

5층 철근콘크리트 중간모멘트골조의 비탄성 시간이력해석

Inelastic Time History Analysis of a 5-Story Reinforced Concrete IMRF

강석봉^{1)*} · 임병진¹⁾

Kang, Suk Bong^{1)*} · Lim, Byeong Jin¹⁾

¹⁾울산대학교 건축대학

¹⁾School of Architecture, University of Ulsan

/ A B S T R A C T /

In this study, 5-story structures were designed in accordance with KBC2009 for inelastic time history analysis of RC IMRF. Bending moment-curvature relationship for beam and column was identified with fiber model and bending moment-rotation relationship for beam-column joint was calculated with simple and unified joint shear behavior model and moment equilibrium relationship for the joint. The hysteretic behavior was simulated with three-parameter model suggested in IDARC program. The analytical results showed that the inelastic shear behavior of the joint could be neglected in the structural design for seismic design category C but the structure of category D did not satisfy the criteria of FEMA 356 for collapse prevention performance level.

Key words: RC IMRF, Inelastic time history analysis, Beam-column joint, Shear behavior, Seismic design category

1. 서론

최근 국내의 잦은 지진으로 내진설계 중요성이 부각되어 국내의 경우 KBC2009에서 다양한 지진력저항시스템이 추가 되었다. 철근콘크리트 내진설계범주 D 구조물에 대한 보통모멘트골조의 적용이 제한되어 실무에서는 시스템 제한과 높이 제한이 없는 철근콘크리트 중간모멘트골조 적용이 늘어나고 있는 실정이다. 그러나 IBC2000에서는 내진설계범주 D의 구조물에 중간모멘트골조 적용을 제한하고 있어 KBC2009 내진설계범주 D의 철근콘크리트 중간모멘트골조 내진성능을 평가해 볼 필요가 있다.

선행연구[1]에서는 내진설계범주 C 및 D의 철근콘크리트 중간모멘트골조 구조물에 대한 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동과 횡하중 수직분포 영향을 고려한 푸쉬오버해석에서 구조물 비탄성 변형은 내진설계범주 C 경우 보다 내진설계범주 D 경우에 하부 층에 집중되었다. 구조물의 비탄성 변형능력과 시스템초과강도를 고려하여 지진하중을 감소시키는 역할을 하는 반응수정계수는 내진설계범주 C 경우 KBC2009의 계수 보다 큰 값을 보였지만 내진설계범주 D 경우 KBC2009의 계수 보다 작았다. 그러나 푸쉬오버해석에서 설계계수 등을 확인할 수 있으나 구조물 동적거동을 파악하

는데 한계가 있어 추가적으로 비탄성 시간이력해석을 실시하는 것이 필요하다.

본 연구에서는 내진설계범주 C 및 D에 대한 철근콘크리트 중간모멘트골조 구조물을 KBC2009에 맞게 설계하고 보, 기둥 부재 및 보-기둥 접합부의 비탄성 거동을 고려한 비탄성 시간이력해석을 실시하여 내진설계 기초자료를 제시하고 선행연구의 푸쉬오버해석 결과와 비교하여 해석방법에 따른 차이를 파악하고자 한다.

2. 연구범위 및 방법

본 연구는 내진설계범주 C 및 D의 철근콘크리트 중간모멘트골조 구조물에 대하여 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동을 고려한 비탄성 시간이력해석을 실시하여 구조물 내진성능을 평가하는데 목적이 있다.

예제구조물은 KBC2009에 맞게 설계하였으며 비탄성 시간이력해석은 Newmark-Beta Method를 적용하여 자체개발한 비탄성 정적 및 동적 구조해석 프로그램을 활용하여 수행하였다. 보 및 기둥 부재의 휨모멘트-곡률 관계는 화이버 모델을 이용하고 보-기둥 접합부 등가모멘트-회전각 관계는 Simple and Unified Joint Shear Behavior Model과 접합부 모멘트 평형 관계를 이용하여 나타내었다. 이력거동은 IDARC 프로그램에서 제안한 3-매개변수 모델[18]을 활용하여 나타내었으며 실험결과를 근거로 보, 기둥

*Corresponding author: Kang, Suk Bong
E-mail: sbkang@ulsan.ac.kr
(Received 13 February 2012; Accepted 22 August 2012)

부재와 보-기둥 접합부에 대한 매개변수를 확인하였다. 지진파는 1940년 El Centro 지진파, 1994년 Northridge 지진파, 1995년 Hyougoken 지진파를 이용하고 각 지진파에 대해서 설계수준과 재현주기 2400년 위험수준에 해당하는 최대지반가속도를 적용하여 비탄성 시간이력해석을 실시하였다.

