

# 국내 기존 학교건축물의 내진보강 후 비선형 거동특성

## Nonlinear Behavior of Seismic-Strengthened Domestic School Building

류 승 현<sup>1)</sup>      윤 현 도<sup>2)\*</sup>      김 선 우<sup>3)</sup>      이 강 석<sup>4)</sup>      김 용 철<sup>5)</sup>  
Ryu, Seung Hyun      Yun, Hyun Do      Kim, Sun Woo      Lee, Kang Seok      Kim, Yong Cheol

### Abstract

This paper describes an analytical study on seismic performance of domestic reinforced concrete (RC) school building not designed by seismic provision. The seismic index and the seismic performance of the building were evaluated through Japanese standard and Midas Gen, respectively. Seismic index ( $I_s$ ) of the RC school buildings in the X-direction is below 0.4. Based on the seismic index, for seismic-strengthening the building, infill shear wall or steel brace with a capacity of 1,300 kN was used. According to nonlinear static analysis results, the contribution of the seismic-strengthening to the shear resistance of the school building was measured to be greater than 30%. However, as expected, shear strength of school building strengthened with infill wall dropt rapidly after peak load and much narrower ductile behavior range was observed compared to steel brace strengthened building. Also, the building strengthened with steel brace showed 30% larger spectral displacement than that strengthened with infill shear wall. In nonlinear dynamic analysis, for the time history analysis, the maximum displacement showed tendency to decrease as amount of reinforcement increased, regardless of strengthening method. It was recommended that variable soil properties and earthquake record should be considered for improving seismic performance of buildings in seismic zone.

**Keywords** : Reinforced concrete school building, Nonlinear analysis, Seismic performance, Infill shear wall, Steel brace

## 1. 서 론

### 1.1 연구의 배경 및 목적

최근 중국의 쓰촨성과 칠레, 중앙아메리카의 아이티 등 세계 각지에서 규모 6.0이상의 강진이 발생하여 수많은 피해가 보고된 바 있다. 그 중 내진설계가 부족한 학교건축물의 붕괴로 인하여 학생들의 인명피해가 심각하게 발생하였으며, 이는 전 세계에 내진화에 대한 경각심을 일깨워주는 계기가 되었다. 그에 따라 국외에서는 내진성능평가와 내진설계 등에 대하여 많은 논의와 연구가 활발하게 진행되고 있다.

한편, 국내에서도 연평균 20회 이상의 지진이 관측되고 있으며 유감지진횟수가 증가함에 따라 보다 큰 규모의 지진에 의한 피해가 발생 할 가능성이 있으므로, 이에 대

한 적절한 내진대책을 수립할 필요성이 있다. 국내에서는 1988년에 처음으로 내진 규정이 제정되었기 때문에 그 이전에 건설된 건축물은 부족한 내진설계와 노후화로 인하여 지진이 발생할 경우 큰 피해가 발생할 것으로 판단된다. 많은 국내 학교건축물들이 1980년대에 지어졌다는 사실을 감안하면, 지진 발생 시 대다수의 학교건축물의 위험발생 가능성에 대한 적절한 대책이 수립되어야 할 것이다. 또한 교육과학기술부에서 2009년에 실시한 학교시설 내진보강 우선도 조사에서 국내 대다수의 학교가 내진 성능이 낮은 것으로 평가받은 사실은 현재 국내 학교건축물의 위험성을 더욱 잘 뒷받침하여 준다. 이 조사에 따르면, 지진이 발생하였을 경우 초중고 학교건축물의 50% 이상이 대규모피해를 받을 것으로 보고되고 있다. 따라서 지진의 피해를 감소시키기 위하여 새로 신축되는 건물의 내진설계 뿐 아니라, 안전성 확보를 위한 기존 건축물에

1) 학생회원, 충남대학교, 석사과정  
2) 정회원, 충남대학교 건축공학과 교수, 공학박사  
3) 정회원, 충남대학교, 공학박사  
4) 정회원, 전남대학교 건축학부 조교수, 공학박사  
5) 정회원, (주)동양구조엔지니어링 대표이사, 공학박사

\* Corresponding author : wiseroad@cnu.ac.kr 042-821-5622

• 본 논문에 대한 토의를 2011년 2월 28일까지 학회로 보내주시면 2011년 3월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

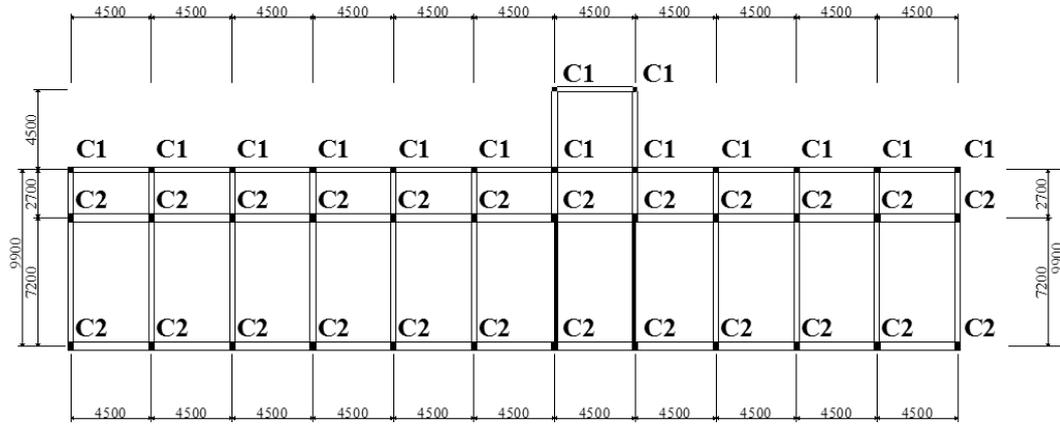


Fig. 1 Plan of the school building(unit : mm)

대한 내진보강 역시 시급하다고 할 수 있을 것이다.

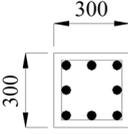
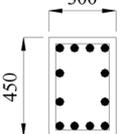
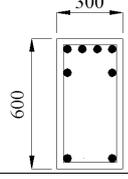
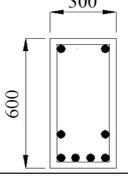
이를 위해, 우선적으로 기존 건축물의 내진성능 수준을 정확하게 판단하고, 부족한 내진성능을 적절하게 보강한 후의 내진성능을 평가하였을 때 기존에 비하여 성능이 얼마나 향상하였는지를 비교하여 적절한 내진보강방안을 선정하여야 할 것이다.

본 연구에서는 내진설계규정이 적용되지 않은 보통모멘트골조의 국내 학교건축물을 대상으로 내진성능을 평가하고, 이에 따른 내진성능 보강방안에 대하여 규명하였다. 내진성능평가방법으로는 내진화에 대한 연구가 많이 이루어지고 있는 일본 내진진단기준의 보유성능 기본지표를 통해 보강 전 후의 내진성능을 평가 및 분석하였으며, 그와 더불어 비선형 정적해석인 푸쉬오버(pushover analysis) 해석 및 능력스펙트럼해석(capacity spectrum method)과 비선형 동적해석인 시간이력해석(time history analysis)을 실시하여 보강 전 후의 성능을 비교하였다. 이러한 과정을 통하여 국내 철근콘크리트조 학교 건축물의 내진성능 향상을 위한 성능평가 및 보강방안에 관한 기초적인 자료를 제시하고자 한다.

