

기존 철근 콘크리트 학교 건축물의 내진성능 상세평가법

A Methodology for Seismic Capacity Evaluation of Low-rise RC School Buildings



이강석*
Kang-Seok Lee

1. 서론

대다수의 철근콘크리트(이하, RC) 학교 건물은 취성적인 파괴 성상을 나타내는 전단벽(shear wall), 단주(short column) 등의 전단파괴형 부재 및 소성능력이 탁월한 기둥 등의 휨파괴형 부재로 이루어져 있다. 따라서 전단 및 휨파괴형 부재가 혼합된 RC 학교 건물은 이들 부재들의 내력 및 연성능력과 지진입력수준과의 역학적 상관관계가 고려된 내진성능 평가법에 의해서 내진성능을 평가해야 한다. 그러나 FEMA 310¹⁾, 일본 내진진단법²⁾ 등에서는 상기 전단 및 휨파괴형 부재가 혼합된 저층 RC 건물의 내력 및 연성능력과 지진입력수준과의 역학적 상관관계에 대해서는 충분한 검토가 수행되지 않았다.

상기의 배경 하에 전단 및 휨파괴형 부재가 혼합된 RC 학교 건물의 내진성능을 보다 적절하게 평가를 하는데 있어서 기본적인 자료를 얻고자 각각 파괴형 부재의 강도와 연성능력사이의 상관관계를 비선형 지진응답해석을 실시하여 파악하였으며³⁾, 이를 바탕으로 특정연성률을 위한 요구내력(required strength)을 산정하였다.

또한 전단파괴형 부재의 피해정도와 휨파괴형 부재의 피해정도와 상관관계를 파악하여 이것이 건물 전체의 피해상황에 어떻게 영향을 미치는가를 검토 및 분석하였다. 이러한 연구결과를 바탕으로 필자는 국내 기존 RC 학교 건축물의 내진성능 평가법을 개발하여 2011년 5월 20일 서울 강남 올림픽스 타워에서 개최된 공청회에서 교육과학기술부, 한국교육개발원 및 한국구조기술사회 주관으로 그 연구결과를 공표하였다.

본 기사에서는 기존 학교 건축물의 내진성능 평가법 가운데 내진성능 상세법의 이론적 배경, 평가법 절차, 평가법 타당성 검토 및 그 적용가능성을 소개한다.

2. RC 학교 건물의 내진성능 상세평가법의 제안

<그림 1>에는 본 연구에서 제안한 비선형요구내력스펙트럼을 이용한 전단 및 휨파괴형 부재가 혼합된 RC 학교 건물의 내진성능 평가법의 흐름도를 나타낸다. <그림 1>에 나타난 바와 같이 내진성능 평가는 기둥, 전단벽 등의 연직부재를 대상으로, ① Step-1: 대상건물의 보유 수평내력 및 변형능력 산정, ② Step-2: 특정 연성률 별 비선형 요구내력스펙트럼을 이용한 입력지진수준 산정, ③ Step-3: 특정 연성률 별 내진성능저감계수(η)^{4,5)}를 고려한 잔존내진성능(R) 평가, 최종적으로 ④ Step-4: 지진손상도 예측, 즉 내진성능 평가를 수행한다.

2.1 Step-1: 보유 수평내력 및 변형능력 산정

Step-1의 보유내력 및 변형능력은 FEMA 310¹⁾의 극한내력 및 극한변형 산정법, 비선형 정적해석(push-over analysis),

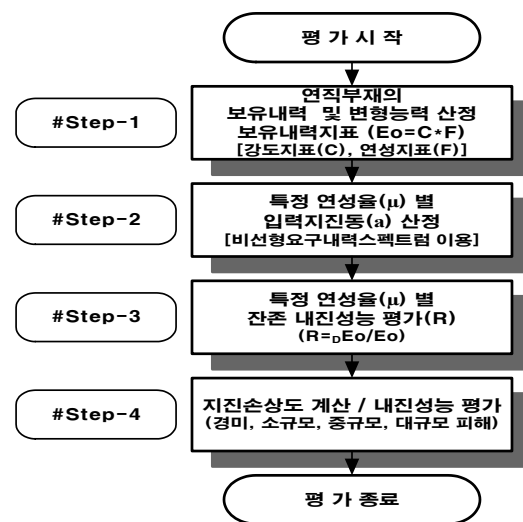


그림 1. Procedure of Seismic Capacity Evaluation

* 정희원, 전남대학교 건축학부 부교수
kslnist@jnu.ac.kr

골조의 소성해석법 등을 이용하여 산정 가능하지만 본 연구에서는 건물이 보유하는 수평내력 및 극한 시 변형능력을 각각 강도 지표(C) 및 연성지표(F)를 이용해서 간편하게 계산 가능한 내진진단법²⁾을 준용하며, 또한 Step-3의 잔존내진성능 산정용 보유성능지표(E_o)는 상기 내진진단법에 근거하여 계산한다.

