

구조물-지반 상호작용을 고려한 구조물 비선형 내진성능평가 도구개발

2013. 06.

주관연구기관 / (주)다산컨설턴트
협동연구기관 / 경상대학교
 군산대학교
 계명대학교

국 토 해 양 부
한국건설교통기술평가원

제 출 문

국토해양부 장관 귀하

이 보고서를 " 구조물-지반 상호작용을 고려한 구조물 비선형 내진성능평가
도구 개발에 관한 연구" 과제의 보고서로 제출합니다.

2013 . 06 . 26

주관연구기관명 : (주)다산컨설팅

주관연구책임자 : 김 기 홍

연구원 : 김 주 한

" : 임 연 수

" : 차 용 인

" : 주 치 홍

" : 유 광 호

공동연구기관명 : 군산대학교

: 계명대학교

공동연구책임자 : 김 두 기

: 김 승 직

보고서 요약서

과제고유번호	10CCTI-C0549 36-01	해 당 단 계 연 구 기 간	2012.06.30~ 2013.06.29	단 계 구 분	(3차년도)/ (3차년도)
연구 사업 명	중 사 업 명	건설기술혁신사업			
	세부사업명				
연구 과 제 명	대 과 제 명	구조물-지반 상호작용을 고려한 구조물 비선형 내진성능평가 도구개발			
	세부과제명	구조물 내진성능평가 통합시스템 개발			
연구 책임 자	김기홍	해당단계 참 여 연구원수	총 : 19 명 내부 : 10 명 외부 : 9 명	해당단계 연 구 비	정부 : 120,000 천원 기업 : 40,000 천원 계 : 160,000 천원
		총연구기간 참 여 연구원수	총 : 20 명 내부 : 11 명 외부 : 9 명	총연구비	정부 : 270,000 천원 기업 : 90,000 천원 계 : 360,000 천원
연구기관명 및 소 속 부 서 명	(주)다산컨설팅터트 기술연구소		참여기업명	(주)다산컨설팅터트, (주)넥스컴스, (주)콘크리닉	
국제공동연구	상대국명 :		상대국연구기관명 :		
위 탁 연 구	연구기관명 :		연구책임자 :		
요약(연구결과를 중심으로 개조식 500자 이내)				보고서면수	
● 구조물-지반 상호작용을 고려한 구조물 비선형 내진성능평가 도구개발 - 동적 비선형 해석을 위하여 지반요소 및 시간영역의 무한요소 개발 및 검증 - 파이버 요소 기반 구조물-지반 상호작용을 고려한 비선형동적 해석도구(PEPSSI) 개발 ● 검증된 구조물의 내진성능평가기법의 적용 - 복잡한 형상의 구조물의 비선형 내진성능평가 적용성 검증 - SSI 효과를 고려한 구조물의 내진성능평가를 수행 및 검증 - 에너지기반 역량스펙트럼법 내진성능평가 절차 제안 및 확인. ● 보수공법별 성능보강 효율성 검토 - 보강시스템 성능평가 실험 (SRF보강공법, 보강재 배치방법) - 국내외의 내진성능 보강시스템 검색 및 설계기법 검토 - 구조물의 보수보강 설계를 위한 구조물 보강설계 프로그램(RetroACI) 개발 ● 구조물 내진성능평가 및 보강설계 통합시스템 개발 - 비선형 동적해석 프로그램과 보강설계 프로그램을 통합하여 구조해석과 성능평가 및 성능보강설계를 한번에 수행할 수 있는 통합시스템(PEPSSIMan) 개발 - 기둥의 비선형 거동을 다양한 방법으로 계산할 수 있는 단면해석 도구(ACAPSA) 개발					
색 인 어 (각 5개 이상)	한 글	구조물-지반 상호작용, 비선형 동적해석, 모드에너지 역량스펙트럼, 내진성능 보강공법 효율, 내진성능 평가도구			
	영 어	Soil Structure interaction, Nonlinear dynamic analysis, Modal energy capacity spectrum method, Strengthening efficiency, Performance estimation tools			

요 약 문

I. 제 목

구조물-지반 상호작용을 고려한 구조물 비선형 내진성능평가 도구개발

II. 연구개발의 목적 및 필요성

최근 국내외에서 빈발하고 있는 대형 지진으로 말미암아 지진 및 지진에 대비하는 방법에 대한 관심이 증가하고 있다. 국내의 설계여건도 코드형식의 설계법에서 성능중심의 설계 패러다임으로 전환되고 있는 시점이지만 아직도 구조물의 성능을 평가하기 위한 제반의 기술 및 적용방법에 대한 연구 개발은 미진한 편이다. 본 연구에서는 구조물과 지반의 상호작용을 고려하여 구조물의 성능을 정량적으로 평가할 수 있는 평가도구를 개발하고 이를 기반으로 한 내진설계 및 내진보강설계에 대한 원천 기술을 확보하고자 한다.

III. 연구개발의 내용 및 범위

A. 구조물-지반 영향을 고려한 구조물의 비선형 동적 해석 프로그램 개발

본 연구의 최종성과물은 구조물-지반의 상호작용을 고려한 비선형 동적해석 평가도구 개발로서 기존의 구조물-지반 상호작용은 비선형 구조물과 탄성 지반에 대한 상호작용을 고려한 반면 본 연구에서는 비선형 지반요소를 이용하여 구조물-지반 상호작용을 고려하고자 한다.

B. 모드에너지 역량스펙트럼법을 사용한 구조물의 내진성능평가

본 연구에서는 비선형 거동을 보이는 복잡한 구조물의 내진성능평가에 적용할 수 있도록 모드에너지에 기반한 역량스펙트럼과 요구스펙트럼을 적용함으로써 기존 방법보다 정확하고 적용성이 넓은 지반과의 상호작용을 고려한 구조물 내진성능평가기법을 개발하고자 한다.

C. 구조부재에 대한 내진성능보강공법의 효율성 평가

본 연구에서는 기존 구조물의 내진성능보강에 사용되고 내진보강공법들을 조사하고 그에 대한 다수의 내진성능보강공법에 대한 실험적 분석을 통하여 실제 내진성능보강 효율을 파악하여 기존에 적용하고 있는 내진성능보강설계의 효율성을 검토하였으며, 이에 대한 공법별 성능보강 설계기준안을 작성하고자 한다.

D. 구조물 내진성능평가 및 보강설계 통합시스템 개발

본 연구에서는 비선형 동적 해석 프로그램과 보강설계 프로그램을 통합하여 구조해석과 보강설계를 동시에 수행할 수 있는 통합시스템을 개발하여 내진성능평가와 보강설계를 경제적으로 수행할 수 있는 사용성을 고려한 성능평가 및 보강설계 통합시스템을 개발하고자 한다.

IV. 연구개발결과

- 구조물-지반 상호작용을 고려한 비선형 동적해석 프로그램 개발 및 검증
 - 동적 비선형 해석을 위하여 지반요소 및 시간영역의 무한요소 개발 및 검증
 - 구조물-지반 상호작용을 고려한 구조물 비선형동적 해석도구(PEPSSI(Performance Evaluation Package with Soil Structure Interaction)) 개발 및 검증
- 에너지기반 역량스펙트럼법 내진성능평가 절차 제안 및 확인
 - 내진성능평가기법을 통해 내진보강구조물의 내진보강효과 검증
 - 복잡한 형상의 구조물의 비선형 내진성능평가 적용성 검증
 - SSI 효과를 고려한 구조물의 내진성능평가를 수행 및 검증
 - 단면의 성능을 평가할 수 있는 성능평가 툴 개발 (CSM_M)
- 보수공법별 성능보강 효율성 검토
 - 국내외의 내진성능 보강시스템 검색 및 설계기법 검토
 - 보강공법의 성능보강 효율성 검토 및 검증 (SRF보강공법)
 - 주요 보강공법의 공법별 성능보강 설계기준안 및 설계 절차서 작성
 - 구조물의 보수보강 설계를 위한 구조물 보강설계 프로그램(RetroCon) 개발
- 내진성능 보강 설계 도구 개발
 - 동적 비선형 해석 프로그램과 내진성능 보강 프로그램 통합시스템(PEPSSIMan) 개발
 - 기둥 비선형거동을 간단히 계산할 수 있는 비선형 단면해석 도구(ACAPSA) 개발

V. 연구개발결과의 활용계획

본 연구에서 개발되어 검증된 구조물-지반 상호작용을 고려한 비선형 내진성능평가 도구를 사용하여 다양한 형식의 건축 및 토목 구조물에 대한 내진설계, 내진성능평가 및 내진성능보강설계를 수행할 수 있으며 지반의 비선형성을 고려한 내진설계기준의 도출이 가능할 것으로 사료된다. 또한 이 연구에서 개발된 요소기술은 기존 컴퓨터 수치해석 S/W의 모듈로 사용되어 구조물의 특화된 해석도구로써 사용될 수 있다.

목 차

제1장 서론	1
제1절 연구개발의 목적 및 필요성	1
1. 연구목적	1
2. 연구개발의 필요성	3
가. 구조물-지반 영향을 고려한 구조물의 비선형 동적해석 프로그램 개발	3
나. 모드에너지 역량스펙트럼법을 사용한 구조물의 내진성능평가	4
다. 구조부재에 대한 내진성능보강공법의 효율성 평가	4
라. 구조물 내진성능평가 통합시스템 개발	4
제2절 연구내용 및 범위	5
1. 구조물-지반 상호작용을 고려한 구조물 비선형 동적 해석 프로그램 개발	6
2. 모드에너지 역량스펙트럼법을 사용한 구조물의 내진성능평가	6
3. 구조부재에 대한 내진성능보강공법의 효율성 평가	7
4. 구조물 내진성능평가 통합시스템 개발	7
제2장 국내·외 기술개발 현황	8
제1절 국내 기술개발현황	8
1. 국내 기술 및 산업 동향	8
2. 국내 내진성능평가 기술 현황	9
3. 국내 기존 보강공법의 현황	10
가. 보강기법의 종류 및 개요	10
나. 내력을 증가시키는 방법	10
다. 연성을 개선하는 보강법	11
4. 국내 새로운 보강공법	12
가. SRF 보강공법	12
나. 개선된 유리섬유를 이용한 기둥의 내진보강	13
다. Hybrid FRP Sheet를 활용한 구조물의 보수·보강	14
제2절 국외 기술개발현황	15
1. 국외 기술 및 산업 동향	15
2. 국외 내진성능 평가 기술 현황	16
3. 내진보강 기술현황	17

제3절 기술전망	19
제3장 연구개발 수행 내용 및 결과	20
제1절 비선형 지반 요소 및 지반 무한 요소 개발	20
1. 서 론	20
2. 비선형 해석도구의 개발	21
가. 구조물 비선형 모델 개발	21
나. 지반-구조물 평가 모델의 통합화	28
3. 지반과 구조물 상호작용 해석	31
가. 지반과 구조물 상호작용	31
나. 무한요소의 정식화	31
다. 평면유한요소의 정식화	41
라. 지반의 비선형 모델 정식화	43
마. 시간영역에서의 정식화	46
4. 적용성 검토	48
가. 비선형 지반 모델의 검증	48
나. 무한 요소의 검증	53
다. 지반과 구조물 모형화 예제	59
라. 비선형 거동 해석	61
마. 결론	63
제2절 구조물-지반 상호작용을 고려한 구조물 비선형 동적 해석도구	64
1. 비선형 동적 해석도구 개발	64
2. 요소 개발	65
가. 무한요소	65
나. 비선형 지반요소	65
다. 파이버 요소	65
라. 비선형 동적해석	65
3. 데이터 파일 구성	66
4. 프로그램 개요	67
5. 개발된 비선형 해석도구의 적용	69
가. 비선형 층상화 유한요소 해석	69
나. 철근콘크리트 구조물 모델링	69
다. 해석결과	72

제3절 내진성능 평가도구의 성능 검증	72
1. 연구 내용	72
가. 구조계 모델의 비선형 성능평가 검증	72
나. 지반계 모델의 비선형 성능평가 검증	72
다. 구조-지반계 모델의 비선형 성능평가 검증	73
2. 구조계 모델의 성능평가	73
가. PEPSSI와 상용 프로그램 모델	73
나. 철근콘크리트구조물 모델링	74
다. 해석 결과	79
라. 해석결과 정리	86
3. 지반계 모델의 성능평가	88
가. 지반 모델링	88
나. 해석결과	89
다. 해석결과 정리	96
4. 구조-지반계 모델의 성능평가	97
가. 구조-지반 모델링	97
나. 해석결과	98
5. 학교 건물의 성능평가	102
6. 결론	104
제4절 모드에너지 역량스펙트럼법을 사용한 구조물의 내진성능 평가	105
1. 연구 목적	105
2. 단층 골조에 대한 연구	105
3. 지반 운동	106
4. 연구 방법	107
5. 수치해석 결과	108
가. 밑면 전단력	108
나. 비틀림 모멘트	110
다. 회전 연성도	112
라. 부재의 BST 표면	112
마. 지반 운동의 강도	115
6. 결론	119
제5절 내진보강 성능공법 조사	120
1. 서 론	120

가. 내진보강의 개요	120
나. 내진성능보강공법 현황	124
다. 국내외 내진보강 관련 기준	126
2. 국내 내진보강성능 공법	127
가. 국내 보강공법 현황	127
나. 국내 보강공법의 세부내용	129
3. 국외 내진보강성능 공법	131
가. 일본	131
나. 유럽의 내진보강사례	136
제6절 보수공법의 성능보강 효율성 검토	137
1. SRF 보강공법의 성능보강효과 검증	137
가. 실험체 계획	137
나. 실험체 제작	142
다. 실험체 실험 준비	144
라. 기둥 재하 실험	147
마. 결론	154
2. 시뮬레이션을 통한 실험결과 검증	155
가. MIDAS FEA해석	155
나. Response 2000 해석	157
다. ZEUS-NL 해석	158
제7절 주요 보강공법의 공법별 성능보강 설계기준안 작성	159
1. 개요	159
2. 전통적인 보강방법의 설계기법	159
가. 단면증설법	159
나. 강관보강법	160
다. FRP 보강공법	161
라. SRF공법	162
3. 섬유보강(FRP)방법의 설계제안	163
가. 개요 및 설계 개념	163
나. 설계 고려사항	163
다. 휨 보강	167
라. 전단 보강	173
마. 기둥의 보강	179

4. 섬유보강 설계 프로그램- RetroACI	187
제8절 부재의 내진성능 보강 설계 도구 개발	189
1. 내진성능보강	189
가. 내진보강의 종류	189
나. 내력향상 및 연성개선 기술	189
2. 부재별 내진성능 보강 설계 절차 수립	191
가. 기둥부재의 내진성능 보강 설계	191
나. 시뮬레이션을 통한 기둥의 내진성능보강 시스템의 성능개선 효과 분석	195
3. 내진성능보강 설계도구 개발	198
가. 변위 계산	198
나. 전단강도 계산	200
다. 프로그램 소개	202
라. 콘크리트 기둥부재의 최적설계	203
4. 국내의 철근콘크리트 학교건물에 대한 적용	207
가. 비선형 층상화 유한요소 해석	207
나. 철근콘크리트구조물 모델링	207
다. 해석결과	212
라. 결과 분석 및 결론	216
마. 결론	217
제9절 구조물 내진성능평가 통합시스템 개발	219
1. 통합시스템 개요	219
2. 파이버요소를 이용한 전후처리 시스템	220
가. 탄성해석	220
나. 등가정적 비선형해석	221
다. 동적 비선형해석	221
라. 교량의 비선형 해석	222
3. 비선형 동적해석 도구와 성능평가 및 설계도구의 통합화	223
가. 통합 프로그램	223
나. 구조해석 모델링 및 비선형 동적해석	223
다. 비선형 거동 분석 및 성능평가	224
라. 보강설계 수행	225
마. 보강후 구조해석 및 구조해석 분석	226

제4장 연구개발목표 달성도 및 향후 추진계획	227
제1절 연구개발목표 달성도	227
1. 연구개발 목표의 달성도	227
2. 연구개발 목표 및 성과지표	228
3. 연구성과 및 계획	231
4. 연구개발 수행 진도율	232
5. 향후 추진계획	234
제2절 연구내용의 관련분야 기술발전 기여도	235
1. 구조물 내진성능평가 통합시스템 개발	235
2. 모드에너지 역량스펙트럼법을 사용한 구조물의 내진성능평가	235
3. 구조부재에 대한 내진성능 보강공법의 효율성 평가	235
제5장 연구개발 결과의 활용계획	237
제1절 연구 성과의 활용방안	237
1. 해당 연구 성과의 활용방안	237
2. 내진성능 보강시스템의 전망	238
제2절 연구 성과의 기대효과	245
1. 기술적 측면	245
2 사회·경제적 측면	246
제6장 참고문헌	247

제1장 서론

제1절 연구개발의 목적 및 필요성

1. 연구목적

우리나라는 그동안 지진 안전지대로 평가되어왔으나 최근 기후변화에 따른 지진발생 빈도가 증가추세에 있어 기존 구조물에 대한 내진대책이 필요한 것으로 나타났다.



<그림 1.1> 우리나라의 연도별 지진발생 건수(2011. 현재 기상청 자료)

국외에서 발생한 강진에 의한 피해사례에서 보듯이, 지진으로 인한 인명 및 경제적 손실 규모는 하나의 국가가 감당할 수 없을 정도로 큰 경우가 많아, 국가차원에서의 지진에 의한 피해를 줄이기 위한 대비가 반드시 필요하다. 우리나라는 환태평양 지진대에 위치하는 주변국보다 그동안 지진에 대해 비교적 안전한 지역으로 인식되었으나, 최근 기상청 통계자료에 의하면 한반도에서 지난 31년(1978~2008년)간 총 816회의 지진이 관측되어, 연평균 26회의 빈도를 보이고 있고, 이중 유감지진횟수가 212회이며 지진규모(M) 3이상 지진발생이 274회로 발생빈도가 증가하며 발생지역이 확산됨에 따라 지진재해에 대한 우려가 고조되고 있다.

우리나라의 내진설계기준은 1985년 멕시코 대지진을 계기로 1986년 내진설계법이 마련되었고, 1988년 내진기준이 제정된 이후 3번의 개정을 통해 지금은 내용이 강화된 신 내진기준(건축구조설계기준, KBC2009)이 사용되고 있다. 또 한 그 적용범위도 3층 이상 혹은 연면적 1,000m² 이상으로 확대되었다. 이와 같은 내진기준의 개정은 그동안 국내외에 수행되었던 지

진에 대한 안전성을 확보하기 위한 연구의 결과물로서 이의 적용에 따라 새롭게 건설되는 건물의 내진안전성은 과거에 비해 향상되고 있다고 할 수 있다. 하지만, 국내 건물의 중저층건물중 대다수는 내진설계가 도입되기 이전에 건설되거나 혹은 현재의 내진설계기준에 의해 설계되지 않은 것들로서, 이러한 건물들의 내진성능에는 의문점이 있다.

이를 해소시키기 위해서는 우선 건축물이 보유하고 있는 내진성능을 효과적으로 평가할 수 있는 내진성능평가법이 필요하며 이를 바탕으로 부족한 내진성능을 향상시킬 수 있는 적절한 내진보강이 필요하다.



<그림 1.2> 연구개발의 필요성

본 연구에서는 기존 구조물 및 내진성능 보강된 구조물의 성능을 정량적으로 평가할 수 있는 평가도구를 개발하고 이를 기반으로 내진설계 및 내진보강설계에 대한 원천기술을 확보하고자 한다.

본 연구과제의 세부과제는 다음과 같다.

- 가. 구조물-지반 상호작용을 고려한 구조물의 비선형 동적 해석 프로그램 개발
- 나. 모드에너지 역량스펙트럼법을 사용한 구조물의 내진성능평가
- 다. 구조부재에 대한 내진성능보강공법의 효율성 평가
- 라. 구조물 내진성능평가 통합시스템 개발

2. 연구개발의 필요성

가. 구조물-지반 영향을 고려한 구조물의 비선형 동적해석 프로그램 개발

구조물의 동적 해석 및 내진해석을 위해서는 구조물과 지반의 상호작용을 고려하여 지반에 의한 구조물의 영향을 고려하는 것이 해석을 정밀도를 높이고 실제 구조물에 대한 내진해석을 하기위한 구조 공학자들의 큰 연구 목표 중에 하나였다.

이러한 지반과 구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 많은 연구가 되었기 때문에 다양한 해석방법이 제안 되었다. 전통적으로 지반과 구조물 상호작용해석에서 지반의 등가강성과 변위를 계산하여 이를 구조물에 등가 스프링으로 지반을 모형화하는 응답변위법이 있다. 응답변위법은 지반의 재료적 비선형성, 간극수압 등 지반-구조물계의 비선형성을 고려하기 어렵고, 정적해석만 가능하다는 단점이 있다. 동적해석 방법으로는 지반을 넓은 범위를 유한요소를 모형화하고, 최외각을 경계로 고정하여 해석하는 경계요소법이 있다. 이 방법은 전체 해석과정의 이해가 쉽고 특별한 추가적인 해석과정이 필요 없어 에너지 발산효과를 고려하지 않으므로 많이 이용되고 있다. 그러나 만족할 만한 결과를 얻기 위해서는 상당히 넓은 영역을 모형화하여야 하므로 많은 자유도(degree of freedom)수가 요구되며, 특히 동적해석의 경우는 외각 경계면에서 내부영역으로 향하는 반사파가 존재하게 되어 실제와는 다른 잘못된 결과를 얻게 된다. 그리하여 근래에는 지반을 무한의 영역으로 가정하여 이를 무한요소로 모델링한 후 지반과 구조물에 연동하여 해석하는 기법이 적용되었다. 유한요소로 모형화하는 외부영역을 효과적으로 모형화하기 위하여 개발된 요소로서 하나의 요소가 무한히 큰 영역을 모형화할 수 있도록 고안된 것이다. 무한요소는 그 개념이 유한요소와 비슷하므로 프로그래밍이 간편하고, 유한요소와의 결합이 쉽다. 유한요소보다 훨씬 적은 요소를 사용하므로 해석시간이 절약되고, 반사파가 발생하지 않는 장점이 있다. 하지만 기존의 동적 무한요소는 대부분 시간영역이 아닌 주파수 영역에서 정식화되었고 중첩의 원리가 적용되었다. 그러므로 주파수 영역에서 정식화된 무한 요소의 경우 구조물이나 지반의 비선형 거동을 해석에 포함하기 어려운 단점을 가지고 있다.

지반-구조물의 상호작용을 보다 정밀하게 고려하기 위하여 구조물 및 지반의 비선형 해석이 가능한 무한요소의 개발과 지진하중의 적용방법 개발이 필수적이며 구조물의 보강 전.후에 대한 성능평가가 가능해야 하므로 다양한 보강공법에 대한 성능평가가 가능한 내진성능평가 도구를 개발하고자 한다.

나. 모드에너지 역량스펙트럼법을 사용한 구조물의 내진성능평가

FEMA와 ATC에서 제시하고 있는 구조물의 내진성능을 평가하는 가장 일반적인 방법인 역량스펙트럼법(CSM)은 사용이 간편하고, 기존의 하중기반 설계개념을 대체할 성능기반 설계개념(PBEE법)을 바탕으로 한 내진성능 평가 방법이다(ATC-40, 1996; FEMA 440, 2006).

최근 에너지개념에 근거한 내진설계법으로 PBPD법이 제안되었으며(Leelataviwat et al., 2007), 이 방법은 강구조물의 내진설계에서 기존 방법보다 정확성과 안정성 측면에서 장점을 갖고 있으나, 기존 구조물의 내진성능평가를 위해서 기존의 변위역량곡선에 근거하여 에너지역량곡선을 생성하며 경험적인 보정계수를 사용하므로, 기존 방법과 유사하게 복잡한 형상의 다자유도 구조물에 대해 정확성과 적용성이 떨어진다.

본 연구에서는 비선형 거동을 보이는 복잡한 구조물의 내진성능평가에 적용할 수 있도록 모드에너지에 기반한 역량스펙트럼과 요구스펙트럼을 적용함으로써 기존 방법보다 정확하고 적용성이 넓은 지반과의 상호작용을 고려한 구조물 내진성능평가기법을 개발하고자 한다.

다. 구조부재에 대한 내진성능보강공법의 효율성 평가

기존 건설된 구조물에 대한 보수보강은 꾸준히 이루어지고 있으며, 보수보강을 위한 신소재 신공법에 대한 연구는 국내외에서 현재 진행되고 있다. 특히 빈번해지는 지진발생의 위험도 증가에 대해 내진 성능을 향상시키기 위한 노력도 꾸준히 증가하며 발전되어져가고 있다. 하지만 기존 구조물의 성능에 대한 연구는 활발히 이루어져 왔으나 보수보강된 구조물에 대한 연구가 미진한 점이 있으며, 기존 소재의 새로운 구성과 개선된 성능을 확보한 시스템이 필요한 실정이다.

본 연구에서는 부재레벨의 내진보강시스템에 대한 설계기법 연구와 성능보강 효율을 검증하여 내진성능보강 설계에 대한 가이드라인을 제안하고자 한다.

라. 구조물 내진성능평가 통합시스템 개발

구조물의 내진성능 계산을 위하여 개발된 비선형 동적 해석도구와 구조물의 성능을 평가하기 위한 구조물 내진성능평가 도구 및 기존 구조물의 내진성능을 보강시킬 수 있는 내진성능보강 설계도구를 통합하여 구조물의 내진성능 평가와 내진성능 보강설계를 일괄 수행할 수 있는 통합화된 시스템을 개발하고자 한다.

제2절 연구내용 및 범위

본 연구에서는 구조물과 지반의 상호작용을 고려한 비선형 동적 해석 프로그램을 개발하여 지반위에 설치된 구조물의 지진시 거동과 성능을 파악하고자 한다. 개발의 최종목표는 구조물과 지반의 상호작용을 고려할 수 있는 비선형 동적 해석 프로그램이며 일반 사용자가 접근하여 사용할 수 있도록 사용자 위주의 사용성과 정확성이 우수한 프로그램과 사용메뉴얼 및 예제들을 포함하여 개발하고자 한다.

본 연구는 지반이 고려된 구조물의 내진성능을 평가하기 위하여 구조물과 지반의 비선형 상호작용을 고려한 구조물 비선형 내진 성능평가 도구의 개발을 목표로 한다. 다음의 표와 같이 내진 성능평가 도구의 기본 설계 개념과 프로그램을 구성하는 개별 모듈에 대한 총괄적인 개발 계획을 제시하여 연구 목적 및 대상을 명확히 하고자 한다.

표 1.1 연구개발의 범위

구분	범위	비고
대상 구조물	- 프레임 구조물 - 교량(케이블교량 제외)	적용 대상 구조물은 토목구조물과 건축구조물의 프레임 부재로 구성된 2차원 프레임 구조물
구조해석 방법	- 2차원 시간 이력 해석 - 2차원 등가 정적 해석 - 2차원 부재 단면 해석	구조물 해석 방법은 파이버요소를 이용한 프레임 부재와 지반요소에 대한 2차원 평면 비선형 동적 해석.
요소 개발	- 파이버 요소(유연도법) - 무한 요소(시간영역)	댐퍼 요소 및 경계면 요소 개발은 당해 과제 범위에서 제외 (본연구에서는 불필요하여 제외)
재료비선형 모델	- 철근, 강재 - 콘크리트, 지반	
내진성능 평가기법	- 역량스펙트럼 - 모드에너지 역량스펙트럼	기타 다수의 성능평가 기법 검토 예정
보강공법	- 단면 보강	보강 공법은 주요 구조부재(기둥, 보 등)의 단면 보강 공법으로 제한. 면진, 제진등의 시스템 보강은 제외.
보강설계탐색	- 최적 설계(탄성영역) - GA(직접 탐색법)	탄성영역의 연속최적화 및 비선형영역의 직접 탐색법에 의한 설계 변수 탐색 수행

본 연구의 연구과제별 주요 연구내용 및 연구개발내용은 다음과 같다.

1. 구조물-지반 상호작용을 고려한 구조물 비선형 동적 해석 프로그램 개발

비선형 영역에서의 구조물-지반의 상호작용을 고려하기 위하여 구조물과 지반의 비선형 거동을 표현할 수 있는 여러 가지 비선형 요소가 필요하며 특히 무한한 지반의 경계조건을 모델링하기 위해서는 시간영역에서 비선형 해석이 가능한 무한요소의 개발이 필요하다. 일반적으로 구조물-지반의 상호작용을 고려하기 위하여 동적하중으로부터 지반반력계수를 결정한 후 이를 스프링 형태로 해석에 사용하였지만 이와는 달리 지반을 무한의 영역으로 가정하여 무한요소로 모델링한 후 구조물과 연동하여 직접 해석하는 기법도 사용되고 있다. 그러나 기존의 무한요소는 대부분 주파수 영역에서 개발되어 탄성해석에만 적용할 수 있고 동적 비선형 거동을 해석하기 어려운 단점을 가지고 있다.

연차	연구목표	주요 연구내용
1차 년도	▪ 구조물 비선형 모델 개발	▪ 유연도법에 근거한 파이버 단면부재 모델 개발 ▪ 콘크리트/철근/보강 재료 구성 모델개발 ▪ 비선형 동적해석 기법의 적용
2차 년도	▪ 지반 비선형요소 및 구성모델 개발	▪ 지반 비선형요소와 무한요소에 대한 구성모델 개발 및 성능검증
3차 년도	▪ 시간영역의 무한요소 개발 ▪ 파이버모델/비선형 지반모델/ 무한요소의 통합화 ▪ 대상 구조물에 대한 성능 평가 실시 및 프로그램 신뢰성을 위한 유사프 로그램과의 검증	▪ 무한요소를 비선형 해석에 적용 가능하도록 시간영역 정식화 ▪ 각 개발 모듈을 통합화/패키지화 ▪ 대상 구조물을 선정하여 개발된 평가도구를 이용하여 성능평가를 실시 및 유사프로그램(ABAQUS, VisualFEA, FLAC, AFIMAX 등)과 비교 검증

2. 모드에너지 역량스펙트럼법을 사용한 구조물의 내진성능평가

연차	연구목표	주요 연구내용
1차 년도	▪ 기존 역량스펙트럼 연구의 검증과 새로운 역량스펙트럼 법의 제안	▪ 기존연구 검증 1: 일반 역량스펙트럼법 ▪ 기존연구 검증 2: 제안된 방법의 검증을 위한 시간영역해석법 ▪ 기존연구 검증 3: PBD법 ▪ 신규연구 제안 및 수치검증: 모드에너지기반 역량스펙트럼법
2차	▪ 구조실험을 통해 1차년도	▪ 실험 준비: 2차년도 실험검증을 위한 실험체 작성

년도	에서 제안된 방법을 검증하고 보완	- 실험: 소형 진동대실험(정밀실험)+Pushover실험(유사동적실험) - 실험 검증: 구조실험결과와의 비교 및 검증 1차년도에 개발된 방법의 실험결과를 통한 보완
3차년도	구조물을 대상으로 내진성능평가를 수행하여 그 적용성을 검증하고 절차를 제시	- 내진보강구조물의 내진보강효과 검증 - 복잡한 형상의 다자유도계 구조물의 내진성능평가에 적용 - 지반-구조물상호작용을 고려한 구조물의 내진성능평가에 응용 - 개발된 방법을 사용한 구조물의 내진성능평가 절차제시

3. 구조부재에 대한 내진성능보강공법의 효율성 평가

연차	연구목표	주요 연구내용
1차년도	- 기존 단면보수보강 공법 취합 - 보수공법별 실험체 제작 계획 수립	- 국내 기존 보강공법 현황 제시 - 국내 보강공법 신기술 자료수집 - 일본의 내진보강공법 자료조사 및 제시 - 유럽의 내진보강 시공사례 조사
2차년도	교량의 보수공법별 성능보강 효율성 검토	- 실험을 통한 교량의 주요 보수공법 보강성능 검증 - 시뮬레이션을 통한 실험결과 검증
3차년도	주요 보강공법의 공법별 성능보강 설계기준안 작성	- 주요 보강공법의 보강성능 분석 - 주요보강공법별 성능보강설계 기준 작성

4. 구조물 내진성능평가 통합시스템 개발

연차	연구목표	주요 연구내용
1차년도	부재의 내진성능보강 설계도구 개발	- 부재별 내진성능보강 설계절차 수립 - 내진성능보강 설계도구 개발
2차년도	비선형 동적 구조해석도구와 성능평가도구의 통합시스템 개발	- 비선형 동적 구조해석도구의 입출력 자료분석 - 성능평가도구의 평가자료 입출력 자료 분석 - 구조해석 및 성능평가도구의 통합시스템 개발
3차년도	구조해석도구와 성능평가도구 및 설계도구의 통합화	- 구조해석과 성능평가도구의 통합시스템 안정화 - 구조해석도구와 성능평가도구 및 설계도구의 통합시스템 개발 - 통합시스템의 적용성 평가

제2장 국내 · 외 기술개발 현황

제1절 국내 기술개발현황

1. 국내 기술 및 산업 동향

내진성능평가 및 내진성능보강관련 기술들은 평가에 필요한 조건을 모두 고려하지 못한 제한적인 평가에 사용되고 있으며 내진성능보강설계에 관한 뚜렷한 보강설계 기준을 제시하기 힘들며 외국 기술을 도입해서 적용하는 수준이지만 지진피해에 대한 관심이 높아지면서 적용시도가 높아지고 있는 고부가가치 산업이다.

국내에서는 주로 교량과 빌딩의 내진성능평가를 위해 역량스펙트럼을 연구되고 적용되어 왔고(조양희 등, 2009; 송종걸 등, 2008; 김선필 등, 2007), 지반-구조물 상호작용의 필요성을 강조한 역량스펙트럼에 대한 연구도 최근 수행된 바 있다(채리토 등, 2008).

국내에서의 내진보수·보강에 대한 연구는 지진에 의한 큰 피해가 발생하지 않은 이유로 그 역사가 매우 짧다. 일반건축물에 대한 내진보수·보강에 대한 연구는 1995년에 발생한 일본의 고베지진을 계기로 본격적으로 연구되기 시작하였으며, 최근에 중저층 철근콘크리트 건물과 조적건축물에 대한 연구가 수행되고 있다.

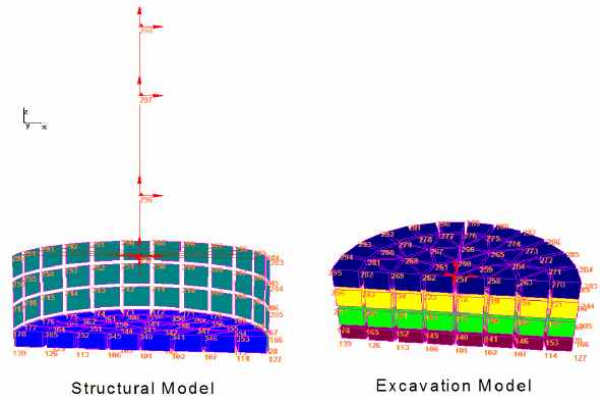
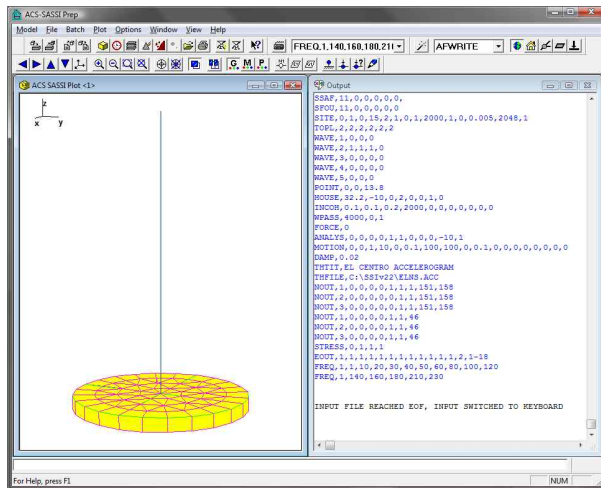
국내 연구에 의한 3층 콘크리트 골조 건축물에 대한 축소모델시험결과 시공상의 하자가 전혀 없다고 가정된 경우 지진시 구조물에 있어서의 조적채움벽의 기여도는 층전단력은 증가시키지만 구조물의 변위와 기둥의 에너지 소산요구량을 감소시켜 구조물의 지진피해를 줄일 수 있는 것으로 나타났다. 조적건축물의 조적벽체에 대한 내진보강기법에 관해서는 조적벽체에 에폭시수지나 초미립자 시멘트 페이스트 등의 주입제를 주입하는 방식이 검토되었고, 섬유계 보강재의 부착에 의한 보강방법들에 대한 연구가 수행되고 있다.

국내의 경우에 보수·보강 기법 및 재료가 다양하게 개발되어 있지 못하고 현장 적용을 위해서는 보다 많은 연구가 필요한 실정이다.

2. 국내 내진성능평가 기술 현황

가. KIESSI와 SSASI

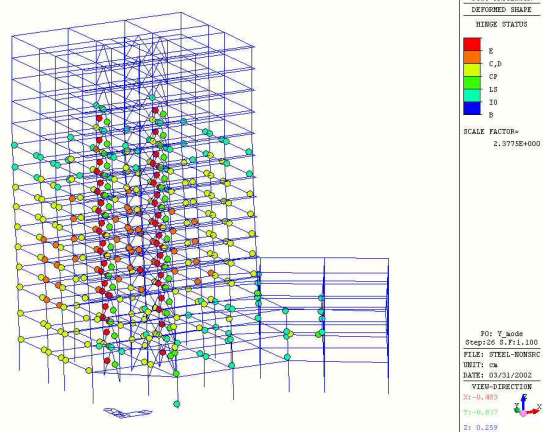
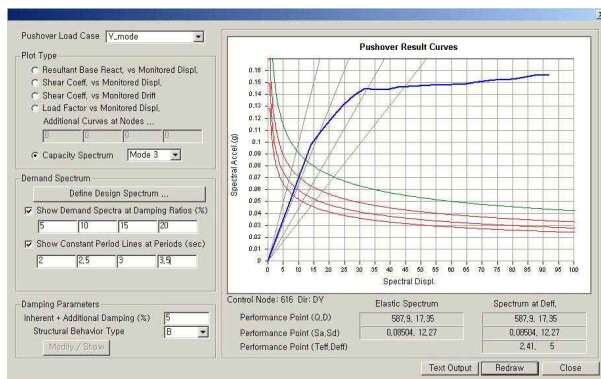
KIESSI는 KAIST 동역학 연구실에서 지반-구조물 상호작용을 해석하기 위해 개발한 프로그램으로 Lysmer등이 개발한 SSASI를 근간으로 개발되어 지반과 구조물을 일체로 모델링하여 지반 구조물 상호작용 해석을 수행할 수 있는 프로그램이며 지속적으로 개발되고 있다.



<그림 2.1> SASSI의 운영 환경 및 모델링

나. 마이다스 패밀리

국내 대부분의 엔지니어링 업계에서는 마이다스를 이용하여 푸시오버 해석에 의한 내진성능 평가를 수행하고 있으며 토목분야에서는 Midas Civil, 건축분야에서는 Midas Gen으로 내진성능 평가를 수행하며 보강설계를 수행하고 있다.



<그림 2.2> Midas를 이용한 내진성능평가

3. 국내 기존 보강공법의 현황

가. 보강기법의 종류 및 개요

구조물에는 여러 가지 보강기법에 제안되어 있으며 구조물을 내진보강 할 때 강도와 연성중 어느 것에 중점을 두어 보강할 것인가를 결정해야 한다.

철근콘크리트 구조물의 지진피해 사례를 보면 기둥의 피해가 매우 많다. 따라서 기둥의 전단 보강을 중심으로 연성을 증가시키는 보강법이 개발되었다. 기둥의 연성보강의 방법으로 강판이나 용접그물망으로 감거나, 섬유재로 둘러싸는 기법들이 있다.

나. 내력을 증가시키는 방법

1) 벽을 증설하는 방법

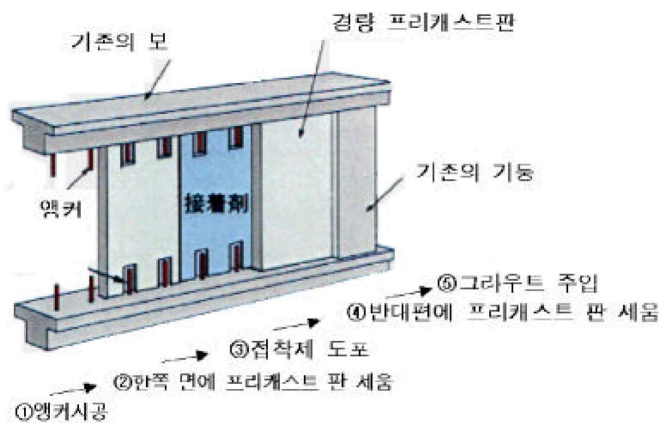
구조물의 수평강도를 향상시키는 가장 적합한 보강법으로서 적은 양의 벽 보강을 통해 상당한 보강효과를 기대할 수 있다. 이 방법은 기둥, 보에 새로운 벽을 증설하거나 기존에 있는 벽의 두께를 증가시켜 내진강도를 증가시키는 방법이다. 과거의 지진피해 사례를 통해 벽이 많은 건축물에서 피해가 적었기 때문에 벽증설에 의한 보강법은 매우 합리적인 방법이다. 그러나 벽의 증설에 따른 기능공간상의 장애가 생기므로 배치에 충분한 배려가 필요하다. 또한 내진계획상으로도 평면적, 입면적으로 적합한 배치가 되는 것이 중요하다. 철근콘크리트 건축물의 내진벽은 중량이 무거우므로 기초와 말뚝의 내력에 영향을 미칠 수도 있다.

2) 기둥에 날개벽을 증설하는 방법

이 보강방법은 기둥에 날개벽을 증설하여 기둥부분의 강도를 증가시켜 내진벽과 같이 강도로서 지진력에 저항하는 방법이다. 날개벽을 기둥에 만드는 경우 우선 염두해 두어야 할 것은 날개벽의 증설에 의해 상하보 사이의 길이가 감소하게 되어 보의 전단파괴가 선행될 수 있다. 이러한 파괴가 선행되면 날개벽의 종국내력은 발휘되기 어렵고 건축물이 붕괴될 위험이 있으므로 주의해야 한다. 또한 날개벽을 만들 경우 일부 기둥에 국한하여 보강하면 기둥의 강성이 불균일하게 되어 오히려 내진성을 나쁘게 할 수 있다. 따라서 이 보강을 실시하는 경우에는 그 층 대부분의 기둥을 보강대상으로 하여 보강개소가 많게 하여야 한다. 이 기법은 일본에서 학교 교사 등에 대한 내진보강으로 실시된 실적이 많다.

3) 경량 프리캐스트벽을 프레임내에 증설하는 기법

이 기법은 보강공사 현장의 공중을 단축시키고 빠른 시공을 할 수 있으며, 현장을 오염시키지 않고 공사를 할 수 있는 기법이다. 이 방법은 내력과 연성이 모두 풍부한 보강이 가능하다. 이 기법의 특징은 사용재료의 경량화(비중 1.4의 경량 콘크리트)로 인해 부재의 경량화를 도모하고 1개소의 벽판을 2장의 프리캐스트 판으로 분할하고, 현지에서 엘리베이터 등으로 운반하여 접착제로 접합하여 1매로 만들 수 있다. 벽판과 보의 접합은 앵커철근을 그룹화하여 일체화한다.



<그림 2.3> 경량프리캐스트 벽에 의한 보강

다. 연성을 개선하는 보강법

연성을 개선시키는 보강법으로는 주로 기둥의 전단보강이 권장된다. 또한 기둥의 내력이 충분해도 부재중의 보의 내력이 작거나 연성이 충분하지 않은 경우에는 구조물 전체의 내진성능이 저하되므로 보에 대해서도 기둥과 동일하게 연성을 개선시키는 보강기법을 사용한다.

1) 기둥의 보강공법

이 보강방법은 기존 기둥에 용접철망과 강판 등으로 감싸서 보강하므로써 기둥의 전단파괴를 방지하고, 연성을 높이는 것을 주목적으로 하는 것이다. 이 기법은 벽증설보강 등의 내력향상 보강법이 적용되기 곤란한 경우에 적합한 기법이다. 그러나 날개벽보강과 같이 기둥의 많은 개소에 보강을 실시하므로 보강공사가 커지게된다.

대표적인 보강기법으로 (1) 기존기둥에 용접철망을 감싸고, 모르터와 콘크리트를 타설하는 방법, (2) 기존기둥에 용접폐쇄형 후프를 감싸고, 모르터와 콘크리트를 타설하는 방법, (3) 기존기둥에 강판을 감싸고 기둥과 강판사이에 모르터등을 채우는 방법, (4) 기존기둥에 띠판을

감는 방법 등이 있다. 이러한 것들은 전단보강철근량이 증가되므로 기존 기둥의 단면을 증가시키고, 그 결과 부재의 연성향상에 큰 역할을 한다.

기둥의 보강방법에는 이외에도 탄소섬유를 사용한 보강방법이 사용되고 있다. 기둥을 탄소섬유로 감싸 기둥의 전단강도를 증대시키고, 변형능력도 크게할 수 있다. 또한 벽 등에 탄소섬유시트를 부착시켜 벽강도를 증가시키는 기법으로도 사용되고 있다. 이 탄소섬유재료는 인장강도가 크고 가벼워 운반이 쉽다는 장점이 있어 시공이 편리하다.



(a) 강판감싸기에 의한 기둥보강



(b) 탄소섬유 감싸기에 의한 기둥보강

<그림 2.4> 기둥의 보강공법

2) 보의 보강공법

보의 보강방법은 보에 강판을 부착하거나 기존의 균열이 있는 콘크리트 보에 에폭시수지 등의 접착제를 주입한 후 강판을 붙여 보의 내력을 향상시키는 경우에 사용되는 방법이다. 이 보강법은 지진시에 전단파괴된 보의 전단내력을 증가하여 보에 연성을 줄 때, 건축물의 용도 변경에 의해 하중이 증대할 때, 보에 과대한 하중이 걸려 건축물이 위험한 경우에 사용한다. 강판은 보의 하단과 상단에 붙이거나 보의 측면에 붙이는 방법이 있다. 강판은 에폭시수지 등의 접착제를 사용하여 붙이고 이 접착제는 강도가 크고, 단시간에 이 강도를 얻을 수 있을 정도의 경화성을 갖는 것이 중요하다. 따라서 이 접착면의 일체화를 위해 홀인앵커등의 기계적인 결합을 병용하는 것이 일반적이다.

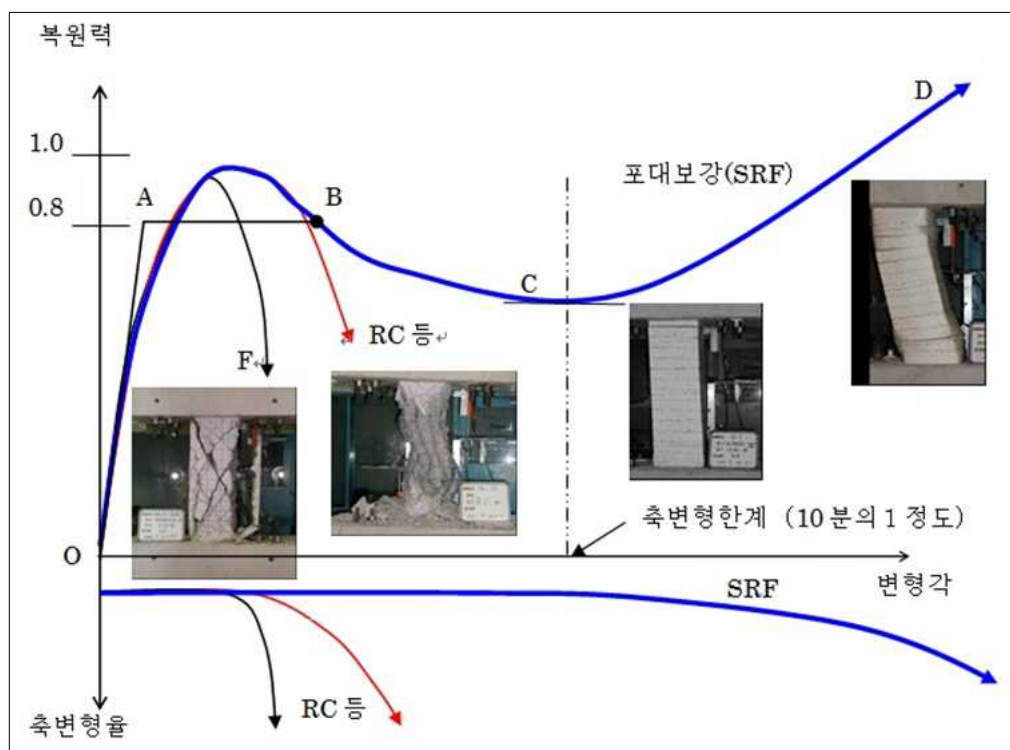
4. 국내 새로운 보강공법

가. SRF 보강공법

SRF공법 (Super Reinforcement with Flexibility)는 포대공법이라고도 불리며, 폴리에스테르

섬유를 벨트형태 및 시트형태로 직조한 구조물용 「포대 (고연성재)」로, 기둥을 감싸거나 벽에 직접 붙이는 보강공법이다. 일본의 이가라시 주니찌 교수가 개발한 공법으로 종래의 공법은 건물의 변형을 억제하는 것으로 기둥의 파괴를 피하여 붕괴를 방지하는 「단단하게」하는 방법이나 SRF는 질기면서도 부드러운 포대를 사용함으로써, 콘크리트의 변형을 방지할 뿐만 아니라, 만일 변형이 발생한 경우에도 유연하게 균형을 잡아 건물을 지지하고, 생존공간을 유지하여 붕괴를 방지할 수 있다. 특히 본 연구에서는 SRF 공법의 성능검증을 위하여 성능평가 실험을 일부 수행하였으며 좋은 결과를 확보할 수 있었다.

동북지방 태평양지진에 피해를 입은 지역에서 SRF공법으로 시공또는 보강된 건물, 학교 및 병원 등 460건 이상의 건물은 지진 직후 문제보고사례가 없었으며 「진동이 적었다」 「벽에는 균열조차 발생하지 않았다」 등의 평가로 성능의 우수성을 확인받았다.

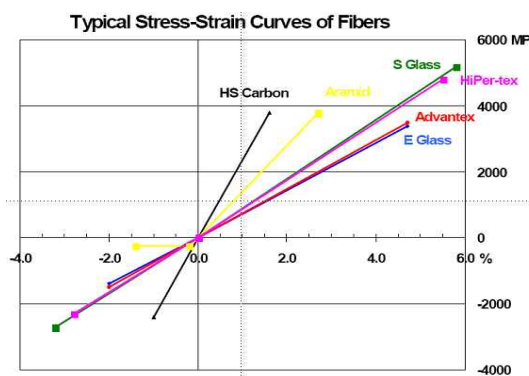


<그림 2.5> SRF보강에 의한 초연성(Super Flexibility)의 달성

나. 개선된 유리섬유를 이용한 기둥의 내진보강

2006년 Owens Corning사에서 개발된 기존 유리섬유보다 높은 탄소섬유와 비슷한 높은 인장력을 가지고 있으며, 또한 탄소섬유에 비해 높은 연성을 가지고 있어, 현재 Wind Strand, Shield Strand, Flite Strand, X Strand등의 형태로 풍력 발전기 제작 및 군사용(초경량 장갑차, 방탄복), 비행기 동체 제작 등에 사용되고 있는 새로운 세대의 유리강화 섬유인

Hiper-tex를 이용하여 기둥에 대한 내진보강 성능을 알아보았다. 또한 철근 콘크리트 구조로써 교량은 시공 시 피할 수 없는 편심과 차량의 운하중 및 피로하중과 이로써 생기는 회전력 등을 고려하기 위해 중심축 재하 및 편심재하를 하여 그 복합소재를 이용한 기둥의 내진보강 효과를 고려하였다.



〈그림 2-6〉 복합소재의 종류에 따른 응력-변형률 곡선

다. Hybrid FRP Sheet를 활용한 구조물의 보수·보강

노후화 된 콘크리트 구조물을 보수하거나 또는 보강하는데 탄소섬유(carbon fiber)나 유리섬유(glass fiber)로 제작하는 Fiber reinforced polymer sheet(FRP 시트)를 적용하는 연구는 1990년대 초부터 활발히 진행되어왔다. 보수/보강재로 FRP 시트의 사용은 접착제로 노후화 된 구조물에 간편하게 시공할 수 있다는 장점을 갖고 있지만, FRP 시트의 적용에 대한 실용화 기술은 아직도 일반화되지 못한 상황인데 그 이유로는 FRP 시트가 탄성-선형거동을 하여 보강된 구조물이 취성파괴(brittle failure)를 일으키기 때문이다. 2002년 이후 FRP의 취성파괴 특성을 보완하고자 건설 분야에서 사용되는 대표적인 섬유인 탄소(carbon), 유리(glass) 및 아라미드(aramid)섬유 등을 FRP 제조 시 두 가지 이상의 섬유를 동시에 사용하여 시트 또는 봉을 제조하는 소위 하이브리드(hybrid) FRP에 대한 연구가 시도되고 있다. 이러한 하이브리드 FRP의 거동은 하이브리드섬유를 이용한 시트가 인장을 받는 경우에는 강성이 높은 섬유가 일정한 변형률에서 먼저 파단하고, 이후에 두 번째 섬유가 인장에 저항하여 높은 연성을 확보하고자 하는 개념이다. 이러한 하이브리드 FRP 시트를 철근콘크리트 보에 적용하는 경우에는 보강재의 파괴 시 큰 변형으로 인해서 상당한 처짐을 보여주고, 강성이 높고 극한변형률이 작은 섬유가 먼저 파단 되는 1차 파단 시 큰 소음으로 구조물이 극한 붕괴상태에 근접한다는 경고를 주는 효과를 얻을 수 있다.

제2절 국외 기술개발현황

1. 국외 기술 및 산업 동향

FEMA와 ATC에서 제시하고 있는 구조물의 내진성능을 평가하는 가장 일반적인 방법인 역량스펙트럼법(CSM)은 사용이 간편하고, 기존의 하중기반 설계개념을 대체할 성능기반 설계개념(PBEE법)을 바탕으로 한 내진성능 평가 방법이다(ATC-40, 1996; FEMA 440, 2006).

최근 에너지개념에 근거한 내진설계법으로 PBPD법이 제안되었으며(Leelataviwat et al., 2007), 이 방법은 강구조물의 내진설계에서 기존 방법보다 정확성과 안정성면에서 장점을 갖고 있으나, 기존 구조물의 내진성능평가를 위해서 기존의 변위역량곡선에 근거하여 에너지역량곡선을 생성하며 경험적인 보정계수를 사용하므로, 기존 방법과 유사하게 복잡한 형상의 다자유도 구조물에 대해 정확성과 적용성이 떨어진다.

미국의 경우 ATC 등의 연구기관에서 1996년에 건축물의 지진보강에 관한 지침서(Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings)를 간행하여 지진보강지침을 정하고 있으며, ACI 등에서도 콘크리트 구조물의 내진보강 연구를 수행하여 이에 대한 연구보고서를 간행하였다. 미국의 경우 대체로 내진설계에 활용하기 위한 지진하중에 의한 구조물의 피해정도 및 역학적 거동 특성에 관한 연구 및 실험이 주를 이루고 있다.

조적조 건축물에 대해서는 콜로라도 대학과 버팔로 주립대학을 중심으로 조적벽체의 보강기법과 파괴모드에 관한 연구를 수행하고 있으며, 유리섬유로 보강된 조적벽체에 관한 연구를 수행하여 내진보강이 향상됨을 입증하였다.

일본의 경우에는 1995년 1월 17일에 발생한 고베지진을 계기로 40만동에 달하는 건축물이 피해를 입은 것을 계기로 정부차원의 내진개수에 관한 연구가 활발히 이루어져 많은 민간건설업체 및 관련연구기관에서 많은 연구결과를 발표하고 있다. 일본정부에서는 1995년 10월 27일에 새로운 법인 건축물의 내진개수 촉진에 관한 법률을 공포하고 동년 12월 25일에 시행하였으며, 건설성 건축연구소에서는 건설성총합기술개발프로젝트 대도시지역에서의 지진방재기술의 개발내의 추가과제로 신기술에 의한 기존건축물의 내진성능향상기술의 개발을 제안하고 관·학·민의 공동연구로서 발족하였다.

일본의 경우에는 고베지진의 피해복구를 위해 많은 내진보강기법들이 개발되었으며, 실제로 복구를 위한 내진보강기법들이 적용된 사례가 많다.

2. 국외 내진성능 평가 기술 현황

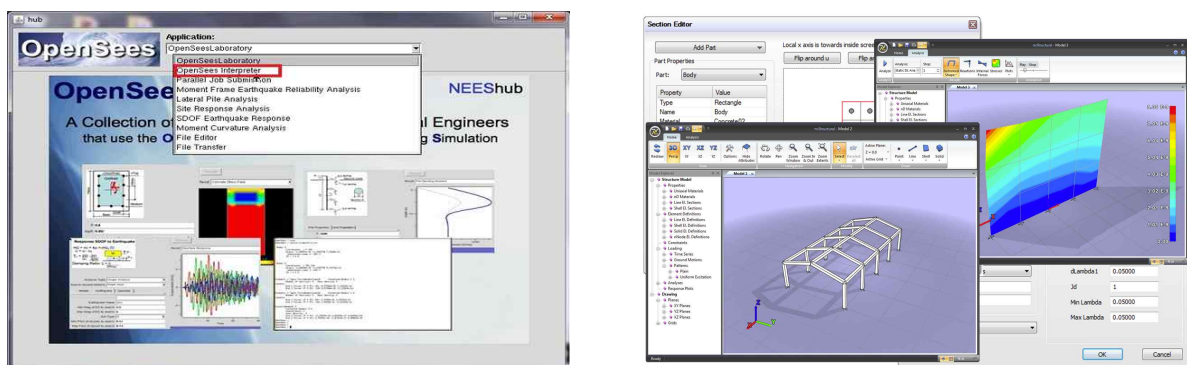
가. 범용 소프트웨어

최근 개인용 컴퓨터의 고성능화로 인하여 비선형 동적 해석이 가능하며 사용성이 우수한 소프트웨어가 개발되고 있다. 콘크리트의 비선형 해석에 특화된 ABAQUS 또는 ADINA 등을 이용하여 비선형 동적해석을 수행할 수 있으며 범용 소프트웨어들은 하드웨어의 신속한 발전을 기초로 하여 기존 제품에서 새로운 제품의 출시에 소요되는 기간이 점점 단축되고 있다.

재료의 다양한 비선형 이력을 직접 구현할 수 있는 여러 가지 소프트웨어가 개발되어 사용되어지고 있으며 국내에서는 Perform3D, OpenSees, Zeus, Response, Framing, Canny 등 수많은 성능평가용 소프트웨어들이 사용되고 있다.

나. 오픈 소스의 오픈시스

수많은 프로그램 중에 특별히 지속적인 개발로 사용자가 확보되고 있는 프로그램으로 OpenSees가 있다. OpenSees(Open System for Earthquake Engineering Simulation)는 태평양 지진연구센터(PEER)의 지원으로 미국 버클리 대학교에서 개발하고 있는 공개 유한요소 해석 플랫폼으로 내진해석 분야에 특화되어 있으며 NEESit의 시뮬레이션 도구로 채택되어서 개발지원을 받고 있다. 유연도법에 근거한 비선형 보요소와 포화된 지반모델 등을 포함한 관련된 최신 연구결과들이 반영되어있다. 또한 OpenSees는 객체지향 프로그램 기법으로 개발되어 새로운 해석기법, 모델, 솔버 등의 추가가 용이하다.



<그림 2.7> OpenSees 소개

OpenSees는 국내외에 많은 사용자를 확보하고 있으며 지속적인 개발이 이루어지고 있으며 다소의 전후처리 시스템이 무상 지원되어서 지속적인 발전이 가능한 비선형 동적해석 도구가

될 것으로 예상된다.

3. 내진보강 기술현황

가. Sprayed-FRP를 이용한 보수·보강

Sprayed FRP 보수·보강법은 캐나다 UBC(University of British Columbia)의 Bantia 및 Boyd에 의해서 제안된 공법으로 탄소단섬유 또는 유리 단섬유와 비닐 에스테르수지를 혼합하여 고속의 압출 공기로 보, 기둥, 벽체 등의 콘크리트 부재 표면에 분사하여 기존의 콘크리트 구조물을 보수·보강하는 방법이다.

Sprayed FRP 보수·보강 방법은 대상 콘크리트 표면에 직접 분사하기 때문에 기존 연속섬유 시트 FRP 보강법에 비하여 표면처리 등의 사전준비가 간단하며, 표면 형상에 관계없이 시공이 가능하다. 또한 좁은 작업공간에도 시공이 가능하며, 분사한 두께가 얇아도 큰 강도가 발휘되며, 중량증가가 거의 없는 것이 특징이다.

나. CFRP를 이용한 구조물의 보수보강

부착보강공법 중에서 강판접착보강 공법은 강판의 부식 및 중량문제 등의 단점으로 인해 새로운 보강재인 GFRP 및 CFRP의 사용 예가 전 세계적으로 급증하고 있으며 이에 대한 연구도 활발히 진행되고 있다. Tan K. H. 와 Saha M. K.는 RC보 실험체에 GFRP 외부부착 보강하여 2년간의 피로실험을 통해 수정유효탄성계수법(AEMM)과 유효탄성계수법(EMM)을 사용하여 장기 처짐을 예측하였다. 그 결과, FRP 보강 비율이 높은 실험체가 가장 작은 장기 처짐을 보였다.

다. 내진 랩 공법

효우고현 남부 지진 이후 철도나 도로 등의 고가교에 대한 내진 보강이 진행되어 왔다. 고가교 등의 RC 기둥의 내진 보강 기술로서 강판 보강 공법이 많이 행해지고 있지만 이 공법은 대형 강판을 사용한 것으로 대형 시공 기계의 사용, 넓은 시공 야드의 확보가 필요한 좁은 장소의 시공에는 적합하지 않다. 또, 강판의 접합은 현장 용접에 의한 방법이 일반적으로 사용되고 있지만 숙련된 용접 기술자가 필요하고 주변의 환경에 의해서는 현장 용접이 곤란한 경우도 있다. 이와 같은 종래 공법의 약점을 보충하고 기차역 등 좁은 장소에서도 시공할 수 있는 공법으로서 「내진 랩 공법」(파형분할 강판 세우기 보강 공법)을 개발되었다. 내진 랩 공

법은 기둥의 전단 파괴 방지 및 변형 성능의 향상을 도모한 내진 보강 공법이고 종래의 강판 권 세우기 보강 공법과 달리 파형으로 절단한 요철모양의 굽힘 가공 분할 강판(내진 랩 강판)을 기존 콘크리트 기둥의 주위에 구축하고 분할 강판이 서로 맞물리게 한 용접이 불필요한 새로운 강판 세우기 보강 공법이다.



<그림 2.8> 내진 랩 공법의 개요도 및 시공사진

라. CFB(카본·섬유·밴드) 공법

한신 대지진 이후, 신간선 고가교의 내진 보강에 대해서는 우선 순위에 근거해 시공을 진행하고 있으나 여러가지 부착물 또는 부속 시설물이 있는 고가교에서는 강판보강 등의 일반적인 공법 적용이 곤란한 경우도 있다. 따라서 협소하고 장애물이 있는 구조물에도 적용 가능한 신공법의 개발이 필요하여 탄소섬유를 이용한 CFB(카본·섬유·밴드) 공법을 개발되었다.

CFB 공법은, 띠모양(폭 5cm×두께 0.2 mm의 벨트장 시트)의 탄소섬유를 기둥의 외주에 휘감아 수지를 함침 및 경화시키는 것으로 충분한 내진 성능을 주는 공법으로 인력시공이 가능하고 벽등의 지장물이 있는 장소나 협소한 장소에 시공성이 우수하다.



<그림 2.9> CFB(카본·섬유·밴드) 공법

제3절 기술전망

최근 발생하는 잦은 지진으로 인해 우리나라도 더 이상 지진안전지역이 아닐 수 있다는 조심스러운 생각을 하는 시민들이 많아진 것이 사실이다. 자연재해에 대한 대응방안을 마련하고 있는 소방방재청에서는 ‘지진 및 지진해일 상황관리매뉴얼’과 스마트 재난관리(Smart Safe Korea)등을 통하여 지진재해에 대한 대응방안 마련을 추진하고 있으며 「공공시설물 내진보강 기본계획」에 따라 현재 37%인 내진보강율을 2030년까지 80%까지 향상시키는 것을 목표로 내진보강 계획을 추진 중이다. 또한 가속도 계측자료 통합시스템 구축을 지속적으로 추진 중이며 기상청과 한국지질자원연구원에서는 축적된 지진관측망을 근간으로 국가 지진조기경보시스템에 대한 연구가 지속적으로 수행중이다.

이러한 지진 대응 방안 마련의 기초 속에서 본 연구에서 개발하고자 하는 내진성능 평가 기술은 필요성과 사용성이 아주 높은 기술이다. 특히 연약지반에 가설된 구조물의 경우에 꼭 확인해야 하는 구조물-지반 상호작용을 고려한 내진성능평가는 지진에 안전한 성능을 확보하기 위해서는 필수적이다.

지진재해대책법에 의거하여 시설물과 건축물에 대한 내진성능 평가 및 이에 상응하는 보강설계를 수행하여야 하는 시점에 적절한 내진성능 평가 및 내진성능 보강설계도구가 없는 상태이므로 적극적인 홍보와 실무업체에 대한 기술지원으로 연구성과를 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

또한 이 연구에서 개발될 내진성능평가 툴을 사용하여 복잡한 형상의 대형 사회기반시설물에 대한 내진설계 및 내진성능평가를 수행할 수 있으며 또한 이 연구에서 개발된 요소기술은 기존 컴퓨터 수치해석 S/W의 모듈로 사용되어 구조물의 특화된 해석도구로서 사용될 수 있다.

국내에서는 에너지개념에 근거한 내진설계법에 대한 연구가 미비한 실정이며, 해외의 경우 강구조물에 국한되어 에너지개념을 적용한 PBPD법이 제안되었다. 에너지기반 역량스펙트럼법은 기존의 역량스펙트럼법보다 정확성과 안정성 측면에서 장점을 갖고 있어, 기존 구조물 및 내진보강된 구조물에 대한 적합한 내진성능 평가기술로서 활용될 수 있다. 또한 내진선진국에 대항할 수 있는 내진성능 평가기술을 확보하여 기술적인 독립과 함께 선도적인 연구기반을 구축할 수 있을 것으로 판단된다.

제3장 연구개발 수행 내용 및 결과

제1절 비선형 지반 요소 및 지반 무한 요소 개발

1. 서 론

지반과 구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 많은 연구가 되었기 때문에 다양한 해석방법이 제안되었다. 전통적으로 지반과 구조물 상호작용해석에서 지반의 등가강성과 변위를 계산하여 이를 구조물에 등가 스프링으로 지반을 모형화하는 응답변위법이 있다. 응답변위법은 지반의 재료적 비선형성, 간극수압 등 지반-구조물계의 비선형성을 고려하기 어렵고, 정적해석만 가능하다는 단점이 있다. 동적해석 방법으로는 지반을 넓은 범위를 유한요소를 모형화하고, 최외각을 경계로 고정하여 해석하는 경계요소법이 있다. 이 방법은 전체 해석과정의 이해가 쉽고 특별한 추가적인 해석과정이 필요 없어 에너지 발산효과를 고려하지 않으므로 많이 이용되고 있다. 그러나 만족할 만한 결과를 얻기 위해서는 상당히 넓은 영역을 모형화하여야 하므로 많은 자유도(degree of freedom)수가 요구되며, 특히 동적해석의 경우는 외각 경계면에서 내부영역으로 향하는 반사파가 존재하게 되어 실제와는 다른 잘못된 결과를 얻게 된다. 그리하여 근래에는 지반을 무한의 영역으로 가정하여 이를 무한요소로 모델링한 후 지반과 구조물에 연동하여 해석하는 기법이 적용되었다. 유한요소로 모형화하는 외부영역을 효과적으로 모형화하기 위하여 개발된 요소로서 하나의 요소가 무한히 큰 영역을 모형화할 수 있도록 고안된 것이다. 무한요소는 그 개념이 유한요소와 비슷하므로 프로그래밍이 간편하고, 유한요소와의 결합이 쉽다. 유한요소보다 훨씬 적은 요소를 사용하므로 해석시간이 절약되고, 반사파가 발생하지 않는 장점이 있다. 하지만 기존의 동적 무한요소는 대부분 시간영역이 아닌 주파수 영역에서 정식화되었고 중첩의 원리가 적용되었다. 그러므로 주파수 영역에서 정식화된 무한 요소의 경우 구조물이나 지반의 비선형 거동을 해석에 포함하기 어려운 단점을 가지고 있다.

본 연구에서는 이러한 단점을 보완할 수 있도록 시간영역에서 정식화 가능하고 비선형 거동 해석도 가능한 무한 요소를 개발하였다. 그리고 지반의 비선형 거동을 모사할 수 있는 지반 비선형 재료 모델을 소성론에 근거하여 유도하고 이를 전산화하였으며 개발된 모델 중 지반 모사에 널리 사용되는 Drucker-Prager Model과 Mohr-Coulomb Model의 거동을 상용 유한요소 프로그램과 비교하여 검증하였다. 또한 개발된 무한요소를 정밀해와 비교하고 다양한 조건

에서의 성능을 검토하였으며 다량의 유한요소를 사용한 결과와 비교하여 정확도를 검증하였다. 또한 Newmark Method를 직접적분법으로 채용하여 비선형 동적 해석을 수행하여 개발된 지반 비선형 모델과 무한요소의 적용 가능성을 검토하였다.

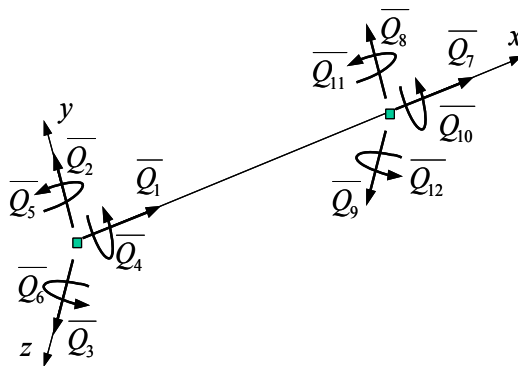
2. 비선형 해석도구의 개발

가. 구조물 비선형 모델 개발

보 및 기둥 부재를 갖는 골조 구조가 정하중 또는 동하중과 같은 반복하중 하에서 부재가 비선형 거동 하에 도달하게 되면 복잡한 양상을 나타내게 된다. 특히 구조물의 보수 보강이 이루어진 후 구조물의 보강에 따른 성능 향상과 평가를 위해서 파이버에 기반한 요소의 사용이 큰 장점을 가진다. 또한 보다 정확한 해를 제공하기 위하여 기존의 강성도법인 변위법에 의한 유한요소 부재모델에 비해 보다 향상되고 정확 해를 제공해 주는 2-필드 혼합법에 의한 유한요소 부재모델을 개발하고자 한다.

1) 혼합법에 의한 유한 요소 및 단면의 힘과 변형

3차원 공간에서 전체 좌표계 X, Y, Z 인 경우, 축력을 고려한 보 요소의 국부좌표계 x, y, z 에 대해 요소는 직선으로 가정하여 x 방향을 향해 축방향을 갖는 일반적인 2절점3차원 보-기둥 요소를 <그림3.1>와 같이 나타낼 수 있다.



<그림3.1>강체모션이 고려된 보의 요소 절점력 관계

이 경우 국부좌표계에서의 강체회전을 고려한 보 요소의 절점력 벡터와 이에 대응하는 절점변위 벡터를 각각 다음 식으로 나타낼 수 있다.

$$\bar{\mathbf{Q}} = \{\bar{Q}_1 \quad \bar{Q}_2 \quad \dots \quad \bar{Q}_{11} \quad \bar{Q}_{12}\}^T \quad (2.1)$$

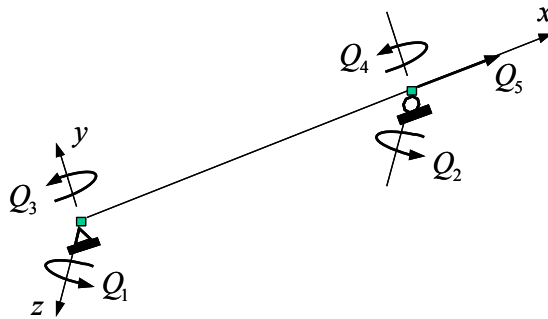
$$\bar{\mathbf{q}} = \{\bar{q}_1 \quad \bar{q}_2 \quad \dots \quad \bar{q}_{11} \quad \bar{q}_{12}\}^T \quad (2.2)$$

단면에서 전단변형을 무시할 경우, 단면변형은 축방향 변형을 와 z , y 축에 대한 각각의 곡률 $\kappa_z(x)$, $\kappa_y(x)$ 로 구성된다. 이에 대응하는 단면력은 축력 와 휨모멘트 $M_z(x)$, $M_y(x)$ 로 이루어진다. 따라서, 단면력 벡터와 단면변형 벡터는 각각 다음의 식과 같이 정의할 수 있다.

$$\mathbf{D}(x) = \{M_z(x) \quad M_y(x) \quad N(x)\}^T \quad (2.3)$$

$$\mathbf{d}(x) = \{\kappa_z(x) \quad \kappa_y(x) \quad \varepsilon(x)\}^T \quad (2.4)$$

<그림3.1>에서 혼합법에 의한 정식화를 위하여, 강체모션이 제거된 2절점 보-기둥 요소를 고려할 경우, 비틀림 자유도를 선형 탄성으로 가정하면, 총 5개의 자유도로서 강체 운동을 제거한 요소의 절점력 벡터와 이에 대응하는 절점변위 벡터는 각각 다음 식과 <그림3.2>와 같이 정의된다.

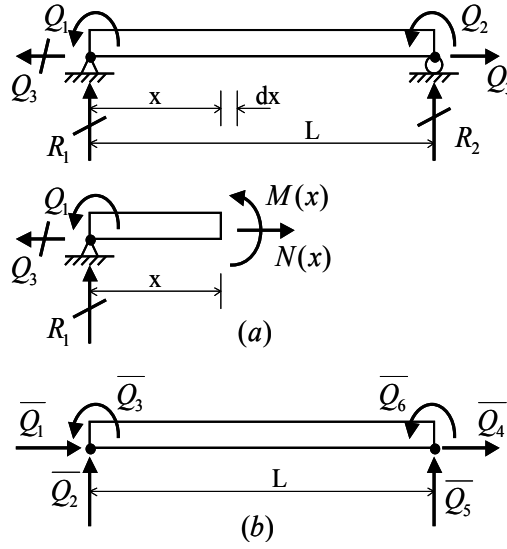


<그림 3.2> 강체모션이 제거된 보의 요소 절점력

$$\mathbf{Q} = \{Q_1 \quad Q_2 \quad Q_3 \quad Q_4 \quad Q_5\}^T \quad (2.5)$$

$$\mathbf{q} = \{q_1 \quad q_2 \quad q_3 \quad q_4 \quad q_5\}^T \quad (2.6)$$

2-필드 혼합법에 의한 보-기둥 요소의 정식화는 구성관계를 포함하여 요소 내 평형조건과 단면력-변형 관계로부터 정식화 된다.



<그림 3.3> 요소내 평형 관계

보-기둥의 임의 단면에서 단면력 및 단면 변형 증분은 절점에서의 절점력 증분 및 절점 변위 증분으로부터 각각 다음과 같이 표현된다.

$$\Delta \mathbf{D}(x) = \mathbf{B}_Q(x) \Delta \mathbf{Q} \quad (2.7)$$

$$\Delta \mathbf{d}(x) = \mathbf{B}(x) \Delta \mathbf{q} \quad (2.8)$$

위 식에서 $\mathbf{B}_Q(x)$ 및 $\mathbf{B}(x)$ 는 각각 단면력 - 절점력 관계 행렬 및 단면 변형 - 절점 변위 관계 행렬이다. $\mathbf{B}_Q(x)$ 는 요소 내 단면과 절점에서의 평형 조건으로부터 산정된다. 2차원 보-기둥 요소의 경우 $\mathbf{B}_Q(x)$ 는 평형 관계로부터 다음 식과 같이 유도 된다.

$$\mathbf{B}_Q(x) = \begin{bmatrix} x/L - 1 & x/L & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

동일한 방법으로, 3차원 보-기둥 요소의 경우 $\mathbf{B}_Q(x)$ 는 다음 식과 같이 표현된다.

$$\mathbf{B}_Q(x) = \begin{bmatrix} x/L - 1 & x/L & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & x/L - 1 & x/L & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.10)$$

이때, 요소길이 전체에 걸쳐서 단면력 - 변형 관계를 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\int_0^L \delta \mathbf{D}^T(x) [\Delta \mathbf{d}(x) - \mathbf{f}_t(x) \Delta \mathbf{D}(x)] dx = 0 \quad (2.11)$$

여기서, $\mathbf{f}_t(x)$ 는 단면변형-단면력 증분 관계의 구성법칙을 나타내는 단면접선 유연도 행렬로서, 등방 재료인 경우 다음과 같다.

$$\mathbf{f}_t(x) = \begin{bmatrix} 1/E_t I_z(x) & 0 & 0 \\ 0 & 1/E_t I_y(x) & 0 \\ 0 & 0 & 1/E_t A(x) \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

식(2.7) 및 (2.8)을 식(2.11)에 대입하면, 선형화된 단면력-변형 증분 관계가 다음과 같이 정리된다.

$$\mathbf{T} \Delta \mathbf{q} - \mathbf{F}_t \Delta \mathbf{Q} = \mathbf{0} \quad (2.13)$$

여기서, $\mathbf{F}_t$ 는 요소 접선 유연도 행렬이며, $\mathbf{T}$ 는 보간 함수만으로 표현되는 적분식으로서 각각 다음 식과 같다.

$$\mathbf{F}_t = \int_0^L \mathbf{B}_Q^T(x) \mathbf{f}_t(x) \mathbf{B}_Q(x) dx \quad (2.14)$$

$$\mathbf{T} = \int_0^L \mathbf{B}_Q^T(x) \mathbf{B}(x) dx \quad (2.15)$$

한편, 가상변위의 원리로부터 요소 내 평형관계가 다음 식과 같이 정의된다.

$$\int_0^L \delta \mathbf{d}^T(x) [\mathbf{D}(x) + \Delta \mathbf{D}(x)] dx = \delta \mathbf{q}^T \mathbf{P} \quad (2.16)$$

여기서, $\mathbf{P}$ 는 작용하는 절점력 벡터이다. 식(2.7) 및 (2.8)을 식(2.16)에 대입하면, 요소 내 평형관계가 다음과 같이 정리된다.

$$\mathbf{T}^T \mathbf{Q} + \mathbf{T}^T \Delta \mathbf{Q} = \mathbf{P} \quad (2.17)$$

식(2.15) 및 (2.17)로부터 다음 식과 같이 표현된다.

$$\mathbf{T}^T \mathbf{F}_t^{-1} \mathbf{T} \Delta \mathbf{q} = \mathbf{P} - \mathbf{T}^T \mathbf{Q} \quad (2.18)$$

위 식은 혼합법에 의해 유도된 보-기둥 요소의 요소 절점력과 요소 변위 증분 관계를 나타낸 것이다. 여기서 부재 내 가상일의 원리를 적용하면 다음 식과 같이 된다.

$$\begin{aligned} \delta \mathbf{q}^T \Delta \mathbf{Q} &= \int_0^L \delta \mathbf{d}^T(x) \Delta \mathbf{D}(x) dx \\ &= \delta \mathbf{q}^T \left[\int_0^L \mathbf{B}_Q^T(x) \mathbf{B}(x) dx \right] \mathbf{Q} = \delta \mathbf{q}^T \mathbf{T} \mathbf{Q} \end{aligned} \quad (2.19)$$

위 식은 $\mathbf{T} = \mathbf{I}$ 가 됨을 의미한다. 따라서, 변위 형상함수 $\mathbf{B}(x)$ 를 가정할 필요가 없으므로, 2-필드 강성법에 근거한 기존의 비선형 해석에서는 가정된 변위 형상함수에 의해서 발생되는 요소 내 평형 조건을 만족하지 못하는 문제점을 가지고 있다. 혼합법은 이러한 문제점을 해결해주는 방법을 제공한다. 따라서 식(2.18)은 다음 식과 같이 최종적으로 표현된다.

$$\mathbf{F}_t^{-1} \Delta \mathbf{q} = \mathbf{P} - \mathbf{Q} \quad (2.20)$$

2-필드 혼합법에 의한 보-기둥 요소의 정식화에서 강체모션을 고려한 경우의 요소접선 강성행렬은 다음 식에 의해 산정된다.

$$\mathbf{K}_t = \mathbf{F}_t^{-1} \quad (2.21)$$

2) 요소 상태방정식의 결정

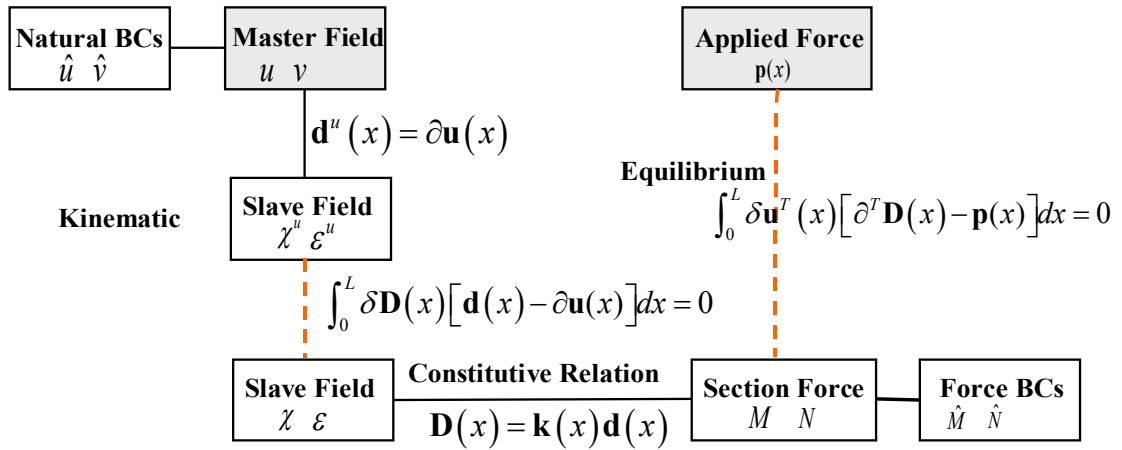
2-필드 혼합법의 단면상태 결정의 경우, 변위 형상 함수를 사용하지 않기 때문에, 단면 변형 벡터 $\mathbf{d}(x)$ 는 요소절점 변위벡터 $\mathbf{q}$ 로부터 직접 산정할 수 없다. 따라서, 이전 단계의 상태로부터 현 단계에서의 요소접선 유연도 및 강성행렬, 단면력 및 단면변형, 그리고 요소 절점력 및 절점변위 산정을 위한 요소상태결정을 위해서는, 변위법의 일반적인 강성도법의 유한 요소정식화와는 달리, 요소 내에서 비선형 반복수렴 과정이 요구된다. 이를 위한 상세 반복수렴 절차를 <그림3.5>에 제시하고 있다.

단면의 비선형 휨 해석을 위하여 파이버 단면 해석법을 이용하여 단면접선 유연도 행렬

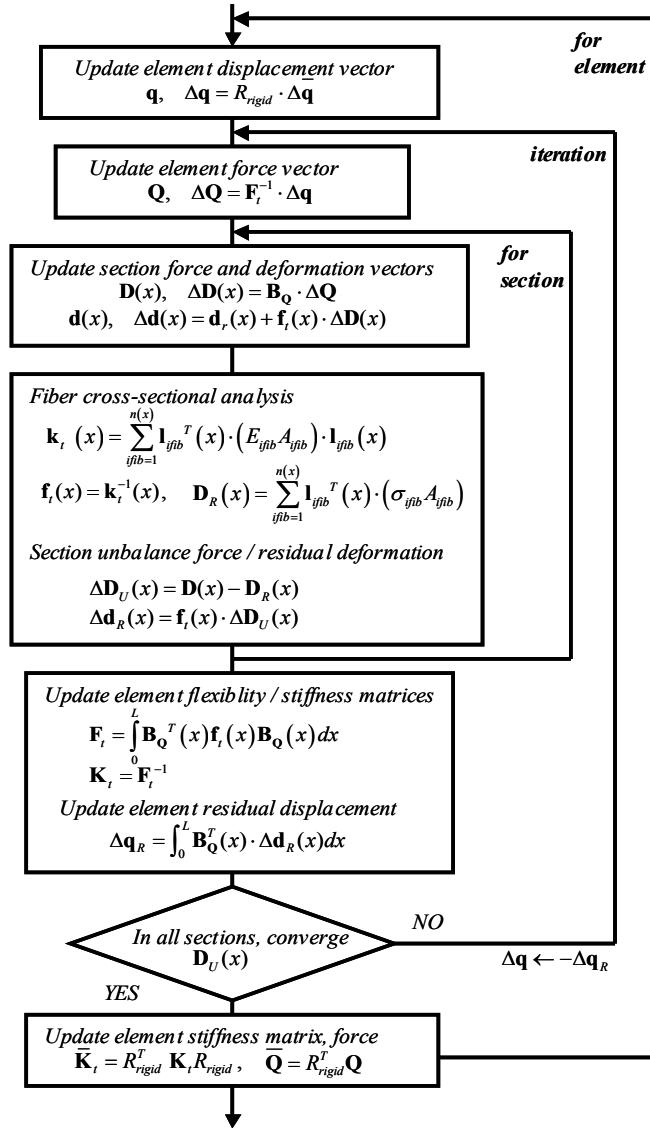
$\mathbf{f}_i(x)$ 및 단면 불평형력 벡터 $\Delta \mathbf{D}_R(x)$ 과 단면 잔류변형벡터 $\Delta \mathbf{d}_R(x)$ 를 산정하도록 하였다. 따라서 기존의 강성도법에 의한 유한요소모델이 전체구조물에서의 평형조건 만을 만족하고 요소 내에서의 평형조건은 만족하지 못하는 수치적 결함으로 인해 부재 요소 내에서의 힘과 변형 관계가 실제와는 차이가 나는 결과를 제공해 주고 있다. 하지만, 제시된 혼합법에 의한 유한요소 모델은 전체 구조에서뿐만 아니라 요소 내에서도 평형조건을 만족하고, 변위함수를 가정하지 않으므로 요소 내에서의 힘과 변형 관계가 정확 해를 제공해 주는 장점이 있다. 이상의 두 유한요소 모델에 관한 전체적인 모델링 및 해석 흐름 관계를 요약하여 <그림 3.4>의 Tonti 다이어그램으로 나타내었다.

요소의 접선 유연도 행렬의 산정과 동일하게 가상 힘의 원리로부터, 요소 절점 잔류변위 벡터 $\Delta \mathbf{q}_R$ 은 단면 잔류변형벡터 $\Delta \mathbf{d}_R(x)$ 로부터 다음 식과 같이 유도하여 산정할 수 있다.

$$\Delta \mathbf{q}_R = \int_0^L \mathbf{B}_Q^T(x) \Delta \mathbf{d}_R(x) dx \quad (2.22)$$



<그림 3.4> 혼합법의 Tonti 다이어그램



<그림 3.5> 요소 상태결정 과정

3) 강체운동을 고려한 요소로의 전환

이상의 벡터 및 행렬은 강체운동을 제거한 경우를 나타낸다. 2차원 또는 3차원 보-기둥 요소로 적용하기 위해서는 강체모션을 고려해 줌으로서 일반적인 보-기둥의 유한요소로 적용할 수 있다. 따라서 강체모션을 고려한 경우 국부좌표에서의 절점 변위 및 요소접선 강성행렬은 다음의 변환 관계로 산정된다.

$$\bar{\mathbf{q}} = \mathbf{R}_{rigid}^T \mathbf{q} \quad (2.23)$$

$$\bar{\mathbf{K}}_t = \mathbf{R}_{rigid}^T \mathbf{K}_t \mathbf{R}_{rigid} \quad (2.24)$$

여기서, R_{rigid} 는 2차원 보-기둥 요소인 경우, 강체모션이 있는 경우(a)와 강체운동이 없는 경우 (b) 의 평형조건으로부터 다음 식과 같이 유도할 수 있다.