## 1.2 연구의 범위 및 방법

본 연구에서는 1980년대에 건축된 내진설계규정이 적용되지 않은 보통모멘트골조 학교건축물을 대상으로 하였다. 내진성능에 대하여 일차적으로 일본의 내진진단법 중 2차진단의 구조내진지표와 지진피해율과의 관계를 바탕으로 건축물 자체가 보유하고 있는 내진성능을 평가하였으며, 평가 결과를 통해 적절한 보강량의 산정 및 보강부재 설계를 실시하였다. 보강부재로는 철근 콘크리트 기

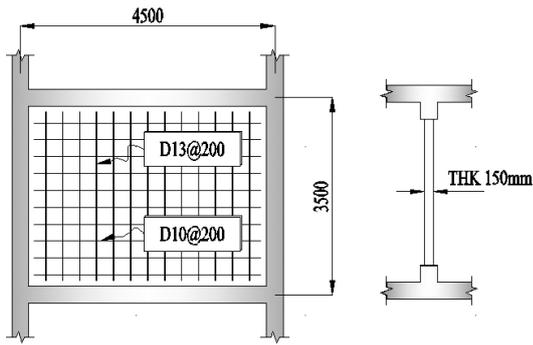
Table 1 List of the structural members(unit:mm)

	C1	C2
Column		
	8-D19, D10@250(Ties)	12-D19, D10@250(Ties)
Beam		
	8-D22, D10@150(Ties)	8-D22, D10@150(Ties)

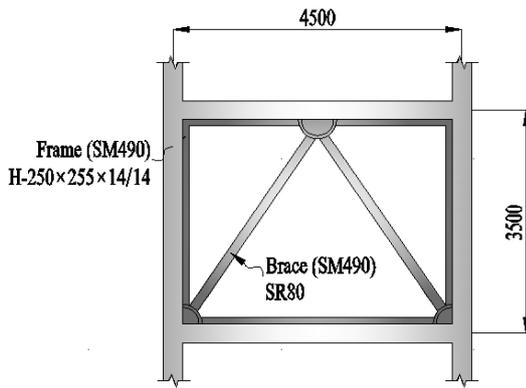
움 전단벽(infill walls)과 K형 보통 가새골조(steel braces)로 계획하였다. 또한 지진 발생시 대부분의 구조물이 비선형 거동을 보이므로, 지진의 영향을 고려하기 위해서는 비선형 해석이 수행되는 것이 일반적이다. 따라서, MIDAS/GEN Ver.785를 사용하여 비선형 정적해석인 푸쉬오버 해석과 및 동적해석인 시간이력해석 및 능력스펙트럼해석을 실시하여 보강 전/후의 내진성능을 비교하고자 하였다.

## 2. 대상건축물 개요

본 대상건축물은 Fig. 1 및 Table 1에 나타난 바와 같이 내진설계가 수행되지 않은 1980년대 건축된 보통모멘트골조의 학교 건물로써, 국내 학교 평면의 70% 이상을 차지하고 있는 일자형 보-기둥 철근콘크리트 보통모멘트골조의 학교 건물이다. 콘크리트의 설계기준강도 21



(a) RC infill wall



(b) Steel brace

Fig. 2 Details of seismic strengthening elements(unit : mm)

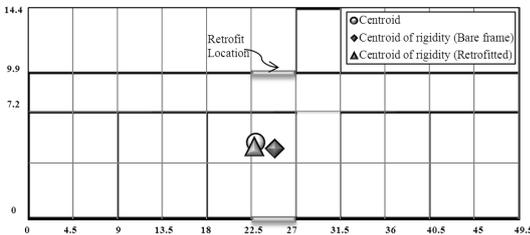


Fig. 3 Seismic-strengthening location(unit : m)

MPa, 철근강도 240MPa, 층고 3.5m, 슬래브 두께 150 mm인 편복도형 건물이다. 이 때, 교실 및 계단실의 하중은  $0.3\text{kN/m}^2$ 을 받는 것으로 가정하였다. 본 건축물은 신축 이음에 의해 2개동으로 구성되어 있으며, 본 연구에서는 이음부에서의 익스팬션 조인트(expansion joint)를 고려하여 신축 이전의 건축물만을 대상으로 선정하여 내진성능을 평가하였다.

### 3. 보강방법 개요

#### 3.1 보강부재의 결정

앞서 언급한 바와 같이 내진진단에 의해 건축물의 내진

성능이 부족하다고 판단되면 그 건물에 대한 내진보강이 필요하게 된다. 내진보강 공법에는 여러 가지가 있을 수 있으나, 주로 철골에 의한 보강과 철근콘크리트에 의한 보강 방법으로 나눌 수 있으며 경제성, 작업성, 시공성 등을 고려하여 그 현장에 가장 알맞은 공법을 선택하여 내진보강 공법을 결정하게 된다. 그 중 강도 보강형 보강 방법으로는 끼움벽과 가새골조가 있으며, 연성 보강형 보강 방법으로는 기동전단 혹은 보의 보강 방법이 있다. 본 연구에서는 효율적인 내진보강 방안을 평가하기 위하여 끼움벽과 가새골조를 이용하여 보강한 해석 결과를 통하여 각 부재별 보강성능을 비교하고자 하였다. 사용된 보강부재의 상세도를 Fig. 2에 나타내었다.

#### 3.2 보강위치의 결정

일반적으로 지진 발생 시 구조물에 작용하는 힘의 방향은 일정치 않다. 따라서 모든 방향에서 고른 내진성능을 보유할 수 있도록 다음과 같은 조건을 근거로 보강위치를 결정하였다.

- 1) 보강 부재는 서로 대칭이 되도록 보강할 것
- 2) 보강 후의 강성중심과 도심이 일치하도록 보강할 것

Fig. 3에 나타난 바와 같이 도심과 기존 골조의 강성 중심에 근접한 중앙부에 보강을 실시하였을 때, 보강 후의 강성 중심이 도심과 거의 일치하는 것으로 나타났다.

### 4. 일본 내진진단법

#### 4.1 일본 내진진단법의 개요

일본의 내진진단은 기존 중저층 철근콘크리트 건물의 내진성능을 약산적으로 평가하는 기법으로 3단계의 내진진단법으로 구성되어 있으며, 기본적인 구조체 부분의 내진성능은 구조내진지표( $I_s$ )의 값으로 평가한다.  $I_s$ 가 높으면 높을수록 내진성능이 우수하다는 것을 나타내며, 건물의 내진성능을 건물의 내력과 변형성능에 의한 에너지 흡수 능력으로 수치화함으로써, 그 우열을 점수의 대소로 평가한다는 내진성능의 정량화를 시도한 점이 특징이다.