강도지표(C)는 극한 시 보유 수평전단력(Q_u)을 건물 중량으로 나누어 산정하며, Q_u 는 식(1)에 의한 휨 극한 시 전단력(Q_{mu})과 식(2)에 의한 전단극한 시 전단력(Q_{su})을 비교하여 작은 값으로 산정한다²⁾. 식(1) 및 식(2)는 기둥의 보유내력을 계산하는 식으로써 내진진단법에는 벽체의 보유내력도 식(1) 및 식(2)를 준용하여 사용하고 있다²⁾.

$$Q_{mu} = \frac{M_u}{h_0/2} \quad (1)$$

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

여기서, M_u : 휨극한강도(N·mm), a_t : 인장철근 단면적(mm²), N : 축력(N), σ_y : 철근 항복강도(N/mm²), b : 부재 단면 폭(하중 직각방향)(mm), D : 부재 단면 높이(하중 방향)(mm), F_c : 콘크리트 압축강도(N/mm²), h_0 : 순 길이(mm).

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(18 + F_c)}{(M/Q) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \times bj \quad (2)$$

여기서, P_t : 인장철근비(%), σ_{wy} : 전단보강근 항복점 강도(N/mm²), M/Q : 전단 스펠비($h_0/2$), σ_0 : 축방향 응력도(N/bD) (N/mm²), P_w : 전단보강근비(단, $P_w \leq 0.012$ 일 때는 $P_w = 0.012$ 로 함), j : 응력 중심간 거리(0.8 D), d : 기둥유효폭($d = D - 50$ mm).

휨 기둥의 연성지표(F)는 식(3)에 의해서 계산하며, 전단파괴형 부재(전단벽체 및 전단기둥)의 연성지표는 $F = 1.0$ 이다.

$$F = \phi \sqrt{2\mu - 1} \quad (3)$$

여기서, $\phi = 1/[0.75(1+0.05\mu)]$, $\mu = \mu_0 - k_1 - k_2$ (극한연성률)[단, $1 \leq \mu \leq 5$], $\mu_0 = 10(Q_{su}/Q_{mu} - 1)$, $k_1 = 2.0$, $k_2 = 30(\tau_{mu}/F_c - 0.1) \geq 0$, $\tau_{mu} = Q_{mu}/(bj)$, F_c : 콘크리트 압축강도.

한편, 보유성능 지표(E_o)는 식(4)에 의한 E_{o1} 과 식(5)에 의한 E_{o2} 중 큰 값으로 결정한다²⁾.

$$E_{o1} = \frac{n+1}{n+i} [C_1 + 0.7(C_2 + C_3)] \times F_1 \quad (4)$$

$$E_{o2} = \frac{n+1}{n+i} \sqrt{(C_1 \times F_1)^2 + (C_2 \times F_2)^2 + (C_3 \times F_3)^2} \quad (5)$$

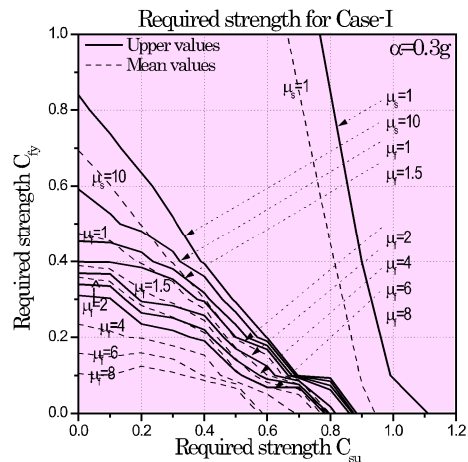
여기서, n : 건물층수, i : 대상층, C_1 및 F_1 : 제1그룹에 속하는 강도 및 연성지표, C_2 및 F_2 : 제2그룹에 속하는 강도 및 연성지표, C_3 및 F_3 : 제3그룹에 속하는 강도 및 연성지표

강도지표(C) 중 연성지표(F)가 1인 경우의 강도지표(C)를 전단파괴형 부재내력(C_{su}), 연성지표(F)가 1초과한 경우의 강도지표(C)를 휨파괴형 부재내력(C_{fy})이라 정의하며, C_{su} 와 C_{fy} 를 이용하여 Step-2에서 특정 연성을 별로 입력지진수준을 산정한다.

2.2 Step-2: 특정 연성을 별 입력지진수준 산정

Step-2에서는 비선형 요구내력스펙트럼을 수식화 한 식(6)~(10)을 바탕으로³⁾ 특정 연성률($\mu_f = 0.3[\mu_s=5]$, $\mu_f = 0.6[\mu_s = 10]$, $\mu_f = 1$, $\mu_f = 2$, $\mu_f = 4$ 별 지진입력수준($\alpha = 0.02 \sim 0.5$)을 산정한다.

