



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](#)

工學博士學位論文

장스팬 구축을 위한 U형 반슬림플로어
합성구조시스템의 거동 및 설계

Behavior and Design of U-shaped Slim-Floor Composite
Structural System for Long-Span Construction

蔚山大學校 大學院
建築學科
李宰煥

장스팬 구축을 위한 U형 반슬림플로어
합성구조시스템의 거동 및 설계

Behavior and Design of U-shaped Slim-Floor Composite
Structural System for Long-Span Construction

指導教授 김 대 경

이 論文을 工學博士學位 論文으로 提出함

2024 年 1 月

蔚山大學校 大學院
建築學科
李宰煥

李宰煥의 工學博士學位 論文을 認准함

審查委員長 손 기 영 印

審查委員 임 명 관 印

審查委員 김 대 경 印

審查委員 김 성 용 印

審查委員 최 인 락 印

蔚山大學校 大學院

2024 年 1 月

국문 요약

최근 국내외적으로 대공간 및 높은 공간활용도가 요구되는 건축물의 수요가 증대되고 있으나, 원자재 가격 및 노무비 상승 등으로 인해 건설 현장의 어려움이 야기되고 있다. 이에 구조 안전성 확보 뿐 아니라 공기절감과 공사비의 감축을 위해 최적 구조부재 설계와 고효율 구조시스템에 대한 관심이 증가됨에 따라 다양한 공법이 개발되어 건설현장에서 적용되고 있다.

강재와 콘크리트 재료의 장점을 접목한 합성부재 공법은 기존 재래식 공법의 단점을 보완하여, 신뢰성과 가격경쟁력을 확보할 수 있다. 이러한 점에 주목하여 국내에서는 재래식 노출형 합성보의 성능과 시공성을 개선한 U형 콘크리트 채움 합성보 공법에 대해 가장 활발하게 연구하고 있으며 세계적으로 선도하고 있다. U형으로 가공된 강판은 영구적인 콘크리트 거푸집의 기능을 하는 동시에 휨재 역할을 동시에 수행하므로, 휨 강도뿐만 아니라 우수한 강성을 확보하게 한다. 그러나 현재 널리 사용되는 U형 합성보 공법들은 단일두께의 강판을 사용하므로 단면효율이 다소 떨어지고, 합성보 양단부에 작용하는 큰 부모멘트에 저항하기 위해 두꺼운 보강 철근을 배근함에 따른 시공성 저하문제가 제기되고 있다. 딥데크(Deep Deck)와 혼용할 시에는 건물의 층고가 증가되는 문제 또한 존재한다. 따라서 구조성능과 시공성을 향상시키면서 층고 또한 절감할 수 있는 장스팬 합성보 공법에 대해 연구가 필요하다.

이 연구에서는 철골조 자주식 주차장을 대상으로 다양한 기둥경간 모듈에 대응 가능한 층고 절감형 합성구조시스템을 개발하였다. 제안한 주차장 바닥 구조는 U형 반슬림플로어 합성보와 딥데크로 구성되며, CFT 기둥에는 외다이하프램 역할을 하는 브라켓을 설치하여 U형 강재보와 단순 볼트이음만으로도 보-기둥 접합이 가능토록 하였다. U형 반슬림플로어 합성보는 U형 강재 내부에 충전되는 콘크리트와 단부 T-bar, U형 단면내부의 철근을 이용하여 휨강도 및 사용성을 확보한다. U형 강판은 Z형 측면강판 2개와 하부강판으로 제작되며, 하부판은 제작과정에서 Pre-Camber 도입을 통해 시공처짐을 최소화시켜 최대 15 m의 장스팬을 구현할 수 있다. Z형 측면강판의 플랜지는 딥데크의 받침대로 활용되어 층고절감을 가능케 한다.

제안한 딥데크와 U형 합성보는 휨실험을 통해 성능을 검증하였으며, U형 합성보-CFT 기둥의 외다이하프램 접합부는 반복가력 실험을 통해 내진성능을 확인하였다. 딥데크는 합성 전후의 성능을 평가하였다. 모래재하시험을 통해 데크플레이트만으로도 경간 5.5 m의 시공하중을 무지주로 지지가능함을 확인하였으며, 콘크리트 합성 후에는 경간 8 m를 지지할 수 있음을 확인하였다. 완전합성으로 설계한 U형 합성보는 보의 길이와 강재앵커의 종류를 변수로 정모멘트 가력을 하였으며, 추가적으로 유한요소해석을 수행하여 그 성능을 입증하였다. 실험변수와 무관하게 현행 설계기준의 소성응력분포법에 따라 제안한 합성보를 설계할 수 있음을 확인하였다. 반복가력한 보-기둥 접합부 실험체는 강재앵커로 사용한 Z바의 웹 천공 유무를 변수로 하였으며, 정모멘트 가력에 대해 약 3 % rad, 부모멘트 가력에 대해 약 4 % rad의 회전 성능을 갖는 것을 확인하여 보통모멘트 골조로 설계가능함을 입증하였다. 제안한 합성보에 대한 비선형 해석모델 구축을 위해 실험결과의 이력거동을 바탕으로 매개변수를 도출하였으며, 집중소성인지 모델을 제안하였다.

장스팬 철골 건물에 U형 반슬림플로어 합성구조시스템을 적용할 경우 내진성능을 검증하기

위해 제안한 접합부 비선형 거동모델링을 적용하여 비선형 정적 및 동적 해석을 수행하였다. 허용 층간변형각, 성능수준별 중력 하중저항능력, 소성힌지 분포 등 결과분석을 통해 현행 설계기준에서 제시하고 있는 내진Ⅱ등급 최소성능목표인 재현주기 2,400년 지진에 대한 붕괴방지, 재현주기 1,000년 지진에 대한 인명보호 내진성능을 검증하였다.

목 차

국문요약	i
목 차	iii
표 목차	vi
그림목차	viii

1. 서론

1.1 연구배경	1
1.2 연구목적	
1.3 연구내용 및 범위	3

2. 충전형 합성 바닥구조 설계기준 및 선행연구 분석

2.1 충전형 합성 바닥구조 설계기준 분석	6
2.1.1 개요	6
2.1.2 TEPs 설계 및 구조 기준	10
2.2 충전형 합성 바닥구조 선행연구 분석	25
2.2.1 개요	25
2.2.2 U형 합성보 공법	25

3. 춤 150mm를 갖는 장경간 합성 데크슬래브의 구조성능

3.1 개요	27
3.2 데크플레이트의 처짐성능	28
3.2.1 실험체 계획	28
3.2.2 가력 및 측정 방법	28
3.2.3 파괴 거동	31
3.3 합성 데크슬래브의 휨성능	37
3.3.1 실험체 계획	37
3.3.2 가력 및 측정 방법	37
3.3.3 실험결과	40

3.3.4 분석 및 평가	50
3.4 소결	54
4. 증고절감형 TEPs 합성부의 구조성능		
4.1 개요	55
4.2 일반 평면모듈 합성부의 휨성능	56
4.2.1 실험 계획	56
4.2.2 실험 결과	59
4.2.3 분석 및 고찰	73
4.3 장경간 평면모듈 합성부의 휨성능	77
4.3.1 실험 계획	77
4.3.2 실험 결과	80
4.3.3 분석 및 고찰	90
4.4 유한요소해석에 의한 강도 및 강성평가	94
4.4.1 해석 모델	94
4.4.2 해석 결과	97
4.5 TEPs 합성부의 설계방법 제안	99
4.6 소결	100
5. TEPs 합성부-기둥 접합부의 이력거동		
5.1 개요	102
5.2 TEPs 합성부-기둥 접합부 반복가력 실험	103
5.2.1 실험 계획	103
5.2.2 실험 결과	108
5.2.3 분석 및 평가	117
5.3 TEPs 합성부-기둥 접합부 이력모델 제안	119
5.3.1 비선형 구조해석모델	119
5.3.2 집중소성힌지모델	120
5.4 소결	121

6. 층고절감형 합성 바닥구조의 내진성능 평가

6.1 개요	122
6.1.1 구조물 개요 및 설계	123
6.1.2 설계하중	128
6.1.3 설계결과	130
6.1.4 목표성능수준	131
6.1.5 지진파 산정	132
6.2 비선형 해석 계획	134
6.2.1 비선형정적절차	134
6.2.2 비선형동적절차	134
6.2.3 초기 중력하중 및 질량	134
6.2.4 부재 비선형 모델	135
6.3 프로토타입 구조물의 내진성능평가	137
6.3.1 선형 및 비선형 모델 주기 비교	137
6.3.2 비선형정적해석 결과 분석	139
6.3.3 비선형동적해석 결과 분석	141
6.4 소결	146
7. 결론	147
참고문헌	149
Abstract	151

표 목차

표 1.3.1	TEPs 개요	5
표 2.2.1	U형 합성보 기술 동향	26
표 2.2.2	합성보 접합부 기술 동향	26
표 3.2.1	모래재하실험 실험체 일람	28
표 3.2.2	DECK-1 실험체 하중 단계별 특이사항 요약	31
표 3.2.3	DECK-2 실험체 하중 단계별 특이사항 요약	33
표 3.2.4	DECK-3 실험체 하중 단계별 특이사항 요약	35
표 3.3.1	합성 테크플레이트 실험체 일람	37
표 3.3.2	합성 테크플레이트 콘크리트 압축강도 재료시험 결과	40
표 3.3.3	합성 테크플레이트 소재 인장시험 결과	41
표 3.3.4	FN-TD-L1-1 실험체 하중 단계별 특이사항 요약	42
표 3.3.5	FN-TD-L1-2 실험체 하중 단계별 특이사항 요약	44
표 3.3.6	FN-TD-L1-3 실험체 하중 단계별 특이사항 요약	46
표 3.3.7	합성 테크플레이트 휨성능 실험 결과	48
표 3.3.8	합성 테크플레이트 초기강성 및 최대강도	50
표 3.3.9	합성 테크플레이트 공칭강도와 실험최대강도 비교	53
표 4.2.1	일반모듈 합성보 실험체 일람	56
표 4.2.2	일반모듈 합성보 콘크리트 압축강도 재료시험 결과	59
표 4.2.3	일반모듈 합성보 강재 인장시험 결과	60
표 4.2.4	일반모듈 합성보 철근 인장시험 결과	63
표 4.2.5	FN-TB-Z 실험체 하중 단계별 특이사항 요약	65
표 4.2.6	FN-TB-Z(O) 실험체 하중 단계별 특이사항 요약	67
표 4.2.7	FN-TB-C 실험체 하중 단계별 특이사항 요약	69
표 4.2.8	일반모듈 합성보 휨성능 실험 결과	71
표 4.2.9	일반모듈 합성보 초기강성 및 최대강도	73
표 4.2.10	일반모듈 합성보 공칭휨강도와 실험최대휨강도 비교	75
표 4.3.1	장경간모듈 합성보 실험체 일람	77
표 4.3.2	장경간모듈 합성보 콘크리트 압축강도 재료시험 결과	80
표 4.3.3	장경간모듈 합성보 강재 인장시험 결과	80
표 4.3.4	장경간모듈 합성보 철근 인장시험 결과	81
표 4.3.5	FL-TB-Z 실험체 하중 단계별 특이사항 요약	82
표 4.3.6	FL-TB-Z(O) 실험체 하중 단계별 특이사항 요약	84
표 4.3.7	FL-TB-C 실험체 하중 단계별 특이사항 요약	86
표 4.3.8	장경간모듈 합성보 휨성능 실험 결과	88
표 4.3.9	장경간모듈 합성보 초기강성 및 최대강도	90
표 4.3.10	장경간모듈 합성보 공칭휨강도와 실험최대휨강도 비교	92

표 5.2.1	보-기둥 접합부 실험체 일람	103
표 5.2.2	접합부 실험체 콘크리트 압축강도 재료시험 결과	108
표 5.2.3	CN-TC-Z 실험체 하중 단계별 특이사항 요약	109
표 5.2.4	CN-TC-Z(O) 실험체 하중 단계별 특이사항 요약	112
표 5.2.5	보-기둥 접합부 실험체 실험 결과	115
표 5.2.6	보-기둥 접합부 실험체 초기 회전강성	117
표 5.2.7	실험체별 정·부모멘트역 휨강도 비교	117
표 5.2.8	보-기둥 접합부 실험체 정·부모멘트역의 회전성능 비교	118
표 5.2.9	보-기둥 접합부 실험체 정·부모멘트역의 연성도 비교	118
표 6.1.1	구조물 개요	124
표 6.1.2	구조설계방법 및 적용기준	124
표 6.1.3	사용재료의 종류 및 설계기준강도	124
표 6.1.4	하중조건	128
표 6.1.5	지반조건	128
표 6.1.6	고유치 해석 결과	129
표 6.1.7	Scale up factor 산정	129
표 6.1.8	기둥 부재정보 및 응력비	130
표 6.1.9	보 부재정보 및 응력비	130
표 6.1.10	내진등급과 성능목표	131
표 6.1.11	성능수준별 허용기준	131
표 6.1.12	적용 지반운동	133
표 6.2.1	적용 층별 질량	134
표 6.3.1	모드별 주기 및 질량참여율	137
표 6.3.2	성능점 최대층간변형각	139
표 6.3.3	검토 위치별 최대층간변형각	140
표 6.3.4	검토 위치별 최대 층간변형각 요약	141
표 6.3.5	TEPs 합성보 소성회전각 검토 요약	142
표 6.3.6	TEPs 합성보 전단강도 검토 결과	143
표 6.3.7	기둥 전단강도 검토 결과	144
표 6.3.8	검토 위치별 최대 층간변형각 요약	145

그림 목차

그림 1.1.1	공작물 주차장 기존 공법 구조적 한계점	2
그림 1.3.1	3층4단 공작물 주차장 TEPs	3
그림 1.3.2	적용 모듈	3
그림 1.3.3	TEPs 적용범위	4
그림 1.3.4	단계별 연구내용	5
그림 2.1.1	합성 후 노출형합성보 소성중립축 (Positive)	8
그림 2.1.2	합성 후 노출형합성보 소성중립축 (Negative)	9
그림 2.1.3	합성 전 TEPs 합성보 소성중립축 (시공단계)	10
그림 2.1.4	합성 후 TEPs 합성보 소성중립축 (정모멘트-보 중앙부)	13
그림 2.1.5	합성 후 TEPs 합성보 소성중립축 (부모멘트-보 단부)	15
그림 3.1.1	TEPs 데크 개념도	28
그림 3.2.1	모래재하 실험체 상세	29
그림 3.2.2	모래재하 실험체의 셋팅 및 계측기 부착 위치	30
그림 3.2.3	DECK-1 실험체의 위치별 처짐 그래프	31
그림 3.2.4	DECK-1 실험체 파괴 거동	32
그림 3.2.5	DECK-2 실험체의 위치별 처짐 그래프	33
그림 3.2.6	DECK-2 실험체 파괴 거동	34
그림 3.2.7	DECK-3 실험체의 위치별 처짐 그래프	35
그림 3.2.8	DECK-3 실험체 파괴 거동	36
그림 3.3.1	합성 데크플레이트 실험체 가력위치	37
그림 3.3.2	합성 데크플레이트 실험체 상세	38
그림 3.3.3	합성 데크플레이트 게이지 부착 위치	39
그림 3.3.4	합성 데크플레이트 콘크리트 공시체 압축강도(f_{ck} :24MPa) 재료시험 결과	40
그림 3.3.5	합성 데크플레이트 소재 인장시험 결과1	41
그림 3.3.6	합성 데크플레이트 소재 인장시험 결과2	41
그림 3.3.7	FN-TD-L1-1 실험체 파괴 거동	43
그림 3.3.8	FN-TD-L1-2 실험체 파괴 거동	45
그림 3.3.9	FN-TD-L1-3 실험체 파괴 거동	47
그림 3.3.10	항복점 산정법	48
그림 3.3.11	합성 데크플레이트 휨성능 하중-변위 관계	49
그림 3.3.12	합성 데크플레이트 실험체별 초기강성 비교	50
그림 3.3.13	합성 데크플레이트 실험체별 하중-변형률 관계	51
그림 3.3.14	합성 데크플레이트 실험체별 단면의 변형률 분포도	52
그림 4.1.1	TEPs 합성보 단면	55
그림 4.2.1	양단고정보의 휨모멘트도와 변곡점위치	56
그림 4.2.2	일반모듈(10m급) 실험체 상세	57

그림 4.2.3	합성보 휨성능 실험체 가력위치	58
그림 4.2.4	일반모듈(10m급) 합성보 게이지 부착 위치	58
그림 4.2.5	콘크리트 공시체 압축강도(f_{ck} :24MPa) 재료시험 결과	59
그림 4.2.6	SM355 인장시험 결과	61
그림 4.2.7	SM355 인장시험 결과	62
그림 4.2.8	일반모듈 합성보 철근 인장시험 결과1	64
그림 4.2.9	일반모듈 합성보 철근 인장시험 결과2	64
그림 4.2.10	FN-TB-Z 실험체 파괴 거동	66
그림 4.2.11	FN-TB-Z(O) 실험체 파괴 거동	68
그림 4.2.12	FN-TB-C 실험체 파괴 거동	70
그림 4.2.13	일반모듈 합성보 하중-변위 관계	72
그림 4.2.14	일반모듈 합성보 실험체 하중-변형률 관계	74
그림 4.2.15	일반모듈 합성보 실험체별 단면의 변형률 분포도	76
그림 4.3.1	양단고정보의 휨모멘트도와 변곡점위치	77
그림 4.3.2	장경간모듈(15m급) 실험체 상세	78
그림 4.3.3	합성보 휨성능 실험체 가력위치	79
그림 4.3.4	장경간모듈(15m급) 게이지 부착 위치	79
그림 4.3.5	FL-TB-Z 실험체 파괴 거동	83
그림 4.3.6	FL-TB-Z(O) 실험체 파괴 거동	85
그림 4.3.7	FL-TB-C 실험체 파괴 거동	87
그림 4.3.8	장경간모듈 합성보 하중-변위 관계	89
그림 4.3.9	장경간모듈 15m급 실험체 하중-변형률 관계	91
그림 4.3.10	장경간모듈 합성보 실험체별 단면의 변형률 분포도	93
그림 4.4.1	합성보 유한요소해석 재료 모델	94
그림 4.4.2	유한요소해석 모델 : TEPs Beam	96
그림 4.4.3	TEPs Beam 일반모듈 (10m 급) 유한요소해석 결과	97
그림 4.4.4	TEPs Beam 장경간모듈 (15m 급) 유한요소해석 결과	98
그림 4.5.1	TEPs 합성보 단면응력분포	99
그림 5.1.1	TEPs 접합부	102
그림 5.2.1	접합부 실험체 입면도 및 평면도	104
그림 5.2.2	접합부 실험체 단면도	105
그림 5.2.3	접합부 실험체 세팅도	106
그림 5.2.4	반복재하이력	106
그림 5.2.5	접합부 실험체 게이지 부착 위치	107
그림 5.2.6	접합부 실험체 콘크리트 공시체 압축강도(f_{ck} :24MPa) 재료시험 결과	108
그림 5.2.7	CN-TC-Z 실험체 파괴 거동	111
그림 5.2.8	CN-TC-Z(O) 실험체 파괴 거동	114
그림 5.2.9	보-기둥 접합부 실험체 모멘트-회전각 관계	116
그림 5.3.1	집중소성힌지모델 (AIK-B-2021-001)	119

그림 5.3.2	회전각 정의	119
그림 5.3.3	보-기둥 접합부 비선형모델	120
그림 5.3.4	TEPs합성보-기둥 모멘트-회전각 비교	120
그림 6.1.1	내진성능평가 절차	122
그림 6.1.2	예제구조물 3D View	123
그림 6.1.3	기초도	125
그림 6.1.4	주심도	125
그림 6.1.5	지상 2층 구조평면도	126
그림 6.1.6	지상 3층 구조평면도	126
그림 6.1.7	지상 4층 구조평면도	127
그림 6.1.8	지붕층 구조평면도	127
그림 6.1.9	목표 설계응답스펙트럼	129
그림 6.1.10	7쌍 지진의 지반응답해석 입력지진파의 평균	132
그림 6.1.11	비선형 시간이력해석을 위한 7쌍 지진파의 평균	132
그림 6.1.12	비선형 시간이력해석을 위한 7쌍 지진파	133
그림 6.2.1	TEPs 합성보 구조모델	135
그림 6.2.2	TEPs 합성보 포락곡선	136
그림 6.2.3	TEPs 합성보 유효폭	136
그림 6.2.4	집중소성힌지모델 모멘트-회전각 관계 실험결과 비교	136
그림 6.3.1	고유치해석 결과 모드차수별 형상	138
그림 6.3.2	X, Y방향 성능점 검토	139
그림 6.3.3	층간변형각 검토 위치	140

제 1 장 서론

1.1 연구배경

최근 정부에서는 상가나 주택 밀집지역의 주차환경개선을 위해 지자체에 지원하여 공영주차장, 주차관련 시설 등을 구축하고 있어 주차장 시설 수요가 증가하고 있으며 건축법에 의한 각종 건축기준에 적합하게 건축허가가 요구되지 않으며 축조신고로 허가가 가능한 공작물 주차장은 행정절차가 단순하여 시공사례가 증가하고 있다. 특히 주차대수를 최대한 확보할 수 있는 3층 4단 공작물 주차장 수요가 높다. 하지만 공작물 주차장 요건인 높이 8m 이하이며 철골 조립식 주차장(바닥면이 조립식이 아닌 것을 포함한다)으로서 외벽이 없는 것을 따라야 하는 제약조건이 있다. 그리고 좁은 주차구역 폭에 따른 불편을 해소하기 위해 일반형 주차장은 폭 최고 기준 2.3m에서 2.5m로 늘리고 확장형 주차장은 2.6m(폭)×5.2m(길이)로 개정하여 그림 1.1.1과 같이 기존 H형강 및 U형 합성보 공법을 적용할 경우 장경간 평면 및 층고제약에 따른 보춤 제한으로 강재량과 보강 철근량이 대폭 증가하고 보-기둥 접합부의 시공성이 저하되는 등의 문제점이 있어 공작물 주차장의 경우 장스팬에 가능한 층고절감형 구조부재 개발이 요구되는 상황이다. 그리고 최근 건설시장의 원자재 가격 상승과 대공간 및 높은 공간활용도가 요구되는 건축물 수요 증가 등으로 구조부재 최적설계와 고효율 구조시스템에 대한 관심이 증가됨에 따라 기존 재래식 공법의 단점을 보완한 다양한 공법이 개발되어 건설현장에서 적용되고 있으며 특히 강재와 콘크리트 재료의 장점을 접목한 합성구조시스템이 확대되고 있다. 합성구조시스템 중 합성보와 합성기둥 공법에 대해 많은 연구가 진행되었다. 일반적인 합성보는 강재보와 철근콘크리트 바닥 슬래브가 전단연결재에 의해 하나의 단일 부재로 거동하는 노출형 합성보 형태이며 강성도와 강도가 높은 구조요소로서 경제적인 설계가 가능하다. 하지만 대공간 등 장경간 구조물 적용 시 부재 춤이 커지며 경제성이 떨어지는 단점이 있다. 이러한 문제점을 해결하기 위해 강판을 가공하여 골이 큰 데크플레이트 형상으로 거푸집 기능과 인장재 역할을 하는 U형 합성보^{[1][2][3][4][5][6]}가 제안되었다. 기존 U형 합성보의 경우에는 U형 강재와 콘크리트의 합성효과로 강성도가 우수하지만 단일 강판두께를 사용하여 효율이 떨어지고 합성 전에는 강성이 부족하여 시공 중의 안전성이 저하되며 단부 상부철근을 보강하는데 현장작업이 복잡해지고 딥데크(Deep Deck) 적용 시에는 층고가 증가되는 단점이 있다. 따라서 구조안전성과 시공성이 향상된 층고절감형 장스팬 공법^[7]에 대한 연구가 필요하다.

1.2 연구목적

일반 H형강은 구조물의 보, 기둥, 가새 등 구조부재로 가장 많이 사용되고 있지만 부재길이 가 길어질수록 횡좌굴에 취약하며 휨강도 확보를 위한 개선이 필요하다. 특히 보 높이가 제한되며 장경간 평면 구조물 적용에는 비경제적이며 어려움이 있다.

이 연구에서는 현재 주차장법 개정으로 인해 기둥간격 증가와 기존 주차장 건물에 사용되는 부재에서 횡좌굴에 취약하고 층고절감과 장스팬 구현이 어려운 구조적 단점을 해결하기 위하여, U형 강재를 3-Pieces로 구성하고 내부를 콘크리트로 충전함과 동시에 단부 T-bar와 U형 내부 철근으로 구성하여 구조성능을 향상시키고 강재부분을 3-Pieces 제작 시 하부판은 Pre-Camber효과가 생겨 시공처짐이 최소화되며 장경간(최대 15m)구현과 층고절감이 가능한 공작물 주차장(8m 이하의 3단 4층)에서 수평 구조 부재로 사용되는 바닥구조시스템 공법을 개발하며 개발한 공법의 구조성능을 검증한다.

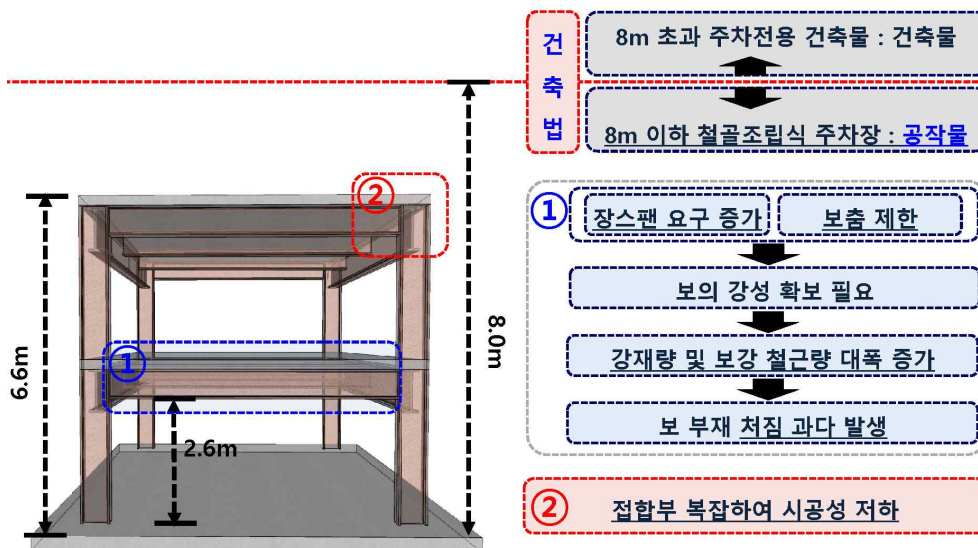


그림 1.1.1 공작물 주차장 기존 공법 구조적 한계점

1.3 연구 내용 및 범위

1.3.1 연구내용

이 연구는 그림 1.3.1과 같이 공작물 주차장(8m 이하의 3층 4단)에서 수평 구조 부재로 사용되는 합성보와 관련된 것으로, 기존 H형강 대비 보 춤을 30% 줄이고 그림 1.3.2와 같은 일반 모듈(7m~8m x 10m~12m)과 일반 주차전용 건축물에 사용되는 장경간모듈(3m~5.5m x 15m~17m)에 적용가능하며 층고절감, 시공성 향상을 위해 3-Pieces 공법 합성보를 이용한 합성구조시스템을 개발하였다. 개발공법은 8m 이하 공작물 주차장 3층 4단 의미로 Three floor Eight meters Parking system (이하 TEPs)으로 정하였다.

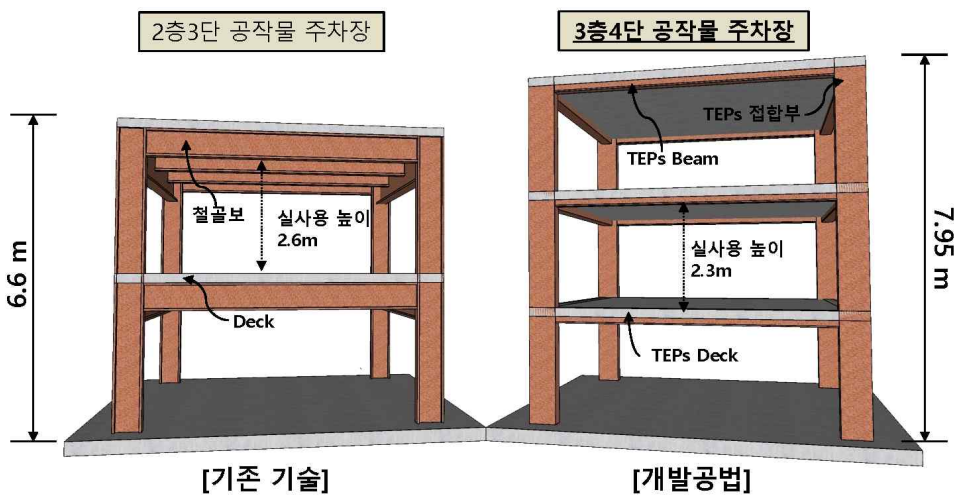


그림 1.3.1 3층4단 공작물 주차장 TEPs

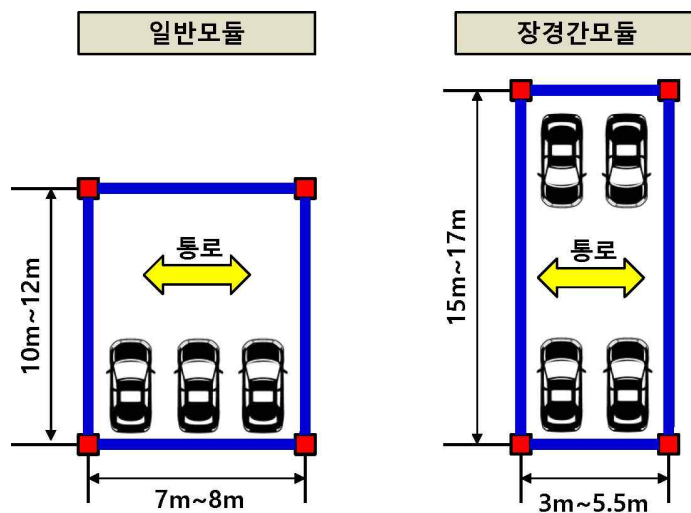


그림 1.3.2 적용 모듈

1.3.2 연구범위

이 연구는 3층 4단 공작물 주차장 또는 주차전용 건축물 바닥구조시스템 개발이다. 그림 1.3.3과 같이 TEPs 합성보, TEPs 접합부, TEPs 데크를 건축구조기준 (KDS 41)에 의해 구조 성능 실험 및 검증을 하였으며 사양설계법에 따라 TEPs 공법을 적용한 지상 4층 주차전용 건축물을 설계하여 비선형 정적 및 동적해석을 통해 내진성능을 확인하였다. 그림 1.3.4에 단계별 연구내용을 정리하였다.

1) TEPs 합성보

장경간 구조물의 층고절감형 합성보 구조성능 검증을 위하여 10m급 및 15m급 바닥보에 대해 등분포 하중 적용 시 휨모멘트가 작용하는 양단 고정보의 변곡점의 위치를 고려하여 6.4m, 8.4m 길이의 실험체의 강재앵커 형상 및 천공 유무를 변수로 하여 대우건설기술연구소 구조실험동에서 2,000kN의 Actuator로 2점 선형가력 휨실험을 수행하였다. 휨성능 평가를 위하여 휨강도 제안식에 따라 휨내력을 계산하여 실험결과와 비교하였다.

2) TEPs 접합부

슬래브와 보의 합성효과를 고려한 합성보-기둥 접합부의 내진성능 확인을 위하여 TEPs 합성보와 각형강관 CFT 기둥의 실물크기 접합부에 대해 포스코 철강솔루션센터 강구조실험동에서 3,000kN의 Actuator로 주기하중 실험을 수행하였다. 2개의 실험체를 제작하였으며 실험체는 동일한 형상과 크기이며 완전합성을 위한 강재앵커의 형상을 변수로 계획하였다.

3) TEPs 데크

시공하중에 대한 처짐 평가를 위하여 동일 크기 실험체 3개를 제작하였으며 실험체는 단순지지 형태의 경간 5m로 설치하여 모래를 단계별로 데크 위에 적재하여 평가하였다. 또한 휨 성능 평가를 위해 변수없이 동일 크기 실험체 3개에 대해 대우건설기술연구소 구조실험동에서 2,000kN의 Actuator로 2점 선형가력 휨실험을 수행하였다. 휨성능 평가를 위하여 휨강도 제안식에 따라 휨내력을 계산하여 실험결과와 비교하였다.

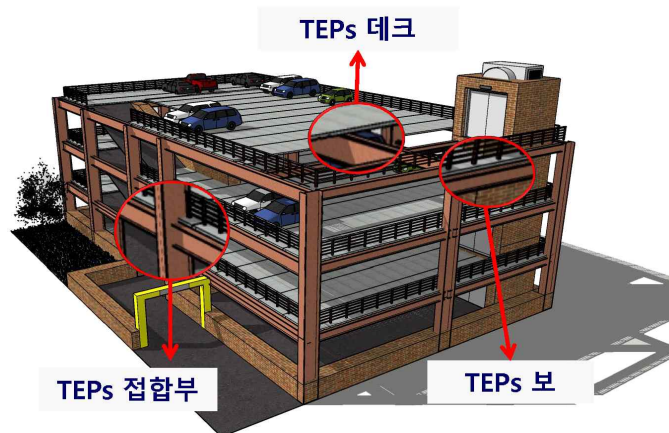
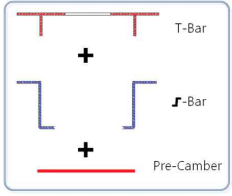
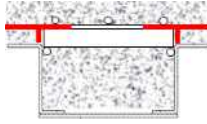
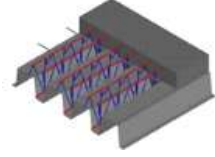


그림 1.3.3 TEPs 적용범위

표 1.3.1 TEPs 개요

구 분	TEPs (Three floor Eight meters Parking system)		
형 상	 <p>[3-Pieces]</p>	 <p>[TEPs Beam]</p>	 <p>[TEPs Deck]</p>
내 용	<ul style="list-style-type: none"> ○ 개발구조시스템 명칭 장스팬¹⁾ 기둥 모듈에 대응 가능한 층고절감형 합성구조조시스템 ○ 핵심기술 H형강을 3-Pieces로 대체하고, 그 내부를 콘크리트로 충전함과 동시에 T-Bar 또는 철근으로 보강하여 구성, TEPs Deck를 통해 슬래브 두께 150mm 구현 가능 ○ 핵심성능 3-Pieces 제작을 통한 Pre-Camber효과를 가져 시공시 처짐을 최소화하며, 상부 T-Bar 또는 철근으로 인해 중립축 상부 강성 조절이 가능 장경간¹⁾(최대 15m급) 구현이 가능하고 층고절감이 가능하여 경제적임 TEPs Deck(슬래브두께:150mm) 설치시 서포트 없이 5.5m 이하 스패인이 가능하게 됨(서포트 설치시 : 8.0m 스패인 가능) 		

1) 스패 및 경간 : 보의 길이, 기둥과 기둥 사이의 거리. 스패인이 길어지면 보의 크기와 두께 증가

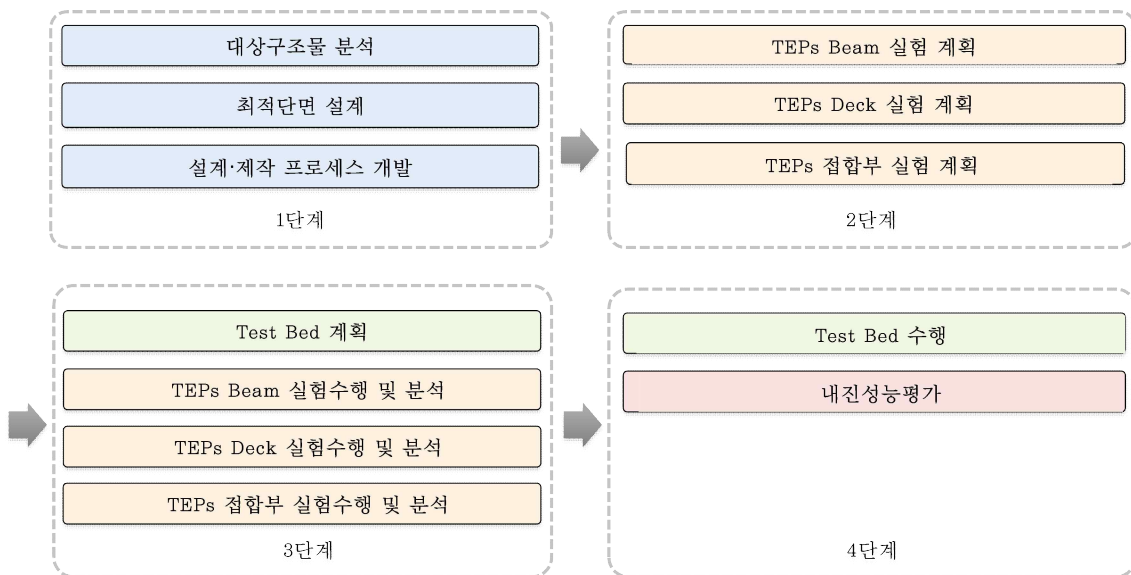


그림 1.3.4 단계별 연구내용

제 2 장 충전형 합성 바닥구조 설계기준 및 선행연구 분석

2.1 충전형 합성 바닥구조 설계기준 분석

2.1.1 개요

국내 합성구조 설계기준은 2022년 제정된 「건축물 강합성구조 설계기준」(KDS 41 30 20)과 「건축물 강-콘크리트합성구조 설계기준」(KDS 41 40 10)이 있으며 KDS 41 30 20에 지정된 재료, 상세 또는 구조 제한을 만족하지 못하는 합성구조와 강재기여도가 작아서 콘크리트구조에 가까운 합성구조 또는 「건축구조기준」(KDS 41 00 00)에 지정되지 않은 구조재료, 공법 또는 설계방법을 사용한 합성구조는 KDS 41 40 10을 따른다. 충전형 합성구조 부재 단면의 공칭강도는 일반적으로 두 가지 방법으로 산정할 수 있다. 소성응력분포법, 변형률적합법으로 산정할 수 있으며 콘크리트의 인장강도는 무시한다. KDS 41 30 20에서 소성응력분포법과 변형률적합법을 다음과 같이 설명한다.

소성응력분포법^[8]에서는 강재가 인장 또는 압축으로 항복응력에 도달할 때 콘크리트는 축력 또는 힘으로 인한 압축으로 $0.85f_{ck}$ 의 응력에 도달한 것으로 가정하여 공칭강도를 계산한다. 충전형원형강관합성기둥의 콘크리트는 축력과 휨, 축력 또는 힘으로 인한 압축응력을 받는 경우 구속 효과를 고려한다. 원형강관의 구속효과를 고려한 콘크리트의 소성압축응력은 축압축력을 받는 원형충전강관기둥부재에서는 $0.85\left(1 + 1.56\frac{f_{yt}}{D_c f_{ck}}\right)f_{ck}$ 로 하고, 축압축력을 받지 않는 원형충전강관 휨부재에서는 $0.95f_{ck}$ 로 한다.

변형률적합법^[8]에서는 단면에 걸쳐 변형률이 선형적으로 분포한다고 가정하며 콘크리트의 최대압축변형률을 0.003 mm/mm 로 가정한다. 강재 및 콘크리트의 응력-변형률관계는 「건축구조기준 구조검사 및 실험」(KDS 41 10 10)에 따라 실험을 통해 구하거나 유사한 재료에 대한 공인된 결과를 사용한다.

고강도강재일 경우 압축측 콘크리트가 최대압축변형률에 도달하여도 압축측 강재는 항복하지 않을 수 있으므로 소성응력분포법을 적용하면 실제 공칭강도를 과대평가할 수 있다. 소성응력분포법은 강재가 인장 또는 압축에 대해 항복할 때 콘크리트 또한 소성상태에 도달하는 것으로 가정한 후 단면의 소성중립축 위치에 대한 평형조건식을 적용하여 공칭강도를 계산한다. 소성중립축 위치는 노출형합성보의 경우 정모멘트와 부모멘트의 경우 그림 2.1.1, 그림 2.1.2와 같이 콘크리트 슬래브, H형강 상부 플랜지, 웹 세가지 경우에 대해 가정하여 산정한다. 보 단부 부모멘트의 경우 부재단면 상부에 인장력이 발생하므로 보강철근을 배치한다. 정부모멘트에 따라 소성중립축이 다르므로 유의해야 한다. 각 중립축 위치의 평형조건식에 대한 결과 비교를 통해 소성중립축을 산정한다. 결과 비교는 다음의 조건을 따른다.

조건 ①, $y_p > h_r + d_t$ 경우 조건 ②, y_p 로 소성중립축 산정 (아닐 경우 조건 ① 로 산정)
조건 ②, $y_p > h_r + d_t + t_f$ 경우 조건 ③, y_p 로 소성중립축 산정 (아닐 경우 조건 ② 로 산
정)
조건 ③, y_p 가 위 조건 만족 시 소성중립축 조건 ③ 으로 산정

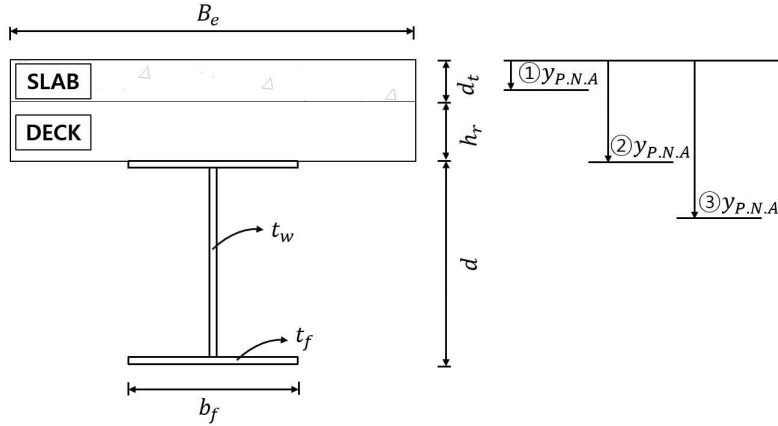


그림 2.1.1 합성 후 노출형합성보 소성중립축 (Positive)

① 소성중립축 슬래브에 있을 경우

$$[0.85 \times f_{ck} \times B_e \times y_p] = \frac{[(b_f \times t_f \times 2) + (t_w \times (d - 2t_f))]}{A_{SH}} \times F_{yH} \quad (2.1-1)$$

$$y_p = \frac{(b_f \times t_f \times 2) + (t_w \times (d - 2t_f)) \times F_{yH}}{0.85 f_{ck} \times B_e} \quad (2.1-2)$$

② 소성중립축 H형강 상부 플랜지에 있을 경우

$$[0.85 \times f_{ck} \times B_e \times d_t] + [b_f \times (y_p - d_t - h_r) \times F_{yH}] \quad (2.1-3)$$

$$= [b_f \times (d_t + h_r + t_f - y_p) \times F_{yH}] + [A_{Hw} \times F_{yH}] + [A_{Hf} \times F_{yH}]$$

$$y_p = \frac{A_{Hf} \times F_{yH} + A_{Hw} \times F_{yH} - B_e \times d_t \times f_{ck} \times 0.85 + b_f \times (2d_t + 2h_r + t_f) \times F_{yH}}{2 \times b_f \times F_{yH}} \quad (2.1-4)$$

③ 소성중립축 H형강 웨브에 있을 경우

$$[0.85 \times f_{ck} \times B_e \times d_t] + [A_{Hf} \times F_{yH}] + [t_w \times (y_p - d_t - h_r - t_f) \times F_{yH}] \quad (2.1-5)$$

$$= [t_w \times (d_t + h_r + d - y_p - t_f) \times F_{yH}] + [A_{Hf} \times F_{yH}]$$

$$y_p = \frac{D \times F_{yH} \times t_w - B_e \times d_t \times f_{ck} \times 0.85 + 2 \times (d_t + h_r) \times F_{yH} \times t_w}{2 \times F_{yH} \times t_w} \quad (2.1-6)$$

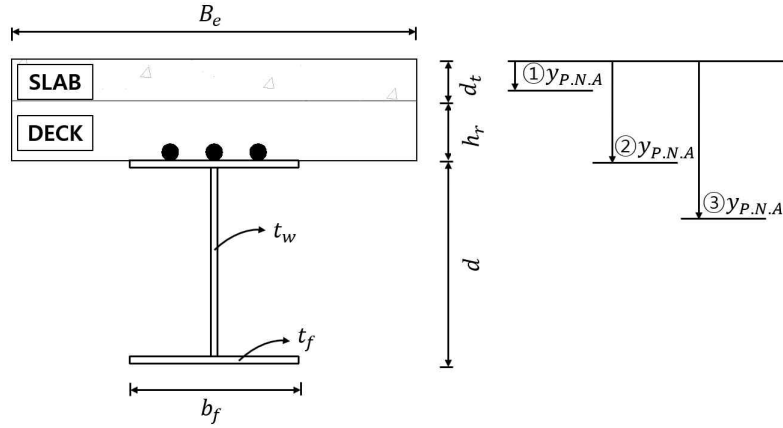


그림 2.1.2 합성 후 노출형합성보 소성중립축 (Negative)

① 소성중립축 슬래브에 있을 경우

$$[0.85 \times f_{ck} \times B_e \times y_p] + [A_{st} \times F_{yr}] = \frac{[(b_f \times t_f \times 2) + (t_w \times (d - 2t_f))] \times F_{yH}}{[2 \times A_{Hf} \times F_{yH}] + [A_{Hw} \times F_{yH}]} \quad (2.1-7)$$

$$y_p = \frac{2 \times A_{Hf} \times F_{yH} + A_{Hw} \times F_{yH} - A_{st} \times F_{yr}}{B_e \times f_{ck} \times 0.85} \quad (2.1-8)$$

② 소성중립축 H형강 상부 플랜지에 있을 경우

$$[0.85 \times f_{ck} \times B_e \times d_t] + [b_f \times (y_p - d_t - h_r) \times F_{yH}] + [A_{st} \times F_{yr}] \quad (2.1-9)$$

$$= [b_f \times (d_t + h_r + t_f - y_p) \times F_{yH}] + [A_{Hw} \times F_{yH}] + [A_{Hf} \times F_{yH}]$$

$$y_p = \frac{A_{Hf} \times F_{yH} + A_{Hw} \times F_{yH} - A_{st} \times F_{yr} - B_e \times d_t \times f_{ck} \times 0.85 + b_f \times (2d_t + 2h_r + t_f) \times F_{yH}}{2 \times b_f \times F_{yH}} \quad (2.1-10)$$

③ 소성중립축 H형강 웨브에 있을 경우

$$[0.85 \times f_{ck} \times B_e \times d_t] + [A_{Hf} \times F_{yH}] + [t_w \times (y_p - d_t - h_r - t_f) \times F_{yH}] + [A_{st} \times F_{yr}] \quad (2.1-11)$$

$$= [t_w \times (d_t + h_r + d - y_p - t_f) \times F_{yH}] + [A_{Hf} \times F_{yH}]$$

$$y_p = \frac{D \times F_{yH} \times t_w - A_{st} \times F_{yr} - B_e \times d_t \times f_{ck} \times 0.85 + 2 \times (d_t + h_r) \times F_{yH} \times t_w}{2 \times F_{yH} \times t_w} \quad (2.1-12)$$

2.1.2 TEPs 설계 및 구조 기준

U형 합성보 설계 시 KDS 41 30 20을 따르나 기준에 지정된 재료, 상세 또는 구조 제한을 만족하지 못하거나 강재기여도가 작을 경우 KDS 41 40 10의 요구조건을 만족해야한다. TEPs 공법 설계기준은 「건축물 강합성구조 설계기준」(KDS 41 30 20)과 「건축물 강-콘크리트합성구조 설계기준」(KDS 41 40 10)을 따르며 재료 및 볼트 특성은 「콘크리트구조 해석과 설계 원칙」(KDS 14 20 10), 「강구조 연결 설계기준 (하중저항계수설계법)」(KDS 14 31 25), 「강구조 부재 설계기준 (하중저항계수설계법)」(KDS 14 31 10)를 참조한다. 시공단계와 완공 단계에서 구조안전성 확인을 위해 콘크리트 합성 전·후 정·부모멘트에 대해 소성응력분포법에 따라 소성중립축을 산정하여 부재 단면의 공칭강도를 확인한다. 소성중립축 산정은 다음과 같다.

