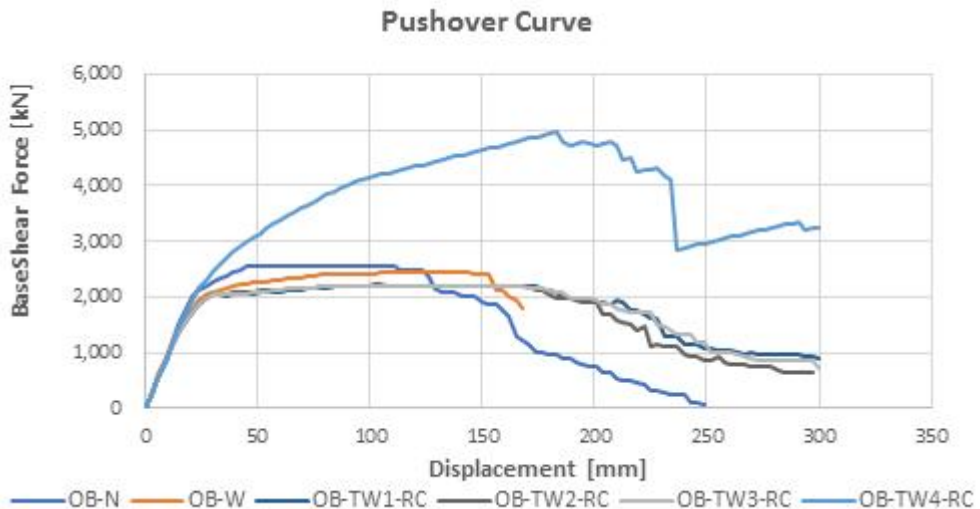


[그림 6.6] 장방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (RC) : Y 방향

[표 6.5] 장방형 골조 시스템 성능점 (RC) : Y 방향

해석 모델명	성능점		변위 [mm]	밀면전단력 [kN]	유효감쇠 D_{eff}	비탄성유효주기 T_{eff}
	S_d [mm]	S_g [g]				
OB-N	48.55	0.21	63.25	2552	25.34	0.97
OB-W	56.17	0.17	73.2	2376	26.4	1.15
OB-TW1-RC	57.9	0.16	75.95	2161	27.46	1.2
OB-TW2-RC	57.26	0.17	74.97	2204	27.23	1.18
OB-TW3-RC	28.31	0.16	76.67	2183	27.36	1.21
OB-TW4-RC	51.11	0.26	66.79	3455	17.63	0.89

일반 콘크리트 강도 RC를 적용한 모델들의 Y 방향 하중-변위 곡선을 [그림 6.7]에 비교 정리하여 나타냈다. 일반 전단벽체 적용 모델 OB-W는 일반 골조 모델 OB-N과 같은 초기 강성을 보이며 제안한 트러스 시스템을 적용한 모델 OB-TW1-RC ~ OB-TW4-RC는 일반 골조보다 초기 강성이 각각 3%, 4%, 5% 및 5% 감소한 것으로 나타났다. 또한 일반 골조 모델보다 전단벽체를 배치한 골조 모델의 밀면전단력이 낮게 산정되었다. OB-TW1-RC ~ OB-TW3-RC는 일반 골조 모델 OB-N 보다 밀면전단력이 감소한 것으로 나타났지만 OB-TW4-RC는 35.38% 증가했으며 항복 이후 하중 저항 성능이 다른 모델들과 같이 급감하지 않고 일정 수준 유지하다 파단에 이르는 것으로 보인다.

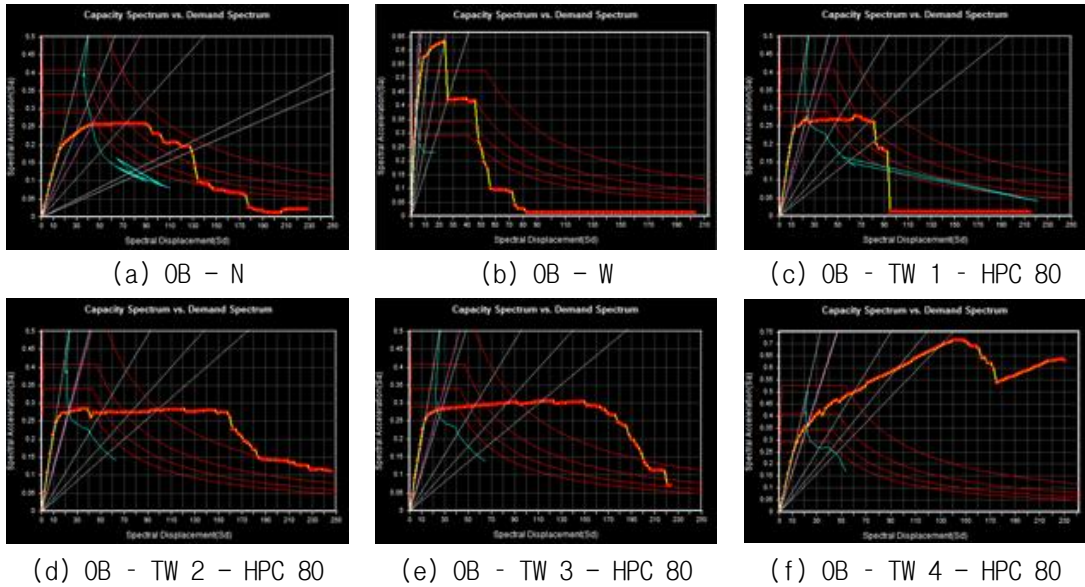


[그림 6.7] 장방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (RC) : Y 방향

나. 트러스 시스템 : HPC 80 적용

(1) X 방향

80MPa 고강도 콘크리트 HPC 80을 적용한 장방형 평면 골조 시스템 모델의 X 방향으로의 성능점 해석 결과를 [그림 6.8]와 [표 6.6]에 나타냈다. 성능점은 범용 구조해석 프로그램에서 FEMA440(ATC 55)에서 제안하는 자취법을 적용한 Procedure-B를 적용하여 산정했다.

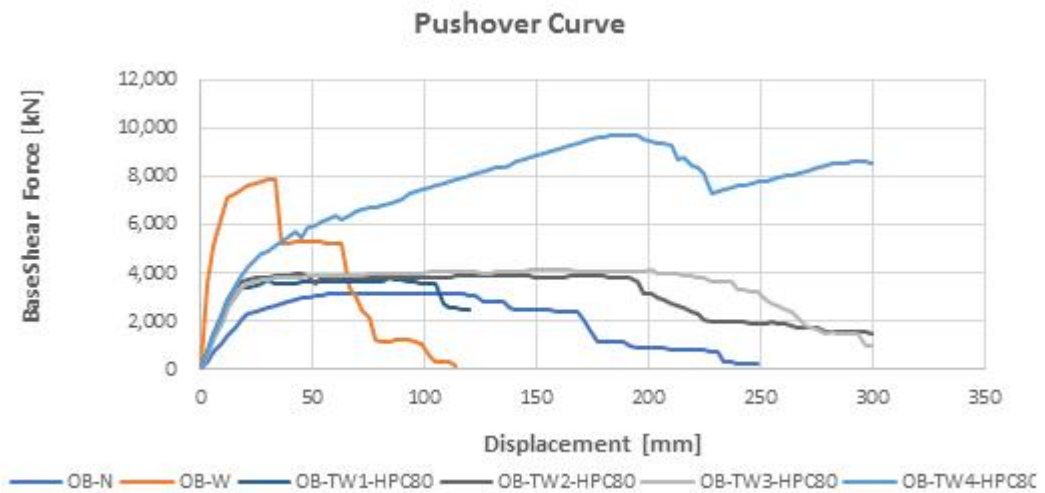


[그림 6.8] 장방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (HPC 80) : X 방향

[표 6.6] 장방형 골조 시스템 성능점 (HPC 80) : X 방향

해석 모델명	성능점		변위 [mm]	밀면전단력 [kN]	유효감쇠 D_{eff}	비탄성유효주기 T_{eff}
	S_d [mm]	S_g [g]				
OB-N	43.43	0.257	57.16	3122	22.19	0.825
OB-W	3.75	0.38	5.16	4678	12.2	0.2
OB-TW1-HPC80	26.25	0.26	34.06	3529	23.97	0.64
OB-TW2-HPC80	23.15	0.28	28.29	3804	21.92	0.58
OB-TW3-HPC80	23.74	0.28	31.92	3764	21.54	0.59
OB-TW4-HPC80	21.96	0.36	28.61	4848	13.57	0.5

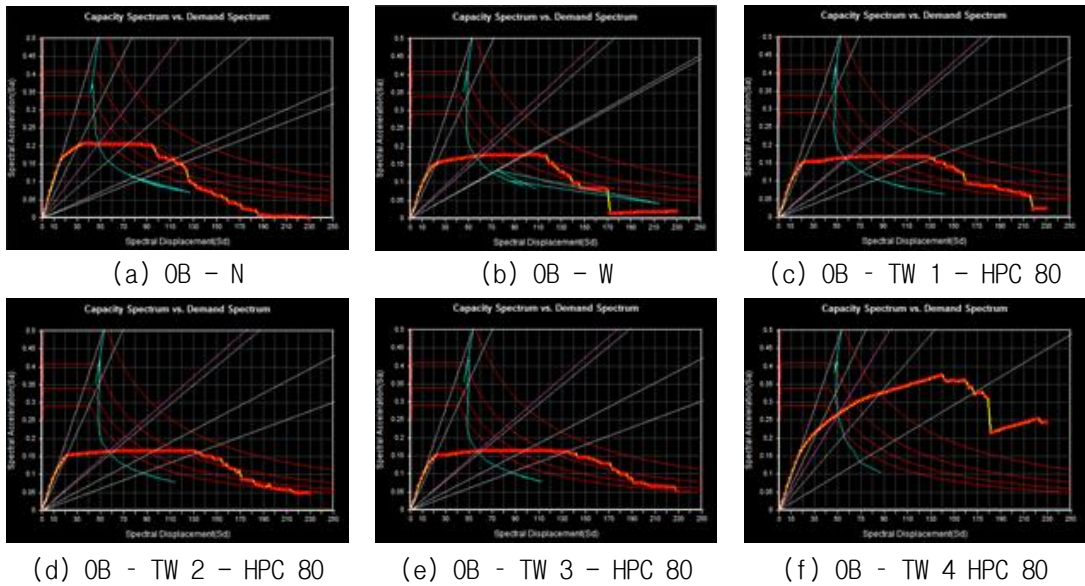
80MPa의 고강도 콘크리트 HPC 80을 적용한 모델들의 X 방향 하중-변위 곡선을 [그림 6.9]에 비교 정리하여 나타냈다. 제안한 트러스 시스템을 적용한 모델 OB-TW1-HPC 80 ~ OB-TW4-HPC 80은 일반 골조보다 초기 강성이 각각 1.83배, 2.07배, 1.76배 및 2.02배 증가한 것으로 나타났다. 또한 제안 부재를 적용한 골조 모델에서 전체적으로 일반 골조 모델 OB-N 보다 연성 거동이 증가한 것으로 보인다. OB-TW4-RC모델의 경우 항복 이후 하중 저항 성능이 다른 모델들과 같이 급감하지 않고 일정 수준 유지하다 파단에 이르는 것으로 나타났다.



[그림 6.9] 장방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (HPC 80) : X 방향

(2) Y 방향

80MPa 고강도 콘크리트 HPC 80을 적용한 장방형 평면 골조 시스템 모델의 Y 방향으로의 성능점 해석 결과를 [그림 6.10]와 [표 6.7]에 나타냈다. 성능점은 범용 구조해석 프로그램에서 FEMA440(ATC 55)에서 제안하는 자취법을 적용한 Procedure-B를 적용하여 산정했다.



(a) OB - N

(b) OB - W

(c) OB - TW 1 - HPC 80

(d) OB - TW 2 - HPC 80

(e) OB - TW 3 - HPC 80

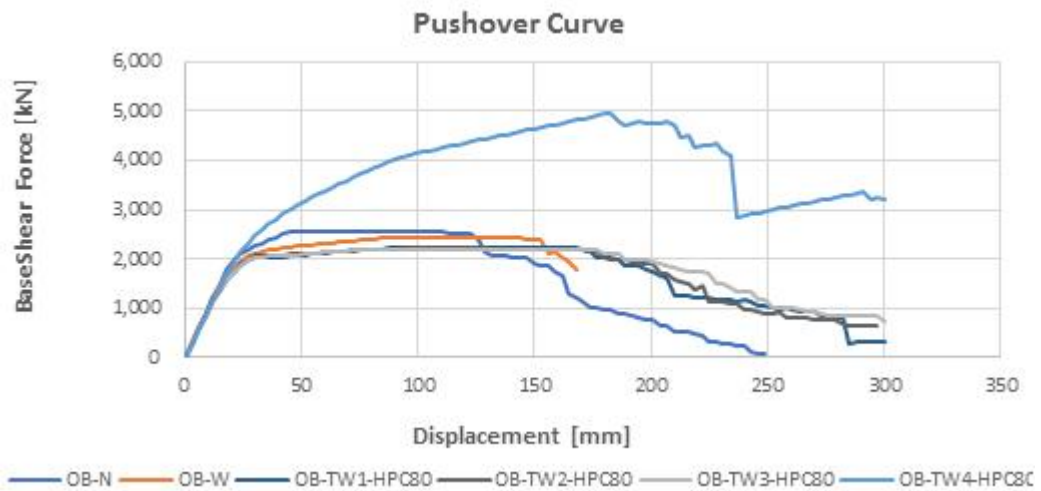
(f) OB - TW 4 HPC 80

[그림 6.10] 장방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (HPC 80) : Y 방향

[표 6.7] 장방형 골조 시스템 성능점 (HPC 80) : Y 방향

해석 모델명	성능점		변위 [mm]	밀면전단력 [kN]	유효감쇠 D_{eff}	비탄성유효주기 T_{eff}
	S_d [mm]	S_g [g]				
OB-N	48.55	0.21	63.25	2552	25.34	0.97
OB-W	56.17	0.17	73.2	2376	26.4	1.15
OB-TW1-HPC80	57.29	0.17	74.8	2183	27.25	1.18
OB-TW2-HPC80	57.16	0.16	74.77	2173	27.45	1.19
OB-TW3-HPC80	57.74	0.16	75.81	2179	27.33	1.2
OB-TW4-HPC80	50.42	0.27	65.86	3517	17.38	0.87

80MPa의 고강도 콘크리트 HPC 80을 적용한 모델들의 Y 방향 하중-변위 곡선을 [그림 6.11]에 비교 정리하여 나타냈다. 제안한 트러스 시스템을 적용한 모델 OB-TW1-HPC 80 ~ OB-TW4-HPC 80은 일반 골조와 초기 강성이 별 차이 없이 동일한 성능을 갖는 것으로 나타났다. 또한 제안 부재를 적용한 골조 모델 OB-TW1-HPC 80 ~ OB-TW3-HPC 80은 일반 벽체 골조 모델 OB-N 보다 밀면전단력이 감소한 것으로 나타났다. OB-TW4-RC모델의 경우 항복 이후 하중 저항 성능이 다른 모델들과 같이 급감하지 않고 일정 수준 유지하다 파단에 이르는 것으로 나타났다.

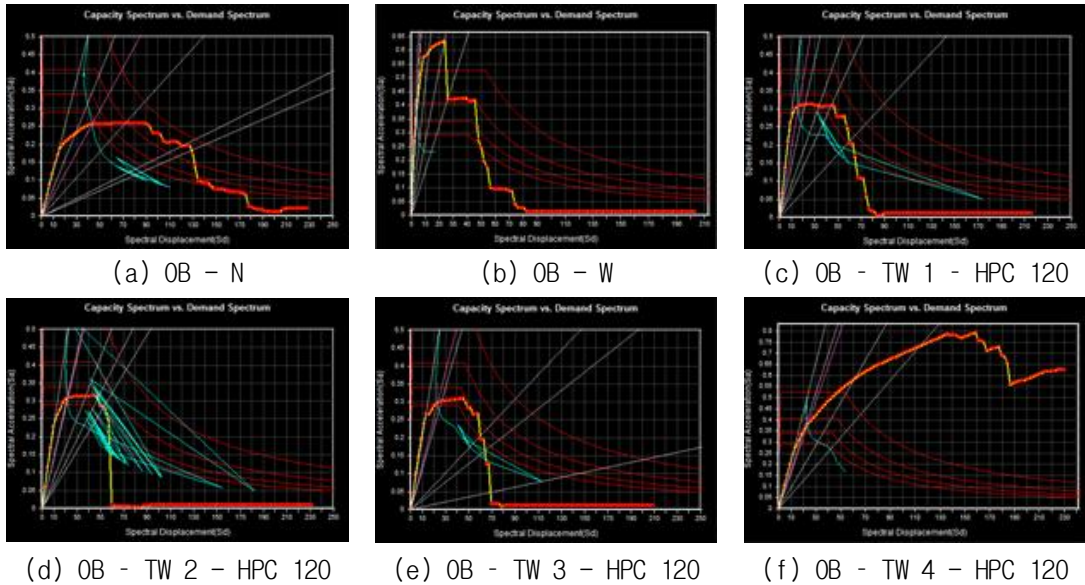


[그림 6.11] 장방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (HPC 80) : Y 방향

다. 트러스 시스템 : HPC 120 적용

(1) X 방향

120MPa 고강도 콘크리트 HPC 120을 적용한 장방형 평면 골조 시스템 모델의 X 방향으로의 성능점 해석 결과를 [그림 6.12]와 [표 6.8]에 나타냈다. 성능점은 범용 구조해석 프로그램에서 FEMA440(ATC 55)에서 제안하는 자취법을 적용한 Procedure-B를 적용하여 산정했다.