3. 구조설계

KBC2009와 KCI2007을 참고하여 설계된 철근콘크리트 중간모멘트 골조 구조평면도를 Fig. 1에 나타내었다. 5층 규모의 업무시설 용도로 층고는 동일한 4m이며 중력하중은 고정하중 4.5kN/m^2 , 적재하중 2.5kN/m^2 로 고려하였으며 지역계수 0.22, 내진등급 I을 적용하였다. X, Y방향 모두 지진하중에 의해 횡력이 결정되었으며 단면정보는 X1 열과 X6 열이 같고 X2 열, X3 열, X4 열, X5 열이 같다. 철근콘크리트 중간모멘트골조 구조물의 경우 보-기둥 접합부 내진상세가 필요하지 않으며 수직철근은 기둥의 철근 배근으로 하며 횡방향 철근은 내부 접합부의 경우 배근하지 않고 외부 접합부의 경우 기둥의 횡수평철근 간격으로 배근하였다.

지진력저항시스템은 모멘트-저항골조시스템 중 내진설계범주 D에서 사용 가능한 철근콘크리트 중간모멘트골조를 적용하여 반응수정계수는 5

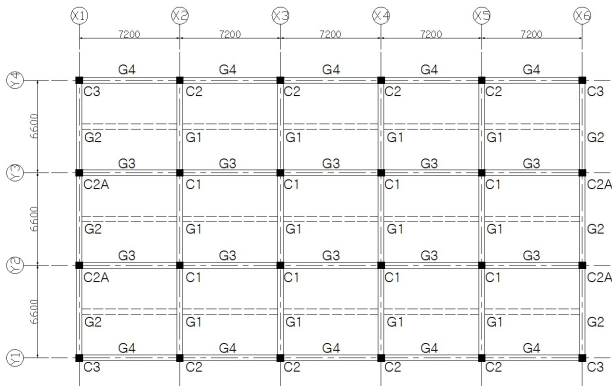


Fig. 1. Typical plan of example structure

Table 1. Summary of designed section (category C)

Type	Story	Section (mm)	Reinforcement	Stirrup&Hoop	
Beam (end)	1-5	G1	Top	8-D19	D10@100
			Bot	3-D19	
		G2	Top	5-D19	
			Bot	3-D19	
		G3	Top	6-D19	
			Bot	3-D19	
		G4	Top	4-D19	
			Bot	3-D19	
Column	1-5	C1	8-D22	D10@150 (end)	
		C2			
		C2A			
		C3			
		C3			

Table 2. Summary of designed section (category D)

Type	Story	Section (mm)	Reinforcement	Stirrup&Hoop			
Beam (end)	1-5	G1	Top	11-D19	D10@100		
			Bot	4-D19			
		G2	Top	9-D19			
			Bot	6-D19			
		G3	Top	8-D19			
			Bot	3-D19			
		G4	Top	7-D19			
			Bot	4-D19			
Column	1	500*500	16-D22		D10@150 (end)		
			12-D22				
			10-D22				
			8-D22				
	2-5		C1	8-D22			
			C2				
			C2A				
			C3				

로 하였다. 동일한 조건하에서 지반종류 S_B, S_D 로 하여 내진설계범주 C 및 D로 구조설계를 실시하였다. 구조설계는 MIDAS Gen을 이용하였으며 결과는 Table 1, 2에 나타내었다.

