creative commons

COMMONS DEED

저작자표시-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

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

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:

저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.

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

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

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

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

Disclaimer

dCollection

[UCI]I804:24011-200000263425

2012年 8月

碩 士 學 位 論 文

연결제진을 이용한
기존 비정형 구조물의 내진보강

朝 鮮 大 學 校 大 學 院

建 築 工 學 科 (建 築 工 學 專 攻)

黃 志 熏

연결제진을 이용한
기존 비정형 구조물의 내진보강

Seismic Retrofit of Old Irregular Shaped Building Using Interaction Vibration Control

2012年 8月 24日

朝 鮮 大 學 校 大 學 院

建 築 工 學 科 (建 築 工 學 專 攻)

黃 志 熏

연결제진을 이용한
기존 비정형 구조물의 내진보강

指導敎授　　崔　宰　赫

이 論文을 工學 碩士學位申請 論文으로 提出함.

2012年　4月

朝 鮮 大 學 校　大 學 院

建 築 工 學 科 (建 築 工 學 專 攻)

黃　志　熏

黃志熏의 碩士學位論文을 認准함

委員長 朝鮮大學校 敎授　　김　의　식　　印

委　員 朝鮮大學校 敎授　　최　재　혁　　印

委　員 朝鮮大學校 敎授　　조　창　근　　印

2012年　5月

朝 鮮 大 學 校　大 學 院

차 례

ABSTRACT

제1장 서론

1.1 연구 배경 및 목적 ····· 1

1.2 기존의 연구 ····· 3

1.3 연구내용 및 방법 ····· 6

제2장 능력스펙트럼 (Capacity Spectrum Method)을 이용한 기존 비정형 구조물의 내진성능평가

2.1 개요 및 성능목표 ····· 8

2.2 능력스펙트럼법 (Capacity Specturm Method, CSM) ····· 8

2.2.1 요구스펙트럼 (Demend Specturm) ····· 10

2.2.2 능력스펙트럼 (Capacity Spectrum) ····· 12

2.2.3 등가감쇠 (Equivalent Damping) ····· 13

2.2.4 유효감쇠 (Effective Damping) ····· 14

2.2.5 응답감소계수 (Spectrum Reduction Factor) ····· 15

2.2.6 성능점 및 성능수준 평가 ····· 16

2.2.6.1 성능점 산정 ····· 17

2.2.6.2 성능수준에 대한 평가 ····· 18

2.2.7 비정형성 고려 ····· 20

2.2.7.1 비정형성 검토항목 ····· 20

2.2.8 조적벽체 고려 ····· 22

2.2.9 해석방법 ····· 25
2.2.9.1 해석모델 ····· 25
2.2.9.2 횡하중의 수직분포 ····· 25
2.2.9.3 구조요소의 모델링 ····· 26
2.2.9.4 부재별 모델링 파라메터, 허용기준 및 성능수준의 판정 ····· 27
2.3 대상구조물의 내진성능평가 ····· 30
2.3.1 대상 구조물 개요 ····· 30
2.3.2 모델링 ····· 34
2.3.3 요구스펙트럼(Demand Spectrum) 산정 ····· 36
2.3.4 능력곡선(Capacity Curve) 산정 ····· 36
2.3.5 성능점(Performance Point) 산정 ····· 38
2.3.6 구조물 전체에서의 내진성능 판정 ····· 40
2.3.7 부재별 내진성능 판정 ····· 41
2.3.7.1 성능점에서의 소성힌지 분포 ····· 41
2.3.7.2 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 ····· 45
2.4 소결 ····· 50

제3장 일본내진진단법을 이용한 기존 비정형 구조물의 내진성능평가

3.1 개요 ····· 51
3.1.1 1차 진단법 ····· 51
3.1.2 2차 진단법 ····· 52
3.1.3 3차 진단법 ····· 52
3.1.4 내진성능의 판정방법 ····· 52
3.2 구조내진지표(I_s) ····· 52
3.2.1 내진성능의 평가 방법 ····· 53
3.2.2 보유성능 기본지표 (E_0) ····· 57
3.2.3 강도지표(C) ····· 60

3.2.4 연성지표(F) ····· 65
3.3 대상구조물의 내진성능평가 ····· 67
3.3.1 1차 내진진단 ····· 68
3.3.2 2차 내진진단 ····· 69
3.4 소결 ····· 72

제4장 비선형 시간이력해석(Nonlinear Time History Anal ysis)을 통한 지진응답특성
4.1 비선형 시간이력해석(Nonlinear Time History Analysis) ····· 73
4.1.1 수정 다케다(Modified Takeda Type) 이력모델의 개요 ····· 74
4.1.2 지진하중 ····· 75
4.1.3 해석 방법 ····· 78
4.2 비선형 시간이력해석 결과 ····· 78
4.2.1 최상층 응답 변위 ····· 78
4.2.2 최상층 응답 가속도 ····· 83
4.2.3 주기 응답 ····· 88
4.2.4 층간 변위비 ····· 93
4.3 대상 구조물간 충돌 및 이격 가능성 검증 ····· 96
4.4 소결 ····· 100

제5장 연결제진시스템을 적용한 대상 구조물의 지진응답특성
5.1 연결제진구조물의 지진 응답 해석 개요 ····· 101
5.2 비선형 시간이력해석을 통한 연결제진시스템의 보강 효과 검증 ····· 104
5.2.1 해석모델 ····· 104
5.2.2 제진성능곡선 ····· 107
5.3 연결제진시스템을 적용한 대상 구조물의 지진응답결과 ····· 111
5.3.1 응답 변위 ····· 111
5.3.2 응답 가속도 ····· 117

5.3.3 주기 응답 ····· 123
5.3.4 응답 변위 분석을 통한 충돌 및 이격 ····· 128
5.4 소결 ····· 131

제6장 결론 ····· 132

참고문헌 ····· 133

표 차 례

표 2.1 건물의 지진성능 목표 (VISION 2000) ····· 8
표 2.2 성능기반 내진설계의 목표 (FEMA 356) ····· 9
표 2.3 기본적인 안전목표 (ATC 40) ····· 9
표 2.4 감쇠조정계수, k ····· 15
표 2.5 구조물의 이력거동에 따른 SR_A와 SR_V의 최소값 ····· 16
표 2.6 각 단계별 이력거동의 특성 및 내용 ····· 20
표 2.7 철근콘크리트 보의 모델링 파라메터 및 허용기준 ····· 27
표 2.8 철근콘크리트 기둥의 모델링 파라메터 및 허용기준 ····· 28
표 2.9 조적채움벽 등가대각압축가새의 모델링파라메터 및 허용기준 ····· 29
표 2.10 조적채움벽을 가진 철근콘크리트 기둥의 모델링 파라메터 및 허용기준 ····· 29
표 2.11 대상구조물 현황 ····· 32
표 2.12 구조물의 재료 강도 ····· 32
표 2.13 A,B동 보 배근 리스트 ····· 33
표 2.14 A,B동 기둥 배근 리스트 ····· 33
표 2.15 성능점에서의 대상구조물 A동 거동 특성 ····· 39
표 2.16 성능점에서의 대상구조물 B동 거동 특성 ····· 40
표 2.17 A동 장변 (Y+) 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 ····· 46
표 2.18 A동 장변 (Y-) 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 ····· 46
표 2.19 A동 단변 (X+) 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 ····· 47
표 2.20 A동 단변 (X-) 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 ····· 47
표 2.21 B동 장변 (X+) 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 ····· 48
표 2.22 B동 장변 (X-) 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 ····· 48
표 2.23 B동 단변 (Y+) 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 ····· 49
표 2.24 B동 단변 (Y-) 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 ····· 49

표 3.1 형태지표 S_D값의 산출 ····· 53
표 3.2 경년지표 T값의 산출(1차 진단용) ····· 55
표 3.3 경년지표 T값의 산출 (2차 진단용) ····· 56
표 3.4 1차 진단용 수직부재의 분류 ····· 57
표 3.5 2차 진단용 수직부재의 분류 ····· 58
표 3.6 3차 진단용 수직부재의 분류 ····· 59
표 3.7 1차 진단용 연성지표 ····· 66
표 3.8 2차 진단용 연성지표 ····· 67
표 3.9 A동 장변방향(Y) 1차 내진진단 결과 ····· 68
표 3.10 A동 단변방향(X) 1차 내진진단 결과 ····· 68
표 3.11 B동 장변방향(X) 1차 내진진단 결과 ····· 69
표 3.12 B동 단변방향(Y) 1차 내진진단 결과 ····· 69
표 3.13 A동 장변방향(Y) 2차 내진진단 결과 ····· 70
표 3.14 A동 단변방향(X) 2차 내진진단 결과 ····· 70
표 3.15 B동 장변방향(X) 2차 내진진단 결과 ····· 71
표 3.16 B동 단변방향(Y) 2차 내진진단 결과 ····· 71

표 4.1 대상 구조물 최상층 최대 변위 ····· 83
표 4.2 대상 구조물 최상층 최대 가속도 ····· 88
표 4.3 대상 구조물 응답주기 ····· 93

표 5.1 해석매개변수 ····· 107
표 5.2 대상 구조물 최대 변위 (연결제진시스템 적용) ····· 117
표 5.3 대상 구조물 최대 가속도 (연결제진시스템 적용) ····· 123
표 5.4 대상 구조물 응답주기 (연결제진시스템 적용) ····· 128

그 림 차 례

그림 1.1 지진에 의한 구조물 충돌 및 이격에 의한 피해 사례 ····· 2

그림 2.1 요구 응답스펙트럼의 ADRS 변화 ····· 11
그림 2.2 하중과 변위관계에 의한 능력곡선 ····· 13
그림 2.3 이력거동에 의한 등가감쇠 ····· 14
그림 2.4 이력거동유형 A,B,C에 대한 감쇠조정계수 ····· 15
그림 2.5 응답감소계수(SR)의 적용 ····· 16
그림 2.6 성능점의 산정 ····· 17
그림 2.7 Procedure-A에 의한 성능점 산정 ····· 18
그림 2.8 Procedure-B에 의한 성능점 산정 ····· 18
그림 2.9 부재 이력거동의 특성 ····· 20
그림 2.10 횡력 저항요소의 면내 어긋남 ····· 22
그림 2.11 조적채움벽의 모델링 ····· 24
그림 2.12 소성힌지 특성 모델 ····· 26
그림 2.13 해석 대상 구조물의 평면도 ····· 31
그림 2.14 대상구조물 모델링 (조적벽체 장변방향) ····· 34
그림 2.15 대상구조물 모델링 (조적벽체 단변방향) ····· 35
그림 2.16 2400년 재현주기 ⅔ 수준에 대한 설계응답스펙트럼 ····· 36
그림 2.17 A동 구조물의 능력곡선 (Capacity Curve) ····· 37
그림 2.18 B동 구조물의 능력곡선 (Capacity Curve) ····· 37
그림 2.19 A동 구조물의 요구성능곡선(Demand - Capacity Spectrum) ····· 38
그림 2.20 B동 구조물의 요구성능곡선(Demand - Capacity Spectrum) ····· 39
그림 2.21 각 구조물 별 성능점에서의 층간변형각 ····· 41
그림 2.22 A동 장변 성능점에서의 소성힌지 분포 (Y+) ····· 42
그림 2.23 A동 장변 성능점에서의 소성힌지 분포 (Y-) ····· 42
그림 2.24 A동 단변 성능점에서의 소성힌지 분포 (X+) ····· 43

그림 2.25 A동 단변 성능점에서의 소성힌지 분포 (X-) ····· 43
그림 2.26 B동 장변 성능점에서의 소성힌지 분포 (X+) ····· 44
그림 2.27 B동 장변 성능점에서의 소성힌지 분포 (X-) ····· 44
그림 2.28 B동 단변 성능점에서의 소성힌지 분포 (Y+) ····· 45
그림 2.29 B동 단변 성능점에서의 소성힌지 분포 (Y-) ····· 45

그림 3.1 양측에 기둥이 있는 벽체 ····· 63
그림 3.2 개구부를 갖는 내진벽 ····· 64

그림 4.1 수정 다케다형(Modified Takeda Type) 이력모델 ····· 74
그림 4.2 입력 지진파 ····· 76
그림 4.3 입력 지진파별 탄성응답 스펙트럼(감쇠비 5%) ····· 77
그림 4.4 A동 구조물 장변 최상층 응답 변위 ····· 79
그림 4.5 B동 구조물 단변 최상층 응답 변위 ····· 80
그림 4.6 A동 구조물 단변 최상층 응답 변위 ····· 81
그림 4.7 B동 구조물 장변 최상층 응답 변위 ····· 82
그림 4.8 A동 구조물 장변 최상층 응답 가속도 ····· 84
그림 4.9 B동 구조물 단변 최상층 응답 가속도 ····· 85
그림 4.10 A동 구조물 단변 최상층 응답 가속도 ····· 86
그림 4.11 B동 구조물 장변 최상층 응답 가속도 ····· 87
그림 4.12 A동 구조물 장변 응답 주기 ····· 89
그림 4.13 B동 구조물 단변 응답 주기 ····· 90
그림 4.14 A동 구조물 단변 응답 주기 ····· 91
그림 4.15 B동 구조물 장변 응답 주기 ····· 92
그림 4.16 A동 구조물 층간 변위비 ····· 94
그림 4.17 B동 구조물 층간 변위비 ····· 95
그림 4.18 지진 발생 시 인접 구조물간 거동 형태 ····· 96
그림 4.19 동간 응답 변위 ····· 98
그림 4.20 충돌 및 이격 구간의 구조물의 거동 ····· 99

그림 5.1 연결제진구조물의 개념도 ····· 102
그림 5.2 연결제진구조물의 해석모델 ····· 102
그림 5.3 A동 각 질점에 작용하는 힘 ····· 103
그림 5.4 B동 각 질점에 작용하는 힘 ····· 103
그림 5.5 연결제진시스템 모델링 ····· 105
그림 5.6 댐퍼 이력 특성 ····· 106
그림 5.7 대상 구조물의 응답저감율 상관관계 ····· 108
그림 5.8 제진성능곡선의 정의 ····· 108
그림 5.9 제진성능곡선(A동 장변-B동 단변) ····· 109
그림 5.10 제진성능곡선(A동 단변-B동 장변) ····· 110
그림 5.11 A동 구조물 장변 응답 변위 (연결제진시스템 적용) ····· 112
그림 5.12 B동 구조물 단변 응답 변위 (연결제진시스템 적용) ····· 113
그림 5.13 A동 구조물 단변 응답 변위 (연결제진시스템 적용) ····· 114
그림 5.14 B동 구조물 장변 응답 변위 (연결제진시스템 적용) ····· 115
그림 5.15 대상구조물 최대 변위 (연결제진시스템 적용) ····· 116
그림 5.16 A동 구조물 장변 응답 가속도 (연결제진시스템 적용) ····· 118
그림 5.17 B동 구조물 단변 응답 가속도 (연결제진시스템 적용) ····· 119
그림 5.18 A동 구조물 단변 응답 가속도 (연결제진시스템 적용) ····· 120
그림 5.19 B동 구조물 장변 응답 가속도 (연결제진시스템 적용) ····· 121
그림 5.20 대상구조물 최대 가속도 (연결제진시스템 적용) ····· 122
그림 5.21 A동 구조물 장변 응답 주기 (연결제진시스템 적용) ····· 124
그림 5.22 B동 구조물 단변 응답 주기 (연결제진시스템 적용) ····· 125
그림 5.23 A동 구조물 단변 응답 주기 (연결제진시스템 적용) ····· 126
그림 5.24 B동 구조물 장변 응답 주기 (연결제진시스템 적용) ····· 127
그림 5.25 동간 응답 변위 (연결제진시스템 적용) ····· 129
그림 5.26 충돌 및 이격 구간의 구조물의 거동 (연결제진시스템 적용) ····· 130

Abstract

Seismic Retrofit of Old Irregular Shaped Building Using Interaction Vibration Control

Hwang, Ji Hoon
Advisor : Prof. Choi, Jae hyouk,
Department of Architectural Engineering,
Graduate School of Chosun University

Recently, the magnitude and frequency of earthquake is getting increased all over the world. Specially, in Sichuan of China, Haiti, Indonesia and etc, most structures that lack seismic design are damaged by the disasters followed by lose of human life. The awareness of the importance of using seismic design to structure has been significantly increases. The Korean peninsula has been considered as a relatively safe region to earthquake. However, small to medium magnitude earthquakes have been occurred and the seismic frequency as well as the magnitude is getting increased. As a result, our country and the neighboring countries government as well as different non-governmental agencies are taking in to consideration the past experience of earthquake damage and are taking majors. Because of this the seismic design criteria and seismic standard is continuously revised. It is applied for existing structures to enhance the

seismic performance based on US-seismic design method and Japanese limit state design methods. Based on these two methods of seismic performance evaluation criteria, here it is dealt with a typical structure. In addition, as it is practiced in many parts of the world, the case studies on seismic design structures to meet the performance requirement though damage was discovered. For example, the damage of two structures by collision and expansion at expansion joint during earthquake has been reported. This report was based on the seismic resistance design of each building connected by expansion joint and during earthquake damages around joint either collision or expansion is occurred. This study focused on the Japanese seismic performance evaluation using capacity spectrum method was conducted for a typical structure and a nonlinear time history analysis for two structures connected by expansion joint, first the seismic performance of the two structures are evaluated separately and with inducing dampers then the effect of expansion joint during earthquake is investigated.

제1장 서 론

1.1 연구 배경 및 목적

최근 전 세계적으로 지진의 발생 빈도 및 그 규모가 증가하고 있다. 그 중에서도 2008년 중국 쓰촨성 지진(규모 8.0), 2010년 아이티 지진(규모 7.0) 등은 대부분의 구조물이 내진설계가 되지 않아 많은 인명피해와 재산피해를 발생시켰다. 이에 비해 일본, 뉴질랜드 등에서는 잦은 지진 발생에 대한 대책으로 대부분의 구조물에 내진설계가 비교적 엄격하게 적용되어 있어, 대규모 지진이 발생하여도 그 규모에 비하여 피해가 적은 것으로 나타나 구조물의 내진설계 적용에 대한 중요성이 크게 인식되었다.

한반도의 경우 상대적으로 지진 안전지대로 인식되어 왔으나 중소규모의 지진들이 지속적으로 발생하고 있고 지진빈도 또한 증가하고 있다. 우리나라에서는 1970년 지진에 대한 계기관측을 시작한 이래, 1978년 9월 속리산지진(규모 5.2), 10월 홍성지진(규모 5.0), 1981년 4월 포항해역지진(규모 4.8), 1982년 3월 울진해역지진(규모 4.7), 1993년 3월 제주도해역지진(규모 4.5), 1994년 4월 울산해역지진(규모 4.6), 7월 홍도해역지진(규모 4.9), 1996년 12월 영월지진(규모 4.5), 2003년 3월 홍도해역지진(규모 4.9), 백령도해역지진(규모 5.0), 2004년 5월 울진지진(규모 5.2), 2007년 1월 월정사 지진(규모 4.8) 등 규모 5.0 전후의 지진들이 발생하여 지진에 대한 관심과 우려가 높아지고 있다. 또한 규모 6.0에 달하는 지진도 서해에서 세 차례나 발생하였다. 기상청 자료에 따르면 규모 3.0 이상의 지진이 연간 약 40회 발생하는 것으로 보고하고 있다. 이에 따라 우리나라에서도 지진에 대한 국내의 사례와 인접국들의 지진피해를 경험하며 여러 기관에서 대책을 마련하고 있다. 또한 내진설계 기준을 지속적으로 개정하고 있으며 내진설계 대상을 확대해 나가고 있다.

내진 설계 적용을 위한 기존 구조물의 내진성능평가법으로 성능기반설계법을 바탕으로 한 미국내진진단법과 극한강도설계법을 바탕으로 한 일본내진진단법이 있다. 이 두 가지 방법에 의한 내진성능평가 시 구조물의 비정형성을 고려하기 위한 기준이 상이하여 구조물이 가지고 있는 내진성능을 판정 할때 이에 대한 검토가 필요하다.

한편, 세계 곳곳의 지진피해 사례 분석을 통해 내진설계를 적용하여 요구 성능을 만족하는 구조물일지라도 피해를 입는 경우가 발견되었다. 그 예로 그림 1.1과 같이 지진에 의한 구조물 간의 충돌 및 이격에 의한 피해 사례가 보고되었다. 이는 현 기준에 따라 각 건물의 내진설계를 실시하여도 신축이음으로 연결된 구조물이나, 근접하여 건축된 구조물의 경우 지진 발생 시 구조물의 상이한 동적 특성으로 인해 충돌 및 이격으로 인한 피해가 발생함을 확인하였다.

실 예로, 1964년 발생한 알래스카 지진(Alaska earthquake)으로 인하여 Anchorage Westward 호텔에서 충돌이 발생하여 RC 기둥이 심각한 손상을 받았으며[1], 1971년 San Fernando 지진에서도 Olive View 호텔에서 발생한 심각한 구조적 손상이 충돌에 의한 것으로 관측되기도 하였다.[2] 특히 1985년 Mexico City 지진은 심각한 손상을 받은 구조물의 40% 이상에서 충돌 현상이 관측됨으로써 단일지진으로는 충돌이 가장 많이 발생한 지진으로 기록되고 있다.[3] 이 외에도 1989년 Loma Prieta 지진에서 조적조 건물(unreinforced masonry building)간 충돌로 인한 전단파괴가 발생하였으며[4], 1999년 Turkey의 Kocaeli 지진으로 6층 빌딩과 2층 빌딩간 충돌로 기둥이 파괴된 바가 있다.[5] 이러한 충돌 현상은 빌딩 구조물뿐만 아니라 교량에서도 다수 발생하여 심각한 구조적손상을 유발하기도 하였다.[6-12]

그림 1.1 지진에 의한 구조물 충돌 및 이격에 의한 피해 사례

따라서, 본 논문에서는 각 내진성능평가법별 기준에 따라 비정형성을 고려한 내진성

능평가를 실시하고, 비선형 시간이력해석을 통해 신축이음으로 연결된 두 구조물의 지진응답특성 및 구조물간 충돌 및 이격 가능성을 확인하였다. 또한 연결제진부재로 강체 및 댐퍼를 이용한 연결제진시스템을 적용하여, 지진 발생 시 구조물의 응답 거동을 저감시키고 두 구조물간 충돌 및 이격을 방지하고자 한다.

1.2 기존의 연구

현재 국내에서는 기존 구조물에 대한 내진성능평가법 및 내진보강법에 관한 연구가 활발하게 진행되고 있다.

김상대(2001)[13]는 ATC 40의 성능스펙트럼법을 소개하고, 이를 이용하여 국내 중·저층 RC건물의 내진성능평가를 실시하였다.

오상훈(2002)[14]은 기존 철골구조물의 국내·외 내진성능 평가기법에 대해 소개하고, 내진진단 기법에 대한 지식을 바탕으로 국내 적용 가능한 보강방법을 소개하였다.

이강석(2002,2009)[15],[16]은 철근콘크리트 구조물의 내진성능 평가방법을 소개하고, 국내 현존 철근콘크리트 구조물 14동을 대상으로 일본의 내진진단 기준을 적용하여 그 내진성능을 평가하였다. 또한, 저층 철근콘크리트 구조물의 내진성능을 단시간 내에 보다 효율적이며 실용적으로 평가할 수 있는 간이 내진성능평가법을 제안하였다.

이원호(2004)[17]는 기존 철근콘크리트 구조물의 국내·외의 내진성능 평가기법의 현황에 대해 소개하고, 내진보강법의 선정 시 참고자료로서 활용할 수 있는 기존 철근콘크리트 구조물의 내진보강방법의 종류를 소개하였다.

이상호(2006,2011)[18],[19]는 국내·외의 내진성능평가방법을 소개하고, 각각의 특징과 문제점을 비교하였으며, 일본의 고베지진으로 피해를 입은 철근콘크리트 구조물의 자료를 바탕으로 새로운 내진성능 평가방법을 제안하였다. 그리고, 앞에 소개한 내진평가방법을 이용하여 국내의 내진대책 마련의 한 방안으로서, 부산에 소재한 재난대피시설로 지정된 철근콘크리트조 학교구조물을 대상으로 내진성능 보유정도를 파악하고 국내에 상정되는 지진으로 인한 구조물의 피해율을 예측하였다. 또한, 철근콘크리트 골조, 특히 학교구조물 등에서 허리벽을 가지는 프레임 구조에 적용하여 내진성능을 향상시킬 수 있는 제진공법의 일종으로 창호형 강재댐퍼시스템을 제안하여 구조적 성능을 파악하였으며, 정적 및 동적실험을 수행하여 보강 유무에 따른 RC골조의 내진성능을 파악하였다.

최호(2007)[20]는 무보강 조적채움벽을 갖는 철근콘크리트 건물의 내진성능 및 잔존내진성능 평가방법 개발을 주목적으로 무보강 콘크리트블록을 칸막이벽체 및 외벽으로 많이 사용하고 있는 우리나라 학교건물을 대상으로 한 실험적, 해석적 연구를 수행하였다.

윤태호(2008)[21]는 기존 학교구조물 중 내진설계가 되지 않은 구조물을 표본으로 정하여 국내 기준에 제시된 내진성능 평가방법과 일본의 내진성능평가방법을 적용하여 기존의 학교 구조물에 대해서 지진발생시 내진성능평가를 검토하고 비교함으로서 보강방향을 제시하였다.

송진규(2010)[22]는 준공 후 30년 이상 경과되고 내진설계가 반영되지 않은 학교 구조물에 대하여 노후도를 고려하여 내진성능을 평가하고, 구조물의 내진설계기준에 적합하도록 보강하는 방안을 제시하였다.

박천석(2011)[23]은 기존 대학교 구조물 중에서 내진 설계가 적용되지 않은 저층 구조물을 대상으로 재해 시 피난구조물로서의 기능을 확보하기 위해 기존에 제시된 내진보강기법들을 대상으로 연구 대상 구조물에 적용하고 그에 따른 구조해석 결과를 이용하여 각각의 내진보강 기법들에 대한 보강 효과에 대해 비교·분석하였다.

인접 구조물 및 신축이음으로 연결 된 구조물의 충돌 및 이격으로 인한 문제점을 인식하고서 Leibovich 등[24]에 의하여 건물 간 최소간격이 제안된 바가 있으며, 각 국의 내진설계코드에서도 충돌을 방지하기 위하여 건물간 최소간격을 여러 가지 방법으로 규정하고 있는 실정이다. 하지만, 빌딩의 높이가 높아지면 요구되는 최소간격도 크게 증가하므로 고층빌딩에 있어서는 건설비용의 급격한 증가로 인한 비경제적 설계가 요구될 수 있다. 또한, 특정 경우에 있어서는 건설 부지의 제한으로 인하여 요구되는 최소간격을 만족하지 못함으로써 설계변경이 요구되는 경우도 발생할 수 있다. 이러한 인접 구조물간 충돌 문제를 해결하기 위하여, 건물 내부에 층간 브레이싱(bracing) 형태로서 에너지 소산장치를 연결하는 기존 방법 대신, 인접한 빌딩 사이에 에너지를 소산시키는 연결재를 이용하는 방법이 1972년에 Klein 등[25]에 의하여 제시되었으며, 이후로 수동형 장치[26-37]뿐만 아니라 준능동형/능동형 장치를 이용한 방법들[38-47]에 대한 효율성검토가 현재까지도 꾸준히 이루어지고 있다. 대표적으로, Zhang과 Xu[33]는 점성감쇠기로서 연결된 인접빌딩시스템의 내진성능향상효과를 평가하였으며, Zhu와 Iemura[34]는 점탄성 감쇠기를 사용한 인접 빌딩의 동특성을 분석하였다. Ni 등[35]은 비선형 이력감쇠기(nonlinear hysteretic dampers)로서 연결된 인접구조물의 불규칙 지

진응답(random seismic response)을 추정하기 위하여 추계학적선형화기법을 이용한 효율적인 해석방법을 제시하였다. Bhaskararao와 Jangid[37]는 마찰형 감쇠기의 적용성 연구를 수행하였으며, Christenson 등[46]은 인접빌딩의 효율적 진동저감 방법으로서 제어성 유체감쇠기에 대한 준능동 제어방법을 제시하였다. 한편, 인접 건물간 제어시스템의 연결방법에 대한 효율성 연구뿐만 아니라 제어시스템의 최적설계 에 대한 연구도 다수 이루어지고 있다. Iwanami 등[48]은 인접빌딩의 층별 질량과 강성의 곱이 서로 동일한 경우($m_1 k_1 = m_2 k_2$), 두 건물의 꼭대기 층에서 변위전달함수의 최대 크기가 동일하게 되는 것을 보였으며, 이를 통하여 두 전달함수를 동시에 최소화하는 최적감쇠를 제시하였다. Yang 등[39]은 각 층별 특성치는 균등하나 그 특성치가 서로 다른 두 빌딩(uniform but dissimilar structures)의 경우, instantaneous optimalcontrol approach를 통하여 최적 제어력이 건물 간 상대속도에 비례한다는 결과를 보임으로써 최적 제어력이 선형 점성 감쇠기의 형태로 구현될 수 있다는 연구결과를 제시하였다. Luco와 Wong[42]도 다자유도 전단빔으로 모델링된 빌딩구조물에 대하여 최적 제어력을 제시하였으며, Kageyama 등[49],[50]도 수동형 제어시스템에 대한 최적감쇠 연구를 수행한 바가 있다. Luco와 Barros[51]는 서로 다른 높이를 갖는 두 빌딩을 대상으로 감쇠기 용량에 따른 꼭대기 층의 변위주파수 응답 함수의 변화특성 분석을 통하여 특정 경우에 있어서 1,2차 모드응답을 동시에 줄여주는 최적 감쇠값이 존재함을 보였으며, 건물의 높이 변화에 따른 매개변수 연구를 통한 내진성능 향상효과를 평가하였다. 그리고 Zhang과 Xu[31]는 강성과 감쇠로서 모델링되는 수동형 장치에 대한 민감도를 분석하고, 강성 및 감쇠용량에 따른 매개변수연구를 통하여 최적 설계값을 제시한 바가 있다.

진동 특성이 다른 2개의 구조물을 댐퍼 등에 의해 연결하는 연결제진방법은 오래전부터 알려져 있으며, 기계 진동의 분야에서는 동흡진기(動吸振器)와 같은 최적화 방법이 이용되고 있다. 그러나 건축 내진분야에 있어서 연결제진구조가 이용되기 시작한 것은 비교적 최근의 일이다. 국내의 경우 강재 이력댐퍼에 대한 연구가 활발하게 진행되고 있으나 댐퍼를 이용한 연결제진구조물에 대한 연구는 매우 부족한 실정이다.

IWANAMI(1986)[56]은 2개의 독립한 구조물을 1개의 댐퍼로 연결하여 제진하는 경우의 해석을 실시하였다. 2 질점계에 대해 P, Q정점 이론을 응용하여 각 구조물을 최적으로 조정하는 것이 가능한 것을 밝혔다.

KAGEYAMA(1996)[57]는 2개의 독립된 구조물 사이에서 발생하는 상대 변위를 댐퍼로

흡수함으로써 양측 구조물의 응답을 저감하는 제진방법을 보여주었다.

IWADA(1993)[58]는 다수의 구조물이 연결되어 입체적으로 거동하는 경우의 제진효과에 대해 검토를 하였다. 높이나 구조 형식이 다른 구조물을 고유 주기가 다른 1 질점계 모델에 근사하고 점성댐퍼로 연결했을 경우의 제진효과를 나타냈다.

NAKAMO(2002)[59]는 연결된 2개의 구조물의 연결부에 요구되는 내력의 평가법에 대해 검토를 하였다. 구조물을 연결할 경우 연결부의 강성을 충분히 확보하여 연결부를 강체로 가정하고 정적인 힘의 균형으로부터 필요 내력을 평가할 수 있는 것을 나타냈다.

OHI(2004)[60]는 연결된 2개의 구조물의 연결부에 이력형 댐퍼 또는 탄성 용수철을 배치했을 때의 제진성능에 관한 검토를 실시했다. 또한 응답 스펙트럼을 이용한 등가선형화 해석에 의해 연결된 구조물의 지진 응답을 간편하게 예측할 수 있는 것을 나타냈다.

김현수(2007)[61]는 기존 건축물의 내진리뉴얼을 위하여 마찰댐퍼를 이용하여 인접한 두 건축물의 응답변위차이에 근거하는 연결제진시스템을 제안하였고, 연결강성배율, 항복내력비에 따른 기존 RC조 구조물과 신설S조 구조물의 최대응답변위저감율을 나타내는 제진성능곡선을 작성하여 최적댐퍼량 설정 방법을 제안하였다.

또한, 최근에는 초고층 구조물의 저층부와 고층부의 연결부에 댐퍼를 설치하는 등 연결제진기법을 실제의 구조물에 적용한 예도 증가하고 있다.

1.3 연구내용 및 방법

본 논문에서는 신축이음으로 연결된 두 구조물의 내진리뉴얼을 위해 각 구조물의 내진성능평가 및 구조물간 충돌 및 이격 가능성을 확인하고, 내진보강을 위한 제진장치로 강체 및 댐퍼를 이용한 연결제진시스템을 적용하여, 두 구조물의 충돌 및 이격을 방지하고 내진성능을 향상시키고자 한다.

이를 위해, 제 1장에서는 연구의 배경 및 목적, 연구동향, 연구 내용 및 방법에 대해 간략하게 서술하였다.

제 2장에서는 능력스펙트럼법(Capacity Spectrum Method)을 이용하여 비정형 대상 구조물의 내진성능을 평가하였다.

제 3장에서는 일본내진진단법을 이용하여 비정형 대상 구조물의 내진성능을 평가하였다.

제 4장에서는 비선형 시간이력해석(Nonlinear Time History Analysis)을 수행하여 구조물의 지진 거동 특성 및 각 구조물간 충돌 및 이격 가능성을 검증하였다.

제 5장에서는 제진장치로 강체 및 댐퍼를 이용한 연결제진시스템을 제안하고, 제안된 연결제진시스템을 통해 지진 발생 시 구조물의 응답 거동을 저감시키고 두 구조물의 충돌 및 이격 여부를 확인하였다.

마지막으로 제 6장에서는 본 논문의 결론을 기술하였다.

제2장 능력스펙트럼 (Capacity Spectrum Method)을 이용한 기존 비정형 구조물의 내진성능평가

2.1 개요 및 성능목표

대상 구조물의 성능목표는 성능수준과 발생 가능한 지반운동의 예상수준에 대한 조합으로 정의하고 있다. 구조물에 대한 성능을 위험도와 신뢰도 범위 내에서 예상할 수 있는 확률적인 성격으로 규정하고 표 2.1과 같이 완전기능, 기능, 인명안전, 붕괴방지 등의 네 가지 구조물의 성능 수준과 지반운동 수준을 고려함으로써 성능목표를 평가한다. 성능목표를 달성하기 위해서는 구조물의 비선형 지진응답을 직접적으로 다루어야 한다.

표 2.1 건물의 지진성능 목표 (VISION 2000)

		성능수준			
		완전기능	기능	인명안전	붕괴방지
지진 재현 주기	자주 (43년)	A	B	C	D
	가끔 (72년)	E	F	G	H
	드문 (475년)	I	J	K	L
	아주 드문 (970년)	M	N	O	P

Basic Safety Objective
Essential / Hazardous Objective
Safety Critical Objective

성능기반 내진설계에서는 설계과정에서 반드시 비선형 지진해석이 도입되어야 하며, 다양한 지반운동 수준에 대하여 성능목표가 달성되어야 한다. Vision 2000 위원회에서는 표 2.1과 같이 기본목표, 주요/위험 시설물에 대한 성능목표, 안전이 필수적으로 요구되는 시설물에 대한 성능목표로 이루어져 있다. 여기에서 성능목표가 K또는 P인 경우는 475년 재현주기를 가지는 설계지진 하중에 대하여 인명안전수준을 유지해야 하

며, 2400년 재현주기를 가지는 하중에 대해서는 붕괴방지수준을 유지해야한다. 지진하중의 수준별로 구조물의 손상을 정량적으로 평가함으로써 안전에 대한 신뢰성을 확보하여 구조물의 피해와 보수/보강 시 발생하는 비용을 최소화하는 것이 성능에 기초한 내진 설계의 목표라고 할 수 있다.

FEMA 356에서는 VISION 2000 위원회에서 제시한 성능목표와 유사하게 기본 안전목표, 향상된 성능목표, 제한된 성능목표로 기술하였다. ATC-40에서는 기본적인 안전목표를 사용성 지진, 설계지진, 최대 지진으로 구분하여 각 지진 지반운동에 따라 건물의 성능수준을 제시하고 있다. 본 논문에서는 설계응답 스펙트럼(2400년 재현주기의 2/3수준)의 성능단계에서 인명안전 단계 수준을 유지하는 것을 성능 목표로 삼았다.

표 2.2 성능기반 내진설계의 목표 (FEMA 356)

		구조물의 성능수준			
		기능유지	즉시거주	인명안전	붕괴방지
지진 재해 수준	50% / 50년	a	b	c	d
	20% / 50년	e	f	g	h
	BSE-1 10% / 50년	i	j	k	l
	BSE-2 2% / 50년	m	n	o	p

k+p = 기본안전목표
o = 향상된 목표
c, g, d, h = 제한된 목표

k+p+[(a, e, i, m) 또는 (b, f, j, n)중 하나]
= 향상된 목표
k 또는 p 중 하나인 경우 = 제한된 목표

표 2.3 기본적인 안전목표 (ATC 40)

지진 지반운동 (EQ Ground Motion)	건물 성능수준			
	기능유지	즉시거주	인명안전	붕괴방지
사용성 지진 (SE) 50% / 50년				
설계 지진 (DE) 10% / 50년			3-C	
최대 지진 (ME) 5% / 50년				5-E

2.2 능력스펙트럼법 (Capacity Specturm Method, CSM)

ATC 40에서 제시하고 있는 능력스펙트럼법(CSM)은 1970년대에 처음 소개된 개념으로, 성능에 기초하여 구조물의 비탄성 거동에 대해 고려하는 내진 성능 평가방법 중 하나이다. 이 방법에서는 응답가속도와 응답변위 그래프에, 설계지진하중에 대한 지진 요구수준과 그에 대한 구조물의 보유저항능력의 비교에 의해 구조물의 내진 성능을 평가하게 된다. CSM은 광범위한 종류의 구조물에 대한 약식평가, 설계검토 및 기존 건물에 대한 손상평가 등 다양한 용도로 사용할 수 있으며, 성능에 기초한 모든 방법에 적용 가능한 방법이다.

구조물의 횡 저항능력을 일방향 가력 해석법(Pushover Analysis)의 하중-변위 곡선으로 표현하고, 지진 요구에 대해서는 응답스펙트럼 곡선을 제시하여 이 두 곡선을 하나의 좌표계로 표현함으로써 요구(Demand)와 능력(Capacity)의 상호관계를 간명하게 표현하고 있다. 이때, 두 곡선의 교점은 해당지진에 대한 구조물의 응답과 성능수준을 의미한다. 특정 구조물의 능력 곡선이 결정되면 이를 사용하여 여러 지진에 대한 응답스펙트럼과 바로 비교해 볼 수 있다.

그러나 구조물의 최대응답에 대한 고려만을 함으로써 지진의 지속 시간동안의 정확하지 못한 에너지 소산량과 그에 따른 손상을 고려하지 못하는 단점이 있다. 또한 반복과정으로 인해 많은 계산소요 시간과 노력이 요구된다. 따라서 정확한 에너지 소산능력에 근거한 성능점 산정이 있어야 내진성능 평가의 신빙성을 기대할 수 있게 된다.

2.2.1 요구스펙트럼 (Demend Specturm)

요구스펙트럼은 일반적으로 그림 2.1과 같이 주기에 대한 응답변위, 응답속도, 응답가속도의 관계로서 표현되지만 능력스펙트럼과 하나의 그래프에 나타내기 위하여 S_d와 S_a좌표계의 ADRS(Acceleration Displacement Response Spectrum)형식으로 표현된다. 이 변환에는 식 (2.1)의 관계를 이용한다.

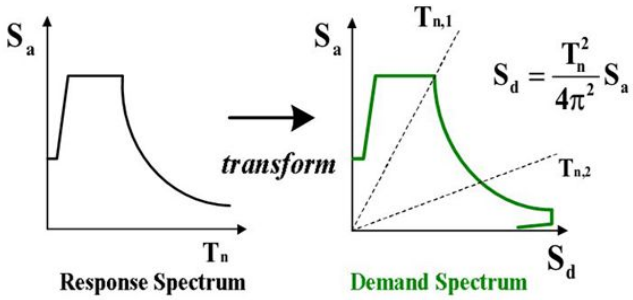


그림 2.1 요구 응답스펙트럼의 ADRS 변화

$$S_d = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_a \tag{2.1}$$

여기서, S_d : 스펙트럼 변위

T_n : n차 주기

S_a : 스펙트럼 가속도

ADRS형식에서 구조물의 유효주기(T_{eff})는 식 (2.2)와 같은 S_a와 S_d의 관계에서 구해지며 스펙트럼 상에서는 방사의 형태로 나타난다.

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a \cdot g}} \tag{2.2}$$

여기서, g : 중력가속도

2.2.2 능력스펙트럼 (Capacity Spectrum)

구조물의 일방향 가력 해석(Pushover Analysis)을 사용하여 그림 2.2와 같이 구조물에 정적하중을 가함으로써 능력곡선(Capacity Curve)을 얻게 된다. 이 방법을 통하여 얻어진 옥상층 변위 Δ_R 과 밑면전단력(V)은 식 (2.3), 식 (2.4)를 이용하여 스펙트럼 변위(S_d)와 스펙트럼 가속도(S_a)로 치환함으로써 능력스펙트럼을 응답스펙트럼과 동일한 좌표계로 표현이 가능하게 된다.

$$S_a = \frac{V}{\alpha^k m} \qquad\qquad S_d = \frac{\Delta_{roof}}{\Gamma^k \Phi^k} \tag{2.3}$$

여기서, a^k : k차 유효질량계수

m : 질량

Γ^k : k차 모드참여계수

Φ^k : k차 모드의 크기

해당방향 k차의 모드참여계수와 유효질량계수를 각각 다음과 같이 산정한다.

$$\text{모드참여계수} \quad \Gamma^k = \frac{\sum_{j=1}^{N} m_j \Phi_{jk}}{\sum_{j=1}^{N} m_j \Phi_{jk}^2} \qquad \text{유효질량계수} \quad \alpha^k = \frac{\left(\sum_{j=1}^{N} m_j \Phi_{jk}\right)^2}{\left(\sum_{j=1}^{N} m_j\right)\sum_{j=1}^{N} m_j \Phi^2{}_{jk}} \tag{2.4}$$

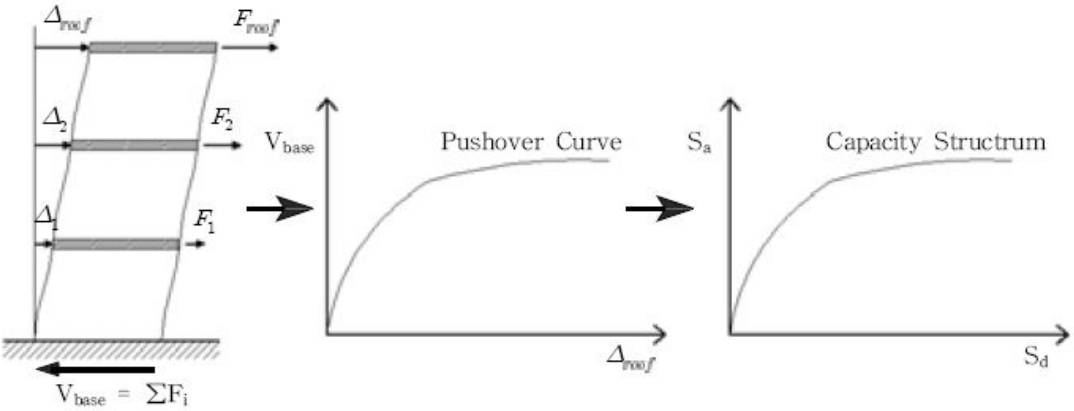


그림 2.2 하중과 변위관계에 의한 능력곡선

2.2.3 등가감쇠 (Equivalent Damping)

비선형 정적해석에 의한 능력스펙트럼을 산정한 후에 그림 2.3과 같이 등가의 면적을 가지는 이선형(Bilinear)곡선으로 표현한다. CSM에서는 5% 감쇠를 가지는 탄성스펙트럼과 능력스펙트럼을 이용하여 소산 에너지원리에 의한 등가감쇠(β_{eq})를 계산한다. 구조물의 감쇠의 의하여 소산되는 에너지의 양은 등가이선형곡선에서의 이력거동에 대한 면적을 나타내며 식 (2.5)에서 등가감쇠(β_{eq})를 산정할 수 있다.

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \qquad \beta_0 = \frac{1}{4\pi}\frac{E_D}{E_{SO}} = \frac{63.7(S_{ay}S_{dp} - S_{dy}S_{ap})}{S_{ap}S_{dp}} \qquad (2.5)$$

여기서, β_0 : 구조물의 고유감쇠비

E_D : 구조물의 감쇠에 의하여 소산되는 에너지

E_{SO} : 구조물의 최대변형에너지

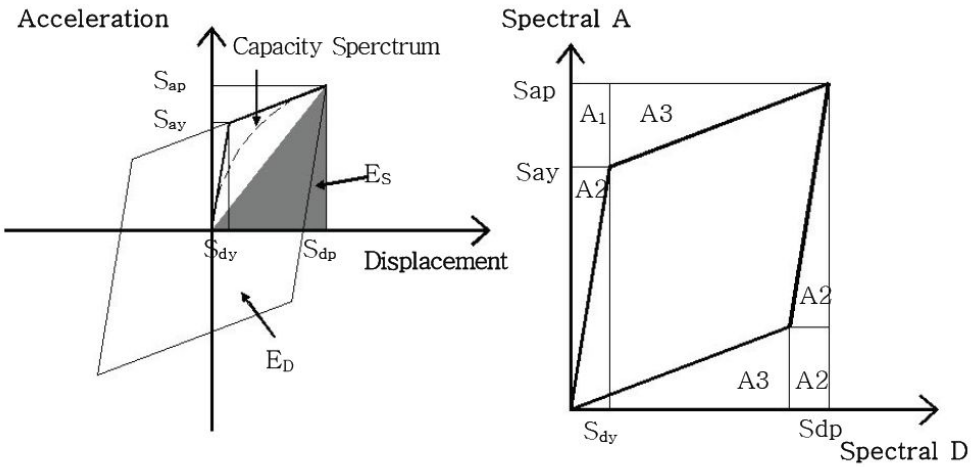


그림 2.3 이력거동에 의한 등가감쇠

2.2.4 유효감쇠(Effective Damping)

지진 하중을 받는 구조물의 이력특성은 강도저하, 강성저하, 핀칭 등 여러 가지 효과들에 의하여 그림 2.3와 같이 이상화된 이력특성을 나타내지 못한다. ATC-40에서는 이러한 구조물의 이력특성을 반영하기 위해 표 2.4과 같은 감쇠조정계수(Damping Modification Factor, k)를 사용하여 유효감쇠비를 조정하도록 하고 있다. 건물의 이력특성에 따라 세 가지 유형으로 나눴는데, Type A는 횡하중에 대한 저항시스템이 설치된 건물로 그림 2.3와 가장 유사한 이력특성을 나타낸다. Type C에 해당하는 건물은 수평하중에 저항하는 시스템이 없거나 이력거동을 신뢰할 수 없는 경우이다. Type B는 Type A와 Type C의 중간의 경우로 기존 부재와 새로운 부재가 혼합되어 있는 경우이다. 각 유형에 따른 감쇠조정계수의 변화를 그래프로 나타내면 그림 2.4와 같다. 유효감쇠비에 대한 한계는 50%이다. 따라서, 구조물의 고유감쇠비 5%를 제외하면 등가점성감쇠비에 대한 제한값은 45%이다.

표 2.4 감쇠조정계수, k

건물의 거동유형	$\beta_{eq}(\%)$	k
Type A	≤16.25	1.0
	> 16.25	$1.13-\frac{0.51(S_{ay} \cdot S_{dp}-S_{dy} \cdot S_{ap})}{S_{ap} \cdot S_{dp}}$
Type B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845-\frac{0.446(S_{ay} \cdot S_{dp}-S_{dy} \cdot S_{ap})}{S_{ap} \cdot S_{dp}}$
Type C	모든 감쇠비	0.33

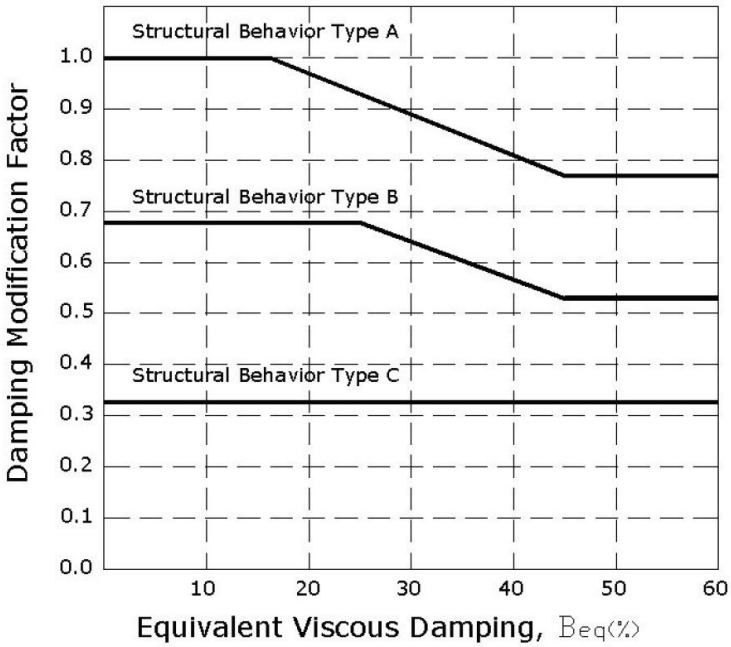


그림 2.4 이력거동유형 A,B,C에 대한 감쇠조정계수

2.2.5 응답감소계수(Spectrum, Reduction Factor)

특정한 지진에 대한 응답스펙트럼이 아니라 설계스펙트럼을 이용하는 경우 유효감쇠비에 따라 스펙트럼을 조정할 수 있는 방법이 필요하다. ATC-40에서는 산정한 유효감

쇠비를 이용하여 가속도구간의 응답 감소계수(SR_A), 속도 구간의 응답감소계수(SR_V)를 구한 후 그림 2.5과 같은 방법으로 비탄성 응답스펙트럼을 작성한다. 감소계수는 식 2.6, 식2.7과 같다. 이 값들은 표 2.5의 이력거동유형별 최소값보다 커야한다.

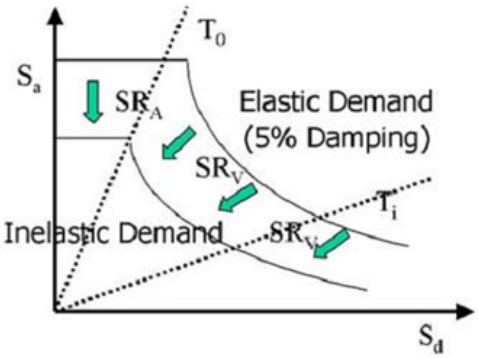


그림 2.5 응답감소계수(SR)의 적용

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68\ln(\beta_{eff})}{2.12} \tag{2.6}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41\ln(\beta_{eff})}{1.65} \tag{2.7}$$

표 2.5 구조물의 이력거동에 따른 SR_A와 SR_V의 최소값

건물의 거동유형	SR_A	SR_V
Type A	0.33	0.50
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

2.2.6 성능점 및 성능수준의 평가

능력스펙트럼과 요구스펙트럼이 교차되는 성능점은 그림 2.6과 같이 구조물의 저항능력과 고려하는 지진하중의 요구수준이 일치하는 점으로 평가된다. 그리고 성능점은 특정 지반 운동에 대한 구조물의 손상 정도를 나타낼 수 있는 중요한 평가지수가 된

다. 성능점을 이용하여 시스템의 변형정도를 파악하고 비선형 지진응답에 의한 구조물의 파괴 메커니즘을 효과적으로 예측할 수 있다. 그러므로 구조물의 실질적인 요구내력 평가를 통하여 성능수준을 보다 명확하게 평가할 수 있다.

