F027618

R&D / 05건설핵심C26

중약진 지역인 우리나라에 적합한 보-기둥 접합부 개발에 관한 연구 -CFT를 중심으로

2007. 12. 29

주관연구기관 / 서울시립대학교 산학협력단
협동연구기관 / 포항산업과학연구원

건 설 교 통 부
한국건설교통기술평가원

R&D / 05건설핵심C26

중약진 지역인 우리나라에 적합한 보-기둥 접합부 개발에 관한 연구 -CFT를 중심으로

2007. 12. 29

주관연구기관 / 서울시립대학교 산학협력단
협동연구기관 / 포항산업과학연구원

건 설 교 통 부
한국건설교통기술평가원

제 출 문

건설교통부장관(한국건설교통기술평가원장) 귀하

본 보고서를 "중약진 지역인 우리나라에 적합한 보-기둥 접합부 개발에 관한 연구 -CFT를 중심으로- " 2차년도 최종보고서로 제출합니다.

2007. 12. 29.

주관연구기관 : 서울시립대학교 산학협력단

단 장 김 성 홍

협동연구기관 : 포항산업과학연구원

원 장

■ 총 괄 연 구 책 임 자	/ 교 수	최 성 모(서울시립대학교)	연구총괄
■ 주관연구기관 참여연구원	/ 연구보조원	이 성 희(서울시립대학교)	구조분야
	/ 연구보조원	이 광 호(서울시립대학교)	구조분야
	/ 연구보조원	이 세 정(서울시립대학교)	구조분야
	/ 연구보조원	우 성 열(서울시립대학교)	구조분야
	/ 연구보조원	박 수 희(서울시립대학교)	내진분야
	/ 연구보조원	류 재 용(서울시립대학교)	내진분야
	/ 연구보조원	김 선 희(서울시립대학교)	내진분야
	/ 연 구 원	염 경 수(하모니엔지니어링)	표준화분야
	/ 연 구 원	홍 왕 생(하모니엔지니어링)	표준화분야
	/ 연 구 원	윤 여 상(하모니엔지니어링)	표준화분야
	/ 연구보조원	박 제 한(서울시립대학교)	표준화분야
■ 협동연구기관 참여연구원	/ 선임연구원	김 진 호 (포항과학기술연구소)	내진분야

■ 참여 전문가

/ 정 성 훈 (인하 대학교)	내진분야
/ 김 현 수 (포항산업과학연구소)	내진분야
/ 이 인 호 (서울구조기술사사무소)	내진분야
/ 최 인 학 (세진에스씨엠)	내진분야
/ 채 홍 석 (세진에스씨엠)	구조분야
/ 방 중 석 (대림산업기술연구소)	구조분야

요 약 문

Ⅰ. 제 목

중·약진 지역인 우리나라에 적합한 보-기둥 접합부 개발에 관한 연구
- CFT를 중심으로-

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

역사적으로 볼 때 우리나라는 규모 6.5이상의 지진이라 추정되는 역사지진의 기록이 다수 있으며, 1978년 지진관측 이후 2004년 5월 울진(규모 5.2)지진과 2003년 3월 백령도(규모 5.0)지진 등 규모 5.0이상의 지진이 총 5회 발생하였다. 따라서 국내에서도 건축물의 내진성능을 향상시키기 위한 연구가 꾸준히 진행되어 왔으며, 1978년 홍성대지진 이후 내진설계의 필요성을 인식하고 몇 번의 개정을 거쳐 최근 내진설계 대상건물의 범위를 확대한 KBCS-2005를 제정하였다. 그러나 KBCS-2005는 미국의 IBC-2000의 설계기준을 근간으로 우리나라 실정에 맞게 일부 수정하여 제정한 것으로 미국의 FEMA-350(2000)과 Seismic Provisions(2005)와 같은 접합부 성능과 상세 기준이 제시되어 있지 않아 접합부의 내진성능 확보가 어려운 실정이다.

또한, 노스리지지진(1994)과 고베지진(1995)에서 다른 구조형식보다 합성구조를 채택한 건물의 피해가 적었다는 사실은 건물의 내진설계에서 합성구조에 대한 태도의 전환점이 되었으며 CFT와 같은 합성구조의 적용이 더욱 확대되기 시작하였다. 콘크리트 충전강관(CFT)구조는 인장력을 부담하는 강관이 외측에 있고, 압축력을 주로 부담하는 콘크리트가 내측에 있어 강관이 내부 콘크리트를 구속하는 한편 콘크리트가 강관의 국부좌굴을 막아주는 효과에 의하여 저비용으로 고강도, 고연성 및 큰 에너지 흡수능력을 발휘하기 때문에 경제성 측면에서도 우수하며 범용성도 높아 종래에 사용되고 있는 모든 구조시스템에 대응이 가능하고 저층의 건축물에서 초고층 건축물, 주거용 건축물은 물론 업무용 건축물, 대가구(大架構) 건축물에 이르기까지 작은 기둥 단면으로 높은 층고 및 장스팬이 가능한 구조이다.

그러나 CFT구조는 기둥재로서 많은 이점을 갖는 반면 기둥이 폐단면이라는 형태적 특성은 접합부에 대한 보강 처리를 어렵게 하였다. 즉 각형 강관 기둥-H형강 보 접합부에 있어서 강관 기둥의 외면에는 모멘트에 의해 발생하는 보 플랜지의 응력으로 인해 면외변형이 발생하게 되며 이를 구속하기 위해서는 접합부에 대한 적절한 보강이 필요하였다. 따라서 일본에서는 다이아프램을 사용하여 접합부를 보강하는 방법이 널리 쓰이는데 그 중에서 관통형 다이아프램 형식, 내다이아프램 형식, 외다이아프램 형식이 주로 쓰여 왔다.

현재 미국의 IBC 기준은 2000의 신규제정에 이어 2003, 2006년의 2번의 개정을 하는등

내진설계기준이 계속 발전하고 있으며, 향후 개정될 KBCS-2008은 IBC 2006의 기준을 또 다시 도입할 것으로 예상되고 있다. 그러나 미국의 AISC에 제시되어 있는 접합부 내진상세는 강진지역의 성능발휘를 목적으로 하므로 국내에 그대로 적용하기에는 과다 설계의 문제점이 있다. 따라서 중약진 지역인 우리나라에 적합한 접합부 내진성능과 내진상세가 제정될 필요가 있다. 본 연구에서는 CFT 기둥-보 접합부를 중심으로 중약진 지역에 적용할 수 있는 접합부의 내진성능평가 기준과 접합 상세을 제시하고 이를 일반화 시키는데 기여하고자 한다.

그러나 CFT 구조의 국내 적용을 활성화하기 위해서는 중·약진 지역에 적용 가능한 접합부의 목표성능 설정이 필요한 실정이며 제작성 및 시공성이 확보된 보-기둥 접합부의 개발 및 표준화 완성과 설계식 및 시공 매뉴얼 작성을 통한 구조설계 및 시공의 최적화를 위한 방안이 필수적이다. 각형 CFT 기둥-보 접합부 및 일반 철골 접합부에 대하여 국내와 같은 중약진 지역에 적합한 적절한 내진성능을 확보하며, 신뢰성 및 안전성이 확보된 기둥-보 접합부를 개발하고 표준화하여 국내 접합부의 ISO 표준화 시스템이 구축되어야 한다고 판단된다.

본 연구는 국내와 같은 중·약진 지역에 적합한 접합부 개발의 일환으로 국내외 지진특성 및 구조특성, 내진설계 등의 분석과 구조성능평가 실험 및 해석을 통해 제작성과 시공성 확보를 목표로 하며, 적정 연성능력이 확보되는 기둥-보 접합부의 내진접합상세를 구축하고자 하는 것이다. 또한 내진성능평가방법을 제안하여, 내진성능평가 실험을 통해 내진성능 검증, 설계식 제안 및 검증을 하여 국내에 적합한 내진접합상세 및 내진설계를 일반화시키기 위한 방안을 제시하는 것을 목표로 한다.

Ⅲ. 연구개발의 내용 및 범위

본 연구는 한국 등 중·약진 지역에 적합한 접합부 개발의 일환으로 국내외 지진특성 및 구조특성, 내진설계 등의 분석과 구조성능평가 실험 및 해석을 통해 제작성과 시공성이 확보되며 적정 연성능력이 확보되는 기둥-보 접합부의 상·하 이형 내진접합상세를 구축하고자 함. 또한, 내진성능평가 실험 및 해석을 통해 내진성능 검증 및 설계식을 제안하고 국내 적합한 내진접합상세 및 내진설계를 일반화시키기 위한 방안을 제시하는 것을 최종 목표로 함.

1) 내진성능 분석 및 내진성능 평가기준의 방법제안 - 내진분야

[1차년도 연구목표]
: 지진특성 및 내진성능 분석
[1차년도 연구내용]
① 국내외 지진활동 및 중약진 지역의 지진특성 분석
② 국내외 건설시장 현황 분석

③ 내진성능 향상을 위한 고강도 콘크리트 및 고성능/고기능강의 적용가능성 조사
④ 접합부의 내진성능 평가방법 설정
⑤ 접합부의 합성효과 조사
⑥ 국내 고층건물의 기둥-보 접합부의 이력거동 분석

[2차년도 연구목표]
: 내진성능 평가기준의 제안 및 평가방법 개발
[2차년도 연구내용]
① 접합부 내진상세에 따른 경제성 평가
② 접합부의 내진성능 평가기준 정립
③ 접합부 내진성능 평가방법 개발
④ 반복하중에 대한 접합부의 내진성능 실험
⑤ 기둥-보 접합부의 내진성능 평가 및 DB구축

2) 접합부 요소의 성능평가 및 기둥-보 접합부 개발 - 구조분야

[1차년도 연구목표]
: 접합부 요소의 성능평가
[1차년도 연구내용]
① 불확정요소(강재와 콘크리트의 합성요소)에 대한 목표성능 설정
② 제작성·사용성·시공성 분석
③ 단순인장 구조실험 및 이론해석(ANSYS 이용)을 통한 재료 및 불확정요소에 대한 구조성능 평가

[2차년도 연구목표]
: 중약진 지역에 적합한 기둥-보 접합부 개발
[2차년도 연구내용]
① 중약진 지역에 적용 가능한 접합부의 목표성능 설정
② 접합부 형식의 Prototype 제안
③ 구조성능 평가실험
④ 기둥-보 접합부 유한요소해석을 이용한 부재크기별 접합상세 결정
⑤ 이론해석(ANSYS 이용)을 통한 기둥-보 접합부 구조성능 평가
⑥ 중약진 지역에 적합한 기둥-보 접합부의 신뢰성 및 안전성 평가

3) 표준화 전략 수립 및 표준화 시도 - 표준화분야

[1차년도 연구목표]
: 표준화 전략수립 및 로드맵 작성
[1차년도 연구내용]
① 국내외 기둥-보 접합부의 표준화에 관한 표준화 동향조사
② 국내외 설계 매뉴얼 분석
③ 콘크리트 및 구조용 강재에 대한 ISO 국제표준 분석
④ 체계적인 표준화 작업을 위한 표준화 로드맵 작성 및 갱신

[2차년도 연구목표]
: 내진상세 및 성능평가 방법에 대한 표준화 시도
[2차년도 연구내용]
① 개발한 내진성능 평가방법의 표준화 시도
② 개발된 접합부의 표준화 완성
③ 실험결과와 외국의 설계기준을 근간으로 구조 설계식 작성
④ 설계식 및 시공매뉴얼 작성에 의한 구조설계 및 시공의 최적화
⑤ 기둥-보 접합부의 표준화를 위한 방안 제시

Ⅳ. 연구개발결과

1) 내진성능 분석 및 내진성능 평가기준의 방법제안 - 내진분야

(1) 지진특성 및 내진성능 분석 (1차년도)

□ 국내외 지진활동 및 중약진 지역의 지진 특성 분석
- 강진지역인 미국과 국내의 지반조건의 차이 확인

□ 국내의 연구 및 국내외 건설시장 현황 분석
- 국내 CFT 관련 연구는 전체 합성연구의 60%를 점유하지만, 논문의 주제가 기둥과 접합부에 편중되어 있음
- 최근 고층건물 수요의 증가로 CFT 적용이 늘어나는 추세임

□ 내진성능 향상을 위한 고강도 콘크리트 및 고성능/고기능강의 적용가능성 조사
- 고강도 콘크리트의 사용은 강재의 국부좌굴 방지에 효과적임
- 고강도 강재의 사용은 기둥의 시공성과 경제성 향상에 효과적임
- AISC-LRFD(2005)등은 고강도 콘크리트 및 강재의 사용을 점차 확대하고 있음

□ 접합부의 내진성능 평가방법 설정
- 각국의 요구 내진성능 조사
- 중약진 지역의 내진성능 목표 설정
- 중약진 지역의 성능기반 내진 설계 시 주요 영향인자 제시
- 중진지역의 접합부 내진성능에 대한 반응수정계수(R)의 영향평가
- 국내 내진성능 설계의 방향제시
- 국내 접합부의 요구 내진성능 제시
- 접합부 내진성능 시험방법 제시
- 국내 적합한 접합부 내진성능 평가방법 제시
- 변형요구 예측방법/ 손상정도 분류체계 제시
- 접합부 내진성능 평가방법 제시

□ CFT 접합부의 합성효과 조사
- 강관으로 인해 콘크리트의 균열 및 탈락이 없음
- 좌굴후 내력저하가 적어 내진성능이 우수함

□ 국내 고층건물의 기둥-보 접합부의 이력거동 분석
- 11개의 대상건물에 대하여 구조설계를 수행하고 접합부의 하부플랜지에 인장력이 발생하지 않음을 확인함
- 중약진 지역인 우리나라에 적합한 상하이형 접합부 제안

(2) 내진성능 평가기준의 제안 및 평가방법 개발(2차년도)

□ 접합부 내진상세에 따른 경제성 평가
- 내진상세를 적용함에 따른 4가지 기대효과 제시

□ 접합부의 내진성능 평가기준 정립
- 부재, 이음, 패스너, 접합부의 평가기준 제시

□ 접합부 내진성능 평가방법 개발
- 손상상태 예측방법 제시
- 접합부의 내진성능 평가방법 제시
- 연성성능요구 예측방법과 개발된 접합부의 내진성능 비교
- 내진성능 평가방법 흐름도 제시

□ 반복하중에 대한 접합부의 내진성능 실험

- 반복하중에 대한 접합부 내진성능 평가
- 2심 냉간성형 각형 CFT 기둥-보 접합부 내진성능 실험
- 엔드플레이트 기둥-보 접합부 내진성능 실험

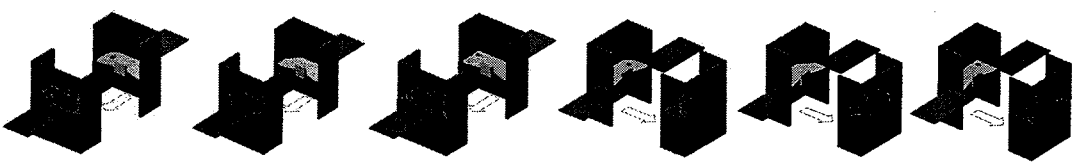
□ 기둥-보 접합부의 내진성능 평가 및 DB구축
- 1997년-2007년 총 11년간 기둥-보 접합부 실험에 관한 DB 구축
- 32개의 논문에서 총 148개의 실험체를 대상으로 내진성능 평가 비교

2) 접합부 요소의 성능평가 및 기둥-보 접합부 개발 - 구조분야

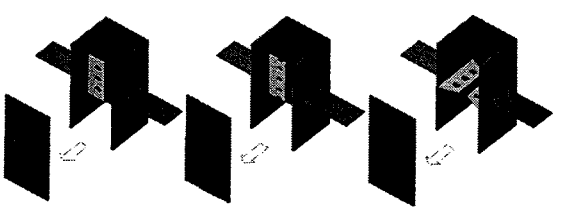
(1) 접합부 요소의 성능평가 (1차년도)

□ 불확정요소(강재와 콘크리트의 합성요소)에 대한 목표성능 설정
- 접합부 요소의 성능평가
- 2심 CFT 접합부 접합상세 제안

① 상부요소



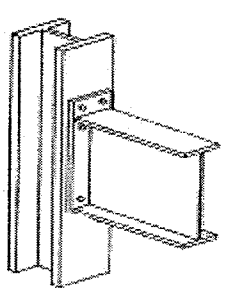
② 하부요소

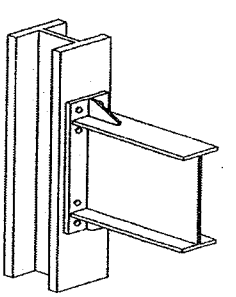


③ 목표성능 : 보플랜지 항복내력 이상 확보

□ 엔드플레이트 접합부의 접합상세 제안

① 상하이형 및 리브보강 상세





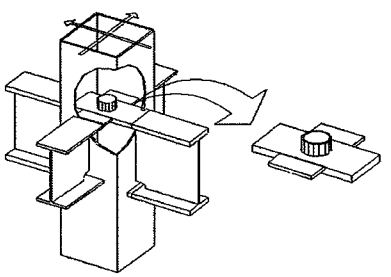
② 목표성능 : 모멘트-회전각 0.04rad이상, 엔드플레이트 항복형 붕괴메카니즘 확보

□ 제안된 접합부의 현장 적용성, 시공성 및 경제성 평가
□ 단순인장 구조실험 및 이론해석(ANSYS 이용)을 통한 재료 및 불확정요소에 대한 구조성능 평가]
- CFT 접합부의 요소성능 평가(이론해석 및 구조실험)
- 엔드플레이트 보-기둥 접합부 구조성능 평가(이론해석 및 구조실험)
- 리브를 사용한 T-stub 요소성능 평가(이론해석)

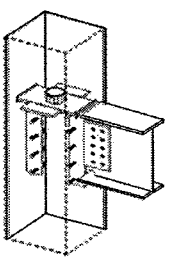
(2) : 중약진 지역에 적합한 기둥-보 접합부 개발 (2차년도)

□ 중약진 지역에 적용 가능한 접합부의 목표성능 설정
- 상하이형 접합부의 목표성능 : 안전성 및 경제성을 함께 고려하여 구조엔지니어의 판단에 의해 설정
- 상하동형 접합부의 목표성능 : KBC-2008의 접합부의 성능 확보

□ 접합부 형식의 Prototype 제안
- 복합십자형 기둥-보 접합부의 Prototype

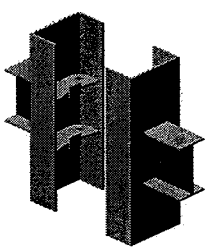


<상하동형>

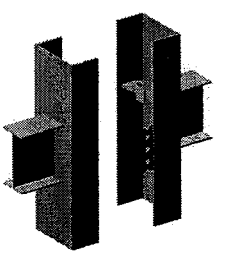


<상하이형>

- 2심 냉간성형 기둥-보 접합부의 Prototype



<상하동형>



<상하이형>

(2) 중약진 지역에 적합한 기둥-보 접합부 개발 (2차년도)

□ 구조성능 평가실험

- 2심 냉간성형 기둥-보 접합부
- 엔드플레이트 기둥-보 접합부

□ 기둥-보 접합부 유한요소해석을 통한 부재크기별 접합상세 결정
- 엔드플레이트 접합부의 리브의 형태결정

□ 이론해석(ANSYS 이용)을 통한 기둥-보 접합부의 구조성능 평가
- 콘크리트 충전유무에 따른 CFT 기둥-보 접합부 단순인장 이론해석
- 내다이아프램 CFT 기둥-보 접합부 단순인장 이론식 제안
- 수직 유공판으로보강된 CFT 기둥-보 접합부 단순인장 이론식 제안
- 엔드플레이트 접합부의 설계절차 및 내력식 제안

□ 중약진 지역에서 기둥-보 접합부의 신뢰성 및 안전성 평가
- SS400, SM490, SN400 강재의 강도분포 조사
- 엔드플레이트 접합부에 사용된 강재의 강도변화에 따른 붕괴메카니즘 변화 분석

3) 표준화 전략 수립 및 표준화 시도 - 표준화분야

(1) 표준화 전략수립 및 로드맵 작성 (1차년도)

□ 국내외 보-기둥 접합부의 표준화에 관한 표준화 동향조사
- 국내외 기둥-보 저합부의 표준화 현황 및 동향조사
- 한국, 미국, 일본 및 유럽의 내진기준의 변천 조사
- 국제 표준화현황 조사
- 국제표준화 전망 및 국내 접합부 내진성능 표준화 발전방향 제시

□ 국내외 설계 매뉴얼 분석
- 한국, 미국, 유럽, 일본 및 중국의 설계 매뉴얼 분석

□ 콘크리트 및 구조용 강재에 대한 ISO 국제표준 분석
- 접합부 내진성능 관련 ISO 규격조사

□ 체계적인 표준화 작업을 위한 표준화 로드맵 작성 및 갱신
- 접합부의 내진성능 표준화 로드맵 작성

(2) 내진상세 및 성능평가 방법에 대한 표준화 시도 (2차년도)

□ 개발한 내진성능 평가방법의 표준화 시도
- 접합부 내진성능 표준화 로드맵 작성 및 갱신
- ISO/TC98 회의 참석(2007.10.22-26, 마드리드, 스페인)
- KBC-2008 강구조분야 위원으로 참여
- 지진공학회 내진소위원회 위원으로 참여

□ 개발된 접합부의 표준화 완성
- 재료, 볼트접합, 용접접합의 내진성능 확보조건 제시
- 2심 CFT 접합부 접합상세 표준 제시
- 엔드플레이트 접합부 접합상세 표준 제시

□ 실험결과와 외국의 설계기준을 근간으로 구조 설계식 작성
- 냉간성형 각형강관 기둥-보 접합부 설계식 제안
- 수직유공판 접합부 설계식 제안
- 엔드플레이트 접합부의 파괴 메커니즘에 따른 설계식 제안

□ 설계식 및 시공매뉴얼 작성에 의한 구조설계 및 시공의 최적화
- 냉간성형 각형강관 설계 및 시공매뉴얼(안)
- 엔드플레이트 접합부 설계 및 시공매뉴얼(안)

□ 기둥-보 접합부의 표준화를 위한 방안제시
- 기둥-보 접합부의 표준화를 위한 시나리오 및 로드맵 작성

V. 연구개발결과의 활용계획

1) 연구성과의 활용방안

□ 중약진 지역인 국내에 적합하도록 개발된 CFT구조 접합부의 활용방안

- 개발한 CFT구조 접합부의 적용 현장을 발굴하고 건설회사를 대상으로 국내 내진설계 및 시공 기술 지도를 통해 표준화된 개발 접합부의 타당성을 입증시킴으로써 현장적용의 가능성을 높일 수 있다.
- 신기술·신공법을 요하는 건설회사의 시공 건물의 접합디테일로 활용될 수 있으며, 향후 신기술 지정을 얻음으로 인한 공신력 확보로 적용 현장 및 유사 기술 연구개발을 촉진하고 그에 따라 추가적인 기술개발의 활성화에 기여할 것이다.

□ 국내에 적합한 내진 설계법 및 시공매뉴얼 작성 활용

- 현재의 강진지역의 설계기준이 국내 지진특성에 적합한 내진설계기준으로 대체될 수 있는 주요 데이터로 활용될 수 있다.
- 건축구조기술사사무소 대상으로 분기 1회 내진설계 기술 설명회를 통해 국내 건물 의 내진설계에 적용될 수 있다.

□ 내진설계기술 로드맵 작성 활용

- 국내 적합한 내진설계에 관심이 고조되어 있는 현 시점에서, 보-기둥 접합부의 표준화를 위한 연구기술개발 로드맵을 작성하여 방안을 제시함으로 인해 향후 표준화의 가능성이 매우 높다고 판단된다.

□ 추가 기술개발 및 기술 이전방안

- 본 연구의 CFT기둥-보 내진접합부 및 내진·구조설계 기술개발은 다른 구조접합부에 응용되어 활용될 수 있으며, 이를 통해 중약진 지역인 국내 적합한 내진접합디테일 및 내진설계 기술개발의 활성화 및 표준화가 가능하다.
- 본 연구에 참여하였던 대학원생 중 1명의 인력이 이 연구와 관련한 주제로 졸업논문을 진행하고 있으며, 이 연구가 끝나는 내년까지 3명의 연구인력이 이 연구의 세부 연구를 주제로 졸업을 하게 될 예정이며, 이들이 이 개발 기술에 대하여 각 분야로의 기술 이전에 적극 참여할 수 있다.

2) 연구성과의 기대효과

□ 기술적 측면

- 건설 신기술에 의한 국내 독자기술 확보
- 내진성능분야의 선진화
- 국내에 적합한 내진성능 평가방법 개발
- CFT 기둥-보 접합부 실험·해석에 의한 성능검증에 따른 국내 기술력 향상
- CFT 기둥 구조실험·해석에 의한 성능검증
- CFT 구조설계 및 시공기술의 국내 안착
- 설계식 및 시공매뉴얼 작성에 따른 구조설계 및 시공의 최적화 확립
- 개발된 접합부의 표준화 완성
- 실대 구조실험을 통한 기둥-보 접합부의 기술적 노하우 확보

- 향후 지속적 확대 적용 가능한 CFT 구조 시스템의 기반기술 확보
- 국외의 우수한 기술이 국내도입 용이
- 접합 디테일 표준화에 따른 중소규모 기업 R&D 투자

□ 사회·경제적 측면

- 하부 접합 디테일의 단순화에 따른 시공성 향상 및 경제성 확보
- 국내 건축물의 접합부 내진상세 국제 경쟁력 강화
- 표준화 통한 기술전파로 국제적 수요 창출
- 접합 디테일 표준화에 따른 구조물의 직접적 피해 이외의 2차적 피해금액 감소
- CFT 구조 및 일반 철골 접합부 활성화에 따른 철골 수요 확대
- CFT 구조 시공의 단순화로 시공현장의 생산성 향상 및 원가절감
- 국내외 표준화 활동 정보수집 및 전파
- ISO 국제 규격 개발 및 주도에 따른 경쟁력 확보 및 국가 이미지 제고

SUMMARY

Ⅰ. Title

A Study on the development of column-to-beam connections for countries in medium/slight earthquake zones－with an emphasis on CFT structures

Ⅱ. Purpose & Necessity

Earthquakes such as those in Northridge, U. S. in 1994, Kobe, Japan in 1995, Greece and Taiwan not only caused many casualties but also flattened buildings and social infrastructure and had ripple effect on businesses. The earthquake in Kobe in 1995 resulted in huge social damage indirectly as well as directly. Though Korea located in a medium/slight earthquake zone is relatively safe, earthquakes recorded in history indicate that it is exposed to possible danger of earthquake. In fact, an earthquake at an intensity that can be felt by people is observed in Korea at least once or twice a year. Since 1978 when seismological observation commenced, the frequency of earthquake that people can actually feel increased from 15 times a year in early 1980s to 35 in late 1990s to 50 recently and an earthquake at intensity 5.0 and more which can cause damage has been observed 5 times. Accordingly, it is required to employ earthquake-resistant design to minimize the damage from earthquake. As regards connections, systematic approaches such as establishment of standard for evaluating aseismatic performance, evaluation method and prevention measures would minimize the damage caused by earthquakes.

In concrete filled tube structures with closed sections, steel tube resisting flexure moment is filled with concrete resisting axial load. Consequently, the tube controls the concrete filled inside and the latter prevents local buckling on the former, thus providing strength and high energy absorption and lending excellence in aseismatic performance to the structure.

With regard to the design of CFT connections, KBC-2005 does not include the aseismatic performance of composite members but KBC-2008 does. What is lacking in KBC-2008 is guided by AISC Seismic Provision. Same column-to-beam connections are used for both upper and lower parts in the countries in a strong earthquake zone such as the U. S. and Japan, while applying the connection details suggested for strong earthquake zones to the structures in a medium/slight earthquake zone may result in excessive design. Design & construction guideline and

manual provided by the Architectural Institute of Korea and the Korean Society of Steel Construction lack detailed suggestions for various column-to-beam connections. Structural design standard established in 2003 in Korea is barely applied in field, while the standard is positively employed in field and many researches are carried out in Japan and the U. S. Thus, in order to boost the employment of CFT structures in Korea, it is required to set performance goal of connections which can be applied in medium/slight earthquake zones as well as to figure out how to optimize structural design and construction by developing column-to-beam connections with proven feasibility in production & construction, completing standardization, developing design formulas and creating construction manual. It is required to develop and standardize column-to-beam connections for CFT structures and plain steel structures which have aseismatic performance appropriate to medium/slight earthquake zones and proven reliability & safety to establish ISO standardization system for connections used in Korea.

The purpose of this study is to provide, as part of developing connections suitable for the countries in a medium/slight earthquake zone such as Korea, aseismatic details for column-to-beam connections with proven feasibility in production and construction and appropriate ductility through the analysis of earthquake, structural characteristics & aseismatic design and test & analysis of structural performance. It is also to suggest aseismatic performance evaluation method for verifying resistance to earthquake and suggesting & verifying design formulas in order to promote the employment of appropriate aseismatic connection details & design in Korea.

Ⅲ. Content & Scope

In order to develop column-to-beam connections for medium/slight earthquake zones, this study was made to set performance goal of the connections in the zones, suggest a prototype of the connections, test aseismatic performance of the connections against repeated loads, evaluate reliability & safety and complete standardization of developed connections. Accordingly, establishing aseismatic performance evaluation standard and developing evaluation method for medium/slight earthquake zones to complete standardization of developed connections would be this study's final accomplishment.

A. Content & Scope in 1th and 2th

Goal	Contents
▪ Suggesting aseismatic performance evaluation standard & developing evaluation method	▪ Evaluate economic efficiency of aseismatic connection details ▪ Establish aseismatic performance evaluation standard ▪ Develop aseismatic performance evaluation method ▪ Test aseismatic performance against repeated loads ▪ Evaluate aseismatic performance & create database
▪ Developing column-to-beam connections for medium/slight earthquake zones	▪ Set performance goal for connections to be used in medium/slight earthquake zones ▪ Suggest a prototype of connections ▪ Test/evaluate structural performance ▪ Decide connection details for each member size through the finite element analysis of column-to-beam connections ▪ Evaluate structural performance through theoretical analysis (using ANSYS) ▪ Evaluate reliability and safety of column-to-beam connections to be used in medium/slight earthquake zones
▪ Standardizing aseismatic details and performance evaluation methods	▪ Standardize developed methods for evaluating aseismatic performance ▪ Complete the standardization of developed connections ▪ Formulate structural design formulas based on test result and foreign design standards ▪ Optimize structuraldesign and construction based on design formulas and construction manual ▪ Suggest how to standardize column-to-beam connections

Ⅳ. Result of research and development

A. Analysis on earthquake characteristic and seismic performance analysis (the first year)

o Analysis about the seismic activity inside and outside of the country and the seismic nature of weak or moderate earthquake areas

- Investigation of the seismic activity inside and outside of the country and the seismic nature of weak or moderate earthquake areas / Examination about the difference between domestic foundation and the foundation of strong earthquake areas

o Analysis about present condition of internal construction market

- Use increase of CFT structure in the high building by problem of economic performance

- Although internal CFT structure research occupies 60% of whole composite construction research, the subject gives too much importance to columns and connections.

o Establishment of seismic performance evaluation methods

- Examination of the requested seismic performance of every country

In weak or moderate earthquake areas, the seismic performance target considered to the limited damage needs to decide.

- Direction presentation of domestic internal examination performance design

The required seismic performance standards of domestic connections is presenting by SMF, IMF and OMF.

- Presentation of the test method about the seismic performance of connections

The test method about the seismic performance of connections is presenting the required displacement estimation method / damaged classification system / the seismic performance evaluation methods and establishment of the direction.

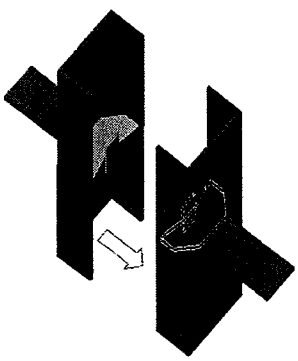
o Investigation about the composite effect of connections

- Through the result that investigate composite effect of CFT connections, there is no concrete crack and falling off by steel tube. Also, after buckling is happened, the decline of capacities happens to be less. So, the seismic performance of CFT connections is superior.

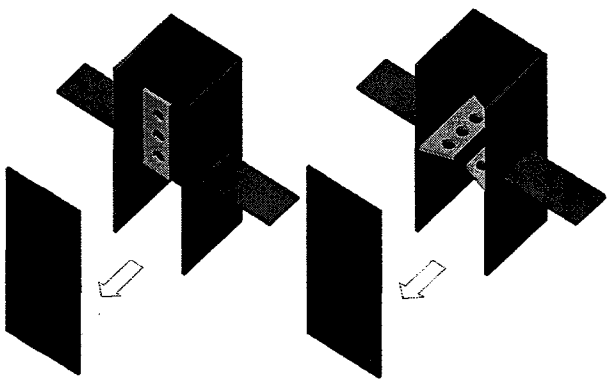
○ An experimental researches for the seismic performance estimation of CFT column-to-beam connections

- Through the analysis results of load mechanism of CFT column-to-beam connections of domestic high building, the structure design was performed about 11 target buildings. So, we confirmed that the tensile capacity didn't happen at the lower part flange of CFT connections.
- Presentation of asymmetric seismic connection detail suitable in domestic

Upper part



Lower part



B. Performance evaluation of connections (the first year)

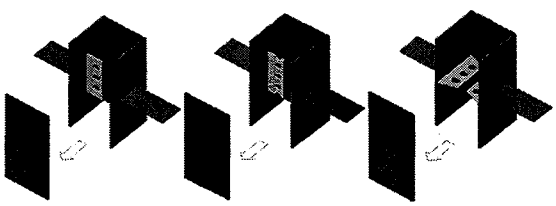
○ Establishment of target performance for indeterminacy element(composite element of steel materials and concrete)

- Evaluation of the performance of connection element
- Suggestion of 2 seam CFT column-to-beam connection details

Upper part



Lower part



- Target performance of 2 seam CFT column-to-beam connection
- Suggestion of end-plate connection details
  (asymmetric connection, rib reinforcement)
- Establishment of target performance of end-plate connections

o Analysis of Fabrication · Usability · Construction efficiency

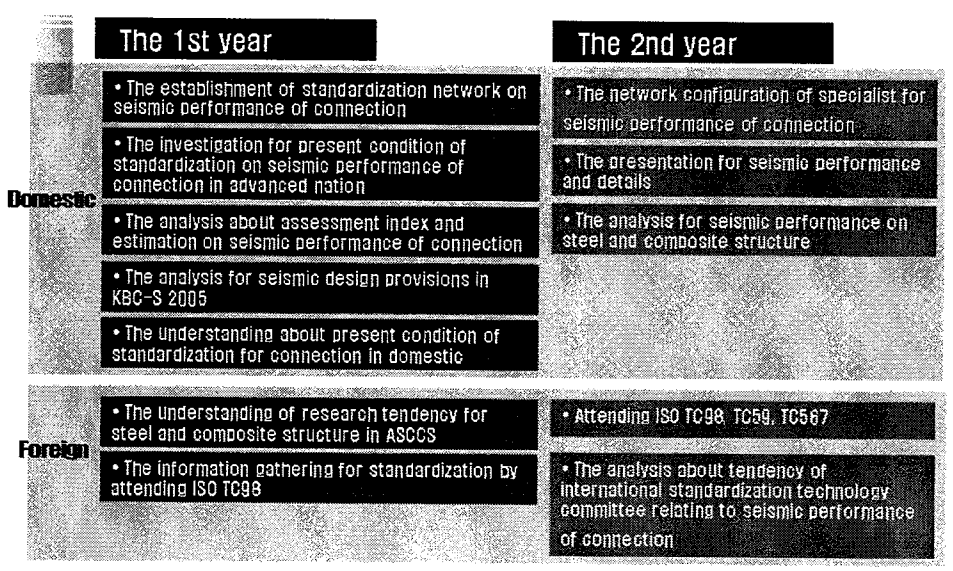
- Assessment of economic performance of the suggested connection

o Structural performance evaluation for material and indeterminacy element through a simple tension test and theory analysis

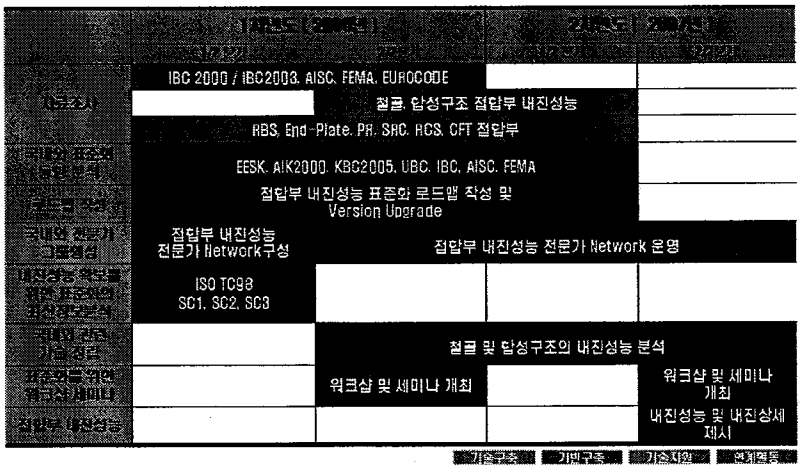
- Structural performance evaluation of CFT elements (theory analysis)
- Structural performance evaluation of CFT elements (experimental test)
- Structural performance evaluation of end-plate column-to-beam connections (theory analysis)
- Structural performance evaluation of end-plate column-to-beam connections (experimental test)
- structural performance evaluation of T-stub elements using ribs (theory analysis)

C. Establishment of standardization strategy and road map (the first year)

o Inside and outside of the country, activity contents that must achieve for standardization on the first year and the second year are same with below, and road map for achievement contents is same with below.



- Activity plan -



- Standardization strategy and road map -

D. Suggestion of aseismatic performance evaluation standard & Completion of the evaluation method (the second year)

o Evaluation of economic efficiency of aseismatic connection details

- Economic performance estimation by the seismic connection details

o Establishment of standard for evaluating aseismatic performance of connections

- Establishment of standard for evaluation aseismatic performance of connections

o Development method for evaluating aseismatic performance of connections

- Compared damaged state estimation method and seismic performance estimation method of connections, ductility performance request estimatin method and seismic performance of developed connections, and present the seismic performance estimation method flow chart.

o Creation of CFT column-to-beam connection database and evaluation of the aseismatic performance

E. Developing column-to-beam connections for weak or moderate areas (the second year)

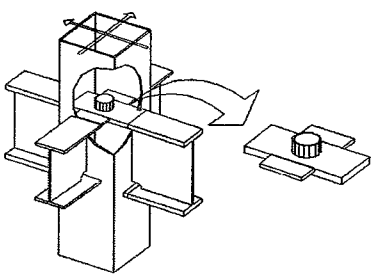
o Target performance establishment of connections for weak or moderate areas

- Classification of connection type and target performance of connections for weak or moderate areas

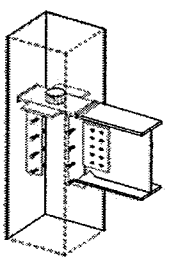
1) In case that the lower part flange of connections receives compressive loads
: Application of asymmetric connection details is possible.
* Target seismic performance : Establishment by structure engineer's judgment through that consider between safety and economic performance.
2) In case that the lower part flange of connections receives tensile loads
: Application of symmetric connection details
* Target seismic performance : Security of seismic performance of connections in KBC-2008

o Suggestion of a prototype of connections
- Prototype of CFT column-to-beam connections with combined cross diaphragm

Symmetric connection details

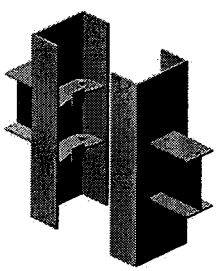


Asymmetric connection details

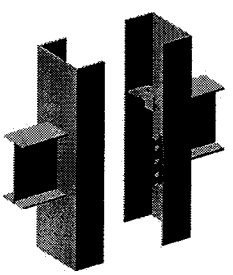


- Prototype of 2 seam cold-formed CFT column-to-beam connections

Symmetric connection details



Asymmetric connection details



o Evaluation aseismatic performance through structural performance test
- 2 seam cold-formed CFT column-to-beam connections
- end-plate column-to-beam connections

o Decision of connection details by size of members through the finite element analysis for column-to-beam connections
- Decision of the shape of ribs
o Structure performance estimation of column-to-beam connection through

theory analysis

- Theory analysis for simple tensile load of CFT column-to-beam connections by existence and nonexistence of concrete filling
- Suggestion of theoretical design for simple tensile load of CFT column-to-beam connections with inner diaphragm
- Suggestion of theoretical design for simple tensile load of CFT column-to-beam connections with vertical cored plate
- Suggestion of design flow chart and capacity design equation of end-plate connections

○ Reliability and safety assessment of column-to-beam connections in weak or moderate earthquake areas

- Investigation for strength distribution of SS400, SM490, SN400
- Variation analysis of collapse mechanism by variation of strength of the steel used at end-plate connections

F. Standardizing aseismatic details and performance evaluation methods (the second year)

○ Standardization attempt of seismic performance estimation method that develop

- Creation and update of standardization road map about seismic performance of connections
- Creation and update of standardization road map about seismic performance
- ISO/TC98 conference attendance(2007.10.22-26, Madrid, Spain)
- Participation as a committee in KBC-2008 steel structure area
- Participation by seismic subcommittee of earthquake engineering society

○ Standardization completion of the developed connections

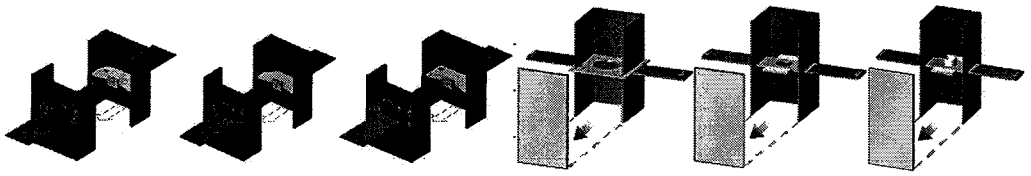
- Essential factor to secure the seismic performance

Standard presentation of Materials, Bolted connections, Welded connections

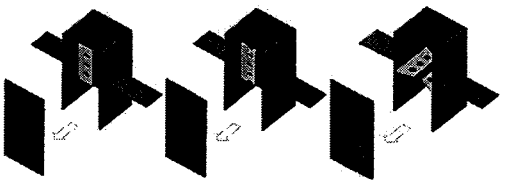
- The Connection detail(suggestion) of 2 seam CFT connection

Connection details of upper part and lower part

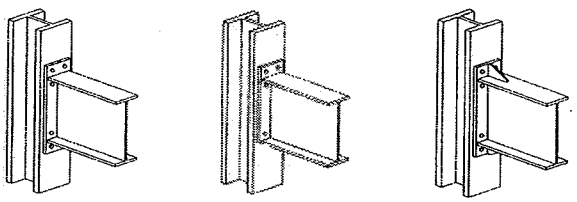
Connection details of upper part



Connection details of lower part



- Standardization(suggestion) of end plate connection detail



V. Utilization of study findings & accomplishment

A. How to utilize

Research & Development

- Create and integrate database of CFT column-to-beam connections in Korea
- Develop how to evaluate aseismatic performance of connections
- Develop column-to-beam connections for medium/slight earthquake zones
- Produce design & construction manual for CFT structure & end plate
- Produce column-to-beam connection standardization roadmap

Industry

- Build networks of aseismatic performance of connections
- Utilize steel structure & composite structure through the development of

column-to-beam connections suitable to be used in Korea
- Collect information on and build infrastructure for connection standardization through the participation in ISO international standardization conferences
- Conduct technology consulting & training / technology evaluation & monitoring
- Find applicable projects to promote immediate employment in field
- Promote the advance in construction technology and strengthen international competitiveness

B. Expected results

Technology & individual aspect
- Secure unique construction technology
- Advance in aseismatic performance
- Develop aseismatic performance evaluation method to be employed in Korea
- Enhance technology based on CFT column-to-beam connection test/analysis
- Verify performance based on the analysis of CFT structure test
- Secure CFT structure design & construction technology
- Optimize structural design & construction based on design formulas & construction manual
- Complete standardization of developed connections
- Obtain technological know-how of column-to-beam connections through full-size structural tests
- Secure fundamental technology for CFT structure system which can be widely employed in the future
- Make it easier to import advanced foreign technology
- Encourage R & D investment in medium/small enterprises following the standardization of connection details

Society-economic aspect
- Enhance the feasibility of execution and secure economic efficiency thanks to simplified connection details for lower part
- Strengthen international competitiveness in aseismatic details of the structures in Korea
- Create global demand through the propagation of technology after standardization
- Reduce indirect as well as dire

목 차

제 1장 서론

1.1 연구의 배경 및 필요성 ····· 1

1.1.1 경제·산업적인 측면 ····· 1

1.1.2 기술적인 측면 ····· 1

1.2 국내외 기술개발 현황 ····· 2

1.2.1 국내 기술동향 ····· 2

1.2.2 국외 기술동향 ····· 3

1.3 연구의 목표 및 결과 ····· 4

1.3.1 연구의 최종 목표 ····· 4

1.3.2 연구 결과 ····· 5

1.3.3 연구개발 목표의 달성도 ····· 15

1.4 연구개발결과의 활용계획 ····· 21

1.4.1 활용방안 ····· 21

1.4.2 기대효과 ····· 22

제 2장 내진성능 분석 및 내진성능 평가기준의 방법제안-내진분야

2.1 지진 특성분석 및 내진성능 분석 (1차년도) ····· 22

2.1.1 국내외 건설시장의 현황분석 ····· 25

2.1.2 국내외 지진활동 및 중·약진 지역의 지진특성 ····· 30

2.1.3 내진성능설계 현황 ····· 36

2.1.4 국내 고층건물의 기둥-보 접합부 이력거동 ····· 40

2.1.5 접합부 요구 내진성능 ····· 48

2.1.6 국내에 적합한 내진성능 평가방법 ····· 53

2.2 내진성능 평가기준 제안 및 평가방법 완성(2차년도) ····· 59
2.2.1 접합부 요구 내진성능 ····· 59
2.2.2 접합부의 내진성능 평가기준 정립 ····· 67
2.2.3 접합부의 내진성능 평가방법 개발 ····· 85
2.2.4 반복하중에 대한 내진성능 평가 ····· 92
2.2.5 보-기둥 접합부의 내진성능 평가 DB구축 ····· 96

제 3장 접합부 요소의 성능 평가 및 기둥-보 접합부 개발-구조분야

3.1 접합부 요소의 성능평가 (1차년도) ····· 102
3.1.1 중·약진 지역의 접합상세 제안 ····· 105
3.1.2 CFT 접합부의 접합상세 요소성능 평가 ····· 113
3.1.3 엔드플레이트 접합부의 접합상세의 요소성능 평가 ····· 158
3.1.4 불확정요소에 대한 구조성능 평가와 목표성능 ····· 182
3.2 중·약진 지역에 적합한 보-기둥 접합부 개발 (2차년도) ····· 185
3.2.1 중·약진 지역에 적용 가능한 접합부의 목표성능 설정 ····· 185
3.2.2 접합부 형식의 Prototype 제안 ····· 187
3.2.3 구조성능 평가 ····· 193
3.2.4 보-기둥 접합부의 유한요소해석을 통한 부재 크기별 접합상세 결정 ····· 229
3.2.5 이론해석을 통한 보-기둥 접합부의 구조성능 평가 ····· 236
3.2.6 중·약진 지역에 보-기둥 접합부의 신뢰성 및 안정성 평가 250

제 4장 표준화 전략 수립 및 표준화 시도-표준화 분야

4.1 표준화 전략 수립 및 로드맵 작성 (1차년도) ····· 258
4.1.1 국내외 보-기둥 접합부의 표준화 현황 ····· 258
4.1.2 국내외 접합 설계 매뉴얼 분석 ····· 260

4.1.3 국제 표준화 현황 조사 ····· 264
4.1.4 국내 접합부 내진성능 표준화의 발전방향 ····· 264
4.1.5 표준화 로드맵 작성 ····· 267
4.2 내진상세 및 성능 평가 방법에 대한 표준화 시도 (2차년도) ····· 268
4.2.1 개발한 내진성능 평가방법의 표준화 시도 ····· 268
4.2.2 개발된 접합부의 표준화 완성 ····· 274
4.2.3 개발된 접합부의 구조설계식 작성 ····· 279
4.2.4 구조설계 및 시공의 최적화를 위한 설계 및 시공 매뉴얼 작성 ····· 292
4.2.5 보-기둥 접합부의 표준화를 위한 방안 제시 ····· 323

제 5장 결론

■ 연구 개발과정에서 수집한 해외 과학기술 정보 ····· 334

■ 참고문헌 ····· 338

■ 별첨. 자체평가의견서 ····· 347

■ 부 록 ····· 352

Contents

Chapter 1. Introduction

1.1 Background & Necessity ····· 1

1.1.1 Individual-economic aspect ····· 1

1.1.2 Technology aspect ····· 1

1.2 Technology development in Korea & overseas ····· 2

1.2.1 Technology development in Korea ····· 2

1.2.2 Technology development in Oversea ····· 3

1.3 Scope & Content ····· 4

1.3.1 The Last Goal in Study ····· 4

1.3.2 Results ····· 5

1.3.3 Study development Goal / Achievement ····· 15

1.4 Utilization of study findings & accomplishment ····· 21

1.4.1 Using Method ····· 21

1.4.2 Expected result ····· 22

Chapter 2. Performance evaluation criteria and valuation method completion - Aseismatic

2.1 Earthquake taking performance analysis and characterization (1th) ····· 25

2.1.1 Construction market's present condition analysis in Korea & overseas ····· 25

2.1.2 Earthquake Activity in Korea & overseas and medium/slight earthquake zones of Earthquake characteristics ····· 30

2.1.3 Aseismatic performance design of status ····· 36

2.1.4 Hysteretic Behavior Column-beam Connection of domestic high building ····· 40
2.1.5 Performance requirements of connection ····· 48
2.1.6 Connection aseismatic goal valuation method that is suitable in domestic ····· 53
2.2 Performance evaluation criteria and valuation method completion(2th) ····· 59
2.2.1 Evaluating economic efficiency of aseismatic connection details ····· 59
2.2.2 Establishing aseismatic performance evaluation standard ···· 67
2.2.3 Developing aseismatic performance evaluation method ····· 85
2.2.4 Testing aseismatic performance against repeated loads ····· 92
2.2.5 Evaluating aseismatic performance of column-to-beam connections ····· 96

Chapter 3. Developing column-to-beam connections for medium/slight earthquake zones - Structure
3.1 Performance evaluation of connect factor (1th) ····· 102
3.1.1 Connections detail proposal in medium/slight earthquake zones ····· 105
3.1.2 Factor performance evaluation of connections detail at CFT Connection ····· 114
3.1.3 Factor performance evaluation of connections detail at End -Plate ····· 158
3.1.4 Structure performance evaluation on uncertainty factor ···· 182

3.2 Beam to Column of connections development in medium/slight Earthquake zones (2th) ····· 185
3.2.1 Setting performance goal for connections to be used in medium/slight earthquake zones ····· 185
3.2.2 Suggesting a prototype of connections ····· 187
3.2.3 Evaluating structural performance ····· 192
3.2.4 Deciding connection details for each member size through the finite element analysis of column-to-beam connection ····· 229
3.2.5 Evaluating structural performance of column-to-beam connections through theoretical analysis ····· 236
3.2.6 Evaluating reliability and safety of column-to-beam connections to be used in medium/slight earthquake zones ····· 250

Chapter 4. Standardizing aseismatic details & performance evaluation method - Standardization
4.1 Setting Standardization & road map ····· 258
4.1.1 Present condition of standardization at Beam to Column connections in Korea & Oversea ····· 258
4.1.2 Analysis of detail design manual in Korea & Oversea ····· 260
4.1.3 Present condition researching of the standardization in Oversea ····· 264
4.1.4 Development direction of aseismatic performance standardizing in Korea detail ····· 266
4.1.5 Setting of standardization road map ····· 267
4.2 Standardizing developed methods for evaluating aseismatic performance and aseismatic detail (2th) ····· 268

4.2.1 Standardizing developed methods for evaluating aseismatic performance ····· 268
4.2.2 Completing the standardization of developed connections ·· 274
4.2.3 Formulating structural design formulas of developed connection ····· 279
4.2.4 Producing construction manual for optimizing structural design and construction ····· 292
4.2.5 Suggesting how to standardize column-to-beam connections ····· 323

Chapter 5. Conclusions

■ **Foreign technological information collected during the study** ····· 334

■ **References** ····· 338

■ **Annex. Itself estimation written opinion** ····· 347

■ **Appendix** ····· 352

제 1장 서 론

제 1장 서론

1.1 연구의 배경 및 필요성

1.1.1 경제·산업적인 측면

역사적으로 볼 때 우리나라는 규모 6.5이상의 지진이 많이 발생하였으며, 1978년 지진 관측 이후 2004년 5월 울진(규모 5.2)지진과 2003년 3월 백령도(규모 5.0)지진 등 규모 5.0이상의 지진이 총 5회 발생하였다. 따라서 국내에서도 건축물의 내진성능을 향상시키기 위한 연구가 꾸준히 진행되어 왔으며, 1978년 홍성대지진 이후 내진설계의 필요성을 인식하고 몇 번의 개정을 거쳐 최근 내진설계 대상건물의 범위를 확대한 KBCS-2005를 제정하였다. 그러나 KBCS-2005는 미국의 IBC-2000의 설계기준을 근간으로 우리나라 실정에 맞게 일부 수정하여 제정한 것으로 미국의 FEMA-350(2000)과 Seismic Provisions(2005)와 같은 접합부 성능과 상세 기준이 제시되어 있지 않아 접합부의 내진성능 확보가 어려운 실정이다.

1.1.2 기술적인측면

노스리지지진(1994)과 고베지진(1995)에서 다른 구조형식보다 합성구조를 채택한 건물의 피해가 적었다는 사실은 건물의 내진설계에서 합성구조에 대한 태도의 전환점이 되었으며 CFT와 같은 합성구조의 적용이 더욱 확대되기 시작하였다. 콘크리트 충전강관(CFT)구조는 인장력을 부담하는 강관이 외측에 있고, 압축력을 주로 부담하는 콘크리트가 내측에 있어 강관이 내부 콘크리트를 구속하는 한편 콘크리트가 강관의 국부좌굴을 막아주는 효과에 의하여 저비용으로 고강도, 고연성 및 큰 에너지 흡수능력을 발휘하기 때문에 경제성 측면에서도 우수하며 범용성도 높아 종래에 사용되고 있는 모든 구조시스템에 대응이 가능하고 저층의 건축물에서 초고층 건축물, 주거용 건축물은 물론 업무용 건축물, 대가구(大架構) 건축물에 이르기까지 작은 기둥 단면으로 높은 층고 및 장스팬이 가능한 구조이다.

그러나 CFT구조는 기둥재로서 많은 이점을 갖는 반면 기둥이 폐단면이라는 형태적 특성은 접합부에 대한 보강 처리를 어렵게 하였다. 즉 각형 강관 기둥-H형강 보 접합부에 있어서 강관 기둥의 외면에는 모멘트에 의해 발생하는 보 플랜지의 응력으로 인해 면외변형이 발생하게 되며 이를 구속하기 위해서는 접합부에 대한 적절한 보강이 필요하였다. 따라서 일본에서는 다이아프램을 사용하여 접합부를 보강하는 방법이 널리 쓰이는데 그 중에서 관통형 다이아프램 형식, 내다이아프램 형식, 외다이아프램 형식이 주로 쓰여 왔다.

현재 미국의 IBC 기준은 2000의 신규제정에 이어 2003, 2006년의 2번의 개정을 하는등 내진설계기준이 계속 발전하고 있으며, 향후 개정될 KBCS-2008은 IBC 2006의 기준을 또 다시 도입할 것으로 예상되고 있다. 그러나 미국의 AISC에 제시되어 있는 접합부 내진상세는 강진지역의 성능발휘를 목적으로 하므로 국내에 그대로 적용하기에는 과다 설계의 문제점이 있다. 따라서 중약진 지역인 우리나라에 적합한 접합부 내진성능과 내진상세가 제정될 필요가 있다. 본 연구에서는 CFT 기둥-보 접합부를 중심으로 중약진 지역에 적용할 수 있는 접합부의 내진성능평가 기준과 접합 상세을 제시하고 이를 일반화 시키는데 기여하고자 한다.

1.2 국내외 기술개발 현황

1.2.1 국내 기술동향

1) 내진설계 기술동향

- 현행 내진설계기준의 약점
  - 중약진 지역의 내진설계에 적합한 내진규정이 아직 개발되어 있지 않다. 현행의 내진규정을 적용하면 구조물 또는 접합부가 어느 정도의 변위연성도를 확보하는지의 정확한 측정이 불가능하다.
  - 내진설계 시 설계자가 적용할 수 있는 다양한 내진상세가 개발되어 있지 않다는 점이다.
- 성능기초 내진설계 개념에서 여러 단계의 내진성능을 정의하고 있다. 강진지역과 달리 중·약진지역에서의 내진설계는 큰 소성변형을 허용하도록 하는 것이 아니라 제한된 피해가 유도되도록 내진성능목표를 설정할 필요가 있다.

2) CFT구조의 기술 및 산업 동향

- 구조설계 기준
  - 국내에서는 1990년대 초반부터 CFT구조에 대한 연구가 활발히 이루어졌으며, 관련 설계기준도 비교적 최근인 2003년 한국강구조학회에서 「콘크리트충전 강관구조 설계 및 시공지침」을, 2004년에는 대한건축학회에서 「콘크리트충전 강관구조 설계 및 시공 메뉴얼」을 발간하였다.
  - 또한 2005년 「Korea Building Code」의 합성부재편에 충전형 합성구조에 대한 조항을 삽입하여 비로소 법적인 기반을 통일적으로 마련하게 되었고, 국내 설계기준에 따라 설계된 CFT구조가 적용될 수 있는 여건을 마련하였다.
- 연구실적 및 현장적용
  - 국내의 CFT구조에 관한 연구실적은 근래에 들어 급격히 증가하는 추세이나 새

로운 구조시스템의 현장 적용시 발생할 수 있는 문제점의 돌출에 대한 우려로 현장 적용이 미진한 상태이다. 연구의 내용도 대부분 기둥이나 접합부에 편중되어 있고 아직 선진외국에 비해 양적인 측면이나 다양성에서 다소 부족함을 보여주고 있다.

- CFT구조 접합부의 연구는 삼성물산, 대한주택공사, 현대건설 등이 주도하여 각 기업의 독자기술 개발 및 보유의 차원에서 진행되었고, 이외에도 내화성능에 관한 연구와 강관과 콘크리트 사이의 부착성능, 공극이 있을 경우의 구조성능 영향도 등이 연구되고 있다. 최근에 2003년 삼성물산의 타워팰리스 3차 스포츠동 건설, 2004 R4 Project 건설에 적용되었으며, 2005년 현대자동차 사옥 등의 구조시스템으로 채택되는 등 그 적용이 활발해 지고 있다. 한국의 고층구조물은 일반적으로 대부분 RC 코어와 모멘트 프레임으로 구성되며, 건물 내부 중앙 코어에 의해 80~90% 정도의 횡력에 저항하도록 설계되고 있지만, 건물들이 고층화되어 감에 따라 기둥의 부재크기가 커지면서 많은 축력을 부담할 수 있는 CFT구조의 사용도 점점 증가되어가고 있는 실정이다.

1.2.2 국외 기술동향

1) 중진지역의 내진설계 기술동향

- 내진설계 기준 및 연구
  - 2000년 이후, 중진지역인 미국 북동부지역은 지진의 위험성과 발생 빈도까지 건물에 적용할 내진 설계 기준의 범주에 넣은 NEHRP 규정을 따라 안전이 확보되어야 하는 주요 시설물을 제외한 일반건물의 내진설계 시에는 내진 접합상세의 적용이 선택사항으로 설계자의 판단에 의하여 설계되어지고 있다.
  - 미국 북동부지역의 내진설계는 지진의 특성과 함께 경제성 측면을 함께 고려하여 가장 효율적인 접합상세를 적용하고자 해석모델을 통해 정량적 분석을 수행하여 연구가 진행되고 있다. 즉, 해석을 통하여 각 접합디테일의 경제성을 분석하여 구체적인 지진 연성 접합디테일의 수준이 중진활동지역에서 가장 비용 효율적인 접합디테일을 적용하기 위한 노력을 하고 있다.

2) CFT구조의 기술 및 산업 동향

- 콘크리트충전 강관(Concrete Filled Tube, CFT)구조는 경제적이고 합리적인 구조시스템으로 인정되어 일본과 미국 등 선진외국을 중심으로 많은 연구가 진행되었으며, 현장적용이 활성화되고 있다. 이에 따라 일본, 중국, 미국 등에서는 CFT구조가 합성구조의 한 부분으로서 그 위치가 확고하여 설계 및 시공지침을 마련하여 구조설계 및 시공에 있어서 그 근거를 삼고 있다. 또한 올해 AISC에서 출간된 Seismic

Design Manual이 출간되었으며, 지진하중을 더욱 중요하게 여기고 있는 실정이다.

1.3 연구의 목표 및 결과

1.3.1 연구의 최종 목표

1) 최종목표

본 연구는 한국 등 중·약진 지역에 적합한 접합부 개발의 일환으로 국내외 지진특성 및 구조특성, 내진설계 등의 분석과 구조성능평가 실험 및 해석을 통해 제작성과 시공성이 확보되며 적정 연성능력이 확보되는 기둥-보 접합부의 상·하 이형 내진접합상세를 구축하고자 함. 또한, 내진성능평가 실험 및 해석을 통해 내진성능 검증 및 설계식을 제안하고 국내 적합한 내진접합상세 및 내진설계를 일반화시키기 위한 방안을 제시하는 것을 최종 목표로 함.

2) 최종목표의 성격 및 설정 근거

본 연구는 중.약진 지역인 국내에 적용 가능한 CFT구조 접합디테일을 개발하고 구조설계지침을 작성함으로 인해 CFT구조를 국내에 적극적으로 도입할 수 있도록 하는 것이 목적이다. 이와 같은 내진 접합디테일을 개발하고 설계법을 제시함에 따라 국내 기술력 및 경쟁력을 확보할 수 있다.

국내 적용가능한 CFT 기둥-보 내진 접합디테일의 개발과 설계 및 시공지침이 작성되면 지금까지 국내에서는 외국 설계기준에 의존하던 CFT의 내진설계가 우리 여건에 알맞은 방법으로 시행되게 된다. 따라서 보다 효율적인 구조설계와 시공이 적용되어 국내기술을 한단계 올리게 되고 이러한 국내 기술의 축적은 CFT구조의 수요확대와 함께 미국 및 일본의 기술수준에 따라갈 것으로 기대된다.

국내의 CFT구조에 관한 연구실적은 근래에 들어 급격히 증가하는 추세이나 새로운 구조시스템의 현장 적용시 발생할 수 있는 문제점의 돌출에 대한 우려로 현장 적용이 미진한 상태이다. 연구적 측면에서 아직 선진외국에 비해 양적인 측면이나 다양성에서 다소 부족함을 보여주고 있다.

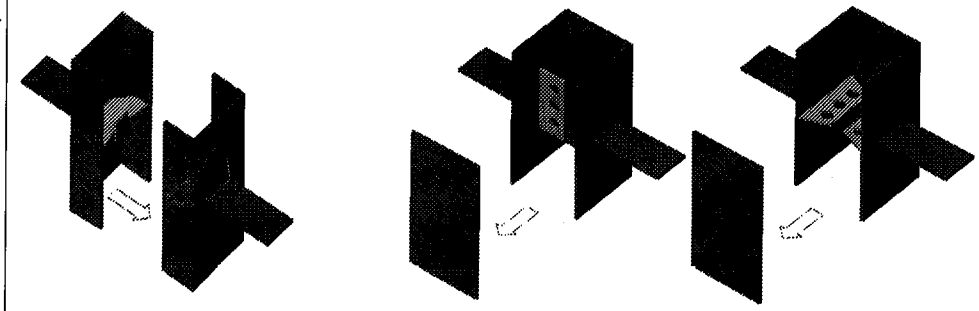
지난 10여년에 걸친 연구와 노력의 결과로 CFT를 채용한 건축물의 시공이 활발히 진행되고 있다. CFT구조는 적재적소에 사용되었을 때 가장 효율적인 구조시스템이 될 수 있으며, 그러한 장점을 극대화하기 위해서는 국내 실정에 맞는 CFT구조의 성능을 평가하고 이를 표준화할 필요가 있다. 현재 국내 건설사들은 포화상태인 국내의 건설시장을 벗어나 국제적인 경쟁력을 갖추기 위해 내진·내화성능과 시공성이 우수한 CFT구조 개발에 착수할 것으로 기대된다.

1.3.2 연구결과

1) 내진성능 분석 및 내진성능 평가기준의 방법제안 - 내진분야

(1) 지진 특성분석 및 내진성능 분석(1차년도)

연구 목표	주요 내용 및 범위	연구 결과
지진특성 및 내진 성능 분석	○ 국내외 지진활동 및 중약진 지역의 지진 특성 분석	○ 국내외 지진활동 및 중약진 지역의 지진특성 조사 강진지역인 미국의 지반과 국내지반의 차이를 확인함.
	○ 국내의 건설시장 현황 분석	○ 국내외 연구 및 건설시장 현황 분석 경제성과 시공성의 이유로 고층건물에 CFT 구조의 사용이 증가함 국내의 CFT 관련 연구는 전체 합성연구의 60%를 점유하지만, 논문의 주제가 기둥과 접합부에 편중되어 있음.
	○ 내진성능 향상을 위한 고강도 콘크리트 및 고성능/고기능강의 적용가능성 조사	○ 내진성능 향상을 위한 고성능/고강도강 및 고강도 콘크리트 적용효과 조사 고강도 콘크리트의 사용은 강재의 국부좌굴 방지에 효과적임 고강도 강재의 사용은 기둥의 시공성과 경제성 향상에 효과적임 AISC-LRFD(2005)에서 강재의 최대 항복강도를 525MPa(기존 420MPa) 콘크리트의 최대 압축강도를 70MPa(기존 56MPa)로 조정함
	○ 접합부의 내진성능 평가방법 설정	○ 각국의 요구 내진성능 조사 ○ 중약진 지역의 내진성능 목표 강진지역의 접합부는 큰 소성변형을 유도하므로 보수 및 보강 비용이 증가함 중약진 지역에서는 제한된 피해가 유도되도록 내진성능 목표를 정할 필요가 있음 ○ 중약진 지역의 성능기반 내진 설계시 주요 영향인자 제시 최대지반가속도, 풍하중, 건축재료, 횡력저항시스템, 중요도 계수 ○ 중진지역의 접합부 내진성능에 대한 반응수정계수(R)의 영향평가 ○ 국내 내진성능 설계의 방향제시 ○ 국내 접합부의 요구 내진성능 제시 SMF, IMF, OMF로 구분 ○ 접합부 내진성능 시험방법 제시 ○ 국내 적합한 접합부 내진성능 평가방법 제시 ○ 변형요구 예측방법/ 손상정도 분류체계 제시 ○ 접합부 내진성능 평가방법 및 방향설정 ○ 접합부 내진성능 평가방법 제시

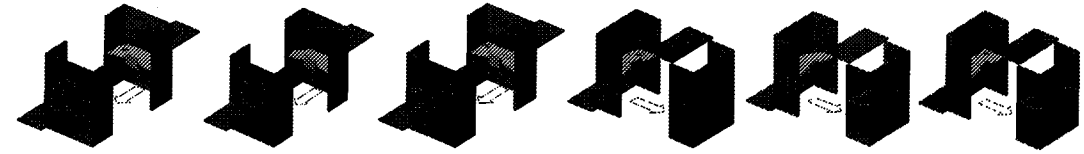
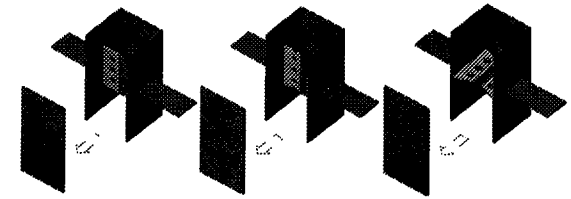
연구 목표	주요 내용 및 범위	연구 결과
지진특성 및 내진 성능 분석	○ 접합부의 합성효과 조사	○ CFT 접합부의 합성효과조사 강관으로 인해 콘크리트 균열 및 탈락이 없음 좌굴후 내력저하가 적어 내진성능이 우수함
	○ 일부 기둥-보 접합부의 내진성능 평가실험	○ 국내 고층건물의 기둥-보 접합부의 하중메카니즘 분석 11개의 대상건물에 대하여 구조설계를 수행하여 접합부의 하부플랜지에 인장력이 발생하지 않음을 확인함 ○ 중약진 지역인 우리나라에 적합한 상하이형 접합부 제안 상부 하부 

(2) 내진성능 평가기준 제안 및 평가방법 완성(2차년도)

연구 목표	주요 내용 및 범위	연구 결과
내진성능 평가기준의 제안 및 평가방법 개발	○ 접합부 내진상세에 따른 경제성 평가	○ 접합부 내진상세에 다른 경제성 평가 내진상세를 적용함에 따른 4가지 기대효과 제시
	○ 접합부의 내진성능 평가기준 정립	○ 접합부의 내진성능 평가기준 정립 접합부, 이음부와 패스너 부재
	○ 접합부 내진성능 평가방법 개발	○ 접합부의 내진성능 평가방법 개발 손상상태 예측방법 제시 접합부의 내진성능 평가방법제시 연성성능요구 예측방법과 개발된 접합부의 내진성능 비교 내진성능 평가방법 흐름도 제시
	○ 반복하중에 대한 접합부의 내진성능 실험	○ 반복하중에 대한 접합부 내진성능 평가 2심 냉간성형 각형 CFT 기둥-보 접합부 내진성능 실험 엔드플레이트 기둥-보 접합부 내진성능 실험 ○ 기둥-보 접합부의 내진성능 평가
	○ 기둥-보 접합부의 내진성능 평가 및 DB구축	○ 1997년-2007년 총 11년간 기둥-보 접합부 실험에 관한 DB 구축 ○ 32개의 논문에서 총 148개의 실험체를 대상으로 내진성능 평가 비교

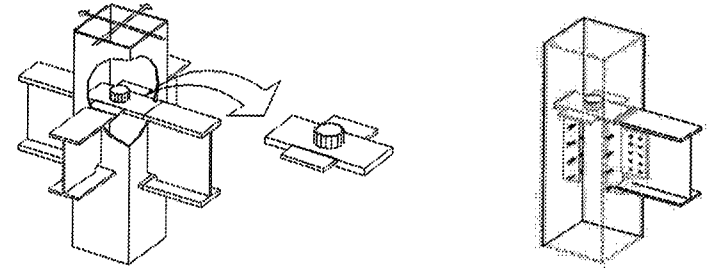
2) 접합부 요소의 성능평가 및 기둥-보 접합부 개발 - 구조분야

(1) 3.1 접합부 요소의 성능평가(1차년도)

<table>
<tr><th>연구 목표</th><th>주요 내용 및 범위</th><th>연구 결과</th></tr>
<tr><td rowspan="2">접합부 요소의
성능 평가</td><td>○ 불확정요소(강재와 콘크리트의 합성요소)에 대한 목표성능 설정</td><td>○ 접합부 요소의 성능평가
○ 2심 CFT 접합부 접합상세 제안
상부요소
 
하부요소
 
○ 2심 CFT 접합부의 목표성능
보플랜지 항복내력이상을 갖는 다이아프램으로 설정</td></tr>
<tr><td>○ 불확정요소(강재와 콘크리트의 합성요소)에 대한 목표성능 설정</td><td>○ 엔드플레이트 접합부의 접합상세 제안
상하이형, 리브보강
○ 엔드플레이트 접합부의 목표성능
모멘트-회전각은 0.04rad 이상, 최대내력은 보의 항복내력이상으로 설정
리브가 없는 접합부의 붕괴메카니즘은 엔드플레이트 항복, 보항복으로 설정
리브가 설치된 접합부의 붕괴메카니즘은 리브파괴, 엔드플레이트 파괴 순서로 설정</td></tr>
</table>

연구 목표	주요 내용 및 범위	연구 결과
접합부 요소의 성능 평가	○ 제작성·사용성·시공성 분석	○ 제안된 접합부의 현장 적용성, 시공성 및 경제성 평가
	○ 단순인장 구조실험 및 이론해석(ANSYS 이용)을 통한 재료 및 불확정요소에 대한 구조성능 평가	○ CFT 접합부의 요소성능 평가(이론해석) 모서리 절삭형태에 따른 접합부 내력 및 응력분포 가력축에 따른 접합부 내력 및 응력분포 보 용접개수에 다른 접합부 내력 및 응력분포 ○ CFT 접합부의 요소성능 평가(구조실험) 2심 실험체의 초기강성, 최대내력 및 변형률 분포 Shear hole 실험체의 초기강성, 최대내력 및 변형률 분포 모든 실험체는보 플랜지 항복강도 이상의 내력을 나타내며 보플랜지 또는 강관에서 파괴되었음. ○ 엔드플레이트 보-기둥 접합부 구조성능 평가(이론해석) 엔드플레이트 두께변화에 따른 붕괴메카니즘 및 응력분포 ○ 엔드플레이트 보-기둥 접합부 구조성능 평가(구조실험) 접합부의 연성능력 평가 시공성을 고려한 Shim의 영향 엔드플레이트 두께에 다른 볼트의 변형률 분포 연성능력은 엔드플레이트 두께변화에도 불구하고 0.04 rad 이상을 발휘함 최대내력은 엔드플레이트 두께가 얇을수록 낮어짐 ○ 리브를 사용한 T-stub 요소성능 평가(이론해석) 리브 형태에 따른 구조거동 평가

(2) 중· 약진 지역에 적합한 보-기둥 접합부 개발(2차년도)

<table>
<tr><th>연구 목표</th><th>주요 내용 및 범위</th><th>연구 결과</th></tr>
<tr><td rowspan="2">중약진 지역에 적합한
기둥-보 접합부 개발</td><td>ㅇ 중약진 지역에 적용 가능한 접합부의 목표성능 설정</td><td>ㅇ 중약진 지역에 적용 가능한 접합형식의 분류 및 접합부의 목표성능
접합부의 하부플랜지가 압축력만 받는 경우 : 상하 이형 접합상세 적용 가능
목표성능 : 안전성 및 경제성을 함께 고려하여 구조엔지니어의 판단에 의해 설정
접합부의 하부플랜지가 인장력을 받는 경우 : 상하 동형 접합상세 적용
목표성능 : KBC-2008의 접합부의 성능 확보</td></tr>
<tr><td>ㅇ접합부 형식의 Prototype 제안</td><td>ㅇ 복합십자형 기둥-보 접합부의 Prototype
상하동형 상하이형
 
ㅇ 2심 냉간성형 기둥-보 접합부의 Prototype
상하동형 상하이형
  </td></tr>
</table>

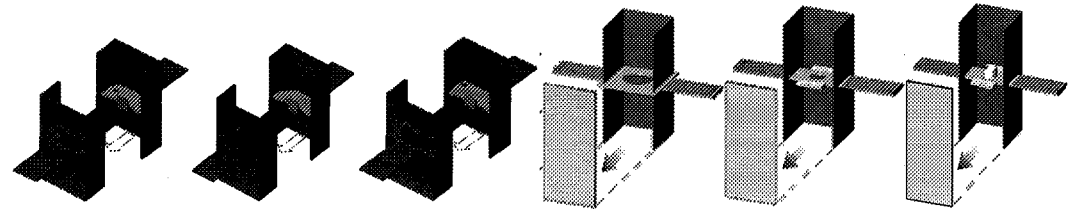
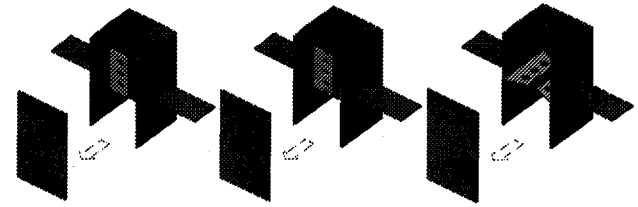
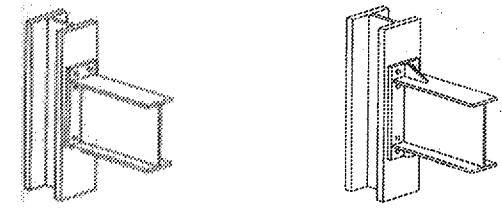
연구 목표	주요 내용 및 범위	연구 결과
중약진 지역에 적합한 기둥-보 접합부 개발	○ 구조성능 평가실험	○ 2심 냉간성형 기둥-보 접합부 상하동형 실험체는 C-IMF에서 요구하는 0.02rad은 만족함, 보플랜지 파괴 상하이형 실험체는 C-SMF에서 요구하는 0.04rad을 만족함, 기둥면이 찢어짐 ○ 엔드플레이트 기둥-보 접합부 상하동형 실험체는 C-SMF에서 요구하는 0.04rad을 만족함, 엔드플레이트 파괴 상하이형 실험체는 C-IMF에서 요구하는 0.02rad을 만족함, 볼트 파괴(F13T)
	○ 기둥-보 접합부 유한요소해석을 통한 부재크기별 접합상세 결정	○ 리브의 형태결정 1차년도 구조실험에서 엔드플레이트 기둥-보 접합부의 내력은 엔드플레이트 두께가 얇을수록 떨어지는 경향을 나타내었음 따라서 내력 향상을 위해 리브보강을 제안함 리브의 설치는 접합부의 강성과 내력을 증가시키며 리브의 상세변화로 파괴메카니즘을 조절할 수 있음을 확인하였음
	○ 이론해석(ANSYS 이용)을 통한 기둥-보 접합부의 구조성능 평가	○ 콘크리트 충전유무에 따른 CFT 기둥-보 접합부 단순인장 이론해석 ○ 내다이아프램 CFT 기둥-보 접합부 단순인장 이론식 제안 ○ 수직 유공판으로보강된 CFT 기둥-보 접합부 단순인장 이론식 제안 ○ 엔드플레이트 접합부의 설계절차 및 내력식 제안
	○ 중약진 지역에서 기둥-보 접합부의 신뢰성 및 안전성 평가	○ SS400, SM490, SN400 강재의 강도분포 조사 ○ 엔드플레이트 접합부에 사용된 강재의 강도변화에 따른 붕괴메카니즘 변화 분석

3) 표준화 전략 수립 및 표준화 시도 - 표준화분야

(1) 표준화 전략 수립 및 로드맵 작성(1차년도)

연구 목표	주요 내용 및 범위	연구 결과
표준화 전략 수립 및 로드맵 작성	○ 국내외 보-기둥 접합부의 표준화에 관한 표준화 동향조사	○ 국내외 기둥-보 저합부의 표준화 현황 및 동향조사 한국, 미국, 일본 및 유럽의 내진기준의 변천 조사 ○ 국제 표준화현황 조사 ○ 국제표준화 전망 및 국내 접합부 내진성능 표준화 발전방향 제시
	○ 국내외 설계 매뉴얼 분석	○ 국내외 접합부 설계 매뉴얼 분석 한국, 미국, 유럽, 일본 및 중국의 설계 매뉴얼 분석
	○ 콘크리트 및 구조용 강재에 대한 ISO 국제표준 분석	○ 접합부 내진성능 관련 ISO 규격조사 ISO/TC98(구조물설계에 관한 기본사항) ISO/TC59(Building Constructions) ISO/TC167(Steel and Aluminium Structures)
	○ 체계적인 표준화 작업을 위한 표준화 로드맵 작성 및 갱신	○ 접합부의 내진성능 표준화 로드맵 작성

(2) 내진상세 및 성능평가 방법에 대한 표준화 시도(2차년도)

<table>
<tr><th>연구 목표</th><th>주요 내용 및 범위</th><th>연구 결과</th></tr>
<tr><td rowspan="2">내진상세 및 성능평가 방법에 대한 표준화 시도</td><td>○ 개발한 내진성능 평가방법의 표준화 시도</td><td>○ 접합부 내진성능 표준화 로드맵 작성 및 갱신
○ ISO/TC98 회의 참석(2007.10.22-26, 마드리드, 스페인)
○ KBC-2008 강구조분야 위원으로 참여
○ 지진공학회 내진소위원회 위원으로 참여</td></tr>
<tr><td>○ 개발된 접합부의 표준화 완성</td><td>○ 내진성능 확보요건
재료, 볼트접합, 용접접합 기준 제시
○ 2심 CFT 접합부 접합상세(안)
상부 및 하부
 
하부
 
○ 엔드플레이트 접합부 접합상세 표준(안)
  </td></tr>
</table>

연구 목표	주요 내용 및 범위	연구 결과
내진상세 및 성능평가 방법에 대한 표준화 시도	○ 실험결과와 외국의 설계기준을 근간으로 구조 설계식 작성	○ 냉간성형 각형강관 기둥-보 접합부 설계식 제안 ○ 수직유공판 접합부 설계식 제안 ○ 엔드플레이트 접합부의 파괴 메커니즘에 따른 설계식 제안
	○ 설계식 및 시공매뉴얼 작성에 의한 구조설계 및 시공의 최적화	○ 냉간성형 각형강관 설계 및 시공매뉴얼(안) ○ 엔드플레이트 접합부 설계 및 시공매뉴얼(안)
	○ 기둥-보 접합부의 표준화를 위한 방안제시	○ 기둥-보 접합부의 표준화를 위한 시나리오 및 로드맵 작성

1.3.3 연구개발 목표의 달성도

1) 1차년도

(1) 연구개발 수행 진도율(1차년도)

구분 / 개발내용	연구개발기간 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	진도(%)
국·내외 지진활동 및 중약진 지역의 지진 특성 분석	·····	·····	·····	·····									100
	———	———	———	———									
국내의 건설시장 현황 분석				·····	·····	·····	·····						100
				———	———	———	———						
내진성능 향상을 위한 고강고 콘크리트 및 고성능/고기능강의 적용가능성 조사						·····	·····						100
						———	———						
접합부의 내진성능 평가방법 설정								·····	·····	·····	·····	·····	100
						———	———	———	———	———	———		
접합부의 합성효과 조사									·····	·····	·····		100
							———	———	———	———			
일부 기둥-보 접합부의 내진성능 평가실험									·····	·····	·····	·····	100
						———	———	———	———	———			
불확정요소(강재와 콘크리트의 합성요소)에 대한 목표성능 설정	·····	·····	·····										100
	———	———	———										
제작성·사용성·시공성 분석			·····	·····									100
			———	———									
재료 및 불확정요소에 대한 단순인장 구조실험							·····	·····	·····	·····			100
							———	———	———	———			
이론해석(ANSYS 이용)을 통한 불확정요소에 대한 구조성능 평가				·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	100
				———	———	———	———	———	———	———			
국내외 보-기둥 접합부의 표준화에 관한 동향조사	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	100
	———	———	———	———	———	———	———	———	———	———	———	———	
국·내외 설계 매뉴얼 분석			·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····		100
			———	———	———	———	———	———	———	———	———		
콘크리트 및 구조용 강재에 대한 ISO 국제표준 분석				·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	100
				———	———	———	———	———	———	———			
체계적인 국제 표준화 작업을 위한 표준화 로드맵 작성 및 갱신	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	100
	———	———	———	———	———	———	———	———	———	———	———	———	
총 진도율(%)													100

····· 당초계획

——— 실 적

(2) 연구개발 목표의 달성도(1차년도)

목 표	달 성 도 (%)	내 용
중약진 지역의 지진특성 분석 및 CFT 기둥-보 접합부의 내진성능평가	100%	○ 국내외 지진활동 및 중약진 지역의 지진 특성 분석 ○ 국내의 건설시장 현황 분석 ○ 내진성능 향상을 위한 고강도 콘크리트 및 고성능/고기능강의 적용가능성 조사 ○ 접합부의 내진성능 평가방법 설정 ○ 접합부의 합성효과 조사 ○ 일부 기둥-보 접합부의 내진성능 평가실험
CFT 각형 강관 기둥-보 접합부 구조성능 평가 및 검증	100%	○ 불확정요소(강재와 콘크리트의 합성요소)에 대한 목표성능 설정 ○ 제작성·사용성·시공성 분석 ○ 단순인장 구조실험 및 이론해석(ANSYS 이용)을 통한 재료 및 불확정요소에 대한 구조성능 평가
접합부 상세 결정, 설계식 제안, 시공 매뉴얼 작성, 표준화 추진	100%	○ 국내외 보-기둥 접합부의 표준화에 관한 표준화 동향조사 ○ 국내외 설계 매뉴얼 분석 ○ 콘크리트 및 구조용 강재에 대한 ISO 국제표준 분석 ○ 체계적인 표준화 작업을 위한 표준화 로드맵 작성 및 갱신

2) 2차년도

(1) 연구개발 수행 진도율(2차년도)

구분 / 개발내용	연구개발기간 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	진도 (%)
접합부의 내진상세에 따른 경세성 평가													100
접합부의 내진성능 평가기준 정립													100
반복하중에 대한 접합부의 내진성능 실험													100
접합부 내진성능 평가방법 개발													100
기둥-보 접합부 진성능평가													100
중약진 지역에 적용 가능한 접합부의 목표성능 설정													100
접합부 형식의 Prototype 제안													100
구조성능 평가실험													100
이론해석(ANSYS이용)을 통한 기둥-보 접합부의 구조성능 평가													100
기둥-보 접합부 유한요소해석을 통한 부재크기별 접합상세 결정													100
중약진 지역에서 기둥-보 접합부의 신뢰성 및 안전성 평가													100
개발한 내진성능평가방법의 표준화 시도													100
개발된 접합부의 표준화 완성													100
실험결과와 외국의 계기준을 근간으로 구조설계식 작성													100
설계식 및 시공매뉴얼 작성에 의한 구조설계 및 시공의 최적화													100
보-기둥 접합부 표준화를 위한 방안제시													100
총 진도율													100

..... 당초계획

——— 실 적

(2) 연구개발 목표의 달성도(2차년도)

연구목표	달성도(%)	주요 연구내용
○ 내진성능 평가기준의 제안 및 평가방법 개발	100%	○ 접합부 내진상세에 따른 경제성 평가 ○ 접합부의 내진성능 평가기준 정립 ○ 접합부 내진성능 평가방법 개발 ○ 반복하중에 대한 접합부의 내진성능 실험 ○ 기둥-보 접합부의 내진성능 평가 및 DB 구축
○ 중약진 지역에 적합한 기둥-보 접합부 개발	100%	○ 중약진 지역에 적용 가능한 접합부의 목표성능 설정 ○ 접합부 형식의 Prototype 제안 ○ 구조성능 평가실험 ○ 기둥-보 접합부 유한요소해석을 통한 부재크기별 접합상세 결정 ○ 이론해석(ANSYS 이용)을 통한 기둥-보 접합부의 구조성능 평가 ○ 중약진 지역에서 기둥-보 접합부의 신뢰성 및 안전성 평가
○ 내진상세 및 성능평가 방법에 대한 표준화 시도	100%	○ 개발한 내진성능 평가방법의 표준화 시도 ○ 개발된 접합부의 표준화 완성 ○ 실험결과와 외국의 설계기준을 근간으로 구조 설계식 작성 ○ 설계식 및 시공매뉴얼 작성에 의한 구조설계 및 시공의 최적화 ○ 기둥-보 접합부의 표준화를 위한 방안제시

1.4 연구개발결과의 활용계획

1.4.1 활용방안

1) 중약진 지역인 국내에 적합하도록 개발된 CFT구조 접합부의 활용방안

(1) 개발한 CFT구조 접합부의 적용 현장을 발굴하고 건설회사를 대상으로 국내 내진 설계 및 시공 기술 지도를 통해 표준화된 개발 접합부의 타당성을 입증시킴으로써 현장적용의 가능성을 높일 수 있다.
(2) 신기술·신공법을 요하는 건설회사의 시공 건물의 접합디테일로 활용될 수 있으며, 향후 신기술 지정을 얻음으로 인한 공신력 확보로 적용 현장 및 유사 기술 연구개발을 촉진하고 그에 따라 추가적인 기술개발의 활성화에 기여할 것이다.

2) 국내에 적합한 내진 설계법 및 시공매뉴얼 작성 활용

(1) 현재의 강진지역의 설계기준이 국내 지진특성에 적합한 내진설계기준으로 대체될 수 있는 주요 데이터로 활용될 수 있다.
(2) 건축구조기술사사무소 대상으로 분기 1회 내진설계 기술 설명회를 통해 국내 건물의 내진설계에 적용될 수 있다.

3) 내진설계기술 로드맵 작성 활용

(1) 국내 적합한 내진설계에 관심이 고조되어 있는 현 시점에서, 보-기둥 접합부의 표준화를 위한 연구기술개발 로드맵을 작성하여 방안을 제시함으로 인해 향후 표준화의 가능성이 매우 높다고 판단된다.

4) 추가 기술개발 및 기술 이전방안

(1) 본 연구 진행 과정에 의한 CFT기둥-보 내진접합부 및 내진•구조설계 기술개발은 다른 구조접합부에 응용되어 활용될 수 있으며, 이를 통해 중약진 지역인 국내 적합한 내진접합디테일 및 내진설계 기술개발의 활성화 및 표준화가 가능하다.
(2) 본 연구에 참여하였던 대학원생 중 1명의 인력이 이 연구와 관련한 주제로 졸업논문을 진행하고 있으며, 이 연구가 끝나는 내년까지 3명의 연구인력이 이 연구의 세부 연구를 주제로 졸업을 하게 될 예정이며, 이들이 이 개발 기술에 대하여 각 분야로의 기술 이전에 적극 참여할 수 있다.

1.4.2 기대효과

1) 기술적 측면

(1) 건설 신기술에 의한 국내 독자기술 확보
(2) 최신 기술의 적용 및 개발로 인한 국내 건설기술 발전에 기여
(3) CFT구조의 설계 및 시공기술의 국내 안착
(4) 실대구조실험을 통하여 기둥-보접합부 하부접합디테일개발에 따른 구조적 거동 및 하중전달기구를 명확히 규명하여 기술적 노하우확보가능
(5) 향후 지속적 확대 적용 가능한 CFT구조 시스템의 기반기술 확보를 통한 기술 우위 경쟁력 확보 가능

2) 경제·산업적 측면

(1) 하부 접합디테일의 단순화에 따른 시공성 향상 및 경제성 확보
(2) CFT구조의 적용활성화에 따른 철골 수요의 확대
(3) CFT기둥-보 접합부의 하부접합디테일의 단순화로 인한 CFT기둥 내의 콘크리트 충전성 확보
(4) 보 춤의 차이에 따른 기둥 내의 다이아프램의 복잡함을 단순화함에 따라 건설재료 비용절감

제 2장

내진성능 분석 및 내진성능 평가기준의 방법 제안-내진분야

제 2장 내진성능 분석 및 내진성능 평가기준의 방법 제안-내진분야

연 차	연구목표	주요연구내용
1차년도	ㅇ 지진특성 및 내진 성능 분석	ㅇ 국내외 지진활동 및 중약진 지역의 지진 특성 분석 ㅇ 국내외 건설시장 현황 분석 ㅇ 내진성능 향상을 위한 고강도 콘크리트 및 고성능/고기능강의 적용가능성 조사 ㅇ 접합부의 내진성능 평가방법 설정 ㅇ 접합부의 합성효과 조사 ㅇ 일부 기둥-보 접합부의 내진성능 평가실험
	ㅇ 접합부 요소의 성능평가	ㅇ 불확정요소(강재와 콘크리트의 합성요소)에 대한 목표성능 설정 ㅇ 제작성·사용성·시공성 분석 ㅇ 단순인장 구조실험 및 이론해석(ANSYS 이용)을 통한 재료 및 불확정요소에 대한 구조성능평가
	ㅇ 표준화 전략 수립 및 로드맵 작성	ㅇ 국내외 보-기둥 접합부의 표준화에 관한 표준화 동향조사 ㅇ 국내외 설계 매뉴얼 분석 ㅇ 콘크리트 및 구조용 강재에 대한 ISO 국제표준 분석 ㅇ 체계적인 표준화작업을 위한 표준화 로드맵 작성 및 갱신
2차년도	ㅇ 내진성능 평가기준의 제안 및 평가방법 완성	ㅇ 접합부의 내진성능 평가기준 정립 ㅇ 반복하중에 대한 접합부의 내진성능 실험 ㅇ 접합부 내진성능 평가방법 개발 ㅇ 기둥-보 접합부의 내진성능 평가
	ㅇ 중약진 지역에 적합한 기둥-보 접합부 개발	ㅇ 중약진 지역에 적용가능한 접합부의 목표성능 설정 ㅇ 접합부 형식의 Prototype 제안 ㅇ 구조성능 평가실험 ㅇ 이론해석(ANSYS 이용)을 통한 기둥-보 접합부의 구조성능 평가 ㅇ 기둥-보 접합부 유한요소해석을 통한 부재크기별 접합상세 결정 ㅇ 중약진지역에서 기둥-보 접합부의 신뢰성 및 안전성 평가
	ㅇ 내진상세 및 성능평가 방법에 대한 표준화 시도	ㅇ 개발한 내진성능평가방법의 표준화 시도 ㅇ 개발된 접합부의 표준화 완성 ㅇ 실험결과와 외국의 설계기준을 근간으로 구조 설계식 작성 ㅇ 설계식 및 시공매뉴얼 작성에 의한 구조설계 및 시공의 최적화 ㅇ 보-기둥 접합부의 표준화를 위한 방안 제시

2.1 지진특성 분석 및 내진 성능 분석 (1차년도)

본 절에서는 국내·외 지진특성을 분석하고 건설시장의 현황 분석을 시작으로 CFT구조의 특성과 연구현황을 알아보고 접합부에서의 부모멘트 작용 시 경향성을 분석하고 접합형상을 제안 하였으며, 미국과 유럽의 철골 및 합성 접합부의 내진성능 규준 및 미국의 IBC 2000을 근간으로 하여 재정된 KBC-S 2005의 분석을 수행하여 향후 연구를 통하여 적용성을 점검하였고, 시험대상, 실험체의 변수, 시험체의 제작, 시험방법 드의 쥬정을 중, 약진 지역인 국내의 철골 및 합성구조 기둥-보 겁합부의 구조성능 및 내진성능 평가를 위해 사용될 수 있는지 판단하도록 한다.

또한 국내 실정에 맞는 고청건물의 기둥-보 접합부의 실험체를 제작하여 이력거동을 실시하여 접합부에서 부모멘트 작용시의 경향성을 분석하고, UBC-97의 변형요구 예측방법과 FEMA 273의 손상정도 분류체계에 의한 기존의 접합부 내진성능의 평가방법을 고찰하고, 변형요구 예측방법의 단점을 극복한 기존 단자유도시스템을 이용한 접합부 변형각 예측방법을 제안하였다.

2.1.1 국내·외 건설시장의 현황 분석

1) CFT 개요

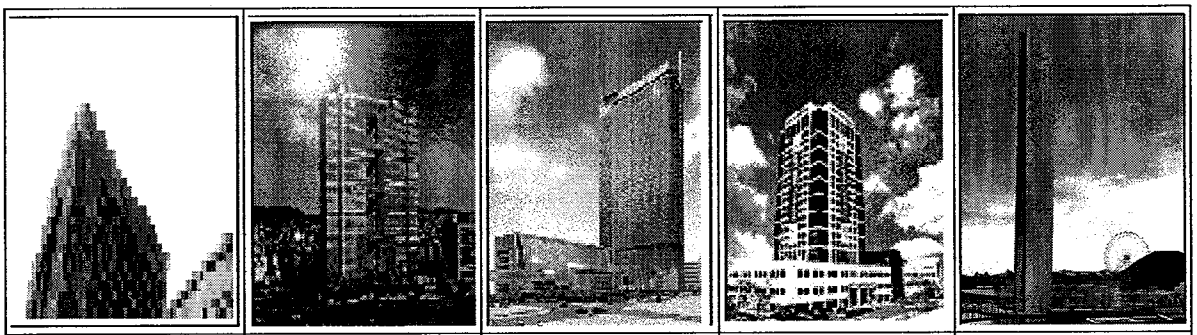
CFT (Concrete Filled Steel Tube)구조는 원형 혹은 각형단면의 강관내부에 콘크리트를 충전한 구조로 강관이 내부의 콘크리트를 구속하고 있기 때문에 강성, 내력, 변형성능, 내화, 시공 등의 측면에서 우수한 특성을 발휘하는 구조시스템이다. CFT구조는 경제성 측면에서도 우수하며 범용성도 높아 종래에 사용되고 있는 모든 구조시스템에 대응이 가능하며 저층의 건축물에서 초고층 건축물, 주거용 건축물은 물론 업무용 건축물, 대가구(大架構) 건축물에 이르기까지 작은 기둥단면으로 높은 층고 및 장스팬이 가능한 구조이다.

일본에서는 CFT구조가 RC조, S조, SRC조에 이은 제4의 구조시스템으로 각광받고 있으며 중저층 건축물에서 초고층에 이르기까지 많은 시공실적이 있다. 특히 일본의 경우 건설성 주관하에 동경만 근처의 주거용 아파트구조시스템으로 CFT구조를 채택하여 일반 설계사 및 건설사에 권장하고 있으며 1989년에는 일본 대부분의 건설사, 설계사, 철강사 등이 참여하는 신도시하우징협회가 구성되어 협회를 통해 CFT구조에 대한 기술지원, 기술지도, 구조심사 등의 활동이 활발하게 이루어지고 있다. 이러한 적극적인 활동으로 주거용 건축물 및 초고층 건축물에 많은 건설실적을 가지고 있으며, 대표적인 예로 일본의 주거용 건축물 중 가장 규모가 큰 55층, 높이 186m의 아파트가 CFT구조로 시공된 바 있다.

이외에도 최근에 아시아권에서 완성 혹은 건설 중인 CFT관련 프로젝트로 대만의 86층, 높이 338m의 T&V Tower, 싱가포르의 66층, 높이 325m의 Republic Plaza, 중국 심

천시의 68층, 높이 325m의 Di Wang이 있으며 홍콩에도 52층, 72층 규모의 건축물 시공 실적이 있다.

최근 국내에서도 철골조아파트를 포함한 초고층 건축프로젝트가 그림2.1.1과 같이 추진 중이거나 계획 중에 있으며 이들 건축물에 적합한 구조시스템으로 CFT구조를 검토하는 건설사, 설계사가 증가하고 있다.



타워펠리스Ⅲ 스포츠동 (9층, 2004년)	타워베르빌 (49층, 2005년)	R4 (42층, 2005년)	현대자동차 사옥 (24층, 2006년)	부산 롯데월드 (107층, 시공중)

<그림 2.1.1> 국내 CFT 구조 사례

2) CFT 구조의 특성과 연구현황

국내 건축분야에서 발표된 합성구조 관련 논문은 표 2.1.1및 그림 2.1.2과 같으며 합성구조와 관련된 연구는 1995년 이후 꾸준히 연구되고 있다. 표2.1.1에 나타난 것처럼 국내 건축분야에서 CFT와 관련하여 발표된 년도별 논문수는 합성구조 전체논문의 60%를 점유하며, 특히 1990년대 중반 대기업을 중심으로 고층건물 구조시스템에 대한 관심증대과 건설계획 등의 수립으로 매우 활성화되었음을 알 수 있다. 그러나, 그림2.1.2를 참고하면, 발표된 CFT관련 논문의 주제별 분포가 대부분 기둥이나 접합부에 편중되고 아직 선진외국에 비해 양적이 측면이나 다양성에서 다소 부족함을 보여주고 있다. 연구된 논문을 중심으로 CFT 구조시스템이 압축재 및 기둥재로 사용하는 경우의 설계·시공상의 특징을 살펴보면 다음과 같다.

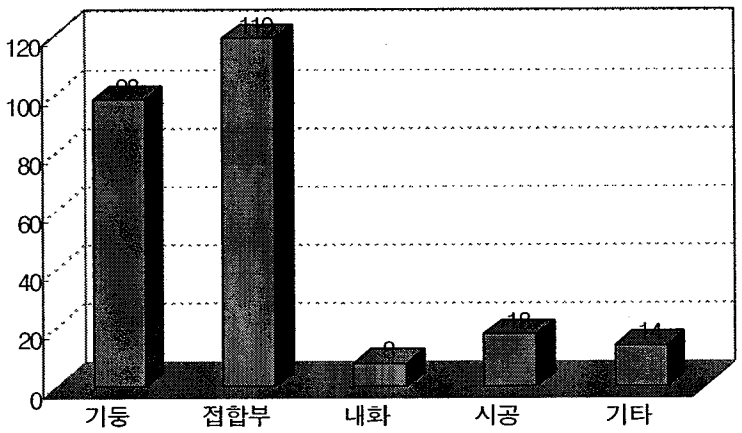
- 폐단면 부재로서 비틀림에 강하며, 강관과 콘크리트의 구속효과에 의해 순수강관에 비해 국부좌굴에 유리하며 국부좌굴 후의 내력저하가 작다. 따라서 순수 강관에 비해 폭두께비의 제한을 완화할 수 있다.
- 충전된 콘크리트는 강관의 구속을 받아 3축 응력상태가 되어 압축강도가 증가한다. 특히 원형단면에 대해서는 구속효과가 현저하게 높게 나타나며 충전콘크리트는 압괴후의 콘크리트탈락에 의한 단면결손이 없어 내력저하가 작다. 또한 철근콘크리트(RC조), 철골철근콘크리트(SRC)부재에 비해 전단파괴가 발생하기 어렵다.
- 단면구성의 측면에서 강재가 외측에 있기 때문에 고강도의 강재를 유용하게 이용

하는데 적절한 구조이며 또한 고강도콘크리트와의 조합으로 기둥단면의 축소효과를 볼 수 있어 건축물의 유효공간이 증대된다. 주거용 건축물의 경우 분양면적의 증대효과를 기대할 수 있다.

- 강관내부에 충전된 콘크리트는 건조수축이 작고 일반적으로 단면적 비율이 강재부분보다 크기 때문에 내력 및 강성에 영향을 미치는 크리프변형이 작아진다.
- 철골보로부터 기둥재에 전달되는 힘에 대해서는 충전콘크리트에 의해 강관의 국부변형이 구속되기 때문에 순수 강관기둥에 비해 다이아프램의 치수를 작게 할 수 있다. 또한 충전콘크리트의 존재에 의해 기둥-보 패널존에서의 전단내력이 증가한다.
- 충전콘크리트의 열흡수 용량이 크기 때문에 내화성능이 향상되어 순수 강구조의 경우에 비해 내화피복량을 감소시킬 수 있으며 무내화피복의 설계도 가능하다.
- 강관이 거푸집역할을 하게 되어 거푸집공사가 불필요하며 또한 철근은 내력조정용 혹은 내화성능향상을 위해 강관내부에 배근할 수도 있지만 구조적으로는 반드시 필요치 않다.
- 콘크리트충전은 일반적으로 펌프에 의한 압입공법이나 트레미관에 의한 상부타설공법이 이용되지만 이들 공법은 각 층마다 콘크리트를 타설하는 공법에 비해 효율적으로 공기를 단축할 수 있다.
- 충전강관의 효율을 극대화하기 위해서는 콘크리트의 충전성이 좋아야 하며 블리딩 현상등이 작아지도록 하는 콘크리트의 적절한 배합설계가 필요하다.

<표 2.1.1> 국내 건축분야에서 발표된 합성구조 관련 논문

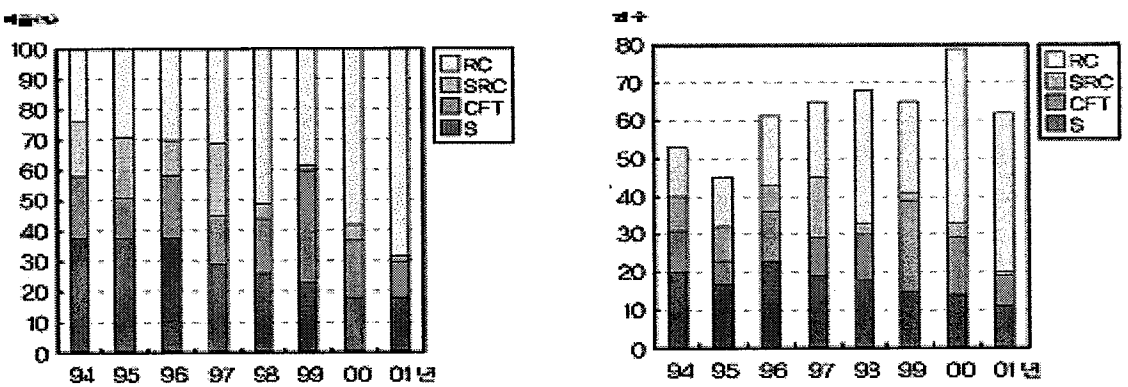
	90이전	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	계
CFT	1	-	1	5	3	27	20	17	24	18	22	17	24	19	25	24	10	257
SRC	-	1	2	-	2	2	-	3	-	2	4	-	2	1	-	4	3	26
합성보	10	-	-	4	2	7	9	5	1	3	4	11	9	7	10	9	9	100
합성슬래브	-	-	-	-	3	-	7	12	-	2	1	2	-	2	3	4	1	37
기타	1	-	-	-	-	-	-	3	-	-	-	-	1	-	1	-	-	6
계	12	1	3	9	10	36	36	40	25	25	31	30	36	29	39	41	23	426



<그림 2.1.2> 국내 CFT관련논문의 주제별 분포

3) 국내외 현장적용 사례

그림 2.1.2은 1994년 1월부터 2004년 12월까지 8년간 일본건축센터, 일본건축종합시험소, 일본 ERI(주)가 조사한 초고층 건물의 년도별, 구조유형별 건수를 나타낸 것으로 일본건축센터 「빌딩디렉터」의 성능평정서와 성능평가에서 높이 60m를 초과하는 건물만 추출하였다. 여기서 CFT조는 대부분의 기둥이 S조이지만 일부의 기둥이 CFT조인 건물도 포함하는 것으로 하였다. S조의 비율이 매년 감소하는 것에 비해, RC조의 비율은 증가하고 있고, 2001년도에는 RC조가 전체의 약 68%를 차지하고 있다. 또한 CFT조는 1999년에 37%까지 증가하였으나, 그 후 감소하는 경향을 보이고 있다. RC조가 급증했던 1998년 이후 SRC조의 건수는 현격히 줄어들고 있다. (일반적인 사례대비)



(a) 각 구조유형별 건수 변화 (b) 각 구조유형별 비율 변화

<그림 2.1.3> 각 구조유형별 건수 및 비율 변화

국내에서 CFT구조를 최초로 적용한 건물은 1996년에 건설된 삼성건설 기술연구소이며(표2.1.1 그림2.1.3참고). 이후 중저층 건축물에서 초고층 건축물에 이르기까지 다양한 이유로 아래에 소개된 건축물들이 완공되었다. 예를 들어 세일철강 공장들의 경우, 사용강재량 절감 및 내화피복량 감소를 목적으로 CFT가 채용되었으며, 대우조선 종합기술센

터(식당동 3층)의 경우 설계조건상 기둥의 단면크기가 제한되어 있어 CFT의 적용이 불가피했던 경우이다. 이밖에도 주거용 건축물의 경우 기둥단면 축소, 강성증대 외에 시공성 향상 및 공기단축 등의 경제적 효과를 거둘 목적으로 CFT를 구조를 채용하고 있으며 최근 국내 건설시장에서 CFT구조의 적용이 일본과 같이 활발하지는 않지만 시공성과 경제성으로 인해 사용이 점차 증가하고 있다.

- 삼성 Tower Palace Sport Club (서울, 지하2층/지상7층, 연면적 5,400평)
- 우신하우스텔 (부산, 지하6층/지상40층, 2개동 연면적 25,800평)
- 대우조선 종합기술센터 (거제, 지상9층)
- 삼성 메디컬센터 (김포, 지상8층)
- 세일철강 공장 (서울, 지상1층, 연면적 1,500평/향후 30,000평 예정)
- 기타 부암타워베르빌, 수영만 오피스텔 (이상 부산)
- 삼성 R4 (수원 DM 연구소, 지하 4층/지상 37층)

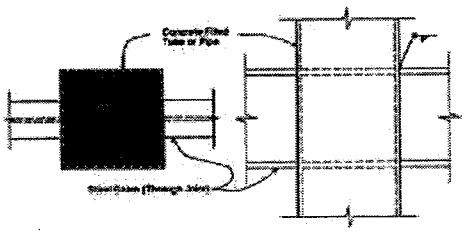
4) 내진성능 향상을 위한 고성능/고기능강 및 고강도 콘크리트의 적용 효과

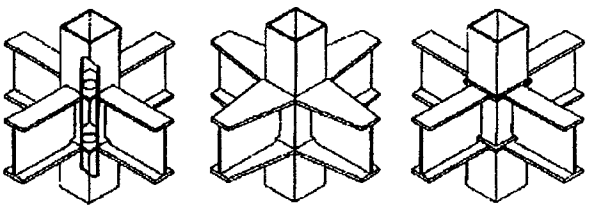
아직까지 고강도 재료에 대한 연구결과가 충분히 축적되지 않았기 때문에 설계규준에서는 고강도의 재료를 CFT구조에 사용하는 것을 제한하고 있다. AISC-LRFD의 경우 CFT구조에 사용되는 강재의 항복강도는 420MPa, 콘크리트의 압축강도는 56MPa이하가 되도록 규정하고 있다. 최근 Lehigh 대학의 Varma 등은 고강도 콘크리트와 고성능 강재를 사용하는 길이 1.5m의 각형 CFT실험체에 대해 4개의 단주실험, 8개의 단순재하 실험, 그리고 8개의 반복재하 실험 등 총 20개의 CFT 실험을 수행하였다. 실험에서 사용된 강관의 직경은 30.5cm, 콘크리트 압축강도는 112MPa, 강재의 항복강도는 320MPa와 530MPa이었고, 폭두께(b/t)비는 32에서 48사이였다. 축하중이 증가할수록 CFT의 곡률연성도는 감소하고, 강재의 강도가 작거나 폭두께비가 커질수록 CFT의 강도는 크게 저하되는 것으로 보고되었다.

5) CFT 접합부/합성효과

CFT 구조는 강관이 콘크리트를 구속함으로 강성, 내력, 변형, 내화, 시공 등의 모든 면에서 우수한 특성을 발휘하는 접합부이다. 미국과 일본등에서 사용되는 CFT 접합상세는 그림 2.1.4, 그림 2.1.5와 같이 내측 다이아프램, 외측 다이아프램, 관통형 다이아프램형식이 일반적이며, 강관과 콘크리트의 합성을 통해 CFT 접합부에 나타나는 우수한 성능은 다음과 같다.

- 충전된 콘크리트가 강관의 국부좌굴변형을 구속하여 좌굴에 따른 강관의 내력저하를 방지한다.
- 콘크리트는 강관에 의해 구속되어 있기 때문에 철근콘크리트기둥이나 철골철근콘크리트기둥에서 나타나는 균열에 의한 탈락이 없고, 콘크리트 강도가 높아진다.
- CFT 기둥은 높은 내력과 변형능력 즉, 최대내력이후 큰 수평변형영역까지 그 내력이유지된다.
- 좌굴 후 내력저하가 적어 내진성이 매우 우수하다.





<그림 2.1.4>미국의 CFT 접합부형식 <그림 2.1.5>일본의 CFT기둥과 철골보 접합부형식

6) 소결

국내의 CFT구조는 1990년 중반 이후부터 사용되기 시작하여, 구조적인 장점(내진성, 내력, 시공성 등)과 공기를 포함한 경제성 등에 힘입어 20년이라는 짧은 시간 동안 비약적인 발전을 하였다. CFT구조를 사용은 기존의 RC구조나 철골구조를 대체할 수 있으며, 높이가 300~400m이상의 고층건물도 가능하다. 이러한 CFT 접합부의 잠재적인 성능을 발휘하기 위한 연구의 필요성은 미국, 일본등 강진지역을 중심으로 대두되었으며 이미 미국의 AISC "Seismic Provisions for Steel Building"에는 접합부 성능과 함께 내진상세가 제시되어 있는 상태이다.

앞으로 CFT구조는 라멘구조 형식뿐만이 아니라, 각종구조요소와 함께 사용함으로서 새로운 분야에도 응용이 가능하며, 또한, 합리적이고 효율적인 새로운 골조구조시스템을 개발함에 따라 CFT구조가 더욱 더 보급, 발전될 것으로 예상된다.

2.1.2 국내·외 지진활동 및 중·약진 지역의 지진 특성

우리나라는 중·약진 지역이기 때문에 지진에 대한 중요성이나 심각성을 느끼지 못하였으나 최근 들어 몇 차례의 지진발생 사례와 더불어 KBC-S 2005의 내진규준이 강화되면서 지진피해와 내진성능에 관심이 고조되고 있는 실정이다. 즉, 우리나라도 지진에 안전한 지대가 아니며 내진설계가 필요하다는 인식과 함께 그렇다면 우리나라에 적합한 내진설계 및 내진상세는 무엇인가에 초점이 맞춰지고 있는 시점이다.

본 연구과제는 중·약진 지역인 국내에 적합한 접합부를 개발하는 것이 목표이다. 이를 위해 내진분야에서는 국내의 지진특성을 고찰하였으며 국외의 중·약진 지역에서의 지진특성 및 현재의 내진설계 동향을 분석하고 이를 국내 상황과 접목시켜 국내 접합부의 내진설계 방향을 제시하였다. 또한 국내 적합한 접합부 요구 내진성능과 이를 고려한 접합부를 제안하였으며 접합부의 내진성능 평가방법을 제안하였다.

1) 국내·외 지진활동 및 중·약진 지역의 지진 특성

이 장에서는 문헌조사를 통하여 국내의 역사지진 기록과 국내 지반특성에 관한 연구를

고찰하여 우리나라의 지진 대책의 시급성과 국내 적합한 접합부 개발에서 고려해야 할 지진특성을 살펴보았다.

현재까지 밝혀진 우리나라 역사 기록상의 유감지진은 약 1800회에 달한다. 실제 역사적으로 기록이 불확실한 지진까지 합하면 이보다 그 수가 훨씬 많을 것으로 예상된다. 즉, 한반도에서 사람들이 피부로 감지 할 수 있을 정도의 지진이 적어도 매년 1회 또는 2회 이상 발생하였다. MM진도 5이상(규모4.3이상)의 지진은 400회 정도 있었고, MM진도 7 이상(대략 규모 5.3 이상) 지진 중에서도 인명 및 재산피해의 기록이 있는 지진은 약 45회 이상 일어났다. 약 50년에 한번 정도의 피해지진이 발생한 셈이다. 역사지진에 대한 통계적 분석결과에 의하면 한반도의 지진발생 주기는 약 200~300년이고, 이러한 지진활동의 특성은 북동중국과 일본의 서남부 지역의 지진활동의 특성과 유사한 것으로 생각된다.

이들 역사지진들에 대한 기록을 보면 대규모지진에서 보여주듯이, 여러 가지 특징들을 잘 보여주고 있는 바, 다음은 그 몇 가지 예를 역사기록에서 발췌한 것들이다.

- 경주에서 땅이 갈라지고 샘물이 솟았다.(34년 경주)
- 경주의 땅이 흔들리며 민옥이 부서져 죽은 자가 100명이나 되었다. (779년 경주)
- 땅이 갈라지고 궁 밖에서 수척 높이로 샘물이 솟아올랐다.(1298년 강화)
- 한강변에 지진이 일어나 말을 먹이던 땅이 길이 24자 폭 5자로 갈라졌다. (1385년 서울)
- 담과 집이 무너지고 사람이 많이 깔려 죽었다. (1455년 남원)
- 1643년에는 경상도 진주에 지진이 일어나 나무가 부러지고 넘어졌다. 합천에서도 지진이 일어나 바위가 무너져서 두 사람이 깔려 죽었으며 오랫동안 말랐던 샘에서 흙탕물이 솟아 나왔고, 관아의 문 앞길이 10길이나 갈라졌다.
- 또한 같은 해(1643년)에 울산에서 일어난 지진의 기록은 경상도 대구, 안동, 김해, 영덕 등의 읍에서도 지진이 일어나, 연대(봉화대)의 성첩이 무너진 곳이 많았다. 울산부의 땅이 갈라지고 물이 용솟음쳤다.

이처럼 땅이 갈라지고 건물이 무너지며 샘물이 솟아오르는 정도는 대규모 지진이 역사기록에 자주 나타나고 있음은 우리나라가 지진 안전지대라는 인식이 잘못된 것임을 뚜렷하게 보여주고 있는 것이다.

우리나라의 AD 2 ~ 1904년까지의 역사지진 기록은 다음 표 2.1.2와 같다.

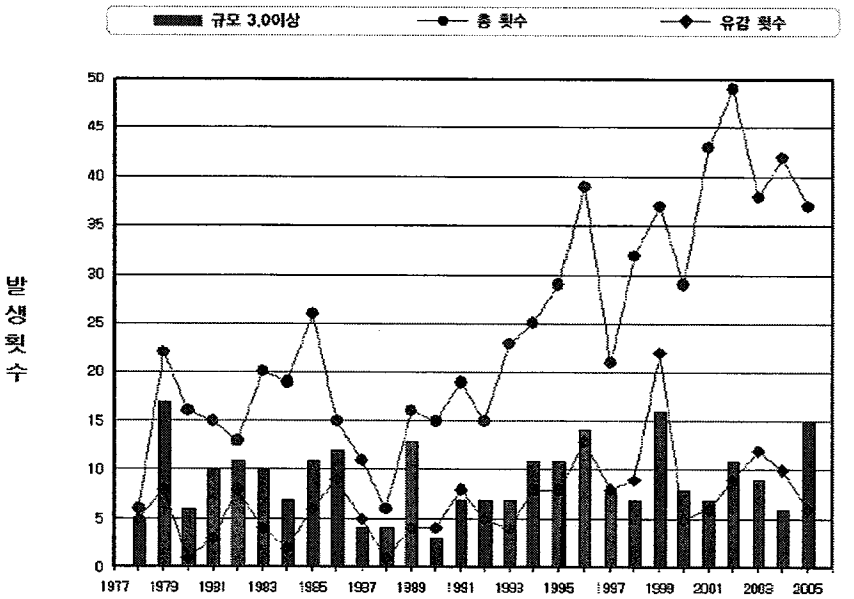
<표 2.1.2> 우리나라 주요 피해 역사지진 목록(1998, 서정문)

번호	발생년도	위 치	진 도	번 호	발생년도	위 치	진 도
1	27	37.4N, 127.3E	8	24	1552	37.5N, 123.8E	7
2	89	37.4N, 127.3E	9	25	1553	35.9N, 128.3E	8
3	100	35.8N, 129.2E	9	26	1564	41.0N, 126.6E	8
4	304	35.8N, 129.2E	9	27	1594	36.6N, 126.7E	8
5	304	35.8N, 129.2E	9	28	1596	37.4N, 128.5E	7
6	458	35.8N, 129.2E	8	29	1597	41.3N, 128.0E	8
7	502	39.0N, 125.8E	9	30	1643	35.6N, 128.2E	8
8	210	35.8N, 129.2E	9	31	1643	35.5N, 129.3E	9
9	664	35.8N, 129.2E	8	32	1660	36.1N, 128.1E	7
10	768	35.8N, 129.2E	7	33	1662	36.7N, 126.9E	7
11	779	35.8N, 129.2E	9	34	1670	35.1N, 126.9E	8
12	1036	35.8N, 129.2E	8	35	1670	33.5N, 126.5E	8
13	1226	38.0N, 126.6E	7	36	1681	37.6N, 127.0E	7
14	1260	37.8N, 126.5E	8	37	1681	37.4N, 129.2E	8
15	1385	38.0N, 126.6E	8	38	681	37.4N, 129.2E	7
16	1413	35.8N, 129.2E	7	39	1681	37.8N, 129.0E	8
17	1416	36.6N, 128.7E	7	40	1682	37.4N, 128.4E	7
18	1455	35.4N, 127.4E	9	41	1692	36.6N, 127.5E	7
19	1518	37.9N, 126.2E	9	42	1770	35.2N, 127.7E	7
20	1525	35.5N, 126.5E	7	43	1700	35.2N, 128.1E	8
21	1546	37.6N, 127.0E	8	44	1702	35.9N, 128.4E	7
22	1546	37.6N, 127.0E	8	45	1727	39.9N, 127.6E	8
23	1546	39.4N, 125.5E	7				

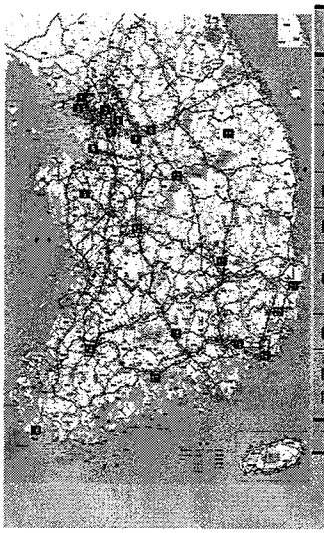
<표 2.1.3> 우리나라 역사지진 기록(AD 2~1904년)(2002, 고건)

구 분	횟 수
진도(MMI) 5 이상	389
진도(MMI) 6 이상	168
지진피해 보고	45

2005년의 기상청 관측보고(그림 2.1.2)를 보면 우리나라의 지진 발생상황을 파악할 수 있다. 1978년 지진관측이 시작된 이래 사람이 느낄 수 있는 진도 3 이상의 지진이 80년대 초 연 15회였던 것이 90년대 말에는 35회, 최근에는 50회까지 상회하고 있으며, 피해 발생의 우려가 있는 규모 5.0 이상의 지진도 1978년 지진관측이 시작된 이래 5회나 발생하였다.



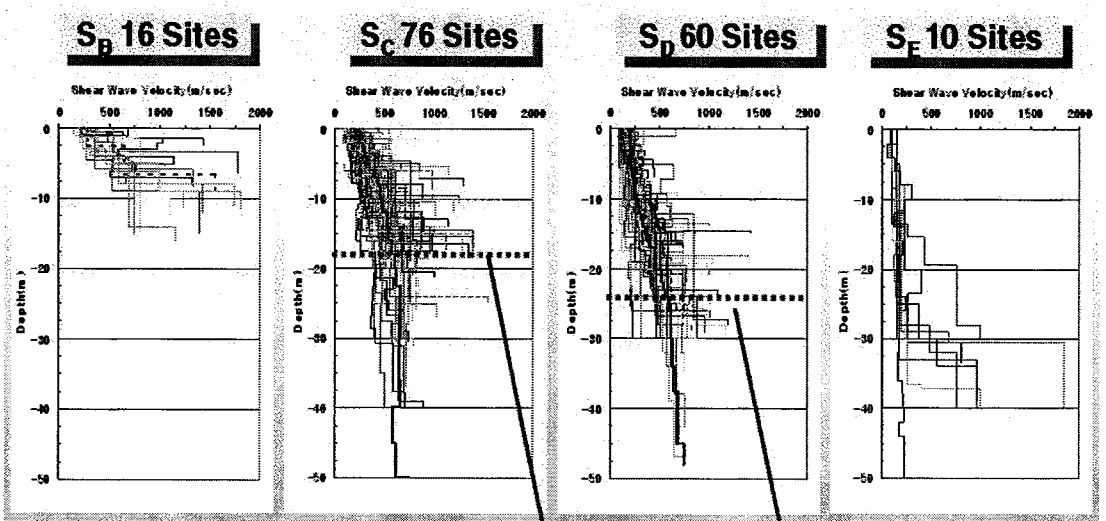
<그림 2.1.6> 우리나라 지진발생추이(1978~2005년)
(출처 : 기상청 관측보고)



Sites	Location	# of Site	Investigation Method
Subway #1	3, 12, 19	8	SPT
Subway #2	3	8	D
Apartment	1, 3, 5, 6, 13, 15, 16, 19	34	SPT
Long Bridge	7, 14	11	D, S, SPS
Port	2, 17, 19	23	SPS
Urban Area	9	18	S, D, C
	21	29	S, D, C
Rail Road	11, 18	17	D, SPS
Highway and Road	8, 10	5	D
	4, 7, 8, 20	9	D
Total	162 Sites		

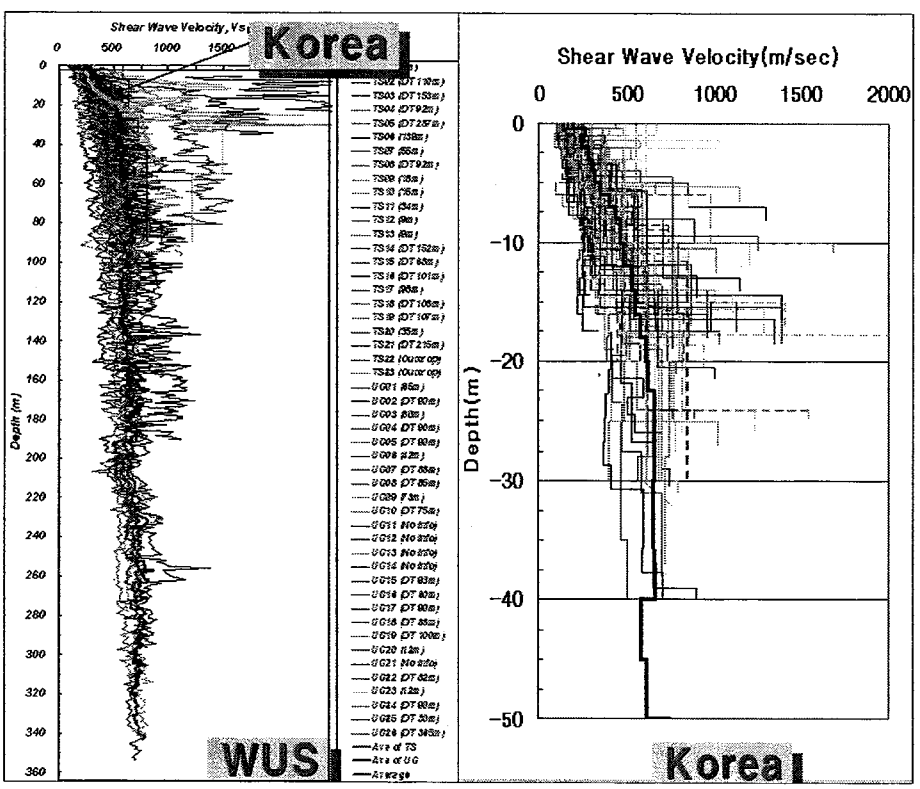
SPT : Standard Penetration Test,
D : Downhole, **S** : SASW, **C** : Crosshole
SPS : Suspension logging test

<그림 2.1.7> 국내 지반에 대한 지반조사 자료

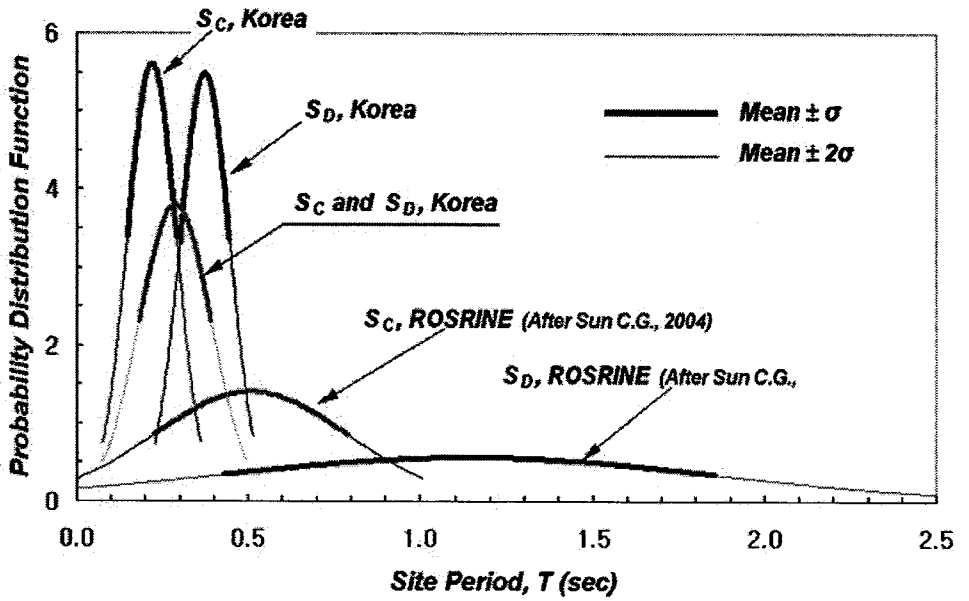


	S_B			S_C			S_D			S_E		
	Min.	Max.	Ave.	Min.	Max.	Ave.	Min.	Max.	Ave.	Min.	Max.	Ave.
Bedrock (m)	0.0	-14.0	-6.0	-5.3	-50.0	-18.3	-9.25	-47.0	-23.5	-28.0	-56.0	-38.5
$V_{s,30}$ (m/sec)	761.0	1244.8	961.0	373.8	729.4	488.8	191.8	369.6	312.7	133.7	179.9	165.7

<그림 2.1.8> 국내 지반의 전단파속도 주상도



<그림 2.1.9> 미국 지반과 국내 지반의 특성 비교



<그림 2.1.10> 지반의 고유주기 비교

일반적으로 지진 하중은 단단한 매질인 기반암에서 보다 상대적으로 연약한 매질인 상부의 토사 층에서 크게 증폭되므로, 지진 피해 정도는 지진의 규모뿐만 아니라 부지 고유의 지반 특성에 의해서도 좌우된다. 이와 같은 지진피해에 대한 지반 영향의 중요성을 인식하게 되면서 해외에서는 최근 수십 년에 걸쳐 주로 강진 지역을 대상으로 경험적 방법과 해석적 방법을 통해 지반의 증폭 특성을 평가하고 정량화를 위한 증폭 계수를 제시해 왔으며, 이를 토대로 내진설계, 성능평가, 그리고 성능 개선에 관한 체계적 연구가 진행되어 오고 있다. 그러나 국내의 경우 지진 계측이 비교적 최근에 활성화됨에 따라 활용 가능한 계측 기록이 거의 전무하며, 해석적 연구 또한 근래에 본격적으로 진행되고 있는 실정이다. 1997년 내진설계 기준의 제정 당시 필수적 사전 검토 과정인 우리나라 지반 특성에 따른 증폭 특성의 정량적 평가 없이, 국가적 내진 대책의 조속한 체계화를 위해 해외 강진지역인 미국 서부의 지역적 지진 응답 연구 자료에 따라 작성된 UBC(Uniform Building Code)의 지반 조건별 증폭 계수를 준용하게 되었다.

국내의 지진 및 지반특성을 조사하기 위하여 강진지역인 미국 서부해안의 지반조건과 비교(2005, 김동수)하였다. 국내 지반의 평균 전단파속도 주상도와 ROSRINE 프로젝트 현장지반을 비교해보면, 대부분의 국내 지반의 경우 깊이 30m 이내에 기반암이 존재하고 깊은 깊이의 경우 50m 내외이지만, 미국 서부해안지역 지반의 경우 깊이 100m~300m 정도에 존재하여 국내 일반적인 지반특성과는 전혀 다른 특성을 보인다. 국내 지반과 ROSRINE 프로젝트 현장지반의 차이는 지반의 고유주기를 비교해 보면 더욱 명확해 진다. 그림 2.1.10에는 국내 해석대상지반의 고유주기와 ROSRINE 현장지반의 지반의 고유주기를 비교하였다. 국내 Sc 지반의 경우 고유주기의 평균값은 0.22초 정도이고, SD 지반의 경우 0.37초 정도이다. 그러나 미국 서부해안지역(Western US, WUS)의 경우 각각 0.50초와 1.20초 정도이다. 또한, 고유주기 영역의 폭을 비교하여 봐도 국내 지반의 경우

고유주기 영역이 매우 좁게 나타난 반면, 미국 서부해안지역의 경우 고유주기의 폭이 매우 넓게 분포되어 있는 특징을 보인다.

이와 같이 국내 지반과 미국 서부해안지역 지반의 고유주기가 큰 차이를 보이는 것은 지반의 고유주기가 기반암 깊이에 대한 함수이기 때문이다. 그림 2.1.10의 결과를 살펴보면 국내 지반의 고유주기 범위는 ROSRINE 프로젝트 현장지반의 고유주기 범위보다 단주기 영역에 있고 매우 좁게 분포한다. 이는 국내 지반의 경우 기반암 깊이가 깊지 않고, 기반암 위치의 분포 범위가 좁기 때문에 고유주기의 범위도 좁게 나타난다. 반면, ROSRINE 프로젝트 현장지반의 경우 기반암의 분포 범위가 넓어 고유주기의 분포가 넓게 나타난다.

국내 지진활동 및 연구 현황의 고찰을 통해, 다음과 같은 사항을 확인하였다. 역사 지진기록과 근래 몇몇 지역에서의 지진발생 기록은 우리나라가 지진 안전지대라는 인식을 버리고 지진에 대한 대비가 절실히 필요한 시점임을 시사하며, 강진지역인 미국의 지반특성과의 비교를 통해 지진특성에 큰 영향을 끼치는 지반의 특성이 미국과 국내 지반이 확연한 차이를 보여주었다. 즉, 강진지역인 미국의 내진설계를 그대로 도입하는 것은 위험성이 있으며, 국내의 구조물 또는 접합부 내진설계 및 성능평가 시에 강진지역의 내진성능평가기준을 그대로 들여와 사용해서는 안 됨을 확인하였다. 향 후 임의 시간 간격 안에 임의 규모의 지진이 발생할 확률을 예상할 수 있는 DB를 구축하여야 하며, 이를 위해 역사지진기록을 바탕으로 국내 지진의 규모 및 지반특성에 관한 데이터 축적 및 관련 연구가 진행되어야 할 것이다. 이는 장기적인 목표를 두고 체계적인 연구가 진행되어야 할 것이다.

따라서 다음 장에서 국외 중·약진 지역의 내진성능설계의 흐름 및 설계 시 고려사항, 내화성능평가방법의 현황을 분석하고 국내 내진접합상세 개발 및 내진성능평가방법에 대한 방향을 설정하였다.

2.1.3 내진성능설계 현황

(1) 중·약진 지역의 내진설계

강진지역에서는 큰 지진에 대해 구조물이 비탄성 거동을 할 수 있도록 높은 연성을 제공하는 설계방법을 따르고 있다. 부재가 연성을 보유하면 탄성한계를 초과하는 외력이 작용하더라도 부재는 비록 큰 변형을 일으키지만 바로 파괴되지는 않는다. 비탄성 영역에서 또한 이력거동특성을 보이기 때문에 에너지 소산이 많아지게 된다. 이러한 특성을 이용하여 탄성 상태에서 요구되는 단면의 강도보다도 낮은 설계 강도를 갖도록 부재를 설계할 수 있으며 바로 이것이 강진지역에서의 연성설계의 원리이다. 강진지역의 설계지진의 세기는 중진 지역에 비하여 매우 강하며, 구조물이 탄성 거동하도록 설계하는 것은 비현실적이고 또 바람직하지 않다는 것이 강진지역의 설계개념이다.

중·약진 지역에서의 구조물의 지진응답특성은 강진지역과 상당한 차이를 나타낸다. 앞장에서 국내와 강진지역인 미국 서부지역의 지반특성이 매우 상이하였으며 이는 구조물의 지진응답특성에 매우 큰 영향을 끼치게 된다. 따라서 설계지진하중 작용 시 대상구조

물의 큰 소성변형을 가정한 강진지역의 내진설계 개념을 중·약진지역에 적용하는 것은 적합하지 않으며 중·약진 지역에서는 구조물 또는 접합부의 거동특성을 고려하여 중약진지역의 건축물 내진설계에 적합한 기본 방향 및 내진성능평가방법들이 반드시 설정되어야 한다. 그러나 현행 내진설계기준의 약점 중의 하나는 중약진지역의 내진설계에 적합한 내진규정이 아직 개발되어 있지 않다는 것이다. 현행의 내진규정을 적용하면 구조물 또는 접합부가 어느 정도의 변위 연성도를 확보하는지의 정확한 측정이 불가능하다. 또 다른 현행 내진설계기준의 약점은 내진설계 시 설계자가 적용할 수 있는 다양한 내진상세가 개발되어 있지 않다는 점이다.

일반적으로 중·약진 지역에서는 지진하중 이외의 일반하중에 의해 설계가 좌우된다. 이러한 일반하중에 대해 설계된 부재는 상당히 큰 수평내력을 보유하게 된다. 즉, 조기파괴가 일어나지 않는다면 최대잠재지진하중에 대한 소요연성도도 크지 않게 된다. 성능기초 내진설계 개념에서는 여러 단계의 내진성능을 정의하고 있다. 강진지역의 내진설계 개념은 '부재가 최대내력을 발휘하기 전에 매우 큰 소성변형을 경험하도록 유도 한다'는 의미이다. 비록 구조물이 강진에 대해 붕괴되지 않더라도 상당히 큰 피해가 발생하기 때문에 많은 보수·보강비용이 든다. 즉, 큰 소성변위를 허용하는 내진설계개념은 강진지역에서 조차 합리적이지 않은 측면이 있다. 이러한 관점에서 보면 중·약진 지역에서의 내진설계는 큰 소성변형을 허용하도록 하는 것이 아니라 제한된 피해가 유도되도록 내진성능목표를 설정할 필요가 있다. 또한 지진 발생 시 부재의 비선형 거동 특성에 관한 연구와 이를 토대로 하여 성능에 기초한 구조물의 내진해석 및 내진설계 시스템의 구축이 절실히 요구된다.

(2) 중·약진 지역의 성능기반 내진설계시 주요 영향인자

중약진 지역의 성능기반 내진설계 시 건물규준의 여러 요구조건들과 건물의 경제성을 만족시킬 수 있는 횡력 저항 시스템을 선택하여야 한다. 즉, 연성에 관련된 세부 요구조건에 대하여 규준에 제시된 영향인자들에 대하여 고찰해 보았다.

① 최대 지반 가속도

미국의 북동부지역은 상대적으로 균일한 지진 피해 분포를 가지고 있다. 1997년 NEHRP 조항에 기초하여, 메사츄세츠, 로드 아일랜드 그리고 커넥티컷주는 거의 동일한 최대 지반 가속도를 가지고 있다. 그러므로 설계 하중의 변화는 지역계수와 밀접한 상관관계를 가지고 있다.

② 풍하중

지진하중보다 풍하중이 더 큰 곳에서는 반응수정계수 R을 사용하거나 연성 접합을 피하는 것이 비용 절감에 효과가 있다. 풍하중설계가 구조물의 탄성거동에 기초하고 있기 때문에 풍하중 설계에 의한 부재들은 매우 고강도가 될 것이다. 즉, 부재의 비탄성 강도를 증가시켜서 접합부의 비용이 과도해 질 우려가 있다.

③ 건축 재료

IBC 2003 code에서는 지역분류등급 B와 C의 강구조 건물은 반응수정계수 R=3을 사용

하고 일반적으로 내진접합상세설계를 수행한다.(ICC 2003) 콘크리트 건물은 지역분류등급 C, D, E 또는 F에 나와 있는 ACI 318-21장의 연성설계 조항을 사용하여 설계되어야 한다.(ACI 2002)

④ 횡력 저항 시스템

미국 북동부지역의 대다수의 건물들은 횡력 저항 시스템으로써 브레이스 골조 또는 전단벽 골조시스템을 사용하여 경제적으로 설계되었다. 연성설계가 사용될 때 높은 반응수정계수를 허용하는 모멘트저항골조시스템의 선택은 비용면에서 불리하다. 모멘트저항골조시스템은 특히 강풍 지역에서 풍하중에 의한 건물의 큰 변위를 조절하기 위해 종종 사용된다. 이때, 접합부 용접에는 특별한 노동력이 요구된다.

⑤ 중요도 계수

미국의 북동부지역에서 구조물에 2000 NEHRP를 구조물의 내화설계에 반영하면서 최대지반가속도에 따라 필수 건물(병원, 경찰서, 소방서 등)은 지역분류등급 C와 D로 분류되었다.

여기서 건물의 연성도 판단 기준은 ④항에서 설명되어졌듯이 반응수정계수 R이다. 건물의 연성도, 초과강도, 감쇠비 그리고 건물의 주기 등은 반응수정계수에 영향을 미치는 주요 변수들이다. 반응수정계수가 연성도계수와 초과강도계수의 곱으로 결정될 수 있으므로 동일한 반응수정계수에 대해서는 초과강도가 증가할수록 연성요구도가 감소하게 된다. 동일한 반응수정계수에 대해서 중·약진 지역의 건물은 강진지역의 건물보다 작은 연성능력을 보유하여도 내진설계기준에서 요구하는 성능을 만족할 수 있으므로 연성능력이 작은 구조상세를 적용할 수 있는 것이다.

(3) 중진지역의 접합부 내진성능에 대한 반응수정계수 R의 영향 평가

현재 적용되고 있는 많은 내진설계 기준들은 실제 구조물의 비탄성 거동을 고려하여 탄성상태의 강도요구량보다 작은 강도를 기준으로 설계하도록 하고 있으며, 이를 위해 반응수정계수(R)를 도입하고 있다.(2005, Daniel P. Batt)

미국 동북부에 위치한 전형적인 철골조의 사무소 건물에 대하여 현행의 내진기준 즉, 강진지역의 내진기준 및 연성요구도를 적용하여 내진설계를 하였을 때 중진지역의 접합부 내진성능 및 접합상세에 어떠한 영향을 끼치는지를 평가하였다. 또한 현행의 내진기준을 적용하여 설계했을 때 중진지역에서 경제성을 고려하여 가장 효율적인 연성 내진접합상세를 개발하고자 하였다. 이를 위해, 미국 동북부에 위치한 사무소 용도의 철골조 건물을 해석 모델로 설정하고 정량적으로 해석을 수행하였다.

정량적 해석을 위해 사용된 건물은 2층 철골조의 사무소 건물이다. 남북방향으로 3개의 39피트 간격과 동서방향으로 4개의 29피트 간격으로 이루어진 117×116피트이다. 바닥면과 지붕 모두 층간 높이는 12피트이다. 바닥 구조는 와이드-플랜지 거더와 그 내부의 와이드-플랜지 빔에 의해 지지되는 2inch 높이의 합성 데크 위에 2.5inch 높이의 콘크리트 슬래브로 구성되어 있다. 지붕 구조는 와이드-플랜지 거더와 개구부가 뚫린 웨브 조이스트로 지지되는 1.5inch 지붕 데크로 구성된다. 수평하중 저항 시스템은 철골 모멘트 저항 시스템이며, 모멘트 골조는 전체 8개의 모멘트 저항 골조시스템에 대하여 각각의 코너에

동서남북 네 방향 모두에 위치한다.

내진설계 범주 B, C에 대해서는 내진접합상세 요구조건과 관련하여 반응수정계수(R)값을 엔지니어들이 적정하게 선택하여 사용하거나, '지진 하중에 대하여 굳이 내진접합상세가 아닌 구조시스템'을 사용하여 건물을 설계할 수 있다. 이를 적용하여 다음과 같이 적정한 연성요구조건을 사용하여 내진설계를 수행하였다.

① 반응수정계수(R) = 3.5, 초과강도계수(Ω) = 3인 경우

IBC 2003 표 1617.6.2 Part3-D에서 철골 모멘트 저항 시스템은 3.5의 반응 수정계수(R)와 초과강도계수 Ω(3)를 사용함으로서 설계되어질 수 있다고 언급하고 있다. 이와 같이 R = 3.5가 사용되어진다면 건물설계는 특별한 내진상세로써 설계되어져야 하며, AISC Seismic Provisions에서의 강구조물의 내진설계 시 요구조건들을 반드시 만족시켜야 한다.(ICC 2003)

② 반응수정계수(R) = 3, 초과강도계수(Ω) = 3인 경우

IBC 2003 표 1617.2 part8에서 제시하는 다른 접근방법(대안)으로서, 구조물은 R=3을 사용하여 설계될 수 있다. 이 경우, 건물은 지진하중에 대하여 특별한 내진상세를 적용하지 않아도 된다고 언급하고 있다.(ICC 2003)

지역분류등급은 구조물에 대하여 기본 해석과 설계 요구조건에 영향을 끼치게 된다. 따라서 지역분류등급이 구조물의 내진설계에 어떠한 영향을 끼치는지를 평가하기 위하여 4개의 지역분류등급(A, B, C and D)을 사용하여 해석을 수행하였다. 8개의 설계하중조합의 경우에 대해, 4개의 지역계수를 적용하여 1번과 2번의 두 가지 내진기준설정 방법을 사용하여 해석을 수행하고 그 해석 결과를 비교·검토하였다.

중진지역에서 구조물이 철골 모멘트 저항 골조로 설계 될 때, R = 3.5를 사용하여 설계하는 것(1번)이 2번(대안적 접근법)의 R = 3.0을 사용하는 것보다 밑면전단력이 낮으므로 더 효율적인 설계가 된다.

$$V = \frac{1.2 S_{DS}}{R} W \qquad \text{<식 2.1.1>}$$

여기서, S_{DS} : 단주기 설계의 탄성 응답 가속도(a)

W : 구조물의 실제 지진 크기

그러나 2번(대안적 접근법)의 R = 3.0을 사용할 경우, 부재와 접합부는 실제로 부재에 직접 가해지는 하중에 대해서만 저항하도록 설계되는 반면, R = 3.5(1번)를 사용하여 설계할 경우에는 접합부가 부재의 전소성모멘트 내력에 견디도록 설계되어야만 하는 단점이 있다.

이러한 정량적 해석 목적은 주요방법(1번)과 대안적 접근법(2번)을 비교하여 다른 지역의 지역계수를 사용하여 설계하였을 경우 경제적으로 이로운 지의 여부를 판단하기 위함이다. 따라서 위에서 평가한 두 가지 서로의 장단점에 대하여 건물시공시의 전체 시공비와 강재의 총 물량을 산출하여 경제적 효율성을 비교·평가하고 더 효율적인 내진설계기

준을 선택하여 이를 설정한 후 내진설계를 수행하여야 한다. (이 해석은 캘리포니아의 RAM International of Carlsbad에 의해 만들어진 RAM Structural System Version 8.2.0을 사용하여 수행되어졌다.)

(4) 국내 내진성능설계의 방향 제시

- 중진지역에서, 불확실성과 관련된 지진응답과 지진위험도의 더욱 큰 불확실성 때문에 주요 시설에는 연성적 내진상세가 필수적으로 사용되어야 하나, 주요하지 않은 일반 건물의 경우, 엔지니어들은 반응수정계수 값의 선택과 내진상세의 사용 유무를 자율적으로 선택할 수 있어야 한다.
- 구조물이 중·약진지역에 적합한 적정 연성도를 확보하기 위해서는 각 부재들의 고려와 함께 접합부의 내진 접합상세의 규정이 특히 필요하다.
- 동일한 반응수정계수에 대해서 중·약진 지역의 건물은 강진지역의 건물보다 적은 연성능력을 보유하여도 내진설계기준에서 요구하는 내진성능을 만족할 수 있으므로 연성능력이 작은 구조상세를 적용할 수 있다.
- 지진 저항 시스템의 특징과 연성 디테일 요구조건은 강진 지역에서의 지진으로부터 얻은 데이터이다. 미국 중진 지역인 북동부 지역에서도 전형적인 "비내진" 접합상세의 적용을 평가한 경우는 없었다. 그러므로 만약 구체적인 내진상세의 필요성이 건물설계 시 요구되어지지 않는다면, 설계자는 비내진 접합상세 적용 시 초과강도에 대한 지진 응답의 불확실성을 신중히 고려하여야 한다.
- 중·약진 지역에서 건물 설계시 내진성능은 경제성과 함께 고려되어질 필요가 있다. 즉, 전체 시공비와 강재의 총 물량을 산출하여 경제적 효율성을 비교 평가하고 더 효율적인 내진설계기준 및 연성요구도를 선택하여 이를 설정한 후 내진설계를 수행할 필요가 있다. 이는 이 지역에 있는 많은 건물들이 풍하중이 지진하중에 의한 밑면 전단력보다 더 크므로 그 지역 및 건물의 특성을 고려한 적정 연성과 인성을 가질 수 있는 접합상세를 추가하기만 하면 된다.

중·약진 지역의 지진특성과 내진설계 현황을 토대로 위와 같이 우리나라에 적합한 내진성능설계 방향을 제시하였고, 이를 구체화시키기 위한 여러 접합부의 내진성능 관련 연구를 진행하였으며 이에 대한 내용은 다음의 4~6장에 제시하였다.

2.1.4 국내 고층건물의 기둥-보 접합부 이력거동

국내의 현행 내진설계기준 KBC 2005와 이전 기준인 AIK 2000의 반응수정계수와 미국의 UBC 97, IBC 2000, IBC 2003의 R값을 비교하면 표 2.1.4와 같다. 국내의 경우 현행 KBC 2005로 변경되면서 전체적으로는 이전의 지진력 저항시스템이 보다 세밀하게 분류되었으나, 철골모멘트 골조는 AIK 2000의 철골보통모멘트골조와 철골연성골조에서 IBC 2000의 철골중간모멘트골조에 해당되는 설계계수를 갖는 철골모멘트골조 하나로 축소되어 적용상의 어려움이 있으므로 보완되어야할 필요가 있다. IBC 2003은 미국 노스리지지

진 이후 수행된 FEMA/SAC Project 연구결과를 반영한 AISC Seismic Provisions (2002)를 근간으로 하고 있어, IBC2000과 달리 철골구조의 반응수정계수에 많은 변화가 있다.

- 철골중간모멘트골조와 철골보통모멘트골조의 반응수정계수의 변화
- 이중골조시스템에서 철골보통가새골조의 제외

IBC 2003과 AISC Semisic Provisions(2002)는 접합부 형상보다는 기둥부재의 치수, 보 플랜지의 두께, 접합상세 등에 의해 특수와 중간 모멘트 골조를 분류하고 있으며, 철골중간모멘트골조와 철골보통모멘트골조에 대한 반응수정계수(R)를 낮춤으로써 내진요소로 사용되는 모멘트골조에서 특수에 해당되는 상세 적용을 유도하고 있다.

표 2.1.4 국내외 내진기준 철골구조 반응수정계수(R) 비교

구조방식	수직지진저항시스템	AIK -2000	KBC-S	UBC -97	IBC -2000	IBC -2003 ASCE 7-02
내력벽 시스템	철골가새골조	-	-	4.4	4	4
건물골조 시스템	철골편심가새골조	3.5	8/7[1]	7.0	8/7[1]	8/7[1]
	철골보통가새골조	3.5	5	5.6	6/5[2]	6/5[2]
모멘트골조 시스템	철골 특수모멘트골조(S SMRF)	-	-	8.5	8	8
	철골 중간모멘트골조(S IMRF)	6	6	-	6	4.5
	철골 보통모멘트골조(S OMRF)	4.5	-	4.5	4	3.5
이중골조 시스템	철골편심가새골조와 S SMRF	4.5	-	8.5	8/7[1]	8/7[1]
	철골편심가새골조와 S OMRF	-	-	4.2	-	-
	철골보통가새골조와 S SMRF	4.5	-	6.5	6	-
	철골보통가새골조와 S IMRF	-	5	-	5	-
	철골보통가새골조와 S OMRF	-	-	4.2	-	-
	철골특수가새골조와 S SMRF	4.5	-	7.5	8	8
	철골특수가새골조와 S IMRF	-	-	-	6	4.5
	철골특수가새골조와 S OMRF	-	-	4.2	-	-
(단, [1] 모멘트 저항 가새/모멘트 비저항 가새, [2] 특수/보통						

(1) 사례 건물들의 개요

구조물의 내진설계에서 가장 중요한 것은 그 구조물이 충분히 연성을 확보할 수 있는지의 여부이다. 모멘트 골조구조물에서, 그 연성도가 주로 접합부에서의 소성변형능력에 의해 결정되므로 적용된 반응수정계수에 대응하는 연성능력을 발휘할 수 있도록 보-기둥 접합부의 상세가 이루어져야 한다.

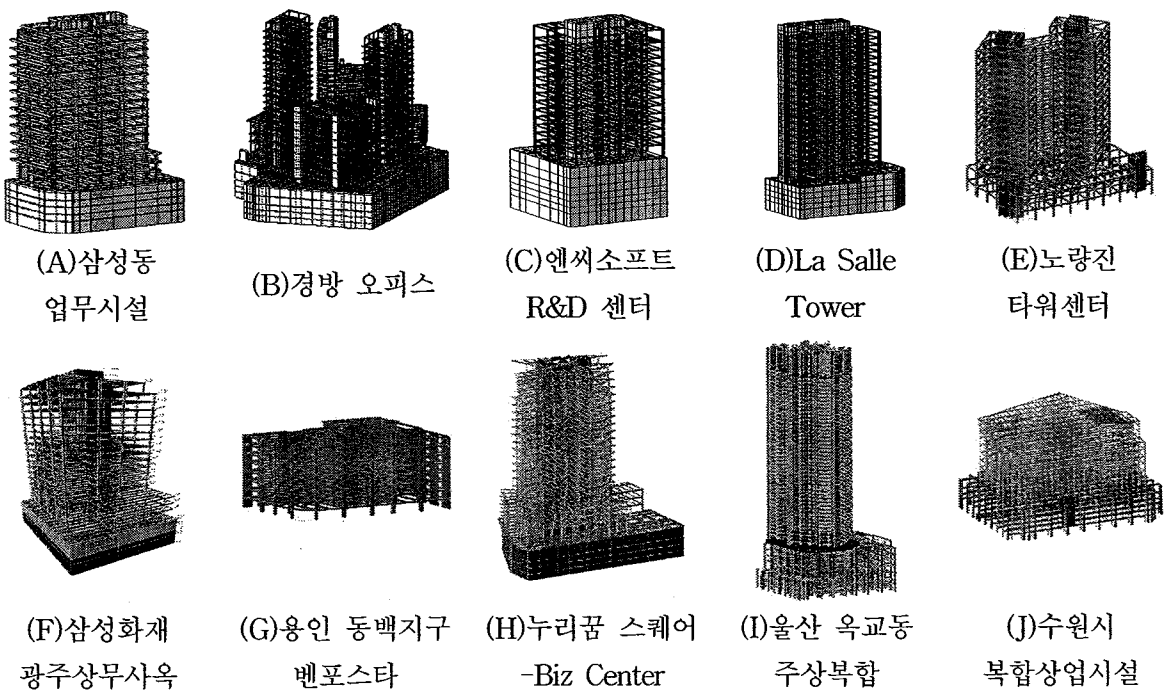
약진과 강진지역에서 구조물이 같은 반응수정계수를 사용하여 설계된다면 구조물에 지진하중이 가해질 때 강진지역과 비교하여 약진지역의 구조물의 접합부에는 상당히 작은 소성회전각이 발생할 것이다. 그러므로 약진지역에서 구조물을 추가적인 변위에 저항할 수 있는 연성능력을 확보할 수 있다. 즉, 같은 반응수정계수를 사용할 때 더 작은 소성회전능력을 가진 구조상세가 약진지역에서 사용될 수 있다(2005, Daniel P. Batt).

중·약진 지역인 국내 접합부의 내진상세를 제안하기 위하여 실제 건물 사례들에 대한 접합부의 거동을 분석하였다. 횡하중 작용시, 국내 건물에 대하여 접합부 거동을 파악하기 위하여 최근 개정된 KBC의 내진규준에 준하여 설계된 9개의 고층건물과 2개의 중층건물 총 11개의 건물에 대하여 분석하였다.

국내의 5개 구조설계사무소의 도움을 받아 개정된 KBC-S 2005의 내진설계에 의해 설계되어진 고층건물들의 데이터를 확보할 수 있었다(부록 A).

표 2.1.6와 그림 2.1.13는 내진해석에 의해 D.L + L.L, D.L + E.L, D.L + W.L, D.L + E.L + W.L의 4개의 하중조합에 대한 최대 및 최소 모멘트값을 나타내었다.

해석방법은 각각의 하중에 대하여 KBC-S 2005의 규준을 따라 고정하중, 적재하중, 풍하중, 지진하중으로 이루어진 각각의 하중에 대하여 계수를 곱하여 적용하였다. 적용된 값은 중첩의 원리를 이용하였다.



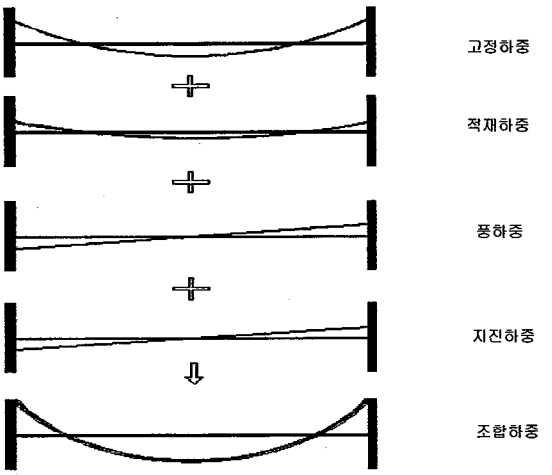
(A)삼성동 업무시설 (B)경방 오피스 (C)엔씨소프트 R&D 센터 (D)La Salle Tower (E)노량진 타워센터

(F)삼성화재 광주상무사옥 (G)용인 동백지구 벤포스타 (H)누리꿈 스퀘어 -Biz Center (I)울산 옥교동 주상복합 (J)수원시 복합상업시설

<그림 2.1.11> KBC-S 2005 적용된 고층건물

<표 2.1.5> KBC-S 2005 내진규준을 적용하여 설계된 구조물

건물명	건물규모	층	기둥 부재 사이즈	보 부재 사이즈	구조 시스템	반응 수정계수R
삼성동 업무시설 (A)	지상 17층 지하 5층	최상층	□ 700×700	500×800(RC)	건물골조시스템 (RC 전단벽+RC 라멘조)	5 (건물골조방식)
		13층	□ 800×800	500×800(RC)		
		7층	□ 900×900	500×800(RC)		
경방 오피스 (B)	지상 20층 지하 5층	최상층	□ 700×700	50H-792×300×14×22	건물골조시스템 (보:철골구조, 기둥:SRC구조)	5 (건물골조방식)
		10층	□ 700×700	50H-488×300×11×18		
		5층	□ 700×700	50H-482×300×11×18		
엔씨소프트 R&D 센터 (C)	지상 15층 지하 7층	최상층	□ 600×600	50H-606×201×12×20	건물골조시스템 (보:철골구조, 기둥:SRC구조)	5 (건물골조방식)
		15층	□ 600×600	50H-606×201×12×20		
		7층	□ 600×600	50H-606×201×12×20		
La Salla Tower (D)	지상 22층 지하 6층	최상층	□ 700×700	50H-500×200×10×16	건물골조시스템(RC 전단벽) 지상2층이상 보:철골구조 지상1층이하 보:RC구조 전층기둥:SRC구조	5 (건물골조방식)
		15층	□ 700×700	50H-446×199×8×12		
		7층	□ 700×700	50H-446×199×8×12		
노량진 타워센터 (E)	지상 18층 지하 5층	최상층	□ 700×700	600×600	건물골조시스템 (RC전단벽+RC라멘조)	5 (건물골조방식)
		12층	□ 700×700	600×500		
		7층	□ 700×700	600×500		
		2층	□ 800×800	400×700		
삼성화재 광주상무사옥 (F)	지상 18층 지하 4층	최상층	□ 700×700	H-482×300×11×15	건물골조시스템 (RC전단벽+철골구조)	5 (건물골조방식)
		5~18층	□ 700×700	H-482×300×11×15		
		2~4층	□ 900×900	H-482×300×11×15		
용인동 백지 구벤포스타 (G)	지상 9층 지하 3층	최상층	□ 600×500	400×800	건물골조시스템 (RC전단벽+RC라멘조)	5 (건물골조방식)
		7층	□ 600×600	400×800		
		5층	□ 800×800	400×800		
		2층	□ 800×1000	400×800		
누리꿈 스퀘어 Biz Center (H)	지상 22층 지하 4층	최상층	H-400×400×13×21	H-600×200×11×17	건물골조시스템 (RC 전단벽+steel 빔/거더)	5 (건물골조방식)
		12층	H-400×400×13×21	H-600×200×11×17		
		7층	H-428×407×20×35	H-600×200×11×17		
		2층	BH-600×600×40×40	H-600×200×11×17		
울산 옥교동 주상복합 (I)	지상 54층 지하 4층	5층	□ 2000×1000	1500×500	내력벽 시스템 (RC전단벽+RC라멘조)	4.5 (내력벽시스템)
		4층	□ 2000×1000	1500×500		
		3층	□ 2000×1000	1500×500		
		2층	□ 2000×1000	1500×500		
SIFC (J)	지상 29층 지하 7층	최상층	H-385×400×20×35	H-496×199×9×14	기타 구조	3.0 (기타구조)
		20층	H-395×400×25×40	H-496×199×9×14		
		10층	H-450×420×40×65	H-496×199×9×14		
		1층	B-500×500×60×80	H-496×199×9×14		
수원시 복합상업시설 (K)	지상 9층 지하 5층	6층	H-350×350×12×19	H-600×200×11×17	건물 골조 시스템 (RC 전단벽+RC 라멘조)	6.0 (철골 모멘트 골조 시스템)
		5층	H-350×350×12×19	H-600×200×11×17		
		3층	H-350×350×12×19	H-600×200×11×17		
		2층	H-350×350×12×19	H-600×200×11×17		

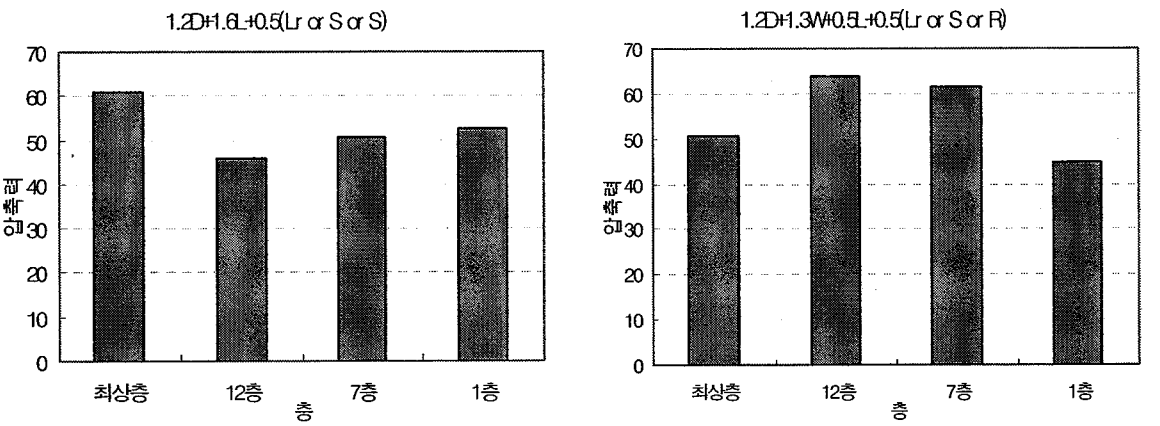


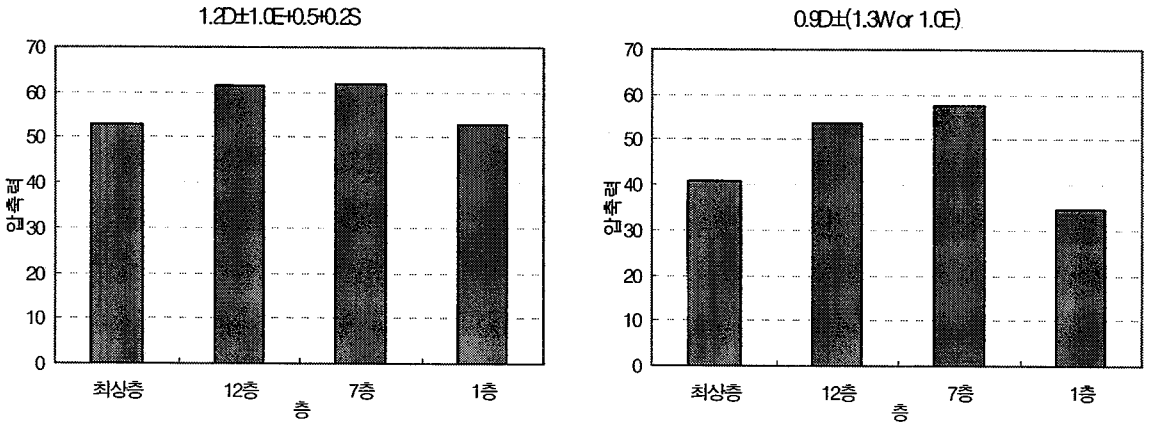
<그림 2.1.12> 하중조합

(2) 접합부 하중이력

① 하중이력거동의 결과

그림 2.1.13은 보의 단부 접합부에서의 각 하중조합에 따른 층별 최대 조합하중에 대한 그래프이다. KBC-S규준을 따른 6개의 하중조합 중 고정하중, 적재하중, 풍하중, 지진하중의 하중과 관계되는 하중조합 4개를 각각의 단부에서 선택하였으며, 하중조합을 분석한 결과 <표 2.1.6>의 값을 얻을 수 있다. 그림 2.1.13과 표 2.1.6에서 하중조합에 의하여 압축력과 층별 관계를 나타낸 것으로 각각의 하중조합에 따라 최대 압축력이 작용하는 층이 다르며, 인장력이 작용하는 층이 없다는 것을 확인할 수 있다.





