

# 1980년대 국내 철근콘크리트 학교건물의 내진 안전성 평가에 관한 연구

## Seismic Safety Evaluation of Korean R/C School Buildings Built in the 1980s

|                |              |              |              |
|----------------|--------------|--------------|--------------|
| 이 강 석*         | 위 정 두**      | 김 용 인**      | 이 현 호***     |
| Lee, Kang-Seok | Wi, Jeong-Du | Kim, Yong-In | Lee, Hyun-Ho |

### Abstract

The main purpose of this study is to evaluate the seismic safety of Korean R/C school buildings built in the 1980s, based on “*the Japanese Standard for Evaluation of Seismic Capacity of Existing R/C Buildings*”, the nonlinear static and the nonlinear dynamic analyses. The evaluation result of the Japanese Standard showed that R/C school buildings built in the 1980s have 0.2 through 0.4 of seismic indices ( $I_s$ ). This result indicates that more than medium damage could be potentially occurred under a medium intensity level of ground motion(150g). The results of the nonlinear analyses and the post-earthquake damage evaluation method showed that Korean R/C school buildings can be suffered moderate and severe damages under a 150gal and a 200gal intensity levels of ground motions, respectively. These results reveal that R/C school buildings should be urgently required a actual earthquake preparedness measures including seismic strengthening for future earthquake.

### 요 지

본 연구에서는 1980년대 표준설계도면에 의해서 건설된 국내 학교건물을 대상으로 일본 내진진단 기준, 비선형 정적 및 동적해석을 수행하여 내진안전성을 평가하였다. 내진진단 결과, 구조내진지표( $I_s$ )는 0.2~0.4로 평가 되었으며, 이 결과는 150gal 정도의 지진 규모에서 중규모 이상의 지진피해를 받을 가능성이 있다고 판단된다. 비선형 정적해석결과, 장변방향은 부재각  $R=1/150rad.$ , 단변방향은  $1/100rad.$ 에서 각각 항복하였으며, 비선형 동적해석결과, Hachinohe. EW(200gal)입력지진동에서 대상건물 1층 장변방향 19.85cm 및 단변방향 23.3cm의 최대 지진응답변위를 각각 나타내었다. 지진피해도 판정법을 이용하여 1980년대 국내 학교건물의 내진안전성을 최종적으로 평가한 결과에 의하면 150gal 이상의 지진에서 중규모 지진피해가 발생할 가능성이 예측되며, 내진보강 등 실제적인 지진대책이 시급하다고 판단된다.

**Keywords :** Reinforced concrete school buildings, Seismic capacity evaluation, Nonlinear static analysis, Nonlinear dynamic analysis, Damage class, Post-earthquake damage evaluation

**핵심 용어 :** 철근콘크리트 학교건물, 내진진단, 비선형 정적해석, 비선형 동적해석, 손상도, 지진피해도 판정법

\* 정회원, 전남대학교 건축학부 조교수

\*\* 학생회원, 전남대학교 건축공학과 석사과정

\*\*\* 정회원, 동양대학교 건축소방행정학과 부교수

E-mail : kslnist@chonnam.ac.kr 062-530-1645

• 본 논문에 대한 토의를 2009년 10월 31일까지 학회로 보내주시면 2010년 1월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

## 1. 서론

### 1.1 연구배경 및 목적

최근 기상청<sup>(1)</sup> 통계자료에 의하면 한반도에서 지난 31년(1978~2008년)간 총 816회의 지진이 관측되어, 연평균 26회의 빈도를 보이고 있다. 이중有感지진횟수가 212회이며 지진규모(M) 3이상 지진 발생이 274회이다. 특히 최근 경북 울진 5.2(2004년), 인천 백령도 5.0(2003년), 강원도 평창 4.8(2007년), 경북 안동 3.8(2009년)규모의 지진 등 비교적 큰 지진이 빈발하고 있다. 이것은 국내에서도 각종 건물에 상당한 피해를 줄 수 있는 진도 VII(규모5.9, 평균최대가속도0.15gal)<sup>(1)</sup>이상의 지진이 발생할 가능성이 있다는 사실을 나타내는 것으로써, 근 장래에 발생 가능한 대규모의 지진에 대한 대책이 매우 중요하다고 판단된다.

한편, 최근 국외에서 일어난 대지진, 즉 2005년 파키스탄 지진, 2008년 중국 쓰촨성 지진 등에서 대다수 학교건물의 붕괴로 국내 학교건물의 내진안전성에 대해서도 관심이 집중되었다. 이러한 시대적 흐름에 따라 국내에서도 학교 지진재해 행동매뉴얼을 작성하였으며, 전국의 초·중·고등학교를 대상으로 내진보강사업안 등이 기획되고 있지만, 내진대책(내진보강)에서 매우 중요한 위치를 차지하는 국내 학교건물의 내진성능현황에 관한 조사는 미비하다. 일반적으로 학교건물은 정두리벽과 수벽의 영향으로 인한 기둥의 단주화로 지진 시 취성파괴할 가능성이 매우 크며, 또한 장변방향으로 채광과 환기를 목적으로 커다란 창문을 두어 횡력에 저항할 전단벽을 설치하지 못하므로 지진 시 매우 취약할 것으로 판단된다.

본 연구에서는 1980년대 표준설계도면에 의해서 건설된 학교건물을 대상으로 내진보강설계의 근간이 되는 내진성능을 평가 및 검토하였다. 내진성능 평가방법으로, 1995년 일본 고베 대지진이후 철근콘크리트(이하, RC)건물의 효과적인 내진성능평가법으로 인정된 일본 내진진단기준<sup>(2)</sup>, 비선형 정적해석(nonlinear static analysis), 비선형 동적해석(nonlinear dynamic analysis) 및 지진피해도 판

정법(Post-earthquake Damage Evaluation)<sup>(3)</sup>을 각각 이용하였으며, 국내에서 발생 가능한 지진강도 수준(100gal~200gal)별로 대상 학교건물의 지진피해정도를 평가예측하여 내진안전성을 최종적으로 검토하였다.

### 1.2 연구방법

본 연구에서는 1980년대 학교건물의 내진성능을 일차적으로 일본내진진단법(1차 및 2차진단)을 이용하여 건물 자체가 보유하고 있는 내진성능을 시가(志駕)Map<sup>(4)(5)</sup>(벽비율과 평균전단응력도와의 관계) 및 구조내진지표( $I_s$ )와 지진피해율과의 관계<sup>(6)</sup>를 바탕으로 평가하였으며, 또한 보다 상세하게 내진성능을 평가하기 위해 다음에 서술하는 방법에 의해서 비선형 정적 및 동적해석을 수행하였다.