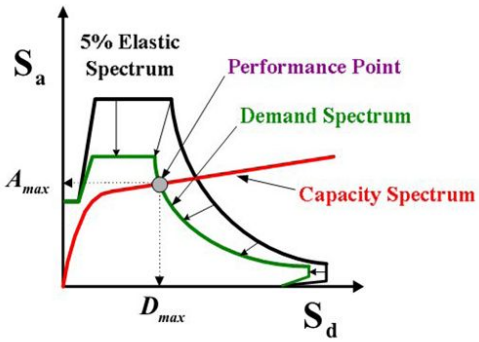


그림 2.6 성능점의 산정

2.2.6.1 성능점 산정

능력스펙트럼법(CSM)의 원리에 의하여 성능점 산정을 다음 두 가지 방법에 의하여 평가할 수 있다.

① Procedure-A (그림 2.7)

ATC-40에서 제시하는 기본적인 방법으로서 능력스펙트럼의 초기강성에 대한 기울기와 5% 탄성 설계응답스펙트럼과의 교차점을 초기 성능점이라고 가정한다. 초기 성능점에 대한 등가감쇠를 산정하고, 유효감쇠가 적용된 비선형 설계응답스펙트럼을 구한 후에 다시 교차점에서의 성능점을 계산한다. 이러한 방법으로 유효감쇠를 적용한 비선형 설계응답스펙트럼과 능력스펙트럼과의 교차점에서 응답의 변화가 오차 범위내에 들어올 때까지 계속적인 반복작업을 통하여 최종 성능점을 산정한다.

② Procedure-B (그림 2.8)

ATC-40에서 성능점을 산정하는 두 번째 방법은 먼저 변위 연성비를 가정한 후에 이에 대한 구조물의 유효주기를 산정하고 유효 주기 직선과 5% 탄성 설계응답스펙트럼과의 교차점을 초기 성능점으로 가정한다. 가정한 변위 연성비에 대한 방사선 형태의 유

효주기와 비선형 설계응답스펙트럼과의 교차점을 궤적선(Locus Line)을 형성하게 되며 이 궤적선과 구조물의 능력스펙트럼과의 교차점이 최종적인 성능점으로 설정된다. 이 방법의 경우에는 변위 연성비를 먼저 가정하여 순차적으로 유효감쇠계수를 산정하기 때문에 교차점에서 발생하는 응답 오차에 대하여 발산할 수 있는 확률이 적다는 장점이 있다.

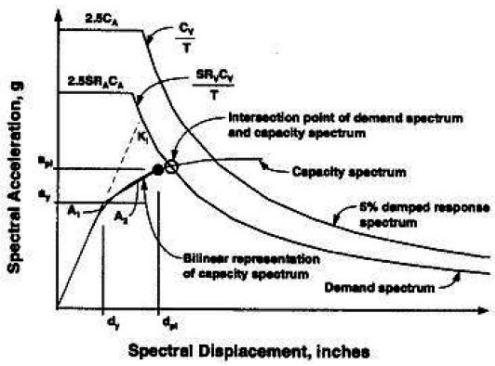


그림 2.7 Procedure-A에 의한 성능점 산정

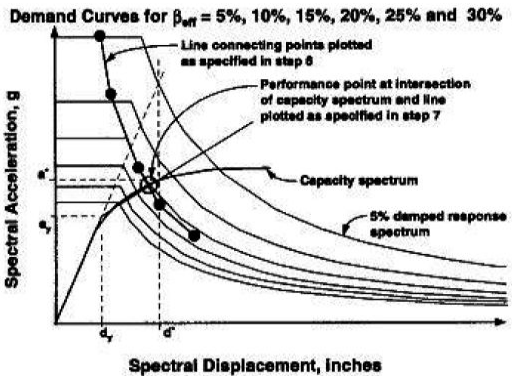


그림 2.8 Procedure-B에 의한 성능점 산정

본 연구의 경우 일반적으로 수렴성이 좋고 탄성 응답스펙트럼을 감쇠비의 변화에 따라서 여러번 작성할 필요 없이 변화된 감쇠비와 진동주기에 따른 응답스펙트럼 값의 궤적만을 구하면 되는 Procedure-B를 적용하여 성능점을 산정하였다.

2.2.6.2 성능수준에 대한 평가

산정된 구조물의 성능점에 대하여 구조물의 성능수준에 따른 설계거동한계를 설정하여 산정된 성능점에 대해서 구조물의 변형, 부재의 강도 등이 현행 내진설계기준에 적합한지를 평가하여 구조물의 내진성능을 평가한다. 이는 산정된 성능점에 대하여 구조물의 전반적인 거동이 수용 가능한지 여부와 각 부재에 부가될 부재력 및 변형도가 강도 및 사용성에 적합한지를 판단하여 구조물의 내진성능을 평가한다.

비선형 정적해석으로 산정한 해당구조물의 성능점에 대하여 아래와 같이 2가지의 방법으로 내진성능 평가를 실시한다.

① 층간변위에 의한 내진성능평가

성능에 기초한 내진설계에서 구조물의 내진성능을 평가할 때 가장 중요한 변수는 구조물 각층에서 발생하는 비선형 층간변위이다. 각층의 층간변위 및 층간 변위각은 구조물의 비선형 변형의 정도와 파괴메커니즘과 직접 연관되는 변수로써 지진하중에 의하여 구조물이 어느 정도 손상을 입었는지를 가장 효과적으로 판단할 수 있게 한다.

② 소성힌지분포에 의한 내진성능평가

구조물의 비선형 거동특성은 항복 이후에 각 부재에서 발생하는 소성모멘트에 의한 회전각, 즉 소성힌지에 대한 분포를 이용하면 가장 잘 파악될 수 있다. 이러한 소성힌지분포는 구조물의 붕괴 메커니즘을 반영할 수 있으며, 비선형 지진거동에 대한 응답을 평가하고 판단하는데 매우 유용하게 이용된다. 비선형 지진해석에 의한 소성힌지를 평가하는 관점은 다음과 같이 두 가지가 있다.

a. 소성힌지의 상대적 크기(Rotation Angle) 파악

특정한 부재가 다른 부재에 비하여 상대적으로 소성거동을 얼마만큼 크게 일으켰는지를 알고자 할 때에 이용한다.

b. 소성힌지의 발생 위치

소성힌지의 발생위치를 보면 구조물에서 소성거동이 진행되는 순서와 파괴모드 형상을 예측할 수 있다. 그리고 지진하중의 특성과 구조물의 동적특성의 상호관계에 의하여 발생하는 구조물의 비선형 거동 특성도 어느 정도 예측할 수 있다.

그림 2.9와 표 2.6은 철근콘크리트의 하중재하 시 각 단계별로 발생하는 특성 즉, 구조부재에 대한 소성화 과정을 기술하였다.

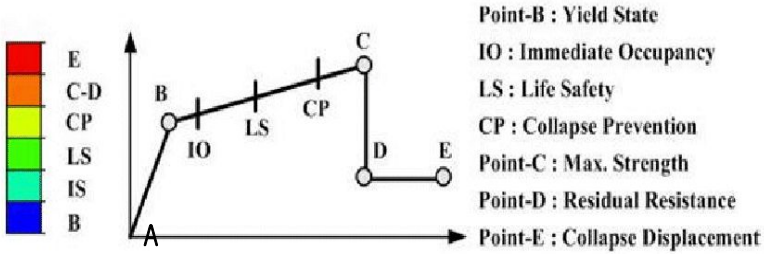


그림 2.9 부재 이력거동의 특성

표 2.6 각 단계별 이력거동의 특성 및 내용

구 분	이력거동 내용
Point A	하중이 재하되지 않은 상태
Slope A-B	부재의 초기강성(initial stiffness)상태 구간, 재료특성, 부재치수, 철근량, 경계조건, 응력과 변형수준에 따라 결정, 균열상태 포함
Point B	공칭항복강도(nominal yield strength) 상태
Slope B-C	변형경화(strain hardening)구간, 일반적으로 초기강성의 5~10%를 가지며 인접한 부재와의 내력 재분배에 중요한 영향을 미침
Point C	공칭강도(nominal strength), 부재내력에서 강도저하가 시작되는 시점 극한한계상태로 볼 수 있으며, 소성힌지 영역에서 횡구속 철근의 파괴
Drop C-D	부재의 초기파괴(initial failure)상태, 철근콘크리트 부재의 경우에 주근이 파단(fracture)되거나 콘크리트가 파손(spalling)되는 상태
Zero D-E	잔류저항(residual resistance)상태, 공칭강도의 20% 수준에서 저항
Point E	최대변형능력, 중력하중을 더 이상 받을 수 없는 상태

2.2.7 비정형성 고려

2.2.7.1 비정형성 검토항목

비정형성의 검토항목은 다음과 같다.

- 평면비정형성

H-1. 비틀림 비정형 : 층의 강성 중심과 질량 중심 간의 거리가 평면 폭의 20%보다 큰 경우에는 비틀림을 고려하여야 한다.

$$E_{c.s-c.m} > 0.2D \qquad (2.8)$$

여기서,

$E_{c.s-c.m}$: 강성 중심과 질량 중심과의 편심거리

D : 지진방향과 직각방향의 평면의 폭

강성중심은 해당층 수직부재의 면적의 도심점, 질량중심은 해당층 보와 슬래브의 질량, 수직부재의 경우 상하층 중심까지의 질량을 고려한 질량중심으로 산정한다.

H-2. 요철형 평면 : 돌출한 부분의 치수가 해당하는 방향의 평면치수의 15%를 초과하면 요철형 평면을 갖는 것으로 간주한다.

H-3. 격막의 불연속 : 격막에서 잘려나간 부분이나 뚫린 부분이 전체 격막 면적의 50%를 초과하거나 인접한 층간 격막 강성의 변화가 50%를 초과하는 급격한 불연속이나 강성의 변화가 있는 격막.

H-4. 면외 어긋남 : 수직부재의 면외 어긋남 등과 같이 횡력전달 경로에 있어서의 불연속성.

H-5. 비평행 시스템 : 횡력저항 수직요소가 전체 횡력저항 시스템에 직교하는 주축에 평행하지 않거나 대칭이 아닌 경우.

- 수직비정형성

V-1. 강성비정형-연층 : 어떤 층의 조적채움벽 등의 비구조재를 포함한 강성에 영향을 주는 수직부재단면적의 합이 인접한 상부층 수직부재단면적의 합의 70% 미만이거나 상부 3개 층 평균 수직부재단면적의 합의 80% 미만인 층이 존재하는 경우 강성분포의 비정형이 있는 것으로 간주한다.

V-2. 중량비정형 : 어떤 층의 유효중량이 인접층 유효중량의 150%를 초과할 때 중량분포의 비정형인 것으로 간주한다. 단, 지붕층이 하부층보다 가벼운 경우는 이를 적용하지 않는다.

V-3. 기하학적 비정형 : 횡력 저항시스템의 수평치수가 인접층 치수의 130%를 초과

할 경우 기하학적 비정형이 존재하는 것으로 간주한다.

V-4. 횡력저항 수직 저항요소의 비정형 : 횡력 저항요소의 면내 어긋남이 그 요소의 길이보다 크거나, 인접한 하부층 저항요소에 강성감소가 일어나는 경우 수직 저항요소의 면내 불연속에 의한 비정형이 있는 것으로 간주한다.

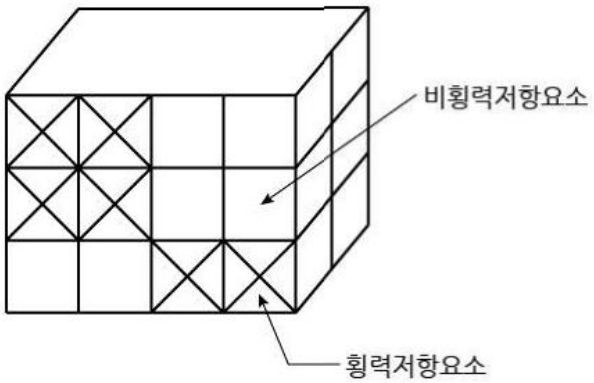


그림 2.10 횡력 저항요소의 면내 어긋남

V-5. 강도의 불연속-약층 : 임의 층의 횡강도가 직상층 횡강도의 80% 미만인 약층이 존재하는 경우 강도의 불연속에 의한 비정형이 존재하는 것으로 간주한다. 각층의 횡강도는 층전단력을 부담하는 내진요소들의 저항 방향 강도의 합을 말한다.

2.2.8 조적벽체 고려

골조사이에 존재하는 비보강 조적채움벽은 다음과 같이 폭 값를 가지는 등가대각압축가새로 모델링될 수 있다. 등가 대각압축가새의 두께와 탄성계수는 조적조 벽체의 경우와 동일하다.

$$a = 0.175(\lambda_I h_{col})^{-0.4} r_{inf} \qquad (2.9)$$

여기서,

$$\lambda_I = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4 E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}}$$

h = 채움벽 상하보의 중심선까지의 기둥 높이

h_∞ = 채움벽의 높이

E_{fe} = 골조 재료의 탄성계수

E_{me} = 채움벽 재료의 탄성계수

I = 기둥의 단면이차모멘트

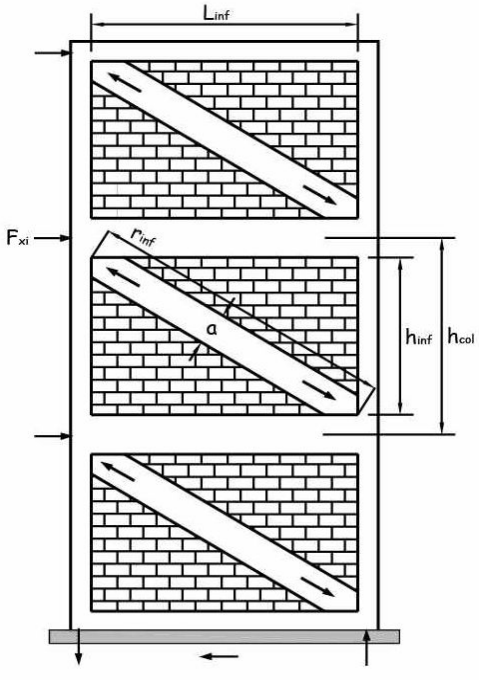
L_∞ = 채움벽의 길이

r_∞ = 채움벽의 대각길이

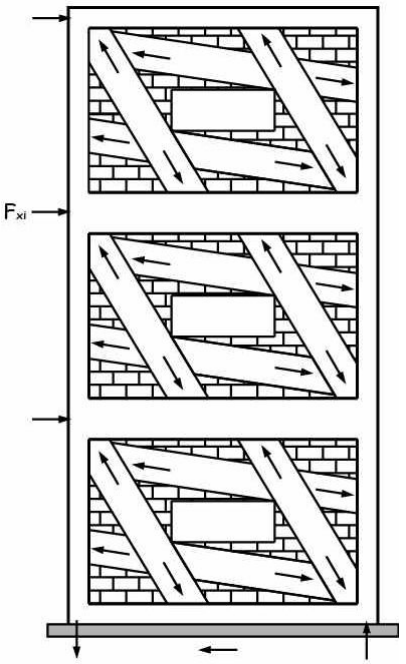
$\theta = \tan^{-1}(h_\infty / L_{inf})$

이다.

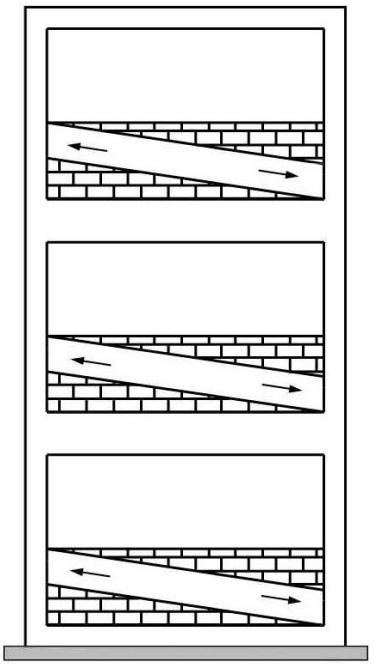
등가대각압축가새는 그림 2.11과 같이 인접한 골조에 의해 양쪽에서 구속을 받을 경우에만 예상되는 구속력의 방향과 동일하게 모델링한다. 조적벽체의 한쪽에만 골조와 접하는 경우는 등가대각압축가새로 치환할 수 없다.



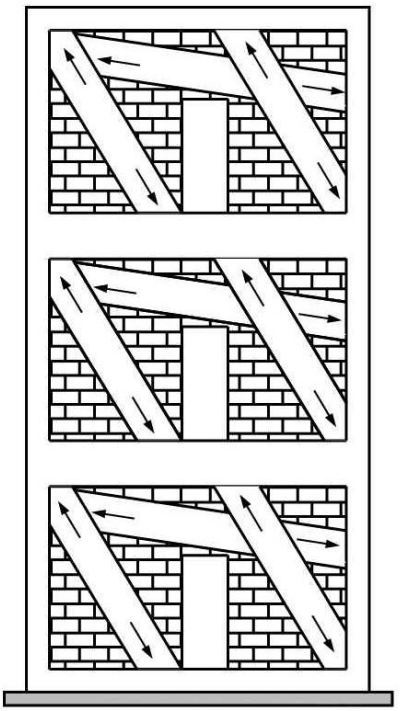
(a) 단일벽체일 경우



(b) 개구부가 있을 경우



(c) 하단에만 조적채움이 있는 경우



(d) 출입구가 있는 경우

그림 2.11 조적채움벽의 모델링

2.2.9 해석방법

2.2.9.1 해석모델

해석을 위해서는 두 직교하는 축에 해당하는 평면프레임모델을 사용하거나 3차원 모델을 사용할 수 있다. 평면프레임을 사용하기 위해서는 비틀림효과가 없어야 한다. 비틀림효과의 유무는 2.2.2.7.1의 H-1 비틀림 비정형의 판단기준을 통해 판정한다.

2.2.9.2 횡하중의 수직분포

횡하중의 수직분포는 구조물의 층질량분포와 1차모드의 모드형상으로부터 구한다. 해석시 연직하중도 포함한다. 해석시 사용하는 횡하중의 수직분포는 다음에 제시된 3종류의 횡하중 수직분포 중의 최소 하나와 각 층의 질량에 비례하는 등분포 횡하중의 두 개 이상의 횡하중 패턴을 사용하여 각각 평가한다.

(1) 의사지진력의 수직분포식에 횡하중 패턴

식 2.10에 따른 횡하중분포이다. 이때, 1차모드의 모드참여비율이 75%이상이 되어야 한다.

$$F_x = C_{vx} V \tag{2.10}$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k}$$

여기서,

V : 의사지진력

k : 주기가 2.5초 이상일 경우 2.0, 0.5초 이하일 경우 1.0, 그 사이는 선형보간한다.

w_i, w_x : I층, x층의 seismic weight

h_i, h_x : I층, x층의 층고

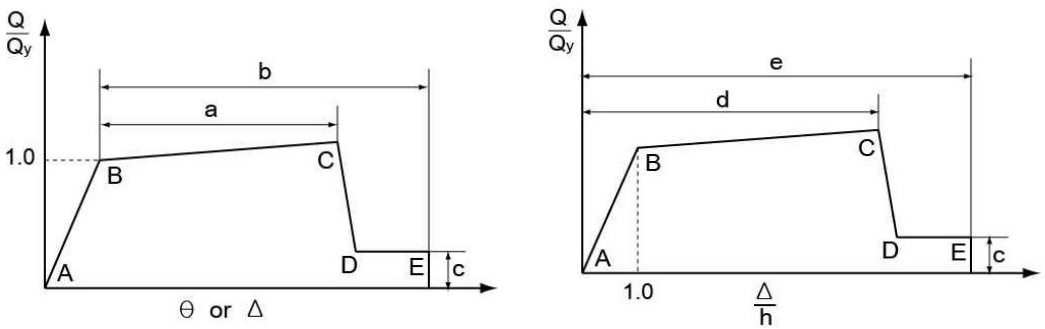
(2) 1차모드의 모드형상과 비례하도록 하는 경우
이 때, 1차모드의 모드참여비율은 75%이상이 되어야 한다.

(3) 해당하는 설계지진스펙트럼과 응답스펙트럼법을 사용하여 구한 층전단력분포. 이를 위해 사용된 응답스펙트럼법에서는 고려된 모드질량이 구조물 전체질량의 90%이상이 되도록 충분한 수의 모드가 고려되어야 한다. 건물의 기본진동주기가 1초 이상일 경우 이와 같은 방법으로 횡하중패턴을 구하여야 한다.

2.2.9.3 구조요소의 모델링

부재별 비선형 거동 특성의 모델링, 즉 소성힌지의 특성은 각 구조시스템 및 부재의 조건에 따라 제시된 표를 따른다. 부재의 비선형거동특성은 그림 2.12와 같이 보통 4개의 직선으로 모델링 되며 부재에 따라 변형량의 절대치가 규정된 경우(그림 2.12의 (a))와 각 지점의 위치를 항복하중 혹은 항복변위의 비율로 나타내는 경우(그림 2.12의 (b))가 있다.

부재의 종류별 모델링 파라메터는 '2.2.9.4 부재별 모델링 파라메터, 허용기준 및 성능수준의 판정'에 제시되어 있다.



(a) 변형량 (b) 변형비

그림 2.12 소성힌지 특성 모델

2.2.9.4 부재별 모델링 파라메터, 허용기준 및 성능수준의 판정

철근콘크리트부재의 모델링 파라메터 및 허용기준은 표 2.7 ~ 2.10과 같다.

표 2.7 철근콘크리트 보의 모델링 파라메터 및 허용기준

		모델링 파라메터			허용기준 (소성회전각, rad.)				
		소성회전각 (rad.)		잔류 강도비	거주 가능	1차부재		2차부재	
		a	b	c		인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
1) 휨에 의해 지배되는 비내진상세 단면일 경우									
주근의 배근상태	작용전단력의 크기								
0 이하	0.25 이하	0.02	0.03	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
	0.5 이상	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
0.5 이상	0.25 이하	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
	0.5 이상	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
2) 휨에 의해 지배되는 내진상세 단면일 경우									
주근의 배근상태	작용전단력의 크기								
0 이하	0.25 이하	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.025	0.02	0.05
	0.5 이상	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
0.5 이상	0.25 이하	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
	0.5 이상	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
3) 전단에 의해 지배되는 경우									
스트럽 간격이 d/2 이하인 경우		0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
스트럽 간격이 d/2 초과인 경우		0.003	0.01	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
4) 정착 혹은 철근이음의 파괴가 예상되는 경우									
스터럽 간격이 d/2 이하인 경우		0.003	0.02	0.0	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
스터럽 간격이 d/2 초과인 경우		0.003	0.01	0.0	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
5) 보-기둥 접합부의 정착파괴가 예상되는 경우									
		0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. 사이값은 선형보간한다.
2. 1) ~ 5)중 복수의 상황에 해당하는 경우 가장 불리한 값을 사용한다.
3. 내진상세단면과 비내진상세단면의 판단은 KBC2009 0520 내진설계시 특별고려사항의 규정에 따른 횡보강근의 만족여부에 따른다. (소성힌지구간에서 전단보강근의 간격이 $d/3$ 이하이고 전단 보강근에 의한 전단강도가 설계전단력의 3/4이상일 경우 내진상세를 만족하는 것으로 본다)
4. 주근의 배근상태는 $(\rho-\rho')/\rho_{bal}$ 로 평가한다.
5. 작용전단력의 크기는 $V/(\sqrt{f_{ck}}b_w d)$ 로 평가한다.

표 2.8 철근콘크리트 기둥의 모델링 파라메터 및 허용기준

		모델링 파라메터			허용기준 (소성회전각, rad.)				
		소성회전각 (rad.)		잔류 강도비	거주 가능	1차부재		2차부재	
		a	b	c		인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
1) 휨에 의해 지배되는 비내진상세 단면일 경우									
축력비	작용전단력의 크기								
0.1 이하	0.25 이하	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
	0.5 이상	0.005	0.012	0.2	0.005	0.005	0.005	0.008	0.012
0.4 이상	0.25 이하	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
	0.5 이상	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
2) 휨에 의해 지배되는 내진상세 단면일 경우									
축력비	작용전단력의 크기								
0.1 이하	0.25 이하	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
	0.5 이상	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
0.4 이상	0.25 이하	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
	0.5 이상	0.012	0.02	0.1	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
3) 전단에 의해 지배되는 경우									
모든 경우		-	-	-	-	-	-	0.003	0.004
4) 정착 혹은 철근이음의 파괴가 예상되는 경우									
후프 간격이 d/2 이하인 경우		0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
후프 간격이 d/2 초과인 경우		0	0.01	0.2	0	0	0	0.005	0.01
5) 축력이 $0.7P_0$를 초과하는 경우									
모든 경우		0	0	0	0	0	0	0	0

1. 사이값은 선형보간한다.
2. 1) ~ 5)중 복수의 상황에 해당하는 경우 가장 불리한 값을 사용한다.
3. 내진상세단면과 비내진상세단면의 판단은 KBC2009 0520 내진설계시 특별고려사항의 규정에 따른 횡보강근의 만족여부에 따른다. (소성힌지구간에서 전단보강근의 간격이 $d/3$ 이하이고 전단 보강근에 의한 전단강도가 설계전단력의 3/4이상일 경우 내진상세를 만족하는 것으로 본다)
4. 축력비는 $P/A_g f_{ck}$ 로 평가한다.
5. 작용전단력의 크기는 $V/(\sqrt{f_{ck}} b_w d)$ 로 평가한다.

표 2.9 조적채움벽 등가대각압축가새의 모델링파라메터 및 허용기준

조건		모델링 파라메터			허용기준 (층간변형각, %)	
골조와 채움벽의 강도비 β	채움벽의 길이/높이비	층간변형각 (%)		잔류강도비	인명안전	붕괴방지
		d	e	c		
0.7미만	0.5	0.5	n.a	n.a	0.4	n.a
	1.0	0.4	n.a	n.a	0.3	n.a
	2.0	0.3	n.a	n.a	0.2	n.a
0.7 이상 1.3 미만	0.5	1	n.a	n.a	0.8	n.a
	1.0	0.8	n.a	n.a	0.6	n.a
	2.0	0.6	n.a	n.a	0.4	n.a
1.3 이상	0.5	1.5	n.a	n.a	1.1	n.a
	1.0	1.2	n.a	n.a	0.9	n.a
	2.0	0.9	n.a	n.a	0.7	n.a

1. 사이값은 선형보간한다.
2. 골조와 채움벽의 강도비는 V_{frame}/V_{ine}이다.
3. 채움벽의 길이-높이비는 L_{inf}/h_{inf}이다.

표 2.10 조적채움벽을 가진 철근콘크리트 기둥의 모델링 파라메터 및 허용기준

	모델링 파라메터			허용기준 (소성회전각, rad.)				
	소성회전각 (rad.)		잔류 강도비	거주 가능	1차부재		2차부재	
	a	b	c		인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
1) 기둥이 압축부재로 작용할 때								
전체 길이에 걸쳐 모든 단면이 횡보강근에 의해 구속된 경우	0.02	0.04	0.4	0.003	0.015	0.02	0.03	0.04
그 밖의 경우	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.01	0.01
2) 기둥이 인장부재로 작용할 때								
주근 이음부가 충분히 구속된 경우와 이음부가 없는 경우	0.05	0.05	0	0.01	0.03	0.04	0.04	0.05
그 밖의 경우	각주3	0.03	0.2	각주 3			0.02	0.03

1. 접합부를 포함한 기둥 전체에 걸쳐 KBC2009 0520 내진설계시 특별고려사항 중 전단벽의 특수 경계요소에 요구되는 전단보강근의 3/4에 해당하는 전단보강근이 배근된 경우, 전체높이에 걸쳐 모든 단면이 횡보강근에 의해 구속된 경우로 본다.
2. 하중이 방향이 역전되어 기둥이 압축과 인장모두를 받는 경우 두 경우 모두에 대해 검토한다.
3. 기둥이 인장부재로 작용하고 주근이음부가 있을 경우 기둥의 모델링 파라메터와 허용기준은 이음부 파괴를 고려하여 설정한다. 일반적으로 붕괴방지수준은 강도저하가 시작되는 지점으로, 또한 인명안전수준은 붕괴방지수준의 3/4로 설정한다.
4. 선형보간하지 않는다.

2.3 대상구조물의 내진성능평가

대상구조물의 내진성능평가는 앞서 설명된 능력스펙트럼법(Capacity Spectrum Method)을 이용하여 장변 방향(+,-)과 단변 방향(+,-)에 대하여 수행되었으며 조적 허리벽 및 조적 채움벽을 고려하였다. 비선형 정적해석에서 비선형 구조물 구축을 위해 필요한 각 주요 구조부재의 비선형 이력모델 특성은 FEMA 356에서 정의하고 있는 이력형상을 근거로 하여 모델링 하였다.

해석 모델은 한국시설안전공단에서 제시한 “기존 시설물 내진성능 평가요령(2011)”에 의거하여 상기의 2.2.9.1절과 같이 제안하고 있다. 정확한 해석을 위해서는 대상구조물의 비정형성을 고려하여야 하지만, 일반적으로 국내에서 사용하는 평면프레임모델을 이용한 비선형 정적 푸쉬오버해석에서는 비틀림효과를 반영하지 않아 비정형성을 고려하지 못하는 한계가 있다.

2.3.1 대상 구조물 개요

본 논문에서 내진성능평가 대상 구조물은 1993년 완공된 4층 철근콘크리트 학교 건축물이다. 그림 2.13에 대상 구조물의 평면도를 나타내었다. 대상구조물 중 B동은 ㄱ형태의 비정형적 형태를 가지고 있다. 각 구조물 사이에는 5cm 간격의 expansion Joint(신축이음)로 연결되어 있고 그 위치를 그림 2.13의 평면도에 나타내었다. 또한, 구조물의 Ground Level(지반면)이 달라 보다 정확한 해석을 수행하기 위해 2개동(이하 A,B동)으로 나누어서 내진성능평가를 진행하였다. 또한, A,B동 대상 구조물은 지진구역 1구역, 지반은 A동 Sc (매우 조밀한 토사 지반 또는 연암 지반), B동은 S_B (보통암 지반)이며, 지역계수(S)는 0.22이다. 구조해석 및 내진성능평가에 필요한 Pushover해석 및 시간이력 해석은 비선형 범용 해석프로그램인 MIDAS Gen을 이용하였다.

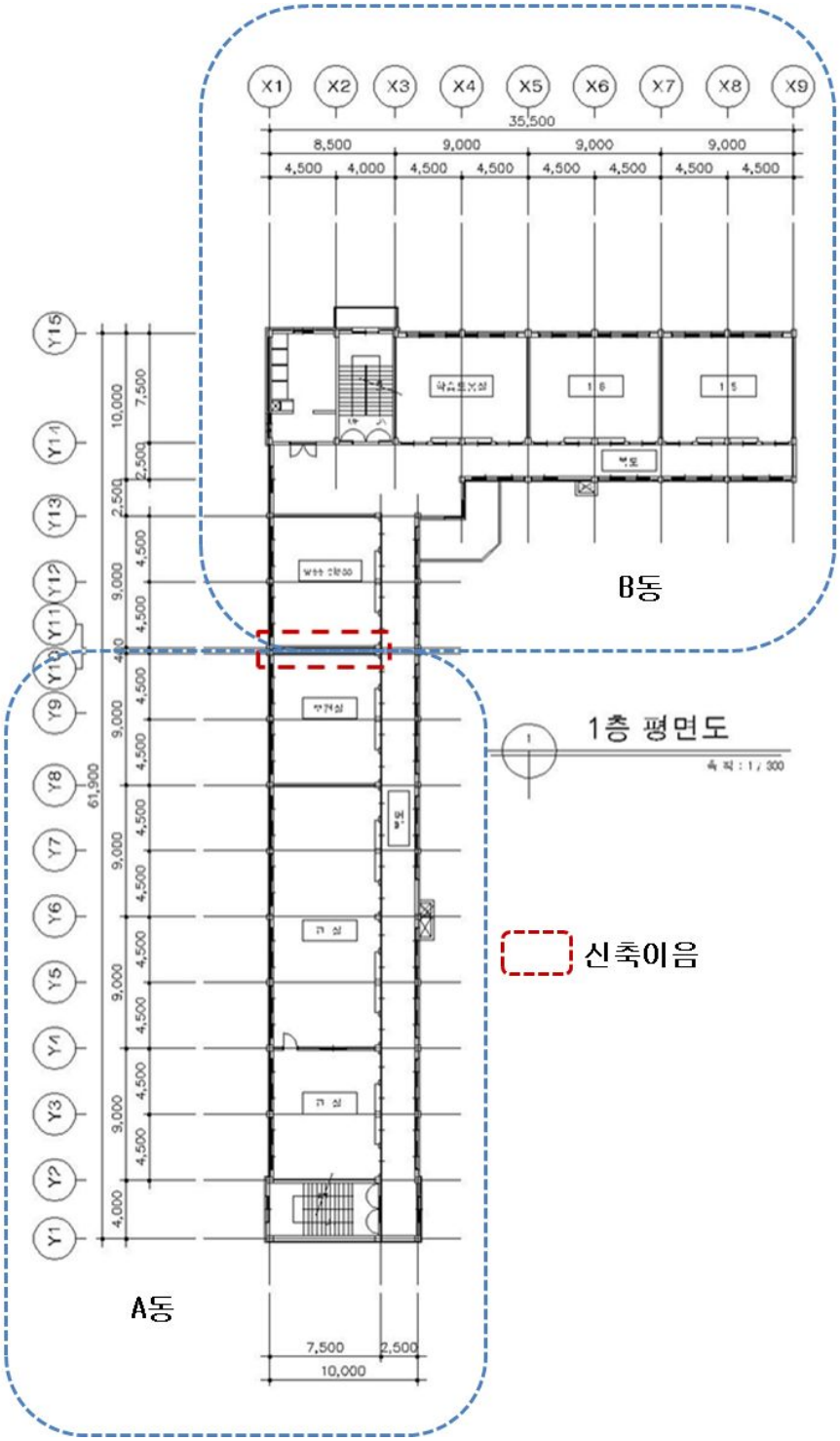


그림 2.13 해석 대상 구조물의 평면도

대상구조물의 현황을 다음 표 2.11에 나타내었다.

구조물의 해석에 사용된 재료 강도는 표 2.12과 같다. 표 2.13, 2.14에 A,B동 보 및 기둥의 배근 리스트를 나타내었다.

표 2.11 대상구조물 현황

구 분	대상구조물 현황		
시설물명	00중학교		
건축물현황	교사동1	교사동2	강당동
층 수	지상4층	지상4층	지상1층
구 조	철근콘크리트 라멘조	철근콘크리트 라멘조	철근콘크리트 라멘조
연 면 적	4,816㎡	1,600㎡	1,430㎡
총연면적	7,846㎡		
사용승인일자 (준공일자)	1993년		

표 2.12 구조물의 재료 강도

사용재료	콘크리트	철 근
재료강도	f_{ck} = 21MPa	f_y = 300MPa

표 2.13 A,B동 보 배근 리스트 (부록 1. 참조)

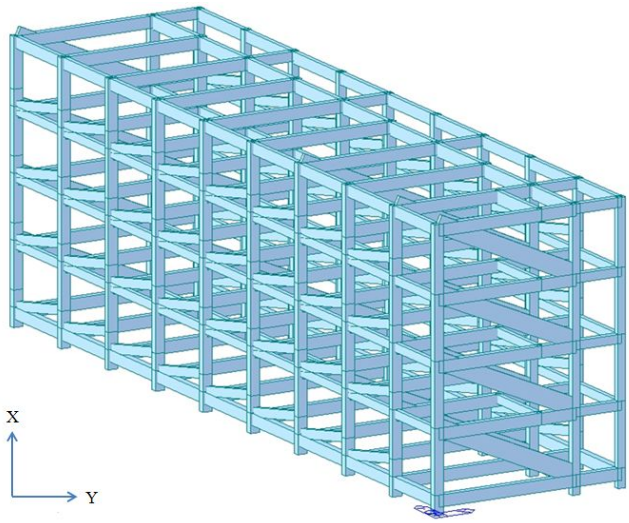
부재명	층	단면크기 (mm)	주근		늑근	
			단부	중앙부	단부	중앙부
FG1	1F	350X600	3-D19	3-D19	D10@300	D10@300
			3-D19	3-D19		
FG2	1F	350X600	3-D19	3-D19	D10@300	D10@300
			2-D19	2-D19		
FG3	1F	350X600	3-D19	3-D19	D10@300	D10@300
			2-D19	2-D19		
FG4	1F	350X600	3-D19	3-D19	D10@300	D10@300
			2-D19	2-D19		
FG5	1F	250X600	2-D19	2-D19	D10@300	D10@300
			2-D19	2-D19		
G1	2F~4F	350X600	6-D22	3-D22	D10@200	D10@300
			3-D22	6-D22		
G2	2F~4F	350X450	3-D22	3-D22	D10@200	D10@300
			2-D22	2-D22		
G3	2F~4F	250X450	2-D19	2-D19	D10@300	D10@300
			3-D19	3-D19		
G4	2F~4F	250X450	2-D19	2-D19	D10@300	D10@300
			3-D19	3-D19		
G5	2F~4F	250X450	2-D19	2-D19	D10@300	D10@300
			3-D19	3-D19		

표 2.14 A,B동 기둥 배근 리스트 (부록 1. 참조)

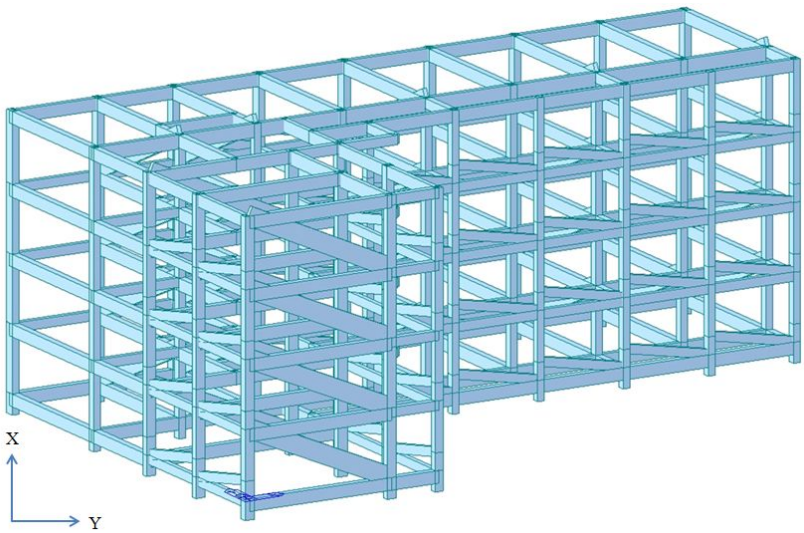
부재명	층	단면크기 (mm)	주근	늑근	
				단부	중앙부
1C1	1F	350X500	10-D19	D10@300	D10@300
1C1A	1F	350X500	10-D19	D10@300	D10@300
1C2	1F	350X400	12-D19	D10@300	D10@300
1C2A	1F	350X400	12-D19	D10@300	D10@300
C3	1F~4F	350X400	8-D19	D10@300	D10@300
C3A	1F~4F	350X400	8-D19	D10@200	D10@300
nC1	2F~4F	350X500	10-D19	D10@200	D10@300
nC1A	2F~4F	350X500	10-D19	D10@300	D10@300
nC2	2F~4F	350X400	10-D19	D10@300	D10@300
nC2A	2F~4F	350X400	10-D19	D10@300	D10@300

2.3.2 모델링

그림 2.14 ~ 2.15는 조적벽체 모델링 방향에 따른 대상 구조물의 A동, B동의 모델링을 나타낸다.

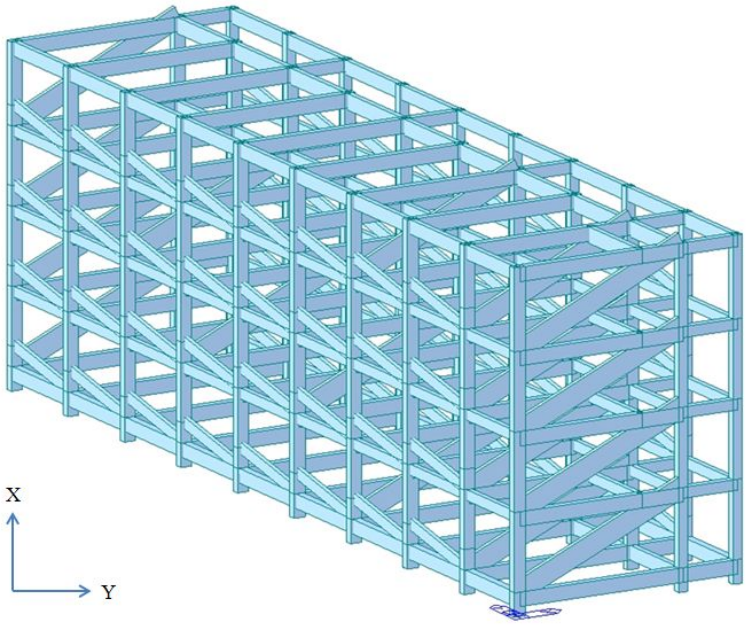


(a) A동

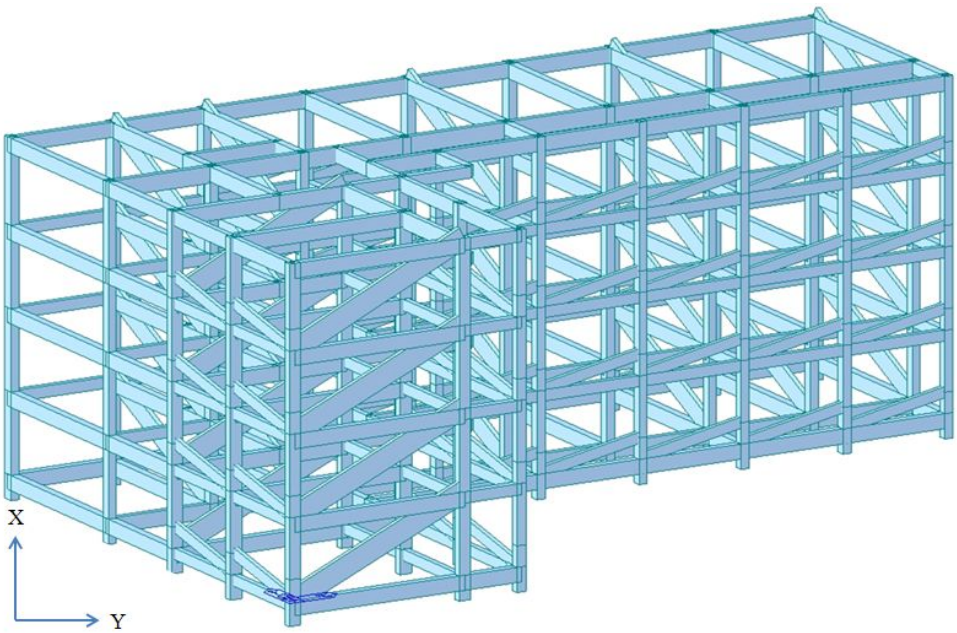


(b) B동

그림 2.14 대상구조물 모델링 (조적벽체 장변방향)



(a) A동



(b) B동

그림 2.15 대상구조물 모델링 (조적벽체 단변방향)

2.3.3 요구스펙트럼(Demand Spectrum) 산정

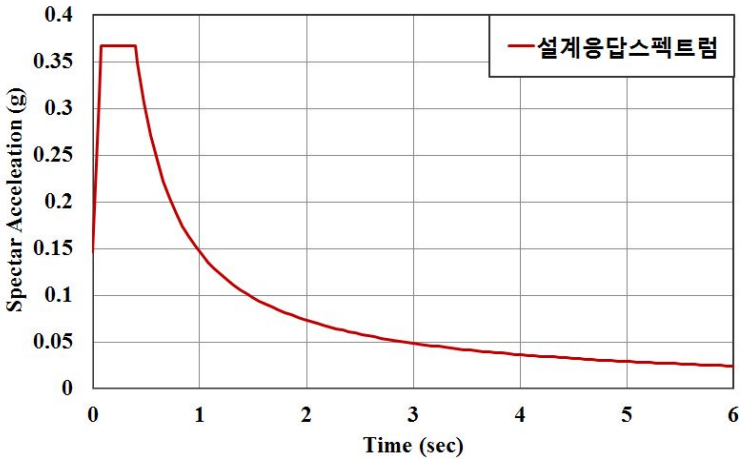
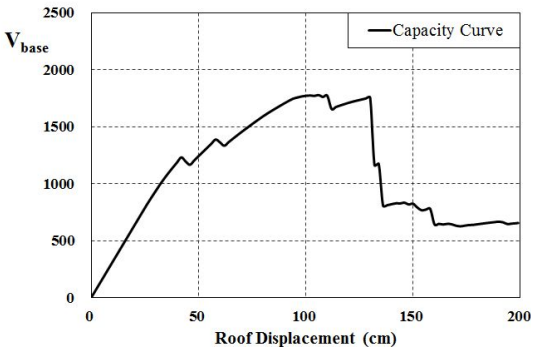


그림 2.16 2400년 재현주기 ⅔ 수준에 대한 설계응답스펙트럼

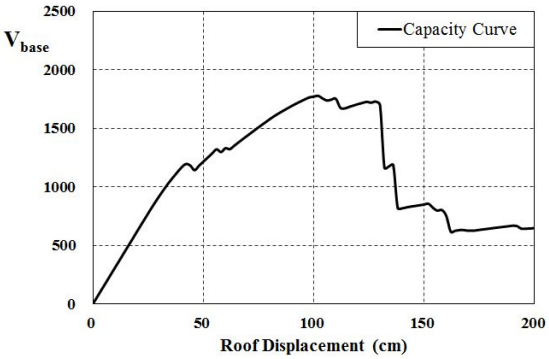
2009년 건축구조설계기준 (KBC2009)의 내진설계 부분에서 제시하고 있는 2400년 재현주기 ⅔ 수준의 설계응답스펙트럼을 통해 요구 스펙트럼을 산정하였다(그림 2.16).

2.3.4 능력곡선(Capacity Curve) 산정

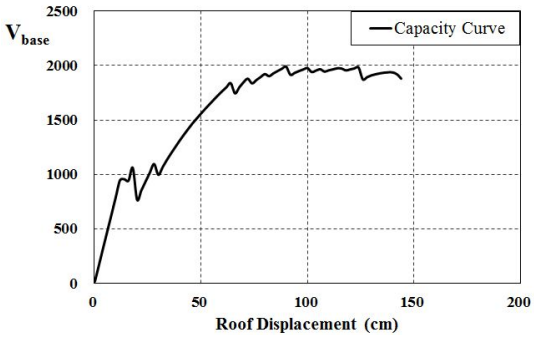
그림 2.17 ~ 2.18에는 비선형 정적 푸쉬오버해석을 통해, 구조물에 정적하중을 가함으로써 얻은 능력곡선(Capacity Curve)을 아래와 같이 나타내었다.



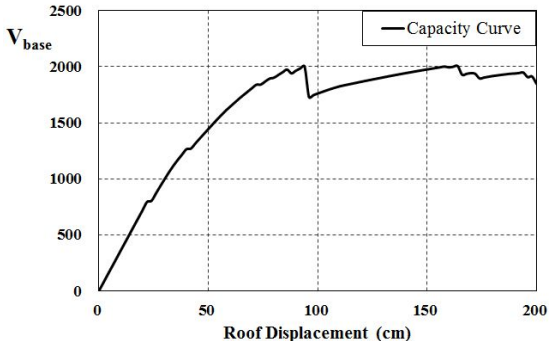
(a) A동 장변(Y+)



(b) A동 장변(Y-)

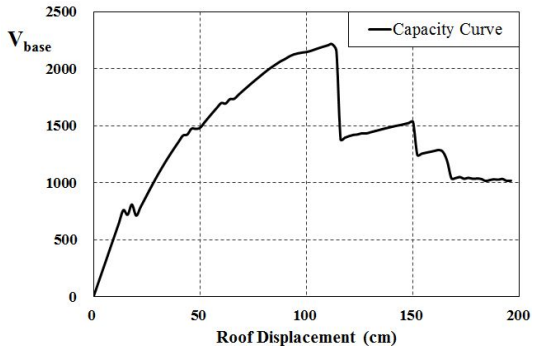


(c) A동 단변(X+)

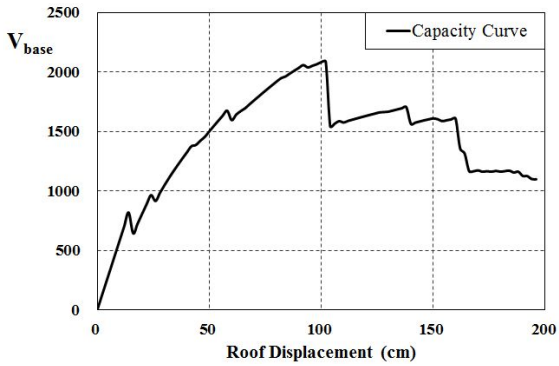


(d) A동 단변(X-)

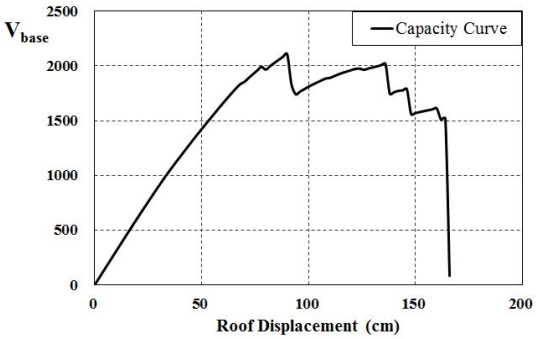
그림 2.17 A동 구조물의 능력곡선 (Capacity Curve)



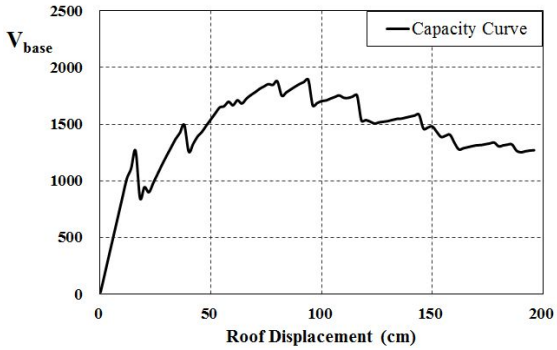
(a) B동 장변(X+)



(b) B동 장변(X-)



(c) B동 단변(Y+)

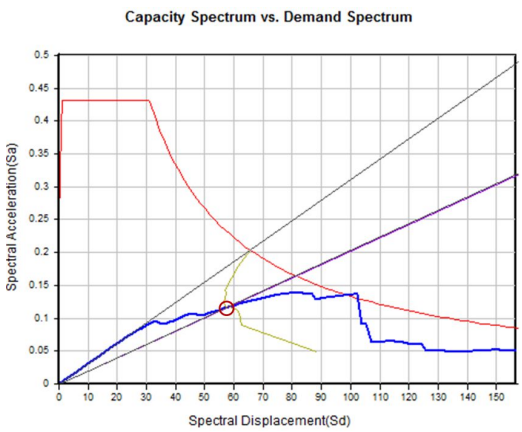


(d) B동 단변(Y-)

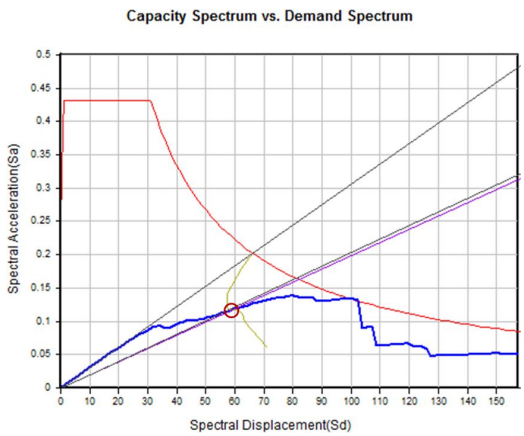
그림 2.18 B동 구조물의 능력곡선 (Capacity Curve)

2.3.5 성능점 (Performance Point) 산정

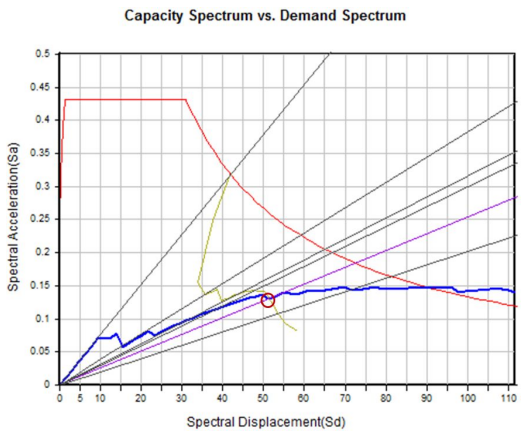
요구스펙트럼과 능력곡선을 산정한 후 위 방법을 통해 얻어진 옥상층 변위(Δ_R)와 밑면전단력(V)을 스펙트럼 변위(S_d)와 스펙트럼 가속도(S_a)로 치환하여 작성된 요구성능곡선 (Demand - Capacity Spectrum) 을 아래 그림 2.19 ~ 2.20에 나타내었다. 성능점은 Procedure-B 방법을 사용하여 산정하였다. 성능점에서의 대상구조물의 거동 특성에 대해 표 2.15 ~ 2.16에 나타내었다.



