

# 역V형 특수가새골조의 반응수정계수

## Response Modification Factors of Inverted V-type Special Concentrically Braced Frames

김진구\*  
Kim, Jinkoo

남광희\*\*  
Nam, Kwanghee

### 국문요약

초과강도계수와 연성계수는 현행 내진기준에서 사용되는 반응수정계수를 결정하기 위한 두 가지 중요한 계수이다. 본 논문에서는 다양한 층수 및 경간을 갖는 역V형 특수 중심가새골조의 비선형 정적 해석을 수행하여 초과강도계수와 연성계수를 구하고, 이를 이용하여 반응 수정계수를 산정하였다. 해석결과에 따르면 저층 구조물의 경우 IBC-2000에서 제시한 값보다 큰 반응수정계수 값을 가지며, 중층 이상의 경우 기준에서 제시한 값보다 작은 값으로 나타났다. 또한 초과강도계수와 연성계수는 구조물의 높이가 감소할수록, 스패의 길이가 증가할수록 증가하는 것으로 나타났다.

**주요어** : 특수 가새골조, 초과강도계수, 연성계수, 반응수정계수

### ABSTRACT

The overstrength factor and the ductility factor are the two important factors that determine response modification factors used in current seismic codes. In this paper the overstrength and ductility factors of special concentric braced frames are determined by performing pushover analysis of model structures with various stories and span lengths, and by using those factors the response modification factors are obtained. According to the analysis results, the overstrength and the ductility factors are larger than the values proposed by the codes in low-rise structures, and the opposite is true in medium to high-rise structures. It is also found that the factors increase as the height of structures decreases and the span length increases.

**Key words** : special concentrically braced frames, over-strength factors, ductility factors, response modification factors

## 1. 서론

현재 적용되고 있는 많은 내진설계 기준들은 실제 구조물의 비탄성 거동을 고려하여 탄성상태의 강도요구량 보다 작은 강도를 기준으로 설계하도록 하고 있으며, 이러한 목적을 위하여 반응수정계수(response modification factor)를 도입하고 있다. 반응수정계수는 ATC 3-06<sup>(1)</sup> 보고서에서 처음 제안되었으며, 이 값은 과거 지진에서 관측된 구조물의 성능 수준과 전문가들의 경험을 바탕으로 합의를 통해서 결정된 것으로 기술적, 실증적 자료가 부족하다. 또한 ATC-19<sup>(2)</sup> 보고서에서 지적하였듯이 높이가 다른 구조물에 대해서 동일한 반응수정계수 값을 적용하는 것은 합리적이지 않고, 반응수정계수 산정시 시스템 연성비, 초과강도, 잉여도 등과 같은 요소들이 반응수정계수에 미치는 기여도가 명확하게 규명되어 있지 않다. 이러한 문제점을 해결하고 보다 합리적이고 신뢰할 수 있는 반응수정계수를 산정하기 위하여 많은 연구가 진행되어 왔다. ATC-19와 ATC-34<sup>(3)</sup>에서는 초과강도계수(overstrethn factor), 연성계수(ductility factor)와 잉여도계수(redundancy factor)를 곱하여 반응수정계수를 산정하였다. Osteraas와 Krawinkler<sup>(4)</sup>는 1988년 SEAOC code에 따라

설계된 모멘트골조, 가새골조의 초과강도계수에 대한 해석적 연구를 수행하였는데, 모멘트골조에 있어서 초과강도계수는 약 2(장주기)에서 6(단주기)까지 변하며, 가새골조의 초과강도계수는 약 2.5로 나타났다. Uang<sup>(5)</sup>은 4층에서 12층의 SMRF(special steel moment resisting frames)에 대한 초과강도계수를 산정하였는데, 그의 연구결과에 의하면 4층 구조물이 12층 구조물 보다 약 40% 더 큰 강도를 보유하고 있고, 동일한 구조시스템에서는 지진 위험도가 낮은 지역에서 초과강도가 더 큼을 알 수 있다. Vayas와 Spiliopoulos<sup>(6)</sup>는 2층에서 8층의 모멘트 골조에 대하여 2정간과 3정간일 때 국부적 연성수준, 수직하중의 수준 그리고, 접합부의 강성에 따른 연성과 초과강도를 구하였으며, 정형 골조의 초과강도는 다른 변수들에 크게 영향을 받지 않음을 발견하였다. 최근 다양한 하중조합에 대하여 설계된 모멘트골조 및 중심가새골조에 대한 강도계수와 연성계수에 대한 Balendra와 Huang<sup>(7)</sup>의 연구결과에 따르면, 강도계수는 중력하중이 증가할수록, 구조물의 높이가 낮아질수록 증가하고, 반강접 모멘트골조의 강도계수는 강접된 경우에 비하여 50%정도 감소하고, 연성계수는 25%정도 증가하였다. 가새골조는 가새의 설치형태에 관계없이 비슷한 강도계수와 연성계수를 나타내었다. 이러한 연구결과에 따르면 동일한 구조시스템에 대하여는 하나의 반응수정계수를 사용하는 현행 기준과 달리 구조물의 높이에 따라 그리고 작용하중에 따라 반응수정계수가 달라짐을 알 수 있다.

\* 성균관대학교 건축공학과, 부교수

\*\* 성균관대학교 건축공학과, 석사과정

본 논문에 대한 토의를 2003년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.  
(논문접수일 : 2003. 10. 9 / 심사종료일 : 2003. 12. 31)

현재까지 보다 합리적인 반응수정계수를 산정하기 위한 많은 연구가 수행되었지만 가새골조에 대한 연구는 매우 부족한 상태이다. 특히 역V형 가새골조(chevron braced frame)의 압축가새가 좌굴한 이후에 발생하는 불균형력을 고려한 특수중심가새골조(special concentrically braced frame, SCBF)에 대한 연구는 아직 수행된 예가 없다. 따라서 본 연구에서는 SCBF의 높이와 경간의 길이를 변화시킨 21개의 구조물에 대하여 강도계수와 연성계수를 구하고, 이를 이용하여 반응수정계수를 산정한 후 내진설계기준에 제시된 값들과 비교하였다.