문헌[2],[13] 및 [15]에 의하면 비선형 정적해석 결과를 바탕으로 대상건물의 균열내력( $V_c$ ), 균열변위( $u_c$ ), 항복내력( $V_y$ ), 항복변위( $u_y$ )를 추정하여 비선형 동적해석을 수행하는 것을 권장하고 있다. 상기와 같은 연구결과를 근거로 본 연구에서는 각 골조를 양단 핀의 강한 보로 연결하여 구조물 전체를 하나의 평면골조로 비선형 정적해석<sup>(7)</sup>을 수행하였으며, 해석 수행 시 부재는 강역을 가지는 선재로 치환하여 힙 스프링과 전단 스프링이 직렬 결합한 모델로 가정하였다. 또한 비선형 정적해석결과를 이용하여 대상건물을 타케다 복원력특성(Takeda Hysteresis Model)을 가지는 MDF 전단구조시스템으로 모델링하여 비선형 동적해석을 수행하였다. 입력지진파는 Elcentro(EW/NS), Taft(EW/NS), Hachinohe(EW/NS) 기존 피해지진파를 국내의 내진설계 시 입력지진동 규모( $S_A$ ,  $S_B$ ,  $S_C$ 지반)를 공학적으로 판단하여 100gal, 150gal 및 200gal로 표준화하여 동적해석을 수행하였다. 최종적으로 내진진단 결과 및 비선형 해석결과를 비교 분석함과 동시에 항복변위( $u_y$ )와 최대지진응답변위( $u_{max}$ )의 비, 즉 연성률( $\mu = u_{max}/u_y$ )과 지진피해도<sup>(3)</sup>의 상관관계를 바탕으로 내진안전성을 종합적으로 평가 하였다.

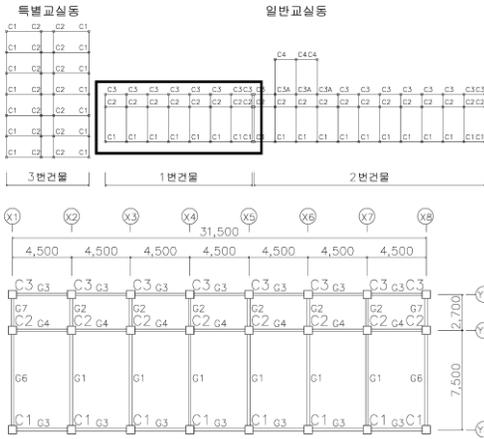


Fig. 1 대상건물(1번 건물) 평면도

Table 1 대상건물 주요 부재 리스트

(a) 기둥 리스트

|    | C1  | C2   | C3   |
|----|---|--|--|
| 3층 | <br>350<br>500<br>• 8-D19<br>• 2-D16<br>대관 D10 @ 300<br>부조관 D10 @ 900 | <br>350<br>400<br>• 6-D19<br>• 2-D16<br>대관 D10 @ 300<br>부조관 D10 @ 900  | <br>350<br>400<br>• 8-D16<br>대관 D10 @ 300<br>부조관 D10 @ 900 |
| 2층 | <br>350<br>500<br>• 8-D19<br>• 2-D16<br>대관 D10 @ 300<br>부조관 D10 @ 900 | <br>350<br>400<br>• 8-D19<br>• 2-D16<br>대관 D10 @ 300<br>부조관 D10 @ 900  | <br>350<br>400<br>• 8-D16<br>대관 D10 @ 300<br>부조관 D10 @ 900 |
| 1층 | <br>350<br>500<br>• 8-D19<br>• 2-D16<br>대관 D10 @ 300<br>부조관 D10 @ 900 | <br>350<br>400<br>• 12-D19<br>• 2-D16<br>대관 D10 @ 300<br>부조관 D10 @ 900 | <br>350<br>400<br>• 8-D16<br>대관 D10 @ 300<br>부조관 D10 @ 900 |

## 2. 대상건물 개요

본 대상건물은 내진설계가 수행되지 않은 1980년대 건설된 건설부 공고 제130호 표준설계도에 의한 (다)형 철근콘크리트 학교건물이다. Fig. 1에는 대상건물의 평면도를, Table 1에는 대표적인 기둥 및 보 리스트를 나타낸다. 설계용 콘크리트의 강도는 21MPa, 철근강도는 240MPa이며, 층고는 3.3m

(b) 보 리스트

|     | 내진부            | 중앙부            | 외진부            |
|-----|----------------|----------------|----------------|
| G3  | <br>250<br>450 | <br>250<br>450 | <br>250<br>450 |
| 상부근 | • 3-D19        | • 2-D19        | • 3-D19        |
| 하부근 | • 2-D19        | • 3-D19        | • 2-D19        |
| 폭   | D10 @ 200      | D10 @ 300      | D10 @ 200      |
| G4  | <br>250<br>450 | <br>250<br>450 | <br>250<br>450 |
| 상부근 | • 5-D19        | • 2-D19        | • 5-D19        |
| 하부근 | • 2-D19        | • 3-D19        | • 2-D19        |
| 폭   | D10 @ 200      | D10 @ 300      | D10 @ 200      |

의 건물이다.

건물은 일반교실동과 특별교실동으로 구분되어 있으며, 일반교실동은 신축이음(expansion joint)에 의해서 2동으로 분리되어 총 3동의 건물로 구성되어 있다. 본 연구에서는 1번 건물을 대상건물로 선정하여 내진성능을 평가하였다.

## 3. 일본내진진단

### 3.1 일본내진진단법 개요

일본내진진단기준<sup>(2)</sup>에서는 건물 구조부분의 내진성능을 다음 식 (1)과 같이 정의되는 구조내진지표(이하,  $I_s$ )에 의해서 평가한다.

$$I_s = E_o \cdot S_D \cdot T \quad (1)$$

보유성능 기본지표( $E_o$ )는 가장 기본적인 내진성능을 나타내는 지표로서, 건물의 보유내력의 대소를 전단력계수의 형식으로 나타내는 강도지표(C)와 변형 능력의 크기를 나타내는 연성지표(F)의 곱으로 산정하는 것을 원칙으로 하고 있다. 이것은 건물이 지진을 받았을 때 안전하기 위해서는 벽이 많은 건물에서는 연성능력이 작기 때문에 상당한 강도가 필요하고, 또한 벽이 적은 라멘구조의 건물에서는 강도의 여유가 적기 때문에 연성이 있는 구조여야만 한다는 것을 고려한 것으로서, 벽이 많은 건물과 벽이 적은 라멘구조의 건물에 공통의 내진성능의 척도를 설정하기 위한 목적으로 정한 것이다. 형상지표

( $S_D$ ) 및 경년지표(T)는 각각 건물의 정형성(整形性) 및 건설후의 연수에 따라 보유성능 기본지표( $E_0$ )를 보정하는 1.0을 기준치로 한 계수이다.