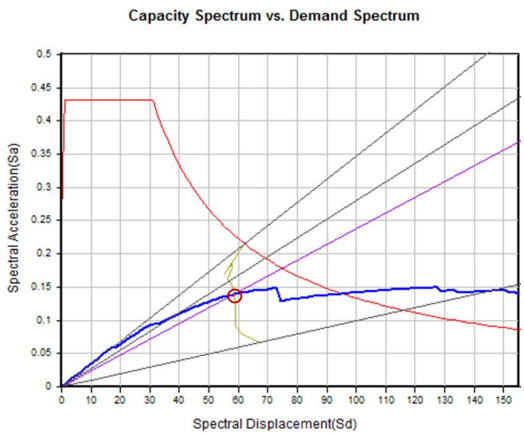
(a) A동 장변(Y+)



(b) A동 장변(Y-)



(c) A동 단변(X+)

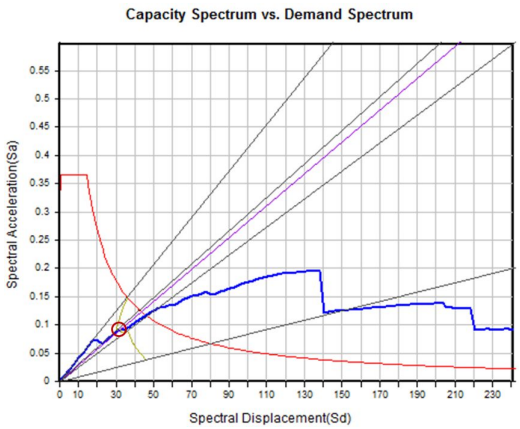


(d) A동 단변(X-)

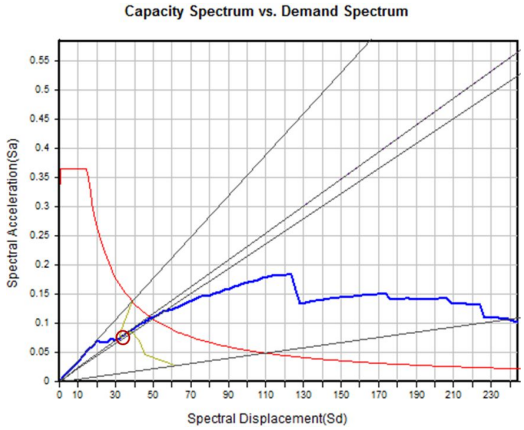
그림 2.19 A동 구조물의 요구성능곡선(Demand - Capacity Spectrum)

표 2.15 성능점에서의 대상구조물 A동 거동 특성

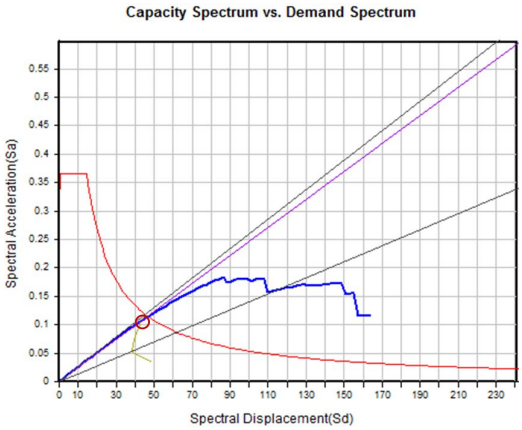
가력방향	성능점		밑면전단력(kN)	변위(mm)	비탄성 유효주기	유효감쇠
	Sa	Sd				
A동 장변(Y+)	0.1162	57.36	1492	72.86	1.41	16.27
A동 장변(Y-)	0.1173	59.05	1508	75.02	1.424	15.4
A동 단변(X+)	0.1308	51.44	1755	66.36	1.258	16.09
A동 단변(X-)	0.1388	58.59	1862	75.54	1.303	12.1



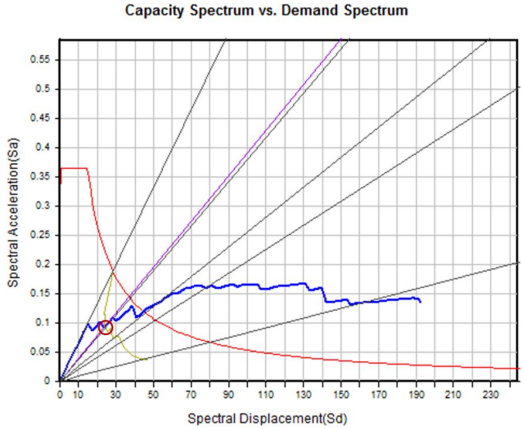
(a) B동 장변(X+)



(b) B동 장변(X-)



(c) B동 단변(Y+)



(d) B동 단변(Y-)

그림 2.20 B동 구조물의 요구성능곡선(Demand - Capacity Spectrum)

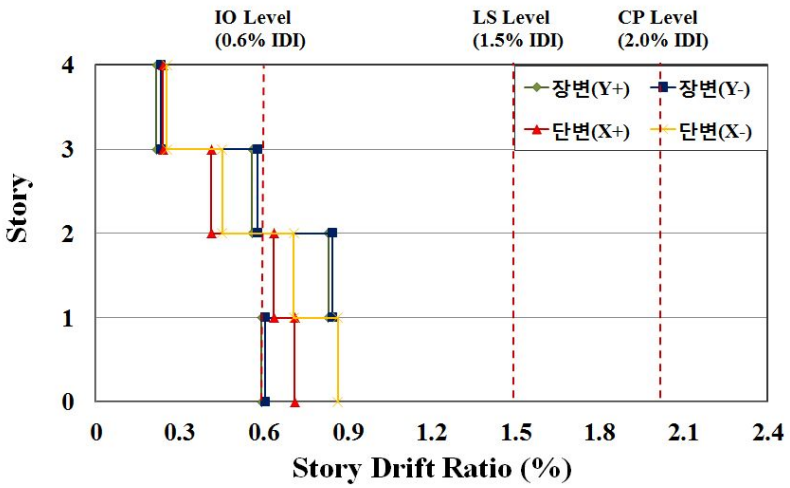
표 2.16 성능점에서의 대상구조물 B동 거동 특성

가력방향	성능점		밑면전단력(kN)	변위(mm)	비탄성 유효주기	유효감쇠
	Sa	Sd				
B동 장변(X+)	0.0916	32.47	1019	25.88	1.195	13.9
B동 장변(X-)	0.0765	33	851	26.2	1.318	17.61
B동 단변(Y+)	0.1065	43.25	1176	40.11	1.279	6.709
B동 단변(Y-)	0.0932	23.82	1031	22.14	1.014	20.91

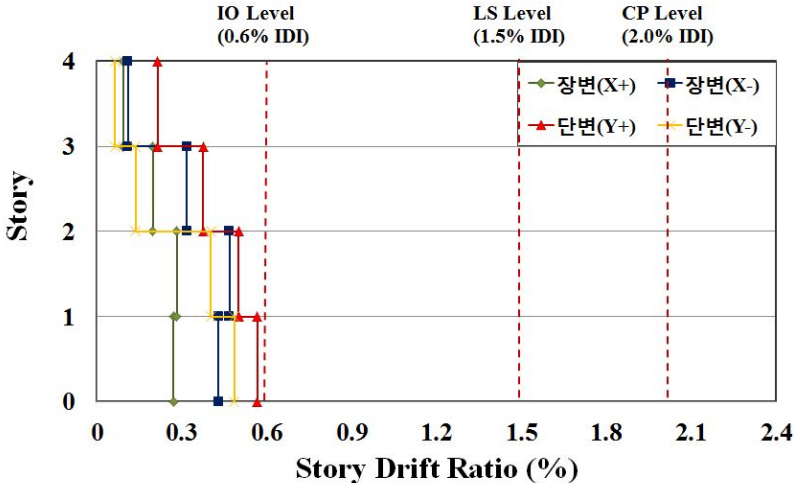
2.3.6 구조물 전체에서의 내진성능 판정

구조물 전체에서의 내진성능을 판정하기위해 사용성 기준에 대한 성능 목표는 즉시거주(IO)수준과 붕괴방지(CP)수준으로 구분하고 있으며 본 논문에서는 성능수준에 따라 Bertero가 제안한 층간변위비 제한값(IO Level : 0.6%, LS Level : 1.5%, CP Level : 2.0%)을 사용하였다. 그림 2.21은 대상 구조물 성능점에서 층간변위비를 나타내었다.

성능점에서 각 구조물의 층간변위비를 확인한 결과 모든 경우 LS Level : 1.5% 층간변위비 제한값 이내에 존재하여 내진성능을 만족함을 확인하였다.



(a) A동



(b) B동

그림 2.21 대상 구조물 성능점에서의 층간변형각

2.3.7 부재별 내진성능 판정

2.3.7.1 성능점에서의 소성힌지 분포

KBC2009 내진설계기준에 따라 1등급 건물은 2400년 재현주기의 2/3 수준의 성능을 요구하고 있으며, 이는 인명안전(Life Safety)수준을 유지하는 것을 목표로 하고 있다.

그림 2.22 ~ 2.29에서는 해당 건물의 성능점에서의 소성힌지분포를 아래와 같이 나타내었으며, 힌지별 분포상태(%)는 아래 범례에 명시하였다.

성능점에서의 소성힌지분포를 검토한 결과, 조적벽을 제외한 주요 기둥-보 부재에서 인명안전(Life Safety) 이하의 소성힌지가 발생하지 않아 내진성능을 만족한다는 것을 확인하였다.

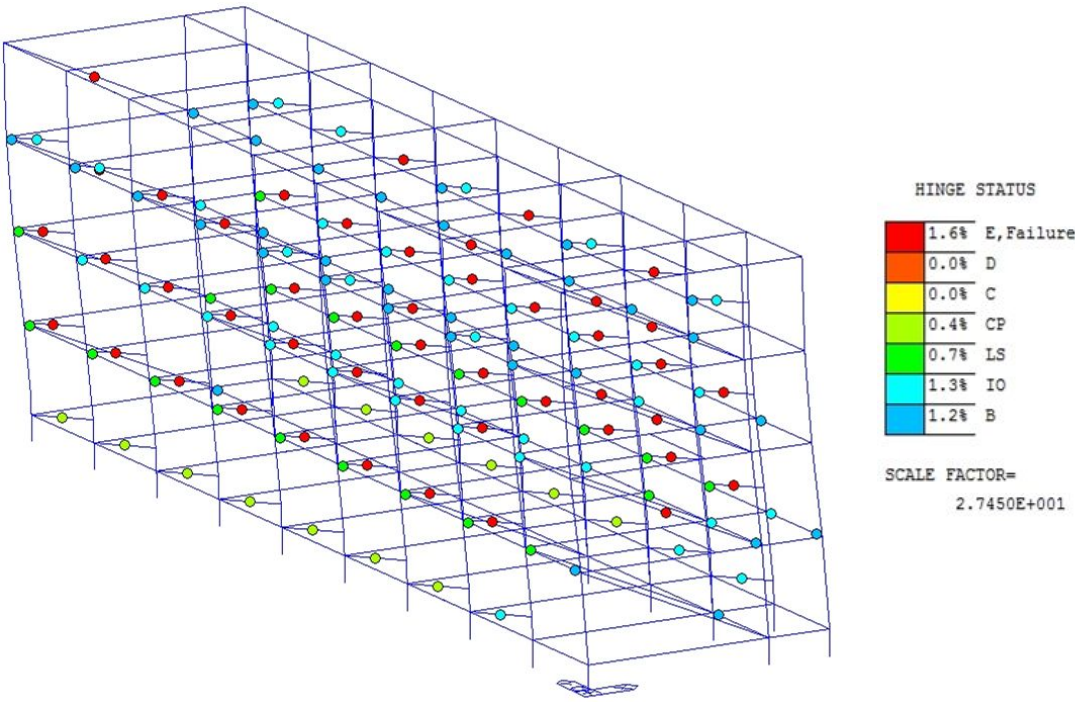


그림 2.22 A동 장변 성능점에서의 소성힌지 분포 (Y+)

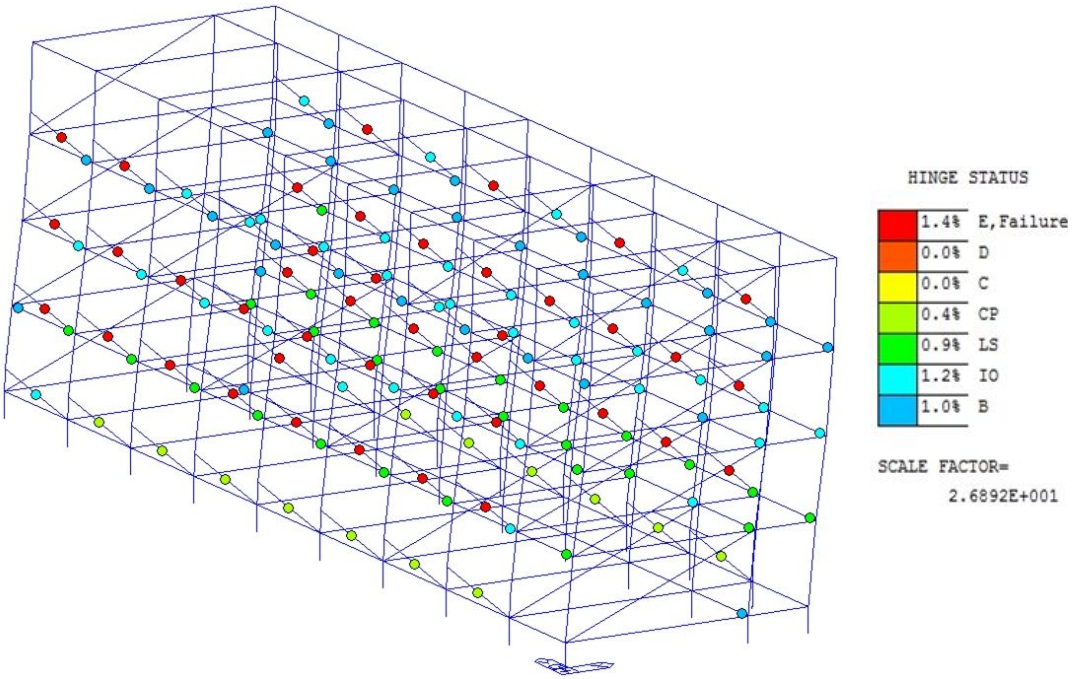


그림 2.23 A동 장변 성능점에서의 소성힌지 분포 (Y-)

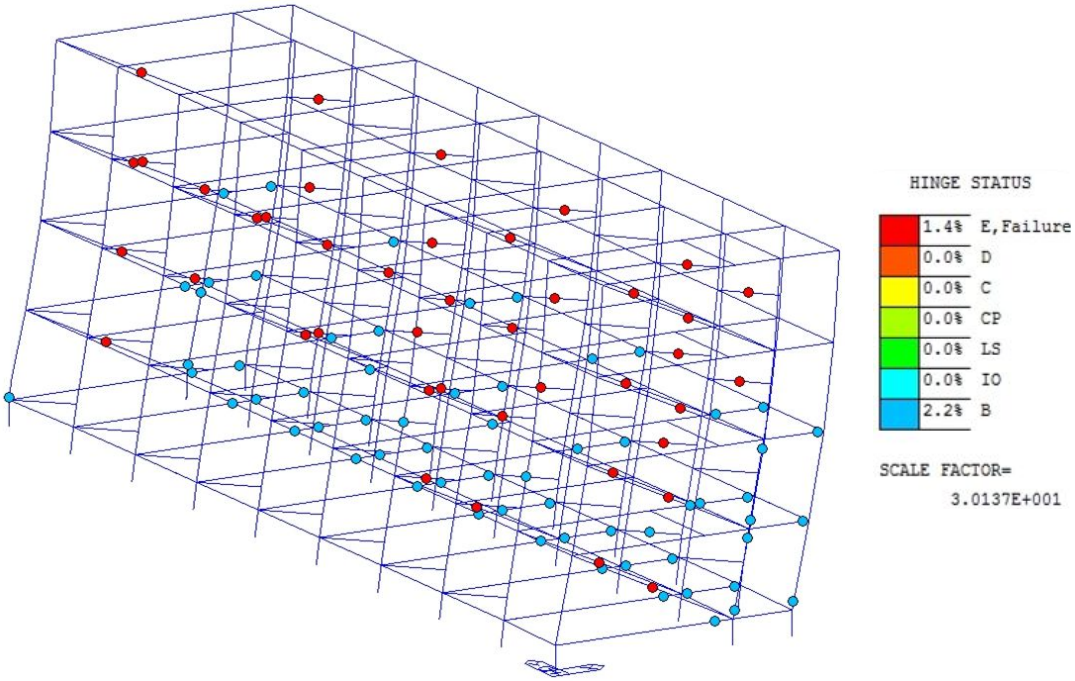


그림 2.24 A동 단변 성능점에서의 소성힌지 분포 (X+)

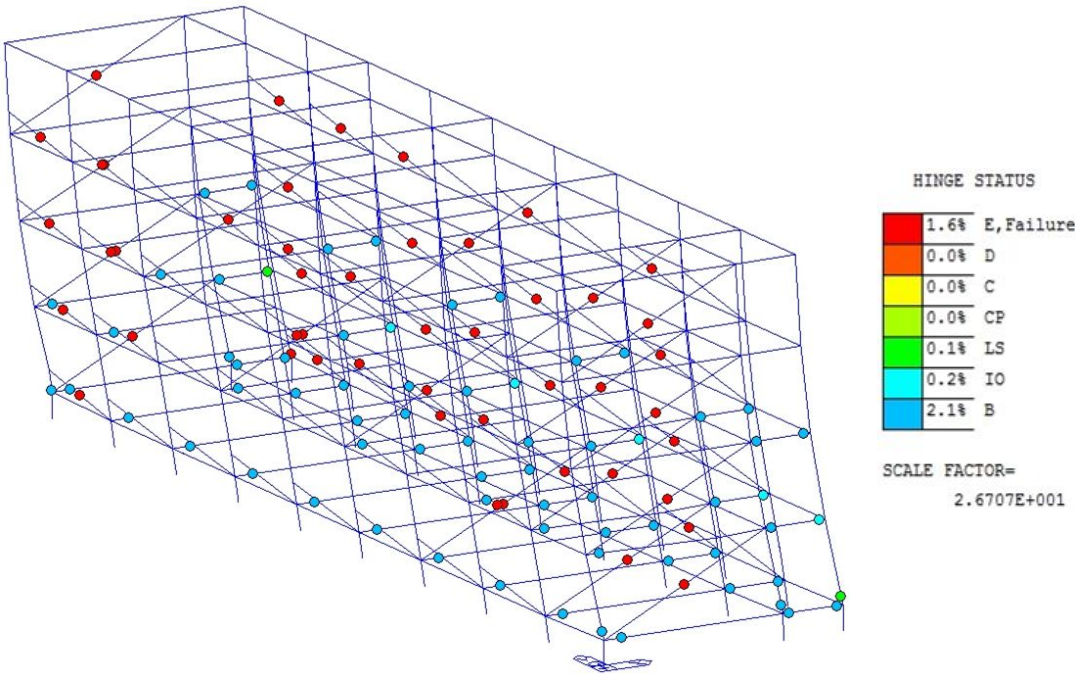


그림 2.25 A동 단변 성능점에서의 소성힌지 분포 (X-)

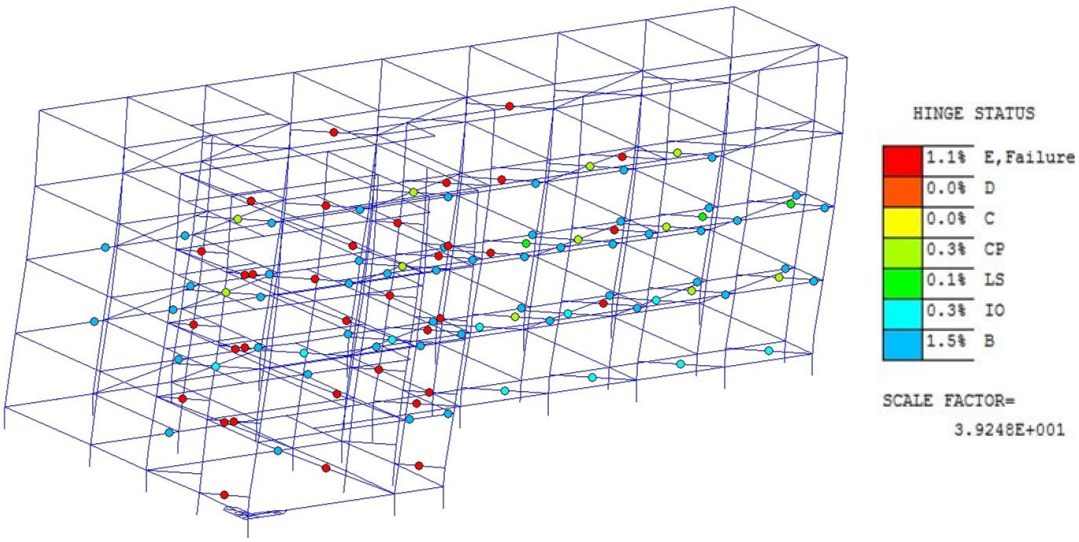


그림 2.26 B동 장변 성능점에서의 소성힌지 분포 (X+)

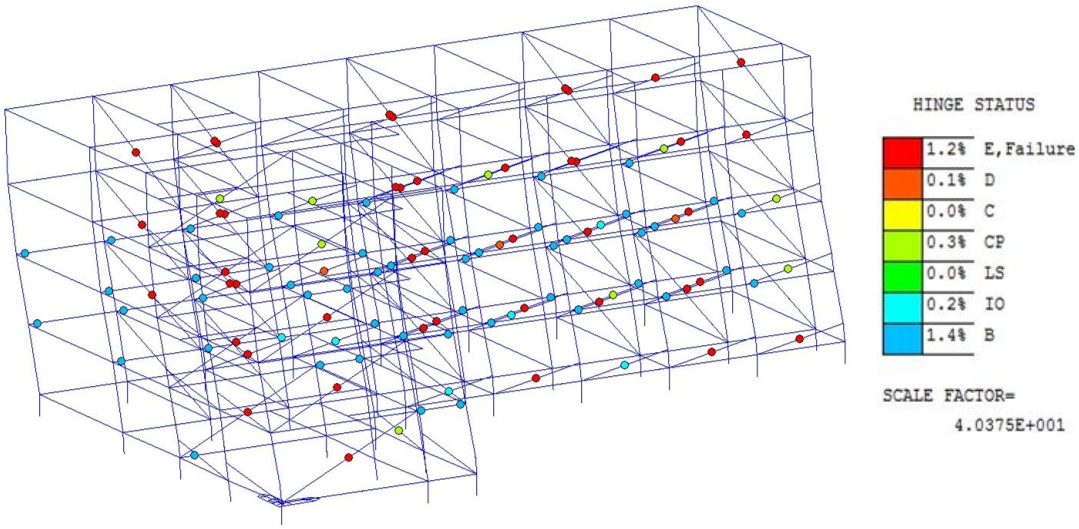


그림 2.27 B동 장변 성능점에서의 소성힌지 분포 (X-)

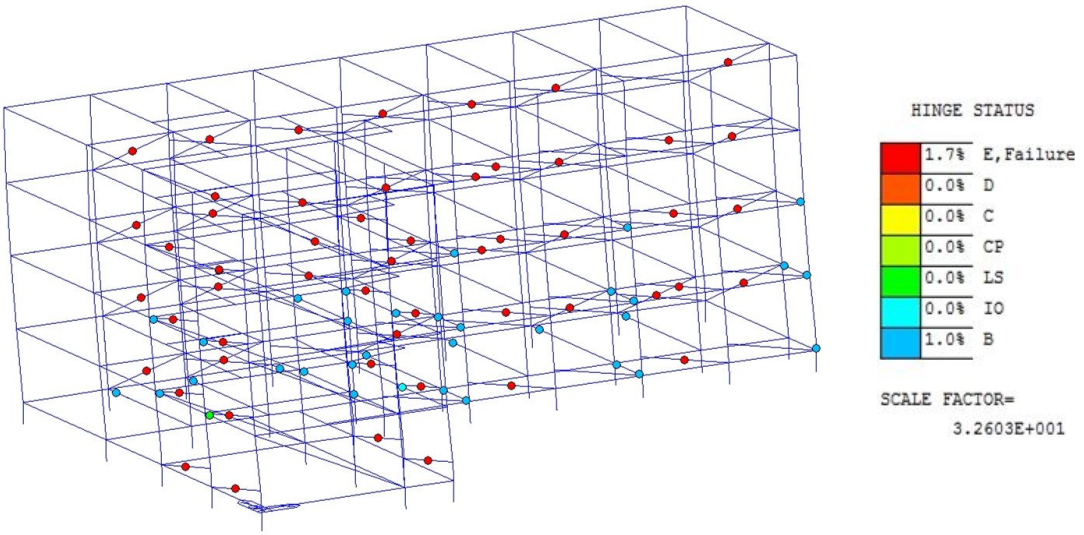


그림 2.28 B동 단변 성능점에서의 소성힌지 분포 (Y+)

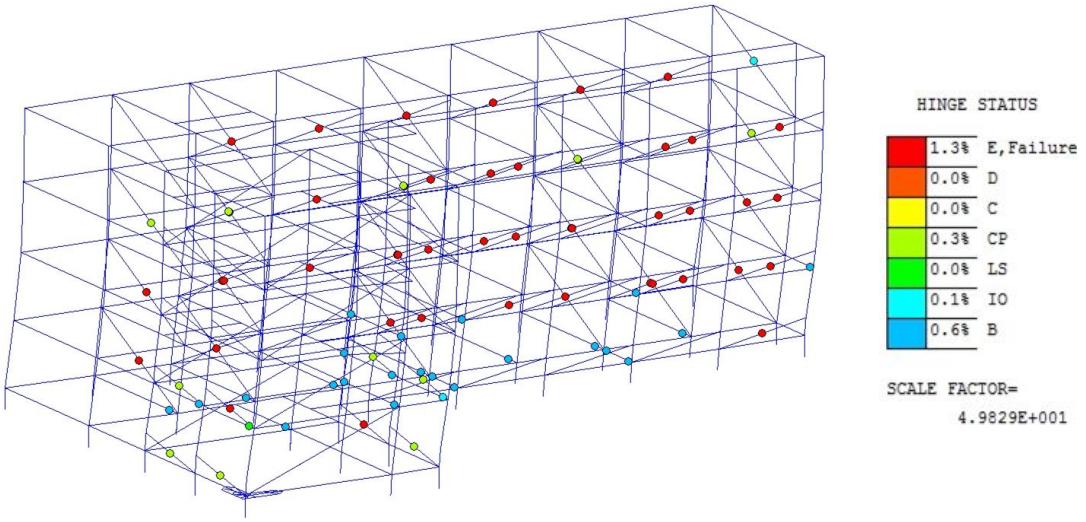


그림 2.29 B동 단변 성능점에서의 소성힌지 분포 (Y-)

2.3.7.2 성능점에서의 요구성능 불만족 부재

표 2.17 ~ 3.20에서는 대상 구조물의 요구성능 불만족 부재에 대해 수치적으로 표현하였다.

대상구조물에서 2400년 재현주기 2/3수준 성능점에서의 요구성능 불만족 부재는 조적벽에서만 존재하였으며, 주구조체에서 요구성능 불만족 부재는 존재하지 않았다.

표 2.17 A동 장변 (Y+) 성능점에서의 요구성능 불만족 부재

Load Case	Story	Element Type	Number of Hinge Status							
			Elastic	B	IO	LS	CP	C	D	E,Failure
장변 (Y+)	1F	Beam/ Column	666	2	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	4	0	1	0	**14**	0	0	0
	2F	Beam/ Column	634	3	2	25	0	0	0	0
		Masonry Wall	4	0	0	0	0	0	0	**17**
	3F	Beam/ Column	635	3	19	6	0	0	0	0
		Masonry Wall	1	0	0	0	0	0	0	**19**
	4F	Beam/ Column	641	23	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	0	0	10	0	0	0	0	**10**
	Roof	Beam/ Column	184	0	0	0	0	0	0	0

표 2.18 A동 장변 (Y-) 성능점에서의 요구성능 불만족 부재

Load Case	Story	Element Type	Number of Hinge Status							
			Elastic	B	IO	LS	CP	C	D	E,Failure
장변 (Y-)	1F	Beam/ Column	666	2	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	4	0	1	0	**13**	0	0	**1**
	2F	Beam/ Column	634	2	1	26	0	0	0	0
		Masonry Wall	5	0	0	0	0	0	0	**16**
	3F	Beam/ Column	637	0	18	8	0	0	0	0
		Masonry Wall	4	0	0	0	0	0	0	**16**
	4F	Beam/ Column	637	27	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	4	0	7	0	0	0	0	**9**
	Roof	Beam/ Column	184	0	0	0	0	0	0	0

표 2.19 A동 단변 (X+) 성능점에서의 요구성능 불만족 부재

Load Case	Story	Element Type	Number of Hinge Status							
			Elastic	B	IO	LS	CP	C	D	E,Failure
단변 (X+)	1F	Beam/ Column	635	33	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	13	0	0	0	0	0	0	**7**
	2F	Beam/ Column	645	18	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	12	0	0	0	0	0	0	**9**
	3F	Beam/ Column	653	10	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	7	0	0	0	0	0	0	**13**
	4F	Beam/ Column	663	1	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	4	0	0	0	0	0	0	**16**
	Roof	Beam/ Column	184	0	0	0	0	0	0	0

표 2.20 A동 단변 (X-) 성능점에서의 요구성능 불만족 부재

Load Case	Story	Element Type	Number of Hinge Status							
			Elastic	B	IO	LS	CP	C	D	E,Failure
단변 (X-)	1F	Beam/ Column	632	34	0	2	0	0	0	0
		Masonry Wall	11	0	0	0	0	0	0	**9**
	2F	Beam/ Column	642	15	4	1	0	0	0	0
		Masonry Wall	10	0	0	0	0	0	0	**11**
	3F	Beam/ Column	649	15	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	7	0	0	0	0	0	0	**13**
	4F	Beam/ Column	663	0	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	6	0	0	0	0	0	0	**14**
	Roof	Beam/ Column	184	0	0	0	0	0	0	0

표 2.21 B동 장변 (X+) 성능점에서의 요구성능 불만족 부재

Load Case	Story	Element Type	Number of Hinge Status							
			Elastic	B	IO	LS	CP	C	D	E,Failure
장변 (X+)	1F	Beam/ Column	693	3	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	8	0	10	0	0	0	0	**5**
	2F	Beam/ Column	718	26	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	5	0	0	0	**3**	0	0	**13**
	3F	Beam/ Column	720	23	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	5	0	0	0	**7**	0	0	**10**
	4F	Beam/ Column	744	0	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	12	0	0	0	0	0	0	**10**
	Roof	Beam/ Column	224	0	0	0	0	0	0	0

표 2.22 B동 장변 (X-) 성능점에서의 요구성능 불만족 부재

Load Case	Story	Element Type	Number of Hinge Status							
			Elastic	B	IO	LS	CP	C	D	E,Failure
장변 (X-)	1F	Beam/ Column	693	2	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	9	0	4	0	**1**	0	0	**9**
	2F	Beam/ Column	718	25	0	1	0	0	0	0
		Masonry Wall	7	0	0	0	**1**	0	0	**13**
	3F	Beam/ Column	719	25	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	4	0	0	0	**4**	0	0	**13**
	4F	Beam/ Column	744	0	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	8	0	0	0	**2**	0	0	**12**
	Roof	Beam/ Column	224	0	0	0	0	0	0	0

표 2.23 B동 단변 (Y+) 성능점에서의 요구성능 불만족 부재

Load Case	Story	Element Type	Number of Hinge Status							
			Elastic	B	IO	LS	CP	C	D	E,Failure
단변 (Y+)	1F	Beam/ Column	684	12	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	11	0	0	0	0	0	0	**12**
	2F	Beam/ Column	1731	9	1	2	0	0	0	0
		Masonry Wall	9	0	0	0	0	0	0	**13**
	3F	Beam/ Column	735	9	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	8	0	0	0	0	0	0	**14**
	4F	Beam/ Column	742	1	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	7	0	0	0	0	0	0	**15**
	Roof	Beam/ Column	224	0	0	0	0	0	0	0

표 2.24 B동 단변 (Y-) 성능점에서의 요구성능 불만족 부재

Load Case	Story	Element Type	Number of Hinge Status							
			Elastic	B	IO	LS	CP	C	D	E,Failure
단변 (Y-)	1F	Beam/ Column	684	12	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	11	0	0	0	**2**	0	0	**9**
	2F	Beam/ Column	733	8	1	2	0	0	0	0
		Masonry Wall	3	0	0	0	**2**	0	0	**16**
	3F	Beam/ Column	741	2	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	6	0	0	0	**4**	0	0	**10**
	4F	Beam/ Column	744	0	0	0	0	0	0	0
		Masonry Wall	8	0	3	0	0	0	0	**10**
	Roof	Beam/ Column	224	0	0	0	0	0	0	0

2.4 소결

본 장에서는 대상 구조물의 내진성능을 평가하기 위해서 능력스펙트럼법을 이용한 비선형 정적 푸쉬오버해석을 수행하여 다음과 같은 결과를 얻었다.

1. 성능점에서 각 구조물의 층간변형각을 확인한 결과, 모든 경우 LS Level : 1.5% 층간변위비 제한값 이내에 존재하였다.

2. 성능점에서의 소성힌지분포를 검토한 결과, 조적벽을 제외한 주요 기둥-보 부재에서 인명안전(Life Safety) 이하의 소성힌지가 발생하지 않았다.

따라서, 대상 구조물에서 2400년 재현주기 2/3수준 성능점에서의 요구성능 불만족 부재는 조적벽에서만 존재하고, 주구조체에서 존재하지 않아 내진성능을 만족하는 것으로 나타났다.

제3장 일본내진진단법을 이용한 기존 비정형 구조물의 내진성능평가

3.1 개요

일본의 내진성능 평가기법은 여러 구조 형식 및 재료로 이루어진 구조물을 하나의 기준에 전부 포함한 미국의 내진 지침과는 달리, 구조체를 이루고 있는 각 구성 재료에 의해 서로 다른 형태의 기준을 가지고 있다, 따라서 일본의 내진진단 기준을 철근콘크리트 건물, 철골· 철근 콘크리트 건물, 철골조 건물, 목조 건물에 대하여 서로 다른 개념과 방법에 의해 진단법이 따로 제정되어 있다. 이러한 형식의 내진기준은 각 구성 재료별 구조물의 특징을 최대한 상세히 파악하여 내진진단을 수행할 수 있는 장점을 가지고 있으나, 각 구조 형식에 대해 서로 다른 형태와 방법에 의해 진단이 진행됨으로써, 내진 진단법을 이해하기 어렵고 통일성이 결여되어 혼란을 가져올 우려가 있다.

일본에서 만들어진 중· 저층 철근콘크리트 구조의 기존 건물에 대한 실제의 부재 산정방법과 단명을 근간으로 하여 골조의 종국 보유내력과 소성변형능력을 산정하여 지진시에 어느 정도 안전한가를 평가하는 방법이다.

기둥과 벽체의 단면적을 기본으로 하는 일본의 내진진단법은 6층 이하의 철근콘크리트 건물을 대상으로 하고 기존의 중· 저층 철근콘크리트 건물의 내진성능을 약산적으로 평가한다. 1차 진단, 2차진단 및 3차 진단법으로 구성되어 있고, 각 진단이 고차가 되어갈수록 결과는 정확해지며 더 복잡해지게 된다. 건물을 진단할 때는 1차 진단부터 순차적으로 하는 것을 원칙으로 한다.

3.1.1 1차 진단법

주로 기둥이나 벽의 콘크리트 단면적의 크기를 가지고 내진성능을 평가하며, 건물의 내진성능의 평가시에 전단강도를 약산적으로 사용하게 된다. 벽구조와 같은 건물 구조를 약산하면 1차 진단에서는 비교적 높은 내진지표가 되지만, 라멘구조나 벽이 거의 없는 구조인 경우 내진성능은 그리 높지 않게 된다. 1차 진단법은 보와 바닥과 같은

수평부재는 무한강성을 가지고 있다고 가정하고, 기둥· 벽과 같은 수직부재를 평가대상으로 한다.

3.1.2 2차 진단법

기둥이나 벽체 등 수직부재를 평가대상으로 하는 것은 1차 진단과 동일하지만, 2차 진단법은 콘크리트의 단면적 뿐 아니라 그 안의 철근의 배근과 단면적을 고려한다. 건물의 내력평가는 1차 진단법이 전단강도만을 고려하는 것에 비해서, 여기서는 휨 강도와 전단강도 2가지를 고려한다. 2차 진단법은 1차 진단법에 비해 연성이 높은 라멘 구조 건물의 내진성능이 높게 나타나게 된다.

3.1.3 3차 진단법

1차 진단법과 2차 진단법에서 고려되지 않았던 보나 슬래브 강성을 고려한다. 이 방법은 내진평가에 수평부재를 고려하는 것을 제외하면 나머지는 2차 진단법과 동일하다. 진단결과 건물의 붕괴 형태가 기둥이 보보다 약한 기둥붕괴선행형인 경우 2차 진단법과 동일한 결과가 나온다. 반면에 반대로 보가 기둥보다 약하면 건물전체의 강도지표는 낮아지게 되고 변형능력이 큰 보붕괴형의 파괴형식의 경우는 연성지표가 높게 나오는 경향이 있다.

3.1.4 내진성능의 판정방법

1차, 2차, 3차 진단에 의해 구한 건물의 구조내진지표(보유성능) I_S와 구조내진판정지표(요구성능) I_{S0}를 비교하여 보유성능이 요구성능보다 높을 경우 건물은 「내진성능이 있다」고 판정되고, 보유성능이 요구성능보다 작은 경우 「내진성능이 부족하다」고 판정되어 적절한 보강을 하게 된다.

3.2 구조내진지표(I_s)

3.2.1 내진성능의 평가 방법

내진성능의 평가법은 건물의 내진안전성을 평가하는 지표로써 각 차수의 진단법에서 각 식을 대표하는 구조내진지표 I_s를 도입하고 있으며 이것은 식 3.1과 같다.

$$I_S = E_0 \times S_D \times T \tag{3.1}$$

여기서, E_0는 보유성능 기본지표로서, 건물 구조가 지진력에 대한 저항력을 평가하는 지표이며 건물의 강성과 연성이 중요하게 작용한다.

S_D는 형상지표로서 건물의 입면, 평면 강성분배 등 내진성능 전반에 걸쳐 반영하는 지표로 E0값을 보정하게 되며 체크리스트 방식으로 구하며 표 3.1과 같다. 이 수치는 1.0을 기준으로 하여 1.2~0.4의 범위 안에서 변하게 된다.

표 3.1 형태지표 S_D값의 산출

				G_i (grade)			R(영역조정계수)	
				1.0	0.9	0.8	R_{1i}	R_{2i}
제1·2차진단용	평면형태	a	정형성	정형	유사정형	부정형	1.0	0.5
		b	변장비	b≤5	5<b≤8	8<b	0.5	0.25
		c	평면의 다양성	0.8≤c	0.5≤c<8	c<0.5	0.5	0.25
		d	익스펜션 조인트	1/100≤d	1/200≤d<1/100	d<1/200	0.5	0.25
		e	연돌	e≤0.1	0.1<e≤0.3	0.3<e	0.5	0.25
		f	연돌의 편재	f_1≤0.4 f_2≤0.1	f_1≤0.4 0.1≤f_2≤0.3	0.4<f_1 0.3<f_2	0.25	0
		g	특수형태				0.5	0.25
	단면형태	h	지하실의 유무	1.0≤h	0.5≤h<1.0	h<0.5	1.0	1
		i	층고의 균등성	0.8≤i	0.7≤h<1.0	h<0.5	0.5	0.25
		j	필로티의 유무	필로티 없음	모두 필로티	필로티가 편재	0.5	0.25
		k	특수형태				0.5	0.25
제2차진단용	평면강성	ℓ	중심과 강심의 편심률	ℓ≤0.1	0.1<ℓ≤0.15	0.15≤ℓ		1.0
		m						
	단면강성	n	상하층의 강성/중량비	n≤1.2	1.2<n≤1.7	1.7<n		1.0
		o						

위의 표 3.1을 정리해서 다음의 식에서 S_D값을 계산한다. a~k에 대해서는 가장 불한 층을 검사해서 전체에 적용한다. 1m에 대해서는 각층에서 방향별로 검사한다.

1차 진단용

$$S_{D1} = q_{1a} \times q_{1b} \times \ldots \times q_{1k} \tag{3.2}$$

$$q_{1t} = [1-(1-G_t) \times R_{1t}] \tag{3.3}$$

(t는 h를 제외한 각 항 a~k)

$$q_{1k} = [1.52-(1-G_k) \times R_{1k}] \tag{3.4}$$

2차(3차) 진단용

$$S_{D2} = q_{2a} \times q_{2b} \times \ldots \times q_{2k} \tag{3.5}$$

$$q_{2t} = [1-(1-G_t) \times R_{2t}] \tag{3.6}$$

(t는 h를 제외한 각 항 a~o)

$$q_{2k} = [1.2-(1-G_k) \times R_{2k}] \tag{3.7}$$

T는 경년지표로서 건물이 지어진 후 건물의 노령화 현상, 철근콘크리트의 중성화, 강도의 저하 등 재료의 열화를 포함하며 구조적인 내구성능 전반에 대한 경향을 반영하는 지표가 되며 S_D와 같이 E_0를 보정한다. 경년지표도 표 3.2, 3.3의 체크리스트 방식으로 정량화되어 있다. T도 1.0을 기준치로 1.0~0.5정도의 범위 안에서 변화하게 된다.

표3.2 경년지표 T값의 산출(1차 진단용)

[A] 체크 항목	[B] 정 도	[C] T값 (해당 개소에 0표)	[D] 2차조사의 관련항목
변형	건물이 경사져 있다. 또 명확히 부동침하가 일어나고 있다.	0.7	구조 균열 · 변형
	매립지	0.9	
	육안으로 기둥 · 보의 변형을 인지할 수 있다.	0.9	
	상기에 해당 없음.	1.0	
벽 · 기둥의 균열	비가 새고 철근 녹이 나온다.	0.8	구조 균열 · 변형
	육안으로 기둥에 경사균열이 명확히 보인다.	0.9	
	외벽에 셀 수 없을 만큼의 균열이 있다.	0.9	
	비는 새지만 녹은 나오지 않는다.	0.9	
	상기에 해당 없음.	1.0	
화재경험	흔적이 있음.	0.7	구조 균열 · 변형 변질 · 노후화
	화재를 당한 것 같은 흔적이 눈에 띤다.	0.8	
	없음.	1.0	
용도	화학약품을 사용하였는지 또는 현재 사용 중.	0.8	변질 · 노후화
	상기에 해당 없음.	1.0	
건물년도	30년 이상	0.8	변질 · 노후화
	20년 이상	0.9	
	20년 미만	1.0	
마무리 상태	외부의 노후화에 의한 박락이 현저하다.	0.9	변질 · 노후화
	내부의 변질, 박락이 현저하다.	0.9	
	특별한 문제 없음.	1.0	
1차진단에 이용하는 T값은 모든 항목 중에 최소값을 취한다.			

표 3.3 경년지표 T값의 산출 (2차 진단용)

		구조균열 · 변형			변질 · 노후화		
		a	b	c	d	e	f
바닥 (작은보 포함)	총바닥수 1/3이상	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	상동 1/3~1/9	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	상동 1/9 미만	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0
큰보	건물한방향에 해당하는총부재수의1/3이상	0.050	0.015	0.004	0.050	0.015	0.004
	상동 1/3~1/9	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	상동 1/9미만	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
벽,기둥	총바닥수 1/3이상	0.150	0.045	0.011	0.150	0.046	0.011
	1/3~1/9	0.050	0.015	0.004	0.050	0.015	0.004
	1/9 미만	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
감정수 집계란	소계						
	합계	P_1			P_2		

여기서,

a : ① 부동침하에 관련된 균열

② 누구라도 육안으로 인지할 수 있는 보, 기둥, 벽의 전단균열 혹은 경사균열

b : ① 2차 부재에 지장을 초래한 슬래브, 보의 변형

② 떨어져 있으면 육안으로는 인지할 수 없는 보, 기둥 ,벽의 전단균열 혹은 경사균열

③ 떨어져 있어도 육안으로 인지할 수 있는 보, 기둥의 휨 균열 혹은 수직균열

c : ① a,b에 해당하지 않는 경미한 구조균열

② a,b에 해당하지 않는 슬래브, 보의 변형

d : ① 철근녹에 의한 콘크리트의 팽창균열

② 철근의 부식

③ 화재에 의한 콘크리트의 변형

④ 화학약품 등에 의한 콘크리트의 변질

e : ① 우수, 누수등에 의한 철근녹의용출

② 콘크리트의 철근위치까지의 중성화 혹은 동등한 재령

③ 마무리재의 현저한 박락

f : ① 우수, 누수, 화학약품 등에 의한 콘크리트의 현저한 오염 혹은 얼룩

② 마무리재의 경미한 박락 혹은 노후화

3.2.2 보유성능 기본지표 (E_0)

보유성능 기본지표 E_0는 건물이 보유한 내진성능을 평가하는 기본지표로, 건물의 최후 강도, 파괴형식과 인성지표에 따라 건물의 방향별, 층별로 산정하게 된다.

n층의 건물의 I층 보유성능 기본지표는 강도지표와 인성지표를 조합하여 제 1차, 2차, 3차 진단법에대해 산정한다.

1차 내진진단법에서는 건물의 연직 부재를 표3.4와 같이 3종류로 분류해 보유성능 기본지표를 산정하며, 각각의 강도지표, 인정지표 및 강도기여계수는 약산치를 이용해 다음 식3.8, 식3.9과 같이 산정하다. 보유성능 기본지표는 이 두가지중 큰 값을 사용한다. 하지만 극단주 기둥이 있는 경우에는 식3.9를 이용하여 산정한다.

표 3.4 1차 진단용 수직부재의 분류

명칭	정의
기둥	h_0/D가 2를 넘는 독립기둥
극단주	h_0/D가 2이하의 독립기둥
벽	라멘에 포함되지 않는 벽도 포함한다.

여기서, h_0 : 기둥의 안치수

D : 기둥의 단면 치수

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i}(C_w + \alpha_1 C_C)F_w \tag{3.8}$$

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i}(C_{SC} + \alpha_2 C_w + \alpha_3 C_C)F_{SC} \tag{3.9}$$

여기서, n : 건물층수

i : 대상으로 하는 층의 층수

C_w : 벽의 강도 지표

C_c : 극 단주 이외 기둥의 강도지표

C_{sc} : 극 단주 기둥의 강도지표

α_1 : 0.7(Cw≒0인 경우에는 1.0)

α_2 : 0.7

α_3 : 0.5

F_w : 1.0

F_{sc} : 0.8

2차 내진진단법에 대해서는, 건물의 연직 부재를 표3.5와 같이 5종류로 분류해, 강도지표 C와 연성지표 F 및 부재의 수평 강성에 의거하는 강도 기여 계수 α를 이용하고, 연성지표와 누적 강도 지표 C_T의 관계를 이용하여 보유성능 기본지표를 산정한다.

표 3.5 2차 진단용 수직부재의 분류

명칭	정의
전단벽	전단 파괴가 휨 항복보다 선행하는 벽
휨벽	휨 항복이 전단 파괴보다 선행하는 벽
전단 기둥	전단 파괴가 휨항복보다 선행하는 기둥 다만, 극단주 기둥은 제외한다
휨 기둥	휨항복이 전단 파괴보다 선행하는 기둥
극단주 기둥	h0가 2이하의 기둥 전단 파괴가 휨항복보다 선행하는 기둥

보유성능 기본지표는, 식 3.10에 의한 인성형 보유성능 기본지표와 식3.11에 의한 강도형 보유성능지표 중 큰 값으로 산출한다.

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i}\sqrt{E_1^2+E_2^2+E_3^2} \tag{3.10}$$

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i}\left(C_1 + \sum_j \alpha_j C_j\right)F_1 \qquad (3.11)$$

여기서, E_1 : C_1XF_1

E_2 : C_2XF_2

E_3 : C_3XF_3

C_1 : 제 1그룹 C지표

C_2 : 제 2그룹 C지표

C_3 : 제 3그룹 C지표

F_1 : 제 1그룹 F지표

F_2 : 제 2그룹 F지표

F_3 : 제 3그룹 F지표

α_j : 제 1그룹의 종국 강도시 변형에 있어서 제j그룹의 강도기여계수

3차 진단법에서는 건물의 수직 부재를 표 3.6과 같이 8종류로 분류하여 2차 진단 방법과 마찬가지로 강도지표 C와 연성지표 F 및 부재의 수평 강성에 의거 강도 기여 계수 α를 이용하여 연성지표와 누적 강도 지표 C_T의 관계를 이용하여 보유성능 기본 지표를 산정한다.

표 3.6 3차 진단용 수직부재의 분류

명칭	정의
전단벽	전단 파괴가 휨 항복보다 선행하는 벽
휨벽	휨 항복이 전단 파괴보다 선행하는 벽
전단 기둥	전단 파괴가 휨항복보다 선행하는 기둥 다만, 극단주 기둥은 제외한다
휨 기둥	휨항복이 전단 파괴보다 선행하는 기둥
극단주 기둥	h_0가 2 이하의 기둥 전단 파괴가 휨항복보다 선행하는 기둥
휨 보 지배 형 기둥	휨 항복이 전단 파괴보다 선행하는 보에 지배되는 기둥
전단 보 지배 형 기둥	전단 파괴가 휨항복보다 선행하는 보에 지배되는 기둥
회전벽	벽의 회전이 휨항복 혹은 전단파괴보다 선행하는 벽

3.2.3 강도지표(C)

강도지표는 건물을 구성하는 수직부재의 종국강도를 전단력 계수의 형태로 나타내는 지표이다. 1차 진단법에서는 기둥 및 벽체의 수평단면적에 개략적인 단위강도를 곱하여 수직부재의 종국강도를 계산한다. 2차 진단법에서는 슬래브는 무한히 강하다고 가정하여, 약산적으로 각각의 수직부재의 단면치수, 배근상황을 고려하여 수직부재의 종국강도를 계산한다, 이렇게 구한 해당층의 종국강도의 총합을 해당층보다 상부의 건물 전 중량으로 나누어 무차원화한 값이 강도지표이다. 단, 보유성능 기본지표 E_0를 구하기 위해서는 수직부재의 파괴형식 혹은 변형능력에 따라 수직부재를 몇 개의 그룹으로 나누어 각각의 그들의 강도지표를 구할 필요가 있다.