## 2. 반응수정계수의 산정

ATC-19 및 ATC-34에 따르면 반응수정계수는 식 (1)과 같이 초과강도계수( $R_o$ ), 연성계수( $R_\mu$ ), 잉여도계수( $R_r$ )와 감쇠계수( $R_\xi$ ) 등의 항으로 구성된다.

$$R = R_o R_\mu R_\xi R_r \quad (1)$$

여기서,

$R_o$  : 구조물의 실제 강도가 일반적으로 설계강도를 초과하는 현상을 고려하기 위한 계수

$R_\mu$  : 구조물의 비탄성 거동에 의한 변위연성비와 관계된 계수

기존의 연구에 따르면 이 두 계수는 모두 구조물의 주기에 따라 달라지는 것으로 알려져 있다. 감쇠계수는 부가감쇠 장치의 효과를 반영하기 위한 계수이며, 부가적인 감쇠장치가 없는 경우에는  $R_\xi$ 은 1이 된다. 잉여도가 충분하다고 가정하면 구조물의 잉여도  $R_r$  또한 1이 된다. 따라서 이러한 경우 구조물의 반응수정계수는 초과강도계수와 연성계수의 곱으로 나타낼 수 있다. 일반적인 구조물의 비탄성 거동은 그림 1과 같이 나타낼 수 있으며  $R_\mu$ 와  $R_o$ 는 식 (2)와 같이 정의된다.

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y}, \quad R_o = \frac{C_y}{C_w} \quad (2)$$

여기서,

$C_w$  : 구조물의 설계 밀면전단력

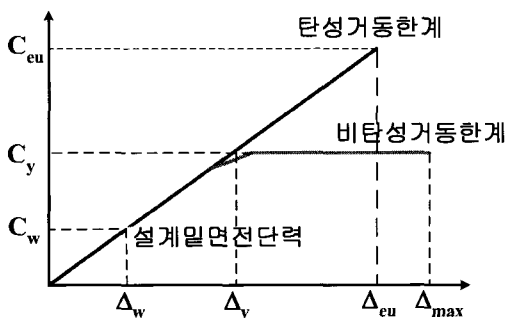


그림 1 구조물의 횡력-변위 관계

$C_{eu}$  : 구조물이 탄성적으로 거동하기 위하여 필요한 최대 밀면전단력

$C_y$  : 최대 비탄성변위에 해당하는 구조물의 밀면전단력 (그림 1)

## 3. 예제 모델의 설계

본 연구에서 사용된 가새골조는 AISC의 강도설계기준과 철골건물의 내진기준<sup>(8)</sup>에 따라 특수중심중가새골조(SCBF)로 설계하였다. 구조물의 높이에 따른 각 계수의 변화를 고려하기 위하여 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21층 구조물을 설계하였고 또한 경간 길이의 영향을 고려하기 위하여 각 높이의 구조물에 대하여 Y축 방향 경간 길이는 10m로 고정하고 X축 방향의 경간의 길이를 6, 8, 10m로 변화시켰다. 구조물의 평면은 그림 2와 같으며, 가새는 가운데 경간에 역V형 형태로 설치하였다(그림 3).

설계지진하중은 IBC-2000<sup>(9)</sup>의 내진설계기준에 따라 설계 스펙트럼 가속도  $S_{DS} = 0.5g$  (내진설계범주 D), 지반조건 B, 반응수정계수 6.0(건물골조시스템의 특수 중심가새골조)을 사용하여 결정하였으며, 지진하중을 가새가 모두 부담하도록 설계하였다. AISC에서는 SCBF의 설계시 기둥과 가새에 대한 세장비를 식 (3)과 같이 제한하고 있다.

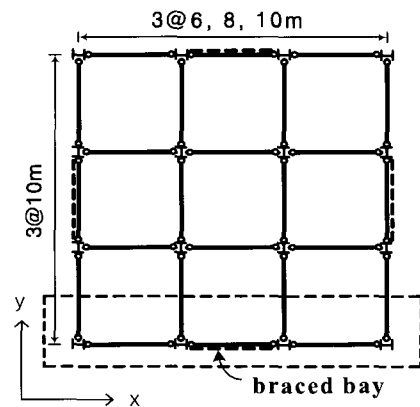


그림 2 예제 모델의 평면

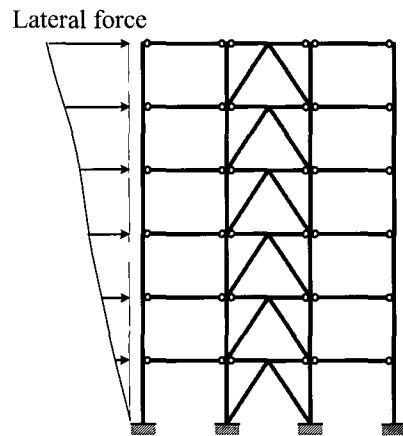


그림 3 6층 모델의 입면

$$\frac{KL}{r} \leq 5.87\sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (3)$$

여기서,

$r$  : 가새의 단면 2차반경

$KL$  : 유효길이

$E_s$  : 탄성계수

$F_y$  : 항복강도

폭두께비 제한은 AISC의 내진규정<sup>(8)</sup> 표 I-8-1을 적용하였다. 또한 보와 가새의 접합부는 압축가새와 인장가새에서 발생하는 불균형력( $Q_b$ )을 고려하여 설계된 것으로 가정하였다. 그림 4에 나타난 불균형력은 인장가새의 경우  $R_y P_y$ 을, 압축가새의 경우  $0.3\Phi_c P_n$ 을 사용하여 식 (4)와 같이 계산한다.

$$\begin{aligned} Q_b &= (R_y P_y - 0.3\Phi_c P_n) \times \sin \theta \\ &= (R_y A_g F_y - 0.3\Phi_c A_g F_{cr}) \times \sin \theta \end{aligned} \quad (4)$$

여기서,  $R_y$ 는 기대되는 항복강도와 최소항복강도( $F_y$ )의 비를 말하며, AISC의 내진기준에서는 항복응력이  $2.4 \text{ tonf/cm}^2$ 인 강재의 경우 1.5를 제시하고 있다.  $P_y$ 는 부재의 공칭 축항복강도이며,  $P_n$ 은 부재의 좌굴을 고려한 공칭 축 강도,  $\Phi_c$ 는 강도저감계수,  $F_{cr}$ 은 부재의 좌굴응력을 나타낸다. 사용된 하중조합은 NEHRP Recommended Provisions<sup>(10)</sup>에서 지진하중이 포함된 것들 중에서 가장 불리한 상태의 하중을 선택하였다.