그 중 1차진단법은 약산법의 수준에 맞춘 간편한 방법에 의하여 산정하나 벽체가 적은 건물에 적용할 경우 보유성능 기본지표가 과소평가되는 경향이 있으며, 2차진단

Table 2 Seismic capacities of RC building

Direction	Floor	C	F	E <sub>0</sub>	S <sub>D</sub>	T	I <sub>S</sub>
X	2	0.59	1.00	0.56	1.00	1.00	0.44
	1	0.34	1.00	0.35	1.00	1.00	0.35
Y	2	1.58	1.00	1.18	1.00	1.00	1.18
	1	0.83	1.00	0.83	1.00	1.00	0.83

Table 3 Seismic capacities of building after strengthening

Direction	Floor	C	F	E <sub>0</sub>	S <sub>D</sub>	T	I <sub>S</sub>
X	2	0.59	1.00	0.56	0.90	1.00	0.40
	Y	0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	0.50
단변	2	1.58	1.00	1.18	1.00	1.00	1.18
	1	0.83	1.00	0.83	1.00	1.00	0.83

법은 1차진단법에 비해 상세한 평가법을 적용하며 3차진단법에서는 건물의 특성이 2차진단법의 결과보다도 더욱 상세하게 검토되면서 그 결과의 신뢰성은 높아지는 특성이 있다. 본 연구에서는 2차진단법에 의하여 충분한 내진 성능 평가가 가능하다고 판단하여 2차진단법을 적용하여 평가하였다. 2차진단법에 적용되어 평가된 구조내진지표(I<sub>S</sub>)는 식 (1)에 의하여 정의된다.

$$I_S = E_0 \cdot S_D \cdot T \quad (1)$$

여기서, E<sub>0</sub> : 보유성능 기본지표(강도지표×연성지표),  
S<sub>D</sub> : 형상지표, T : 경년지표

보유성능 기본지표(E<sub>0</sub>)는 가장 기본적인 내진성능을 나타내는 지표로서, 건물의 보유내력을 전단력계수의 형식으로 나타내는 강도지표(C)와 변형능력을 나타내는 인성지표(F)의 곱으로 산정하는 것을 원칙으로 한다. 형상지표 및 경년지표는 각각 건물의 정형성 및 건설 후의 연수 등에 따라 E<sub>0</sub>를 보정하는 1.0을 기준으로 한 계수이다. 2차 진단법에서 E<sub>0</sub>는 보의 강도는 충분히 크다고 가정하고, 기둥 및 벽의 중국강도, 파괴형식 및 인성능력 등으로부터 산정한다.

#### 4.2 일본 내진진단 결과

2차 내진진단 결과, Table 2와 Table 3에 나타난 것과 같이 1층의 I<sub>S</sub>지표는 각각 0.35(장변), 0.83(단변)으로 나타났다. 이강석과 최호 등에 의해 수행된 국내 철근 콘크리트건물을 대상으로 한 I<sub>S</sub>지표와 지진피해율과의 상관

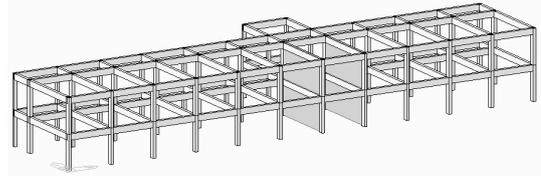


Fig. 4 3D view of the analytical model

관계를 연구한 결과에 따르면 국내의 현존 철근 콘크리트 건물은 지진가속도 0.08g에서는 3%, 0.12g에서 9%, 0.15g에서는 17%, 0.23g에서는 50%의 지진피해율이 추정되었다. 이를 I<sub>S</sub>지표와의 표준정규분포로 나타내면 최소값 0.15에 최대값 0.62, 평균 0.4에 표준편차가 0.135로 근사되어진다. 또한, 국내 철근 콘크리트건물은 I<sub>S</sub>지표가 0.4이상을 만족할 때 중규모 지진피해를 면할 수 있는 내진성능지표로 활용 가능한 것으로 보고되고 있다. 따라서 본 대상건물의 1층 장변방향의 I<sub>S</sub>지표는 0.4 이하의 값을 나타내고 있으므로, 지진 발생 시 중규모 이상의 피해가 발생할 가능성이 있다는 사실을 나타낸다. 따라서 1층의 장변방향에 대하여 보강을 실시할 필요가 있으며, E<sub>0</sub>, I<sub>S</sub>를 증가시키기 위하여 강도지표(C)에 필요한 보강량을 산정하였다. 이 때, 필요한 가새골조와 전단벽 등 보강부재의 내력은 부재의 두께 및 파괴양상을 고려하여 1,300kN을 받는 것으로 설계 가정하였으며, 계산 결과 강성지표를 0.05 상승시킬 경우 540.65kN이상의 보강량이 필요한 것으로 나타났다.

보강 전 내진진단 결과를 바탕으로 장변방향의 보강을 실시한 결과, Table 2 및 3에 나타난 바와 같이 I<sub>S</sub>는 1층에서는 0.35에서 0.50로 증가, 2층에서는 0.44에서 0.4로 감소하였다. 이 때, 2층의 I<sub>S</sub>감소는 1층 강성의 증가로 인하여 상대적으로 강성감소가 발생했기 때문인 것으로 판단된다.

### 5. 비선형 해석기법을 이용한 내진성능 평가

#### 5.1 비선형 정적해석

비선형 정적해석은 재료의 인성과 구조물의 부정정성을 해석에 반영함으로써 구조물의 비탄성 거동을 해석하는 가장 일반적인 방법으로써 내진설계에 많이 활용된 해석방법이다. 본 연구에서는 비선형 정적해석을 통하여 구조물의 탄성거동과 부재항복 이후의 소성거동을 해석적으로 규명하고 능력스펙트럼을 통해 구조물의 보유능력

Table 4 Pushover analysis results

	Yield		Failure	
	$\delta$ (%)	V(kN)	$\delta$ (%)	V(kN)
Bare frame	0.51	4,660	1.80	5,140
Infill wall	0.43	5,010	0.60	6,770
Steel brace	0.62	6,420	0.94	7,030

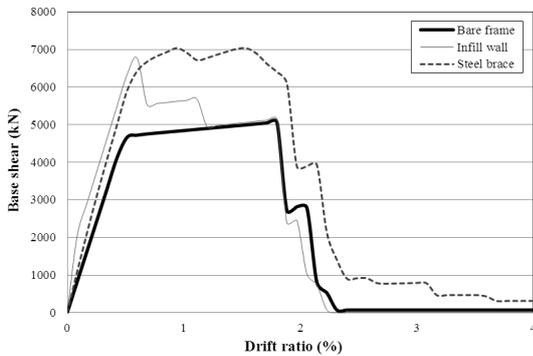


Fig. 5 Base shear-drift ration relationship

을 산정함으로써 내진성을 평가하고자 하였다. 비선형 정적 해석을 수행하기 위하여 사용한 프로그램은 MIDAS/GEN Ver.785이며 Fig. 4에 프로그램 상에서 대상건축물을 모델링한 모습을 나타내었다. 실제 구조물은 입체적으로 복잡하게 진동을 하지만, 본 연구에서는 기둥 및 보를 선재로 치환하여, 수평방향의 지진력만을 고려한 평면골조로 모델링하였다. 또한 골조와 보강부재의 접합면에 대해서는 Rigid link 기능을 사용하여 두 요소가 함께 거동할 수 있도록 모델링하였다. 이 때, 횡하중 가력 시 변위 증분방식을 이용하였고, 외력은 KBC 2009를 기준으로 지진하중을 산정하여 각층별 전단력을 산정하였으며, FEMA365, Wen 등의 연구를 통하여 소성단계를 추정하였다.