1차 진단법의  $E_0$ 는 건물의 벽률( $\sum A_w / \sum A_f$ ) 및 기둥률( $\sum A_c / \sum A_f$ )에 의하여 산정하며, 또한  $S_D$  및 T 역시  $E_0$  약산법의 수준에 맞춘 간편법에 의하여 산정한다. 2차 진단법의  $E_0$ 는 보의 강도는 충분히 크다고 가정하고, 기둥 및 벽의 극한강도, 파괴형식 및 연성능력 등으로부터 산정한다.  $S_D$  및 T에 관해서는 1차 진단법보다 상세한 평가 법을 적용한다. 위의 1차~2차 진단법을 이용하면, 개별 건물의 내진성능이 점수( $I_s$ )로 표시되며,  $I_s$ 가 높으면 높을수록 내진성능이 우수하다는 것을 나타낸다. 일본 내진 진단법은 건물의 내진성능을 건물의 내력과 변형 능력에 의한 에너지 흡수 능력으로 점수화 하여, 그 우열을 점수의 대소로 평가한다는 내진성능의 정량화를 시도한 점이 특징이다.

### 3.2 일본내진진단 결과

Table 2 및 Table 3에는 1차 및 2차 내진진단 결과를 층별로 나타낸다. 1차 내진진단 결과, 1층  $I_s$  지표는 0.15(장변), 0.18(단변)이며, 2차 내진진단 결과, 1층  $I_s$  지표는 0.34(장변), 0.24(단변)로 2차 진단의 결과가 1차진단의 결과보다 크게 되는 경향이 있음을 알 수가 있다. 이는 일본내진진단의 특징을 잘 보여주는 결과로, 1차 내진진단의 경우 건물의 연직부재의 양, 즉 벽율 및 기둥율에 의하여 약산되는 건물의 종국내력에 의하여  $I_s$ 를 산정하기 때문에, 벽이 많은 건물에 적합한 간편법으로 벽이 적은 건물에 적용하면 과소평가 되는 경향이 있기 때문이라고 사료된다.

Fig. 2에는 층별 1차 및 2차  $I_s$ 지표의 분포를 나타내고 있으며,  $I_s$ 지표는 전체적으로 0.2~0.4정도를 나타내고 있다. 한편, Fig. 3은 건물의 1층 기둥 및 벽비율과 지진피해율과의 상관관계를 추정가능한 시가(志駕)Map<sup>(4)</sup>을 나타낸 것으로, 즉 파선은 1차진단의 보유성능기본지표( $E_0$ )를 나타내며, 지진가속도와 지진피해(중규모 이상)와의 상관관계<sup>(5)</sup>를 알 수

Table 2 1번건물 1차진단 결과

| 방향 | 층 | C    | F    | $E_0$ | $S_D$ | T*  | $I_s$ |
|----|---|------|------|-------|-------|-----|-------|
| 장변 | 3 | 0.70 | 1.00 | 0.46  | 1     | 0.7 | 0.32  |
|    | 2 | 0.33 | 1.00 | 0.26  | 1     | 0.7 | 0.18  |
|    | 1 | 0.22 | 1.00 | 0.22  | 1     | 0.7 | 0.15  |
| 단변 | 3 | 0.77 | 1.00 | 0.51  | 1     | 0.7 | 0.36  |
|    | 2 | 0.38 | 1.00 | 0.31  | 1     | 0.7 | 0.22  |
|    | 1 | 0.26 | 1.00 | 0.26  | 1     | 0.7 | 0.18  |

Table 3 1번건물 2차진단 결과

| 방향 | 층 | C    | F    | $E_0$ | $S_D$ | T*  | $I_s$ |
|----|---|------|------|-------|-------|-----|-------|
| 장변 | 3 | 0.39 | 3.20 | 0.83  | 1     | 0.7 | 0.58  |
|    | 2 | 0.29 | 2.30 | 0.53  | 1     | 0.7 | 0.37  |
|    | 1 | 0.21 | 2.30 | 0.48  | 1     | 0.7 | 0.34  |
| 단변 | 3 | 0.50 | 2.60 | 0.87  | 1     | 0.7 | 0.61  |
|    | 2 | 0.32 | 1.80 | 0.46  | 1     | 0.7 | 0.32  |
|    | 1 | 0.27 | 1.27 | 0.34  | 1     | 0.7 | 0.24  |

\*경년지표(T)는 문헌[2]에 기술된 통계자료를 바탕으로 0.7로 추정하여 적용하였다.

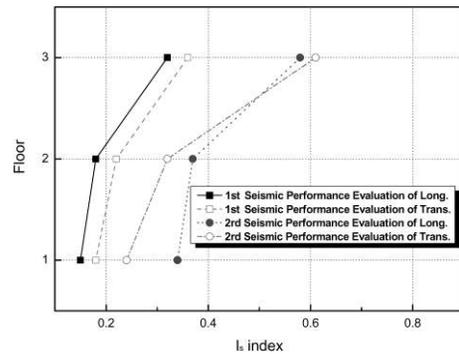


Fig. 2 층별  $I_s$  index 분포

가 있다. 대상건물은 0.1g의 지진에도 중파이상의 피해를 받을 가능성이 있는 것으로 추정되었다.

Fig. 4에는 대상 건물의 2차진단 결과에 의한 강도 지표(C)와 연성지표(F)의 상관도를 나타낸다. 전체적으로 대상 학교건물은 휨파괴 기둥으로 구성되어 있으나, 장변 및 단변방향 모두 저층부로 갈수록 변형 능력이 다소 저하하는 경향을 나타내고 있으며, 보유수평내력도 감소하는 경향을 나타내고 있다.