<그림 2.1.13> 하중조합에 의한 층별 접합부 최대응력

<표 2.1.6> 건물별 하중조합에 의한 층별 접합부 최대응력

건물명	하중조합	최상층	12층	7층	1층
(A)	$1.2D+1.6L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	60.96	45.92	50.62	52.75
	$1.2D+1.3W+0.5L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	50.62	63.66	61.33	44.88
	$1.2D\pm1.0E+0.5L+0.2S$	52.75	61.33	61.94	52.96
	$0.9D\pm(1.3W or 1.0E)$	41.02	53.79	57.58	34.44
건물명	하중조합	최상층	13층	7층	1층
(B)	$1.2D+1.6L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	138.08	72.12	68.76	103.96
	$1.2D+1.3W+0.5L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	132.89	62.93	56.59	59.28
	$1.2D\pm1.0E+0.5L+0.2S$	134.16	62.63	57.96	72.87
	$0.9D\pm(1.3W or 1.0E)$	114.14	51.39	57.96	44.85
건물명	하중조합	최상층	10층	5층	1층
(C)	$1.2D+1.6L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	66.72	62.68	60.56	174.6
	$1.2D+1.3W+0.5L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	39.51	49.65	48.07	103.49
	$1.2D\pm1.0E+0.5L+0.2S$	50.9	57.1	54.53	127.32
	$0.9D\pm(1.3W or 1.0E)$	32.3	40.25	38.26	78.99
건물명	하중조합	최상층	15층	7층	1층
(D)	$1.2D+1.6L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	40.84	29.56	24.72	77.88
	$1.2D+1.3W+0.5L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	51.92	41.29	34.15	68.19
	$1.2D\pm1.0E+0.5L+0.2S$	39.1	27.42	22.48	68.25
	$0.9D\pm(1.3W or 1.0E)$	45.44	36.72	30.39	53.19

건물명	하중조합	최상층	12층	7층	2층
(E)	$1.2D+1.6L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	33.03	28.22	25.22	26.65
	$1.2D+1.3W+0.5L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	27.10	22.89	20.59	19.31
	$1.2D\pm1.0E+0.5L+0.2S$	31.03	26.94	23.99	23.95
	$0.9D\pm(1.3W\ or 1.0E)$	22.31	19.44	17.29	16.77

건물명	하중조합	최상층	5~18층	2~4층	-
(F)	$1.2D+1.6L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	115.6	147.6	70.8	
	$1.2D+1.3W+0.5L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	74.7	94.7	59.8	
	$1.2D\pm1.0E+0.5L+0.2S$	87.8	108.4	61.3	
	$0.9D\pm(1.3W\ or 1.0E)$	57	74.6	48.1	

건물명	하중조합	최상층	7층	5층	2층
(G)	$1.2D+1.6L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	51.16	65.21	65.5	65.92
	$1.2D+1.3W+0.5L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	47.71	39.98	40.29	40.51
	$1.2D\pm1.0E+0.5L+0.2S$	51.63	48.59	49.03	49.34
	$0.9D\pm(1.3W\ or 1.0E)$	36.24	30.69	31.06	31.35

건물명	하중조합	최상층	12층	7층	2층
(H)	$1.2D+1.6L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	51.16	39.84	32.08	28.72
	$1.2D+1.3W+0.5L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	83.38	66.44	55.60	42.83
	$1.2D\pm1.0E+0.5L+0.2S$	80.08	67.71	57.68	42.76
	$0.9D\pm(1.3W\ or 1.0E)$	76.51	61.40	51.58	39.89

건물명	하중조합	5층	4층	3층	2층
(I)	$1.2D+1.6L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	86.24	64.20	71.04	70.92
	$1.2D+1.3W+0.5L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	72.21	58.12	60.13	58.32
	$1.2D\pm1.0E+0.5L+0.2S$	90.81	74.61	75.77	72.35
	$0.9D\pm(1.3W\ or 1.0E)$	67.52	57.27	56.54	53.15

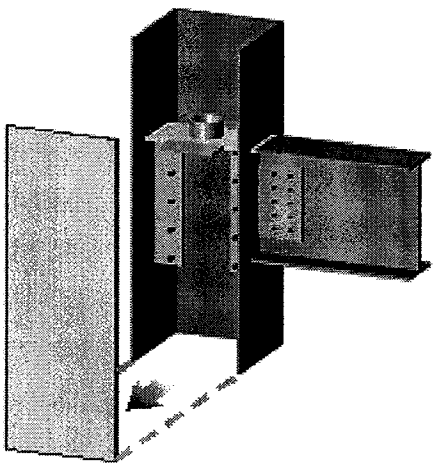
건물명	하중조합	28층	20층	10층	2층
(J)	$1.2D+1.6L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	95.99	59.74	50.20	224.52
	$1.2D+1.3W+0.5L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	57.88	41.73	35.68	116.90
	$1.2D\pm1.0E+0.5L+0.2S$	75.92	44.97	38.10	147.34
	$0.9D\pm(1.3W\ or 1.0E)$	49.34	34.72	29.56	90.68

건물명	하중조합	6층	5층	3층	2층
(K)	$1.2D+1.6L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	64.8	60.8	67.6	70.4
	$1.2D+1.3W+0.5L+0.5(Lr\ or S\ or R)$	31.6	34	37.6	40.1
	$1.2D\pm1.0E+0.5L+0.2S$	50.7	40.7	51.4	53.1
	$0.9D\pm(1.3W\ or 1.0E)$	32.4	30.6	32.3	33.2

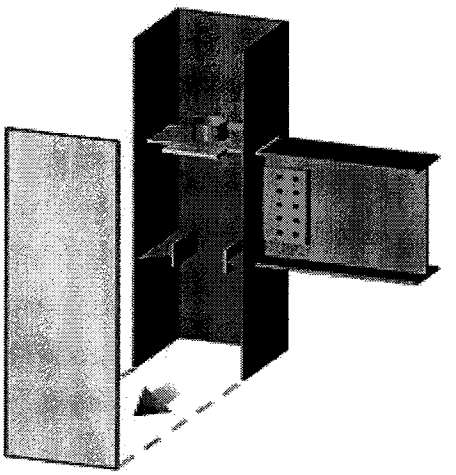
그림 2.4.12는 접합부에서 부모멘트 작용시의 경향성을 보여주고 있다. 11개의 건물을 조사한 결과 각각의 하중조합에 대하여 단부 하부에 인장력이 작용하는 부분이 없이 모든 부분에서 압축력이 작용하는 것으로 확인되었다. 이를 통해 지진하중이나 횡하중 작용시 현 내진설계로 설계된 구조물은 접합부의 하부 접합상세부분에서 인장력이 전혀 발생하지 않음을 확인할 수 있었다.

(3) 중·약진 지역인 우리나라에 적합한 상하 이형 접합부 제안

위에서의 각 건물들의 내진설계를 통해, 접합부에서 정모멘트 작용시에도 보의 하부플랜지에서는 인장력이 작용하지 않았고 압축력이 작용함을 확인하였다. 이를 통해, 국내에 설계되는 건물골조 시스템과 이중 골조시스템(기타구조 포함)의 경우, 외곽부 모멘트접합부에서는 횡력의 고려 없이 연직하중에 대해서만 고려하여 설계됨을 확인하였다. 상부 보 플랜지 부분의 접합상세와 동일하게 큰 인장력에 견디도록 설계할 필요가 없으며, 더욱 단순하면서 경제적인 접합상세의 적용이 가능하다고 판단된다. 이와 같이 상하 이형의 접합상세 형식이 가능하므로 국내에 적합한 내진 접합 상세로서 다음과 같은 상하이형 접합부를 제안하였다.(이 접합상세들에 대한 실험 및 해석적 구조성능평가를 수행하였으며, 이는 구조분야에서 분석하였음.)

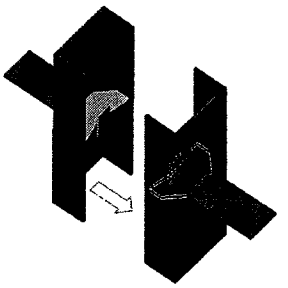


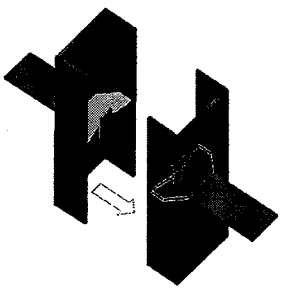
(a) 박스기둥용(4seam)

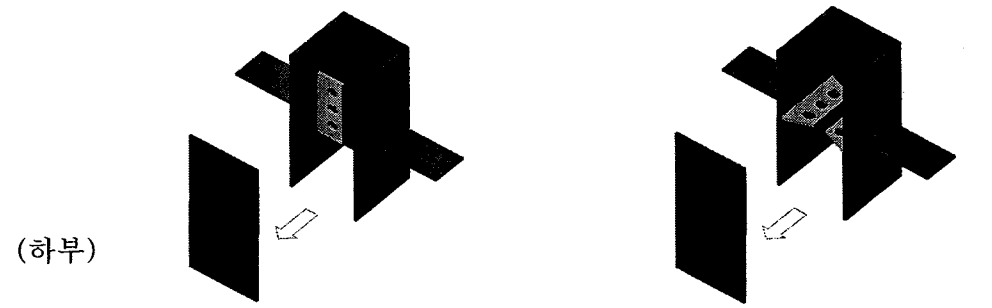


(b) 박스기둥용(4seam)

(상부)







(c) 냉간성형기둥용(2seam)　　(d) 냉간성형기둥용(2seam)

<그림 2.1.14> 상하 이형 접합부의 제안 접합상세

(a) 상부: 복합+자형, 하부: 수직 플레이트

(b) 상부: 복합+자형, 하부: 수평 플레이트

(c) 상부: 내다이아프램, 하부: 슬롯홀이 뚫린 수직 플레이트

(d) 상부: 내다이아프램, 하부: 슬롯홀이 뚫린 수평 플레이트

2.1.5 접합부 요구 내진성능

건축물은 많은 부재를 접합하여 구성하며 그 중 보-기둥 접합부는 전체 구조계획과 같이 중요한 문제이다. 역학적으로 부재를 접합하는 곳은 응력이 가능한 작은 위치로 해야 하나, 기둥-보 접합부는 응력이 큰 위치에 두어야 할 경우도 있다. 접합부의 요구 성능은 접합되는 위치에 따라 다르게 되며, 특히 지진하중을 고려한 접합부의 성능은 명확히 정의하기 어려운 문제이다. 따라서 선진국에서는 지진하중 작용 시 접합부의 요구 성능을 규명하기 위한 연구들이 수행되고 있으며 미국, 유럽에서 요구하고 있는 접합부의 내진성능을 본 절에서 요약하였다.

(1) 미국의 요구 내진성능

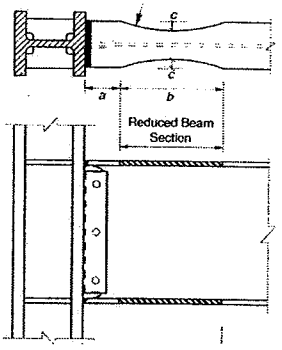
미국의 AISC 설계기준에서는 지진지역에 따라 철골접합부와 합성구조 접합부의 내진성능을 각각 3가지로 분류하고 있다. 철골접합부는 설계지진하중이 작용할 때 큰 비탄성 변형에 견디는 것을 목적으로 하고 있으며 합성구조 접합부는 설계 강도, 연성, 인성에 대하여 철골 또는 철근콘크리트 접합부의 성능이상을 발휘해야 한다. 따라서 합성구조 접합부는 설계 층간 변위를 견딜 수 있는 강도와 변형성능을 보유해야 하며 재료와 부재의 강도 증가로 발생하는 문제점을 고려해야 한다. 최근 미국에서도 합성구조 접합부에 대한 많은 연구들이 수행되고 있지만 미국의 Seismic Provision(2002, AISC)도 접합부의 성능에 따라 Special, Intermediate, Ordinary 로 분류하고 있을 뿐 표준 접합 상세는 거의 없는 실정이며, 현재 시공되는 대부분의 합성구조 접합부는 하중전달 메카니즘, 철골 및 콘크리트 구조설계 기준, 실험 및 기술자의 판단을 통해 설계하고 있다. 따라서 미국에서도 합성구조 설계의 표준화를 이루는 것은 시급한 과제로 고려되고 있다. 본 절에서는 AISC Seismic Provisions에서 규정하고 있는 접합부의 성능에 따른 분류를 나타내었다.

① 철골접합부

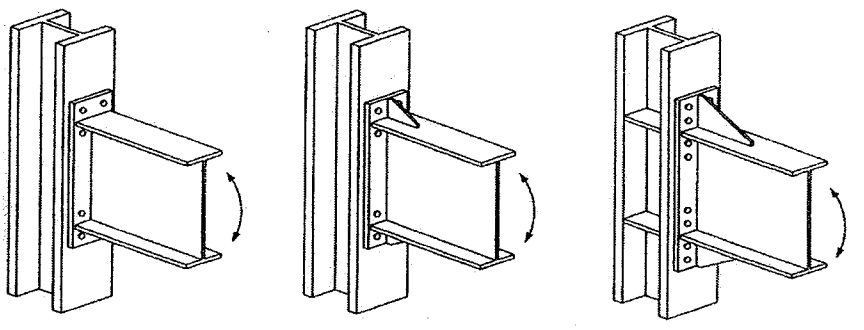
ⓐ Special Moment Frames(SMF)

SMF 접합부는 설계지진하중이 작용할 때 큰 비탄성 변형에 견딜 수 있는 접합부로서 다음의 조건을 만족해야 한다.

- 0.04 radian 이상의 층간변위 확보



<그림 2.1.15> RBS 접합부



<그림 2.1.16> 엔드플레이트 접합부

ⓑ Intermediate Moment Frames (IMF)

IMF 접합부는 설계지진하중이 작용할 때 그들의 부재와 접합부가 제한된 비탄성 변형에 견딜것으로 기대되는 접합부이다.

- 0.02 radian 이상의 층간변위 확보

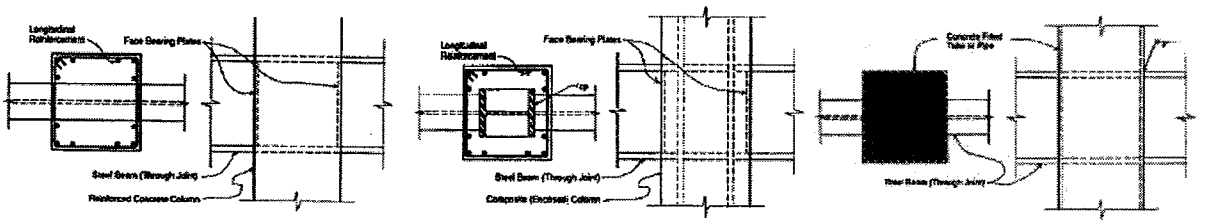
ⓒ Ordinary Moment Frmaes (OMF)

특정한 내진 상세 없이 설계지진하중에 대하여 비탄성거동을 견딜수 있는 접합부

② 합성구조 접합부

ⓐ Composite Special Moment Frames(C-SMF)

C-SMF 구조는 강재 및 철근 콘크리트 SMF와 같은 성능을 갖으며 보의 비탄성 변형을 제한하고 있다. C-SMF접합부는 0.03 rad.의 회전성능을 만족해야 한다. C-SMF의 제안된 접합상세를 그림 2.1.17에 나타내었다.



<그림 2.1.17> C-SMF 접합부

ⓑ Composite Intermediate Moment Frames (C-IMF)

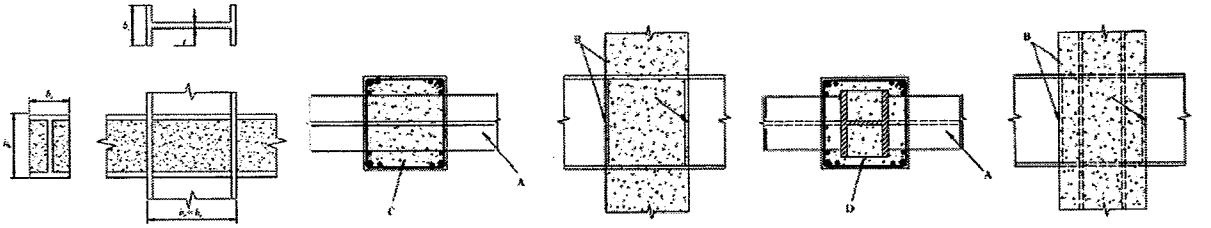
C-IMF접합부는 지진하중에 따른 요구조건의 규모가 낮은 것을 제외하면 C-SMF와 유사하다. C-IMF 는 내진 설계범위 C이하에 이용하도록 제안하고 있으며 성능은 철근콘크리트 IMF와 철골 IMF 와 OMF사이의 성능을 발휘하도록 하고 있다.

ⓒ Composite Ordinary Moment Frmaes (C-OMF)

C-OMF 는 ACI 318 과 LRFD 시방서에 준하여 설계된 합성 모멘트 골조를 나타낸다. C-OMF는 내진설계 범위 A와 B에 추천되고 있으며 설계 조항은 어떤 특정한 지진 상세 없이 설계된 철근 콘크리트와 철골의 일정 성능을 발휘하도록 하고 있다.

(2) 유럽의 요구 내진성능

Eurocode 8 에서는 접합부의 에너지 소산영역을 고려하여 그림 2.1.18(a)와 같이 패널존 저항을 규정하고 콘크리트와 철골의 내력분담의 합으로 접합부를 설계하고, 그림 2.1.18(b)와 같이 철근 콘크리트 기둥과 철골 또는 합성 보가 골조를 형성할 때 수직 기둥 철근은 Face bearing plate 또는 스티프너에 가까운 위치에 설치하며 그림 2.1.18(c)과 같이 충전된 합성기둥과 철골보 또는 합성보가 골조를 형성될 때 기둥 철근과 기둥 강재 단면이 보의 전단력을 분담하도록 접합상세를 제시하고 있다.



(a) SC 구조 (b) RCS (c) SRC

<그림 2.1.18> 유럽의 내진상세

(3) 국내 접합부의 내진성능

국내의 합성구조는 내진성능을 고려한 합성구조와 고려하지 않은 합성구조가 모두 사용되고 있으며, 중·약진 지역인 우리나라의 특성상 강진지역인 미국과 일본 등 선진국의 내진설계방법을 그대로 적용하기에는 토질조건, 지진의 특성, 재료적 특성, 숙련공 부족 등의 어려움이 있다. 또한 많은 지진을 경험한 미국, 일본 등 외국에서는 접합부의 내진성능 및 피해형태도 많이 밝혀진 상태이나 우리나라에서는 그리 큰 지진이 발생한 적이 없어 접합부의 내진성능을 확인할 수 있는 명확한 지표가 없는 실정이다. 철골구조와 합성구조는 다른 재료에 비해서 연성이 높고 강도/무게 비가 상대적으로 큰 강재를 사용하더라도 모든 경우에 연성이 높은 것이 아니며, 1994년 노스리지 지진과 1995년 고베지진과 같이 불안전성(instability) 및 취성의 가능성을 내포하고 있다. 현재 국내에서 사용되는 접합부는 실험에의 해 내진성능을 확인한 접합부를 사용하고 있어 지진발생시 검증된 정도의 연성능력을 가질 것으로 판단되지만 조속히 국내의 내진성능 평가기준을 마련할 필요가 있다.

(4) 국내 접합부의 요구 내진성능 제시

미국의 철골 및 합성 접합부의 내진성능은 SMF, IMF, OMF의 3가지로 구분하여 그 지역과 지진 특성에 따라 일정한 회전각 이상의 성능을 만족하는 것을 목적으로 하고 있으며 유럽의 접합부 내진성능은 구조시스템에 따라 에너지 소산이 발생되는 위치를 정하여 변형성능을 확보하도록 되어있다. 그러나 KBC 2005에는 접합부에 관한 구체적인 성능규정이 마련되어 있지 않으며 KBC 2005가 미국의 IBC 2000을 근간으로 하여 제정된 것을 감안할 때 국내의 접합부 내진성능은 다음과 같이 AISC에서 제시한 방법을 그대로 도입하는 것을 제안하며 향후 연구를 통하여 적용성을 점검하고자 한다.

- 특수모멘트 골조(Special Moment Frames, SMF) : 0.04 radian 이상의 층간변위 확보
- 중간모멘트 골조(Intermediate Moment Frames, IMF) : 0.02 radian 이상의 층간변위 확보
- 보통모멘트 골조(Ordinary Moment Frmaes, OMF) : 특정한 내진상세 없이 설계지진 하중에 견딤

(5) 접합부 내진성능 시험방법 제시

본 절에 제시된 접합부 내진성능 시험방법은 AISC "Seismic Design Manual" Part I-Qualifying Cycle Tests of Connections 의 Appendex S "Qualifying Cyclic Tests of Beam-to-Column and Link-to-Column Connections" 에 제시된 SMF, IMF 보-기둥 모멘트 접합부의 구조성능 및 내진성능 평가방법으로 시험대상, 실험체의 변수, 시험체의 제작, 시험 방법 등을 규정하였다. 본 절의 시험방법은 중약진 지역인 국내의 철골 및 합성구조 보-기둥 접합부의 구조성능 및 내진성능을 평가를 위해 사용될 수 있을 것으로 판단된다.

① 범위

본 절은 보-기둥 접합부에 대한 내진성능 평가방법을 제시하여 강도와 층간변위각의 요구 성능을 평가하는 것이 목적이다.

② 실험의 부수적 요구사항

하중가력시 실험체에 발생할 가능성이 있는 실제적인 조건과 관련된다.

ⓐ 실험체는 최소 한 개의 기둥이 보와 접합되어야 한다.
ⓑ 실험체 조립을 위해 필요한 위치는 하중 가력 시 실험체의 영향부를 고려하여 결정해야 한다.
ⓒ 실험체의 횡좌굴이 우려될 경우 횡좌굴 방지대를 하중작용점 또는 반력작용점에 설치해야하며, 실험체 조립시에는 횡좌굴 방지대를 설치할 수 없다.

③ 실험변수

실험체는 설계, 시공법, 재료특성과 관련되며 다음의 변수를 사용할 수 있다.

ⓐ 비탄성회전각

하중을 받는 접합부의 비탄성 회전각은 접합부를 구성하는 보, 접합재, 기둥등 접합부 요소에서 발생하는 비탄성 거동에 의하여 발생한다. 각 접합부의 요소의 회전각은 전체 비탄성 거동의 25% 이내이어야 한다.

ⓑ 부재의 크기

보의 치수는 다음의 범위를 만족해야 한다.

ⓒ 보의 춤은 시공되는 보춤의 90% 이상이어야 한다.

ⓓ 보의 무게는 시공되는 보 무게의 70% 이상이어야 한다.

ⓔ 접합상세

시험체의 접합상세는 가능한한 시공되는 보의 상세와 밀접해야 한다. 시험체에 이용된 접합부 요소는 시공되는 접합부의 실물크기이어야 한다.

ⓕ 기둥 스티프너

시험체에서 사용된 기둥 스티프너의 치수와 접합상세는 시공되는 접합부의 기둥 스티프너의 치수와 접합상세의 비율과 일치해야 한다.

ⓖ 재료의 강도

항복에 의해 비탄성 회전이 발생하는 실험체의 각 부재 또는 접합부 요소에 대하여 다음의 조건을 만족해야 한다.

- 항복응력은 시험체에 사용된 실제재료의 재료시험에 의해 결정한다.
- 시험체 보의 항복응력은 시공되는 보에 대한 R_yF_y값의 15%보다 작지 않아야 한다.

ⓗ 용접

실험체의 용접은 다음의 조건을 만족해야 한다.

- 시험체에 사용된 용접봉의 최소인장강도는 모재의 인장강도와 비슷해야 한다.
- 시험체에 사용된 용접봉의 최소 CVN 인성은 시공되는 접합부 용접봉의 최소 CVN 인성을 초과해서는 않된다.
- 시험체에서의 용접 위치는 시공되는 접합부의 용접위치와 같아야 한다.
- 시험체의 용접접합의 상세는 시공되는 것과 같아야 한다.
- 시험체에서의 비파괴 검사는 시공되는 접합부의 검사와 같아야 한다.

ⓘ 볼트

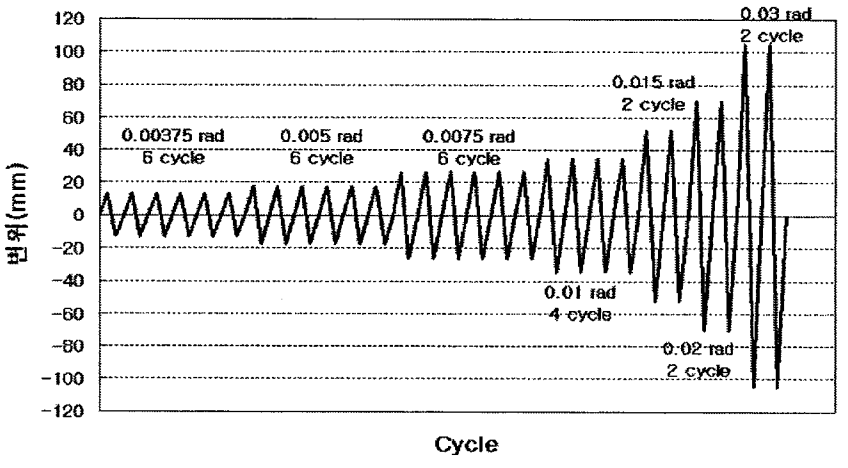
시험체에서의 볼트 위치는 시공되는 접합부의 볼트위치와 같아야 한다.

- 시험체에 사용된 볼트는 시공되는 접합부의 볼트와 같아야 한다.
- 볼트 구멍(standard, oversize, short slot, long slot 등)은 사용되는 접합부의 볼트 구멍과 일치해야 한다.
- 비탄성 회전이 항복과 볼트 위치의 슬립에 의해 발생할 때, 실험체의 볼트구멍의 가공방법은 시공되는 접합부의 볼트구멍 가공과 같아야 한다.
- 시험체의 볼트설치는 시공되는 접합부의 설치방법과 같아야 한다.

④ 하중가력

보-기둥 모멘트 접합부의 내진성능 평가는 층간변위(Θ)를 조절하여 가력하며 하중이력 곡선은 그림 2.1.19과 같다.

- 6주기 : 0.00375 rad
- 6주기 : 0.005 rad
- 6주기 : 0.0075 rad
- 4주기 : 0.01 rad
- 2주기 : 0.015 rad
- 2주기 : 0.02 rad
- 2주기 : 0.03 rad
- 2주기 : 0.04 rad
- 2주기 : 0.01 rad 씩 증가하면서 가력



<그림 2.1.19> 하중 가력 곡선

2.1.6 국내에 적합한 접합부 내진성능 평가방법

(1) 변형요구 예측방법/손상정도 분류체계

구조물의 내진성능은 지진하중이 가해졌을 때 변위나 변형의 최대 요구량을 예측하고, 이를 바탕으로 손상정도를 파악함으로써 수행된다. 따라서 접합부의 내진성능 평가방법은 접합부의 변형요구예측(Demand Estimation)과 손상정도 분류체계(Limit State)의 두 가지 핵심 요소로 구성되어 있다.

최대 변형요구량 예측방법은 지진하중의 선택과정에서 지역적인 특성을 반영할 수 있다. 하지만, 나머지 단계는 구조물의 동적거동 예측을 위한 역학적인 원리로서 지역성과 관련이 없다고 볼 수 있다.

손상도 분류체계는 접합부의 손상정도와 응답의 상관관계를 바탕으로 정립된다. 일반적

으로 지진하중에 의한 손상(피해)정도를 minor, moderate, severe, collapse의 네 요소로 구분하여 정의하고 있다. 이 방법은 실제 그 국가 또는 지역에 따라 차별되는 재료적 특성과 시공 수행능력(시공의 질)을 고려하여 지역적으로 적합한 손상분류체계를 통해 접합부의 내진성능을 평가하므로 변형요구 예측 방법보다 훨씬 정확한 접합부 내진성능을 평가할 수 있다.

(2) 국외 접합부 내진성능 평가방법 및 방향설정

미국의 대표적인 내진성능 평가방법으로써 UBC-97과 FEMA 273에서 제안하는 구조물 또는 접합부의 내진성능 평가방법을 통해 강진지역의 접합부 내진성능 평가방법을 고찰하였다.

① UBC-97

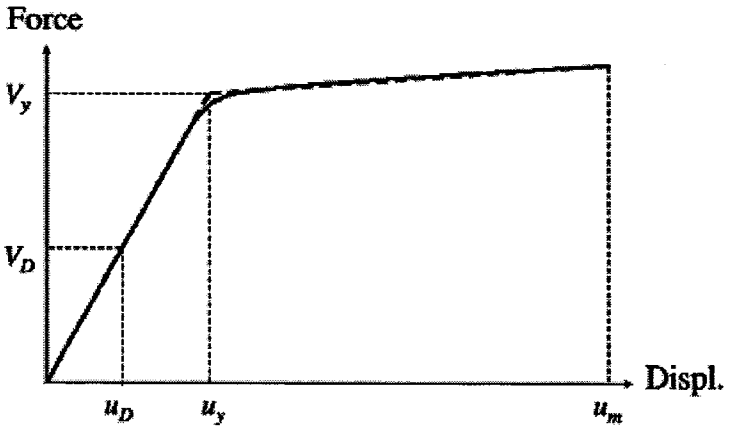
UBC-97에서는 지진위험도가 강진지역에 비해 상대적으로 낮은 중약진 지역의 구조물 또는 접합부의 내진설계를 위해서 저감된 지진계수를 적용하고 있지만 구조물의 비탄성 변형 능력과 관련되는 반응수정계수 등은 강진지역의 것을 그대로 사용하고 있다.

UBC-97 규준에 의해 얻는 하중에 대하여 Pushover 해석을 수행하여 설계밑면전단력 VD에 저항하도록 설계하여, 설계변위 uD를 하중-변위 관계 식 2.1.1을 통해 구하고, 비탄성해석을 통해 항복밑면전단력(Uy)과 항복변위(uy)를 구한다. 구조물의 하중-변위 관계로부터 초과강도와 연성계수를 구하고 지진하중을 감소시키고 변형요구성능을 향상시키기 위하여 이 두 개를 곱하여 반응수정계수를 구한다.

$R\Omega=Vy/VD$, $R\mu=u0/uy$ <식 2.1.1>

여기서, $R\Omega$: 초과강도 계수, $R\mu$: 연성도 계수

UBC-97에서 제시하는 변형요구 예측방법은 구조물의 변형요구성능(연성능력)에 따른 모멘트 저항 골조의 구조시스템 분류 체계를 보통모멘트저항골조(OMRF)와 중간모멘트저항골조(IMRF), 특수모멘트저항골조(SMRF)의 세 가지 구조시스템으로 분류하고 있다. 각각의 반응수정계수는 3.5, 5.5, 8.5로 설정하고 있다.



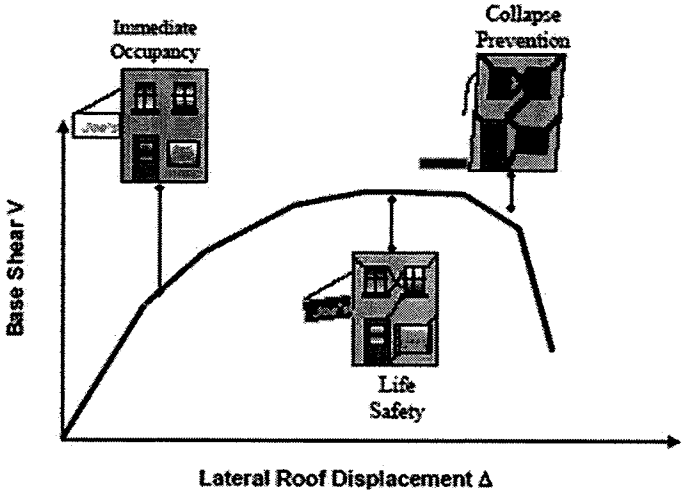
<그림 2.1.20> 횡하중을 받는 구조물의 힘-변위 관계

② FEMA 273

FEMA 273에서는 건물의 목표변위그림 2.1.21을 정하고 그 목표 변위에서 부재의 변형능력이 그 제한치를 만족하는지를 검토함으로써 건물의 성능을 평가하고 있다.

Safety 단계에서 부재를 검토하고, 보와 기둥에서의 소성힌지 회전각을 제한치와 비교하여 안전성을 평가한다. 또한, Collapse Prevention 단계도 Life Safe 단계에서 검토한 바와 동일한 순서로 성능평가를 진행하여, 모든 부재의 소성힌지 회전각이 제한치를 만족하는 지의 여부를 판단하여 그 구조물 또는 접합부의 내진성능을 평가하게 된다.

FEMA-273과 ATC-40에서의 성능수준은 손상정도 분류체계 방법에 의해 IO(Immediate Occupancy), CP(Collapse Prevention), LS(Life Safety)의 3가지 내진등급(그림 2.1.21)으로 나누고 있다. 각 내진등급은 다른 강도수준과 허용 층간변위, 허용 구조시스템으로 성능 수준에 따라 구분된다.



<그림 2.1.21> FEMA-273과 ATC-40의 성능수준 개념도

이상과 같이 미국은 UBC-97와 FEMA-273과 에서 구조물 또는 접합부의 내진성능 평가방법에 관해 제안하고 있다. 그러나 성능의 분류체계는 국가 또는 지역의 재료적 특성

과 시공의 질적 수준 등에 의해 작용하중 및 구조물의 높이에 따라 다르다.

따라서 중약진 지역인 국내 적합한 구조물 또는 접합부의 내진성능평가방법을 제안하기 위해서는 앞에서 제시한 강진지역의 내진성능 평가방법에 국내의 건설상황 및 재료 등 여러 영향인자들을 고려하여 설정해야 한다.

(3) 접합부 내진성능 평가방법 제시

위의 두 가지 접합부 내진성능 평가방법을 이용하여 국내의 접합부 내진성능을 평가할 수 있는 방법을 아래와 같이 제안하였다.

① 변형요구 예측 방법

지진하중에 의한 접합부의 변형요구 예측은 정밀한 비선형 동적해석에 의한 방법과 실용적인 간략화 방법으로 나눌 수 있다. 전자는 상당한 시간과 노력을 필요로 하며 연구용으로 사용되는 반면, 후자는 실용적인 내진설계 분야에서 사용된다. 실용적인 내진성능 평가를 위해, 전 세계적으로 예외 없이 등가단자유도(Equivalent Single Degree-of-Freedom)방법이 채택되고 있다. 이는 IBC, Eurocode, KBC 뿐만 아니라 다른 나라의 규준에서도 공통적으로 사용하고 있으며 현재까지 건물의 최상층 변위예측에만 적용되어 왔다. 이 한계점을 극복하고 등가단자유도 방법을 접합부의 변형예측에 적용하기 위해서 본 연구에서는 아래와 같은 방법을 제안하였다.

ⓐ 층간변위 예측

등가단자유도 시스템의 최상층 변위로부터 i층에서의 변위 (Δi)를 예측하기 위해서는 아래와 같은 관계식이 필요하다.

$$\triangle_i = \Phi \cdot u_{max} \qquad \text{<식 2.1.2>}$$

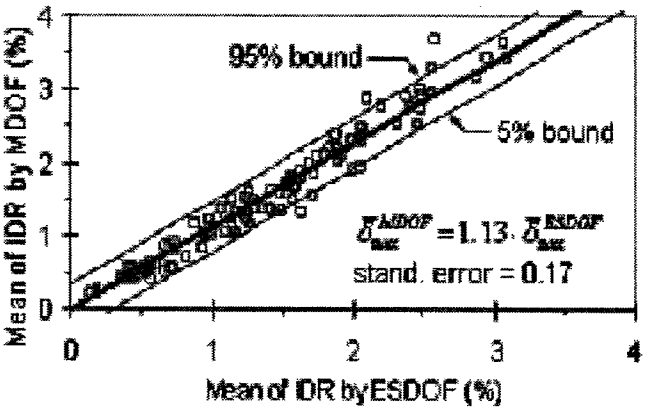
여기서, Φ는 1차 모드형태, umax는 단자유도 시스템의 최상층변위를 나타낸다.

이를 바탕으로 층간변위(δi)는 아래와 같이 계산될 수 있다.

$$\delta_i = (\triangle_i - \triangle_{i-1})/h_i \qquad \text{<식 2.1.3>}$$

여기서, hi는 i 층의 층고를 나타낸다.

단자유도 체계를 이용한 변위예측에 필연적으로 존재하는 오차를 정량화 하고 이를 바탕으로 보다 정확한 층간변위의 예측을 방법을 제공하기 위해서, 그림 2.1.22와 같은 단자유도 (SDOF) 체계와 다자유도 (MDOF) 체계의 관계를 조사하였다. 이에 대한 보다 자세한 내용은 (Jeong and Elnashai, 2006)에 나타나 있다.

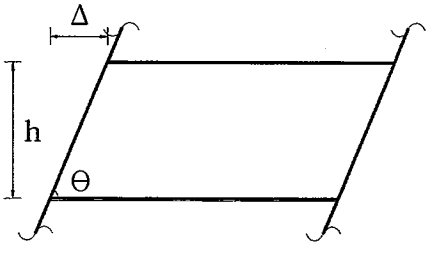


<그림 2.1.22> 평균 층간변위율 (Mean Interstory Drift Ratio) 요구의 비교

위 그림은 단자유도계를 이용한 간략화된 방법은 다자유도계를 이용한 정밀한 해석보다 층간변위를 대체적으로 과소평가 하며 이는 수정계수 1.13을 적용함으로써 보완될 수 있는 것을 보여준다.

ⓑ 접합부 변형 각 예측

그림 2.6.4은 접합부 변형각이 층간변위율과 같다는 것을 보여준다.



$\delta = \Delta / h$, $\Theta = \delta$

<그림 2.1.23> 접합부 변형각과 층간변위율

따라서 본 연구에서 제안된 층간변위율 예측방법은 접합부 변형각의 예측에 바로 사용될 수 있다. 이는 기존의 단자유도시스템의 장점인 실용성을 그대로 보존하면서 그 적용분야를 건물의 접합부 변형각 예측으로 확대했다는데 그 의의가 있으며 실무자들을 위해 매우 유용하게 사용될 수 있다.

② 손상정도 분류체계

접합부 손상정도 분류체계를 정의하기 위해서는 모든 종류의 접합부에 대한 응답과 손상정도의 상관관계에 대한 상당한 양의 데이터가 요구된다. 이를 위해 실험적 방법에 의존하는 것은 현실적으로 불가능하다. 해석에 의한 방법은 가정과 무지에서 오는 오차를 극복할 수 없으며, 일반적으로 이러한 오차는 변형요구 (손상정도)가 클수록 증가한다. 따라서 내진 설계 및 평가분야에서 널리 사용되고 있는 FEMA356규준에 제시된 접합부 변형도 (또는 층간 변형도) 요구값은 연구자들의 연구결과 뿐만 아니라 전문가들의 경험

에 의해서 결정된 수치이다. 이를 위해서는 선정된 구조전문가 집단에 의한 설문조사의 형식이 바람직하다. 이는 시간과 경비의 제약이 항상 존재하는 현실에서는 가장 매력적인 방법이지만, 주관적인 견해와 개인의 경험적 한계로 인해 그 오차가 적지 않다.

우리나라의 재료적, 건설의 지역적인 특성을 고려한 독자적인 손상정도 분류체계 확립을 위해 본 연구에서는 다음과 같은 절차와 방법을 제시하고자 한다. 우선 가장 현실적인 방법인 전문가의 견해를 바탕으로 한 분류체계를 세우고, 장기적으로 해석과 실험을 통한 데이터를 보충해가는 방법이 바람직하다. 궁극적 목표는 우리나라 실정에 맞는 객관적이고 우수한 철골접합부의 손상도 분류체계 확립이며, 이는 응답-손상도 상관관계에 대한 포괄적이고 양질의 데이터베이스를 바탕으로 한다. 이를 위한 수행단계들은 아래와 같다.

ⓐ 철골접합부의 응답-손상도 상관관계에 영향을 미치는 파라미터를 정립·분류한다.

ⓑ 정리된 파라미터를 이용하여 우리나라의 지역적 특성을 반영할 수 있는 전문가 집단을 신중히 선정하고 효율적인 설문지를 작성한다.

ⓒ 설문조사 결과를 바탕으로 전문가 견해를 반영한 응답-손상도 상관관계 데이터베이스를 구축하고, 손상도에 관련된 변형 값의 확률변수 (평균과 표준편차)를 이용하여 손상도 분류체계를 확립한다.

ⓓ 과정 (가)에서 정리된 파라미터 중에 과정 (다)에서 계산된 표준편차가 큰 것이 분류체계의 불확실성이 큰 것이므로, 이를 우선적으로 실험 및 해석의 대상으로 정한다.

ⓔ 장기적으로 실험 및 해석의 결과를 기존의 데이터베이스에 이입시켜 데이터의 수정·보완을 계속해 나간다. 이를 위해서는 지진공학연구자들이 데이터의 수정보완에 사용하고 있는 Bayesian Updating 방법을 사용하는 것이 가장 효율적인 방법이 될 것이다.

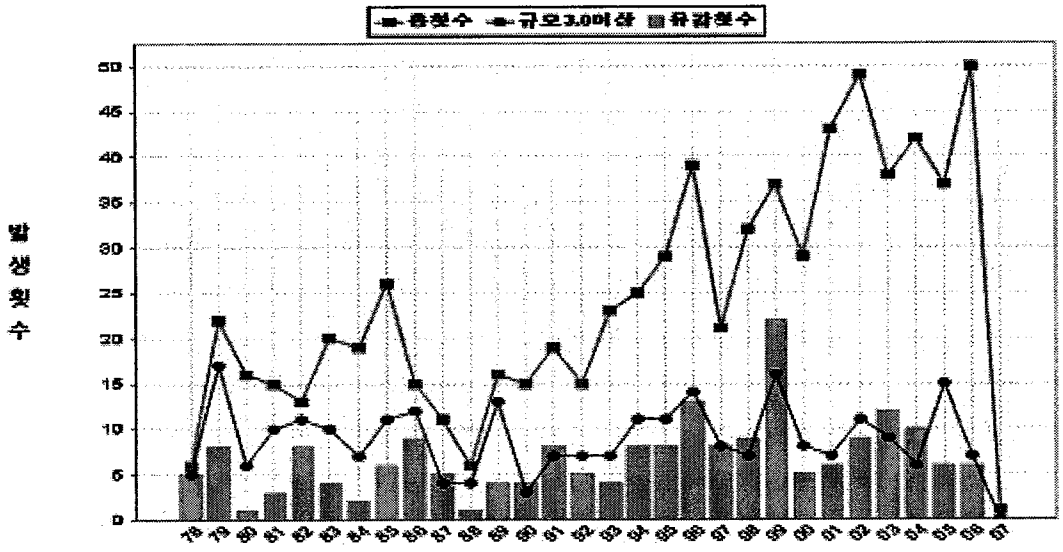
2.2 내진성능 평가기준의 제안 및 평가방법 완성 (2차년도)

내진성능평가기준의 제안 및 평가 방법을 완성하고자 접합부 내진상세에 따른 경제성 평가와 접합부의 내진성능 평가기준을 정립하였다. 이에 접합부, 이음부와 파스너(fastener)와 부재에 대한 성능 또한 접합부의 내진성능 평가방법을 개발코자 한다. 따라서 손상상태 예측 방법과 변형성능요구 예측방법과 개발된 접합부의 내진성능을 비교하였다. 이에 반복하중에 대한 내진 성능 실험을 하였다. 2심 냉간성형 각형 CFT 기둥-보 접합부실험과 앤드플레이트 보-기둥 접합부 실험체를 제작하였고 구조실험을 수행하여 구조성능 및 연성능력을 평가하였다

2.2.1 접합부 내진상세에 따른 경제성 평가

1) 개요

1994년 미국 노스리지 지진과 1995년 고베 지진뿐만 아니라 최근 들어 그리스, 터키, 대만등에서는 큰 지진으로 인하여 수많은 인명 피해뿐만 아니라 건축물, 사회기간시설물 등에도 심각한 피해를 입었다. 이로부터 주요구조물의 내진성능의 확보가 인명 및 재산을 지진으로부터 보호하는 것이 얼마나 중요한지 확인할 수 있다. 또한 현재까지 밝혀진 우리나라 역사 기록상의 유감지진은 약 1800회에 달한다. 실제 역사적으로 기록이 불확실한 지진까지 합하면 이보다 그 수가 훨씬 많을 것으로 예상된다. 즉, 한반도에서 사람들이 피부로 감지 할 수 있을 정도의 지진이 적어도 매년 1회 또는 2회 이상 발생하였다. MM진도 5이상(규모4.3이상)의 지진은 400회 정도 있었고, MM진도 7이상(대략 규모 5.3 이상) 지진 중에서도 인명 및 재산피해의 기록이 있는 지진은 약 45회 이상 일어났다. 약 50년에 한번 정도의 피해지진이 발생한 셈이다. 그림 2.2.1과 같이 2005년의 기상청 관측보고를 보면 우리나라의 지진 발생상황을 파악할 수 있다. 1978년 지진관측이 시작된 이래 사람이 느낄 수 있는 진도 3 이상의 지진이 80년대 초 연 15회였던 것이 90년대 말에는 35회, 최근에는 50회까지 상회하고 있으며, 피해발생의 우려가 있는 규모 5.0 이상의 지진도 1978년 지진관측이 시작된 이래 5회나 발생하였다. 이러한 점은 한반도도 지진에 대하여 안전한 곳이 아니라는 각성과 함께 지진에 대한 피해를 줄일 수 있는 방안을 논의하게 되었으며 신축 또는 기존 구조물의 지진거동 파악 및 내진설계 등에 많은 노력과 비용이 투입되고 있다. 따라서 내진상세에 대한 경제성을 비교하고 접합부의 내진성능을 확보하기 위한 기준 정립 및 내진성능 평가방법을 개발하고자 한다.



<그림 2.2.1> 국내 지진발생 추이(1978~2006, 기상청 관측보고)

2) 배경

우리나라는 중약진 지진대에 속하여 지진 재해 위험성이 상대적으로 낮으나 역사 문헌에 기록된 지진피해를 볼 때, 지진 재해 위험성이 항상 존재한다고 판단된다. 우리나라에 발생 가능한 지진 재해로 인한 피해는 올바른 지진 재해 방지 대책 및 체계적인 대응으로써 최소화 할 수 있으며 이를 위해서 먼저 지진 피해 예측 및 피해 시나리오의 작성이 필요하다. 미국의 경우 지진피해 예측에 관한 연구를 수행하여 지진 재해 평가 시스템을 구축하고 지진 재해 대응 계획을 수립하는데 활용하고 있으며 지진으로 인한 구조적 피해뿐만 아니라 라이프라인 시스템(lifeline system)피해, 비구조적 피해, 2차적 피해 등을 예측할 수 있다. 일본의 경우 지진 대응 계획을 수립하고 실제 지진이 발생하였을 때 조기 경보 시스템과 연동하여 피해를 조기에 평가하는 목적에 활용하고 있으나 우리나라는 종합적 지진 피해 추정 시스템이 아직까지 없는 실정이다. 현재 우리나라는 접합부가 표준화 되어있지 않은 실정으로 비표준화된 접합부와 표준화된 접합부를 적용한 구조물의 경우 지진발생시 접합부를 표준화함으로서 얻을 수 있는 경제성을 평가하고자 한다.

3) 모델구역 지진피해 추정

(1) 모델구역 선정 및 가상 시나리오 지진결정

모델 구역내 건축물(서울시 모델구역 지진피해 추정연구, 지진공학회, 2005)은 표 2.2.1과 같이 구조형태에 따라 11 종류로 분류하였고, 가상 시나리오 지진의 규모와 위치를 역사 지진기록과 서울시 단층자료를 바탕으로 결정하였다. 가상 시나리오 지진의 지반운동은 인공지진 생성방법으로 생성하였으며 모델구역의 표토층에 의한 증폭효과를 고려하기 위하여 지반 응답해석을 수행하였다. 대상구역은 다양한 건축물을 대상으로 피해결과를 도출할 수 있도록 다음 조건을 만족하도록 선정하였다.

① 서울시의 대표적 주거특성을 나타내는 지역
② 다양한 종류와 용도의 건물 존재
③ 구역 내 지반특성 변화 존재

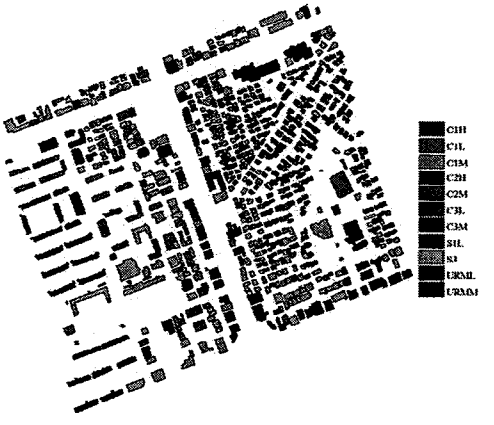
위 조건을 만족하는 지역 가운데 그림 2.2.2와 같이 강남대로변 1km×1km규모의 지역을 모델 구역으로 선정하였으며 구조형태별 건축물 분포도는 그림 2.2.3, 표 2.2.1와 같다.

<표 2.2.1> 모델 구역 건축물 분류

분류	기호	호수	소계	총계
RC 모멘트 프레임(1~3층)	C1L	61	460	780
RC 모멘트 프레임(4~7층)	C1M	241		
RC 모멘트 프레임(8층이상)	C1H	158		
RC 전단벽(4~7층)	C2M	20	31	
RC 전단벽(8층이상)	C2H	11		
조적 채움벽이 있는 RC(1~3층)	C3L	1	231	
조적 채움벽이 있는 RC(4~7층)	C3M	230		
철골 프레임	S1L	1	1	
경량 철골	S3	17	17	
비보강 조적조(1~2층)	URML	36	40	
비보강 조적조(3층이상)	URMM	4		



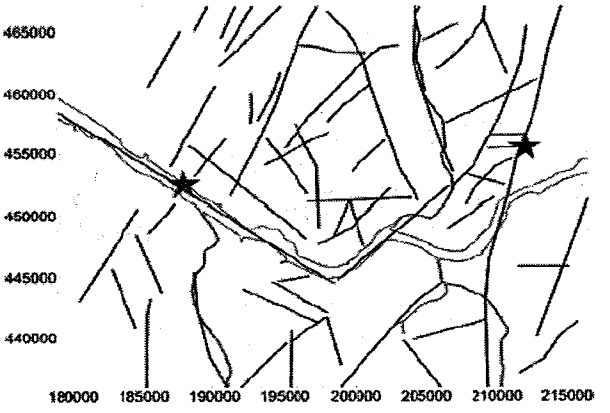
<그림 2.2.2> 모델구역



<그림 2.2.3> 구조형태별 건축물 분포

가상지진의 규모와 위치는 수도권 일대에서 발생한 역사지진 자료와 서울 지역의 선구조선도를 이용하여 결정하였다. 역사지진 자료 중 서기 27년과 서기 89년에 지진이 일어나 집이 무너지고 사람이 죽었다는 피해기록이 있다. 피해기록을 근거로 MM진도 8과 9로 평가할 수 있으며, 이를 미 동부지역의 규모-진도 관계식을 사용하여 규모로부터 환산하면 5.7과 6.3에 이르는 강진에 해당한다. 이로부터 서울 지역이 지진에 대해 안전한 지역이 결코 아니며 빈번하지 않지만 강진이 발생할 가능성이 있다는 것을 알 수 있다.따라서 삼국사기에 기록된 규모 6.3의 역사지진을 가상 시나리오 지진으로 결정하였다.

서울 지역의 단층의 크기와 위치를 가늠할 수 있는 그림 2.2.4와 같은 선구조선도를 이용하여 또 다른 가상 시나리오 지진의 규모와 위치를 결정하였다. 선구조선도를 살펴보면 서울 동부지역을 남북으로 가로지르는 큰 단층과 서울 서부지역에서 한강 하류를 따라 생성된 큰 단층을 확인할 수 있다. 두단층은 다른 선구조선도에 비해 길이가 길어 큰 규모의 지진이 일어날 가능성이 높으므로 가상 시나리오 지진으로 결정하였다. 이때 단층에서 발생 가능한 최대 지진규모는 5.0으로 평가하였다. 역사지진 자료와 선구조선도를 바탕으로 결정한 가상 시나리오 지진의 목록을 표 2.2.2에 정리하였다.



<그림 2.2.4> 서울지역의 선구조선도(별표 : 규모 5.0 가상지진 위치)

<표 2.2.2> 가상 시나리오 지진

명칭	규모(Magnitude)	거리(km)	지진원
M6.3R27.3	6.3	27.3	남한산성 부근
M5.0R9.2	5.0	9.2	서울 동부 단층
M5.0R16.8	5.0	16.8	서울 서부 단층

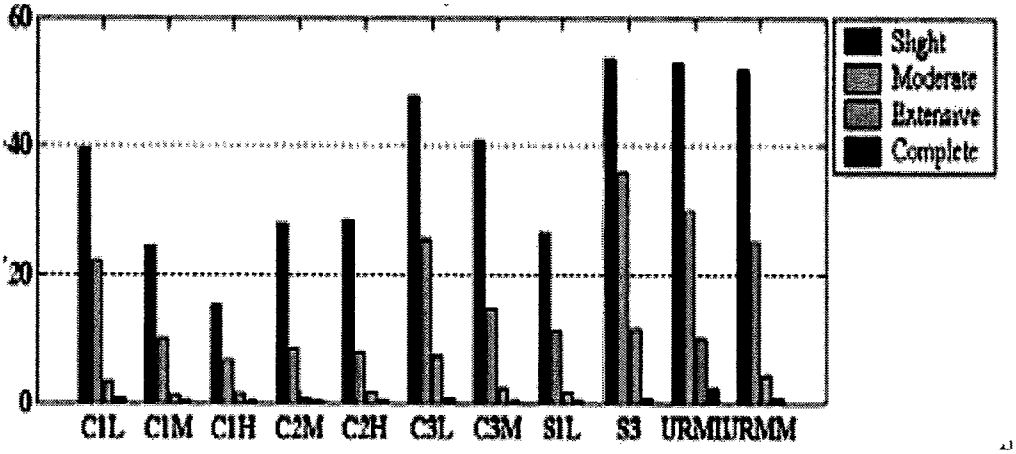
(2) 건축물 피해 확률계산

모델구역의 모든 구조형태의 건축물은 내진설계 미적용 구조로 가정하였으며 건축물의 피해 상태는 경미(Slight), 반파(Moderate), 광범위(Extensive), 완파(Complete)의 4단계로 나누었다.

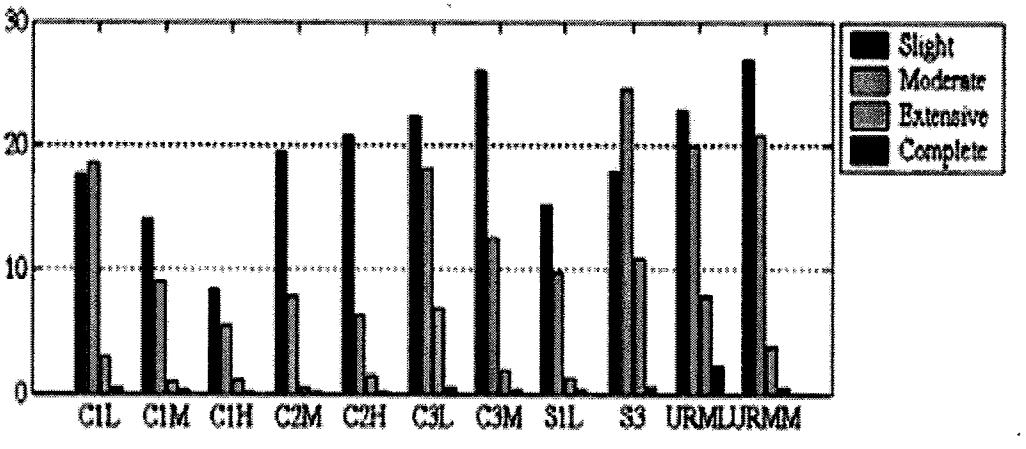
세가지 가상 시나리오 지진에 대하여 모델 구역의 건축물별 피해 확률을 계산한 결과 예상대로 M6.3R27.3에 의한 피해가 가장 컸다. 가상 시나리오 지진 M6.3R27.3에 의하여 건축물이 반파 이상의 피해를 입을 확률은 모든 형태의 건축물에 대해서 50% 이하였으나 M5.0R9.2와 M5.0R16.8의 경우 각각 10%, 5% 내외로 낮았다.

그림 2.2.5는 가상 시나리오 지진에 의하여 각 손상상태를 초과할 확률을 구조형태와 구역별로 도시한 것이다. 구조 형태별 피해확률을 보면 비보강 조적조(URML, URMM), 조적 채움벽이 있는 철근 콘크리트 구조(C3L), 경량철골조(S3) 건축물이 상대적으로 피해 확률이 높았으며, 동일한 구조 형태의 경우 저층 건축물이 전반적으로 피해 확률이 높

다. 가상 시나리오 지진에 의하여 건축물이 특정 피해상태에 이를 확률을 그림을 3.1.6에 나타냈으며, 이 결과를 통하여 비보강 조적조 건물의 경우 100채 가운데 20~30채 정도가 경미한 피해를, 10~20채 정도가 반파의 피해를, 10채 미만이 광범위한 피해를, 5채 미만이 완파의 피해를 입을 것으로 예상할 수 있다.



<그림 2.2.5> 가상 시나리오 지진 M6.3R27.3에 의하여 각 손상상태를 초과할 확률



<그림 2.2.6> 가상 시나리오 지진 M6.3R27.3에 의하여 각 손상상태에 이를 확률

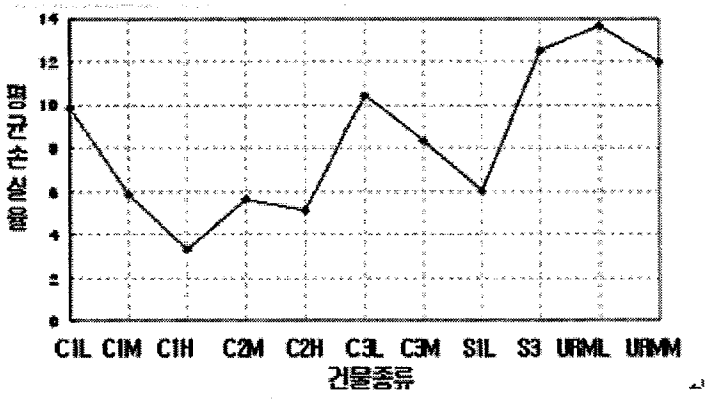
(3) 모델구역의 건물 분류별 평균 손실율, 해석방법 및 손실액 비교

앞에서 나온 손실계수는 "Design rules for FRP retrofitting to EUROCODE 8 and their background(M.N Fardis)"에서 가정한 값의 평균값을 모델구역의 손실계수로 표 2.2.3과 같이 가정하였고, 손실율을 계산한 결과 건물 분류별 평균 손실율은 그림 2.2.7과 같다. 다음과 같은 평균 손실율을 "FEMA-274"에서는 그림 2.2.8과 같이 정의하는 비선형 정적해석(NSP)방법 중 (b)를 사용하여 평균 손실율을 구하였다. 비내진 상세의 경우 Ordinary Moment Frames의 층간 변위각인 0.01rad, 내진상세 100%는 Special Moment Frames의 층간변위각인 0.03으로 가정하였으며, 내진상세 50%는 Ordinary Moment Frames와 Special Moment Frames의 중간값인 변위각 0.02rad으로 가정하였다. Bilinear 변형경화곡선의 기울기(B,C의 기울기)는 FEMA-274에서 제시하고 있는 10%로 가정하였

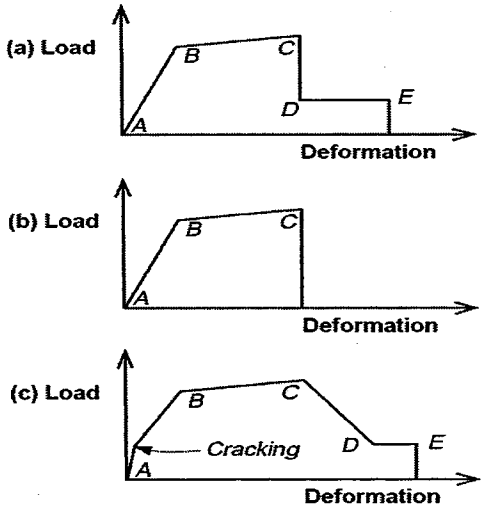
으며, 해석방법은 에너지법을 이용하여 에너지 소산능력을 평가하였다.

<표 2.2.3> 모델구역의 손실계수 가정

손실계수	M.N.Fardis(손실계수가정)	모델구역의 손실계수 가정
Slight	0~0.25	0.125
Moderate	0.26~0.50	0.375
Extensive	0.51~0.75	0.625
Complete	0.76이상	0.875



<그림 2.2.7> 건물 분류별 평균 손실률



<그림 2.2.8> 비선형 정적해석(NSP)방법

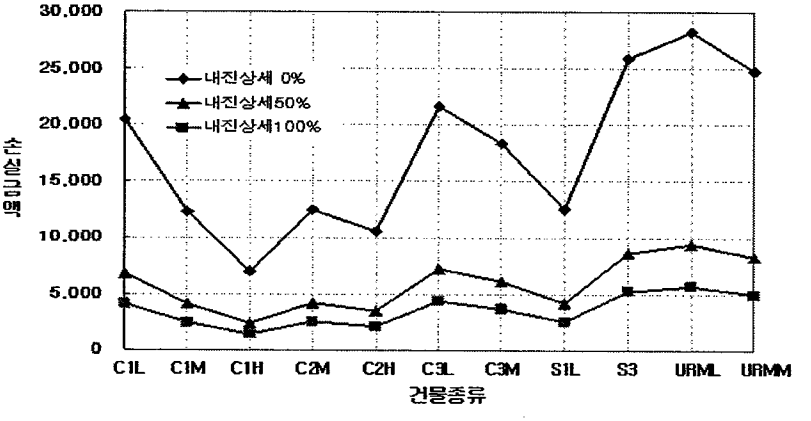
건물의 평균건축비는 표 2.2.4와 같이 층별 및 면적별의 평균 건축비 상한가격(건설교통부, 2006.03)인 1,036천원/m2으로 하였다. 손실액은 아래의 식을 이용하여 구할 수 있으며, 건물 교체비(능력스펙트럼법을 이용한 건물 지진 손실 평가방법, 지진공학회, 2005)는 기존 부재의 철거비와 기술 자문비 등 보수에 소요되는 추가금액 때문에 건물이 처음 지어질 때 들었던 비용의 거의 2배 정도가 된다. 층간 변위각이 0.01rad인 비내진상세, 층간 변위각이 0.02rad인 내진상세 50%, 그리고 층간 변위각이 0.03rad인 내진상세 100%에 대

하여 층별 손실액을 그림 2.2.9와 같이 비교하였다.

손실액 = 건물당 평균 손실율 × 건물 교체비(원/m2) × 동 평균면적(m2)

<표 2.2.4> 평균 건축비 산출방법

구분		건축비 상한가격(천원/m2)
5층 이하	85m2초과 ~ 105m2이하	1,034
	105m2초과 ~ 125m2이하	1,015
	125m2초과	998
6~10층 이하	85m2초과 ~ 105m2이하	1,100
	105m2초과 ~ 125m2이하	1,080
	125m2초과	1,062
11~20층 이하	85m2초과 ~ 105m2이하	1,033
	105m2초과 ~ 125m2이하	1,013
	125m2초과	997
21층 이상	85m2초과 ~ 105m2이하	1,051
	105m2초과 ~ 125m2이하	1,031
	125m2초과	1,014
평균 건축비		1,036

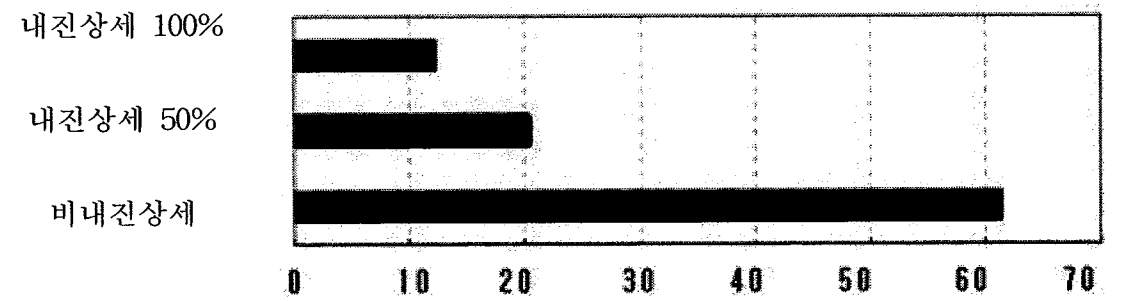


<그림 2.2.9> 건물분류별 층별 손실액

모델구역의 총손실액을 비내진상세, 내진상세 50%, 내진상세 100%인 경우의 손실액은 아래 식을 이용하여 구할 수 있으며, 각각의 손실액을 비교한 결과값은 표 2.2.5와 같다. 비내진 상세의 경우 62억원의 손실액인 반면 내진상세 100%인 경우의 손실액은 12억원으로 추정할 수 있다. 이는 5배 이상의 차이이며, 내진상세의 표준화가 이루어진 경우 지진발생시 상당한 피해를 예방할 수 있다고 추정할 수 있다.

손실액 = 건물당 평균 손실율 × 건물교체비(원/m2) ×동 평균면적(m2) ×건물(동)수

<표 2.2.5> 내진상세에 따른 손실액 비교 단위 : 억(원)



(4) 서울시 총손실액 비교

모델구역의 손실액을 바탕으로 가상 시나리오 지진발생시 서울시의 총손실액을 비교하기 위하여 표 2.2.5와 같이 서울에 있는 전체 건물동수 및 건물의 연면적(면적별 건축물 현황, 건설교통부, 2006)을 조사하였고, 연면적이 100m2미만인 건물과 100~200m2인 건물이 상대적으로 많았다. 총 손실액을 계산하기 위해 연면적이 100m2미만인 경우는 100m2, 연면적이 10,000m2이상인 경우 10,000m2으로 가정하였으며, 건축 연면적이 일정하게 분포되어 있을 경우에는 그 값의 평균값을 사용하여 건물의 연면적을 산출하였다.

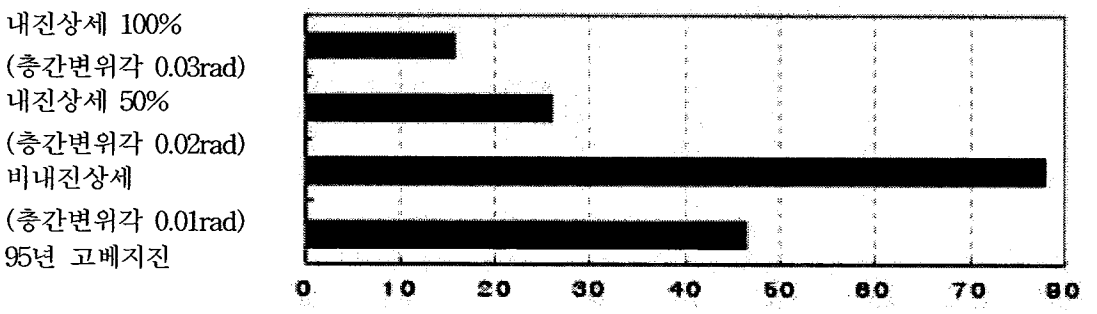
<표 2.2.6> 서울시 면적별 건축물 현황

서울시 면적구분	서울시 면적 가정	건물(동)수
100m2 미만	100m2	173,681
100m2 ~ 200m2	150m2	180,852
200m2 ~ 300m2	250m2	115,214
300m2 ~ 500m2	400m2	88,371
500m2 ~ 1000m2	750m2	72,238
1000m2 ~ 3000m2	2000m2	31,578
3000m2 ~ 10000m2	6750m2	15,250
10000m2 이상	10000m2	7,603

서울시의 총 손실액은 아래 식을 이용하여 표 2.2.7과 같이 내진성능을 표준화한 경우에 표준화하지 않은 경우에 비하여 약 60조원의 차이가 발생하게 된다. 이는 95년 고베지진의 피해금액 47조원보다 약 30조원이 많다.

손실액 = 건물당 평균 손실율 × 건물교체비(원/m2) × 서울시 총연면적(m2)

<표 2.2.7> 내진상세에 따른 서울시의 손실액 비교



4) 소결

내진상세를 함으로서 얻을 수 있는 기대효과는 크게 네가지로 나눌 수 있다.

첫째, 구조적 측면으로 현재 국내의 경우 지진 발생시 구조물이 탄성거동을 하도록 설계하고 있어 비경제적이며 적절한 상세로 설계되어 비탄성 변형을 통해 많은 에너지를 흡수하는 점이 바람직하다.

둘째, 방재적 측면으로 불확정한 지진에 대한 소방, 방재 등에 대한 대응이 용이하며, 지진 이외의 2차 피해뿐만 아니라 지진피해 이후의 보수보강이 용이하다.

셋째, 기술적 측면으로 국외의 우수한 기술이 국내에 쉽게 도입되는 것이 용이하며, 표준화를 통한 기술전파로 국제적인 수요를 창출할 수 있다. 내진성능 확보를 위한 재료 및 평가방법의 표준화로 인한 생산성을 향상시키며, 접합 디테일의 표준화에 따른 중소기업 R&D 투자를 증가시킬 수 있다. 이러한 점은 내진성능 확보에 필요한 선진기술의 개발이 가능하며, 기업 경영의 글로벌화가 가능하다는 점이다.

넷째, 경제적 측면으로 접합 디테일을 표준화함으로서 구조물의 직접적인 피해 이외의 2차적인 피해금액을 감소시킬 수 있으며, 손상부분의 예측으로 전체 구조물의 교체가 아닌 일부 부재를 교체함으로서 경제적 손실을 최소화 할 수 있다.

2.2.2 접합부의 내진성능 평가기준 정립

1) 접합부, 이음부와 파스너(fastener)

인장이나 전단에 의한 파단, 볼트의 전단파괴, 블록전단파단은 접합부에 취성파괴를 야기하는 한계상태이다. 지진력 저항시스템의 연성거동을 보장하기 위해서는 이들 한계상태가 지진력 저항시스템의 접합부의 거동을 지배하지 않도록 해야 된다. 즉, 취성적인 한계상태에 대한 내력을 증가시켜서 항복이나 지압변형과 같은 연성적인 한계상태가 설계강도가 되도록 한다.

(1) 볼트 조인트

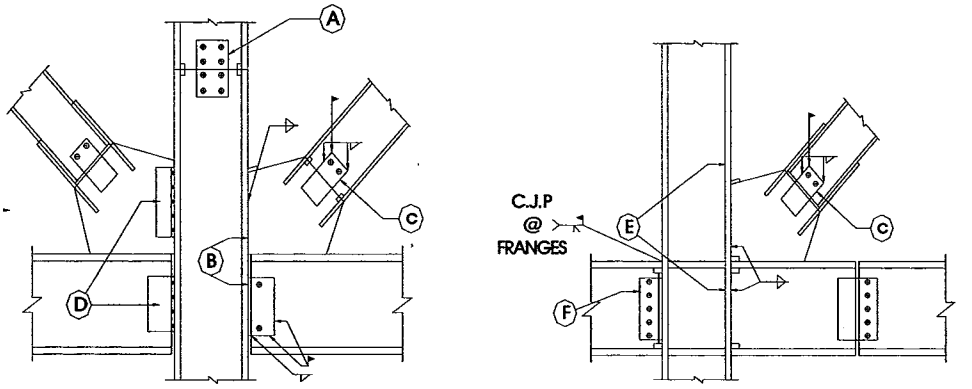
모든 볼트는 프리텐션 고장력볼트를 사용하여야 하고, 마찰면의 조건은 미끄럼한계상태에 대한 고력볼트의 미끄럼강도의 표면조건을 만족해야 한다.

볼트는 표준구멍에 설치해야 한다. 만일 짧은 슬롯트구멍의 경우는 응력의 작용방향과 슬롯트의 길이방향이 직각이 되어야 한다. 대각 가새의 경우, 접합부를 미끄럼한계상태에 대해 설계할 때는 큰 구멍의 사용이 가능하지만 큰 구멍은 한쪽 판에만 존재해야 한다. 보-기둥 및 링크-기둥접합부의 인증의 절차에 따라 인증된 경우 또는 보-기둥접합부와 링크-기둥접합부의 반복재하인증실험 또는 좌굴방지 가새의 반복재하인증 실험에 따라 인증된 것이라면, 다른 형식의 구멍도 사용할 수 있다.

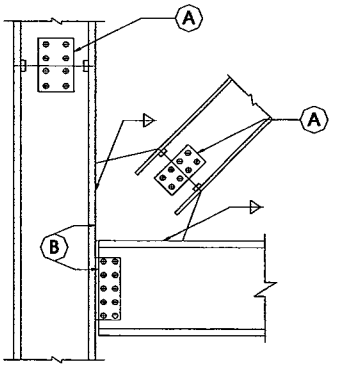
표준구멍을 사용한 볼트이음부의 설계전단강도는 접합, 절점 및 파스너에 따라 지압형식 조인트로 검토한다. 단, 볼트구멍의 공칭지압강도는 $2.4dtF_u$를 초과할 수 없다.

엔드플레이트 모멘트접합부의 표면은 미끄럼저항에 대해 시험을 거치지 않은 코팅이나 표준표면보다 작은 미끄럼계수를 갖는 코팅도 사용할 수 있다.

볼트와 용접이 한 조인트에서 응력을 분담하거나 또는 한 접합부에서 같은 응력성분을 분담하도록 설계할 수 없다. 가새의 압축력과 같은 부재력은 접합부에서 한 가지 형식의 조인트(즉 전체를 볼트조인트 또는 전체를 용접조인트)에 의해 지지되어야 한다. 용접에 의해 지지되는 응력과 직각방향의 응력을 볼트가 지지하는 경우(가령 용접플랜지는 모멘트를 전달하고 볼트웨브는 전단력을 전달하는 모멘트접합부 같은 경우)는 응력을 분담하는 것으로 보지 않는다.



<그림 2.2.10> 용접과 볼트사이의 하중 분담을 피하기 위한 바람직한 상세



<그림 2.2.11> 문제의 소지가 있는 볼트/용접 부재접합

(2) 용접 조인트

용접은 용접규정에 따라서 시행하도록 한다. 용접은 용접부가 적절한 성능을 갖도록 하는 검증된 용접시공시방서에 의해 시행한다. 용접변수들은 용접자재를 만드는 제조자에 의해서 설정된 값 이내로 한다.

일반적으로 지진력 저항시스템의 부재 및 접합부에 사용되는 모든 용접은 지진 시에 예측한 성능을 나타내기에 충분한 CVN인성을 가져야 하며, 이 CVN인성에 대한 요구조건은 기준에서 요구하는 경우에는 지진력 저항시스템이 아닌 경우에도 만족해야 한다.

임계용접부로 지정된 곳의 용접은 구조물의 사용 환경을 고려하여 상응되는 온도에서 충분한 CVN인성을 가질 수 있는 확인된 용접자재를 사용하여야 한다.

임계용접부로 지정하지는 않았지만, 임계용접부의 지정이 합당한 용접부가 있을 수가 있다. 이런 경우는 비탄성변형도 및 파괴가 유발하는 결과를 감안하여 판단한다.

지진하중저항시스템에서 기둥이음에 사용된 완전용입그루브용접을 임계용접부로 지정하였다면, 기둥과 베이스플레이트의 완전용입그루브용접부도 기둥이음과 마찬가지로 임계용접부로 고려해야 한다. 특수 및 중간 모멘트골조에서, 임계용접부로 지정되어야 하는 완전용입그루브용접에는 다음의 경우가 포함된다:

① 보 플랜지와 기둥의 용접
② 단일 전단플레이트와 기둥의 용접
③ 보웨브와 기둥의 용접
④ 기둥이음부의 용접(기둥주각부를 포함)

보통모멘트골조의 경우 위의 내용과 관련된 완전용입그루브용접부가 전형적인 임계용접부의 예가 된다. 편심가새골조의 경우는, 링크보와 기둥사이의 완전용입그루브용접부가 임계용접부에 해당된다. 또 다른 임계용접부의 예로는, 조립편심가새골조의 링크보에서 웨브플래이트와 플랜지플레이트를 연결하는 용접 그리고 완전용입그루브용접을 사용하는 기둥이음부를 생각할 수 있다.

다음의 보호영역 이라 규정된 곳에서는 아래의 조건을 따라야 한다.

① 보호영역 안에서 가용접, 가설작업, 가우징 및 열절단 등에 의해 발생한 노치 나 결함은 책임구조기술자의 지시에 따라 보수한다.

② 데크의 정착을 위한 아크 점용접은 허용된다.

③ 건물 외곽부의 앵글, 건물의 외피, 칸막이, 덕트 및 파이프, 그리고 기타 구조물의 부착을 위한 용접, 볼트, 스크류, 그리고 기타 접합물은 보호영역 내에 사용할 수 없다.

④ 보-기둥 및 링크-기둥접합부의 인증절차 또는 보-기둥접합부와 링크-기둥접합부의 반복재하인증실험의 접합부 성능인증 시험에 근거할 경우는 용접 전단스터드 및 다른 접합을 보호영역 내에 허용할 수 있다.

⑤ 보호영역 밖에서, 부재를 관통하는 접합이 사용될 때, 예상모멘트에 근거한 계산을 통해서 순단면의 적합성을 입증할 수 있어야만 한다.

(3) 연속판 및 스티프너

압연형강의 웨브에 설치된 연속판 및 스티프너의 모서리는 아래 설명대로 클립한다. 웨브방향의 클립치수는 압연형강의 K 영역이 38mm 이상 되도록 한다.

플랜지방향의 클립치수는 $K1$ 영역보다 13mm를 초과하지 않도록 한다. 플랜지 및 웨브의 단부용접이 수월하게 시공될 수 있도록 클립의 상세를 만들어야 한다. 원형클립을 사용하는 경우는 최소 반경은 13mm이상이 되어야 한다.

책임구조기술자가 승인하지 않으면, 기둥웨브와 기둥플랜지의 교차점에 인접한 용접단부에서의 연속판용접에 엔드탭을 사용할 수 없다. 책임구조기술자가 엔드탭을 제거할 것을 요구하지 않으면, 이 위치의 엔드탭은 제거하지 않는다.

2) 부재

(1) 국부좌굴에 대한 단면의 분류

① 콤팩트단면

콤팩트단면이 요구될 때, 지진력 저항시스템의 부재는 웨브와 연속적으로 접합된 플랜지로 이루어져야 하며, 압축요소의 판폭두께비λ_p는 표 3.1.8의 한계값을 초과해서는 안 된다.

② 내진콤팩트단면

내진콤팩트단면이 요구될 때, 지진력 저항시스템의 부재는 웨브와 연속적으로 접합된 플랜지로 이루어져야 하며, 압축요소의 판폭두께비는 이의 한계 판폭두께비 λ_{ps}를 초과해서는 안 된다.

<표 2.2.8> 압축요소에 대한 판폭두께비 제한값

요소 설명		판폭두께비	판폭두께비 제한값 λ_{ps}(내진콤팩트)
비구속판요소	휨을 받는 압연 및 조립 H형강의 플랜지	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	균등 압축을 받는 압연 및 조립 H형강의 플랜지	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	균등 압축을 받는 압축을 받는 압연 및 조립 H형강의 플랜지	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$
	ㄷ 형강의 플랜지, 연속으로 접합된 앵글의 다리, 가새 플랜지의 균등 압축	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	H파일 단면의 플랜지의 균등 압축	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$
	평강	b/t	2.5
	단일앵글의 다리, 분리자를 갖는 더블앵글의 다리, T형강의 플랜지의 균등 압축	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	균일압축을 받는 T형강 스템	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
구속판요소	달리 지정되지 않는 한, 특수모멘트골조 보의(휨에 의한 압축을 받는) 웨브	h/t_w	$2.45\sqrt{E/F_y}$
	휨에 의한 압축 또는 휨과 압축의 조합력을 받는 웨브	h/t_w	$C_a \le 0.125$ [i] $3.14\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-1.54C_a)$ $C_a > 0.125$ [i] $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.33-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	축력에 의한 압축, 축력과 휨에 의한 압축, 또는 휨에 의한 압축을 받는 원형강관	D/t	$0.044E/F_y$
	축력에 의한 압축, 축력과 휨에 의한 압축, 또는 휨에 의한 압축을 받는 직사각형 강관	b/t 또는 h/t_w	$0.64\sqrt{E/F_y}$
	H형 파일 단면의 웨브	h/t_w	$0.94\sqrt{E/F_y}$

아래의 λ_p를 사용하는 것이 허용됨.

$C_a \le 0.125,\ \lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-275C_a)$

$C_a > 0.125,\ \lambda_p = 1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.33-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

[i] 한계상태설계, $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$

여기서 P_u: 소요압축강도 (N), P_y: 압축항복강도 (N), ϕ_b=0.90,

(2) 기둥강도

증폭지진하중을 고려하지 않은 상태에서 $P_u/\phi_c P_n > 0.4$인 조건에 있으면, 다음의 요구조건을 만족시켜야 한다.

① 소요압축강도 및 인장강도는 모멘트의 영향은 무시하고 증폭지진하중을 포함한 0306.3.1의 하중조합에 의해 산정한다.

② 소요압축강도 및 인장강도는 아래의 값 중 어느 것도 초과할 필요는 없다.

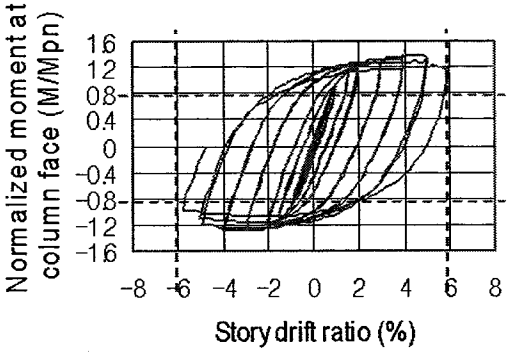
ⓐ 건물의 가새요소 또는 연결된 보의 공칭강도에 $1.1R_y$를 곱하여 산정되는 기둥으로의 최대전달하중

ⓑ 전도인발에 대한 기초의 저항력으로 결정되는 한계 값, $\phi_c = 0.9$

여기서, P_n : 기둥의 공칭압축강도, N　　P_u : 기둥의 소요압축강도, N

(3) 특수모멘트골조 (Special Moment Frame, SMF)

일반적으로 특수모멘트골조는 강한 지진이 발생 했을 때, 큰 비탄성변형을 경험할 것으로 예상된다. 비탄성변형의 대부분은 보 소성힌지의 회전각 형태로 발생하고, 일부가 기둥패널존의 전단변형으로 발생할 것이다. 비탄성변형의 크기는 접합방식과 구성, 그리고 몇 가지의 기타 요인에 의해 영향을 받는다. 특수모멘트골조의 접합부는 적어도 규정된 반복재하 지진하중에 대해 0.04 라디안의 층간변위각을 수용할 수 있음이 입증되어야 한다. 나머지 규정들은, 설령 접합부 자체의 거동이 우수하다고 하더라도, 골조 전체의 내진거동을 악화시킬 수 있는 과도한 패널존의 변형, 기둥의 소성화 및 국부좌굴을 제한하거나 방지할 목적으로 마련된 것이다.



<그림 2.2.12> 강도저하와 관련된 요구조건이 만족되는 이력곡선의 사례

① 보-기둥접합부

지진하중저항시스템에 속한 보-기둥접합부는 다음의 3가지 조건을 만족해야 한다.

ⓐ 접합부는 최소 0.04rad의 층간변위각을 발휘할 수 있어야 한다.

ⓑ 기둥 외주면에서 접합부의 계측휨강도는 0.04rad의 층간변위에서 적어도 보 M_p의 80% 이상이 유지되어야 한다.

ⓒ 접합부의 소요전단강도는 다음의 지진하중효과 E에 의해 산정한다.

$$E = 2[1.1R_yM_p]/L_h \qquad \text{<식 2.2.1>}$$

여기서, R_y : 공칭항복강도(F_y)에 대한 예상항복응력의 비

M_p : 공칭소성모멘트

L_h : 보 소성힌지 사이의 거리

위에 언급된 요구조건을 만족시키는 외에도, 접합부 자체의 변형에 의해 발생할 수 있는 추가 횡변위까지도 구조물이 수용할 수 있음을 설계과정에서 입증해야 한다. 이 경우 2차 효과를 포함한 골조 전체의 안정성해석이 이루어져야 한다. 또한, 지진하중저항시스템의 보-기둥접합부의 성능요건은 다음의 1가지 방법에 의해 입증되어야 한다.

ⓓ 특수모멘트골조용 인증접합부를 사용

ⓔ 보-기둥접합부와 링크-기둥접합부의 반복재하인증실험에 의해 얻어진 시험결과를 제시한다. 최소 2개의 반복재하실험결과를 제시해야 하며 다음 2가지 가운데 하나에 근거를 둘 수 있다.

- 연구논문 또는 신뢰할 만한 연구보고서의 실험결과, 또는 해당 프로젝트의 조건과 유사한 타 프로젝트를 위해 보-기둥접합부와 링크-기둥접합부의 반복재하인증실험의 제한조건을 준수하여 수행된 실험결과.
- 해당 프로젝트를 위해 부재사이즈, 재료강도, 접합조건, 시공과정 등을 반영하여 보 - 기둥 접합부와 링크-기둥접합부의 반복재하인증실험의 접합부성능인증 시험절차에 의한 실험결과.

② 보-기둥접합부 패널존(보웨브와 기둥웨브가 평행한 경우)

패널존의 소요두께는 성능인증에 사용된 시험체의 접합부 또는 인증접합부의 패널존 설계에 사용된 방법에 따라 산정한다. 패널존의 최소 소요전단강도는 소성힌지점에서의 예상모멘트를 기둥 외주면으로 외사하여 구한 모멘트의 합으로부터 산정한다. 패널존의 설계전단강도는 $\phi_v R_v$가 된다(여기서, $\phi_v = 1.0$). 그리고 공칭전단강도는 전단항복 한계상태에 해당되는 강도로서 식 2.2.2 ~ 5의 규정에 의하여 산정한다.

ⓐ 골조안정성에 대한 패널존변형의 효과가 해석에서 고려되지 않을 때 :

- $P_r \le 0.4P_c$ 일 때,

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \qquad \text{<식2.2.2>}$$

- $P_r > 0.4P_c$ 일 때,

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_r}{P_c}\right) \qquad \text{<식2.2.3>}$$

ⓑ 골조안정성에 대한 소성패널존변형을 포함하는 것이 해석에서 고려될 때 :

- $P_r \le 0.75P_c$ 일 때,

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \qquad \text{<식2.2.4>}$$

- $P_r > 0.75P_c$ 일 때,

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)\left(1.9 - \frac{1.2 P_r}{P_c}\right) \qquad \text{<식2.2.5>}$$

식 2.2.2 ~ 2.2.5는 다음의 정의를 따른다.

A : 기둥횡단면적, mm²　　b_{cf} : 기둥플랜지의 폭, mm

d_b : 보깊이, mm　　F_y : 기둥웨브의 명시된 최소항복응력, N/mm²

P_c : P_y, N　　P_r : 소요강도, N

P_y : 기둥의 축방향항복강도, N　　t_{cf} : 기둥플랜지의 두께, mm

t_w : 기둥웨브의 두께, mm

필요한 경우 2중플레이트 또는 1쌍의 대각스티프너를 강접합경계 내에 설치해야한다. 패널존 두께에 있어 기둥웨브와 패널존보강판 각각은 다음의 기준을 만족해야 한다.

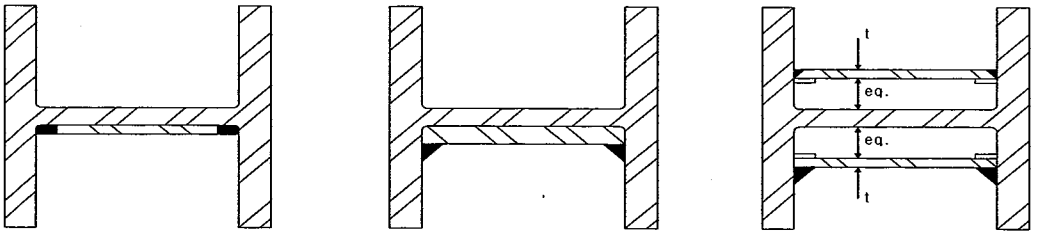
$$t > (d_z + w_z)/90 \qquad \text{<식2.2.6>}$$

여기서, t : 기둥웨브 또는 패널존보강판의 두께, mm

d_z : 연속판 사이의 패널존의 춤, mm

w_z : 기둥플랜지 사이의 패널존 폭, mm

만일 기둥웨브와 패널존보강판을 플러그용접에 의해 접합해서 국부좌굴이 방지되도록 하면 기둥웨브와 패널존 두께의 총합이 식 2.2.6을 만족하면 된다. 패널존보강판은 보강판 전체 두께의 전단강도가 충분히 발현되도록 완전용입용접이나, 모살용접법을 사용해서 기둥플랜지에 용접한다. 보강판을 기둥웨브에 용접할 경우, 보강판을 통한 하중전달을 고려하여 보강판의 상하변을 용접한다. 보강판이 기둥 웨브와 떨어져 배치될 경우는 좌우대칭이 되도록 하고 연속판을 통한 하중전달을 고려하여 연속판에 용접한다.



(a) 그루브 용접　　(b) 모살용접　　(c) 한쌍의 동일 두 패널존보강판

(그루브용접 또는 필렛 용접)

<그림 2.2.13> 패널존 보강판 접합사례

③ 보와 기둥의 구조제한

ⓐ 폭-두께비제한

- 콤팩트단면이 요구될 때, 지진력 저항시스템의 부재는 웨브와 연속적으로 접합된 플랜지로 이루어져야 하며, 압축요소의 판폭두께비 λ_p는 표 2.2.9의 한계값을 초과해서는 안 된다.
- 내진콤팩트단면이 요구될 때, 지진력 저항시스템의 부재는 웨브와 연속적으로 접합

된 플랜지로 이루어져야 하며, 압축요소의 판폭두께비는 이의 한계 판폭두께비λ_{ps}를 초과해서는 안 된다.

<표 2.2.9> 압축요소에 대한 판폭두께비 제한값

요소 설명		판폭두께비	판폭두께비 제한값 λ_{ps}(대진콤팩트)
비구속판요소	휨을 받는 압연 및 조립 H형강의 플랜지	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	균등 압축을 받는 압연 및 조립 H형강의 플랜지	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	균등 압축을 받는 압축을 받는 압연 및 조립 H형강의 플랜지	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$
	ㄷ 형강의 플랜지, 연속으로 접합된 앵글의 다리, 가새 플랜지의 균등 압축	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	H파일 단면의 플랜지의 균등 압축	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$
	평강	b/t	2.5
	단일앵글의 다리, 분리자를 갖는 더블앵글의 다리, T형강의 플랜지의 균등 압축	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	균일압축을 받는 T형강 스템	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
구속판요소	달리 지정되지 않는 한, 특수모멘트골조 보의(휨에 의한 압축을 받는) 웨브	h/t_w	$2.45\sqrt{E/F_y}$
	휨에 의한 압축 또는 휨과 압축의 조합력을 받는 웨브	h/t_w	$C_a \le 0.125$ [i] $3.14\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-1.54C_a)$
			$C_a > 0.125$ [i] $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.33-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	축력에 의한 압축, 축력과 휨에 의한 압축, 또는 휨에 의한 압축을 받는 원형강관	D/t	$0.044E/F_y$
	축력에 의한 압축, 축력과 휨에 의한 압축, 또는 휨에 의한 압축을 받는 직사각형 강관	b/t 또는 h/t_w	$0.64\sqrt{E/F_y}$
	H형 파일 단면의 웨브	h/t_w	$0.94\sqrt{E/F_y}$

아래의 λ_p를 사용하는 것이 허용됨.

$C_a \le 0.125,\ \lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-275C_a)$

$C_a > 0.125,\ \lambda_p = 1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.33-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

[i] 한계상태설계, $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$

여기서

P_u: 소요압축강도 (N)

P_y: 압축항복강도 (N),

ϕ_b=0.90,

ⓑ 보 플랜지

소성힌지영역에서의 급격한 보 플랜지 단면의 변화는 허용되지 않는다. 드릴로 보 플랜지를 천공하거나 혹은 플랜지폭을 절취하는 것은 실험이나 인증을 통해 안정적으로 소성힌지가 발현될 수 있음을 입증한 후에 허용된다.

ⓒ 기둥-보의 모멘트 비

보-기둥 접합부에서는 다음의 관계식이 만족되어야 한다.

$$\frac{\sum M_{pc}^{*}}{\sum M_{pb}^{*}} > 1.0 \qquad \text{<식2.1.7.>}$$

여기서,

$\sum M_{pc}^{*}$: 보와 기둥의 중심선의 교점에서의 접합부 상하 기둥의 모멘트들의 합. 접합부 상하 기둥의 공칭휨강도를 기둥의 축력을 감안하여 감소시킨 후, 보 중심선으로 외사하여 합산하며(헌치가 있을 경우는 이의 존재를 고려함) 다음과 같이 계산할 수 있다: $\sum M_{pc}^{*} = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g)$. 만약 양측 보의 중심선이 일치하지 않을 경우에는 2중심선의 중간선을 기준으로 사용한다.

$\sum M_{pb}^{*}$: 보와 기둥의 중심선의 교점에서의 보모멘트들의 합. 보 소성힌지부에서의 예상보휨강도를 기둥중심선으로 외사하여 합산하며 다음과 같이 계산할 수 있다: $\sum M_{pb}^{*} = \sum (1.1 R_y F_{yb} Z_b + M_{uv})$. 대안으로서는 보-기둥 및 링크-기둥접합부의 인증의 절차를 만족한 접합부 또는 보-기둥접합부와 링크-기둥접합부의 반복재하인증실험에 따른 접합부 성능인증 실험절차를 통과한 접합부의 자료를 기준으로 산정할 수 있다. 만약 보단면감소부를 갖는 접합부라면, 다음의 식에 의한 계산이 허용된다.

$$\sum M_{pb}^{*} = \sum (1.1 R_y F_{yb} Z_{RBS} + M_{uv}) \qquad \text{<식2.1.8>}$$

여기서, A_g = 기둥의 전체단면적, mm^2

F_{yc} = 기둥의 공칭항복응력, MPa

M_{uv}= 소성힌지 위치에서 기둥중심선까지의 전단증폭에 의한 누가모멘트, N • mm

P_{uc}= 소요압축강도(압축을 양의 부호로 고려), N

Z_b = 보의 소성단면계수, mm^3

Z_c = 기둥의 소성단면계수, mm^3

Z_{RBS} = 보단면감소부의 최소 소성단면계수, mm^3

예외사항으로 위의 요건은 다음의 2 조건중 하나가 만족될 경우 따르지 않아도 된다.

ⓓ 증폭지진하중을 제외한 나머지 모든 하중조합에 대해 를 만족하고 다음의 2가지 가운데 하나를 만족하는 기둥들

- 단층건물의 기둥이나 다층건물의 최상층부 기둥
- 다음의 기둥들

해당층에서 규정적용이 면제되는 기둥들의 설계전단강도의 합이 그 층의 모든 모멘트 골조 기둥의 설계전단강도 총합의 20% 이하이면서 또한, 각 모멘트 골조기둥열에 위치한 규정적용이 면제된 기둥의 설계전단강도의 합이, 모든 모멘트골조기둥의 설계전단강도의 33%보다 작은 경우. 위의 면제규정을 적용함에 있어, 기둥 열은 다음과 같이 정의한다: 기둥들이 단일한 선으로 연결되거나, 기둥열에 직각인 평면치수의 10% 폭 내에 위치하는 일군의 평행한 기둥선들로 정의한다.

여기서, $P_c = F_{yc} A_g$: N

$P_{rc} = P_{uc}$: 소요압축강도, N

ⓔ 위 층보다 설계전단강도 대 소요전단강도의 비가 50% 이상 큰 기둥들

④ 보-기둥 접합부의 횡지지

ⓐ 횡지지된 접합부

보 웨브와 기둥웨브가 동일 평면상에 있고 기둥이 패널존 외부가 탄성상태를 유지한다면, 보-기둥접합부의 기둥플랜지는 보의 상부플랜지 위치에서만 횡지지가 요구된다. 식(1-10)을 사용하여 계산한 비가 2.0보다 크다면 기둥은 탄성상태를 유지하는 것으로 가정할 수 있다. 만약 패널존 외부의 기둥이 탄성상태에 있지 않다면 다음의 규정을 만족해야 한다.

- 보의 상하플랜지 위치 모두에서 기둥플랜지는 직접 혹은 간접적으로 횡지지가 이루어 져야 한다. 기둥플랜지의 직접 횡지지는, 횡좌굴방지를 위해 기둥플랜지의 적합한 위치의 부착된 가새나 기타 부재, 데크 또는 슬래브에 의해 이루어진다. 간접횡지지는, 기둥플랜지에 직접 부착되지는 않지만 기둥웨브나 스티프너플레이트를 통해 작용하는 부재나 접합부의 강성에 의한 횡지지를 지칭한다.
- 기둥플랜지 각각의 횡지지가새의 소요강도는 보 플랜지강도($F_y b_f t_{tf}$)의 2%에 대해 설계한다.

ⓑ 횡지지되지 않은 접합부

횡지지되지 않은 보-기둥접합부를 갖는 내진골조의 기둥은, 인접한 횡지지간의 거리를 기둥의 좌굴길이로 사용하여, 조합력과 비틀림을 받는 부재에 의해 설계를 하며 다음의 사항을 반영한다.

- 기둥의 소요강도는 0702.2의 적절한 하중조합을 사용하되, 지진하중E는 다음 2가지 중 작은 값을 택한다.
  - 증폭지진하중
  - 보의 설계휨강도 또는 패널존의 설계전단강도를 기반으로 계산된 골조설계강도의 125%
- 기둥의 세장비(L/r)는 60을 넘지 않도록 한다.
- 내진골조에 직각인 방향의 기둥의 소요휨강도는 보 플랜지 횡지지력이 유발한 모

멘트와 이로 인한 기둥플랜지변형에 의한 2차 효과를 고려하여 산정한다.

(4) 보통모멘트골조 (Ordinary Moment Frame, OMF)

비탄성 회전능력을 발휘할 수 있는 특수모멘트골조나 중간모멘트골조와는 달리 보통모멘트골조는 거의 탄성거동 수준의 능력만을 발휘할 수 있는 지진저항시스템이다. 탄성범위에서의 취성파괴를 방지하기 위한 최소한의 요구사항들은 1994년 미국 노스리지 지진 이후 철골모멘트골조에 대한 지진피해조사와 연구의 결과에 근거하여 규정된 것이다. 실험결과에 근거하여 설계가 이루어지는 특수모멘트골조나 중간모멘트골조와는 달리 보통모멘트골조는 표준규정절차에 의하여 설계할 수 있도록 함으로써 기존실험에서 검증되지 않은 보-기둥접합부를 별도의 인증시험을 수행하지 않고도 내진요소로서 사용할 수 있다. 보통모멘트골조는 탄성범위에서의 취성파괴가 방지되어 최소한의 비탄성능력을 발휘할 수 있는 것으로 간주된다. 이전의 여러 실험결과와 이론적 고찰을 통하여 보의 높이가 750mm를 초과하는 중간모멘트골조에 대해서는 접합상세가 다른 요구사항을 만족하더라도 충분한 소성능력을 발휘할 수 없는 것으로 간주하여 보통모멘트골조로 분류하였다.

① 보-기둥 접합부

보통모멘트골조와 기존에 사용되고 있는 표준접합부는 전반적으로는 유사하지만 탄성범위에서의 취성파괴방지라는 측면에서는 차이가 있을 수 있다. 보-기둥접합부는 용접이나 고력볼트를 사용하여야 하며, 완전강접 또는 부분강접으로 설계할 수 있다.

ⓐ 완전 강접모멘트 접합부

- 지진하중저항시스템에 속한 완전강접모멘트접합부의 소요휨강도는, 보단면에 대한 $1.1R_yM_p$ 또는 구조시스템에서 발생할 수 있는 최대모멘트 중 작은 값으로 산정할 수 있으며, 다음의 요구사항을 만족하여야 한다.
  - 스켈럽의 형상은 보 플랜지에서의 응력집중이 최소화될 수 있도록 가공한다. 스켈럽의 표면거칠기는 $13\mu m$을 초과하지 않도록 하며, 노치와 가우지가 없어야 한다. 책임구조기술자의 지시에 따라 노치와 가우지를 보수하도록 한다. 엔드플레이트볼트모멘트접합부에서 엔드플레이트에 연결되는 보웨브에는 용접 접근공을 설치하지 않는다.
  - 접합부에서 인장력에 저항하는 양면부분용입용접과 양면 모살용접의 소요강도는 연결되는 요소나 부분에 대해서 $1.1R_yF_yA_g$로 산정한다. 접합부에서 인장력이 작용하는 부분에는 1면부분용입용접이나 일면 모살용접을 사용하지 않는다.
- 완전강접 모멘트접합부의 소요전단강도 V_u는 다음의 지진하중효과 E를 이용하여 산정한다.

$$E=2[1.1R_yM_p]/L_h \qquad \text{<식2.2.9>}$$

정밀한 해석에 의하여 입증된 경우에는 V_u보다 작은 값을 적용할 수 있다. 소요전단강도는 증폭지진하중이 사용된 하중조합에 의하여 산출된 전단력보다 클 필요는 없다

ⓑ 부분강접모멘트접합부

다음의 요구사항을 만족하는 경우에는 부분강접모멘트접합부를 사용할 수 있다.

- 부분강접접합부는 완전강접모멘트접합부의 요구사항에 규정된 소요강도에 대하여 설계하여야 한다.
  - 접합부의 공칭휨강도 M_n은 연결되는 보 또는 기둥의 M_p의 50%중 작은 값 이상으로 산정한다.
  - 부분강접모멘트접합부의 강성과 강도는 전체골조의 안정성에 미치는 영향을 포함하여 설계에 반영하도록 한다.
  - 부분강접모멘트접합부에 대한 V_u는 하중조합에 의한 전단력과 접합부가 저항할 수 있는 최대단부모멘트로부터 산출된 전단력을 합산하여 산정한다.

ⓒ 보-기둥접합부 패널존(보웨브와 기둥웨브가 평행한 경우)

패널존의 소요두께는 성능인증에 사용된 시험체의 접합부 또는 인증접합부의 패널존 설계에 사용된 방법에 따라 산정한다. 패널존의 최소 소요전단강도는 소성힌지점에서의 예상모멘트를 기둥 외주면으로 외사하여 구한 모멘트의 합으로부터 산정한다. 패널존의 설계전단강도는 $\phi_v R_v$가 된다(여기서, $\phi_v = 1.0$).

그리고 공칭전단강도는 전단항복 한계상태에 해당되는 강도로서 식 2.2.10 ~ 13의 규정에 의하여 산정한다.

- 골조안정성에 대한 패널존변형의 효과가 해석에서 고려되지 않을 때 :

$-P_r \le 0.4P_c$ 일 때,

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \qquad \text{<식2.2.10>}$$

$-P_r > 0.4P_c$ 일 때,

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_r}{P_c}\right) \qquad \text{<식2.2.11>}$$

- 골조안정성에 대한 소성패널존변형을 포함하는 것이 해석에서 고려될 때 :

$-P_r \le 0.75P_c$ 일 때,

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \qquad \text{<식2.2.12>}$$

$-P_r > 0.75P_c$ 일 때,

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)\left(1.9 - \frac{1.2P_r}{P_c}\right) \qquad \text{<식2.2.13>}$$

식 2.2.10 ~ 13은 다음의 정의를 따른다.

여기서, A : 기둥횡단면적, mm^2

b_{cf} : 기둥플랜지의 폭, mm

d_b : 보깊이, mm

F_y : 기둥웨브의 명시된 최소항복응력, N/mm^2
P_c : P_y, N
P_r : 소요강도, N
P_y : F_yA, 기둥의 축방향항복강도, N
t_{cf} : 기둥플랜지의 두께, mm
t_w : 기둥웨브의 두께, mm

필요한 경우 2중 플레이트 또는 1쌍의 대각스티프너를 강접합경계 내에 설치해야한다. 패널존 두께에 있어 기둥웨브와 패널존 보강판 각각은 다음의 기준을 만족해야 한다.

$t > (d_z + w_z)/90$ <식2.1.14>

여기서, t : 기둥웨브 또는 패널존보강판의 두께, mm
d_z : 연속판 사이의 패널존의 춤, mm
w_z : 기둥플랜지 사이의 패널존 폭, mm

만일 기둥웨브와 패널존보강판을 플러그용접에 의해 접합해서 국부좌굴이 방지되도록 하면 기둥웨브와 패널존 두께의 총합이 식 2.1.14를 만족하면 된다.

패널존보강판은 보강판 전체 두께의 전단강도가 충분히 발현되도록 완전용입용접이나, 모살용접법을 사용해서 기둥플랜지에 용접한다. 보강판을 기둥웨브에 용접할 경우, 보강판을 통한 하중전달을 고려하여 보강판의 상하변을 용접한다. 보강판이 기둥 웨브와 떨어져 배치될 경우는 좌우대칭이 되도록 하고 연속판을 통한 하중전달을 고려하여 연속판에 용접한다.

ⓓ 보와 기둥의 구조제한

• 폭-두께비제한

- 콤팩트단면이 요구될 때, 지진력 저항시스템의 부재는 웨브와 연속적으로 접합된 플랜지로 이루어져야 하며, 압축요소의 판,폭두께비λ_p는 표 2.2.9의 한계값을 초과해서는 안 된다.

- 내진콤팩트단면이 요구될 때, 지진력저항시스템의 부재는 웨브와 연속적으로 접합된 플랜지로 이루어져야 하며, 압축요소의 판폭두께비는 이의 한계판폭두께비λ_{ps}를 초과해서는 안 된다. <표 2.2.9>

• 보 플렌지

소성힌지영역에서의 급격한 보 플랜지 단면의 변화는 허용되지 않는다. 드릴로 보 플랜지를 천공하거나 혹은 플랜지폭을 절취하는 것은 실험이나 인증을 통해 안정적으로 소성힌지가 발현될 수 있음을 입증한 후에 허용된다.

ⓔ 기둥-보의 모멘트비

기둥-보의 모멘트비에 관해서는 별도의 요구사항은 없다.

ⓕ 보-기둥 접합부의 횡지지

• 횡지지된 접합부

보웨브와 기둥웨브가 동일 평면상에 있고 기둥이 패널존 외부가 탄성상태를 유지한다면, 보-기둥접합부의 기둥플랜지는 보의 상부플랜지 위치에서만 횡지지가 요구된다. 식 2.2.14을 사용하여 계산한 비가 2.0보다 크다면 기둥은 탄성상태를 유지하는 것으로 가정할 수 있다. 만약 패널존 외부의 기둥이 탄성상태에 있지 않다면 다음의 규정을 만족해야 한다.

보의 상하플랜지 위치 모두에서 기둥플랜지는 직접 혹은 간접적으로 횡지지가 이루어져야 한다. 기둥플랜지의 직접 횡지지는, 횡좌굴방지를 위해 기둥플랜지의 적합한 위치의 부착된 가새나 기타 부재, 데크 또는 슬래브에 의해 이루어진다. 간접횡지지는, 기둥플랜지에 직접 부착되지는 않지만 기둥웨브나 스티프너플레이트를 통해 작용하는 부재나 접합부의 강성에 의한 횡지지를 지칭한다.

- 기둥플랜지 각각의 횡지지가새의 소요강도는 보 플랜지강도($F_y b_f t_{lf}$)의 2%에 대해 설계한다.

• 횡지지되지 않은 접합부

횡지지되지 않은 보-기둥접합부를 갖는 내진골조의 기둥은, 인접한 횡지지간의 거리를 기둥의 좌굴길이로 사용하여, 조합력과 비틀림을 받는 부재에 의해 설계를 하며 다음의 사항을 반영한다.

- 기둥의 소요강도는 적절한 하중조합을 사용하되, 지진하중E는 다음 2가지 중 작은 값을 택한다.
  -> 증폭지진하중
  -> 보의 설계휨강도 또는 패널존의 설계전단강도를 기반으로 계산된 골조설계강도의 125%
- 기둥의 세장비(L/r)는 60을 넘지 않도록 한다.
- 내진골조에 직각인 방향의 기둥의 소요휨강도는 보 플랜지 횡지지력이 유발한 모멘트와 이로 인한 기둥플랜지변형에 의한 2차 효과를 고려하여 산정한다.

(5) 보통모멘트골조 (Ordinary Moment Frame, OMF)

비탄성 회전능력을 발휘할 수 있는 특수모멘트골조나 중간모멘트골조와는 달리 보통모멘트골조는 거의 탄성거동 수준의 능력만을 발휘할 수 있는 지진저항시스템이다. 탄성범위에서의 취성파괴를 방지하기 위한 최소한의 요구사항들은 1994년 미국 노스리지 지진 이후 철골모멘트골조에 대한 지진피해조사와 연구의 결과에 근거하여 규정된 것이다. 실험결과에 근거하여 설계가 이루어지는 특수모멘트골조나 중간모멘트골조와는 달리 보통모멘트골조는 표준규정절차에 의하여 설계할 수 있도록 함으로써 기존실험에서 검증되지

않은 보-기둥접합부를 별도의 인증시험을 수행하지 않고도 내진요소로서 사용할 수 있다. 보통모멘트골조는 탄성범위에서의 취성파괴가 방지되어 최소한의 비탄성능력을 발휘할 수 있는 것으로 간주된다. 이전의 여러 실험결과와 이론적 고찰을 통하여 보의 높이가 750mm를 초과하는 중간모멘트골조에 대해서는 접합상세가 다른 요구사항을 만족하더라도 충분한 소성능력을 발휘할 수 없는 것으로 간주하여 보통모멘트골조로 분류하였다.

① 보-기둥 접합부

보통모멘트골조와 기존에 사용되고 있는 표준접합부는 전반적으로는 유사하지만 탄성범위에서의 취성파괴방지라는 측면에서는 차이가 있을 수 있다. 보-기둥접합부는 용접이나 고력볼트를 사용하여야 하며, 완전강접 또는 부분강접으로 설계할 수 있다.

ⓐ 완전강접모멘트접합부

- 지진하중저항시스템에 속한 완전강접모멘트접합부의 소요휨강도는, 보단면에 대한 $1.1R_yM_p$ 또는 구조시스템에서 발생할 수 있는 최대모멘트 중 작은 값으로 산정할 수 있으며, 다음의 요구사항을 만족하여야 한다.
  - 스켈럽의 형상은 보 플랜지에서의 응력집중이 최소화될 수 있도록 가공한다. 스켈럽의 표면거칠기는 $13\mu m$을 초과하지 않도록 하며, 노치와 가우지가 없어야 한다. 책임구조기술자의 지시에 따라 노치와 가우지를 보수하도록 한다. 엔드플레이트볼트모멘트접합부에서 엔드플레이트에 연결되는 보웨브에는 스켈럽을 설치하지 않는다.
  - 접합부에서 인장력에 저항하는 양면부분용입용접과 양면 모살용접의 소요강도는 연결되는 요소나 부분에 대해서 $1.1R_yF_yA_g$로 산정한다. 접합부에서 인장력이 작용하는 부분에는 1면부분용입용접이나 일면 모살용접을 사용하지 않는다.
- 완전강접 모멘트접합부의 소요전단강도 V_u는 다음의 지진하중효과 E를 이용하여 산정한다.

$$E=2[1.1R_yM_p]/L_h \qquad \text{<식2.2.15>}$$

정밀한 해석에 의하여 입증된 경우에는 V_u보다 작은 값을 적용할 수 있다. 소요전단강도는 증폭지진하중이 사용된 하중조합에 의하여 산출된 전단력보다 클 필요는 없다.

ⓑ 부분강접모멘트접합부

다음의 요구사항을 만족하는 경우에는 부분강접모멘트접합부를 사용할 수 있다.

- 부분강접접합부는 완전강접모멘트접합부의 요구사항에에 규정된 소요강도에 대하여 설계하여야 한다.
- 접합부의 공칭휨강도 M_n은 연결되는 보 또는 기둥의 M_p의 50% 중 작은 값 이상으로 산정한다.
- 부분강접모멘트접합부의 강성과 강도는 전체골조의 안정성에 미치는 영향을 포함

하여 설계에 반영하도록 한다.

- 부분강접모멘트접합부에 대한 V_u는 하중조합에 의한 전단력과 접합부가 저항할 수 있는 최대단부모멘트로부터 산출된 전단력을 합산하여 산정한다.

② 보-기둥접합부 패널존(보웨브와 기둥웨브가 평행한 경우)

패널존의 소요두께는 성능인증에 사용된 시험체의 접합부 또는 인증접합부의 패널존 설계에 사용된 방법에 따라 산정한다. 패널존의 최소 소요전단강도는 소성힌지점에서의 예상모멘트를 기둥 외주면으로 외사하여 구한 모멘트의 합으로부터 산정한다. 패널존의 설계전단강도는 $\phi_v R_v$가 된다(여기서, $\phi_v = 1.0$).

그리고 공칭전단강도는 전단항복 한계상태에 해당되는 강도로서 식 2.2.16 ~ 19의 규정에 의하여 산정한다.

- 골조안정성에 대한 패널존변형의 효과가 해석에서 고려되지 않을 때 :

$-P_r \le 0.4P_c$ 일 때,

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \qquad <식2.2.16>$$

$-P_r > 0.4P_c$ 일 때,

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_r}{P_c}\right) \qquad <식2.2.17>$$

- 골조안정성에 대한 소성패널존변형을 포함하는 것이 해석에서 고려될 때 :

$-P_r \le 0.75P_c$ 일 때,

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \qquad <식2.2.18>$$

$-P_r > 0.75P_c$ 일 때,

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)\left(1.9 - \frac{1.2P_r}{P_c}\right) \qquad <식2.2.19>$$

식 2.2.16 ~ 19은 다음의 정의를 따른다.

여기서, A : 기둥횡단면적, mm^2

b_{cf} : 기둥플랜지의 폭, mm

d_b : 보깊이, mm

F_y : 기둥웨브의 명시된 최소항복응력, N/mm^2

P_c : P_y, N

P_r : 소요강도, N

P_y : $F_y A$, 기둥의 축방향항복강도, N

t_{cf} : 기둥플랜지의 두께, mm

t_w : 기둥웨브의 두께, mm

필요한 경우 2중플레이트 또는 1쌍의 대각스티프너를 강접합경계 내에 설치해야한다.
패널존 두께에 있어 기둥웨브와 패널존보강판 각각은 다음의 기준을 만족해야 한다.

$$t > (d_z + w_z)/90 \qquad \text{<식2.2.20>}$$

여기서, t : 기둥웨브 또는 패널존보강판의 두께, mm
d_z : 연속판 사이의 패널존의 춤, mm
w_z : 기둥플랜지 사이의 패널존 폭, mm

만일 기둥웨브와 패널존보강판을 플러그용접에 의해 접합해서 국부좌굴이 방지되도록 하면 기둥웨브와 패널존 두께의 총합이 식 2.2.20을 만족하면 된다.
패널존보강판은 보강판 전체 두께의 전단강도가 충분히 발현되도록 완전용입용접이나, 모살용접법을 사용해서 기둥플랜지에 용접한다. 보강판을 기둥웨브에 용접할 경우, 보강판을 통한 하중전달을 고려하여 보강판의 상하변을 용접한다. 보강판이 기둥 웨브와 떨어져 배치될 경우는 좌우대칭이 되도록 하고 연속판을 통한 하중전달을 고려하여 연속판에 용접한다.

③ 보와 기둥의 구조제한
ⓐ 폭-두께비제한
- 콤팩트단면이 요구될 때, 지진력저항시스템의 부재는 웨브와 연속적으로 접합된 플랜지로 이루어져야 하며, 압축요소의 판폭두께비λ_p는 표 2.2.9의 한계값을 초과해서는 안 된다.
- 내진콤팩트단면이 요구될 때, 지진력저항시스템의 부재는 웨브와 연속적으로 접합된 플랜지로 이루어져야 하며, 압축요소의 판폭두께비는 이의 한계판폭두께비λ_{ps}를 초과해서는 안 된다.

ⓑ 보 플랜지
소성힌지영역에서의 급격한 보 플랜지 단면의 변화는 허용되지 않는다. 드릴로 보 플랜지를 천공하거나 혹은 플랜지폭을 절취하는 것은 실험이나 인증을 통해 안정적으로 소성힌지가 발현될 수 있음을 입증한 후에 허용된다.
④ 기둥-보의 모멘트비
기둥-보의 모멘트비에 관해서는 별도의 요구사항은 없다.

⑤ 보-기둥 접합부의 횡지지
ⓐ 횡지지된 접합부
보 웨브와 기둥웨브가 동일 평면상에 있고 기둥이 패널존 외부가 탄성상태를 유지한다면, 보-기둥접합부의 기둥플랜지는 보의 상부플랜지 위치에서만 횡지지가 요구된다. 식 2.2.7을 사용하여 계산한 비가 2.0보다 크다면 기둥은 탄성상태를 유지하는 것으로 가정할

수 있다. 만약 패널존 외부의 기둥이 탄성상태에 있지 않다면 다음의 규정을 만족해야 한다.

- 보의 상하플랜지 위치 모두에서 기둥플랜지는 직접 혹은 간접적으로 횡지지가 이루어 져야 한다. 기둥플랜지의 직접 횡지지는, 횡좌굴방지를 위해 기둥플랜지의 적합한 위치의 부착된 가새나 기타 부재, 데크 또는 슬래브에 의해 이루어진다. 간접횡지지는, 기둥플랜지에 직접 부착되지는 않지만 기둥웨브나 스티프너플레이트를 통해 작용하는 부재나 접합부의 강성에 의한 횡지지를 지칭한다.
- 기둥플랜지 각각의 횡지지가새의 소요강도는 보 플랜지강도($F_y b_f t_{bf}$)의 2%에 대해 설계한다.

ⓑ 횡지지되지 않은 접합부

횡지지되지 않은 보-기둥접합부를 갖는 내진골조의 기둥은, 인접한 횡지지간의 거리를 기둥의 좌굴길이로 사용하여, 조합력과 비틀림을 받는 부재에 의해 설계를 하며 다음의 사항을 반영한다.

- 기둥의 소요강도는 적절한 하중조합을 사용하되, 지진하중E는 다음 2가지 중 작은 값을 택한다.
  - 증폭지진하중
  - 보의 설계휨강도 또는 패널존의 설계전단강도를 기반으로 계산된 골조설계 강도의 125%
- 기둥의 세장비(L/r)는 60을 넘지 않도록 한다.
- 내진골조에 직각인 방향의 기둥의 소요휨강도는 보 플랜지 횡지지력이 유발한 모멘트와 이로 인한 기둥플랜지변형에 의한 2차 효과를 고려하여 산정한다.

2.2.3 접합부의 내진성능 평가방법 개발

1) 손상상태 예측방법

지진하중 하에서 건축구조물의 거동(층간변위, 최대변위)를 바탕으로 그 손상상태를 예측하는 방법은 여러 가지 규준에서 정리되어 있다.

(1) FEMA-355C

FEMA-355C에서는 구조물의 높이에 대한 층변위의 분포를 구조물의 특성과 지반에 따라 다르게 정의하고 있다. 대부분의 경우에서 지붕층 변위는 spectral displacement로부터 예측할 수 있다는 많은 증거들이 있다. 구조물에서 어떤 곳에서 발생할 수 있는 최대 층 변위는 성능의 적절한 측정으로 가정하기 때문에, 만약 최대 층변위와 지붕층 변위의 비가 적절한 안정관계라고 판단되면 이러한 변수는 예측되어질 수 있다. 과거에 만들어진 이러한 값을 예측하고 일정한 패턴을 예측하는 방법은 SAC Structure의 반응 해석에서 또한 확인할 수 있다.

구조물이 회복된 후 변위로서 정의되는 잔류변위(residual drift)는 때때로 구조물의 "손상"지표로서 사용되어진다. 이러한 변수의 값이 존재하지만, 잔류변위는 구조물에서 발생할 수 있는 비탄성 지표로 오해할 수 있는 잔류변위로 고려되어질 수도 있다. 주기적인 파동(Pulse)은 중요한 비탄성을 야기키나 낮은 잔류변형을 발생시키는데 반하여, 진폭의 1/2 파동(half Pulse)은 더욱 큰 잔류변형을 발생시킬 수 있다. 게다가, 잔류변형은 손상측정값을 감소시키는 누적 손상(cumulative damage)에 대해서 유의할 필요가 없다고 하고 있다.

(2) FEMA-273

3개의 분리된 구조적 성능 수준과 2개의 매개 구조적 성능 범위로 구분되어진다. 현재 존재하거나 신축되는 구조물의 다양한 요소의 경우 발생 가능한 지진에 의한 하중, 변위와 관계있는 수용기준은 구조적 성능 범위와 수준과 직접적인 관계가 있다. 다양한 범위의 구조적 성능 필요조건은 개개의 건물 소유주에 의해 달라진다. 가이드라인에서 정의된 3개의 구조적 성능 수준은 구체적으로 언급된 구조적 성능과 관계가 있는 것을 선택하였다. 2가지의 구조적 성능 범위는 사용자가 건물 재건의 목적을 만들기 위한 다른 필요조건이 가능하게 한다. 구조적 성능수준은 즉시거주수준(Immediate Occupancy Level), 생명안전수준(Life Safety Level)과 붕괴방지수준(Collapse Prevention Level)이다. 표 2.2.10은 횡하중 저항 시스템의 일반적인 수직 요소에 대하여 이러한 구조적 성능 수준이 제한하고 있는 손상상태와 관계가 있음을 보여주고 있다. 표 2.2.10에서 보여주고 있는 변위값은 다양한 성능수준과 관련된 전반적인 구조물의 반응을 설명하기 위한 전형적인 값이다.

<표 2.2.10> 구조물의 성능 수준

구성요소	유형	구조성능 수준		
		붕괴방지(S-5)	생명안전(S-3)	즉시거주가능(S-1)
콘크리트 골조	변위	일시적인 4.0% 또는 지속적임	일시적인 2.0% ; 지속적인 1.0%	일시적인 1.0% ; 지속적으로 무시가능
스틸 모멘트 골조	변위	일시적인 5.0% 또는 지속적임	일시적인 2.5% ; 지속적인 1.0%	일시적인 0.7% ; 지속적으로 무시가능
가새 스틸 골조	변위	일시적인 2.0% 또는 지속적임	일시적인 1.5% ; 지속적인 0.5%	일시적인 0.5% ; 지속적으로 무시가능
콘크리트 벽	변위	일시적인 2.0% 또는 지속적임	일시적인 1.0% ; 지속적인 0.5%	일시적인 0.5% ; 지속적으로 무시가능

(3) FEMA-356

지역적으로 적합한 손상분류체계를 통해 접합부의 내진성능을 평가하며, 다양한 손상상태에 대한 층간변위를 제시하는 FEMA-356을 이용하여 손상상태에 대한 층간변위를 표 2.2.11과 같이 제시하였다. 목표건물 성능수준은 총 4가지로 나누어지며, 손상상태에 대하

여 정의하고 있다. Target Building Performace Level에 대한 일반적 내용, 비구조요소와 NEHRP Provisoins로 설계된 구조물의 성능과의 비교내용을 주로 하고 있다. 수직부재의 요소에 대한 구조물의 성능수준과 손상상태를 표 2.2.11-1과 같이 나타내었다. 구조물의 성능수준은 3가지로 분류되어 있으며, 각각의 구성요소에 따른 손상상태의 주요 유형, 부가적 유형 및 변위를 나타내고 있다.

<표 2.2.11> 손상정도와 구조물 성능 수준

	목표 건물 성능 수준			
	붕괴방지수준	생명안전수준	즉시거주수준	정상수준
전반적인 손상	심각함	중간정도	조금	아주 조금
일반사항	ㅇ잔류강성과 강도는 거의 없으나, 구조물을 지지하고 벽의 작용을 함. ㅇ큰 영구변위가 존재 ㅇ몇몇의 출구는 막혀있음. ㅇ초기단계에서의 파괴 또는 내부건재(infills)와 보강되지 않은(unbraced) 난간(parapets) 파괴 ㅇ구조물은 거의 붕괴	ㅇ모든 층에서 몇몇의 잔류 강도와 강성이 존재함. ㅇ중력을 지지하는 요소의 기능을 함. ㅇ벽의 면외변형 또는 난간의 끝부분의 파괴가 없음. ㅇ파티션의 손상 ㅇ건물의 경제적 보강이 가능	ㅇ영구변위가 존재하지 않음 ㅇ구조물은 초기강도와 초기강성을 상당히 내포하고 있음. ㅇ구조적 요소뿐만 아니라 정면, 파티션과 천장에 약간의 균열이 존재 ㅇ엘리베이터가 재작동됨 ㅇ화재보호기능 작동가능	ㅇ영구변위가 존재하지 않음 ㅇ구조물은 초기강도와 초기강성을 상당히 내포하고 있음 ㅇ구조적 요소뿐만 아니라 정면, 파티션과 천장에 약간의 균열이 존재 ㅇ중요한 모든 시스템이 작동함
비구조 요소	심각한 손상	낙하위험은 거의 없으나, 많은 건축적, 기계적, 전기적 시스템이 파괴됨	장비와 내용물은 일반적으로 안전하지만 기계적 결함 또는 시설(utility)의 부족으로 인하여 작동이 안될 수도 있음.	무시할만한 손상이 발생할 수 있음. 전기와 다른 시설이 사용가능함.
설계지진시 NEHRP Provision하에서 설계된 구조물로 지정된 성능과의 비교	상당한 손상 또는 더욱 큰 위험이 존재	약간 많은 손상과 약간 높은 위험이 존재	덜 손상되고 낮은 위험성이 존재	거의 손상이 없고 위험성이 존재하지 않음

<표 2.2.11-1> 구조물의 성능 수준과 손상상태

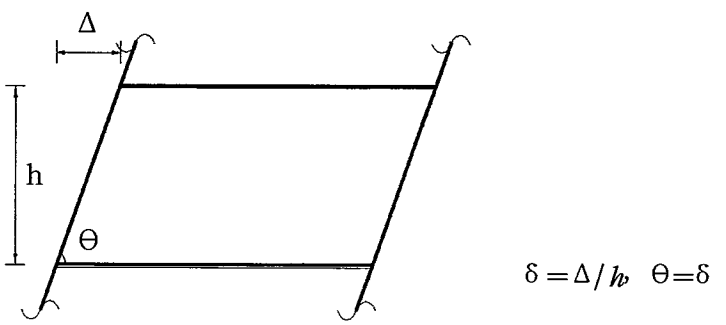
구성요소	유형	구조물의 성능 수준		
		붕괴방지(S-5)	생명안전(S-3)	즉시거주(S-1)
콘크리트 골조	주요유형	ㅇ 연성요소에서 과도한 균열과 힌지 발생 ㅇ 몇몇의 비연성적 기둥에서 제한된 균열 그리고/또는 이음파괴 ㅇ 단주에서 심각한 파괴	ㅇ 보에서의 심각한 파괴 ㅇ 연성적 기둥의 경우 표면에서의 박리와 전단 균열 (< 폭 3.2mm) ㅇ 비연성적 기둥에서 약간의 박리발생 ㅇ 접합부 균열 (< 폭 3.2mm)	ㅇ 약간의 가는 균열 발생 ㅇ 몇몇의 위치에서 제한된 항복 ㅇ 어떠한 균열도 존재하지 않음 (변형률 0.3% 이하)
	부가적 유형	ㅇ 기둥과 보에서 과도한 박리발생 ㅇ 심각한 접합부 균열 ㅇ 몇몇의 철근이 구부러짐	ㅇ 연성부재에서 과도한 균열과 힌지 발생 ㅇ 몇몇의 비연성적 기둥에서 제한된 균열 그리고/또는 이음파괴 ㅇ 단주에서 심각한 파괴	ㅇ 연성적 기둥과 보의 몇몇 곳에서 약간의 박리발생 ㅇ 보와 기둥의 휨 균열 발생 ㅇ 접합부(joint)에서 전단균열 (< 폭 1.6mm)
	변위	일시적인 4% 또는 영구적임	일시적인 2% 또는 영구적인 1%	일시적인 1% 또는 거의 영구적이지 않음
스틸 모멘트 골조	주요유형	ㅇ 보와 기둥 패널의 과도한 비틀림 발생 ㅇ 모멘트 접합부에서의 많은 파손이 존재하나 전단 접합부는 안전함	ㅇ 힌지가 발생함 ㅇ 몇몇 보에서 국부 좌굴 발생 ㅇ 심각한 접합부 비틀림 존재 ㅇ 단절된 모멘트 접합부의 파손이 존재하나 전단 접합부는 안전함 ㅇ 몇몇의 요소에 부분적 파손이 존재함	ㅇ 몇몇의 장소에서 약간의 국부 항복이 존재 ㅇ 어떠한 파손도 없음 ㅇ 사소한 부재의 영구적인 비틀림 또는 좌굴이 존재함.
	부가적	주요유형과 같음	ㅇ 보와 기둥 패널의	주요유형과 같음

	유형		과도한 비틀림 o 모멘트 접합부에서는 많은 파손이 존재하나 전단 접합부는 안전함	
	변위	일시적인 5% 또는 영구적임	일시적인 2.5% 또는 영구적인 1%	일시적인 0.7%, 또는 거의 영구적이지 않음
가새 스틸 골조	주요유형	o 가새의 과도한 항복 또는 좌굴 o 많은 가새와 접합부가 파괴될 수도 있음	o 많은 가새가 항복하거나 좌굴하였으나 전체적으로 파괴가 발생하지 않음 o 많은 접합부가 파괴될 수도 있음	o 가새의 약간의 변형과 좌굴이 발생함
	부가적 유형	주요 유형과 같음	주요 유형과 같음	주요 유형과 같음
	변위	일시적인 2% 또는 영구적임	일시적인 1.5% 또는 일시적인 0.5%	일시적인 0.5% 또는 거의 영구적이지 않음

2) 접합부의 내진성능 평가

구조물 전체의 거동을 고려해야 하는 층간변위, 최대변위, 최대변위와 지붕층 변위를 고려하는 점은 접합부만을 고려할 수 있는 개발 및 연구단계에서는 부적합하다고 판단된다. 따라서 접합부의 내진성능을 평가하는데 있어 접합부의 변형각을 이용하는 것이 효율적이라고 판단된다.

본 연구에서 제안된 층간변위율 예측방법은 접합부 변형각의 예측에 바로 사용할 수 있으며, 이는 적용분야를 건물의 접합부 변형각 예측으로 확대하였다. 그림 2.2.14와 같이 층간 횡변위를 변형각으로 환산하는 방법하여 접합부의 내진성능을 평가하고자 한다.



<그림 2.2.14> 접합부 변형각과 층간변위

<표 2.2.12> 구조물의 성능 수준

구성요소	유형	구조물의 성능 수준		
		붕괴방지(S-5)	생명안전(S-3)	즉시거주(S-1)
콘크리트 골조	변형각 (Θ)	일시적인 0.04rad 이상 또는 영구적임	일시적인 0.02rad 이상 또는 영구적인 0.01rad 이상	일시적인 0.01rad이상 또는 거의 영구적이지 않음
스틸 모멘트 골조	변형각 (Θ)	일시적인 0.05rad 이상 또는 영구적임	일시적인 0.025rad 이상 또는 영구적인 0.01rad 이상	일시적인0.007rad이상 또는 거의 영구적이지 않음
가새 스틸 골조	변형각 (Θ)	일시적인 0.02rad이상 또는 영구적임	일시적인 0.015rad이상 또는 영구적인 0.005rad이상	일시적인 0.005rad이상 또는 거의 영구적이지 않음
콘크리트 벽체	변형각 (Θ)	일시적인 0.02rad이상 또는 영구적임	일시적인 0.01rad 이상또는 영구적인 0.005rad 이상	일시적인 0.005rad 이상 또는 거의 영구적이지 않음
비보강 석조 채움 벽체	변형각 (Θ)	일시적인 0.006rad이상 또는 영구적임	일시적인 0.005rad 이상 또는 영구적인 0.005rad이상	일시적인 0.005rad 이상 또는 거의 영구적이지 않음
비보강 석조 (비채움) 벽체	변형각 (Θ)	일시적인 0.01rad이상 또는 영구적임	일시적인 0.006rad 이상 또는 영구적인 0.006rad 이상	일시적인 0.003rad 이상 또는 영구적인 0.003rad 이상
보강 석조벽체	변형각 (Θ)	일시적인 0.0015rad 이상 또는 영구적임	일시적인 0.006rad 이상 또는 영구적인 0.006rad 이상	일시적인 0.002rad 이상 또는 영구적인 0.002rad 이상
목조벽체	변형각 (Θ)	일시적인 0.03rad 이상 또는 영구적임	일시적인 0.02rad 이상 또는 영구적인 0.01rad 이상	일시적인 0.01rad 이상 또는 영구적인 0.002rad 이상

3) 변형성능요구 예측방법과 개발된 접합부의 내진성능 비교

강구조 및 합성구조에 대하여 변형성능요구 예측방법인 KBC-2005, KBC-2008, AISC, Eurocode와 개발된 접합부 성능평가를 표 2.2.13과 같이 비교하였다. KBC-2005와 IBC는 내진적용그룹으로 분류하여 허용 회전각이 분류되었으나 KBC-2008에서는 AISC Seismic Provisions과 같이 강구조의 경우, 특수 모멘트 골조, 중간 모멘트 골조, 보통 모멘트 골조로 분류되었으며 합성구조의 경우, 합성 특수 모멘트 골조, 합성 중간 모멘트 골조, 합성 보통 모멘트 골조로 분류되었다. Eurocode에서는 연성능력에 따라 분류하여 DCH(Ductility Class High)의 경우 0.035rad이상, DCM(Ductility Class Medium)의 경우 0.025rad이상을 만족하면 된다.

<표 2.2.13> 개발된 접합부의 내진성능 비교

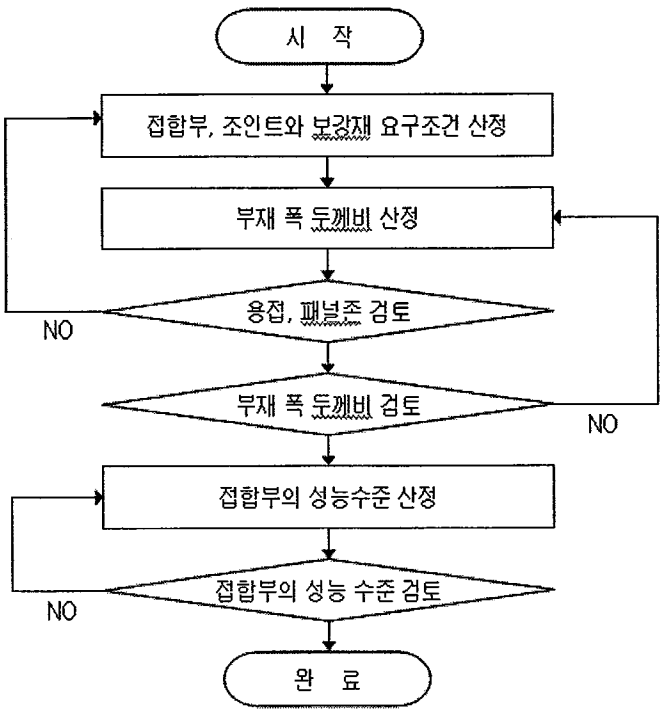
	규준		분류	회전각 (rad)
변형성능 요구 예측방법	KBC-2005	내진적용그룹	특	0.01
			I	0.015
			II	0.02
	IBC	내진적용그룹	I	0.025
			II	0.02
			III	0.015
	KBC-2008 / AISC		SMF, C-SMF	0.04
			IMF, C-IMF	0.02
			OMF, C-OMF	0.01
	Eurocode Draft 8		DCH	0.035
			DCM	0.025
			DCL	
손상상태 예측방법	개발된 접합부 성능평가		붕괴방지	일시적인 0.05
			생명안전	일시적인 0.025
			즉시거주	일시적인 0.007

제안한 접합부 성능평가는 변형성능 요구 예측방법은 국가 또는 지역에 따라 차별되는 재료적 특성과 시공 수행능력을 고려하여 지역적으로 적합한 손상분류체계를 통해 접합부의 내진성능을 평가하는 것이다. 개발된 접합부 성능평가는 변형성능 요구 예측방법인 각국의 규준을 모두 포함할 수 있는 범위로 되어 있다.

4) 내진성능 평가방법 흐름도

그림 2.2.15와 같이 내진성능을 평가하는 방법은 접합부 조인트와 보강재의 요구조건을 산정한 후 부재 폭 두께비를 산정한다. 이후 용접 및 패널존을 검토한 후 만족하지 못할 경우 접합부, 조인트와 보강재의 요구조건을 다시 산정한다. 이후 용접, 패널존과 부재 폭

두께비를 만족할 경우 접합부의 성능수준을 산정하고 성능수준을 검토한다.



<그림 2.2.15> 내진성능 평가방법의 흐름도

2.2.4 반복하중에 대한 내진성능 실험

1) 2심 냉간성형 각형 CFT 기둥-보 접합부 내진성능 실험

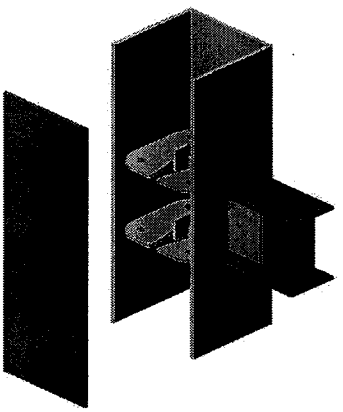
1차년도의 고층건물 9개 중·저층 건물 2개 총 11개 건물들의 내진설계를 통해, 접합부에서 정모멘트 작용시에도 보의 하부플랜지에서는 인장력이 작용하지 않았고 압축력이 작용함을 확인하였다. 이를 통해, 국내에 설계되는 건물골조 시스템과 이중 골조시스템(기타구조 포함)의 경우, 외곽부 모멘트접합부에서는 횡력의 고려 없이 연직하중에 대해서만 고려하여 설계됨을 확인하였다. 상부 보 플랜지 부분의 접합상세와 동일하게 큰 인장력에 견디도록 설계할 필요가 없으며, 더욱 단순하면서 경제적인 접합상세의 적용이 가능하다고 판단된다.

상하이형 접합상세는 건물의 형상이 복잡하여 한 개 기둥에 연결된 각 보에 작용하는 하중이 다르게 되어 각 보의 높이 및 플랜지 두께가 달라질 경우에 사용할 수 있으며, 하부 플랜지 높이차에 따라 내부 다이아프램이 여러겹으로 겹치게 되거나 경사지게 되어 접합부 시공이 복잡해지고 콘크리트 충전성이 낮아지는 문제점을 해결하기 위한 것이다.

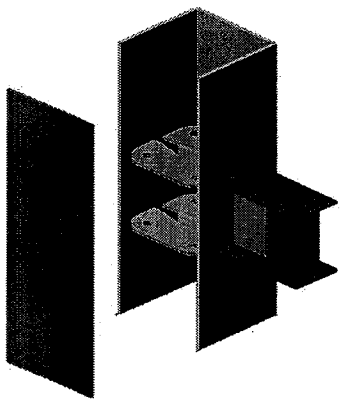
일반적으로 강진지역인 미국, 일본 등에 적합한 디테일은 중약진 지역인 국내에서는 과다설계의 우려가 있다. 1차년도에서는 중약진 지역에 적합한 보-기둥 접합부의 소요되는 강재량을 줄인 새로운 접합부 형상의 접합부를 개발하여 단순인장 실험을 실시하였고, 2

차년도에서는 개발된 접합부의 내진성능을 비교하기 위하여 실험을 통하여 내진성능을 비교하였다.

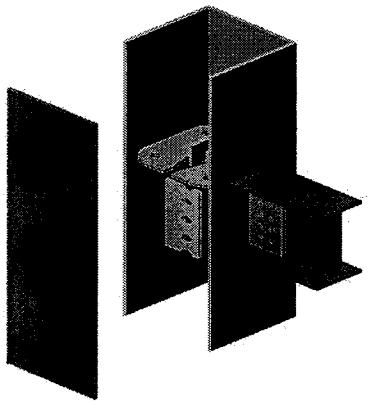
본 연구에서는 콘크리트 충전에 의한 효과가 가장 좋은 원형 내다이아프램 접합부와 시공성, 콘크리트 충전성 및 경제성이 뛰어난 수직 유공판 앵커형 접합부를 이용하여 그림 2.2.16과 같이 상하동형 실험체 2개(강축, 약축)과 상하이형 실험체 2개(강축, 약축) 총 4개의 실험체에 대하여 반복하중에 의한 내진성능을 평가하였다.



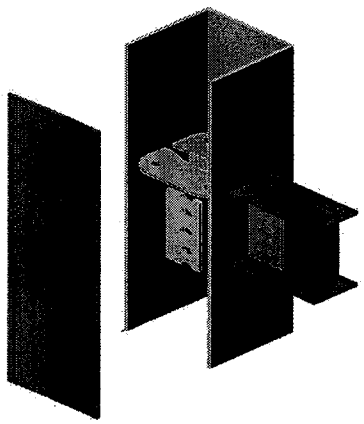
(a) 상하동형 강축 실험체



(b) 상하동형 약축 실험체



(c) 상하이형 강축 실험체



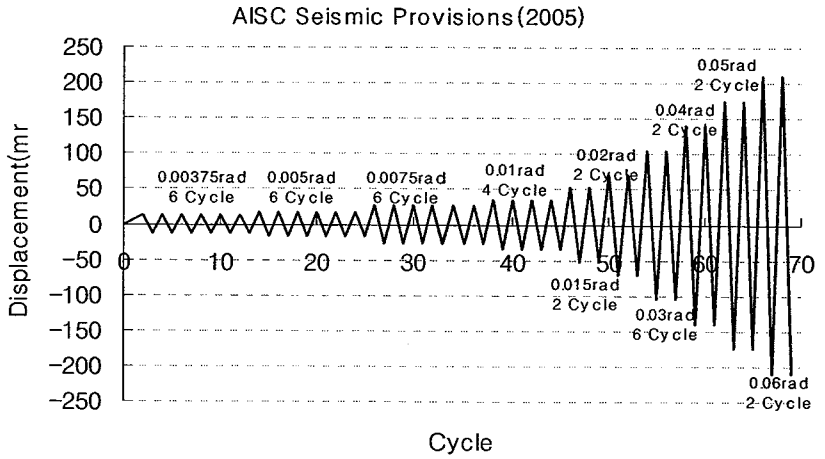
(d) 상하이형 약축 실험체

<그림 2.2.16> 접합부 내진성능 실험체

반복하중에 의한 내진성능을 평가하기 위하여 보-기둥 모멘트 접합부의 내진성능 평가는 층간변위(Θ)를 조절하여 가력하며 하중이력곡선은 그림 2.2.17과 같다.

- 6주기 : 0.00375 rad
- 6주기 : 0.005 rad
- 6주기 : 0.0075 rad
- 4주기 : 0.01 rad
- 2주기 : 0.015 rad
- 2주기 : 0.02 rad

- 2주기 : 0.03 rad
- 2주기 : 0.04 rad
- 2주기 : 0.01 rad 씩 증가하면서 가력



<그림 2.2.17> 하중 가력 곡선

이 접합상세들에 대한 실험 및 해석적 구조성능평가를 수행하였으며, 이는 구조분야에서 분석하였다.

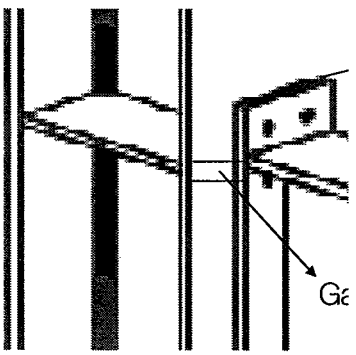
2) 엔드플레이트 기둥-보 접합부 내진성능 실험

1차년도의 고층건물 9개 중·저층 건물 2개 총 11개 건물들의 내진설계를 통해, 접합부에서 정모멘트 작용 시에도 보의 하부플랜지에서는 인장력이 작용하지 않았고 압축력이 작용함을 확인하였다. 따라서 엔드플레이트 기둥-보 접합부의 내진성능 평가를 위하여 상하동형(extended형)을 기본 실험체로 하고 접합부에 정모멘트 작용 시 보 하부 플랜지의 압축력 작용에 대한 평가를 위하여 상하이형 실험체를 제작하여 실험을 실시하였다.

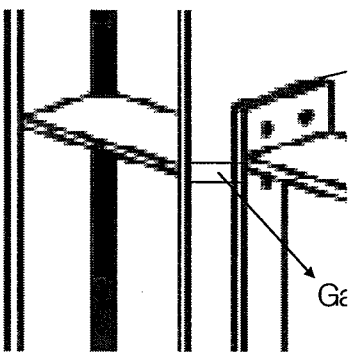
미국의 IBC 2000 기준을 근간으로 제작된 내진설계 기준에 합당한 중·약진 지역인 우리나라에 적합한 모멘트 회전각 및 구조 성능, 연성능력을 발휘하는 동시에 적정한 엔드플레이트 두께를 산정하여 엔드플레이트 파괴형 접합부 개발을 목적으로 한다.

일반적으로 강진 지역인 미국이나 일본 등의 각국에서는 보항복형 설계를 지향하고 있으나, 보항복형인 경우 엔드플레이트의 두께가 과도하게 두꺼워진다. 따라서 중·약진 지역인 우리나라에 보항복형 접합부를 도입할 경우 과다설계와 경제성이 떨어진다는 단점이 있어 국내 도입에 어려움이 따른다. 따라서 본 실험에서는 중·약진 지역인 우리나라에 적합한 국내 내진 기준에 합당한 엔드플레이트 접합부를 제시하기 위하여 미국의 FEMA-350 엔드플레이트 접합부 설계기준을 바탕으로 하였으며, 엔드플레이트 강재변수와 볼트열의 게이지 라인, 엔드플레이트 접합형태에 따른 상하이형과 상하동형을 변수로 그림 2.2.18과 같이 E-SN490-G60은 Extended형 엔드플레이트 접합을 기본으로 한 기본

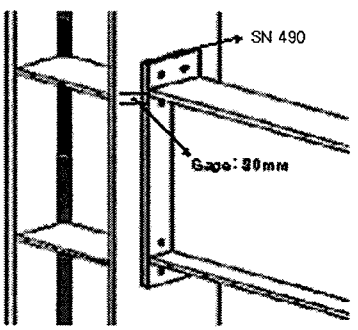
형 실험체로 엔드플레이트 강종을 SN490을 사용하였으며 볼트의 게이지 라인은 내부와 외부 볼트 모두 60mm로 설계하였다. E-SM490-G60은 기본형 실험체와 동일한 조건을 가지나 엔드플레이트의 강종을 SM490강재를 사용하여 제작하였으며, E-SN490-G80은 변수로써 볼트 게이지 라인을 80mm로 하였다. F-SN490-G60은 엔드플레이트의 강종은 SN490, 볼트게이지 라인은 60mm로 하고 상하이형 실험체를 제작하였다. 총 4개의 엔드플레이트 보-기둥 접합부 실험체를 제작하였고 구조실험을 수행하여 구조성능 및 연성능력을 평가하였다.



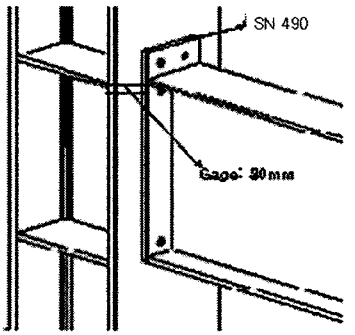
(a) E-SN490-G60



(b)E-SM490-G60



(c)E-SN490-G80



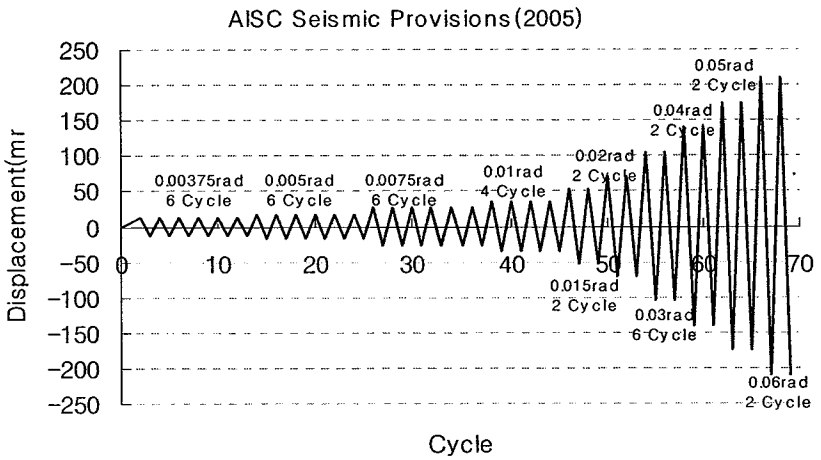
(d)F-SN490-G60

<그림 2.2.18> 엔드플레이트 내진 성능 실험체 형상

반복하중에 의한 보-기둥 모멘트 접합부의 내진성능 평가를 위하여 변위제어를 통한 층간변위(Θ)를 조절하여 가력 하였으며 하중이력곡선은 그림 2.2.19와 같다.

(1) 6주기 : 0.00375 rad
(2) 6주기 : 0.005 rad
(3) 6주기 : 0.0075 rad
(4) 4주기 : 0.01 rad
(5) 2주기 : 0.015 rad
(6) 2주기 : 0.02 rad
(7) 2주기 : 0.03 rad
(8) 2주기 : 0.04 rad

(9) 2주기 : 0.01 rad 씩 증가하면서 가력



<그림 2.2.19> 하중 가력 곡선

이 접합상세들에 대한 실험 및 해석적 구조성능평가를 수행하였으며, 이는 구조분야에서 분석하였다.

2.2.5 보-기둥 접합부의 내진성능 평가 DB구축

본 연구에서는 1997년~2006년 총 10년간 기둥-보 접합부의 실험에 관한 DB를 구축하였고 32개의 논문에서 총 148개의 실험체를 대상으로 표 2.2.14와 같이 KBCS-2008, AISC Seismic Provision과 개발된 내진성능 평가방법을 비교한 결과 80% 일치하는 것으로 나타났다. 지진과 같은 반복하중 작용시 붕괴방지 수준은 43%, 생명안전 57%, 즉시거주 10%로서 대부분의 실험체는 생명안전과 붕괴방지 수준을 넘어서는 것으로 확인하였다.

<표 2.2.14> KBCS-2008, AISC와 개발한 내진성능 평가 비교

	저자	구조형식 (기둥-보)	실험체명	KBC, AISC			개발한 내진성능 평가		
				SMF	IMF	OMF	붕괴방지	생명안전	즉시거주
1	조순호, 선성규	콘크리트 골조 (RC-철골)	CF1		○			○	
			CF2	○			○		
			CF3	○			○		
			CF4	○			○		
2	김종락 외 3명	스틸 모멘트 골조 (철골-철골)	WP-57.(a)	○			○		
			WP-57.(b)	○			○		
			WP-57-N	○			○		
			SP-57.(b)	○			○		
			SP-57-N	○			○		

3	정도섭 외 3명	스틸 모멘트 골조 (CFT+H형강)	기존실험체		○			○	
			복합십자 상하동일형	○				○	
			Dogbone 삽입형	○				○	
4	최성모 외 3명	스틸 모멘트 골조 (CFT+H형강)	ID		○			○	
			TD		○			○	
			CD		○			○	
			CDS		○			○	
5	조창호 외 2명	콘크리트 골조 (RC- RC)	JP-ND	○			○		
			JP-NP	○			○		
			JP-NC		○			○	
			JP-NS		○			○	
			JP-RI	○			○		
			JP-RP	○			○		
			JP-RC	○			○		
			JP-RS	○			○		
6	이형복, 박성수	콘크리트 골조 (RC- 철골)	BW	○			○		
			CEEP	○			○		
			CTSW	○			○		
			CTS	○			○		
			CSW	○			○		
			STW12	○			○		
			STW12		○			○	
			ST12	○			○		
7	김철환, 이은택	스틸 모멘트 골조 (CFT+ 철골보)	R40DN-1	○				○	
			R40DN-2	○				○	
			R40BN	○				○	
			R40BS	○				○	
			R40BST		○			○	
8	김철환 외 2명	스틸 모멘트 골조 (CFT- H형강보)	P40BN		○				○
			P40BN	○				○	
			R40BN	○				○	
			R40BS		○				○
			P60BN		○				○
			P60BS	○				○	
9	오영훈 외 2명	콘크리트 골조 (RC-RC)	BCB		○			○	
			BCS	○			○		
			BCST1	○			○		
			BCST2	○			○		
			BCST3	○			○		
10	이상훈 외 3명	콘크리트 골조 (SRC-RC)	JF-1	○			○		
			JF-2	○			○		
			JF-3		○			○	
			JF-4	○			○		
			JF-5		○			○	
11	김영주	스틸 모멘트	TS100	○				○	

	외 4명	골조 (CFT기둥-H형강 보)	TS120	○				○	
			TS140	○			○		
12	한상환, 권건업	스틸 모멘트 골조 (철골-철골)	SC		○			○	
			SC-P		○				○
			WC	○				○	
14	서수연 외 2명	콘크리트 골조 (RC-RC)	EWB-N		○			○	
			EWB-S1		○			○	
			EWB-S2	○			○		
			EWB-H	○			○		
			EWB-D	○			○		
15	최성모 외 3명	스틸 모멘트 골조 (CFT-H형강)	CDS		○			○	
			CDSN		○			○	
			CDST		○			○	
			CDSV		○			○	
16	최성모, 정진안	스틸 모멘트 골조 (CFT-H형강)	ST-MW	○				○	
			ST-MC	○				○	
			ST-PW	○				○	
			ST-PC	○			○		
17	정진안 외 2명	스틸 모멘트 골조 (CFT-H형강)	No.1	○				○	
			No.2	○			○		
			No.3	○			○		
			No.4	○			○		
			No.5	○			○		
			No.6	○			○		
18	정경수 외 2명	스틸 모멘트 골조 (CFT-H형강)	R22C20C	○				○	
			R22C40C		○			○	
			R22C60C		○				○
			R31C20C		○			○	
			R31C40C		○			○	
			R31C60C		○				○
			R43C20C		○			○	
			R43C40C		○				○
			R43C60C			○			○
			R31C20S			○			○
			R31C40S			○			○
			R31C60S			○			○
19	서수연 외 2명	콘크리트 골조 (RC-RC)	KJ-1		○			○	
			KJ-2		○			○	
			KJ-3	○			○		
			KJ-4		○			○	
			KJ-7		○			○	
20	양철민, 김영문	스틸 모멘트 골조 (철골-철골)	DWA4		○			○	
			TSD4	○				○	
			FW4		○			○	
21	이리형	콘크리트 골	S4-1	○			○		

	외 4명	조 (강선 이음형 PC-강선 이음형 PC)	S4-2	○			○		
			B4-1	○			○		
22	이 리 형 외 3명	콘크리트 골조 (RC-RC)	LCS	○			○		
			LCS-1	○			○		
			LCS-2	○			○		
			LCS-3	○			○		
			LCS-4	○			○		
			LCS-5	○			○		
23	오상훈	스틸 모멘트 골조 (합성보)	No.1		○				○
			No.2	○				○	
			No.3	○				○	
			No.4	○				○	
24	오 상 훈 외 3명	스틸 모멘트 골조 (철골-철골)	D1	○			○		
			D2	○			○		
			D2C	○			○		
			S4	○			○		
25	김 승 구 외 3명	스틸 모멘트 골조 (철골-철골)	FP-180		○				○
			FP-195		○			○	
			FP-220			○			○
			EP-195.(a)		○			○	
			EP-195.(b)	○				○	
			EP-195-C	○				○	
26	김 성 배 외 3명	스틸 모멘트 골조 (RC-합성보)	H-W.(b)	○				○	
			TSC-N.(b)		○			○	
			TSC-N-4		○			○	
			TSC-W-8		○			○	
27	최성모 외 3명	스틸 모멘트 골조 (CFT-H형강)	S-1	○			○		
			S-2	○				○	
			S-3	○			○		
28	문 태 섭 외 4명	콘크리트 골조 (RC-RC)	TS100	○			○		
			TSD100		○			○	
			TSD120	○			○		
			TSH100	○			○		
			TSH120	○			○		
29	문 태 섭 외 3명	스틸 모멘트 골조 (CFT-H형강)	TS-1		○			○	
			TS-2		○			○	
			TS-3	○				○	
			TS-4	○			○		
			TS-5	○			○		
			TS-6	○			○		
30	김 상 대 외 4명	스틸 모멘트 골조 (철골-철골)	SA-01	○			○		
			SA-02	○			○		
			SA-03	○			○		

31	오 명 호 외 4명	스틸 모멘트 골조(합성 기둥- 철골)	C1-SA		○			○	
			C2-WA		○			○	
32	권 기 혁 외 5명	콘크리트 골조 (RC-RC)	NS		○			○	
			S		○			○	
			SX		○			○	
			X		○			○	

제 3장 접합부 요소의 성능평가 및 기둥-보 접합부 개발 - 구조분야

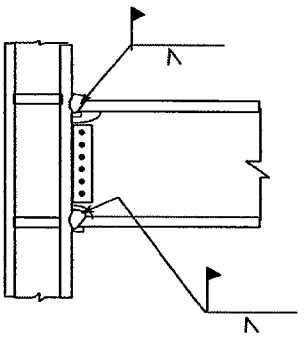
제 3장 접합부 요소의 성능평가 및 기둥-보 접합부 개발 - 구조분야

3.1 접합부 요소의 성능평가 (1차년도)

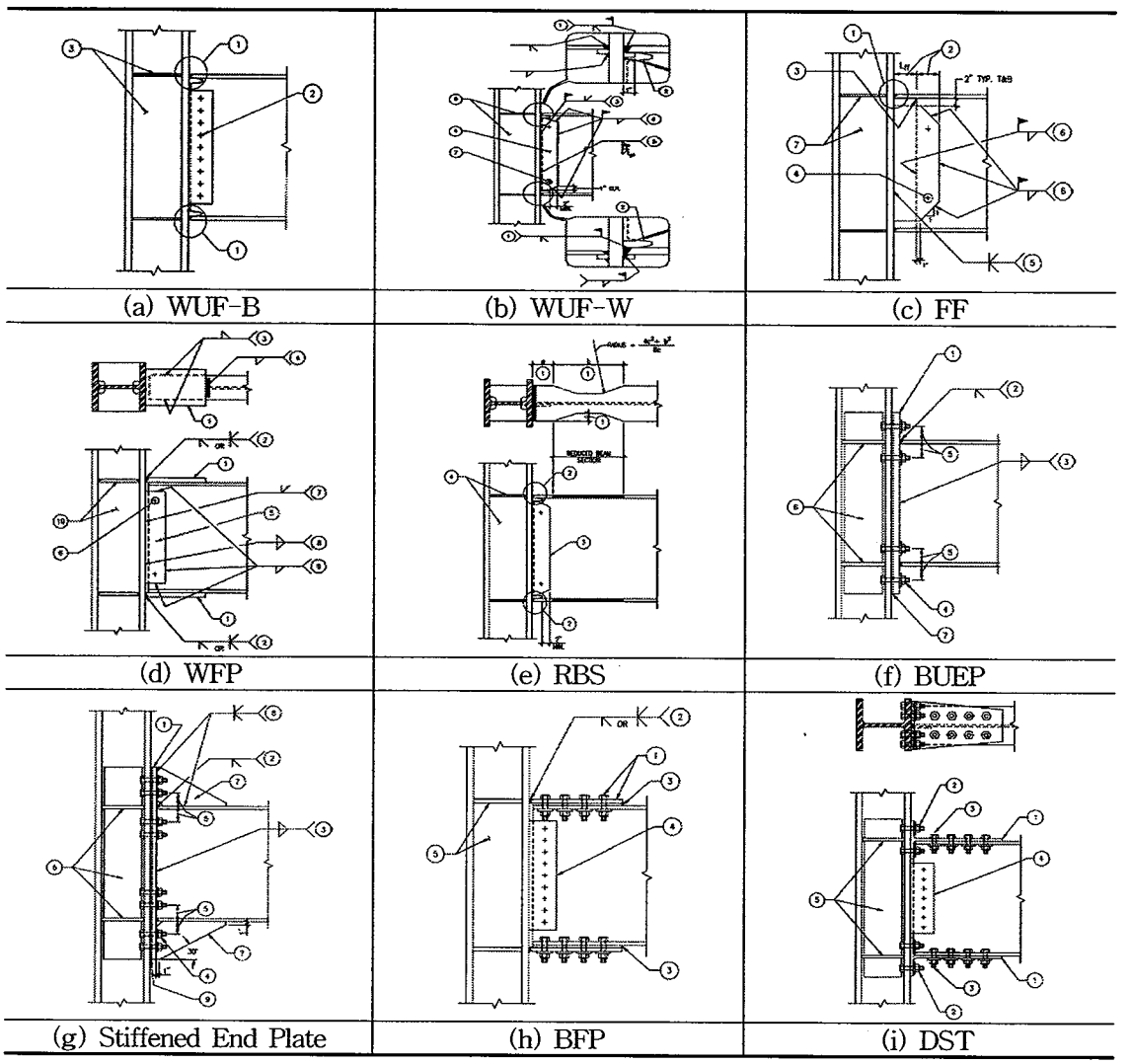
1994년 미국 노스리지 지진과 1995년 고베 지진시 기존의 우수한 연성능력을 가질거라 예상했던 접합부들의 예기치 못한 취성파괴로 새로운 접합부의 내진상세 개발의 필요성이 대두되었다. 그에 따라, 미국과 일본은 내진상세 개발에 착수하였고, 그 결과 연성능력이 충분히 발휘되는 철골 및 합성구조 접합부 내진상세를 개발하였으며 그에 대한 연구는 지금까지 계속되고 있다. 국내에서는 1978년 홍성대지진 이후 내진설계의 필요성을 인식하여 내진 1998년 내진설계기준이 제정된 이후 2번의 개정을 거쳐 현재 KBCS-2005가 제정이 되어 있지만, 이는 미국의 IBC 2000의 설계기준을 근간으로 제정되었기에 중·약진 지역인 우리나라에 이러한 강진 접합상세를 적용하는 것은 과다설계의 문제점이 있다. 따라서, 본 연구에서는 중·약진 지역인 우리나라에 적용할 수 있는 접합부 내진상세로서 CFT 접합형식과 엔드플레이트 보-기둥 접합부를 제안하고 구조실험 및 이론해석을 통하여 내진성능을 평가하였다.