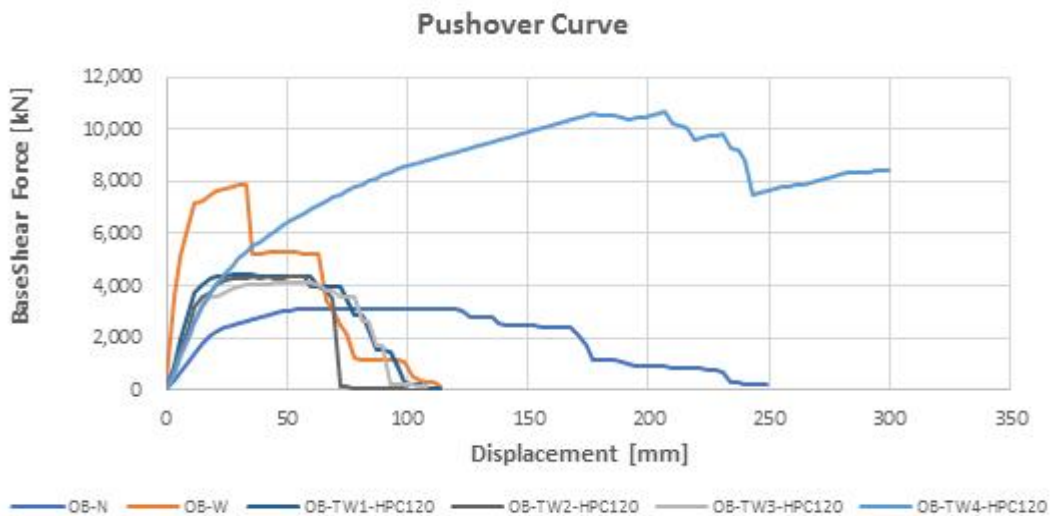


[그림 6.12] 장방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (HPC 120) : X 방향

[표 6.8] 장방형 골조 시스템 성능점 (HPC 120) : X 방향

해석 모델명	성능점		변위 [mm]	밀면전단력 [kN]	유효감쇠 D_{eff}	비탄성유효주기 T_{eff}
	S_d [mm]	S_g [g]				
OB-N	43.43	0.257	57.16	3122	22.19	0.825
OB-W	3.75	0.38	5.16	4678	12.2	0.2
OB-TW1-HPC120	16.19	0.31	20.93	4369	18.13	0.46
OB-TW2-HPC120	21.95	0.31	26.48	4253	18.17	0.54
OB-TW3-HPC120	23.02	0.3	30.78	3976	19.45	0.56
OB-TW4-HPC120	23.4	0.38	30.51	5079	12.01	0.5

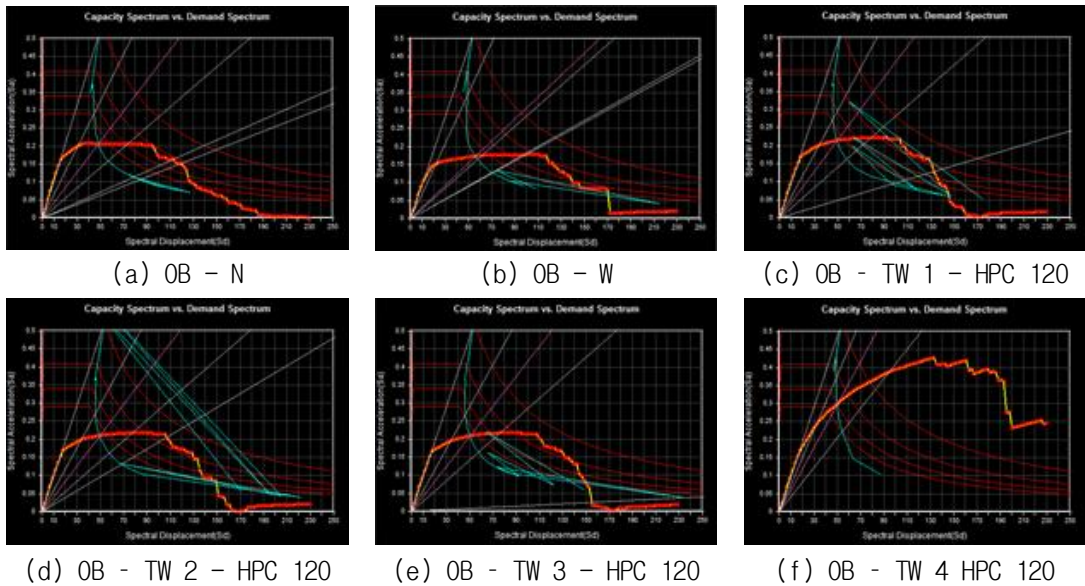
120MPa의 고강도 콘크리트 HPC 120을 적용한 모델들의 X 방향 하중-변위 곡선을 [그림 6.13]에 비교 정리하여 나타냈다. 제안한 트러스 시스템을 적용한 모델 OB-TW1-HPC 120 ~ OB-TW4-HPC 120은 일반 골조보다 초기 강성이 각각 2.8배, 2.24배, 1.83배 및 1.91배 증가한 것으로 나타났다. 또한 제안 부재를 적용한 골조 모델에서 전체적으로 일반 골조 모델 OB-N 보다 연성 거동이 증가한 것으로 보인다. OB-TW4-RC모델의 경우 항복 이후 하중 저항 성능이 다른 모델들과 같이 급감하지 않고 일정 수준 유지하다 파단에 이르는 것으로 나타났다.



[그림 6.13] 장방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (HPC 120) : X 방향

(2) Y 방향

120MPa 고강도 콘크리트 HPC 120을 적용한 장방형 평면 골조 시스템 모델의 Y 방향으로의 성능점 해석 결과를 [그림 6.14]와 [표 6.9]에 나타냈다. 성능점은 범용 구조해석 프로그램에서 FEMA440(ATC 55)에서 제안하는 자취법을 적용한 Procedure-B를 적용하여 산정했다.



(a) OB - N

(b) OB - W

(c) OB - TW 1 - HPC 120

(d) OB - TW 2 - HPC 120

(e) OB - TW 3 - HPC 120

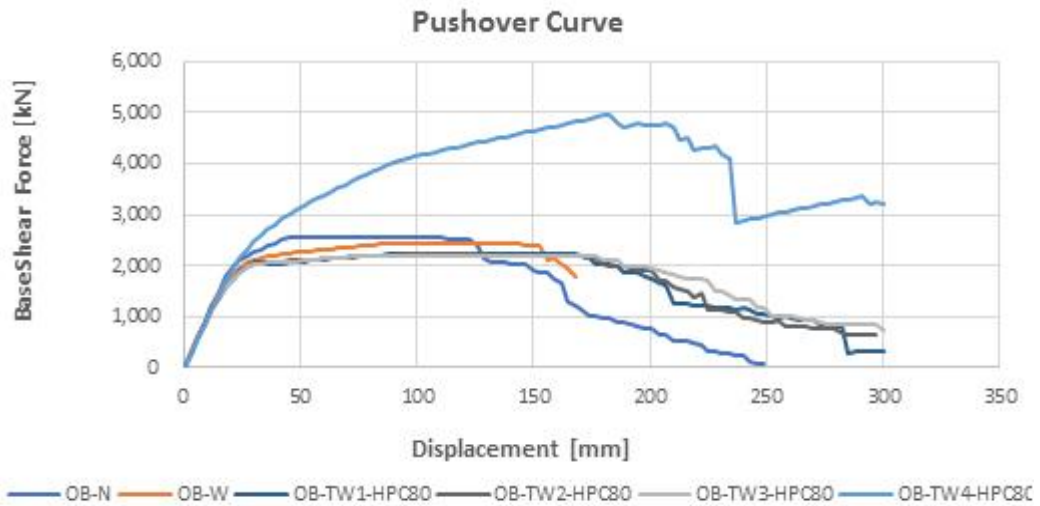
(f) OB - TW 4 HPC 120

[그림 6.14] 장방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (HPC 120) : Y 방향

[표 6.9] 장방형 골조 시스템 성능점 (HPC 120) : Y 방향

해석 모델명	성능점		변위 [mm]	밀면전단력 [kN]	유효감쇠 D_{eff}	비탄성유효주기 T_{eff}
	S_d [mm]	S_g [g]				
OB-N	48.55	0.21	63.25	2552	25.34	0.97
OB-W	56.17	0.17	73.2	2376	26.4	1.15
OB-TW1-HPC120	49.52	0.21	64.78	2826	23.66	0.97
OB-TW2-HPC120	49.68	0.21	64.88	2773	24.16	1.0
OB-TW3-HPC120	50.21	0.21	65.78	2772	24.03	0.99
OB-TW4-HPC120	49.66	0.3	64.75	3899	15.22	0.82

120MPa의 고강도 콘크리트 HPC 120을 적용한 모델들의 Y 방향 하중-변위 곡선을 [그림 6.15]에 비교 정리하여 나타냈다. 제안한 트러스 시스템을 적용한 모델 OB-TW1-HPC 120 ~ OB-TW4-HPC 120은 일반 골조와 초기 강성이 별 차이 없이 동일한 성능을 갖는 것으로 나타났다. 또한 제안 부재를 적용한 골조 모델 OB-TW1-HPC 120 ~ OB-TW3-HPC 120은 일반 벽체 골조 모델 OB-N 보다 밀면전단력이 감소한 것으로 나타났다. OB-TW4-RC모델의 경우 항복 이후 하중 저항 성능이 다른 모델들과 같이 급감하지 않고 일정 수준 유지하다 파단에 이르는 것으로 나타났다.



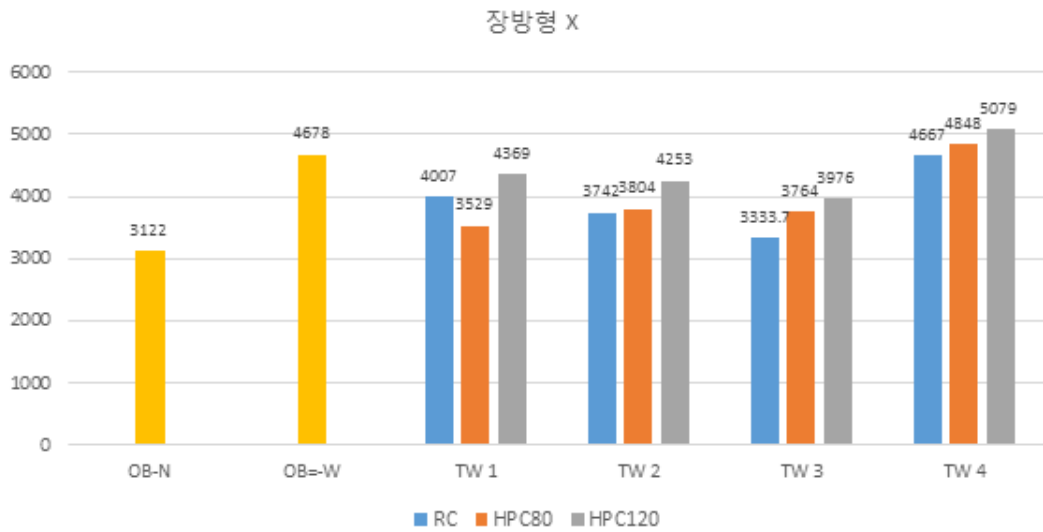
[그림 6.15] 장방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (HPC 120) : Y 방향

3. 성능평가 결과 - 밀면전단력

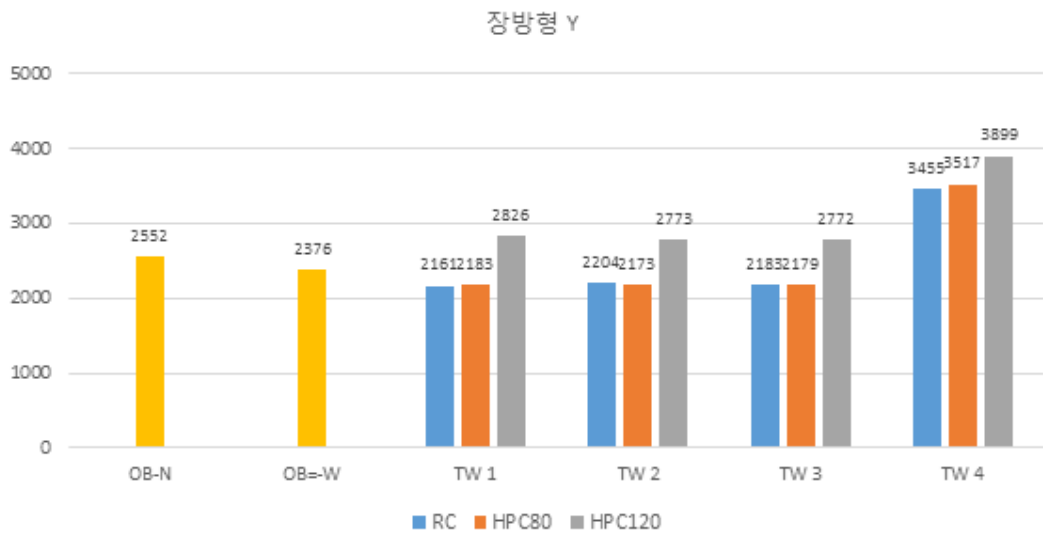
4층 규모의 장방형 평면을 갖는 골조 코어에 전단벽체 및 제안한 트러스 시스템을 배치했을 때 해석 결과로 X 방향과 Y 방향에 대한 밀면전단력을 [표 6.10]과 [그림 6.16]에 나타냈다. 전단벽체 및 제안 부재를 배치한 X 방향으로 밀면전단력이 높게 나타났으며 특히 제안 4 모델을 적용한 OB-TW4-RC 모델이 X 방향 및 Y 방향 모두 일반 벽체 적용 OB-W 모델보다 약 38% 높게 평가되었다. Y 방향은 횡력 저항부재가 배치되지 않았지만 OB-TW4-RC 모델의 경우 일반 골조 OB-N 모델 대비 항복 강도 및 최대 강도가 증가하였고 120MPa의 고강도를 사용한 경우는 모든 모델에 대해 평균 60%의 단면절감에도 불구하고 성능이 증가한 것으로 나타났다.

[표 6.10] 장방형 골조 시스템 밀면 전단력 결과 비교

		X 방향	Y 방향
OB - N		3122	2552
OB - W		4678	2376
OB - TW 1	RC	4007	2161
	HPC80	3529	2183
	HPC120	4369	2826
OB - TW 2	RC	3742	2204
	HPC80	3804	2173
	HPC120	4253	2773
OB - TW 3	RC	3334	2183
	HPC80	3764	2179
	HPC120	3976	2772
OB - TW 4	RC	4667	3455
	HPC80	4848	3517
	HPC120	5079	3899



(a) x 방향



(b) y 방향

[그림 6.16] 장방형 골조 시스템 밀면전단력

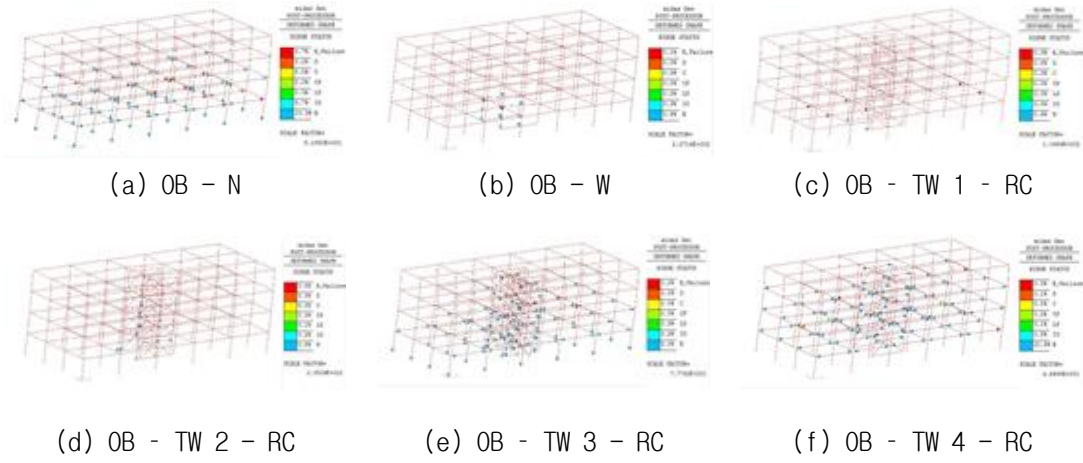
4. 성능평가 결과 - 소성 힌지 분포 확인

“건축물 내진설계기준” KDS 41 17 00²에 따르면 내진등급 (II) 건축물은 재현주기 2400년을 고려했을 때 내진성능 수준 목표는 붕괴방지 (Collapse Prevention; CP) 이상을 만족해야 한다. 성능점에서 소성힌지 분포를 살펴보았으며 요구 성능 불만족 부재 발생 정도를 비교 분석하였다.

가. 트러스 시스템 : RC 적용

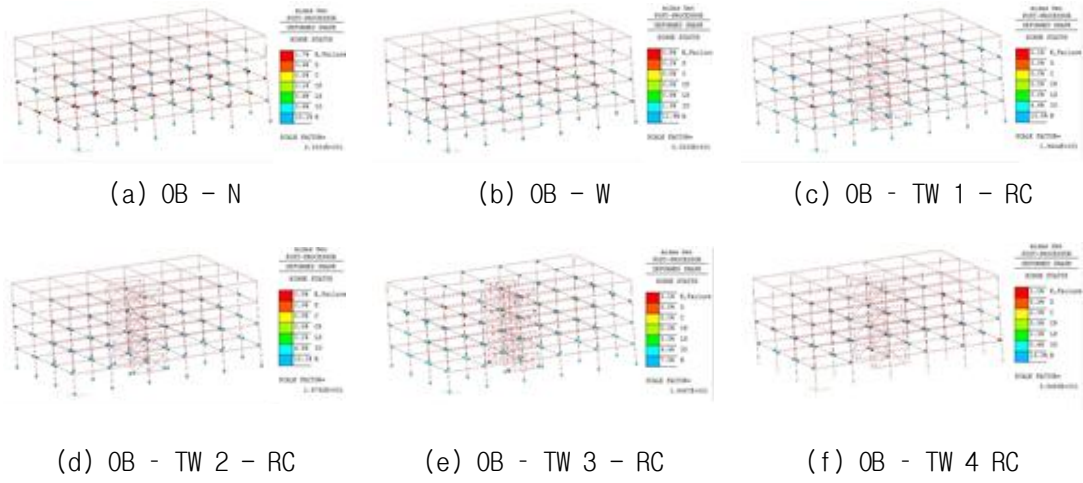
일반 강도 콘크리트 RC를 적용한 장방향 평면 골조의 성능점에서 소성힌지 분포 결과를 X 방향과 Y 방향에 대해 [그림 6.17], [그림 6.18] [표 6.11]에 나타냈다. OB-N 모델의 경우 X 방향에서 붕괴 수준의 힌지가 0.9% 발생, Y 방향으로 2.1% 발생했다. OB-W 모델의 경우 X 방향으로 0.1%, Y 방향으로 0.9% 발생으로 감소했으며 OB-TW1-RC 모델 경우 X 방향으로 0.3% 및 Y 방향으로 1.2%, OB-TW2-RC 모델의 경우 인명안전(Life Safety; LS) 수준으로 요구 성능을 만족하였고, OB-TW3-RC 모델의 경우 X 방향으로 0.2% 및 Y 방향으로 0.7% 발생 및 OB-TW4-RC 모델의 경우 X 방향으로 0.4%, Y 방향으로 1.2%의 붕괴수준의 힌지가 발생하는 것으로 나타났으며 일반 골조에 비해 감소했다. 제안 트러스 시스템 사용은 붕괴위험의 힌지 발생률을 감소시키는 것으로 나타났다.