역 V형 SCBF인 경우 가새의 좌굴 후에 발생하는 불균형력을 고려하여 보를 설계하기 때문에 일반 가새골조에 비하여

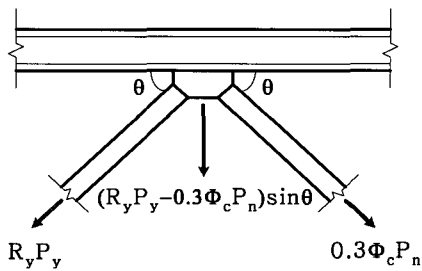


그림 4 압축가새의 좌굴로 인한 불균형력

보의 크기가 커지게 된다. 일반적으로 압축력이 많이 작용하는 기둥의 경우 보에 비하여 항복강도가 높은 강재를 사용하는 경우가 많으나, 보의 크기가 더 큰 SCBF에 있어서 접합의 편의를 고려하여 보의 폭에 맞추어 기둥의 폭을 증가시키다보면 기둥이 과다설계 되는 경우가 발생한다. 따라서 본 연구에서는 보와 동일한 강도의 강재( $F_y=2.4 \text{ tonf/cm}^2$ )를 사용하였다. 부재는 3개 층에 대하여 가장 큰 하중을 받는 층을 기준으로 동일하게 설계하였다. 기타 설계 조건들은 아래와 같으며, 9층 구조물에 대한 외부 골조의 부재 크기를 표 1에 나타내었다.

- (1) 고정하중과 적재하중은 각각  $500\text{kgf/m}^2$ ,  $250\text{kgf/m}^2$ 으로 모든 층에 동일하다.
- (2) 모든 층의 높이는 3.6m로 동일하다.
- (3) 보와 기둥의 접합부는 모두 편접합이다.

#### 4. 예제구조물의 비탄성 정적해석

##### 4.1 pushover 해석

예제 구조물들은 가새가 모든 횡력을 지지하도록 설계하였으므로, 그림 2의 점선으로 표시된 X방향의 외부골조에 대해서만 DRAIN-2DX<sup>(10)</sup>를 사용하여 비탄성 정적해석을 수행하였다. 가새의 힘-변위 거동은 FEMA-274<sup>(12)</sup>에 제시된 모델을 사용하였다(그림 5).

수직하중은 고정하중만을 고려하였고, 보와 기둥의 항복 후 강성비는 2%, 인장가새는 0 (elastic-perfectly plastic)으로 가정하였다. 또한  $P-\Delta$ 효과를 고려하기 위하여 그림 6과 같이 수평변위가 동일한 가상의 기둥(dummy column)을 사용하여 외부 골조에서 고려되지 못하는 내부골조에 작용하는 수직하중의 효과를 고려하였다.

Pushover 해석은 횡력을 1차 모드 형상에 비례하도록 점진적으로 증가시키며 수행하였다. 그림 7은 9층 구조물의 pushover 곡선을 타나내며, 설계 밀면전단력, 압축가새의 좌굴, 인장가새의 항복, 최대층간변위가 1.5%, 2.0%, 3.0%에 도달하는 지점이 표시되어 있다. 압축가새의 좌굴로 강성이 약간 작아지며, 인장가새가 항복하기 직전에 최대 강도에 도

표 1 9층 구조물의 부재 크기

경간길이	층	내부 기둥	외부 기둥	내부 보	외부 보	가새
6 m	1~3	W14×176	W10×39	W27×217	W16×36	W8×35
	4~6	W14×109	W10×30	W27×217	W16×36	W8×35
	7~9	W14×38	W10×22	W27×161	W16×36	W8×24
8 m	1~3	W14×193	W10×54	W36×260	W16×67	W10×45
	4~6	W14×109	W10×39	W36×230	W16×67	W8×40
	7~9	W14×43	W10×22	W36×210	W16×67	W8×35
10 m	1~3	W14×211	W12×65	W36×439	W18×86	W8×67
	4~6	W14×120	W12×45	W36×359	W18×86	W8×58
	7~9	W14×48	W12×30	W36×300	W18×86	W8×48

달하고, 그 값은 설계 밀면 전단력의 약 3배 정도임을 알 수 있다. 그림 8은 경간이 6m인 구조물의 최대층간변위비가 위의 세 값에 도달할 때의 모든 층의 층간변위를 나타낸 것으로, 저층부에서 큰 층간변위가 발생한 것을 볼 수 있다. 모든 구조물에 대한 해석결과는 표 2에서 나타내었다.

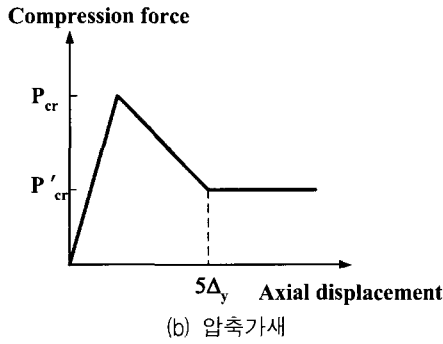
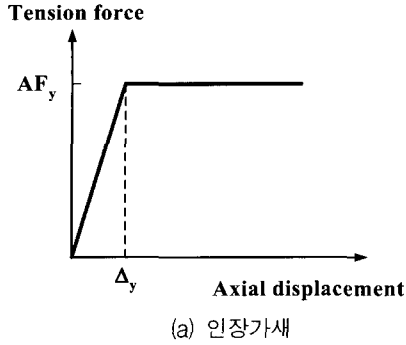


그림 5 가새의 힘-변위 모델(FEMA 274)