한편, 비선형 동적해석을 이용하여 비선형 요구내력스펙트럼을³⁾ <그림 2>와 같이 어떤 지진입력수준(예를 들면, $\alpha = 0.3$ g)에 대한 특정 연성을 별로 유도를 하였으나, 본 연구에서는 Step-2에서 특정연성을 별 지진입력수준($\alpha = 0.02 \sim 0.5$)을 산정하기위해서 지진입력수준을 변수로 하여 <그림 2>를 <그림 3~7>과 같이 재해석을 실시하였다. <그림 3~7>의 점선은 재해석 결과를 나타내며, 이것을 다중회귀분석을 이용하여 식(6)~(10)과 같이 수식화(<그림 3~7>의 실선) 하였다. 식(6)



μ_s : 전단파괴형 부재의 균열변위에 대한 최대응답변위 비
 μ_f : 휨파괴형 부재의 항복변위에 대한 최대응답변위 비
 C_{su} : 전단파괴형 부재의 요구내력값 (전단력 계수)
 C_{fy} : 휨파괴형 부재의 요구내력값 (전단력 계수)

그림 2. Non-linear Required Spectrum of Low-rise RC Buildings Controlled by Both Shear and Flexure (Ref.3)

~(10)을 수식화 할 즈음 Case I이 다른 Case보다 더 많은 요구내력을 필요로 한 사실 등을 근거로 하여³⁾ 본 연구에서도 Case I의 결과(평균 요구내력)를 이용하여 식(6) ~ (10)을 유도하였다.

식(6) ~ (10)를 이용하면 Step-1에서 계산되는 전단(C_{su}) 및 휨과괴형 부재의 보유내력값(C_{fy})을 입력하면 특정 연성률(μ_f)에 대한 입력지진수준(α)를 산정 할 수가 있다.

$$\mu_{f=0.3} : 0.3 = \frac{0.08}{1.03} \alpha^{-0.97} [C_{fy} + 1.9\alpha(\alpha - 0.005)^{-0.7} C_{su}] \quad (6)$$

$$\mu_{f=0.6} : 0.6 = \frac{0.24}{1.1} \alpha^{-0.99} [C_{fy} + 1.54\alpha(\alpha - 0.017)^{-0.6} C_{su}] \quad (7)$$

$$\mu_{f=1.0} : 1.0 = \frac{0.65}{1.1} \alpha^{-0.9} [C_{fy} + 1.02\alpha(\alpha - 0.007)^{-0.58} C_{su} + 0.008\alpha(\alpha + 0.003)^{-3} C_{su}^2] \quad (8)$$

$$\mu_{f=2.0} : 2.0 = \frac{1.7}{1.1} \alpha^{-1.12} [C_{fy} + 0.7\alpha^2(\alpha - 0.007)^{-0.96} C_{su} + 0.12\alpha(\alpha - 0.011)^{-1.7} C_{su}^2] \quad (9)$$

$$\mu_{f=4.0} : 4.0 = \frac{4.1}{1.1} \alpha^{-1.23} [C_{fy} + 0.018\alpha^2(\alpha - 0.001)^{-1.1} C_{su} + 0.4\alpha(\alpha - 0.017)^{-1.16} C_{su}^2] \quad (10)$$

2.3 Step-3: 특정 연성률 별 내진성능저감계수를 고려한 잔존내진성능 평가

Step-3에서는 특정 연성률 단계, 즉 $\mu_f = 0.3, \mu_f = 0.6, \mu_f = 1, \mu_f = 2$ 및 $\mu_f = 4$ 단계의 잔존 내진성능(R-index)을 <그림 8>에 나타내는 지진에 의하여 손상이 생긴 휨 및 전단 파괴형 부재(damage class 별)의 내진성능 저감계수(η)^{4,5)}를 고려하여, 지진피해도 구분판정기준^{4,5)}을 토대로 산정한다.

상기 내진성능 저감계수(η)는 부재의 실험 및 해석연구⁵⁾를 바탕으로 유도한 것으로 부재의 내력-변형관계 곡선을 이상화하여 부재가 소산한 지진에너지와 잔존에너지 흡수 능력을 이용하여 설정한 계수이다. 본 연구에서는 지진피해도 구분판정법^{4,5)}을 이용하여 각 연성률 단계의 잔존 내진성능을 산정한 것으로서, 이 판정법은 식(11)에 나타난 지진피해 전·후의 보유성능 지표(E_o), 즉 강도지표(보유수평내력, C) 및 연성지표(변형능력, F)을 산정하여 그 비율(내진성능 잔존율, R)에 의하여 잔