1차 진단법에서는, 벽체와 기둥의 단면적만을 이용하여, 강도지표 C를 다음과 같이 산정한다.

$$C_W = \frac{r_{W1} \times A_{W1} + r_{W2} \times A_{W2} + r_{W3} \times A_{W3}}{\sum W} \times \beta_C \tag{3.12}$$

$$C_C = \frac{r_C \times A_C}{\sum W} \times \beta_C \tag{3.13}$$

$$C_{SC} = \frac{r_{SC} \times A_{SC}}{\sum W} \times \beta_C \tag{3.14}$$

$$\beta_C = \frac{F_C}{20} \qquad F_C \le 20 \tag{3.15}$$

$$\beta_C = \sqrt{\frac{F_C}{20}} \qquad F_C \le 20 \tag{3.16}$$

여기서, C_W : 벽 강도지표

C_C : 기둥의 강도지표

C_{SC} : 극 단주 기둥의 강도지표

r_{W1} : 양쪽 기둥이 있는 벽체의 종국시 평균 전단응력도 ($3N/mm^2$)

r_{W2} : 한쪽 기둥이 있는 벽체의 종국시 평균 전단응력도 ($2N/mm^2$)

r_{W3} : 기둥이 없는 벽체의 종국시 평균 전단응력도 ($1N/mm^2$)

r_C : 기둥의 종국시 평균 전단응력도 ($1N/mm^2$)

단, h_0/D가 6이상의 경우에는 $0.7N/mm^2$로 해도 된다.

r_{SC} : 극 단주 기둥의 평균 전단응력도 ($1.5N/mm^2$)

A_{W1} : 대상층의 벽 단면적의 총합 (양측 기둥이 있을 때)

A_{W2} : 대상층의 벽 단면적의 총합 (한쪽 기둥이 있을 때)

A_{W3} : 대상층의 변 단면적의 총합 (기둥이 없을 때)

A_C : 대상층의 독립기둥의 단면적의 총합

A_{SC} : 대상층의 극 단주 기둥의 단면적의 총합

$\sum W$: 대상층 상부의 건물전체 전 중량

대략적으로 $12kN/mm^2$으로 해도 있다

F_C : 콘크리트 압축강도

2차 진단법에서는, 원칙적으로 보는 무한 강성으로 보고, 기둥 및 벽체의 수평력에 대한 종국강도로부터 강도지표 C를 산정하며 식 3.17에 나타내었다.

$$C = \frac{Q_u}{\sum W} \tag{3.17}$$

각 수직 부재의 전단종국강도는 Q_{su} 및 휨종국시의 전단력 Q_{Mu}를 구하여, 서로를 비교하여 파괴형식을 분류한다. 이 때, 전단종국당도 Q_{su} 및 휨종국강도 M_u의 산정에는 아래의 식 중 가장 적합성한 식을 사용하는 것으로 한다. 특히 Q_{su}에 대해서는 하한에 가까운 값이 얻어지는 식을 이용하는 것으로 하나, 특별한 검토를 하지 않을 때에는 Q_{su}와 M_u에 부재 종국강도의 산정시 식 3.18 ~ 식 3.19을 이용한다. 휨 종국시 전단력의 산정에는 파괴형식 및 종국시 보유 전단력의 산정에 나타낸 식을 이용한다.

부재의 휨종국강도 및 전단종국강도의 산정은 식 3.18 ~ 식 3.19에 따라 산정한다.

기둥의 휨종국강도는 다음과 같이 산정한다.

$N_{\max} \geq N > 0.4DF_c$ 일 때

$$M_u = \left(0.8 \cdot a_t \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_c\right)\left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - 0.4b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$0.4DF_c \geq N \geq 0$ 일 때

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D\left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$0 > N \geq N_{\min}$ 일 때

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4N \cdot D \qquad (3.18)$$

여기서, $N_{\max}$: 중심 압축시 종국강도 $(= b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y)$

$N_{\min}$: 중심 인장시 종국강도 $(= -a_g \cdot \sigma_y)$

N : 기둥 축방향력 (N)

a_t : 인장철근 단면적 (mm^2)

a_g : 기둥철근 전단면적 (mm^2)

b : 기둥 단면의 폭 (mm)

D : 기둥 단면 높이 (mm)

σ_y : 철근 항복강도 (N/mm^2)

F_c : 콘크리트 압축강도 (N/mm^2)

기둥의 전단종국강도는 다음과 같이 산정한다.

$$Q_{su} = \left\{\frac{0.053p_t^{0.23}(18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot {}_s\sigma_{wy} + 0.1\sigma_0}\right\} \cdot b \cdot j \qquad (3.19)$$

여기서, p_t : 인장철근비(%)

p_w : 전단보강비 $\quad p_w \leq 0.012$일 때는 $p_w = 0.012$로 한다.

${}_s\sigma_{wy}$: 전단보강근의 항복강도 (N/mm^2)

σ_0 : 기둥 축방향 응력도 (N/mm^2)

d : 기둥 유효 높이 (D-50mm)

$\frac{M}{Q}$: $\frac{h_0}{2}$ (h_0는 기둥 내 높이)

j : 응력 중심간 거리 (0.8D)

양측에 기둥이 있는 벽체의 전단강도는 식 3.19으로 산정한다, 단 기호는 다음과 같다.

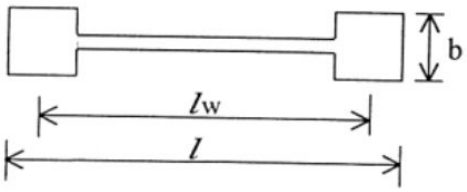


그림 3.1 양측에 기둥이 있는 벽체

p_t : $100a_t/(b_e \cdot l)$

여기서, a_t : 인장측 기둥의 주근 전단면적 (mm^2)

l : 벽의 전 길이 (mm)

b_e : 등가벽두께 = $\frac{\sum A}{l}$ (mm)

$\sum A$: 벽체의 전 단면적 (mm^2)

p_w : p_s로 대치시킴

p_s : 등가벽의 횡철근비 = $a_w/(b_e \cdot s)$

a_w : 1조의 횡철근 단면적 (mm^2)

s : 횡철근 간격 (mm)

개구부를 가지는 벽체의 경우 식 3.20과 같이 개구부에 의한 저감률을 곱해서 산정한다.

$$r = 1 - \text{등가개구부비} \tag{3.20}$$

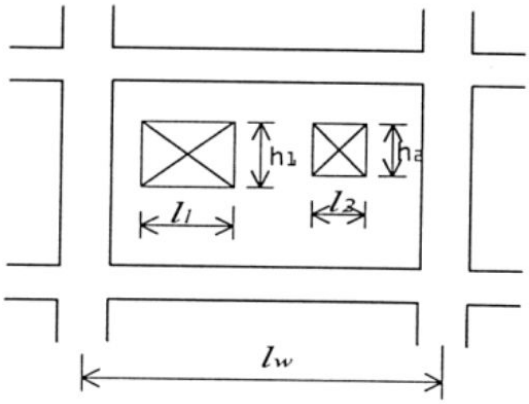


그림 3.2 개구부를 갖는 내진벽

여기서, 등가개구부비 $M_{ax}\left(\frac{\sqrt{2h_i \bullet l_i}}{h \bullet l_w} \bullet \frac{\sum l_i}{l_w}\right)$

또한, 등가개구부비가 0.4를 넘는 경우에는 내진벽으로 취급하지 않고, 양쪽에 짧은 벽을 가지고 기둥 등으로 취급한다. 한쪽에 기둥이 있는 벽체 및 기둥이 없는 벽체의 전단종국강도는 식 3.19를 이용하여 산정한다.

앞에서 구한 휨강도 및 전단강도를 이용하여 수직부재의 파괴형식 및 그때의 보유전단력 Q_u를 다음과 같이 구한다.

기둥의 경우 휨종국 강도시 전단력 ${}_cQ_{Mu}$를 식 3.21에 의해 산정하고, 이것과 전단종국강도 ${}_cQ_{su}$를 비교하여 파괴형식과 종국시 보유전단력 ${}_cQ_u$를 구한다.

${}_cQ_{Mu} < {}_cQ_{su}$인 경우 : 휨기둥 (${}_cQ_u = {}_cQ_{Mu}$)

${}_cQ_M \geq {}_cQ_{su}$인 경우 : 전단기둥 (${}_cQ_u = {}_cQ_{su}$)

단, 전단기둥 가운데, $h_0/D \leq 2$인 기둥을 극취성 기둥으로 취급한다.

$$ {}_cQ_\mu = \frac{({}_cM_u)_{상} + ({}_sM_u)_{하}}{h_0} \tag{3.21} $$

여기서, $({}_cM_u)_{상}$: 주두의 휨 종국강도

$({}_sM_u)_{하}$: 주각의 휨 종국강도

벽체의 경우 휨종국강도시 전단력 ${}_wQ_{Mu}$를 식 3.22으로 산정하고, 이것과 전단종국강도 ${}_wQ_{su}$를 비교하여 파괴형식과 종국시 보유전단력 ${}_wQ_u$를 구한다.

$${}_wQ_{Mu} < {}_wQ_{su}\text{인 경우 : 휨벽 } ({}_wQ_u = {}_wQ_{Mu})$$

$${}_wQ_M \geq {}_wQ_{su}\text{인 경우 : 전단기둥 } ({}_wQ_u = {}_wQ_{su})$$

$${}_wQ_{Mu} = 2{}_wQ_{Mu}/h_w \qquad (3.22)$$

여기서, ${}_wM_u$: 그 층에 있어서의 벽체의 휨 종국강도

h_w : 고려하고 있는 층의 바닥에서 그 벽체의 최상부까지의 높이

2차 진단의 수직부재의 분류 5개중 최대 3종류로 분류하여 연성지표(F)가 작은 순으로 제1, 제2, 제3그룹으로 정하여, 연성지표가 가까운 것은 될 수 있는 한 동일 그룹으로 정리하여, E_0의 값을 산정한다.

3.2.4 연성지표(F)

건물 각층의 연성지표 F는 연성능력과 소성능력에 있어서의 에너지 흡수능력을 파괴형식에 따라 평가하려는 지표로 진단법의 차수 및 부재의 파괴형식에 의한 분류에 따라 다음과 같이 산정한다.

1차 진단법에서는 건물의 보유하는 강도로 내진성능을 평가하는 기법으로 표 3.7의 연성지표를 사용한다.

표 3.7 1차 진단용 연성지표

부재종류	연성지표 F
기둥($h_0/D>2$)	1.0
극단주($h_0/D\leq 2$)	0.8
벽	1.0

2차 진단법에서는 휨항복이 선행하는 기둥, 벽체에 대해서는 항복후의 연성이 기대되므로 종국소성율에 따라 연성지표를 변화시켰다. 또한 제 1차 진단법과의 연속성을 가지기 위해 우선 전단벽에 대해서는 1.0으로 하고, 이 값을 기준으로 다른 파괴형식의 수직부재의 F지표를 상대적으로 변화시켰다. 또한 전단벽의 F지표를 1.0으로 하는 것은 절대평가가 아니로 상대평가이다.

이 기준치를 이용하여 표 3.8의 값을 사용하고 연성을 기대할 수 있는 휨기둥 및 휨벽의 연성지표는 각각 식 3.23, 식 3.24에 의해 산정한다. 또한, 짧은 벽이 있는 기둥에서는 특별히 검토를 하지 않는 경우에는 F=1.0으로 할 수 있다.

■ 휨 기둥

$$F=\phi\sqrt{2\mu-1} \tag{3.23}$$

여기서, μ : 종국 소성율로서 식 3.25에 의해 구한다.

ϕ : $\dfrac{1}{0.75(1+0.05\mu)}$

■ 휨 벽

$$\frac{{}_wQ_{su}}{{}_wQ_{Mu}}\leq 1.2 \text{ 인 경우 : F = 1.0}$$

$$\frac{{}_wQ_{su}}{{}_wQ_{Mu}}\geq 1.3 \text{ 인 경우 : F = 2.0} \tag{3.24}$$

여기서, ${}_wQ_{su}$: 벽체의 종국 전단강도

${}_wQ_{Mu}$: 벽체의 휨 중국 강도시 전단력

■ 중국소성율 (μ)

휨 기둥의 종국소성율 μ는 식 3.25에 의해 산정된다.

$$\mu = \mu_0 - k_1 - k_2 \ (1 \le \mu \le 5) \tag{3.25}$$

여기서, μ_0 : $10(\frac{Q_{su}}{Q_{Mu}} - 1)$

k_1 : 2.0 (대근간격이 주근직경의 8배 이하이면, 0)

k_2 : $30\left(\frac{r_{Mu}}{F_c - 0.1}\right) \ge 0$

r_{Mu} : $\frac{Q_{Mu}}{b_j}$

표 3.8 2차 진단용 연성지표

부재종류	연성지표 F
휨기둥	식 3.23에 의함
휨벽	식 3.24에 의함
전단 기둥	1.0
전단벽	1.0
극취성 기둥	0.8

3.3 대상구조물의 내진성능평가

3.1, 3.2 절을 바탕으로 하여 일본내진진단법을 이용한 대상구조물의 내진성능을 평가하였다.

여기서 형상지표(S_D)는 A동을 제외한 B동, A동과 B동을 강체로 연결시킨 대상 구조물의 비정형성을 고려하기 위해 1차 내진진단 시 10% 감소시킨 0.9를 사용하였고, 2차 내진진단 시 5% 감소시킨 0.95를 사용하였다. 경년지표(T)는 대상구조물의 준공일자가 1993년으로 준공된 지 20년 미만이므로 1.0을 사용하였다.

내진성능판정 기준은 일반적으로 국내에서 구조내진지표(I_S) 0.40을 제한값으로 보고 있다.

3.3.1 1차 내진진단

표 3.9 ~ 3.12에 각 대상구조물에 따른 1차 내진진단 결과를 나타내었다.

표 3.9 A동 장변방향(Y) 1차 내진진단 결과

층	부재 종류	강도지표 (C)	연성지표 (F)	보유성능지표 (E_0)	형상지표 (S_D)	경년지표 (T)	구조내진지표 (I_S)
4	일반기둥 벽 극단주	1.127933 0 0	1	0.493471	1	1	0.493471
3	일반기둥 벽 극단주	0.563967 0 0	1	0.281983	1	1	0.281983
2	일반기둥 벽 극단주	0.375978 0 0	1	0.21932	1	1	0.21932
1	일반기둥 벽 극단주	0.281983 0 0	1	0.197388	1	1	0.197388

표 3.10 A동 단변방향(X) 1차 내진진단 결과

층	부재 종류	강도지표 (C)	연성지표 (F)	보유성능지표 (E_0)	형상지표 (S_D)	경년지표 (T)	구조내진지표 (I_S)
4	일반기둥 벽 극단주	0.8724 0 0	1	0.381675	1	1	0.381675
3	일반기둥 벽 극단주	0.4362 0 0	1	0.2181	1	1	0.2181
2	일반기둥 벽 극단주	0.2908 0 0	1	0.169633	1	1	0.169633
1	일반기둥 벽 극단주	0.2181 0 0	1	0.15267	1	1	0.15267

표3.11 B동 장변방향(X) 1차 내진진단 결과

층	부재 종류	강도지표 (C)	연성지표 (F)	보유성능지표 (E_0)	형상지표 (S_D)	경년지표 (T)	구조내진지표 (I_S)
4	일반기둥 벽 극단주	0.772867 0 0	1	0.338129	0.9	1	0.304316
3	일반기둥 벽 극단주	0.386433 0 0	1	0.193217	0.9	1	0.173895
2	일반기둥 벽 극단주	0.257622 0 0	1	0.15028	0.9	1	0.135252
1	일반기둥 벽 극단주	0.199789 0 0	1	0.139852	0.9	1	0.125867

표 3.12 B동 단변방향(Y) 1차 내진진단 결과

층	부재 종류	강도지표 (C)	연성지표 (F)	보유성능지표 (E_0)	형상지표 (S_D)	경년지표 (T)	구조내진지표 (I_S)
4	일반기둥 벽 극단주	0.941861 0 0	1	0.412064	0.9	1	0.370858
3	일반기둥 벽 극단주	0.469804 0 0	1	0.234902	0.9	1	0.211412
2	일반기둥 벽 극단주	0.313203 0 0	1	0.182702	0.9	1	0.164431
1	일반기둥 벽 극단주	0.234902 0 0	1	0.164431	0.9	1	0.147988

3.3.2 2차 내진진단

표 3.13 ~ 3.16에 각 대상구조물에 따른 2차 내진진단 결과를 나타내었다.

표 3.13 A동 장변방향(Y) 2차 내진진단 결과

층	그룹	강도지표 (C)	연성지표 (F)	외력분포에 의한 보정계수 ($\frac{n+1}{n+i}$)	보유 성능지표 (E_0)	형상지표 (S_D)	경년지표 (T)	구조내진지표 (I_S)
4	1	0	1.27	0.625	0.737923	1	1	0.737923
	2	0.416859	2.27					
	3	0.245172	2.88					
3	1	0.26494	1.27	0.714286	0.340272	1	1	0.340272
	2	0.048698	2.27					
	3	0.089005	2.88					
2	1	0.237296	1.27	0.833333	0.313484	1	1	0.313484
	2	0.062206	2.27					
	3	0.011431	2.88					
1	1	0.216028	1.27	1	0.322774	1	1	0.322774
	2	0.043206	2.27					
	3	0.00445	2.88					

표 3.14 A동 단변방향(X) 2차 내진진단 결과

층	그룹	강도지표 (C)	연성지표 (F)	외력분포에 의한 보정계수 ($\frac{n+1}{n+i}$)	보유 성능지표 (E_0)	형상지표 (S_D)	경년지표 (T)	구조내진지표 (I_S)
4	1	0	1	0.625	0.543994	1	1	0.543994
	2	0.561935	1.27					
	3	0.211131	2.36					
3	1	0	1	0.714286	0.397805	1	1	0.397805
	2	0.43708	1.27					
	3	0.019141	2.36					
2	1	0	1	0.833333	0.352525	1	1	0.352525
	2	0.332156	1.27					
	3	0.013446	2.36					
1	1	0.017726	1	1	0.341284	1	1	0.341284
	2	0.268189	1.27					
	3	0.005234	2.36					

표 3.15 B동 장변방향(X) 2차 내진진단 결과

층	그룹	강도지표 (C)	연성지표 (F)	외력분포에 의한 보정계수 ($\frac{n+1}{n+i}$)	보유 성능지표 (E_0)	형상지표 (S_D)	경년지표 (T)	구조내진지표 (I_S)
4	1	0.301378	1.27	0.625	0.355937	0.95	1	0.33814
	2	0.072715	2.02					
	3	0.111092	2.88					
3	1	0.23097	1.27	0.714286	0.25377	0.95	1	0.241081
	2	0.052904	2.02					
	3	0.008066	2.88					
2	1	0.216637	1.27	0.833333	0.234084	0.95	1	0.222379
	2	0.005681	2.02					
	3	0	2.88					
1	1	0.082444	1	1	0.167352	0.95	1	0.158985
	2	0.096068	1.27					
	3	0.010068	2.88					

표 3.16 B동 단변방향(Y) 2차 내진진단 결과

층	그룹	강도지표 (C)	연성지표 (F)	외력분포에 의한 보정계수 ($\frac{n+1}{n+i}$)	보유 성능지표 (E_0)	형상지표 (S_D)	경년지표 (T)	구조내진지표 (I_S)
4	1	0.082489	1.27	0.625	0.392353	0.95	1	0.372735
	2	0.153355	2.28					
	3	0.177341	2.88					
3	1	0.162454	1.27	0.714286	0.212056	0.95	1	0.201454
	2	0.037303	2.28					
	3	0.051833	2.88					
2	1	0.15555	1.27	0.833333	0.19639	0.95	1	0.18657
	2	0.02786	2.28					
	3	0.009658	2.88					
1	1	0.141641	1.27	1	0.202172	0.95	1	0.192063
	2	0.018126	2.28					
	3	0.003811	2.88					

3.4 소결

본 장에서는 대상 구조물의 내진성능을 평가하기 위해서 일본내진진단법을 이용하여 다음과 같은 결과를 얻었다.

1. 1차 내진진단결과, A동 4층을 제외한 모든 층에서 구조내진지표(I_S)가 0.40을 만족하지 못하여 2차 내진진단을 실시하였다.

2. 2차 내진진단결과, A동, B동 구조물 대부분의 층에서 구조내진지표(I_S)가 0.40을 만족하지 못하여서, 내진성능기준을 만족하지 못하는 것으로 나타났다.

3. 일본내진진단법을 이용한 내진성능평가 결과와 비선형 정적 푸쉬오버 해석결과가 상이하게 나타났다. 이는 일본내진진단법의 경우 구조물의 비정형성을 고려하였기 때문으로 판단된다.

따라서, 일반적으로 능력스펙트럼법을 적용하기 위한 평면프레임모델을 사용하는 비선형 정적 푸쉬오버 해석은 구조물의 비정형성을 고려하지 못하여 정확한 내진성능을 평가하는 것에 한계가 있는 것으로 판단된다.

제4장 비선형 시간이력해석(Nonlinear Time History Analysis)을 통한 지진응답특성

본 장에서는 대상 구조물의 비선형 시간이력해석을 이용하여, 대상 구조물의 지진응답 특성을 파악하고 두 구조물간 충돌 및 이격 가능성을 확인하고자 한다.

4.1 비선형 시간이력해석(Nonlinear Time History Analysis)

비선형 시간이력해석은 구조물의 내진성능을 정밀하게 평가하는 기법으로서 부재의 비선형 특성과 하중의 시간의존적인 특성을 반영할 수 있는 가장 발전적인 방법이다. 지진하중을 받는 구조물에 대한 비선형 동적 평형 방정식은 식 4.1과 같다.

$$[M]\ddot{u}(t)+[C]\dot{u}(t)+[K]u(t)=p(t) \tag{4.1}$$

여기서, $[M]$: 질량행렬(Mass Matrix)

$[C]$: 감쇠행렬(Damping Matrix)

$[K]$: 강성행렬(Stiffness Matrix)

$p(t)$: 지진하중

$u(t)$: 변위

$\dot{u}(t)$: 속도

$\ddot{u}(t)$: 가속도

시간이력해석은 구조물에 동적하중이 작용할 경우의 동적 평형방정식의 해를 구하는 것으로, 구조물의 동적특성과 가해지는 하중을 사용하여 임의의 시간에 대한 구조물 거동(변위, 부재력 등)을 계산한다.

일반적으로 비선형 시간이력해석에는 직접적분법(Direct Integration Method)이 적용되며, 각 시간 간격에서의 변위 증분을 구하여 누적하는 방식으로 수행된다. 각각의 시간 간격내에서 부재의 강성이 변화함에 따라 발생하는 불평형력이 해소될 때까지 반복해석을 수행해야 한다. 대표적인 직접적분법에는 Newmark-β법, Wilson-θ법 등이 있으며, 수치반복법에는 Arc-Length법, Newton-Raphson법 등이 있다.

4.1.1 수정 다케다(Modified Takeda Type) 이력모델의 개요

구조물의 비탄성 응답해석은 부재의 강도, 강성도, 에너지 소산 특성을 나타낼 수 있는 실제적, 개념적 모델이 요구된다. 이러한 조건을 만족하는 것이 이력모델이다. 많은 이력모델들이 구조물의 지진해석에 사용되고 있다. 이들은 통상적으로 특정한 실험 데이트에 근거하고 있다. 따라서, 이들을 실험과 다른 구조물에 적용할 때는 이력거동의 특성과 제한사항을 충분히 인식하여야한다.

비선형 이력모델은 단면 혹은 재료의 특성에서 파악할 수 있는 항복강도, 강성 및 강도의 저감정도를 지진하중과 같은 반복하중을 받는 경우에 어떠한 방식으로 변화하는가를 평가함으로써 정의할 수 있다. 하중과 변형에 대한 이동경로를 지정하기 위하여 일반적으로 하중의 재하(loading), 제하 (unloading), 재재하(reloading)의 상태를 고려한다. 본 연구에서는 철근 콘크리트 구조물에 사용되는 이력모델인 수정 다케다형(Modified Takeda Type) 이력모델을 사용하였으며, 그림 4.1에 나타내었다.

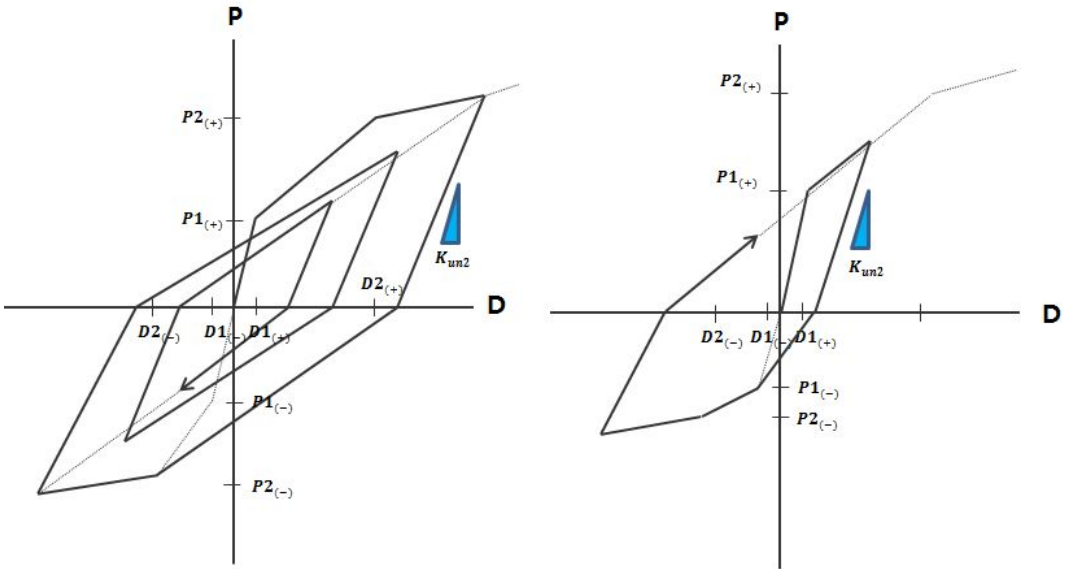


그림 4.1 수정 다케다형(Modified Takeda Type) 이력모델

수정 다케다형 이력모델은 초기 재하시의 응답점은 3선형 뼈대곡선상에서 이동하며 현재의 변위 혹은 변형, D가 처음으로 D2를 넘은 경우, 혹은 현재까지의 최대 변형점

을 넘은 경우는 3선형의 뼈대곡선 상에서 이동한다. 이 직선으로부터 제하(Unloading)되어 반대방향으로 향하는 경우, 복원력이 0이 되는 점까지는 구배 K_{un2} 상을 이동하여, 복원력이 0인 점을 넘은 후에는 반대측의 최대 변형점을 향한다. 그 후 복원력 0인 점으로부터 최대 변형점을 향하는 직선으로부터 제하(Unloading)되는 경우도 복원력이 0이 되는 점까지 구배 K_{un2}상을 이동하여, 복원력이 0인 점을 넘은 후에는 반대측의 최대 변형점을 향한다.

$$K_{un2} = K_0 \left(\frac{D_{\max}}{D1} \right)^{-\beta} \tag{4.2}$$

여기서, K_{un2} : 외측 루프의 제하강성

K_0 : 탄성 강성

$D1$: 제하점의 영역의 1차 항복변위

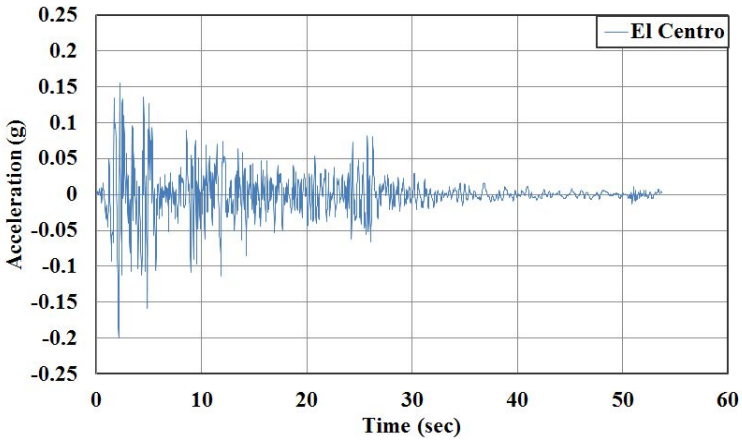
$D_{\max}$: 제하점이 속한 영역의 최대 변형

β : 외측 루프의 제하강성 결정용 상수

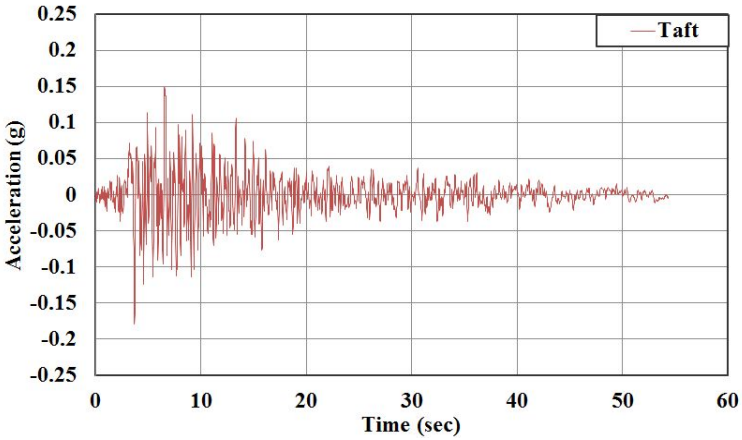
4.1.2 지진하중

지진하중은 부지에서 계측된 시간이력을 사용하는 것이 원칙이지만 부지에서 계측된 지진파가 없을시 고려되는 지반의 특성과 유사한 3개 가속도 시간이력을 사용할시 최대응답으로 설계가 가능하며, 7개 가속도 시간이력을 이용할시 평균응답으로 설계가 가능하다. 이때, 설계대상 건물 주기의 0.2배부터 1.5배 사이에서 5% 감쇠를 갖는 지진시간이력들의 제곱합제곱근(SRSS) 스펙트럼 평균값은 같은 구간의 설계스펙트럼 평균값의 1.3배보다 10% 이상 작지 않도록 해야 한다.

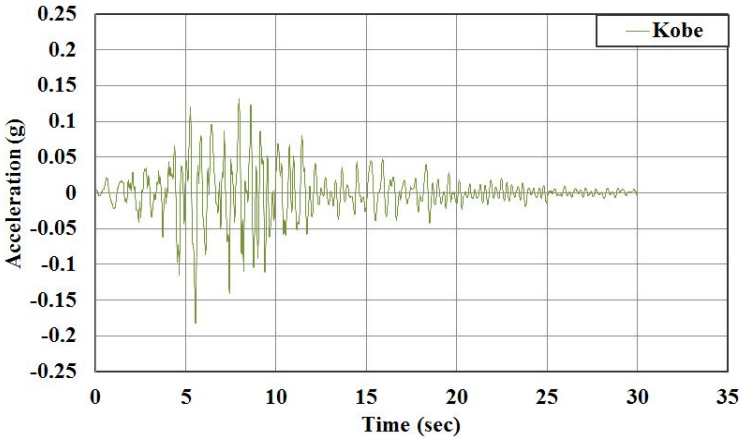
본 연구에서 구조물의 지진응답을 파악하기 위해, El Centro, Taft, Kobe 지진파를 사용하였으며, 설계스펙트럼에 맞게 스케일을 조정하여 해석을 수행하였으며, 그림 4.2에 입력 지진파를 나타냈으며, 그림 4.3에 입력 지진파별 탄성응답스펙트럼(감쇠비 5%)을 나타내었다.



(a) El Centro

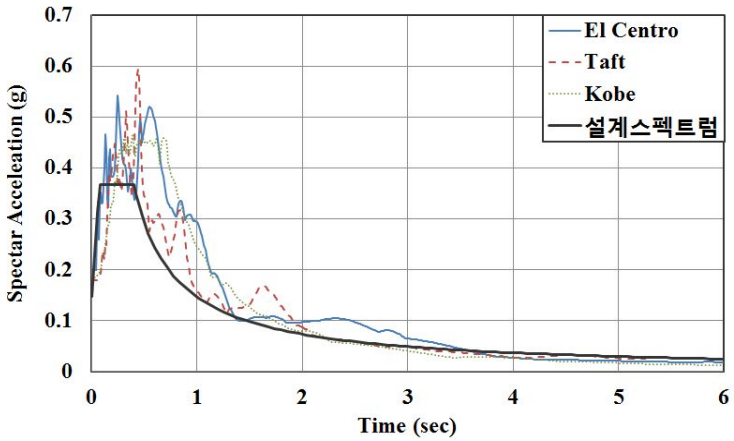


(b) Taft

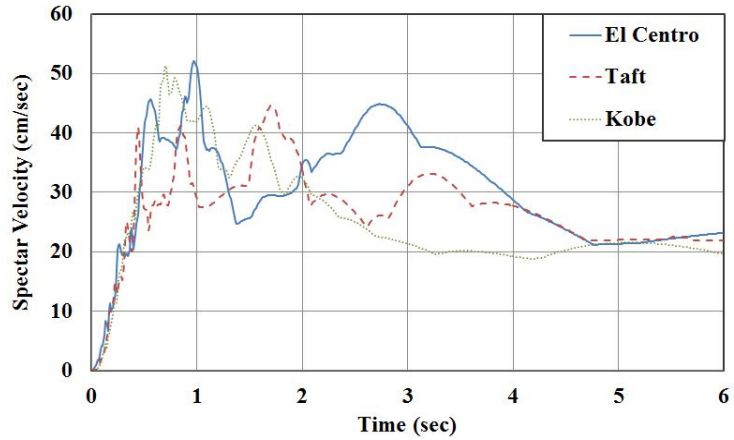


(c) Kobe

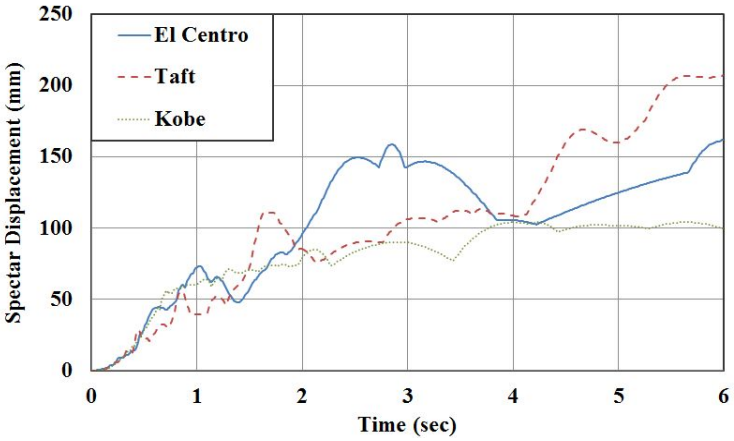
그림 4.2 입력 지진파



(a) Acceleration Spectrum



(b) Velocity Spectrum



(c) Displacement Spectrum

그림 4.3 입력 지진파별 탄성응답 스펙트럼(감쇠비 5%)

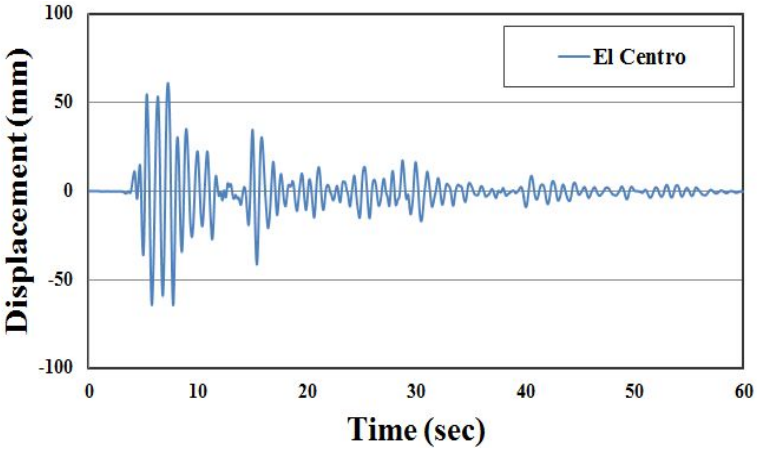
4.1.3 해석 방법

대상구조물의 비선형 시간이력해석을 통한 지진응답특성을 파악하기기 위해 이력모델은 4.1.1절의 수정 다케다 이력모델을 사용하였으며, 직접적분법을 이용하여 4.1.2절의 스케일 조정된 El Centro, Taft, Kobe 지진파에 대하여 해석 시간 간격 0.02초로 수행하였다. 같은 축 방향에 대해 고려하기 위해 A동 장변 - B동 단변, A동 단변 - B동 장변방향에 대한 지진응답거동을 비교·분석하였다.

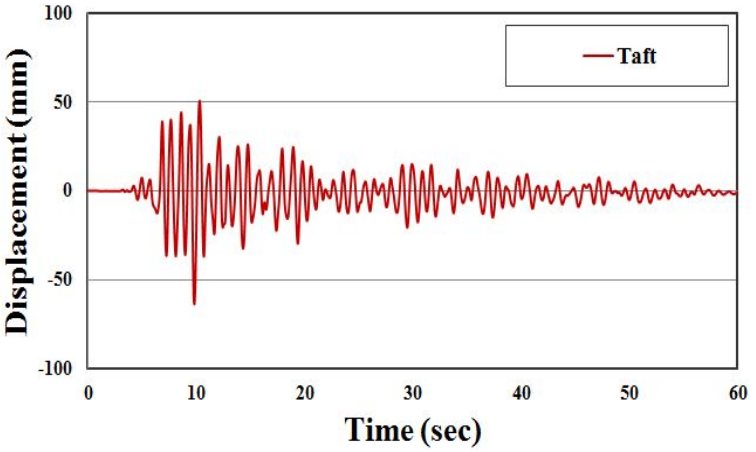
4.2 비선형 시간이력해석 결과

4.2.1 최상층 응답 변위

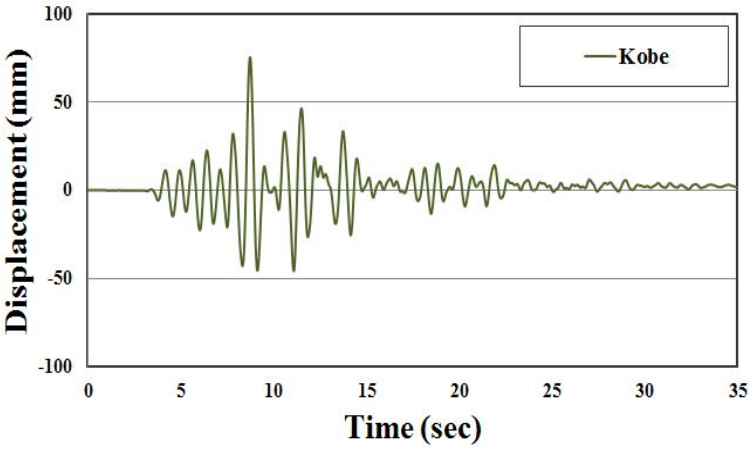
대상 구조물 A,B동의 각 지진파에 대한 최상층 응답 변위를 그림 4.4 ~ 4.7에 나타내었다. 또한 표 4.1에 각 지진파별 대상 구조물 최상층 최대 변위를 나타내었다.



(a) El Centro

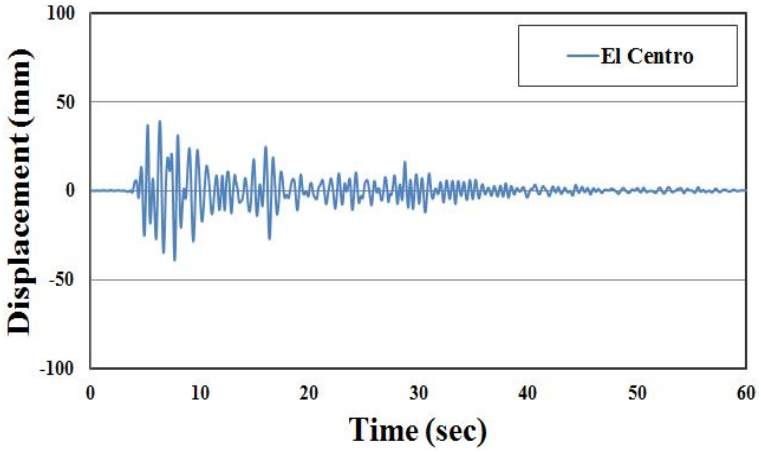


(b) Taft

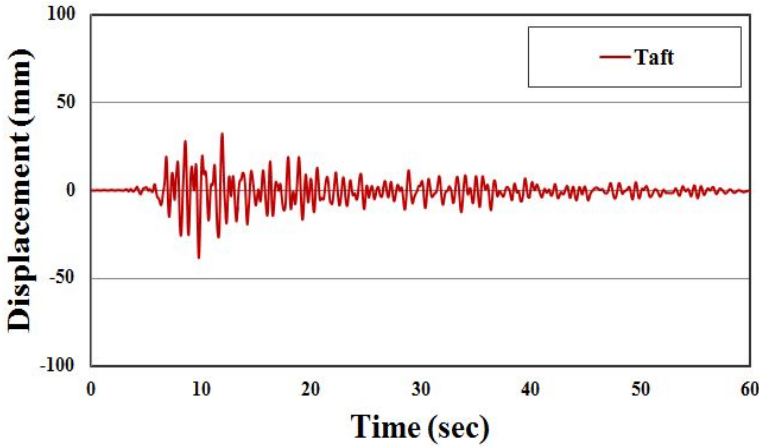


(c) Kobe

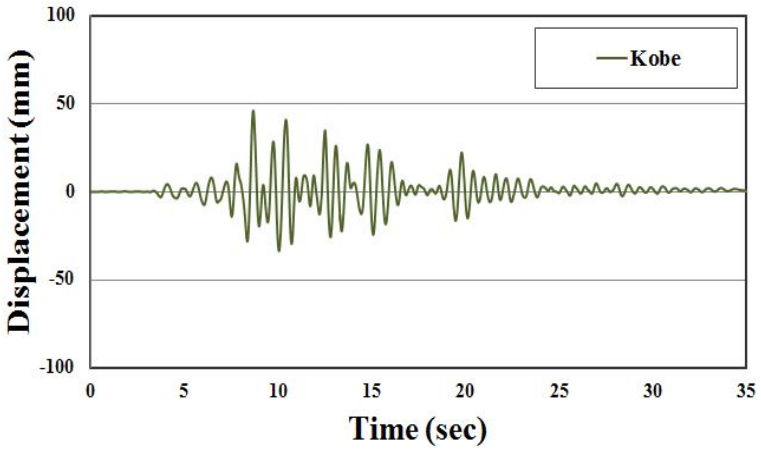
그림 4.4 A동 구조물 장변 최상층 응답 변위



(a) El Centro

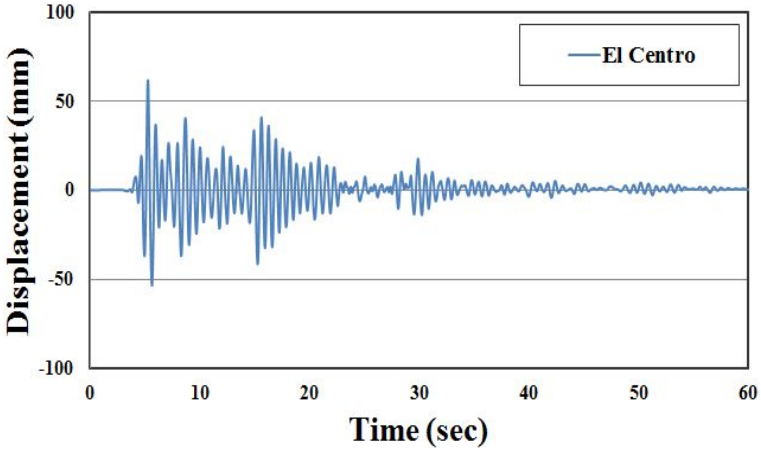


(b) Taft

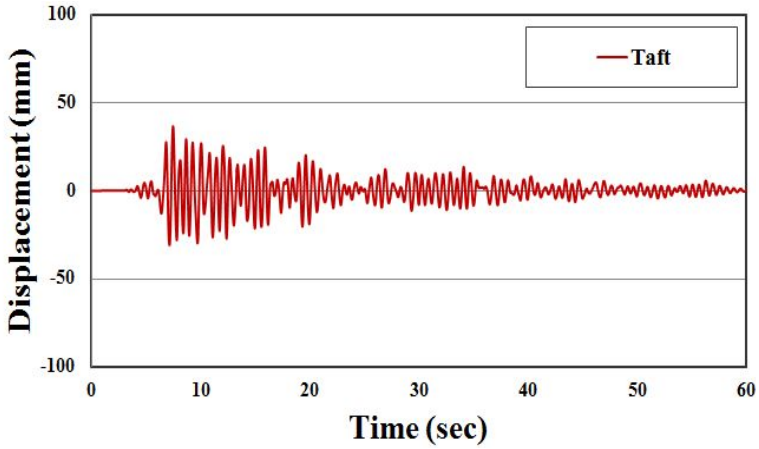


(c) Kobe

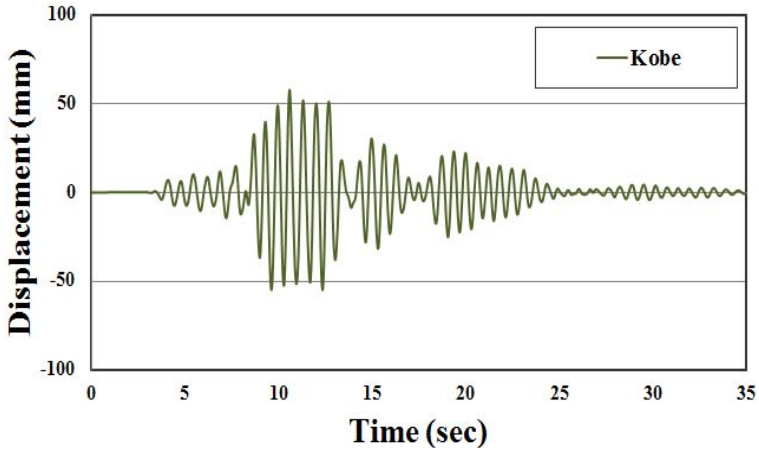
그림 4.5 B동 구조물 단변 최상층 응답 변위



(a) El Centro

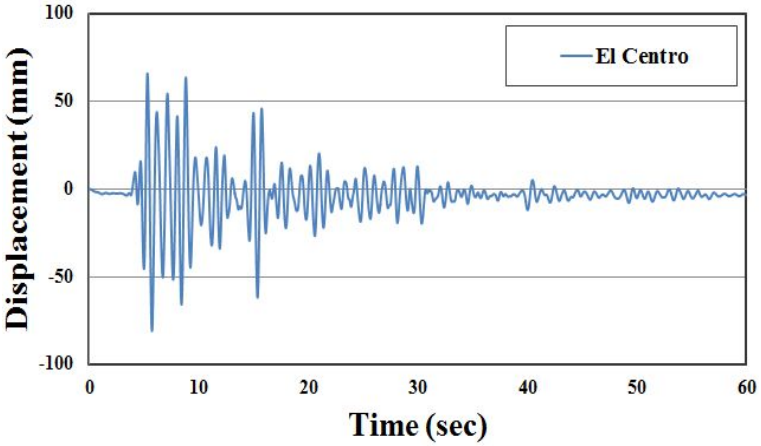


(b) Taft

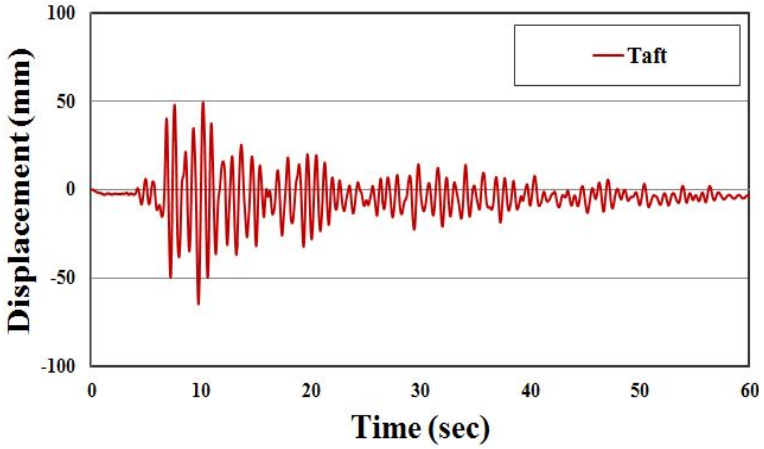


(c) Kobe

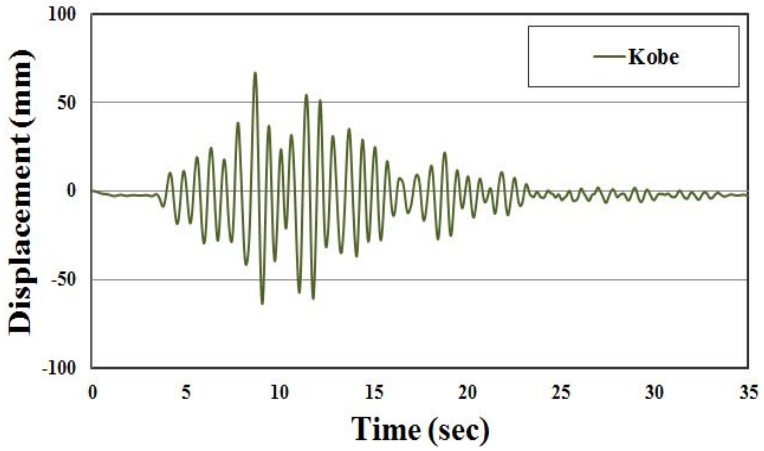
그림 4.6 A동 구조물 단변 최상층 응답 변위



(a) El Centro



(b) Taft



(c) Kobe

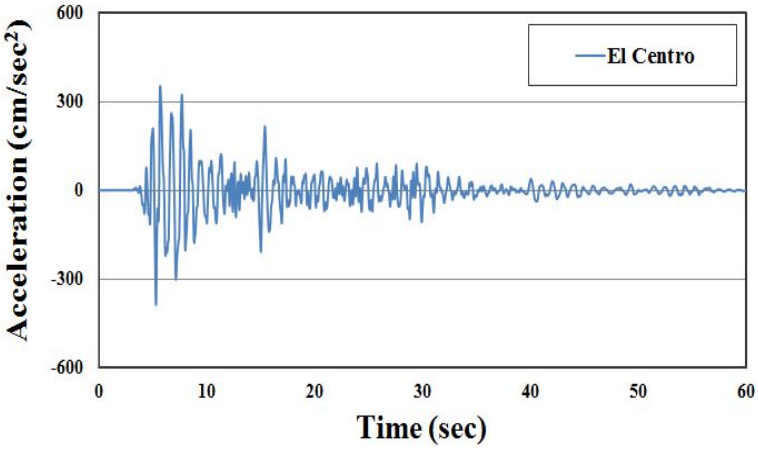
그림 4.7 B동 구조물 장변 최상층 응답 변위

표 4.1 대상 구조물 최상층 최대 변위

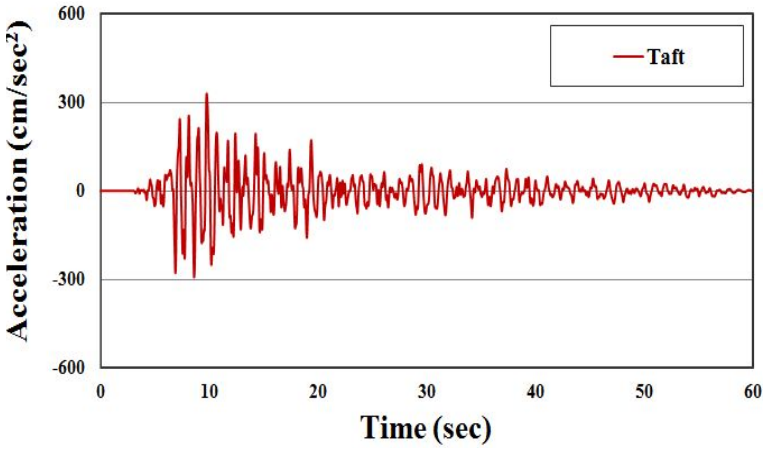
대상 구조물		최상층 최대 변위 (mm)		
		El Centro	Taft	Kobe
Y	A동 장변방향	64.34	63.77	75.42
	B동 단변방향	39.22	38.38	46.1
X	A동 단변방향	61.74	36.7	57.83
	B동 장변방향	80.92	64.93	66.86

4.2.2 최상층 응답 가속도

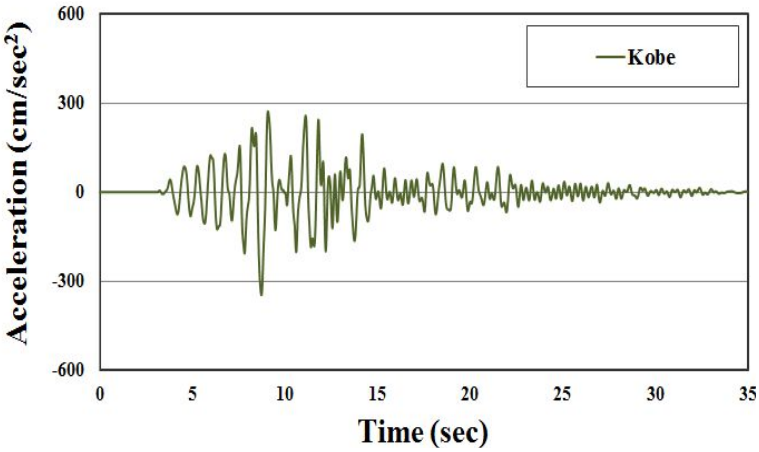
대상 구조물 A,B동의 각 지진파에 대한 최상층 응답 가속도를 그림 4.8 ~ 4.11에 나타내었다. 또한 표 4.2에 각 지진파별 대상 구조물 최상층 최대 가속도를 나타내었다.