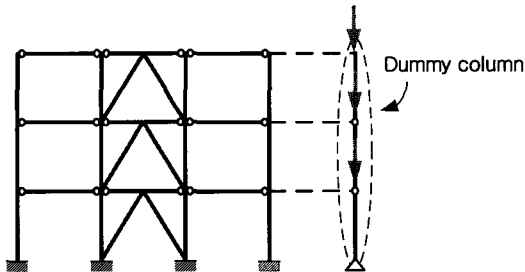


그림 6 P-Δ효과를 고려하기 위한 모델

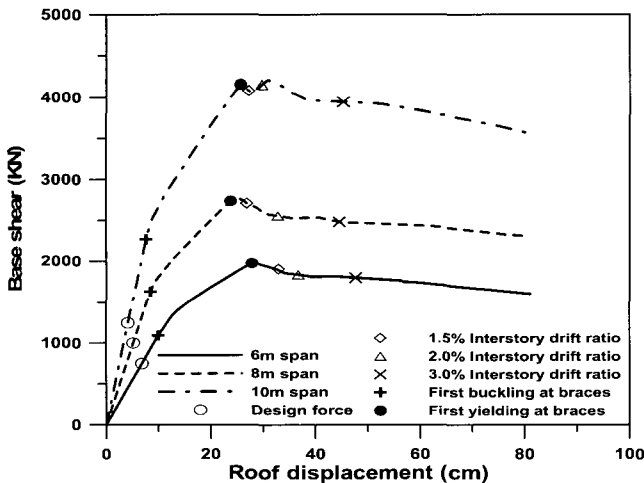


그림 7 9층 구조물의 pushover 곡선

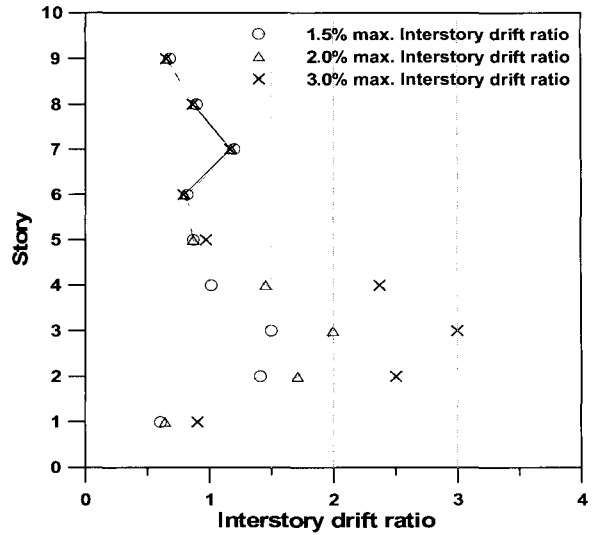


그림 8 9층 구조물의 층간변위비(경간 6m)

### 4.2 초과강도계수

ATC-19에서는 pushover 곡선상에서 현저한 항복점 (significant yield point)의 밀면전단력을 이용하여 초과강도계수를 구하도록 규정하고 있다. 본 연구에서는 FEMA-356<sup>(12)</sup>에 제시된 예(그림 9)와 같이 목표변위를 기준으로 곡선 내부의 면적과 이선형화한 곡선 면적이 동일하도록 항복밀면 전단력과 항복변위를 구하고(표 2), 이를 바탕으로 구조물의 높이와 보의 길이에 따른 초과강도계수를 그림 10에 나타내었다. 대부분의 해석 모델에서 보의 길이가 증가할수록, 구조물의 높이가 낮아질수록 초과강도계수  $R_o$ 는 증가함을 알 수 있다. 이는 건물의 높이가 낮아지고 스패 길이가 증가함에 따라 중력하중의 영향이 커지기 때문이다.  $R_o$ 는 IBC-2000에서 제시한 값인 2보다 중저층에서는 큰 값을, 고층(18층 및 21층)에서는 경간 길이가 6m일 때 작은 값을 가지는 것으로 나타났다.

### 4.3 구조물의 한계상태

구조물의 연성계수 및 반응수정계수는 구조물의 한계상태를 규정하는 방법에 따라 달라지며, 이러한 문제는 ATC-19에도 언급되어 있다. 구조물의 한계상태는 구조물의 최대변위, 층간변위, 부재의 변형 등 다양한 방법으로 규정할 수 있는데, 일반적으로 층간변위를 기준으로 산정하는 것이 가장 합리적인 것으로 간주되고 있다.<sup>(14)</sup> 국내 내진설계기준과 IBC-2000에서는 지진하중에 대하여 허용 가능한 구조물의 최대 층간변위를 층고의 1.5%로 규정하고 있으며, 이것은 인명안전수준에 해당하는 한계변위라 간주할 수 있다. SEAOC-Blue Book(1997)<sup>(13)</sup>에서는 강도설계된 SCBF에 대하여 붕괴방지 수준에 대한 최대 층간변위비를 2.2%, 한계 층연성도를 5.0으로 규정하고 있다. FEMA-356에서는 가새골조의 붕괴방지 수준에 해당하는 층간변위를 층고의 2%로 규정하고 있으며, 이것은 모멘트골조의 한계상태로 규정된 5%에 비하여 매우 작은 값임을 알 수 있다. 또한 인장가새

표 2 해석모델의 pushover 해석결과(단위 : kN, cm, sec)

경간길이	층 수	3	6	9	12	15	18	21
	6	주기	0.46	0.88	1.44	2.07	2.79	3.54
$C_w$		413.64	677.37	749.66	805.57	851.79	891.51	926.52
$C_y$		1135.00	1549.20	1769.15	1757.31	1705.90	1610.18	1490.97
$\Delta_y$		2.33	7.25	16.12	26.10	38.80	51.60	65.58
$\Delta_{1.5\%}$		8.57	17.06	32.89	43.18	59.96	78.00	92.27
$\Delta_{2.0\%}$		10.58	19.10	36.68	48.10	65.96	87.97	104.88
$\Delta_{3.0\%}$		14.29	23.63	47.63	61.88	80.48	108.90	128.37
8	주기	0.40	0.78	1.27	1.79	2.38	2.99	3.64
	$C_w$	551.49	903.17	999.52	1074.07	1135.68	1188.65	1235.36
	$C_y$	1971.05	2251.79	2461.76	2650.26	2576.04	2514.01	2549.57
	$\Delta_y$	2.21	5.94	12.72	21.70	31.32	43.72	56.24
	$\Delta_{1.5\%}$	8.27	16.67	26.87	41.96	55.15	71.40	87.06
	$\Delta_{2.0\%}$	10.08	18.59	32.80	46.40	61.70	77.93	92.02
	$\Delta_{3.0\%}$	13.71	22.85	44.55	60.05	77.32	96.45	113.63
10	주기	0.37	0.69	1.15	1.57	2.16	2.69	3.23
	$C_w$	689.39	1128.96	1249.42	1342.61	1419.60	1485.84	1544.20
	$C_y$	2942.00	3230.78	3595.17	3649.25	3616.38	3317.59	3380.08
	$\Delta_y$	2.22	5.31	11.96	18.05	28.25	34.62	44.44
	$\Delta_{1.5\%}$	8.49	16.02	27.22	41.30	51.26	62.13	78.86
	$\Delta_{2.0\%}$	10.29	18.05	29.73	45.65	58.50	70.22	87.43
	$\Delta_{3.0\%}$	13.89	21.97	45.28	55.59	76.67	92.09	133.26