한편, 문헌[6]에서는 국내 RC건물을 대상으로 구

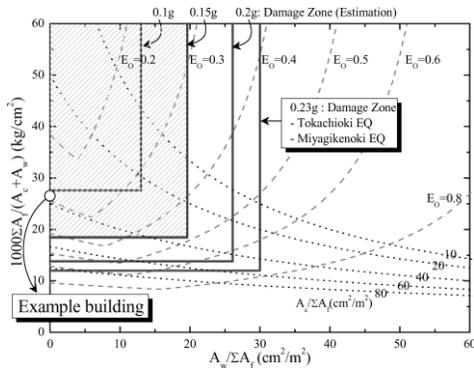


Fig. 3 1층의 벽비율(벽단면적/바닥면적의합계)과 평균전단응력도와의 관계<sup>6)</sup>

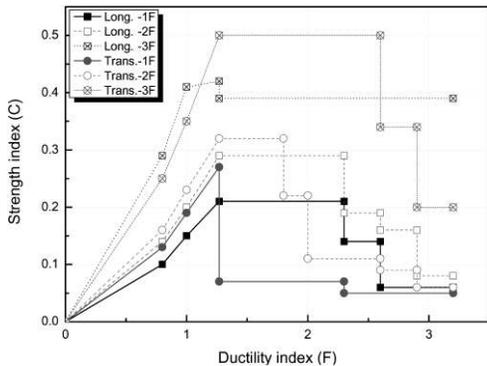


Fig. 4 2차진단 C-F 상관도

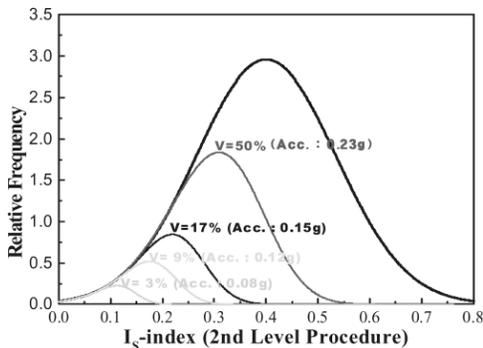


Fig. 5 국내 RC건물의 Is지표와 지진피해율의 관계<sup>6)</sup>

조내진진표( $I_s$ )와 지진피해율과의 상관관계 및 내진 판정지표값( $I_{so}$ )을 Fig. 5 및 Table 4와 같이 보고 하고 있다. 상기 그림 및 표에 의하면, 지진동 규모 120gal에서는  $I_{so}=0.2$ , 150gal에서는  $I_{so}=0.4$ , 200

Table 4 2차 내진진단용 내진판정지표 값

| 지진가속도  | 2차 내진진단용 내진판정지표( $I_{so}$ ) |
|--------|-----------------------------|
| 230gal | 0.6                         |
| 200gal | 0.5                         |
| 150gal | 0.4                         |
| 120gal | 0.2                         |

gal일 경우는  $I_{so}=0.5$ 정도가 중규모 지진피해를 면할 수 있는 내진성능판정지표로 활용가능하다. 본 연구 대상건물의 진단결과  $I_s$ 지표가 대부분 0.2와 0.4사이의 값을 나타내고 있으며, 이 값은 Table 4에 의하면, 대상건물이 0.12g와 0.15g의 지진규모에 대해 중규모 이상의 피해가 발생할 가능성이 있다는 사실을 나타낸다.

## 4. 비선형해석

### 4.1 비선형정적해석

#### 4.1.1 비선형정적해석 개요

문헌[2],[13] 및 [15]에 의하면, 비선형 정적해석 결과를 바탕으로 건물의 균열내력( $V_c$ ), 균열변위( $u_c$ ), 항복내력( $V_y$ ), 항복변위( $u_y$ )를 추정하여 비선형 동적해석을 수행하는 것을 권장하고 있다. 따라서 본 연구에서도 아래에 기술하는 해석가정을 바탕으로 비선형정적해석을 수행한 후 그 결과( $V_c, u_c, V_y, u_y$ )를 바탕으로 비선형동적해석을 실시하였다.

실제 구조물은 입체적으로 복잡하게 진동을 하지만, 본 연구에서는 기둥 및 보를 선재로 치환하여, 수평방향의 지진력만 고려한 평면골조로 모델링한다. 구조물부분에서는 부재레벨에 입각하여 층 특성을 평가하며해석에 필요한 가정은 다음을 따른다.

(1) 기둥 및 보의 선재로 치환하며, 라멘중심은 각 부재중심으로 한다.

(2) 각 부재의 항복한지의 위치는 문헌[7]~문헌[9]을 참고로 다음과 같이 가정을 하며, 기둥 및 보의 접합부 등, 각 부재의 중심으로부터의 항복한지가 발생하는 부재단까지는 강역(Rigid)으로 가정한다.

① 일반층의 보 : 날개벽이 없는 경우는 기둥단 위치로 하며, 날개벽이 있는 경우는 가장자리로부터  $D_G/2$  ( $D_G$ :보높이) 들어온 위치로 한다.

② 지중보 :  $D_F' < (l_0/l_0' - 1) \cdot D_F$ 인 경우는 기둥단의 위치로 하고,  $D_F' \geq (l_0/l_0' - 1) \cdot D_F$ 인 경우는 기초판단의 위치로 한다. ( $D_F$  : 지중보 높이,  $D_F'$  : 기초판의 저면으로부터 지중보까지의 거리,  $l_0$  : 기둥간 거리,  $l_0'$  : 기둥판간 거리)

③ 기둥 : 수벽 및 정두리벽이 없는 기둥은 보단의 위치로 한다. 수벽 및 정두리벽이 있는 경우는 수벽 및 정두리벽의 가장자리로부터  $D_G/200$  ( $D_G$ :기둥폭) 들어온 위치로 한다.

(3) 각 골조를 양단편의 강한보로 연결하여 구조물 전체를 하나의 평면골조로 해석하였다. 즉, 강막가정이 성립하는 것으로 한다.

(4) 보의 내력은 보와 협력하는 범위인 슬래브의 유효폭내의 슬래브 철근의 영향도 고려하며, 보 단의 장기하중에 의한 휨모멘트는 후술하는 부재의 휨스프링의 복원력특성에 초기치로서 부여하는 것으로 고려한다. 또한, 기둥의 내력계산용 축력은 장기축력으로 한다.

(5) 콘크리트블록 등의 비내력벽은 무시한다.