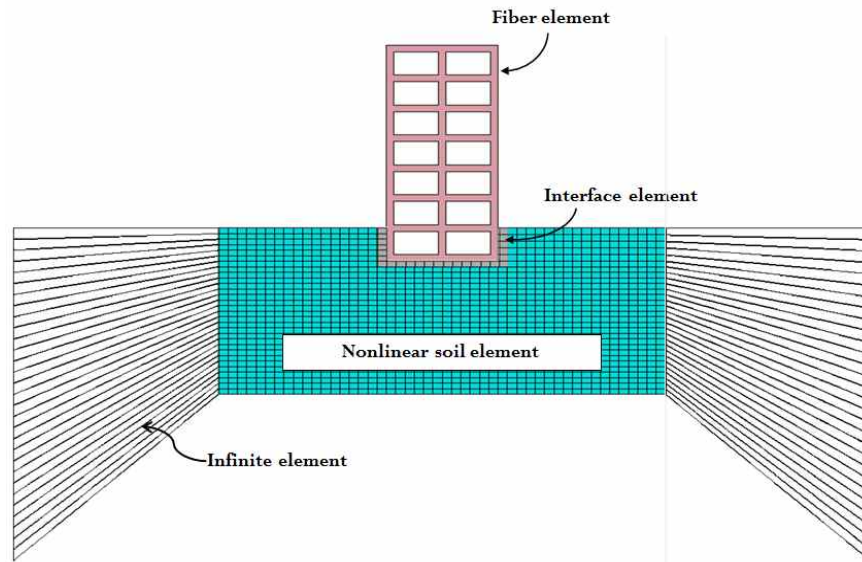
$$R_{rigid} = \begin{bmatrix} 0 & 1/L & 1 & -1/L & 0 \\ 0 & 1/L & 0 & -1/L & 1 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

동일하게 3차원 보-기둥 요소인 경우에도 다음의 식과 같이 유도할 수 있다.

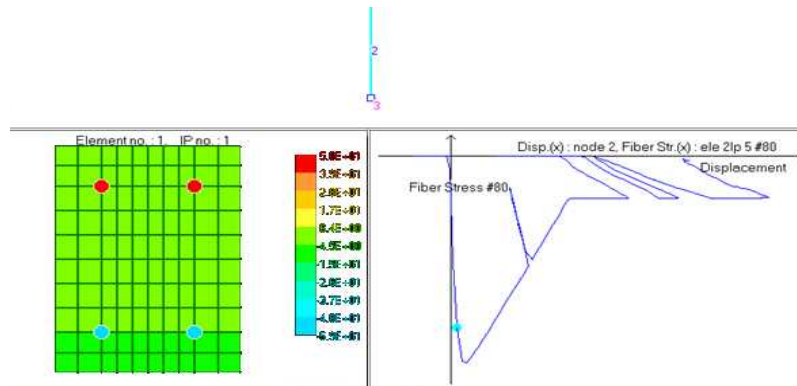
$$R_{rigid} = \begin{bmatrix} 0 & 1/L & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & -1/L & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1/L & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/L & 0 & 1 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

나. 지반-구조물 평가 모델의 통합화

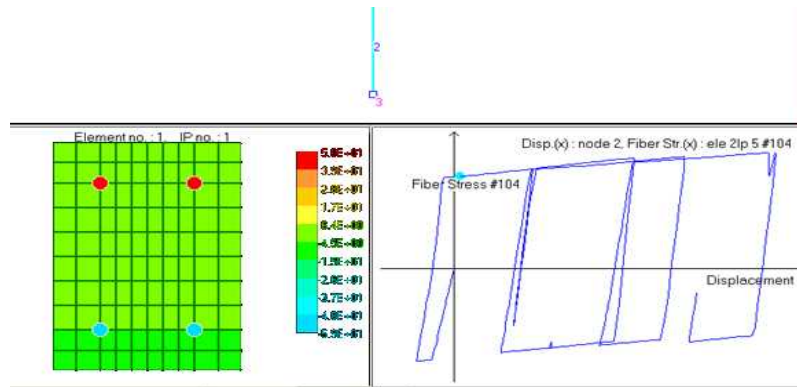
본 연구에서 개발 될 비선형 지반요소와 시간영역에서 동적해석 가능한 무한요소, 비선형 구조물의 통합화한 평가모델을 간략한 지반-구조물 상호작용을 고려한 구조물 모델의 구성은 <그림3.6>과 같다. 2차원 지반은 비선형 지반요소와 무한요소를 사용하여 모델하고, 지반에 위치하고 있는 구조물은 형상에 따라 본 연구에서 개발될 비선형 파이버 구조물 요소를 적용한다. 그리고 동적해석과 시간영역에서의 해석을 하기 위하여 무한요소는 지반 양단에 적용하고자 한다. 비선형 지반 및 무한요소, 구조물의 모델링이 완료되면 암반지역에 <그림3.8>과 같이 Elcentro, Ofunato, Hachione 지진 등을 적용하여 지반 및 구조물의 각 위치의 동적거동을 추적 및 확인함으로써 구조물의 내진 성능평가 및 구조물의 취약지점의 보수보강 대책을 수립할 수 있을 것으로 판단된다.



<그림3.6> 지반-구조물 상호작용을 고려한 구조물모델

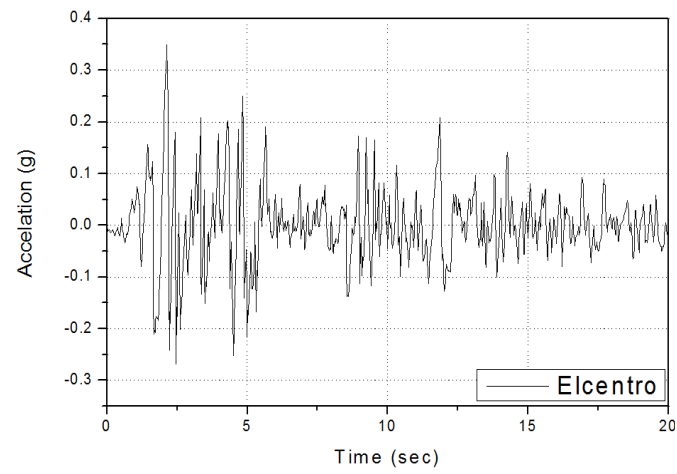


(a) 콘크리트 응력-변형률

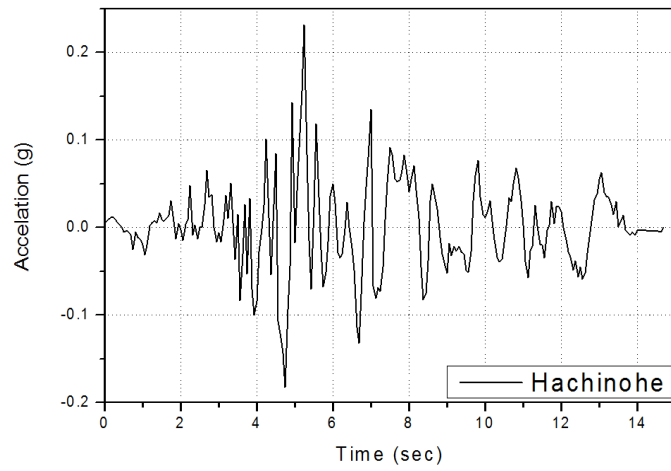


(b) 철근 응력-변형률

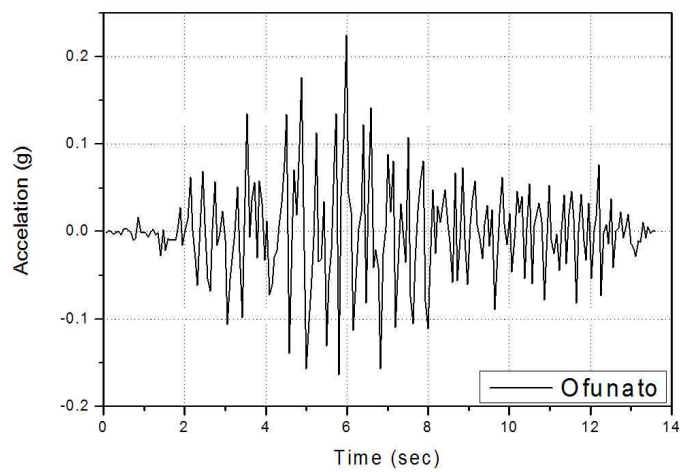
<그림3.7> 구조물 단면 구성 요소의 거동 추적 예 (철근콘크리트 구조물)



(a) Elcentro



(b) Hachinohe



(c) Ofunato

<그림3.8> 지진 데이터

3. 지반과 구조물 상호작용 해석

가. 지반과 구조물 상호작용

단층과 같은 지중에서 발산된 에너지는 지반을 매개체로 하여 진원으로부터 지반과 접하는 구조물의 경계에 도달하게 되며, 이로 인하여 구조물은 진동하기 시작한다. 이와 동시에 구조물의 진동에 의하여 유발된 진동에너지의 일부는 구조물과 지반의 경계면을 통하여 다시 지반에 전달된다. 이와 같이 유한한 크기의 구조물과 반 무한영역으로 가정할 수 있는 지반이 서로 상호작용하며 운동하는 현상을 지반-구조물 상호작용(soil-structure interaction)이라고 한다(Wolf, 1985).

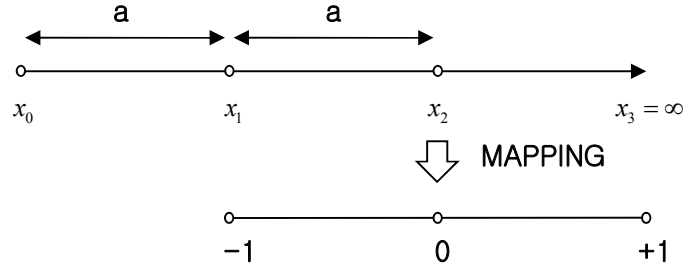
암반노두(outcrop of rock)에서 지진파의 특성은 기저암반(bed rock)에서 지진파 특성과 거의 유사하다고 할 수 있지만, 연약지반이나 깊은 지반의 지표면에서의 지진파 특성은 지반의 특성에 따라 크게 달라질 수 있다. 특히, 연약지반위에 구조물이 놓이는 경우, 기초에 인접한 근역지반의 특성과 입력 지진파의 특성이 기초의 형상과 구조물의 동적 특성에 따라 달라지기 때문에, 지진시의 연약 지반 위에 건설된 구조물의 거동은 암반 위에 놓인 구조물의 거동과는 큰 거동의 차이를 나타낼 수 있다. 지반-구조물 상호작용을 고려한 내진설계는 1960년대에 미국 원자력규제위원회(nuclear regulatory commission, NRC)에서 원자력 발전소의 설계를 수행하면서 시작되었고, 그 이후 지반 및 구조분야에서 체계적인 연구를 통해, 중요 구조물의 내진설계 시 고려해야 할 중요한 분야 중에 하나로 자리 잡게 되었다.

나. 무한요소의 정식화

1) 무한요소 강성행렬의 정식화

가) 사상함수

무한요소의 강성행렬은 형상함수와 사상함수로 이루어져 있다. 사상함수는 자연 좌표계 ξ, η 와 요소 좌표계의 좌표변환을 설정해주는 함수이며 이를 이용하여 무한영역을 나타내는 절점을 무한요소 정식화에 포함시킨다. 무한요소의 사상함수 정식화는 Zienkiewicz⁵⁾가 구한 방법을 토대로 하고 있다. <그림3. 9>에서 보는 것과 같이 1차원요소인 점 x_1, x_2 무한한 선을 나타내는 점 x_3 이 있다. 이 요소 좌표를 자연좌표인 ξ 인 함수로 변환 하려고 한다. 여기서 ξ 의 범위는 $-1 \leq \xi \leq 1$ 이다.



<그림3. 9> One dimensional Infinite element mapping formulation

요소좌표 x 의 자연좌표 변환 식은 다음과 같다.

$$x = \widetilde{N}_0(\xi)x_0 + \widetilde{N}_2(\xi)x_2 \quad (3.1)$$

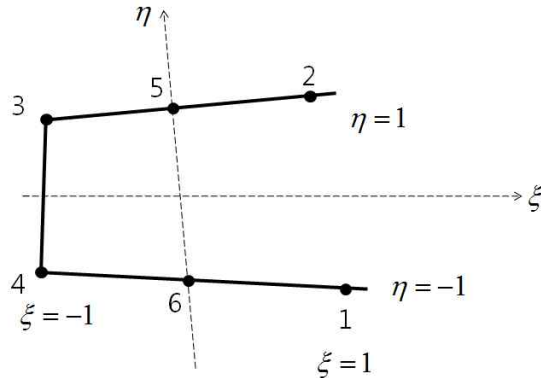
$$\text{여기서, } \widetilde{N}_0(\xi) = \frac{-1}{1-\xi}, \quad \widetilde{N}_2(\xi) = 1 + \frac{\xi}{1-\xi}$$

ξ 값을 대입하여 좌표 변환이 되었다는 것을 검증할 수 있다.

$$\begin{aligned} \xi = +1 & \quad x = \frac{\xi}{1-\xi}(x_2 - x_0) + x_2 = \infty = x_3 \\ \xi = 0 & \quad x = x_2 \\ \xi = -1 & \quad x = \frac{x_0}{2} + \frac{x_2}{2} = x_1 \end{aligned} \quad (3.2)$$

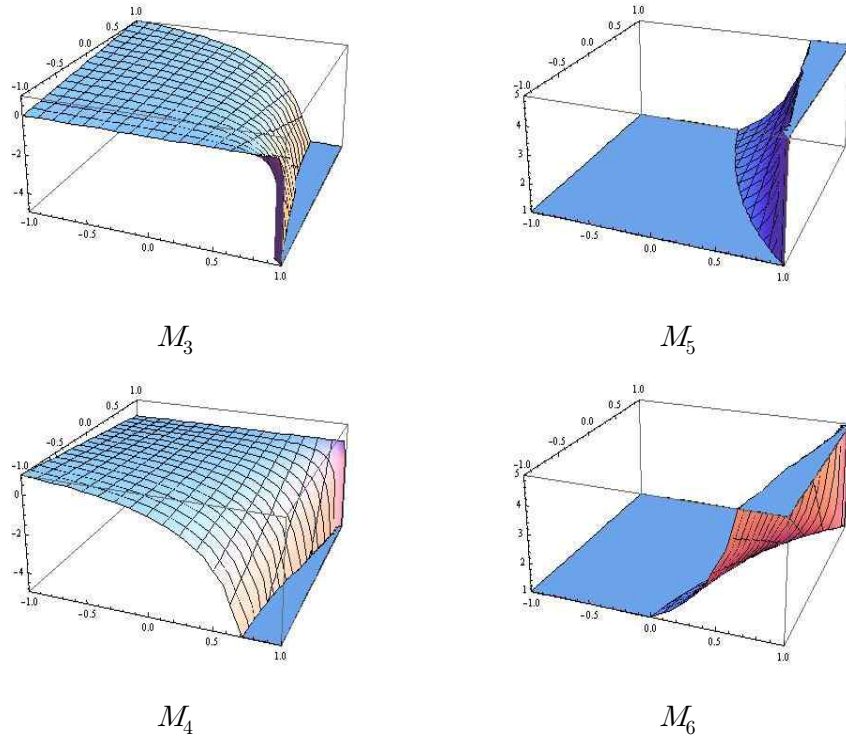
점 x_1 은 점 x_0 와 점 x_2 중간에 위치한 점이라면 유한요소의 해석부분인 점 x_0 에서 점 x_1 까지의 길이와 무한요소의 해석길이인 점 x_1 에서 점 x_2 까지의 길이가 같기 때문에 유한요소와 무한요소의 해석길이는 같아야 한다. 그리고 x 에 대한 식을 다시 표현하면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$x = \widetilde{N}_0(\xi)(2x_1 - x_2) + \widetilde{N}_2(\xi)x_2 \quad (3.3)$$



<그림3. 10> Element (4nodes + 2 nodes infinite)

1차원과 비슷하게 <그림3. 10>과 같은 2차원의 6개의 점을 가진 무한요소의 사상함수의 정식화도 할 수 있다. 무한한 요소를 나타내는 ξ 방향은 1차원의 방식과 동일하고, η 방향은 유한 요소 형상함수의 정식화와 동일하다. 정식화한 x 을 나타내면 식(3.4)과 같다.



<그림3. 11> Mapping Function

$$x = \tilde{N}_1(\eta)[\tilde{N}_0(\xi)(2x_3 - x_6) + \tilde{N}_2(\xi)x_6] + \tilde{N}_2(\eta)[\tilde{N}_0(\xi)(2x_4 - x_5) + \tilde{N}_2(\xi)x_5] \quad (3.4)$$

$$\text{여기서, } \tilde{N}_1(\eta) = \frac{1+\eta}{2}, \quad \tilde{N}_2(\eta) = \frac{1-\eta}{2}$$

이때, 사상함수는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} M_3 &= \frac{1+\eta}{2} \left(\frac{-2\xi}{1-\xi} \right), & M_4 &= \frac{1-\eta}{2} \left(\frac{-2\xi}{1-\xi} \right) \\ M_5 &= \frac{1+\eta}{2} \left(\frac{1+\xi}{1-\xi} \right), & M_6 &= \frac{1-\eta}{2} \left(\frac{1+\xi}{1-\xi} \right) \end{aligned} \quad (3.5)$$

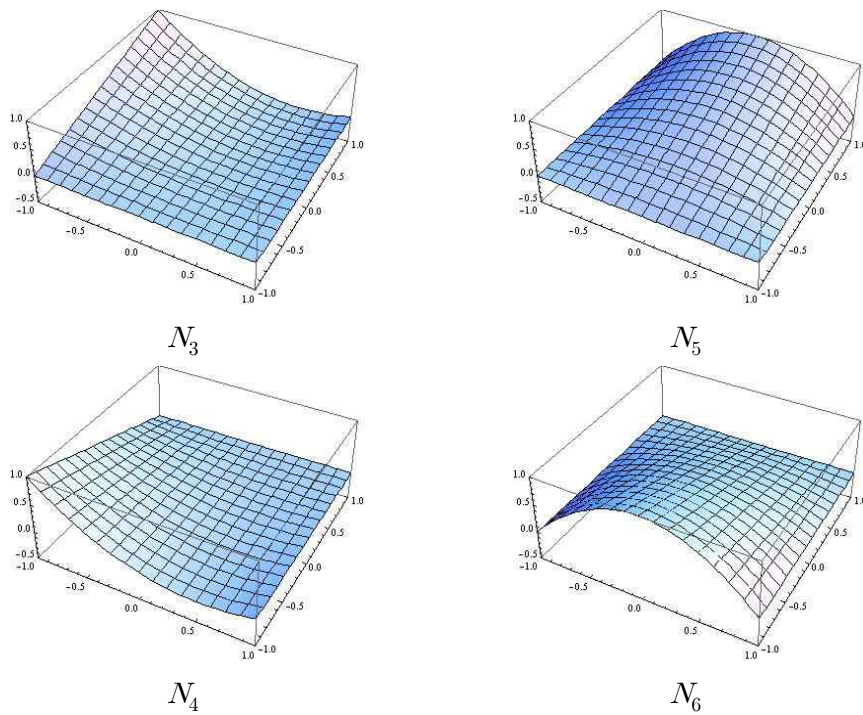
사상함수를 그림으로 나타내면 <그림3. 11>과 같다.

나) 형상함수

각 절점에 대한 형상함수는 무한의 영역인 두 절점의 형상함수는 0으로 하고, 다른 절점은 기존의 isoparametric 유한요소의 형상함수와 동일하며 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} N_3 &= \frac{1}{4} \xi(1-\xi)(1+\eta), & N_5 &= \frac{1}{4} \xi(1-\xi^2)(1+\eta), & N_1 &= 0 \\ N_4 &= \frac{1}{4} \xi(1-\xi)(1-\eta), & N_6 &= \frac{1}{4} \xi(1-\xi^2)(1-\eta), & N_2 &= 0 \end{aligned} \quad (3.6)$$

형상함수를 그림으로 나타내면 <그림3. 12>와 같다.



<그림3. 12> Shape Function

다) 강성행렬의 정식화

변형과 변위 관계를 나타내는 적합행렬 B는 형상함수의 미분 항으로 구성되며 다음과 같다.

$$B = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_3}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_5}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_6}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_3}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_5}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_6}{\partial y} \\ \frac{\partial N_3}{\partial y} & \frac{\partial N_3}{\partial x} & \frac{\partial N_4}{\partial y} & \frac{\partial N_4}{\partial x} & \frac{\partial N_5}{\partial y} & \frac{\partial N_5}{\partial x} & \frac{\partial N_6}{\partial y} & \frac{\partial N_6}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

자연좌표계인 ξ, η 의 함수에서 요소 좌표계인 x, y 함수로 표현하기 위해서 Jacobian 행렬을 사용하였다. Jacobian행렬은 무한의 영역의 좌표 변환이므로 사상함수의 미분 항으로 구성되며 다음과 같이 정리 된다.

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial M_3}{\partial \xi} & \frac{\partial M_4}{\partial \xi} & \frac{\partial M_5}{\partial \xi} & \frac{\partial M_6}{\partial \xi} \\ \frac{\partial M_3}{\partial \eta} & \frac{\partial M_4}{\partial \eta} & \frac{\partial M_5}{\partial \eta} & \frac{\partial M_6}{\partial \eta} \end{bmatrix}, \left\{ \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{bmatrix} \right\} = \begin{bmatrix} J_{11} & J_{12} \\ J_{21} & J_{22} \end{bmatrix} \left\{ \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{bmatrix} \right\} \quad (3.8)$$

가상일의 원리에 따른 무한요소의 강성행렬은 다음과 같다.

$$K^e = h \int_A B^T D_{mat} B dA = h \int_{-1}^1 \int_0^\infty B^T D_{mat} B d\xi d\eta \quad (3.9)$$

평면변형률일 때의 D_{mat} 는 다음과 같다.

$$D_{mat} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

여기서, E : 탄성계수, ν : 푸아송 비

2) 무한요소 감쇠행렬의 정식화

이차원 평면에서 독립적인 속력을 가지고 퍼지는 평면파인 P파와 S파의 속도는 다음과 같다.

$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}, \quad c_p = \frac{c_s}{S_p} \quad (3.11)$$

$$\text{여기서, } S_p = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}}, \quad G : \text{전단 계수}, \rho : \text{밀도}$$

일반적인 이방성 매질의 평면파의 전파에 대한 파동방정식의 변위는 다음과 같다.

$$\{U\} = A\{n\}e^{i\omega(\{k\}^T\{r\}-t)} \quad (3.12)$$

여기서, A : 파동의 진폭

$\{n\}$: 파동의 전파 방향

$\{k\}$: 파동수 벡터

$\{r\}$: 좌표 벡터

2차원일 경우 독립적인 속도를 가지는 두 개의 파로 나뉜다. 그러므로 변위를 다시 표현해보면

$$\{U\} = \sum_{m=1}^2 A_m \{n_m\} e^{i\omega(\{k_m\}^T\{r\}-t)} \quad (3.13)$$

식(3.12)의 변위로부터 변형률을 구해보면

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\partial U_x}{\partial x} = i\omega \sum_{m=1}^2 A_m n_{mx} k_{mx} e^{i\omega(\{k_m\}^T\{r\}-t)} \\ \epsilon_y &= \frac{\partial U_y}{\partial y} = i\omega \sum_{m=1}^2 A_m n_{my} k_{my} e^{i\omega(\{k_m\}^T\{r\}-t)} \\ \epsilon_{xy} &= \frac{\partial U_x}{\partial y} + \frac{\partial U_y}{\partial x} = i\omega \sum_{m=1}^2 A_m (n_{mx} k_{my} + n_{my} k_{mx}) e^{i\omega(\{k_m\}^T\{r\}-t)} \end{aligned} \quad (3.14)$$

속력에 대한 식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \dot{U}_x &= -i\omega \sum_{m=1}^2 A_m n_{mx} e^{i\omega(\{k_m\}^T\{r\}-t)} \\ \dot{U}_y &= -i\omega \sum_{m=1}^2 A_m n_{my} e^{i\omega(\{k_m\}^T\{r\}-t)} \end{aligned} \quad (3.15)$$

변형률을 속도의 성분으로 가진 형태로 나타내면

$$\epsilon = [B] \dot{U} \quad (3.16)$$

변형과 속력과의 관계를 나타내는 적합행렬 B 는 식(3.15)와 식(3.16)으로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$B^T = -[\Delta]^{-1} \begin{bmatrix} n_{1x}k_{1x} & n_{1y}k_{1y} & n_{1x}k_{1y} + n_{1y}k_{1x} \\ n_{2x}k_{2x} & n_{2y}k_{2y} & n_{2x}k_{2y} + n_{2y}k_{2x} \end{bmatrix} \quad (3.17)$$

$$\text{여기서, } [\Delta] = \begin{bmatrix} n_{1x} & n_{1y} \\ n_{2x} & n_{2y} \end{bmatrix}$$

[표3. 1] Component of $\{n\}$ and $\{k\}$ vectors for isotropic material

Component	P-wave	S-wave
n_x	$\cos\theta$	$-\sin\theta$
n_y	$\sin\theta$	$\cos\theta$
k_x	$\frac{1}{c_p} \cos\theta$	$\frac{1}{c_s} \cos\theta$
k_y	$\frac{1}{c_p} \sin\theta$	$\frac{1}{c_s} \sin\theta$

벡터 $\{n\}$ 과 $\{k\}$ 의 구성성분은 Table. 1.에 나타내었다. 식(3.17)에 Table. 1.에 해당하는 값을 대입하면 다음과 같다.

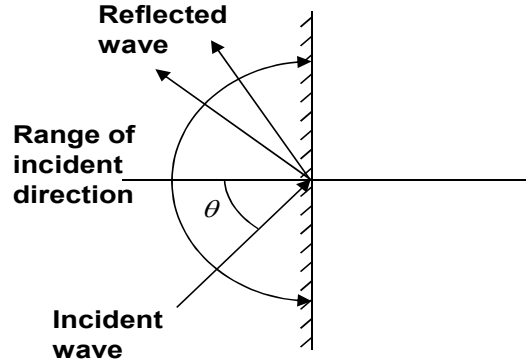
$$[B] = - \begin{bmatrix} \cos\theta(a+b) & \sin\theta(a-d) \\ \cos\theta(c-b) & \sin\theta(c+d) \\ \sin\theta(2a-d+b) & \cos\theta(2c-b+d) \end{bmatrix} \quad (3.18)$$

$$\text{여기서, } a = \frac{1}{c_p} \cos^2\theta, \quad b = \frac{1}{c_s} \sin^2\theta, \quad c = \frac{1}{c_p} \sin^2\theta, \quad d = \frac{1}{c_s} \cos^2\theta$$

<그림3. 13>과 같이 경계면으로 입사되어 들어오는 응력 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma = [D][B] \dot{U} \quad (3.19)$$

이 응력은 일반적으로 입사되어 들어오는 파의 방향을 알고 독립적인 진동을 하는 한개 파의 경우이다. 여기서 입사되어지는 독립적인 파의 적합행렬이 $[B]$ 라고 할 수 있다.



〈그림 3. 13〉 Orientation of boundary

그러나 일반적으로 경계에 도착한 파의 방향은 잘 알려지지 않았고, 실제파는 여러 방향으로 부터 같은 시간에 도달할 것이다. 그리하여 독립적이고 새로운 형태에 가까운 경계에 흡수되어지는 응력에 대한 행렬의 정의가 필요하다. 입사되는 응력의 거의 대부분이 흡수된다고 했을 때, 흡수되는 응력을 결정해주는 행렬은 $-[B]$ 라고 할 수 있고, 이것을 $[C]$ 라고 한다면 흡수되는 응력은 다음과 같이 표현되어진다.

$$\sigma' = -[D][B]\dot{U} = [D][C]\dot{U} \quad (3.20)$$

입사 에너지의 거의 모든 에너지가 흡수 되려면, 입사되는 에너지와 흡수되는 에너지의 합, 즉 $|B_{ij} + C_{ij}|$ 의 값이 최소가 되면 거의 모든 에너지가 흡수되어 에너지 손실이 최소가 된다고 할 수 있다. 그리고 실제파는 여러 방향에서 오기 때문에, 모든 방향(θ , $-\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$)에서 오는 입사 에너지는 $[B]\cos\theta$ 값으로 동일한 에너지로 경계면에 도달한다고 가정한다. 입사되어 들어오는 각 θ 에 대해서 에너지 손실이 최소 되게 하는 식은 다음과 같다.

$$I_{ij} = \int_{\theta} (B_{ij} + C_{ij})^2 \cos^2 \theta d\theta \quad (3.21)$$

이 식의 최소값을 구하기 위하여 C_{ij} 에 대해 미분을 하여 정리를 하면 다음과 같은 식이 된다.

$$C_{ij} = \frac{\int_{\theta} B_{ij} \cos^2 \theta d\theta}{\int_{\theta} \cos^2 \theta d\theta} \quad (3.22)$$

식(3.22)에 식(3.18)을 대입하면 다음과 같다.

$$[C] = \frac{8}{15\pi} \begin{bmatrix} \frac{4}{c_p} + \frac{1}{c_s} & 0 \\ \frac{1}{c_p} - \frac{1}{c_s} & 0 \\ 0 & \frac{2}{c_p} + \frac{3}{c_s} \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

식(3.20)의 탄성계수 $[D]$ 는 다음과 같다.

$$D = \begin{bmatrix} \lambda + 2g & \lambda & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} = G \begin{bmatrix} \frac{1}{S_p^2} & \frac{1}{S_p^2} - 2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.24)$$

$$\text{여기서, } \lambda = \frac{2\mu}{1-2\mu} G$$

식(3.23)과 식(3.24)을 식(3.20)에 대입하면 다음과 같은 식이 된다.

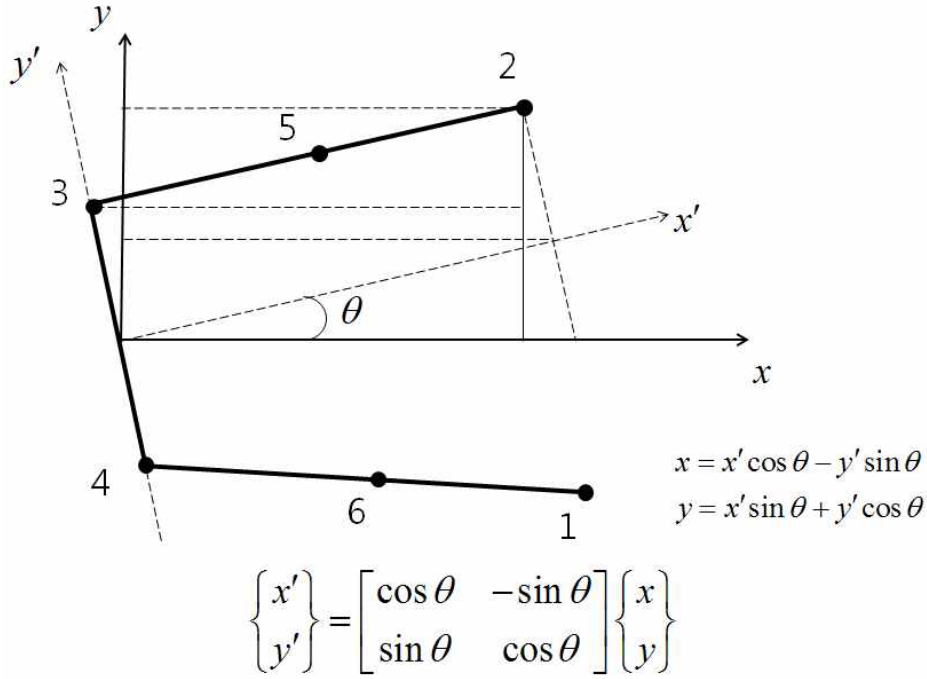
$$\begin{Bmatrix} \sigma_n \\ \tau \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a\rho c_p & 0 \\ 0 & b\rho c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_n \\ \dot{U}_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a\rho c_p & 0 \\ 0 & b\rho c_s \end{bmatrix} P \begin{Bmatrix} \dot{u}_3 \\ v_3 \\ \dot{u}_4 \\ v_4 \\ \dot{u}_5 \\ v_5 \\ \dot{u}_6 \\ v_6 \end{Bmatrix} \quad (3.25)$$

$$\text{여기서, } a = \frac{8}{15\pi} (5 + 2S_p - 2S_p^2), \quad b = \frac{8}{15\pi} (3 + 2S_p)$$

식(3.25)은 한 점에 대한 P파와 S파의 속력을 수평, 수직응력을 표현되어져 있는 식에서 Projection matrix인 P행렬을 통하여 무한요소의 모든 점에 대한 수직, 수평응력으로 좌표 변환한 것이다. 유한요소와 무한요소의 경계면인 점 3번과 점 4번이 이루는 면으로 에너지가 흡수되므로 P행렬은 3번과 4번에 대하여 수직이 되는 x', y' 의 좌표로 전체 무한요소가 좌표 변환하게 된다. 이에 따라 나온 Projection matrix는 다음과 같다.

$$P = \begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta & \cos\theta & \sin\theta & \cos\theta & \sin\theta & \cos\theta & \sin\theta \\ -\sin\theta & \cos\theta & -\sin\theta & \cos\theta & -\sin\theta & \cos\theta & -\sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix} \quad (3.26)$$

여기서, $\cos\theta = \frac{y_3 - y_4}{l_{34}}$, $\sin\theta = \frac{x_3 - x_4}{l_{34}}$, $l_{34} = \sqrt{(x_3 - x_4)^2 + (y_3 - y_4)^2}$



<그림3. 14> Projection matrix coordinate conversion

지금까지 나온 식을 바탕으로 감쇠효과를 나타내는 행렬은 다음과 같다.

$$C_i = P^T \begin{bmatrix} a\rho c_p & 0 \\ 0 & b\rho c_s \end{bmatrix} P \quad (3.27)$$

무한요소의 감쇠행렬은 다음과 같다.

$$C_e = \int_{-1}^1 H^{s^T} C_i H^s d\eta \quad (3.28)$$

H^s 는 표면 변위 행렬로 무한요소는 에너지를 흡수하는 면인 점 3번과 4번에 영향을 받기 때문에 다음과 같다.

$$H^s = \begin{bmatrix} \frac{1}{2}(1+\eta) & 0 & \frac{1}{2}(1-\eta) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{2}(1+\eta) & 0 & \frac{1}{2}(1-\eta) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.29)$$

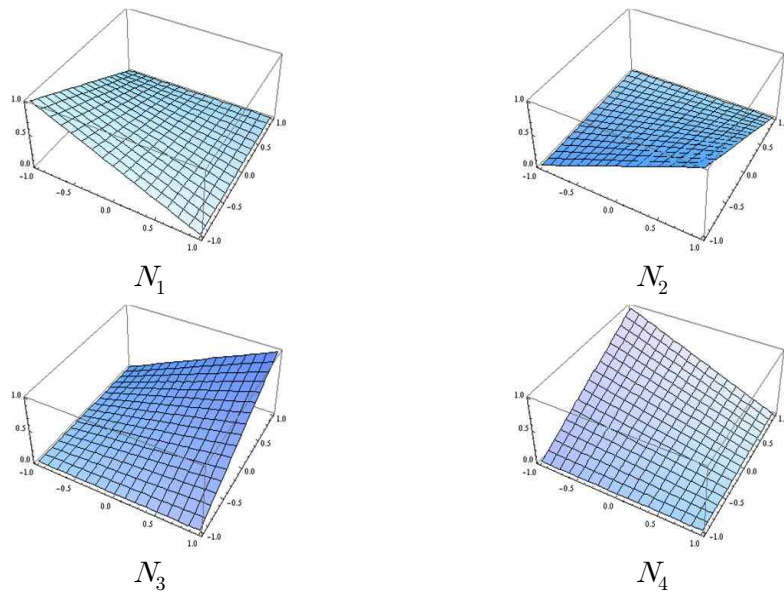
다. 평면유한요소의 정식화

1) 강성행렬

본 연구에 사용된 평면유한요소는 평면변형률을 고려한 4절점 유한요소이다. 각 절점에 대한 형상함수 다음과 같다.

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta), & N_2 &= \frac{1}{4}(1+\xi)(1-\eta) \\ N_3 &= \frac{1}{4}(1+\xi)(1+\eta), & N_4 &= \frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta) \end{aligned} \quad (3.30)$$

형상함수를 그림으로 나타내면 <그림3. 15>와 같다.



<그림3. 15> Shape Function

변형과 변위 관계를 나타내는 적합행렬 B는 형상함수의 미분 항으로 구성되며 다음과 같다.

$$B = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_3}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_5}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_6}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_3}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_5}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_6}{\partial y} \\ \frac{\partial N_3}{\partial y} & \frac{\partial N_3}{\partial x} & \frac{\partial N_4}{\partial y} & \frac{\partial N_4}{\partial x} & \frac{\partial N_5}{\partial y} & \frac{\partial N_5}{\partial x} & \frac{\partial N_6}{\partial y} & \frac{\partial N_6}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.31)$$

자연좌표계인 ξ, η 의 함수에서 요소 좌표계인 x, y 함수로 표현하기 위해서 Jacobian 행렬을 사용하였다. 무한요소와 달리 유한요소는 형상함수가 좌표변환에 쓰인다. Jacobian행렬은 다음과 같이 정리 된다.

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix}, \quad \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = J^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} \quad (3.32)$$

$$\text{여기서, } J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix}$$

가상일의 원리에 따른 유한요소의 강성행렬은 다음과 같다.

$$K^e = h \int_A B^T D_{mat}^{(e)} B dA = h \int_{-1}^1 \int_0^\infty B^T D_{mat}^{(e)} B d\xi d\eta \quad (3.33)$$

2) 질량행렬과 감쇠행렬

질량행렬과 감쇠행렬은 국부의 유한요소에 적용되는 밀도와 감쇠계수를 전체의 유한요소 해석에 적용하기 위하여 형상함수를 이용하여 계산한다.

$$\begin{aligned} M^e &= \sum_{e=1}^m \int_{v^{(e)}} \rho H^T H dv \\ C^e &= \sum_{e=1}^m \int_{v^{(e)}} c H^T H dv \end{aligned} \quad (3.34)$$

$$\text{여기서, } H = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix}$$

라. 지반의 비선형 모델 정식화

1) Drucker-Prager 항복조건

평면 유한요소 Drucker-Prager 항복조건을 사용하여 비선형 해석을 하였다. Drucker-Prager 항복조건은 Von Mises 기준에 정수압응력을 고려한 것으로 다음과 같다.

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} = k \quad (3.35)$$

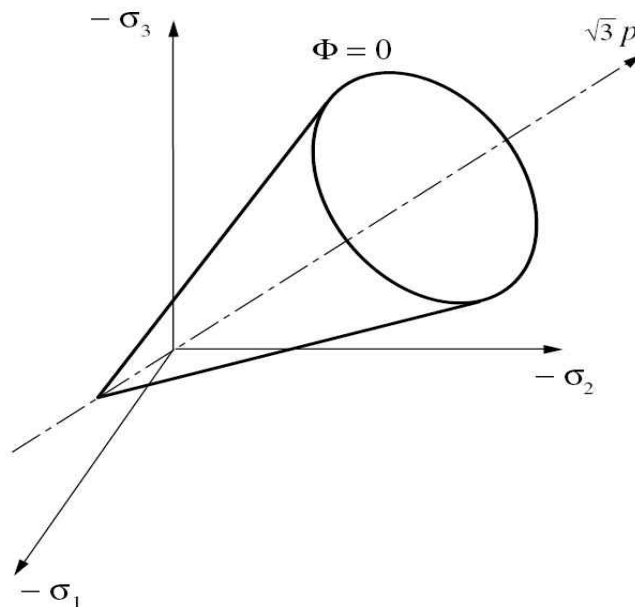
여기서 α 와 k 는 양의 상수이고, I_1 은 제1차 응력텐서 불변량이다. J_2 는 다음과 같다.

$$J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (3.36)$$

항복 표면은 등근 원추형의 형태로 되어 있다. <그림3. 16>은 Drucker-Prager 항복표면을 그림으로 나타낸 것이다. 이 기준은 Mohr-Coulomb 항복 면과 관련을 지을 수 있는데 예를 들어 Mohr-Coulomb 항복면의 외부 꼭짓점을 연결한 면일 때의 α 와 k 는 다음과 같다.

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}, \quad k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (3.37)$$

여기서, ϕ : 내부마찰각, c : 점착력



<그림3. 16> The Drucker-Prager yield surface in principal stress space

2) 탄-소성 접선연산자

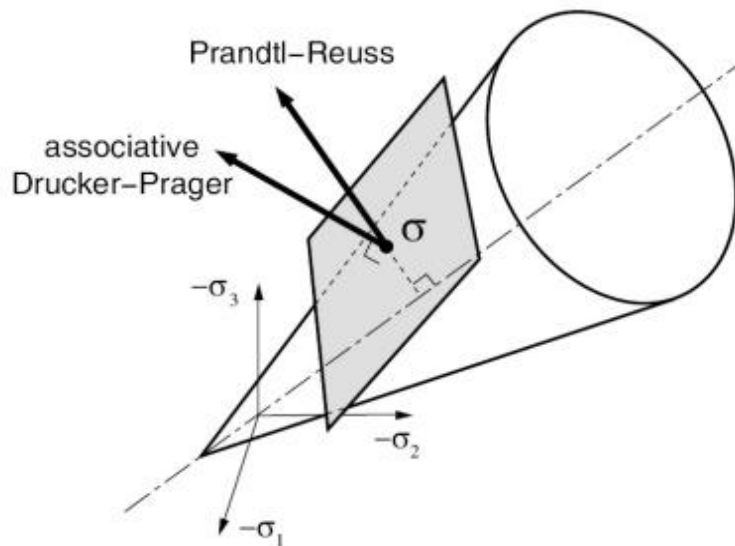
균열에 따른 탄성손실(elastic damage)을 고려하지 않는 경우 미소 변형하의 총 변형률은 탄성 및 소성성분으로 분리되며 다음 식과 같이 된다.

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_e + \dot{\epsilon}_p \quad (3.38)$$

소성변형률 텐서 $\dot{\epsilon}_p$ 은 소성흐름 크기를 나타내는 소성승수(plastic multiplier) $\dot{\lambda}$ 와 소성흐름 방향 텐서 m 으로써 다음과 같이 정의 된다.

$$\dot{\epsilon}_p = \dot{\lambda} m, \quad m = \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (3.39)$$

탄성 적으로 증가한 응력증가분이 파괴포락선을 팽창시킬 때($F > 0$) 소성흐름을 야기한다. 여기서 파괴포락선 F 가 소성포텐셜 Q 와 동일한 경우($F = Q$)에 소성흐름 법칙은 상관소성흐름(associates plastic flow)이 되는 반면, $F \neq Q$ 의 경우에 비상관소성흐름(non-associates plastic flow)이 된다. 상관소성흐름에서 소성변형 $\dot{\epsilon}_p$ 의 방향은 파괴 포락선상의 가상접선면의 수직벡터 m 에 의해 결정하게 된다. 본 연구의 비선형해석에서는 상관소성흐름을 쓰고 있다. <그림3. 17>은 Drucker-Prager의 소성흐름을 나타낸 그림이다.



<그림3. 17> The Drucker-Prager flow vector

3) 탄소성 해석 알고리즘과 경화 규칙

유한요소로 소성이론을 수행하기 위해 시간의 증분의 형태인 Δt 로 변형률과 응력을 다른 형태로 바꿀 필요가 있다.

$$\Delta t = t_{n+1} - t_n \quad (3.40)$$

여기서 t_n 과 t_{n+1} 시간은 n 과 $n+1$ 각각의 단계를 결정할 수 있다. 탄소성의 수치적 구현은 탄성과 소성 구성요소의 고유치 분석을 포함한다. 탄소성에서 응력을 표현하면 다음과 같다.

$$\dot{\sigma} = D_{mat} \dot{\epsilon}_e \quad (3.41)$$

증분응력에 대해서 나타내면 다음과 같다.

$$\Delta \sigma = D_{mat} : \Delta \epsilon_e \quad (3.42)$$

그리고 식(3.38)을 소성 변형률에 대해서 정리하여 대입하면 다음과 같다.

$$\Delta \sigma = D_{mat} : (\Delta \epsilon - \Delta \epsilon_p) \quad (3.43)$$

식(3.43)에 식(3.39)을 대입하면 다음과 같다.

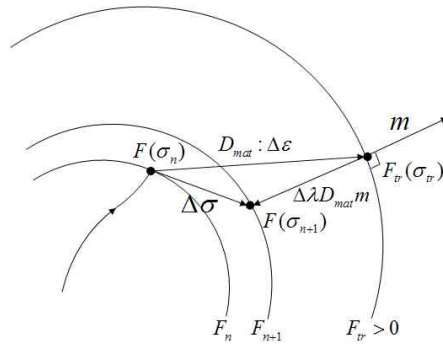
$$\Delta \sigma = D_{mat} : \Delta \epsilon - \Delta \lambda D_{mat} : m \quad (3.44)$$

여기서 $D_{mat} : \Delta \epsilon$ 가 탄성예측 부분이고 $\Delta \lambda D_{mat} : m$ 이 소성교정 부분이다. 응력이 항복함수를 통과하였는지 못했는지는 탄성예측의 단계의 초기에 사용되는 시험 응력에 의해서 결정 되어진다. 예를 들면, 응력 σ_n 과 시간 t_n 이 시험 응력인 σ_{tr} 로 되어 지고, 증분변위인 Δu 로부터 새로운 증분 변형률을 계산할 수 있다. σ_{tr} 은 다음과 같다.

$$\sigma_{tr} = \sigma_n + D_{mat} : \Delta \epsilon \quad (3.45)$$

항복함수가 시험응력단계를 조사하였을 때 만약 $F(\sigma_{tr}, q_n) \leq 0$ 이라면, σ_{tr} 은 탄성영역에 남아 있고, 새롭게 다른 시간과 응력으로 계산되어진다. 만약 $F(\sigma_{tr}, q_n) > 0$ 이라면, 소성 교정단계는 $t = t_{n+1}$ 로 일관성 조건의 시행에 의해 항복 면으로 응력 σ_{tr} 을 되돌아오게 한다.

$$F_{n+1} = F_{tr}(\sigma - D : \Delta \epsilon_p, q_n) = 0 \quad (3.46)$$



<그림3. 18> Elastic predictor and plastic Corrector

이때 소성 변형률의 $\Delta\lambda$ 과 m 의 결정이 필요하다. 소성교정 단계에 $\Delta\lambda$ 는 m 에 의해 정의된 방향을 따라서 항복 면으로 시험응력만큼 되돌아오는 간격을 결정한다. <그림3. 18>은 탄성 예측과 소성교정이 어떻게 사용되며 시험응력이 항복 면으로 돌아오는 것을 보여 주고 있다. 이후의 소성거동은 경화 규칙에 의해서 해석되어 진다. 본 연구에서 사용된 경화 규칙은 완성 소성으로 하여 해석하였다. 완전 소성은 항복 발생 후 경화가 허용되지 않기 때문에 (Hardening=0) 소성구간 변형률이 증가하더라도 응력은 동일하게 작용되어 진다.

본 연구에서는 이상의 정식화 과정을 기본으로 하여 Drucker-Prager, Mohr-Coulomb 그리고 von Mises 항복면을 적용한 소성모델을 전산화하였다.

마. 시간영역에서의 정식화

1) 운동방정식

작용력이나 지반가속도와 같은 가진원이 시간에 따라 임의로 변하거나 시스템이 비선형일 경우 단자유도 시스템의 운동방정식의 해를 해석적으로 구하는 것은 일반적으로 불가능하다. 이런 문제들은 미분방정식의 적분에 대한 수치적 시간증분법을 사용하여 처리할 수 있다. 비탄성 시스템에 있어서 그 해를 수치적으로 구해야 하는 운동방정식은 다음과 같다.

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + ku_i = p(t) \quad (3.47)$$

여기서, $p(t)$: 외력, m 는 질량, c 는 감쇠, k 는 강성도 행렬이며,

$\ddot{u}_i$ 는 가속도, $\dot{u}_i$ 는 속도, u_i 는 변위이다.

무한요소는 무한의 영역을 나타내는 것이므로 동적해석에서 질량행렬은 무시하여 해석한다. 각 행렬에 무한요소에 대한 행렬과 유한요소에 대한 행렬을 대입하여 직접적분법으로 시간영역으로 해석하게 된다.

2) 직접적분법

본 연구에서는 이 운동방정식을 시간의 영역에서 해석하기 위해 직접적분법 중 하나인 Newmark 알고리즘에 의해서 해석하였다. Newmark 알고리즘은 가속도 변동에 대한 가정의 근거한 방법이다. 다음 식에 근거하여 직접적분하게 된다.

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1-\gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (3.48)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5-\beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + (\beta(\Delta t)^2)\ddot{u}_{i+1} \quad (3.49)$$

알고리즘에 사용되는 매개변수 β 와 γ 는 한 시간단계에 걸친 가속도의 변동을 정의하고, 해석법의 수치적 정확도를 결정한다. 대표적으로 $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$, $\gamma = \frac{1}{2}$ 을 선택하면 정확도를 비롯한 모든 관점에서 만족스러운 결과를 얻을 수 있다. 본 연구에서는 $\beta = 0.25$, $\gamma = 0.5$ 을 사용하여 해석하였다. 각 시간단계의 끝인 시간 $i+1$ 에서 식(3.48)과 식(3.49)은 운동방정식과 결합하여, 시간 i 에서의 기지의 양 u_i , $\dot{u}_i$, $\ddot{u}_i$ 로부터 시간 $i+1$ 에서의 미지의 양 u_{i+1} , $\dot{u}_{i+1}$, $\ddot{u}_{i+1}$ 을 계산하는 근거를 제공한다. 식(3.48)의 우변에 미지의 양 $\ddot{u}_{i+1}$ 이 있기 때문에 이 방법을 실현하기 위해서는 반복계산이 요구된다.

4. 적용성 검토

본 연구에서 개발된 지반 비선형 거동의 검증하기 위하여 Drucker - Prager 모델을 사용하여 ABAQUS v6.11와 개발된 모델을 비교하여 분석하였다. 1개 요소를 사용한 인장과 압축 거동 그리고 전단 거동을 서로 비교하였고, 이를 다량의 요소를 사용한 지반 해석에 적용하여 결과를 서로 비교하였다.

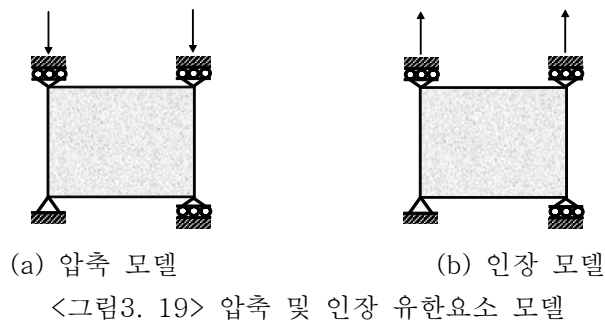
또한 개발한 무한요소의 적용성을 검토하기 위하여 유한요소를 사용하여 해석한 결과와 유한요소와 무한요소를 같이 사용하여 해석한 결과를 비교하였다. 유한요소를 사용한 해석은 두 가지 종류로 나누어 해석하였다. 첫 번째는 무한요소를 사용한 모형과 비슷한 영역을 유한요소로 모델한 모형을 해석하였고, 두 번째는 영역을 상당히 넓은 영역을 유한요소로 사용한 모형을 해석하였다. 그리하여 무한요소를 사용한 모형과 서로 비교하여 무한 요소의 성능을 평가하였다.

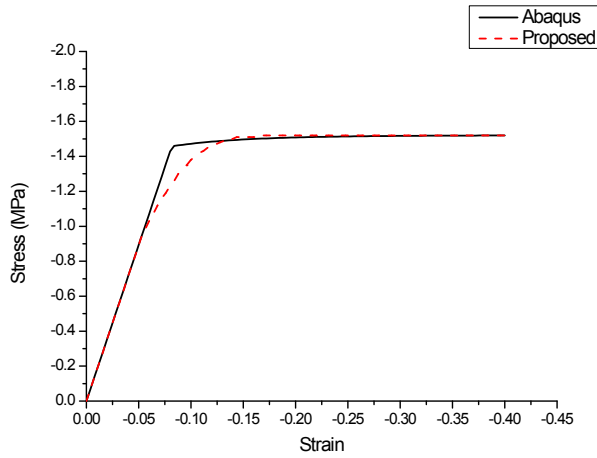
가. 비선형 지반 모델의 검증

구성 모델을 거동을 평가하기 위하여 다량의 유한요소를 사용하는 대신 1개의 유한요소를 사용하여 해석하였다. 해석에 사용된 경계조건은 구속력이 발생하지 않는 정정 구조물로 모델하였다. 구성모델의 성능을 평가하기 위하여 가우스 적분점에서의 응력-변형률 관계를 도출하여 비교를 하였다.

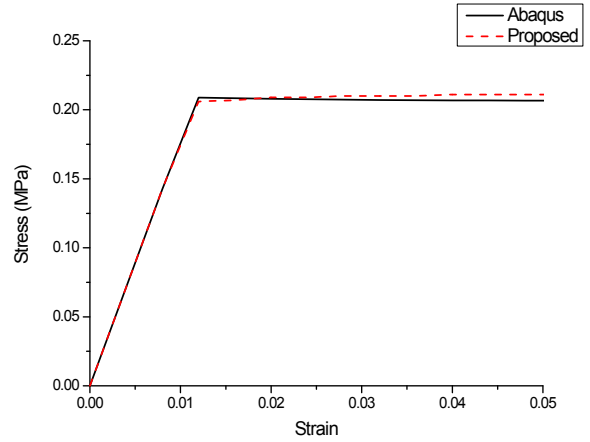
1) 인장 및 압축 거동 평가

인장과 압축 거동을 평가하기 위하여 임의로 점토질 지반으로 설정하고 탄성계수 $E=15$ MPa, 포아송 0.4, 내부 마찰각 30° , $\sigma_y = 0.2$, 경화률은 0로 가정하여 해석을 수행하였다. 유한 요소는 <그림3. 19>와 같이 모델하여 일축 압축 및 일축 인장 거동 평가를 위하여 하였다. 경계조건은 정정 구조물 형태로 가정하여 요소 내부의 응력은 일정하도록 하였다. 수행 결과는 <그림3. 20, 21, 22, 23>과 같다.

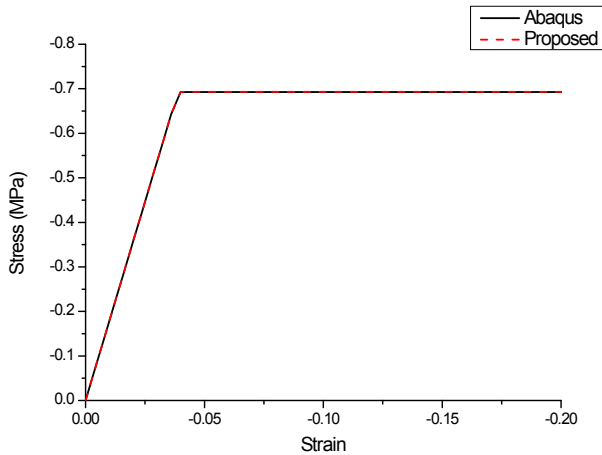




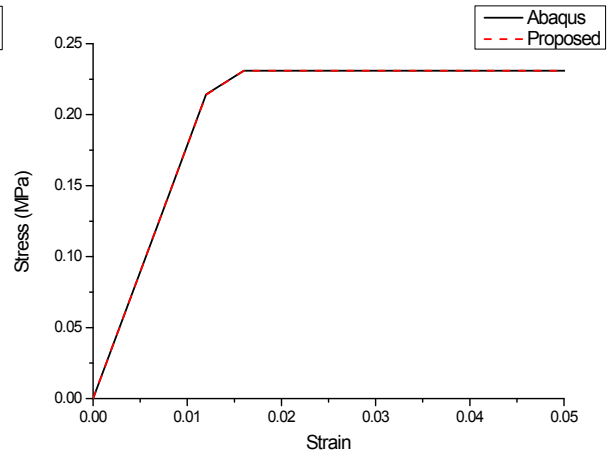
〈그림3. 20〉 일축압축 거동비교
(Drucker-Prager 모델)



〈그림3. 21〉 일축 인장 거동 비교
(Drucker-Prager 모델)



〈그림3. 22〉 일축 압축 거동 비교
(Mohr-Coulomb 모델)



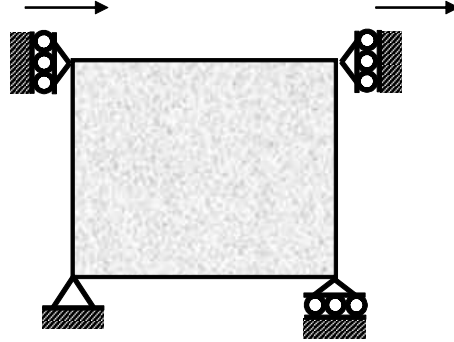
〈그림3. 23〉 일축 인장 거동 비교
(Mohr-Coulomb 모델)

Drucker-Prager 모델의 경우 탄성영역에서 서로 동일한 결과를 보여주고 있으며 소성 영역에서도 압축과 인장 거동이 서로 거의 일치하고 있다. 미소한 차이는 파괴면의 모델링의 차이에 따른 것으로 생각된다. 본 연구에서 개발된 모델의 파괴면은 Cap이 없으나 Abaqus의 경우 Cap이 있는 파괴면을 사용하고 있다. Mohr-Coulomb 모델의 경우 탄소성 영역에서 모두 개발된 구성모델이 Abaqus의 결과와 일치하고 있다.

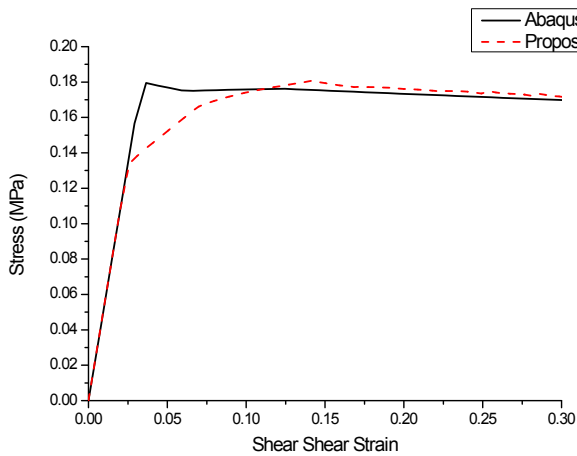
2) 전단 거동 평가

순수 전단 거동을 유한요소로 모델하기 위해서는 정확한 경계조건을 제공해야 하지만 이는

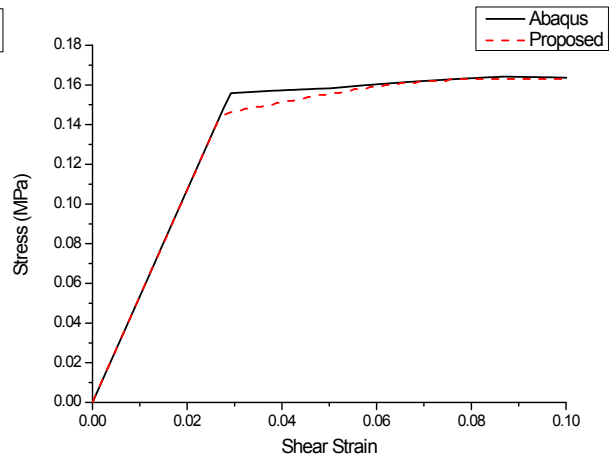
하중 제어로만 가능하다. 비선형 해석을 위해서 변위제어로 해석을 진행해야 하므로 순수 전단 거동을 유한요소 해석으로 파악하기는 어렵다. 따라서 모델의 평가를 위해서 <그림3. 24>와 같이 단순 전단 경계조건을 설정하여 하중을 재하 하였고 경계조건에 의하여 요소는 다축 응력상태가 된다.



<그림3. 24> 단순 전단 모델

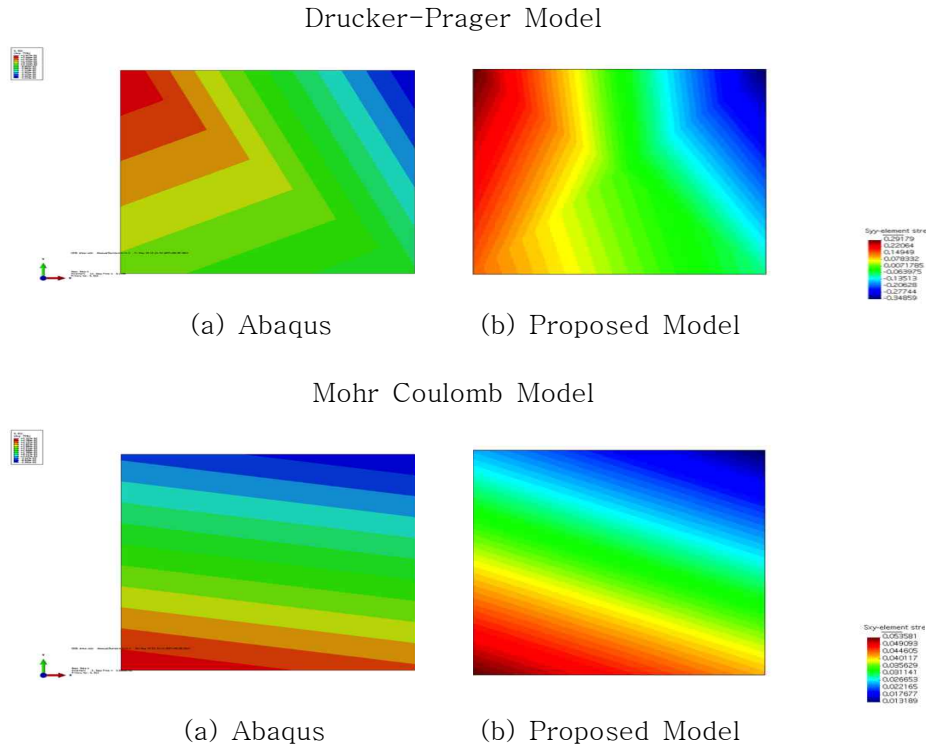


<그림3. 25> 전단 거동 비교
(Drucker-Prager 모델)



<그림3. 26> 전단 거동 비교
(Mohr-Coulomb 모델)

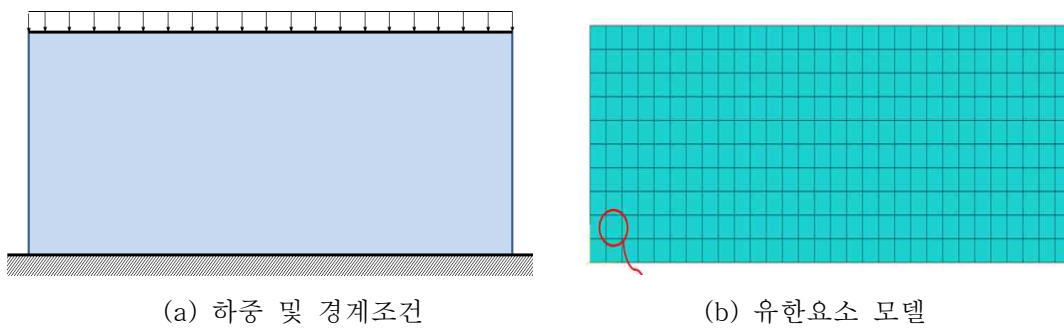
<그림3. 25>, <그림3. 26>과 같이 개발된 비선형 모델의 거동이 전반적으로 Abaqus 해석 결과와 거의 일치하고 있음을 보여주고 있다. 다축상태의 응력 거동 평가이고 각 유한요소 해석의 해석 알고리즘 및 수렴 조건 등에 따른 미소한 차이를 나타내고 있다. Drucker-Prager 모델의 경우 파괴면의 차이에 따라서 비선형 전이 구간에서 다소 불일치하고 있으나 최대 응력 및 최종 응력은 일치하고 있다. 또한 응력 contour의 경우도 잘 예측하고 있음을 보여주고 있다.



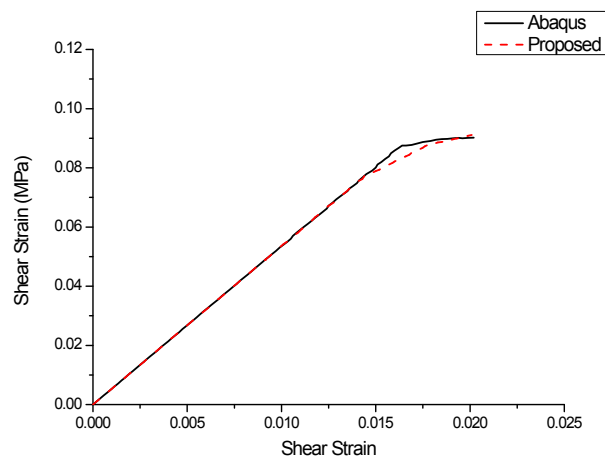
<그림3. 27> 단순 전단에 대한 전단응력 Contour

3) 비선형 지반 해석 평가

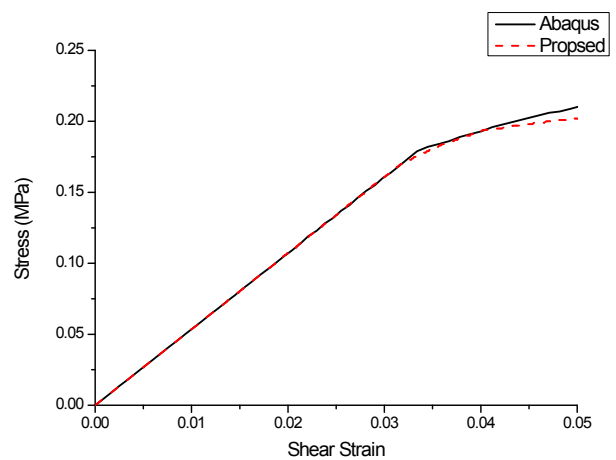
다량의 요소를 사용하였을 때의 모델 성능을 평가하기 위하여 <그림3. 28>과 같이 크기 3m x 10m의 지반에 대하여 유한요소 해석을 실시하였다. 사용된 요소는 총 300개 요소를 사용하였다. 비선형 거동을 나타내는 요소에서 전단응력을 서로 비교하여 <그림3. 29>에 나타내었다. 또한 최종 하중 단계에서 응력 contour를 도출하여<그림3. 30>, <그림3. 31>에 나타내어 비교하였다.



<그림3. 28> 지반 유한요소 모델의 경계조건 및 하중 조건

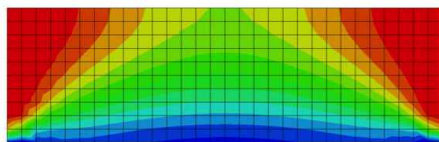


(a) Drucker-Prager Model

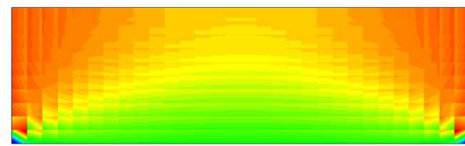


(b) Mohr-Coulomb Model

<그림3. 29> 요소 32번의 전단응력 곡선

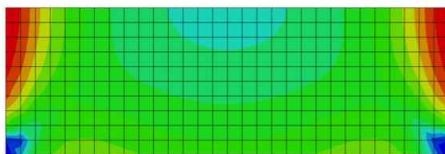


(a) Abaqus



(b) Proposed

<그림3. 30> σ_{xx} 응력 Contoure (Drucker-Prager Model)

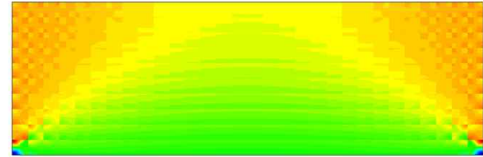
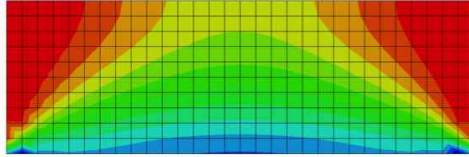


(a) Abaqus



(b) Proposed

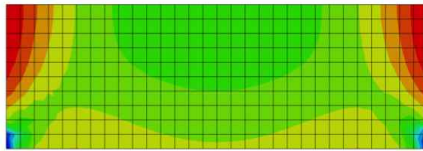
<그림3. 31> σ_{yy} 응력 Contoure (Drucker-Prager Model)



(a) Abaqus

(b) Proposed

<그림3. 32> σ_{xx} 응력 Contour (Mohr-Coulomb Model)



(a) Abaqus

(b) Proposed

<그림3. 33> σ_{yy} 응력 Contour (Mohr-Coulomb Model)

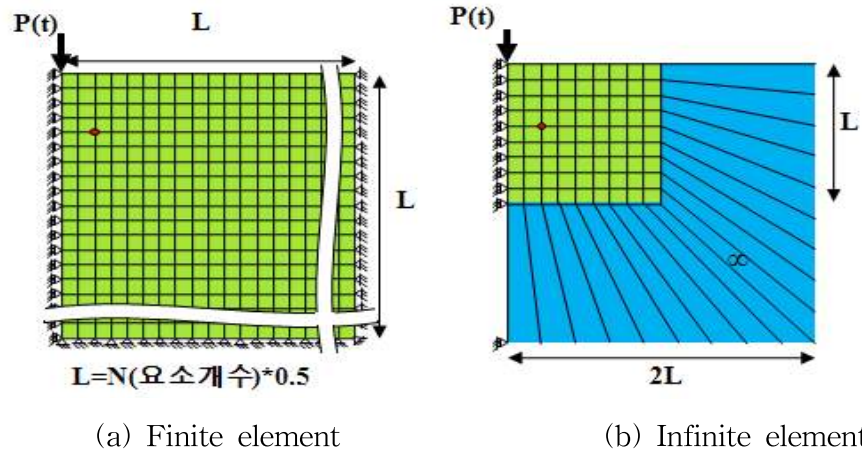
나. 무한 요소의 검증

1) 무한지반 해석

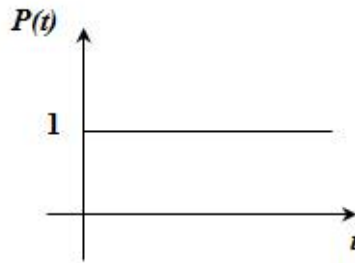
집중하중이 작용하는 반 무한의 지반을 유한요소와 무한요소로 각각 모형화 하여 해석하였다. 해석에 사용된 탄성계수, 단위질량, 푸아송 비는 무한요소의 적용성을 검토하기 위하여 임의적으로 각각 $E=10$, $\rho=1$, $\nu=0.1$ 로 결정하였다. 지반은 <그림3. 34>에서와 같이 절반만 모델링하였다. 사용된 유한요소 크기는 동일하게 하였고, 한 칸의 크기를 0.5로 하였다. 지반의 중앙에 1의 하중을 <그림3. 35>와 같이 작용하였다. 가로 25개, 세로 25개의 유한요소를 사용하여 작은 범위를 고려한 유한요소와 가로 100개, 세로 100개를 사용하여 넓은 범위를 고려한 유한요소를 해석하였다.

무한요소는 하중의 근역 지반은 가로 9개, 세로 9개의 유한요소를 사용하고 원역 지반은 외곽의 유한요소에 무한요소를 붙여서 해석하였다. 작은 범위의 유한요소 모형은 625개의 요소

를 사용하였고, 넓은 범위의 유한요소 모형은 10,000개 요소를 사용하였다.



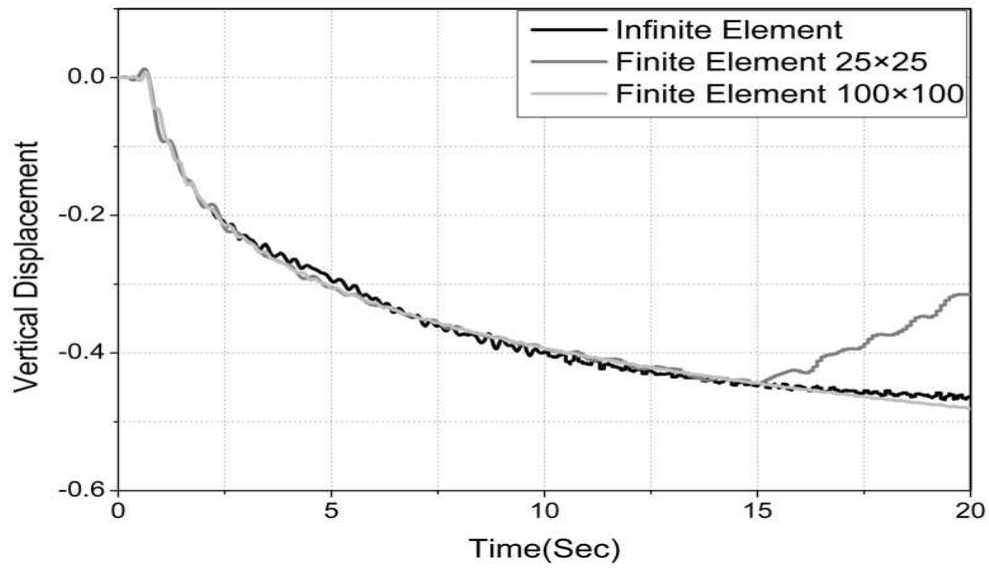
<그림3. 34> Finite, infinite element mesh of Bounssinesq Problem



<그림3. 35> Load step

무한요소를 사용한 경우에는 81개의 유한요소와 18개의 무한요소를 사용하여 총 99개의 요소를 사용하였다. 수직변위 측정지점은 하중제하 지점에서 y방향으로 1만큼, z방향으로 -2만큼 떨어진 지점의 z축 방향의 변위를 비교하였다. 유한요소로 해석한 결과와 무한요소의 해석결과를 비교하였다. <그림3. 36>은 해석지점에서의 변위 시간그래프 이다.

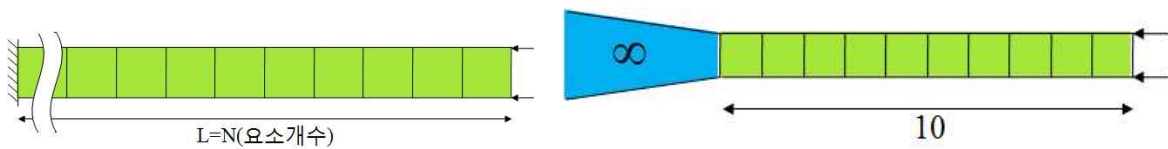
유한요소 해석에서는 많은 요소를 사용하므로 상대적으로 해석에 많은 시간이 소요되었다. 또한 <그림3. 36>에서와 같이 무한요소를 사용한 경우에는 최종 처짐이 넓은 범위의 유한요소를 사용한 해석결과와 유사하게 계산되었다. 그러나 적은 범위의 유한요소를 사용한 경우는 유한요소의 경계조건에 의해서 파동이 반사되어 회귀하는 것을 확인할 수 있었다.



<그림3. 36> Vertical displacement-time curve of finite, infinite element

2) 외팔보 모형 해석

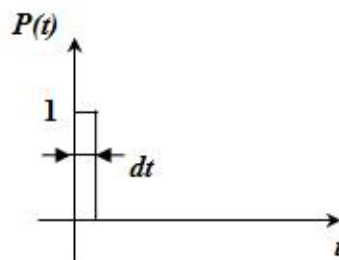
집중하중이 작용하는 외팔보를 유한요소와 무한요소로 각각 모델화 하여 해석하였다. 해석에 사용된 탄성계수, 단위질량, 푸아송 비는 무한요소의 적용성을 검토하기 위하여 임의적으로 각각 $E=10$, $\rho=1$, $\nu=0.1$ 로 결정하였고, 외팔보 제일 위의 양끝에 크기 1의 힘을 초기하중만 작용하였다. 유한요소 한 칸의 크기를 1로 하였다.



(a) Finite element

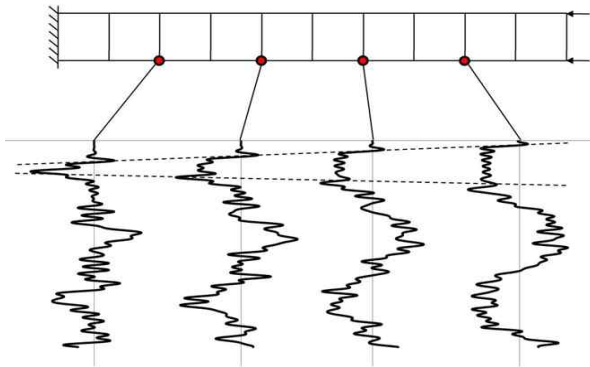
(b) Infinite element

<그림3. 37> Finite, infinite element mesh of simple cantilever

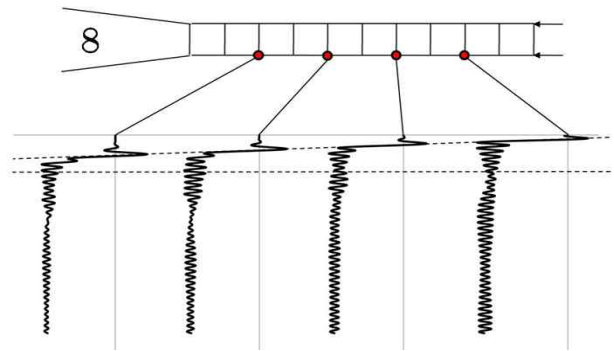


<그림3. 38> Load step

외팔보에 10개의 유한요소를 사용하여 작은 범위를 고려한 유한요소와 100개의 유한요소를 사용하여 넓은 범위를 고려한 유한요소를 해석하였다.

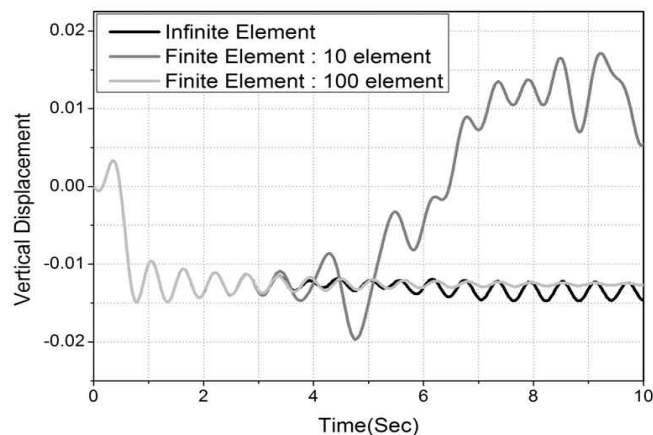


<그림3. 39> Vertical displacement-time graph of finite element for each nodal point



<그림3. 40> Vertical displacement-time graph of infinite element for each nodal point

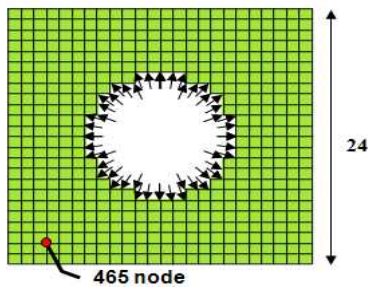
무한요소는 기둥의 크기를 10개의 유한요소를 사용하고 지반부분은 유한요소에 무한요소를 적용하여 해석하였다. 유한요소와 무한요소의 해석 결과를 비교하였다. <그림3. 39>와 <그림3. 40>은 각 절점에 대한 유한요소와 무한요소의 변위, 시간그래프를 나타내는 것이다. 윗 부분의 점선은 에너지 도달시점을 연결한 것이고, 아랫 부분의 점선은 반사에너지의 도달시점을 연결한 것이다. 유한요소를 보았을 때 경계부분에서 반사가 발생하여 되돌아온다는 것을 확인할 수 있다. <그림3. 41>은 외팔보 최고 상단의 점에서의 변위, 시간그래프이다. 변위 형상은 첫 번째인 지반과 비슷한 양상을 보였다. <그림3. 41>에서와 같이 무한요소를 사용한 경우는 최종 처짐이 유한요소 해석결과와 유사하게 계산되었다. 그러나 적은 유한요소를 사용한 경우는 유한요소의 경계조건에 의해서 파동이 반사되어 회귀하는 것을 확인할 수 있다.



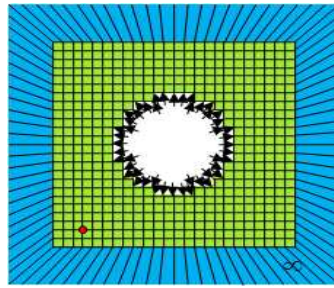
<그림3. 41> Vertical displacement-time curve of finite, infinite element

3) 터널 모형해석

터널 내부 주변에 단위 충격 하중이 작용하는 지반을 유한요소와 무한요소로 각각 모형화하여 해석하였다. 해석에 사용된 탄성계수, 단위질량, 푸아송 비는 무한요소의 적용성을 검토하기 위하여 임의적으로 각각 $E=100$, $\rho=1$, $\nu=0.1$ 로 결정하였다. 지반은 <그림3. 42>에서와 같이 모델 하였다. 사용된 유한요소 크기는 동일하게 하였고, 한 칸의 크기를 1로 하였다. 지반의 중앙에 1의 하중을 <그림3. 43>과 같이 작용하였다. 반사파의 존재를 확실히 보기 위하여 다음과 같은 해석을 하였고, 유한요소는 <그림3. 42>에서 보는 것과 동일한 모형 한 개만 해석하였다. 그리고 유한요소의 최 외곽부분은 모두 경계요소로 고정되어있다.

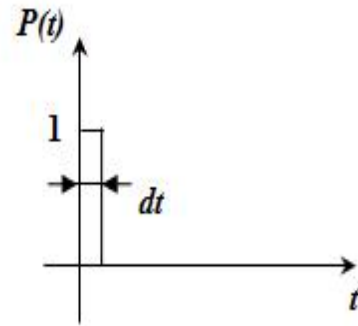


(a) Finite element



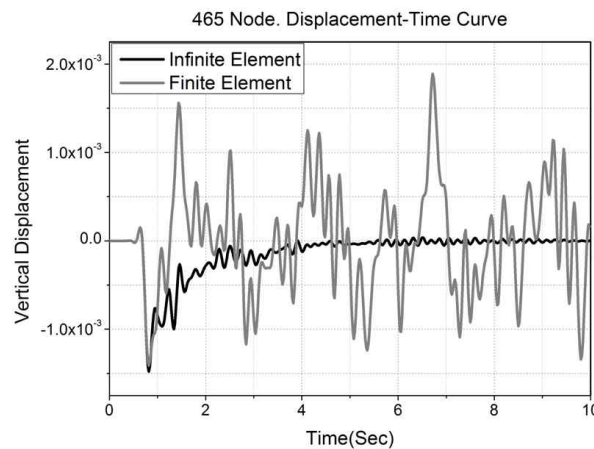
(b) Infinite element

<그림3. 42> Finite, infinite element mesh of tunnel

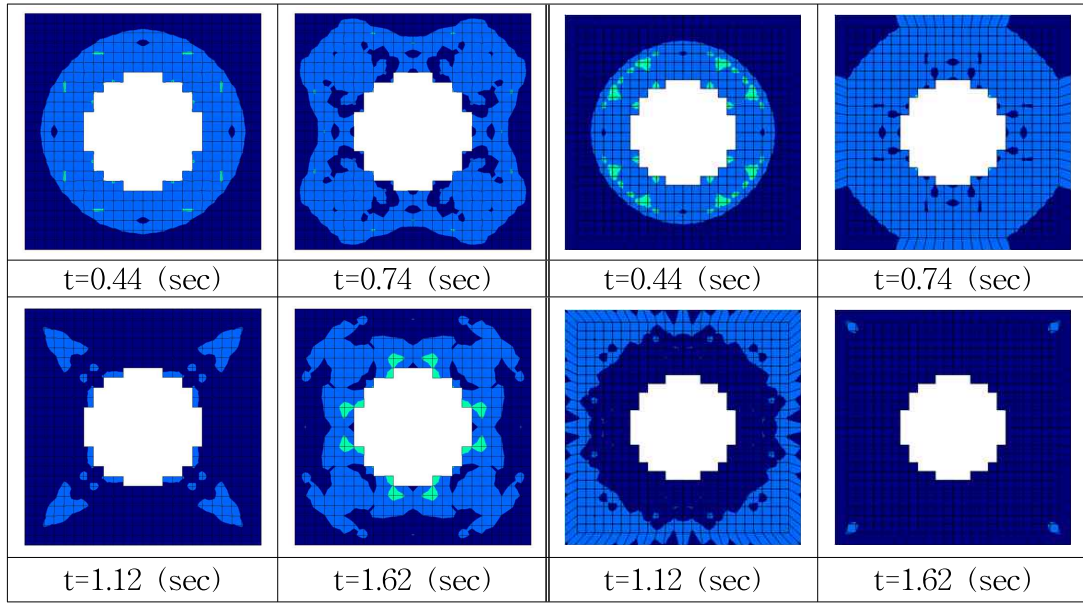


<그림3. 43> Load step

무한요소에 사용된 유한요소는 유한요소만 사용한 것과 동일한 모형이다. 단지 외부 경계부분을 고정하지 않고, 유한요소에 무한요소를 연결시켰다. 수직변위 측정지점은 <그림3. 42>에 표시된 점으로 표시되어 있는 465번 점에서의 변위를 해석하여 비교해보았다.



<그림3. 44> Vertical displacement-time curve of finite, infinite element



(a) Fixed boundaries

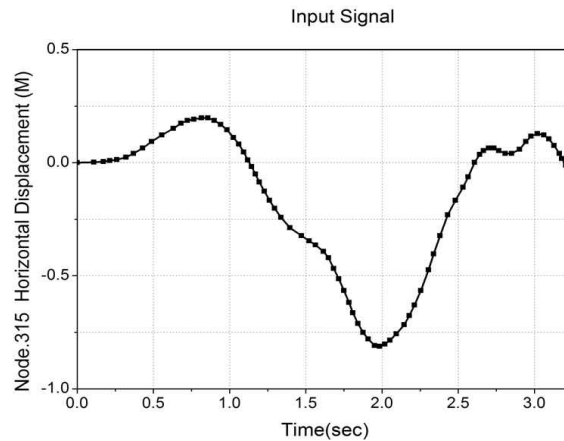
(b) Absorbing infinite element

<그림3. 45> Time histories for displacement

유한요소로 해석한 결과와 무한요소의 해석 결과를 비교하였다. <그림3. 44>는 점 465번에서의 변위 시간그래프이다. 유한요소의 경우에 반사파가 발생하여 잔류 에너지가 있으므로 변위가 상하로 계속 변화 하는 것을 알 수 있다. 무한요소는 에너지가 흡수되었다는 것을 알 수 있다. <그림3. 45>는 동적해석에서 나온 해석 결과를 변위에 대한 그림으로 나타내어 보았다. 유한요소와 무한요소를 같은 시간대 별로 변위의 형상을 나타내 본 것이다. 펄스 하중을 통하여 경계면에서의 반사파 발생여부를 확인 할 수 있다. 유한요소의 경우 반사파가 발생하여 내부에 잔류 에너지로 남아 있는 것을 알 수 있다. 무한요소는 무한요소로 에너지가 흡수 되어 에너지가 모두 사라진 것을 알 수 있다.

다. 지반과 구조물 모형화 예제

양 옆으로 무한한 지반위에 구조물이 있는 경우에 지반을 유한요소와 무한요소로 각각 모형화 하여 해석하였다. 해석에 사용된 탄성계수, 단위질량, 푸아송 비는 표 3.2와 같이 결정하였다.

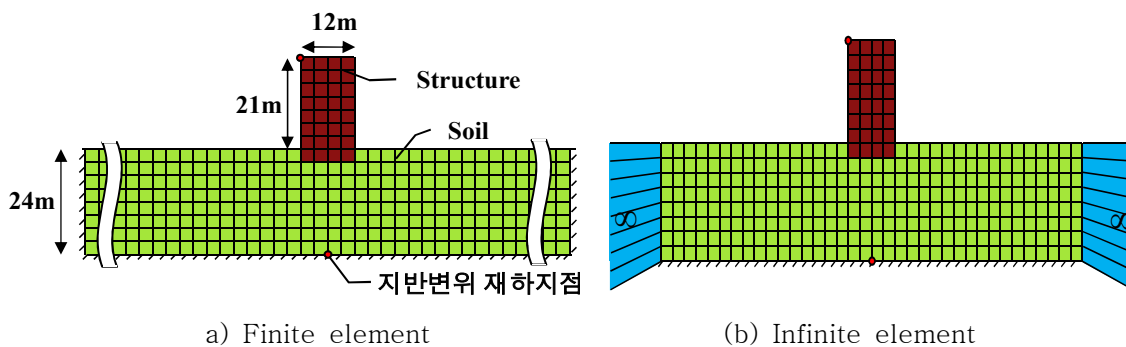


<그림3. 46> Input signal

지반은 <그림3. 47>에서와 같이 모델링 하였다. 사용된 유한요소 크기는 동일하게 하였고, 한 칸의 크기를 3m로 하였다.