(1) X 방향



[그림 6.17] 장방형 4층 규모 골조 시스템 소성 힌지 분포 (RC) : X 방향

(2) Y 방향



[그림 6.18] 장방형 4층 규모 골조 시스템 소성 힌지 분포 (RC) : Y 방향

[표 6.11] 장방형 골조 시스템 성능점에서 한지 분포 (RC) - (1)

		X 방향 [%]	Y 방향 [%]
OB - N	B	10.3	10.1
	IO	0.7	3.6
	LS	0.3	0.6
	CP	0	0.1
	C	0	0
	D	0.2	0.4
	E	0.7	1.7
OB - W	B	0.6	11.9
	IO	0.3	1.3
	LS	0	0.4
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0.1
	E	0.1	0.8
OB -TW 1 - RC	B	0.6	10.5
	IO	0	4.6
	LS	0	0
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0.3	0.1

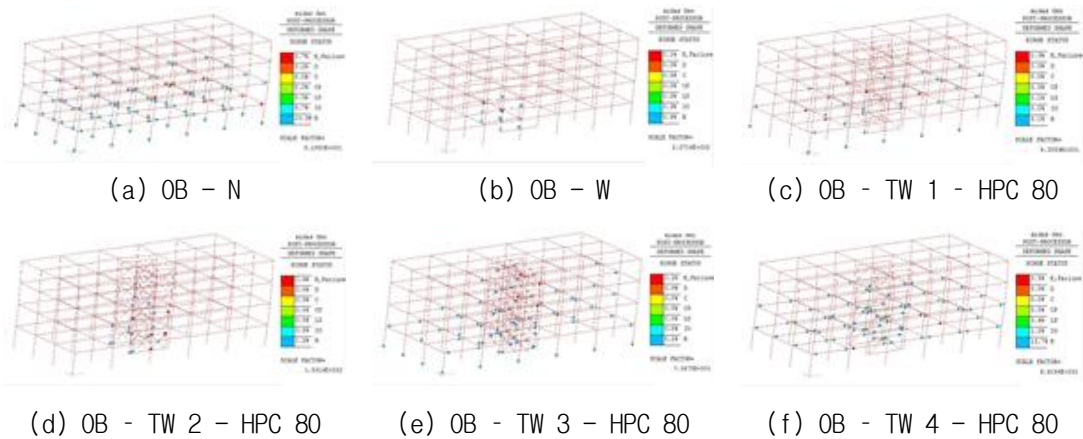
[표 6.11] 장방형 골조 시스템 성능점에서 한지 분포 (RC) - (2)

		X 방향 [%]	Y 방향 [%]
OB - TW 2 - RC	B	0.8	10.1
	IO	0.2	4.5
	LS	0.1	0.1
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0	0
OB - TW 3 - RC	B	8.0	7.5
	IO	0.2	4.4
	LS	0.3	0.3
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0.2	0.1
OB - TW 4 - RC	B	21.6	13.3
	IO	0.5	0.6
	LS	0.1	0.3
	CP	0.2	0
	C	0	0
	D	0.1	0.2
	E	0.3	1.0

나. 트러스 시스템 : HPC 80 적용

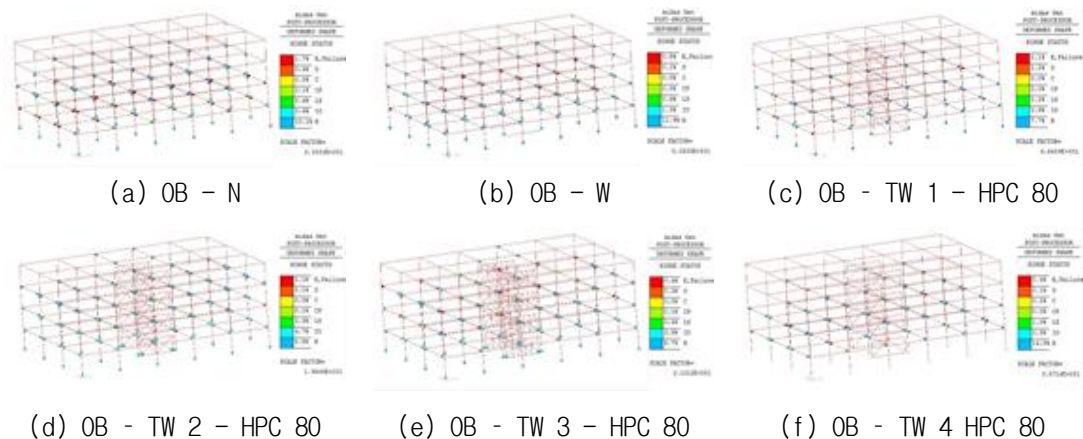
80MPa의 고강도 콘크리트를 적용한 장방향 평면 골조의 소성힌지 분포 결과를 X 방향과 Y 방향에 대해 [그림 6.19], [그림 6.20] [표 6.12]에 나타냈다. RC를 사용했을 때와 마찬가지로 전체적으로 붕괴위험의 힌지 발생률이 감소했다.

(1) X 방향



[그림 6.19] 장방향 4층 규모 골조 시스템 소성 힌지 분포 (HPC 80) : X 방향

(2) Y 방향



[그림 6.20] 장방향 4층 규모 골조 시스템 소성 힌지 분포 (HPC 80) : Y 방향

[표 6.12] 장방형 골조 시스템 성능점에서 한지 분포 (HPC 80) - (1)

		X 방향 [%]	Y 방향 [%]
OB - N	B	10.3	10.1
	IO	0.7	3.6
	LS	0.3	0.6
	CP	0	0.1
	C	0	0
	D	0.2	0.4
	E	0.7	1.7
OB - W	B	0.6	11.9
	IO	0.3	1.3
	LS	0	0.4
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0.1
	E	0.1	0.8
OB - TW 1 - HPC 80	B	3.1	7.7
	IO	0	0.6
	LS	0.1	0.2
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0.2
	E	0.3	0.1

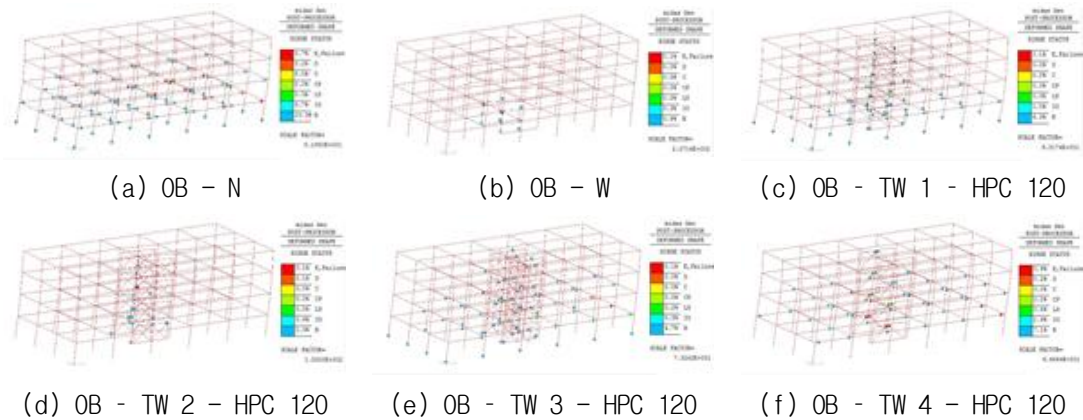
[표 6.12] 장방형 골조 시스템 성능점에서 한지 분포 (HPC 80) - (2)

		X 방향 [%]	Y 방향 [%]
OB - TW 2 - HPC 80	B	1.2	8.5
	IO	0.5	4.7
	LS	0	0.3
	CP	0	0.1
	C	0	0
	D	0	0.1
	E	0.6	0.1
OB - TW 3 - HPC 80	B	5.2	6.7
	IO	0	3.5
	LS	0	0.4
	CP	0	0.1
	C	0	0
	D	0	0.2
	E	0.2	0.4
OB - TW 4 - HPC 80	B	13.7	14.8
	IO	1.0	0.5
	LS	0.9	1.0
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0.1
	E	0.3	0.5

다. 트러스 시스템 : HPC 120 적용

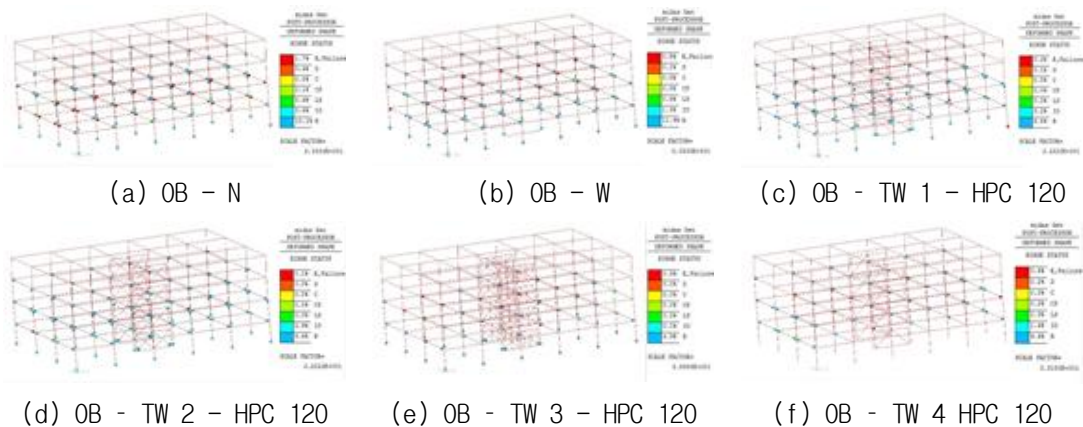
120MPa의 고강도 콘크리트를 적용한 장방향 평면 골조의 소성힌지 분포 결과를 X 방향과 Y 방향에 대해 [그림 6.21], [그림 6.22] [표 6.13]에 나타냈다. 마찬가지로 전체적으로 붕괴위험의 힌지 발생률이 감소했으며 OB-TW4-HPC 120 모델의 경우 두 개의 대각 가새가 만나는 상부 연결점에서 붕괴위험 힌지가 발생되었다.

(1) X 방향



[그림 6.21] 장방향 4층 규모 골조 시스템 소성 힌지 분포 (HPC 120) : X 방향

(2) Y 방향



[그림 6.22] 장방향 4층 규모 골조 시스템 소성 힌지 분포 (HPC 120) : Y 방향

[표 6.13] 장방형 골조 시스템 성능점에서 한지 분포 (HPC 120) - (1)

		X 방향 [%]	Y 방향 [%]
OB - N	B	10.3	10.1
	IO	0.7	3.6
	LS	0.3	0.6
	CP	0	0.1
	C	0	0
	D	0.2	0.4
	E	0.7	1.7
OB - W	B	0.6	11.9
	IO	0.3	1.3
	LS	0	0.4
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0.1
	E	0.1	0.8
OB - TW 1 - HPC 120	B	6.3	9.8
	IO	1.0	3.2
	LS	0.3	0.2
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0.1
	E	0.1	0.2

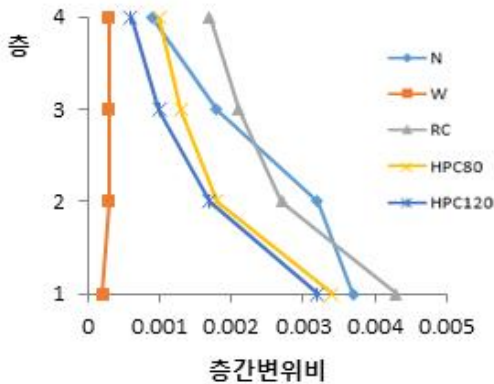
[표 6.13] 장방형 골조 시스템 성능점에서 한지 분포 (HPC 120) - (2)

		X 방향 [%]	Y 방향 [%]
OB - TW 2 - HPC 120	B	1.3	9.4
	IO	0.6	2.9
	LS	0	0
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0.1	0
	E	0.1	0.1
OB - TW 3 - HPC 120	B	4.7	4.9
	IO	0.3	0.1
	LS	0.2	0.2
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0.1	0.5
OB - TW 4 - HPC 120	B	7.1	9.4
	IO	1.9	1.4
	LS	0.8	0.3
	CP	0	0.2
	C	0	0
	D	0.2	0.2
	E	0.9	0.6

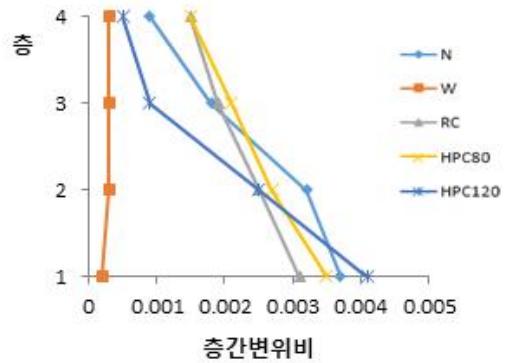
5. 성능평가 결과 - 층간변위비 및 최대변위 검토

가. X 방향

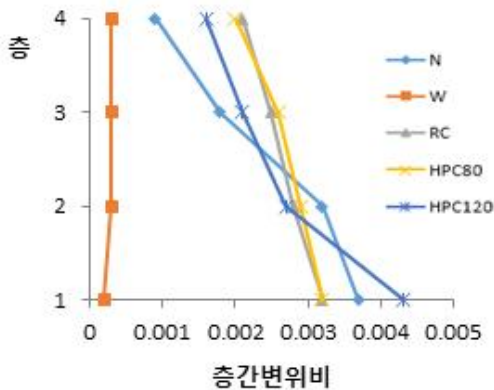
제안한 트러스 시스템 별로 X 방향 층간변위비 및 최대변위에 대해 [그림 6.23]과 [그림 6.24]에 나타냈다. 일반 골조 0B-N과 벽체 골조 0B-W를 함께 비교했으며 0B-TW4-RC는 일반 골조보다 층간변위비가 높게 평가되었으며, 모두 층간변위비 제한 값인 붕괴방지레벨 2% 이내에 존재하는 것으로 나타났다.



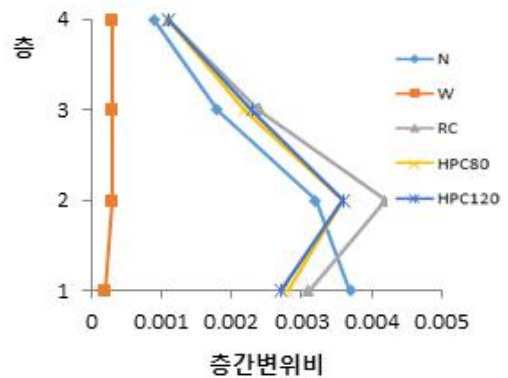
(a) TW 1



(b) TW 2

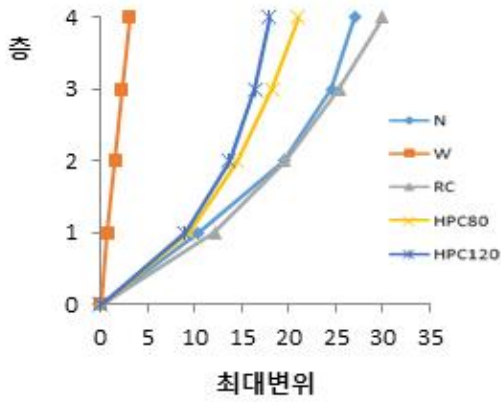


(c) TW 3

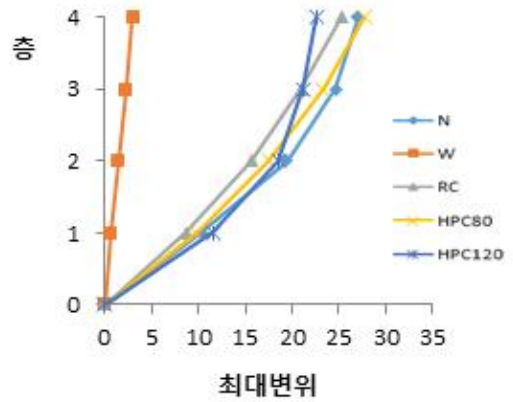


(d) TW 4

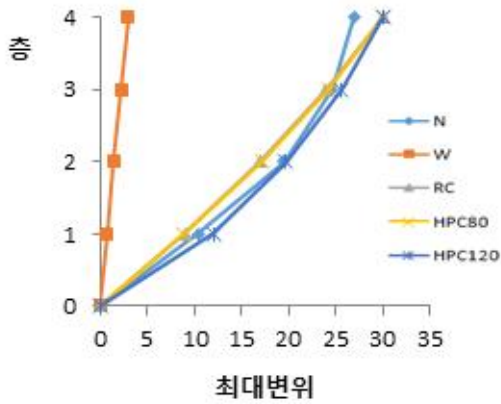
[그림 6.23] 장방형 4층 규모 골조 시스템 층간변위비 : X 방향



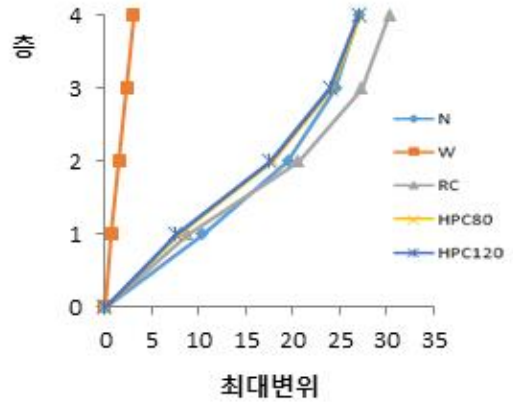
(a) TW 1



(b) TW 2



(c) TW 3

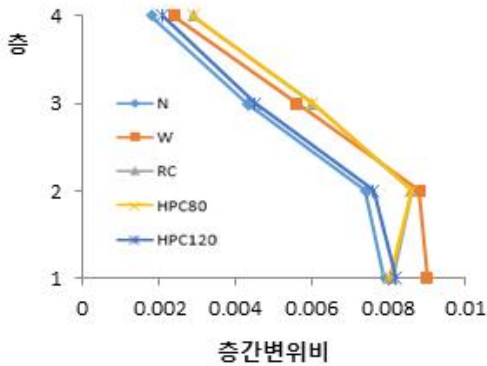


(d) TW 4

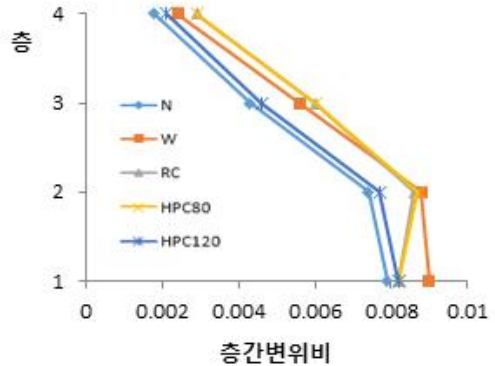
[그림 6.24] 장방형 4층 규모 골조 시스템 최대변위 : X 방향

나. Y 방향

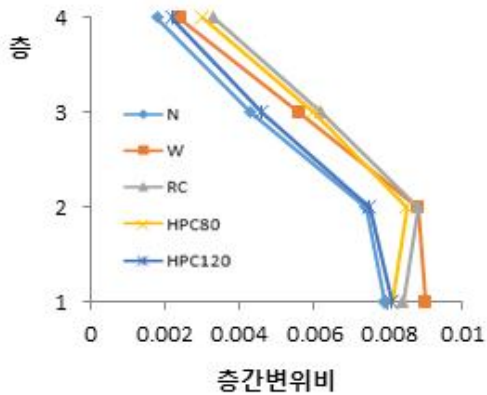
제안한 트러스 시스템 별로 Y 방향 층간변위비 및 최대변위에 대해 [그림 6.25]와 [그림 6.26]에 나타냈다. 일반 골조 OB-N과 벽체 골조 OB-W를 함께 비교했으며 횡력저항부재가 배치되지 않은 Y 방향으로 일반 골조보다 층간 변위비가 높게 평가되었다. 층간변위비 제한 값인 붕괴방지레벨 2% 이내에 존재하는 것으로 나타났다.