지난 수십년간 철골건물의 보-기둥 접합부는 건축구조분야의 주 연구대상이었다. 그 이유는 건물에 작용하는 하중을 기초까지 전달하기 위해 건물을 구성하는 기둥과 보는 하중에 의한 축력, 전단력, 모멘트를 견뎌야 하며 기둥과 보의 접합부는 용접, 리벳, 볼트 등의 접합재료를 사용하여 구조적으로 안전하고 시공이 편리하도록 구성되어야 하기 때문이다. 따라서 1990년대 초반까지 보-기둥 모멘트 접합부에서 웨브는 볼트로 접합하고, 플랜지는 용접하는 용접 철골모멘트 접합부가 일반적으로 사용되어 왔다. 그러나 1994년 미국 노스리지 지진과 1995년 고베 지진에서 우수한 연성능력을 발휘할 수 있는 구조시스템으로 알려져 왔던 용접 철골모멘트 접합부의 예상치 못한 취성파괴(그림3.1.1)는 새로운 접합부의 내진상세 개발의 필요성을 이끌어 내는 계기가 되었다.

노스리지 지진과 고베지진 이후 강진지역의 접합상세는 미국, 일본을 중심으로 하여 연성능력이 우수한 접합부가 연구되어 왔으며 특히 미국의 SAC Joint Venture의 연구비 지원으로 진행된 FEMA-350보고서는 노스리지 지진이전 용접 철골모멘트 접합부의 대안 접합부로 그림 3.1.3과 같은 접합부를 제시하였다.



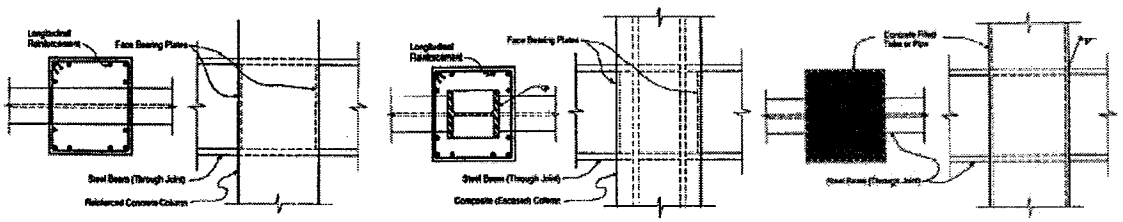
<그림 3.1.1>용접 철골모멘트 접합부



<그림 3.1.3> FEMA-350의 인증접합부

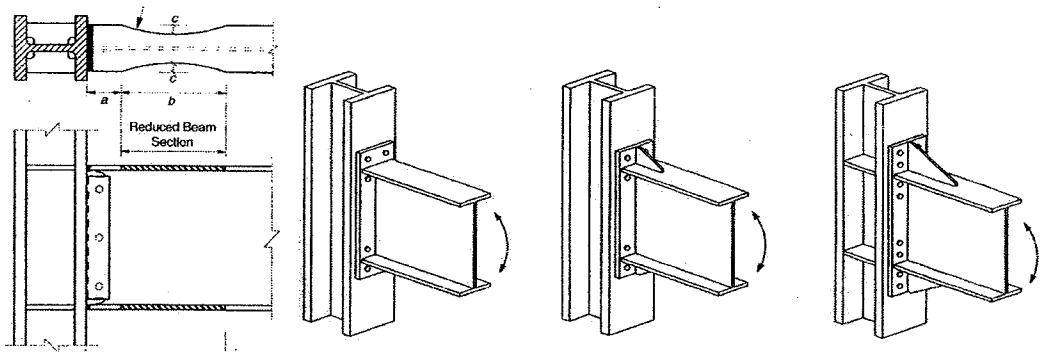
또한, 노스리지 지진과 고베지진에서 다른 구조형식보다 합성구조를 채택한 건물의 피해가 적었다는 사실은 건물의 내진설계에서 합성구조에 대한 태도의 전환점이 되었다. 그

때까지 일본과 미국의 설계법에서는 접합부의 내진설계를 독립적으로 취급하지 않았으며, 또한 합성구조 접합부의 경우도 설계시 시공이전에 실험과 분석을 통하여 다른 구조형식의 성능이상을 발휘하는 검증을 한 후 시공하는 번잡한 방식을 채택하고 있어, 접합부의 내진설계의 장애가 되고 있었다. 따라서 미국과 일본은 1993년부터 시작된 미일 공동연구를 통해 AISC(1997)의 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings에서 철골 접합부와 합성구조 접합부의 내진성능과 그림 3.1.4의 합성구조 내진상세를 제시하였으며 두 번의 개정작업을 거쳐 2005년 11월에는 FEMA에서 제시한 인증접합부 중 AISC의 "Seismic Provisions For structural Steel Buildings"의 성능을 만족시키는 그림 3.1.5와 같은 RBS 접합부와 엔드플레이트 접합부에 대한 접합상세의 설계법을 정리하여 AISC "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications"에 제시하였으며 합성구조 접합부의 내진상세도 향후 제시될 것으로 예상된다. 또한 2006년 5월에는 FEMA의 연구결과와 AISC의 접합부내진성능을 포괄하는 Seismic Design Manual을 제정하여 건물의 구조시스템 및 접합부의 내진 요구성능 및 평가방법을 제시하였다.



(a) RCS (b) SRC (c) CFT

<그림 1-4> 합성구조의 접합상세



(a) RBS 접합부 (b) 엔드플레이트 접합부

<그림 3.1.5> AISC의 인증접합부

우리나라도 1978년 홍성대지진 이후 내진설계의 필요성을 인식하고 몇 번의 내진설계 방법의 개정을 거쳐 최근 내진설계 대상건물의 범위를 확대한 KBCS-2005를 제정하였다. 그러나 KBCS-2005는 미국의 IBC 2000의 설계기준을 근간으로 하여, 우리나라 실정에 맞게 일부 수정하여 제정한 것으로 철골 접합부의 상세 기준이 없어 모든 철골접합부에 대하여 동일한 성능을 요구하고 있다. 또한 합성구조 접합부의 규정이 마련되어 있지 않아 CFT와 같은 합성구조 접합부의 적용은 어려운 실정이다.

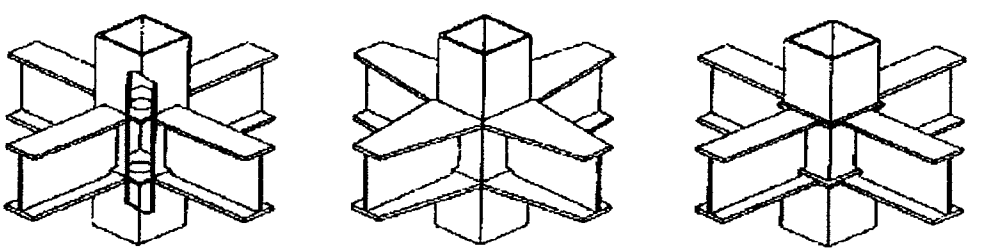
현재 미국의 IBC기준은 2000의 신규제정에 이어 2003년, 2006년 2번의 개정을 하는등 내진설계기준이 계속 발전하고 있으나 향후 제정될 KBCS-2008은 IBC 2006의 기준을 또 다시 도입할 것으로 예상되고 있다. 그러나 미국의 AISC에 제시되어 있는 접합부 내진상세는 강진지역의 성능발휘를 목적으로 하므로 국내에 그대로 적용하기에는 과다설계의 문제점이 있다. 따라서 우리나라의 접합부 내진성능과 접합상세는 국내의 실정에 맞게 제정되어야 할 필요가 있다. 따라서 본 연구에서는 중·약진 지역에 적용할 수 있는 접합부의 내진상세를 개발하고 성능을 평가하기 위하여 엔드플레이트 보-기둥 접합부와 CFT 접합형식을 제안하고 구조실험 및 이론해석을 통하여 중·약진 지역의 적용성을 검토하고자 한다.

3.1.1 중·약진 지역의 접합상세의 제안

1) 2심 CFT 접합부

(1) 제안 배경

우리나라의 경우 브레이스를 설치하지 않은 라멘 구조와 중앙에 코어를 설치한 2중 골조 구조가 많으며 이러한 구조물은 보-기둥 접합부가 가장 큰 모멘트를 받게 된다. 따라서 건축물의 기둥 부재로서 강축과 약축이 없는 강관부재가, 보 부재로는 H형강을 사용하고 강관부재와 H형강 접합부는 다이아프램으로 불리는 부재를 이용하여 보 플랜지에서 기둥으로 응력을 전달하는 경우가 많다. 이러한 접합형식을 일반적으로 CFT 구조라고 하며 다이아프램의 사용방법에 따라 크게 관통형 다이아프램, 내다이아프램, 외다이아프램으로 분류되어지며, 일본에서는 일반적으로 관통형과 내다이아프램이 주류를 이루고 있으며, 각 접합형식은 그림 3.2.1과 같다.



<그림 3.2.1> CFT 접합부의 형식

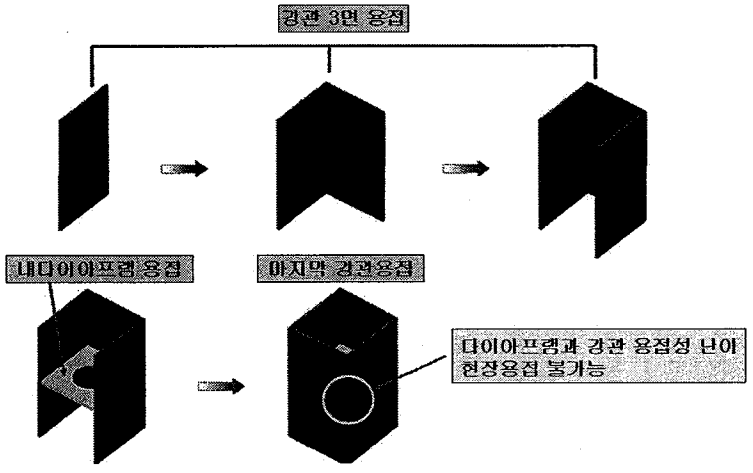
그러나, 국내와 같은 중·약진 지역에서 그림 3.2.1과 같은 강진지역의 디테일을 그대로 적용한다는 것은 과다설계의 문제점이 항상 지적되어 왔으며 기둥절단 후 다이아프램 설치를 함으로서 골조가공 작업량이 증대되는 등 비경제적이다. 또한, 한국강구조학회 및 대한건축학회의 설계 및 시공 지침과 매뉴얼 등에서도 다양한 기둥-보 접합부 형식에 대한 상세 제안이 없는 상태이므로, 제작성 및 시공성이 확보된 보-기둥 접합부의 개발이 필수적이라 판단된다. 따라서 본 논문의 목적은 기존의 접합형식보다 시공성을 만족하고

역학적 성능이 우수하며 중 · 약진 지역에 적합한 새로운 접합형식을 개발하는데 있다.

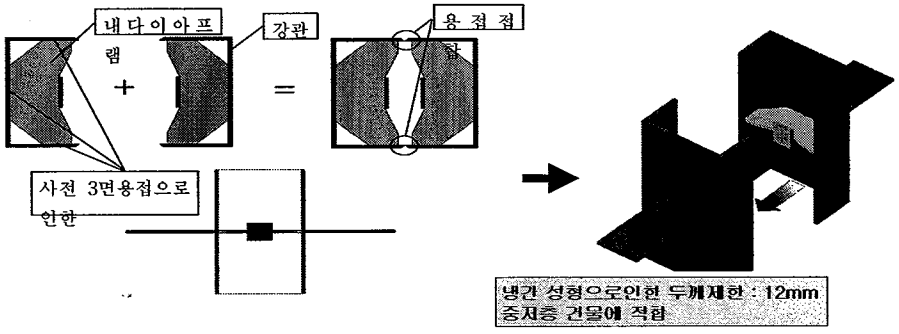
(2) 제안 접합상세

① 강관의 제작법에 따른 다이아프램 접합부 제안

종래의 각형강관에 H형강보를 접합하는 방법은 각각의 시공상의 단점을 가지고 있다. 따라서 중 · 약진 지역인 우리나라에 적합한 내다이아프램의 보다 경제적인 설계를 위해서 그림 3.2.2와 같이 강관기둥을 절단하지 않으며, 용접의 난이도를 개선한 접합법을 제안한다. 본 연구는 그림3.2.2의 b)와 같이 다이아프램에 대한 시공성 및 경제성을 고려하여 ㄷ자 형태의 강관을 만들어 다이아프램을 강관용접 전 3면 선(先)용접 접합하여 내다이아프램을 형성하고 두 개 형상의 접합되는 두 면을 용접하여 강관을 제작한 형태를 제안한다. 또한 개구부에 의해 생기는 결함을 보완하기 위하여 개구부주위에 플레이트를 덧댐으로써 구조적으로 내력을 보강하였다. 본 연구에서 제안한 2seam 접합방법은 ㄷ형태의 강관을 제작하기 위하여 냉간 성형을 하게 됨으로써 강관의 두께가 최대 12mm로 제한된다. 그러므로 현재 제안한 2seam접합 방법은 우리나라의 중저층 건물에 대하여 목표를 삼고 있다.



(a) 4 seam 강관 제작법 (박스기둥)

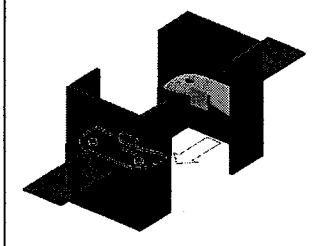
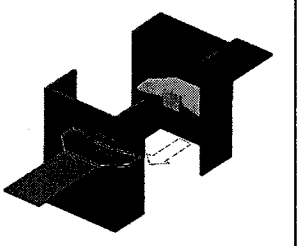
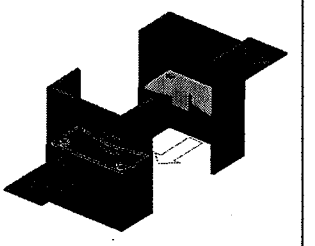
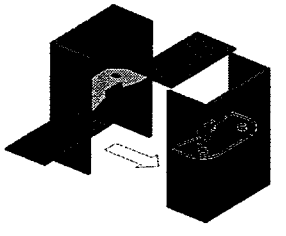
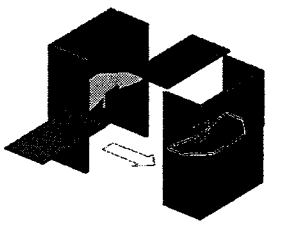
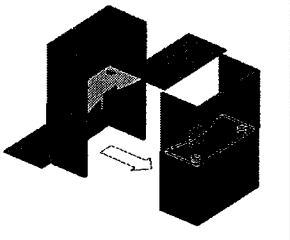


(b) 2seam 접합방법 (냉간성형강관기둥)

<그림3.2.2> 강관 제작법

② 상부 다이아프램 접합부 제안

본 연구에서는 기둥-보 접합부의 상부를 보강하기 위한 방식으로 그림 2.3과 같이 다이아프램의 모서리 절삭형태에 따라 곡선 절삭형, 사선 절삭형, 무절삭형을 제안한다. 2심 CFT 강관 접합부의 다이아프램은 강관 제작을 위하여 2등분하였으며 보플랜지와 다이아프램의 부착위치에 따라 강축과 약축방향이 결정된다. 따라서 강축방향은 다이아프램이 대부분의 하중을 전달하며 약축방향은 기둥면을 통해 하중이 전달된다. 또한 강관 내부의 개구율 확보를 위하여 다이아프램의 단면결손 부분은 수직플레이트를 붙여 응력집중을 방지하였으며 강관이 충전될 경우 수직플래이트는 약축방향 다이아프램에 대하여 앵커역할을 하므로 약축방향 내력을 증가시키는 역할을 할것으로 판단된다.

	곡선 절삭형	사선 절삭형	무절삭형
약축			
강축			

<그림 3.2.3> 제안된 상부 내다이아프램 형상

③ 하부 다이아프램 접합부 제안

본 연구에서는 기둥-보 접합부의 하부를 보강하기 위한 방식으로 현장에서의 시공성과 콘크리트의 충전성을 고려한 그림3.2.4와 같은 수평형과 수직형 하부보강 형태를 제안한다. 본 제안 형태는 전단구멍을 가지는 내측 다이아프램이 보강된 콘크리트 충전용 강관기둥으로서 판상의 내측 다이아프램 면내에 간단에게 전단구멍을 뚫어 타공 형성시키는 것으로 전단키를 마련함으로 경제성을 확보한 콘크리트 충전용 강관기둥이다. 본 제안 형태는 CFT에서 접합부 하부에 대한 문제점을 해결하기 위해 내부에 용접 접합되는 내측 다이아프램으로 면내에 전단구멍이 복수개 형성된 플레이트를 채택한 것에 특징이 있다. 이로써, CFT에 콘크리트가 충전되면 콘크리트는 내측 다이아프램의 전단구멍을 통과하면서 충전될 것이며, 이때 전단구멍을 통과하는 콘크리트는 못과 같은 역할을 하면서 내측 다이아프램과 콘크리트의 합성작용을 강화하게 된다.

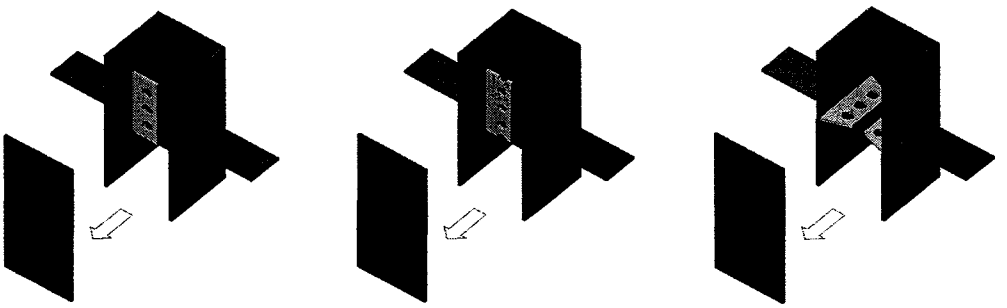
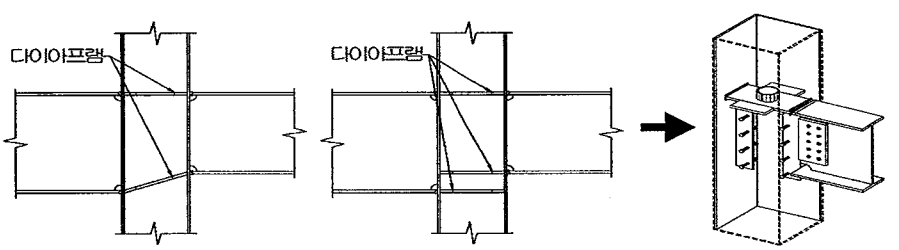


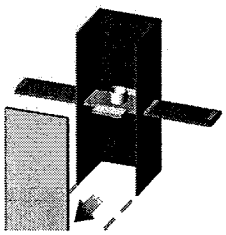
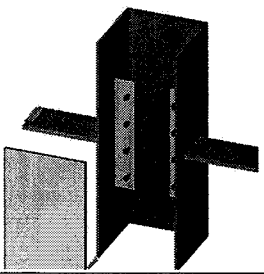
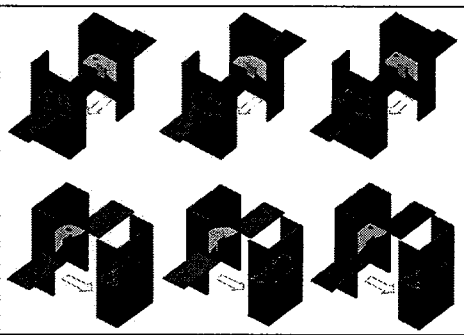
그림 3.2.4 제안된 하부보강 접합부 형상

④ 상하이형 CFT 접합부

현재 사용되고 있는 기둥-보 접합형식은 양방향이 대칭을 이루고 있으며 일정한 두께를 갖는 하나의 다이아프램으로 이루어진다. 그러나, 건물의 형상이 복잡하여 한 개 기둥에 연결된 각 보에 작용하는 하중이 다르게 되어 각 보의 높이 및 플랜지 두께가 달라질 수 있다. 이러한 경우, 기존 접합형식을 적용할 때 다이아프램과 보 플랜지의 두께 차이에서 발생하는 원활하지 못한 하중전달의 문제점과 갑작스런 기하학적인 형상변화에 의한 응력 집중현상으로 인해 용접부가 취약해질 수 있으며, 그림에서와 같이 하부 플랜지 높이에 차이가 생겨 내부 다이아프램이 여러 겹으로 겹치게 되거나 다이아프램이 경사지게 된다. 이것은 접합부 시공이 복잡해지고 콘크리트 충전성이 낮아지는 문제점을 발생시킨다. 따라서 그림 3.2.5와 같이 상부와 하부의 접합형태를 달리하여 외부하중에 의하여 상부와 하부 플랜지에 발생하는 응력만큼을 받도록 상하이형 접합부를 제시하며, 상부와 하부 다이아프램 형태는 3.2.6의 상부와 하부 다이아프램 형태의 조합으로 한다.



<그림 3.2.5>보 춤의 차이에 따른 다이아프램 상태 및 제안 형상 개념

	상부 다이아프램	하부 다이아프램
박스기둥		
냉간성형 기둥(t ≤ 12mm)		

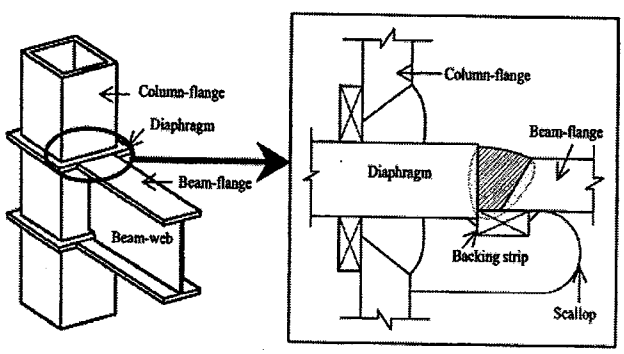
<그림3.2.6> 상하이형 접합부의 제안

(3) 현장적용성, 시공성 및 경제성 평가

① 현장적용성 및 시공성

ⓐ 관통형 다이아프램 형식

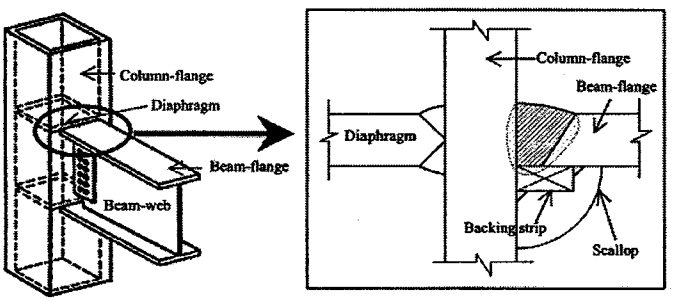
관통형 다이아프램 형식의 제작방법은 강관기둥을 절단한 후 그 사이에 다이아프램을 투입하여 완전 홈용접으로 기둥과 다이아프램, 다이아프램과 보 플랜지를 접합하는 형식으로 이 경우 기둥과 다이아프램의 용접은 용접위치를 확보하기 위하여 기둥을 상하 반전해야 할 필요성이 있어 대부분의 경우 공장에서 로봇을 이용한 용접으로 이루어진다. 보 플랜지와 다이아프램의 용접은 그림 3.2.7과 같이 용접 보조품으로 Backing strip과 엔드탭 등이 사용되어지며 이러한 용접부는 응력상태가 복잡하여 응력이 집중되는 경우가 많으며 특히 용접잔류 응력 및 용접변형 등이 발생하여 건축물의 피해 유무를 좌우하는 경우가 많다.



<그림 3.2.7> 관통형다이아프램

ⓑ 내다이아프램 형식

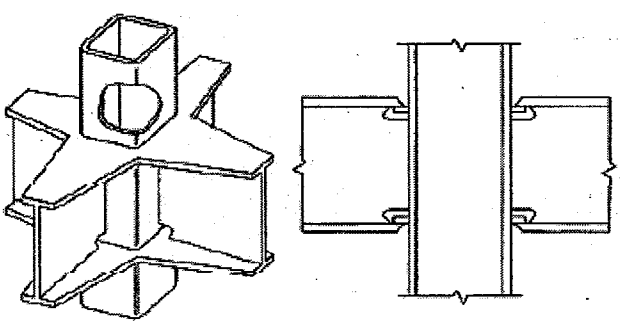
내다이아프램 형식의 제작방법은 강관기둥은 그림3.2.8과 같이 절단하지 않으며, 다이아프램은 강관내부에 내접하도록 용접한다. 따라서 보 플랜지와 기둥 플랜지는 직접 용접한다. 참고로 미국의 Northridge 지진시(1994) 피해를 받은 용접부는 기둥이 H형인 차이를 제외하면 용접상세는 내다이아프램 형식과 비슷하다. 내다이아프램 형식의 경우에도 Backing strip과 엔드탭 등이 사용되어지며 용접 후 소거되지 않고 그대로 남는다. 관통형 다이아프램 형식은 롤 성형 강관 또는 프레스 성형 강관등 일반적으로 기성제품 강관을 기둥부재로 사용하는 경우가 대부분이며, 내다이아프램 형식의 경우 강판을 조립하여 제작하여 4면을 용접하여 사용하는 조립형 강관을 기둥 부재로 사용할 경우 주로 사용되어지며, 판 두께를 자유롭게 조절 가능하여 일반적으로 대규모 구조물에 적용되는 경우가 많다.



<그림 3.2.8> 내다이아프램

ⓒ 외다이아프램 형식

외다이아프램 형식은 그림3.2.9와 같이 기둥을 절단하지 않아 기둥의 가공 공정수가 적으며 기둥내의 응력전달이 명쾌하다. 다이아프램은 1매의 강판에서 잘라내어 제작하는 방법과 4매의 강판을 완전 홈용접하여 제작하는 방법이 있다. 강판과 다이아프램의 용접은 완전 홈용접으로 구성되어 있어 내다이아프램의 용접법과 동일하다. 그러나 공정의 까다로움과 돌출부가 많아 그다지 사용되지 않지만 강관과 다이아프램의 접합이 모살용접으로 가능하며 기둥을 절단하지 않는 공정을 줄일 수 있다는 측면에서 최근 새로운 디테일이 연구되고 있다.



<그림3.2.9> 외다이아프램

ⓓ 제안 접합부의 현장 적용성과 시공성

종래의 각형강관에 H형강보를 접합하는 방법은 각각의 시공상의 단점을 가지고 있으나 본 연구에서 제안한 2seam 접합방법은 ㄷ형태의 강관을 제작하기 위하여 냉간성형을 하게됨으로써 강관의 최대두께는 공장의 일괄생산이 가능한 12mm로 제한되는 단점이 있다. 그러므로 본 연구에서 현재 제안한 2seam접합 방법은 중저층 건물을 대하여 목표로 삼고 있다.

② 경제성

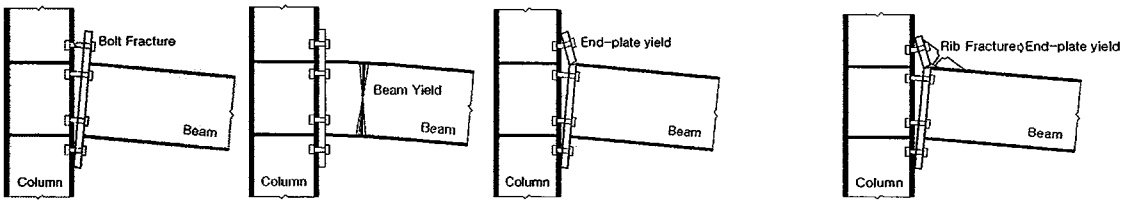
2seam 접합부는 기존의 다이아프램과 비교하여 제작 및 시공시 강재량, 용접량이 감소하므로 경제적인 접합부 형식으로 적용될 수 있다. 기존 내다이아프램의 경우 내부 보강을 위한 강재량이 많이 소요되고 절단 및 조립비가 상대적으로 높아 원가측면에서 불리한 접합부 형식이며, 특수용접(CES) 적용을 통한 자재 손실이 많아 채택빈도가 가장 낮은 접합형식이다. 또한 기타 다이아프램은 모든 공정의 작업량이 많고 철골 가공량이 증가하여 대부분 경제성 면에서 불리한 접합부 형식이다.

그러나 2seam 접합부의 경우 강재량이 적어 재료비를 절감할 수 있고, 용접량 감소 및 용접성이 우수하여 제작 시 노무비 절감이 가능하여 경제성 측면에서도 많은 장점을 가진 접합부 형식이다.

2) 엔드플레이트 접합부

(1) 제안배경

미국의 노스리지 지진(1995)과 일본의 고베지진(1996) 이후 보항복으로 골조의 연성능력을 확보하는 구조개념이 일반화되고 있으며, 이를 바탕으로 접합부의 내진상세가 개발되어 설계기준으로 제정되고 있다. 엔드플레이트 접합부 내진상세에 대하여 FEMA-355D(2000)에서는 볼트 파괴형(그림 2-10a)과 엔드플레이트 항복형(그림 3.2.10)은 보의 전소성 상태를 확보할 수 없으므로, 두꺼운 엔드플레이트를 사용하는 보 항복형(그림 3.2.10b)접합상세를 인증접합상세로서 제안하고 있다. 한편, 제시된 보항복형의 접합상세는 보의 춤이 클수록 보에 소성힌지 발생이 어려우므로, 보의 스팬(보의 춤을 7배 이하), 보 춤(W24 이하), 보플랜지 두께(3/4" 이하) 및 기둥 춤(W8-W14)에 대한 제한을 두고 있다. 보 붕괴형으로 설계된 경우에도 일반구조용 강재(SS400)의 철골보에 사용은 강재의 항복강도의 큰 편차에 의해 보의 항복이 전에 볼트파괴에 의한 취성파괴의 가능성이 있다. 또한, 보붕괴형을 유도하기 위한 두꺼운 엔드플레이트의 사용은 접합부 제작비용의 증가를 발생시키며, 철골구조물의 공사비 증가에 큰 영향을 미칠 것이라 판단한다. 따라서 새로운 엔드플레이트 접합형식으로 엔드플레이트에 항복을 유도하여 연성을 확보하는 엔드플레이트 붕괴형 접합상세를 제안하고자 한다.



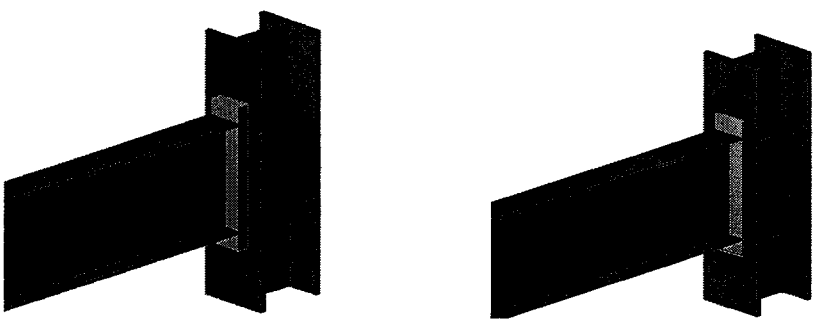
(a) 볼트파괴 (b) 보 항복 (c)엔드플레이트 항복 (d) Rib파괴+엔드플레이트 항복

<그림 3.2.10> 엔드플레이트 접합부의 붕괴 메커니즘

(2) 제안 접합상세

① 얇은 엔드플레이트 접합부

강진지역의 엔드플레이트 접합부의 파괴 메카니즘은 보 붕괴형을 기본으로 하고 있으나 보 붕괴형으로 할 경우 엔드플레이트 두께는 그림3.2.11(a)와 같이 보 플랜지나 기둥 플랜지에 비해 매우 두껍게 되며 보의 강도가 설계 항복강도보다 높은 강재가 사용될 경우볼트파괴의 가능성이 매우 높아지게 된다. 따라서 보항복형 엔드플레이트 접합부는 중약진 지역에 사용하기에 다소 과다설계가 되는 문제점이 있다. 따라서 본 연구에서는 접합부에서 요구하는 모멘트-회전각 성능을 보의 항복이 아닌 그림 3.2.11(b)와 같이 엔드플레이트의 변형에 의하여 확보하는 얇은 엔드플레이트를 사용한 접합상세를 제시한다.

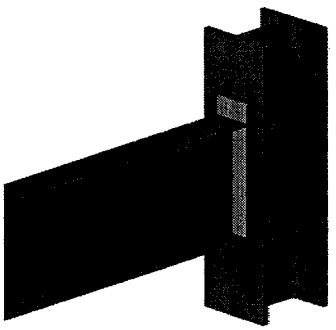


(a) 두꺼운 엔드플레이트 접합부 (b) 얇은 엔드플레이트 접합부

<그림 3.2.11> 엔드플레이트 접합부

② 상하이형 접합부

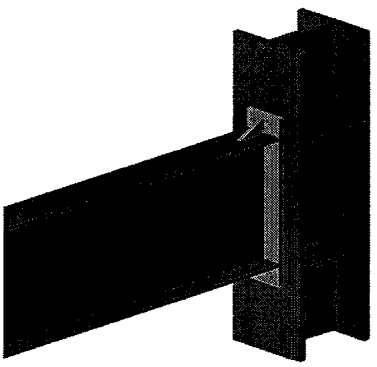
국내의 고층 건물은 일반적으로 코아를 건물의 중앙에 두고 외부 기둥을 철골 또는 합성 기둥으로 하는 이중 골조 방식을 사용하고 있으며 건물의 중앙에 코어가 설치될 경우 횡력의 대부분을 코어가 부담하므로 외부 기둥에 횡력에 의한 큰 모멘트가 작용하지 않게 된다. 특히 중력하중에 의한 영향으로 접합부의 상부플랜지에는 큰 인장력이 발생하지만 접합부의 하부 플랜지는 상부플랜지에 비하여 매우 작은 인장력이 발생하는 것으로 확인되었다. 따라서 본 연구에서는 상부플랜지는 익스텐디드형의 엔드플레이트를 적용하여 인장력을 충분히 받도록 하고 하부플랜지는 플래시형을 사용하여 그림 3.2.12와 같이 상하이형 접합부를 제안하고자 한다.



<그림 3.2.12> 상하이형 엔드플레이트 접합부

③ 리브보강 접합부

엔드플레이트 접합부는 엔드플레이트의 두께가 얇을수록 엔드플레이트의 변형이 쉽게 발생하여 우수한 연성능력을 나타낸다. 그러나 엔드플레이트의 강성과 내력은 엔드플레이트 두께가 얇을수록 떨어지게 되며, 이는 보의 내력을 충분히 활용하지 못하는 결과를 가져온다. 그러므로 얇을 엔드플레이트를 사용함에 따른 내력의 저하를 리브보강을 통해 확보하고 접합부의 붕괴 메카니즘을 리브파괴, 엔드플레이트 파괴의 형태로 유도하는 것이 목적이다. 따라서 본 연구에서는 그림3.2.13과 같이 리브로 보강된 엔드플레이트 접합부를 제안한다.



<그림 3.2.13> 리브보강 엔드플레이트 접합부

(3) 현장적용성, 시공성 및 경제성 평가

엔드플레이트 접합부는 보의 단부에 엔드플레이트를 공장용접하고 현장에서는 기둥에 볼트로 체결하는 형식의 접합부이다. 모든 용접이 공장에서 이루어지기 때문에 용접의 품질이 우수하고 현장작업이 간단하여 미국에서는 일반적으로 사용하는 접합형식이다. 그러나 국내에서는 엔드플레이트의 초기변형, 시공오차 등의 문제를 우려하여 현장에 적용한 사례가 거의 없으나 시공오차를 줄일 수 있는 Shim등을 사용할 경우에는 시공성이 우수하여 경제성이 있는 접합부이다.

3.1.2 CFT 접합부의 접합상세의 요소성능 평가

1) CFT 단순인장 이론해석

(1) 해석목적

본 절에서는 재료 및 기하 비선형 해석으로 신뢰성이 입증된 범용 유한요소 해석 프로그램인 ANSYS9.0을 사용하여 실험체의 붕괴메카니즘 분석 및 극한내력을 평가한다.

(2) 해석대상

본 절에서는 1절 1에서 수행된 단순인장 실험체의 응력분포 및 파괴 모드를 해석적으로 평가하였다.

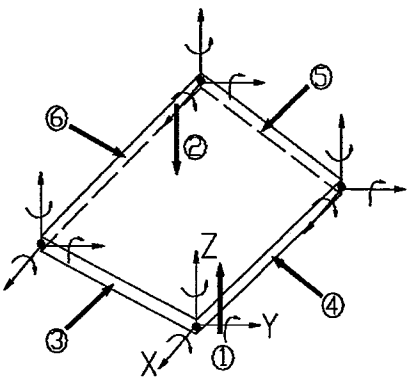
2seam	모서리 절삭부분			콘크리트 충전		가력 축	
실험체	곡선	사선	공카구멍	무	유	기둥면	기둥 용접면
2seam-1	O			O		O	
2seam-2		O		O			O
2seam-3		O		O		O	
2seam-4			O	O		O	
2seam-5			O	O			O
2seam-6	O				O	O	
2seam-7		O			O		O
2seam-8			O		O	O	

(3) 해석 모델 및 방법

해석 요소로는 강재에 대하여 그림 3.1.3과 같이 4개의 절점을 가진 절점당 6개의 자유도(X, Y, Z축 방향에 대한 변위 및 회전)를 갖는 Shell43 요소를 사용하였다. 강재의 응력-변형률 특성은 Von Mises의 항복기준과 Bauschinger 효과의 특성을 가지고 있는 Bi-linear Kinematic Hardening 모델을 사용하였다. 강재의 항복 후의 접선계수는 탄성계수의 1/100로 가정하였고 재료적 성질은 일반적인 강재의 강도 값을 사용하였으며 표 3-1에 정리하여 나타내었다.

<표 3.1.3> 단순인장 해석 모델 요소의 재료적 성질

구 분	강 종	Fy(Mpa)	탄성계수(Gpa)	접선계수(Gpa)	프아송비
강관	SM490	330	210	2.1	0.3
플레이트					
다이아프램	SS400	240			
보플랜지					

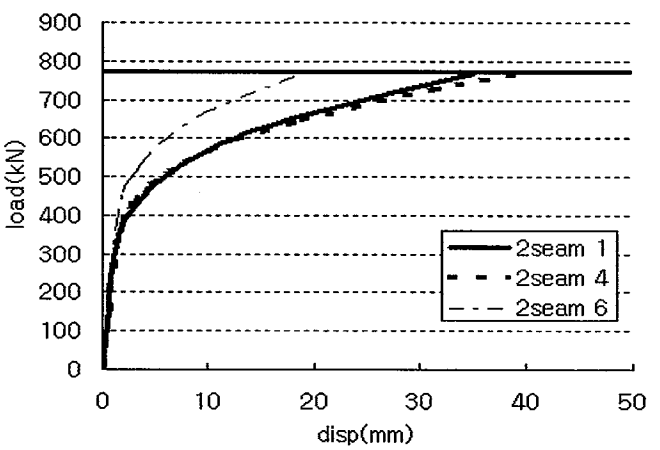


<그림 3.3.1> Shell 43 요소

(4) 해석결과

① 모서리 절삭형상에 따른 접합부 내력

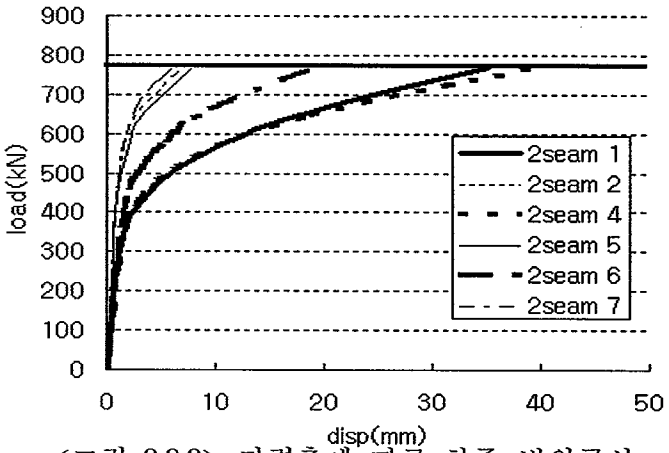
그림 3.3.2는 사선, 곡선, 공기구멍 등 각 모델의 모서리 절삭형태에 따른 하중-변위 곡선이다. 2seam 1은 곡선형태, 2seam 4는 사선형태, 2seam 6은 모서리를 절삭하지 않고 공기구멍만 뚫은 형태이다. 직선은 보플랜지의 전소성하중(768kN)을 나타낸다.



<그림 3.3.2> 절삭형상에 따른 하중-변위곡선

② 가력축에 따른 접합부 내력

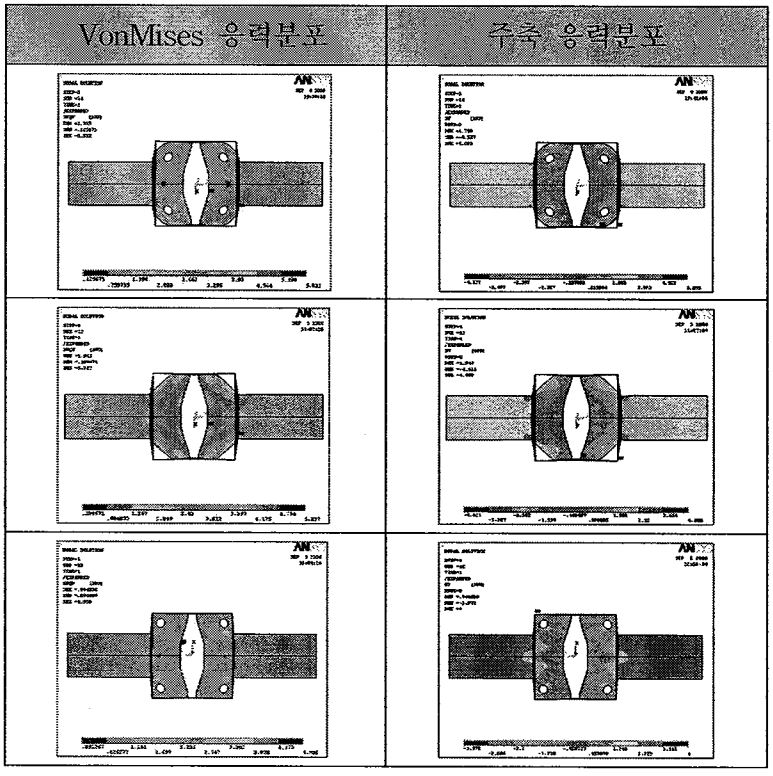
각각의 절삭형상에서 하중 가력축에 대한 하중-변위 곡선을 그림 3.3.3에 나타내었다. 약축 방향에 대해서 강축방향의 내력이 55%이상 높게 나타났으며 약축방향 가력시 다른 형태에 비해 내력이 높았던 2seam 6의 형태는 강축에서 가력함에 따라서는 내력의 차이가 크게 나타나지 않는 것으로 나타났다.



<그림 3.3.3> 가력축에 따른 하중-변위곡선

③ 모서리 절삭형상에 따른 접합부 응력흐름

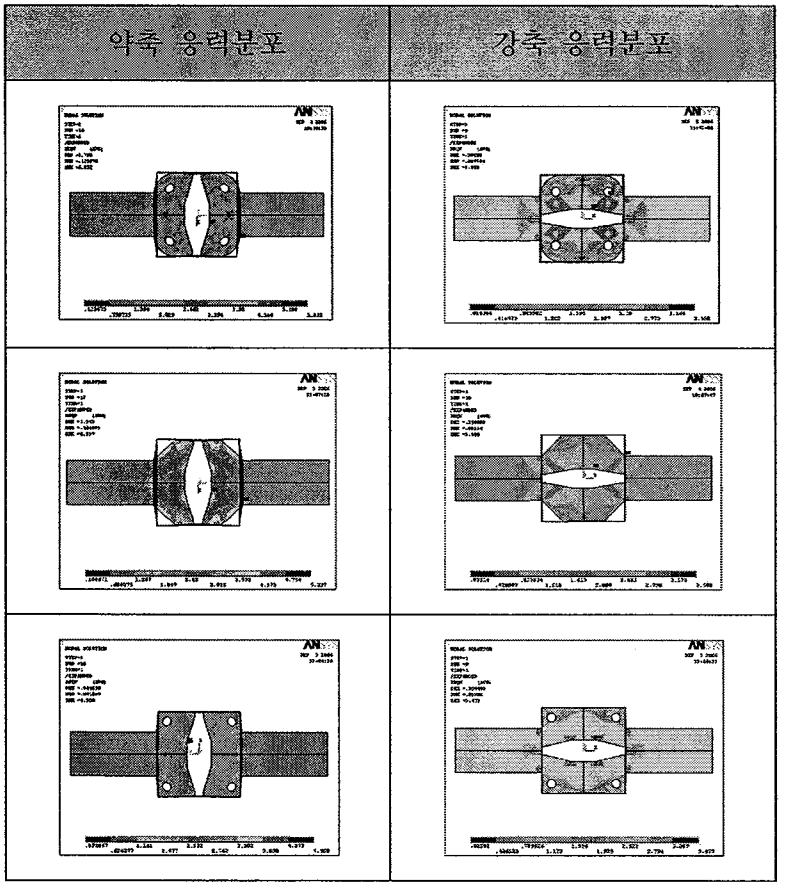
그림 3.3.4는 보플랜지의 전소성하중(768kN)에서의 모서리 절삭형태에 따른 다이아프램의 Von Mises응력분포와 주축에 대한 응력분포를 보여주고 있다. 2seam 1과 2seam 4는 보플랜지와 기둥면의 접촉부분에서 가장 큰 응력이 나타났으며 2seam 6은 다이아프램내의 플래이트 보강 부분에서 가장 큰 응력이 나타났으며 다른 해석모델보다 보 플랜지에서 많은 힘을 받는 것으로 나타났다. 또한 사선형태의 다이아프램은 V노치 부분에 응력집중이 생겼다.



<그림 3.3.4> 절삭형상에 따른 응력분포

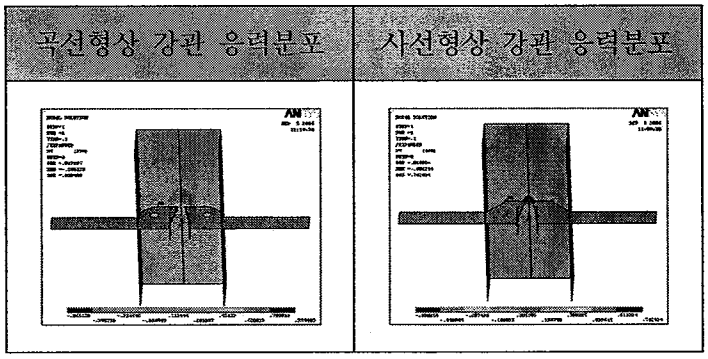
④ 가력축에 따른 접합부 응력흐름

보플랜지의 전소성하중(768kN)에서 가력축에 따른 응력분포를 그림 3.3.5에 나타내었다. 약축에 비해 강축방향 가력시의 응력분포는 비교적 응력의 흐름이 원할한 것으로 나타났으며, 약축방향가력시 모서리가 사선으로 절삭된 형상에서는 다이아프램 내의 V노치 부분에서 최대응력이 나타난 반면 강축방향 가력시 3가지 타입 모두 플랜지와 기둥면의 접합면에서 최대응력이 나타났다.



<그림 3.3.5> 가력축에 따른 응력분포

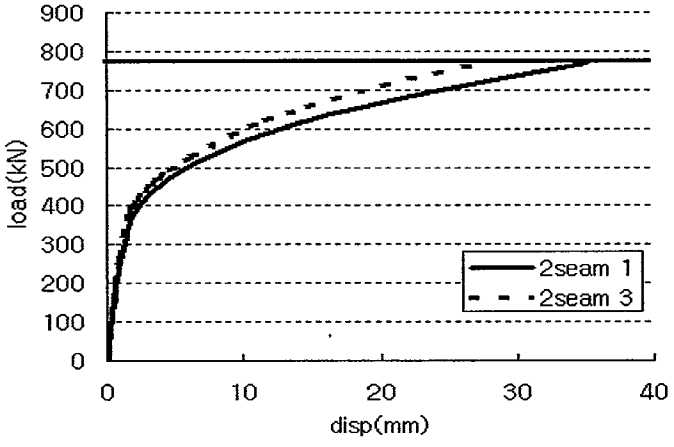
또한, 그림 3.3.6에서 보듯이 약축방향 가력시 강관면에 생기는 응력이 사선 모양보다는 곡선 모양이 보다 적은 응력 집중 현상이 나타나는 것으로 나타났다.



<그림3.3.6> 형상에 따른 강관면의 응력분포

⑤ 보 용접개수에따른 접합부내력

보 용접개수에 따른 하중-변위 곡선을 그림 3.3.7에 나타내었다. 2seam 1 모델은 곡선형상에 약축방향으로 보를 접합하였으며, 2seam 3 모델은 2seam 1모델과 마찬가지로 곡선형상을 가지며 약축방향과 강축방향에 보를 접합후 약축방향으로 가력한 모델이다. 해석결과는 2seam 3 모델이 2seam 1 모델보다 다소 높은 내력을 나타냈다.



<그림 3.3.7> 보 용접개수에 따른 하중-변위 곡선

⑥ 보 용접개수에 따른 접합부 응력흐름

그림 3.3.8은 보 용접개수에 따른 응력분포를 나타냈다. 그림3.3.8에서 보듯이 강축방향에 보를 용접합으로서 응력 분포가 강축방향 보로 분산이 되는 것을 확인 할 수 있다. 또한 강관면의 응력 분포를 살펴보면 강축방향의 보로 응력이 분산됨으로서 보의 용접개수가 2개인 것보다 강관면의 응력 집중현상이 낮아지는 것을 확인 할 수 있다.

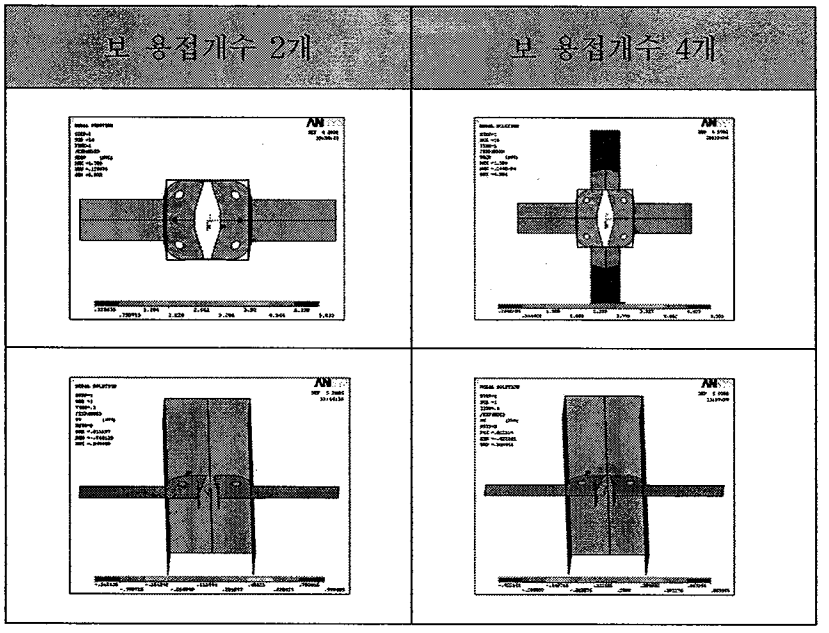


그림 3.3.8 보 용접개수에 따른 응력분포

3) 2심 CFT 단순인장 구조실험

(1) 실험개요

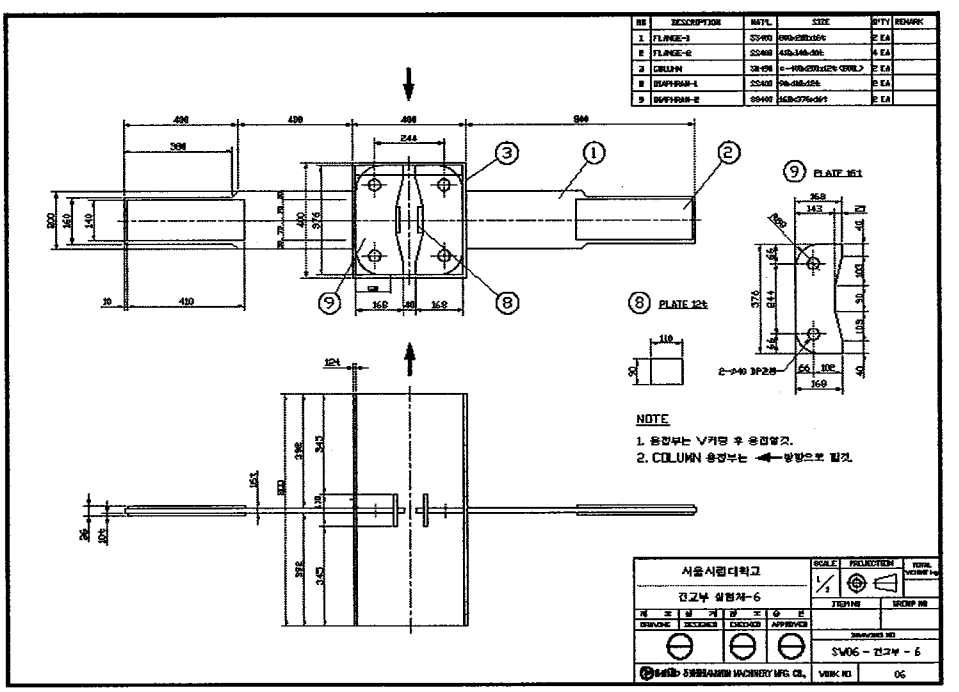
본 실험에서는 기둥-보 접합부에 강관플랜지의 면외변형을 보강하기 위한 다이아프램 삽입에 대한 기존의 어려운 제작성을 개선하기 위한 2seam으로 제작된 CFT와 국내의 중·약진 지역에 적합한 상·하이형 다이아프램에서 하부 다이아프램의 shear hole를 적용한 실험체에 대하여 실험적 연구를 수행하고자 한다. 이를 통하여 인장에 대한 역학적 거동 파악 및 주요변수에 관한 극한 내력에 대하여 비교·분석한다.

(2) 실험대상

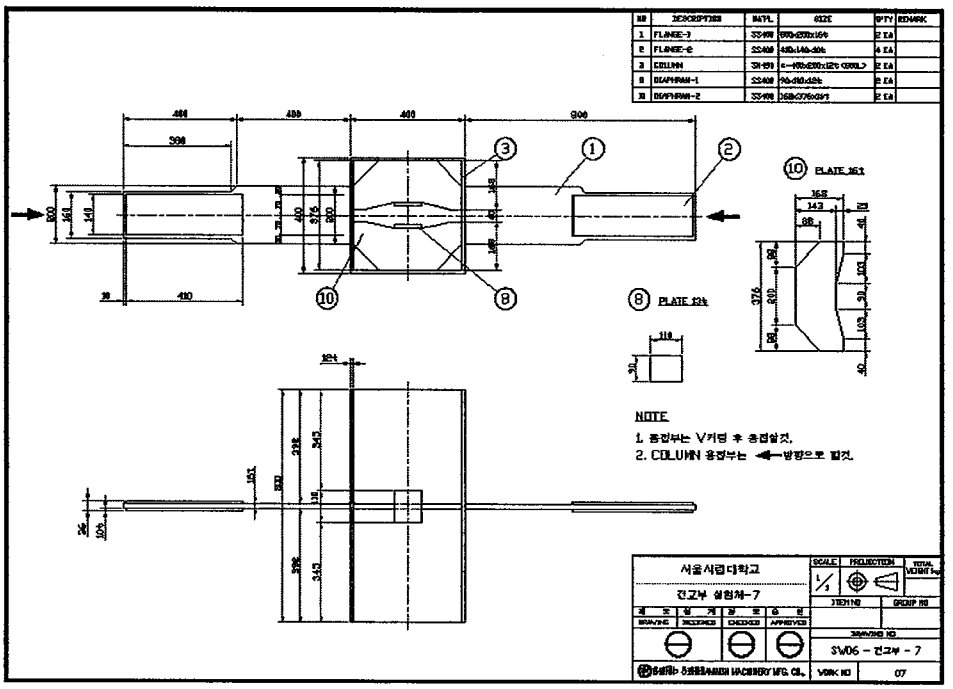
본 실험에서 사용된 2seam으로 제작된 CFT실험체는 총 8개의 단순인장 실험체이며 하부 다이아프램의 shear hole을 적용한 실험체는 총 5개의 단순인장 실험체이다. 실험체 제작에 사용된 기둥은 SM490의 □-400x400x12, 보는 SS400의 H-800x200x16이며 다이아프램은 SS400강재를 사용하였다. 또한 강관 내부는 충전성을 고려하여 28일 압축강도 40Mpa 콘크리트를 사용하였다. 그림 3.3.9에서 3.3.21은 각 실험체의 상세도를 나타내고 있으며 그중 그림 3.3.9에서 3.3.16은 2seam으로 제작된 CFT 단순인장 실험체의 상세도이다. 2seam-1실험체는 가력방향을 기둥면으로 하고 내다이아프램의 모서리부분을 응력분포를 고려하여 볼록한 원형으로 절삭한 실험체이며 다이아프램과 강관의 구조적 거동을 평가하기 위하여 콘크리트를 채우지 않았다. 2seam-2 실험체는 가력방향을 기둥 용접면으로 하였으며, 내다이아프램의 모서리 부분을 사선으로 절삭한 실험체이다. 2seam-3 실험체는 2seam-2실험체와 같은 형상이며 가력방향을 기둥면으로 하는 변수를 놓은 실험체이다. 2seam-4 실험체와 5실험체는 내다이아프램의 모서리 부분을 절삭하지 않고 개

구율 확보를 위한 공기구멍만 설치한 실험체이며 각각 기둥 용접면과 기둥면의 가력방향을 변수로 하였다. 그림 3.3.9에서 3.3.13의 2seam으로 제작된 CFT 단순인장 실험체는 콘크리트를 충전하지 않고 내다이아프램과 강관의 구조적 거동과 응력 분포에 대한 분석을 하기 위한 실험체이다. 2seam-6, 2seam-7, 2seam-8실험체는 각각 2seam-1, 2seam-2, 2seam-4 실험체와 같은 내다이아프램을 가지고 콘크리트와의 합성효과에 대한 구조적 거동과 응력분포를 확인하기 위해 제작된 실험체이다.

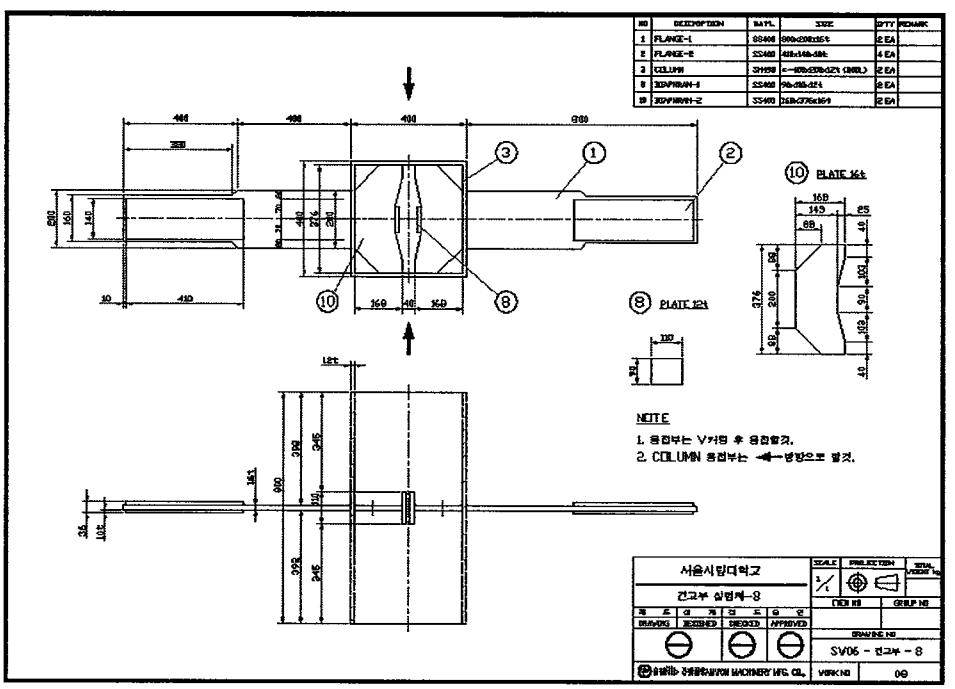
그림 33.3.17에서 3.3.21은 상·하 이형다이아프램의 하부다이아프램을 shear hole로 개선한 실험체이다. shear hole-1실험체는 16mm플레이트를 수직으로 설치하였으며 shear hole를 3개를 뚫고 콘크리트를 충전한 실험체이다. shear hole-2실험체는 shear hole-1 실험체와 같은 변수를 가지고 대신 콘크리트 충전유무에 대한 구조적 거동을 파악하기 위하여 강관에 콘크리트를 충전하지 않은 실험체이다. shear hole-3실험체는 16mm 수직 플레이트 양단을 반원으로 절삭하고 사이에 shear hole를 3개를 만들어 총 4개의 shear hole를 뚫고 콘크리트로 충전한 실험체이다. shear hole-4실험체는 플레이트 두께를 변수로 놓은 실험체이며 타 실험체와 다른 22mm플레이트를 사용하였다. 또한, shear hole를 3개로 두고 콘크리트는 충전하지 않았다. 마지막으로 shear hole-5실험체는 shear hole를 3개로 둔 플레이트를 수평으로 설치한 실험체이며 강관에 콘크리트를 충전하여 콘크리트와 합성효과를 알아보기 위한 실험체이다. 실험변수 및 실험체 일람을 표 3.3.2에 나타내었다.



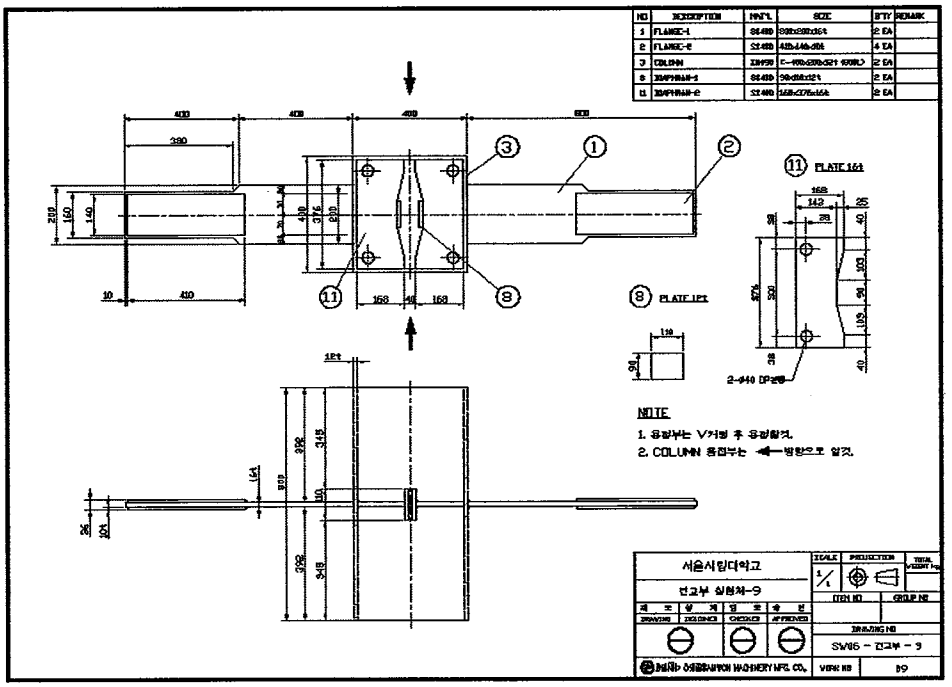
<그림 3.3.9> 2seam-1 실험체 상세



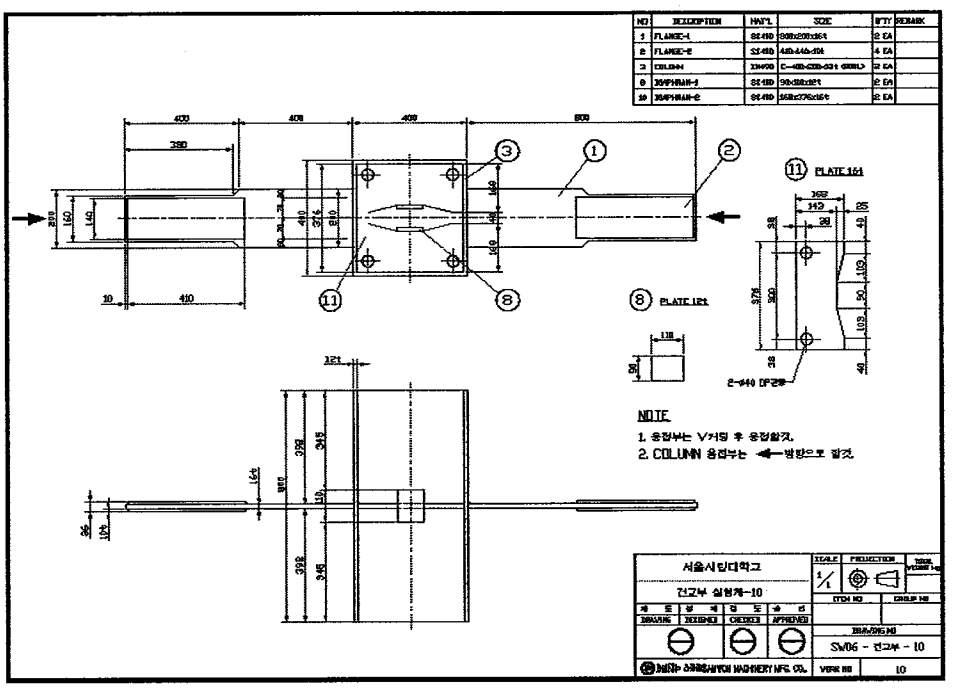
<그림 3.3.10> 2seam-2 실험체 상세



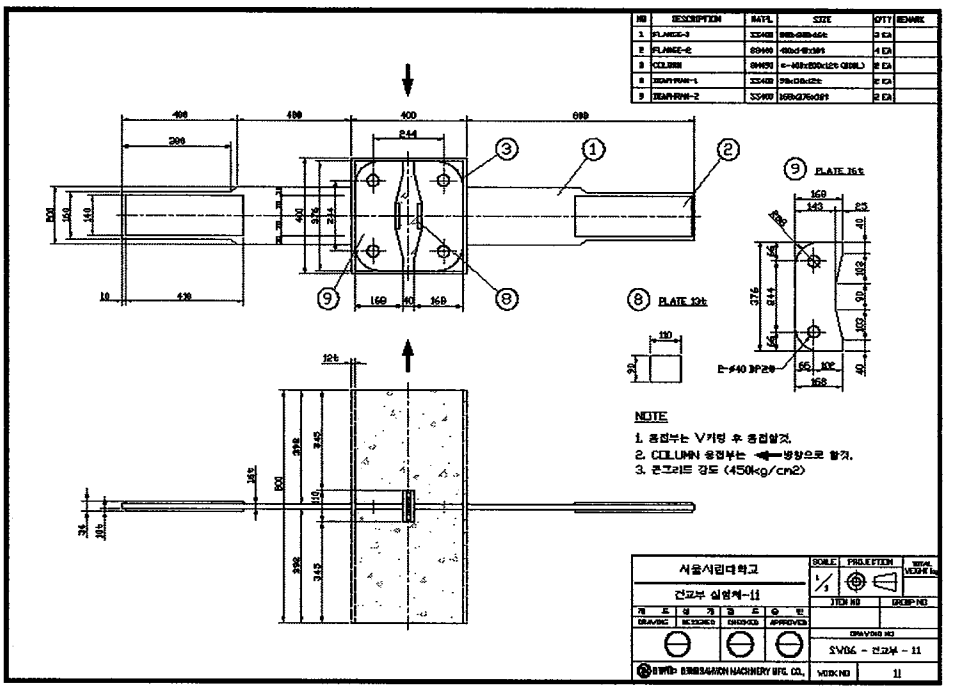
<그림3.3.11> 2seam-3 실험체 상세



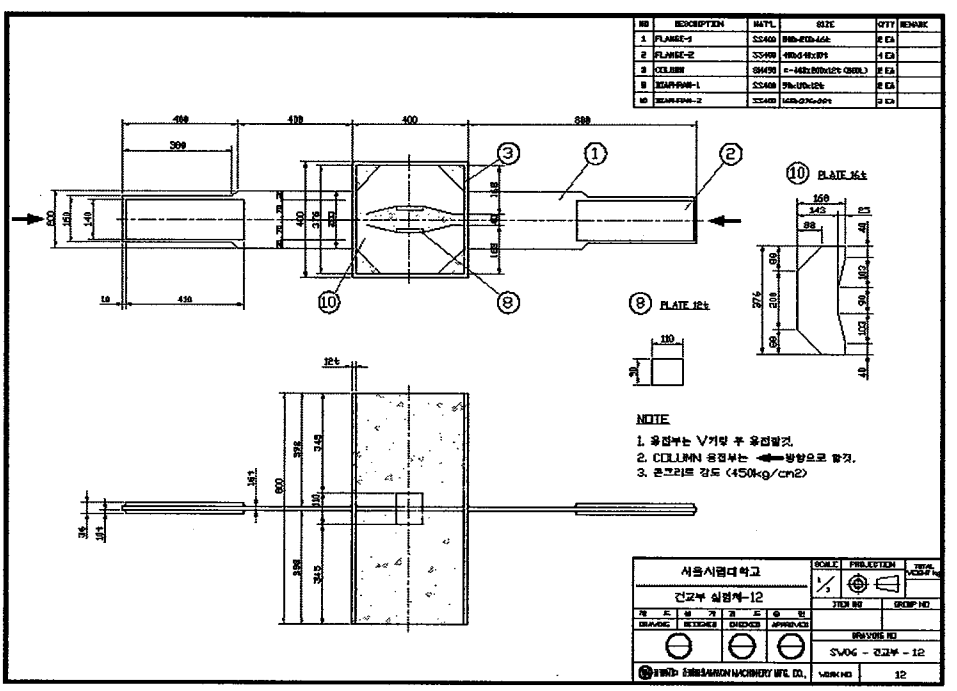
<그림 3.3.12> 2seam-4 실험체 상세



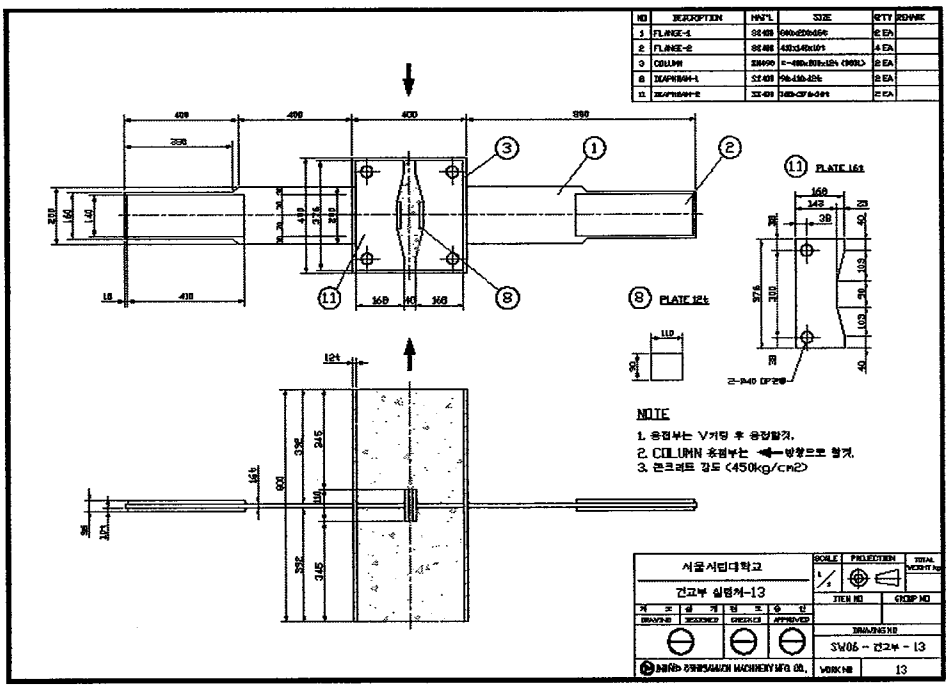
<그림 3.3.13> 2seam-5 실험체 상세



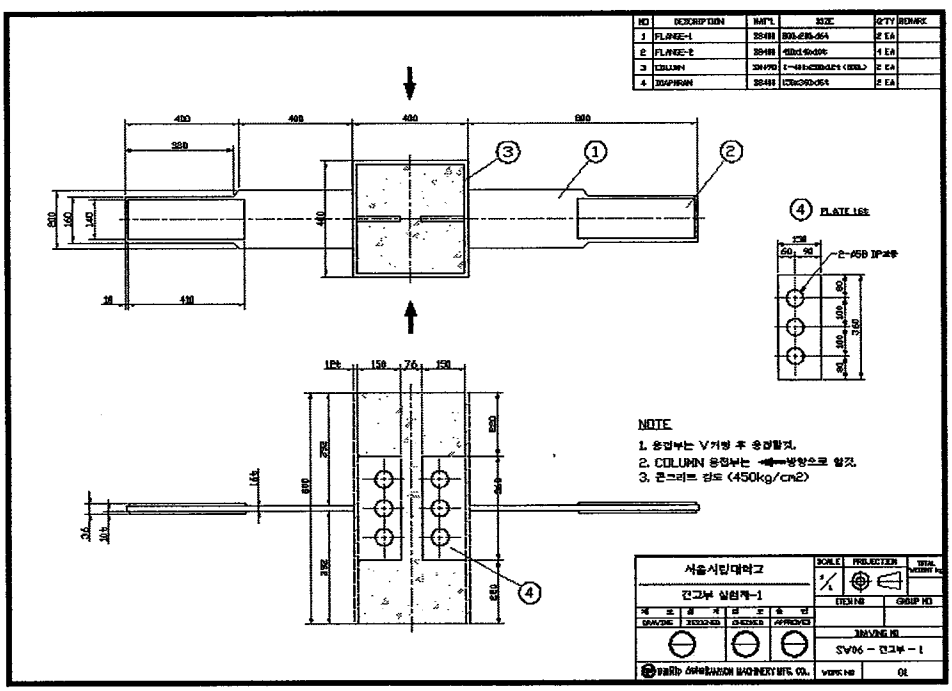
<그림 3.3.14> 2seam-6 실험체 상세



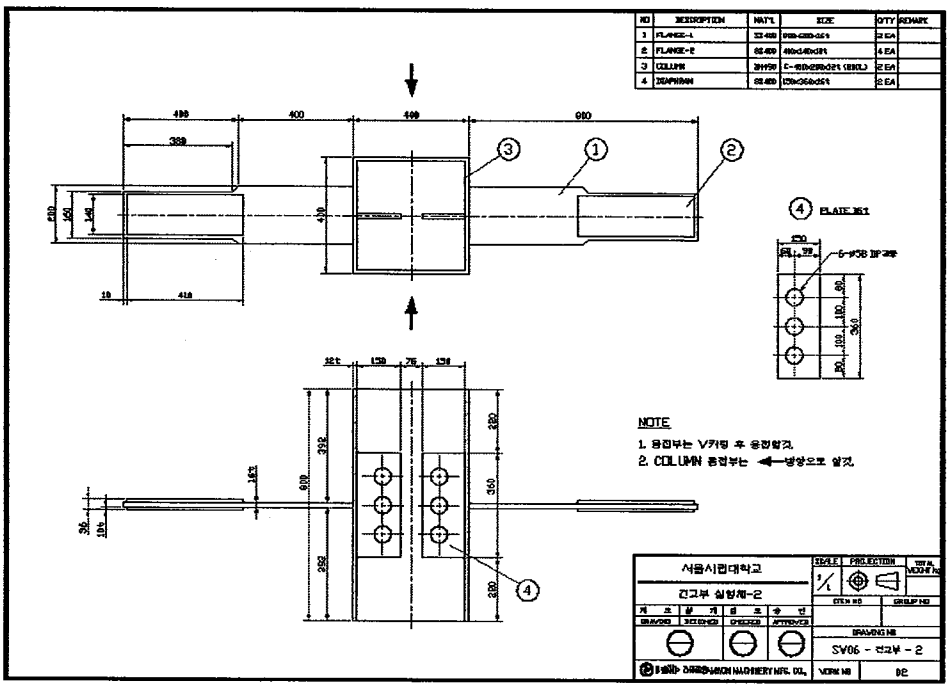
<그림 3.3.15> 2seam-7 실험체 상세



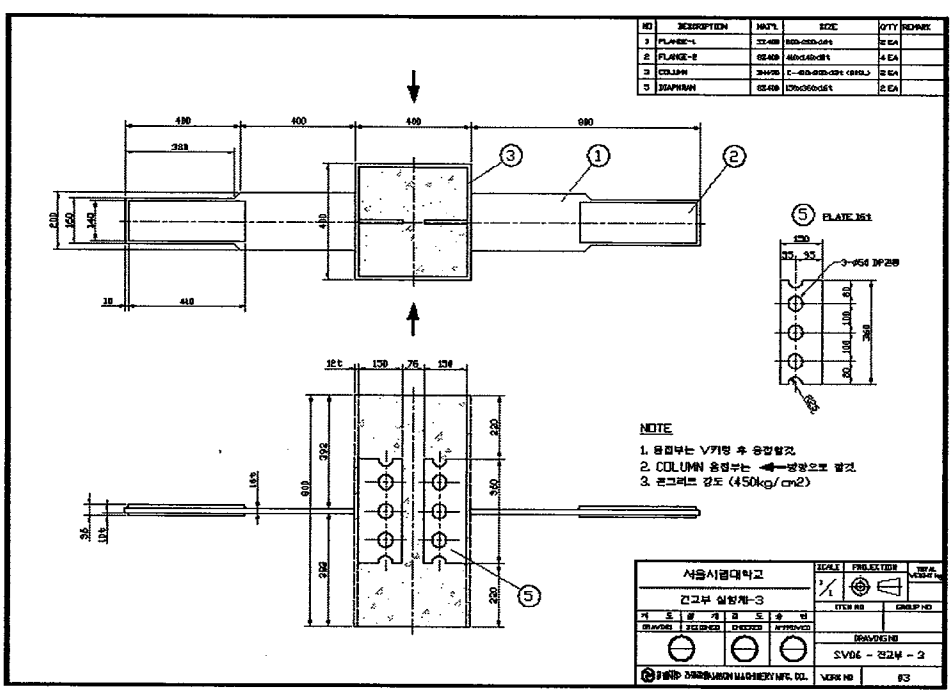
<그림 3.3.16> 2seam-8 실험체 상세



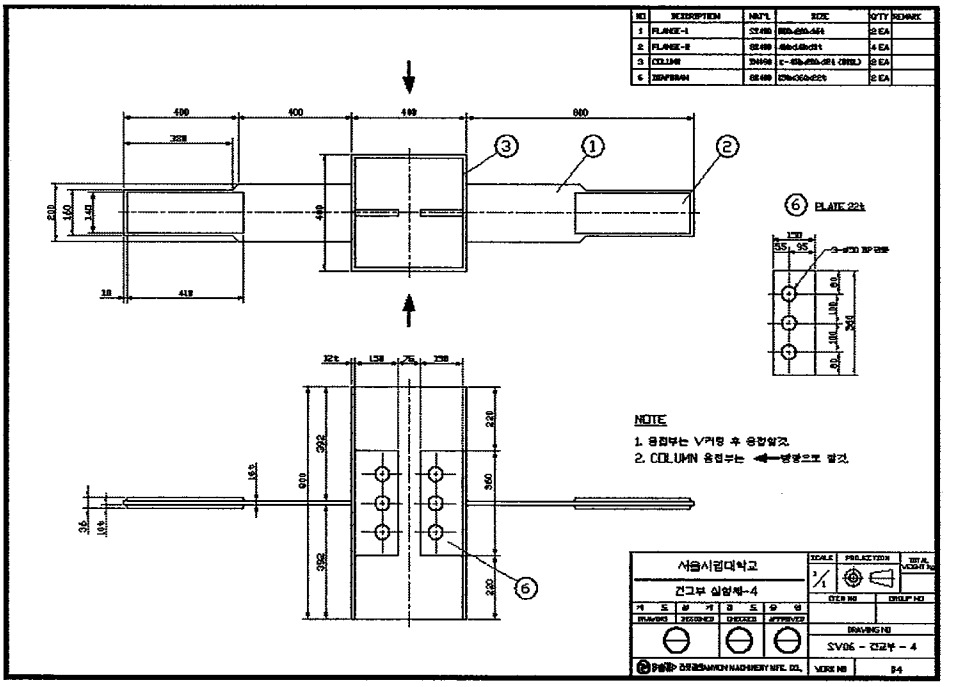
<그림 3.3.17> shear hole-1 실험체 상세



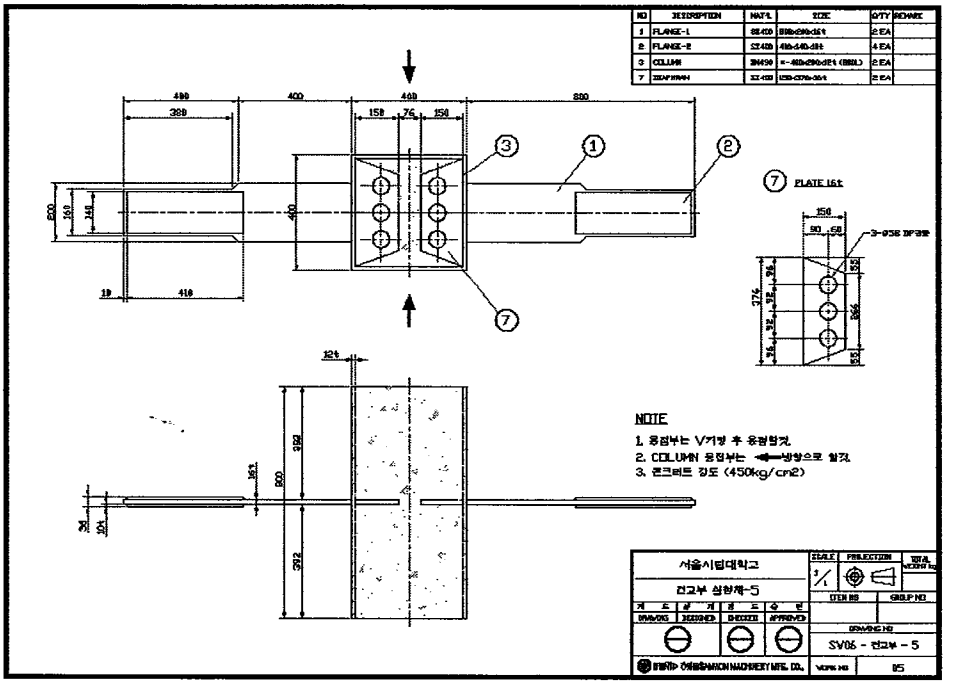
<그림 3.3.18> shear hole-2 실험체 상세



<그림 3.3.19> shear hole-3 실험체 상세



<그림 3.3.20> shear hole-4 실험체 상세



<그림 3.3.21> shear hole-5 실험체 상세

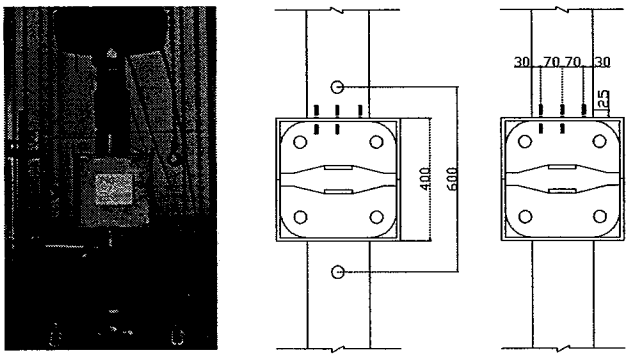
<표 3.3.2> 실험체 일람

2seam 실험체	모서리 절삭 부분			콘크리트 충전		가력 축			
	곡선	사선	공기구멍	무	유	기둥면		기둥 용접면	
2seam-1	O			O		O			
2seam-2		O		O				O	
2seam-3		O		O		O			
2seam-4			O	O		O			
2seam-5			O	O				O	
2seam-6	O				O	O			
2seam-7		O			O			O	
2seam-8			O		O	O			
shear hole 실험체	플레이트 설치방향			콘크리트 충전		플레이트 두께(㎜)		shear hole 개수	
	수직	수평		무	유	16㎜	22㎜	3개	4개
shear hole-1	O				O	O		O	
shear hole-2	O			O		O		O	
shear hole-3	O				O	O			O
shear hole-4	O			O			O	O	
shear hole-5			O		O	O		O	

실험체 제작에 있어서 모든 용접은 E71T-1 φ1.6mm 전극봉을 사용한 FCAM(Flux-Cored Arc Welding) 방식으로 행하였다. 이러한 용접방식은 국내의 공장용접에서 사용되는 가장 일반적인 방식으로 AWS(American Welding Society)의 규준에도 적합한 것이다. 또한 강관과 보플랜지 간의 접합은 E7018 φ1.8mm 전극봉을 사용한 SMAW(Shielded Metal Arc Welding) 방식을 사용하였다. 또한, 한쪽부재의 끝을 용접이 양호하게 하도록 하기 위하여 끝 단면을 비스듬히 절단하여 용접하는 맞댄 용접을 하였다.

(3) 실험방법

실험체의 가력은 RIST(포항산업과학연구원)소재 3000kN 유압식 만능시험기(U.T.M)를 사용하여 보 플랜지를 양쪽에서 인장력을 가하여 최대내력 이후 파괴모드가 확인될 때까지 가력속도 0.016mm/s의 변위제어로 가력을 하였다. 변위 측정은 600mm의 표점거리 사이에 변위계를 설치하여 축방향 변위를 측정하였고, 강관플랜지 및 보 플랜지, 내다이아프램의 변형률 분포를 알아보기 위해 그림 3.3.22와 같이 변형률 게이지(W.S.G)를 부착하여 측정하였다.



<그림 3.3.22> Test Setup

(4) 실험결과

① 재료시험결과

<표 3.3.3> 재료의 역학적 성능

시험체 시편		항복강도 Fy Mpa	인장강도 Fu Mpa	항복비Fy/Fu %	연신률 %
10t	1	361	439	79.7	26.5
	2	371	442	83.9	28.0
	3	362	438	82.6	28.0
	평균	365	440	82.1	27.5
12t	1	256	401	63.8	30.0
	2	263	401	65.5	30.0
	3	272	400	68.0	27.0
	평균	264	400	65.7	29.0
12t(SM490)	1	337	504	66.8	28.0
	2	331	507	65.3	27.5
	3	333	512	65.0	27.5
	평균	334	508	65.7	27.7
16t	1	292	412	70.8	30.5
	2	304	432	70.3	31.5
	3	299	425	70.3	32.5
	평균	298	423	70.4	31.5

<표 3.3.4> 콘크리트 압축강도

콘크리트 시험체	7일강도(Mpa)	14일강도(Mpa)	28일강도(Mpa)
1	300	330	
2	230	325	
3	250	360	
평균	260	338	

② 2seam 단순인장실험결과

2심으로 제작된 내다이아프램으로 보강한 CFT 기둥-보 접합부에서 인장력이 작용하는 플랜지만을 이상화한 총 8개의 단순인장 실험체의 그래프를 그림 3.3.23에서 3.3.30 에 나타내었으며, 각 실험체의 형상, 최대내력, 최대변위 및 접합부의 파괴모드 사진을 그림에 함께 나타내었다. Pn 768kN은 보플랜지의 이론적인 항복하중으로 공칭항복강도 235Mpa에 보플랜지의 단면적을 곱한 값이다.

본 단순인장 실험에 나타난 각 실험체의 파괴모드를 살펴보면 실험체 2seam-1의 경우는 접합부의 파괴에 의하여 내력이 결정되었으며 실험체 2seam-2, 4, 6, 8의 경우는 보플랜지의 인장강도에 의해서 내력이 결정 되었다. 그리고 2seam-3, 8, 5의 경우는 보플랜지와 기둥의 용접부의와 기둥과 다이아프램의 용접부위에 의해서 내력이 결정되었다.

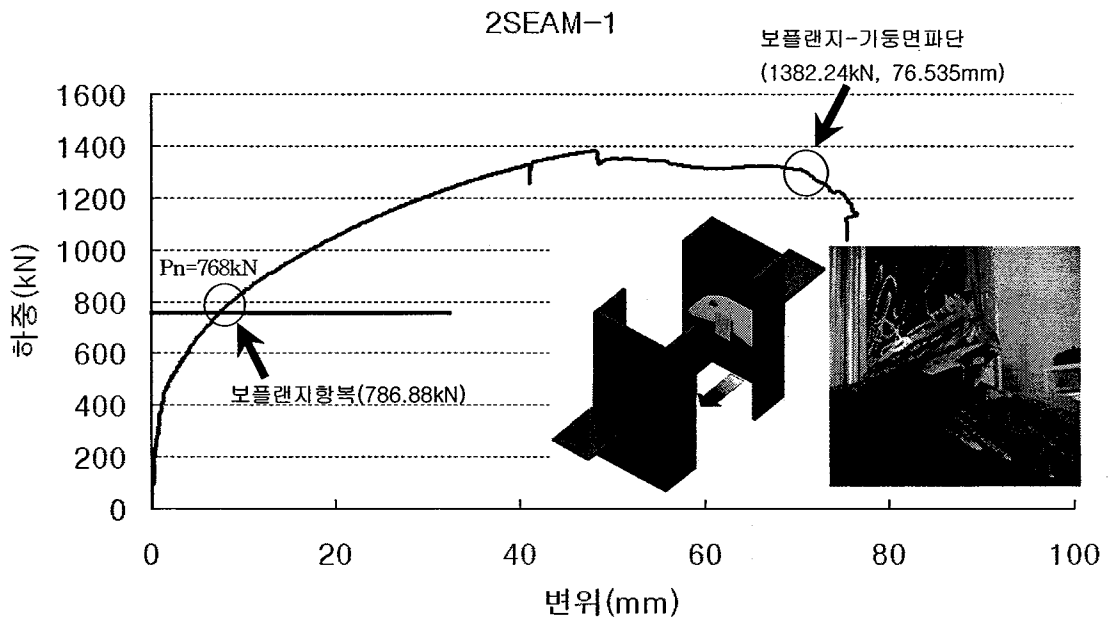
각 실험체의 항복하중, 최대하중, 및 파괴모드는 표3.3.5와 같다.

<표 3.3.5> 실험체 파괴모드

실험체	인장하중(kN)		Failure mode
	항복하중	최대하중	
2seam-1	787	1382	보플랜지와 기둥접합면 파괴
2seam-2	931	1387	necking현상에 의한 보플랜지 인장파괴
2seam-3	813	983	기둥과 보플랜지 용접부위 파괴
2seam-4	874	1370	네킹현상에 의한 보플랜지 인장파괴
2seam-5	861	1391	내다이아프램 용접부위 파괴
2seam-6	837	1409	네킹현상에 의한 보플랜지 인장파괴
2seam-7	844	1137	기둥과 보플랜지 용접부위 파괴
2seam-8	783	1409	necking현상에 의한 보플랜지 인장파괴

ⓐ 2seam-1 실험체

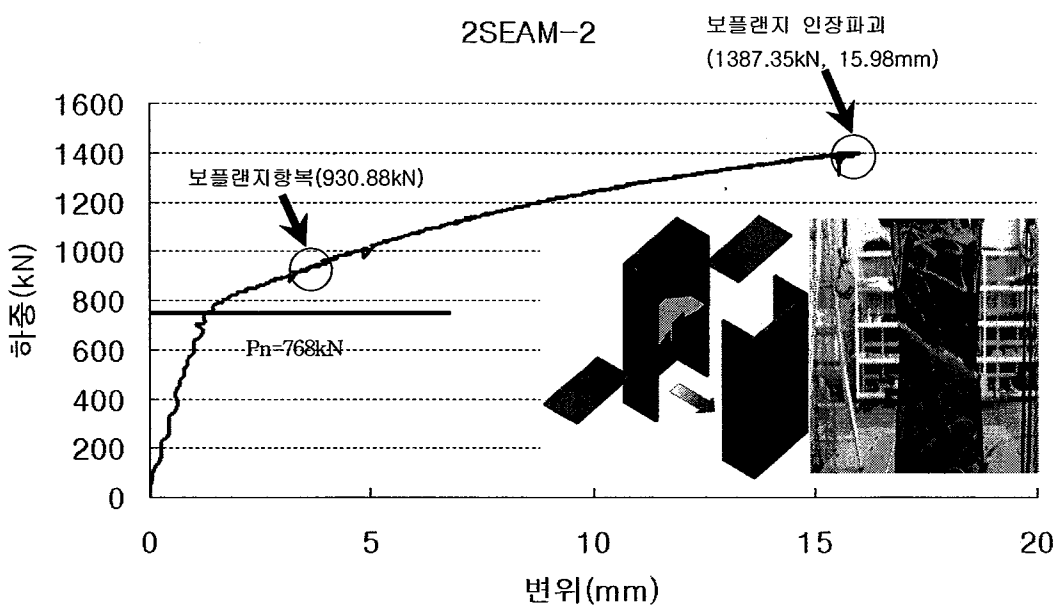
가력축이 기둥면에 있고 콘크리트를 충전하지 않으며 모서리 절삭 부분이 볼록한 형상을 가지는 2seam-1 실험체는 다이아프램과 강관과의 구조적 거동을 알아보기 위해 제작되었다. 가력시 787kN에서 보플랜지가 항복하였으며 최대내력 1382kN에서부터는 내력이 점차 떨어지면서 지속적으로 강관의 변형이 생겨 총변위 77mm에서 보플랜지와 기둥면이 맞닿는 면에서 강관기둥이 찢어지는 형태로 파괴가 일어났다.



<그림 3.3.23> 하중-변위 그래프 : 2seam-1

ⓑ 2seam-2 실험체

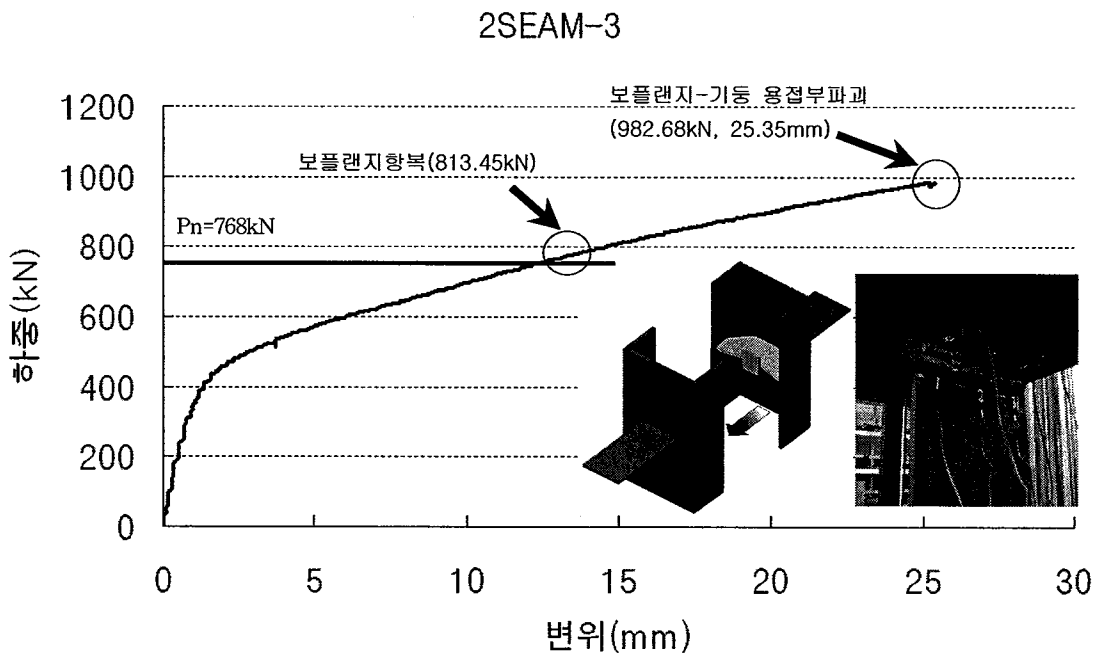
가력축이 기둥용접면에 있고 내다이아프램 절삭 형상이 사선으로 제작된 2seam-2 실험체는 콘크리트를 충전하지 않은 실험체이며 931kN에서 보플랜지가 항복하였으며 최대내력 1387kN 최대변위 16mm에서 보플랜지가 네킹현상을 보이며 보플랜지 파단이 일어나 실험이 종료되었다.



<그림 3.3.24> 하중-변위 그래프 : 2seam-2

ⓒ 2seam-3 실험체

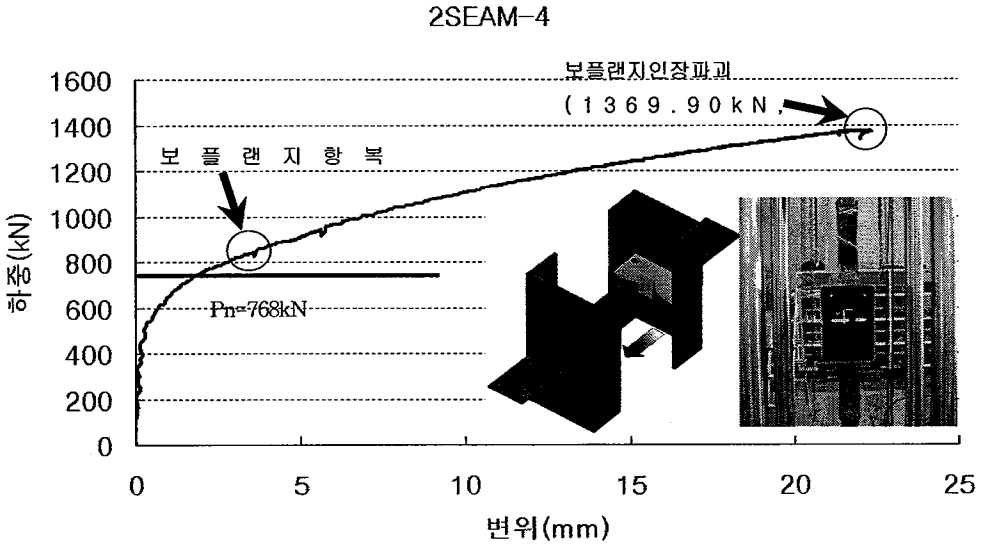
가력축이 기둥용접면에 있는 2seam-2실험체와 비교하기 위하여 같은 형상에 콘크리트로 충전하지 않은 2seam-3 실험체는 가력축을 2seam-2 실험체와는 달리 기둥면에 두었다. 실험 시 813kN에서 보플랜지가 항복하였으며 보플랜지 항복 시 변위는 2seam-2실험체의 최대변위와 비슷한 것으로 확인되었다. 지속적으로 내력을 발휘하다가 내력이 983kN 최대변위 25mm에서 보플랜지와 기둥의 용접부 파괴가 일어나 실험을 종료하였다.



<그림 3.3.25> 하중-변위 그래프 : 2seam-3

ⓓ 2seam-4 실험체

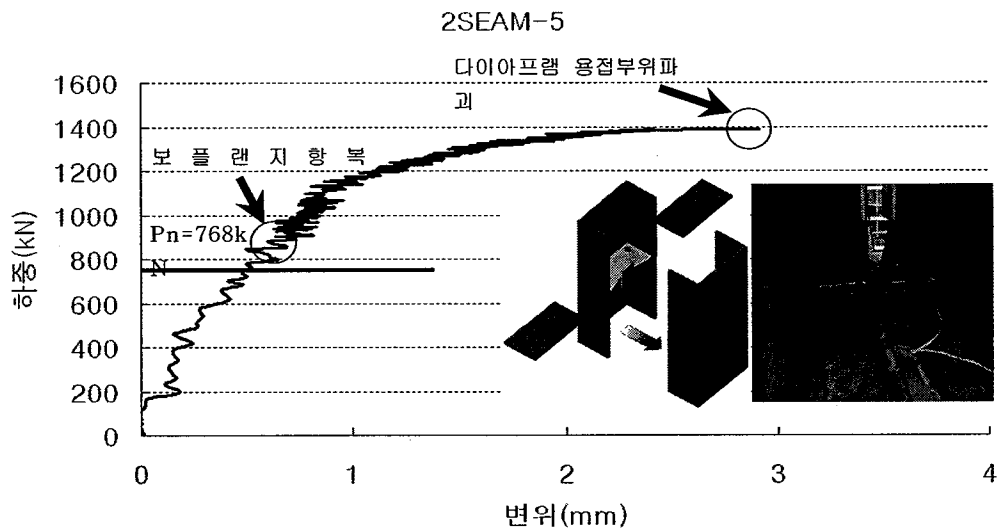
가력축이 기둥면에 있고 내다이프램 형상이 모서리를 절삭하지 않은 2seam-4실험체는 다른 실험체 내다이아프램 형상과는 달리 모서리를 절삭하지 않고 공기구멍만 두었다. 실험 시 874kN에서 보플랜지의 항복이 일어났으며 최대내력 1369kN 최대변위 22mm에서 보플랜지의 네킹현상으로 인한 인장파괴가 일어났다. 모서리를 절삭한 다른 실험체에 비하여 변형이 적게 나타났으며 또한 육안으로도 강관기둥의 변형이 적게 일어나는 것을 확인할 수 있었다.



<그림 3.3.26> 하중-변위 그래프 : 2seam-4

ⓔ 2seam-5 실험체

가력축이 기둥면에 있고 내다이프램을 절삭하지 않은 2seam-4실험체와 가력축에 대한 구조거동을 비교하기 위하여 2seam-5실험체는 가력축을 기둥면에 두어 제작하였다. 실험시 861kN에서 보플랜지가 항복하였으며 가력축이 기둥면에 있는 2seam-4실험체 보다 훨씬 적은 변형을 보이면서 최대내력 1391kN 최대변위 3mm에서 내다이아프램과 기둥면의 용접부위가 파괴되는 형상으로 실험체가 파괴되었다. 총 8개의 실험체 중 2seam-5 실험체만이 내다이아프램 용접부위 파괴가 나타났다.

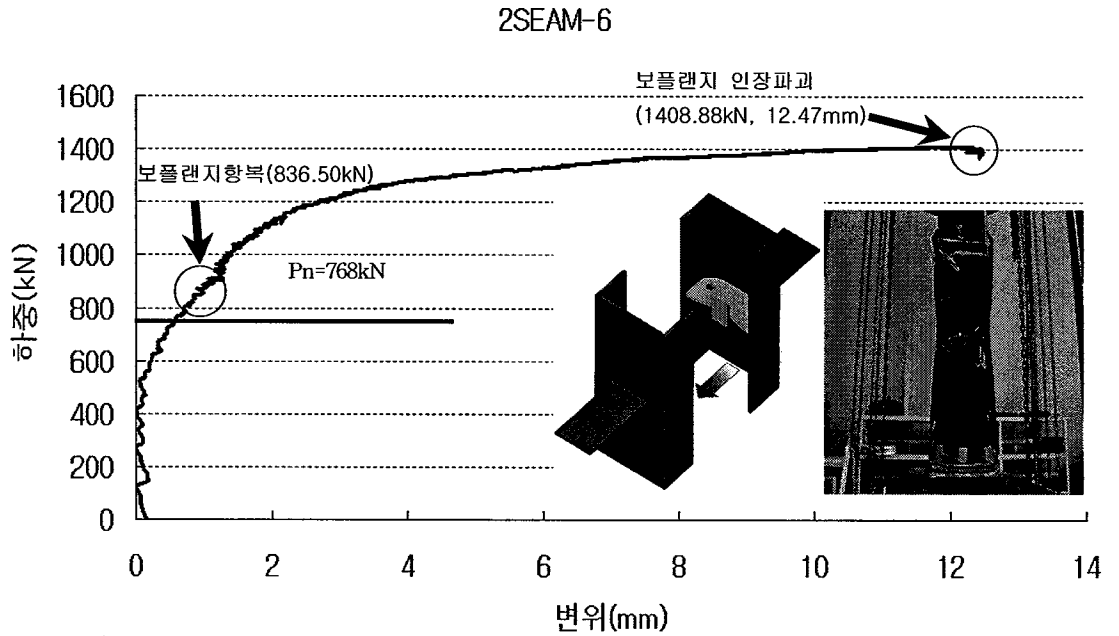


<그림 3.3.27> 하중-변위 그래프 : 2seam-5

ⓕ 2seam-6 실험체

내다이아프램 모서리 절삭부분을 볼록하게한 2seam-1실험체와 콘크리트 구속효과에

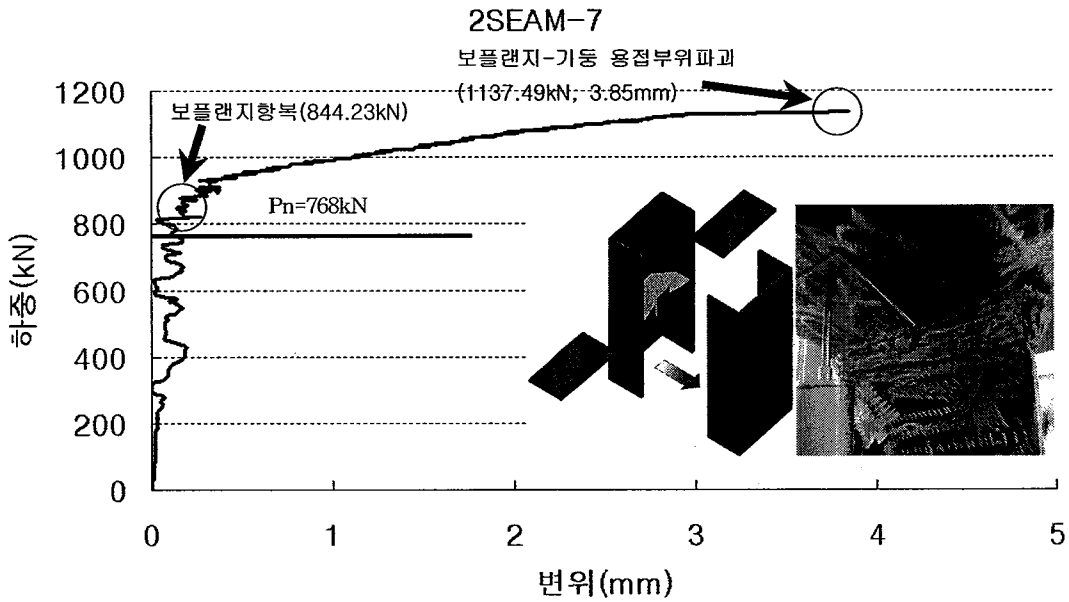
대하여 구조적 거동을 파악하기 위하여 제작된 2seam-6실험체는 실험시 837kN에서 보플랜지가 항복하였으며 지속적으로 내력이 상승하여 최대내력 1409kN 최대변위 12mm에서 보플랜지가 네킹현상을 보이며 인장파괴로 실험이 종료되었다. 변위는 2seam-1 실험체에 비하여 매우 적게 나타났다.



<그림 3.3.28> 하중-변위 그래프 : 2seam-6

ⓖ 2seam-7 실험체

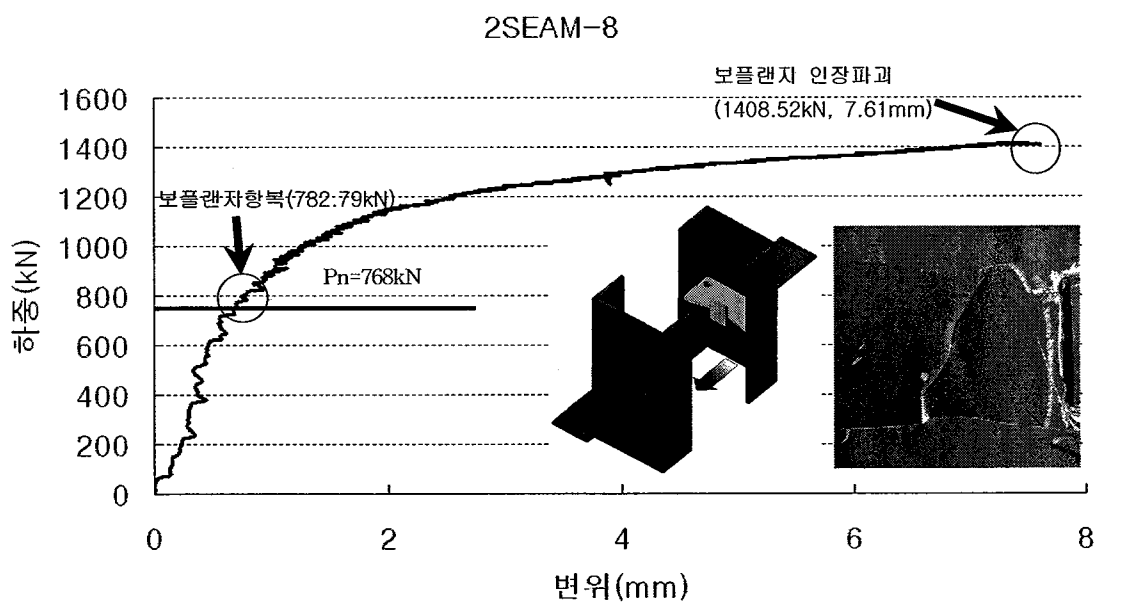
2seam-2 실험체와 콘크리트 구속효과에 대한 구조적 거동을 알아보기 위하여 제작된 2seam-7 실험체는 가력축이 기둥용접면에 있고 내다이아프램 절삭 형상이 사선으로 된 실험체이다. 실험 시 844kN에서 보플랜지가 항복하였으며 실험시 보플랜지와 기둥면의 용접부위가 파괴가 됨으로써 최대내력 1137kN 최대변위 4mm에서 실험이 종료되었다. 가력축이 기둥면인 2seam-6실험체와 비교시 보다 적은 변위에서 높은 내력을 발휘한 것으로 나타났다.



<그림 3.3.29> 하중-변위 그래프 : 2seam-7

ⓗ 2seam-8 실험체

콘크리트를 충전하지 않은 실험체중 내다이아프램에 모서리를 절삭하지 않고 가력축이 기둥면인 2seam-4실험체와 콘크리트 충전에 대한 효과를 비교하기 위하여 제작된 2seam-8 실험체는 실험 시 783kN에서 보플랜지가 항복하였으며 최대내력 1409kN, 최대변위 8mm에서 보플랜지의 necking현상으로 인한 인장파괴로 실험이 종료되었다.



<그림 3.3.30> 하중-변위 그래프 : 2seam-8

③ Shear hole 단순인장실험결과

다이아프램에 Shear hole를 이용한 CFT 기둥-보 접합부에서 인장력이 작용하는 보플랜지만을 이상화한 총 5개의 단순인장 실험체의 하중-변위 그래프를 그림 3-31에서~35에

나타내었으며 각 실험체의 형상, 최대내력, 최대변위 및 접합부의 파괴모드 사진을 각각의 그림에 함께 나타내었다. Pn 768kN는 보플랜지의 이론적인 항복하중으로 공칭항복강도 235Mpa에 보플랜지의 단면적을 곱한 값이다.

본 단순인장 실험에 나타난 각 실험체의 파괴모드를 살펴보면 실험체 Shear hole-1, 2, 3, 4의 경우는 접합부의 파괴에 의하여 내력이 결정되었으며 실험체 Shear hole-5의 경우는 보플랜지의 인장강도에 의해서 내력이 결정 되었다.

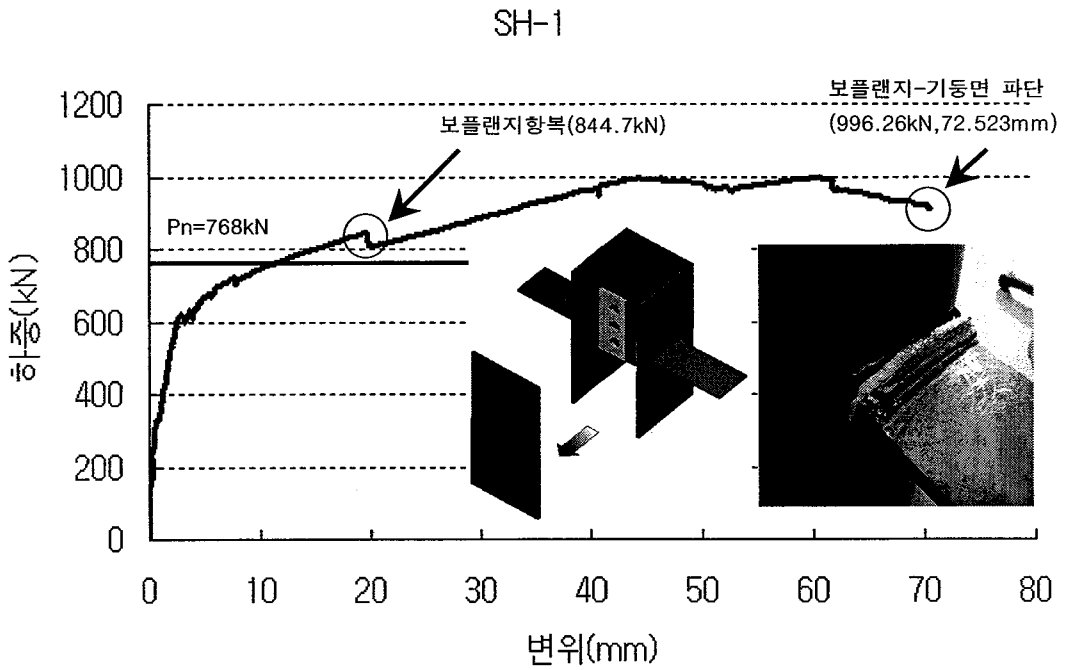
각 실험체의 항복하중, 최대하중, 및 파괴모드는 표 3-6과 같다.

<표 3.3.6> 실험체 파괴모드

실험체	인장하중(kN)		Failure mode
	항복하중	최대하중	
Shear hole-1	845	996	보플랜지와 기둥접합면 파괴
Shear hole-2	485	552	보플랜지와 기둥접합면 파괴
Shear hole-3	709	1061	보플랜지와 기둥접합면 파괴
Shear hole-4	671	1062	보플랜지와 기둥접합면 파괴
Shear hole-5	854	1391	네킹현상에 의한 보플랜지 인장파괴

ⓐ Shear hole-1 실험체

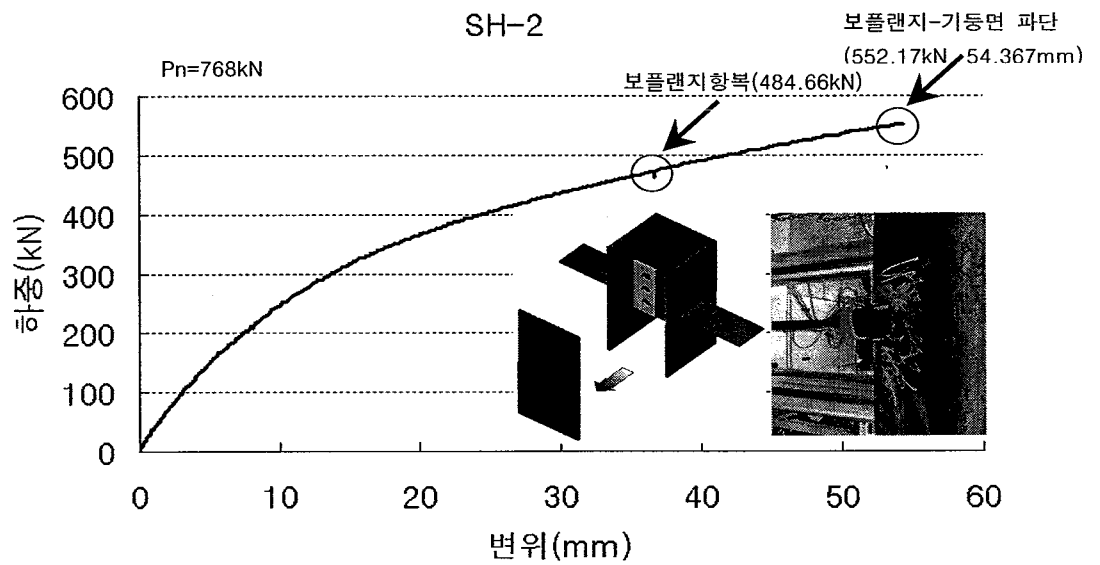
Shear hole을 갖는 수직플랫바로 보강한 CFT의 구조적 거동을 알아보기 위하여 제작한 Shear hole-1 실험체는 하중이 620kN일때 1차적으로 콘크리트가 파괴되면서 내력이 다소 떨어지는 현상을 보였으나 다시 내력이 상승하였다. 842kN일때 실험체에서 콘크리트가 파괴되는 소리가 1차보다 더 크게 나면서 내력이 떨어졌고 그 뒤로 다시 강관의 변형이 생기기 시작하면서 내력이 상승되었다. 플랜지의 항복은 845kN에서 생겼으며 최종적으로 996kN에서 보플랜지와 기둥이 맞닿는 면이 찢어지면서 실험체가 파괴가 되었다. 파괴시 최대변위는 73mm로 나타났다.



<그림 3.3.31> 하중-변위 그래프 : Shear hole-1

ⓑ Shear hole-2 실험체

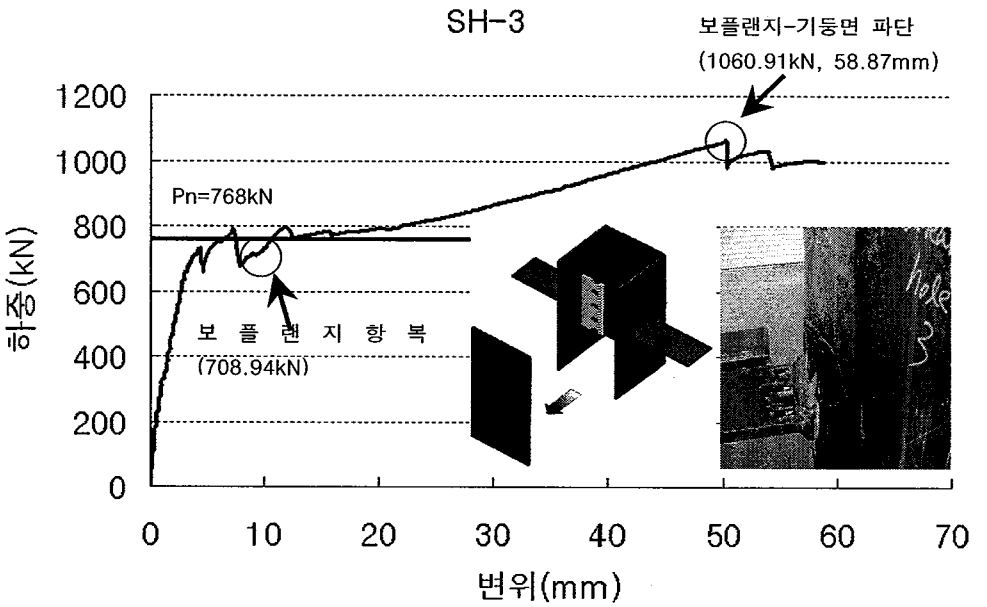
콘크리트의 구속효과에 대한 구조적 영향을 알아보기 위하여 제작된 Shear hole-2실험체는 다른 실험체와는 달리 콘크리트를 충전하지 않고 Shear hole-1실험체와 같은 변수를 가지는 실험체이다. 485kN에서 보플랜지가 항복하였으며 Shear hole-1 실험체와 마찬가지로 파괴 형상은 보플랜지와 강관기둥이 맞닿는 면이 찢어지는 형태로 파괴 되었으며 최대내력 및 최대변위는 각각 552kN, 54㎜로 나타났다.



<그림 3.3.32> 하중-변위 그래프 : Shear hole-2

ⓒ Shear hole-3 실험체

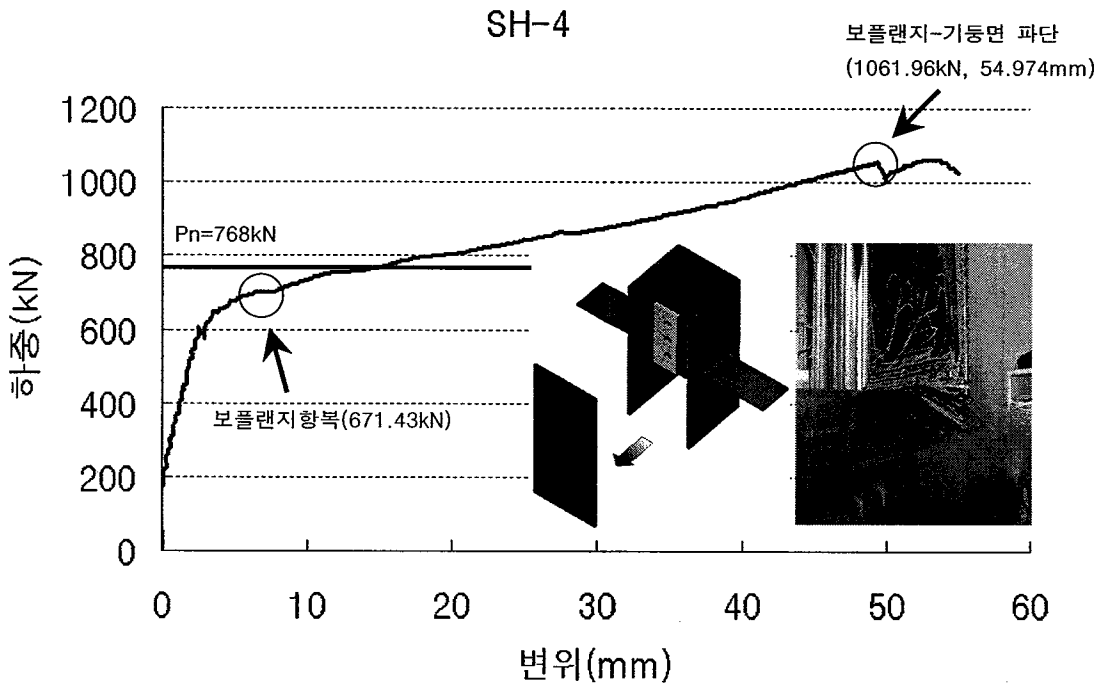
Shear hole의 개수를 증가시키기 위하여 수직 플랫바의 양단에 반원으로 홈을 판 Shear hole-3 실험체는 709kN에서 보플랜지가 항복하였으며 732kN에서 1차적으로 콘크리트 파괴가 되었고 다시 내력 증가 뒤 788kN에서 2차적으로 콘크리트 파괴가 생기면서 내력이 저하되었다. 내력저하 뒤 지속적으로 내력이 다시 증가한 뒤 1061kN에서 최대내력을 발휘한 후 최대변위 59mm에서 보플랜지와 강관기둥이 맞닿는 면에서 강관기둥이 찢어지는 형태로 최종파괴가 일어났다.



<그림 3.3.33> 하중-변위 그래프 : Shear hole-3

ⓓ Shear hole-4 실험체

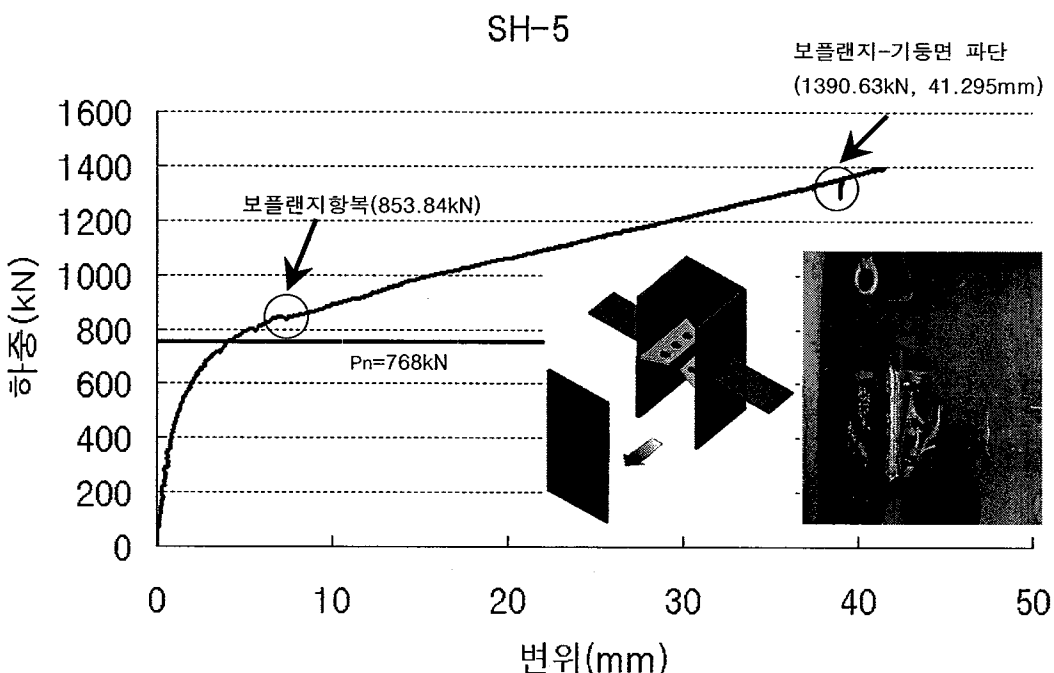
수직플랫바의 두께를 다른 실험체의 수직플랫바보다 22㎜로 두껍게 제작하여 구조적 거동을 알아보기 위하여 제작한 Shear hole-4실험체는 605kN에서 미소한 콘크리트 파괴를 보인뒤 671kN에서 보플랜지에 항복이 일어났으며 Shear hole-1,3 실험체와는 달리 지속적으로 내력이 증가하였다. 최대내력 및 최대변위는 각각 1062kN, 55mm로 나타났으며 보플랜지와 강관기둥이 맞닿는 면에서 강관기둥이 찢어지는 파괴형태를 보였다.



<그림 3.3.34> 하중-변위 그래프 : Shear hole-4

ⓔ Shear hole-5 실험체

다른 Shear hole실험체와는 달리 수직플랫바 대신 수평플랫바로 보강한 CFT 구조인 Shear hole-5 실험체는 콘크리트가 파괴되는 별다른 상황없이 지속적인 내력 증가와 함께 854kN에서 보플랜지가 항복하였으며 1391kN, 41mm에서 보플랜지에서 파괴가 일어났다.



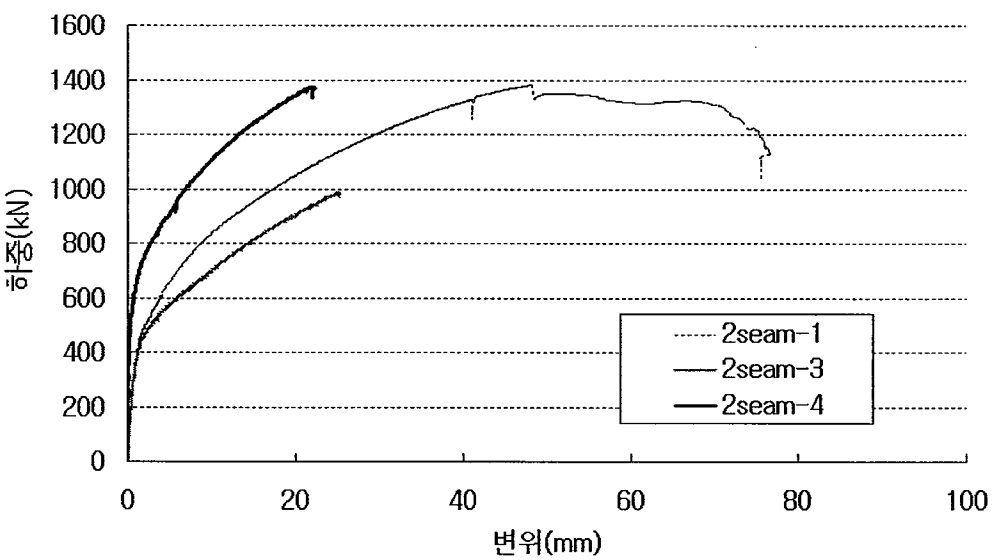
<그림 3.3.35> 하중-변위 그래프 : Shear hole-5

④ 분석 및 고찰

ⓐ 2seam실험체의 초기강성 및 최대내력

접합부의 초기강성 및 최대내력은 크게 세 그룹으로 분류하여 비교분석하였다. 먼저 2seam 실험체의 내다이아프램의 모서리 절삭형상에 따른 변수를 둔 2seam-1, 2seam-3, 2seam-4 실험체를 비교하였고, 두번째로는 가력축을 기둥면과 기둥용접면에 대하여 변수를 둔 2seam-2, 2seam-3, 2seam-4, 2seam-5를 비교하였으며, 마지막으로는 콘크리트 충전에 대한 구조적거동을 파악하기 위하여 제작한 실험체중 콘크리트를 충전하지 않은 2seam-1, 2seam-4와 콘크리트를 충전한 2seam-6, 2seam-8를 비교하였다.

먼저 2seam 실험체의 내다이아프램의 형상에따른 구조적거동을 살펴보기 위하여 2seam-1, 2seam-3, 2seam-4 실험체를 각각 비교하였다. 모서리를 절삭하지 않은 실험체인 2seam-4실험체가 가장 높은 내력을 발휘하였으며 차례로 모서리를 볼록하게 절삭한 2seam-1 사선으로 절삭한 2seam-3 실험체 순서로 최대내력을 발휘하였다. 또한 초기강성 역시 모서리를 절삭하지 않은 2seam-4실험체가 다른 실험체에 비하여 4배정도로 가장 높게 나타났으며 2seam-1, 2seam-3실험체의 초기강성은 비슷하게 나타났다. 파괴양상은 2seam-1은 강관과 플랜지 맞닿는 면이 찢어졌으며 2seam-3는 강관과 용접부위 파괴, 2seam-4는 플랜지 파단으로 일어났다. 2seam-3 실험체가 2seam-1 실험체와 비슷한 강성을 보이다가 보다 적은 내력을 발휘한 것은 파괴양상과 같이 강관과 용접부의 파괴로 인한 것으로 사료된다.



<그림 3.3.36> 하중-변위 그래프 비교(2seam-1, 2seam-3, 2seam-4)

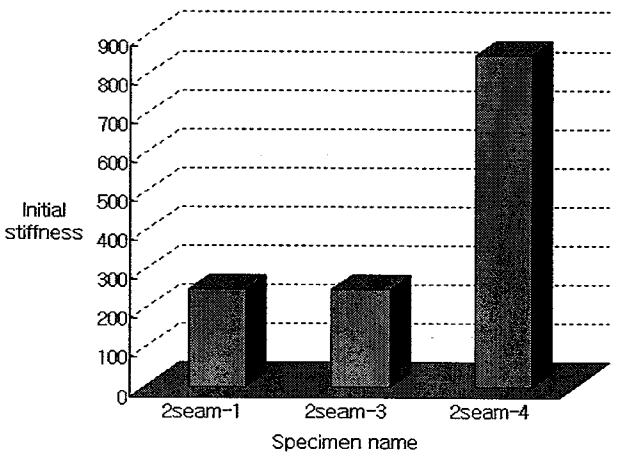
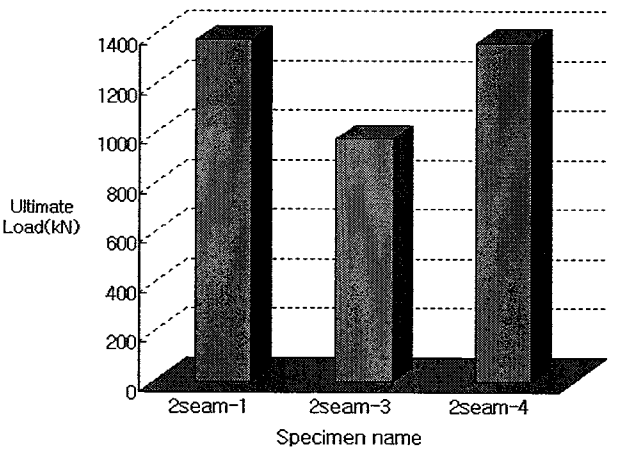
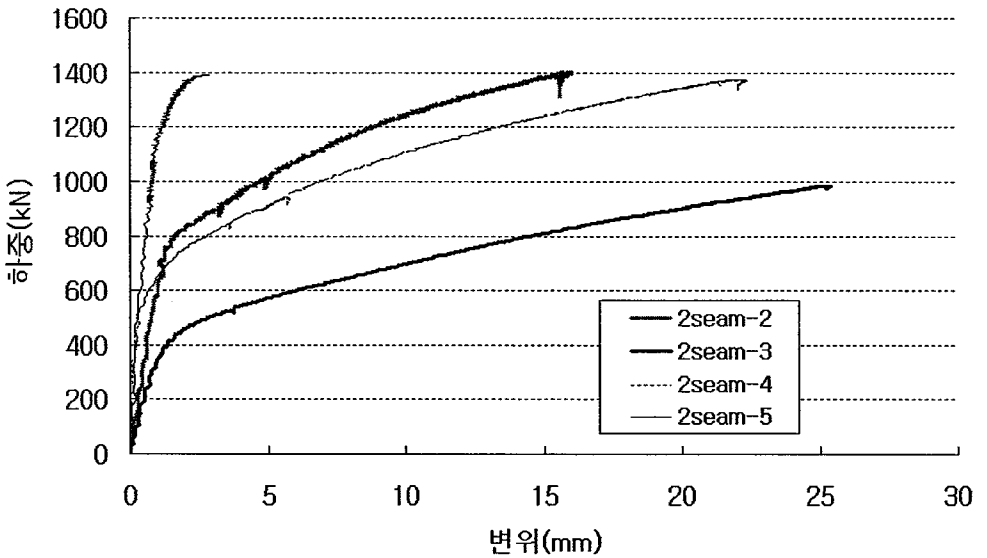


그림 3.3.37 초기강성 비교(2seam-1, 2seam-3, 2seam-4)

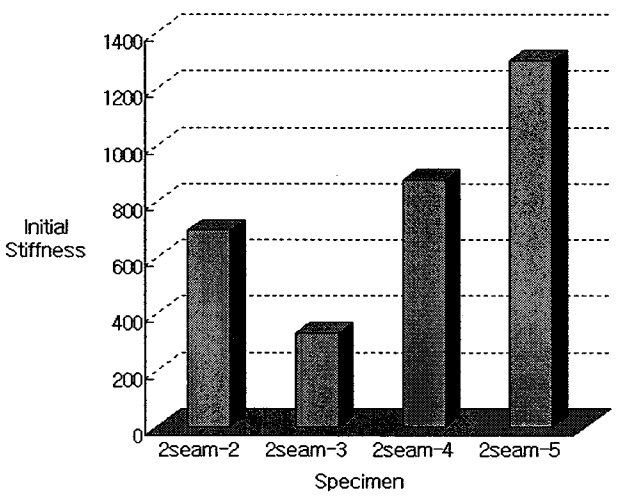


<그림 3.3.38> 최대내력 비교(2seam-1, 2seam-3, 2seam-4)

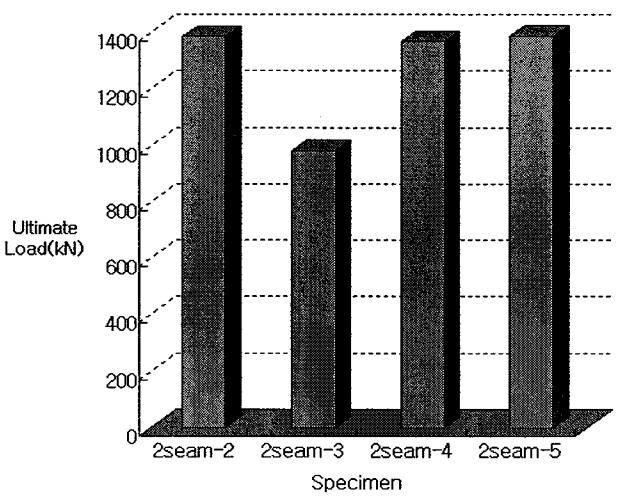
가력축 방향에 대한 구조적 거동을 살펴보기 위하여 2seam-2, 2seam-3, 2seam-4, 2seam-5 실험체를 비교하였다. 초기강성은 모서리를 절삭하지 않고 가력축이 기둥용접면인 2seam-5 실험체가 가장 높게 나타났으며 같은 형상이며 가력축이 기둥면인 2seam-4 실험체에 비하여 1.5배 높은 것으로 나타났다. 또한 가력축이 기둥 용접면이고 모서리를 사선으로 절삭한 2seam-2 실험체에 비하여 2seam-5 실험체가 2배 높은 것으로 나타났으며 모서리를 사선으로 절삭하고 가력축이 기둥면인 2seam-3실험체가 초기강성이 가장 낮은 것으로 나타났다. 최대내력은 2seam-3 실험체가 가장 낮았으며 나머지 실험체는 비슷한 내력을 발휘하였다. 각 실험체별 파괴양상은 2seam-2, 2seam-4 실험체가 플랜지 파괴, 2seam-3 실험체가 접합부 용접파괴, 2seam-5실험체가 다이아프램 용접부 파괴가 일어났으며, 2seam-3 실험체는 접합부 용접부위 파괴로 인하여 다른 실험체에 비하여 내력이 늦게 나타난 것으로 사료된다.



<그림 3.3.39> 하중-변위 그래프 비교(2seam-2, 2seam-3, 2seam-4, 2seam-5)

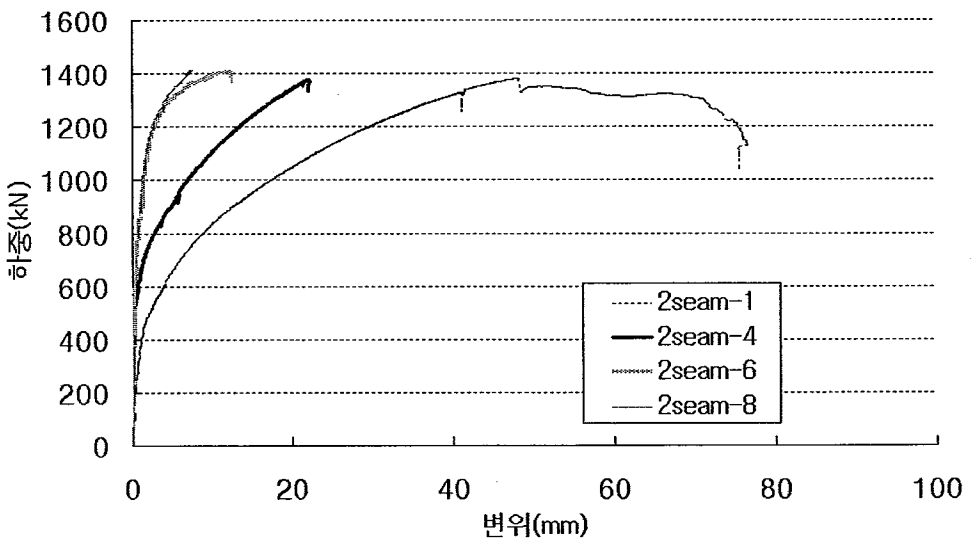


<그림 3.3.40> 초기강성 비교(2seam-2, 2seam-3, 2seam-4, 2seam-5)

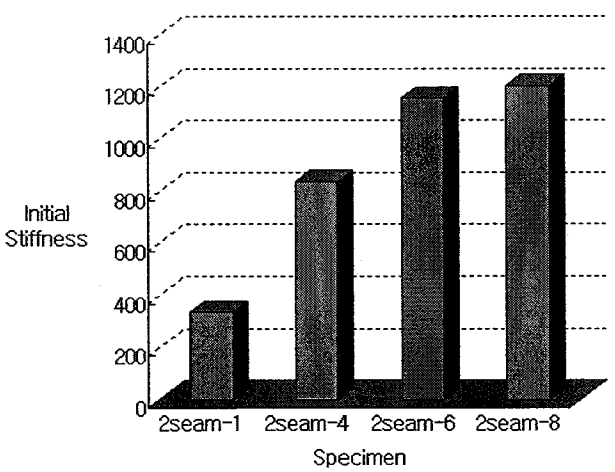


<그림 3.3.41> 최대내력 비교(2seam-2, 2seam-3, 2seam-4, 2seam-5)

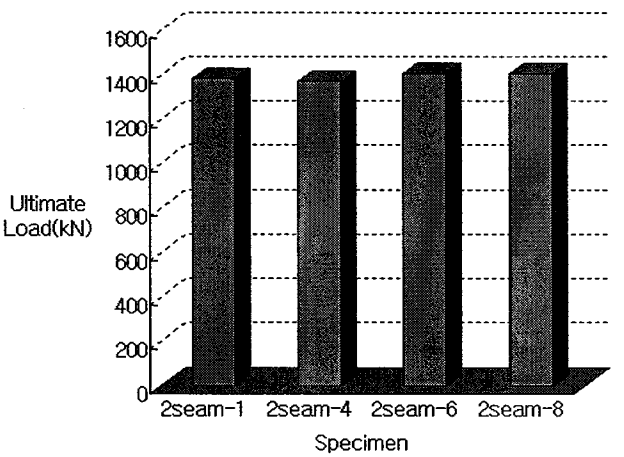
콘크리트의 구속효과에 대한 구조적 거동을 살펴보기 위하여 콘크리트 비충전 실험체 2seam-1, 2seam-4 실험체와 콘크리트 충전 실험체 2seam-6, 2seam-8 실험체를 비교하였다. 초기강성은 콘크리트를 충전한 2seam-6, 2seam-8실험체가 비충전 실험체에 비하여 1.5~4배 높게 나타났으며 최대내력은 4개 실험체가 비슷한 것으로 나타났다. 이는 파괴양상이 플랜지 인장파괴가 일어난 것으로 사려된다. 또한 비충전 실험체일 경우 형상에 따라 내력의 차이를 보였으나 콘크리트 충전 실험체는 비슷한 강성과 내력을 발휘하는 것으로 나타났다.



<그림 3.3.42> 하중-변위 그래프 비교(2seam-1, 2seam-4, 2seam-6, 2seam-8)



<그림 3.3.43> 초기강성 비교(2seam-1, 2seam-4, 2seam-6, 2seam-8)



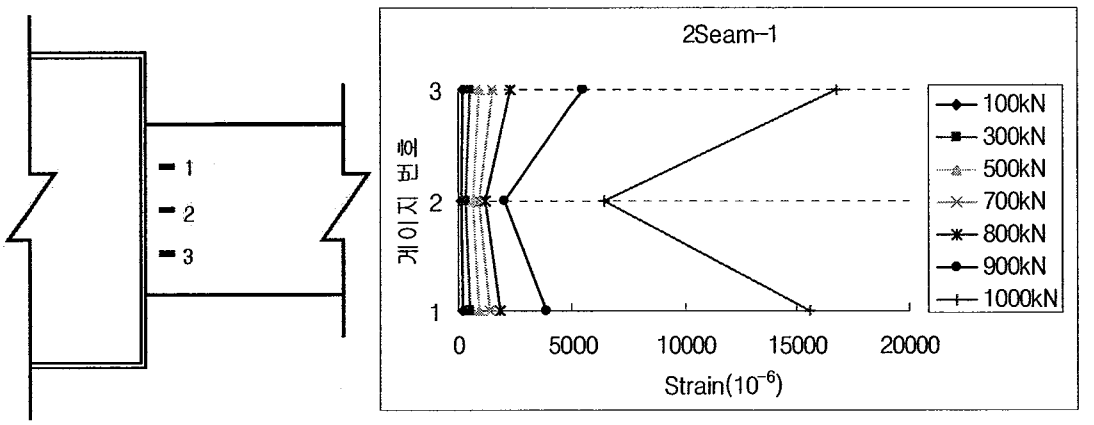
<그림 3.3.44> 최대내력 비교(2seam-1, 2seam-4, 2seam-6, 2seam-8)

ⓑ 2seam실험체의 하중단계별 -변형률 분포

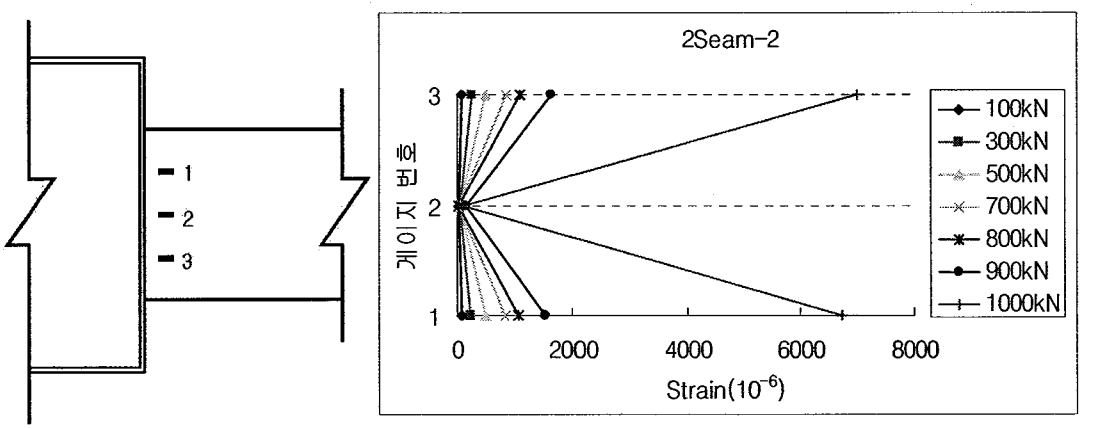
본 연구에서 제안한 2Seam을 이용한 다이아프램의 하중 전달 경로를 알아보기 위해 강관튜브 및 보플랜지의 하중단계별 변형률 분포를 비교하였다.

보 플랜지의 하중단계별-변형률 분포는 그림 3.3.45과 같다.

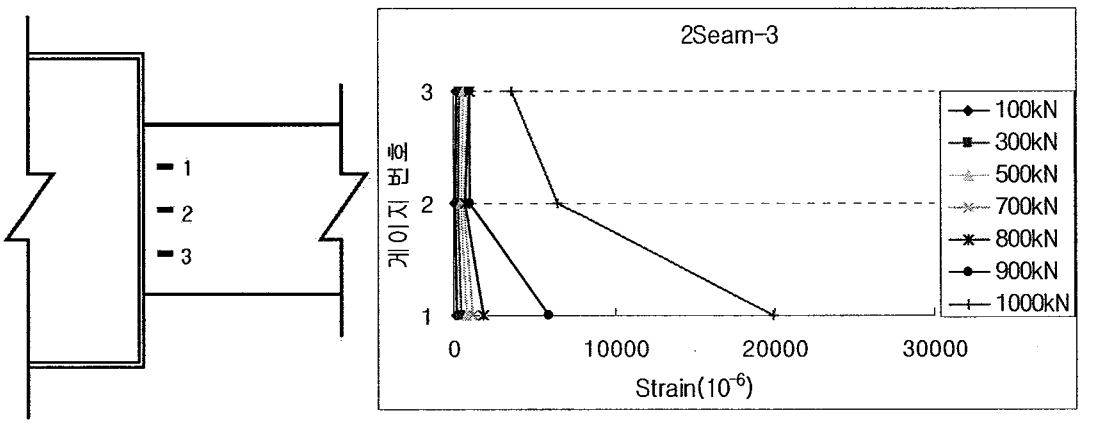
2Seam-1 실험체는 파괴하중을 넘어서 양쪽 끝단의 플랜지-기둥면과의 용접부 파단이 생기면서 1,3번 게이지의 변형률이 급격히 증가하였다. 2Seam-2 실험체는 가력방향으로의 응력전달이 다이아프램을 통해 원활히 흘러가기 때문에 플랜지 중앙부에는 변형이 거의 생기지 않았고 응력전달이 이루어지는 1,3번 게이지 변형률은 꾸준히 증가하였다. 2Seam-3 실험체는 1,2,3번 게이지 모두 균형있게 변형률이 증가하다가 1번게이지 부분의 용접부 파단이 생겼고 2Seam-4 실험체는 가력방향이 기둥면인 실험체로서 강관내 모서리에 다이어프램의 절삭부분이 없는 실험체로 기하학적인 변화가 적은만큼 다른 실험체에 비해 응력집중이 적고 따라서 1,2,3번 변형률은 일정하게 증가하다가 플랜지 파괴가 일어났다. 2Seam-5 실험체는 2Seam-4 실험체와 형상은 같지만 가력방향이 기둥용접면인 실험체로서 응력전달이 2Seam-4 실험체에 비해 원활하고 따라서 1,3번 게이지의 변형률이 2번게이지 변형률보다 더욱 증가하였고 하중가력값이 증가하면서 다이어프램 용접부가 파단되면서 실험이 종료되었다. 콘크리트 충전효과를 알아보기 위한 2Seam-6 실험체는 2Seam-1 실험체에 비해 플랜지 상의 게이지 변형률은 일정하게 증가하다가 플랜지 파단으로 실험이 종료되었다. 2Seam-7도 2Seam-2 실험체에 비해 변형률이 플랜지 상에 골고루 분포되는 경향을 보였다. 2Seam-8번 실험체와 2Seam-4 실험체의 비교 결과 콘크리트 충전후 변형률 값이 올라가긴 했지만 전체적으로 비슷한 변형률 분포를 보였다.



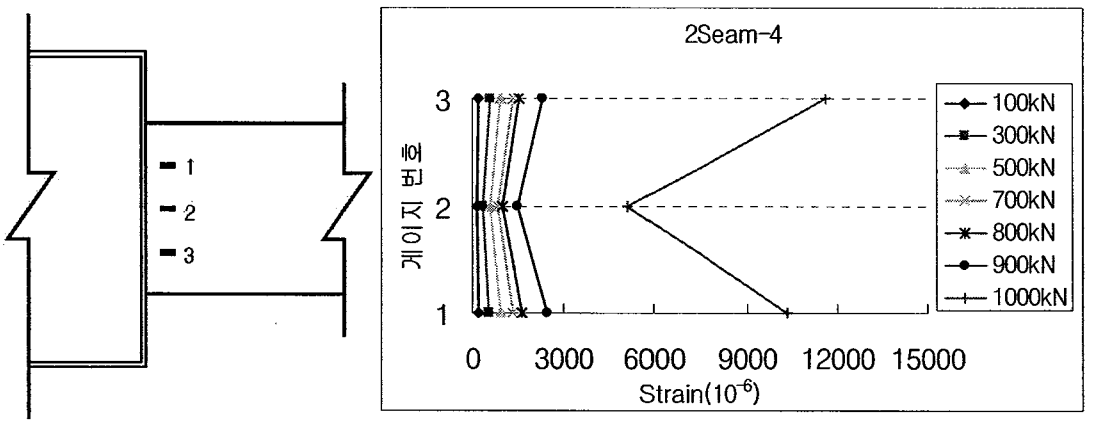
(a) 2Seam-1(Flange)



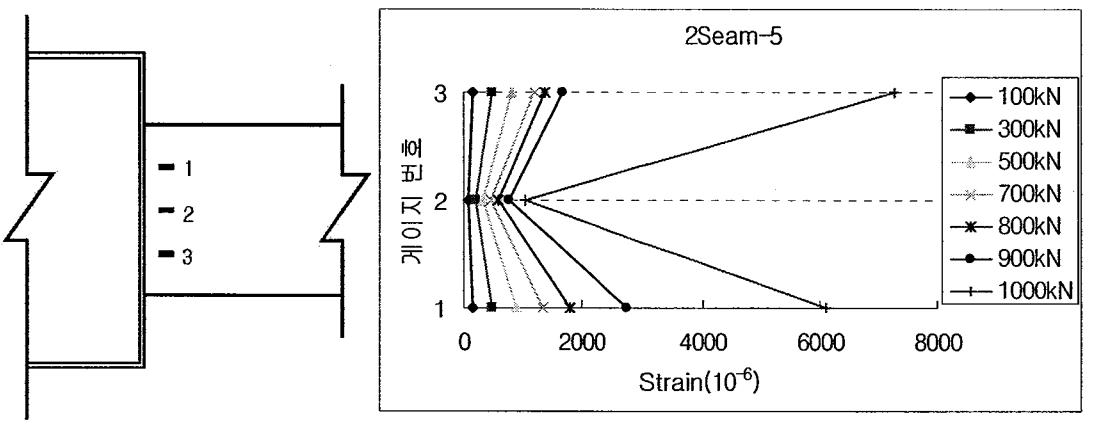
(b) 2Seam-2(Flange)



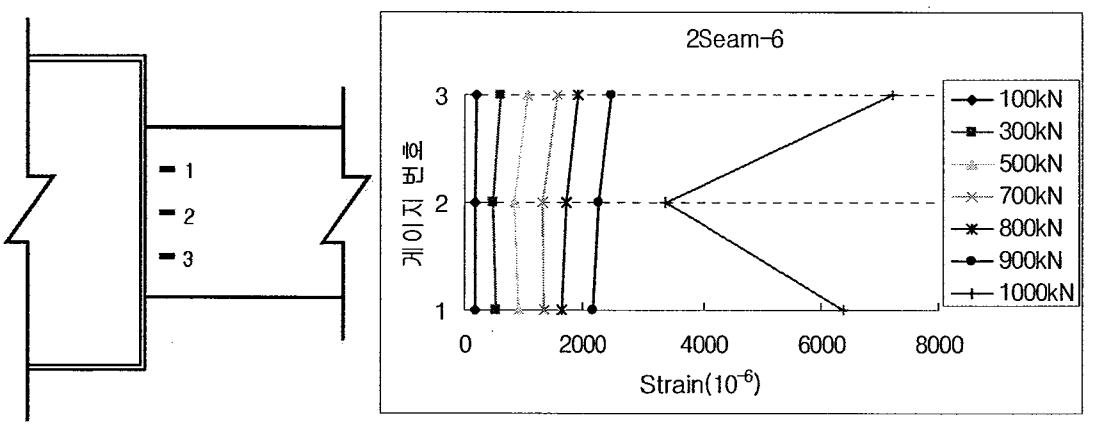
(c) 2Seam-3(Flange)



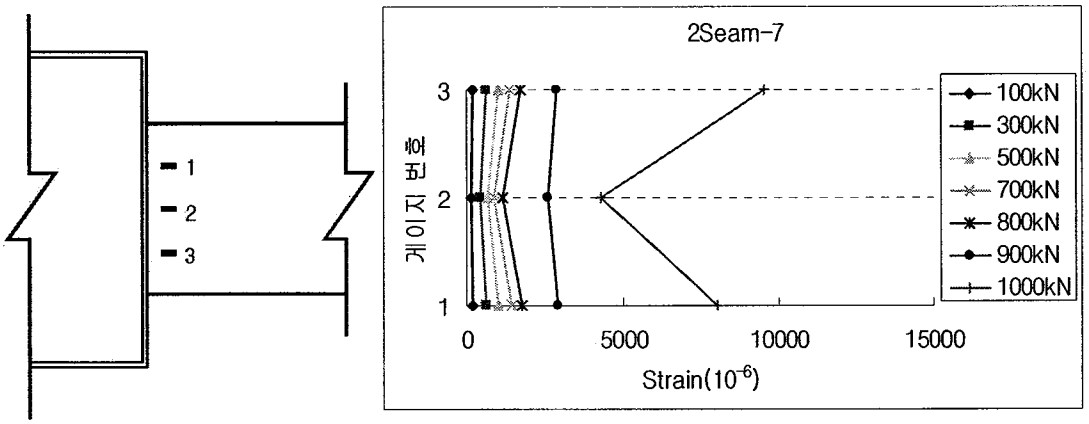
(d) 2Seam-4(Flange)



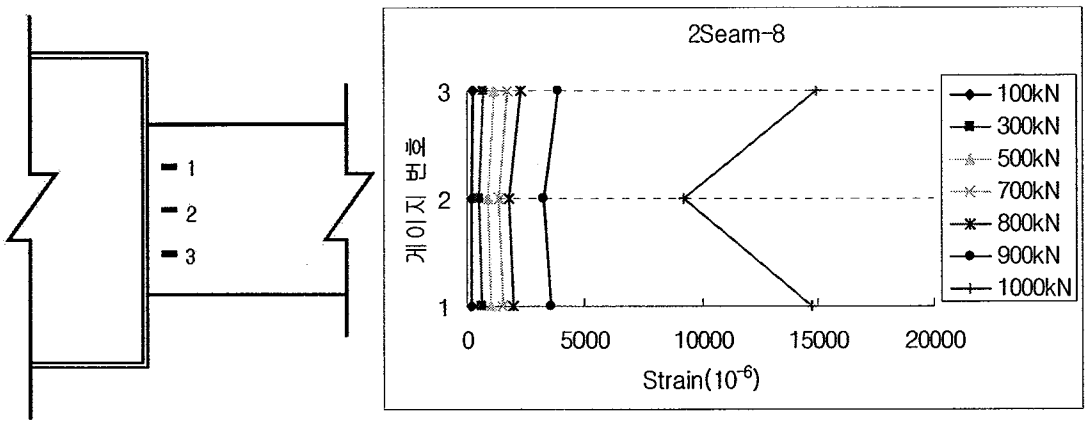
(e) 2Seam-5(Flange)



(f) 2Seam-6(Flange)



(g) 2Seam-7(Flange)

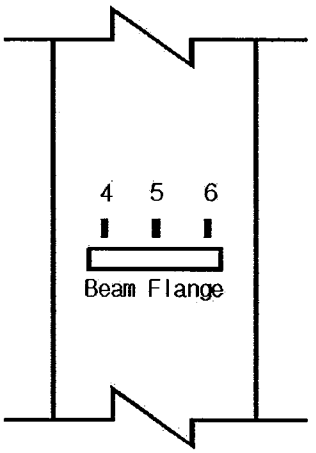


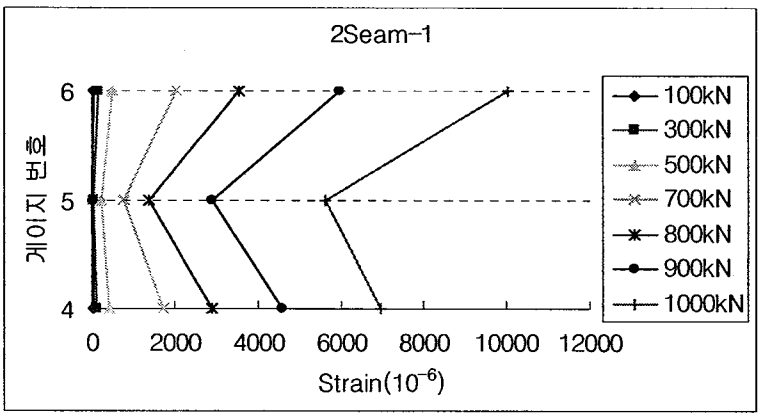
(h) 2Seam-8(Flange)

<그림 3.3.45> 보플랜지의 하중 단계별-변형률 분포

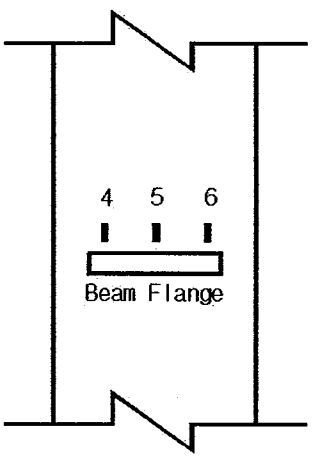
강관튜브의 하중단계별-변형률 분포는 그림 3-46과 같다.

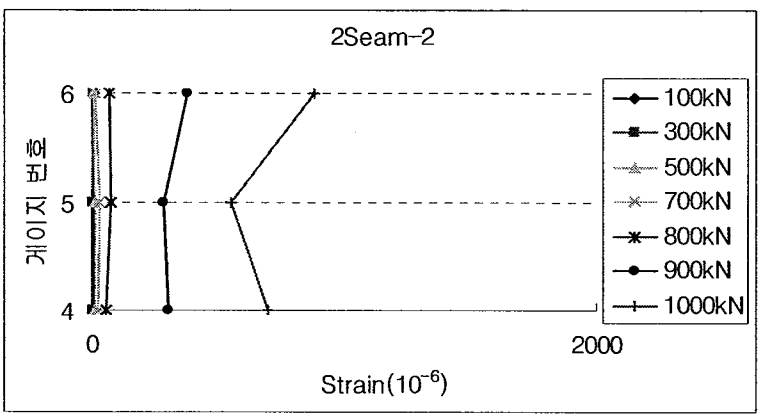
2Seam-1실험체의 경우 플랜지-기둥면과의 용접부 파단이 생길때까지 1,3번 게이지 위치의 변형률이 2번보다 큰 상태를 유지하면서 같은 비율로 증가했음을 보여준다. 2Seam-2실험체는 다이아프램을 통해 응력전달이 주로 전달되었으므로 기둥면에는 변형률이 거의 발생하지 않았다. 2Seam-3실험체는 4,5,6번 게이지 변형률이 일정하게 증가하다가 플랜지-기둥면 용접부 파단이 일어났다. 2Seam-4실험체의 기둥은 플랜지와 마찬가지로 대체로 균일한 변형률 분포를 보이지만 용접부 양단 기둥면 변형률이 중앙부 변형률보다는 크게 나타났다. 2Seam-5실험체는 하중 가력중 다이아프램의 용접부 파단에 의해 변형률이 소폭 증가하다가 실험이 종료되었다. 2Seam-6 실험체의 기둥면에서는 4번 게이지 부분의 변형률이 다른 부분보다는 다소 크게 증가하였고 플랜지 파괴가 일어날때까지 각 게이지 변형률은 같은 비율로 증가하였다. 2Seam-7실험체는 콘크리트를 충전한 실험체로 2Seam-2실험체와 비교했을때 콘크리트 합성효과 인하여 기둥면에도 일정한 변형률이 발생했고 2Seam-8실험체도 2Seam-4실험체와 비교했을때 콘크리트 충전후 전체적으로 변형률 값이 많이 감소했다.