4. 구조해석모델

4.1 보 및 기둥

보 및 기둥 부재의 휨모멘트-곡률 관계는 화이버 모델을 이용하여 확인하였다. 화이버 모델은 단면을 다수의 화이버 요소로 나누고 각 화이버에 재료의 응력-변형률 관계를 적용함으로써 단면의 모멘트-곡률 관계를 유도할 수 있다. 내 외부 콘크리트에 각각 Hoshikuma Model[12]과 Modified Hognestad Model[13]을 적용하여 횡방향 철근의 구속효과를 고려하였으며 비선형의 모멘트-곡률 관계는 Fig. 2와 같이 삼선형 모델로 단순화하여 적용하였다. 보와 기둥의 한계변형은 급격한 강도 저하가 발생하는 곡률로 Fig. 2에 나타내었다.

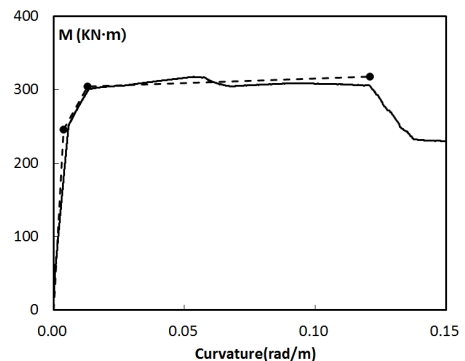


Fig. 2. Moment-curvature (column)

부재 비탄성 강성도 행렬은 단부와 변곡점 사이에서 유연도가 선형적으로 분포한다고 가정하는 유연도 선형분포모형을 이용하여 유도하였다.

4.2 보-기둥 접합부

보-기둥 접합부의 전단응력-전단변형률 관계는 Simple and Unified Joint Shear Behavior Model[10]을 이용하여 대각균열(A), 횡방향 철근의 항복(B), 최대강도(C)와 최대 전단변형(D)을 확인할 수 있으며 Fig. 3에서 D점의 전단변형이 보-기둥 접합부의 한계변형에 해당된다. FEMA-356에서는 붕괴방지 성능수준에서 보-기둥 접합부의 소성변형을 허용하지 않고 있다. 본 연구에서는 Fig. 3에서 소성변형이 발생하는 B점을 보-기둥 접합부의 붕괴방지 성능수준으로 보았다.

접합부 전단응력-전단변형률 관계는 모멘트 평형관계[11]를 이용하여 등가모멘트-회전각 관계로 치환하였고 삼선형 모델로 단순화하였다. 보-기둥 접합부는 선행연구[2,3]의 보-기둥 접합부 해석모형을 이용하여 나타내었다. 접합부 해석모형에서는 보-기둥 접합면에서 발생하는 양단 합모멘트를 추적하여 동일한 회전각이 발생하도록 하였고 접합부 내 강체 요소로 연결하여 전단변형을 제외한 추가적인 변형이 발생하지 않도록 하였다.

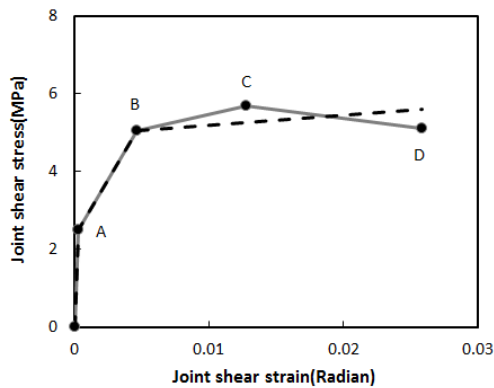


Fig. 3. Beam-column joint

4.3 이력모델

본 연구에서는 철근콘크리트 중간모멘트골조 부재 및 보-기둥 접합부의 비선형 이력거동을 나타내기 위하여 IDARC 프로그램에서 제안한 3-매개변수 모델[18]을 이용하였다. 3-매개변수 모델은 α , β 그리고 γ 를 매개변수로 하여 강성도 저하, 강도 저하 그리고 편칭거동을 표현하였다. 선행연구[4,5]에서 각 부재와 접합부의 실험결과와 비교하여 매개변수를 확인하였다.

Table 3. Three-parameter model

Member	α	β	γ
Beam-column joint	4	0.65	0.44
Beam	15	0.08	1
Column	2	0.08	1

5. 비탄성 동적해석(시간이력해석)

5.1 골조 해석모델

비탄성 시간이력해석에서 강체 다이어프램 거동을 고려하여 Fig. 4와 같이 X1 열~X6열을 연결한 연결골조에 대해서 구조해석을 실시하였다. FEMA-273을 참고하여 고정하중 100% 적재하중 25%를 초기하중과 구조물 질량으로 고려하였다.