$y_p > h_T$ 일 경우 ② y_p 로 산정

$y_p > h_T$ & $y_p > h_T + t_z$ 일 경우 ③ y_p 로 산정

$y_p > h_T$ & $y_p > h_T + t_z$ & $y_p < h_T + t_z$ 일 경우 ③ y_p 로 산정

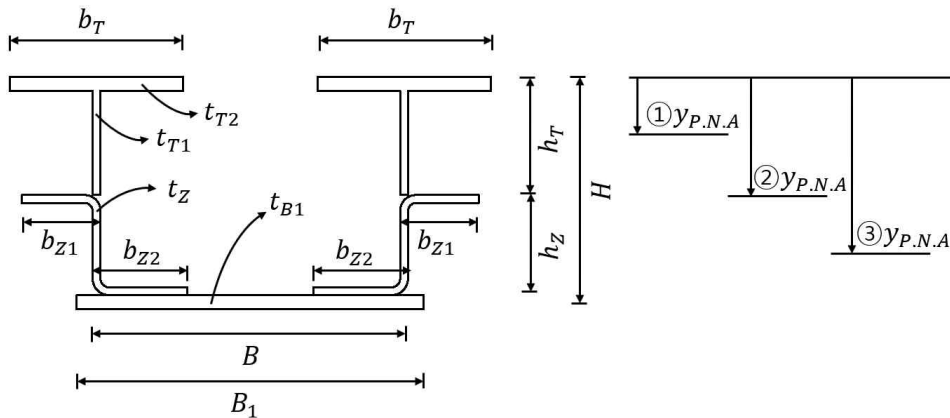


그림 2.1.3 합성 전 TEPs 합성보 소성중립축 (시공단계)

① 소성중립축 T-bar 웨브에 있을 경우

- (1) T-bar 플랜지 작용압축력 : $C_{tf} = 2 \times (b_T \times t_{T2}) \times F_y$
(2) T-bar 웨브 작용압축력 : $C_{tw} = 2 \times (y_p - t_{T2}) \times t_{T1} \times F_y$
(3) T-bar 웨브 작용인장력 : $T_{tw} = 2 \times (h_T - y_p) \times t_{T1} \times F_y$
(4) Z-bar 상부 플랜지 작용인장력 : $T_{Zf} = 2 \times t_Z \times b_{Z1} \times F_y$
(5) Z-bar 웨브 작용인장력 : $T_{Zw} = 2 \times (h_Z - 2t_Z) \times t_Z \times F_y$
(6) Z-bar 하부 플랜지 작용인장력 : $T_{ZBf} = 2 \times b_{Z2} \times t_Z \times F_y$
(7) 하부판 작용 인장력 : $T_B = (B_1 \times t_{B1}) \times F_y$

$$C_{tf} + C_{tw} = T_{tw} + T_{Zf} + T_{Zw} + T_{ZBf} + T_B \quad (2.1-13)$$

$$y_p = \frac{B_1 \times t_{B1} - 2 \times (b_T \times t_{T2} - b_{Z1} \times t_Z - b_{Z2} \times t_Z - h_T \times t_{T1} - h_Z \times t_Z - t_{T1} \times t_{T2} + 2 \times t_Z^2)}{4 \times t_{T1}} \quad (2.1-14)$$

② 소성중립축 Z-bar 상부 플랜지에 있을 경우

- (1) T-bar 플랜지 작용압축력 : $C_{tf} = 2 \times (b_T \times t_{T2}) \times F_y$
(2) T-bar 웨브 작용압축력 : $C_{tw} = 2 \times (h_T - t_{T2}) \times t_{T1} \times F_y$
(3) Z-bar 상부 플랜지 작용압축력 : $C_{Zf} = 2 \times (y_p - h_T) \times b_{Z1} \times F_y$
(4) Z-bar 상부 플랜지 작용인장력 : $T_{Zf} = 2 \times (h_T - y_p + t_Z) \times b_{Z1} \times F_y$
(5) Z-bar 웨브 작용인장력 : $T_{Zw} = 2 \times (h_Z - 2t_Z) \times t_Z \times F_y$
(6) Z-bar 하부 플랜지 작용인장력 : $T_{ZBf} = 2 \times b_{Z2} \times t_Z \times F_y$
(7) 하부판 작용 인장력 : $T_B = (B_1 \times t_{B1}) \times F_y$

$$C_{tf} + C_{tw} + C_{Zf} = T_{Zf} + T_{Zw} + T_{ZBf} + T_B \quad (2.1-15)$$

$$y_p = \frac{B_1 \times t_{B1} - 2 \times (b_T \times t_{T2} - b_{Z1} \times (2 \times h_T + t_Z) - b_{Z2} \times t_Z + h_T \times t_{T1} - h_Z \times t_Z - t_{T1} \times t_{T2} + 2 \times t_Z^2)}{4 \times t_{T1}} \quad (2.1-16)$$

③ 소성중립축 Z-bar 웨브에 있을 경우

- (1) T-bar 플랜지 작용압축력 : $C_{tf} = 2 \times (b_T \times t_{T2}) \times F_y$
(2) T-bar 웨브 작용압축력 : $C_{tw} = 2 \times (h_T - t_{T2}) \times t_{T1} \times F_y$
(3) Z-bar 상부 플랜지 작용압축력 : $C_{ztf} = 2 \times t_Z \times b_{Z1} \times F_y$
(4) Z-bar 웨브 작용압축력 : $C_{zww} = 2 \times (y_p - h_T - t_Z) \times t_Z \times F_y$
(5) Z-bar 웨브 작용인장력 : $T_{zww} = 2 \times (H - y_p - t_{B1} - t_Z) \times t_Z \times F_y$
(6) Z-bar 하부 플랜지 작용인장력 : $T_{zBf} = 2 \times b_{Z2} \times t_Z \times F_y$
(7) 하부판 작용 인장력 : $T_B = (B_1 \times t_{B1}) \times F_y$

$$C_{tf} + C_{tw} + C_{ztf} + C_{zww} = T_{zww} + T_{zBf} + T_B \quad (2.1-17)$$

$$y_p = \frac{2 \times h_Z \times t_Z + B_1 \times t_{B1} - 2 \times (b_T \times t_{T2} + b_{Z1} \times t_Z - b_{Z2} \times t_Z + h_T \times (t_{T1} - t_Z) + t_{B1} \times t_Z - t_{T1} \times t_{T2})}{4 \times t_Z} \quad (2.1-18)$$

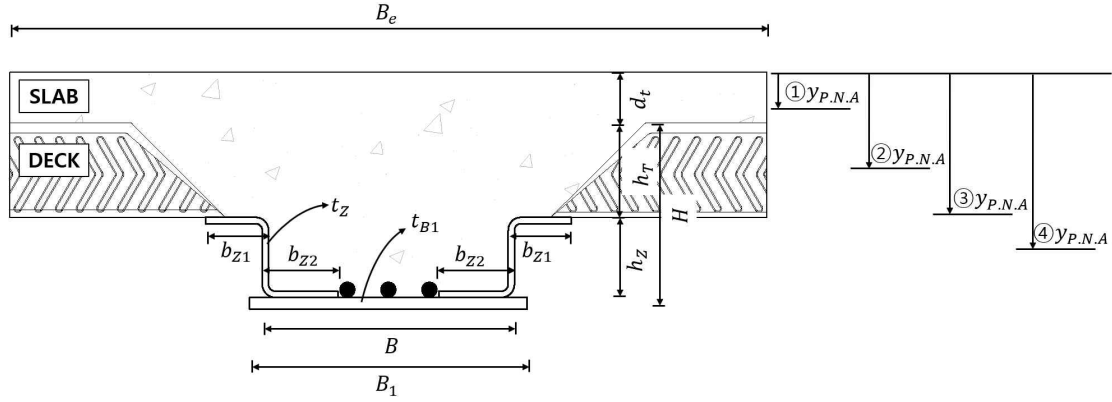


그림 2.1.4 합성 후 TEPs 합성보 소성중립축 (정모멘트-보 중앙부)

① 소성중립축 슬래브 내에 있을 경우

$$\begin{aligned}
 [0.85f_{ck} \times B_e \times y_p] &= [A_{Zft} \times F_{yTEPs} \times 2] + [A_{Zw} \times F_{yTEPs} \times 2] + [A_{Zfb} \times F_{yTEPs} \times 2] \\
 &\quad + [A_L \times F_{yTEPs}] + [A_{SB} \times F_{yr}]
 \end{aligned} \tag{2.1-19}$$

$$y_p = \frac{A_L \times F_y + A_{sb} \times F_{yr} + 2 \times (A_{Zfb} + A_{Zft} + A_{Zw}) \times F_y}{B_e \times f_{ck} \times 0.85} \tag{2.1-20}$$

② 소성중립축 데크 내에 있을 경우

$$\begin{aligned}
 &[0.85f_{ck} \times B_e \times d_t] + [0.85f_{ck} \times (B - 2t_z) \times (y_p - d_t)] \\
 &= [A_{Zft} \times F_{yTEPs} \times 2] + [A_{Zw} \times F_{yTEPs} \times 2] + [A_{Zfb} \times F_{yTEPs} \times 2] + [A_L \times F_{yTEPs}] + [A_{SB} \times F_{yr}]
 \end{aligned} \tag{2.1-21}$$

$$y_p = \frac{B \times d_t \times f_{ck} \times 0.85 + A_L \times F_y + A_{sb} \times F_{yr} + 2 \times A_{Zfb} \times F_y + 2 \times A_{Zft} \times F_y + 2 \times A_{Zw} \times F_y - (B_e + 2 \times t_z) \times d_t \times f_{ck} \times 0.85}{(B - 2 \times t_z) \times f_{ck} \times 0.85} \tag{2.1-22}$$

③ 소성중립축 Z-bar 상부 플랜지에 있을 경우

$$\begin{aligned}
& [0.85f_{ck} \times B_e \times d_t] + [0.85f_{ck} \times (B - 2t_z) \times (y_p - d_t)] + [b_{z1}(y_p - d_t - h_t) \times F_y] \\
& + [b_{z2}(y_p - d_t - h_t) \times F_y] \\
& = [b_{z1}(t_z - y_p + d_t + h_t) \times F_y] + [b_{z1}(t_z - y_p + d_t + h_t) \times F_y] + [A_{zW} \times F_y \times 2] \\
& + [A_{zfb} \times F_y] + [A_{sB} \times F_{yr}]
\end{aligned} \tag{2.1-23}$$

$$y_p = \frac{B \times d_t \times f_{ck} \times 0.85 + A_L \times F_y + A_{sb} \times F_{yr} + 2 \times A_{zfb} \times F_y + 2 \times A_{zW} \times F_y - B_e \times d_t \times f_{ck} \times 0.85 + b_{z1}(2d_t + 2h_t + t_z) \times F_y + b_{z2}(2d_t + 2h_t + t_z) \times F_y - 2 \times d_t \times f_{ck} \times 0.85 \times t_z}{B \times f_{ck} \times 0.85 + 2 \times (b_{z1} \times F_y + b_{z2} \times F_y - f_{ck} \times 0.85 \times t_z)} \tag{2.1-24}$$

④ 소성중립축 Z-bar 웨브에 있을 경우

$$\begin{aligned}
& [0.85f_{ck} \times B_e \times d_t] + [0.85f_{ck} \times (B - 2t_z) \times (y_p - d_t)] + [A_{zft} \times F_y \times 2] \\
& + [2 \times t_z \times (y_p - d_t - h_t - t_z) \times F_y] \\
& = [t_z \times (d_t + h_t + h_z - y_p - t_z) \times F_y \times 2] + [A_{zfb} \times F_y \times 2] + [A_L \times F_y] + [A_{sB} \times F_{yr}]
\end{aligned} \tag{2.1-25}$$

$$y_p = \frac{B \times d_t \times f_{ck} \times 0.85 + A_L \times F_y + A_{sb} \times F_{yr} + 2 \times A_{zfb} \times F_y + 2 \times A_{zW} \times F_y - B_e \times d_t \times f_{ck} \times 0.85 + b_{z1}(2d_t + 2h_t + t_z) \times F_y + b_{z2}(2d_t + 2h_t + t_z) \times F_y - 2 \times d_t \times f_{ck} \times 0.85 \times t_z}{B \times f_{ck} \times 0.85 + 2 \times (b_{z1} \times F_y + b_{z2} \times F_y - f_{ck} \times 0.85 \times t_z)} \tag{2.1-26}$$

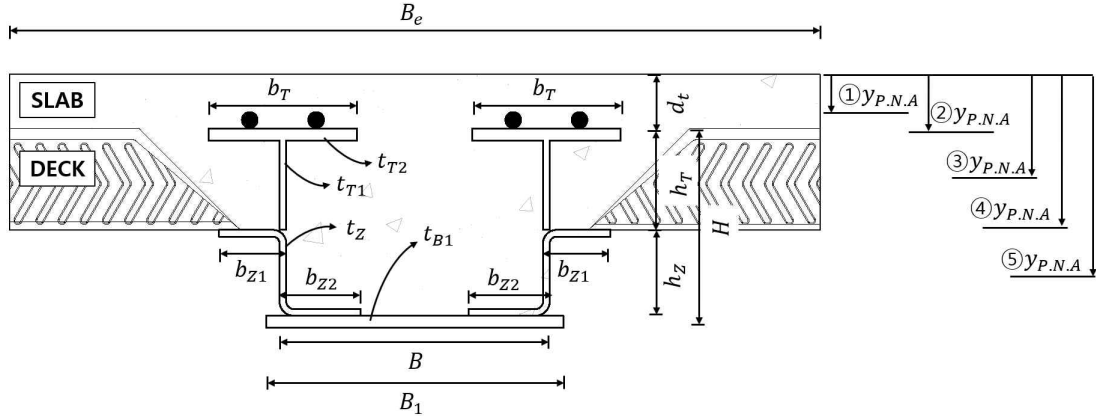


그림 2.1.5 합성 후 TEPs 합성보 소성중립축 (부모멘트-보 단부)

① 소성중립축 슬래브 내에 있을 경우

$$\begin{aligned}
 & [0.85f_{ck} \times B_e \times y_p] + [A_{st} \times F_{yr}] \\
 & = 2 \times A_{Tf} \times F_y + 2 \times A_{Tw} \times F_y + 2 \times A_{ZfT} \times F_y + 2 \times A_{Zw} \times F_y + 2 \times A_{ZfB} \times F_y + A_L \times F_y
 \end{aligned} \tag{2.1-27}$$

$$y_p = \frac{A_L F_y - A_{st} F_{yr} + 2(A_{tf} + A_{tw} + A_{zfb} + A_{zft} + A_{zw}) \times F_y}{B_e \times f_{ck} \times 0.85} \tag{2.1-28}$$

② 소성중립축 T-bar 상부 플랜지 내에 있을 경우

$$\begin{aligned}
 & [0.85f_{ck} \times B_e \times d_t] + [A_{st} \times F_{yr}] + [2 \times b_{z1} \times (y_p - d_t) \times F_y] \\
 & = 2 \times b_{z1} \times (t_{T2} - (y_p - d_t)) \times F_y + 2 \times A_{Tw} \times F_y + 2 \times A_{ZfT} \times F_y + 2 \times A_{Zw} \times F_y \\
 & \quad + 2 \times A_{ZfB} \times F_y + A_L \times F_y
 \end{aligned} \tag{2.1-29}$$

$$y_p = \frac{A_L F_y - A_{st} F_{yr} + 2(A_{tw} + A_{zfb} + A_{zft} + A_{zw}) \times F_y - B_e \times d_t \times f_{ck} \times 0.85 + 2 \times b_{z1} \times (2 \times d_t + t_{T2}) \times F_y}{4 \times b_{z1} \times F_y} \tag{2.1-30}$$

③ 소성중립축 T-bar 웨브 내에 있을 경우

$$\begin{aligned}
& [0.85f_{ck} \times B_e \times d_t] + [A_{st} \times F_{yr}] + [A_{Tf} \times F_y \times 2] + [0.85f_{ck}(B-2t_{T1}) \times (y_p - d_t - t_{T2})] \\
& + [2 \times t_{T1} \times (y_p - d_t - t_{T2}) \times F_y] \\
& = 2 \times t_{T1} \times (h_t + d_t - y_p) \times F_y + 2 \times A_{Zft} \times F_y + 2 \times A_{Zw} \times F_y + 2 \times A_{ZfB} \times F_y + A_L \times F_y
\end{aligned} \tag{2.1-31}$$

$$y_p = \frac{B \times (d_t + t_{T2}) \times f_{ck} \times 0.85 + A_L F_y - A_{st} F_{yr} - 2(A_{Tf} + A_{Zfb} + A_{Zft} + A_{Zw}) \times F_y - B_e \times d_t \times f_{ck} \times 0.85 - 2 \times (d_t (f_{ck} \times 0.85 - 2F_y) + 0.85f_{ck} \times t_{T2} - F_y (h_t + t_{T2})) \times t_{T1}}{B \times f_{ck} \times 0.85 - 2 \times (f_{ck} \times 0.85 - 2 \times F_y) t_{T1}} \tag{2.1-32}$$

④ 소성중립축 Z-bar 상부 플랜지에 있을 경우

$$\begin{aligned}
& [0.85f_{ck} \times B_e \times d_t] + [A_{st} \times F_{yr}] + [A_{Tf} \times F_y \times 2] + [0.85f_{ck}(B-2t_{T1}) \times (y_p - d_t - t_{T2})] \\
& + [A_{Tw} \times F_y \times 2] + [2 \times t_{T1} \times (y_p - d_t - h_t) \times F_y] \\
& = 2 \times t_{T1} \times (h_t + d_t + t_Z - y_p) \times F_y + 2 \times A_{Zw} \times F_y + 2 \times A_{ZfB} \times F_y + A_L \times F_y
\end{aligned} \tag{2.1-33}$$

$$y_p = \frac{B \times (d_t + t_{T2}) \times f_{ck} \times 0.85 + A_L F_y - A_{st} F_{yr} - 2(A_{Tf} - A_{Zfb} + A_{Tw} + A_{Zw}) \times F_y - B_e \times d_t \times f_{ck} \times 0.85 + 2 \times (b_{Z1} \times (2 \times d_t + 2 \times h_t \times t_Z) \times F_y - (d_t + t_{T2}) \times 0.85f_{ck} \times t_{T1})}{B \times f_{ck} \times 0.85 + 2 \times (2 \times b_{Z1} \times F_y - f_{ck} \times 0.85 \times t_{T1})} \tag{2.1-34}$$

⑤ 소성중립축 Z-bar 웨브에 있을 경우

$$\begin{aligned}
& [0.85f_{ck} \times B_e \times d_t] + [A_{st} \times F_{yr}] + [A_{Tf} \times F_y \times 2] + [A_{Tw} \times F_y \times 2] \\
& + [0.85f_{ck}(B-2t_{T1}) \times (y_p - d_t - t_{T2})] + [A_{Zft} \times F_y \times 2] + [2(y_p - d_t - h_t - t_Z) \times t_Z \times F_y] \\
& = 2(h_t + d_t + h_Z - y_p - t_Z) \times t_Z \times F_y + 2 \times A_{ZfB} \times F_y + A_L \times F_y
\end{aligned} \tag{2.1-35}$$

$$y_p = \frac{B \times (d_t + t_{T2}) \times 0.85f_{ck} + A_L F_y - A_{st} F_{yr} - 2(A_{Tf} - A_{Zfb} + A_{Tw} + A_{Zft}) \times F_y - B_e \times d_t \times 0.85f_{ck} - 2(d_t \times (0.85f_{ck} \times t_{T1} - 2 \times F_y \times t_Z) + 0.85f_{ck} \times t_{T1} \times t_{T2} - F_y \times (2 \times h_t + t_Z) \times t_Z)}{B \times 0.85f_{ck} + 2 \times (2 \times b_{Z1} \times F_y - 0.85f_{ck} \times t_{T1})} \tag{2.1-36}$$

2.1.2.1 설계조건(Design Conditions)

1) 합성단면의 공칭강도 (KDS 41 30 20 4.1.1.2)

합성단면의 공칭강도는 소성응력분포법 또는 변형률적합법에 따라 결정한다.

합성단면의 공칭강도를 결정하는데 있어 콘크리트의 인장강도는 무시한다.

충전형합성부재는 국부좌굴의 영향을 고려하여야 한다.

매입형합성부재는 국부좌굴을 고려할 필요가 없다.

2) 재료강도 제한 (KDS 41 30 20 4.1.1.3)

콘크리트의 설계기준압축강도는 21MPa이상이어야 하며 70MPa를 초과할 수 없다.

구조용 강재 및 철근의 설계기준항복강도는 650MPa를 초과할 수 없다.

3) 콘크리트의 탄성계수(KDS 14 20 10 4.3.3)

콘크리트의 할선탄성계수는 콘크리트의 단위질량 m_c 의 값이 1,450~2,500 kg/m³인 콘크리트의 경우 식 (4.3-1)에 따라 계산할 수 있다.

$$E_c = 0.077m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cm}} \text{ (MPa)} \quad (2.1-37)$$

다만, 보통중량골재를 사용한 콘크리트($m_c = 2,300 \text{ kg/m}^3$)의 경우는 식 (4.3-2)를 이용할 수 있다.

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cm}} \text{ (MPa)} \quad (2.1-38)$$

여기서, f_{cm} 에 대한 충분한 시험자료가 없는 경우에는 다음 식으로 구할 수 있다.

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (2.1-39)$$

여기서, Δf 는 f_{ck} 가 40 MPa이하면 4 MPa, 60 MPa 이상이면 6 MPa이며, 그 사이는 직선보간으로 구한다.

4) 강재앵커 설계 (KDS 41 30 20 4.1.8)

스터드앵커의 직경은 강재단면의 웨브판과 직접 연결된 플랜지부분에 용접하는 경우 이외에 플랜지두께의 2.5배를 초과할 수 없다.

스터드앵커의 중심간 간격은 합성보의 길이방향으로는 스테드직경의 6배 이상이어야 하고, 직각방향으로는 직경의 4배 이상이어야 한다. 다만, 골방향이 강재보에 직각인 데크플레이트의 골 내에 설치되는 경우, 중심간 간격은 모든 방향으로 스테드 직경의 4배 이상이어야 한다. 강재앵커의 중심간 간격은 슬래브 총두께의 8배 또는 900 mm를 초과할 수 없다.

표. 스티드앵커의 최소 길이/직경비 h/d

하중 조건	보통콘크리트	경량콘크리트
전단	$h/d \geq 5$	$h/d \geq 7$
인장	$h/d \geq 8$	$h/d \geq 10$
전단과 인장의 조합력	$h/d \geq 8$	1)

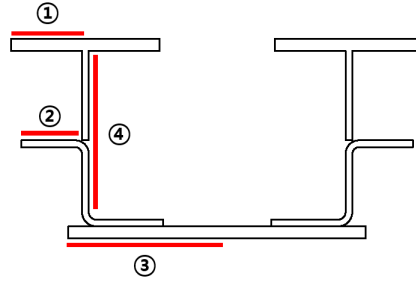
주 1) 경량콘크리트에 묻힌 앵커에 대한 조합력의 작용효과는 관련 콘크리트 기준을 따른다.
 2) h/d = 스티드앵커의 몸체직경(d)에 대한 전체길이(h) 비

표. 볼트의 공칭강도(MPa) (KDS 14 31 25 4.1.3.3)

강도		강종	고장력볼트			일반볼트
			F8T	F10T	F13T	4, 65)
공칭인장강도, F_{nt} ¹⁾			600	750	975	300
지압접합의 공칭 전단강도, F_{nv} ²⁾	나사부가 전단면에 포함될 경우 ³⁾		320	400	520	160
	나사부가 전단면에 포함되지 않을 경우 ⁴⁾		400	500	650	200

주 1) 인장강도의 0.75배
 주 2) 힘 작용 방향으로 볼트접합부의 첫 번째 볼트와 맨 끝 볼트의 중심 거리가 800 mm 이하인 경우에 대한 것임. 이를 초과하는 경우에는 주어진 값의 85%를 적용함.
 주 3) 인장강도의 0.4배
 주 4) 인장강도의 0.5배
 주 5) KS B 1002에 따른 강도 구분 4.6에 해당

6) 힘에 대한 단면 폭두께비 확인



구 분	판요소에 대한 설명	폭 두께비	폭두께비 제한 값	
			λ_p (조밀/비조밀)	λ_r (비조밀/세장)
① T-bar 상부 플랜지	압연 H형강, C형강 및 T형 강의 플랜지	b/t b: T-bar 플랜지 폭	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
② Z-bar 상부 플랜지	압연 H형강, C형강 및 T형 강의 플랜지	b/t b: Z-bar 플랜지 폭	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
③ 하부 플레이트	압연 H형강, C형강 및 T형 강의 플랜지	b/t b: 하부플레이트 폭	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
④ 측판 웨브	- 2축 대칭 H형강의 웨브 - C형강의 웨브	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

2.1.2.2 시공단계

1) 강축 힘을 받는 기타 H형강(웨브 조밀 또는 비조밀단면)부재 (KDS 14 31 10 4.3.2.1.1.4)
비조밀단면 웨브를 갖는 강축에 힘을 받는 2축대칭 H형강 단면과 조밀단면 웨브 또는 비조밀단면 웨브를 갖는 강축에 힘을 받는 1축대칭 H형강 단면에 적용한다.

공칭휨강도 M_n 은 압축플랜지 항복강도, 횡비틀림좌굴강도, 압축플랜지 국부좌굴강도 및 인장플랜지 항복강도 중 최솟값으로 한다. 합성단면의 공칭강도는 소성응력분포법 또는 변형률적합법에 따라 결정한다.

2) 압축플랜지 항복강도)부재 (KDS 14 31 10 4.3.2.1.1.4)

$$M_n = R_{pc}M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad (2.1-40)$$

여기서, M_{yc} 는 압축플랜지의 항복모멘트(N·mm)이다.

웹브 소성화계수 R_{pc} 는 다음과 같이 산정한다.

$$\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw} \text{의 경우, } R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (2.1-41)$$

$$\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw} \text{의 경우, } R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (2.1-42)$$

여기서, $M_p = Z_x F_y \leq 1.6 S_{xc} F_y$
 S_{xc}, S_{xt} : 압축, 인장플랜지 각각의 탄성단면계수(mm^3)
 $\lambda = \frac{h_c}{t_w}$
 $\lambda_{pw} = \lambda_p$: 조밀단면 웹브의 한계 폭두께비
 $\lambda_{rw} = \lambda_r$: 비조밀단면 웹브의 한계 폭두께비

3) 횡비틀림좌굴강도 (KDS 14 31 10 4.3.2.1.1.4)

$L_b \leq L_p$ 의 경우에는 횡비틀림좌굴강도를 산정하지 않는다.

$$L_p < L_b \leq L_r \text{의 경우, } M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc} \quad (2.1-43)$$

$$L_b > L_r \text{의 경우, } M_n = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (2.1-44)$$

여기서, $M_{yc} = F_y S_{xc}$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h_o} \left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2}$$

공칭휨응력 F_L

$$\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7 \text{의 경우, } F_L = 0.7 F_y \quad (2.1-45)$$

$$\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7 \text{의 경우, } F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.5 F_y \quad (2.1-46)$$

비탄성 비틀림좌굴 한계상태 한계 비지지길이 L_p

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.1-47)$$

비탄성 비틀림좌굴 한계상태 한계 비지지길이 L_r

$$L_r = 1.95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_L}{E} \frac{S_{xc} h_o}{J} \right)^2}} \quad (2.1-48)$$

횡비틀림좌굴에 대한 유효단면2차반경 r_t

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6} a_w \frac{h^2}{h_o d} \right)}} \quad (2.1-49)$$

여기서, $a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$, h_0 : 상하부 플랜지간 중심거리. 여기서는 T-bar 상부플랜지와 하부 플레이트 중심거리

4) 압축플랜지 국부좌굴강도 (KDS 14 31 10 4.3.2.1.1.4)

조밀단면 플랜지인 경우에는 압축플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

비조밀단면 플랜지의 경우

$$M_n = \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (2.1-50)$$

세장판 단면플랜지의 경우

$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad \text{여기서, } k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \quad 0.35 \leq k_c \leq 0.76 \quad (2.1-51)$$

$$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}, \quad \lambda_{pf} = \lambda_p, \quad \lambda_{rf} = \lambda_r$$

5) 인장플랜지 항복강도 (KDS 14 31 10 4.3.2.1.1.4)

$S_{xt} \geq S_{xc}$ 의 경우 인장플랜지 항복강도를 산정하지 않는다.

$S_{xt} < S_{xc}$ 의 경우 $M_n = R_{pt} M_{yt}$ 여기서, $M_{yt} = F_y S_{xt}$

웹브단면 소성화계수 R_{pt}

$$\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw} \text{의 경우, } R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (2.1-52)$$

$$\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw} \text{의 경우, } R_{pt} = \left[\frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \quad \text{여기서, } \lambda = \frac{h_c}{t_w} \quad (2.1-53)$$

6) 시공 중의 강도 (KDS 14 31 10 4.3.2.1.1.4)

동바리를 사용하지 않는 경우, 콘크리트의 강도가 설계기준강도의 75%에 도달하기 전에 작용하는 모든 시공하중은 강재단면 만으로 지지할 수 있어야 한다.

7) 시공 중의 처짐 (KBC2016 합성구조 설계매뉴얼 5.2장)

동바리를 사용하지 않는 경우, 시공 중 하중에 대하여 강재보의 처짐을 검토한다.

2.1.2.3 합성 후 휨강도

1) 슬래브의 유효폭 (KDS 41 30 20 4.1.3.1)

콘크리트슬래브의 유효폭은 보중심을 기준으로 좌우 각 방향에 대한 유효폭의 합으로 구해지며 각 방향에 대한 유효폭은 다음 중에서 최솟값으로 한다.

- ① 보스팬(지지점의 중심간)의 1/8

- ② 보중심선에서 인접보 중심선까지 거리의 1/2
- ③ 보중심선에서 슬래브 가장자리까지의 거리

2) 스티드앵커의 강도 (KDS 41 30 20 4.1.8.2)

콘크리트슬래브 또는 합성슬래브에 매입된 스티드앵커 1개의 공칭전단강도(Q_n)은 다음과 같이 산정한다.

$$Q_n = 0.5A_{sa}\sqrt{f_{ck}E_c} \leq R_gR_pA_{sa}F_u \quad (2.1-54)$$

여기서, A_{sa} : 스티드앵커의 단면적, mm^2
 E_c : 콘크리트의 탄성계수, MPa
 F_u : 스티드앵커의 설계기준인장강도, MPa

조건		R_g	R_p
골데크플레이트를 사용하지 않은 경우		1.0	0.75
데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행한 경우	$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$	1.0	0.75
	$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$	0.85 ¹⁾	0.75
데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각인 경우에 데크플레이트의 골당 스티드앵커의 개수	약한 위치의 스티드앵커	1개	0.6
		2개	0.85
		3개 이상	0.7
	강한 위치의 스티드앵커	1개	1.0
		2개	0.85
		3개 이상	0.7

주 1) 스티드가 1개인 경우

약한 위치의 스티드앵커: $e_{mid-h_t} < 50$ mm인 경우

강한 위치의 스티드앵커: $e_{mid-h_t} \geq 50$ mm인 경우

2) h_r = 리브의 공칭높이, mm

w_r = 4.1.3.2(3)에서 정의한 콘크리트 리브 또는 현치의 평균폭, mm

3) 강재보와 슬래브 사이의 하중전달 (KDS 41 30 20 4.1.3.2)

정모멘트 구간에서 강재보와 슬래브면 사이의 전체수평전단력은 강재앵커에 의해서만 전달된다고 가정한다. 휨모멘트를 받는 강재보와 콘크리트가 합성작용을 하기 위해서 정모멘트가 최대가 되는 위치와 모멘트가 0이 되는 위치 사이의 총수평전단력 V' 는 콘크리트의 압괴, 강재 단면의 인장항복, 그리고 강재앵커의 강도 등의 3가지 한계상태로부터 구한 값 중에서 최솟값으로 한다.

콘크리트 압괴

$$V' = 0.85f_{ck}A_c \quad (2.1-55)$$

강재단면의 인장항복

$$V' = F_y A_s \quad (2.1-56)$$

강재앵커의 강도

$$V' = \Sigma Q_n \quad (2.1-57)$$

여기서, A_c : 유효폭 내의 콘크리트단면적, mm^2
 A_s : 강재단면적, mm^2
 ΣQ_n : 정모멘트가 최대가 되는 위치와 모멘트가 0이 되는 위치 사이의 강재앵커 공칭강도의 합, N

4) 정모멘트에 대한 휨강도 (KDS 41 30 20 4.1.3.2)

강재보의 웨브는 조밀단면이다.

M_n 은 합성단면의 항복한계상태에 대해 소성응력분포로부터 산정한다(소성모멘트).

2.1.2.4 합성 후 전단강도

1) 공칭전단강도 (KDS 41 31 10 4.3.2.1.2.2)

웨브면내에 전단력을 받는 1축 또는 2축대칭 단면과 ㄷ형강의 웨브에 적용한다.

수직보강재에 의해 보강 또는 보강되지 않은 웨브의 공칭전단강도 은 전단항복과 전단좌굴의 한계상태에 따라 다음과 같이 산정한다.

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (2.1-58)$$

원형강관을 제외한 모든 2축대칭 단면, 1축대칭 단면 및 ㄷ형강의 전단상수 C_v

$$h/t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v E / F_y} \quad \text{일 때} \quad C_v = 1.0$$

$$1.10 \sqrt{k_v E / F_y} < h/t_w \leq 1.37 \sqrt{k_v E / F_y} \quad \text{일 때} \quad C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v E / F_y}}{h/t_w}$$

$$h/t_w > 1.37 \sqrt{k_v E / F_y} \quad \text{일 때} \quad C_v = \frac{1.51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$$

웨브 판 좌굴계수 k_v

$$h/t_w < 260 \quad \text{인 T형강의 스템} \quad k_v = 1.2$$

$$\text{구속판 요소 웨브} \quad k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

$$a/h > 3.0 \quad \text{또는} \quad a/h > \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2 \quad \text{인 경우} \quad k_v = 5$$

2.1.2.5 사용성

1) 처짐 기준 (합성구조 설계매뉴얼)

수직처짐의 제한값은 구조물의 형태, 건축상세, 그리고 용도에 따라 다르게 결정 될 수 있으며 일반적으로 양단지지보의 수직처짐이 스패의 1/300 이상이면 외장재의 누수나 건축적인 손상, 그리고 1/200 이상이면 창호나 미단이 간벽의 작동에 지장을 줄 수 있다.(해설)

합성작용 확보 전 시공 중 처짐은 콘크리트와 자중에 의한 처짐이 보 길이의 1/360 또는 25mm를 초과하지 않는 것을 권장한다. 합성작용 확보 후 활하중에 의한 처짐은 보 길이의 1/360을 초과하지 않는 것을 권장한다.

또한 총 하중에 의한 처짐은 보 길이의 1/240을 초과하지 않는 것을 권장한다

2) 합성보 강성 산정 (합성구조 설계매뉴얼)

유효단면2차모멘트 I_{eff} 는 선형탄성이론에 의해 계산된 값 I_{equiv} 의 0.75배인 $0.75I_{equiv}$ 를 사용할 수 있다.

3) 진동

보행하중, 기계실 및 기타의 진동원에 의한 진동은 거주자의 편안함과 건축물의 기능을 저해하지 않도록 설계시 고려하여야 한다.

2.2 충전형 합성 바닥구조 선행연구 분석

2.2.1 개요

U형 합성보 공법은 강구조와 철근콘크리트구조의 장점을 결합하여 구조성능을 향상시킬 뿐만 아니라 경제성, 공기단축, 층고절감, 사용성 향상 등의 장점이 있는 공법이다. 하지만 콘크리트와의 합성 전 압축 축 강재량이 부족하여 휨강성이 떨어지며, 이로 인하여 과도한 처짐 발생 우려가 있어 양생기간 중 다량의 등바리 설치 필요하다. 또한 단부 부모멘트에 취약한 형상이므로 고하중, 장스팬을 구현하기 어려우며, 상부슬래브에 다량의 인장철근이 필요하여 인장철근 물량이 증대되며 일반 H형강과 상이한 단면형상으로 보-기둥 접합부가 복잡하고 시공성이 저하된다. 이러한 문제점을 해결하고 극복하기 위해 구조성능 향상과 접합부 시공성 개선을 위한 연구가 수행되었다.

2.2.2 U형 합성보 공법

U형 합성보 공법은 원자재비 상승과 층고상승에 따른 처짐, 진동 등 사용성 향상을 위해 하부 강판과 양측판을 접합한 T형 합성보(이하 TSC)가 대표적이다. TSC보는 시공시 거푸집 및 인장재 역할을 하며 RC보를 감싼 공법이다. 냉간성형한 얇은 강판에 콘크리트를 충전하여 강판의 국부좌굴을 방지하였으며 철근콘크리트와 강재의 장점을 결합한 공법으로서 경제성과 공기단축, 층고절감 및 사용성을 향상시켰다. 냉간성형한 절곡 강판을 용접하여 TU형태로 제작하여 상부 플랜지와 하부 플랜지 폭이 비대칭구조인 TU합성보는 절곡강판 강재보와 강재보를 콘크리트로 매립 및 합성슬래브로 구성하여 구조성능을 향상시켰다. 신형상 고성능 하이브리드 합성보(이하 Hyfo)는 냉간성형한 Z형 측판과 하부에 ㄷ형 냉간성형 강판 또는 평판을 사용하여 효율적 단면배치로 고하중, 장스팬 구조물 적용성이 우수하다. U형 강재보 상부에 A형 성형강판을 설치하여 세미슬림플로어 형태의 AU합성보는 콘크리트 슬래브 합성효과를 극대화하여 내력을 향상시켰으며 U형 단면과 A형 단면 결합으로 시공중 안전성을 향상시켰다.

최근 국내 잦은 지진발생으로 구조물 내진에 대한 관심이 높아짐에 따라 내진성능 확보를 위한 연구가 진행되고 있다. U형 합성보 공법은 일반 H형강과 달리 U형 단면형태로 보-기둥 접합부 상세가 복잡하다. 구조물의 용도와 건축 및 구조 계획에 따라 기둥공법이 정해지며 기둥 공법에 따라 보-기둥 접합부 상세가 달라진다. H형강 기둥, 콘크리트 기둥, SRC 합성기둥, CFT 합성기둥에 따라 접합상세, 시공성, 내진성능이 다르다. TSC 보는 콘크리트 기둥, 강재(H형강)기둥, 합성기둥 접합부에 대한 반복가력실험을 통해 접합부의 파괴모드 및 내진성능을 확인하였다. 또한 용접과 철근보강을 병용한 복합보멘트접합 상세를 갖는 TSC보와 기둥 모서리를 절곡한 팔각형의 OCFT 기둥 합성접합부에 대하여 반복가력실험 수행을 통해 내진성능을 분석하였다. Hyfo 보는 SRC기둥, CFT 기둥 접합부의 내진성능실험을 수행하였으며 보 춤, 단부 보강 상세 등을 변수로 하여 내진성능을 확인하였다.

표 2.2.1 U형 합성보 기술 동향

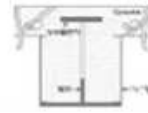
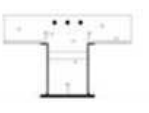
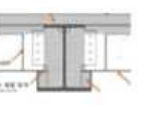
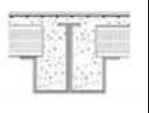
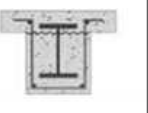

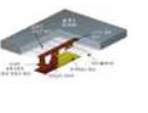
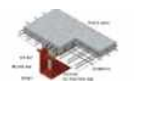
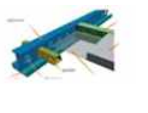



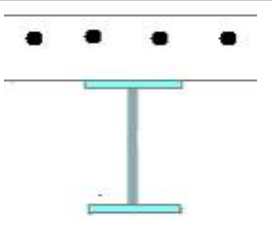
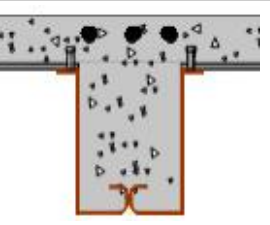


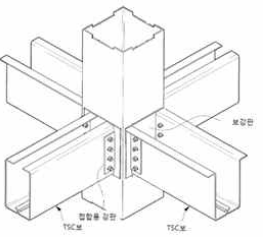

명칭	iTECH	TSC	SMART BEAM	TU	MHS	Eco-Girder
단면 형상						
전체 형상						
개발 시점	2001	2003	2006	2007	2008	2010
특징	층고 절감 설비통합 강재량 절감	박판사용 콘크리트 구속 효과	층고 절감 설비 통합	다양한 바닥판 박판사용	PC+타설 Steel+RC	강재량 절감 내진성능 고려
개발 방향	층고 절감 강재량 절감	층고 절감 사용성 증진	층고 절감	층고 절감	층고 절감 내구성 증진	강재량 절감 내진 보강

표 2.2.2 합성보 접합부 기술 동향

구분	노출형 H형강 합성보	TSC	Hyfo
공법개요	H형강 상부 플랜지 강재앵커에 의해 콘크리트 슬래브와 합성거동을 함	단면 하부를 강재 U형 구조로 거푸집 기능과 인장저항하는 강재 U형 보	단면 하부 C형상 강재 이용한 U형 구조로 거푸집 기능과 인장저항하는 강재 U형 보
개념도			
보-기둥 접합 형태			
기둥 접합부 단면	H형	U형 단면	U형 단면
시공성	일반적인 보-기둥 접합부	시공 중 동바리 설치필요	시공 중 동바리 설치필요

제 3 장 총 150mm를 갖는 장경간 합성 데크슬래브의 구조성능

3.1 개요

충고절감을 위해서는 슬래브 두께 포함하여 제한된 보 춤을 만족하여야 한다. 장스팬 구현이 가능하고 충고절감을 위해 Deep Deck를 적용하였다. TEPs 데크는 Deep Deck 상부에 역삼각형 트러스거더 또는 일자형트러스거더, 현장배근 등 다양한 형태의 상부근 설치가 가능한 데크 플레이트이며 상부근은 시공하중의 처짐뿐만 아니라 사용하중하에서의 처짐에도 영향을 미치기 때문에 상부근을 통하여 효과적으로 하중을 분담하도록 하여 처짐 감소를 최소화하였다. TEPs 데크는 슬래브 두께 150mm 이며 시공시 스패น 5.5m 이하는 데크플레이트 하부에 서포트 불필요하며 서포트 설치 시 8.0m 스패ن 시공 가능하다.

TEPs 데크의 성능확인을 위해 시공시 서포트 설치가 필요하지 않는 장경간 모듈에 해당하는 스패น 5.5m 데크에 대해 모래를 재하 단계별로 적재하여 평가하였으며 시공 시 서포트를 설치하는 스패น 8.0m 데크에 대해서는 콘크리트 타설 후 합성데크슬래브에 대해 4점 가력 휨실험을 수행하였다.

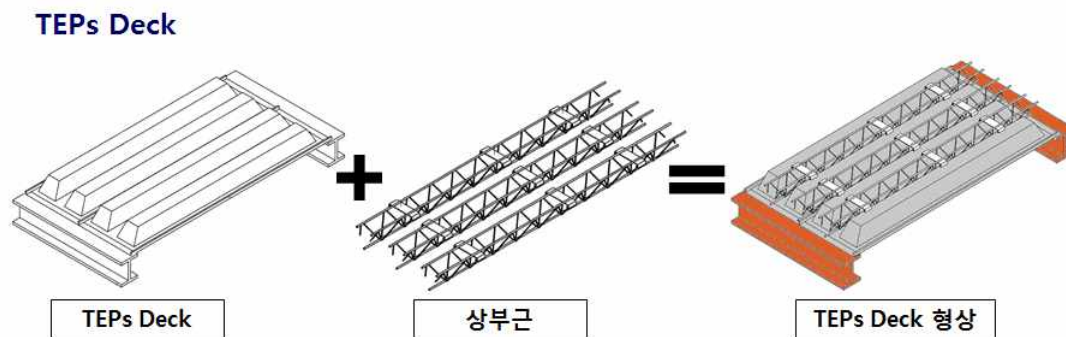


그림 3.1.1 TEPs 데크 개념도

3.2 데크플레이트의 처짐성능

3.2.1 실험체 계획

TEPs DECK 실험체의 시공하중에 대한 처짐 평가를 위하여 총 3개의 데크플레이트 실험체를 계획하였다. 실험체는 동일한 사이즈로 실험체의 일람은 표 3.2.1에 정리하였으며, 그림 3.2.1에 상세를 나타내었다. 실험체는 TEPs DECK를 단순지지하는 강재를 5m 경간으로 설치하고 폭 900mm 두께 0.8mm로 제작된 DECK를 [그림 3.2.1]의 (a)에 나타내었다. 콘크리트 타설 시의 등분포 시공하중을 모사하기 위하여, 모래를 단계별로 나누어 TEPs DECK 위에 적재하여 평가하였다.

3.2.2 가력 및 측정 방법

본 실험은 국제공인시험기관에서 모래재하실험을 진행하였다. TEPs 데크플레이트 모래재하 실험은 “건축구조설계기준(KBC2016)”에 따라 진행되었으며, 콘크리트 타설시 등분포 시공하중을 모사하기 위해 일정 속도로 모래를 여러번 나누어 재하하였다. 하중을 정확히 산정하기 위하여 모래의 단위용적 중량과 재하 블록 중량을 측정하였으며 측정된 모래의 단위용적중량은 $14.49kN/m^3$ 이며 재하 블록 중량은 0.5kN 이다. 모래는 골채움을 시작으로 데크플레이트 상판에서 75mm 높이까지 모래를 채웠으며, 모래위에 각목을 두고 재하 블록을 단계별로 적재하였다. 재하용 모래와 블록은 계량저울을 사용하여 중량을 측정하였다.

TEPs 데크플레이트의 처짐은 경간의 1/4, 2/4, 3/4 위치에 부착하였으며 경간의 중앙부(2/4 지점)에는 2개를 더 추가하여 평균값으로 측정하였으며, 총 5개를 부착하여 처짐을 측정하였다.