### 5.1.1 밀면 전단력과 변위의 비교

Table 4와 Fig. 5는 보강 전/후의 밀면 전단력-변위관계를 비교하여 나타낸 것이다. 여기에서 항복은 공칭항복 강도상태를 나타내며, 파괴는 부재내력에서 강도저하가 시작되는 시점인 극한한계상태를 의미한다. 파괴 시에는 소성힌지 영역에서 횡구속 철근의 파괴 등이 발생한다. 보강 전에는 층간변위 0.51%시 4,660kN에서 항복하였으며, 층간변위 1.80%, 밀면 전단력 5,140kN에서 파괴되었다. 전단벽을 보강한 경우 층간변위는 항복 시 0.43%, 파괴 시 0.60%로 감소하였고 밀면전단력은 항복

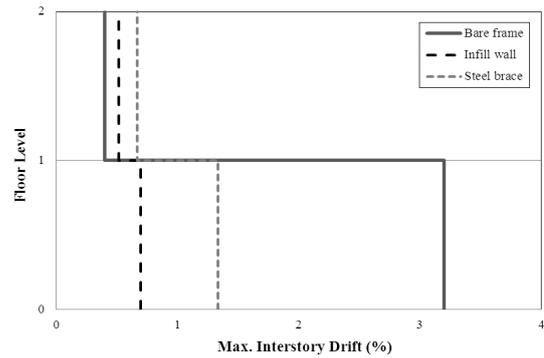


Fig. 6 Comparison of max. interstory drift

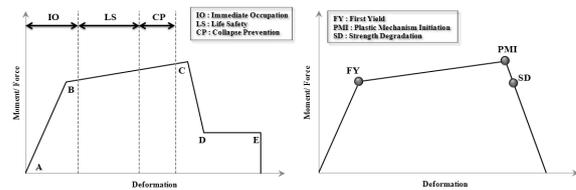


Fig. 7 Limit states of FEMA and WEN for pushover analysis

시 5,010kN, 파괴 시 6,770kN을 나타내었다. 또한 가새골조는 층간변위가 각각 항복 시 0.62%, 파괴 시 0.94%를 나타내었고, 밀면전단력의 경우 6,420kN 및 7,030kN을 나타내어 두 부재 모두 보강 전에 비하여 내력이 약 25%정도 향상하는 것으로 나타났다. 그러나 전단벽은 변위가 증가함에 따라 내력이 급격히 감소하는 거동을 보였으며, 가새골조는 전단벽에 비하여 연성적 거동을 보였으나 두 부재 모두 보강 전/후의 연성능력에 대해서는 큰 차이가 발생하지 않았다. 이는 전단벽과 가새골조가 건축구조물의 수평력에 대한 강도를 향상시키는 강도 보강용으로 이용되었으며, 연성 능력에 대해서는 변화가 없는 것으로 가정됨에 따라 타당한 결과로 판단된다. Fig. 6에는 보강 전/후에 따른 층별 최대 변위를 나타내었다. 두 부재 모두 층간변위가 보강 전에 비하여 1층에서는 감소하고 2층에 대해서는 증가함으로써 각 층의 변위 차이가 감소되는 특성을 보였다.

### 5.1.2 한계상태의 비교

본 연구에서는 Fig. 7에 도식화한 바와 같이 푸쉬오버 해석에 사용된 FEMA 규준에 따른 층간변위한계 및 Wen에 의하여 제안된 양적한계지표를 비교하여 보강 전/후의 안전성을 평가하였다. FEMA356은 IO(immediate occupation), LS(life safety) 및 CP(collapse prevention)의 부재의 단계 규준을 제시하며, 각 단계에 관한 IO, LS 및 CP의 양적한계지표로 나타내고 있다. 본 연구에서는 실제로 수행

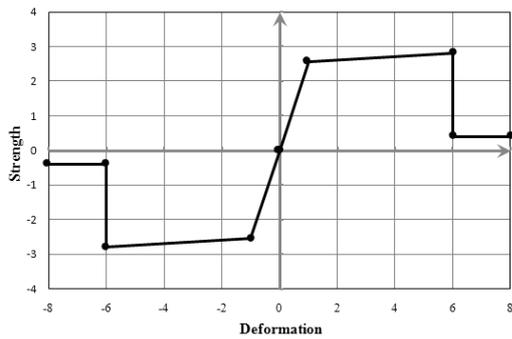


Fig. 8 Idealized hysteretic curve of FEMA

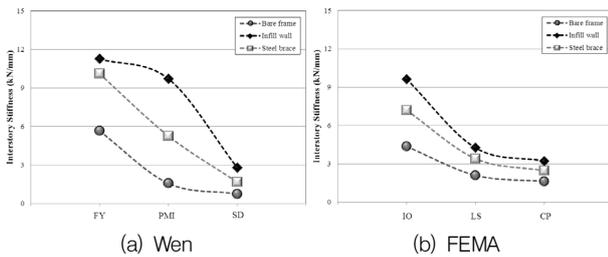


Fig. 9 Stiffness degradation characteristics

된 비내진 상세를 갖는 철근콘크리트 골조실험 해석 결과에 근거하여 대상 건축물의 보와 기둥의 소성인시특성을 항복점의 경우, 1.0→2.55, 극한점의 경우, 1.25→2.8로 계수를 조정하여 해석을 수행하였다. [Fig. 8] 또한 Mehmet Inel 등에 의해 제안된 바와 같이 FEMA의 이력 단계인 IO, LS 및 CP를 각각 변형능력의 10%, 60% 및 90%로 결정하였다. 이와 더불어 Wen 등에 의하여 제안된 양적한계지표를 함께 비교하여 나타내었으며, Wen의 각 단계는 다음과 같다.