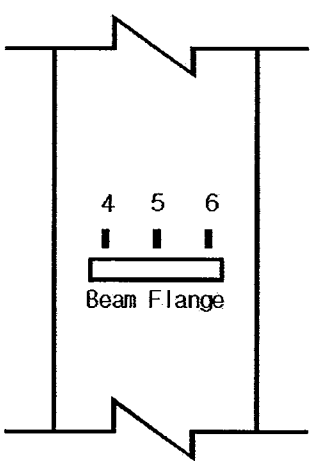


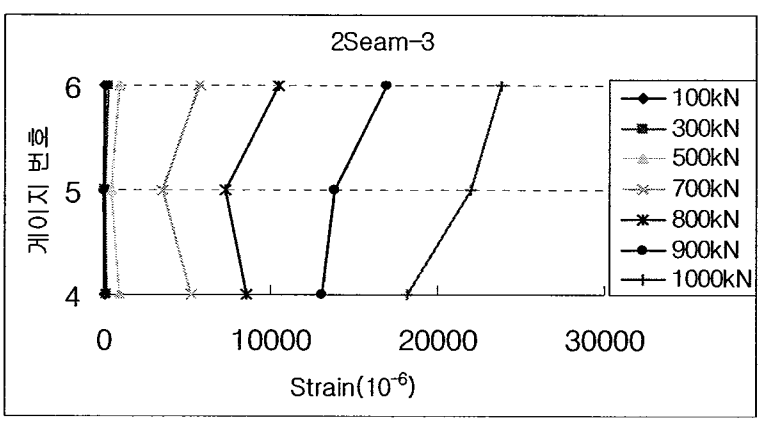
(a) 2Seam-1(Column)



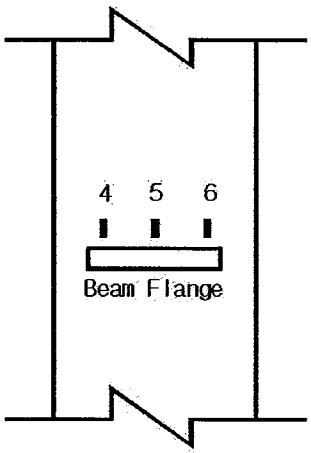


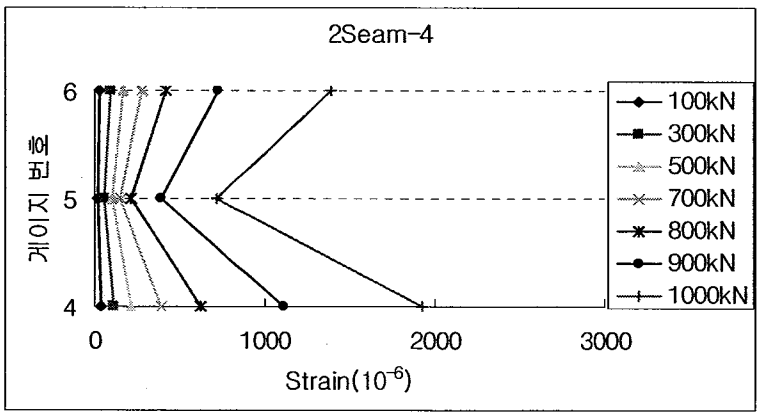
(b) 2Seam-2(Column)



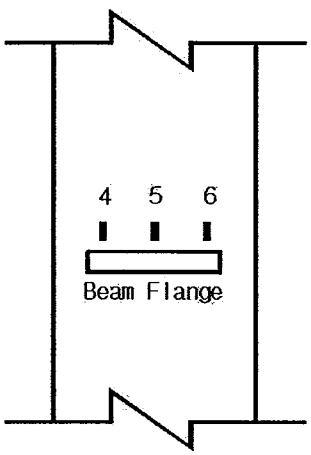


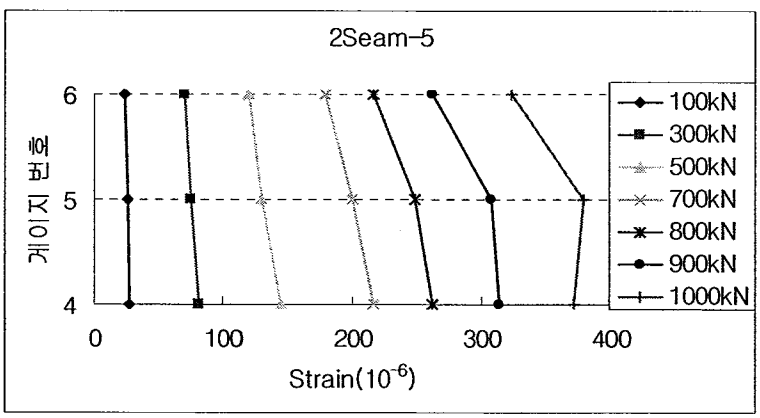
(c) 2Seam-3(Column)



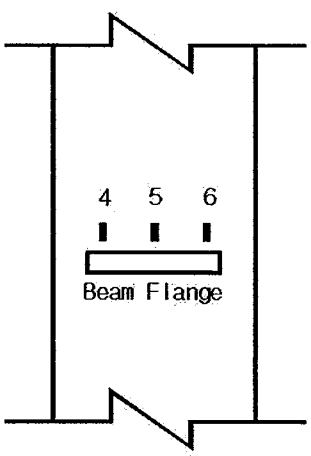


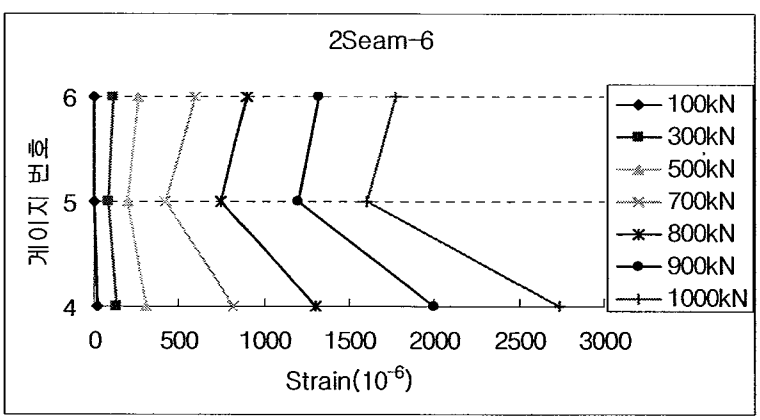
(d) 2Seam-4(Column)



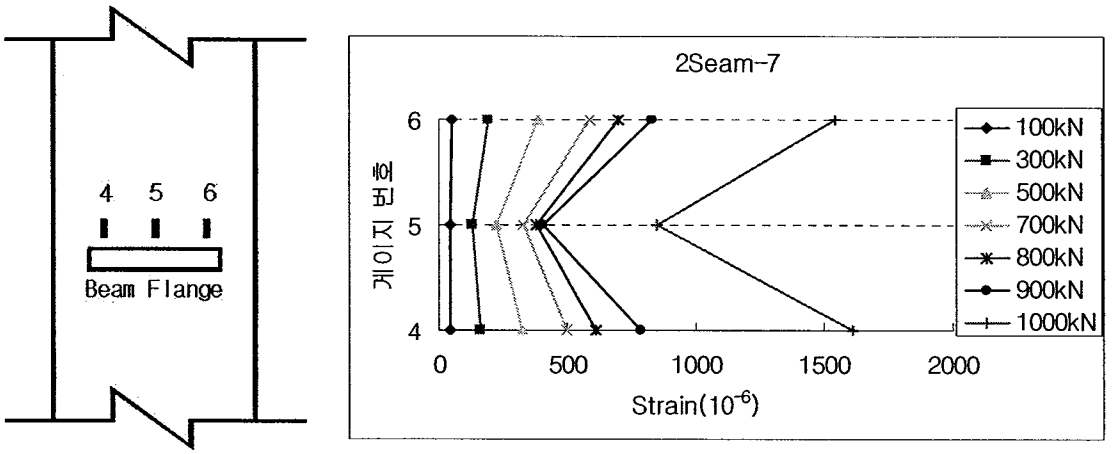


(e) 2Seam-5(Column)

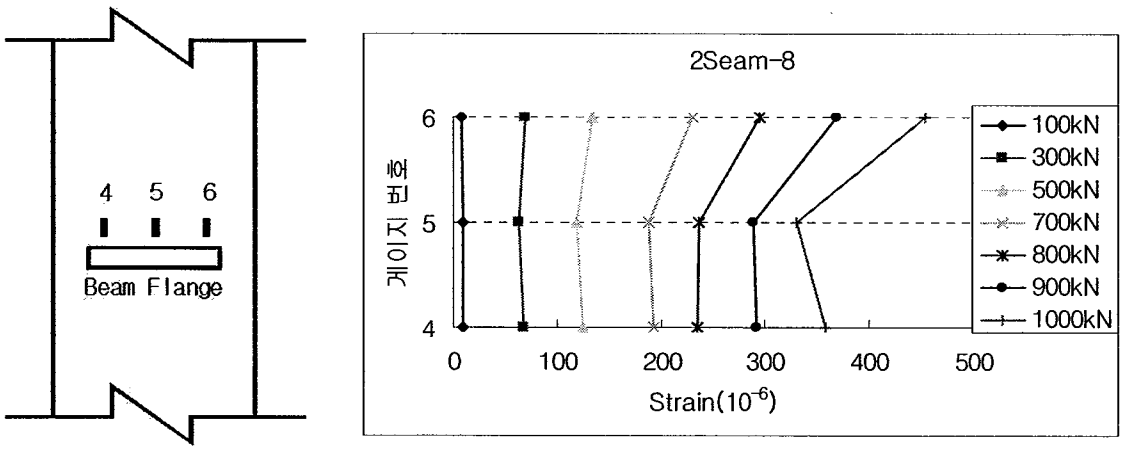




(f) 2Seam-6(Column)



(g) 2Seam-7(Column)



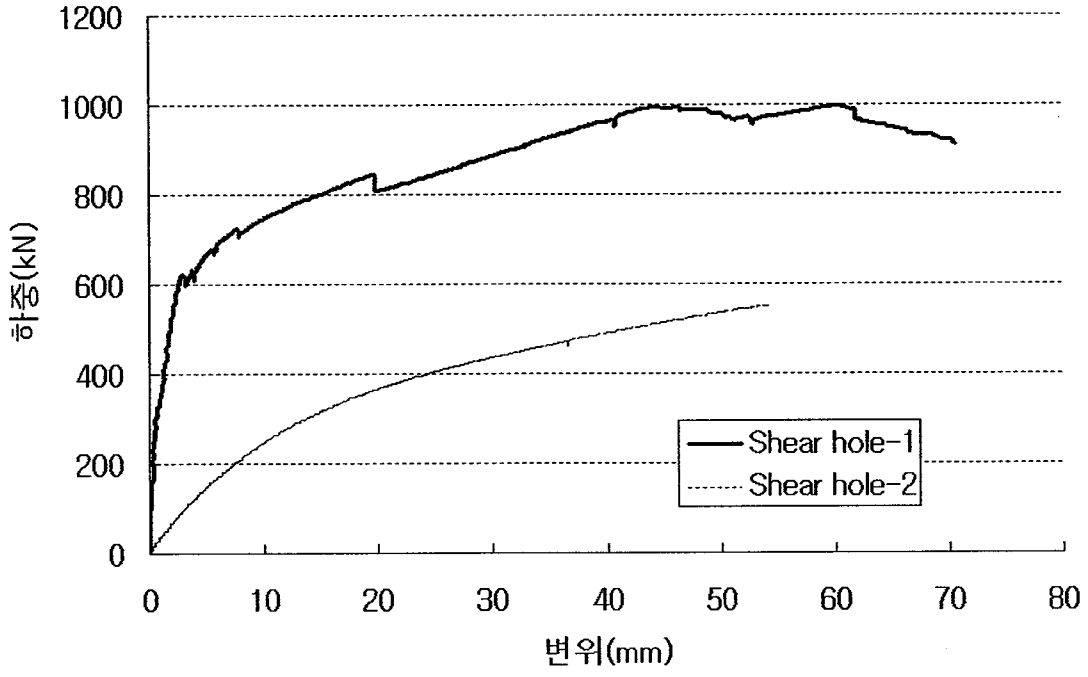
(h) 2Seam-8(Column)

<그림 3.3.46> 강관 튜브의 하중 단계별-변형률 분포

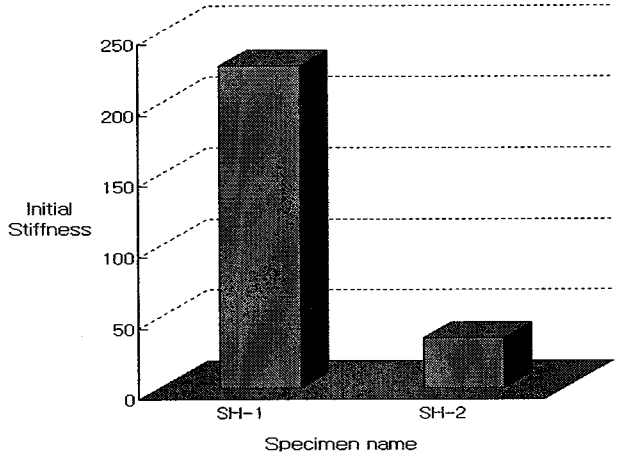
ⓒ Shear hole실험체의 초기강성 및 최대내력

접합부의 초기강성 및 최대내력은 크게 세 그룹으로 분류하여 비교분석하였다. 먼저 Shear hole 실험체의 콘크리트 충전된 기본형상과 콘크리트 비충전 기본형상인 Shear hole-1과 Shear hole-2를 비교하였고, 두번째로는 수직 플레이트 보강과 수평플레이트 보강체인 Shear hole-1과 Shear hole-5 비교하였으며, 마지막으로는 hole의 크기와 플레이트 두께를 변수를 둔 Shear hole-1, Shear hole-3, Shear hole-4를 비교하였다.

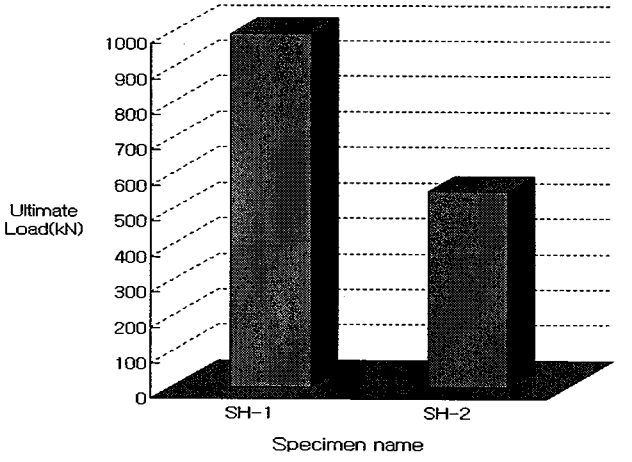
먼저 실험체 Shear hole-1(콘크리트충전 기본형)과 Shear hole-2(콘크리트 비충전 기본형)에 따른 접합부의 초기강성과 최대내력을 살펴보면 Shear hole-1의 초기강성이 5.7배 높은 것으로 나타났으며 최대내력은 2배정도 높게 나타났다. 초기강성의 경우 Shear hole-1실험체의 충전된 콘크리트의 영향으로 인하여 비충전된 Shear hole-2의 실험체 보다 매우 높게 나타났으며 최대내력 역시 콘크리트의 영향으로 인하여 큰 차이가 나타났다고 판단된다.



<그림 3.3.47> 하중-변위 그래프 비교(Shear hole-1, Shear hole-2)

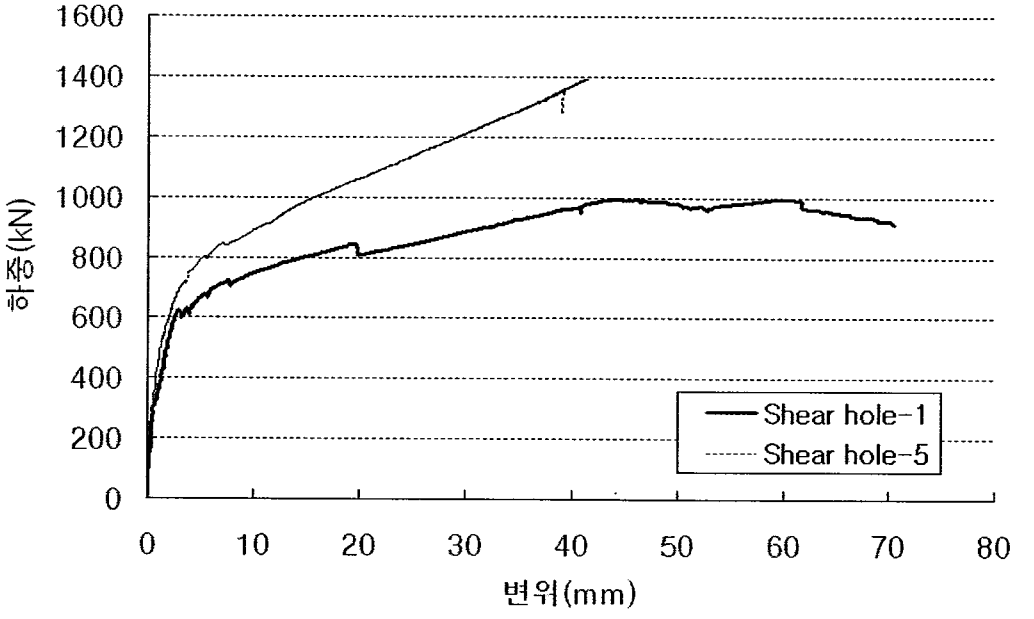


<그림 3.3.48> 초기강성 비교(Shear hole-1, Shear hole-2)

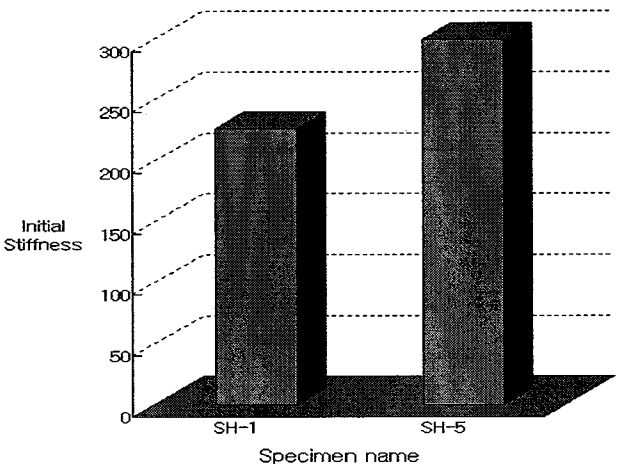


<그림 3.3.49> 최대내력 비교(Shear hole-1, Shear hole-2)

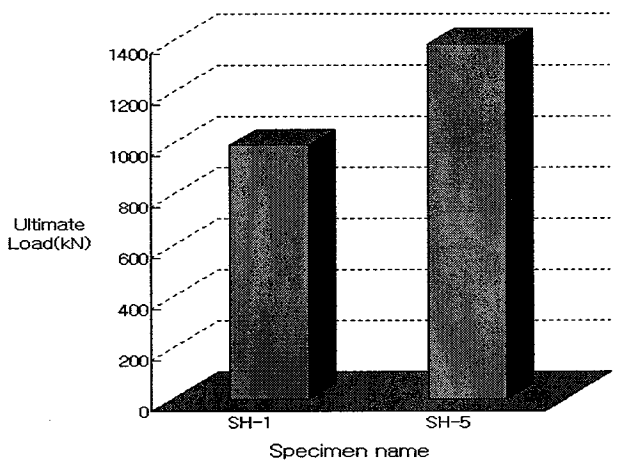
Shear hole플레이트의 보강 방향을 수직으로한 Shear hole-1실험체와 수평으로 보강한 Shear hole-5실험체의 초기강성과 최대내력 비교시 수평으로 Shear hole플레이트를 보강한 Shear hole-5실험체가 Shear hole-1실험체에 비하여 초기강성은 1.3배 최대내력은 1.4배 높게 나타났다. 실험시 게이지 응력분포 확인결과 Shear hole-5실험체가 다른 실험체에 비하여 플랜지면에 균등하게 응력분포가 생기는 것을 확인할 수 있었으며 실험종료시에도 다른 실험체가 보플랜지와 기둥접합면에서 파괴된 것과는 달리 인장으로 인한 보플랜지 파괴가 나타난 것으로 미루어 Shear hole를 수평으로 보강한 형상이 보다 균등한 응력분포를 보이며 파괴된 것으로 사려된다.



<그림 3.3.50> 하중-변위 그래프 비교(Shear hole-1, Shear hole-5)

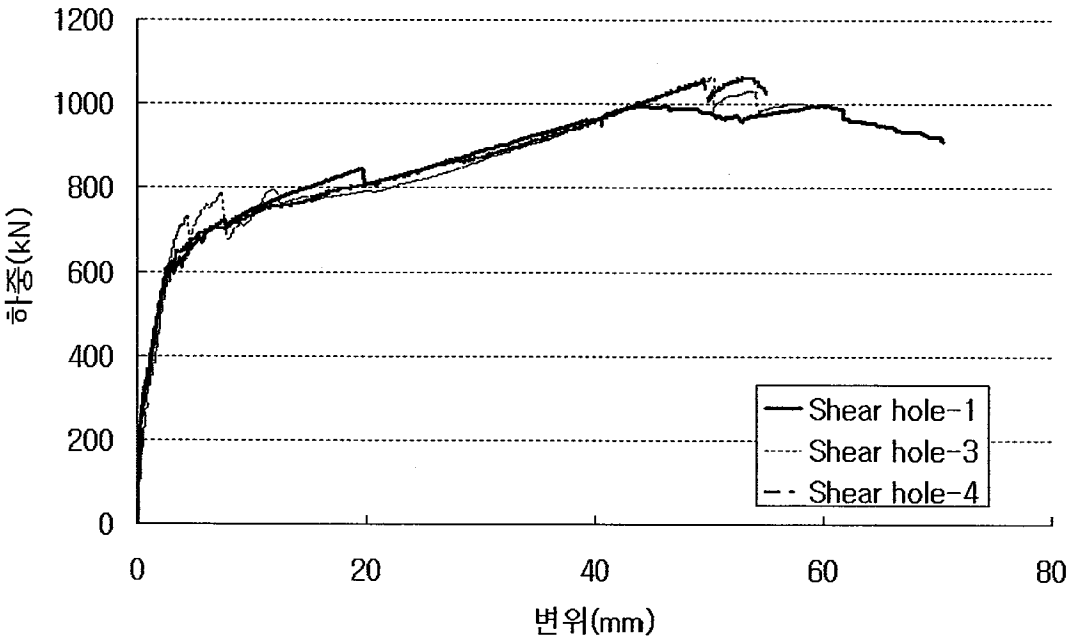


<그림 3.3.51> 초기강성 비교(Shear hole-1, Shear hole-2)

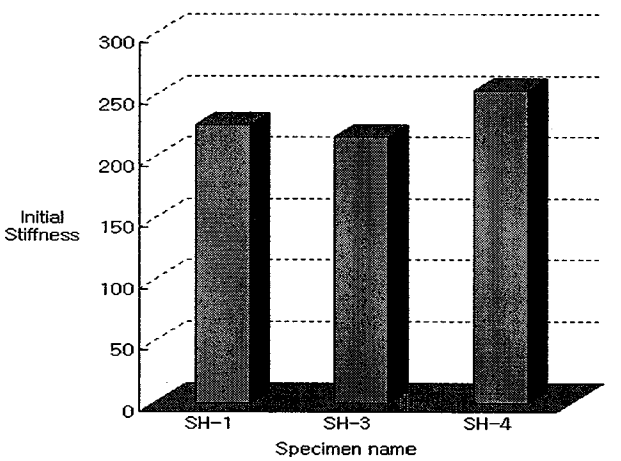


<그림 3.3.52> 최대내력 비교(Shear hole-1, Shear hole-5)

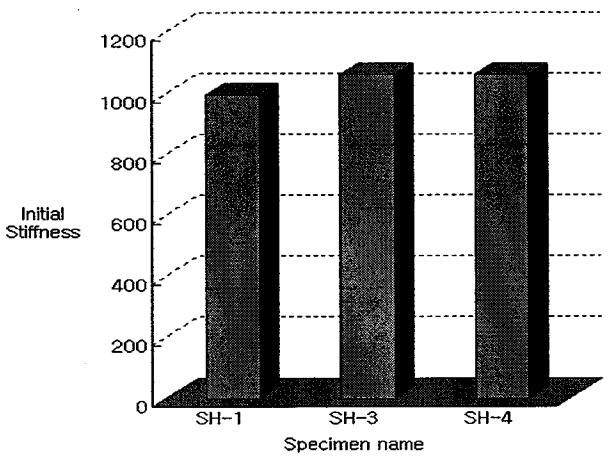
다음은 Shear hole플레이트를 수직으로 보강하고 hole의 크기와 플레이트의 두께를 변수로 둔 Shear hole-1, 3, 4에 대하여 초기강성과 최대내력을 각각 비교한 결과 각 실험체의 초기강성 및 최대내력은 서로 비슷하고 파괴양상 역시 보플랜지와 기둥면의 접합부분에서 파괴되는 동일한 형상으로 나타났으며 최대내력은 기본형인 Shear hole-1실험체가 다소 낮은 것으로 나타났다.



<그림 3.3.53> 하중-변위 그래프 비교(Shear hole-1, Shear hole-3, Shear hole-4)



<그림 3.3.54> 초기강성 비교(Shear hole-1, Shear hole-3, Shear hole-4)



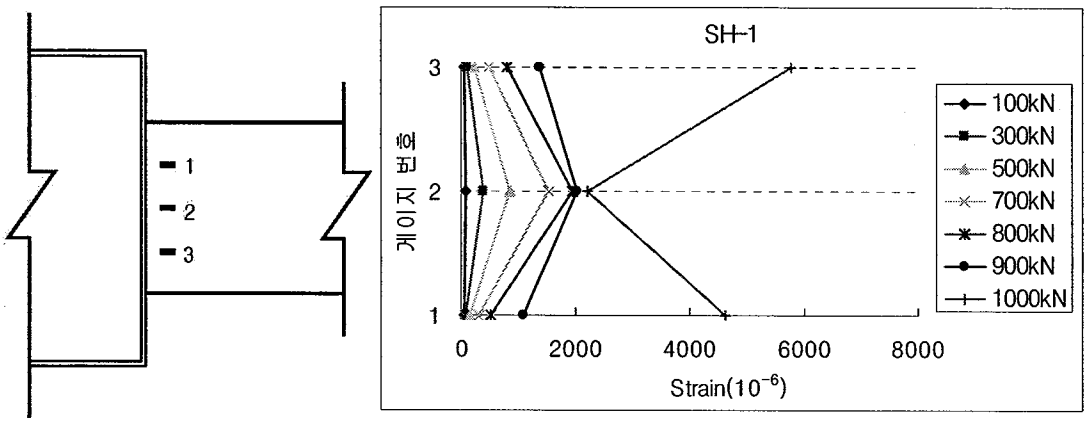
<그림 3.3.55> 최대내력 비교(Shear hole-1, Shear hole-3, Shear hole-4)

ⓓ Shear hole실험체의 하중단계별 -변형률 분포

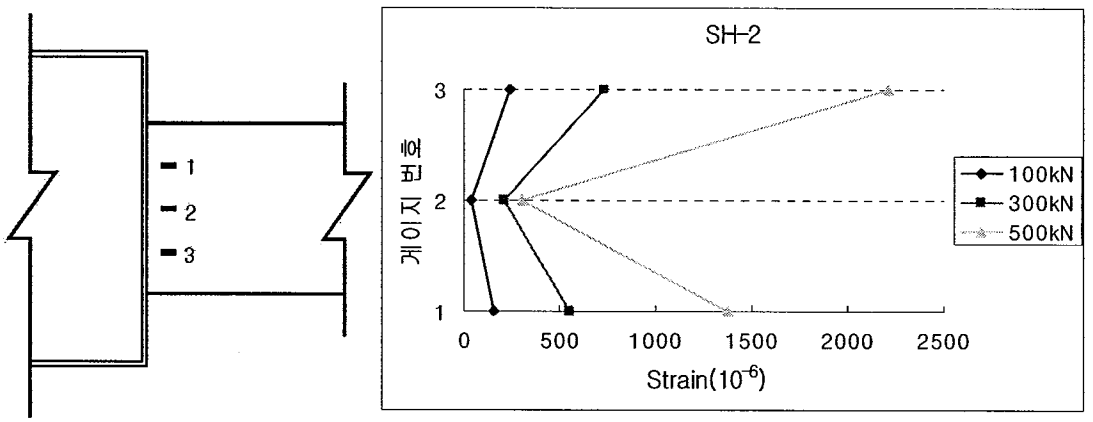
본 연구에서 제안한 Shear hole을 이용한 다이아프램의 하중 전달 경로를 알아보기 위해 강관튜브 및 보플랜지의 하중단계별 변형률 분포를 비교하였다.

보 플랜지의 하중단계별-변형률 분포는 그림 3.3.56과 같다.

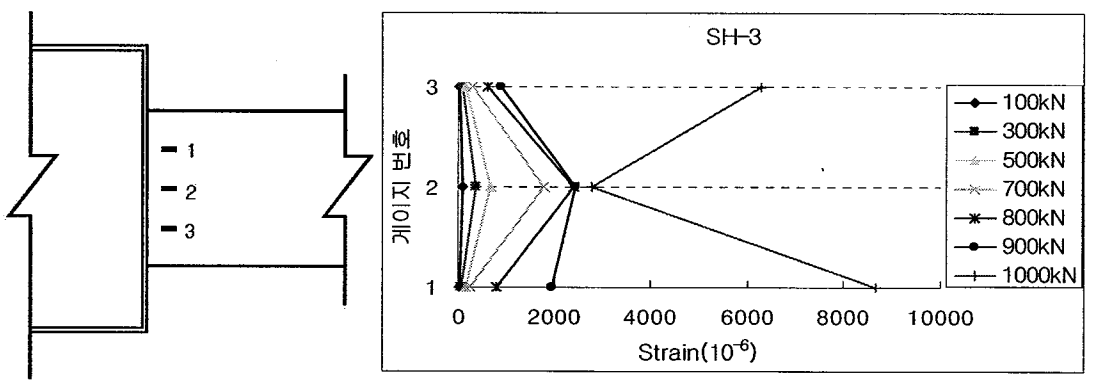
수직플레이트로 보강된 Shear hole-1실험체는 홀을 가진 수직 플레이트가 충전된 콘크리트와 일체되어 많은 내력을 발휘하면서 파괴하중(996kN)에 가까워진 900kN까지는 중앙의 2번게이지에서 가장 큰 변형률을 보이면서 서서히 증가한다. 파괴하중을 넘어 1000kN에서는 보플랜지와 맞닿은 기둥바깥면이 찢어 지면서 1번과 3번게이지에서 많은 변형률 증가를 보였다. Shear hole-1실험체에서 수직플레이트의 두께만 22㎜로 조정한 Shear hole-4실험체는 1번실험체와 비슷한 변형률 분포를 보이고 커진 홀 폭에 따라 수직플레이트가 있는 면 게이지 위치에서 많은 응력이 발생하는 양상을 보였다. Shear hole-2실험체는 비충전 실험체로서 변형률이 같은 양상으로 증가하다가 552kN에서 플랜지-기둥면 접합부 파단이 일어나면서 실험이 종료되었다. Shear hole-3실험체는 수직플레이트에 반원형의 홀을 판 형태로서 Shear hole-1실험체에서 증가된 홀 개수에 따른 응력발생 증가를 보여준다. Shear hole-5번실험체는 수직플레이트 대신 수평플레이트의 설치에 따른 보강효과를 알아보기 위한 것으로 강관이 휘어지는 형태로의 응력흐름을 수평플레이트가 많은 저항을 해줌에 따라 1,2,3번 게이지 모두 다른 실험체에 비해 변형률은 작고 파괴하중을 넘어서고 플랜지와 맞닿는 기둥 양 끝면 파단이 발생하면서 1,3번 게이지에서 많은 변형률 증가를 보인다.



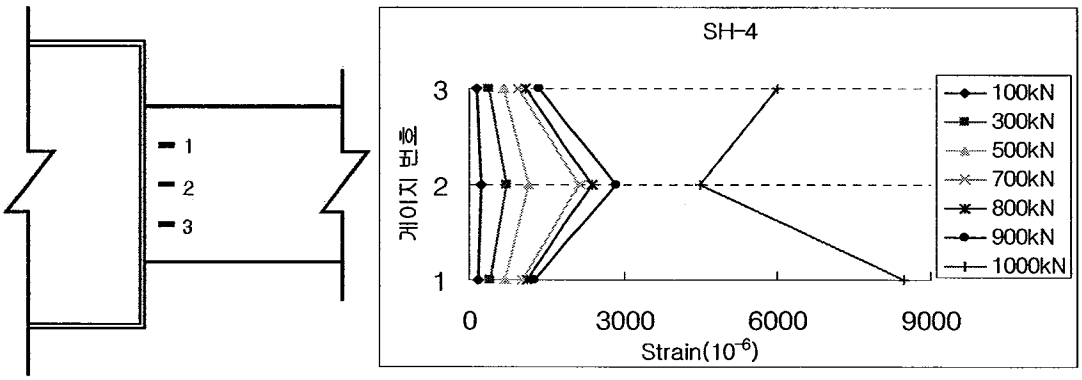
(a) Shear Hole-1(Flange)



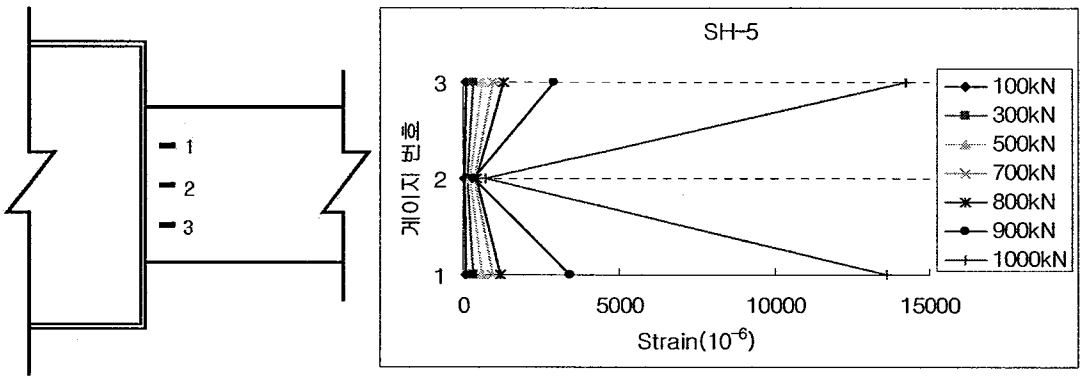
(b) Shear Hole-2(Flange)



(c) Shear Hole-3(Flange)



(d) Shear Hole-4(Flange)

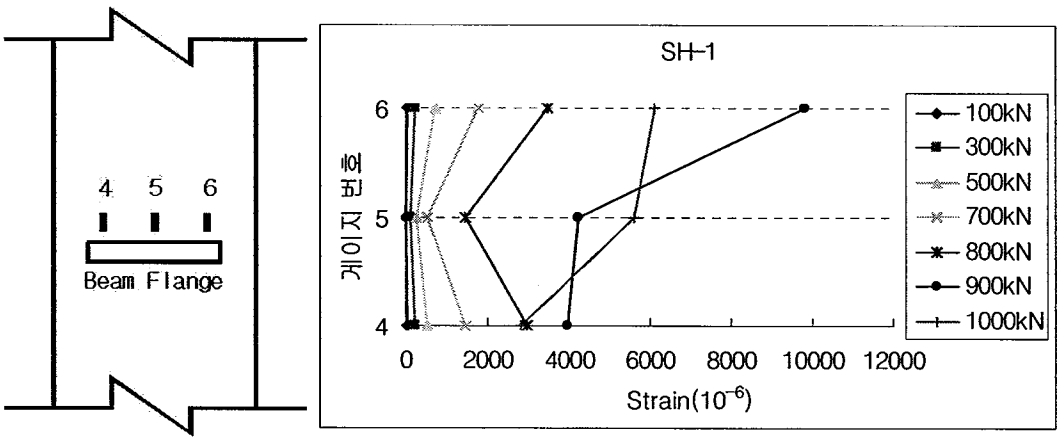


(e) Shear Hole-5(Flange)

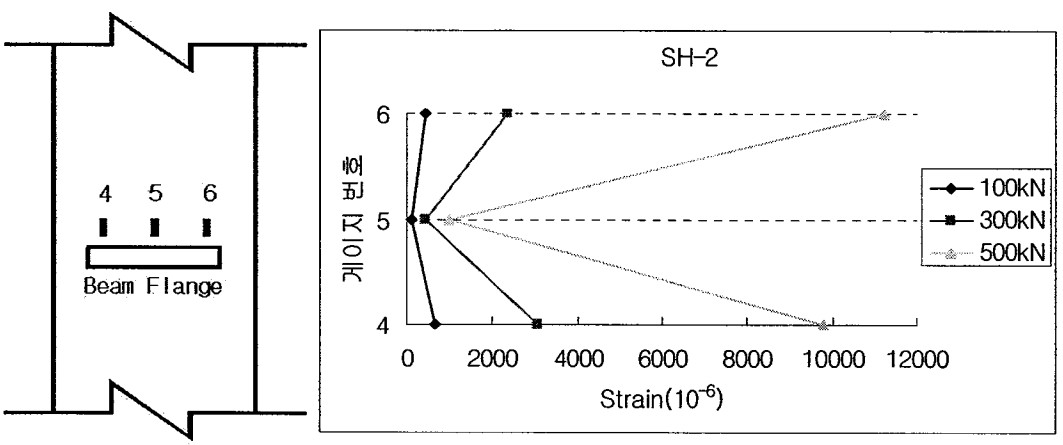
<그림 3-56> 보플랜지 하중 단계별-변형률 분포

강관튜브의 하중단계별-변형률 분포는 그림 3-57과 같다.

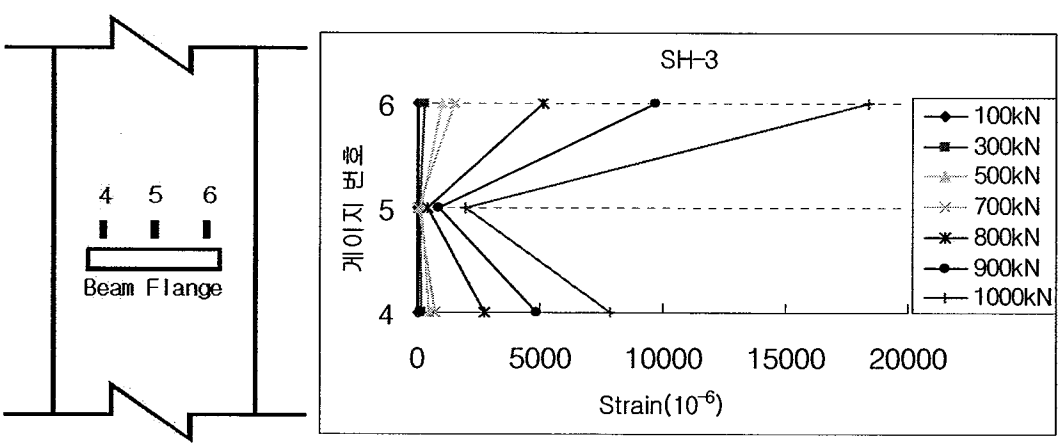
Shear hole-1실험체에서는 보 플랜지에서 강관을 거쳐 다이아프램으로 가는 위치에 급격한 기하학적인 변화가 있는 4번과 6번 게이지의 변형률이 수직플레이트로 저항하는 기둥면의 5번 게이지보다 크다. Shear hole-4실험체는 Shear hole-1실험체와 비슷한 변형률 분포를 보이지만 수직플레이트의 두께 증가에 따른 콘크리트 구속력 증가로 플레이트 면의 5번게이지 변형률과 양 끝 게이지 변형률의 차이가 하중이 증가할수록 커짐을 보여준다. Shear hole-2실험체는 552kN에서 플랜지-기둥면 접합부 파단이 일어나면서 실험이 종료되었다. Shear hole-3실험체도 마찬가지로 홀 개수 증가에 따른 콘크리트 구속력 증가로 게이지 위치에 따른 변형률 차이가 커짐을 알 수 있다. Shear hole-5실험체의 경우에 수평플레이트의 설치로 기하학적인 변화에 따른 응력집중이 크지 않아 하중이 증가함에 따라 위치상 게이지 변형률의 차이가 크지 않음을 알 수 있다.



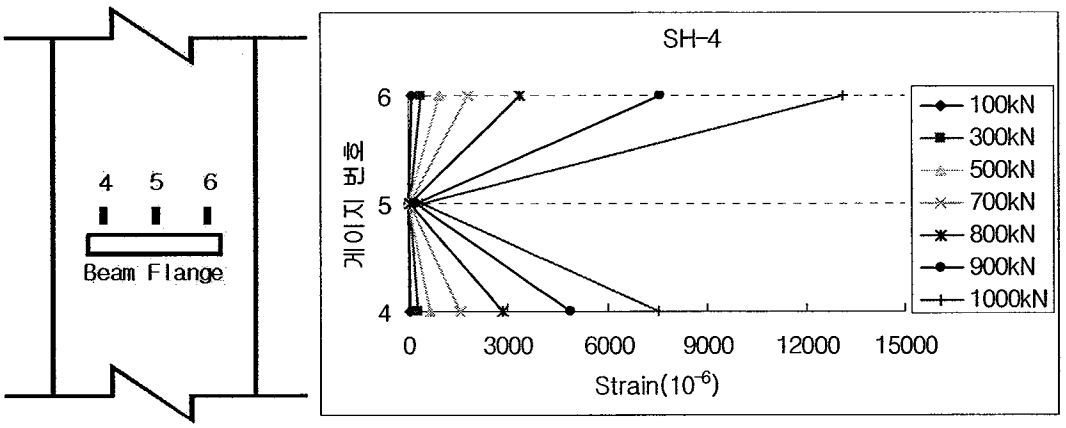
(a) Shear Hole-1(Column)



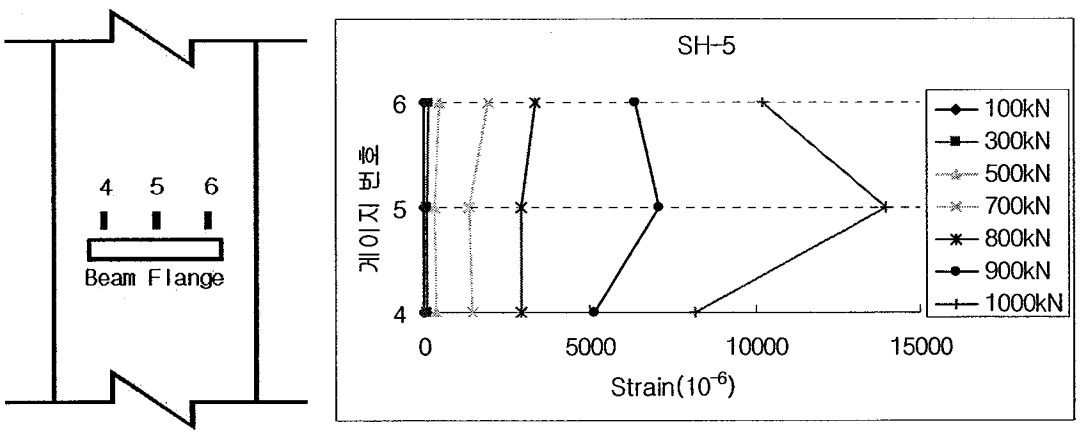
(b) Shear Hole-2(Column)



(c) Shear Hole-3(Column)



(d) Shear Hole-4(Column)



(e) Shear Hole-5(Column)

<그림 3.3.57> 강관 튜브의 하중 단계별-변형률 분포

3.1.3 엔드플레이트 접합부의 접합상세의 요소성능 평가

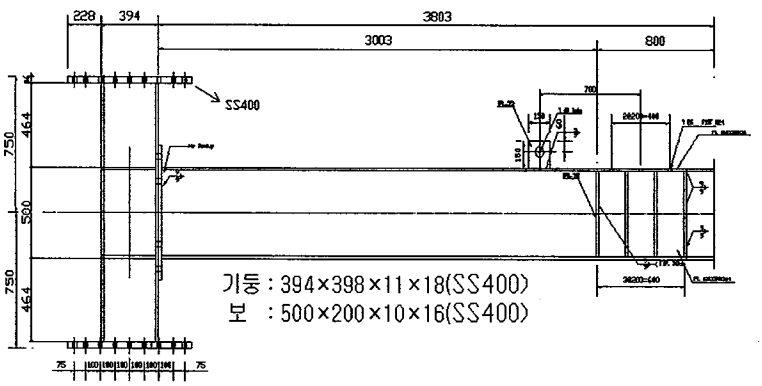
1) 엔드플레이트 보-기둥 접합부 이론해석

(1) 해석목적

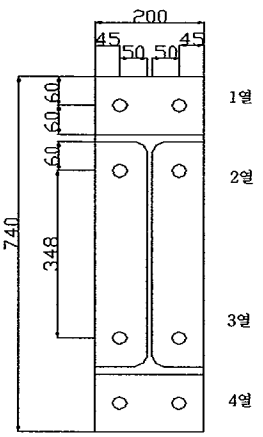
본 연구에서는 엔드플레이트 보-기둥 접합부의 유한요소해석(ANSYS 9.0) 모델을 완성하고 엔드플레이트 두께 변화를 통한 내력과 강성을 평가하고자 한다.

(2) 해석대상

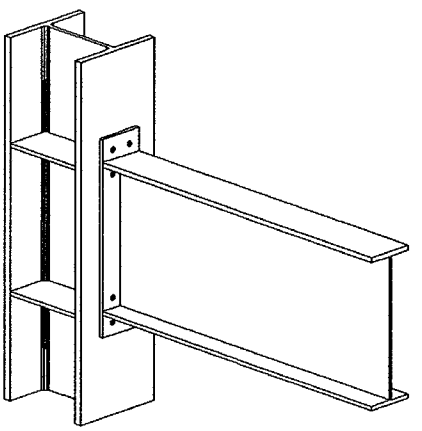
해석은 H-394×398×11×18 기둥 및 H-500× 200×10×16 보에 엔드플레이트 두께가 12㎜, 16㎜, 25㎜인 3개를 대상으로 하였다. 그림 4-1과 표 4-1에 해석대상의 형상과 치수를 나타내었다.



(a) 치수



(b) 엔드플레이트



(c) 형태

<그림 3.4.1> 해석대상

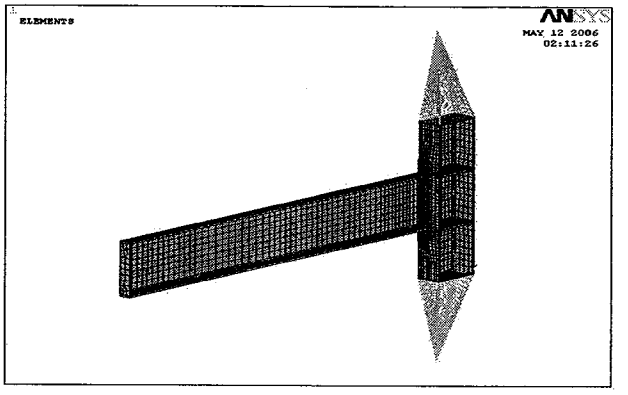
<표 3.4.1> 해석대상

해석대상	기둥	보	End-Plate(mm)		
			높이	폭	두께
BC-25	394×398×11×18	500×200×10×16	740	200	25
BC-16					16
BC-12					12

(3) 해석모델 및 방법

해석요소는 3개(UX, UY, UZ)의 자유도를 갖는 20개 노드의 Solid 186요소를 사용하였다. 접촉조건은 Targe170, Conta174요소를 사용하고 마찰계수 0.45를 적용하였다. 해석모

델은 형상과 하중의 대칭성을 고려하여 그림 3.4.2와 같이 1/2 대칭으로 하고 기둥의 단부는 힌지조건으로 Link 8 요소를 사용하여 강체 힌지를 구성하였다.



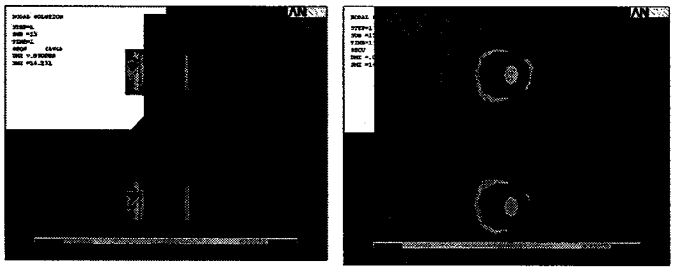
<그림 3.4.2> 해석모델

해석에 사용된 재료의 물성치는 실험체에서 채취한 시험편의 시험결과를 사용하였으며 표 3.4.2와 같다. 응력-변형 특성은 Bi-linear Kinematic 변형 경화모델을 사용하고 탄성계수는 일반적인 강재의 탄성계수인 206GPa, 2차 탄성계수는 탄성계수의 1/100인 2.06GPa를 사용하였다.

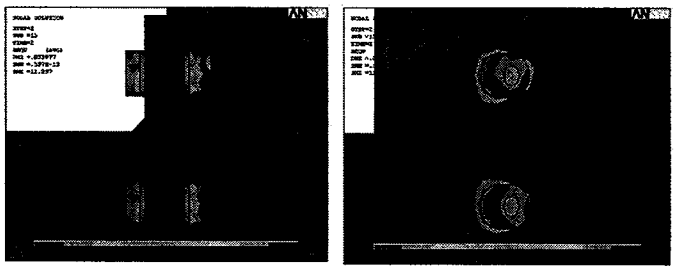
표3.4.2 재료의 물성치

시험편	공칭 두께 (㎜)	두께 및 지름 (㎜)	탄성계수 (MPa)	2차 탄성계수 (GPa)	항복 응력 (MPa)	포아송비
B-flange	16	15.4	205,800	2,058	287	0.3
B-web	10	10.4			415	
C-flange	18	17.2			287	
C-web	11	10.1			430	
End-Plate	12	11.5			280	
	16	15.6			293	
	25	24.7			273	
F10T(볼트)	-	M24			882	
Link 8(힌지)	-	10	∞	∞	∞	0

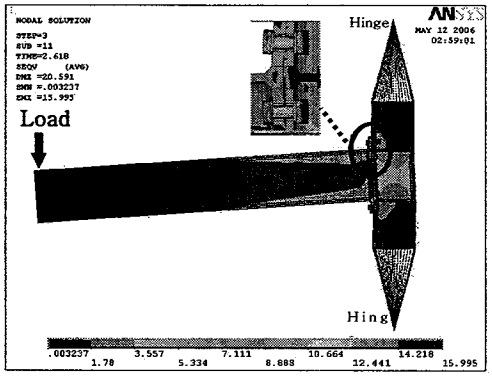
하중가력은 그림 3.4.3과 같이 3단계에 걸쳐 수행되었다. 1단계는 너트와 와셔의 접촉면의 변위를 구속하여 도입축력만큼 볼트의 단부를 가력하였다. 2단계는 너트와 나사산의 노드를 일치시켜(Coupling) 외부하중 없이 해석을 수행하였다. 3단계는 보 단부의 가력점을 그림 3.4.4의 하중이력을 따라 반복가력 하였다.



(a) 1단계(볼트 축력)

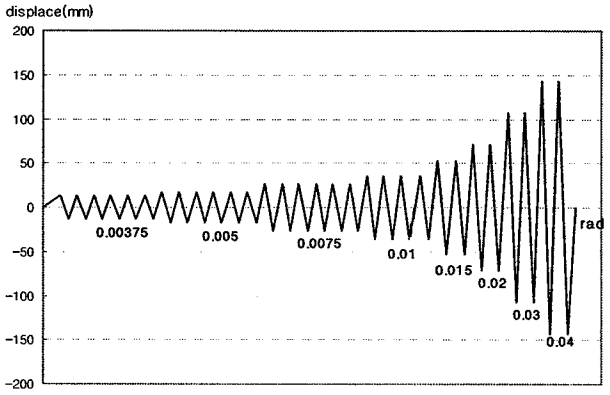


(b) 2단계(Pre-load)



(c) 3단계(외력)

<그림 3.4.3> 해석단계



<그림 3.4.4> ANSI/AISC SSPEC-2005

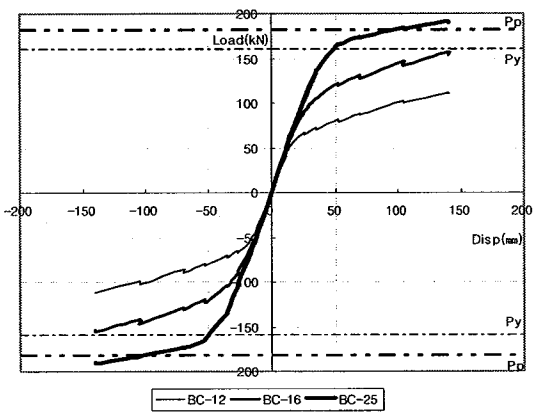
(4) 해석결과

① 최대내력과 초기강성

해석대상의 하중변위(P-Δ)관계를 그림 4-5에 나타내고 최대내력과 초기강성을 표 3,4,3에 나타내었다. BC-25의 최대내력은 보의 항복하중과 전소성하중 이상의 최대내력을 나타내고 초기강성은 4.17kN/㎜를 나타내었다. BC-16의 최대내력은 보의 항복하중의 최대내력의 98% 나타내었으며 초기강성은 3.81kN/㎜를 나타내었다. BC-12은 보의 항복하중과 전소성하중 보다 낮은 최대내력을 나타내었으며, 초기강성은 3.42kN/㎜를 나타내었다.

<표 3.4.3> 해석대상의 최대내력과 초기강성

해석 대상	보의항복 하중(kN) [A]	보의전소성 하중(kN) [B]	최대내력 (kN) [C]	C/A	C/B	초기강성 (kN/㎜)
BC-25			191	1.19	1.05	4.17
BC-16			157	0.98	0.86	3.81
BC-12	160	182	112	0.7	0.62	3.42



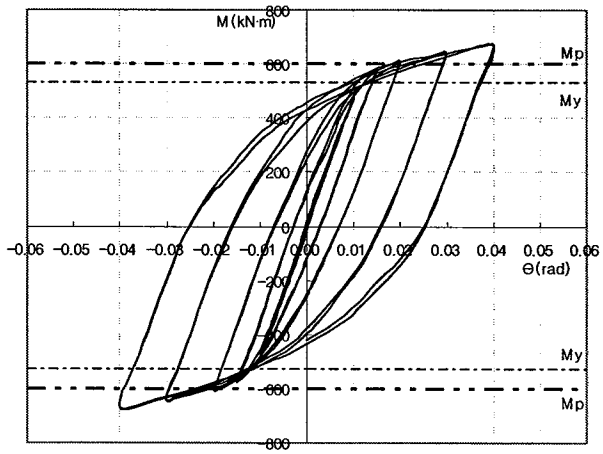
<그림 3.4.5> 하중변위(P-Δ) 관계

② 모멘트-회전각(M-Θ) 관계

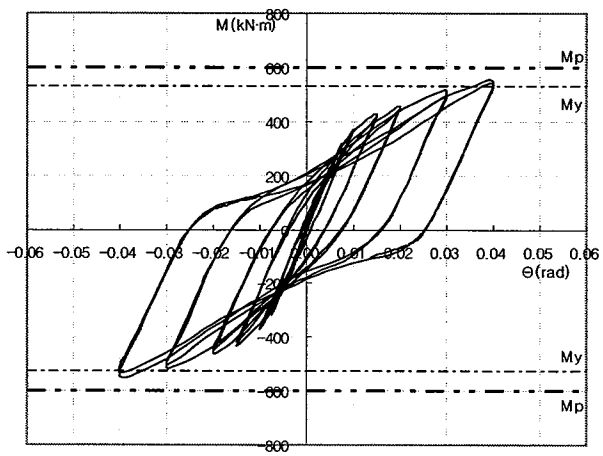
해석대상의 회전각 0.04rad 까지의 모멘트-회전각(M-Θ)관계를 그림 3.4.6에 나타내었으며 0.04rad 일때의 모멘트를 표 4-4에 나타내었다. 해석에 사용된 재료의 물성치에 의한 보의 항복모멘트는 528kN·m, 소성모멘트는 602kN·m으로 나타났다. 각 해석대상의 0.04 rad 회전각 일때 모멘트는 BC-12가 보 항복모멘트의 74%, BC-16은 104%, BC-25는 127%를 나타내었으며, BC-25만이 보의 전소성모멘트 이상의 모멘트를 나타내었다.

<표 3.4.4> 해석대상의 0.04rad일 때 모멘트

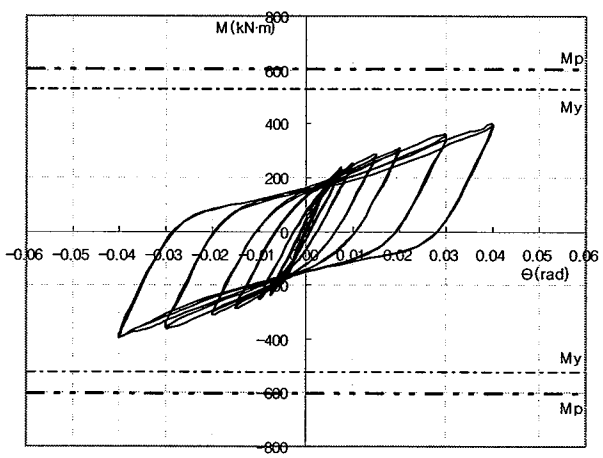
해석 대상	보의항복 모멘트 (kN·m)[A]	보의전소성 모멘트 (kN·m)[B]	0.04rad일때의 모멘트(kN·m) [C]	C/A	C/B
BC-25			669	1.27	1.11
BC-16			549	1.04	0.91
BC-12	528	602	392	0.74	0.65



(a) BC-25



(b) BC-16



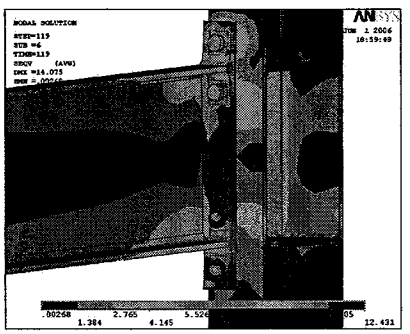
(c) BC-12

<그림 3.4.6> 모멘트-회전각(M-Θ) 관계

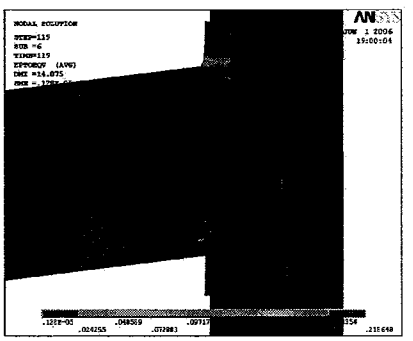
③ 응력과 변형률 분포

그림 3.4.7 에 각 해석대상의 0.04rad 일때의 응력분포와 소성변형률 분포를 나타내었다. BC-12는 인장력을 받는 엔드플레이트에 응력이 집중되는 것으로 나타났으며, BC-16

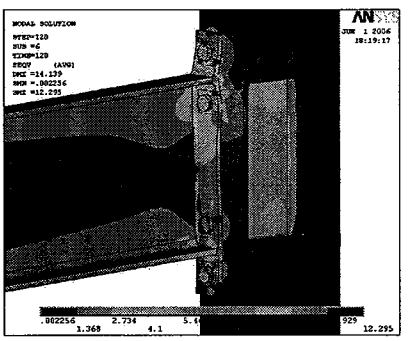
과 BC-25는 인장력을 받는 엔드플레이트와 볼트에 응력이 집중하는 것으로 나타났다. 변형률 분포는 BC-12는 인장력을 받는 보의 웨브와 엔드플레이트의 용접부에서 큰 변형률을 나타내었으며, BC-16과 BC-25는 인장력을 받는 보의 플랜지와 엔드플레이트의 용접부에서 큰 변형률을 나타내었다.



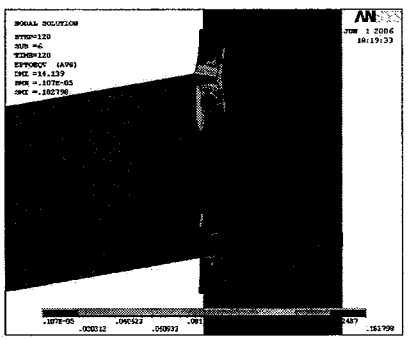
(a) 25㎜ 응력분포



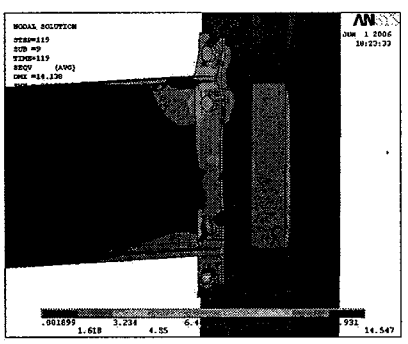
(b) 25㎜ 소성변형률 분포



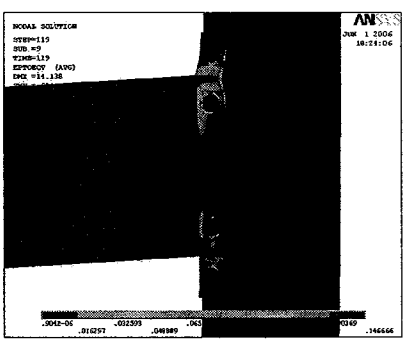
(c) 16㎜ 응력분포



(d) 16㎜ 소성변형률 분포



(e) 12㎜ 응력분포



(f) 12㎜ 소성변형률 분포

<그림 3.4.7> 항복하중시 응력분포 및 소성 변형률 분포

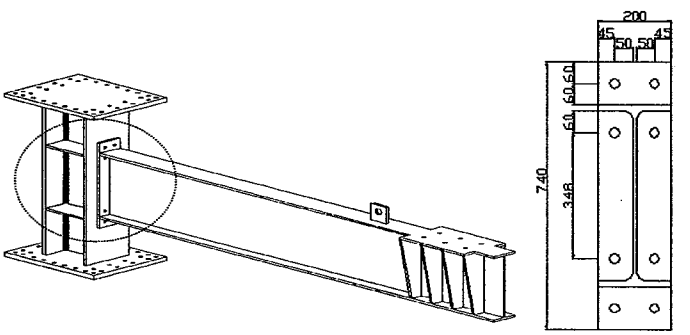
2) 엔드플레이트 보-기둥 접합부 구조실험

(1) 실험목적

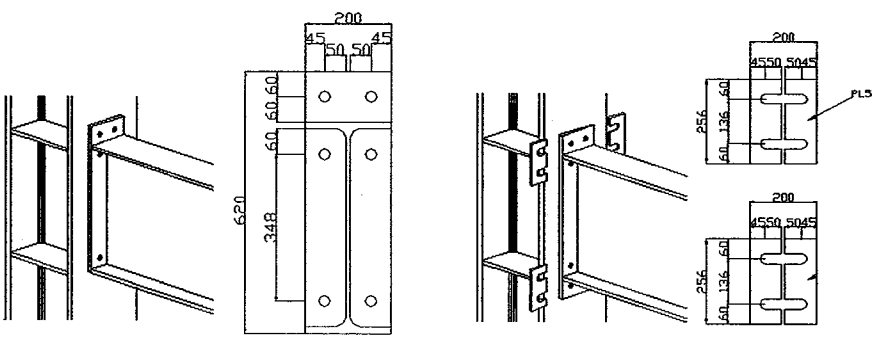
본 연구는 엔드플레이트 두께조절을 통한 연성능력 확보, 시공성 개선을 위한 Shim의 유무, 익스텐디드의 유무를 변수로 총 6개의 엔드플레이트 보-기둥 접합부를 제작하여 구조실험을 수행하고 구조특성을 평가하였다.

(2) 실험대상

실험체는 SS400 강재로서 보(H-500×200×10×16)에 12㎜, 16㎜, 25㎜ 플레이트를 용접하고 기둥(H-394×398×11×18)에 고장력 볼트로 체결한 상하동형과 상하이형 보-기둥 실험체 총 6개를 제작하였다. 실험체 형상과 치수는 그림 3.4.8및 표 3.4.5과 같다. BC-S25, BC-S16, BC-S12는 상하동형으로 4-BUEP형식이며, BC-D16, BC-D12는 상하이형으로 제작하였다. BC-S25-S는 형상은 BC-S25와 같으나 엔드플레이트 접합부 제작 시 발생하는 시공오차를 흡수하기 위해 Shim을 삽입하였다. 볼트는 KS D 1010에 따른 고장력 F10T M24볼트로서 엔드플레이트 두께에 따라 90㎜, 85㎜, 75㎜, 70㎜등 4종류의 볼트를 사용하였다. 실험체의 기둥 단부에는 힌지와 볼트체결을 위한 PL-850×700×36를 부착하고 보의 가력점에는 엑츄에이터와 연결을 위한 PL-616×400×16를 부착하였다.



(a) 기존형, 상하동형(BC-S25, BC-S16, BC-S12)



(b) 개선형, 상하이형(BC-D16, BC-12) (c) Shim 삽입형(BC-S25-S)

<그림 3.4.8> 실험체 형상

<표 3.4.5> 실험체 종류

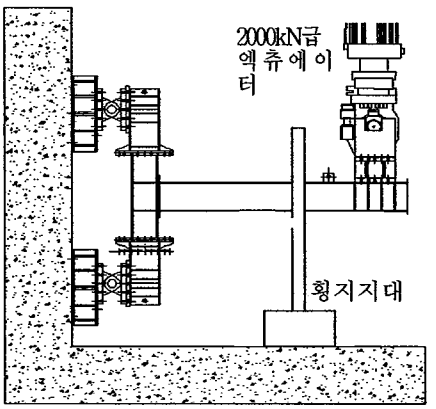
실험체명	End-Plate 두께	Shim	볼트개수	엔드플레이트형태		과괴형태
				상부	하부	
BC-S25	25		8	Extended		보
BC-S25-S	25	○		Extended		보
BC-S16	16			Extended		End-Plate
BC-D16	16		6	Extended	Flush	End-Plate
BC-S12	12		8	Extended		End-Plate
BC-D12	12		6	Extended	Flush	End-Plate

기둥 : H-394×398×11×18
보 : H-500×200×10×16
기둥 스티프너(Continueous Plate) : 16mm
볼트 : F10T 고장력볼트(KS D 1010)

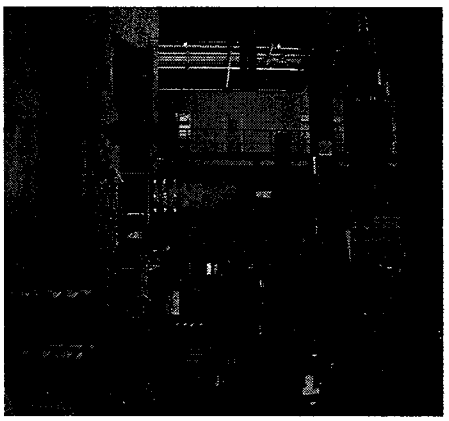
BC--S 25 --S
└Shim의 유무
엔드플레이트 두께(12㎜,16㎜,25㎜)
S:상하동형
D:상하이형
BC:보-기둥 실험체

(3) 실험방법

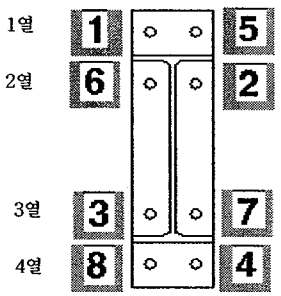
실험체는 바닥에서 기둥과 보를 고정용 볼트로 가조립하고 크레인으로 양중하여 그림 3.4.9과 같이 반력벽에 고정된 힌지와 기둥단부의 플레이트를 볼트로 체결하여 양단이 힌지인 높이 3,000㎜의 기둥을 구성하고 보의 가력점에 2,000kN급 엑츄에이터를 볼트로 연결하였다. 가력시 보의 횡좌굴 방지를 위하여 횡지지대를 설치하고 횡지지대와 보 플랜지의 마찰을 최소화하기 위해 보와 횡지지대가 맞닿는 부위는 마찰계수가 작은 합성수지를 삽입하였다. 보의 가조립을 위해 설치했던 고정용 볼트를 스트레인 게이지가 부착된 실험용 고장력 볼트로 교체하고 다이얼 토크렌치를 사용한 토크관리법으로 토크치 20,508kN·mm로 1차 체결 후 104,860kN·mm로 2차 체결하였다. 볼트체결순서는 그림 3.4.11와 같이 대각선 방향으로 번갈아 가며 체결하였다. 완성된 실험체 세팅전경을 그림 3.4.10에 나타내었다.



<그림 3.4.9> 실험체 세팅

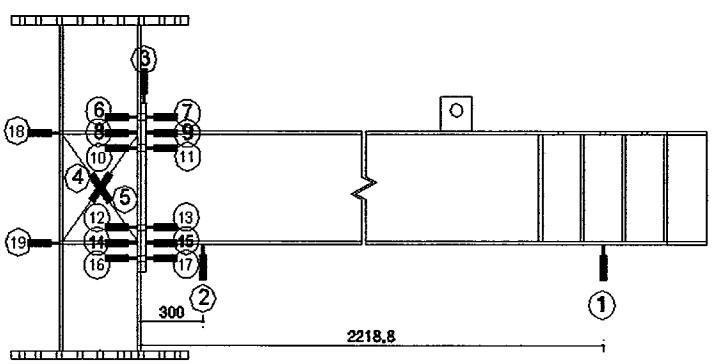


<그림 3.4.10> 실험체 세팅 전경



<그림 3.4.11> 볼트체결 순서

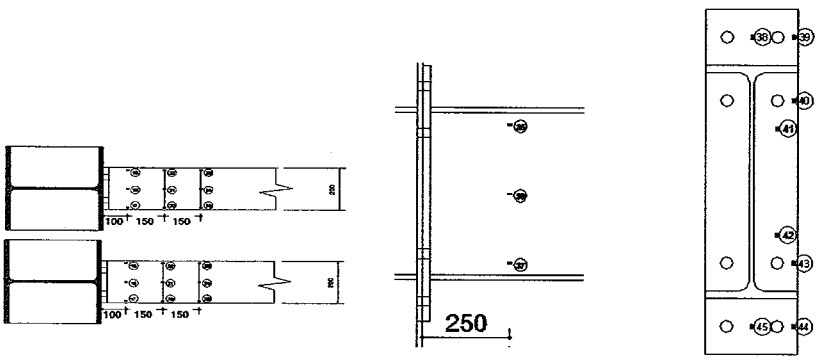
하중에 대한 변위 측정을 위해 총 19개의 변위계(LVDT)를 설치하였다. 변위계 설치 위치는 아크릴을 부착해 실험체와 변위계의 마찰을 줄였으며 변위계 설치시 수평계를 사용하여 수직과 수평을 조정하였다. 큰 변위가 예상되는 가력점(L1)은 측정범위가 1,000㎜인 줄변위계를 사용하고. L2와 L3은 50㎜ 다이얼 게이지를 사용하였다. 패널존의 대각선 변위(L4, L5)는 100㎜변위계를 사용하고, 패널존의 수평변위(L18, L19)는 50㎜ 변위계를 사용하여 측정하였다. 기둥 플랜지와 엔드플레이트의 이간거리(L6-L17) 측정은 100㎜ 변위계를 사용하였다. 그림 3.4.12에 변위계 설치위치를 나타내었다.



<그림 3.4.12> LVDT 설치

하중에 대한 변형율 측정을 위해 총 45개의 소성변형율 게이지(Plastic Strain Gage)를

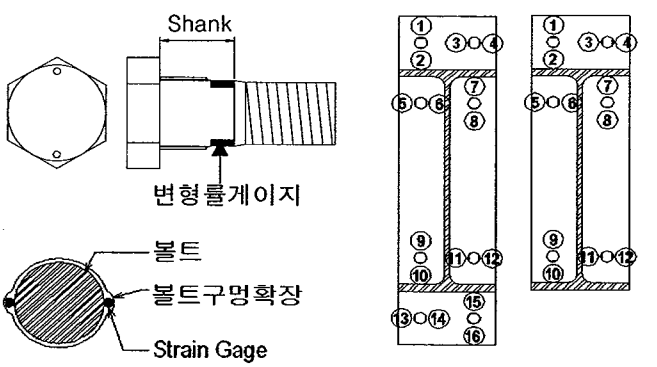
부착하였다. 게이지 설치위치는 샌드 그라인더로 표피를 제거하고 사포로 매끄럽게 갈아낸 후 알콜로 먼지를 제거 하였다. 보 플랜지는 기둥 플랜지에서 100㎜, 250㎜, 400㎜ 거리에 중앙 및 상·하부에 각각 1개씩 총 18개의 게이지를 부착하였으며 보 웨브는 기둥 플랜지에서 250㎜ 거리에 중앙 및 상·하부에 각 1개씩 3개의 게이지를 부착하였다. 또한 엔드플레이트의 항복선 평가를 위해 볼트열을 따라 총 8개의 게이지를 부착하였다. 게이지 설치 위치를 그림 3.4.13에 나타내었다.



(a) 보-플랜지 (b) 보-웨브 (c) 엔드플레이트

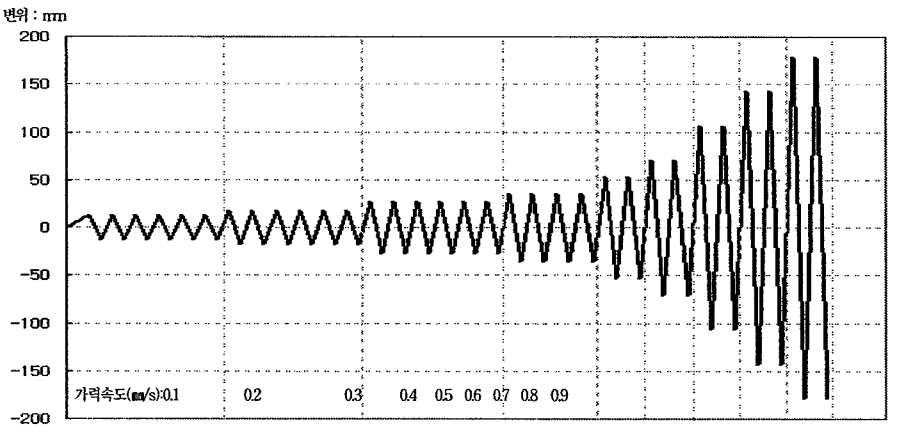
<그림 3.4.13> 실험체의 변형률 게이지 설치

볼트의 게이지는 그림 3.4.14와 같이 볼트 머리에 구멍을 내어 쉥크의 나사산 방향 단부에 부착하였다. 볼트와 볼트구멍이 맞닿는 부분은 사포로 갈아내어 게이지의 리드선이 끊어지는 것을 방지 하였다.



<그림 3.4.14> 볼트의 변형률 게이지 설치

실험체의 하중이력은 그림 3.4.15와 같이 ANSI/AISC SSPEC - 2002 Cyclic Loading Program에 의해 가력하였다. 하중가력은 변위 제어로 가력속도를 각 사이클마다 0.1㎜/sec씩 증가시켜 가력하였다.



<그림 3.4.15> ANSI/AISC SSPEC-2005

(4) 실험결과

① 재료시험

기둥, 보, 엔드플레이트를 KS B 0801의 1호 시험편으로 각 3개씩 채취하여 시험한 결과를 표 3.4.6에 나타냈다.

<표 3.4.6> 시험편의 물성치

시험편	공칭두께 (㎜)	두께 (㎜)	탄성계수 (Gpa)	항복응력 (Mpa)	인장응력 (Mpa)	연신율 (%)
B-flange	16	15.4	205	368	539	25
B-web	10	10.4	204	430	575	24
C-flange	18	17.2	202	291	444	29
C-web	11	10.1	205	435	543	19
End-Plate	12	11.5	204	298	382	32
End-Plate	16	15.6	204	315	442	29
End-Plate	25	24.7	202	296	433	33

② 초기강성과 최대내력

각 실험체의 초기강성과 파괴내력을 표 4-7에 나타내었다. BC-S25, BC-S25-S, BC-S16 실험체의 초기강성은 4.17kN/㎜, 4.31kN/㎜, 4.05kN/㎜으로 거의 비슷하게 나타났으며, 최대내력은 194kN, 191kN, 141kN으로 나타났다.

BC-S12 실험체의 초기강성은 3.21kN/㎜로 엔드플레이트 두께 25㎜, 16㎜ 보다 약 20% 작게 나타났으며 최대내력은 86kN을 나타냈다. BC-D16와 BC-D12 실험체의 초기강성은 각각 3.65kN/㎜와 2.73kN/㎜으로 상하동형 보다 약 10%와 15% 낮게 나타났으며 최대내력은 Down Load일 때 128kN, 83kN을 나타내고 Up Load일 때 91kN, 54kN을 나타내어 익스텐디드형에 비해 플러시형의 내력이 27%와 35% 적게 나타났다.

<표 3.4.7> 실험결과

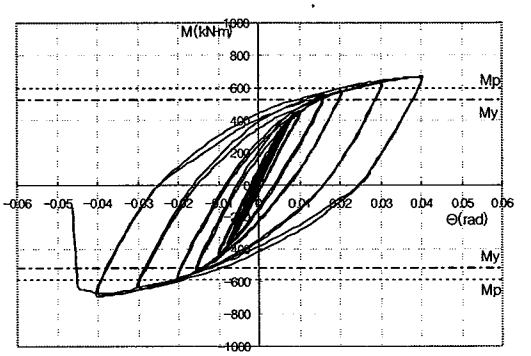
실험체명	초기 강성 (kN/㎜)	Down Load 최대내력 (kN)	Up Load 최대내력 (kN)	평균 최대내력 (kN)	설계내력 LRFD (kN)	파괴 형태
BC-S25	4.17	187	-194	190	76	Bolt
BC-S25-S	4.31	191	-191	191	76	Bolt
BC-S16	4.05	130	-141	135	31	End-PL
BC-D16	3.65	128	-91	-	31	End-PL
BC-S12	3.21	67	-86	77	18	End-PL
BC-D12	2.73	83	-54	-	18	End-PL

③ 모멘트-회전각(M-Θ) 관계

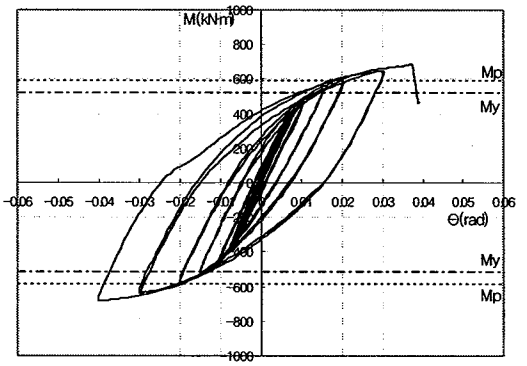
재료실험결과를 이용한 보(H-500×200×10×16)의 소성모멘트(M_p)는 592kN·m이고 항복모멘트(M_y)는 520kN·m이다. BC-S25, BC-S25-S는 보의 전소성모멘트에 도달하는 것으로 나타났으나, BC-S16, BC-S12, BC-D16, BC-D12 실험체는 보의 전소성 모멘트에 미치지 못하였다. 층간 회전각은 모든 실험체에서 0.04 rad 이상의 성능을 나타냈다. 각 실험체의 모멘트-회전각(M-Θ)관계를 표 3.4.8과 그림 3.4.16에 나타내었다.

<표 3.4.8> 모멘트-회전각 관계

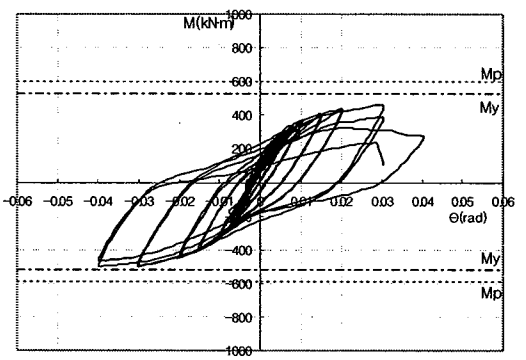
실험체명	보의전소성 모멘트 M_p(kN·m)	보의소성 모멘트 M_y(kN·m)	접합부 모멘트 M_c(kN·m) 상부/하부	보단부 모멘트 M_c(kN·m) 상부/하부	M_c 에대한 회전각 Θ(rad)
BC-S25	592	520	668/691	632/653	0.04
BC-S25-S			680/680	643/643	0.04
BC-S16			462/502	437/474	0.04
BC-D16			459/325	433/307	0.04
BC-S12			241/308	228/291	0.04이상
BC-D12			295/191	279/181	0.04이상



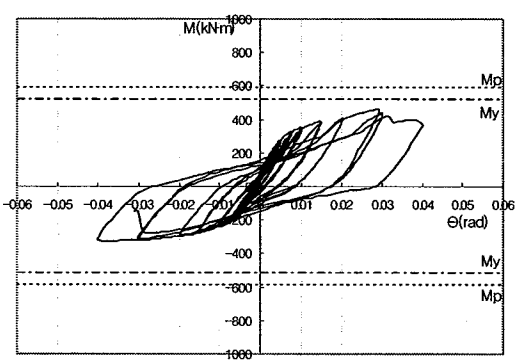
(a) BC-S25



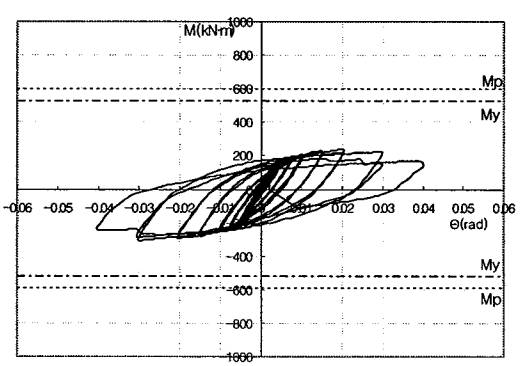
(b) BC-S25-S



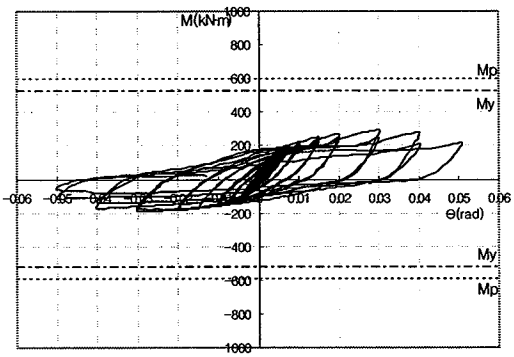
(c) BC-S16



(d) BC-D16



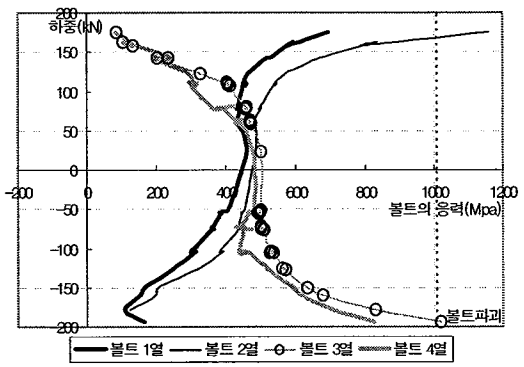
(e) BC-S12



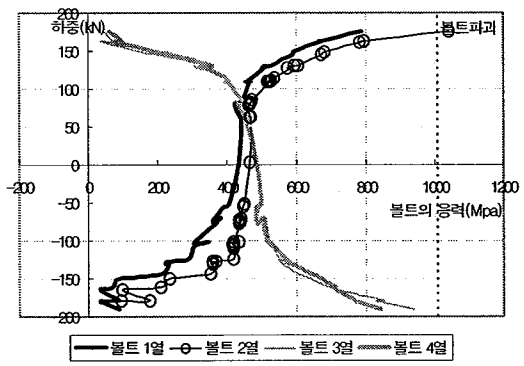
(f) BC-D12

<그림 3.4.16> 실험체의 M-Θ 관계

실험결과 BC-S25와 BC-S25-S는 보 플랜지 안쪽 2, 3열의 볼트가 파괴되었으나 BC-S16, BC-D16, BC-S12, BC-D12는 보 플랜지 상부 용접부가 찢어지며 플러시 엔드 플레이트 접합부 거동을 하므로 볼트는 건전한 것으로 나타났다.



(a) BC-S25



(b) BC-S25-S

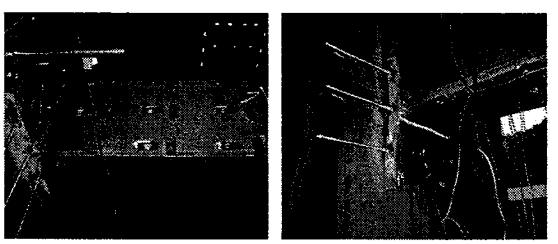
<그림 3,4,17> 볼트의 응력변화

④ 실험체의 파괴거동

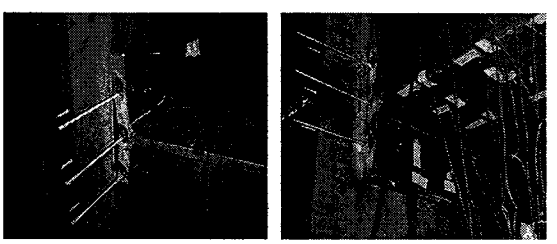
BC-S25는 100kN에서 상·하부의 보-플랜지 바깥의 용접부가 찢어지고 194kN에서

보-플랜지 안쪽 볼트가 파괴되었다. BC-S25-S는 심(Shim)을 삽입한 실험체로 130kN에서 상·하부 엔드플레이트 밖의 용접부에 찢어지고 191kN에서 보 플랜지 안쪽 볼트가 파괴되었다. BC-S16는 70kN에서 보-상부 플랜지 밖의 용접부가 찢어지고 익스텐디드 엔드플레이트에 소성변형이 발생하였다. 또한 보 안쪽 엔드플레이트도 보 플랜지의 용접선을 따라 소성변형이 발생하였다. 141kN을 지난 후 보-상부 플랜지 바깥의 용접부가 찢어지며 엔드플레이트가 파괴되었다. BC-S12는 30kN에서 상·하부 보 플랜지 바깥의 용접부가 찢어지고 보-플랜지 안쪽 엔드플레이트에 소성변형이 발생하였다. 60kN에서 보 웨브의 용접부가 찢어지기 시작하였으며 70kN의 최대하중에서 상부 보 플랜지 바깥 용접부가 완전히 파괴되어 실험을 종료 하였다.

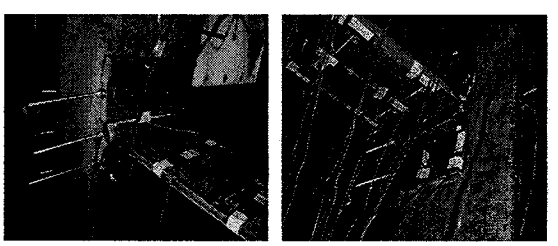
BC-D16은 70kN에서 상부 보-플랜지 밖의 용접부가 찢어지고 128kN에서 상부 보-플랜지 밖의 용접부가 완전히 끊어져 실험을 종료하였다. BC-D12는 50kN에서 상부 보-플랜지 밖의 용접부가 찢어지고 40kN에서 보-웨브의 용접부가 찢어지기 시작하였다. 83kN에서 상부 보-플랜지 밖의 용접부가 완전히 끊어져 실험을 종료하였다. 각 실험체의 파괴형상을 그림 3.4.18에 나타내었다.



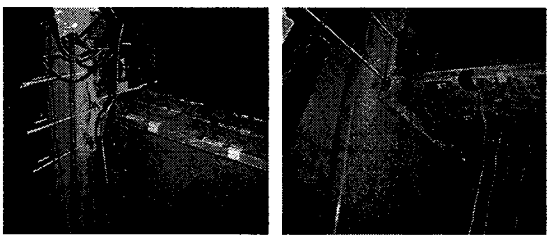
(a) BC-S25



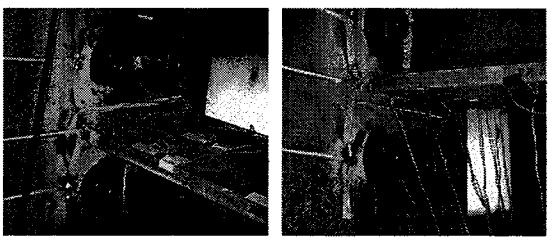
(b) BC-S25-S



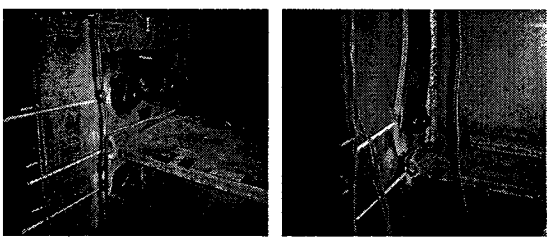
(c) BC-S16



(d) BC-D16



(e) BC-S12



(f) BC-D12

<그림 3.4.18> 실험체의 파괴형상

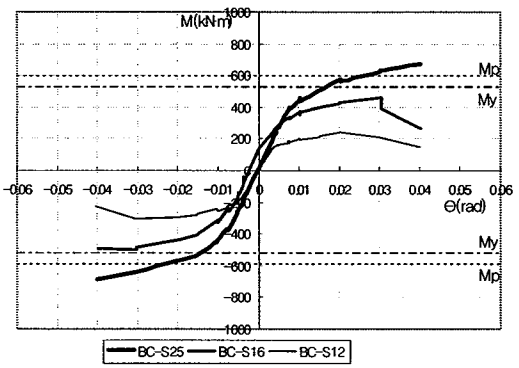
⑤ 분석 및 고찰

ⓐ 연성능력

엔드플레이트의 두께변화에 따른 M-θ 관계를 그림 3.4.20에 나타냈다. 엔드플레이트 두께가 12㎜, 16㎜, 25㎜일때 최대모멘트(Mc)는 308kN·m, 502kN·m , 691kN·m으로 두께에 비례하여 증가하였고 모든 실험체는 0.04rad 이상의 SMF 회전각 성능을 발휘하여 연성능력이 우수한 것으로 나타났다. 그러나 접합부의 강성은 표 4-9과 같이 3.21kN/㎜, 4.05kN/㎜, 4.17kN/㎜으로 나타나 엔드플레이트가 일정한 두께 이상일 경우 접합강성은 일정한 것으로 나타났다. 따라서 접합강성과 연성능력을 확보하기 위해서는 엔드플레이트 두께의 한계치를 정할 필요성이 있으며, 엔드플레이트 두께는 보에 작용하는 하중에 비례하여 일정하게 정해질 수 있을 것으로 판단된다.

<표 3.4.9> 엔드플레이트 두께에 따른 모멘트

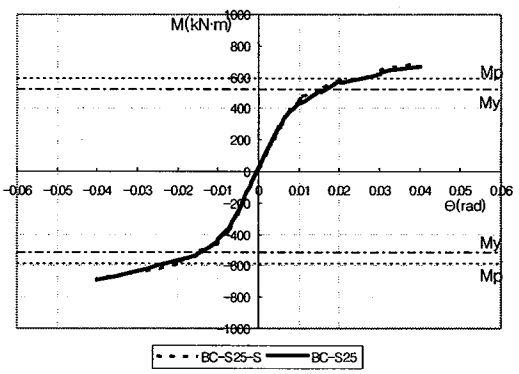
실험체명	엔드플레이트 두께비 (%)(A)	초기강성 kN/㎜	강성비 (%)	접합부 모멘트Mc (kN·m) 상부/하부	모멘트비 (%) (B)	B/A
BC-S25	100	4.17	100	668/691	100/100	1/1
BC-S25-S	100	4.31	103	680/680	102/98	1.02/0.98
BC-S16	64	4.05	97	462/502	69/73	1.08/1.14
BC-D16	64	3.65	88	459/325	69/47	1.08/0.73
BC-S12	48	3.21	77	241/308	36/45	0.75/0.94
BC-D12	48	2.73	65	295/191	44/23	0.92/0.48



<그림 3.4.19> 엔드플레이트 두께에 따른 M-θ 관계

ⓑ Shim의 영향

Shim을 사용한 BC-S25-S는 그림 3.4.20과 같이 Shim을 사용하지 않은 BC-S25와 동일한 거동을 나타냈다. 이는 정교한 시공이 전제된다면 Shim을 사용하는 것이 구조성능 발휘에 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다.



<그림 3.4.20> Shim의 유무 실험체의 M-θ 관계

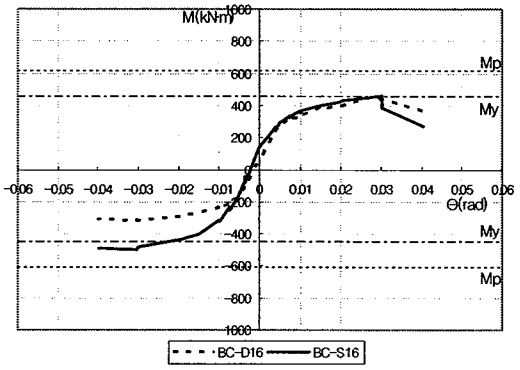
ⓒ 상하이형 접합형식

상하동형과 상하이형의 모멘트 회전각 관계를 비교하여 표 3,4,10 그림 3.4.21에 나타냈다. 상하이형과 상하동형의 Down Load시의 거동은 비슷한 것으로 나타났으며 상하이형의 Down Load 일때와 Up Load 일때 모멘트의 비는 BC-D16과 BC-D12 실험체에서 각

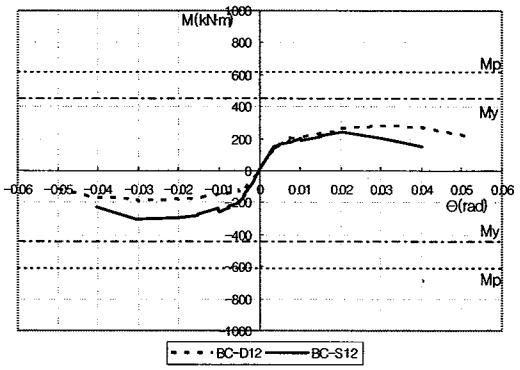
각 0.71과 0.65로 나타났다. 또한 상하이형 접합형식도 회전각 성능이 모두 0.04rad 이상의 성능을 나타내어 연성능력은 우수한 것으로 판단된다. 따라서 보 하부 플랜지에 큰 인장력이 발생하지 구조시스템의 경우 상하이형 접합부의 사용이 가능한 것으로 판단된다.

<표 3.4.10> 상하동형과 상하이형 접합부의 모멘트 내력 비교

실험체명	Down Load모멘트 Mc(kN·m)	Up Load모멘트 Mc(kN·m)	Flush/Extended
BC-S16	462	502	-
BC-D16	459	325	0.71
BC-S12	241	308	-
BC-D12	295	191	0.65



(a) BC-16



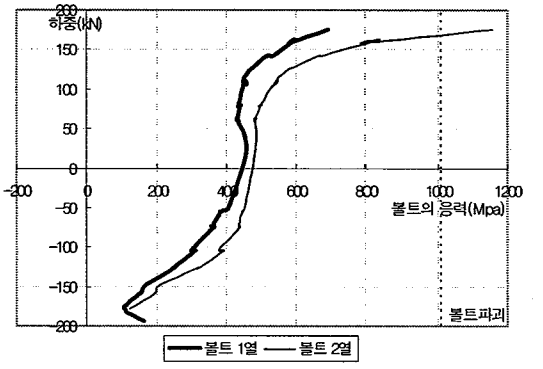
(b) BC-12

<그림 3.4.21> 상하이형 접합부의 M-Θ 관계

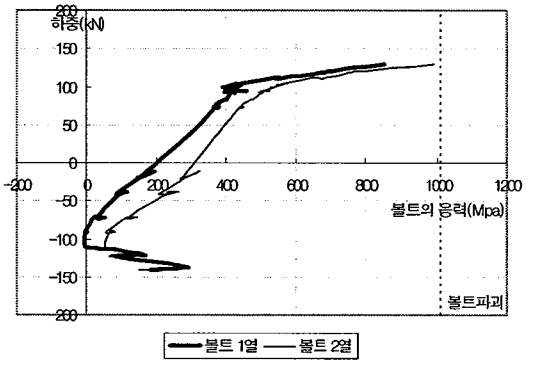
ⓓ 엔드 플레이트 두께에 따른 볼트의 응력변화

엔드플레이트 두께에 변화에 대한 볼트의 응력 변화를 그림 3.4.22에 나타냈다. BC-S25의 볼트 초기축력은 500MPa이며 하중이 -50kN에서 100kN까지 볼트축력 변화는 거의 없는 것으로 나타났다. 그러나 BC-S16의 초기축력은 각각 200MPa과 300MPa 였으나 가력하중에 따라 볼트의 축력이 변하는 것으로 나타났다. BC-S12 실험체의 초기축력은 각각 300MPa과 500MPa 였으며 300MPa의 경우 하중가력에 따라 볼트의 축력이 변

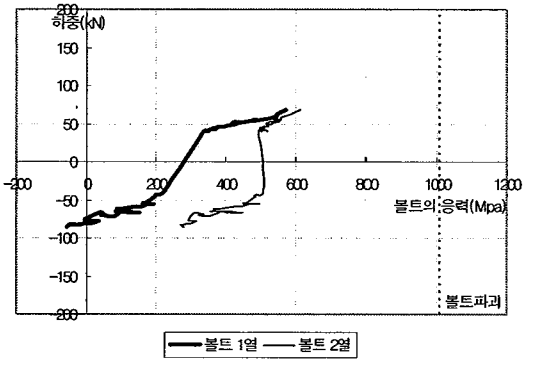
하는 것으로 나타났으나 500MPa 볼트는 -40kN에서 40kN까지 볼트 축력 변화는 없는 것으로 나타났다. 이는 엔드플레이트의 두께가 얇을 경우 플레이트의 변형으로 지레력이 증가하기 때문에 볼트 축력이 조기에 풀리는 것으로 판단된다. 따라서 엔드플레이트가 얇아 볼트가 조기에 풀리는 경우 내력열화의 원인이 될 수 있다고 판단된다.



(a) BC-S25



(b) BC-S16



(c) BC-S12

<그림3.4.22> 엔드플레이트 두께에 따른 볼트의 응력변화

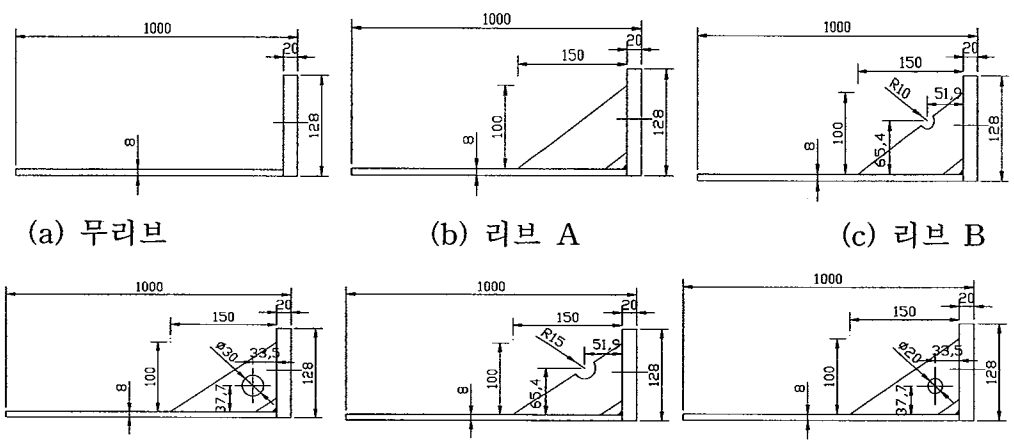
3) Rib를 사용한 T-stub 단순인장 이론해석

(1) 해석목적

기 수행된 실험에서 엔드플레이트 접합부의 내력은 엔드플레이트의 두께와 밀접한 관계를 가지고 있으며 얇은 엔드플레이트를 사용할 경우 보 플랜지와 엔드플레이트의 용접부가 찢어지는 현상으로 인해 보의 항복모멘트에 도달하지 못한채 최대내력에 도달하게 된다. 따라서 본 실험에서는 그림 4-23과 같이 리브가 설치된 접합부를 실험하여 내력 향상방안을 제안하고자 한다. 일반적인 엔드플레이트 보-기둥 접합부의 붕괴 메카니즘은 보 항복형, 엔드플레이트 파괴형, 볼트파괴형으로 나누어지며 본 실험에서 가정한 중·약진 지역의 엔드플레이트 파괴형에서 벗어나지 않는 범위에서 엔드플레이트 보-기둥 접합부의 파괴 메카니즘은 리브파괴, 엔드플레이트 파괴의 메카니즘을 형성하도록 리브의 형상과 크기가 결정되어야 한다. 따라서 리브의 형상을 제안하기 위하여 그림 3.4.23과 같이 보기둥 접합부의 인장부분만을 이상화한 단순인장모델을 사용하여 리브의 거동을 해석적으로 평가한다.

(2) 해석대상

해석은 엔드플레이트의 두께가 20㎜인 6개를 대상으로 하였으며 그림 3.4.25에 해석대상의 형상과 치수를 나타내었다.



(a) 무리브 (b) 리브 A (c) 리브 B

(d) 리브 C (e) 리브 D (f) 리브 E

그림 3.4.23 해석대상

(3) 해석모델 및 방법

해석은 범용유한요소 해석프로그램인 ANSYS 9.0을 사용하였으며 해석요소는 Solid 186을 사용하였으며 접촉조건은 Targe170, Conta174 요소를 사용하였다. 해석모델은 형상과 하중의 대칭성을 고려하여 그림 4-24와 같이 1/4 대칭으로 하였다. 해석에 사용된 재료는 SS400 강재이며 응력-변형 특성은 Bi-linear Kinematic 모델을 사용하여 항복강도 235.2MPa, 탄성계수는 206GPa, 2차 탄성계수는 2.06GPa을 사용하였다.

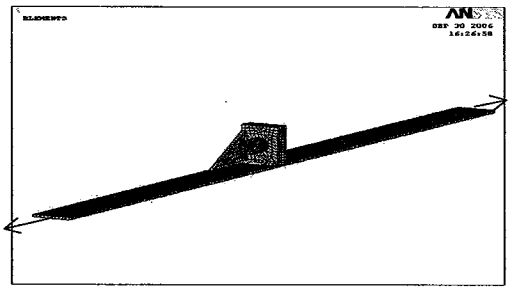
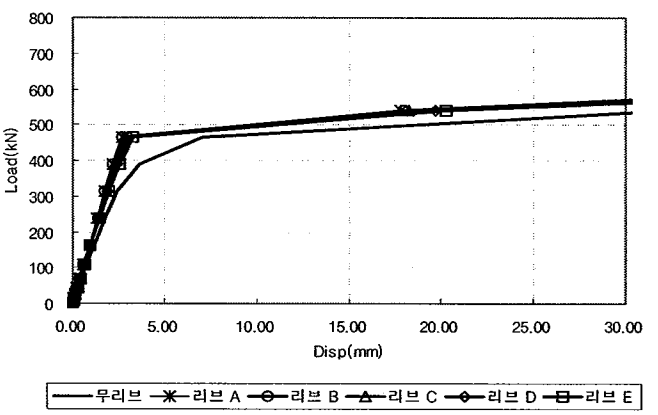


그림 3.4.24 해석모델

(4) 해석결과

① 초기강성과 항복내력

해석대상의 하중 변위(P-Δ)관계를 그림 3.4.25에 나타내고 초기강성을 표 4-11에 나타내었다. 무리브의 초기강성은 142kN/㎜, 리브 A-E는 168-178kN/㎜로 나타나 리브A-E의 초기강성은 무리브에 비하여 18-25%증가한 것으로 나타났다. 또한 무리브의 항복내력은 400kN, 리브 A-E의 항복내력은 약 480MPa으로 리브 설치시 항복내력이 약 20% 증가하는 것으로 나타났다. 따라서 엔드플레이트 접합부에 리브를 설치할 경우 접합부의 강성과 항복내력이 증가할 것으로 판단된다. 그러나, 리브설계는 재료의 소성변형의 한계치가 정의되지 않은 유한요소해석만으로 검증할 수 없으므로 리브상세를 적용한 엔드플레이트 보-기둥 접합부의 구조실험을 통하여 리브파괴, 엔드플레이트 항복의 붕괴 메카니즘을 확인해야 할 것이다.



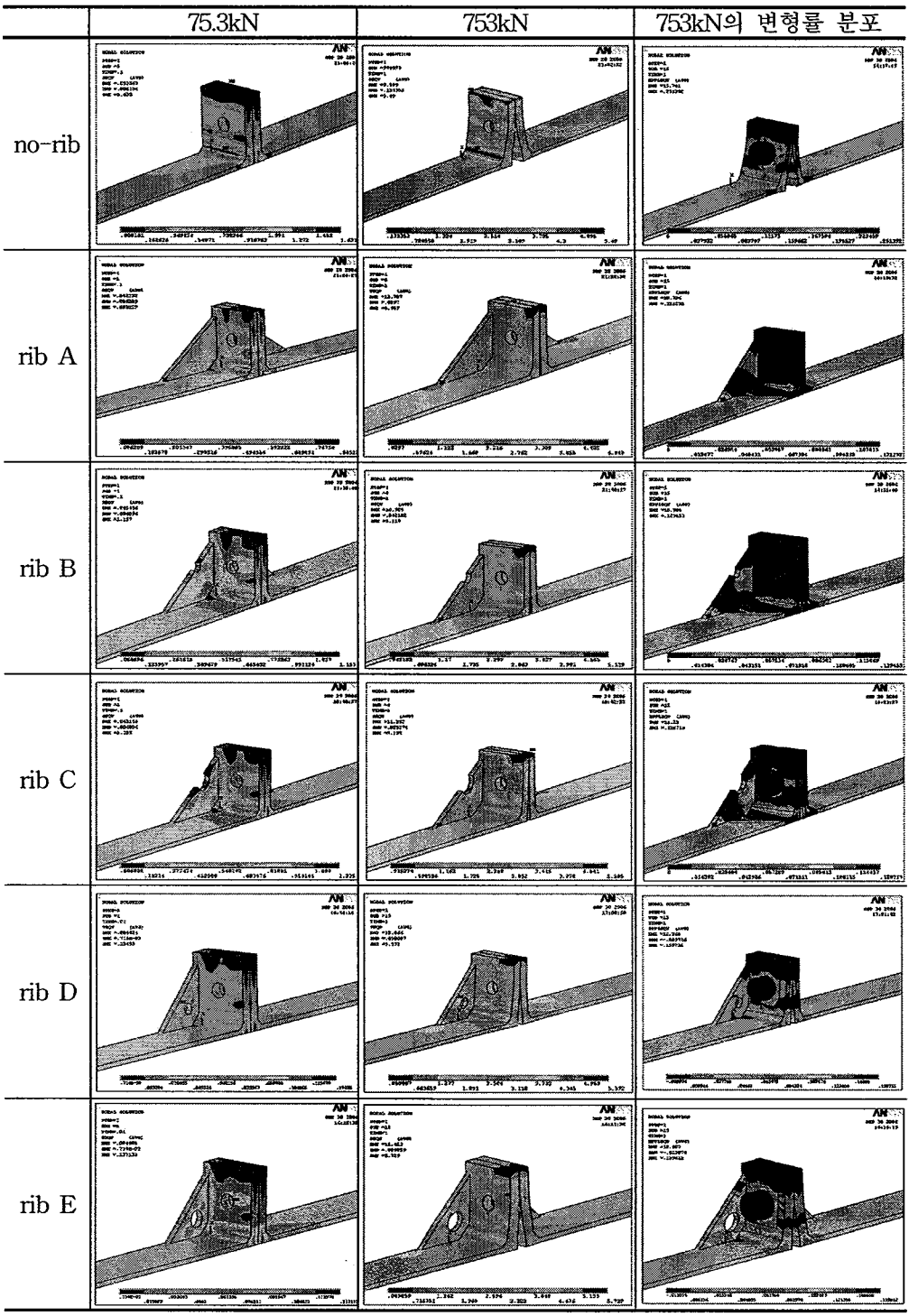
<그림 3.4.25> 하중변위(P-Δ) 관계

<표3.4.11> 초기강성과 7.53kN 및 753kN일때의 변위(단위 : ㎜)

해석대상	초기강성 kN/㎜	초기강성의 비(%) (b/a)
무리브	142	100
리브 A	178	125
리브 B	177	125
리브 C	174	123
리브 D	170	120
리브 E	168	118

② 응력과 소성변형률 분포

해석대상의 가력하중 7.53kN과 753kN일때의 응력과 변형률 분포를 그림 3.4.26에 나타내었다. 무(無)리브의 경우 실험결과와 같이 엔드플레이트와 보의 용접부에 응력이 집중하는 것으로 나타났다. 리브 A는 리브와 보 플랜지가 만나는 리브의 끝단에서 응력과 변형률이 집중하는 것으로 나타났고, 리브 B, C는 7.53kN에서 리브의 반원중앙에서 최대응력 과 변형률이 나타났으며 753kN에서는 플랜지와 리브가 만나는 리브의 끝단에서 최대응력과 변형률이 나타났다. 리브 D,E는 리브의 단면적이 최소가 되는 내부 원근처에서 최대응력과 변형률이 나타났다. 따라서 리브의 설치를 통해 엔드플레이트 보-기둥 접합부의 항복내력을 향상시키고 리브파괴, 엔드플레이트 파괴의 순서로 메카니즘을 형성하는 것이 가능하다 판단된다.



<그림 3.4.26> 응력과 소성변형률 분포

3.1.4 불확정요소에 대한 구조성능 평가와 목표성능

1) 구조성능 평가

(1) CFT 접합부

본 연구에서는 각 접합형식에 따른 접합부의 내력, 변형 능력, 강성 등의 역학적 특성을 파악하고, 또한 응력전달 메커니즘을 규명하고자 CFT 기둥-보 접합부에서 인장력이 작용하는 보플랜지만을 이상화한 인장측에 대하여 유한요소 해석 및 단순인장 실험을 수행하였다.

본 연구를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

① 2seam으로 제작된 CFT 구조의 접합부

- 2seam-1실험체의 최대내력은 접합부의 파괴에 의해 결정되었고 2seam-2, 2seam-4, 2seam-6, 2seam-8의 최대내력은 보플랜지의 인장내력(인장강도)에 의해 2seam-3, 2seam-7은 용접부위에 의하여 결정되었으며 마지막으로 2seam-5의 최대내력은 내다이아프램의 용접부위에 의하여 결정되었다.
- 접합부의 초기강성은 형상에 대해서는 모서리를 절삭하지 않은 2seam-4실험체가 다른 형식에 비해 4배 높은 것으로 나타났으며, 가력축 방향에 대해서는 가력축이 기둥용접면인 것이 기둥면에 대하여 1.5~2배 높은 것으로 나타났다. 또한 콘크리트 충전 효과에 대해서는 콘크리트 충전한 실험체가 비충전 실험체에 비하여 1.5~4배 높게 나타났다.
- 하중단계에 따른 강관튜브의 변형률 분포는 콘크리트 비충전 실험체인 경우 모서리를 절삭하지 않은 2seam-5 실험체가 가장 적게 나타났다. 이는 가력축이 기둥용접면인 결과 내다이아프램에서 응력전달을 원활하게 해주었기 때문이다. 또한 콘크리트 충전 실험체 중에서는 모서리를 절삭하지 않고 가력축이 기둥면인 2seam-8실험체가 가장 적은 것으로 나타났다.

② Shear hole로 보강된 CFT 구조의 접합부

- 접합부의 초기강성은 Shear hole-1(콘크리트 충전 기본형)과 Shear hole-2(콘크리트 비충전 기본형)의 비교결과 콘크리트 충전형 실험체가 콘크리트의 효과로 5.7배 높은 결과를 얻었으며 Shear hole 플레이트 보강 방향을 수직으로한 Shear hole-1실험체와 플레이트 보강 방향을 수평으로 한 Shear hole-5번 실험체의 경우에는 수직방향 플레이트 설치가 수평방향 설치보다 1.3배 높은 결과를 얻었다. Shear hole 플레이트를 수직으로 보강한 실험체를 분석한 결과 실험체의 hole의 크기와 플레이트 두께의 변수는 초기 강성에는 큰 영향이 없는 것으로 나타났다.
- 접합부의 최대내력은 콘크리트 충전형인 Shear hole-1실험체가 비충전 실험체보다 2배정도 높게 나타났고 수직 플레이트를 설치한 실험체 Shear hole-5실험체가 수평플레이트를 설치한 Shear hole-1실험체에 비해서 1.4배정도 높게 나타났다.

마찬가지로 hole의 크기와 플레이트의 두께 변수는 최대 내력에는 크게 영향을 주지 못하는 것으로 사료된다.

- 수직 플레이트를 설치한 Shear hole-1,2,3,4실험체는 기둥면과 플랜지 용접면에서 수직 플레이트로의 급격한 기하학적 변화가 기둥-플랜지 용접면 양 끝단의 응력 집중을 유발하고 그에 따라서 보 플랜지에 불균등한 변형률 분포가 나타났다. 반면 수평 플레이트를 설치한 Shear hole-5실험체는 다른 실험체와는 달리 수평으로 보강한 형상이 플랜지에 균등한 응력 분포를 유도하고 인장으로 인한 보 플랜지 파괴로 나타났다.

(2) 엔드플레이트 접합부

본 연구는 엔드플레이트 두께조절을 통한 연성능력 확보, 시공성 개선을 위한 Shim의 유무, 익스텐디드의 유무를 변수로 총 6개의 엔드플레이트 보-기둥 접합부를 제작하여 구조실험을 수행하고 구조특성을 평가하였으며, 리브의 설치를 통한 붕괴메카니즘을 해석적으로 분석한 결과 다음의 결론을 얻었다.

① 모든 실험체는 0.04rad 이상의 회전각 성능을 발휘하여 연성능력이 우수한 것으로 나타났다.

② Shim을 사용한 BC-S25-S는 Shim을 사용하지 않은 BC-S25와 유사한 M-θ거동을 나타냈으며, 시공시 Shim을 사용하는 것이 구조거동에 거의 영향 없는 것으로 나타났다.

③ 상하동형과 상하이형의 보-상부(익스텐디드)의 모멘트 성능은 유사하게 나타났으며 Up Load의 모멘트 성능은 각각 71%와 65%를 나타냈다. 따라서 보 하부 플랜지에 큰 인장력이 발생하지 구조시스템의 경우 상하이형 접합부의 사용이 가능한 것으로 판단된다.

④ 엔드플레이트의 두께가 얇을 경우 플레이트의 변형으로 지레력이 증가하기 때문에 볼트 축력이 조기에 풀리는 것으로 판단된다. 따라서 엔드플레이트가 얇아 볼트가 조기에 풀리는 경우 내력열화의 원인이 될 수 있다고 판단된다.

⑤ 리브의 설치를 통해 엔드플레이트 보-기둥 접합부의 항복내력을 향상시키고 리브파괴, 엔드플레이트 파괴의 순서로 메카니즘을 형성하는 것이 가능하다 판단된다.

2) 목표성능 설정

미국 일본등 강진지역에서는 미국의 노스리지 지진과 일본의 고베지진 이후 내진상세 개발을 위한 많은 연구를 수행해 왔으며 2006년 5월에는 FEMA의 연구결과와 AISC의 접합부내진성능을 포괄하는 Seismic Design Manual을 제정하여 건물의 구조시스템 및 접합부의 내진 요구성능 및 평가방법을 제시하였다. 그러나 국내의 경우 최근 KBCS 2005를 통하여 내진설계기준이 강화되었으며 향후 미국의 접합부 내진상세가 도입될 것으로 예상된다. 그러나 우리나라와 같은 중.약진 지역에서 강진지역의 디테일을 그대로 적용한다는 것은 과다설계의 문제점이 항상 지적되어 왔으며 한국강구조학회 및 대한건축학회의 설계 및 시공 지침과 매뉴얼 등에서도 다양한 기둥-보 접합부 형식에 대한 상

세 제안이 없는 상태이므로, 제작성 및 시공성이 확보된 보-기둥 접합부의 개발이 필수적이라 판단된다. 따라서 본 논문의 목적은 기존의 접합형식보다 시공성을 만족하고 역학적 성능이 우수하며 중·약진 지역에 적합한 새로운 접합형식을 개발하여 목표성능을 설정한 결과는 다음과 같다.

(1) 2심 CFT 접합부

2심 CFT 접합부의 구조성능은 보 플랜지 항복강도 이상의 내력을 나타내며 보플랜지 또는 강관에서 파괴되었다. 따라서 2심 CFT 접합부의 목표성능은 보플랜지항복이상의 내력을 갖는 다이아프램으로 결정하였다.

(2) 엔드플레이트 접합부

얇은 엔드플레이트 접합부의 연성능력은 엔드플레이트 두께변화에도 불구하고 0.04 rad 이상을 발휘하였으나, 접합부의 최대내력은 엔드플레이트 두께가 얇을수록 적어지는 결과를 나타내었다. 또한 리브가 보강된 엔드플레이트 접합부의 붕괴메카니즘은 리브파괴, 엔드플레이트 파괴의 순서로 붕괴되도록 설계하여야 한다. 따라서 엔드플레이트 접합부의 목표성능은 회전각은 0.04 rad 이상, 최대내력은 보의 항복내력이상, 보의 전소성 내력 이하, 붕괴메카니즘은 리브파괴, 엔드플레이트 파괴의 순서로 결정하였다.

3.2 중·약진 지역에 적합한 기둥-보 접합부 개발 (2차년도)

1차년도의 연구를 통해 중·약진 지역인 우리나라에 적합한 접합부로 제안된 엔드플레이트 보-기둥 접합부와 CFT 접합부에 대한 접합부 성능 평가를 실시한 결과를 토대로 본 연구에서는 접합부의 목표성능을 설정하고 유한요소해석을 통하여 부재 크기별 접합상세를 결정한 후 결정된 접합상세의 하중가력 실험을 통해 구조성능을 평가하고 제안된 접합부의 설계식을 제안하고자 한다.

3.2.1 중·약진 지역에 적용가능한 접합부의 목표성능 설정

1) 국내 내진기준의 현황 및 본 연구의 취지

우리나라는 중·약진 지역이기 때문에 지진에 대한 중요성이나 심각성을 느끼지 못하였으나 최근 들어 몇 차례의 지진발생 사례와 더불어 KBC-2005의 내진규준이 강화되면서 지진피해와 내진성능에 관심이 고조되고 있는 실정이다. 즉, 우리나라도 지진에 안전한 지대가 아니며 내진설계가 필요하다는 인식과 함께 우리나라에 적합한 내진설계 및 내진상세는 무엇인가에 초점이 맞춰지고 있는 시점이다.

특히, 우리나라와 같은 중·약진 지역에서 강진지역의 디테일을 그대로 적용한다는 것은 과다설계의 문제점이 항상 지적되어 왔다. 따라서 우리나라의 접합부 내진성능과 접합상세는 국내의 실정에 맞게 제정되어야 할 필요가 있다. 본 연구의 목표는 시공성 및 역학적 성능이 우수하며 중·약진 지역인 국내에 적합한 새로운 접합형식을 개발하여 목표성능을 설정하는 것이다. 이를 위해 1차년도의 구조분야 연구에서는 중·약진 지역에 적용할 수 있는 접합형식을 제안하고 CFT접합부의 접합상세의 요소성능을 평가하였다.

강진지역을 대상으로 규정된 AISC의 Steel Construction Manual(AISC, 2005)에서는 건물의 내진설계에 대하여 반응수정계수(R)가 3이하인 경우에는 AISC 시방서의 일반 설계요구사항들만을 충족시키도록 설계하게 된다. 그러나 반응수정계수(R)가 3을 초과하는 경우에는 Seismic Provisions의 목표 성능(표 3.2.1) 및 요구조건들과 AISC 시방서의 일반 설계 요구사항 모두를 만족시키도록 설계되어야 한다. 이는 건물의 구조시스템이 높은 연성을 갖도록 설계되어야 하기 때문에 설계와 시공면에서 반응수정계수(R)가 3이하인 건물의 설계와 시공보다 비용이 많이 소요됨을 명시하고 있다.

국내 KBC-2008은 위의 AISC 시방서의 내진설계기준을 그대로 준용하여 KBC-2005의 기존 내용에 없었던 내진설계기준을 지진반응수정계수가 3을 초과하는 경우 요구조건을 규정하는 내진설계기준을 0713과 0714에 새로 제정하였다.

<표 3.2.1> AISC Seismic Provisions의 접합부 성능에 따른 분류

접합부 분류		목표 회전성능
철골 접합부	SMF(Special Moment Frame)	≥ 0.04rad.
	IMF(Intermediate Moment Frame)	≥ 0.02rad.
	OMF(Ordinary Moment Frame)	특정 내진상세 없음
합성구조 접합부	C-SMF(Composite Special Moment Frame)	≥ 0.04rad.
	C-IMF(Composite Intermediate Moment Frame)	≥ 0.02rad.
	C-OMF(Composite Ordinary Moment Frame)	특정 내진상세 없음

이러한 KBC-2008의 내진설계기준은 강진지역의 내진규준을 그대로 적용함으로 인해 큰 소성변형을 허용하도록 하고 있다. 이는 중·약진 지역인 국내에 적용하기에는 과다 설계가 되기 때문에 경제성 면에서 취약한 단점이 있다.

실제로 중·약진 지역인 미국 동북부 지역에서의 내진설계 규준은 주요 건물이 아닌 일반 건물에 대해서는 내진접합상세 요구조건과 관련하여 반응수정계수(R)값을 엔지니어들이 적정하게 선택하여 사용하거나, 지진하중에 대하여 굳이 내진접합상세가 아닌 일반 구조시스템을 적용하여 설계가 가능하도록 규정하고 있다.

이는 중·약진 지역에서의 내진설계시 접합부의 내진성능은 큰 소성변형을 허용하도록 하는 것이 아니라 제한된 피해가 유도되도록 내진성능목표를 설정할 필요가 있음을 입증해 주고 있다. 따라서, 중·약진 지역에 적용 가능한 접합형식의 분류 및 접합부의 목표성능을 표 3.2.1과같이 설정할 수 있다. 건물의 구조계산에 의해 검토하고자하는 접합부의 상부와 하부에서 각각 인장과 압축을 모두 받는지, 압축만 받는지를 판단할 수 있다. 1차년도 연구의 국내 고층건물의 기둥-보 접합부 이력거동에 관한 사례 건물 및 각 건물들의 해석 결과를 통해, 상부는 항상 인장과 압축을 모두 받게 되나 하부의 경우, 건물의 구조시스템의 형태 및 지진하중의 크기, 지반의 특성 등에 의해 인장과 압축 둘다 받는 경우와 압축만 받는 경우로 나누어짐을 확인하였다. 즉, 건물의 구조계산을 통해 접합부의 하부가 압축만 받는 경우인지, 인장과 압축을 모두 받는 경우인지를 우선 판단할 수 있다. 이를 표 3.2.1에 적용하여 적정 접합상세를 구조엔지니어들이 선택하여 사용할 수 있다. 실제로 접합부 하부에서 압축만 작용하는 경우에는 강진지역인 미국의 Seismic Provisions를 그대로 도입하여 새롭게 제정된 KBC-2008의 내진설계기준을 적용하여 사용하는 것이 너무 과다설계가 되어 경제성이 떨어지게 되므로, 앞에서 설명된 중·약진 지역인 미국 동북부 지역에서의 내진설계규준을 일부 준용할 수 있다. 이를 통해, 중·약진 지역인 국내 적용 가능한 접합부의 목표성능에 대하여 강진지역의 규준을 그대로 준용하되 접합부 하부에 압축력만 작용하는 경우에는 구조 엔지니어들의 판단에 의해 표 3.2.2와 같이 상하 이형 접합형식을 적용하거나 KBC-2008의 내진설계기준을 준용하여 설계할 수 있다.

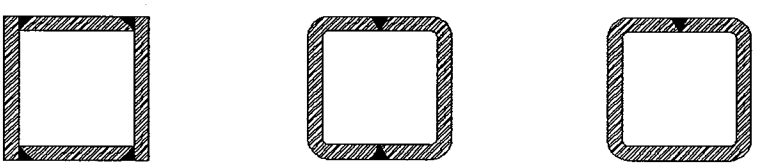
<표 3.2.2> 중·약진 지역에 적용 가능한 접합형식의 분류 및 접합부의 목표성능

구분	접합부 하부에서의 거동	접합 형식	접합부의 목표성능
1	압축력만 받는 경우	상하 이형 접합상세 적용 가능	안전성 및 경제성을 함께 고려하여 구조엔지니어의 판단에 의해 설정
2	인장력을 받는 경우	상하 동형 접합상세 적용	KBC-2008 또는 표 1의 접합부성능 확보해야 함

3.2.2 접합부의 형식의 Prototype 제안

1) 기존 Built-up 접합부 형식의 Prototype

지금까지 사용되어 온 콘크리트 충전 기둥용 강관은 그림 3.2.1와 같이 4-Seam Plate 각형강관, 2-Seam 냉간성형 각형강관, 1-Seam 냉간성형 각형강관 등 3가지 방법이 있다. 또한 제작방식에 따른 강관의 장·단점 비교를 표 3.2.2에 나타내었다.



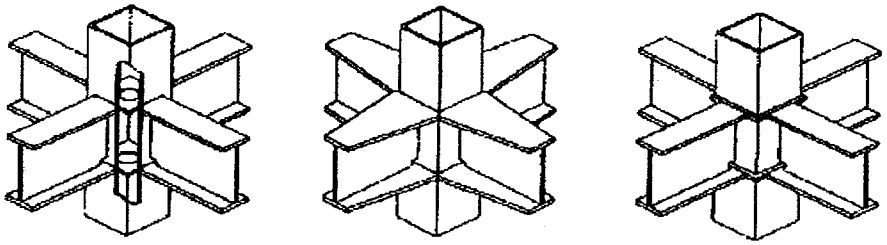
(a) 4-Seam 각형강관 (b) 2-Seam 강관 (c) 1-Seam 냉간성형강관

<그림 3.2.1> 제작 방식에 따른 강관의 종류

<표 3.2.2> 제작 방식에 따른 강관의 장·단점 비교

용접형식	4-Seam 각형강관	2-Seam 강관	1-Seam 냉간성형강관
제작방법	3면을 선 용접후 내다이아프램 보강에 따른 특수 용접이 필요함.	ㄷ자형 냉각성형 강판을 선 제작후 내다이아프램 보강하고 중앙부 용접함.	각형 강관 제작시 용이하며 내부 보강시 특수 용접이 필요함.
용접량	많음	보통	적음
강관 두께	제한 없음	12mm이하	제한 없음
다이아프램 보강	어려움	쉬움	어려움
시공성	특수용접에 따른 현장 용접이 불가능.	현장 시공성 및 내다이아프램 보강이 용이함.	내다이아프램 용접에 따른 시공성 저하.

지금까지 기둥 부재가 폐단면이라는 강관의 형태적 특성은 접합부에 대한 보강처리를 어렵게 하고 접합부 구성을 다소 복잡하게 하여 활발한 현장 적용에 어려움이 있었다. 또한 CFT 기둥-보 접합형식이 강접합인 경우 보 플랜지로부터 전달되는 인장력으로 인해 발생하는 강관 플랜지의 면외변형을 방지하기 위한 다이아프램의 제작 및 시공이 까다롭다는 것과 여러 현장조건에 부합하는 다이아프램 형식이 다양하게 개발되어 있지 않다는 점이 문제점으로 지적 될 수 있다. CFT의 접합형식은 다이아프램의 사용방법에 따라 크게 관통형 다이아프램, 내다이아프램, 외다이아프램으로 분류되어지며, 일본에서는 일반적으로 관통형과 내다이아프램이 주류를 이루고 있으며, 각 접합형식은 그림 3.2.2과 같으며 접합형식에 따른 특징을 표 3.2.3에 나타내었다.



(a) 내다이아프램 (b)외다이아프램 (c)관통형다이아프램

<그림 3.2.2> CFT 접합부의 형식

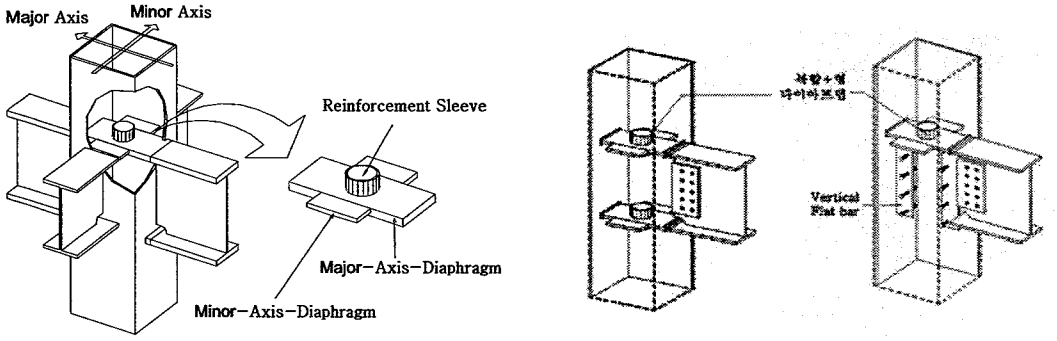
<표 3.2.3> 보-기둥 접합형식에 따른 장·단점 비교

접합형식	내다이아프램	외다이아프램	관통 다이아프램
제작방법	강관내부에 다이아프램을 삽입한 후 강관면에 다이아프램을 용접함	강관외부에 다이아프램을 용접함	강관을 자른 후 다이아프램을 관통시켜 강관을 다이아프램과 다시 용접함
용접량	적음	적음	보통
용접의 난이도	어려움	쉬움	보통
시공성	용접성 비교적 난이	현장 시공성 및 마감재와의 간섭	골조가공 작업량 증대

2) 복합십자형 보-기둥 접합부의 Prototype

그림 3.2.3과 같이 내측다이아프램을 사용한 접합부는 장스팬의 보를 사용할 경우 보 플랜지의 두께가 기둥에 비하여 상대적으로 크게 되며 이로 인하여 보와 맞닿는 강관표면에 두께방향으로 과도한 인장응력이 발생하여 접합부가 조기 취성파단을 일으킬 수 있다. 복합십자형 다이아프램은 기존 접합부의 하중전달 경로 및 다이아프램의 갑작스런 기하학적 형상 변화에 대한 디테일을 개선하여, 보 플랜지 및 다이아프램에 응력을 고르게 분포시킴으로써 접합부의 응력집중이 완화된 다이아프램이다. 이 복합십자형 다이아프램

을 사용한 기둥-보 접합부의 인장측만을 이상화하고 단순인장 실험을 실시하여 복합십자형 다이아프램의 내력식을 제안하였다. 또한 기둥-보 접합부의 반복가력 실험을 수행하여 AISC에서 규준하고 있는 철골모멘트골조의 분류 중 중급에 해당하는 0.02rad의 비탄성 회전각을 확보하여 복합십자형 다이아프램 기둥-보 접합부가 우리나라와 같은 중·약진 지역에 사용가능한 것으로 증명되었다.

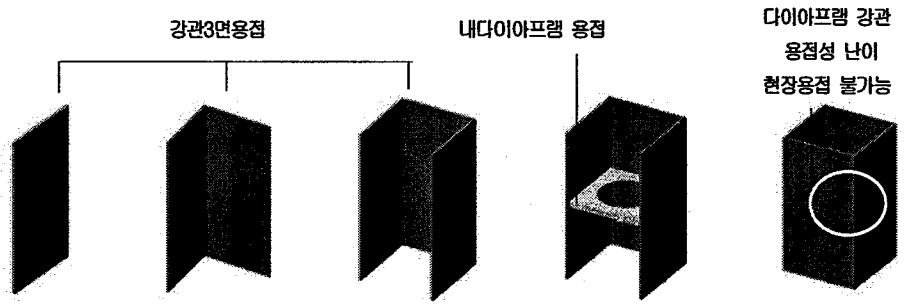


a.복합십자형 다이아프램 기둥-보 접합부　　b. 상부복합십자형 하부수직바형

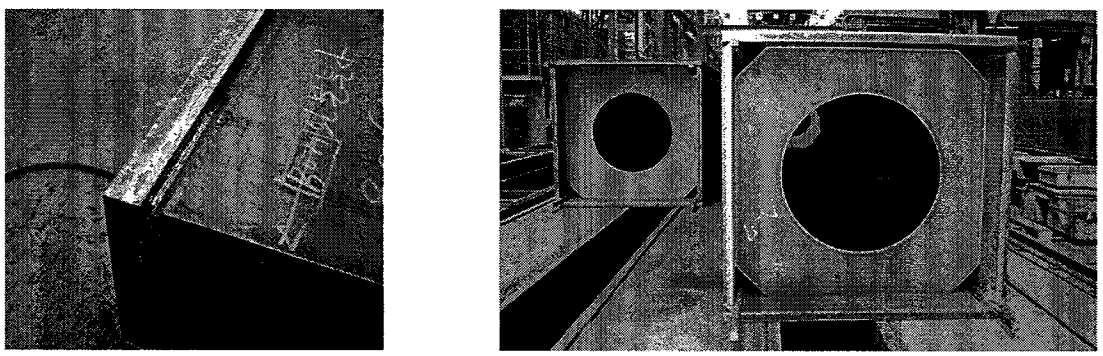
<그림 3.2.3> 복합십자형 다이아프램

3) 본 연구에서 제안한 2심 냉간성형 접합부 형식의 Prototype

4-Seam Plate 각형강관은 기둥에 사용되는 강판의 두께가 두꺼울 경우 강판의 4 모서리를 용접하여 제작하는 방법이며, 2-Seam 냉간성형 각형강관은 프레스 성형 또는 절곡성형을 이용하여 ㄷ자 형강 2개를 제작한 후 응력집중이 적게 걸리는 강관의 중앙부를 용접하는 방법이다. 또한 1-Seam 냉간성형 각형강관은 원형강관을 제작한 후 각형 또는 원형형태로 재성형한 강관이다. 강진지역에서 주로 사용되는 기존 4-Seam Plate 각형강관의 경우 그림 3.2.4와 같이 강관 3면을 선용접하고 내다이아프램을 용접한 후 남은 1면을 용접하는 방식으로 내부보강을 위한 강재량이 많이 소요되고 특수용접(CES) 적용을 통한 자재 손실율이 많으며, 원가측면에서 불리할 뿐만 아니라 절단 및 조립비가 높아 제작성 및 시공성이 낮다. 하지만 중·약진 지역에서는 4-Seam Plate 각형강관의 제작에 사용되는 강판의 두께가 두꺼울 필요가 없다고 판단되며, 강판의 두께가 최대 12mm인 경우 기존의 방식보다 용이한 제작방법이 필요하다고 판단하여 그림 3.2.5와 같이 냉간성형된 강관을 이용하여 ㄷ형 강관을 만들고 두 개 형상의 접합되는 두면을 용접하여 강관을 제작하는 형태를 제안하였다. 이는 제작, 시공 및 용접을 용이하게 하였으며 경제성 또한 확보하였다고 판단된다.

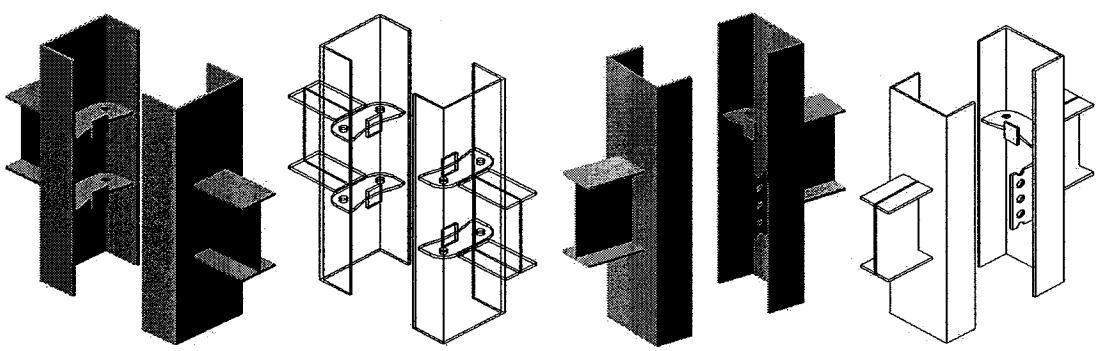


<a> 4-Seam Plate 각형강관 제작방법

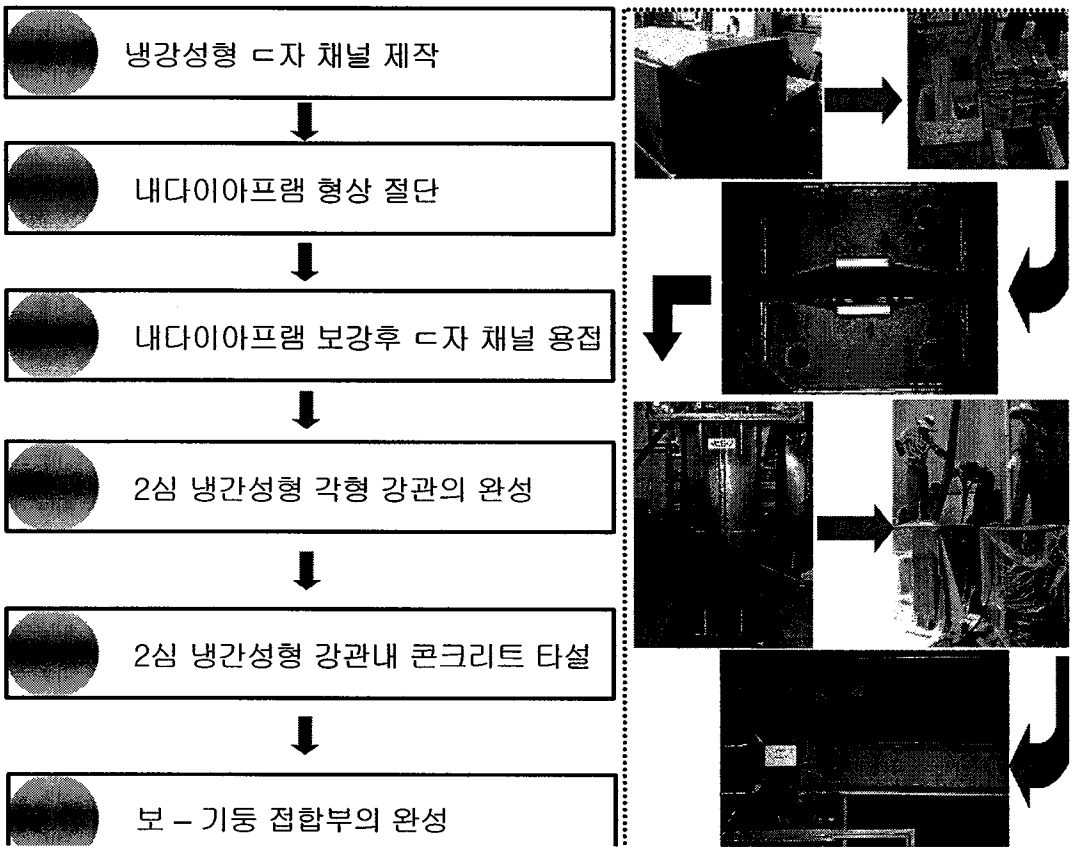


<b> 기존 4-Seam Plate 각형강관 제작과정

<그림 3.2.4> 4-Seam Plate 각형강관 제작방법



(a) 상하동형 (b)상하이형



<그림 3.2.5> 2-Seam 냉간성형 각형강관제작방법

기존 접합형식을 적용할 경우 다이아프램과 보 플랜지의 두께 차이에서 발생하는 원활하지 못한 하중 전달의 문제점과 기하학적인 형상변화에 의한 응력 집중현상으로 인해 용접부가 취약해 질 수 있다. 하부 플랜지 높이에 따른 차이가 생겨 내부 다이아프램이 여러 겹으로 겹치게 되거나 다이아프램이 경사지게 되어 접합부 시공이 복잡해지고 콘크리트 충전성이 낮아지는 문제점을 야기시킨다. 이러한 문제점을 해결하기 위하여 그림 3.2.5에서 보는 것처럼 CFT강관 접합부의 다이아프램은 강관 제작을 위하여 2등분하였으며 보 플랜지와 다이아프램의 부착 위치에 따라 강축과 약축 방향이 결정된다. 따라서 다이아프램이 대부분의 하중을 전달하며 약축방향은 기둥면을 통해 하중이 전달된다. 또한 강관 내부의 개구율 확보를 위하여 다이아프램의 단면결손 부분은 수직플레이트를 붙여 응력집중을 방지하였으며 강관이 충전될 경우 수직플레이트는 약축 방향 다이아프램에 대하여 앵커역할을 하므로 약축방향 내력을 증가시키는 역할을 할 것으로 판단된다. 이를 바탕으로 현장에서의 시공성과 콘크리트의 충전성을 고려하여 수평형(Horizontal T.(b)ar)와 수직형(Vertical Plate)의 상하이형 기둥-보 접합형식을 제안해 본다.

4) 소결

콘크리트 충전 각형강관(Concrete Filled Steel Tube)구조는 폐단면 부재로서 휨모멘트를 부담하는 강관이 외측에 있고, 축력을 부담하는 콘크리트가 내측에 있어 강관이 내부

콘크리트를 구속하는 한편 콘크리트가 강관의 국부좌굴을 막아주는 효과에 의하여 강도와 에너지 흡수능력이 다른 구조시스템에 비해 우수한 구조부재이다. 이러한 CFT기둥의 구조적인 특성으로 인하여 고층건물뿐만 아니라 저층건물 및 대공간 구조에서도 사용빈도가 늘어나는 추세일 뿐만 아니라 일본과 미국 등 선진 외국을 중심으로 많은 연구가 진행되었으며, 현장적용이 활성화 되고 있다. 또한 국내에서도 사용빈도와 많은 연구가 지속됨에 따라 향후 구조설계시 콘크리트 충전 각형강관(Concrete Filled Steel Tube)구조를 채택하여 보다 넓은 범위의 현장 적용을 할 수 있도록 접합 형식의 Prototype을 제안하였으며, 이를 통해 현장 활성화가 빠르게 진행될 것으로 판단된다.

3.2.3 구조성능 평가 실험

1차년도에서 KBC의 내진규준에 준하여 설계된 9개의 고층건물과 2개의 중층건물 총 11개의 건물에 대하여 하중조합에 의한 조사를 하였다. 하중조합에 의해 압축력과 층별 관계를 분석한 결과 하부 플랜지에서 최대 압축력이 작용하는 층은 다르나 인장력이 작용하는 층이 없다는 것을 확인하였다. 따라서 인장력을 받는 상부와는 달리 압축력을 받는 하부는 상부 보 플랜지 부분의 접합상세와 동일하게 큰 인장력에 견디도록 설계할 필요가 없으며, 더욱 단순하면서 경제적인 접합상세의 적용이 가능하다는 것을 확인하였으며, 상하이형 접합부를 제안하였다.

1) CFT(Concrete Filled Tube)

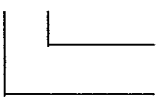
접합부는 부재와 부재 사이에 힘과 모멘트를 전달하는 부분으로서 일반적으로 기둥-보 접합부에서는 축력, 전단력, 모멘트, 비틀림 등이 작용하게 된다. 하지만 2차원 구조물에서는 면내 하중과 면내 변형만을 고려하므로 비틀림을 무시할 수 있고, 통상적으로 축력과 전단력의 영향은 모멘트에 비하여 적다. 따라서 기둥-보 접합부에서는 모멘트-회전각 관계가 가장 중요하게 고려해야 할 사항이 된다. 기둥-보 접합부에 대한 휨 실험은 접합부의 실제 모멘트-회전각 관계를 알아낼 수 있는 유일한 방법이다. 이를 통해 약축과 강축이 접합부의 거동에 미치는 영향에 대하여 고찰한다. 상하이형 접합부는 구조물의 끝단부분에서 사용이 가능하며, 큰 압축력을 받는 상부 보 플랜지와는 인장력을 받도록 되어 있는 하부 보 플랜지는 상부보다 작은 인장력 또는 압축력을 받는 것으로 확인하였다. 따라서 하부 보 플랜지는 상부 보 플랜지보다 단순하면서 경제적인 접합상세를 적용한 상하이형 접합부를 제안하였다.

(1) 실험계획

기둥-보 접합부의 실험체는 총 4개를 제작하였다. 가력축, 상하동형, 상하이형 등을 변수로 선정하였다.

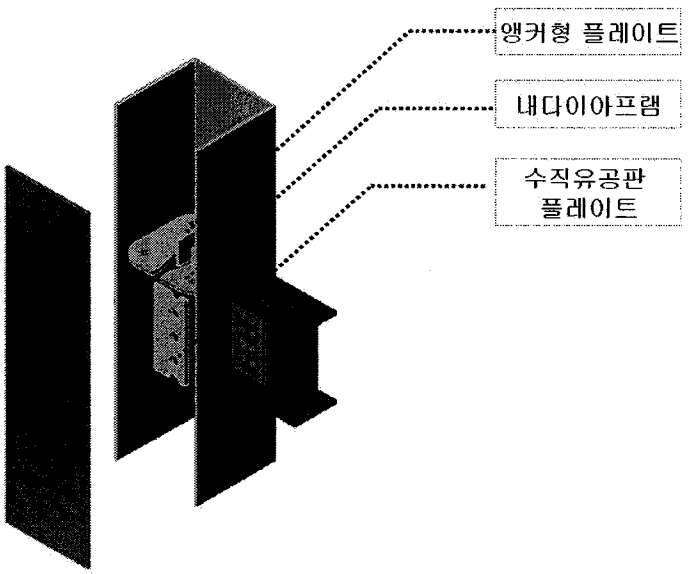
본 실험의 변수에 따른 시험체 구분 명칭은 다음과 같다.

S X

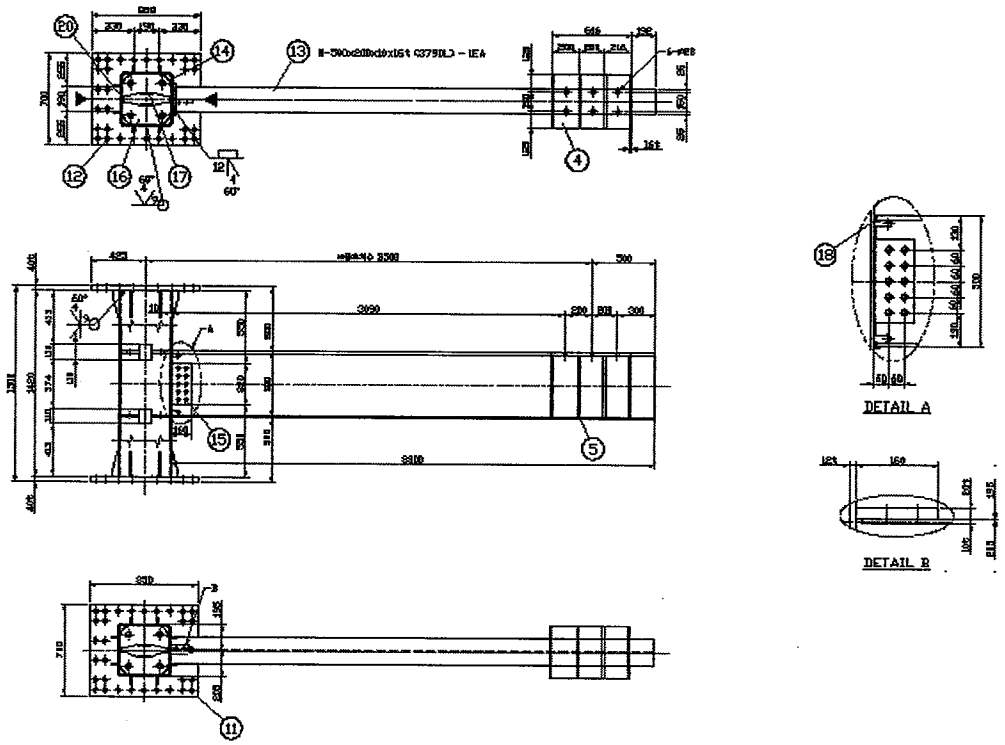


가력축(X, Y)
상하동형, 상하이형(S, D)

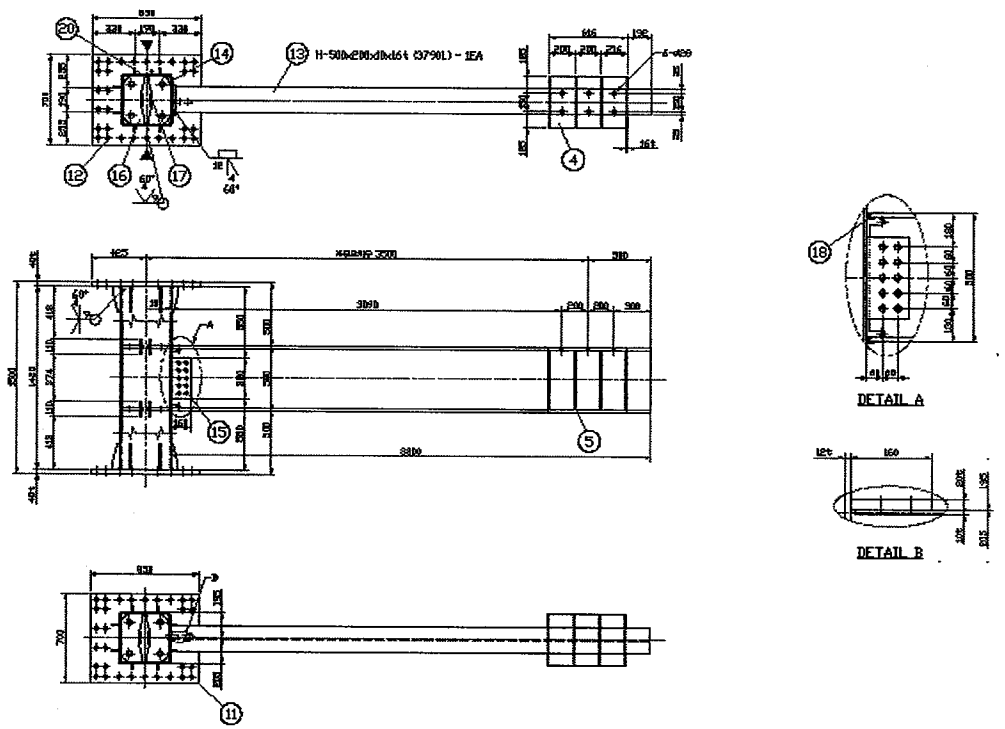
실험체 제작에 사용된 기둥부재는 SM 490의 □-400×400×12이고 냉간성형 절곡으로 인하여 기둥 모서리 내부 반지름은 12㎜이다. 보 부재는 SS400의 H-500×200×10×16이며, 내다이아프램은 SS400이고 두께는 16mm, 앵커형 플레이트는 SS400의 PL-110×90×12이고 공기구멍은 ϕ-40이다. 또한 수직 유공판 플레이트는 PL-150×360×16, 구멍의 지름은 50mm이며, 실험체 형상 및 치수는 그림 3.2.7과 같다.



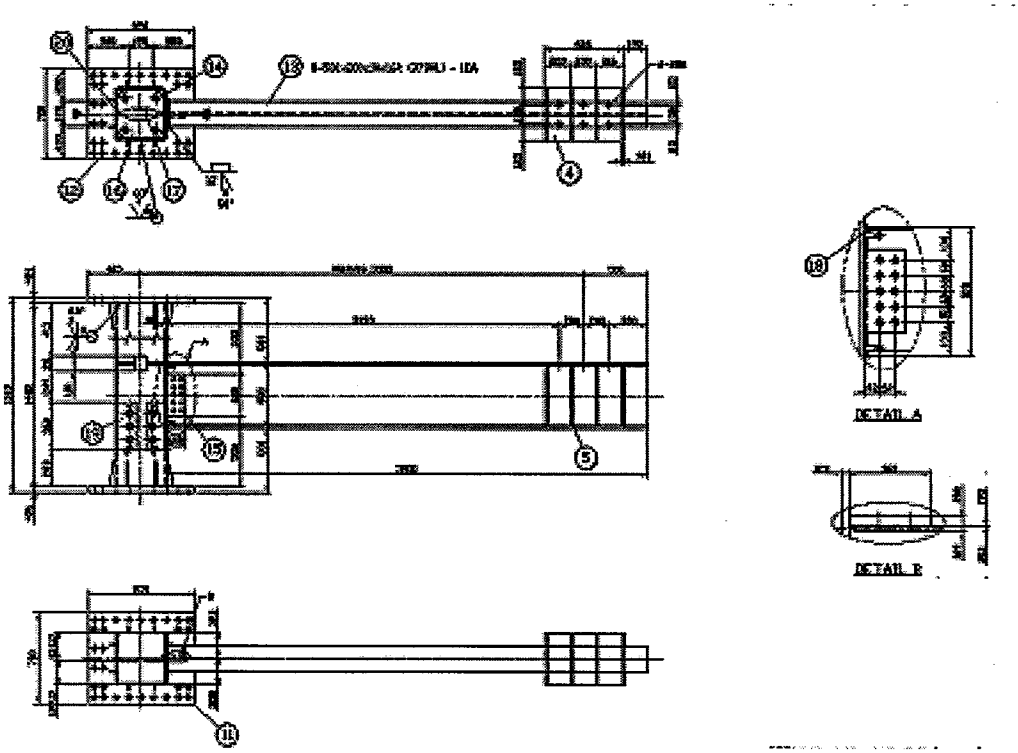
<그림 3.2.7> 실험체 형상



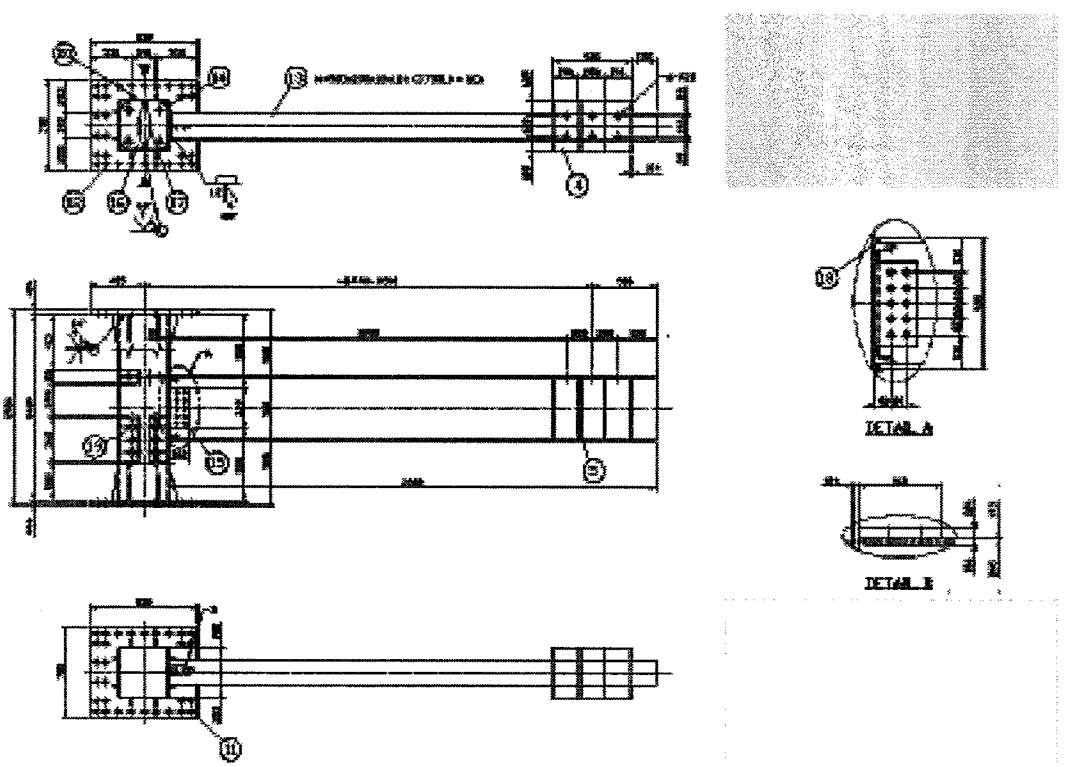
<그림 3.2.8> SX 실험체 상세 치수



<그림 3.2.9> SY 실험체 상세 치수



<그림 3.2.10> DX 실험체 상세 치수

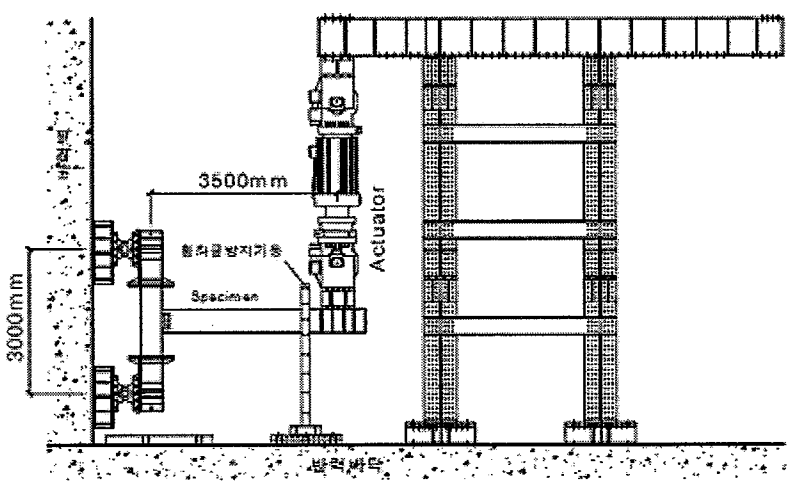


<그림 3.2.11> DY 실험체 상세 치수

강관과 보 플랜지를 제외한 모든 용접은 E71T-1 φ1.6mm 전극봉을 사용한 FCAM(Flux-Cored Arc Welding)방식으로 행하였다. 이러한 용접 방식은 국내의 공장 용접에서 사용되는 가장 일반적인 방식으로서 AWS(American Welding Society)의 규준에도 적합한 것이다. 강관과 보 플랜지의 접합은 E7018 φ1.8mm 전극봉을 사용한 SMAW(Shielded Metal Arc Welding) 방식을 사용하였다. 한쪽 부재의 끝을 용접이 양호하게 하도록 하기 위하여 끝 단면을 비스듬히 절단하여 용접하는 맞댐용접을 사용하였다.

(2) 가력 및 측정방법

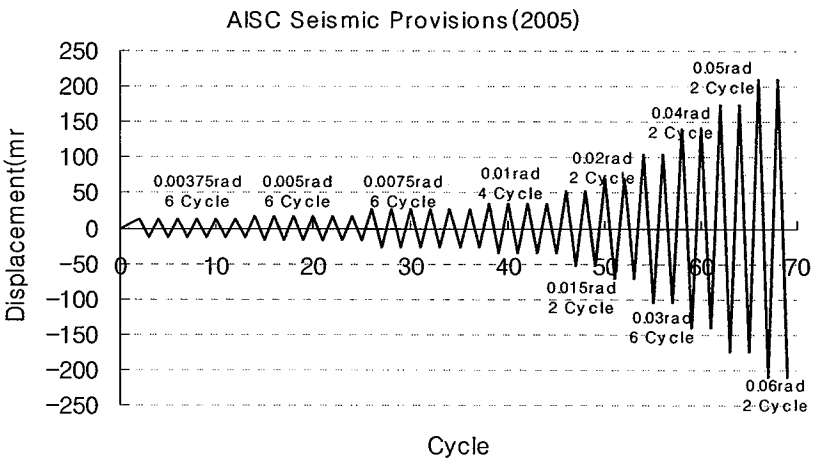
실험체는 반력벽과 반력바닥을 이용하여 그림 3.2.12과 같이 설치되었다. 실험체는 기둥-보 접합부 부위에 횡력이 가해진 골조를 재현하기 위하여 기둥 상·하단을 힌지 상태로 유지하고 보의 끝단에 상·하 반복가력이 가능한 2000kN 용량의 액츄에이터를 부착하였다. 가력시 보의 좌굴을 방지하기 위하여 가력 끝단 양쪽에 좌굴방지대를 설치하였다.





<그림 3.2.12> 실험체 설치

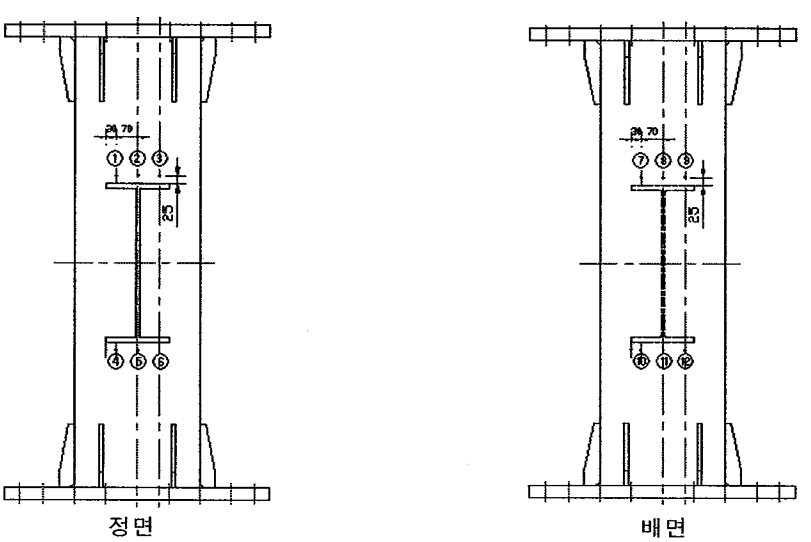
하중가력은 AISC Seismic Provisions 2005 Cyclic Loading Program에 의해 그림 3.2.13과 같이 가력하였다. 액츄에이터는 변위제어로 하였으며 하중가력방식은 층간 변위각이 0.375, 0.5, 0.75%일때 각각 6사이클, 1%일 때는 4사이클, 2% 이후로는 2사이클씩 연속해서 반복가력하며 3% 이후에는 파되 될 때까지 2사이클마다 1%씩 증가한다.



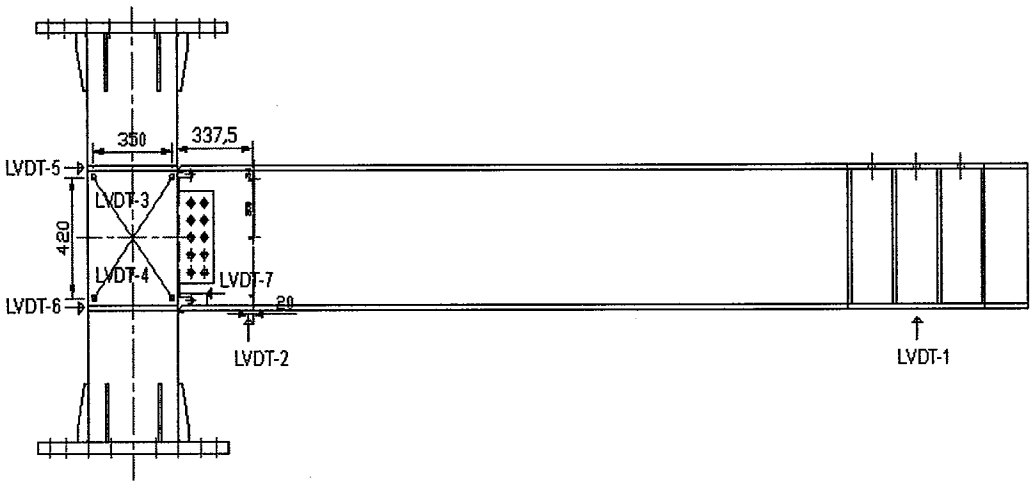
<그림 3.2.13> Cyclic Load Program

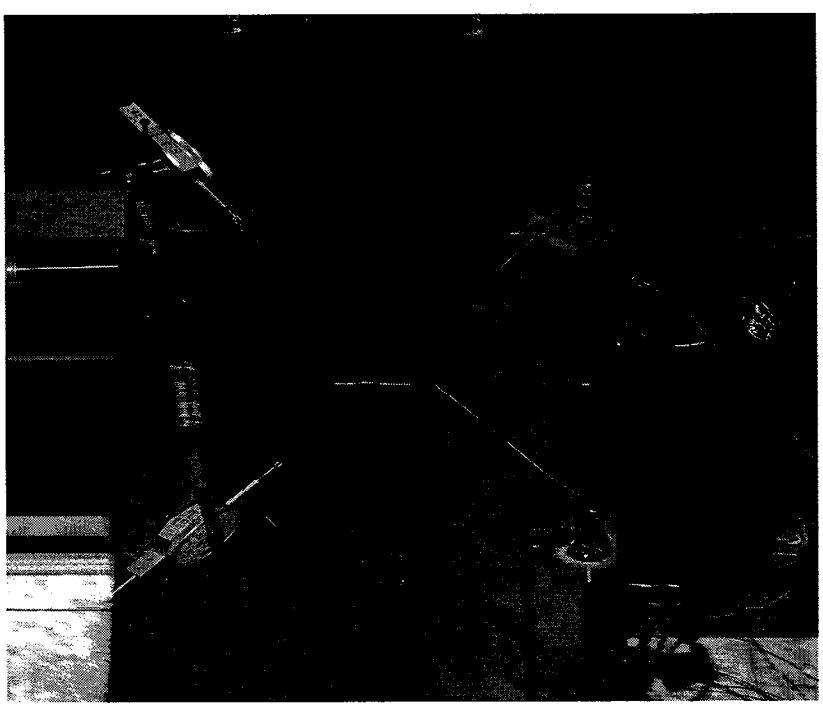
보 끝단의 변위는 층간 변위각에 따라 보 단부의 가력중심에서 기둥 중심까지의 거리를 이용하여 정하였다.