[표3. 2] Soil and structure material parameter

	E	ρ	ν
Structure	$0.207 \times 10^{11} N/m^2$	$2240 kg/m^3$	0.167
Soil	$0.26 \times 10^8 N/m^2$	$1700 kg/m^3$	0.37



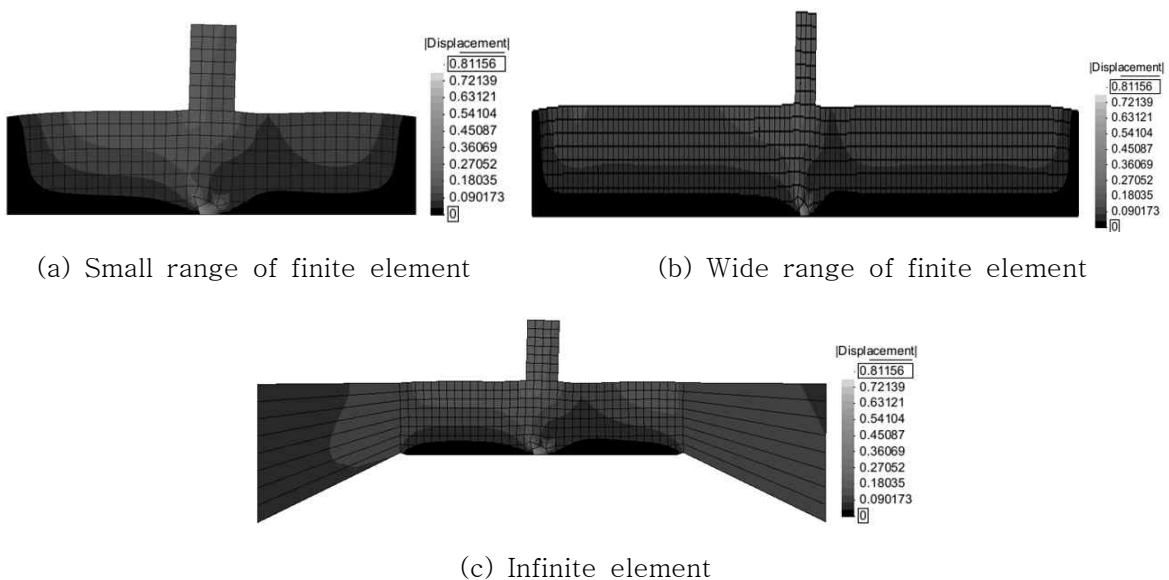
<그림3. 47> Finite, infinite element mesh for two-dimensional problem

지반의 양 옆을 무한으로 보았다. 무한요소와 좁은 영역을 해석한 유한요소는 가로로 36개의

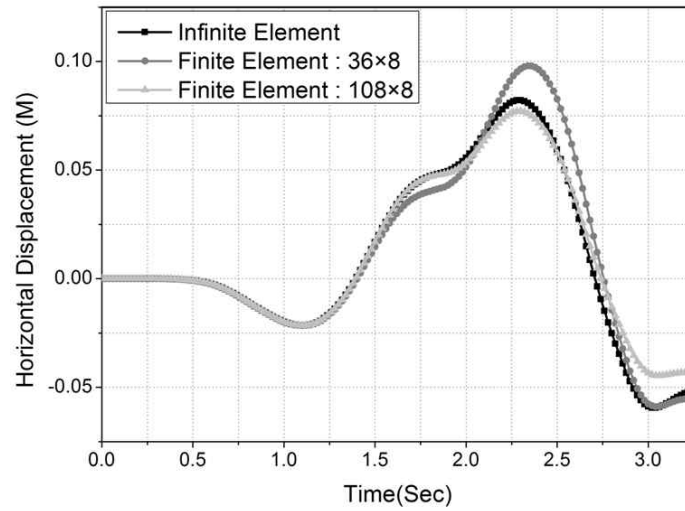
유한요소를 사용하였고, 넓은 영역을 해석한 유한요소는 가로로 108개의 유한요소를 사용하였다. 유한요소는 지반에 해당하는 최 외곽을 부분을 경계면으로 고정하였고, 무한요소는 24m 아래의 지반을 암반지역으로 보고 고정하였다. 양 옆의 지반은 무한요소를 유한요소와 연결하여 모형화 하였다. <그림3. 47>에서의 지반변위 재하지점에 <그림3. 46>과 같이 변위를 주었다. <그림3. 47>에 표시된 점인 구조물 상단에서의 수평변위를 측정하여 유한요소의 해석결과와 무한요소의 해석결과와 비교해 보았다.

<그림3. 48>은 동적해석을 해본 결과 최대 변위가 발생한 시점의 변위 형상을 그림으로 나타 낸 것이다. 작은 범위의 유한요소를 사용한 경우는 유한요소의 경계조건에 의하여 에너지의 흡수를 막지 못하여 수평변위가 크게 나온 것을 알 수 있다. 넓은 범위의 유한요소를 사용한 경우는 에너지가 모든 유한요소에 작용되어 에너지가 확산되는 현상을 볼 수 있다. 무한요소의 경우 무한요소가 에너지를 흡수하여 확산되게 하는 것을 알 수 있다.

<그림3. 49>는 구조물 상단의 해석지점에서의 변위, 시간그래프이다. 유한요소 해석에서는 많은 요소를 사용하므로 상대적으로 해석에 많은 시간이 소요되었다. 또한 <그림3. 49>에서와 같이 무한요소를 사용한 경우는 최고 수평변위가 넓은 범위의 유한요소를 사용한 해석결과와 유사하게 계산되었다. 무한의 영역이므로 변위 에너지가 확산된 것을 알 수 있다. 그러나 작은 범위의 유한요소를 사용한 경우는 유한요소의 경계조건에 의하여 변위에너지가 확산되지 못하여 수평변위가 크게 나온 것을 알 수 있다.



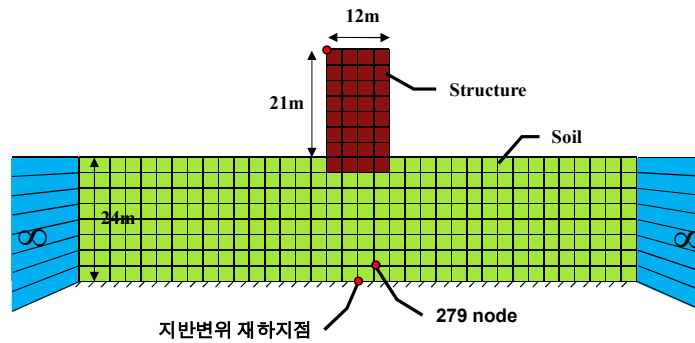
<그림3. 48> The shape of maximum displacement



<그림3. 49> Vertical displacement-time curve of finite, infinite element

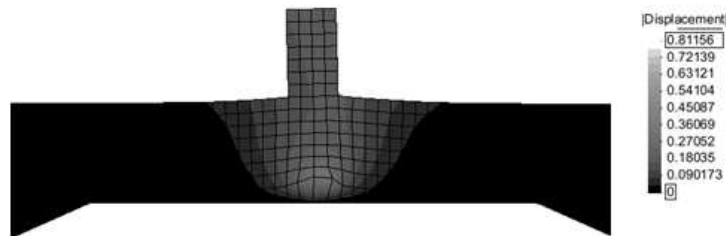
라. 비선형 거동 해석

앞에서 구한 무한요소와 동일한 모형과 물성치와 지반변위를 사용하여 지반에 비선형거동을 적용하여 비선형 해석이 가능한지를 알아보았다. Drucker-Prager 모델을 비선형 거동 해석에 사용하였고, 사용된 계수는 $a=0.4$, $k=0.2 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ 이다. <그림3. 50>은 무한요소 비선형 해석 모형을 나타낸 것이고, 그림에 표시된 점인 구조물 상단에서의 수평변위를 측정하여 유한 요소의 해석결과와 무한요소의 해석결과와 비교해 보았다. 그리고 점 279번에서의 응력과 변형률 그래프를 이용하여 선형해석과 비선형해석을 비교해보았다.



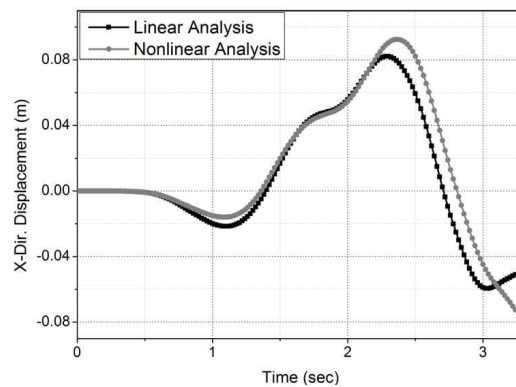
<그림3. 50> Infinite element mesh for two-dimensional problem

<그림3. 51>은 비선형 동적해석을 해본 결과의 변위 형상을 그림으로 나타 낸 것이다. 탄성 해석과 달리 비선형 거동 해석이므로 지반변위 재하지점 주위의 흙이 인장 파괴가 발생하여 항복하였기 때문에 부풀어 오른 것을 알 수 있다.



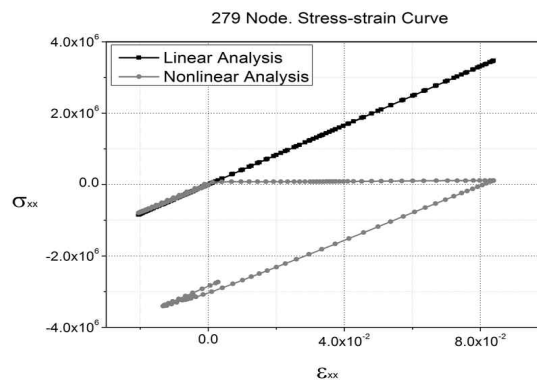
<그림3. 51> The shape of maximum displacement

<그림3. 52>는 구조물 상단 해석지점에서의 변위, 시간그래프이다. 비선형결과가 선형해석보다 변위가 크게 나게 나온 것을 알 수 있다. 선형해석과 비선형해석에서 최고 큰 변위를 비교해 본 결과 비선형 해석이 선형해석 보다 12% 크게 나왔다.



<그림3. 52> Vertical displacement-time curve of finite, infinite element

<그림3. 53>은 점 279번에서의 응력, 변형률그래프이다. 해석결과에서 볼 수 있듯이 변형률이 증가할 때 응력이 증가하지 않고, 일정하였기 때문에 흙이 항복하였다는 것을 알 수 있다. 따라서 무한요소를 적용한 모형이 비선형해석도 가능하다는 것을 보여 주고 있다.



<그림3. 53> Nonlinear infinite element stress-strain curve

마. 결론

본 과제에서 지반의 비선형 거동을 위하여 개발된 비선형 재료 모델에 대한 검증 및 평가를 시도하였다. 또한 시간영역에서 정식화가 가능하고 비선형 거동해석도 가능하도록 개발된 무한 요소를 검증 및 평가하였다. 이상을 요약하면 다음과 같다.

1. 개발된 비선형 지반 모델을 상용 유한요소 프로그램인 Abaqus와 비교하였다. 인장, 압축 및 전단 거동이 Mohr-Coulomb Model의 경우 매우 잘 일치(최대에러 2.2%)하였고 Drucker-Prager Model의 경우 파괴면이 서로 달라 다소 상이한 결과(전단-최대 25.9%)를 보여주었으나 이후는 약 1.5% 정도의 에러 범위에서 대체적으로 잘 일치함을 보여주었다.

2. 다량의 유한요소에 적용한 비선형 모델의 결과가 Abaqus의 결과와 거의 일치한 거동 응력 contour와 국부 요소의 응력-변형률 관계를 통하여 확인하였다.

3. 본 연구에서 개발된 무한요소의 경우 다량의 유한요소를 사용한 해석과 비슷한 추이를 나타내고 있으며 동적해석에서 비교적 높은 정확도를 보여주고 있다. 검증을 위한 예제에서는 하중재하 이후 20초간의 최대 에러치가 약 6.45%로서 개발된 무한요소의 성능을 검증할 수 있었다.

4. 기존의 주파수영역의 무한요소는 중첩의 원리를 사용하였기 때문에 비선형해석이 불가능하다. 개발된 무한요소는 이러한 단점을 보완하여 시간의 영역에서 비선형 해석이 가능한 것으로 파악되었다.

5. 비선형 지반모델을 이용한 지반-구조물 해석에 본 연구에서 개발된 시간영역에서 해석 가능한 무한요소를 적용하여 적용성을 확인하였다. 그러므로 개발된 무한요소를 지반-구조물 상호작용에 적용할 수 있으며, 이를 바탕으로 구조물 내진 설계에도 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

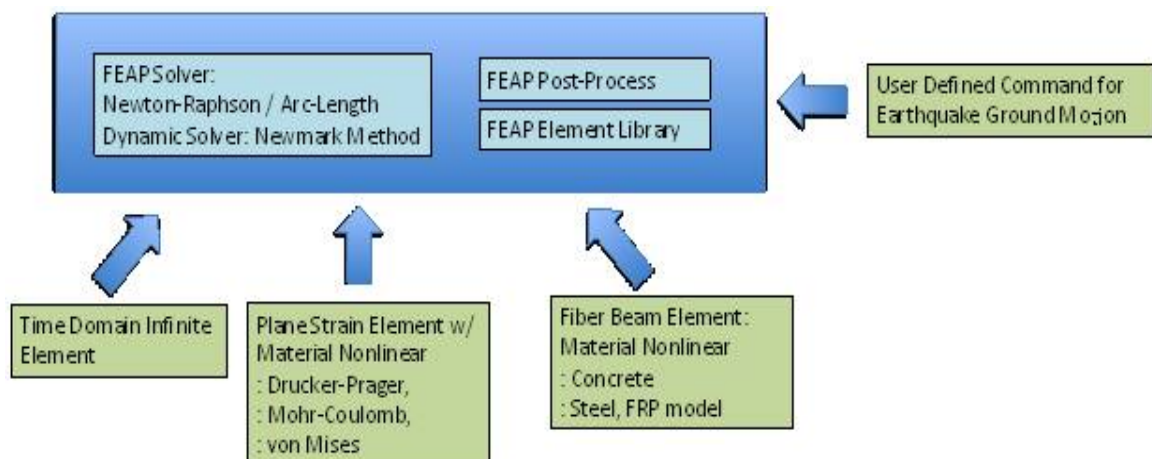
제2절 구조물-지반 상호작용을 고려한 구조물 비선형 동적 해석 도구

1. 비선형 동적 해석도구 개발

본 연구에서는 버클리대학의 R. Taylor 교수와 스탠포드 대학의 Simo교수에 의해서 개발된 범용 유한요소 프로그램인 FEAP을 사용하여 성능평가 프로그램을 개발하였다. OpenSees의 개발 초창기에도 FEAP의 알고리즘과 솔버를 적용할 정도로 뛰어난 유한요소 프로그램이다. 따라서 OpenSees와 FEAP의 유한요소는 서로 호환성을 갖도록 작성되었다. 개발된 요소가 추가되어 컴파일된 프로그램의 명칭을 PEPSSI(Performance Evaluation Package for Soil Structural Interaction)으로 명칭하였으며 전용 전후처리 시스템을 포함하고 있는 통합시스템(PEPSSIMan)의 개발을 병행하고 있다.

비선형 동적 해석도구의 개발을 위하여 FEAP의 메인엔진과 솔버를 사용할 수 있도록 비선형 지반요소와 무한지반요소등 성능평가 도구 개발에 필요한 요소를 개발하였으며 최근에 개발된 FEAP과 통합하여 비선형 동적 해석이 가능한 해석도구를 개발하였다.

성능평가도구 개발 개념도는 <그림3. 54>와 같다. FEAP은 자체내의 비선형 솔버를 포함하고 있으며 Newton Raphson법과 Arc-length 법을 포함하고 있다. 또한 비선형 동적해석에서 필요한 수치적분을 위하여 Newmark법을 적용하고 있다.



<그림3. 54> 성능평가도구 개발 개념도

2. 요소 개발

가. 무한요소

구조물-지반의 모델링을 위하여 무한지반의 모델링이 가능한 무한요소를 개발하였다. 기존의 무한요소들은 대부분 주파수 영역에서 정식화하여 해를 도출하며 이 과정에서 중첩의 원리를 적용하게 된다. 그러나 구조물과 지반의 비선형 거동을 예측하려면 중첩의 원리를 더 이상 사용할 수 없게 되므로 시간 영역에서의 무한 요소개발이 필요하다.

본 연구에서는 시간영역에서 적용가능한 무한요소를 개발하여 FEAP에 라이브러리 형태로 적용하였다.

나. 비선형 지반요소

FEAP의 재료 비선형 모델은 von Mises모델만 포함하고 있다. 따라서 지반의 비선형 거동을 예측하기 위해서는 이에 부합하는 비선형 모델과 이를 적용한 유한요소의 개발이 필요하다. 그러므로 본 연구에서는 DruckerPrager와 Mohr-Coulomb모델을 전산화하였고 이를 4절점 평면 변형율 요소에 포함하였다. 또한 동적해석이 가능하도록 개발하였다.

다. 파이버 요소

구조물의 비선형 거동은 파이버 요소를 이용하였으며 보강된 단면의 효과를 수치적으로 확인할 수 있도록 파이버 보 요소를 개발하여 적용하였다. 각 파이버는 콘크리트, 철근 또는 보강재 (예를 들 복합재료 또는 강판)의 구성모델을 적용하여 비선형 거동을 예측하도록 개발하였고 이를 FEAP에 적용하였다.

라. 비선형 동적해석

그리고 효과적인 비선형 동적해석을 수행하기 위하여 FEAP에 사용자 명령인 GROUND를 추가하여 지진에 의한 지반 가속도의 입력과 해석 모델에 적용하기 용이하도록 개선하였다.

3. 데이터 파일 구성

다음은 구조물 비선형동적 해석도구의 입출력 파일 구성에 대한 개략적인 소개이다.

데이터 파일	구분
<pre> feap ** 4-node Absorbing element test 0,0,0,2,2,4 Coordinate 1 .. 0 0 2 .. 0.5 0 3 .. 1 0 ... 117 .. 2 -9 118 .. 1 -9 119 .. 0 -9 elements 1 .. 1 1 11 12 2 2 .. 1 2 12 13 3 3 .. 1 3 13 14 4 ... 97 .. 2 94 93 117 116 98 .. 2 93 92 118 117 99 .. 2 92 91 119 118 boundary 1 .. 1 0 11 .. 1 0 21 .. 1 0 ... 71 .. 1 0 81 .. 1 0 91 .. 1 0 force 1,,0, -1 fprop 1,,0, 1 mate,1 solid plane strain elastic isotropic 10.0 0.1 density 1 1 mate,2 user,19 Plane strain Elasticity 10.0, 0.1, 1, 1, 24, 0, 0 0,0 end Batch prop,,1,1 End 2 0, 1 2, 1 20, 1 0,0 !2.001,0 !0, 0 Batch Tplot End disp, 43, 2 show Batch noprint mass,lump tang subs trans,Newmark dt,.02 loop,step,2000 loop,iter,10 tang,.1 next,iter disp,all !stre,all reac,all time next, step END !inter stop </pre>	해석조건 절점좌표 요소정보 경계조건 하중조건 재료모델 1 재료모델 2 모델링 완료 해석을 위한 명령 배치작업 시작

4. 개발된 비선형 해석도구의 적용

가. 비선형 층상화 유한요소 해석

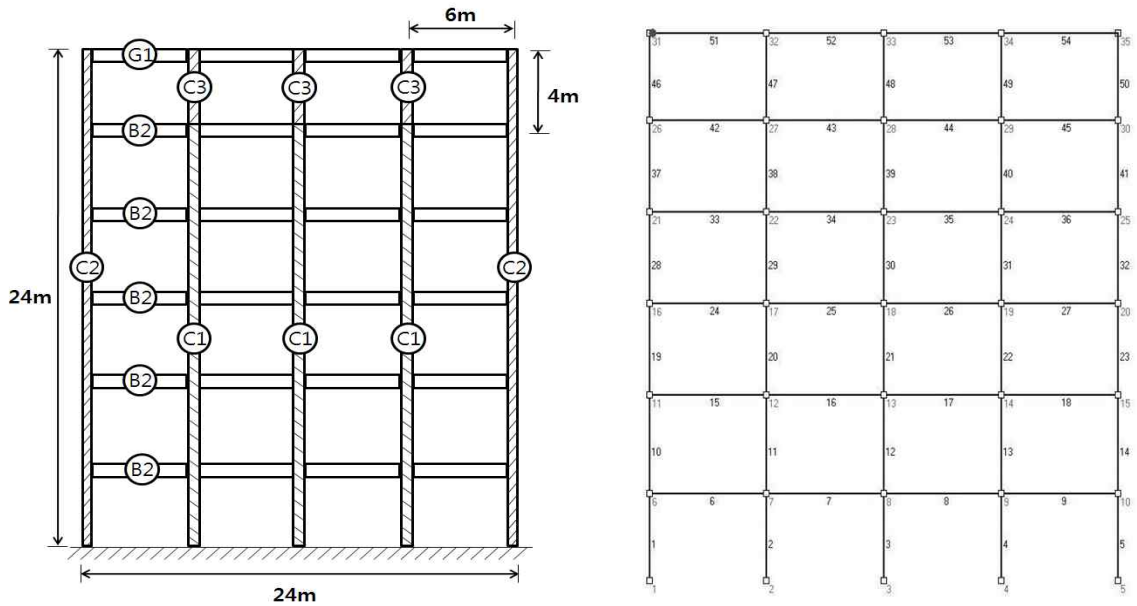
유연도법에 근거한 비선형 층상화 유한요소 모델을 이용하여 철근콘크리트 구조물해석을 수행하였다. 비선형 층상화 유한요소 모델을 이용한 해석은 단면의 특성이 고려되기 때문에 철근의 위치 및 보강재 등을 해석에서 고려할 수 있는 장점이 있다. 따라서, 철근콘크리트 구조물의 해석시 정적하중에 대한 비선형 거동을 예측하는 가장 실제적인 방법이라고 할 수 있다.

해석에 사용된 층상화 모델은 철근콘크리트부재의 축 방향으로 여러 개의 층으로 분해하여 Fiber로 이산화시키고 각 Fiber에 일축 구성관계를 연결시킴으로써 축력과 모멘트의 상호작용이 이루어지도록 하였다. 또한 유연도법은 적은 수의 요소로도 상당한 정밀도를 제공해주는 장점을 갖고 있다. 해석에 사용된 층상화 모델은 철근콘크리트부재의 축 방향으로 여러 개의 층으로 분해하여 Fiber로 이산화시키고 각 Fiber에 일축 구성관계를 연결시킴으로써 축력과 모멘트의 상호작용이 이루어지도록 하였다. 철근콘크리트부재를 이루고 있는 콘크리트와 철근의 구성모델로는 Mohd Yassin(1994)과 Menegotto-Pinto(1973)모델을 사용하였다. 이러한 층상화 모델을 유한요소 해석 프로그램인 FEAP(Finite Element Analysis Program)에 전산화하여 이를 이용하여 해석을 수행하였다.

나. 철근콘크리트 구조물 모델링

1) 철근콘크리트구조물 및 단면제원

철근콘크리트구조물의 안정성을 평가하기 위하여 <그림3. 55>와 같이 6층 4경간으로 이루어진 실제 철근콘크리트구조물을 선택하였으며 각 층의 높이는 4m이며 기둥사이의 길이는 6m이다. 기둥 부재의 구성으로는 외부기둥은 C1, 내부기둥의 1~5층까지는 C2, 6층은 C3기둥으로 이루어져 있으며 보 부재의 구성으로는 1~5층은 B2, 최상층 6층은 G1으로 이루어져 있다. 비선형 층상화 해석을 하기 위하여 각 기둥과 보의 단면제원과 층상화 모델을 <표3.3>과 <표3.4>로 나타내었으며 이산화된 철근콘크리트 구조물의 요소와 절점은 <그림3. 56>과 같다.

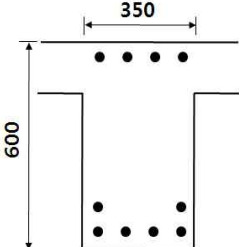
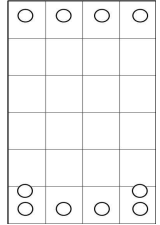
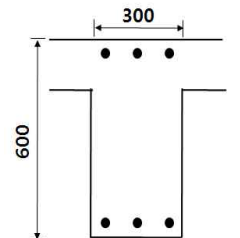
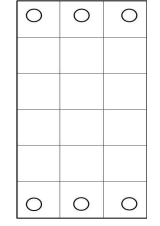


<그림3.55> 철근콘크리트 구조물의 단면도 <그림3.56> 이산화된 철근콘크리트 구조물의 요소와 절점

<표3.3> 기둥 단면제원 및 층상화 모델

구분	평면도	층상화 모델	주근
C1			20-HD 22
C2			12-HD 22
C3			8-HD 22

<표3.4> 보 단면제원 및 층상화 모델

구분	평면도	층상화 모델	상부근	하부근
B2			4-HD 22	6-HD 22
G1			3-HD 22	3-HD 22

2) 철근콘크리트구조물의 재료 물성치

철근콘크리트구조물의 콘크리트와 철근의 재료 물성치는 <표3. 5>와 같다.

<표3.5> 재료 물성치

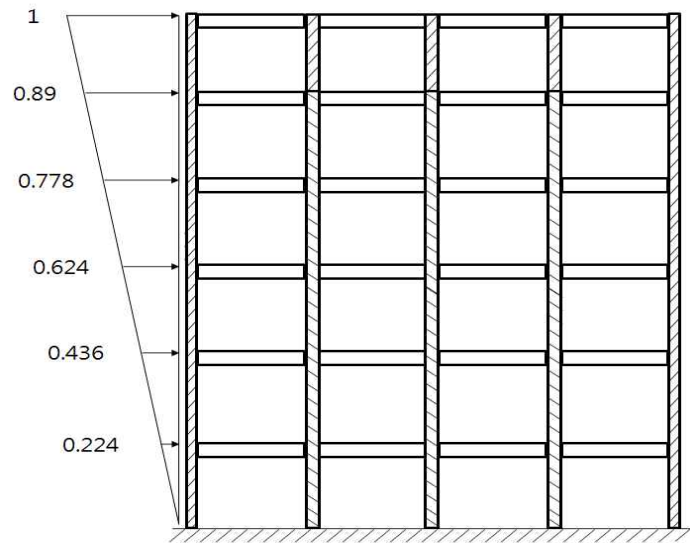
구분		물성치 (Mpa)	비 고
콘크리트	압축강도 (탄성계수)	23.8 (2.65×10^4)	
철근	철근강도 (탄성계수)	384 (1.97×10^5)	

3) 하중조건

철근콘크리트구조물 정적해석을 하기 위하여 적용된 하중으로는 공통적으로 구조물의 각 층의 자중을 고려하여 외부 기둥에 각각 28.75kN, 내부기둥에는 57.5kN의 축하중을 작용시켰다.

<그림3. 57>과 같이 정적해석에서는 구조물의 고유치 벡터에 기반한 등가정적하중을 적용시켰으며 최대하중 500kN의 횡하중이 작용하도록 비선형 등가정적해석을 수행하였다. 동적해석에서는 1940년에 미국 캘리포니아 El Centro지역에 일어난 지진데이터를 1/30으로 줄여 지반에 적용하여 해석을 수행하였다. 수치적분은 Newmark방법을 사용하였다. 보강효과에 대한 해석능력을 검증하기 위하여 구조물 외측 기둥에 보강판을 보강하여 동일한 해석을 반복 수

행하였다.



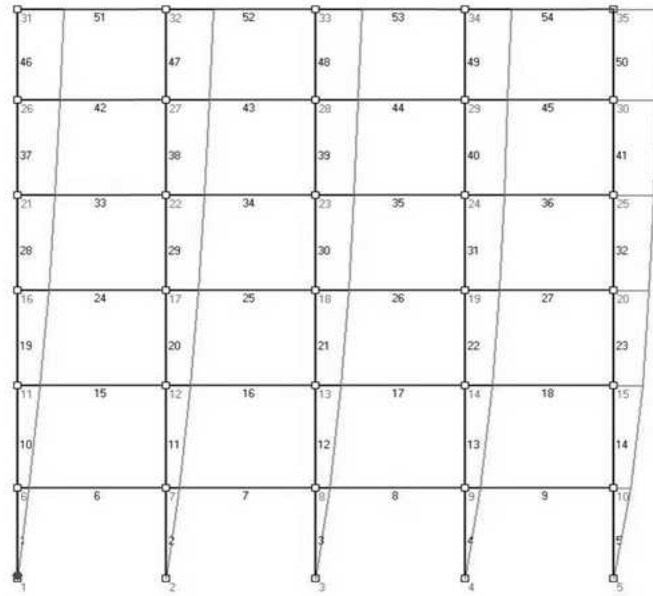
<그림3.57> 비선형 등가정적해석

다. 해석결과

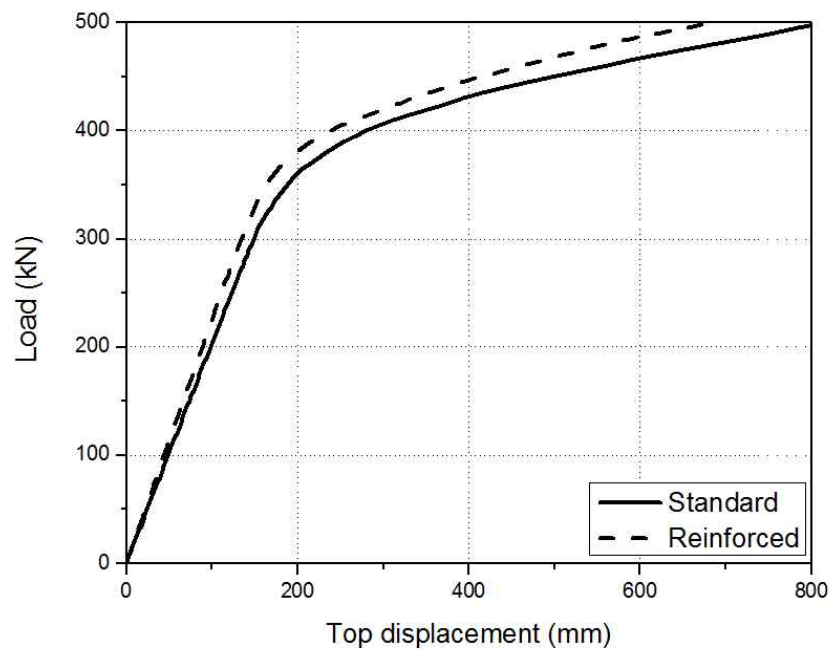
<그림3. 58>은 정적하중에 대한 구조물의 변형을 나타낸다. 철근콘크리트 구조물의 보강 유무에 관계없이 두 경우 모두 동일한 변형형상을 나타내고 있다.

구조물의 이력거동을 알기 위하여 비선형 정적해석에서 하중에 대한 최상층의 변위와 기둥 기초의 반력의 합을 그래프로 나타내어 비교하였다. 비선형 정적해석 결과의 횡변위를 검토하기 위하여 <그림3. 58>에서의 최고층의 집중하중의 작용위치에서의 횡변위와 기둥의 기초에서의 반력의 합을 그래프로 나타내었다.

보강전후의 변위-하중의 그래프로부터 보강재의 보강효과를 알 수 있다. 하중이 증가할수록 변위의 증가가 일어나지만 보강된 구조물에서는 하중의 증가에 따른 변위의 증가가 보강전의 구조물보다 더 작게 나타나고 있다.



<그림3.58> 정적하중에 대한 최종 단계의 구조물의 횡방향 변형



<그림3.59> 구조물의 하중-변위 관계 곡선

제3절 내진성능 평가도구의 성능 검증

1. 연구 내용

구조물-지반 상호작용을 고려한 구조물 비선형 내진성능을 평가하고자 개발된 평가도구 (Performance Evaluation Package with Soil Structure Interaction, PEPSSI)의 타당성을 검증하고자 한다. 검증을 위하여 전체 시스템 중의 구조계 요소와 지반계 요소 및 구조-지반계 요소로 구분하여 각각의 성능을 평가하였다. 각각의 성능평가를 수행하기 위하여 구조계 모델, 지반계 모델 및 구조-지반계 모델로 구성된 성능평가 모델을 구성하여 타당성을 검증하였다.

각각의 평가목적을 위하여 비선형 층상화 구성모델을 적용한 개발된 평가도구를 사용하여 각각의 요소모델에 대하여 성능평가를 수행하였다. 성능평가를 위하여 개발된 평가도구를 이용한 해석 결과를 기존 상용 프로그램에 의한 해석결과를 비교하여 평가하도록 한다. 개발된 평가도구(PEPSSI)와 상용 프로그램의 유한 요소 모델의 상이성과 비선형 모델의 차이점 그리고 솔버의 정밀도와 수치적분 법 등에 따라서 성능평가 비교는 엄밀하게 수행하기 부적절하지만 대표적인 값들을 기준으로 개략적인 비교 검증을 수행하였다.

가. 구조계 모델의 비선형 성능평가 검증

구조계 요소에 대한 성능평가를 수행하기 위하여 구조계 요소로 구성된 성능평가 모델을 구성하며 부재의 복잡도와 자유도 및 파괴 메카니즘을 고려하여 모델을 구성한다. 부재의 복잡도에 따라서 다층 다경간의 모델을 생성하며 각 모델에 대하여 성능평가를 수행 후 성능을 검증하였다. 구조계 모델에 대한 성능평가를 위하여 개발된 평가도구를 이용한 해석과 기존의 상용 프로그램을 이용한 해석을 각각 수행하였으며, 개발된 평가도구의 장단점을 평가하기 위하여 상용 프로그램을 사용한 해석결과와 비교 검토하였다. 앞서 언급한 바와 같이 개발된 평가도구와 상용 프로그램의 구성모델 및 정식화가 서로 상이하여 엄밀한 검토와 비교는 불가능하므로 설계에서 중요하게 고려되는 인자인 구조물의 층간 변위와 최대 밀면 전단력을 이용하여 상호 비교하여 검토하였다.

나. 지반계 모델의 비선형 성능평가 검증

지반계 요소에 대한 성능평가를 수행하기 위하여 지반계 요소만으로 구성된 성능평가 모델을 구성하였으며, 지반계 모델은 지반의 물성치와 층별 특성을 고려하였다. 지반 층의 복잡도

에 따라서 단일층 및 다층으로 구성하고, 각 층별 특성치는 서울 강북 지방 및 강남 지방의 모델에 대한 특성치를 적용하였다. 또한 모델의 크기와 높이 및 무한요소의 적용 등을 고려하여 모델을 구성하였다.

다. 구조-지반계 모델의 비선형 성능평가 검증

구조계 모델은 구조계 모델의 성능평가 검증에서 사용된 모델 중 3층 2경간, 5층 2경간 구조물을 사용하며, 지반계 모델은 지반계 모델의 성능평가 검증에서 사용된 모델을 이용하여 단일층 및 다층의 지반을 적용하여 구조-지반계 모델을 구성하였다. 도출된 구조-지반계 모델에 대한 비선형 성능평가를 기존의 상용 프로그램과 개발된 평가도구인 PEPSSI를 이용하여 각각 수행하였다.

2. 구조계 모델의 성능평가

가. PEPSSI와 상용 프로그램 모델

PEPSSI에서는 철근 콘크리트 구조물의 해석을 위하여 유연도법에 근거한 비선형 층상화 유한요소 모델을 이용한다. 비선형 층상화 유한요소 모델을 이용한 해석은 단면의 특성이 고려되기 때문에 해석상에서 철근의 위치 및 보강재의 유무를 고려할 수 있는 장점을 갖고 있다. 따라서 본 연구에서 개발된 비선형 층상화 유한요소 모델은 철근콘크리트 구조물의 해석시 정적 및 동적하중에 대한 비선형 거동을 예측하는 가장 실제적인 방법이라고 할 수 있다.

해석에 사용된 비선형 층상화 모델은 철근콘크리트부재의 축 방향으로 여러 개의 층으로 분해하여 fiber로 이산화시키고 각 fiber에 일축 구성관계를 연결시킴으로써 축력과 모멘트의 상호작용이 이루어지도록 하였다. PEPSSI의 성능을 평가하기 위하여 비선형 유한요소 동적 해석이 가능한 ABAQUS를 사용하였다. 개발된 평가도구와 ABAQUS 해석과 직접적인 비교가 불가능했다. 따라서 해석 결과를 상호 비교하기 위하여 ABAQUS의 보 요소를 적용하였다. 그러나 층상화에 따른 철근의 위치등을 고려할 수 없다. 그러므로 본 연구에서는 ABAQUS모델을 위하여 철근 콘크리트 단면을 콘크리트 보요소와 철근 보요소로 모델하고 동일한 절점을 공유하도록 설정하였다. 또한 단면에서 철근 위치가 간접적으로 모델되도록 구성하기 위하여 복부와 플랜지를 가지는 형상으로 모델하였다. 따라서 층상화 단면보다 단면2차 모멘트가 증가하였고 이에 따라 ABAQUS 변위가 전 해석 과정에서 다소 작게 예측되었다.

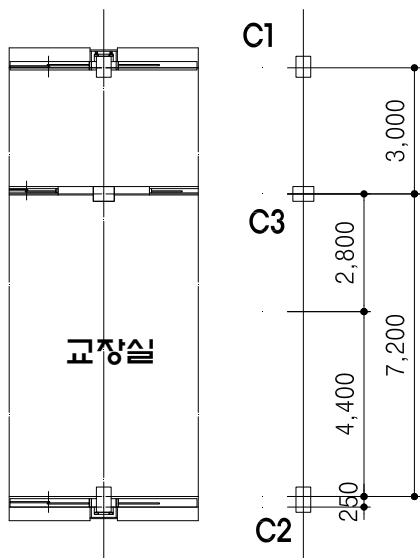
나. 철근콘크리트구조물 모델링

1) 철근콘크리트구조물 및 단면제원

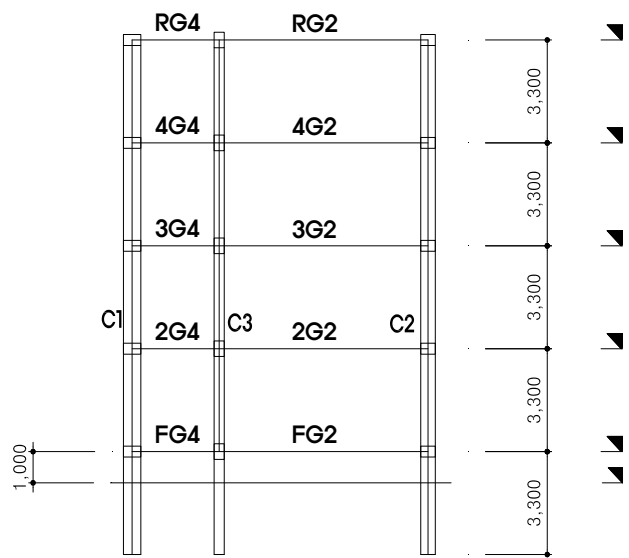
PEPSSI의 철근콘크리트구조물에 대한 적용성을 평가하기 위하여 국내 기존 철근콘크리트 학교 건물의 골조를 기반으로 모델링 하였다. 기존의 학교 건물은 국내 모처의 초등학교 건물을 참고하였으며, <그림3. 60>에서 건물의 평면도를 나타내었다. 해석대상 단면은 건물의 남북방향 2경간 단면으로 선정하였으며, 상세 평면도는 <그림3. 61>과 같고 입면도는 <그림3. 62>와 같다. <그림3. 61>에서 최하층 기둥의 2.3m가 지반에 묻히는 것으로 되어 있지만 해석시에는 지반이 없는 것으로 가정하고 기둥의 하단부를 고정하였다.

해석대상 단면에 대한 모델 부재의 복잡도와 자유도 및 파괴 메카니즘을 고려하여 포털프레임을 비롯하여 1층 2경간 모델에서 5층 2경간의 모델까지 총 5가지 모델에 대하여 모델링 하였다. 포털프레임의 높이는 3.3m이며 폭은 3.0m이다. 부재의 단면은 C1과 G4로 구성하였다. 5층 2경간 구조물의 각 층의 높이는 3.3m이며 기둥사이의 폭은 단변 3.0m, 장변 7.2m이다. 기둥 부재의 구성으로는 단변의 외부기둥은 C1, 장변의 외부기둥은 C2, 내부기둥은 C3로 구성하였다. 보 부재의 구성으로는 1~4층은 단변 G4, 장변 G2로 구성하였으며, 최상층 5층은 단변 RG4, 장변 RG2로 구성하였다. 나머지 1층, 2층, 3층 2경간 각각의 모델링은 5층 2경간 모델링에 준하여 모델링 하였다. 개발된 평가도구를 이용한 해석을 수행하기 위한 철근콘크리트 구조물의 요소와 절점은 <그림3. 62>와 같으며, 각 기둥과 보의 단면제원과 층상화 모델을 표 3.6과 표 3.7로 나타내었다.

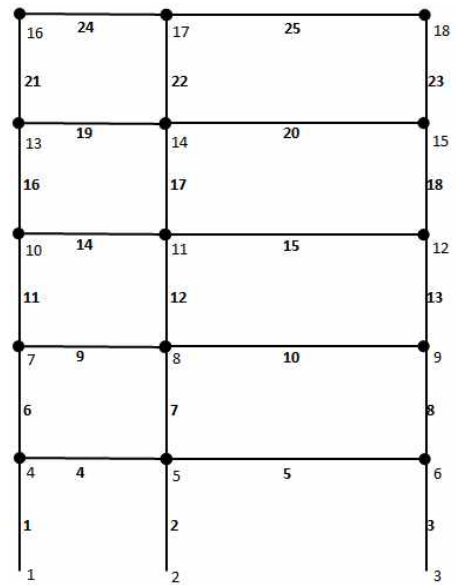
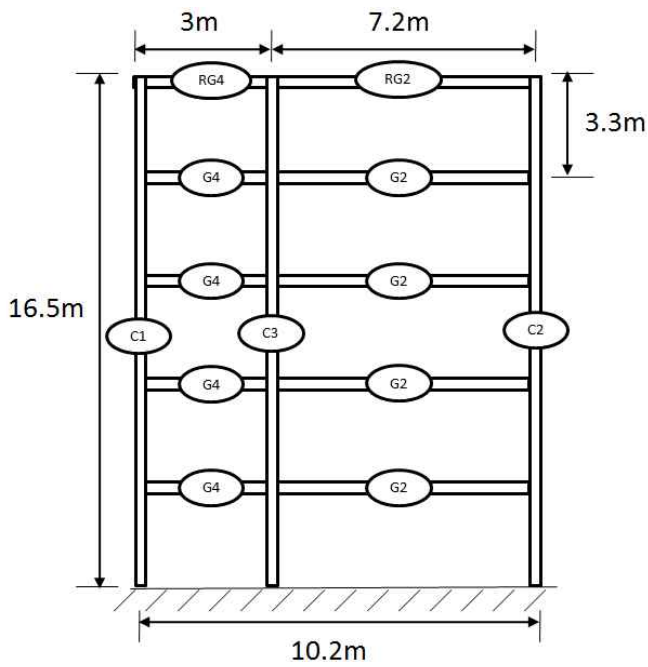
개발된 PEPSSI를 평가하기 위하여 사용된 상용 프로그램인 ABAQUS에서 콘크리트와 철근을 빔요소를 사용하여 모델링 하였다. 빔요소를 사용한 콘크리트 기둥과 보를 <그림3. 63>에 나타내었고, 철근의 단면을 등가의 단면으로 모델링 한 빔요소를 <그림3. 64>에서 나타내었다. 등가의 철근단면은 단면에서 상·하부 철근의 위치를 고려하기 위해 I형 프로파일 단면으로 설정하였다. 해석시에는 각각의 단면을 합성한 후 모델링 하여 해석을 실시하였다.



<그림3. 60> 선정된 학교건물의 상세 평면도

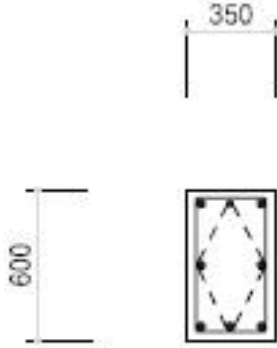
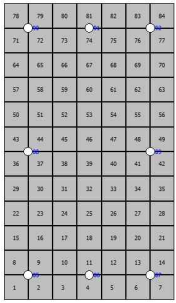
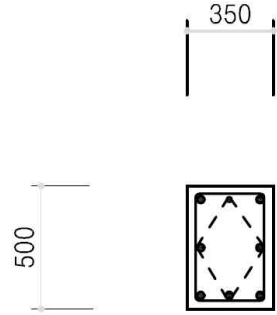
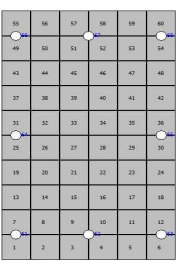


<그림3. 61> 선정된 학교건물의 상세 입면도

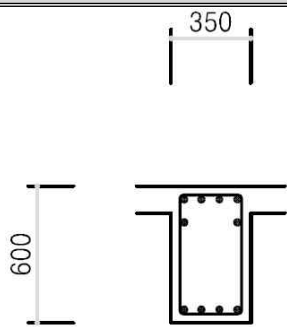
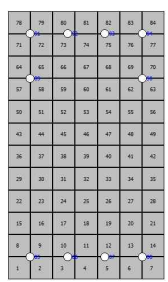
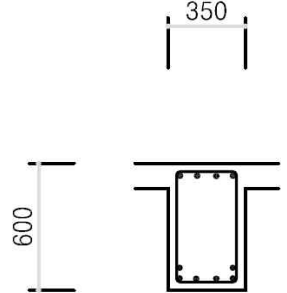
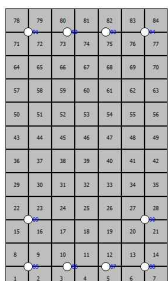


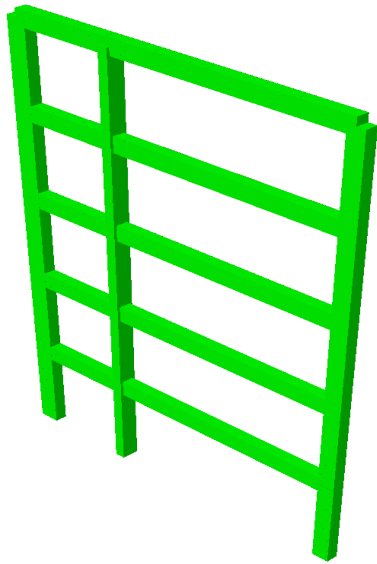
<그림3. 62> 철근콘크리트 구조물의 단면도와 이산화된 요소와 절점

[표 3.6] 기둥 단면제원 및 층상화 모델

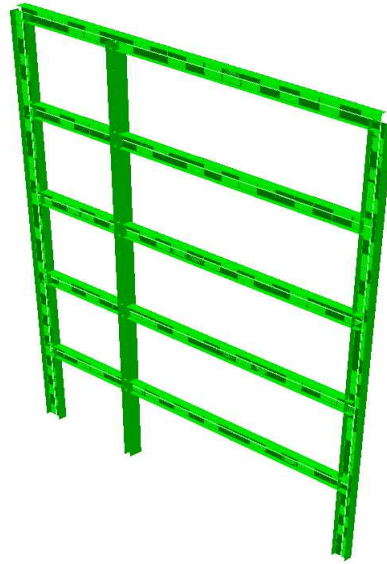
구분	부재 단면도	PEPSSI 층상화 모델	주근
C1			8-D19
C2			8-D19

[표 3.7] 보 단면제원 및 층상화 모델

구분	평면도	PEPSSI 층상화 모델	상부근	하부근
G2	단부 		6-D19	4-D19
	중앙부 		4-D19	6-D19



<그림 3. 63> 콘크리트 빔요소 모델링



<그림 3. 64> 등가의 철근 빔요소 모델링

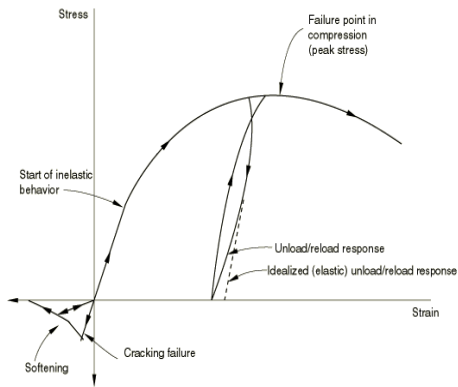
2) 철근콘크리트구조물의 재료 물성치

해석에 사용된 철근콘크리트구조물의 콘크리트와 철근의 재료 물성치는 표 3.8과 같다. 개발된 평가도구의 재료구성모델에 따라서 콘크리트는 Kent-Park 모델을 사용하였고 철근은 Menegatto-Pinto 모델을 사용하였다.

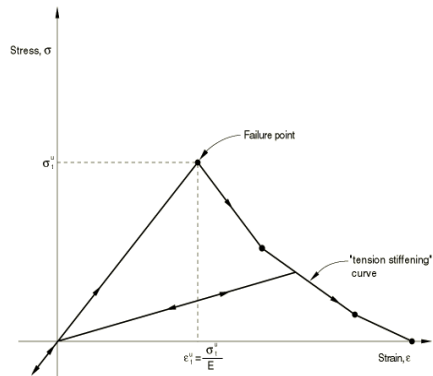
[표 3.8] 재료 물성치

구분	압축강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	항복변형률	인장강도 (MPa)	경화율	밀도 (N/mm ³ /g)
콘크리트	24	27,000	0.004	2.3	0.1	2.3E-9
철근	-	200,000	-	400	-	7.7E-9

상용 프로그램인 ABAQUS에서 콘크리트의 재료구성모델은 콘크리트 분산균열모델을 적용하였다. 분산균열모델은 균열 발생 후에도 콘크리트를 균열이 분산되어 있는 연속체로 가정하여 고정된 요소에서 균열을 인장변형률로 치환함으로서 유한요소해석에 쉽게 사용할 수 있는 방법이다. 응력-변형률의 구성 조건이 계산되는 적분 지점에서의 응력이 균열 발생기준에 도달할 경우 균열이 발생한 것으로 가정하며, 균열은 해당 적분지점에서의 강성행렬 일부 성분 및 응력의 감소로 표현 된다. 균열이 비교적 넓은 부분에 분산되어 발생하는 철근콘크리트 부재의 해석에서 비교적 정확한 해석 결과를 나타낼 수 있는 장점이 있다. 그러나 요소의 크기 및 위치 등에 따라 결과가 달라질 수 있는 단점이 있다.



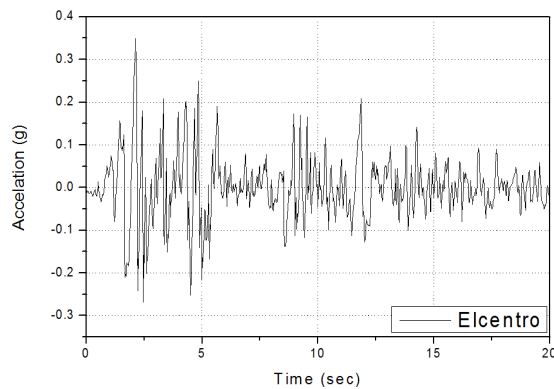
<그림3. 65> 콘크리트의 일축거동



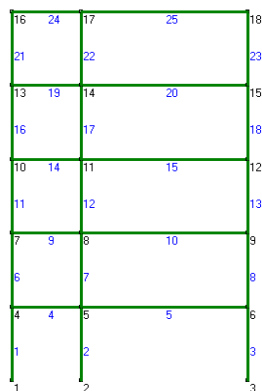
<그림3. 66> 콘크리트 인장 모델

3) 하중조건

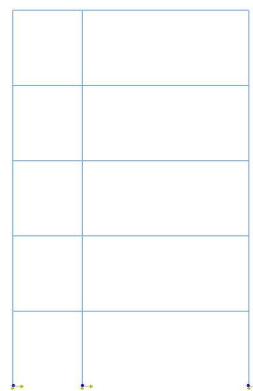
시간영역의 동적해석을 위하여 1940년에 미국 캘리포니아 El Centro 지역에서 일어난 지진 데이터를 1/10으로 줄여 하부 기둥의 지점부에 적용하였다. 구조물의 각 층의 자중을 고려하여 단변부 외측기둥에 54kN, 장변부 외측기둥에 129.6kN, 내측기둥에는 183.6kN을 각각 적용하였다.



<그림3. 67> El Centro 지진가속도



<그림3. 68> PEPSSI 구조 모델링



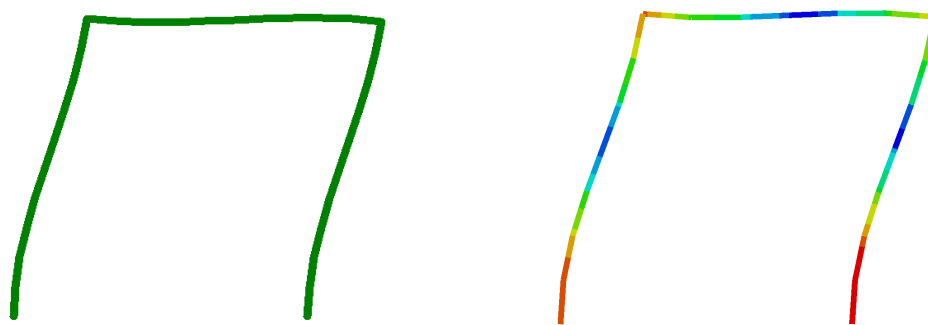
<그림3. 69> ABAQUS 지진하중 가력

다. 해석 결과

1) 포탈프레임

PEPSSI와 상용 프로그램인 ABAQUS의 탄성 해석결과를 비교 하였다. 구조물의 재료물성치를 탄성으로 고려하여 탄성해석을 수행하였다.

다음 <그림3. 70>은 지진하중에 대한 구조물의 변형을 나타내고 있으며, 부재의 횡방향 변위가 최대일 때의 변형을 나타내었다. 두 해석결과에서 각 해석시간별 변형 형상은 동일하게 발생하는 것으로 나타났다.



PEPSSI에 의한 변형형상

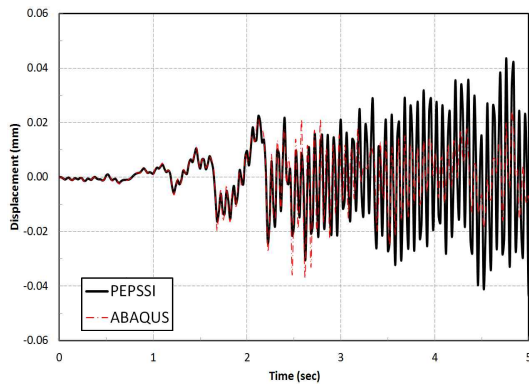
ABAQUS에 의한 변형형상

<그림3. 70> 포탈프레임 탄성해석

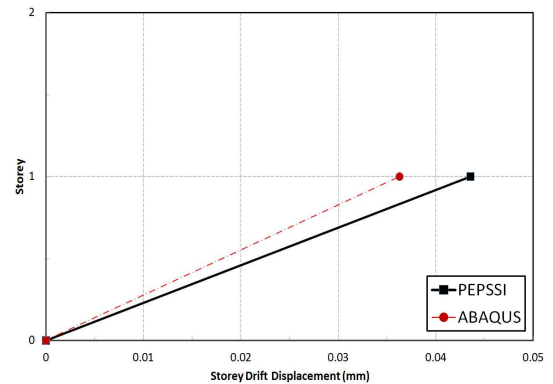
개발된 PEPSSI와 상용 프로그램인 ABAQUS의 해석결과에서 시간에 대한 상단부의 횡방향 변위를 <그림3. 71>과 같이 비교하였다. 총 해석시간은 20초 이지만 시간이력 거동을 잘 보여줄 수 있는 5초까지 만을 그래프로 나타내었다. 약 2.5초까지는 두 해석결과의 차이가 없는 것으로 나타났다. 약 2.5초 이후는 ABAQUS의 해석결과 변위가 일부 차이가 있지만 이력 거동은 동일한 양상을 보여주고 있다. 이것은 두 구성모델의 차이와 수치적분 방법과 단면 모델의 차이로 인하여 발생한 결과로 생각된다. 내진설계에서 중요하게 고려되는 인자인 구조물의 최대변위를 비교하였다. PEPSSI에서는 0.0436mm, ABAQUS에서는 0.0363mm로 나타났다.

[표 3.9] 포탈프레임 탄성해석결과 오차율 비교

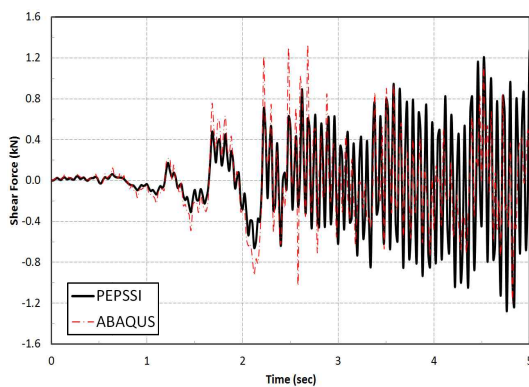
구 분	PEPSSI	ABAQUS	오차율(%)	비 고
변위	0.0436	0.0363	20.11	
전단력	1.277	1.331	4.06	



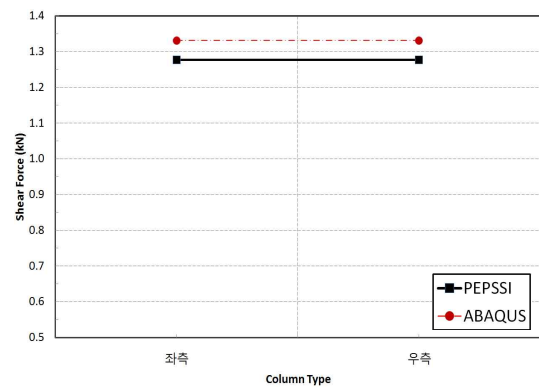
< 시간-변위 >



< 최대변위 >



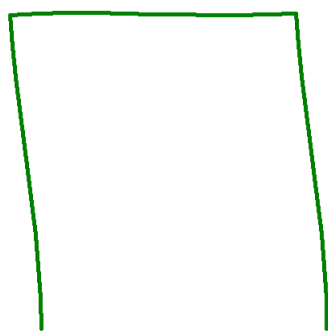
< 시간-전단력 >



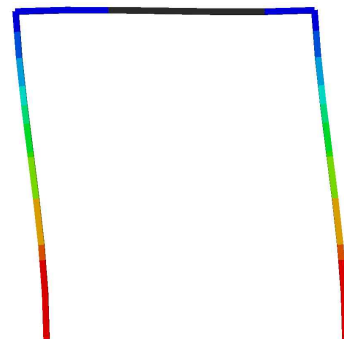
< 기둥별 최대전단력 >

<그림3. 71> 포탈프레임 탄성해석

개발된 PEPSSI와 상용 프로그램인 ABAQUS를 이용하여 제시된 비선형 재료물성치를 적용하여 비선형 구조해석을 실시하였다. 다음 <그림3. 72>는 지진하중에 대한 구조물의 변형을 나타내고 있으며, 부재의 횡방향 변위가 최대일 때의 변형을 나타내었다. 두 해석결과에서 각 해석시간별 변형의 형상은 동일하게 발생하는 것으로 나타났다.



개발된 평가도구에 의한 변형도



ABAQUS에 의한 변형도

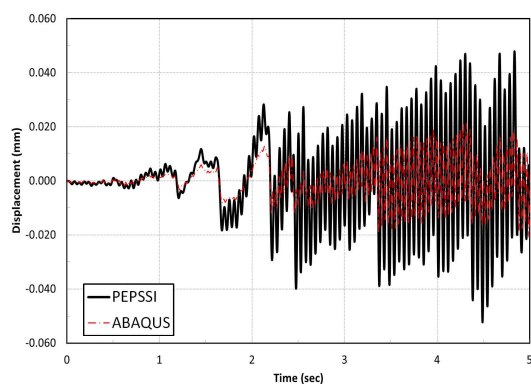
<그림3. 72> 포탈프레임 비선형 해석

개발된 PEPSSI과 상용 프로그램인 ABAQUS의 해석결과에서 시간에 대한 상단부의 횡방향 변위를 <그림3. 73>과 같이 비교하였다. 총 해석시간은 20초 이지만 시간이력 거동을 잘 보여줄 수 있는 5초까지 만을 그래프로 나타내었다. 약 1.1초까지는 작은 변위를 나타내며 두 해석결과의 차이가 없는 것으로 나타났다. 약 2.1초이후는 ABAQUS의 해석결과 변위가 현저히 작지만 이력 거동은 같은 양상을 보여주고 있다. 내진설계에서 중요하게 고려되는 인자인 구조물의 최대변위를 비교하였다. 최대변위는 PEPSSI에서는 0.0523mm, ABAQUS에서는 0.0213mm로 나타났다.

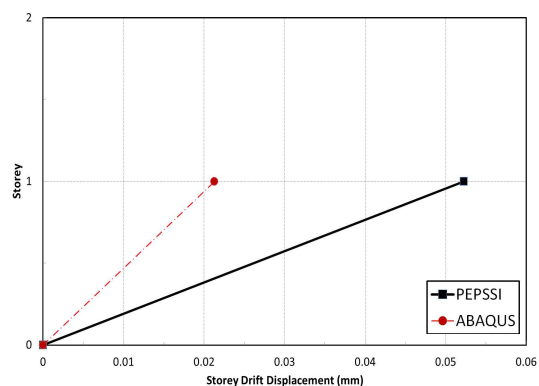
두 기둥 중 하나 기둥의 시간에 대한 밀면 전단력을 <그림3. 73>과 같이 비교하였다. 약2.1초 이전에는 ABAQUS의 해석결과가 다소 큰 전단력을 보여주고 있으나 2.1초 이후에는 ABAQUS의 해석결과가 다소 작은 전단력을 예측하였다. 앞서 언급한 것과 같이 이것은 두 구성모델이 상이하며, 개발된 평가도구에서 질량 모델은 집중 질량 모델인 반면 ABAQUS는 분포 질량 모델로 질량 모델이 서로 상이하기 때문인 것으로 생각된다. 하지만, 시간에 대한 전체적인 전단력의 크기 변화는 동일한 양상을 보이는 것으로 나타났다. 최대변위와 더불어 내진설계에서 중요하게 고려되는 최대전단력을 비교하였다. 포탈프레임인 구조적인 특성상 양 단 기둥의 전단력의 크기는 동일하다. 개발된 평가도구에서는 1.195kN, ABAQUS에서는 1.152kN으로 나타나, 전단력의 크기에서는 거의 유사했다.

[표 3.10] 포탈프레임 비선형해석 결과 오차율 비교

구 분	PEPSSI	ABAQUS	오 차 율 (%)	비 고
변위	0.0523	0.0213	145.54	
전단력	1.195	1.152	3.73	

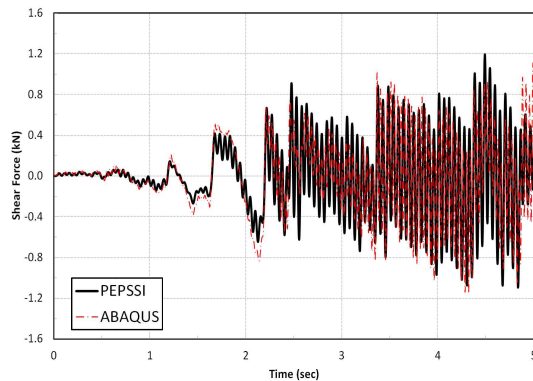


시간-변위

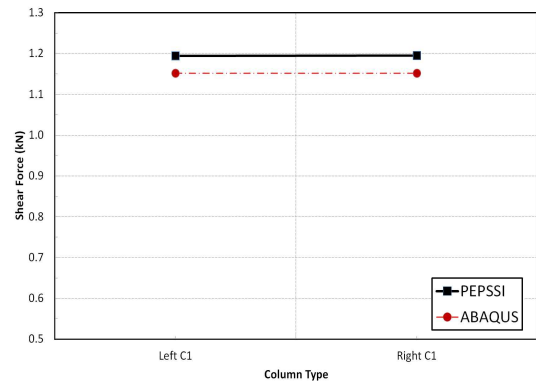


최대변위

<그림3. 73> 포탈프레임 비선형 해석



시간-전단력

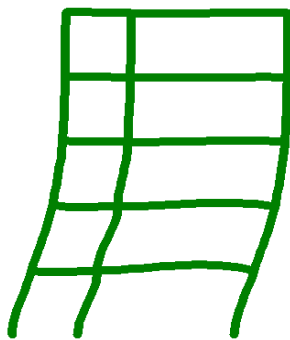


기둥별 최대전단력

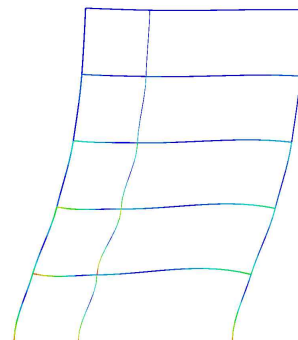
<그림3. 73> 포탈프레임 비선형 해석

2) 5층2경간

PEPSSI과 상용 프로그램인 ABAQUS의 탄성 해석결과를 비교 하였다. 구조물의 재료물성치를 탄성으로 고려하여 탄성해석을 수행하였다. 다음 <그림3. 74>는 지진하중에 대한 구조물의 변형을 나타내고 있으며, 부재의 횡방향 변위가 최대일 때의 변형을 나타내었다. 두 해석 결과에서 각 해석시간별 변형의 형상은 동일하게 발생되는 것으로 나타났다.



PEPSSI에 의한 변형형상



ABAQUS에 의한 변형형상

<그림3. 74> 5층2경간 선형해석: PEPSSI에 의한 변형형상

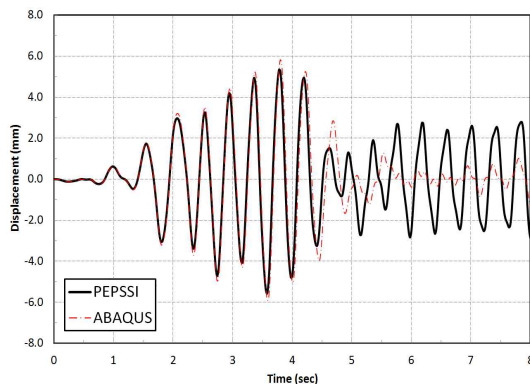
개발된 비선형 층상화 유한요소 모델이 적용된 평가도구(PEPSSI)과 상용 프로그램인 ABAQUS의 해석결과에서 시간에 대한 최상단부의 횡방향 변위를 <그림3. 75>와 같이 비교 하였다. 총 해석시간은 20초 이지만 시간이력 거동을 잘 보여줄 수 있는 8초까지 만을 그래프로 나타내었다. 약 4.5초까지는 두 해석결과의 차이가 없는 것으로 나타났다. 5.0초이후는 ABAQUS의 해석결과 변위가 현저히 작아지는 것으로 나타났다. 이것은 두 구성모델의 차이

와 수치적분 방법이 상이하므로 이와 같은 해석결과가 나타난 것으로 생각된다. 내진설계에서 중요하게 고려되는 인자인 구조물의 최대층간변위를 비교하였다. 최대층간변위가 가장 크게 발생한 2층의 최대층간 변위를 비교해본 결과, PEPSSI에서는 1.5309mm, ABAQUS에서는 1.6017mm로 나타났다.

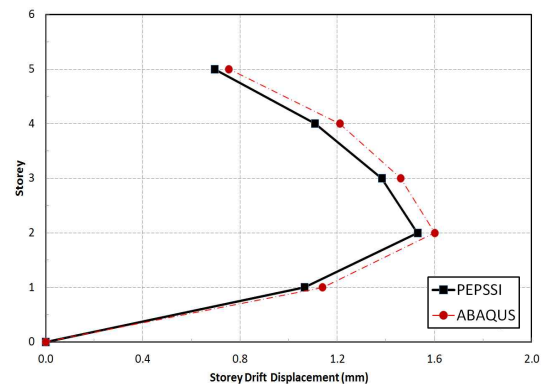
장변측 외측기둥의 시간에 대한 밀면 전단력을 비교하였다. 약4.5초 이전에는 두 해석결과가 거의 동일하게 나타났다. 5.0초 이후에는 ABAQUS의 해석결과가 PEPSSI의 해석결과보다 현저히 작은 전단력이 발생되었다. 이것은 두 구성모델이 상이하며, PEPSSI의 질량 모델은 집중 질량 모델인 반면 ABAQUS는 분포 질량 모델로 질량 모델이 서로 상이하기 때문인 것으로 생각된다. 그리고, 변위와 마찬가지로 수치적분 방법이 상이하기 때문인 것으로 생각된다. 최대변위와 더불어 내진설계에서 중요하게 고려되는 최대전단력을 비교하였다. 2경간 구조물의 구조적인 특성상 각 기둥의 전단력의 크기는 서로 다르며 외측기둥의 전단력의 크기가 내측기둥의 전단력 보다 큰 것으로 나타났다. 외측기둥의 전단력을 비교해본 결과 PEPSSI에서는 최대 전단력이 11.626kN, ABAQUS에서는 최대 전단력이 11.848kN으로 나타나 차이가 거의 없는 것으로 나타났다.

[표 3.11] 5층2경간 탄성해석결과 오차율 비교

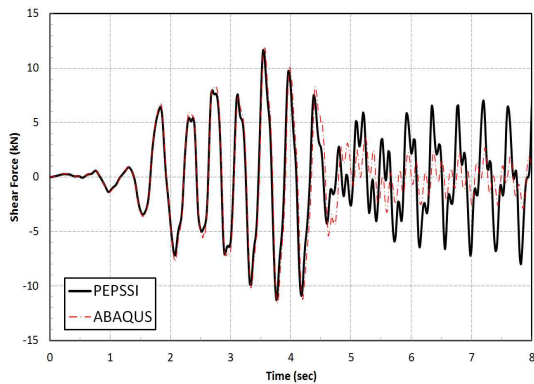
구 분		PEPSSI	ABAQUS	오 차 율 (%)	비 고
변 위	1층	1.0661	1.1398	6.47	
	2층	1.5309	1.6017	4.42	
	3층	1.3836	1.4613	5.32	
	4층	1.1087	1.2113	8.47	
	5층	0.6955	0.7544	7.81	
전 단 력	C1	21.256	21.032	1.07	
	C3	7.924	8.337	4.95	
	C2	11.626	11.848	1.87	



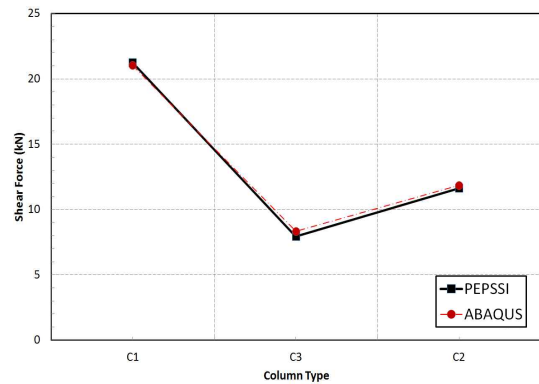
시간-변위



최대층간변위



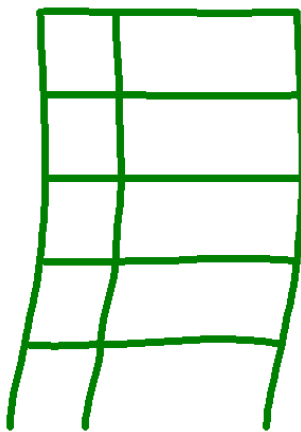
시간-전단력



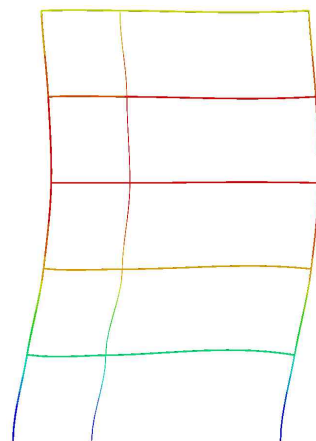
기둥별 최대전단력

<그림3. 75> 5층2경간 선형해석

PEPSSI와 상용 프로그램인 ABAQUS를 이용하여 제시된 비선형 재료물성치를 적용하여 비선형 구조해석을 실시하였다. 개발된 비선형 층상화 유한요소 모델과 상용 프로그램인 ABAQUS의 해석결과를 비교 하였다. 다음 <그림3. 76>은 지진하중에 대한 구조물의 변형을 나타내고 있으며, 부재의 횡방향 변위가 최대일 때의 변형을 나타내었다. 두 해석에서 각 해석시간에 대한 변형의 형상은 동일하게 해석되는 것으로 나타났다.



PEPSSI에 의한 변형형상



ABAQUS에 의한 변형형상

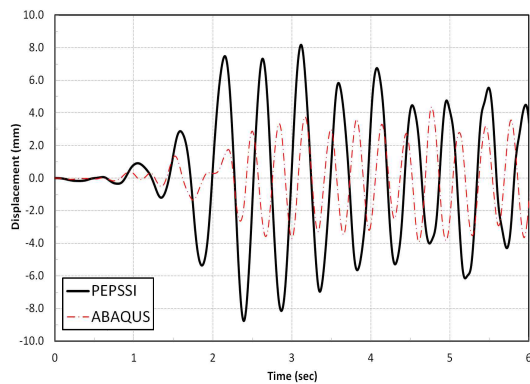
<그림3. 76> 5층2경간 비선형해석

PEPSSI와 상용 프로그램인 ABAQUS의 해석결과에서 시간에 대한 최상단부의 횡방향 변위를 <그림3. 77>과 같이 비교하였다. 총 해석시간은 20초 이지만 시간이력 거동을 잘 보여줄 수 있는 6초까지 만을 그래프로 나타내었다. 전체적인 해석결과에서 ABAQUS의 해석결과 변위가 작고 주기 또한 달라지는 것으로 나타났다. 이것은 콘크리트 구성모델의 차이와 수치적

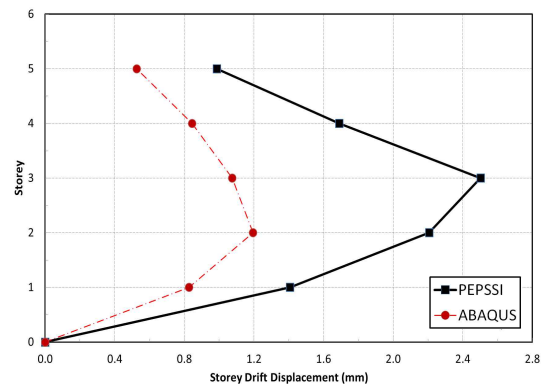
본 방법이 상이하므로 이와 같은 해석결과가 나타난 것으로 생각된다. 또한 모델링의 차이로 인한 참여질량의 차이 또한 좌우하는 것으로 생각된다. 내진설계에서 중요하게 고려되는 인자인 구조물의 최대층간변위를 비교하였다. 최대층간변위의 발생층이 두 해석결과에서 다르게 나타났다. 2층의 최대층간 변위를 비교해본 결과, PEPSSI에서는 2.2065mm, ABAQUS에서는 1.1948mm로 나타났다.

[표 3.12] 3층2경간 비선형해석결과 오차율 비교

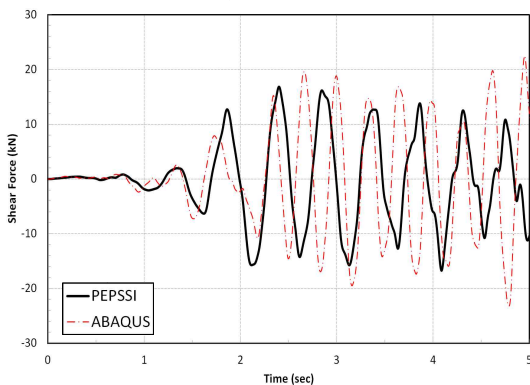
구 분		PEPSSI	ABAQUS	오차율(%)	비 고
변 위	1층	1.4079	0.8277	70.10	
	2층	2.2065	1.1948	84.68	
	3층	2.5021	1.0755	132.65	
	4층	1.6910	0.8450	100.12	
	5층	0.9876	0.5256	87.90	
전 단 력	C1	14.802	13.565	9.12	
	C3	7.812	9.218	15.25	
	C2	16.860	23.494	28.24	



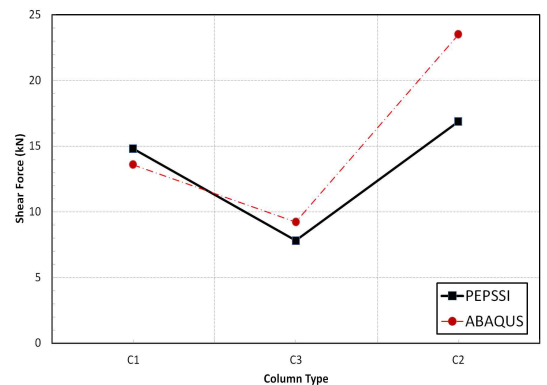
시간-변위



층간 최대변위



시간-전단력



기둥별 전단력

<그림3. 77> 5층2경간 비선형해석

라. 해석결과 정리

PEPSSI와 상용 프로그램인 ABAQUS의 탄성해석에 의한 해석결과를 비교 정리하였다. 최대 층간변위에 대한 최소 오차율은 3층2경간 구조물에서 2.56%로 나타났으며, 최대전단력에 대한 최소 오차율 또한 3층2경간 구조물의 내측기둥에서 0.48%로 나타났다.

비선형 층상화 유한요소 모델이 상용 프로그램과 비교해 볼 때 탄성해석에 대해서는 비교적 해석결과의 차이가 적은 것으로 나타났다.

[표 3.13] 탄성해석 결과 비교 정리

구 분	구조물	위치	PEPSSI	ABAQUS	오차율(%)	비 고
변위 (mm)	포탈프레임	상단부	0.0436	0.0363	20.11	
	1층2경간	상단부	0.1160	0.1038	11.75	
	2층2경간	1층	0.3966	0.5444	27.15	최대값
		2층	0.4089	0.5369	23.84	
	3층2경간	1층	0.8304	0.8097	2.56	최소값
		2층	1.0910	1.0575	3.17	
		3층	0.7275	0.6981	4.21	
	5층2경간	1층	1.0661	1.1398	6.47	
		2층	1.5309	1.6017	4.42	
		3층	1.3836	1.4613	5.32	
		4층	1.1087	1.2113	8.47	
		5층	0.6955	0.7544	7.81	
전단력 (kN)	포탈프레임	C1	1.277	1.331	4.06	
	1층2경간	C1	2.903	3.011	3.59	
		C2	0.924	1.191	22.42	최대값
		C3	1.573	1.790	12.12	
	2층2경간	C1	8.853	9.992	11.40	
		C2	2.990	3.554	15.87	
		C3	4.825	5.480	11.95	
	3층2경간	C1	17.557	16.215	8.28	
		C2	6.233	6.263	0.48	최소값
		C3	9.584	9.216	3.99	
	5층2경간	C1	21.256	21.032	1.07	
		C2	7.924	8.337	4.95	
		C3	11.626	11.848	1.87	

PEPSSI와 상용 프로그램인 ABAQUS의 비선형해석에 의한 해석결과를 비교 정리하였다. 최대층간변위에 대한 최소 오차율은 3층2경간 구조물에서 55.31%로 나타났으며, 최대전단력에 대한 최소 오차율은 2층2경간 구조물의 장변측 외측기둥에서 0.86%로 나타났다.

비선형 층상화 유한요소 모델이 상용 프로그램과 비교해 볼 때 비선형해석에 대해서는 비교적 해석결과의 차이가 많은 것으로 나타났다. 그리고 지진하중에 대한 비선형해석시 구조물의 변위 보다는 전단력에 대한 해석결과의 차이가 적은 것으로 나타났다.

[표 3.14] 비선형해석 결과 비교 정리

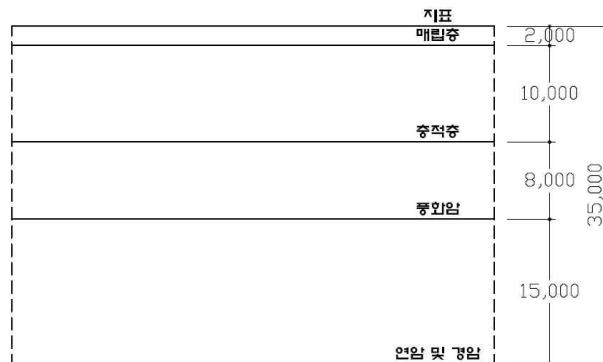
구 분	구조물	위치	PEPSSI	ABAQUS	오차율(%)	비 고
변위 (mm)	포탈프레임	상단부	0.0523	0.0213	145.54	
	1층2경간	상단부	0.3262	0.0901	262.04	최대값
	2층2경간	1층	0.5022	0.2183	130.05	
		2층	0.5142	0.2212	132.46	
	3층2경간	1층	1.0460	0.6692	55.31	최소값
		2층	1.4695	0.8227	78.62	
		3층	1.3490	0.4992	170.23	
	5층2경간	1층	1.4079	0.8277	70.10	
		2층	2.2065	1.1948	84.68	
		3층	2.5021	1.0755	132.65	
		4층	1.6910	0.8450	100.12	
		5층	0.9876	0.5256	87.90	
전 단 력 (kN)	포탈프레임	C1	1.195	1.152	3.73	
	1층2경간	C1	4.399	1.992	120.83	최대값
		C2	1.970	1.330	48.12	
		C3	5.145	3.544	45.17	
	2층2경간	C1	5.932	4.117	44.09	
		C2	2.862	2.603	9.95	
		C3	7.277	7.215	0.86	최소값
	3층2경간	C1	11.696	11.383	2.75	
		C2	5.884	7.628	22.86	
		C3	13.709	20.078	31.72	
	5층2경간	C1	14.802	13.565	9.12	
		C2	7.812	9.218	15.25	
		C3	16.860	23.494	28.24	

3. 지반계 모델의 성능평가

가. 지반 모델링

1) 지반의 단면 모델링

지반의 단면은 서울 강북 및 강남 지방의 특성치를 적용하여 연암 및 경암층, 풍화암층, 충적층, 매립층 등으로 총 4개의 층으로 구분하여 설정하였다. 각 층의 두께(높이)는 연암 및 경암층 15m, 풍화암층 8m, 충적층 10m, 매립층 2m로 총 두께 35m로 설정하였다. 구조-지반계 모델을 고려하여 지반 단면의 폭은 70.2m로 설정하였으며 요소의 크기는 1.5m에서 2.0m로 설정하였다. 이와 같이 설정한 지반 단면에 대한 요소의 수는 648개, 절점수는 703개이다.



<그림 3. 78> 지반 단면

2) 지반 물성치

개발된 비선형 유한요소 모델에 적용된 지반의 재료 물성치는 표3.15와 같다.

[표 3.15] 지반재료 물성치

구분		탄성파속도(S) (m/s)	탄성파속도(P) (m/s)	탄성계수 (MPa)	밀도 (kN/m ³)	포화송비	내부 마찰각(°)
토사층	매립층	200	600	200	16	0.438	27
	충적층	270	800	380	18	0.436	13
암반층	풍화암	587	1200	1100	21	0.413	37
	연암 및 경암	1200	2500	9100	25	0.350	40

지반계 모델의 비선형 해석시 고려된 지반 모델은 Mohr Coulomb 모델과 Drucker Prager 모델이며, 이 두 가지의 지반 모델에 대한 해석결과를 비교하였다.

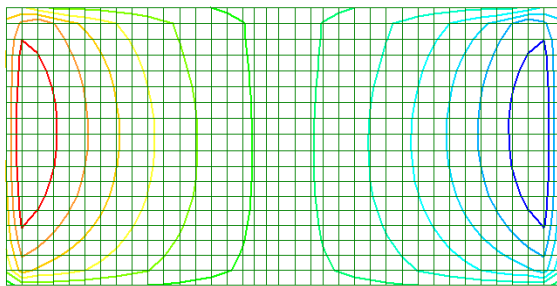
3) 하중조건 및 경계조건

동적해석과 시간영역의 해석을 위하여 1940년에 미국 캘리포니아 El Centro 지역에서 일어난 지진데이터를 1/10으로 줄여 지반 단면의 밑면과 양단 외측면에 적용하였다. 경계조건은 지반의 밑면과 양단 외측면을 고정하였다.

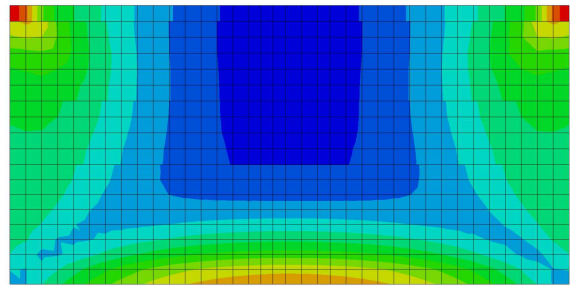
나. 해석결과

1) 단일층 탄성해석

다음 그림은 지반의 단일층 탄성해석시 지진하중에 대한 지반의 변형과 응력을 나타내고 있으며, 지반의 중앙지표면의 변위가 최대일 때의 응력을 나타내었다. 두 해석결과에서 각 해석시간별 응력결과는 동일하게 발생하는 것으로 나타났다.



PEPSSI 해석결과 응력

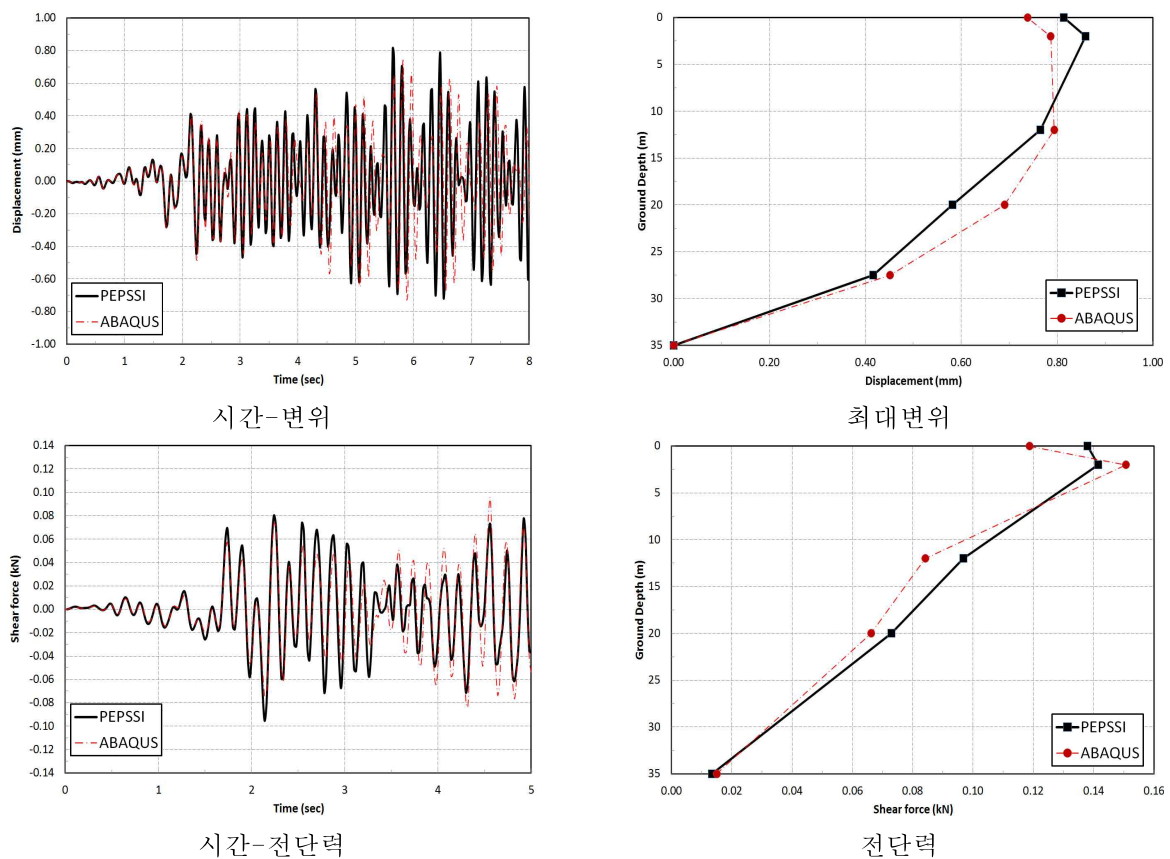


ABAQUS 해석결과 응력

<그림3. 79> 단일층 탄성해석

PEPSSI와 상용 프로그램인 ABAQUS의 해석결과에서 시간에 대한 지표 중앙절점의 횡방향 변위를 <그림3. 80>과 같이 비교하였다. 단일층에 대한 지반 물성치는 풍화암에 대한 물성치로 탄성계수와 밀도 및 프와송비만을 고려하여 전 층에 동일하게 적용하였으며, 각 층의 경계점에서의 최대 횡방향 변위값을 지반깊에 따라 나타내었다. 총 해석시간은 20초 이지만 시간 이력 거동을 잘 보여줄 수 있는 8초까지 만을 그래프로 나타내었다. 약 4.5초까지는 두 해석 결과의 차이가 없는 것으로 나타났다. 약 4.5초 이후는 두 해석결과에서 최대 정점 변위는 거의 동일한 것으로 나타나지만 응답주기가 서로 다르고 PEPSSI의 응답주기가 더 빨라짐을 알 수 있다. 이것은 수치적분 방법의 차이가 상이하므로 이와 같은 해석결과가 나타난 것으로 생각된다. 지반의 최대 횡방향 변위를 비교하였다. 두 해석결과를 비교하면, 최소의 오차율이 지반깊이 12m에서 발생되었고 PEPSSI에서는 0.7647mm, ABAQUS에서는 0.7937mm로 나타났다.

경계조건이 설정되어 있는 외곽부의 지표면에서 시간에 대한 밑면 전단력을 비교하였다. 약 3.2초 이전에는 두 해석결과의 전단력이 동일하게 나타났지만 그 이후에는 ABAQUS의 해석결과가 PEPSSI의 해석결과보다 다소 큰 전단력이 발생되었다. 이것은 두 구성모델이 상이하며, PEPSSI의 질량 모델은 집중 질량 모델인 반면 ABAQUS는 분포 질량 모델로 질량 모델이 서로 상이하기 때문인 것으로 생각된다. 하지만, 시간에 대한 전체적인 전단력의 크기 변화는 동일한 양상을 띄는 것으로 나타났다. 지반의 깊이별 최대전단력을 비교하였다. 전단력에서 최소의 오차율이 지반깊이 2m에서 발생되었고 PEPSSI에서는 0.1414kN, ABAQUS에서는 0.1506kN으로 나타났다.