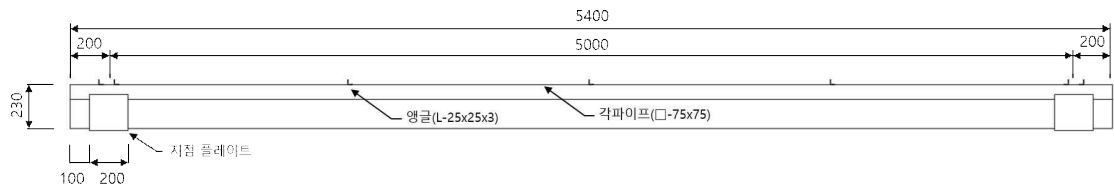
표 3.2.1 모래재하실험 실험체 일람

Named	Deck Depth (mm)	Deck Thickness (mm)	Top Truss type bar(mm)	Bottom Truss type bar(mm)	Truss fixed angle (mm)	Note
① DL-TD-L	150	0.8	D10	D13	L-25x25x3	데크 하부에 용접

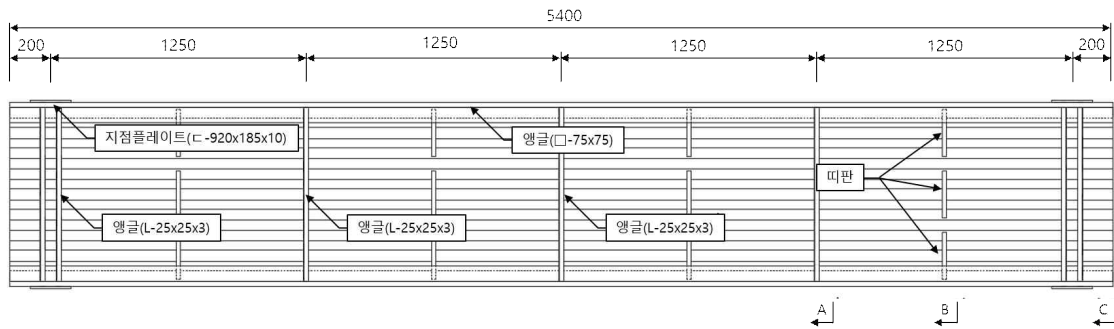
Note : 1) F : Flexural section, D : Deck section, C : Connection section, N : General module, L : Long span module,

2) TB : TEPs Beam, TD : TEPs DECK, TC : TEPs connection,

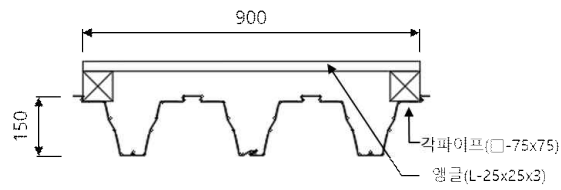
3) L1 : Truss Type bar fixed angle welding



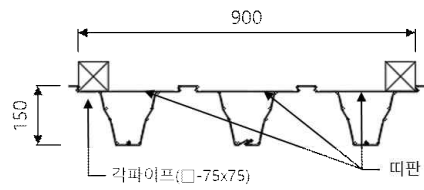
(a) Side view



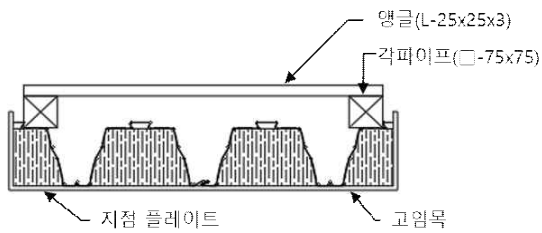
(b) Top view



(c) A-A 단면

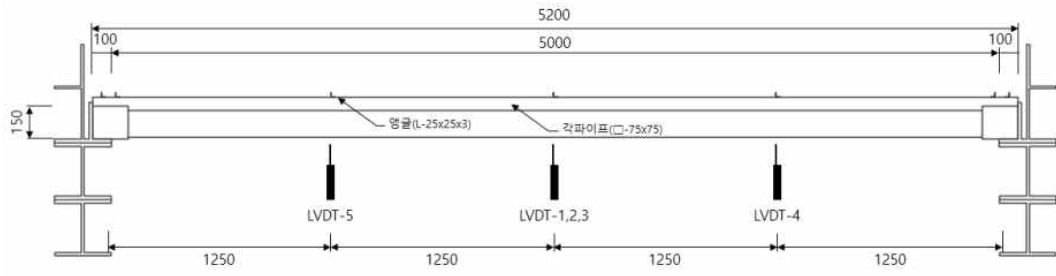


(d) B-B 단면

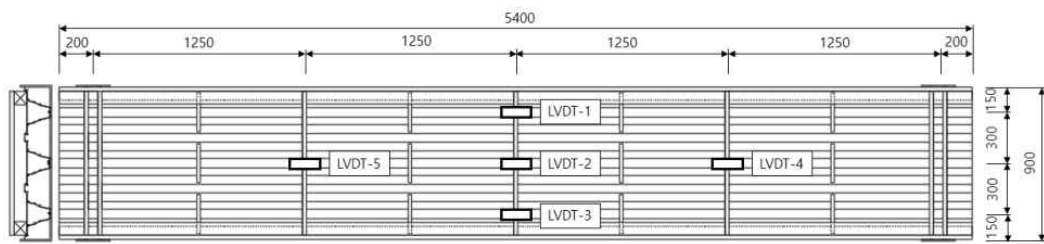


(e) C-C 단면

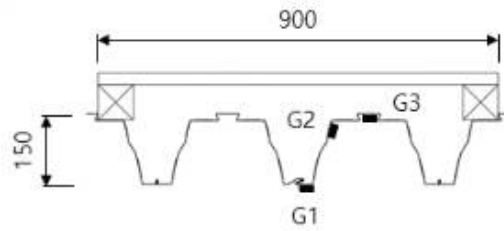
그림 3.2.1 모래재하 실험체 상세



(a) 실험체 셋팅 및 LVDT 부착위치



(b) LVDT 부착위치



(c) 게이지 부착위치

그림 3.2.2 모래재하 실험체의 셋팅 및 계측기 부착 위치

3.2.3 파괴 거동

1) DECK-1

표 3.2.2 DECK-1 실험체 하중 단계별 특이사항 요약

No.	토핑두께 (mm)	토핑콘크리트 두께 (mm)	하중 (kN/m)	처짐(mm)		
				1/4 지점	2/4 지점	3/4 지점
골채움	135	-	0.58	3.43	3.26	3.54
1단계	212	-	1.39	9.41	9.49	9.54
2단계	362	35	1.91	13.93	14.20	14.66
3단계	362	80	2.31	15.77	16.15	16.6
4단계	432	120	2.71	18.76	19.50	19.99
5단계	432	155	3.41	23.25	24.45	24.73
6단계	502	196	4.01	26.95	28.73	28.53
7단계	502	230	5.31	34.75	38.31	36.62

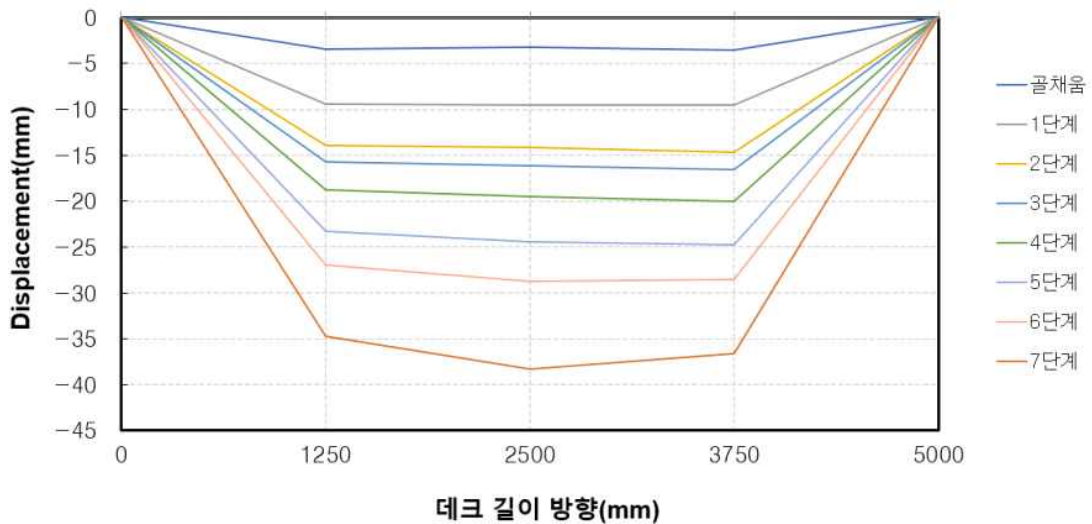


그림 3.2.3 DECK-1 실험체의 위치별 처짐 그래프



(a) 콜채움



(b) 1단계



(c) 2단계



(d) 3단계



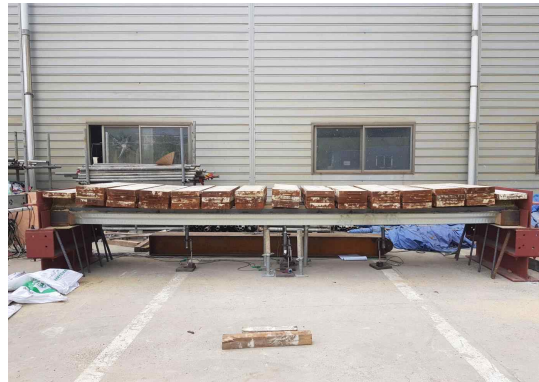
(e) 4단계



(f) 5단계



(g) 6단계



(h) 7단계

그림 3.2.4 DECK-1 실험체 파괴 거동

2) DECK-2

표 3.2.3 DECK-2 실험체 하중 단계별 특이사항 요약

No.	토핑두께 (mm)	토핑콘크리트 두께 (mm)	하중 (kN/m^2)	처짐(mm)		
				1/4 지점	2/4 지점	3/4 지점
골채움	135	-	0.58	4.29	4.25	4.26
1단계	212	-	1.39	9.65	10.01	10.10
2단계	362	35	1.91	13.95	15.01	14.36
3단계	362	80	2.31	17.67	19.60	18.46
4단계	432	120	2.71	21.81	24.63	22.75
5단계	432	155	3.41	26.09	29.82	27.05
6단계	502	196	4.01	31.05	35.91	32.17
7단계	502	230	5.31	38.53	45.86	40.55

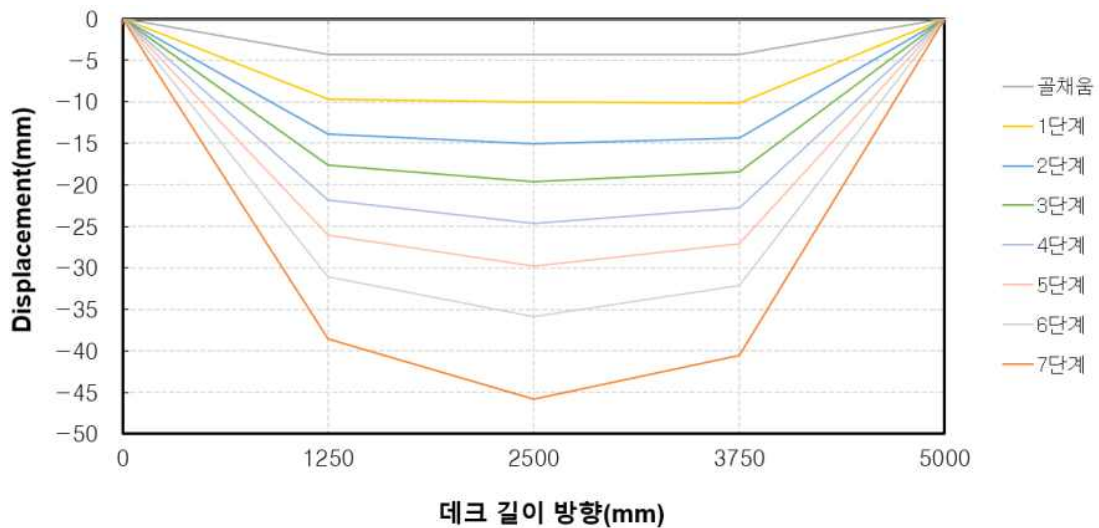


그림 3.2.5 DECK-2 실험체의 위치별 처짐 그래프



(a) 골채움



(b) 1단계



(c) 2단계



(d) 3단계



(e) 4단계



(f) 5단계



(g) 6단계



(h) 7단계

그림 3.2.6 DECK-2 실험체 파괴 거동

3) DECK-3

표 3.2.4 DECK-3 실험체 하중 단계별 특이사항 요약

No.	토핑두께 (mm)	토핑콘크리트 두께 (mm)	하중 (kN/m)	처짐(mm)		
				1/4 지점	2/4 지점	3/4 지점
골채움	135	-	0.58	4.48	4.84	4.57
1단계	212	-	1.39	9.61	10.53	9.91
2단계	362	35	1.91	14.72	16.18	15.64
3단계	362	80	2.31	18.96	21.35	20.40
4단계	432	120	2.71	22.60	26.09	24.31
5단계	432	155	3.41	26.62	31.22	28.53
6단계	502	196	4.01	31.55	37.61	33.67
7단계	502	230	5.31	40.65	46.47	44.34

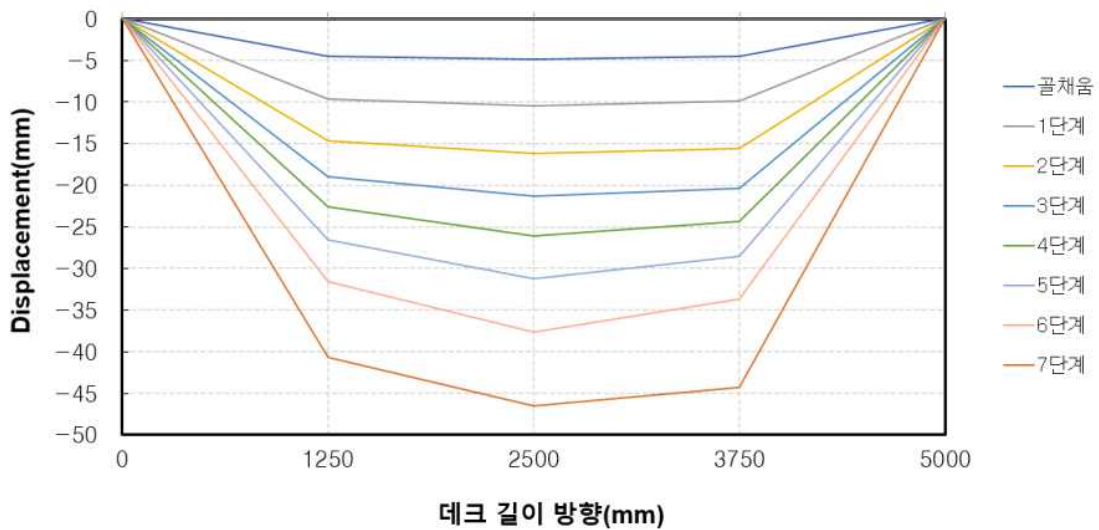


그림 3.2.7 DECK-3 실험체의 위치별 처짐 그래프



(a) 골채움



(b) 1단계



(c) 2단계



(d) 3단계



(e) 4단계



(f) 5단계



(g) 6단계



(h) 7단계

그림 3.2.8 DECK-3 실험체 파괴 거동

3.3 합성 데크플레이트의 휨성능

3.3.1 실험체 계획

TEPs DECK의 휨 성능을 평가하기 위해 총 3개의 실험체를 계획하였다. 실험체는 동일한 사이즈로 변수없이 한가지로 계획되었다. 실험체 일람을 표 3.3.1에 정리하였으며, 그림 3.3.2에 상세를 나타내었다.

표 3.3.1 합성 데크플레이트 실험체 일람

Named	Deck Depth (mm)	Deck Thickness (mm)	Top Truss type bar (mm)	Bottom Truss type bar (mm)	Lattice bar (mm)	Note
FN-TD-L	150	0.8	D10	D13	D6	트러스근 고정앵글 용접

Note : 1) F : Flexural section, D : Deck section, C : Connection section, N : General module, L : Long span module,
 2) TB : TEPS Beam, TD : TEPS DECK, TC : TEPS connection,
 3) L1 : Truss Type bar fixed angle welding

3.3.2 가력 및 측정 방법

본 실험은 대우건설기술연구소 구조실험동에서 2,000kN의 Actuator를 사용하였다. 하중가력은 변위제어방식을 적용하여 0.1mm/s의 속도로 단조가력하였으며, 실험체의 양단부는 단순지지로 설정하였다. 가력위치는 가력보를 사용하여 실험체 길이의 1/4점과 1/3점에서 2점가력하여, 중앙부의 순수 휨모멘트 구간을 중심으로 관측하였다. 실험체 세팅을 그림 3.3.1에 나타내었다.

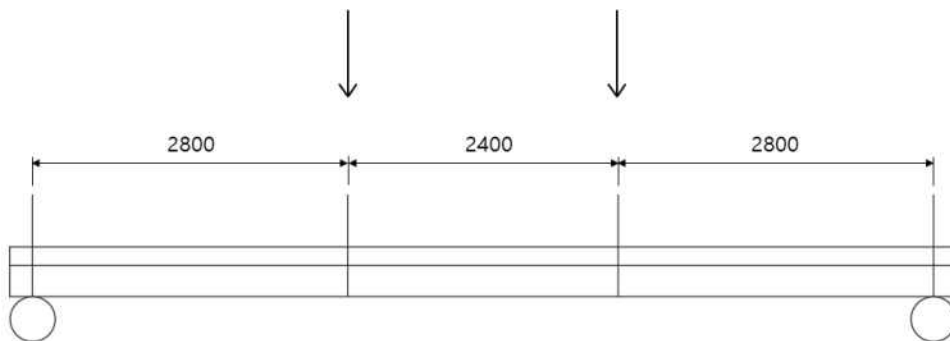
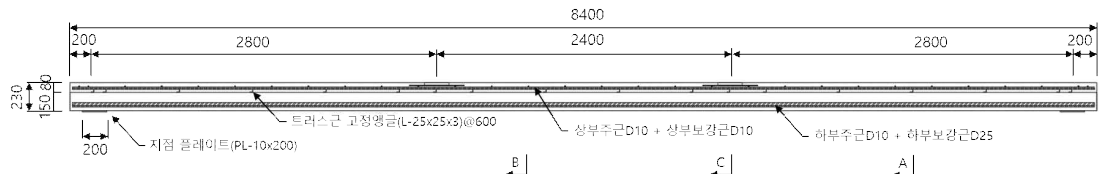
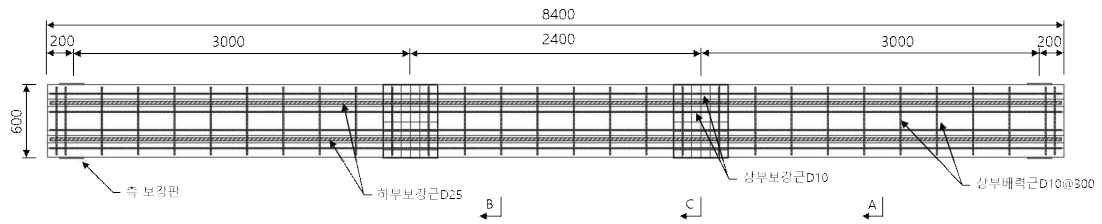


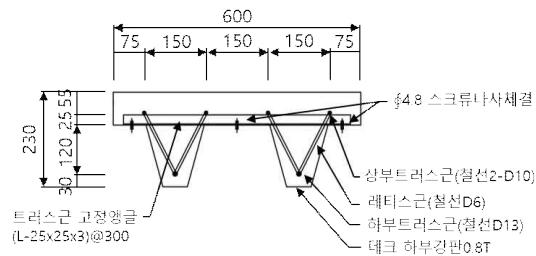
그림 3.3.1 합성 데크플레이트 실험체 가력위치



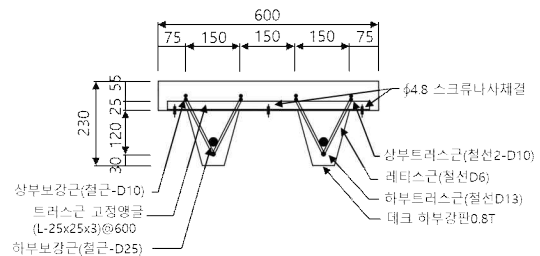
(a) Side view



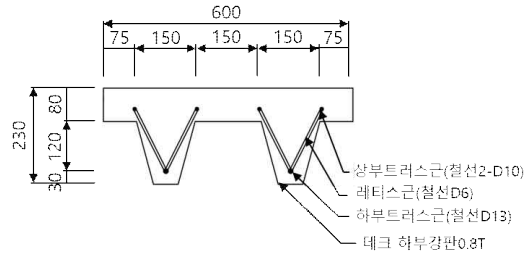
(b) Top view



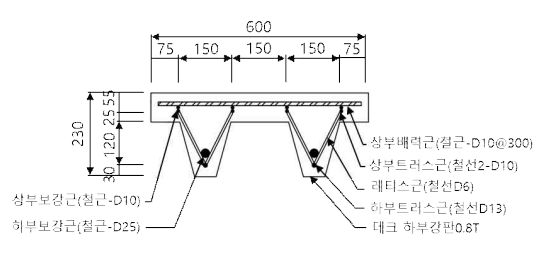
(c) A-A 단면



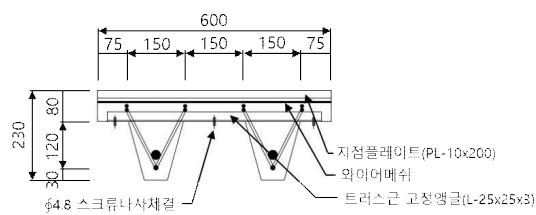
(d) A-A 단면



(e) B-B 단면



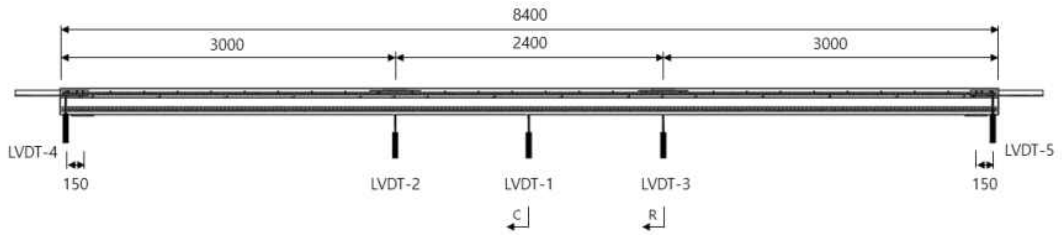
(f) B-B 단면



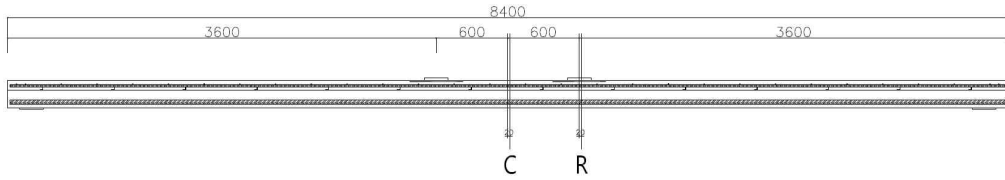
(g) D-D 단면

그림 3.3.2 합성 데크플레이트 실험체 상세

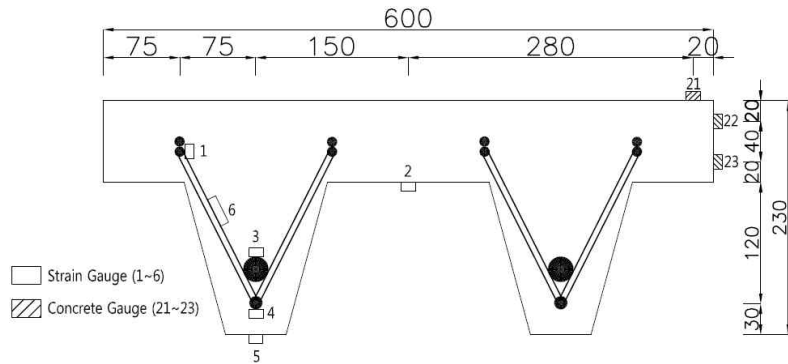
양측 가력점 하부와 실험체 중앙부에 수직 변위계를 설치하여 하중가력에 따른 실험체의 처짐량을 계측하였으며, 실험체 단부에 수평 변위계를 설치하여 콘크리트와 강재의 슬립량을 계측하였다. 실험체별 변위계 설치 위치 및 게이지 부착 위치는 그림 3.3.3과 같다.



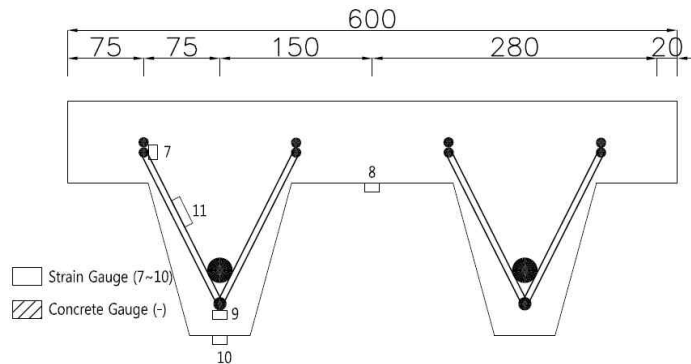
(a) LVDT 부착위치



(b) 게이지 부착위치



(c) C-C 단면



(d) R-R 단면

그림 3.3.3 합성 데크플레이트 게이지 부착 위치

3.3.3 실험 결과

3.3.3.1 재료시험

1) 콘크리트

실험체 제작에 사용된 콘크리트는 설계기준강도(f_{ck}) 24MPa로 계획하였으며, KS F에 따라 제작한 공시체의 콘크리트 압축강도는 표 3.2.2에 정리하였다. F24 콘크리트 공시체 3개의 평균 탄성계수는 16,707 MPa 이고, 평균 최대 압축강도는 25.02 MPa, 최대 압축강도시 변형률은 0.00225 이다. 각 공시체의 파괴형상과 응력-변형률 관계를 그림 3.3.4에 나타내었다.

표 3.3.2 합성 테크플레이트 콘크리트 압축강도 재료시험 결과

구 분		공시체 #1	공시체 #2	공시체 #3	평균
C24	압축강도 (MPa)	25.06	25.85	24.14	25.02
	탄성계수 (MPa)	15,924	18,369	15,828	16,707



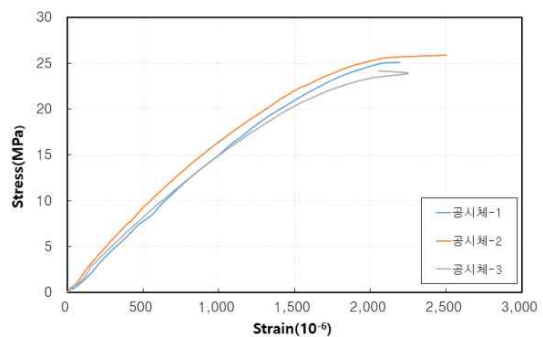
(a) 공시체 #1 최종 파괴



(b) 공시체 #2 최종 파괴



(c) 공시체 #3 최종 파괴



(d) 콘크리트 응력-변형률 관계

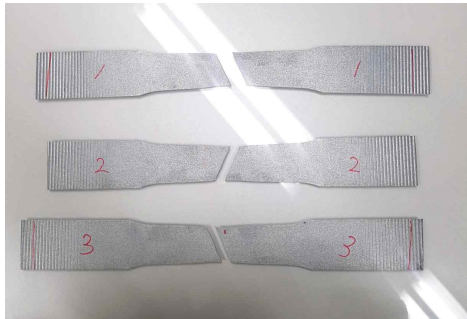
그림 3.3.4 합성 테크플레이트 콘크리트 공시체 압축강도(f_{ck} :24MPa) 재료시험 결과

2) 강재

실험체에 사용된 재료의 성능을 확인하기 위해 인장시험을 실시하였다. 실험체에 사용된 강판의 인장시험편을 KS B 0801을 준용하여 각각 3개씩 제작하였다. KS B 0802에 따른 인장시험 결과를 표 3.3.3에 정리하였으며, 파괴형상과 응력-변형률 관계를 그림 3.3.5, 그림 3.3.6에 나타내었다.

표 3.3.3 합성 테크플레이트 소재 인장시험 결과

강종	강판 두께	단면적 (mm^2)	탄성계수 (E, MPa)	항복강도 (F_y , MPa)	인장강도 (F_u , MPa)	항복비 (F_y/F_u)
SGC295(0.8T)	0.8367	20.961	152,249	339	424	0.80
	0.8360	20.897	156,007	338	423	0.79
	0.8340	20.897	151,735	339	424	0.80
AVERAGE	0.84	20.92	153,330	338.7	423.7	0.79
철선($\phi 13$)	-	126.7	168,259	618	699.3	0.88
	-	126.7	173,444	628	698.9	0.89
	-	126.7	193,854	647	713.7	0.90
AVERAGE	-	126.7	178,519	631	703.9	0.89

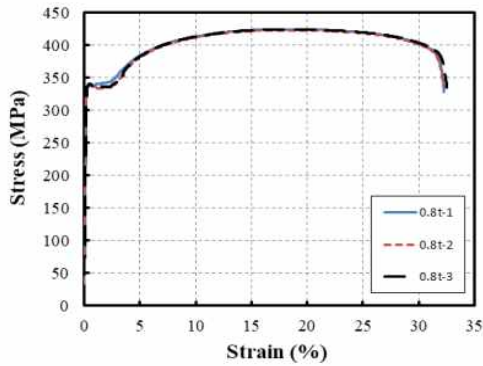


(a) 0.8T

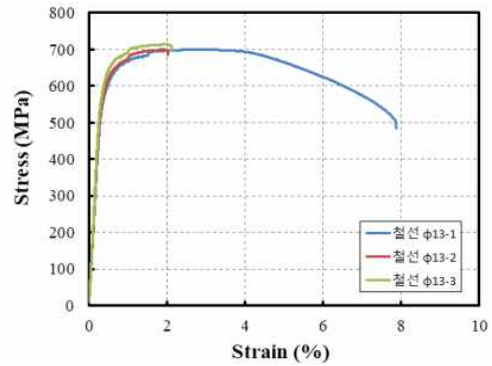


(b) 철선 $\phi 13$

그림 3.3.5 합성 테크플레이트 소재 인장시험 결과1



(a) 0.8T



(b) 철선 $\phi 13$

그림 3.3.6 합성 테크플레이트 소재 인장시험 결과2

3.3.3.2 파괴 거동

1) FN-TD-L1-1

FN-TD-L1 실험체는 TEPs 데크로 트러스근 고정앵글이 용접되지 않은 실험체이다. 실험체는 가력 초기 선형으로 거동하였으며, 약 45kN에서부터 좌측 가력점에서 초기균열이 발생하였고 이후 약 70kN에서 우측 가력점에서도 미세균열이 발생하였다. 최대하중 74kN까지 도달하며 데크플레이트와 콘크리트 사이에서도 균열이 발생하였고 면외방향으로 데크플레이트가 좌굴하였다. 실험체 가력점에서 압괴가 발생하였으며 양측 가력점 하부와 중앙부에서 데크플레이트가 찢어지는 현상도 확인하였다. 실험체 중앙부에서 최대변위 285.15mm까지 발생하며 실험을 종료하였다.

표 3.3.4 FN-TD-L1-1 실험체 하중 단계별 특이사항 요약

No.	하중(kN)	변위 (mm)	내용
1	45.5	93.4	좌측 가력점 초기균열 발생
2	70.6	212.5	우측 가력점 미세균열 발생
3	71.1	214.3	데크플레이트와 콘크리트 사이 균열 발생
4	72.1	231.9	데크플레이트 면외방향으로 좌굴 발생
5	74.0	278.7	좌측 가력점 압괴 발생 양측 가력점 하부와 중앙부 하부에서 데크플레이트 찢어짐.
6		332.4	실험 종료



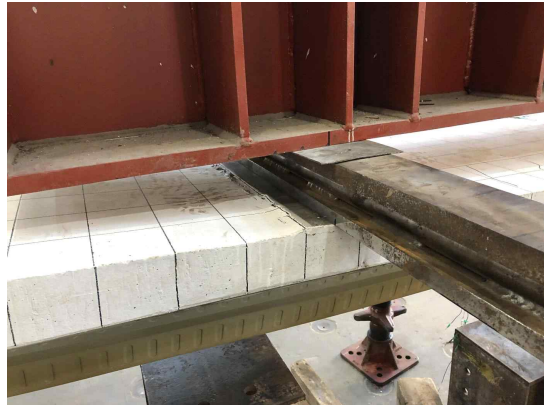
(a) 실험체 설치



(b) 좌측 가력점 슬래브 정면 균열



(c) 좌측 가력점 슬래브 후면 균열



(d) 우측 가력점 슬래브 후면 균열



(e) 데크플레이트 찢어짐



(f) 실험 종료

그림 3.3.7 FN-TD-L1-1 실험체 파괴 거동

2) FN-TD-L1-2

FN-TD-L1-2 실험체도 FN-TD-L1-1 실험체와 유사하게 가력초기에 선형적으로 거동을 하였으며 약 20kN에서 좌측 가력점에서 초기 균열이 발생하였으며 이후 약 40kN에서 균열이 증가 되었고 하중이 증가하여 약 64kN에서 우측 가력점에서도 균열이 발생하였다. 최대하중 74.8kN에 도달함과 동시에 좌측 가력점 하부와 중앙부에서 테크플레이트가 찢어졌고 최대변위 350.5mm에서 실험을 종료하였다.

표 3.3.5 FN-TD-L1-2 실험체 하중 단계별 특이사항 요약

No.	하중(kN)	변위 (mm)	내용
1	20.0	33.7	좌측 가력점 초기균열 발생
2	40.0	76.7	균열 증가
3	64.1	150.6	우측 가력점 균열 발생
4	74.8	272.8	최대하중 좌측 가력점 하부와 중앙부 테크플레이트 찢어짐
5		350.5	실험 종료



(a) 실험체 설치



(b) 좌측 가력점 슬래브 정면 균열



(c) 우측 가력점 슬래브 후면 균열



(d) 좌측 가력점 하부 데크플레이트 찢어짐



(e) 중앙부 하부 데크플레이트 찢어짐



(f) 실험 종료

그림 3.3.8 FN-TD-L1-2 실험체 파괴 거동

3) FN-TD-L1-3

FN-TD-L1-3 실험체는 첫 번째 실험체와 유사하게 가력초기에 선형적으로 거동을 하였으며 약 40kN에서 좌측 가력점에서 초기 균열이 발생하였으며 약 65kN에서는 우측 가력점에서 균열이 발생하였다 하중이 증가됨에 따라 약 71kN 우측 가력점 후면에서 균열이 증가되었으며 최대하중 75.7kN에서 좌측 가력점 하부와 중앙부에서 데크플레이트가 찢어지는 현상이 보였으며 최대변위 384.2mm에서 실험을 종료하였다.

표 3.3.6 FN-TD-L1-3 실험체 하중 단계별 특이사항 요약

No.	하중(kN)	변위 (mm)	내용
1	40.1	83.6	좌측 가력점 초기균열 발생
2	65.0	171.8	우측 가력점 균열 발생
3	71	225.5	균열증가
4	75.7	382.4	최대하중 좌측 가력점 하부와 중앙부 하부 데크플레이트 찢어짐
5		384.2	실험 종료



(a) 실험체 설치



(b) 좌측 가력점 슬래브 정면 균열



(c) 우측 가력점 슬래브 정면 균열



(d) 우측 가력점 슬래브 후면 균열



(e) 좌측 가력점 하부 데크플레이트 찢어짐



(f) 실험 종료

그림 3.3.9 FN-TD-L1-3 실험체 파괴 거동

3.3.3.3 하중-변위 관계

실험체의 항복점은 그림 3.3.10과 같이 하중-변위 곡선에서 원점과 최대하중의 75%에 해당하는 점을 연결한 직선과 최대하중에서의 수평선이 만나는 점에서의 수직선이 실험체의 모멘트-곡률 곡선과 만나는 점으로 정의^[9]하였고, 항복점에서의 하중과 변위를 각각 항복하중(P_y)과 항복변위(δ_y)로 정의하였다. 실험체의 초기강성(K_i)은 원점과 최대하중의 75%에 해당하는 점을 연결한 직선의 기울기로 산정하였다.

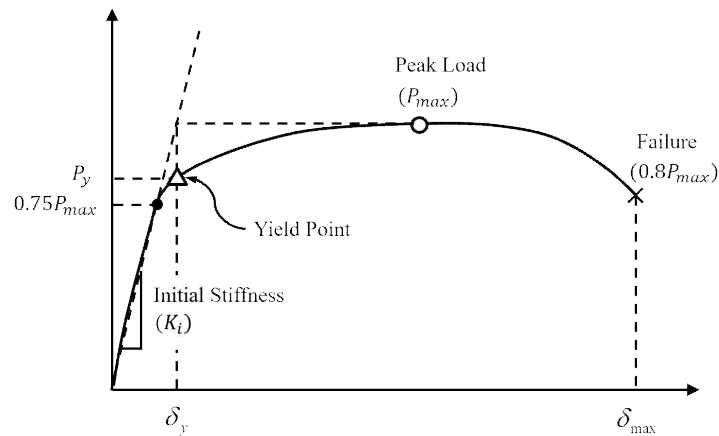
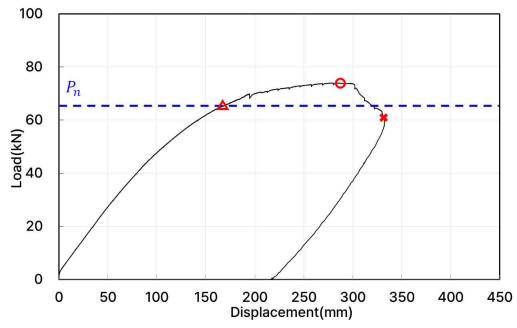


그림 3.3.10 항복점 산정법

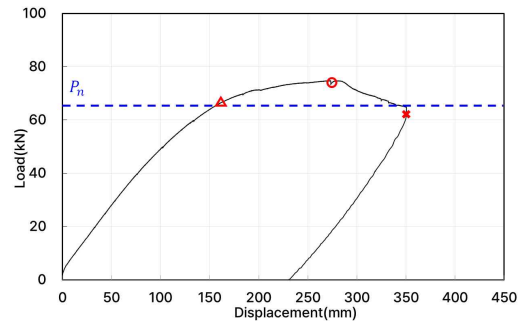
각 실험체 별 초기 강성(K_i) 및 항복하중(P_y), 최대하중(P_{max}), 항복하중 시 변위(δ_y), 최대하중 시 변위(δ_{max})를 표 3.3.7에 정리하였으며, 하중-변위 그래프와 재료시험강도를 적용한 예상강도(P_n)을 그림 3.3.11에 나타내었다. 실험결과, 초기강성은 0.38 ~ 0.43 kN/mm로 평균 0.41 kN/mm 이며, 최대하중과 항복하중의 비는 1.13배의 유사한 내력비를 나타내었다. 또한 항복하중 시 변위는 163.9 mm ~ 185.8 mm의 분포로 평균 172.9 mm이며, 최대하중 시 변위는 항복하중 시 변위와 비교하여 1.65 ~ 2.06 배로 유사한 성능을 나타내었다.

표 3.3.7 합성 테크플레이트 휨성능 실험 결과

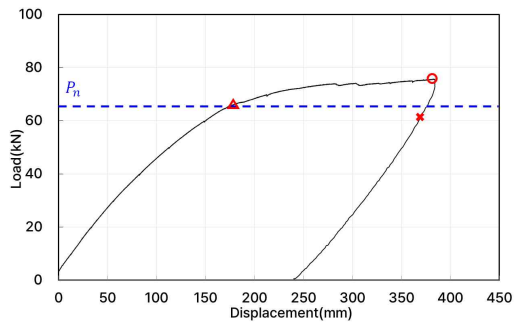
Specimens	K_i (kN/mm)	P_y (kN)	P_{max} (kN)	P_{max} / P_y	δ_y (mm)	$\delta_{P_{max}}$ (mm)	$\delta_{P_{max}} / \delta_y$
① FN-TD-L1-1	0.42	65.5	74.0	1.13	168.9	278.7	1.65
② FN-TD-L1-2	0.43	67.0	74.8	1.12	163.9	272.9	1.67
③ FN-TD-L1-3	0.38	66.8	75.8	1.13	185.8	382.4	2.06



(a) FN-TD-L1-1 실험체



(b) FN-TD-L1-2 실험체



(c) FN-TD-L1-3 실험체

그림 3.3.11 합성 테크플레이트 휨성능 하중-변위 관계

3.3.4 분석 및 평가

3.3.4.1 초기 강성 및 최대힘강도

각 실험체의 하중-변위 관계에서 선정된 초기강성, 항복하중, 최대강도를 표 3.3.8에 정리하였다. 실험체는 변수 없이 동일한 실험체이므로 유사한 초기강성과 항복강도, 최대강도가 나타내었다.

표 3.3.8 합성 데크플레이트 초기강성 및 최대강도

Specimens	K_i (kN/mm)	P_y (kN)	P_{max} (kN)	P_{max}/P_y
① FN-TD-L1-1	0.42	65.5	74.0	1.13
② FN-TD-L1-2	0.43	67.0	74.8	1.12
③ FN-TD-L1-3	0.38	66.8	75.8	1.13

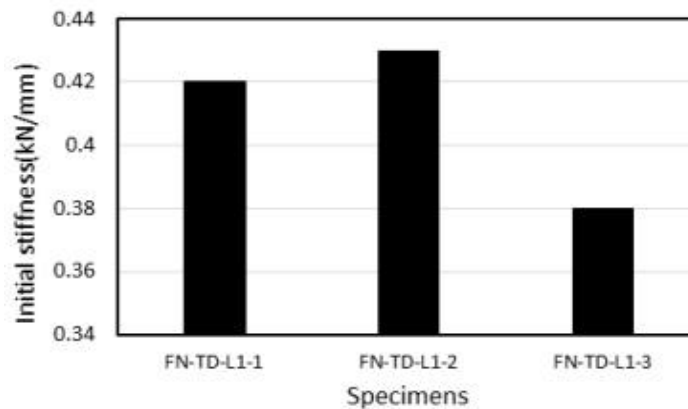
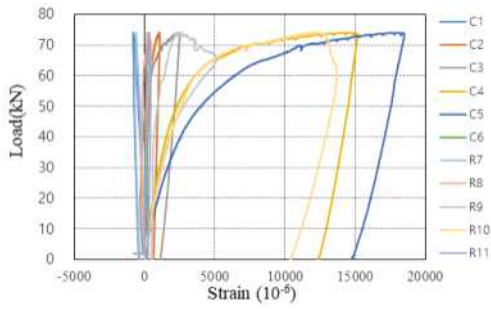


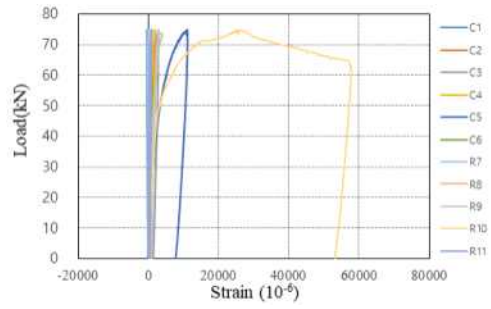
그림 3.3.12 합성 데크플레이트 실험체별 초기강성 비교

3.3.4.2 하중-변형률 관계

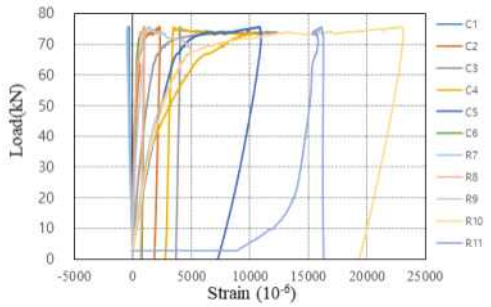
각 실험체별 하중-변형률 관계를 그림 3.3.13에 나타내었다. 하중-변형률 관계는 강재만 보여주고 있으며 각 단면 요소의 하중증가에 따른 변형거동을 확인하였다. 각모듈에 다른 모든 실험체에서 유사한 거동을 나타내었으며 하중증가로 중립축을 기준으로 압축 인장거동을 나타내었고 일부 소성화를 통해 연성적인 거동을 나타내었다.



(a) FN-TD-L1-1



(b) FN-TD-L1-2



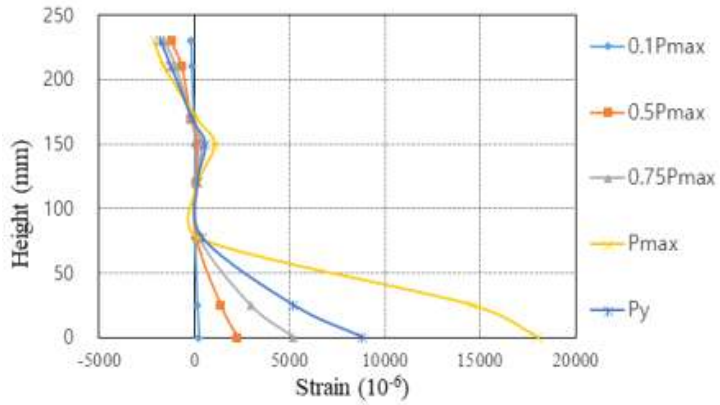
(c) FN-TD-L1-3

C : 실험체 중앙
R : 가력지점 (오른쪽)
1~11 : 게이지 번호
그림 3.3.3 합성 데크플레이트 게이지 부착 위치 참조

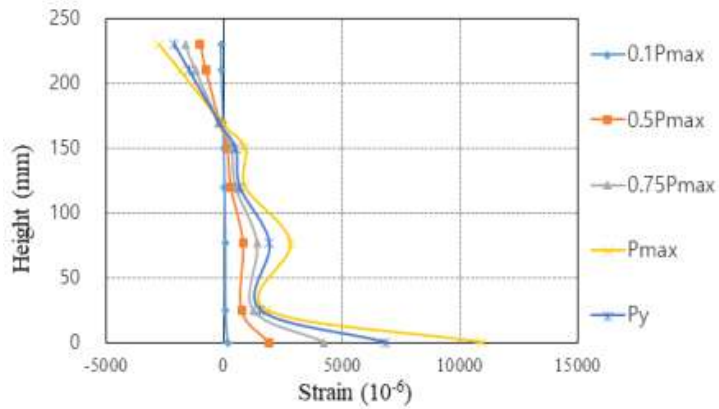
그림 3.3.13 합성 데크플레이트 실험체별 하중-변형률 관계

3.3.4.3 단면의 변형을 분포

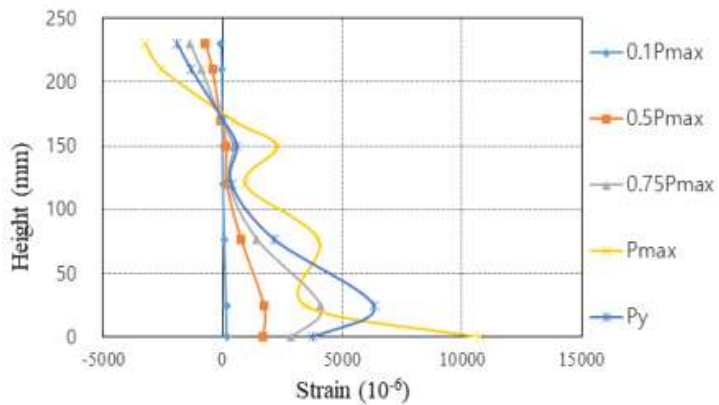
TEPs 데크플레이트 실험체 단면의 각 요소에 부착한 Strain gauge로부터 하중 단계에 따른 단면의 변형률 분포를 그림 3.3.14에 나타내었다. 실험체 3개는 유사한 거동을 나타내고 있으며, 중립축 위치는 콘크리트 슬래브 내에 위치하는 것으로 나타내었다.



(a) FN-TD-L1-1



(b) FN-TD-L1-2

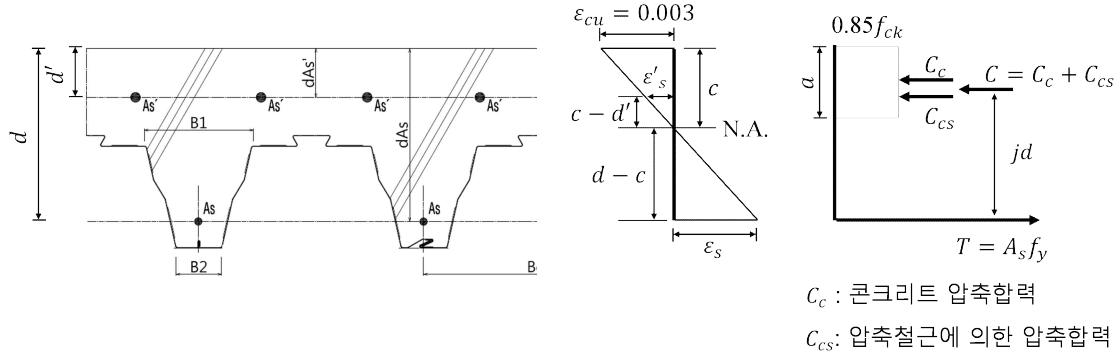


(c) FN-TD-L1-3

그림 3.3.14 합성 데크플레이트 실험체별 단면의 변형률 분포도

3.3.4.4 설계강도 평가

TEPs DECK의 휨성능을 평가하기 위해, 합성 단면의 변형률적합법으로부터 계산한 공칭강도 (P_n)와 각 실험체의 실험최대강도(P_{max})를 비교하여 표 3.3.9에 정리하였다. 공칭강도는 강재와 콘크리트의 재료시험강도를 적용하여 산정하였다. 각 실험체의 실험강도는 공칭강도 대비 1.11 ~ 1.14 배의 유사한 휨강도를 발휘하였다.



- 압축철근 항복하는 경우

$$M_n = M_{n,c} + M_{n,cs} = A'_s f_y (d - d') + (A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.3-1)$$

- 압축철근 항복하지 않는 경우

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_{cs} (d - d') = (0.85 f_{ck}) ab \left(d - \frac{a}{2} \right) + (E_s \epsilon_s') A'_s (d - d') \quad (3.3-2)$$

표 3.3.9 합성 데크플레이트 공칭강도와 실험최대강도 비교

Specimens	P_n (kN)	P_{max} (kN)	P_{max}/P_n
① FN-TD-L1-1	66.43	74.0	1.11
② FN-TD-L1-2	66.43	74.8	1.13
③ FN-TD-L1-3	66.43	75.8	1.14

3.4 소결

TEPs 데크의 콘크리트 합성 전 스패น 5.5m 시공 중 구조성능을 평가하기 위해 3개의 실험체에 대해 모래재하시험을 수행하였으며, 콘크리트 합성 후 스패น 8.0m 완공 후 구조성능을 평가하기 위해 3개의 합성슬래브에 대해 4점 가력 휨성능실험을 수행하였다. 재하시험 및 휨성능실험 결과 분석을 통해 구조성능을 분석하였다. 결과에 대한 소결은 다음과 같다.

- 1) TEPs 데크를 단순지지하는 강재를 5m 경간으로 설치하고 폭 900mm 두께 0.8mm로 제작하였으며, 콘크리트 타설 시의 등분포 시공하중을 모사하기 위하여, 모래를 단계별로 나누어 데크 위에 적재하여 평가하였다. 데크플레이트 모래재하실험은 “건축구조설계기준(KBC2016)”에 따라 진행하였으며 콘크리트 타설시 등분포 시공하중을 모사하기 위해 일정 속도로 모래를 여러번 나누어 재하하였다. 모래는 골채움을 시작으로 데크플레이트 상판에서 75mm 높이까지 모래를 채웠으며, 모래위에 각목을 두고 재하 블록을 단계별로 적재하였다. 하중을 정확히 산정하기 위하여 모래의 단위용적 중량과 재하 블록 중량을 측정하였으며 측정된 모래의 단위용적중량은 14.49kN/m^3 이며 재하 블록 중량은 0.5kN 이다. 슬래브(토평 80mm) 콘크리트 타설시 2.325kN/m (3.1kN/m^2) 하중 수준에 대한 처짐은 중앙부 처짐 20mm이다. 재하시험 특성상 단계별 하중재하이므로 실험체별 2.71kN/m (3.6kN/m^2), 2.77kN/m (3.7kN/m^2), 2.77kN/m (3.7kN/m^2) 수준에서 처짐 확인 결과 중앙부 처짐 19.50mm, 19.60mm, 21.35mm로 확인되어 경간 5m TEPs 데크는 무동바리 조건으로 기준의 한계처짐인 $L/180$, 20mm 중 최솟값 처짐성능을 만족하였다.
- 2) 합성 후 TEPs 데크 휨성능 평가를 위해 하중가력은 변위제어방식을 적용하여 0.1mm/s의 속도로 단조가력하였으며, 실험체의 양단부는 단순지지로 설정하였다. 가력위치는 가력보를 사용하여 실험체 길이(L)의 1/4점과 1/3점에서 2점 선형가력하여, 중앙부의 순수 휨모멘트 구간을 중심으로 관측하였다. 초기강성은 0.38 ~ 0.43 kN/mm로 평균 0.41 kN/mm이며, 최대하중과 항복하중의 비는 1.13배의 유사한 내력비가 나타났으며, 항복하중 시 변위는 163.9 mm ~ 185.8 mm의 분포로 평균 172.9 mm이며, 최대하중 시 변위는 항복하중 시 변위와 비교하여 1.65 ~ 2.06 배로 유사한 성능이 나타났다.

제 4 장 층고절감형 TEPs 합성보의 구조성능

4.1 개요

TEPs 합성보는 단부영역과 중앙부영역으로 구분되며 단부는 T형 상부강판, U형 하부강판으로 구성되고 중앙부는 상부철근과 강재앵커 역할을 하는 Z-bar, U형 하부강판으로 구성된다. 단부 T형 상부강판은 중립축 상부 강성 보강으로 단부 부모멘트 강도 및 강성 증대 역할을 하며 U형 하부강판은 합성 후 인장력에 저항하는 구조부재로 높이 조절이 가능한 데크걸침용 날개가 있어 층고절감 및 Deep Deck 설치가 가능하다. TEPs 합성보 내부는 슬래브와 동시에 현장 타설하고 콘크리트와 합성 효과로 휨강도 및 강성이 크게 증대된다. 그림 4.1.1와 같이 3-Pieces 제작을 적용하여 하부 강재 Pre-Camber 효과를 가지며 측판 Z-bar 높이 조절을 통해 층고절감 및 슬래브 단차 처리가 가능하다. Z-bar 상단 플랜지에 강재앵커를 설치하여 슬래브 합성효과가 있으며 시공 시 U형 강재보 변형방지와 발판으로 가능하다.