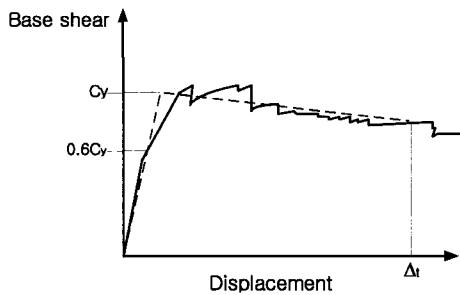


그림 9 가새골조 pushover 곡선의 이선형화(FEMA-356)

와 압축가새의 파단 수준을 각각 항복변형의 14배와 좌굴 변형의 8배로 규정하고 있다.

9층 예제구조물에 대한 해석결과를 이용하여 FEMA-356에서 제시한 방법에 따라 산정한 각 부재의 손상정도를 그림 11에 나타내었다. 최대 층간변위비가 1.5%인 경우 저층부의 몇몇 압축가새가 한계상태에 도달하였으나, 인장가새 및 보와 기둥에 소성힌지가 발생하지 않았다. 층간변위비가 3.0%에 도달할 때 저층부의 대부분의 압축가새가 한계상태에 도달하고 일부 기둥에 소성힌지가 발생하였다. 인장가새는 아직 FEMA-356에 주어진 한계 수준에 도달하지 않은 것으로 나타났다. 하지만 실제 지진하중이 작용할 경우 가새에는 인장과 압축이 번갈아 작용하게 되어, 인장 한계상태에 도달하기 전에 압축에 의한 파단이 먼저 발생하게 된다. 해석

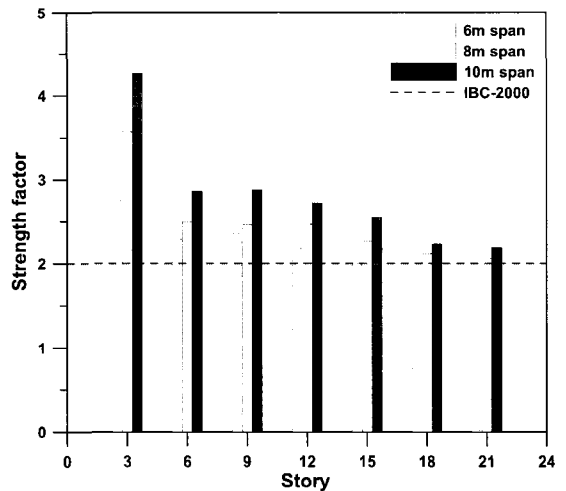


그림 10 초과강도계수

모델은 가새가 모든 횡하중을 저항하도록 설계되었으므로, 주어진 구조물의 한계수준은 저층부 대부분의 압축가새가 한계상태에 도달하는 최대 층간변위비 2%로 간주하는 것이 타당한 것으로 사료된다. 하지만 구조물의 한계변위는 목표 성능수준에 따라 다양한 값으로 결정될 수 있으며, 본 연구에서는 구조물의 최대층간변위비가 1.5%, 2.0%, 3.0%인 세 가지 경우에 대하여 연성계수 및 반응수정계수를 산정하였다.

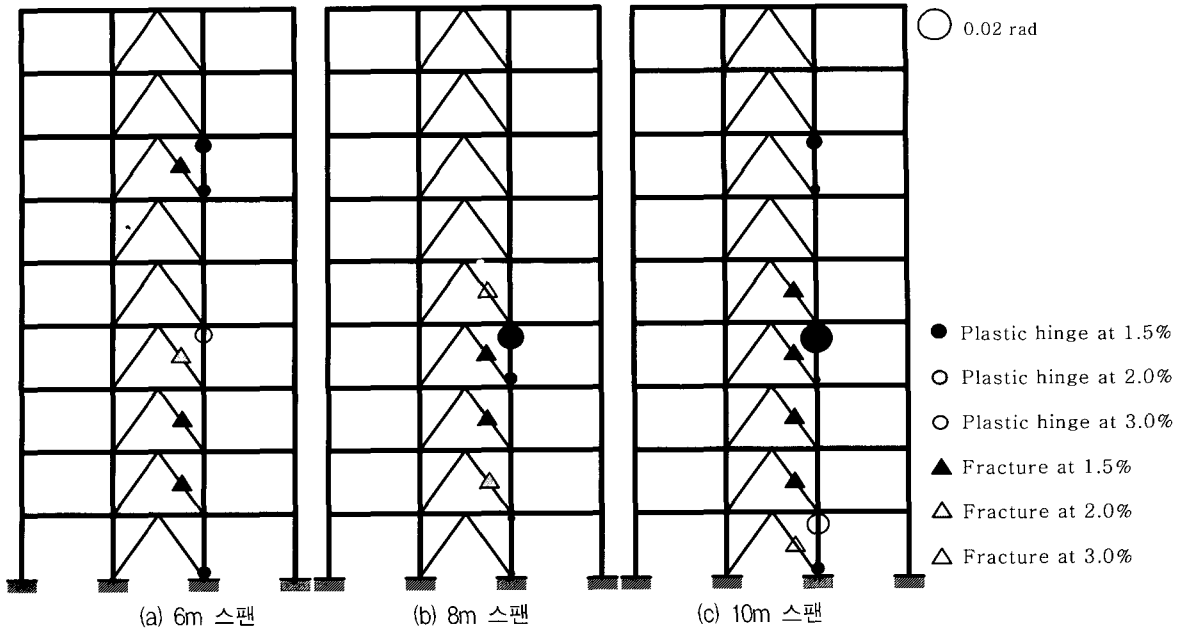


그림 11 9층 구조물의 소성힌지 분포

4.4 연성계수

연성계수  $R_\mu$ 는 구조물의 지붕층 변위-밀면 전단력 관계 곡선(pushover curve)에서 구한 시스템 연성도  $\mu$ 를 이용하여 Newmark와 Hall<sup>(15)</sup>과 Miranda와 Bertero<sup>(16)</sup>가 제시한 두 가지 방법으로 산정하였다. Newmark와 Hall은 탄소성 단자유도계 시스템의 연구결과 연성계수를 구조물의 주기  $T$ 에 따라 다음과 같이 제시하였다.