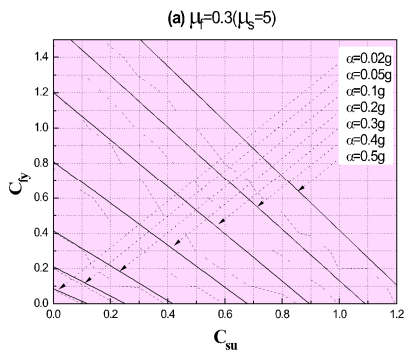


그림 3. Required Spectrum of $\mu_f=0.3$

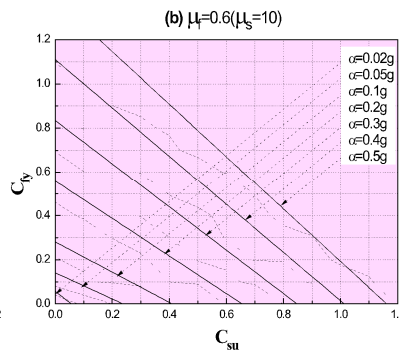


그림 4. Required Spectrum of $\mu_f=0.6$

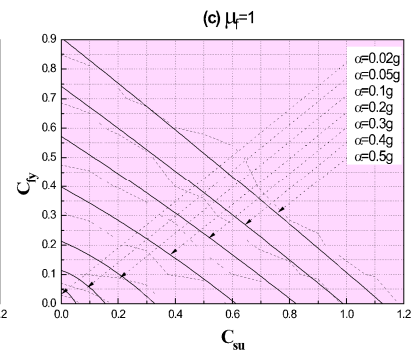


그림 5. Required Spectrum of $\mu_f=1.0$

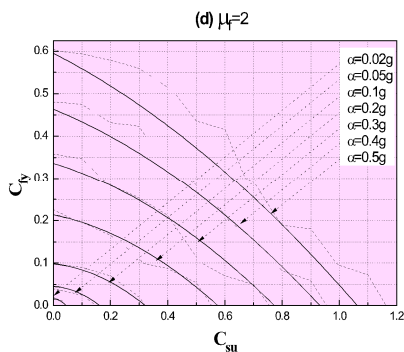


그림 6. Required Spectrum of $\mu_f=2.0$

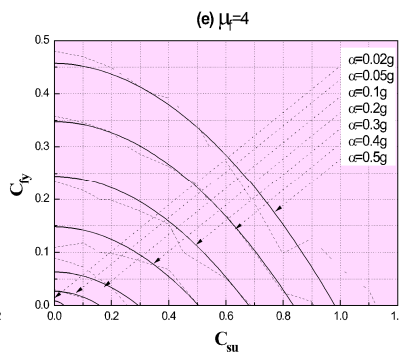


그림 7. Required Spectrum of $\mu_f=4.0$

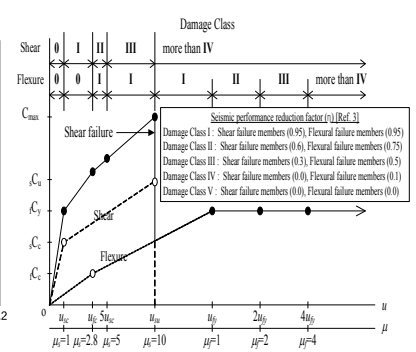


그림 8. Seismic Performance Reduction Factor(η) in terms of Ductility³⁾

존 내진성능을 산정한다.

$$R = \frac{D E_o (= \eta E_o)}{E_o} \times 100(\%) \quad (11)$$

2.4 Step-4: 내진성능 평가

Step-4에서는 Step-3에서 계산한 내진성능 잔존율(R)을 다음에 나타내는 평가기준^{4,5)}에 의해서 지진손상도, 즉 내진성능을 최종적으로 평가한다.

- 1) Slight : $R \geq 95(\%)$
- 2) Small : $80 \leq R < 95(\%)$
- 3) Medium : $60 \leq R < 80(\%)$
- 4) Severe : $R < 60(\%)$
- 5) Collapse : 건물전체 또는 일부의 붕괴 등에 의하여 $R=0$ 으로 판단 가능한 것

3. 내진평가법 평가예제

3.1 대상건물 개요

본 대상건물은 내진설계가 수행되지 않은 1980년대 건설된 건설부 공고 제130호 표준설계도에 의한 (다)형 RC 학교건물이다. <그림 9>에는 대상건물의 평면도를, <표 1>에는 대표적인 기둥리스트를 나타낸다. 설계용 콘크리트의 강도는 21 MPa, 철근강도는 240 MPa이며, 층고는 3.3 m의 건물이다.

대상건물은 일반교실동과 특별교실동으로 구분되어 있으며, 일반교실동은 신축이음에 의해서 2동으로 분리되어 총 3동의 건물로 구성되어있다. 본 연구에서는 1번 건물의 1층 장변(X)방향을 대상으로 지진손상도를 추정하여 내진성능을 평가하였다.

3.2 보유 수평내력 및 변형능력 산정

<표 2>에는 식(1) ~ (3)을 이용하여 대상건물의 보유내력(강도지표, C) 및 변형능력(연성지표, F)의 평가결과를 나타낸다. 대상건물의 연직부재(기둥)는 휨극한 시 전단력(Q_{mu})이 전단극한 시 전단력(Q_{su})보다 작아 휨파괴가 전단파괴보다 선행하는 휨파괴 기둥($C_{fy} = 0.21$)으로, 연성지표(F)는 2.5 정도의

표 1. Column List

	C1	C2	C3
3층			
	<ul style="list-style-type: none"> • 8-D19 × 2-D16 대근 D10@300 보조근 D10@900	<ul style="list-style-type: none"> • 6-D19 × 2-D16 대근 D10@300 보조근 D10@900	<ul style="list-style-type: none"> • 8-D16 대근 D10@300 보조근 D10@900
2층			
	<ul style="list-style-type: none"> • 8-D19 × 2-D16 대근 D10@300 보조근 D10@900	<ul style="list-style-type: none"> • 8-D19 × 2-D16 대근 D10@300 보조근 D10@900	<ul style="list-style-type: none"> • 8-D16 대근 D10@300 보조근 D10@900
1층			
	<ul style="list-style-type: none"> • 8-D19 × 2-D16 대근 D10@300 보조근 D10@900	<ul style="list-style-type: none"> • 128-D19 × 2-D16 대근 D10@300 보조근 D10@900	<ul style="list-style-type: none"> • 8-D169 대근 D10@300 보조근 D10@900