- 1) First Yield (FY) : 횡하중 가력 시 각 층의 부재 또는 구조물의 초기항복이 발생할 때의 층간변위
- 2) Plastic Mechanism Initiation (PMI) : 횡하중 가력 시 층 및 전체 보의 하이브리드 메카니즘이 발생할 때의 층간변위
- 3) Strength Degradation (SD) : 최대강도의 20% 이상 층 전단력이 감소하기 시작할 때의 층간변위

Fig. 9는 보강 전/후 각 소성단계에서의 층간강성을 비교하여 나타낸 것이다. 브레이스 보강 시 각 단계에서 강성 저하가 일정하게 발생하는 반면, 전단벽 보강 시 경우 취성적 성질로 인해 최대내력 이후 강성이 급격히 저하되는 특성을 보이고 있다. 또한 변형능력에서는 IO에서 LS

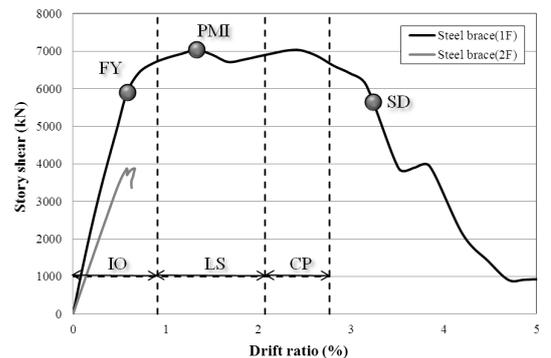
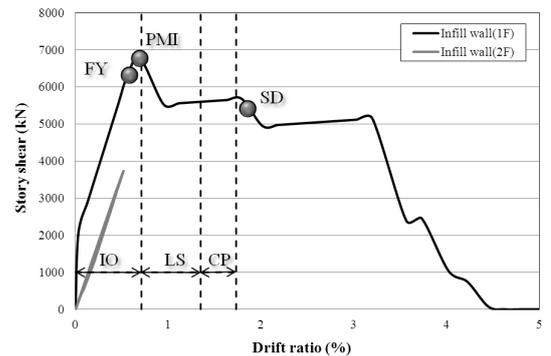
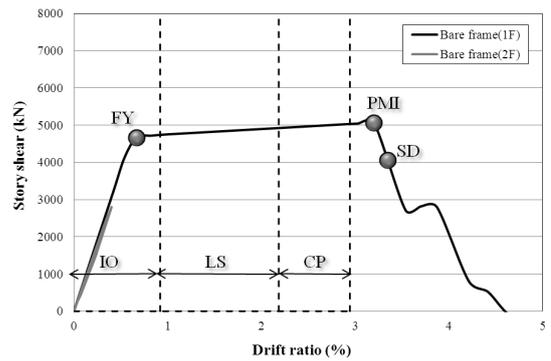
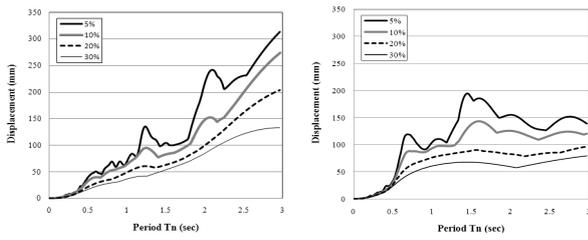


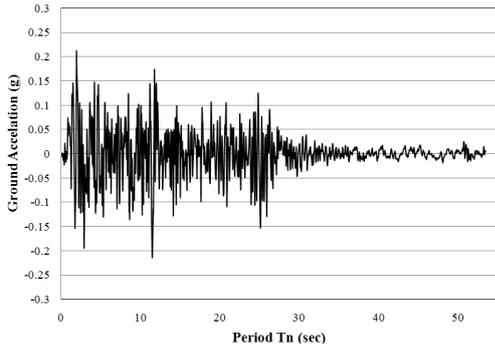
Fig. 10 Story shear-drift ratio relationships

단계에 이르기까지 급격한 강성저하 현상을 보였으며, 이후 강성 변화가 완만한 것으로 나타났다.

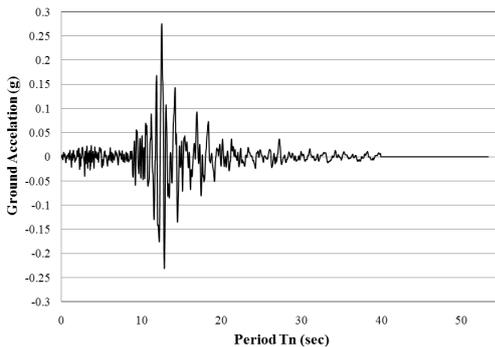
Fig. 10은 보강 전/후의 전단력-층간 변위 관계에 FEMA와 Wen에 의하여 산정된 한계단계를 고려하여 나타낸 것이다. Wen의 양적한계지표는 강도의 양적능력을 근거로 산정한 반면, FEMA에 의한 한계지표는 건축물의 한계상태 이내의 변형능력을 근거로 산정되었으며, 따라서 FEMA의 한계지표는 Wen의 제안지표 내에 존재하게 된다. 그림에서 보강 전 및 가새골조 보강 시, 비교적 연성적 거동을 보임에 따라 FEMA의 한계지표 단계가 넓게 분포되어 있다. 그러나 전단벽 보강을 한 경우에는 전단벽 자체의 높은 강성특성 및 취성적 파괴특성으로 인하여



(a) El Centro (b) Loma  
Fig. 11 Displacement response spectrum



(a) El Centro



(b) Loma

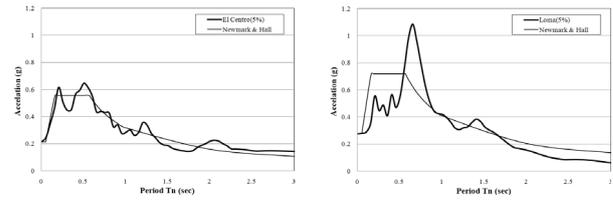
Fig. 12 Earthquake records

Wen의 양적 한계지표가 비교적 작은 변형능력에서 결정되는 것으로 나타났다.

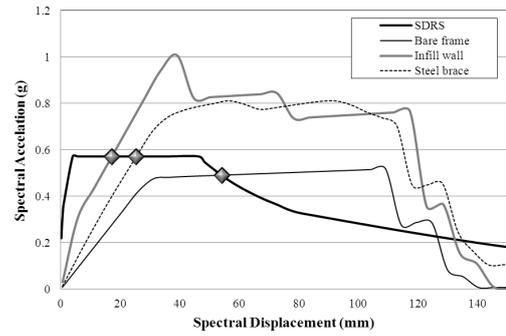
### 5.1.3 능력스펙트럼 해석

능력스펙트럼법(capacity spectrum method)은 구조물의 내진성능 평가에 있어 지진요구와 보유능력을 응답 가속도( $S_a$ )와 응답변위( $S_d$ )로 각각 표현하여 하나의 그래프에 나타내는 비선형 정적해석방법으로, 능력곡선(capacity curve)과 요구곡선(demand curve)의 교점을 지진의 발생 시 건물에 요구되는 최대변위로 규정한다.