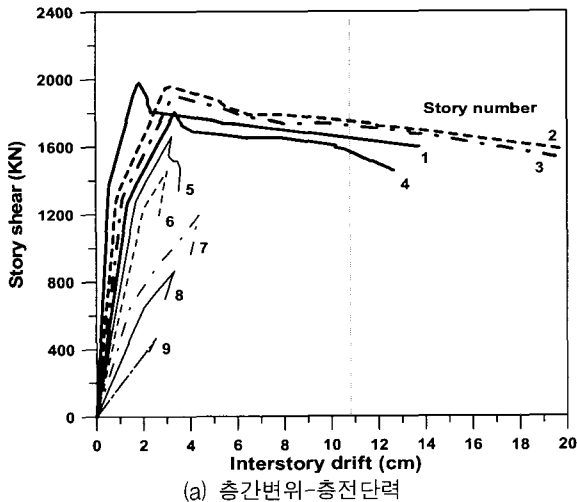
$$\begin{aligned}
 R_\mu &= 1.0 & (T < 0.03 \text{ sec}) \\
 R_\mu &= \sqrt{2\mu - 1} & (0.12 < T < 0.5 \text{ sec}) \\
 R_\mu &= \mu & (T > 1.0 \text{ sec})
 \end{aligned}
 \tag{5}$$

Miranda와 Bertero는 지반의 상태에 따른 연성계수를 제안하였으며, 식 (6)은 암반에 해당하는 식이다.

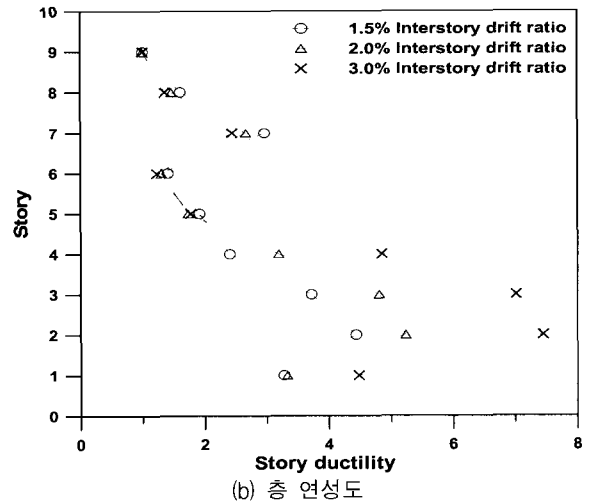
$$\begin{aligned}
 R_\mu &= \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \\
 \phi &= 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{-1.5(\ln(T) - 0.6)^2}
 \end{aligned}
 \tag{6}$$

여기서  $\phi$ 는 지반조건을 반영하는 계수이다. 구조물의 시스템 연성도  $\mu$ 는 표 2에 나타난 항복변위와 주어진 한계변위를 사용하여 구할 수 있다.

경간 길이가 6m인 9층 구조물에 대한 층간변위-층전단력의 관계와 층 연성도를 나타낸 그림 12에 따르면 층간변위는 하부층에서 크게 발생하고 한계 층간변위에 먼저 도달한다. 그림 12(a)에 표시된 세 개의 수직 점선은 최대 층간변위비가 각각 층고의 1.5%, 2%, 3%에 해당하는 층간변위를 나타내며, 각각의 경우 최대 층 연성도는 약 4.5, 5.3, 7.5에 도달함을 알 수 있다. SEAOC Blue Book에 SCBF의 붕괴방지 수준에 대한 한계 연성도로 규정된 값인 5.0과 비교하면 최



(a) 층간변위-층전단력



(b) 층 연성도

그림 12 경간 6m인 9층 구조물의 층간변위와 층 연성도

대 층간변위비가 약 2.0% 정도에서 붕괴방지 수준에 도달함을 알 수 있다.

그림 13-14는 최대층간변위비가 1.5%, 2.0%, 3.0%에 도달할 때 밀면 전단력과 지붕층 최대변위를 이용한 시스템 연성계수  $R_{\mu}$ 를 나타낸다. 연성계수는 저층에서 고층으로 갈수록, 경간의 길이가 작아질수록 감소하며, 대부분의 구조물에서 Miranda와 Bertero의 방법에 의한 연성계수가 약간 크게 나타났다. 주어진 한계변위가 증가할수록 항복변위는 고정된 반면 최대변위가 증가하므로 연성도는 높아진다.

#### 4.5 반응수정계수

반응수정계수는 앞에서 산정한 초과강도계수와 연성계수를 곱하여 구하였고, 세 가지 한계변위에 대하여 그림 15-16에 나타내었다. 반응수정계수는 초과강도계수 및 연성계수와 같이 대체로 구조물이 낮아질수록, 경간의 길이가 증가할수록, 한계변위가 클수록 큰 값을 가지는 것으로 나타났다. 대체적으로 중층 이상의 구조물에서는 IBC2000에 SCBF에 대하여 규정된 값인 6보다 작은 값을 가지며, 저층에서는 더 큰 값을 가짐을 알 수 있다. 경간이 10m인 구조물에 있어서