TEPs 합성보는 기둥 간격에 따른 장경간모듈과 일반모듈에 따라 시공시 장경간모듈은 5.5m×15m로 보 중앙부 1개소에 서포트를 설치하며 일반모듈은 8.0m×10m로 보 및 데크 중앙부에 서포트를 설치한다. 이에 따라 강재앵커 형상 및 천공유무를 변수로 하여 합성 후 각 모듈별 3개의 실험체에 대해 휨성능실험을 수행하여 구조성능을 확인하였다.

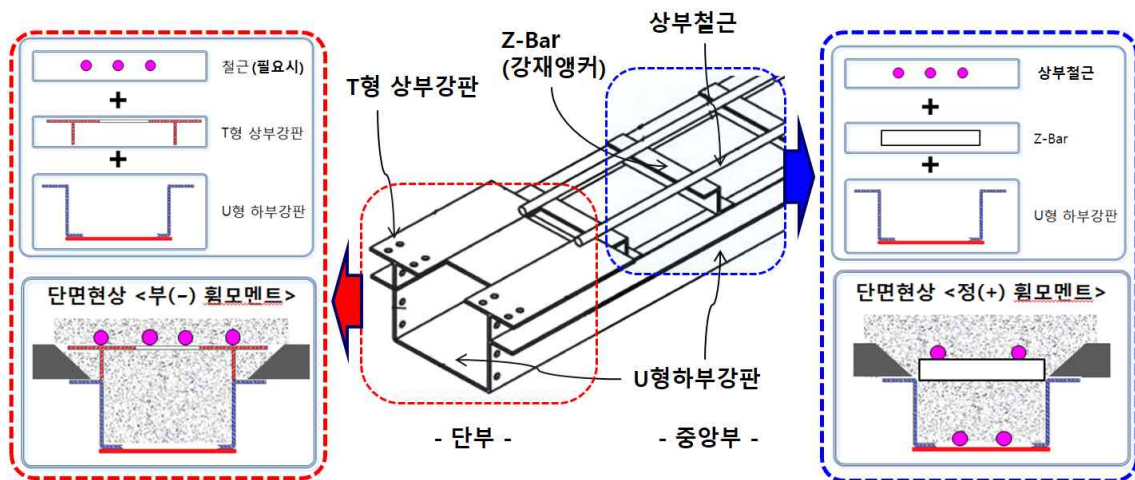


그림 4.1.1 TEPs 합성보 단면

4.2 일반 평면모듈 합성보의 휨성능

4.2.1 실험 계획

4.2.1.1 실험체 계획

일반 평면모듈 TEPS 합성보의 휨성능을 평가하기 위해 총 3개의 실험체를 계획하였다. 실험체의 길이는 그림 4.2.1과 같이 휨모멘트가 작용하는 양단고정보의 변곡점의 위치를 고려하여, 10m급 일반모듈의 경우 6.4m 스패스로 계획하였다. 실험변수는 강재앵커의 종류(Z-bar, 천공된 Z-bar, C형강 앵커)로 계획하였다. 실험체는 하부 부재에 Pre-Camber를 가하고 3-Pieces를 용접한 형태이고 제작된 U형 구조로 거푸집 기능으로 콘크리트를 채운 합성보이다. 실험체 일람을 표 4.2.1에 정리하였으며, 그림 4.2.1, 그림 4.2.2에 상세를 나타내었다.

실험체의 U형 박스에 충전된 콘크리트는 강도(f_{ck})는 24 MPa로 계획하였으며, 강재는 SM355A 강종을 사용하였다. 일반모듈 10m급 실험체는 하부판 18mm와 측판 10mm두께로 설계하였다. 실험체 모두 완전합성을 위해 8mm 두께의 강재앵커(Z-bar, 천공된 Z-bar, C형강)를 300mm 간격으로 부착하였다.

표 4.2.1 일반모듈 합성보 실험체 일람

Named	Connection details	Filled material	Anchor bolt	Note
① FN-TB-Z	Bot : PL-440×18 Side : Z-127×100/120×10	C24	Z-150×60×8	강재앵커 천공X
② FN-TB-Z(O)			Z-150×60×8	강재앵커 천공O
③ FN-TB-C			C-150×60×8	강재앵커 천공X

Note : 1) F : Flexural section, D : Deck section, C : Connection section, N : General module, L : Long span module,
2) TB : TEPS Beam, TD : TEPS DECK, TC : TEPS connection,
3) Z : Z-bar type steel anchor, Z(O) : Z-bar open type Steel anchor
C : C type Steel anchor

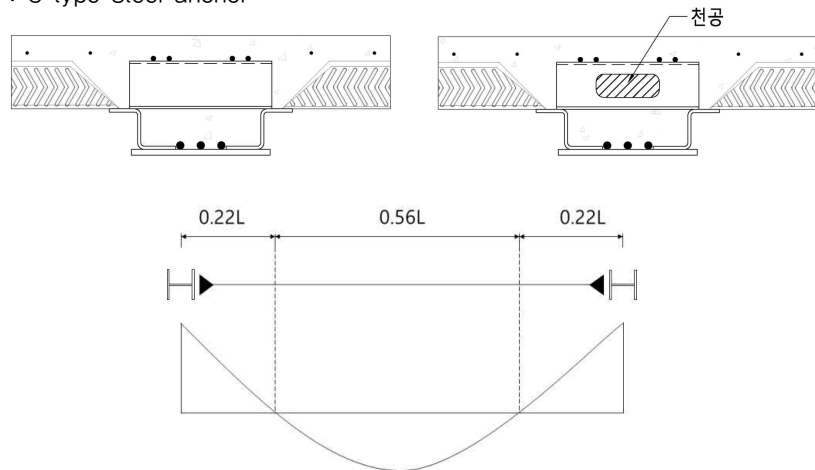


그림 4.2.1 양단고정보의 휨모멘트도와 변곡점위치

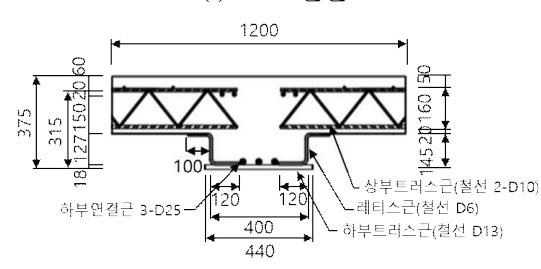
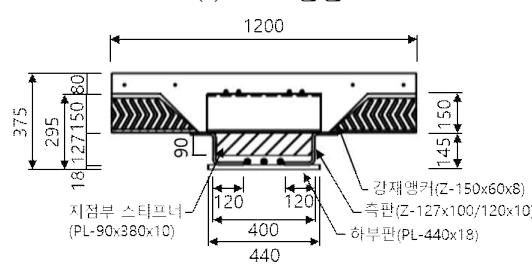
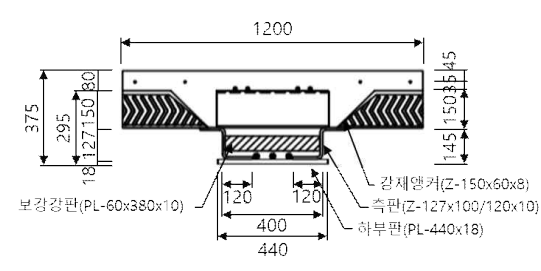
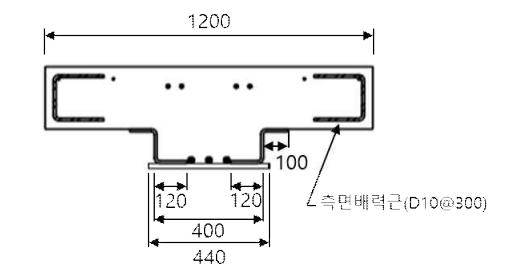
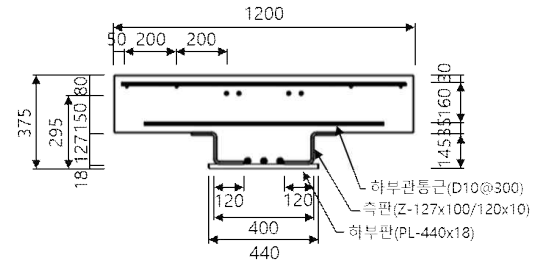
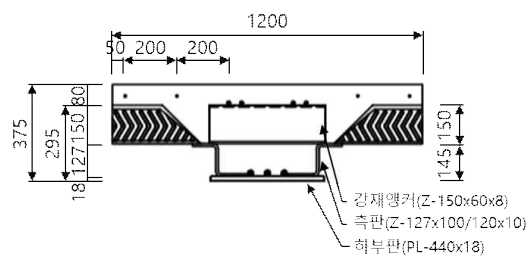
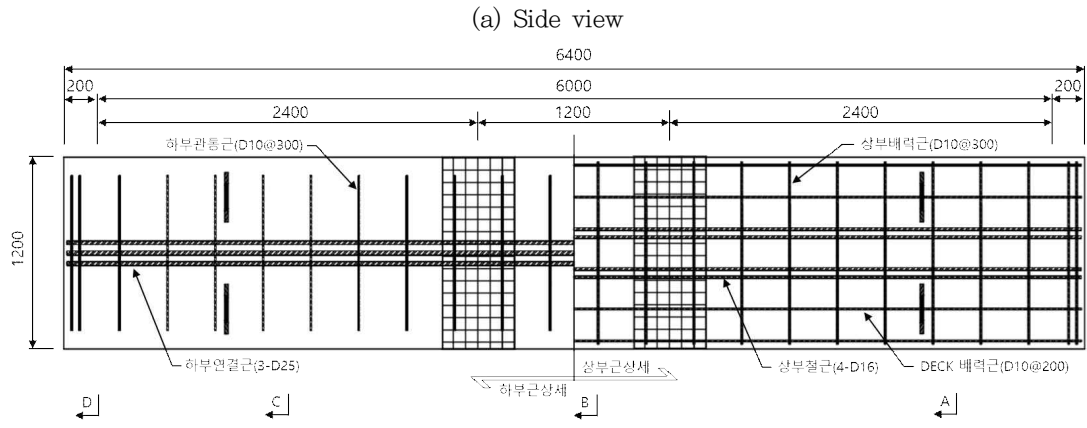
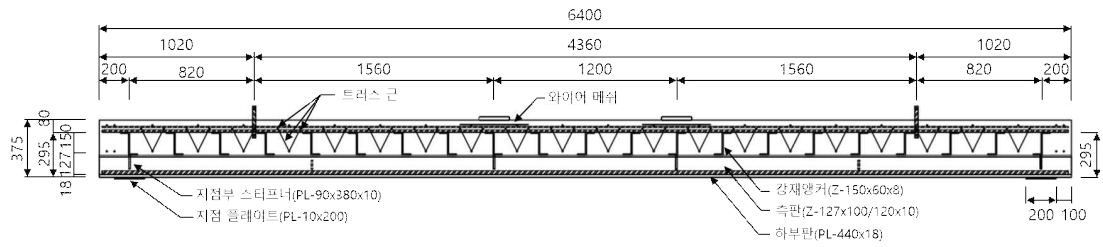


그림 4.2.2 일반모듈(10m급) 실험체 상세

4.2.1.2 가력 방법

본 실험은 대우건설기술연구소 구조실험동에서 2,000kN의 Actuator를 사용하였다. 하중가력은 변위제어방식을 적용하여 0.05mm/s의 속도로 단조가력하였으며, 실험체의 양단부는 단순 지지로 설정하였다. 가력위치는 가력보를 사용하여 실험체 길이(L)의 2/5점과 3/5점에서 2점 가력하여, 중앙부의 순수 휨모멘트 구간을 중심으로 관측하였다. 실험체 세팅을 그림 4.2.3에 나타내었다.

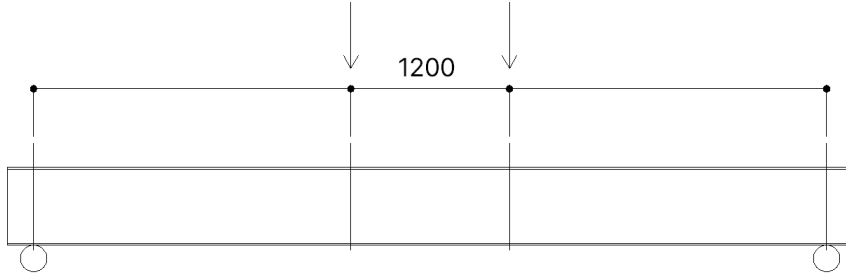
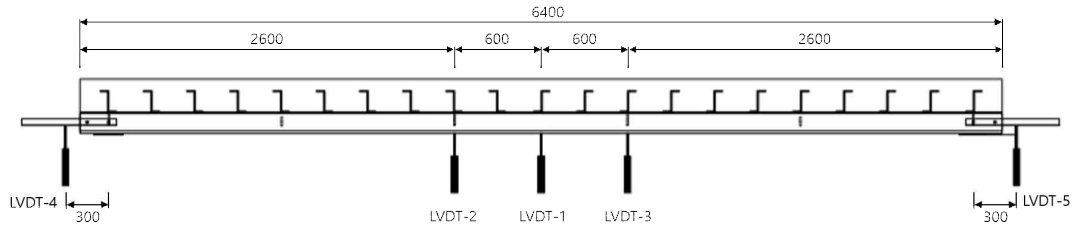


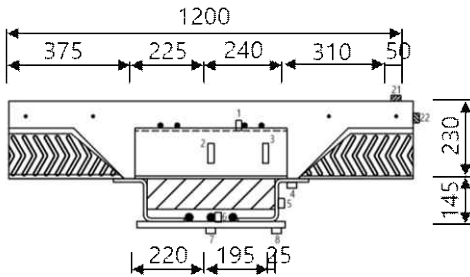
그림 4.2.3 합성보 휨성능 실험체 가력위치

4.2.1.3 측정 방법

양측 가력점 하부와 실험체 중앙부, 단부에 수직 변위계를 설치하여 하중가력에 따른 실험체의 처짐량과 회전각을 계측하였으며, 강재의 국부적인 변형을 분석하기 위하여 변형률 게이지를 부착하였다. 실험체별 변위계 설치 위치 및 게이지 부착 위치는 그림 4.2.4와 같다.

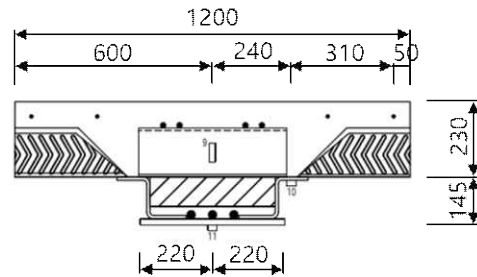


(a) LVDT 부착위치



천공되는 강재 앵커의 경우,
2번 Strain Gauge는 미부착

(b) Gauge 부착위치-1



천공되는 강재 앵커의 경우,
9번 Strain Gauge는 3번 위치에 부착

(c) Gauge 부착위치-2

그림 4.2.4 일반모듈(10m급) 합성보 게이지 부착 위치

4.2.2 실험 결과

4.2.2.1 재료 시험

1) 콘크리트

실험체 제작에 사용된 콘크리트는 설계기준강도(f_{ck}) 24MPa로 계획하였으며, KS F에 따라 제작한 공시체의 콘크리트 압축강도는 표 4.2.2에 정리하였다. F21 콘크리트 공시체 3개의 평균 탄성계수는 13,928 MPa이고, 평균 최대 압축강도는 24.82MPa, 최대 압축강도시 변형률은 0.002064이다. 각 공시체의 파괴형상과 응력-변형률 관계를 그림 4.2.5에 나타내었다.

표 4.2.2 일반모듈 합성보 콘크리트 압축강도 재료시험 결과

구 분	공시체 #1	공시체 #2	공시체 #3	평균	
C24	압축강도 (MPa)	24.77	25.79	23.91	24.82
	탄성계수 (MPa)	14,084	13,760	13,942	13,928



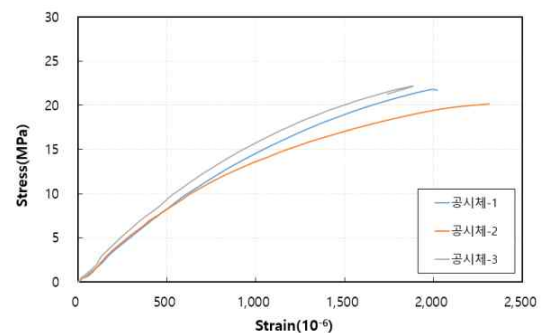
(a) 공시체 #1 최종 파괴



(b) 공시체 #2 최종 파괴



(c) 공시체 #3 최종 파괴



(d) 콘크리트 응력-변형률 관계

그림 4.2.5 콘크리트 공시체 압축강도(f_{ck} :24MPa) 재료시험 결과

2) 강재

실험체에 사용된 강재의 재료 성능을 확인하기 위해 인장시험을 실시하였다. 실험체에 사용된 강종(SM355)의 인장시험편을 KS B 0801을 준용하여 14A호 정형시험편으로 각각 3개씩 제작하였다. 실험체에 사용된 8mm와 9mm 두께를 가진 부재의 경우 실제 두께 측정결과 유사한 두께로 나타나 동일한 사이즈인 SM355(9t)로 나타내었다.

KS B 0802에 따른 인장시험 결과를 표 4.2.3에 정리하였으며, 파괴형상과 응력-변형률 관계를 그림 4.2.6과 그림 4.2.7에 나타내었다.

표 4.2.3 일반모듈 합성보 강재 인장시험 결과

강종	강판 두께	탄성계수 (E , GPa)	항복강도 (F_y , MPa)	인장강도 (F_u , MPa)	항복비 (F_y/F_u)	연신율 (ϵ_y)
SM355(6t)	5.98	202.27	502	561	0.89	28
	5.99	195.60	513	561	0.92	27
	5.98	230.82	520	559	0.93	27
AVERAGE	5.98	209.56	511.67	560.33	0.91	27.33
SM355(8t)	8.05	221.26	490	569	0.86	30
	8.02	202.64	500	573	0.87	30
	8.04	209.10	487	573	0.85	30
AVERAGE	8.04	211.00	492.33	571.67	0.86	30.00
SM355(9t)	9.08	229.18	477	567	0.84	32
	9.03	192.71	502	568	0.88	33
	9.05	194.79	480	566	0.85	31
AVERAGE	9.05	205.56	486.33	567.00	0.86	32.00
SM355(10t)	10.05	211.44	477	550	0.87	35
	10.03	195.96	496	549	0.90	30
	10.04	191.05	471	551	0.85	31
AVERAGE	10.04	199.48	481.33	550.00	0.87	32.00
SM355(14t)	14.11	228.32	462	532	0.87	35
	14.14	211.04	440	527	0.83	36
	14.14	223.09	436	531	0.82	35
AVERAGE	14.13	220.82	446.00	530.00	0.84	35.33
SM355(16t)	15.96	189.21	485	584	0.83	33
	15.96	193.08	469	569	0.82	33
	15.98	175.17	468	571	0.82	32
AVERAGE	15.97	185.82	474.00	574.67	0.82	32.67
SM355(18t)	17.96	184.22	347	541	0.64	45
	17.97	188.39	351	539	0.65	45
	17.96	166.29	344	539	0.64	45
AVERAGE	17.96	179.63	347.33	539.67	0.65	45.00



(a) 6t



(b) 8t



(c) 9t



(d) 10t



(e) 14t

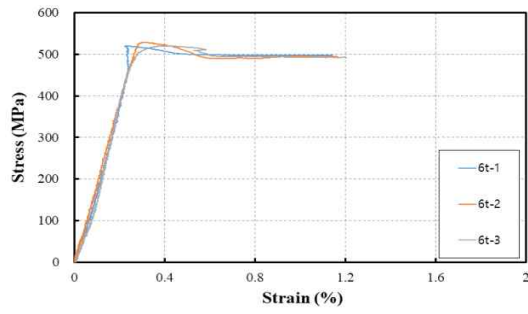


(f) 16t

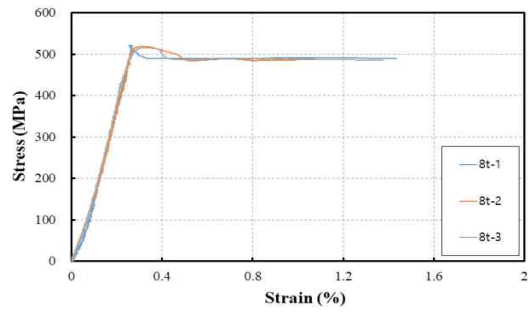


(g) 18t

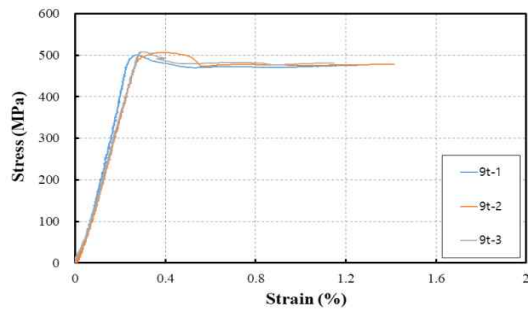
그림 4.2.6 SM355 인장시험 결과



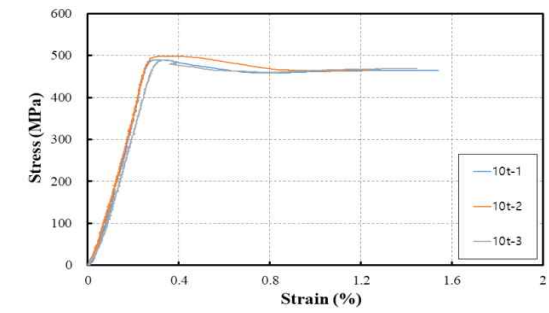
(a) 6t



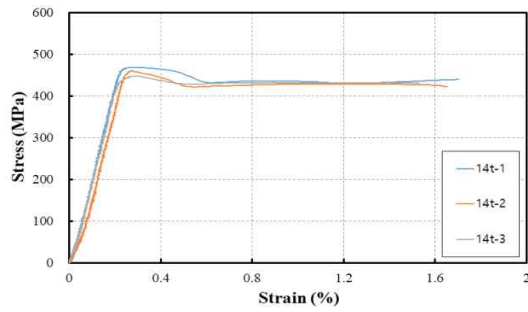
(b) 8t



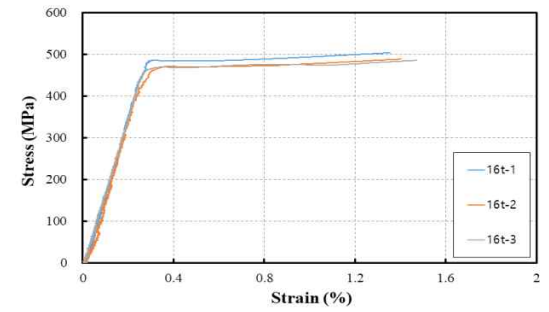
(c) 9t



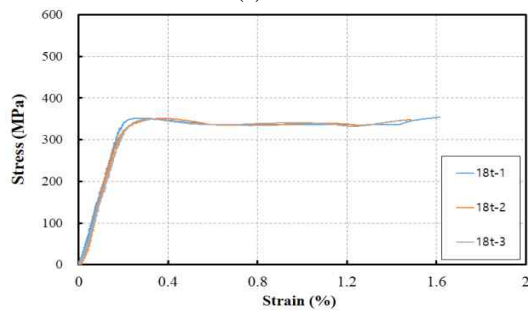
(d) 10t



(e) 14t



(f) 16t



(g) 18t

그림 4.2.7 SM355 인장시험 결과

3) 철근

실험체에 사용된 철근의 재료 성능을 확인하기 위해 인장시험을 실시하였다. 실험체에 사용된 철근의 인장시험편을 KS B 0801을 준용하여 각각 3개씩 제작하였다. KS B 0802에 따른 인장시험 결과를 표 4.2.4에 정리하였으며, 파괴형상과 응력-변형률 관계를 그림 4.2.8와 그림 4.2.9에 나타내었다.

표 4.2.4 일반모듈 합성보 철근 인장시험 결과

강종	단면적 (mm ²)	탄성계수 (E, GPa)	항복강도 (F _y , MPa)	인장강도 (F _u , MPa)	항복비 (F _y /F _u)	연신율 (ε _y)
D10	71.33	173.71	473.89	594.50	0.80	15.95
	71.33	172.73	483.52	609.95	0.79	16.83
	71.33	167.97	455.85	582.23	0.78	16.19
AVERAGE	71.33	171.47	471.09	595.56	0.79	16.32
D10-500	71.33	159.90	531.25	687.22	0.77	14.34
	71.33	174.25	534.06	551.44	0.97	12.95
	71.33	171.43	582.34	692.44	0.84	12.02
AVERAGE	71.33	168.53	549.22	643.70	0.86	13.10
D16	198.60	188.01	548.52	689.55	0.80	17.16
	198.60	180.13	547.73	653.60	0.84	15.43
	198.60	183.17	555.33	676.61	0.82	16.18
AVERAGE	198.60	183.77	550.53	673.25	0.82	16.26
D22	387.10	187.69	460.94	558.93	0.82	17.97
	387.10	186.75	460.78	581.02	0.79	17.40
	387.10	184.12	461.80	597.74	0.77	16.29
AVERAGE	387.10	186.19	461.17	579.23	0.80	17.22
D25	506.70	180.61	570.11	668.05	0.85	14.54
	506.70	174.18	572.24	601.04	0.95	-
	506.70	175.91	564.42	658.64	0.86	15.43
AVERAGE	506.70	176.90	568.92	642.58	0.89	14.99

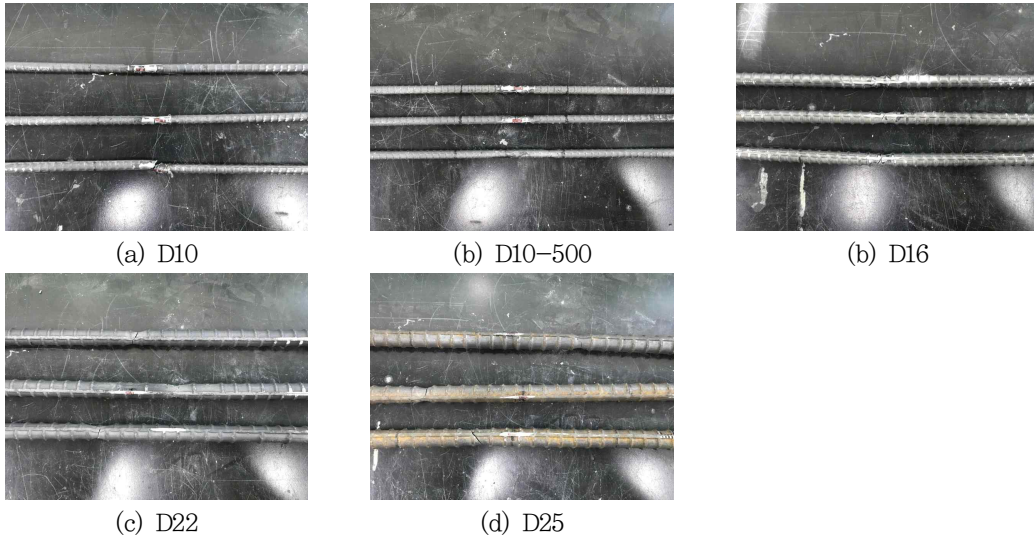


그림 4.2.8 일반모듈 합성보 철근 인장시험 결과

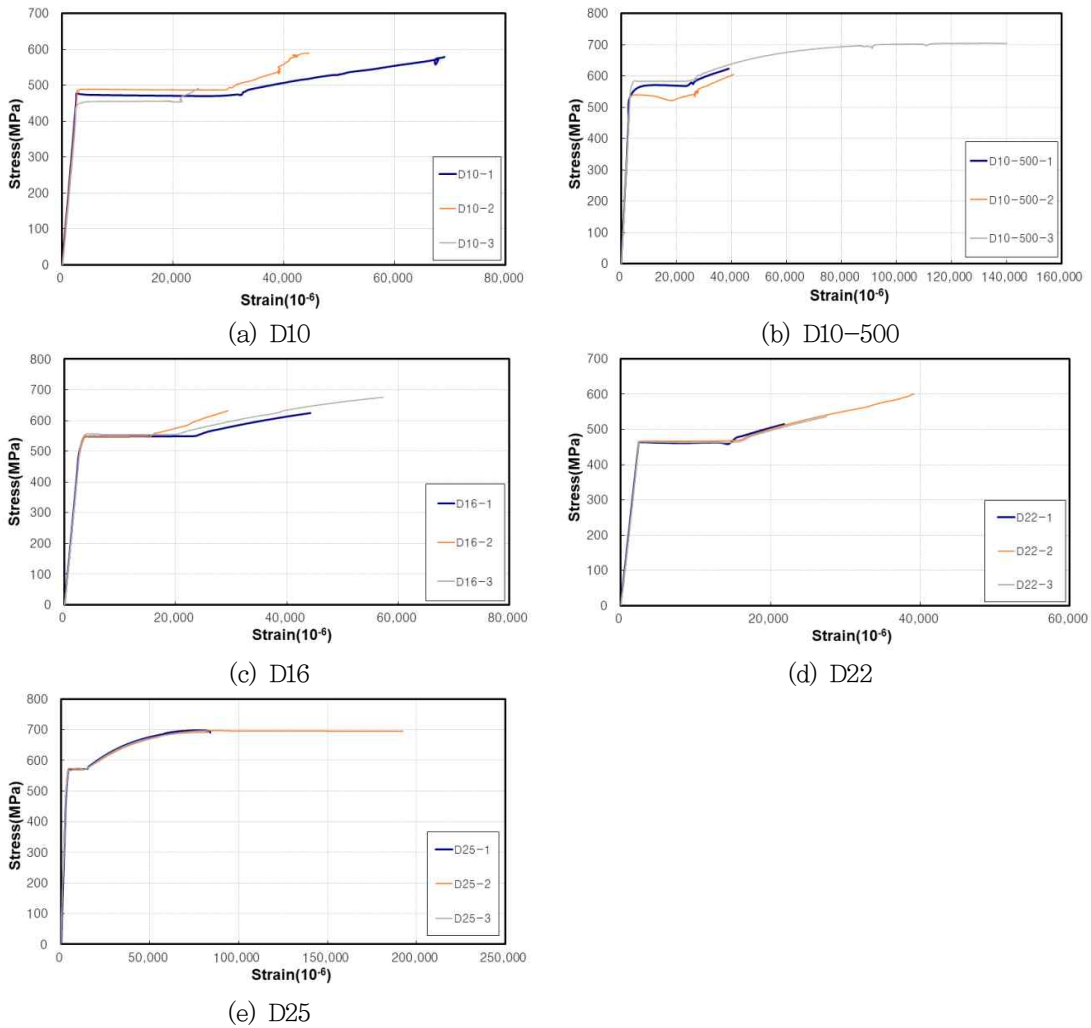


그림 4.2.9 일반모듈 합성보 철근 인장시험 결과2

4.2.2.2 파괴 거동

1) FN-TB-Z

FN-TB-Z 실험체는 TEPs 시리즈 실험체로서 냉간성형한 Z-bar가 설치되어 있는 일반모듈 10m급 휨 실험체이다. 가력 초기 선형으로 거동하였으며, 약 580 kN 정도에서 양측 가력점에서 미세균열이 시작되었고 하중증가에 따라 미세균열이 증가되었다. 약 730 kN에서 좌측 가력점 콘크리트 슬래브 후면에서 균열이 발생하였으며 이후 슬래브 정면에서도 균열이 발생하였다. 약 820 kN에서 전단연결재가 탈락하는듯한 소리가 들렸으며 데크플레이트와 콘크리트 슬래브가 벌어지는 현상과 동시에 균열이 증가하였다. 최대하중 873 kN에 도달 이후 콘크리트가 탈락하면 압괴로 인해 하중이 저하되었으며 실험을 종료하였다.

표 4.2.5 FN-TB-Z 실험체 하중 단계별 특이사항 요약

No.	하중(kN)	변위 (mm)	내용
1	580	24.5	양측 가력점 콘크리트 슬래브 초기균열 발생
2	730	35.3	좌측 가력점 콘크리트 슬래브 후면 미세균열 발생
3	820	44.1	우지끈 소리, 균열 심화
4	840	46.5	데크플레이트와 콘크리트 슬래브 사이 벌어짐
5	870	51.0	콘크리트 탈락
6	873	52.5	가력점 압괴로 인해 중앙부 파괴 최대하중
7		61.3	실험종료



(a) 실험체 설치



(b) 좌측 가력점 슬래브 정면 균열



(c) 좌측 가력점 슬래브 후면 균열



(d) 중앙부 콘크리트 슬래브 균열



(e) 우측 가력점 슬래브 정면 균열



(f) 실험 종료

그림 4.2.10 FN-TB-Z 실험체 파괴 거동

2) FN-TB-Z(O)

FN-TB-Z(O) 실험체는 TEPs 시리즈로 냉간성형된 Z-bar의 중앙부가 천공되어있는 강재앵커를 설치한 일반모듈 10m급 휨실험체이다. FN-TB-Z(O) 실험체도 FN-TB-Z 실험체와 유사하게 가력 초기 선형적인 거동을 하였으며 약 640 kN에서 초기 균열이 발생하였으며 이후 하중이 증가하면서 양측 가력점 전후면에서 미세균열이 발생하였다. 약 830 kN에서 콘크리트 슬래브 상부에서도 균열이 발생하였고 하중이 증가하여 최대하중 1,143.2 kN에 도달함과 동시에 콘크리트가 탈락하고 가력점에서 압괴가 발생하여 하중이 저하되었고 최대변위 69.8mm로 실험을 종료하였다.

표 4.2.6 FN-TB-Z(O) 실험체 하중 단계별 특이사항 요약

No.	하중 (kN)	변위 (mm)	내용
1	640	23.0	우측 가력점 콘크리트 슬래브 후면 초기균열 발생
2	730	27.2	좌측 가력점 콘크리트 슬래브 정면 미세균열 발생
3	790	30.1	좌측 가력점 콘크리트 슬래브 후면 균열 발생 우측 가력점 콘크리트 슬래브 정면 균열 발생
4	830	32.2	양측 가력점 부근 콘크리트 상부 균열 발생
5	1,143.2	59.4	콘크리트 탈락 최대하중 좌측 상부 가력점 부근에서 압괴 발생하여 하중저하
6		69.8	실험종료



(a) 실험체 설치



(b) 우측 가력점 슬래브 정면 균열



(c) 우측 가력점 슬래브 후면 균열



(d) 중앙부 콘크리트 슬래브 균열



(e) 좌측 가력점 슬래브 정면 균열



(f) 실험 종료

그림 4.2.11 FN-TB-Z(O) 실험체 파괴 거동

3) FN-TB-C

FN-TB-C 실험체는 FN-TB-Z 실험체에서 강재앵커의 종류가 Z-bar에서 ㄷ형강 앵커로 바뀐 실험체이다. 가력 초기 선형적인 거동을 보였으며 약 650kN에서 우측 가력점 콘크리트 슬래브 후면에서 초기균열이 발생하였으며 이후 양측 전후면에서 미세균열이 발생하였다. 약 896kN에서 데크플레이트와 콘크리트 사이가 벌어졌고 하중증가에 따라 균열이 심화되었다. 최대하중 993.6kN에 도달하며 콘크리트가 탈락하였고 압괴로 인해 하중이 저하되었다. 최대하중 도달이후 연성적인 거동을 보였으며 최대변위 104mm에서 실험을 종료하였다.

표 4.2.7 FN-TB-C 실험체 하중 단계별 특이사항 요약

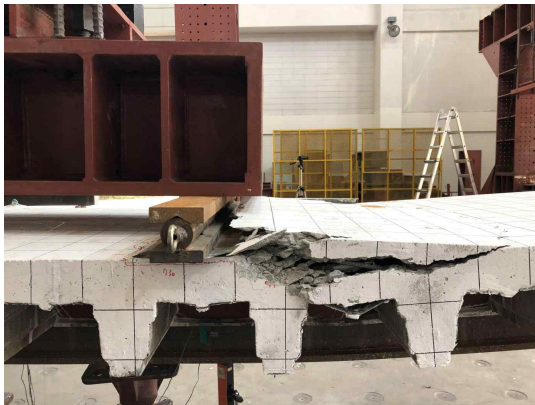
No.	하중(kN)	변위 (mm)	내용
1	500	17.8	우지끈 소리
2	650	24.9	우측 가력점 콘크리트 슬래브 후면 초기균열 발생
3	690	27.3	우측 가력점 콘크리트 슬래브 정면 미세균열 발생
4	750	30.9	좌측 가력점 콘크리트 슬래브 후면 미세균열 발생 양측 가력점 콘크리트 슬래브 상부 미세균열 발생
5	896	41.6	데크플레이트와 콘크리트 사이 벌어짐
6	940	45.7	콘크리트 슬래브 균열 심화
7	993.6	55.4	최대하중 콘크리트 탈락 가력점 압괴로 인해 하중저하
8		104	실험 종료



(a) 실험체 설치



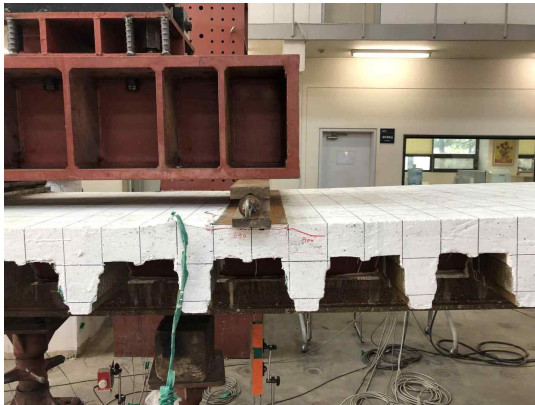
(b) 좌측 가력점 슬래브 정면 균열



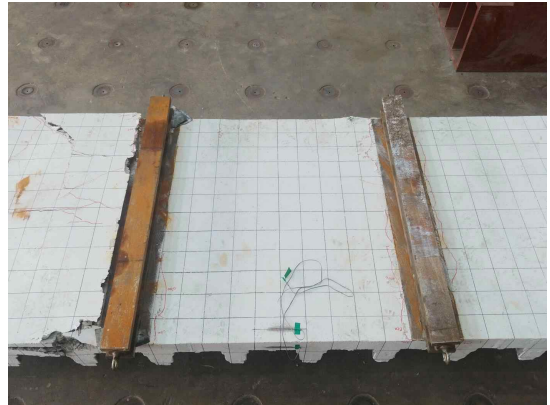
(c) 좌측 가력점 슬래브 후면 균열



(d) 중앙부 콘크리트 슬래브 균열



(e) 우측 가력점 슬래브 정면 균열



(f) 실험 종료

그림 4.2.12 FN-TB-C 실험체 파괴 거동

4.2.2.3 하중-변위 관계

실험 항복하중(P_y)과 초기강성은 3.3.3.3 에서 설명한 방법과 동일하게 산정하였다. 각 실험체 별 초기 강성(K_i) 및 항복하중(P_y), 최대하중(P_{max}), 항복하중 시 변위(δ_y), 최대하중 시 변위(δ_{max})를 표 4.2.8에 정리하였으며, 하중-변위 그래프와 재료시험강도를 적용한 예상강도(P_n)을 그림 4.2.13에 나타내었다. 실험결과, 초기강성은 21.3 ~ 24.6 kN/mm로 평균 23.2 kN/mm 이며, 최대하중과 항복하중의 비는 1.12배의 내력비를 나타내었다. 또한 항복하중 시 변위는 39.6 mm ~ 45.2 mm의 분포로 평균 41.9 mm이며, 최대하중 시 변위는 항복하중 시 변위와 비교하여 1.31 ~ 1.35배로써 단면 형상에 따라 변형성능에 차이를 나타내었다.

표 4.2.8 일반모듈 합성보 휨성능 실험 결과

Specimens	K_i (kN/mm)	P_y (kN)	P_{max} (kN)	P_{max} / P_y	δ_y (mm)	$\delta_{P_{max}}$ (mm)	$\delta_{P_{max}}$ / δ_y
① FN-TB-Z	21,3	778,6	873,8	1,12	39,6	52,5	1,33
② FN-TB-Z(O)	24,6	1,024,8	1,143,2	1,12	45,2	59,4	1,31
③ FN-TB-C	23,7	885,6	993,6	1,12	41,0	55,4	1,35

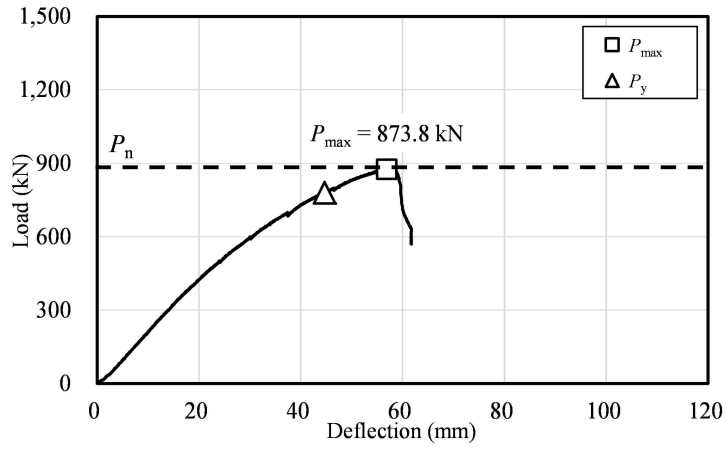
Note : 1) F : Flexural section, D : Deck section, C : Connection section, N : General module,

L : Long span module,

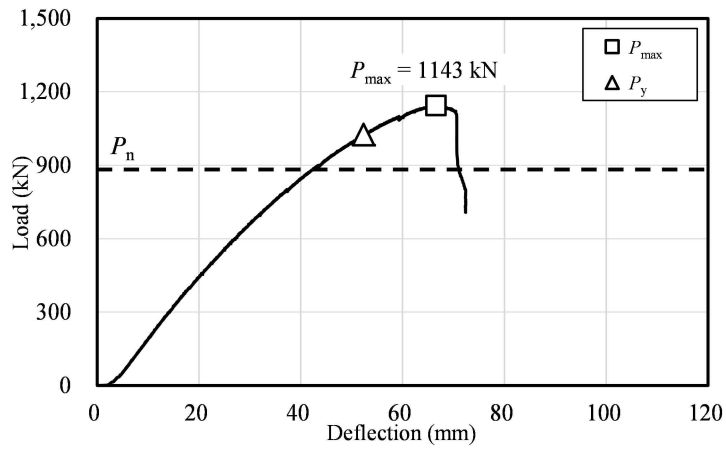
2) TB : TEPS Beam, TD : TEPS DECK, TC : TEPS connection,

3) Z : Z-bar type steel anchor, Z(O) : Z-bar open type Steel anchor

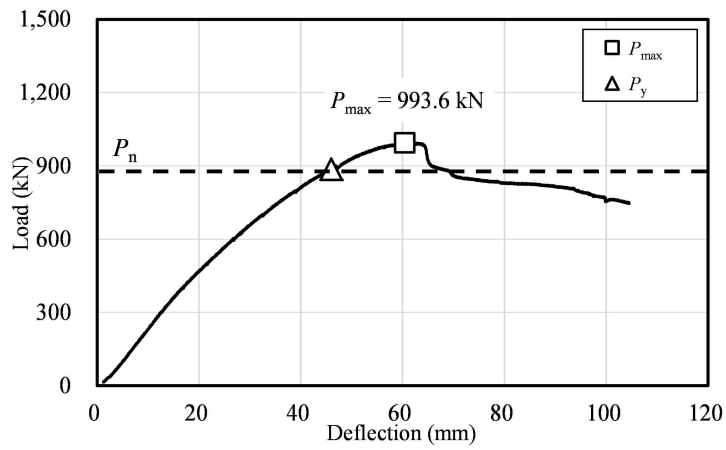
C : C type Steel anchor



(a) FN-TB-Z



(b) FN-TB-Z(O)



(c) FN-TB-C

그림 4.2.13 일반모듈 합성보 하중-변위 관계

4.2.3 분석 및 고찰

4.2.3.1 초기 강성 및 최대 힘강도

각 실험체의 하중-변위 관계에서 선정한 초기강성, 항복하중, 최대강도를 표 4.2.9에 정리하였다. 실험체는 강재앵커의 종류에 따라 초기강성, 항복하중, 최대하중에 성능 차이를 나타내었다.

최대하중 대비 항복하중의 비율은 평균 1.12로 모든 실험체에서 유사한 값을 나타내었다.

표 4.2.9 일반모듈 합성보 초기강성 및 최대강도

Specimens	K_i (kN/mm)	P_y (kN)	P_{max} (kN)	M_{max} (kNm)	P_{max}/P_y
① FN-TB-Z	21.3	778.6	873.8	1,048.6	1.12
② FN-TB-Z(O)	24.6	1,024.8	1,143.2	1,371.8	1.12
③ FN-TB-C	23.7	885.6	993.6	1,192.3	1.12

Note : 1) F : Flexural section, D : Deck section, C : Connection section, N : General module, L : Long span module

2) TB : TEPS Beam, TD : TEPS DECK, TC : TEPS connection,

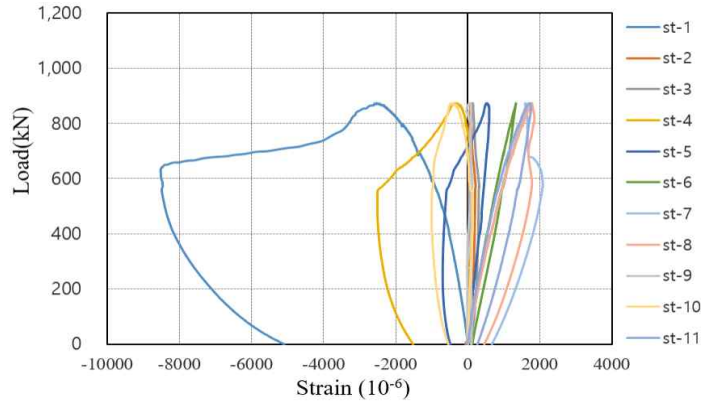
3) Z : Z-bar type steel anchor, Z(O) : Z-bar open type Steel anchor

C : C type Steel anchor

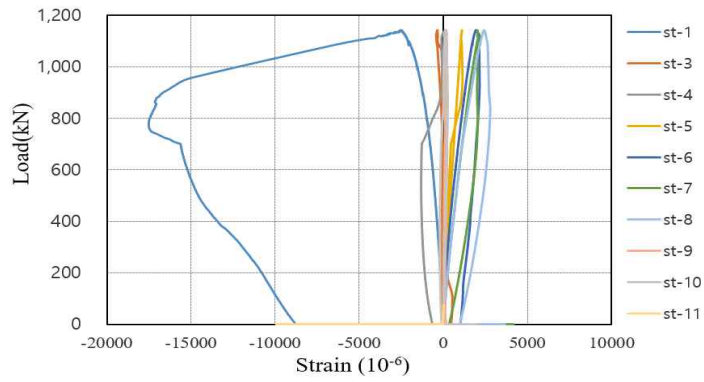
4.2.3.2 하중-변형을 관계

각 실험체별 하중-변형을 관계를 그림 4.2.14에 나타내었다. 하중-변형을 관계는 강재만 보여주고 있으며 각 단면 요소의 하중 증가에 따른 변형거동을 확인하였다. 모든 실험체에서 유사한 거동을 나타내었으며 하중 증가에 의해 중립축을 기준으로 압축 인장 거동을 나타내었고 일부 소성화를 통해 연성적인 거동을 나타내었다.

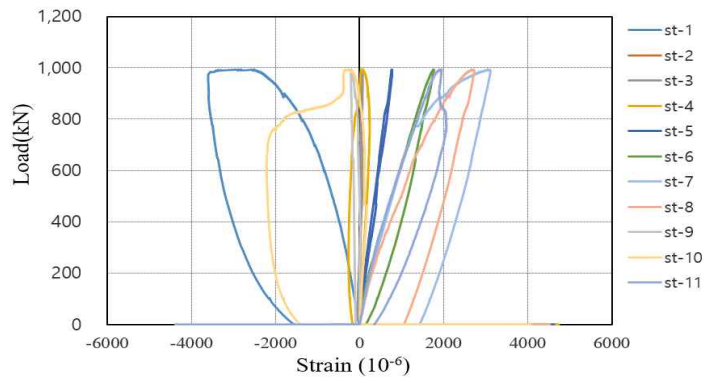
그림 4.2.14의 (a)에서 보는 바와 같이 Z-bar를 설치한 일반모듈 실험체로 Z-bar상부에 부착된 게이지와 측판에 부착한 게이지를 보면 콘크리트가 압축을 받다가 최대하중에 도달한 이후 콘크리트가 파괴되면서 강재앵커와 측판에서 국부좌굴이 발생하는 것을 확인할 수 있으며 탄성상태에서 하중을 제거하였을 때 변형이 감소하는 것을 확인할 수 있다. (b)는 강재앵커의 중앙이 천공된 Z-bar를 설치한 실험체로 강재앵커에 부착된 게이지에서 최대하중에 도달한 후 크게 변형률이 나타났으며 하중제거하였을 때 변형이 감소하는 것을 확인할 수 있다. (c)는 ㄷ형강 앵커가 설치된 실험체로 강재앵커에 부착된 게이지는 최대하중 도달이후에도 다른 실험체에 비해 크게 변형이 보이지 않았지만 측판에 부착된 게이지에서 최대하중 도달이후 하중저하되며 변형이 증가되었다.



(a) FN-TB-Z



(b) FN-TB-Z(O)



(c) FN-TB-C

그림 4.2.14 일반모듈 합성보 실험체 하중-변형률 관계

4.2.3.3 단면의 변형률 분포

각 실험체별 단면의 변형률 분포도를 그림 4.2.15에 나타내었다. 실험체 단면의 중립축의 위치를 파악하기 위해 콘크리트 슬래브와 강재앵커와 측판, 하부판에 부착한 게이지로부터 측정된 값을 각 하중단계별로 나타내었다.