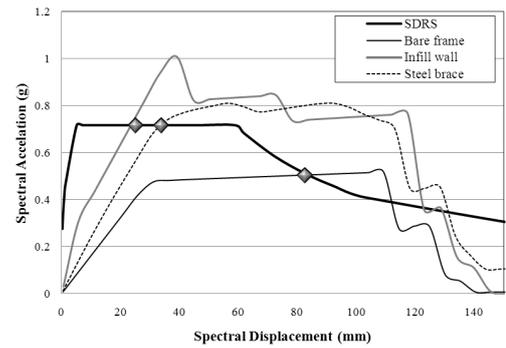
능력곡선에 대해서는, 푸쉬오버 해석을 통해 얻어진 대상 건축물의 밀면 전단력 및 지붕층 변위의 관계를 응답 가속도 및 응답변위 관계로 표현하는 가속도-변위 응답



(a) El Centro (b) Loma  
Fig. 13 Response spectrum(5% damping)



(a) El centro



(b) Loma

Fig. 14 Spectral Acceleration-displacement relationships

스펙트럼(Acceleration-Displacement Response Spectra, ADRS) 형태의 능력스펙트럼으로 나타내었다. 또한, 요구 곡선에 대해서는 1940년에 발생한 El Centro지진 및 1989년에 발생한 Loma지진에 대하여 응답 스펙트럼을 통해 대상 건축물의 내진성능을 평가하였다.

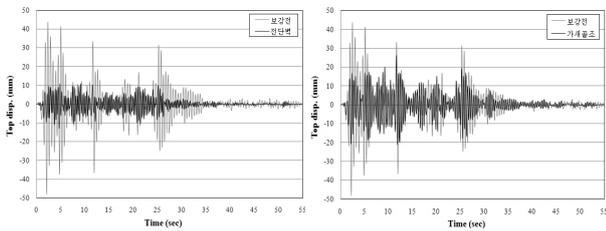
본 연구에서는 ATC-40에서 제시하는 Procedure-A에 의하여 성능점을 산정하였으며, 따라서 능력스펙트럼의 초기강성에 대한 기울기와 5% 탄성 설계응답스펙트럼과의 교차점을 초기 성능점으로 가정하였다. Fig. 11~13에 해석에 사용된 El Centro와 Loma지진의 변위응답스펙트럼, 가속도 시간이력 및 5% 감쇠 시의 응답스펙트럼을 각각 나타내었다. 또한 해석결과는 Fig. 14 및 Table 5에 각각 나타내었다.

El Centro지진의 경우 보강 전에는 스펙트럼 가속도

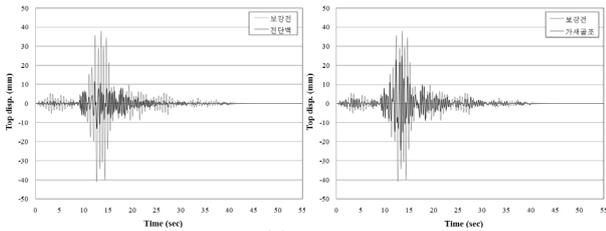
Table 5 Analysis results from capacity spectrum method

		V (kN)	D (mm)	S <sub>a</sub> (g)	S <sub>d</sub> (mm)	T <sub>eff</sub> (sec)	D <sub>eff</sub> (%)
Bare frame	El centro	4,805	62.51	0.49	54.17	0.67	21.94
	Loma	4,937	95.33	0.50	82.61	0.81	26.49
Infill wall	El centro	3,846	18.41	0.57	17.15	0.35	13.83
	Loma	4,950	27.38	0.71	25.21	0.38	12.07
Steel brace	El centro	4,957	29.65	0.57	25.38	0.42	6.506
	Loma	6,217	39.61	0.71	33.90	0.44	8.22

Notation) V : Base shear, D : Displacement, S<sub>a</sub> : Acceleration Spectrum, S<sub>d</sub> : Displacement Spectrum, T<sub>eff</sub> : Effective period, D<sub>eff</sub> : Effective damping



(a) El Centro



(b) Loma

Fig. 15 Comparison of top displacement of the seismic-strengthened building

(S<sub>a</sub>) 0.491g에서 스펙트럼 변위(S<sub>d</sub>) 54.17mm에서 성능점이 나타났으며, 전단벽 보강 후에는 0.572g에 17.15mm, 가새골조 보강에는 0.572g에서 25.38mm에서 성능점이 나타났다. 한편 Loma지진의 경우 보강 전에는 스펙트럼 가속도(S<sub>a</sub>) 0.504g에서 스펙트럼 변위(S<sub>d</sub>) 82.61mm에서 성능점이 나타났으며, 전단벽 보강 후에는 0.713g에 25.21mm, 가새골조 보강에는 0.713g에서 33.90mm에서 성능점이 나타났다.

유효감쇠율에 따른 주기는 El Centro지진에서 전단벽 및 가새골조 각각 약 50% 및 40% 정도 감소하였으며, Loma지진에서는 두 보강부재 모두 약 50% 정도 감소하는 것으로 나타났다. 또한 성능점에서의 보강 시 스펙트럼 가속도는 두 지진파에서 동일한 것으로 나타났으며, 스펙트럼 변위에 대해서는 전단벽에 비하여 가새골조가

Table 6 Eigenvalue analysis results

mode	Period(sec.)			Mass participation(%)		
	Bare frame	Infill wall	Steel brace	Bare frame	Infill wall	Steel brace
1	0.5103	0.3322	0.3978	93.94	63.89	82.94
2	0.3364	0.3062	0.3298	0.02	0.00	0.01
3	0.1748	0.1073	0.1448	6.04	0.12	17.02
4	0.1124	0.0850	0.1114	0.00	33.27	0.00
5	0.0803	0.0795	0.0801	0.00	1.82	0.00
6	0.0301	0.0303	0.0428	0.00	0.00	0.00

약 30% 정도 큰 변위값을 보였다.

## 5.2 비선형 동적해석

구조물은 지진력 작용 시 관성력에 의하여 진동하게 된다. 비선형 동적해석은 각 부재의 비선형 거동을 반영하면서 실제의 지진이력에 대하여 구조물의 동적특성을 평가할 수 있는 해석방법이며, KBC2009에서는 동적해석법으로 시간이력해석을 제시하고 있다. 본 연구에서는 유사한 최대가속도(PGA)를 가지고 있으나 최대 가속도 구간 지속 범위의 차이를 지니고 있는 El Centro(1940, 180Deg)와 Loma(1989, 270Deg) 지진파를 사용하여 시간이력해석을 실시하였으며, 이에 따른 보강 전/후의 내진성능을 평가하였다.

Table 6에 보강 전/후의 주기와 질량참여율의 변화에 대한 모드해석결과를 나타내었다. 질량 참여율이 가장 높은 모드 1에서 보강 후 주기가 보강 전에 비해 0.12~0.18초 감소하는 것으로 나타났다. 이는 보강 실시에 따라 지진 발생 시 비탄성적 거동이 감소됨을 의미한다.