#### 4.1.2 부재의 모델

부재는 강역을 가지는 선재로 치환하며, Fig. 6에 나타내는 것과 같이, 휨스프링과 전단스프링이 직렬 결합한 모델로 가정한다. 즉, 양단의 모멘트로부터 휨에 대한 강성메트릭스를 평가하는 Giberson모델(재단 소성스프링법)<sup>(10)(11)</sup>로 가정한 것으로서, 부재의 재축방향의 변형은 무시를 하며, 부재의 휨은 탄성강성  $k_B$ 를 가지는 탄성선재와 그 양단에 설정한  $(k_{BP})_A$  및  $(k_{BP})_B$ 의 강성을 가지는 소성회전스프링에 의하여 평가를 하며, 변형은 그것들의 합으로 나타낸다. 또한 전단변형에 대해서는 재중앙부에 설정한 비선형 전단스프링<sup>(12)</sup>에 의하여 평가를 한다. Table 5에는 각 기둥의 복원력특성을 결정하는 대표적인 변수의 산정결과를 나타내며 장변방향의 Y-1 골조 부분만 요약하였다.

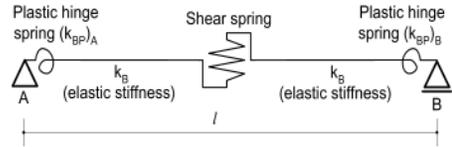


Fig. 6 부재의 모델링

Table 5 각 기둥의 복원력특성을 결정하는 대표적인 변수의 산정결과(장변방향, Y1골조)

|    |                    | Mc<br>(kNcm) | My<br>(kNcm) | Vc<br>(kN) | Vy<br>(kN) | $K_2/K_1$ |
|----|--------------------|--------------|--------------|------------|------------|-----------|
| 1F | C <sub>X1.X8</sub> | 2768.1       | 5854.3       | 69.6       | 110.8      | 0.147     |
|    | C <sub>X2-7</sub>  | 3406.0       | 7554.4       | 73.0       | 120.4      | 0.159     |
| 2F | C <sub>X1.X8</sub> | 2555.5       | 5256.0       | 68.4       | 107.6      | 0.141     |
|    | C <sub>X2-7</sub>  | 2980.7       | 6436.8       | 70.7       | 114.0      | 0.151     |
| 3F | C <sub>X1.X8</sub> | 2342.9       | 4641.8       | 67.3       | 104.4      | 0.135     |
|    | C <sub>X2-7</sub>  | 2555.5       | 5256.0       | 68.4       | 107.6      | 0.141     |

#### 4.1.3 비선형정적해석 결과

Fig. 7에는 비선형 정적해석에 의한 하중-변위 그래프를 층별로 나타낸다. 본 연구에서는 FEMA310<sup>(13)</sup>, Thomas Paulay and M.J.N. Priestley<sup>(14)</sup> 등의 연구에 의한 등가에너지법을 사용하여 항복점을 추정하였다. 장변방향 1층의 경우 일반적인 RC건물과 유사한 부재각(R) 약 1/150rad. 즉, 변위 2.2cm 지점에서 항복이 발생했으며 이때의 내력은 약 1390 kN이다. 단변방향 1층의 경우 부재각(R) 약 1/100 rad., 변위 3.3cm 지점에서 항복이 일어났으며 이때의 내력은 약 2100kN으로 나타났다.

### 4.2 비선형동적해석

#### 4.2.1 비선형동적해석 개요

Fig. 8에는 비선형동적해석의 모델링 과정을 나타낸다. 즉 4.1절에 나타난 장변 및 단변 방향 각 층별 비선형 정적해석을 바탕으로 등가에너지법에 의한 복원력특성 ( $V_c$ ,  $u_c$ ,  $V_y$ ,  $u_y$ )을 추정하여 비선형 동적해석을 실시하였다. Table 6에는 등가에너지법에 의해서 추정한 각 층 복원력특성을 나타낸

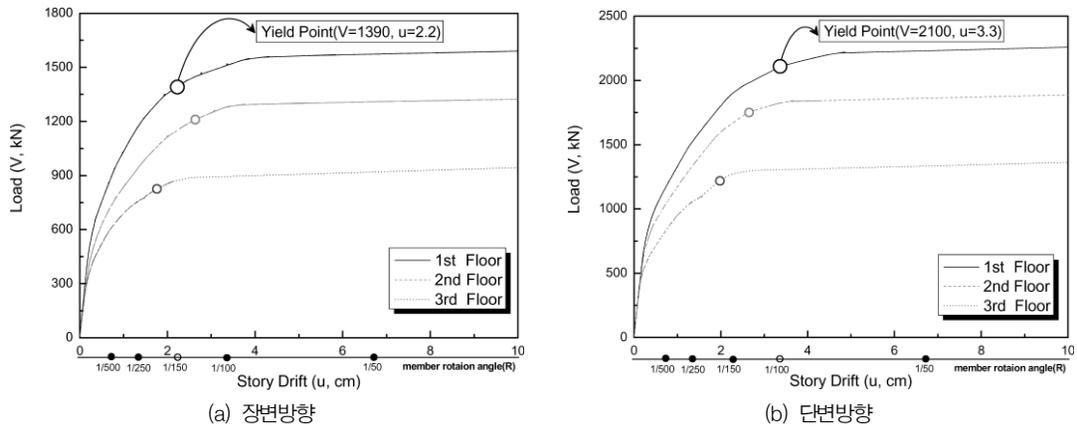


Fig. 7 비선형 정적해석(하중-변위 그래프)

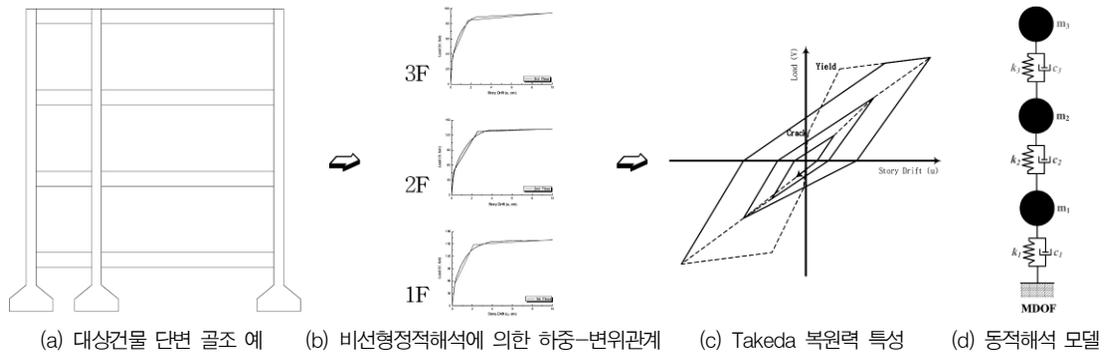


Fig. 8 대상건물의 비선형 동적해석 모델링과정

Table 6 비선형동적해석 변수

| 방향 | 층 | $V_c$ (kN) | $u_c$ (cm) | $V_y$ (kN) | $u_y$ (cm) |
|----|---|------------|------------|------------|------------|
| 장변 | 1 | 580        | 0.3        | 1390       | 2.2        |
|    | 2 | 470        | 0.2        | 1200       | 2.6        |
|    | 3 | 360        | 0.2        | 8200       | 1.8        |
| 단변 | 1 | 810        | 0.4        | 2100       | 3.3        |
|    | 2 | 700        | 0.3        | 1750       | 2.6        |
|    | 3 | 520        | 0.3        | 1220       | 2.0        |