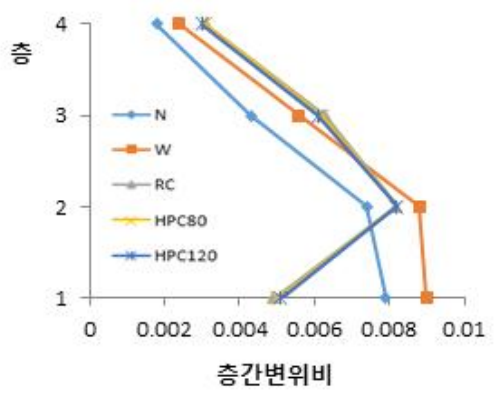
(a) TW 1



(b) TW 2

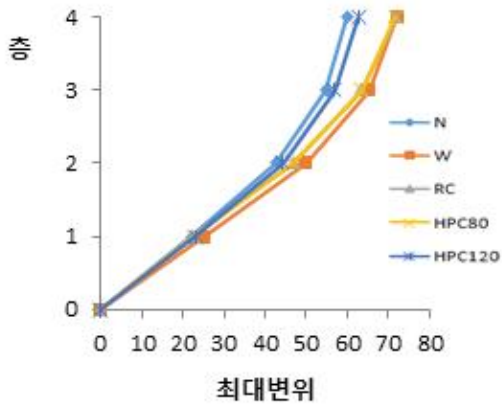


(c) TW 3

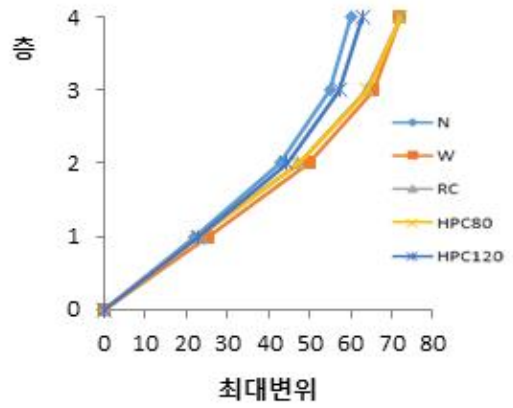


(d) TW 4

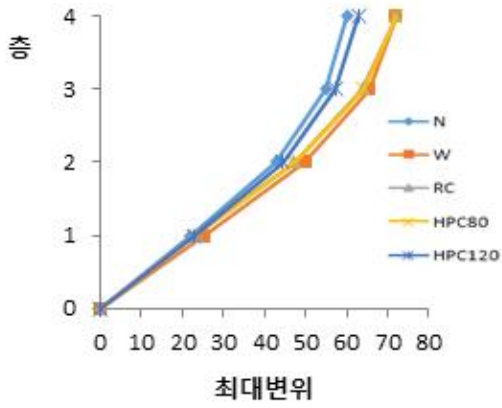
[그림 6.25] 장방형 4층 규모 골조 시스템 층간변위비 : Y 방향



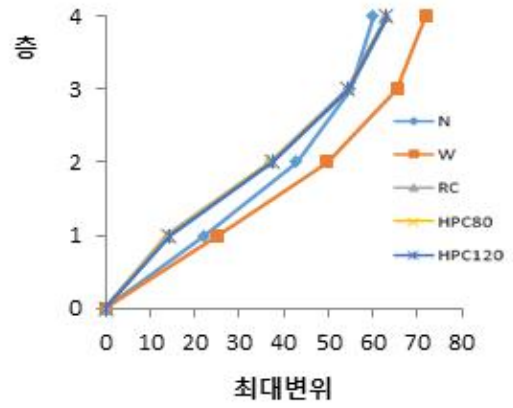
(a) TW 1



(b) TW 2



(c) TW 3



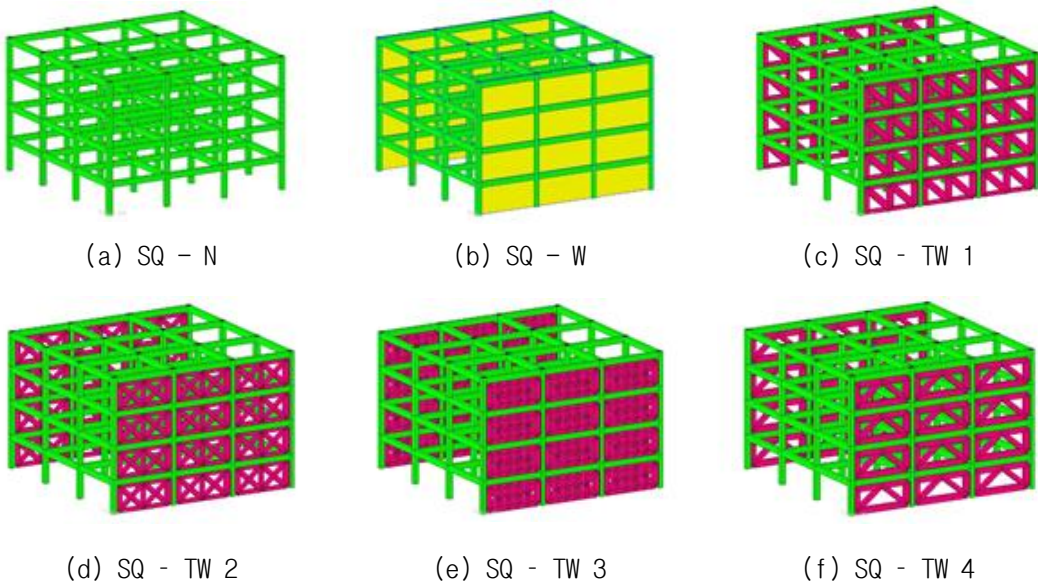
(d) TW 4

[그림 6.26] 장방형 4층 규모 골조 시스템 최대변위 : Y 방향

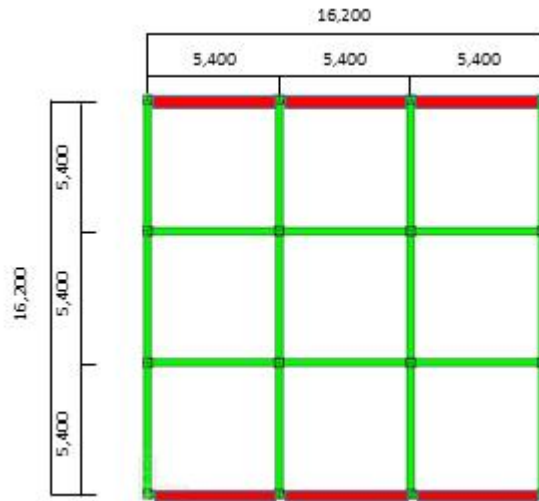
제2절 정방형 평면 골조 시스템 외부 적용 성능평가

1. 장방형 평면 골조 시스템 모델 계획

본 연구에서 제안한 트러스 시스템의 골조 보강 적용성을 확인하기 위해 2.8m 높이를 갖는 4층 규모의 정방형 평면의 골조시스템을 [그림 6.27]과 같이 계획하여 X 방향 외부에 [그림 6.28]과 같이 제안 부재 및 일반 벽체를 적용하였다. X 방향 및 Y 방향으로 5.4m의 경간을 갖도록 설정하였다. 골조에 대한 개요는 [표 6.14]와 같으며 하중에 대한 개요는 제6장 제1절에 적용한 [표 6.1]과 [표 6.2]와 같다. 사용 콘크리트 강도 f_{ck} 는 27MPa로 설정하였고, 철근 강도 f_y 는 400MPa를 사용하였으며, 제안한 트러스 시스템 경우 일반 강도 27MPa의 RC와 고강도 80MPa의 HPC 80, 120MPa의 HPC 120를 적용하여 장방형 골조의 성능 평가를 진행하였다.



[그림 6.27] 정방형 4층 규모 골조 시스템 모델링



[그림 6.28] 정방형 골조 모델 평면도 (트러스 시스템 적용 위치)

[표 6.14] 정방형 평면 4층 규모 골조 시스템 모델 계획

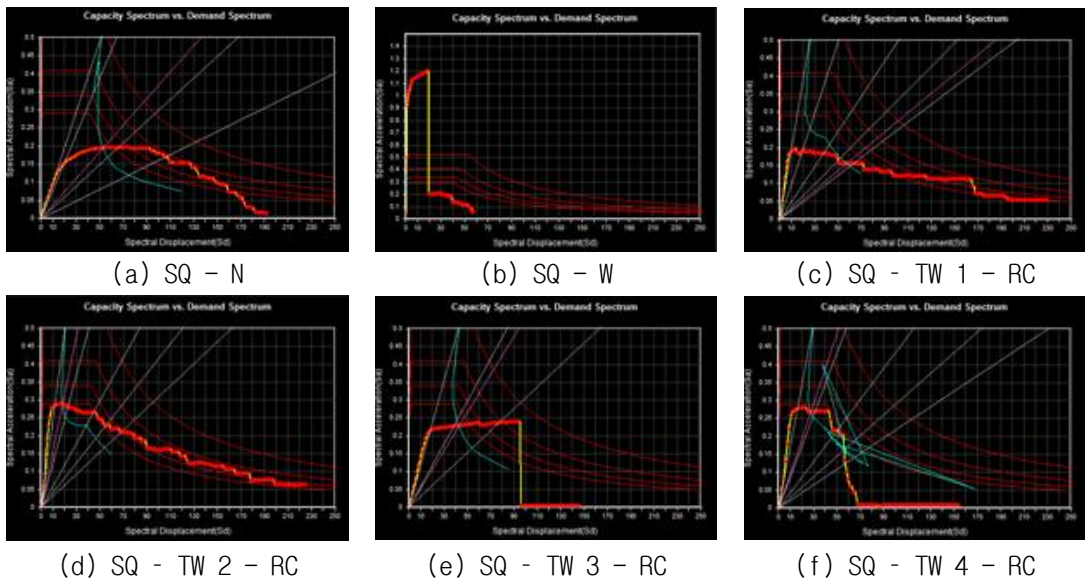
해석 모델명	기둥 크기 [mm]	보 크기 [mm]	설계 압축 강도 [Mpa]	층고 [m]	비고
SQ-N	400X400	300X500	<기둥 ,보, 벽체 > 27MPa <트러스 시스템> RC=27MPa HPC80=80MPa HPC120=120MPa	2.8	기본골조
SQ-W					외부 X방향 전단벽 (두께 : 300mm)
SQ-TW1					트러스
SQ-TW2					제안 1 적용 트러스
SQ-TW3					제안 2 적용 트러스
SQ-TW4					제안 3 적용 트러스
					제안 4 적용

2. 성능평가 결과 - 성능 곡선 및 성능점 확인

가. 트러스 시스템 : RC 적용

(1) X 방향

27MPa 일반 강도 콘크리트 RC를 적용한 정방형 평면 골조 시스템 모델의 X 방향으로의 성능점 해석 결과를 [그림 6.29]와 [표 6.15]에 나타냈다. 성능점은 범용 구조해석 프로그램에서 FEMA440(ATC 55)에서 제안하는 자취법을 적용한 Procedure-B를 적용하여 산정했다.

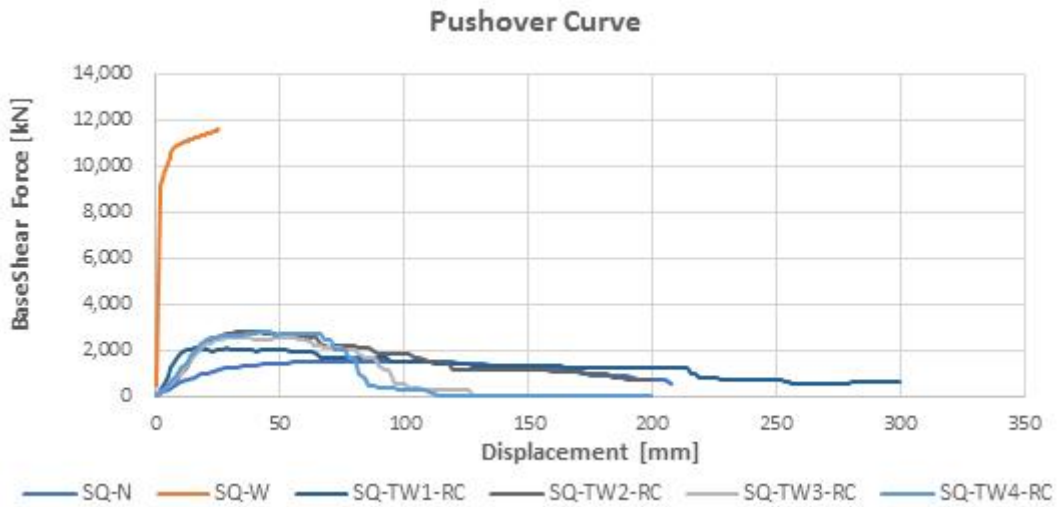


[그림 6.29] 정방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (RC) : X 방향

[표 6.15] 장방형 골조 시스템 성능점 (RC) : X 방향

해석 모델명	성능점		변위 [mm]	밀면전단력 [kN]	유효감쇠 D_{eff}	비탄성유효주기 T_{eff}
	S_d [mm]	S_g [g]				
SQ-N	53.13	0.195	69	1500	24.38	1.048
SQ-W	Elastic		Elastic		5	0.099
SQ-TW1-RC	57.63	0.156	75.16	1684	28.85	1.221
SQ-TW2-RC	18.05	0.29	23.97	3168	20.38	0.5
SQ-TW3-RC	42.99	0.23	58.93	2329	25.98	0.87
SQ-TW4-RC	27.42	0.27	35.58	2696	23.07	0.64

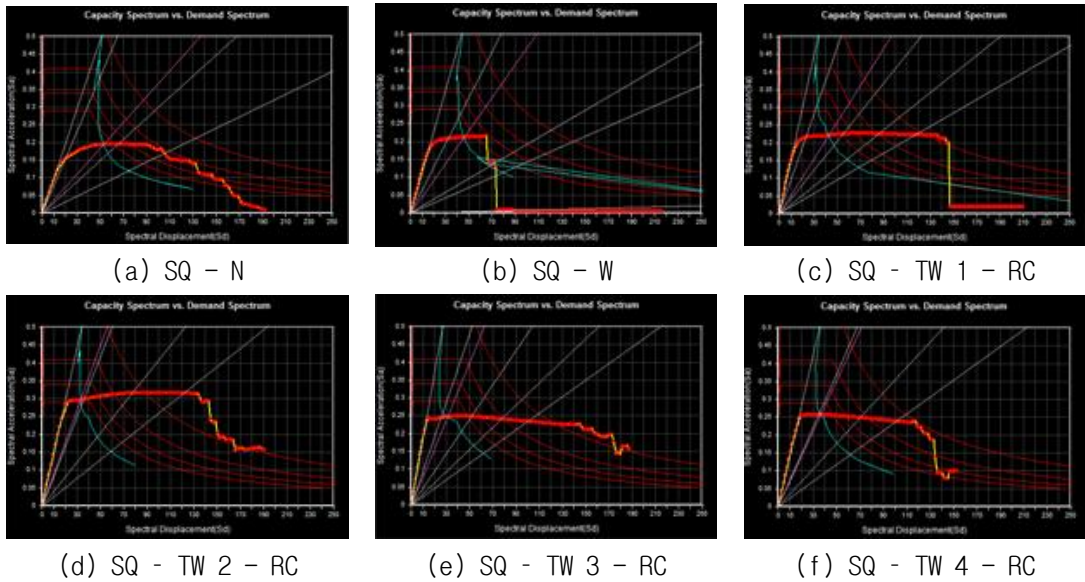
일반 콘크리트 강도 RC를 적용한 모델들의 X 방향 하중-변위 곡선을 [그림 6.30]에 비교 정리하여 나타냈다. 일반 전단벽체 적용 모델 SQ-W는 탄성 거동을 보였으며, 일반 골조 SQ-N에 비해 연성 거동이 감소했다. 이는 단단한 강성체로서 작용하는 전단벽체의 비중이 커져 구조물의 하중 저항 성능은 증가시키지만 변형 발생을 감소시키는 효과가 있는 것으로 보인다. 제안한 트러스 시스템을 적용한 모델 SQ-TW1-RC ~ SQ-TW4-RC는 일반 골조보다 초기 강성이 각각 3.5배, 2.05배, 2.02배 및 2.17배 증가한 것으로 나타났다.



[그림 6.30] 정방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (RC) : X 방향

(2) Y 방향

27MPa 일반 강도 콘크리트 RC를 적용한 정방형 평면 골조 시스템 모델의 Y 방향으로의 성능점 해석 결과를 [그림 6.31]과 [표 6.16]에 나타냈다. 성능점은 범용 구조해석 프로그램에서 FEMA440(ATC 55)에서 제안하는 자취법을 적용한 Procedure-B를 적용하여 산정했다.