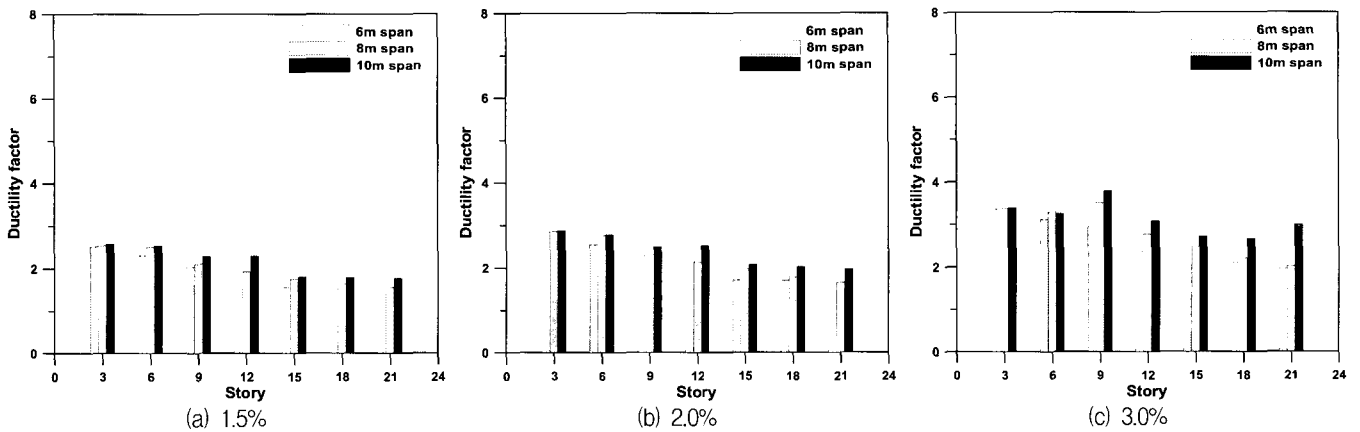


그림 13 Newmark와 Hall의 방법에 따른 시스템 연성계수  $R_{\mu}$

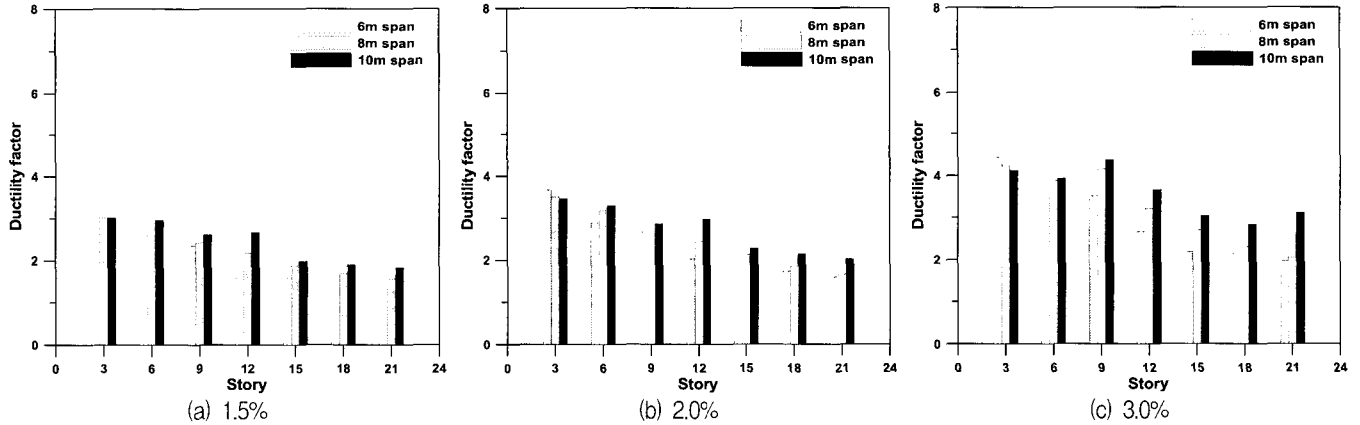


그림 14 Miranda와 Bertero의 방법에 따른 시스템 연성계수  $R_{\mu}$

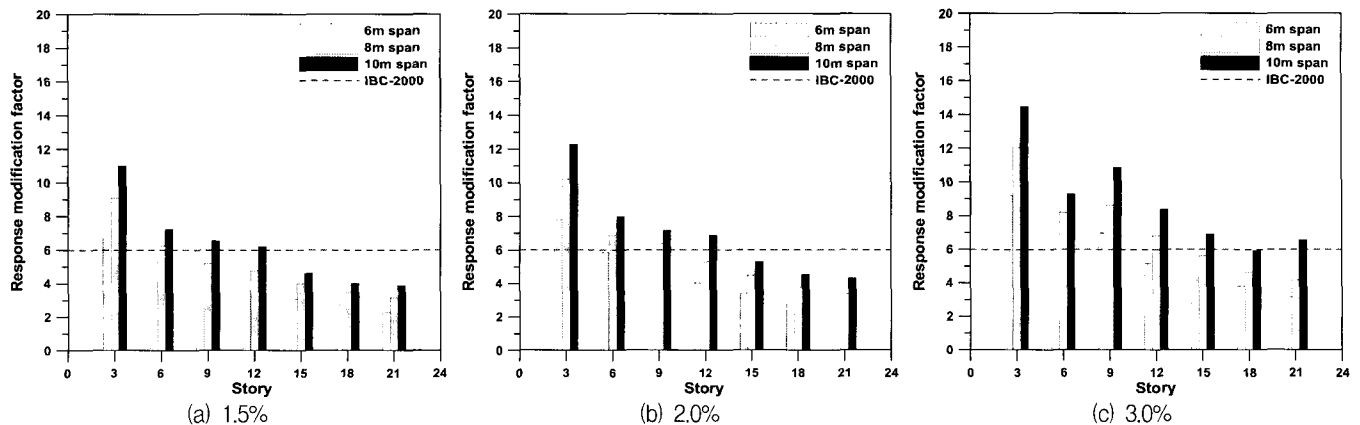


그림 15 Newmark와 Hall의 방법에 따른 반응수정계수

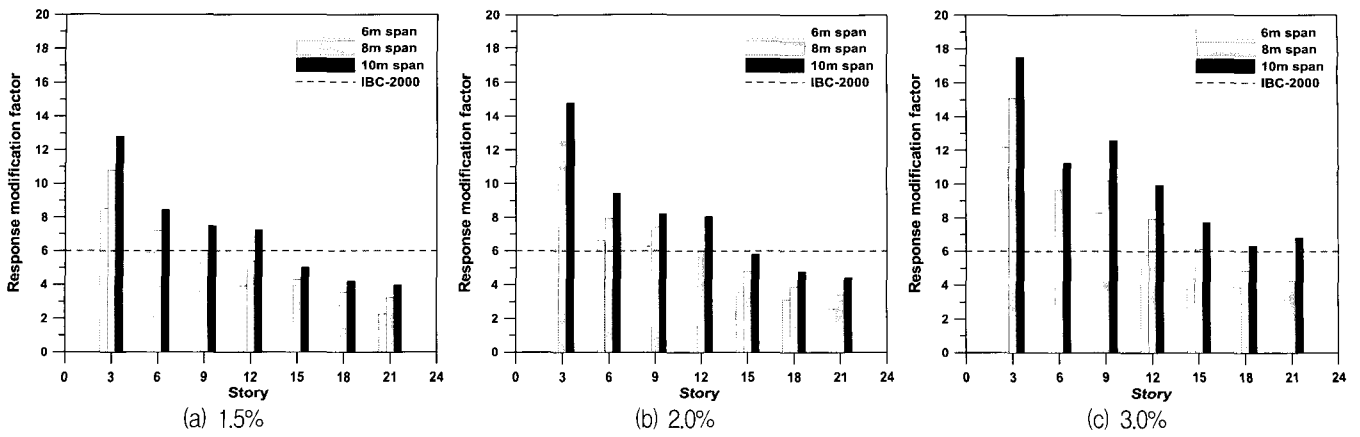


그림 16 Miranda와 Bertero의 방법에 따른 반응수정계수

중층 이상의 경우 한계 층간변위가 층고의 3.0% 이상, 경간이 6m 인 경우 층고의 5.0%가 될 때까지 변형능력이 확보되어야만 규정된 반응수정계수에 도달하는 것으로 나타났다. 따라서 중층 이상의 건물에 대한 반응 수정계수를 적절히 낮추거나, 가새와 연결된 모멘트골조도 횡력을 분담하도록 설계하여 시스템의 변형 능력을 증가하여야만 설계 지진력에 대한 내진 안전성을 확보할 수 있을 것으로 사료된다.

### 5. 결 론

본 연구에서는 특수가새골조 구조물의 높이와 스패의 길이에 따른 반응수정계수 및 그 구성요소들의 변화에 대하여 연구하였다. 본 연구에서는 비교적 높은 수준의 설계지진하중을 사용하였는데, 이러한 경우 중력하중의 영향이 상대적으로 줄어들어 반응수정계수가 작아진다. 또한 모든 횡력을 가새가 부담하도록 기둥과 보가 핀접합으로 결합되었다고 가정하였는데, 일반적인 경우 이중시스템이 아닌 가새골조라 하더라도, 시공의 편의 등 여러 가지 이유로 보와 기둥을 강접하여 모멘트골조가 어느 정도의 횡력을 부담하는 경우가 많다. 따라서 본 연구의 결과로 산정된 반응수정계수들은 하한값에 근접한 안전측의 값이라 할 수 있다. 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 초과강도계수  $R_o$ 는 구조물의 높이가 낮고 경간의 길이가 클수록 증가하였으며, 경간 길이 6m인 경우 1.61~2.74, 8m인 경우 2.06~3.57, 10m인 경우 2.19~4.27로 나타났다. 이것은 저층에서는 IBC 2000에서 제시한 값보다 크고, 고층에서는 약간 작은 값이다.
- (2) 연성도계수  $R_u$ 는 주어진 해석 모델에 있어서 한계상태를 최대 층간변위비 2%로 가정할 때 약 2~3 정도의 값을 나타내었으며, 구조물의 높이가 낮고 경간의 길이가 클수록 증가하였다.
- (3) 반응수정계수는 층 수에 반비례하며, 6m 경간인 경우 약 2.5~10, 8m 경간인 경우 약 3.5~13, 10m 경간인 경우 약 4~15로 나타났다. 특히 중층 이상의 해석모델인 경우 내진설계기준에 주어진 반응수정계수인 6 보다 작은 것

으로 나타났으며, 모멘트골조와 연결하여 충분한 연성도를 확보하거나, 반응수정계수를 낮추어 강도를 증가시켜야만 지진에 대한 충분한 안전성을 확보할 수 있을 것으로 사료된다.

### 감사의 글

본 연구는 한국과학재단 목적기초 연구사업(과제번호: R01-2002-000-00025-0)에 의한 것으로 연구비 지원에 감사드립니다.

### 참 고 문 헌

1. ATC, "Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings," ATC-3-06, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1978, pp. 45-53.
2. ATC, "Structural response modification factors," ATC-19, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1995, pp. 5-32.