그림 4.2.15에서 보는 바와 같이 모든 실험체에서 최대하중까지 선형적인 거동을 보였으며 중립축의 위치는 하부쪽에 위치하였으며 강재앵커의 종류에 상관없이 유사한 거동을 확인할 수 있다.

4.2.3.4 설계강도 평가

TEPS 합성보의 휨성능을 평가하기 위해, 단면의 소성응력분포로부터 계산한 공칭휨강도(M_n)와 각 실험체의 실험최대휨강도(M_{max})를 비교하여 표 4.2.10에 정리하였다. 공칭강도는 강재와 콘크리트의 재료시험강도를 적용하여 산정하였다. 각 실험체의 실험 강도는 공칭강도 대비 1.18 ~ 1.55배의 휨강도를 발휘하였다.

표 4.2.10 일반모듈 합성보 공칭휨강도와 실험최대휨강도 비교

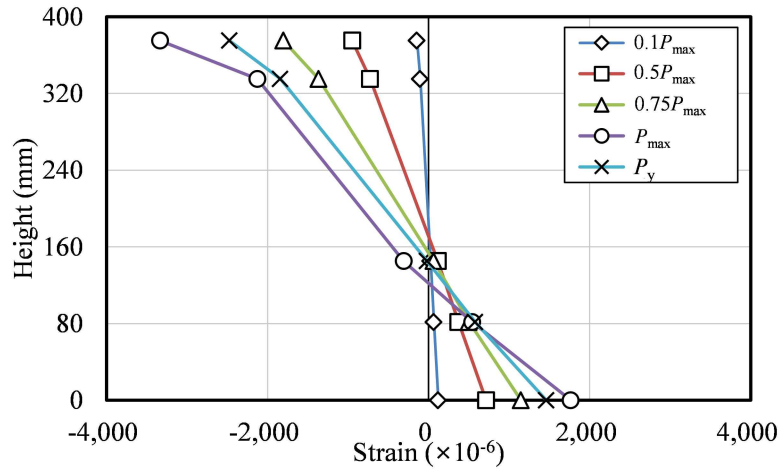
Specimens	M_n (kNm)	M_{max} (kNm)	M_{max}/M_n
① FN-TB-Z	885.29	1,048.6	1.18
② FN-TB-Z(O)	885.29	1,371.8	1.55
③ FN-TB-C	885.29	1,192.3	1.35

Note : 1) F : Flexural section, D : Deck section, C : Connection section, N : General module, L : Long span module

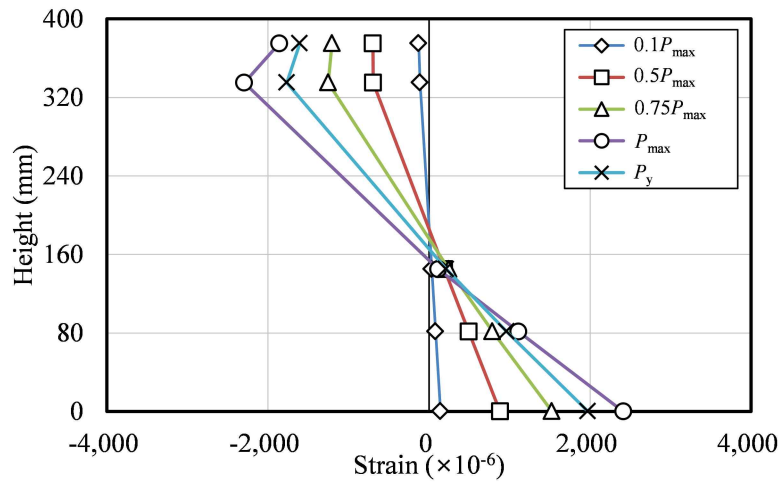
2) TB : TEPS Beam, TD : TEPS DECK, TC : TEPS connection,

3) Z : Z-bar type steel anchor, Z(O) : Z-bar open type Steel anchor

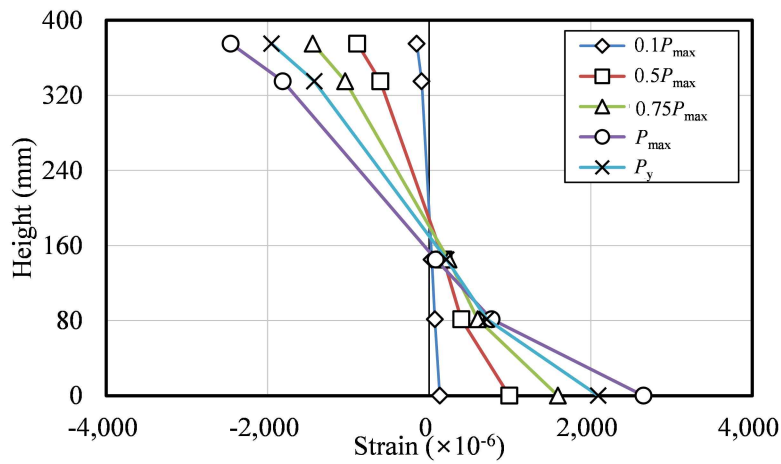
C : C type Steel anchor



(a) FN-TB-Z



(b) FN-TB-Z(O)



(c) FN-TB-C

그림 4.2.15 일반모듈 합성보 실험체별 단면의 변형률 분포도

4.3 장경간 평면모듈 합성부의 휨성능

4.3.1 실험 계획

4.3.1.1 실험체 계획

장경간 평면모듈 TEPs 합성부의 휨성능을 평가하기 위해 총 3개의 실험체를 계획하였다. 실험체의 길이는 그림 4.3.1과 같이 휨모멘트가 작용하는 양단고정보의 변곡점의 위치를 고려하여, 15m급 장경간 모듈의 경우 8.4m 스패스로 계획하였다. 실험변수는 강재앵커의 종류(Z-bar, 천공된 Z-bar, Channel 앵커)로 계획하였다. 실험체는 하부 부재에 Pre-Camber를 가하고 3-Pieces를 용접한 형태이고 제작된 U형 구조로 거푸집 기능으로 콘크리트를 채운 합성부이다. 실험체 일람을 표 4.3.1에 정리하였으며, 그림 4.3.2에 상세를 나타내었다.

실험체의 U형 박스에 충전된 콘크리트는 강도(f_{ck})는 24 MPa로 계획하였으며, 강재는 SM355A 강종을 사용하였다. 장경간모듈 15m급 실험체는 하부판 10mm와 측판 8mm 두께로 설계하였다. 실험체 모두 완전합성을 위해 8mm 두께의 강재앵커(Z-bar, 천공된 Z-bar, Channel)를 300mm 간격으로 부착하였다.

표 4.3.1 장경간모듈 합성부 실험체 일람

Named	Connection details	Filled material	Anchor bolt	Note
① FL-TB-Z	Bot : PL-330×10 Side : Z-300×100/120×8	C24	Z-150×60×8	강재앵커 천공X
② FL-TB-Z(O)			Z-150×60×8	강재앵커 천공O
③ FL-TB-C			C-150×60×8	강재앵커 천공X

Note : 1) F : Flexural section, D : Deck section, C : Connection section, N : General module, L : Long span module,
 2) TB : TEPS Beam, TD : TEPS DECK, TC : TEPS connection,
 3) Z : Z-bar type steel anchor, Z(O) : Z-bar open type Steel anchor
 C : C type Steel anchor

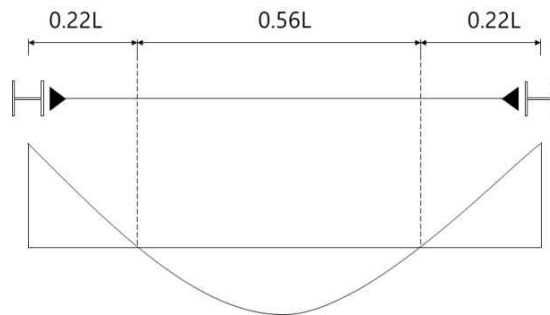
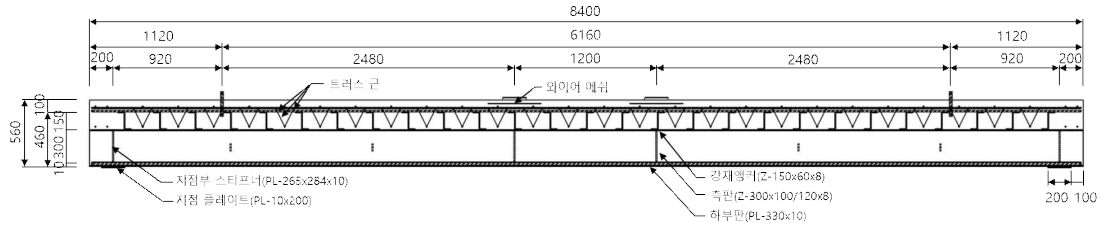
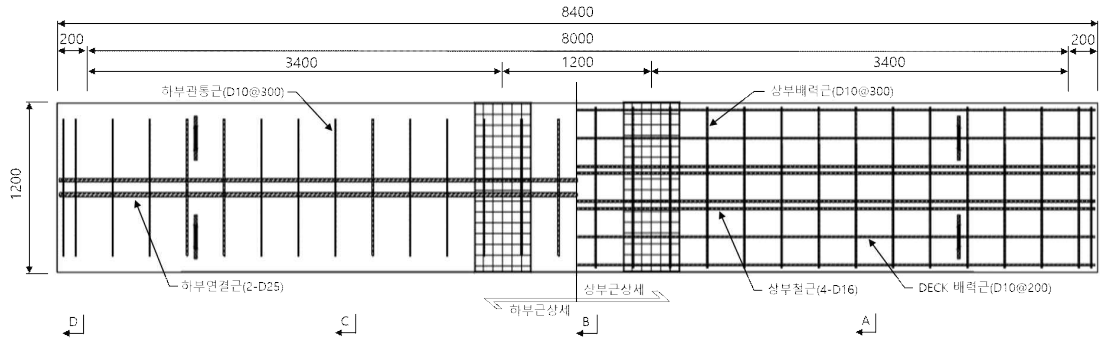


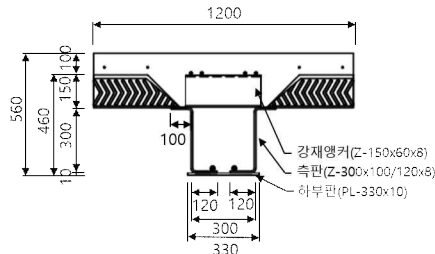
그림 4.3.1 양단고정보의 휨모멘트도와 변곡점위치



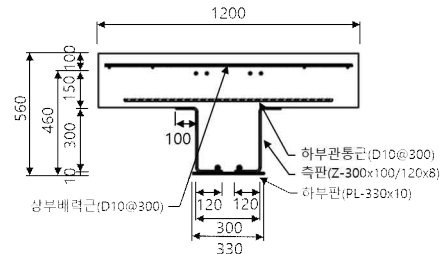
(a) Side view



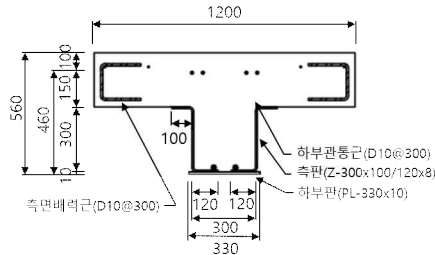
(b) Top view



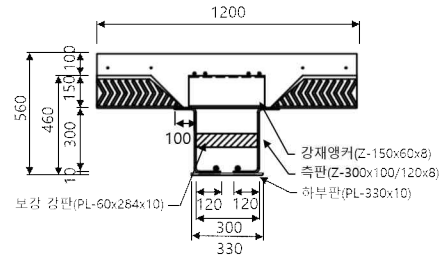
(c) A-A 단면



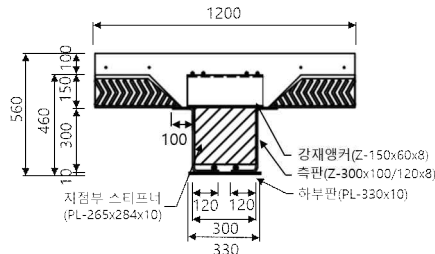
(d) B-B 단면



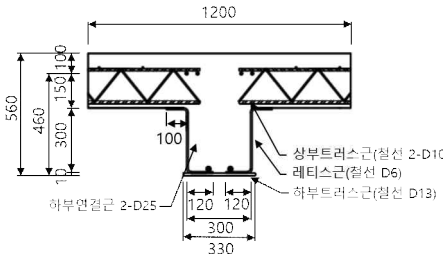
(e) C-C 단면



(f) D-D 단면



(g) E-E 단면



(h) 트러스근 단면

그림 4.3.2 장경간모듈(15m급) 실험체 상세

4.3.1.2 가력 방법

본 실험은 대우건설기술연구소 구조실험동에서 2,000kN의 Actuator를 사용하였다. 하중가력은 변위제어방식을 적용하여 0.05mm/s의 속도로 단조가력하였으며, 실험체의 양단부는 단순 지지로 설정하였다. 가력위치는 가력보를 사용하여 실험체 길이(L)의 3/7점과 4/7점에서 2점 선형가력하여, 중앙부의 순수 휨모멘트 구간을 중심으로 관측하였다. 실험체 세팅을 그림 4.3.3에 나타내었다.

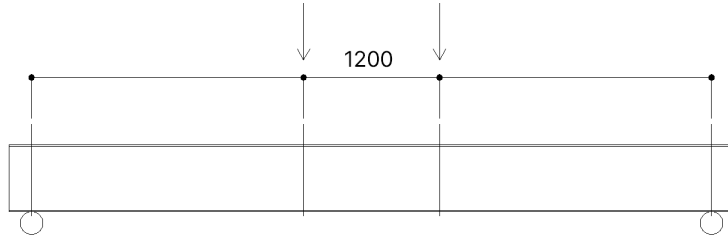
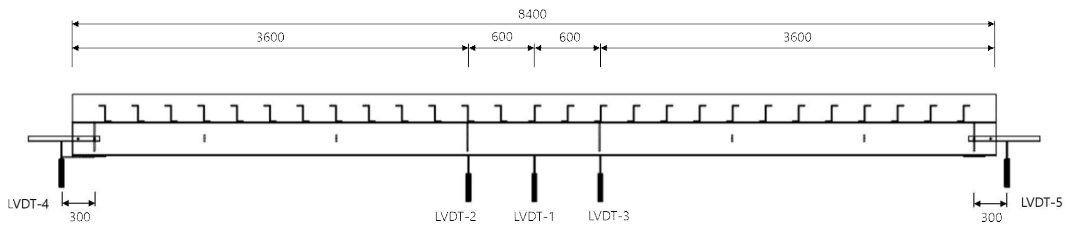


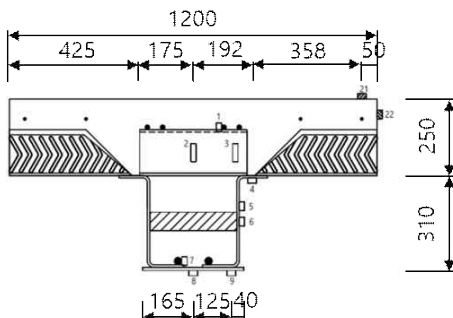
그림 4.3.3 합성보 휨성능 실험체 가력위치

4.3.1.2 측정 방법

양측 가력점 하부와 실험체 중앙부, 단부에 수직 변위계를 설치하여 하중가력에 따른 실험체의 처짐량과 회전각을 계측하였으며, 강재의 국부적인 변형을 분석하기 위하여 변형률 게이지를 부착하였다. 실험체별 변위계 설치 위치 및 게이지 부착 위치는 그림 4.3.4과 같다.

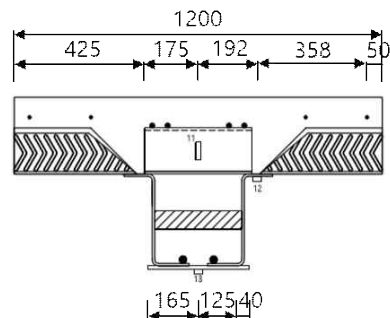


(a) LVDT 부착위치



천공되는 강제 앵커의 경우,
2번 Strain Gauge는 미부착

(b) Gauge 부착위치-1



천공되는 강제 앵커의 경우,
9번 Strain Gauge는 3번 위치에 부착

(c) Gauge 부착위치-2

그림 4.3.4 장경간모듈(15m급) 게이지 부착 위치

4.3.2 실험 결과

4.3.2.1 재료 시험

1) 콘크리트

4.2.2에서 기술한 내용과 동일하며 콘크리트 압축강도는 표 4.3.2와 같다.

표 4.3.2 콘크리트 압축강도 재료시험 결과

구 분		공시체 #1	공시체 #2	공시체 #3	평균
C24	압축강도(MPa)	24,77	25,79	23,91	24,82
	탄성계수(MPa)	14,084	13,760	13,942	13,928

2) 강재

4.2.2에서 기술한 내용과 동일하며 인장시험 결과는 표 4.3.3과 같다.

표 4.3.3 장경간모듈 합성보 강재 인장시험 결과

강종	강판 두께	탄성계수 (E , GPa)	항복강도 (F_y , MPa)	인장강도 (F_u , MPa)	항복비 (F_y/F_u)	연신율 (ϵ_y)
SM355(6t)	5.98	202,27	502	561	0.89	28
	5.99	195,60	513	561	0.92	27
	5.98	230,82	520	559	0.93	27
AVERAGE	5.98	209,56	511,67	560,33	0.91	27,33
SM355(8t)	8.05	221,26	490	569	0.86	30
	8.02	202,64	500	573	0.87	30
	8.04	209,10	487	573	0.85	30
AVERAGE	8.04	211,00	492,33	571,67	0.86	30,00
SM355(9t)	9.08	229,18	477	567	0.84	32
	9.03	192,71	502	568	0.88	33
	9.05	194,79	480	566	0.85	31
AVERAGE	9.05	205,56	486,33	567,00	0.86	32,00
SM355(10t)	10.05	211,44	477	550	0.87	35
	10.03	195,96	496	549	0.90	30
	10.04	191,05	471	551	0.85	31
AVERAGE	10.04	199,48	481,33	550,00	0.87	32,00
SM355(14t)	14.11	228,32	462	532	0.87	35
	14.14	211,04	440	527	0.83	36
	14.14	223,09	436	531	0.82	35
AVERAGE	14.13	220,82	446,00	530,00	0.84	35,33
SM355(16t)	15.96	189,21	485	584	0.83	33
	15.96	193,08	469	569	0.82	33
	15.98	175,17	468	571	0.82	32
AVERAGE	15.97	185,82	474,00	574,67	0.82	32,67
SM355(18t)	17.96	184,22	347	541	0.64	45
	17.97	188,39	351	539	0.65	45
	17.96	166,29	344	539	0.64	45
AVERAGE	17.96	179,63	347,33	539,67	0.65	45,00

3) 철근

4.2.2에서 기술한 내용과 동일하며 인장시험 결과는 표 4.3.4와 같다.

표 4.3.4 장경간모듈 합성보 철근 인장시험 결과

강종	단면적 (mm^2)	탄성계수 (E , GPa)	항복강도 (F_y , MPa)	인장강도 (F_u , MPa)	항복비 (F_y/F_u)	연신율 (ϵ_y)
D10	71.33	173.71	473.89	594.50	0.80	15.95
	71.33	172.73	483.52	609.95	0.79	16.83
	71.33	167.97	455.85	582.23	0.78	16.19
AVERAGE	71.33	171.47	471.09	595.56	0.79	16.32
D10-500	71.33	159.90	531.25	687.22	0.77	14.34
	71.33	174.25	534.06	551.44	0.97	12.95
	71.33	171.43	582.34	692.44	0.84	12.02
AVERAGE	71.33	168.53	549.22	643.70	0.86	13.10
D16	198.60	188.01	548.52	689.55	0.80	17.16
	198.60	180.13	547.73	653.60	0.84	15.43
	198.60	183.17	555.33	676.61	0.82	16.18
AVERAGE	198.60	183.77	550.53	673.25	0.82	16.26
D22	387.10	187.69	460.94	558.93	0.82	17.97
	387.10	186.75	460.78	581.02	0.79	17.40
	387.10	184.12	461.80	597.74	0.77	16.29
AVERAGE	387.10	186.19	461.17	579.23	0.80	17.22
D25	506.70	180.61	570.11	668.05	0.85	14.54
	506.70	174.18	572.24	601.04	0.95	-
	506.70	175.91	564.42	658.64	0.86	15.43
AVERAGE	506.70	176.90	568.92	642.58	0.89	14.99

4.3.2.2 파괴 거동

1) FL-TB-Z

FL-TB-Z 실험체는 TEPs 시리즈 실험체로서 냉간성형된 Z-bar를 설치한 장경간모듈 15m 급 휨실험체이다. FL-TB-Z 실험체는 일반모듈 실험체와 유사하게 가력 초기 선형적인 거동을 보였으며 약 940kN에서 양측 가력점 부근에서 초기균열이 발생하였다. 약 1,000kN에서 양측 전후면에서 균일이 증가하였고 하중이 증가하면서 데크플레이트와 콘크리트 사이가 벌어지는 현상이 나타났다. 최대하중 1,073kN에서 콘크리트가 탈락하고 가력점 압괴로 인해 하중이 저하되었으며 최대변위 78.8mm에서 실험을 종료하였다.

표 4.3.5 FL-TB-Z 실험체 하중 단계별 특이사항 요약

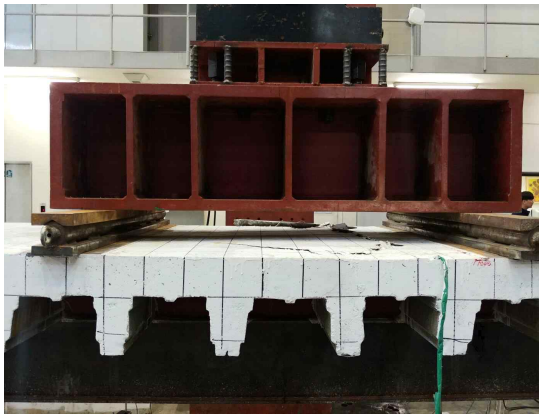
No.	하중(kN)	변위 (mm)	내용
1	940	49.7	좌측 가력점 콘크리트 슬래브 정면 초기균열 발생 우측 가력점 콘크리트 슬래브 후면 미세균열 발생
2	990	55.4	좌측 가력점 콘크리트 슬래브 후면 미세균열 발생
3	1,000	57.1	미세균열 증가
4	1,050	65.5	데크플레이트와 콘크리트 사이 벌어짐
5	1,073	72.5	최대하중 콘크리트 탈락 압괴로 인한 하중저하
6		78.8	실험 종료



(a) 실험체 설치



(b) 좌측 가력점 슬래브 정면 균열



(c) 중앙부 콘크리트 슬래브 정면 균열



(d) 중앙부 가력점 슬래브 후면 균열



(e) 우측 가력점 슬래브 정면 균열



(f) 실험 종료

그림 4.3.5 FL-TB-Z 실험체 파괴 거동

2) FL-TB-Z(O)

FL-TB-Z(O) 실험체는 TEPs 시리즈로 냉간성형된 Z-bar의 중앙부가 천공되어있는 강재앵커를 설치한 장경간모듈 15m급 휨실험체이다. 가력 초기에 선형적인 거동을 보였으며 약 900kN에서 우측 가력점 부근에서 초기균열이 발생하였으며 이후 양측 가력점 부근에서 균열이 증가하였다. 약 1,070kN에서 콘크리트가 탈락하는 현상을 보였고 최대하중 1,135kN에 도달한 이후 연성적인 거동을 보였으며 가력점 압괴로 인해 하중이 저하되었고 최대변위 142.9mm에서 실험을 종료하였다.

표 4.3.6 FL-TB-Z(O) 실험체 하중 단계별 특이사항 요약

No.	하중(kN)	변위 (mm)	내용
1	900	46.8	우측 가력점 콘크리트 슬래브 정면 초기균열 발생
2	950	50.9	우측 가력점 콘크리트 슬래브 후면 미세균열 발생
3	970	52.7	좌측 가력점 콘크리트 슬래브 정면, 후면 미세균열 발생
4	1,030	61.6	콘크리트 슬래브 균열 심화
5	1,070	616	콘크리트 탈락
6	1,135	80.9	최대하중 가력점 압괴로 인한 하중저하
7		142.9	실험종료



(a) 실험체 설치



(b) 좌측 가력점 슬래브 정면 균열



(c) 중앙부 정면 콘크리트 슬래브 균열



(d) 우측 가력점 슬래브 정면 균열



(e) 우측 가력점 슬래브 후면 균열



(f) 실험 종료

그림 4.3.6 FL-TB-Z(O) 실험체 파괴 거동

3) FL-TB-C

FL-TB-C 실험체는 강재앵커의 종류가 Z-bar에서 ㄷ형강 앵커로 변경되어 설치된 장경간모둘 15m급 휨실험체이다. 가력 초기 선형적인 거동을 보였으며 약 640kN에서 좌측 가력점 부근에서 초기균열이 발생하였고 하중이 증가하면서 양측 가력점의 전후면으로 미세균열이 발생하였다. 약 910kN에서 균열이 심화되며 최대하중 1,054kN에서 도달하였고 좌측 가력점 콘크리트 슬래브 후면에서 콘크리트가 탈락하고 데크플레이트와 콘크리트 사이가 벌어지는 현상이 발생하였다. 최대하중 도달 이후 연성적인 거동을 보였고 최대변위 117.4mm에서 실험을 종료하였다.

표 4.3.7 FL-TB-C 실험체 하중 단계별 특이사항 요약

No.	하중(kN)	변위 (mm)	내용
1	269	10.8	'우지끈' 소리 남
2	640	30.4	좌측 가력점 콘크리트 슬래브 후면 초기균열 발생
3	690	33.8	좌측 가력점 부근 콘크리트 슬래브 상부 미세균열 발생
4	730	36.0	좌측 가력점 정면 콘크리트 슬래브 미세균열 발생
5	782	39.7	우측 가력점 부근 콘크리트 슬래브 상부 미세균열 발생
6	843	44.4	우측 가력점 콘크리트 슬래브 후면 미세균열 발생
7	916	50.4	균열 심화
8	1,054	74.8	최대하중 좌측 가력점 부근 콘크리트 탈락 데크플레이트와 콘크리트 사이 벌어짐
9		117.4	실험 종료



(a) 실험체 설치



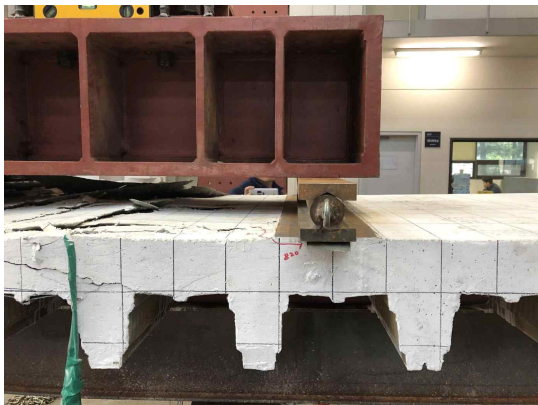
(b) 좌측 가력점 슬래브 정면 균열



(c) 중앙부 콘크리트 슬래브 정면 균열



(d) 중앙부 콘크리트 슬래브 후면 균열



(e) 우측 가력점 슬래브 정면 균열



(f) 실험 종료

그림 4.3.7 FL-TB-C 실험체 파괴 거동

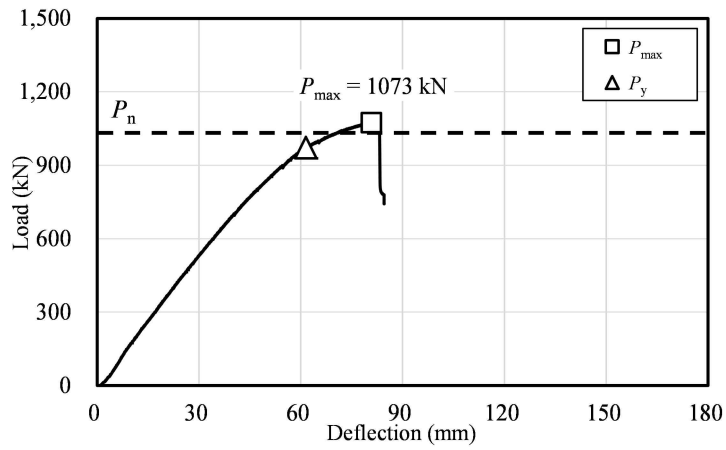
4.3.2.3 하중-변위 관계

실험 항복하중(P_y)과 초기강성은 3.3.3.3 에서 설명한 방법과 동일하게 산정하였다. 각 실험체 별 초기 강성(K_i) 및 항복하중(P_y), 최대하중(P_{max}), 항복하중 시 변위(δ_y), 최대하중 시 변위(δ_{max})를 표 4.3.8에 정리하였으며, 하중-변위 그래프와 재료시험강도를 적용한 예상강도(P_n)을 그림 4.3.8에 나타내었다. 실험결과, 초기강성은 18.5 ~ 24.6 kN/mm로 평균 21.1 kN/mm 이며, 최대하중과 항복하중의 비는 1.11배의 유사한 내력비를 나타내었다. 또한 항복하중 시 변위는 39.6 mm ~ 56.3 mm의 분포로 평균 48.3 mm이며, 최대하중 시 변위는 항복하중 시 변위와 비교하여 1.31 ~ 1.44배로써 단면 형상에 따라 변형성능에 차이를 나타내었다.

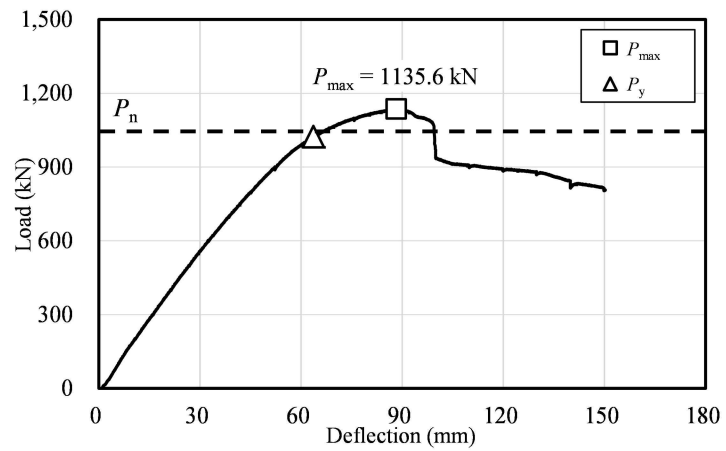
표 4.3.8 장경간모듈 합성보 휨성능 실험 결과

Specimens	K_i (kN/mm)	P_y (kN)	P_{max} (kN)	P_{max} / P_y	δ_y (mm)	$\delta_{P_{max}}$ (mm)	$\delta_{P_{max}} / \delta_y$
① FL-TB-Z	19.3	971.2	1,073.0	1.10	53.0	72.5	1.37
② FL-TB-Z(O)	19.3	1,023.2	1,135.6	1.11	56.3	80.9	1.44
③ FL-TB-C	18.5	951.8	1,054.6	1.11	54.5	74.8	1.37

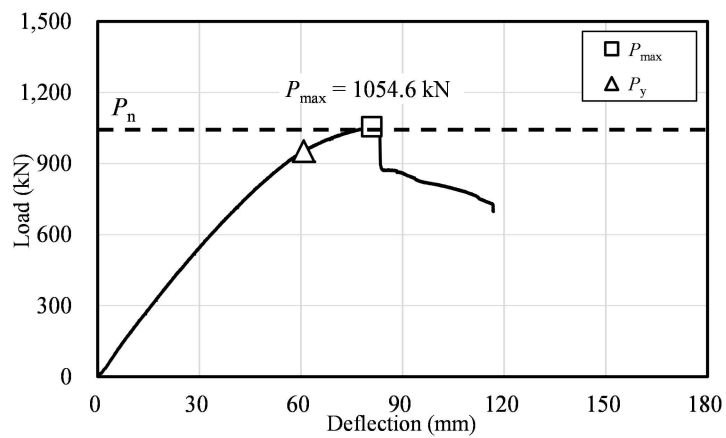
Note : 1) F : Flexural section, D : Deck section, C : Connection section, N : General module, L : Long span module,
 2) TB : TEPS Beam, TD : TEPS DECK, TC : TEPS connection,
 3) Z : Z-bar type steel anchor, Z(O) : Z-bar open type Steel anchor
 C : C type Steel anchor



(a) FL-TB-Z



(b) FL-TB-Z(O)



(c) FL-TB-C

그림 4.3.8 장경간모듈 합성보 하중-변위 관계

4.3.3 분석 및 고찰

4.3.3.1 초기 강성 및 최대 힘강도

각 실험체의 하중-변위 관계에서 선정된 초기강성, 항복하중, 최대강도를 표 4.3.9에 정리하였다. 실험체는 강재앵커의 종류에 따라 초기강성, 항복하중, 최대하중에 성능 차이를 나타내었다.

최대하중 대비 항복하중의 비율은 평균 1.11로 모든 실험체에서 유사한 값을 나타내었다.

표 4.3.9 장경간모듈 합성보 초기강성 및 최대강도

Specimens	K_i (kN/mm)	P_y (kN)	P_{max} (kN)	M_{max} (kNm)	P_{max}/P_y
① FL-TB-Z	19.3	971.2	1,073.0	1,824.1	1.10
② FL-TB-Z(O)	19.3	1,023.2	1,135.6	1,930.5	1.11
③ FL-TB-C	18.5	951.8	1,054.6	1,792.8	1.11

Note : 1) F : Flexural section, D : Deck section, C : Connection section, N : General module, L : Long span module,

2) TB : TEPS Beam, TD : TEPS DECK, TC : TEPS connection,

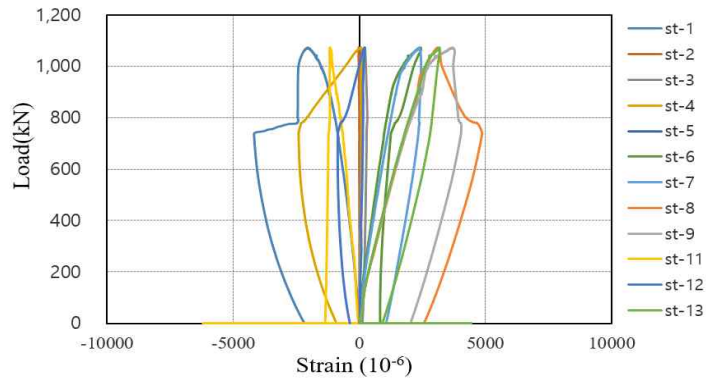
3) Z : Z-bar type steel anchor, Z(O) : Z-bar open type Steel anchor

C : C type Steel anchor

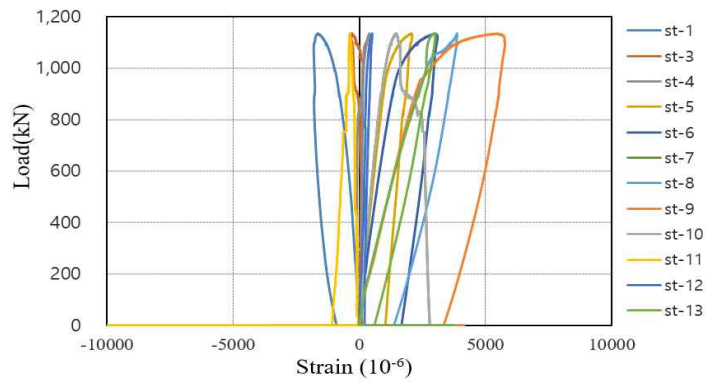
4.3.3.2 하중-변형률 관계

각 실험체별 하중-변형률 관계를 그림 4.3.9에 나타내었다. 하중-변형률 관계는 강재만 보여주고 있으며 각 단면 요소의 하중 증가에 따른 변형거동을 확인하였다. 모든 실험체에서 유사한 거동을 나타내었으며 하중 증가에 의해 중립축을 기준으로 압축 인장 거동을 나타내었고 일부 소성화를 통해 연성적인 거동을 나타내었다.

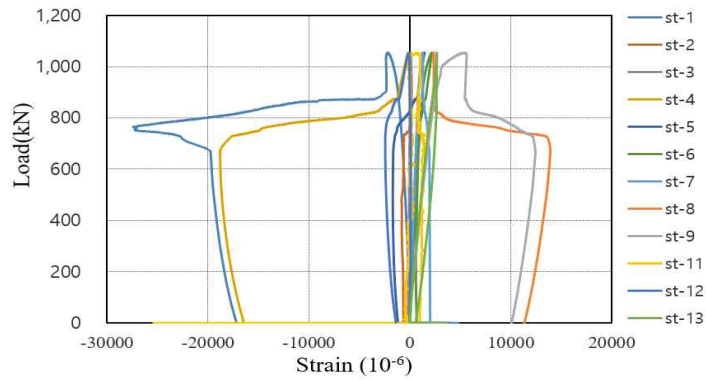
그림 4.3.9의 (a)은 장경간모듈에서 Z-bar를 부착한 실험체로 강재앵커와 측판의 플랜지에서 압축거동을 하고 있으며 측판의 웹부터 하부판까지는 인장거동을 하고 있다. 실험 종료 후 하중을 제거하면서 전체적으로 변형이 감소하였다. (b)는 중앙부가 천공된 Z-bar가 설치된 장경간모듈 실험체로 실험체 상부쪽에 부착된 게이지는 압축변형을 하고 있으며 하부쪽은 인장 변형을 하고 있다. (d)실험체와 유사하게 전체적으로 최대하중 이후 하중을 제거하면서 변형이 감소하였다. (c)는 ㄷ형강 앵커를 설치한 실험체로 하부판에 부착된 게이지와 강재앵커 측판의 플랜지에서 최대하중 도달 이후 변형이 증가하였으며 하중이 저하되면서 변형이 감소하였고 항복하며 소성화된 것을 확인할 수 있다.



(a) FL-TB-Z



(b) FL-TB-Z(O)



(c) FL-TB-C

그림 4.3.9 장경간모듈 15m급 실험체 하중-변형률 관계

4.3.3.3 단면의 변형률 분포

각 실험체별 단면의 변형률 분포도를 그림 4.3.10에 나타내었다. 실험체 단면의 중립축의 위치를 파악하기 위해 콘크리트 슬래브와 강재앵커와 측판, 하부판에 부착한 게이지로부터 측정된 값을 각 하중단계별로 나타내었다.

그림 4.3.10에서 보는 바와 같이 모든 실험체에서 최대하중까지 선형적인 거동을 보였으며 장경간모듈의 실험체에서 Z-bar가 설치된 실험체(a)와 ㄷ형강 앵커가 설치된 실험체(c)는 중립축의 위치가 단부의 인장측으로부터 약 300mm 높이에 위치하는 것으로 확인되며 천공된 Z-bar가 설치된 실험체(b)에서는 중립축이 콘크리트 슬래브 안에 위치하는 것으로 확인된다.

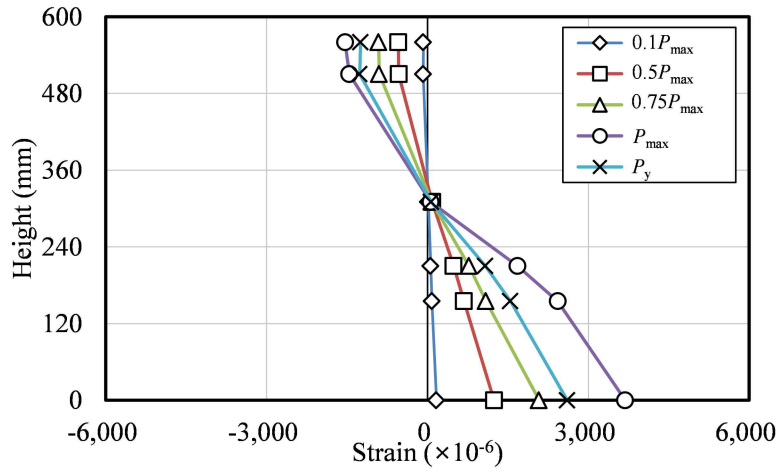
4.3.3.4 설계강도 평가

TEPs 합성보의 휨성능을 평가하기 위해, 단면의 소성응력분포로부터 계산한 공칭휨강도(M_n)와 각 실험체의 실험최대휨강도(M_{max})를 비교하여 표 4.3.10에 정리하였다. 공칭강도는 강재와 콘크리트의 재료시험강도를 적용하여 산정하였다. 각 실험체의 실험 강도는 공칭강도 대비 1.19 ~ 1.28배의 휨강도를 발휘하였다.

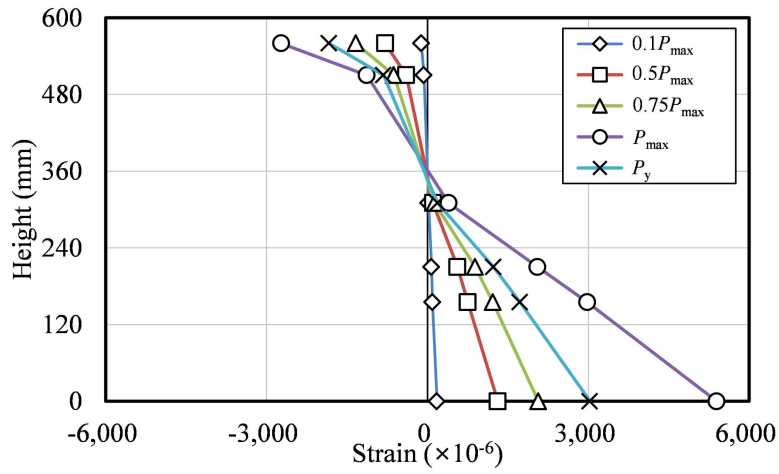
표 4.3.10 장경간모듈 합성보 공칭휨강도와 실험최대휨강도 비교

Specimens	M_n (kNm)	M_{max} (kNm)	M_{max}/M_n
① FL-TB-Z	1,510.22	1,824.1	1.21
② FL-TB-Z(O)	1,510.22	1,930.5	1.28
③ FL-TB-C	1,510.22	1,792.8	1.19

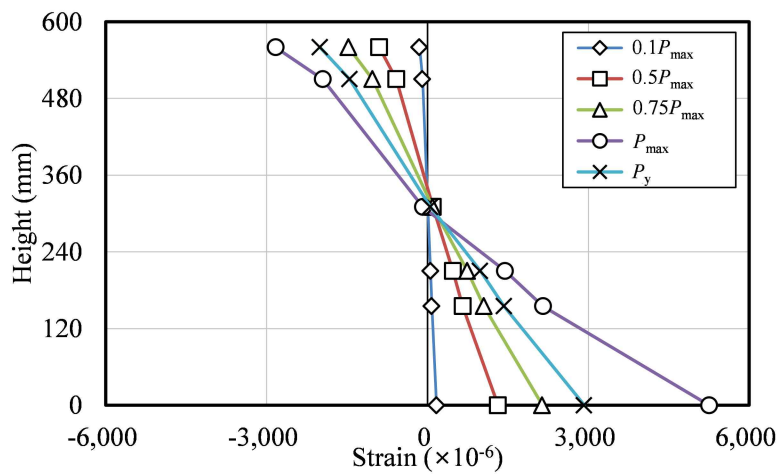
Note : 1) F : Flexural section, D : Deck section, C : Connection section, N : General module, L : Long span module,
 2) TB : TEPS Beam, TD : TEPS DECK, TC : TEPS connection,
 3) Z : Z-bar type steel anchor, Z(O) : Z-bar open type Steel anchor
 C : C type Steel anchor



(a) FL-TB-Z



(b) FL-TB-Z(O)



(c) FL-TB-C

그림 4.3.10 장경간모듈 합성보 실험체별 단면의 변형률 분포도

4.4 유한요소해석에 의한 강도 및 강성평가

4.4.1 해석 모델

4.4.1.1 재료모델

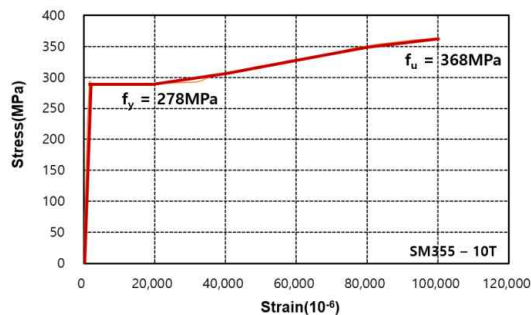
TEPs 합성보의 실험결과 검증에 위하여 유한요소 해석을 진행하였다. 유한요소해석에는 상용유한요소해석 프로그램인 ABAQUS2021을 사용하였다. 해석에 사용한 재료모델은 다음과 같다.

1) 강재

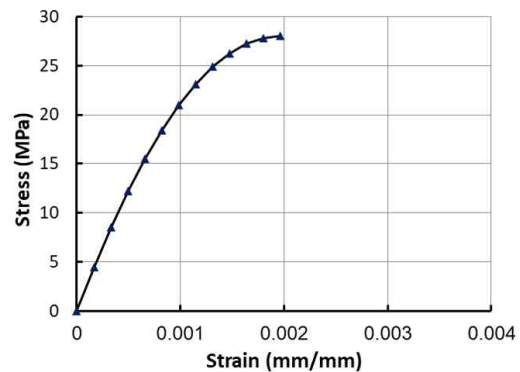
- 항복/인장 강도: 소재인장시험 결과 사용
- 탄성계수: $E_s = 210$ (GPa)

2) 콘크리트

- 압축강도: 공시체 압축강도 시험결과 사용 ($f'_c = 24$ MPa)
- 탄성계수: $E_c = 8500 \sqrt[3]{f'_c + 4}$ (MPa)
- Concrete damaged plasticity model 사용
- Compressive behavior: Eurocode 2 모델 사용
- Tensile behavior: $f_{tm} = 0.1 \times f_{cm}$ (MPa)



(a) 강재



(b) 콘크리트 (EC2 모델)

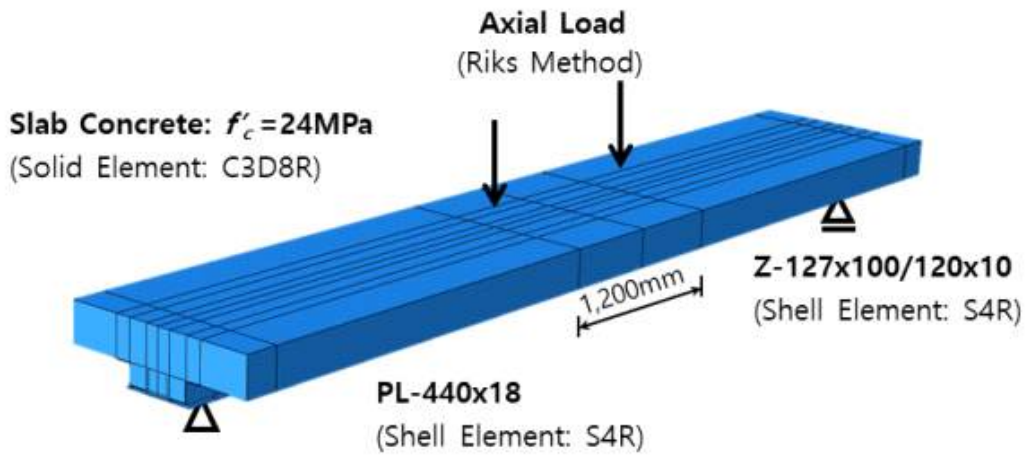
그림 4.4.1 합성보 유한요소해석 재료 모델

4.4.1.2 해석모델

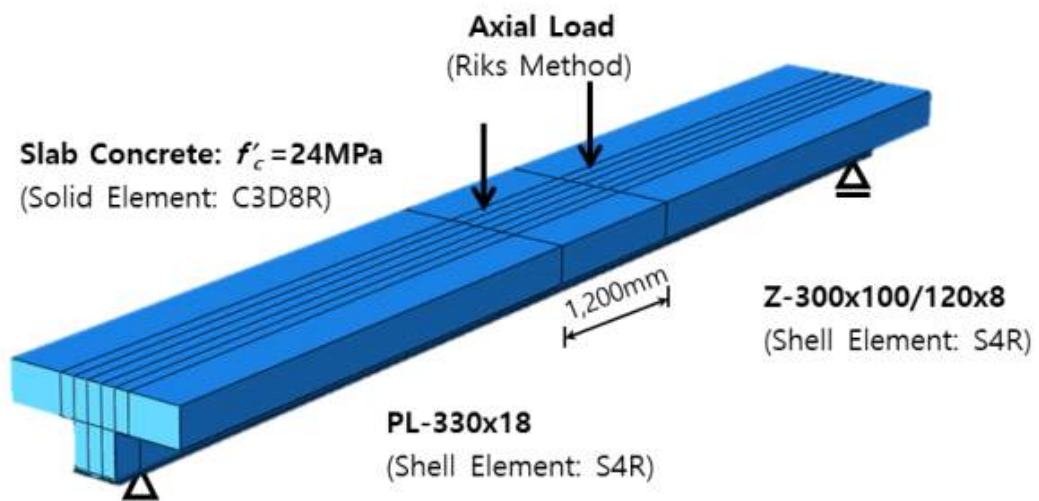
TEPs 강재보 및 합성보 실험체의 도면을 바탕으로 모델링을 진행하였으며, 강재는 ABAQUS에서 제공하는 4절점 쉘요소(S4R)를 사용하였고, 콘크리트는 8절점 솔리드 요소(C3D8R)를 사용하여 모델링하였다. 강재와 콘크리트 사이의 경계조건은 ABAQUS의 General Contact 조건을 이용하였으며, 접촉조건에서 접촉면에 수직인 방향에 대한 접촉응력-간격 조건은 Hard Contact를 사용하였다. Hard Contact은 접촉면 사이의 간격이 일정한 값보다 작아지면 접촉된 것으로 판정하여 완전부착과 같이 거동하게 되며, 접촉 후 응력상태 및 간격조건에 따라 접촉면을 구성하는 요소간의 간격이 다시 벌어지게 되면 접촉면이 분리되는 조건을 적용하였다. 접촉면과 평행한 방향으로 Penalty Friction Formulation을 적용하였으며, 이때 마찰계수 μ 는 0.2를 적용하였고 최대 마찰력은 0.5MPa를 사용하였다.