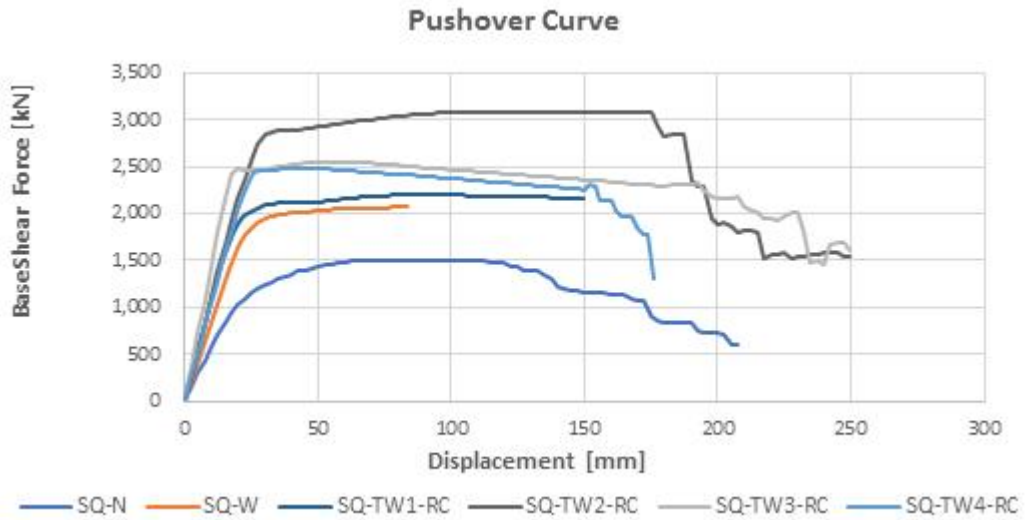


[그림 6.31] 정방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (RC) : Y 방향

[표 6.16] 정방형 골조 시스템 성능점 (RC) : Y 방향

해석 모델명	성능점		변위 [mm]	밀면전단력 [kN]	유효감쇠 D_{eff}	비탄성유효주기 T_{eff}
	S_d [mm]	S_g [g]				
SQ-N	53.12	0.195	68.99	1499	24.41	1.05
SQ-W	59.35	0.212	59.35	2047	26.06	0.94
SQ-TW1-RC	42.74	0.22	55.86	2143	27.16	0.88
SQ-TW2-RC	33.02	0.3	43.3	2896	19.63	0.67
SQ-TW3-RC	30.97	0.25	41.29	2529	25.95	0.71
SQ-TW4-RC	36.54	0.26	24.42	2480	24.42	0.76

일반 콘크리트 강도 RC를 적용한 모델들의 Y 방향 하중-변위 곡선을 [그림 6.32]에 비교 정리하여 나타냈다. 일반 전단벽체 적용 모델 SQ-W는 일반 골조 모델 SQ-N보다 초기 강성이 1.5배 증가했으며, 제안한 트러스 시스템을 적용한 모델 SQ-TW1-RC ~ SQ-TW4-RC는 일반 골조보다 초기 강성이 각각 1.9배, 1.9배, 2.46배 및 1.79배 증가한 것으로 나타났다. 장방형 평면 골조와 달리 전단벽체가 배치되지 않은 Y 방향으로도 강성, 강도 및 연성 증가를 보였다.

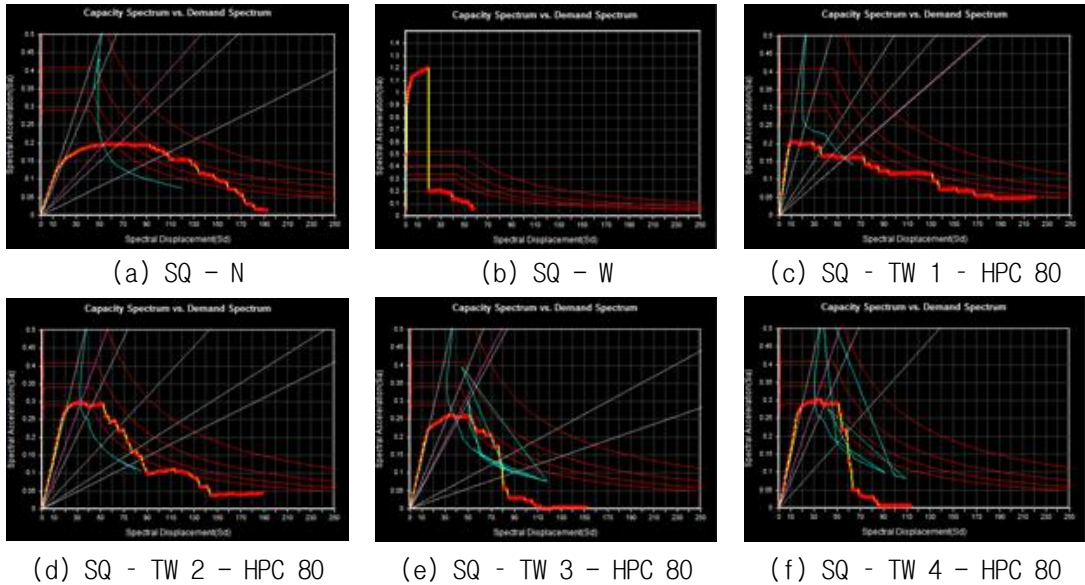


[그림 6.32] 정방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (RC) : Y 방향

나. 트러스 시스템 : HPC 80 적용

(1) X 방향

80MPa 고강도 콘크리트 HPC 80을 적용한 정방형 평면 골조 시스템 모델의 X 방향으로의 성능점 해석 결과를 [그림 6.33]과 [표 6.17]에 나타냈다. 성능점은 범용 구조해석 프로그램에서 FEMA440(ATC 55)에서 제안하는 자취법을 적용한 Procedure-B를 적용하여 산정했다.

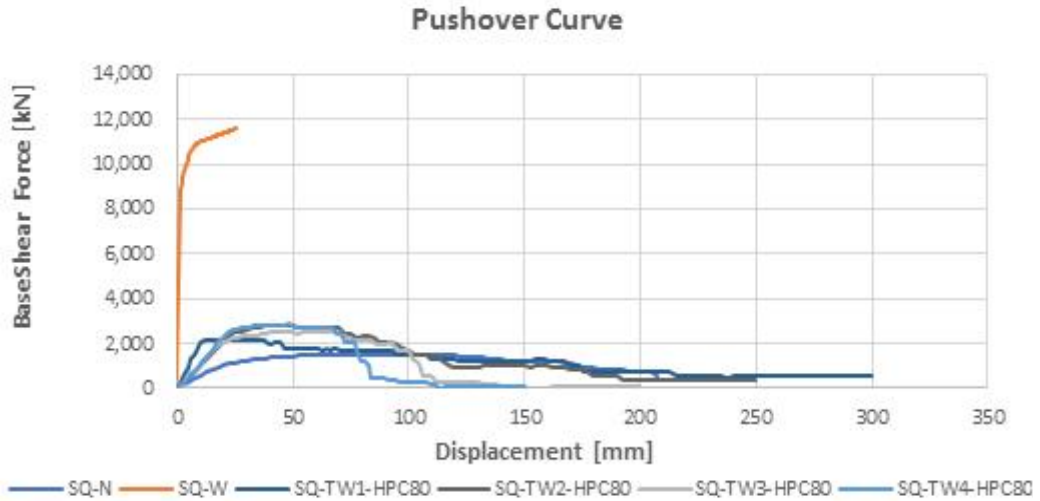


[그림 6.33] 정방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (HPC 80) : X 방향

[표 6.17] 정방형 골조 시스템 성능점 (HPC 80) : X 방향

해석 모델명	성능점		변위 [mm]	밀면전단력 [kN]	유효감쇠 D_{eff}	비탄성유효주기 T_{eff}
	S_d [mm]	S_y [g]				
SQ-N	53.13	0.195	69	1500	24.38	1.048
SQ-W	Elastic		Elastic		5	0.099
SQ-TW1-HPC80	56.17	0.16	71.78	1711	28.85	1.19
SQ-TW2-HPC80	33.1	0.3	43.97	2808	19.35	0.67
SQ-TW3-HPC80	39.88	0.25	52.49	2472	24.89	0.8
SQ-TW4-HPC80	31.14	0.3	41.08	2817	19.34	0.65

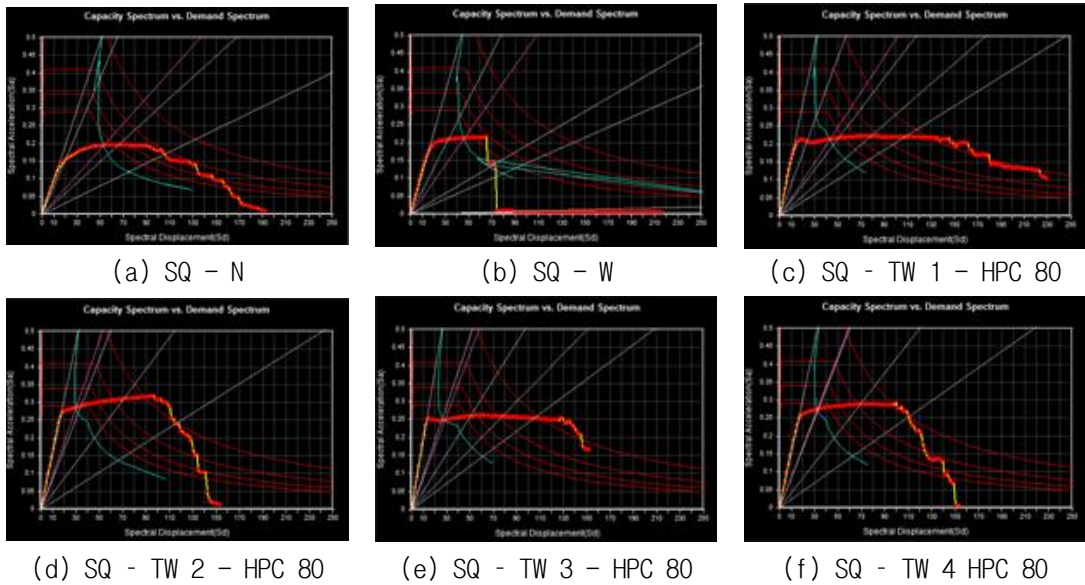
80MPa의 고강도 콘크리트 HPC 80을 적용한 정방형 골조 적용 모델들의 X 방향 하중-변위 곡선을 [그림 6.34]에 비교 정리하여 나타냈다. RC를 적용한 일반 전단 벽체 적용 모델 SQ-W는 탄성 거동을 보였으며, 제안한 트러스 시스템을 적용한 모델 SQ-TW1-HPC 80 ~ SQ-TW4-HPC 80은 일반 골조보다 초기 강성이 각각 3.5배, 1.79배, 1.84배 및 1.8배 증가한 것으로 나타났다.



[그림 6.34] 정방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (HPC 80) : X 방향

(2) Y 방향

80MPa 고강도 콘크리트 HPC 80을 적용한 정방형 평면 골조 시스템 모델의 Y 방향으로의 성능점 해석 결과를 [그림 6.35]와 [표 6.18]에 나타냈다. 성능점은 범용 구조해석 프로그램에서 FEMA440(ATC 55)에서 제안하는 자취법을 적용한 Procedure-B를 적용하여 산정했다.

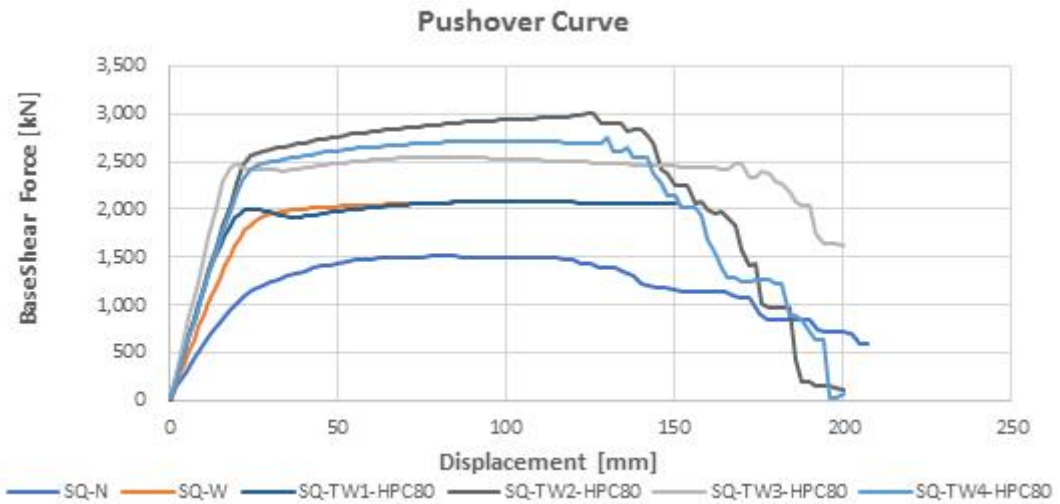


[그림 6.35] 정방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (HPC 80) : Y 방향

[표 6.18] 정방형 골조 시스템 성능점 (HPC 80) : Y 방향

해석 모델명	성능점		변위 [mm]	밀면전단력 [kN]	유효감쇠 D_{eff}	비탄성유효주기 T_{eff}
	S_d [mm]	S_g [g]				
SQ-N	53.12	0.195	68.99	1499	24.41	1.05
SQ-W	59.35	0.212	59.35	2047	26.06	0.94
SQ-TW1-HPC80	43.31	0.21	56.44	2005	27.93	0.9
SQ-TW2-HPC80	29.97	0.29	39.01	2691	20.79	0.65
SQ-TW3-HPC80	28.53	0.25	37.35	2420	25.92	0.68
SQ-TW4-HPC80	32.2	0.27	41.93	2573	22.25	0.69

80MPa의 고강도 콘크리트 HPC 80을 적용한 모델들의 Y 방향 하중-변위 곡선을 [그림 6.36]에 비교 정리하여 나타냈다. 일반 전단벽체 적용 모델 SQ-W는 일반 골조 모델 SQ-N보다 초기 강성이 1.5배 증가했으며, 연성거동이 감소한 것으로 보인다. 이는 단단한 강성체로서 작용하는 전단벽체의 비중이 커져 Y 방향으로도 영향을 미치며 구조물의 하중 저항 성능은 증가시키지만 변형 발생을 감소시키는 효과가 있는 것으로 보인다. 제안한 트러스 시스템을 적용한 모델 SQ-TW1-HPC 80 ~ SQ-TW4-HPC 80은 일반 골조보다 초기 강성이 각각 1.95배, 1.95배, 2.47배 및 1.9배 증가한 것으로 나타났다. 장방형 평면 골조와 달리 전단벽체가 배치되지 않은 Y 방향으로도 강성, 강도 및 연성 증가를 보였다.

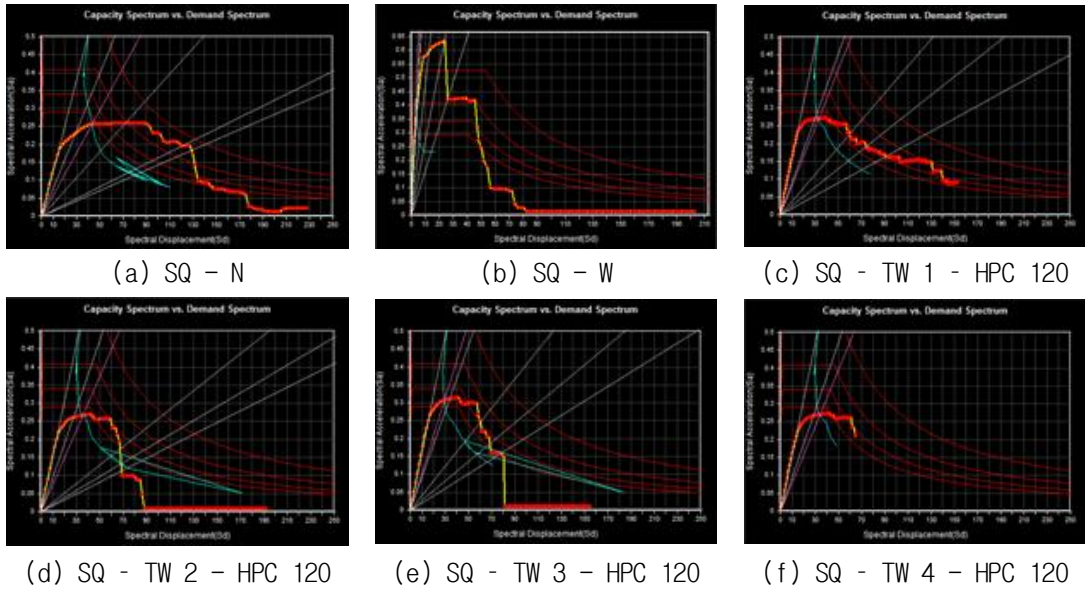


[그림 6.36] 정방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (HPC 80) : Y 방향

다. 트러스 시스템 : HPC 120 적용

(1) X 방향

120MPa 고강도 콘크리트 HPC 120을 적용한 정방형 평면 골조 시스템 모델의 X 방향으로의 성능점 해석 결과를 [그림 6.37]과 [표 6.19]에 나타냈다. 성능점은 범용 구조해석 프로그램에서 FEMA440(ATC 55)에서 제안하는 자취법을 적용한 Procedure-B를 적용하여 산정했다.