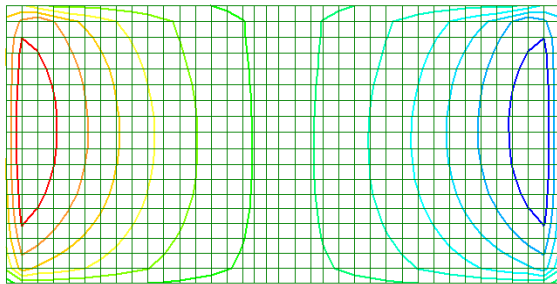
<그림3. 80> 단일층 탄성해석

[표 3.16] 단일층 지반의 탄성해석결과 오차율 비교

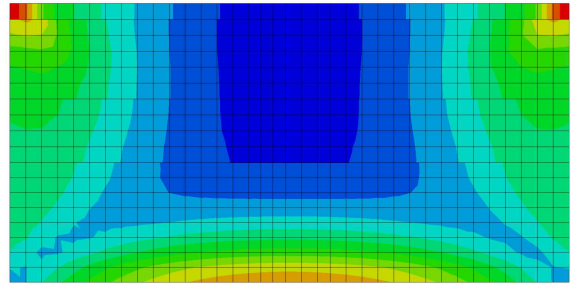
구 분	지반깊이 (m)	PEPSSI	ABAQUS	오차율(%)	비 고
변위(mm)	20	0.5819	0.6901	15.68	최대오차
	12	0.7647	0.7937	3.66	최소오차
전단력(kN)	12	0.0968	0.0841	15.07	최대오차
	2	0.1414	0.1506	6.12	최소오차

2) 단일층 Mohr Coulomb 지반모델

다음 그림은 지반의 단일층 Mohr Coulomb 지반모델의 지진하중에 대한 지반의 변형과 응력을 나타내고 있으며, 지반의 중앙지표면의 변위가 최대일 때의 응력을 나타내었다. 두 해석 결과에서 각 해석시간별 응력결과는 동일하게 발생하는 것으로 나타났다.



PEPSSI 해석결과 응력



ABAQUS 해석결과 응력

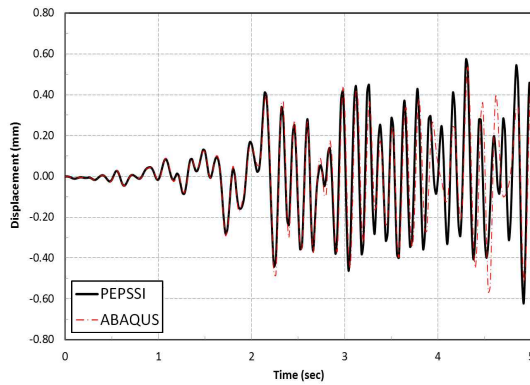
<그림3. 81> 단일층 Mohr Coulomb 지반모델

PEPSSI와 상용 프로그램인 ABAQUS의 해석결과에서 시간에 대한 지표 중앙절점의 횡방향 변위를 <그림3. 82>와 같이 비교하였다. 단일층에 대한 지반 물성치는 풍화암에 대한 물성치로 전 층에 동일하게 적용하였으며, 각 층의 경계점에서의 최대 횡방향 변위를 지반깊이에 따라 나타내었다. 총 해석시간은 20초 이지만 시간이력 거동을 잘 보여줄 수 있는 5초까지 만을 그래프로 나타내었다. 약 4.5초까지는 두 해석결과의 차이가 없는 것으로 나타났다. 약 4.5초의 해석시간에서 두 해석결과가 약간의 차이를 보이다 일치함을 보이고 있다. 이것은 수치적 분 방법의 차이가 상이하므로 이와 같은 해석결과가 나타난 것으로 생각된다. 지반의 최대 횡방향 변위를 비교하였다. 두 해석결과를 비교하면, 최소의 오차율이 지반깊이 0m(지표면)에서 발생되었고 PEPSSI에서는 0.6344mm, ABAQUS에서는 0.6446mm로 나타났다.

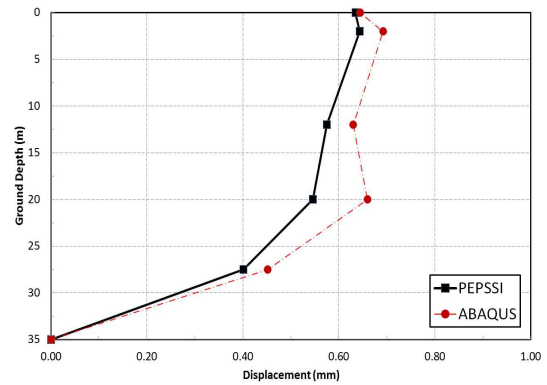
경계조건이 설정되어 있는 외곽부의 지표면에서 시간에 대한 밀면 전단력을 비교하였다. 약 3.2초 이전에는 두 해석결과의 전단력이 동일하게 나타났지만 그 이후에는 ABAQUS의 해석결과가 PEPSSI의 해석결과보다 다소 큰 전단력이 발생되었다. 이것은 두 구성모델이 상이하 며, PEPSSI의 질량 모델은 집중 질량 모델인 반면 ABAQUS는 분포 질량 모델로 질량 모델이 서로 상이하기 때문인 것으로 생각된다. 하지만, 시간에 대한 전체적인 전단력의 크기 변화는 동일한 양상을 띄는 것으로 나타났다. 지반의 깊이별 최대전단력을 비교하였다. 전단력에서 최소의 오차율이 지반깊이 0m(지표면)에서 발생되었고 PEPSSI에서는 0.1279kN, ABAQUS에서는 0.1287kN으로 나타났다.

[표 3.17] 단일층 Mohr Coulomb 지반모델의 오차율 비교

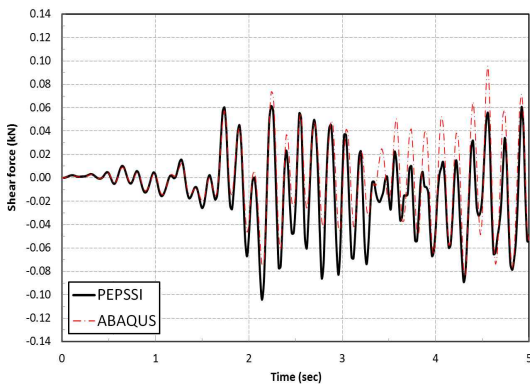
구 분	지반깊이 (m)	PEPSSI	ABAQUS	오차율(%)	비 고
변위(mm)	20	0.5454	0.6593	17.28	최대오차
	0	0.6344	0.6446	1.58	최소오차
전단력(kN)	2	0.0984	0.1154	14.77	최대오차
	0	0.1279	0.1287	0.68	최소오차



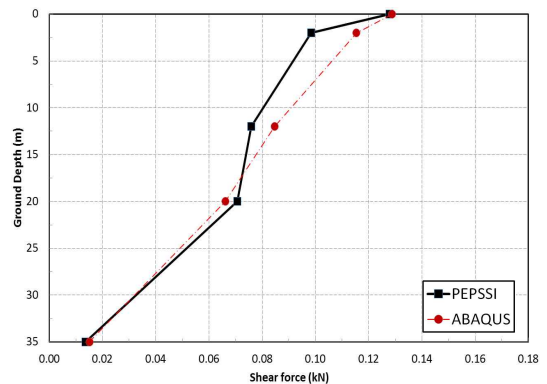
시간-변위



지반 깊이별 최대변위



시간-전단력

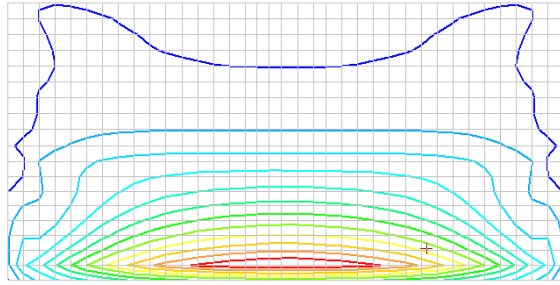


깊이별 전단력

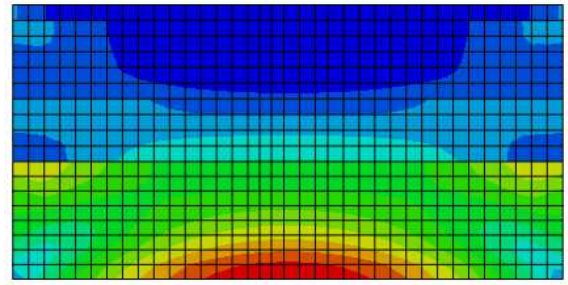
<그림3. 82> 단일층 Mohr Coulomb 지반모델

3) 다층(4층) 탄성해석

다음 그림은 지반의 다층(4층) 탄성해석시 지진하중에 대한 지반의 변형과 응력을 나타내고 있으며, 지반의 중앙지표면의 변위가 최대일 때의 변형과 응력을 나타내었다. 두 해석결과에서 각 해석시간별 응력결과는 동일하게 발생되는 것으로 나타났다. 해석결과, 시간에 대한 지표 중앙점의 횡방향 변위는 <그림3. 84>와 같다. 다층에 대한 지반 물성치는 연암 및 경암, 풍화암, 충적층과 매립층에 대한 물성치로 탄성계수와 밀도 및 프와송비만을 고려하여 각각 적용하였으며, 각 층의 경계점에서의 최대 횡방향 변위값을 지반 깊이에 따라 나타내었다.



PEPSSI 해석결과 응력



ABAQUS 해석결과 응력

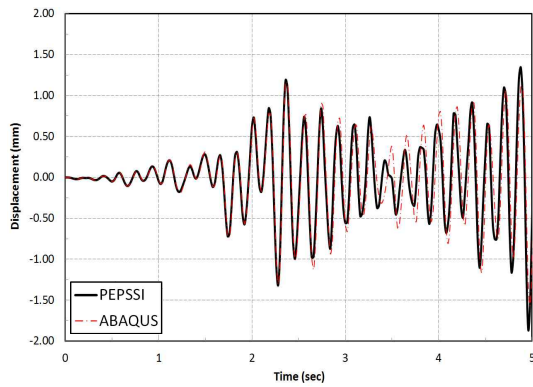
<그림3. 83> 다층(4층) 탄성해석

총 해석시간은 20초 이지만 시간이력 거동을 잘 보여줄 수 있는 5초까지 만을 그래프로 나타내었다. 약 3.2초까지는 두 해석결과가 동일한 응답변위를 나타내고 있지만 그 이후는 ABAQUS의 해석결과 변위가 약간 크게 나타났다. 이것은 수치적분 방법의 차이가 상이하므로 이와 같은 해석결과가 나타난 것으로 생각된다. 지반의 최대 횡방향 변위를 <그림3. 84>와 같이 비교하였다. 두 해석결과를 비교하면, 최소의 오차율이 지반깊이 27.5m에서 발생되었고 PEPSSI에서는 0.0467mm, ABAQUS에서는 0.0472mm로 나타났다.

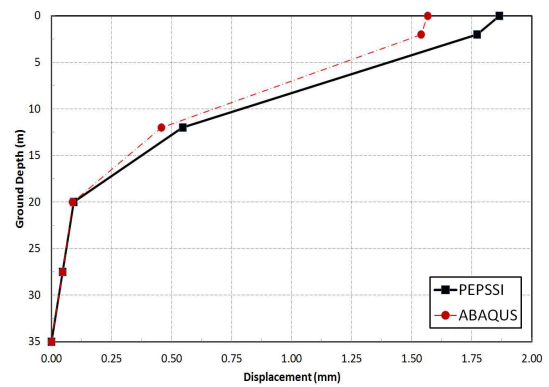
경계조건이 설정되어 있는 외곽부의 지표면에서 시간에 대한 밑면 전단력을 비교하였다. 변위 해석결과와 마찬가지로 약3.2초 이전에는 두 해석결과가 동일하게 나타났고 그 이후에 약간의 차이를 보이나 전체적으로 두 해석결과 전단력이 서로 잘 일치하는 것으로 나타났다. 전단력에서 최소의 오차율이 지반깊이 2m에서 발생되었고 PEPSSI에서는 0.0654kN, ABAQUS에서는 0.0632kN으로 나타났다.

[표 3.18] 다층(4층) 지반의 탄성해석결과 오차율 비교

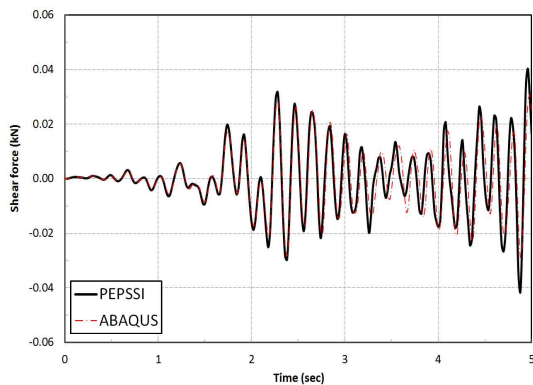
구 분	지반깊이(m)	PEPSSI	ABAQUS	오차율(%)	비 고
변위(mm)	12	0.5461	0.4572	19.45	최대오차
	27.5	0.0467	0.0472	0.98	최소오차
전단력(kN)	35	0.0104	0.0160	34.99	최대오차
	2	0.0654	0.0632	3.56	최소오차



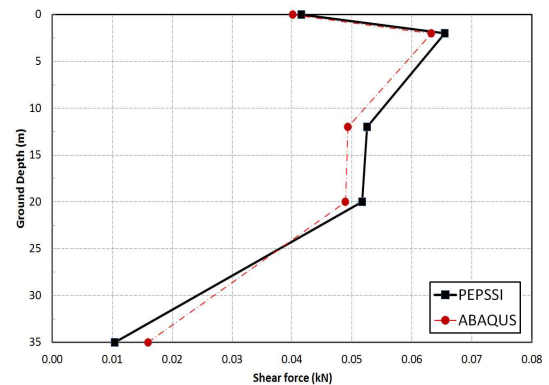
시간-변위



지반 깊이별 최대변위



시간-전단력

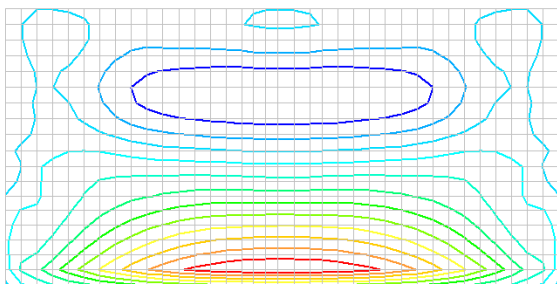


지반 깊이별 전단력

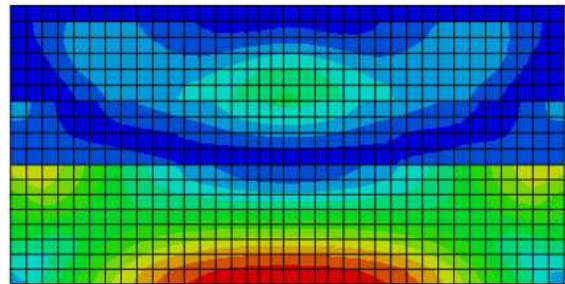
<그림3. 84> 다층(4층) 탄성해석

4) 다층(4층) Mohr Coulomb 지반모델

다음 그림은 지반의 다층(4층) Mohr Coulomb 지반모델 해석시 지진하중에 대한 지반의 변형과 응력을 나타내고 있으며, 지반의 중앙지표면의 변위가 최대일 때의 응력을 나타내었다. 두 해석결과에서 각 해석시간별 응력결과는 동일하게 발생하는 것으로 나타났다.



PEPSSI 해석결과 응력



ABAQUS 해석결과 응력

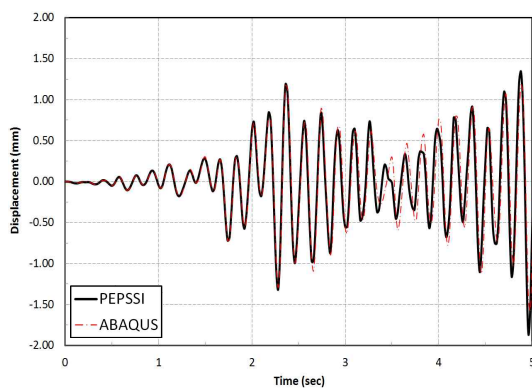
<그림3. 85> 다층(4층) Mohr Coulomb 지반모델

PEPSSI와 상용 프로그램인 ABAQUS의 해석결과에서 시간에 대한 지표 중앙점의 횡방향 변위를 <그림3. 86>과 같이 비교하였다. 다층에 대한 지반 물성치는 연암 및 경암, 풍화암,

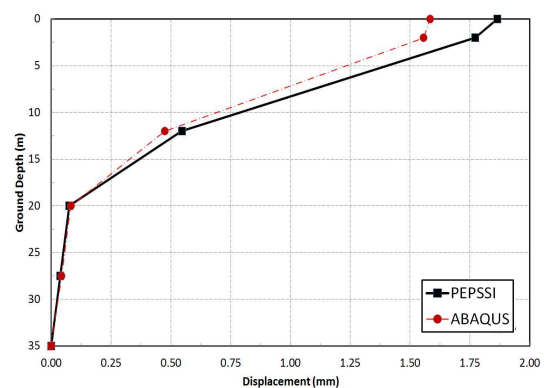
충적층과 매립층에 대한 물성치로 각각 적용하였으며, 각 층의 경계점에서의 최대 횡방향 변위값을 지반깊에 따라 나타내었다. 총 해석시간은 20초이지만 시간이력 거동을 잘 보여줄 수 있는 5초까지 만을 그래프로 나타내었다. 약 3.2초까지는 두 해석결과가 동일한 응답변위를 나타내고 있지만 그 이후는 ABAQUS의 해석결과 변위가 약간 크게 나타났다. 이것은 수치적 분 방법의 차이가 상이하므로 이와 같은 해석결과가 나타난 것으로 생각된다. 지반의 최대 횡방향 변위를 비교하였다. 두 해석결과를 비교하면, 최소의 오차율이 지반깊이 20m에서 발생되었고 PEPSSI에서는 0.0752mm, ABAQUS에서는 0.0822mm로 나타났다.

[표 3.19] 다층(4층) Mohr Coulomb 지반모델 오차율 비교

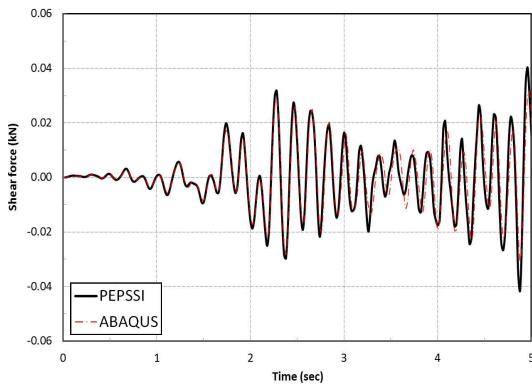
구 분	지반깊이(m)	PEPSSI	ABAQUS	오 차율(%)	비 고
변위(mm)	0	1.8637	1.5827	17.75	최대오차
	20	0.0752	0.0822	8.49	최소오차
전단력(kN)	35	0.0104	0.0212	51.02	최대오차
	12	0.0525	0.0500	5.12	최소오차



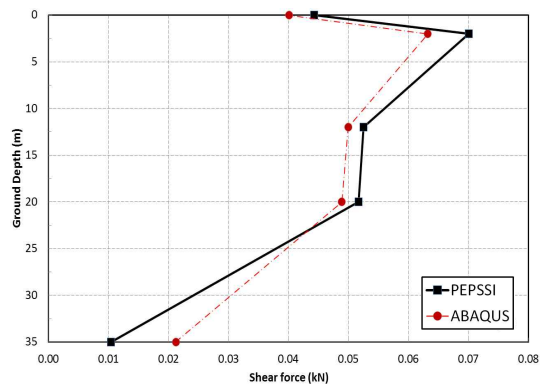
시간-변위



지반 깊이별 최대변위



시간-전단력



지반 깊이별 전단력

<그림 3. 86> 다층(4층) Mohr Coulomb 지반모델

다. 해석결과 정리

지반계 모델에 대한 해석결과를 정리하였다. 최대변위에 대한 최소 오차율은 다층(4층) 탄성 해석에서 0.98%로 나타났으며, Druck Prager 지반모델에서도 0.99%로 나타나 지진하중에 대한 동적 해석시 탄성영역에서 뿐만 아니라 비선형 영역에서도 두 해석결과의 차이가 적은 것으로 나타났다. 최대전단력에 대한 최소 오차율 또한 단일층 Mohr Coulomb 지반모델에서 0.68%로 나타났으며, 복층 Druck Prager 지반모델에서도 0.83%로 나타나 전단력 또한 비선형 영역에서 두 해석결과의 차이가 적은 것으로 나타났다.

[표 3.20] 지반계 모델 해석결과 비교 정리

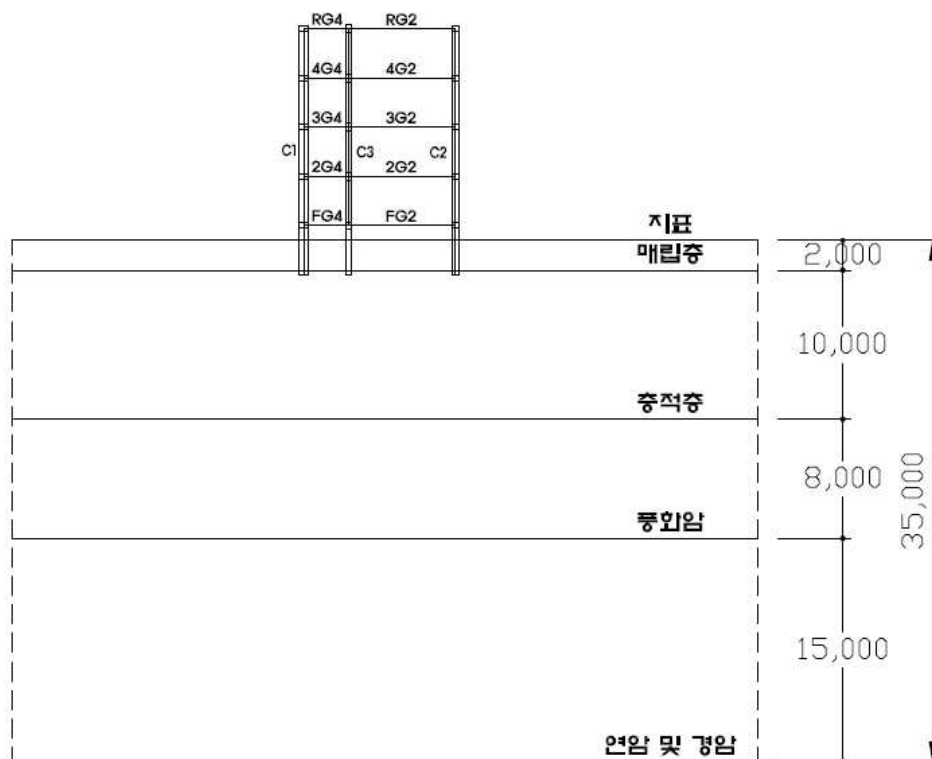
구 분	해석구분		지반깊이(m)	PEPSSI	ABAQUS	오차율(%)	비 고
변위 (mm)	단 일 층	탄성	20	0.5819	0.6901	15.68	
			12	0.7647	0.7937	3.66	
		Mohr Coulomb	20	0.5454	0.6593	17.28	
			0	0.6344	0.6446	1.58	
		Druck Prager	20	0.5795	0.6872	15.68	
			12	0.7646	0.7862	2.75	
	복 층	탄성	27.5	0.4893	0.4337	12.83	
			2	4.0340	4.0822	1.18	
		Mohr Coulomb	27.5	0.4859	0.4337	12.03	
			2	3.9795	4.0822	2.52	
		Druck Prager	27.5	0.4332	0.4875	12.53	
			2	4.0022	4.0742	1.77	
	다 층	탄성	12	0.5461	0.4572	19.45	
			27.5	0.0467	0.0472	0.98	최소값
		Mohr Coulomb	0	1.8637	1.5827	17.75	
			20	0.0752	0.0822	8.49	
		Druck Prager	12	0.5461	0.4572	19.45	최대값
			27.5	0.0467	0.0472	0.99	
전단력 (kN)	단 일 층	탄성	12	0.0968	0.0841	15.07	
			2	0.1414	0.1506	6.12	
		Mohr Coulomb	2	0.0984	0.1154	14.77	
			0	0.1279	0.1287	0.68	최소값
		Druck Prager	12	0.0971	0.0847	14.66	
			20	0.0704	0.0660	6.63	
	복 층	탄성	35	0.0141	0.0173	18.10	
			0	0.0931	0.0916	1.63	
		Mohr Coulomb	20	0.0882	0.0675	30.74	
			2	0.1171	0.1154	1.43	
		Druck Prager	20	0.0675	0.0848	25.66	
			2	0.1164	0.1154	0.83	
	다 층	탄성	35	0.0104	0.0160	34.99	
			2	0.0654	0.0632	3.56	
		Mohr Coulomb	35	0.0104	0.0212	51.02	최대값
			12	0.0525	0.0500	5.12	
		Druck Prager	35	0.0120	0.0160	24.88	
			0	0.0443	0.0401	5.12	

4. 구조-지반계 모델의 성능평가

가. 구조-지반 모델링

구조-지반계 모델은 구조계 모델과 지반계 모델에서 각각 사용했던 모델들을 사용하도록 하였다. 구조 및 지반계 모델에서 사용했던 단면과 물성치들을 구조-지반계 모델에서도 동일하게 사용하였으며, 특히 지반 모델은 지반계 모델 성능평가에서 모델의 신뢰도가 높았던 Druck Prager 지반모델을 사용하도록 하였다.

구조-지반계 모델에서 구조물은 지반에 하단층의 기둥이 2.3m 묻혀 있는 것으로 실제의 학교건물 도면으로 모델링 하였다. 개발된 모델이 적용된 평가도구(PEPSSI)에서 구조물이 지반 속에 묻혀 있는 것을 유한요소 모델로 모델링 하기 위해서는 구조물 요소의 절점과 지반 평면요소의 절점을 서로 공유하도록 하여야 한다. 상용프로그램인 ABAQUS에서는 두 요소에서 절점 공유를 ABAQUS 내장 기능인 constraint 옵션을 사용하여 구현하였다.

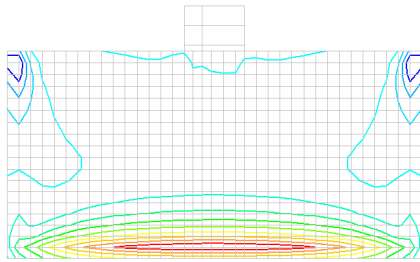


<그림3. 87> 해석대상 구조-지반계 모델 단면도

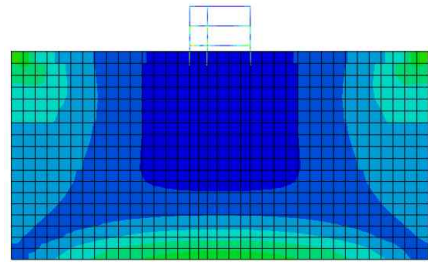
나. 해석결과

1) 3층2경간 단일층 지반

개발된 평가도구(PEPSSI)과 상용 프로그램인 ABAQUS의 해석결과를 비교 하였다. 다음 그림은 지진하중에 대한 구조물의 변형을 나타내고 있으며, 부재의 횡방향 변위가 최대일 때의 응력분포를 나타내었다. 두 해석결과에서 각 해석시간에 대한 변형의 형상은 동일하게 발생되는 것으로 나타났다.



PEPSSI 해석결과 응력



ABAQUS 해석결과 응력

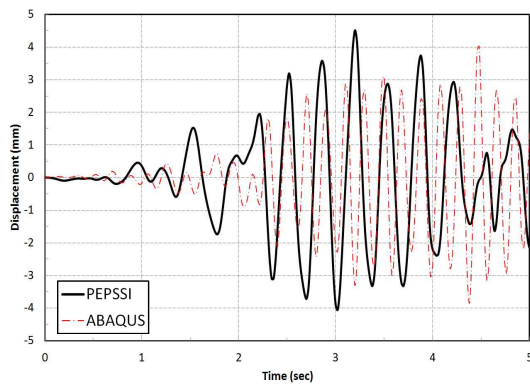
<그림3. 88> 3층2경간 단일층 지반 비선형해석

PEPSSI과 상용 프로그램인 ABAQUS의 해석결과에서 시간에 대한 구조물 최상단부의 횡방향 변위를 <그림3. 89>와 같이 비교하였다. 총 해석시간은 20초 이지만 시간이력 거동을 잘 보여줄 수 있는 5초까지 만을 그래프로 나타내었다. 전체적인 해석결과에서 ABAQUS의 해석결과 변위가 작고 주기 또한 달라지는 것으로 나타났다. 이것은 콘크리트 구성모델의 차이와 수치적분 방법이 상이하므로 이와 같은 해석결과가 나타난 것으로 생각된다. 또한 모델링의 차이로 인한 참여질량의 차이 또한 좌우하는 것으로 생각된다. 내진설계에서 중요하게 고려되는 인자인 구조물의 최대층간변위를 비교하였다. 최대층간변위는 두 해석에서 거의 동일한 것으로 나타났다. 3층의 최대층간 변위를 비교해본 결과, PEPSSI에서는 2.1986mm, ABAQUS에서는 2.1280mm으로 나타났다.

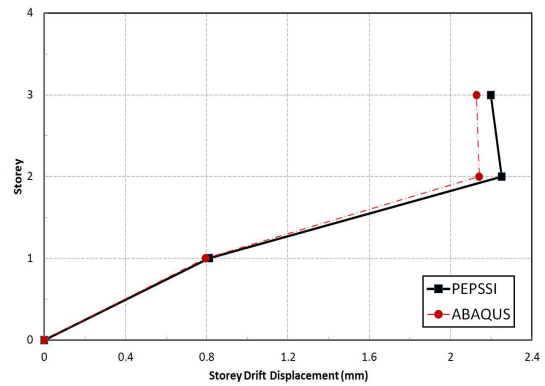
지반에 대한 전단력을 비교해 보았다. 경계조건이 설정되어 있는 지반 외곽부의 지표면에서 시간에 대한 전단력을 비교하였다. 시간에 따른 전단력은 두 해석결과가 서로 잘 일치하는 것으로 나타났다. 지반의 깊이별 최대전단력을 비교하였다. 전단력에서 최소의 오차율이 지반깊이 20m에서 발생되었고 PEPSSI에서는 64.9180kN, ABAQUS에서는 64.6523kN으로 나타났다.

[표 3.21] 3층2경간 단일층 지반의 비선형 해석결과 오차를 비교

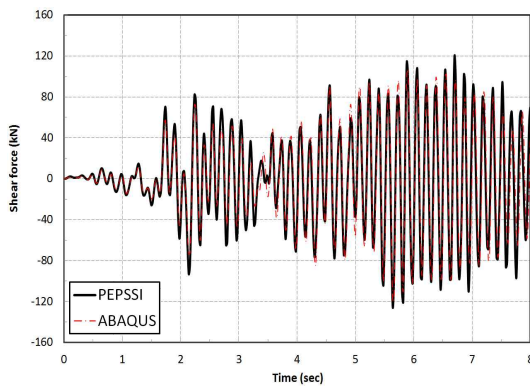
구 분		PEPSSI	ABAQUS	오 차 율 (%)	비 고
최대층간 변위	1층	0.8117	0.7936	2.28	
	2층	2.2511	2.1411	5.14	
	3층	2.1986	2.1280	3.32	
지반의 전단력	35	11.6390	15.2749	23.80	
	20	64.9180	64.6523	0.41	



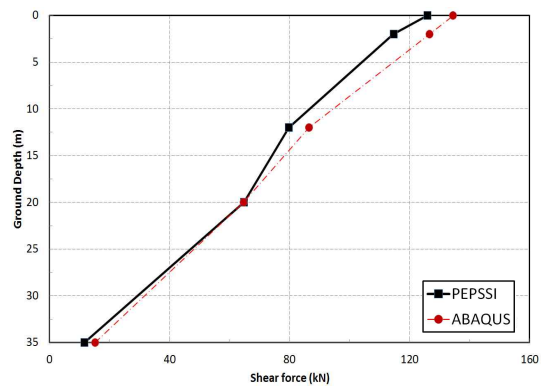
시간-변위



층간 최대변위



시간-전단력

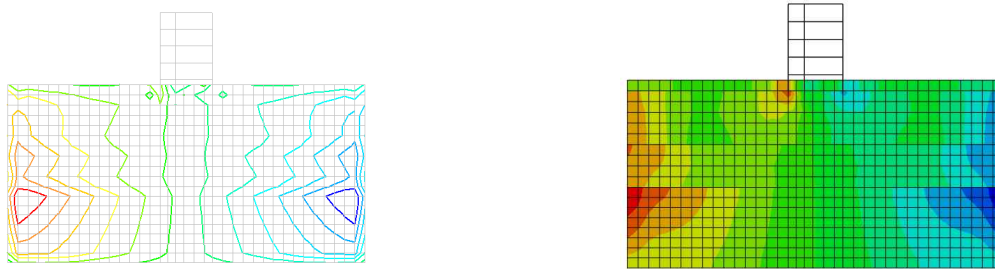


지반 깊이별 전단력

<그림3. 89> 3층2경간 단일층 지반 비선형해석

2) 5층2경간 다층(4층) 지반

개발된 평가도구(PEPSSI)과 상용 프로그램인 ABAQUS의 해석결과를 비교 하였다. 다음 그림은 지진하중에 대한 구조물의 변형을 나타내고 있으며, 부재의 횡방향 변위가 최대일 때의 응력을 나타내었다. 두 해석결과에서 각 해석시간에 대한 변형의 형상은 동일하게 발생하는 것으로 나타났다.



PEPSSI 해석결과 응력

ABAQUS 해석결과 응력

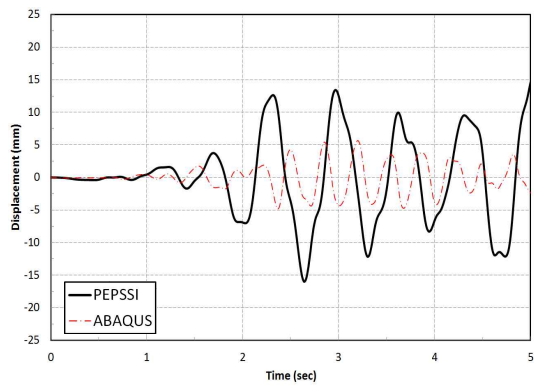
<그림3. 90> 5층2경간 다층(4층) 지반 비선형해석

비교 해석결과에서 시간에 대한 구조물 최상단부의 횡방향 변위를 비교하였다. 총 해석시간은 20초 이지만 시간이력 거동을 파악할 수 있는 5초까지 만을 그래프로 나타내었다. 전체적인 해석결과에서 ABAQUS의 해석결과 변위가 현저하게 작고 주기 또한 달라지는 것으로 나타났다. 시간이력 거동에서는 두 해석결과가 잘 일치하지 않은 것으로 나타났다. 이것은 콘크리트 구성모델의 차이와 수치적분 방법이 상이하므로 이와 같은 해석결과가 나타난 것으로 생각된다. 또한 모델링의 차이로 인한 참여질량의 차이 또한 좌우하는 것으로 생각된다. 내진 설계에서 중요하게 고려되는 인자인 구조물의 최대층간변위를 비교하였다. 5층의 최대층간 변위를 비교해본 결과, PEPSSI에서는 2.2055mm, ABAQUS에서는 1.6957mm로 나타났다.

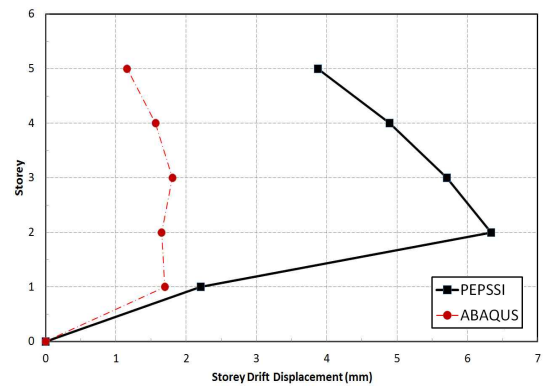
지반의 깊이별 최대전단력을 비교하였다. 전단력에서 최소의 오차율이 지반깊이 2m에서 발생되었고 PEPSSI에서는 51.7870kN, ABAQUS에서는 49.1226kN으로 나타났다.

[표 3.22] 5층2경간 다층(4층) 지반의 해석결과 오차율 비교

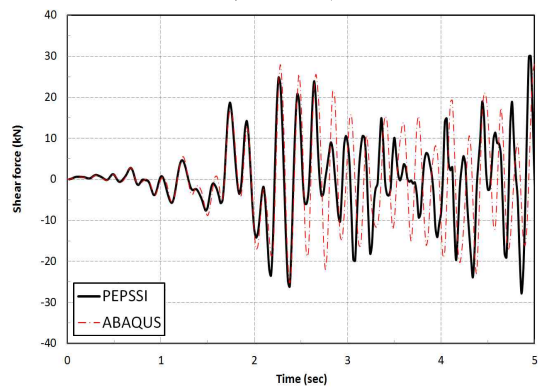
구 분		PEPSSI	ABAQUS	오차율(%)	비 고
최대층간 변위	1층	2.2055	1.6957	30.06	
	2층	6.3389	1.6521	283.69	
	3층	5.7066	1.8056	216.05	
	4층	4.8955	1.5663	212.55	
	5층	3.8770	1.1615	233.79	
지반의 전단력	35m위 치	9.0209	16.0546	27.02	
	2m위 치	51.7870	49.1226	8.50	



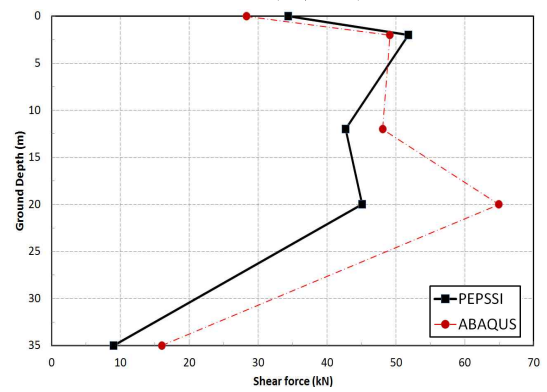
시간-변위



층간 최대변위



시간-전단력

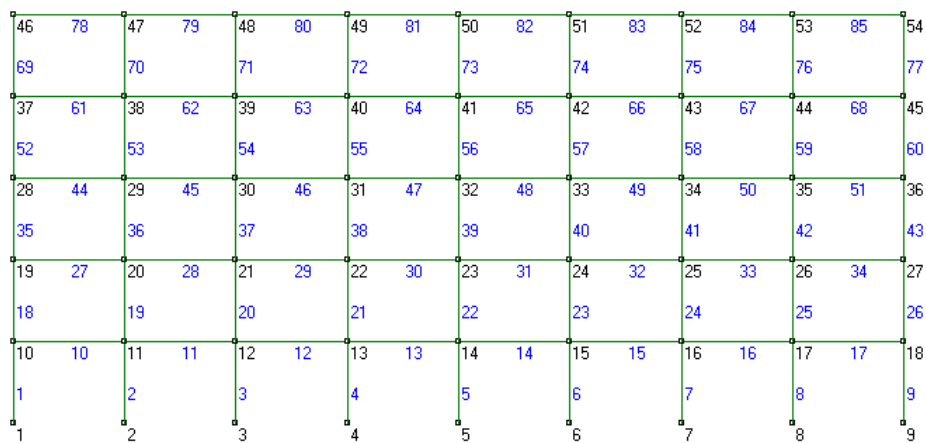


지반 깊이별 전단력

<그림3. 91> 5층2경간 다층(4층) 지반 비선형해석

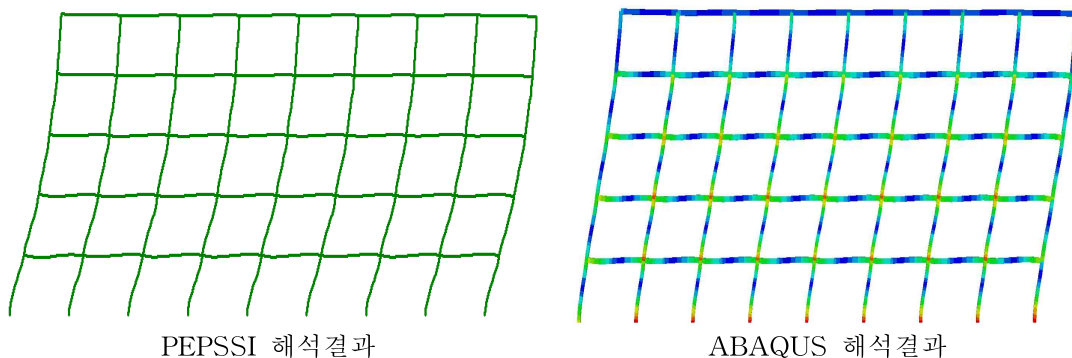
5. 학교 건물의 성능평가

실제 학교 구조물의 단면제원을 이용하여 해석을 실시하였다. 구조계 모델의 성능평가에서 사용된 학교 도면을 이용하여 실시하였으며 5층8경간을 해석대상으로 하였다. 층고는 3.3m로 총 16.5m이며, 1경간 4.5m로 총 8경간 36m의 폭을 가지는 구조물이다. 해석에 사용된 기둥의 단면은 구조계 모델에서 제시한 C2이며 보의 단면은 G4이다. 비선형 층상화 모델을 사용한 유연도법에 근거한 비선형 층상화 유한요소 모델을 이용하여 철근콘크리트 구조물을 해석하였다.



<그림3. 92> 학교건물 모델링

다음 그림은 지진하중에 대한 학교 구조물의 변형을 나타내고 있으며, 부재의 횡방향 변위가 최대일 때의 변형을 나타내었다. 두 해석에서 각 해석시간별 변형의 형상은 동일하게 해석되는 것으로 나타났다.

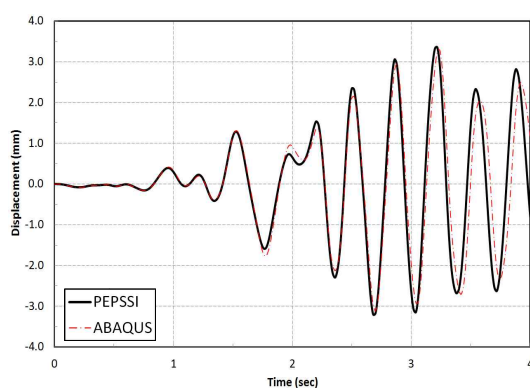


<그림3. 93> 비선형 동적해석결과 - 학교건물 횡방향 변형

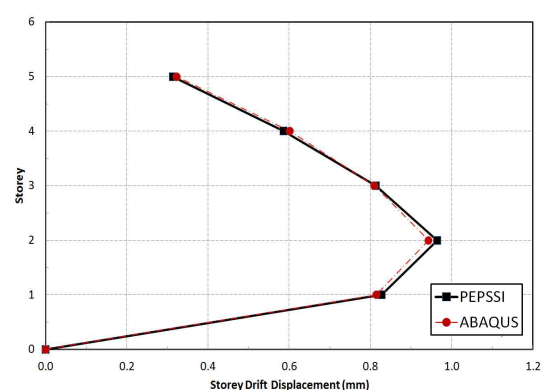
개발된 평가도구(PEPSSI)과 상용 프로그램인 ABAQUS의 해석결과에서 시간에 대한 최상단 부의 횡방향 변위를 <그림3. 94>와 같이 비교하였다. 총 해석시간은 20초 이지만 시간이력 거동을 잘 보여줄 수 있는 4초까지 만을 그래프로 나타내었다. 두 해석결과가 거의 일치하는 것으로 나타나며 PEPSSI의 해석결과에서 약 3.0초 이후부터 점차 응답이력 주기가 짧아지고 있음이 나타난다. 하지만 두 구성모델의 차이와 수치적분 방법이 상이하므로 이와 같은 해석 결과가 나타난 것이므로 정적해석 뿐만 아니라 동적해석에서도 개발된 비선형 층상화 유한요소 모델이 상용프로그램의 해석결과와 잘 일치하고 있는 것으로 생각된다. 내진설계에서 중요하게 고려되는 인자인 구조물의 최대층간변위를 <그림3. 95>와 같이 비교하였다. 최대층간변위가 가장 크게 발생된 2층의 최대층간 변위를 비교해본 결과, PEPSSI에서는 0.9647mm, ABAQUS에서는 0.9429mm로 나타났다. 그리고 3층에 대한 층간 변위에 대한 오차율은 0.53%로 동적해석에서 두 해석결과가 잘 일치하고 있음을 보여주고 있다.

[표 3.23] 학교건물 탄성해석결과 오차율 비교

구 분		PEPSSI	ABAQUS	오차율(%)	비 고
최대층간변위	1층	0.8280	0.8142	1.69	
	2층	0.9647	0.9429	2.32	
	3층	0.8136	0.8093	0.53	
	4층	0.5864	0.6018	2.55	
	5층	0.3142	0.3228	2.66	



<그림3. 94> 시간-변위 비교 그래프



<그림3. 95> 최대층간변위 비교 그래프

6. 결론

구조물-지반 상호작용을 고려한 구조물 비선형 내진성능을 평가하고자 개발된 평가도구의 타당성을 기존 상용프로그램인 ABAQUS 해석결과와 비교하여 검증하였다.

구조계 모델에 대하여, 개발된 비선형 층상화 유한요소 모델이 적용된 평가도구(PEPSSI)의 성능을 평가하기 위하여 상용 프로그램인 ABAQUS의 해석결과와 비교 검토하였다. 탄성해석에서 최대층간변위에 대한 최소 오차율은 3층2경간 구조물에서 2.56%로 나타났으며, 최대전단력에 대한 최소 오차율 또한 3층2경간 구조물의 내측기둥에서 0.48%로 나타났다. 비선형해석에서는 최대층간변위에 대한 최소 오차율은 3층2경간 구조물에서 55.31%로 나타났으며, 최대전단력에 대한 최소 오차율은 2층2경간 구조물의 장변측 외측기둥에서 0.86%로 나타났다. 비선형 층상화 유한요소 모델이 적용된 평가도구(PEPSSI)를 상용 프로그램과 비교해 볼 때 탄성해석에 대해서는 비교적 해석결과의 차이가 적은 것으로 나타났으며 비선형해석시 구조물의 변위 보다는 전단력에 대한 해석결과의 차이가 적은 것으로 평가되었다.

지반계 모델에 대하여, 개발된 비선형 층상화 유한요소 모델이 적용된 평가도구(PEPSSI)의 성능을 평가하기 위하여 상용 프로그램인 ABAQUS의 해석결과와 비교 검토하였다. 최대변위에 대한 최소 오차율은 다층(4층) 탄성해석에서 0.98%로 나타났으며, Druck Prager 지반모델에서도 0.99%로 나타나 지진하중에 대한 동적 해석시 탄성영역에서 뿐만 아니라 비선형 영역에서도 두 해석결과의 차이가 적어 개발된 평가도구(PEPSSI)의 성능이 우수한 것으로 평가되었다.

구조-지반계 모델에 대하여, 개발된 비선형 층상화 유한요소 모델이 적용된 평가도구(PEPSSI)의 성능을 평가하기 위하여 상용 프로그램인 ABAQUS의 해석결과와 비교 검토하였다. 최대변위에 대한 최소 오차율은 3층2경간에서 2.28%로 나타나 개발된 평가도구(PEPSSI)가 적절한 성능을 보유하고 있는 것으로 평가되었다.

제4절 모드에너지 역량스펙트럼법을 사용한 구조물의 내진성능 평가

1. 연구 목적

본 연구는 강성분포와 부재와 관련된 구조물의 BST표면을 조사함으로써 비대칭 평면 구조물의 응답 지배 매개변수들을 알아보기 위한 목적이다. 기둥의 최대 총 변위를 발생시키는 밑면 전단력의 편심($e_{\max total disp, i}$) 곡선은 지반 운동의 강도의 증가를 발생시켰다. 본 연구의 결과는 구조물의 응답은 선형에서 비선형범위로 증가하고, 부재의 최대 요구도를 발생시키는 지진하중(F_x, F_z, M_y)을 변화시킬 수 있다. 지진하중은 오직 특정 강도 범위에서 단일 분포로 수렴하는 경향을 보인다.

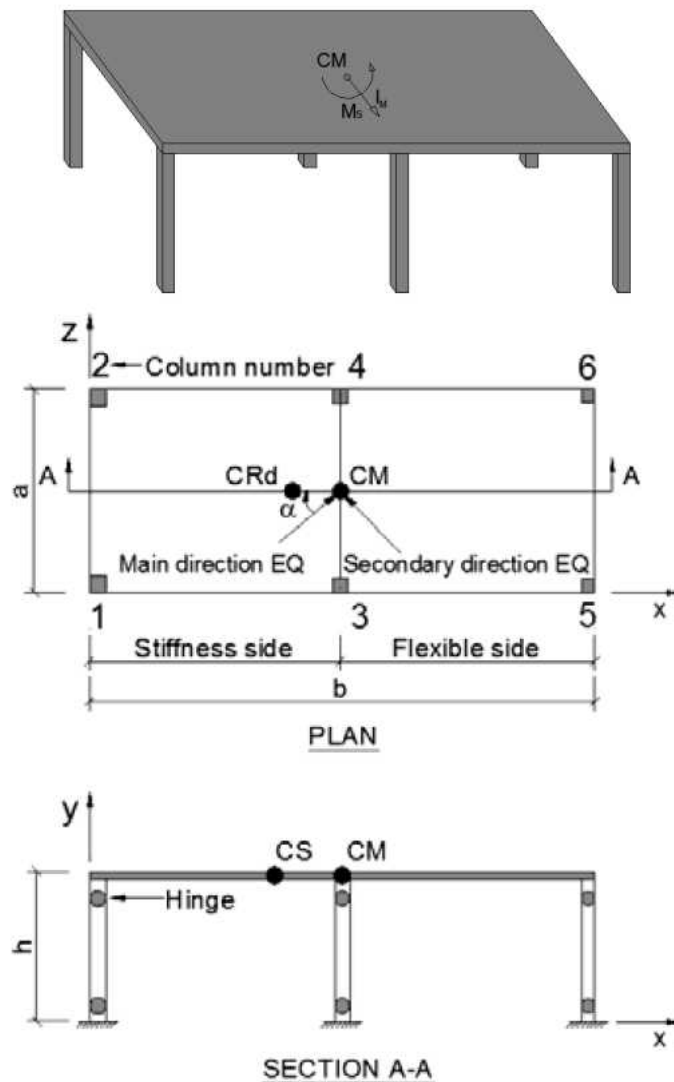
2. 단층 골조에 대한 연구

본 연구에서 구조물은 <그림 3.96>에서와 같이 일 방향 단층 비대칭 구조물이다. 직사각형 평면을 따라 x, z축과 각 층의 높이는 각각 b, a, h로 같다. 빌딩은 전체 층의 질량이 한 덩어리로 된 강체 격막으로 이루어졌다. CM , Ms 그리고 I_M 은 중심의 질량을 나타내고, 각각 병진 질량과 회전 질량을 나타낸다. 구조물의 횡 강성은 평면에 대칭적으로 위치한 6개의 기둥에서 발생된다. 각 기둥의 양 끝에 같은 종류의 강체 플라스틱 비선형 플라스틱 힌지가 위치해있다. 각각의 i-column점은 굽힘모멘트(M_x)-굽힘모멘트(M_z)-축력(F_y)의 표면 상호 작용으로 산출하고, 힘은 $f_{yielding} = 2M_{yielding}/h$ 의 식으로 정의 한다. 단단함, 중간 단단함 그리고 탄력있는 면의 힘의 값은 각각 268, 236, 204kN이다. 주기 하중 조건하의 강성의 이력 거동이 적용되었다. 감쇠행렬은 질량의 선형결합과 접선강성행렬은 같다는 Rayleigh 모델과 등가감쇠 모드비가 2%를 고려하였다. Opensees에서의 힌지 요소를 부재를 만들기 위해서 사용하였다. 각형 기둥의 크기는 <그림 3.97>과 같이 단단함, 중간-단단함, 유연하며 기둥부분의 크기는 각각 50, 45 그리고 40cm 이다. 기둥의 저항분포와 강성 분포는 시스템의 다른 비선형 지진 응답 특성을 사용했다. CM 은 평면의 기하학적 중심과 일치한다. 시스템의 저항분포(CR_d)의 중심은 모델의 모든 부재에서 산출한 힘의 값으로 정의하였다. CR_d 는 기둥의 저항성이 다르기 때문에 CM 과 평면의 기하학적 중심이 일치하지 않는다. CM 과 CR_d 사이의 편심을 저항 편심이라고 부른다. CM 과 강성의 중심(CS)은 강성편심으로 정의한다. 본 연구에서 b, a 그리

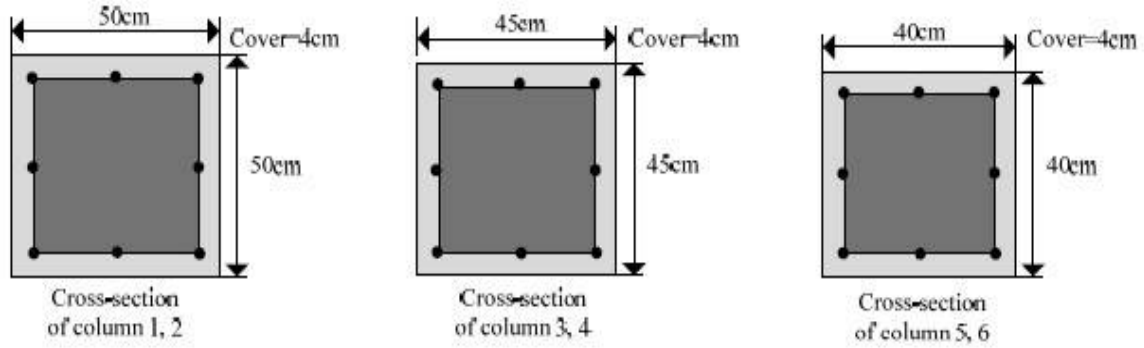
고 h의 기하학적 크기는 각각 10, 5, 3m이다. 단단함, 중간-단단함, 유연한 부분의 요소의 강도는 각각 14384, 9437 그리고 5892 kN/m와 같다. 반면 질량 분포 M과 IM의 값은 68.8kN/(m/s²)과 3000kN(m/s²)이다.

3. 지반 운동

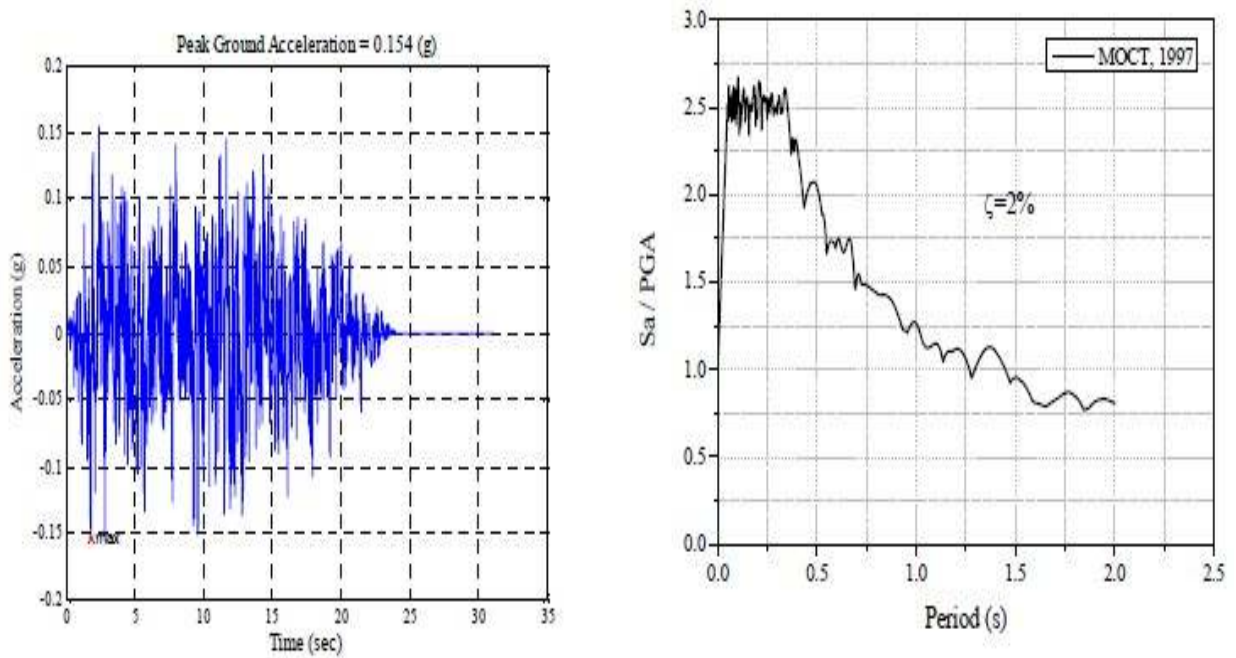
<그림 3.98>과 같이 0.154g의 인공 지진의 최대지반가속도(PGA)는 한국 지진설계 기준에 의해 사용하였다. 두 개의 같은 지반 운동에 동시에 주방향과 부방향에 적용하였다. 주방향과 부방향의 지반운동의 입사각은 <그림 3.96>과 같이 x축에 대해 각각 α 와 $\alpha + 90$ 이다. 구조의 수치모델로부터 얻은 고유 주기(T_n)은 0.267이다.



<그림 3.96> General configuration of one-way asymmetric single story building



<그림 3.97> Cross-section of columns



<그림 3.98> Artificial earthquake in seismic design guidelines II, Seoul, Korea (MOCT 1997)

4. 연구 방법

지진하중은 x와 z의 가속도 성분, $\ddot{u}_{gx}(t)$ 와 $\ddot{u}_{gz}(t)$, 지진 하중의 구조 운동 방정식 $\ddot{u}_g(t)$

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = -M\ddot{u}_g$$

여기서 $u = \{u_x, u_z, u_\theta\}^T$ 는 diaphragm의 변위 벡터, u_x 와 u_z 는 선형변위 그리고 u_θ 는 지진 작용의 x, y성분에 의해 발생하는 diaphragm의 비틀림 회전이다. $\ddot{u}$ 와 $\dot{u}$ 는 u에 상응하는 가속도와 유속의 벡터이다. M과 C는 각각 질량과 감쇠이다. 벡터 f_s 영향은 지반 변위 단위의 정적

인 적용의 결과로 질량의 변위로 나타낸다. 힘 f_s 에 상응하는 변위 u 는 단일 값이 아니고, 변위 이력에 의존한다. 특히, 지진 하중 $\ddot{u}_g$ 는 x 와 z 의 가속도의 성분 $\ddot{u}_{gx}(t)$ 와 $\ddot{u}_{gz}(t)$ 를 이용하여 $\ddot{u} = \{\ddot{u}_{gx}(t) \quad \ddot{u}_{gz}(t) \quad 0\}^T$ 로 정의 된다. 0에서 360° 범위의 일방향 지반 운동의 입사각 α 와 함께 시계방향의 15° 도 증감도 고려되었다. 회전연성도는 기둥의 꼭대기의 최대 플라스틱 힌지를 기반으로 한 post-elastic 응답의 basic index이다.

그것을 정의하면

$$\mu = 1 + \frac{\theta_p}{\theta_y}$$

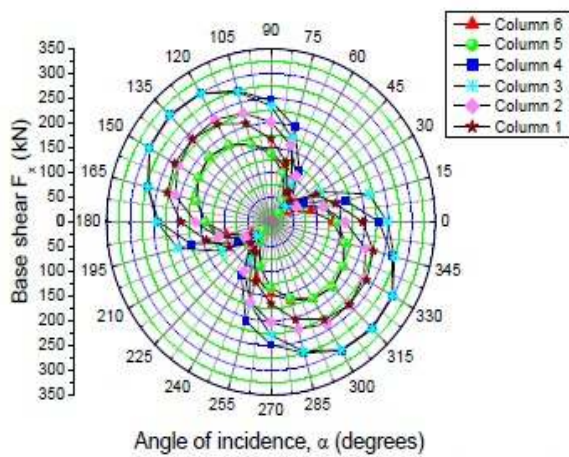
여기서, θ_p 는 기둥의 끝에 있는 플라스틱 힌지의 최대 회전, θ_y 는 보와 기둥의 비선형 회전 항복점이다. θ_y 는 전형적으로 $\theta_y = M_{yielding}L/6EI$ 로 정해져 있다. 여기서, $M_{yielding}$, L , E 그리고 I 는 각각 항복 모멘트, 기둥의 길이, 탄성률, 횡단면의 2차 모멘트이다. 연성도는 또한 지반 운동의 입사각에 의존하여 얻을 수 있다. 그러므로, 비대칭 구조물의 설계 과정에서 지진의 입사각의 요구에 의하여 연성도를 평가해야 한다. 기둥에 최대 변위를 발생 시키는 모든 지진 하중(F_x , F_z , M_y) PGA의 0.5, 0.6, 0.7, 0.8 그리고 1.2g가 고려되었다. i-column의 총 최대 변위를 발생시키는 밑면 전단력 $e_{\max total disp, i}$ 편심 값은 위의 지진 하중으로부터 얻을 수 있다. $e_{\max total disp, i}$ 편심 곡선은 입사각에 따라 연결된 모든 편심점의 곡선으로 정의 된다. $e_{\max total disp, i}$ 편심 곡선과 e_r 곡선사이의 각각의 변화는 저항성 분포를 증분동해석법(IDA)으로 검사함으로써 정의된다.

5. 수치해석 결과

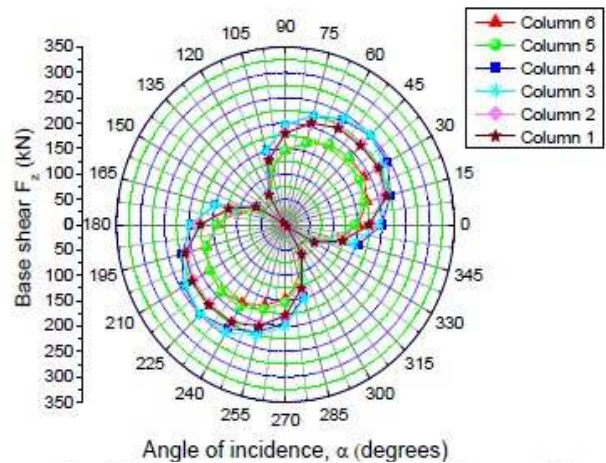
가. 밑면 전단력

입사각이 다른 지반 운동(PGA = 1.2g)에 대한 기둥의 x 와 z 방향의 최대 밑면 전단력을 <그림 3.99>와 <그림 3.100>에서 보여주고, x , z 방향에 따른 최대 밑면 전단력의 값에 대한 요약은 표 3.24와 표 3.25에 나타내었다. 결과는 기둥에서 직교 방향의 최대 밑면 전단력을 얻지 못한다는 걸 보여준다. 구조물의 탄성영역에서, 일방향 비대칭 단층 구조물의 경우 동일한 파의 단일 방향 지반운동을 받으며, x 방향의 최대 밑면 전단력은 135° 또는 315° 의 지반 운동 입사각에서 얻을 수 있고, 반면 z 방향의 최대 밑면 전단력은 45° 또는 215° 의 지반 운동 입사각에서 얻을 수 있다. 하지만, 위 결과는 구조물의 거동이 탄성 영역에서 비탄성 영역

으로 바뀌는 동적응답에서는 더 이상 유효하지 않는다. 기둥 1과 2에서 x방향에서의 최대 밑면 전단력은 각각 150° 와 120° 의 지진 운동의 입사각이라는 것을 표 3.24에서 분명히 확인할 수 있다. 기둥 6에서 z 방향의 최대 밑면 전단력은 30° 의 지반 운동의 입사각이라는 것을 표 3.26에 요약하였다. 표 3.28과 표 3.29로부터 평면의 단단한 부분(기둥 1,2)에 위치한 기둥의 최대 밑면 전단력은 평면의 중간-단단함(기둥 3,4) 위치한 기둥의 최대 밑면 전단력 보다 작고, 이 것은 $PGA=0.154g$ 상태의 탄성 영역의 구조물의 거동에서 완전히 대조적인 결과를 <그림 3.101>과 <그림 3.102>에서 볼 수 있다. 위에서 얻은 결과는 몇몇 응력 거동의 항복으로 인해 구조물의 비탄성거동이 증가하였고, 초기 일방향 비대칭 구조물은 얼마간 이방향 비대칭 구조물에 접근하였다. 그러므로, 구조물의 최대 응답은 지반 운동의 입사각 135° , 315° , 45° , 또는 225° 대신 또 다른 입사각에 도달함을 설명할 수 있다. 동시에, 기둥의 중간-단단함에 위치한 최대 밑면 전단력은 다른 면의 위치한 값들 보다 크다. 표 3.25에서 기둥 1의 x방향 최대 밑면 전단력 값은 지반 운동의 입사각 150° 그리고 315° 에 대해 각각 236.57과 236.45kN, 기둥2에서 120° 와 315° 에 대해 각각 238.9와 236.12kN을 얻었다. 비록 지반 운동의 입사각에 따른 최대 밑면 전단력의 차이는 작지만, 지진시 비대칭 단층 구조물의 동적 비탄성 응답의 입사각의 영향은 현저하다.



<그림 3.99> Maximum base shear F_x in columns of the building ($PGA = 1.2g$)



<그림 3.100> Maximum base shear F_z in columns of the building ($PGA = 1.2g$)

[표 3.25] Maximum base shear F_x (kN) with angles of incidence, $PGA = 1.2g$

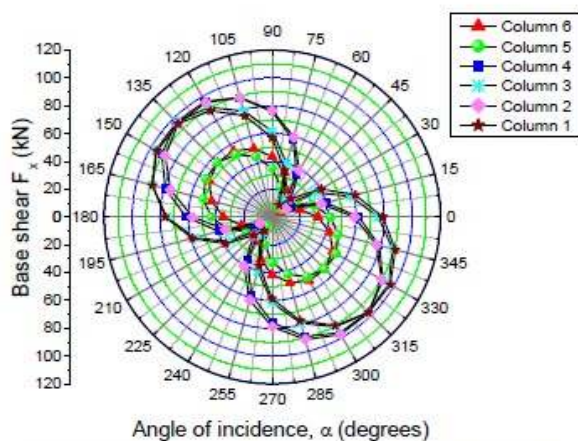
Column number	Orthogonal directions				Non-orthogonal direction		
	0°	90°	180°	270°	120°	150°	315°
Column 1	195.56	168.10	191.70	165.55	227.85	236.57	236.45
Column 2	157.82	202.21	161.14	203.12	238.29	227.86	236.12
Column 3	247.97	234.74	242.77	229.10	299.42	298.55	305.41
Column 4	230.52	245.32	239.06	248.25	299.56	298.89	305.38
Column 5	141.95	137.99	139.37	133.09	179.09	177.98	186.22
Column 6	132.55	143.85	138.51	145.51	179.04	178.80	185.95

[표 3.26] Maximum base shear F_z (kN) with angles of incidence, $PGA = 1.2g$

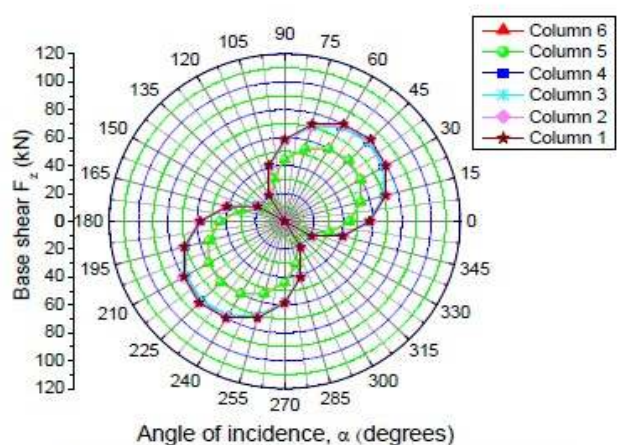
Column number	Orthogonal directions				Non-orthogonal direction		
	0°	90°	180°	270°	30°	45°	225°
Column 1	173.33	179.68	175.15	178.46	224.01	220.28	224.31
Column 2	178.04	181.56	180.42	181.01	221.72	224.87	220.80
Column 3	192.33	196.73	197.47	200.22	233.83	251.06	249.32
Column 4	200.08	196.14	194.94	193.17	244.61	248.60	250.30
Column 5	143.83	145.79	142.99	154.11	177.11	187.07	188.26
Column 6	149.67	147.10	140.54	146.84	188.23	188.11	187.20

나. 비틀림 모멘트

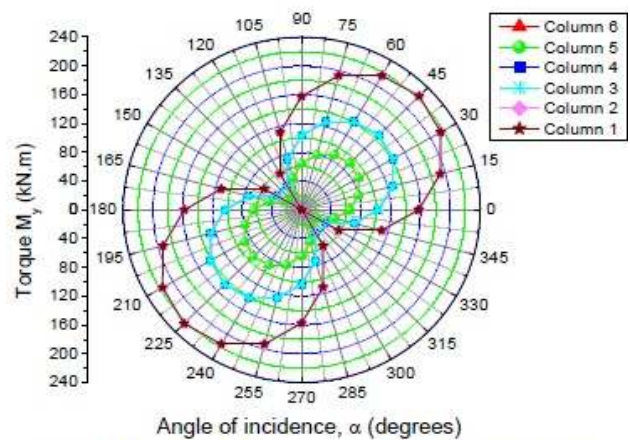
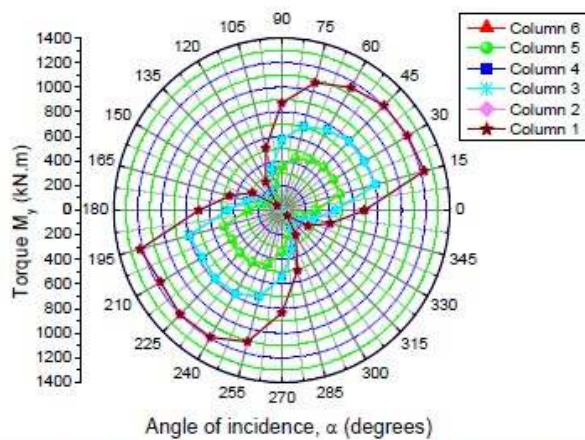
기둥에서 $PGA = 1.2g$ 의 지반 운동하의 다른 입사각에 따른 최대 비틀림 모멘트 M_y 는 <그림 3.103>과 표 3.27에서 비교하였다. 모든 기둥에서 지반 운동이 15° 입사각일 때 최대 비틀림 모멘트를 얻었다. 하지만, $PGA = 0.145g$ (<그림 3.104>와 표 3.28) 상태의 45° 입사각 일때 비틀림 모멘트가 최대이다. 지진 입사각을 적용할 때, 입사각이 45° 에서 15° 로 바뀌고, 구조물의 거동이 탄성에서 비탄성 영역으로 변할 때 최대 비틀림 모멘트에 도달하게 된다.



<그림 3.101> Maximum base shear F_x in columns of the building ($PGA = 0.154g$)



<그림 3.102> Maximum base shear F_z in columns of the building ($PGA = 154g$)



<그림 3.103> Maximum torsional moment M_y in columns of the building (PGA = 1.2g) <그림 3.104> Maximum torsional moment M_y in columns of the building (PGA=0.154g)

[표 3.27] Maximum torsional moment M_y (kN.m) with angles of incidence, PGA = 1.2g

Column number	Orthogonal directions				Non-orthogonal direction	
	0°	90°	180°	270°	15°	45°
Column 1	687.36	873.57	691.41	834.05	1230.21	1204.47
Column 2	687.36	873.57	691.41	834.05	1230.21	1204.47
Column 3	450.98	573.15	453.63	547.22	807.14	790.25
Column 4	450.98	573.15	453.63	547.22	807.14	790.25
Column 5	281.53	357.79	283.18	341.60	503.87	493.32
Column 6	281.53	357.79	283.18	341.60	503.87	493.32

[표 3.28] Maximum torsional moment M_y (kN.m) with angles of incidence, PGA = 0.154g

Column number	Orthogonal directions				Non-orthogonal direction
	0°	90°	180°	270°	45°
Column 1	157.18	157.66	157.58	157.32	223.27
Column 2	157.18	157.66	157.58	157.32	223.27
Column 3	103.13	103.44	103.39	103.22	146.49
Column 4	103.13	103.44	103.39	103.22	146.49
Column 5	64.38	64.57	64.54	64.43	91.45
Column 6	64.38	64.57	64.54	64.43	91.45

[표 3.29] Maximum rotational ductility factor in columns, PGA = 0.154g

Column number	Orthogonal directions				Non-orthogonal direction
	0°	90°	180°	270°	45°
Column 1+2	1.1957	1.2122	1.2010	1.2082	1.3025
Column 3+4	1.1455	1.1577	1.1494	1.1548	1.2249
Column 5+6	1.1048	1.1137	1.1076	1.1116	1.1621

[표 3.30] Maximum rotational ductility factor in columns, PGA = 1.2g

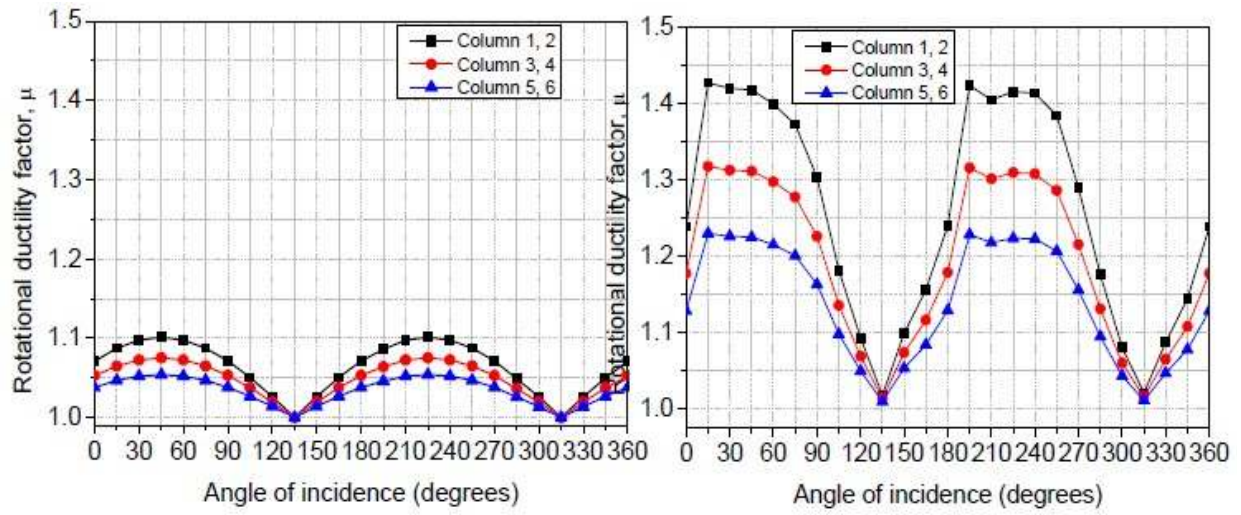
Column number	Orthogonal directions				Non-orthogonal direction	
	0°	90°	180°	270°	45°	15°
Column 1+2	1.2383	1.3028	1.2397	1.2891	1.4175	1.4264
Column 3+4	1.1775	1.2256	1.1785	1.2154	1.3110	1.3177
Column 5+6	1.1283	1.1631	1.1291	1.1557	1.2248	1.2296

다. 회전 연성도

지진 지반운동의 서로 다른 입사각일 때 회전 연성도는 조사되었다. 구조물의 탄성영역에 거동할 때 회전 연성도는 강도가 PGA=0.154g이고, 지반 운동의 입사각 45° 일 때 최대이다. 회전 연성도에 따른 지반 운동의 강도 효과 역시 조사되었다. 회전 운동의 강도가 PGA=0.154g에서 PGA=1.2G로 증가하면, 회전 연성도도 같이 증가한다는 결과를 보여준다. 입사각이 45°에서 15°로 바뀌고, 구조물의 거동이 탄성에서 비탄성 영역으로 변할 때 회전 연성도는 최대에 도달하게 된다.(<그림 105.(B)>와 표 3.30) 지반 운동 입사각의 동적 응답 영향을 고려하면 비탄성 구조물 거동의 역할이 중요하다.

라. 부재의 BST 표면

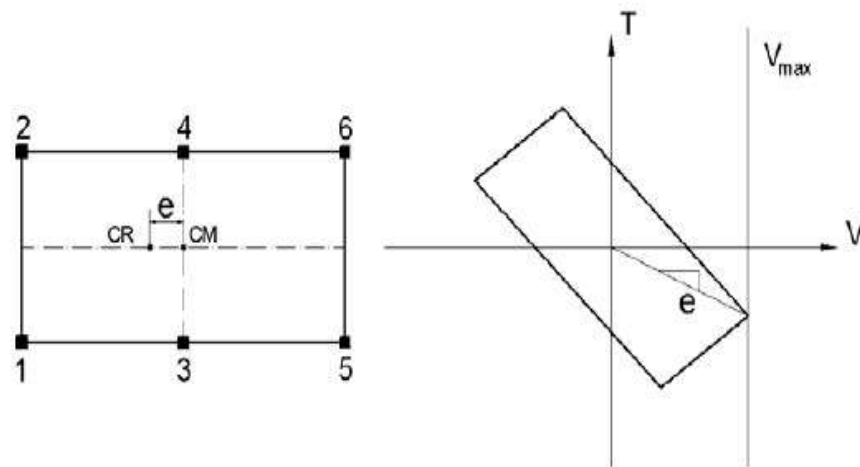
일방향 비대칭 단층 구조물의 BST 표면은 <그림 3.106>에서 보여지는 것 같이 정립되었다. BST 표면의 각 점 T-V는 CM으로부터 거리 $e=T/V$ 강성 분포의 합력을 특징으로 하는 붕괴 메카니즘에 상응한다. 모든 메카니즘 중, 구조물의 최대 강도 V_{max} 을 발생시키는 저항 중심(CR)과 관련이 있다. 각 부재사이의 관계와 시스템의 강성 분포는 구조물의 BST 표면의 형상을 사용해서 조사되었다. 부재와 그에 상응하는 경계의 BST 응답 이력은 <그림 3.107>과 같다. 경계는 부재의 BST 응답 이력을 최적화한 이상화 곡선이다. 각 부재의 BST표면의 경계 형상은 구조물의 BST표면의 형상과 매우 비슷한 하다. 구조물의 BST표면의 형상은 본 연구로 얻은 부재 형상의 특성을 결과로 보여준다. e_r 와 $e_{max\ total\ disp,i}$ 곡선은 <그림 3.110>과 같이 같은 형상을 보이므로 타당하다. 하지만, 다른 모델에 대한 추가적인 연구가 필요하다.



(a) PGA = 0.154 g

(b) PGA = 1.2 g

<그림 3.105> Rotational ductility factor in columns of the building

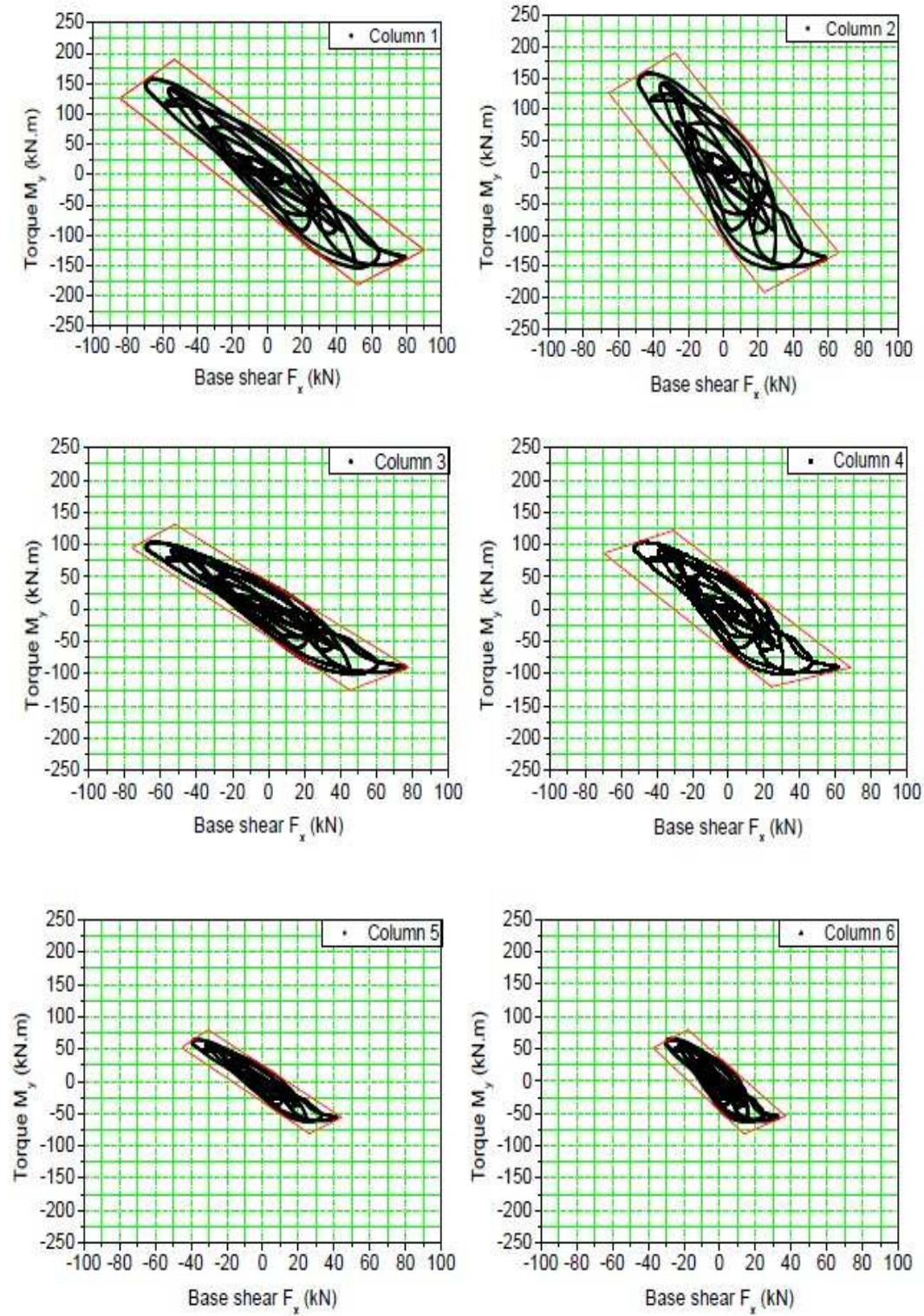


(a) Location of CR is defined from BST surface

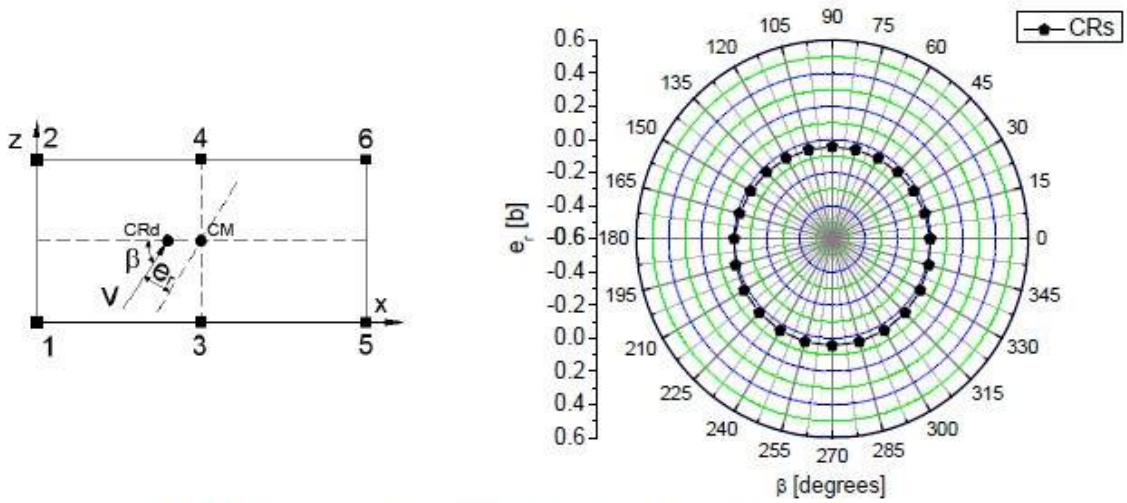
(b) BST surface corresponding z direction

Fig. 11 BST surface for buildings characterized by resistance distributions

<그림 3.106> BST surface for buildings characterized by resistance distributions



<그림 3.107> BST response histories of resisting elements (PGA=0.154g)



<그림 3.108> The e_r curve characterizing the resistance distribution of the system

마. 지반 운동의 강도

구조물의 기둥에서 발생하는 최대 총 변위인 BST의 값(F_x , F_z , M_y)은 언급했다.

<그림 3.108>은 0에서 360° 범위의 밑면 전단력 방향에 상응하는 CRs의 편심(e_r)을 보여준다. 편심은 BST표면과 플라스틱 사이에서 각 고정된 β -방향에서 발생하는 구조물의 최대강도를 결합하여 얻는다. CRs의 위치는 BST표면의 분석을 통해서 검토할 수 있다. BST표면에서 모두 다른 플라스틱 작용원리가 작용한다(Lucchini et al. 2011). 시스템상에서 CRd와 CM 사이의 편심은 $0.045b$, <그림 3.108>로 부터 e_r 은 $-0.045b$, β 는 90°로 정해졌다.

만일 모든 a-방향의 지진 하중이 고려되었다면, 모든 지진하중은 <그림 3.109>에서 처럼 발생하는 기둥의 최대 총 변위를 검토할 수 있다. 밑면 전단력 V 는 밑면 전단력의 합력에 상응하고, F_x 와 F_z 는 각각 x 와 z 방향이다.

이를 정의하면

$$V = \sqrt{F_x^2 + F_z^2}$$

따라서, β 방향에서 발생하는 최대 총 변위에서 밑면 전단력 V 의 기둥편심은 다음처럼 계산된다.

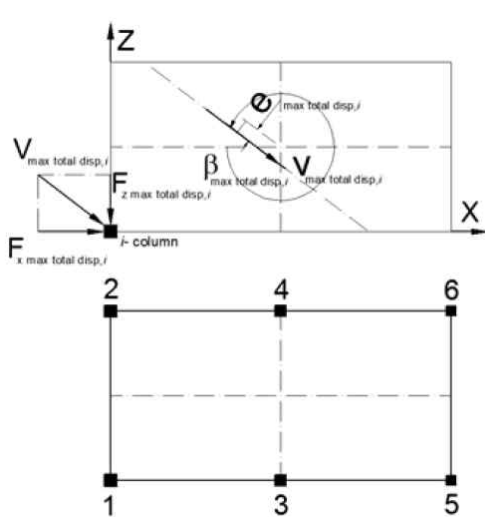
$$e_{\max \text{ total disp}, i} = M_y / V_{\max \text{ total disp}, i} = T / V_{\max \text{ total disp}, i}$$

e_r 과 $e_{\max total disp,i}$ 곡선은 <그림 3.110>과 같다. 비록 각 부재의 최대 총 변위를 발생 시키는 밀변 전단력의 편심 분포는 다르지만, 분포 경향은 e_r 곡선과 유사하고, 비선형 응답은 기본적으로 강성분포가 지배적인 것으로 보였다.

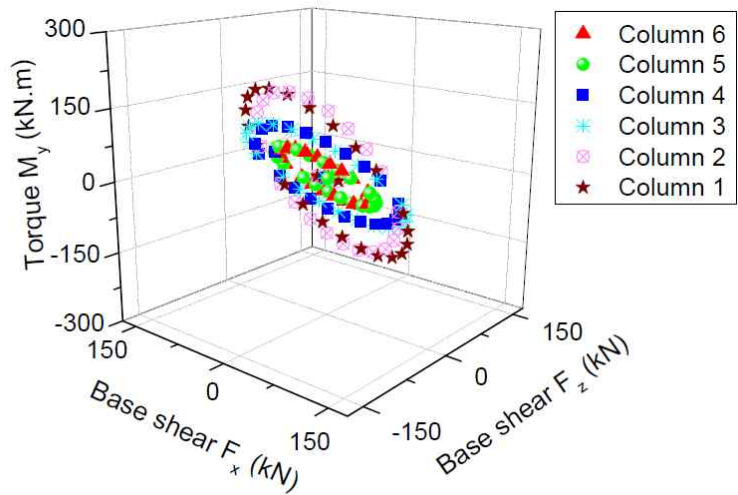
다른 입사각과 PGA의 지진 하중을 고려하여 6세트를 분석한 결과는 <그림 3.111>과 같다. PGA 0.154g에서 0.6g까지 범위에서 $e_{\max total disp,i}$ 곡선은 e_r 곡선으로 수렴하는 결과를 보였다. 하지만, $e_{\max total disp,i}$ 곡선은 PGA 0.7g 이상에서는 발산하는 경향을 보였다. 그 이유는 지진 강도가 증가하면 구조물의 거동이 비선형 범위로 점점 더 깊어지게 되고 e_r 곡선 역시 바뀌기 때문이다.