### 5.2.1 시간이력 해석

시간이력해석은 구조물에 동적하중이 작용할 경우에 동적 평형방정식의 해를 구하는 것으로, 구조물의 동적특성과 가해지는 하중을 사용하여 임의의 시간에 대한 구조물의 거동을 계산하는 해석이라고 할 수 있다. 본 연구에서는 대상 건축물의 능력스펙트럼 해석결과와 비교하기 위하여 모드중첩법(modal superposition method)을 사용한 시간이력해석을 실시하였으며, 구조물의 변위는 식 (2)에 의하여 결정된다.

$$u(t) = \sum_{i=1}^m \Phi_i q_i(t) \quad (2)$$

Table 7 Time history analysis results

	Bare frame (mm)	Demand load (kN)	Displacement (Retrofitted) (mm)	
			Infill wall	Steel brace
El Centro	43.71	800	12.839 (t=70)	26.192 (SR52)
		1,300	11.026 (t=150)	26.124 (SR80)
		2,000	11.003 (t=250)	18.606 (SR110)
Loma	38.04	800	13.442 (t=70)	27.891 (SR52)
		1,300	11.617 (t=150)	24.914 (SR80)
		2,000	11.061 (t=250)	16.951 (SR110)

여기서,  $\Phi_i$  : i번째 모드의 형상,

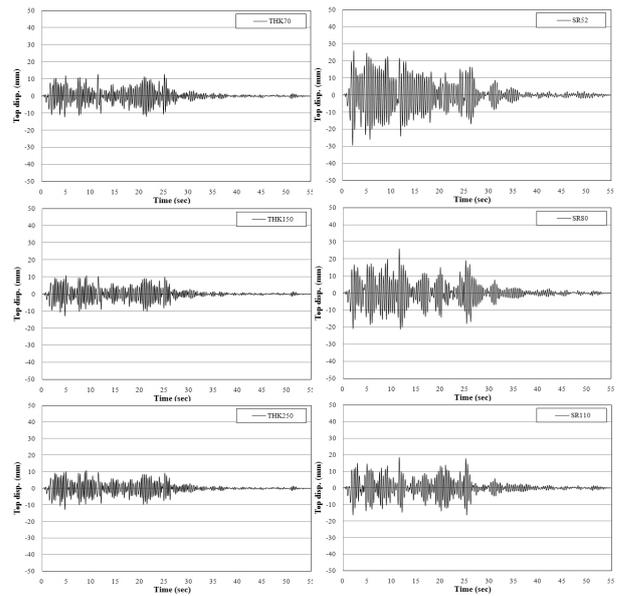
$q_i(t)$  : i번째 모드에 의한 단자유도 방정식의 해

보강 전/후의 시간이력해석 결과를 Fig. 15에 나타내었다. 두 지진에서 최대 변위는 전단벽 보강 시 70~74.8% 감소하였으며, 가새 골조 보강 시 35~40.3% 감소하였다. 한편 능력스펙트럼 해석과 비교한 결과, 시간이력해석 시 변위가 비교적 낮게 평가되는 경향을 보였다. 또한, Table 7과 Fig. 16에 보강량 변수에 따른 시간이력해석 결과를 추가로 비교한 결과, 보강량 증가에 따라 최대 변위가 감소하는 경향을 보였다. 그러나 전단벽 보강 시 두께 증가에 따른 최대 변위는 크지 않았으며, 가새골조 보강 시에는 직경이 증가할수록 변위가 비교적 크게 감소하는 특성을 나타내었다.

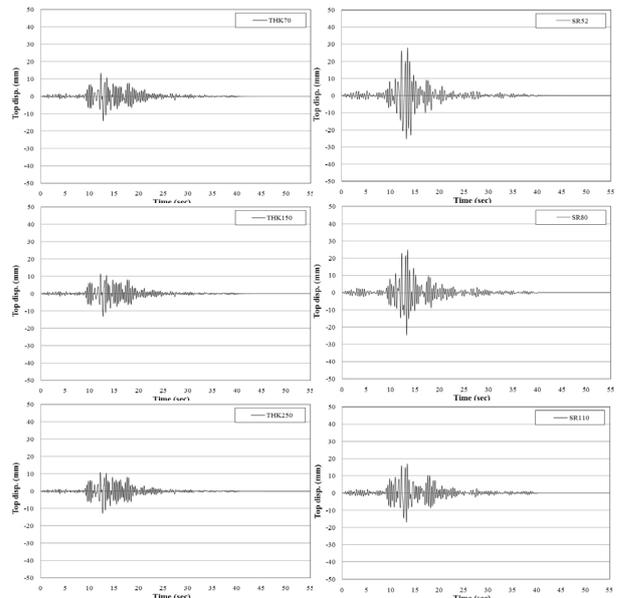
## 6. 결론

본 연구에서는 1980년대 표준설계도서에 의해 설계되어 내진규정이 적용되지 않은 학교 건축물의 내진성능 및 보강 후의 내진성능에 대하여 일본의 2차 내진진단법 및 비선형 해석을 실시하여 평가하였으며, 보강 전/후의 내진성능을 평가한 결과 다음과 같은 연구 결과를 도출하였다.

- 1) 보강 전의 건축물에 대한 일본의 2차 내진진단결과, 1층의 장변방향  $I_s$ 지표가 0.35로 나타나, 150gal 규모의 지진 발생 시 1층에 중규모 이상의 피해가 발생할 가능성이 있는 것으로 나타났다.
- 2) 비선형 정적 해석 결과, 보강 전에는 중국내력이 변위 3.19%에서 5,140kN으로 나타났다. 전단벽 보강 시 변위 0.60% 및 6,770kN의 내력을 나타냈으며, 가새골조 보강 시 변위 0.94% 및 7,030kN의 내력을 나타내어, 보강 이후 25% 이상의 내력 증



(a) El Centro



(b) Loma

Fig. 16 Variation of top displacement with the increase of reinforcement amounts

- 가, 70% 이상의 변위 감소 특성을 보였다. 또한 성능점의 경우 가새골조가 전단벽에 비하여 동일 내력에서 약 30%정도 더 많은 변형능력을 보였다.
- 3) 전단벽 보강 시 강성 저하가 크게 나타난 반면, 가새골조 보강에선 비교적 안정적인 저하 특성을 보였다.
- 4) 비선형 동적 해석 결과, 전단벽 및 가새골조 보강 시 유효 감쇠율에 따른 주기가 보강 전에 비하여 각각 50% 및 40% 감소하였으며 시간이력해석 결과, 전단벽에 비하여 가새골조의 지붕층 최대 변위가 크게

나타났다.

- 5) 보강량 변수에 따른 시간이력해석을 실시한 결과, 전단벽 보강 시 두께 증가에 따른 변위 차이가 크지 않았으나, 가새골조 보강 시에는 직경이 증가함에 따라 변위가 감소하는 경향을 나타내었다.