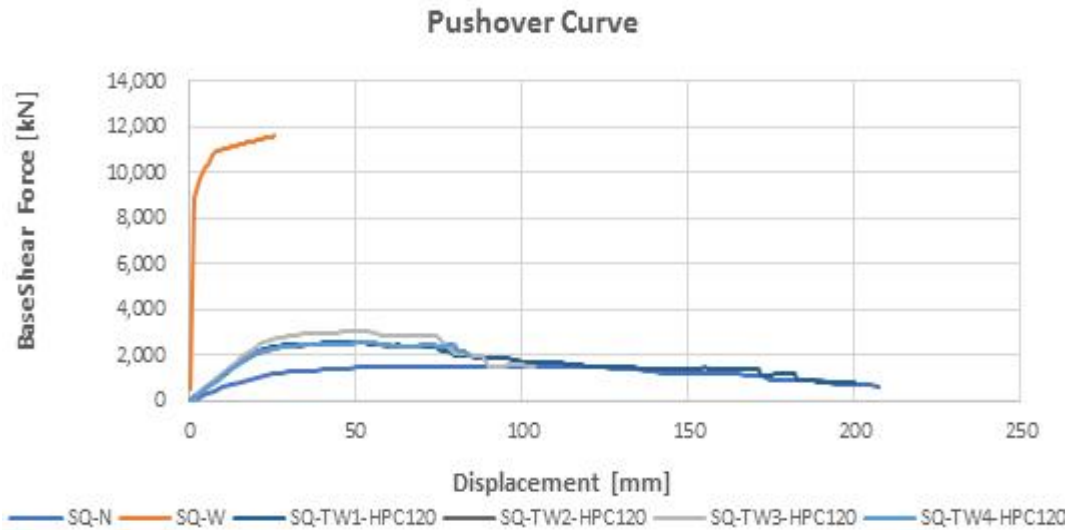


[그림 6.37] 정방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (HPC 120) : X 방향

[표 6.19] 정방형 골조 시스템 성능점 (HPC 120) : X 방향

해석 모델명	성능점		변위 [mm]	밀면전단력 [kN]	유효감쇠 D_{eff}	비탄성유효주기 T_{eff}
	S_d [mm]	S_g [g]				
SQ-N	53.13	0.195	69	1500	24.38	1.048
SQ-W	Elastic		Elastic		5	0.099
SQ-TW1-HPC120	32.93	0.27	42.99	2513	22.77	0.7
SQ-TW2-HPC120	35.44	0.27	46.15	2487	23.3	0.73
SQ-TW3-HPC120	29.34	0.31	37.93	2958	18.17	0.62
SQ-TW4-HPC120	33.9	0.27	44.1	2481	22.88	0.71

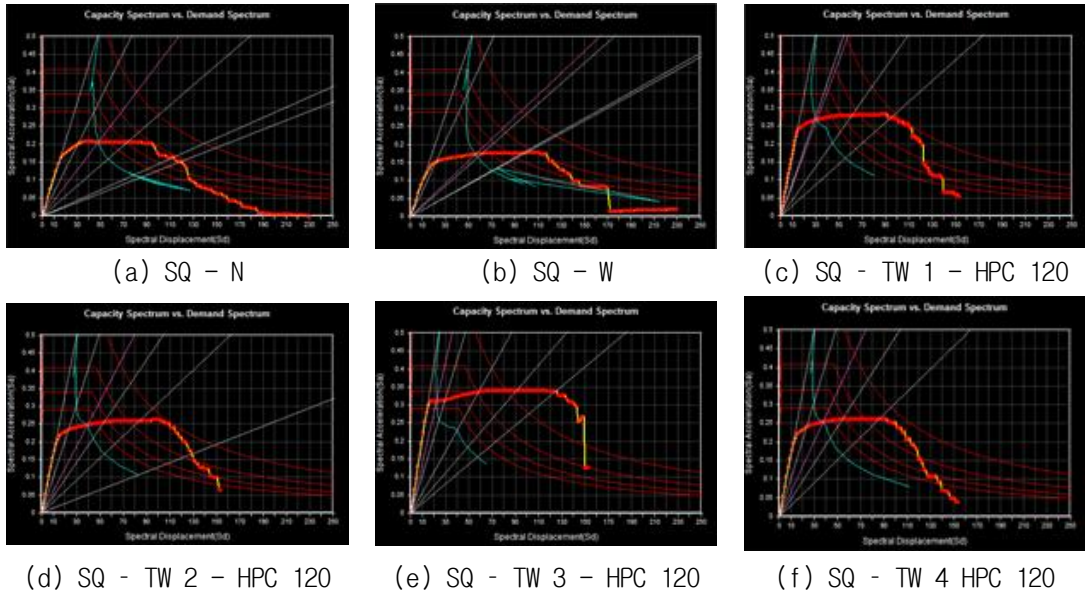
120MPa의 고강도 콘크리트 HPC 120을 적용한 정방형 골조 적용 모델들의 X 방향 하중-변위 곡선을 [그림 6.38]에 비교 정리하여 나타냈다. RC를 적용한 일반 전단벽체 적용 모델 SQ-W는 탄성 거동을 보였으며, 제안한 트러스 시스템을 적용한 모델 SQ-TW1-HPC 120 ~ SQ-TW4-HPC 120은 일반 골조보다 초기 강성이 각각 1.9배, 1.76배, 2.09배 및 1.92배 증가한 것으로 나타났다.



[그림 6.38] 정방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (HPC 120) : X 방향

(2) Y 방향

120MPa 고강도 콘크리트 HPC 120을 적용한 정방형 평면 골조 시스템 모델의 Y 방향으로의 성능점 해석 결과를 [그림 6.39]와 [표 6.20]에 나타냈다. 성능점은 범용 구조해석 프로그램에서 FEMA440(ATC 55)에서 제안하는 자취법을 적용한 Procedure-B를 적용하여 산정했다.

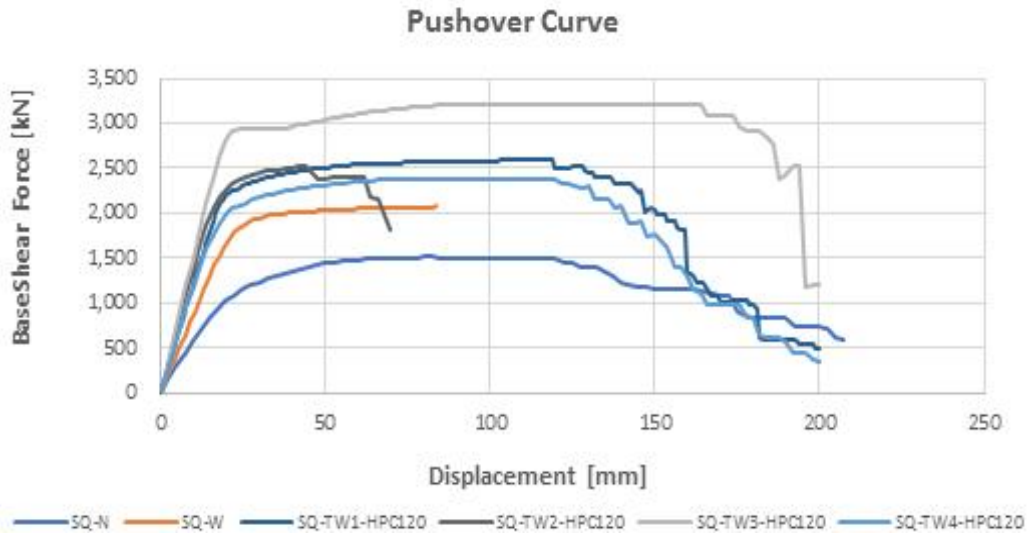


[그림 6.39] 정방형 4층 규모 골조 시스템 성능점 (HPC 120) : Y 방향

[표 6.20] 정방형 골조 시스템 성능점 (HPC 120) : Y 방향

해석 모델명	성능점		변위 [mm]	밀면전단력 [kN]	유효감쇠 D_{eff}	비탄성유효주기 T_{eff}
	S_d [mm]	S_g [g]				
SQ-N	53.12	0.195	68.99	1499	24.41	1.05
SQ-W	59.35	0.212	59.35	2047	26.06	0.94
SQ-TW1-HPC120	30.8	0.27	40.01	2452	23.15	0.68
SQ-TW2-HPC120	39.19	0.25	50.9	2282	25.89	0.8
SQ-TW3-HPC120	22.1	0.31	28.82	2931	17.91	0.54
SQ-TW4-HPC120	37.31	0.25	48.54	2303	25.19	0.77

120MPa의 고강도 콘크리트 HPC 120을 적용한 모델들의 Y 방향 하중-변위 곡선을 [그림 6.40]에 비교 정리하여 나타냈다. 제안한 트러스 시스템을 적용한 모델 SQ-TW1-HPC 120 ~ SQ-TW4-HPC 120은 일반 골조보다 초기 강성이 각각 2.04배, 2.04배, 2.58배 및 2.53배 증가한 것으로 나타났다. 장방형 평면 골조와 달리 전단벽체가 배치되지 않은 Y 방향으로도 강성, 강도 및 연성 증가를 보였다.



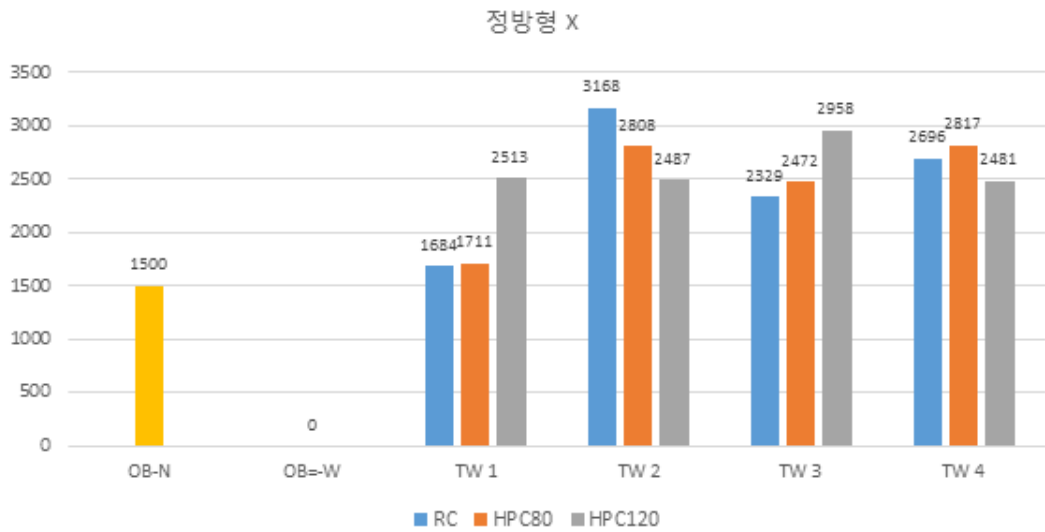
[그림 6.40] 정방형 골조 시스템 성능 곡선 비교 (HPC 120) : Y 방향

3. 성능평가 결과 - 밀면전단력

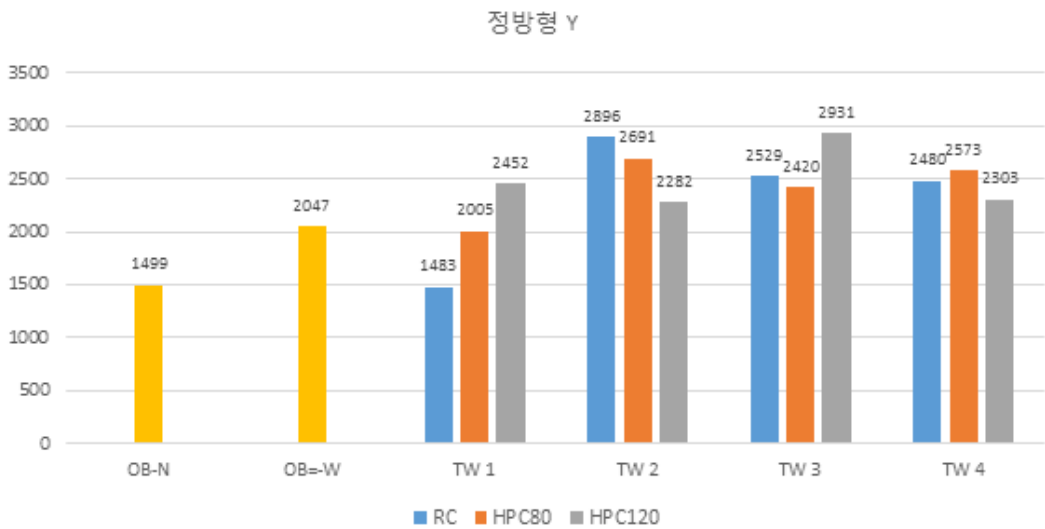
4층 규모의 정방형 평면을 갖는 골조 외부에 전단벽체 및 제안한 트러스 시스템을 배치했을 때 해석 결과로 X 방향과 Y 방향에 대한 밀면전단력을 [표 6.21]과 [그림 6.41]에 나타냈다. 전단벽체 및 제안 부재를 배치한 X 방향으로 밀면전단력이 높게 나타났으며 특히 벽체 적용 SQ-W 모델은 탄성영역에서 성능점이 잡혀 밀면전단력이 산정되지 않았다. 또한 SQ-TW2-RC 모델이 SQ-N 모델에 비해 2.1배 높은 성능을 보였다. Y 방향은 전단벽체 및 제안 부재가 배치되지 않았지만 제안 1 모델을 적용한 SQ-TW1-RC 모델을 제외하고 모두 밀면전단력이 증가한 것으로 나타났다.

[표 6.21] 정방형 골조 시스템 밀면 전단력 결과 비교

		X 방향	Y 방향
SQ - N		1500	1499
SQ - W		-	2047
SQ - TW 1	RC	1684	1483
	HPC80	1711	2005
	HPC120	2513	2452
SQ - TW 2	RC	3168	2896
	HPC80	2808	2691
	HPC120	2487	2282
SQ - TW 3	RC	2329	2529
	HPC80	2472	2420
	HPC120	2958	2931
SQ - TW 4	RC	2696	2480
	HPC80	2817	2573
	HPC120	2481	2303



(a) x 방향



(b) y 방향

[그림 6.41] 정방향 골조 시스템 밀면전단력

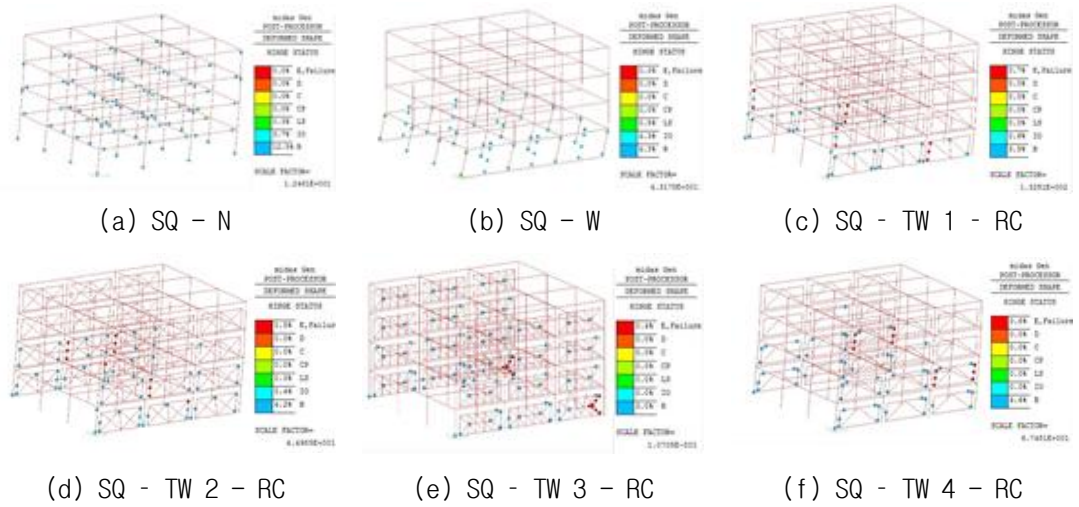
4. 성능평가 결과 - 소성 힌지 분포 확인

“건축물 내진설계기준” KDS 41 17 00²에 따르면 내진등급 (II) 건축물은 재현주기 2400년을 고려했을 때 내진성능 수준 목표는 붕괴방지 (Collapse Prevention; CP) 이상을 만족해야 한다. 성능점에서 소성힌지 분포를 살펴보았으며 요구 성능 불만족 부재 발생 정도를 비교 분석하였다.

가. 트러스 시스템 : RC 적용

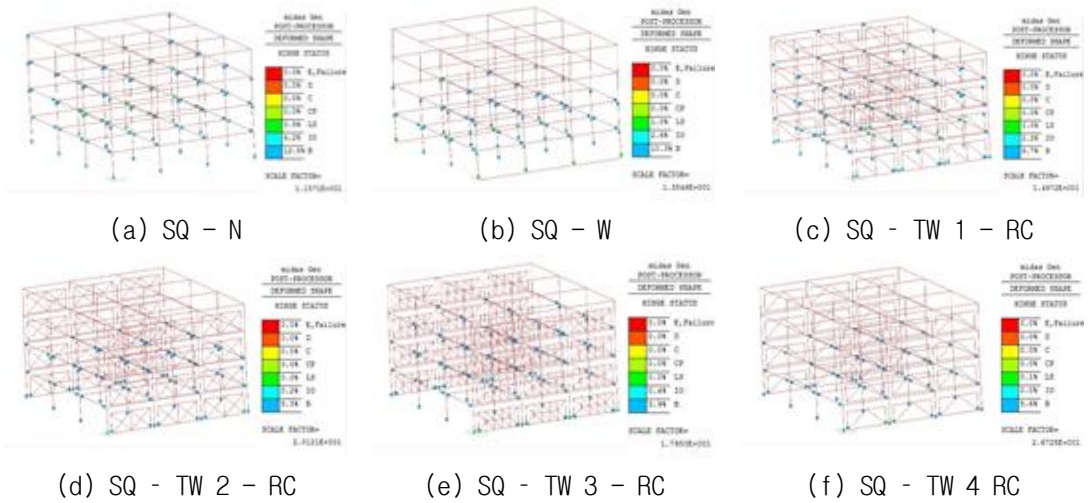
일반 강도 콘크리트 RC를 적용한 정방향 평면 골조의 성능점에서 소성힌지 분포 결과를 X 방향과 Y 방향에 대해 [그림 6.42], [그림 6.43] 및 [표 6.22]에 나타냈다. SQ-N 모델과 SQ-W 모델의 경우 내진성능 수준 목표인 “붕괴방지(CP)” 수준을 X 방향 및 Y 방향 모두 만족하는 것으로 나타났다. 제안한 트러스 시스템을 적용한 모델들의 경우 배치된 X 방향으로 0.4% ~ 0.8%의 붕괴위험 수준의 힌지가 발생했으며 기둥과 보의 요구 성능은 만족되었고 트러스 요소의 수직 부재에서 요구 성능 불만족 부재가 발생하는 것으로 나타났다. 이는 세장해진 트러스 대각 가새 사용으로 단부가 취약해진 것으로 보이며 섬유를 보강한 고성능 콘크리트 (Ultra High Performance Fibre-Reinforcement Concrete; UHPFRC) 사용으로 높은 인장강도와 고연성 인장변형을 발현을 통해 개선할 수 있다고 판단된다. Y 방향으로는 내진성능 수준 목표인 “붕괴방지(CP)” 수준을 만족하였다.