(a) El Centro

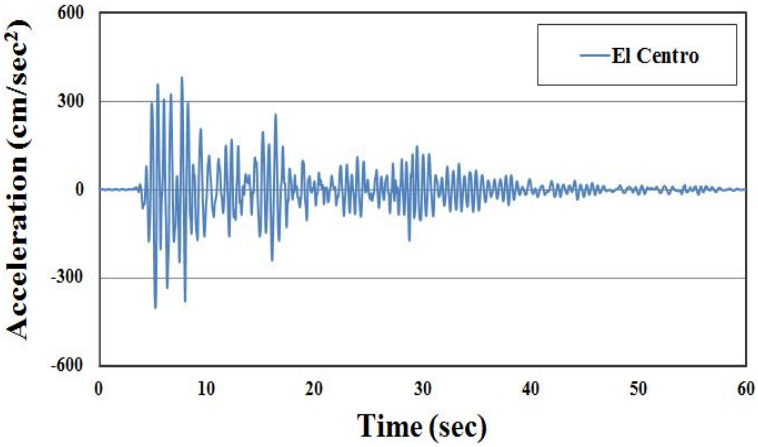


(b) Taft

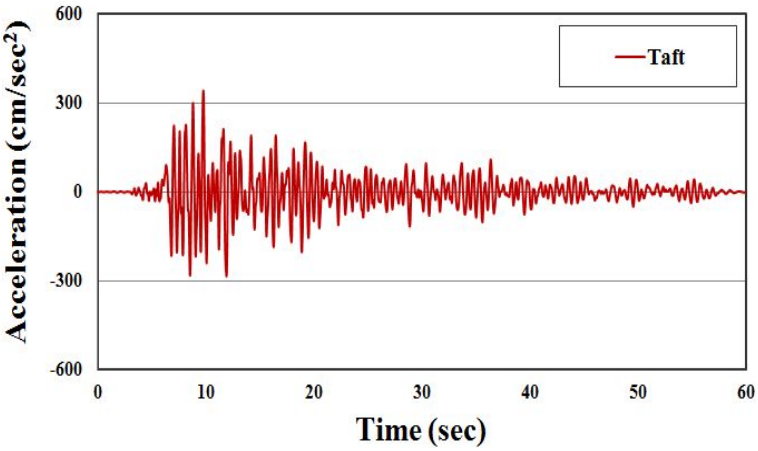


(c) Kobe

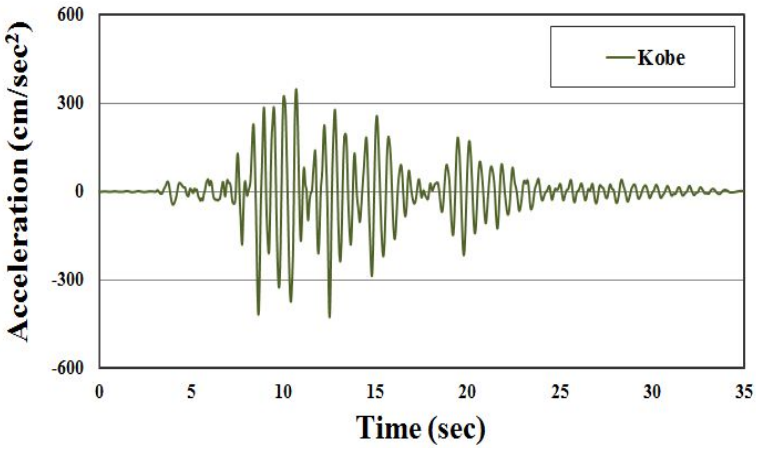
그림 4.8 A동 구조물 장변 최상층 응답 가속도



(a) El Centro

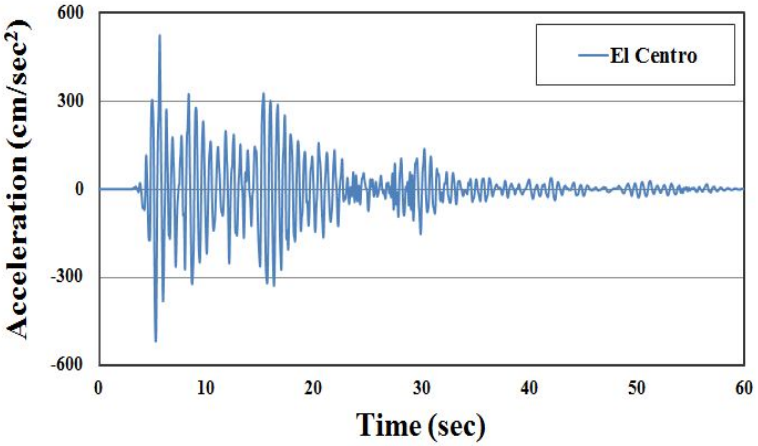


(b) Taft

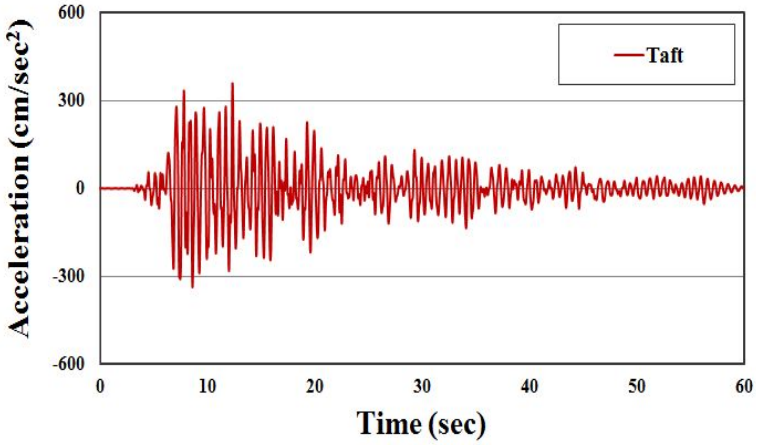


(c) Kobe

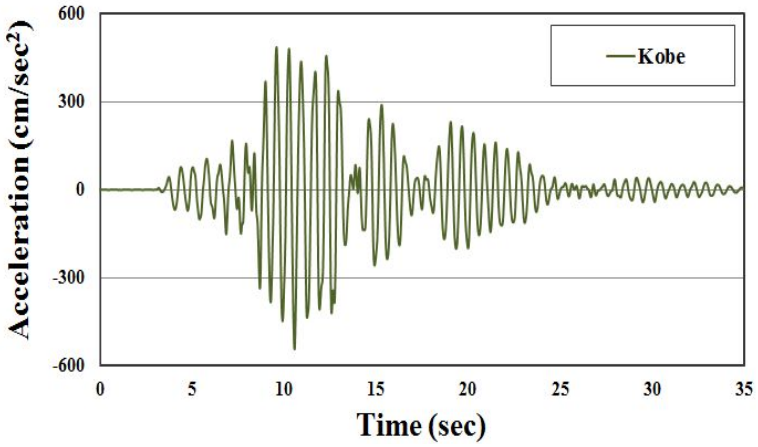
그림 4.9 B동 구조물 단변 최상층 응답 가속도



(a) El Centro

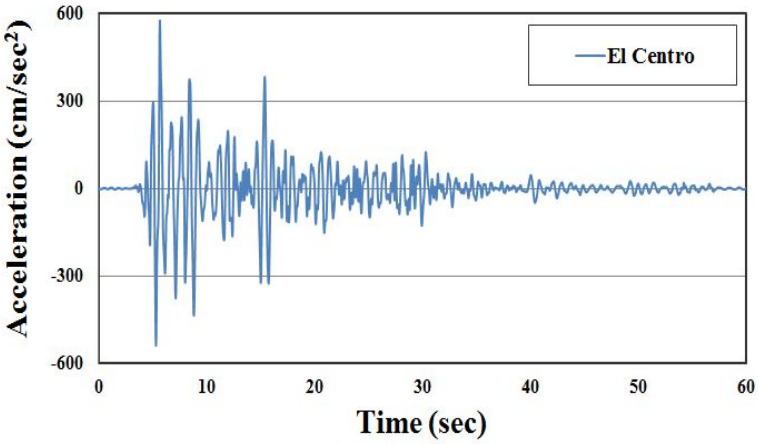


(b) Taft

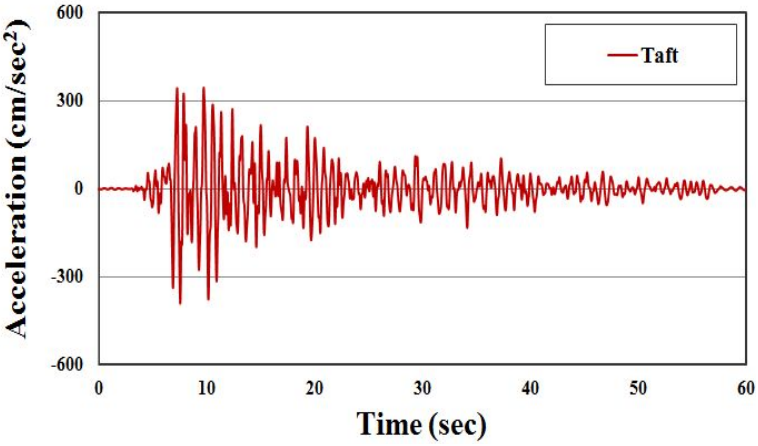


(c) Kobe

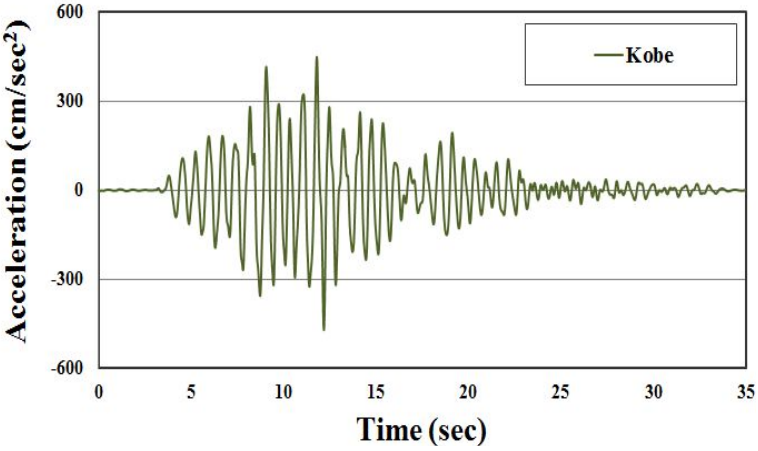
그림 4.10 A동 구조물 단변 최상층 응답 가속도



(a) El Centro



(b) Taft



(c) Kobe

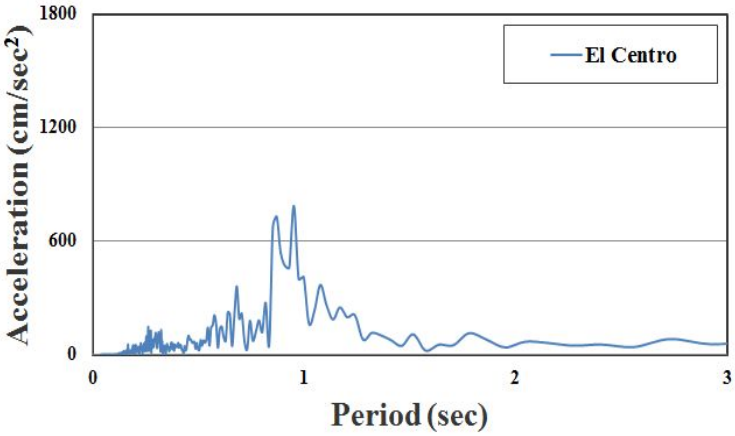
그림 4.11 B동 구조물 장변 최상층 응답 가속도

표 4.2 대상 구조물 최상층 최대 가속도

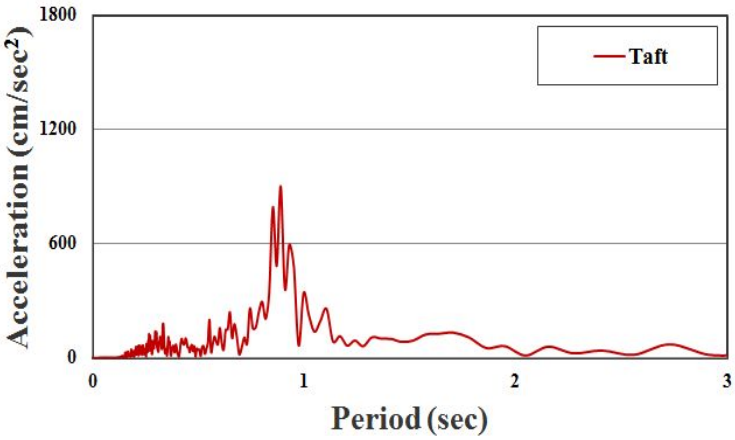
대상 구조물		최상층 최대 가속도 (cm/sec^2)		
		El Centro	Taft	Kobe
Y	A동 장변방향	387.1	330.2	346.1
	B동 단변방향	402.1	341.9	426.4
X	A동 단변방향	523.8	359.6	543.1
	B동 장변방향	576.2	390.9	470.7

4.2.3 응답 주기

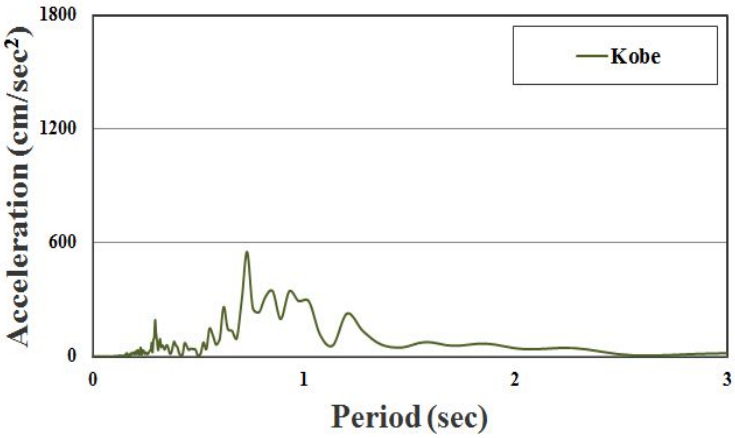
각 지진파에 대한 응답 주기를 그림 4.12 ~ 4.15에 나타내었다. 또한 표 4.3에 각 지진파별 대상 구조물의 주기를 나타내었다.



(a) El Centro

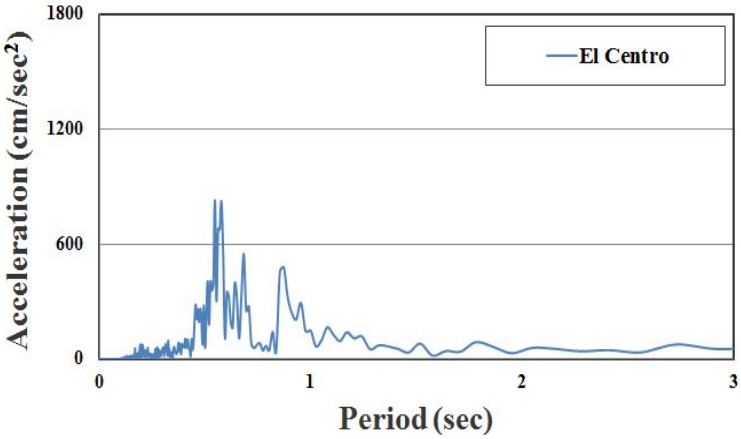


(b) Taft

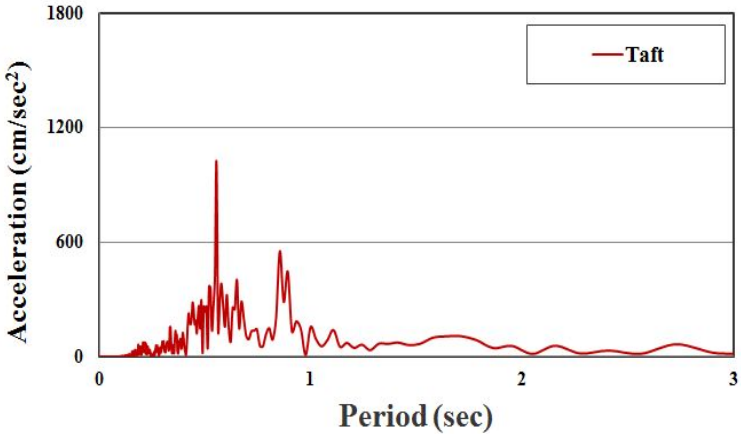


(c) Kobe

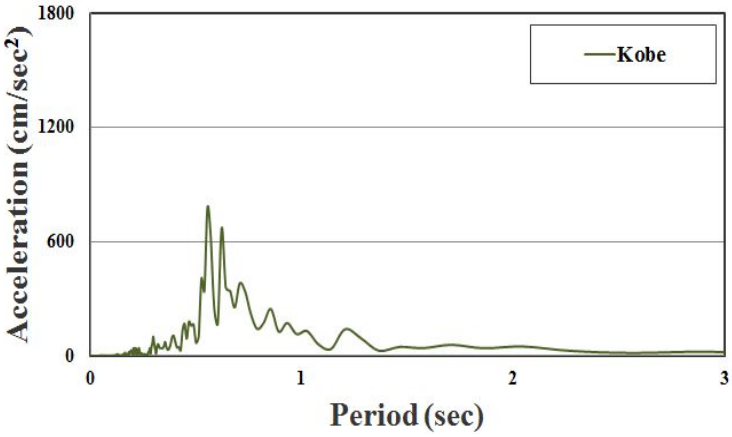
그림 4.12 A동 구조물 장변 응답 주기



(a) El Centro

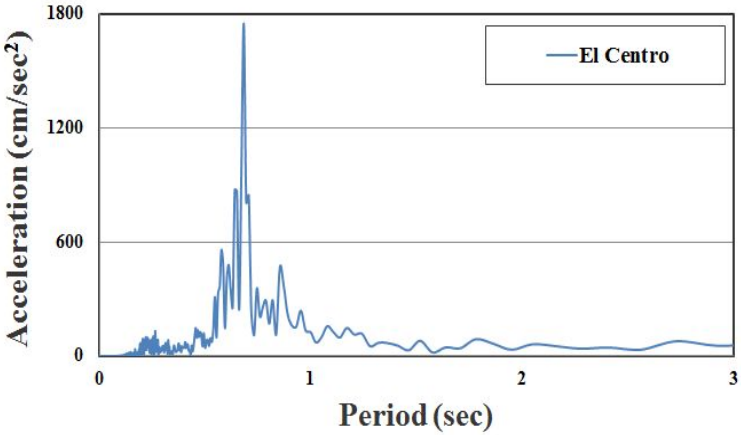


(b) Taft

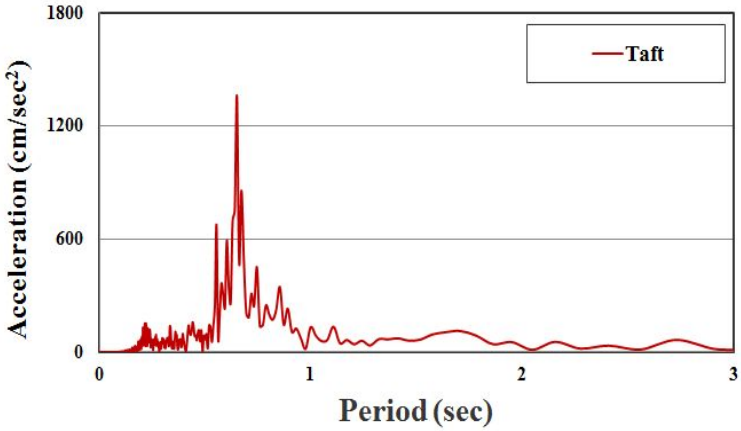


(c) Kobe

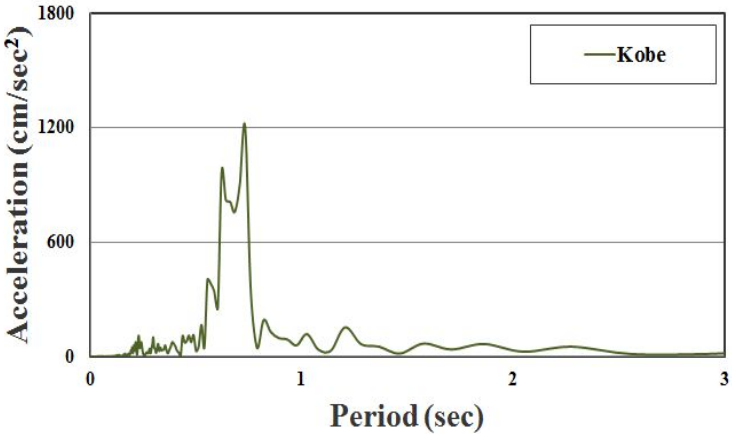
그림 4.13 B동 구조물 단변 응답 주기



(a) El Centro

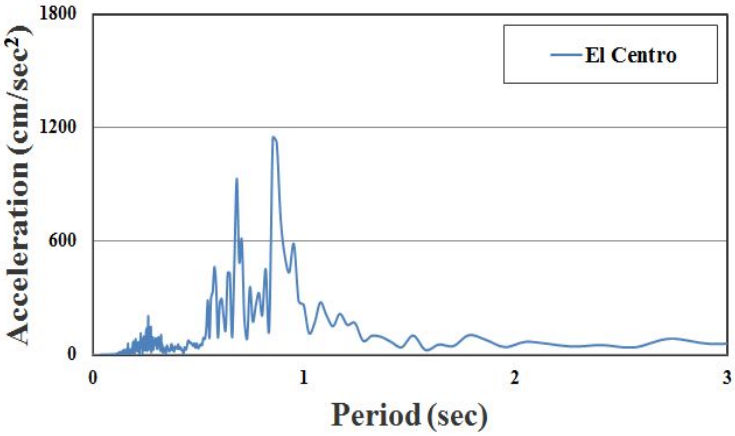


(b) Taft

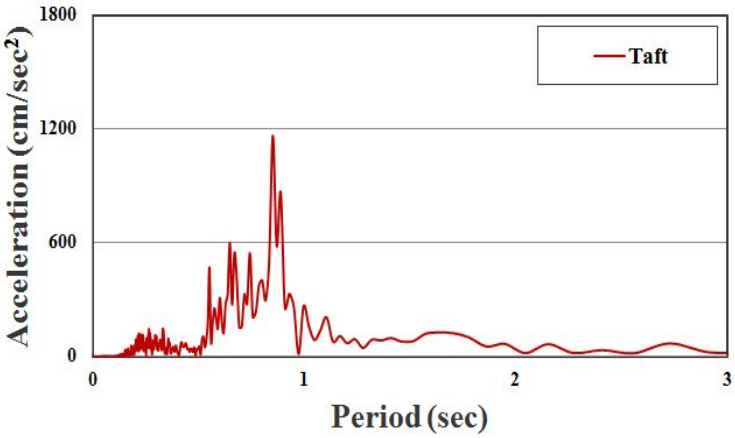


(c) Kobe

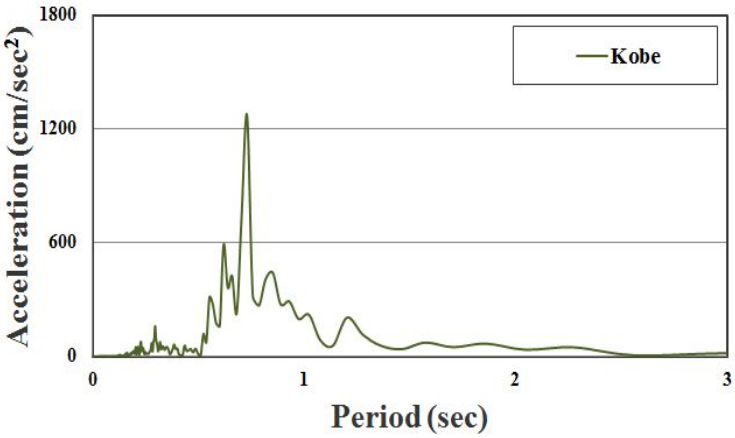
그림 4.14 A동 구조물 단변 응답 주기



(a) El Centro



(b) Taft



(c) Kobe

그림 4.15 B동 구조물 장변 응답 주기

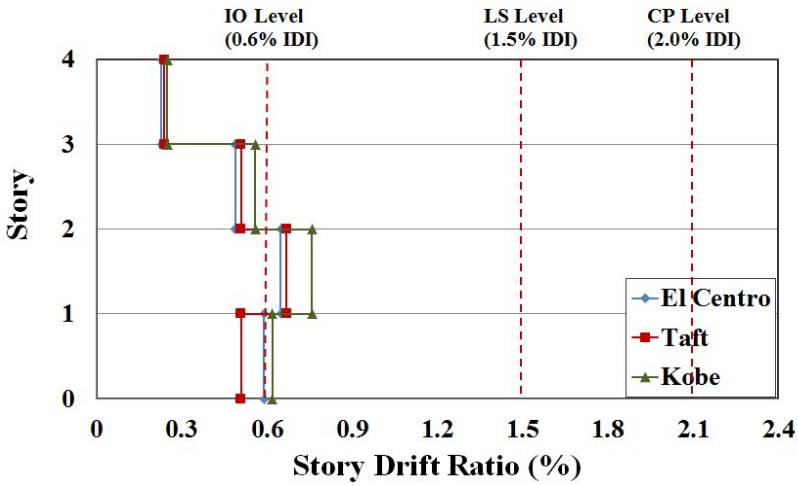
표 4.3 대상 구조물 응답 주기

대상 구조물		주기 (sec)		
		El Centro	Taft	Kobe
Y	A동 장변방향	0.95	0.89	0.73
	B동 단변방향	0.58	0.55	0.55
X	A동 단변방향	0.68	0.65	0.73
	B동 장변방향	0.87	0.85	0.73

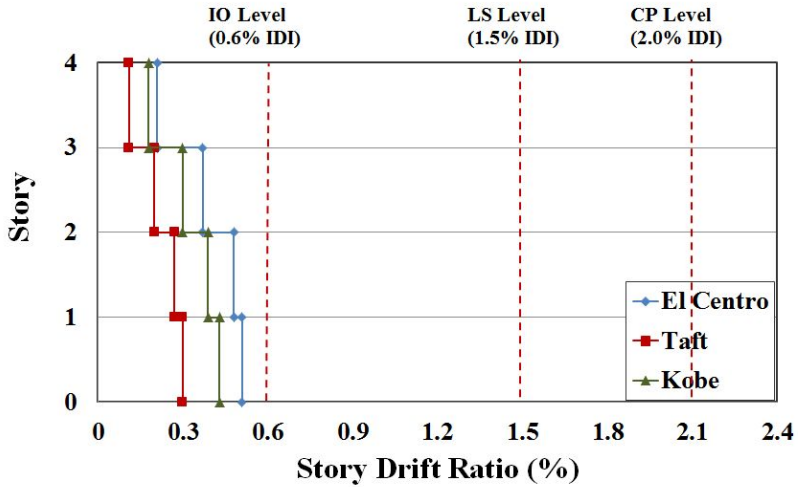
4.2.4 층간 변위비

각 지진파에 대한 층간 변위비율 그림 4.16 ~ 4.17에 나타내었다.

A동, B동 구조물 모두 El Centro, Taft, Kobe 지진파에 대해 요구 성능인 인명안전 단계에 만족하는 것을 확인 할 수 있었다.

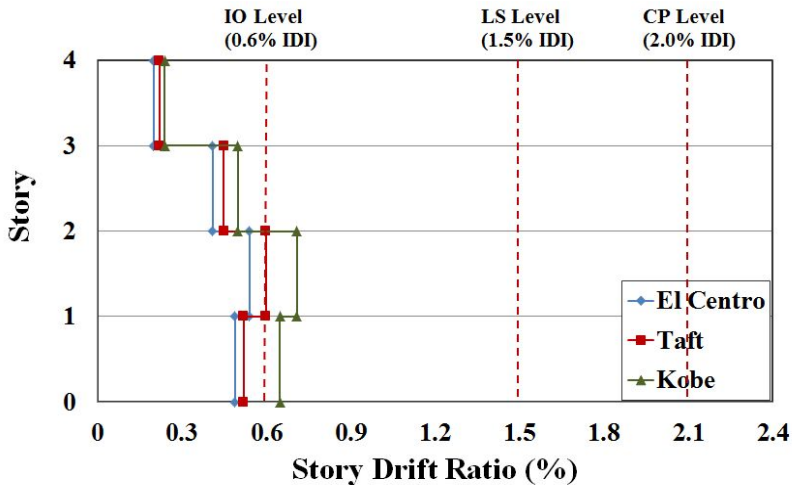


(a) 장변방향

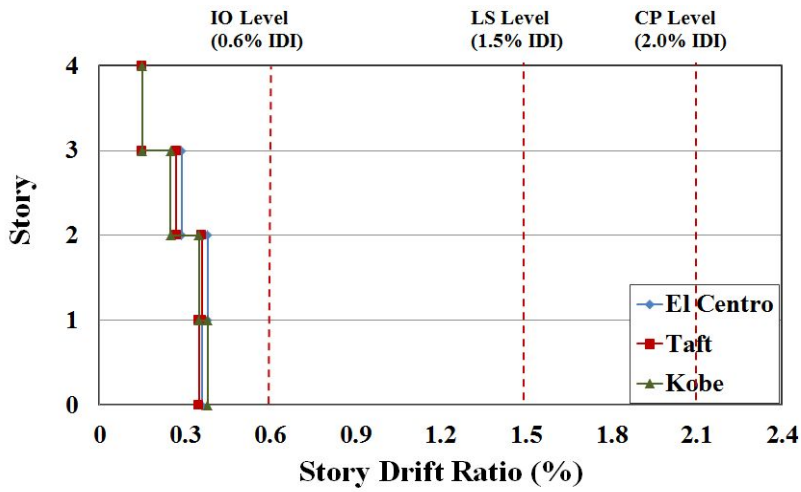


(b) 단변방향

그림 4.16 A동 구조물 층간 변위비



(a) 장변방향



(b) 단변방향

그림 4.17 B동 구조물 층간 변위비

4.3 대상 구조물간 충돌 및 이격 가능성 검증

그림 2.13 평면도에서 확인할 수 있듯이 서로 다른 형태 및 부재배치, 지반상태, 중량 등을 가지고 있는 A동과 B동은 200mm의 신축이음(expansion Joint)으로 연결되어 있으나 두 건물의 기둥 사이 간격을 확인한 결과 50mm 정도의 여유 간격만이 존재함을 확인하였다. 지진 발생 시 각 구조물의 주기(표 4.3)를 확인한 결과 서로 상이함을 확인하였으며 지진발생 시 두 구조물 사이에 충돌로 인해 부재의 파괴를 야기할 수 있고 신축이음의 신축성 이상의 변위 발생 시 이음부에서 파괴가 발생할 수 있다.

이를 검증하기 위해 한 개의 평면에 대상 구조물 2개동을 같이 모델링한 후 비선형 시간이력해석을 수행하여 각 지진파별 동간 응답 변위를 분석하여 대상 구조물간 충돌 및 이격 가능성에 대해 검증하고자 한다.

그림 4.18에 지진 발생 시 인접 구조물간 거동 형태를 나타내었다.

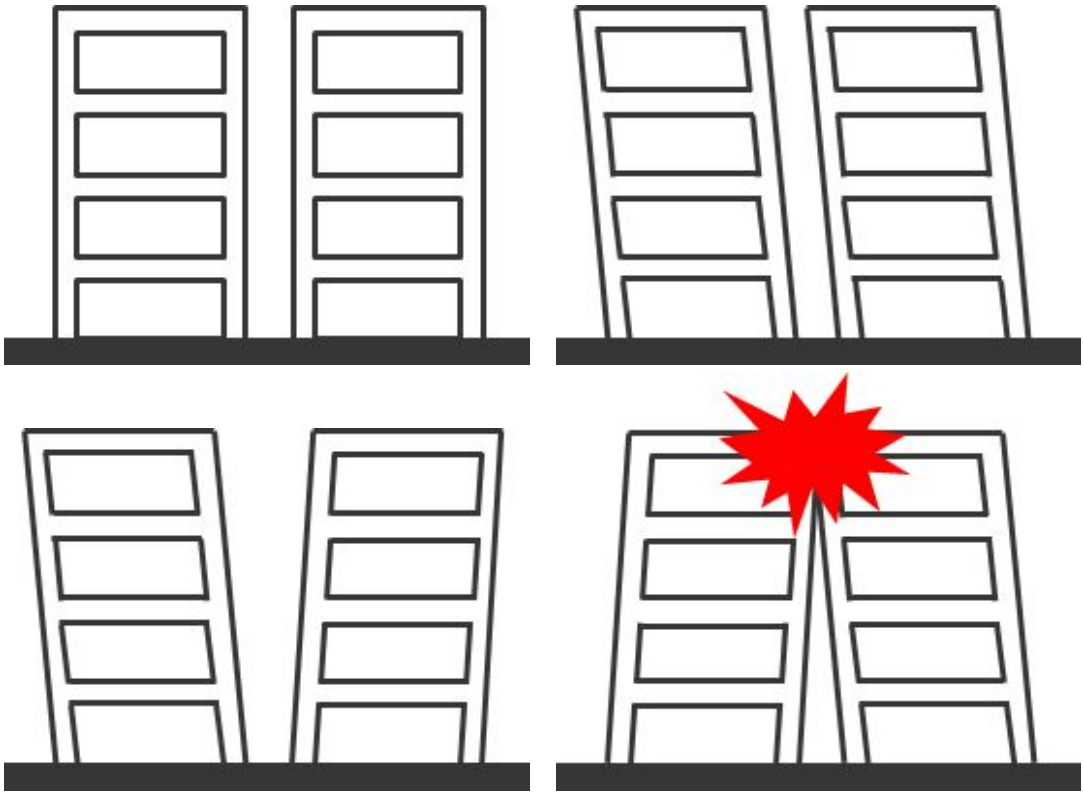


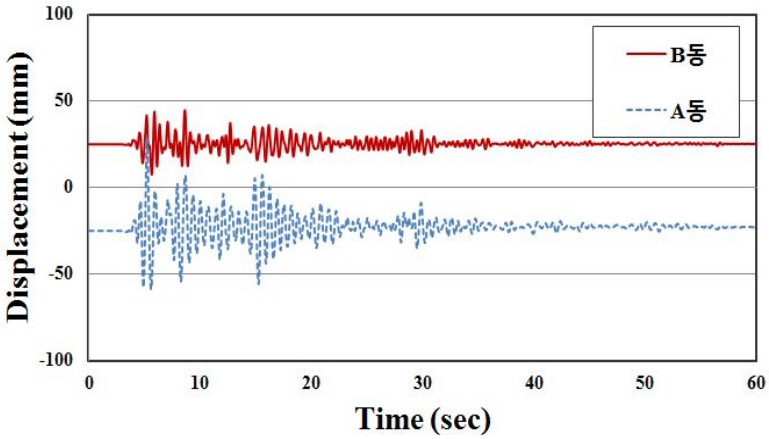
그림 4.18 지진 발생 시 인접 구조물간 거동 형태

그림 4.19에 A동 구조물과 B동 구조물의 비선형 시간이력해석에 의한 동간 응답 변위를 비교하여 나타내었다. 변위 원점을 A동(-25mm)과 B동(+25mm) 이동하여 50mm의 여유간격을 두었으며, 2개동의 응답변위가 겹치는 부분에서 충돌이 발생하며 서로 멀어지는 부분에서는 이격이 발생한다.

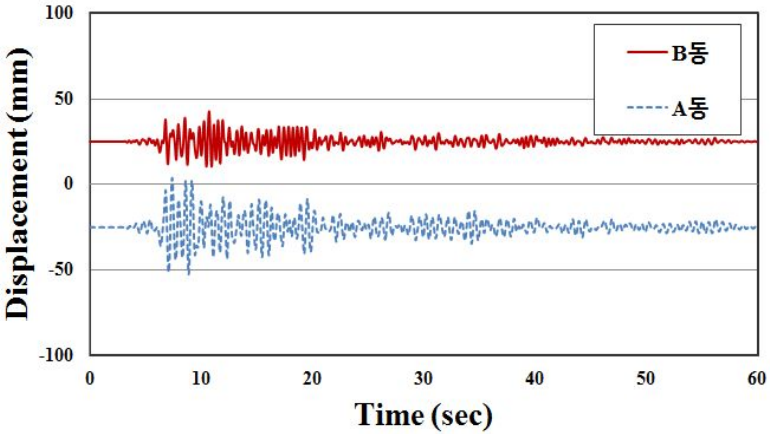
분석 결과 , El Centro, Kobe 지진파에서 A동과 B동의 응답변위가 겹치는 구간(충돌)이 발생하였으며 모든 지진파의 경우에서 멀어지는 구간(이격)이 발생하는 것을 확인하였다.

보다 명확히 각 동간 충돌 및 이격에 대해 확인하기 위해 그림 4.20에 지진파별 충돌 및 이격 구간 구조물의 거동(좌측 구조물: A동, 우측 구조물: B동)을 나타내었다.

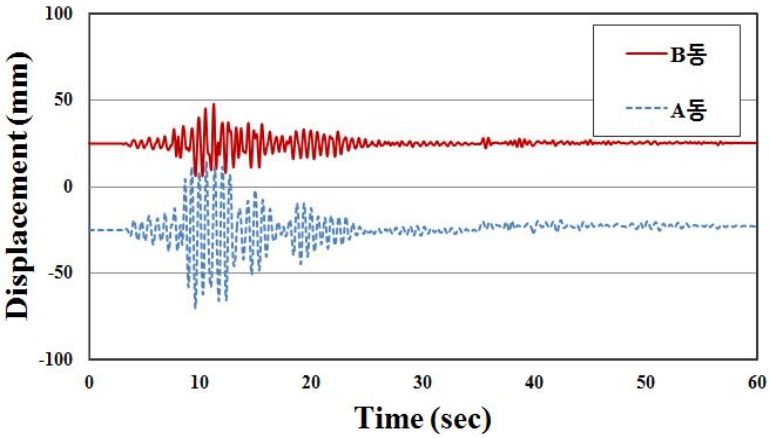
분석 결과 각 동간의 충돌 및 이격에 의한 피해가 발생할 것으로 확인되었다.



(a) El Centro

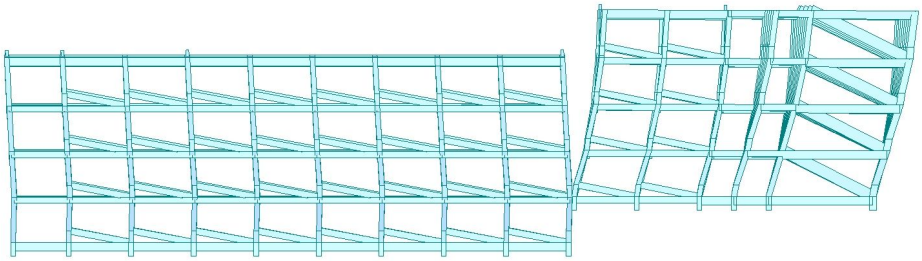


(b) Taft

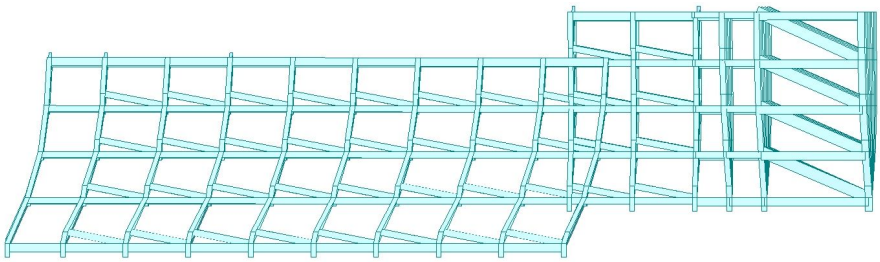


(c) Kobe

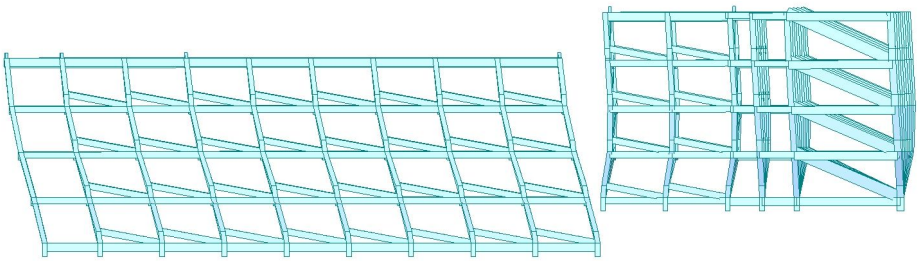
그림 4.19 동간 응답 변위 비교



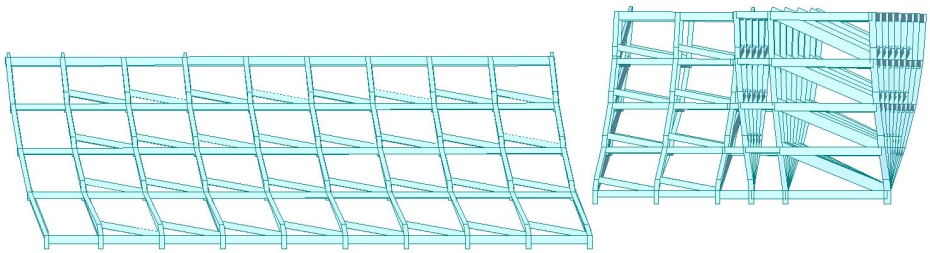
(a) El Centro - 이격 (5.06초) - 좌: A동, 우: B동



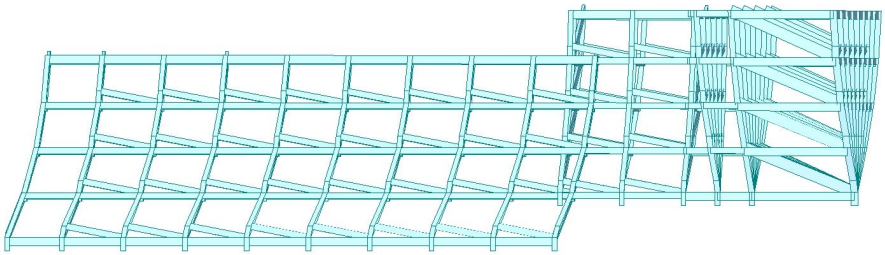
(b) El Centro - 충돌 (6.04초) - 좌: A동, 우: B동



(c) Taft - 이격 (8.44초) - 좌: A동, 우: B동



(d) Kobe - 이격 (11.8초) - 좌: A동, 우: B동



(e) Kobe - 충돌 (11.36초) - 좌: A동, 우: B동

그림 4.20 충돌 및 이격 구간의 구조물의 거동

4.4 소결

본 장에서는 대상 구조물의 지진응답특성을 파악하기 위해 비선형 시간이력해석을 수행하여 다음과 같은 결과를 얻었다.

1. El centro, Taft, Kobe 지진파를 사용한 비선형 시간이력해석을 수행하여 응답변위, 응답가속도, 응답주기, 층간변형각을 검토하였다.

2. 비선형 시간이력해석 결과, A, B동의 구조물은 상이한 지진응답거동을 나타내었다. 이는 두 구조물의 형태, 부재배치, 지반상태, 중량 등의 차이에 의한 것으로 판단된다.

3. 대상 구조물 간 응답변위가 겹치는 구간(충돌)과 멀어지는 구간(이격)의 가능성을 검증하기 위해 A동 장변방향 - B동 단변방향의 응답변위를 확인한 결과, A동과 B동의 충돌과 이격이 발생되는 것이 확인되어 두 구조물간 피해가 발생할 것으로 판단된다.

따라서, 비선형 정적 푸쉬오버 해석시에 내진성능을 만족하는 것만으로 구조물의 안전성을 확보하기에는 무리가 있다. 특히, 신축이음을 이용한 비정형 구조물이나 인접하여 건축된 구조물의 경우 비선형 시간이력을 통해 충돌 및 이격여부를 검토할 필요가 있다.

제5장 연결제진시스템을 적용한 대상 구조물의 지진응답 특성

연결제진시스템이란 서로 다른 주기비를 가진 두 개의 구조물을 에너지 소산장치로 연결하여 지진 발생 시 서로 다른 응답 변위의 차이에 근거하여 두 구조물 사이에 설치 된 제진장치를 통해 에너지를 소산시켜 두 구조물의 내진성능을 향상시키는 방법이다. 이에 대한 대책으로 A동과 B동 사이에 강체 및 댐퍼를 설치하는 연결제진시스템을 적용시켜 지진발생 시 제진부재를 통해 지진에너지 흡수함으로써 변위 및 가속도를 감소시킬 뿐만 아니라 각 구조물의 주기를 유사하게 만들어 줌으로써 충돌 및 이격에 의한 신축이음부 파괴를 방지하여 대상 구조물의 피해를 줄이고자 한다.

5.1 연결제진구조물의 지진 응답 해석 개요

해석 모델은 그림 5.2와 같이 4층의 구조물을 가정하였다. 여기서 지반운동의 변위를 y_0, S조와 RC조의 질점의 질량을 m_A, m_B, 각 구조물의 강성을 k_A, k_B, 점성 감쇠 계수를 C_A, C_B, 지반운동에 대한 상대 변위를 y_A, y_B, 댐퍼 강성을 k_{di}(i=1,2,3,4), 원형강관댐퍼의 복원력을 Q_{di}(i=1,2,3,4), 단독 진동 시 감쇠 정수 H_A, H_B로 나타내었다. 또한 각 질점에 작용하는 힘은 그림 5.3, 5.4에 나타내었다.

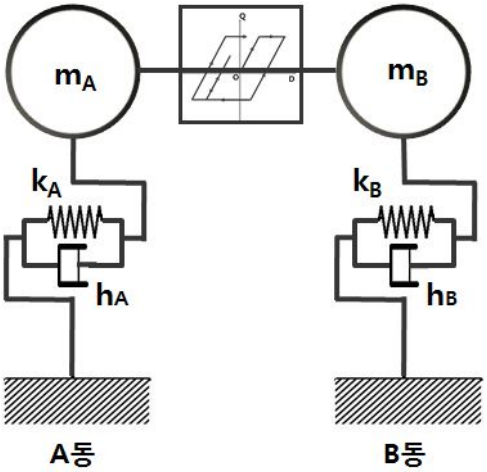


그림 5.1 연결제진구조물의 개념도

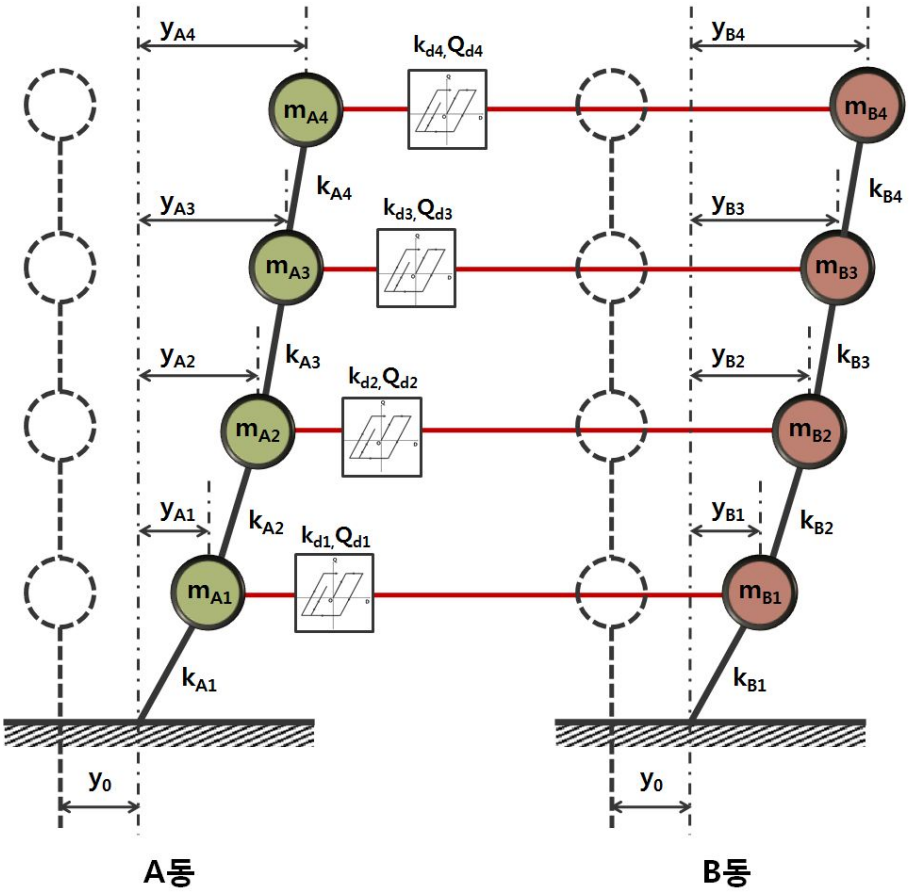


그림 5.2 연결제진구조물의 해석모델

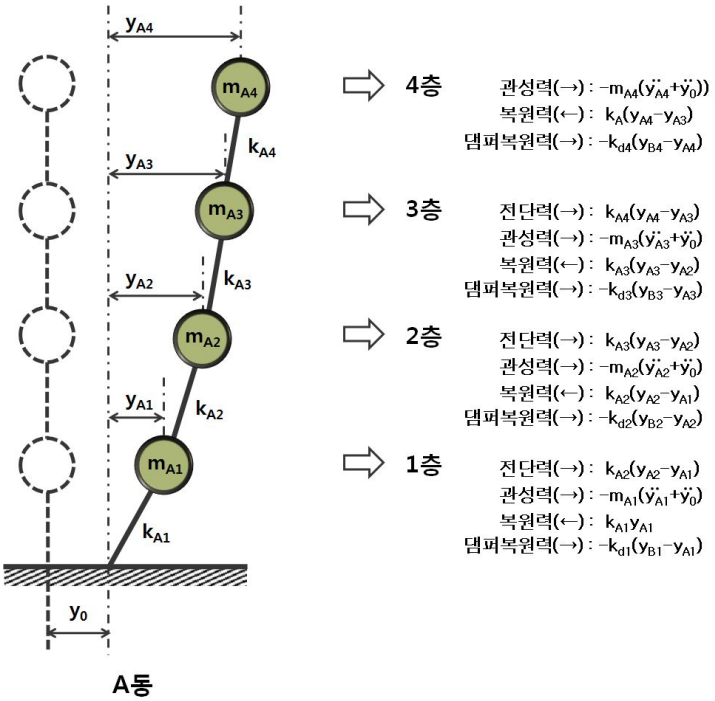


그림 5.3 A동 각 질점에 작용하는 힘

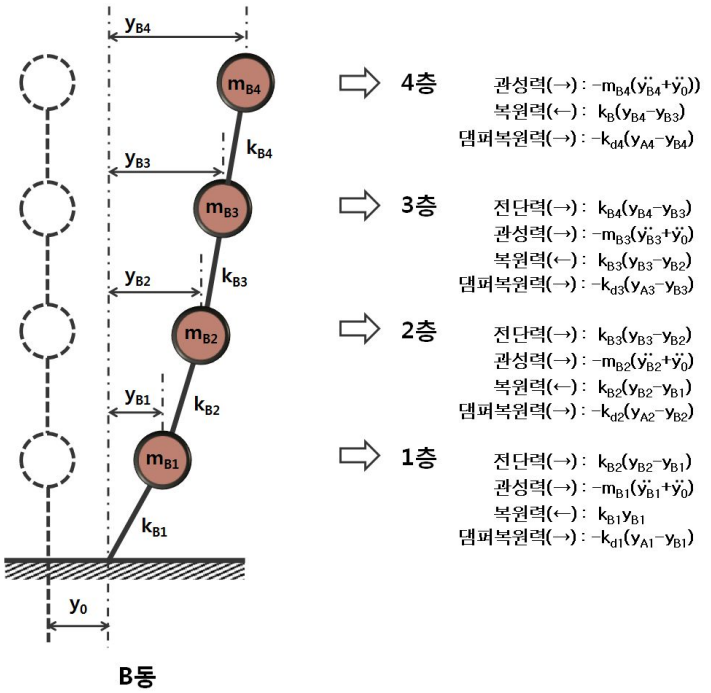


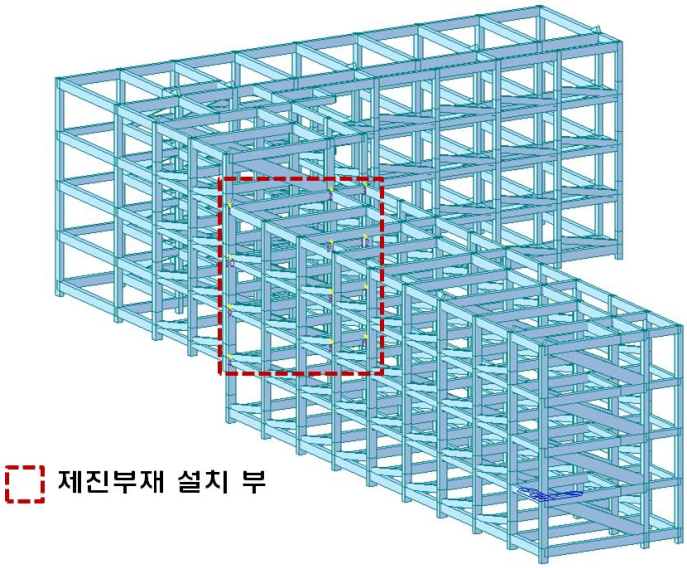
그림 5.4 B동 각 질점에 작용하는 힘

5.2 비선형 시간이력해석을 통한 연결제진시스템의 보강 효과 검증

5.2.1 해석모델

그림 5.5에 연결제진시스템의 모델링을 나타내었다. 신축이음으로 연결된 A, B동 구조물 각 기둥부(A동 2층-B동 1층, A동 3층-B동 2층, A동 4층-B동 3층에 연결)에 3개씩 총 12개의 강체 또는 댐퍼를 설치하였다.