실험체의 전체적인 거동을 측정하기 위하여 변위계를 그림 3.2.14과 같이 설치하였고 변형률을 측정하기 위해 응력집중이 예상되는 위치에 1축 게이지를 그림3.2.14와 같이 부착하였다.



<그림 3.2.14> 변형률 게이지 부착 위치





<그림 3.2.15> 변위 게이지 부착 위치

(3) 실험결과

① 소재실험 결과

본 실험에서 사용된 강재의 기계적 성질을 알아보기 위하여 KS B 0802 규준에 따라 각각 3개씩 인장 시험편을 채취하여 인장 시험을 수행하였다. 본 실험에 사용된 재료는 SM 490강재의 두께 12mm 강재와 SS 400 강재의 두께 10mm, 12mm, 16mm이다. 각 시험편의 결과는 표 3.2.4에 나타냈으며, 콘크리트 공시체에 대한 28일 압축강도 시험을 수행하였으며 표 3.2.5와 같다.

<표 3.2.4> 강재인장시험 결과

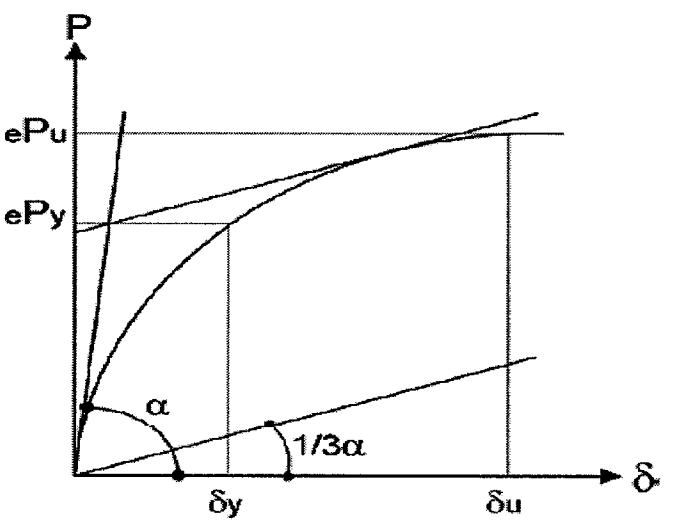
구분	강종	두께 (mm)	항복응력 Fy (MPa)	인장응력 Fu (MPa)	항복비 Fy/Fu (%)
강관	SM 490	12	332.51	443.67	75
보 웨브	SS 400	10	315.98	440.35	72
보 플랜지		16	297.77	435.26	68
내다이아프램		16	340.18	437.41	78
수직유공판		16	340.18	437.41	78
수직 앵커형 플레이트		12	300.49	451.50	67

<표 3.25> 콘크리트 압축강도

콘크리트 시험체	7일강도(MPa)	14일강도(MPa)	28일강도(MPa)
1	27.05	28.76	35.19
2	24.73	28.96	32.89
3	26.06	31.54	30.72
평균	26.10	29.75	32.94

② 기둥-보 접합부 실험결과

각 실험체의 하중-변위 관계를 파악하기 위하여 초기강성의 기울기를 갖는 직선과 초기강성 기울기의 1/3인 직선을 평행 이동시켜 두 직선의 교점을 항복내력 Py로 정하였고, 이때의 처짐을 항복변위 δy로 정한다. 표 3.2.6은 각 실험체 별 항복하중 및 항복변위, 최대하중, 초기강성을 나타낸 결과이다.



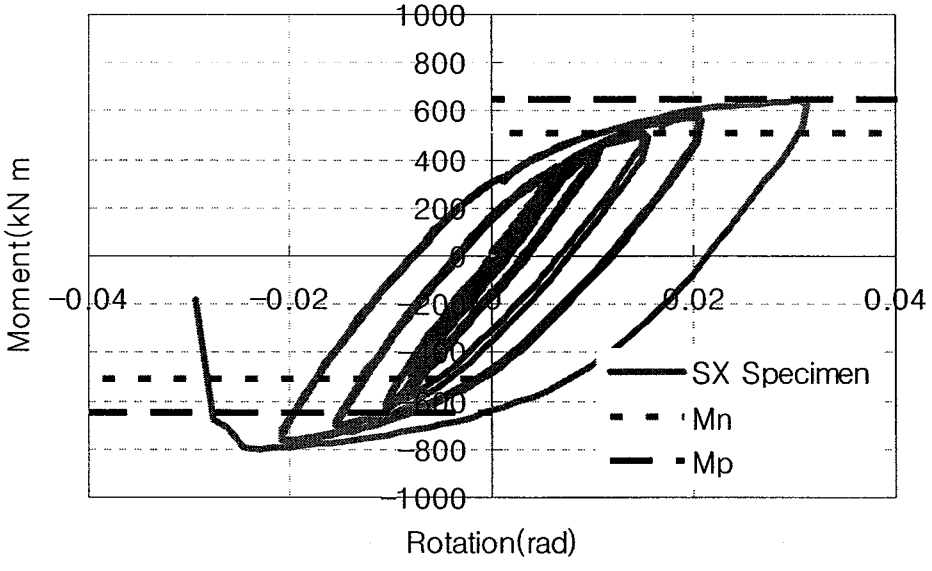
<그림 3.2.16>. 항복하중 정의

<표 3.2.6> 항복하중, 최대하중 및 초기강성

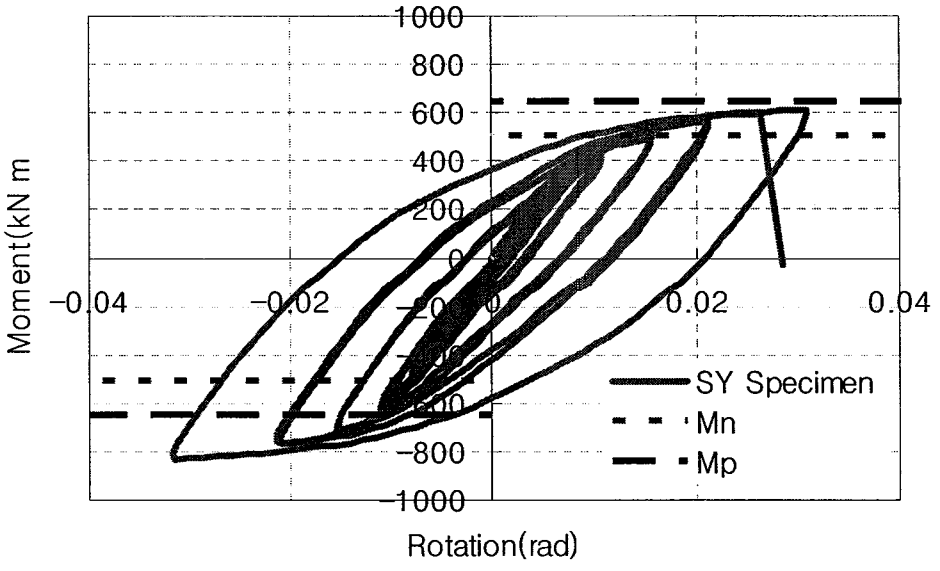
No	실험체		항복변위 (mm)	항복하중 (kN)	최대하중 (kN)	초기강성 (kN/mm)	파괴모드
1	SX	상부	26	116	178	4	상부 보 플랜지 파괴
		하부	31	161	215	5	
2	SY	상부	30	122	175	4	하부 보 플랜지 파괴
		하부	37	174	226	5	
3	DX	상부	18	92	166	5	기둥면 파괴
		하부	28	128	158	5	
4	DY	상부	21	99	176	5	기둥면 파괴
		하부	36	152	160	4	

각 실험체에 대한 접합부의 모멘트 회전각 관계와 파괴형상을 그림 에서 보여주고 있다. 모멘트는 가력점의 하중에서 보의 가력점과 기둥 중심간의 거리를 곱한 값이고, 회전각은 가력점의 변위를 보의 길이(3500mm)로 나눈 값이다. 또한 보의 공칭 전소성 모멘트(Mn)는 소성단면계수에 공칭 인장강도를 곱한 값이며, 전소성 모멘트(Mp)는 소성단면계수에 보의 항복응력을 곱한 값이다.

○ SX 실험체의 모멘트 회전각 관계

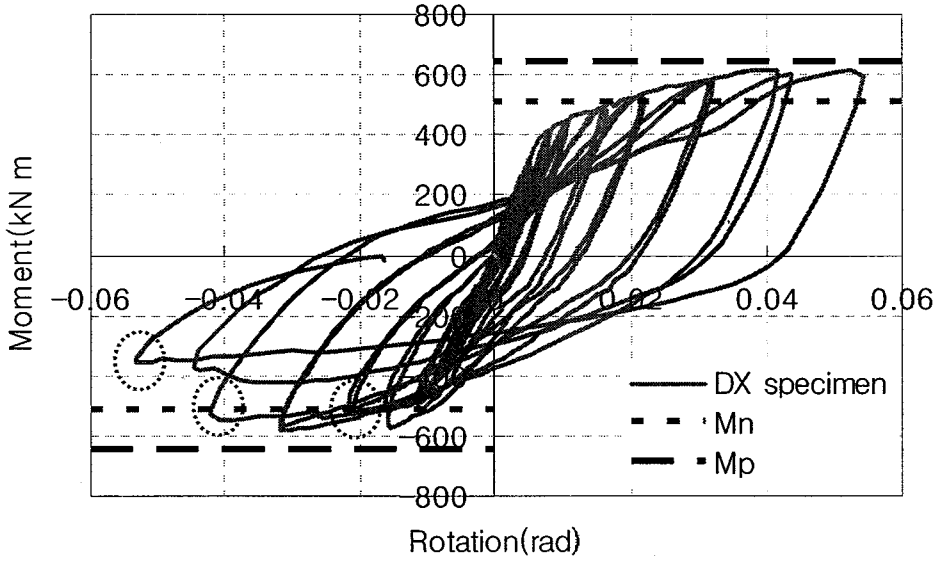


○ SY 실험체의 모멘트 회전각 관계



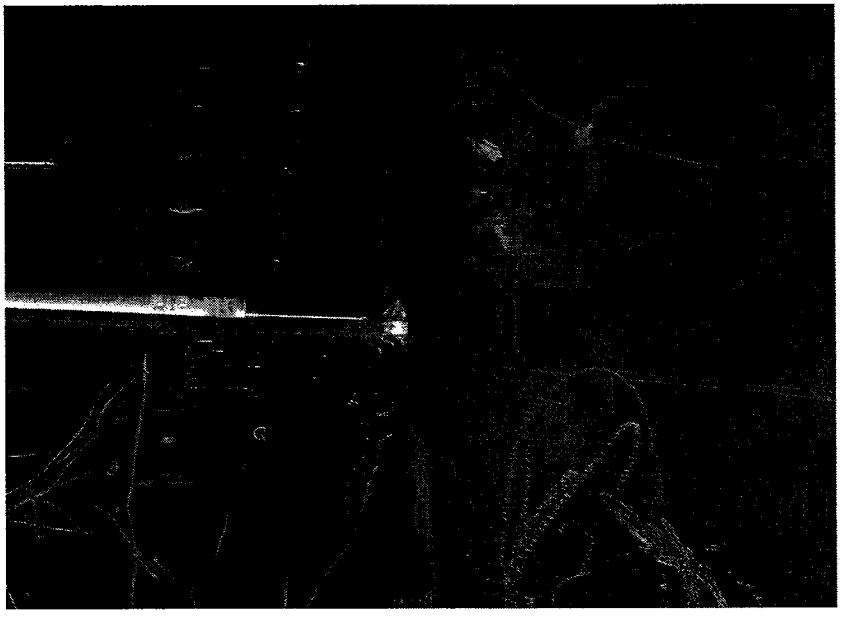
○ DX 실험체 모멘트 회전각관계

상하이형 강축인 DX 실험체는 3step(0.0075rad) 5cycle에서 탄소성거동을 보였다. 5step(0.015rad)에서는 실험체에서 소리가 들렸으며, 6step(0.02rad)에서는 앞서 들린 소리보다 더욱 큰 소리가 들렸다. 6step(0.02rad) 2cycle에서 용접부 기둥면이 찢어지는 것이 육안으로 확인되었으며, 8step(0.04rad)에서 큰 소리가 들리며 기둥면이 더욱 많이 찢어졌다. 9step(0.05rad)에서 보 플랜지와 기둥면이 파괴되어 실험을 종료하였다.

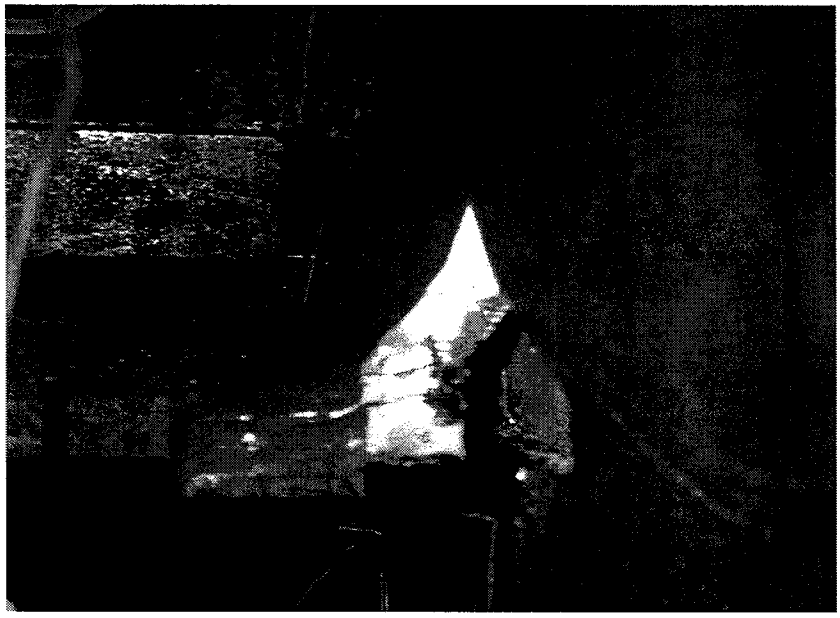




(a) 6step(0.02rad)



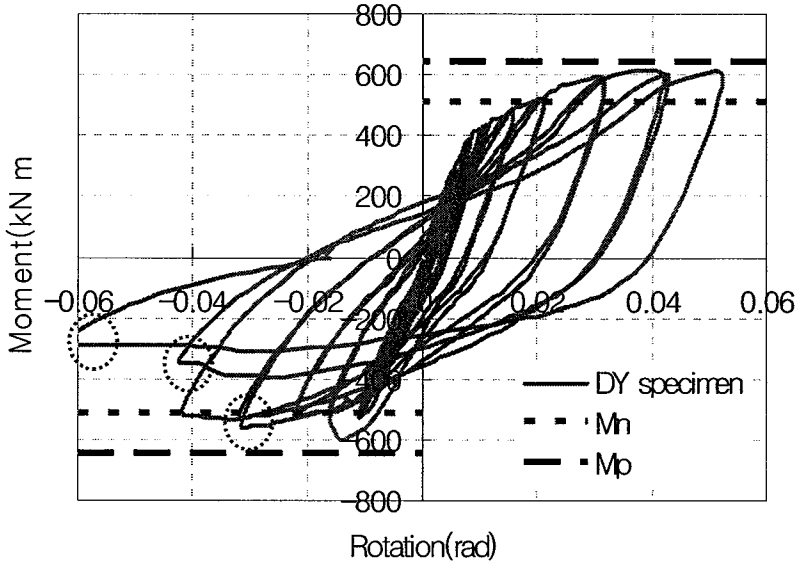
(b) 8step(0.04rad)



(c) 9step(0.05rad)

○ DY 실험체의 모멘트 회전각 관계

상하이형 약축인 DY 실험체는 3step(0.0075rad) 2 cycle에서 탄소성거동을 보였다. 4step(0.01rad)에서 기둥 배면에서 약간의 면외변형을 육안으로 확인하였으며 5step(0.015rad)에서는 실험체에서 쿵 하는 소리가 들렸다. 7step(0.03rad) 1 cycle에서 용접부 기둥면이 찢어지는 것이 육안으로 확인되었으며, 8step(0.04rad) 2cycle에서 절곡으로 인하여 round처리된 기둥 모서리면이 찢어지기 시작하였고 9step(0.05rad)에서 보 플랜지와 기둥면이 파괴되어 실험을 종료하였다.

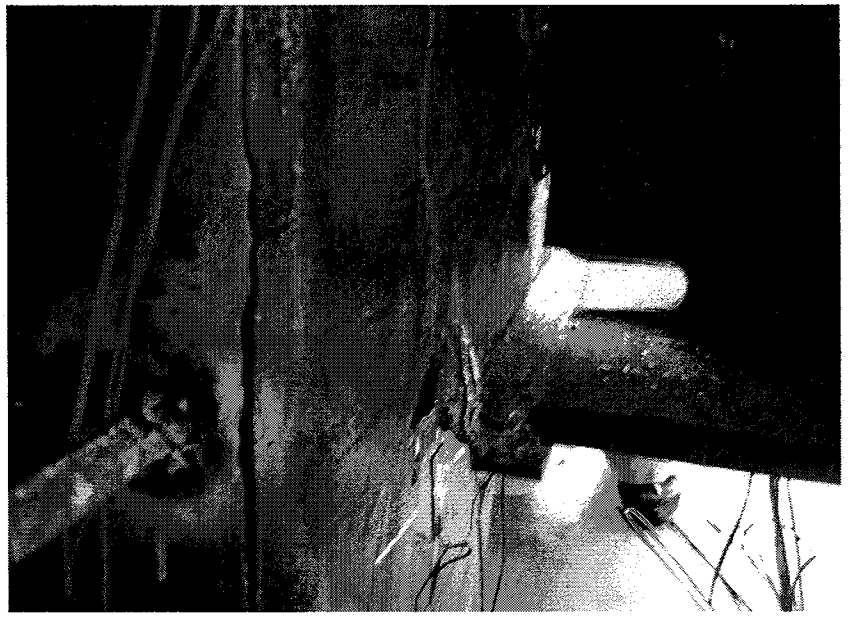




(a) 7step(0.03rad)



(b) 8step(0.04rad)



(c) 9step(0.05rad)

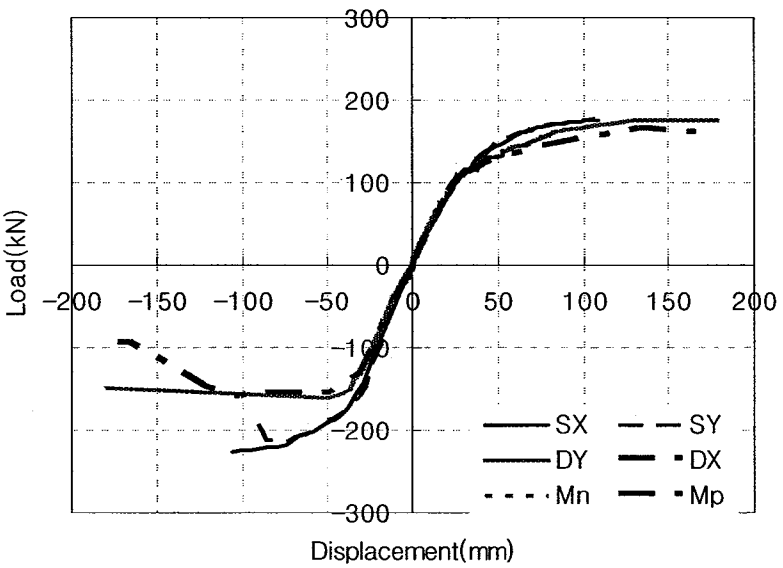
③ 결과분석 및 고찰

- 초기강성 및 최대내력

각 실험체의 내력과 강성을 비교하기 위하여 그림 3.2.17과 같이 단조화 곡선을 사용하였다.

표 3.27과 같이 SX 실험체는 상부 인장시 최대내력이 178kN, 하부 인장시 최대내력이 2151kN을 나타냈다. 보의 항복강도인 185kN에 근접한 값을 나타냈다. SY 실험체는 상부 인장시 최대하중 175kN, 하부 인장시 226kN을 나타냈다. 상하동형 실험체는 가력축에 관계없이 비슷한 내력을 발휘하는 것으로 확인하였다. DX 실험체는 상부 인장시 최대내력이 166kN, 하부 인장시 158kN을 나타냈다. DY 실험체는 상부 인장시 최대내력이 176kN, 하부 인장시 160kN을 나타냈다. 상하이형 실험체 또한 가력축에 관계없이 비슷한 내력을 발휘하였다. 최대내력비를 무차원화하여 비교한 결과 상하동형 실험체는 하부 인장시 하부 인장시 21~29% 최대내력이 높게 나온 반면, 상하이형 실험체는 상부 인장시 5~10% 최대 내력이 높게 나왔다. 또한 상하동형 실험체와 상하이형 실험체를 비교한 결과 상하동형 실험체가 상부 인장시 7%, 하부 인장시 35~41% 최대내력이 증가하는 것으로 확인하였다.

초기강성은 4개의 실험체 모두 비슷하였으나 상하동형 실험체는 하부 보 플랜지 인장시 초기강성이 높게 나타났으며, 상하이형 실험체는 상부 보 플랜지가 인장시 초기강성이 높게 나타나는 것을 확인하였다.



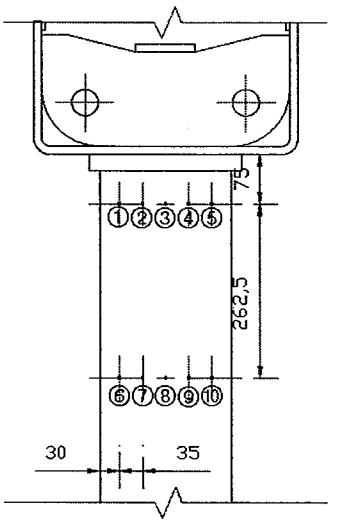
<그림 3.2.17> 단조화 곡선

<표 3.2.7> 최대내력 및 초기강성 비교

No	실험체		최대내력 (kN)	최대내력비 하부 / 상부	초기강성 (kN/mm)	초기강성비 하부 / 상부
1	SX	상부	178	1.21	4.41	1.18
		하부	215		5.21	
2	SY	상부	175	1.29	3.99	1.17
		하부	226		4.65	
3	DX	상부	166	0.95	5.07	0.91
		하부	158		4.61	
4	DY	상부	176	0.91	4.73	0.87
		하부	160		4.12	

- 하중 단계별 변형률 분포

각 실험체는 그림 3.2.18과 같이 보 플랜지에 부착된 변형률 게이지의 측정값으로부터 보 플랜지의 변형률을 비교하였다(각 실험체별 보 플랜지 변형률 분포는 부록 E를 참조).



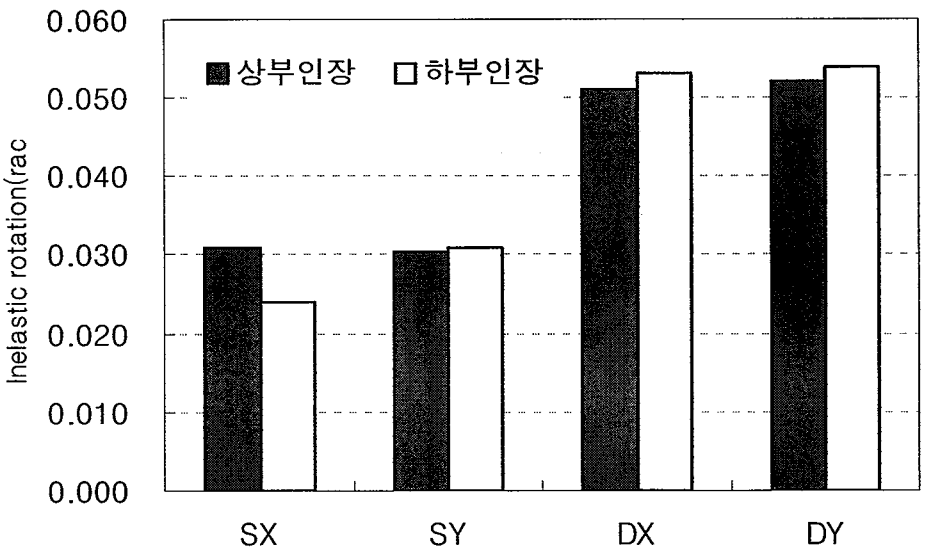
<그림 3.2.18> 보 플랜지 변형률 게이지 설치위치

(3) 골조별 내진 성능 요구치

기둥-보 접합부는 지진시 발생되는 큰 전단력과 에너지를 흡수할 수 있도록 일정한 소성변형능력이 확보되어야 하는 중요한 요소이다. 미국강구조협회(AISC) Seismic Provisions for Structural Steel Building에서는 골조별 내진성능을 표 3.2.8과 같이 분류하고 있으며, 그림 3.2.41는 상·하단의 비탄성 회전각을 나타낸 그래프이다. 상하동형 실험체는 C-IMF에서 요구하는 0.02rad은 만족하였으며 상하이형 실험체는 C-SMF에서 요구하는 0.04rad을 만족하는 것으로 나타났다. 이는 상하동형 실험체가 보 플랜지가 파괴된 반면 상하이형 실험체는 기둥면이 찢어지면서 파괴가 발생되었기 때문으로 판단된다.

<표 3.2.8> 골조별 내진성능 요구치(AISC, 2005)

골조 분류	접합부 비탄성 회전능력
Composite Ordinary Moment Frame (C-OMF)	0.01rad
Composite Intermediate Moment Frame (C-IMF)	0.02rad
Composite Special Moment Frame (C-SMF)	0.04rad



<그림 3.2.41> 비탄성 회전각

2) 엔드플레이트

엔드플레이트 기둥-보 접합부의 실험체는 총 4개를 제작하였으며 변수는 엔드플레이트의 강종, 볼트열의 게이지라인, 상하동형과 상하이형으로 하였다. 실험체의 명칭의 기호는 다음과 같다.

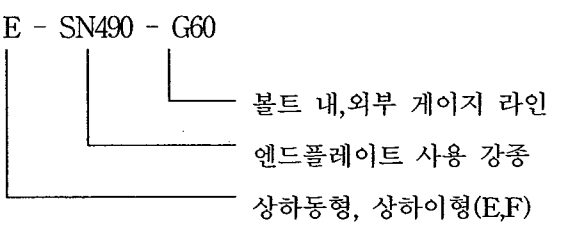
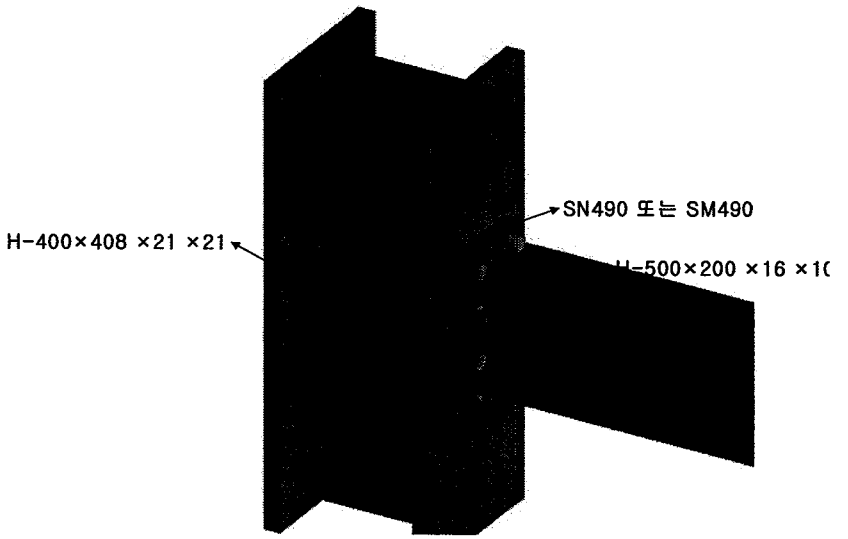
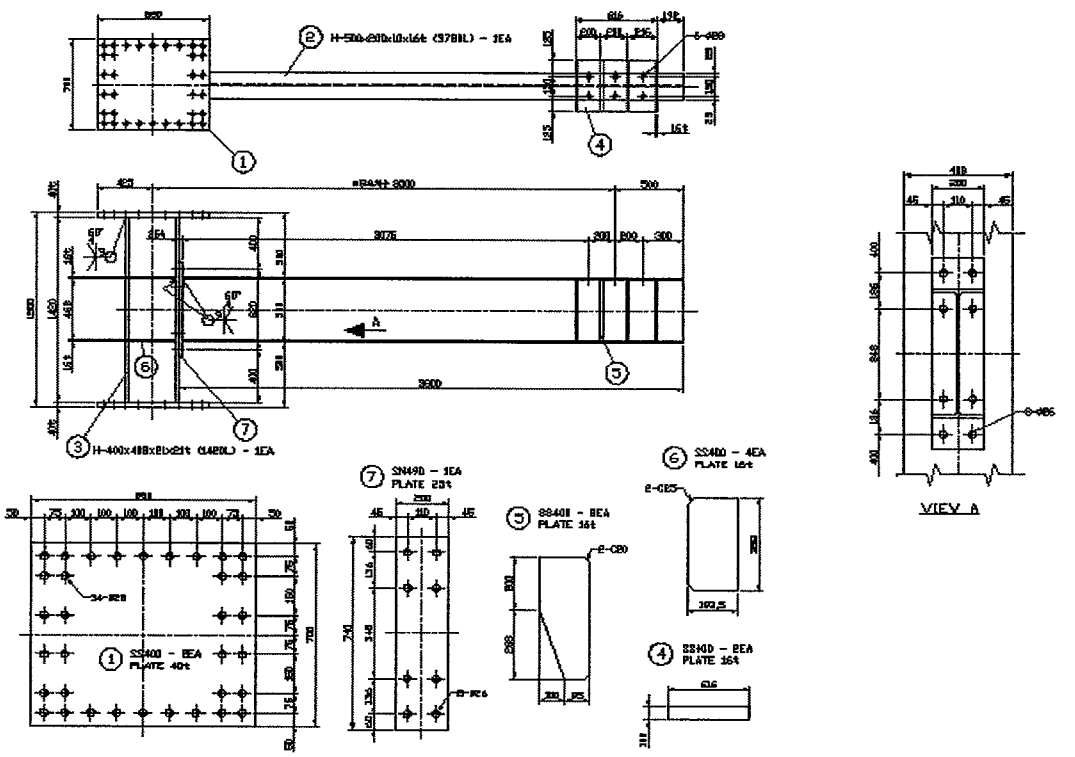


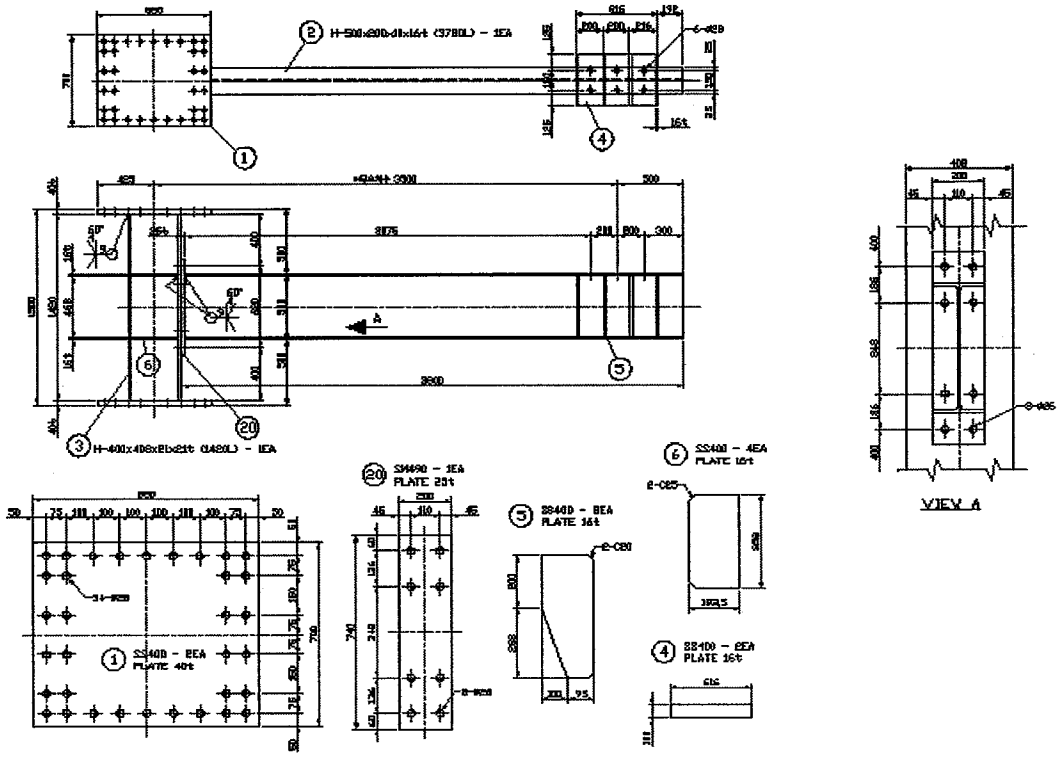
그림 3.2.42에 나타낸 것과 같이 실험체 제작에 사용된 기둥부재는 SS 400의 H:-400×408×21×21이고, 보 부재는 SS400의 H-500×200×10×16이며, 엔드플레이트 강종은 SN490과 SM490을 사용하였으며 두께는 25mm로 하였다. 실험체의 기둥 단부에는 힌지와 볼트체결을 위한 PL-850×700×36를 부착하고 보의 가력점에는 엑츄레이터와 연결을 위한 PL-606×400×16를 부착하였다.



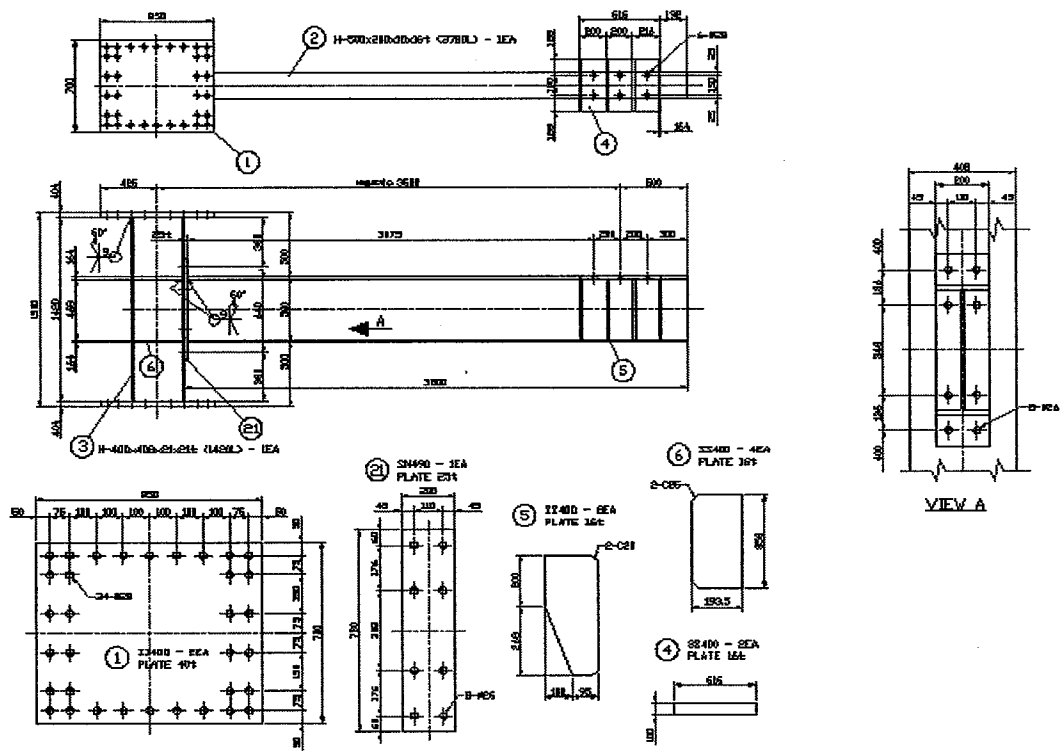
<그림 3.2.42> 실험체 형상



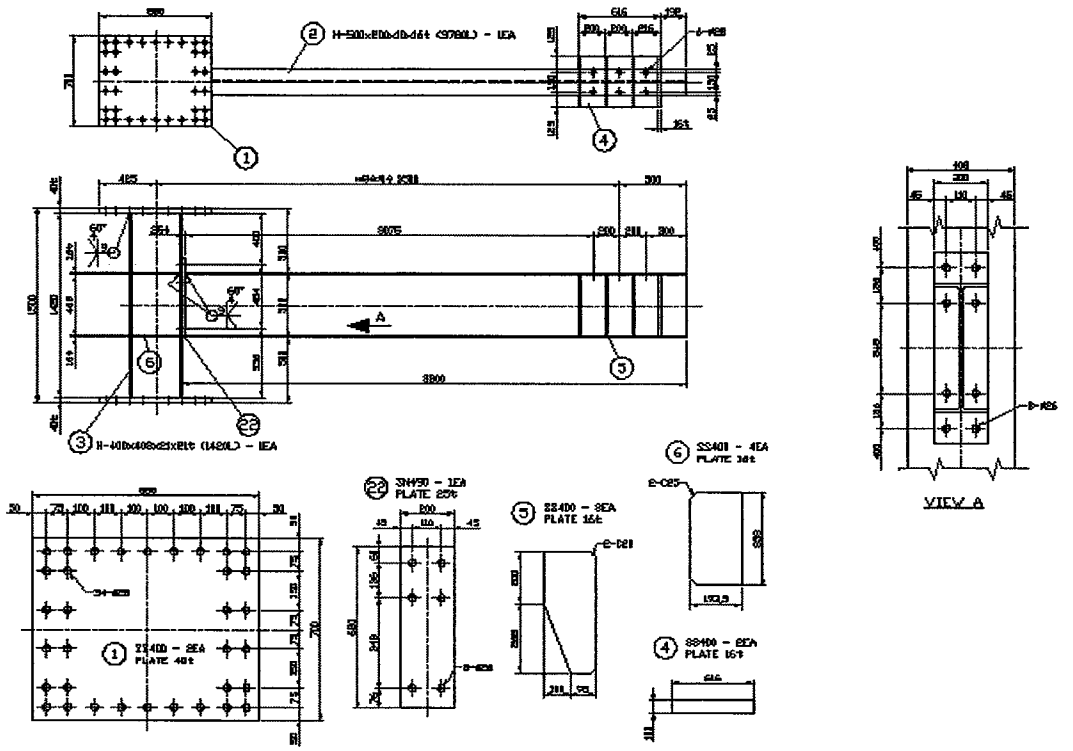
<그림 3.2.43> E-SN490-G60 실험체 상세 치수



<그림 3.2.44> E-SM490-G60 실험체 상세 치수



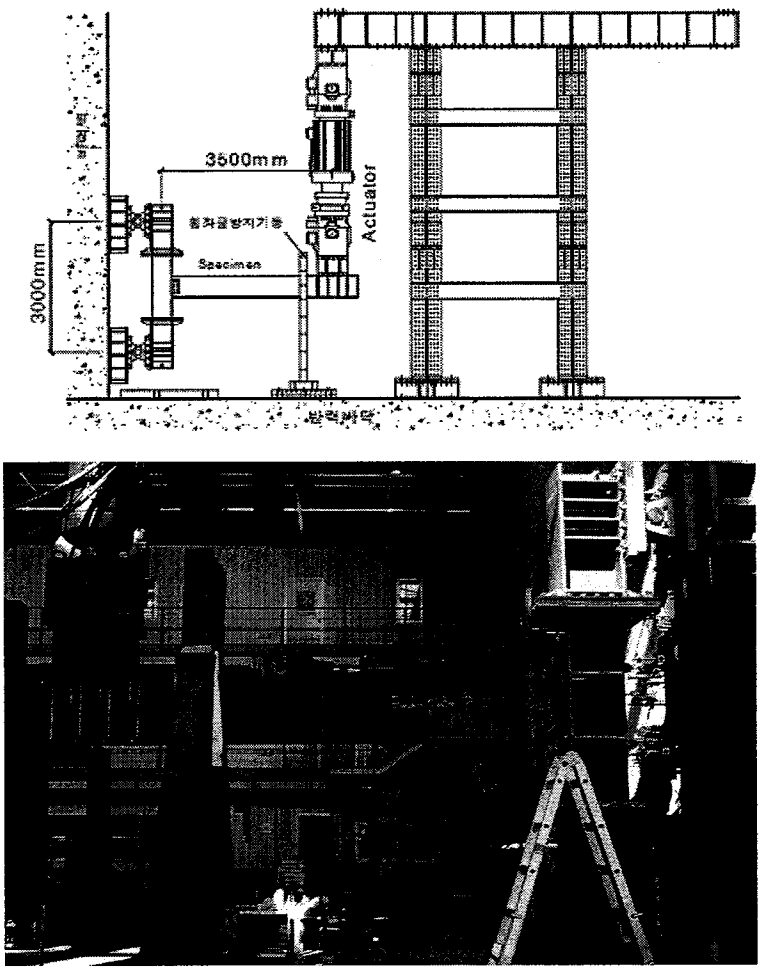
<그림 3.2.45> E-SN490-G80 실험체 상세 치수



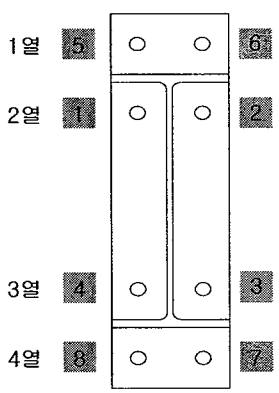
<그림 3.2.46> E-SN490-G60 실험체 상세 치수

(1) 가력 및 측정방법

실험체는 바닥에서 기둥과 보를 고정용 볼트로 가조립하고 크레인으로 양중하여 그림 3.2.47과 같이 반력벽에 고정된 힌지와 기둥 단부의 플레이트를 볼트로 체결하여 양단이 힌지인 높이 3,000mm의 기둥을 구성하고 보의 가력점에 2.000kN급 엑츄레이터를 볼트로 연결하였다. 가력시 보의 횡 좌굴 방지를 위하여 횡지지대를 설치하고 횡지지대와 보 플랜지의 마찰을 최소화하기 위해 보와 횡 지지대가 맞닿는 부위는 마찰계수가 작은 합성수지를 삽입하였다. 보의 가조립을 위해 설치했던 고정용 볼트를 스트레인 게이지가 부착된 실험용 고장력 볼트로 교체하고 다이얼 토크렌치를 사용한 토크관리법으로 1차 토크치를 245N·m 와 2차 토크치를 1,200N·m로 하여 볼트 체결 하였다. 볼트체결 순서는 그림 3.2.48와 같이 대각선 방향으로 번갈아 가며 내부 볼트부터 외부 볼트 순서로 체결하였다. 완성된 실험체 세팅전경을 그림 3.2.47에 나타내었다.



<그림 3.2.47> 실험체 설치



<그림 3.2.48> 볼트 체결 순서

가력 프로그램은 AISC Seismic Provisions 2005 Cyclic Loading Program에 의해 그림 3.2.49과 같이 가력하였다. 액츄에이터는 변위제어로 하중가력을 실시하였으며, 하중가력 방식은 층간 변위각이 0.375, 0.5, 0.75%일때 각각 6사이클, 1%일 때는 4사이클, 2% 이후로는 2사이클씩 연속해서 반복가력하며 3% 이후부터 파괴까지 2사이클마다 1%씩 증가

시키면서 실험을 진행하였다.

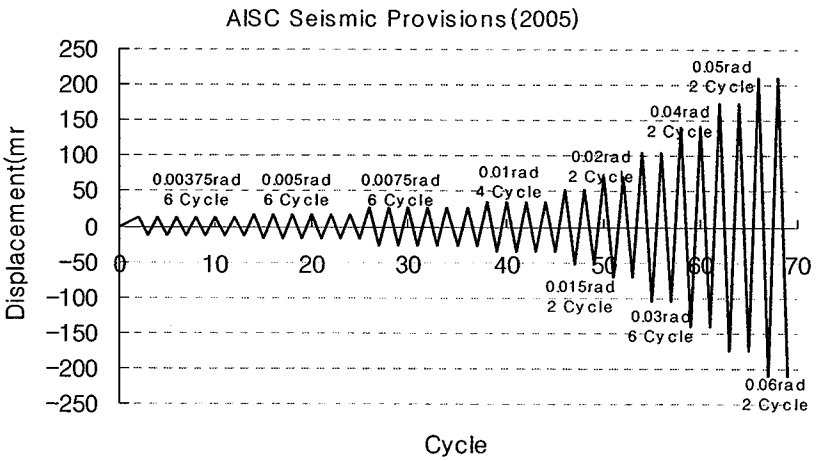
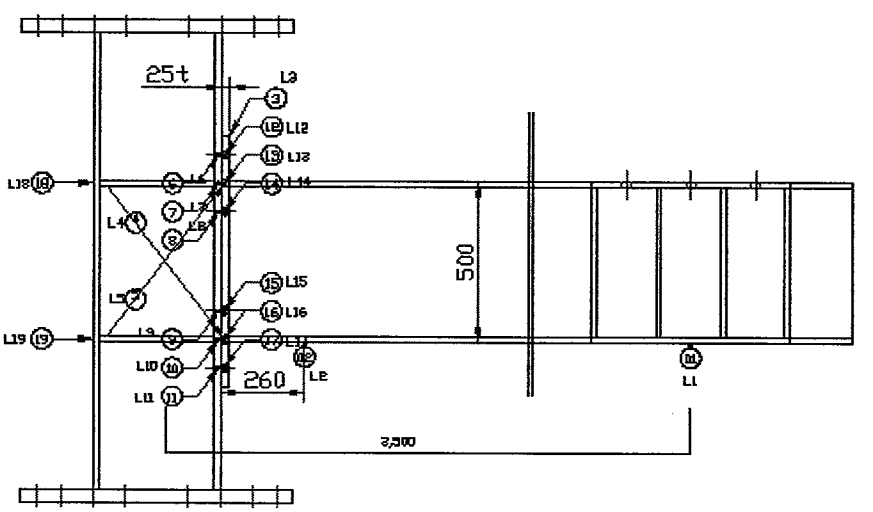


그림 3.2.49 Cyclic Load Program

보 끝단의 변위는 층간 변위각에 따라 보 단부의 가력중심에서 기둥 중심까지의 거리를 이용하여 정하였다.

하중에 대한 변위 측정을 위해 총 19개의 변위계(LVDT)를 설치하였다. 변위계 설치 위치는 아크릴을 부착해 실험체와 변위계의 마찰을 줄였으며 변위계 설치시 수평계를 사용하여 수직과 수평을 조정하였다. 큰 변위가 예상되는 가력점(L1)은 측정범위가 1,000mm인 줄변위계를 사용하고, L2와 L3은 50mm 다이얼 게이지를 사용하였다. 패널존의 대각선 변위(L4,L5)를 측정하기 위해서 50mm 다이얼 게이지를 사용하였고, 기둥 후면 패널존 높이의 수평변위(L18,L19)의 측정을 위해 100mm 변위계를 사용하였다. 기둥 플랜지와 엔드플레이트의 이간거리(L6-L17)측정은 100mm변위계를 사용하였으며, 그림 3.2.50에 변위계 설치위치를 나타내었다.



<그림 3.2.50> LVDT 설치

하중에 대한 변형률 측정을 위해 그림 3.2.50와 같이 총 39개의 소성 변형율 게이지(Plastic Strain Gage)를 부착하였다. 게이지 설치 위치는 샌드 그라인더로 표피를 제거하고 사포로 매끄럽게 갈아낸 후 아세톤으로 먼지를 제거한 후 소성 변형률 게이지(Plastic Strain Gage)를 부착하였다.

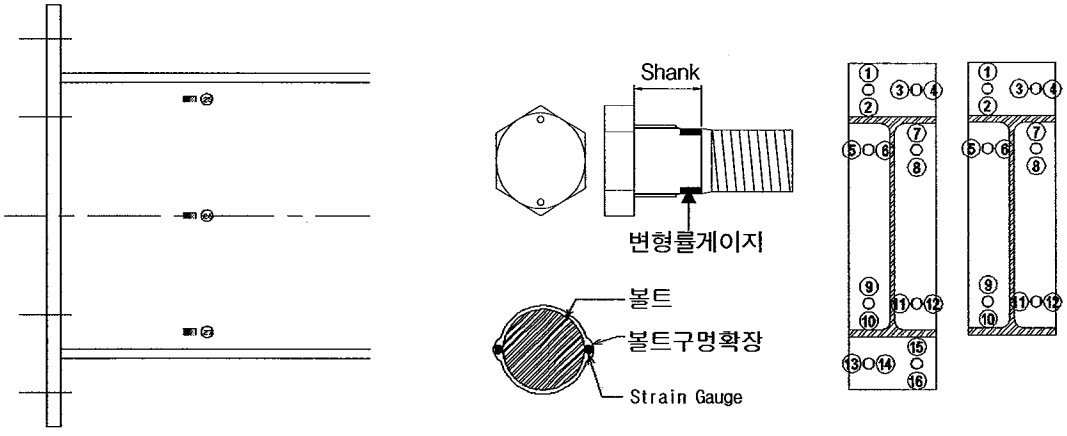
보 플랜지는 기둥 플랜지에서 100mm, 250mm 거리에 중앙 및 상·하부에 각각 6개씩 총 13개의 게이지를 부착하였다.



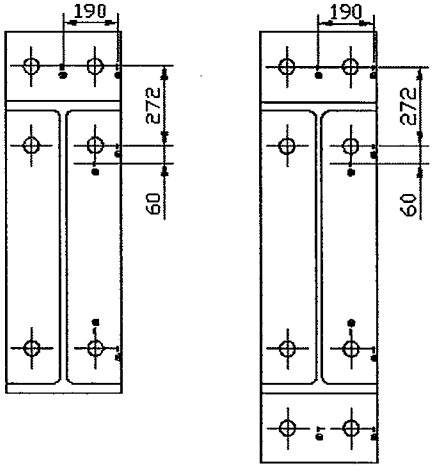
(a) 상부 게이지 설치 위치 (b) 하부 게이지 설치 위치

<그림 3.2.51> 보 플랜지 상하부 변형률 게이지 설치 위치

보 웨브는 기둥 플랜지에서 250mm 거리에 중앙 및 상중하부에 각 1개씩 3개의 게이지를 부착하였다. 또한 볼트의 변형에 따른 변형률을 측정하기 위하여 하나의 볼트에 각 두 개의 소성 변형률 게이지를 부착하였으며 각 열의 볼트에 대한 평균 변형률을 측정하기 위하여 축을 X, Y로 대칭으로 소성 변형률 게이지를 설치하였으며, 설치 위치는 아래 그림3.2.52(a),(b)와 같다. 또한 엔드플레이트의 항복선 평가를 위하여 볼트 열을 따라 상하동형인 경우 총 8개, 상하이형인 경우 총 6개의 게이지를 부착하였다. 게이지 설치 위치를 그림 3.2.52(c),(d)에 나타내었다.



(a) 보 웨브 변형률 게이지 설치 위치 (b) 볼트 변형률 게이지 설치 위치



(c) 보 웨브 변형률 게이지 설치 위치 (d) 엔드플레이트 게이지 설치 위치

<그림 3.2.52> 보 웨브 와 엔드플레이트 소성 변형률 게이지 설치 위치

(2) 실험결과

① 소재실험 결과

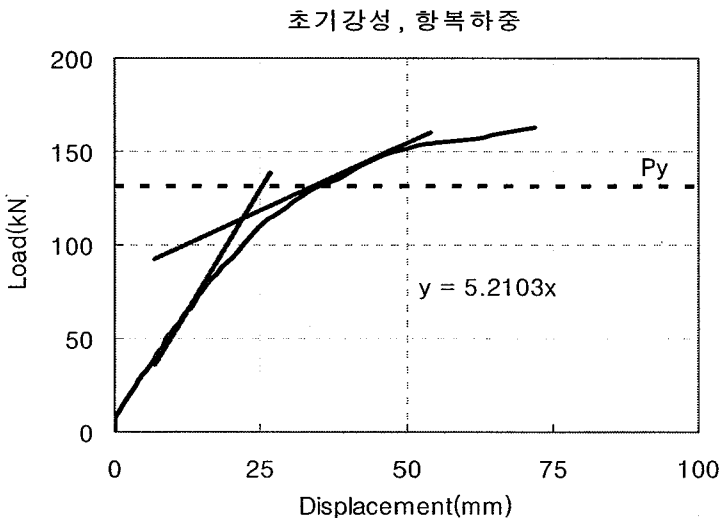
본 실험에서 사용된 강재의 기계적 성질을 알아보기 위하여 KS B 0802 규준에 따라 각각 3개씩 인장 시험체을 채취하여 인장 시험을 수행하였다. 본 실험에 사용된 재료는 SN, SM490강재의 두께 25mm 강재와 SS 400 강재의 두께 10mm, 16mm, 21mm이다. 각 시험편의 결과는 표 3.2.9에 나타내었다.

<표 3.2.9> 소재시험 결과

구 분	강 종	두 께 (mm)	항복응력 Fy (MPa)	인장응력 Fu (MPa)	항복비 Fy/Fu (%)	연신율 (%)
기둥 플랜지	SS 400	21	311	441	70	27
보 웨브	SS 400	10	290	435	67	27
보 플랜지	SS 400	16	276	464	60	29
엔드플레이트	SM 490	25	445	587	76	24
	SN 490	25	337	522	65	29

② 기둥-보 접합부 실험결과

각 실험체의 하중-변위 관계를 파악하기 위하여 초기강성 기울기를 갖는 직선과 초기강성 기울기의 1/3인 직선을 평행 이동시킨 그림 77과 같은 1/3 접선법을 이용하여 항복내력 Py를 정하였고, 이때의 처짐을 항복변위 δy로 정한다. 표 3.2.10은 각 실험체 별 항복하중 및 최대 모멘트, 항복하중, 최대하중, 초기강성을 나타낸 결과이다.



<그림 3.2.53> 항복하중 정의

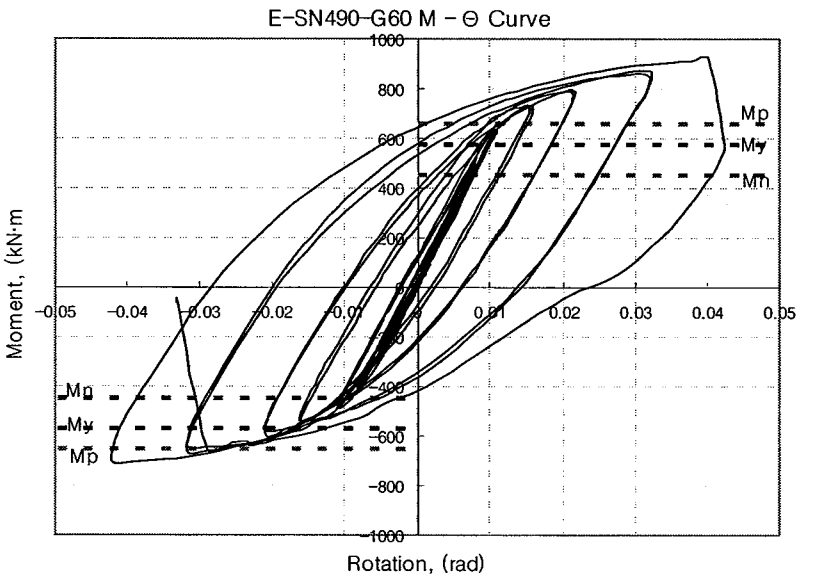
<표 3.2.10> 항복하중, 최대내력 및 초기강성

No	실험체		초기강성 (kN/mm)	항복하중 (kN)	최대내력 (kN)	최대모멘트 (kN·m)	파괴모드
1	E-SN490-G60	상부	4.38	145	204	713	상부 엔드플레이트
		하부	5.9	198	262	917	
2	E-SM490-G60	상부	4.68	149.5	202	707	보항복형
		하부	4.95	204	267	943	
3	E-SN490-G80	상부	5.26	123.5	174	610	상부 엔드플레이트
		하부	4.71	177	228	801	
4	F-SN490-G60	상부	5.21	131	163	570	하부 볼트
		하부	4.8112	140.5	156	546	

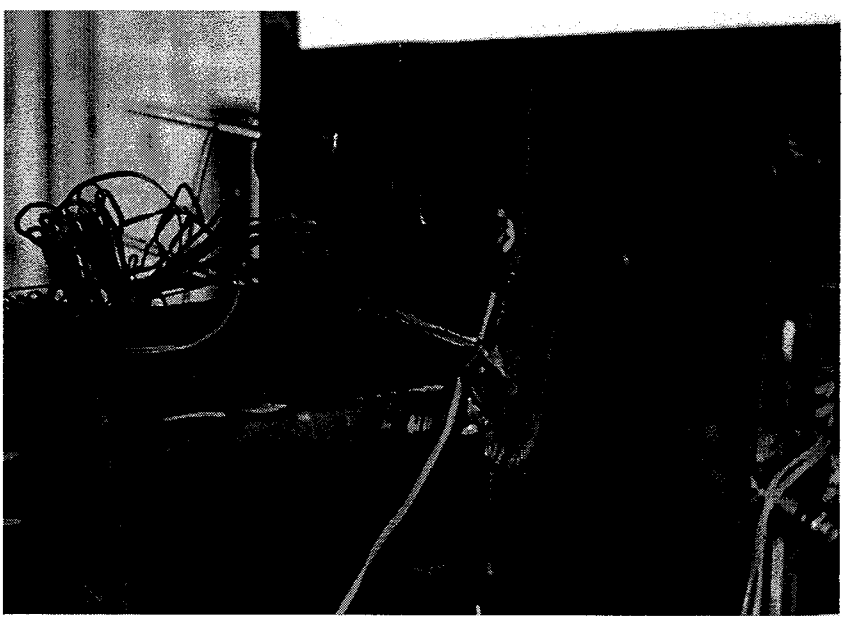
각 실험체에 대한 접합부의 모멘트 회전각 관계와 파괴형상을 그림 3.2.58, 55에서 보여주고 있다. 모멘트는 가력점의 하중에서 보의 가력점과 기둥 중심간의 거리를 곱한 값(M=P·L)이고, 회전각은 가력점의 변위를 보의 길이(L=3,500mm)로 나눈 값(Θ=δ/L)이다. 또한 보의 소성 모멘트(My=Fy·S)는 탄성단면계수에 보 사용재료의 항복강도를 곱한 값이며, 전소성 모멘트(Mp=Fy·Z)는 소성단면계수에 보 사용재료의 항복응력을 곱한 값이다. 또한 보의 공칭 모멘트는 일반 보의 항복강도에 탄성단면계수를 곱한 값으로 각 그림 3.2.54(a)~3.2.57(a) 그래프 내에 표시하였다.

○ E-SN490-G60 실험체

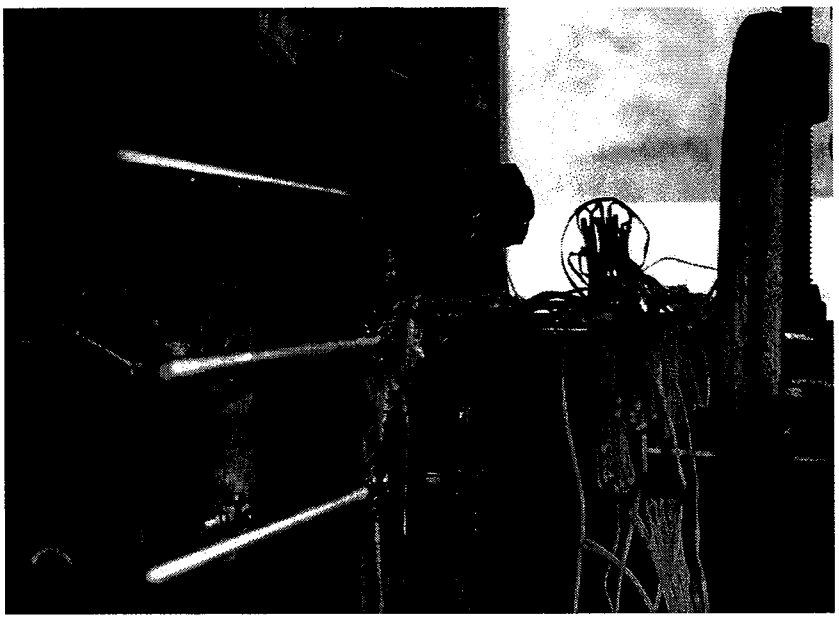
기본형 실험체인 E-SN490-G60실험체는 강종은 SN490강재를 사용하였으며, 게이지 라인이 60인 상하동형 실험체로써 4 Step(0.001rad) 2 Cycle에서 엔드플레이트의 항복 거동을 보였으며 엔드플레이트와 보 접합부면에서 강재가 늘어나는 소리가 들렸다. 6 Step(0.02rad) 1cycle에서 엔드플레이트의 변형이 약하게 보였으나 확연하지는 않았고 강재가 늘어나는 소리가 계속해서 들렸다. 그림 3.2.54.(b)에서와 같이 7step 2cycle에서 상부 엔드플레이트의 변형이 확연하게 눈에 뛰었으며, 8step (0.04rad)1cycle에서 좌측부 내부 볼트가 파단 되었으나 실험체의 내력이 떨어지지 않아 실험을 계속 진행한 결과 Down Load시 최대 변위 140mm에서 상부 엔드플레이트가 파단 되어 실험을 종료하였다. 그림 3.2.54.(a)는 E-SN490-G60 실험체의 M-θ 곡선을 나타내었다.



<그림3.2.54> E-SN490-G60 실험체 M - θ 곡선



(a) 좌측부 실험체 파괴 형상



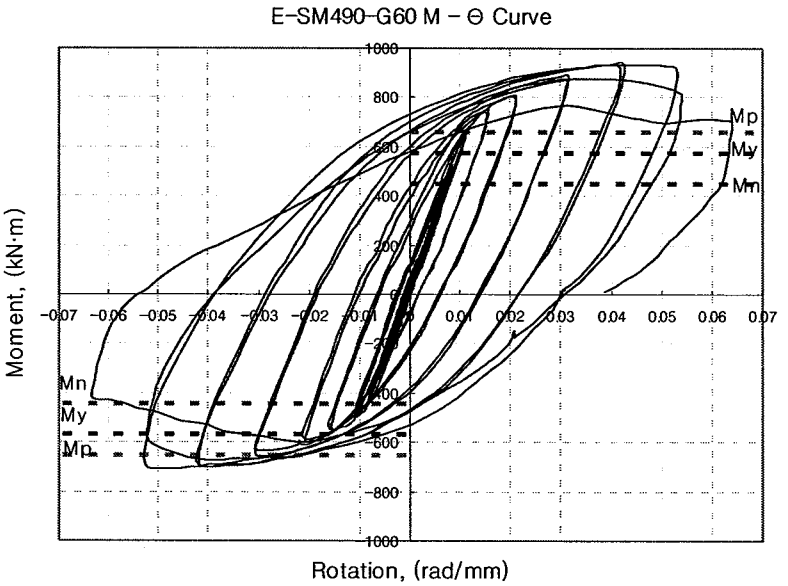
(b) 우측부 실험체 파괴형상

<그림 3.2.55> E-SN490-g90 접합부 파괴사진

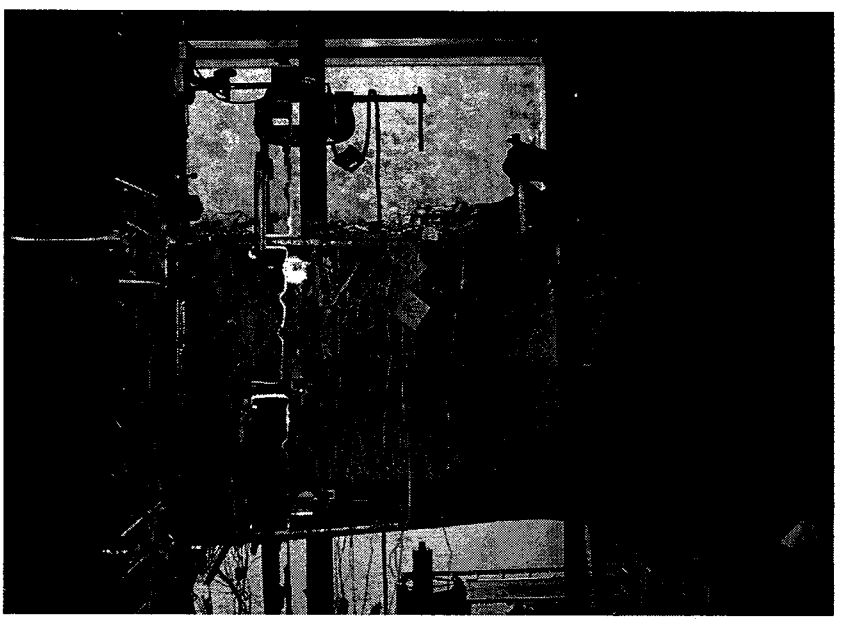
실험체의 파괴 형상으로 엔드플레이트 파괴후 볼트에 Prying Action이 작용하여 볼트가 파단된 것을 볼 수 있으며 실험 진행시 엔드플레이트의 변형을 육안으로 확인할 수 있었다.

ㅇ E-SM490-G60 실험체

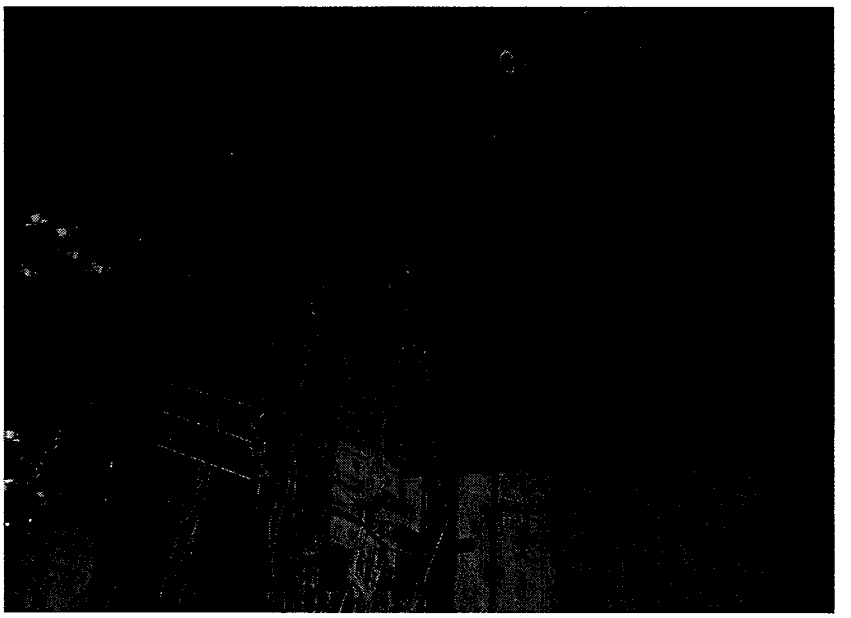
강성이 가장 뛰어난 실험체로써 4 Step(0.01rad) 완료시까지도 탄성 상태임을 알 수 있으며, 다른 실험체와는 구별되게 엔드플레이트의 변형이 눈에 보이질 않았다. 또한 그림 3.2.55.(b)와 같이 7 Step(0.03rad) 2 Cycle에서 보의 소성변형이 약간 보이기 시작하였으며, 그림 3.2.55.(c)와 같이 9 Step(0.04rad) 2 Cycle에서 보의 항복이 나타나 실험을 일시 정지하고 관찰한 결과 약간의 횡 좌굴과 함께 보의 소성힌지 구간에서 보 항복이 일어나는 것을 확인하였고 9 Step(0.05rad) 2 Cycle에서는 확연하게 눈에 뛰었다. 파괴 과정을 좀 더 관찰하기 위하여 10 Step 2 Cycle까지 실험을 실시하였다. 그림 3.2.55(a)는 E-SM490-G60 실험체의 M-Θ 곡선을 나타내었다.



<그림 3.2.56> E-SM490-G60 실험체 M - Θ 곡선



(b) 7 Step 2Cycle의 실험체 파괴형상



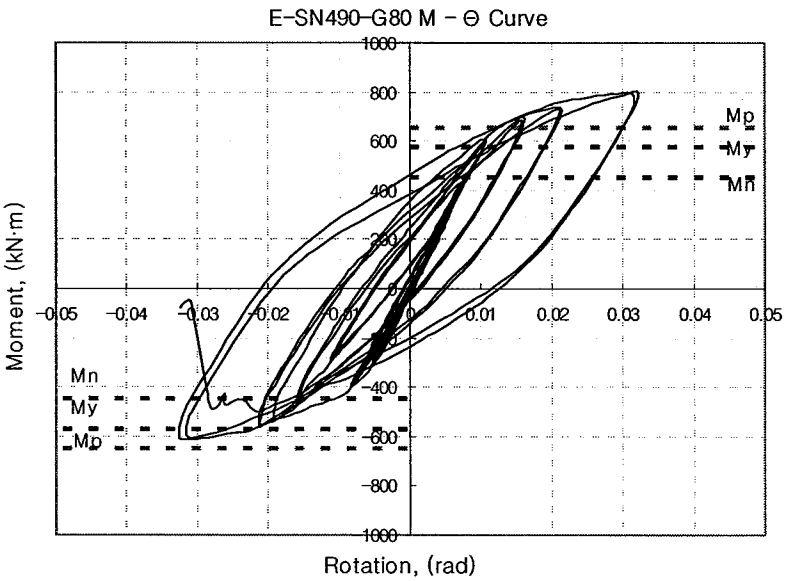
(c) 9 Step 2 Cycle의 실험체 파괴형상

<그림 3.2.57> E-SM490-G60 실험체의 접합부 파괴사진

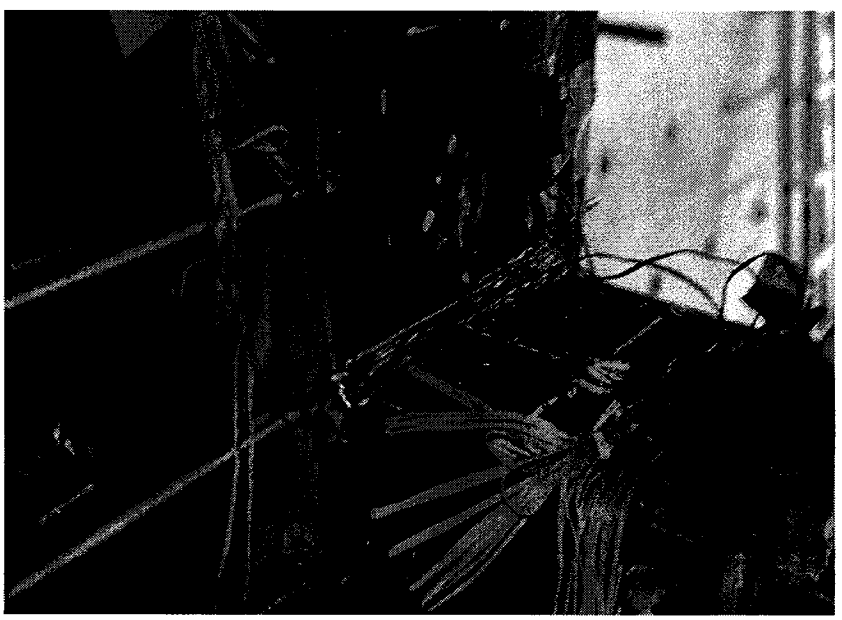
9 Step(0.05rad) 2 Cycle의 보의 항복이 시작되는 시점을 사진 상부에서 보여주며 실험 종료시의 보항복 상태를 아래 사진에서 보여주고 있다. 위 사진에서 보이는 것과 같이 보 항복 상태가 확연하게 나타났으며 엔드플레이트 접합부의 눈에 띄는 변형이나 파괴는 관찰되지 않았다.

○ E-SN490-G80 실험체

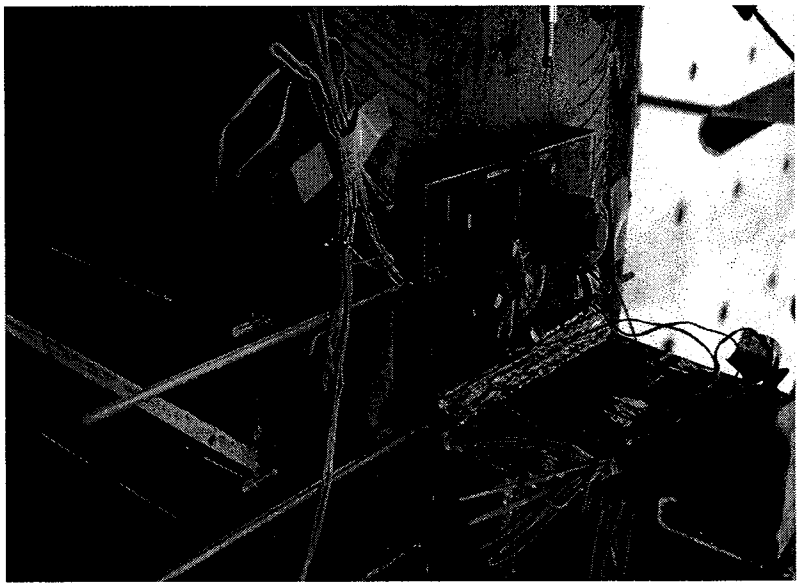
E-SN490-G80 실험체는 강재의 변수나 엔드플레이트의 형상 변수가 아닌 엔드플레이트 접합부 볼트열의 게이지 라인을 변수로 실험을 실시하였으며, 6 Step(0.02rad) 2 Cycle에서 엔드플레이트의 변형이 육안으로 확인되었으며, 그림 3.2.59(b)에 나타낸 바와같이 7 Step(0.03rad) 2 Cycle에서 엔드플레이트의 파괴가 확인되었으며, 그림 3.2.59(b)에서 보여주는 것과 같이 8 Step 1 Cycle Down Load에 들어가는 과정에서 엔드플레이트가 파괴되면서 접합부의 Prying Action에 의해 볼트가 파괴되어 실험을 종료하였다. 그림 3.2.58는 E-SN490-G80 실험체의 M-Θ 곡선을 나타내었다.



<그림 3.2.58> E-SN490-G80 실험체 M - Θ



(a) 7 Step 2 Cycle의 실험체 파괴형상



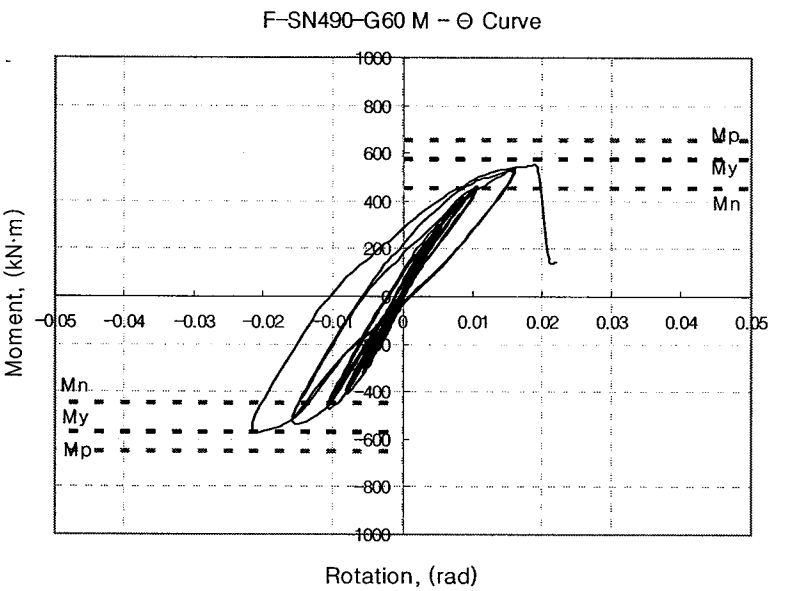
(b) 8 Step 1 Cycle Down Load시 실험체 파괴 형상

<그림 3.2.59> E-SN490-G80 실험체 접합부 파괴사진

그림 3.2.59.(b)는 엔드플레이트 파괴를 사진에서 보여주고 있으며, 엔드플레이트 파괴와 동시에 보 플랜지 내부의 상부 볼트 열에서 양쪽 볼트 모두 파괴된 것을 확인 할 수 있다.

○ F-SN490-G60 실험체

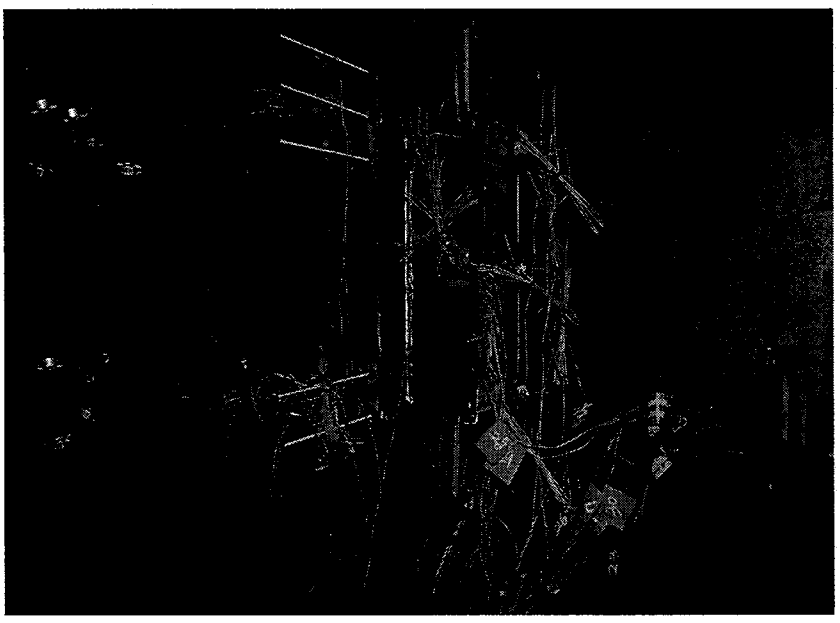
상하이형인 F-SN490-G60 엔드플레이트 실험체는 접합부에서 정모멘트 작용시 보의 하부플랜지는 인장력이 작용하지 않고 압축력이 작용함에 따라 상하이형을 변수로 실험체를 제작하였고, 제작된 상하이형 엔드플레이트 접합부의 거동을 평가하였다. 그림 3.2.61.(a)와 같이 4 Step 1 Cycle에서 하부 엔드플레이트에서 변형이 다소 눈에 띄기 시작하였으며, 그림 3.2.61(b)와 같이 5 Step 2 Cycle에서 갑작스런 하부 볼트의 파괴 거동으로 실험을 종료하였다. 기존의 실험체와는 다르게 F-SN490-G60 엔드플레이트 실험체는 하부 보 플랜지 내부 엔드플레이트 볼트열 위치에서 변형이 있었으며 Up Load시 엔드플레이트의 변형에 따른 볼트의 Prying Action에 의해 볼트가 파괴된 것으로 판단된다. 그림 3.2.60에서는 실험체 F-SN490-G60실험체의 M-Θ 곡선을 나타내었다.



<그림 3.2.60> F-SN490-G60 실험체 M - Θ 곡선



(a) 4 Step 2 Cycle에서 엔드플레이트 변형 전경



(b) 5 Step 1 Cycle에서 실험체 파괴형상

<그림 3.2.61> F-SN490-G60 실험체 접합부 파괴 사진

하부 보 플랜지 내부의 볼트 파괴를 보여주고 있으며 엔드플레이트의 변형이 확연하지는 않았지만 변형이 일어났다는 것을 그림 3.2.57.(b) 사진에서 보여주고 있다.

3) 결과분석 및 고찰

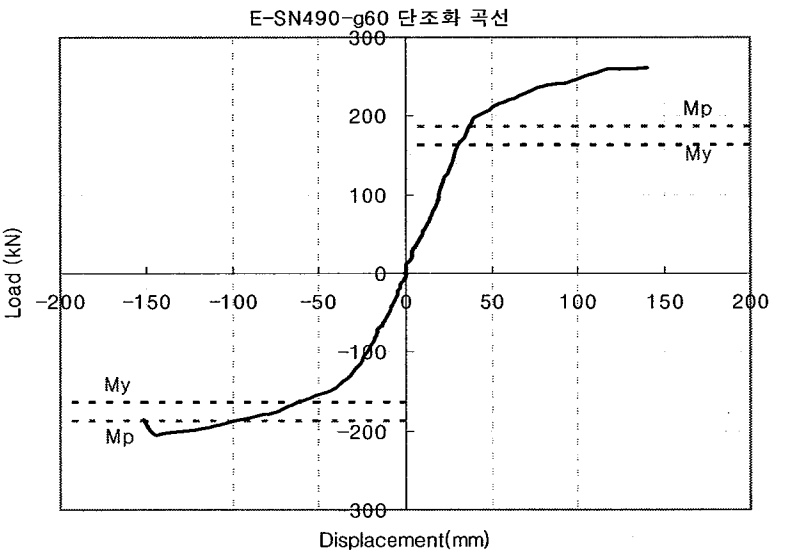
(1) 초기강성 및 최대내력

각 실험체의 내력과 강성을 비교하기 위하여 그림 3.2.58.(a)~(d)와 같이 단조화 곡선을 사용하여 표 3.2.11과 같이 비교하였으며, E-SN490-G60실험체는 상부 인장시 최대내력이 204kN, 하부 인장시 최대내력이 262kN을 나타냈다. E-SM490-G60실험체는 상부 인장시 최대하중 202kN, 하부 인장시 267kN을 나타냈다. E-SN490-G80실험체는 상부 인장시 174kN, 하부 인장시 228kN으로 최대내력이 나타났으며, F-SN490-G60실험체는 상부 인장시 163kN, 156kN으로 최대내력을 나타냈었다. 최대내력을 비교한 결과 E-SM490-G60실험체가 가장 높은 내력을 보였으며, 다음으로는 게이지라인에 따른 거리가 짧은 E-SN490-G60실험체가 높게 나타났다. 그 다음은 상하동형과 상하이형의 순으로 최대내력이 높게 나타났다. 따라서 각 변수에 따른 구조내력의 차이가 확연히 나타나는 것을 알 수 있었다.

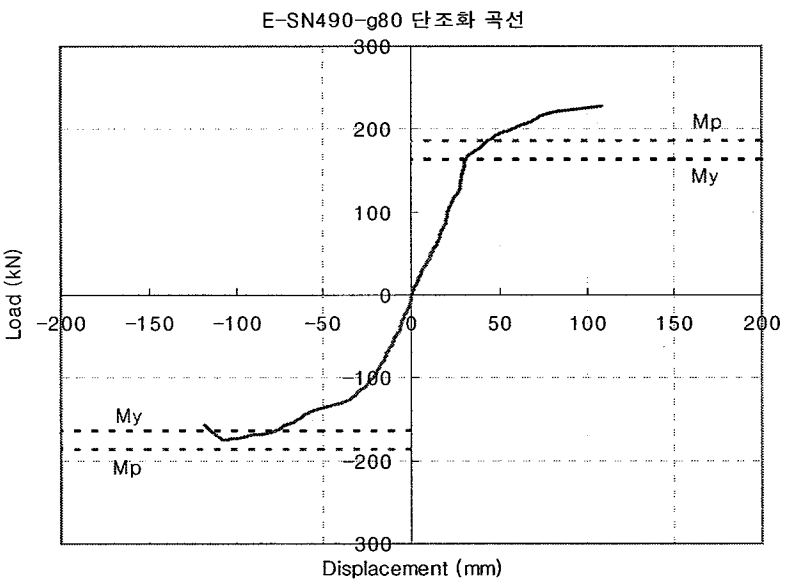
초기강성은 4개의 실험체가 상부일 때의 경우와 하부 인장일 때의 경우가 비슷한 정도의 강성차를 보이며 거동을 하였으며, 실험체 모두가 그림 3.2.58에서 보이는 것과 같이 경향성은 동일한 것으로 나타났다. E-SM490-G60실험체의 경우 다른 실험체와는 달리 상하부 인장시 초기강성 값의 차가 20%정도 다른 실험체에 보다 높게 나왔다.

<표 3.2.11> 최대내력 및 초기강성 비교

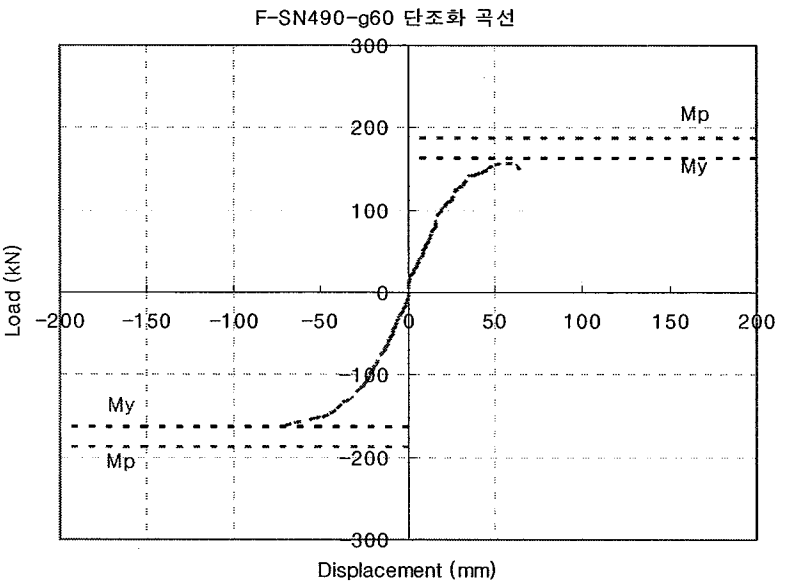
No.	실험체		초기강성 (kN/mm)	초기강성비 하부 / 상부	최대내력 (kN)	최대내력 하부 / 상부
1	E-SN490-G60	상부	4.38	1.35	204	1.29
		하부	5.9		262	
2	E-SM490-G60	상부	4.68	1.06	202	1.32
		하부	4.95		267	
3	E-SN490-G80	상부	5.26	0.90	174	1.31
		하부	4.71		228	
4	F-SN490-G60	상부	5.21	0.92	163	0.96
		하부	4.81		156	



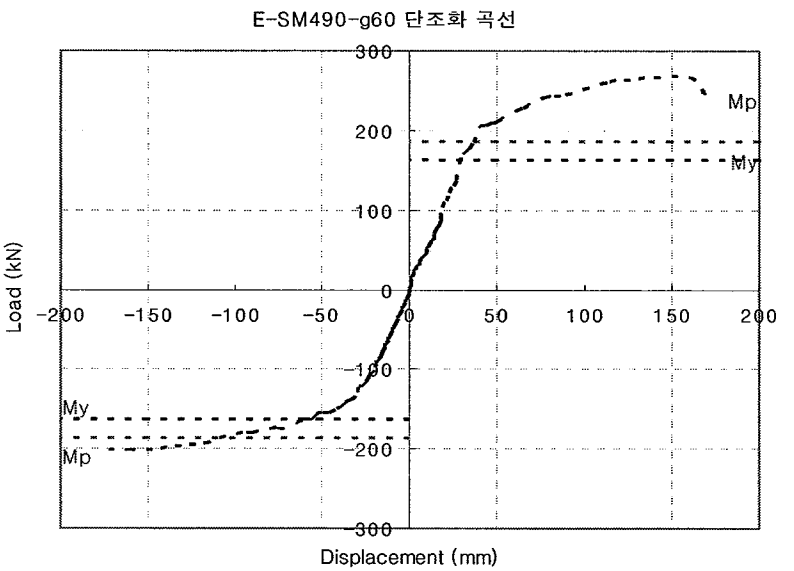
(a) E-SN490-G60



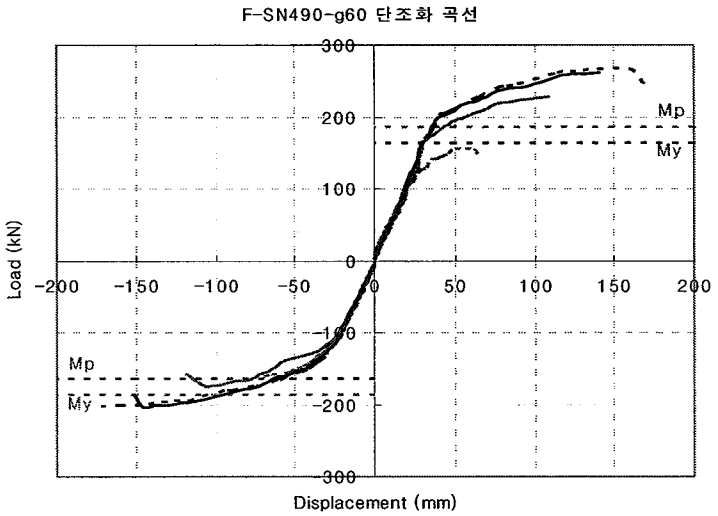
(b) E-SM490-G60



(c) E-SN490-G80



(d) E-SN490-G60



(e) 전체 실험체 단조화 곡선의 비교

<그림 3.2.58> 단조화 곡선

(2) 하중 단계별 보 플랜지 변형도 분포

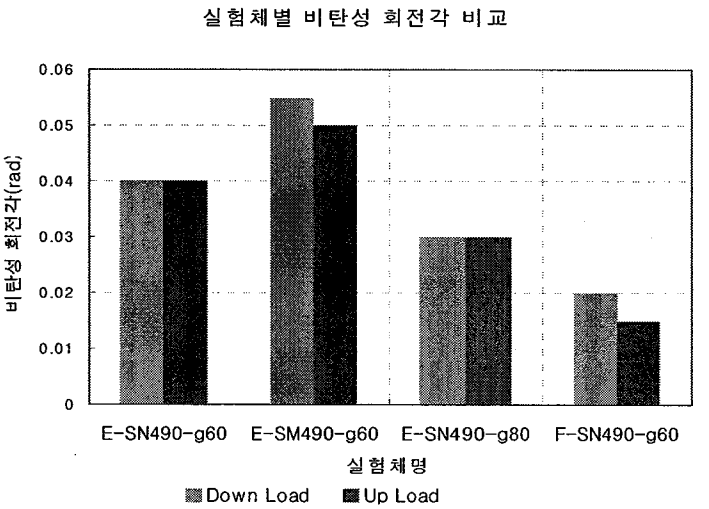
참조-부록 E은 각 실험체별 엔드플레이트 접합부의 상부인장(Down Load), 하부 인장(Up Load)에 따른 반복 가력 실험시 보 플랜지와 보 웨브의 하중 단계별 변형률 분포를 나타낸 것으로 보 플랜지에 상·하부 모두 기둥면으로 부터 100mm와 250mm 떨어진 위치의 거리에 게이지를 설치하여 변형률을 측정하였으며, 보 웨브는 기둥면으로부터 250mm 떨어진 위치에 게이지를 설치하고 실험체의 변형률을 분석한 결과이다.

4) 골조별 내진 성능 요구치

기둥-보 접합부는 지진시 발생되는 수평하중에 저항하고 지진 에너지를 흡수할 수 있도록 일정한 소성변형능력이 확보되어야 하는 중요한 요소이다. 미국강구조협회(AISC) Seismic Provisions for Structural Steel Building에서는 골조별 내진성능을 표 3.2.12와 같이 분류하고 있으며, 그림 3.2.71은 상·하단의 비탄성 회전각을 나타낸 그래프이다. E-SM490-G60 실험체와 E-SN490-G60 실험체는 C-SMF에서 요구하는 0.04rad을 만족하였고, E-SN490-G80 실험체는 C-IMF와 C-SMF에서의 중간정도의 성능인 0.03rad값을 보였으며, 상하이형 실험체는 C-IMF에서 요구하는 0.02rad을 만족하는 것으로 나타났다.

<표 3.2.12> 골조별 내진성능 요구치(AISC, 2005)

골조분류	접합부 비탄성 회전능력
Composite Ordinary Moment Frame (C-OMF)	0.01rad
Composite Intermediate Moment Frame (C-IMF)	0.02rad
Composite Special Moment Frame (C-SMF)	0.04rad



<그림 3.2.71> 실험체 별 상하부 비탄성 회전각 비교

3.2.4 보-기둥 접합부 유한요소해석을 통한 부재크기별 접합상세 결정

1) 해석목적

엔드플레이트 접합부에 있어 우리나라와 같은 중·약진 지역에서는 보 항복형 접합으로 할 경우 엔드플레이트 두께가 과도하게 두꺼워져 비경제적인 접합부가 된다. 이미 FEMA-355D에서는 연성접합부로 엔드플레이트 항복형과 보 항복형 접합부를 채택했다. 그러나 강재의 강도 편차는 엔드플레이트접합부 대하여 두꺼운 보 항복형보다 엔드플레이트 항복형 설계가 적당하다 판단되었으며, 이미 수행된 연구에서 얇은 엔드플레이트를 사용한 접합부의 내력은 엔드플레이트 두께와 밀접한 관계가 있는 것으로 나타났다. 얇은 엔드플레이트를 사용할 경우 보 플랜지와 엔드플레이트가 찢어지는 형상으로 인해 접합부의 내력이 보의 항복내력에 도달하지 못하였다. 이에 따라 얇은 엔드플레이트 접합부의 항복내력을 증대시키기 위한 방안으로 그림 3.2.72과 같이 삼각판 보강을 제안하고자 한다. 이를 위해 엔드플레이트 접합부를 단순인장 형태로 이상화 하여 유한요소 해석 프로그램인 ANSYS 9.0을 이용하여 삼각판 두께 및 형상변수에 따른 해석모델을 완성하였고 거동을 파악하였다.

2) 해석대상

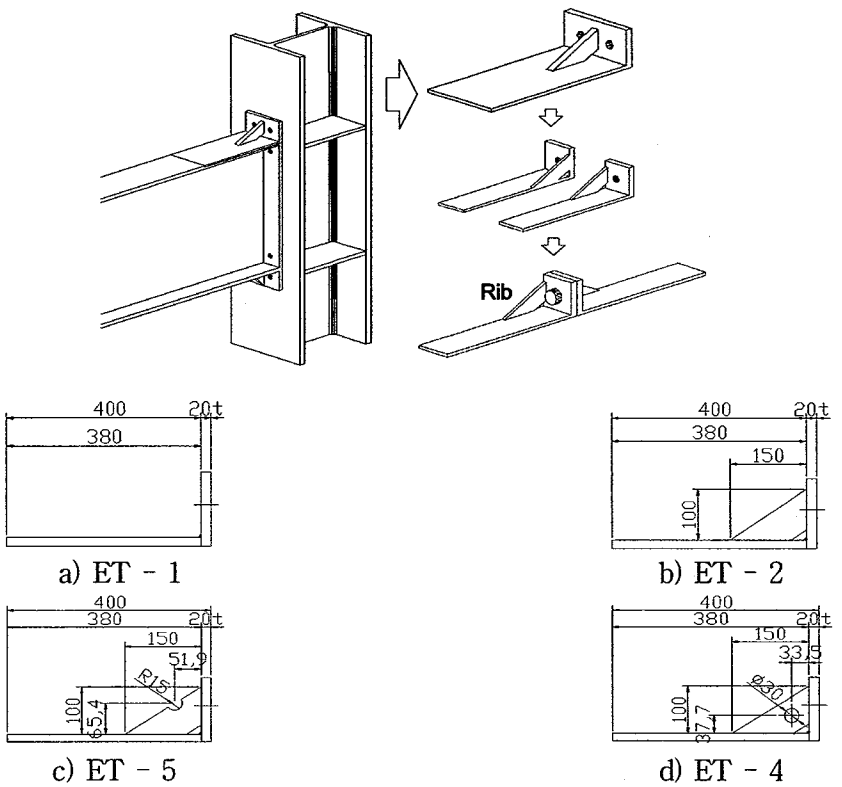
해석모델은 엔드플레이트 접합부의 연성능력 및 내력향상 방안으로 그림2와 같은 삼각판 설치를 제안하고자 한다.

접합부의 연성능력 및 구조내력을 조절하는 방안으로서 삼각판을 설치하거나 보강된 삼각판에 적절한 노치를 주고 삼각판 두께에 따른 해석모델의 형태를 설정하였다. 해석

모델의 형상과 치수 결정은 삼각판 파괴 후 엔드플레이트에 항복이 발생하는 파괴메커니즘을 갖도록 하였다.

(1) 해석변수

각 실험체는 무삼각판과 기본형 삼각판을 갖는 실험체, 엔드플레이트보다 삼각판이 먼저 파괴되도록 삼각판의 바깥쪽에 원형의 노치를 둔 형태, 삼각판의 단면적의 1/2이상이 되도록 삼각판 내부에 원형의 개구부를 둔 형태 그리고 삼각판의 두께를 각각 12mm, 16mm, 20mm로 제작 하였으며, 엔드플레이트 두께를 20mm로 동일하게 하여 총 9개의 해석모델을 그림 3.2.72에 표3.2.13와 같이 완성하였다.



a) ET - 1 b) ET - 2

c) ET - 5 d) ET - 4

<그림 3.2.72> 삼각판 엔드플레이트 접합부의 해석모델

<표 3.2.13> 해석모델의 종류

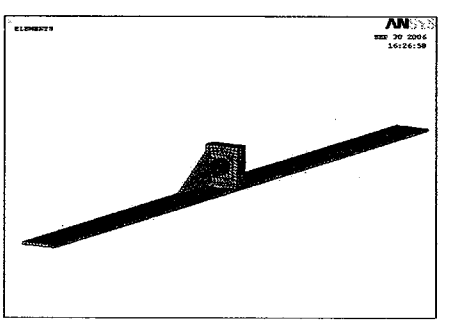
실 험 체	삼각판 두께(mm)	볼트수(개)	삼각판 형상	삼각판 유무
E T-1	20	2	없음	×
E T-2	20	2	기본형	○
E T-3	12	2	notch R:15	○
E T-4	16	2	notch R:15	○
E T-5	20	2	notch R:15	○
E T-6	20	2	notch R:10	○
E T-7	12	2	hole D:30	○
E T-8	20	2	hole D:30	○
E T-9	20	2	hole D:20	○

E : 엔드플레이트

T : 단순인장 해석모델

(2) 해석모델 및 방법

해석요소는 3개(UX, UY, UZ)의 자유도를 갖는 20개 노드의 Solid 186요소를 사용하였다. 접촉조건은 Targer170, Contal74요소를 사용하고 마찰계수 0.45를 적용하였다. 해석모델은 형상과 하중의 대칭성을 고려하여 그림 3.2.73와 같이 1/8 대칭으로 엔드플레이트 기둥-보 접합부를 이상화한 단순인장 해석 모델을 사용하여 삼각판의 거동을 해석적으로 평가하였다. 해석에 필요한 물성치는 실험체에서 채취한 시험편의 실험결과를 사용하였으며 표 3.2.14과 같다.



<그림 3.2.73> 해석 모델

<표 3.2.14> 재료의 물성치

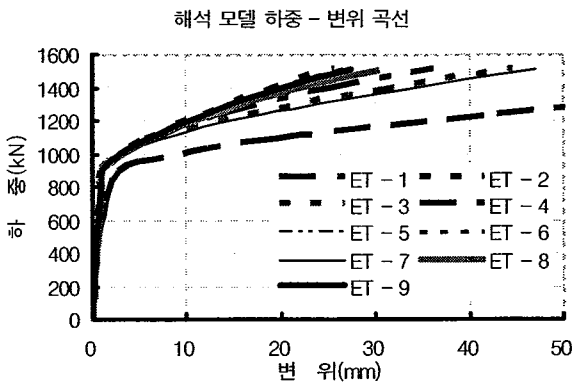
시험편		항복강도 Fy (MPa)	인장응력 Fu (MPa)	항복비 Fy/Fu(%)	연신율 (%)
10t	평균	365	440	82.1	27.5
12t	평균	264	400	65.7	29.0
16t	평균	298	423	70.4	31.5
20t	평균	370	421	72.8	29.3
F10T(볼트)		882	-	-	-

3) 해석결과

엔드플레이트 접합부의 삼각판 보강 형태를 변수로 하여 초기강성을 구하였고, 하중-변위 곡선을 구하였다.

(1) 하중-변위 곡선

삼각판을 설치하지 않은 모델과 삼각판을 설치한 모델 총 9개의 해석모델의 하중-변위 곡선을 그림 3.2.74과 같이 나타내었다. 삼각판을 설치하지 않은 실험체의 하중-변위 곡선이 가장 낮게 나왔으며, notch와 hole을 사용한 삼각판을 설치한 실험체가 높게 나타나는 것으로 확인하였다.



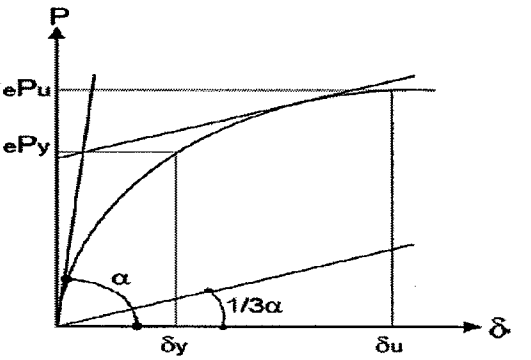
<그림 3.2.74> 해석 모델 하중변위(P-Δ)관계

(2) 초기강성과 항복하중

항복하중을 결정하기 위하여 그림 3.2.75과 같이 하중-변위 곡선의 초기 기울기와 그 각도를 1/3로 하여 얻은 접선과 만나는 점을 항복하중으로 하는 접선법을 사용하였다. 삼각판으로 보강하지 않은 실험체가 초기강성과 항복하중이 가장 낮게 나오는 것으로 나타났다.

해석대상의 하중변위(P-Δ)관계를 그림 3.2.74에 나타내었다. 초기 강성은 탄성 범위내의 기울기 값으로 구하고 항복강도는 접선법을 이용하여 구하여 각각의 실험체 별로 정

리하여 표 3.2.15에 나타내었다.



<그림 3.2.75> 접선법에 의한 항복강도 정의

<표 3.2.15> 초기강성 및 항복하중

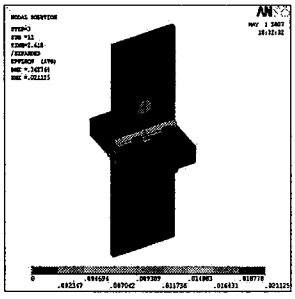
실 험 체	초기강성 (kN/mm)	항복하중 (kN)	실 험 체	초기강성 (kN/mm)	항복하중 (kN)
E T-1	849	704	E T-6	1,307	855
E T-2	1,317	855	E T-7	1,143	780
E T-3	1,176	780	E T-8	896	855
E T-4	1,236	780	E T-9	1,291	855
E T-5	1,294	855			

(3) 파괴 메커니즘

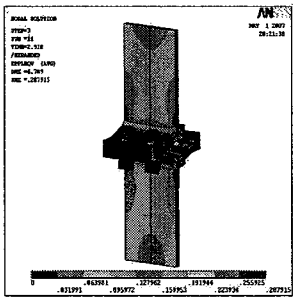
유한요소해설결과 보 플랜지의 설계 항복하중은 753kN이고, 최대가력하중은 1,505kN나타났으며, 항복하중과 최대가력하중 시의 거동을 비교 분석하여 파괴메커니즘을 평가하였다. 각각의 해석 모델은 삼각판의 형상과 두께에 따른 변수에 대하여 크게 4가지 유형으로 파괴메커니즘을 형성하였다.

① 용접부 항복

삼각판이 없는 ET-1은 항복하중 시 보 플랜지와 엔드플레이트 용접부에서 항복이 시작되었으며 항복이후 볼트의 변형률이 가장 큰 것으로 나타났다. 초기강성은 849kN/mm으로 가장 낮은 수치를 나타냈으며 항복하중 역시 704kN으로 해석실험체 중 가장 낮았다. 그림 3.2.76에 ET-1의 응력-소성변형 분포를 나타내고, 항복하중 시 내력과 최대가력 시 응력-변형률 분포를 비교하였다.



a) 항복하중 시 내력

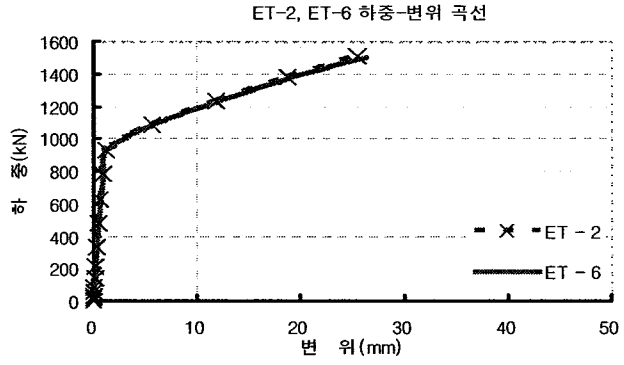


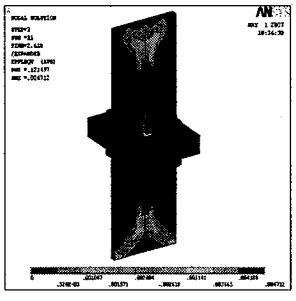
b) 최대가력하중 시 내력

<그림 3.2.76> ET-1 응력-소성변형률 분포

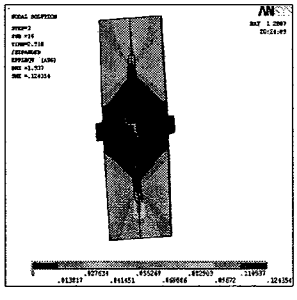
② 보 플랜지 항복

삼각판의 두께20mm, 볼트수는 2개로 변수로는 기본삼각판 형상과, Notch R:15인 ET-2, ET-6의 해석체를 분석해 보았다. 항복하중 시 삼각판 내부와 보 플랜지 접합부에서 응력이 집중되었으며 항복이후 보 플랜지로 응력이 집중되고 파괴모드 시 보 플랜지에서 최대 내력을 갖는 것으로 나타났다. 이와 같은 응력분포는 다음 그림에서 나타났고, 초기강성은 두 해석체 모두 1,317kN/mm, 1,307kN/mm의 유사 거동을 보였으며, 하중-변위곡선에서도 전체적으로 3%안의 같은 맥락을 볼수 있었고, 855kN의 항복하중 결과치가 나왔다.





(a) 항복하중 시 내력

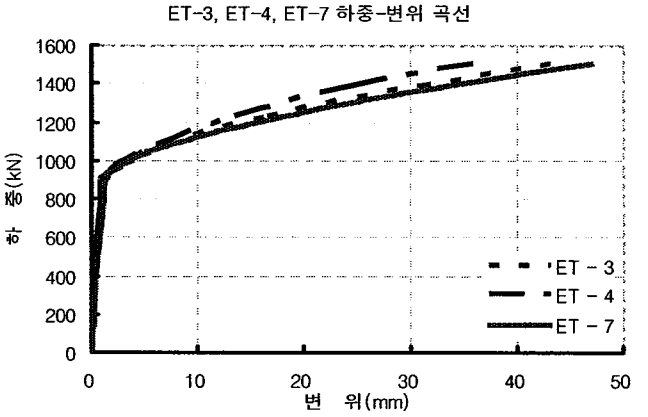


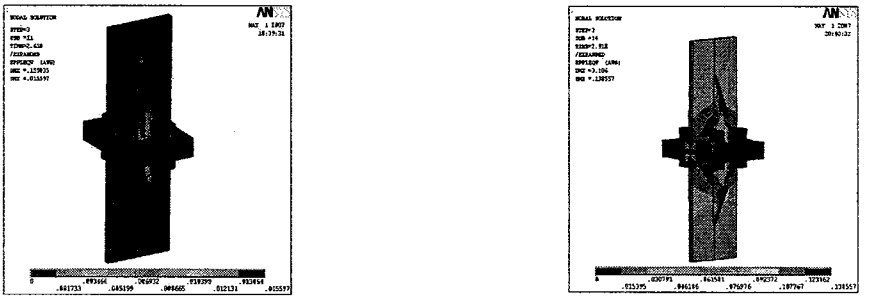
(b) 최대가력하중 시 내력

<그림 3.2.77> ET-2, ET-6 응력-소성변형률 분포

③ 삼각판 항복

초기강성은 ET-3, ET-4, ET-7 에서 각 1,176kN/mm, 1,236kN/mm, 1,143kN/mm으로 나타났으며, 삼각판 항복 후 보 플랜지로 항복이 전이되는 것으로 나타났다. 이에 항복하중은 해석 실험체 모두 780kN의 수치를 나타내었다.



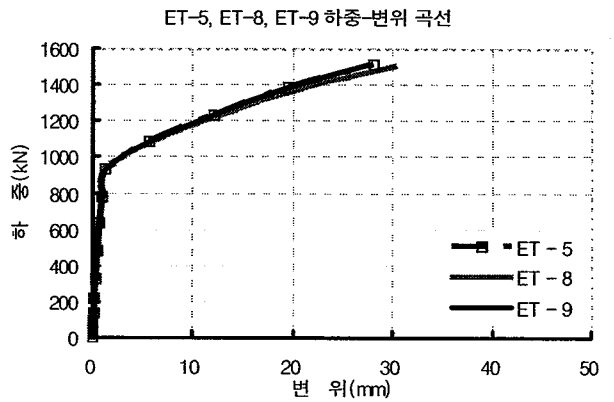


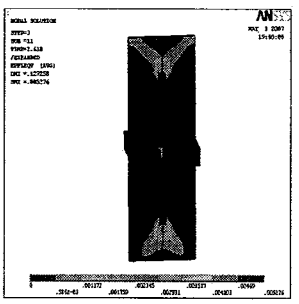
a) 항복하중 시 내력 b) 최대가력하중 시 내력

<그림 3.2.78> ET-3, ET-4,ET-7 응력-소성변형률 분포

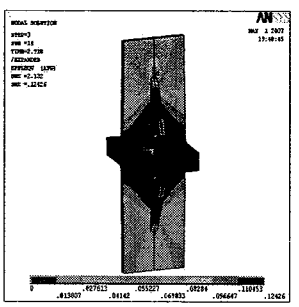
④ 노치 부위 항복

볼트수와 삼각판의 두께를 동일한 상태에서 삼각판의 형상을 변수로 한 ET-5, ET-8, ET-9 실험체에서는 노치부위가 먼저 항복항후 보 플랜지가 항복하는 거동을 나타냈으며, 연성능력은 큰차이를 보이지 않았다. 또한 파괴모드 시 엔드플레이트 항복이 아닌 볼트항복이 나타났으며, 이것은 엔드플레이트 두께가 두꺼워 볼트의 파괴내력보다 높았기 때문으로 판단된다.





(a) 항복하중 시 내력



(b) 최대가력하중 시 내력

<그림 3.2.79> ET-5, ET-8, ET-9 응력-소성변형률 분포

4) 소결

결과적으로 변수를 두지 않은 실험체와 삼각판을 설치한 실험체에서 연성능력 및 구조내력의 확연한 차이가 없으나, 삼각판 보강에 따라 강성이 증가하여 엔드플레이트 접합부의 보 붕괴형 파괴 메커니즘가능성을 나타냈다. 따라서 접합부의 강성 차에 따른 강성의 조절로 중·약진 지역인 우리나라에 적합한 접합부의 타입을 반영할 수 있으며, 향후 엔드플레이트 접합부의 연성능력과 구조내력을 엔드플레이트 두께에 따른 엔드플레이트 파괴 메커니즘을 형성하고 중·약진 지역인 우리나라에 적합한 접합부 타입을 형성하여 구조설계시 엔지니어의 선택의 폭을 넓힌다면, 엔드플레이트 접합부의 사용빈도가 늘어날 것으로 사려된다.

3.2.5 이론해석을 통한 기둥-보 접합부의 구조성능 평가

1) CFT 기둥-보 접합부 단순인장 이론해석

(1)해석목적

국내에서는 콘크리트의 충전성을 위하여 최소 규정 이상의 개구율이 확보되도록 되어 있다. 콘크리트를 충전하지 않은 강관기둥에서 양방향 보 플랜지에 인장력을 균등히 가하

여 내다이아프램의 응력분포를 확인하였다. 그 결과 중앙의 개구부 선과 근접한 부분에서 응력이 발생하였고 그 이외의 부분에서는 큰 영향을 받지 않는 것으로 확인하였다. 이에 따라 보 플랜지 쪽 이외의 응력이 발생하지 않는 부분을 절삭하였다. 또한 콘크리트 충전과 비충전을 비교하여 콘크리트 충전효과를 비교하고자 하였다. 이에 상용 유한요소 해석 프로그램인 ANSYS 10.0 Version을 이용하여 콘크리트 충전효과 및 내다이아프램 형상에 따른 효과를 비교·분석하기 위하여 해석을 실시하였다.

(2) 해석대상

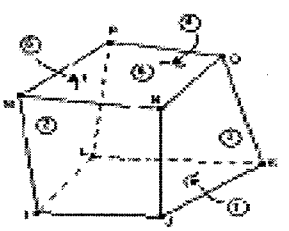
본 절에서는 1절 1에서 수행된 단순인장 실험체의 응력분포 및 파괴 모드를 해석적으로 평가하였다.

① 접합부 모델링

표 3.2.16과 같이 해석모델에 사용된 기둥은 SM490강재의 □-400×400×12, 보 플랜지는 SS400강재의 PL-800×200×16, 내다이아프램 및 앵커형 플레이트 또한 SS400을 사용하였다. 내다이이프램의 두께는 16mm이며 공기구멍은 Φ-40mm이다. 강재종류에 따른 소재실험을 통해 얻은 값을 해석모델의 재료적 성질로 하였다.

<표 3.2.16> 단순인장 해석 모델 요소의 재료적 성질

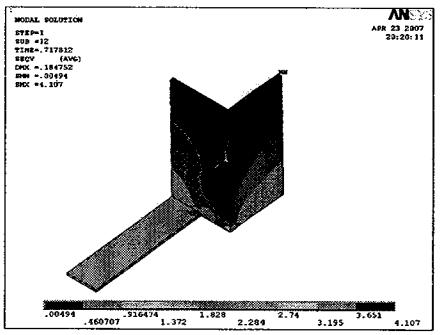
구 분	강 종	Fy(MPa)	탄성계수(GPa)	접선계수(GPa)	프아송비
강관	SM490	334	210	2.1	0.3
플레이트	SS400	298			
다이아프램					
보 플랜지					



<그림 3.2.80> Solid 65 요소

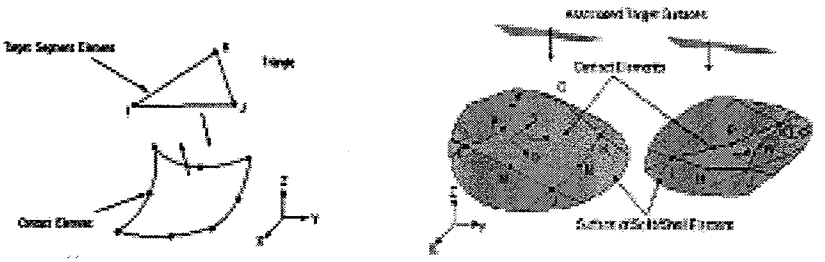
강재의 응력-변형률 특성은 Von Mises 항복기준과 Bausinger 효과의 특성을 가지고 있는 Bi-linear kinematic Hardening 모델을 사용하였다.

해석모델은 접합부의 형상과 작용하는 하중의 대칭성을 고려하여 그림 3.2.81과 같이 1/8 모델로 하고 대칭경계조건을 주었다.



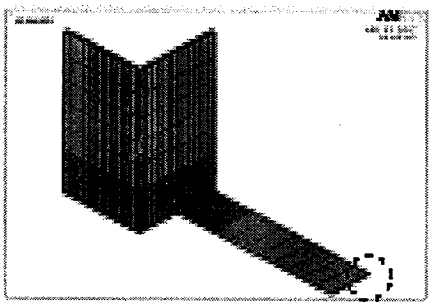
<그림 3.2.81> 1/8 모델

강관과 콘크리트의 경계면에 대해서는 그림 3.2.82과 같이 3-D Target Segment인 Targe 170요소와 3-D 8-Node인 Surface-to-Surface Contact 요소인 Conta 174요소를 사용하여 면과 면의 접촉문제를 처리하여 압축력에만 콘크리트가 저항하도록 하였다.



<그림 3.2.82> 접촉면 처리 요소

하중은 보 플랜지에서 균등히 분포하여 가력 하였으며 변위 측정위치는 그림 3.2.83와 같이 보 플랜지의 중심 끝단에서 수평변위를 측정하였다.



<그림 3.2.83> 변위 측정위치

② 해석변수

해석모델은 모서리 절삭형상, 가력축과 콘크리트 충전유무에 따른 변수로 총 8개의 단순인장 모델을 완성하여 다음과 같이 표 3.2.17에 나타냈다.

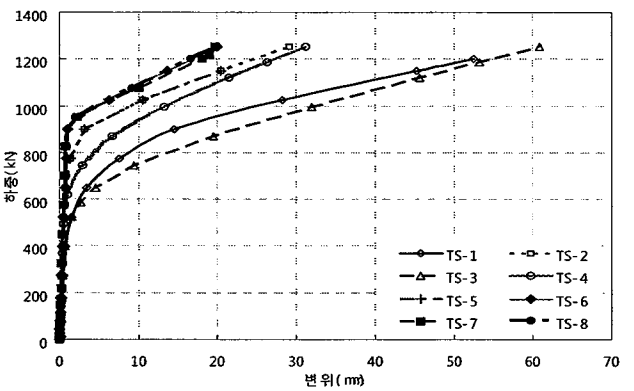
<표 3.2.17> 해석변수에 따른 모델

해석 모델	콘크리트충전		모서리 접착부분			격벽높이	
	무	유	곡선	사선	종이구멍	기존면	기능 용접면
TS 1	O		O			O	
TS 2	O			O			O
TS 3	O			O		O	
TS 4	O				O	O	
TS 5	O				O		O
TS 6		O	O			O	
TS 7		O		O			O
TS 8		O			O	O	

③ 해석결과

○ 하중-변위 곡선

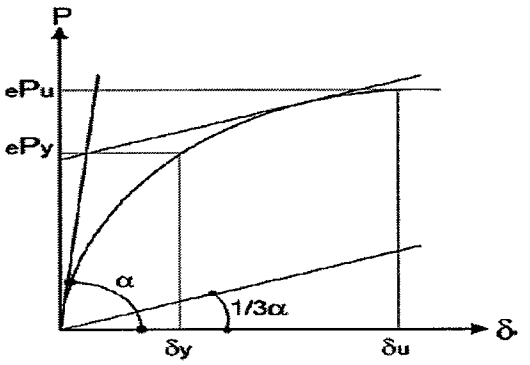
콘크리트를 충전하지 않은 모델 5개와 콘크리트를 충전한 모델 3개 총 8개 해석모델의 하중-변위 곡선을 그림 3.2.84와 같이 나타내었다. 콘크리트를 충전한 모델이 콘크리트를 충전하지 않은 모델보다 높은 내력을 발휘하는 것으로 확인하였다.



<그림 3.2.84> 해석대상에 대한 하중-변위 곡선

○ 초기강성과 항복하중

항복하중을 결정하기 위해 그림 3.2.85와 같이 하중-변위 곡선의 초기 기울기와 그 각도를 1/3로 하여 얻은 접선과 만나는 점을 항복하중으로 하는 접선법을 사용하였다.



<그림 3.2.85> 접선법에 의한 항복강도 산출

해석을 통하여 구한 초기강성과 항복하중을 표3.2.18에 나타냈다. 콘크리트를 충전한 해석모델 TS-6~8이 콘크리트를 충전하지 않은 해석모델 TS-1~5보다 초기강성과 항복하중이 높게 나타났고 콘크리트를 충전하지 않은 해석모델 중 기둥 용접면을 가력한 해석모델 TS-2, TS-5의 항복하중이 기둥면을 가력한 해석모델 TS-1, TS-3, TS-4보다 높게 나타났다.

<표 3.2.18> 해석모델의 초기강성과 항복하중

해석모델명	초기강성 (kN/mm)	항복하중 (kN)	항복변위 (mm)
TS-1	620.3	397.5	0.67
TS-2	1002.8	622.5	0.65
TS-3	769.2	360	0.51
TS-4	1043.3	480	0.48
TS-5	1002.0	620	0.65
TS-6	917.0	875	0.98
TS-7	1116.0	814	0.73
TS-8	975.8	820	0.88

4) 분석 및 고찰

(1) 내다이아프램 형상 결정

내다이아프램의 형상을 결정하기 위하여 하중별 응력분포를 표 3.2.19에 비교하여 나타내었다. 곡선으로 절삭한 해석모델 TS-1과 사선으로 절삭한 해석모델 TS-3의 경우 보플랜지와 기둥면의 접촉부분, 그리고 기둥과 다이아프램 접촉부분에서 응력집중현상이 나타났으며, 절삭하지 않고 공기구멍만 있고 해석모델 TS-4는 다이아프램내의 플레이트 보강부분에서 응력집중현상이 나타났다. 내다이아프램을 절삭하지 않은 경우 응력의 흐름이 접촉면에 집중되지 않아 더욱 높은 내력을 발휘한 것이라고 판단된다.

<표 3.2.19> 내다이아프램 형상에 따른 하중별 응력분포

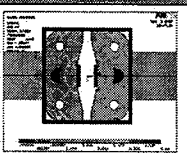
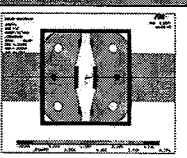
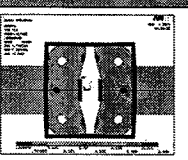
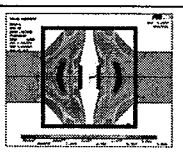
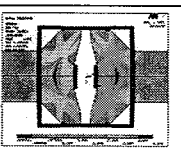
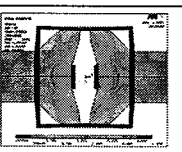
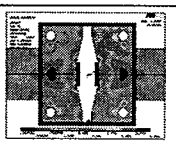
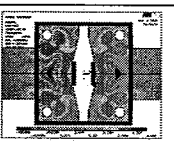
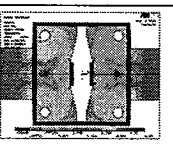
하중 / 모델	399kN	650kN	775kN
TS-1			
TS-3			
TS-4			

표 3.2.20와 같이 해석모델 TS-4를 기준으로 모서리 절삭모양에 따른 해석모델 TS-1과 TS-3의 초기강성과 항복하중을 비교하였다. 모서리를 절삭하지 않고 공기구멍만 뚫은 해석모델 TS-4와 비교시 원형으로 절삭한 TS-1의 경우 초기강성은 41% 감소, 항복하중은 17% 감소하였고, 사선으로 절삭한 해석모델 TS-3의 경우 초기강성은 26%, 항복하중은 25% 감소하였다. 이는 절삭하지 않은 해석모델 TS-4의 경우 모서리를 절삭한 해석모델 TS-1, TS-3보다 기둥면의 변형을 더욱 억제하였기 때문이라고 판단된다.

<표 3.2.20> 모서리 절삭모양에 따른 초기강성과 항복하중 비교

해석모델명	초기강성 (kN/mm)	해석모델 초기강성 / TS-4 초기강성	항복하중 (kN)	해석모델 항복하중 / TS-4 항복하중
TS-1	620.3	0.59	397.5	0.83
TS-3	769.2	0.74	360	0.75
TS-4	1043.3	1	480	1

(2) 하중가력방향에 따른 영향

하중가력방향에 따른 영향을 비교하기 위해 하중별 응력분포를 표 3.2.21과 같이 비교하였다. 하중가력방향이 기둥 용접면인 해석모델 TS-2와 TS-5는 하중가력방향이 기둥면인 해석모델 TS-3과 TS-4보다 응력 흐름이 원활한 것으로 나타났다. 하중가력방향이 기둥 용접면인 경우 기둥과 보 플랜지의 접촉면, 내다이아프램과 플레이트의 접촉면에서 응력집중현상이 발생하였다.

< 표 3.2.21> 가력방향에 따른 하중별 응력분포

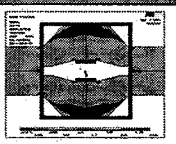
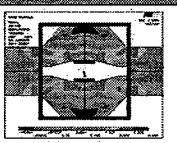
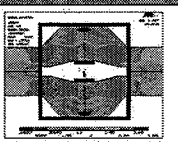
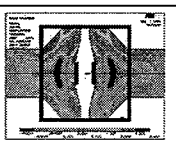
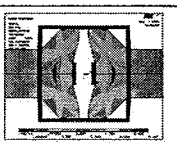
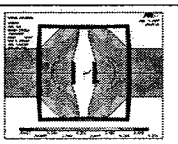
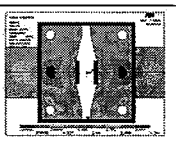
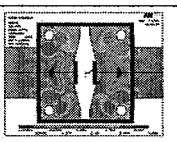
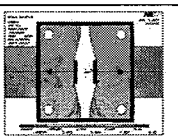
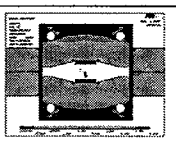
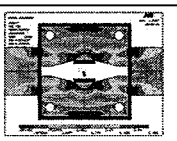
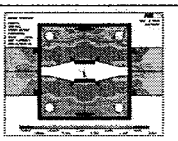
하중 / 모델	가력 방향	399kN	650kN	775kN
TS-2	기둥 용접면			
TS-3	기둥면			
TS-4	기둥면			
TS-5	기둥 용접면			

표 3.2.22와 같이 하중가력방향이 기둥 용접면인 해석모델 TS-2와 TS-5를 기준으로 하중가력방향이 기둥면인 해석모델 TS-3과 TS-4를 비교하였다. 하중가력방향이 기둥면인 해석모델이 기둥 용접면을 가력한 해석모델보다 초기강성이 TS-3의 경우 24%, TS-4의 경우 4% 높은 반면 항복하중은 TS-3의 경우 9%, TS-4의 경우 23% 낮게 나타났다. 이는 하중가력방향이 기둥면인 경우보다 가력축 방향이 기둥 용접면인 경우 용접으로 인한 기둥면의 면적증가로 인하여 더욱 높은 내력을 발휘한 것으로 판단된다

<표 3.2.22> 하중가력방향에 따른 초기강성과 항복하중 비교

해석모델명	초기강성 (kN/mm)	해석모델 초기강성 / TS-2 초기강성	항복하중 (kN)	해석모델 항복하중 / TS-2 항복하중
TS-2	620.3	1	397.5	1
TS-3	769.2	1.24	360	0.91
해석모델명	초기강성 (kN/mm)	해석모델 초기강성 / TS-5 초기강성	항복하중 (kN)	해석모델 항복하중 / TS-5 항복하중
TS-4	1043.3	1.04	480	0.77
TS-5	1002.0	1	620	1

(3) 콘크리트 충전유무

콘크리트 충전유무에 따른 하중별 응력분포를 표 3.2.23과 같이 비교하였다. 콘크리트를 충전한 해석모델 TS-6, TS-7, TS-8은 콘크리트를 충전하지 않은 해석모델 TS-1, TS-2, TS-4에 비하여 같은 하중시에 응력집중현상이 작았다.

<표 3.2.23> 콘크리트 충전유무에 따른 하중별 응력분포

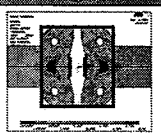
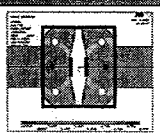
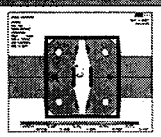
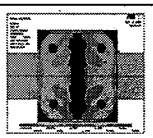
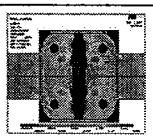
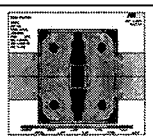
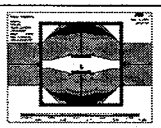
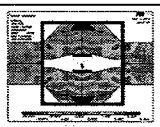
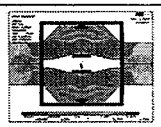
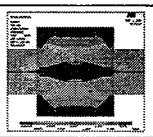
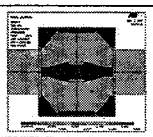
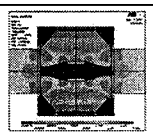
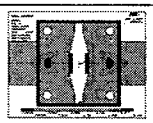
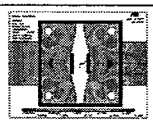
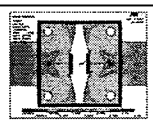
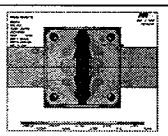
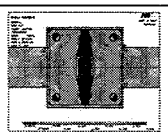
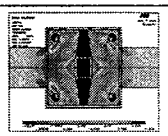
하중 / 모델	충전 유무	응력 방향	330kN	650kN	775kN
TS-1	비충전	기둥면			
TS-6	충전	기둥면			
TS-2	비충전	기둥 용접면			
TS-7	충전	기둥 용접면			
TS-4	비충전	기둥면			
TS-8	충전	기둥면			

표 3.2.24과 같이 콘크리트를 충전한 해석모델 TS-6, TS-7, TS-8을 기준으로 콘크리트를 충전하지 않은 해석모델 TS-1, TS-2, TS-4의 초기강성과 항복하중을 비교하였다. 콘크리트를 충전한 해석모델의 항복하중이 각각 120%, 70%, 71% 증가하였고 해석모델 TS-8을 제외하고 초기강성 또한 48%, 7% 증가하였다. 이는 콘크리트 충전으로 인한 기둥면의 변형 억제 및 콘크리트가 압축력을 받았기 때문이라고 판단된다.

<표 3.2.24> 콘크리트 충전유무에 따른 초기강성과 항복하중 비교

해석모델명	초기강성 (kN/mm)	해석모델 초기강성 / TS-6 초기강성	항복하중 (kN)	해석모델 항복하중 / TS-6 항복하중
TS-1	620	1	398	1
TS-6	917	1.48	875	2.20
해석모델명	초기강성 (kN/mm)	해석모델 초기강성 / TS-7 초기강성	항복하중 (kN)	해석모델 항복하중 / TS-7 항복하중
TS-2	1043	1	480	1
TS-7	1116	1.07	814	1.70
해석모델명	초기강성 (kN/mm)	해석모델 초기강성 / TS-8 초기강성	항복하중 (kN)	해석모델 항복하중 / TS-8 항복하중
TS-4	1043	1	480	1
TS-8	976	0.94	820	1.71

2) 내다이아프램 CFT 기둥-보 접합부 단순인장 이론식

구조실험을 통해 나타난 결과를 바탕으로 내다이아프램 CFT 기둥-보 접합부의 단순인장 이론식을 다음과 같이 제시하였다.

(1) 강관면의 항복내력

보 플랜지 양쪽 끝에서 응력집중현상이 발생한다고 가정하고, 강관 플랜지의 항복내력에 대한 예측식으로 K.Morita 모델을 수정하여 그림 3.2.86과 같이 항복선 이론을 적용하였으며, 네가지 가정을 근거로 하고 있다.

① 가정

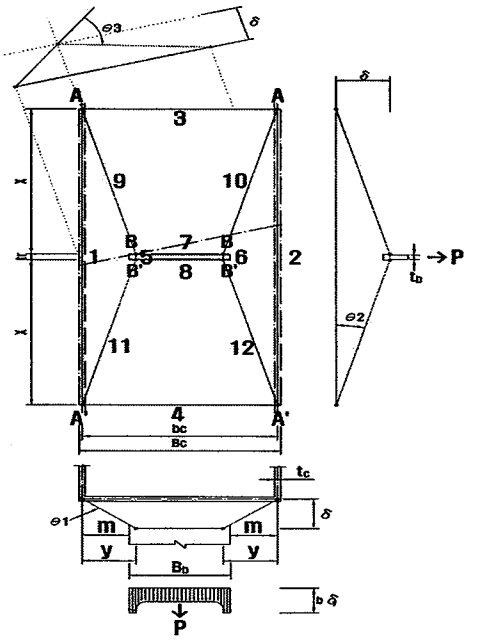
- 기둥 항복 메카니즘 및 보 플랜지 양단의 항복영역은 그림 3.2.86와 같으며 강관 플랜지 중심선과 강관 웨브 중심선의 교점에 형성되는 것으로 가정한다.
- 항복선 AA, A′A′은 직선으로 가정한다.
- 기둥 곡률(r)의 영향은 고려하지 않는다.
- 항복선의 단위길이당 Mp = σy·tc^2/4 이다.

여기서 cσy는 각형강관의 항복응력, tc는 강관 두께이다.

해석의 간략화를 위하여 강관 모서리부의 곡률(r)의 영향을 무시한다. 항복선 AA′의 항복모멘트는 식 3.2.1의 Ma로 하고 기타의 항복선에 대해서는 Mp로 한다.

$$M_0 = M_a = MIN[t_c^2 \times {}_c\sigma_y/4,\ a^2 \times {}_w\sigma_y/4] \qquad \text{<식 3.2.1>}$$

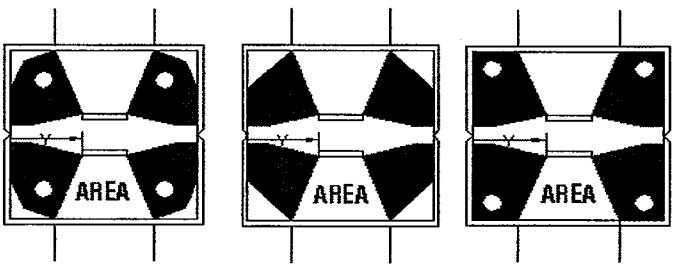
MIN[ ] 작은 값 $_ct$ 기둥면의 두께
$_c\sigma_y$ 강관 항복응력 a 용접부 두께 $_w\sigma_y$ 용접금속의 항복점



<그림 3.2.86> 항복선의 가정 형상

(2) 내다이아프램 항복내력식

플랜지에 인장력이 가해질 때 내다이아프램의 거동을 그림 3.2.87과 같이 전단 항복영역을 가정하였으며, 내다이아프램 높이에서 홀의 지름을 뺀 면적을 전단 항복영역으로 가정하였다.



<그림 3.2.87> 내다이아프램의 전단항복영역 가정

(3) 콘크리트 Cone Failure

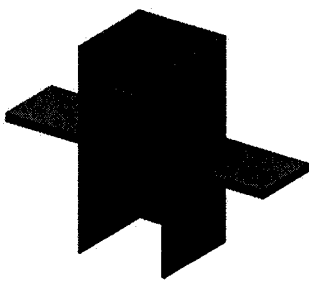
수직 플레이트로 부터 전달되는 인장력으로 인한 콘크리트의 Cone failure는 45도 방향으로 발생한다는 가정을 근거로 하고 있다. Cone failure는 앵커의 끝단에서 기둥면까지 45도 방향으로 발생하는 면적과 보의 응력이 집중되는 면적의 합으로 이루어진다.

2) 수직유공판으로 보강된 CFT 기둥-보 접합부 단순인장 이론식

보 플랜지 인장에 따른 보 중심부의 변형이 단부보다 크게 발생하는 것을 실험을 통해 확인하였으며, 각형강관의 면외변형이 발생하게 된다. 콘크리트 cone failure에 의한 저항 후 각형강관의 항복과 콘크리트 Perfobond에 의하여 내력을 발휘한다.

(1) 콘크리트 cone failure

보 플랜지 인장시 콘크리트의 cone failure는 수직유공판의 홀을 관통한 콘크리트에 의하여 발생하며, 콘크리트의 cone failure의 응력흐름은 그림 3.2.88와 같이 홀의 끝단에서 45도 방향으로 분포된다고 가정하였다.



<그림 3.2.88> 콘크리트 cone failure 가정

(2) 콘크리트 Perfobond

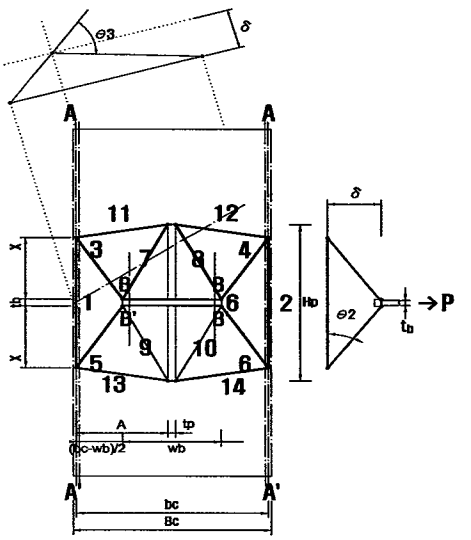
Oguejiofor & Hosain은 Perfobond 효과는 수직유공판에 충전된 콘크리트의 내력으로 구멍의 개수, 구멍의 지름과 콘크리트의 강도와 관련되어 있으며, 수치해석을 통하여 회귀계수를 구하였다.

(3) 항복선 이론

각형강관의 항복내력에 대한 예측식으로는 항복선 이론을 이용한 G. Davis and J.A. Parker의 모델을 수정·사용하였으며, 다음과 같은 가정을 근거로 하고 있다.

① 가정

- 기둥 항복 메카니즘 및 보 플랜지 양단의 항복영역은 그림 3.2.89와 같으며 강관 플랜지 중심선과 강관 웨브 중심선의 교점은 형성되는 것으로 가정한다.
- 항복선 AA'은 직선으로 가정한다.
- 기둥 곡률(r)의 영향은 고려하지 않는다.
- 항복선의 단위길이당 Mp는 $\frac{\sigma_y t_c^2}{4}$로 가정한다.



<그림 3.2.89> 항복선 형상의 가정

3) 엔드플레이트 접합부 항복 이론식

4개의 볼트로 보강되지 않은 엔드플레이트(4E), 그림 3.2.90과 같이 4개의 볼트를 갖고 보강된 엔드플레이트(4ES), 8개의 볼트로 보강된 엔드플레이트 접합부(8ES)의 설계에 대한 설계절차는 다음과 같다.

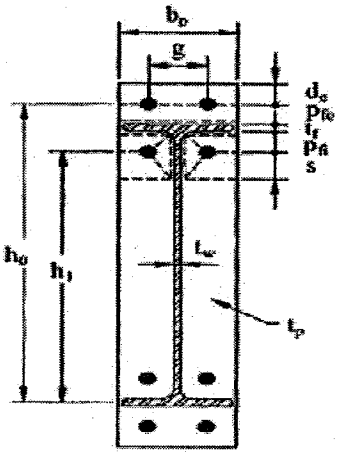
(1) 4-bolt extended unstiffened end plate 설계강도

엔드플레이트 형상과 항복선 형태는 그림 3.2.90과 같으며, 설계강도는 아래 식과 같다.

$$\Phi M_{pl} = \Phi_b F_{yp} t_p^2 Y_p$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{P_{fi}}+\frac{1}{s}\right)+h_0\left(\frac{1}{P_{fo}}\right)-\frac{1}{2}\right]+\frac{2}{g}\left[h_1(P_{fi}+s)\right]$$

$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g}$ $\Phi_b = 0.90$ Note : 만약 Pfi > s이면, Pfi = s로 사용



<그림 3.2.90> 엔드플레이트 형상과 항복선 형태

(2) 4-bolt extended stiffened end plate 설계강도

엔드플레이트 형상과 항복선 형태는 그림 3.2.91과 같으며, 설계강도는 아래 식과 같다.

$$\Phi M_{pl} = \Phi_b F_{yp} t_p^2 Y_p$$

$(d_e < s)$일 경우

$$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{s}\right) + h_0\left(\frac{1}{P_{fo}} - \frac{1}{2s}\right)\right] + \frac{2}{g}\left[h_1(p_{fi}+s) + h_0(d_e + p_{fo})\right]$$

$(d_e > s)$일 경우

$$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{s}\right) + h_0\left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{fo}}\right)\right] + \frac{2}{g}\left[h_1(p_{fi}+s) + h_0(s + p_{fo})\right]$$

$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g}$ $\quad \Phi_b = 0.90$ $\quad$ Note : 만약 Pfi > s이면, Pfi = s로 사용

$(d_e < s)$일 경우 $\quad$ $(d_e > s)$일 경우

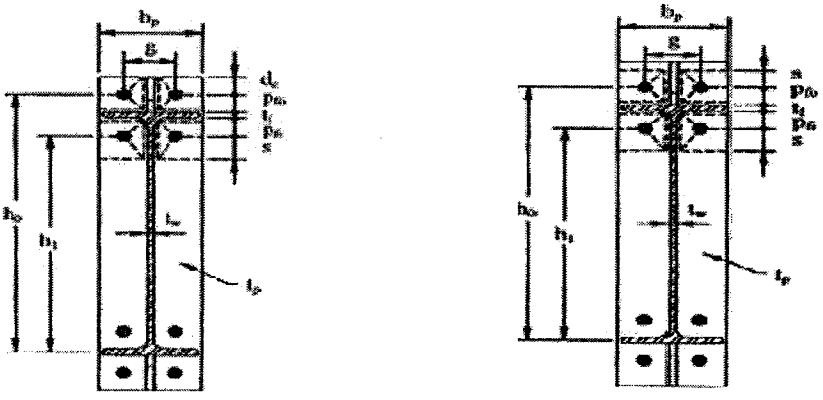


그림 3.2.91 엔드플레이트 형상과 항복선 형태

(3) 8-bolt extended stiffened end plate 설계강도

엔드플레이트 형상과 항복선 형태는 그림 3.2.92과 같으며, 설계강도는 아래의 식과같다.

$$\Phi M_{pl} = \Phi_b F_{yp} t_p^2 Y_p$$

$(d_e < s)$일 경우

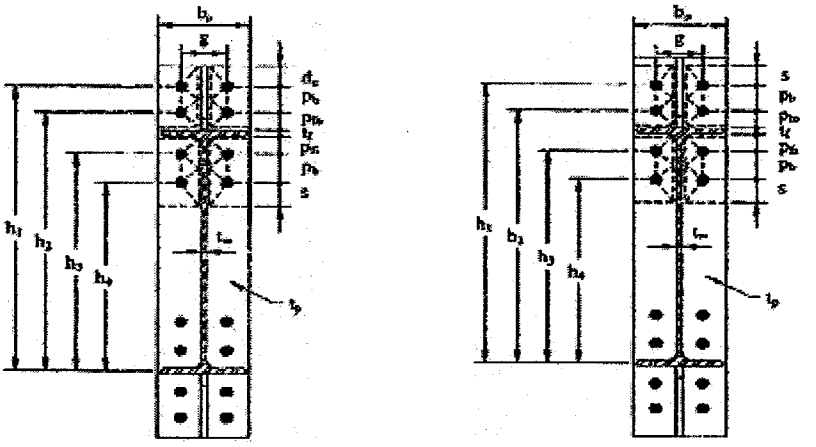
$$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{2d_e}\right)+h_2\left(\frac{1}{p_{fo}}\right)+h_3\left(\frac{1}{p_{fi}}\right)+h_4\left(\frac{1}{s}\right)\right]+\frac{2}{g}\left[h_1\left(h_1+\frac{p_b}{4}\right)+h_2\left(p_{fo}+\frac{3p_b}{4}\right)+h_3\left(p_{fi}+\frac{p_b}{4}\right)+h_4\left(s+\frac{3p_b}{4}\right)+p_b^2\right]+g$$

$(d_e > s)$일 경우

$$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{s}\right)+h_2\left(\frac{1}{p_{fo}}\right)+h_3\left(\frac{1}{p_{fi}}\right)+h_4\left(\frac{1}{s}\right)\right]+\frac{2}{g}\left[h_1\left(s+\frac{p_b}{4}\right)+h_2\left(p_{fo}+\frac{3p_b}{4}\right)+h_3\left(p_{fi}+\frac{p_b}{4}\right)+h_4\left(s+\frac{3p_b}{4}\right)+p_b^2\right]+g$$

$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g}$ $\quad \Phi_b = 0.90$ Note : 만약 Pfi > s이면, Pfi = s로 사용

$(d_e < s)$일 경우 $(d_e > s)$일 경우



<그림 3.2.92> 엔드플레이트 형상과 항복선 형태

3.2.6 중약진 지역에서 기둥-보 접합부의 신뢰성 및 안정성 평가

건물을 구조설계하는 경우 기둥 붕괴형 보다는 보 붕괴형으로 설계함이 바람직하며 기둥붕괴형의 경우 붕괴에 이르기까지 소성힌지의 수가 적고 따라서 소성힌지 1개당 에너지흡수량이 크게 되며 소성힌지를 형성하는 부재에는 큰 전소성모멘트 혹은 큰 소성변형능력이 요구된다. 그리고 기둥은 연직하중 지지부재이기 때문에 기둥의 파괴에 의해 건물 전체의 붕괴 가능성이 높아지게 되므로 기둥 붕괴형은 피하는 것이 좋다.

그러나 강재의 항복강도 편차에 의해 보 항복형 채택이 어려운 실정이므로 거동예측의 신뢰성이 떨어지는 바, 엔드플레이트 접합부의 경우 해석과 실험을 통하여 간단한 엔드플레이트 항복형에 대한 검토를 진행할 필요가 있다. 이에 대한 연구는 이성희(2006)의 얇은 엔드플레이트 접합부가 우수한 연성능력을 발휘한다는 것을 확인하였으며, 또한 이세정(2005)은 얇은 엔드플레이트 적용 시 내력부족현상을 해결하기 위한 리브의 적용 가능성을 검토하였다. 현재 국내에서 생산되는 강재는 일반구조용 강재(SS), 용접 구조용 강재(SM), 건축 구조용 강재(SN)등이 있으며, 대부분의 건설현장에서는 SS와 SM강재를 사용하고 있다. 일본은 이미 1996년부터는 50m 이상의 건물에 SN강재의 사용을 의무화 하였으며 대부분의 철골건물에 SN강재를 적용하고 있다. 선진국의 설계기준(LRFD, AIJ, Eurocode3)은 강-기둥-약보를 기본 개념으로 채택하고 있으며 강도편차가 큰 SS, SM강재를 사용할 경우 설계개념인 보 항복형 거동을 확보하기 어렵다. 따라서 SN강재가 일반화 되지 못한 국내여건상 선진국의 설계 개념을 그대로 도입하기에는 문제가 있다.

이 같은 현상은 설계식 제정에 대한 노력이 부족하다는 점과 선진국의 설계기준을 국내에 차용하여 쓰기에는 강재의 종류, 지진의 특성 등 부합화 되기 어려운 문제점이 있기 때문으로 판단된다.

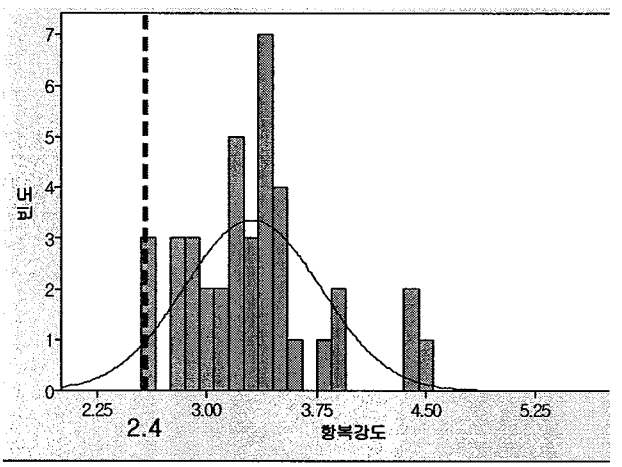
1) 강재의 강도분포

(1) SS강재

일반구조용 강재로 접합부가 용접보다는 고력볼트접합일 경우에 사용하는 강재이다. 즉, 다리, 선박, 차량 그 밖의 구조물에 사용하는 일반 구조용 일간 압연 강재로서 기계적인 성질은 표 3.2.25와 같다. 또한 용접성 및 저온 인성을 보증하는 검사가 실시되지 않으므로 저 품질의 강재 분술물 혼입에 주의해야 한다. SS400의 대한 소재항복점에 대한 상관관계는 그림2와 같으며, 평균3.31tf/㎠에 표준편차는 0.46으로 변동계수는 0.14의 수치를 나타났다. 변동계수(C.O.V=표준편차(S)/평균(M)

<표 3.2.25> 기계적 성질

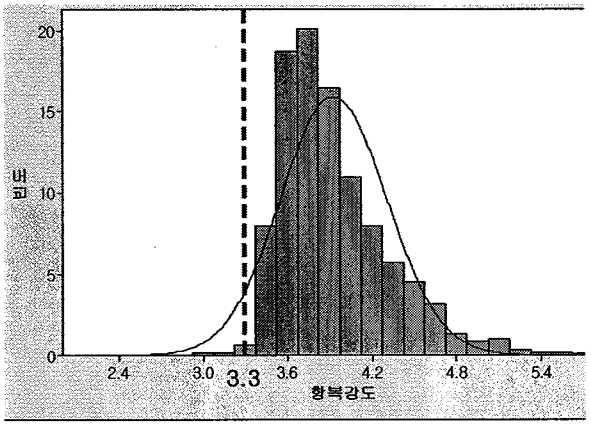
항복점 또는 내력 N/㎟			인장강도 N/㎟	강재의 두께 (Cm)	인장 시험편	연신율 (%)
강재의 두께 ㎜						
16이하	16초과 40이하	40초과				
245 이상	235 이상	215 이상	400~510	5이하	5호	21이상
				5초과16이하	1A호	17이상
				16초과50이하	1A호	21이상
				40초과	4호	23이상



<그림 3.2.93> SS400의 강재의 항복강도 분포

(2) SM강재

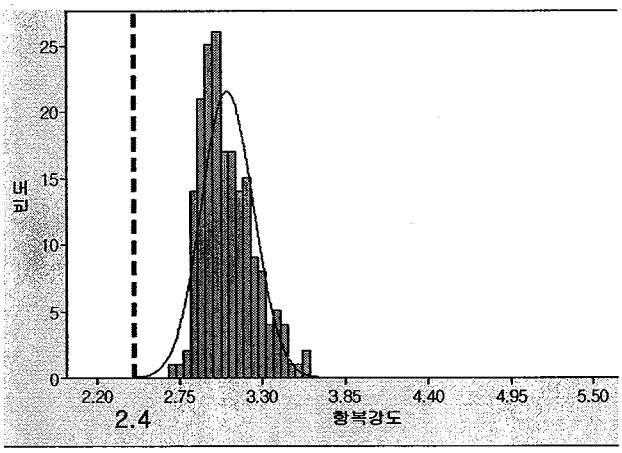
용접 구조용 압연강재의 특징은 용접성이 우수하고, 탄소(C), 실리콘(Si) 및 망간(Mn) 함량을 규정하고 있다. 용접 구조용 압연강재 중 B및 C종은 충격시험에 의한 저온인성을 보증하고 있어서 취성파괴를 일으킬 염려가 없다. 또한 Nb를 첨가한 강종으로, 항복비(항복강도/인장강도)가 높은 것이 특징이며 SM490의 대한 소재항복점에 대한 상관관계는 그림 3.2.94과 같으며, 평균3.93tf/㎠에 표준편차는 0.37으로 변동계수는 0.09의 수치를 나타났다.



<그림 3.2.94> SM490의 강재의 항복강도 분포

(3) SN강재

SN강재는 기존의 SS강재와 SM강재의 내진성과 용접성을 개선한 새로운 건축구조용 강재이다. 항복비, 항복점의 상한을 규정하고 있으므로 항복후의 소성변형성능의 확보가 용이하고, 구조물의 항복 메커니즘 등을 고려한 설계가 가능하여 내진성능을 향상시킬 수 있다. 또한 용접성이 보증되지는 않지만, 강재제조기술의 실태나 국제규격과의 정합성을 고려해 C함유량의 상한이 규정되고 있으며, 판 두께허용차가 엄격히 규정 되고 있다. SN400의 대한 소재항복점에 대한 상관관계는 그림 3.2.95과 같으며, 평균3.07tf/㎠에 표준편차는 0.17으로 변동계수는 0.05의 낮은 수치를 나타났다.



<그림 3.2.95> SN400의 강재의 항복강도 분포

(4) 강도편차에 따른 붕괴

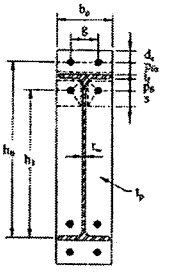
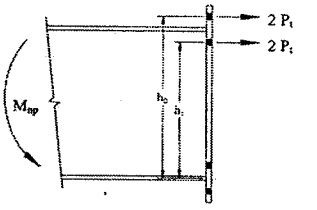
Hitoshi Kuwamura, Ben Kato(1990)는 회귀분석을 이용해 부재의 항복강도 변화가 임의의 지진하중을 받는 다층 구조시스템의 연성능력에 결정적인 역할을 하며 바람직하지 못한 붕괴메커니즘을 유도할 수 있음을 지적하였다. 구조시스템의 한계상태는 부재의 단부모멘트가 그 부재에 대하여 지정된 항복강도에 도달할 때 소성힌지가 그 위치에 생기

는 것을 가정하는 소성이론에 기초를 두고 있다. 이러한 가정은 상호작용하는 구조시스템의 소성설계에 있어 힌지 생성 과정이 시스템의 극한 거동을 지배하기 때문에 매우 중요하다. 그러나 JIS, ASTM, 그리고 BS와 같은 재료 시방서에 구조용 강재의 항복응력은 단지 하위한계만을 규정하며 상위한계를 지정하지 않기 때문에 임의강재의 실질적인 항복응력은 때때로 지정된 최소 항복응력보다 훨씬 더 높게 된다. 그러므로 강재의 항복강도가 높을 경우 힌지의 형성 패턴은 설계자의 의도와 다르게 나타난다. 따라서 일본 등 선진국에서는 상하위항복점이 규정된 SN강재와 저항복비를 갖는 저항복강 등을 건축물에 사용하고 있다.

2) 엔드플레이트 접합부의 붕괴 메커니즘

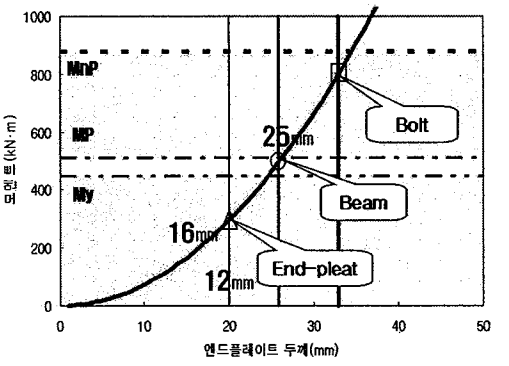
엔드플레이트 접합부의 붕괴 메커니즘은 보 항복형, 엔드플레이트 항복형, 볼트 파괴형 3가지 파괴모드로 볼 수 있으며 그 중 볼트의 파괴는 취성파괴 요소로 가장 나쁜 파괴모드로 판단되며, FEMA 355D에서는 엔드플레이트 항복모드도 보 항복형과 같이 우수한 구조내력과 연성능력을 지니고 있음을 제시하고 있다. AISC (2004)에 제시된 보 항복형 설계 기준은 그림 3.2.96.(a)와 같으며 그림 3.2.96.(b)와 같이 표현할 수 있다.

본 연구실에서는 엔드플레이트 두께(12㎜,16㎜,25㎜)의 변수를 두어 엔드플레이트의 항복연성 확보에 대한 구조실험을 하였고, 그게 대한 결과 값을 그림 3.2.96.(b)에 나타냈다.

엔드플레이트와 항복선	볼트력 모델
	

End plate	$\varnothing M_{pl} = \varnothing_b F_{yp} t_p^2 Y_p$ $Y_p = \frac{b_p}{2}[h_1(\frac{1}{p_{ft}}+\frac{1}{s})+h_0(\frac{1}{p_{f0}})-\frac{1}{2}]+\frac{2}{g}[h_1(p_{ft}+s)]$ $S=\frac{1}{2}\sqrt{b_P g}$ $\varnothing_b = 0.90$ $Note: IF P_{fi} > S, use\ p_{ft} = s$
Bolt	$\varnothing M_{np} = \varnothing 2P_t(h_0+h_1)$ $\varnothing = 0.75$

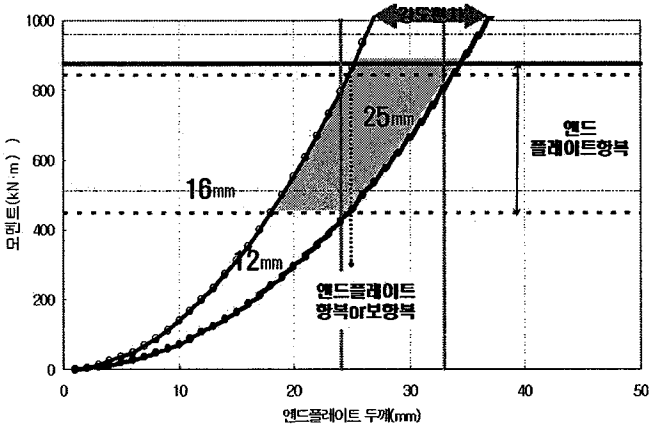
<그림 3.2.96.(a)> 각 설계식의 파괴모드



<그림 3.2.96.(b)> 강도편차에 따른 붕괴 메커니즘

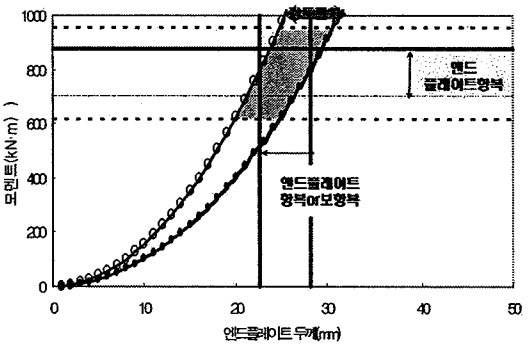
기존연구 2005 (이성희)에서 엔드플레이트 두께(12㎜,16㎜,25㎜)를 변수로 엔드플레이트의 연성능력확보에 대한 구조실험을 하였으며, 그에 대한 결과값을 그림 3.2.96.(b)에 표시 하였다.세로축에는 보의 소성 모멘트와 보 항복 모멘트, 볼트 파괴 모멘트을 나타내고, 가로축은 엔드플레이트의 두께를 나타내었다. 곡선은 엔드플레이트 항복내력을 나타나는데 플레이트의 두께와 접하는 △위치는 엔드플레이트의 항복점을 나타내며, ○점은 보 항복형 또는 엔드플레이트 항복 메커니즘을 나타낸다. 그리고 □는 보 항복형 붕괴 메커니즘을 나타낸다.

3) 설계개념 및 고찰



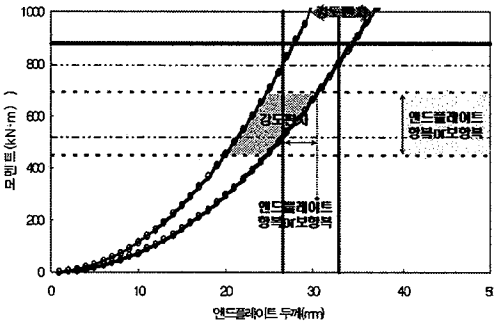
<그림 3.2.97> 엔드플레이트 붕괴 메커니즘 (SS400)

이와 같은 개념으로 6.2절에서 언급했던 항복강도 강재편차가 심한 SS, SM, SN강재를 적용한 엔드플레이트 붕괴메커니즘은 그림 3.2.97~3.2.100과 같다. 그림 3.2.97에서 SS400 강재는 엔드플레이트 강도 편차가 넓어 보 항복 형으로 설계 된다 하더라도 신뢰성을 갖을 수 없으며, 그림 3.2.98에서 SM490은 보 항복형 또는 엔드플레이트 항복형을 나타냈지만 볼트파괴 가능성을 볼 수 있었다.



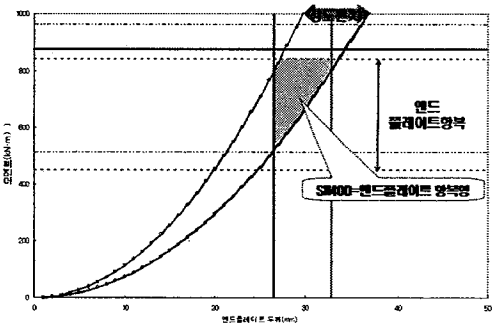
<그림 3.2.98> 엔드플레이트 붕괴 메커니즘 (SM490)

그림 3.2.98의 SN400강재에서는 40%의 순수 보 항복형 메커니즘을 확인할 수 있었으며, 보 항복형 또는 엔드플레이트 항복형 붕괴 메커니즘 가능성이 60%인 것으로 나타났다. 따라서, 서론에서 언급한 바와 같이 SN강재가 일반화 되지 않은 우리나라의 경우 SN강재를 엔드플레이트에 적용하고 SS강재를 보에 적용할 경우 소량의 SN강재만으로도 엔드플레이트 항복형 붕괴메커니즘을 확보할 수 있을 것으로 판단된다.



<그림 3.2.99> 엔드플레이트 붕괴 메커니즘 (SN400)

그림 3.2.100에 엔드플레이트에 SN강재를 적용하고 보에 SS강재가 사용된 경우의 붕괴메커니즘 모델을 나타내었다. 따라서 엔드플레이트 항복형으로 설계할 경우 최소 엔드플레이트 항복형으로 붕괴되기 때문에 골조의 연성능력 확보와 기둥붕괴를 할 수 있는 결과를 제시하고자 한다.



<그림 3.2.100> SN 엔드플레이트- SS 보

4) 소결

기존연구에서 강재의 항복강도 편차가 클 경우 소성힌지의 형성 패턴은 설계자의 의도와 다르게 나타나며, 따라서 일본 등 선진국에서는 상하위항복점이 규정된 SN강재와 저항복비를 갖는 저항복강 등을 건축물에 사용하고 있다.

엔드플레이트 접합부의 붕괴 메커니즘은 보 항복형, 엔드플레이트 항복형, 볼트 파괴형 3가지 파괴모드로 볼 수 있으며 그 중 볼트의 파괴는 취성파괴 요소로 가장 나쁜 파괴모드로 판단된다. 엔드플레이트 항복모드도 FEMA 355D에서는 보 항복형과 같이 우수한 구조내력과 연성능력을 지니고 있음을 제시하고 있다. 따라서 SN강재가 일반화 되지 않은 우리나라의 경우 SN강재를 엔드플레이트에 적용하고 SS강재를 보에 적용할 경우 소량의 SN강재만으로도 엔드플레이트 항복형 붕괴메커니즘을 확보할 수 있을 것으로 판단되며 향후 국내의 내진성능 확보를 위한 접합상세 제정 시 엔드플레이트 항복형 설계 개념을 도입하여야 할 것이다.