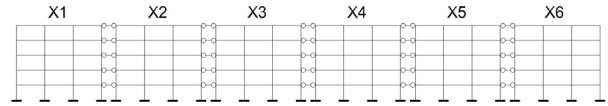


Fig. 4. Linked frame with rigid truss

골조 명칭은 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동 고려 여부와 내진설계범주 C 및 D에 대해 다음과 같은 방법으로 표기하였다.

$$\begin{array}{c} \underline{C} - \underline{I} \\ \textcircled{1} \quad \textcircled{2} \end{array}$$

- ① C : 내진설계범주 C
- D : 내진설계범주 D
- ② I : 비탄성 보-기둥 접합부
- R : 강체 보-기둥 접합부

5.2 주기 및 감쇠비

구조물의 주기는 Goel and Chopra[15]와 Amanat and Hoque[16]의 연구결과를 활용하여 확인하였다. 비구조체를 고려하여 구한 주기와 설계기준 주기산정식을 비교한 결과 설계기준 주기산정식이 더 합리적인 것으로 평가되었다. 본 연구에서는 KBC2009의 주기산정 식을 이용하였으며 산정된 주기는 0.69초이다.

감쇠는 일반적으로 부재 및 비구조체 등의 마찰에 의한 점성감쇠(Viscous Damping)와 부재의 비탄성 변형에 의한 이력감쇠(Hysteretic Damping)로 나눌 수 있다. Naoki Satake and Ken-ichi Suda[14]는 실제 구조물의 진동실험을 통해 탄성 구조물에 대한 감쇠를 연구하였다. 이 연구에서는 구조물의 재료와 주기에 따라 구조물 점성감쇠를 산정할 수 있도록 평가 식을 제안하고 있다. 예제구조물의 산정된 점성감쇠비는 2.25%이다. 이력감쇠는 부재 및 보-기둥 접합부의 이력모델로 고려하였다.

5.3 입력 지진파

KBC2009에서는 지반조건에 상응하는 최소한 3개 이상의 지반운동기록을 이용하여 시간이력해석을 수행하도록 요구하고 있다. 본 연구에서는 1940년 El Centro 지진파, 1994년 Northridge 지진파, 1995년 Hyougoken 지진파를 이용하였고 각 지진파에 대하여 설계수준과 재현주기 2400년 위

협수준에 해당하는 최대지반가속도를 적용하였다. Fig. 6에 KBC2009 설계스펙트럼 그리고 3개 지진파에 대한 응답스펙트럼과 3개 지진파 응답스펙트럼의 평균값을 나타내었다. 설계수준은 재현주기 2400년 지진위험도에 해당하는 최대예상지진(Maximum Considered Earthquake, MCE)의 2/3 수준이다.