그림 5.6에 댐퍼의 이력 특성에 대하여 나타내었다.



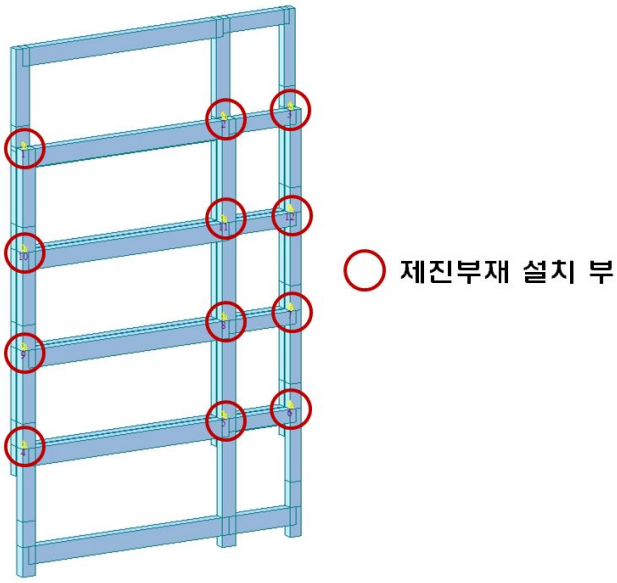
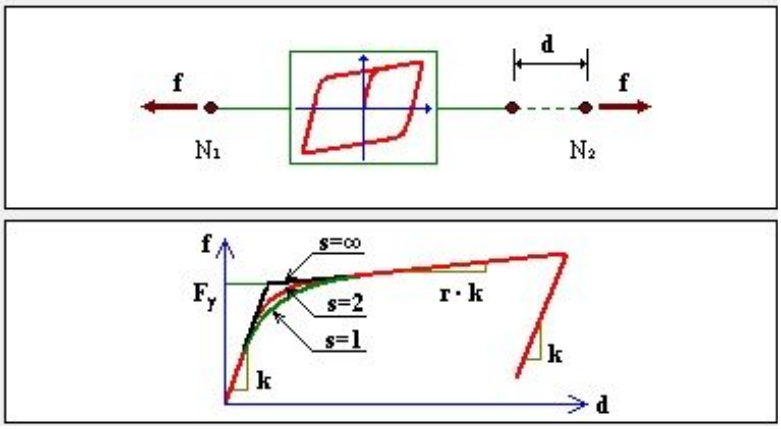


그림 5.5 연결제진시스템 모델링

$$f = r \cdot k \cdot d + (1 - r) F_y \cdot z$$

$$\dot{z} = \frac{k}{F_y}\left[1 - |z|^5 \{\alpha \cdot \mathrm{sign}(\dot{d} \cdot z) + \beta\}\right]\dot{d}$$



Stiffness (k) : 스프링의 항복 전 초기 강성

Yield Strength (F_y) : 스프링의 항복 강도

Post Yield Stiffness Ratio (r) : 항복 후 접선강성을 항복 전의 초기강성으로 나눈 비율

Yielding Exponent (s) : 항복점 부근의 하중-변형 곡선 형상을 결정하는 파라미터 (큰 값을 가질수록 Bilinear에 가까운 형상을 나타냄.)

Hysteretic Loop Parameter (α) : 이력곡선의 형상을 결정하는 상수

Hysteretic Loop Parameter (β) : 이력곡선의 형상을 결정하는 상수

Effective Damping (C_e) : 병렬로 연결되는 부가적인 선형점성감쇠 상수

그림 5.6 댐퍼 이력 특성

표 5.1에 해석매개변수를 나타내었다. 연결조건 차이에 의한 연결제진시스템의 효과를 검토하기 위해 강체접합과 댐퍼접합을 사용하였다. 또한, 제진부재로서 댐퍼 사용시 최적 효과(응답 변위 및 응답 가속도 감소)를 얻기 위한 최적댐퍼내력을 산정하기 위해 12개 댐퍼의 총 항복내력(F_y)을 200kN, 400kN, 600kN, 800kN, 1000kN, 1200kN, 2400kN, 3600kN, 4800kN, 6000kN, 7200kN의 11가지 경우에 대하여 비선형 시간이력해석을 수행하였다.

표 5.1 해석매개변수

연결제진시스템의 연결조건	항복내력
강 체	∞
댐 퍼	200kN, 400kN, 600kN, 800kN, 1000kN, 1200kN, 2400kN, 3600kN, 4800kN, 6000kN, 7200kN

5.2.2 제진성능곡선

본 절에서는, 댐퍼를 이용하여 두 구조물을 연결했을 경우 최대응답저감율에 대하여 검토하였다. 최대응답저감율(R)은 식 5.1로 나타낼 수 있다.

$$R = (X_{non} - X_{connect})/X_{non} \times 100 \qquad (5.1)$$

여기서, R : 최대응답저감율(%)

X_{non} : 비연결 시 최대응답

$X_{connect}$: 연결 시 최대응답

댐퍼의 항복내력에 따른 대상 구조물의 A동 구조물의 최대응답저감율을 가로축으로 하고 B동 구조물의 최대응답저감율을 세로축으로 하는 연결제진구조물의 제진성능곡선을 작성하였다. 제진성능곡선은 대상 구조물의 최적응답저감율에 대응하는 댐퍼의 항복내력를 얻을 수 있기 때문에, 댐퍼의 설계 시에 필요한 정보를 얻을 수 있다.

그림 5.7에 A동과 B동 구조물의 응답변위저감율의 상관관계를 나타내었고, 그림 5.8에 제진성능곡선의 정의를 나타내었다. 제진성능곡선에서 A동, B동 구조물의 응답이 동시에 감소하면서 응답저감율이 가장 큰 부분에서 최적댐퍼내력을 알 수 있다.

그림 5.7 대상 구조물의 응답저감율 상관관계

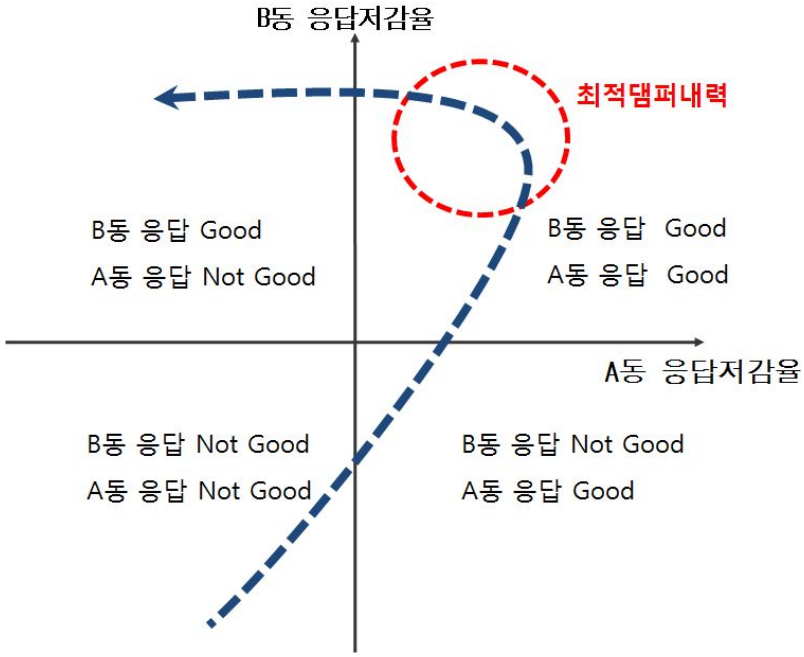
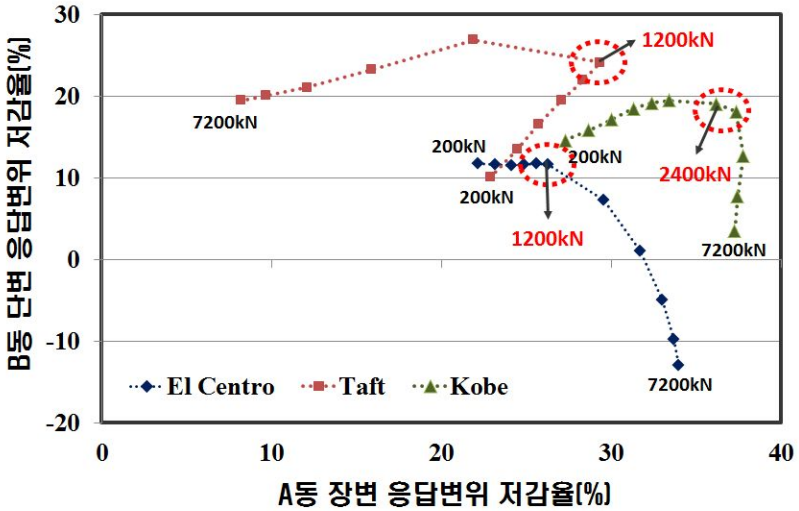
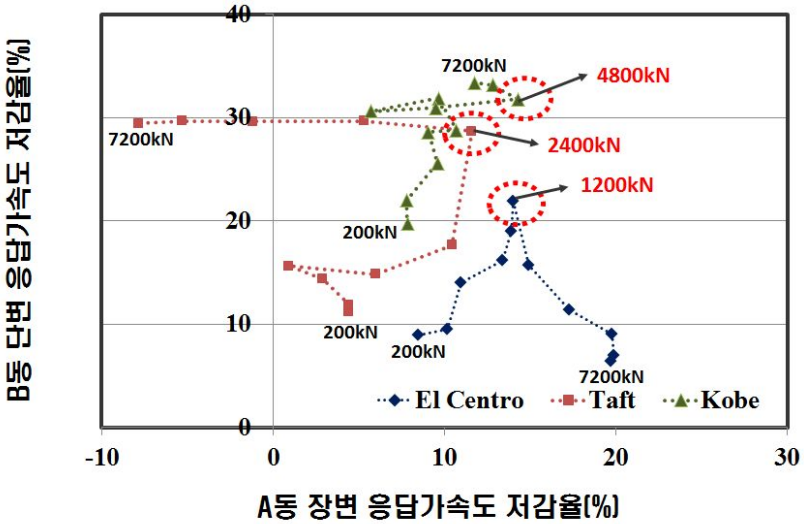


그림 5.8 제진성능곡선의 정의

그림 5.9 ~ 5.10에 댐퍼 내력별 구조물의 제진성능곡선을 나타내었다.

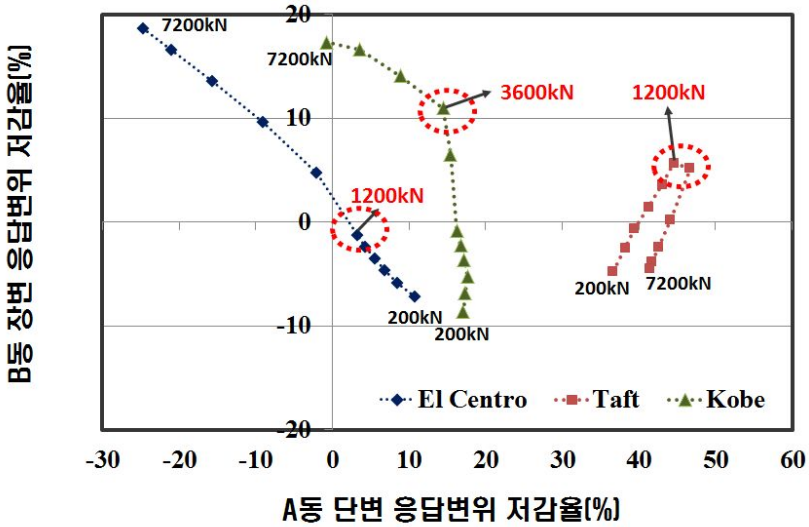


(a) 응답변위 제진성능곡선

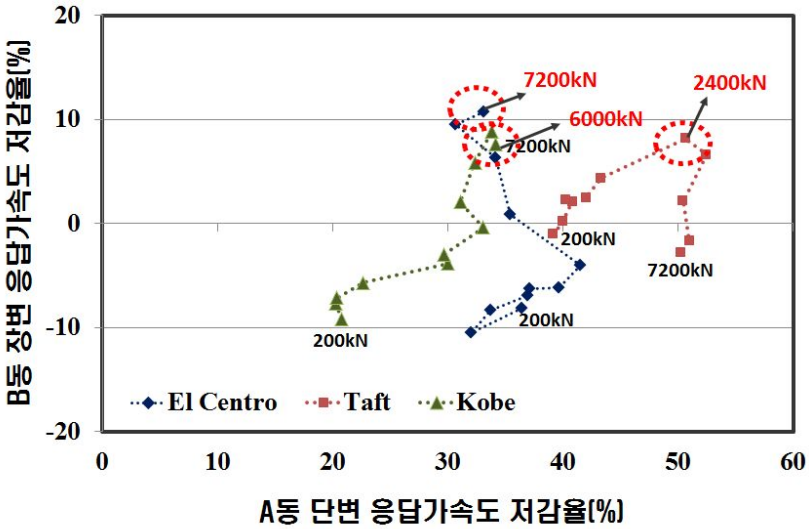


(b) 응답가속도 제진성능곡선

그림 5.9 제진성능곡선(A동 장변-B동 단변)



(a) 응답변위 제진성능곡선



(b) 응답가속도 제진성능곡선

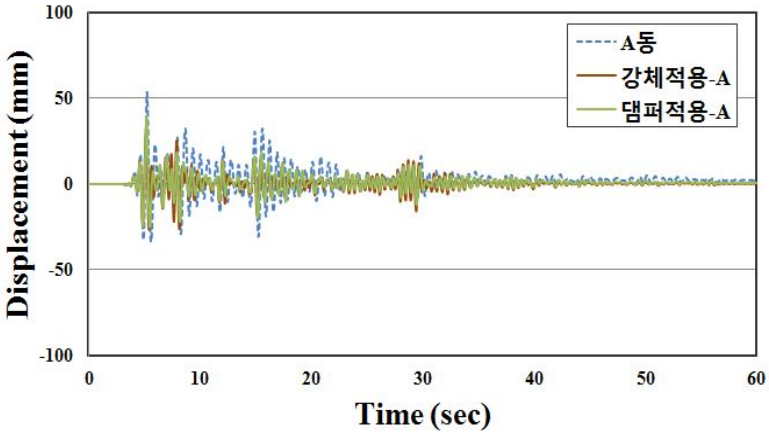
그림 5.10 제진성능곡선(A동 단변-B동 장변)

제진성능곡선을 통해, 응답변위저감율, 응답가속도저감율 모두 지진파별로 차이는 있으나 평균적으로 댐퍼내력이 1200kN 일 때 가장 효과적인 것으로 나타나, 최적댐퍼 내력은 1200kN으로 설정하였다.

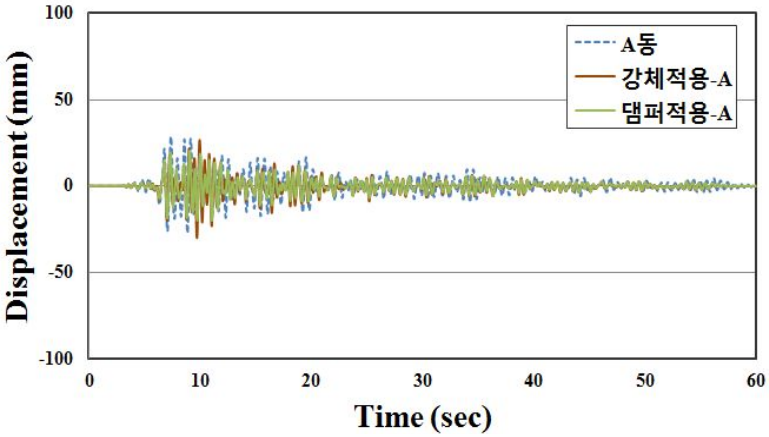
5.3 연결제진시스템을 적용한 대상 구조물의 지진응답결과

5.3.1 응답 변위

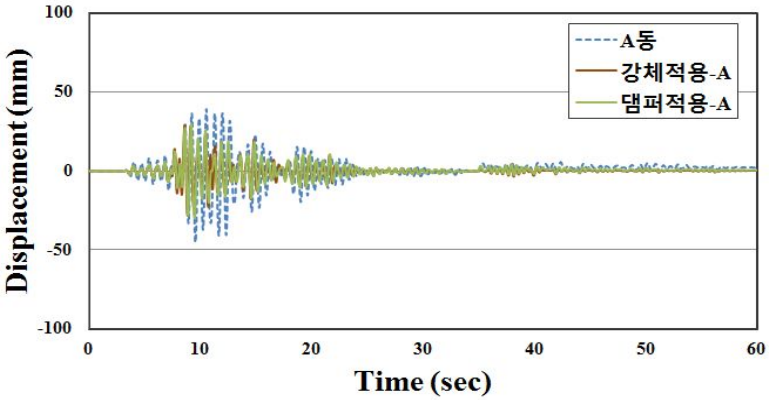
대상 구조물 A동(최상층),B동(3층)의 대상 구조물 응답 변위를 그림 5.11 ~ 5.14에 나타내었다. 또한, 그림 5.15, 표 5.2에 대상 구조물 최대 변위를 나타내었다.



(a) El Centro

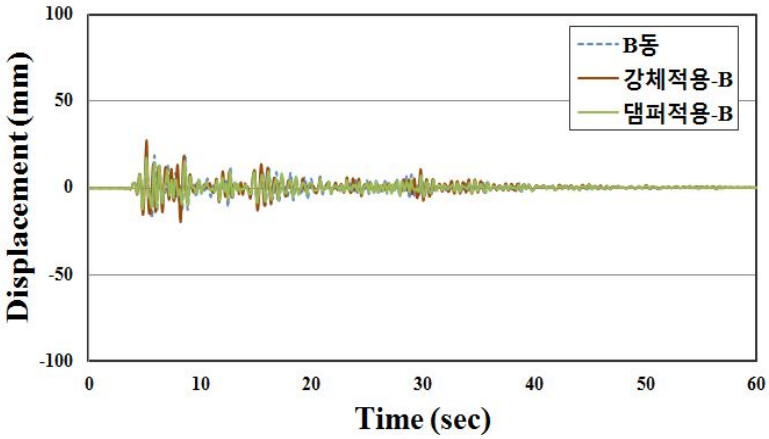


(b) Taft

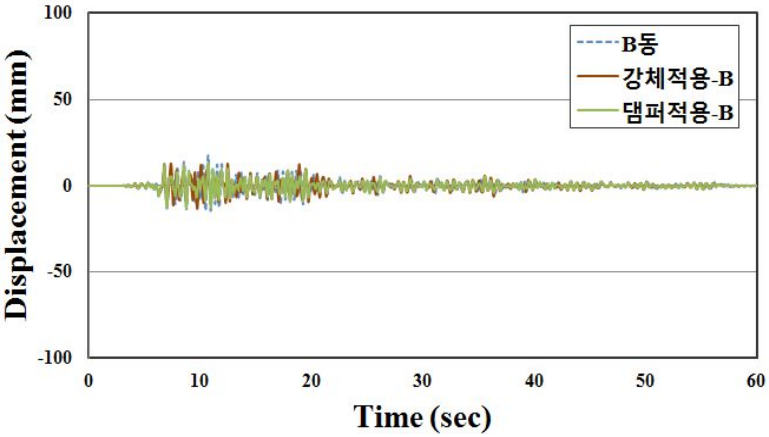


(c) Kobe

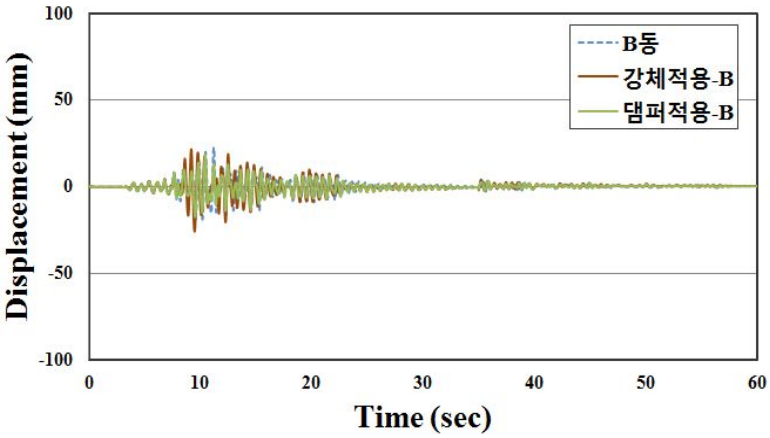
그림 5.11 A동 구조물 장변 응답 변위 (연결제진시스템 적용)



(a) El Centro

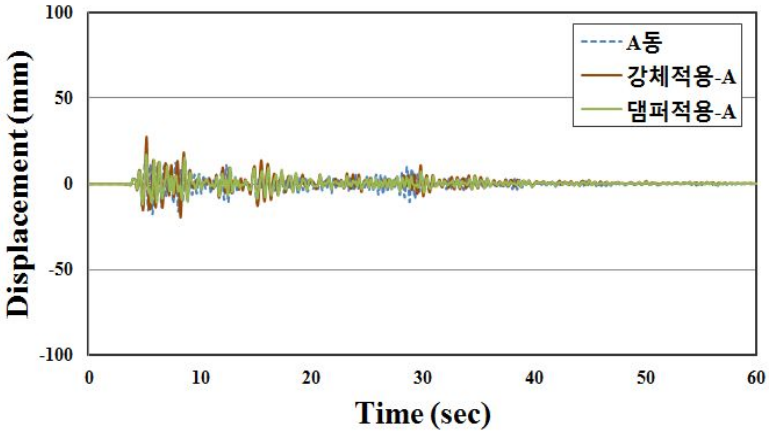


(b) Taft

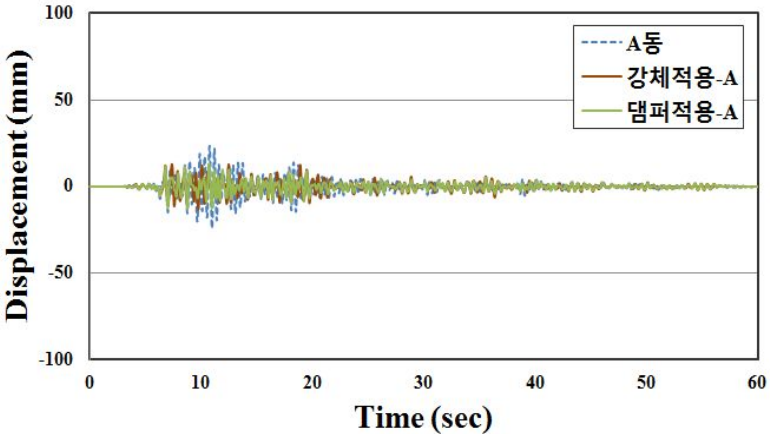


(c) Kobe

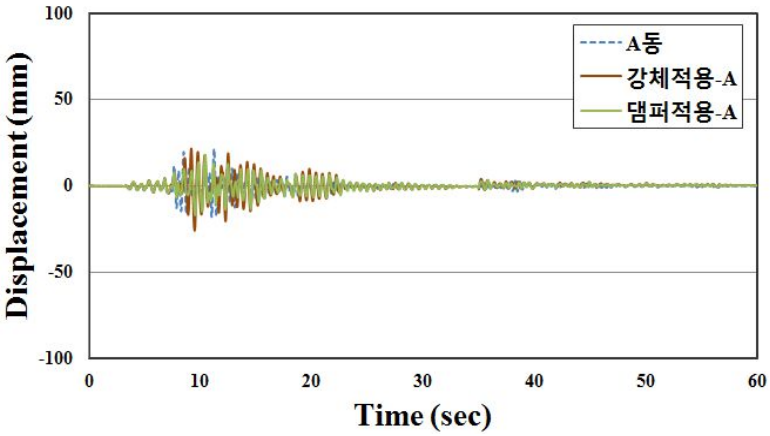
그림 5.12 B동 구조물 단변 응답 변위 (연결제진시스템 적용)



(a) El Centro

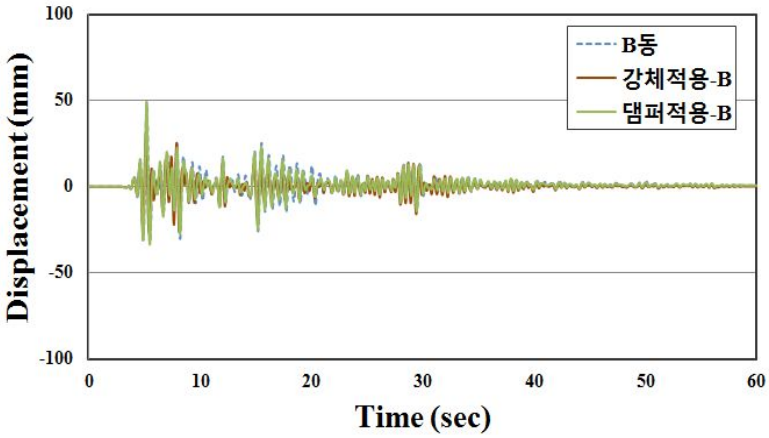


(b) Taft

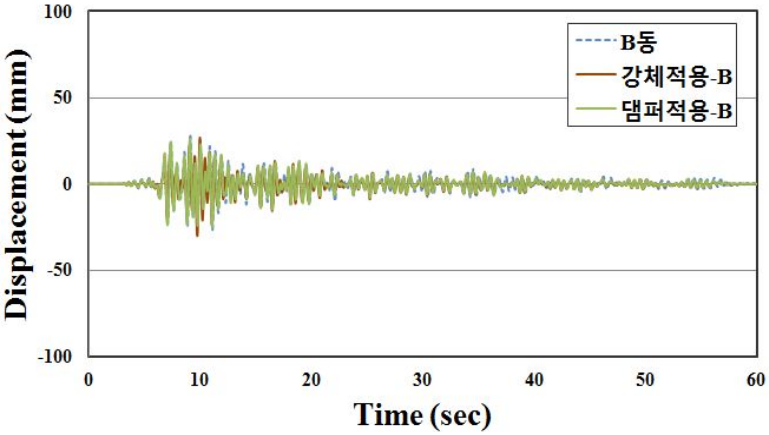


(c) Kobe

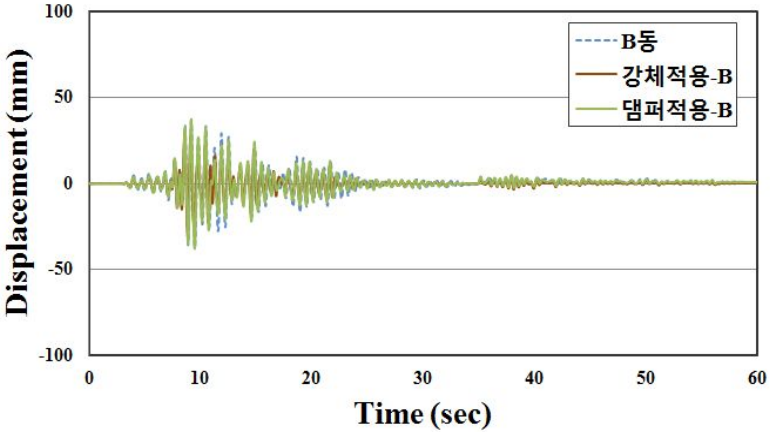
그림 5.13 A동 구조물 단변 응답 변위 (연결제진시스템 적용)



(a) El Centro

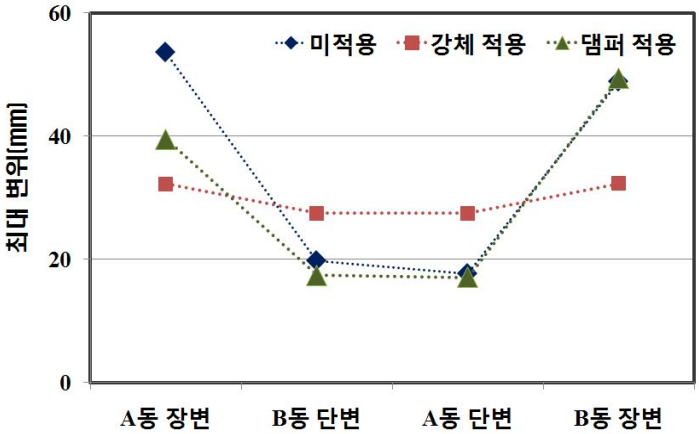


(b) Taft

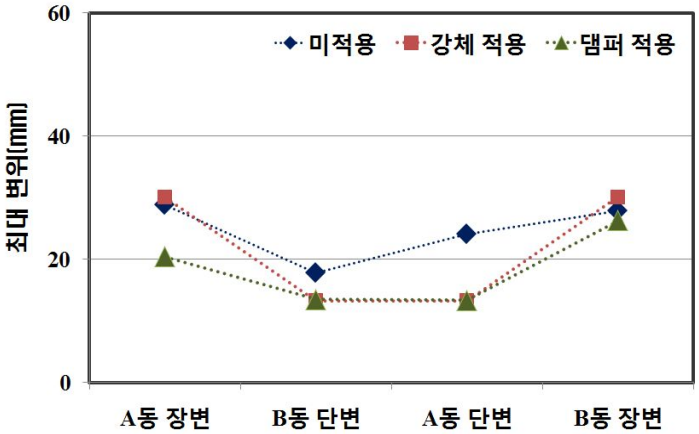


(c) Kobe

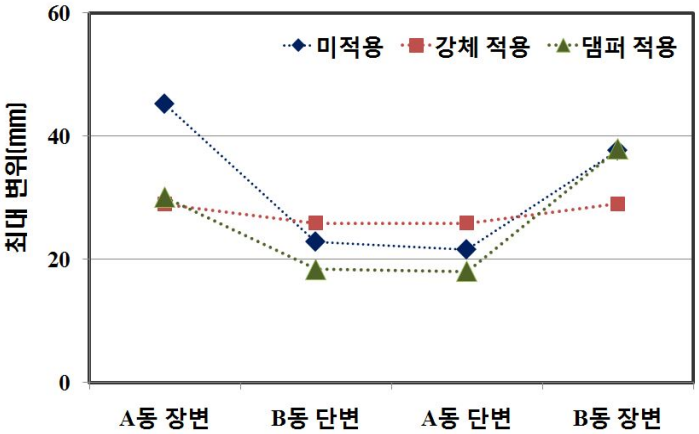
그림 5.14 B동 구조물 장변 응답 변위 (연결제진시스템 적용)



(a) El Centro



(b) Taft



(c) Kobe

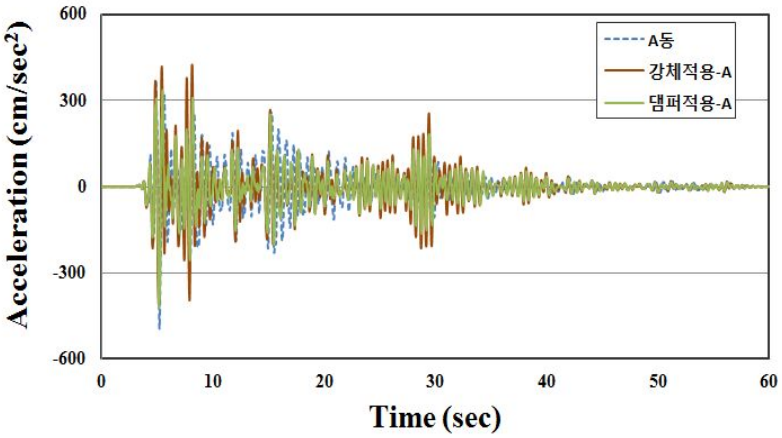
그림 5.15 대상구조물 최대 변위 (연결제진시스템 적용)

표 5.2 대상 구조물 최대 변위 (연결제진시스템 적용)

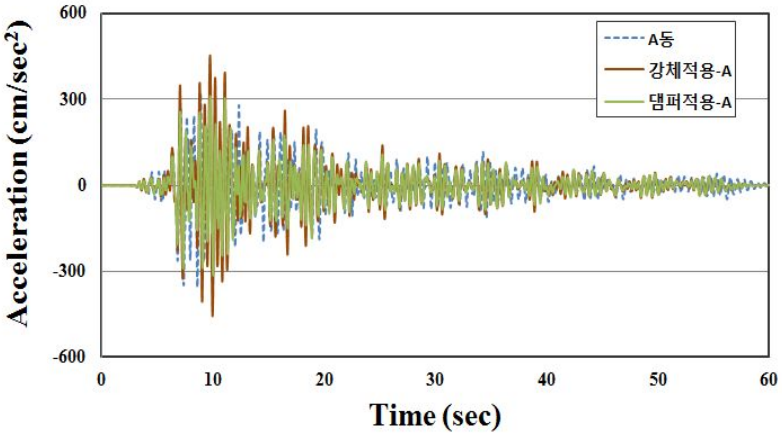
대상 구조물		연결제진시스템 적용 여부	최대 변위 (mm)		
			El Centro	Taft	Kobe
Y	A동 장변방향	미적용	53.55	28.86	45.17
		강체 적용	32.22	30.04	28.95
		댐퍼 적용	39.48	20.39	30.08
	B동 단변방향	미적용	19.72	17.75	22.8
		강체 적용	27.51	13.26	25.88
		댐퍼 적용	17.43	13.47	18.36
X	A동 단변방향	미적용	17.65	24.1	21.53
		강체 적용	27.51	13.26	25.89
		댐퍼 적용	17.06	13.35	18.03
	B동 장변방향	미적용	48.77	27.85	37.63
		강체 적용	32.34	30.14	29.01
		댐퍼 적용	49.42	26.27	37.93

5.3.2 응답 가속도

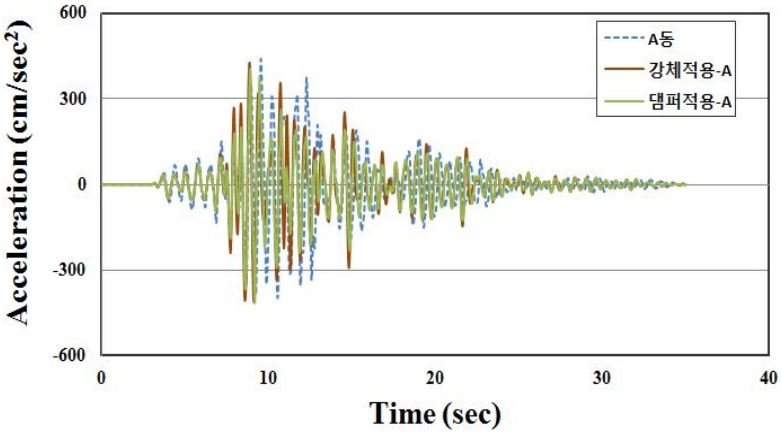
대상 구조물 A동(최상층),B동(3층)의 대상 구조물 응답 가속도를 그림 5.16 ~ 5.19에 나타내었다. 또한, 그림 5.20, 표 5.3에 대상 구조물 최대 가속도를 나타내었다.



(a) El Centro

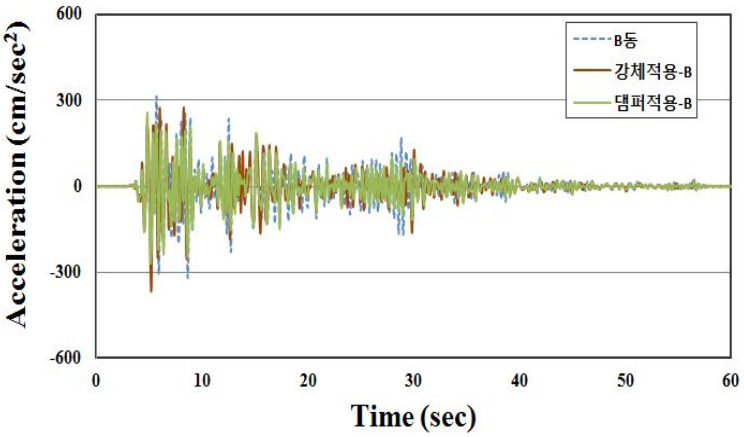


(b) Taft

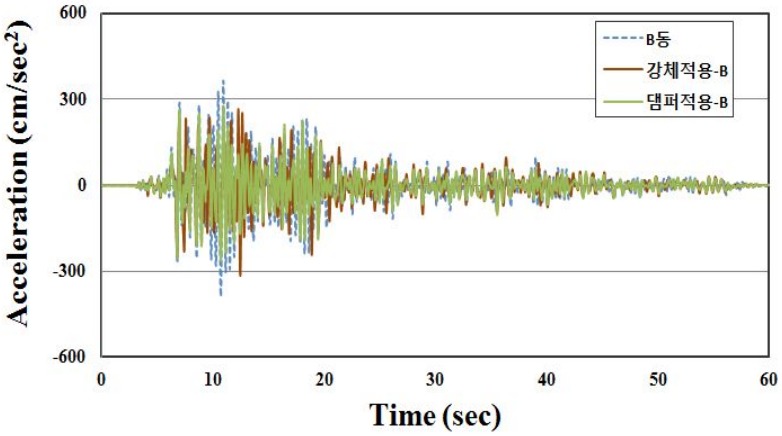


(c) Kobe

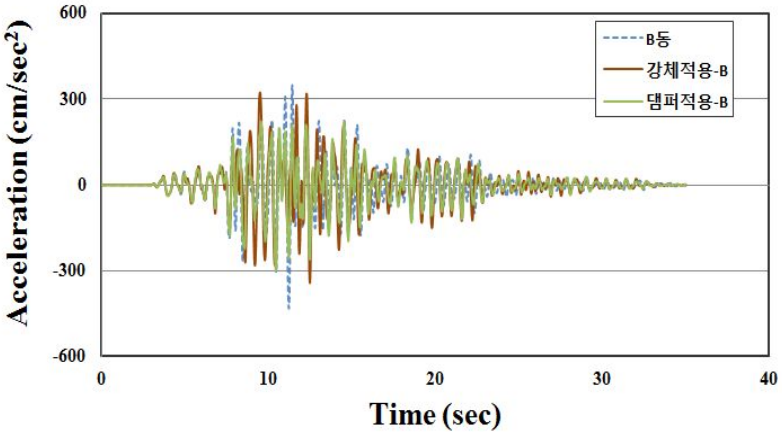
그림 5.16 A동 구조물 장변 응답 가속도 (연결제진시스템 적용)



(a) El Centro

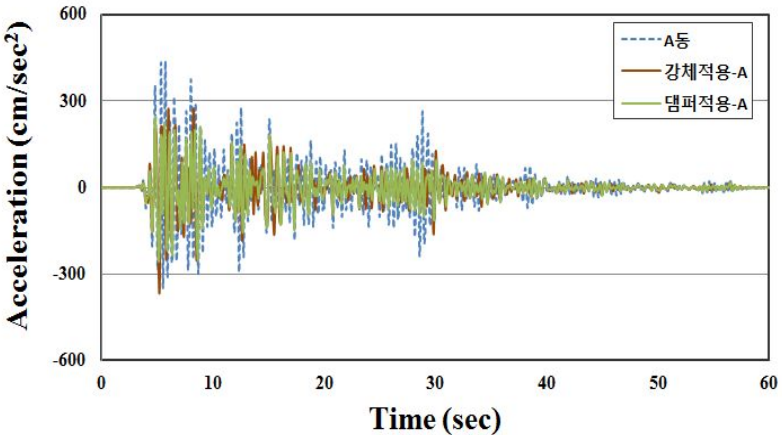


(b) Taft

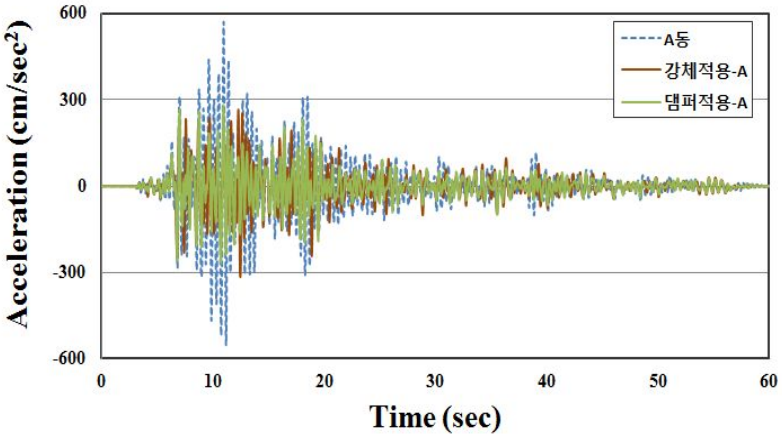


(c) Kobe

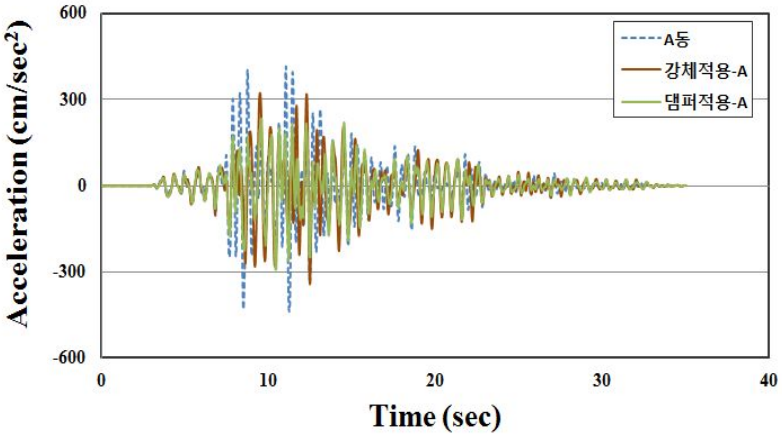
그림 5.17 B동 구조물 단변 응답 가속도 (연결제진시스템 적용)



(a) El Centro

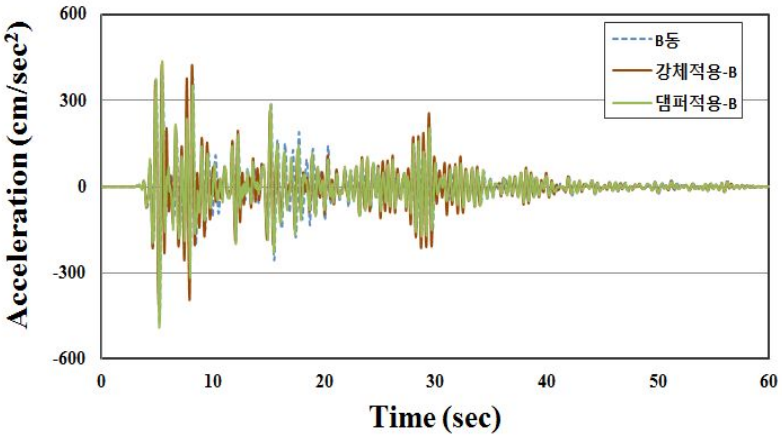


(b) Taft

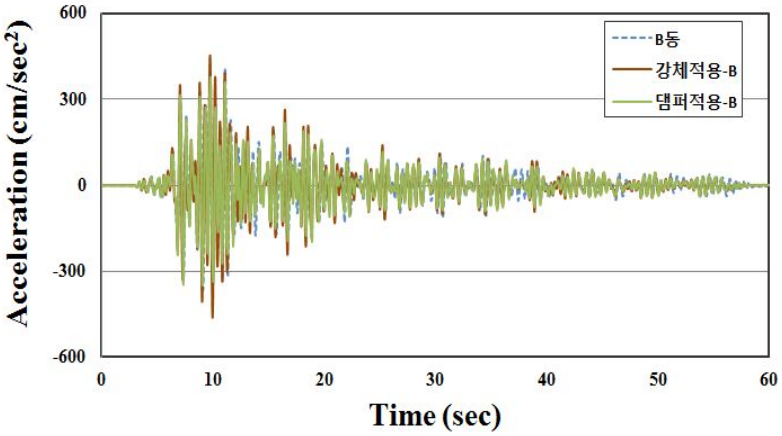


(c) Kobe

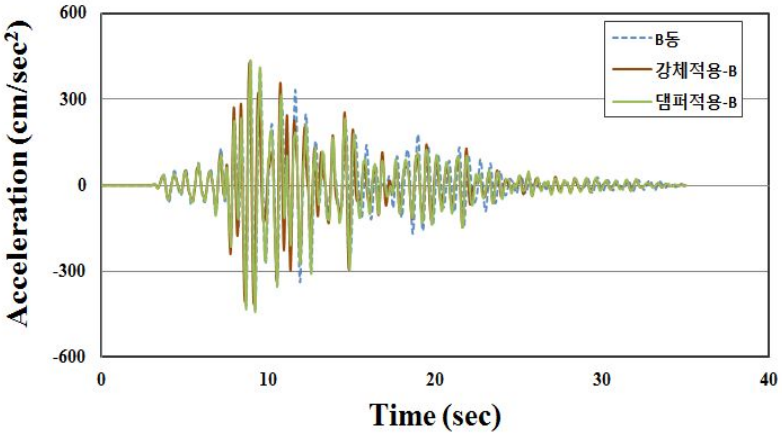
그림 5.18 A동 구조물 단변 응답 가속도 (연결제진시스템 적용)



(a) El Centro

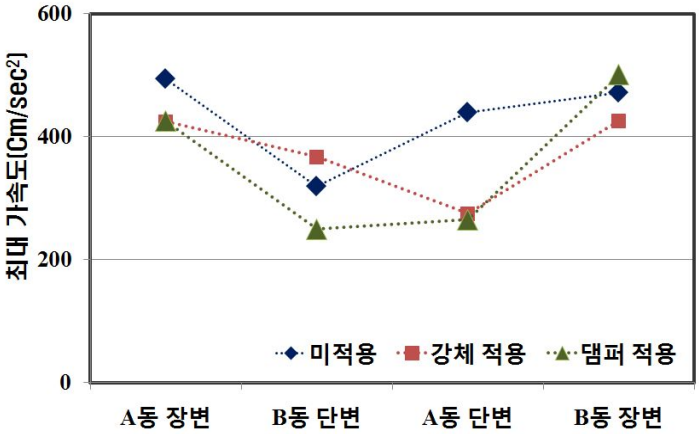


(b) Taft

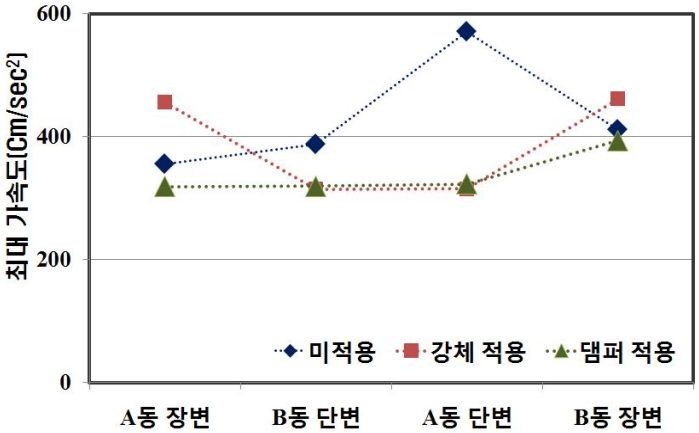


(c) Kobe

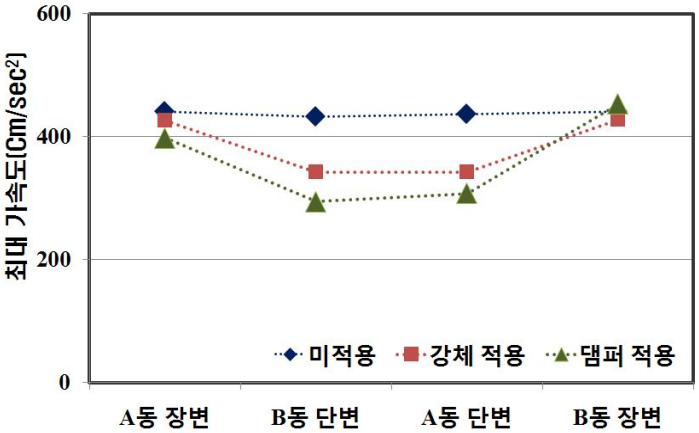
그림 5.19 B동 구조물 장변 응답 가속도 (연결제진시스템 적용)



(a) El Centro



(b) Taft



(c) Kobe

그림 5.20 대상구조물 최대 가속도 (연결제진시스템 적용)

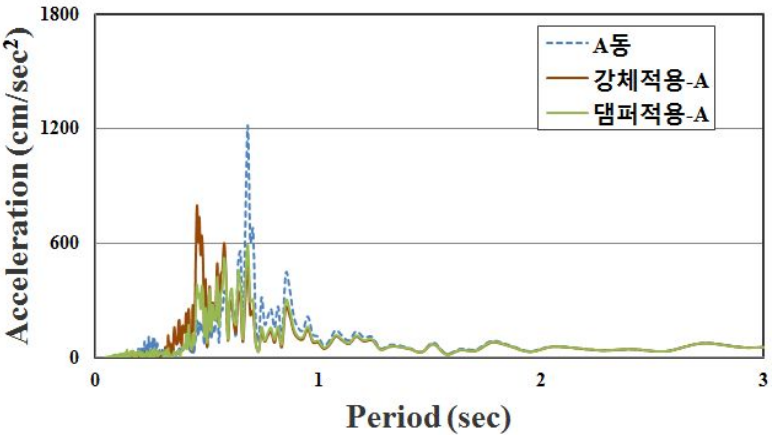
표 5.3 대상 구조물 최대 가속도 (연결제진시스템 적용)

대상 구조물		연결제진시스템 적용 여부	최대 가속도 (cm/sec^2)		
			El Centro	Taft	Kobe
Y	A동 장변방향	미적용	494.5	356.1	440.5
		강체 적용	424.5	456	426.8
		댐퍼 적용	425.3	318.9	398
	B동 단변방향	미적용	319.8	388.4	432
		강체 적용	367	315	342.3
		댐퍼 적용	249.8	319.9	294.4
X	A동 단변방향	미적용	439.1	570.6	437.1
		강체 적용	274.7	315.1	342.3
		댐퍼 적용	265.1	323.4	307.4
	B동 장변방향	미적용	471.3	411.5	440.3
		강체 적용	425.5	461.4	428.2
		댐퍼 적용	500.5	393.6	453.4

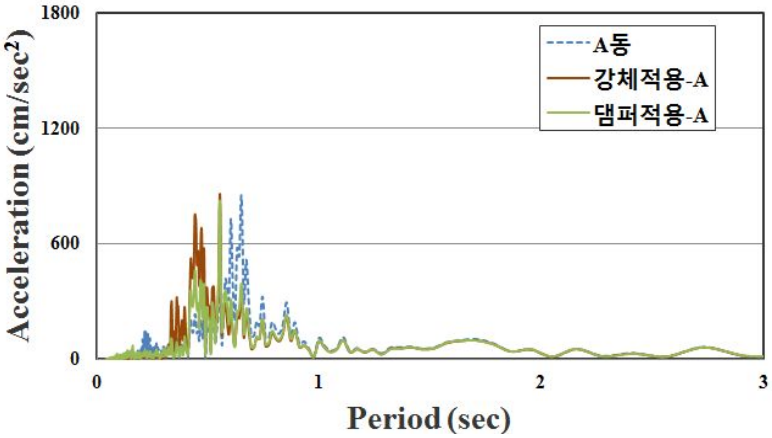
5.3.3 응답 주기

응답 주기를 그림 5.21 ~ 5.24에 나타내었다. 또한 표 5.4에 대상 구조물의 주기를 나타내었다.