표 2. Calculation Results of Ultimate Strength and Ductility

Members	M_u (t · m)	Q_u (t)	Q_{su} (t)	Q_u (t)	Failure Type	Q_{su}/Q_u	Failure Type	μ	F	Group
C11 × 2EA	7.13	5.01	12.6	5.01	Flexure	2.51	Flexure	5	3.2	2
C12 × 6EA	8.6	6.03	13.5	6.03	Flexure	2.24	Flexure	5	3.2	2
C21 × 2EA	15.03	10.54	16.00	10.54	Flexure	1.51	Flexure	3.1	2.63	1
C22 × 6EA	18.73	13.15	19.31	13.15	Flexure	1.47	Flexure	2.7	2.46	1
C31 × 2EA	14.23	9.98	17.11	9.98	Flexure	1.71	Flexure	5	3.2	2
C33 × 6EA	17.55	12.32	19.54	12.32	Flexure	1.59	Flexure	3.9	2.9	2

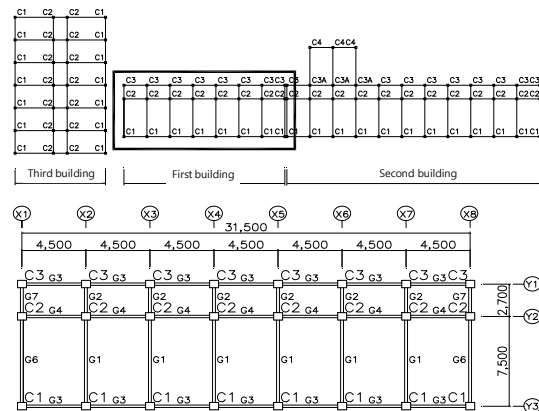


그림 9. Structural Floor Plan

1 그룹과 3.2정도의 2 그룹으로 분류 가능하다. 식(4)에 의한 E_{o1} 은 0.43, 식(5)에 의한 $E_{o2} = 0.45$ 로 최종 보유성능 지표(E_o)는 식(5)에 의한 0.45이다.

3.3 Step-2: 특정 연성률 별 입력지진수준 산정

3.2절에서 산정한 휨과괴형 부재내력 ($C_{fy} = 0.21$)와 전단과괴형 부재내력($Q_{su} = 0$)를 제2.2절의 비선형 요구내력스펙트럼(평균값)을 회귀분석을 이용하여 수식화한 식(6) ~ (10)에 대입하여 해당 연성률 별($\mu_f = 0.3, 0.6, 1.0, 2.0, 4.0$) 입력지진수준(α)을 산정한 결과를 <표 3>(Step-2)에 나타낸다. 각각의 연성률 $\mu_f = 0.3, 0.6, 1.0, 2.0, 4.0$ 에 해당하는 입력지진수준은 $\alpha = 0.05 g, 0.08 g, 0.1 g, 0.2 g, 0.27 g$ 로 산정되었다. 입력지진수준 약 0.1 g인 경우 연성률 $\mu_f = 1$ 이 발생하여 대상구조물은 항복상태에 이르는 것으로 판단된다.

3.4 Step-3: 특정 연성률 별 내진성능저감계수를 고려한 잔존내진성능 평가

Step-1의 강도지표를 근거로 각 연성률 단계 별로 내진저감 계수(η)를 곱하여 지진피해후의 보유성능지표 $D E_o$ 를 산정한 후, 식(11)을 이용하여 내진성능 잔존율(R)을 산정한다. <표 3>의 Step-3에 산정결과를 나타낸다.

3.5 Step-4: 내진성능 평가

<표 3>의 Step-4에 지진손상도, 즉 내진성능 평가결과를 나타낸다. $\mu_f = 0.6$ ($\mu_s = 10$)의 경우 $R = 93$ 소규모 파괴, $\mu_f = 1$ 의 경우 $R = 73$ 중규모 파괴, $\mu_f = 2$ 이상 인 경우는 $R = 49$ 대규모 파괴로 최종적으로 판단할 수 있다. <그림 10>에는 대상건물 장변방향의 내력-변형과 지진손상도 상관 관계를 나타낸다.