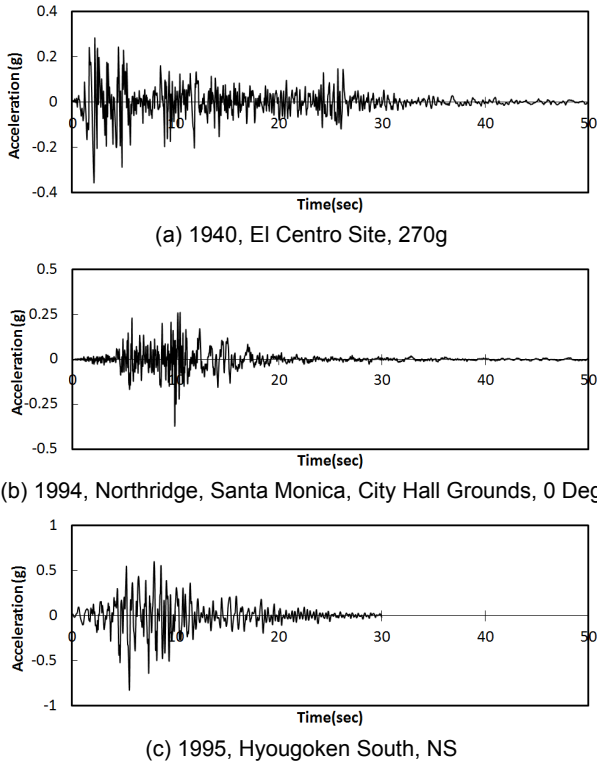


Fig. 5. Earthquake record

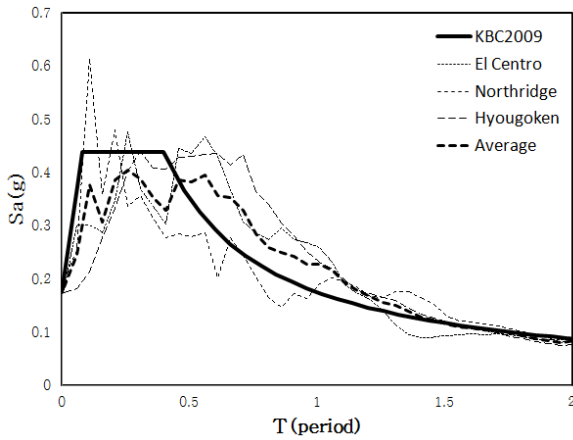


Fig. 6. Design and response spectrum (Level III)

5.4 수준별 최대지반가속도(Peak Ground Acceleration, PGA)

최대지반가속도(Peak Ground Acceleration, PGA)는 지진구역 및 지반종류를 고려하고 유효지반가속도(Effective Peak Ground Acceleration, EPA)을 이용하여 산정하였다.

예제구조물의 경우에는 지진구역 I 에 지반조건이 S_B, S_D 두 종류이므로 지역계수 0.22에 지반증폭계수를 각각 적용하며 위험도계수[6,7]를 곱하여 유효지반가속도를 산정하였다. Level III 은 KBC2009의 설계수준에 해당하며 Level IV는 재현주기 2400년의 위험도 수준을 나타낸다. 본 연구에서는 Level III와 Level IV를 적용하였으며 유효지반가속도에 대해 각 지진파별로 산정된 최대지반가속도는 Table 4와 같다.

Table 4. PGA level

Site class	Level III		Level IV	
	S_B	S_D	S_B	S_D
EPA	0.147	0.213	0.220	0.320
El Centro	0.180	0.260	0.270	0.390
Northridge	0.200	0.300	0.300	0.440
Hyougoken	0.175	0.250	0.260	0.380

5.5 구조해석 결과

5.5.1 밀면전단력

Level IV의 지진파에서 발생한 밀면전단력을 Fig. 7에 나타내었다. 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동의 영향을 살펴보면 최대밀면전단력이 발생하기 전에는 거의 차이가 없으며 최대밀면전단력이 발생한 이후에는 비탄성 보-기둥 접합부 경우에서 강체 보-기둥 접합부 경우 보다 밀면전단력이 작게 발생하였다.

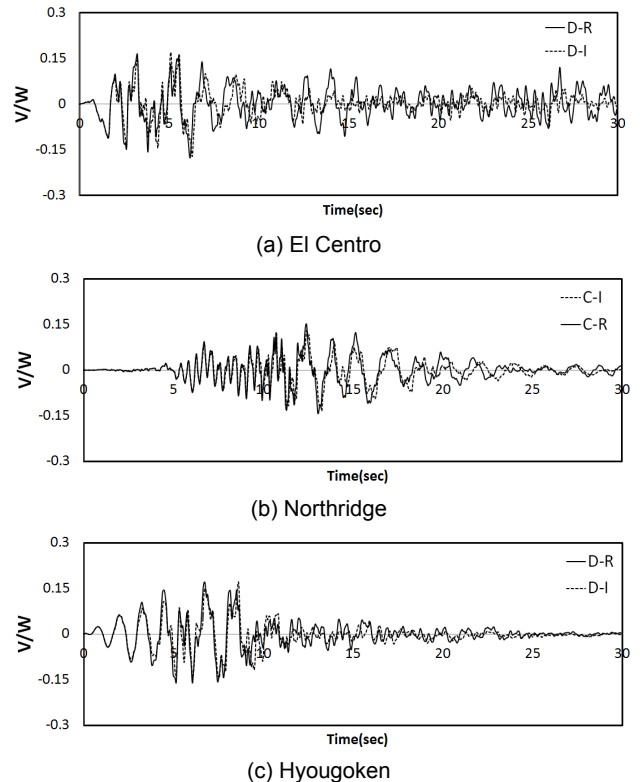


Fig. 7. Base shear ratio (Level IV)

