

국내 저층 콘크리트 골조의 초과강도 Seismic Overstrength of Low-rised RC Frame in Korea

이 영 욱 *
Lee Young-Wook

ABSTRACT

The seismic overstrength factor Ω is evaluated for 4-story reinforced concrete buildings in Korea (of which seismic intensity is low). The study model is designed according to 'aseismic guideline research - phase II' in Korea. The effect of variation of span length and bay number, dead load is considered, especially including the variation of hardening ratio after yielding. And push-over analysis is performed, in which the external and internal frame is connected by rigid-link and the Ω is calculated using the roof drift ratio at 2 %. For Zone I, the mean value of Ω is ranged from 2.3 to 2.5, For Zone II, from 3.1 to 3.4. For low hardening ratio (3%) after yielding, Ω has little relations with the number of bay, like as the results of other research. But for 5% hardening ratio, Ω is increased as the number of bay is increased. Within general gravity-load bound, the variation of D.L. has no effect on Ω . And, Ω is increased as the span length is increased.

1. 서 론

내진설계의 기본 개념은 강진시 구조물에 일부 손상이 발생하여도 붕괴가 발생되지 않도록 하는 것이다. 구조물의 내진설계시 탄성 지진하중을 반응수정계수(response modification factor) R로 나누어 하중을 저감시키는 것은 이러한 개념을 따르는 것이다. 이 반응수정계수는 연성계수(ductility reduction factor) R_d 와 초과강도계수(overstrength factor) Ω 의 곱으로 표시될 수 있다. R_d 는 탄성지진력의 크기를 구조물이 항복하중의 크기로 저감시키며, Ω 는 기준에 따라 설계된 구조물이 잠재적으로 보유하고 있는 초과강도를 나타낸다. 그림 1에서 보면 초과강도 계수 Ω 는 식 (1) 같이 정의된다.

$$\Omega = \frac{C_y}{C_w} \quad (1)$$

여기서, C_y 는 구조물에 항복이 발생하는 밑면전단력(base shear)이고, C_w 는 하중 계수가 곱하여지지 않은 밑면전단력 값이다. 그림 1의 C_s 는 최초로 심각한 항복이 발생하여 비선형 거동이 시작되는 시점이다.

Uang과 Jain은 건물 층수가 낮을수록, 지진의 위험도가 낮은 지역일수록 Ω 가 크다고 보고하고 있다. 즉, 지진하중의 영향이 수직하중에 비하여 작을수록 Ω 가 크다는 의미이다. 비내진 설계된 건물의 내진저항 성능에 대한 실험(이한선, Bracci)은 지진 위험도가 낮은 지역에서 수직하중에 대하여서만 설계된 구조물의 경우 지진에 대한 내력도 충분히 확보하고 있다고 보고하고 있다. 이러한 결과는 지진위험도가 낮은 지역의 중저층 구조물은 잠재적으로 보유하고 있는 지진내력이 크다는 사실을 설명하고 있다. 따라서 국내와 같이 지진력의 크기가 작은 지역에서 중저층의 건물을 내진 설계할 때 사용하는 반응수정계수 R은 Ω 을 고려하여 설정할 필요가 있다.

현행 국내 내진설계는 6층이상의 건물에 한하여 적용되고 있으나, 1997년 제시된 내진설계기준 연구(II)에서는 건물의 층수에 제한없이 적용하고 있다. 국내는 지진위험도가 낮으므로 6층 미만의 저층 건물의 Ω 가 상당히 크다고 판단된다. 본 연구에서는 새로 제시된 내진설계기준연구(II)에 따라 내진설계 수행시의 저층 콘크리트 구조물의 Ω 에 대하여 검토하고자 한다. 단, Ω 에 영향을 미치는 요소는 구조재료 및 설계, 구조물의 실제거동, 여유력(redundancy) 등이 있으나, 본 연구에서는 설계시 사용되는 공칭강도의 영향만을 고찰하고자 한다.