(1) X 방향



[그림 6.42] 정방형 4층 규모 골조 시스템 소성 힌지 분포 (RC) : X 방향

(2) Y 방향



[그림 6.43] 정방형 4층 규모 골조 시스템 소성 힌지 분포 (RC) : Y 방향

[표 6.22] 정방형 골조 시스템 성능점에서 한지 분포 (RC) - (1)

		X 방향 [%]	Y 방향 [%]
SQ - N	B	12.5	12.5
	IO	3.7	4.2
	LS	0.3	0.5
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0	0
SQ - W	B	4.3	10.3
	IO	4.3	2.6
	LS	0.5	1.0
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0	0
SQ -TW 1 - RC	B	3.5	6.7
	IO	0.6	2.2
	LS	0	0
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0.7	0

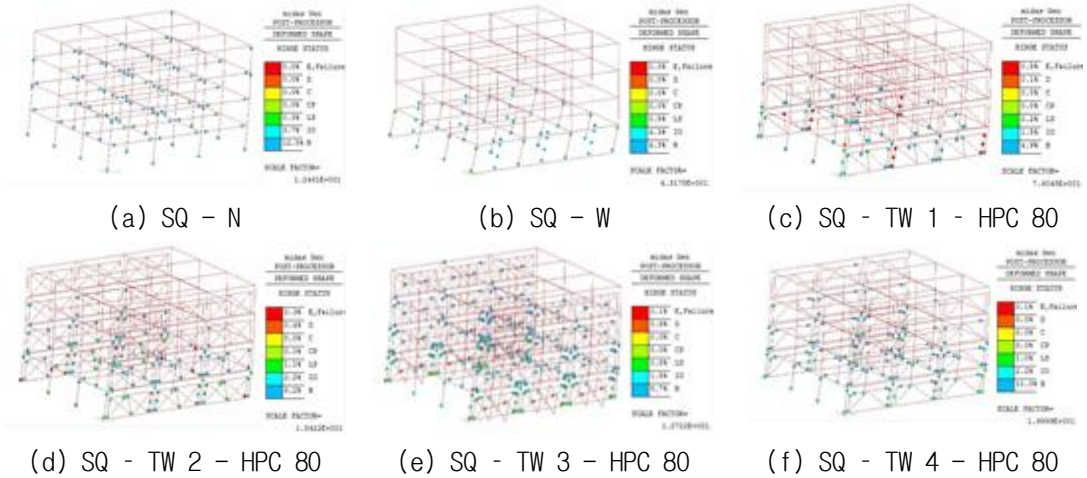
[표 6.22] 정방형 골조 시스템 성능점에서 한지 분포 (RC) - (2)

		X 방향 [%]	Y 방향 [%]
SQ - TW 2 - RC	B	4.2	5.3
	IO	0.4	0.2
	LS	0	0
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0.5	0
SQ - TW 3 - RC	B	3.0	3.9
	IO	0	0.4
	LS	0	0
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0.4	0
SQ - TW 4 - RC	B	4.6	5.6
	IO	0	0
	LS	0	0.1
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0.8	0

나. 트러스 시스템 : HPC 80 적용

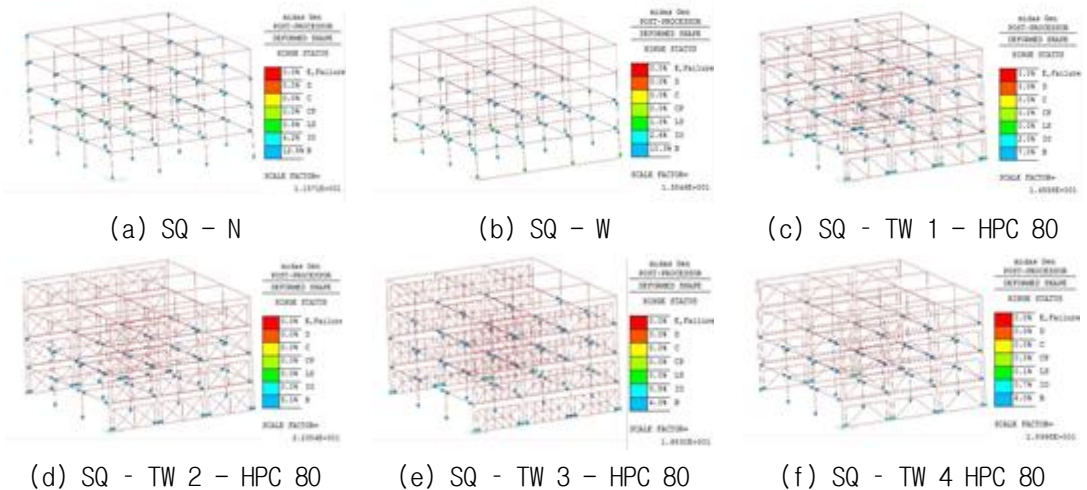
80MPa의 고강도 콘크리트를 적용한 정방향 평면 골조의 소성힌지 분포 결과를 X 방향과 Y 방향에 대해 [그림 6.44], [그림 6.45] 및 [표 6.23]에 나타냈다. SQ-TW1-HPC 80과 SQ-TW4-HPC 80의 경우 붕괴위험 소성힌지 발생률이 감소하였다.

(1) X 방향



[그림 6.44] 정방향 4층 규모 골조 시스템 소성 힌지 분포 (HPC 80) : X 방향

(2) Y 방향



[그림 6.45] 정방향 4층 규모 골조 시스템 소성 힌지 분포 (HPC 80) : Y 방향

[표 6.23] 정방형 골조 시스템 성능점에서 한지 분포 (HPC 80) - (1)

		X 방향 [%]	Y 방향 [%]
SQ - N	B	12.5	12.5
	IO	3.7	4.2
	LS	0.3	0.5
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0	0
SQ - W	B	4.3	10.3
	IO	4.3	2.6
	LS	0.5	1.0
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0	0
SQ - TW 1 - HPC 80	B	4.9	7.0
	IO	1.8	2.0
	LS	0.2	0
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0.1	0
	E	0.5	0

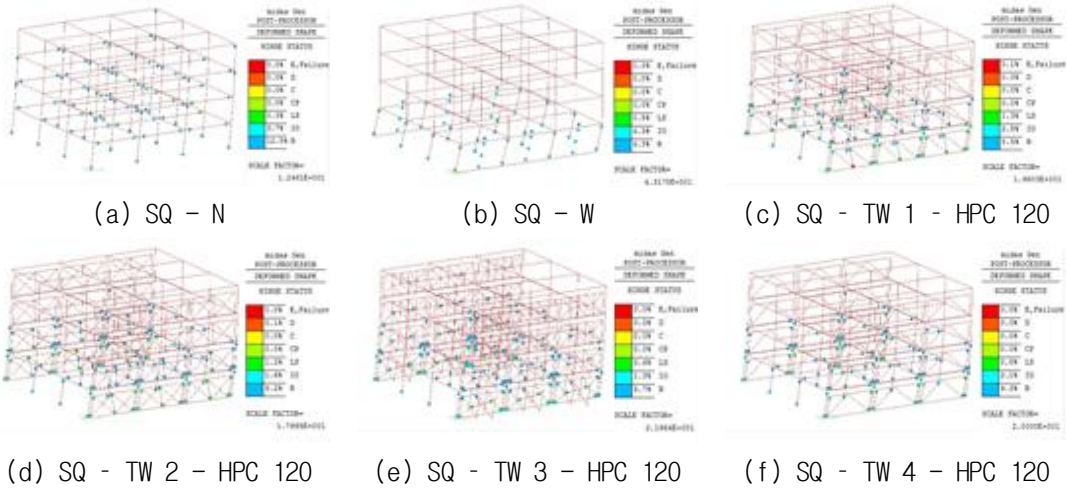
[표 6.23] 정방형 골조 시스템 성능점에서 한지 분포 (HPC 80) - (2)

		X 방향 [%]	Y 방향 [%]
SQ - TW 2 - HPC 80	B	8.2	5.1
	IO	2.2	0
	LS	1.1	0
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0.4	0
	E	0.3	0
SQ - TW 3 - HPC 80	B	8.7	4.0
	IO	1.5	0.5
	LS	0.8	0
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0.8	0
	E	0.1	0
SQ - TW 4 - HPC 80	B	11.0	6.0
	IO	2.2	0.7
	LS	1.0	0.1
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0.1	0

다. 트러스 시스템 : HPC 120 적용

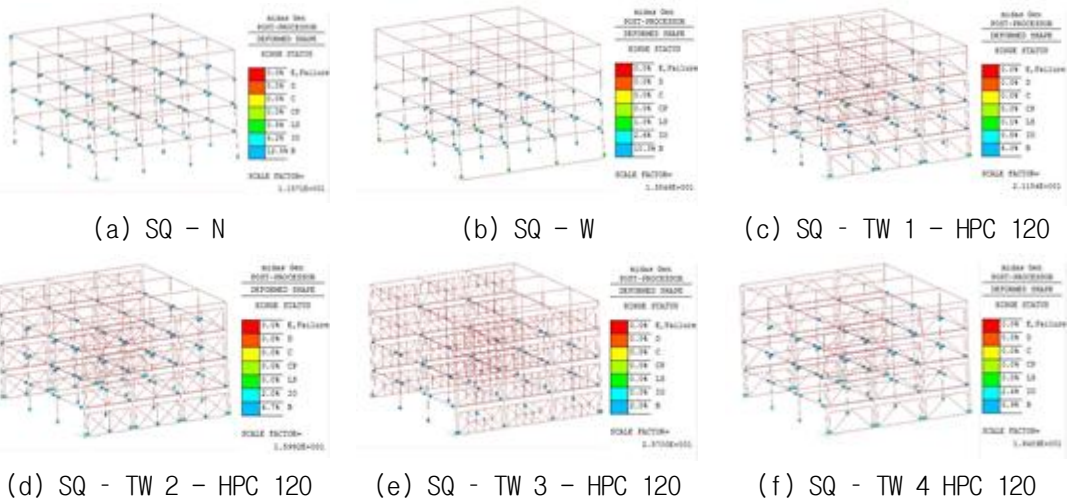
120MPa의 고강도 콘크리트 적용 정방향 평면 골조의 소성힌지 분포 결과를 X 방향과 Y 방향에 대해 [그림 6.46], [그림 6.47] 및 [표 6.24]에 나타냈다. 단면이 절감됐음에도 불구하고 고강도 콘크리트 사용으로 인해 힌지 발생률이 감소했다.

(1) X 방향



[그림 6.46] 정방향 4층 규모 골조 시스템 소성 힌지 분포 (HPC 120) : X 방향

(2) Y 방향



[그림 6.47] 정방향 4층 규모 골조 시스템 소성 힌지 분포 (HPC 120) : Y 방향

[표 6.24] 정방형 골조 시스템 성능점에서 한지 분포 (HPC 120) - (1)

		X 방향 [%]	Y 방향 [%]
SQ - N	B	12.5	12.5
	IO	3.7	4.2
	LS	0.3	0.5
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0	0
SQ - W	B	4.3	10.3
	IO	4.3	2.6
	LS	0.5	1.0
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0	0
SQ -TW 1 - HPC 120	B	8.5	6.0
	IO	2.5	0.5
	LS	1.3	0.1
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0.1	0

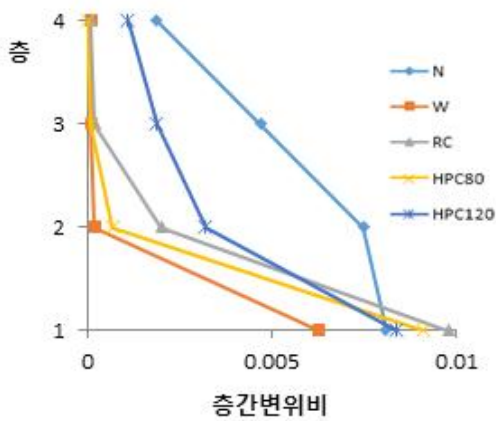
[표 6.24] 정방형 골조 시스템 성능점에서 한지 분포 (HPC 120) - (2)

		X 방향 [%]	Y 방향 [%]
SQ - TW 2 - HPC 120	B	9.2	4.7
	IO	1.6	2.0
	LS	1.2	0
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0.1	0
SQ - TW 3 - HPC 120	B	5.7	2.0
	IO	1.3	0
	LS	0.6	0
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0	0
SQ - TW 4 - HPC 120	B	9.3	5.9
	IO	2.1	2.4
	LS	0.8	0
	CP	0	0
	C	0	0
	D	0	0
	E	0	0

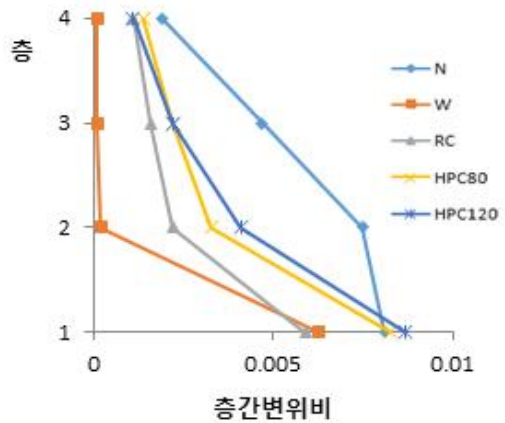
5. 성능평가 결과 - 층간변위비 및 최대변위 검토

가. X 방향

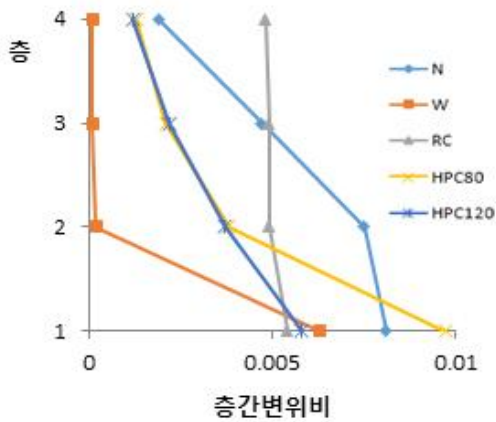
제안한 트러스 시스템 별로 X 방향 층간변위비 및 최대변위에 대해 [그림 6.48]과 [그림 6.49]에 나타냈다. 일반 골조 SQ-N과 벽체 골조 SQ-W를 함께 비교했으며 대부분 SQ-N보다 낮은 층간변위비를 갖고 모두 층간변위비 제한 값인 붕괴방지레벨 2% 이내에 존재하는 것으로 나타났다.



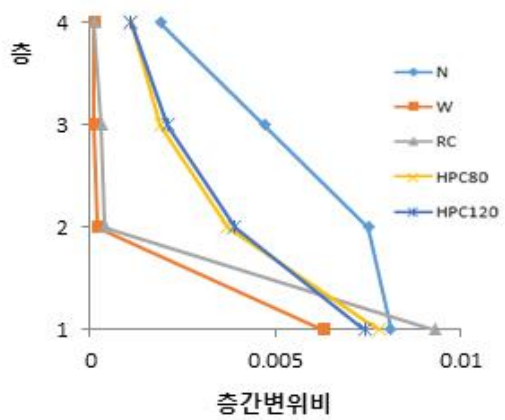
(a) TW 1



(b) TW 2

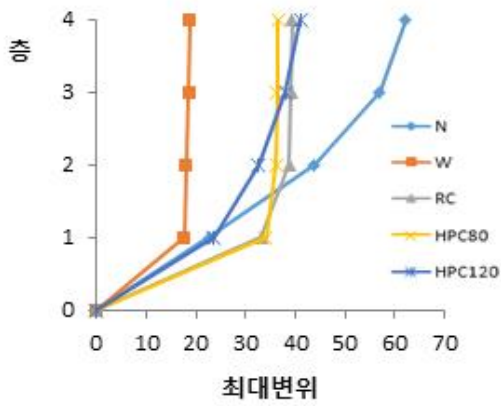


(c) TW 3

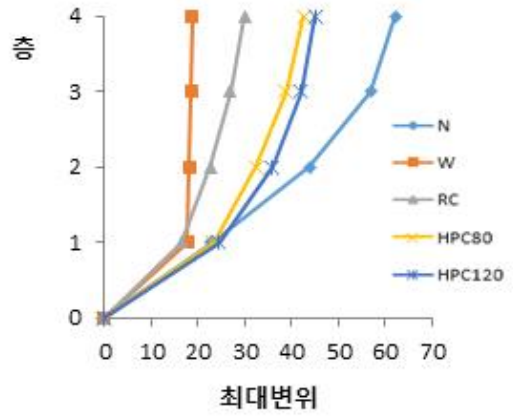


(d) TW 4

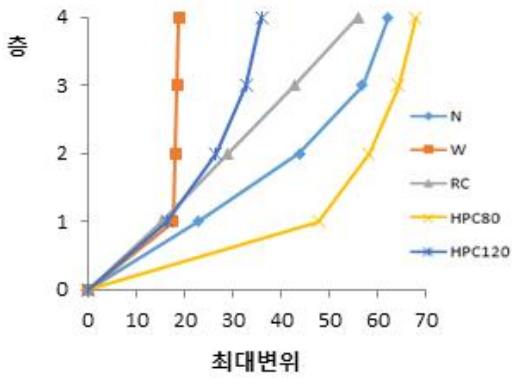
[그림 6.48] 정방형 4층 규모 골조 시스템 층간변위비 : X 방향



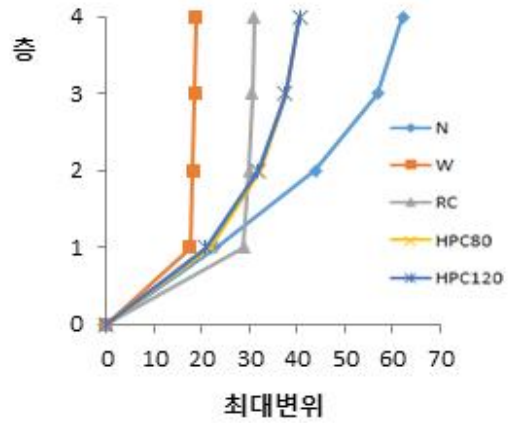
(a) TW 1



(b) TW 2



(c) TW 3

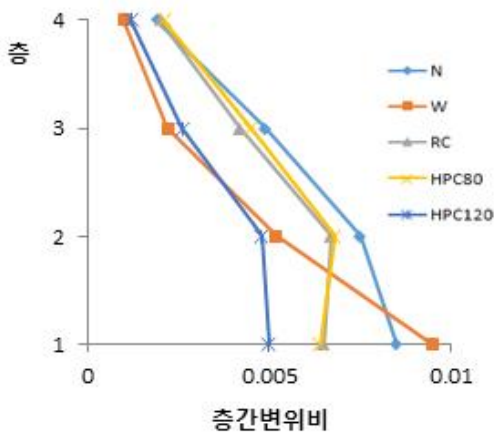


(d) TW 4

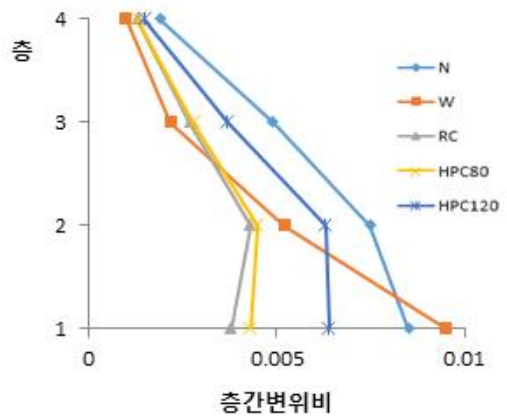
[그림 6.49] 정방형 4층 규모 골조 시스템 최대변위 : X 방향

나. Y 방향

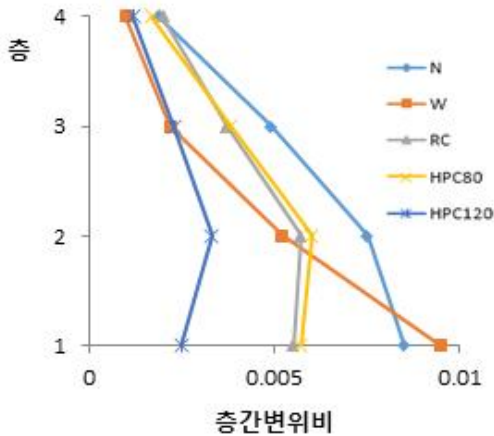
제안한 트러스 시스템 별로 Y 방향 층간변위비 및 최대변위에 대해 [그림 6.50]과 [그림 6.51]에 나타냈다. 일반 골조 SQ-N과 벽체 골조 SQ-W를 함께 비교했으며 Y 방향으로 횡력저항부재가 배치되지 않았지만 일반 골조보다 층간 변위비가 감소된 것을 확인하였다. 모두 층간변위비 제한 값인 붕괴방지레벨 2% 이내에 존재하는 것으로 나타났다. 최대 변위는 제안 부재를 적용한 골조 SQ-TW1 ~ SQ-TW4 모델 모두 일반 골조 SQ-N 모델보다 감소한 것으로 나타났다.