해석모델의 하중재하는 실험체와 동일한 하중재하 거리를 갖도록 부재 중심에서 1.3m 떨어진 위치에서 2개 절점에 집중하중을 가력하였다. 실험체의 가력부는 해석시 집중하중으로 인한 응력집중 및 이로 인한 과도한 변형을 방지하기 위하여 실험체와 동일하게 스티프너를 모델링하였으며, 가력부 위치의 단면을 충분한 강성을 갖는 강체요소 (Rigid body)로 모델링하였다.

해석모델의 지점부는 실험체의 지점조건과 유사하게 양 단부의 플랜지 하부를 각각 회전단과 이동단으로 모델링하였다.



(a) TEPs Beam 일반모듈 (10m 급)



(b) TEPs Beam 장경간모듈 (15m 급)

그림 4.4.2 유한요소해석 모델 : TEPs Beam

4.4.2 해석 결과

해석결과 TEPs Beam 일반모듈 (10m 급)의 해석결과 가력 초기의 경우 실험체의 강성과 유사한 값을 나타내었으며, 이후 콘크리트 슬래브에 균열이 발생하였다. 실험체의 최대강도는 TEPs Beam 상단에 설치한 강재앵커의 종류를 정확히 모델링하기 어렵기 때문에 실험체의 변수를 정확히 반영하기 어렵다. 재료의 소재인장시험을 통해 얻은 재료강도로 평가하였을 경우 실험체의 최대강도를 근사적으로 예측할 수 있음을 알 수 있다.

장경간 모듈의 TEPs Beam (15m 급)의 해석결과 가력 초기의 경우 실험체의 강성보다 높게 평가되었으며 이후 슬래브 콘크리트의 균열이 발생하면서 해석결과와 실험체의 강성이 차이가 발생하고 있다. 콘크리트 슬래브의 경우 미세한 균열로 평가되었다. 실험체의 최대강도는 일반모듈의 해석결과와 마찬가지로 재료강도로 평가할 경우 실험체보다 높은 값으로 예측할 수 있음을 알 수 있다.

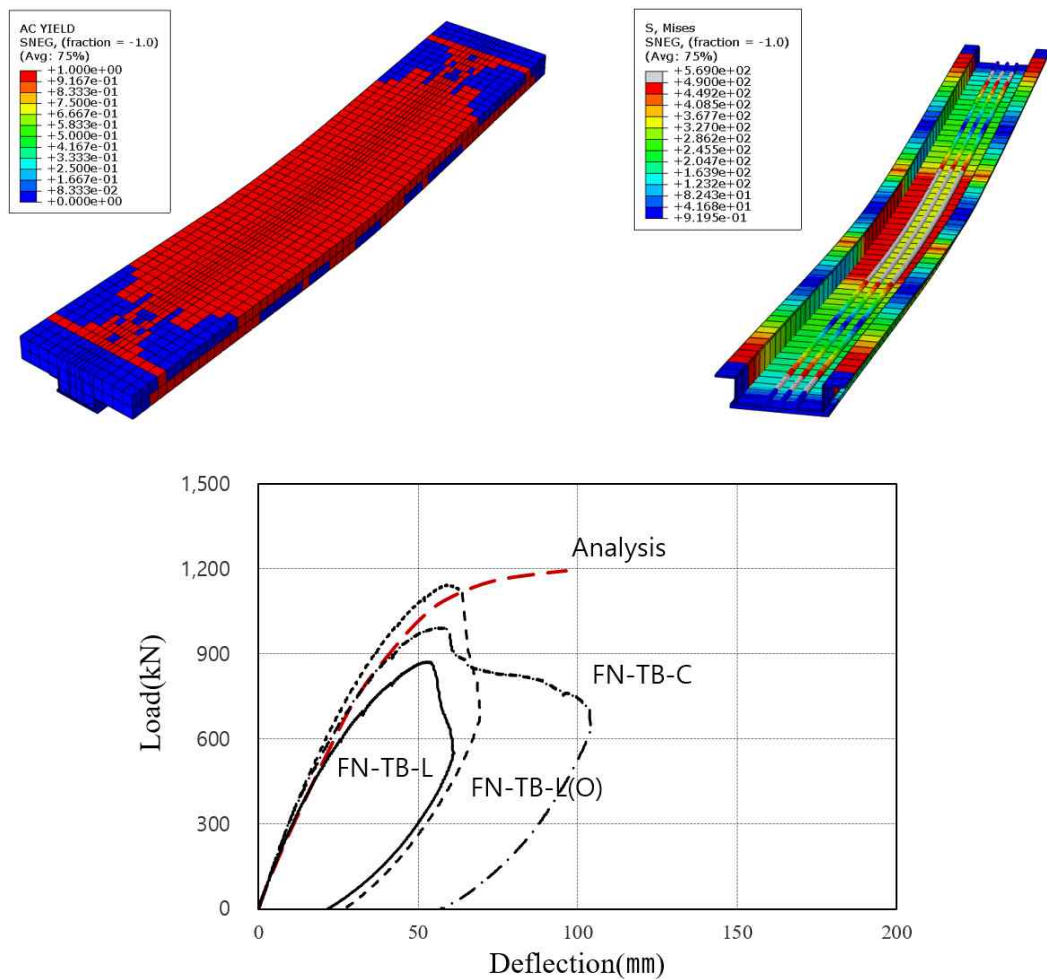


그림 4.4.3 TEPs Beam 일반모듈 (10m급) 유한요소해석 결과

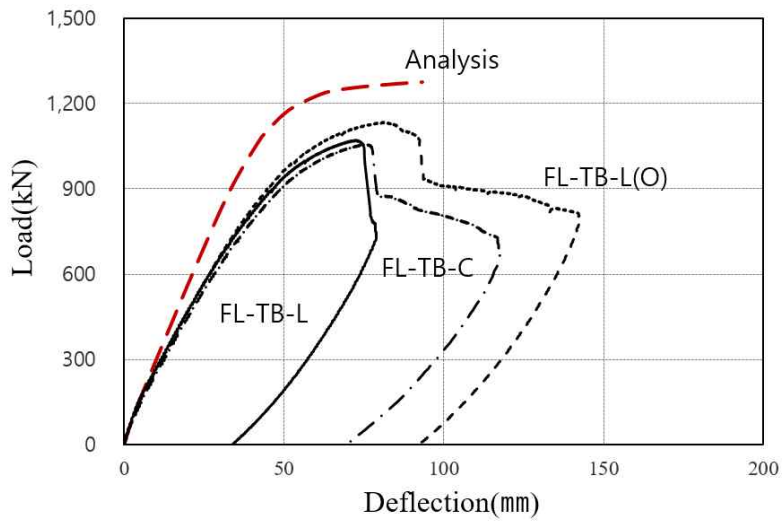
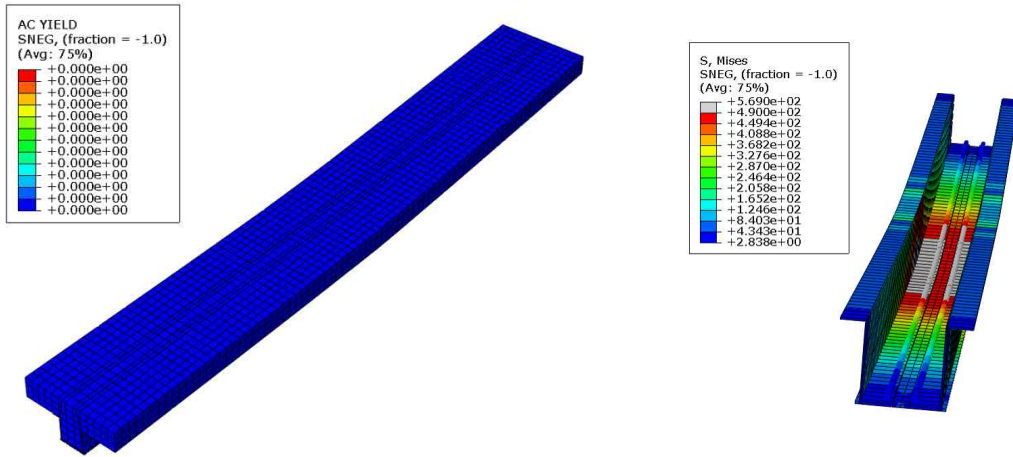


그림 4.4.4 TEPs Beam 장경간모듈 (15m급) 유한요소해석 결과

4.5 TEPs 합성보의 설계방법 제안

TEPs 합성보의 휨강도는 건축물 강구조 설계기준(KDS 41 31 00: 2019)의 소성응력분포법에 따라 산정한다. 콘크리트의 유효 압축응력 $0.85f_{ck}$ 는 압축구간에 균등하게 분포하는 것으로 가정하였으며, 인장강도는 무시하였다. 강재 항복강도 F_y 는 강재단면 구간에 균등하게 분포하는 것으로 가정^[10]하였다. 상부 콘크리트 슬래브와 강재 단면 사이에 강재앵커를 설치하여 완전합성거동이 되도록 설계하며, 휨강도 산정시 강재보는 횡-비틀림 좌굴이 발생하지 않는 것으로 가정하며 휨강도는 다음과 같이 산정한다.

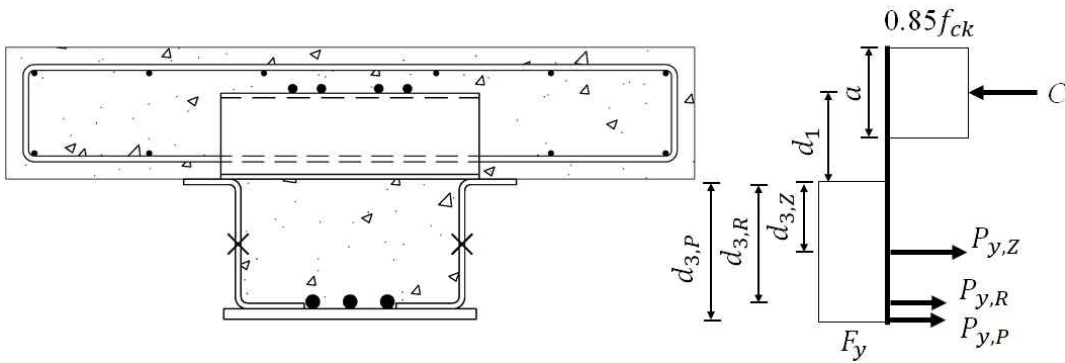


그림 4.5.1 TEPs 합성보 단면응력분포

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) \quad (4.5-1)$$

여기서, M_n = 휨강도 (kN·m)

C = $(0.85f'_c A_c, F_y A_s)$ 중 최소값

A_c = 유효폭 내의 콘크리트 단면적 (mm^2)

F_y = 강재의 항복강도 (MPa)

P_y = 강재단면의 인장강도, $P_{y,Z}$ = Z형 단면의 인장강도, $P_{y,P}$ = 하부강판의 인장강도 (N)

d_1 = 콘크리트의 압축력 C 의 중심으로부터 강재단면의 상단까지 거리 (mm)

d_2 = 강재단면의 압축력 중심으로부터 강재단면의 상단까지 거리, 강재단면에 압축력이 작용하지 않는 경우 $d_2 = 0$ (mm)

d_3 = P_y 가 작용하는 강재단면의 중심으로부터 강재단면의 상단까지 거리

$d_{3,H}$ = H형강 단면 중심까지의 거리

$d_{3,P}$ = 하부강판 중심까지의 거리 (mm)

TEPs 합성보 강재앵커 전단강도 산정^[11]은 다음과 같다.

$$Q_n = 3.7(t_f + 0.5t_w)\sqrt{L_a}\sqrt{f_{ck}E_c} \quad (4.5-2)$$

여기서, Q_n = Z-bar 전단연결재 전단강도 (N)

t_f = 플랜지 두께 (mm)

t_w = 웨브 두께 (mm)

L_a = 전단연결재 길이 (mm)

f_{ck} = 콘크리트 압축강도

E_c = 콘크리트 탄성계수 (= $8500\sqrt[3]{f_{ck}}$)

4.6 소결

TEPs 합성보의 장경간모듈 및 일반모듈에 대응되는 10m급 모듈(FN, 실험체 길이 6.4m), 15m급 모듈(FL, 실험체 길이 8.4m) 실험체에 대해 강재앵커 형상 및 천공 유무를 변수로 하여 2점 선형가력 휨성능실험을 수행하였다. 결과에 대한 소결은 다음과 같다.

- 1) 휨실험 결과 강재앵커 형상 및 천공 유무에 상관없이 유사한 초기강성도를 보였으며 가력 초기 실험체 모두 선형적으로 거동하였다. 항복하중과 최대하중에 대해 10m급 모듈인 FN 실험체의 경우 천공 없는 Z-bar 강재앵커를 설치한 FN-TB-Z 실험체 대비 강재앵커 웨브에 천공 있는 FN-TB-Z(O) 실험체와 ㄷ형강 강재앵커를 설치한 FN-TB-C 실험체 각각 31%, 14% 정도 높은 값을 보여 강재앵커 형상 및 천공 유무에 따라 차이를 보였으며, 15m급 모듈인 FL 실험체의 경우에는 FL-TB-Z 실험체 대비 FL-TB-Z(O) 실험체는 5% 높은 값을, FL-TB-C 실험체는 2% 낮은 값을 보여 차이는 크지 않았다.
- 2) 항복하중 시 변위와 최대하중 시 변위는 10m 급 모듈인 FN 실험체의 경우 Z-bar 강재앵커를 설치한 FN-TB-Z 실험체 대비 강재앵커 웨브에 천공 있는 FN-TB-Z(O) 실험체는 각각 14%, 13% 정도 높은 값을 보였으며 15m급 모듈 FL 실험체의 경우에는 FL-TB-Z 실험체 대비 FL-TB-Z(O) 실험체는 각각 6%, 12% 정도 높은 값을 보여 강재앵커에 천공을 설치함에 따라 항복하중시 변위와 최대하중시 변위 모두 증가하는 것으로 나타났다.

- 3) 최대하중에 도달할 때까지 콘크리트 슬래브의 압괴나 강재 파단은 발생하지 않았으며 초기균열은 10m급 모듈인 FN 실험체 경우 최대하중에 대해 56%~66% 범위에서 나타났고, 15m급 모듈인 FL 실험체의 경우 Z-bar 강재앵커를 설치한 FN-TB-Z, FN-TB-Z(O) 실험체는 각각 88%, 79%에서 나타났지만 ㄷ형강을 설치한 FL-TB-C 실험체는 61%로 나타나 강재앵커 타입에 따라 다른 결과를 보였다.
- 4) 재하 하중이 증가함에 따라 단면의 변형률이 선형적으로 분포하는 것을 확인하였다. 10m급 모듈인 FN 실험체 중립축의 위치는 단면 중심 기준으로 하부에 위치하여 강재앵커의 종류에 상관없이 유사한 거동을 보였으며, 15m급 모듈인 FL-TB-Z, FL-TB-C 실험체의 중립축은 강재 웹, FL-TB-Z(O) 실험체 중립축은 콘크리트 슬래브 안에 위치하는 것으로 나타나 강재앵커 천공 유무에 따라 중립축 위치가 차이를 확인하였다.
- 5) TEPs 합성보의 휨강도는 건축물 강구조 설계기준(KDS 41 30 20: 2022)의 소성응력분포 법에 따라 산정할 수 있으며, 실험 결과 TEPs 합성보 휨강도 제안식에 따른 소성휨성능 대비 FN 실험체 18% ~ 55%, FL 실험체 19% ~ 28% 큰 값을 나타냈다.
- 6) TEPs Beam 일반모듈 (10m 급)의 유한요소 해석결과 가력 초기의 경우 실험체의 강성과 유사한 값을 나타내었으며, 재료의 소재인장시험을 통해 얻은 재료강도로 평가하였을 경우 실험체의 최대강도를 근사적으로 예측할 수 있음을 확인하였다. 장경간모듈의 TEPs 합성보 (15m 급)의 해석결과 가력 초기의 경우 실험체의 강성보다 높게 평가되었으며 이후 슬래브 콘크리트의 균열이 발생하면서 해석결과와 실험체의 강성 차이가 발생하였다. 실험체의 최대강도는 일반모듈의 해석결과와 마찬가지로 재료강도로 평가할 경우 실험체보다 높은 값으로 예측할 수 있음을 확인하였다.

제 5 장 TEPs 합성보-기둥 접합부의 이력거동

5.1 개요

TEPs 접합부는 TEPs 합성보에 최적화된 외다이하프램 강관접합부로 용접이 아닌 볼트체결 방식으로 제작되어 시공성 및 구조성능이 우수하다. [그림 5.1.1]과 같이 더블 T형 접합구조를 갖도록 형성하여 보와 기둥의 접합부의 시공성 및 구조성능이 향상이 기대되며 공장에서 각형 강관기둥(CFT)과 T형 브라켓을 선시공하여 현장에서 TEPs 합성보와 현장용접이 아닌 볼트체결 방법을 사용하여 시공성 및 품질향상이 기대된다.

TEPs 합성보-CFT 기둥 접합부를 위하여 단부 T형 브라켓을 적용하여 상세를 제안하였다. 강재앵커의 형상은 Z-bar 기본형과 Z-bar 중앙부를 천공한 두가지이며 각각 실험체에 대해 반복가력 실험을 수행하고 내진성능을 확인하였다.

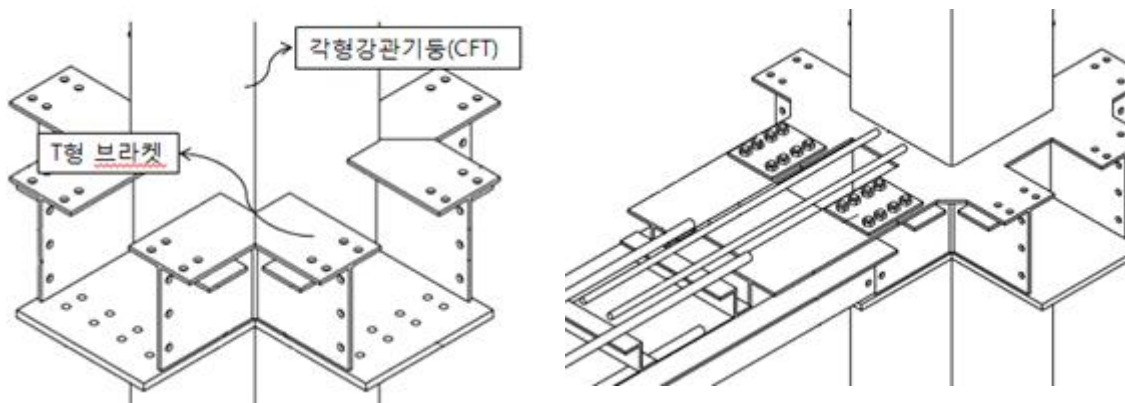


그림 5.1.1 TEPs 접합부

5.2 TEPs 합성보-기둥 접합부 반복가력 실험

5.2.1 실험 계획

5.2.1.1 실험체 계획

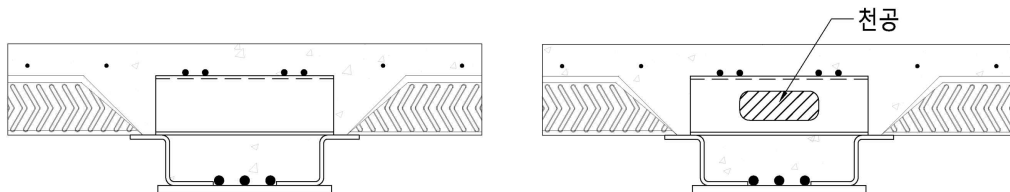
TEPs 합성보와 기둥 접합부의 내진성능을 평가하기 위해 총 2개의 실험체를 계획하였다. 접합부 실험체의 기둥은 □-500×500×16(SM355)과 기둥에 접합된 보의 크기는 하부강판 PL-440×18과 측면강판 Z-127×100/120×10, 상부 T형 강판 T-150×220×10×18로 제작되었다. 접합부 실험체는 동일한 형상과 사이즈를 가지고 있으며, 완성합성을 위해 부착한 강재앵커의 형상을 변수로 계획하였다. 강재앵커의 형상은 Z-bar 기본형과 Z-bar 중앙부를 천공하여 제작한 강재앵커(Z-bar 오픈형)이다. 실험체 일람을 표 5.2.1에 정리하였고, 그림 5.2.1, 그림 5.2.2에 상세를 나타내었다.

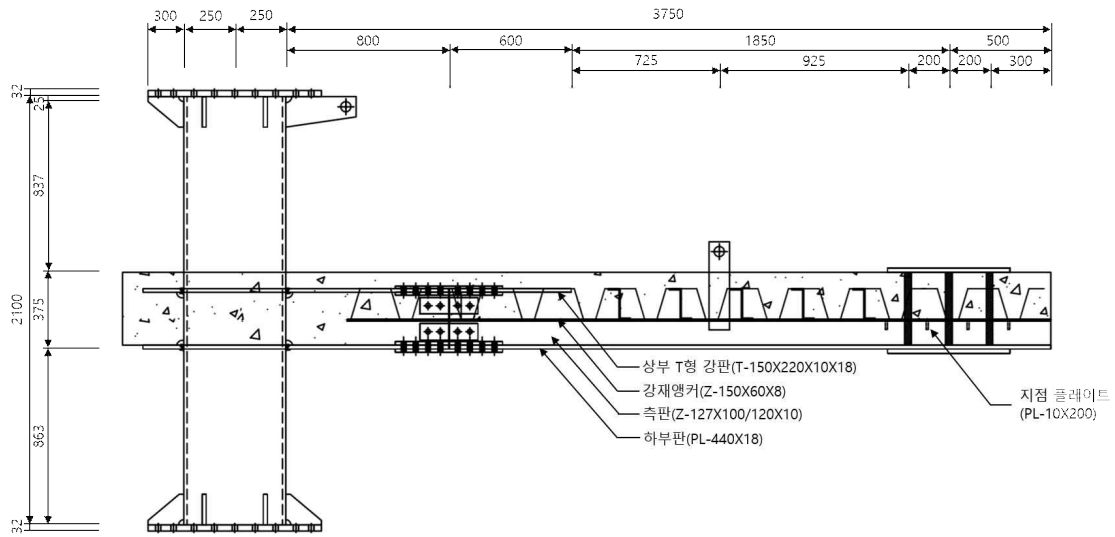
접합부 실험체에 사용된 콘크리트는 강도(f_{ck})는 24 MPa로 계획하였으며, 강재는 SM355 강종을 사용하였다.

표 5.2.1 보-기둥 접합부 실험체 일람

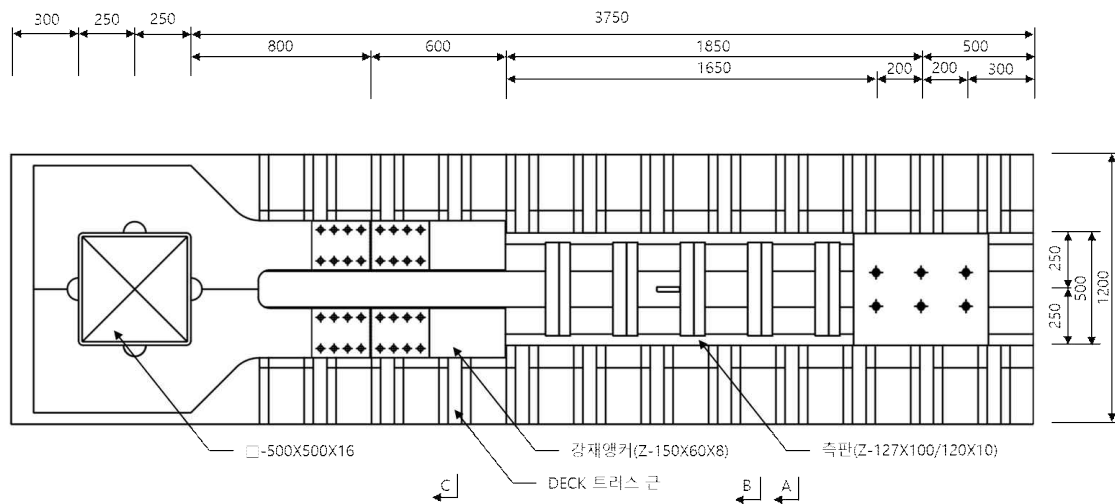
Named	CFT Column	Connection details	Filled material	Note
① CN-TC-Z	□-500×500×16 (SM355)	Top : T-150×220×10×18 Bot : PL-440×18 Side : Z-127×100/120×10	C24	강재앵커 Z-bar 기본형
② CN-TC-Z(O)				강재앵커 Z-bar 오픈형

Note : 1) F : Flexural section, D : Deck section, C : Connection section, N : General module, L : Long span module,
 2) TB : TEPS Beam, TD : TEPS DECK, TC : TEPS connection,
 3) Z : Z-bar type steel anchor, Z(O) : Z-bar open type Steel anchor
 C : C type Steel anchor



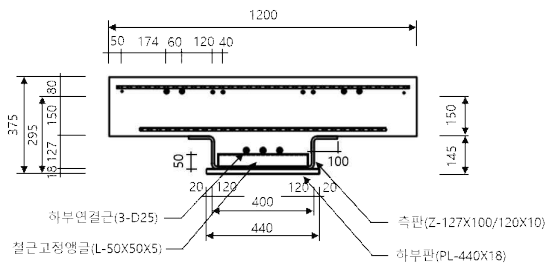


(a) Side view

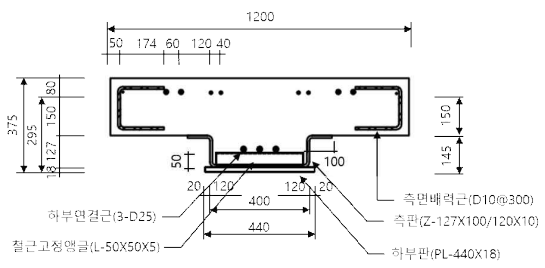


(b) Top view

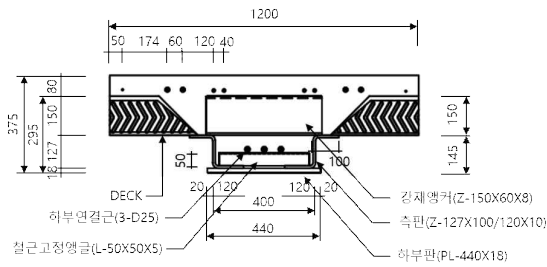
그림 5.2.1 접합부 실험체 입면도 및 평면도



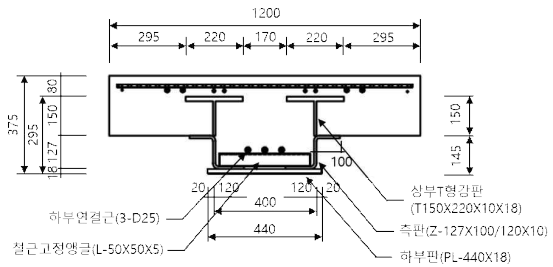
(a) A-A 단면



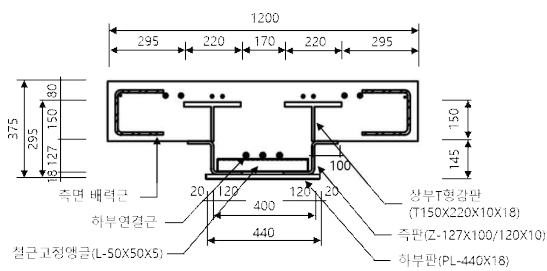
(b) A-A 단면



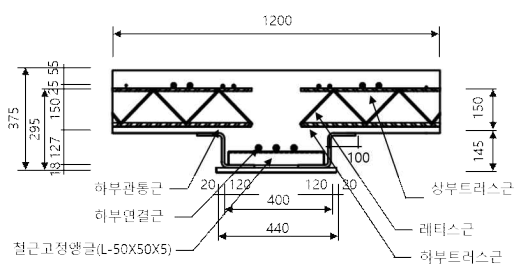
(c) B-B 단면



(d) C-C 단면



(e) C-C 단면



(f) 트러스근 단면

그림 5.2.2 접합부 실험체 단면도

5.2.1.2 가력 방법 및 측정 방법

본 실험은 포스코 철강솔루션센터 강구조실험동에서 3,000kN의 Actuator를 사용하였다. TEPs 접합부 실험은 “건축구조설계기준(KBC2016)”에 따라 진행되었으며, 실험체 끝단에 수직 하중을 반복하여 재하하는 방식으로 진행되었다. 하중가력은 변위제어방식을 적용하여 0.01mm/s의 속도로 반복가력하였으며, 기둥 상하부 수평반력 간 유효길이와 기둥 중심축으로부터 가력부까지의 길이는 3500mm이고 실험 중 횡좌굴을 방지하기 위해 횡지지를 설치하였다. 실험체 세팅과 반복재하이력을 그림 5.2.3, 그림 5.2.4에 나타내었다. 실험체의 보 가력부의 변위와 강체변형, 접합부 패널의 전단변형 등을 계측하기 위하여 실험체의 하부에 수직 변위계와 기둥에 수평 변위계를 설치하였으며 강재의 국부적인 변형을 분석하기 위하여 변형률 게이지를 부착하였다. 실험체별 변위계 설치 위치 및 게이지 부착 위치는 그림 5.2.5와 같다.

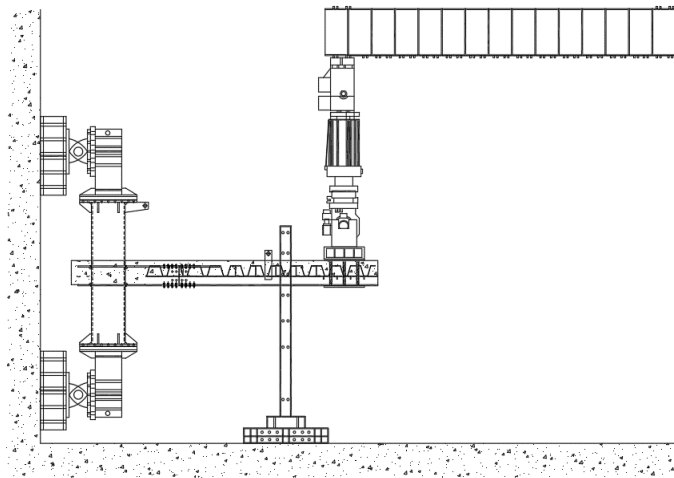


그림 5.2.3 접합부 실험체 세팅도

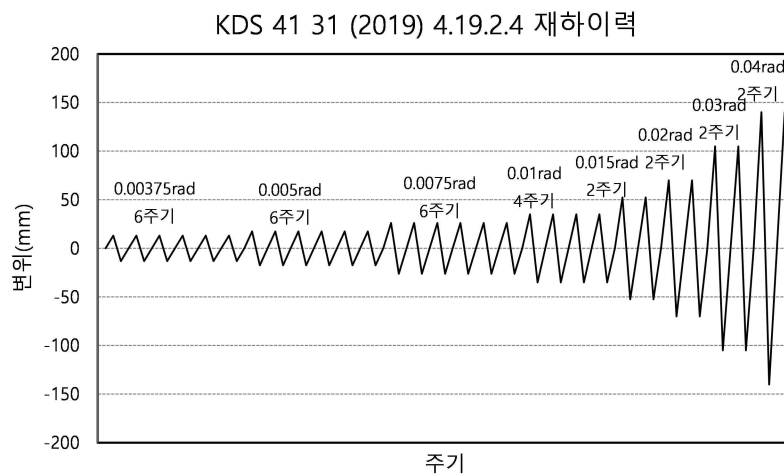
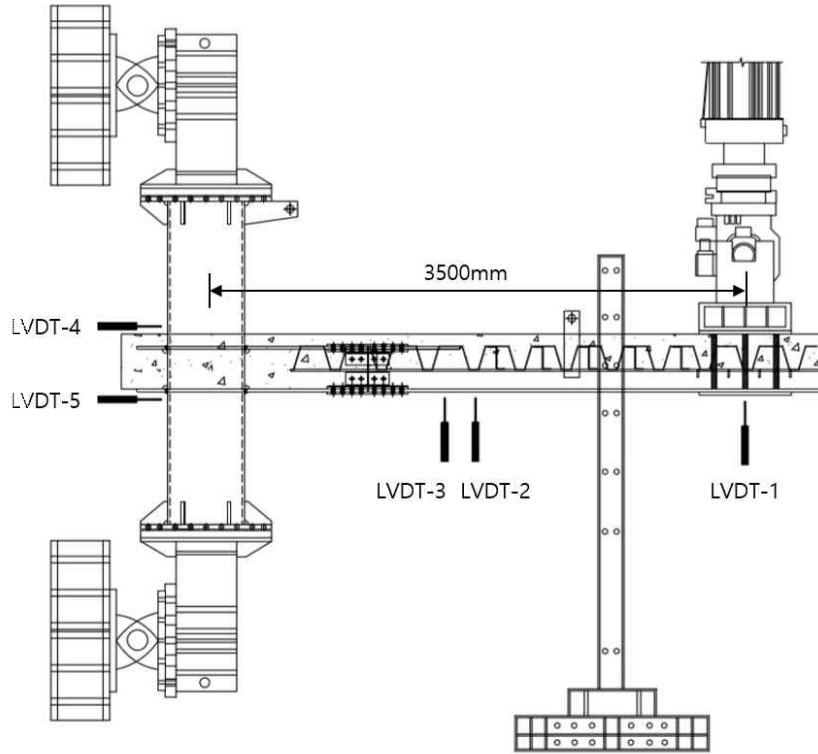
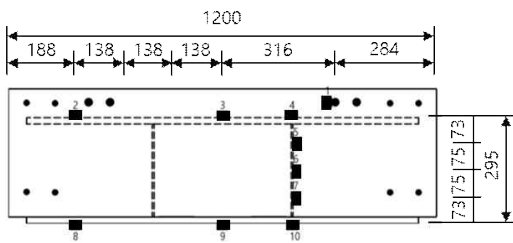


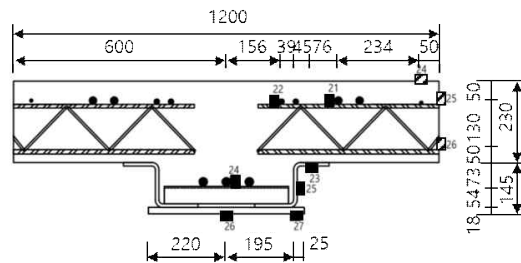
그림 5.2.4 반복재하이력



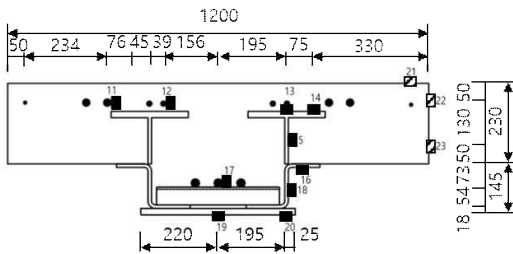
(a) LVDT 위치



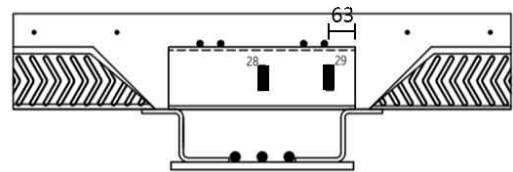
(b) 외다이아프램 영역



(c) 하부강판 영역



(d) 상부T형 영역



CN-TC-L(O) 실험체에선 28번 Strain Gauge 미부착

(e) 강제앵커 영역

그림 5.2.5 접합부 실험체 게이지 부착 위치

5.2.2 실험 결과

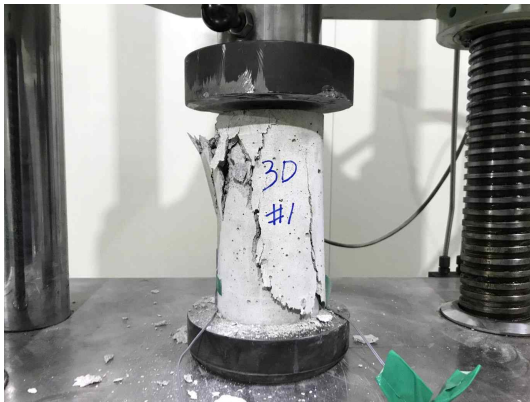
5.2.2.1 재료 시험

1) 콘크리트

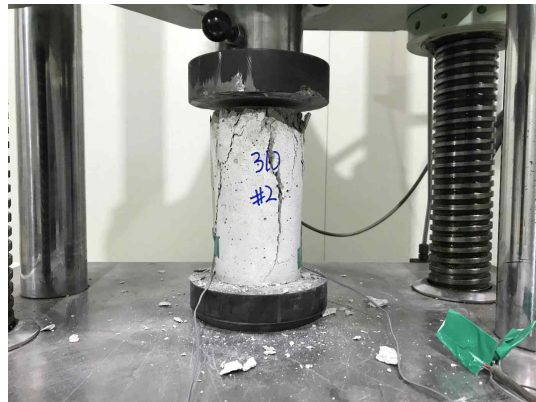
실험체 제작에 사용된 콘크리트는 설계기준강도(f_{ck}) 24MPa로 계획하였으며, KS F에 따라 제작한 공시체의 콘크리트 압축강도는 표 5.2.2에 정리하였다. C24 콘크리트 공시체 3개의 평균 탄성계수는 13,928 MPa 이고, 평균 최대 압축강도는 24.83 MPa, 최대 압축강도시 변형률은 0.002312 이다. 각 공시체의 파괴형상과 응력-변형률 관계를 그림 5.2.6에 나타내었다.

표 5.2.2 접합부 실험체 콘크리트 압축강도 재료시험 결과

구 분		공시체 #1	공시체 #2	공시체 #3	평균
C24	압축강도(MPa)	24.77	25.80	23.91	24.83
	탄성계수(MPa)	14,084	13,760	13,942	13,928



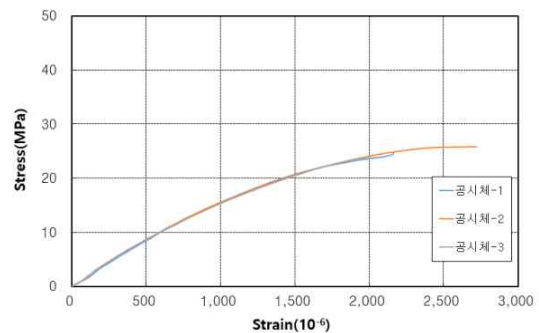
(a) 공시체 #1 최종 파괴



(b) 공시체 #2 최종 파괴



(c) 공시체 #3 최종 파괴



(d) 콘크리트 응력-변형률 관계

그림 5.2.6 접합부 실험체 콘크리트 공시체 압축강도(:24MPa) 재료시험 결과

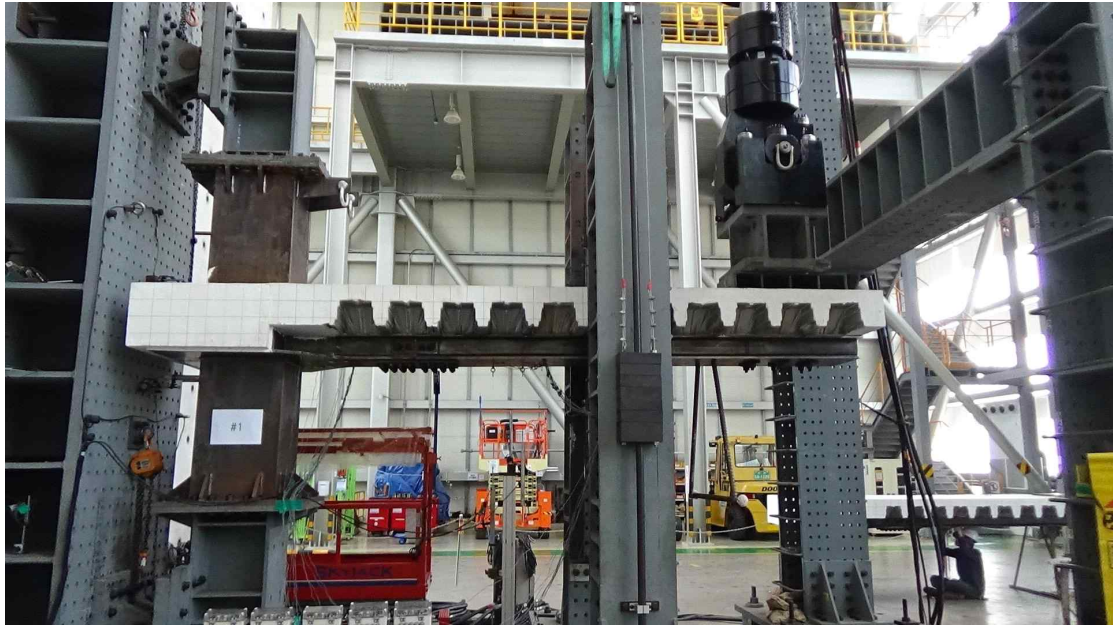
5.2.2.2 파괴 거동

1) CN-TC-Z

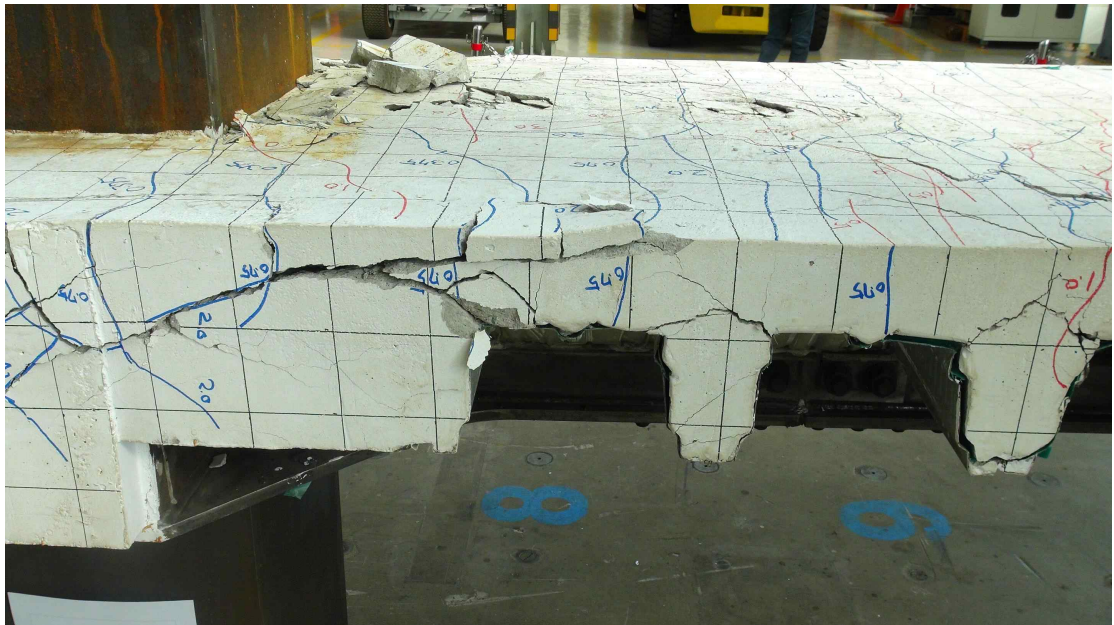
CN-TC-Z 실험체는 강재앵커를 Z-bar 기본형을 적용한 TEPs 접합부 실험체이다. CN-TC-Z은 실험 초기 회전각 0.375%에서 콘크리트 슬래브에서 미세균열이 시작되었으며 회전각 1.0%까지 미세균열이 증가하였다. 회전각 1.5%에서 기둥과 보 접합부사이에서 용접된 강재가 떨어지는 소리가 지속적으로 들리면서 하중이 저하되기 시작하였다. 회전각 2.0%에서 콘크리트 슬래브의 페인트칠이 떨어지기 시작하였으며 전체적으로 균열이 심화되었고 이후 회전각 3.0%에서 데크플레이트와 콘크리트 사이가 벌어졌으며 회전각 4.0%에서 슬래브가 파단 및 콘크리트 탈락하였다.

표 5.2.3 CN-TC-Z 실험체 하중 단계별 특이사항 요약

No.	변형각(radian)	변위 (mm)	내 용
1	0.375%	13.1	슬래브 상부에 미세균열 발생
2	0.5%	17.5	슬래브 상부 전,후면 미세균열 발생
3	0.75%	26.3	슬래브 상부 전,후면 미세균열 발생
4	1.0%	35.0	슬래브 전체적으로 균열 발생
5	1.5%	52.5	하중 가할시 접합부에서 소리남 하중저하
6	2.0%	70.0	접합부에서 지속적으로 소리남 전체적으로 미세균열 발생 페인트칠 떨어지기 시작함
7	3.0%	105.0	슬래브 전면 균열 증가 슬래브 하부 미세균열 발생 데크플레이트와 콘크리트 사이 벌어짐
8	4.0%	140.0	전체적으로 슬래브 균열 심화 및 파단, 콘크리트 탈락 실험종료



(a) 실험체 설치



(b) 정면 슬래브 균열



(c) 후면 슬래브 균열



(d) 상부 슬래브 균열

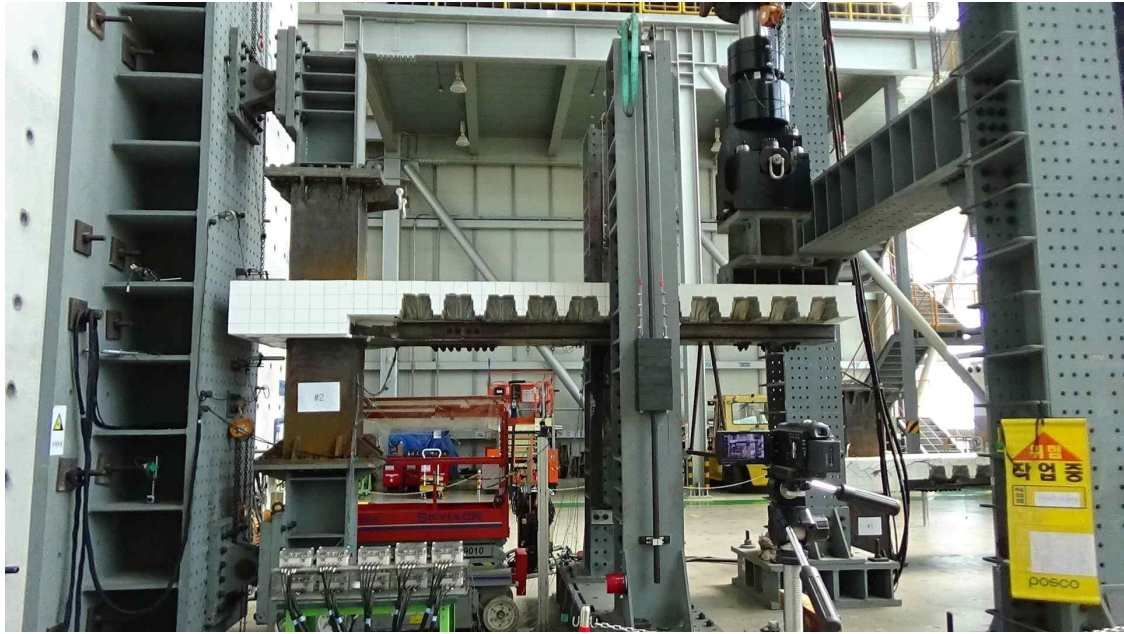
그림 5.2.7 CN-TC-Z 실험체 파괴 거동

2) CN-TC-Z(O)

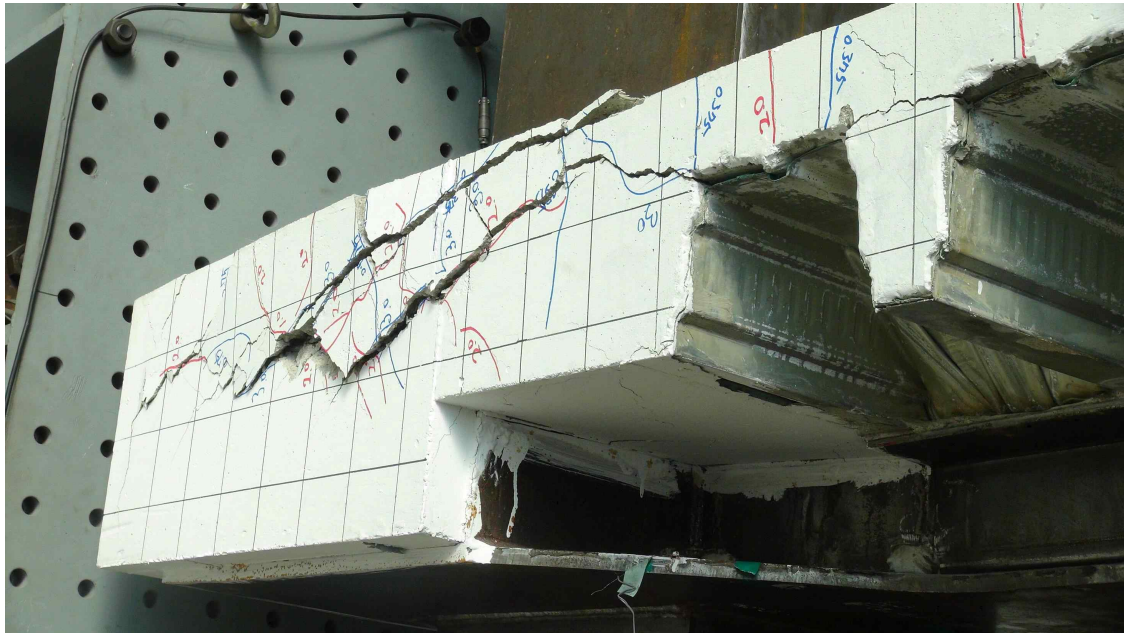
CN-TC-Z(O) 실험체는 CN-TC-Z 실험체에서 전단연결재 Z-bar의 중량을 천공하여 제작된 실험체이다. CN-TC-Z(O)은 실험 초기 회전각 0.375%부터 콘크리트 슬래브에서 미세균열이 발생하였으며 회전각 0.75%에서 접합부에서 소리가 났으며 이후 지속적인 소리와 전체적으로 콘크리트 슬래브의 미세균열이 발생하였다. 회전각 2.0%에서 콘크리트 슬래브와 데크플레이트 사이가 벌어지고 회전각 3.0%에서 균열이 심화되면서 페인트칠이 떨어졌다. 회전각 4.0%에서 콘크리트 슬래브가 파단되면서 콘크리트가 탈락하면 실험을 종료하였다.