제4장 표준화 전략 수립 및 로드맵 작성
- 표준화분야

제4장 표준화 전략 수립 및 로드맵 작성 - 표준화분야

1. 표준화 전략 수립 및 로드맵 작성(1차년도)

4.1.1 국내·외 보-기둥 접합부의 표준화 현황

1) 국내 내진기준의 변천

우리나라는 1978년 이전까지 내진설계의 필요성을 인식하지 못하였으나 홍성대지진 이후 일본의 등가정적 해석법을 정리하여 1988년 대한건축학회에서 내진설계 규정이 제정되었다. AIK1988 설계법은 건설교통부에서 2000년에 한 번의 개정을 거쳐 2005년 KBC-S(2005)가 제정되기 전까지 사용되었다. 2005년에 개정된 KBC-S(2005)는 미국 IBC 2000 기준을 대폭 수용한 신내진설계법(2005년 4월 6일)으로 지진하중을 증가시켰으며 국내의 현황을 파악한 상세한 지진설계규정을 포함하고 있다. 강진이 발생하는 선진국의 내진설계법은 각 지역별로 지진발생상황을 분석하고 재료와 부재특성을 실험을 통해 철저히 분석하여 제정되고 있지만 1988년의 설계기준과 KBC-S(2005)의 설계기준은 일본과 미국 등의 설계기준을 중약진 지역인 우리나라에 부합화 시키기 위해 강진지역의 계수를 낮추는 방법으로 제정되고 있어 우리나라의 독특한 건축공법에 대한 고려가 부족한 실정이다.

표 4.1.1 국내 내진기준의 변천

내진기준	주요내용
AIK 1988 (대한건축학회)	미국의 ATC3-06, UBC 85를 바탕으로 제정 허용응력 설계 수준의 지진하중
EESK (한국지진공학회)	UBC 97 방법을 채택 지진하중을 우리나라 수준에 맞도록 조정 : 지역계수, 위험도계수 완화
AIK 2000 (대한건축학회)	EESK 97의 지역계수 수용 지반을 4개로 세분 내진저항 시스템에서 모멘트 골조를 보통 모멘트 골조, 연성모멘트 골조로 분류 동적해석을 위한 응답스펙트럼법 포함
KBC 2005 (대한건축학회)	EESK 97의 제안 및 IBC 2000의 설계법 수용 내진설계 강화(지진력 작용) 적용대상범위의 확대 지진력 저항시스템에 대한 정의 미비 내진상세 미비 추가적인 내진 설계기준 필요

2) 미국 내진기준의 변천

미국의 AISC에서는 1992년 강구조의 내진설계기준으로 "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"를 발간하였고, 2000년에는 부록인 Part Ⅱ에서 합성구조에 대한 규정을 설명하고 있다." 이 규정은 "ACI-318-95", "Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members" 1996 Edition ASCE3-91을 참조하여 포괄적인 성능설계의 개념을 정리하고 있다. 특히 보와 기둥의 접합부의 성능에 따라 SMF(Special Moment Frame), IMF(Intermediate Moment Frame), OMF(Ordinary Moment Frame)로 분류하고 있어 전 세계적으로 대표적인 내진성능 표준으로 사용되고 있다.

<표 4.1.2> 미국의 내진기준

내진기준		주 요 내 용
AISC		1992 AISC Seismic Provisions(Modified) 1997 AISC Seismic Provisions 1997 AISC Seismic Provisions (including Supplement 1 and Supplement 2) 2002 AISC Seismic Provisions (Part 2, 3 추가, FEMA 350 포함) 하중저항계수설계법(LRFD)으로 개발 순 철골 및 합성구조 접합부의 목표 내진성능 제시 내진시스템의 품질확인이 포함됨 AISC Seismic Provision(2002)의 주요 개정사항 ① 일부 내진시스템의 위험 용접부분에 사용되는 끼움재 인성에 대한 추가 요구사항 ② LRFD규준에 따른 부재세장비 요구조건의 변화 ③ FEMA/SAC 권고사항과 부합되는 기둥연결의 요구사항 증가 ④ FEMA350에 부합하는 철골모멘트골조 웨브 접합부 설계 요구조건의 증가 ⑤ 모멘트 접합부의 사전평가 과정에 관한 부록 추가
IBC	2000	미국의 대표적인 설계기준 발간기구인 ICBO, BOCA 및 SBCCI의 협력으로 ICC에서 통합기준을 제정 반응수정계수, 시스템초과강도계수, 변위증폭계수 정의 내진설계범주에 따른 적용 시스템 및 상세를 규정 구조에 대한 설계, 시공을 규정하는 22장은 다음 AISC에서 발간한 Seismic Provisions의 내용을 수정 없이 반영
	2003	IBC2000과 내진 설계부분에서 차이점을 보임 지진력 저항시스템은 각각에 대한 반응수정계수, 시스템초과강도계수, 변위증폭계수는 Table1617.6에 정의되어 있지만 특수,중간,보통 모멘트 골조에 대한 반응수정계수 값에 큰 변화 UBC, IBC 기준 제작시 참조가 되어왔던 AISC Seismic Provisions 개정과도 관련
FEMA		Northridge 지진 이후 건물의 안정성 확보를 위한 접합상세 제시 연구목적은 기존건물에 대한 피해조사 및 보수, 보강기법(Phase)과 새로운 건물에 대한접합부 상세 개발(Phase2) FEMA 350~355는 용접 철골모멘트의 취성파괴를 보완하고 충분한 연성거동을 할 수 있는 새로운 접합부 상세 개발연구 보고서 FEMA350 새로운 내진 인증접합부의 적용범위 및 설계프로세스 제공

3) 유럽 내진기준의 변천

EU 회원국 간의 국가코드의 다양한 형식과 내용에 의해서 발생하는 문제들을 해결하기 위하여 각 국가별로 다른 기준을 통합적으로 조정하기위한 목적으로 1985년도부터 성능지향의 유로코드를 개발하기 시작하였다. Structural Eurocode의 개발로 인하여 유럽의 설계관련 기준의 체계는 유럽표준화 위원회(CEN)의 Structural Eurocodes를 기반으로 각 나라별 공공법 관련 국가 법령이 있고 현재 유로코드 표준(EN)은 전체 구조물과 부위별 산출물의 설계를 위한 구조설계규정을 제공하고 있다. 유로코드에서는 건설이나 설계조건의 특별한 형식들은 상세하게 다루는 것이 아니라 전반적인 성능을 제시하고 있으며 CEN(유럽시방서 위원회)에서 ENV(예비기준)으로 철골접합부 내진 상세를 제시하고 있다.

Eurocode 3 : "Design of steel structures"
Eurocode 4 : "Design of composite steel and concrete structures"
Eurocode 8 : "Design Provisions for Earthquake Resistance of Structure"

4) 일본 내진기준의 변천

일본은 1923년 관동대지진 이후 내진설계가 이루어지기 시작하였으며, 1980년 이후 건축물의 제진 및 면진설계를 포함하는 성능설계법으로 개정되어 왔다 대표적인 설계기준을 나열하면 다음과 같다. 일본의 내진설계는 현재 내진설계 제진설계 면진설계의 방법이 혼용되어 사용되고 있으며 최근에는 적층고무판 댐퍼 등을 이용하여 건물의 피해를 일부층에 집중시켜 보수 보강하여 사용하는 방법도 일반적으로 사용되고 있다.

- 강구조 설계기준(1970년 제정, 1973년 개정)
- 강구조 소성설계지침(1975년)
- 강구조 한계상태 설계지침 동해설(1990년)
- 강구조 접합부 설계지침(2001년)

4.1.2 국내·외 접합부 설계 매뉴얼 분석

1) 국내 설계매뉴얼

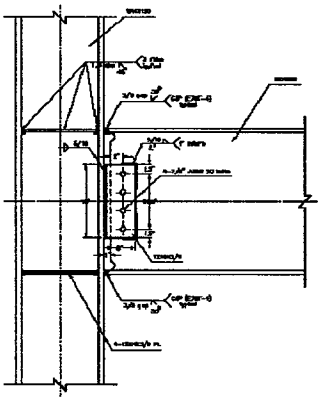
선진국의 접합부 내진설계는 고베지진과 노스리지 지진 이후 용접부의 취성파괴 위험성이 있다고 인식되어 연성능력을 확보할 수 있는 새로운 접합부의 연구가 활발히 진행되어 왔으나 국내의 KBC- 2005의 철골 모멘트 골조의 구조시스템은 접합부의 연성능력과는 상관없이 일률적으로 한 가지의 반응수정계수(R)만을 사용하도록 정의되어 있으며 이는 국내 내진상세기준이 아직 정립되지 않았기 때문에 나타난 결과이다. 따라서, 철골

조 건물의 기술발전과 경쟁력 향상을 위해선 필요한 시스템에 적합하게 적용할수 있도록 확실한 내진상세기준을 정립하는 것이 필요하며, 이것이 병행되어야 날로 향상되어 가는 내진설계기술에 부합되는 결과를 가져올 수 있다.

2) 국외 설계매뉴얼

(1) 미국

1994년 미국 노스리지 지진과 1995년 고베 지진에 대해 우수한 연성능력을 발휘할 수 있는 구조시스템으로 알려져 왔던 그림 2-1과 같은 용접 철골모멘트 접합부의 예상치 못한 취성파괴는 새로운 내진 철골접합부 개발의 필요성을 이끌어내는 계기가 되었다.

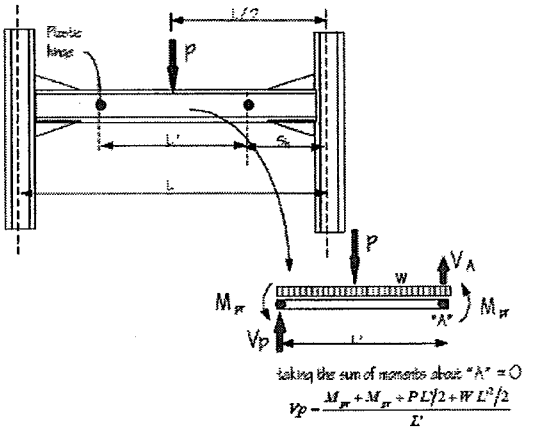


<그림 4.1.1> 노스리지 지진 이전의 접합부 디테일

이러한 연구 개발은 FEMA(Federal Emergency Management Agency)의 재정지원으로 SAC Joint Venture에 의해 집중적으로 시작되었다. 연구목적은 기존 건물에 대한 피해조사 및 보수, 보강기법과 새로운 건물에 대한 접합부 상세를 개발하는 것이었다. 먼저, 기존의 용접철골모멘트는 충분한 연성거동을 하기 이전에 접합부의 파괴가 일어나 내진 철골접합부 디테일로써는 적합하지 않다는 것이 증명되었다. 그 후, 용접철골모멘트의 취성파괴를 보완하고 충분한 연성거동을 할 수 있는 새로운 접합부 상세 개발 연구가 5년간 활발히 진행되어 FEMA 350~355 보고서로 정리되었다.

① 성능설계법(Capacity Design Method)

성능설계법이란 불확실한 지진하중에 대해 설계자가 미리 의도한 위치에서 소성힌지가 발생할 수 있도록 설계하는 것을 말하며 소성힌지가 변형경화 상태에 이르더라도 접합부는 거의 탄성상태로 연성거동이 가능하도록 하는 것이다. 즉, 많은 실험결과에 의해 소성힌지의 위치는 기둥플랜지에서 약간 떨어진 곳에서 발생하므로 접합부에 작용하는 모멘트는 보의 소성모멘트보다 큰 값으로 설계를 한다는 개념이다. FEMA350에서는 인증 접합부의 형태에 따라 그림 2-2와 같이 소성힌지의 위치를 제안하고 있다.



<그림 4.1.2> 소성힌지에서의 전단력

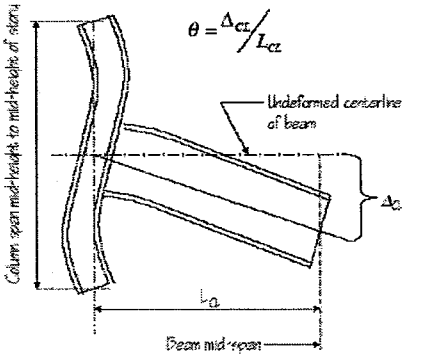
여기서 소성힌지의 위치는 중력하중에 의한 휨 모멘트가 보의 소성모멘트 30%미만 일 때만 적용이 가능하고, 이상일 경우는 소성해석에 의해 소성힌지의 위치를 결정하여야 한다. 내진설계에서는 부재의 소성내력을 정확하게 아는 것이 중요하다. 하지만 강재의 초과강도와 변형경화 때문에 부재의 소성내력이 저평가되는 경우가 대부분이다. 따라서 접합부의 취성파괴를 막기 위해서 FEMA 350에서는 소성힌지에서의 모멘트를 다음식과 같이 정의하고 있다.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_e F_y \qquad \text{<식4.1.1>}$$

- M_{pr} : 소성힌지 위치에서의 예상 소성모멘트
- C_{pr} : 변형경화계수로서 대부분의 경우 1.2 $C_{pr} = F_y + F_u / 2F_y$
- R_y : Overstrength 계수

② 접합부 내진성능평가

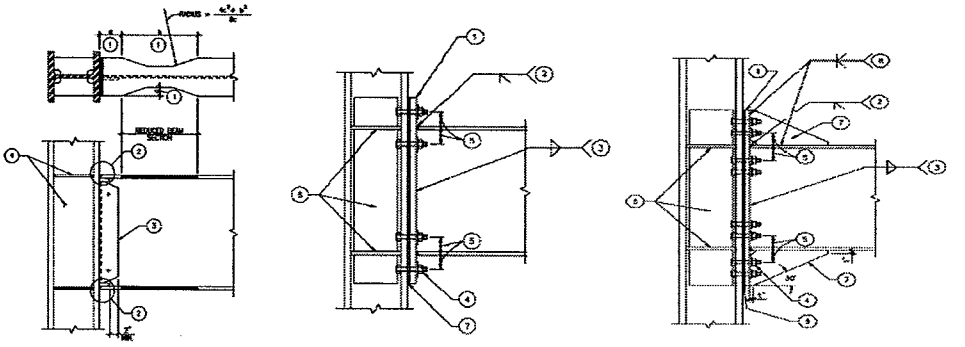
FEMA 350에서 철골모멘트골조의 연성능력은 특수 모멘트골조(SMF)와 중간 모멘트골조(IMF)의 경우는 층간변위각 0.04rad, 보통 모멘트골조(OMF)의 경우는 0.02rad까지 파괴없이 저항해야 하는 것으로 정의하고 있다.



<그림 4.1.3> 층간 변위각

③ 인증접합부

SAC Joint venture의 수 많은 연구결과에 의해 AISC Seismic Design Manual(2006.5)에서는 그림 4.1.4와 같이 3종류의 인증접합부를 제안하고 있다. 이 인증 접합부는 사용한계만 준수한다면 별도의 실험없이 적용 될 수 있는 접합부로 권장되고 있다.



(a) RBS (b) BUEP (c) BSEP

<그림 4.1.4> AISC의 인증접합부

위의 인증접합부 중 엔드플레이트 접합부는 현장용접 없이 공장용접으로만 이루어지므로 품질관리가 유리한 접합부로 알려져 있다. 이 접합부는 여러 가지의 파괴모드가 발생할 수 있는데, 보에서 소성힌지가 발생하는 파괴모드가 연성능력이 가장 큰 것으로 증명되었다. 이와 같은 결과로 FEMA 350은 볼트파괴와 엔드플레이트 파괴 등의 취성파괴 없이 충분한 연성능력을 가지는 보의 소성힌지를 유도하는 설계법을 제시하고 있다.

(2) 유럽

Eurocode 8에서는 국부소산영역을 고려하여 다음과 같은 합성구조 접합 디테일을 제시하고 있다.

① 그림 4.1.5와 같은 보-기둥 접합부는 패널존 저항을 규정하고 콘크리트와 철골의 내력분담의 합으로 접합부를 설계한다.

② 그림 4.1.6과 같이 철근 콘크리트 기둥과 철골 또는 합성 보가 골조를 형성할 때 수직 기둥 철근은 Face bearing plate 또는 스티프너에 가까운 위치에 설치한다.

③ 그림 4.1.7과 같이 충전된 합성기둥과 철골보 또는 합성보가 골조를 형성될 때 기둥 철근과 기둥 강재 단면이 보의 전단력을 분담하는 것으로 계산한다.

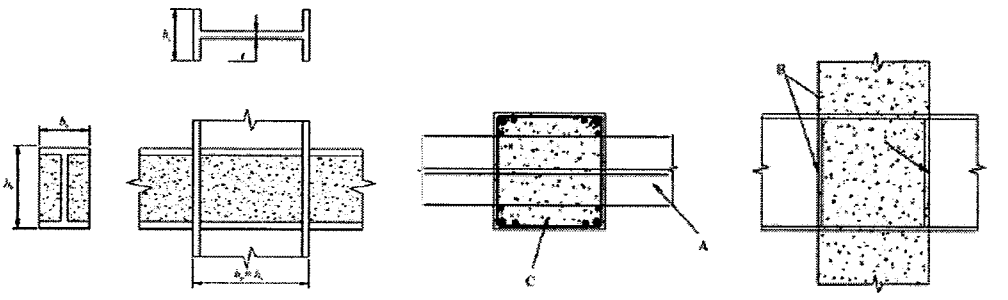


그림 4.1.5 SC 구조

그림 4.1.6 RCS

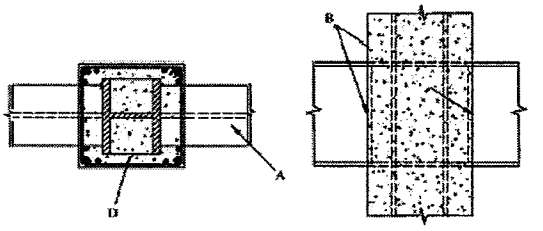


그림 4.1.7 SRC

(3) 일본 및 중국

콘크리트 충전 강관구조의 효율성은 오래전부터 인정되어 외국에서는 19세기 중반부터 활용을 위하여 많은 연구가 이루어졌고, 이에 따른 실제 건축구조물에도 활용되어 왔다. 일본의 경우에는 1967년 콘크리트충전 강관구조 설계기준제정, 1981년 개정, 1997년 설계시공지침, 그리고 내화설계법이 제정되고, 최근에는 콘크리트충전 강관구조의 기술기준 운용 및 설계 예 등이 발간되었으며, 이 구조시스템을 이용한 사무실 건물, 공장, 고층 주거용 건축물 등의 건설이 광범위하게 활용되어 왔다. 그리고 중국의 경우에는 1980년대부터 콘크리트충전 강관구조에 대한 많은 기술서적이 출간과 함께, 건축구조물에도 많이 이용되고 있으며, 특히 압축력을 받는 아치형 교량에도 이용되고 있다.

4.1.3 국제표준화 현황조사

1). 국제표준현황

선진국에서는 건설 신기술을 바탕으로 건설안전·환경분야에 대한 기준을 강화하고 국제표준을 선점하여 건설 산업의 기술 경쟁력을 강화하고 있으나, 우리나라의 경우, 건축내진분야의 신기술을 바탕으로 국제표준을 제안한 사실이 전무하여 선진국에 지속적인 기술 종속이 우려된다. 현재 우리 건설 산업은 비효율성으로 생산성 제고에 한계에 직면하고 있으나, 미국, 영국등은 '90년대 말부터 건설 산업의 혁신운동을 통해 건설산업의 표준화, 정보화를 바탕으로 생산성을 제고하고 있다. 우리나라의 정책은 주로 단기 표준화 정책 및 사업으로 인해 선진사회에서 요구되는 건설안전표준화가 시급한 실정이다. 따라서 건축내진성능과 관련된 ISO 국제기준을 살펴보고 국내의 건축내진성능을 ISO 국제기준과 부합되도록 만들어 가야할 것이다. 접합부의 내진성능과 관련된 ISO/TC규격은 다음과 같다.

2). 접합부 내진성능 관련 ISO 규격

접합부의 내진성능과 내진상세에 관한 국제 규격은 아직 제정되지 않았으나, 미국의 AISC와 유럽의 Eurocode 설계법은 각국이 준용하여 쓰는 지역코드의 단계에 있어 향후

ISO 규격화가 진행될 것으로 판단된다. 그러나 우리나라의 내진성능과 내진상세는 아직 제정되지 못한 실정이며, 내진성능 및 내진상세와 관련된 ISO기준은 다음과 같다.

(1) ISO/TC98 : 구조물 설계에 관한 기본 사항

① SC1 : 용어와 정의
② SC2 : 구조물의 안전성
③ SC3 : 하중, 외력과 그 외의 작용

(2) ISO/TC59 : Building Constructions

① SC8 : Jointing products
② SC13 : Organization of information about construction works
③ SC14 : Design life

(3) ISO/TC167 : Steel and Aluminium Structures

① SC1 : Steel-Material and Design
② SC2 : Steel-Fabrication and Erection
③ SC3 : Aluminium Structures

3) 국제 표준화 전망

국내의 철골구조와 합성구조의 기술수준은 선진국과 비교하여 큰 격차는 보이지 않으나 표준화에 대한 정보 부족으로 국제표준화 기구와의 활발한 교류는 이루어지지 못했다. 따라서 제정준비 단계에 있는 아시아코드 제정에 적극 참여하여 한·중·일 및 아시아전체의 인적네트워크를 구축하고 이를 기반으로 아시아코드 제정 시 주도적 역할을 수행하며 또한 ISO TC98의 WG에서 참여하여 국제동향을 파악하고 건축물의 접합부 내진성능 표준화의 가능성과 국제동향에 대한 정보를 수집한다. 또한 국내 KS 및 아시아 코드가 확립되면 인적네트워크를 바탕으로 ISO 국제규격 제정 시 국내의 기준을 반영해야 한다. 또한 건축물의 접합부 내진성능 표준화가 구축될 경우 각 지역에 맞는 내진성능을 적용할 수 있게 되어 인명과 재산의 안전성을 확보하고 국내 내진성능 분야의 국제경쟁력이 향상될 것이다.

4.1.4 국내 접합부 내진성능 표준화의 발전방향

1) 철골 접합부의 내진성능

1994년 미국의 노스리지 지진과 1995년 일본의 고베 지진 당시 기존형식의 용접 철골 모멘트 접합부의 취성파괴가 발생한 이후 국제적으로 이를 개선하기 위한 많은 연구축적이 이루어 졌으며 그러한 연구를 바탕으로 하여 FEMA-350, AISC등의 접합부 내진설계와 내진상세가 제시되어 왔다. 이들의 연구축적 가운데는 우리가 참고할 수 있는 것도 있지만 우리 실정을 감안하여 신중히 고려해야 할 것도 있을 것이다. 현재까지 국내에는 강구조물의 내진성능 확보에 결정적인 요소인 접합상세와 관련된 별도의 내진규정은 없으며 현재 국내에 필요한 것은 현재의 설계 및 시공관행으로 구축되고 있는 접합부의 연성능력을 확인하는 실험자료 축적이 중요하다고 본다. 아울러 노스리지와 고베 지진을 교훈으로 삼아 국내의 용접 모멘트 접합부의 설계 및 시공관행을 재점검하고, 중진대로 분류되는 국내의 상황에 맞게 경제성이 있으면서도 신뢰성이 있는 내진 철골모멘트접합부 설계 및 시공법을 모색할 필요가 있다.

일반적으로 표준화 규격은 국가규격, 지역규격, 국제규격등으로 발전하는데 우리나라의 경우 국가규격이 마련되지 않은 상황이므로 아시아코드등의 지역규격과, ISO등 국제규격에 참여하기 위해서는 국내의 내진성능과 접합상세를 갖추는 것이 선행되어야 한다.

2) 합성구조 접합부의 내진성능

합성구조는 콘크리트와 철골의 장점을 극대화시킨 특징으로 인하여 이미 선진국 특히 일본 등의 고층건물에서 널리 사용되는 공법이지만 CFT 접합부의 경우 국내에서는 그 사용 예가 극히 드물고 이에 대한 기술축적이 미미하여 설계자의 편의에 따라 외국기준을 채용하고 있는 실정이다. 따라서 현재 콘크리트와 강구조의 두 분야로 양분되어 있는 합성구조에 대한 연구를 활발한 교류를 통하여 표준화할 필요가 있으며, 이미 선진국에서 진행된 연구 사례를 도입하여 국내에 부합화 작업이 필요하다. 또한 합성구조 접합부의 내진성능은 철골 또는 철근콘크리트 접합부에 상응하는 성능을 기준으로 하고 있으므로 철골접합부의 내진성능 평가방법을 적극적으로 도입하여 중진대로 분류되는 국내의 상황에 맞게 경제성이 있으면서도 신뢰성이 있는 내진 합성구조 접합부 설계 및 시공법을 모색할 필요가 있다.

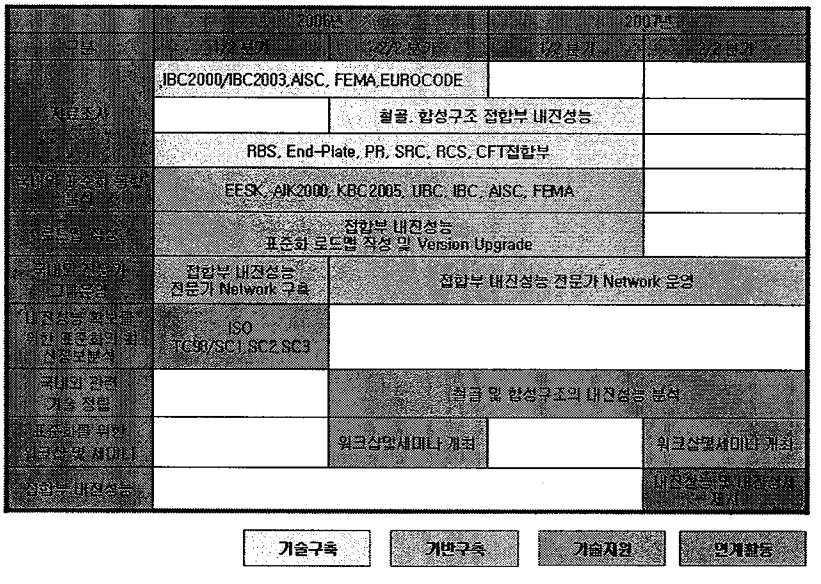
4.1.5 표준화 로드맵 작성

1) 시나리오

1차년도는 접합부 내진성능 표준화 네트워크를 구축하고 FEMA-350, AISC, Eurocode 등 선진국의 접합부 내진성능 표준화의 현황조사를 수행하여 접합부 내진성능 평가지표, 평가방법을 분석 하였다. 국가 표준과 관련해서는 KBCS 2005 내진설계기준을 분석하고 KBCS-2005 Hand Book과 지진공학회의 내진소위원회에 참여하여 국내 접합부 표준화 현황을 파악하였다. 또한 접합부 내진성능 표준화의 국제동향 분석을 위하여 2006년 8월 중국 하얼빈에서 개최된 ASCCS 학회를 통해 국제적인 철골구조와 합성구조의 연구동향을 파악하였으며 2006년 11월 독일 베를린에서 개최되는 국제표준화기구 ISO TC98 회의에 참석하여 표준화 정보를 수집할 예정이다. 2차년도에는 ISO TC98, TC 59, TC167등 접합부 내진성능과 관련된 국제표준 기술위원회의 동향을 분석하고 1차년도의 연구내용을 바탕으로 본 연구에서 수행된 내진성능과 상세를 KBCS 2008에 반영하기 위한 접합부 표준화 방안에 관한 구체적인 로드맵을 작성하고자 한다.

2) 접합부의 내진성능 표준화 로드맵

접합부의 내진성능 분야는 철골 및 합성구조 보-기둥 접합부의 내진성능 에 관한 국가/국제적 규격의 표준화에 주도적 역할을 수행하는 체계를 구축하는 것으로 정의하였다. 접합부 내진성능 분야에 대한 국내의 공식적인 방법론은 존재하지 않기 때문에 본 연구에서는 철골 및 합성구조 보-기둥 접합부의 구조성능/내진성능을 평가하기 위한 기술로 정의한다. 본 연구에는 접합부의 성능을 정량적으로 평가하는 방법을 중심으로 사회적인 필요성이 대두되고 있는 분야에 대한 표준화 로드맵을 작성한다.



<그림 4.1.8> 접합부의 내진성능 표준화 로드맵

3) 소결

개발된 보-기둥 접합부의 표준화를 위한 방안으로 국내·외 보-기둥 접합부의 표준화에 관한 동향조사, 국내·외 설계 매뉴얼 분석, 콘크리트 및 구조용 강재에 대한 ISO 국제 표준 분석을 하여 체계적으로 표준화 작업을 위한 준비를 하였으며, 이를 통해 개발된 접합부의 내진성능 평가방법의 표준화 시도를 충실히 수행할 수 있는 기초 조사를 완료하였다. 개발된 접합부의 표준화 시도에 따른 구조설계 및 현장 적용시 표준화된 데이터를 쉽게 이용할 수 있도록 DB구축에 한걸음 다가선 것으로 판단된다.

4.2 내진상세 및 성능 평가 방법에 대한 표준화 시도 (2차년도)

4.2.1 개발한 내진성능 평가방법의 표준화 시도

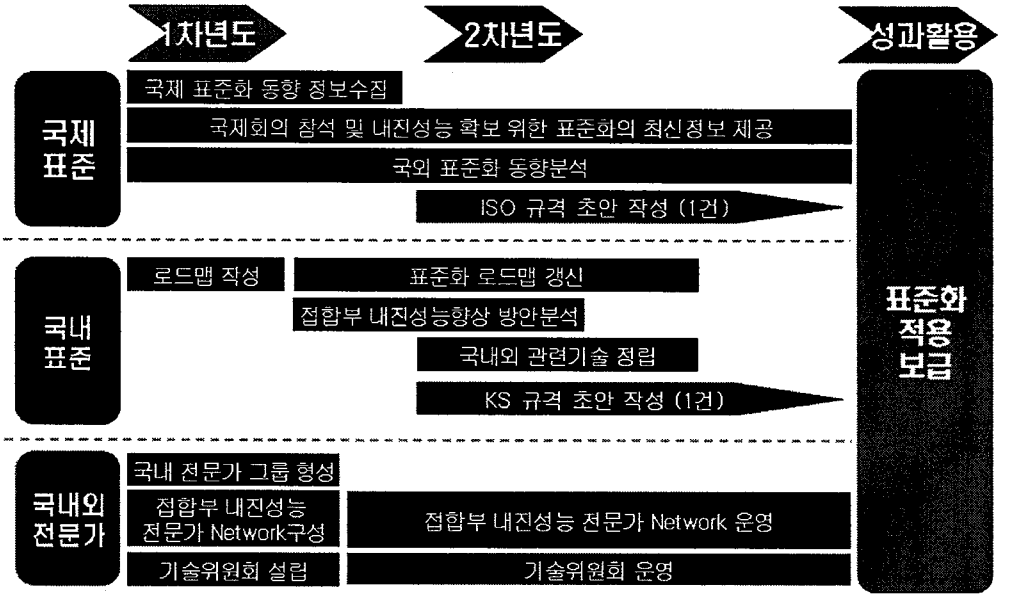
1) 개요

1차년도에서는 국내·외 보-기둥 접합부의 내진규준 변천을 파악하였고, 국내·외 접합부 설계 매뉴얼을 분석하였다. 또한 ISO 국제 표준화 현황을 파악한 결과 국내는 단기 표준화 정책 및 사업으로 인해 선진사회에서 요구되는 건설안전 표준화가 시급한 실정으로 나타났다.

2차년도에서는 개발한 내진성능 평가방법의 표준화를 시도하기 위하여 로드맵 작성, 국내·외 접합부의 표준화 현황을 파악 및 KBC-S 2008의 강구조분야 위원으로 참여하였고 2007년 10월 22일~26일에 (스페인/마드리드)ISO/TC98 회의에 참석하여 표준화 동향을 파악하였다.

2) 로드맵 작성

1차년도에는 내진성능 평가방법의 표준화를 시도하기 위하여 국제 표준화 동향 분석 및 국제 회의에 참석하였으며, 국내외 관련 기술정립 및 국내 전문가 그룹을 형성하였다. 2차년도에서는 ISO 규격 초안 작성 및 KS 규격 초안을 작성하여 표준화를 시도하도록 하였으며, 2007년 10월 22일~26일까지 (스페인/마드리드)ISO/TC98 국제회의에 참석하여 표준화의 최신정보 제공 및 표준화 동향을 파악·분석하였다. KBC-S 2008의 합성접합부의 강구조내진설계 위원으로 참여하였으며, 지진공학회의 내진소위원회에 참여하여 내진접합부 표준화 현황을 파악하였다.



<그림4.2.1>접합부 내진성능 표준화 로드맵

3) 국내외 기술 동향 및 표준화 현황

(1) ISO/TC98

ISO/TC98은 전문용어와 기호, 하중 & 다른 활동, 처짐의 제한을 포함한 구조물의 재료와 관계된 구조물의 설계를 위한 내용의 규준을 다루고 있다.

참가국가 및 참석국가는 22국 및 38개 국으로 현재 국내에서는 서울시립대학교 최성모 교수가 참석하고 있다.

ISO/TC98은 SC1, SC2와 SC3으로 총 3개의 분과로 나누어져 있다. ISO/TC98/SC1은 용어와 기호, ISO/TC98/SC2는 구조물의 신뢰성, ISO/TC98/SC3는 하중과 다른 활동들을 다루고 있다.

(2) 미국

미국의 AISC에서는 1992년 강구조 내진설계기준으로 "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"를 발간하였으며 2005년에 개정되었다. 보와 기둥의 접합부를 성능에 따라 SMF(Special Moment Frame), IMF(Intermediate Moment Frame), OMF(Ordinary Moment Frame)로 분류하고 있다.

① 강구조

- SMF(Special Moment Frame)

지진하중 작용시 큰 비탄성 변형에 견딜것으로 기대되는 시스템으로 0.04rad 이상의 층간 변위각을 확보하여야 한다. 접합부의 휨강도는 층간 변위각 0.04rad에서 접합부 공칭 모멘트의 80%이상을 확보하여야 한다.

- IMF(Intermediate Moment Frame)

지진하중 작용시 부재와 접합부가 제한된 비탄성 변형에 견딜 것으로 기대되는 시스템으로 0.02rad이상의 층간 변위각을 확보해야 한다. 접합부의 휨강도는 층간 변위각 0.02rad에서 접합부 공칭모멘트의 80%이상을 확보하여야 한다.

- OMF(Ordinary Moment Frame)

지진하중 작용시 부재와 접합부가 커서 비탄성 변형에 견딜 것으로 기대되는 시스템으로 0.01rad이상의 층간 변위각을 확보해야 한다. 공칭휨강도는 접합된 보 또는 기둥의 50%이상 확보하여야 한다. FR(Fully Restrained)와 PR(Partially Restrained)로 구분된다.

② 합성구조

- C-SMF(Composite Special Moment Frame)

지진하중 작용시 큰 비탄성 변형은 주로 보에 발생하지만 기둥과 접합부에는 제한된 변형만 발생하며, 내진설계범위 D와 그 이상에서 주로 적용된다. 접합부는 0.04rad이상의 층간 변위각을 확보해야 하며, 강재 및 철근 콘크리트 SMF와 같은 성능이다.

- C-IMF(Composite Intermediate Moment Frame)

지진하중 작용시 비탄성 변형은 주로 보에 발생하지만, 기둥과 접합부에는 적절한 비탄성 변형이 발생하며, 내진설계범위 C와 그 이하에 주로 적용된다. 접합부는 0.03rad이상의 층간 변위각을 확보해야 하며 철근 콘크리트 IMF 또는 철골 IMF와 OMF사이의 성능을 확보해야 한다.

- C-OMF(Composite Ordinary Moment Frame)

지진하중 작용시 보, 기둥, 접합부에는 제한된 비탄성 변형이 발생하며 내진설계 범위 A와 B에 주로 적용된다. 어떤 특정한 지진 상세없이 설계된 철근 콘크리트와 철골의 성능이상을 확보해야 한다.

(3) 유럽

EU 회원국간의 국가코드의 다양한 형식과 내용에 의해 발생하는 문제점을 해결하기 위하여 1985년부터 성능지향의 유로코드를 개발하기 시작하였으며, Eurocode Draft 8 " Design Provisions for Earthquake Resistance of Structure"에서는 구조물의 연성도에 따라 DCL(Ductilty Class Low), DCM(Ductility Class Medium), DCH(Ductility Class High) 총 3개로 나누고 있다.

① 강구조

- DCH(Ductility Class High)

소성힌지 능력을 갖는 접합부 설계는 0.035rad을 만족하여야 한다.

- DCM(Ductility Class Medium)

소성힌지 능력을 갖는 접합부 설계는 0.025rad을 만족하여야 한다. 이러한 값은 20%

이상의 강도와 감소의 저감없이 반복하중하에서 얻어져야 하며, 실험을 통해 증명되어야 한다.

(4) 국내

① 강구조

ⓐ 특수 모멘트 골조(SMF)

· 지진하중저항시스템에 속한 보-기둥 접합부는 다음의 3가지 조건을 만족해야 한다.

· 접합부는 최소 0.04rad의 층간변위각을 발휘해야 한다.

· 기둥 외주면에서 접합부의 계측휨강도는 0.04rad의 층간변위에서 적어도 보 Mp의 80% 이상을 유지해야 한다.

· 접합부의 소요전단강도는 다음의 지진하중 효과 B에 의하여 산정하여야 한다.

$$B = 2[1.1R_y M_p / L_k] \qquad <식3.2.1>$$

여기서, Ry : 공칭항복강도에 대한 예상항복응력 비

Mp : 공칭소성 모멘트

Lk : 보 소성힌지 사이의 거리

ⓑ 중간 모멘트 골조(IMF)

지진하중저항시스템에 속한 보-기둥 접합부는 다음의 3가지 조건을 만족해야 한다.

·접합부는 최소 0.02rad의 층간변위각을 발휘해야 한다.

·기둥 외주면에서 접합부의 계측휨강도는 0.02rad의 층간변위에서 적어도 보Mp의 80% 이상을 유지해야 한다.

· 접합부의 소요전단강도는 다음의 지진하중 효과 B에 의하여 산정하여야 한다.

$$B = 2[1.1R_y M_p / L_k] \qquad <식3.2.2>$$

여기서, Ry : 공칭항복강도에 대한 예상항복응력 비

Mp : 공칭소성 모멘트

Lk : 보 소성힌지 사이의 거리

ⓒ 보통모멘트 골조(OMF)

설계 지진력이 구조물에 작용할 때 부재와 접합부가 최소한의 비탄성 변형을 수용할 수 있는 골조를 지칭하며, 중간모멘트 골조의 요구사항을 충족하더라도 보의 높이가 750mm를 초과하는 경우 보통모멘트 골조로 분류한다.

② 합성구조

ⓐ 합성특수 모멘트 골조 모멘트 접합부(C-SMF)

반복하중실험을 통해 최소 0.04rad을 발휘할 수 있음을 입증하여야 한다.

ⓑ 합성중간 모멘트 골조 모멘트 접합부(C-IMF)

반복하중실험을 통해 최소 0.03rad을 발휘할 수 있음을 입증하여야 한다.

ⓒ 합성보통 모멘트 골조 모멘트 접합부(C-OMF)

보와 기둥 그리고 접합부에 제한된 비탄성 변형이 발생한다고 가정한다.

4) 국제 표준화 활동

ISO/TC98 회의는 스페인(마드리드)에서 10월 22일~10월 26일까지 개최 되었으며, 일정표는 아래와 같다.

MEETING	22 October Monday		23 October Tuesday		24 October Wednesday		25 October Thursday		26 October Friday	
	10-13	14-17	10-13	14-17	10-13	14-17	10-13	14-17	10-13	14-17
TC 98									⇔	
SC 1					⇔	⇔				
SC 2							⇔			
SC 3								⇔		
SC 1/WG 1 Terminology and symbols					⇔	⇔				
SC 2/WG 6 Assessment of existing structures	⇔	⇔								
SC 2/WG 8 General framework for structural design	⇔	⇔								
SC 2/WG 11 Risk assessment	⇔	⇔	⇔	⇔						
SC 3/WG 2 Wind actions on structures			⇔	⇔						
SC 3/WG 10 Seismic actions on geotechnical works			⇔	⇔						
	JCSS		JCSS							

▌ISO/TC98 표준화 회의

(1) ISO/TC98내의 분과

SC1내의 WG(Working Group) 및 표준화 활동

- WG1 Terminology and symbols
- Revision of ISO 8930 : 1987 - General Principles on reliability for structure list of equivalent terms - Vocabulary
- Revision of ISO 3898 : 1997 - Bases for design of structures - Rotations - General symbols

(2) SC2내의 WG(Working Group) 및 표준화 활동

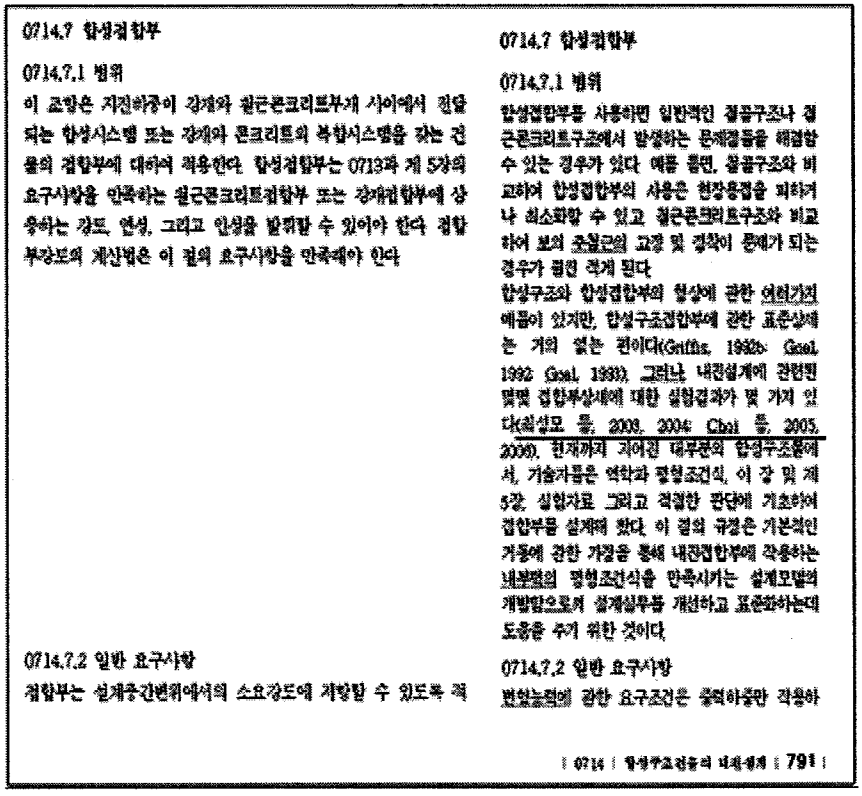
- WG1 General principles on reliability for structures (ISO 2394 : 1998)
- WG3 Statistical Methods for quality control of building materials and components
- WG6 Assessment of existing structures
- WG8 General framework for structural design (ISO 22111)
- WG9 Serviceability of building against vibrations (ISO 10137)
- WG10 General principles on the design of structures for durability (ISO 13823)
- WG11 Genenral principles in risk assessment for structures (ISO 13824)

(3) SC3하의 WG(Working Group) 및 표준화 내용

- WG1 Snow loads : Determination of snow loads on roof (ISO 4355 : 1998)
- WG2 Wind actions on Structures (Revision of ISO 4354 : 1997)
- WG4 Accidental actions due to human activities (ISO 10252)
- WG6 Atmospheric ice loads on structures (ISO 12494 : 2001)
- WG8 Actions from waves and current (ISO 21650)
- WG9 Seismic actions on structures (ISO 3010 : 2001)
- WG10 Seismic actions on geotechnical works (ISO 23469)

5) 국내 표준화 활동

그림3.3.2와 같이 KBC-S 2008 강구조내진설계 위원으로 참여하였으며, KBCS-2005 강구조 핸드북 중 합성부재 부분을 작성하였다. 한국 지진공학회와 한국건축기술사회가 주관하는 건축물 내진설계기준 공동위원회에 참석하여 최종보고서를 작성하여 KBC-S의 내진기준 개정안을 제시하였다.



0714.7 합성접합부

0714.7.1 범위

이 조항은 지진하중이 강재와 철근콘크리트부재 사이에서 전달되는 합성시스템 또는 강재와 콘크리트의 복합시스템을 갖는 건물의 접합부에 대하여 적용한다. 합성접합부는 0713과 제 5장의 요구사항을 만족하는 철근콘크리트접합부 또는 강재접합부에 상응하는 강도, 연성, 그리고 안정을 발휘할 수 있어야 한다. 접합부강도의 계산법은 이 절의 요구사항을 만족해야 한다.

0714.7.2 일반 요구사항

접합부는 설계층간변위에서의 소요강도에 저항할 수 있도록 적

0714.7 합성접합부

0714.7.1 범위

합성접합부를 사용하면 일반적인 철골구조나 철근콘크리트구조에서 발생하는 문제점들을 해결할 수 있는 경우가 있다. 예를 들면, 철골구조와 비교하여 합성접합부의 사용은 현장용접을 피하거나 최소화할 수 있고 철근콘크리트구조와 비교하여 보의 주철근의 고정 및 정착이 문제가 되는 경우가 줄어 든다.

합성구조와 합성접합부의 형상에 관한 연구가 예들이 있지만, 합성구조접합부에 관한 표준상세는 거의 없는 편이다(Griffis, 1992b; Gaul, 1992; Gaul, 1993). 그러나 내진설계에 관련된 몇몇 접합부상세에 대한 실험결과가 몇 가지 있다(최성모 등, 2003, 2004; Choi 등, 2005, 2006). 현재까지 시어진 대부분의 합성구조물에서, 기술자들은 역학과 평형조건식, 이 장 및 제 5장, 실험자료 그리고 적절한 판단에 기초하여 접합부를 설계해 왔다. 이 절의 규정은 기본적인 거동에 관한 개념을 통해 내진접합부에 작용하는 내부력의 평형조건식을 만족시키는 설계모델의 개발함으로써 설계실무를 개선하고 표준화하는데 도움을 주기 위한 것이다.

0714.7.2 일반 요구사항

변형능력에 관한 요구조건은 중력하중만 작용하

| 0714 | 합성구조접합부의 내진설계 | 791 |

<그림4.2.2> KBC-S 2008 강구조 내진설계위원 참여

4.2.2 개발된 접합부의 표준화 완성

1) 내진성능 확보요건

(1) 재료 기준

① 내진설계를 위해 사용되도록 규정한 구조용 강재는 비탄성 성능 및 용접성에 근거하여 선택되어 왔다. 일반적으로 구조용 강재는 다음의 특성을 충족해야 한다.

- 항복비 0.85이하;
- 응력-변형도상에서 항복응력 도달시 명확한 소성흐름 발생;
- 큰 비탄성 변형 능력(예, 50mm 게이지 길이에서 인장에 대한 연신률이 20% 혹은 그 이상); - 우수한 용접성 등이다. 위의 기준을 충족하는 증거가 없다면 다른 강재는 사용해 서는 안 된다.

② 본 지침에서 내진구조 시스템에 적합한 것으로 지정하고 있는 강종(SN, SHN, TMC)은 위에서 언급한 비선형 재료특성 및 용접성 등의 요구조건을 모두 만족하고 있다.

③ SN강은 항복비의 상한치가 80% 이내로 규정된 강으로서 샤르피 흡수에너지 하한치 규정(0℃, 27J) 이상의 재료적 특성을 나타내고 있다. 한편 탄소당량이 0.45%보다

작고 S와 C의 화학성분이 우수한 것으로 판명되었다. SN400A, SN400B, SN400C, SN490B, SN490C의 사용을 본 내진설계기준에서는 적극 권장한다.

④ SHN강은 높은 신뢰성과 우수한 내진성능을 가진 H형강의 필요성 증가로 개발된 건축구조용 열간압연 H형강으로 항복비를 85%이하로 하여 소성변형능력이 향상되었고 강재의 신뢰성을 증가시키기 위해서 항복강도의 상, 하한치를 규정하였다. 이와 함께 탄소당량이 0.45% 이하이며, 샤르피 흡수에너지 (0℃, 27J)를 규정 한 것이 특징이다. SHN490의 사용을 본 내진설계기준에서 적극 권장한다.

⑤ 특수모멘트골조 및 중간모멘트골조 시스템은 반응수정계수가 비교적 크게 설정되어 있으므로, 지진 등에 의해 큰 비탄성 거동을 경험할 것으로 예상되고, 이러한 구조시스템의 내진 안전성을 보장하기 위해서는 강재의 성능 뿐만 아니라 용접성을 향상시켜 품질을 확보할 필요가 있다. 따라서 이러한 시스템에 대해서는 용접성이 좋고 항복비에 대한 규격이 있는 SN, SHN 및 SM강에서는 TMC강을 사용하도록 제한하였다. 퀜칭에 의한 SM강의 경우, 고강도화되면서 항복비가 높아짐과 동시에 탄소함량이 높아져 취성이 강해지고 용접성이 떨어져 내진성능이 저하되는 것을 우려된다. 그러나 SM강 중에서 제조프로세스를 개선하고 입자를 세립화한 TMC강의 경우는 기존의 퀜칭에 의한 SM강에 비해 항복비가 작고, 낮은 탄소당량을 유지하여 인성이 크게 향상되어 내진성능 확보에 매우 유리한 강재이다. 따라서 고강도의 SM강을 사용하고자 하는 경우에는 TMC강을 사용하도록 제한하였다. 위의 시스템 외에는 비탄성 거동 정도가 적을 것으로 판단되어, 기존의 SS강 및 SM강을 비롯한 건축구조설계기준에 등재된 구조용 강재를 사용할 수 있도록 하였다. 다만 위에 열거한 구조시스템에서도 KS 규정에 의한 실험 및 다른 합리적 기준에 의해 항복비가 0.85이하를 입증할 수 있는 경우에는 건축설계 기준에 등록된 구조용 압연강재를 사용할 수 있다.

⑥ 강구조설계기준에 명시된 재료적 요구사항은 제조자가 KS에 규정된 실험에 의해 만족됨을 증명하여야 한다. 보조적인 혹은 독립적인 재료시험은 재료시험 보고서를 확인 및 추적이 곤란한 재료에 대해서만 필요하며 재료시험은 본 강구조내진설계기준의 부록 S에 따라서 인증획득을 위한 재료실험을 실시한다.

(2) 볼트 접합

① 인장이나 전단에 의한 파단, 볼트의 전단파괴, 블록전단파단은 접합부에 취성파괴를 야기하는 한계상태이다. 지진력저항시스템의 연성거동을 보장하기 위해서는 이들 한계상태가 지진력저항시스템의 접합부의 거동을 지배하지 않도록 해야 된다. 즉, 취성적인 한계상태에 대한 내력을 증가시켜서 항복이나 지압변형과 같은 연성적인 한계상태가 가용강도가 되도록 한다.

② 볼트 조인트는 지진에 의한 하중의 역전 가능성, 부재나 접합부에서 발생할 수 있는 비탄성변형 가능성을 감안한다면, 지진력저항시스템의 볼트 조인트에는 프리텐션 볼트를 사용할 필요가 있다. 그러나 지진하중의 세기를 고려할 때 모든 경우에 있어 (설령 미끄럼 한계상태로 설계된 접합부라 할지라도) 볼트 접합부의 미끄러짐을 막을 수도 없고 막을 필요도 없다. 따라서 본 기준에서는 프리텐션이 도입된 지압형식 볼트로 설계하되 마찰면에서는 최소 $\mu=0.35$ 이상의 미끄럼계수를 확보할 것을 요구하고 있다(즉 AISC 기준의 A등급 마찰면 이상). 즉 마찰면의 미끄럼계수로서 $\mu=0.35$ 이상을 확보하고 지압형식 볼트로서 가용강도를 평가하여 볼트를 배치하면 된다. 이렇게 설계하면 미끄러짐에 대한 저항력이 어느 정도의 확보될 것이므로 설계용 지진보다 약한 지진에 대해서 피해를 최소화할 수 있을 것이다.

③ 엔드플레이트를 사용한 볼트 접합부와 같이 마찰면이 주로 인장이나 압축을 받는 경우는 위에서 언급한 마찰면에 대한 요구조건을 완화할 수 있다.(최성모, 2004, 2005)

④ 지진동에 의한 볼트접합부의 미끄러짐이 유발하는 과도한 변형을 방지하기 위해서 지진하중저항력시스템의 볼트구멍은 표준구멍 또는 짧은 홈구멍(응력의 작용방향과 슬롯의 길이방향이 직각이 되어야 함)만이 허용된다. 실험에 의하여 검증된 구멍형태나 대각가새의 큰 구멍(oversize hole)에 대해서는 예외가 인정된다.

⑤ 큰 구멍을 이용해서 마찰접합 형식으로 가새접합부를 설계하면 현장 시공성이 증가되고 대부분의 중·약진에 대해서는 미끄러짐에 대한 저항능력이 발휘될 것으로 기대된다. 만약 극단적인 상황에서 큰 구멍에서 미끄럼이 발생해도 완전 강성접합부에 비견되는 거동을 보임이 실험적으로 확인된 바 있다.(FEMA 355D) 다만 볼트가 미끄러지게 되면 층간변위가 약간 증가할 수 있기 때문에 층간변위의 산정에서 볼트의 미끄러짐을 반영하여야 한다. 슬립량을 최소화하기 위해서는 큰 구멍은 접합부의 한쪽 판에만 설치해야 한다. 큰 직경을 갖는 볼트의 슬립량은 볼트직경보다 최대 5mm까지만 구멍의 크기를 제한하는 방법으로 최소화할 수 있다.

⑥ 마찰접합볼트에 큰 구멍을 사용할 때 발생하는 미끄럼 저항력의 감소영향을 고려해야 한다. 볼트장력의 감소로 인하여 정적 미끄럼저항력은 저하되지만, 큰 구멍을 사용한 접합부의 전반적인 거동은 표준구멍으로 설계된 볼트와 유사한 거동을 보이는 것으로 보고된 바가 있다(Kulak-Fisher-Struik, 1987).

⑦ 피접합재에 대한 지압이 유발하는 볼트 조인트의 과도한 변형을 막기 위해서, 본 내진기준에서는 지압강도를 강구조설계기준 10.3.10절의 "변형을 고려한 한계강도 ($R_n=2.4dtF_u$)"로 제한하였다. 이 제한조건의 의도는 대략 최대 6mm 까지 지압변형을 제한하기 위한 것이다. 그러나 강진 발생시 실제 지압하중은 설계시 예상한 값보다 훨씬 클 것이므로 실제 지압변형은 이 이론적인 한계를 훨씬 초과할 수 있음은 물론이다. 그럼에도 불구하고 이 한계는 중급 규모의 지진 발생시에는 피해를 효과적으

로 줄일 수 있을 것으로 기대된다.

⑧ 본 내진기준에서는 공통의 힘(a common force)을 볼트와 용접이 분담하는 것을 금하고 있다. 그 이유는 다음과 같다. 강진 내습시 응력의 역전 가능성과 접합판 요소의 비탄성 변형 가능성을 고려할 때 볼트에서 슬립이 발생할 가능성이 매우 크다. 이때 슬립이 발생한 볼트와 같은 전단면에 있는 용접부는 볼트가 지압상태에 이를 수 있도록 충분한 변형에 이르지 않을 수 있다(특히 하중의 역전이 발생했을 때). 결과적으로 용접이 전 하중을 받게 될 것인데, 이에 대비하여 설계하지 않으면 접합부에 파괴가 발생할 수 있다.

⑨ 본 내진기준에서는 볼트와 용접이 동일한 접합면에서 공통의 힘을 분담하는 것은 모든 경우에 금한다. 이에 더하여 어떤 경우에는 서로 다른 구조요소 사이에 공통의 힘을 분담하는 것도 금한다. 예로서, 보-기둥 조인트의 가새 접합부에서 가새의 수직력 성분은 기둥에 접합된 가셋 플레이트와 보 웨브의 접합부에 의해 지지되는 형식이 종종 사용된다(그림 C-I-7.1a 및 C-I-7.1b 참조). 만약 하나는 용접되고 다른 하나는 볼트로 접합된다면, 이 두 요소는 공통의 전단면에 있으면서 제한된 변형성능을 갖고 있기 때문에 용접 조인트가 모든 힘을 저항하게 될 것이다. 반면에 두 요소 모두를 기둥에 모두 볼트접합을 혹은 용접접합을 하면, 두 요소가 힘을 분담할 수 있다. 마찬가지로 H형강 가새 접합부에서 웨브를 볼트접합하고 플랜지는 용접접합하여 축하중을 분담하는 설계를 하여서는 안 된다(반대의 경우도 마찬가지).

⑩ 어떤 부재에서 한 요소의 볼트는 특정방향의 힘을 전달하고, 다른 요소는 다른 방향 또는 다른 전단면의 힘을 용접에 의해 전달하는 방식으로 설계할 수 있다. 가령 보-기둥 접합부에서 용접플랜지는 모멘트 또는 축력을 전달하고 볼트웨브는 전단력을 전달하도록 설계할 수 있다. 유사하게 기둥 이음부에서 플랜지 용접에 의해 축력 또는 모멘트를 전달하고 웨브를 볼트접합하여 수평전단력을 전달할 수 있다. 이 두 가지 모두의 경우에 있어서, 용접과는 독립적으로 볼트가 지압을 통해 하중을 지지할 수 있도록 플랜지와 웨브 접합부 사이에 적절한 변형능력이 확보되어야 한다.

⑪ 본 내진기준에서는 현장용접에 필요한 세우기 볼트(erection bolt)의 사용을 금하는 것은 아니다. 가령 H형강 모멘트접합부의 보 웨브의 전단탭 세우기 볼트를 생각할 수 있다. 이 경우 이들 볼트는 임시의 시공하중을 지지할 뿐이고, 이 요소에 예상되는 전하중은 용접에 의해 설계되어야함은 물론이다.

(3) 용접 접합

① 용접이음부에 대한 일반적인 요구사항은 대한용접접합학회(KWJS)에 있고, 여기에 용접제작시방서(Welding Procedure Specification, WPS)를 필요로 하는 모든 용접에 대한 것이 있다. 용접제작시방서에 따른 기술자의 승인이 본 강구조내진설계기준에

서 필요하다. 본 강구조내진설계기준은 부록 W에 지진력저항시스템(SLRS)의 접합부 용접을 위한 부가요건을 추가하였다.

② 기존의 기준과 마찬가지로, 용접금속 노치인성의 확보는 부재의 모든 용접뿐만 아니라 지진력 저항시스템의 접합부에서도 요구된다. 본 강구조내진설계기준들은 임계용접부로서 어떤 용접을 더 지정하였고, 이런 용접은 구조물이 예측된 성능을 충분히 가질 수 있는 최소한의 CVN인성을 가질 수 있는 용가재로 용접해야 한다. 이때의 CVN은 KS B 0810 혹은 강구조내진접합부인증위원회의 특별 시험절차를 따르도록 한다.

③ 임계용접부로서 지정된 용접은 임계용접부로 지정된 어떤 용접의 어느 곳에든 명시하고, 이런 용접은 구조물이 예측된 성능을 충분히 가질 수 있는 최소한의 CVN인성을 가질 수 있는 용가재로 용접해야 한다. 이때의 CVN은 KS B0810 혹은 강구조내진접합부인증위원회의 특별 시험절차들을 이용하도록 한다. 임계용접부로 지정된 용접은 특정 지진력 저항시스템에 적용할 수 있는 장의 내진기준의 어느 곳에든지 명시되어 있다.

④ 임계용접부는 일반적으로 완전용입그루브용접인데, 이는 예상하중등급과 높은 응력요구에 근거하여 설계한 것이다. 또한 SLRS의 강도와 강성의 심각한 감소를 유도하며 붕괴를 일으키는 용접이다. 임계용접부를 위해서 용가재는 구조물이 예측된 성능을 충분히 가질 수 있는 최소한의 CVN인성을 가질 수 있어야 한다.

⑤ 임계용접부로서 설계된 노출강구조, 가열되지 않는 건물, 혹은 냉동저장고 구조가 10℃의 서비스온도를 받기도 하는데 이럴 경우 본 강구조내진설계기준은 부록 X에 대한 최소인증온도를 조정할 것을 요구하고 있다. 즉, CVN 인성인증시험을 위한 온도가 최소예상서비스온도인 11℃이상이 되어서는 안 된다. 최소예상서비스온도는 면적과 응용하고자하는 적절한 자료에 근거하여 결정되어야만 한다. 예를 들어, 영하 18℃의 최소예상서비스온도조건을 가진 구조의 용접금속재는 -7℃보다 같거나 작은 온도에서 인증을 얻을 필요가 있다.

⑥ 지진력저항시스템의 하중경로로 사용되는 부재와 접합부의 기타의 용접은 구조물의 예측된 성능을 충분히 가질 수 있는 최소한의 CVN 인성을 가지게 하는 범위 내에서 임계용접부보다 낮은 CVN값을 가지는 용가재를 사용하여야 한다.

⑦ 공칭 시험온도의 증가는 비임계용접부에서 용가재에 대한 적절한 노치 인성을 여전히 제공하고 있고 반면에 서브머지드 아크용접과 가스 아크용접 과정을 위해서 사용되는 다른 보통 노치 인성의 용접봉이 사용된다. 용가재를 이용한 보접합과 데크용접, 보조 콜렉터 및 횡가새와 같이 지진력저항시스템의 보조부재를 위한 용접은 노치 인성을 가진 용가재가 필요하지 않다.

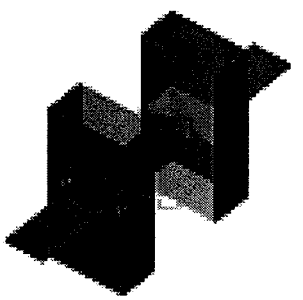
⑧ 용접절차나 용접재료에 대하여 해당하는 프로젝트에 특화된 CVN 시험을 요구하는 것은 본 기준의 의도가 아니다. 전기저항용접과 서브머지드 아크용접이 강관 구조단면과 파이프의 생산에 용접절차가 사용될 때, 이 용접 요구조건을 전기저항용접과 서머지드아크용접에 적용하도록 하기 위한 것은 더욱 아니다. 이외에 특별한 언급을 하지 않는 한 입열량의 제한은 없다.

4.2.3. 개발된 접합부의 구조 설계식 작성

1) 냉간성형 각형강관 기둥-보 접합부 설계식 제안

(1) 내다이아프램 접합부 설계식 제안

콘크리트 충전용 강관기둥으로서 판상의 내측 다이아프램 면내에 다이아프램을 보강한 형태로 그림 4.2.3와 같다. 각형강관 두면의 용접 전에 내다이아프램을 선용접하여 접합부를 형성할 수 있는 것이 특징이다. 또한, 각형강관 기둥에 콘크리트가 충전되면, 내다이아프램에 수직으로 용접된 플레이트를 통해 콘크리트와 내다이아프램의 콘크리트 Cone failure 영향으로 내다이아프램과 콘크리트의 합성작용이 강화된다.



<그림4.2.3> 상부 다이아프램 형상

내다이아프램의 인장내력은 K.Morita의 모델을 수정·사용하였으며, 내다이아프램의 전단항복영역을 가정하였다. 또한 콘크리트와 수직 플레이트의 합성작용으로 발생하는 콘크리트 Cone Failure 영향으로 접합부의 내력이 상승한다고 가정하였다.

(2) 내력 발휘를 위한 제한 사항

① 냉간성형 각형 강관의 약축방향 용접부의 용접부 최대내력이 비충전이나 충전 각형강관의 최대내력보다 커야한다.

② 제안식의 내력이 보 플랜지 인장내력보다 커야한다.

(3) 강관면의 항복내력

보 플랜지 양쪽 끝에서 응력집중현상이 발생한다고 가정하고, 강관 플랜지의 항복내력에 대한 예측식으로 K.Morita 모델을 수정하여 그림 4.2.4과 같이 항복선 이론을 적용하

였으며, 네가지 가정을 근거로 하고 있다.

① 가정

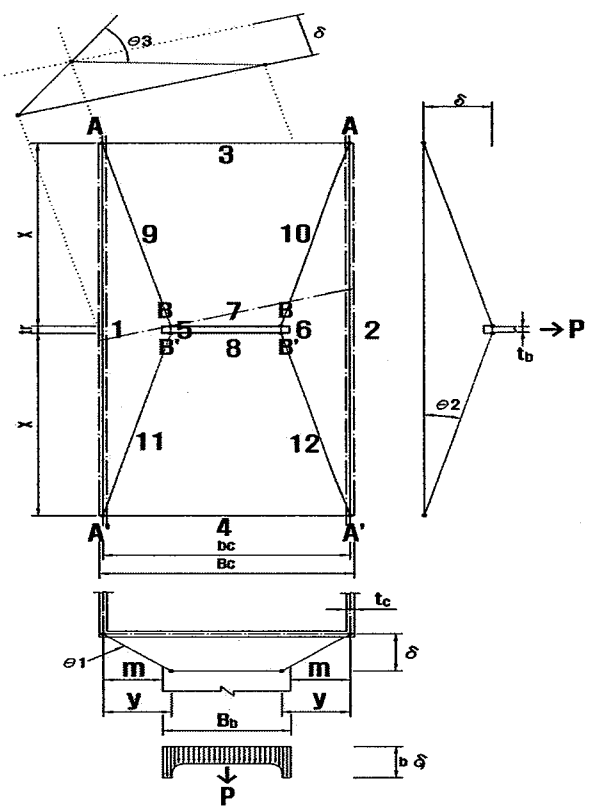
- 기둥 항복 메카니즘 및 보 플랜지 양단의 항복영역은 그림 140와 같으며 강관 플랜지 중심선과 강관 웨브 중심선의 교점에 형성되는 것으로 가정한다.
- 항복선 AA, A′A′은 직선으로 가정한다.
- 기둥 곡률(r)의 영향은 고려하지 않는다.
- 항복선의 단위길이당 Mp = cσy·tc2/4 이다.

여기서 cσy는 각형강관의 항복응력, tc는 강관 두께이다.

해석의 간략화를 위하여 강관 모서리부의 곡률(r)의 영향을 무시한다. 항복선 AA′의 항복모멘트는 식3.2.3의 Ma로 하고 기타의 항복선에 대해서는 Mp로 한다.

$$M_0 = M_a = MIN[t_c^2 \times {}_c\sigma_y/4,\ a^2 \times {}_w\sigma_y/4] \qquad <식4.2.3>$$

MIN[ ] 작은 값 ${}_ct$ 기둥면의 두께
${}_c\sigma_y$ 강관 항복응력 a 용접부 두께 ${}_w\sigma_y$ 용접금속의 항복점



<그림4.2.4> 항복선의 가정 형상

접합부의 항복시 보 플랜지 단부는 응력집중에 의한 항복영역이 양단 구간(y-m)에만 발생한다. 보 플랜지 양단의 항복영역은 기둥 플랜지의 면외변형이 허용되고, 기둥 플랜지에는 굵은 선으로 표시한 항복선이 형성된다. 또한 항복선 AA′은 기둥 모서리 용접부

의 중심선으로 한다. 여기서 x, y는 미지수이다. 미지수 x, y는 P가 최소로 되는 조건에 의해 식4.2.4, 식4.2.5에 의해 결정된다.

$$\frac{\partial P}{\partial x}=4[\frac{(M_a+M_p)}{y}-\frac{M_p\times b_c}{x^2}]=0 \qquad \text{<식4.2.4>}$$

$$\frac{\partial P}{\partial y}=t_b\times{}_b\sigma_y-\frac{[2(M_a+M_p)(2x+t_r)+m^2\times t_b\times{}_b\sigma_y]}{y^2}=0 \qquad \text{<식4.2.5>}$$

미지수 x,y는 각각 242.50mm이고, y값은 113.35mm이며 식4.3.2 , 식4.3.3에 의한 K. Morita의 항복내력식은 식4.2.6과 같이 된다.

$$P_y^c=2M_p\bullet b_c\bullet\frac{4x+t_r}{x^2}+(M_a+M_p)\bullet \qquad \text{<식4.2.6>}$$
$$[x-\frac{M_p}{M_a+M_p}\bullet\frac{m\bullet b_c}{x}]^2\bullet\frac{t_b\bullet{}_b\sigma_y}{M_p\bullet b_c}$$

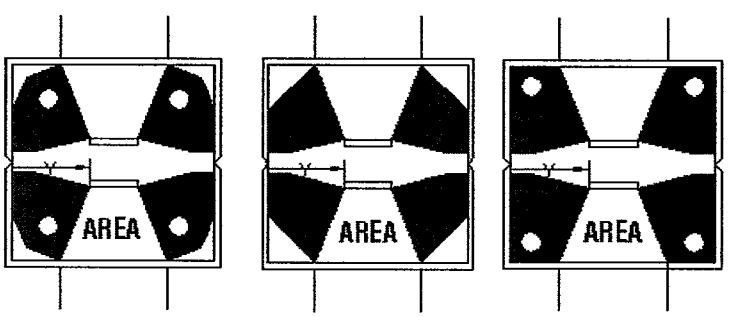
M_p	전소성모멘트	b_c	B_c-t_c
t_b	보 플랜지 두께	t_r	보 플랜지의 용접단부 두께

4) 내다이아프램 항복내력식

플랜지에 인장력이 가해질 때 내다이아프램의 거동을 그림4.2.5과 같이 전단 항복영역을 가정하였으며, 내다이아프램 높이에서 홀의 지름을 뺀 면적을 전단 항복영역으로 가정하였다. 다음과 같이 가정한 내다이아프램의 항복영역의 내력식은 식4.2.7과 같다.

$${}_{dia}P=2\times AREA\times t_d\times{}_d\sigma_y\,/\,Y \qquad \text{<식4.2.7>}$$

t_d 다이아프램두께 ${}_d\sigma_y$ 다이아프램항복응력



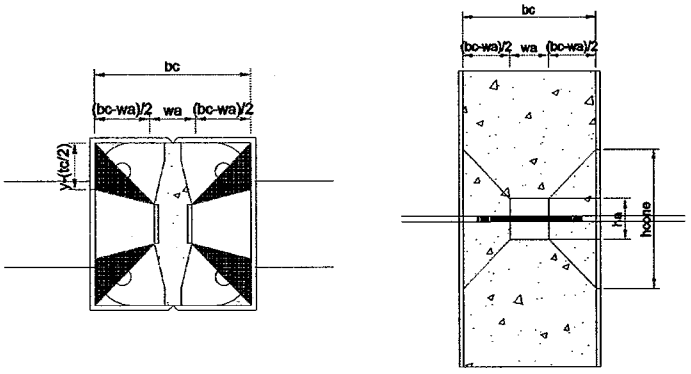
<그림4.2.5> 내다이아프램의 전단항복영역 가정

(5) 콘크리트 Cone Failure

수직 플레이트로 부터 전달되는 인장력으로 인한 콘크리트의 Cone failure는 그림 4.2.6와 같이 45도 방향으로 발생한다는 가정을 근거로 하고 있다. Cone failure는 앵커의 끝단에서 기둥면까지 45도 방향으로 발생하는 면적과 보의 응력이 집중되는 면적의 합으로 이루어지며 콘크리트의 항복내력식은 식4.2.8과 같다.

$$_{cone}P=(b_c-w_a)\times[(\frac{h_a+h_{cone}-2b_t}{2})f_t+(y-\frac{t_c}{2})\nu_c] \qquad <식4.2.8>$$

기호	의미	기호	의미
w_a	앵커너비	h_a	앵커높이
h_{cone}	가정된 콘크리트 파괴영역 높이	f_t	콘크리트 인장강도
ν_c	콘크리트 전단강도		



<그림 4.2.6> 가정된 콘크리트의 파괴영역

식4.2.9은 항복선 이론을 이용하여 내다이아프램 최대 내력을 단순화하고, 콘크리트가 충전된 각형강관의 경우 콘크리트 Cone Failure의 내력을 고려하여 내다이아프램의 인장내력식으로 제안하였다.

$$_{tube}P=2M_p\bullet b_c\bullet\frac{4x+t_r}{x^2}+(M_a+M_p)\bullet \qquad <식4.2.9>$$
$$[x-\frac{M_p}{M_a+M_p}\bullet\frac{m\bullet b_c}{x}]^2\bullet\frac{t_b\bullet{}_b\sigma_y}{M_p\bullet b_c}$$

$$_{dia}P=2\times AREA\times t_d\times{}_d\sigma_y/Y \qquad <식4.2.10>$$

$$_{coner}P=(b_c-w_a)\times[(\frac{h_a+h_{cone}-2b_t}{2})f_t+(y-\frac{t_c}{2})\nu_c] \qquad <식4.2.11>$$

(6) 파괴모드

2-Seam 내다이아프램 접합부의 항복내력은 강관면의 내력과 내다이아프램 내력을 고려한 Case 1과 콘크리트 Come Failure에 의한 내력과 내다이아프램 내력을 고려한 Case 2의 두가지로 구분하여 내력값을 구하였으며, Case 2에 의해 파괴 내력이 지배될 것으

로 사료된다.

① Case1) 기둥면과 내다이아프램 내력에 의한 파괴 모드

$$_{tube}P+{}_{dia}P=2M_p \cdot b_c \cdot \frac{4x+t_r}{x^2}+(M_a+M_p) \cdot \left[x-\frac{M_p}{M_a+M_p} \cdot \frac{m \cdot b_c}{x}\right]^2 \cdot \frac{t_b \cdot {}_b\sigma_y}{M_p \cdot b_c}+2 \cdot AREA \cdot t_d \cdot {}_d\sigma_y / Y \quad \text{<식4.2.12>}$$

② Case 2) 콘크리트 Cone Failure와 내다이아프램 내력에 의한 접합부 파괴

$$_{cone}P+{}_{dia}P=(b_c-w_a)\times\left[\left(\frac{h_a+h_{cone}-2b_t}{2}\right)f_t+\left(y-\frac{t_c}{2}\right)\nu_c\right]+2 \cdot AREA \cdot t_d \cdot {}_d\sigma_u / Y \quad \text{<식4.2.13>}$$

<표4.2.1> 파괴모드에 의한 내력

부위	내력식(kN)		실험값 (kN)
	Case 1	Case 2	
1	1,664.20	1,498.42	1,375.21
2	1,833.72	1,667.95	1,384.71

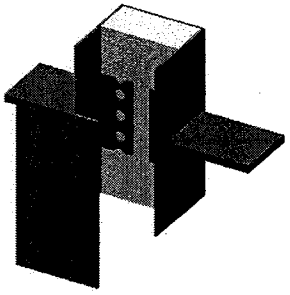
내다이아프램 접합부의 파괴 메커니즘은 콘크리트 Cone Failure의 항복이후 내다이아프램이 항복하고 강관면이 내력을 받아 극한 내력에 도달할 것으로 판단된다. 내력식은 식3.2.14과 같다.

$$P_u=2M_p \cdot b_c \cdot \frac{4x+t_r}{x^2}+(M_a+M_p) \cdot \left[x-\frac{M_p}{M_a+M_p} \cdot \frac{m \cdot b_c}{x}\right]^2 \cdot \frac{t_b \cdot {}_b\sigma_y}{M_p \cdot b_c}+(b_c-w_a)\times\left[\left(\frac{h_a+h_{cone}-2b_t}{2}\right)f_t+\left(y-\frac{t_c}{2}\right)v_c\right] +2 \cdot AREA \cdot t_b \cdot {}_d\sigma_u / y$$

<식4.2.14>

2) 수직유공판 접합부 설계식 제안

내부앵커로 보강된 콘크리트 충전용 강관기둥으로서 판상의 내측 다이아프램 면내에 간단하게 구멍을 뚫어 타공시키는 형태로 그림4.3.7 과 같다. 내부에 용접되는 내부앵커형 구멍이 여러개 형성된 플레이트를 채택한 것이 특징이다. 이로써, 각형강관 기둥에 콘크리트가 충전되면, 콘크리트는 다이아프램 내부 앵커를 통과하면서 충전될 것이고 콘크리트는 못과 같은 역할을 하면서 Perfobond 효과가 발생하여 내부앵커와 콘크리트의 합성작용을 강화하게 된다.



<그림4.3.6> 하부 다이아프램 형상

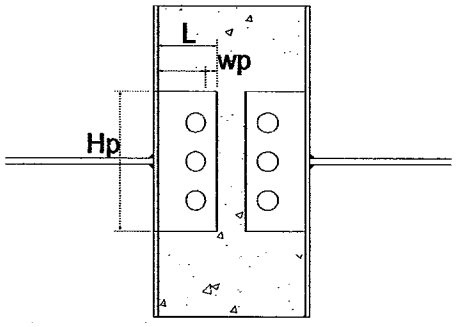
보 플랜지 인장에 따른 보 풍심부의 변형이 단부보다 크게 발생하여 각형강관의 면외 변형이 발생한다. 각형강관의 항복과 콘크리트 충전에 따른 Perfobond의 내력 발현 후 콘크리트의 Cone Failure에 의한 내력이 발휘된다고 가정한다.

(1) 내력발휘를 위한 제한사항

① 강관기둥이 보 플랜지의 인장으로 인하여 변형됨에 따라 수직유공판 또는 변형이 발생하게 된다. 수직유공판의 인장내력이 콘크리트의 Perfobond에 의한 내력보다 큰 경우 콘크리트에 의해 발생하는 Cone Failure와 Perfobond에 의해 내력을 발휘한다. 따라서 수직 유공판 접합부의 내력이 콘크리트에 의해 발생하는 Perfobond에 의한 내력보다 크기 위한 조건은 수직유공판 단부에서 홀까지의 길를 구하는 식 4.2.15와 같다.

$$w_p \geq 3.31nd^2\sqrt{f_c}/F_y \qquad \text{<식4.2.15>}$$

w_p 수직유공판 너비(mm)
d 구멍의 지름(mm)
F_y 강재의 인장강도(MPa)
n 구멍의 개수
f_{ck} 콘크리트 압축강도(MPa)
H_p 수직 유공판 높이(mm)



<그림4.2.7> 수직유공판 길이

② 강관기둥이 변형시 수직유공판의 용접응력과 용접목두께에 의한 강도는 보 플랜지의 항복강도보다 커야 하며 아래의 식과 같다.

$$\frac{{}_c\sigma_y}{4} \times Area_a \geq F_y \times Area_b \qquad \text{<식4.2.15>}$$

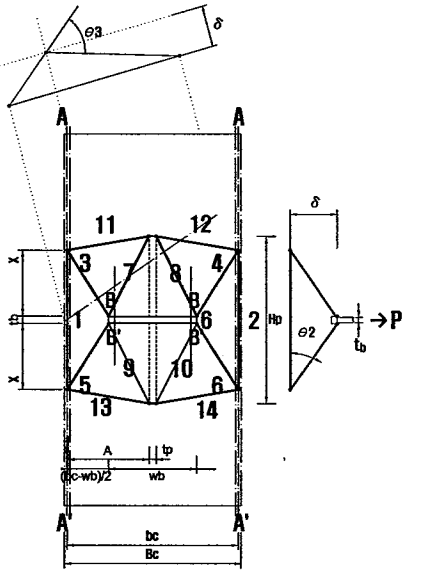
${}_c\sigma_y$ 용접응력(MPa) $Area_a$ 용접부 면적
$Area_b$ 보 플랜지 면적

(2) 강관면의 항복내력

각형강관의 항복내력에 대한 예측식으로는 항복선 이론을 이용한 G.Davis and J.A Parker의 모델을 수정·사용하여 항복내력을 구하였으며, 다음과 같은 4가지 가정을 근거로 하고 있다.

① 가정

- 기둥 항복 메카니즘 및 보 플랜지 양단의 항복영역은 그림4.2.8와 같으며 강관의 항복선 AA'은 직선으로 가정한다.
- 기둥 곡률(r)의 영향은 고려하지 않는다.
- 항복선의 단위길이당 Mp는 $\frac{\sigma_y t_c^2}{4}$로 가정한다.



<그림4.2.8> 가정한 항복선 형상

여기서 미지수 x는 70mm이며 항복선 이론을 이용한 내력식은 식4.2.16 과 같다.

$$P_{yieldline} = \sigma t_c^2 \left(\frac{4x+3t_b}{b_c-w_b} + \frac{b_c-w_b}{2x} + \frac{w_b-t_p}{H_p-t_b} + \frac{H_p-t_b}{w_b-t_p} + \frac{t_p}{2x+t_b} + \frac{b_c-t_p}{A} + \frac{A}{b_c-t_p} \right) \qquad \text{<식4.2.16>}$$

$P_{yieldline}$	강관면의 항복내력 (kN)	σ_y	강관의 항복응력 (MPa)
t_c	각형강관의 두께(mm)	t_r	보 플랜지의 두께(mm)
t_p	수직 유공판 두께(mm)	H_p	수직 유공판 높이(mm)
x	미지수(mm)	A	$H_p - t_p - 2x$

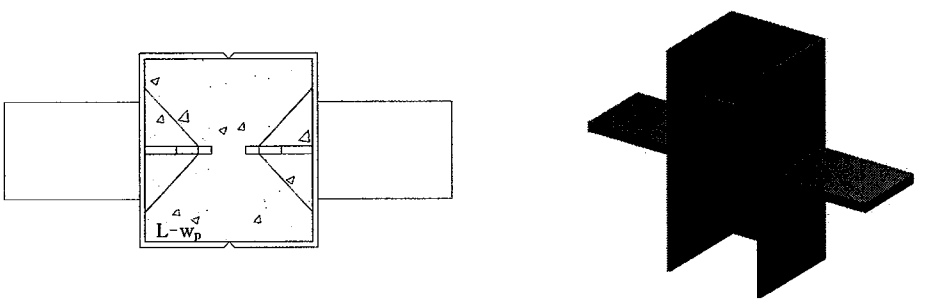
(3) 콘크리트 Cone Failure와 Perfobond

콘크리트의 저항력에 의해 발생하는 Cone Failure의 응력흐름은 그림4.2.17과 같이 홀의 끝단에서 45도 방향으로 분포된다고 가정하였으며 콘크리트 Cone Failure에 의해 발생하는 내력은 식4.2.17과 같다.

$$P_{cone} = \frac{5}{12}\sqrt{f_c} \times 2(\sqrt{2(L-w_p)^2} \times H_p) \qquad \text{<식4.2.17>}$$

Perfobond 효과는 수직유공판에 충전된 콘크리트의 내력이며 (Oguejiofor & Hosain, 1997) 콘크리트의 Cone Failure 추정 내력식은 식4.2.18와 같다.

$$P_{perfobond} = 3.31nd^2\sqrt{f_c} \qquad \text{<식4.2.18>}$$



<그림 4.2.9> 콘크리트 cone failure의 가정

4) 파괴모드

수직유공판 접합부의 내력은 두가지 파괴모드에 의하여 결정되며 표4.2.3와 같이 각각의 내력을 산정한 후, 두가지 경우 중에서 작은 값을 내력으로 한다.

① Case 1) 강관면의 내력

$$P_{yieldline} = \sigma t_c^2\left(\frac{4x+3t_b}{b_c-w_b} + \frac{b_c-w_b}{2x} + \frac{w_b-t_p}{H_p-t_b} + \frac{H_p-t_b}{w_b-t_p} + \frac{t_p}{2x+t_b} + \frac{b_c-t_p}{A} + \frac{A}{b_c-t_p}\right) \qquad \text{<식4.2.19>}$$

② Case 2) 콘크리트 Cone Failure 내력

$$P_{cone} = \frac{10}{12}\sqrt{f_c} \times (\sqrt{2(L-w_p)^2} \times H_p) \qquad <식4.2.20>$$

각각의 파괴 메카니즘에 따른 내력식의 하중을 살펴보면 Case 2(콘크리트 Cone Failure)의 내력이 Case 1(강관면의 항복내력)의 내력보다 높다는 것을 확일할 수 있다. 따라서 Case 1보다는 Case 2에 의하여 내력이 지배되는 것으로 확인하였다.

<표4.2.2> 항복내력의 비교

모델	항복내력(kN)		
	실험	내력식	
		Case1	Case2
SH-1	246	448.52	332.68
SH-2	192	448.52	332.68
SH-3	271.5	448.52	332.68
SH-4	223.5	448.52	332.68

파괴 메카니즘은 콘크리트 Cone Failure와 Perfobond에 의한 파괴 후에 강관이 모든 내력을 받는 것으로 판단하였으며, 내력식 식4.2.21과 같다.

$$P_u = \sigma t_c^2 \left(\frac{4x+3t_b}{b_c-w_b} + \frac{b_c-w_b}{2x} + \frac{w_b-t_p}{H_p-t_b} + \frac{H_p-t_b}{w_b-t_p} + \frac{t_p}{2x+t_b} + \frac{b_c-t_p}{A} + \frac{A}{b_c-t_p}\right) + \sqrt{f_c}\left[\frac{10}{12}\left(\sqrt{2(L-w_p)^2}\,H_p\right) + 3.31nd^2\right] \qquad <식4.2.21>$$

3) 엔드플레이트 파괴 메커니즘에 따른 내력식

엔드플레이트 접합부의 파괴메커니즘은 보 항복형, 엔드플레이트 항복형, 볼트 파괴형 3가지 모드로 볼 수 있으며 보 항복형 엔드플레이트 접합부와 엔드플레이트 항복형 접합부는 구조내력 및 연성 능력이 뛰어나며 볼트 파괴형은 구조내력은 높으나 연성능력이 미약하여 취성적인 거동을 한다. 각각에 대한 내력식은 엔드플레이트 접합부의 보 항복 내력식, 엔드플레이트 접합부의 엔드플레이트 항복 내력식, 볼트 항복 내력식 총 3개로 구분된다.

(1) 엔드플레이트 접합부 보 항복 내력식

AISC Seiemic Provisions (2006)에서 요구하는 접합부의 예상항복응력은 RyFy로 정의된다. 여기서 Ry는 최소 항복응력에 예상항복응력의 비이다. (Fy=36kis(ASTM A325) = 235MPa에 대해 1.5, Fy=50kis(ASTM A490) = 325MPa에 대해 1.1) Fy는 강재 등급에

따른 최소 항복강도이다.

소성힌지 위치에서 예상되는 모멘트 Mpr은 식4.2.22과 같다

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e \qquad \text{<식4.2.22>}$$

Mpr = 소성힌지에서의 예상 최대모멘트 (N-mm)
Ry = 최소 항복응력 Fy에 예상되는 항복응력의 비
(Fy=36kis(ASTM A325) = 235MPa에 대해 1.5,
Fy=50kis(ASTM A490) = 325MPa에 대해 1.1)
Fy는 등급에 따른 강재의 최소 항복강도이다.
Ze = 소성 힌지 위치에서의 소성 단면계수(㎣)
Cpr = 다른 접합상태나 추가적인 보강, 국부 구속, 변형경화를 포함하는 최대 접합부 내력를 고려한 계수.

기준집에 명확하게 표시되어있지 않으면 Cpr 값은 식4.2.23과 같다.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \qquad \text{<식4.2.23>}$$

Fy : 강재 종류에 따른 명시된 최소 항복강도
Fu : 강재 종류에 따른 명시된 최소 인장내력

(2) 엔드플레이트 접합부 엔드플레이트 항복 내력식

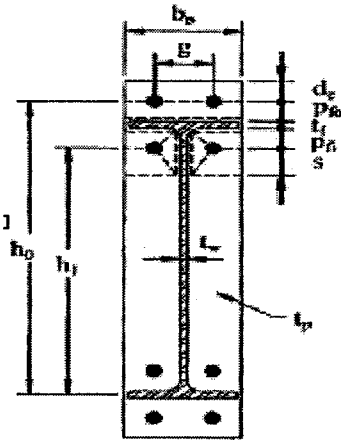
① 4-bolt extended unstiffened end plate 설계강도

엔드플레이트 형상과 항복선 형태는 <그림4.2.10>과 같으며, 설계강도는 아래의 식과 같다.

$$\Phi M_{pl} = \Phi_b F_{yp} t_p^2 Y_p \qquad \text{<식4.2.24>}$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{s}\right) + h_0\left(\frac{1}{P_{fo}}\right) - \frac{1}{2}\right] + \frac{2}{g}\left[h_1(p_{fi} + s)\right] \qquad \text{<식4.2.25>}$$

$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g}$ $\Phi_b = 0.90$ Note : 만약 Pfi > s이면, Pfi = s로 사용



<그림4.2.11> 엔드플레이트 형상과 항복선 형태

② 4-bolt extended stiffened end plate 설계강도

엔드플레이트 형상과 항복선 형태는 그림4.2.12과 같으며, 설계강도는 아래의 식과 같다.

$$\Phi M_{pl} = \Phi_b F_{yp} t_p^2 Y_p \qquad \text{<식4.2.26>}$$

$(d_e < s)$일 경우

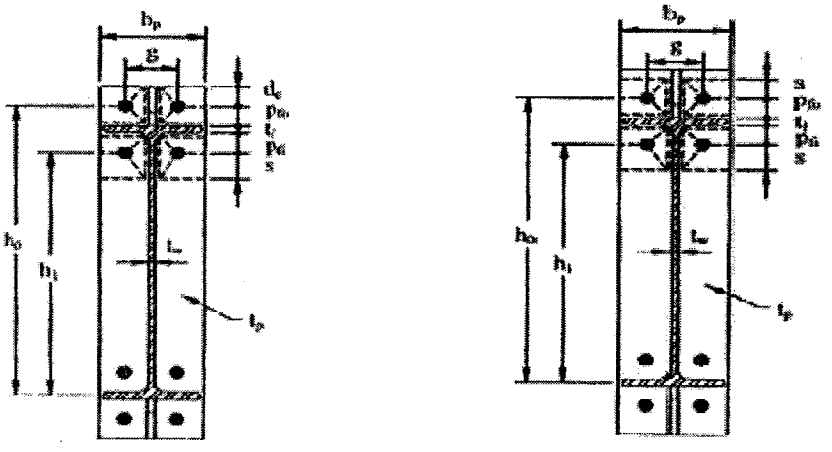
$$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{P_{fi}}+\frac{1}{s}\right)+h_0\left(\frac{1}{P_{fo}}-\frac{1}{2s}\right)\right]+\frac{2}{g}\left[h_1(p_{fi}+s)+h_0(d_e+p_{fo})\right] \qquad \text{<식3.2.27>}$$

$(d_e > s)$일 경우

$$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{P_{fi}}+\frac{1}{s}\right)+h_0\left(\frac{1}{s}+\frac{1}{p_{fo}}\right)\right]+\frac{2}{g}\left[h_1(p_{fi}+s)+h_0(s+p_{fo})\right] \qquad \text{<식4.2.31>}$$

$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g}$ $\quad \Phi_b = 0.90$ $\quad$ Note : 만약 Pfi > s이면, Pfi = s로 사용

$(d_e < s)$일 경우 $\qquad$ $(d_e > s)$일 경우



<그림4.2.12> 엔드플레이트 형상과 항복선 형태

③ 8-bolt extended stiffened end plate 설계강도

엔드플레이트 형상과 항복선 형태는 그림3.3.13와 같으며, 설계강도는 아래의 식과 같다.

$$\Phi M_{pl} = \Phi_b F_{yp} t_p^2 Y_p \qquad \text{<식4.2.29>}$$

$(d_e < s)$일 경우

$$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{2d_e}\right)+h_2\left(\frac{1}{p_{fo}}\right)+h_3\left(\frac{1}{p_{fi}}\right)+h_4\left(\frac{1}{s}\right)\right]+\frac{2}{g}\left[h_1\left(h_1+\frac{p_b}{4}\right)+h_2\left(p_{fo}+\frac{3p_b}{4}\right)+h_3\left(p_{fi}+\frac{p_b}{4}\right)+h_4\left(s+\frac{3p_b}{4}\right)+p_b^2\right]+g$$

<식4.2.30>

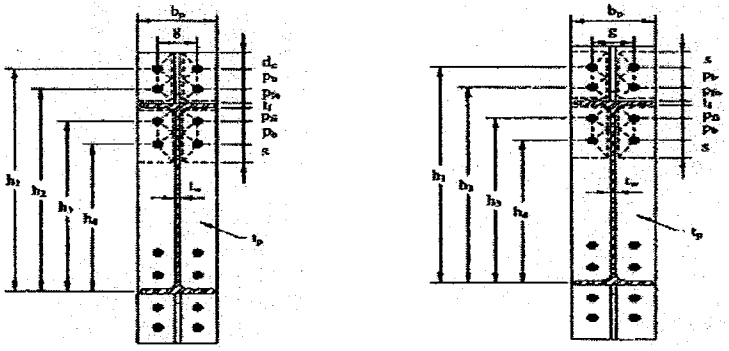
$(d_e > s)$일 경우

$$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{s}\right)+h_2\left(\frac{1}{p_{fo}}\right)+h_3\left(\frac{1}{p_{fi}}\right)+h_4\left(\frac{1}{s}\right)\right]+\frac{2}{g}\left[h_1\left(s+\frac{p_b}{4}\right)+h_2\left(p_{fo}+\frac{3p_b}{4}\right)+h_3\left(p_{fi}+\frac{p_b}{4}\right)+h_4\left(s+\frac{3p_b}{4}\right)+p_b^2\right]+g$$

$$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g} \qquad \Phi_b = 0.90 \qquad \text{<식4.2.31>}$$

Note : 만약 Pfi > s이면, Pfi = s로 사용

$(d_e < s)$일 경우 $(d_e > s)$일 경우



<그림4.2.12> 엔드플레이트 형상과 항복선 형태

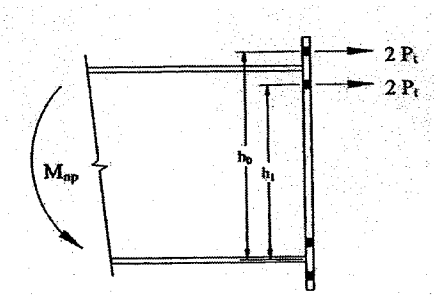
(3) 엔드플레이트 접합부 볼트 파괴형 내력식

① 4-bolt extended unstiffended end plate 설계강도

볼트 하중모델은 그림4.2.13과 같으며, 설계강도는 식4.2.32와 같다.

$$\Phi M_{np} = \Phi 2 P_t (h_0 + h_1) \qquad \text{<식4.2.32>}$$

$$\Phi = 0.75$$

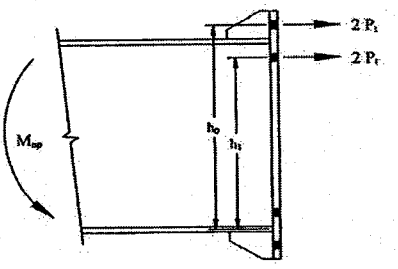


<그림4.2.13> 볼트 하중모델

② 4-bolt extended stiffended end plate 설계강도
볼트 하중모델은 그림4.2.14과 같으며, 설계강도는 식4.2.33과 같다.

$$\Phi M_{np} = \Phi 2P_t(h_0 + h_1) \qquad \text{<식4.2.33>}$$

$\Phi = 0.75$

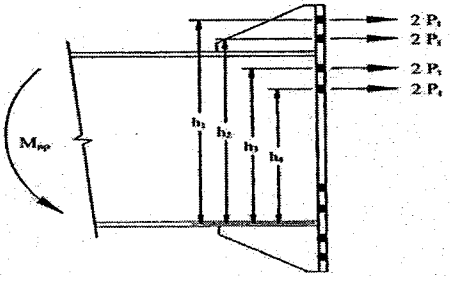


<그림4.2.14> 볼트 하중모델

③ 8-bolt extended stiffended end plate 설계강도
볼트 하중모델은 그림4.2.15과 같으며, 설계강도는 식4.2.34과 같다.

$$\Phi M_{np} = \Phi 2P_t(h_1 + h_2 + h_3 + h_4) \qquad \text{<식4.2.34>}$$

$\Phi = 0.75$



<그림4.2.15> 볼트 하중모델

4.2.4 구조설계 및 시공의 최적화를 위한 설계 및 시공매뉴얼 작성

1) 냉간성형 각형강관 설계 및 시공매뉴얼

(1) 냉간성형 각형강관 설계 매뉴얼

① 하중 및 해석

구조설계에 작용하는 하중은 「건축물 하중기준」에서 정한 규정을 따른다. 구조 설계에서 적용하는 하중조합은 「강구조 허용응력설계기준」,「철골·철근콘크리트 구조계산기준」, 「강관구조설계기준」에 따른다.

구조해석의 기본사항으로는 다음과 같다.

- 구조해석을 수행하는 경우에 구조물의 형상, 지지조건, 한계상태 및 검토사항에 대응하는 적절한 구조해석 모델을 가정한다.
- 구조물은 그 형상 등에 대응하여 보, 기둥 및 라멘 등을 단순화한 구조해석 모델로 치환하여 해석하는 것이 바람직하다.
- 구조해석을 수행하는 때에 하중의 분포를 단순화하는 경우, 동적 하중을 정적 하중으로 치환하는 경우, 하중에 대해서도 실제 값에 등가 또는 안전측으로 모델화하는 것이 좋다.
- 콘크리트충전 강관구조물의 해석은 탄성이론에 의한 해석을 원칙으로 한다.
- 탄성강성을 산정하기 위한 단면2차 모멘트는 강관의 영향을 고려하여 부재의 전단면을 유효한 것으로 간주한다.

(2) 압축재 설계

① 일반사항

압연 또는 용접 각형강관 내부에 콘크리트를 충전한 강관 압축재의 설계에 적용한다. 충전 강관부재의 압축특성은 정확한 계산에 의하지 않을 경우, 철근단면을 제외하고 콘크리트의 전체 단면과 강재 단면만의 완전합성으로 환산한 환산단면을 적용하여 단면특성을 산정한다. 또한 CFT 압축재의 단면에서 강재비는 3%이상이어야 한다.

② 강관의 폭두께비 제한

콘크리트 충전 합성기둥으로 이용되는 강관의 폭두께비는 다음과 같다.

$$\frac{b}{t} \leq \sqrt{\frac{3E_s}{F_y}} \qquad \text{<식4.2.35>}$$

여기서, 기호 정리할 것

③ 단면성능

CFT 압축재의 허용응력도 산정에서 사용되는 합성단면적, 합성항복강도, 합성단면2차

반경 및 합성탄성계수는 다음과 같다.

- 합성단면적 Am

합성단면적은 강재만의 단면적 As를 사용한다.

$$A_m = A_s\ (cm^2)$$ <식4.2.36>

- 합성항복강도 Fym

$$F_{ym} = F_y + 0.60 f_{ck} \frac{A_c}{A_s}\ (MPa)$$ <식4.2.37>

- 합성단면 2차반경 rm

$$r_m = r_s\ (cm)$$ <식4.2.38>

- 합성탄성계수 Em

$$E_m = E_s + 0.4\, E_c \frac{A_c}{A_s}\ (MPa)$$ <식4.2.39>

여기서, r_m = 합성단면2차반경
r_s = 강관단면 2차반경
E_m = 합성탄성계수
E_s = 강관탄성계수
E_c = 콘크리트탄성계수
A_s = 강관단면적
A_c = 콘크리트단면적
f_{ck} = 콘크리트압축강도
F_{ym} = 콘크리트충전강관항복강도
F_y = 강관항복강도

- 허용압축응력도

장기 압축응력을 받는 콘크리트 충전 강관기둥의 허용압축응력도 Fc는 다음과 같다.

- case 1) $\frac{KL}{r_m} \le C_c$일때,

$$F_c = \frac{[1 - \frac{1}{2}(\frac{KL}{Y_m C_c})^2] F_{ym}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}(\frac{KL}{Y_m C_c}) - \frac{1}{8}(\frac{KL}{Y_m C_c})^3}$$ <식4.2.40>

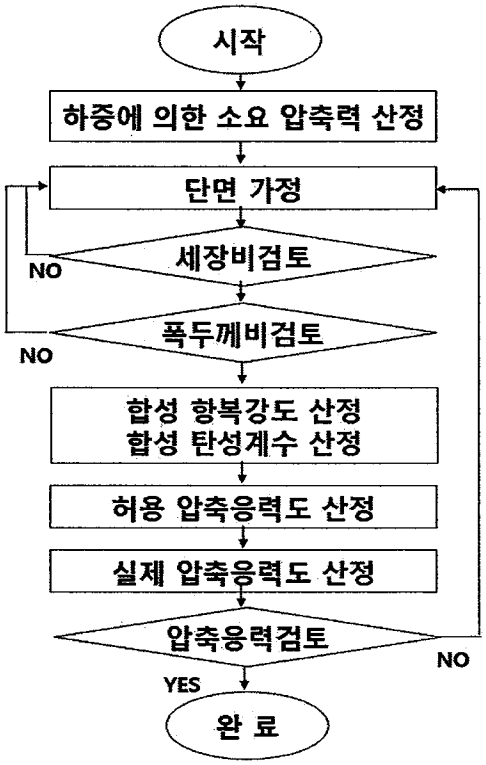
- case 2) $\frac{KL}{r_m} > C_c$일때,

$$F_c = \frac{12 \Pi^2 E_m}{23(\frac{KL}{Y_m})^2}$$ <식4.2.41>

여기서 C_c : 한계세장비 $(= \sqrt{\frac{2\pi^2 E_m}{F_{ym}}})$

r_m = 합성단면2차반경
r_s = 강관단면 2차반경
E_m = 합성탄성계수
KL = 좌굴길이
F_c = 콘크리트충전강관허용압축응력도
C_c = 한계세장비

④ 압축재의 설계흐름도



<그림4.2.16 압축제의 설계흐름도>

(3) 기둥 설계

① 일반사항

- 축력과 휨을 받는 콘크리트 충전 강관기둥의 설계에 적용한다.
- 비틀림에 대해서는 고려하지 않아도 된다.

② 허용응력도 (F_b)

콘크리트 충전 강관기둥의 허용휨응력도는 콘크리트의 휨저항을 무시하고, 다음과 같이 산정한다.

$$F_b = 0.75F_y \qquad \text{<식4.2.42>}$$

여기서 F_y : 강재의 항복강도 (tf/㎠), F_b: 콘크리트 충전강관기둥의 허용휨응력(tf/㎠)

③ 허용전단응력도 (F_v)

콘크리트 충전 강관 기둥의 허용전단응력도는 콘크리트의 전단저항을 무시하고 다음과 같이 산정한다. 다만 정밀한 계산에 의할 경우에는 콘크리트의 전단저항을 고려할 수 있다.

$$F_v = 0.4F_y \qquad \text{<식4.2.43>}$$

여기서, F_y: 강재의 항복강도 (tf/㎠), F_v: 콘크리트충전 강관기둥의 허용전당응력도 (tf/㎠)

④ 휨과 축력을 받는 부재

- case 1) 휨과 압축력을 받는 경우

콘크리트 강관 기둥은 식4.2.44의 내력 상관식을 만족해야 한다.

$$(\frac{f_c}{F_c})^2 + \frac{C_{mx}}{1-\frac{f_c}{F'_{ex}}} \cdot \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{C_{my}}{1-\frac{f_c}{F'_{ey}}} \cdot \frac{f_{bx}}{F_{by}} \le 1.0 \qquad \text{<식4.2.44>}$$

여기서,

F_c : 콘크리트 충전 강관 기둥의 허용압축응력도 (tf/㎠),

F_{bx}, F_{by} : 콘크리트 충전 강관기둥의 허용휨응력도 (tf/㎠)

C_{mx}, C_{my} : 모멘트분포에 따른 보정계수

$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$ 다만, $|M_2| \ge |M_1|$ 이고 M_1/M_2의 부호는 복곡률 일때 (+)부호, 단곡률일 때 (-) 부호임.

F'_{ex}, F'_{ey} :콘크리트 강관기둥의 허용탄성좌굴응력

$$F'_e = \frac{12\pi^2 E_m}{23(\frac{KL}{Y_m})^2} \qquad \text{<식4.2.45>}$$

f_c : 압축응력 ($(=p_c/A_s)$(tf/㎠)

P_c : 압축재 (tf)

A_s : 강재만의 단면적 (㎠)

F_{bx}, F_{by} : 휨응력 (tf/㎠)

$f_{br} = M_x/S_{sx}$, $f_{br} = M_y/S_{sy}$

M_x, M_y :휨모멘트 (tf.㎝)

S_{sx}, S_{sy}: 강재만의 단면계수 (㎤)

$$\frac{C_{mx}}{(1-\frac{f_c}{F'_{ex}})} \ge 1.0 \qquad \frac{C_{my}}{(1-\frac{f_c}{F'_{ey}})} \ge 1.0$$

- case 2) 휨과 인장력을 받는 경우

콘크리트 강관기둥은 식4.2.46의 내력상관식을 만족해야 한다.

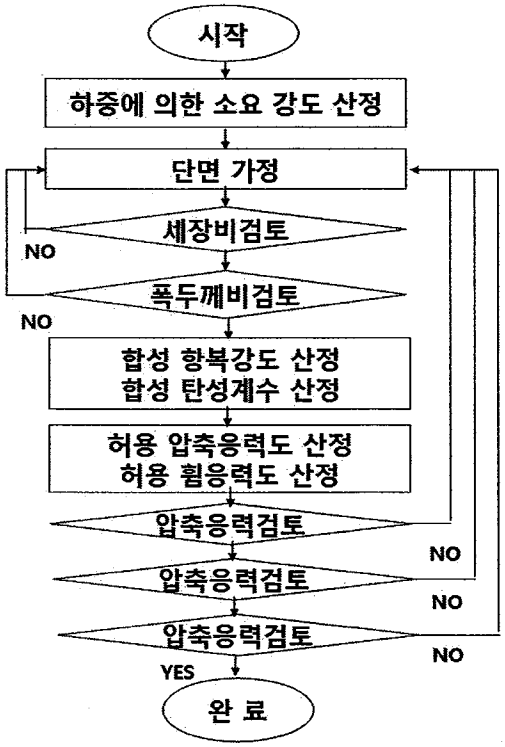
$$\frac{f_t}{F_t}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{f_{by}}{F_{by}}\le 1.0 \qquad \text{<식4.2.46>}$$

여기서 F_t : 강재의 허용인장응력도 (tf/㎠)

f_t : 인장응력 $(=P_t/A_s)$(tf/㎠)

P_t : 인장력 (tf)

⑤ 기둥의 설계흐름도



<그림 4.2.17 기둥의 설계흐름도>

(4) 접합부 설계

①일반사항

- CFT구조의 접합부는 축방향력, 휨모멘트 및 전단력을 충분히 전달해야 한다.
- CFT구조의 접합부는 콘크리트의 충전성이 확보되는 것을 전제조건으로 한다.
- 이 지침에서 규정하지 않은 접합부 형식에 대해서는 해석과 실험등에 의해 접합부의 안전성이 확인되어야 한다.

② 기둥-보 접합부 패널존의 전단설계

- 기둥-보 접합부 패널존의 장기하중에 대한 전단내력은 다음 식4.2.47로 검토한다.

$$V_L = \frac{H'}{H}\frac{M_{B1}+M_{B2}}{d-t_f} \le 1.33 v_c \beta j Ac + 0.33 F_v A_c \qquad \text{<식4.2.47>}$$

여기서, V_L : 층고 (㎝)

H' : 기둥의 안목높이 (㎝)

M_{B1}, M_{B2} : 기둥-보 접합부에 보로부터 전달되는 휨모멘트 (tf.㎝)

d : 강재보의 춤(㎝)

t_f: 보 플랜지의 두께 (㎝)

$v_c = 0.0003\sqrt{F_{ck}}$: 콘크리트의 허용전단응력도 (tf/㎠)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도 (tf/㎠)

βj : 원형강관인 경우에는 $\frac{2D}{d-t_f}$ 또한 4이하

각형강관인 경우에는 $\frac{2.5B}{d-t_f}$ 또한 4이하

D : 원형강관의 외경 (㎝)

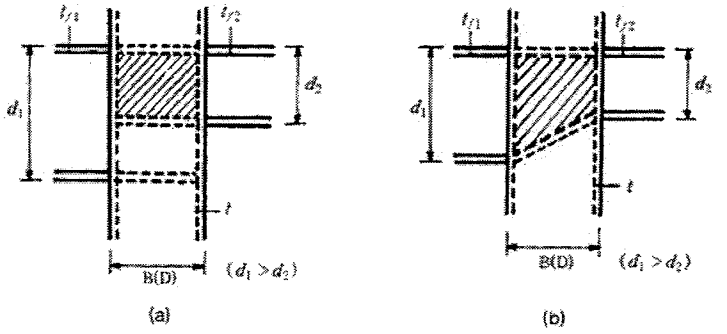
B : 각형강관의 폭 (㎝)

A_c : 콘크리트 부분의 단면적 (㎠)

A_s : 강관부분의 단면적 (㎠)

F_v : 강관의 허용전단응력도 (tf/㎠)

- 단기하중에 대한 전단내력은 장기하중에 대한 전단내력의 1.33 배로 하여 검토한다.
- 양쪽 보 춤이 다른 경우 양쪽 보 춤이 다른 경우에 대해서는 다음 그림과 같이 다이아프램을 2개 사용할 때와 1개의 경사진 다이아프램을 사용할 때가 있을 수 있다. 이런 경우 양쪽 보 춤의 차이가 그다지 크지 않아서 다이아프램의 경사도가 급하지 않은 경우는 1개의 다이아프램으로 처리하는 것이 접합부 제작면에서 바람직하다. 외측 및 관통 다이아프램의 경우는 2개의 다이아프램을 설치하는것은 더욱 번거로워지므로 아래 그림4.2.18과 같이 헌치를 두어 1개의 다이아프램을 설치하는 방법이 현실적이라고 볼 수 있다.



<그림4.2.18> 양쪽 보 춤이 다른 경우

양쪽 보 춤이 다른 경우 다음의 식을 근거하여 다음과 같은 방법으로 패널존을 점검하면 안전측의 평가 방법이 될 수 있다.

- case 1) 장기하중에 대하여

$$V_L = \frac{H'}{H}\frac{M_{B1}}{d_1 - t_f} + \frac{H'_2}{H_2}\frac{M_{B2}}{d_2 - t_f} \le 1.33 v_o \beta j A c + 0.33 F_v A_s \qquad \text{<식4.2.48>}$$

각형강관의 경우 $\beta_j = \frac{2.5B}{d_1 - t_{f1}} \le 4$

- case 2) 단기하중에 대하여

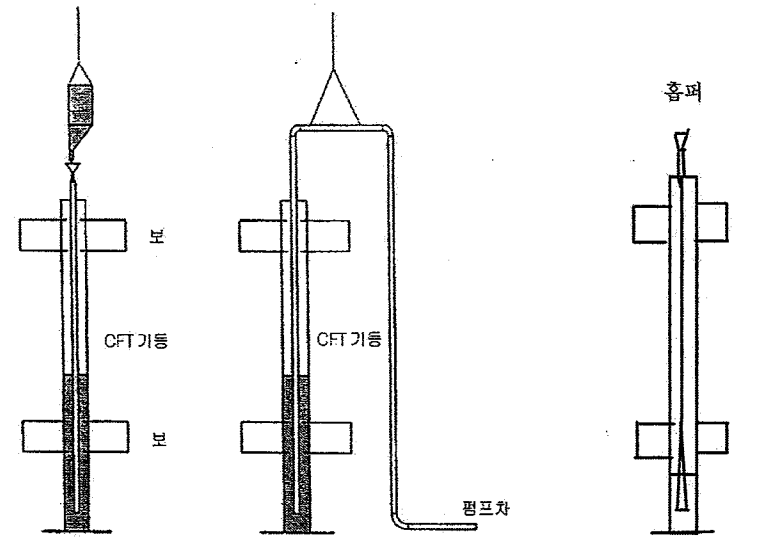
장기하중에 대한 전단내력의 1.33배로 하여 검토한다.

2) 냉간성형 각형강관 시공 매뉴얼

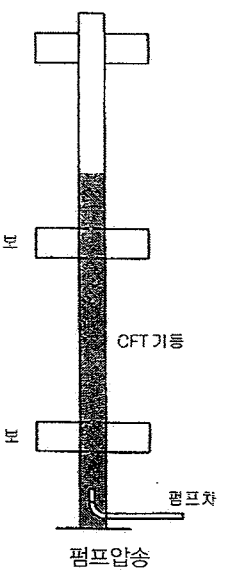
(1) 개요

강관기둥 내에 콘크리트를 충전하기 전에 다음 사항에 대하여 사전에 검토하고, 시공계획서를 작성하여 공사감리자의 승인을 얻도록 한다.

① CFT공사개요 (건물구조개요, 공정, CFT기둥 위치 등)
② 시공관리체계 (안전관리체제도 포함)
③ 레디믹스트 콘크리트 제조공장 개요와 선정 사유
④ 콘크리트의 배합 및 사용재료
⑤ 강관재질과 치수형상
⑥ 콘크리트 충전에 따른 강관 등에의 변경사항
⑦ 콘크리트 충전공법 (상부 타설공법, 압입공법 등)(그림참조)
⑧ 콘크리트의 현잔 내 운반 방법
⑨ 강관 1개당의 계획 충전높이, 충전량 및 전체 개수, 전체 충전량
⑩ 강관기둥에의 콘크리트 충전 가능 높이에 대한 검토 및 충전 높이
⑪ 품질관리방법 (사용재료, 콘크리트 등의 관리 방법 검사결과의 정리)
⑫ CFT공사에 관련된 사전의 시험결과 검토
⑬ 시공순서
⑭ CFT강관 접합방법
⑮ 강관기둥의 기초부에의 접합방법
⑯ 강관기둥의 베이스플레이트 설치 방법 (그라우트 충전방법 등을 포함)
⑰ 콘크리트 충전 중 이상사태 발생시 대처방법



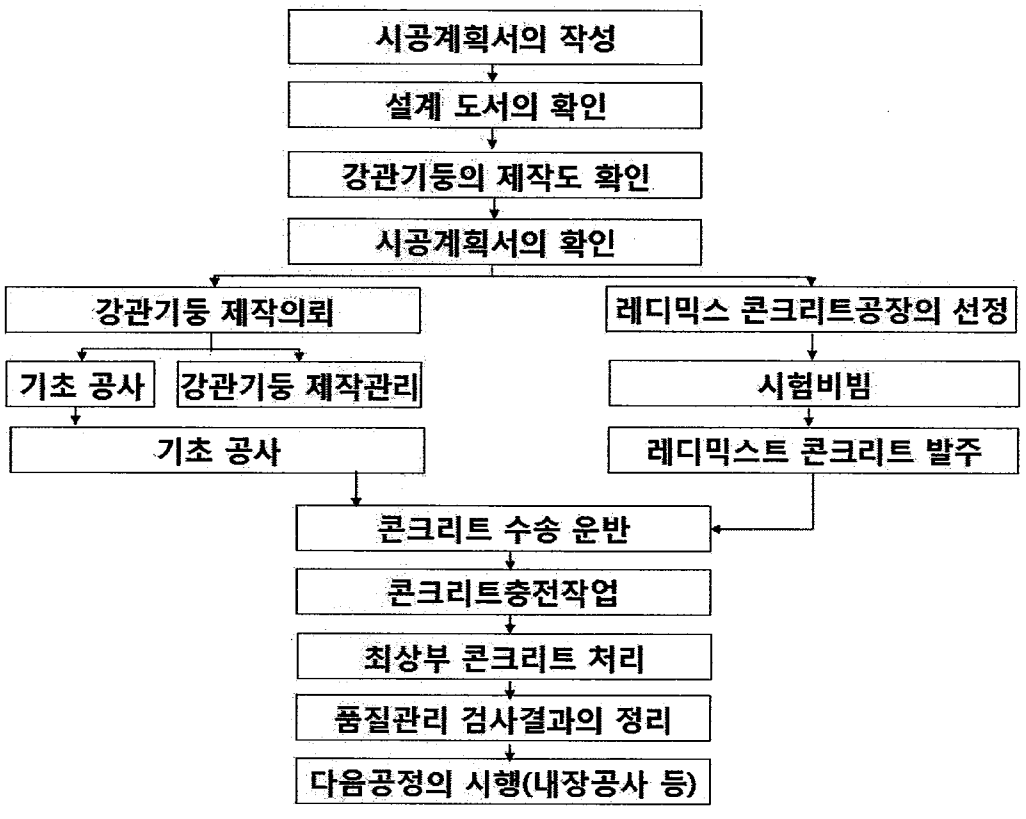
<그림4.2.19>상부 타설공법



<그림4.2.20> 압입공법

(2) 시공순서

시공자는 시공계획에서 제시한 시공순서에 따라 시공해야 한다.



<그림4.2.21> 시공순서

(3) 시공계획서

강관기둥에서의 콘크리트 충전공사에 앞서 시공자는 시공계획서를 작성해야 하며, 시공계획서에는 다음 사항을 포함한다.

① 일반사항
- 적용범위 및 목적
- 설계도서 및 시방서
- 변경 및 추가

② 공사개요
- 건축공사 개요
- 구조개요

③ 강관기둥의 개요
- 강관기둥의 재질 밀 형상
- 강관기둥의 위치
- 강관기둥의 가공

④ 시공관리체제
- 콘크리트 시공관리 체제
- 공장조직도
- 작업원의 배치 역할 분담

⑤ 공정표

⑥ 콘크리트 타설계획
- 타설공법
- 압입압의 산정
- 타설량
- 타설방법
- 관리 흐름도
- 콘크리트 압입구 상세도
- 압입구 방향

⑦ 콘크리트 배합계획
- 배합 보고서
- 혼화제 자료

⑧ 품질관리
- 콘크리트 반입시의 품질관리 방법
- 충전시공시의 품질관리법

⑨ 안전관리

3) 엔드플레이트 설계 및 시공매뉴얼

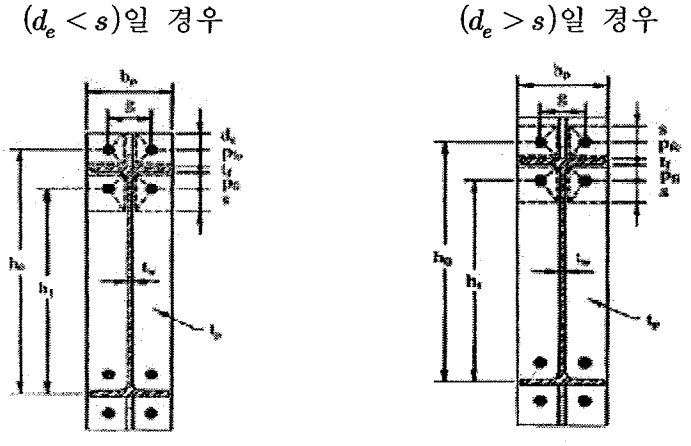
(1) 엔드플레이트 설계 매뉴얼

반복하중을 받는 Extended End Plate 모멘트 접합부의 설계의 경우 4개의 주요한 설계 변수는 다음과 같다.

① 요구되는 접합부 설계 모멘트
② 접합부 볼트 강도
③ 엔드플레이트 강도
④ 기둥 플랜 휨 강도

그림4.2.22.(a) 같이 4개의 볼트로 보강되지 않은 엔드플레이트(4E), 그림 4.2.22.(b)와 같이 4개의 볼트를 갖고 보강된 엔드플레이트(4ES), 8개의 볼트로 보강된 엔드플레이트 접

합부(8ES)의 설계에 대한 설계절차는 다음과 같다. 설계과정은 엔드플레이트의 강도를 결정하기 위한 항복선 이론과 2장에서 묘사된 것과 같은 볼트 하중을 결정하는 단순화된 방법을 사용한다.



(a) 4E (b) 4ES

<그림4.2.22> 엔드플레이트 형상과 항복선 형태

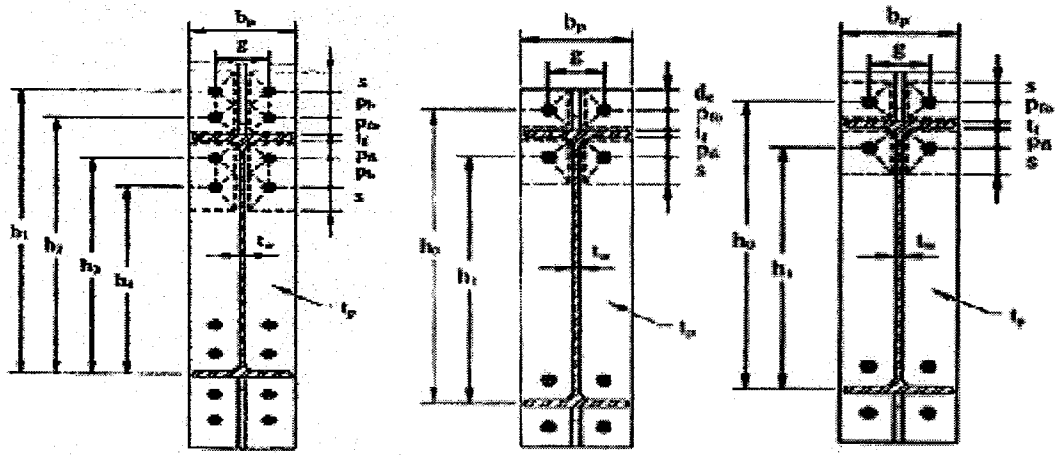
이 장의 끝부분에 있는 표4.2.4~7은 엔드플레이트 휨강도와 4E, 4ES, 8ES 모멘트 엔드플레이트 접합부에 대한 어떠한 Prying 볼트 모멘트 강도도 없는 것을 포함한다. 표4.2.8과 4.2.9는 일치하는 비 보강된 기둥 플랜지 휨강도와 보강된 기둥 플랜지 휨강도에 대한 유사한 식을 포함한다. 엔드플레이트 설계 휨강도 ϕMpl은 거리 s를 포함한다. 표에서의 항복선 형태는 보강된 접합부의 경우, 가장 외측의 볼트 열부터 측정된 s와 가장 가까운 인장 볼트 열로부터 측정된 s를 보여준다. 만약 큰 내부의 피치(pitch) 거리 Pfi가 사용되어진다면, 보 플랜지와 첫 번째 안의 볼트 열 사이의 수평 항복선은 형성되어 질 수 있다. 그러므로 만약 Pfi>s이면 엔드플레이트의 휨강도를 계산할 때, Pfi는 s와 같게 한다.

(2) 설계단계

다음과 같은 단계는 반복/지진하중을 받는 볼트가 채워진 엔드플레이트를 설계하기 위하여 추천되어진다. 만약 접합부가 반복/지진하중만 받는 접합부라면 1단계에서 요구되는 접합부 모멘트 Muc는 골조 해석으로부터 결정되어져야 한다. AISC/MBMA Design Guide Series 16(Murray and Shoemaker 2002)에서 설계 절차는 대안으로서 사용될 수 있다.

4E, 4ES, 8ES에 대한 접합부 형상은 그림4.2.23에서 보여주고 있다.

$(d_e < s)$일 경우 $(d_e > s)$일 경우



(a) 4E (b) 4ES (c) 8ES

<그림4.2.23> 엔드플레이트 형상과 항복선 형태

(1) 엔드플레이트와 볼트 설계

접합된 부재(보와 기둥)의 크기를 결정하고 기둥면에서 모멘트 Muc을 계산한다.

$M_{uc} = M_{pe} + V_u L_p$ <식4.2.49>

$M_{pe} = 1.1 R_y F_y Z_x$ <식4.2.50>

여기서,

V_u= 소성 힌지에서의 전단

L_p= 기둥면으로부터 소성힌지까지의 거리

· 비보강된 접합부(4E)인 경우

$= \min \left[\begin{matrix} d/2 \\ 3b_f \end{matrix} \right.$ (수정)

· 보강된 접합부(4ES, 8ES)인 경우

$L_{st} + t_p$

R_y = 구체적인 최소 항복강도에 대한 예측 항복 강도비

(Fy= 50ksi인 경우 1.1 이고, Fy= 36ksi인 경우 1.5

(AISC Seismic Provision, 2002에서 참조)

d = 접합된 보의 깊이

b_f = 보 플랜지의 폭

L_{st} = 엔드플레이트의 길이

t_p = 엔드플레이트 두께

3가지의 엔드플레이트 모멘트 접합부 형상 중 한가지를 선택하고 접합형상(g, Pfi, Pfo, Pb, etc)과 볼트 등급에 따른 값을 정한다.

다음과 같은 식을 사용하여 요구되는 볼트 지름, dbReq'd를 결정한다.

① 4개의 볼트 접합부인 경우(4E, 4ES)

$$d_{b\,Req'd} = \sqrt{\frac{2M_{uc}}{\pi\Phi F_t(h_0+h_1)}} \qquad \text{<식4.2.51>}$$

② 8개의 볼트 접합부인 경우(8ES)

$$d_{b\,Req'd} = \sqrt{\frac{2M_{uc}}{\pi\Phi F_t(h_1+h_2+h_3+h_4)}} \qquad \text{<식4.2.52>}$$

여기서, ϕ = 0.75

Fi = 기술된 LRFD 볼트 인장강도(ASTM A325에 대한 90ksi와 ASTM A490볼트에 대한 113ksi)

hi = 보 압축 플랜지부의 중심선부터 ith 인장 볼트열의 중심선까지 거리

식4.2.51과 4.2.52은 Prying이 없는 볼트 모멘트 강도 Mnp을 충족시키는 볼트 지름을 유도하는 식이고, 여기서 모멘트 Muc는 기둥면의 계수화된(factored) 값이다.

3단계에서 요구되는 볼트 지름보다 큰 시험 볼트지름 db를 선택하고 prying이 없는 볼트 모멘트 강도 Mnp를 계산한다.

③ 4개의 볼트 접합부(4E, 4ES)인 경우

$$M_{np} = 2P_t(h_0+h_1) \qquad \text{<식4.2.53>}$$

④ 8개의 볼트 접합부(8ES)인 경우

$$M_{np} = 2P_t(h_1+h_2+h_3+h_4) \qquad \text{<식4.2.54>}$$

여기서, Pt =볼트 인장강도

$$F_t A_b = F_t\left(\frac{\pi d_b^2}{4}\right) \qquad \text{<식4.2.55>}$$

Ab = 선택한 볼트 지름의 공칭 단면적

db = 선택한 공칭 볼트 지름

요구되는 엔드플레이트 두께 tpReq'd를 결정한다.

$$t_{p\,Req'd} = \sqrt{\frac{1.11\Phi M_{np}}{\Phi_b F_{yp} Y_p}} \qquad \text{<식4.2.56>}$$

여기서, ϕ = 0.75
ϕb = 0.9
Fyp = 엔드플레이트 재료 항복 강도
Yp = 표3.3.4~6에서 엔드플레이트 항복선 메카니즘 변수

식 4.2.56은 엔드플레이트 휨강도에 대한 prying이 없는 볼트 모멘트 강도의 111%(1/0.9 × 100%)와 동등하게 하고 요구되는 엔드플레이트 두께를 결정하도록 유도한다.

요구되는 값보다 더욱 큰 엔드플레이트 두께를 선택한다.

계수화된 보 플랜지 하중을 계산하라.

$$F_{fu} = \frac{M_{uc}}{d - t_{fb}} \qquad \text{<식4.2.57>}$$

d = 보의 춤

4개의 볼트로 extended되고 비 보강된 엔드플레이트(4E)의 연장된(extended) 부분의 전단 항복 저항(력)을 계산한다.

$$F_{fu}/2 = \Phi R_n = \Phi 0.6 F_{yp} b_p t_p \qquad \text{<식4.2.58>}$$

여기서, ϕ = 0.9
bp = 엔드플레이트 폭

만약 식 3.2.58의 부등식을 만족하지 못하면, 만족할 때까지 엔드플레이트의 두께를 증가시킨다.

4개의 볼트로 extended되고 비보강된 엔드플레이트(4E)의 연장된(extendted) 부분의 전단 파괴(rupture) 저항(력)을 조사한다.

$$F_{fu}/2 < \Phi R_n = \Phi 0.6 F_{yp} b_p t_p \qquad \text{<식4.2.59>}$$

여기서, ϕ = 0.75
Fup = 엔드플레이트의 최소 인장강도
An = 규격 구멍을 사용할 때, 엔드플레이트 = [bp-2(db+1/8)]tp의 순단면적
db = 볼트 지름

만약 식 4.2.59의 부등식을 만족하지 못하면, 만족할 때까지 엔드플레이트의 두께를 증가시킨다.

만약 4개 볼트의 연장되고(extended) 비 보강된 접합부(4ES) 또는 8개 볼트의 연장되고(extended) 비 보강된 접합부(8ES)를 사용한다면, 엔드플레이트 보강재(스티프너) 두께를 선택하고 보 플랜지와 엔드플레이트 용접 보강재(스티프너)를 설계한다.

$$t_{s,req'd} = t_{wb}\left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}}\right) \qquad \text{<식4.2.60>}$$

여기서, twb = 보 복부(web)의 두께
Fyb = 보 재료의 명기된 최소 항복 응력
Fys = 보강재(스티프너) 재료의 명기된 최소 항복 응력

보강재 형상은 2.4절에서 표현된 권고사항에 따라 선택되어야 한다. 게다가 보강플레이트의 국부 좌굴을 방지하기 위하여 다음과 같은 폭-두께 기준을 만족해야 한다.

$$\frac{h_{st}}{t_s} \le 0.56\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \text{ 또는 } t_s \ge 1.79 h_{st}\sqrt{\frac{F_{ys}}{E}} \qquad \text{<식4.2.61>}$$

여기서, hst = 보강재 높이

보강재-보 플랜지와 보강재-엔드플레이트 용접은 보 플랜지에서 전단에 대하여 보강플레이트와 인장에 대하여 엔드플레이트를 발달시키기 위해 설계되어야 한다. 필렛 또는 CJP 용접중 하나는 보 플랜지 용접에 적합할 수 있다. 만약 보강 플레이트 두께가 9.525mm보다 크다면, CJP 용접은 보강재-엔드플레이트 용접에 사용되어져야 한다. 만약 그렇지 않다면, 필렛 용접이 사용되어질 수 있다.

접합부의 볼트 전단 파괴 강도는 압축 플랜지에서 볼트에 의해 쉽게 추정되어진다.

그러므로,

$$V_u < \Phi R_n = \Phi(n_b) F_v A_b \qquad \text{<식4.2.62>}$$

여기서, ϕ = 0.75
nb = 압축 플랜지, 4ES의 경우 4개, 8ES의 경우 8개에서 볼트의 수
Fv = AISC LRFD 시방서(AISC, 1999)의 표 J3.2로부터 볼트의 공칭전단 강도
Ab = 볼트의 공칭 전단면적

만약 식 3.2.62의 부등식을 만족하지 못하면, 볼트의 수나 볼트의 지름을 증가시킨다. 엔드플레이트와 기둥 플랜지의 볼트 지압/tear out failure를 조사한다.

$$V_u < \Phi R_n = (n_i)\Phi R_n(\text{안쪽볼트}) + (n_o)\Phi R_n(\text{바깥쪽볼트}) \qquad \text{<식4.2.63>}$$

여기서, ϕ = 0.75
ni = 안쪽 볼트의 수(4E와 4ES 접합부의 경우 2개, 8ES 접합부의 경우 4개)

no = 바깥쪽 볼트의 수(4E와 4ES 접합부의 경우 2개, 8ES 접합부의 경우 4개)

Rn = 각각의 볼트에 대하여 $1.2L_c t F_u < 2.4 d_b t F_u$

Lc = 구멍의 모서리와 인접한 구멍의 모서리 또는 재료의 모서리 사이의 clear distance(이격거리)

t = 엔드플레이트 또는 기둥 플랜지의 두께

Fu = 엔드플레이트 또는 기둥 플랜지 재료의 명기된 최소 인장 강도

db = 볼트 지름

만약 식 4.2.63의 부등식을 만족하지 못하면, 엔드플레이트의 두께를 증가시킨다.

플랜지-엔드플레이트와 복부-엔드플레이트 용접을 설계한다.

(2) 기둥면(side) 설계

휨 항복에 대하여 기둥 플랜지를 조사하라.

$$t_{fc\,Req'd} = \sqrt{\frac{1.11 \Phi M_{np}}{\Phi_b F_{yc} Y_c}} \le t_{fc} \qquad \text{<식4.2.64>}$$

여기서, ϕb = 0.9

Fyc = 기둥 플랜지 재료의 명기된 항복응력

Yc = 표 4.2.6 또는 4.2.7로부터 비보강된 기둥 플랜지 항복선 메카니즘 변수

tfc = 기둥 플랜지 두께

만약 식 4.2.64의 부등식을 만족하지 못하면, 기둥 크기를 증가시키거나 복부 보강재(Continuity 플레이트)를 추가한다.

만약 보강재가 추가된다면, 표4.2.6과 4.2.7로부터 비보강된 기둥 플랜지의 경우 Yc를 사용함으로서, 식 4.2.64의 부등식은 조사되어야 한다.

만약 기둥 플랜지 휨 항복에 대하여 보강재가 필요로 되어진다면, 요구되는 보강재 하중(강도, force)을 결정한다.

기둥 플랜지 휨 설계 강도는 다음과 같다.

$$\Phi M_{cf} = \Phi_b F_{yc} Y_c t_{fc}^2 \qquad \text{<식4.2.65>}$$

그러므로, 동등한 기둥 설계 하중은 다음과 같다.

$$\Phi R_n = \frac{\Phi M_{cf}}{(d - t_{fb})} \qquad \text{<식4.2.66>}$$

ϕRn을 사용함으로서, 보강재 설계에 대한 요구되는 하중(force)는 19단계에서 결정되어진

다.

보 플랜지에서 비 보강된 기둥 복부의 국부 기둥 복부 항복강도를 조사한다.

강도 요구조건 :

$\Phi R_n > F_{fu}$ <식4.2.67>

$\Phi R_n = \Phi C_t (6k_c + N + 2t_p) F_{yc} t_{wc}$ <식4.2.68>

여기서, ϕ = 1.0

Ct = 만약 기둥 상부부터 보 플랜지의 상부까지 거리가
기둥 춤보가 작으면 0.5, 그렇지 않다면 1.0

kc = 기둥 플랜지의 바깥면(외부면, outer face)부터 필렛의 복부 toe(끝부분)까지 거리 (설계값)

N = 보 플랜지의 두께와 그루브(groove) 용접 보강 leg 크기의 2배를 더한 것

tp = 엔드플레이트 두께

Fyc = 기둥 복부재료의 명기된 항복 응력

twc = 기둥 복부 두께

d = 보의 춤

tfb = 보 플랜지 두께

만약 강도 요구조건($\Phi R_n > F_{fu}$)을 만족하지 못한다면, 기둥 복부 보강 플레이트(Continuity 플레이트)가 필요하다.

보 앞축 플랜지에서 비 보강된 기둥 복부 좌굴 강도를 조사한다.

강도 요구조건 :

$\Phi R_n > F_{fu}$ <식4.2.69>

Ffu가 적용되어질 때, 거리가 기둥 끝(end, 마구리)으로부터 dc/2와 같거나 큰 다면,

$$\Phi R_n = \frac{\Phi 24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h}$$ <식4.2.70>

Ffu가 적용되어질 때, 거리가 기둥 끝(end, 마구리)으로부터 dc/2와 작다면,

$$\Phi R_n = \frac{\Phi 12 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h}$$ <식4.2.71>

여기서, ϕ = 0.9

h = 압연형상에 대하여 코너부 반경 또는 필렛보다 작은 플랜지 사이의 이격거리, 용접이 built-up 형상에 사용될때, 플랜지 사이의 이격거리

만약 강도 요구조건($\Phi R_n > F_{fu}$)을 만족하지 못한다면, 기둥 복부 보강 플레이트(Continuity 플레이트)가 필요하다.

보 압축 플랜지에서 비보강 기둥 복부 손상(crippling) 강도를 조사한다.

강도 요구조건 :

$$\Phi R_n > F_{fu} \qquad \text{<식4.2.72>}$$

Ffu가 적용되어질 때, 거리가 기둥 끝(end, 마구리)으로부터 dc/2와 같거나 큰 다면,

$$\Phi R_n = \Phi 0.80 t_{wc}^2 [1+3(\frac{N}{d_c})(\frac{t_{wc}}{t_{fc}})^{1.5}] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \qquad \text{<식4.2.73>}$$

Ffu가 적용되어질 때, 거리가 기둥 끝(end, 마구리)으로부터 dc/2와 작다면,

N/dc < 0.2 인 경우

$$\Phi R_n = \Phi 0.40 t_{wc}^2 [1+3(\frac{N}{d_c})(\frac{t_{wc}}{t_{fc}})^{1.5}] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \qquad \text{<식4.2.74>}$$

N/dc > 0.2 인 경우

$$\Phi R_n = \Phi 0.40 t_{wc}^2 [1+(\frac{4N}{d_c}-0.2)(\frac{t_{wc}}{t_{fc}})^{1.5}] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \qquad \text{<식4.2.75>}$$

여기서, ϕ = 0.75

N = 보 플랜지의 두께와 그루브(groove) 용접 보강 leg 크기의 2배를 더한 것

dc = 전반적인 기둥의 춤

만약 강도 요구조건($\Phi R_n > F_{fu}$)을 만족하지 못한다면, 기둥 복부 보강 플레이트(Continuity 플레이트)가 필요하다.

만약 기둥면의 한계상태에 대하여 보강 플레이트가 요구되어진다면, 요구 강도는 다음과 같다.

$$F_{su} = F_{fu} - \min \Phi R_n \qquad \text{<식4.2.76>}$$

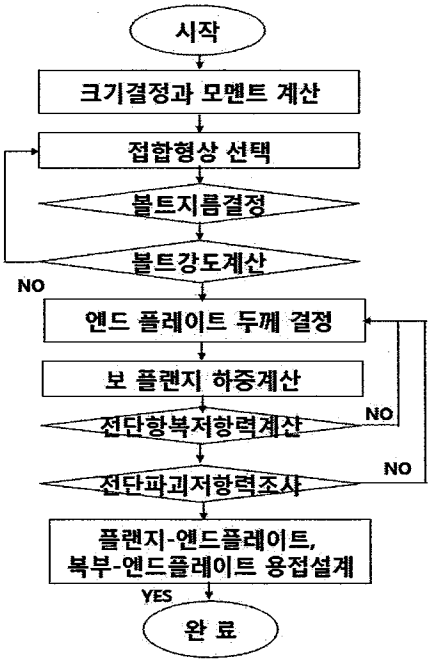
여기서 minϕRn = 15단계(기둥 플랜지 휨), 16단계(기둥 복부 항복), 17단계(기둥 복부 좌굴)와 5단계(기둥 복부 선상으로 부터 최소 설계강도 값이다.

기둥 복부 패널존의 전단 항복강도와 플레이트 좌굴 강도를 조사하라. 더욱 많은 정부를 얻기 위하여, 모멘트 접합부의 경우 AISC Design Guide 13, Wide-Flange Column Stiffening, Wind and seismic applications(Carter, 1999)와 the Seismic Provisions for Structural Steel Building(AISC, 2002)를 참조하라.

4) 엔드플레이트 설계절차

(1) 엔드플레이트와 볼트 설계

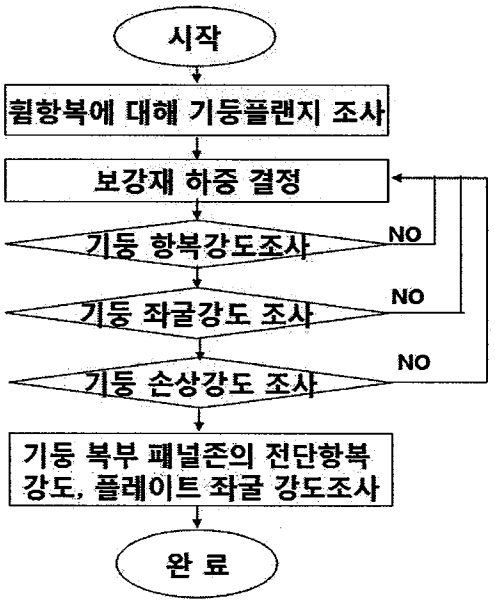
엔드플레이트와 볼트 설계의 흐름도는 그림4.2.24과 같다.



<그림4.2.24> 엔드플레이트와 볼트 설계 흐름도

(2) 기둥재 설계

기둥재의 설계 흐름도는 그림4.3.24과 같다.



<그림4.2.25> 기둥재의 설계 흐름도

(3) 해석절차

엔드플레이트 형상, 볼트 지름, 보와 기둥 형상과 재료적 특성의 경우, 설계 모멘트 강도 ϕMn은 다음과 같은 절차를 사용하여 결정되어진다.

① 표 4.2.53~4.2.5에서 표현된 식을 사용하여 엔드플레이트 휨 강도 ϕbMpl, 기둥 플랜지 휨 강도 ϕbMcf와 prying이 없는 볼트 인장 파괴(rupture) 강도 ϕMnp를 계산한다.

② 다음과 같이 엔드플레이트와 기둥 플랜지의 두꺼운 또는 얇은 플레이트, 두꺼운 또는 얇은 플렌지의 거동(behavior)을 결정한다.

엔드플레이트의 경우

만약 Mpl > 1.1Mnp → 두께운 플레이트

만약 Mpl < 1.1Mnp → 얇은 플레이트

기둥 플랜지의 경우

만약 Mcf > 1.1Mnp → 두께운 플랜지

만약 Mcf < 1.1Mnp → 얇은 플랜지

만약 엔드플레이트와 기둥 플랜지가 두꺼운 플레이트 거동(bebavior)로 표현되어진다면, 접합부 설계강도 ϕMn은 prying이 없는 볼트 강도 ϕMnp와 같다.

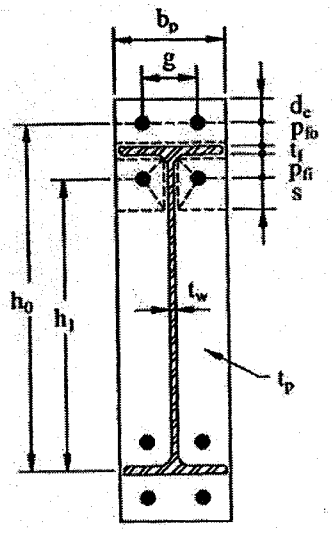
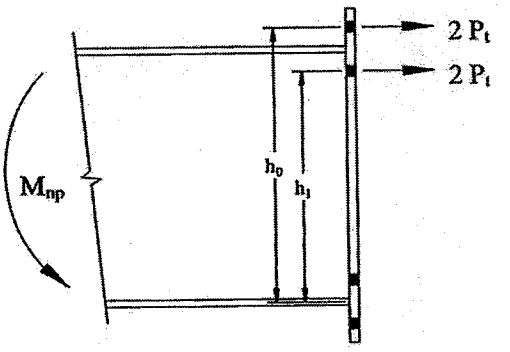
만약 엔드플레이트 와/또는 기둥 플랜지가 얇은 플레이트 거동(behavior)로 표현되어진다면, 접합부는 설계 절차의 요구조건을 따르지 않아도 된다. 추가적인 한계 상태, prying이 발생하는 볼트 파괴(rupture)가 얇은 플레이트 거동에서 유발되기 때문에, 여기서 기술한(언급한, outlined) 절차를 사용함으로서 접합부 강도는 계산할 수 없다.

③ 얇은 플레이트 거동(behavior)을 보이는 엔드플레이트의 강도를 결정하기 위한 절차는 AISC/MBMA Design Guide 16 Flush and Extended Mutiple-Row Moment End-Plate Connection(Murray and Shoemaker, 2002)에서 사용할 수 있다.

④ 제한사항

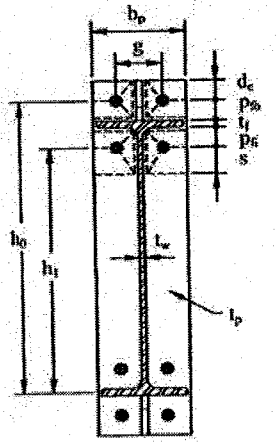
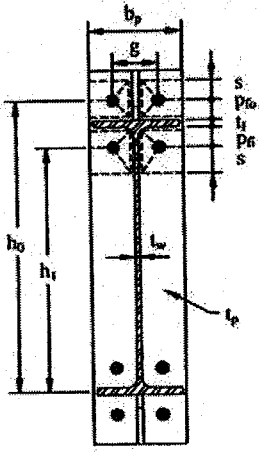
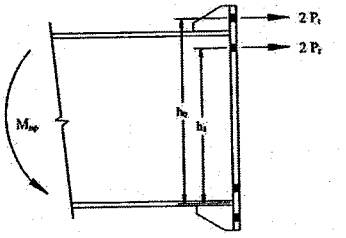
여기서 설명된 설계 및 해석절차는 Parker and Morris(1977), Ghassemieh(1983), Morrison and others(1985), Tsai and Popov(1990), Ghogarah and others(1990,1992), Abel and Murray(1992a), Borgsmiller and others(1995), Adey and others(1997), Sumner and others(2000)의 실험을 통하여 입증되어졌다. 접합부의 형상 변수는 실험환경에 따라 다르다. 형상적인 관계의 범위를 벗어난 중요한 변화는 파괴 메카니즘과 예측된 강도에 영향을 줄 수 있다. 반복/지진 적용에 대하여 실험된 변수의 적용 가능한 범위는 표 50과 표 51에서 다른 적용에 대하여 보여주고 있다.

<표4.2.3>. 4개의 볼트로 연장된(extended) 비보강 엔드플레이트 설계 강도 요약

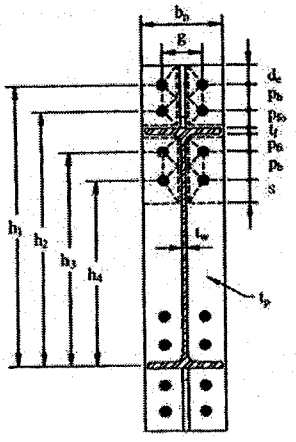
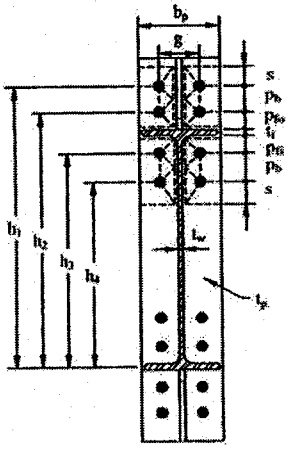
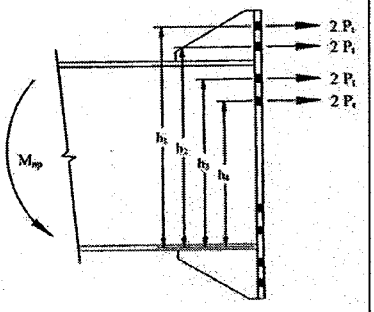
엔드플레이트 형상과 항복선 형태	볼트 하중 모델
	

엔드플레이트	$\Phi M_{pl} = \Phi_b F_{yp} t_p^2 Y_p$ $Y_p = \frac{b_p}{2} h_1 \frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{s} + h_0 \frac{1}{P_{fo}} - \frac{1}{2} + \frac{2}{g} h_1 (p_{fi} + s)$ $s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g}$ $\quad \Phi_b = 0.90$ Note : 만약 pfi > s이면, pfi = s로 사용
볼트 파괴	$\Phi M_{np} = \Phi 2 P_t (h_0 + h_1)$ $\quad \Phi = 0.75$

<표4.2.4> 4개의 볼트로 연장된(extended) 보강 엔드플레이트 설계 강도 요약

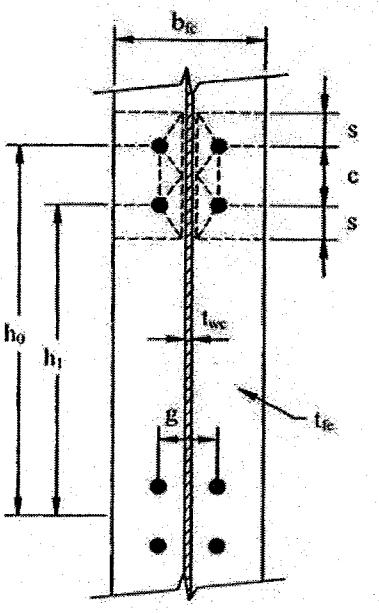
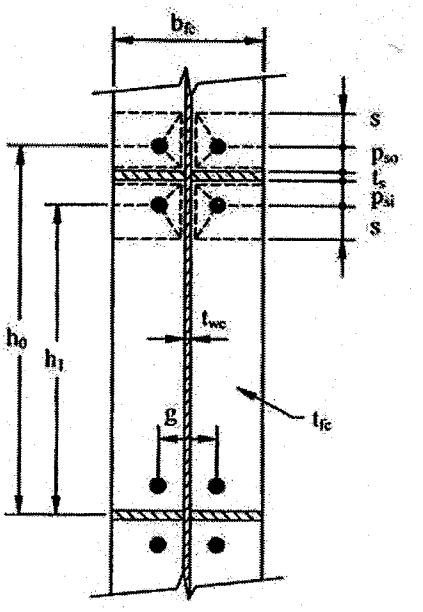
<table>
<tr><th colspan="2">엔드플레이트 형상과 형복점 형태</th><th>볼트 하중 모델</th></tr>
<tr><th>($d_e < s$)일 경우</th><th>($d_e > s$)일 경우</th><th></th></tr>
<tr><td>  </td><td>  </td><td>  </td></tr>
<tr><td>엔드
플레이트</td><td colspan="2">$\Phi M_{pl} = \Phi_b F_{yp} t_p^2 Y_p$
($d_e < s$)일 경우
$Y_p = \frac{b_p}{2} h_1 \frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{s} + h_0 \frac{1}{P_{fo}} - \frac{1}{2s} + \frac{2}{g} h_1 (p_{fi} + s) + h_0 (d_e + p_{fo})$
($d_e > s$)일 경우
$Y_p = \frac{b_p}{2} h_1 \frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{s} + h_0 \frac{1}{s} + \frac{1}{P_{fo}} + \frac{2}{g} + h_1 (p_{fi} + s) + h_0 (d_e + p_{fo})$
$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g}$ $\Phi_b = 0.90$ Note : 만약 pfi > s이면, pfi = s로 사용</td></tr>
<tr><td>볼트 파괴</td><td colspan="2">$\Phi M_{np} = \Phi 2 P_t (h_0 + h_1)$ $\Phi = 0.75$</td></tr>
</table>

<표4.2.5> 8개의 볼트로 연장된(extended) 보강 엔드플레이트 설계 강도 요약

엔드플레이트 형상과 항복선 형태		볼트 하중 모델
$(d_e < s)$일 경우	$(d_e > s)$일 경우	
		

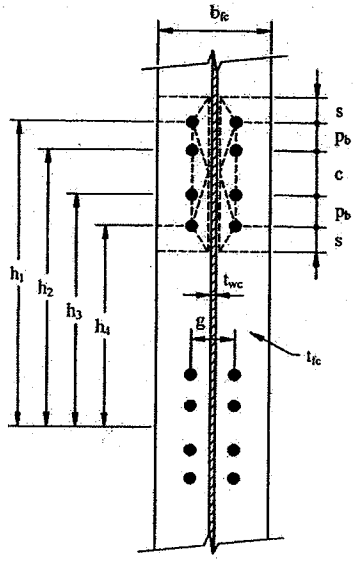
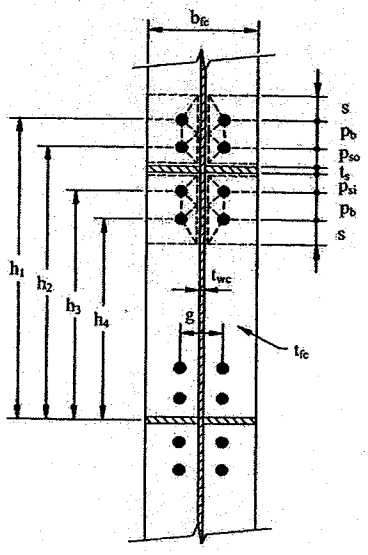
엔드 플레이트	$\Phi M_{pl} = \Phi_b F_{yp} t_p^2 Y_p$ $(d_e < s)$일 경우 $Y_p = \frac{b_p}{2} h_1 \frac{1}{2d_e} + h_2 \frac{1}{P_{fo}} + h_3 \frac{1}{P_{fi}} + h_4 \frac{1}{s} + \frac{2}{g} h_1 d_e \frac{P_b}{4} + h_2 P_{fo} + \frac{3p_b}{4} + h_3 P_{fi} + \frac{P_b}{4} + h_4 s + \frac{3P_b}{4} + p$ $(d_e > s)$일 경우 $Y_p = \frac{b_p}{2} h_1 \frac{1}{s} + h_2 \frac{1}{P_{fo}} + h_3 \frac{1}{P_{fi}} + h_4 \frac{1}{s} + \frac{2}{g} h_1 d_e \frac{P_b}{4} + h_2 P_{fo} + \frac{3p_b}{4} + h_3 P_{fi} + \frac{P_b}{4} + h_4 s + \frac{3P_b}{4} + p^{2b}$ $s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g}$ $\quad \Phi_b = 0.90$ Note : 만약 pfi > s이면, pfi = s로 사용
볼트 파괴	$\Phi M_{np} = \Phi 2P_t (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)$ $\quad \Phi = 0.75$

<표4.2.6> 4개의 볼트로 연장된(extended) 보강 기둥플랜지 강도 요약

무보강 기둥플랜지 형상과 항복선 형태	보강 기둥플랜지 형상과 항복선 형태
	

무보강 기둥 플랜지	$\Phi M_{pl} = \Phi_b F_{yc} t_{fc}^2 Y_c$ $Y_c = \frac{b_{fc}}{2} h_1 \frac{1}{s} + h_0 \frac{1}{s} + \frac{2}{g} h_1 s + \frac{3c}{4} + h_0 s + \frac{c}{4} + \frac{c^2}{2} + \frac{g}{2}$ $s = \frac{1}{2}\sqrt{b_{fc} g}$ $\quad \Phi_b = 0.90$
보강 기둥 플랜지	$\Phi M_{pl} = \Phi_b F_{yc} t_{fc}^2 Y_c$ $Y_c = \frac{b_{fc}}{2} h_1 \frac{1}{s} + \frac{1}{P_{si}} + h_0 \frac{1}{s} + \frac{1}{P_{so}} + \frac{2}{g} h_1 (s + P_{si}) + h_0 (s + P_{so})$ $s = \frac{1}{2}\sqrt{b_{fc} g}$ $\quad \Phi_b = 0.90$ Note : 만약 psi > s이면, psi = s로 사용

<표4.2.7> 8개의 볼트로 연장된(extended) 보강 기둥플랜지 강도 요약

무보강 기둥플랜지 형상과 항복선 형태	보강 기둥플랜지 형상과 항복선 형태
	

무보강 기둥 플랜지	$\Phi M_{pl} = \Phi_b F_{yc} t_{fc}^2 Y_c$ $Y_c = \frac{b_{fc}}{2} h_1 \frac{1}{s} + h_4 \frac{1}{s} + \frac{2}{g} h_1 P_b + \frac{c}{2} + s + h_2 \frac{P_b}{2} + \frac{c}{4} + h_3 \frac{p_b}{2} + \frac{c}{2} + h_4 (s) + \frac{g}{2}$ $s = \frac{1}{2}\sqrt{b_{fc} g}$ $\Phi_b = 0.90$
보강 기둥 플랜지	$\Phi M_{pl} = \Phi_b F_{yc} t_{fc}^2 Y_c$ $Y_c = \frac{b_{fc}}{2} h_1 \frac{1}{s} + h_2 \frac{1}{P_{so}} + h_3 \frac{1}{P_{si}} + h_4 \frac{1}{s} + \frac{2}{g} h_1 s + \frac{P_b}{4} + h_2 P_{so} \frac{3P_b}{4} + h_3 P_{si} \frac{p_b}{4} + h_4 s + \frac{3P_b}{4} + P_b^2 + g$ $s = \frac{1}{2}\sqrt{b_{fc} g}$ $\Phi_b = 0.90$ Note : 만약 psi > s이면, psi = s로 사용

<표4.2.8> 실험변수의 범위 (반복실험)

변수	무 보강된 4개의볼트		보강된 4개의 볼트		보강된 8개의 볼트	
	최대(㎜)	최소(㎜)	최대(㎜)	최소(㎜)	최대(㎜)	최소(㎜)
t_p	57	13	35	13	64	19
b_p	270	178	270	270	381	229
g	152	102	152	83	152	127
p_f	114	38	137	41	51	41
p_b	-	-	-	-	92	89
d	1397	635	610	41	914	467
t_f	19	10	19	10	25	16
b_f	235	152	229	152	311	194
d_b	32	22	32	25	32	29

<표4.2.9> 실험변수의 범위 (단순실험)

변수	무 보강된 4개의볼트		보강된 4개의 볼트		보강된 8개의 볼트	
	최대(㎜)	최소(㎜)	최대(㎜)	최소(㎜)	최대(㎜)	최소(㎜)
t_p	57	10	35	10	64	19
b_p	270	127	270	203	381	229
g	178	63	152	70	152	127
p_f	114	32	137	25	51	35
p_b	-	-	-	-	92	70
d	1622	254	610	70	914	467
t_f	25	6	19	10	25	19
b_f	160	102	229	152	311	194
d_b	32	13	32	19	32	22

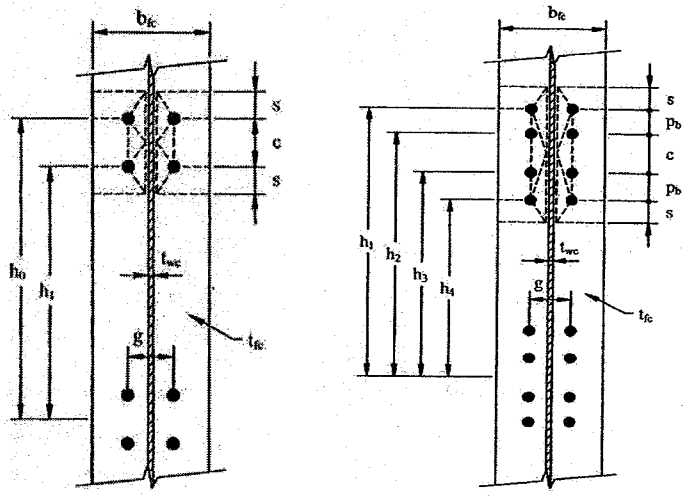
4) 엔드플레이트 시공 매뉴얼

(1) 세부 사항과 제작 방법

엔드플레이트 접합부의 적절한 세부사항은 하중경로와 설계절차에 포함된 형상적 가정이 적절하게 준수되었음을 확실하게 하기 위하여 필요하다. 보 끝단의 회전이 field fit up problem을 야기 시킬 수 있기 때문에 엔드플레이트 접합부의 보는 휘어져서는 안된다 엔드플레이트 접합부 설계의 중요한 점은 접합된 보에 엔드플레이트의 용접을 위해 사용하는 용접 방법이다. 1994년 노스리지 지진에서 관찰된 것과 같이 보-기둥 접합부에 직접 용접하는 용접 방식과 세부사항은 접합부의 조기 파괴를 야기 시킨다. 엔드플레이트 접합부의 적절한 용접 세부사항의 중요성은 Meng and Murray(1996, 1997)에 의해 알려졌다.

(2) 접합부 세부사항

볼트 배열 치수의 중요한 선택은 엔드플레이트 접합부 설계의 중요한 부분이다. 더욱 작은 볼트 간격은 볼트 간격이 큰 엔드플레이트 접합부보다 더욱 경제적일 수 있다. 그러나 조립동안 작은 볼트 간격은 fit-up과 볼트 조임(tightening)의 어려움을 발생시킬 수 있다. 설계를 하고 엔드플레이트 모멘트 접합부를 상술(설명, detail)할 때, 선택해야만 하는 세가지의 주요한 치수는 볼트 게이지(g), 플랜지까지 볼트 거리(pitch, 연단거리)(pf), 인접한 볼트 열까지 볼트 거리(pitch, 연단거리(p_b)이다. 볼트 게이지와 pitch 거리(distance)는 그림4.2.25에 묘사되어 있다.



(a) 4-볼트 (b) 8-볼트

<그림4.2.25> 엔드플레이트 기하학적 형상

볼트 게이지는 접합부 볼트를 설치하고 고정시키기 위하여 적절한 이격거리가 선택되어야 한다. 게다가, 보-기둥 접합부의 경우, 게이지는 기둥 복부와 플랜지 사이에 필렛(fillet)을 명확하게 하기 위하여 볼트보다 충분히 커야만 한다. 플랜지의 폭에 관계없이, 최대 게이지 치수(dimension)은 접합된 보 플랜지의 폭에 제한되어진다. 이러한 제한은

보 플랜지와 접합부 볼트 사이의 원활한 하중 경로를 제공하기 위하여 확보되어야 한다.

플랜지까지의 Pitch와 인접한 볼트 열의 거리까지 Pitch는 접합부 볼트를 설치하고 고정시키기 위한 적절한 이격거리가 확보되어야 한다. 플랜지 거리 pf까지의 볼트 pitch는 플랜지 면부터 가까운 볼트 열의 중심선까지의 거리이다. 표준 볼트에 대하여 절대적인 최소 pitch 치수는 지름이 25.4mm까지인 볼트의 경우 볼트 지름에 12.7mm을 더하고, 더욱 큰 지름의 볼트의 경우 볼트 지름에 19.05mm를 더한다.

인접한 볼트 열 pb까지의 볼트 pitch는 볼트열의 중심부터 인접한 볼트 열까지의 거리이다. 볼트 열의 간격은 볼트 지름의 최소 22/3배 이상이어야 한다. 그러나 볼트 지름의 3배의 거리가 추천되어진다.(AISC, 1999)

엔드플레이트의 폭은 접합된 보 플랜지의 폭과 같거나 또는 더 커야만 한다. 추가적인 엔드플레이트 폭은 fabrication shop에서 "흘려붙이기(runoff)"용접의 경우 엔드플레이트의 fit-up동안 내구성과 면적이 가능하도록 한다. 설계계산에 있어서, 유효 엔드플레이트 폭은 접합된 보 플랜지에 25mm를 더한 것보다 커서는 안 된다.

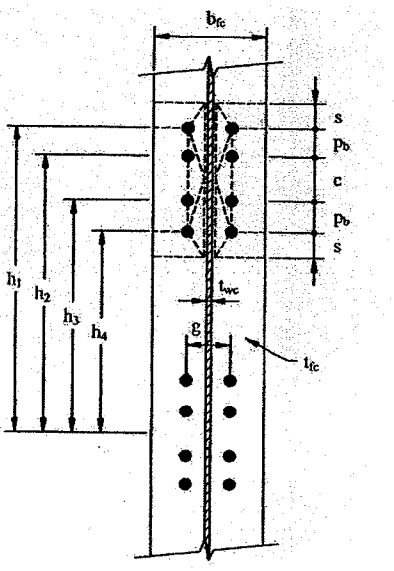
그림 4.2.25(b)와 그림 4.2.25(c)와 같이 두 개의 연장되고(extended) 보강된 엔드플레이트 접합부는 엔드플레이트의 연장된 부분을 보강하기 위하여 접합된 보 플랜지와 엔드플레이트 사이에 용접된 거셋 플레이트(gusset plate)를 사용한다. 동등한 비 보강된 접합부와 비교할 때, 엔드플레이트의 보강은 강도를 증가시키고 더욱 얇은 엔드플레이트로 할 수 있다. 기둥면에서 보 플랜지 하중의 더욱 넓은 분포 때문에 그림 4.2.26(c)는 기둥 보강재의 요구를 제거할 수 있다. 엔드플레이트 보강재는 엔드플레이트에 보 플랜지 인장하중의 일부를 전달한 후에 접합부 볼트까지 전달하는 보 복부의 일부분처럼 작용한다. 유용한 하중전달을 확실하게 하기 위하여 보강재의 형상의 세부사항은 매우 중요하다.

해석적, 실험적 결과는 거셋 플레이트의 비지지된 모서리에 적용된 집중응력은 30도의 각도로서 지지된 모서리까지 분포되는 것을 보여준다. 같은 분포 하중 모델은 엔드플레이트 보강재의 세부사항에 적용되어진다. 보강재까지 전달되는 플랜지 하중의 부분은 30도의 각도로서 보강재 플레이트에 분포되도록 가정된다. 이러한 모델을 사용함으로서 보 플랜지 면 외부를 따라서 보강재의 요구 길이는 다음과 같다.