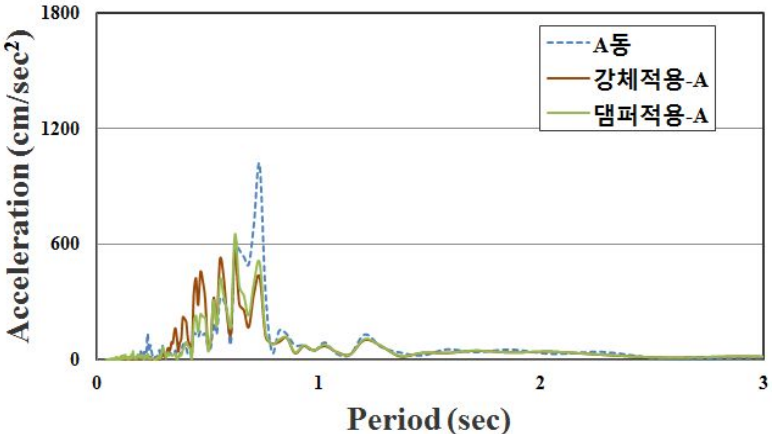
분석결과, 연결제진시스템 적용 후 El Centro 지진파를 제외한 다른 두 지진파에서 대상구조물의 A동 장변-B동 단변, A동 단변-B동 단변 주기가 같아져 충돌 및 이격으로 인한 피해가 방지됨을 확인하였다.



(a) El Centro

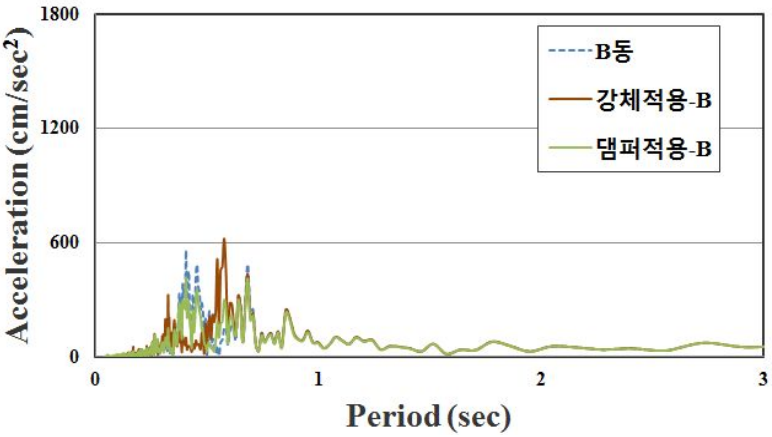


(b) Taft

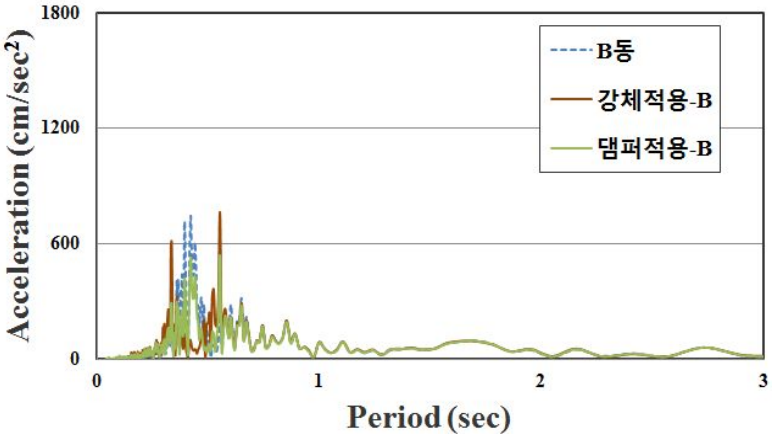


(c) Kobe

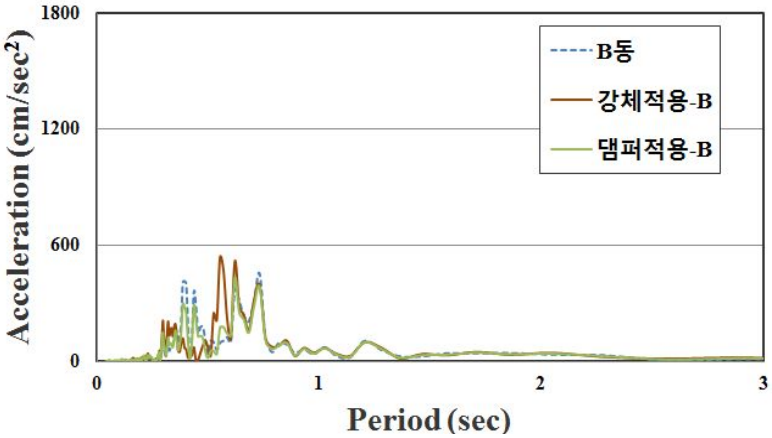
그림 5.21 A동 구조물 장변 응답 주기 (연결제진시스템 적용)



(a) El Centro

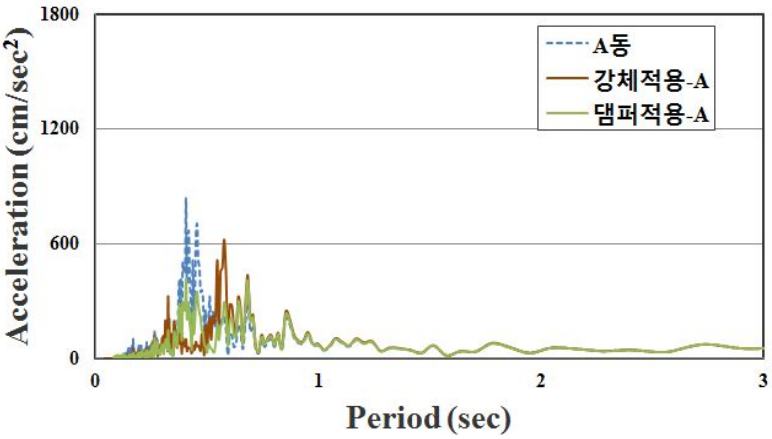


(b) Taft

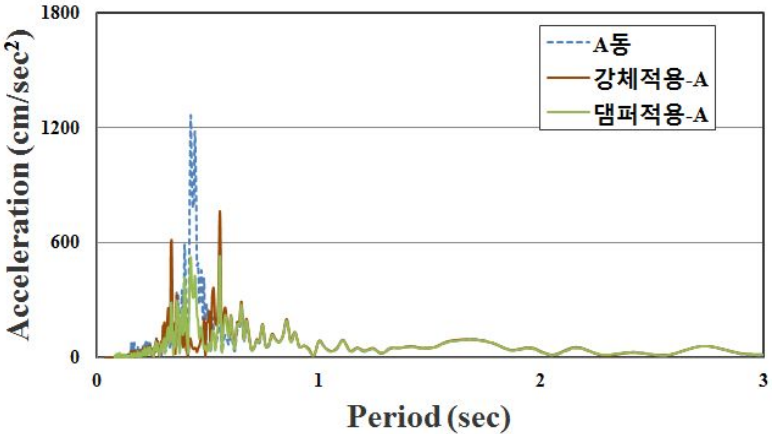


(c) Kobe

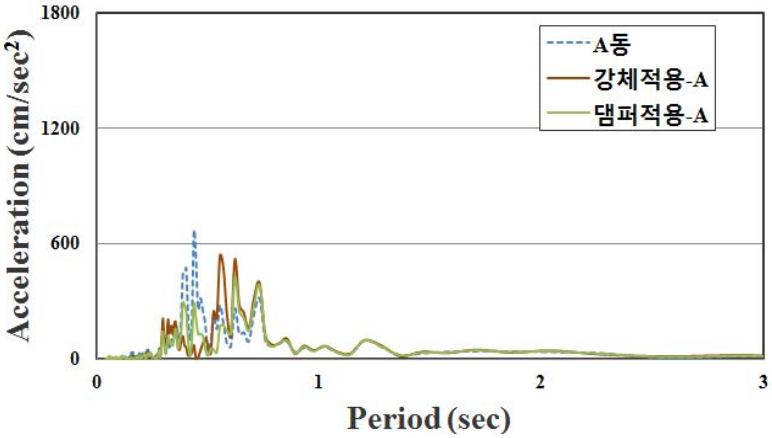
그림 5.22 B동 구조물 단변 응답 주기 (연결제진시스템 적용)



(a) El Centro

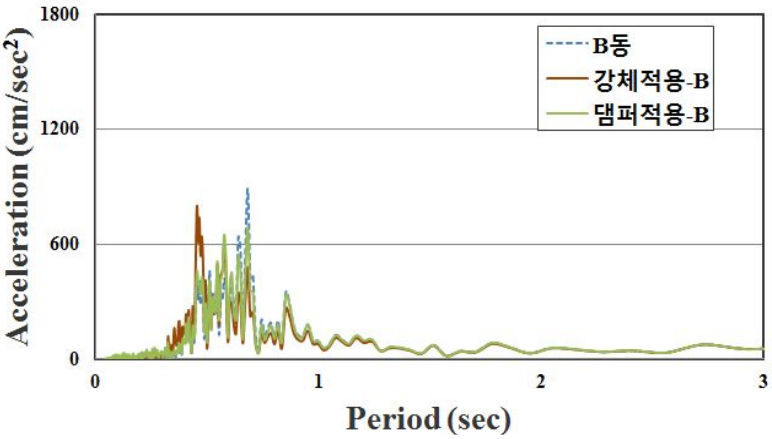


(b) Taft

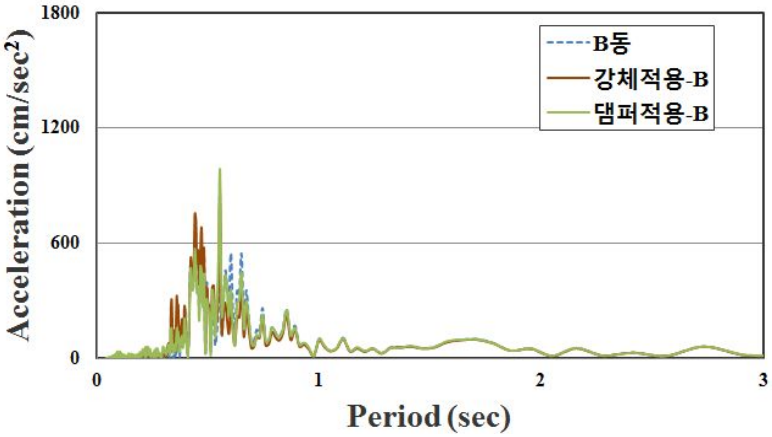


(c) Kobe

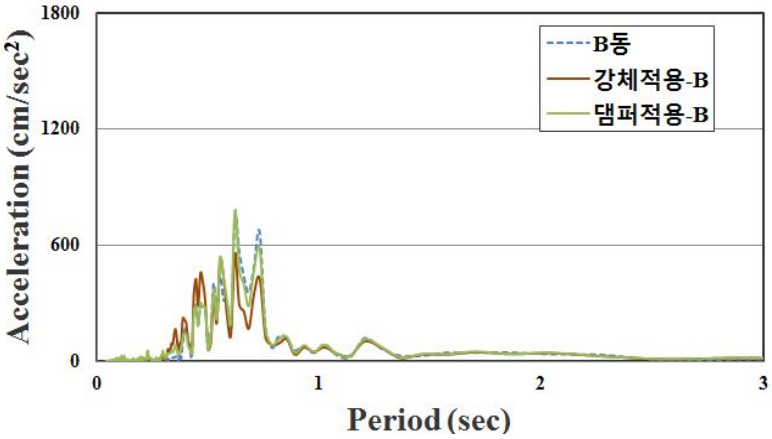
그림 5.23 A동 구조물 단변 응답 주기 (연결제진시스템 적용)



(a) El Centro



(b) Taft



(c) Kobe

그림 5.24 B동 구조물 장변 응답 주기 (연결제진시스템 적용)

표 5.4 대상 구조물 응답 주기 (연결제진시스템 적용)

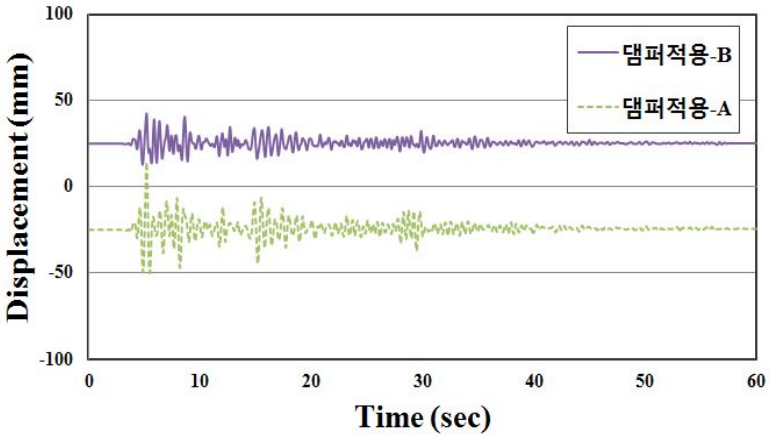
대상 구조물		연결제진시스템 적용 여부	주기 (sec)		
			El Centro	Taft	Kobe
Y	A동 장변방향	미적용	0.68	0.65	0.73
		강체 적용	0.46	0.55	0.62
		댐퍼 적용	0.68	0.55	0.62
	B동 단변방향	미적용	0.41	0.42	0.73
		강체 적용	0.58	0.55	0.55
		댐퍼 적용	0.41	0.55	0.62
X	A동 단변방향	미적용	0.41	0.42	0.44
		강체 적용	0.58	0.55	0.55
		댐퍼 적용	0.41	0.55	0.62
	B동 장변방향	미적용	0.68	0.55	0.62
		강체 적용	0.46	0.55	0.62
		댐퍼 적용	0.68	0.55	0.62

5.3.4 응답 변위 분석을 통한 충돌 및 이격

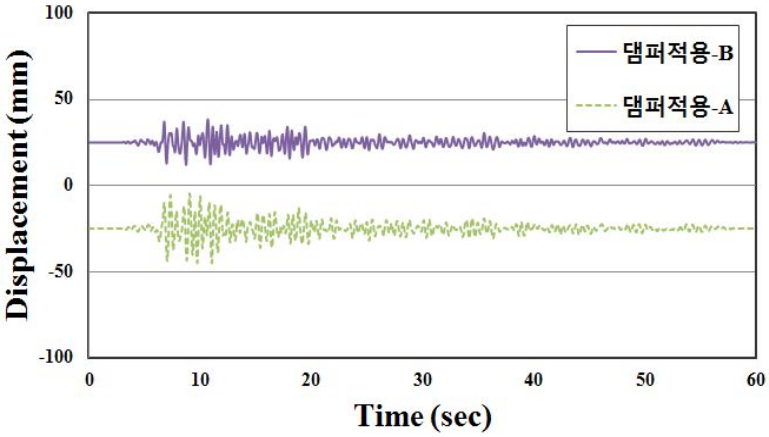
그림 5.25에 연결제진시스템 적용 후 A동 구조물과 B동 구조물의 비선형 시간이력해석에 의한 동간 응답 변위를 비교하여 나타내었다.

보다 명확히 각 동간 충돌 및 이격에 대해 확인하기 위해 그림 5.26에 연결제진시스템 적용 후 지진파별 충돌 및 이격 구간 구조물의 거동(좌측 구조물: A동, 우측 구조물: B동)을 나타내었다.

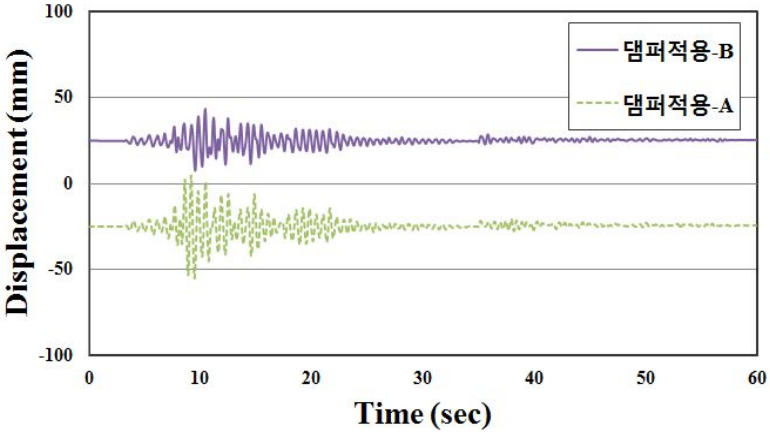
5.2.2.3 절에서 확인 된 바와 같이 연결제진시스템 적용 시 El centro 지진파에서 A동 장변-B동 단변, A동 단변-B동 단변 주기가 같아지지 않아 충돌 및 이격으로 인한 피해 가능성이 있었으나, 동간 응답 변위 확인 결과 모든 지진파에서 대상 구조물 간 충돌로 인한 피해는 발생하지 않음을 확인하였다.



(a) El Centro

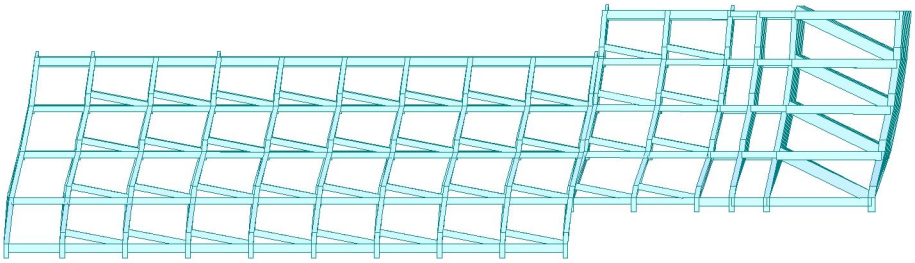


(b) Taft

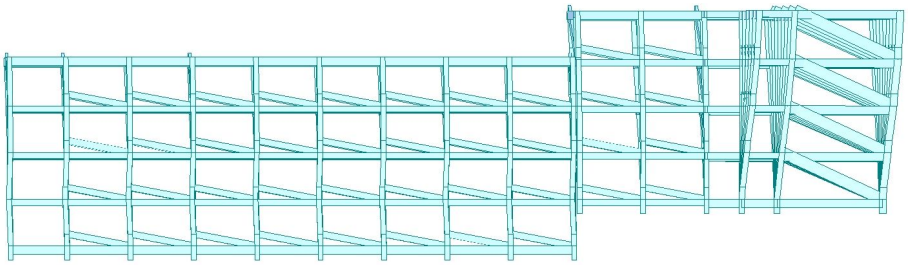


(c) Kobe

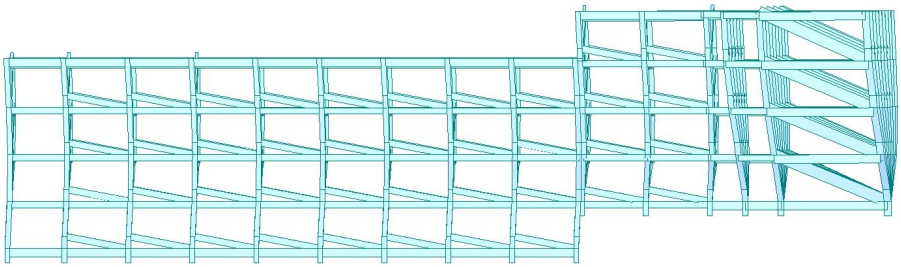
그림 5.25 동간 응답 변위 (연결제진시스템 적용)



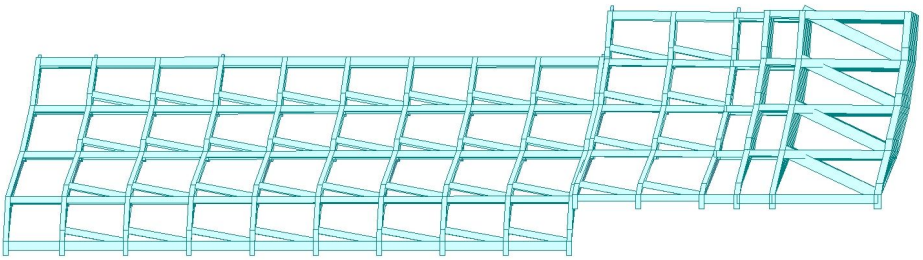
(a) El Centro - 이격 (5.06초) - 좌: A동, 우: B동



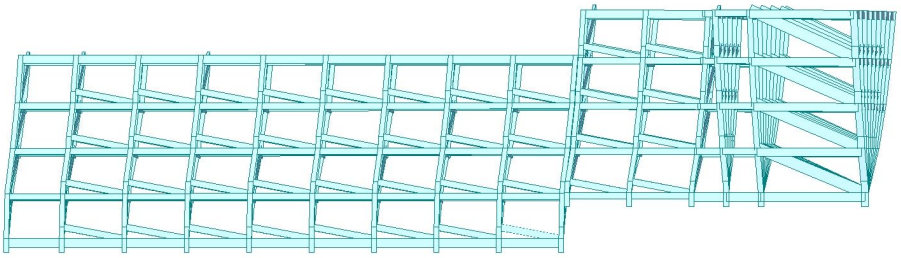
(b) El Centro - 충돌 (6.04초) - 좌: A동, 우: B동



(c) Taft - 이격 (8.44초) - 좌: A동, 우: B동



(d) Kobe - 이격 (11.8초) - 좌: A동, 우: B동



(e) Kobe - 충돌 (11.36초) - 좌: A동, 우: B동

그림 5.26 충돌 및 이격 구간의 구조물의 거동 (연결제진시스템 적용)

5.4 소결

본 장에서는 보강방법으로 연결제진시스템을 적용한 대상 구조물의 지진응답특성을 확인하여 다음과 같은 결과를 얻었다.

1. 연결제진시의 최적댐퍼량을 산정하기 위해 제진성능곡선을 작성하였고, 그 결과 각 지진파별로 차이는 있으나 평균적으로 댐퍼내력이 1200kN 일 때 가장 효과적인 것으로 나타났다.

2. 연결제진시스템을 이용한 결과, 접합조건과 무관하게 응답변위, 응답가속도가 대부분 저감하였다. 또한, El Centro 지진파를 제외한 다른 두 지진파에서 대상구조물의 A동 장변-B동 단변, A동 단변-B동 단변 주기가 같아져 충돌 및 이격으로 인한 피해가 방지됨을 확인하였다.

3. 연결제진시스템 적용 시, El centro 지진파에서 A동 장변-B동 단변, A동 단변-B동 단변의 주기 차이에 의한 충돌 및 이격 피해 가능성을 검토한 결과 안전함을 확인하여 모든 지진파에서 대상 구조물 간 충돌로 인한 피해는 발생하지 않았다.

따라서, 신축이음으로 연결되거나 인접한 두 구조물간의 비선형 거동에 의한 충돌 및 이격을 방지하기위한 보강방안으로서 연결제진시스템이 효과적인 것으로 나타났다.

제6장 결론

본 논문에서는 일본내진진단 및 능력스펙트럼법을 이용하여 비정형성을 고려한 내진성능평가를 실시하고 비선형 시간이력해석을 통해 신축이음으로 연결된 두 구조물의 지진응답특성 및 구조물간 충돌 및 이격 가능성을 확인하였다. 또한 두 구조물의 연결제진부재로 강체 및 댐퍼를 이용한 연결제진시스템을 적용하여, 지진 응답 거동을 확인하였으며, 두 구조물의 연결제진효과를 검토하여 다음과 같은 결과를 얻었다.

1. 대상 구조물의 내진성능을 평가하기 위해 능력스펙트럼법을 수행한 결과 내진성능을 만족하였지만 일본내진진단법을 적용한 결과 내진성능이 부족한 것으로 나타났다. 이는 내진성능평가 시 구조물의 비정형성의 반영 유무에 따른 것으로 판단된다. 따라서, 일반적으로 능력스펙트럼법을 적용하기 위해 평면프레임모델을 사용하는 비선형 정적 푸쉬오버 해석 수행 시 구조물의 비정형성을 고려하지 못하여 정확한 내진성능을 평가하는 것에 한계가 있는 것으로 판단된다.

2. 비선형 시간이력해석을 통해 비정형 대상 구조물의 지진응답특성을 파악한 결과 충돌 및 이격여부를 확인하였다. 따라서, 신축이음을 이용한 비정형 구조물이나 인접하여 건축된 구조물의 경우 능력스펙트럼법에 의해 내진성능을 만족하더라도 비선형 시간이력해석을 통해 충돌 및 이격여부를 검토할 필요가 있다.

3. 연결제진시스템을 적용한 결과, 두 구조물의 응답변위저감, 응답가속도저감, 주기가 같아져 신축이음으로 연결되거나 인접한 두 구조물간의 비선형 거동에 의한 충돌 및 이격을 방지하기 위한 보강방안으로 연결제진시스템이 유효함을 확인하였다.

참고문헌

1) National Academy of Sciences, The Great Alaska Earthquake of 1964, Engineering NAS Publication 1606, Washington,D.C., 1964.

2) Mahin, S. A., Bertero, V. V., Chopra, A. K. and Collins, R. G., Response of the Olive View Hospital Main Building during the San Fernando earthquake, Report No. EERC 76-22, University of California, Berkeley, 1976.

3) Bertero, V. V., "Observations on Structural Pounding," International Proceedings of the International Conference on the Mexico Earthquake, ASCE, 1987. pp. 264-278.

4) Benuska, L., (eds.), Loma Prieta Earthquake Reconnaissance Report, Report No. 90-01, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, CA., 1990.

5) Youd, T. L., Bardet, J-P. and Bray, J. D., (eds.), Kocaeli, Turkey, Earthquake of August 17, 1999 Reconnaissance Report, Publ. No. 00-03, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, CA., 2000.

6) Jennings, P. C., Engineering Features of the San Fernando Earthquake of February 9, 1971, Report No. EERL-71-02, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, 1971.

7) Priestly, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M., Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley-Interscience, New York, New York, 1996.

8) Hall J. F., (eds.), Northridge Earthquake of January 17, 1994 - Reconnaissance Report, Vol. 1, Report No. 95-03, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, CA, 1995.

9) Comartin C. D., Greene M. and Tubbesing S. K., (eds.),The Hyogo-Ken Nanbu Earthquake Reconnaissance Report, Report No. 95-04, Earthquake Engineering

Research Institute (EERI), Oakland, CA, 1995.
10) Uzarski, J. and Arnold, C., (eds.), Chi-Chi, Taiwan, Earthquake of September 21, 1999 - Reconnaissance Report, Publ. No. 01-02, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, CA, 2001.
11) Earthquake Engineering Research Institute, The Nisqually, Washington, Earthquake of February 28, 2001- Preliminary Reconnaissance Report, EERI, Oakland, CA, 2001.
12) Jain, S. K., Lettis, W. R., Murty, C. V. R. and Bardet, J. P. (eds), Bhuj, India Earthquake of January 26, 2001 Reconnaissance Report, Publ. No 02-01, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, CA, 2002.
13) 김상대, 성수진, 주영규, “FEMA273에서 제안하는 내진성능평가법 소개와 적용”, 대한건축학회 논문집, 구조계 제21권 제2호, 111-114 (2001).
14) 오상훈, 김종성, 김영주, 윤명호, 문태섭, “철골 접합부의 붕괴형에 따른 내진성능 비교 평가를 위한 실험적 연구”, 대한건축학회 논문집, 구조계 제22권 제1호, 239-242 (2002).
15) 이강석, 최 호, 이원호, “현존 철근콘크리트 건물의 내진성능 평가 및 지진피해율 상정”, 대한건축학회 논문집 ,구조계 제18권 제1호, 11-20 (2002).
16) 이강석, 김용인, 위정두, “저층 철근콘크리트 건물의 실용적인 간이 내진성능 평가법 제안 및 적용가능성 검증”, 대한건축학회 논문집 구조계, 제25권 제9호, 47-57 (2009).
17) 이원호, “기존 철근콘크리트 건축물의 내진성능평가 및 보강”, 대한건축학회 건축, 제48권 제8호 63-75 (2004).
18) 이상호, 전태권, “국내 철근콘크리트조 학교건축물의 내진성능평가 및 피해율 예측에 관한 연구”, 대한건축학회 논문집 구조계, 제22권 제9호, 67-74 (2006).
19) 이상호, 오상훈, 백은림, “철근콘크리트 골조의 내진성능 향상을 위한 강재댐퍼 시스템의 제안”, 대한건축학회 논문집 구조계, 제27권 제9호, 21-28 (2011).
20) 최 호, “우리나라 학교건물의 내진성능 및 손상도 평가”, 대한건축학회 논문집 구조계, 제27권 제1호, 183-186 (2007).

21) 윤태호, 김성렬, 김경민, “국내 및 일본 내진규준에 따른 학교건물의 내진성능평가”, 대한건축학회 학술발표대회 논문집 구조계, 제28권 제1호, 271-274 (2008).

22) 송진규, 황재승, 김건우, 송호범, 이재혁, “노후도를 고려한 학교건물의 내진성능평가 및 내진보강에 관한 연구”, 대한건축학회 논문집 구조계, 제26권 제8호, 3-10 (2010).

23) 박천석, 안재혁, 송우영, “기존 저층 대학건물의 내진보강을 위한 내진보강기법 비교연구”, 대한건축학회연합논문집, 제13권 제2호, 175-182 (2011).

24) Leibovich, A. E., Rutenberg, A. and Yankelevsky, D. Z., “On eccentric seismic pounding of symmetric buildings,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, 1996, pp. 219-233.

25) Klein, R. E., Cusano C. and Stukel, J., “Investigation of a method to stabilize wind induced oscillations in large structures,” Paper No. 72-WA/AUT-H Presented at 1972 ASME Winter Annual Meeting, New York, November, 1972.

26) Kobori, T., Yamada, T., Takenaka, Y., Maeda, Y. and Nishimura, I., “Effect of dynamic tuned connector on reduction of seismic response: application to adjacent office buildings,” In: Proceedings of the 9th World Conrerence on Earthquake Engineering, Vol. V, Tokyo-Kyoto, Japan, 1988, pp. 773-778.

27) Westermo, B., “The dynamics of interstructural connections to prevent pounding,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 18, 1989, pp. 687-699.

28) Gurley, K., Kareem, A., Bergman, L. A., Johnson, E. A. and Klein, R. E., “Coupling tall buildings for control of response to wind,” Proc. 6th Int. Conf. on Structural Safety and Reliability, Schueller, Shinozuko & Yao, (eds.), Balkema Publishers: Rotherdam, Netherlands, 1994, pp. 1553-1560.

29) Kamagata, K., Miyajima, K. and Seto, K., “Optimal design of damping devices for vibration control of parallel structures,” Proceedings of the 3rd

International Conference on Motion and Vibration Control, Chiba, Vol. 2, 1996, pp. 334-339.

30) Fukuda, Y., Matsumoto, Y. and Seto, K., "Bending and torsional vibration control of Mexible structures arranged in parallel," Proceedings of the 3rd International Conference on Motion and Vibration Control, Chiba, Vol. 3, 1996; 12-17.

31) Zhang, W. S. and Xu, Y. L., "Dynamic characteristics and seismic response of adjacent buildings linked by discrete dampers," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28, No. 10, 1999, pp. 1163-1185.

32) Xu, Y. L., He, Q. and Ko, J. M., "Dynamic response of damper-connected adjacent buildings under earthquake excitation," Engineering Structures, Vol. 21, 1999, pp. 135-148.

33) Zhang, W. S. and Xu, Y. L., "Vibration analysis of two buildings linked by Maxwell Model-defined fluid dampers," Journal of Sound and Vibration, Vol. 233, 2000, pp. 775-796.

34) Zhu, H. P. and Iemura, H, "A study of response control on the passive coupling element between two parallel structures," Structural Engineering and Mechanics, Vol. 9, 2000, pp. 383-396.

35) Ni, Y. Q., Ko, J. M. and Ying, Z. G., "Random seismic response analysis of adjacent buildings coupled with non-linear hysteretic dampers," Journal of Sound and Vibration, Vol. 246, No. 3, 2001, pp. 403-417.

36) Abdullah, M. M., Hanif, J. H., Richardson, A. and Sobanjo, J., "Use of a shared tuned mass damper (STMD) to reduce vibration and pounding in adjacent structures," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 30, 2001, pp. 1185-1201.

37) Bhaskararao, A. V. and Jangid, R. S., "Harmonic response of adjacent structures connected with a friction damper," Journal of Sound and Vibration, Vol. 292, 2006, pp. 710-725.

38) Klein, R. E. and Healy, M. D., "Semi-active control of wind induced oscillations," Proc. 2nd International Conference on Structural Control, University of Waterloo, Ontario, Canada, 15-17 July, 1985, pp. 354-369.

39) Yang, J. N., Akbarpour, A. and Ghaemmaghami, P., "New control algorithms for structural control," Journal of Enginnering Mechanics, ASCE, Vol. 113, No. 9, 1987, pp. 1369-1386.

40) Mitsuta, S. and Seto, K., "Active vibration control of structures arranged in parallel," Proceedings of the First International Conference on Motion and Vibration Control, Japan, 1992, pp. 146-151.

41) Yamada, Y., Ikawa, N., Yokoyama, H. and Tachibana, E., "Active control of structures using the joint member with negative stiffness," Proceedings of the 1st World Conference on Structural Control, Los Angeles, California, Vol. 2, TP2, 1994, pp. 41-49.

42) Luco, J. E. and Wong, H. G., "Control of the seismic response of adjacent structures," Proc. 1st World Conf. on Structural Control, Vol. 2, 3-5 August 1994, Los Angeles, CA, TA2, pp. 21-30.

43) Seto, K. and Matsumoto, Y., "A structural vibration control method of flexible buildings in response to large earthquakes and strong winds," Proceedings of the 2nd International Workshop on Structural Control, Hong Kong, 1996, pp. 490-496.

44) Matsumoto, Y., Doi, F. and Seto, K., "Vibration control of multiple building structures connected with active bridges," Proceedings of the 2nd World Conference on Structural Control, Vol. 1, 1999, pp. 599-607.

45) Zhang, W. S. and Xu, Y. L., "Seismic response of adjacent buildings connected by active tendon devices," Smart Structures and Materials 1999: Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways, Vol. 3671, 1999, pp. 217-228.

46) Christenson, R. E., Spencer Jr., B. F., Johnson, E. A., "Coupled building

control using active and smart damping strategies," Proceedings of the 5th International Conference on Application of Artificial Intelligence to Civil and Structural Engineering, Oxford, England, September 1999.

47) Xu, Y. L. and Zhang, W. S., "Closed-form solution for seismic response of adjacent buildings with linear quadratic Gaussian controllers," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, 2002, pp. 235-259.

48) Iwanami, K, Suzuki, K. and Seto, K., "Studies of the vibration control method of parallel structures," Trans. JSME, No. 86-0247A, 1986, pp. 3063-3072.

49) Kageyama, M., Yoshida, O. and Yasui, Y., "A study on optimum damping systems for connected double frame structures," Proceedings of the 1st world Conference on Structural Control, Los Angeles, CA, Vol. 1, WP4, 1994, pp. 32-39.

50) Kageyama, M., Yasui, Y., Suzuki, T. and Seto, K., "A study on optimum design of joint dampers connecting two towers: the case of connecting two same height towers at multiple points," Proceedings of the 2nd World Conference on Structural Control, Vol. 2, 1999, pp. 1463-1472.

51) Luco, J. E. and De Barros, F. C. P., "Optimal damping between two adjacent elastic structures," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 7, No. 7, 1998, pp.649-659.

52) Chopra, A. K., Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 1995, pp. 424.

53) Chen, C. T., Linear system theory and design, New York Oxford, Oxford university press, 1999, pp. 16.

54) Hurty, W. C. and Rubinstein, M. F., Dynamics of structures, Prentice-Hall, Englewood, Cliffs, NJ, 1964.

55) Shinozuka, M. and Deodatis, G., "Simulation of stochastic processes by spectral representation," Applied Mechanics Reviews, Vol. 44, No. 4, 1991,

pp. 191-203.

56) AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2002.

57) 岩浪孝一・鈴木浩平・背戸一登：「並列構造物の制振法に関する研究(P,T,Q定点理論による方法)」日本機械学会論文集、C編、Vol.52、No.484、pp.3063~3072、1986

58) 蔭山滿・安井譲・深野慶：「複合構造物の制振に関する研究(その1バネとダンパーで連結する場合の最適化について)」日本建築学会大会学術講演梗概論文集，pp.725~726、1993

59) 岩田範生・曾田五月也：「粘性ダンパーによる建物郡の制振に関する研究」日本建築学会大会学術講演梗概論文集、pp.653~654、1993

60) 高橋愛・中埜良昭・真田靖士：「一体化された建物の連結部の必要耐力の評価方法」第11回日本地震工学シンポジウム、pp.2027~2030、2002

61) 飯田知美・長岡寛之・瀧下良一・崔宰赫・藤谷秀雄・大井謙一「既存構造物と新設構造物の履歴型ダンパー連結による耐震改修」日本建築学会近畿支部研究報告集、第45号構造系pp177~180、2004

62) 김현수, “이력댐퍼를 이용한 연결제진 구조물의 지진응답특성”, 조선대학교 석사학위논문, 2009

63) 文部科学省学校施設整備指針策定に関する研究協力者会儀：耐震化の推進など今後の学校施設整備の在り方について、2005年3月

64) 飯田知美・長岡寛之・滝下良一・崔宰赫・藤谷秀雄・大井謙一「既存構造物と新設構造物の履歴型ダンパー連結による耐震改修」日本建築学会近畿支部研究報告集、第45号構造系pp.177-180、平成17年、6月

65) 田沼良一、小林英男：「高強度鋼材の極低サイクル疲労き裂進展特性に関する研究」日本建築学会構造系論文集、No.553、pp105-112

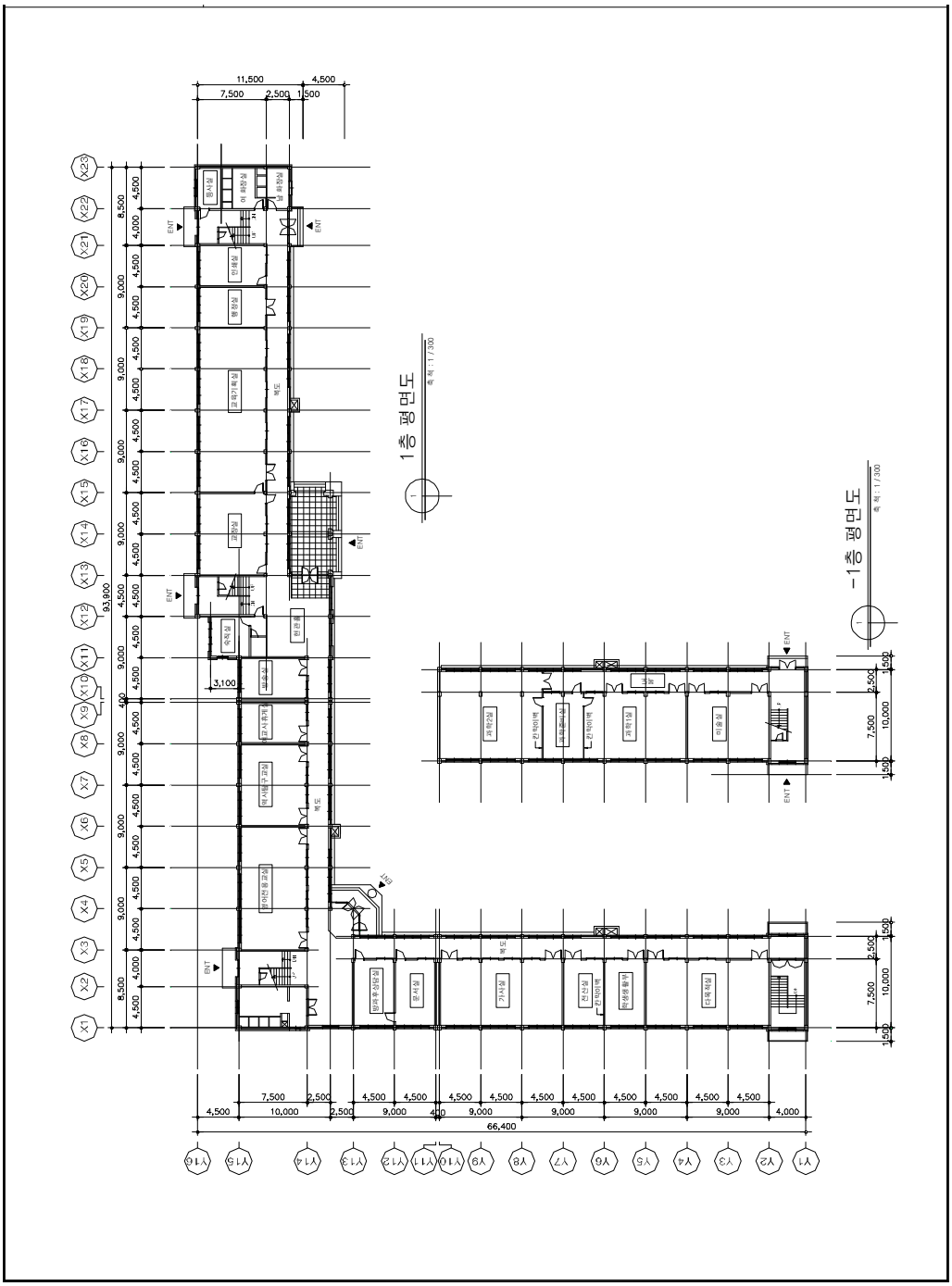
66) 独立行政法人防災科学研究所兵庫耐震工学研究センター
(http://www.bosai.go.jp/hyogo/index.html)

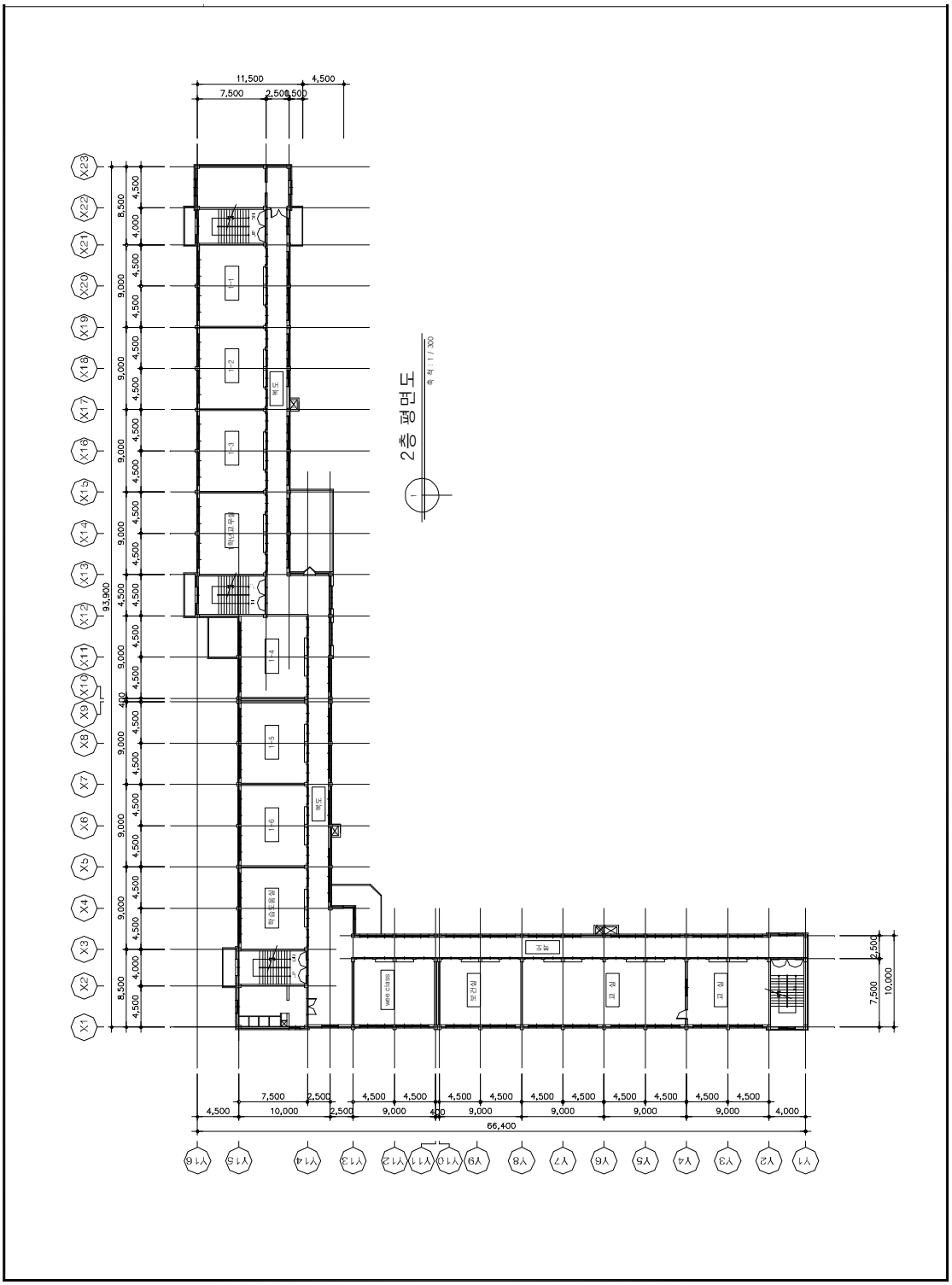
67) 高梨晃一他：「電算機-試験機オンラインシステムによる構造物の非線形地震応答解

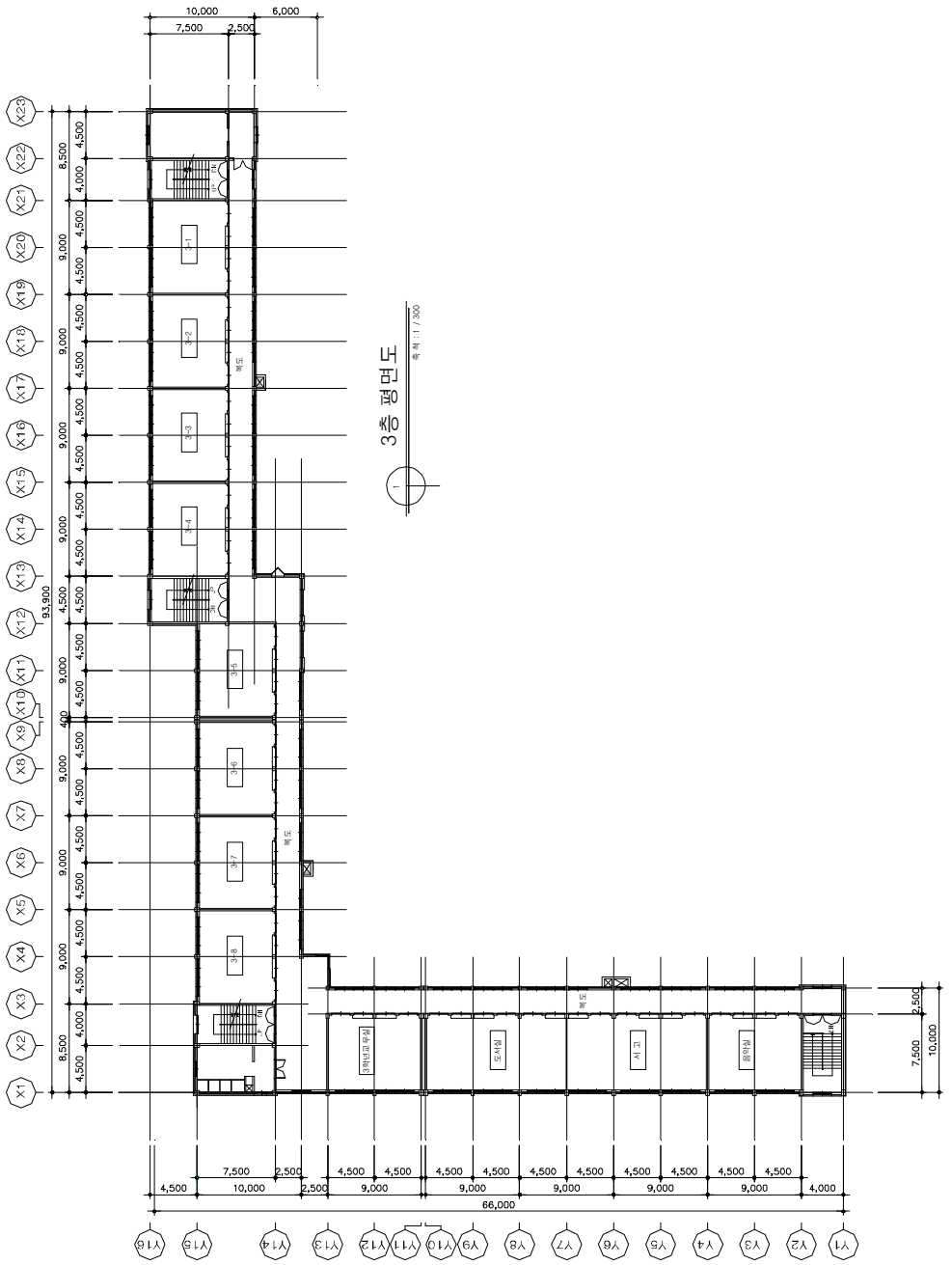
析(その１)~(その５)」、日本建築学会論文報告集、No.229（1975年3月）、No.268(178年6月)、No.288(1980年2月)、No.291（1980年5月）、No295(1980年5月)
68） 大井謙一・林暁光・高梨晃一:「曲げせん断型鉄骨柔構のための部分構造オンライン実験スキーム」、日本建築学会構造系論文集、No.540、pp.49-55、2001年2月
69)（財）熔接研究所：低降伏点金属に方向制振装置の基礎特性に関する調査報告
70) Ben Kato：「Seismic Design of Moment Resisting Connection」、KSSC、2001年
71) 孟令華・大井謙一・高梨晃一：「鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣化を伴う簡易部材モデル」日本建築学会構造系論文集　NO.437、pp.115-124、1992年10月
72）　陳以一・大井謙一・高梨晃一：「3方向変動荷重を受ける箱形断面鋼柱の弾塑性挙動」日本建築学会構造系論文集、N0447、pp139-148、1993年5月
73) 林・大井・高梨・嶋脇：「部分構造法による半剛接鉄骨骨組の地震応答実験」鋼構造年次論文報告集第3巻、1995年、11月
74) 大井・近藤・陳・高梨・A.S.Elnashai：「半剛接合部を有する鋼構造骨組の地震応答実験」鋼構造工学論文集Vol.39B, 1993年3月
75) 高梨晃一　ほか：「計算機-試験機オンラインシステムによる構造物の地震時崩壊の解析」東京大学生産技術研究所,生産研究, 26巻11号,pp.413-425,昭和49年11月
76） 中島正愛　ほか：「サブストラクチャ仮動的実験のための数値積分法(サブストラクチャ法を用いた仮動的実験の開発)」日本建築学会構造系論文報告集,第417号,pp.107-117, 1990年11月
77) 社団法人 日本免震構造協会：「パッシブ制振構造設計・施工マニュアル　第2版」、2005年
78) 六山恒亮・滝下良一・崔宰赫・藤谷秀雄・福住忠裕・大井謙一：「構造物群の低降伏点鋼パネル型ダンパー連結による耐震リニューアル」日本建築学会大会学術講演梗概論文集、pp.849~850、2006年
79）　鳥谷修平：「有限要素解析を用いた低降伏点鋼鋼管ダンパーの力学特性に関する研究」神戸大学工学部卒業論文、2006年
80) 大崎順彦：建築振動理論、彰国社、1996年
81) 柴田明徳：最新耐震構造解析、森北出版、1999年

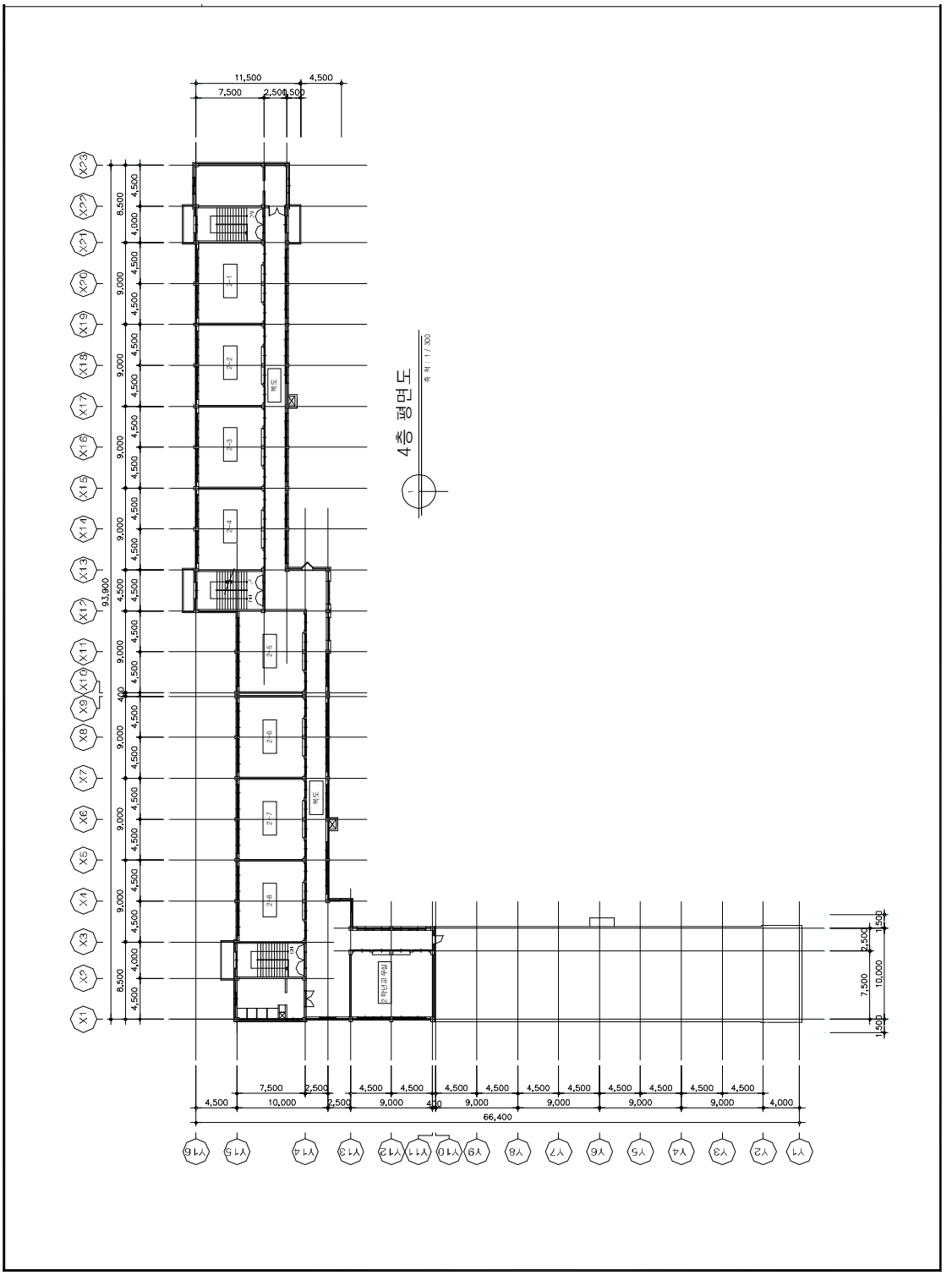
82) 대한건축학회, 건축구조설계기준 (2009).
83) ATC, “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC-40)”, Applied Technology Council, Redwood City, California (1996).
84) BSSC, “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 273).”, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C. (1997).
85) BSSC, “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356).”, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C. (2000).
86) Bertero, R. D., Bertero, V. V., “Performance-based seismic engineering : the need for a reliable conceptual comprehensive approach”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 627-650 (2002).
87) 옥승용, 박관순, 고현무, “인접구조물의 진동제어를 위한 선형감쇠시스템의 최적설계”, 한국지진공학회 논문집, 제10권 제3호, 85-100 (2006).