더욱이, 앞에서 말한 바와 같이, 그 구조 모델의 기둥 끝부분에 단단하게 힌지가 사용되었고, 그래서 e_r 곡선은 구조물이 항복하자마자 변화기 시작했다.

그 $e_{\max total disp,i}$ 곡선은 오직 특정 지진 강도 범위에서 수렴하는 경향을 보였다. 부재의 최대 총 변위로서 최대 요구도를 발생시키는 시스템상에서 특정 강도 범위의 서로 다른 지진 하중은 단일 분포로 수렴하는 경향을 보인다. 이 단일 분포는 구조물의 강성 분포와 관련이 있다.

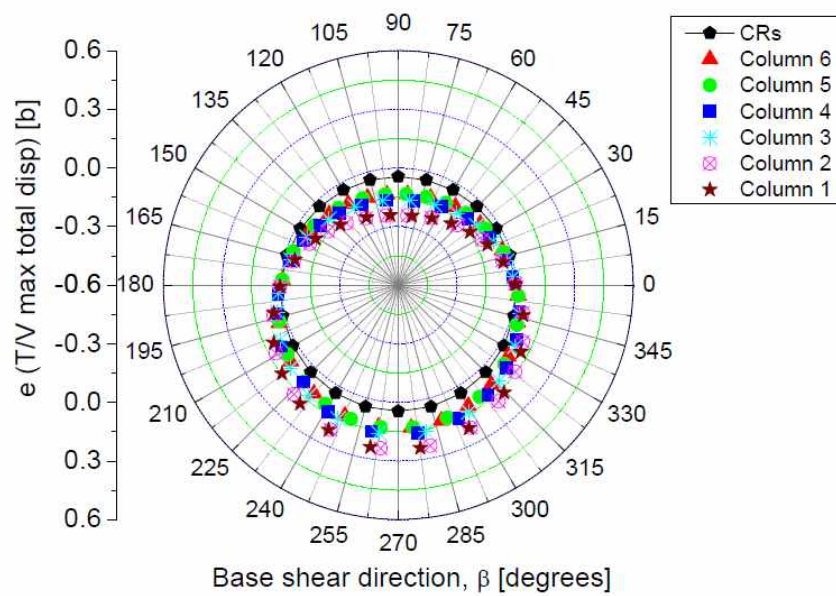


(a)

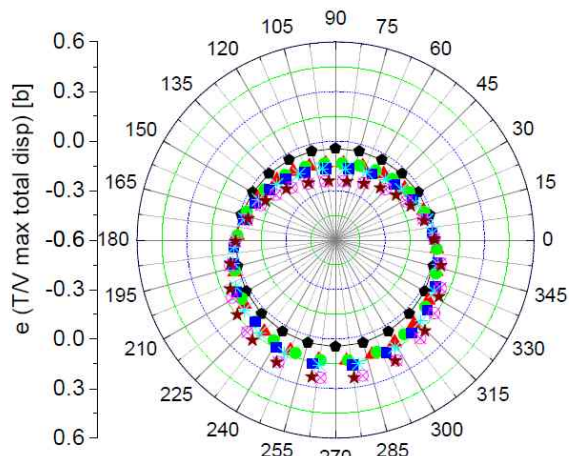


(b)

<그림 3.109> Variation of the base shears location producing the maximum total displacement: (a) Direction $\beta_{\max \text{ total disp}, i}$ and eccentricity $e_{\max \text{ total disp}, i}$ of the base shear producing the maximum total displacement in the i -column; (b) Global seismic forces $(F_x, F_z, M_y)_{\max \text{ total disp}, i}$ producing the maximum displacements in all the columns corresponding to angles of incidence α of ground motions

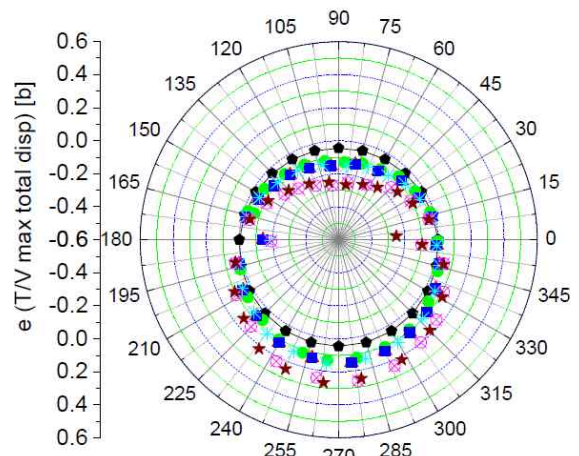


<그림 3.110> $e_{\max \text{ total disp}, i}$ and e_r curve



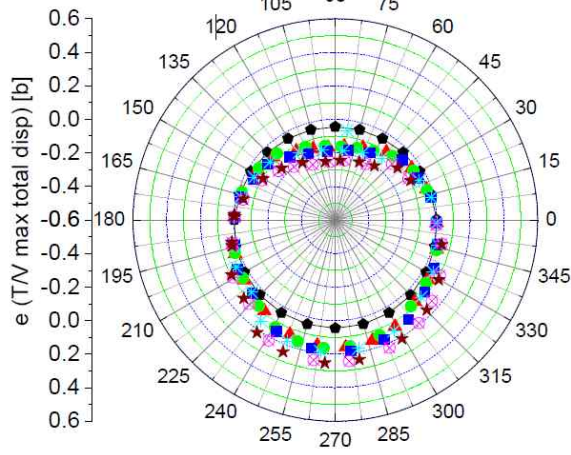
Base shear direction, β [degrees]

PGA = 0.154 g



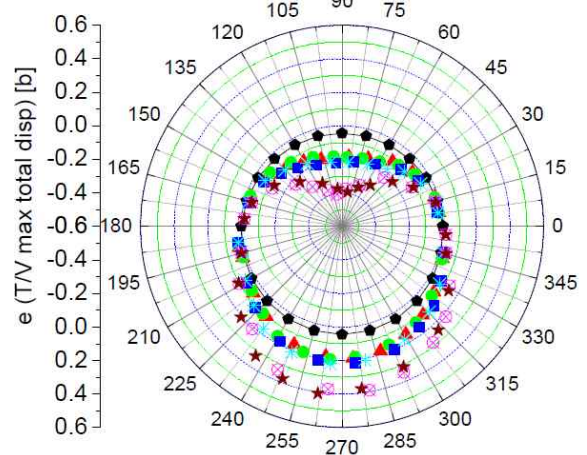
Base shear direction, β [degrees]

PGA = 0.5 g



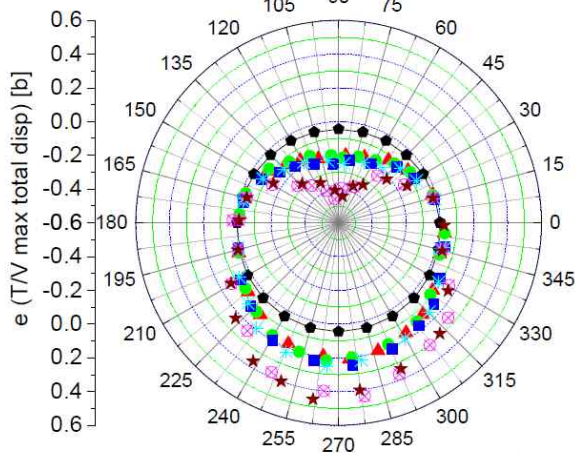
Base shear direction, β [degrees]

PGA = 0.6 g



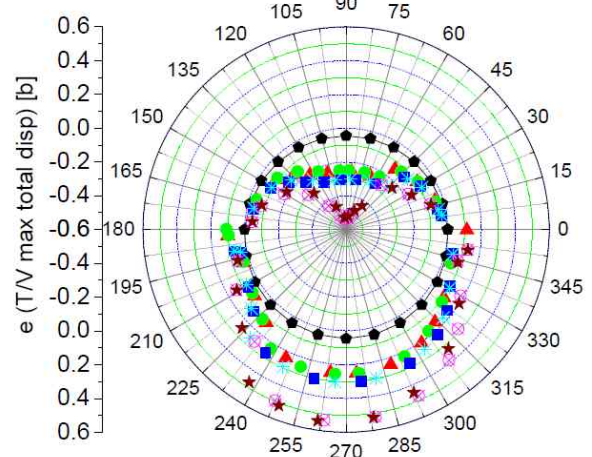
Base shear direction, β [degrees]

PGA = 0.7 g



Base shear direction, β [degrees]

PGA = 0.8 g



Base shear direction, β [degrees]

PGA = 1.2g

<그림 3.111> Global seismic forces (F_x, F_z, M_y)_{max total disp. i} producing the maximum total displacements in columns of the structure for different seismic intensities

6. 결론

지반 운동의 다른 입사각의 조건하에서 일 방향 비대칭 단층 구조물의 비탄성 동적 응답을 연구하였다. 구조물의 설계 매개변수에 대한 민감도 분석을 수행한 결과 구조물의 거동이 탄성영역에서 비탄성영역으로 변하고 지반 운동의 입사각이 45° 에서 15° 로 변할 때 최대 연성도와 최대 비틀림 모멘트를 얻는다. 기둥의 밑면 전단력과 같은 최대 내력은 45° , 135° , 255° , 또는 315° 입사각일 때 항상 최대값이 아니다. 몇몇 응력 거동의 항복으로 인해 구조물의 비탄성거동이 증가하였고, 초기 일방향 비대칭 구조물은 얼마간 이방향 비대칭 구조물에 접근하였다. 그러므로, 구조물의 최대 응답은 지반 운동의 입사각 135° , 315° , 45° , 또는 225° 대신 또 다른 입사각에 도달함을 설명할 수 있다. 더욱이, 기둥의 평면상에서 단단함이 중간인 부분의 밑면 전단력은 평면상에서 단단한 부분의 밑면 전단력보다 크다.

강성 분포의 특징이 있는 구조물의 BST표면과 부재의 BST표면 응답이력이 검토되었다. 구조물과 부재들의 BST(base shear and torque; 밑면 전단력과 토크) 응답이력 결과를 통해 구조물의 BST 표면 형상을 사용하여 부재들의 BST 표면을 나타낼 수 있음을 보였다. 부재의 최대 요구도를 발생시키는 하중들은 특정 지진 강도 범위에서 단일 분포로 수렴하는 경향을 보였다. PGA 0.154g에서 0.6g까지 범위에서 $e_{\max total disp,i}$ 곡선은 e_r 곡선으로 수렴하는 결과를 보였다. 하지만, 구조물의 거동이 비탄성 증가로 인해 $e_{\max total disp,i}$ 곡선은 PGA 0.7g 이상에서는 발산하는 경향을 보였다. 초기 일방향 비대칭 구조물이 이방향 비대칭 구조물로 접근할 때 또는 e_r 곡선이 바뀔 때 구조물의 거동은 구조물의 거동의 비선형 영역이 더욱 깊어지게 된다. 이 연구결과는 하나의 입력지진과 구조모델에 대해 민감도 분석을 한 경우로, 다양한 지진과 다양한 구조모델에 대해 매개변수해석을 수행함으로써 일반적인 결론을 유도할 필요가 있다.

제5절 내진보강 성능공법 조사

1. 서 론

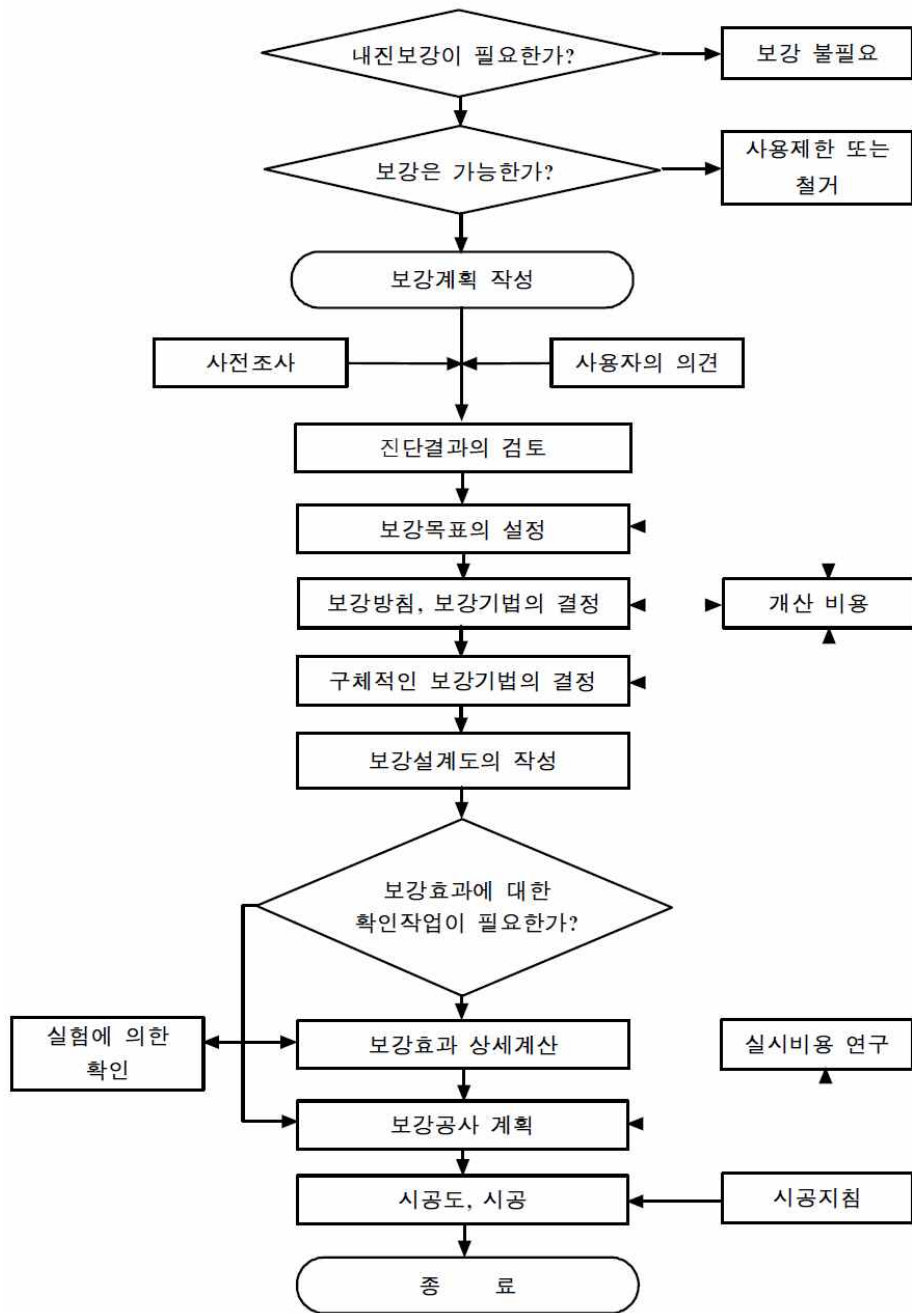
가. 내진보강의 개요

1) 내진보강계획의 순서

보강계획은 다음의 <그림 3.112>와 같이 실시한다. 우선 대상 건축물이 내진보강이 필요한지의 여부를 판단한다. 그 다음에 보강이 필요하다면 보강이 이루어질 수 있는지를 판단한다. 기존건축물의 내진성능이 매우 부족한 경우에는 보강을 하려 해도 할 수 없는 경우가 많다. 또한 보강한다고 해도 비용이 매우 많이 들기도 하고, 보강후의 건축물이 동선적으로 볼 때 사용하기 불편하기도 한다. 그러므로 보강에 많은 비용이 드는 건축물은 보강에서 제외하거나, 사용제한 또는 해체 등의 정치적·사회적·경제적인 고려가 필요하다.

보강이 가능한 구조물은 아래 사항에 따라 보강계획을 세운다.

- ① 사전조사
- ② 보강계획
- ③ 보강목표의 설정
- ④ 보강기법의 선정
- ⑤ 보강효과의 확인



<그림 3.112> 보강계획의 순서

<사전조사>

사전조사는 보강계획을 세워 보강공사계획을 구체화할 때 필요한 시공주체측과 협의하고, 기존건축물의 조사 등을 말하며, 내진보강을 실시할 때에 빠뜨려서는 안 될 항목이다.

① 시공주체와의 협의에 의한 조사

신축공사와 같이 시공주체, 사용자, 시공기간, 시기, 예산등에 관한 필요사항을 조사하는 것 외에 건축물의 기능상, 사용상의 제약에 대한 조사를 실시한다. 보강공사의 경우 건축물을 사용하지 못하면서 공사를 실시하는 일이 많고, 각종 필요사항과 제약이 있으므로 상세한 조사를 실시하여 보강공사계획에 반영시켜야 한다.

② 구조물 상태 조사

구조물의 경과년수, 사용년수에 따라 설계도와 현재 상태가 다른 경우가 있으므로 기둥, 보, 슬래브 등 구조부재에 대한 상태조사를 실시한다.

③ 시공상의 제약에 대한 조사

시공기간은 언제부터 언제까지 가능한가, 보강공사를 하기 위한 충분한 공간이 있는가, 가설자재와 시공기계가 반입될 수 있는가, 또는 자재는 어느 정도의 재고가 있는가 등 시공상의 제약에 대해 조사한다.

④ 법적절차 등

보강공사가 대규모이고, 구조형식이 변경되는 경우, 또는 보강공사를 실시하는 것에 의해 용도가 대폭적으로 변경되는 경우에는 법적인 절차를 따른다. 공사차량의 출입이 많거나, 공사소음이 크거나 건축물이 사용되지 않는 휴일에 시공하는 경우에는 근린(近隣)대책이 특별히 필요하다. 핸드브레이커, 콘크리트 커터를 사용하는 경우에는 특히 소음이 크므로 방음대책을 세우고 이웃주민과 협의한다. 소음과 진동에 따른 법적 규정을 준수한다.

2) 내진보강목표의 선정

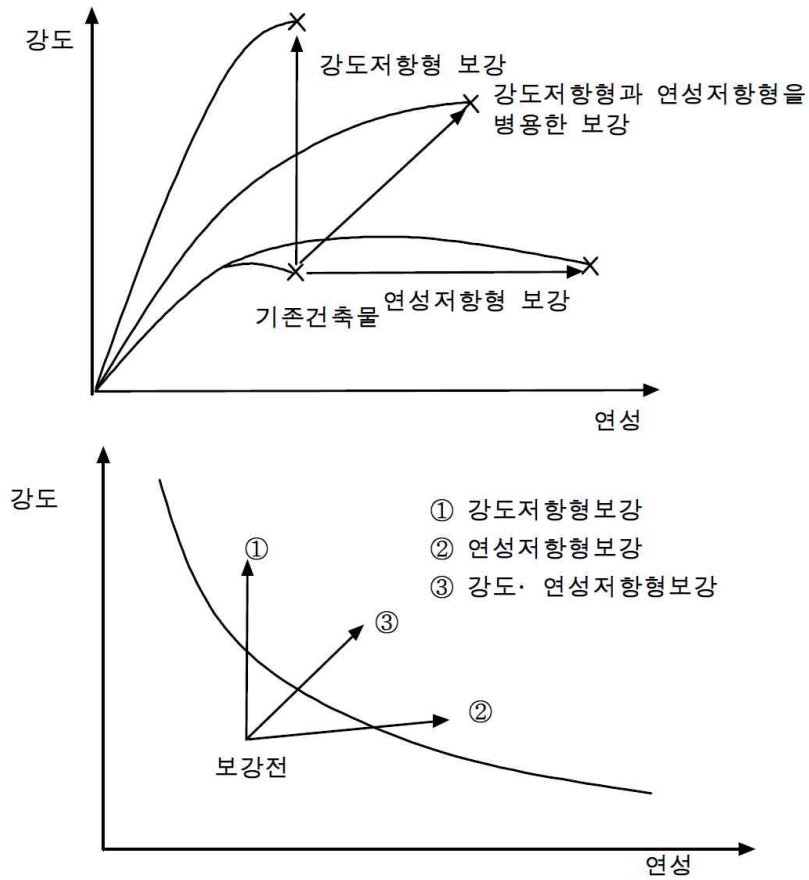
내진보강의 계획은 우선 적절한 보강목표를 세운다. 즉 지진동의 크기를 가정하여 그때 구조물에 미치는 거동을 설정한다.

대표적인 보강효과를 개념적으로 나타내면 다음 <그림 3.113>과 <그림 3.114>와 같으며, 보강의 주요방침은 다음과 같다.

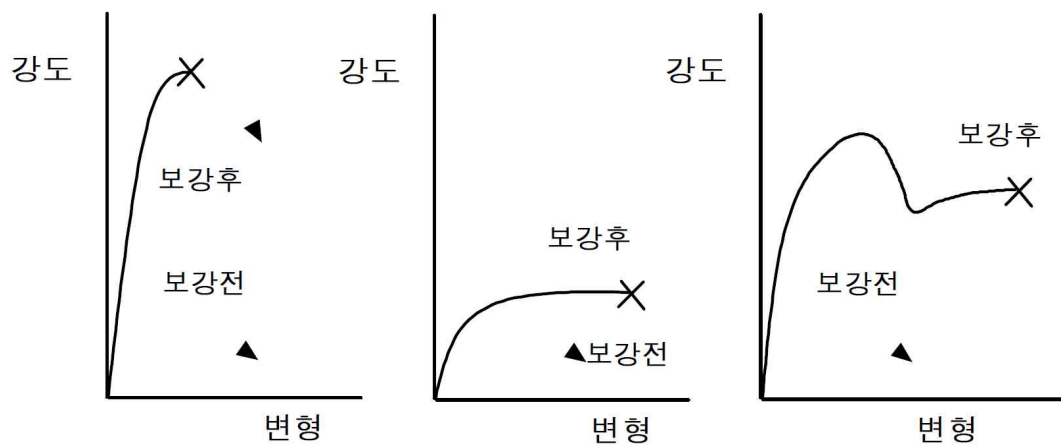
- ① 강도를 높게 함(강도저항형 보강)
- ② 연성을 향상시킴(연성저항형 보강)

③ ①과 ②의 중간형의 건축물(강도·연성저항형보강)

④ 특수방법(면진·제진)을 이용



<그림 3.113> 내진보강의 기본방침



<그림 3.114> 보강목표에 따른 특성

3) 내진보강기법

보강기법에는 크게 강도저항형 보강과 연성저항형 보강으로 구분할 수 있다. 일반적으로 강도저항형 보강기법에 의하면 한 곳당 보강효과가 높고 시공개소도 한정된다. 연성저항형 보강기법에서는 한 곳에 대한 보강효과가 그다지 높지 않기 때문에 보강개소가 많다. 시공개소의 많고 적음은 비용과 시공성에 반영되나 건축물의 용도나 시공조건에 의한 변동을 고려할 때 상관성은 그리 높지 않다.

새로운 내진요소(부재)를 설치하면 공간을 구분하게 되어 구조물 기능이나 용도를 저해하는 경우가 많다. 일본의 일반적인 학교에서는 벽을 증설해도 비교적 문제가 적다. 건축구조물의 경우 기능과 용도에 따라 적절한 보강기법을 선택할 필요가 있다.

한편 강도저항형 보강기법을 적용하면 그 중량자체나 커다란 응력이 발생하므로 구조물 기초에 여유가 없어지게 된다. 따라서 구조물물의 적절한 경량화를 검토할 필요가 있다.

이밖에 보강기법에서 중요한 것은 시공성이다. 시공면의 제약에 따라 보강기법과 보강계획이 정해지는 경우도 많다. 제일 중요한 시공조건은 구조물 전체를 동시에 시공할 수 있어야 하는 것이다.

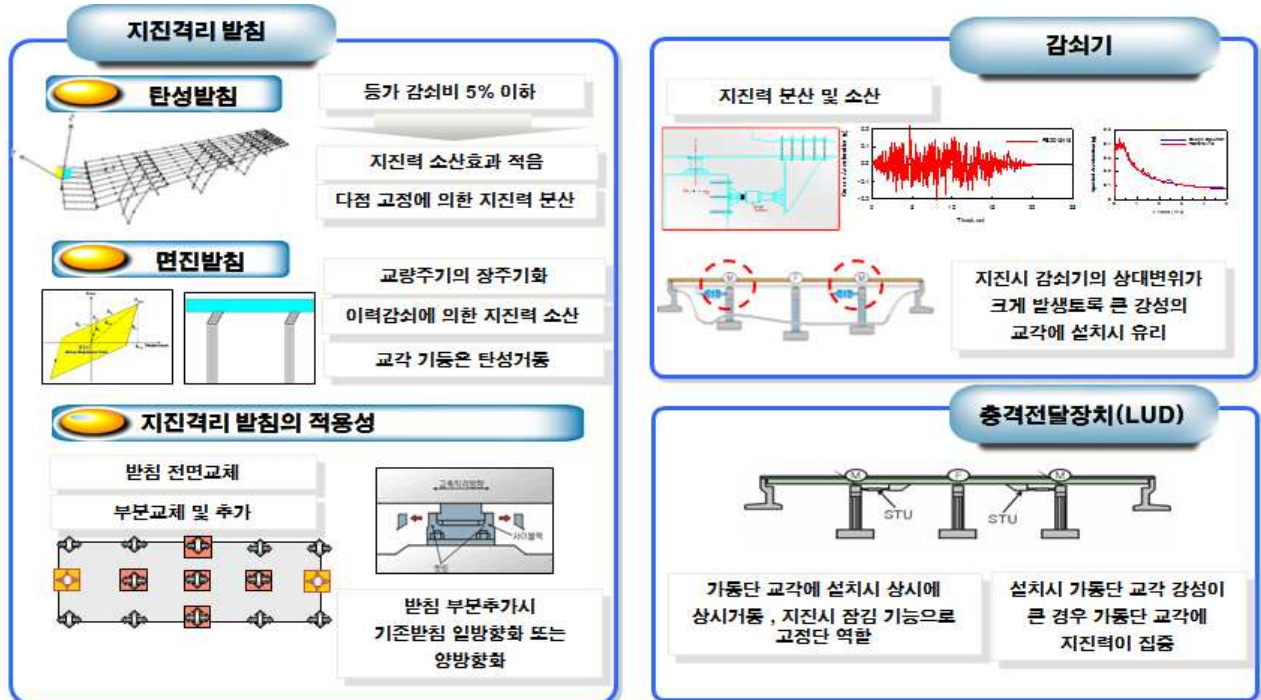
나. 내진성능보강공법 현황

1) 직접보강



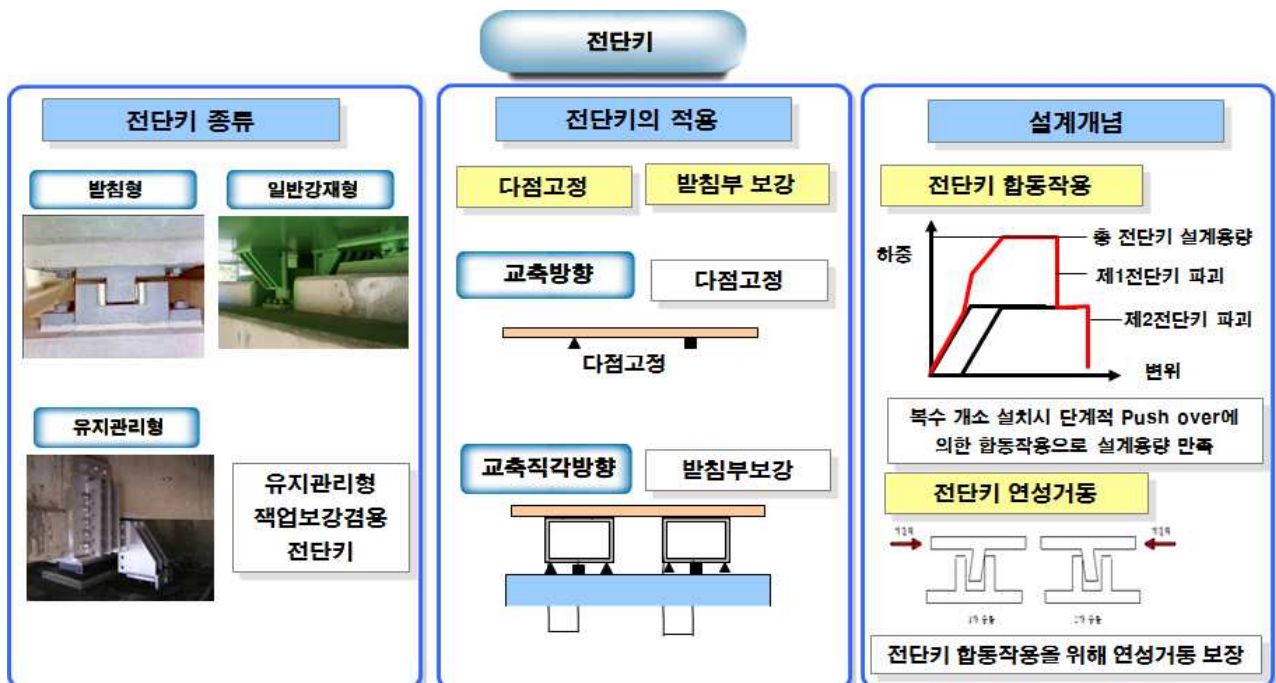
<그림 3.115> 직접보강공법 시공 순서

2) 중소규모 보강



<그림 3.116> 중소규모보강 공법 순서

3) 기타 보강



<그림 3.117> 기타보강 공법 순서

다. 국내의 내진보강 관련 기준

구 분		AASHTO 표준시방서(2002)	Caltrans 내진설계기준(2004)	일본도로교 시방서(2002)	도로교설계기준및 내진설계편람(2003)	기존교량의 내진성능평가요령 (시설안전기술공단, 2004)	고속도로 내진설계 미반영 교량의 내진보강설계 지침 (2005)
내 진 성 능 평 가	모멘트-곡률해석		적 용			고 찰	적 용
	콘크리트 모델		적 용			고 찰	
	철근 모델		적 용			고 찰	
	기둥의 휨,전단,연성도		고 찰			고 찰	적 용
	탄성지진응답계수	고 찰	고 찰	고 찰	고 찰	고 찰	적 용
	탄성 지진력	고 찰	고 찰	고 찰	고 찰	고 찰	적 용
	기둥평가		고 찰			고 찰	적 용
	연결부 평가		고 찰			고 찰	적 용
	기초 평가	고 찰	적 용		고 찰	고 찰	적 용
	지반액상화 평가		고 찰	고 찰	적 용	적 용	
보 강 설 계	기둥보강	고 찰	적 용			적 용	
	기초보강	고 찰	고 찰		적 용	적 용	
	지진격리받침	적 용	고 찰		적 용	고 찰	적 용
	감쇠기 및 충격전달장치	적 용	고 찰			고 찰	
	콘크리트 단면확대				적 용	고 찰	
	낙교방지 보강			고 찰	적 용	고 찰	
	전단키 보강	고 찰	고 찰		고 찰	적 용	

<그림 3.118> 국내의 내진보강 평가 및 설계 관련 기준

2. 국내 내진보강성능 공법

가. 국내 보강공법 현황

현재 국내 구조물의 보강관련 신기술현황을 살펴보면 아래 표 3.31과 같이 매우 다양한 적용대상에 대하여 많은 보강재료를 적용하여 신기술이 개발되는 것을 알 수 있다.

[표 3.31] 국내 주요 신기술 보강공법 현황(1)

지정 번호	신기술명	개발자 (대표기관)	지정일	보호 기간	보호 여부
59	비정질의 실리카를 이용한 콘크리트 구체 강화 및 수성 아크릴, 에폭시, 폴리머를 이 용한 방식·보수·보강 복합화공법	(주)리폼시스 템	1997-04-0 7	7년	만료
89	티타늄 양극망을 이용한 RC 구조물의 보 수·보강공법	한국엘가드 (주)	1998-01-1 7	5년	만료
110	EPOXY-PANEL을 이용한 콘크리트 구조 물의 보수·보강공법	근형기업(주)	1998-06-2 5	6년	만료
140	무수지형 일방향 탄소섬유 시트를 이용한 구조물의 보수·보강공법	(주)한국카본	1999-01-1 4	5년	만료
222	스테인레스스틸와이어매쉬와침투성폴리머 모르타(RC-A0401)를 이용한 콘크리트 구 조물 보수 · 보강 공법	유성권	2000-04-0 4	5년	만료
233	실리카흙과현장기계함침을 이용한 유리섬 유복합재(CAF)의 콘크리트 구조물 보수보 강공법	콘크리닉(주)	2000-05-2 5	6년	만료
295	탄소판을 이용한 구조물 내하력 보강을 위한 홈 삽입공법 및 보강량 설계기법	(주)일육시 스템	2001-09-2 1	6년	만료
317	섬유시트 복합 경량 프리캐스트 패널을 이용한 콘크리트 구조물 보강공법	(주)애프로	2001-12-1 9	3년	만료
351	매입형역사다리꼴 탄소섬유막대 및 표면 요철형탄소섬유보강판을 이용한 구조물 보 강공법	(주)한보엔 지니어링	2002-12-0 4	7년	만료
381	에폭시수지와비닐에스테르 수지를 이용하 여 유압식 펄트루전 방법에 의해 제조된 유리섬유 복합재 박판패널을 이용한 콘크 리트 구조물 보강공법	(주)국민산 업	2003-07-1 1	8년	신기 술

[표 3.31] 국내 주요 신기술 보강공법 현황(2)

지정 번호	신기술명	개발자 (대표기관)	지정일	보호 기간	보호 여부
403	표면에 가넷이 압력 살포된 아라미드섬유봉(ROD)을 이용한 철근콘크리트 구조물의 휨보강공법	(주)리폼시스템	2004-01-05	7년	만료
404	FRP Rod(DWHR, DWCR, DWGR)를 이용한 철근콘크리트 구조물의 비부착 표면매립 및 단면확대 휨 보강공법	동원건설(주)	2004-01-05	7년	만료
406	유리/탄소섬유-유공강판 복합플레이트를 사용한 콘크리트 구조물 보강기술(Fiber-steel Composite Rehabilitation System)	(주)엠프로	2004-03-09	7년	만료
417	수산화알루미늄이 첨가된 난연에폭시 수지와 유리섬유(Glass roving cloth)로 제작된 난연3급 FRP 패널과 주입용 난연에폭시 수지를 이용한 콘크리트 구조물 보수·보강 공법	근형기업(주)	2004-08-13	3년	만료
445	섬유래핑에 의한 교각의 내진성 보강 공법	근형기업(주)	2005-02-16	3년	만료
511	투명복합패널을 이용한 콘크리트 구조물 보수·보강 공법	삼성중공업(주), 티에이취에쓰이엔씨(주)	2006-11-01	3년	만료
577	접착보강편을 설치하고 미세분말 플라이애시 및 삼산화규산칼슘 섬유가 혼입된 모르타르를 회전돌기형믹싱샤프트건에 의해 건식분사하는 콘크리트 단면보수공법	리플래시기술(주)	2009-05-01	5년	신기술
596	경량 보수모르타르와 통기성 경량 복합 보강 판넬을 활용한 콘크리트 구조물의 보수보강 공법	매일종합건설(주)	2009-12-10	5년	신기술

나. 국내 보강공법의 세부내용

1) 무수지형 일방향 탄소섬유 시트를 이용한 구조물의 보수·보강공법

가) 내용

본 신기술은 경량, 고강도, 고탄성의 특성을 갖는 탄소섬유를 수지의 도움 없이 일방향으로 배열한 후 별도의 망직물 지지체로써 탄소섬유를 상호 구속한 무수지형의 일방향 탄소섬유시트의 제조 및 이를 이용한 구조물의 보수·보강 공법에 관한 것이다. 본 탄소섬유시트는 기존의 유수지형의 탄소섬유시트에 비하여 공기층 발생이 적고 접착수지의 함침성과 부착성이 우수하여 시공품질을 개선한다.

나) 특징

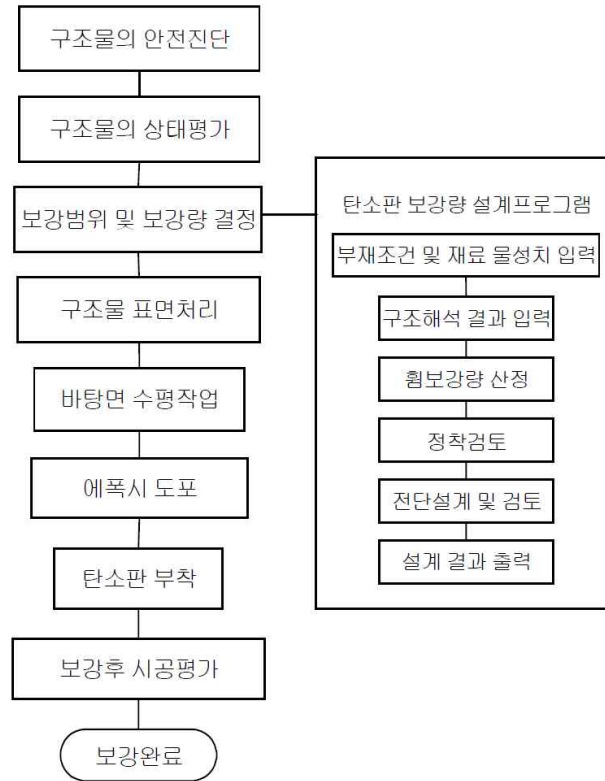
구분	본 기술	기존 기술
공법	無수지 일방향 탄소섬유시트 보강법	有수지 일방향 탄소섬유시트 보강법
시트	無수지탄소섬유시트 이므로 문제없음.	시트내에 일정두께의 수지막이 존재하기 때문에 구조물에 시공시 함침속도가 느리며 기포가 많이 발생하여 기계적 물성 및 효율면에서 떨어짐.

2) 탄소판을 이용한 구조물 내하력 보강을 위한 홈 삽입공법 및 보강량 설계기법

가) 내용

본 신기술은 탄소판을 이용하여 구조물의 내하력을 보강할 수 있도록 보강면에 홈 커팅기를 이용하여 일정한 깊이의 홈을 만들고, 에폭시 도포기로 에폭시를 탄소판에 도포한 후 이를 홈에 접착하는 홈 삽입공법이다. 본 신기술은 보강량 산정을 위한 설계이론의 정립과정에서 휨, 전단, 정착 등을 고려한 일관성 있는 설계 및 검토를 수행할 수 있도록 변형률 제어에 의한 설계기법을 활용하여 보강량을 산정할 수 있고, 보강에 대한 신뢰성 제고와 함께 신속한 설계가 가능하도록 하였다.

나) 원리 및 시공 방법



<그림 3.119> 흐름도

6) 섬유래핑에 의한 교각의 내진성 보강 공법

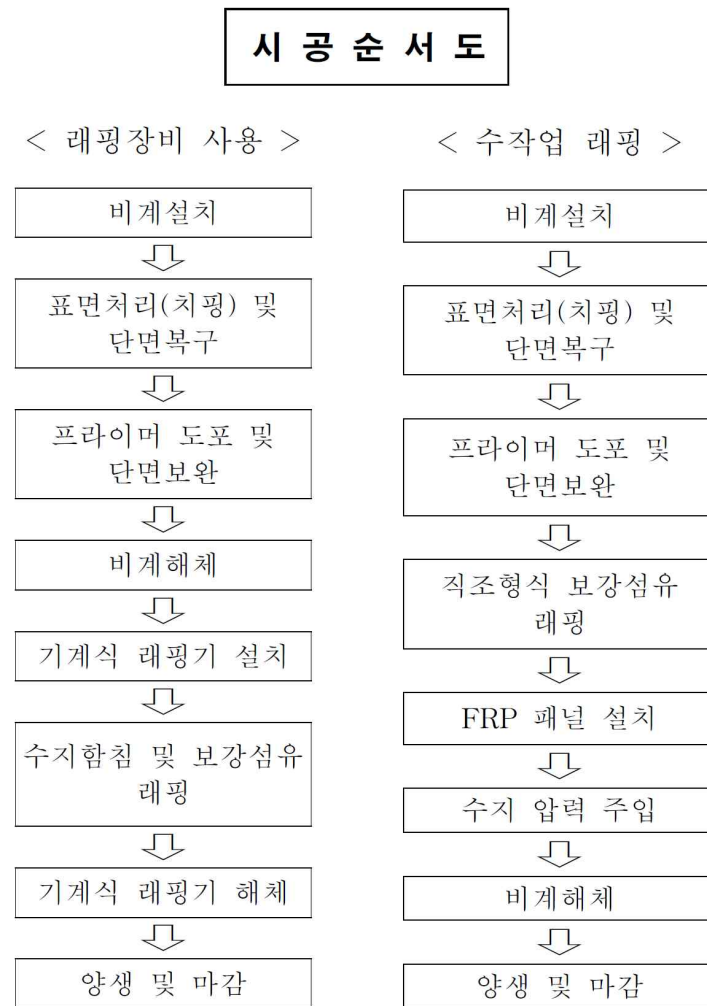
가) 요약 및 범위

- 섬유보강재의 자동 연속래핑 및 래핑과 함께 수지함침이 연속적으로 이루어지는 자동화장비에 의한 교각 내진보강공법
- 직조보강섬유의 수동래핑 후 FRP 패널의 설치 및 수지주입에 의한 교각 내진보강공법

교량구조의 구조요소인 교각의 내진성능을 향상시키기 위해 기존 교각이 가지고 있는 교각의 전단면을 유효하게 저항할 수 있는 단면으로 만들기 위해 외측면을 복합재료로 래핑하여 보강한다. 이 때, 복합재료의 소요두께를 중단 없이 확보하고, 보강섬유의 단속적인 배치에서 오는 불리함을 해소하기 위해 보강섬유의 연속적인 배치가 가능하게 하였다. 또 자동화 시공을 유도함으로써 현장작업에도 불구하고 균질의 품질이 보장되며, 시공시간을 단축할 수 있도록 하였다. 이 자동화 장비는 복합재료의 재료설계 과정에서 결정되는 적층수, 배향각 등이

자유자재로 조정되며, 보강섬유의 장력이 일정하게 조절 가능하도록 하였고, 최소의 공간 소요와 조립해체가 용이하게 제작하였다. 필요한 경우 래핑과 수지 주입을 분리해서 시공할 수 있도록 제안하였고, 외측면의 표면을 마감할 때 미관을 중시하는 경우 원하는 형태 및 색상이 가능하도록 하였다.

나) 원리 및 시공 방법



<그림 3.120> 시공순서도

3. 국외 내진보강성능 공법

가. 일본

1) SRF공법

가) 기술개요

SRF 공법은 폴리에스테르제의 고연성재를 접착제를 이용하여 기존의 기둥, 슬래브 등에 접합하여 우수한 강도/연성, 연직 방향의 내력을 향상시키는 공법이다.

폴리에스테르제의 고연성재의 파단에 대해서 설계 시에 충분한 안전률을 고려하고 있기 때문에, 실제 강도는 설계 강도를 웃도는 강도를 기대할 수 있다.

나) 특징

- ① 모따기 등의 특별한 표면처리가 불필요하기 때문에, 공사 기간의 단축이 가능하다.
- ② 공용중 보강 공사가 가능하다.
- ③ 소음·분진·악취의 발생을 저감 하는 것이 가능하다.
- ④ 좁은 스페이스에서의 공사가 가능하다.
- ⑤ 기존 건물의 샷시, 셔터 등을 살린 채로 보강이 가능하다.
- ⑥ 보강재에 홀작업이 가능하며, 보수·보강이 용이하다.

다) 원리 및 시공사진

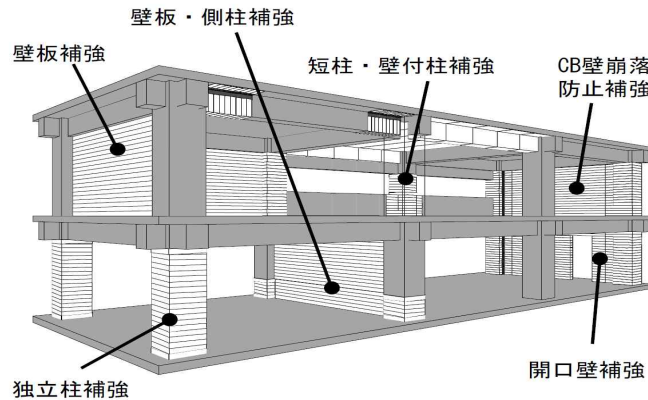


시공전



시공후

<그림 3.121> 시공순서도



<그림 3.122> 시공부위

2) 아라미드 섬유를 이용한 기존 철근 콘크리트 구조물의 내진 보강 공법(AF공법)

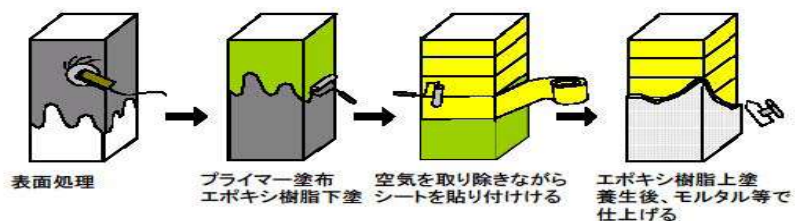
가) 기술개요

AF공법은, 아라미드 섬유(aramid fiber) 시트를 기존 RC 기둥에 접합하여 기둥을 구속하는 것으로써, 기둥의 연성을 향상시키는 공법이다.

나) 특징

아라미드 섬유(aramid fiber) 시트의 겹침 또는 이음 방향을 종횡에 변화시키는 것으로, 전단 힘과 전단력을 모두 향상시키는 것이 가능하다. 아라미드 섬유(aramid fiber) 시트의 접착에 에폭시 수지를 사용하기 위해(때문에), 냄새나 피부 등에 주의가 필요하다.

다) 원리 및 시공사진



<그림 3.123> 시공순서도



<그림 3.124> 시공사진

3) 연결재를 이용한 강판감싸기공법(かみ合わせ鋼板巻き工法)

가) 기술개요

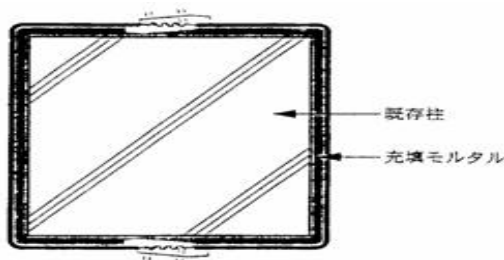
연결재를 이용한 강판감싸기공법은 기존 RC 또는 SRC 독립기둥에 강판을 감싸고, 전단강도의 증가 및 기둥의 연성향상을 도모하는 공법이다.

두 개 강판의 접합은 현장 용접이 아니고, 톱니모양의 연결재를 이용한 이음새에 의한 메카니즘을 형성하고 있다. 프리캐스트로 시공 시 현장반입이 용이하며 좌우분할방식 뿐만 아니라 강판을 상하방향으로 분할하는 것도 가능하다.

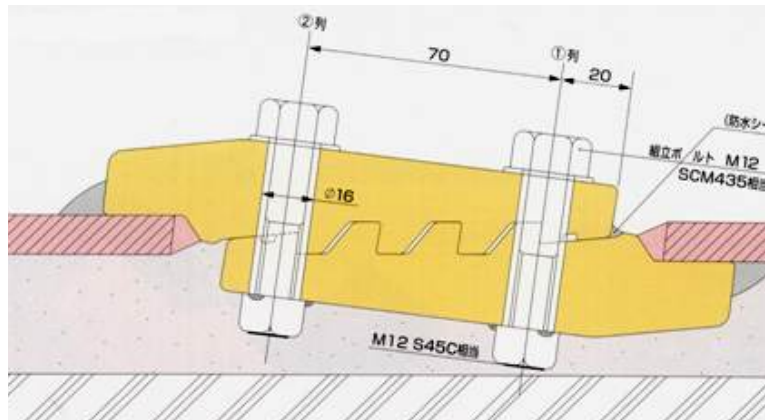
나) 특징

- 시공현장에서의 작업량을 줄일수 있으며, 공기단축이 가능하다.
- 용접 작업이 없기 때문에, 화기 또는 냄새가 발생하지 않는다.
- 벽체기둥에는 시공이 불가능하며, 독립기둥만 적용이 가능하다.

다) 원리 및 시공사진



<그림 3.125> 시공개념도



<그림 3.126> 연결제 상세도

4) 탄소섬유시트에 의한 휨부재의 전단보강공법 (CRS-BM 공법)

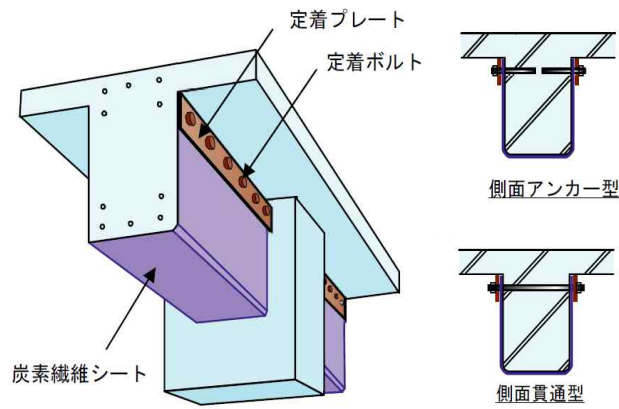
가) 기술개요

CRS-BM공법은, 현장에서 에폭시 수지를 함침시키면서 기존 휨부재의 표면에 탄소섬유 시트(CF시트)를 U자형에 붙이고, 전단 강도나 인성을 향상시키는 공법이다.

나) 특징

- 공용중 보강이 가능하다.
- 소음·진동의 발생을 최소화할 수 있다.
- 좁은 공간에서도 시공이 가능하다.
- 현장에서 탄소섬유에 에폭시 수지를 함침, 경화시키기 위해, 시공시의 온도(5℃ 이상), 수지의 배합에 주의가 필요하다.
- 탄소섬유는 전단력에 약하기 때문에, 굴곡이 발생하는 곳은 모따기가 필요하다.

다) 원리 및 시공사진



<그림 3.127> 보강개념도

나. 유럽의 내진보강사례

1) 스위스

가) 기술개요

휨보강이 이루어진 부재에 L형의 탄소섬유 플레이트를 이용한 전단보강

나) 시공사진



<그림 3.128> Duttweiler bridgeramp in Zurich

제6절 보수공법의 성능보강 효율성 검토

1. SRF 보강공법의 성능보강효과 검증

가. 실험체 계획

1) 구조실험체 계획

가) 콘크리트 구조설계 기준에 의거하여 계획

- 띠철근의 최대간격은 접합면으로부터 길이 l_o 구간에 걸쳐 S_o 를 초과하지 않아야 한다.

- 간격 S_o (횡방향 철근배근)는 (a),(b),(c),(d)중 최소값 이하로 하여야 한다.

(a) 감싸고 있는 종방향 철근의 최소 직경의 8배 = $D22 \times 8 = 176\text{mm}$

(b) 띠 철근 직경의 24배 = $D10 \times 24 = 240\text{mm}$

(c) 골조부재 단면의 최소치수의 $1/2$ = $400 \times 1/2 = 200\text{mm}$

(d) 300mm

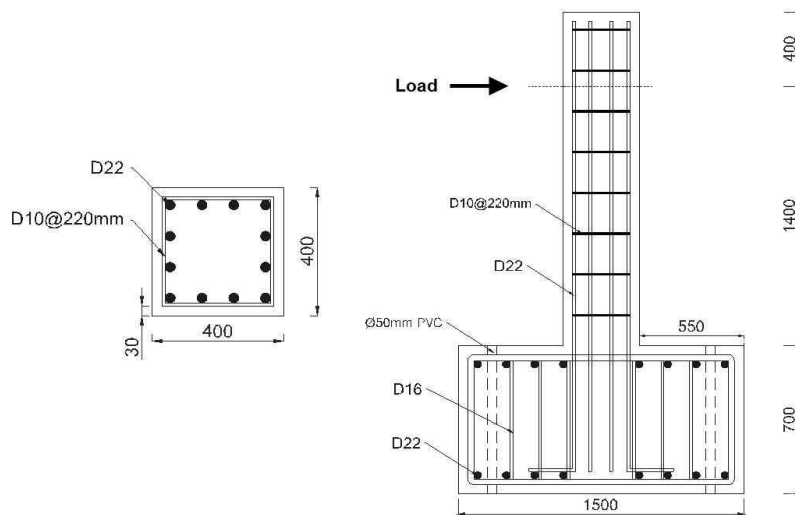
- 길이 l_o 는 (a),(b),(c)중 가장 큰 값 이상으로 하여야 한다.

(a) 부재의 순 높이의 $1/6$ = $1400/6 = 233\text{mm}$

(b) 부재 단면의 최대치수 = 400mm

(c) 450mm

2) 실험체 상세도면



<그림 3.129> 실험체 도면

3) 실험체 성능보강 계획

- 구조물의 지진하중에 저항하기 위한 내력의 확보와 구조부재의 연성거동을 유도
- 비 내진기둥의 거동특성을 파악하고 포대보강 SRF(Super Reinforcement with Flexibility)공법을 기둥에 적용
- ① 무보강 기둥
- ② 포대 고연성재로 기둥 보강
- ③ 1겹과 2겹 보강으로 보강 성능 비교



<그림 3.130> 실험계획 모식도

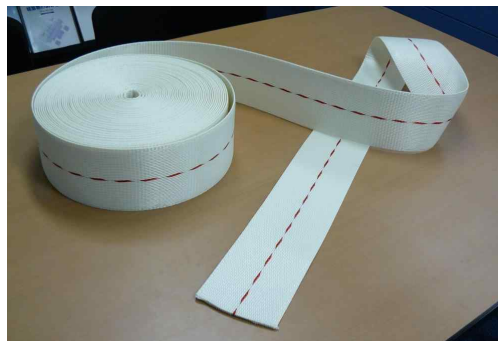
4) 보강사용 재료

가) SRF(Super Reinforcement with Flexibility)

- 폴리에스테르의 벨트/시트/테이프 보강재를 우레탄계 접착제로 붙이는 보강방식

나) 폴리에스테르 섬유

- 산업용 섬유 중에서 가장 내구성, 치수 안정성이 우수한 것으로서, 토목시트, 콘크리트 공사의 차수시트 보호재, 천으로 만든 형틀 등 에 사용



<그림 3.131> 벨트형태의 고연성재

다) 우레탄수지계 접착제

본 실험에서는 내진보강에 널리 사용되고 있는 에폭시 수지계와 동등한 내구성을 갖고 있는 우레탄계 수지를 활용하였으며, 고연성재와 더불어 폭로시험, 약품시험 등에서 검증이 되었으며, 본 수지계를 활용할 경우 장기에 걸쳐 충분한 소요성능을 발휘한다.

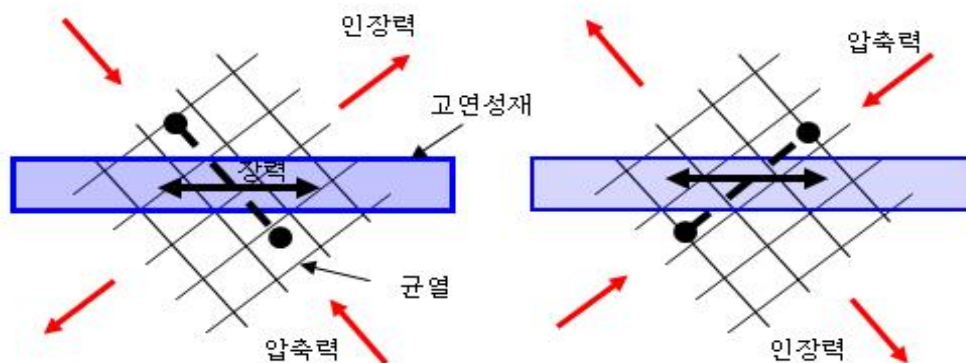


<그림 3.132> 우레탄계 접착제

라) SRF의 특징

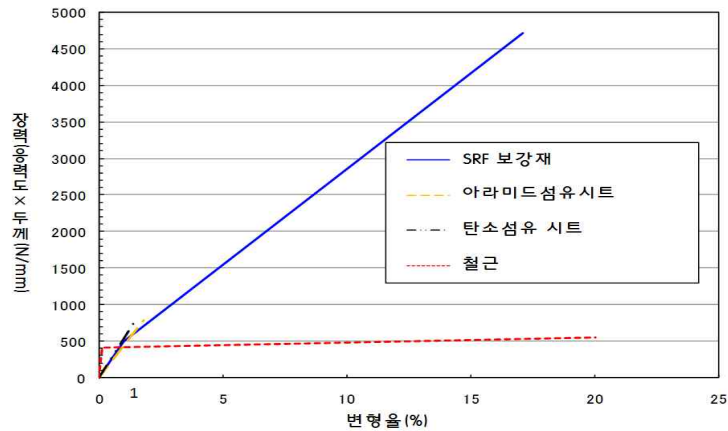
① 고연성재

인장력을 가하면 절단되지 않고 늘어나는 성질이 우수한 보강재인 고연성재를 사용함으로써 처음으로 예상을 초과하는 변형율을 받더라도 변형율에 따라 힘으로 저항하는 보강이 가능하며, <그림 3.133>과 같이 큰 변형율을 받더라도 이에 비례하여 전달력이 향상하고, 힘이 제거된 후에는 형태가 원래로 되돌아가려는 성질, 즉 탄성력이 크다.



(a) 우하방향으로 균열이 열리는 경우 (b) 좌하방향으로 균열이 닫히는 경우

<그림 3.133> 고연성재의 장력과 콘크리트의 압축력에 의한 면내 전단저항

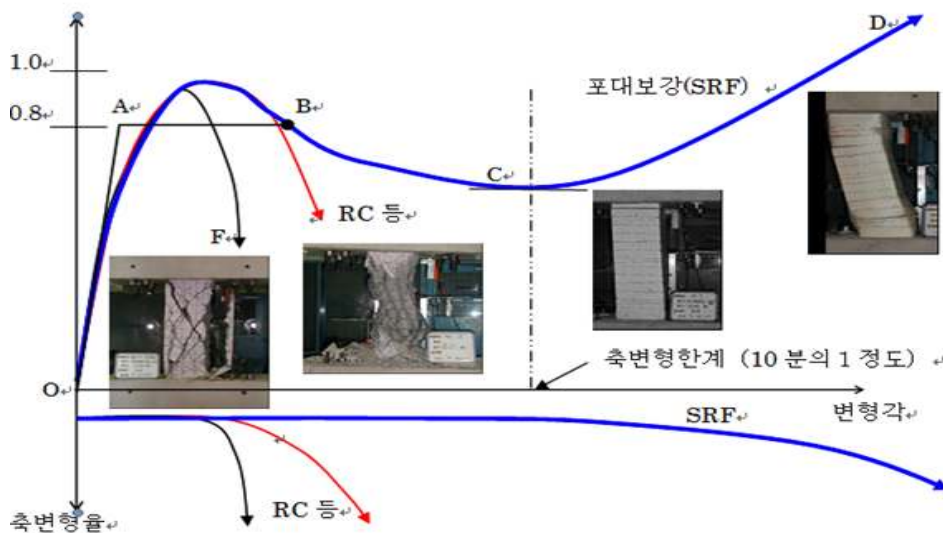


<그림 3.134> 각종 보강재의 단위폭당 장력과 변형율

고연성재는 평편하고 전용 접착제의 강도는 부재표면 및 보강재를 파괴할 정도로 강력하지 않고, 접착계면에서 박리하는 정도의 강도이기 때문에, 박리될 때 부재를 파괴하지 않고 주위의 박리되지 않은 부분이 작용하여 포락면의 보강효과를 지속할 수 있다. <그림 3.134>와 같이 고연성재가 파단하지 않는 한, 내부 콘크리트가 가루로 되더라도 축력을 지지하고, 전단력에도 계속 저항할 수 있다.

② 초인성

시험체가 파손하지 않고, 복원력을 유지 향상시키면서 얼마든지 변형함으로 시험장치의 한계에서 시험을 종료하게 된다. 현행 내진설계법 용어의 정의에 따른 종국한계 (복원력 최대치의 80% 이하로 저하하는 한계, B점)은 존재하지만, 「종국」, 즉, 파괴라고 하는 본래 의미의 종국한계는 없다. 이러한 변형성능은, 철근, 철판, 연속섬유보강에서는 얻을 수 없었던 것으로



<그림 3.135> 초 인성(Super Flexibility)

③ 시공성

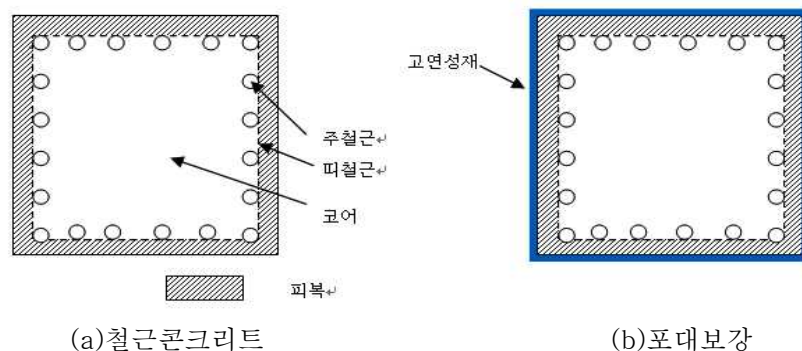
기존의 철판 보강이나 섬유 보강에서는 용접공사, 에폭시수지 등의 함침공사, 그라우트, 콘크리트 타설공사를 수행하고 있기 때문에, 소음, 진동, 분진이 발생하는 문제점들이 있었으나 SRF공법은 소음, 악취, 분진의 발생의 문제점이 없다.

포대보강은 유연성이 풍부한 고연성재를 일정한 길이로 절단하여, 구조물의 표면을 따라서, 전용 접착제로 붙이는 보강방법이다. 전용 접착제는 반죽 상태로 함침은 필요하지 않고, 돌, 콘크리트, 블록, 금속, 목재 등 재질의 기초, 기둥, 벽, 보, 바닥, 천정, 지붕 등 다양한 형상을 갖는 재질의 부재에 적용된다.

5) SRF의 보강법

가) 포대보강

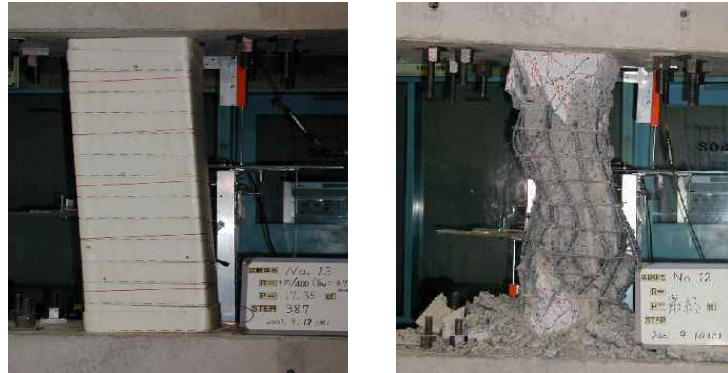
콘크리트부재의 표면에 보강재로써 폴리에스테르계의 벨트나 시트, 테이프를 우레탄계의 접착제로 붙이는 보강방법이다. 이 외에도 볼트 및 플레이트 등에 의한 기계적인 정착법을 같이 사용할 수 있으며, 벽과 겹치는 모서리부분에는 관통볼트와 앵글 등을 사용하여 기계적으로 보강재를 연결할 수도 있다. 또한 벨트형태의 보강재를 사용하여 기둥을 감는 <그림 3.136>과 같은 포대공법과 벽체에 붙이는 테이프적인 공법이 있다.



<그림 3.136> 철근콘크리트와 포대보강된 기둥의 단면

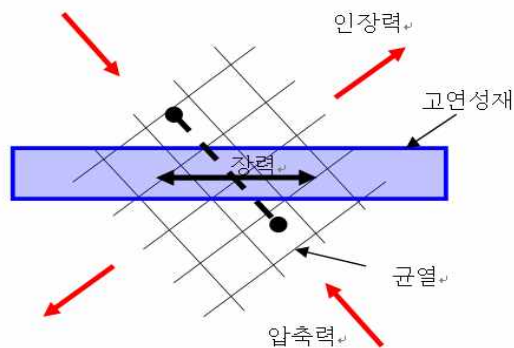
나) 테이프보강공법

기존 구체와 보강재를 무리하게 일체화시키려고 하지 않고, 기존 구체의 파괴강도보다 적은 강도의 접착제로 보강재를 감는 보강방법이다. 접착이 일부 박리하더라도 기존 부재를 손상시키지 않으며, 주위의 접착층이 효과를 발휘하게 되면 내부에 트러스 메커니즘을 형성하여 뛰어난 전단보강효과가 나타나게 된다. 연속섬유, 철판등으로 보강하는 공법에 비하여 급속시공이 가능하며 <그림 3.137>과 같이 연성과 축력 지지능력을 획기적으로 증가된다.



(a)포대보강 (b)철근콘크리트
 <그림 3.137> 기둥의 반복재하 실험결과

테이프처럼 붙이는 것만으로, 균열이 발생되더라도 응력을 전달하는 기능을 발휘하며 콘크리트와 같이 트러스 메커니즘을 형성한다.



<그림 3.138> 고연성재와 콘크리트에 의한 전단력의 전달

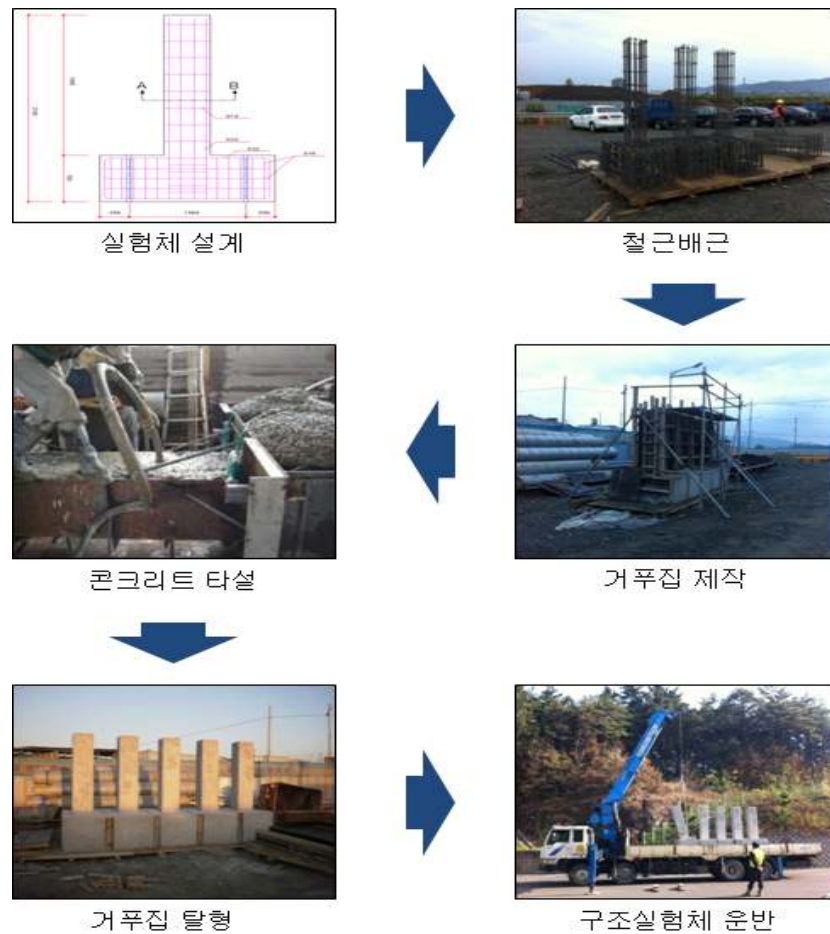
<그림 3.138>에서는 콘크리트 표면에 고연성재를 붙인 곳에 면내 전단력이 작용하여, 균열을 따라 경사 압축력과 이에 직교하는 경사 인장력이 발생하고 있는 것을 나타내었다. 고연성재는 인장강성 이외의 강성은 거의 갖고 있지 않기 때문에 그림에서 굵은 파선으로 나타낸 경사 압축력을 저항하면서, 인장력을 전달할 수가 있다. 따라서, 테이프와 같이 국소적인 균열보강도 가능하게 하며, 철근에 결함이 있는 곳에도 적용시킬 수 있으며, 전단보강철근이 부족한 벽체에도 보강효과가 있다.

나. 실험체 제작

1) 구조실험체 제작

- 구조적 성능을 실험적으로 비교·평가하기 위하여 5개의 실험체 제작
- 기둥 단면 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$,
- 기둥의 길이 1400mm
- 전단 경간비 3.5
- 실험체 제작 시 콘크리트 설계기준 압축강도 30MPa
- 철근 항복강도 400MPa , 주근 D22, 전단보강근 D10을 사용하여 배근

2) 구조실험체 제작과정



<그림 3.139> 구조실험체 제작과정

다. 실험체 실험 준비

1) Actuator 재설치

- 실험체 기둥의 높이에 맞게 Actuator 재설치

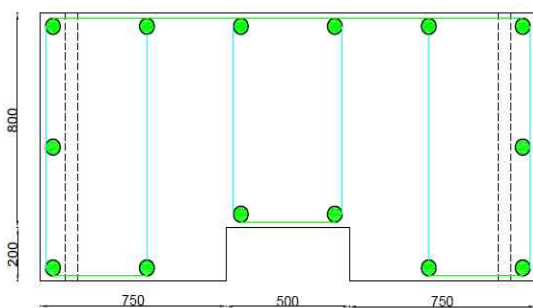
상부에 있던 200ton Actuator를 횡하중을 주기 위해서 위치 변경을 하였으며 실험체 기둥의 높이에 맞게 거치대를 제작 하여 재설치 하였다.



<그림 3.140> Actuator 설치 전경

2) 축력을 가하기 위해 $2 \times 2 \times 1\text{m}$ 의 mass 제작

- 축력에 대한 부분을 20ton으로 가력하기 위하여 직경 $2 \times 2 \times 1\text{m}$ 의 mass 2개를 제작 하였다. 운반 및 실험 중 안전을 위하여 양단에 와이어를 연결하여 크레인 손잡이를 제작하였다.



<그림 3.141> mass 완성 전경

3) 실험체 SRF보강

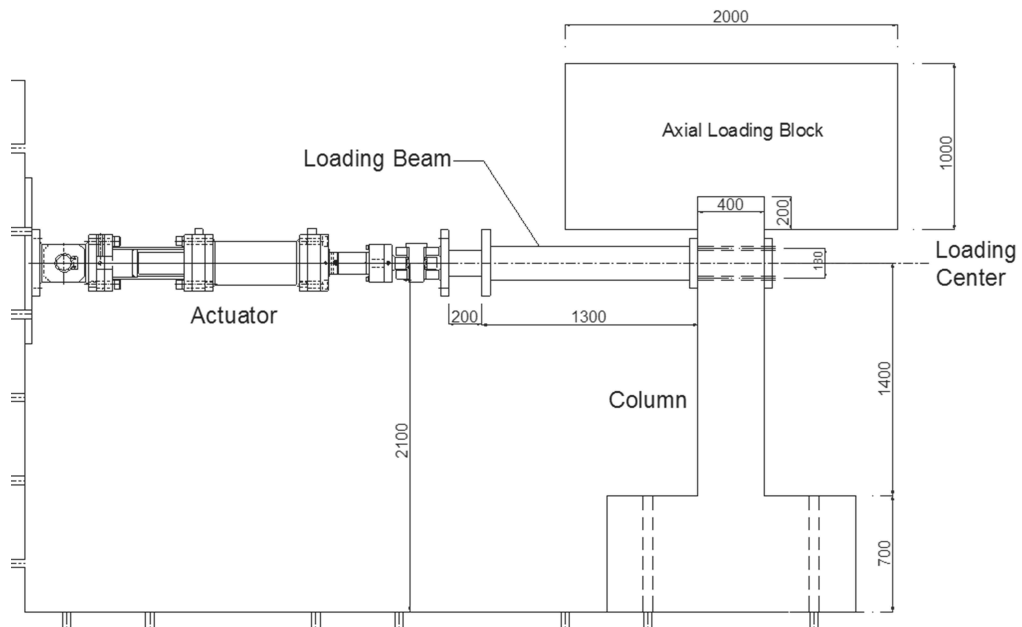
실험체 전체를 우레탄수지접착제로 도포하여 SRF보강재를 테이프보강 공법으로 보강하였다. 실험체 끝부분은 섬유가 풀리지 않도록 청 테이프로 고정하였다.



<그림 3.142> SRF섬유 보강과정

4) 실험체 Setting

실험체에 Actuator와 축하중 Block을 설치하고 실험setting 완료된 모습은 그림과 같다.



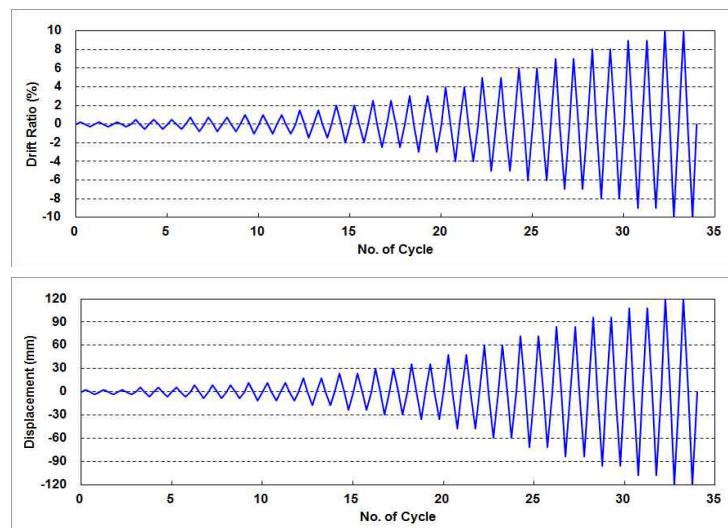
<그림 3.143> 실험 Setting

5) 실험하중

축소모형의 재하실험은 일정한 축력하에서 변위제어에 의한 반복 횡하중을 가력하는 준 정적실험(quasi-static test)법으로 수행하였다. 시험체에 일정한 축력을 가하기 위하여 직경 2×2×1m의 mass를 2개 제작하여 20 ton으로 가력하며, 횡력의 가력은 200 ton 용량의 actuator를 사용하여 일정 변위에 Drift ratio 1% 까지는 3cycles로 가력하고 1%이후에는 2cycles씩 가력한다.

[표 3.32] 가력계획

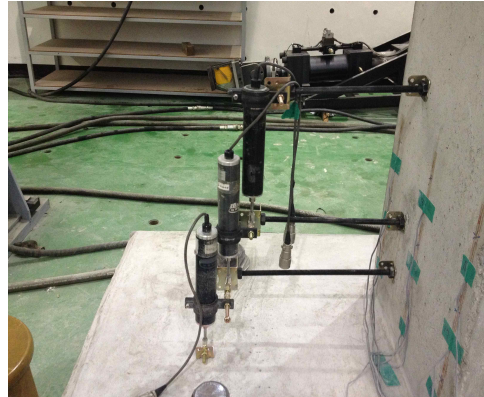
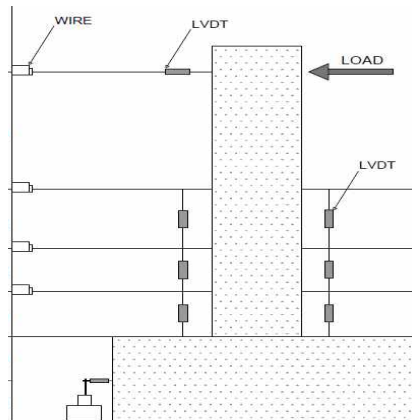
Drift Ratio(%)	0.2	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3	4	5	6	7	8	9
Displacement(mm)	3	6	9	12	18	24	30	36	48	60	72	84	96	108
No. of Cycle	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2



<그림 3.144> Cycle load pattern

6) 실험 계측

횡방향 변위를 측정하기 위하여 시험체의 상단부와 하부에 시험체의 직각방향으로 6개 의 와이어 변위계(Wire Position Sensor)를 설치하였으며, 소성힌지 부분의 곡률(curvature)을 측정하기 위하여 시험체의 길이방향으로 가력방향과 가력방향의 반대면에 3개씩 상하면에 2개 총 8개 변위계(L.V.D.T.)를 설치하였다. 또한 콘크리트 압축연단의 변형률과 종방향 철근 및 횡방향 철근의 변형률을 측정하기 위하여 변형률 게이지를 부착하였다.

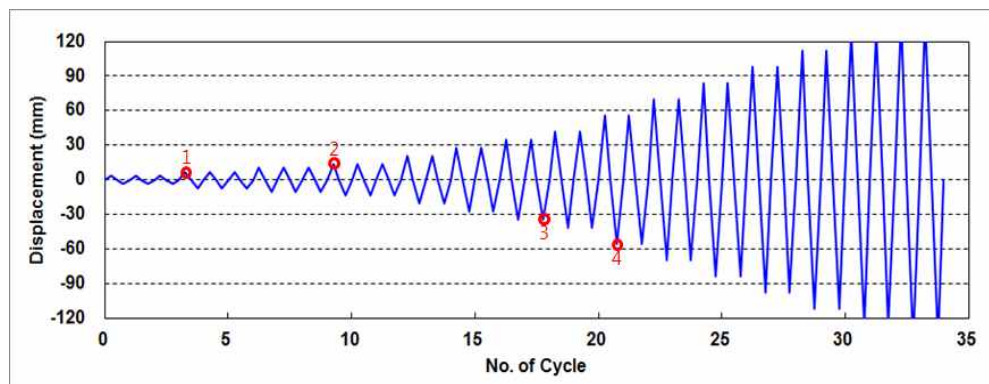


<그림 3.145> LVDT, 와이어변위계 setup

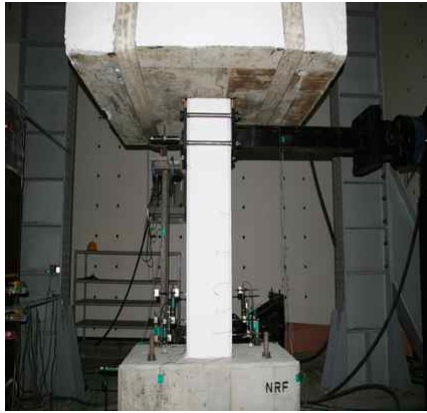
라. 기둥 재하 실험

1) 무보강 시험체(NRF)의 하중이력

다음 <그림 3.146>은 무보강시험체(NRF 시험체)의 하중 재하시 중요현황을 소개하면 다음과 같다. 하중재하는 변위control로 이루어 졌기 때문에 초기 0.25%의 Drift ratio 3 Cycle (그림에서 점1)에서 전단변형이 일어나기 시작하여 1%의 Drift ratio(그림의 점2)에서 전단크랙이 크게 발전되어져 갔다. 3%의 Drift ratio그림의 점3에서 “X”형 전단크랙이 발전이 되어 4%의 Drift ratio 그림의 점 4에서는 콘크리트 박리현상이 많이 나타났다. Drift Ratio 2.5에서 22.06ton으로 최대하중이 발생하였고 21Cycle에서 하중이 5ton이하로 내려가면서 실험을 중지하였다.



<그림 3.146> 무보강(NRF) 시험체의 변위재하 곡선

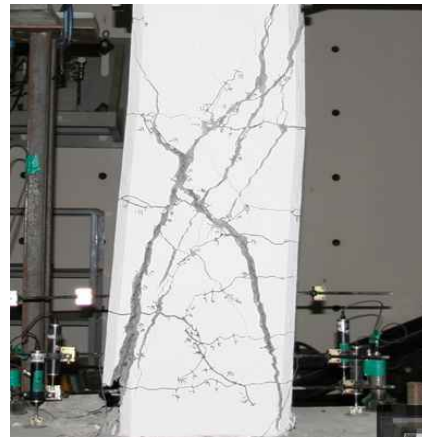
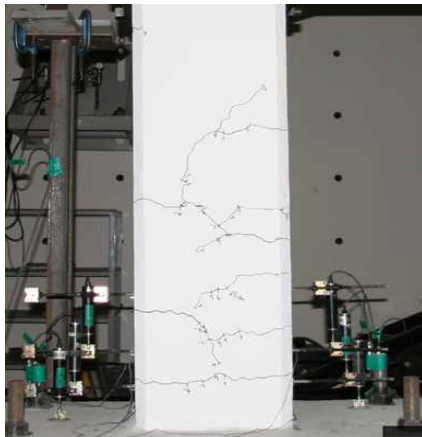


(1-a) Front view



(1-b) column view

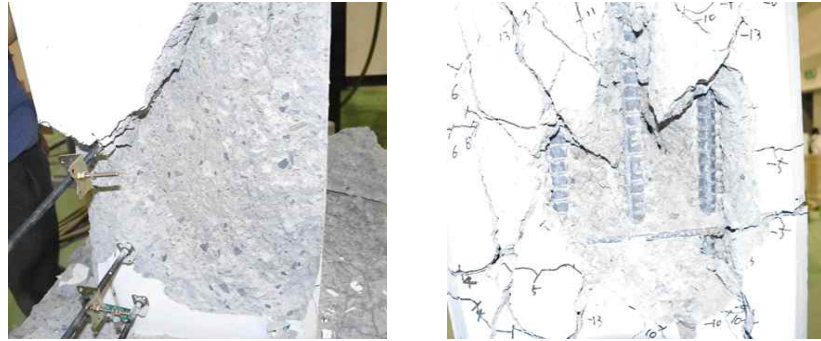
<그림 3.147> 전단변형 시의 전경



<그림 3.148> 좌.(2-a) Drift ratio 1%에서 Shear crack 발생, 우.(3-a) X-crack 발생

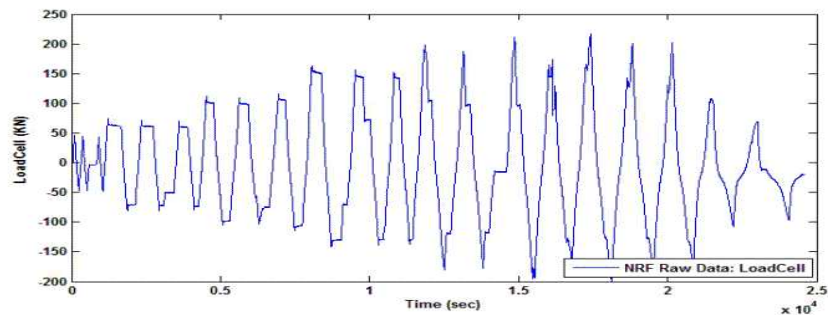


<그림 3.149>좌.(4-a) 21Cycle 실험종료, 우.(4-b) Front view



<그림 3.150> 좌.(4-c) Side view, 우.(4-d) Core of colum

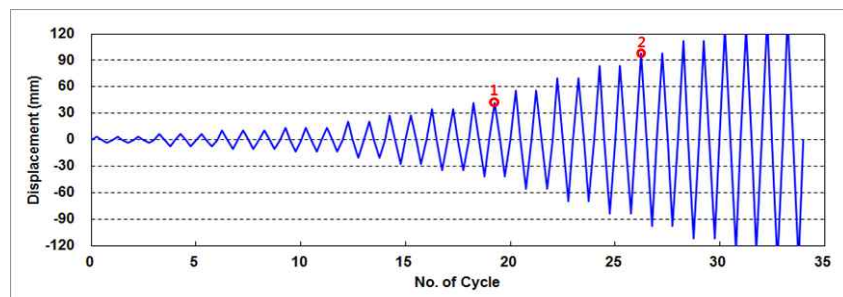
무보강 시험체의 액추레이터 로드셀에서 나온 하중곡선을 나타내면 <그림 3.151>과 같다. 그림의 정점에서 일부 딜레이처럼 보이는 것은 시험체의 하중증가에 따른 균열체크를 위해 정지한 것이 나타나 있다.



<그림 3.151> 무보강시험체(NRF)의 하중재하 곡선

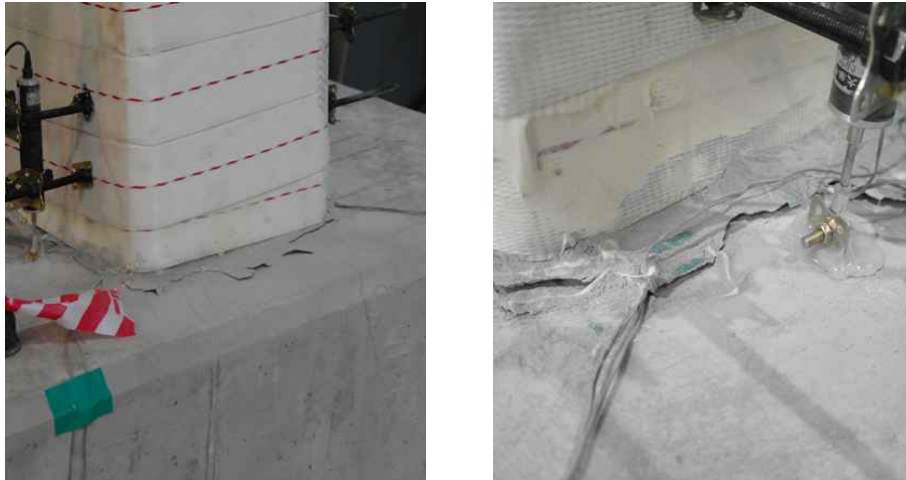
2) 포대보강 시험체(SRF)의 하중이력

<그림 3.152>에는 SRF시험체의 파괴모드를 나타내었다. 전반적으로 변위 재하시 액추레이터의 하중을 살펴보면 무보강 시험체에 비해 하중은 초기에 10-20%이상 가하는 것을 알 수 있었으며, 후반부에도 하중감소는 무보강에 비해 큰 변화 없이 유지되고 있음을 관찰할 수 있었다.



<그림 3.152> 무보강시험체(NRF)의 하중재하 곡선

하중재하시 기둥의 전면에 파이버로 싸여져 있어 크랙의 진행여부를 정확히는 알 수 없었으나, 크랙진행의 소리나 기타 징후는 잘 나타나지 않았다. 그러다가 <그림 3.152>의 점 1에서 기초부분에 크랙이 발생하면서 큰 소리가 발생하였다. <그림 3.153>의 점 2는 기초저면까지 특별히 기초후면에서 많은 휨균열이 발생되었다. 중반에 사이클이 증가함에 큰 변위가 발생되어 실험을 중단하였지만 포대보강의 겹이 발생한다든지 부풀림 현상 등의 이상증후는 전혀 발생하지 않았다. Drift Ratio가 5%에서 최대하중 25.8ton이 나왔다. 하중은 떨어지지 않고 Drift Ratio가 6%까지 증가하였으나 더 이상 실험하기 위한 한 관계로 실험을 26Cycle에서 중지하였다.



<그림 3.153> 기초후면에서 크랙발생



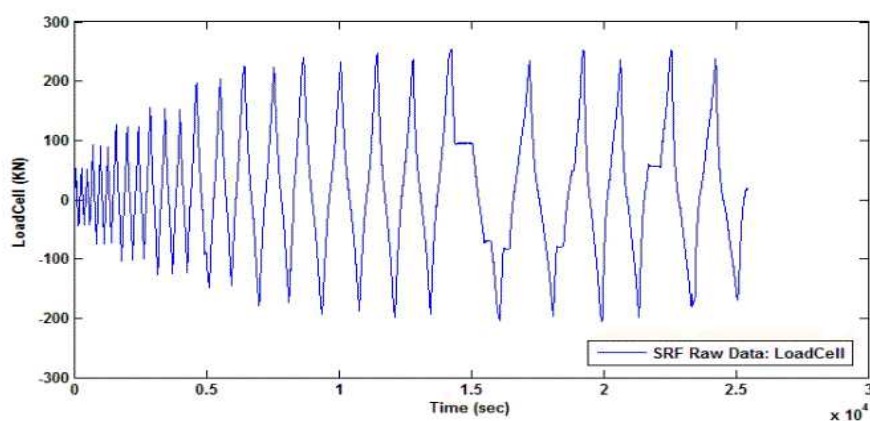
<그림 3.154> Drift Ratio 7%의 실험 모습

실험이 종료한 후 포대부분을 제거하고 난 뒤의 모습은 <그림 3.154>와 같다. 그림에서 알 수 있듯이 전형적인 휨파괴 양상을 띄고 있으며, 일부 전단균열의 패턴은 보이고 있으나, 무보강 시험체에 비하면 월등히 안정적인 거동과 적은 균열을 보여주고 있다. 따라서 인성을 많이 추가한 포대보강 공법이 내진보강 공법으로써 효과적인 대안이 될 수 있음을 보여주고 있다.