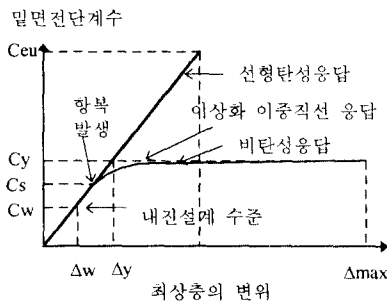


그림 1. 구조물의 일반적인 거동

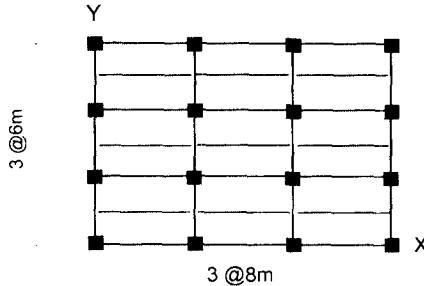


그림 2. 구조모델 평면(3bay)

2. 구조모델 설계와 Push over 해석

2.1 구조모델의 설계

저층 구조물 모델은 4층인 경우에 한하여 X축방향의 bay 수와 span의 길이를 변화하여 설계를 하였다. 단, Y축방향은 3bay이고 span의 길이는 6m로 고정하였다. 수직하중의 변화를 고려하기 위하여 2종류의 고정하중에 대하여 설계를 수행하였다. 다음 절 Push-over 해석에 사용될 모델의 종류와 설명은 표 1과 같다.

구조모델 설계시 지진하중은 내진설계기준연구(II)를, 건물의 고유주기 산정식은 UBC-94를, 반응수정계수는 현행 내진기준을 사용하여 등가정적 해석을 수행하였다. 일반범용 해석프로그램인 ETABS를 이용하여 3차원 설계를 수행하였으며, 설계시 사용한 조건은 다음과 같다.

표 1. 구조모델별 초과강도계수

강성저감비 (%)	Bay 수	Span (m)	고정하중 종류 ^(a)	지진구역 계수 ^(b)	항복시 밀면 전단력 Cy (g)	변위비 ^(c) (%)	초과강도비 Ω
3	3	6	1	I	0.113	1.84	1.95
				II	0.106	0.64	2.87
				0	0.100	0.61	
	3	7	1	I	0.137	1.97	2.37
				II	0.107	1.29	2.91
				0	0.100	0.65	
	3	8	1	I	0.140	2.50	2.42
				II	0.122	2.50	3.30
				0	0.111	2.08	
	3	8	2	I	0.139	1.73	2.40
				II	0.120	2.06	3.26
				0	0.105	2.33	
4	6	1	I	0.132	2.50	2.29	
			II	0.115	2.21	3.13	
			0	0.101	0.79		
4	6	2	I	0.127	2.18	2.20	
			II	0.109	2.50	2.97	
			0	0.099	1.97		
5	3	6	1	I	0.127	2.50	2.19
				II	0.118	2.50	3.20
	3	7	1	I	0.150	2.50	2.60
				II	0.119	2.50	3.24
	3	8	1	I	0.153	2.50	2.64
				II	0.136	2.50	3.69
	3	8	2	I	0.152	2.50	2.63
				II	0.133	2.50	3.62
	4	6	1	I	0.147	2.50	2.54
				II	0.130	2.50	3.54
	4	6	2	I	0.140	2.50	2.42
				II	0.122	2.50	3.31

(a) 고정하중(기준층, 자중포함) 1 : D.L= 720 kg/m², 2 : D.L= 820 kg/m²

(b) 지진구역계수 0 = 비내진

(c) 변위비가 2.5% 이상인 것은 2.5로 기재

(1) 자중이 포함된 고정하중 및 적재하중은 다음과 같다.

고정하중 1(자중포함) - 기준층 : 720 kg/m², 지붕층 750 kg/m²

고정하중 2(자중포함) - 기준층 : 820 kg/m², 지붕층 850 kg/m²

적재하중 - 기준층 : 250 kg/m², 지붕층 200 kg/m²

(2) 건물의 기준층 높이는 3.5m, 1층의 높이는 4m로 가정하였다.

(3) 동일 층의 수평거동은 강체거동을 한다고 가정하였다.

(4) P-Δ 거동 및 지진하중의 우발편심을 고려하였다.

(5) 철근 및 콘크리트 재료 강도는 4000, 210kg/m²을 사용하였고, '강도설계법에 따른 철근콘크리트 기준'에 따라 부재를 설계하였다.

(6) 기둥의 경우 과도설계를 방지하기 위하여 부재 크기를 정방형 300, 350, 400, 450 mm 단

계로 설계하였다. 보의크기는 span 길이가 6m 일 때 300x500, 7m 일 때 300x550, 8m 일 때 300x600의 단면을 모든 층수에 적용하였다.