전연한 바와 같이 일본의 2차 내진진단은 기존 건축물의 지진 발생 시 안전성을 평가하기 위하여 실시되었으며, 그 결과 1층의 피해가 크게 발생할 것으로 평가되었다. 따라서 대상 건축물에 보강이 필요한 것으로 판단하였으며, 보강 후의 안전성을 평가하기 위하여 동일한 건축물의 1층에 1,300kN의 전단벽을 추가하여 재진단을 실시한 결과 안전성을 만족하는 것으로 나타났다. 이 결과를 토대로 다양한 지진파를 고려할 수 있는 비선형 정적 및 동적 해석에서도 보강 전의 건축물의 해석결과가 지진 발생 시에 안전하지 못하며, 동일한 보강을 실시할 경우에는 지진에 대하여 안전할 것으로 판단하였다. 따라서 보강 전/후의 해석 결과를 비교하여 정적해석에서의 최대 내력과 동적해석에서의 최대 변위의 평가를 통하여 전단벽 및 일본의 2차 내진진단법에서는 고려하지 못하는 가새 골조의 보강 효과에 대한 내진성능평가를 실시하였다. 평가 결과 비선형 정적해석에서는 최대 내력의 상승을 나타내었으며, 비선형 동적해석에서는 최대 변위의 감소를 보임에 따라 내진보강효과에 대하여 정량적인 평가가 가능하였다. 또한 정적 및 동적해석에서 지진파를 사용함으로써 지진 발생 시 건축물의 거동에 대하여 평가가 이루어졌으나 이 외에 토질 조건에 대한 고려도 내진 평가에 있어 중요한 요소임에 따라 추후 진행될 연구에서는 다양한 최대가속도를 지닌 지진파와 지반 조건에 따른 내진 거동에 대한 연구가 필요하다고 판단된다.

#### 감사의 글

본 연구는 충청남도 교육청에 의해 수행된“학교 비내진 건축물 내진성능 판정 및 보강방안/비용 제안”에 관한 내진성능평가 연구의 일환으로, 프로그램 사용에 협조해주신 MIDAS IT와 충청남도 교육청에 감사드립니다.

#### 참고문헌

1. (주)동양구조엔지니어링, 충남대학교 고기능콘크리트 구조연구실, “학교 비내진시설물 내진성능 판정 및 보강방안/비용

- 제안”, 충청남도 교육청, 2010.
2. 교육과학기술부, “학교시설 내진보강 우선도 전수조사 학교별 현황”, 교육과학기술부, 2009.
3. 기상청 홈페이지. (<http://www.kma.go.kr>).
4. 대한건축학회, 국토해양부 고시 건축구조기준, 대한건축학회, 2009.
5. 윤현도, 김선우, 이갑원, 최창식, 이혜연, “고인성 시멘트 복합체를 사용한 끼움벽으로 보강된 비내진 상세 철근콘크리트 골조의 내진성능”, 대한건축학회 논문집 제22권 5호, 2006.
6. 이강석, 최호, 이원호, “현존 철근콘크리트 건물의 내진성능 평가 및 지진피해율의 상정”, 대한건축학회 논문집, 제13권 1호, 2000.
7. 이영학, 김민숙, 변은혁, 김희철, “CFRP Sheet를 이용한 철근콘크리트 프레임면내 조각벽체의 전단내력 평가에 관한 실험적 연구”, 한국지진공학회 논문집, 제14권 제1호, 2010.
8. 정란, 박태원, 이수곤, “내진설계되지 않은 기존 철근콘크리트 골조구조물의 내진성능 보강효과”, 대한건축학회 논문집 제20권 9호, 2004.
9. (財)日本建築防災協會, “既存コンクリート造建築物の耐震診断基準-付解説”, 新洋社, 東京, pp.1-140, 1990.
10. A. S. Elnashai, R. Pinho, “Repair and Retrofitting of RC Walls using Selective Techniques”, Journal of Earthquake Engineering, vol. 2, No. 4, 1998.
11. Applied Technology Council, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, vol. 1, ATC 40, 1996.
12. Chopra, A. K. and Goel, R. K., A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings; Theory and Preliminary Evaluation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of Berkeley, 2001.
13. Federal Emergency Management Agency, FEMA 356, “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings Prepared by American Society of Civil Engineers”, Washington DC, 2000.
14. Japan Building Disaster Prevention Association, “Standard for Evaluation of Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Buildings”, Tokyo, Japan, 2001.
15. Joseph M. Bracci, Andrei M. Reinhorn, John B. Mander, “Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Buildings Designed for Gravity Loads : Performance of Structural Model”, ACI Structural Journal, 92-S68, 1995.
16. L. T. Phan, D. R. Todd, H. S. Lew, “Strengthening Methodology for Lightly Reinforced Concrete Frames-I”, NIST, 1993.
17. Mary Beth D. Hueste, Jong-Wha Bai, “Seismic Retrofit of a Reinforced Concrete Flat-Slab Structure: Part I-Seismic Performance Evaluation”, Engineering Structures, vol. 29, 2007.
18. Mehmet Inel·Hayri Baytan Ozman, Effects of Plastic Hinge Properties in Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Buildings, Elsevier, 2006.
19. MIDAS IT. MIDAS/gen Analysis & Design Manual. MIDAS Information Technology Cooperation, 2004.
20. Midas/Gen, “General Structure Design System-Midas/Gen Ver.785 Program”, MIDAS Information Technology Co., LTD., 2010.
21. Özgür Anil, Sinan Altin, “An Experimental Study on

- 
- Reinforced Concrete Partially Infilled Frames”, Engineering Structures, vol. 29, 2007.
22. Peter Fajfar·M. EERI, A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design, Earthquake Spectra, vol.16, No.3, 2000.
23. Steve Huang, Wen-Hung Chang, “Inelastic Behavior of Infilled Concrete Frames”, The 3rd International Conference on Structural Stability and Dynamics, 2005.
24. Wen YK., Ellingwood BR., Veneziano D, Bracci JM, Uncertainty Modeling in Earthquake Engineering, Mid-America Earthquake Center Project FD-2 Report, 2003.

(접수일자 : 2010년 8월 20일)  
(심사완료일자 : 2010년 10월 6일)

---

## 요 지

본 논문은 내진설계규정이 적용되지 않은 국내 철근콘크리트 학교 건물에 관한 해석적 연구이다. 일본의 내진진단과 비선형 정적 및 동적 해석을 통하여 대상 건축물의 내진 성능을 평가하였다. 일본의 내진진단 방법에 기초하여 철근 콘크리트 학교 건물의 부족한 내진 성능을 파악하였다. 또한, 횡하중을 받는 학교 건물의 내진거동이 해석적으로 평가되었다. 건축물의 내진 보강을 위하여 1,300kN의 내력을 받는 전단벽과 K형 가새골조가 사용되었다. 비선형 정적해석 결과, 보강에 의한 전단내력은 보강 전에 비하여 30%이상의 향상을 보이는 것으로 나타났으며, 전단벽 보강 시 최대 하중 이후에서 가새골조 보강에 비해 큰 강성저하를 나타내었다. 또한, 성능점 산정 결과에서 가새골조로 보강된 건축물이 전단벽으로 보강된 건축물에 비해 30% 이상의 변형능력을 보였다. 한편 비선형 동적해석의 시간이력해석 결과에서는 가새골조와 전단벽에 의해 보강된 건축물의 최대 변위가 보강량이 증가할수록 감소하는 경향을 나타내었다. 본 연구는 이 외에도 지진 지역에서의 건축물의 내진성능 향상을 위해 다양한 지반 조건과 지진파를 고려되어야 한다고 판단된다.

**핵심 용어** : 철근콘크리트 학교 건물, 비선형 해석, 내진성능, 끼움 전단벽, 철골 브레이스

---