<그림 3.155> 실험 후 보강재 제거 후 크랙 확인

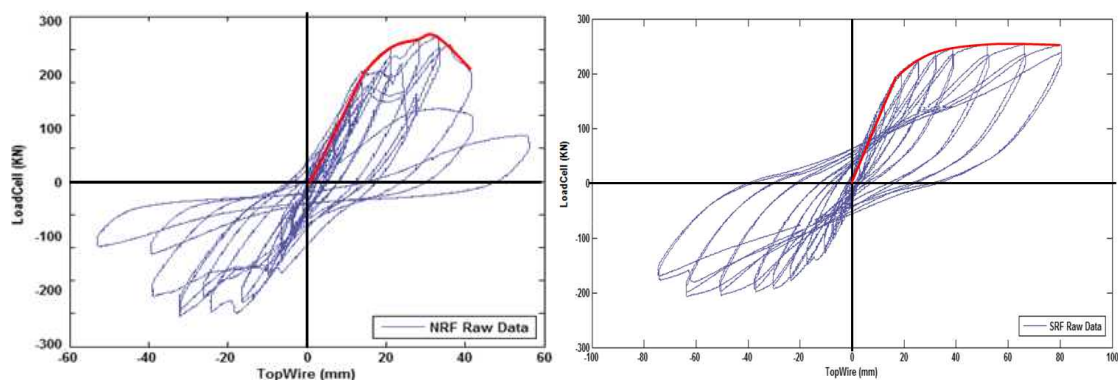
포대보강 시험체의 액추레이터 로드셀에서 나온 하중곡선을 나타내면 <그림 3.156>과 같다. 내진보강으로 포대보강을 한 시험체는 콘크리트 기둥 전면을 파이버로 감싸있기 때문에 하중재하 초반부터 휨파괴가 기초부분에 나타나기 전까지는 중간에 하중재하 멈춤이 없이 계속 진행되었기 때문에 무보강 시험체와는 달리 재하곡선의 정점에서 딜레이처럼 보이는 구간이 없다.



<그림 3.156> 포대보강(SRF)의 하중재하 곡선

3) 무보강 기둥과 포대보강 기둥의 극한변위 연성도

총 2개에 실험체에 대하여 quasi-static 실험을 실시하여 하중-변위곡선 및 변위연성도로 정리하면 <그림 3.157>과 같다, 여기서, 변위연성도는 하중-변위 곡선에서 항복변위에 대한 극한변위를 의미하는 것이다. 항복변위는 수평방향 최대 하중의 75%에 해당하는 변위를, 극한변위는 수평방향 최대 하중을 지난 후 최대하중의 15%가 저하되었을 때 변위를 말한다.



<그림 3.157> 무보강 및 포대보강 실험체의 하중-변위 곡선

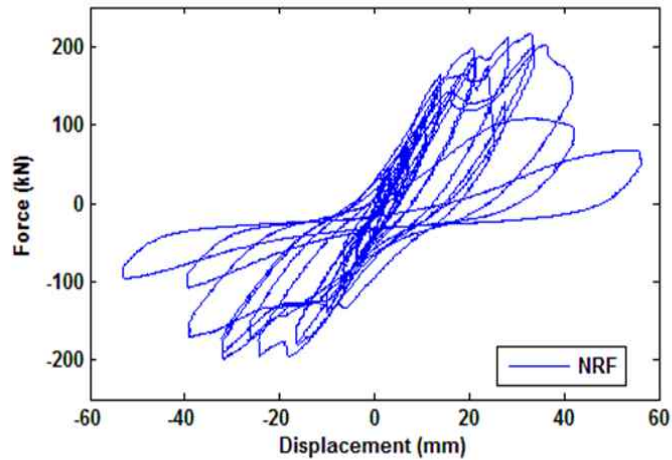
[표 3.33] 항복변위 극한변위 연성도

Drift Ratio (%)	NRF		SRF-1	
	변위(mm)	하중(kN)	변위(mm)	하중(kN)
0.25	3.03	45.01	2.68	52.17
0.5	6.29	80.12	5.86	90.12
1	12.63	163.77	12.19	155.44
2	26.42	216.19	25.83	225.95
4	34.04	108.85	39.78	235.95
6			80.45	252.84

4) 무보강 기둥과 포대보강 기둥의 비교 고찰

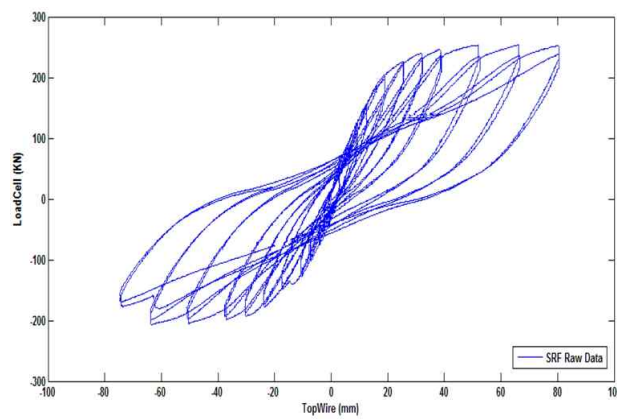
무보강 기둥(NRF 실험체)와 포대보강 기둥(SRF)에 대하여 quasi-static 실험을 실시하여 하중-변위 이력곡선 <그림 3.158>을 나타내었다.

무보강 기둥은 전형적인 전단파괴의 이력곡선을 보여주고 있으며, pinch 효과로 인한 강성 및 강도감소가 확연하게 나타나고 있다. 최종파괴형상은 주철근이 이음이 없는 일체형 실험체의 경우 주철근의 슬립(slip)파괴로 급격한 취성파괴 거동을 나타내었다.

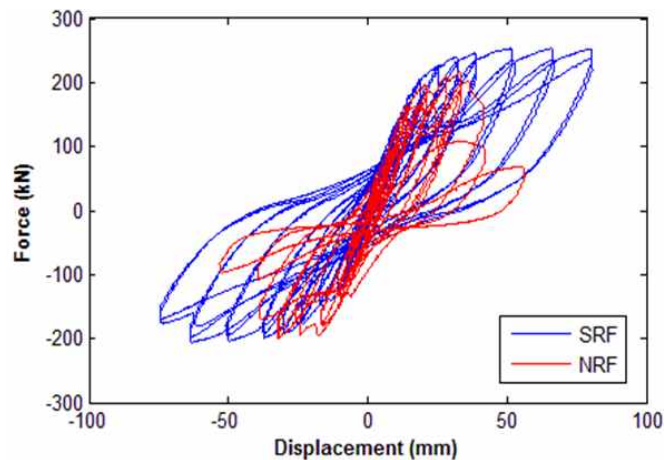


<그림 3.158> 무보강 시험체(NRF 실험체)의 하중이력곡선

한편, 포대보강을 한 기둥(SRF)은 <그림 3.159>와 같이 전형적인 휨파괴 형태를 보여주고 있다. 하중은 인장과 압축을 번갈아 받는 반복하중 하에서도 종국하중은 계속 유지되는 휨파괴형상을 보여주고 있다. 다만 하중 싸이클이 증가함에 따라 일부 강성이 감소되는 pinch 효과가 나타나고는 있으나 전반적으로 지진에너지를 많이 흡수 할 수 있는 안정적인 형태를 나타내고 있다. 이는 그림에서와 같이 두 실험체의 하중이력곡선을 한 그림으로 나타낸 그림에서 용이하게 알 수 있듯이 본 연구에서 개발한 포대보강 기둥의 안정적인 에너지 흡수 능력을 보여주고 있다.



<그림 3.159> SRF 시험체(SRF 실험체)의 하중이력곡선



〈그림 3.160〉 무보강 시험체와 포대보강 시험체의 하중이력곡선

실험결과 <그림 3.160>으로부터 포대보강 기둥(SRF 실험체)이 무보강 기둥(NRF 실험체)보다 변위연성도는 0.7, 최대하중이 37kN, 큰 것을 알 수 있다. 규모가 큰 지진이 발생할 경우 급격한 취성파괴를 보이는 기존의 대부분의 기둥은 지진에 매우 취약한 거동을 하므로 충분한 내진보강을 해주어야 한다고 판단된다.

마. 결론

본 연구에서는 형상비(H/D) 3.0 이상의 기둥에서 기존 비내진 기둥에 대하여 FRP 래핑중에 하나인 포대 보강공법에 의해 내진성능을 향상시키는 기술에 대하여 실험을 통해 고찰하여 보았다. 전반적으로 FRP 래핑에 의해서 무보강시 발생하는 취성파괴 거동을 방지할 수 있으며, 지진 하중에 의한 수평하중에 대해 변위연성도 및 변형에너지가 크게 증가함으로써 내진성능이 획기적으로 증대됨을 알 수가 있었다. 특히, 포대보강 실험체는 일체형 교각보다 변위연성도 및 변형에너지에 있어서 개선된 내진성능을 보이고 있다. 결과적으로 포대보강법은 내진성능향상을 위해 매우 효과적인 공법임이 확인하였다. 또한 포대보강의 래핑내용(섬유배향각, 두께)에 따라 적절한 설계가 되도록 다양한 변수를 가진 FRP 내진보강 연구가 필요하다.

이상과 같이 본 연구에서는 기존 비내진원형교각에 대하여 포대보강공법을 고찰하였으나 향후, 각형교각에 대해서도 이러한 연구가 수행되어야 할 것으로 판단되어 현재 추가적인 연구가 수행되어야 할 것으로 판단되어 현재 추가적인 연구가 본 연구팀에서 수행되고 있다.

2. 시뮬레이션을 통한 실험결과 검증

가. MIDAS FEA해석

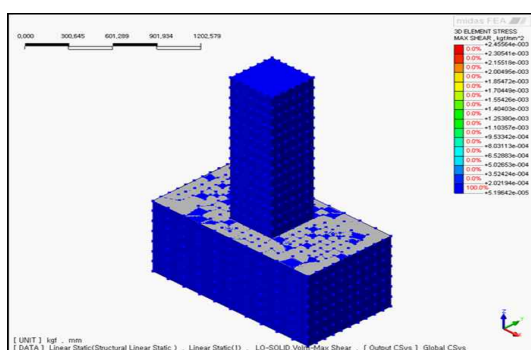
본 연구에서는 시뮬레이션을 통한 실험결과 검증을 위하여 MIDAS FEA, REsponse 2000, ZEUS-NL 프로그램을 이용 하였다. MIDAS FEA 프로그램은 MIDAS IT에서 토목·건축 비선형 상세해석전용 프로그램으로 실험 모델을 해석하여 소성 힌지 발생 부분을 예측하고 근사식을 이용한 소성힌지 길이와 비교 검증을 하였다.

또한 Response 2000(Elnashai et al. 2004)은 Modified Compression Field Theory(MCFT)를 기초로 하여 캐나다 토론토 대학에서 개발된 콘크리트 단면해석 및 Push-over 해석 프로그램으로 실험 모델을 해석하여 최대 하중 및 실험 결과를 예측 하였으며, Zeus-NL(Bentz, 2000)은 Modified Compression Field Theory(MCFT)를 기초로 하여 캐나다 토론토 대학에서 개발된 콘크리트 단면해석 및 Push-over 해석 프로그램으로 실험 모델을 해석하여 구조물의 성능을 평가 예측하였다.

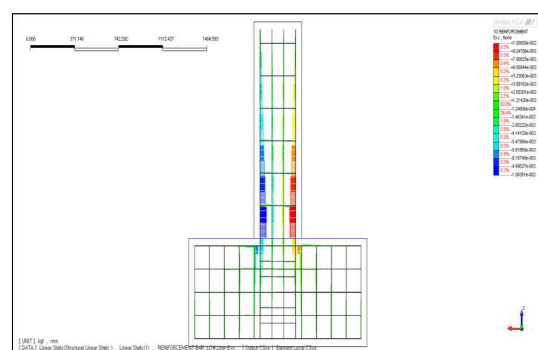
1) MIDAS FEA해석

콘크리트와 철근 등 이질재료 사이에서 실제거동 특성 확인을 할 수 있는 Reinforcement Analysis 기능 사용

해석결과 소성힌지는 기둥의 기초상단에서부터 약 150mm에서 발생



<그림 3.161> 3차원 구조해석 결과

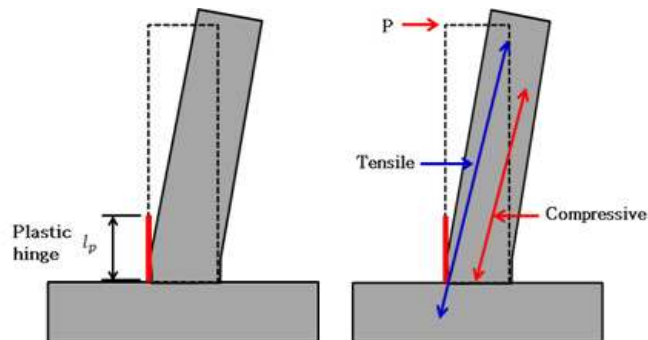


<그림 3.162> 철근 응력분포도

2) 소성 힌지(Plastic Hinge)

가) 소성 힌지 개요

휨 하중을 받는 구조물에 있어 그 재료의 탄성한계 이상으로 하중을 증가시키면 소성영역으로 변화 중립축의 한쪽은 소성압축, 다른 쪽은 소성인장을 받으며 흡사 힌지(hinge)로 연결되어 있는 것처럼 구조물의 거동 지진하중 발생 시 소성힌지 부분에서 구조물의 파괴손상이 발생하여 보수 및 보강이 필요



<그림 3.163> 기둥의 소성 힌지

나) 근사식을 이용한 소성힌지 길이

소성힌지 길이(l_p)에 결함적인 식들이 여러 연구자들에 연구내용에 의하여 제안
 d 는 단면의 유효높이, d_b 는 종방향철근의 지름, f_y 는 종방향 철근 항복응력

[표 3.34] 소성힌지 길이 제안식

제안식	제안된 소성힌지 길이
Sawyer	$l_p = 0.025d + 0.075l$
Mattock	$l_p = 0.5d + 0.05l$
Corley	$l_p = 0.5d + (0.2 \times d^{0.5} \times \frac{l}{d})$
Paulay & Priestley	$l_p = 0.08l + 0.022d_b f_y$

3) 기둥의 보수 · 보강 필요성

지진하중을 받는 기둥에서는 대부분 휨내력과 전단내력 부족으로 인한 피해를 방지하기 위해서 소성힌지가 발생 할 수 있는 위치에는 충분한 연성능력을 확보 할 수 있도록 설계하는 것이 중요.

[표 3.35] 제안식에 따른 소성힌지 길이

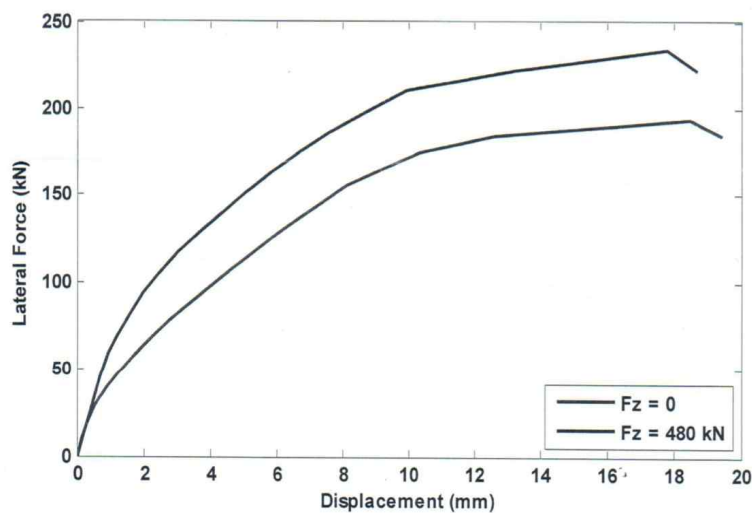
제안식	제안된 소성힌지 길이
Sawyer	19.2cm
Mattock	24.5cm
Corley	19cm
Paulay & Priestley	30.56cm
MIDAS FEA해석결과	15cm

제안식을 통한 소성힌지 길이와 MIDAS FEA 해석결과를 통한 힌지길이의 평균값인 21.7cm에 보강 필요

나. Response 2000 해석

1) Response 2000 해석

- 재료 및 단면 특성 : $f'_c = 30MPa$, $f_y = 400MPa$, $h = 1400mm$,
12-D22 and D10@250mm
- Pushover 해석 결과



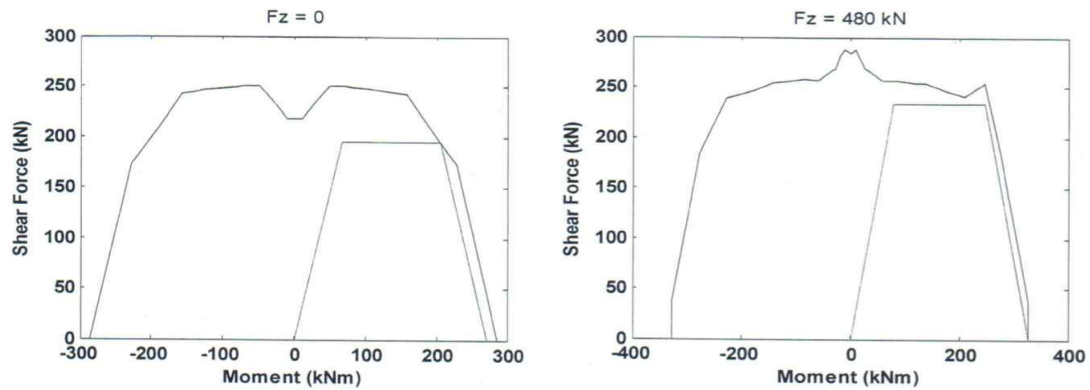
<그림 3.164> Force-Displacement relationship

- 최대 하중

① 축 하중 없이 : 193.8kN , 18,48mm

② 480kN의 축하중 : 233.61kN, 17,78mm

- 해석결과 두 결과 모두 전단 파괴 예상됨.

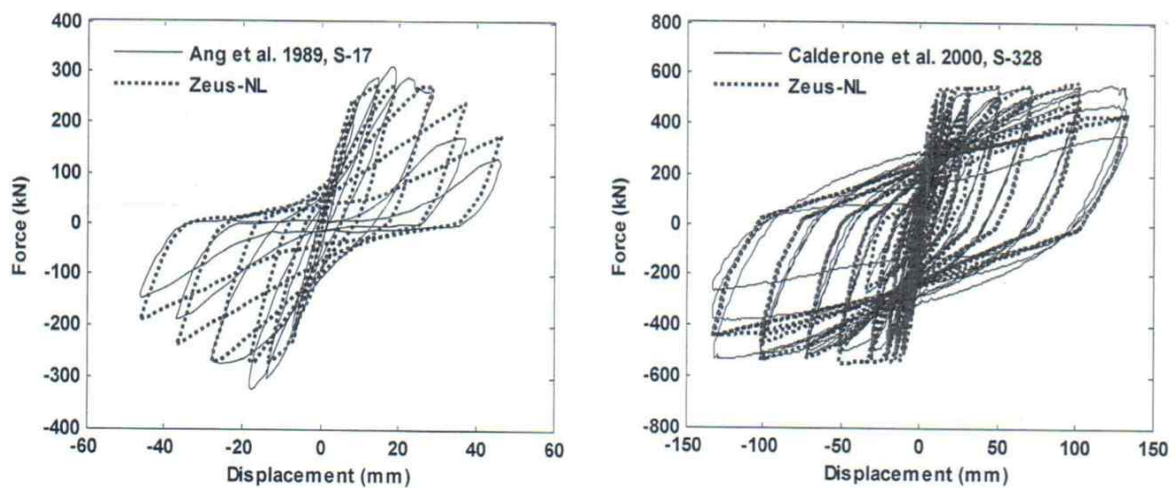


<그림 3.165> M-V Control

다. ZEUS-NL 해석

1) 전단변형에 대한 ZEUS-NL의 분석

<그림 3.166>에서 설명하는 것과 같이 전단 한계 기동과 휨 한계 기동의 해석결과 비교적 큰 에너지 손실능력을 보여주고 있지만, 강도 및 강성저하에 있어서 좋은 효과를 나타내고 있다.



<그림 3.166> Comparison Between experiments and Zus-NL with shear spring

제7절 주요 보강공법의 공법별 성능보장 설계기준안 작성

1. 개요

앞에서 상술한 바와 같이 최근 발생한 일본 도후쿠지진(2011), 고베지진(1995), 뉴질랜드 Christchurch 지진(2011), 미국 Loma Prieta 지진(1989), Northridge 지진(1994)등과 같은 중·대형지진들에 의하여 세계 여러 나라에서 막대한 인명피해와 많은 구조물들의 붕괴 및 손상으로 인한 상당한 경제적 손실을 초래하였다. 이러한 중·대형지진들에 의하여 많은 철근콘크리트 구조물들이 상당한 피해를 입었으며, 특히 비내진 상세를 가진 철근콘크리트 구조물의 피해가 지속적으로 보고되고 있다. 이러한 지진 피해의 중요한 원인중의 하나가 충분한 휨 연성 및 적절한 전단강도의 미확보로 인한 철근콘크리트 기둥의 파괴이다. 따라서 비내진 설계된 기존 구조물의 경우 내진 보강을 통하여 지진 발생에서 충분한 에너지 소산능력을 구조물이 확보하도록 해야 한다.

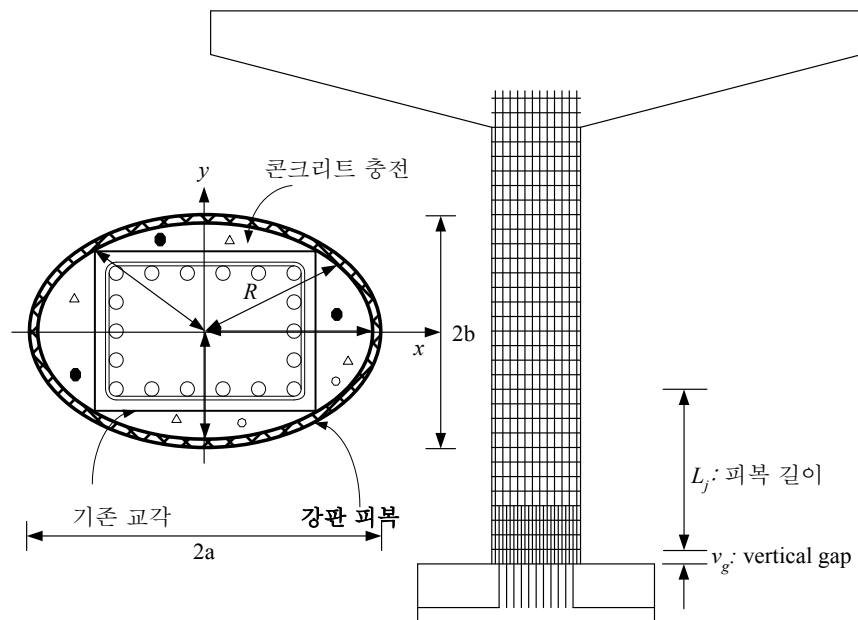
이러한 문제점을 해결하기 위해 앞장에서 언급한 바와 같이 국내외에서는 기존의 철근콘크리트 구조물의 내구성을 증진시킬 수 있는 여러 가지 보수·보강공법에 대하여 많은 연구가 수행 중에 있다(Jeong et al., 1999; Lee et al., 2000; Jeong et al., 2002; Park, 2004; Choi et al., 2004; Ha et al.). 보수·보강공법에는 강판보강법, 섬유보강법등으로 크게 나누어지는데 강판보강법은 강판을 부착하여 구조물의 내력을 향상시키는 장점이 있지만 시공성의 단점과 재료의 자중의 증가로 사용이 미미한 실정이다(Shin, 2000). 섬유보강법에는 크게 탄소섬유와 유리섬유가 있는데 이 공법들은 섬유시트를 접착제로 붙여 일체화시켜 구조물의 내구성 향상과 장기간의 강도 유지가 가능하며 경량성, 부식성, 방수성들의 장점들이 있다. 따라서 본 연구개발에서는 전통적인 보강법의 설계 기법을 간단히 소개하고 최근 많이 적용되고 있는 섬유보강법의 설계기법을 제안한다.

2. 전통적인 보강방법의 설계기법

가. 단면증설법

내진성능을 높이기 위하여 철근콘크리트 건물을 구성하는 기둥, 큰 보의 공간스팬을 단면 증설하는 공법이다. 칸막이벽체를 신설하는 공법이 있으며 가장 많이 사용되는 공법은 현장에 거푸집을 조립하고 재래공법 또는 압입공법으로 현장치기 콘크리트를 타설하여 벽체를 만드

는 방법이다. 기둥이나 보와 벽체의 일체화를 도모하고, 효율적으로 강도를 얻기 위해서 현장 치기 콘크리트의 건조수축이나 침하로 위의 보와 벽사 이에 약간의 빈틈이 생기는 것을 막는 것이 중요하다. 이것은 수평력이 작용 할 때 생기기 쉬운 접합부의 어긋남 변형을 최소화 할 수 있다. 기존의 내진벽에 콘크리트를 붙임 타설하는 방법도 있다. 기존 구체와의 접합방법 으로는 기존구체를 깎아 내어 요철을 만들고, 그 위에 벽체에 접하는 부분에 후시공하는 앵커 를 사용하여 이형 철근을 설치하며 그 다음 콘크리트를 타설하여 일체화 하는 방법이 있다. 기존 구체와의 접합부 경계면에서 전단력 전달, 벽 내 전단 보강근을 기둥과 보안에 정착시키 는 역할을 한다. 기둥이나 보의 기존 콘크리트와 벽체 경계면에 요철이 있고 틈새도 생기지 않도록 콘크리트와 접촉되어 있으면 전단력이 전달된다. 충분한 양의 캐미컬 앵커나 접착수지 가 이어붙기 면에 접착되어 있으면 시공시 발생하기 쉬운 현장치기 콘크리트의 건조수축이나 침하로 틈새가 있어도 확실한 전단력을 전달시킬 수 있다.

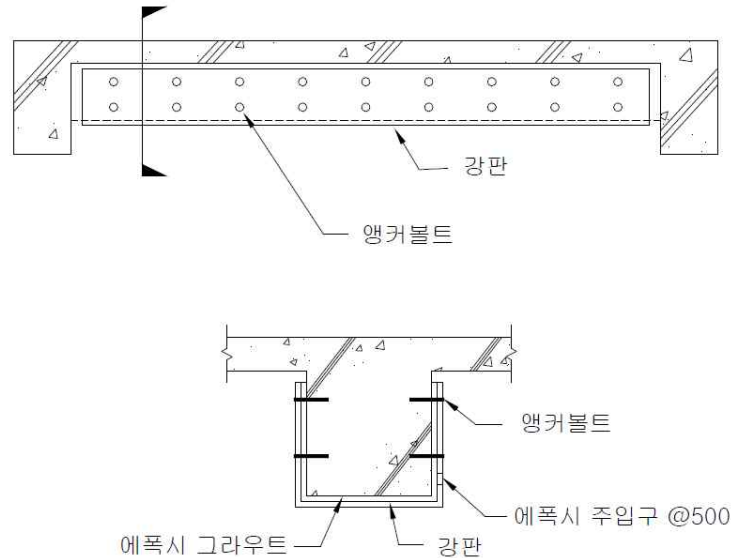


<그림 3.167> 단면증설 보강

나. 강판보강법

강판보강공법은 기존 콘크리트 인장측 외면에 강판을 에폭시를 그라우팅하여 기존의 콘크리트와 강판의 일체화를 이룸으로써 구조물의 조하된 내하력을 원상회복 또는 향상시키며 철근 으로서의 단면보강효과는 물론 콘크리트의 노화와 철근의 부식방지 효과를 기대하는 보수·보 강기술로 교량의 보강기술로 많이 이용된다. 접착제를 사용하여 두께 4.5~6.0mm 강판을 콘크 리트 면에 압착하는 강판압착공법과 강판을 콘크리트 면에 고정시킨 뒤 접착제를 주입하는 부착주입공법이 있다.

이 공법은 소요 휨 연성능력에 의하여 필요한 콘크리트의 최대 압축변형률이 결정되며 교각의 단면형상에 따라 보강 효과가 다르게 나타나므로 이들을 고려하여 소요 휨 연성을 충분히 확보하도록 보강 강판의 두께를 결정하여야 한다. 또한, 강판보강공법은 기존의 콘크리트부재와 강판사이의 일체성을 확보하는 것과 기설 강재에 손상을 입히지 않는 것이 매우 중요하다.



<그림 3.168> 강판보강공법

다. FRP 보강공법

FRP보강공법은 경량 프리캐스트 패널 일면에 섬유유닛(탄소섬유유닛, 유리섬유유닛, 아라미드섬유유닛)을 에폭시수지를 이용 함침 접착하고, 그 표면에 규사를 살포하여 표면을 거칠게 형성한 섬유유닛 복합 경량 프리캐스트 패널을 에폭시를 접착제로 하여 철근콘크리트 구조물을 보강하는 공법이다.

강판보강의 경우에는 보강강판이 항복하게 되면 하중이 제거되어도 강판에는 잔류변형이 남아 다음 재하 시의 구속효과는 감소하게 되고 반복 재하에 따른 락업의 변형률은 증가하게 된다. 그러나 유리섬유나 탄소섬유에서는 재료가 파단될 때까지 응력-변형률의 관계는 탄성이고 손상이 누적되지 않아 동일 변위진폭에 대한 재하에서도 횡철근의 변형은 증가하지 않고 일정하다.

그리고 탄성계수가 작은 복합재료를 사용하는 경우 반경방향의 팽창 변형률을 0.0015 이하로 유지하기 위하여는 강판에 비하여 단위면적당의 구속력이 작아지기 때문에 상당량의 구속재가 필요하게 된다. 이를 보완하는 방법으로는 구속재에 프리스트레스를 도입하여 교각에 부착시키거나 또는 시공 후 구속재와 교각사이에 팽창성 그라우트를 주입하여 케미칼스트레스로 구속력을 주는 방법이 있다.



<그림 3.169>
탄소섬유보강공법

라. SRF공법

SRF 공법은 폴리에스테르제의 고연성재를 접착제를 이용하여 기존의 기둥, 슬래브 등에 접합하여 우수한 강도/연성, 연직 방향의 내력을 향상시키는 공법이다.

기존 구체와 보강재를無理하게 일체화시키려고 하지 않고, 기존 구체의 파괴강도보다 적은 강도의 접착제로 보강재를 감는 보강방법이다. 접착이 일부 박리하더라도 기존 부재를 손상시키지 않으며, 주위의 접착층이 효과를 발휘하게 되면 내부에 트러스 메커니즘을 형성하여 뛰어난 전단보강효과가 나타나게 된다. 연속섬유, 철판등으로 보강하는 공법에 비하여 급속시공이 가능하며 폴리에스테르제의 고연성재의 파단에 대해서 설계 시에 충분한 안전률을 고려하고 있기 때문에, 실제 강도는 설계 강도를 웃도는 강도를 기대할 수 있다.



<그림 3.170> SRF보강 공법

3. 섬유보강(FRP)방법의 설계제안

가. 개요 및 설계 개념

본 연구개발에서 고려한 섬유보강(FRP)방법의 설계제안은 사용한계상태와 극한한계상태를 고려하여 허용안전수준을 정하는 한계상태 설계법의 원칙을 바탕으로 하고 있다. 부재의 공칭 강도를 평가하기 위하여 가능한 파괴모드와 재료의 변형과 응력을 평가해야한다. 본 연구과제에서 주로 다룬 FRP보강시스템은 설계기준(예, 콘크리트 구조설계기준)에 기술되어 있는 강도 및 하중계수를 사용한 강도 및 사용성의 요구사항에 따라 설계되어야 한다.

철근과 프리스트레스 콘크리트와 비교하여 FRP시스템의 내재된 불확실성을 반영하기 위하여, 이 연구개발에서 고려한 설계제안에서는 FRP보강에 대한 추가적인 감소계수를 사용한다. 이러한 감소계수는 기계적 성질, 해석 및 실험 결과, 그리고 현장적용에 대한 다양한 변수의 통계적 평가를 근거로 한 ACI 440.2R-08과 국내 구조설계기준을 고려하여 결정되었다. 본 연구개발에서 제안한 설계방법에 따른 프로그램 RetroACI를 개발하였으며(4절 참조), 설계제안에 따른 보와 기둥의 설계예제집을 부록으로 편찬하였다. 이 보고서의 수식기호의 설명은 보고서 장수의 제한으로 설계예제집에 구체적으로 기술하였다.

나. 설계 고려사항

1) 보강제한(Strengthening limits)

합리적인 보강의 제한을 결정하기 위하여 신중한 검토가 필요하다. FRP시스템이 손상되는 경우에도 구조물은 붕괴되지 않고 일정수준 하중에 저항할 수 있어야 하므로 구조물의 기존 강도는 식(3-1)에 나타나 있듯이 다음의 하중수준을 저항해야 한다.

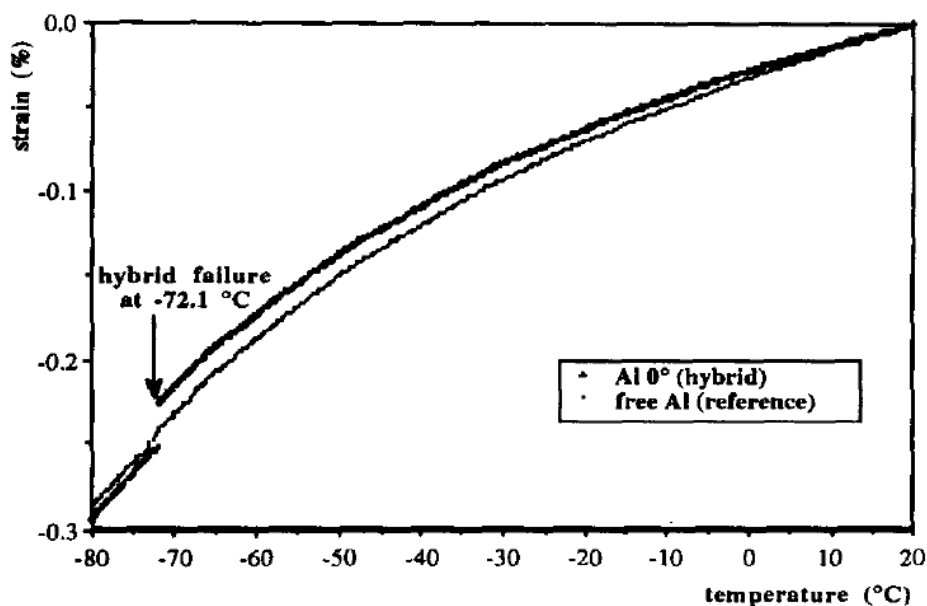
$$(\phi R_n)_{existing} \geq (1.1S_{DL} + 0.75S_{LL})_{new} \quad (3-1)$$

구조물의 기존 고정하중은 상대적으로 정확하기 평가될 수 있으므로 고정하중 계수는 1.1이 사용되었으며, 활하중의 계수 0.75는 ASCE 7-05에 주어진 바와 같이 연간 최대 활하중 계수의 통계적 평균을 고려하여 설정하였다. 식(3-1)의 최소 보강제한은 손상된 FRP가 보수될 때까지 보강부재가 충분한 구조성능을 유지할 수 있도록 해주는 것을 목적으로 하고 있다. 730kg/m²이상의 설계 활하중을 고려하는 도서관 서고 영역, 대형 저장 공간, 창고 등에서, 보

강될 부재의 설계 활하중이 일정 기간 지속될 경우에 0.75대신 1.0의 활하중계수를 식 3-1에서 사용해야 한다.

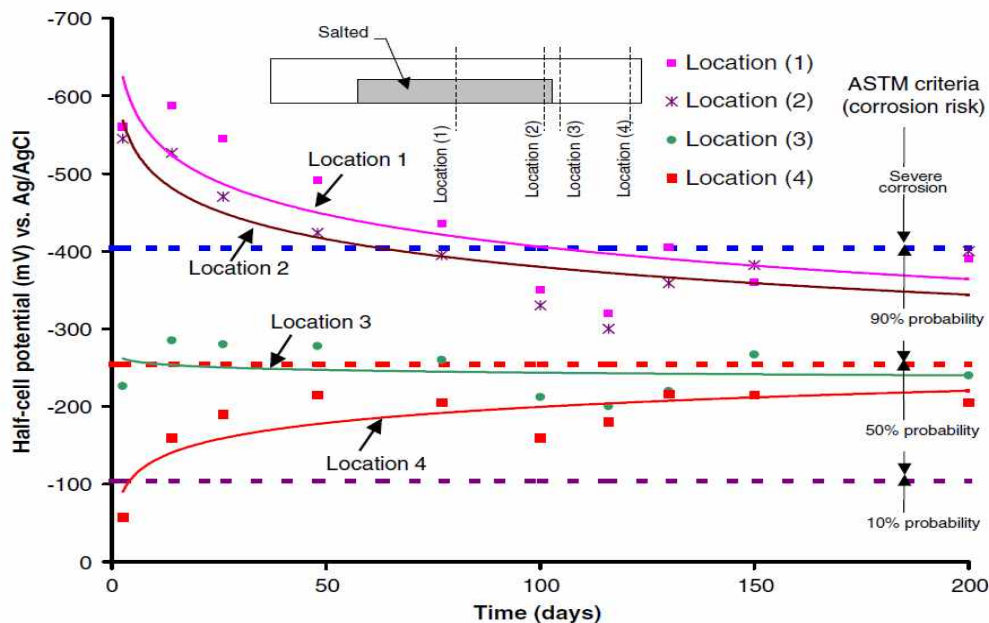
2) FRP 시스템의 선정

다양한 FRP 시스템의 섬유나 레진은 환경조건에 영향을 받을 수 있다. 즉 일부 FRP 시스템의 인장강도, 극한인장변형률, 그리고 탄성계수와 같은 기계적 물성치는 알칼리성 반응, 해수, 자외선, 높은 온도와 습도 그리고 동결융해 등과 같은 환경요인 노출아래 감소될 수 있다. 예를 들어 FRP 시스템의 열팽창계수는 콘크리트의 열팽창계수와 다를 수 있다. 탄소섬유는 열팽창계수가 거의 0에 가까운 반면 유리섬유의 열팽창계수는 콘크리트의 열팽창계수와 비슷하다. 다만 몇몇 연구(Motavalli et al. 1997; Soudki and Green 1997; Green et al. 1998)에 의하면 $\pm 28^{\circ}$ 범위 안에서는 온도에 따른 부재의 변형률의 차이가 작아 열팽창의 부착에 대한 영향이 적다고 보고하고 있다. 또한 아라미드섬유나 유리섬유와는 다르게 탄소섬유는 전기를 전도할 수 있으므로 서로 다른 금속이 접촉하여 한쪽 금속의 산화를 촉진시킴으로써 일어나는 부식인 갈바니 부식(galvanic corrosion)이 철근에 발생하는 것을 막기 위하여 탄소섬유는 철근과 직접적인 접촉을 피해야 한다. 따라서 이러한 환경적인 요인을 고려하여 설계자는 구조물이 노출되어 있는 환경에 따라 적절한 재료를 선정해야 하며, 설계에 사용되는 재료 성질들은 3)절의 재료특성에 나타나 있는 식에 따라 감소되어야 한다.



<그림 3.171> 주근의 변형률에 대한 온도의 영향 (Motavalli et al. 1997)

설계자의 판단에 따라 코팅 또는 절연시스템을 이용하여 특정 환경 조건에 노출로부터 FRP 시스템을 보호하기 위해 사용될 수 있다(Bisby et al. 2005a; Williams et al. 2006). 섬유 및 레진의 외부 코팅이나 두꺼운 코팅은 FRP 시스템의 기계적 성질 저하를 늦추게 할 수 있으며 충격이나 마모에 의한 손상을 보호 할 수 있다. 화재, 충격, 파괴에 효과적 저항, 수분, 소금, 물, 온도 등의 환경에 미치는 영향에 대한 저항을 고려해 코팅의 두께 및 유형은 복합재의 유형에 따라 선택해야한다(Masoud and Soudki 2006 Soudki and Green 1997; Porter et al. 1997; Christensen et al. 1996; Toutanji 1999). 충격이 큰 장소 또는 교통구역 에서 추가 보호 수준이 필요할 수 있다. 포트랜드 시멘트 재료와 폴리머 코팅제는 일반적으로 낮은 충격이나 마모가 예상되는 곳에 보호를 위해 사용된다.



<그림 3.172> FRP 시스템의 환경요소의 영향(Masoud and Soudki 2006)

3) 재료특성

표 3.36은 일반적으로 사용되는 탄소, 유리 및 아라미드 섬유의 인장강도를 나타내고 있다. 표 3.36에서 나타나 있는 재료 물성치는 제조사마다 그 값이 달라질 수 있다. 별도로 명시되지 않는 한, 제조사로부터 제공되는 섬유의 기계적 물성치는 일반적으로 환경 조건에 장기 노출을 고려하지 않고 초기 물성치를 제공한다. 다양한 환경조건에 장기적으로 노출되면 환경조건에 따라 섬유의 물성치가 감소할 수 있다. 따라서 설계에 사용되는 FRP 섬유의 극한 인장강도는 표 3.36과 같이 ACI 440.2R-08에서 제시하고 있는 감소계수를 고려하여 식 (3-2)와 같이 감소되어야 한다.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad (3-2)$$

[표 3.36] FRP 보강에 사용되는 섬유의 재료 특성

섬유의 종류	탄성 계수	극한 강도	파괴시 최소 변형률,%
	Gpa	Mpa	
탄소섬유			
General purpose	220~240	2050~3790	1.2
High-strength	220~240	3790~4820	1.4
Ultra-high-strengt h	220~240	4820~6200	1.5
High-modulus	340~520	1720~3100	0.5
Ultra-high-mod- ulus	520~690	1380~2400	0.2
유리섬유			
E-glass	69~72	1860~2680	4.5
S-glass	86~90	3440~4140	5.4
아라미드섬유			
General purpose	69~83	3440~4140	2.5
High-performance	110~124	3440~4140	1.6

[표 3.37] FRP시스템과 노출조건에 따른 환경 감소계수(ACI 440.2R.08)

노출조건	섬유 종류	환경 감소계수, C_E
내부 노출	탄소섬유	0.95
	유리섬유	0.75
	아라미드 섬유	0.85
외부 노출 (교량, 기둥, 외부 주차장)	탄소섬유	0.85
	유리섬유	0.65
	아라미드 섬유	0.75
극한 환경 (화학 제품이나 위험물 처리 공장)	탄소섬유	0.85
	유리섬유	0.50
	아라미드 섬유	0.70

마찬가지로, 설계 파단 변형률(rupture strain)은 식 (3-3)과 같이 환경 노출 조건을 고려하여 감소될 수 있다.

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* \quad (3-3)$$

FRP 재료는 파괴될 때까지 선형탄성거동하기 때문에 일방향에 대한 탄성 계수는 후크의

법칙을 따라 결정될 수 있다. 식(3-4)에 주어진 탄성계수는 일반적으로 환경 조건에 의해 영향을 받지 않는다. 따라서 이 식에 주어진 계수는 제조사에서 보고된 초기값과 동일하게 고려할 수 있다.

$$E_f = f_{fu} / \varepsilon_{fu} \quad (3-4)$$

다. 휨 보강

휨 부재인 보에 부재 길이를 따라 인장면에 FRP로 보강하면 휨강도가 증가할 수 있다. 여러 연구에서 휨강도가 10%에서 160%까지 증가할 수 있다고 보고하고 있다(Meier and Kaiser 1991; Ritchie et al. 1991; Sharif et al. 1994). 이 절의 나. 2) 보강제한과 연성 및 사용성제한을 고려하여 휨강도 40%까지 증가할 수 있다고 본 제안서는 고려했다.

1) 공칭강도(Nominal Strength)

이 제안서에서 적용한 강도 설계법은 식 (3-5)와 같이 부재의 요구되는 설계 휨강도와 계수 모멘트를 초과해야한다. 설계 휨강도(ΦM_n)는 부재의 공칭강도에 강도 감소계수를 곱한 강도이며, 계수 모멘트(M_u)는 계수하중에 의한 모멘트를 의미한다. 즉,

$$\Phi M_n \geq M_u \quad (3-5)$$

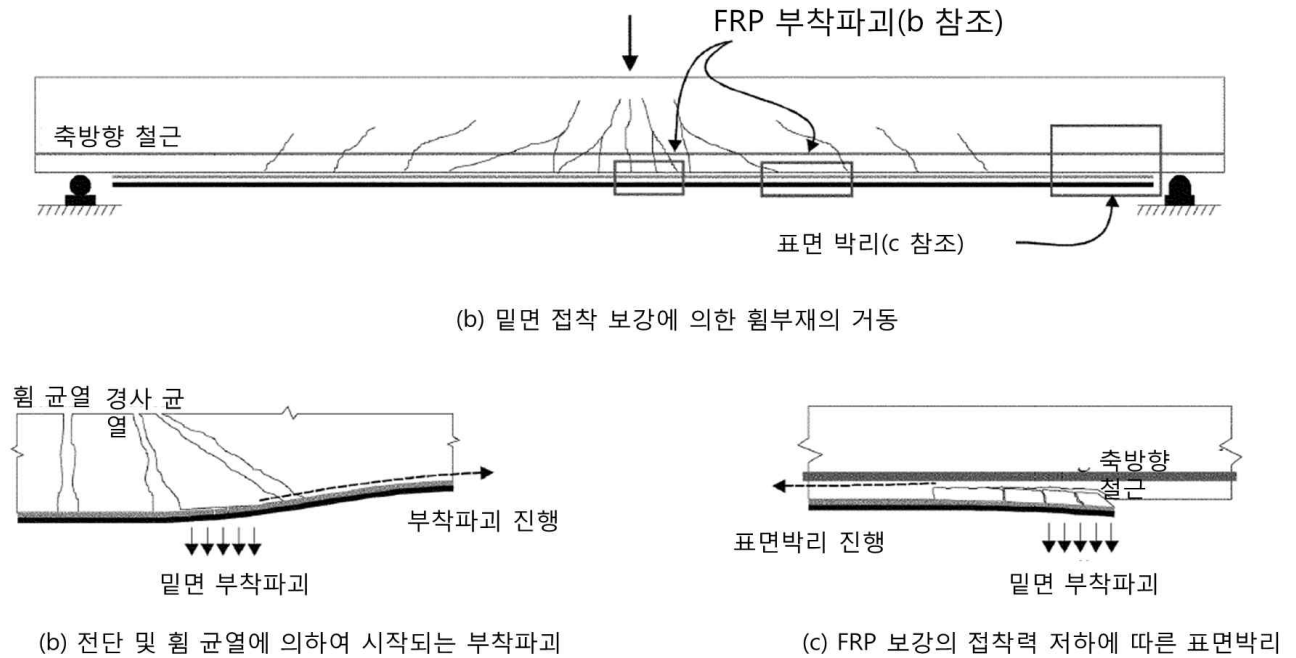
계수 모멘트 M_u 를 계산할 때 콘크리트 구조기준(2012)을 따르며 FRP로 보강된 부재에서 관찰된 FRP의 박리 등과 같은 파괴 양상을 고려하기 위하여 FRP에 의한 휨강도, M_{nf} 를 계산할 때 추가 강도 감소 계수는 ψ_f 를 고려해야 한다.

단면의 휨 강도가 파괴모드에 따라 달라지므로 다음과 같은 휨 파괴 모드를 FRP 보강된 단면 대해 조사해야한다(GangaRao and Vijay 1998).

- 철근 항복하기 전에 콘크리트 압축파괴
- FRP 섬유에 의한 인장철근의 항복
- 콘크리트 파괴에 따른 인장철근의 의한 항복
- 콘크리트 피복의 전단/인장 박리
- 콘크리트면과 FRP의 접착분리

콘크리트 구조기준(2012)과 같이 콘크리트의 파괴는 압축변형률이 $\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.003$ 에 도달했을 때 발생한다고 가정했으며, 외부에 부착된 FRP의 파괴는 콘크리트 파괴전에 FRP의 변형

률이 설계파괴변형률($\epsilon_f = \epsilon_{cf}$)에 도달했을 때 발생한다고 가정하였다.

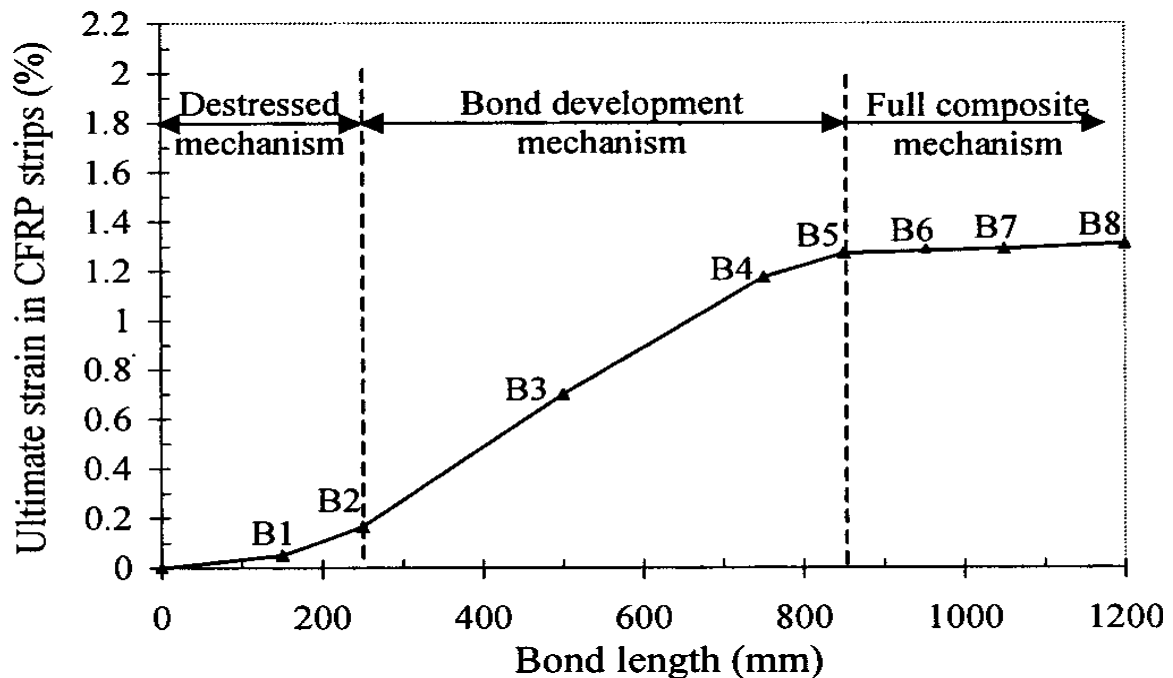


<그림 3.173> FRP 시스템의 부착파괴 및 표면박리

콘크리트 외부에 FRP의 강도가 지속될 수 없을 때 표면박리와 FRP 접착손상이 발생한다 <그림 3.173>. 이러한 중간균열에 의한 접착손상 파괴모드를 방지하기 위해 FRP 보강에 유효변형률을 제한해야한다. 접착손상이 발생할 때 변형률 ϵ_{fd} 은 식(3-6)과 같이 정의된다.

$$\epsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \leq 0.9\epsilon_{fu} \quad (3-6)$$

위 식은 Teng et al.(2001, 2004)에 의하여 제안된 부착파괴 변형률식이다. 표면매입식인 NSM FRP의 경우 ϵ_{fd} 값은 부재치수, 철근 및 FRP 보강비율 그리고 FRP 막대의 표면 거칠기 등 여러 가지 요인에 따라 $\epsilon_{fd} = 0.6 \sim 0.9$ 를 가진다. 기존의 연구(Hassan and Rizkalla 2003; De Lorenzis et al. 2004; Kotynia 2005)를 바탕으로 $\epsilon_{fd} = 0.7\epsilon_{fu}$ 사용을 권장한다.



<그림 3.174> CFRP의 최대인장변형률과 부착길이의 관계(Hassan and Rizkalla 2003)

2) 설계 가정

외부에 FRP시스템을 적용한 부재의 휨강도 계산시 다음의 가정을 적용하였다.

- 설계는 단면치수, 내부 철근 배근 및 보강될 기존 부재의 재료 특성에 기반을 둔다.
- 평면유지 가정에 따라 철근과 콘크리트의 변형률은 중립축으로부터의 거리에 비례.
- 외부 FRP 보강과 콘크리트 사이에 상대적으로 슬립이 없다.
- 접착제 층의 두께는 매우 얇기 때문에 접착제 층 내에서 전단 변형이 무시한다.
- 콘크리트의 최대 압축변형률은 0.003이다.
- 콘크리트의 인장 강도 무시한다.
- FRP보강 파괴할 때까지 응력과 변형률은 선형탄성관계를 가진다.

이러한 가정 중 일부는 계산 편의를 위해서 필요하지만 FRP 휨 보강의 실제 기본 거동을 정확하게 반영하지 않을 수도 있다. 예를 들어, FRP와 콘크리트면 사이의 상대적 슬립을 일으키는 접착제 층에 전단변형이 있을 수도 있다. 하지만 FRP로 보강된 부재의 휨 강도에는 크게 영향을 미치지 않으며 M_{nf} 를 계산할 때 고려되는 추가 강도 감소 계수는 ψ_f 에 의하여 이러한 부정확한 거동에 영향을 보정할 수 있다.

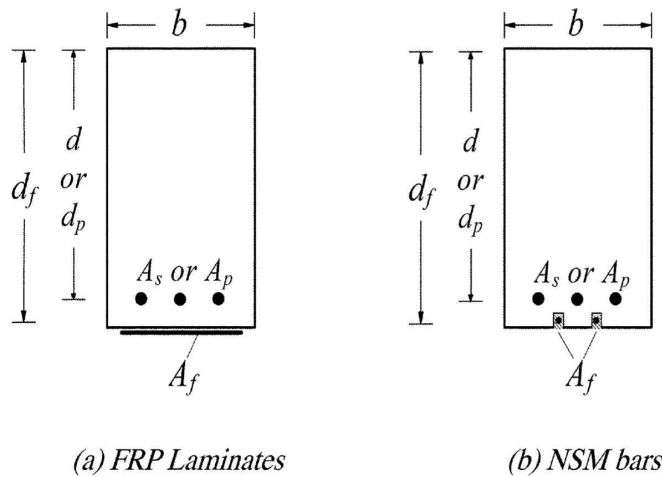
3) FRP 보강의 유효변형률과 유효응력

극한상태의 FRP보강재의 변형률을 결정하는 것은 중요하며 FRP의 극한변형률은 콘크리트가 파괴될 때의 FRP 변형률, FRP가 파괴될 때의 변형률 또는 콘크리트면에서 FRP가 부착파괴가 발생할 때의 변형률로 결정할 수 있다. FRP설치하기 이전부터 부재는 작용하는 하중에 의해서 응력이 발생하여 콘크리트면에 변형률이 존재하므로 이 변형률을 초기변형률로 고려해야 하며 FRP의 변형률에서 반드시 제외되어야 한다(Arduini and Nanni 1997; Nanni and Gold 1998). 부착면의 초기 변형률, ϵ_{bi} 는 FRP 시스템의 설치시 부재에 있는 모든 하중을 고려하여, 기존 부재의 탄성해석을 통하여 결정될 수 있다. 기존부재의 탄성해석은 반드시 균열 단면을 고려하여 수행되어야 한다. 따라서 위에서 상술한 내용을 고려하여 극한한계상태의 FRP 보강재의 유효변형률, ϵ_{fe} 는 식 (3-7)과 같이 계산될 수 있다.

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq \epsilon_{fd} \quad (3-7)$$

여기서 ϵ_{bi} 는 콘크리트 부착면의 초기변형률, ϵ_{fd} 는 부착파괴 변형률, d_f 는 보강의 유효 깊이 다<그림 3.175>. FRP 재료는 파괴될 때까지 선형탄성거동하기 때문에, FRP 보강재의 유효응력은 식 (3-8)과 같이 구할 수 있다.

$$f_{fe} = E_f \epsilon_{fe} \quad (3-8)$$



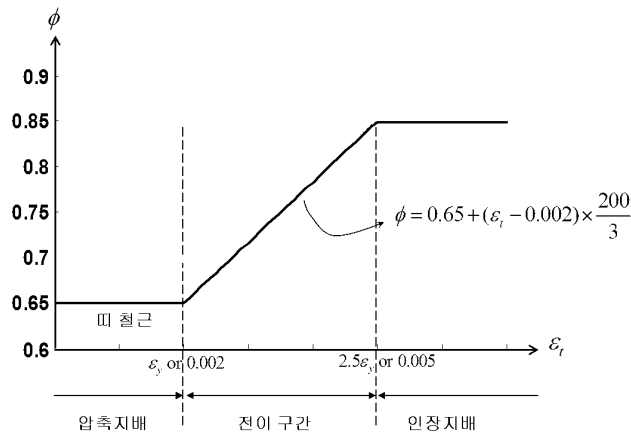
<그림 3.175> FRP 시스템의 유효깊이

4) 강도 감소 계수

FRP로 보강된 부재의 강도감소계수는 식 (3-9)와 같이 콘크리트 구조기준(2012)에 따른다.

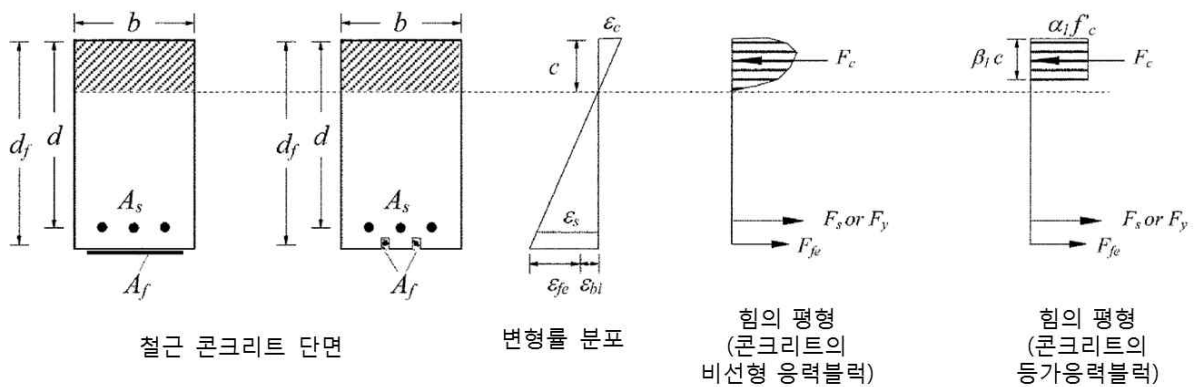
식 (3-9)의 ϵ_t 는 콘크리트 구조기준(2012)에서 정의된 바와 같이 외단 철근의 인장변형률이며 <그림 3.176> 와 같이 지배단면의 구분에 따라 강도감소계수를 구할 수 있다.

$$\Phi = \begin{cases} 0.85 & \text{for } \epsilon_t \geq 0.005 \\ 0.65 + (\epsilon_t - \epsilon_{sy}) \frac{200}{3} & \text{for } \epsilon_{sy} < \epsilon_t < 0.005 \\ 0.65 & \text{for } \epsilon_t \leq \epsilon_{sy} \end{cases} \quad (3-9)$$



<그림 3.176> 강도감소계수

5) 철근콘크리트 단면의 극한강도



<그림 3.177> 극한한계상태에서의 응력 및 변형률 분포

극한한계상태에서 휨에 의한 단면의 내부 변형률 및 응력 분포를 보여주는 <그림 3.177>에 서 가정된 중립축까지의 거리 c 와 식(3-10)를 이용하여 FRP의 변형률, ϵ_{fe} 를 구할 수 있다. 식 (3-10)에서 왼쪽항이 ϵ_{fd} 보다 작다면 콘크리트의 파괴가 먼저 발생하는 경우이고 그렇지

않다면 FRP의 부착파괴나 FRP 섬유의 파괴가 먼저 발생하는 경우이다.

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \quad (3-10)$$

위 식으로부터 구해진 ε_{fe} 를 이용하여 철근의 변형률을 아래의 식(3-11)를 이용하여 구할 수 있다.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right) \quad (3-11)$$

따라서 FRP와 철근의 응력은 각각 식(3-12)와 식(3-13)를 이용하여 구할 수 있다.

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (3-12)$$

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad (3-13)$$

가정된 중립축의 깊이 c 는 FRP와 철근의 변형률 및 응력을 고려하여 식(3-14)과 같이 구하여 검토할 수 있다.

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{0.85 f_{ck} \beta_1 b} \quad (3-14)$$

여기서 β_1 은 콘크리트 등가블럭의 계산을 위한 계수로서 콘크리트 구조기준(2012)에 따른다. 중립축까지의 거리 c 는 위식 (3-10)부터 식(3-14)을 반복 계산하여 수렴하는 값을 찾을 수 있다.

FRP로 외부보강된 단면의 공칭 휨강도는 식(3-15)과 같이 계산되며, FRP에 대한 추가감소 계수, Ψ_f 를 적용할 수 있다. Okeil et al. (2007)의 휨강도의 확률론적 분포를 고려하여 FRP에 대한 추가 감소 계수의 추천하는 값은 $\Psi_f = 0.85$ 이다.

$$M_n = A_s f_s \left(d \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \Psi_f A_f f_{fe} \left(h \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (3-15)$$

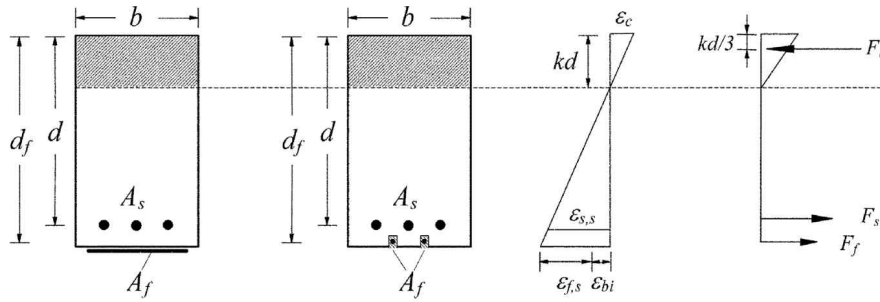
6) 사용성 검토

FRP로 보강된 철근콘크리트 부재의 비선형 변형을 방지하기 위하여 사용하중하에서는 부

재의 철근의 변형률은 항복변형률이하이어야 한다. 따라서 사용하중하에서 철근의 응력은 식 (3-16)과 같이 항복응력의 80%이하이어야 하며 또한 식 (3-17)과 같이 사용하중하에서 콘크리트의 압축응력은 설계압축강도의 45%로 제한해야 한다.

$$f_{s,s} \leq 0.80f_y \quad (3-16)$$

$$f_{c,s} \leq 0.45f_{ck} \quad (3-17)$$



<그림 3.178> 탄성범위에서의 응력 및 변형률 분포

<그림 3.178>에 나타나 있듯이 사용하중에 따른 철근응력은 FRP로 보강된 단면의 균열단면을 근거로 식(3-18)과 같이 구할 수 있다.

$$f_{s,s} = \frac{[M_s + \varepsilon_{bi}A_fE_f(d_f - \frac{kd}{3})](d - kd)E_s}{A_sE_s(d - \frac{kd}{3})(d - kd) + A_fE_f(d_f - \frac{kd}{3})(d_f - kd)} \quad (3-18)$$

기존의 철근 콘크리트 해석과 마찬가지로, 사용하중하의 중립축까지의 거리인 kd 는 단면 1차모멘트를 이용하여 구할 수 있다. 사용하중하의 FRP의 응력은 식(3-16)에서 구한 $f_{s,s}$ 를 이용하여 식(3-19)를 통하여 계산될 수 있다.

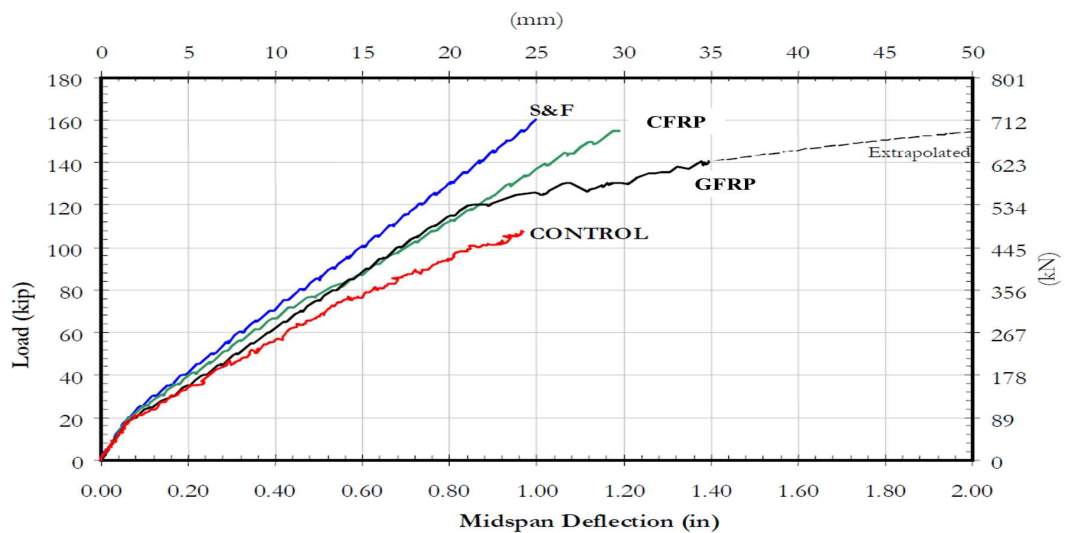
$$f_{f,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_f}{E_s} \right) \frac{d_f - kd}{d - kd} - \varepsilon_{bi}E_f \quad (3-19)$$

라. 전단 보강

1) 일반사항

FRP 시스템은 부재를 보강섬유로 부분적으로 감거나 완전히 감아서 콘크리트 보나 기둥의

전단강도를 증가시킬 수 있다(Malvar et al. 1995; Chajes et al. 1995; Norris et al. 1997; Kachlakev and McCurry 2000). 이 장에서는 철근 콘크리트 보 또는 기둥에 추가적 FRP 보강으로 인한 추가 전단 강도의 계산에 대하여 기술하였다. FRP시스템에 의하여 제공되는 추가 전단강도는 보나 기둥의 기하학적 형상, 랩핑 방법, 기존 콘크리트의 압축강도 등의 요인에 의하여 영향을 받을 수 있다. 따라서 이 장에서는 이러한 요인들이 전단강도에 미치는 영향을 고려하여 추가 전단강도를 계산한다.



<그림 3.179> FRP의 전단강도에 대한 영향(Kachlakev and McCurry 2000)

2) 랩핑방법(Wrapping schemes)

보나 기둥의 전단강도를 증가시키기 위하여 그림 3.159과 같이 세가지 형태의 FRP 랩핑방법을 고려하였다. 4면 단면에 완전히 FRP시스템을 랩핑하는 것이 가장 효율적인 방식이며, 기둥에 적용하는 가장 일반적인 랩핑방법이다. 보의 경우 슬래브 부재 때문에 완전히 감싸는 것이 어려우므로 부재의 3면 주위를 U자형으로 FRP시스템으로 감싸거나, 두 반대면을 접합함으로써 전단강도를 향상시킬 수 있다. 세 가지 랩핑방법 모두 부재의 전단강도 개선을 위해 사용되었지만, 4면을 완전히 감싸는 것이 가장 효과적이며, 그 다음은 U자형 랩핑이 효과적이고 마지막으로 양면에 보강하는 것이 그 효과가 가장 낮다. 위에서 언급한 랩핑방법을 적용할 때, FRP 시스템을 연속적으로 감을 수 있거나 개별 스트립의 형태로 보강할 수 있으나 연속적으로 감는 것이 수분에 의한 영향을 최소화할 수 있다.



<그림 3.180> FRP를 이용한 전단보강의 랩핑 방법

3) 공칭전단강도

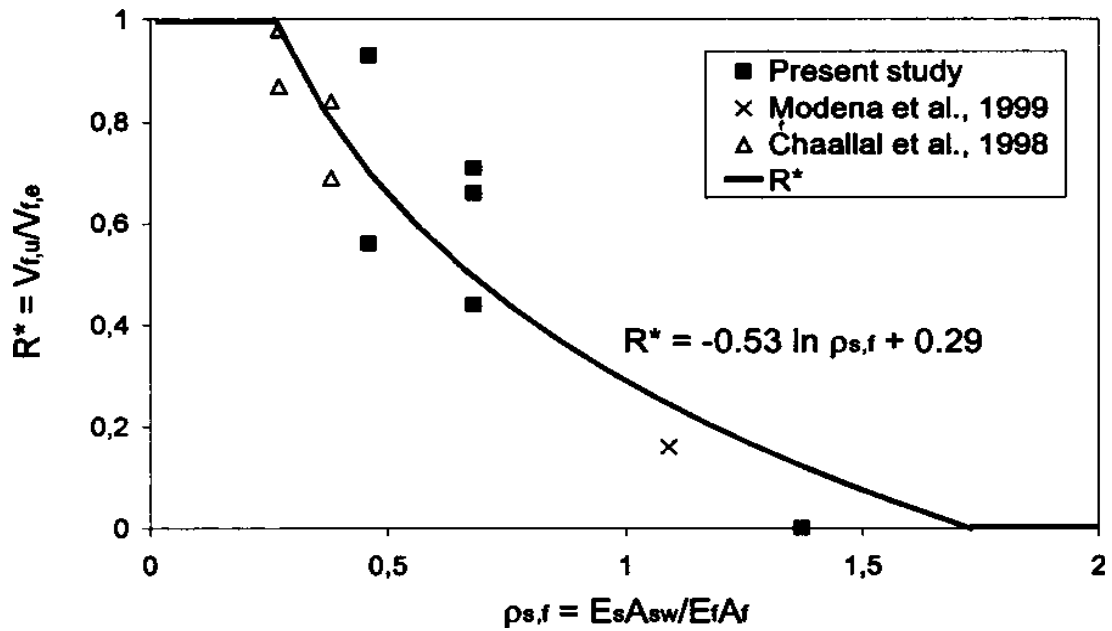
FRP시스템로 보강된 콘크리트 부재의 설계전단강도는 식(3-20)과 같이 계수전단강도보다 커야한다. FRP로 보강된 콘크리트 부재의 계수전단강도는 콘크리트 구조기준(2012)에 의하여 필요한 하중계수를 고려하여 계산해야 한다. 설계전단강도는 공칭전단강도에 콘크리트 구조기준(2012)에서 제시한 강도감소계수 Φ 를 곱하여 계산한다.

$$\Phi V_n \geq V_u \quad (3-20)$$

FRP로 보강된 콘크리트 부재의 전단강도는 FRP에 의한 추가전단강도를 고려하여 식(3-21)과 같이 계산될 수 있다.

$$\Phi V_n = \Phi (V_c + V_s + \Psi_f V_f) \quad (3-21)$$

콘크리트에 의한 전단강도, V_c 와 전단철근에 의한 전단강도, V_s 는 콘크리트 구조기준(2012)에 따라 계산되며, FRP에 의한 추가적인 전단강도는 V_f 에 추가적인 감소 계수 Ψ_f 를 곱하여 계산된다. 기존 연구(Bousselham and Chaallal (2006), Deniaud and Cheng (2001, 2003), Funakawa et al. (1997), Matthys and Triantafillou (2001), and Pellegrino and Modena (2002))의 결과를 근거로 감소계수 Ψ_f 는 표 3.38에 나타나 있듯이 3면 또는 양면에 FRP를 부착할 경우에는 0.85를, 4면에 보강할 경우에는 0.95를 사용한다.



<그림 3.181> FRP 시스템의 전단강도 감소계수(Pellegrino and Modena, 2002)

[표 3.38] 랩핑방법에 따른 FRP 추가전단강도에 대한 감소계수

강도 감소 계수, Ψ_f	랩핑 방법
0.95	4면 랩핑
0.85	3면 랩핑(U형) 양면 랩핑

4) FRP에 의한 전단강도

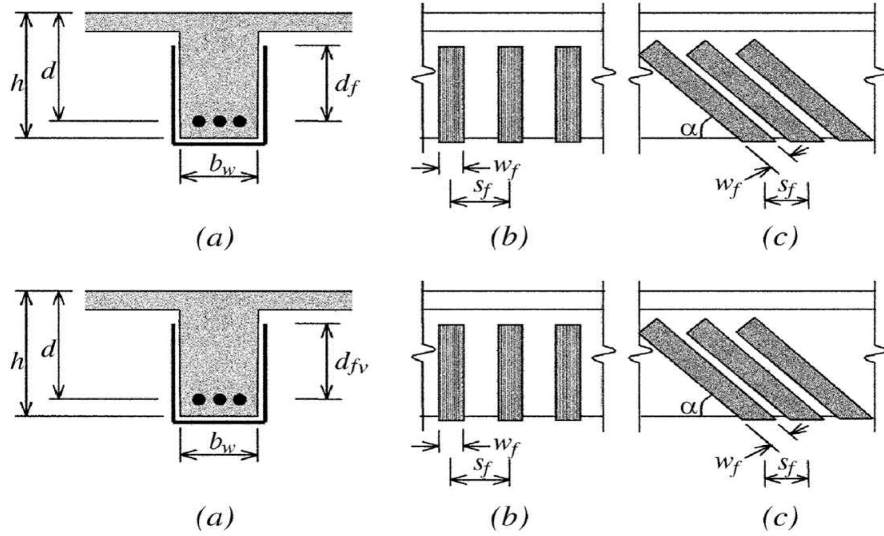
<그림 3.182>는 다양한 랩핑 형태에 따른 FRP에 의한 전단강도를 계산할 때의 변수를 보여주고 있다. FRP시스템에 의한 전단강도는 섬유방향 및 가정된 균열패턴을 기반으로 하며 (Khalifa et al. 1998) 식 (3-22)와 같이 결정될 수 있다.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{s_f} \quad (3-22)$$

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \quad (3-23)$$

FRP 전단보강에 있어 인장응력은 변형률과 선형관계이므로 다음 식과 같이 구할 수 있다.

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (3-24)$$



<그림 3.182> FRP 보강시스템의 전단강도 단면변수

유효변형률은 공칭강도에서 FRP시스템에서 발생하는 최대 변형률, FRP시스템이 파괴될 때의 변형률, 또는 보강된 콘크리트의 파괴시의 변형률로 정의된다. 4면에 완전히 랩핑이 된 보나 기둥의 경우, 극한변형률보다 작은 변형률에서 콘크리트의 골재 맞물림의 효과가 저하되는 현상이 발생할 수 있어 Priestley et al. (1996)의 실험결과를 근거로 FRP로 완전히 랩핑되는 부재의 설계시 최대 변형률은 식(3-25)와 같이 0.4%로 제한한다.

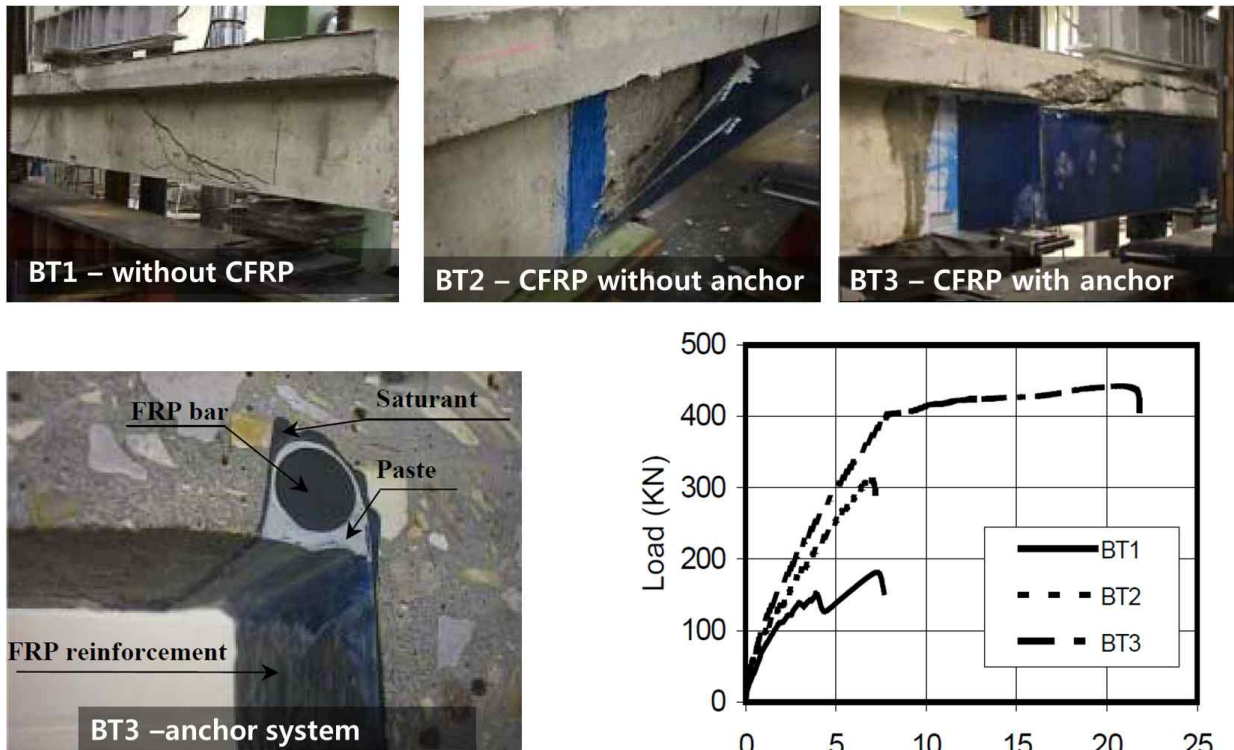
$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75\varepsilon_{fu} \quad (3-25)$$

2면 또는 3면 랩핑과 같이 4면을 감싸지 않은 FRP 시스템은 골재 맞물림 작용이 저하되기 전에 떨어지는 현상이 발생할 수 있어 유효변형률까지 도달할 수 있는 부착응력에 대한 연구가 진행되어 왔다(Triantafillou 1998a). 전단에 적용되는 유효 변형률은 부착감소계수 K_v 를 적용하여 식 (3-26)과 같이 계산된다.

$$\varepsilon_{fe} = k_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (3-26)$$

부착감소계수는 식(3-27)부터 식(3-30)과 같이 콘크리트 강도, 랩핑방법 및 섬유강도의 강도에 따라 결정될 수 있다(Khalifa et al. 1998).

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_2}{11,900 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad (3-27)$$



<그림 3.183> 랩핑방법과 앵커유무에 따른 전단강도(Khalifa et al. 1998)

접착 길이 L_e 는 접착응력의 대부분이 유지될 수 있는 길이로 정의되며 식(3-28)과 같이 계산될 수 있다.

$$L_e = \frac{23,300}{(n_f t_f E_f)^{0.58}} \quad (3-28)$$

부착감소계수에서는 식(3-29)와 식(3-30)에 나타나 있듯이 콘크리트 강도와 랩핑방법을 고려하여 각각 두 수정계수 k_1 과 k_2 를 고려할 수 있다.

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27}\right)^{2/3} \text{ in SI units} \quad (3-29)$$

$$k_2 = \left\{ \begin{array}{l} \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} : 3\text{면 랩핑} \\ \frac{d_{fv} - 2L_e}{d_{fv}} : 2\text{면 랩핑} \end{array} \right\} \quad (3-30)$$

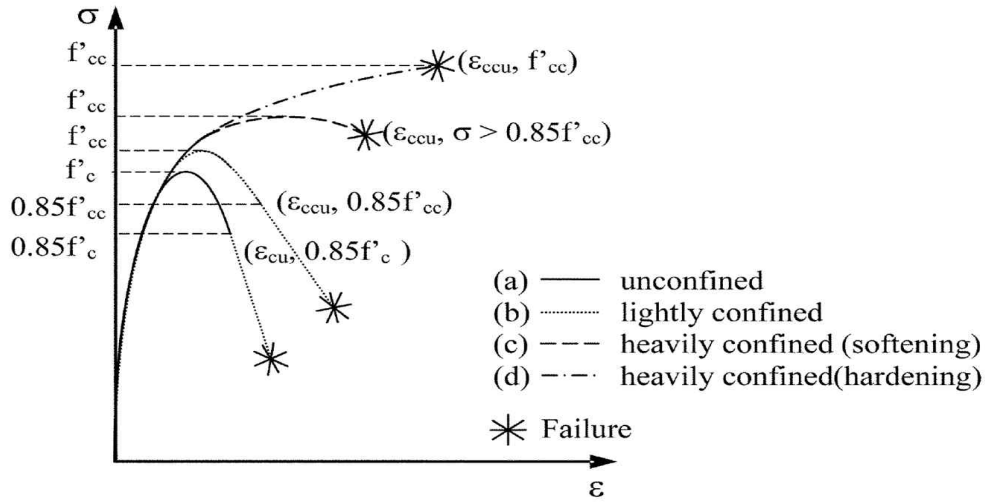
개별 스트립의 형태로 외부에 FRP 보강을 할 때는 스트립 사이의 중심에 중심 간격은 $d/4$ 와 스트립의 폭의 합을 초과할 수 없다. 또한 전단근에 의한 전단강도와 FRP에 의한 전단강도의 합은 콘크리트 구조기준(2012)의 전단보강제한의 기준에 따라 식 (3-31)과 같은 제한을 받는다.

$$V_s + V_f \leq 0.66 \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (3-31)$$

마. 기둥의 보강

1) 순수압축을 받는 기둥

FRP시스템은 횡방향으로 랩핑한 섬유는 기존의 나선철근 또는 띠철근과 비슷한 효과로 인하여 FRP 재킷을 통해 횡구속 효과를 제공하여 콘크리트 부재의 압축강도를 증가시킬 수 있다(Nanni and Bradford 1995; Toutanji 1999). FRP 재킷은 수동적 구속을 제공하는데 즉, 포아송 효과(Poisson's effect)에 의한 콘크리트의 횡방향 변형률의 증가 결과로 횡구속력을 제공하게 된다. 이러한 이유 때문에 FRP 재킷과 콘크리트 부재와의 밀접한 접촉은 중요한 요소가 된다. 구속 수준에 따라서 철근콘크리트 기둥의 응력-변형률 선도는 <그림 3.184>의 곡선 중 하나로 기술될 수 있다. <그림 3.184>에서의 f'_c 와 f'_{α} 는 각각 횡구속이 없는 경우와 횡구속이 제공됐을 때의 최대 콘크리트 압축강도를 나타낸다.



<그림 3.184> 횡구속에 따른 RC기둥의 응력-변형률선도(Rocca et al. 2006)

FRP 재킷으로 구속된 단주의 압축강도는 콘크리트 구조기준(2012)에 따라 식(3-32)와 같이 계산될 수 있다. 여기서 강도감수 계수 ϕ 는 콘크리트 구조기준(2012)에 의하여 나선형 철근의 경우는 0.7, 띠철근 기둥의 경우 0.65를 사용한다.

$$\text{나선철근기둥} : \phi P_n = 0.85\phi[0.85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (3-32)$$

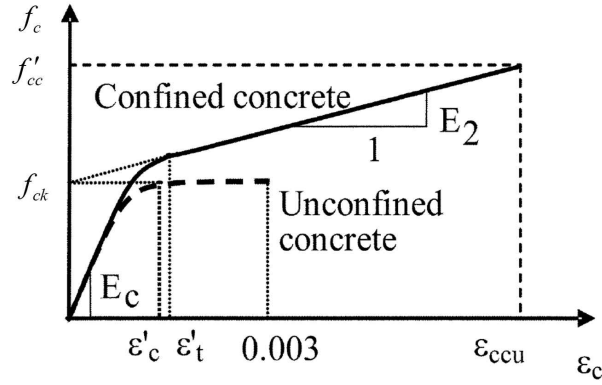
$$\text{띠철근기둥} : \phi P_n = 0.8\phi[0.85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

본 제안서에 채택한 그림 3.164에 보이는 Lam and Teng (2003a)에 의한 연구에 따르면 FRP로 구속된 콘크리트의 응력-변형률관계는 식(3-33)에 의하여 계산될 수 있다.

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f_{ck}} \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon'_t \\ f_{ck} + E_2 \varepsilon_c & \varepsilon'_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases} \quad (3-33a)$$

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f_{ck}}{\varepsilon_{ccu}} \quad (3-33b)$$

$$\varepsilon_t' = \frac{2f_{ck}}{E_c - E_2} \quad (3-33c)$$



<그림 3.185> FRP로 횡구속된 콘크리트의
응력-변형률 모델(Lam and Teng, 2003a)

최대구속 콘크리트압축강도 f_{cc}' 와 최대 구속압축력 f_l 은 식(3-34)과 (3-35)를 사용하여 계산되고, 추가로 감소계수 $\psi_f = 0.95$ 를 고려한다(Lam and Teng 2003a,b).

$$f_{cc}' = f_{ck} = \Psi_f 3.3 k_a f_l \quad (3-34)$$

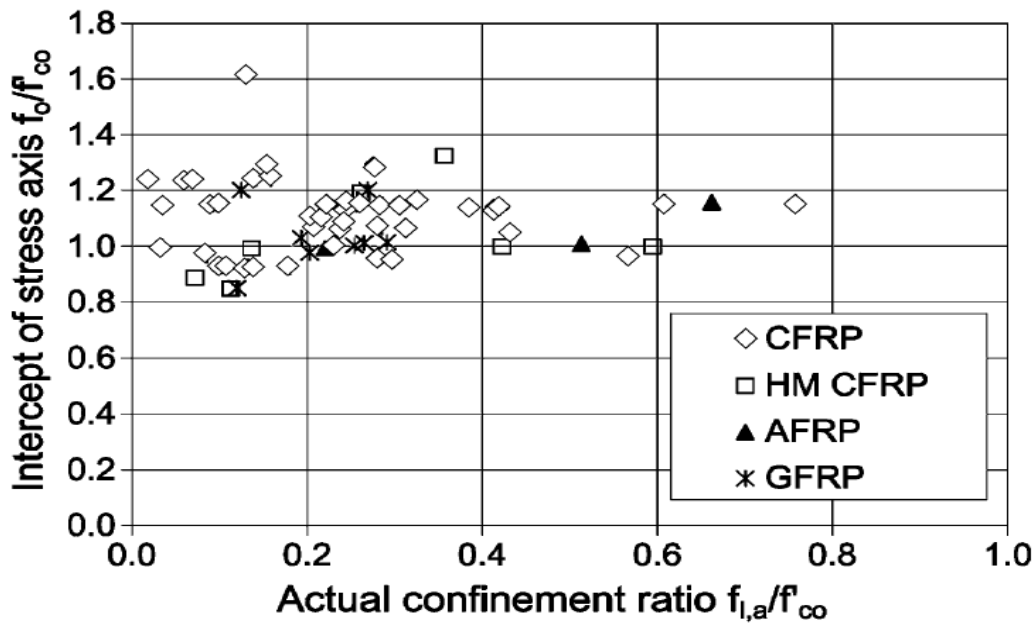
$$f_l = \frac{2E_f n t_f \varepsilon_{fe}}{D} \quad (3-35)$$

여기서 k_a 는 단면형상을 고려하는 계수로서 원형단면일 경우 1.0을 사용하고 장방형 단면은 식(3-35)에 의하여 구할 수 있다. 또한 D는 원형단면의 지름으로서 원형단면이 아닐 경우 식(3-36)에 의하여 계산될 수 있으며, 파괴시의 FRP의 유효변형률은 식 (3-37)과 같이 계산될 수 있다.

$$D = \sqrt{b^2 + h^2} \quad (3-36)$$

$$\varepsilon_{fe} = k_\varepsilon \varepsilon_{fu} \quad (3-37)$$

여기서 FRP 변형률계수 k_ε 는 FRP 시스템의 초기 파괴에 대해 근거를 두고 있다(Pessiki 외, 2001). Lam and Teng(2003a)의 실험결과에 따르면 $k_\varepsilon=0.586$ 로 평가됐으며, 251개의 실험 데이터를 근거로 Harries and Carey (2003)은 $k_\varepsilon = 0.58$ 의 값을 제안하였다. 따라서 본 제안서에는 위 연구를 근거로 $k_\varepsilon=0.55$ 의 값을 사용한다. 또한 Lam and Teng(2003a,b)에 의한 연구를 근거로 f_l/f_{ck} 의 비율은 0.08이상이어야 한다.



<그림 3.186> 횡구속계수와 f_l/f_{ck} 의 비율관계 Lam and Teng(2003b)

FRP로 구속된 콘크리트의 최대 압축변형률, ε_{ccu} 는 식(3-38)으로 계산될 수 있으며 식(3-39)에서 나타나듯이 0.01보다 작아야 한다.

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_c' \left(1.50 + 12k_b \frac{f_l}{f_{ck}} \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon_c'} \right)^{0.45} \right) \quad (3-38)$$

$$\varepsilon_{ccu} \leq 0.01 \quad (3-39)$$

여기서 k_b 는 단면형상을 고려하는 계수로서 원형단면의 경우 FRP의 구속효과가 크기 때문에 앞서 언급한 k_a 와 함께 k_b 는 1.0의 값을 사용한다(Demers and Neale 1999; Pessiki et

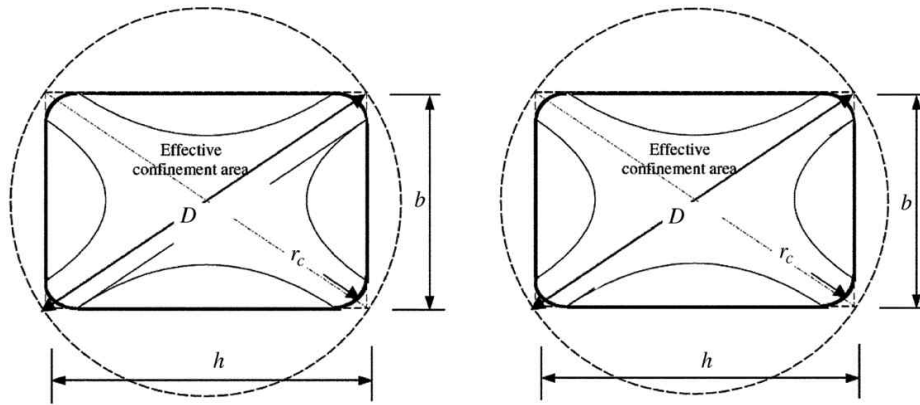
al. 2001; Harries and Carey 2003; Youssef 2003; Matthys et al. 2005; Rocca et al. 2006). 단면형상계수 k_a 와 k_b 는 구속되는 콘크리트의 유효단면적 A_e 과 h/b 비율의 함수로 식(3-40)과 식(3-41)로 구할 수 있다.

$$k_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h} \right)^2 \quad (3-40)$$

$$k_b = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{h}{b} \right)^{0.5} \quad (3-41)$$

그림 3.166과 같이 일반적으로 통용되는 A_e 의 이론적 접근은 유효구속면적이 4개의 포물선의 안쪽 면적으로 정의된다. 이러한 포물선의 구속 영역은 기둥단면 크기(b 와 h), 기둥의 모서리의 반경(r_c)와 주근의 철근비(ρ_g)의 함수로 식(3-42)와 같이 계산될 수 있다.