2.2 Push-over 해석

설계된 구조물의 push-over 해석시 구조물의 3차원적 거동을 고려하여 내부와 외부 골조를 rigid link로 연결하고, 한 층의 수평변위는 동일하다고 가정하였다. Jain의 연구에는 내부와 외부 골조를 분리하여 해석을 수행하였으나, 슬래브가 횡방향 거동의 일체성을 제공하므로 내부와 외부 골조를 연결하여 해석하는 것이 보다 신뢰성이 있다고 판단된다. 해석은 DRAIN-2DX를 사용하였으며, 해석조건은 다음과 같다.

- (1) P- Δ 영향을 고려하였다.
- (2) 부재의 단부에 소성힌지가 발생하는 모델을 사용하였다.
- (3) 저항모멘트의 산정은 국내 철근콘크리트 내진기준을 따랐다.
- (4) 보의 단면성능은 슬래브의 영향을 고려하여 T형보로 계산하였다.
- (5) 모든 해석시 수직하중은 고정하중만 고려하였다.

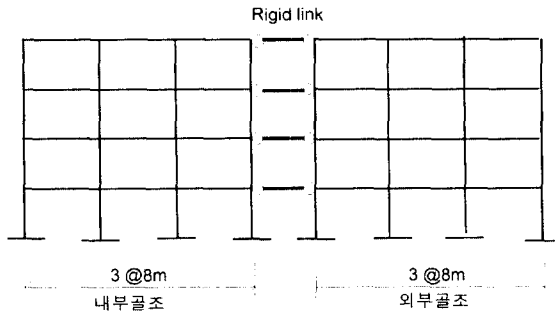


그림 3. Push-over 해석 모델(3bay)

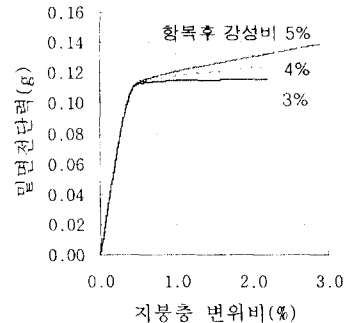


그림 4. 4bay모델의 push-over 해석

push-over 해석을 수행하여 최상층의 수평변위비를 밀면전단력에 대하여 나타낸 것이 그림 4이다. 해석에 사용된 모델은 bay가 4이고 span이 6m이다. 그림에서 보듯이 항복하는 점은 동일하나 부재의 항복후 강성저하비에 따라서 구조물의 항복후 거동에 큰 차이가 있음을 알 수 있다. 부재의 항복후 강성저하비가 3%인 경우는 구조물 항복후 수평 변위의 값이 작음을 볼 수 있다. 이 그림에서 보듯이 부재의 항복후 강성저하비가 클수록 구조물의 항복후 수평내력이 증대하며, 이에 따라 요구 커짐을 예측할 수 있다.

그림 5. 각 구조모델의 push-over 거동 이력(강성저하비=3%의 경우)