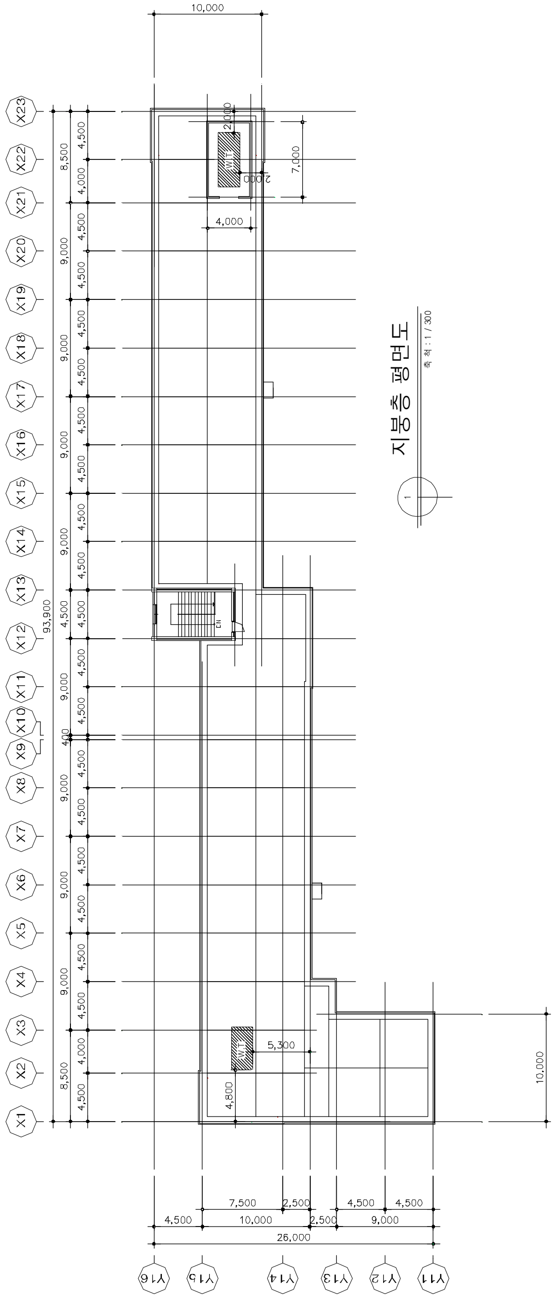
부록 1. 대상구조물 도면

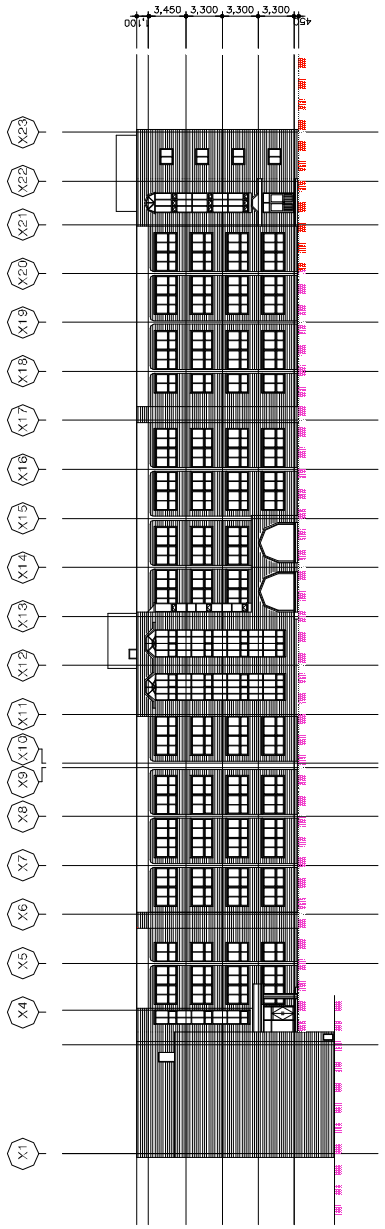

1층 평면도
축 척 : 1 / 300
-1층 평면도
축 척 : 1 / 300
93,900
66,400
11,500
7,500
2,500
1,500
4,500
3,100
ENT
복도
교육과학실
행정실
인쇄실
문서실
교무실
국악실
미술실
과학실
가사실
전산실
다목적실
컴퓨터실험실
인터이벡
교사휴게실
학생휴게실
교사식당
학생식당
영어전용교실
학생전용교실


2층 평면도
축 척 : 1 / 300
1-1
1-2
1-3
1-4
1-5
1-6
복도
복도
학습도움실
학년교무실
보건실
교 실
교 실
교 실
복도
93,900
66,400


3층 평면도
축척 : 1 / 300
3-1
3-2
3-3
3-4
3-5
3-6
3-7
3-8
복도
계단실
3학년교무실
도서실
시그
음악실
93,900
66,000

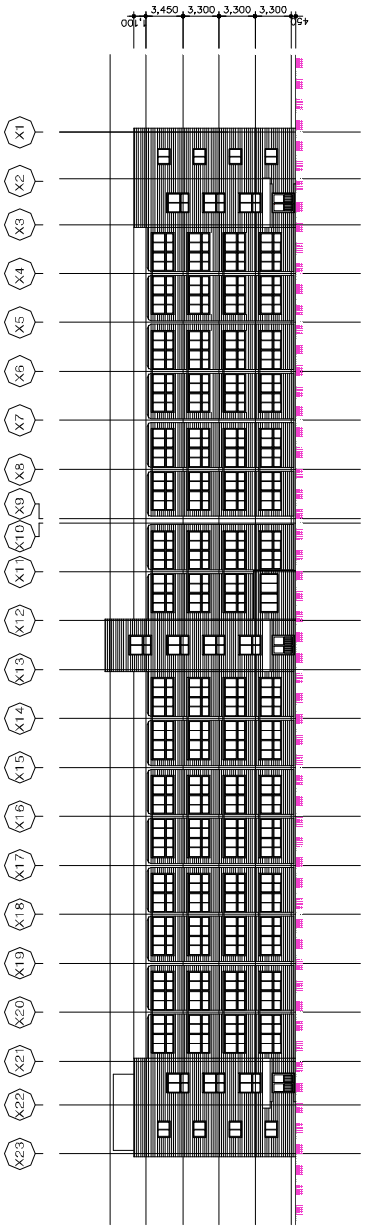

4층 평면도
축 척 : 1/300
93,900
66,400
2-1
2-2
2-3
2-4
2-5
2-6
2-7
2-8
복도
복도
교육교무실


지붕층 평면도
축척 : 1 / 300



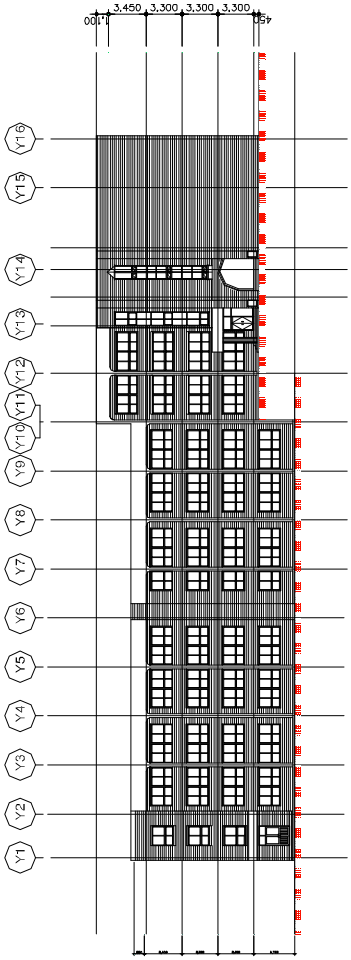
정 면 도

축 척 : 1 / 300



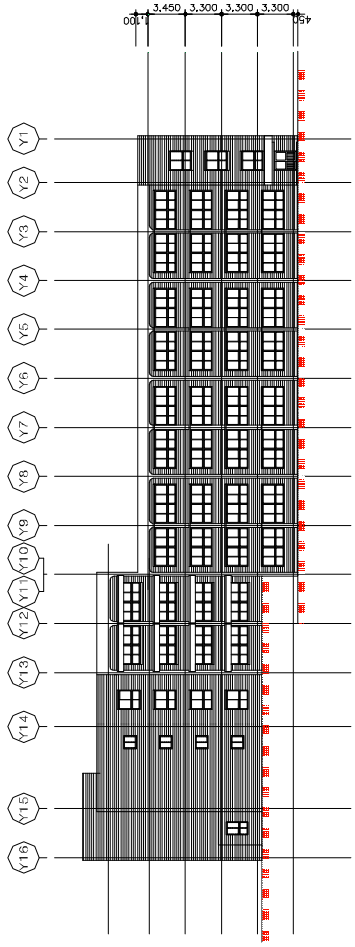
배 면 도

축 척 : 1 / 300



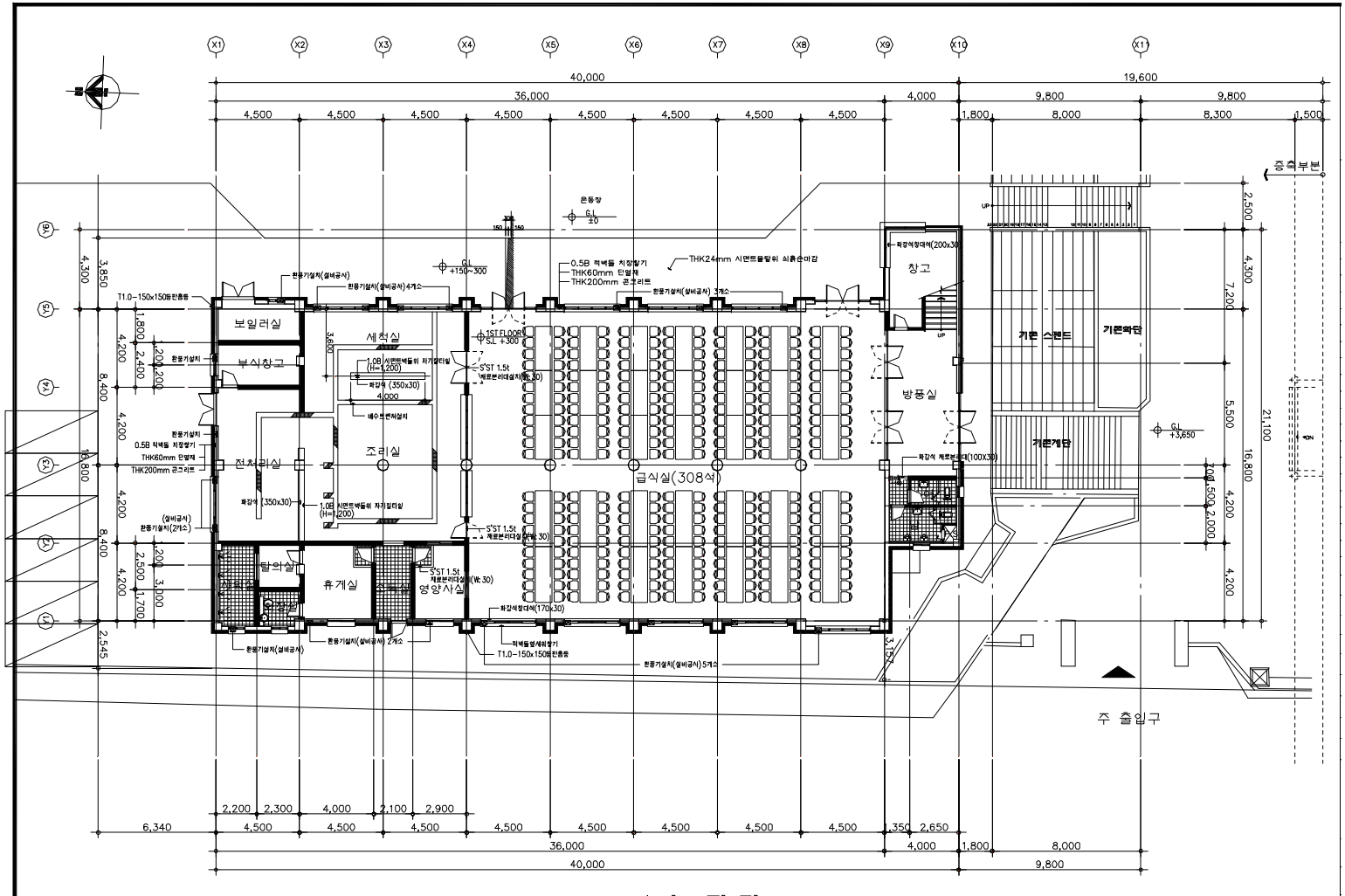
우측면도

축척 : 1/300



좌측면도

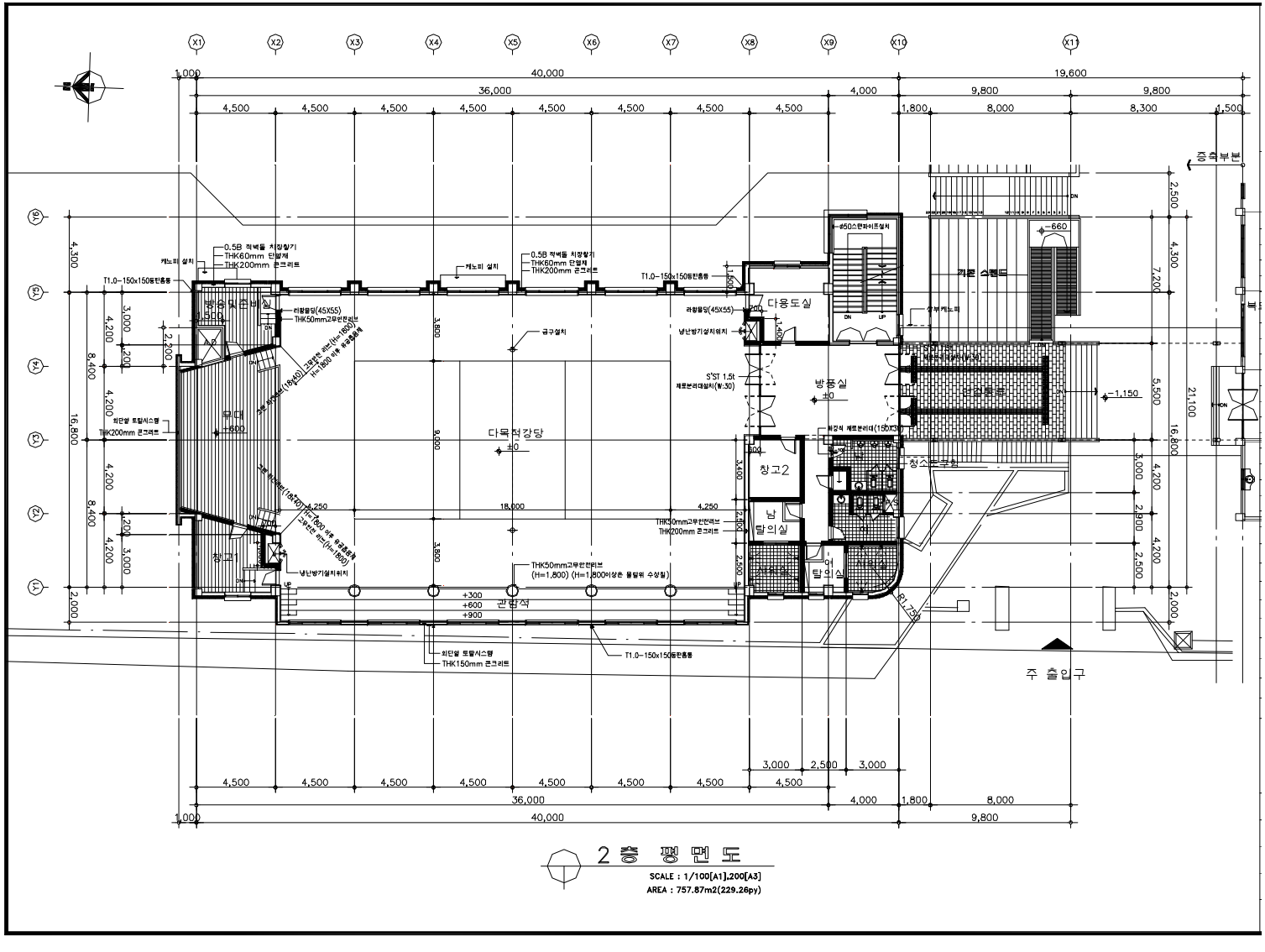
축척 : 1/300



1 층 평 면 도

SCALE : 1/100[A1],200[A3]

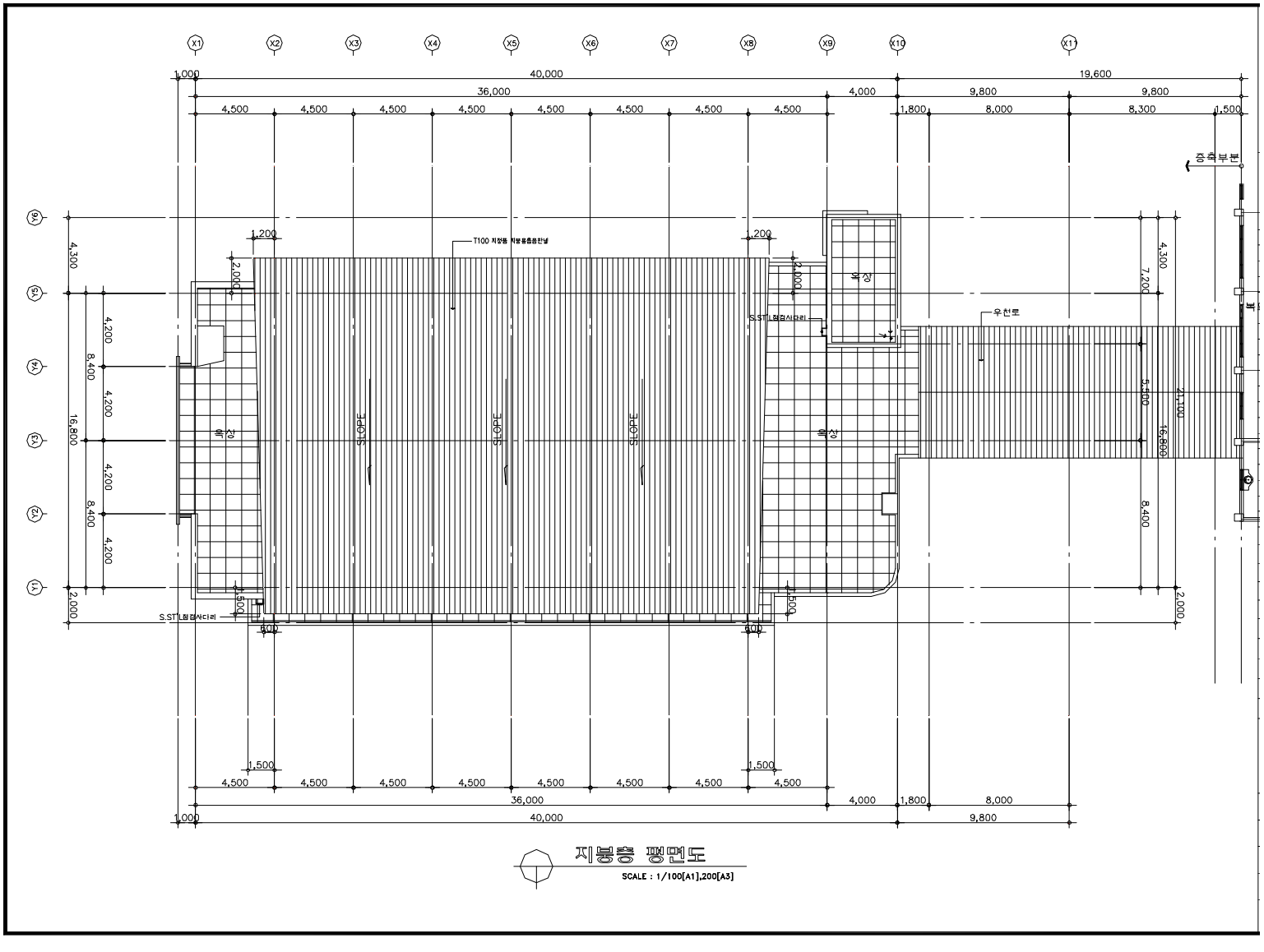
AREA : 672.40m2 (203.40py)

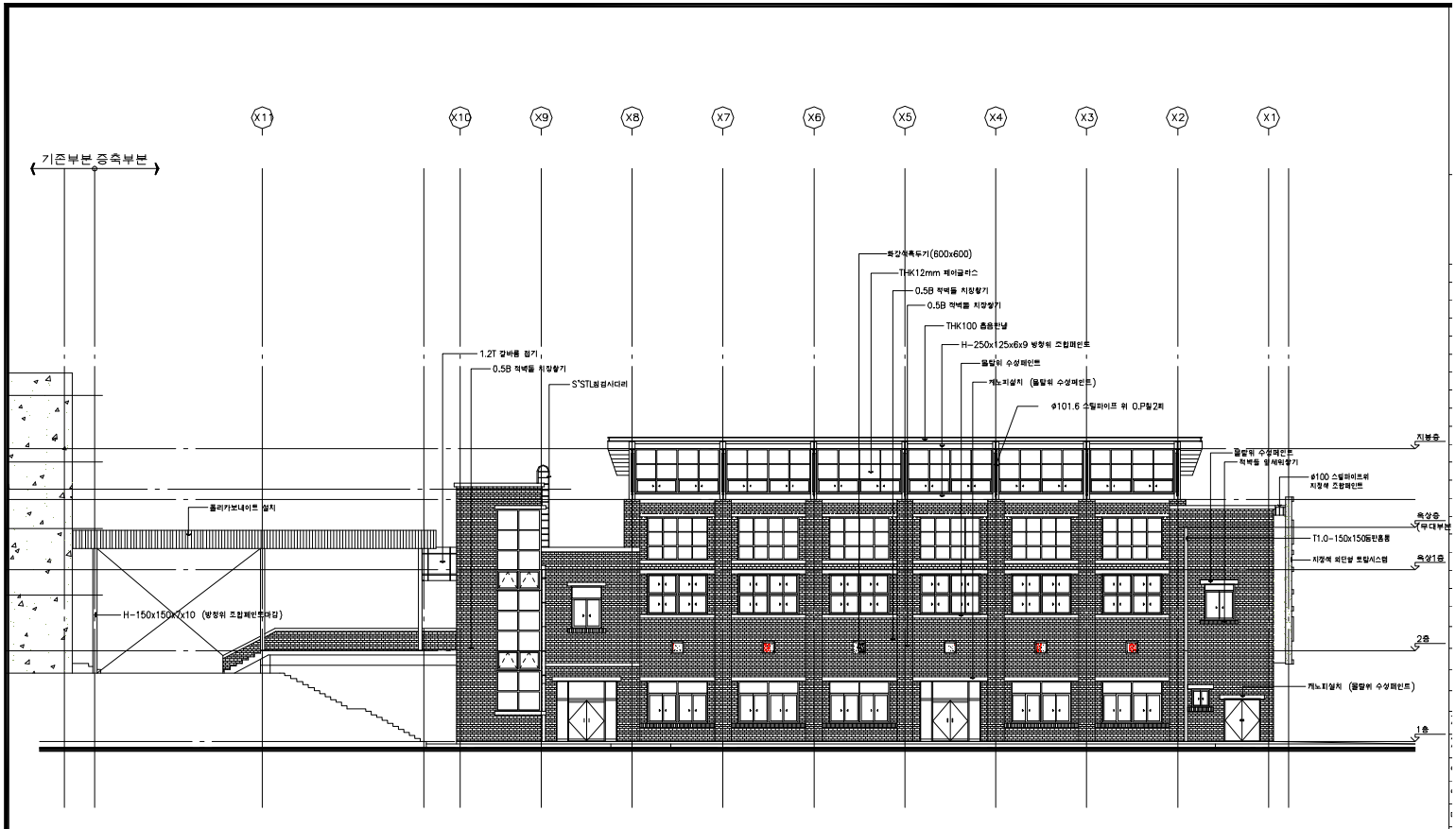


2층 평면도

SCALE : 1/100[A1],200[A3]

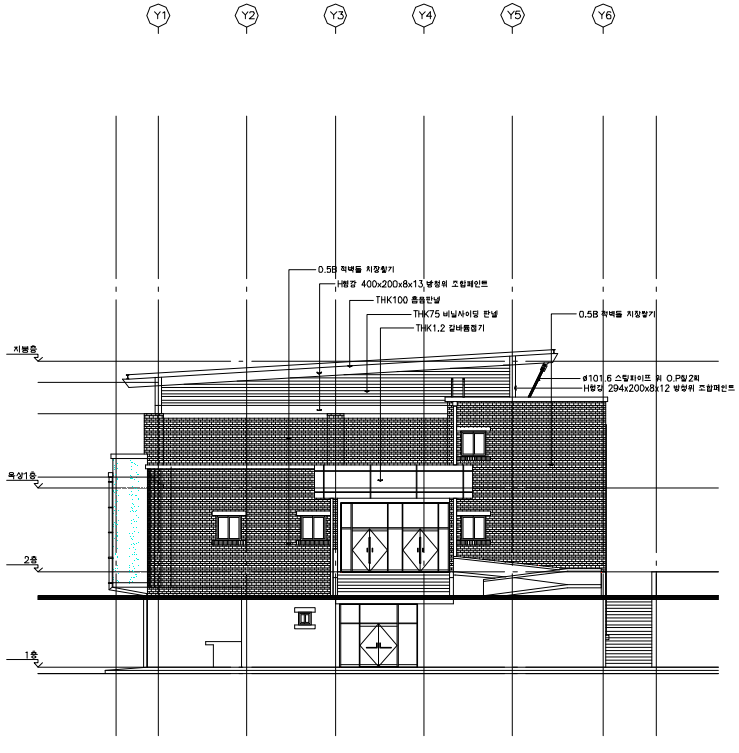
AREA : 757.87m2(229.26py)


X1
X2
X3
X4
X5
X6
X7
X8
X9
X10
X11
Y1
Y2
Y3
Y4
Y5
Y6
40,000
19,600
36,000
4,000
9,800
9,800
4,500
1,800
8,000
8,300
1,500
1,000
1,200
2,000
4,300
7,200
4,200
8,400
16,800
21,100
5,400
2,000
1,500
400
T100 지정등 지붕용층용판넬
S.ST L형강사다리
우천 빗
SLOPE
20 m
지붕층 평면도
SCALE : 1/100[A1],200[A3]



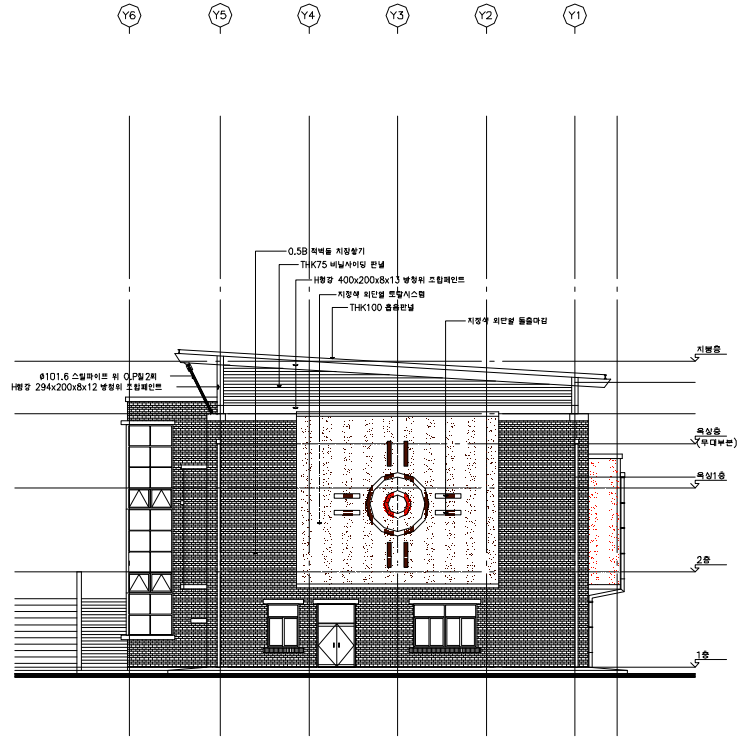
정 면 도

SCALE : 1/100[A1],200[A3]



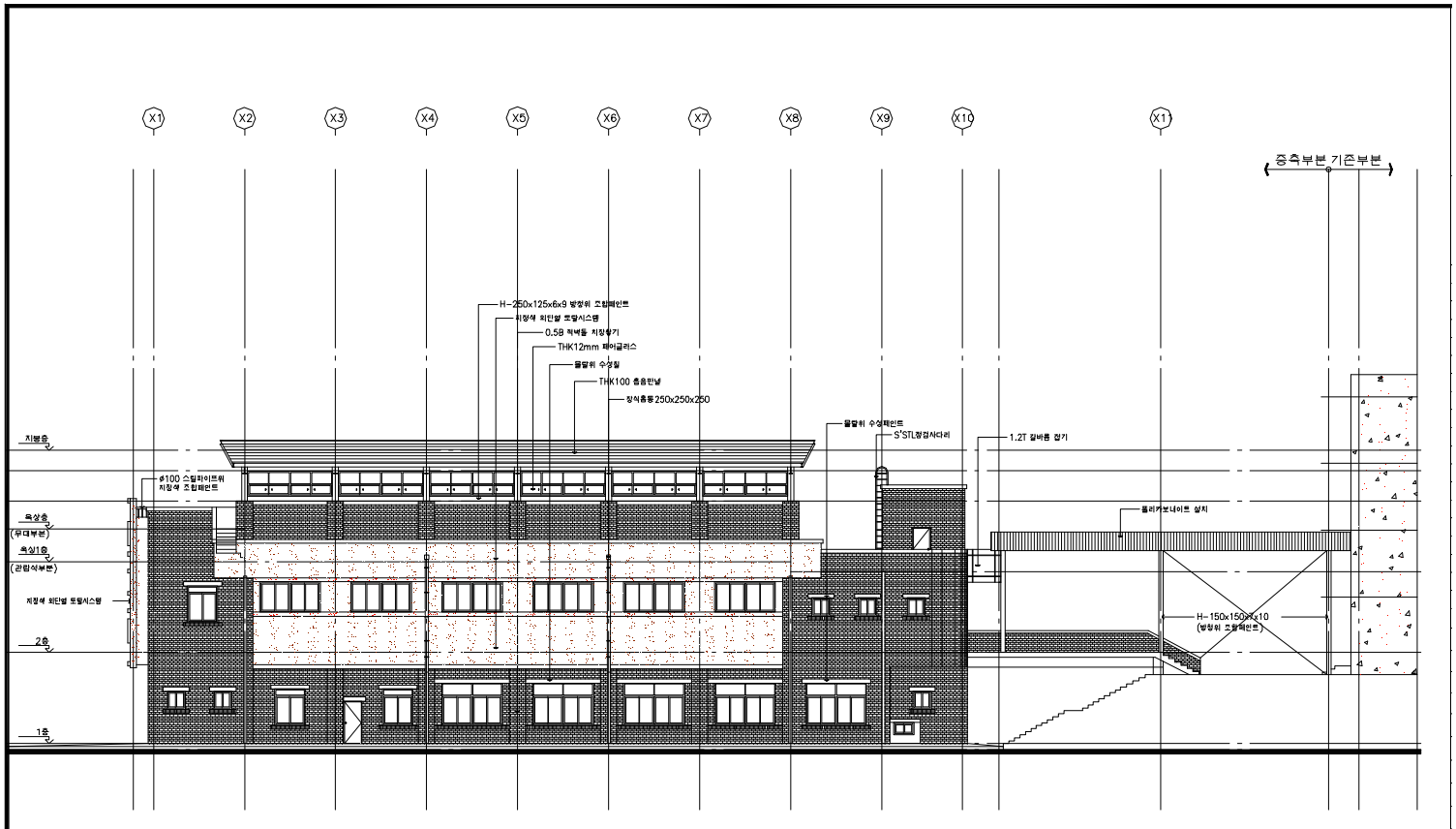
좌 측 면 도

SCALE : 1/100[A1],200[A3]



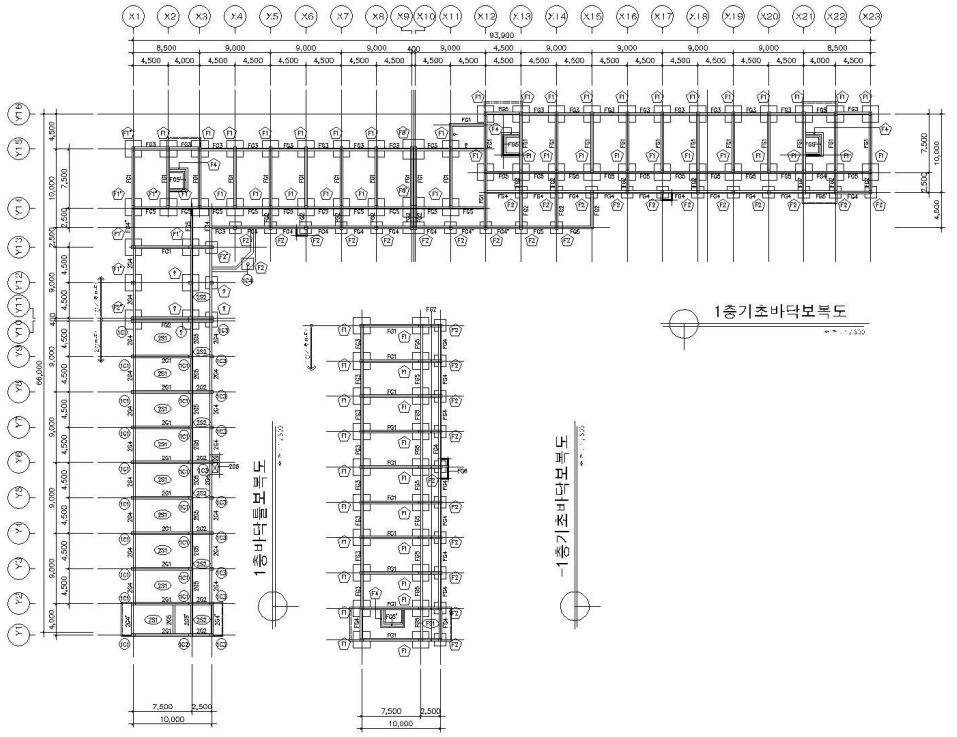
우 측 면 도

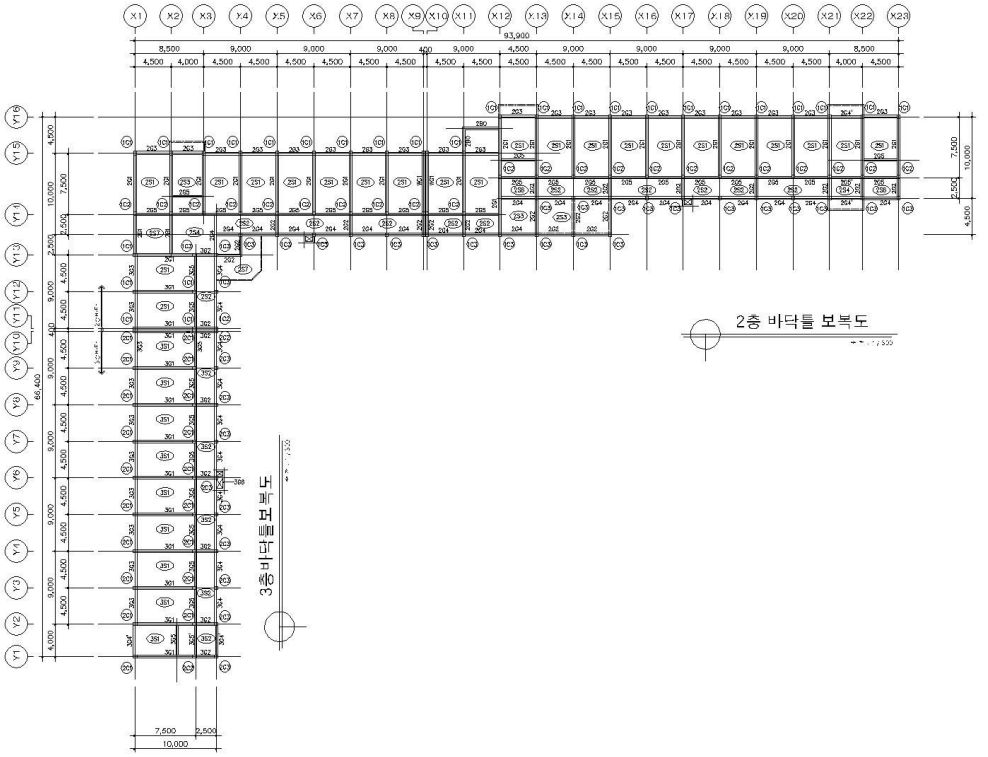
SCALE : 1/100[A1],200[A3]

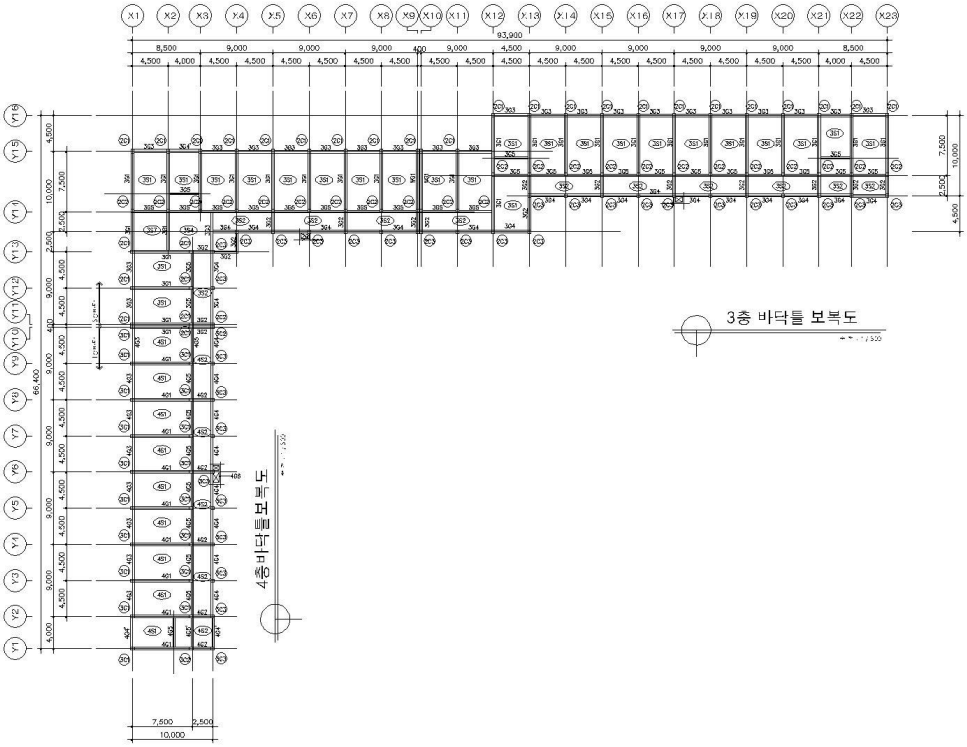


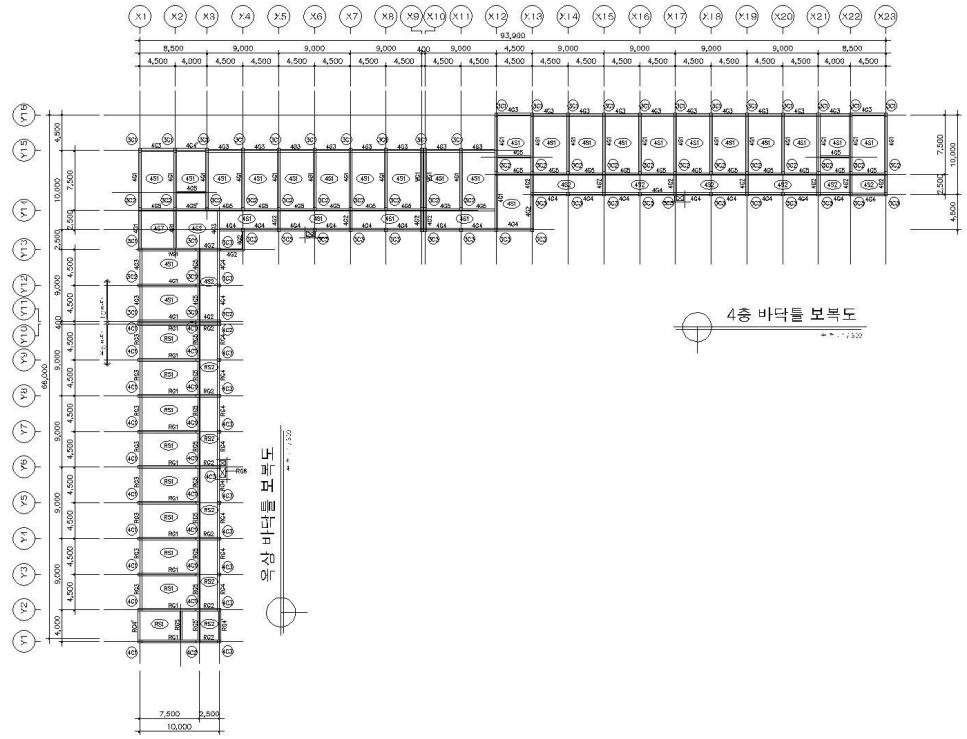
비 면 도

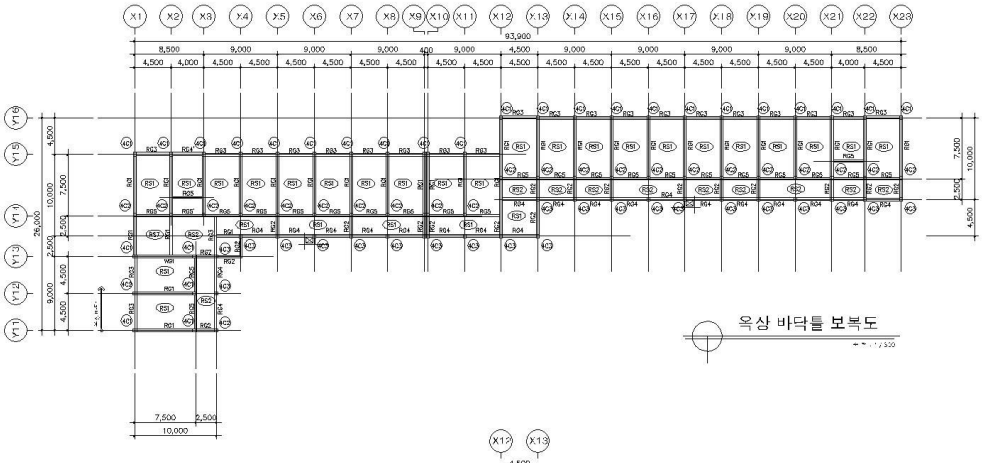
SCALE : 1/100[A1],200[A3]


1층기초바닥보복도
1층바닥틀보복도
-1층기초바닥보복도

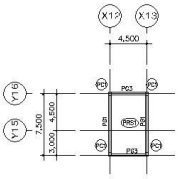

2층 바닥틀 보복도
3층바닥틀보복도


3층 바닥틀 보복도
4층바닥틀보복도


4층 바닥틀 보복도
옥상 바닥틀보복도



옥상 바닥틀 보복도



계단실상부 바닥틀 보복도

감사의 글

“ ***Why not the best?*** ” (Jimmy Carter)

군대 전역 후 막연히 학교만 다니고 있었던 저에게 연구실 생활이라는 새로운 Turning Point가 찾아왔습니다. 연구실 생활을 통해 ‘무엇을 몰두하여 연구한다.’라는 일에 대한 매력을 알게 되었습니다. 전문지식 뿐 아니라 그저 열심히만 하면 된다는 생각을 가지고 있었던 저에게 명확한 ‘목표’를 가지고 그 목표를 달성하기 위한 ‘계획’수립의 중요성을 알려주셨으며 논문을 마무리하기까지 세심한 배려와 엄한 지도로 학문의 길을 열어주신 최재혁 교수님께 깊은 존경과 감사를 드립니다.

또한, 충실한 논문이 될 수 있도록 세심한 지적과 조언을 해주신 위원장 김의식 교수님, 조창근 교수님께 깊이 감사드립니다. 많은 가르침을 주신 조용준 교수님, 장동국 교수님, 김인호 교수님, 염대봉 교수님, 서장후 교수님, 신웅주 교수님, 조규만 교수님, 김경원 교수님께 깊은 감사드립니다.

언제나 저에게 밝은 웃음과 사랑만을 주시는 할머니, 언제나 제가 가는 길을 믿어주시는 아버지, 사랑으로 저를 대해 주시는 어머니, 친구 같은 상담자인 유진누나, 곧 결혼하는 유미누나에게 감사의 마음을 전합니다. 형이 없는 저에게 형이 되어준 일수매형, 10월에 가족이 될 기덕 형님께 감사의 마음을 전합니다. 그리고 세심한 검토로 저의 일을 늘려 주신 현수 형님, 강한 독설과 격한 배려로 저를 이끌어 준 정현 형님, 나 말고 우정 형님만 도와준 시정, 형 논문 쓰는데 옆에서 뺀질거린 은수, 얼굴보기 힘든 정환, 말 잘 안 통하는데 항상 밝게 웃어주는 다니엘 형님, 앞으로 쭈욱~ 열심히 할 경석이, 나 힘들 때 즐거워하는 진향누나, 필요할 때 안 보이는 후배님들, 끝으로 강구조·내진공학연구실(SSEEL) 연구원 모두에게 감사드립니다.

다시 처음부터 시작입니다. 대학원, 연구실에서의 배움을 바탕으로 항상 최선을 다하는 사람이 되도록 노력하겠습니다.

2012년 08월

황지훈 올림