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{[(\frac{b}{h})(h-2r_c)^2 + (\frac{h}{b})(b-2r_c)^2]}{3A_g} - \rho_g}{1 - \rho_g} \quad (3-42)$$



<그림 3.187> 등가원형단면 (Lam and Teng, 2003b)

2) 압축력과 모멘트를 받는 기둥

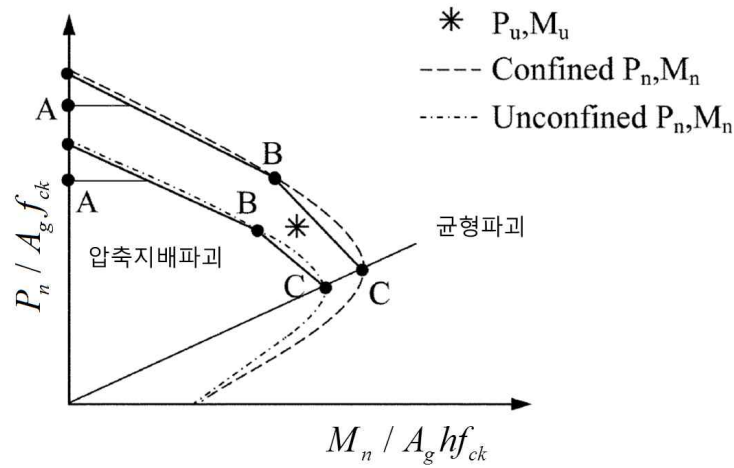
FRP재킷과 함께 랩핑함으로서 휨과 압축력을 동시에 받는 기둥의 강도를 향상시킬 수 있다(Nosho 1996; Saadatmanesh et al. 1996; Chaallal and Shahawy 2000; Sheikh and Yau 2002; Iacobucci et al. 2003; Bousias et al. 2004; Elnabelsy and Saatcioglu 2004; Harajli and Rteil 2004; Sause et al. 2004; Memon and Sheikh 2005). 편심이 $0.1h$ 보다 작다면 식(3-32)를 이용하여 FRP의 구속효과를 고려한 기둥의 압축강도를 계산할 수 있으며, 편심이 $0.1h$ 보다 크다면 마. 1)절에서 논의된 방법과 식들을 이용하여 압축응력하의 부재단면의 콘크리트 재료

성질을 계산할 수 있다. 구해진 콘크리트 재료성질을 이용하여 FRP로 보강된 기둥의 PM 상관도를 작성할 수 있다(Bank 2006). 휨과 압축을 동시에 받는 부재의 경우 다음의 제한조건을 고려할 수 있다.

- FRP 재킷의 유효변형률은 구속된 콘크리트의 전단에 대한 신뢰성을 확보하기 위하여 식(3-43)에 의하여 제한될 수 있다.

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq k_e \varepsilon_{fu} \quad (3-43)$$

- 계수압축력, P_u 와 계수모멘트, M_u 는 그림 3.167의 PM 상관도에서 원점과 균형파괴가 발생하는 점을 연결한 선의 위에 있을 때만 강도 증진을 고려해야 한다. 이 제한은 압축파괴영역에서 FRP시스템에 의하여 부재의 강도가 증가할 수 있다는 연구에 근거를 두고 있다(Bank 2006).



<그림 3.188> PM 상관도

그림 3.167과 같이 FRP로 보강된 기둥의 PM상관도는 아래의 식과 <그림 3.189>의 순서도에 따라 작성할 수 있다.

$$\Phi P_{n(B,C)} = \Phi[(A(y_t)^3 + B(y_t)^2 + C(y_t) + D) + \sum A_{si} f_{si}] \quad (3-44)$$

$$\Phi M_{n(B,C)} = \Phi[(E(y_t)^4 + F(y_t)^3 + G(y_t)^2 + H(y_t) + I) + \sum A_{si} f_{si} d_i] \quad (3-45)$$

$$A = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{12f_{ck}} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 \quad (3-46a)$$

$$B = \frac{b(E_c - E_2)}{2} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \quad (3-46b)$$

$$C = -bf_{ck} \quad (3-46c)$$

$$D = -bcf_{ck} + \frac{bcE_2}{2} (\varepsilon_{ccu}) \quad (3-46d)$$

$$E = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{16f_{ck}} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 \quad (3-46e)$$

$$F = b\left(c - \frac{h}{2}\right) \frac{(E_c - E_2)^2}{12f_{ck}} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 + \frac{b(E_c - E_2)}{3} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \quad (3-46f)$$

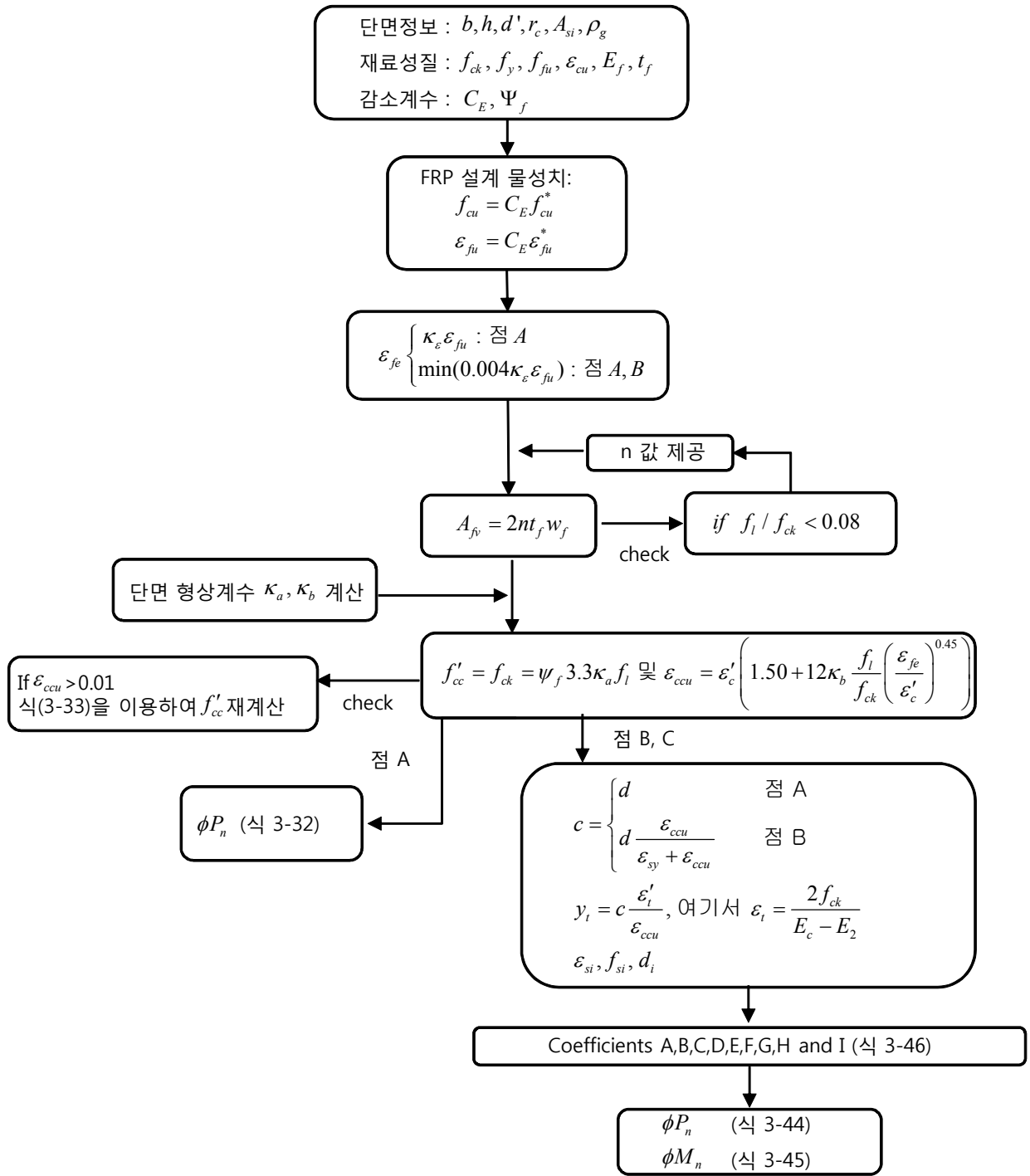
$$G = \left(\frac{b}{2} f_{ck} + b\left(c - \frac{h}{2}\right) \frac{(E_c - E_2)}{2} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \right) \quad (3-46g)$$

$$H = bf_{ck} \left(c - \frac{h}{2} \right) \quad (3-46h)$$

$$I = \frac{bc^2}{h} f_{ck} - bcf_{ck} \left(c - \frac{h}{2} \right) + \frac{bc^2 E_2}{3} (\varepsilon_{ccu}) - \frac{bcE_2}{2} \left(c - \frac{h}{2} \right) (\varepsilon_{ccu}) \quad (3-46i)$$

$$c = \begin{cases} d & \text{for Point } B \\ d \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{ccu}} & \text{for Point } C \end{cases} \quad (3-47)$$

$$y_t = c \frac{\varepsilon_t'}{\varepsilon_{ccu}} \quad (3-48)$$

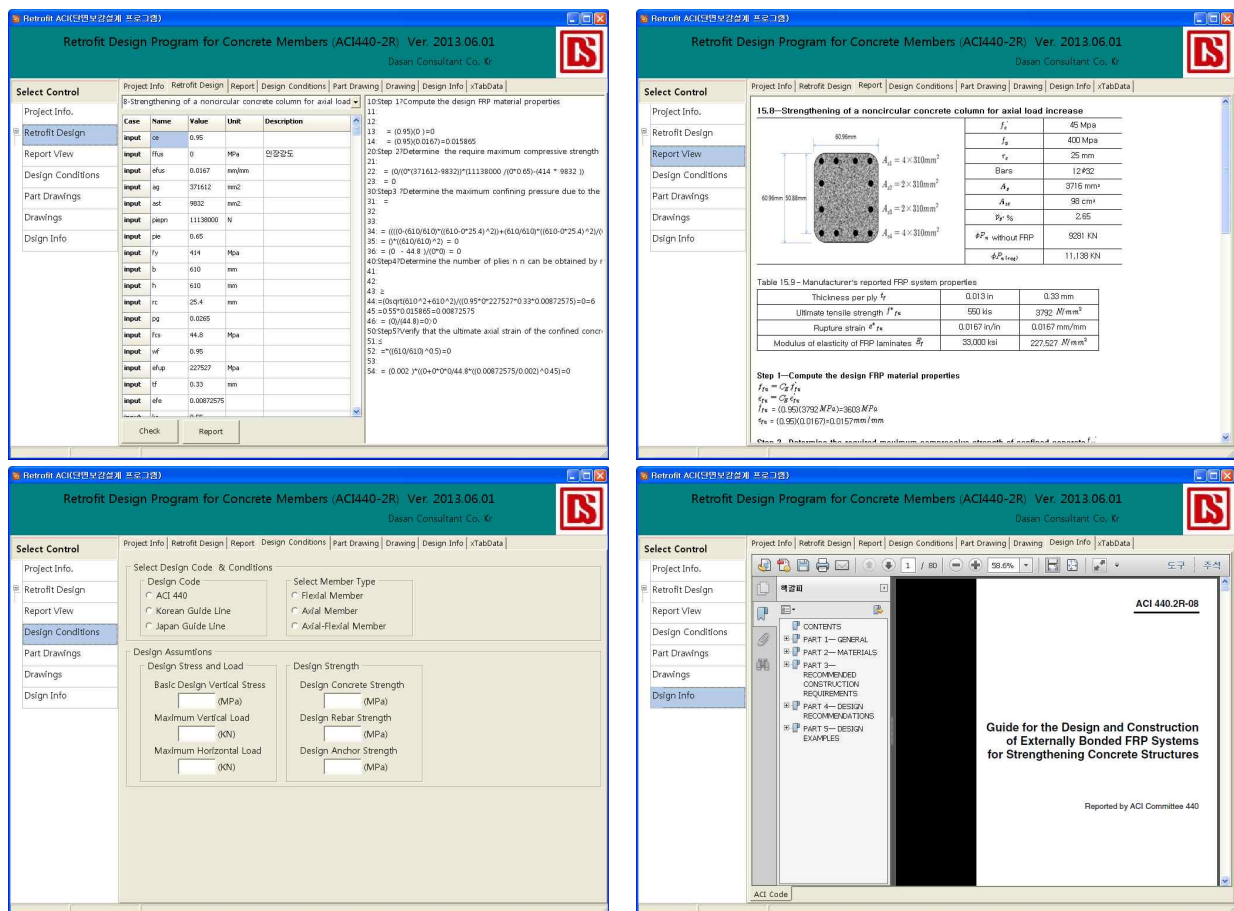


<그림 3.189> PM상관도 순서도

4. 섬유보강 설계 프로그램- RetroACI

그림 3.169과 같이 5절에서 기술한 FRP 보강법에 대한 설계제안을 적용한 프로그램인 RetroACI를 개발하였다. 이 프로그램은 콘크리트 구조물의 보수 보강 설계를 위한 콘크리트 구조물 보강설계 프로그램으로서 축력과 휨을 받는 구조 부재에 적용할 수 있다. 프로그램에 대한 간략한 소개는 다음과 같다.

- ACI 440.2R-08과 콘크리트 구조기준(2012)을 고려한 보강설계 절차를 기준으로 보강 설계 수행
- 내장된 9가지 케이스의 보강설계에 대한 설계 수행 및 계산서 작성
- 설계 결과로 DXF 형식의 도면 작성



<그림 3.200> RetroACI 프로그램

위 프로그램은 구조 부재의 응력에 대한 성능 평가와 보강 후 성능평가를 통한 요구성능 확보를 목표로 하고 있으며 그 기능은 다음과 같다.

- 구조부재의 형상에 대한 정보 입력 및 확인
 - 콘크리트 부재의 단면 및 기하 형상과 하중조건 입력
 - 철근의 배근과 전단철근의 배근에 대한 정보 입력
 - 콘크리트, 철근 및 보강 재료의 물성치 입력
 - 단면보강재의 물성치 및 보강방법 입력
- 일괄 단면 검토 및 단면 설계
 - 입력자료 입력 및 유효성 검증
 - 작성된 입력자료를 이용하여 ACI440-2R 설계절차에 의한 단면설계
 - 축력과 휨을 받는 구조물의 PM 상관도 작성
- 포스트 프로세서
 - 구조물과 철근배근의 형상을 보여주는 부분
 - 입력단면의 특성치 및 단면 성능을 평가하는 보고서 작성
 - 축력과 휨을 받는 구조물의 PM 상관도 작성

제8절 부재의 내진성능 보강 설계 도구 개발

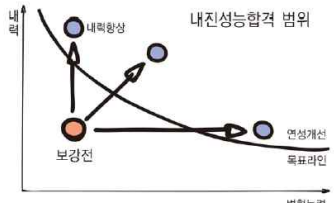
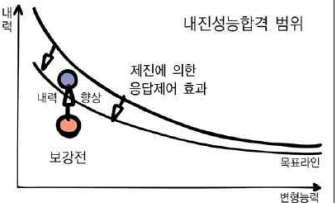
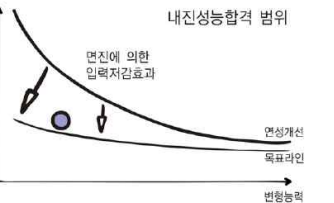
1. 내진성능보강

내진보강이란 지진에 저항하기 위한 구조물의 내진성능이 부족하다고 판단되었을 경우 최소한의 비용으로 예상되는 피해를 최소화하기 위한 방법이다.

구조물의 내진보강을 위해서는 주어진 조건을 만족시키면서 지진 시의 거동을 명확히 예상한 후 이에 따라 구체적인 보강작업이 이루어져야 한다.

가. 내진보강의 종류

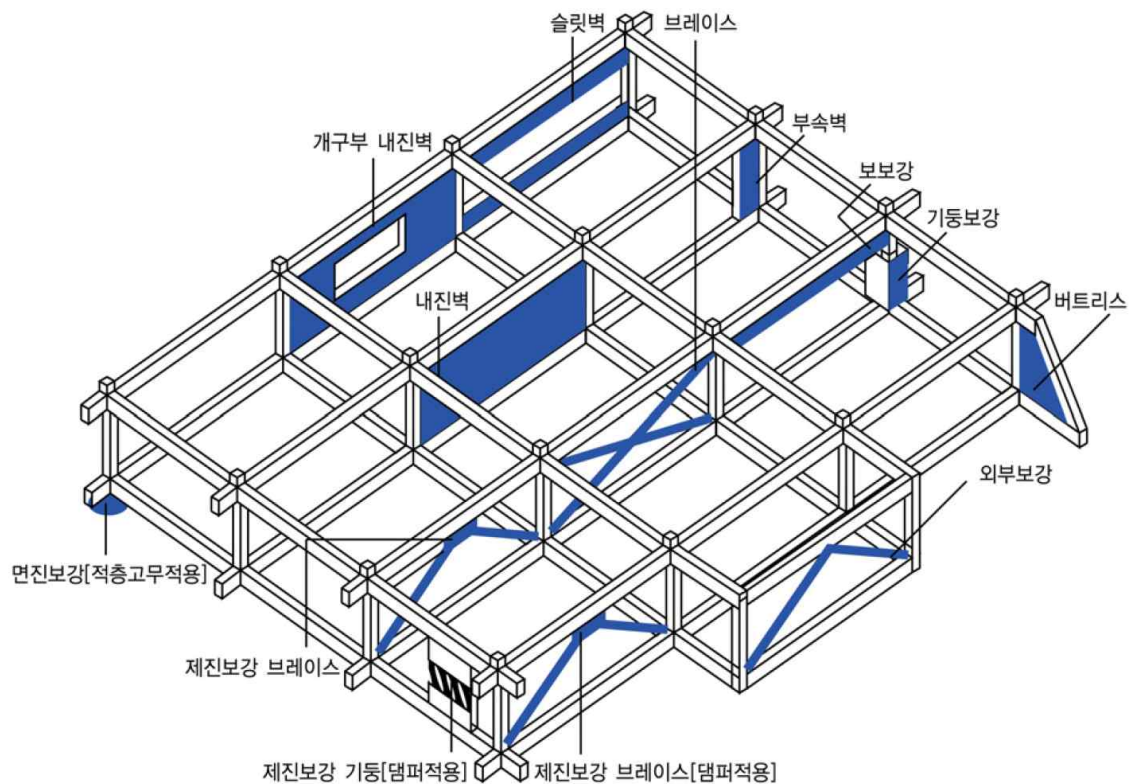
내진보강을 위해서는 먼저 구조물의 내진성능 평가를 통하여 보강목표를 설정하고, 목적에 맞는 내진보강공법을 결정하여야 한다. 구조물의 내진성능을 향상시키기 위한 내진보강 기술은 보강방식에 따라 내진보강, 제진보강 및 면진보강의 3종류로 구분할 수 있다.

종 류	내진보강	제진보강	면진보강
목 적	지진력에 저항 	지진에너지를 흡수하여 지진력을 저감 	지진입력을 면하여 지진력을 큰폭으로 저감 
수 단	강도저항부재 배치 연성개선	에너지흡수장치 댐퍼의 배치	면진장치 배치
부 재	강도저항 : 벽, 브레이스, 프레임중설 등 연성개선 : 탄소섬유보강, 슬릿 등	탄소성댐퍼, 마찰댐퍼 오일댐퍼, 점성댐퍼	면진장치 : 적층고무, 베어링 감쇠장치 : 탄소성댐퍼, 오일댐퍼
특 징	내력부족 및 높은 안전성 확보에 대응하여 보강 구면 증대	내진보강에 비해 보강구면이 적음	높은 내진안전성과 기능유지확보가 가능
공사량	보강 면적이 큼	보강 면적이 적음	면진층에 공사 집약 가능

나. 내력향상 및 연성개선 기술

내진보강을 위해서는 부재의 성능을 향상시키는 부재보강과 구조 시스템의 성능을 향상시키는 시스템 보강이 있는데 지진에 취약한 부재를 찾아서 보강하는 부재보강방법이 전체 시스템의 성능보강보다 일반적으로 경제적인 방법이다. 시스템의 내력을 향상시키는 기술로는 내진벽, 강재브레이스, 외부 버트레스 증설등이 대표적이며 연성개선기술로는 기둥과 벽의 변형 성능을 향상시키는 방법이 있다. 부재의 성능을 향상시키는 공법은 부재의 전단강도를 증대시키기 위한 강판말기 및 탄소섬유시트말기, 슬릿벽등이 대표적인 방법이다.

다음 그림은 구조물의 내진성능을 향상시킬 수 있는 다양한 내진성능보강 공법들에 대한 소개이다.



2. 부재별 내진성능 보강 설계 절차 수립

지진하중에 의해서 전체 구조물이 붕괴되기 위해서는 보나 슬래브의 붕괴보다는 기둥의 붕괴가 더 주요한 요인으로 작용하므로 부재의 내진성능을 향상시키는 주요 보강방법들 중에서 기둥의 내진성능을 보강하는 방안이 상당히 효과적이다. 당해연도 연구에서는 부재 보강설계 중에서 먼저 기둥에 대한 보강설계를 수행하였다.

가. 기둥부재의 내진성능 보강 설계

1) 휨 연성 보강에 필요한 보강 두께

휨 연성능력 향상에 필요한 보강 두께는 기둥의 단면형상, 소요 휨 연성능력, 구속콘크리트의 압축강도 등을 고려하여 산정한다. 부재의 단면형상에 따라 보강 효과가 다르게 나타나므로 단면형상에 따라서 다음의 설계방법에 따라 휨연성 보강에 두께를 산출할 수 있다.

원형단면 기둥의 보강 시, 단면 직경으로 하면 피복의 유효체적비는 다음과 같다.

$$\rho_j = \frac{4t_j}{D}$$

구속된 콘크리트의 압축강도 f'_{cc} 는 다축상태의 콘크리트 파괴기준으로부터 다음 식과 같이 제안하였다.

$$f'_{cc} = \lambda_{si}(f'_l)f'_c$$

여기서, f'_{cc} 는 콘크리트의 응력-변형의 관계에 있어서 변형률이 최대변형률 ϵ_{cc} 가 될 때의 응력이며, 이때 강도증진계수 $\lambda_{si}(f'_l)$ 는 횡방향 구속응력 $\sigma_r = \sigma_h$ 을 유효횡구속력 f'_l 로 고려하여 산정토록 제시하였다. 유효횡구속력은 다음 식과 같이 고려토록 하였다.

$$f'_l = f_l k_e$$

여기서,

$$f_l = 0.5\rho_j f_{uj}$$

$$k_e = A_e / A_{cc}$$

A_e 는 유효구속 콘크리트 코아 면적, A_{cc} 는 콘크리트 총 단면적, f_{uj} 는 FRP 피복층의 극한강도이다.

복합체 보강은 원형단면의 기둥의 휨 연성 보강 시 강판 보강보다 보강효과가 뛰어나다. 이는 복합재료가 파괴전 거의 탄성체이기 때문이다. 복합체의 탄성계수 E_j 및 극한강도 f_{uj} 인 경우, 극한변형률 ϵ_{uj} 는 파괴 도달까지 거의 선형탄성거동을 하므로 다음 식과 같다.

$$\epsilon_{uj} = \frac{f_{uj}}{E_j}$$

강판보강의 경우에는 보강강판이 항복하게 되면 하중이 제거되어도 강판에는 잔류변형이 남아 다음 재하 시의 구속 효과는 감소하게 되고 반복 재하에 따른 락철근의 변형률은 증가하게 된다. 그러나, 유리섬유나 탄소섬유에서는 재료가 파단될 때까지 응력-변형률의 관계는 탄성이고 손상이 누적되지 않아 동일 변위진폭에 대한 재하에서도 횡철근의 변형은 증가하지 않고 일정하다.

극한 압축변형률 ϵ_{cu} 는 다음과 같다.

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{2.5\rho_j f_{uj} \epsilon_{uj}}{f'_{cc}}$$

여기서, ρ_s 는 식 (8)에 의해, f'_{cc} 는 식 (9)에 의해 산정할 수 있으며, f_{uj} 는 복합재료의 극한강도이다. 다만, 소성힌지 영역 내에 주철근의 겹침이음이 있는 경우에는 0.004를 0.002로 하여 산정토록 한다.

따라서, 휨 연성 보강에 필요한 복합체 보강 두께의 결정은, 보강 두께 t_j 에 대해서 정리하면 다음과 같게 산정된다.

$$t_j = \frac{0.1(\epsilon_{cu} - 0.004)Df'_{cc}}{f_{uj}\epsilon_{uj}}$$

2) 전단보강에 필요한 보강체 피복 두께

기둥의 공칭전단강도가 초과 휨강도에 의하여 추정된 최대 전단강도보다 작은 경우에는 전단 저항능력을 보강하여야 한다. 기둥 부재의 내진성능 개선의 경우 전단강도는 신설 구조의 경우와 같이 확보하지않아도 된다. 신설구조와 달리 기존기둥의 재료특성은 알려져 있기 때문

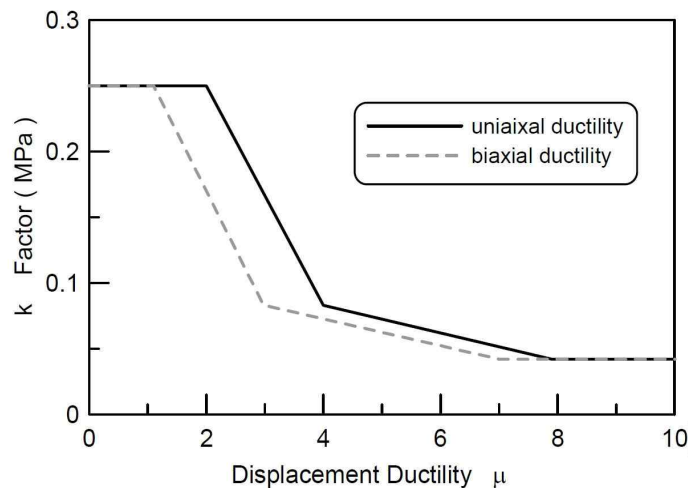
에 강도면에서 불확실성은 적다. 다만, 덧씌우는 보강판의 두께가 다소 변화하여도 내진보강에 소요되는 비용은 큰 차이가 없으므로 전단보강 설계시에는 신규설계와 같은 여유를 확보하도록 하는 것이 좋다. 따라서 안전을 위하여 기둥의 소성힌지부 휨강도는 크게 평가하고 전단강도는 상당량 작게 평가하는 것이 일반적이다.

보강전의 기둥의 설계전단강도 $\phi(V_c + V_{sh} + V_p)$ 가 기둥의 휨강도(초과강도 적용)에 의하여 추정된 최대전단강도 V° 보다 작은 경우 보강해야 할 전단강도는 다음 식과 같다.

$$\phi_s V_{sj} \geq V^\circ - \phi(V_c + V_{sh} + V_p)$$

여기서, ϕ_s 는 전단강도감소계수로 0.80, V_c 는 콘크리트에 의한 공칭전단강도, V_{sh} 는 전단철근에 의한 공칭전단강도, V_p 는 압축력에 의한 공칭전단강도를 나타낸다.

콘크리트의 공칭전단강도는 다음 그림과 같이, 변위소성도 μ 에 따른 감소계수 k 값에 의해 정의되며, 본 연구에서는 Priestley, et al.(1996)이 제안한 식을 고려하였다.



<그림 3.201> 변위연성비와 전단강도 감소계수

한편, Kowalsky, et al.(1995)에 의하면, 콘크리트의 전단강도는 변위소성도 이외에도 추가적으로 주철근비 및 휨모멘트-전단력비에도 연관됨이 밝혀졌다. 이를 고려하여, 본 연구에서는 다음 식과 같이 적용하였다.

$$V_c = a\beta\kappa\sqrt{f_{ck}}A_c$$

여기서,

$$1 \leq a = (3 - \frac{M}{VD}) \leq 1.5$$

$$\beta = (0.5 + 20\rho_l) \leq 1$$

이고, $A_e = 0.8A_g$ 이고 ρ_l 은 종방향 철근비이다.

원형단면 기둥인 경우 전단철근의 공칭전단강도 및 압축력에 의한 공칭전단강도는 각각 다음 식과 같다.

$$V_{sh} = \frac{\pi}{2} \frac{A_h f_{yh} D}{s} \cot \theta$$

$$V_p = P \cdot \tan \gamma$$

여기서, D 는 심부콘크리트의 지름으로 외부 후프철근의 중심 간 거리, γ 는 기둥중심축과 압축스트럿이 이루는 각도를 나타낸다. 전단보강의 범위는 콘크리트의 전단강도가 떨어지는 소성영역의 범위로서, 기둥의 바닥에서 $2D$ 범위이다.

원형단면 기둥을 복합체로 보강한 경우의 전단강도는 FRP 층을 $s=1$ 의 간격으로 단면적 $A_h = t_j$ 의 띠철근으로 고려하고, 큰 체적팽창 변형, 전단저항 메카니즘에서 주된 역할인 골재의 맞물림 효과, 및 강진을 받는 경우 부재의 파손 방지를 위하여 복합체에 의한 피복시 $\epsilon_j = 0.004$ 에 해당하는 응력수준까지를 설계에 이용하였다. 따라서, 원형단면 기둥 부재에 복합체 층으로 보강한 경우, 복합체로 저항할 수 있는 전단 내력은 다음과 같이 유도된다.

$$V_{sj} = \frac{\pi}{2} t_j (0.004 E_j) D \cot \theta$$

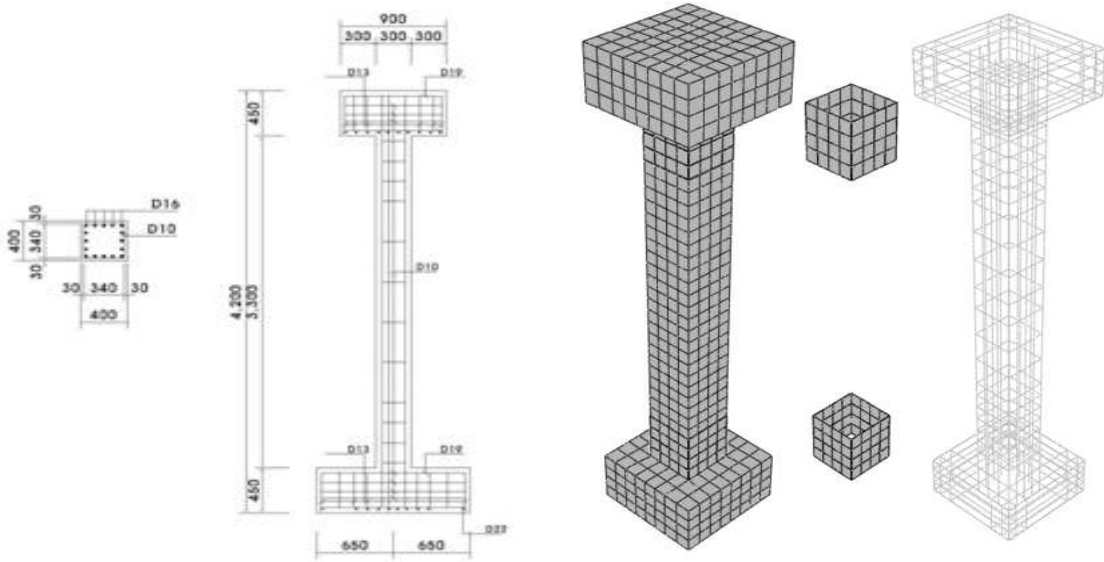
여기서, θ 는 기둥의 모서리에서 상대쪽 모서리로 진전되는 사인장 균열이 기둥의 축방향과 이루는 각도로서 안전측 평가를 위해 45° 로 한다.

전단보강에 필요한 복합체 층의 두께는 다음 식과 같이 산정된다.

$$t_j \geq \frac{V^\circ / \phi_s - (V_c + V_{sh} + V_p)}{\frac{\pi}{2} (0.004 E_j) D \cot \theta}$$

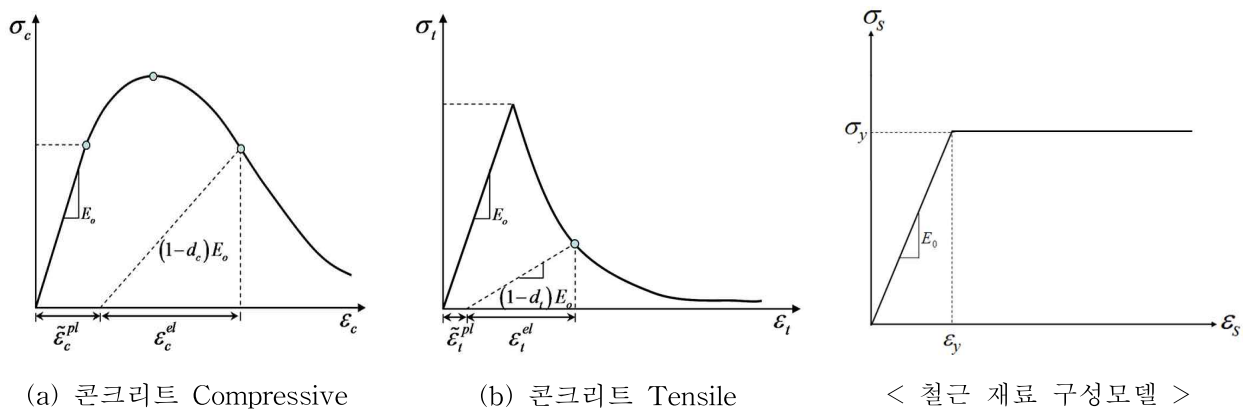
나. 시뮬레이션을 통한 기둥의 내진성능보강 시스템의 성능개선 효과 분석

성능평가를 위하여 ABAQUS를 이용하여 콘크리트 기둥에 대한 비선형 해석을 수행하여 관형 보강재로 보강된 기둥의 성능보강효과를 확인하였다. 다음 그림은 시뮬레이션 대상 기둥의 도면과 모델링 형상이다.



<그림 3.202> 대상 구조물의 도면 및 모델링 형상

철근콘크리트 기둥의 비선형 거동을 위해 콘크리트 손상 소성모델(Concrete damaged plasticity model)과 철근의 비선형 재료모델을 사용하여 적용하였다.

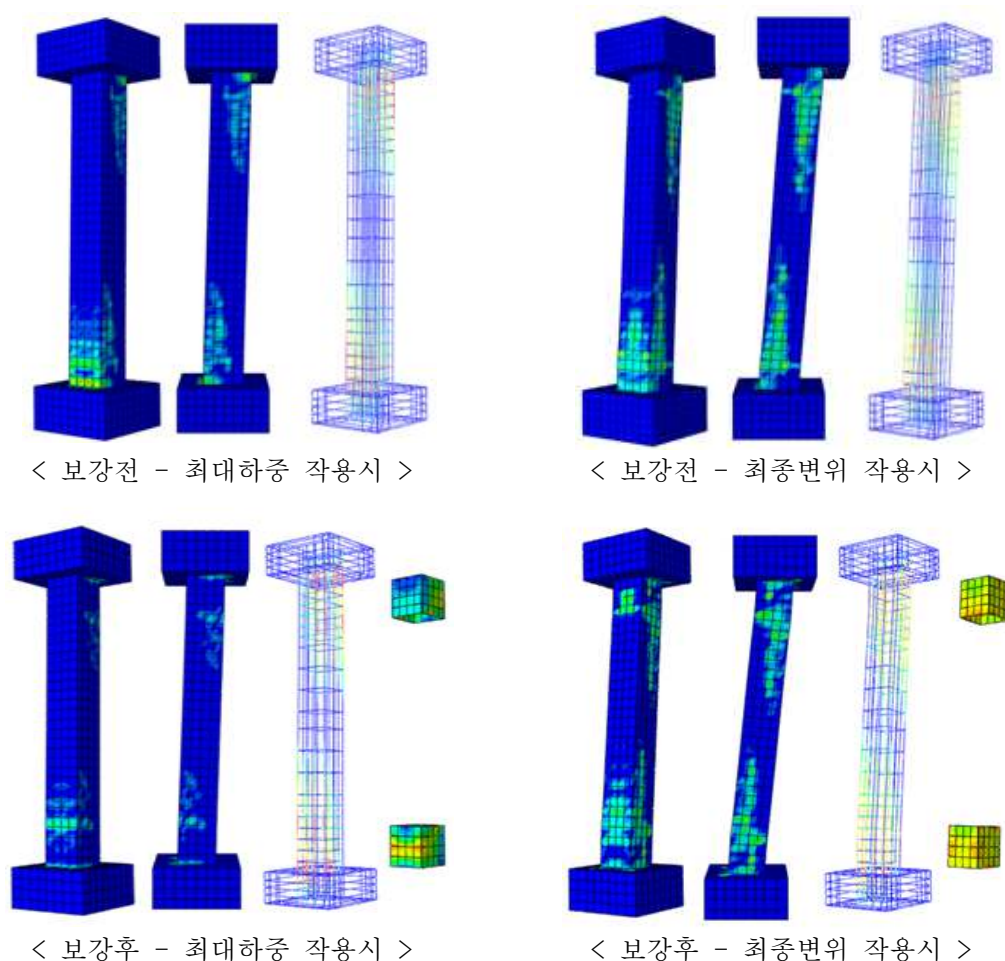


<그림 3.203> 구조물의 재료 비선형 특성치

콘크리트 솔리드 요소에 적용시킨 구성모델은 압축과 인장상태의 콘크리트의 파괴거동을 알 수 있는 콘크리트 손상 소성모델을 사용하였다. 이 모델은 손상-소성 구성모델로 Lubliner et al (1989)에 의해서 처음 제안되었고 Lee와 Fenvas (1998)에 의해서 개선된 모델이다. 이 모델은 콘크리트의 손상 거동을 예측하는데 적합한 모델로 구속압력상태의 인장강화, 압축연화, 강성손상과 소성팽창의 특성을 포함하고 있다. 철근 트러스요소에 적용된 구성모델은 철근의 비선형을 고려하여 완전 소성 모델(Perfectly plasticity model)을 사용하였다.

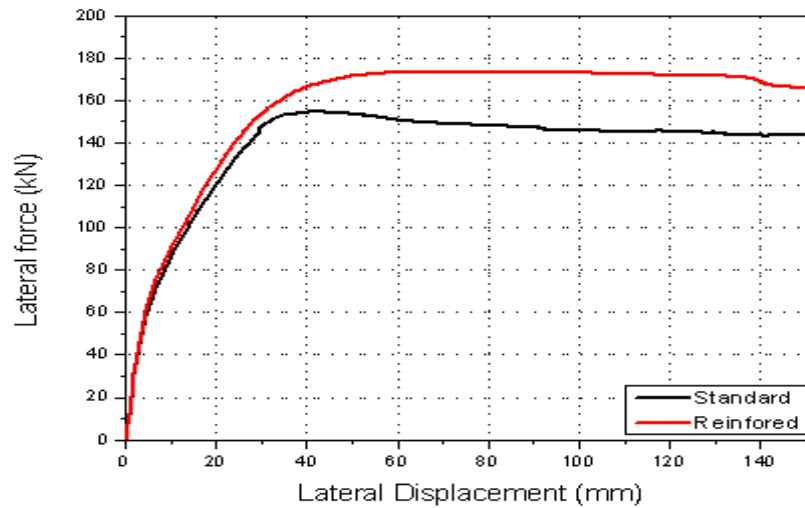
콘크리트는 2007년 개정된 콘크리트 탄성계수 26Gpa과 압축강도 21Mpa를 적용하였고 철근은 탄성계수 200Gpa과 항복강도 300Mpa를 적용하였다.

구조해석은 양단 고정으로 가정하여 변위하중을 재하하였으며 다음의 <그림 3.204>는 보강 전후에 대하여 최대하중을 작용시켰을 경우와 최종변위하중(120mm)을 작용시켰을 경우의 응력과 처짐도이다.



<그림 3. 204> 구속효과로 인한 보강전후 기둥의 성능평가

다음 <그림 3.205>는 보강 전후 하중과 변위관계를 나타낸 것이다. 보강전후 하중은 12% 정도 증가하였으며 변위는 65% 증가한 것으로 계산되어 보강시스템의 사용으로 상당한 성능 개선효과를 나타냄을 알 수 있다.



<그림 3. 205> 콘크리트 기둥의 보강전후 변위 하중 관계

[표 3.39] 콘크리트 기둥의 보강전후 하중과 변위 변화

구분	파괴유형	Py (kN)	δ_y (mm)	P Ratio	δ Ratio
보강 전	휨 파괴	154.61	42.41	1.00	1.00
보강 후	휨 파괴	173.52	69.95	1.12	1.65

3. 내진성능보강 설계도구 개발

부재의 비선형 거동을 정확하게 예측하기 위하여 부재를 길이방향으로 나누고 단면도 철근과 콘크리트 단면을 여러 개의 층(layer)요소로 나누어 부재를 해석하는 층상화 단면모델에서는 가정된 응력-변형률 관계로부터 각각의 단면에 대해 적분하여 모멘트-곡률관계를 구하고 단면의 모멘트 곡률관계로부터 요소의 힘과 변위 관계를 계산한다. 개발된 프로그램을 이용하여 수행된 설계결과 및 대상 단면에 대한 계산된 주요 설계 지표는 다음과 같다.

가. 변위 계산

1) 휨 모멘트에 의한 변위

소성힌지 영역의 길이는 다음과 같이 계산된다(Prestley, Seible, Calvi, 1996).

$$L_n = kL_c + L_{sn} \geq 2L_{sn}$$

여기서

$$L_{sn} = 0.022f_s d_{hl} \quad f_s \leq f_u,$$

k 는 기둥의 유효높이 계수로 다음 식으로 계산한다.

$$k = 0.2 \left(\frac{f_{su}}{f_u} \right) - 1 \leq 0.08$$

따라서 기둥의 유효높이는 아래식과 같다.

$$L_{eff} = L + L_{sn} : \text{단곡률 기둥}$$

$$L_{eff} = L + 2L_{sn} : \text{복곡률 기둥}$$

기둥에 균열이 발생하였으나 항복하지 않은 경우에 대한 휨 변위는 다음과 같이 계산된다.

$$\text{단곡률: } \Delta_f = \frac{\phi L_{eff}^2}{3}$$

$$\text{복곡률: } \Delta_f = \frac{\phi L_{eff}^2}{6}$$

기둥이 항복한 경우의 휨 변위는 소성힌지 영역의 길이를 이용하여 다음과 같이 계산된다.

$$\text{단곡률: } \Delta_f = \left[\phi - \phi_u \frac{M}{M_u} \right] L_p (L + L_{sp} - 0.5L_p) + \Delta_u \frac{M}{M_u}$$

$$\text{복곡률: } \Delta_f = \left[\phi - \phi_u \frac{M}{M_u} \right] L_p \{ L + 2(L_{sp} - 0.5L_p) \} + \Delta_u \frac{M}{M_u}$$

여기서 ϕ_u : 항복 곡률

Δ_u : 항복 변위

M_u : 항복 모멘트

2) 전단에 의한 변위 계산 (Priestley et al, 2006)

Priestley를 탄성 전단 계수를 휨 강성도에 비례하여 근사화한 전단 강성도를 사용하였다. 전단균열 발생후 최대 모멘트 강도에 도달하기 전의 전단변형은 등가 스테럿-타이 모델의 전단 유연도를 고려하여 계산하였다. 계산에 사용되는 계수는 다음과 같다.

$$\text{콘크리트 탄성계수 } E_c = 85,000 \sqrt{f_{ck} + 8}$$

$$\text{콘크리트 전단계수 } G = 0.43 E_c$$

$$\text{전단 유효면적 } A_s = \frac{5}{6} A_g \quad (\text{직사각형 단면}) \quad A_s = 0.9 A_g \quad (\text{원형단면})$$

$$\text{유효 단면 2차 모멘트 } I_{eff} = \frac{M_u}{E_c \phi_u}$$

$$\text{전단 강성도 } k_{sa} = \frac{GA_s}{L}$$

$$\text{유효 전단 강성도 } k_{seff} = k_{sa} \frac{I_{eff}}{I_g}$$

가) 전단 균열이 발생하기 전의 전단 변형

위의 식을 바탕으로 하여 전단 변형은 다음과 같이 계산된다.

$$\Delta_s = \frac{V}{k_{seff}} \quad \text{여기서 } V \leq V_c$$

나) 전단 균열 발생 후 최대 모멘트 강도 도달 전

$$\Delta_s = \frac{V}{k_{scr}} \quad \text{여기서 } V \leq V_c$$

여기서 직사각형 단면 $k_{scr} = \frac{0.25\rho_y}{0.25 + 10\rho_v} E_s B d$

원형 단면 $k_{scr} = \frac{0.25\pi\rho_y/8}{0.25 + 10\pi\rho_v/8} E_s 0.64 D^2$

B : 단면의 유효 폭

d : 단면의 유효 깊이

D:원형 단면의 지름

다) 항복이후의 전단 변형

항복이후의 전단 변형은 휨 변형에 비례하여 증가하는 것으로 가정한다.

3) 기둥의 총변위

그러므로 기둥의 총 변위는 휨 변형과 전단 변형의 합으로 계산되며 다음과 같다.

$$\Delta = \Delta_f + \Delta_s$$

나. 전단강도 계산

기둥 부재의 전단 강도는 UCSD 수정 전단 모델 (Kowalsky, Priestley, 2000)를 사용하여 계산한다.

이 모델은 다음과 같은 특징을 가지고 있다.

- 1) 축력의 영향 고려
- 2) 연성도 증가에 따른 콘크리트 강도 저하 고려
- 3) 횡방향 철근에 따른 콘크리트 압축 영역 효과
- 4) 콘크리트 전단 강도에서의 종방향 철근비와 단면 가로/세로비에 따른 영향 고려

단면의 전단강도는 철근의 트러스 작용에 의한 기여부분, 축력에 따른 기여부분, 콘크리트 전단 강도의 합으로 계산되며 다음과 같다.

$$V = V_s + V_{cs} + V_c$$

여기서 직사각형 단면 $V_s = A_{sv} f_{yh} \frac{H - c_{lb} + \frac{d_h}{2} - c}{s} \cot(\theta)$

원형 단면 $V_s = \frac{\pi}{2} A_{sv} f_{yh} \frac{D - c_{lb} + \frac{d_h}{2} - c}{s} \cot(\theta)$

$$V_c = \alpha \beta \gamma \sqrt{f_{ck}} (0.8 A_s)$$

$$\text{단곡률} \quad V_p = P \frac{D-c}{2L}, \quad P > 0$$

$$\text{복곡률} \quad V_p = P \frac{D-c}{L}, \quad P > 0$$

$$\text{만약에 } P < 0 \text{ 이면, } V_p = 0$$

D : 원형 단면의 지름

H : 직사각형 단면의 높이

c_{th} : 종방향 철근의 피복 두께

d_h : 횡방향 철근의 지름

c : 공칭모멘트 M_n 이 작용할 때 중립축의 깊이

$$\alpha = 3 - \frac{M}{VH}, \text{ 그리고 } 1 \leq \alpha \leq 1.5 \quad (\text{원형일 때 } H \rightarrow D)$$

$$\beta = 0.5 + 20\rho_1 \leq 1$$

$$\text{단곡률} \quad \gamma = 0.37 - 0.04\mu_\Delta \text{ 그리고 } 0.05 \leq \gamma \leq 0.29$$

$$\text{복곡률} \quad \gamma = 0.33 - 0.04\mu_\Delta \text{ 그리고 } 0.05 \leq \gamma \leq 0.29$$

μ_Δ : 연성비는 최대 변위/항복 변위로 계산하며,

항복변위계산에서는 휨 변형만 고려하고,

최대 변위 계산에는 휨 변형과 전단변위를 포함하여 계산한다.

M, V : 위험 단면에서 모멘트와 전단력

$$\frac{M}{VH} = \frac{L_c}{H} : \quad \text{단곡률} : \quad L_c = L$$

$$\text{복곡률} : \quad L_c = \frac{L}{2}$$

ρ_1 : 종방향 철근비

다. 프로그램 소개

ACAPSA(Advanced Column Analysis Package : Section Approach)는 기둥부재의 내진성능 평가를 위하여 비선형 거동을 간단하게 계산하기 위하여 개발되었다. 설계대상 기둥부재를 파이버 요소를 이용하여 비선형해석하여 변위를 계산하기 위해 개발된 프로그램이다.

단면정보 및 재료의 물성치와 구성방정식을 입력하는 창과 한계상태곡선을 이용한 사용성 한계변위, 손상 한계변위 및 극한 한계변위의 계산이 가능하다.

1) 단면 정보

직사각형/원형단면 임의의 단면 단면검색 단면검색결과

콘크리트 단면 단면 폭 300 m 10 수렴오차 0.0001

☐ 원형 단면 단면 높이 400 n 10

☐ 보강판 단면 유무

두께(mm) 5 ☒ 좌측 보강판 ☒ 우측 보강판

☒ 상단 보강판 ☒ 하단 보강판

기둥높이(mm) 1200 곡률 single ▼

압축력(kN) 200 Ductility Mode uniaxial ▼

2) 주철근 입력 정보

주철근 단면

철근 배치 층수 5 주철근 피복두께(mm) 40

철근배치형태:1-직선, 2-원형 1

Layer0 Layer1 Layer2 Layer3 Layer4

레이어당 철근 수 3 한개 철근의 면적 D25 ▼ 506.7

Rebar	X-coord	Y-coord
Start Coord.	40	360
End Coord.	260	360

Assign

3) 재료의 물성치 및 구성방정식

주철근 단면

철근 배치 층수 5 주철근 피복두께(mm) 40

철근배치형태:1-직선, 2-원형 1

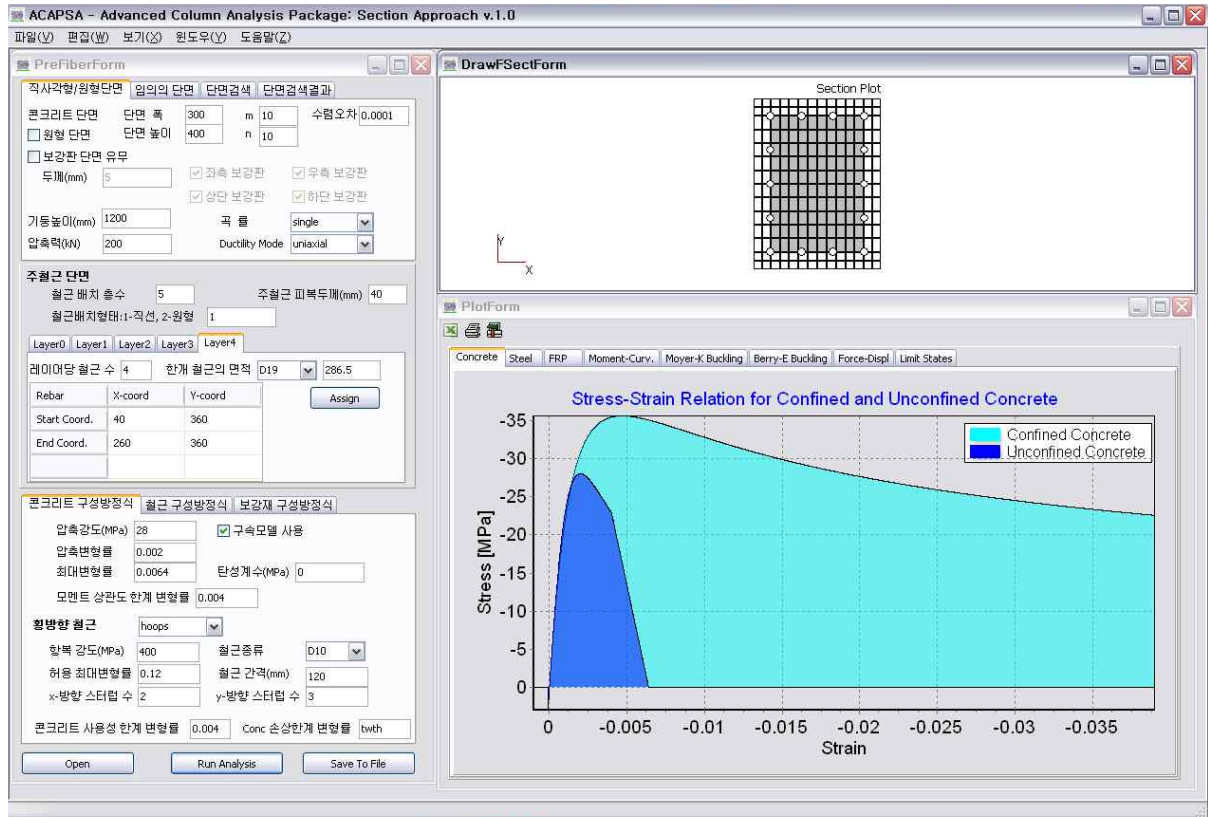
Layer0 Layer1 Layer2 Layer3 Layer4

레이어당 철근 수 3 한개 철근의 면적 D25 ▼ 506.7

Rebar	X-coord	Y-coord
Start Coord.	40	360
End Coord.	260	360

Assign

4) 수행결과 요약



<그림 3.206> ACAPSA - 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계

라. 콘크리트 기둥부재의 최적설계

단면의 성능평가를 위해 개발된 프로그램을 이용하여 성능보강을 위한 최적설계를 수행하였다. 비선형 재료거동으로 설계되므로 기존의 SUMT 등의 연속최적화 설계 알고리즘으로의 수행에는 한계가 있어서 본 연구에서는 직접 탐색기법으로 최적설계를 수행하였다.

1) 변위 기반 설계

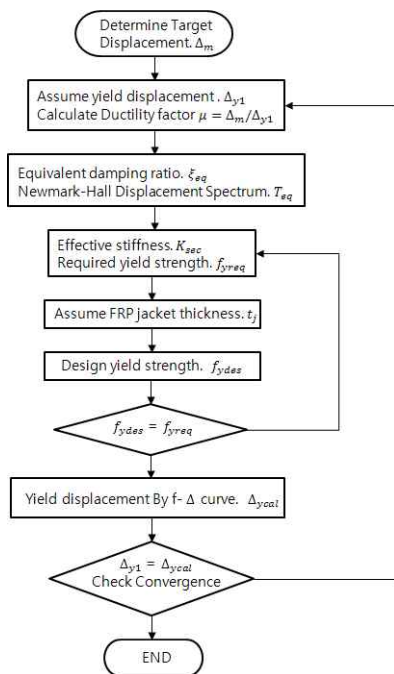
내진설계는 기존의 강도설계개념보다 성능설계개념의 필요성이 크게 부각되고 있으며 변위를 구조물의 성능평가 기준으로 사용하므로 변위 기반 설계법이라고도 한다. 비선형 거동하에서 구조물의 목표성능 구현은 강도보다는 변위가 더 지배적이므로 변위 기반 설계법에서 가장 중요한 인자는 변위가 되고, 목표변위에 대하여 대상구조물이 정해진 변위의 범위 아래서 거동할 수 있도록 설계한다. 콘크리트 기둥에 대하여 직접변위기반 설계법을 적용한 성능평가와 최적 보강설계에 대한 방법을 제시하고 검증하고자 한다.

2) 직접변위기반 설계법

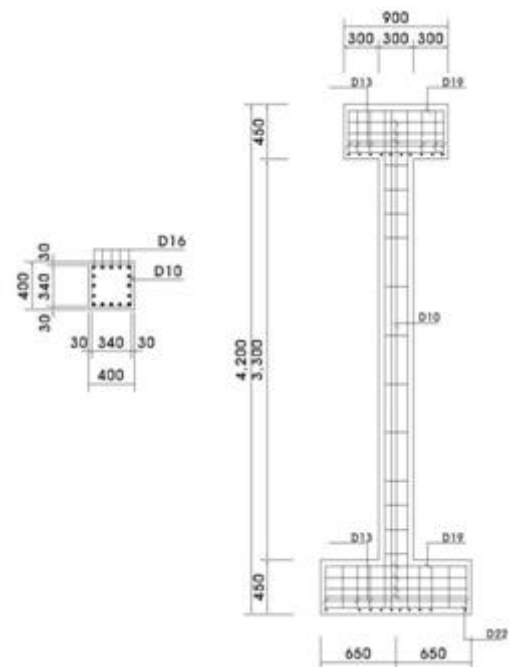
직접변위기반 설계법(Direct Displacement Based Method, DDBM)은 Kowalsky등(1995)이 제안한 방법으로 부재의 비선형 거동을 유효탄성계수법에 의해 단순화시킨다. 단자유도 시스템에 대한 손상을 변형률에 의한 변위한계로 나타냄으로써 지진하중에 대해 의도된 한계상태를 얻을 수 있도록 구조물을 설계하는 방법이다. 이 방법은 탄성설계응답 스펙트럼을 이용하고, 초기에 가정된 목표변위가 설계시에 직접적으로 고려되므로 반복수행시 각 감쇠비(Damping ratio)에 따른 변위응답스펙트럼을 작성하는 것이 필수적이다.

3) 변위기반 성능보강설계의 알고리즘 및 대상 구조물

단면보강으로 성능이 개선된 기둥 부재의 목표 변위를 기준으로 보강 두께를 설계할 수 있도록 아래와 같이 직접 변위기반 설계법의 흐름도는 다음 <그림 3. 207>과 같다. 다음 <그림 3. 208>은 보강설계를 수행할 대상 구조물이다. 대상 구조물의 기둥부 단면은 400*400*3300mm이며 상하부 슬라브의 두께는 450mm이다.



<그림3. 207> 변위기반 설계 흐름도

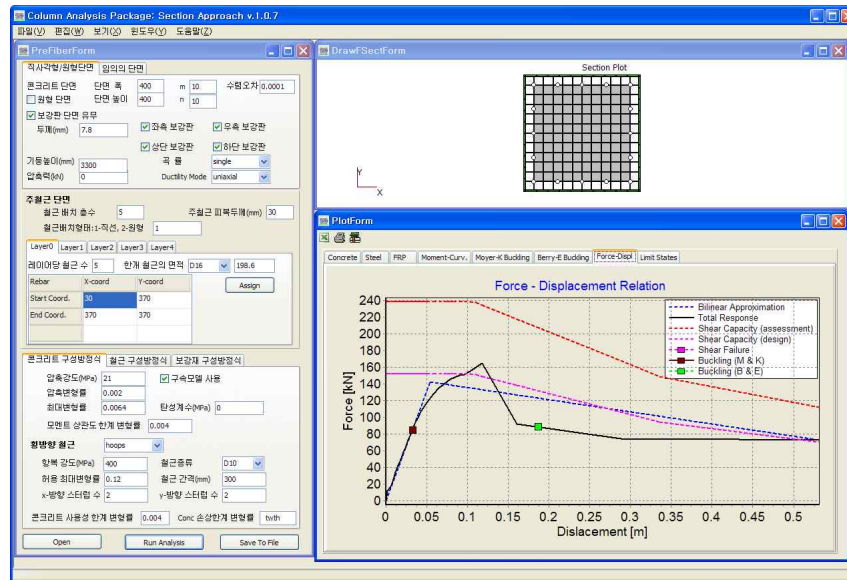


<그림3. 208> 구조물 형상 및 배근도

4) 직접탐색법에 의한 최적보강설계

직접변위 설계법을 적용하여 대상 구조물에 대한 내진성능 평가 및 보강설계를 수행하였다. 동일한 기둥의 경계조건을 단곡률과 복곡률로 구분하여 각각 수행하였다. 다음 <그림3.

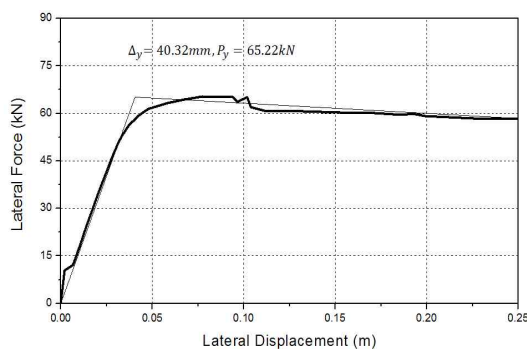
209>는 CAPSA의 메인 입출력창으로 부재 특성치의 입력과 비선형 해석 결과치를 한번에 확인할 수 있다.



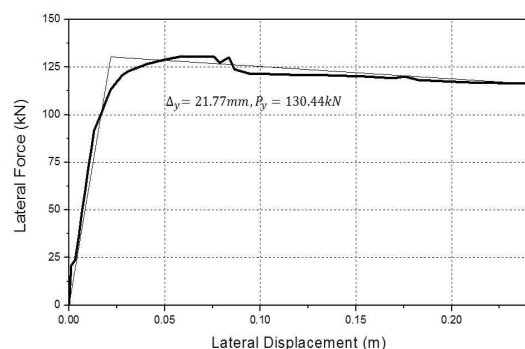
<그림 3.209> 층상화 해석에 의한 단면 성능평가

(1) 대상 구조물의 성능 평가

다음의 <그림 3.210>과 <그림 3.211>은 층상화 단면해석의 결과로 얻어지는 보강하기 전 기둥의 하중-변위 곡선이다.



<그림 3.210> 단곡률 기둥의 하중-변위 곡선



<그림 3.211> 복곡률 기둥의 하중-변위 곡선

(2) 내진성능 보강설계

내진성능 보강설계 대상 구조물에 대하여 변위기반 설계법으로 보강 두께를 설계하였다. 표 3.40은 변위기반 설계절차로 반복 수행한 결과를 나타낸 것이다. 변위기반 설계법에 의하여 설계 최대지진가속도에 대해서 목표로 하는 설계 변위 성능치와 계산된 보강두께는 단곡률로

설계한 경우 165mm와 7mm이며 복곡률로 설계한 경우는 100mm와 6mm로 계산되었다.

[표 3.40] 단곡률과 복곡률 기둥의 변위기반 설계

구분	um (mm)	Iter.	uy0 (mm)	μ	$\bar{\xi}_{eq}$ (%)	T_{eq} (sec)	fy (kN)	t (mm)	dgn. fy (kN)	uy (mm)
단곡률	165	1	60	2.75	29	0.87	143.0	7.8	142.17	54.35
		2	54.35	3.036	29.3	0.875	135.6	7	135.7	54.06
		3	54.06	3.052	29.3	0.875	135.3	6.95	135.27	54.04
복곡률	100	1	30	3.333	29.307	0.482	260.13	6.35	260.16	28.7
		2	28.7	3.484	29.259	0.481	255.38	6.1	255.77	28.15
		3	28.15	3.552	29.226	0.481	253.43	5.95	253.11	27.83
		4	27.83	3.593	29.203	0.481	252.30	5.9	252.23	27.72

보강 전 후의 기둥부재에 대한 내진 성능향상을 비교 검토를 위하여 항복변위 및 항복강도, 최종변위, 연성비를 정리하여 표 3.41로 나타내었다. 보강을 하지 않은 RC 기둥 부재에 대해 보강된 RC 부재의 연성비와 항복강도의 증가비율은 단곡률인 경우 1.43배와 2.08배 증가하였으며 복곡률인 경우 1.16배와 1.93배 증가하여 내진 성능이 향상 된 것을 확인 할 수 있었다.

[표 3.41] 보강 전후의 결과 비교

Design Parameters	단곡률 기둥		복곡률 기둥	
	RC column	Retrofitted	RC column	Retrofitted
Thickness of plate	-	7 mm	-	6 mm
Yield displacement	40.32 mm	54.06 mm	21.77 mm	27.72 mm
Total displacement	86.21 mm	165 mm	67.49 mm	100 mm
Ductility factor	2.138	3.052	3.100	3.608
Yield shear force	65.22 kN	135.7 kN	130.44 kN	252.23 kN

5) 결론

본 연구에서 개발된 층상화 단면 해석프로그램을 이용한 기둥의 성능평가 결과와 비선형 유한요소 해석을 비교 검토한 결과, 하중-변위 곡선은 항복 이후의 형상이 다소 차이가 있는 것으로 보여지나 주요 설계인자인 항복변위와 항복강도의 값은 상당히 유사하게 나온 것을 확인 할 수 있었다. 따라서 본 연구에서 제시된 변위기반 성능평가 및 설계법의 적용이 타당한 것으로 판단된다.

4. 국내의 철근콘크리트 학교건물에 대한 적용

가. 비선형 층상화 유한요소 해석

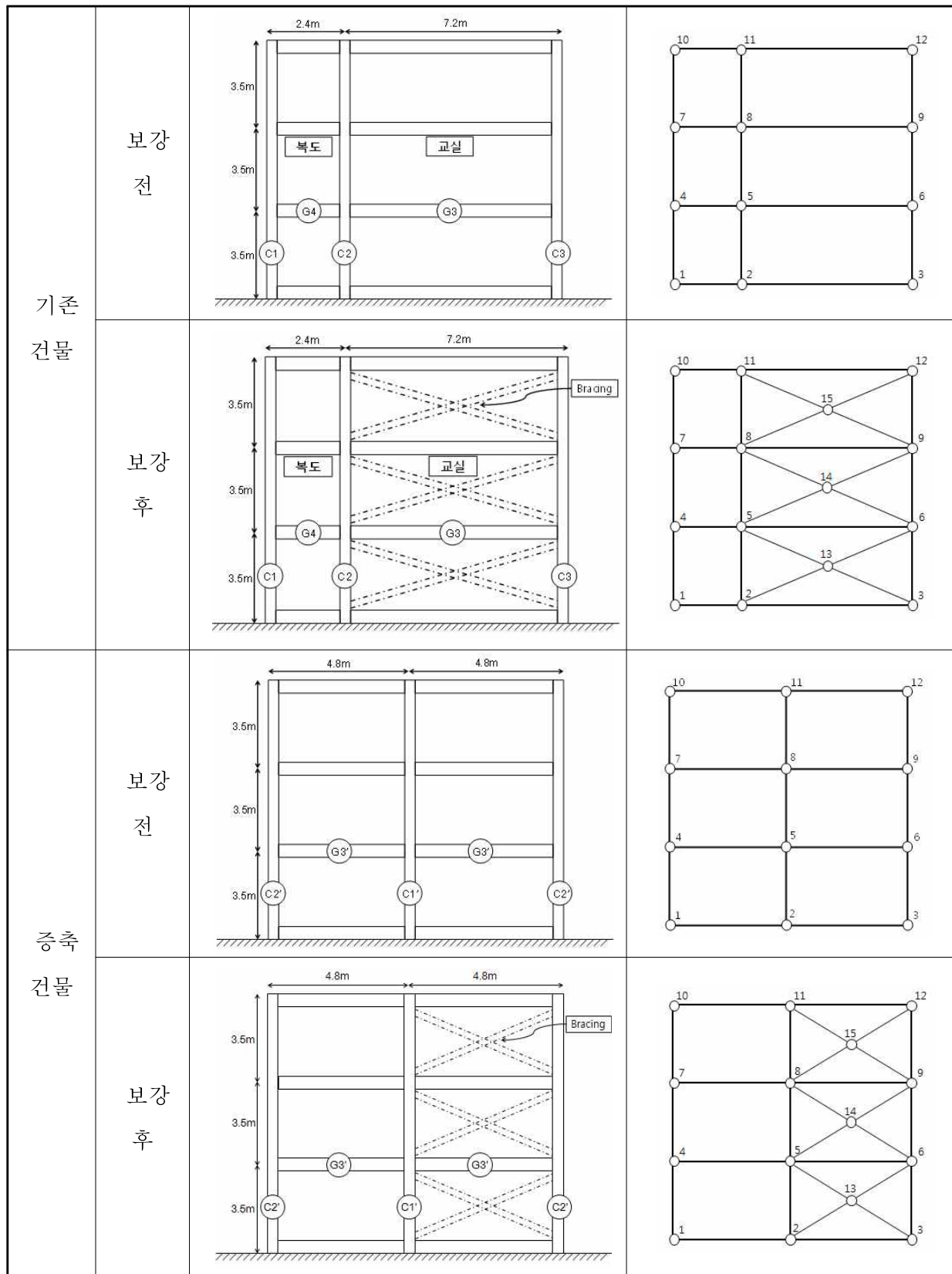
유연도법에 근거한 비선형 층상화 유한요소 모델을 이용하여 철근콘크리트 구조물해석을 수행하였다. 비선형 층상화 유한요소 모델을 이용한 해석은 단면의 특성이 고려되기 때문에 철근의 위치 및 보강재 등을 해석에서 고려할 수 있는 장점이 있다. 따라서, 철근콘크리트 구조물의 해석시 정적하중에 대한 비선형 거동을 예측하는 가장 실제적인 방법이라고 할 수 있다.

해석에 사용된 층상화 모델은 철근콘크리트부재의 축 방향으로 여러 개의 층으로 분해하여 Fiber로 이산화시키고 각 Fiber에 일축 구성관계를 연결시킴으로써 축력과 모멘트의 상호작용이 이루어지도록 하였다. 이러한 층상화 모델을 유한요소 해석 프로그램인 FEAP(Finite Element Analysis Program)을 이용하여 해석을 수행하였다.

나. 철근콘크리트구조물 모델링

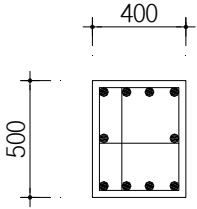
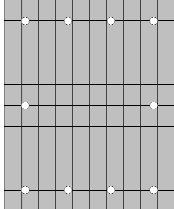
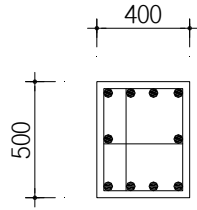
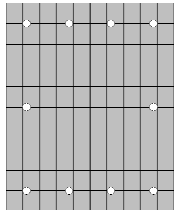
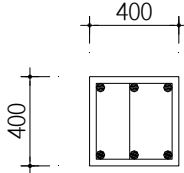
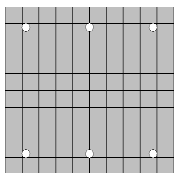
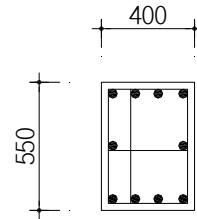
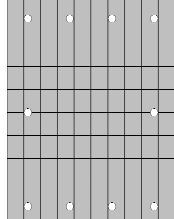
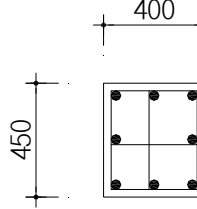
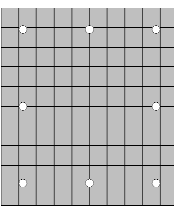
1) 해석구조물 및 단면제원

보강효과의 평가대상 구조물은 철근콘크리트 학교 건물 중, 기존건물과 증축한 부분을 가지고 있는 대표적인 학교건물을 적용대상으로 선정하였다. 선정된 구조물은 3층건물로서 철근콘크리트 뼈대로 이루어져 있으며 각 층의 높이는 3.5m이다. 기둥사이의 길이는 장방향은 4.5m 간격이며, 단방향은 기존건물과 증축건물의 구성이 다르다. 기존건물은 복도는 2.4m이고 교실은 7.2m의 간격이다. 증축건물은 4.8m로 동일하다. 기둥 부재의 단면구성 먼저, 기존구조물의 우측외측기둥은 C1, 내부기둥은 C2, 좌측외측기둥은 C3으로 이루어져 있다. 증축구조물은 외측기둥은 C2', 내측기둥은 C1'으로 이루어져 있다. 보 부재는 기존구조물의 장경간은 G3, 단경간은 G4부재로 이루어져 있고, 증축구조물은 모두 G3'으로 이루어져 있다. 기존구조물과 증축구조물의 대표 구조단면을 <그림3.212>와 같다.

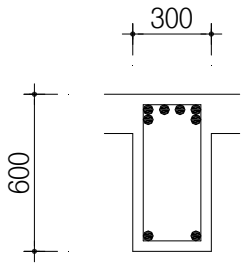
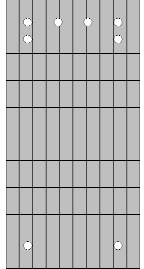
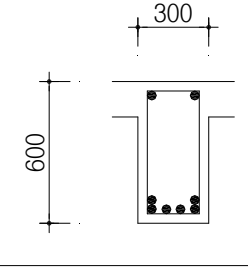
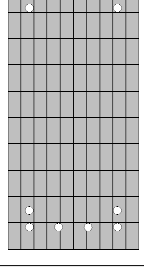
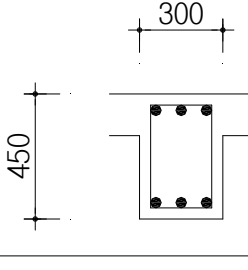
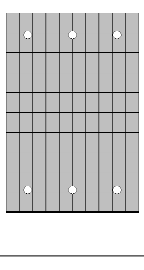
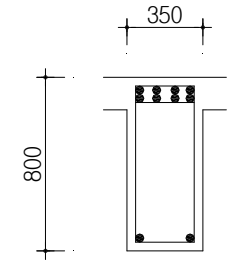
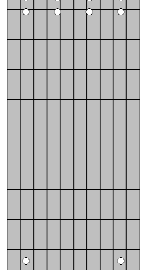
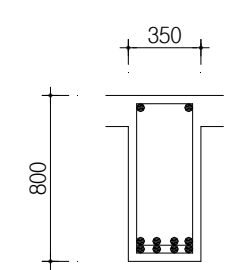
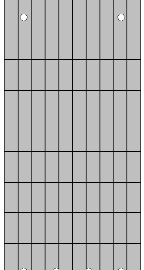


<그림3.212> 건물의 주요 단면별 구조도

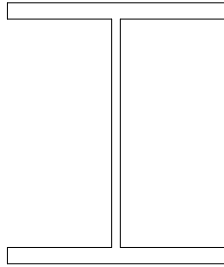
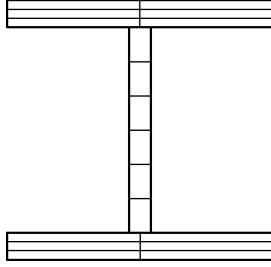
[표 3.42] 기둥의 단면제원 및 층상화 모델

구분	단면도	층상화 모델	주근
C1			10-HD 19
C2			10-HD 19
C3			6-HD 19
C1'			10-HD 19
C2'			8-HD 19

[표 3.43] 보의 단면제원 및 층상화 모델

구분	평면도	층상화 모델	상부근	하부근
G3			6-HD 19	2-HD 19
G3_c			2-HD 19	6-HD 19
G4			3-HD 19	3-HD 19
G3'			8-HD 19	2-HD 19
G3'_c			2-HD 19	8-HD 19

[표 3.44] 보강재(BRACING) 단면제원 및 증상화 모델

구분	단면도	증상화 모델	단면제원
보강재			H-200×200×8×12

비선형 증상화 해석을 하기 위한 구조단면을 이루는 각각의 기둥과 보의 단면제원과 증상화 모델을 [표 3.42] 와 [표 3.43]으로 나타내었다. 보강재인 H 형강의 단면제원 및 증상화 모델은 [표 3.44]에 나타내었다.

2) 철근콘크리트구조물의 재료 물성치

해석대상구조물의 콘크리트와 철근 및 보강재의 재료 물성치는 [표 3.45]와 같다. 보강재는 교차하는곳에 용접시공을 하였기 때문에 하나의 고정절점으로 간주하였다.

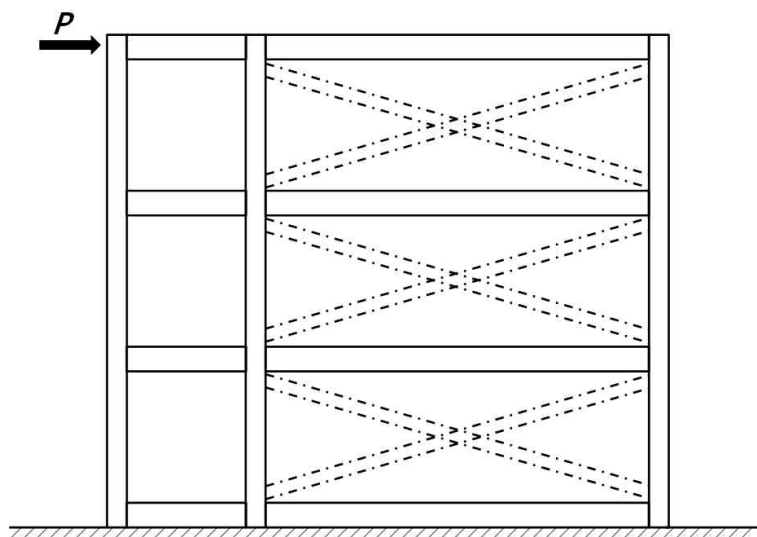
[표 3.45] 재료 물성치

구분	구분	물성치(Mpa)	비 고
콘크리트	압축강도(탄성계수)	23.8 (2.65×10^4)	
철근	철근강도(탄성계수)	400 (2.1×10^5)	
보강재	철근강도(탄성계수)	400 (2.1×10^5)	

3) 해석방법

해석대상구조물에 대하여 PUSHOVER해석을 수행하였다. <그림 3.213>은 구조단면에 하중을 가는 방법을 나타낸 그림이다. 구조물의 최상단부에 변위하중을 가력하여 최대 변위가 100mm가 될 때까지 해석을 수행하였다. 같은 방법으로 보강재로 보강한 단면에 대하여도 해

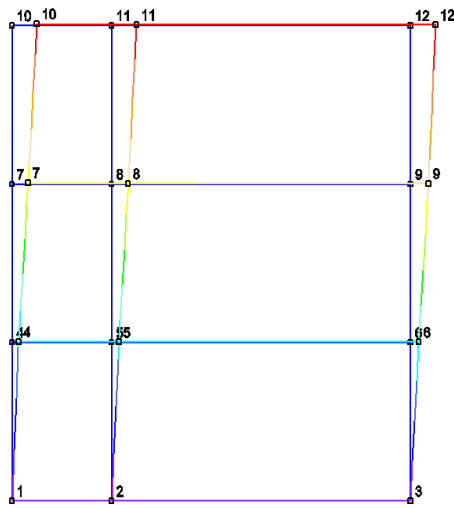
석을 수행하였다. 기존구조물과 증축구조물의 단면 구조가 다르지만 해석에 있어서는 동일한 방법을 사용하여 보강전후의 해석을 수행하였다.



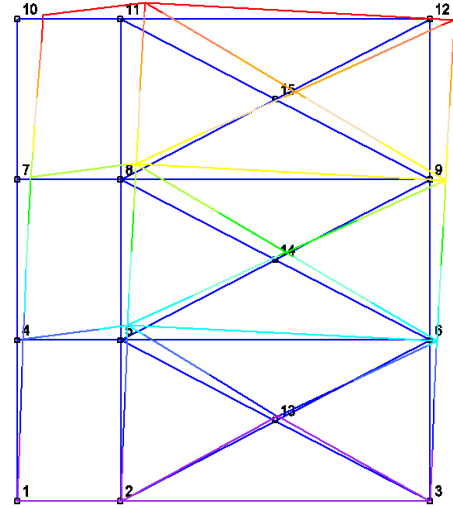
<그림3.213> 비선형 정적해석

다. 해석결과

<그림 3.214>는 기존구조물의 정적하중에 대한 구조물의 변형을 나타낸다. 기존구조물의 보강후의 변형은 보강전의 변형과는 다르게 변형에서 보강재의 효과가 나타나고 있다. <그림 3.215>는 증축구조물의 정적하중에 대한 구조물의 변형을 나타낸다. 증축구조물의 보강후의 변형은 기존구조물의 보강후의 변형에서와 비슷한 형상을 나타내지만 기존구조물에서의 보강재 효과보다는 적게 나타나고 있다. 이는 보강재의 사용이 기존조물에서 크게 작용하고 있는 것으로 판단된다.

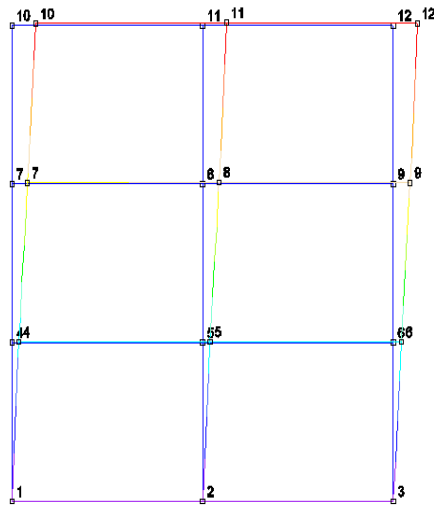


a. 보강전

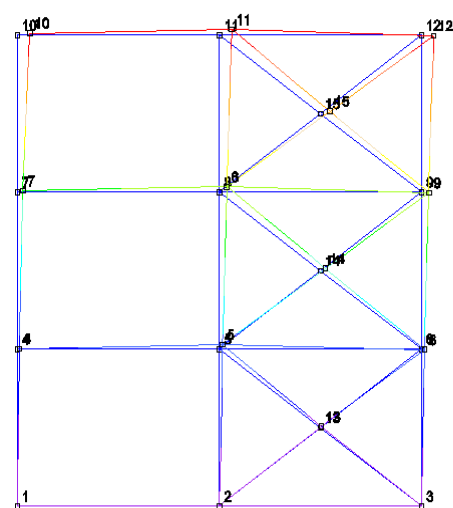


b. 보강후

<그림3.214> 정적하중에 대한 기존구조물의 변형



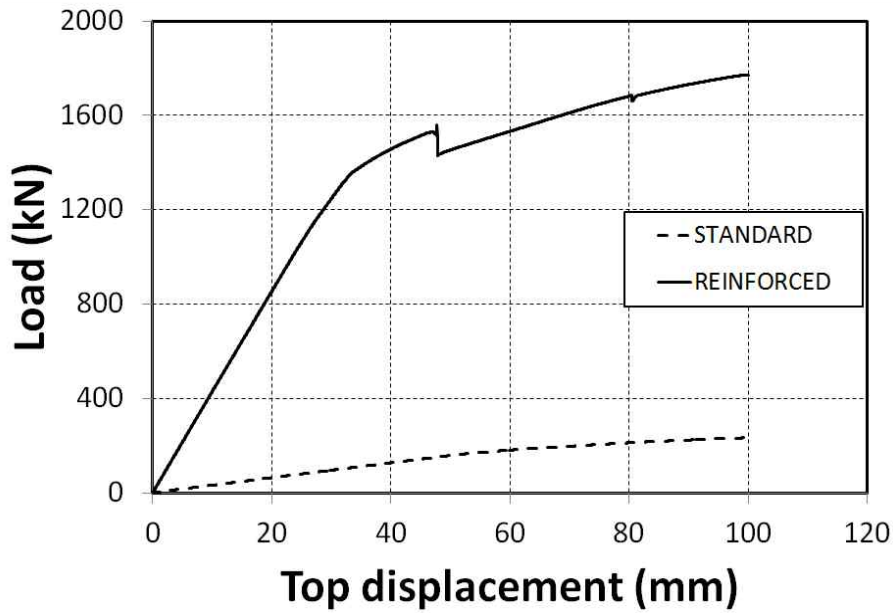
a. 보강전



b. 보강후

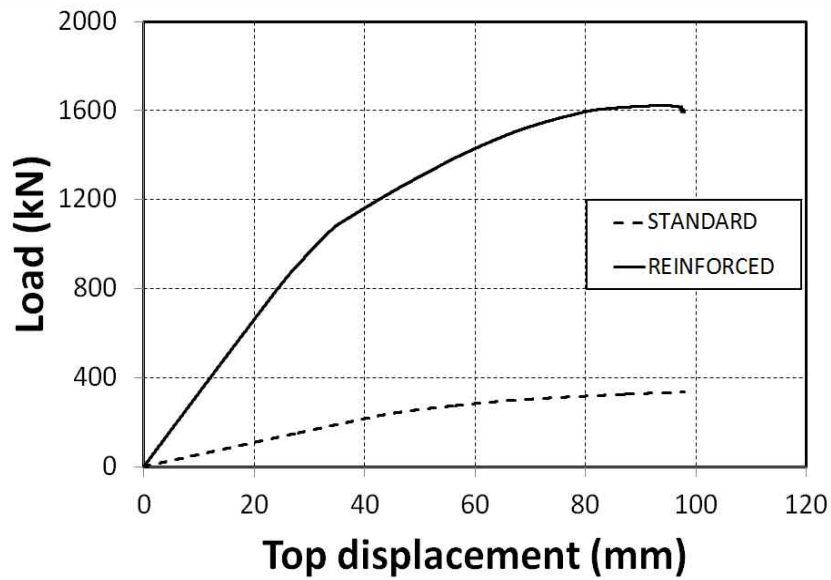
<그림3.215> 정적하중에 대한 증축구조물의 변형

구조물의 이력거동을 알기 위하여 비선형 정적해석에서 하중에 대한 최상층의 변위와 기둥 기초의 반력의 합을 그래프로 나타내어 비교하였다. 비선형 정적해석 결과의 횡변위를 검토하기 위하여 <그림 3.214>와 <그림 3.215>에서의 최고층의 하중의 작용위치에서의 횡변위와 기둥의 기초에서의 반력의 합을 그래프로 나타내었다. 이러한 그래프는 구조물의 강성과 연성을 구하는 주요한 자료가 된다.



<그림3.216> 기존구조물의 하중-변위 관계 곡선

<그림3.216>은 기존구조물에서의 보강전후의 변위-하중의 그래프이다. 이 그래프로부터 구조물에서의 보강재에 의한 보강효과를 알 수 있다. 보강전후의 구조물 전체의 탄성계수를 그래프의 기울기라고 봤을 때, 보강전의 초기 기울기는 약 3kN/mm이고 보강후의 초기 기울기는 약 42kN/mm로 보강후 구조물전체의 탄성계수가 약 14배 증가한 것으로 볼 수 있다. 변위가 40mm까지 증가할 동안 보강전의 강도는 약127kN 정도이고 보강후는 약 1457kN정도로 나타나 브레이싱으로 보강후 강도가 약 11배 증가한 것을 알 수 있다. 항복변위는 그래프상에서 초기 기울기 변화지점을 항복점이라 했을 때, 보강전은 약 60mm이고, 보강후는 약 35mm 정도이다. 연성비는 항복변위에 대한 파괴변위량이나 파괴변위의 결정이 어려우므로 연성비가 1일 경우 에너지 소산능력을 계산해 보면 보강후가 보강전보다 약 4배정도 크다. 따라서 기존 구조물에 브레이싱보강을 할 경우 강성은 약 14배증가하고 강도는 약 11배 증가하며, 에너지 소산능력은 약 4배 증가됨을 알 수 있다.

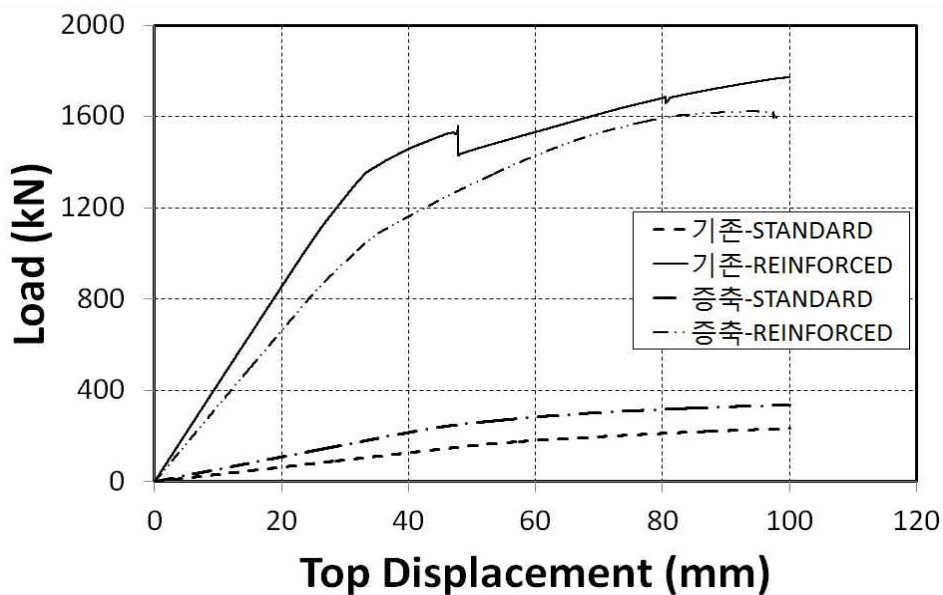


<그림3.217> 증축구조물의 하중-변위 관계 곡선

<그림3.217>은 증축구조물에서의 보강전후의 변위-하중의 그래프이다. 이 그래프로부터 구조물에서의 보강재에 의한 보강효과를 알 수 있다. 보강전후의 구조물 전체의 탄성계수를 그래프의 기울기라고 봤을 때, 보강전의 초기 기울기는 약 5kN/mm이고 보강후의 초기 기울기는 약 33kN/mm로 보강후 구조물전체의 탄성계수가 약 6배 증가한 것으로 볼 수 있다. 변위가 40mm까지 증가할 동안 보강전의 강도는 약215kN 정도이고 보강후는 약 1162kN정도로 나타나 브레이싱으로 보강후 강도가 약 5배 증가한 것을 알 수 있다. 항복변위는 그래프상에서 초기 기울기 변화지점을 항복점이라 했을 때, 보강전은 약 50mm이고, 보강후는 약 35mm 정도이다. 연성비는 항복변위에 대한 파괴변위량이나 파괴변위의 결정이 어려우므로 연성비가 1일 경우 에너지 소산능력을 계산해 보면 보강후가 보강전보다 약 6배정도 크다. 따라서 기존 구조물에 브레이싱보강을 할 경우 강성은 약 6배 증가하고 강도는 약 5배 증가하며, 에너지 소산능력은 약 6배 증가됨을 알 수 있다.