$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan 30^\circ} \qquad \text{<식4.3.47>}$$

여기서 hst는 보 플랜지 면의 외부부터 엔드플레이트 끝단까지의 엔드플레이트 높이이다.

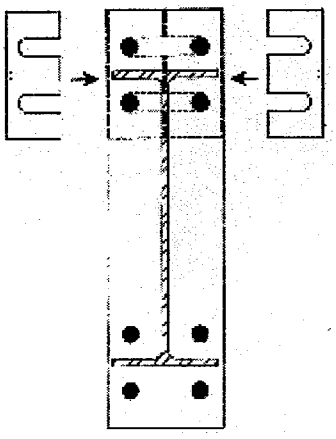
보강재의 용접을 용이하게 하기 위하여, 보강 플레이트는 보 플랜지와 25.4mm 길이로 접지(landing)한 엔드플레이트 끝부분에 한정되어져야 한다. 보강재와 보 플랜지 용접 사이에서 이격거리(clearance)를 확보하기 위하여, 스티프너(보강재)는 보 플랜지와 엔드플레이트가 만나는 곳에서 고정되어져야 한다. 엔드플레이트 보강재 형상의 추천된 배치(배열)는 그림3.3.26에서 설명되고 있다.



<그림4.2.26> 스티프너 보강 8-볼트 엔드플레이트의 배치와 형상

엔드플레이트 보강재는 보 플랜지에서 엔드플레이트의 연장된(extended) 부분에서의 볼트까지 보 플랜지의 부분을 전달할 수 있는 적절한 강도를 가져야 한다. 엔드플레이트 접합부를 통한 일관된 하중 전달을 제공하기 위하여 엔드플레이트 보강재는 보의 복부와 같은 강도를 가져야 한다. 보와 엔드플레이트 보강재가 같은 재료적 강도를 갖게 될 때, 보강재의 두께는 보의 복부 두께와 같거나 클 수 있다. 만약 보와 엔드플레이트 보강재가 다른 재료적 강도를 갖는다면, 보강재의 두께는 보-보강 플레이트의 재료 항복 응력에 보 길이와 기둥 춤 tolerance는 제작과 엔드플레이트 모멘트 접합부를 사용하는 구조적 철골 모멘트 골조의 직립에 관계가 있다. fabrication shop에서 엔드플레이트는 보 또는 거더에 용접되어지고 기둥 플랜지는 엔드플레이트 볼트 형태에 맞추기 위하여 구멍을 뚫어야 한다. 이것은 접합부에 약간의 수정을 유발할 수도 있다.

내구성의 문제를 풀기 위하여 보 또는 거더는 4.7625mm에서 9.525mm의 길이로 상세하게 제작되어져야 하고 finger shim을 사용하여 엔드플레이트와 기둥 플랜지 사이의 갭을 채운다. 기둥 플랜지와 엔드플레이트 사이에 삽입하기 위하여 접합부 볼트 형태와 일치하게 자른 Finger shim은 두께가 1.5875mm인 얇은 철골 플레이트이다. 그림4.3.27는 finger shim의 사용을 보여주고 있다. 기울어진 기둥 플랜지 또는 엔드플레이트는 접합부의 한쪽 면에 여러 개의 shim을 삽입하여 고칠 수 있다.



<그림4.2.27> Finger shim의 사용

(3) 합성 슬래브 세부사항

headed 전단 스터드를 사용하여 보와 거더가 콘크리트 슬라브에 접합될 때, 합성 작용은 보와 거더의 강도를 크게 증가시킨다. 그러나 이러한 추가된 강도는 지진하중에 저항하는 모멘트 골조의 부재 설계에서 고려되지 않는다.(FEMA 1997) 합성 콘크리트 슬래브는 균열이 발생할 것이고, 콘크리트는 기둥 주변에서 분쇄되며, 합성 슬래브에 의해 추가된 강도는 보의 큰 비탄성 처짐이 발생하기 전에 상당히 많은 수준이 감소될 것이다. 이 이론은 노출된 강재 보의 강도에만 고려된 보 기둥 접합부의 경우 최근의 설계기준에 통합되어졌다. 그러나 합성 슬라브의 경우 만약 적절한 디테일이 사용되지 않는다면, 접합된 보의 강도에 기여하는 것은 가능하다.

소성 힌지가 발생할 것으로 예상되는 보 부분에서 슬라브와 보의 합성작용을 제거하기 위하여 다음과 같이 슬라브와 전단 스터드의 세부사항은 추천되어진다.(Summer and Murray, 2001)

① 전단 스터드는 기둥면으로부터 접합된 보의 1.5배 춤에 대한 거리에서 접합된 보의 상부 플렌지에 설치되어질 수 없다.

② 최소두께 12.7mm인 압축 익스팬션 조인트 재료는 슬라브와 기둥면 사이에 설치되어야 한다.

③ 기둥면으로부터 접합된 보 춤의 2배 이내의 면적에서 슬래브 철근은 최소화되어야 한다.

(4) 용접 절차

이 장에서 언급된 용접절차는 비탄성 반복 하중의 요구조건을 만족하는 접합된 보와 엔드플레이트 사이에 용접된 접합부를 포함하기 위하여 설계되어진다. 비록 절대적으로 필요하지는 않지만, 같은 과정은 지진과 바람에 지배되는 적용의 경우에 추천되어진다. 세부사항과 제작 요구조건은 과거 10년동안 Virginia Polytechnic Institute에서 수행된 경험적인 실험 프로그램과 국내에서의 제작 경험을 바탕으로 발달하였다. 이번 절차에서 명기된 모든 용접은 American Welding Society(AWS), Structural Welding Code, AWS

D1.1(AWS, 2002)에 따라 만들어졌다. 절차에서 명기된 용접을 위해 사용되는 용접 전극봉은 Seismic Provisions for Structural Steel Building(AISC, 2002)의 요구조건에 따라야 한다.

엔드플레이트 접합부의 보 복부는 필렛 용접 또는 complete joint penetration welds를 사용하여 만들어 질 수 있다. 필렛 용접은 내부 볼트 근처의 인장부분에서 보 복부의 완전한 강도를 발현시키기 위하여 크기가 산정되어야 한다. 만약 필렛 용접 크기가 크게 된다면 complete joint penetration welds은 더욱 경제적일 수 있다. 엔드플레이트까지 보 플랜지가 용접되기 전에 엔드플레이트 용접까지 보의 복부는 설치되어져야 한다. 보 용접의 수축 때문에 이러한 순서는 엔드플레이트 용접까지 보 플랜지에서 추가된 응력이 야기되는 것을 피하기 위해 사용된다.

만약 보 플랜지의 두께가 9.525mm보다 큰 경우, 엔드플레이트 접합부까지 보 플랜지는 CJP용접을 사용하여 만들어져야 한다. 보 플랜지의 양쪽 면에서 필렛 용접은 더욱 얇은 플랜지에 적용할 수 있다. CJP 용접은 용접 루트(root)가 플랜지의 보 복부 면에 위치하기 위하여 만들어져야 한다. 플랜지 용접은 full depth의 45도 각도와 최소의 root opening를 갖는 TC-U4b-GF로 미리 제한된 AWS와 유사하다. 용접 경로(루트)는 플랜지의 복부면에 설치된 7.9375mm의 필렛 용접에 의해 근거하여야 한다. 보에서의 용접 경로 구멍(weld access holes)은 사용되어서는 안 된다.

(5) 엔드플레이트 보강재 용접

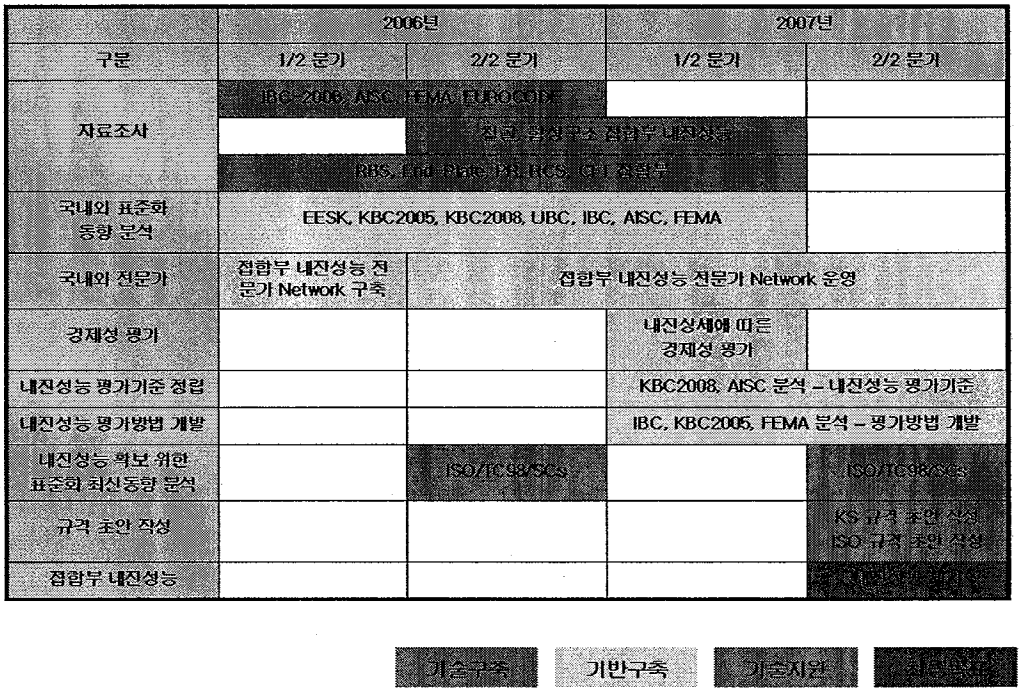
complete joint penetration 그루브 용접 또는 필렛 용접을 사용함으로서 보 플랜지의 면 바깥쪽과 엔드플레이트 면까지의 엔드플레이트 보강재 접합은 만들어질 수 있다. CJP 용접은 하나 또는 두 개의 경사의 그루브 용접으로 될 수 있다. 만약 보강 플레이트 두께가 9.525mm보다 작은 경우 필렛 용접이 불가피하다.

2.5.5 보-기둥 접합부의 표준화를 위한 방안제시

1) 시나리오

1차년도에서는 IBC, AISC, FEMA, EUROCODE의 자료를 조사·분석하였으며, 철골, 합성구조 접합부의 내진성능을 조사하였다. 지진공학회, KBCS-2005, KBCS-2008, UBC, IBC, FEMA의 표준화 동향을 파악하였고 접합부 내진성능 전문가 Network를 구축하여 운영하였다. 2차년도에서는 철골, 합성구조 접합부의 내진성능과 RBS, 엔드플레이트, PR, RCS, CFT 접합부를 분석하였다. 접합부 내진성능 전문가 Network를 운영하였으며, 내진상세에 따른 경제성을 평가한 후 내진성능 평가기준 정립이유 및 내진성능 평가방법을 개발하였다. 또한 12월에 싱가포르에서 개최되는 ICASS 회의에 참석하여 국제 철골 및 합성구조의 최신 동향 및 기술을 파악하였다. 내진성능을 확보하기 위한 표준화 최신동향을 분석하기 위하여 ISO/TC98/SCs 회의에 참석하였으며 KS규격 및 ISO 규격의 초안을 작성하여 최종적으로 접합부의 내진성능을 제시하기 위한 로드맵을 작성하였다.

2) 보-기둥 접합부의 표준화 로드맵



3) 소결

본 과제에서는 중·약진 지역인 우리나라에 접합한 보-기둥 접합부의 개발에 따른 구조설계 및 현장 적용시 선택의 폭을 넓히기 위하여 개발된 보-기둥 접합부의 표준화 시도를 위한 방안으로 국내·외 보-기둥 접합부의 내진규준 변천을 파악하였고, 국내·외 접합부 설계 매뉴얼을 분석하였다. 또한 ISO 국제 표준화 현황을 파악한 결과 국내는 단기 표준화 정책 및 선진 사회에서 요구되는 건설안전 표준화가 시급한 실정으로 나타났다. 따라서 본 과제에서 개발한 접합부의 표준화를 완성하기 위해 실시한 기초 작업을 바탕으로 국내·외 접합부 표준화를 체계적으로 정리하였으며, 실험을 통해 얻은 실험 결과와 외국의 설계 규정을 근간으로 하여 개발 접합부의 구조 설계식을 작성하였다. 또한 구조설계와 시공의 최적화 단계를 추구하여 개발된 보-기둥 접합부의 표준화 시도를 위한 여러 가지 방안으로 결선 안전에 관한 표준화 시도의 필요성을 대안으로 제시하였다.

제 5장 결 론

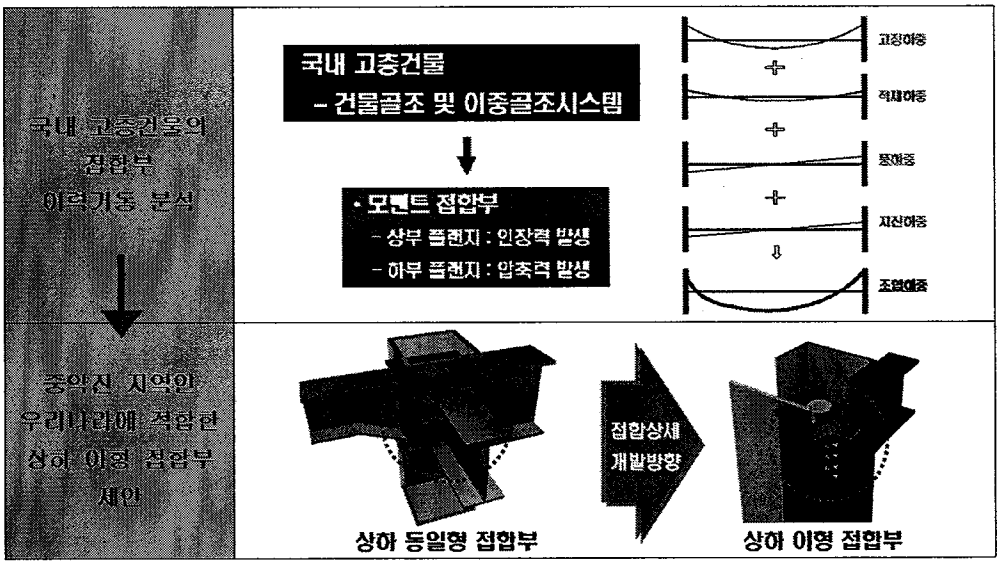
제 5장 결론

5.1 내진성능 분석 및 내진성능 평가기준의 방법제안 - 내진분야

5.1.1 지진특성 및 내진성능 분석 (1차년도)

내진설계 기준의 제정 당시 국내 지반 특성에 따른 정량적인 평가방법이 없어 강진지역인 미국 서부의 지역적 지진 응답 연구자료에 따라 UBC(Uniform Building Code)를 준용하게 되었다. 그러나 국내의 지반과 미국 서부해안지역의 지반이 다르다는 점과 고유주기 영역의 폭 또한 다르다는 것을 확인하였다. 이에 따라 국내와 같은 중·약진 지역의 성능기반 내진설계시 주요 영향인자를 조사하였으며, 국내의 지진특성과 내진설계의 현황을 토대로 우리나라에 적합한 내진성능설계의 방향을 제시하였다.

현재 KBCS-2005 설계기준을 준용하여 설계된 11개 건물의 기둥-보 접합부 이력거동을 조사한 결과, 접합부의 하부 보플랜지 접합부분에서 인장력이 전혀 발생하지 않음을 확인 할 수 있었다. 상부 보 플랜지 부분의 접합상세와 동일하게 큰 인장력에 견디도록 설계할 필요가 없으며, 더욱 단순하면서 경제적인 접합상세의 적용이 가능하다고 판단된다. 이와 같이 상하 이형의 접합상세 형식이 가능하므로 국내에 적합한 내진 접합상세로서 상하 이형 접합부를 제안하였다.



- 국내에 적합한 내진 접합상세 제안 -

5.1.2 내진성능 평가기준의 제안 및 평가방법 개발(2차년도)

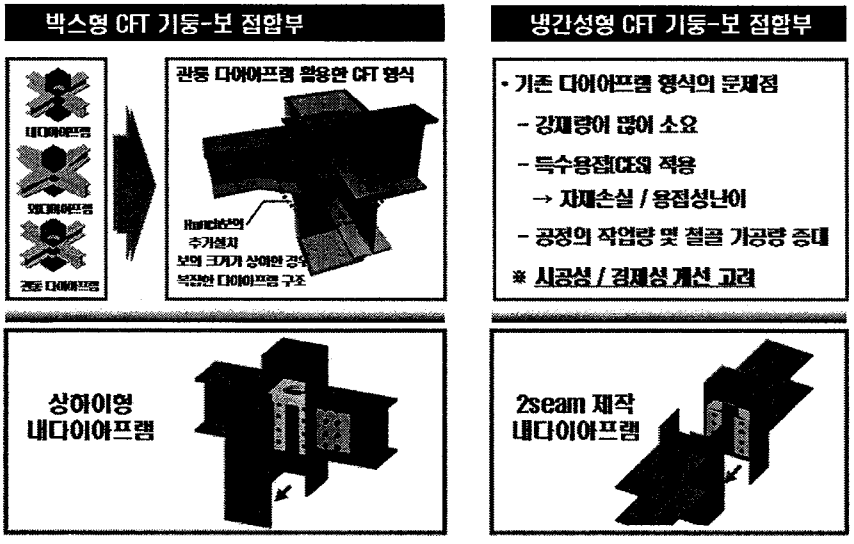
국내에 적합한 접합부 내진성능 평가방법을 제시하기 위하여 접합부의 변형요구예측과 손상정도 분류체계의 두 가지 핵심 요소를 조사하였다. 최대 변형요구량 예측방법은 지진하중의 선택과정에서 지역적인 특성을 반영할 수 있으나 구조물의 동적거동 예측을 위한 역학적인 원리로서 지역성과 관련이 없다고 볼 수 있다. 손상도 분류체계는 접합부의 손상정도와 응답의 상관관계를 바탕으로 정립된다. 일반적으로 지진하중에 의한 손상(피해)정도를 minor, moderate, severe, collapse의 네 요소로 구분하여 정의하고 있다. 이 방법은 실제 그 국가 또는 지역에 따라 차별되는 재료와 시공 수행능력(시공의 질)을 고려하여 지역적으로 적합한 손상분류체계를 통해 접합부의 내진성능을 평가하므로 변형요구 예측 방법보다 훨씬 정확한 접합부 내진성능을 평가할 수 있다.

강진지역의 접합부 내진성능의 평가방법을 고찰한 결과. 실용적으로 내진성능을 평가하기 위해 전 세계적으로 예외 없이 등가단자유도(Equivalent Single Degree-of-Freedom)방법이 채택되고 있다. 이는 IBC, Eurocode, KBC 뿐만 아니라 다른 나라의 규준에서도 공통적으로 사용하고 있으며 현재까지 건물의 최상층 변위예측에만 적용되어 왔다. 국내에 적합한 내진성능 평가방법을 개발하기 위하여 층간 변위각을 결정한 내진성능 요구조건을 조사하였으며, 손상상태 예측방법을 조사하였다. 층간변위 및 최대변위를 고려하여 내진성능을 평가하는 방법은 접합부를 고려해야 하는 연구단계에서는 부적합하므로 변형각으로 환산하여 고려하였으며, 환산한 변형각을 이용하여 내진성능 평가방법을 개발하였다. 본 연구에서 개발한 내진성능 평가방법의 신뢰성을 확보하기 위하여 1997년~2006년 총 10년간 기둥-보 접합부 실험에 관한 148개의 실험체를 대상으로 비교한 결과 80%이상 일치하는 것으로 나타났다.

5.2 접합부 요소의 성능평가 및 기둥-보 접합부 개발 - 구조분야

5.1.1 접합부 요소의 성능평가(1차년도)

우리나라와 같은 중·약진 지역에서 강진지역의 디테일을 그대로 적용한다는 것은 과다설계의 문제점이 항상 지적되어 왔으며 한국강구조학회 및 대한건축학회의 설계 및 시공 지침과 매뉴얼 등에서도 다양한 기둥-보 접합부 형식에 대한 상세 제안이 없는 상태이므로, 제작성 및 시공성이 확보된 보-기둥 접합부의 개발이 필수적이라 판단하였다. 이에 따라 기존 다이아프램 형상에 따른 현장 적용성, 시공성 및 경제성을 비교한 결과 기둥 용접면을 2곳으로 하는 2심 CFT 기둥-보 접합부를 개발하였다.



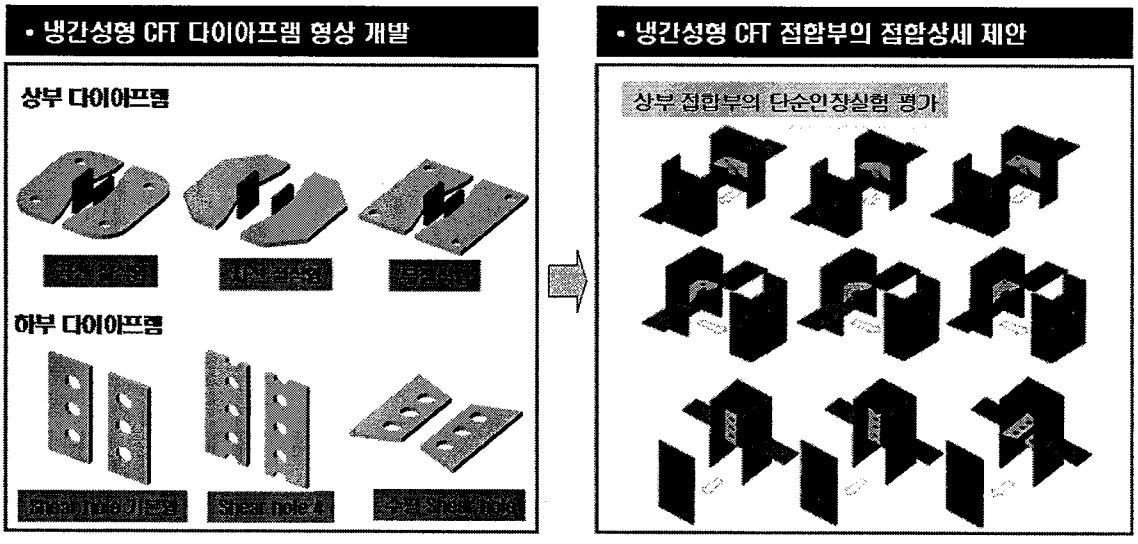
- 상하 이형 CFT기둥-보 접합부의 접합형식 설정 -

엔드플레이트 접합부는 모든 용접이 공장에서 이루어지기 때문에 용접의 품질이 우수하고 현장작업이 간단하여 미국에서는 일반적으로 사용하는 접합형식이다. 그러나 국내에서는 엔드플레이트의 초기변형, 시공오차 등의 문제를 우려하여 현장에 적용한 사례가 거의 없으나 시공오차를 줄일 수 있는 Shim등을 사용할 경우에는 시공성이 우수하여 경제성이 있는 접합부이다.

기둥-보 접합부 상부를 보강하기 위하여 개발된 다이아프램 형상은 곡선 절삭형, 사선 절삭형, 무절삭형이며, 기둥-보 접합부 하부를 보강하기 위하여 개발된 다이아프램 형상은 perfobond 효과를 고려한 수직형과 수평형이다. 개발된 다아아프램의 구조성능을 확인하기 위하여 구조실험을 실시한 결과 기둥-보 접합부의 상부를 보강하기 위한 방법으로 무절삭형이 가장 높은 내력을 발휘하였다. 또한, 콘크리트를 충전한 실험체는 모두 전소성하중보다 높은 내력을 발휘하였고, 보 플랜지의 네킹현상에 의해 파괴되는 것을 확인하였다.

기둥-보 접합부의 하부를 보강하기 위한 방법으로는 구멍의 개수에 따라 내력이 높아짐을 확인하였으며, 콘크리트를 충전한 실험체 모두 전소성하중보다 높은 내력을 발휘하였다. 보 하부 플랜지에 큰 인장력이 발생하지 구조시스템의 경우 상하이형 접합부의 사용이 가능한 것을 확인하였다.

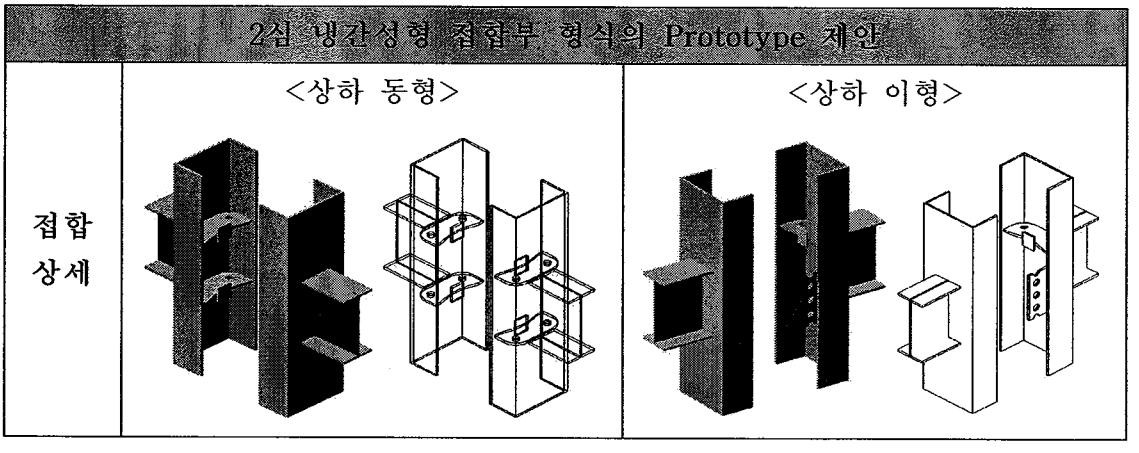
또한 리브의 설치를 통해 엔드플레이트 보-기둥 접합부의 항복내력을 향상시키고 리브파괴, 엔드플레이트 파괴의 순서로 메카니즘을 형성하는 것이 가능하다 판단된다.



- 냉간성형(2심) CFT 접합부의 상부 및 하부(접합상세) 보강방안 제안 -

5.1.2 중약진 지역에 적합한 기둥-보 접합부 개발(2차년도)

건물의 형상이 복잡하여 한 개 기둥에 연결된 각 보에 작용하는 하중이 다른 경우 보의 높이 및 플랜지 두께가 달라질 수 있는데 내부 다이아프램이 여러겹으로 겹치게 되거나 다이아프램이 경사지게 되어 접합부 시공이 복잡해지고 콘크리트 충전성이 낮아지는 경우가 있다. 이러한 경우, 상부 다이아프램과 하부 다이아프램이 다른 상하 이형 접합부를 제안하였다. 중·약진 지역인 국내 적용 가능한 접합부의 목표성능에 대하여 강진지역의 규준을 그대로 준용하되 접합부 하부에 압축력만 작용하는 경우에는 구조 엔지니어들의 판단에 의해 상하이형 접합형식을 적용하거나 KBCS-2008의 내진설계기준을 준용하여 설계할 수 있는 상하동형 접합형식 Prototype을 제안하였다.



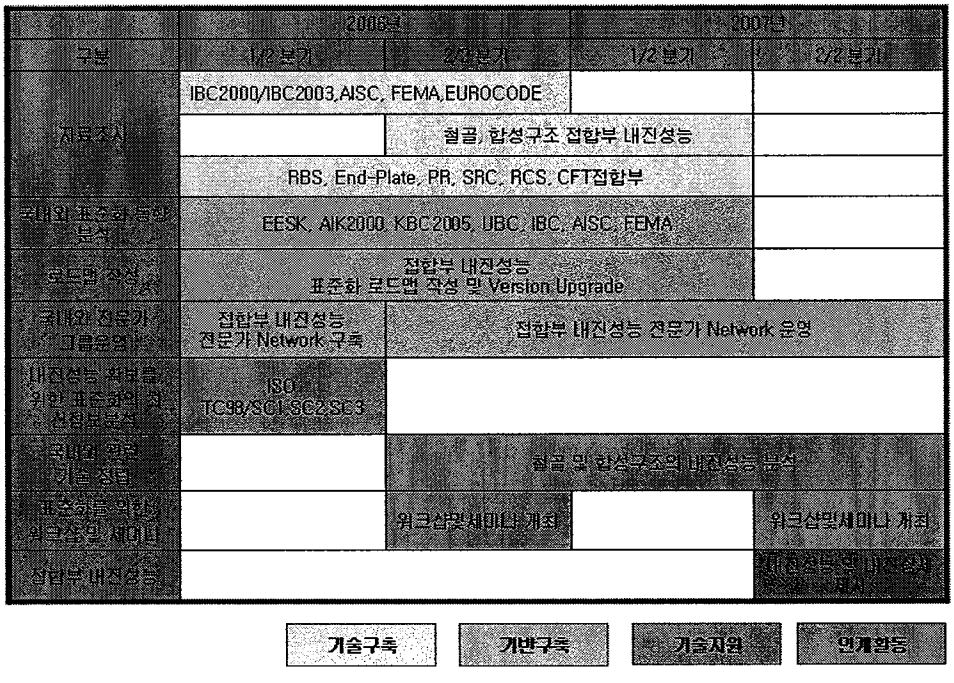
기둥-보 접합부는 지진시 발생되는 큰 전단력과 에너지를 흡수할 수 있도록 일정한 소성변형능력이 확보되어야 하는 중요한 요소이다. 본 연구에서 제안한 상하 이형 CFT 기

둥-보 접합부는 강진지역에서 사용할 수 있는 C-SMF(Composite Special Moment Frame)에서 요구하는 0.04rad을 만족하는 것으로 나타났으며, 상하 동형 CFT 기둥-보 접합부는 C-IMF(composit Intermediate Moment Frame)을 만족하는 것으로 나타났다. 또한 연성능력을 고려한 엔드플레이트 접합부는 2개의 실험체가 SMF를 만족하였고, 2개의 실험체가 IMF를 만족하였다. 이에 따라 국내에 적합한 구조성능을 확보하였다고 판단한다.

5.1.3 표준화 전략 수립 및 표준화 시도 - 표준화분야

1) 표준화 전략수립 및 로드맵 작성(1차년도)

강진이 발생하는 선진국의 내진설계법은 각 지역별로 지진발생상황을 분석하고 재료와 부재특성을 실험을 통해 철저히 분석하여 제정되고 있지만 국내의 경우, 1988년의 설계기준과 KBC-S(2005)의 설계기준은 일본과 미국 등의 설계기준을 중약진 지역인 우리나라에 부합화 시키기 위해 강진지역의 계수를 낮추는 방법으로 제정되고 있어 우리나라의 독특한 건축공법에 대한 고려가 부족한 실정이다. 한편 국내의 KBC- 2005의 철골 모멘트 골조의 구조시스템은 접합부의 연성능력과는 상관없이 일률적으로 한 가지의 반응수정계수(R)만을 사용하도록 정의되어 있으며 이는 국내 내진상세기준이 아직 정립되지 않았기 때문에 나타난 결과이다. 본 연구에는 접합부의 성능을 정량적으로 평가하는 방법을 중심으로 사회적인 필요성이 대두되고 있는 분야에 대한 표준화 로드맵을 작성하였다.



- 표준화 로드맵 -

2) 내진상세 및 성능평가 방법에 대한 표준화 시도(2차년도)

본 과제에서 개발한 접합부의 표준화를 완성하기 위해 실시한 기초 작업을 바탕으로 국내·외 접합부 표준화를 체계적으로 정리하였으며, 실험을 통해 얻은 실험 결과와 외국의 설계 규정을 근간으로 하여 개발 접합부의 구조 설계식을 작성하였다. 또한 구조설계와 시공의 최적화 단계를 추구하여 개발된 보-기둥 접합부의 표준화 시도를 위한 여러 가지 방안으로 건설 안전에 관한 표준화 시도의 필요성을 대안으로 제시하였다. 따라서 본 연구를 통하여 국내에 적합한 내진성능을 위한 국내 규격 초안을 작성하였으며, 냉간성형 각형강관 및 엔드플레이트 접합부의 설계 및 시공 매뉴얼을 작성하여 구조설계 및 시공의 최적화를 이루었으며, 개발한 접합부의 구조 설계식을 작성 및 KBC-2008의 강구조분야 위원으로 참여하여 표준화를 완성하였다.

■ 연구 개발과정에서 수집한 해외 과학가술 정보

■ 참 고 문 헌

■ 참고문헌

제1절 국내문헌

1. 강도안 외 16명, 2004, 건축구조개론, 공간예술사
2. 고건, 2002, 지진의 이해 - 지진일반 중심으로 -, 서울특별시.
3. 건설교통부(2006), 면적별 건축물 현황, 통계연보
4. 김도현, 정광량, 이영학, 2005, KBC-S와 UBC-97, IBC-2000, IBC-2003과의 차이점과 제언, 한국강구조학회.
5. 김동규, 최성모, 김진호(2000) 콘크리트충전 강관구조 설계 및 시공지침, 연구보 고서, 한국강구조학회
6. 김동수, 윤종구, 2005.6, 국내 지반특성에 적합한 지반분류 방법 및 설계응답스펙트럼 개선 방법, 한국지진공학회 제 3회 내진기준 정기세미나 발표자료집.
7. 김동수, 윤종구, 2005, 국내 지반특성에 적합한 지반분류 방법 및 설계응답스펙트럼 개선방법, 한국지진공학회 건축물 내진설계 소위원회.
8. 김동수, 윤종구, 유제남, 2003, 지중구조물 내진설계를 위한 기반면의 속도 응답스펙트럼 및 응답변위 산정기법에 대한 연구, 한국지진공학회 춘계학술대회 논문집, pp.129~139.
9. 김상대, 2001, IBC-2000의 내진설계 기준소개, 대한건축학회.
10. 김선희, 이성희, 채홍석, 김용환, 최성모(2007), 고연성 엔드플레이트 항복형 철골기둥-보 접합부의 설계 개념과 절차, 대한건축학회
11. 김종수, 2005, KBC 2005와 강구조 설계, 한국강구조학회 기술기사 17권 4호 통권 제 65호.
12. 김종수, 최동섭, 2005, KBC 2005에 의한 내진 설계 사례, 한국강구조학회 학술발표대회 12권 3호.
13. 대한건축학회(1998), 강관구조 설계기준 및 해설, 대한건축학회
14. 대한건축학회(1998), 강구조 한계상태 설계기준 및 해설
15. 류승일, 신의균, 2005, 설계사례를 통한 KBC 2005와 KS 2000 비교, 한국강구조학회.
16. 류영찬(2006), 콘크리트충전 각형강관 구조의 거동에 관한 연구, 한양대학교 대

학원, 박사학위 논문

17. 박병철, 정길호, 이호준, 2003, 일본 미야기현 지진, 국립방재연구소.
18. 서영일, 은성운, 윤동용, 2005, KBC-S 2005 제정과 내진 철골접합부 상세개발의 필요성, 한국강구조학회 기술기사 17권 3호 통권 제 64호.
19. 서정문, 1998, 역사지진의 진도추정을 위한 초가삼간의 내진성 평가실험, 한국지진공학회 춘계학술발표대회 논문집, 1998.3.
20. 선창국, 양대성, 정충기, 2005, 서울 평야 지역에 대한 부지 고유의 지진 증폭 특성 평가, 한국지진공학회 논문집, 제 9권 제 4호 통권 제 44호, pp.29~42.
21. 선창국, 방은석, 정충기, 김동수, 2006, 역사 지진 피해 발생 읍성 지역의 부지 응답 특성 평가, 한국지진공학회 학술대회 논문집, pp.125~132.
22. 송기범, 1995, 일본의 판신대지진 현지 방문기, 한국강구조학회지, 제 7권 제 2호.
23. 오영희, 김용석, 2006, 기초지반강성을 고려한 철골 건축구조물의 비선형 지진해석, 한국강구조학회논문집 18권 2호.
24. 우성열, 이광호, 방중석, 김진호, 최성모(2007) 2심 냉간성형 각형 CFT 기둥-보 내다이아프램 접합부의 구조성능에 관한 단순인장 실험연구, 한국강구조학회
25. 윤종구, 김동수, 방은석, 2006, 국내 지반특성에 적합한 지반분류 방법 및 설계 응답스펙트럼 개선에 대한 연구(Ⅰ)-국내 내진설계기준의 문제점 분석, 한국지진공학회 논문집, 제 10권 제 2호 통권 제 48호, pp.39~50.
26. 윤종구, 김동수, 방은석, 2006, 국내 지반특성에 적합한 지반분류 방법 및 설계 응답스펙트럼 개선에 대한 연구(Ⅱ)-지반분류 개선방법, 한국지진공학회논문집 10권 2호 통권 제 48호, pp.51~62.
27. 윤종구, 김동수, 방은석, 2006, 국내 지반특성에 적합한 지반분류 방법 및 설계 응답스펙트럼 개선에 대한 연구(Ⅲ)-설계응답스펙트럼 개선방법, 한국지진공학회논문집 10권 2호 통권 제 48호, pp.63~71.
28. 윤종구, 김동수, 방은석, 2006, 국내 지반특성에 적합한 설계응답스펙트럼 개선을 위한 증폭계수 재산정에 대한 연구, 한국지진공학회 학술대회 논문집, pp.113~124.
29. 윤종구, 김동수, 2004, 국내 지반특성에 적합한 설계지반운동 결정 방법에 대한 연구, 한국지진공학회 논문집, 제 8권 제 3호 통권 제 37호, pp.23~32.
30. 윤의택, 류 혁, 강태섭, 김재관, 박창업(2005), 서울시 모델 구역 지진피해 추정 연

구, 지진공학회 제9권 제6호

31. 이기학, 2006, 반응수정계수의 영향에 따른 철골조 빌딩의 내진성능평가, 한국 지진공학회 2006년도 학술발표대회 논문집.

32. 이기학, 이인영, 2005, KBC 2005와 해외 내진 기준집에 따른 시스템 정의와 분류, 한국 지진공학회.

33. 이광호, 원용안, 최인학, 박영욱, 최성모(2007), 2심 냉간성형 각형 CFT 기둥-보 내부앵커형 접합부의 구조성능에 관한 단순인장 실험연구

34. 이광호, 이인호, 원용안, 김강수, 최성모(2007), 냉간성형 각형 CFT 기둥-보 수직유공판 앵커형 접합부의 인장내력식 제안, 대한건축학회

35. 이동근, 1999, 우리나라 내진설계의 방향, 대한건축학회.

36. 이동근, 조소훈, 고현, 김태진, 2006, 약진지역에서의 초과강도 및 반응수정계수, 한국지진공학회 논문집 제 10권 제 3호(통권 제 49호), pp.57~64.

37. 이리형, 한상환, 김상대, 이원호, 1999, 대만 지진의 피해현황조사, 대한건축학회지, 제 43권 제 10호.

38. 이상호, 정태권, 2006, 고베지진으로 피해를 입은 RC 학교 건축물을 이용한 효율적인 내진성능 평가방법의 제안, 대한건축학회논문집 구조계 22권 4호.

39. 이성희, 김용환, 김진호, 김근철, 최성모(2006) 엔드플레이트 보-기둥 접합부의 연성능력 향상에 관한 실험적 연구, 한국강구조학회

40. 이세정, 전배호, 이광호, 정진안, 최성모(2007), 냉간성형 각형 CFT 기둥-보 내 다이아프램 접합부의 인장내력식 제안, 대한건축학회

41. 이한선, 2005, KBC 2005 내진설계 기준의 개요, 대한건축학회 12권 1호.

42. 이한선, 2005, KBC-S 2005 내진기준의 개정 배경과 향후 전망, 대한건축학회 정기총회 세미나 자료집.

43. 이홍수, 전철헌, 손유식(2006), ㄱ형 perfobond 리브 전단연결재의 해석적 연구, 한국강구조학회

44. 정경수, 김욱종, 김영찬(1998), 콘크리트충전 각형강관 기둥과 H형보에 외다이아프램으로 보강된 접합부의 수치해석적 연구, 대한건축학회 논문집 구조계, 제 14권 6호

45. 정광량, 2005, KBC 2005에 의한 건축물 설계예제연구, 한국지진공학회

46. 정광량, 이영학, 김도현, 2005, KBC-S와 UBC-97, IBC-2000, IBC-2003과의 차이점과 제언, 한국강구조학회지 제 17권 제 4호 통권 제 65호.

47. 정길호, 1999, 터키의 이즈미트 지진, 국립방재연구소.

48. 정길호, 2001, 인도 구자라트주 카치 지진, 국립방재연구소.

49. 정길호, 이호준, 박병철, 2003, 알제리 부메르데스 지진, 국립방재연구소.

50. 최성모, 정도섭, 김대중, 김진호(2005), 복합십자형 CFT 기둥-보 접합부의 내력식에 관한 연구, 한국강구조학회 논문집 제 17권 4호

52. 최성모, 윤여상, 김요숙, 김진호(2003), 이형 하부다이아프램으로 보강된 각형 CFT 기둥-보 접합부의 내진성능에 관한 연구, 한국강구조학회 논문집 v.15 n.5

53. 최성모, 홍성덕, 김요숙, 김진호(2004) 복합십자형 다이아프램으로 보강한 각형 CFT 기둥-보 인장측 접합부의 구조성능에 관한 연구, 대한건축학회 논문집 구조계. 제 20권 1호

54. 최영환, 배규웅, 2005. 11, 미국 강구조학회의 설계법에 기반한 콘크리트 충전강관 보-기둥의 새로운 내력평가 방법, 대한건축학회논문집 구조계 21권 11호.

55. 최영환, 이문성, 2005. 11, AISC/LRFD 설계법을 수정한 정사각형 단면의 콘크리트 충전 각형강관 보-기둥의 설계식, 대한건축학회논문집 구조계 21권 11호.

56. 홍성걸, 2005. 6, 내진설계 기준골격, 한국지진공학회 제 3회 내진기준 정기세미나 발표자료집.

57. KSA한국표준협회, 2007. 9. 20, 건설안전 및 친환경 건자재 표준화 기분구축, 2차년도 연구성과 발표회

제2절 국외문헌

1. AISC(2000), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Including Supplements No. 1 and 2
2. AISC(2001), Manual of Steel Construction - Load and Resistance Factor Design, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL
3. AISC(2005), Steel Design Guide 4 Extended End-Plate Moment Connections-Seismic and Wind Applications Second Edition.
4. AISC(2006), Seismic Design Manual, AISC and the Structural Steel Educational Council
5. American Concrete Institute(ACI), 2002, Building Code requirements for Structural Concrete(ACI 318-02) and Commentary(ACI 318R-02), Farmington Hills, MI.
6. American Institute of Steel Construction(AISC), 2002, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago.
7. American Institute of Steel Construction(AISC),2005, Seismic Provisions for Structural Steel Building, Chicago
8. Brookshire, D. S., Chang, S. E., Cochrane, H., Olson, R. A., Rose A. and Steenson, J.(1997), Direct and Indirect Economic Losses form Earthquake Damage, Earthquake Spectra, Vol 13, No. 4, pp 683-701
9. Choi, Y.-H.; Foutch, D. A., 2004, New approach to AISC P-M interaction curve for concrete filled tube beam-columns., Ph.D Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.
10. Daniel P. Batt, P. E., M. ASCE and David J. Odeh, P.E., M. ASCE, 2005, A discussion and analysis of ductile detailing requirements for seismic design in moderate seismic regions, Proceeding of Structures 2005.
11. E.C.Oguejiofor, M.U.Hosain(1997), Numerical Analysis of Push-out Specimens with Perfobond Rib Connectors, Computers & Structures, Volume 62, Issue 4, Pages 617-624
12. Elremaily, A.; Azizinamini, A., Behavior of circular concrete-filled steel tube

columns, Proceedings of the conference on composite construction in steel and concrete IV, Canada.

13. Eurocode Committee for Standardization, Eurocode 8 Draft 6 : Design of structures for earthquake resistance. Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings, 2003. 1.
14. FEMA 273(1997), NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
15. FEMA 350(2000), Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Federal Emergency Management Agency.
16. FEMA 350(2000), Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Federal Emergency Management Agency
17. FEMA 355C(2000), State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking, SAC Joint Venture, Sacramento, California
18. FEMA 355D(2000), State of the Art Report on connections Performance, Federal Emergency Management Agency.
19. FEMA 356(2000), Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
20. Furlong, R. W., 1967, Strength of steel-encased concrete beam columns, Journal of the Structural division, 93(ST5), pp.113-124.
21. Galambos, T. V.; Chapuis, J., 1980, LRFD Criteria for composite columns and beam-columns (first draft), Washington University.
22. International Code Council(ICC), 2002, 2003 International Building Code, Falls Church, VA.
23. Isabel Valente, Paulo J.S Cruz(2004), Experimental analysis is of Perfobond shear connection between steel and lightweight concrete, Journal of Construction Steel Research, Volumn 60, Issues 3-5, Pages 465-479
24. M.N.Fardis(2006), Design Rules For FRP Retrofitting according to Eurocode 8 and Their Background, Sociedad Mexicana de Ingenieria Estuctural, A.C.
25. NIBS(1997), Earthquake Loss Estimation Technology-HAZUS, Technical Manual,

Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

26. Ryoichi Kanno, Noutaka Shimizu(2006), Strength of CFT Connection stiffened with T-shaped Interior Diaphragm, Composite Construction in Steel and Concrete V
27. S.A.L.de Andrebe, P.C.G.da S. Vellasco, L.T.S. Ferreira, L.R.O,de Lima(2007), Semi-rigid composite frames with perfobond and T-rib connectors Parts 2 : Design models assessment, Journal of Construction Steel Research, Volume 63, Issue 2, Page 280-292.
28. S.D Hong, Y.S. Kim, J.H. Kim and S.M, Choi(2002), Simple Tension Testing for CFT Column-to.(b)eam Connections at Tension Side with New Diaphragm, Internatoinal Symposium on Steel Structure, Second Symposium, Korea Society of Steel Structures
29. S.M. Choi, S.D. Hong, D.G. Kim, J.H. Kim(2004), Structural Capacities of Tension Side for CFT Square Column-to.(b)eam Connections with Combined-Cross-Diaphragm, PSSC
30. Structural Stability and Research Council task Group 20., 1979, A Specification for the Design of Steel-Concrete Composite Columns, Engineering Journal, Fourth quarter, 101-115.
31. Sung-Hoon Jeong, Elnashai, 2006, Probabilistic Fragility Analysis Parameterized by Fundamental Response Quantities, Engineering Structures, In Press.
32. Verma, A. H., 2000, Seismic behavior, analysis, and design of high strenth square concrete filled steel tube (CFT) columns, Lehigh University, Bethlehem, PA.

■ 별첨, 자체평가의견서

[붙 임 1]

자체평가의견서

1. 과제 현황

사 업 명	첨단도시개발사업			
연구 과제	과 제 명	중약진 지역인 우리나라에 적합한 보-기둥 접합부 개발에 관한 연구 - CFT 접합부를 중심으로		
	주관연구기관	서울시립대학교	총괄책임자	최성모(崔聖模)
연구 기간	2005.12.30 ~ 2007.12.29			
협동연구기관	기 관 명		연 구 책 임 자	
	포항산업과학연구원(외)		김진호	
위탁연구기관	기 관 명		위탁연구책임자	
	(외)			
참여기업	기업체명		대 표 자	
	(주)하모니엔지니어링(외)		염경수	

연 구 비 (천원)	연차	정부	민간	계
	1차년도	153,000	62,000	215,000
	2차년도	169,000	66,179	235,179
	3차년도			
	계	322,000	128,179	450,179

2. 평가일 : 2007 . 12 . 29

3. 평가자(연구책임자) 확인

본인은 평가대상 연구과제의 연구결과에 대하여 객관적으로 기술하였으며, 공정하게 평가하였음을 확약합니다.

소 속	직 위	성 명	확약(서명, 인)
서울시립대학교 건축학부	부교수	최성모	

Ⅰ. 연구개발 실적

평 가 항 목	가중치 (A)	평가척도(B) 수 5	우 4	미 3	양 2	가 1	득점 (A×B)	평 기 의 견
연구수행								
① 연구개발 결과의 우수성 및 창의성	2	○					10	내진에 대한 안전의식의 고조
② 연구개발 수행노력의 성실도	2	○					10	참신한 아이디어와 분야별 내용에 대한 성실 수행
③ 연구개발 결과에 대한 활용가능성	2	○					10	내진성능에 따른 접합부의 표준화 제시에 따른 접합부의 국내 적용가능성 확대
④ 연구개발 결과의 파급효과	2	○					10	내진 접합부 개발에 따른 경제성 및 적용 기술의 확대
⑤ 공개 발표된 연구개발 성과 (논문 게제 또는 산업재산권 출원 및 심사 가능성, 발표회개최 등)	2		○				8	연구 성과에 따른 내진 분야의 지식 습득 기회 부여 및 지적재산권의 획득
연구목표 달성도(연구개발계획서상에 기술된 연구목표)								
⑥ 기둥-보 접합부 내진성능에 따른 경제성 및 DB구축	4	○					20	국내외 내진 평가 방법 및 중약진 지역의 내진평가 방법에 따른 경제성 창출
⑦ 중·약진 지역에 적합한 보-기둥 접합부 개발	2	○					10	국내 현장 적용 가능한 접합부 개발에 따른 선택의 폭 확대
⑧ 접합부의 신뢰성 및 안전성 평가	2	○					10	불확정 요소에 대한 목표성능의 제시와 확정
⑨ 표준화 시도 및 접합부의 표준화 방안 제시	2		○				8	체계적인 표준화 작업을 위한 표준화 작업 및 갱신
⑩								
소계 전문가 평가점수 (100점 만점)	20						96	

※ 연구개발계획서에 제시한 평가착안점을 항목(⑥~⑩)으로 설정하고, 자체평가한 내용을 간략하게 기술

※ "⑤ 공개 발표된 연구개발 성과" 의 실적 자료 제출

Ⅱ. 종합의견

1. 연구개발결과에 대한 종합의견

중·약진 지역인 우리나라에 적합한 기둥-보 접합부의 내진성능 및 평가 방법 제시 및 구조물의 손상상태 예측 방법에 대한 다양한 연구를 통해 2심 각형강관 CFT 내다이아프램 접합부의 상하이형, 상하동형 그리고 얇은 엔드플레이트를 사용한 접합부, 리브 보강 엔드플레이트 접합부, 강재 편차에 따른 엔드플레이트 접합부의 내진성능 평가방법에 대한 분석 및 고찰 등을 통해 내진 성능 평가 방법을 제시하였다. 또한 접합부의 Prototype제안 및 평가 실험 등이 성실히 수행 되었으며 선진국의 표준화 활동 상황을 분석하고 국제 기준과 국내 기준의 부합화를 위한 표준화 전략수립 및 로드맵 작성에 관한 연구가 성실히 수행되었다.

2. 평가시 고려할 사항 또는 요구사항

본 과제는 중·약진 지역인 우리나라에 적합한 접합부 개발로써 CFT를 중심으로 국내에 적용 가능한 보-기둥 접합부를 개발하고 내진성능 평가와 DB구축 및 접합부 형식의 Prototype을 제안하였다. 따라서 구조물의 손상상태 예측 방법 및 개발된 내진성능 평가방법의 표준화 시도에 초점을 맞춘 평가가 요구된다.

3. 연구결과의 활용방안 및 향후조치에 대한 의견

본 연구 성과에서는 제안된 엔드플레이트 접합부 및 CFT를 중심으로 한 기둥-보 접합부의 내진 성능 평가방법 및 기존 접합부 형식의 Prototype 제안, 실험을 통해 내진성능을 평가한 엔드플레이트 항복형 접합부 및 합성 기둥-보 접합부등이 향후 중·약진 지역인 우리나라에 적합한 규정 정립시 규준에의 편입과 국내 현장에서 활발하게 적용될 수 있도록 건설 분야의 전문가와 연구진 그리고 시공자들에게 본 연구 성과를 홍보할 것이며, 접합부 표준화에 대한 지속적인 업그레이드를 위해 자료수집과 국제적인 인적 인프라 구축을 위해 국제 표준화 회의 참석으로 국가/지역/국제 표준화에 발 맞춰 나갈 것이다.

■ 부 록

부록 A. KBC-S 2005로 설계된 국내 고층 건물 기둥-보 접합부 하중이력 자료

최신 KBC 내진설계기준 적용사례

1. 삼성동 업무시설

2. 경방 OFFICE

3. 엔씨소프트 R&D 센터

4. La Salle Tower

5. 노량진 타워센터

6. 삼성화재 광주상무사옥

7. 용인동백지구 벤포스타 신축공사

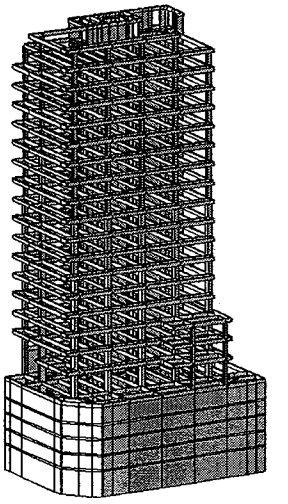
8. 누리꿈 스퀘어-BIZ CENTER

9. 수원시 매산로 복합상업시설

10. 울산 옥교동 조상복합 신축공사

11. 서울 국제 금융 센터 (TOWER A)

1. 건 물 명 : 삼성동 업무시설



1.1 건물 규모 : 지상 17층
지하 5층

1.2 구조시스템 : 건물 골조 시스템
(철근 콘크리트 전단벽+RC 라멘조)

1.3 설계하중

(1) 고정하중 : 골조의 자중 및 구조물에 영구히 부착되는 물품의 중량 (마감재 등)

(2) 적재하중 : 건축물의 용도에 따라 적재되는 사용자와 물품의 중량
(건축물의 구조기준 등에 관한 규칙 제 11조 1항)

* 건축물의 용도별 적재하중

옥탑지붕	1.0	지 붕	2.0
옥상조경	5.0	업무시설	3.5
근린생활시설	4.0	지하주차장	6.0

(3)지진하중

지역 계수	A = 0.11 (지진구역 (I))	・밑면전단력 : $V = C_S W$ h_n : 밑면으로부터 최상층까지의 건축물의 높이(m) T : 건축물의 기본 진동주기 (초) W : 건축물의 전 중량(고정하중)
지반 분류	Sc (매우 조밀한 토사지반)	
중요도 계수	I_E = 1.2 (중요도 (I))	
반응수정 계수	R = 5.0 (건물골조방식)	
시스템초과 강도계수	Ω_0 = 2.5	
변위 증폭 계수	C_d = 4.5	
내진등급	D	

(4) 구조골조 설계용 풍하중

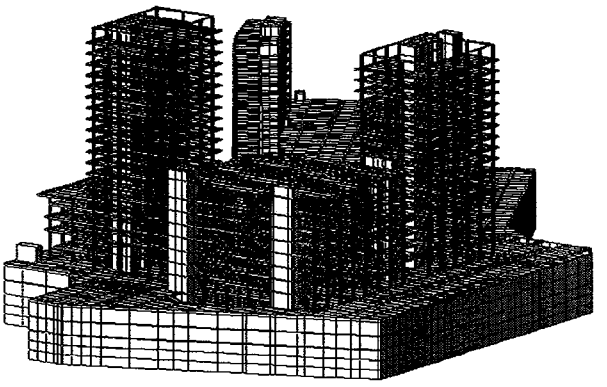
설계기본풍속(V_0)	30 m/sec (서울시)		
노풍도	B	G_f	2.2
		K_{zr}	0.45 Z^{α}
		α	0.22
		K_{zt}	1.0
중요도계수	1.0 (중요도(I))		
C_{pe1}	0.8		
C_{pe2} (기준층 기준)	X-DIR : -0.375, Y-DIR : -0.500		

G_f : 구조골조용 가스트계수
K_{zr} : 풍속의 고도분포계수
α : 풍속의 고도분포지수
K_{zt} : 지형에 의한 풍속할증계수
C_{pe1} : 풍상벽의 외압계수
C_{pe2} : 풍하벽의 외압계수

1.4 Load Case별 모멘트 (Service Load) 단위 tf,m

최상층	-32.0	-14.1	-9.4	9.3	-7.3	7.2	500 × 800(RC)
12층	-32.9	-16.9	-18.6	17.8	-12.8	13.4	500 × 800(RC)
7층	-32.2	-16.2	-22.0	21.5	-14.9	15.2	500 × 800(RC)

2. 건 물 명 : 경방 OFFICE



2.1 건물 규모 : 지상 20층
지하 5층

2.2 구조시스템 :
건물골조시스템 (철근콘크리트 전단벽)
(1) 보 : 철골구조
(2) 기둥 : 철골 철근콘크리트 구조

2.3 설계하중
(1) 고정하중 : 골조의 자중 및 구조물에 영구히 부착되는 물품의 중량 (마감재 등)
(2) 적재하중 : 건축물의 용도에 따라 적재되는 사용자와 물품의 중량
(건축물의 구조기준 등에 관한 규칙 제 11조 1항)

* 건축물의 용도별 적재하중

지 붕	2.0	옥상조경	5.0
OFFICE	2.5	화 장 실	3.0
서 점	7.0	로 비	5.0

(3)지진하중

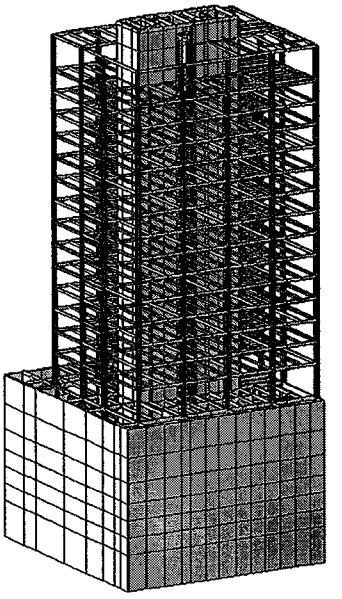
지역계수	A = 0.11 (지진구역 (I))	・밑면전단력 : $V = C_S W$ h_n : 밑면으로부터 최상층까지의 건축물의 높이(m) T : 건축물의 기본 진동주기 (초) W : 건축물의 전 중량(고정하중)
지반 분류	Sc (매우 조밀한 토사지반)	
중요도 계수	I_E = 1.2 (중요도 (I))	
반응수정 계수	R = 5.0 (건물골조방식)	
시스템초과 강도계수	Ω_0 = 2.5	
변위 증폭 계수	C_d = 4.5	
내진등급	D	

(4) 구조골조 설계용 풍하중

설계기본풍속(V_0)	30 m/sec (서울시)			G_f : 구조골조용 가스트계수 K_{zr} : 풍속의 고도분포계수 α : 풍속의 고도분포지수 K_{zt} : 지형에 의한 풍속할증계수 C_{pe1} : 풍상벽의 외압계수 C_{pe2} : 풍하벽의 외압계수
노풍도	B	G_f	2.2	
		K_{zr}	$0.45\ Z^{\alpha}$	
		α	0.22	
		K_{zt}	1.0	
중요도계수	1.0 (중요도(Ⅰ))			
C_{pe1}	0.8			
C_{pe2} (기준층 기준)	X-DIR : -0.392, Y-DIR : -0.500			

최 상 층	-86.8	-21.2	-22.1	25.4	19.4	50H-792×300×14×22
13F	-38.9	-15.9	-12.5	12.6	8.0	50H-488×300×11×18
7F	-37.3	-15.0	-9.1	9.2	5.7	50H-482×300×11×18

3. 건 물 명 : 엔씨소프트 R&D 센터



3.1 건물 규모 : 지상 15층
지하 7층

3.2 구조시스템 :
건물골조시스템 (철근콘크리트 전단벽)
(1) 보 : 철골구조
(2) 기둥 : 철골 철근콘크리트 구조

3.3 설계하중
(1) 고정하중 : 골조의 자중 및 구조물에 영구히 부착되는 물품의 중량 (마감재 등)
(2) 적재하중 : 건축물의 용도에 따라 적재되는 사용자와 물품의 중량
(건축물의 구조기준 등에 관한 규칙 제 11조 1항)

* 건축물의 용도별 적재하중

옥탑지붕	1.0	지 붕	2.0
사무공간	2.5	로비 · 홀	4.0
근린생활시설	5.0	지하주차장	6.0

(3)지진하중

지역 계수	A = 0.11 (지진구역 (I))	・밑면전단력 : $V = C_S W$ h_n : 밑면으로부터 최상층까지의 건축물의 높이(m) T : 건축물의 기본 진동주기 (초) W : 건축물의 전 중량(고정하중)
지반 분류	Sc (매우 조밀한 토사지반)	
중요도 계수	I_E = 1.5 (중요도 (특))	
반응수정 계수	R = 5.0 (건물골조방식)	
시스템초과 강도계수	Ω_0 = 2.5	
변위 증폭 계수	C_d = 4.5	
내진등급	D	

(4) 구조골조 설계용 풍하중

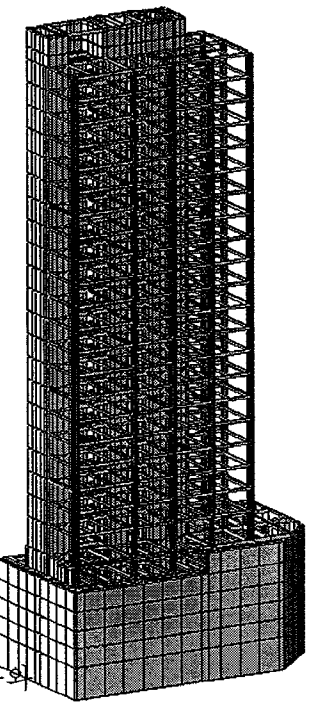
설계기본풍속(V_0)	30 m/sec (서울시)		
노풍도	B	G_f	2.2
		K_{zr}	0.45 Z^{α}
		α	0.22
		K_{zt}	1.0
중요도계수	1.1 (중요도(특))		
C_{pe1}	0.8		
C_{pe2} (기준층 기준)	X-DIR : -0.454, Y-DIR : -0.500		

G_f : 구조골조용 가스트계수
K_{zr} : 풍속의 고도분포계수
α : 풍속의 고도분포지수
K_{zt} : 지형에 의한 풍속할증계수
C_{pe1} : 풍상벽의 외압계수
C_{pe2} : 풍하벽의 외압계수

3.4 Load Case별 모멘트 (Service Load) 단위 tf,m

최 상 층	-30.0	-19.2	-2.7	3.2	5.3	50H-606×201×12×20
10F	-36.5	-11.8	-4.5	4.8	7.4	50H-606×201×12×20
5F	-35.4	-11.3	-4.3	4.5	6.4	50H-606×201×12×20

4. 건 물 명 : La Salle Tower



4.1 건물 규모 : 지상 22층
지하 6층

4.2 구조시스템 :
건물골조시스템 (철근콘크리트 전단벽)
(1) 지상2층이상 보 : 철골구조
(2) 지상1층이하 보 : 철근콘크리트 구조
(3) 전 층 기 둥 : 철골 철근콘크리트 구조

4.3 설계하중
(1) 고정하중 : 골조의 자중 및 구조물에 영구히 부착되는 물품의 중량 (마감재 등)
(2) 적재하중 : 건축물의 용도에 따라 적재되는 사용자의 물품의 중량
(건축물의 구조기준 등에 관한 규칙 제 11조 1항)

* 건축물의 용도별 적재하중

옥탑지붕	1.0	지 붕	2.0
사무공간	2.5	로비 · 홀	4.0
근린생활시설	5.0	지하주차장	6.0

(3)지진하중

지역 계수	A = 0.11 (지진구역 (I))	· 밑면전단력 : $V = C_S W$ h_n : 밑면으로부터 최상층까지의 건축물의 높이(m) T : 건축물의 기본 진동주기 (초) W : 건축물의 전 중량(고정하중)
지반 분류	S_B (매우 조밀한 토사지반 및 또는 연암지반)	
중요도 계수	I_E = 1.5 (중요도 (특))	
반응수정 계수	R = 5.0 (건물골조방식)	
시스템초과 강도계수	Ω_0 = 2.5	
변위 증폭 계수	C_d = 4.5	
내진등급	D	

(4) 구조골조 설계용 풍하중

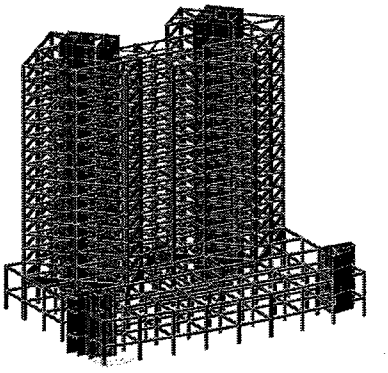
설계기본풍속(V_0)	30 m/sec (서울시)		
노풍도	B	G_f	2.2
		K_{zr}	0.45 Z^{α}
		α	0.22
		K_{zt}	1.0
중요도계수	1.1 (중요도(특))		
C_{pe1}	0.8		
C_{pe2} (기준층 기준)	X-DIR : -0.292, Y-DIR : -0.500		

G_f : 구조골조용 가스트계수
K_{zr} : 풍속의 고도분포계수
α : 풍속의 고도분포지수
K_{zt} : 지형에 의한 풍속할증계수
C_{pe1} : 풍상벽의 외압계수
C_{pe2} : 풍하벽의 외압계수

4.4 Load Case별 모멘트 (Service Load) 단위 tf,m

최 상 층	-25.5	-6.4	-16.4	17.3	-5.0	5.3	50H-500×200×10×16
15F	-16.1	-6.4	-16.9	17.1	-4.8	4.9	50H-446×199×8×12
7F	-13.4	-5.4	-13.9	14.1	-3.7	3.7	50H-446×199×8×12

5. 건 물 명 : 노량진 타워센터



5.1 건물 규모 : 지상 18층
지하 5층

5.2 구조시스템 : 철근 콘크리트 전단벽+RC 라멘조

1.3 부재 사이즈
(1) 기둥 사이즈
* C1 SIZE

17 ~ 3 층	700 X 700	-2 ~ -3 층	900 X 1000
2 층	800 X 800	-4 ~ -5 층	1000 X 1000
1 ~ -1 층	900 X 900		

(2) 보 사이즈
* G1 SIZE

최 상 층	400 X 500	7층	400 X 500
12층	400 X 500	2층	400 X 600

* G3 SIZE

최 상 층	600 X 500	7층	600 X 500
12층	600 X 500	2층	400 X 700

* G5 SIZE

최 상 층	500 X 500	7층	500 X 500
12층	500 X 500	2층	400 X 700

5.4 설계하중

(1) 고정하중 : 골조의 자중 및 구조물에 영구히 부착되는 물품의 중량 (마감재 등)

* 건축물의 용도별 고정하중

옥탑지붕	5.18	지 붕	8.74
옥상조경	2.14	아파트	6.80
근린생활시설	4.20	지하주차장	7.10

(2) 적재하중 : 건축물의 용도에 따라 적재되는 사용자와 물품의 중량
(건축물의 구조기준 등에 관한 규칙 제 11조 1항)

* 건축물의 용도별 적재하중

옥탑지붕	1.0	지 붕	2.0
옥상조경	1.0	아파트	2.0
근린생활시설	4.0	지하주차장	6.0

(3)지진하중

지역 계수	A = 0.11 (지진구역 (I))	・밑면전단력 : $V = C_S W$ h_n : 밑면으로부터 최상층까지의 건축물의 높이(m) T : 건축물의 기본 진동주기 (초) W : 건축물의 전 중량(고정하중)
지반 분류	Sc (매우 조밀한 토사지반)	
중요도 계수	IE = 1.5 (중요도 (특))	
반응수정 계수	R = 5.0 (건물골조방식)	
지스템조과 강도계수	Ω_0 = 2.5	
변위 증폭 계수	Cd = 4.5	
내진등급	D	

(4) 구조골조 설계용 풍하중

설계기본풍속(V_0)	30 m/sec (서울시)		
노풍도	B	G_f	2.2
		K_{zr}	0.45 Z^{α}
		α	0.22
		K_{zt}	1.0
중요도계수	1.1 (중요도(특))		
C_{pe1}	0.8		
C_{pe2} (기준층 기준)	X-DIR : -0.318, Y-DIR : -0.500		

G_f : 구조골조용 가스트계수
K_{zr} : 풍속의 고도분포계수
α : 풍속의 고도분포지수
K_{zt} : 지형에 의한 풍속할증계수
C_{pe1} : 풍상벽의 외압계수
C_{pe2} : 풍하벽의 외압계수

5.5 Load Case별 모멘트 (tf · m)

(1) G1(X3-4/Y8열)

최 상 층	-21.46	-4.55	-1.03	1.07	0.08	3.00
12층	-17.61	-4.43	-1.35	1.35	0.04	3.59
7층	-15.79	-3.92	-1.26	1.27	0.03	3.08
2층	-15.30	-5.18	-0.73	0.76	0.04	1.73

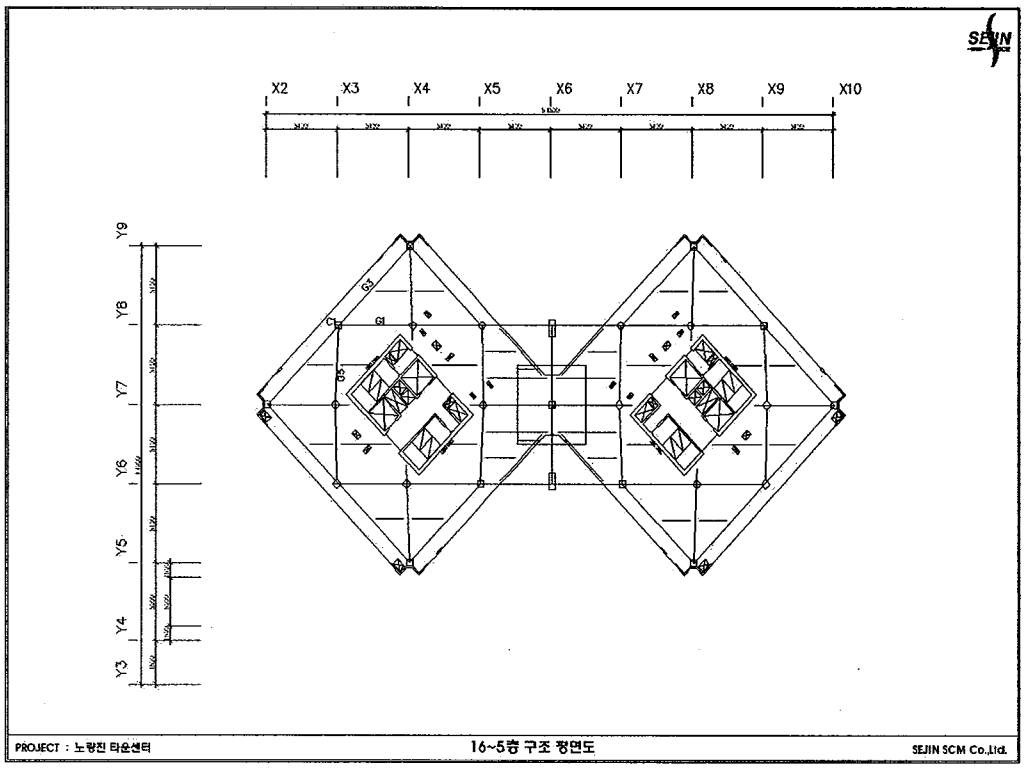
(2) G3(X3-4/Y8-9열)

최 상 층	-37.85	-6.15	-1.77	1.72	0.05	3.38
12층	-25.07	-7.38	-2.14	2.12	0.03	3.96
7층	-27.81	-7.38	-1.92	1.89	0.02	3.32
2층	-30.38	-6.12	-1.38	1.41	0.01	2.38

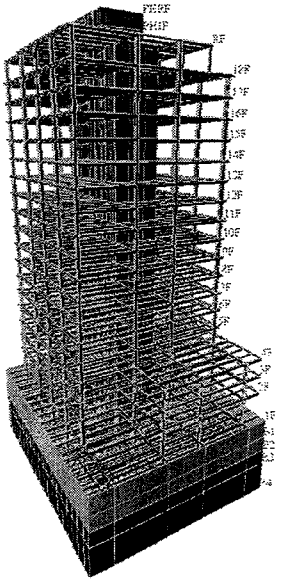
(3) G5(X3/Y7-8열)

최 상 층	-26.46	-5.37	-2.52	2.49	0.03	4.88
12층	-21.06	-4.06	-3.16	3.14	0.01	5.88
7층	-18.84	-4.33	-2.91	2.90	0.01	5.06
2층	-21.69	-12.37	-2.34	2.14	0.16	4.08

5.6 건물의 typical floor의 평면도 (지상 5층 평면도)



6. 건 물 명 : 삼성화재 광주상무사옥



6.1 건 물 규 모 : 지상 18층, 지하 4층

6.2 구조 시스템 : 건물골조시스템 (철근콘크리트 전단벽 + 철골구조)

6.3 부재 사이즈 : 구조평면도 참조.

6.4 설 계 하 중

(1) 고정하중 및 적재하중
- 첨부#1. 설계하중표 참조.

(2) 풍 하 중

설계기본풍속(V_o)	30 m/sec (광주시)			G_f : 구조골조용 가스트계수 K_{zr} : 풍속의 고도분포계수 α : 풍속의 고도분포지수 K_{zt} : 지형에 의한 풍속할증계수 C_{pe1} : 풍상벽의 외압계수 C_{pe2} : 풍하벽의 외압계수
노 풍 도	B	G_f	2.2	
		K_{zr}	$0.45\ Z^{\alpha}$	
		α	0.22	
		K_{zt}	1.0	
중요도계수	1.1 (중요도(특))			
C_{pe1}	0.8			
C_{pe2} (기준층 기준)	X-DIR : -0.5, Y-DIR : -0.5			

(3) 지진하중

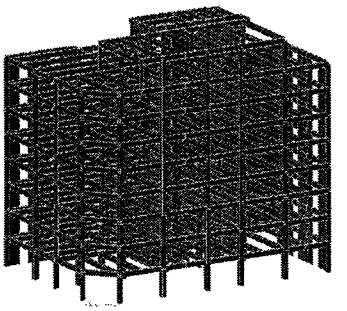
지역계수	A = 0.11 (지진구역I)	・밑면전단력 : $V = C_S W$ h_n : 밑면으로부터 최상층까지의 건축물의 높이(m) T : 건축물의 기본 진동주기 (초) W : 건축물의 전 중량(고정하중)
지반분류	SB (보통암지반)	
중요도계수	I_E = 1.2 (내진등급 I)	
반응수정계수	R = 5.0 (건물골조방식)	
시스템초과강도계수	Ω_0 = 2.5	
변위증폭계수	C_d = 4.5	
내진설계범주	D	

6.5 Load Case별 모멘트 (tf・m)

지 붕 층	-59	-28	-3	3	3	3
5층 ~ 18층	-67	-42	-11	10	7	7
2층 ~ 4층	-39	-15	-10	10	7	7
1층[1]	-	-	-	-	-	-

1) 지상1층의 모든 기둥과 보의 접합은 Shear Connection형식을 취하고 있어서 단부에서 Negative Moment가 발생하지 않는다.

7. 건 물 명 : 용인동백지구 벤포스타 신축공사



7.1 건물 규모 : 지상 9층
지하 3층

7.2 구조시스템 : 철근 콘크리트 전단벽+RC 라멘조

7.3 부재 사이즈
(1) 기둥 사이즈
* C1 SIZE

8 ~ 9 층	600 X 500	1 ~ 2 층	800 X 1000
6 ~ 7 층	600 X 600	-3 ~ -1 층	800 X 1200
3 ~ 5 층	800 X 800		

(2) 보 사이즈
* G1 SIZE

2 ~ ROOF 층	500 X 800	1층	500 X 800
-1 ~ -2 층	500 X 800		

* G2 SIZE

2 ~ 9 층	400 X 800	1층	400 X 800
-1 ~ -2 층	500 X 800		

* G3 SIZE

2 ~ ROOF 층	400 X 800	1층	400 X 800
-1 ~ -2 층	400 X 800		

7.4 설계하중

(1) 고정하중 : 골조의 자중 및 구조물에 영구히 부착되는 물품의 중량 (마감재 등)

* 건축물의 용도별 고정하중

옥탑지붕	5.8	지 붕	7.3
옥상조경	13.4	기계실	6.1
근린생활시설	5.4	지하주차장	6.1

(2) 적재하중 : 건축물의 용도에 따라 적재되는 사용자와 물품의 중량
(건축물의 구조기준 등에 관한 규칙 제 11조 1항)

* 건축물의 용도별 적재하중

옥탑지붕	1.0	지 붕	2.0
옥상조경	5.0	기계실	5.0
근린생활시설	4.0	지하주차장	6.0

(3)지진하중

지역 계수	A = 0.11 (지진구역 (I))	・밑면전단력 : $V = C_S W$ h_n : 밑면으로부터 최상층까지의 건축물의 높이(m) T : 건축물의 기본 진동주기 (초) W : 건축물의 전 중량(고정하중)
지반 분류	Sc (매우 조밀한 토사지반)	
중요도 계수	IE = 1.2 (중요도 (I))	
반응수정 계수	R = 5.0 (건물골조방식)	
시스템초과 강도계수	Ω_0 = 2.5	
변위 증폭 계수	Cd = 4.5	
내진등급	D	

(4) 구조골조 설계용 풍하중

설계기본풍속(V_o)	25 m/sec (경기도 용인시)		
노풍도	C	G_f	1.9
		K_{zr}	0.71 Z^{α}
		α	0.15
		K_{zt}	1.0
중요도계수	1.0 (중요도(1))		
C_{pe1}	0.8		
C_{pe2} (기준층 기준)	X-DIR : -0.318, Y-DIR : -0.500		

G_f : 구조골조용 가스트계수
K_{zr} : 풍속의 고도분포계수
α : 풍속의 고도분포지수
K_{zt} : 지형에 의한 풍속할증계수
C_{pe1} : 풍상벽의 외압계수
C_{pe2} : 풍하벽의 외압계수

7.5 Load Case별 모멘트 (tf · m)

(1) G1(X5/Y1-3열)

최 상 층	-28.81	-5.53	-0.78	0.81	0.71	3.71
7층	-39.77	-20.30	-0.98	1.00	0.04	4.74
5층	-39.40	-20.11	-0.95	0.96	0.04	4.55
2층	-39.58	-20.21	-0.64	0.64	0.01	2.81

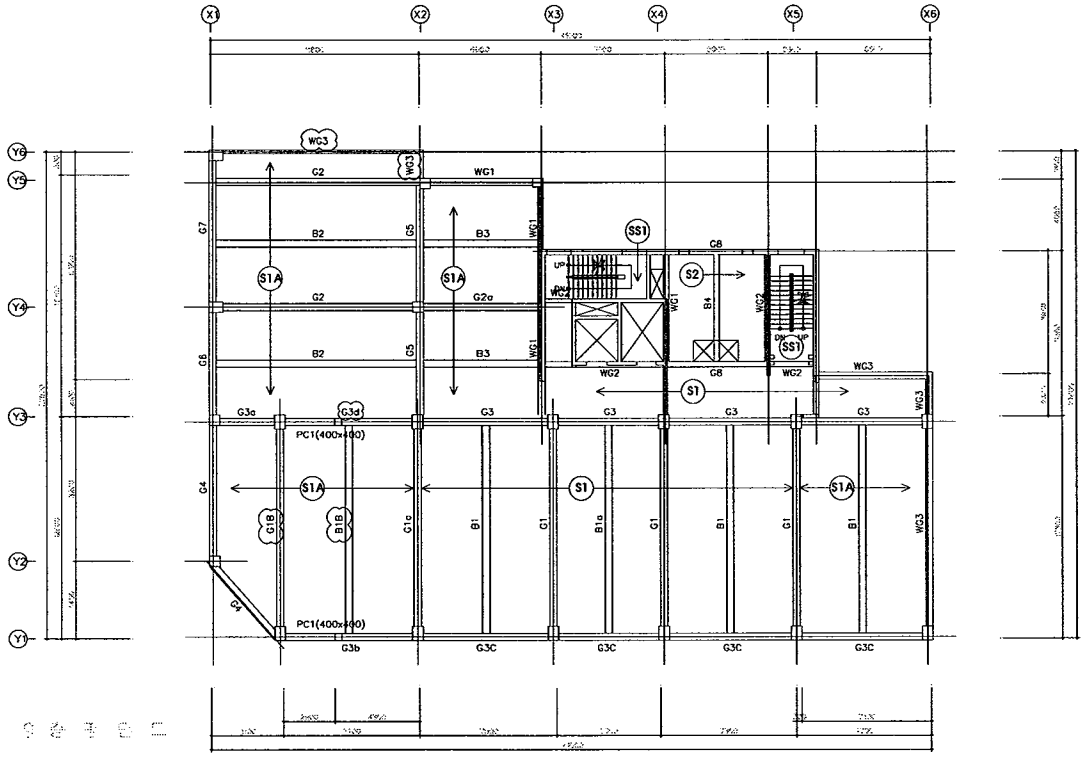
(2) G2(X1-2/Y4열)

9층	-39.53	-7.70	-0.21	0.09	0.19	0.66
7층	-33.09	-15.94	-0.21	0.1	0.19	0.91
5층	-33.29	-15.97	-0.26	0.12	0.22	1.10
2층	-33.52	-16.06	-0.22	0.09	0.28	1.18

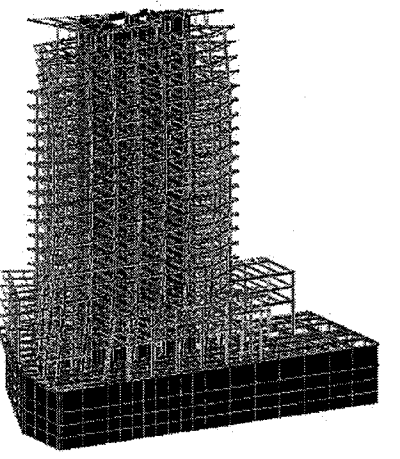
(3) G3(X2-3/Y3열)

최 상 층	-27.71	-6.12	-0.37	0.27	0.44	2.76
7층	-23.80	-11.10	-0.85	0.69	0.87	4.50
5층	-25.57	-11.65	-1.13	1.00	1.03	5.41
2층	-27.98	-12.72	-1.41	1.17	0.55	4.39

7.6 건물의 typical floor의 평면도 (: 지상 9층 평면도)



8. 건 물 명 : 누리꿈 스퀘어-BIZ CENTER



8.1 건물 규모 : 지상 22층
지하 4층

8.2 구조시스템 : 건물 골조 시스템
(철근 콘크리트 전단벽+STEEL BEAM/GIRDER)

8.3 부재 사이즈 :

(가) SRC 기둥 (콘크리트: fck=270kgf/㎠, 철골: SM490A)

층	단면 (mm)	철골 부재 (mm)
15~22	700X700	H-400X400X13X21
12~14	800X800	H-400X400X13X21
9~11	800X800	H-414X405X18X28
6~8	800X800	H-428X407X20X35
3~5	900X900	BH-600X600X30X40
1~2	900X900	BH-600X600X40X40
지하4~지하1층	1000X1000	BH-600X600X40X40

(나) BEAM & GIRDER (철골: SM490A)

부재명	철골 부재(mm)
SG6A	H-600X200X11X17
SB5A	H-500X200X10X16
SB6	H-596X199X10X15

8.4 설계하중

(1) 고정하중 : 골조의 자중 및 구조물에 영구히 부착되는 물품의 중량 (마감재 등)

(2) 적재하중 : 건축물의 용도에 따라 적재되는 사용자와 물품의 중량
(건축물의 구조기준 등에 관한 규칙 제 11조 1항)

* 건축물의 용도별 적재하중

지붕	5.0	공조실	5.0
옥상조경	3.0	업무시설	3.5
근린생활시설	5.0	지하주차장	6.0

(3)지진하중

지역계수	A = 0.11 (지진구역 (I))	・밑면전단력 : $V = C_S W$ h_n : 밑면으로부터 최상층까지의 건축물의 높이(m) T : 건축물의 기본 진동주기 (초) W : 건축물의 전 중량(고정하중)
지반 분류	Sd (단단한 토사지반)	
중요도 계수	I_E = 1.2 (중요도 (I))	
반응수정계수	R = 5.0 (건물골조방식)	
시스템초과 강도계수	Ω_0 = 2.5	
변위 증폭 계수	C_d = 4.5	
내진등급	D	

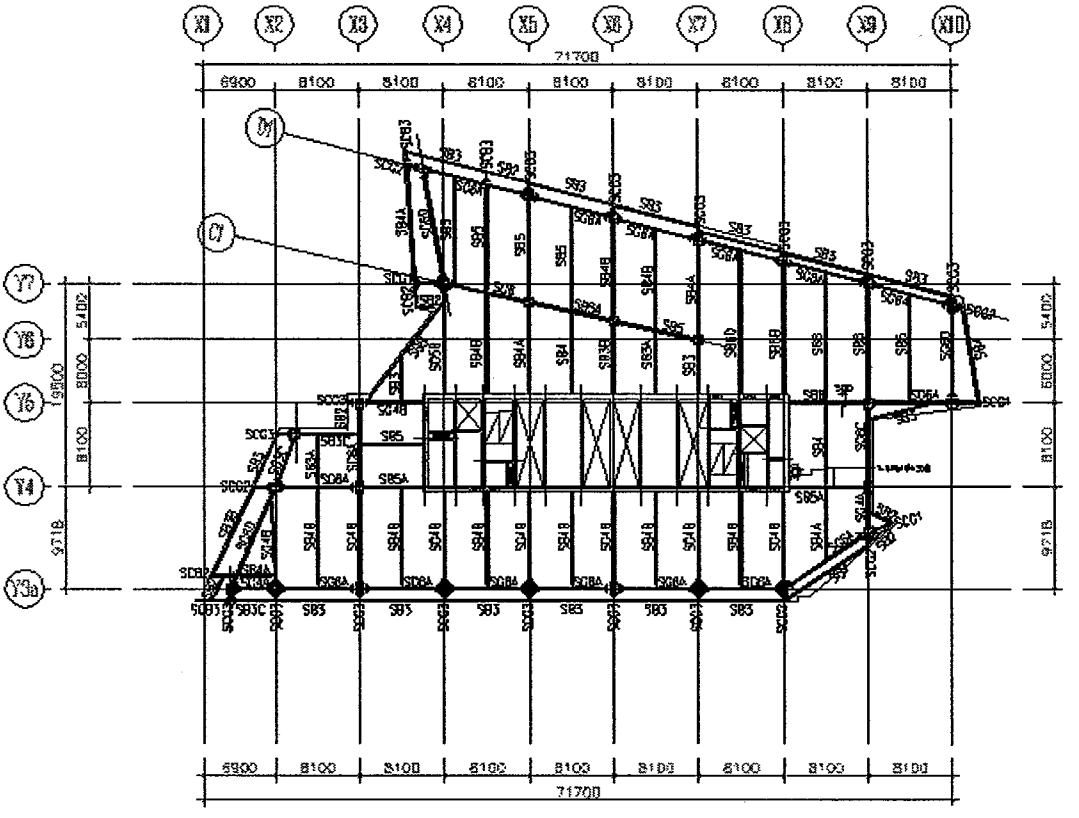
(4) 구조골조 설계용 풍하중

설계기본풍속(V_0)	30 m/sec (서울시)			G_f : 구조골조용 가스트계수 K_{zr} : 풍속의 고도분포계수 α : 풍속의 고도분포지수 K_{zt} : 지형에 의한 풍속할증계수 C_{pe1} : 풍상벽의 외압계수 C_{pe2} : 풍하벽의 외압계수
노풍도	B	G_f	2.2	
		K_{zr}	0.45 Z^{α}	
		α	0.22	
		K_{zt}	1.0	
중요도계수	1.0 (중요도(I))			
C_{pe1}	0.8			
C_{pe2} (기준층 기준)	X-DIR : -0.370, Y-DIR : -0.500			

8.5 Load Case별 모멘트 (tf・m)

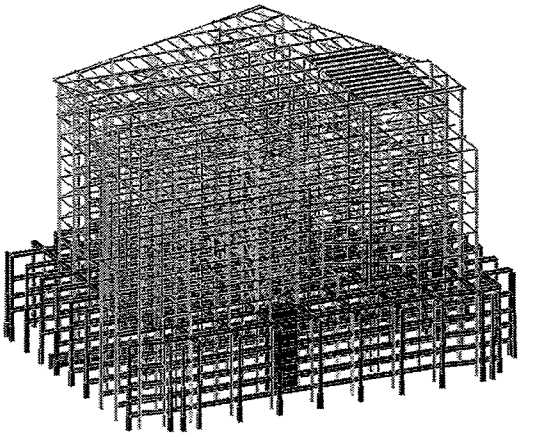
최상층	-22.9	-14.8	-43.0	26.2	-45.2	26.1
12층	-16.8	-12.3	-35.6	20.7	-41.4	20.7
7층	-13.4	-10.0	-30.4	18.9	-36.6	18.8
2층	-9.8	-10.6	-23.9	16.5	-25.7	16.4

8.6 건물의 typical floor의 평면도 (지상 12층 평면도)



9. 건 물 명 : 수원시 매산로 복합상업시설

9.1 건물 규모 : 지상9층
지하5층



9.2 구조시스템 : 건물 골조 시스템
(철근 콘크리트 전단벽+RC 라멘조)

9.3 부재 사이즈 : (각 층별 전체 부재(기둥, 보) 사이즈)

① 기둥 : 전층 SRC 기둥

	SC1	SC2
B5~B1	800×800 (H-428×407×20×35)	650×650 (H-428×407×20×35)
1F~9F	650×650 (H-350×350×12×19)	650×650 (H-350×350×12×19)

② 보

B4~B1 (RC)	1F (RC)	2F~Roof (철골)
2000×600	G1 : 1600×800 G2 : 1200×800	SG1 : H-600×200×11×17 SG2 : H-396×199×7×11 SB1 : H-396×199×7×11

③ 가새 : H-300×300×10×15

9.4 설계하중

판매시설(1F)	9.21	5.0	공조실	5.90	5.0
주차장	7.57	6.0	근린생활시설	4.20	5.0
시공하중(1F)	7.43	23.0	옥상조경	8.54	4.0

(3)지진하중

지역 계수	A = 0.11 (지진구역 (I))	・밑면전단력 : $V = C_S W$ h_n : 43.5 M T : 2.41 sec (X-DIR) 2.24 sec (Y-DIR) 1.48 sec (Z-DIR) W : 34080 tf (고정하중)
지반 분류	S_B (보통암 지반, 전단파 속도:760~1500m/s)	
중요도 계수	I_E = 1.2 (중요도 (I))	
반응수정 계수	R = 6.0 (철골 모멘트 골조 시스템)	
시스템초과 강도계수	Ω_0 = 3.0	
변위 증폭 계수	C_d = 3.5	
내진등급	C 등급	

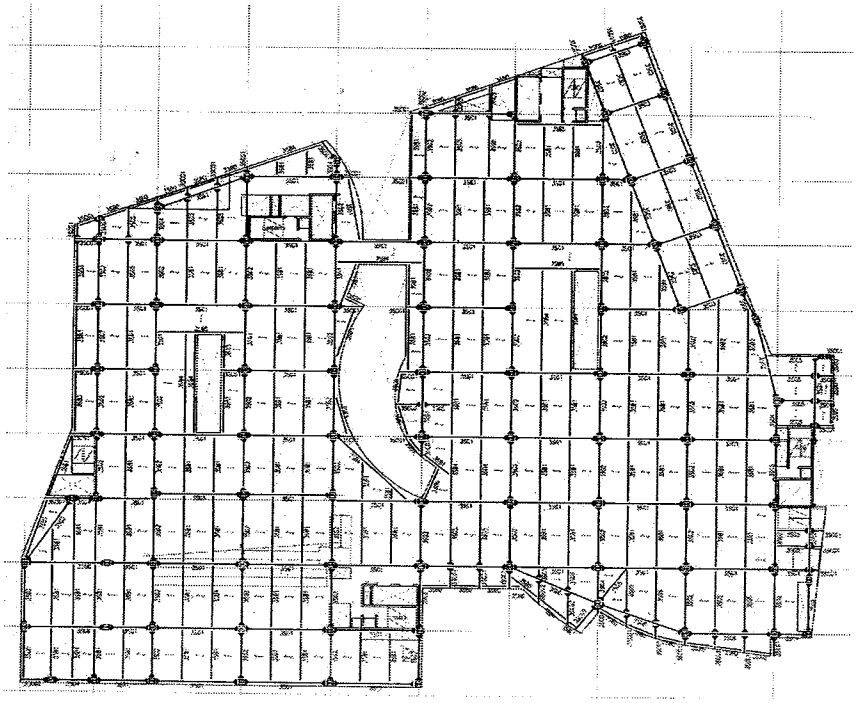
설계기본풍속(V_0)	30 m/sec (수원시)			G_f : 구조골조용 가스트계수 K_{zr} : 풍속의 고도분포계수 α : 풍속의 고도분포지수 K_{zt} : 지형에 의한 풍속할증계수 C_{pe1} : 풍상벽의 외압계수 C_{pe2} : 풍하벽의 외압계수
노풍도	B	G_f	2.2	
		K_{zr}	0.45 Z^{α}	
		α	0.22	
		K_{zt}	1.0	
중요도계수	1.0 (중요도(I))			
C_{pe1}	0.8			
C_{pe2} (기준층 기준)	X-DIR : -0.375, Y-DIR : -0.500			

9.5 Load Case별 모멘트 (tf・m)

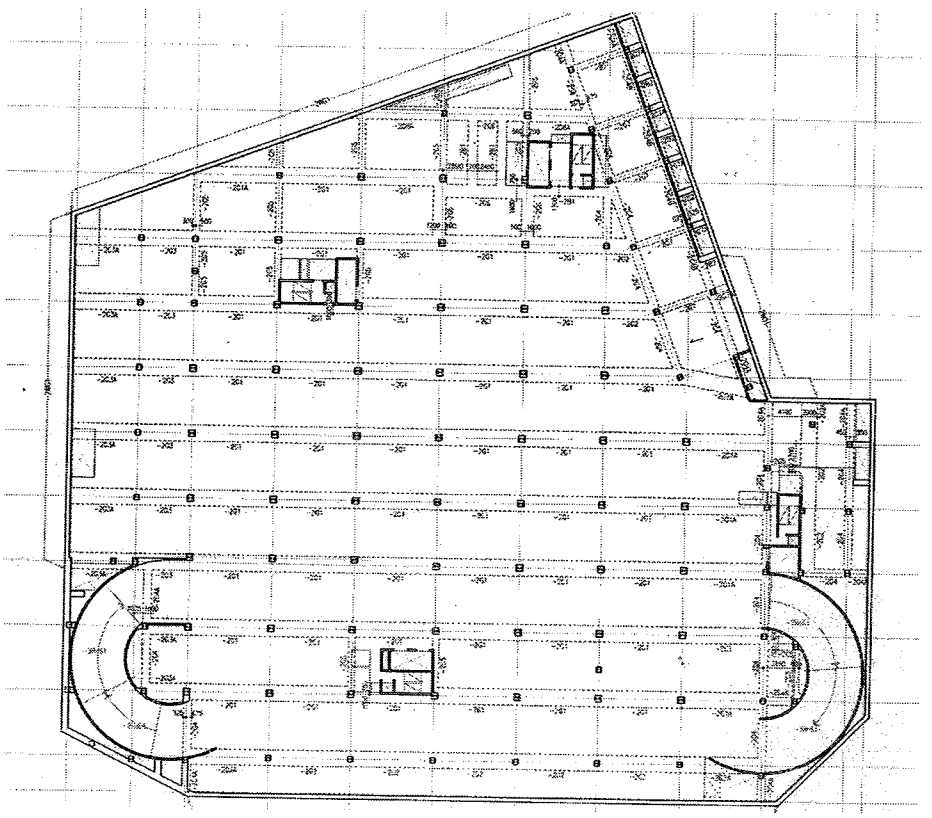
① Girder (G1)

6층	-26.0	-21.0	-4.0	4.0	-9.0	9.0
5층	-24.0	-20.0	-4.0	4.0	-9.0	9.0
4층	-24.0	-20.0	-4.0	4.0	-9.0	9.0
3층	-27.0	-22.0	-4.0	4.0	-8.0	8.0
2층	-28.0	-23.0	-5.0	5.0	-8.0	8.0

9.6 건물의 typical floor의 평면도

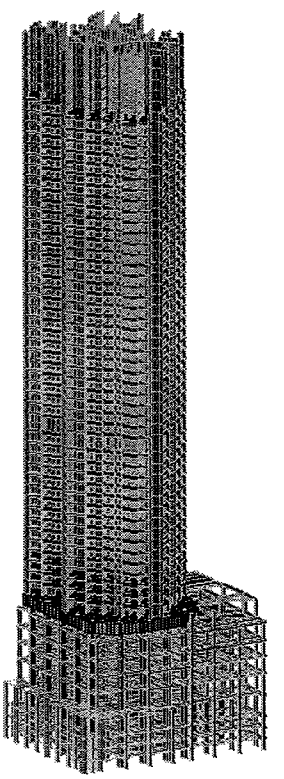


[지상2층 평면도]



[지하2층 평면도]

10. 건 물 명 : 울산 옥교동 조상복합 신축공사



10.1 건물 규모 : 지상 54층
지하 4층

10.2 구조시스템 : 내력벽 시스템
(철근 콘크리트 전단벽+RC 라멘조)

10.3 부재 사이즈 :
(1) 코아 벽체 : 지하4~지하1층 1300mm
지상1~지상5층 1100mm
지상6~ 옥탑층 900mm
(2) 타워부(아파트) : 수직재(내력벽) 200~300mm
수평재(슬래브) 210mm
(3) 저층부(주차장, 판매시설) : 수직재(기둥) 2000X1000
수평재(보) 1500X500

10.4 설계하중
(1) 중력하중

하중 종류			두께(mm)	비중 (KN/㎥)	사용하중 (KN/㎡)	계수하중 (1.4D+1.7L)
아파트 (침실,거실,주방)	고정하중	경량칸막이&조적벽			1.70	
		판넬히팅	120	13	1.60	
		슬 래 브	210	24	5.04	
		천 정			0.20	
		소 계			8.54	11.96
	적재하중				2.00	3.40
	총 하중				10.54	15.36
오피스텔	고정하중	경량칸막이&조적벽			2.00	
		판넬히팅	120	13	1.60	
		슬 래 브	210	24	5.04	
		천 정			0.20	
		소 계			8.84	12.38
	적재하중				2.5	4.25
	총 하중				11.10	16.28
주 차 장 (주차로)	고정하중	무근 콘크리트	100	23	2.40	
		슬래브	200	24	4.80	
		천 정			0.30	
		소 계			7.40	10.36
	적재하중				6.00	10.20
	총 하중				13.40	20.56

(2)지진하중

지역 계수	A = 0.11 (지진구역 (I))	・밑면전단력 : $V = C_S W$ h_n : 181.7m (3.0m 기준층) T : 5.04 sec (1차 DX) 4.44 sec (2차 DY) 3.76 sec (3차 RZ) W : 121363 tf
지반 분류	Sc (매우 조밀한 토사지반)	
중요도 계수	I_E = 1.5 (중요도 (특))	
반응수정 계수	R = 4.5 (내력벽 시스템)	
시스템초과 강도계수	Ω_0 = 2.5	
변위 증폭 계수	C_d = 4.0	
내진등급	D	

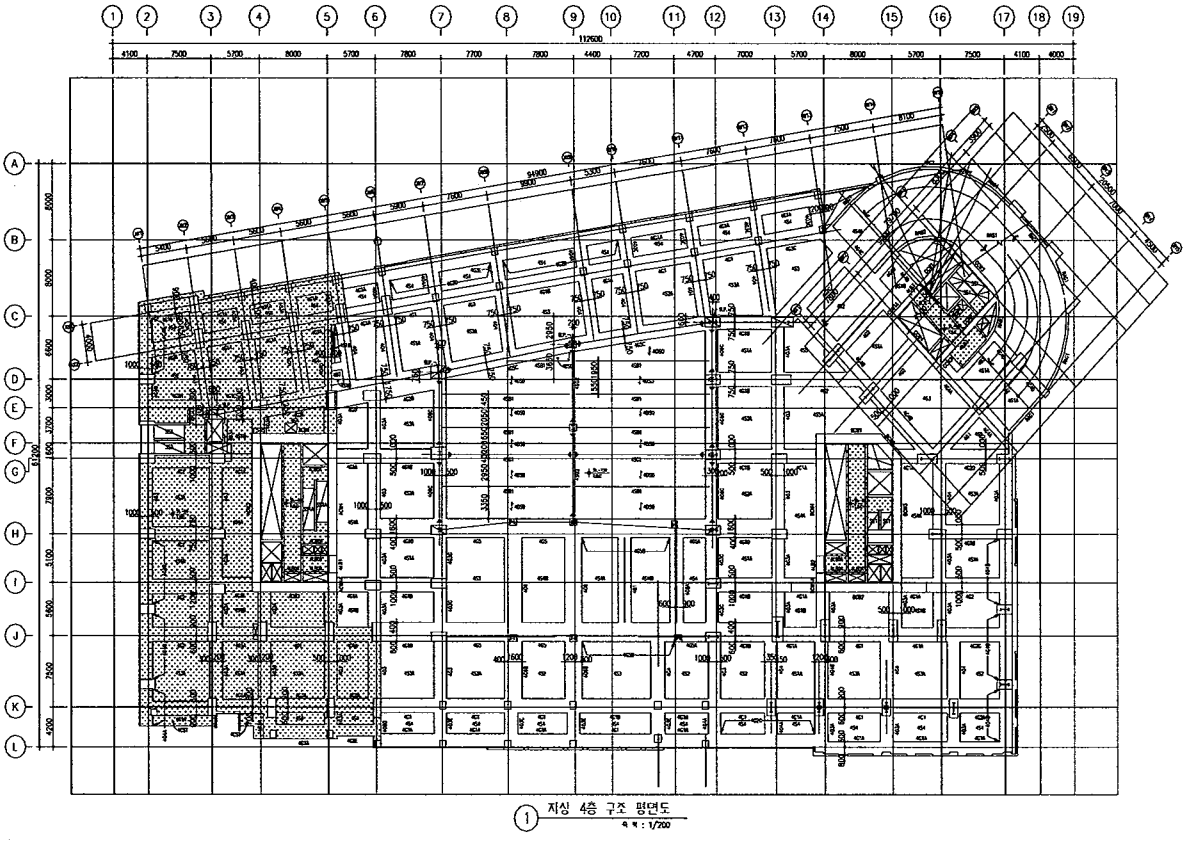
(3) 구조골조 설계용 풍하중

설계기본풍속(V_0)	35 m/sec (울산시)			G_f : 구조골조용 가스트계수 K_{zr} : 풍속의 고도분포계수 α : 풍속의 고도분포지수 K_{zt} : 지형에 의한 풍속할증계수 C_{pe1} : 풍상벽의 외압계수 C_{pe2} : 풍하벽의 외압계수
노풍도	B	G_f	2.2	
		K_{zr}	0.45 Z^{α}	
		α	0.22	
		K_{zt}	1.0	
중요도계수	1.1 (중요도(특))			
C_{pe1}	0.8			
C_{pe2} (기준층 값)	X-DIR : -0.500, Y-DIR : -0.439			

10.5 Load Case별 모멘트 (tf・m) : 층별 G3

5층	-48.8	-17.3	-10.5	9.9	-23.6	22.2
4층	-36.3	-12.9	-11.2	10.7	-24.6	23.6
3층	-39.6	-14.7	-9.7	9.3	-20.9	20.0
2층	-39.5	-14.7	-8.4	8.0	-17.6	16.8

10.6 건물의 typical floor의 평면도 (: 지상 3층 평면도)



11. 건물명 : 서울 국제 금융 센터 (TOWER A)

11.1 건물 규모 : 지상 29층, 지하 7층

11.2 구조시스템 : 기타 구조

11.3 부재 SIZE

(1) 기둥 SIZE

층	SIZE	층	SIZE
ROOF	H - 385 x 400 x 20 x 35	11F	H - 450 x 420 x 40 x 65
29F		10F	
28F		09F	H - 460 x 420 x 45 x 70
27F		08F	
26F		07F	H - 465 x 425 x 45 x 75
25F		06F	
24F	H - 395 x 400 x 25 x 40	05F	H - 475 x 425 x 50 x 80
23F		04F	
22F		03F	B - 475 x 475 x 50 x 80
21F		02F	
20F		01F	B - 500 x 500 x 60 x 80
19F	H - 410 x 405 x 30 x 45	B1	H - 500 x 500 x 60 x 80 (1000 x 1000)
18F		B2	
17F	H - 420 x 410 x 30 x 50	B3	
16F		B4	
15F	H - 430 x 410 x 35 x 55	B5	
14F		B6	
13F	H - 435 x 415 x 40 x 60	B7	
12F			

(2) 보 SIZE

내부보	H - 496 x 199 x 9 x 14
테두리보	H - 596 x 199 x 10 x 15

11.4 설계 하중

(1) 고정 하중 & 적재 하중 (단위 : kN/m^2)

실용도	DEAD	LIVE	실용도	DEAD	LIVE
지붕	8.21	2.00	기계실	8.70	5.00
업무시설(사무실)	5.11	2.50	업무시설(회의실)	5.11	5.00
판매시설	4.80	5.00	E/V PIT	4.80	15.00
승용차주차장	4.90	6.00	트럭주차장	8.50	12.00

(2) 지진 하중

구분	적용기준	비고
지역계수	A = 0.11 (지진 구역 1)	전단력 : V = C_S · W hn : 밑면으로부터 최상층까지의 건축물 높이 (m) T : 건축물의 기본 진동 주기 (초) W : 건축물의 전 중량 (고정하중)
지반분류	S_B (보통암 지반)	
중요도계수	I_E = 1.20 밑면	
반응수정계수	R = 3.00 (기타 구조)	
시스템초과강도계수	Ω_0 = 2.00	
변위증폭계수	C_d = 2.50	
내진등급	C	

(3) 풍하중

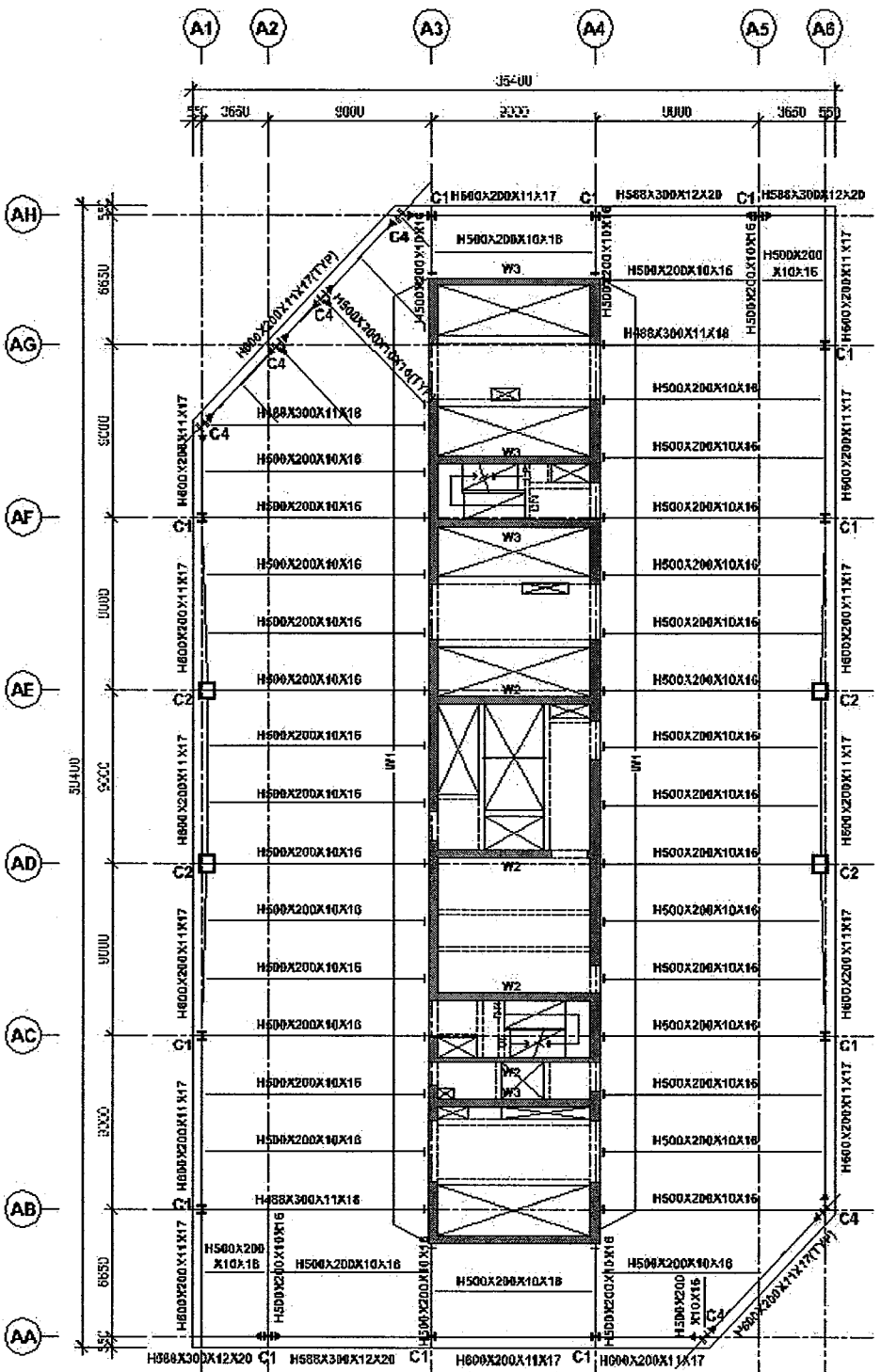
구분	적용기준			비고
설계기본풍속	V_0 = 30m/sec (서울시)			G_f : 구조 골조용 가스트 계수 K_{zr} : 풍속의 고도 분포 계수 a : 풍속의 고도 분포 지수 K_{zt} : 지형에 의한 풍속 할증계수 C_{pe1} : 풍상벽의 외압 계수 C_{pe2} : 풍하벽의 외압 계수
노풍도	A	G_f	X : 1.894 Y : 1.691	
		K_{zr}	1.274	
		a	0.330	
		K_{zt}	1.000	
중요도계수	1.00 (중요도 1)			
내압계수	C_{pe1} = 0.80			
외압계수	C_{pe2} = 0.50(X) / 0.36(Y)			

11.5 Load Case별 모멘트

ELEM	DL	LL	WIND		EQ	
			MIN	MAX	MIN	MAX
86	-22.980	-23.960	-49.730	48.260	-22.160	21.610
87	-39.140	-30.220	-31.580	32.740	-13.290	13.830
88	-46.260	-45.660	-32.720	35.220	-14.090	15.150
89	-127.720	-111.480	-0.020	0.870	0.040	0.360
90	60.900	52.640	0.000	0.000	0.000	0.000
91	-76.950	-65.290	-1.450	1.570	-3.960	4.270
92	-87.410	-74.770	-9.240	8.800	-5.060	4.570
93	-72.600	-62.820	-1.940	1.940	-4.720	4.710
94	-80.570	-68.570	-8.750	10.600	-4.020	4.740
95	-44.050	-20.860	-5.480	29.170	-9.390	11.770
98	-47.840	-38.160	-34.670	32.330	-14.350	13.390
99	-126.510	-98.630	-0.450	0.370	-0.190	0.230
100	66.180	45.750	-0.760	0.100	-0.310	0.000
101	-66.250	-55.760	-2.230	2.030	-4.300	4.690
102	-81.520	-67.400	-9.190	9.700	-4.970	5.530
103	-67.150	-56.090	-2.830	2.830	-5.150	5.150
104	-80.000	-65.600	-8.460	8.610	-5.610	5.030
105	-50.480	-38.730	-4.340	1.560	-3.330	4.760
129	-49.860	-33.380	-35.690	37.290	-14.710	15.350
418	-14.990	-9.140	-18.470	17.880	-7.640	7.400
419	-16.410	-14.160	-15.830	16.960	-6.540	7.000
420	-30.060	-13.340	0.000	0.000	0.000	0.000
421	10.810	5.170	0.000	0.000	0.000	0.000
422	-27.450	-14.780	-1.120	1.180	-2.710	2.820
423	-52.840	-31.520	-6.730	6.460	-3.480	3.220
424	-27.640	-15.390	-1.370	1.370	-3.010	3.010
425	-37.030	-22.740	-4.480	4.560	-3.330	3.570
426	-24.210	-13.220	-5.100	5.980	-2.320	2.440
428	-12.810	-12.890	-14.660	14.920	-5.920	6.020
429	-25.850	-8.230	-18.540	17.790	-7.500	7.200
430	-30.050	-13.340	0.000	0.000	0.000	0.000
431	10.800	5.170	0.000	0.000	0.000	0.000
432	-27.690	-15.320	-1.300	1.240	-2.560	2.460
433	-50.470	-30.500	-6.580	6.860	-3.060	3.240
434	-28.470	-15.570	-1.510	1.510	-2.740	2.740
435	-45.520	-27.630	-6.010	6.170	-3.570	3.350
436	-31.570	-17.180	-2.290	1.740	-1.880	1.850
437	-10.300	-6.220	-6.110	6.020	-2.680	2.660
438	-10.800	-2.090	-8.830	8.160	-3.800	3.520
634	-20.960	-22.030	-15.900	15.550	-7.240	7.080
635	-18.240	-17.670	-11.140	13.170	-5.070	6.000
636	-30.100	-13.380	0.000	0.000	0.000	0.000
637	10.860	5.210	0.000	0.000	0.000	0.000

11.6 건물의Typical Floor 평면도

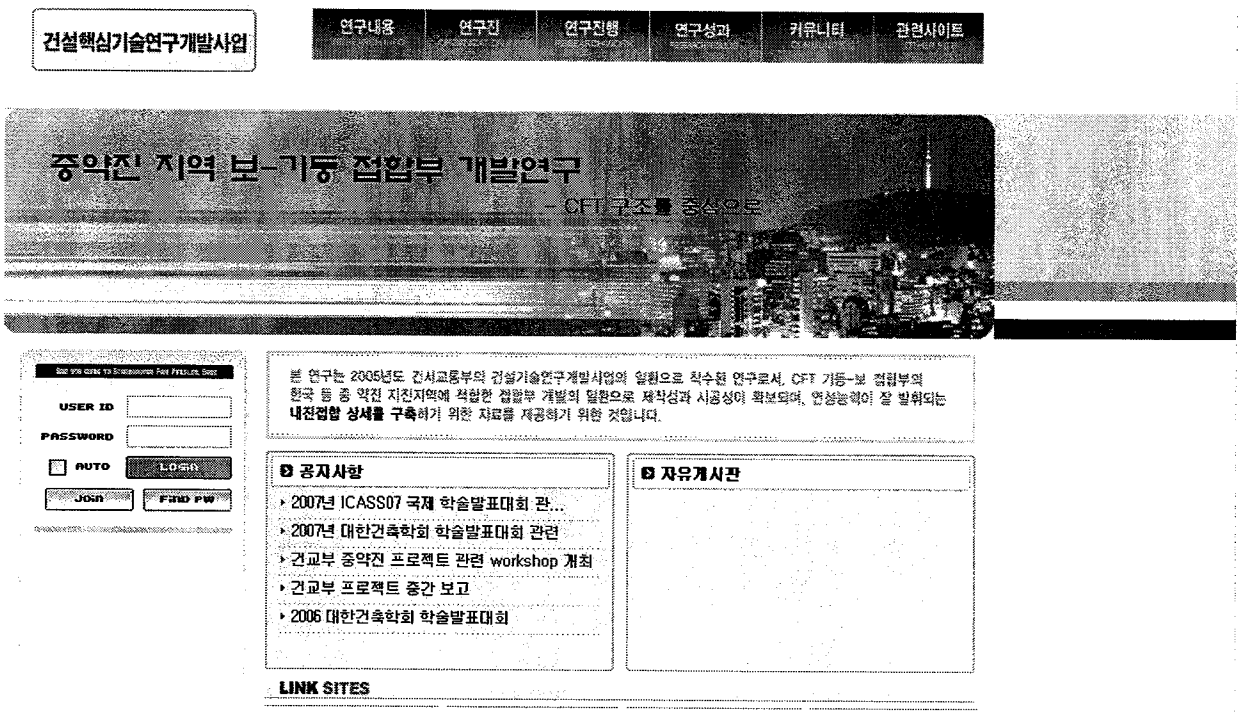
(1) 기준층 구조 평면도



부록 B. 본 연구에서 운용한 Homepage

1.1 본 연구에서 운용한 Homepage

본 연구에서는 연구소개(연구의 배경 및 목적), 연구진 의사소통, 연구진에 검토, 전문가 의견수렴, DB 구축 등을 목적으로 홈페이지를 개설하여 운영하였다. 또한 관련 연구기관 홈페이지와 연계하여, 자료협조 및 의견교환을 통해 연구의 활성화를 도모하였다.



부록 C. 구조분야 해석 DATA

1.1 구조상세별 데이타베이스 구축

	저자	구조 형식	실험체 종류	실험체 변수	SMF	IMF	OMF
1	조순호, 선성규	기둥 : 콘크리트 보 : 스틸	1	CF1: 현 국내 실무용 접합부		o	
			2	CF2: 패널에 70%의 강재 웨브제거	o		
			3	CF3: 패널지역 각 2개의 후프근 보강	o		
			4	CF4: 후프근의 사용을 억제, 강재보 스터드배치	o		
2	김종락 외 3명	기둥 : 스틸 보 : 스틸	1	스켈럽 형상 개량형 A, 약패널(기본형)	o		
			2	스켈럽 형상 개량형 B, 약패널	o		
			3	스켈럽 없음, 약패널	o		
			4	스켈럽 형상 개량형 B, 강패널	o		
			5	스켈럽 없음, 강패널	o		
3	최성모 외 3명	기둥 : CFT 보 : 스틸	1	기존 실험체 복합십자형(기본형)		o	
			2	다이아프램 복합십자형 개선형	o		
			3	다이아프램,보독본형태	o		
4	최성모 외 3명	기둥 : CFT 보 : 스틸	1	내다이아프램실험체		o	
			2	관통형다이아프램		o	
			3	복합십자형 무보강		o	
			4	복합십자형 슬리브보강		o	
5	조창조 외 2명	철근콘크리트	1	JP-NI:보강재료 무보강 실험체	o		
			2	JP-NP:보강재료 무보강 실험체	o		
			3	JP-NC:보강재료 무보강 실험체	o		
			4	JP-NS:보강재료 무보강 실험체	o		
			5	JP-RI:epoxy injection	o		
			6	JP-RP:carbonfibersheet	o		
			7	JP-RC:carbon fiber laminate	o		
			8	JP-RS:steel plate	o		

	저자	구조 형식	실험체 종류	실험체 변수	SMF	IMF	OMF
6	이형복, 박성수	철골 콘크리트	1	맞댄용접		o	
			2	Connection of Top & seat Web angle	o		
			3	Connection of Top & seat angle	o		
			4	Connection of Single-Web angle	o		
			5	Connection of Flush-End Plate	o		
			6	Connection of Extended-End Plate	o		
			7	Split-T, Web.(a)ngle, Beam L=121cm	o		
			8	Split-T, Beam L=121cm	o		
7	김철환, 이은택	기둥 : 콘크리트 보 : 스틸	1	125*5다이어프램 항복형:슬래브 없음	o		
			2	165*22다이어프램 항복형:슬래브 없음	o		
			3	125*13보항복형-슬래브 없음	o		
			4	123*13보항복형-슬래브 있음	o		
			5	123*13보항복형-슬래브 있음, T자형 실험체		o	
8	김철환 외 2명	기둥 : 콘크리트 보 : 스틸	1	폭두께비40,슬래브:무,가력방법:단순,접합부:핀			o
			2	폭두께비40,슬래브:유,가력방법:반복,접합부:핀	o		
			3	폭두께비40, 슬래브:무, 가력방법:반복, 접합부:강접	o		
			4	폭두께비40, 슬래브:유, 가력방법:반복, 접합부:강접			o
			5	폭두께비60, 슬래브:무, 가력방법:단순, 접합부:핀			o
			6	폭두께비60, 슬래브:유, 가력방법:반복, 접합부:핀	o		
9	오영훈 외 2명	철근 콘크리트	1	슬래브 없음	o		
			2	슬래브두께 80, 상단근 보강, 횡방향 보 없음	o		
			3	슬래브 두께 80, 상단근 보강, 횡방향 보 있음	o		
			4	슬래브 두께 80, 상단근 보강, 횡향방향 보 있음	o		
			5	단면치수가 실험체 4와 다르며, 다른 조건은 같음	o		
10	이상훈 외 3명	기둥 : 철골철근 콘크리트 보 : 철근 콘크리트	1	Passing type	o		
			2	Wing plate type	o		
			3	H형강 Bracket type			o
			4	CT형강 Bracket type, 약축 접합부 타입	o		
			5	CT형강 Bracket type			o

	저자	구조 형식	실험체 종류	실험체 변수	SMF	IMF	OMF
11	김영주 외 4명	기둥 : CFT 보 : H형강	1	수평요소강도비 100%	o		
			2	수평요소강도비 120%	o		
			3	수평요소강도비 140%	o		
12	한상환, 권건업	기둥 : 철골 보 : 철골	1	패널존의 강도비 0.97		o	
			2	패널존의 강도비 1.27			o
			3	패널존의 강도비 0.63	o		
14	서수연 외 2명	기둥 : 철근 콘크리트 보 : 철근 콘크리트	1	테두리보 300*400	o		
			2	테두리보 300*500	o		
			3	테두리보 300*600	o		
			4	테두리보 300*400, 보 주근 기계적 정착	o		
			5	테두리보 300*400, 보 주근 비정착	o		
15	최성모 외 3명	기둥 : CFT 보 : 스틸	1	복합십자형 슬리브보강		o	
			2	무보강		o	
			3	수평 T바		o	
			4	수직 플랫바		o	
16	최성모, 정진안	기둥 : CFT 보 : 스틸	1	수직 스티프너 타입 일방향,중공	o		
			2	수직 스티프너 타입 십자형,중공	o		
			3	수직스티프너타입주물형,중공	o		
			4	수직 스티프너 타입 주물형, CFT	o		
17	정진안, 최성모, 서성연	기둥 : CFT 보 : 스틸	1	연직스티프너형식 접합부 기본형 - 접합부 용접 무	o		
			2	연직스티프너형식 접합부 기본형 - 접합부 용접 유	o		
			3	연직스티프너를 십자형으로 맞대어 용접- 접합부 용접 무	o		
			4	연직스티프너를 십자형으로 맞대어 용접-접합부 용접 유	o		
			5	연직 스티프너를 기둥에 관통시켜 기둥면에 모살용접-무	o		
			6	연직 스티프너를 기둥에 관통시켜 기둥면에 모살용접-유	o		

	저자	구조 형식	실험체 종류	실험체 변수	SMF	IMF	OMF
18	정경수 외 2명	기둥 : CFT 보 : 스틸	1	폭두께비:22, 콘크리트 강도:34.1(Mpa), 축력비:0.2		o	
			2	폭두께비:22, 콘크리트 강도:34.1(Mpa), 축력비:0.4		o	
			3	폭두께비:22, 콘크리트 강도:34.1(Mpa), 축력비:0.6			o
			4	폭두께비:31, 콘크리트 강도:36(Mpa), 축력비:0.2		o	
			5	폭두께비:31, 콘크리트 강도:36(Mpa), 축력비:0.4		o	
			6	폭두께비:31, 콘크리트 강도:36(Mpa), 축력비:0.4		o	
			7	폭두께비:43, 콘크리트 강도:36(Mpa), 축력비:0.2		o	
			8	폭두께비:43, 콘크리트 강도:36(Mpa), 축력비:0.4		o	
			9	폭두께비:43, 콘크리트 강도:36(Mpa), 축력비:0.6			o
			10	폭두께비:31, 무충전, 축력비:0.2			o
			11	폭두께비:31, 무충전, 축력비:0.4			o
			12	폭두께비:31, 무충전, 축력비:0.6			o
19	서수연 외 2명	기둥 : 철근콘크리트 보 : 철근 콘크리트	1	기둥외곽주근정착:Head앵커, 보상부주근정착90도후크+Head,접합부전단:W	o		
			2	기둥외곽주근정착:Head앵커, 보상부주근정착:Head,접합부전단:W	o		
			3	기둥외곽주근정착:Head앵커, 보상부주근정착:Head,접합부전단:W	o		
			4	기둥외곽주근정착:90도후크+Head앵커, 보상부주근정착:90도후크+Head,접합부전단:W	o		
			5	기둥외곽주근정착:90도후크+Head앵커, 보상부주근정착90도후크+Head,접합부전단:W/O		o	
20	양철민, 김영문	기둥 : 철골 보 : 철골	1	단순접합보:H-250*125*6*6 기둥:H-125*125*6.5*9	o		
			2	반강접합 (F10T-M12)	o		
			3	완전히 용접	o		
21	이리형 외 4명	강선 이음형 PC보 -기둥	1	PC보(34.5MPa), PC기둥(31.8MPa)	o		
			2	PC보(34.3MPa), PC기둥(34.5MPa)	o		
			3	PC보(31.8MPa), PC기둥(36.0MPa)	o		

	저자	구조 형식	실험체 종류	실험체 변수	SMF	IMF	OMF
22	이리형 외 3명	기둥 : 철근 콘크리트 보 : 철근 콘크리트	1	기준:E-FBP띠철근(D10@110), 400fck, 강재보웨브관통	o		
			2	밴드플레이트(THK:7mm,400fck,	o		
			3	밴드 플레이트 (THK:7mm, 400fck, 강재보웨브 구멍(100)	o		
			4	커버플레이트(THK:4mm,270fck,	o		
			5	400fck, 커버플레이트를 용접하지 않음	o		
			6	400fck, 강재보 휨 보강이 없음	o		
23	오상훈	합성보 -기둥	1	순철골보 시험체: 슬래브가 없는			o
			2	종래형 합성보 : 스캘럽 형	o		
			3	논 슬캘럽 공법, 콘크리트 스래브를 타설한 합성보	o		
			4	Redused Beam Section공법 적용	o		
24	오상훈 외 3명	철골 보-기둥	1	슬릿판/보강도비:0.2, 폭3cm 슬래브(무)	o		
			2	슬릿판/보강도비:0.4,폭4cm 슬래브(무)	o		
			3	슬릿판/보강도비:0.4,폭4cm 슬래브(유)	o		
			4	모멘트 접합부 FEMA350 슬래브(무)	o		
25	김승구 외 3명	철골 보-기둥	1	축부유효단면적:254.35, 볼트수(4)			o
			2	축부유효단면적:298.49, 볼트수(4)		o	
			3	축부유효단면적:379.94, 볼트수(4)			o
			4	축부유효단면적:298.49, 볼트수(8)		o	
			5	축부유효단면적:298.49, 볼트수(12)	o		
			6	축부유효단면적:298.49, 볼트수(12)	o		
26	김성배 외 3명	철골 철콘 보-기둥	1	기존H형강 12-HD13	o		
			2	TSC- 기본 배근, 철근단면적 15.24	o		
			3	TSC-보상부철근개수(4)	o		
			4	TSC- 상부플레이트와 플랜지용접, 철근개수(8)	o		
27	최성모 외 3명	CFT 각형 기둥-보	1	보 플랜지 용접(무), 관통형 볼트(4) ,Seat Angle	o		
			2	보 플랜지 용접(유), Vertical flat bar+Anchor	o		
			3	보 플랜지 용접(유), Vertical flat bar+Anchor,합성용강접	o		

	저자	구조 형식	실험체 종류	실험체 변수	SMF	IMF	OMF
28	문태섭 외 4명	콘 각형 기둥 - 보	1	수평 스티프너(230mm), 기본형	o		
			2	수평 스티프너(230mm), RBS	o		
			3	수평 스티프너(270mm), RBS	o		
			4	수평스티프너(230mm),	o		
			5	수평 스티프너(270mm), 선단부에 홀을 둔 HSH(25)	o		
29	문태섭 외 4명	CFT기둥-보	1	강도비70%, 스티프너길이(240mm), H-580*300*12*20		o	
			2	강도비130%, 스티프너길이(440mm), H-580*300*12*20		o	
			3	강도비130%, 스티프너길이(440mm), H-580*300*12*20	o		
			4	강도비70%, 스티프너길이 (160mm), H-506*201*11*19	o		
			5	강도비130%, 스티프너길이 (300mm), H-506*201*11*19	o		
			6	강도비130%, 스티프너길이 (300mm), H-506*201*11*19	o		
30	김상대 외 4명	철골 보-기둥	1	브라켓 길이비(3), 철골브라켓 1.5m, TEC.(b)eam 1.5m	o		
			2	브라켓 길이비(3) 철골브라켓 1.5m, TEC.(b)eam 1.5m	o		
			3	브라켓 길이비(1.40) 철골브라켓 0.7m, TEC.(b)eam2.3m	o		
31	오명호 외 4명	합성기둥-철골보	1	강축, SM490(PL), SS400(Web, Flange)		o	
			2	약축, SM490(PL), SS400(Web, Flange)		o	
32	권기혁 외 5명	철콘 보-기둥	1	스트럽간격(20), 기둥후프간격(20), 후프접합 (무)			o
			2	스트럽간격(10), 기둥후프간격(10), 후프접합(유)			o
			3	스트럽간격(10), 기둥후프간격(10), X형배근			o
			4	스트럽간격(10), 기둥후프간격(10), 후프(무), X형배근			o

부록 D. KS규격 초안 작성

KSKSKSKS
SKSKSKS
KSKSKS
SKSKS
KSKS
SKS
KS

KS

산업표준심의회 심의

2007년 XX월 XX일 제정
한국표준협회 발 행

1.1 내진성능 KS 규격 초안 작성

일반사항 이 기준에서는 세 가지 유형(특수모멘트골조, 중간모멘트골조, 보통모멘트골조)의 철골모멘트골조에 대해 다루고 있다. 이 세 가지 형태의 철골모멘트골조와 관련된 규정은 노스리지 지진과 고베 지진의 교훈, 그리고 양 지진 이후 수행된 FEMA지원 SAC 프로젝트의 연구성과를 폭넓게 반영하고 있다. 이 기준에서 취급하는 세 가지 철골모멘트골조는 서로 다른 수준의 비탄성 회전능력이 요구된다. 특수 및 중간모멘트골조는 각각 0.03rad 0.01rad의 비탄성회전각을 수용할 수 있도록 설계하는 반면 보통 모멘트 골조는 거의 탄성거동 수준으로 설계하며 비탄성변형에 대한 요구는 거의 없는 것으로 취급한다. 전형적 모멘트골조의 경우 탄성 층간변위각은 약 0.01rad정도가 되고, 보의 비탄성회전각은 골조의 비탄성 층간변위각과 거의 같다고 볼 수 있다. 따라서 특수모멘트골조는 0.04rad, 중간모멘트골조는 0.02rad, 보통모멘트골조는 0.01rad의 총 층간변형각을 수용할 수 있는 것으로 고려한다. 일반적으로 모멘트골조의 비탄성회전은 보와 기둥접합부 부근의 소성힌지 부분에 집중되는 것으로 개념화하는 것이 보통이다. 그러나 실험과 해석결과에 의하면 비탄성회전은 보 소성힌지에서의 휨변형, 기둥웨브 패널존의 전단변형 그리고 접합부의 구성형식에 따라 발생할 수 있는 다른 비탄성변형의 총합으로 파악되어야 한다.

패널존 변형의 결과로 보-기둥용접부 부근에서 기둥플랜지의 국부휨 또는 심각한 기둥손상을 유발하지 않는 한, 패널존의 비탄성변형에 의한 골조 층간변형능력에 대한 기여는 유익한 것으로 인정되고 있다. 현재 여건으로는 특정 접합부의 패널존에 어느 정도 변형이 요구되고 어느 정도의 패널존 변형을 수용해야 하는가를 신뢰성 있게 결정하려면 실험적 접근이 불가피해 보인다.

1.특수모멘트골조

적용범위 특수모멘트골조는 설계용지진동이 유발한 외력을 받을 때 상당한 비탄성변형을 수용할 수 있는 골조를 지칭하며 이 조항의 규정을 만족하도록 설계한다.

보-기둥 접합부 요구사항 지진하중저항시스템에 속한 보-기둥 접합부는 다음의 3가지 조건을 만족해야 한다.

(1) 접합부는 최소 0.04rad의 층간변위각을 발휘할 수 있어야 한다.

(2) 기둥 외주면에서 접합부의 계측휨강도는 0.04rad의 층간변위에서 적어도 보 M_p의 80% 이상이 유지되어야 한다.

(3) 접합부의 소요전단강도는 다음의 지진하중효과 E에 의해 산정한다.

$$E=2[1.1R_yM_p]/L_h$$

여기서, R_y : 공칭항복강도(F_y)에 대한 예상항복응력의 비

M_p : 공칭소성모멘트

L_h : 보 소성힌지 사이의 거리

위에 언급된 요구조건을 만족시키는 외에도, 접합부 자체의 변형에 의해 발생할 수 있는 추가 횡변위까지도 구조물이 수용할 수 있음을 설계과정에서 입증해야 한다. 이 경우 2차효과를 포함한 골조 전체의 안정성해석이 이루어져야 한다.

성능입증 보-기둥 접합부에서 요구하는 지진하중저항시스템의 보-기둥접합부의 성능요건은 다음의 1가지 방법에 의해 입증되어야 한다:

(1) 특수모멘트골조용 인증접합부를 사용

(2) 이 규정의 접합부성능인증 시험절차에 의해 얻어진 시험결과를 제시한다. 최소 2개의 반복재하실험 결과를 제시해야 하며 다음 2가지 가운데 하나에 근거를 둘 수 있다.

① 연구논문 또는 신뢰할 만한 연구보고서의 실험결과, 또는 해당 프로젝트의 조건과 유사한 타 프로젝트를 위해 제한조건을 준수하여 수행된 실험결과.

② 해당 프로젝트를 위해 부재사이즈, 재료강도, 접합조건, 시공과정 등을 반영하여 접합부 성능인증 시험절차에 의한 실험결과.

2. 중간모멘트골조

적용범위 중간모멘트골조는 설계용지진동에 의한 외력을 받을 때 제한된 크기의 비탄성변형을 수용할 수 있는 골조를 지칭하며 이 조항의 규정을 만족하도록 설계한다.

보-기둥접합부 요구사항 지진하중저항시스템에 속한 보-기둥 접합부는 다음의 조건을 제외하고는 접합부성능입증의 요구조건을 만족해야 한다

(1) 접합부는 최소 0.02rad의 층간 변위각을 발휘할 수 있어야 한다.

(2) 접합부의 소요전단강도는 성능입증에 따라 산정하되, 해석에 의하여 입증된 경우에는 V_u 또는 V_a보다 작은 값을 적용할 수 있다. 소요전단강도는 증폭지진하중을 사용한 성능입증의 적절한 하중조합을 이용하여 산정된 전단력을 초과할 필요는 없다.

(3) 기둥외주면의 접합부의 휨강도는 0.02rad의 층간변위각에서 적어도 보의 공칭소성모멘트의 80% 이상이 되어야 한다.

접합부성능입증 요구하는 지진하중저항시스템의 보-기둥접합부의 성능요건은 다음의 1가지 방법에 의해 입증되어야 한다

(1) 보 플랜지를 완전용입용접으로 접합하고 보의 웨브는 용접 또는 고력볼트로서 접합한 접합부로서 보의 춤이 750 mm를 초과하지 않으면 중간모멘트골조의 접합부로서 인정할 수 있다.

(2) 중간모멘트골조용 인증접합부를 사용

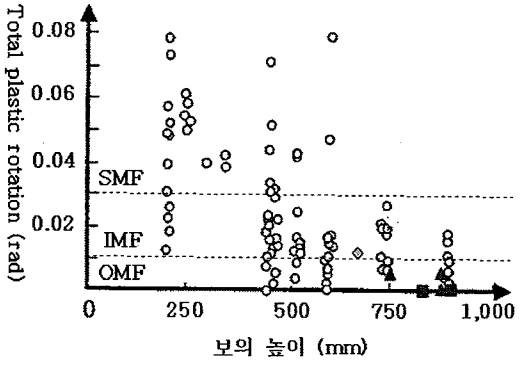
(3) 접합부성능인증 시험절차에 의해 얻어진 실험결과를 제시한다. 최소 2개의 반복재하실험결과를 제시해야 하며 다음 2가지 가운데 하나에 근거를 둘 수 있다.

① 연구논문 또는 신뢰할 만한 연구보고서의 실험결과, 또는 해당 프로젝트의 조건과 유사한 타 프로젝트를 위해 제한조건을 준수하여 수행된 실험결과.

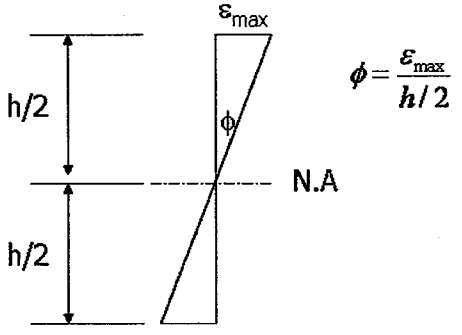
② 해당 프로젝트를 위해 부재 사이즈, 재료강도, 접합조건, 시공과정 등을 반영하여 접합부 성능인증 시험절차에 의한 실험결과.

3. 보통모멘트골조

적용범위 실험결과에 근거하여 설계가 이루어지는 특수모멘트골조나 중간모멘트골조와는 달리 보통모멘트골조는 표준규정절차에 의하여 설계할 수 있도록 함으로써 기존실험에서 검증되지 않은 보-기둥접합부를 별도의 인증시험을 수행하지 않고도 내진요소로서 사용할 수 있다. 이 절에서 제시된 규정과 상세에 의거하여 설계된 보통모멘트골조는 탄성범위에서의 취성파괴가 방지되어 최소한의 비탄성능력을 발휘할 수 있는 것으로 간주된다.



<그림 1> 보의 높이에 따른 접합부 소성변형능력



<그림 2> 곡률과 최대변형률의 관계

<그림 1>은 노스리지 지진 이전 보-기둥 접합부에 대한 실험결과를 나타낸 것이다. 이 실험결과에 의하면 보의 높이가 증가할수록 접합부의 소성변형능력이 감소하는 것을 알 수 있다(김태진 등, 2006). <그림 2>는 보 단면에서의 최대변형률과 곡률간의 관계를 나타낸 것이다. 보의 회전각은 곡률의 크기와 비례하므로 동일한 회전각에 대한 보의 높이 h가 큰 접합부의 경우에는 요구되는 최대변형률 ϵ_{max}의 값이 상대적으로 증가하는 반면 보의 소성능력은 감소하게 된다(Roeder, 2002). 이러한 실험결과와 이론적 고찰을 통하여 보의 높이가 750mm를 초과하는 중간모멘트골조에 대해서는 접합상세가 다른 요구사항을 만족하더라도 충분한 소성능력을 발휘할 수 없는 것으로 간주하여 보통모멘트골조로 분류하였다.

보통모멘트골조에 대한 이 규정들은 주로 H형강의 사용을 위하여 작성되었지만 기술자의 판단에 따라 채널, 조립단면, 또는 강관(HSS) 등에 대해서도 적용될 수 있다

보-기둥접합부 보-기둥접합부는 용접이나 고력볼트를 사용하여야 하며, 다음 규정에 따라 완전강접 또는 부분강접으로 설계할 수 있다.

(1) 완전강접모멘트접합부의 요구사항 지진하중저항시스템에 속한 완전강접모멘트접합부의 소요휨강도는, 보단면에 대한 $1.1R_yM_p$ 또는 구조시스템에서 발생할 수 있는 최대모멘트 중 작은 값으로 산정할 수 있으며, 다음의 요구사항을 만족하여야 한다.

① 스켈럽의 형상은 보 플랜지에서의 응력집중이 최소화될 수 있도록 가공한다. 스켈럽의 표면거칠기는 $13\mu m$을 초과하지 않도록 하며, 노치와 가우지가 없어야 한다. 책임구조기술자의 지시에 따라 노치와 가우지를 보수하도록 한다. 엔드플레이트 볼트모멘트접합부에서 엔드플레이트에 연결되는 보 웨브에는 스켈럽을 설치하지 않는다.

② 접합부에서 인장력에 저항하는 양면부분용입용접과 양면 모살용접의 소요강도는 연결되는 요소나 부분에 대해서 $1.1R_yF_yA_g$로 산정한다. 접합부에서 인장력이 작용하는 부분에는 1면 부분용입용접이나 일면 모살용접을 사용하지 않는다.

(2) 부분강접모멘트접합부의 요구사항 다음의 요구사항을 만족하는 경우에는 부분강접모멘트접합부를 사용할 수 있다.

① 부분강접접합부는 0713.11.2.1에서 규정된 소요강도에 대하여 설계하여야 한다.

② 접합부의 공칭휨강도 M_n은 연결되는 보 또는 기둥의 M_p의 50% 중 작은 값 이상으로 산정한다.

③ 부분강접모멘트접합부의 강성과 강도는 전체골조의 안정성에 미치는 영향을 포함하여 설계에 반영하도록 한다.

④ 부분강접모멘트접합부에 대한 V_u는 하중조합에 의한 전단력과 접합부가 저항할 수 있는 최대 단부모멘트로부터 산출된 전단력을 합산하여 산정한다.

4. 합성특수모멘트골조

범위 합성모멘트골조에는 강재보 또는 합성보가 철근콘크리트 기둥 또는 합성기둥과 접합되는 다양한 형태가 있다. 특히 최근 들어 철골 바닥구조와 합성기둥 또는 철골바닥구조와 철근콘크리트 기둥으로 이루어진 합성골조가 철근콘트리트 바닥구조를 갖는 골조에 비해 경제적인 이유로 사용이 증가하고 있다. 내진설계에 있어 합성모멘트골조는 부재 및 접합부에 대한 상세요건들에 따라 특수, 중간, 및 보통 골조로 구분된다. 합성특수모멘트골조는 주로 지진설계 범주 D 이상에서 사용된다. 합성특수모멘트골조에 대한 설계 및 상세기준들은 철골특수모멘트골조와 철근콘크리트 특수모멘트골조에 대한 기준들과 유사하며 비탄성변형이 보에서

발생하도록 설계한다. 합성특수모멘트골조의 비탄성거동이 철골특수모멘트골조와 철근콘크리트특수모멘트골조의 비탄성거동과 유사하기 때문에 R과 C_d도 같은 값을 사용한다.보-기둥모멘트접합부의 소요강도는 보의 예상되는 휨강도 $R_y M_n$와 관련된 휨과 전단으로부터 결정된다. 접합부의 공칭강도는 KBC-2008의 합성접합부의 요구사항을 만족해야 한다. 이외에도 접합부는 0.04rad의 총 층간변위각을 발휘할 수 있어야 한다. 접합부의 위치에서 보 플랜지가 연속되지 않는 경우 접합부는 KBC-2008 접합부성능입증에서 명시된 반복하중실험을 통해 최소한 0.04rad의 총 층간변위각을 발휘할 수 있음을 입증해야 한다. 강재보가 철근콘크리트 기둥을 통해 관통함으로써 보 플랜지의 용접접합이 필요하지 않으며 접합부가 다른 조기파단의 위험이 없는 경우 비탄성회전능력은 실험 또는 다른 구체적인 자료에 의해 증명되어야 한다.

5. 합성중간모멘트골조

범위 합성중간모멘트골조의 기본구조와 접합부는 많은 내진상세 요구사항들이 완화되었다는 점을 제외하고는 합성특수모멘트골조와 유사하다. 합성중간모멘트골조는 지진설계범주 C와 그 이하의 지역에서만 사용된다. 합성중간모멘트골조에 대한 규정은 철근콘크리트중간모멘트골조의 경우와 비슷하며 철골의 경우 중간모멘트골조와 보통모멘트골조의 사이에 해당된다. 합성중간모맨트골조의 R과 C_d의 값은 철근콘크리트중간모멘트골조의 값과 동일하며 철골의 경우 중간모멘트골조와 보통모멘트골조의 사이 값에 해당된다.접합부의 공칭강도는 KBC-2008 합성접합부의 요구사항을 만족해야 한다. 보-기둥접합부의 소요강도는 다음과 같은 요구사항들 중의 하나를 만족해야 한다. 보-기둥접합부의 소요강도는 보의 소성힌지와 관련된 힘들에 의해 결정된다. 접합부는 KBC-2008 접합부성능입증의 요구사항들을 만족해야 하며 반복하중실험을 통해 최소 0.03rad의 총층간변위각을 발휘할 수 있음을 입증해야 한다.

6. 합성보통모멘트골조

범위 합성기둥 또는 철근콘크리트기둥과 강재보 또는 합성보로 구성된 모멘트골조에 적용한다. 합성보통모멘트골조의 설계는 설계지진하중에 의해 보와 기둥 그리고 접합부에 제한된 비탄성변형이 발생한다는 가정 하에 이루어진다. 반복하중실험을 통해 최소 0.01rad의 총층간 변위각을 발휘할 수 있음을 입증해야 한다.

기준 합성보통모멘트골조는 내진설계범주 A와 B의 지역에서만 사용된다. 합성보통모멘트골조에 대한 설계규정은 특별한 내진 상세없이 설계되는 철근콘크리트와 철골의 경우에 해당된다. 따라서 합성보통모멘트골조의 R과 C_d값도 같은 값으로 결정된다.

<표 1> 주기 1초에서 설계스펙트럼 가속도에 따른 내진설계범주

S_{ds}의 값	내진등급		
	특	I	II
0.50g $\leq S_{ds}$	D	D	D
0.33g $\leq S_{ds}$ < 0.50g	D	C	C
0.17g $\leq S_{ds}$ < 0.33g	C	B	B
S_{ds} < 0.17g	A	A	A

<표 2> 단주기 설계스펙트럼 가속도에 따른 내진설계범주

S_{d1}의 값	내진등급		
	특	I	II
$0.20g \leq S_{d1}$	D	D	D
$0.14g \leq S_{d1} < 0.20g$	D	C	C
$0.07g \leq S_{d1} < 0.14g$	C	B	B
$S_{d1} < 0.07g$	A	A	A

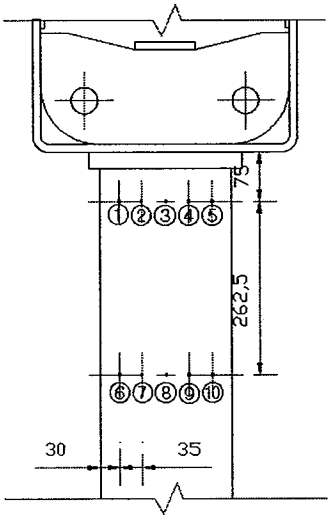
부록 E. 하중단계별 보플랜지 변형률 분포

부록 E. 하중 단계별 보 플랜지 변형도 분포

1. CFT

- 하중 단계별 보 플랜지 변형도 분포

각 실험체는 그림 3.2.18과 같이 보 플랜지에 부착된 변형률 게이지의 측정값으로부터 보 플랜지의 변형률 분포를 비교하였다.



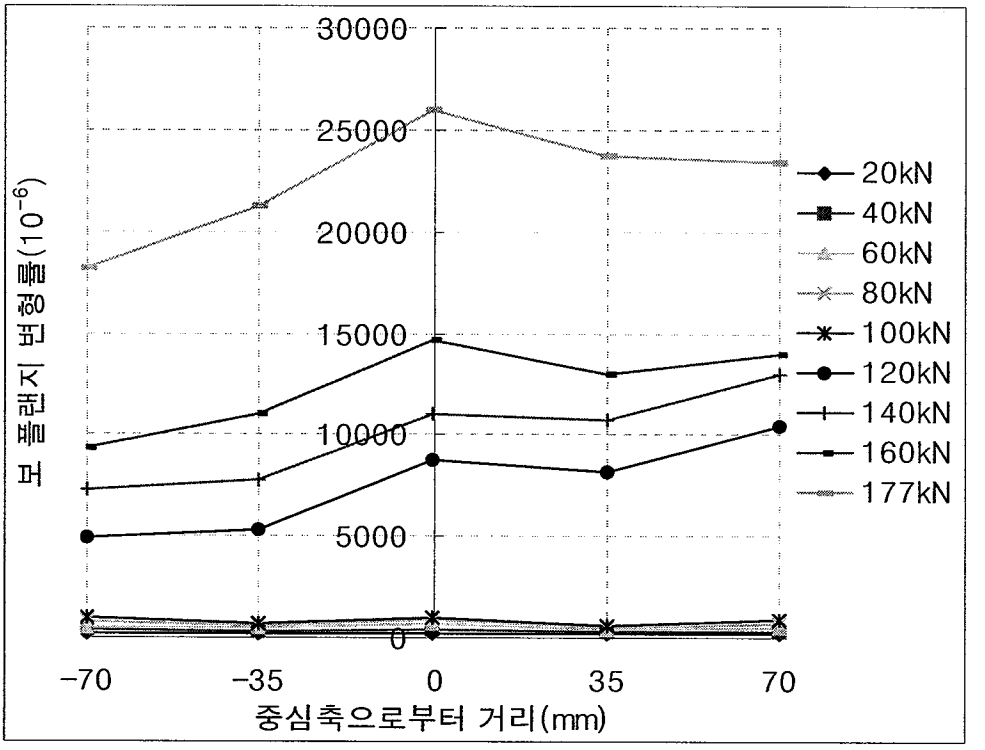
<그림 3.2.18> 보 플랜지 변형률 게이지 설치위치

그림 3.2.19은 SX 실험체 상부 인장시 보 플랜지 인장측과 압축측의 ①~⑤번과 ⑥~⑩번 변형률 분포를 나타내었다. 상부 인장시 보 플랜지 인장측의 ①~⑤ 변형률은 100kN까지는 보에 고루 분포하였으나, 120kN에서 급격히 증가하였으며 ⑤번 변형률이 다른쪽보다 큰 것으로 나타났으며 이러한 경향은 160kN까지 이루어졌다. 하지만 177kN에서는 ③번 변형률이 더욱 크게 나타나는 것을 확인하였다. ⑥~⑩번 변형률은 140kN까지 비슷한 경향을 나타냈으나, 160kN에서 ②번 변형이 크게 나타났으며 177kN에서는 ①번 변형률이 급격히 증가하는 것을 확인하였다. 상부 인장시 보 플랜지 압축측은 100kN까지는 비슷한 변형률을 나타냈으나, 120kN부터 ⑤번 변형률이 크게 나타나는 것을 확인할 수 있다. ⑥~⑩번 변형률은 140kN까지는 보 중앙의 변형이 양단부보다 크게 발생했으나 177kN에서는 보 양 단부가 중앙보가 큰 변형률이 발생하는 것으로 나타났다.

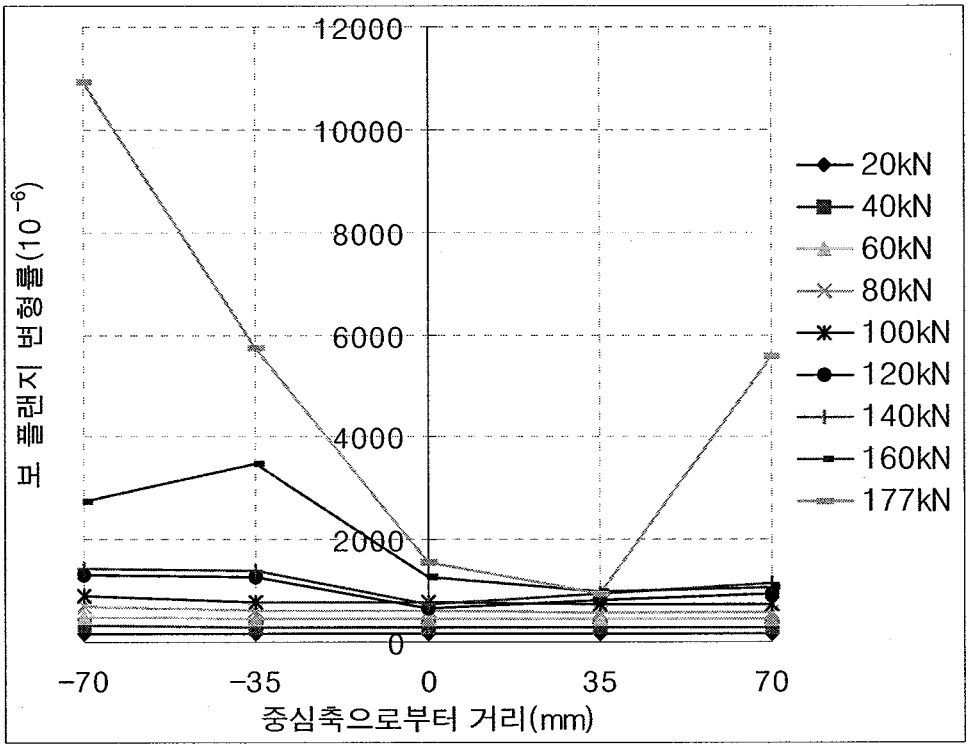
그림 44는 SX 실험체 하부 인장시 보 플랜지 인장측과 압축측의 ①~⑤번과 ⑥~⑩번 변

형률 분포를 나타내었다. 하부 인장시 보 플랜지 인장측의 ①~⑤ 변형률은 160kN까지는 비슷한 분포를 나타냈으나 180kN에서는 ⑤번 변형률이 다른 곳보다 크게 나타나는 것을 확인하였다. ⑥~⑩번 변형률은 160kN까지는 보 전체에 균등히 분포하였으나, 180kN에서 보 양단부가 중앙보다 높게 나타났으나 탄성적인 거동을 보이고 있다. 상부 인장시 보 플랜지 압축측은 160kN까지는 비슷한 변형률을 나타냈으나, 180kN시 ⑤번 변형률이 크게 나타나는 것을 확인할 수 있다. ⑥~⑩번 변형률은 60kN까지는 보에 균등히 분포하였으나 120kN부터 보 중앙이 양 단부보다 변형률이 크게 분포하는 것을 확인하였다.

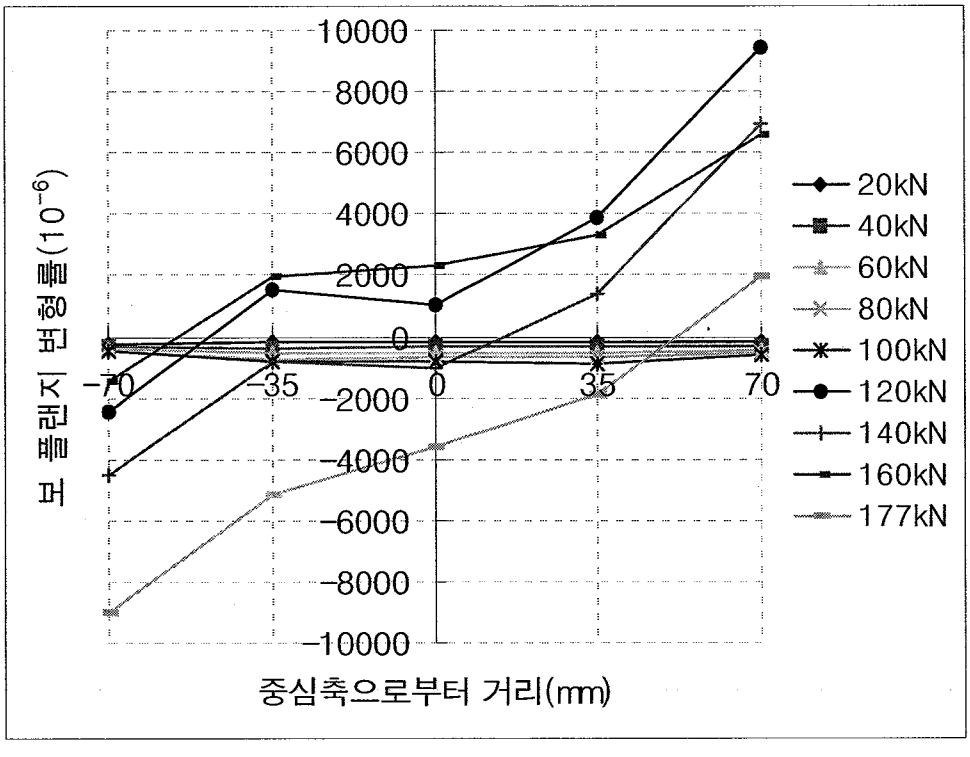
다음과 같은 변형률 분포를 통하여 확인한 결과, 하중이 점차 증가되면서 횡좌굴 지지대의 간격이 벌어지며, 보에 횡좌굴이 발생하여 단부쪽으로 크게 변형된 것으로 판단된다.