다. 대상건물을 3질점계의 MDOF으로 모델링하여 비선형 동적해석을 수행하였으며, 2차진단 결과 대상건물의 파괴모드가 휨파괴로 평가되었기 때문에, 본 대상 건물을 Takeda Model (휨파괴형 모델)<sup>(15)</sup>로 가정하여 Table 6의 결과를 토대로 비선형 동적

해석을 수행하였다. 입력지진동으로는Elcentro(EW/ NS), Hachinohe(EW/ NS) 및 Taft(EW/NS) 기준 지진파를 사용였고 국내 지진규모를 고려하여 입력지진동을 100gal, 150gal 및 200gal로 표준화하여 동적해석을 실시하였다. 아래에는 해석결과 가운데 가장 응답이 컸던 Hachinohe.EW 200gal 위주로 요약정리 하였으나 타 지진동에 대한 결과(변위 연성률)는 후술하는 Table 7에 나타내었다.

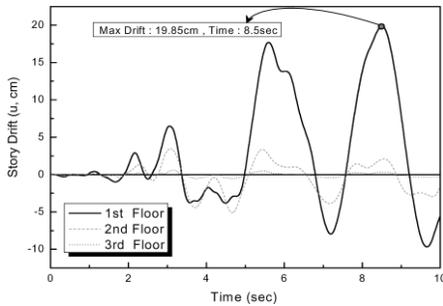
#### 4.2.2 비선형동적해석 결과

Hachinohe.EW 200gal 지진파에 대한 대상건물의 응답을 Fig. 9(장변방향)와 10(단변방향)에 각각 나타내었다. 장변방향 1층의 경우 약 2.2초에 항

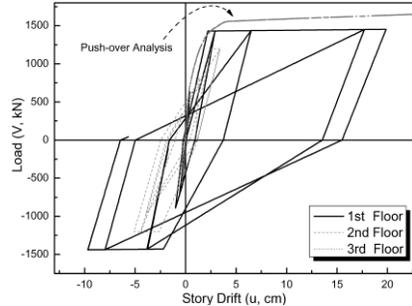
Table 7 대상건물의 각 지진파별 연성률( $i\mu$ )과 지진피해 관계도

|           |    | 휨과괴형 모델        |                   |                   |                   |     |
|-----------|----|----------------|-------------------|-------------------|-------------------|-----|
|           |    | Damage Class I | Damage Class II   | Damage Class III  | Damage Class IV~V |     |
|           |    | $i\mu < 1$     | $1 \leq i\mu < 2$ | $2 \leq i\mu < 4$ | $4 < i\mu$        |     |
| Elcentro  | EW | 0.1g           | ○                 | ●                 |                   |     |
|           |    | 0.15g          |                   | ○                 | ●                 |     |
|           |    | 0.2g           |                   |                   | ○                 | ●   |
|           | NS | 0.1g           | ○ ●               |                   |                   |     |
|           |    | 0.15g          | ○                 | ●                 |                   |     |
|           |    | 0.2g           |                   | ○ ●               |                   |     |
| Hachinohe | EW | 0.1g           |                   | ○                 | ●                 |     |
|           |    | 0.15g          |                   |                   | ○                 | ●   |
|           |    | 0.2g           |                   |                   |                   | ○ ● |
|           | NS | 0.1g           |                   | ○ ●               |                   |     |
|           |    | 0.15g          |                   |                   | ○ ●               |     |
|           |    | 0.2g           |                   |                   | ○ ●               |     |
| Taft      | EW | 0.1g           | ○ ●               |                   |                   |     |
|           |    | 0.15g          | ○                 | ●                 |                   |     |
|           |    | 0.2g           |                   | ○                 | ●                 |     |
|           | NS | 0.1g           | ○ ●               |                   |                   |     |
|           |    | 0.15g          | ○                 |                   | ●                 |     |
|           |    | 0.2g           |                   | ○                 | ●                 |     |

※ ● 장변방향의 해당지진동에 대한 지진손상규모  
○ 단변방향의 해당지진동에 대한 지진손상규모



(a) 시간-변위 그래프

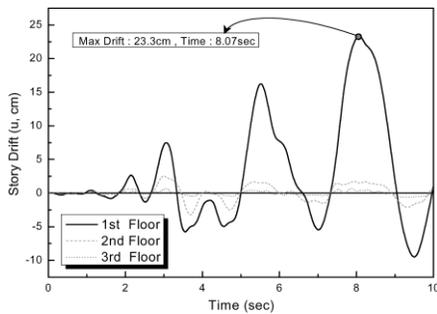


(b) 하중-변위 그래프

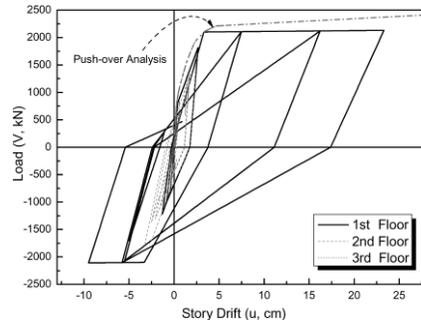
Fig. 9 장변방향

복변위( $u_y$ ) 2.2cm를 초과했으며, 8.5초에 최대지진 응답변위 19.85cm를 보였다. 이는 항복변위에 대한 최대변위의 비인 연성률( $\mu$ ) 9에 해당하는 값으로 문헌[2] 및 [13]에 의하면 건물붕괴에 해당하는 결과를 보이고 있다.

한편, 단변방향 1층의 경우 약 2.2초에 항복변위( $u_y$ ) 3.3cm를 넘어섰으며, 8.07초에 최대 지진응답 변위 23.3cm를 나타내었으며, 이는 연성률( $\mu$ ) 7에 해당하는 값으로 장변방향과 유사한 지진피해가 예측된다.