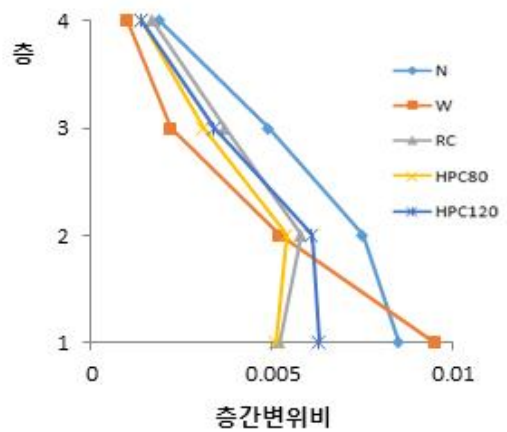
(a) TW 1



(b) TW 2

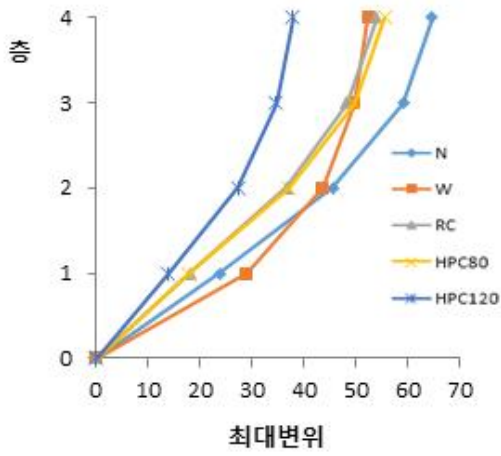


(c) TW 3

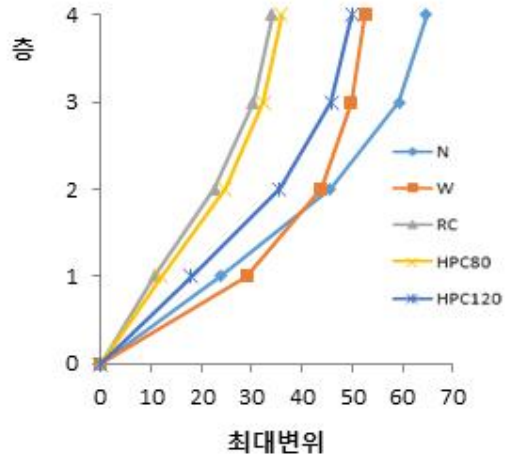


(d) TW 4

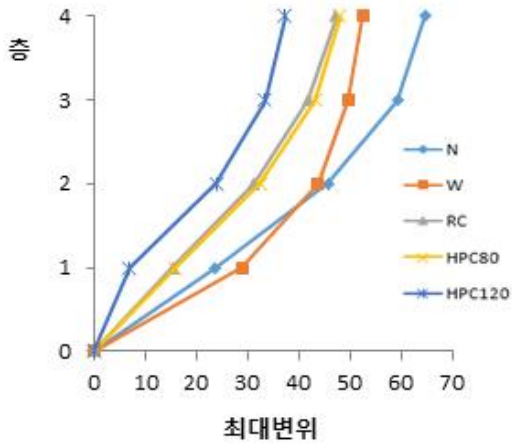
[그림 6.50] 정방형 4층 규모 골조 시스템 층간변위비 : Y 방향



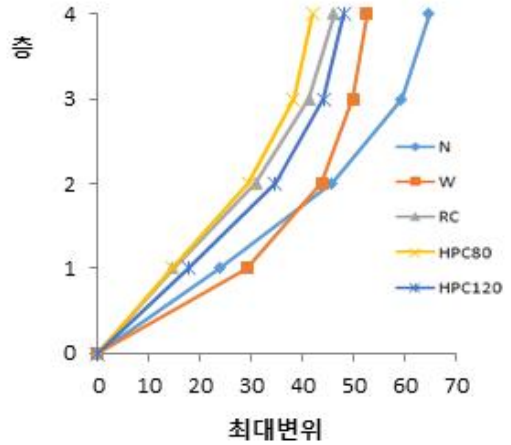
(a) TW 1



(b) TW 2



(c) TW 3



(d) TW 4

[그림 6.51] 정방형 4층 규모 골조 시스템 최대변위 : Y 방향

제3절 소결

이 장에서는 제 5장에서 제안한 트러스 시스템을 전단벽체 대응으로써 골조에 적용할 때의 성능을 해석 평가하였다. 또한 사용 콘크리트 강도를 달리하여 고강도를 사용함에 나타나는 단면절감 효과 및 일반 전단벽체와 유사 성능 발휘 여부를 확인하였다. 해석 결과로 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 제안한 모델을 적용한 장방형 및 정방형 골조 전체적으로 일반 골조 대비 횡력 저항 성능이 증가하였다. 또한 건축물 내진설계기준에 의한 내진성능 수준 목표인 재현주기 2400년 붕괴방지수준(CP)의 총간변위 제한 값 2%를 만족하였으며 최대변위를 감소시키는 것으로 나타났다.
- 2) 장방형 평면 골조 시스템의 코어에 적용했을 경우 제안 4 모델이 일반 전단벽체 모델보다 38% 이상의 저항 성능이 증가하였으며 120MPa의 고강도 콘크리트 사용 모델이 다른 강도 사용으로 단면 절감 대비하여 높은 저항 성능을 발휘하는 것으로 나타났다. 이는 스트럿-타이 모델에 의한 부재 내 응력 흐름이 고려된 부재 단면으로 응력 전달에 불필요한 단면을 제거함으로써 부재의 하중 저항능력이 유지되는 것으로 판단된다.
- 3) 정방형 평면 골조 시스템의 외부에 적용 시 일반 강도를 사용하면 트러스 형상에 따라 횡력 저항 성능 변동 폭이 컸고, 고강도를 사용할수록 변동 폭이 작았으며 일반 골조보다 평균 73%의 횡력 저항 성능이 증가하는 것으로 나타났다. 또한 제안 부재가 배치되지 않은 Y 방향으로 강성이 전단벽체 사용 대비 40% 증가하였고 연성도 증가하는 것으로 나타났다. 현지 분포 확인 결과로는 제안 트러스 부재 간의 이음부가 취약한 것으로 나타났다.
- 4) 종합적으로 제안한 트러스 시스템은 골조에 적용하여 실용화를 하기 위해서는 고강도 콘크리트 사용으로 단면을 줄이면서도 횡력 저항 성능을 유지하지만 이음부가 취약하므로 인장강도 및 전단성능 개선을 할 수 있는 섬유보강 고성능콘크리트 적용 및 제안 모델 부재간의 연결부에 대한 추가적인 연구가 필요하다 판단된다.

제7장 결론

본 연구에서는 철근콘크리트 전단벽체 구조부재의 단면 내 응력 흐름을 바탕으로 철근 배근 설계와 응력분포에 대한 형상 설계개념을 바탕으로 스트럿-타이 개념을 적용하여 트러스 시스템 부재를 제안하였다. 스트럿-타이 방법을 적용한 설계와 건축구조 기준에서 제안하는 전단벽체 설계 결과를 비교하였으며, 스트럿-타이 모델을 근거로 트러스 시스템의 형상을 제안 및 성능 평가 해석을 진행하였다. 또한 응력 흐름에 불필요한 단면을 제거함으로써 고강도 콘크리트를 사용하여 강도 보완 및 추가적인 단면 절감에 대한 성능 확보를 확인하였다. 본 연구 결론은 다음과 같다.

- 1) 본 연구에서 제안한 트러스 시스템은 강도 개선에 도움을 주는 전단벽체와 다르게 연성 거동에 더욱 효과적이었고 골조에 적용 시켰을 경우 제안한 부재의 비중이 클수록 부재 축의 직각방향으로의 성능 또한 개선되었다. 또한 부재 내 응력 분포가 고려된 트러스 형상으로 고강도 콘크리트를 사용하여 일반 전단벽체 대비 최대 67% 단면 절감에도 성능을 발휘하는 횡력 저항 시스템으로서의 역할이 가능하다고 판단된다.
- 2) 고강도 콘크리트 사용으로 제안 부재를 구성하는 각 부재의 단면 폭을 줄일 수 있었지만 세장해짐에 따라 단부에 힌지가 발생하는 경향을 보였다. 힌지를 줄이기 위해서 인장강도 증가 및 변형 능력 개선을 이룰 수 있는 섬유보강 콘크리트 사용을 고려해 볼 수 있으며 이에 대한 추가적인 연구진행이 필요하다 사료된다.
- 3) 제안 부재를 실용화시키기 위해 다른 부재와의 이음부 및 연결부에 보완에 대한 연구 또한 추가적으로 필요하다. 또한 철골 가새 보강 형식과 유사한 형상으로 제안한 콘크리트 사용 트러스 시스템을 실용화시키기 위해서는 철골 사용 대비 생산비와 시공성 측면에 대해 추가 연구가 필요하다 사료된다.

참고문헌

1. 국토교통부, “건축물 콘크리트구조 설계기준”, KDS 41 30 00, 2016
2. 국토교통부, “건축물 내진설계기준”, KDS 41 17 00, 2019
3. 국토교통부, “건축구조기준 설계하중”, KDS 41 10 15, 2019
4. 국토교통부, “건축구조기준 총칙”, KDS 41 10 05, 2019
5. 국토교통부, “내진설계 일반”, KDS 17 10 00, 2018
6. 국토교통부, “콘크리트 내진 설계기준”, KDS 14 20 80, 2016
7. 국토교통부, “콘크리트벽체 설계기준”, KDS 14 20 72, 2016
8. 국토교통부, “콘크리트구조 철근상세 설계기준”, KDS 14 20 50, 2016
9. 국토교통부, “콘크리트구조 사용성 설계기준”, KDS 14 20 30, 2016
10. 국토교통부, “콘크리트구조 스트럿-타이모델 기준”, KDS 14 20 24, 2016
11. 국토교통부, “콘크리트구조 전단 및 비틀림 설계기준”, KDS 14 20 22, 2016
12. 국토교통부, “콘크리트구조 해석과 설계 원칙”, KDS 14 20 10, 2016
13. 금근호, “비정형 콘크리트 부재의 생산 및 관리기술 개발”, 석사논문, 강이대학교, 2014
14. 김미연, “프리캐스트 콘크리트 끼움벽으로 보강된 철근 콘크리트 골조의 비선형해석”, 석사논문, 서울시립대학교, 2015
15. 김영민, 문정호, “Pushover 해석의 전반적인 개념에 대한 이해”, 전산구조공학, Vol.20(4), pp.69-76(7), 2007
16. 김종수, 이상진, “비정형 구조물의 구조설계”, 대한건축학회지, Vol.52(4), pp.48-54(7), 2008
17. 김진우, 홍성걸, 이영학, 김희철, 김대진 “철근콘크리트 깊은 보의 현행 스트럿-타이 설계기준에 대한 비교 및 평가”, 한국전산구조공학회 논문집, Vol.27(4), pp305-312(13). 2014
18. 김병현, “철근 콘크리트 부재의 설계를 위한 격자 스트럿-타이 모델 방법”, 박사학위, 경북대학교, 2004
19. 김호연, “고인성 섬유복합재 적용 철근콘크리트 기둥을 고려한 골조 구조물의 내진성능평가”, 석사논문, 조선대학교, 2014
20. 김호연, “고성능 섬유보강 시멘트복합재 활용 곡선 및 비정형 구조부재의 성능평가”, 박사논문, 조선대학교, 2019

21. 문형주, “합성섬유 보강된 고성능 시멘트복합체를 사용한 구조부재의 성능평가”, 박사논문, 조선대학교, 2019
22. 박원섭, “스트럿-타이 모델을 이용한 개구부가 있는 깊은 보의 전단 강도 해석”, 석사 논문, 인하대학교, 2004
23. 박종창, “고차모드의 지진하중분포를 고려한 다자유도계의 비선형 지진응답 평가”, 석사논문, 동의대학교, 2003
24. 박창환, “비정질 강섬유 복합체 적용 콘크리트 보의 거동”, 석사 논문, 조선대학교, 2013
25. 윤영목, 김병헌. "콘크리트 구조부재의 설계를 위한 격자 스트럿-타이 모델 방법." 대한토목학회논문집 A, Vol. 26(4A), pp.621-637(17), 2006
26. 윤영목. "콘크리트 구조부재의 2 차원 스트럿-타이 모델 설계를 위한 컴퓨터 그래픽 프로그램." 대한토목학회논문집, Vol. 37(3), 531-539(9), 2017
27. 윤용화, “현장타설 끼움벽으로 보강된 철근콘크리트 골조의 내진성능”, 석사 논문, 충남대학교, 2005
28. 윤현도, 한병찬, 김윤용, 조창근, 권성준, “철근콘크리트구조”, 동화기술, 2015
29. 이재우, “격자 스트럿-타이 모델을 이용한 철근콘크리트 깊은 보의 극한강도 평가”, 석사논문, 경북대학교, pp.(118), 2004
30. 조인중, “RC Wall Bracing을 이용한 초고층 건축물의 최적구조설계에 대한 연구”, 석사논문, 한양대학교, 2009
31. 조창근. "FRP 콘크리트 복합구조 부재시스템의 휨 및 전단 거동예측." 대한건축학회 논문집-구조계, Vol. 20(8), pp35-42(13), 2004
32. 조창근, “비정질 마이크로 강섬유 혼입 모르타의 역학적 성능평가”, 한국콘크리트학회 논문집, Vol.24(1), pp.607-608, 2012
33. 정길수, “보통모멘트골조의 Pushover 해석을 이용한 내진성능평가에 관한 연구”, 석사논문, 인제대학교. 2008
34. 최중구, “강섬유 혼입 초고강도 콘크리트의 역학적 성질에 관한 연구”, 고려대학교 대학원, 2016
35. 하현준, 오근영, 이강민, “역V형 가새로 보강된 RC골조의 내진성능평가”, 한국구조물진단유지관리공학회 논문집, Vol.22(1), pp13~22(10), 2018
36. Bierwagen, D. and Abu-Hawash, A., “Ultra High Performance Concrete

Highway Bridge” , Proceedings of the 2005 Mid-Continent Transportation Research Symposium, 2005

37. Orr, J.J., Darby, A., Ibell, T. and Evernden, M., “Design methods for flexibly formed concrete beams” , Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Buildings, Vol.167(11), pp.654-666(13), 2015

국문 요약

일반 및 고강도 콘크리트 트러스 시스템으로 보강된 골조의 내진성능

김민지

지도 교수 : 조창근 교수

건축공학과, 조선대학교 대학원

본 연구의 목적은 일반 및 고강도 콘크리트를 사용한 트러스 시스템으로 보강한 골조의 내진성능을 평가하는 것이다. 철근콘크리트 트러스의 형상은 전단벽체를 대상으로 스트럿-타이 방법에 근거하여 설계되도록 시도하였다. 2차원 유한요소 응력해석을 통해 전단벽체의 스트럿-타이를 구성하도록 하였다. 전단벽체로 설계한 적용 예에서, 스트럿-타이 설계법은 스트럿 및 타이 요소 수를 많이 설정하는 경우에는 과보강을 초래하며 취성파괴를 유발할 수 있었다.

철근 콘크리트 트러스 시스템은 스트럿-타이 모델 방법에 따라 전단벽체 내부에 흐르는 응력흐름을 근거로 4 가지 형상을 고려했다. 콘크리트는 일반 강도인 27MPa, 고강도인 80MPa, 100MPa 및 120MPa을 사용하였다. 고강도 콘크리트를 사용하여 철근 콘크리트 트러스 시스템 단면을 32.5%, 46% 및 55% 추가적으로 절감할 수 있었다. 철근 콘크리트 트러스 시스템을 구성하는 부재 수가 적게 고려될수록 단면 절감 대비 연성이 우수하였고, 부재 수 증가에 따라 강도가 함께 증가하는 것으로 나타났다.

비선형 정적해석 방법인 역량스펙트럼법을 이용하여 철근 콘크리트 트러스 시스템을 적용한 골조의 내진성능을 분석하였다. 철근 콘크리트 트러스 시스템으로 보강한 골조 시스템을 해석한 결과 모든 부재는 일반 전단벽체와 동등 이상의 강도

와 연성을 확보 할 수 있는 것으로 나타났다. 그러나 세장해진 부재 단면으로 인해 단부에서 파단이 유발될 수 있음을 확인하였다. 또한 제안 된 부재의 형상은 철골 가새와 유사하며 시공비 및 시공성 측면에서 실용성을 높이기 위한 추가 연구를 통해 앞으로 다양한 형태의 구조 부재를 갖는 자유 공간 구성이 가능할 것으로 기대 된다.