4. 제안된 내진성능 상세평가법의 타당성 및 적용가능성 검증

4.1 적용가능성 및 타당성 검증 개요

본 연구 평가법의 타당성 검증을 위해 예제 건물을 대상으로 본 연구의 내진성능 평가법을 적용하여 평가한 결과와 보다 상세한 부재수준의 비선형 동적해석을 실시하여 제3장 Step 2의

표 3. Evaluation Results of Seismic Capacity

Group	STEP 1			STEP 2		STEP 3				STEP 4
	C	F	E_o	μ_f	$\alpha(g)$	Seismic reduction factor(η)		$D E_o$	R(%)	
						Shear	Flexure			
1	0.09	2.5	0.45	0.3	0.05	0.3	0.95	0.42	93	소과
				0.6	0.08	0	0.95	0.42	93	소과
1	0.1	0		0.75	0.33	73	중과			
2	0.2	0		0.5	0.22	49	대과			
3	-	-	4	0.27	0	0.1	0.04	8	붕괴	

결과, 즉 입력지진동 $\alpha = 0.05 g, 0.08 g, 0.1 g, 0.2 g, 0.27 g$ 에서 각각 연성률 $\mu_f = 0.3, 0.6, 1.0, 2.0, 4.0$ 이 평균적으로 발생 하는지 비교·검토하였다. 또한 내진진단기준²⁾에서 입력지진동 0.2 g 수준에 대해서 구조체에 대규모 이상의 지진피해를 막기 위한 임계값으로 설정한 내진성능 판정지표($E_s = 0.6$)와의 상관관계를 분석하여 본 연구의 내진성능 평가법의 적용가능성을 검증하였다.

4.2 비선형 동적해석 결과와 비교·검토

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

- 1) 각 부재의 항복한지의 위치는 문헌 및 문헌을 참고로 다음과 같이 가정을 하며^{6, 7)}, 기둥 및 보의 접합부 등 각 부재의 중심으로부터의 항복한지가 발생하는 부재단까지는 강역으로 가정한다.
- ① 일반층의 보: 날개벽이 없는 경우는 기둥단 위치로 하며, 날개벽이 있는 경우는 가장자리로부터 DG/2(DG: 보 높이)들어온 위치로 한다.

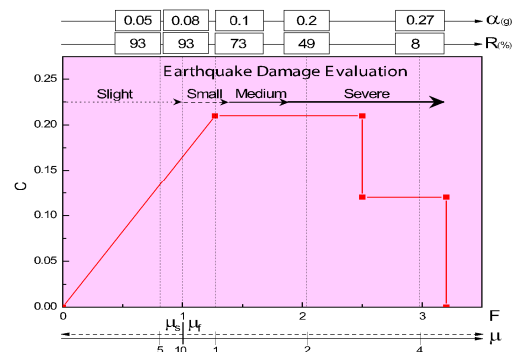


그림 10. Relationships between Strength-Ductility and Earthquake Damage Degree (Y-direction)

- ② 지중보: $DF' < (10/10' - 1) \cdot DF$ 인 경우는 기둥단의 위치로 하고, $DF' \geq (10/10' - 1) \cdot DF$ 인 경우는 기초판단의 위치로 한다(DF : 지중보 높이, DF' : 기초판의 저면으로부터 지중보까지의 거리, 10 : 기둥간 거리, $10'$: 기둥판간 거리).
 - ③ 기둥: 수벽 및 정두리벽이 없는 기둥은 보단의 위치로 한다. 수벽 및 정두리벽이 있는 경우는 수벽 및 정두리벽의 가장자리로부터 $D_c/200$ (D_c : 기둥폭)들어온 위치로 한다.
- 2) 각 골조를 양단편의 강한보로 연결하여 구조물 전체를 하나의 평면골조로 해석하였다. 즉, 각막가정이 성립하는 것으로 한다.
- 3) 보의 내력은 보와 협력하는 범위의 슬래브의 유효폭내의 슬래브 철근의 영향도 고려하며, 보단의 장기하중에 의한 휨모멘트는 후술하는 부재의 휨스프링의 복원력특성에 초기치로서 부여하는 것으로 고려한다. 또한, 기둥의 내력계산용 축력은 장기축력으로 한다.
- 4) 조적조 등의 비내력벽은 무시한다.

한편, <그림 11>에 나타내는 것과 같이 부재는 휨스프링과 전단스프링이 직렬 결합한 모델로 가정한다. 즉, 양단의 모멘트로부터 휨에 대한 강성메트릭스를 평가하는 Giberson모델(재단 소성스프링법)^{8,9)}로 가정한 것으로써 부재의 재축방향의 변형은 무시를 하며, 부재의 휨은 탄성강성 k_B 를 가지는 탄성선재와 그 양단에 설정한 (kBP)A 및 (kBP)B의 강성을 가지는 소성회전스프링에 의하여 평가를 하며, 변형은 그것들의 합으로 나타낸다. 또한 전단변형에 대해서는 재중앙부에 설정한 비선형 전단스프링에 의하여 평가를 한다.

휨부재에 대한 이력모델은 Degrading Tri-Linear^{10, 11)}형으로, 전단부재의 이력모델은 Origin-Oriented^{7, 10, 11)}형으로 한다. 또한, 각 기둥 및 보의 복원력 특성을 결정하는 초기강성, 휨균열모멘트, 전단균열내력, 휨항복모멘트, 전단극한내력 등의 변수들은 「내진진단기준²⁾」 및 「일본건축학회기준¹²⁾」 등에서 사용하고 있는 식을 토대로 산정하였다. 또한 비선형 동적해석 시의 입력지진동으로서는 El Centro파(USA), Taft파(USA), Hachinohe파(Japan), Erzincan파(Turkey) 및 Kobe JMA파(Japan)의 각 수평성분(NS 및 EW)인 10개의 전형적인 피해지진의 가속도 성분을 토대로³⁾, 입력지진동 규모를 <표 3>의 Step 2에서 산정된 $\alpha = 0.05g, 0.08g, 0.1g, 0.2g, 0.27g$ 로 표준화하여 비선형 동적해석을 각각 실시하였다.