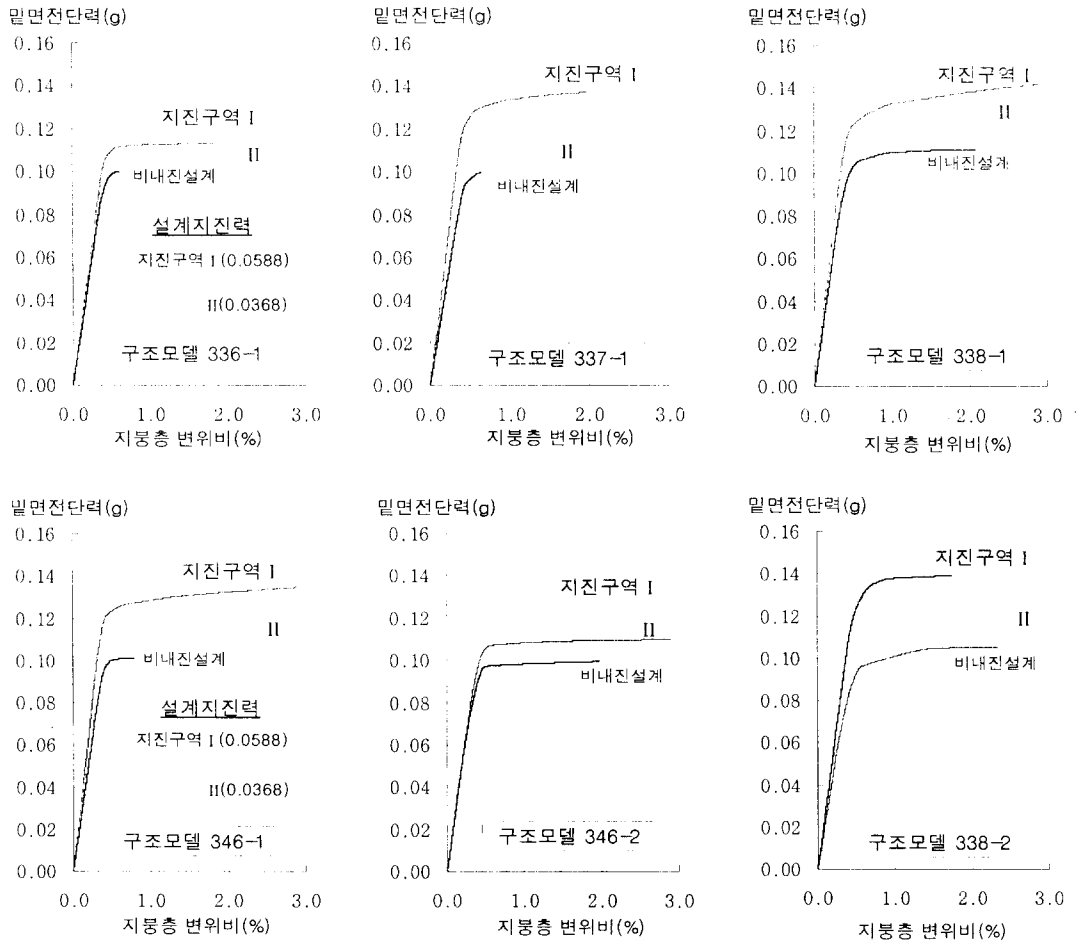


그림 5는 항복후 강성저하비 3%인 경우 각 구조모델의 push-over 해석 결과이다. 그림에서 비내진설계된 구조물의 거동이력을 표시하여 내진설계된 구조물의 저항능력과 비교하여 보았다. 지진구역II의 수평저항 능력은 비내진 구조물에 비하여 약간의 증진이 있음을 알 수 있다. 대개의 경우 비내진 구조물은 수평저항력은 어느정도 확보하고 있으나, 항복 후 붕괴 기구가 조기에 형성되어 연성도가 작음을 볼 수 있다. 항복후 강성저하비 3%와 5%의 경우에 대한 해석 결과를 표 1에 정리하였다.

3. 초과강도 계수 Ω 에 대한 고찰

해석된 결과를 이용하여 Ω 의 값은 식 (1)에 따라 구할 수 있다. 본 연구에서 최대변위비(Δ_{max})는 2%로 설정하였다. 해석된 결과의 최대변위비가 2% 미만인 경우는 최대 값을 이용하였다.

'Performance Based Seismic Engineering of Buildings'와 같이 기능성에 근거한 신 내진기준에서는 일반적으로 구조물의 붕괴수준을 층간변위비 2.5%를 설정하나, 이 값은 지진의 위험도가 매우 높은 지역의 경우이므로 약 지진동 지역에서 그대로 사용하기에는 문제점이 있다고 판단된다.

Bracci의 실험결과(3층 철근콘크리트 구조)를 보면 PGA 0.3g규모의 Taft 지진에서 최대층간변위비가 2.1% 정도로 나타나고 있다. 또한, 이한선의 실험결과(3층 철근콘크리트 구조)에서는 PGA 0.4g 규모의 Taft 지진에서 최대 층간 변위가 1.7% 정도로 나타나고 있다. 따라서 본연구에서 최대 변위비를 2.5%보다는 2%로 가정하는 것은 적절하다고 판단된다.

일반적으로 내진기준에서 층간변위비 제한을 사용하나, 본 연구에서는 층간변위의 최대값의 이력과 지붕층의 이력거동이 거의 유사하게 나타나며 구조물의 전체의 거동을 반영하고자 건물의 높이에 대한 지붕층의 변위비를 사용하였다.