표 5.2.4 CN-TC-Z(O) 실험체 하중 단계별 특이사항 요약

No.	변형각(radian)	변위 (mm)	내 용
1	0.375%	13.1	슬래브에서 전체적으로 미세균열 발생
2	0.5%	17.5	슬래브에서 전체적으로 미세균열 발생
3	0.75%	26.3	하중 재하 시 접합부에서 소리남
4	1.0%	35.0	전체적으로 미세균열 발생, 지속적으로 소리남
5	1.5%	52.5	전체적으로 미세균열 발생, 지속적으로 소리남
6	2.0%	70.0	콘크리트 슬래브와 데크플레이트 사이 벌어짐
7	3.0%	105.0	페인트 떨어지기 시작함 지속적으로 소리나면서 균열심화
8	4.0%	140.0	콘크리트 슬래브 균열 심화 및 파단, 콘크리트 탈락 실험종료



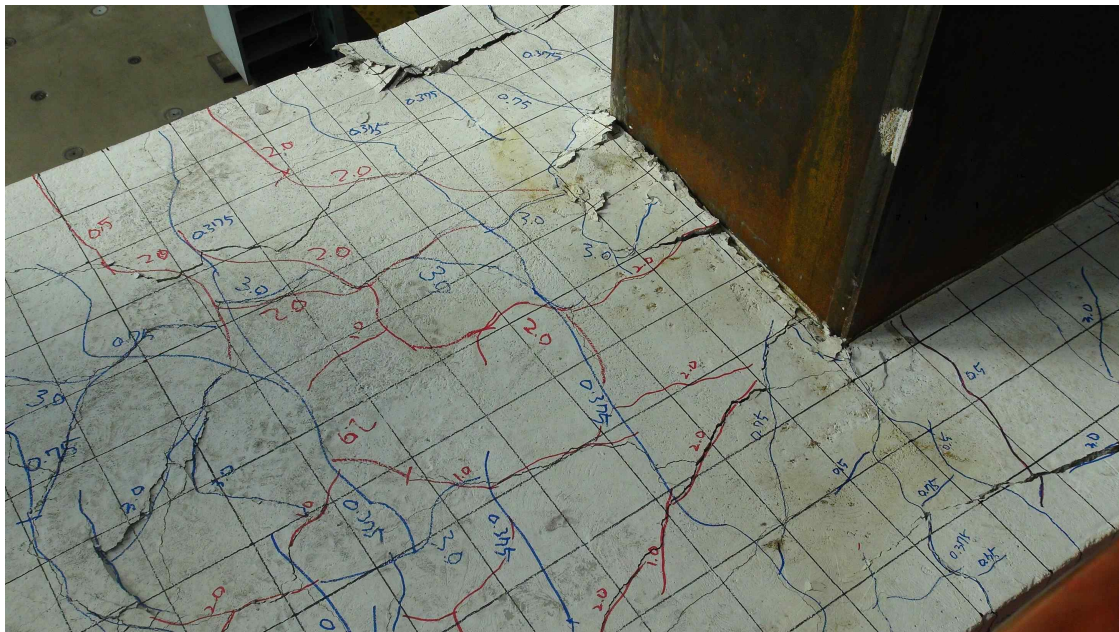
(a) 실험체



(b) 정면 슬래브 균열



(c) 후면 슬래브 균열



(d) 상부 슬래브 균열

그림 5.2.8 CN-TC-Z(O) 실험체 파괴 거동

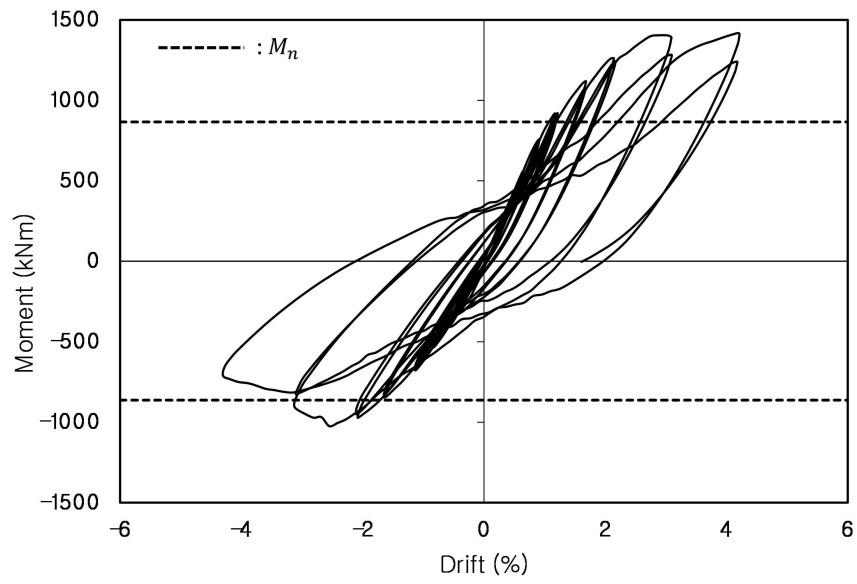
5.2.2.3 모멘트-회전각 관계

실험 항복모멘트(M_y)과 초기강성은 3.3.3.3 에서 설명한 방법과 동일하게 산정하였다. 스텝 별 정·부모멘트구간의 최대점을 연결한 각 실험체별 초기강성(K_i) 및 항복하중(M_y), 최대하중 (M_{max}), 항복하중 시 회전각(θ_y), 최대하중 시 회전각(θ_{max})을 표 5.2.5에 정리하였으며, 모멘트-회전각 그래프와 재료시험강도를 적용한 예상강도(M_n)을 그림 5.2.9에 나타내었다. 실험결과, 초기강성은 부모멘트구간에서는 4.198 ~ 4.746 kN/mm 를 나타냈으며, 정모멘트구간에서는 5.675 ~ 6.256 kN/mm 를 나타내었다. 최대하중과 항복하중의 비도 부모멘트구간에서는 유사하게 1.24과 1.57배를 나타냈고, 정모멘트구간에서 1.22과 1.30 배를 보였다. 회전성능은 실험체 별로 항복점은 부모멘트구간과 정모멘트구간에서 차이를 보였으나 최대점에서는 정·부모멘트구간에서 유사한 하중을 나타내었다. 따라서 전단연결재의 종류와 상관없이 유사한 성능을 나타내었다.

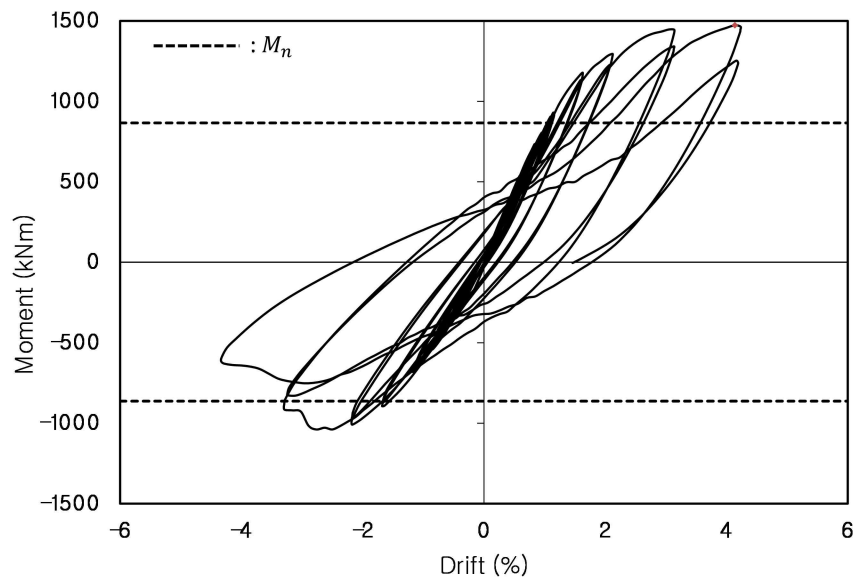
표 5.2.5 보-기둥 접합부 실험체 실험 결과

Specimens	Direction	K_i (kN/mm)	M_y (kN·m)	M_{max} (kN·m)	M_{max} / M_y	θ_y (%)	θ_{max} (%)	θ_{max} / θ_y
① CN-TC-Z	Neg.	4.198	776.2	964.8	1.24	1.61	2.69	1.67
	Pos.	5.675	-1,125.2	-1,367.9	1.22	-1.76	-4.07	2.31
② CN-TC-Z(O)	Neg.	4.746	607.0	951.4	1.57	1.52	2.53	1.66
	Pos.	6.256	-1,014.9	-1,316.2	1.30	-1.63	-4.11	2.51

Note : 1) F : Flexural section, D : Deck section, C : Connection section, N : General module, L : Long span module,
 2) TB : TEPS Beam, TD : TEPS DECK, TC : TEPS connection,
 3) Z : Z-bar type steel anchor, Z(O) : Z-bar open type Steel anchor
 C : C type Steel anchor



(a) CN-TC-Z



(b) CN-TC-Z(O)

그림 5.2.9 보-기둥 접합부 실험체 모멘트-회전각 관계

5.2.3 분석 및 평가

5.2.3.1 초기강성 및 최대강도

각 실험체의 모멘트-회전각 관계에서 최대내력의 10%지점과 75%지점을 연결한 선분의 기울기로 초기강성을 산정하였으며, 표 5.2.6에 정리하였다. 두 실험체는 부모멘트구간에서 유사한 회전강성을 발휘하였으나, Z-bar의 중앙부가 천공된 전단연결재를 설치한 실험체(CN-TC-Z(O))가 정모멘트구간에서 높은 회전강성을 나타냈다. 정모멘트구간에서 CN-TC-Z(O) 실험체는 1,406.4 kNm/%의 높은 회전강성을 발휘하였으며, CN-TC-Z 실험체는 743.9 kNm/%로 상대적으로 낮은 회전강성을 나타냈다.

표 5.2.6 보-기둥 접합부 실험체 초기 회전강성

Specimens	K_i (kN·m/rad)		
	Negative	Positive	(1)/(2)
① CN-TC-Z	507.7	743.9	0.68
② CN-TC-Z(O)	413.6	1,406.4	0.29

각 실험체의 정·부모멘트구간에서의 항복모멘트와 최대모멘트, 최대모멘트의 80% 값을 표 5.2.7에 정리하여 나타내었다. 전단연결재의 종류가 다른 두 실험체는 정모멘트구간에서 높은 항복모멘트와 최대모멘트, 최대모멘트의 80%값이 높게 나타났다.

표 5.2.7 보-기둥 접합부 실험체 정·부모멘트역 휨강도 비교

Specimens	M_y (kN·m)			M_{max} (kN·m)			$0.8M_{max}$ (kN·m)		
	Neg. (1)	Pos. (2)	(1)/(2)	Neg. (3)	Pos. (4)	(3)/(4)	Neg. (5)	Pos. (6)	(5)/(6)
① CN-TC-Z	776.2	1,125.2	0.69	964.8	1,367.9	0.71	771.8	1,094	0.71
② CN-TC-Z(O)	607.0	1,014.8	0.60	951.4	1,316.2	0.72	761.1	1,053	0.72
①/②	1.28	1.11	1.15	1.01	1.04	0.98	1.04	1.04	0.98

5.2.3.2 변형성능

각 실험체의 정·부모멘트구간에서의 항복모멘트 시 회전각(θ_{My})와 최대모멘트 시 회전각(θ_{Mmax}), 최대모멘트의 80%시 회전각($\theta_{0.8Mmax}$)을 표 5.2.8에 정리하여 나타내었다. 측정된 회전각으로부터 Z-bar 앵커 기본형을 설치한 CN-TC-Z 실험체의 항복은 부모멘트구간(1.61%)에서 먼저 발생하였으며 최대모멘트는 정모멘트구간(-4.07%)에서 나타났고, $\theta_{0.8Mmax}$ 는 정모멘트구간(-3.82%)에서 먼저 나타났다. 따라서 정모멘트구간에서 더 연성적인 변형성능을 발휘하였다.

Z-bar 앵커의 중앙부가 천공된 전단연결재를 사용한 CN-TC-Z(O) 실험체는 항복은 정모멘트구간(-1.63%)에서 먼저 발생하였으며, 최대모멘트도 정모멘트구간(-4.11%)에서 나타났고, $\theta_{0.8Mmax}$ 는 부모멘트구간에서 먼저 나타났다.

표 5.2.8 보-기둥 접합부 실험체 정·부모멘트역의 회전성능 비교

Specimens	θ_{My} (%)			θ_{Mmax} (%)			$\theta_{0.8Mmax}$ (%)		
	Neg. (1)	Pos. (2)	(1)/(2)	Neg. (3)	Pos. (4)	(3)/(4)	Neg. (5)	Pos. (6)	(5)/(6)
① CN-TC-Z	-1.61	1.76	0.91	-2.69	4.07	0.66	-3.20	3.82	0.84
② CN-TC-Z(O)	-1.52	1.63	1.20	-2.53	4.11	0.62	-3.09	3.99	0.77
①/②	0.82	1.08	0.76	1.06	0.99	1.07	1.04	0.96	1.08

각 실험체별로 $0.8M_{max}$ 시 회전각과 M_y 시 회전각의 비로써 연성도를 평가할 경우, 부모멘트구간에서 1.02와 1.32의 연성도를 보였으며, 정모멘트역에서 1.06과 1.10의 연성도를 나타내었다. Z-bar 앵커 기본형을 가진 실험체 CN-TC-Z 실험체는 정모멘트역의 연성도가 부모멘트역의 연성도 대비 1.42배의 높은 값을 보였고, Z-bar 앵커 오픈형인 실험체 CN-TC-Z(O) 실험체는 정모멘트역의 연성도가 부모멘트역의 연성도 대비 1.69배의 높은 값을 보였다. 각 실험체의 연성도를 표 5.2.9에 비교하여 나타내었다.

표 5.2.9 보-기둥 접합부 실험체 정·부모멘트역의 연성도 비교

Specimens	$\mu(=\theta_{0.8Mmax}/\theta_{My})$		
	Negative(1)	Positive(2)	(2)/(1)
① CN-TC-Z	1.99	2.17	1.09
② CN-TC-Z(O)	2.03	2.45	1.20
①/②	0.98	0.89	0.91

5.3 TEPs 합성보-기둥 접합부 이력모델 제안

5.3.1 비선형 구조해석모델

비선형 해석모델은 재료모델, 단면 모멘트-곡률모델, 부재 수준의 비선형거동 특성을 모사할 수 있는 힘-변위, 모멘트-변형각모델로 구성된다. 부재의 거동 특성 및 목적에 맞는 모델 수준의 최적 구조해석모델을 적용하여야 한다.

시간이력해석을 위해서는 부재 및 보-기둥 접합부 등 횡력저항시스템 요소의 이력거동 특성을 모사할 수 있는 모델이 필요하다. 지진하중과 같은 주기하중이 발생하면 부재의 재료, 형상, 상세에 따른 단면 특성과 에너지 소산 등에 의해 이력거동 형태가 달라진다. 부재 및 접합부의 비선형 특성과 이력거동을 반영하기 위한 모델은 유한요소모델, 집중소성힌지모델과 분포비탄성모델이 있다. 부재 및 접합부의 비선형 거동특성을 모사할 수 있는 모델을 선정해야 한다. 집중소성힌지모델은 보, 기둥으로 구성된 골조와 같이 소성힌지 위치가 예측가능할 경우 적합하다.

집중소성힌지모델은 그림 5.3.1과 같이 힘-변형 또는 모멘트-변형각 관계를 다선형 포락곡선으로 모델링하며 포락곡선의 매개변수를 정의하여야 한다. 현회전각(Chord rotation)은 ASCE41-16에서 그림 5.3.2와 같이 정의한다. 이력거동 특성은 콘크리트 부재나 구조물의 강성도 저하, 강도 저하, 펀칭 거동이 나타나며 철근의 Strain Hardening 효과와 Bauschinger 효과에 의해 강성저하와 에너지소산 감소가 나타난다.

TEPs 합성보-기둥 접합부 반복가력실험 결과 접합부의 볼트의 유격과 콘크리트 균열으로 인해 강성도 저하, 강도 저하, 펀칭 거동이 나타난 것으로 예측된다. 실험결과와 Perform3D 주기하중 해석결과 trial & error 방법으로 집중소성힌지모델을 위한 소성힌지 매개변수 및 를 확인하였다.

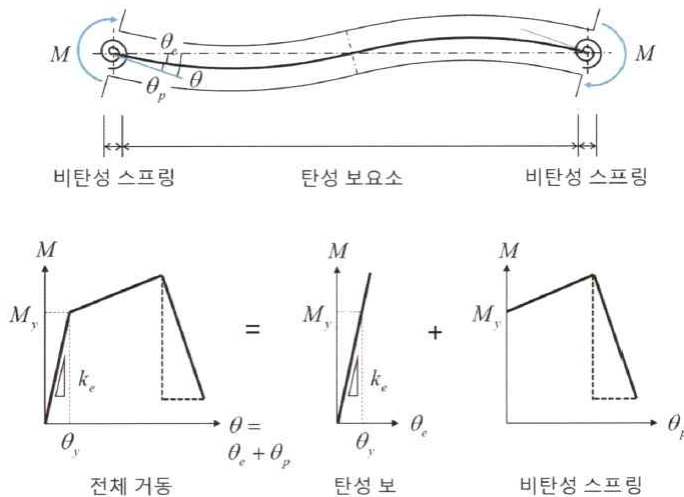


그림 5.3.1 집중소성힌지모델 (AIK-B-2021-001)

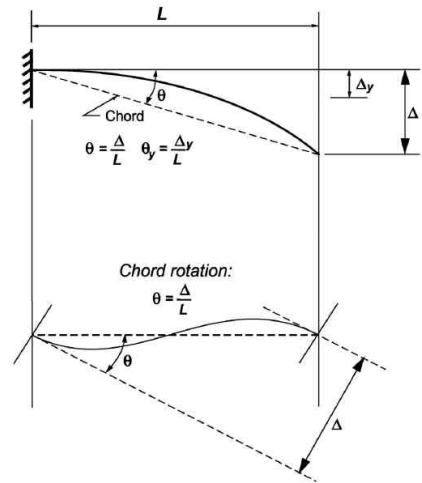


그림 5.3.2 회전각 정의

5.3.2 집중소성힌지모델

TEPs 합성보-기둥 접합부 반복가력실험체를 그림 5.3.3과 같이 집중소성힌지모델로 구조모델링하여 실험과 동일한 가력 조건으로 주기하중 구조해석을 실시하였다. 그림 5.3.4와 같이 해석결과와 실험결과 비교 및 반복해석을 통해 비탄성 스프링 매개변수를 산정하였다. Perform 3D 집중소성힌지모델은 초기강성도는 정·부모멘트 단일 값을 적용하도록 되어있으며 펀칭 효과와 에너지소산을 정확히 모사하는데 한계가 있다. 비선형동적해석 시 접합부 소성회전각 0.04radian 이내 거동여부를 확인하여야 한다.

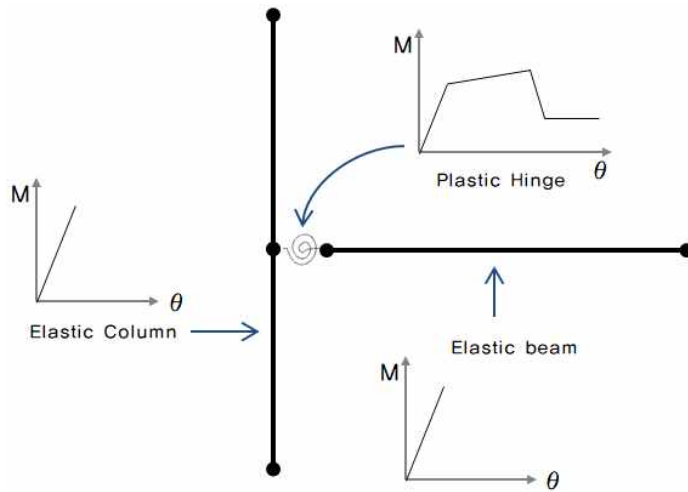


그림 5.3.3 보-기둥 접합부 비선형모델

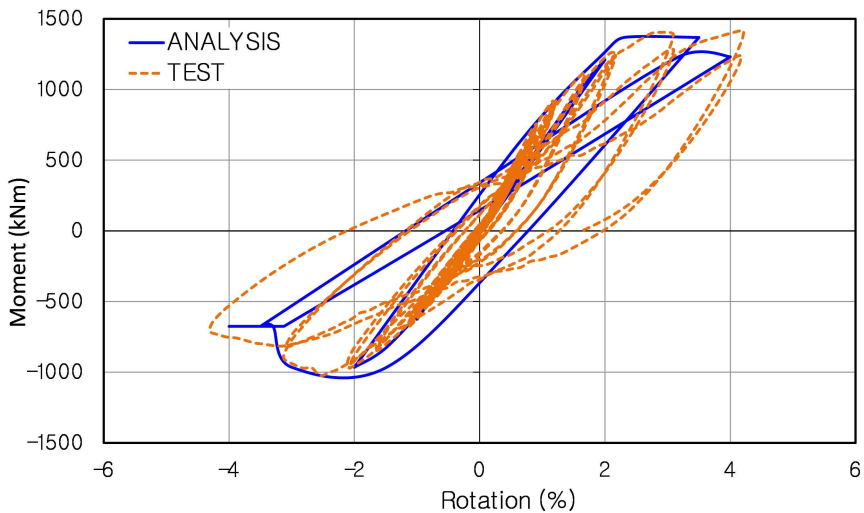


그림 5.3.4 TEPs합성보-기둥 모멘트-회전각 비교

5.4 소결

TEPs 합성보-CFT 기둥 접합부를 위하여 단부 T형 브라켓을 적용하여 상세를 제안하였다. 강재앵커의 형상은 Z-bar 기본형과 Z-bar 중앙부를 천공한 두가지이며 각각 실험체에 대해 반복가력 실험을 수행하고 내진성능을 확인하였다. 결과에 대한 소결은 다음과 같다.

- 1) 두 실험체는 부모멘트구간에서 유사한 회전강성을 발휘하였으나, Z-bar의 중앙부가 천공된 전단연결재를 설치한 실험체(CN-TC-Z(O))가 정모멘트구간에서 높은 회전강성을 나타냈다. 정모멘트구간에서 CN-TC-Z(O) 실험체는 1,406.4 kNm/% 의 높은 회전강성을 발휘하였으며, CN-TC-Z 실험체는 743.9 kNm/%로 상대적으로 낮은 회전강성을 나타냈다.
- 2) 전단연결재의 종류가 다른 두 실험체는 Z-bar 중앙부 천공이 되지 않은 실험체의 정모멘트구간에서 높은 항복모멘트와 최대모멘트, 최대모멘트의 80%값이 높게 나타났다.
- 3) 측정된 회전각으로부터 Z-bar 앵커 기본형을 설치한 CN-TC-Z 실험체의 항복은 부모멘트구간(1.61%)에서 먼저 발생하였으며 최대모멘트는 정모멘트구간(-4.07%)에서 나타났고, $\theta_{0.8Mmax}$ 는 정모멘트구간(-3.82%)에서 먼저 나타났다. 따라서 정모멘트구간에서 더 연성적인 변형성능을 발휘하였다. Z-bar 앵커의 중앙부가 천공된 전단연결재를 사용한 CN-TC-Z(O) 실험체는 항복은 정모멘트구간(-1.63%)에서 먼저 발생하였으며, 최대모멘트도 정모멘트구간(-4.11%)에서 나타났고, $\theta_{0.8Mmax}$ 는 부모멘트구간에서 먼저 나타났다.
- 4) 각 실험체별로 $\theta_{0.8Mmax}$ 시 회전각과 M_y 시 회전각의 비로써 연성도를 평가할 경우, 부모멘트구간에서 1.02와 1.32의 연성도를 보였으며, 정모멘트역에서 1.06과 1.10의 연성도를 나타내었다. Z-bar 앵커 기본형을 가진 실험체 CN-TC-Z 실험체는 정모멘트역의 연성도가 부모멘트역의 연성도 대비 1.42배의 높은 값을 보였고, Z-bar 앵커 오픈형인 실험체 CN-TC-Z(O) 실험체는 정모멘트역의 연성도가 부모멘트역의 연성도 대비 1.69배의 높은 값을 보였다.
- 5) Perform 3D에서 집중소성힌지모델은 초기강성도는 정·부모멘트 단일 값을 적용하도록 되어있으며 펀칭 효과와 에너지소산을 정확히 모사하는데 한계가 있다. 비선형동적해석 시 강도저하 및 펀칭 발생 전인 접합부 소성회전각 0.02radian 이내 거동여부를 확인하여야 한다.

제 6 장 층고절감형 합성 바닥구조의 내진성능 평가

6.1 개요

구조물 내진성능평가를 위한 대표적인 구조해석 방법은 선형정적해석, 선형동적해석, 비선형 정적해석, 비선형동적해석이 있다. 선형정적해석은 비선형 거동이 적으며 비정형성이 없는 구조물일 경우 적합하며 구조물에 수평방향의 의사지진력을 가력하여 부재에 발생하는 부재력, 구조물 거동 등을 평가한다. 선형동적해석은 건축구조기준의 응답스펙트럼법과 유사하며 동적 해석 후 평가법은 선형정적해석과 동일하다. 비선형정적절차는 저차모드 영향이 큰 구조물에 적합하다. 각 층의 층전단력 차이가 1차 모드만 고려한 경우와 질량참여율 90%이상 고려한 경우 차이가 130% 이상 차이가 나면 고차모드 영향이 큰 구조물로 판정한다. 비선형정적해석은 횡력저항 부재의 비선형 거동특성을 고려하여 구조물의 횡변위를 점진적으로 증가시킨다. 구조물의 밀면전단력과 최상층변위 관계인 역량스펙트럼과 요구스펙트럼의 교차점인 성능점에서의 부재의 내력과 구조물 변형 분석을 통해 내진성능평가를 수행한다. 성능점 산정 방법은 앞서 설명한 역량스펙트럼법과 변위계수법이 있다. 비선형동적해석은 직접적분법에 의한 비선형 시간이력해석을 통해 내진성능을 확인한다, 부재 비선형 모델은 비선형정적해석과 동일하며 부재 및 접합부 이력거동특성을 반영하여야 한다.

이 연구에서는 U형 반슬림플로어 합성구조시스템의 내진성능 평가를 위해 비선형동적절차(비선형시간이력해석)에 따라 TEPs 합성보가 적용된 프로토타입 구조물의 내진성능을 확인한다. 내진성능평가는 다음 절차를 따른다.

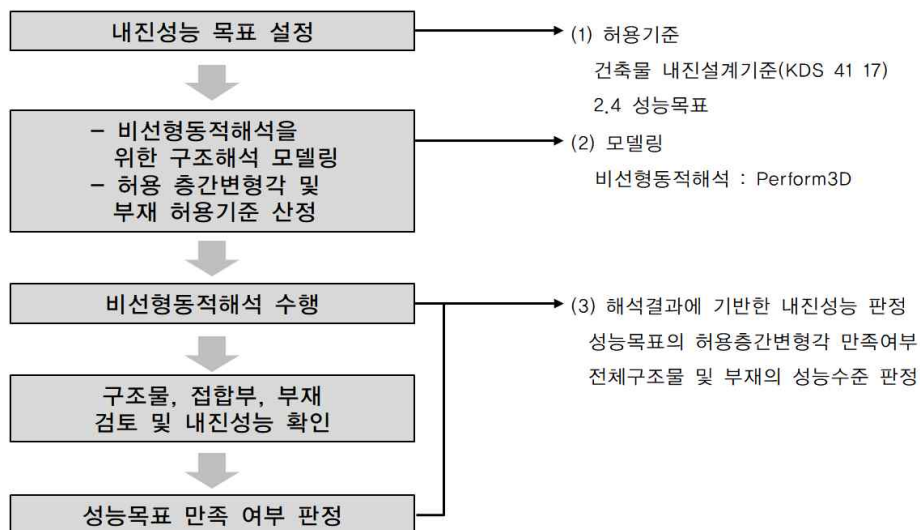


그림 6.1.1 내진성능평가 절차

6.1.1 구조물 개요 및 설계

예제 구조물은 구조설계기준(KDS 14), 건축구조기준(KDS 41)을 준용하여 그림 6.1.2와 같이 지하 1층, 지상 4층 철골구조 자동차관련시설(주차장)용으로 설계하였다. 구조물 개요와 구조설계방법 및 적용기준, 사용재료의 종류 및 설계기준강도는 표 6.1.1, 표 6.1.2, 표 6.1.3에 정리하였다.

예제 구조물은 대지 조건과 주차장법에 맞춰 주차대수를 최대한 확보하기 위해 TEPs의 장점을 이용하여 최대 11.4m × 9.2m 모듈을 기본으로 5bay × 3bay (37.8m × 33.2m)로 계획하였다. 구조물은 강구조기준의 일반규정만을 만족하는 철골구조시스템이며 층고는 3.5m로 계획하였다. 최대 11.4m 경간 바닥보에 2개의 H형강을 이용한 층고절감형 합성보를 적용하였으며 횡력저항시스템은 모멘트 저항 골조 시스템이며 CFT 기둥과 TEPs 합성보로 설계하였다. 그림 6.1.3~그림 6.1.8은 구조평면도이다.

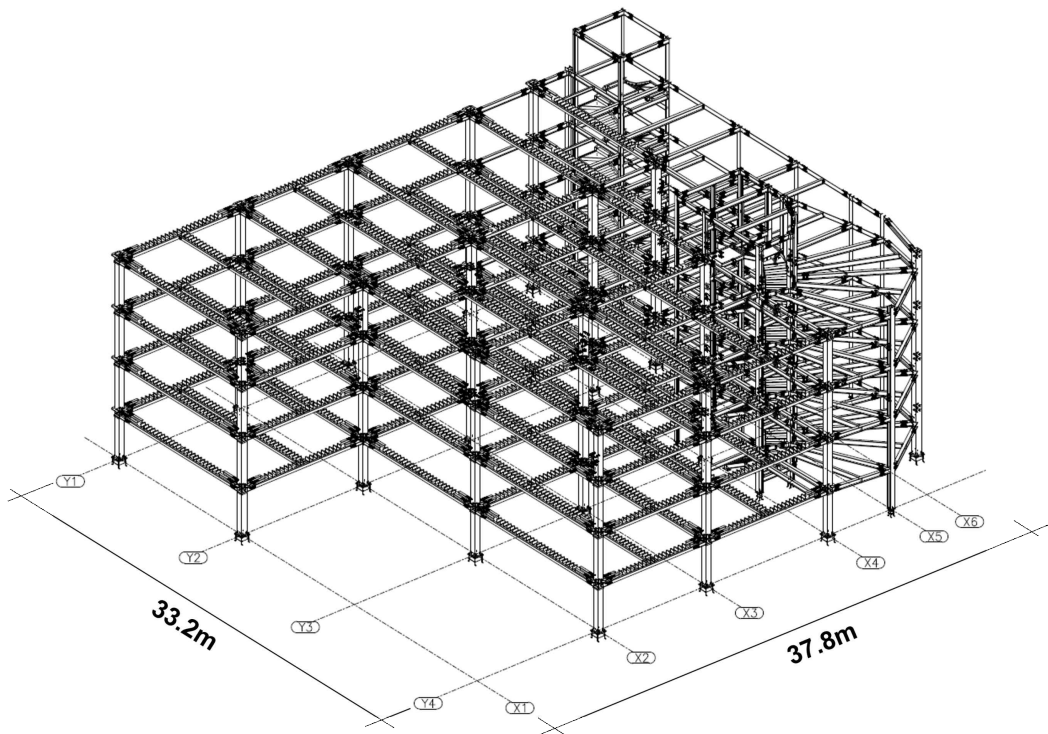


그림 6.1.2 예제구조물 3D View

표 6.1.1 구조물 개요

공 사 명	OO주차장 신축	구조형식	철골구조
대지위치	-	기초형식	지내력기초
건물용도	자동차관련시설(주차장)	횡력(지진력) 저항시스템	강구조기준의 일반규정만을 만족하는 철골구조시스템 : R=3.0
건물층수	지하 1층 / 지상 4층		

표 6.1.2 구조설계방법 및 적용기준

설계방법	극한강도설계법 : 철근콘크리트조 한계상태설계법 : 강구조 허용응력설계법 : 기초
적용법령	건축법 / 건축법시행령
적용규칙	건축법시행규칙 / 건축물의 구조기준 등에 관한 규칙
적용기준	건축구조기준 (KDS 41) ^{[12][13]} 구조설계기준 (KDS 14) 구조물 기초 설계기준 및 해설
적용시방	건축공사표준시방서 (대한건축학회) 콘크리트표준시방서 (한국콘크리트학회)

표 6.1.3 사용재료의 종류 및 설계기준강도

사용재료	규 격	설계기준강도	해당부재
콘크리트	KS F 2405 (재령 28일 압축강도)	$f_{ck} = 24\text{MPa}$	전층
		$f_{ck} = 49\text{MPa}$	CFT기둥 내부충진
철 근	KS D 3504 SD400	$f_y = 400\text{MPa}$	D19 이하
	KS D 3504 SD500	$f_y = 500\text{MPa}$	D22 이상
철 골	KS D 3515 SM275	$f_y = 275\text{MPa}$	H형강 (폭 200mm미만)
	KS D 3515 SM355	$f_y = 355\text{MPa}$	H형강 (폭 200mm이상) TEPs 합성보

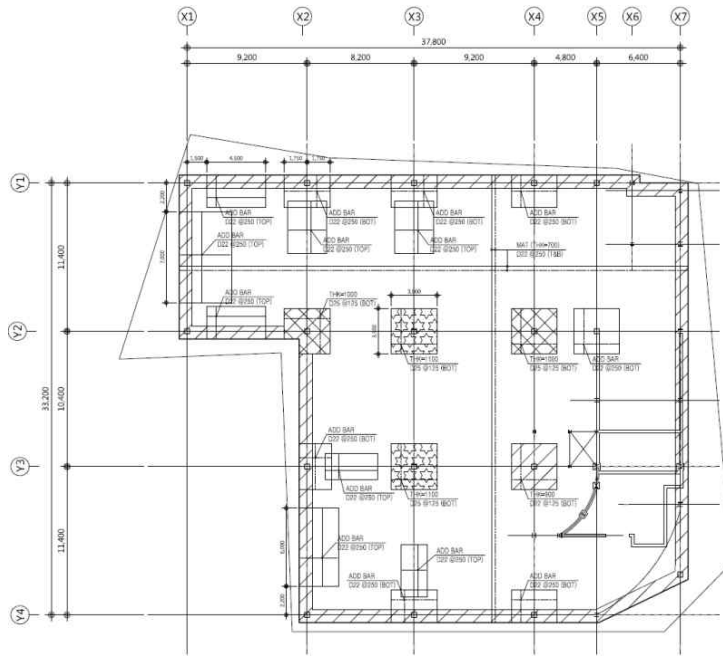


그림 6.1.3 기초도

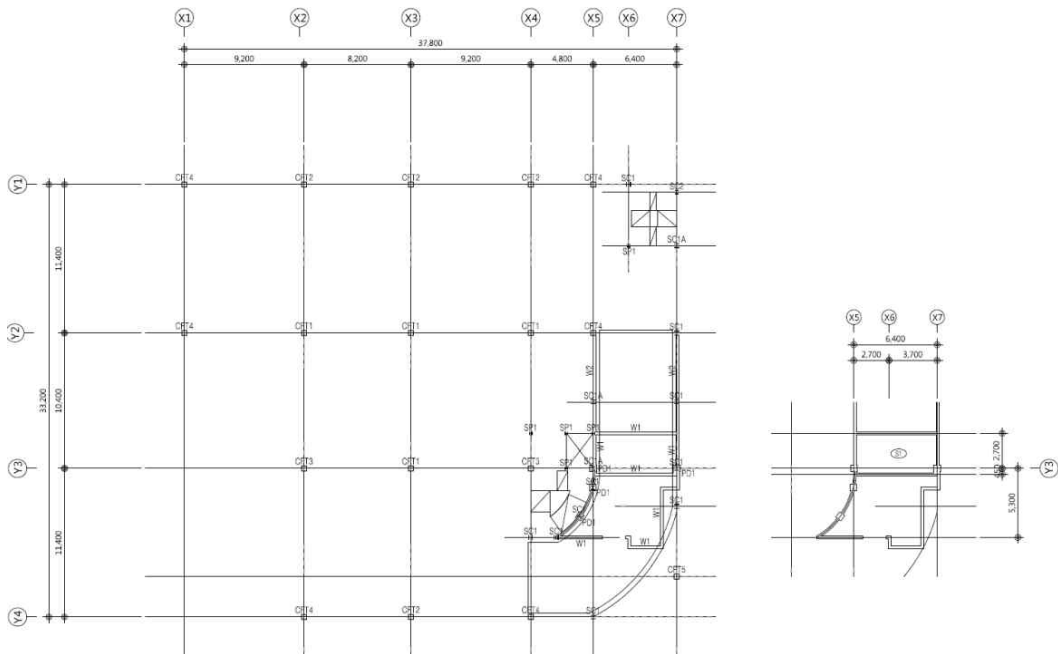


그림 6.1.4 주심도

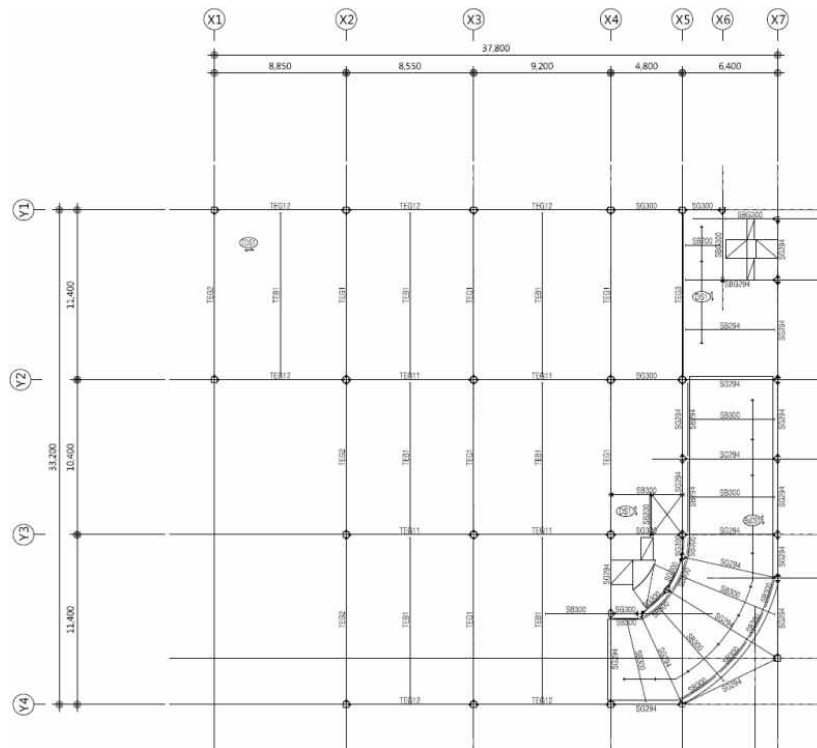


그림 6.1.5 지상 2층 구조평면도

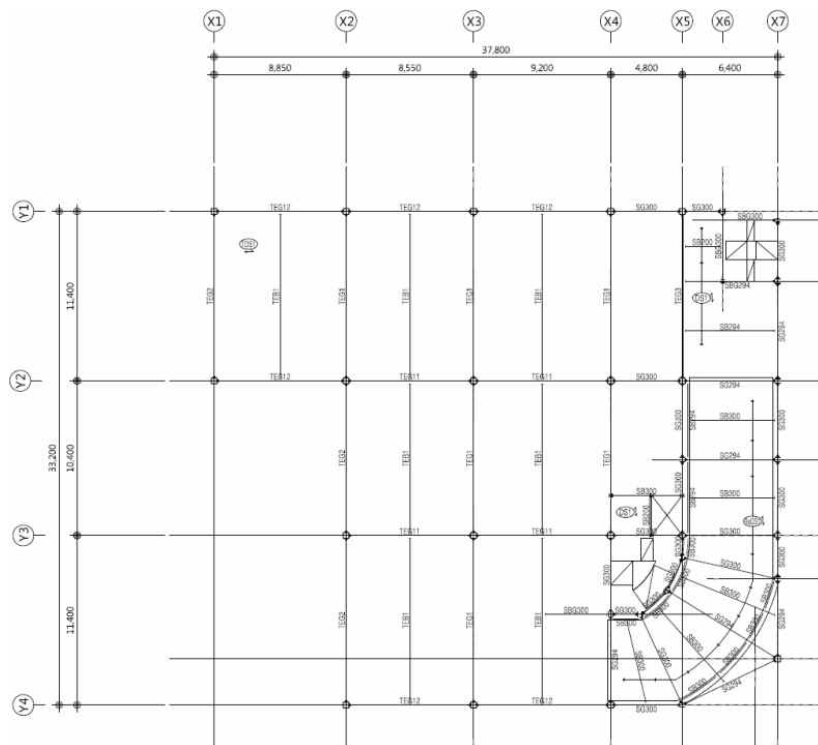


그림 6.1.6 지상 3층 구조평면도

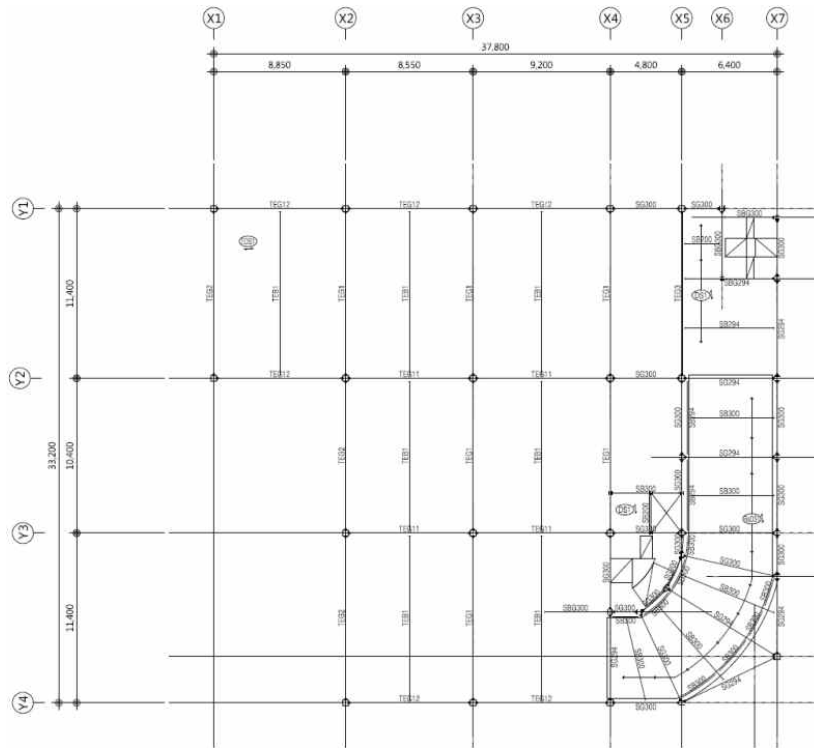


그림 6.1.7 지상 4층 구조평면도

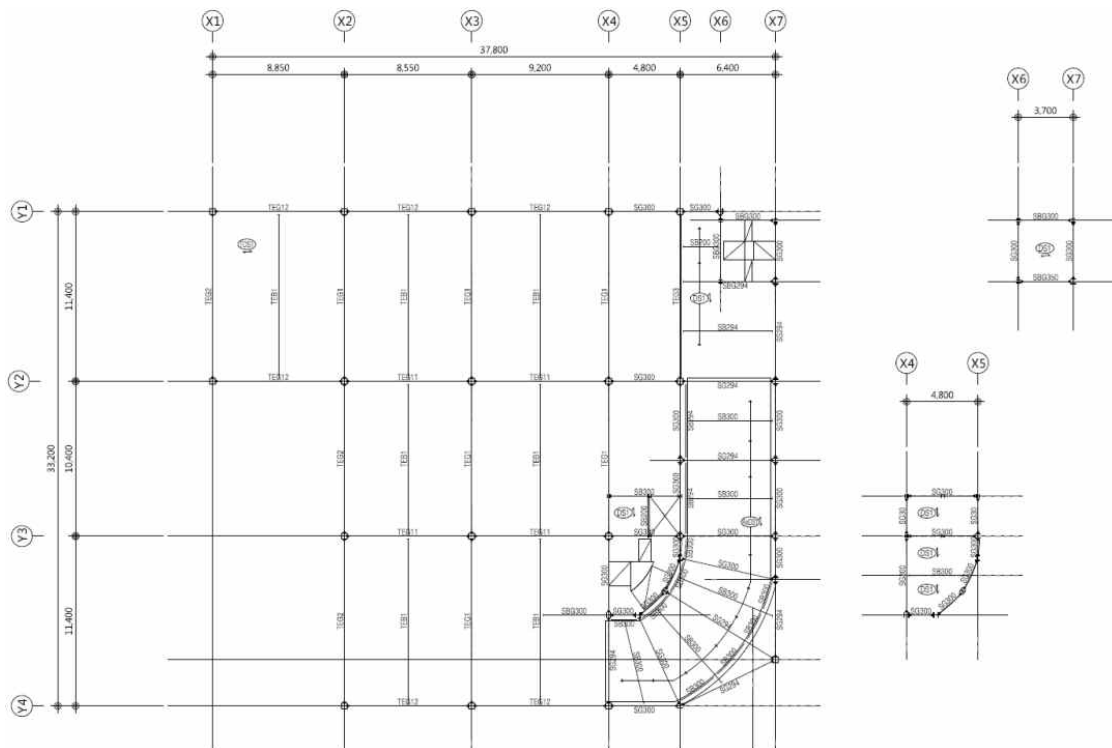


그림 6.1.8 지붕층 구조평면도

6.1.2 설계하중

연직방향 고정하중은 골조하중 및 영구설비와 건축마감 등을 고려하여 산정하였으며 활하중은 건축구조설계 기준을 참조하였다. 지상층 주차장 고정하중은 $6.44kN/m^2$, 활하중 $3.0kN/m^2$ 이며 지붕층은 고정하중 $6.54kN/m^2$, 활하중 $3.0kN/m^2$ 을 적용하였다. 풍하중 산정 시 기본풍속 $24m/sec$, 지표면조도구분 B, 중요도계수(I_w) 0.95, 지형계수(K_{zt}) 1 를 적용하였다. 지진하중 산정 시 유효지반가속도 0.2 (국가지진위험지도 적용), 지반분류 S_3 , 중요도계수(I_E) 1.0을 적용하였으며 내진설계범주 D 이다. 설계하중 및 적설하중 조건은 표 6.1.4에 정리하였다. 지진력저항시스템 설계계수는 반응수정계수(R) 3, 시스템초과강도계수(Ω_0) 3, 변위증폭계수(C_d) 3 이다. 지반 조건을 표 6.1.5에 정리하였다.

표 6.1.4 하중조건

고정하중	골조하중 및 모든 영구설비와 건축마감 등을 고려하여 산정	
활 하 중	건축구조설계 기준 및 해설참조	
풍 하 중	기본풍속 (V_o)	지표면조도구분
	24 m/s	B
	중요도계수 (I_w)	지형계수 (K_{zt})
	0.95 (II)	1
지진하중	유효지반가속도	지반분류
	0.176	S_4
	중요도계수 (I_E)	내진설계범주
	1.0 (II)	D
적설하중	중요도계수 (I_g)	기본지상적설하중 (S_g)
	1.0 (II)	$0.5 kN/m^2$
	노출계수 (C_e)	온도계수 (C_t)
	1.0	1.2

표 6.1.5 지반조건

지반지내력	$q_c = 200 kN/m^2$ (설계가정)
설계지하수위	고려하지 않음

고유치해석 결과는 표 6.1.6과 같으며 저차모드에서 각 방향별 질량참여율 90%이상이다. 보정계수 C_m 은 표 6.1.7에 정리하였으며 그림 6.1.9는 KDS 41 17에 따른 설계응답스펙트럼이다.