라. 결과 분석 및 결론

국내 철근콘크리트 학교건물의 내진성능을 평가도구의 적용을 위하여 해석을 수행하였다. 브레이싱 보강재의 보강효과를 위하여 기존건물과 증축건물의 대표 구조물단면을 선정하였다. 해석방법은 구조물의 최상단에 변위하중을 가력하는 PUSHOVER 해석을 수행하였다. <그림 3.218>은 기존구조물과 증축구조물의 보강전후의 변위-하중 그래프를 나타내고 있다.



<그림3.218> 대표구조단면의 하중-변위 관계 곡선

보강전의 최대강도는 증축구조물이 기존구조물보다 최대강도가 더 크게 나타났다. 하지만 보강후의 최대강도는 기존구조물이 증축구조물보다 더 크게 나타나고 있다. 이것은 기존구조물에 대한 보강효과가 증축구조물보다 더 효율적인 것으로 판단할 수 있다. 기존구조물에서 구조적으로 취약한 장지간의 구조부재사이에 보강을 했기 때문에 기존구조물보다 상대적으로 짧은 구조부재에 보강을 한 이유일수 있다. 구조부재 사이의 길이가 다르게 때문에 사용한 보강재의 길이도 다르고 여기에서 발생하는 보강차이가 최대강도의 차이로 발생 한 것으로 사료된다. 구조물에 따라서 보강전후로 강도와 강성, 연성능력이 최소4배에서 최대 10배 이상씩 증가한 것으로 나타났다. 하지만 주의할 것은 이 해석은 전체구조물에 대한 해석이 아니라 전체구조물의 대표 단면만을 사용한 해석이기 때문에 국부적인 보강효과가 전체 구조물의 강도와 강성, 연성을 대표하지는 않는다는 것이다. 대표단면의 해석을 바탕으로 구조물의 국부적

인 거동을 확인하고 전체구조물의 거동과 강도 등을 예측하는 방법에 대하여 다양한 연구가 이루어져야 한다.

또한, 보강재와 구조부재에 접합부에 대하여도 연구가 이루어 져야 한다. 해석에서는 보강재와 기둥부재의 연결이 완전한 고정단으로 연결되었다고 가정하였다. 하지만 설계상으로는 보강재를 앵커를 이용하여 기둥부재에 고정시키는 것으로 되어 있어, 추가적으로 연결부의 구조 검토가 이루어져야 할 것이다. 브레이싱의 교차점도 추가적인 해석이 필요하다. 브레이싱의 교차점은 용접이음으로 설계가 되어 있어, 교차점을 완전한 고정단으로 가정하여 해석을 수행하였다. 용접이음에 대한 접착효과를 검토하여, 고정단으로 가정할만큼 접착효과가 없다면 볼팅이나 기타 추가적인 보강이 교차점에 시행되어야 한다.

국내 콘크리트 학교 구조물의 기존 및 증축 구조물에 대하여 보강재로 보강할 경우 강도의 증가를 기대할 수 있다. 추후 보강재의 연결부와 브레이싱의 교차점에 대한 국부적인 거동에 대한 검토가 이루어진다면, 현재의 연구보다 더 정확한 구조물의 거동과 보강효과를 도출할 수 있을 것이다.

마. 결론

본 연구의 목적은 구조물-지반 상호작용을 고려한 구조물 비선형 동적해석이 가능한 해석도구를 개발하는 것이다. 이를 위한 선행 과제로 비선형 해석도구를 개발하였다. 해석도구의 적용성을 검증하고 더 나아가 국내의 대표적인 철근콘크리트 학교구조물을 선정하고 내진성능을 평가하였다.

구조물의 해석은 유연도법에 근거한 비선형 층상화 유한요소 모델을 해석을 수행하였다. 유연도법은 적은 수의 요소로도 상당한 정밀도를 제공해주는 장점을 갖고 있다. 비선형 층상화 유한요소 모델을 이용한 해석은 단면의 특성이 고려되기 때문에 철근의 위치 및 보강재 등을 해석에서 고려할 수 있는 장점이 있다. 철근콘크리트 구조물의 해석시 정적하중에 대한 비선형 거동을 예측하는 가장 실제적인 방법이다. 해석에 사용된 층상화 모델은 철근콘크리트부재의 축 방향으로 여러 개의 층으로 분해하여 Fiber로 이산화 하였다. 각 Fiber에 일축 구성관계를 적용하여 연결시킴으로써 축력과 모멘트의 상호작용이 이루어지도록 하였다. 철근콘크리트부재를 이루고 있는 콘크리트와 철근의 구성모델로는 Mohd Yassin(1994)과 Menegotto-Pinto(1973)모델을 사용하였다. 이러한 층상화 모델을 유한요소 해석 프로그램인 FEAP

(Finite Element Analysis Program)에 전산화하여 이를 이용하여 해석이 가능하도록 하였다. 지진과 같은 동적하중이 작용할 경우 구조물과 지반은 일체가 되지 않고 서로 분리되어 거동하게 된다. 따라서 구조물과 지반의 상호작용을 좀 더 엄밀히 모델하기 위해서는 구조물과 지반의 경계면을 적절하게 처리해 주어야 한다. 향후 구조물과 지반의 경계면에 적용할 경계모델에 대한 연구가 진행될 예정이다.

유연도법에 근거한 비선형 층상화 유한요소 모델을 이용하여 국내의 대표적인 철근콘크리트 학교 구조물을 선정하여 해석을 수행하였다. 비선형 층상화 유한요소 모델을 이용한 해석은 단면의 특성이 고려되기 때문에 철근의 위치 및 보강재 등을 해석에서 고려할 수 있는 장점이 있다. 비선형 해석도구에 동적해석이 가능하나 검증이 진행중에 있으므로 비선형 정적해석만을 검토하였다. 해석결과 구조물에 대한 비선형 해석이 가능함을 확인하였다.

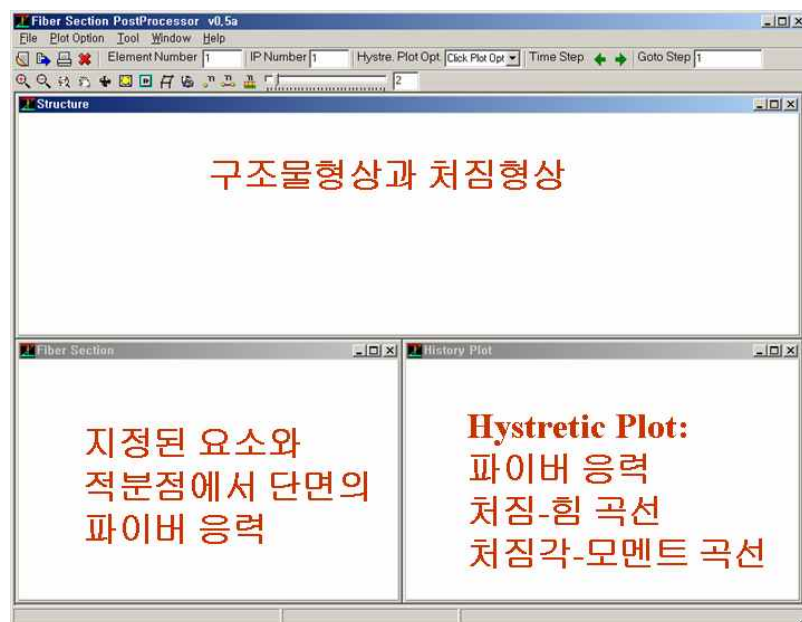
제9절 구조물 내진성능평가 통합시스템 개발

1. 통합시스템 개요

본 과제에서 사용될 구조물 내진성능평가 통합시스템을 다음과 같이 정의하여 개발하였다. 통합시스템에는 파이버를 이용한 구조물 내진성능평가가 가능하도록 파이버요소를 처리할 수 있는 전/후처리 시스템이 필요하며 외부에서 실행되는 비선형 동적해석 프로그램을 제어할 수 있는 부분이 필요하다. 또한 추가적으로 설계에 적용할 수 있도록 설계프로그램과 연동할 수 있는 제어절차가 필요하다.

통합시스템에서는 전후처리 시스템이 주된 역할을 하게 된다. 프리 프로세서에서는 사용자가 지정하여준 단면의 파라미터들을 이용하여 단면을 여러개의 파이버로 분할하여주도록 하였다. 지정 가능한 단면은 직사각형으로 이루어진 단면과 원형단면으로 기존의 거의 모든 구조물의 단면에 적용이 가능하다.

포스트 프로세서는<그림 3.219>와 같이 구조물의 형상과 변형을 보여주는 부분과 지정된 요소의 적분점의 단면에서 각 파이버의 응력을 보여주는 부분 그리고 지정된 구조부에 대한 이력 곡선을 그려주는 부분으로 구성되어 있다. 세부분은 각각 확대, 축소 및 프린터 출력이 가능하도록 되어 있어서 추후에 보고서 등에 이용할 수 있도록 개발하였다.



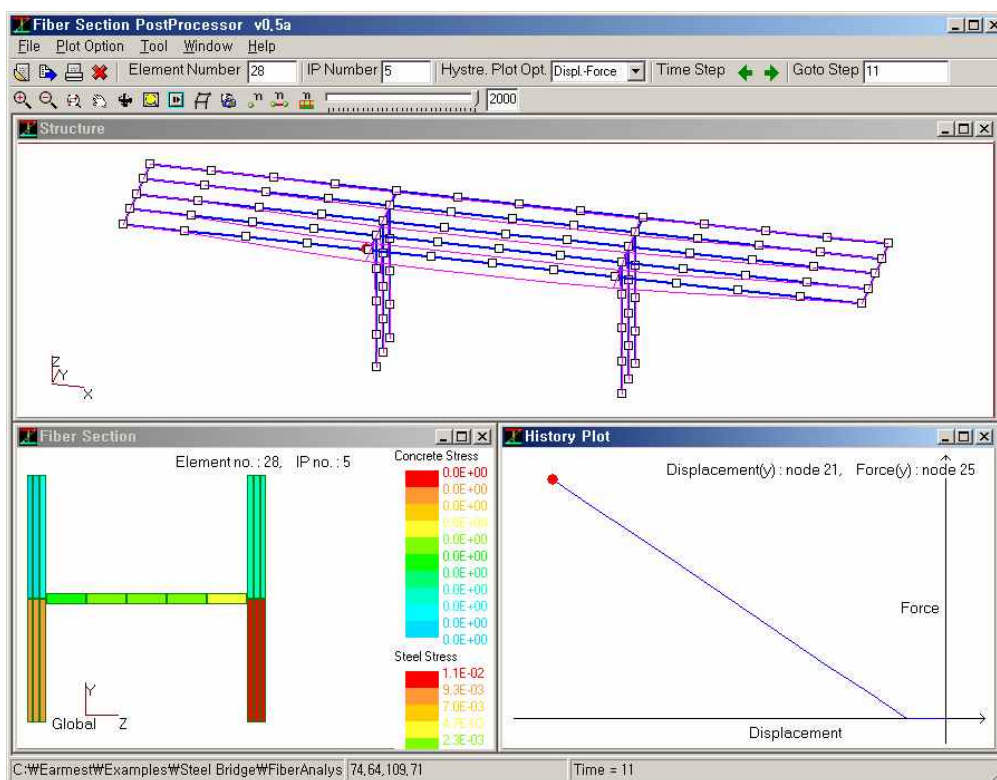
<그림3. 219> 포스트 프로세서 화면

2. 파이버요소를 이용한 전후처리 시스템

당해연도까지 개발된 통합시스템은 PEPSSIMan(Performance Evaluate Package for Soil Structure Interaction - Manager) 라고 명칭하였다. 다음은 개발된 통합시스템과 동적 비선형 해석 프로그램을 이용해서 수행된 몇가지 예제에 대한 결과 검토를 나타내었다.

가. 탄성해석

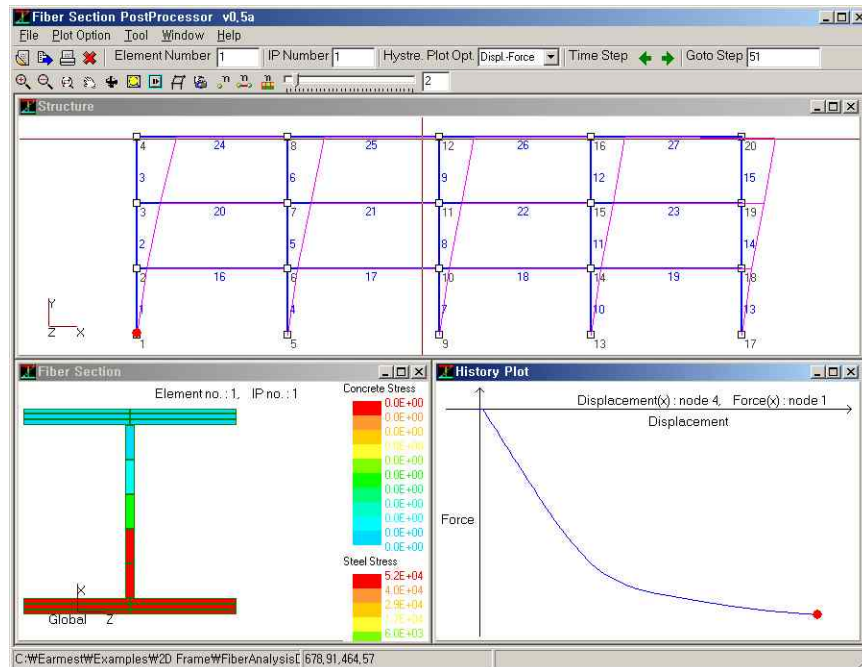
개발된 프로그램을 이용하여 재료가 탄성일 경우에 대하여 강교를 해석하였다. 해석결과는 <그림 3.220>과 같다. 단면은 I형강으로 이루어져 있다.



<그림3. 220> 교량의 탄성해석

나. 등가정적 비선형해석

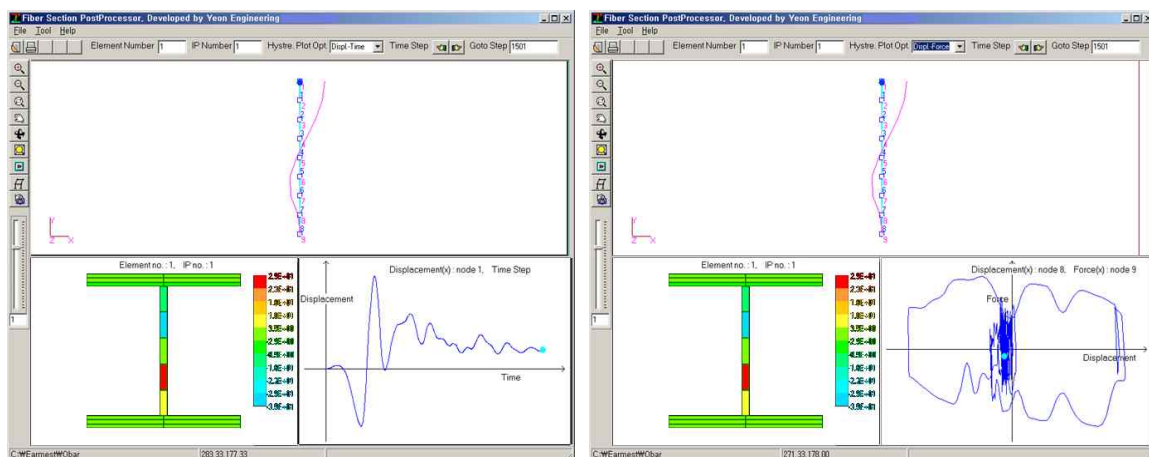
다음은 주차장 건물에 대해서 고유치해석을 수행하고 기본 고유치에 해당하는 고유벡터와 같은 비를 가지는 수평하중으로 주어서 비선형해석을 하는 등가정적 비선형해석을 수행하였다. <그림 3.221>은 그 결과를 보여주고 있다.



<그림3. 221> 등가정적 비선형 해석

다. 동적 비선형해석

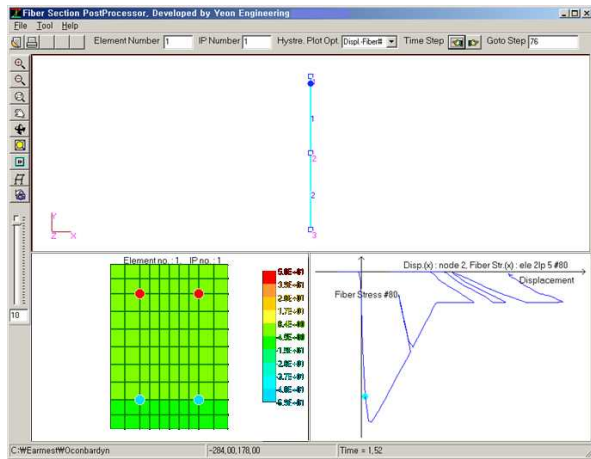
기둥에 대한 동적 비선형 해석을 수행하였다. <그림3.222>는 동적비선형 해석 과정에서 시간과 구조물의 처짐 간의 관계를 보여주며 <그림3.223>은 반력과 처짐간의 관계이다.



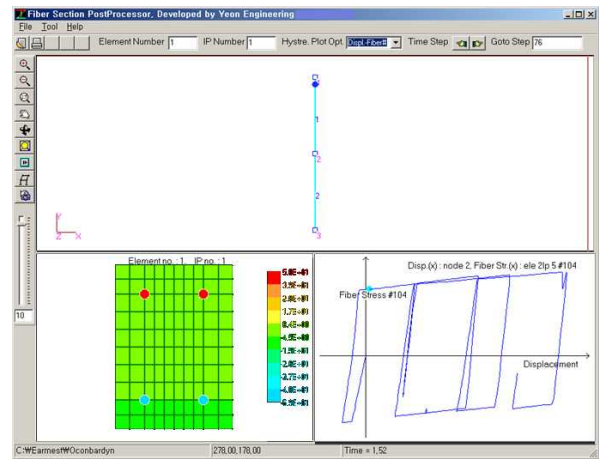
<그림3. 222> 동적 비선형 해석(강구조)

<그림3. 223> 동적 비선형 해석(강구조)

<그림 3.224>는 철근 콘크리트 기둥의 동적 비선형 해석 결과 중 콘크리트와 철근의 각 파이버에서의 응력을 보여주고 있다.



(a) 콘크리트의 응력

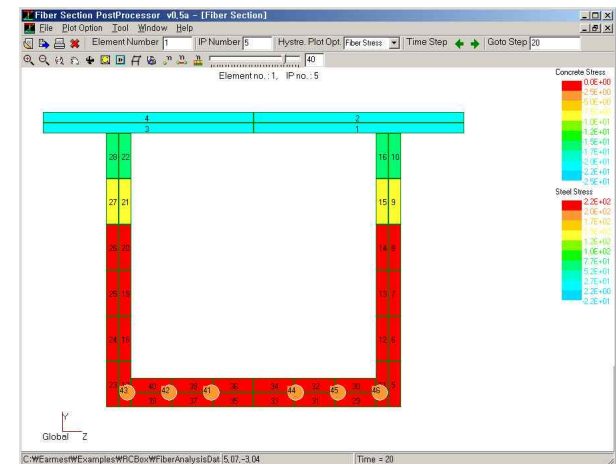
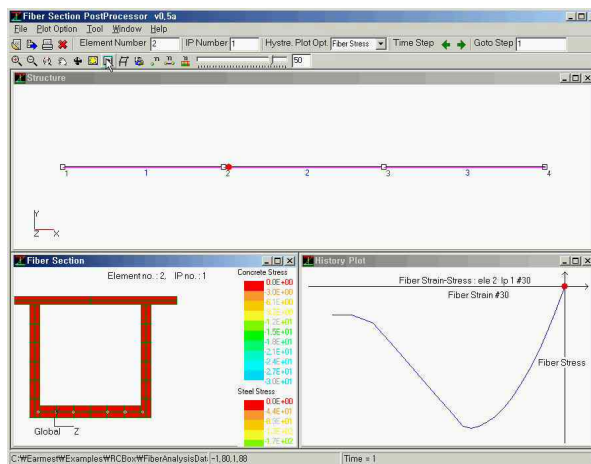


(b) 철근의 응력

<그림 3.224> 동적 비선형 해석 결과 (철근 콘크리트 단면)

라. 교량의 비선형 해석

<그림 3.225>는 철근콘크리트 박스형 교량의 비선형 해석 결과에서 단면의 콘크리트 응력을 보여주고 있다.



<그림 3.225> 철근콘크리트 박스교

3. 비선형 동적해석 도구와 성능평가 및 설계도구의 통합화

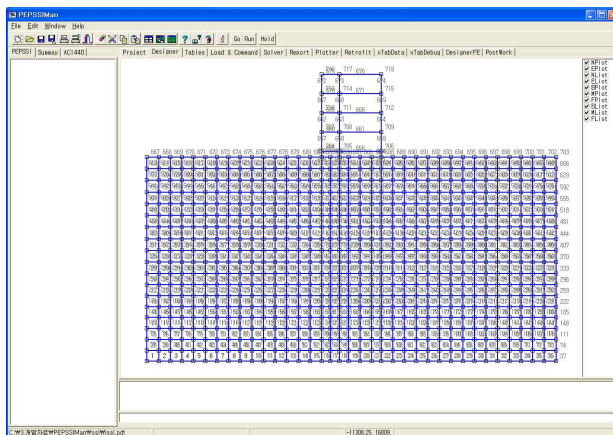
가. 통합 프로그램

구조물-지반의 상호거동을 고려한 비선형 동적해석 도구와 성능평가 및 설계도구를 통합화하여 비선형 동적해석, 성능평가 및 보강설계를 동시에 수행할 수 있도록 통합관리 프로그램 개발하여 사용성을 높이고자 함.

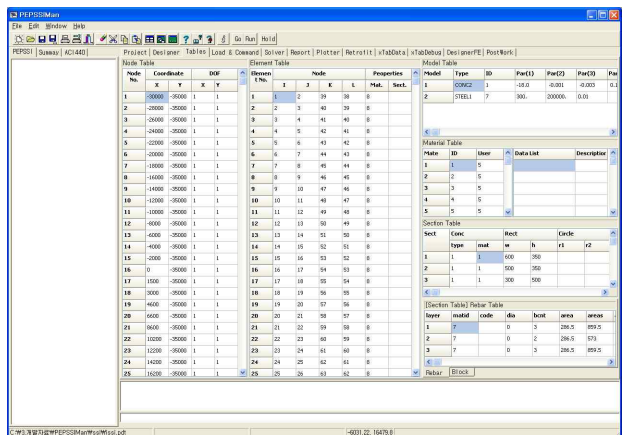
나. 구조해석 모델링 및 비선형 동적해석

개발된 PEPSSI를 이용하여 구조물-지반의 비선형 동적해석이 가능하도록 입출력 파일을 분석하여 통합관리를 수행할 수 있도록 데이터 파일 입력방법 및 결과 출력파일 양식 개선.

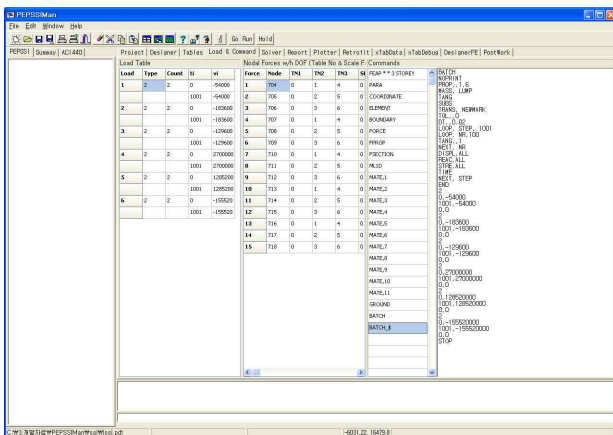
1) 구조물 및 지반 모델링



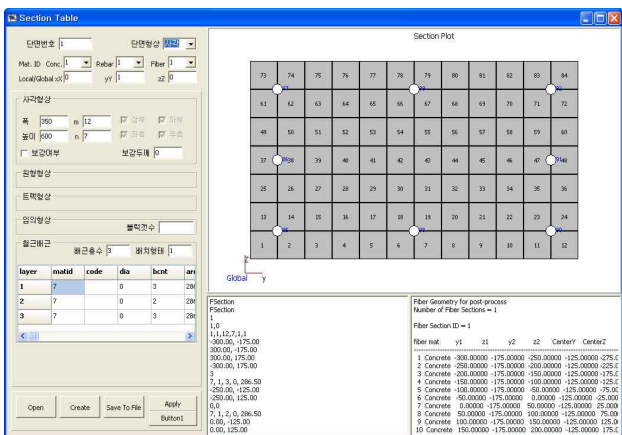
<구조물-지반 모델링>



<구조모델링 테이블>



<하중재하 및 해석조건>

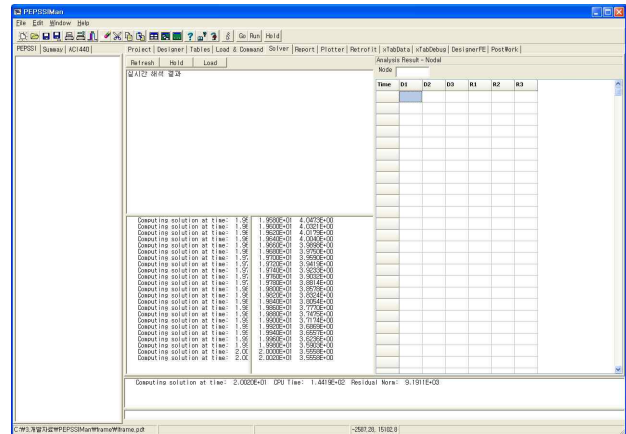


<구조부재의 파이버화>

2) 구조해석 수행



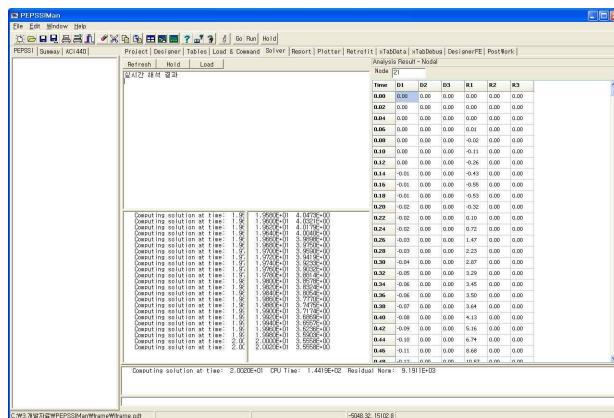
<FEAP의 시간이력해석>



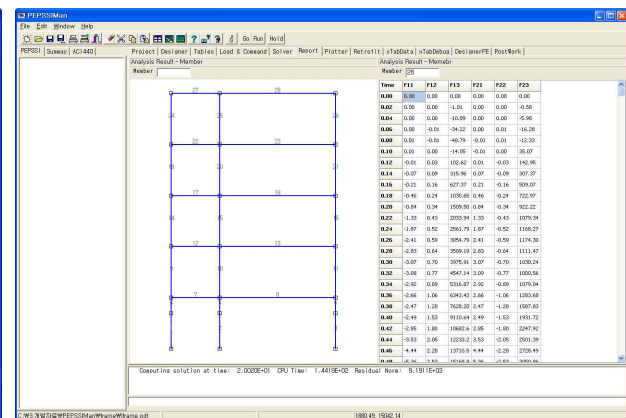
<구조해석 진행 모니터링>

다. 비선형 거동 분석 및 성능평가

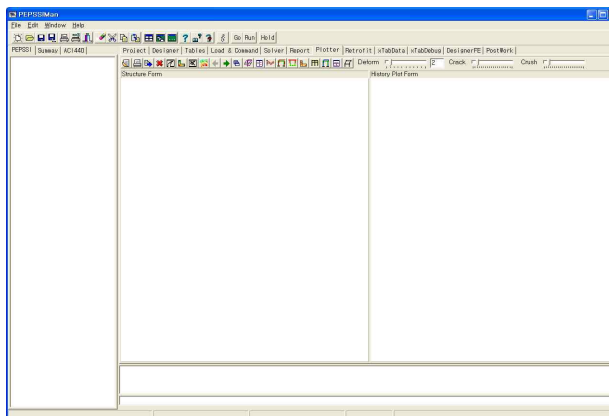
1) 구조해석 분석



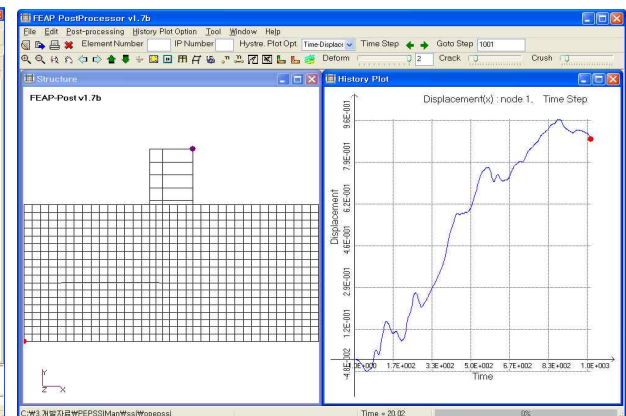
<절점 해석결과:변위,반력>



<부재 해석결과:단면력-축력,전단력,모멘트>

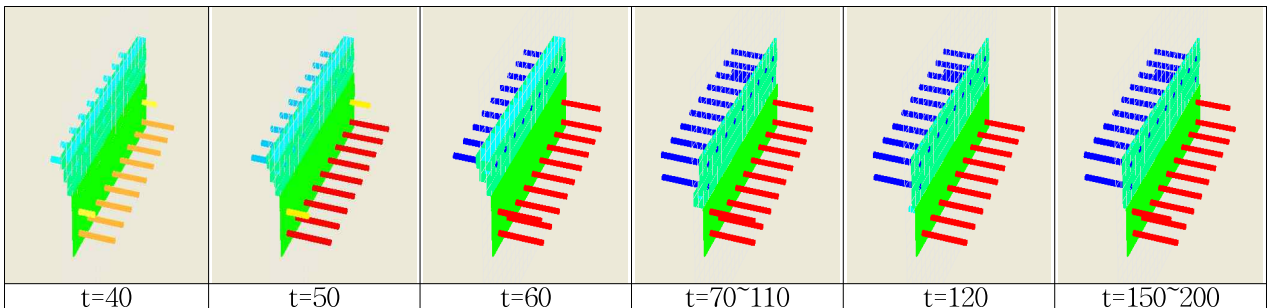
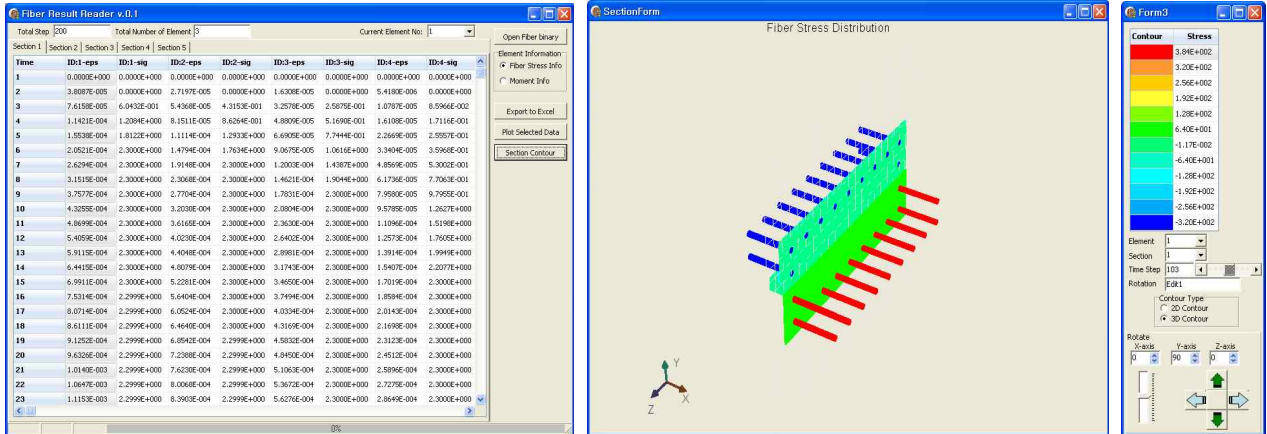


<해석결과 검토-후처리:이식중>

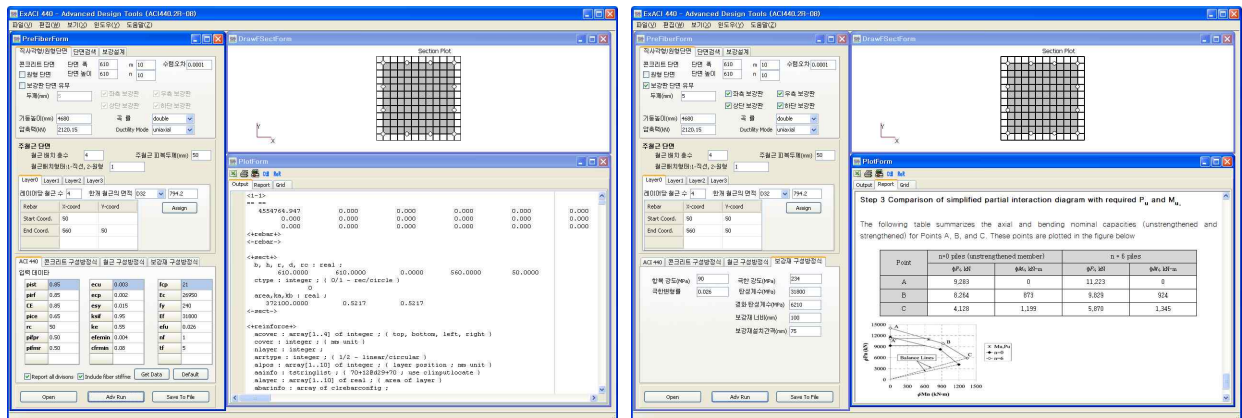


<독립된 후처리 시스템>

2) 비선형 거동 분석



라. 보강설계 수행



<보강설계-보강전>

ACI 440 콘크리트 구성방정식 | 철근 구성방정식 | 보강재 구성방정식

입력 데이터

pist	0.85	ecu	0.003	fcp	21
pirf	0.85	ecp	0.002	Ec	26950
CE	0.85	esy	0.015	fy	240
pice	0.65	ksif	0.95	ef	31800
rc	50	ke	0.55	efu	0.026
pilpr	0.50	efemin	0.004	nf	1
pifmr	0.50	cfrmin	0.08	tf	5

☒ Report all divisions

☒ Include fiber stiffness

Get Data

Default

<보강설계-보강후>

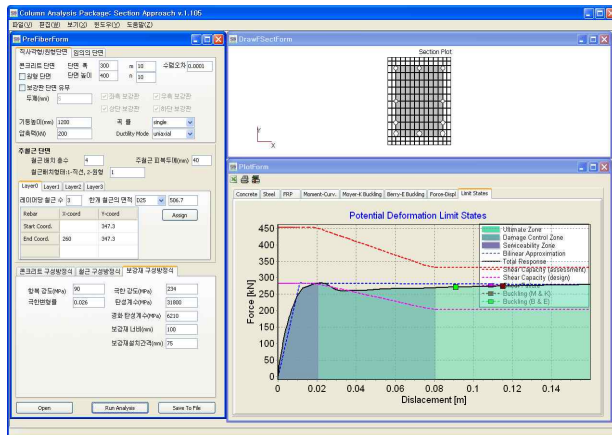
ACI 440 콘크리트 구성방정식 철근 구성방정식 보강재 구성방정식		
항복 강도(MPa)		
240	국한 강도(MPa)	600
0.008	탄성계수(MPa)	200000
0.12	항복극한 강도(MPa)	700
Raynor 모델의 파라미터		
3.3	모멘트 상관도 한계 변형률	0.015
철근 사용성 한계 변형률		
0.015	철근 손상 한계 변형률	0.06

ACI 440 콘크리트 구성방정식 철근 구성방정식 보강재 구성방정식		
압축강도(MPa)		
21	구속모달 사용	
0.002	압축변형률	
0.0064	최대변형률	
탄성계수(MPa)		
26950	탄성계수(MPa)	
모멘트 상관도 한계 변형률		
0.004	hoops	
철근 사용성 한계 변형률		
0.015	철근 종류	D13
0.12	철근 간격(mm)	300
2	x-방향 스테럽 수	y-방향 스테럽 수
콘크리트 사용성 한계 변형률		
0.004	Conc 손상한계 변형률	twk

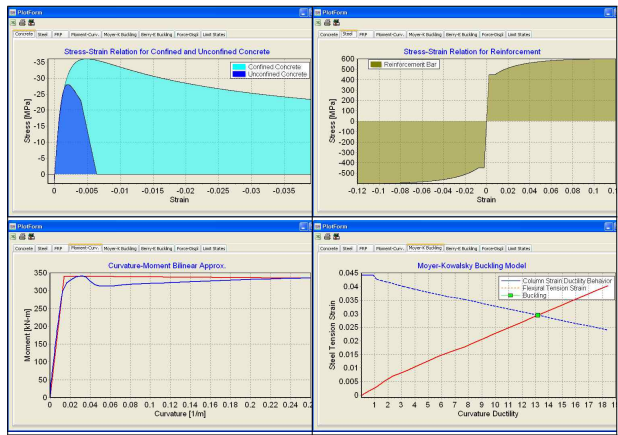
<보강설계변수-ACI440>

<보강설계변수-철근구성방정식>

<보강설계변수-콘크리트>

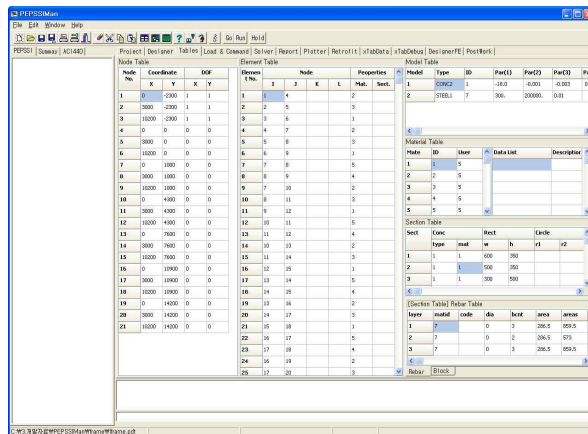


<변위기반 보강설계>

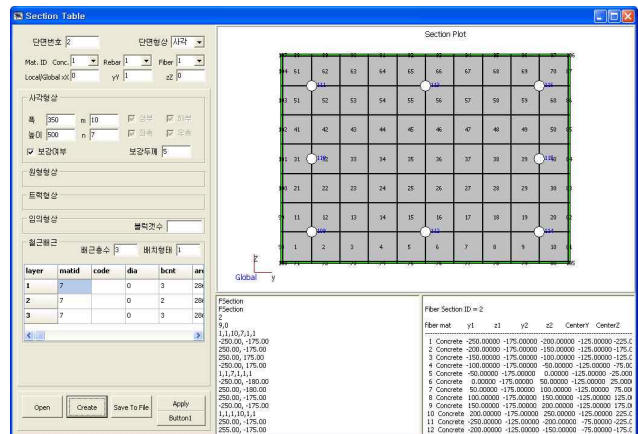


<변위기반 보강설계 절차>

마. 보강후 구조해석 및 구조해석 분석



<보강후 구조해석>



<보강된 구조부재의 파이버화>

제4장 연구개발목표 달성도 및 향후 추진계획

제1절 연구개발목표 달성도

1. 연구개발 목표의 달성도

가. 구조물 내진성능평가 통합시스템 개발

연구목표	주요 연구내용	달성도(%)
- 시간영역의 무한요소 개발 - 파이버모델/비선형 지반모델/무한요소의 통합화 - 구조해석도구와 성능평가도구 및 설계도구의 통합화 - 대상 구조물에 대한 성능평가 실시 및 프로그램 신뢰성을 위한 유사프로그램과의 검증	무한요소를 비선형 해석에 적용 가능하도록 시간영역 정식화	100
	각 개발 모듈을 통합화/패키지화	100
	구조해석과 성능평가도구의 통합시스템 안정화	100
	구조해석도구와 성능평가도구 및 설계도구의 통합 시스템 개발	100
	대상 구조물을 선정하여 개발된 평가도구를 이용하여 성능평가를 실시 및 대상 구조물을 선정하여 개발된 평가도구를 이용하여 성능평가를 실시 및 유사프로그램(ABAQUS, Visual FEA 등)과 비교 검증	100

나. 모드에너지 역량스펙트럼법을 사용한 구조물의 내진성능평가

연구목표	주요 연구내용	달성도(%)
구조물을 대상으로 내진성능평가를 수행하여 그 적용성을 검증하고 절차를 제시	내진보강구조물의 내진보강효과 검증	100
	복잡한 형상의 다자유도계 구조물의 내진성능평가에 적용	100
	지반-구조물상호작용을 고려한 구조물의 내진성능평가에 응용	100
	개발된 방법을 사용한 구조물의 내진성능평가 절차제시	100

다. 구조부재에 대한 내진성능 보강공법의 효율성 평가

연구목표	주요 연구내용	달성도(%)
주요 보강공법의 공법별 성능보강 설계기준안 작성	주요 보강공법의 보강성능 분석	100
	주요보강공법별 성능보강설계 기준 작성	100

2. 연구개발 목표 및 성과지표

구조물-지반 상호작용을 고려한 구조물 비선형 내진성능평가 도구개발 연구과제의 3차년도 연구개발 목표 및 성과지표는 다음과 같다.

구분	과제명	성과목표	성과지표	측정방법	목표치	가중치
질적지표	구조물 내진성능평가 통합시스템 개발	비선형 지반모델 개발	지반 비선형 요소 및 무한요소 구성모델 전산화 개선	기존 유한요소모델과의 결과비교	90%이상	10
		지반-구조물 평가 모델의 통합화	파이버모델/비선형지반모델/무한요소의 전산통합화	개발모델의 전산화 적용율	90%이상	10
			성능 평가 구조물의 해석 정확도	비선형 해석결과의 정확도	90%이상	15
		비선형동적구조해석 도구와 성능평가 도구의 통합시스템 개발 : 최적설계 절차 개발	설계결과 신뢰도 확보	연속최적화 결과와 비교	90%이상	15
	모드에너지 역량스펙트럼법을 사용한 구조물의 내진성능평가	내진보강구조물의 내진보강효과 검증	내진보강효과 검증	내진보강 전/후의 성능향상 결과비교	80%이상	6.25
		복잡한 형상의 다자유도계 구조물의 내진성능평가 적용	구조물형상에 따른 적용성	구조물의 형상에 따른 적용성 확인	80%이상	6.25
		SSI효과 고려한 구조물의 내진성능평가	최대응답예측 정확성	SSI 효과 고려 전/후의 최대응답 예측치	80%이상	6.25
		에너지기반 역량스펙트럼법 내진성능평가 절차 제시	내진성능평가 절차 제시	내진성능평가 절차 확인	절차제안	6.25
	구조부재에 대한 내진성능보강공법의 효율성 평가	주요보강공법의 공법별 성능보강 설계기준안 작성	휨 내진성능보강설계기법 제시	휨부재의 내진보강설계 기술 자료 제시	설계기법 제안 3건	12.5
			기동 내진성능보강설계기법제시	압축부재의 내진보강설계 기술 자료 제시	설계기법 제안 3건	12.5
소 계						100
양적지표	구조물내진성능평가통합시스템 개발		지적재산권 확보건수	소프트웨어 등록	2건이상	20
			저서 발간 건수	매뉴얼 발간	2건이상	10
			홍보 건수	학술대회 또는 프로그램 발표회	1건이상	10
			특허	특허출원	1건이상	10
	모드에너지 역량스펙트럼법을 사용한 구조물의 내진성능평가		국내외 학술지 논문게재 건수	국내외 학술지 논문게재	1건이상	15
			국내외 논문발표 건수	국내외 학술대회 발표	1건이상	10
	구조부재에 대한 내진성능보강공법의 효율성 평가		지적재산권 확보건수	소프트웨어 등록	1건이상	10
			설계기법 발간 건수	내진성능보강기법 발간	설계기법 제안	15
소 계						100

세부과제별 3차년도 연구개발 목표 및 성과지표는 다음과 같다.

가. 구조물 내진성능평가 통합시스템 개발

구분	과제명	성과목표	성과지표	측정방법	목표치	가중치
질적 지표	구조물 내진성 능평가 통합시 스템 개발	비선형 지반모델 개발	지반 비선형 요소 및 무한요소 구성모델 전산화 개선	기존 유한요소모델과의 결과비교	90%이상	10
		지반-구조물 평 가모델의 통합화	파이버모델/비선형지반모 델/무한요소의 전산통합화	개발모델의 전산화 적용 율	90%이상	10
			성능 평가 구조물의 해석 정확도	비선형 해석결과의 정확 도	90%이상	15
		비선형동적구조 해석 도구와 성능 평가 도구의 통합 시스템 개발 : 최 적설계 절차 개발	설계결과 신뢰도 확보	연속최적화 결과와 비교	90%이상	15
소 계						100
양적	구조물내진성능평가통합시스템 개 발		지적재산권 확보건수	소프트웨어 등록	2건이상	20
			저서 발간 건수	매뉴얼 발간	2건이상	10
		홍보 건수	학술대회 또는 프로그램 발표회	1건이상	10	
		특허	특허출원	1건이상	10	
소 계						100

나. 모드에너지 역량스펙트럼법을 사용한 구조물의 내진성능평가

구분	과제명	성과목표	성과지표	측정방법	목표치	가중치
질적 지표	모드에너지 역량스펙트럼 법을 사용한 구조물의 내 진성능평가	내진보강구조물의 내진보강효과 검증	내진보강효과 검증	내진보강 전/후의 성능 향상 결과비교	80%이상	6.25
		복잡한 형상의 다자 유도계 구조물의 내 진성능평가 적용	구조물형상에 따른 적용성	구조물의 형상에 따른 적용성 확인	80%이상	6.25
		SSI효과 고려한 구 조물의 내진성능평가	최대응답예측 정확성	SSI 효과 고려 전/후의 최대응답 예측치	80%이상	6.25
		에너지기반 역량스 펙트럼법 내진성능평 가 절차 제시	내진성능평가 절차 제시	내진성능평가 절차 확인	절차제안	6.25
소 계						100
양적 지표	모드에너지 역량스펙트럼법을 사 용한 구조물의 내진성능평가	국내외 학술지 논문게재 건수	국내외 학술지 논문게재	1건이상	15	
		국내외 논문발표 건수	국내외 학술대회 발표	1건이상	10	
소 계						100

다. 구조부재에 대한 내진성능 보강공법의 효율성 평가

구분	과제명	성과목표	성과지표	측정방법	목표치	가중치
질적 지표	구조부재에 대한 내진성능보강 공법의 효율성 평가	주요보강공법의 공법별 성능보강 설계 기준안 작성	휨 내진성능보강설계기법제시	휨부재의 내진보강설계 기술 자료 제시	설계기법 제안 3건	12.5
			기둥 내진성능보강설계기법제시	압축부재의 내진보강설계 기술 자료 제시	설계기법 제안 3건	12.5
소 계						100
양적 지표	구조부재에 대한 내진성능보강공법의 효율성 평가		지적재산권 확보건수	소프트웨어 등록	1건이상	10
			설계기법 발간 건수	내진성능보강기법 발간	설계기법 제안	15
소 계						100

3. 연구성과 및 계획

구분		성과명칭	인정기관	저자	추진 일정
논 문	개 재	Influence of incident angles of earthquakes on inelastic responses of asymmetric-plan structures	Structural Engineering and Mechanis	Dookie Kim, Sandeep Chaudhary, Charito Fe Nocete, Feng Wang and Do Hyung Lee	2013.02
		ASCE 7의 MCE와 MCER에 관한 고찰	한국방재공 학회	김두기	2012.10
		초고분자량 폴리에틸렌 섬유시트로 보강된 철근콘크리트 기둥의 실험적 내진성능평가	한국방재학 회	김승직, 장준호, 박동병, 최성훈	2013.06 (투고)
	발 표	구조물-지반 상호작용을 고려한 프레임 구조물의 비선형 동적해석 연구	한국전산구 조공학회 정기학술대 회	김기홍, 권민호, 송윤환	2013.04. 11
		인접 구조물의 지진응답에 대한 공간변이 지진동의 영향	한국콘크리 트학회 2012년 가을 학술대회	Md Iftekharul Alam, 김두기, 도정윤	2012.11
매 뉴 얼	지 서	Manual of Capacity Spectrum Method	-	김두기	2012.06
		Manual of PEPPSSIMan(웹시맨) - 프로그램 사용 매뉴얼 - 이론 매뉴얼	-	김기홍	2012.06
		Manual of RetroACI - 보강설계 매뉴얼	-	김기홍	2012.06
		철근 콘크리트 구조물의 FRP 보강 설계제안 및 설계예제집	-	김승직	2012.06
프 로 그 램	등 록	CSM_M (역량스펙트럼, 능력스펙트럼방법)	한국저작권 위원회	김두기	2012.06
		PEPPSSIMan(웹시맨)	한국저작권 위원회	(주)다산컨설팅트	2013.06
		RetroACI(리트로에이씨아이)	한국저작권 위원회	(주)다산컨설팅트	2012.06

4. 연구개발 수행 진도율

가. 구조물 내진성능평가 통합시스템 개발

연구 내용	2012년						2013년						진행 (%)
	7월	8월	9월	10월	11월	12월	1월	2월	3월	4월	5월	6월	
시간영역의 무한요소 개발													
무한요소를 비선형 해석에 적용 가능하도록 시간영역 정식화													100
파이버모델/비선형 지반모델/ 무한요소의 통합화													
각 개발 모듈을 통합화/패키지화													100
구조해석도구와 성능평가도구 및 설계도구의 통합화													
구조해석과 성능평가도구의 통합 시스템 안정화													100
구조해석도구와 성능평가도구 및 설계도구의 통합 시스템 개발													100
대상 구조물에 대한 성능평가 실시 및 검증													
성능평가를 실시 및 유사프로그램 (ABAQUS 등)과 비교 검증													100

나. 모드에너지 역량스펙트럼법을 사용한 구조물의 내진성능평가

연구 내용	2012년						2013년						진행 (%)
	7월	8월	9월	10월	11월	12월	1월	2월	3월	4월	5월	6월	
구조물을 대상으로 내진성능평가를 수행하여 그 적용성을 검증하고 절차를 제시													
내진보강구조물의 내진보강효과 검증													100
복잡한 형상의 다자유도계 구조물 의 내진성능평가에 적용													100
지반-구조물상호작용을 고려한 구 조물의 내진성능평가에 응용													100
개발된 방법을 사용한 구조물의 내진성능평가 절차제시													100

다. 구조부재에 대한 내진성능 보강공법의 효율성 평가

연구 내용	2012년						2013년						진행 (%)
	7월	8월	9월	10월	11월	12월	1월	2월	3월	4월	5월	6월	
주요 보강공법의 공법별 성능보강 설계기준안 작성													
주요 보강공법의 보강성능 분석													100
주요보강공법별 성능보강설계 기준 작성													100

5. 향후 추진계획

본 연구에서 개발된 연구 성과를 실제 업무에 활용 할 수 있도록 관련 기업에게 성능홍보를 추진하고 있으며 특히 성능평가 및 보강설계 도구를 실제 업무에 활용 할 수 있도록 관련 기업들과 유기적인 관계를 유지하여 기업이 보유하고 있는 공법에 적합한 설계 프로그램의 개발을 도모하여 연구결과를 활용할 수 있도록 추진 중이다.

제2절 연구내용의 관련분야 기술발전 기여도

1. 구조물 내진성능평가 통합시스템 개발

구조물과 지반의 상호 영향을 고려한 해석도구의 개발이 절실하다. 본 연구에서 개발된 구조물 비선형 모델을 사용하여 지반모델과 조합한 해석도구의 개발은 구조물 해석분야에서 획기적인 개발이 될 수 있다. 또한 지진과 이로 인한 구조물의 피해영향을 해석적으로 예측가능하게 됨으로써, 지진과 구조물의 내진성능 평가 분야의 바탕이 될 것으로 기대된다.

또한 본 연구를 통하여 구조물의 내진성능평가 및 내진성능 확보에 관한 원천 기술을 개발함으로써 내진설계 및 내진보강설계에 직접적으로 활용할 수 있으며 현재 보강공법에 대한 보강성능 및 사용성 평가를 통하여 적절한 보강공법을 제시할 수 있다.

2. 모드에너지 역량스펙트럼법을 사용한 구조물의 내진성능평가

- 본 연구를 통하여 강구조물에 국한하여 적용되었던 PBPD법을 보완·수정하여 RC구조물에 적용가능한 에너지기반 역량스펙트럼법을 제안하여, 복잡한 형상을 지닌 각종 사회기반시설물에 적용 가능한 내진성능 평가기술에 대한 후속적인 연구개발이 이루어질 것으로 판단된다.
- 본 연구 결과는 고정지반 모델에 국한되었으나 추가적인 연구를 통하여 구조물-지반 상호작용을 고려한 모델에 대한 적용이 가능할 것으로 예상된다.
- 본 연구 결과로 파생되는 구조물의 내진성능 평가기술은 토목, 건축 등 건설분야 전반에서 실제 구조물의 내진거동 예측 및 보강에 대한 유용한 도구로써 활용될 수 있다.

3. 구조부재에 대한 내진성능 보강공법의 효율성 평가

- 일반적인 구조물 보강공법의 단점인 큰 중량, 시공성 저하, 공용중 시공의 제한, 높은 가격등으로 사용영역에 제한이 있으나 새로운 소재 및 시공구조의 개선을 적용하여 경제성 및 보강성능의 확보가 가능하다
- 현재 전문적인 유지관리보수업의 소수성과 현 기술력의 문제점의 대두로 인한 사회기반구조의 관리미흡 및 붕괴유발을 초래하여 연구를 통한 신기술력 확보가 전망된다.
- 내진보강공법의 특성에 대한 기초 기술자료를 제공하요 보, 기둥 등의 내진보강에 적용이 가능하다.

- 새로운 신소재 및 보강재의 시공구조를 활용한 내진보강을 위한 정밀한 가이드라인을 제시할 수 있다.
- 내진보강공법의 데이터 베이스를 구축하여 기존구조물의 보수 및 보강 설계가 가능하다.

제5장 연구개발 결과의 활용계획

제1절 연구 성과의 활용방안

1. 해당 연구 성과의 활용방안

최근 지진에 의해 발생하는 구조물의 붕괴 및 안정성 저하, 수많은 인명피해 등 복잡한 도시의 구조물 내진성능확보에 관한 원천 기술을 개발함으로써 직접적으로 활용할 수 있을 것이다. 현재 내진보강재료로 사용되는 소재들은 경제성(비용고도) 및 시공성, 안전성(자중증가)의 문제점을 갖고 있다. 따라서 현재 새로운 소재를 적용한 내진보강공법개발에 따른 저비용-고성능화에 따른 내진보강기술의 발달이 필요하며, 본 연구를 통해 구조물의 휨, 압축 부재의 보강 성능을 확보함으로써 강도 및 연성의 중요한 매개변수 확립이 가능하며 새로운 재료 및 신기술을 활용한 내진보강의 정밀한 가이드라인 제시 및 실구조물 시 우수한 효과가 기대된다. 주요 활용방안으로는 다음과 같다.

가. 구조물 내진성능평가 통합시스템 개발

- 철근 콘크리트 구조물 해석의 정적 및 동적하중에 대한 비선형 거동을 예측하는 가장 실질적인 방법으로 활용
- 적은 수의 요소로도 상당한 정밀도를 기대할수 있으므로 대형 사회기반 시설물에 대한 해석 도구로의 사용이 적합
- 연구에서 개발될 내진성능평가 툴을 사용하여 복잡한 형상의 대형 사회기반시설물에 대한 내진설계 및 내진성능평가를 수행할 수 있으며 또한 이 연구에서 개발된 요소기술은 기존 컴퓨터 수치해석 S/W의 모듈로 사용되어 구조물의 특화된 해석도구로써 사용될 수 있다

나. 모드에너지 역량스펙트럼법을 사용한 구조물의 내진성능 평가

- 국내 지진의 빈도수가 증가함에 따라 내진설계에 대한 기준이 강화되고 있어, 기존 시설물 및 내진 보강된 구조물의 내진설계 및 내진성능평가에 활용 가능
- 복잡한 형상을 가진 각종 구조물의 내진성능평가에 활용 가능
- 구조물의 비선형 거동 예측 및 내진성능평가에 대한 기술 구축 및 실용화 가능

- 구조물과 지반의 비선형성을 고려하여 보다 정밀한 구조물의 내진성능평가에 활용 가능
- 지진 발생시 사회기반시설물의 피해를 최소화시키기 위한 내진설계 및 내진성능 평가기술의 향상.

다. 구조부재에 대한 내진성능 보강공법의 효율성 평가

- 인위적(진동)·자연적(지진)재해 및 재난에 대한 내진보강 기법에 적용하는데 활용
- 재해 및 재난에 대한 예방, 대비, 대응 등 재난저감 대책을 수립하는데 활용
- 지진재해에 대한 사회기반시설의 내진보강시스템을 구축함으로써 내진설계 실무분야에 전문가들이 구조물 설계 및 재해대책 수립을 위해 효율적으로 활용
- 교육과학기술부는 기존 학교 시설물을 내진보수보강 등 리모델링을 하는데 31조 5000억원의 예산이 소요될 것으로 예상하고 대책을 수립하고 있으며 이에 따라 국내에서 적용도가 상당할 것으로 예상됨.

2. 내진성능 보강시스템의 전망

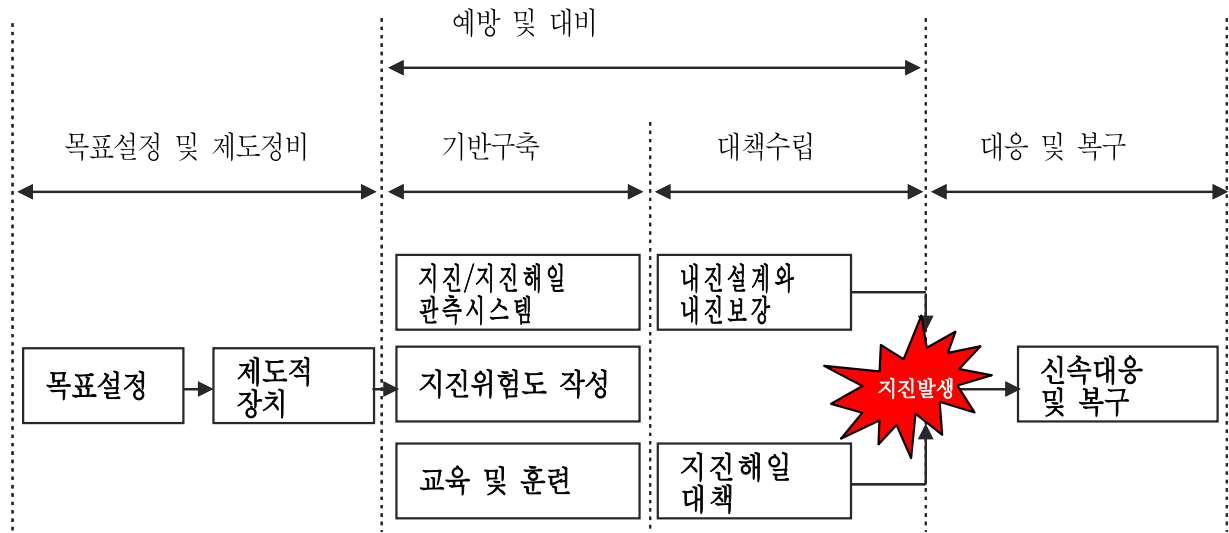
지진재해대책법의 근간을 이루는 지진 방재 종합대책을 통하여 지진에 대한 대응 방식에 대한 소개를 통하여 내진성능 보강시스템의 필요성을 확증하였다. 대응기관별 추진 현황을 검토하기 위하여 도시철도 운영기관의 지진방재 대책 및 대응 방안을 확인하여 도시철도 내진성능보강시스템의 개발 필요성을 검증하였으며 최근 내진성능보강 사업에 가장 중요한 부분인 학교시설물 내진성능보강 사업에 대한 계획 및 사업추진 결과를 확인하였다. 지진에 대한 안전한 대비책을 위해서는 경제적이고 효율적인 프리캐스트 내진성능 보강시스템이 필수적이라는 것을 알 수 있다.

가. 지진 방재종합대책

1) 기본방향

국가차원의 내진성능 목표설정 및 법 제정 등 각종 제도정비로 지진재해에 강한 국가를 건설하고 지진/지진해일 관측 및 예·경보시스템 개선으로 초기대응 태세 완비하며 지진재해대응 시스템 구축 및 교육·훈련강화 등 신속대응으로 피해경감 및 확산방지를 함으로써 내진설계 기준강화 및 지진위험도 작성 등 지진재해경감기반 구축을 마련하기 위함이다.

2) 추진체계



3) 국가 내진성능 목표설정

지진재해로 인한 인명 및 재산피해 최소화와 마비된 사회 기능의 조속 회복을 위해 국가 내진성능 목표 설정을 추진하는 것이다. 분야별 R&D를 추진하고, 사회적 합의를 거쳐 설정.

4) 내진설계와 내진보강

내진설계기준의 상위개념 정립추진

- 국가차원의 시설물 내진등급 분류와 등급별 허용피해목표 설정(소방방재청)

5) 기존시설물 내진성능 평가 및 내진보강 추진

부처별로 기존시설물에 대한 내진성능을 평가하고, 그 결과에 따라 중장기계획을 수립하여 내진보강(관련부처청)을 추진하고 개인소유 시설물 내진성능평가 및 내진보강을 지원하는 내용을 골자로 하고 있다.

6) 공공시설과 저층건물 등에 대한 내진대책 특례추진

대규모 인명피해가 우려되는 공공시설과 정부보조·지원을 받아 신축하는 저층건물은 내진대책 강구를 추진하고 지역재난안전대책본부 및 재난종합상황실 내진대책 강구추진하며 지역재난안전대책본부와 재난종합상황실은 내진설계가 되거나, 내진보강이 완료된 건물을 설치하고자 한다.

7) 추진계획

지진방재종합대책은 소관부처청 책임하에 추진하되, 중앙재난안전대책본부(소방방재청)에서 총괄한다. 8개 분야 25개 개선과제에 대한 종합대책을 단기에 추진 가능한 부분과 중·장기 대책으로 구분하여 소관 부처청별로 추진. 25개 개선과제를 소관 부처청별로 40개 세부과제로 세분하여 종합대책 추진.

지진방재종합대책 추진 소요예산액 : 2조 2,004억원

- 지진관련 R&D계획 : 66건 2,467억원
- 내진성능평가 비용 : 12천동 1,371억원(학교 및 공공시설)
- 지진재해경감대책 : 27건 1조 8,166억원

※ 내진보강 비용 미포함(내진성능 평가 후 소요사업비 산출가능)

나. 도시철도 운영기관의 지진방재 대책

2009년 국토부의 국토해양지진 방재대책에 의하면 도시철도 시설물은 새로운 내진설계기준을 마련하여 2014년까지 지속적으로 내진성능보강을 수행할 계획이다.

- 도시철도 내진설계기준 개정 추진 및 기존 구조물 보강
 - 도시철도 시설물 내진성능 예비/상세평가 지침개발('09)
 - 서울메트로 등 7개 지하철 공사 내진 예비평가지행('06~'08)
 - 교량 8개소 내진성능 보강 시행('09.1~'09.12)
 - 서울메트로 2-4호선 고가 교량 내진성능 상세평가 및 보강방안수립 용역('09.4~'10)
 - 지하철 2-4호선 지하BOX 내진성능 상세평가 및 보강방안수립 용역('10.3~'11)
 - 내진보강 필요시설물 지속보강(교량 270개, 터널 32개)('10~'14)

1) 추진현황

- 도시철도 구조물에 대한 내진설계기준 제정('05)
- 도시철도 시설물 내진성능 평가에 대한 지침이 없어, 각 기관마다 서로 다른 기준으로 내진성능 평가 및 보강 수행

<내진설계 현황>

시설물 구분		총계	내진설 계 적용	내진설계 미적용					내진 비율 (%)	비고
				시설물 수	내진성 능 양호	내진성능 보강 필요시설물				
						내진보강 기 실시	내진보강 미실시			
							건수	소요예산		
소계	교량	70	14	56	7	-	49	-	30.0	
	터널	613	-	613	484	-	129	-	78.9	
	건축	725	20	705	570	-	135	-	81.4	

2) R&D 및 연구용역 실적

소관부서	추진상황	과 제	기 간	예 산 (백만원)	추진부서 (기관)	비고
광역시도 철도과	추진중	도시철도 역사 및 터널의 내진성능 보강시스템개발	'08.7~'12.6	1,460	국토해양부	

3) 세부 추진계획

- 도시철도 설물 내진성능 예비/상세평가 지침개발 및 내진설계기준 개정안 작성
 - 도시철도 시설물내진성능 예비/상세평가 지침개발 ('09)
 - 내진설계기준 개정(안) 마련 및 고시 ('11)

다. 학교시설 내진보강 추진계획

쓰촨성 지진이후 '08.5.20 국무회의 시 대통령님이 학교건물에 내진대책을 지시한 바 있고, 「지진재해대책법」 제15조 및 제16조에 따라 체계적인 내진보강기본계획 수립 및 내진보강대책을 강구하기 위하여 기존시설물을 포함한 내진설계 대상시설물의 내진실태 전수조사 계획중이다. 사업 추진경과를 살펴보면 다음과 같다.

1) 교육시설물 내진설계 현황 조사('08. 5~7월)

전체 초·중·고등학교의 건물 현황과악 및 내진설계 등을 확인하여 건물의 유지·보수 등을 통한 지진 등 자연재난 예방하기 위하여 현황조사를 실시 하였다.

학교수	총 시설물	내진 설계 대상건물	내진설계	비내진설계
11,293	65,049동	18,329동	2,417동	15,912동
		100%	13.2%	86.8%

2) 학교시설 내진설계 기준 고시('09.4.30)

학교시설에 대한 내진설계 기준을 규정함으로 내진안전성 확보

- 학교시설 담당자 워크숍 및 전문가 공청회 : '08. 12월
- 관련부처 협의 : '09. 3~4월

3) 학교시설 내진보강 투자계획 수립 방향

가) 교과부 중심의 내진보강 시범사업 추진(안)

- 재원확보 : 재해특별교부금법 개정(예방차원 예산집행)을 통한 예산 확보 예정
- 사업추진목적 : 비내진 건물의 내진보강 시범사업 추진을 통해, 체계적인 학교시설 보수보강 기법 파급 및 예산의 효율성 제고
- 사업규모 : 시·도교육청별 2교 (16개 교육청 × 2교 × 520백만원 = 16,640백만원)
시범사업 대상 시설은 비내진 시설 중, 시설의 노후정도, 안전상태 등을 종합적으로 평가하여 시도교육청에서 1차 선정 후, 적용 보강기법 등을 고려하여 교과부에서 최종 확정

나) 중장기 내진보강 사업 추진 계획(안)

- 중장기 목표 : '08년 현재 13.2%(2,417동)의 내진화 설계학교 비중을 '14년까지 5% 향상(916동, 509교*) ('08년 13.2% → '14년 18.2%)
- 소요예산 및 연차별 사업추진계획 (* 내진보강비용은 교당 520백만원 적용)

구 분		'10	'11	'12	'13	'14	계
시 범 사 업	학교수(교)	32	-	-	-	-	32
	특 교(억원)	166.4	-	-	-	-	166.4
내 진 보 강 사 업	학교수(교,동)	59(106)	112(202)	112(202)	112(202)	114(204)	509(916)
	사업비(억원)	306.8	582.4	582.4	582.4	592.8	2,646.8

라. 2010년 학교시설물 내진보강

최근 감사원(건설·환경 감사국 제 4과)에서 실시한 초·중등 학교시설 내진보강사업에 대한 지적사항 전달과 효율적인 내진보강사업의 향후 추진방안 등을 협의하기 위하여 2010년도 시·도 교육청 내진담당자 회의가 개최되었다.

회의의 내용을 살펴보면 다음과 같다.

1) 교육시설물 내진설계현황

2008년 5월 현재 전체 학교수 11,293개의 총 시설물 65,049동을 대상으로 내진설계 현황을 조사하였다. 조사결과는 아래 표를 통해 확인할 수 있다.

학교수	총 시설물	내진설계 대상건물	내진설계 건물	비내진설계건물
11,293	65,049동	18,329동	2,417동	15,912동
		100%	13.2%	86.8%

2) 시도교육청별 내진보강 연차별 사업추진계획

2009년 11월 시·도교육청별 내진보강 연차별 사업추진계획을 살펴보면 2010년부터 2014년도 까지 전체 557개 학교를 대상으로 2,676억원 가량의 예산을 계획중이다. 그중 서울 74개, 부산 27개, 대구 26개, 경기도 65개, 전라북도 60개, 경상북도 68개, 경상남도 41개 제주도 12개교를 대상으로 내진보강을 계획 중이다.

3) 내진설계 기준고시 이후 내진보강사업 추진현황

2010년 7월말 현재 내진설계 기준고시 후 내진보강사업 추진현황을 보면 29개 학교를 대상으로 준공을 하였고, 12개 학교가 이미 설계를 완료하였거나 설계중인 것으로 나타났다.

4) 감사원 감사결과 지적사항 및 보완

감사원 감사결과 총괄 지적사항은 “건축구조설계기준(KBC2009 등)에 학교시설에 대한 내진보강기준을 마련한후 이에 따라 내진보강사업이 추진될 수 있도록 하여야 했으나, 내진보강사업에 대한 세부 표준절차 및 설계기준을 마련하지 않고 있다” 고 지적을 받고 있다.

그에 대한 보완사항으로 “한국교육개발원 교육시설환경·연구센터”에서 「학교시설 내진성능 평가 및 보강매뉴얼」 개발을 위한 정책 연구를 수행 중에 있으며, 2011년 상반기에는 “내

진성능평가 표준절차 및 보강 매뉴얼”을 확정할 예정이고, 매뉴얼이 확정되기 이전까지는 “건축구조설계기준”(KBC 2009) 및 객관화 할 수 있는 국의 내진성능 평가 제반규정을 적용하여 내진안전성 검토를 한수 시·도 교육청별로 외부전문가로 구성된 위원회 등을 구성하여 검증한 후 내진보강사업을 실시하는 것으로 보완방안을 제시하였다.

5) 향후 내진보강 추진방향

- 내진보강 사업에 대해 전문가 협의체 구성·운영
 - 전문가 협의체는 설계·시공 등 각 추진 단계별 자문기구 역할을 수행하고, 교육청은 전문가의 의견을 반영하여 사업 수행
 - 2011 이후 사업
 - 학교시설 내진보강 지침에 따른 내진보강 추진
- :현재 추진중인 “학교시설 내진성능 평가 및 보강 매뉴얼”정책연구 결과를 바탕으로 지침수립 및 통보계획. (정책연구 수행:2010.11~2011.3., 결과확정 : 2011.5월)

제2절 연구 성과의 기대효과

1. 기술적 측면

- 내진설계 및 성능평가 기술에 관한 선도적 연구기반 구축
- 정밀 내진해석 및 성능평가가 필요한 중요 구조물의 내진설계 경쟁력 확보
- 현재 국내의 내진설계 및 내진성능평가 기술은 내진선진국과 대비하여 취약한 실정이다. 따라서 국제적 표준의 내진설계 및 내진성능평가 기술에 적합한 연구를 수행하여 국제적 표준의 기술적 연구성과를 획득하여 내진성능 평가기술을 확보할 수 있음.
- 내진선진국인 일본 및 미국에 대항할 수 있는 내진성능 평가기술을 확보하여 기술적인 독립을 추구할 수 있음.
- 다양한 재료에 적합한 내진보강 적용기술 확보
- 신소재 복합재료에 대한 연구개발을 위한 데이터베이스 구축



<그림5.1> 연구개발의 기대효과

2 사회·경제적 측면

- 기술가치의 시너지 효과
- 고부가가치 산업의 기반확보
- 산학 협력 정착 및 첨단산업의 견인
- 국제 선도 분야의 확보
- 지진 발생시 사회기반시설물의 피해를 최소화시키기 위한 내진설계 및 내진성능 평가기술의 향상을 도모하여 지진피해에 대한 국민들의 불안감 해소.
- 사회기반시설물에 대한 내진설계기술 및 내진성능 평가기술을 향상시켜 내진안전성에 대한 대국민 신뢰성을 향상.
- 토목 및 건축과 관련된 건설분야에서 개발된 기술을 응용한 시너지 효과 발생.
- 내진분야에 관련된 산학협력 도모 기여.
- 국산 내진성능 평가기술을 개발하여 국제 선도 분야의 확보.
- 기존의 내진보강공법은 보강재 자체의 물리적 특성이 우수하나 시공성과 품질이 불량하여 많은 현장에서 강판 자켓에 의한 보강법이 주로 사용되고 있는 실정이다. 이와 같은 기존의 내진보강공법 기술의 문제점을 해결하고 국내 독자기술을 확보하여, 추후 실물크기의 실험에 의해 충분한 검증데이터를 바탕으로 하여 내진보강 성능의 우수성과 함께 외국기술의 대체효과 및 기술수출의 발판을 마련한 것이며, 시공성 및 경제성 그리고 친환경성까지 고려된 내진보강공법을 개발 확보할 것으로 기대되며, 추후 경제적 파급효과는 대단히 클 것으로 기대된다. 또한 본 연구개발 기술을 바탕으로 지진과 같은 재난시 그 피해를 최소화함에 따른 국가경제의 손실방지효과를 기대할 수 있다.

제6장 참고문헌

1. Clough, R. and Johnston, S. (1966), Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, Transactions of Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, pp. 195-198.
2. Giberson, M. (1967), The Response of Nonlinear Multi-Story Structures Subjected to Earthquake Excitations, Earthquake Engineering Research Laboratory, Pasadena.
3. Mari, A. and Scordelis, A. (1984), Nonlinear Geo-metric Material and Time Dependent Analysis of Three Dimensional Reinforced and Prestressed Concrete Frames, SESM Report 82-12, Dept. of Civil Eng., Univ. of California, Berkeley
4. Meyer, C., Roufaiel, M.S., and Arzoumanidis, S.G. (1983), Analysis of Damaged Concrete Frames for Cyclic Loads, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, pp. 207-228
5. Otani, S. (1974), Inelastic Analysis of R/C Frame Structures, Journal of Structural Engineering, ASCE, 100 (ST7) pp. 1433-1449
6. Spacone, E. (1994), Flexibility-based Finite Element Models for the Nonlinear Static and Dynamic Analysis of Concrete Frame Structures, Ph.D Thesis, Univ. of California, Berkeley.
7. Spacone, E., Filippou, F.C., and Taucer, F.F. (1996) "Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames. I: Formulation." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, N. 7., pp.711-725.
8. Spacone, E., Filippou, F.C., and Taucer, F.F. (1996) "Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames. II: Applications." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, N. 7., pp.727-742.
9. Spacone, E., Ciampi, V. and Filippou, F.C. (1996) "Mixed Formulation of Nonlinear Beam Finite Element." Computer and Structures, Vol, 58, No. 1, pp.71-83.
10. E.A. de Souza Neto, D. Perić, D.R.J. Owen, Computational Methods for Plasticity: Theory and Application, Wiley, 2008
11. Zienkiewicz, R. Taylor, Finite Element Method volume 1 and 2, McGrawHill, 1989

12. R. Taylor, Finite Element Analysis Program User manual and Programmers manual ver.7.4, University of California, Berkeley, 2002
13. S.Y Chang, "Improved Numerical Dissipation for Explicit Methods in Pseudo-dynamic Test", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.26, Sept. 1997
14. I. Miranda, R.M. Ferencz and T.J.R Hughes, " An Improved Implicit-Explicit time Integration method for Structural Dynamics", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 18, 1989
15. H.M Hilber, T.J.R. Hughes and R.L. Taylor, "Improved Numerical dissipation for time integration algorithms in Structural Dynamics", Earthquake Research Center, University of California, Berkeley, CA., Nov. 1976.
16. Bathe K.J., Wilson E.L., "Numerical Methods in Finite Element Analysis", Printice-Hall, 1976
17. M.M Zaman, C.S Desai, E.C Drumm (1984), Interface model for dynamic soil-structure interaction, Journal of Geotechnical Engineering Div., ASCE, vol.110, no.9.
18. E.C Drum, C.S Desai(1986), Determination of parameters for a model for cyclic behavior of interfaces, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.14, pp1-18.
19. Park, R. and Paulay, T. Reinforced Concrete Structures, John Wiley and Sons, New York, 1975, 769.
20. Lee, J. and Fenvas, G. L., Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 124: 892-900, 1998
21. Drucker, D.C. and Prager, W. 1952. Soil Mechanics and Plasticity Analysis of Limit Design, Quart. J. Appl. Math., 10, 157-162
22. Mohd Yassin. Mh., Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cyclic Loads, Ph. D. Thesis, Department of Civil Eng., U.C.,Berkeley, 1994
23. Kent. D.C., Park R., "Flexural Members with Confined Concrete," Journal of Structure Eng., ASCE, Vol.97(ST7), pp.1969-1990
24. Army (1996). "Seismic Design Guidelines for Essential Buildings", Departments of the Army (TM 5-809-10-1), Navy (NAVFAC P355.1), and the Air Force (AFM 88-3, Chapter 13, Section A), Washington, D.C., U.S.A.

25. ATC (1982). "An Investigation of the Correlation between Earthquake Ground Motion and Building Performance", Report ATC-10, Applied Technology Council, Redwood City, California, U.S.A.
26. ATC (1996). "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (Report SSC 96-01 of California Seismic Safety Commission)", Report ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California, U.S.A.
27. FEMA (1997a). NEHRP provisions for the seismic rehabilitation of buildings, Rep. FEMA 273 (Guidelines) and 274 (Commentary), Washington, D.C.
28. FEMA (1997b). NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings, Rep. FEMA 302, Washington, D.C.
29. Freeman, S.A., Nicoletti, J.P. and Tyrell, J.V. (1975). "Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk - A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington", Proceedings of U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, U.S.A., pp. 113-122.
30. WJE (1996). "Seismic Dynamic Analysis for Buildings", Report Prepared for U.S. Army Engineering Division, Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc., Emeryville, California, U.S.A.
31. Goel, S.C. and Chao, S.H. (2008). Performance-Based Plastic Design - Earthquake-Resistant Steel Structures, International Code Council.
32. Krawinkler, H. and Miranda, E. (2004). "Performance-Based Earthquake Engineering", Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, Ed. Y. Bozorgnia, and V.V. Bertero, Boca Raton, FL: CRC Press.
33. Hamburger, R., Rojahn, C., Moehle, J., Bachman, R., Comartin, C., and Whittaker, A. (2004) "The ATC-58 Project: Development of Next-Generation Performance-Based Earthquake Engineering Design Criteria for Buildings" Proceedings of the 13th WCEE, Vancouver, BC: Canadian Association for Earthquake Engineering, Paper No. 1819.
34. Leelataviwat, S., Saewon, W., and Goel, S.C (2007) "An Energy Based Method for Seismic Evaluation of Structures," Proceedings of the Structural Engineers Association of California Convention SEAOC 2007, Lake Tahoe, California, Sep. pp. 26-29.
35. OpenSees Development Team (Open Source Project) (2006), OpenSees: Open System

for Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

36. Scott, B.D. and Park, R. (1982) Stress-strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, *ACI*, 79(1), pp. 13-27.
37. Antonio, B.R. and Ricardo, A.M. (2007), "Influence of angle of incidence on seismic demands for inelastic single-storey structures subjected to bi-directional ground motions", *Engineering Structures*, 29, 2593-2601.
38. De La Llera, J.C. and Chopra, A.K. (1995), "Understanding the inelastic seismic behavior of asymmetric plan buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24(4), 549-572.
39. De Stefano, M. and Pintucchi, B. (2002), "A model for analyzing inelastic seismic response of plan irregular building structures", 15th ASCE Engineering Mechanics Conference, Columbia University, New York, NY, June.
40. Gersi, A. and Rossi, P.P. (2001), "Influence of bi-directional ground motions on the inelastic response of one-storey in-plan irregular systems", *Engineering structures*, 23, 579-591.
41. Lin, J.L. and Tsai, K.C. (2008), "Seismic analysis of two-way asymmetric building systems under bidirectional seismic ground motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 37, 305-328.
42. Lucchini, A., Monti, G. and Kunnath, S. (2009), "Seismic behavior of single-story asymmetric-plan buildings under uniaxial excitation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 38, 1053-1070.
43. Lucchini, A., Monti, G. and Kunnath, S. (2011), "Nonlinear response of two-way asymmetric single-story building under biaxial excitation", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 137(1), 34-40.
44. Marusic, D. and Fajfar, P. (2005), "On the inelastic seismic response of asymmetric buildings under biaxial excitation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 34, 943-963.
45. MOCT (1997), "Seismic Design Guideline (II)", Seoul, Korea.
46. OpenSees Development Team (1998-2005), *OpenSees: Open System for Earthquake*

- Engineering Simulation, Scott, R.F., 1981, Foundation Analysis, Prentice Hall.
47. Park, D., Dong, Y.K., Chang, K.C. and Byung, S.C. (2009), “Evaluation of liquefaction potential of port structures with earthquake magnitude adjustment”, Journal of Coastal Research, 1035-1039.
 48. Stathopoulos, K.G. and Anagnostopoulos, S.A. (2003), “Inelastic earthquake response of single-story asymmetric buildings: an assessment of simplified shear-beam models”, Earthquake Engineering and Structural Dynamic, 32, 1813-1831.
 49. Stathopoulos, K.G. and Anagnostopoulos, S.A. (2004), “Earthquake induced inelastic torsion in asymmetric multistory buildings”, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August.
 50. hamid Saadatmanesh,, Mohammad R. Ehsani, and Limin Jin(1997). “Repair of Earthquake-Damaged RC Columns with FRP Wraps”, ACI Structural Journal/March-April no.94-S20
 51. Park, S. and Lee, S. (2004). Flexural behavior of RC beams strengthened with external unbonded composite fiber rope tendons, Journal of the Architectural Institute of Korea, Structure & Construction, 20(8), 19-26
 52. Canbolat, B. A., Parra-Montesinos, G. J., and Wight, J. K. (2005). Experimental study on seismic behavior of high-Performance fiber-reinforced cement composite coupling beams, ACI Structural Journal, 102(1), 159-166.
 53. Kunio Fukuyama, Yasuo Higashibata, Yasuyoshi Miya uchi, “Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns”, Cement & Concrete composites 22(2000) 81-88
 54. Chajes, M.; Januska, T.; Mertz, D.; Thomson, T.; and Finch, W., 1995, “Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Externally Applied Composite Fabrics,” ACI Structural Journal, V. 92, No. 3, May-June, pp. 295-303.
 55. Eshwar, N.; Ibell, T.; and Nanni, A., 2003, “CFRP Strengthening of Concrete Bridges with Curved Soffits,” International Conference Structural Faults + Repair 2003, M. C. Forde, ed., Commonwealth Institute, London, 10 pp.
 56. Norris, T.; Saadatmanesh, H.; and Ehsani, M., 1997, “Shear and Flexural Strengthening of R/C Beams with Carbon Fiber Sheets,” Journal of Structural Engineering, V. 123,

- No. 7, pp. 903-911.
57. Williams, B. K.; Bisby, L. A.; Kodur, V. K. R.; Green, M. F.; and Chowdhury, E., 2006, "Fire Insulation Schemes for FRP-Strengthened Concrete Slabs," *Composites, Part A*, No. 37, pp. 1151-1160.
 58. Motavalli, M.; Terrasi, G. P.; and Meier, U., 1997, "On the Behavior of Hybrid Aluminum/CFRP Box Beams at Low Temperatures," *Composites? Part A: Applied Science and Manufacturing*, V. 28, No. 2, pp. 121-129.
 59. Masoud, S. A., and Soudki, K. A., 2006, "Evaluation of Corrosion Activity in FRP Repaired RC Beams," *Cement and Concrete Composites*, V. 28, pp. 969-977.
 60. Nanni, A., and Bradford, N., 1995, "FRP Jacketed Concrete Under Uniaxial Compression," *Construction and Building Materials*, V. 9, No. 2, pp. 115-124.
 61. El-Tawil, S.; Ogunc, C.; Okeil, A. M.; and Shahawy, M., 2001, "Static and Fatigue Analyses of RC Beams Strengthened with CFRP Laminates," *Journal of Composites for Construction*, ASCE, V. 5, No. 4, pp. 258-267.
 62. Hassan, T., and Rizkalla, S., 2003, "Investigation of Bond in Concrete Structures Strengthened with Near Surface Mounted CFRP Strips," *Journal of Composites for Construction*, ASCE, V. 7, No. 3, pp. 248-257
 63. 김선필, 김두기, 광효경, 고성혁. (2007) "전단빌딩의 최대 층간변위를 예측하기 위한 역량스펙트럼법 개발," *한국전산구조공학회 논문집*, 20(3), pp. 255-264.
 64. 송종걸, 김학수, 장동휘. (2008) "비탄성 요구도 스펙트럼을 이용한 교량구조물의 역량스펙트럼 해석에 대한 강도감소계수의 영향," *대한토목학회 논문집*, 28(1A), pp. 25-37.
 65. 조양희, 조성국, 마정석. (2009) "등가감쇠비를 이용한 역량스펙트럼법에 의한 곡선교의 비탄성지진응답 평가," *한국지진공학회 논문집*, 13(1), pp. 17-26.
 66. 채리토 노세테, 김두기, 김동현, 조성국, "지반-구조물 상호작용 효과를 고려한 확률론적 역량스펙트럼법," *한국전산구조공학회 2008년도 정기학술대회*, Session 3: Fatigues, Fractures and Damages, 서울대, 2008.04.18.
 67. 심종성, 김규선, "건설 분야에서의 FRP활용", *콘크리트학회지* 제12권 6호, pp. 37-43, 2000. 11.
 68. 심종성, 김규선, "건설 분야에서의 내진 보강 활용", *콘크리트학회지* 제12권 6호, pp. 37-43, 2000. 11.

69. 한국건설교통기술평가원, “신기술지정현황(총괄)”, 2011.
70. 건설교통부, 한국시설안전기술공단, “기존 건축물의 내진성능 향상 요령”, 2004.
71. 신광희, 이지호, “섬유보강공법과 강판보강공법에 관한 특성 비교 연구”, 동국대 산업기술 환경대학원, pp. 35-77, 2002. 12.
72. 정영수, 한기훈, 이강균, 이대형, “원형중공 콘크리트 교각의 내진성능에 대한 준정적 실험” 한국지진공학회 논문집, 제3권 제2호 1999, pp41~53
73. 김정섭, 최진석, 조철희, 고송균 “섬유시트로 보강된 철근콘크리트 기둥의 압축강도 특성에 관한 실험적 연구”, 한국건축시공학회, 2003.
74. 유영찬, 최기선, 강인석, 김공환, “구조보강용 FRP 복합체의 역학적 특성치 분석을 위한 인장시험방법 평가 연구.”, 한국구조물진단학회 논문집 제12권 1호, 한국구조물진단학회, 2008, pp.73-80
75. 이강석, 변인희, 이문성, “Sprayed FRP로 보강된 철근 콘크리트 전단기둥의 보강성능 평가” 한국구조물진단학회지 제11권 제3호 2007 pp167~170
76. 조병완, 태기호, 권오혁, “격자형 탄소섬유로 보강한 R/C보의 보강효과.”, 콘크리트학회 논문집 제15권 3호, 한국콘크리트학회, 2003, pp.337-385
77. 박찬기, “콘크리트 보강용 고연성 하이브리드 FRP 보강근의 설계 및 적용.”, 건국대학교 박사학위논문, 2004.

주 의

1. 이 보고서는 국토해양부가 시행한 건설기술혁신사업의 연구보고서입니다.
2. 이 보고서의 내용을 발표할 때에는 반드시 국토해양부에서 시행한 건설혁신사업의 연구결과임을 밝혀야 합니다.
3. 국가과학기술 기밀유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 아니됩니다.

본 보고서와 관련하여 문의를 원하시는 분은 아래의 문의처로 연락을 주시기 바랍니다.

■ 문의처 : 한국건설교통기술평가원 TEL 031) 389-6455

(주)다산컨설팅 TEL 02) 2222-4454