그림 6. Span- Ω 의 관계도

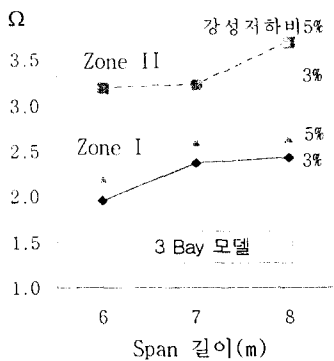
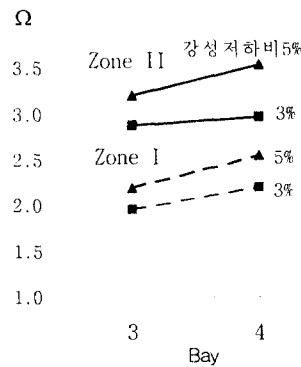


그림 7. Bay- Ω 의 관계도



3.1 span 길이의 영향

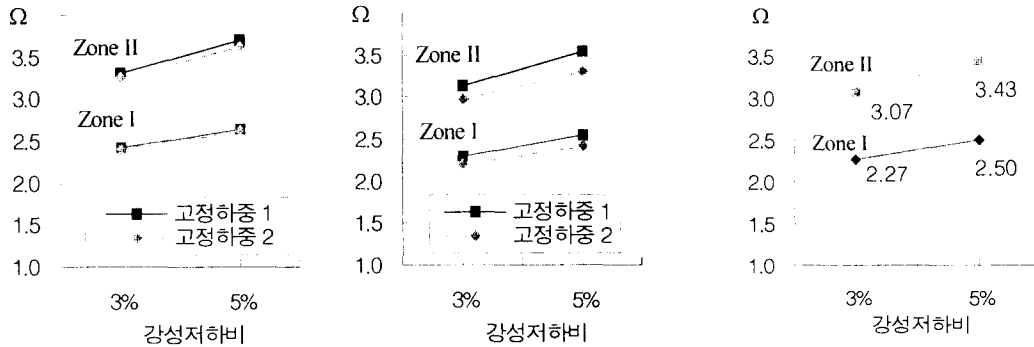
3bay 구조물의 경우 span의 증가와 Ω 의 관계를 그림 6에 도시하였다. 지진구역 I과 II에 따라 형상은 다르지만 span의 증가에 따라 Ω 의 값이 증가함을 알 수 있다. 이는 span의 증가에 따라 보에 작용하는 모멘트의 크기와 기둥이 받는 수직력이 비례하여 증가하므로 부재의 공칭강도가 크게 설계되기 때문이다. 항복후 강성저하비가 3과 5%의 경우 크기는 다르지만 span의 증가에 따라 Ω 의 증가하는 양상은 동일함을 볼 수 있다. 따라서 Ω 는 span의 길이에 비례하나 선형적은 아님을 알 수 있다.

3.2 bay 수의 영향

그림 7에서 항복후 강성저하비가 3%의 경우, bay의 변화에 관계없이 거의 일정한 Ω 를 나타내고 있다. Uang의 연구에서도 지진위험도의 크기가 높은지역(가속도 계수 0.4g)의 4층 철골구조물의 경우에 bay의 수에 관계없이 Ω 가 거의 동일하게 나타나고 있다. 그러나 그림 7에서 강성저하비가 5%의 경우는 bay 수가 3에서 4로 증가함에 따라 Ω 의 증가량이 크게 나타나고 있으므로, 부재

의 강성저하비의 변화는 span의 수와 Ω 의 관계에 영향을 미치고 있음을 보여주고 있다.

그림4 에서 보듯이 항복후 강성저하비가 클수록 항복후 강도가 증가하므로, 강성저하비가 큰 경우에는 Bay의 수 증가에 따라 Ω 가 증가된다고 판단된다. 그러나 어느 경우든지 설계지진하중의 크기가 작은 경우(지진구역 II)의 Ω 가 더 큰 양상에는 변화가 없다.



(a) 3bay, span 8m 모델

(b) 4bay, span 6m 모델

그림 9. Ω 의 평균값

그림 8. 고정하중의 변화에 따른 Ω

(RC 4층 건물의 경우)

3.3 고정하중의 영향

그림8은 고정하중의 변화와 Ω 의 관계를 나타낸 것이다. bay가 3인 경우는 고정하중의 변화에 따라 Ω 가 거의 변화가 없다. bay가 4인 경우는 고정하중이 증가함에 따라 Ω 가 약간 감소함을 알 수 있다. 고정하중을 증가하게 되면 지진하중이 선형적으로 비례하여 증가하고 이에 따라 구조물의 내력 또한 증가하게 되므로, Ω 는 고정하중의 변화와 관계없이 거의 일정함을 알 수 있다. 본 연구에서 일반적인 사무소 건물의 경우로 가정하여 고정하중을 두가지 경우에 한하여 고찰하였으며 이러한 범주 안에서 고정하중의 변화는 Ω 의 변화에 거의 영향을 미치지 않음을 알 수 있다.