3. ATC, "A critical review of current approaches to earthquake-resistant design," ATC-34, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1995, pp. 31-36.
4. Osteraas, J. D., "Strength and ductility considerations in seismic design," PHD Dissertation Stanford University, Stanford, California, 1990.
5. Uang, C. M., "Establishing  $R$ (or  $R_w$ ) and  $C_d$  factors for building seismic provisions," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 1, 1991, pp. 19-28.
6. Vayas, I. and Spiliopoulos, A., "Ductility and overstrength of moment frames," *SDSS, Stability and Ductility of Steel Structures*, 1999, pp. 439-446.
7. Balendra, T. and Huang, X., "Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, No. 8, 2003, pp. 1019-1035.



8. AISC, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, AISC, Chicago, IL, 2002.
9. ICC, *International Building Code*, International Code Council, 2000.
10. Prakash, V., Powell, G. H., and Campbell, S., *DRAIN-2DX, Static and Dynamic Analysis of Plane Structure*, NISEE, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1993.
11. BSSC, "NEHRP Commentary on The Guidelines for The Seismic Rehabilitation of Buildings," *FEMA-274*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 1997.
12. BSSC, "Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Building," *FEMA-356*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000.
13. SEAOC, *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, SEAOC Blue Book, Structural Engineers Association of California, 1997.
14. Elnashai, A. S. and Mwafy, A. M., "Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete building," *The Structural Design of Tall Buildings*, Vol. 11, No. 5, 2002, pp. 329-351.
15. Newmark, N. M. and Hall, W. J., *Earthquake spectra and Design*, EERI Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, 1982.
16. Miranda, E. and Bertero, V. V., "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design," *Earthquake Spectra*, Vol. 10, No. 2, 1994, pp. 357-379.