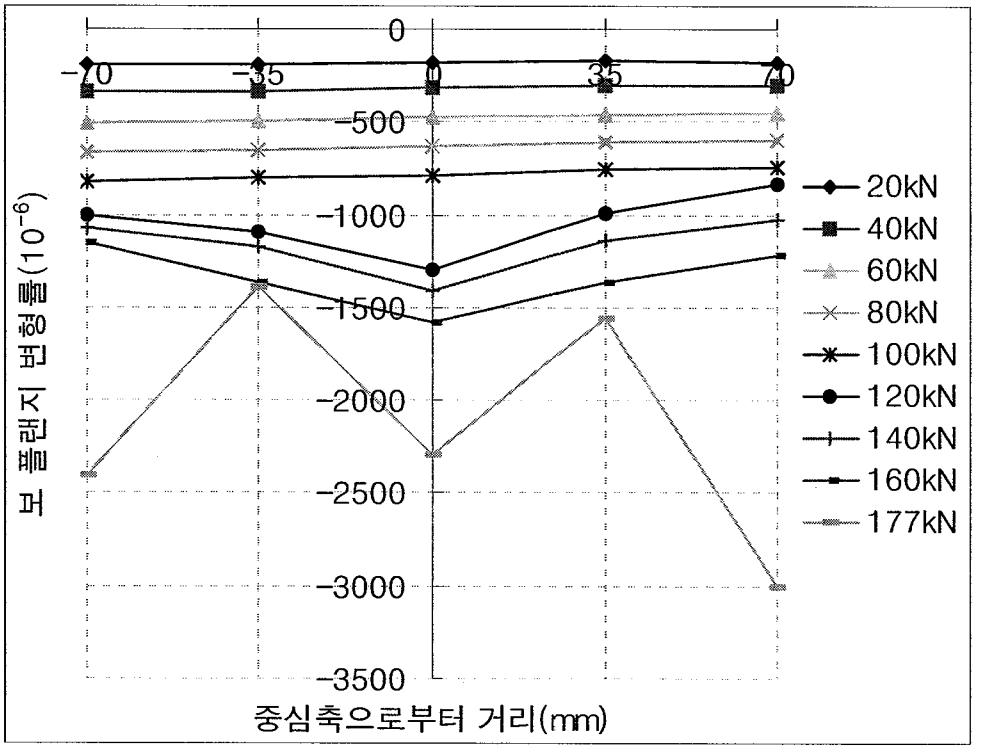
(a) 상부 인장시 보 플랜지 인장 ①~⑤ 변형률 분포



(b) 상부 인장시 보 플랜지 인장 ⑥~⑩ 변형률 분포

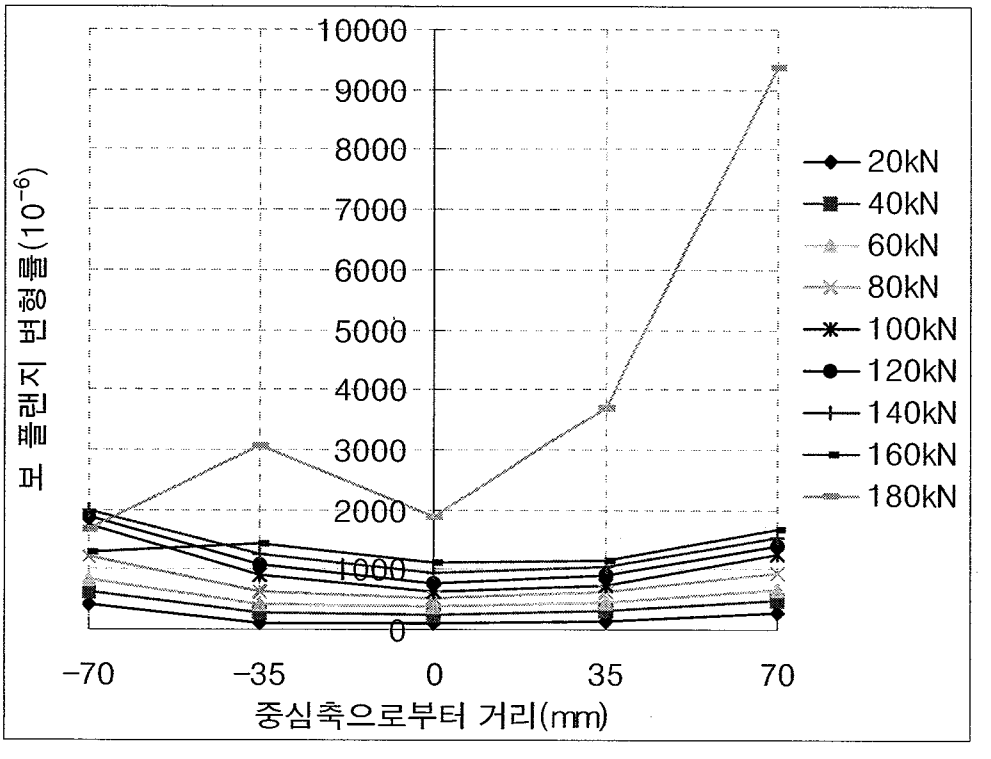


(c) 상부 인장시 보 플랜지 압축 ①~⑤ 변형률 분포

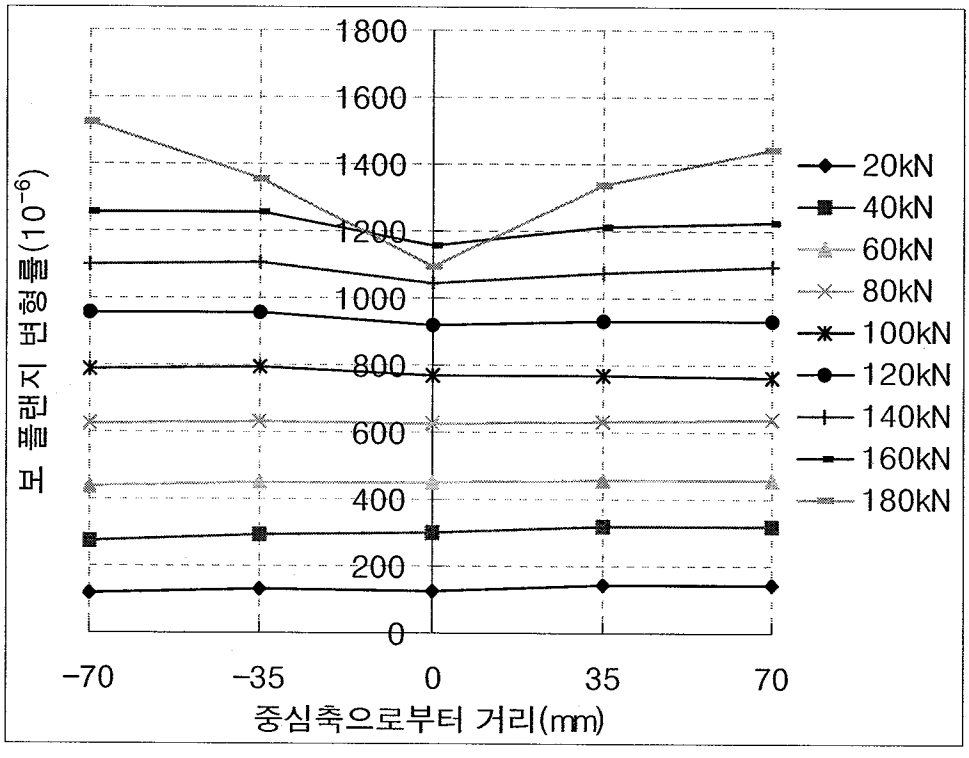


(d) 상부 인장시 보 플랜지 압축 ⑥~⑩ 변형률 분포

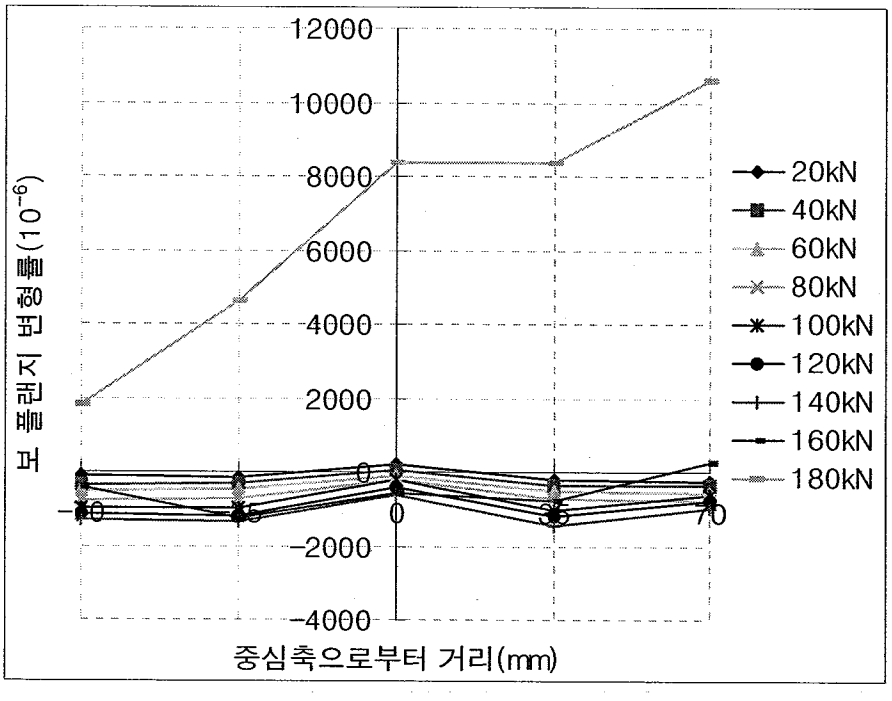
<그림 3.2.19> SX 실험체 상부 인장시 보 플랜지 인장 및 압축 변형률 분포



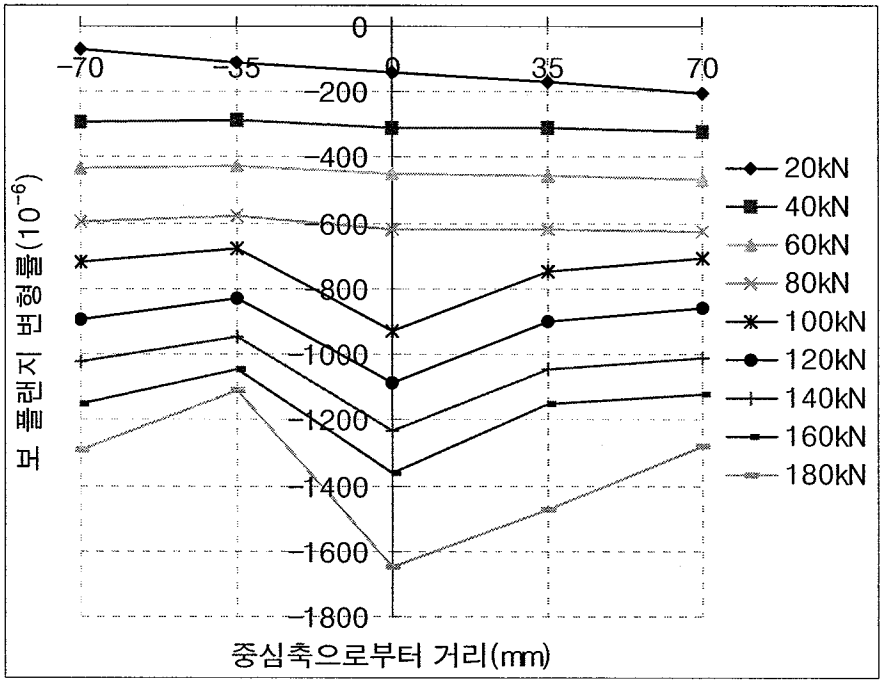
(a) 하부 인장시 보 플랜지 인장 ①~⑤ 변형률 분포



(b) 하부 인장시 보 플랜지 인장 ⑥~⑩ 변형률 분포



(c)하부 인장시 보 플랜지 압축 ①~⑤ 변형률 분포



(d) 하부 인장시 보 플랜지 압축 ⑥~⑩ 변형률 분포

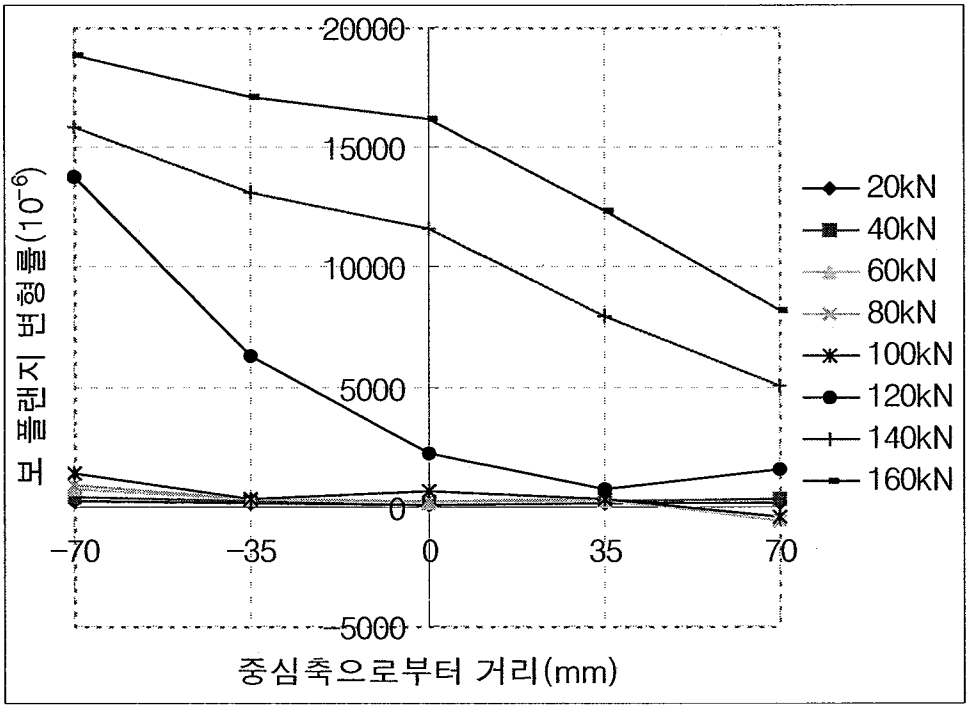
<그림 3.2.20> SX 실험체 하부 인장시 보 플랜지 인장 및 압축 변형률 분포

그림 3.2.21는 SY 실험체 상부 인장시 보 플랜지 인장측과 압축측의 ①~⑤번과 ⑥~⑩번 변형률 분포를 나타내었다. 상부 인장시 보 플랜지 인장측의 ①~⑤ 변형률은 100kN까지는 보에 고루 분포하였으나, 120kN에서 급격히 증가하였으며 ①번 변형률이 다른쪽보다 큰 것으로 나타났으며 이러한 경향은 160kN까지 이루어졌다. ⑥~⑩번 변형률은 100kN까지 비슷한 경향을 나타냈으나, 120kN에서 ④번 변형이 크게 나타났으며 160kN에서는 ④번 변형률이 급격히 증가하는 것을 확인하였다. 상부 인장시 보 플랜지 압축측은 120kN까지는 비슷한 변형률을 나타냈으나, 140kN부터 ①,②,③번 변형률은 인장측에 있는 반면 ④,⑤번 변형률은 압축측에 있는 것을 확인할 수 있다. 이는 인장시 ①,②,③번 변형률이 급격히 증가하여 압축측도 영향을 받은 것으로 확인하였다. ⑥~⑩번 변형률은 100kN까지는 보에 균등하게 분포하였으나 120kN부터 ③번 변형률이 인장의 영향을 받고 있는데 이는 ③번 변형률에 따른 영향이라고 판단된다.

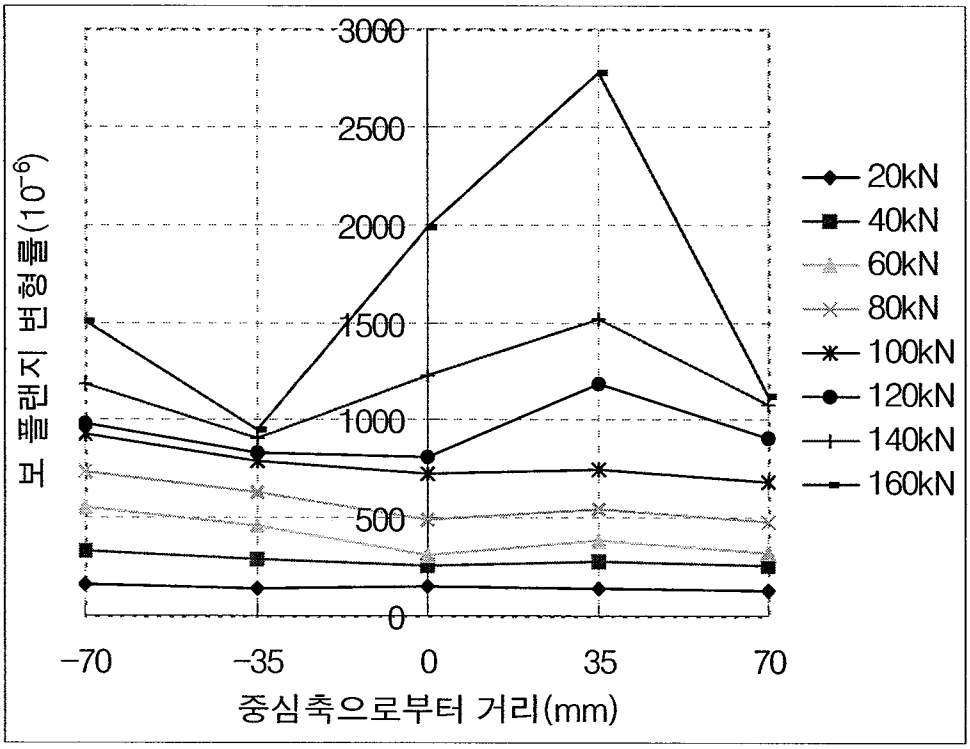
그림 3.2.22은 SY 실험체 하부 인장시 보 플랜지 인장측과 압축측의 ①~⑤번과 ⑥~⑩번 변형률 분포를 나타내었다. 하부 인장시 보 플랜지 인장측의 ①~⑤ 변형률은 160kN까지는 비슷한 분포를 나타냈으나 180kN에서는 ①,②,③번 변형률이 다른 곳보다 크게 나타나는 것을 확인하였다. ⑥~⑩번 변형률은 80kN까지는 보 전체에 균등히 분포하였으나, 100kN에서

①번 게이지가 인장의 영향을 받았으며, 140kN부터는 ⑤번 변형률을 제외한 모든 부분이 인장의 영향을 받았다. ⑥~⑩번 변형률은 120kN까지는 보에 균등히 분포하였으나 140kN부터 160kN까지 ④번 변형률이 인장의 영향을 받았고, 180kN에서 다시 압축의 영향을 받는 것을 확인할 수 있다.

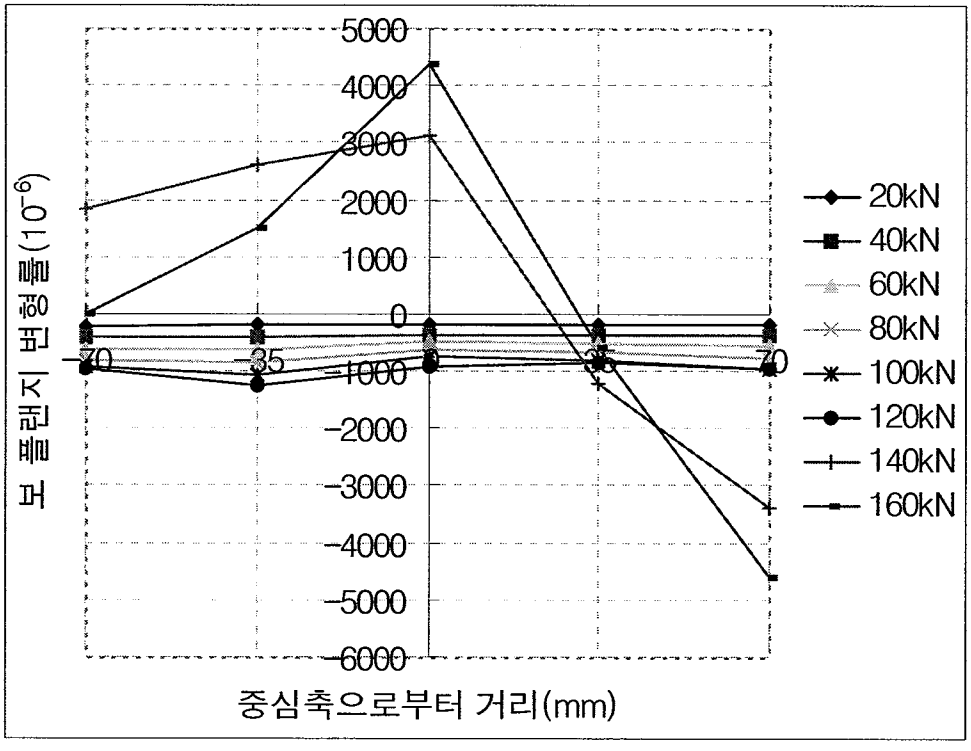
다음과 같은 변형률 분포를 통하여 확인한 결과, 하중이 점차 증가되면서 횡좌굴 지지대의 간격이 벌어지며, 보에 횡좌굴이 발생하여 단부쪽으로 크게 변형된 것으로 판단된다.



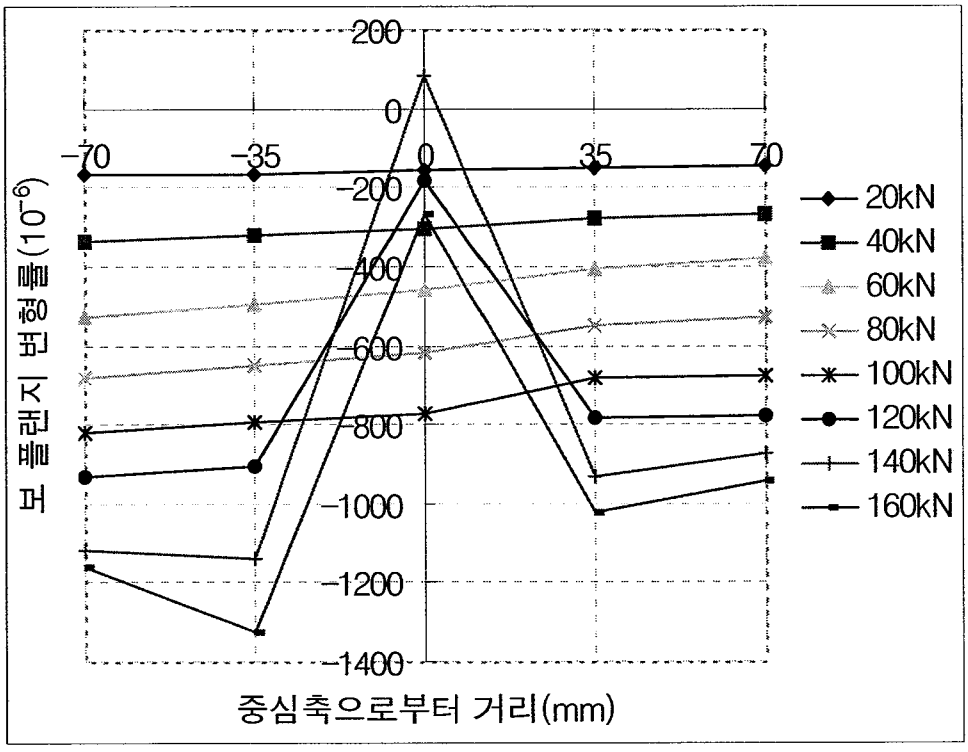
(a) 상부 인장시 보 플랜지 인장 ①~⑤ 변형률 분포



(b) 상부 인장시 보 플랜지 인장 ⑥~⑩ 변형률 분포

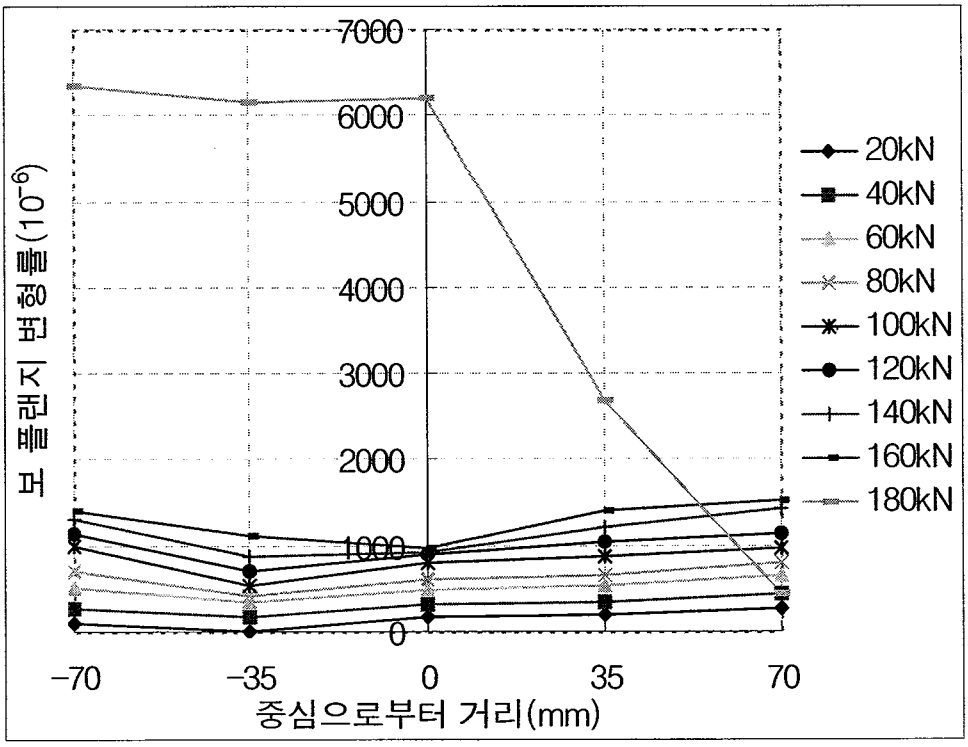


(c)상부 인장시 보 플랜지 압축 ①~⑤ 변형률 분포

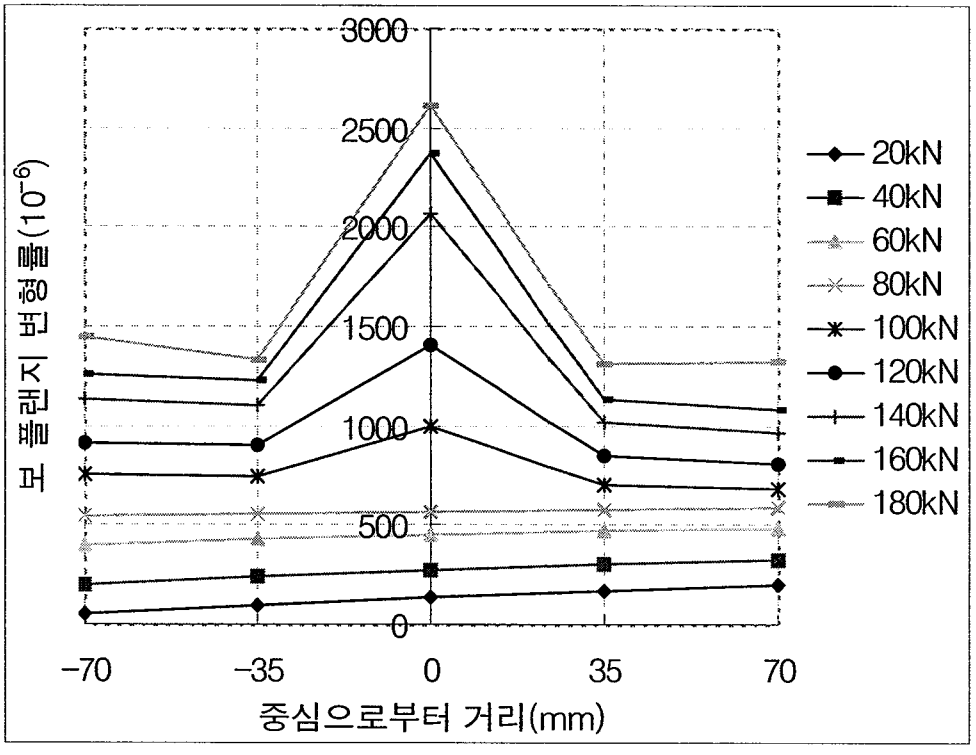


(d) 상부 인장시 보 플랜지 압축 ⑥~⑩ 변형률 분포

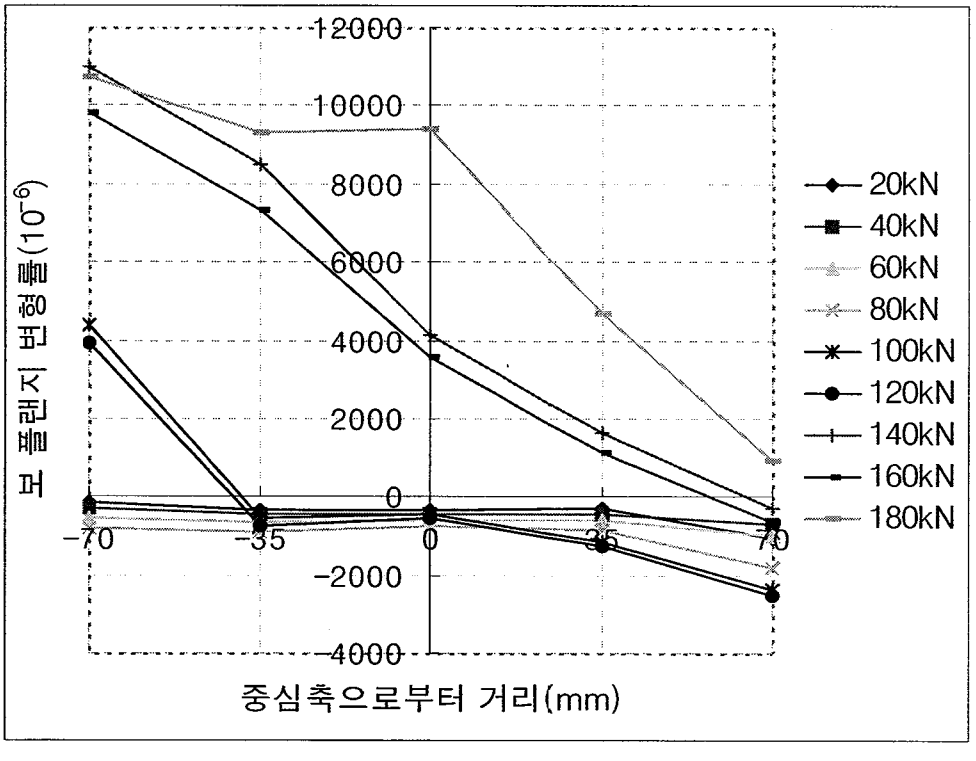
<그림 3.2.21> SY 실험체 상부 인장시 보 플랜지 인장 및 압축 변형률 분포



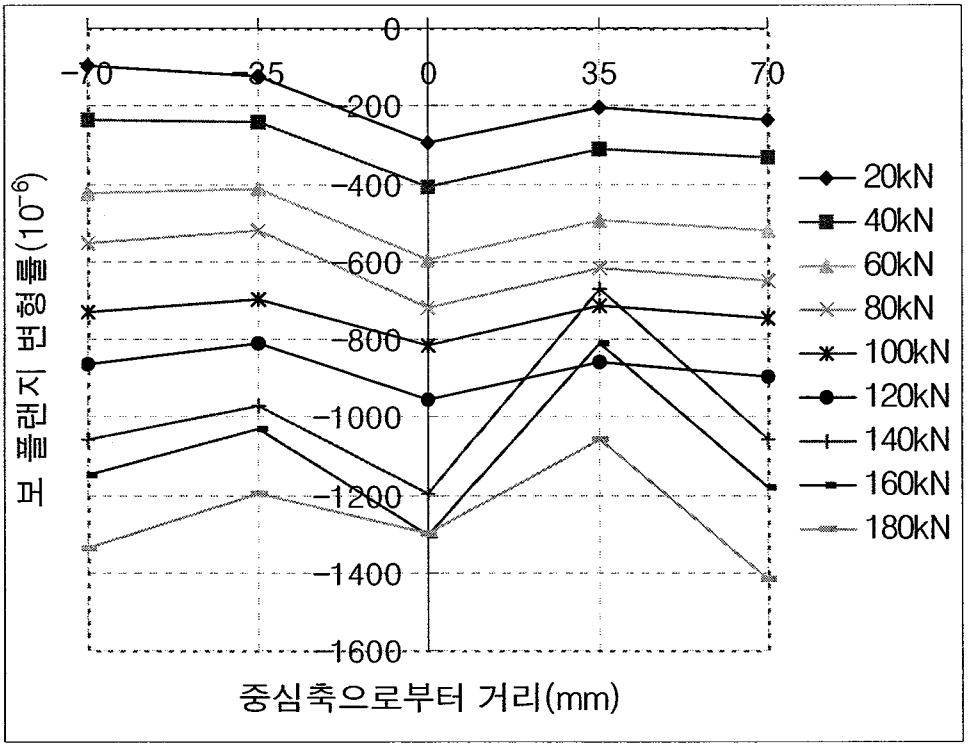
(a) 하부 인장시 보 플랜지 인장 ①~⑤ 변형률 분포



(b) 하부 인장시 보 플랜지 인장 ⑥~⑩ 변형률 분포



(c) 하부 인장시 보 플랜지 압축 ①~⑤ 변형률 분포



(d) 하부 인장시 보 플랜지 압축 ⑥~⑩ 변형률 분포

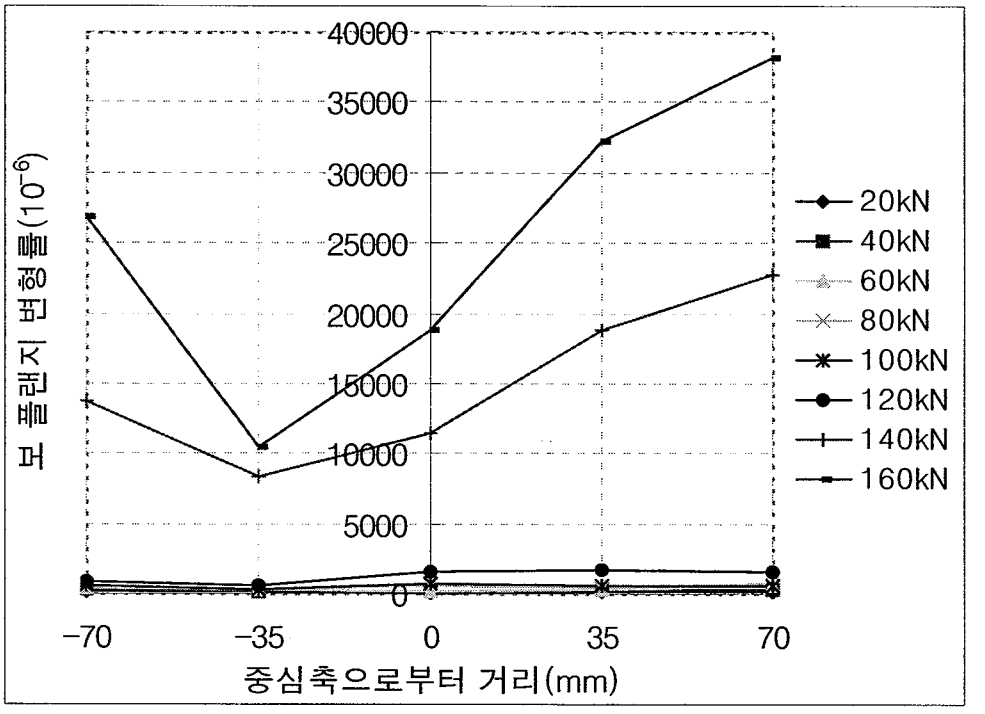
<그림 3.2.22> SY 실험체 하부 인장시 보 플랜지 인장 및 압축 변형률 분포

그림 3.2.23은 DX 실험체 상부 인장시 보 플랜지 인장측과 압축측의 ①~⑤번과 ⑥~⑩번 변형률 분포를 나타내었다. 상부 인장시 보 플랜지 인장측의 ①~⑤ 변형률은 120kN까지는 보에 고루 분포하였으나, 140kN에서 급격히 증가하였으며 ⑤번 변형률이 다른쪽보다 큰 것으로 나타났으며 이러한 경향은 160kN까지 이루어졌다. ⑥~⑩번 변형률은 180kN까지 보에 고루 분포하였으나, 100kN에서 보 양단부가 보 중앙보다 크게 나타났으며 160kN에서는 ⑤번 변형률이 급격히 증가하는 것을 확인하였다. 상부 인장시 보 플랜지 압축측은 120kN까지는 비슷한 변형률을 나타냈으나, 140kN부터 보 중앙이 보 단부보다 큰 변형률을 보이고 있으며 160kN에서도 이러한 경향성을 파악할 수 있다. ⑥~⑩번 변형률은 80kN까지는 보에 균등하게 분포하였으나 100kN부터 보 중앙이 양 단부보다 커지는 경향성을 나타냈으며 ②,④번 변형률은 양 단부보다 적게 나타났다. 160kN까지 이러한 경향성은 계속 되었다.

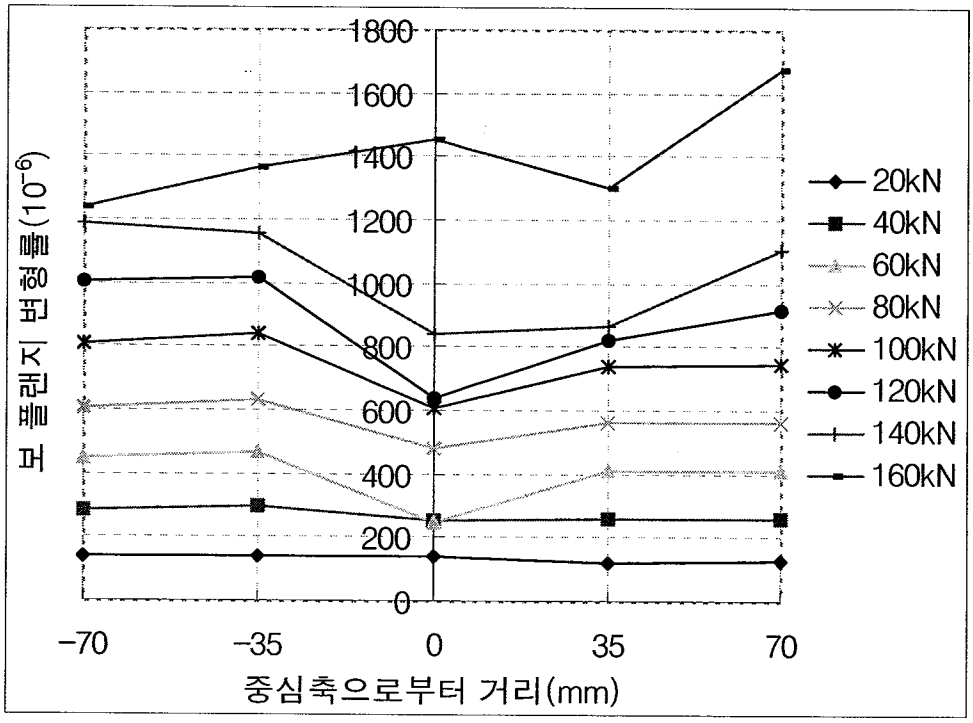
그림 3.2.24은 DX 실험체 하부 인장시 보 플랜지 인장측과 압축측의 ①~⑤번과 ⑥~⑩번 변형률 분포를 나타내었다. 하부 인장시 보 플랜지 인장측의 ①~⑤ 변형률은 100kN까지는 보 플랜지에 균등히 분포하였으나 120kN부터 ⑤번 변형률이 압축측으로 이동하였으며, 155kN에서는 ①번 변형률을 제외한 나머지 변형률은 압축측에 위치하였다. 이는 상부 인장시 큰 변형을 받아 소성화되었기 때문이라고 확인하였다. ⑥~⑩번 변형률은 80kN까지는 보 전

체에 균등히 분포하였으나, 100kN부터 ①번 변형률이 커지는 경향성을 보였다. 140kN부터 160kN까지 ④번 변형률이 인장의 영향을 받았고, 180kN에서 다시 압축의 영향을 받는 것을 확인할 수 있다. 하부 인장시 보 플랜지 압축측의 ①~⑤ 변형률은 120kN부터 ④번 변형률이 크게 증가하였으며 155kN에서는 ⑤번 변형률이 급격히 증가하였다. ⑥~⑩번 변형률은 보 양 단부보다 보 중앙에 더욱 큰 변형률이 분포하는 것으로 나타났다.

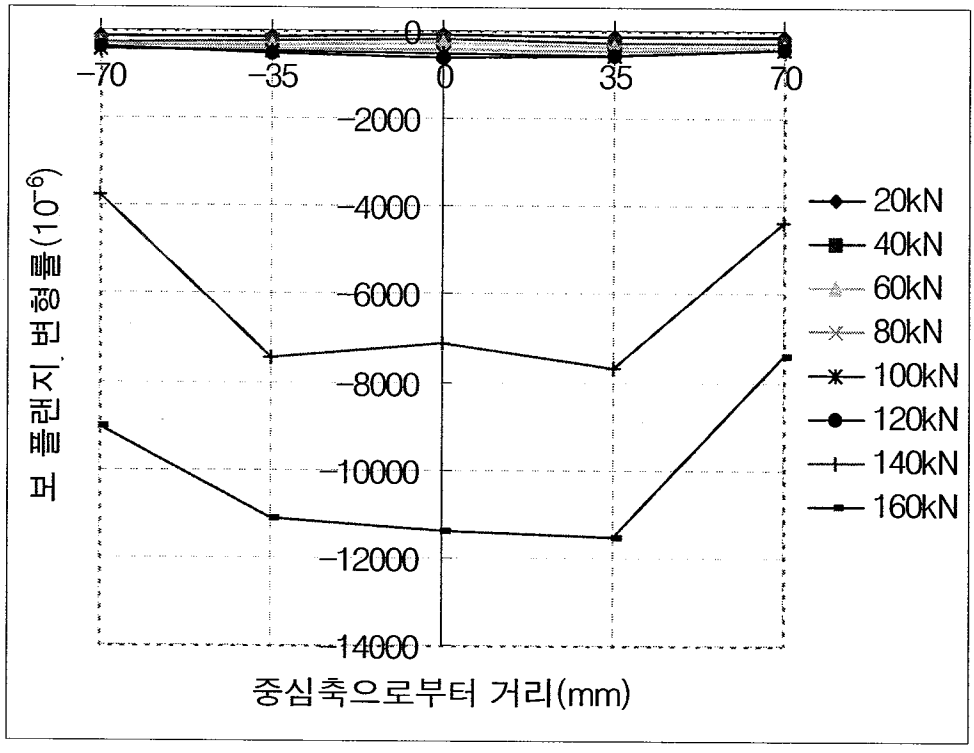
다음과 같은 변형률 분포를 통하여 확인한 결과, 하중이 점차 증가되면서 횡좌굴 지지대의 간격이 벌어지며, 보에 횡좌굴이 발생하여 단부쪽으로 크게 변형된 것으로 판단된다.



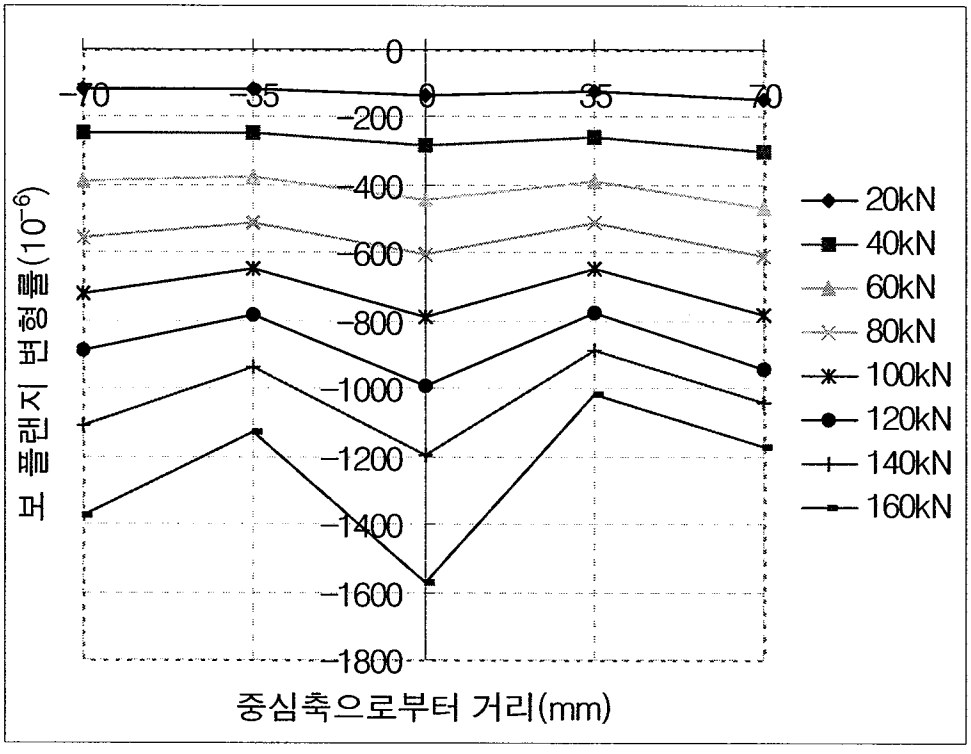
(a) 상부 인장시 보 플랜지 인장 ①~⑤ 변형률 분포



(b) 상부 인장시 보 플랜지 인장 ⑥~⑩ 변형률 분포

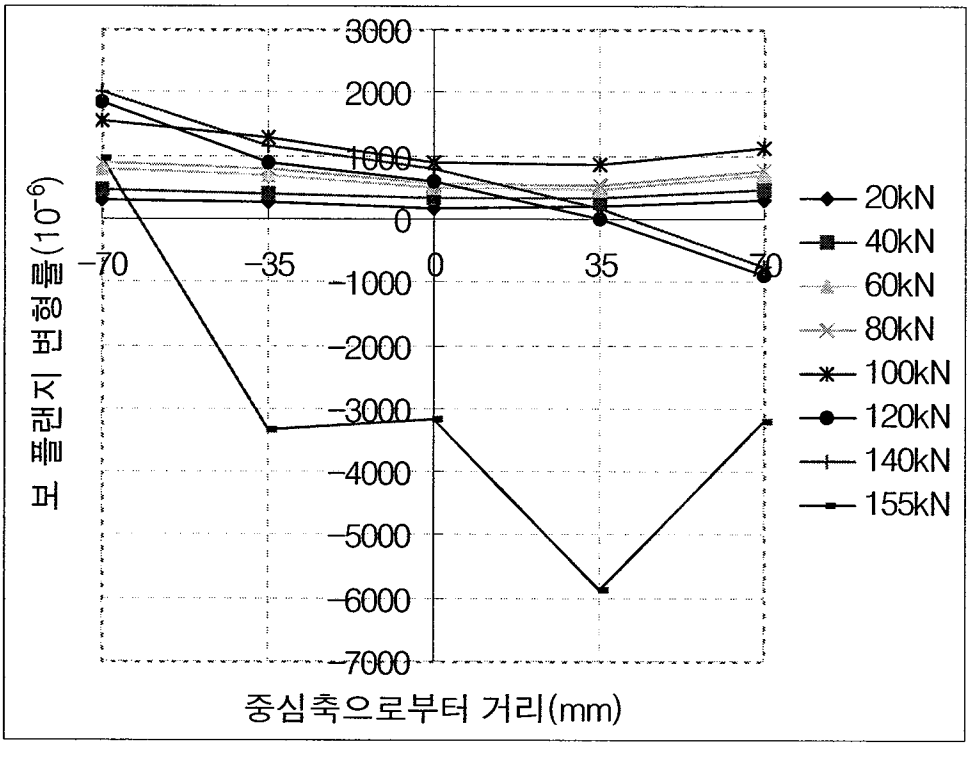


(c) 상부 인장시 보 플랜지 압축 ①~⑤ 변형률 분포

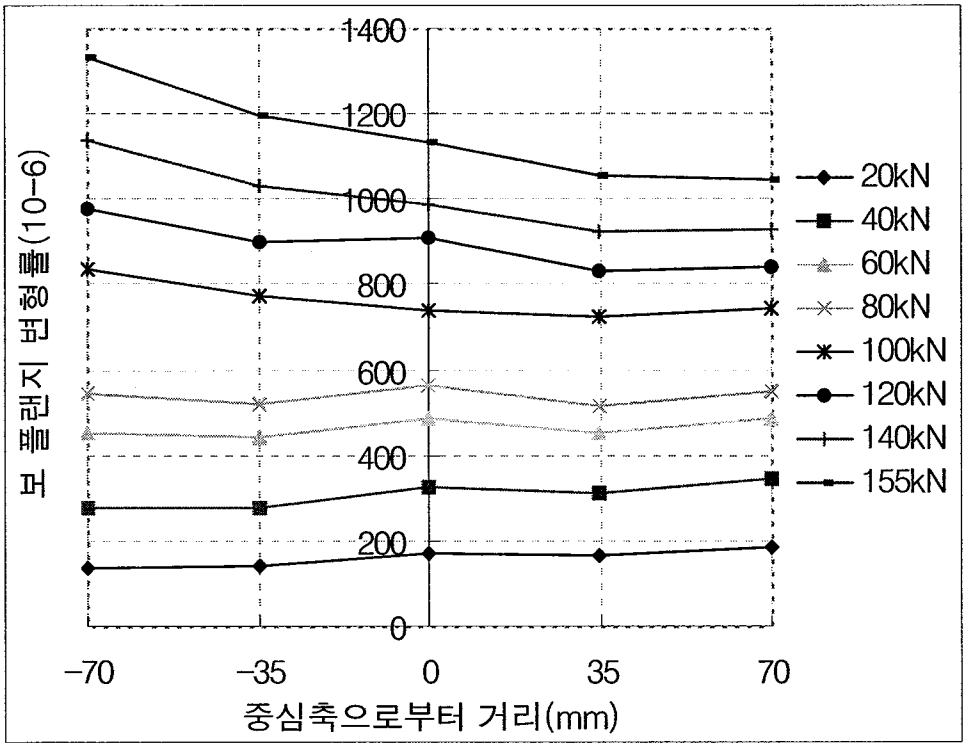


(d) 상부 인장시 보 플랜지 압축 ⑥~⑩ 변형률 분포

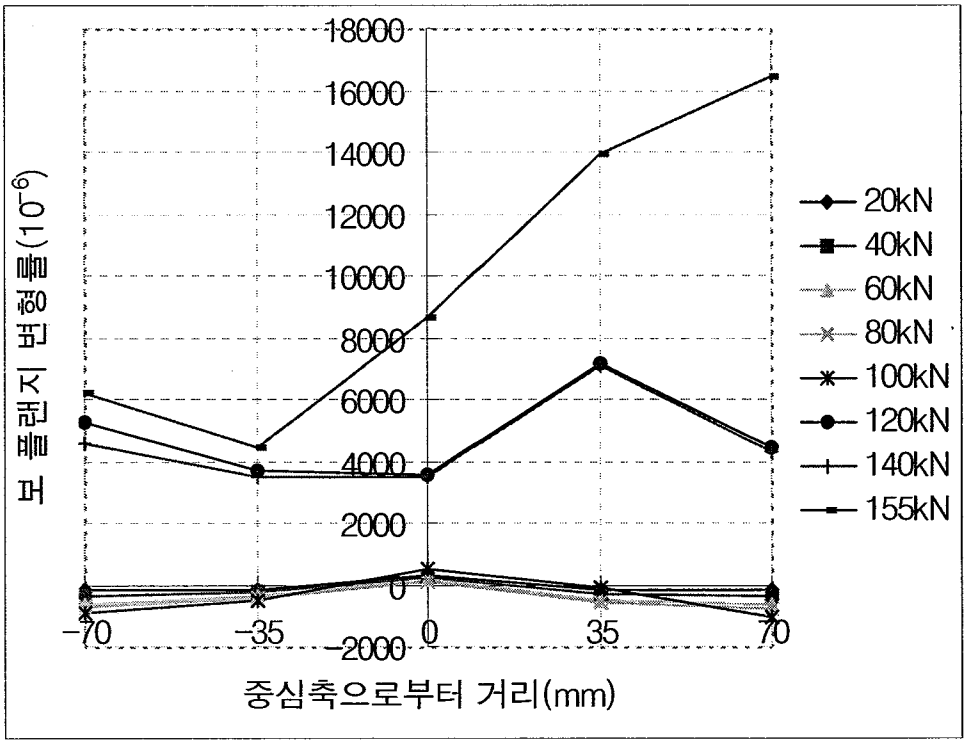
<그림 3.2.23> DX 실험체 상부 인장시 보 플랜지 인장 및 압축 변형률 분포



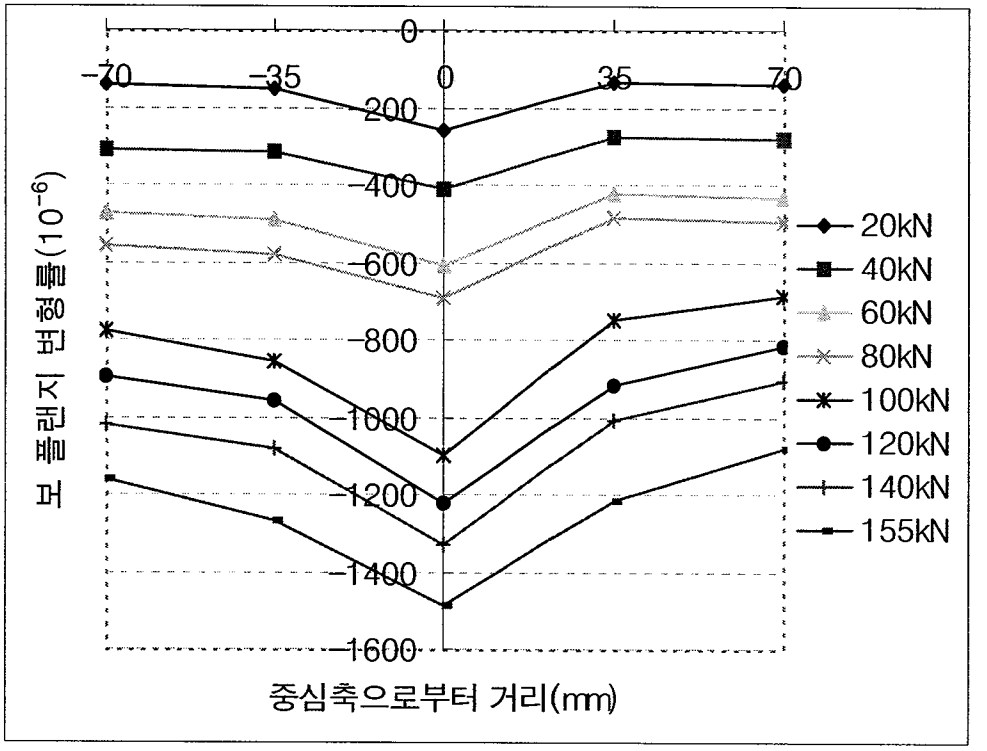
(a) 하부 인장시 보 플랜지 인장 ①~⑤ 변형률 분포



(b) 하부 인장시 보 플랜지 인장 ⑥~⑩ 변형률 분포



(c) 하부 인장시 보 플랜지 압축 ①~⑤ 변형률 분포



(d) 하부 인장시 보 플랜지 압축 ⑥~⑩ 변형률 분포

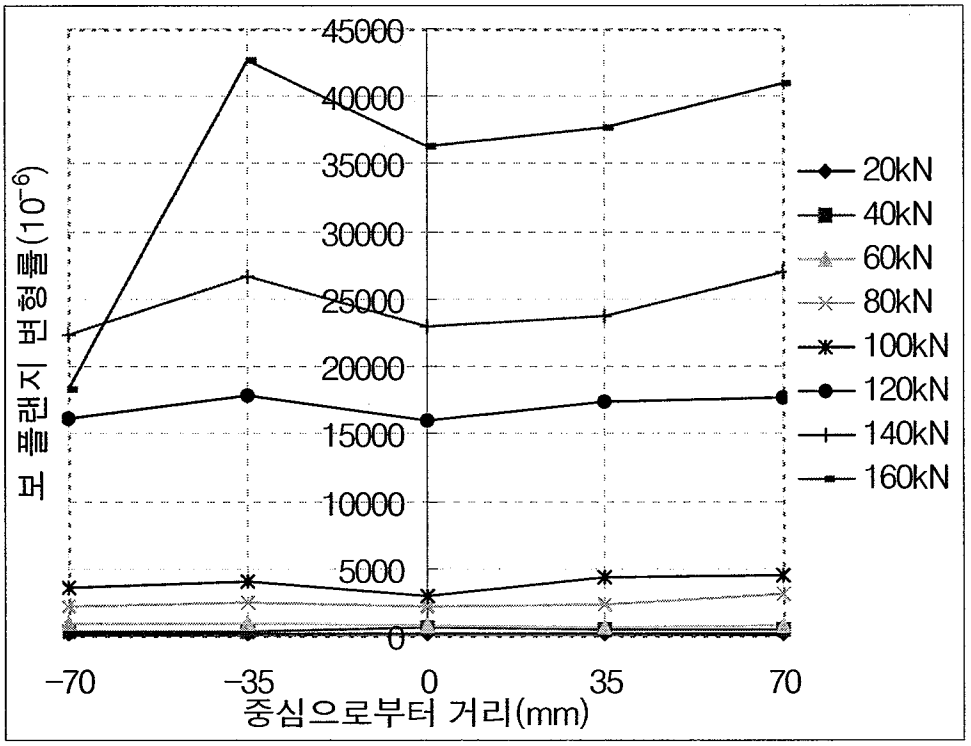
<그림 3.2.24> DX 실험체 하부 인장시 보 플랜지 인장 및 압축 변형률 분포

그림 3.2.25은 DY 실험체 상부 인장시 보 플랜지 인장측과 압축측의 ①~⑤번과 ⑥~⑩번 변형률 분포를 나타내었다. 상부 인장시 보 플랜지 인장측의 ①~⑤ 변형률은 100kN까지는 보에 고루 분포하였으나, 120kN에서 급격히 증가하였으나 보 전체에 고루게 분포하였다. 160kN에서는 ②,⑤번 변형률이 크게 증가하는 것을 확인할 수 있다. ⑥~⑩번 변형률은 100kN까지 보에 고루 분포하였으나, 120kN에서 ②번 변형률이 커지는 경향성이 나타났으며, 140kN까지 지속되었다. 160kN에서는 ⑤번 변형률이 급격히 증가하는 것을 확인하였다. 상부 인장시 보 플랜지 압축측은 ①~⑤번 변형률이 100kN까지는 비슷한 변형률을 나타냈으나, 120kN부터 보 중앙이 보 단부보다 큰 변형률을 보이고 있으며 160kN에서는 ⑤번 변형률이 인장측으로 이동하였다. 이는 상부 인장시 큰 변형률 발생으로 인한 소성이 급격히 진행되었기 때문이다. ⑥~⑩번 변형률은 60kN까지는 보에 균등하게 분포하였으나 80kN부터 ⑤번 변형률이 점차 증가하는 경향성을 나타냈다.

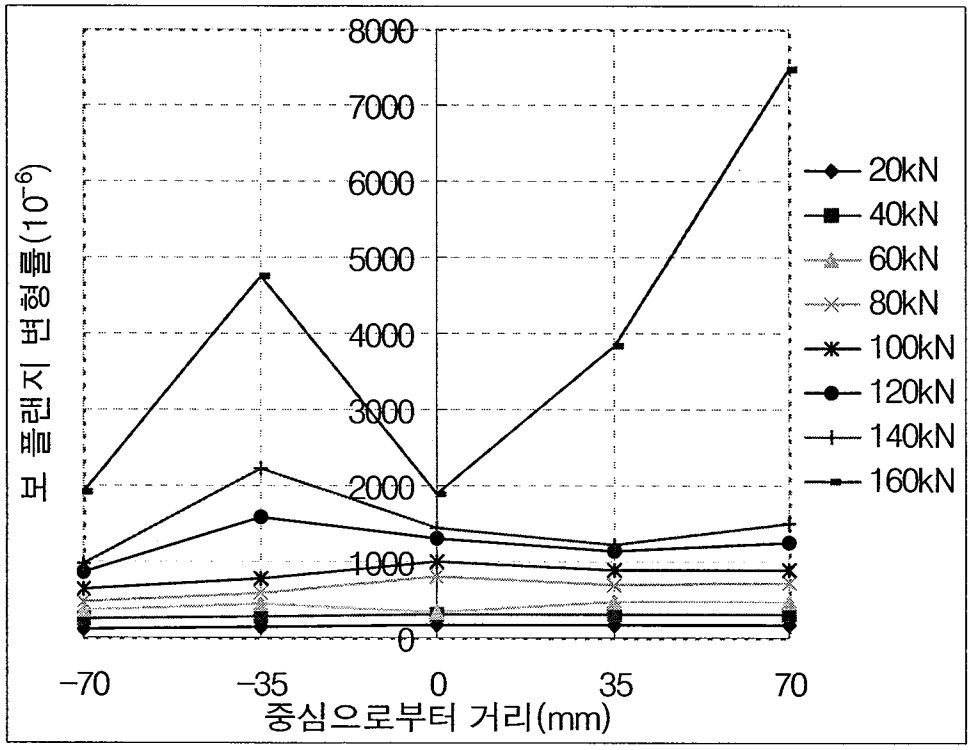
그림 3.2.26은 DY 실험체 하부 인장시 보 플랜지 인장측과 압축측의 ①~⑤번과 ⑥~⑩번 변형률 분포를 나타내었다. 하부 인장시 보 플랜지 인장측의 ①~⑤ 변형률은 140kN까지는 보 양단부가 보 중앙보다 컸으나 160kN부터 ⑤번 변형률이 압축측으로 이동하였으며 소성화

에 따른 것으로 확인하였다. ⑥~⑩번 변형률은 140kN까지는 보 전체에 균등히 분포하였으나, 160kN에는 ④,⑤번 변형률이 압축을 받는 것으로 확인하였다. 하부 인장시 보 플랜지 압축측의 ①~⑤ 변형률은 140kN부터 보 플랜지에 고루 분포하였으나 160kN에서는 ②번 변형률이 급격히 증가하였다. ⑥~⑩번 변형률은 120kN까지는 보 플랜지에 고루 분포하였으나, 160kN에서 ⑤번 변형률이 크게 증가하였고, ③번 변형률을 제외한 모든 부분이 압축측에 있음을 확인하였다.

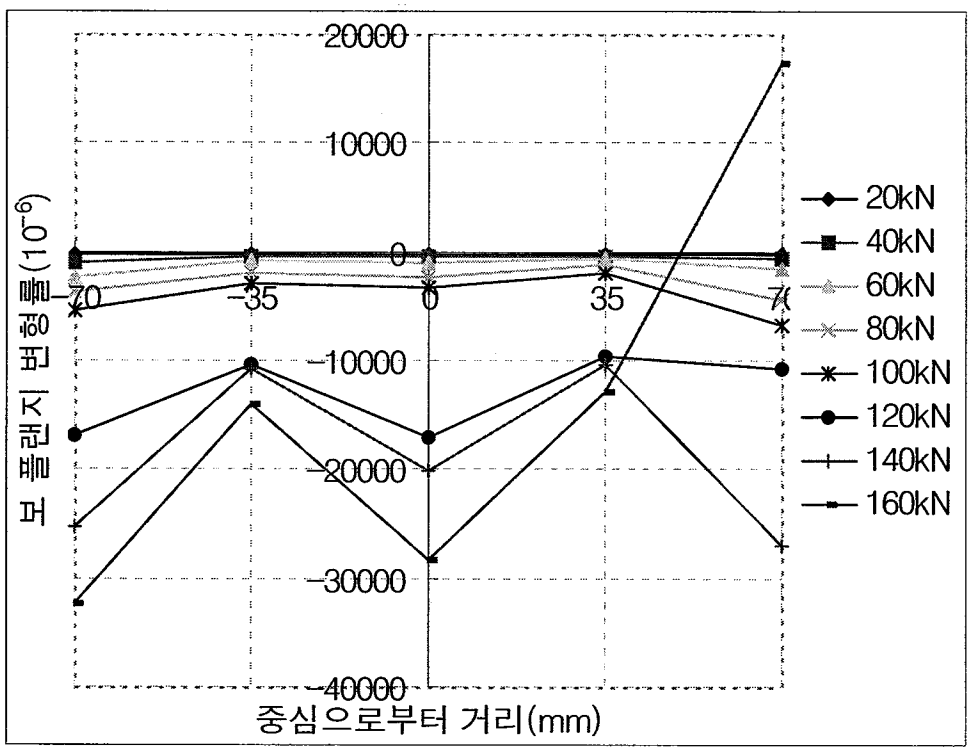
다음과 같은 변형률 분포를 통하여 확인한 결과, 하중이 점차 증가되면서 횡좌굴 지지대의 간격이 벌어지며, 보에 횡좌굴이 발생하여 단부쪽으로 크게 변형된 것으로 판단된다.



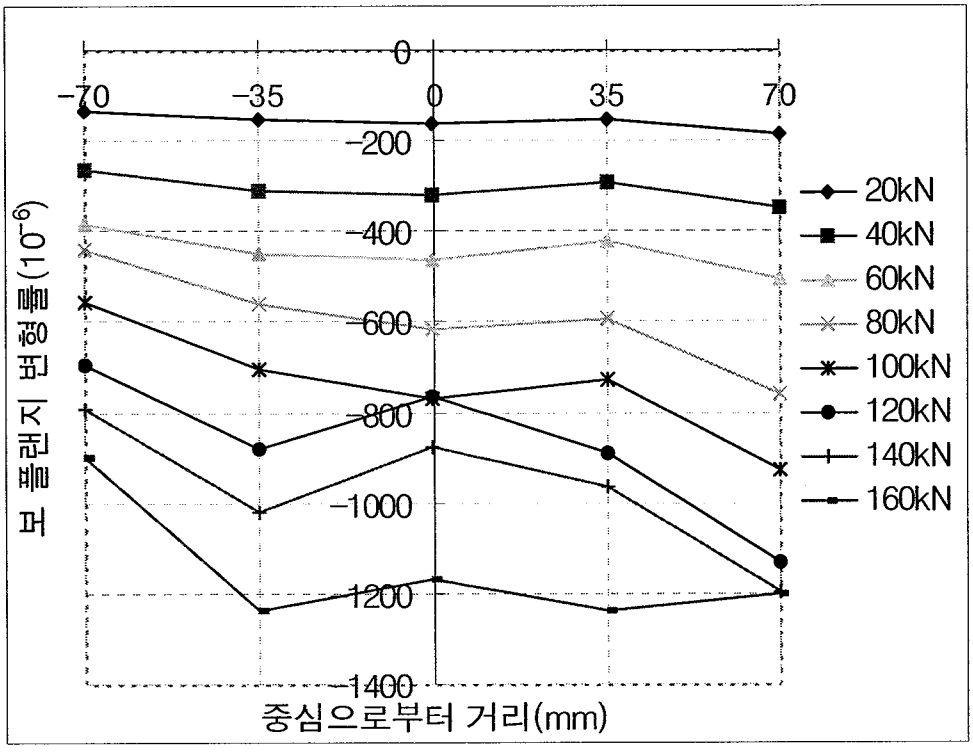
(a) 상부 인장시 보 플랜지 인장 ①~⑤ 변형률 분포



(b) 상부 인장시 보 플랜지 인장 ⑥~⑩ 변형률 분포

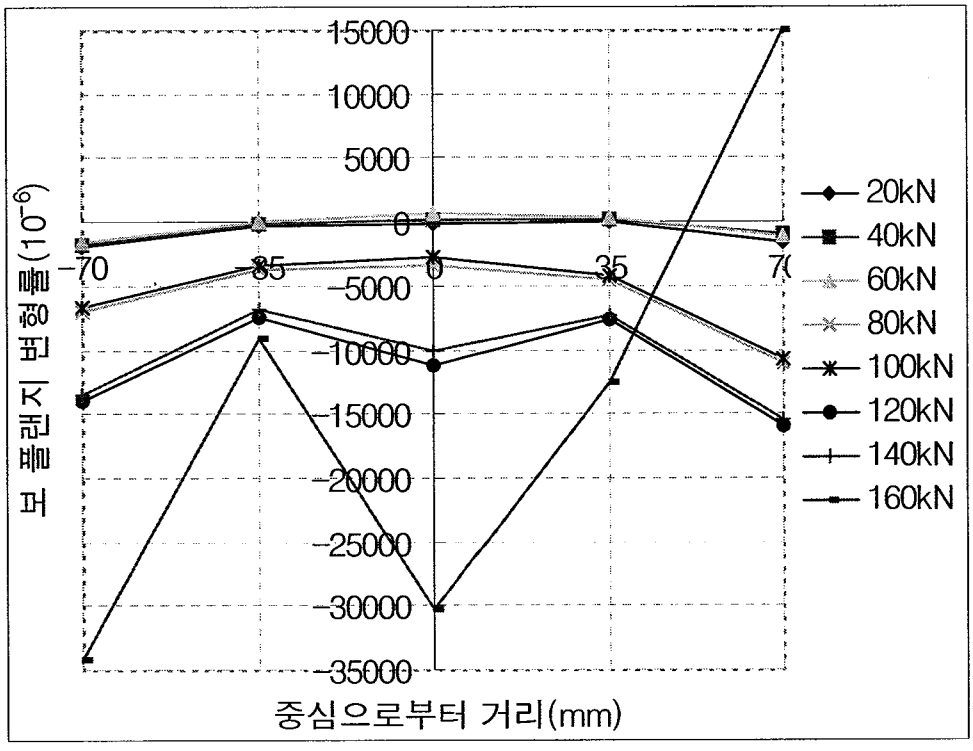


(c) 상부 인장시 보 플랜지 압축 ①~⑤ 변형률 분포

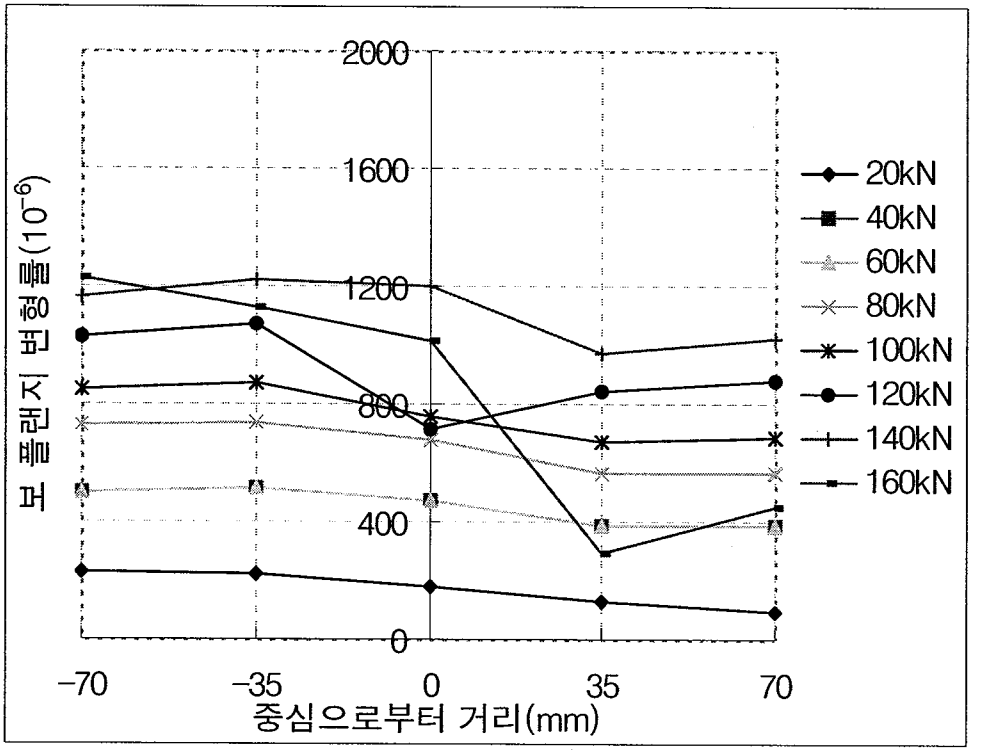


(d) 상부 인장시 보 플랜지 압축 ⑥~⑩ 변형률 분포

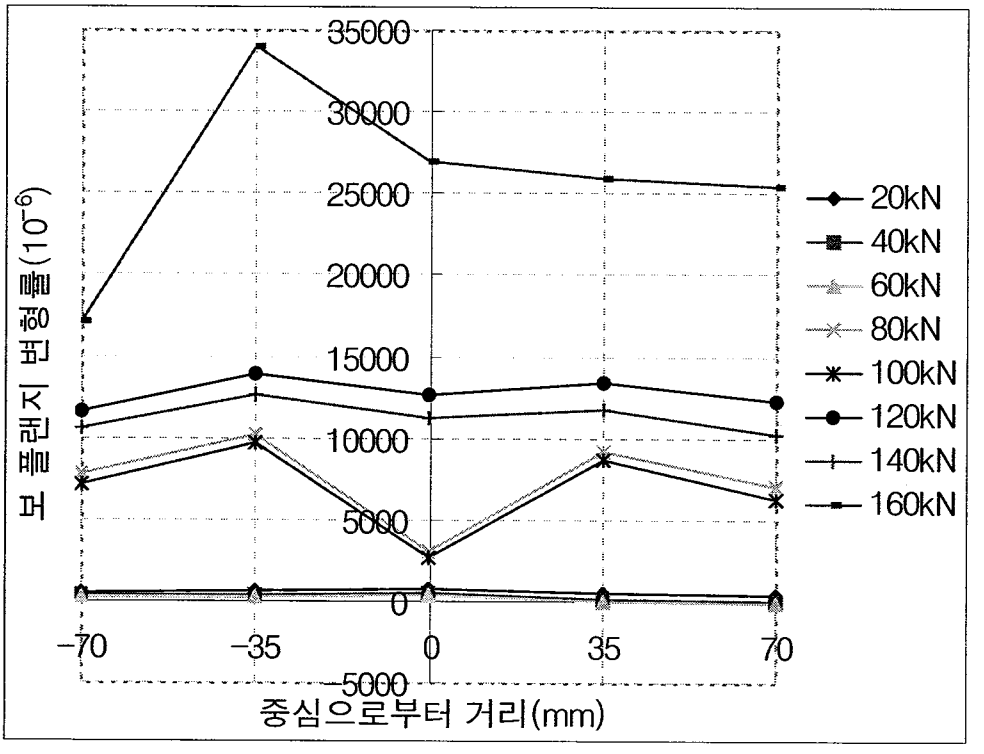
<그림 3.2.25> DY 실험체 상부 인장시 보 플랜지 인장 및 압축 변형률 분포



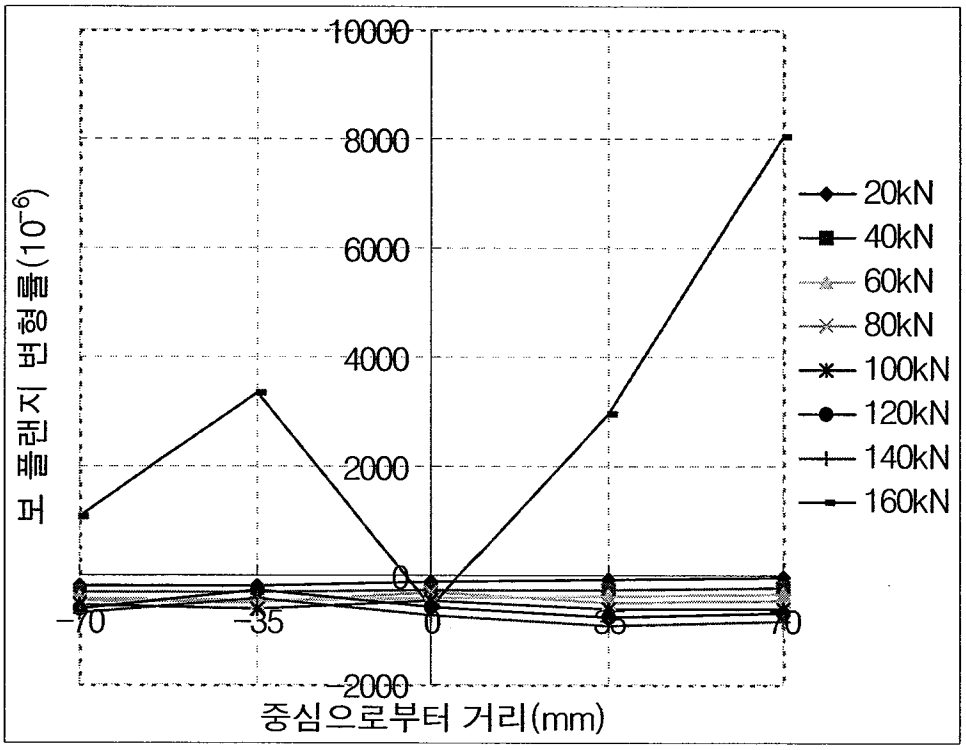
(a) 하부 인장시 보 플랜지 인장 ①~⑤ 변형률 분포



(b) 하부 인장시 보 플랜지 인장 ⑥~⑩ 변형률 분포



(c) 하부 인장시 보 플랜지 압축 ①~⑤ 변형률 분포

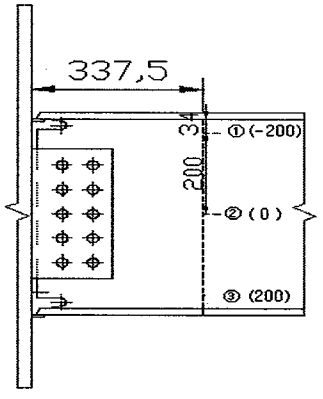


(d) 하부 인장시 보 플랜지 압축 ⑥~⑩ 변형률 분포

<그림 3.2.26> DY 실험체 상부 인장시 보 플랜지 인장 및 압축 변형률 분포

ㅇ보 웨브 변형률 분포

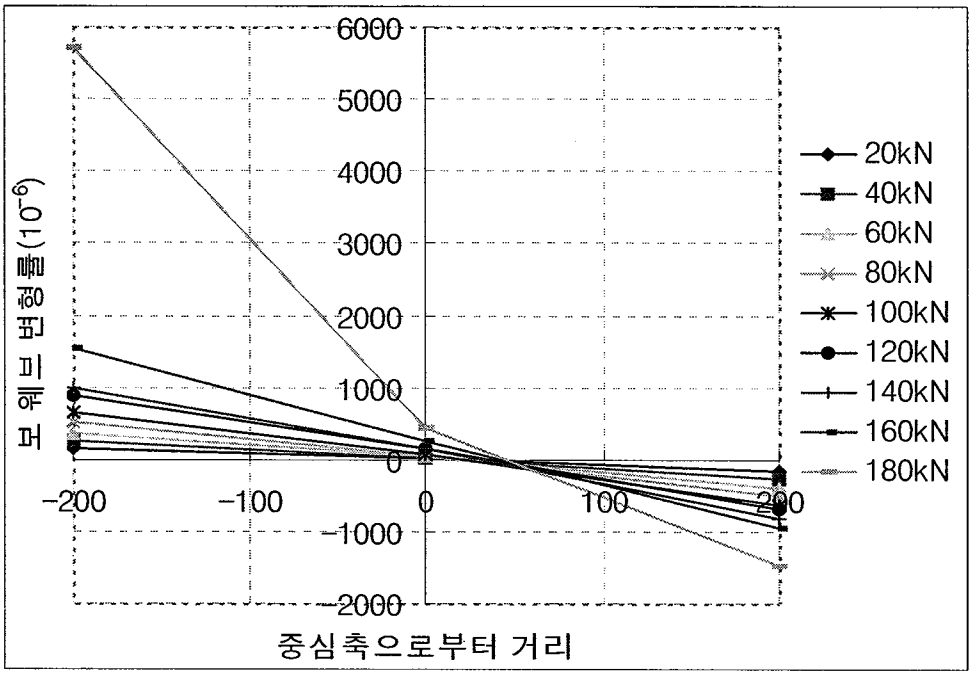
단조화 곡선을 이용하여 구한 보 웨브에 부착된 변형률 게이지의 측정값으로부터 그림 3.2.27과 같이 보 웨브의 변형률 분포를 비교하였다.



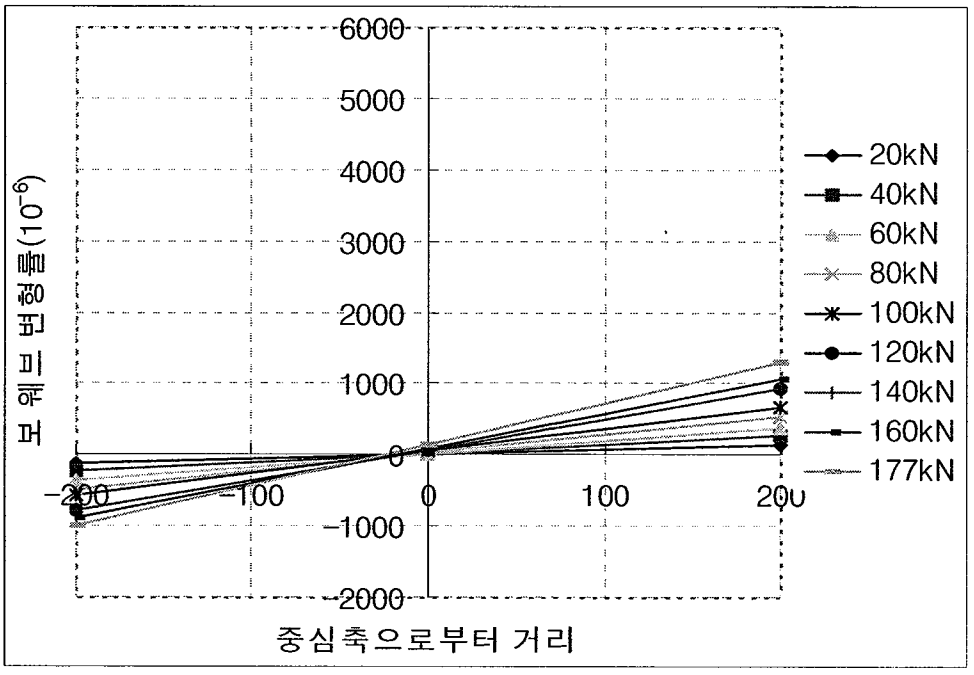
<그림 3.2.27> 보 웨브에 설치된 변형률

그림 3.2.28은 SX 실험체 상부 인장 및 하부 인장시 보 웨브의 변형률을 나타내고 있다. 180kN에서 ①번 변형률이 크게 발생하는 것을 확인할 수 있다. 하부 인장시 보 웨브 변형률

을 나타내고 있으며, 탄성거동을 나타내고 있다.



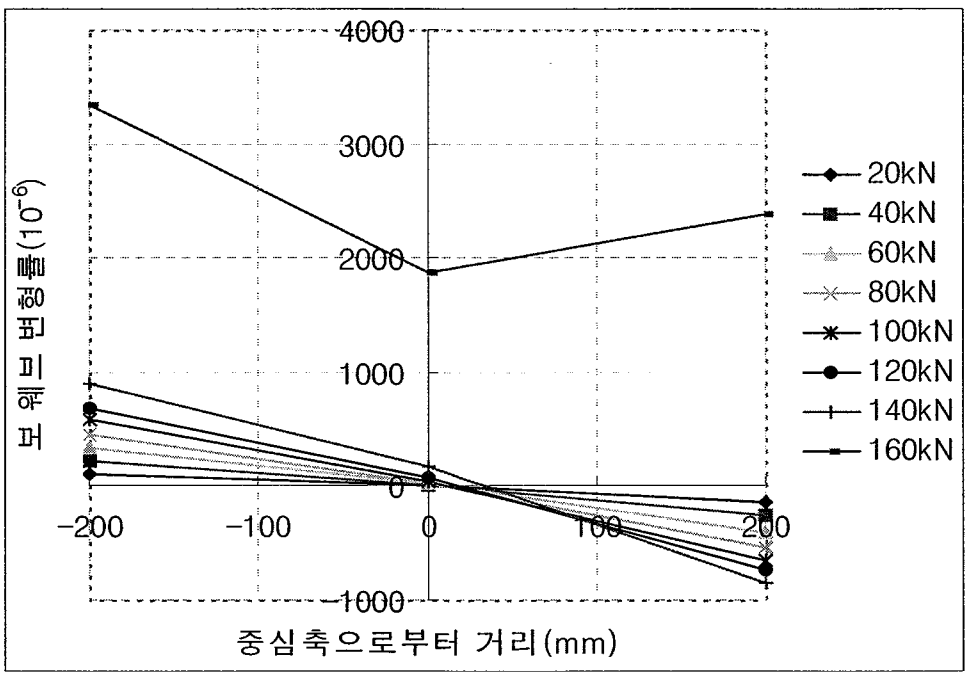
(a) SX 실험체 상부 인장시 보 웨브 변형률



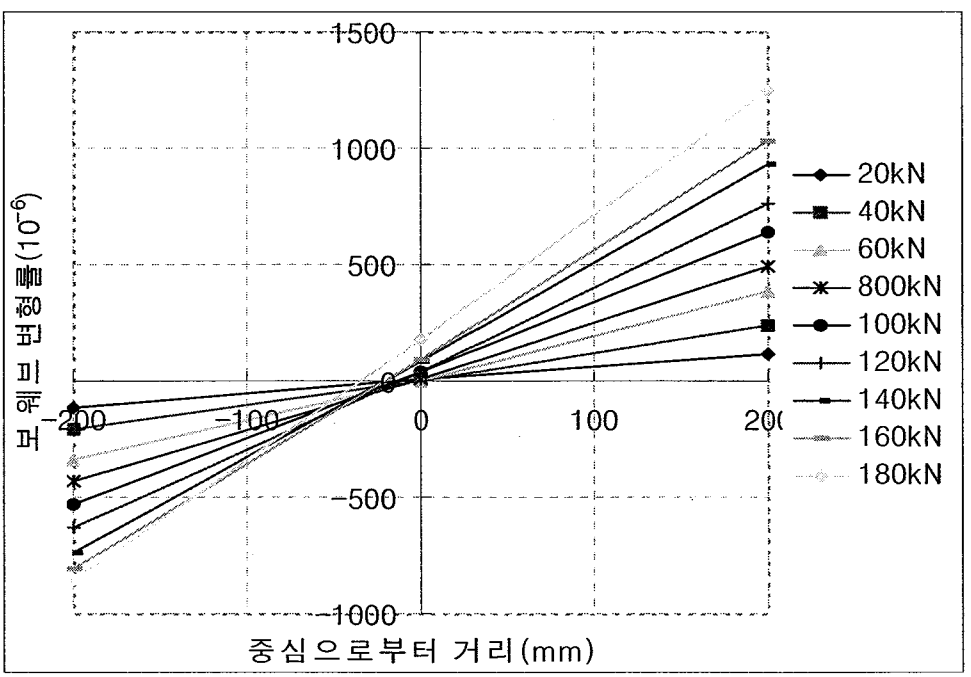
(b) SX 실험체 하부 인장시 보 웨브 변형률

<그림 3.2.28> SX 실험체 상부 및 하부 인장시 보 웨브 변형률

그림 3.2.29은 SY 실험체 상부 인장 및 하부 인장시 보 웨브의 변형률을 나타내고 있다. 160kN에서 보가 소성화 되는 것을 확인할 수 있으며. 하부 인장시 보 웨브 변형률을 나타내고 있으며, 탄성거동을 나타내고 있다.



(a) SY 실험체 상부 인장시 보 웨브 변형률



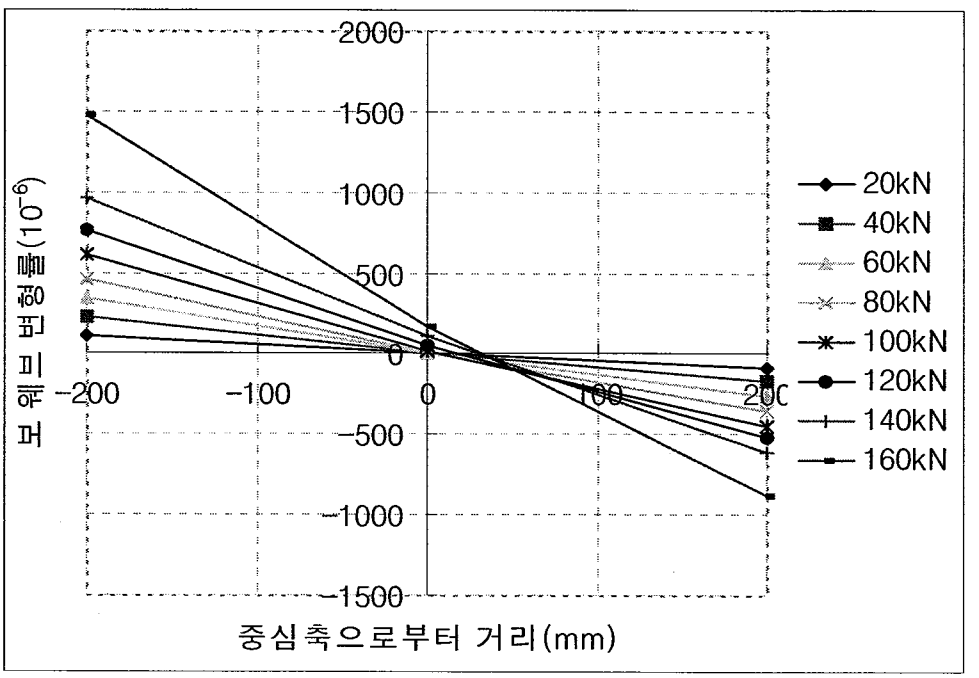
(b) SY 실험체 하부 인장시 보 웨브 변형률

<그림 3.2.29> SY 실험체 상부 및 하부 인장시 보 웨브 변형률

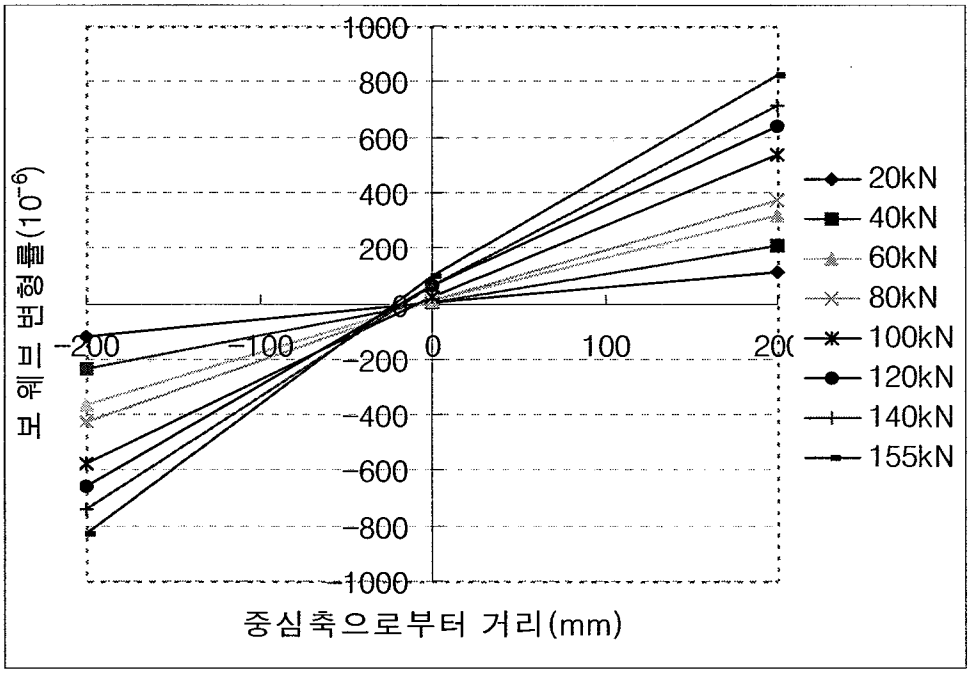
그림 3.2.29은 DX 실험체 상부 인장 및 하부 인장시 보 웨브의 변형률을 나타내고 있다. 상부 인장 및 하부 인장시 모두 탄성거동을 보이고 있다.

o 기둥 정면 변형률 분포

단조화 곡선을 이용하여 구한 보 웨브에 부착된 변형률 게이지의 측정값으로부터 그림 3.2.30과 같이 보 웨브의 변형률 분포를 비교하였다.



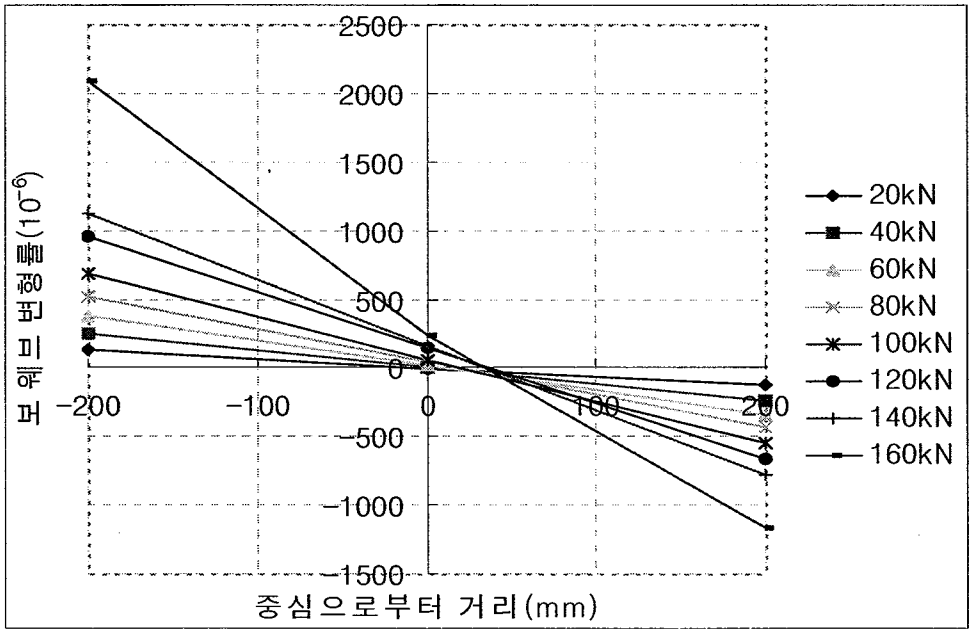
(a) DX 실험체 상부 인장시 보 웨브 변형률



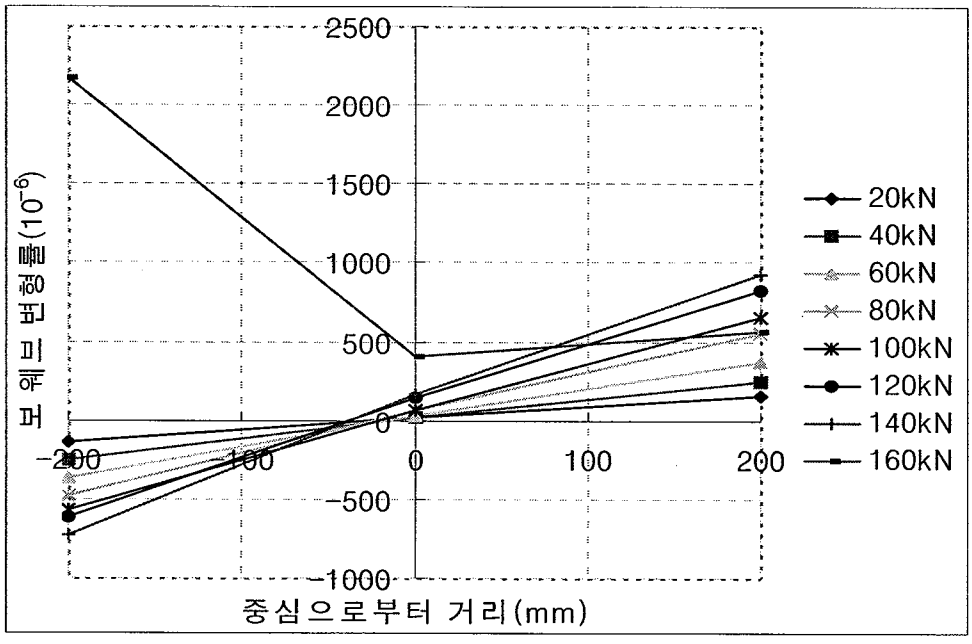
(b) DX 실험체 하부 인장시 보 웨브 변형률

<그림 3.2.30> DX 실험체 상부 및 하부 인장시 보 웨브 변형률

그림 3.2.31은 DY 실험체 상부 인장 및 하부 인장시 보 웨브의 변형률을 나타내고 있다. 상부 인장시 탄성거동을 보였으나 하부 인장시 160kN에서 보 웨브가 소성화되는 것을 확인하였다.



(a) DY 실험체 상부 인장시 보 웨브 변형률



(a) DY 실험체 하부 인장시 보 웨브 변형률

<그림 3.2.31> DY 실험체 상부 및 하부 인장시 보 웨브 변형률

ㅇ기둥정면 변형률 분포

각 실험체는 그림 3.2.32과 같이 보 플랜지에 부착된 변형률 게이지의 측정값으로부터 보 플랜지의 변형률 분포를 비교하였다. 그림 3.2.33은 단조화 곡선을 통하여 구한 하중별 변형률 분포를 보여주고 있다.

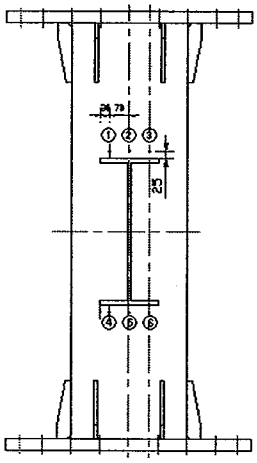
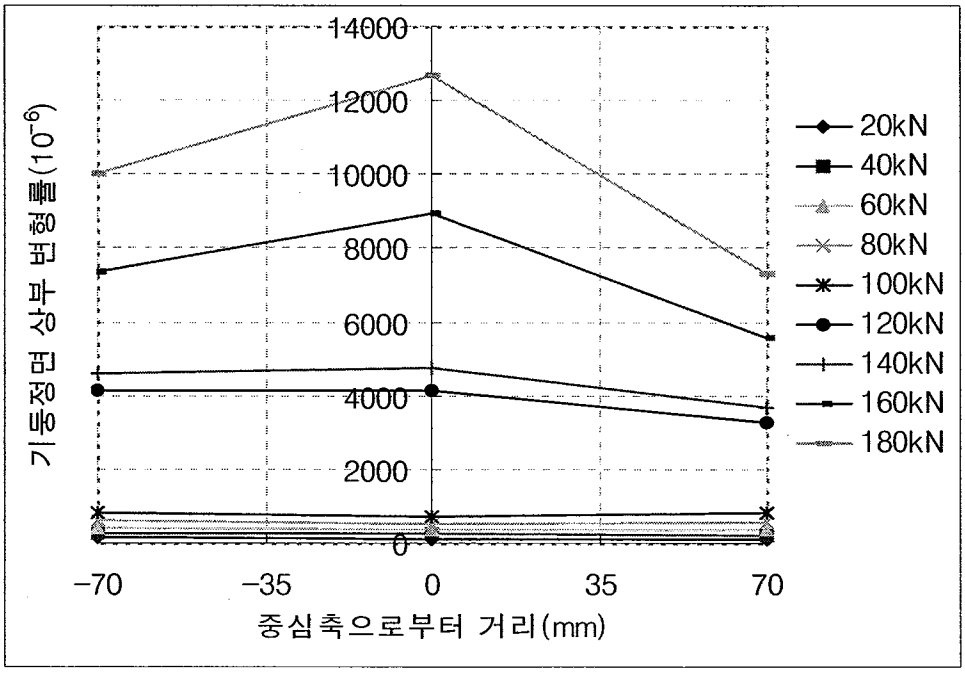


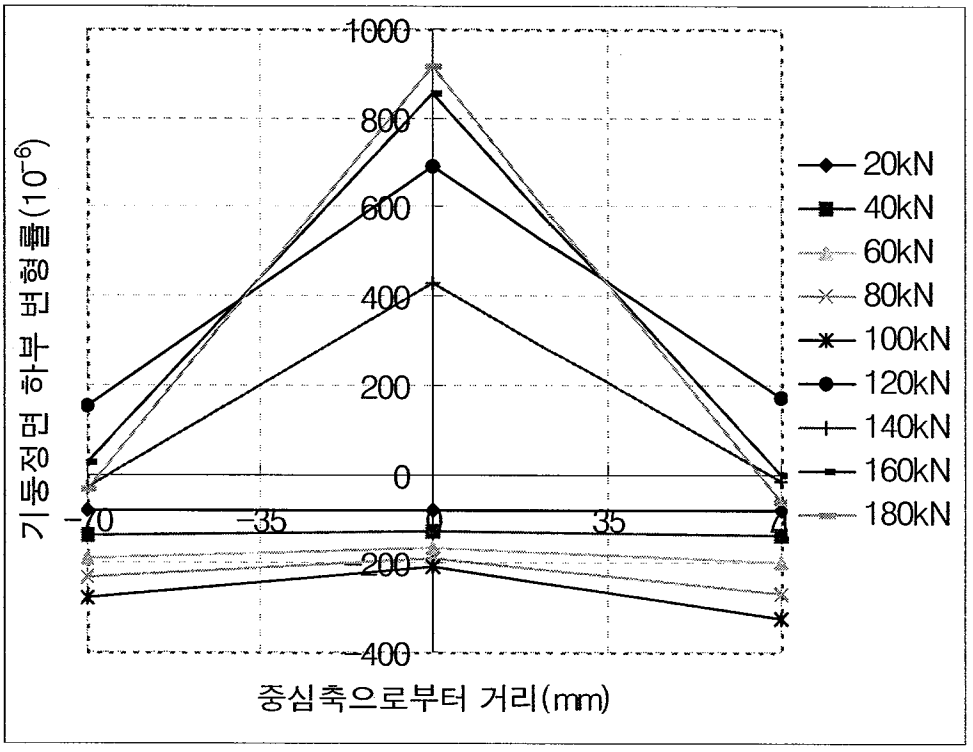
그림 3.2.32 기둥 정면 변형률 게이지 위치

그림 3.2.33은 상부 인장 및 하부 인장시 SX 실험체의 기둥 정면 상·하부 변형률 분포를

나타낸 것이다. 상부 인장시 기둥 상부 변형률은 80kN까지는 기둥면에 고루 분포하였으며, 100kN부터 급격히 증가하였다. 160kN부터는 기둥 중앙에 변형률이 크게 발생하는 것을 확인하였다. 상부 인장시 기둥 하부 변형률은 100kN까지는 고루 분포하였으나 120kN부터 기둥 중앙부분이 압축의 영향을 받았으며, 이러한 경향성은 계속 이어졌다. 그림 58은 하부 인장시 기둥 상부 변형률은 160kN까지는 기둥면에 고루 분포하였으며, 177kN부터 압축의 영향을 받았다. 하부 인장시 기둥 하부 변형률은 160kN까지는 고루 분포하였으나 177kN부터 기둥 중앙부분의 변형률이 양 단부보다 큰 것을 확인하였다.

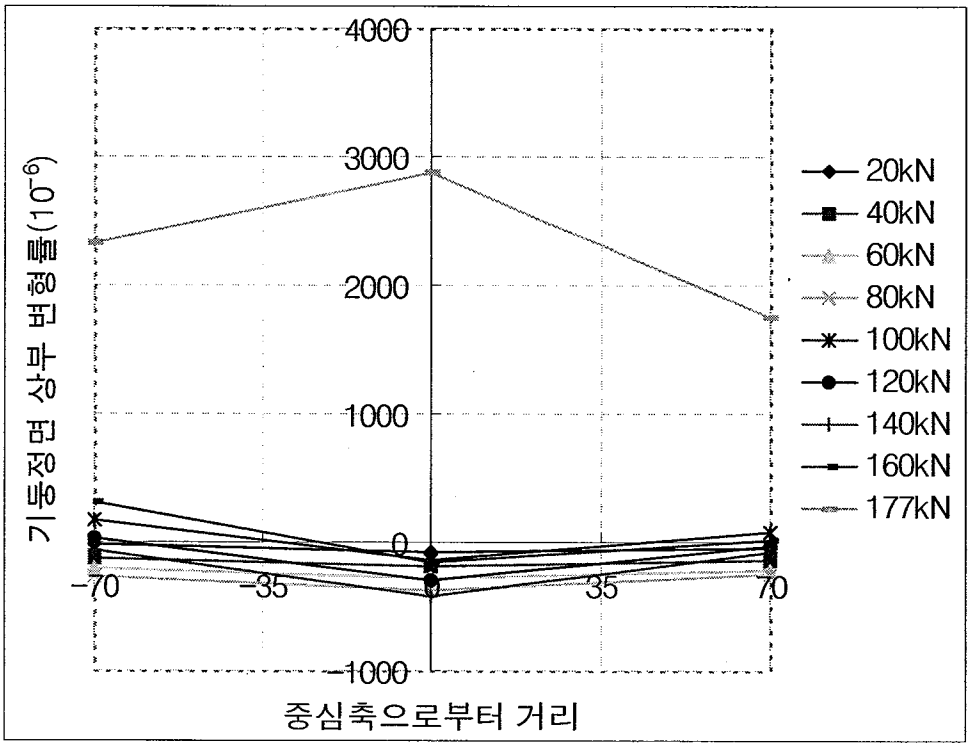


(a) 상부 인장시 기둥 정면 상부 변형률 분포

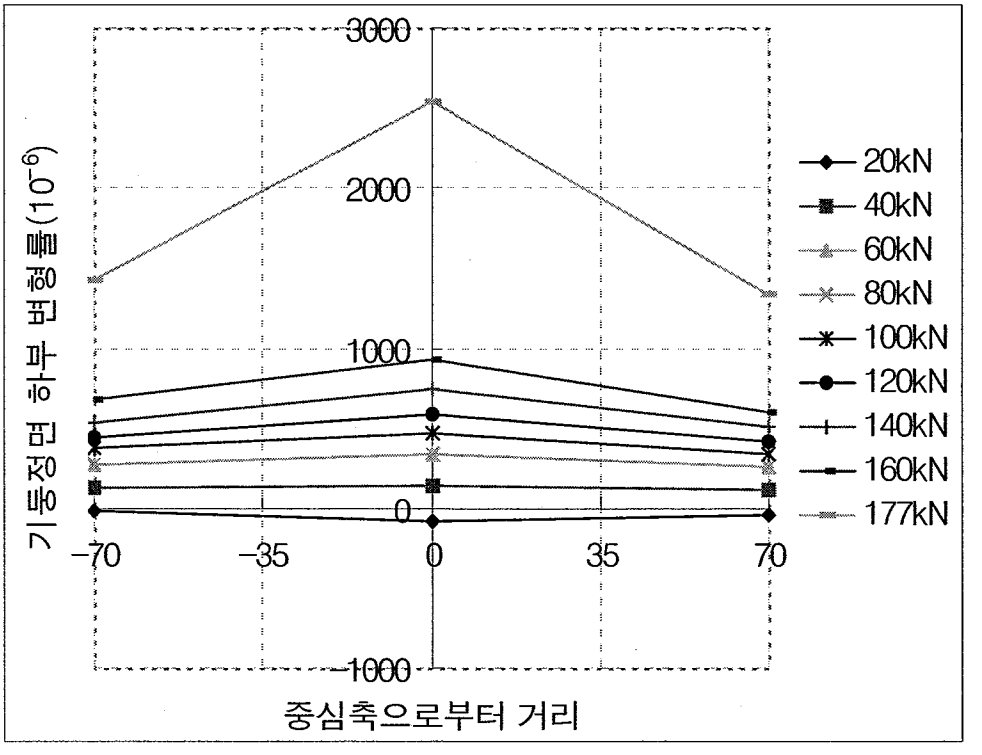


(b) 상부 인장시 기둥 정면 하부 변형률 분포

<그림 3.2.33> SX 실험체 상부 인장시 기둥 정면 상·하부 변형률 분포



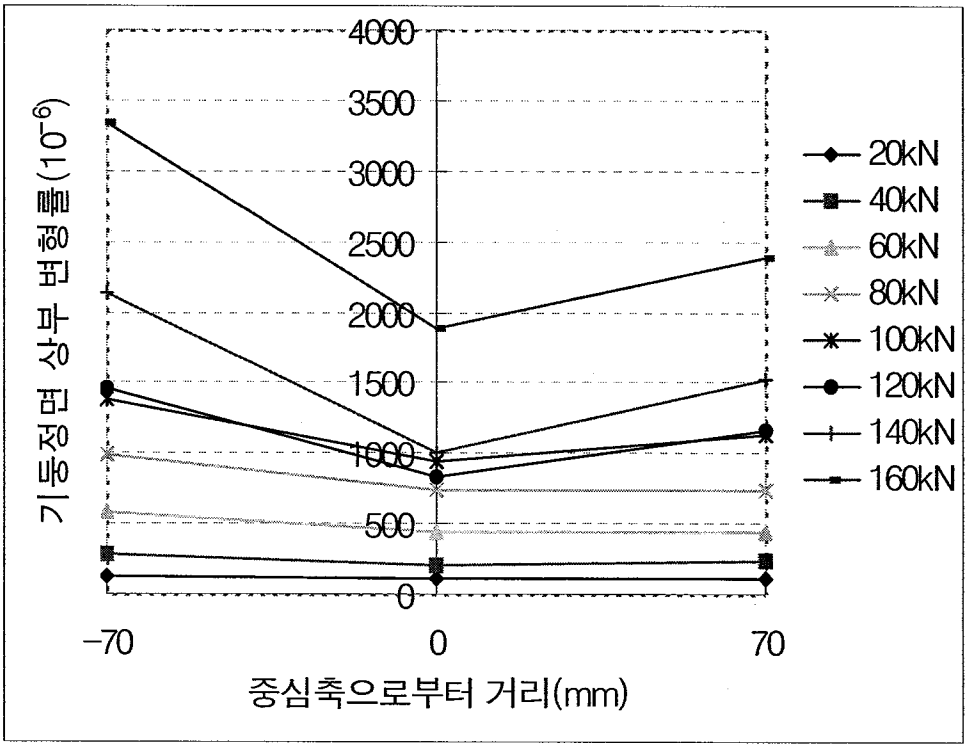
(a) 하부 인장시 기둥 정면 상부 변형률 분포



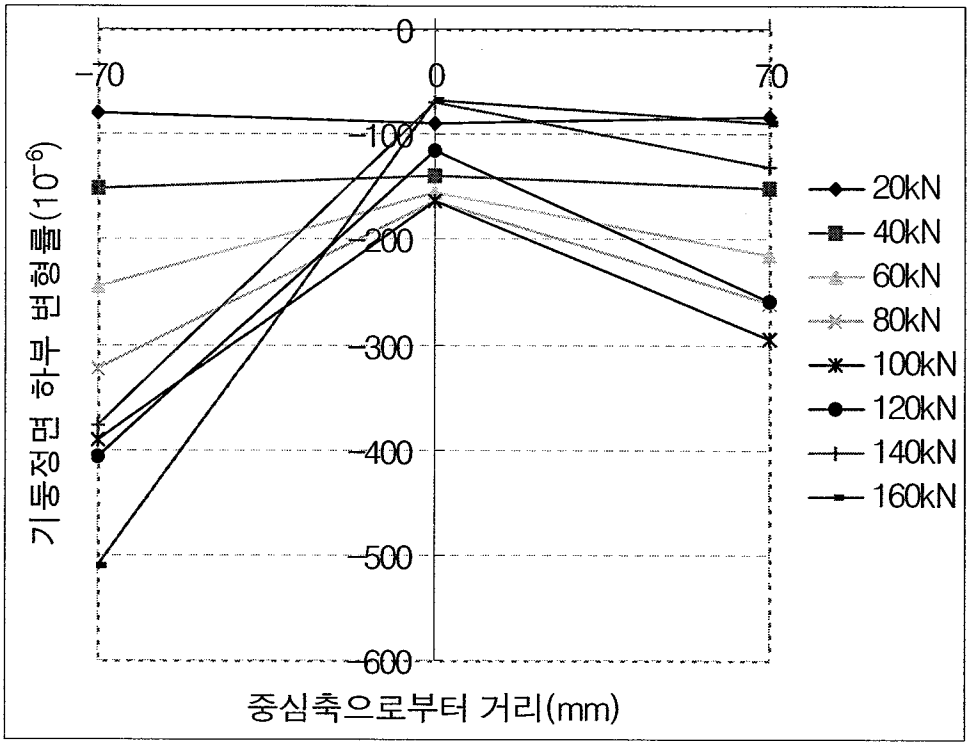
(a) 하부 인장시 기둥 정면 하부 변형률 분포

<그림 3.2.34> SX 실험체 하부 인장시 기둥 정면 상·하부 변형률 분포

그림 3.2.35은 상부 인장 및 하부 인장시 SY 실험체의 기둥 정면 상·하부 변형률 분포를 나타낸 것이다. 상부 인장시 기둥 상부 변형률은 80kN까지는 기둥면에 고루 분포하였으며, 100kN부터 기둥 중앙보다 기둥 양 단부에 큰 변형률을 나타냈다. 이러한 경향은 160kN에 더욱 크게 나타나는 것을 확인하였다. 상부 인장시 기둥 하부 변형률은 40kN까지는 변형률이 기둥면에 고루 분포하였으나, 60kN ~ 120kN까지 기둥 중앙보다 기둥 양 단부에 큰 변형률이 발생하였으며, 140kN부터 ④번 변형률에 크게 나타났다. 그림 3.2.36과 같이 하부 인장시 기둥 상부 변형률은 기둥 중앙이 기둥 양단부 보다 큰 변형률을 나타나는 것으로 확인하였으며, 하부 인장시 기둥 하부 변형률은 기둥 전단면에 걸쳐 고루 분포하는 것으로 확인하였다.

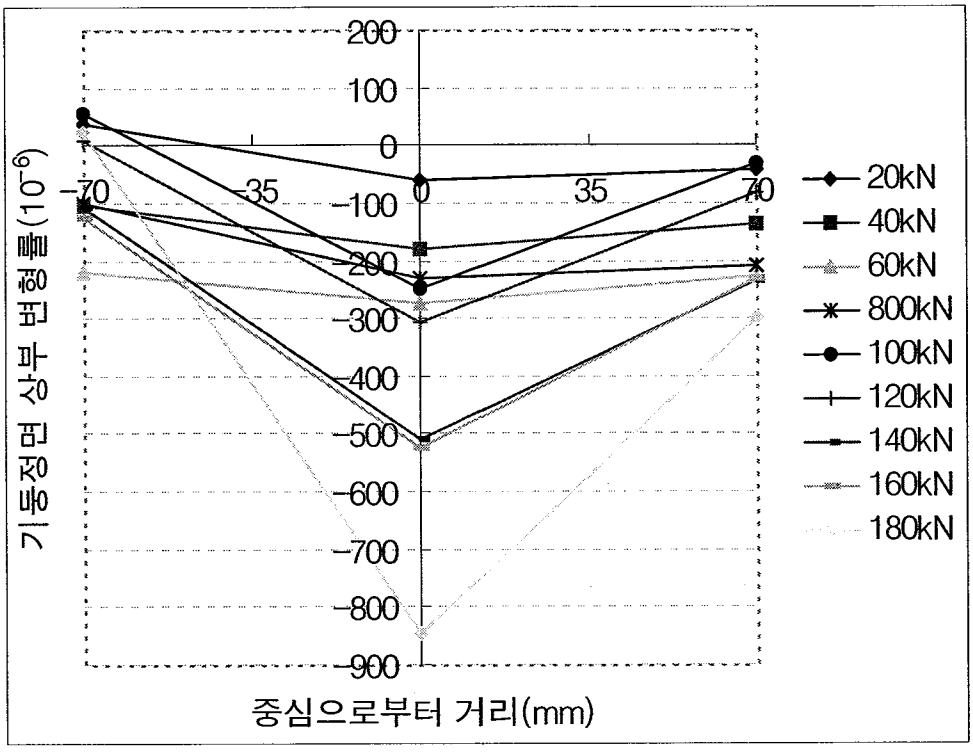


(a) 상부 인장시 기둥 정면 상부 변형률 분포

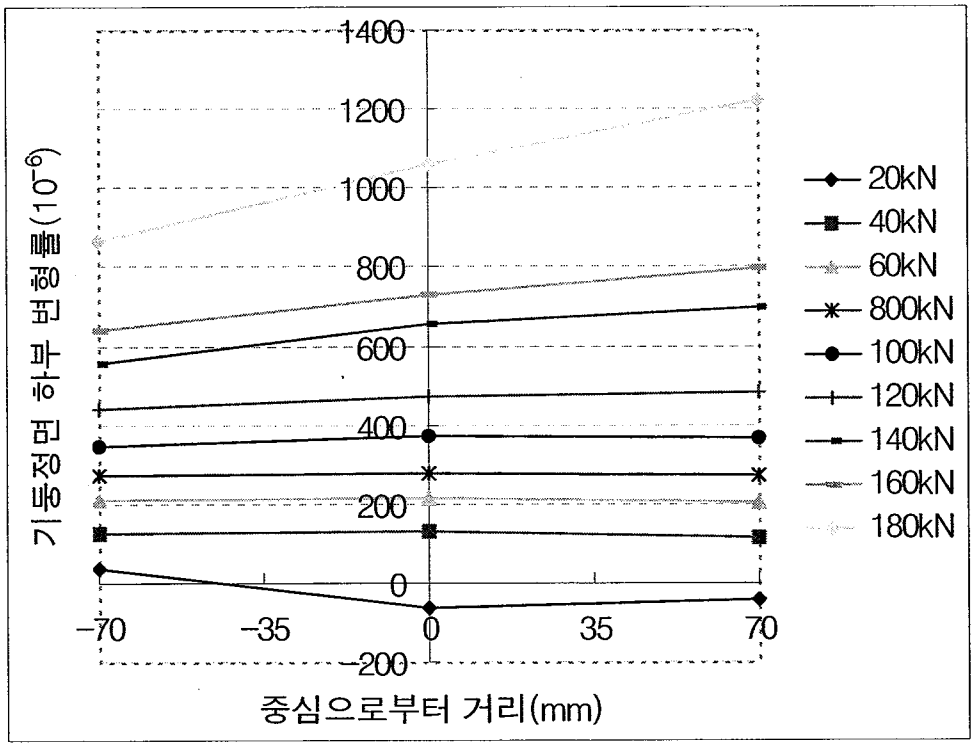


(b) 상부 인장시 기둥 정면 하부 변형률 분포

<그림 3.2.35> SY 실험체 상부 인장시 기둥 정면 상·하부 변형률 분포



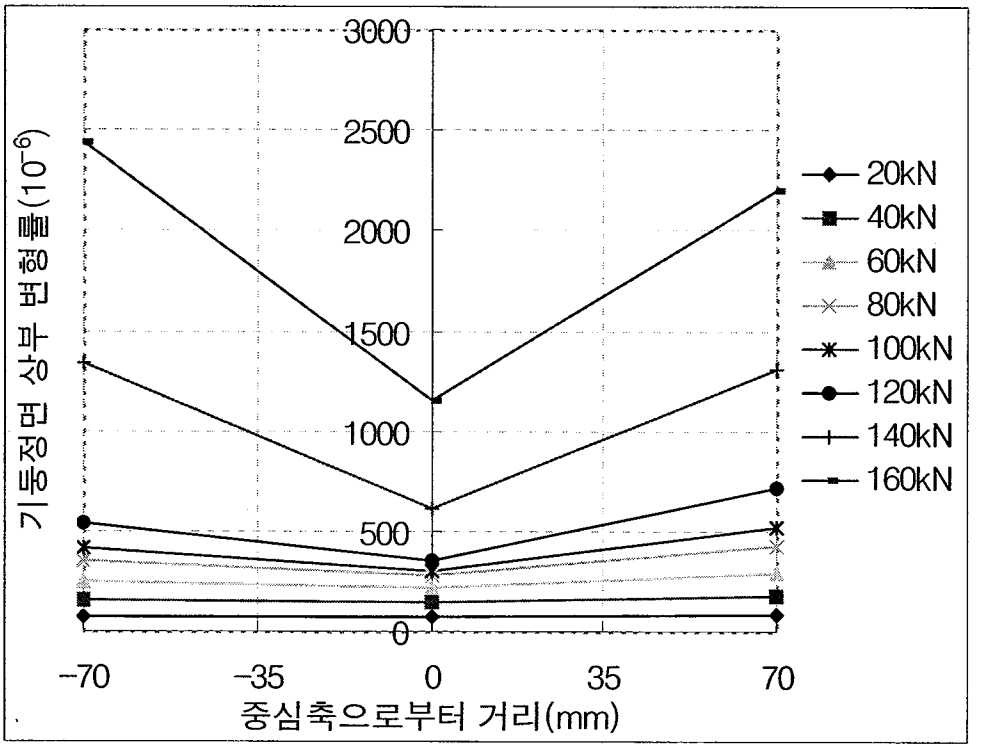
(a) 하부 인장시 기둥 정면 상부 변형률 분포



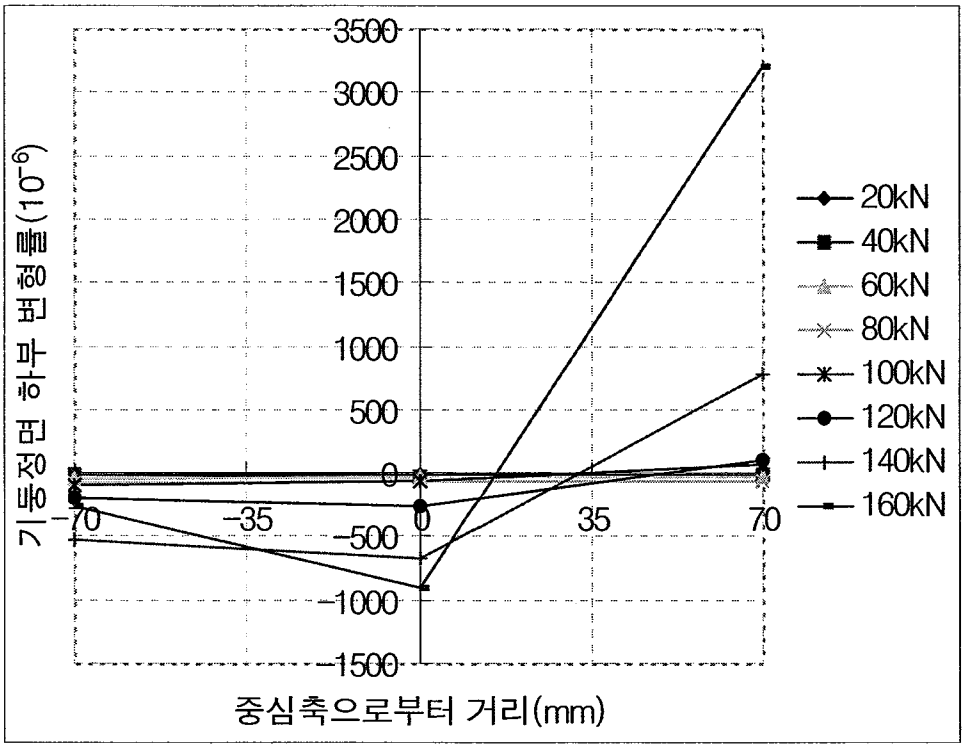
(b) 하부 인장시 기둥 정면 하부 변형률 분포

<그림 3.2.36> SY 실험체 하부 인장시 기둥 정면 상·하부 변형률 분포

그림 3.2.37은 상부 인장 및 하부 인장시 DX 실험체의 기둥 정면 상·하부 변형률 분포를 나타낸 것이다. 상부 인장시 기둥 상부 변형률은 100kN까지는 기둥면에 고루 분포하였으며, 120kN부터 기둥 중앙보다 기둥 양 단부에 큰 변형률을 나타냈다. 이러한 경향은 160kN에 더욱 크게 나타나는 것을 확인하였다. 상부 인장시 기둥 하부 변형률은 120kN까지는 변형률이 기둥면에 고루 분포하였으나, 140kN부터 ⑥번 변형률이 압축측으로 이동하는 것을 확인하였고 이러한 경향은 160kN에 더욱 크게 나타났다. 그림 3.2.38와 같이 하부 인장시 기둥 상부 변형률은 기둥 중앙이 기둥 양단부 보다 큰 변형률을 나타나는 것으로 확인하였으며, 하부 인장시 100kN부터 기둥 하부 변형률은 기둥 한쪽 단면이 큰 것으로 나타났다.

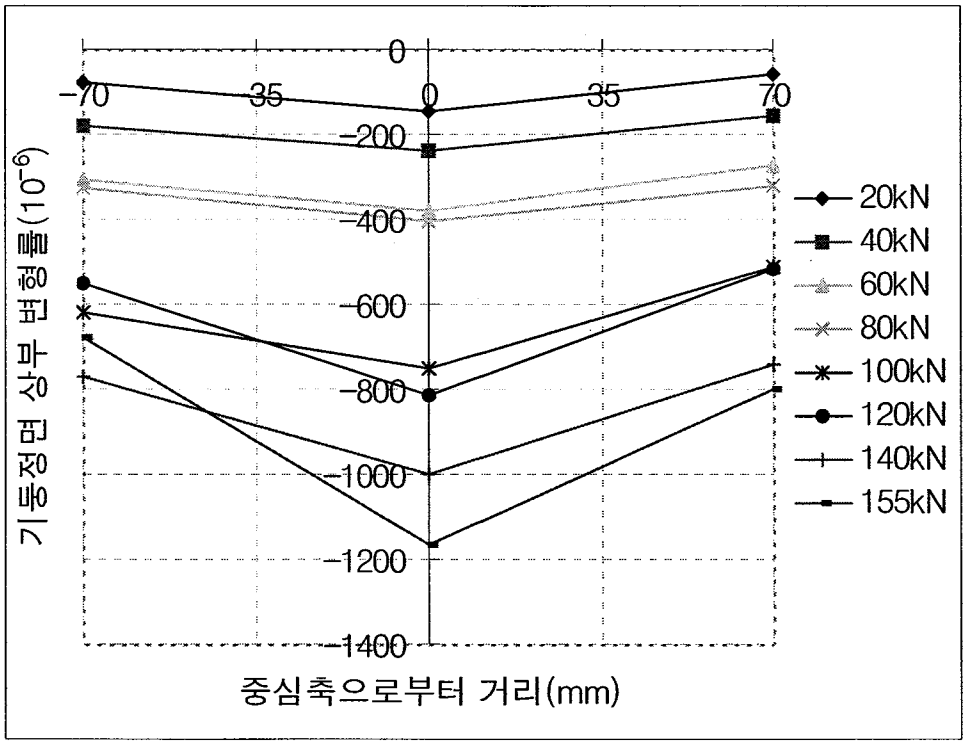


(a) 상부 인장시 기둥 정면 상부 변형률 분포

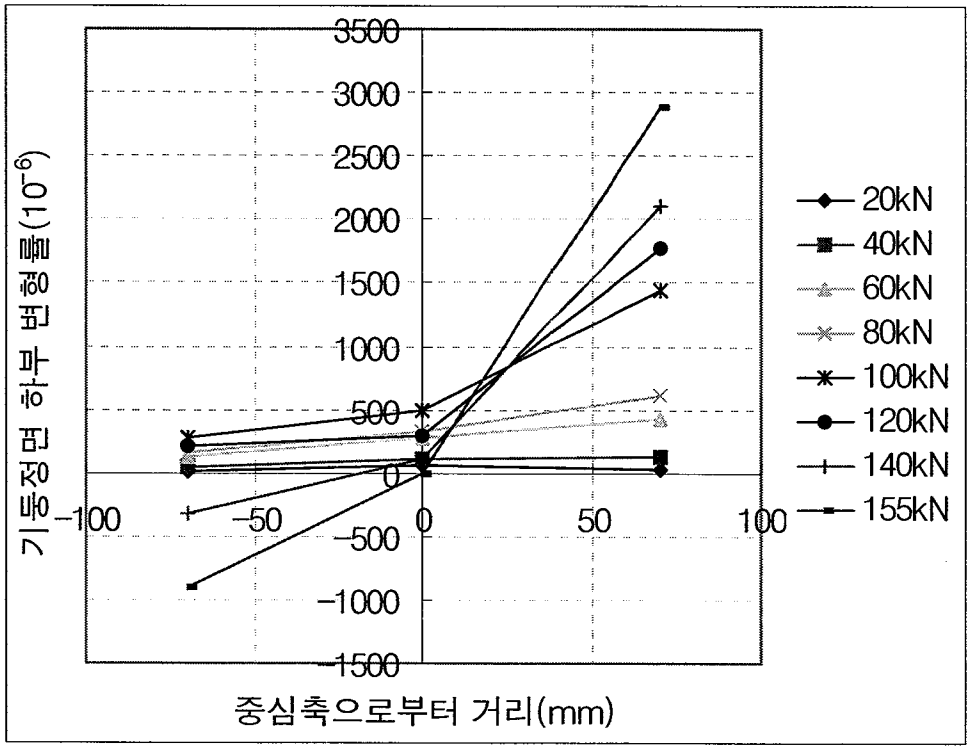


(b) 상부 인장시 기둥 정면 하부 변형률 분포

<그림 3.2.37> DX 실험체 상부 인장시 기둥 정면 상·하부 변형률 분포



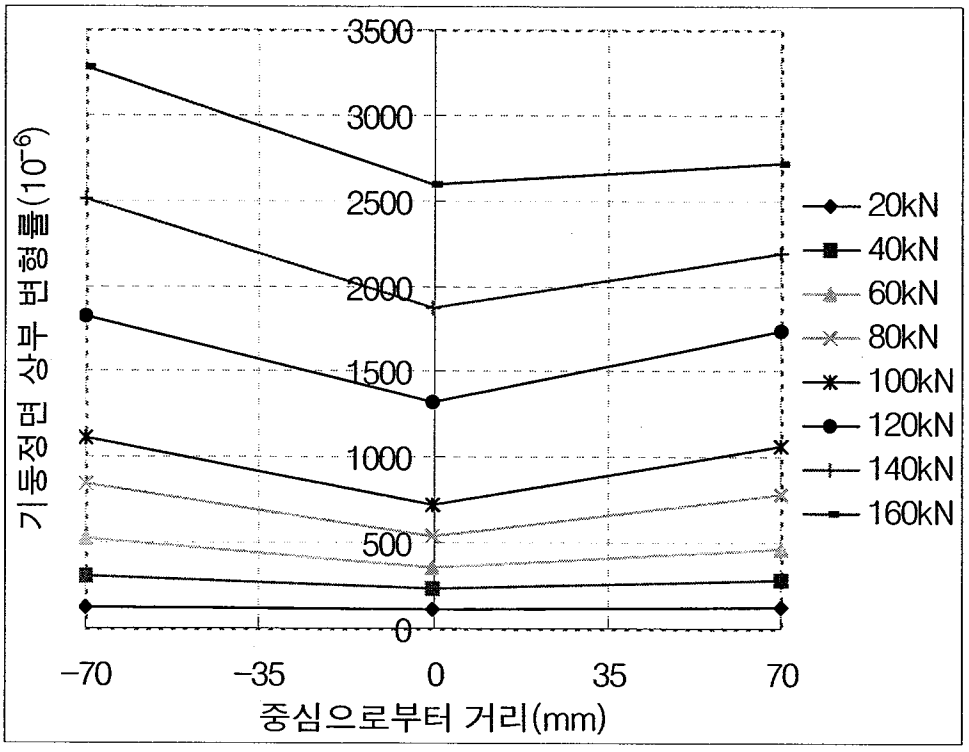
(a) 하부 인장시 기둥 정면 상부 변형률 분포



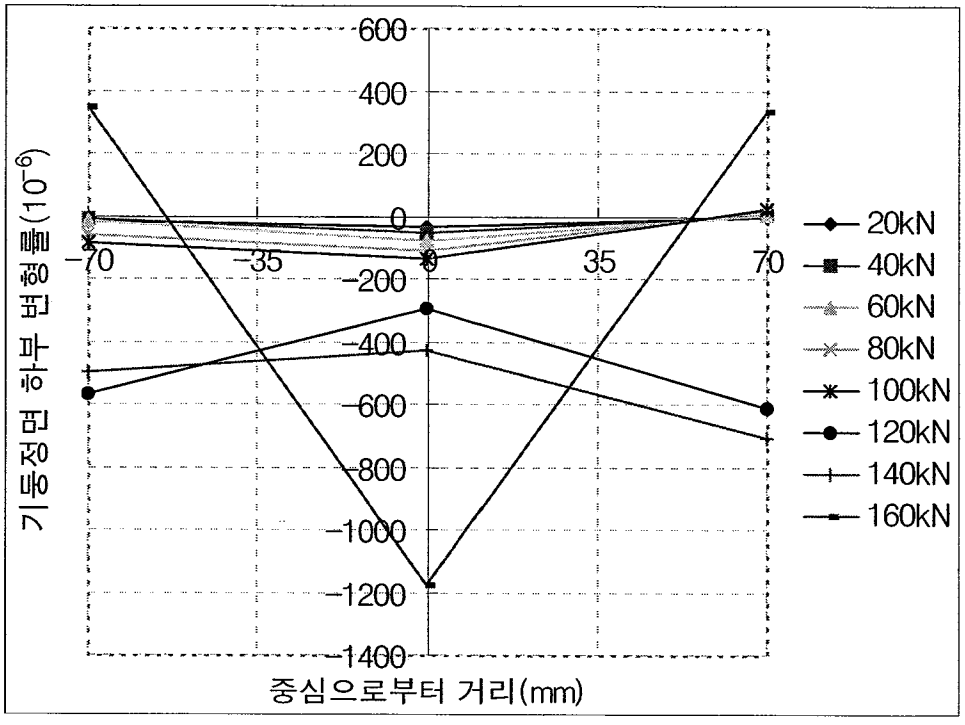
(b) 하부 인장시 기둥 정면 하부 변형률 분포

<그림 3.2.38> DX 실험체 하부 인장시 기둥 정면 상·하부 변형률 분포

그림 3.2.39은 상부 인장 및 하부 인장시 DY 실험체의 기둥 정면 상·하부 변형률 분포를 나타낸 것이다. 상부 인장시 기둥 상부 변형률은 기둥 전단면에 고루 분포하였으며 기둥 하부 변형률은 100kN까지는 변형률이 기둥면에 고루 분포하였으나, 120kN부터 기둥 양단부에 크게 발생하였고 160kN에서는 기둥 양단부는 압축측으로 이동하였다. 그림 3.2.40와 같이 하부 인장시 기둥 상부 변형률은 140kN까지 기둥 전단면에 고루 분포하였으나 160kN에서 크게 증가하였다. 기둥 하부 변형률은 120kN까지 기둥 전단면에 고루 분포하였으나 140kN부터 압축측으로 증가하였으며, 160kN에서 이러한 경향이 더욱 확실하게 나타났다.

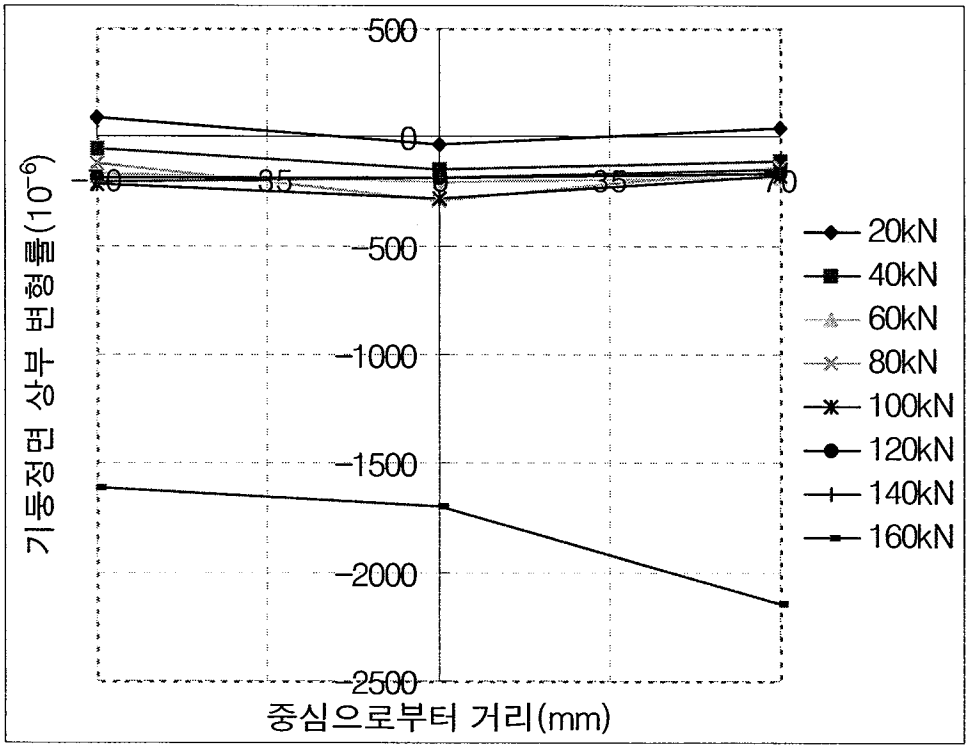


(a) 상부 인장시 기둥 정면 상부 변형률 분포

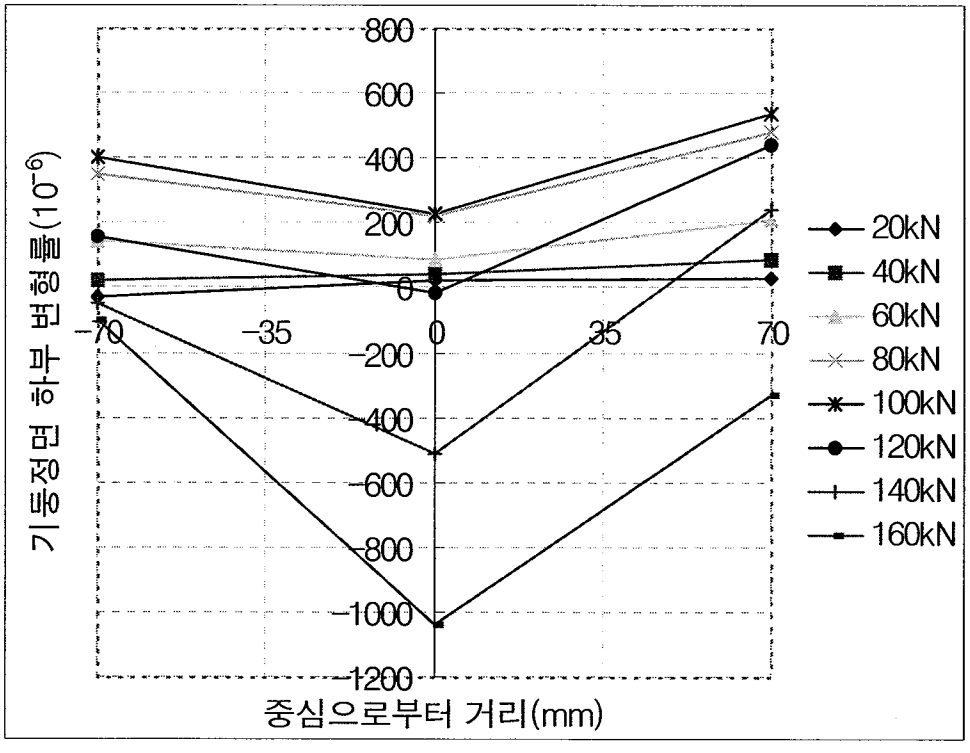


(b) 상부 인장시 기둥 정면 하부 변형률 분포

<그림 3.2.39> DY 실험체 상부 인장시 기둥 정면 상·하부 변형률 분포



(a) 하부 인장시 기둥 정면 상부 변형률 분포



(b) 하부 인장시 기둥 정면 하부 변형률 분포

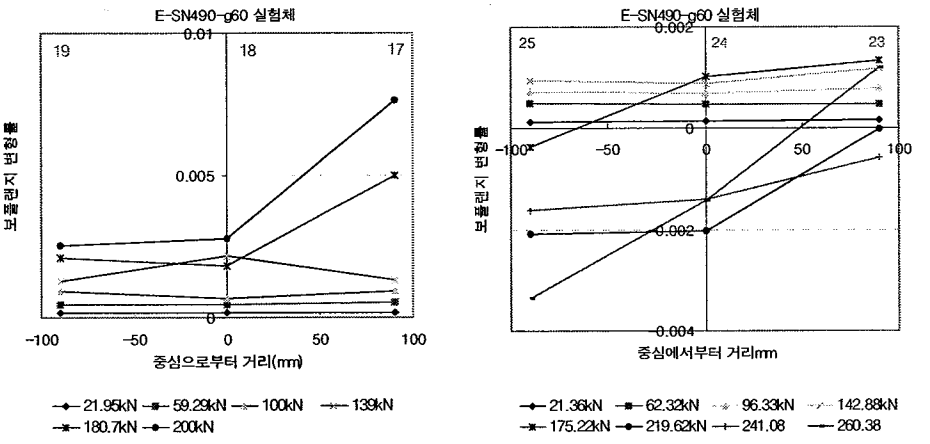
<그림 3.2.40> DY 실험체 하부 인장시 기둥 정면 상·하부 변형률 분포

2. 엔드 플레이트

- 하중 단계별 보 플랜지 변형도 분포

그림 3.2.59 ~그림 3.2.70은 각 실험체별 엔드플레이트 접합부의 상부인장(Down Load), 하부 인장(Up Load)에 따른 반복 가력 실험시 보 플랜지와 보 웨브의 하중 단계별 변형도 분포를 나타낸 것으로 보 플랜지에 상·하부 모두 기둥면으로 부터 100mm와 250mm 떨어진 위치의 거리에 게이지를 설치하여 변형률을 측정하였으며, 보 웨브는 기둥면으로부터 250mm 떨어진 위치에 게이지를 설치하고 실험체의 변형률을 측정하였다. 다음은 각 실험체의 하중단계별 보 플랜지와 보 웨브의 변형률 분포를 나타내고 있다.

○ E-SN490-G60 실험체



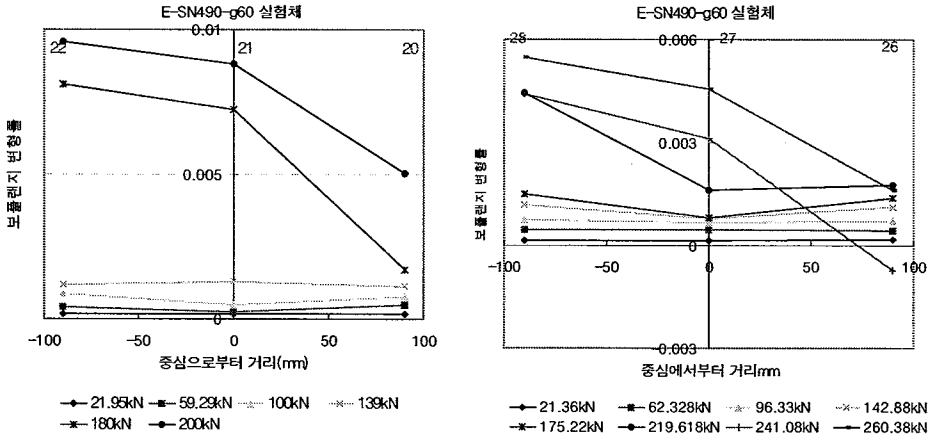
(a) 상부 인장시 기둥면 100mm 위치 (b) 하부 인장시 기둥면 100mm 위치

그림 3.2.59 기둥면으로부터 100mm 거리 변형률 분포

그림 3.2.59와 같이 E-SN490-G60 실험체의 상부 플랜지의 변형률은 100kN 이전에는 보 플랜지의 바깥쪽과 중앙부가 일정하게 동일한 분포로 작용하고 있는 것으로 나타났다. 항복하중 이후인 180.7kN에서는 상부 보 플랜지 17번 게이지 위치의 보 플랜지 바깥쪽에서 변형률 분포가 큰 것을 알 수 있으며 그림 3.2.59.(a)에서 나타내고 있다. 또한 하부 플랜지의 변형률 분포는 142.88kN 이전에는 보 플랜지의 바깥쪽과 중앙부가 일정하게 동일한 분포로 작용하고 있는 것으로 나타났다. 항복하중 이후인 175.22kN에서는 상부 보 플랜지 25번 게이지 위치의 보 플랜지 바깥쪽에서 변형률 분포가 큰 것으로 나타났으며 그림 3.2.59.(b)에서 나타내고 있다.

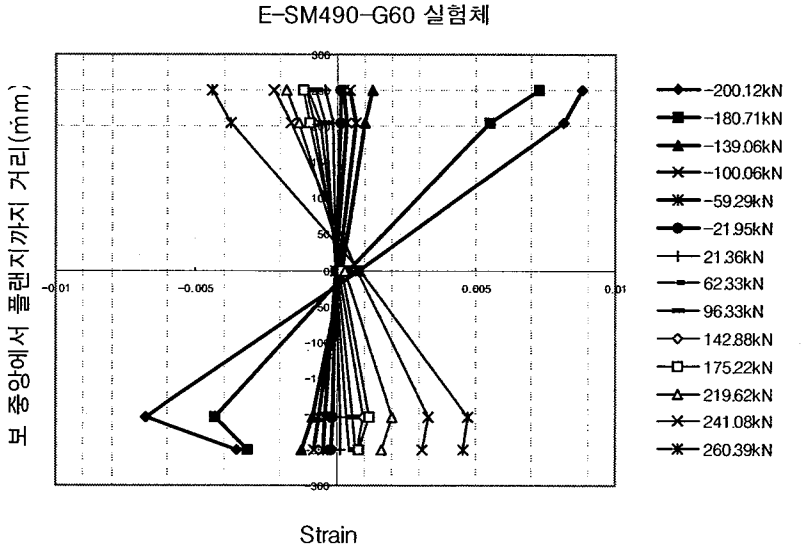
그림 3.2.60.(a)와 같이 E-SN490-G60 실험체의 기둥면으로부터 보 플랜지까지 거리 250mm

위치에서 상부 보 플랜지의 변형률은 항복하중 이전 하중인 100kN에서는 보 플랜지의 전단면에 일정하게 동일한 분포로 작용하고 있는 것으로 나타났다. 항복하중 이후인 180kN 이후 하중에서는 보 플랜지의 바깥쪽인 상부 22번 게이지 위치에서 변형률 분포가 큰 것으로 나타났다. 또한 하부 보 플랜지의 변형률은 항복하중 이전 하중인 98.2kN까지는 거의 동일한 분포를 나타내고 있으며, 항복하중 이후인 175.22kN 이후 하중에서는 하부 보 플랜지의 바깥쪽인 하부 28번 게이지 위치에서 변형률 분포가 큰 것으로 나타났으며, 그림 3.2.60.(b)에서 나타내고 있다.



(a) 상부 인장시 기둥면 250mm 위치 (b) 하부 인장시 기둥면 250mm 위치

<그림 3.2.60> 기둥면으로부터 250mm 거리 변형률 분포

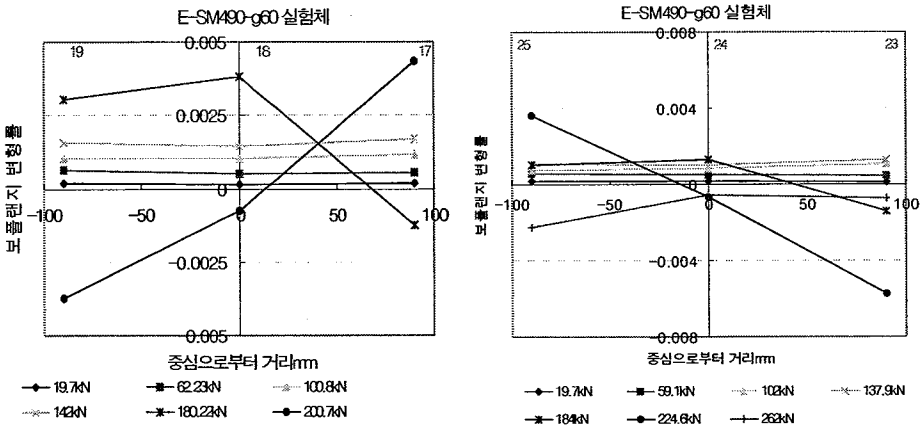


<그림 3.2.61> E-SN490-G60 실험체 웨브 및 플랜지 변형률 분포

그림 3.2.61와 같이 E-SN490-G60 실험체 보 웨브의 변형률 분포는 Down Load시 항복하중 이전 하중인 -130.06kN까지는 변형률 분포가 탄성 거동을 보이는 것으로 나타났다. 하지만 항복하중 이후인 -180.71kN의 하중에서는 보 플랜지와 보 웨브의 상부의 변형률 분포가 증가하는 것을 볼 수 있으며 보의 항복 상태를 나타내고 있다. 또한 Up Load시 항복하중 이전 하중인 142.88kN까지는 변형률 분포가 탄성 거동을 보이는 것으로 나타났으며, 항복하중 이후 하중인 175.22kN부터 변형률 분포가 점차적으로 증가함에 따라 보가 항복되어가는 것을 나타내고 있다.

o E-SM490-G60 실험체

그림 3.2.62와 같이 E-SM490-G60 실험체의 Down Load시 상부 플랜지의 변형률은 142kN 이전에는 보 플랜지의 바깥쪽과 중앙부가 일정하게 동일한 분포로 작용하고 있는 것으로 나타났다. 항복하중 이후인 180.22kN에서는 상부 보 플랜지 17, 19번 게이지 위치의 보 플랜지 바깥쪽에서 변형률 분포가 큰 것을 알 수 있으며 그림 3.2.59.(a)에서 나타내고 있다. 또한 Up Load시 하부 플랜지의 변형률 분포는 137.9kN 이전에는 보 플랜지의 바깥쪽과 중앙부가 일정하게 동일한 분포로 작용하고 있는 것으로 나타났다. 항복하중 이후인 184kN에서는 상부 보 플랜지 23, 25번 게이지 위치의 보 플랜지 바깥쪽에서 변형률 분포가 큰 것으로 나타났으며 그림 3.2.62.(b)에서 나타내고 있다.

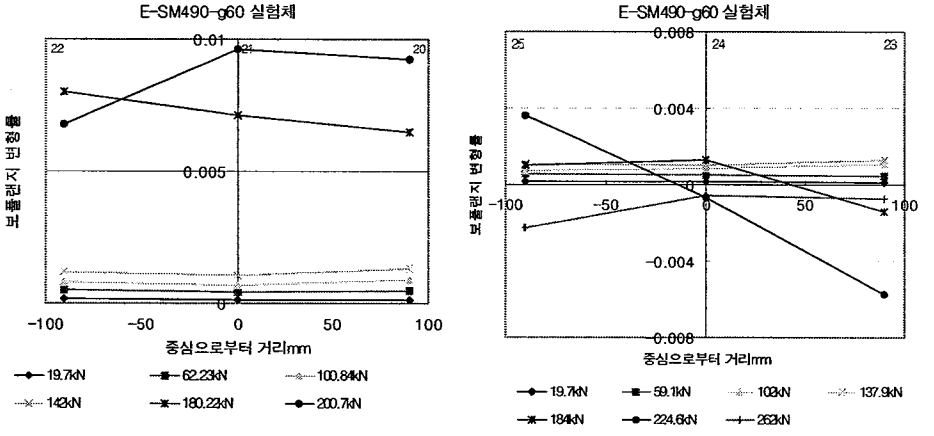


(a) 상부 인장시 기둥면 100mm 위치 (b) 하부 인장시 기둥면 100mm 위치

<그림 3.2.62> 기둥면으로부터 100mm 거리 변형률 분포

그림 3.2.62.(a)와 같이 E-SM490-G60 실험체의 기둥면으로부터 보 플랜지까지 거리 250mm 위치에서 상부 보 플랜지의 변형률은 항복하중 이전 하중인 142kN에서는 보 플랜지

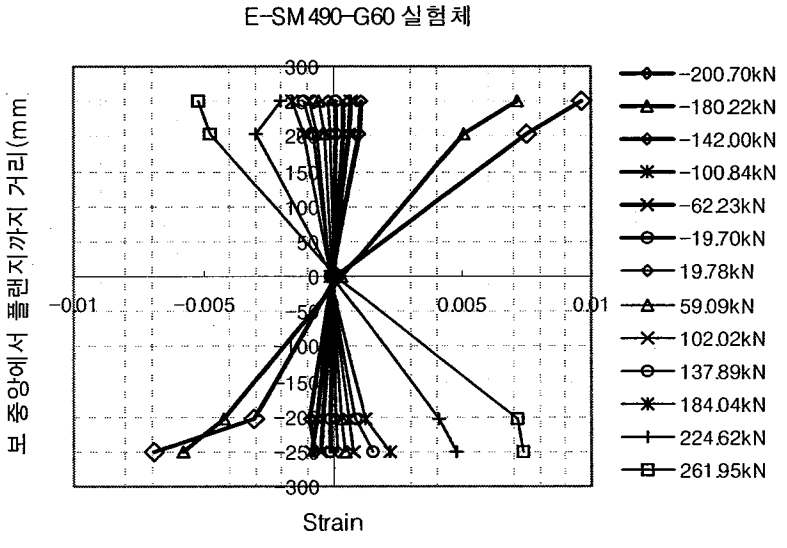
의 전단면에 일정하게 동일한 분포로 작용하고 있는 것으로 나타났다. 항복하중 이후인 190.22kN 이후 하중에서는 보 플랜지의 중앙부와 바깥쪽 모두 동일한 변형률 분포로 커지는 것으로 나타났다. 또한 하부 보 플랜지의 변형률은 항복하중 이전 하중인 137.9kN까지는 거의 동일한 분포를 나타내고 있으며, 항복하중 이후인 194kN 이후 하중에서는 하부 보 플랜지의 바깥쪽인 하부 23번, 25 게이지 위치에서 변형률 분포가 인장과 압축을 받고 있는 것으로 나타났다. 이는 보 항복에 따른 250mm 위치에서 횡 좌굴이 발생하여 보 항복형 거동을 보여주는 것으로 판단되며 이를 그림 3.2.62.(b)에서 나타내고 있다.



(a) 상부 인장시 기둥면 250mm 위치 (b) 하부 인장시 기둥면 250mm 위치

<그림 3.2.63> 기둥면으로부터 250mm 거리 변형률 분포

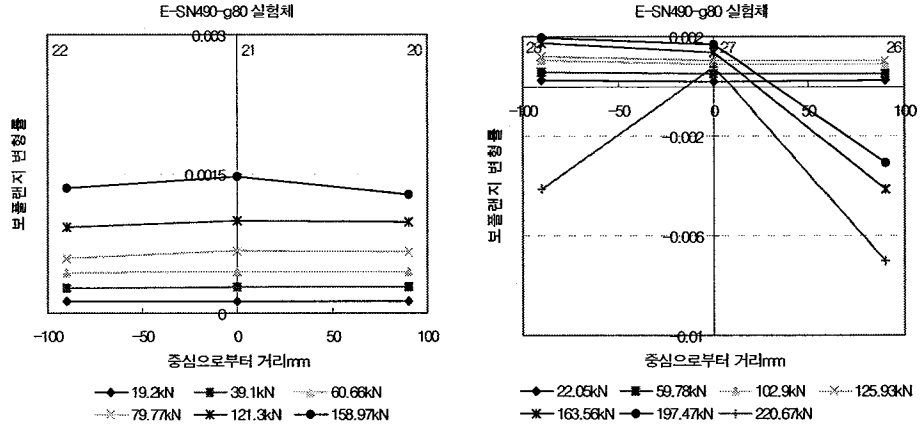
그림 3.2.63와 같이 E-SM490-G60 실험체 보 웨브의 변형률 분포는 Down Load시 항복하중 이전 하중인 -142kN까지는 변형률 분포가 탄성 거동을 보이는 것으로 나타났다. 하지만 항복하중 이후인 -180.22kN의 하중에서는 보 플랜지와 보 웨브의 상부의 변형률 분포가 증가하는 것을 볼 수 있으며 보의 항복 상태를 나타내고 있다. 또한 Up Load시 항복하중 이전 하중인 184.04kN까지는 변형률 분포가 탄성 거동을 보이는 것으로 나타났으며, 항복하중 이후 하중인 224.62kN부터 변형률 분포가 점차적으로 증가함에 따라 보가 항복되어가는 것을 나타내고 있다.



<그림 3.2.64> E-SM490-G60 실험체 웨브 및 플랜지 변형률 분포

항복 하중 이후 Down Load와 Up Load시 변형률 분포를 볼 때 인장과 압축 변형률이 동시에 증가하는 것으로 나타났으며, 이는 보가 항복이후 횡 좌굴에 따른 보 항복형 거동을 보이는 것으로 판단되며 실제 실험 결과에서도 보 항복형 파괴 거동을 보였다.

○ E-SN490-G80 실험체

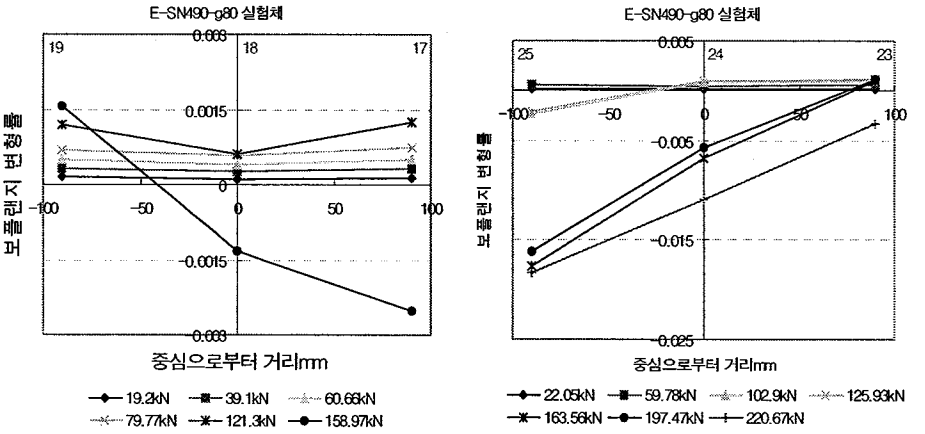


(a) 상부 인장시 기둥면 100mm 위치 (b) 하부 인장시 기둥면 100mm 위치

<그림 3.2.65> 기둥면으로부터 100mm 거리 변형률 분포

그림 3.2.65와 같이 E-SN490-G80 실험체의 상부 플랜지의 변형률은 60.66kN 이전에는 보 플랜지의 바깥쪽과 중앙부가 일정하게 동일한 분포로 작용하고 있는 것으로 나타났다. 항복하중

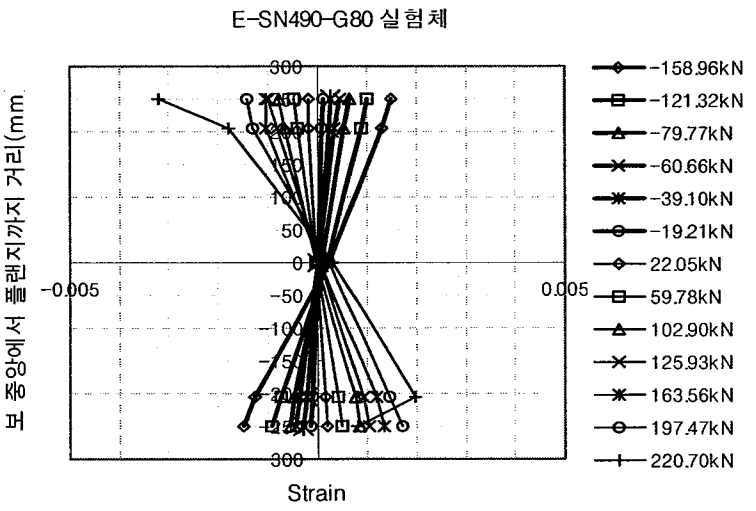
이후인 120.3kN에서는 보 플랜지 바깥쪽과 중앙부 변형률 분포가 일정하게 증가하여 횡좌굴에 대한 영향이 크지 않은 것으로 나타났다. 또한 하부 플랜지의 변형률 분포는 125.93kN 이전에는 보 플랜지의 바깥쪽과 중앙부가 일정하게 동일한 분포로 작용하고 있는 것으로 나타났다. 항복하중 이후인 163.56kN에서는 상부 보 플랜지 26번 게이지 위치의 보 플랜지 바깥쪽에서 변형률 분포가 압축되는 것으로 나타났으며, 파괴하중인 220.67kN에서는 하부 보 플랜지 바깥쪽 모두 압축 변형률 분포를 보이고 있다. 이를 그림 3.2.65.(b)에서 나타내고 있다.



(a) 상부 인장시 기둥면 250mm 위치 (b) 하부 인장시 기둥면 250mm 위치

<그림 3.2.66> 기둥면으로부터 250mm 거리 변형률 분포

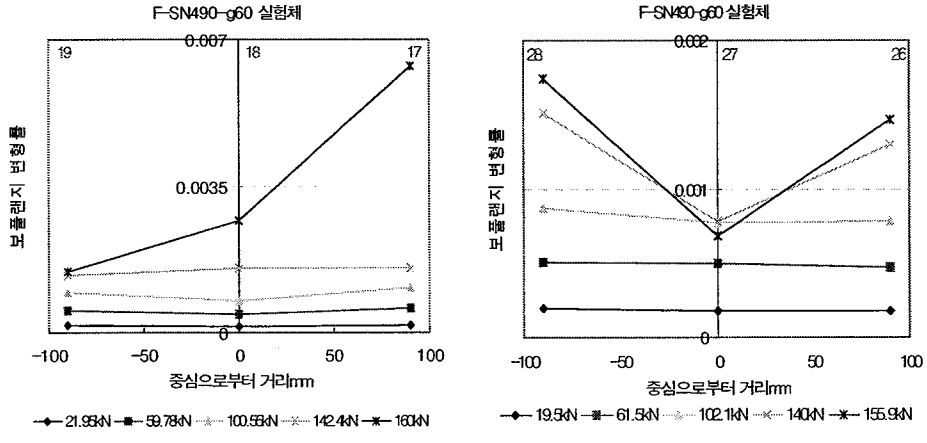
그림 3.2.66와 같이 E-SN490-G80 실험체의 기둥면으로부터 보 플랜지까지 거리 250mm 위치에서 상부 보 플랜지의 변형률은 항복하중 이전 하중인 79.77kN에서는 보 플랜지의 전단면에 일정하게 동일한 분포로 작용하고 있는 것으로 나타났다. 항복하중 이후인 121.3kN 이후 하중에서는 보 플랜지의 바깥쪽인 상부 17번 게이지 위치에서 변형률 분포가 압축으로 나타났다. 또한 하부 보 플랜지의 변형률은 항복하중 이전 하중인 125.93kN까지는 거의 동일한 분포를 나타내고 있으며, 항복하중 이후인 163.56kN 이후 하중에서는 하부 보 플랜지의 바깥쪽인 하부 25번 게이지 위치에서 변형률 분포가 압축되는 것으로 나타났으며, 그림 3.2.66에서 나타내고 있다.



<그림 3.2.67> E-SN490-G80 실험체 웨브 및 플랜지 변형률 분포

그림 3.2.67와 같이 E-SN490-G80 실험체 보 웨브의 변형률 분포는 Down Load시 항복하중 이전 하중인 -121.31kN까지는 변형률 분포가 탄성 거동을 보이는 것으로 나타났다. 하지만 항복하중 이후인 -158.96kN의 하중에서는 보 플랜지와 보 웨브의 상부의 변형률 분포가 증가하는 것을 볼 수 있으나 보의 항복 상태가 크게 나타나지 않았다. 또한 Up Load시 항복하중 이전 하중에서 변형률 분포가 탄성 거동을 보이는 것으로 나타났으며, 항복하중 이후 하중에서도 갑작스런 변함없이 변형률 분포가 점차적으로 증가하다 보 플랜지에서 항복하는 것으로 나타났다.

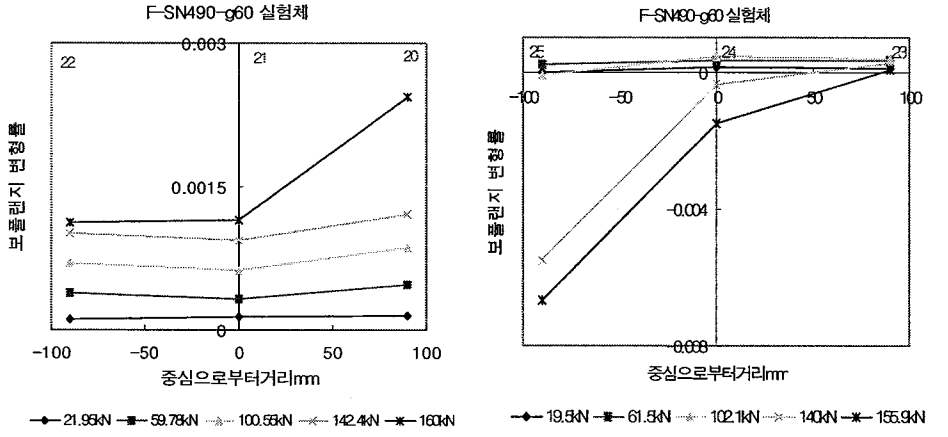
○ F-SN490-G60 실험체



(a) 상부 인장시 기둥면 100mm 위치 (b) 하부 인장시 기둥면 100mm 위치

<그림 3.2.68> 기둥면으로부터 100mm 거리 변형률 분포

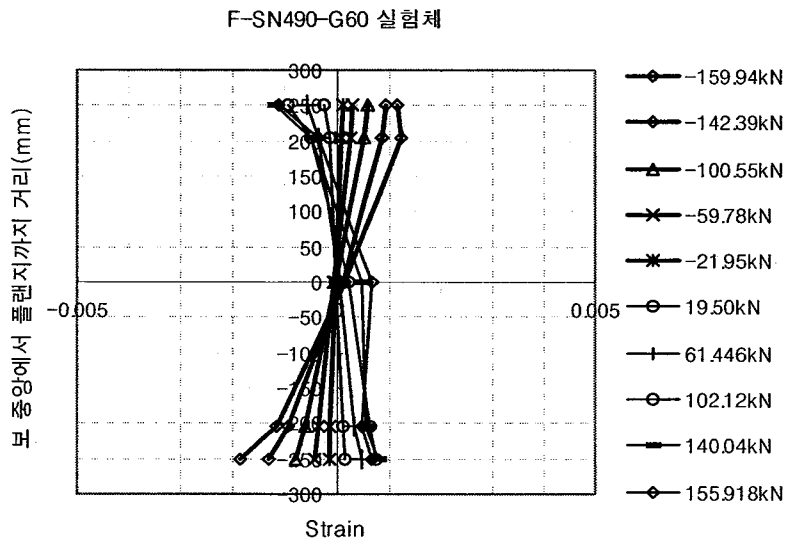
그림 3.2.68와 같이 F-SN490-G60 실험체의 상부 플랜지의 변형률은 100.55kN 이전에는 보 플랜지의 바깥쪽과 중앙부가 일정하게 동일한 분포로 작용하고 있는 것으로 나타났다. 항복하중 이후인 142.4kN에서는 상부 보 플랜지 17번 게이지 위치의 보 플랜지 바깥쪽에서 변형률 분포가 큰 것을 알 수 있으며 그림 3.2.68.(a)에서 나타내고 있다. 또한 하부 플랜지의 변형률 분포는 102.1kN 이전에는 보 플랜지의 바깥쪽과 중앙부가 일정하게 동일한 분포로 작용하고 있는 것으로 나타났다. 항복하중 이후인 140kN에서는 상부 보 플랜지 26, 27번 게이지 위치의 보 플랜지 바깥쪽에서 변형률 분포가 큰 것으로 나타났으며 그림 3.2.68.(b)에서 나타내고 있다.



(a) 상부 인장시 기둥면 250mm 위치 (b) 하부 인장시 기둥면 250mm 위치

<그림 3.2.69> 기둥면으로부터 250mm 거리 변형률 분포

그림 3.2.69.(a)와 같이 F-SN490-G60 실험체의 기둥면으로부터 보 플랜지까지 거리 250mm 위치에서 상부 보 플랜지의 변형률은 항복하중 이전 하중인 100.55kN에서는 보 플랜지의 전 단면에 일정하게 동일한 분포로 작용하고 있는 것으로 나타났다. 항복하중 이후인 142.4kN 이후 하중에서는 보 플랜지의 바깥쪽인 상부 20번 게이지 위치에서 변형률 분포가 큰 것으로 나타났다. 또한 하부 보 플랜지의 변형률은 항복하중 이전 하중인 102.1kN까지는 거의 동일한 분포를 나타내고 있으며, 항복하중 이후인 140kN 이후 하중에서는 하부 보 플랜지의 바깥쪽인 하부 2번 게이지 위치에서 변형률 분포가 압축 변형으로 나타났으며, 그림 3.2.69.(b)에서 나타내고 있다.



<그림 3.2.70> F-SN490-G60 실험체 웨브 및 플랜지 변형률 분포

그림 3.2.70와 같이 F-SN490-G60 실험체 보 웨브의 변형률 분포는 Down Load시 항복하중 이전 하중인 -100.55kN까지는 변형률 분포가 탄성 거동을 보이는 것으로 나타났다. 하지만 항복하중 이후인 -142.39kN의 하중에서는 보 플랜지 상부의 변형률 분포가 증가하는 것을 볼 수 있으며 보 플랜지 항복 상태를 나타내고 있다. 또한 Up Load시 항복하중 이전 하중인 102.12kN까지는 변형률 분포가 탄성 거동을 보이는 것으로 나타났으며, 항복하중 이후 하중인 140.04kN부터 변형률 분포가 점차적으로 증가하여 보 플랜지가 항복되어가는 것으로 나타내고 있다.

주 의 사 항

1. 본 보고서는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 건설기술혁신사업의 1차년도 중간 연구보고서입니다.
2. 본 보고서의 내용을 발표할 때에는 반드시 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 건설기술혁신사업임을 밝혀야 합니다.
3. 국가보안 차원에서 필요하다고 인정되는 내용은 대외적으로 발표 및 공개하여서는 아니됩니다.

본 보고서와 관련하여 문의를 원하시는 분은 아래의 문의처로 연락을 주시기 바랍니다.

■ 문의처 : 한국건설교통기술평가원 TEL 031) 381-6311
서울시립대학교 산학협력단 TEL 02) 2210-2194
한국건설기술연구원 TEL 031) 369-0507

R&D / 06건설핵심D07

콘크리트 충전강관(CFT)구조의 내화성능 설계기술 개발

■ 발행일 / 2007. 10. 01

■ 발행처 / 서울시립대학교 산학협력단

서울특별시 동대문구 전농동 90 서울시립대학교

TEL : 02-2210-2194

■ 인쇄처 / 동선출판문화사 (02-2249-7648)