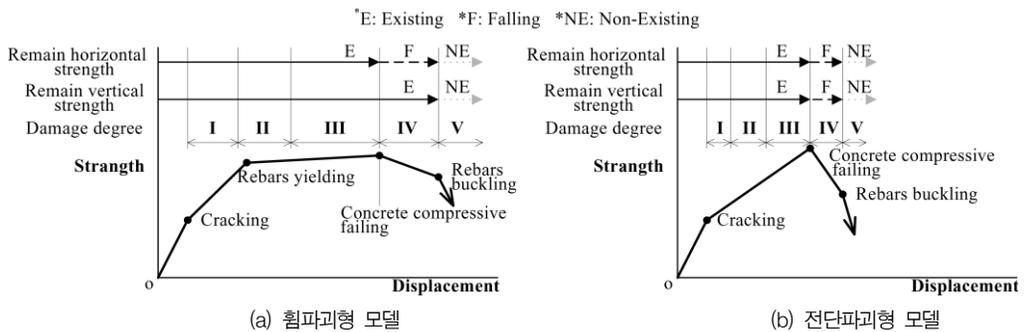


(a) 시간-변위 그래프



(b) 하중-변위 그래프

Fig. 10 단변방향



(a) 휨파괴형 모델

(b) 전단파괴형 모델

| 손상도 | 손상 내용   | 휨파괴 연성률 범위        | 전단파괴 연성률 범위         |
|-----|---|-------------------|---------------------|
| I   | 가까이 가지 않으면 보이지 않을 정도의 균열임. (균열 폭 0.2mm 이하)  | $t\mu < 1$        | $1 \leq s\mu < 2.5$ |
| II  | 육안으로 확실히 보이는 균열임. (균열 폭 0.2~1mm 정도)   | $1 \leq t\mu < 2$ | $2.5 \leq s\mu < 5$ |
| III | 비교적 큰 균열이지만, 콘크리트의 박리는 극히 적음. (균열 폭 1~2mm 정도)   | $2 \leq t\mu < 4$ | $5 \leq s\mu < 10$  |
| IV  | 큰 균열 (2mm을 초과하다)이 다수 생기고, 콘크리트의 박리도 심하며, 철근이 꽤 노출됨.   | $4 \leq t\mu < 4$ | $10 \leq s\mu < 10$ |
| V   | 철근좌굴, 내부 콘크리트도 박리하여 떨어져, 육안으로 관찰하여 기둥(내력벽)의 높이 방향이나 수평 방향으로 변형이 생긴 것이 확인됨. 침하나 경사가 보여지는 것이 특색. 철근의 파단이 생기고 있는 경우도 있음. | -                 | -                   |

(c) 손상도와 연성을 관계<sup>3)</sup>

Fig. 11 휨 및 전단파괴형 부재의 수평력-변위관계와 지진피해도와의 상호관계도

## 5. 내진 안전성 평가

### 5.1 내진 안전성 평가 개요

지진피해도 구분판정기준<sup>(3)</sup>에 의하면, RC 건물의 기둥 및 내력벽의 지진손상도와 변위연성률 상관관계는 Fig. 11과 같이 나타낼 수 있다. 변형 능력이

큰 휨파괴형 부재는 휨항복 후에도 최대 내력에 도달할 때까지 크게 변형 할 수 있으며, 또한 최대 내력 후에도 내력저하가 작은 부재이다. 지진 시 경험한 최대변형이 휨항복 변형을 초과하지 않는 범위이면, 지진 후에도 큰 손상은 남지 않는다. 이 상태가 대략적으로 손상도-I에 상당하며, 연성률( $t\mu$ , 항복 시 변위( $u_y$ )에 대한 응답최대변위( $u_{max}$ )에 대한 비

율, 즉  $f\mu = u_{max}/u_y$ 로 정의)은  $f\mu < 1$  범위이다. 또한, 최대 지진응답이 최대내력을 초과하지 않는다면, 피복콘크리트의 박리는 작은 규모이며, 수평 및 연직내력이 거의 저하하지 않는다. 이때가 손상도-II~III에 상당하며, 휨과괴형 부재의 연성율과 손상도 관계를 나타낸 Fig. 11에 의하면, 손상도-II는  $f\mu = 1$ 과  $f\mu = 2$ 사이, 손상도-III는  $f\mu = 2$ 와  $f\mu = 4$ 사이의 범위로 추정 가능하다. 최대내력을 초과하면, 콘크리트의 박리 등이 심해지며, 수평내력이 저하하기 시작한다. 전단보강근의 과단, 정착단부의 손상, 주근의 좌굴 등이 나타나지 않으면, 축력은 어느 정도 유지가능하며(손상도-IV), 이것들이 발생한다면, 수평내력 및 축력 유지능력이 거의 상실한다(손상도-V). 연성율의 개념으로는  $f\mu = 4$ 이상으로 추정된다.

한편, 취성과파괴를 나타내는 전단과괴형 부재는 균열발생 후, 거의 직선적으로 최대내력에 도달하며, 그 뒤 급격한 내력저하를 나타내는 부재이다. 최대내력까지의 손상은 휨과괴형 부재와 유사한 경우도 있지만, 사균열 및 X형 균열이 탁월한 것이 큰 특징이다<sup>3)</sup>. 전단과괴형 부재는 균열이 생긴 후 철근의 항복하면 급속하게 파괴되므로 연성률( $s\mu$ )을 구할 때 기준점을 균열이 생긴 때의 변위( $u_c$ )를 이용하여  $u_{max}/u_c$ 로 정의하고 있다.

상기에 서술한 전단과괴형 부재의 연성율과 지진손상도와와의 관계를 나타낸 Fig. 11에 의하면, 대략적으로 손상도-I은  $s\mu = 1$ 과  $s\mu = 2.5$ 사이, 손상도-II는  $s\mu = 2.5$ 와  $s\mu = 5$ 사이, 손상도-III은  $s\mu = 5$ 와  $s\mu = 10$ 사이의 범위로 추정 가능하다고 판단된다. 최대내력 이후는 전단균열이 급격하게 진전되며, 축력 유지능력 및 수평내력도 또한 급격하게 저하한다(손상도-IV 이상,  $s\mu = 10$  이상).

이하에는 상기의 개념을 바탕으로 지진응답해석 결과에 대한 연성률( $f\mu$ )과 지진손상도의 관계를 고찰하여 내진안전성을 최종적으로 평가 및 검토하였다.