<표 4>에는 비선형 해석 결과 중 해당 입력지진수준에 대한 연성률을 나타낸다. 바닥이 무한강성을 가지며 다양한 수평저항 시스템을 가지는 저층 RC 건물이 전단변형 및 휨변형이 지배적이라고 가정을 하여³⁾ 전단 스프링과 휨 스프링이 병렬 연결된 SDOF(single degree of freedom)로 가정을 하여 비선형 지진응답해석을 실시한 반면, 본 연구에서는 부재수준의 비선형 동적해석을 수행하였다.

표 4. Results of Non-linear Dynamic Analysis (Ductilities Demand for Ground Motions)

EQs	Ductility ratio(μ_f) for EQ levels (α)				
	0.05	0.08	0.1	0.2	0.27
Elcentro.ew	0.31	0.46	0.56	1.23	2.00
Elcentro.ns	0.25	0.31	0.37	0.71	1.14
Taft.ew	0.15	0.22	0.30	0.83	1.37
Taft.ns	0.18	0.29	0.32	0.73	0.97
Hachinohe.ew	0.27	0.68	0.97	3.55	6.86
Hachinohe.ns	0.18	0.34	0.46	1.14	1.75
Erzincan.ew	0.18	0.31	0.41	1.07	1.56
Erzincan.ns	0.26	0.63	0.99	4.38	7.56
Kobe.ew	0.34	0.54	0.63	1.28	1.72
Kobe.ns	0.19	0.43	0.61	1.05	1.56
Mean values	0.23	0.42	0.56	1.6	2.65
This study	0.3	0.6	1.0	2.0	4.0

<표 4>에 의하면 본 연구에서 제안한 내진성능 평가법에서는 $\alpha = 0.05g, 0.08g, 0.1g, 0.2g, 0.27g$ 에 대해서 $\mu_f = 0.3, 0.6, 1.0, 2.0, 4.0$ 이며, 부재수준의 비선형 지진응답해석에서는 입력지진동 $\alpha = 0.05g$ 에서는 $\mu_f = 0.15 \sim 0.34$ (평균 0.23), $\alpha = 0.08g$ 에서는 $\mu_f = 0.22 \sim 0.68$ (평균 0.42), $\alpha = 0.1g$ 에서는 $\mu_f = 0.3 \sim 0.99$ (평균 0.56), $\alpha = 0.2g$ 에서는 $\mu_f = 0.71 \sim 4.38$ (평균 1.6), $\alpha = 0.27g$ 에서는 $\mu_f = 0.97 \sim 7.56$ (평균 2.65)을 나타내어 연성률은 지진응답해석에 이용한 지진파에 의해서 다소 변동을 하지만 평균적으로는 본 연구에서 제안한 평가법에 의한 연성률은 상세한 비선형 해석법에 의한 그 값을 공학적으로 적절하게 예측 하고 있다고 판단된다.

4.3 제2차 내진진단 결과와 비교 및 검토

<표 5>에 나타낸 바와 같이 내진진단기준²⁾에서 입력지진동 약 0.2g 수준에 대해서 구조체에 대규모 지진피해를 막기 위한

표 5. Combinations of Ultimate Strength for R/C Buildings having $E_s=0.6$

Members controlled by shear			Members controlled by both shear and flexure			Members controlled by flexure					
ID	C_{su}	C_{fy}	F	ID	C_{su}	C_{fy}	F	ID	C_{su}	C_{fy}	F
1)	0.75	0.00	0.8	6)	0.35	0.37	1, 3.2	11)	0.00	0.19	3.2
2)	0.60	0.00	1	7)	0.15	0.18	1, 3.2	12)	0.00	0.21	2.8
3)	0.55	0.07	1, 3.2	8)	0.20	0.18	1, 3.2	13)	0.02	0.21	1, 2.8
4)	0.50	0.15	1, 3.2	9)	0.15	0.21	1, 2.8	14)	0.04	0.21	1, 2.8
5)	0.45	0.22	1, 3.2	10)	0.20	0.20	1, 2.8	15)	0.06	0.19	1, 3.2

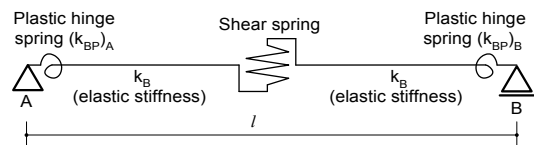



그림 11. Modelling of Members

입계값으로 설정한 보유성능 지표값 $E_s = 0.6$ 이 되는 경우의 전단 탁월형, 전단 및 휨 탁월형, 휨 탁월형 건물³⁾ 총 15종류에 대해서 본 연구에서 제안한 내진성능 평가법을 수행하였다. <그림 12>에는 휨과괴 연성률 $\mu_f = 0.3, 0.6, 1.0, 2.0, 4.0$ 이 발생하는 입력지진수준에 대한 잔존내진성능(R)을 산정한 R값과 $E_s = 0.6$ 의 상관관계를 나타내었다.