표 6.1.6 고유치 해석 결과

방 향	모 드	주 기 (sec)	질량참여율 (%)
X	2차 모드	1.39	94
Y	1차 모드	1.45	93
Rotation-Z	3차 모드	1.25	94

표 6.1.7 Scale up factor 산정

구 분	해석법	밀면전단력	보정계수(C_m)
X방향	등가정적해석	3508 kN	1.73
	응답스펙트럼해석	1722 kN	
Y방향	등가정적해석	3508 kN	1.81
	응답스펙트럼해석	1644 kN	

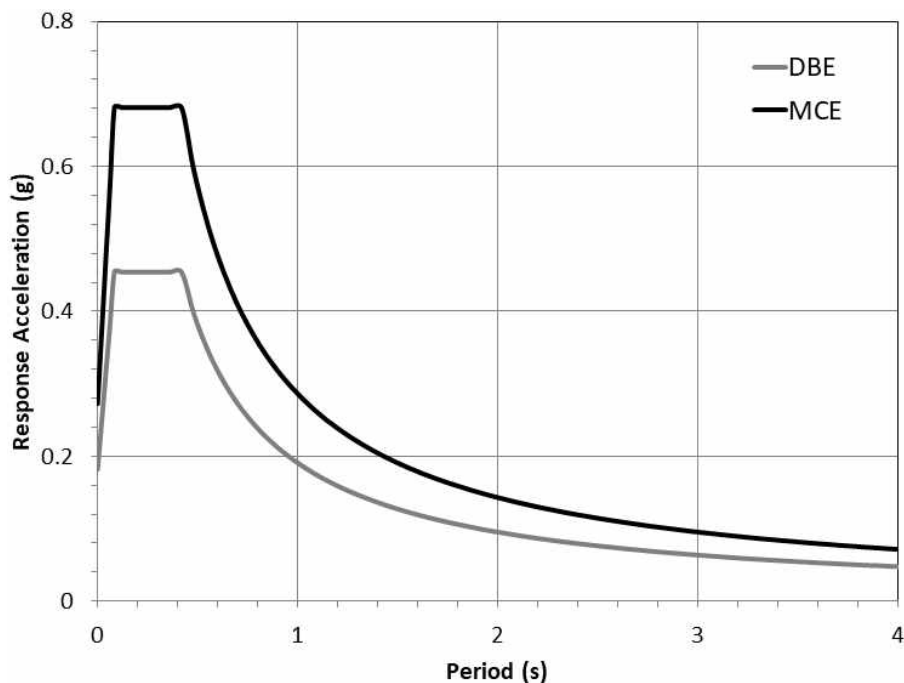


그림 6.1.9 목표 설계응답스펙트럼

6.1.3 설계결과

TEPs 합성보 설계는 KDS 14, KDS 41 에 따라 설계하며 휨강도는 소성응력분포법을 적용하였다. 데크슬래브는 골깊이(Rib) 150mm Deep Deck 이며 데크슬래브 설계시트를 사용하여 설계하였다. 설계결과는 표 6.1.8, 표 6.1.9와 같다.

표 6.1.8 기둥 부재정보 및 응력비

구분		부재	응력비	비고
CFT1	1F	□ - 400 × 400 × 16	0.91	CFT
	2F~	□ - 400 × 400 × 14	0.97	CFT
CFT2	1F	□ - 400 × 400 × 16	0.97	CFT
	2F~	□ - 400 × 400 × 14	0.86	CFT
CFT3	1F	□ - 400 × 400 × 14	0.92	CFT
	2F~	□ - 400 × 400 × 12	0.93	CFT
CFT4	1F	□ - 400 × 400 × 12	0.90	CFT
	2F~	□ - 400 × 400 × 12	0.80	CFT
CFT5	1F~	□ - 400 × 400 × 9	0.67	CFT
SC1	1F	H - 300 × 300 × 10 × 15	0.93	SM355
SC1A	1F	H - 310 × 305 × 15 × 20	0.89	SM355
	2F~	H - 300 × 300 × 10 × 15	0.80	SM355
SC2	ALL	H - 250 × 250 × 9 × 14	0.68	SM355
SP1	ALL	H - 200 × 200 × 8 × 12	0.54	SM355

표 6.1.9 보 부재정보 및 응력비

구분	부재	응력비	비고
TEB1	TEB - 480 × 370 × 9 × 120	0.71	SM355
	2-D25 (BOT)		SD500
TEG1	TE - 480 × 370 × 10 × 120 / 190 × 150 × 8 × 10	0.98	SM355
TEG2	TE - 480 × 320 × 7 × 120 / 190 × 150 × 8 × 10	0.97	SM355
TEG3	TE - 480 × 370 × 10 × 120 / 190(80) × 150 × 8 × 10	0.90	SM355
TEG11	TE - 480 × 370 × 9 × 120 / 190 × 150 × 8 × 10	0.98	SM355
	4-D22 (TOP_CONTI.END)		SD500
TEG12	TE - 480 × 320 × 9 × 120 / 190 × 150 × 8 × 10	0.95	SM355
	2-D22 (TOP_CONTI.END)		SD500

6.1.4 목표성능수준

최대고려지진(Maximum Considered Earthquake, MCE)에 대하여 붕괴방지(Collapse Prevention, CP) 및 설계기반지진(Design Based Earthquake, DBE)에 대하여 인명보호(Life Safety, LS)를 최소한의 성능확보를 위한 목표성능으로 설정하였다.

표 6.1.10 내진등급과 성능목표

내진등급	성능목표	
	성능수준	지진위험도
II	인명보호	DBE, 설계스펙트럼가속도의 1.0배
	붕괴방지	MCE, 설계스펙트럼가속도의 1.5배

표 6.1.11 성능수준별 허용기준

항목	성능수준별 허용 기준		비고
	인명보호	붕괴방지	
층간변형각	2.0 %	3.0 %	
중력하중 저항능력	모든부재 붕괴방지 만족 인명안전, 거주가능 만족하는 부재가 부담하는 중력하중 합이 전체중력하중의 80% 이상	모든부재 붕괴방지 만족	평가요령1) 4.6 성능수준의 판정
보, 기둥 전단력1)	$Q_{CN} \geq \gamma \chi (Q_{UF} - Q_G) + Q_G$ $Q_{UF} : \text{지진위험도별의 평균 소요작용력}$ $Q_G : \text{비선형해석에 적용되는 중력하중에 의한 부재력}$ $Q_{CN} : \text{공칭재료강도를 사용하여 산정한 부재의 공칭강도}$ $\chi : \text{성능수준에 따른 보정계수, 인명보호에 대해서는 1.3을 사용}$ $\gamma : \text{하중계수. 수직부재, 전이보 등과 같이 파괴시 여러 경간 혹은 층의 붕괴를 유발하는 부재일 경우 1.3, 단일 경간의 붕괴를 유발하는 부재이거나 타 부재의 붕괴를 유발하지 않는 부재일 경우 1.0을 사용}$		평가요령1) 4.3.6 부재별 허용기준
접합부 소성회전각 1)	회전각 0.02 radian 이내		

NOTE 1) 기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령 (국토안전관리원, 2021)

2) 보, 기둥, 소성회전각 성능검증은 MCE수준에서만 평가함

6.1.5 지진과 산정

내진성능을 정밀하게 평가하기 위해 비선형 시간이력해석 시 구조물의 관성력을 유발하는 지반운동이 정확하게 입력되어야 한다. 이 연구에서 비선형시간이력해석을 위한 지진파 산정은 부지응답해석을 수행하기 때문에 “평가요령” 4.4.3의 3항을 따른다. 부지응답해석을 위한 입력 지진기록은 S1 지반의 설계응답스펙트럼의 최소응답스펙트럼 가속도 이상이 되어야 한다. 해당지역의 유효지반가속도(S)는 0.176 g이며, 그림 6.1.10과 같이 부지응답해석을 위한 입력지진파의 제공합제곱근 스펙트럼들의 평균값은 S1 지반의 설계응답스펙트럼의 1.3배와 비교하여 가속도 일정구간에서는 80% 이상이상, 그 외 구간에서는 100% 이상이어야 한다.

대상구조물의 1차 진동주기는 1.45초이다. 평가요령(국토안전관리원, 2021)의 4.4.3 평가용 지진파 조항에 따라 3차원 해석인 경우, 그림 6.1.11과 같이 기본진동주기의 0.2배부터 1.5배 사이(0.29~2.18초) 에서 SRSS 로 조합된 응답스펙트럼의 평균이 탄성설계응답스펙트럼의 1.3 배의 80%가 넘도록 조정되어야 한다.

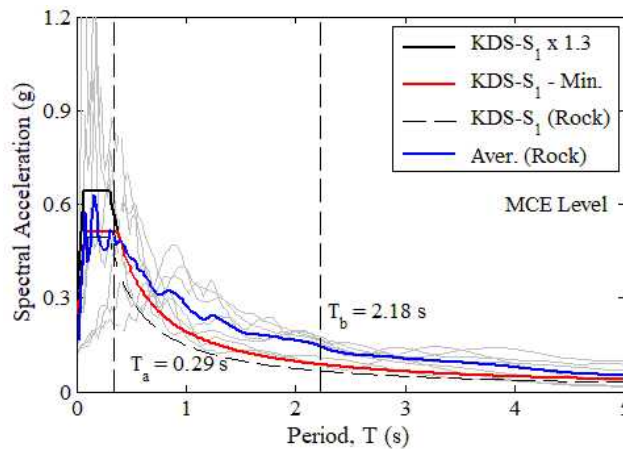


그림 6.1.10 7층 지진의 지반응답해석 입력지진파의 평균

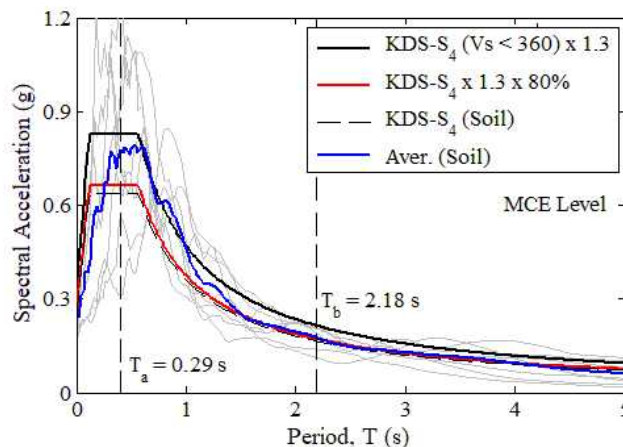
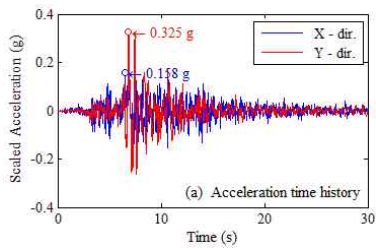


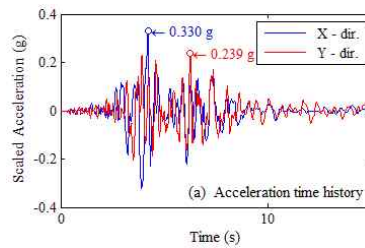
그림 6.1.11 비선형 시간이력해석을 위한 7층 지진파의 평균

표 6.1.12 적용 지반운동

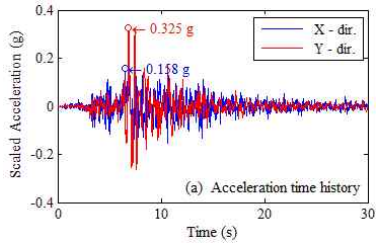
번호	관측파 이름	측정 장소	측정년도	규모	거리
1	Chi-Chi-06	HWA003	1999	6.3	56
2	Bingol	Bingol-Bayindirlik Murlugu	2003	6.3	14
3	Tottori	OKYH07	2000	6.61	15
4	Loma Prieta	SF -Pacific Heights	1989	6.93	76
5	Duzce	Lamont 1060	1999	7.14	26
6	Izmit	Gebze-Tubitak Marmara Arastirma	1999	7.6	47
7	Chi-Chi	TAP067	1999	7.62	97



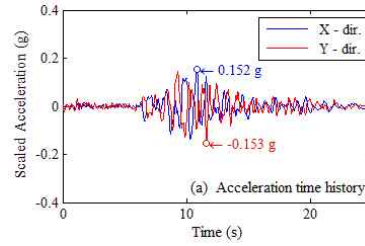
(a) EQ1



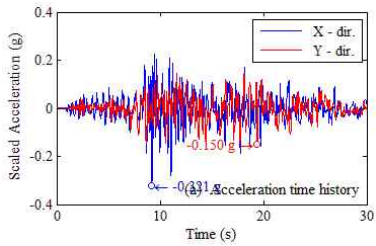
(b) EQ2



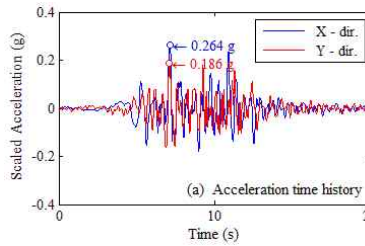
(c) EQ3



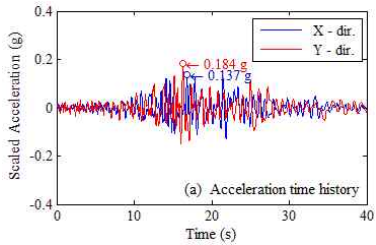
(d) EQ4



(e) EQ5



(f) EQ6



(g) EQ7

그림 6.1.12 비선형 시간이력해석을 위한 7쌍 지진파

6.2 비선형 해석 계획(Preliminary Nonlinear Analysis)

이 연구에서는 TEPs공법의 내진성능확인을 위하여 TEPs합성보를 적용한 주차전용 건축물을 설계하였다. 프로토타입 구조물에 대하여 Perform3D 프로그램을 활용하여 비선형 정적 및 동적 구조해석^{[14][15]}을 실시하였다.

6.2.1 비선형정적절차

푸쉬오버해석을 통해 구조물의 성능점 산정 후 성능점에서의 구조물 및 부재의 성능을 분석하여 성능목표 만족여부를 확인한다. 성능점에서 최대층간변형각, 최소강도기준 검토를 통해 목표성능수준을 만족하는지 확인한다.

6.2.2 비선형동적절차

시간이력해석은 TEPs합성보-기둥 접합부 이력거동 특성을 반영하여 7쌍의 지진파를 이용하여 구조해석을 실시한다. 7쌍의 해석결과 최대층간변형각 평균응답과 접합부 소성회전각, 기둥 작용 축력, 휨모멘트, 전단력에 대해 검토한다.

6.2.3 초기 중력하중 및 질량

평가요령의 4.1.1.1 중력하중, 4.1.1.2 질량에 따라 비선형해석에는 일반적으로 기본설계에서 사용하는 계수하중과는 다른 예상 중력하중을 적용한다. 조항에 따라 예상 중력하중 고정하중 100%, 활하중 25%를 적용한다. 비선형 해석시 적용되는 질량은 해당층의 질량중심에 집중질량(Lumped Mass)으로 입력하였으며 질량크기는 고정하중 100%를 작용한다.

표 6.2.1 적용 층별 질량

층	높이 (m)	Tranlational Mass (kN/g)	Rotational Mass (kN/g.m ²)
옥탑지붕	17.5	30,100	3176.09
옥탑	14.0	879.81	187941
4F	10.5	894.88	192230
3F	7.00	894.88	192230
2F	3.50	896.07	192575
1F	0.00	0	0

6.2.4 부재 비선형 모델

합성보 비선형모델링 변수는 실험결과를 토대로 trial & error를 통해 산정하였으며 구조모델은 집중소성힌지모델 구현을 위해 그림 6.2.1과 같이 Perform3D 프로그램의 'Beam, Reinforced Concrete Section', 'Semi-Rigid Moment Connection' 모델로 구현하였다. 합성보 및 기둥의 유효강성^[16]은 AISC 360-16에 따라 다음과 같이 산정한다.

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (6.2-1)$$

여기서, E_s : 강재 탄성계수

E_c : 콘크리트 탄성계수 ($= 8500 \sqrt[3]{f_{ck} + \Delta f}$)

I_s : 슬래브를 포함한 합성단면의 도심에서 U형 강재의 단면2차모멘트

I_c : 슬래브를 포함한 합성단면의 도심에서 콘크리트의 단면2차모멘트

$C_3 = 0.45 + 3 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.9$: CFT 각형단면의 유효휨강성 계수

A_s : U형 강재 단면적

A_g : 슬래브를 포함한 합성단면의 총 단면적

A_{sr} : 보강근 단면적

항복회전각(θ_y)은 다음 식으로 산정하였으며 항복강도는 소성응력분포법에 따라 산정한 소성모멘트와 동일하다. (여기서, l 은 전단경간)

$$\theta_y = \frac{M_y l}{6EI_{eff}}, \quad \theta_u = 0.04 \text{radian}$$

합성보의 유효폭은 [그림 6.2.3]와 같이 A. Plumier(2000)^[17]가 제안한 정모멘트에 대한 길이의 0.15배, 부모멘트에 대한 길이의 0.2배를 유효폭으로 산정하였다.

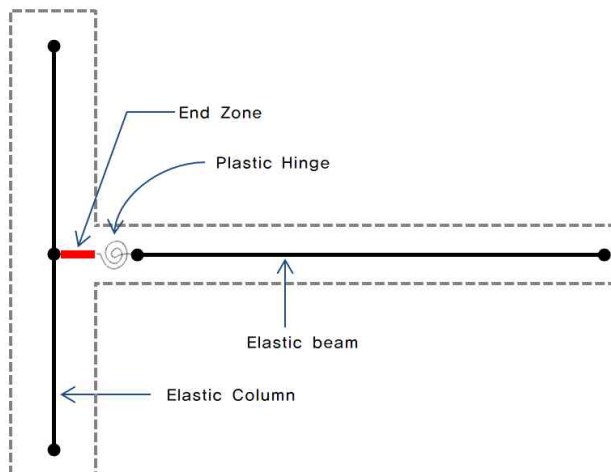


그림 6.2.1 TEPs 합성보 구조모델

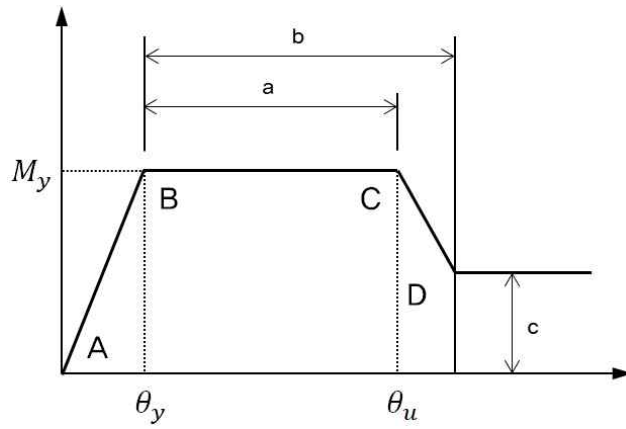


그림 6.2.2 TEPs 합성보 포락곡선

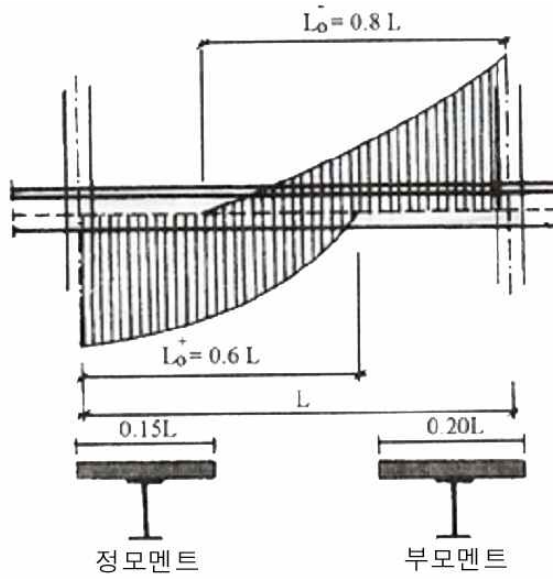


그림 6.2.3 TEPs 합성보 유효폭

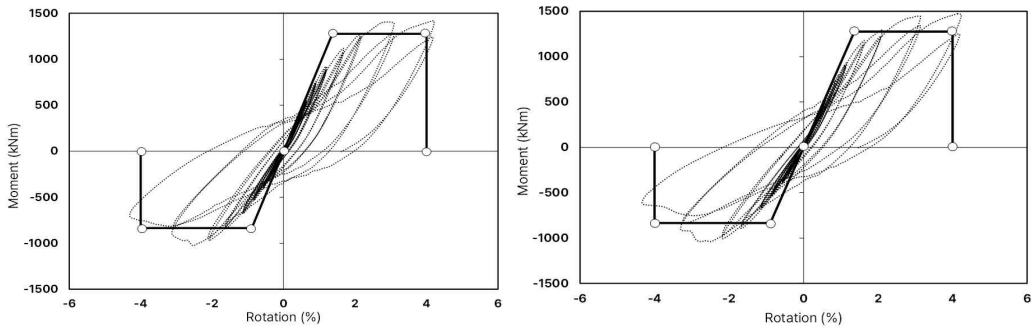


그림 6.2.4 집중소성힌지모델 모멘트-회전각 관계 실험결과 비교

6.3 프로토타입 구조물의 내진성능평가

6.3.1 선형 및 비선형 모델 주기 비교

선형모델과 비선형모델의 주기 및 질량참여율 비교를 통해 모델의 적정성 여부를 확인할 수 있다. 모드별 주기 및 질량참여율은 표 6.3.1, 주요 모드별 거동은 그림 6.3.1에 나타내었다.

선형 모델의 1차모드에 대한 주기는 1.42sec으로, 비선형모델의 1차모드인 1.34sec와 10% 이내 차이가 확인되었고, 1차모드에 대한 X, Y방향 질량참여율 차이는 각각 0.28%, 14.8%로 약 15% 차이가 확인되었고, 모드형상 확인 결과 유사한 것을 확인하여 비선형 모델링 검증을 완료하였다.

표 6.3.1 모드별 주기 및 질량참여율

Mode	선형모델			비선형모델		
	주기(sec)	유효질량 (%)		주기(sec)	유효질량 (%)	
		X-dir	Y-dir		X-dir	Y-dir
1	1.452	0.170	93.2	1.34	0.45	78.4
2	1.390	94.0	0.201	1.01	83.5	3.47
3	1.248	0.314	0.327	0.832	7.72	8.81
4	0.3864	0.009	4.96	0.596	0.631	0.000
5	0.3738	4.35	0.006	0.514	0.000	0.000
SUM		98.8	98.7		92.3	90.7

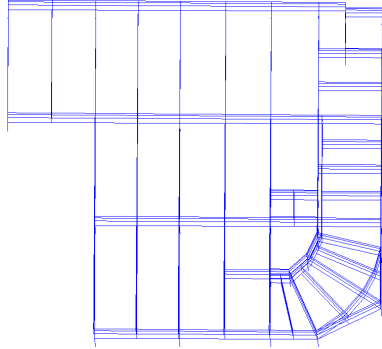
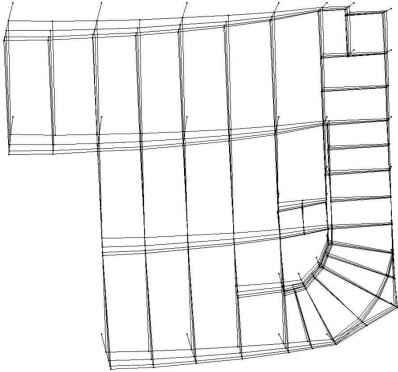
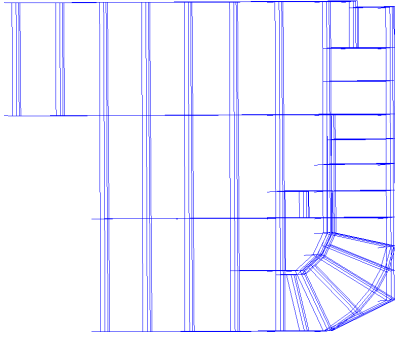
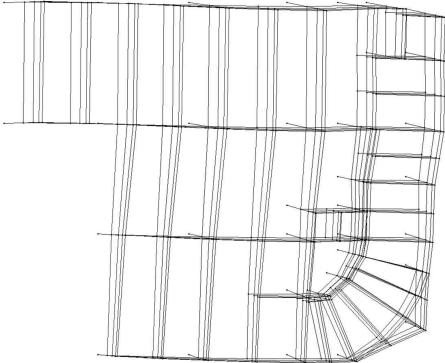
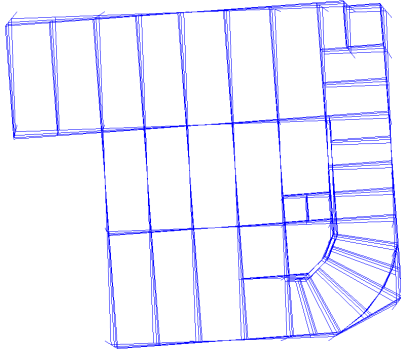
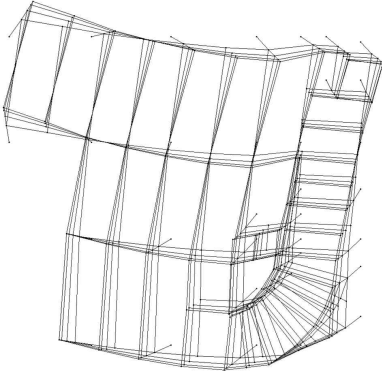
Mode	선형모델	비선형모델
1		
2		
3		

그림 6.3.1 고유치해석 결과 모드차수별 형상

6.3.2 비선형정적해석 결과 분석

대상 구조물은 1차모드 질량참여율이 90%이상으로 1차모드가 지배적이다. 이에 따라 비선형 정적해석 시 횡하중은 수직적으로 1차모드의 형상과 비례하도록 분포시켰다.

구조물의 최상층 변위응답과 밀면전단력의 상관곡선을 성능곡선(가속도-변위응답)으로 변환하고, 설계응답스펙트럼은 요구곡선(가속도-변위응답)으로 변환한 뒤, 구조물의 성능곡선과 요구곡선의 교차점인 성능점을 산정 후, 성능점에서 성능목표별 허용기준을 만족하는지 검토하였다.

층간변형각 검토 결과, 허용기준을 만족하였다.

표 6.3.2 성능점 최대층간변형각

방향	성능수준	성능점		허용기준	검토결과
		층간변형각	밀면전단력		
X-dir	DBE Level	0.67%	6297kN	2.00%	O.K
	MCE Level	0.92%	7789kN	3.00%	O.K
Y-dir	DBE Level	0.68%	4699kN	2.00%	O.K
	MCE Level	1.07%	6256kN	3.00%	O.K

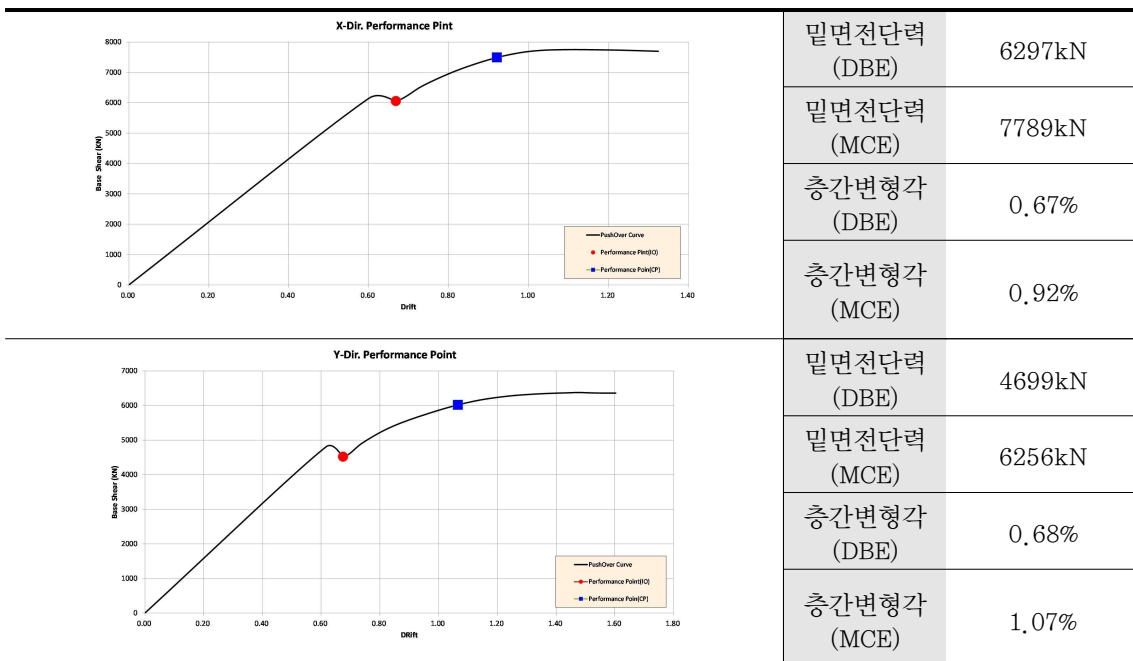


그림 6.3.2 X, Y방향 성능점 검토

성능점에서 성능수준별 허용 층간변형각을 검토하였다. 층간변형각 검토 위치는 그림 6.3.3 과 같이 구조물의 모서리 부분 4개소, Mass Center 1개소에서 검토하였다. 성능점에서의 층간 변형각 검토 결과는 [표 6.3.3]과 같으며, 허용기준을 만족하였다.

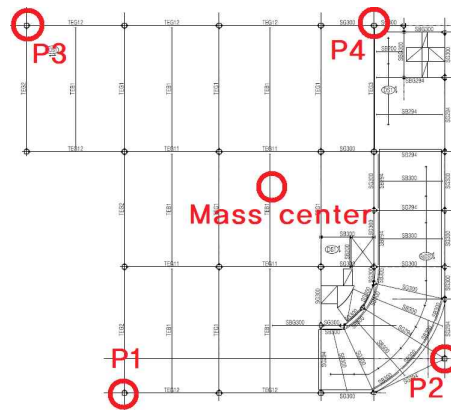


그림 6.3.3 층간변형각 검토 위치

표 6.3.3 검토 위치별 최대층간변형각

검토 위치	성능수준	성능점에서 층간변위비		허용기준	검토결과
		X-Dir	Y-Dir		
M.C	DBE Level	0.94	0.95	2.00%	O.K
	MCE Level	1.31	1.42	3.00%	O.K
P1	DBE Level	0.94	0.97	2.00%	O.K
	MCE Level	1.30	1.52	3.00%	O.K
P2	DBE Level	0.94	0.92	2.00%	O.K
	MCE Level	1.30	1.32	3.00%	O.K
P3	DBE Level	0.95	0.97	2.00%	O.K
	MCE Level	1.32	1.52	3.00%	O.K
P4	DBE Level	0.95	0.92	2.00%	O.K
	MCE Level	1.32	1.32	3.00%	O.K

6.3.3 비선형동적해석 결과 분석

7쌍의 지반운동에 대하여 직교하는 2성분을 동시에 가력하여 비선형동적해석을 수행하였으며, 평가요령에 따라 다축가진효과를 적용하여 평가하였다. MCE, DBE수준에 양방향 층간변형각을 평가하여 붕괴방지 및 인명보호 수준의 허용 층간변형각을 만족하는지 검토하였고, MCE수준에서 부재성능과 접합부 소성회전각을 평가하였다. 평가요령을 토대로 부재별 성능수준 및 연직하중저항능력을 평가하여 전체구조물의 상태를 검토하였고, 이 때 지반운동기록 세트가 7개 이상이므로 최대응답의 평균값을 사용하였다.

6.3.3.1 최대예상지진(MCE)

1) 층간변형각

7쌍의 지반운동(X,Y방향)에 대한 X, Y 방향 층간변형각 평균 응답을 산정하여 붕괴방지(CP) 허용 층간변형각 3.0%에 대해 성능목표 만족여부를 확인하였다. 검토 위치는 앞장에서 검토한 위치와 동일하다.

표 6.3.4 검토 위치별 최대 층간변형각 요약

검토 위치	최대 층간변형각(%)		허용기준 (%)	검토결과
	X-Dir	Y-Dir		
Mass Center	1.08	1.20	3.00	O.K
P1	1.09	1.27	3.00	O.K
P2	1.09	1.17	3.00	O.K
P3	1.09	1.27	3.00	O.K
P4	1.04	1.16	3.00	O.K

2) TEPs 합성보 소성회전각

7쌍의 지진파 해석결과 평균값으로 소성회전각을 검토하였다. 검토 결과 소성회전각은 편칭 거동이 발생하기 전 0.02 radian 이내 거동하는 것을 확인하였다.

표 6.3.5 TEPs 합성보 소성회전각 검토 요약

부재명	층수	방향	단부	Limit	Remark	부재명	단부	Limit	Remark
			rad				rad		
TEG1	RF	정	0.00251	0.02	O.K	TEG11	0.00173	0.02	O.K
		부	0.01021		O.K		0.00625		O.K
	4F	정	0.00400		O.K		0.00600		O.K
		부	0.00324		O.K		0.00241		O.K
	3F	정	0.00590		O.K		0.00164		O.K
		부	0.00738		O.K		0.00667		O.K
	2F	정	0.00896		O.K		0.00481		O.K
		부	0.00852		O.K		0.00841		O.K
TEG2	RF	정	0.00260	0.02	O.K	TEG12	0.00174	0.02	O.K
		부	0.01040		O.K		0.00562		O.K
	4F	정	0.00205		O.K		0.00151		O.K
		부	0.00322		O.K		0.00409		O.K
	3F	정	0.00700		O.K		0.00138		O.K
		부	0.00753		O.K		0.00612		O.K
	2F	정	0.00850		O.K		0.00645		O.K
		부	0.00937		O.K		0.00860		O.K
TEG3	RF	정	0.00165	0.02	O.K				
		부	0.00871		O.K				
	4F	정	0.00054		O.K				
		부	0.00009		O.K				
	3F	정	0.00444		O.K				
		부	0.00708		O.K				
	2F	정	0.00837		O.K				
		부	0.00733		O.K				

3) TEPs 합성보 전단 검토

7쌍의 지진과 해석결과의 평균값에 대해 TEPs 합성보의 공칭전단강도를 평가요령 4.3.6 부재별 허용기준에 대해 검토하였다.

표 6.3.6 TEPs 합성보 전단강도 검토 결과

부재명	층수	1.2 x Vu (kN)	Vn (kN)	DCR	Remark
TEG1	RF	397	722	0.55	O.K
	4F	488	996	0.49	O.K
	3F	578	996	0.58	O.K
	2F	478	996	0.48	O.K
TEG2	RF	350	625	0.56	O.K
	4F	347	722	0.48	O.K
	3F	412	722	0.57	O.K
	2F	354	722	0.49	O.K
TEG3	RF	350	699	0.50	O.K
	4F	469	869	0.54	O.K
	3F	443	869	0.51	O.K
	2F	443	869	0.51	O.K
TEG11	RF	639	1452.0	0.44	O.K
	4F	219	625	0.35	O.K
	3F	338	625	0.54	O.K
	2F	426	907	0.47	O.K
TEG12	RF	281	625	0.45	O.K
	4F	263	625	0.42	O.K
	3F	369	625	0.59	O.K
	2F	318	815	0.39	O.K

4) TEPs 합성보 전단 검토

7쌍의 지진과 해석결과의 평균값에 대해 기둥 강축, 약축의 공칭전단강도를 평가요령 4.3.6 부재별 허용기준에 대해 검토하였다.

표 6.3.7 기둥 전단강도 검토 결과

구분		1.2xVu (kN)	Vn (kN)	DCR	검토결과	
CFT1	4F	Major	666	2147	0.31	O.K
		Minor	580	2147	0.27	O.K
	3F	Major	601	2147	0.28	O.K
		Minor	644	2147	0.30	O.K
	2F	Major	730	2147	0.34	O.K
		Minor	773	2147	0.36	O.K
1F	Major	1104	2454	0.45	O.K	
	Minor	1006	2454	0.41	O.K	
CFT2	4F	Major	580	2147	0.27	O.K
		Minor	494	2147	0.23	O.K
	3F	Major	537	2147	0.25	O.K
		Minor	515	2147	0.24	O.K
	2F	Major	709	2147	0.33	O.K
		Minor	773	2147	0.36	O.K
1F	Major	1104	2454	0.45	O.K	
	Minor	1031	2454	0.42	O.K	
CFT3	4F	Major	846	1840	0.46	O.K
		Minor	662	1840	0.36	O.K
	3F	Major	607	1840	0.33	O.K
		Minor	570	1840	0.31	O.K
	2F	Major	607	1840	0.33	O.K
		Minor	644	1840	0.35	O.K
1F	Major	902	2147	0.42	O.K	
	Minor	902	2147	0.42	O.K	
CFT4	4F	Major	920	1840	0.50	O.K
		Minor	662	1840	0.36	O.K
	3F	Major	534	1840	0.29	O.K
		Minor	570	1840	0.31	O.K
	2F	Major	626	1840	0.34	O.K
		Minor	644	1840	0.35	O.K
1F	Major	736	1840	0.40	O.K	
	Minor	791	1840	0.43	O.K	
CFT5	4F	Major	690	1380	0.50	O.K
		Minor	497	1380	0.36	O.K
	3F	Major	400	1380	0.29	O.K
		Minor	428	1380	0.31	O.K
	2F	Major	469	1380	0.34	O.K
		Minor	483	1380	0.35	O.K
1F	Major	552	1380	0.40	O.K	
	Minor	593	1380	0.43	O.K	

6.3.3.1 설계기준지진(DBE)

1) 층간변형각

7층의 지반운동(X,Y방향)에 대한 X, Y 방향 층간변형각 평균 응답을 산정하여 인명안전(LS) 허용 층간변형각 2.0%에 대해 성능목표 만족여부를 확인하였다. 검토 위치는 앞장에서 검토한 위치와 동일하다.

표 6.3.8 검토 위치별 최대 층간변형각 요약

검토 위치	최대 층간변형각(%)		허용기준 (%)	검토결과
	X-Dir	Y-Dir		
Mass Center	0.775	0.876	2.00	O.K
P1	0.779	0.945	2.00	O.K
P2	0.779	0.840	2.00	O.K
P3	0.772	0.945	2.00	O.K
P4	0.772	0.840	2.00	O.K

6.4 소결

이 연구에서 평가대상 구조물은 지진하중에 대해 건축구조기준상 중요도 II등급에 해당하며 대상 구조물은 모멘트골조이며 TEPs 합성보-기둥 접합부는 집중소성힌지모델을 적용하였다. 재현주기 1000년 지진에 대한 인명보호, 재현주기 2400년 지진에 대한 붕괴방지 성능목표에 대해 내진성능평가 결과는 다음과 같다.

- 1) 층간변형각, 소성회전각, 전단강도는 최대고려지진(MCE)에 대해 붕괴방지, 설계기반지진(DBE)에 대한 인명안전 성능목표를 모두 만족하였다.
- 2) 접합부 회전각 검토결과 0.02 radian 이내 회전각을 만족하였다.
- 3) TEPs 합성보가 적용된 구조물은 평가요령에 따라 평가결과 성능목표를 만족하였다.

제 7 장 결론

이 연구에서는 U형 합성보를 층고절감이 필요한 장경간 구조물 바닥구조에 적용하기 위해 U형 강재와 U형 강재 내부 하부 철근, 단부 T-bar로 구성되는 U형 반슬림플로어 합성구조시스템을 개발하였다. U형 강재는 Z형 측면강판 2개와 하부강판으로 제작되며 하부강판은 필요 시 제작과정에서 Pre-Camber를 적용할 수 있다. 개발한 합성구조시스템(TEPs)은 공작물 주차장, 주차전용 건축물의 통상적인 평면모듈인 장방향 기둥경간 모듈 5.5m×16m(장경간 모듈), 정방향 기둥경간 모듈 8.0m×10~12m(일반 모듈)에 최적화 되어있다. 개발한 TEPs의 구조성능 및 내진성능 확인을 위하여 TEPs 데크, TEPs 합성보, TEPs 접합부에 대해 모듈에 따른 시험체 길이, 강재앵커 형상 및 천공여부를 변수로 하여 재하실험, 휨성능실험, 반복가력실험을 수행하였으며 TEPs를 적용한 주차전용 건축물 대상으로 내진성능을 확인하였다. 내진성능평가를 위해 TEPs 합성보-기둥 접합부 집중소성흔지 모델을 제안하였으며 비선형 정적 및 동적 해석을 수행하여 재현주기 1000년 지진에 대한 인명보호, 재현주기 2400년 지진에 대한 붕괴방지 성능목표에 대해 내진성능을 확인하였다. 이 연구의 결과는 다음과 같다.

- 1) 콘크리트 타설 시 등분포 시공하중을 모사한 일정 속도 모래재하실험을 통해 장경간 모듈에 적용되는 스패 5.5m TEPs 데크의 시공 중 구조안전성을 확인하였으며 일반 모듈에 적용되는 스패 8.0m TEPs 데크 콘크리트 합성 후 2점 선형가력 휨성능실험을 통해 충분한 구조성능을 확보하는 것으로 확인하였다.
- 2) 강재앵커 형상 및 천공 유무를 변수로 한 TEPs 합성보 휨성능실험 결과, 유사한 초기강성도를 보였으며 항복하중과 최대하중에 대해 10m급 모듈인 FN 실험체의 경우 천공 없는 Z-bar 강재앵커를 설치한 FN-TB-Z 실험체 대비 강재앵커 웹에 천공 있는 FN-TB-Z(O) 실험체와 ㄷ형강 강재앵커를 설치한 FN-TB-C 실험체에서 높은 휨성능을 확인하였다. 10급 모듈인 FN 실험체의 경우에는 강재앵커 형상 및 천공 유무에 따라 휨성능 차이를 보였으며, 15m급 모듈인 FL 실험체의 경우에는 변수에 따른 휨성능차이가 크지 않았다.
- 3) 10m급, 15m급 휨성능실험체에서 Z-bar 강재앵커 중앙부 천공함에 따라 항복하중 시 변위와 최대하중 시 변위가 증가하는 것을 확인하였다.
- 4) 장경간 모듈의 경우 콘크리트 슬래브 초기균열이 ㄷ형강 강재앵커 실험체에서 Z-bar 강재앵커 보다 빠르게 발생하였다.
- 5) TEPs 휨강도는 건축물 강구조 설계기준(KDS 41 30 20) 소성응력분포법에 따라 보수적으로 산정할 수 있다.

- 6) Z-bar 강제앵커 천공유무 변수로한 TEPs 접합부 반복가력실험 결과, 강제앵커 천공된 실험체에서 높은 정모멘트 회전강성을 나타냈으며 강제앵커가 천공되지 않은 실험체는 정모멘트에서 높은 강도를 보였다. 부모멘트구간에서는 유사한 구조성능을 보였다.
- 7) 연성도는 강제앵커 천공이 없는 실험체는 부모멘트구간 대비 정모멘트구간에서 더 큰 값을 보였으며 천공이 있는 실험체는 정모멘트구간 대비 부모멘트에서 더 큰 값을 보였다.
- 8) Perform3D에서 집중소성한지모델은 초기강성도는 정·부모멘트 단일 값을 적용하도록 되어있으며 핀칭 효과와 에너지소산을 정확히 모사하는데 한계가 있다. 비선형동적해석 시 강도저하 및 핀칭 발생 전인 접합부 소성회전각 0.02radian 이내 거동여부를 확인하여야 한다.
- 9) TEPs 합성보, 접합부가 적용된 주차전용 건축물에 대해 비선형 정적 및 동적 해석 결과 재현주기 1000년 지진에 대한 인명보호, 재현주기 2400년 지진에 대한 붕괴방지 성능목표를 만족하였다.

참고문헌(References)

- [1] Lee, C.-H., So, H.-J., Park, C.-H., Lee, C.-N., Lee, S.-H. and Oh, H.-N. (2016) Flexural Behavior and Design of Concrete-filled U-shape Hybrid Composite Beams Fabricated from 570MPa High-strength Steel, Journal of Korean Society of Steel Construction, KSSC, Vol.28, No.2, pp.109-120
- [2] Kim, S.-M. and Kim-K.-S. (2003) A Study on the Strength Evaluation for T-type Composite Beam, Journal of Korean Society of Steel Construction, KSSC, Vol.15, No.4, pp.467-474
- [3] Lee, C.-H., Ahn, J.-K., Kim, D.-K., Park, J.-H. and Lee, S.-H. (2017) Seismic Performance Evaluation of Concrete-filled U-shaped Mega Composite Beams, Journal of Korean Society of Steel Construction, KSSC, Vol.29, No.2, pp.111-122
- [4] Bae, K.-W., Hea, B.-W., Ryu, G.-J., Park, W. and Lee, W.-Y. (2010) Development of T+U-shaped Roll forming Steel-Plate Composite Beam, Magazine of the Korean Society of Steel Construction, KSSC, Vol.22, No.3, pp.20-26
- [5] Kim, S.-B., Cho, S.-H., Oh, K.-S., Jeon, Y.-H., Choi, Y.-H. and Kim, S.-S. (2016) Bending Performance Evaluation of Hybrid Composite Beam with Low Depth and New Shape, Journal of Korean Society of Steel Construction, KSSC, Vol.28, No.3, pp.151-162
- [6] Kim, D.-B., Lee, M.-H., Lee, Y.-S., Kim, D.-J. and Kim, M.-H. (2018) The Flexible Capacity Evaluation about Composite-stage of Semi Slim AU Composite Beam for Saving Story Height, Korean Society for Advanced Composite Structures, KOSACS, Vol.9, No.1, pp.17-25
- [7] Choi, In Rak, Lee, Gyung Ryul, Park, Sung Woon, Kyung, Jae Hwan, Park, Dae Won. (2021) Flexural Performance and Beam-Column Connection Structural Performance Tests for Slimflo Composite Beam, Journal of Korean Society of Steel Construction, KSSC, Vol.33, No.2, pp.131-141
- [8] Ministry of Land, Infrastructure and Transport (2019) Steel Structures Design Standard (KDS 41 31 00:2019), Korea (in Korean)
- [9] Park, R. (1988) State-of-the Art Report: Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing, Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.8, pp.605-616.
- [10] Choi, I.-R., Kim, Y.-H., Jung, S.-J. and Lee, J.-H. (2019) Flexural Performance Tests for Steel and Composite U-Tube Flange H-Beam Structure, Journal of Korean Society of Steel Construction, KSSC, Vol.31, No.3, pp.199-209
- [11] Choi, I.R., Kim, Y.H., Jung, S.J., and Lee, J.H. (2019) Push-out Test for U-Tube Flange H-Beam with Z-Bar Anchors, Journal of Korean Society of Steel Construction, KSSC, Vol.31, No.6, pp.423-434
- [12] Ministry of Land, Infrastructure and Transport (2022) Seismic Design in Korean Building

- Code (KDS 41 17 00:2022), Korea (in Korean)
- [13] Ministry of Land, Infrastructure and Transport (2022) Steel Concrete Composite Structures Design Standard (KDS 41 30 20:2022), Korea (in Korean)
- [14] ASCE/SEI (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17)
- [15] Architectural Institute of Korea (2021) 철근콘크리트 건축구조물의 성능기반 내진설계 지침 (AIK-G-001-2021)
- [16] ANSI/AISC (2016) Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-16)
- [17] Plumier, A. (2000), “Seismic Resistant Composite Structures”, Courses and lectures, Vol. 420, p.289-348

Abstract

Lately, the increasing demands for the buildings with large space and high space utilization, both domestically and internationally, is met with challenges in construction sites due to rising raw material prices and labor costs. As a result, difficulties have arisen in construction. In response to the need for ensuring structural safety and reducing construction period and costs, the concern with the optimal structural design and high-efficiency structural system is increasing and thus, diverse construction methods have been developed and used on the construction spots.

The composite systems combining the strengths of steel and concrete can overcome the shortcomings of typical composite systems, ensuring reliability and competitive pricing. In Korea, there is active research on the concrete-filled U-shaped steel beams, which improve the performance and constructability of typical composite beam, leading globally in this field. U-shaped steel plates serve the function of a permanent concrete formwork while simultaneously acting as a flexural member, ensuring not only flexural strength but also excellent stiffness. However, current used concrete-filled U-shaped steel beams suffer from reduced cross-sectional efficiency due to the use of single-thickness steel plates. Additionally, there are challenges related to construction feasibility due to the need for thick reinforcement bars to resist large negative moments acting on the fixed ends of composite beams. In addition, when the deep deck is mixed, the problem of increasing floor-to-floor height arises. Hence, a study on a long-span concrete-filled beam engineering in an effort to enhance the structural performance and constructibility, while reducing the floor-to-floor height is necessary.

This study has developed a semi-slim floor steel frame parking structure responding to diverse column spacing module sizes. The proposed floor structure for the parking structure is composed of a U-shaped semi-slim floor composite beams and deep deck. Additionally, brackets serving as diaphragm are installed on the CFT columns, allowing for beam-column connections using only simple bolted joints. The U-shaped slim-floor composite beam warrant flexural strength and usability by using the concrete filled inside the U-shaped steel, a T-bar, and internal reinforcement within the U-shaped section. The U-shaped steel plate consists of two Z-shaped side plates and a bottom plate. The bottom plate incorporates pre-camber during the manufacturing process, minimizing construction deflection and enabling the realization of spans up to 15 m. The flanges of the Z-shaped side plates serve as supports for the deep deck, contributing to height reduction.

The proposed deep deck and U-shaped composite beam were validated through

flexural testing, and the U-shaped composite beam to CFT column connection was verified for seismic performance through cyclic testing. The performance of deep deck was evaluated before and after concrete compositing. The sand load test confirmed that the deck plate alone could support the construction load of a 5.5-meter span without support, and after the concrete cured, it could support a span of 8 m. The U-shaped full composite beam was subjected to static moment loading with the variables of beam length and steel anchor type. Additionally, finite element analysis was conducted to further validate its performance. It was demonstrated that the proposed composite beam could be designed according to the current design criteria's plastic stress distribution method, irrespective of experimental variables. In the cyclic testing of the beam-column connection, where the Z-bar with web opening was used as the steel anchor, it was confirmed to have rotational performance of approximately 3% radian for positive moment and about 4% radian for negative moment. This demonstrated that the proposed composite beam could be designed as a ordinary moment frame. To construct a nonlinear analysis model for the proposed composite beam, parameters were derived based on the historical behavior of experimental results, and a concentrated yielding hinge model was proposed.

To verify the seismic performance of applying the U-shaped semi-slim floor composite systems to a long-span steel frame, a proposed nonlinear model for connections was utilized. Non-linear pushover analysis and non-linear time-history analysis were conducted using this model. Through the analysis of results, including allowable story drift, gravity load resistance capacity at different performance levels, and distribution of yielding hinges, the seismic performance was validated according to the current seismic design criteria. Specifically, the analysis confirmed the achievement of the basic performance objective for risk category II, as per current standards, providing collapse prevention for a recurrence period of earthquake per 2,400 years, and life-safety seismic performance for a recurrence period of earthquake per 1,000 years.