3.4 초과강도계수의 분포

기존 연구자의 결과와 같이 초과강도계수 Ω 는 지진구역계수 II의 경우가 I보다 크게 나타나고 있다. 그림 9에서 4층 구조 모델에 한하여, 항복후 강성저하비가 3과 5%의 경우 표1의 6 종류의 구조물에 대한 Ω 의 평균값을 도시하였다. 강성저하비가 3과 5%일 때, 구역계수 I에서는 2.27~2.5의 분포를, 구역계수 II에서는 3.07~3.43의 분포를 나타내고 있다. 이러한 값을 Jain의 연구와 비교하면 상당히 작게 나오고 있는데, 그 주요 이유로는 Jain은 내부골조에 대하여만 해석을 수행하였고 본 연구에서는 내부와 외부골조를 rigid-link로 연결하여 해석한 차이 때문인 것으로 판단된다. 일반적으로 지진위험도가 낮은 저층 골조의 경우, 내부 골조가 외부 골조보다 강성이 크기 때문에 내부 골조만의 Ω 값은 구조물 전체의 값보다 크게 나타난다.

그림 9의 Ω 의 평균값은 모델에 대한 충분한 다양성을 고려하지 못하였으므로, 국내 저층 건물에 대한 Ω 라고 규정할 수는 없으며 Ω 의 분포와 경향에 의미를 두어야 할 것이다. 추후로 여러 모델

을 통하여 철근 콘크리트 골조의 Ω 분포값을 고찰하는 것이 더 필요하다고 판단되며, 제시된 Ω 값을 사용하여 반응수정계수 값을 설정하고 실제 내진설계에 대한 적용 가능성을 검토하여야 할 것이다.

4. 결 론

국내와 같이 지진위험도가 낮으며, 특히 저층의 구조물의 경우에 잠재 초과강도계수 Ω 의 값이 크다고 보고되고 있다. 본 연구에서는 저층 철근콘크리트 구조물의 Ω 에 영향을 미치는 요인 중 설계 공칭강도의 요인을 분석하고자, 4층 건물을 span과 bay를 변화하면서 국내 관련 기준에 따라 설계하고, 각 설계된 모델에 대하여 push-over 해석을 수행하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 건물의 span이 길이가 커질수록 선형적은 아니지만 Ω 의 값이 비례하여 증가하였다.
- (2) 건물의 bay수는 Ω 에 거의 영향을 미치지 않는다는 기존의 연구와 달리, 부재의 항복후 강성비가 큰 경우에는 bay수는 Ω 에 비례하여 증가함을 알 수 있었다.
- (3) 일반적으로 사용되는 사무소 건물의 경우에 한하여, 고정하중의 변화는 Ω 에 거의 영향을 미치지 않음을 알 수 있었다.
- (4) 항복후 강성비가 3- 5% 범위에서, 초과강도계수는 지진구역계수 1에서 2.3~2.5를, 구역 II에서는 3.1~3.4의 분포를 나타내었다.

참고문헌

1. Structural Engineers Association of California, Vision 2000 Committee(1995), "Performance Based Seismic Engineering of Buildings"
2. S. K. Jain and R., Nalvin(1995), "Seismic Overstrength in Reinforced Concrete Frame," Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No 3, pp.580-585
3. J. M. Bracci, A. M. Reinhorn, and J. B. Mander(1995), "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Designed for Gravity Loads: Performance of Structural System," ACI Structural Journal, Vol. 92, No 5, pp.597-609
4. C-M. Uang(1991), "Establishing R and Cd Factors for Building Seismic Provisions," Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No 1, pp.19-28
5. 이한선, 우성우, 허윤섭(1998), "비내진 상세를 가진 3층 철근콘크리트 골조의 비탄성거동," 한국콘크리트학회 1998년 봄 학술발표회 논문집, pp.427-432
6. 한국지진공학회(1997), "내진설계기준연구(II)-내진설계성능기준과 경제성평가,"