<그림 12>에서 0.2 g보다 높은 입력지진수준에는 대다수가 $RR = 60\%$ 이하(대규모 지진피해 이상), 0.2 g보다 낮은 입력지진수준에는 잔존내진성능이 60% 이상(중/소규모 지진피해)을 나타내어 내진진단기준에서²⁾ 설정한 구조체에 대규모 지진피해를 막기 위한 지표값 $E_s = 0.6$ 과 본 연구에서 제안한 내진성능 평가법은 전반적으로 좋은 상관관계를 나타내어 실용적인 측면에서도 유용한 방법이라고 사료된다.

5. 결론

본 연구에서는 비선형 지진응답해석을 이용해 유도된 전단 및 휨과괴형 부재가 혼합된 RC 학교 건물의 비선형 요구내력스펙트럼을 수식화하여 특정 연성률 별로 지진입력수준과 내진성능 잔존율을 산정해 구조물의 지진손상정도를 정량적으로 평가하는 새로운 내진성능평가법을 제안하였다. 또한 실존하는 RC 학교 건물을 대상으로 본 연구에서 제안한 내진성능 평가법을 적용하여 평가한 결과와 보다 상세한 부재수준의 비선형 동적해석을 실시하여 그 결과를 각각 비교·검토하였으며, 내진진단기준²⁾에서 입력지진동 0.2 g 수준에 대해서 구조체에 대규모 이상의 지진피해를 막기 위한 임계값(critical value)으로 설정한 내진성능판정지표($E_s = 0.6$)와의 상관관계를 분석하여, 본 연구에서 제안한 내진성능 평가법의 타당성 및 그 적용가능성을 검증하였다.

본 평가법은 비선형 동적해석 또는 능력스펙트럼법 등의 상세 내진성능평가 방법을 수행하지 않고도 순차적으로 대상구조물(저층 RC 건물)의 연성률 단계별 입력지진수준, 잔존내진성능을 정량적으로 평가하여 지진손상도가 추정가능하며, 부재수준의 비선형지진응답해석 결과 및 내진성능판정지표($E_s = 0.6$)와의 상관관계를 분석한 결과로부터 본 연구의 내진성능 평가법의 타당성 및 적용가능성이 검증되었다. 향후 전단 및 휨과괴형 부재가 혼합된 RC 학교 건물의 내진성능을 효과적으로 평가하기 위한 자료로서 활용이 가능하다고 판단된다. 

참고문헌

1. Federal Emergency Management Agency, "FEMA 310. 1998. Handbook for Seismic Evaluation of Buildings-A Prestandard", Washington D.C.
2. Japan Building Disaster Prevention Association,

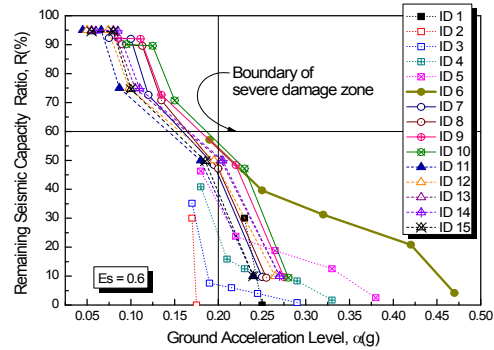


그림 12. Relationships between Residual Seismic Capacity(R) and $E_s=0.6$

"Standard for Evaluation of Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Buildings", Tokyo, Japan(in Japanese, revised in 1990 and 2001).

3. Kang Seok Lee, "Seismic Capacity Requirements for Low-Rise Reinforced Concrete Buildings Controlled by both Shear and Flexure", *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.8. No.1, February 2010, pp. 75 ~ 91.
4. Japan Building Disaster Prevention Association., "Standard for Damage Level Classification", Tokyo, Japan(in Japanese), 2001.
5. Masaki Maeda, Yoshiaki Nakano and Kang Seok Lee, "Post-Earthquake Damage Evaluation for RC Buildings Based on Residual Seismic Capacity", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, No. 1,179, August 2004.
6. 이강석, 이원호, 류해상, '말뚝기초를 포함한 철근콘크리트 건물의 비선형 지진해석법에 관한 연구', 한국지진공학회 논문집, Vol. 7, No. 2(통권30호), 2003.
7. 梅村魁遍, "鐵筋コンクリート建物の動的設計法續(中層)", 報堂, 1982호, 2003.
8. Berg, G.V. and D.A. DaDeppo, "Dynamic Analysis of Elastoplastic Structures", *Proc. ASCE*, Vol. 86, No. EM 2, 1960.
9. Gilbertson, M.F., "Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility", *Proceedings of ASCE*, Vol. 95, No. ST2, 1966.
10. OTANI, S., "Inelastic Analysis of RC Frame Structures", *Proceedings of ASCE*, Vol.100, No. ST7, 1974.
11. 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.
12. 日本建築學會, "鐵筋コンクリート構造計算規準・同解説", 1991.

담당 편집위원 : 양인환(군산대학교) ihyang@kunsan.ac.kr