## 5.2 대상건물의 연성률과 지진피해도

Fig. 12에는 Hachinohe.EW 지진파에 대한 대상

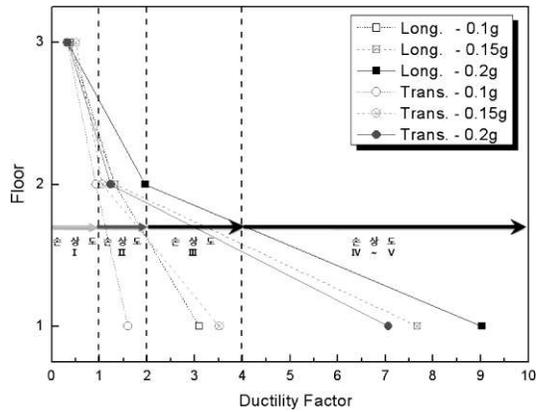


Fig. 12 Hachinohe.ew 연성률( $f\mu$ )과 지진피해 관계도

건물의 항복변위와 최대지진응답변위를 바탕으로 층별 휨과괴연성률( $f\mu = u_{max}/u_y$ )과 지진피해 관계도를 나타낸다. 1층의 경우 단변방향 100gal을 제외하고, 콘크리트의 박리 등이 심해지며 수평내력이 저하하기 시작하는 손상도-III, 수평내력 및 축력 유지능력이 거의 상실하는 손상도-IV, V의 대규모 피해를 입는 것으로 나타났다.

Table 7에는 대상건물 1층의 각 입력 지진파별 연성률( $f\mu$ )과 지진피해 관계도를 나타낸다. 단변방향보다 장변방향에 큰 피해가 추측되며, 150gal 입력지진동에서 손상도-II~III이상의 중규모 파괴 이상의 결과가 예측되었다.

## 6. 결론

국내 1980년대 표준도면에 의해서 건설된 학교 건물을 대상으로 일본내진진단(1차 및 2차), 비선형 정적해석 및 비선형동적해석을 실시하여 대상건물의 내진성능을 평가함과 동시에 지진피해도 구분 판정법 개념을 바탕으로 내진안전성을 종합적으로 검토하였다. 연구 결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 일본내진진단 결과,  $I_s$ 값이 가장 낮은 1층의 1차진단 결과는 0.15(장변) 및 0.18(단변)이며, 2차진단에서는 0.34(장변) 및 0.24(단변)를 나타내었다. 상기결과는 문헌[4],[5] 및 [6]에 의하면, 150gal 정도의 지진규모에서 중규모 이상의 피해를 받을

가능성이 있다고 판단된다.

2) 비선형 해석결과, 장변방향은 부재각  $R=1/150$  rad., 단변방향은 부재각  $R=1/100$ rad.에서 항복하였으며, Hachinohe.NS(200gal) 입력지진동에서 장변방향 19.85cm, 단변방향 23.3cm의 최대지진응답 변위를 나타내었다.

3) 지진피해도 판정법을 이용하여 대상학교건물의 내진안전성을 상세하게 평가한 결과 150gal이상의 지진에서 중규모 지진피해가 발생할 가능성이 예측되며, 가까운 미래에 발생가능한 지진에 대한 대책, 즉 내진보강이 시급하다고 사료된다.

전술한 바와 같이, 본 대상건물의 기둥 띠철근 간격이 30cm로써 문헌[2],[6],[8],[9] 및 [16]에 의하면 대상건물은 지진 시 전단파괴의 위험성이 매우 크다. 이를 고려한다면 지진피해는 더욱 심각할 것이라 판단된다. 향후, 기둥의 후프간격과 파괴모드에 관한 실험 및 해석적 연구결과를 반영한 해석방법과, 신축이음(Expansion Joint)으로 나뉜 두 건물간(① 및 ②번 건물)의 지진에 의한 충돌현상 등에 대해서도 연구할 필요가 있다. 본 연구는 철근콘크리트 학교 건물의 지진대책을 위한 기본적인 자료로 활용가능하다고 사료된다.

### 감사의 글

본 연구는 건설교통부 도시철도표준화 2단계 연구개발 사업의 연구비지원 및 2009년 교육과학기술부로부터 지원받아 수행된 연구임(지역거점연구단 육성사업/바이오하우징연구사업단).

### 참고문헌

1. 기상청홈페이지. (<http://www.kma.go.kr/>).
2. Japan Building Disaster Prevention Association., Standard for Evaluation of Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Buildings, Tokyo, Japan(in Japanese, revised in 1990 and 2001)
3. Japan Building Disaster Prevention Association., Standard for Damage Level Classification, Tokyo, Japan(in Japanese), 2001.

4. Shiga, T., Shibata, A., and Takahashi. T., "Earthquake damage and wall index of reinforced concrete buildings", Proceedings of Tohoku District Symposium of Architectural Institute of Japan, vol. 12, 1968, pp.29-32(In Japanese)
5. 이강석, 이리형, "일본의 기존 철근콘크리트 건물의 내진성능 및 지진피해율의 평가". 한국전산구조공학회 논문집, 제13권 1호, 2000.3
6. 이강석, 최호, 이원호, "현존 철근콘크리트 건물의 내진성능 평가 및 지진피해율의 상정", 대한건축학회 논문집, 제18권 1호(통권159호), 2002.
7. 이강석, 이원호, 류해상, "말뚝기초를 포함한 철근콘크리트 건물의 비선형 진해석법에 관한 연구", 한국지진공학회 논문집, 제7권 2호(통권30호), 2003.4
8. (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", 1977(1990年改訂)
9. 日本建築學會, "鐵筋コンクリート構造計算規準·同解説", 1991
10. Berg, G.V. and D.A. DaDeppo, "Dynamic Analysis of Elastoplastic Structures", Proc. ASCE, Vol.86, No. EM 2, 1960
11. Gilbertson, M.F., "Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility", Proceedings of ASCE, Vol.95, No. ST2, 1966
12. OTANI, S., "Inelastic Analysis of RC Frame Structures", Proceedings of ASCE, Vol.100, No. ST7, 1974), 4
13. Federal Emergency Management Agency, FEMA 310 : Handbook for Seismic Evaluation of Buildings - A Prestandard, Washington D.C., 1998.
14. Thomas Paulay, M. J. N. Priestley , Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Wiley-Interscience, 1992, pp. 137.
15. Shunsuke OTANI, "Hysteresis models of reinforced concrete for earthquake response analysis", journal of the faculty of engineering, the university of tokyo, Vol. 36, No. 2, 1981.
16. 梅村魁遍, "鐵筋コンクリート建物の動的設計法續(中層)", 技報堂, 19820호, 2003.4

(접수일자 : 2009년 6월 15일)

(심사완료일자 : 2009년 7월 29일)