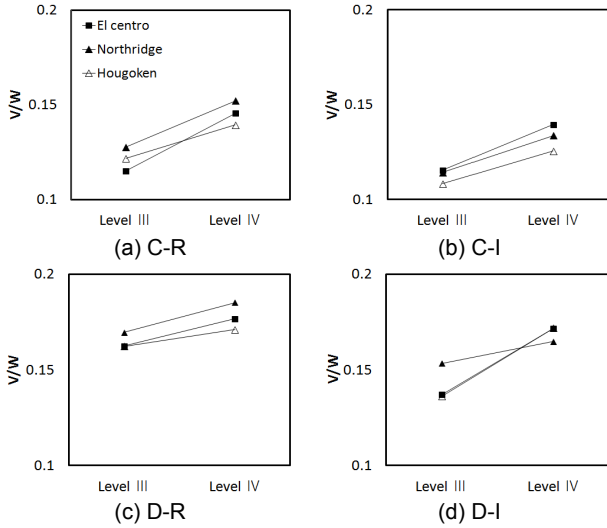


Fig. 8. Maximum base shear ratio

Level III, IV의 지진파에서 발생한 최대밀면전단력을 Fig. 8에 나타내었다. 내진설계범주 D 구조물에서 C 구조물 보다 평균 1.3배 큰 최대밀면전단력이 발생하였다.

5.5.2 지붕층 변위

Level IV의 지진파에서 발생한 지붕층 변위를 Fig. 9에 나타내었으며 Table 5에 Level III, IV 지진파에서 발생한 최대지붕층변위를 정리하였다. 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동을 고려하면 강체로 가정한 경우 보다 최대지붕층변위가 평균 5% 크게 발생하였다. Northridge 지진파를 제외하면 최대지붕층변위가 발생한 이후에는 비탄성 보-기둥 접합부경우에 접합부를 강

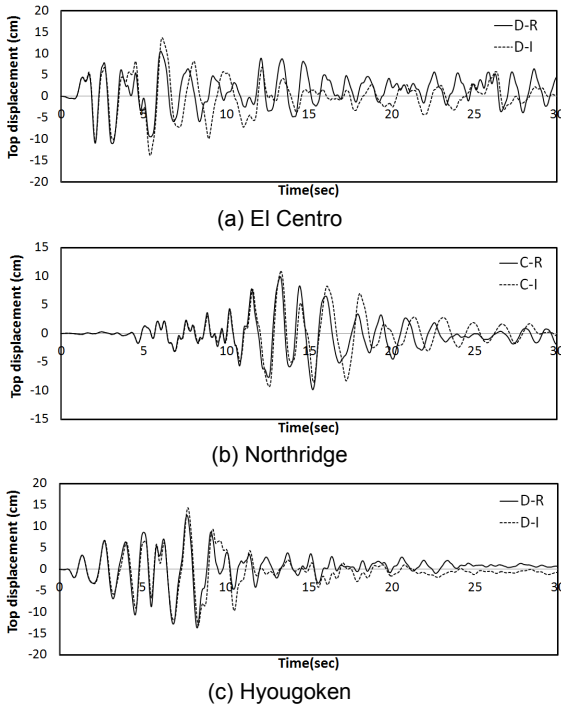


Fig. 9. Top displacement (Level IV)

Table 5. Maximum top displacement (cm)

Earthquake	Level	C-I	C-R	D-I	D-R
El Centro	III	5.65	5.11	7.83	8.09
	IV	9.98	8.47	13.83	11.06
Northridge	III	8.22	9.30	12.51	11.17
	IV	10.85	9.93	15.42	14.16
Hyougoken	III	8.70	9.48	12.06	12.88
	IV	10.26	11.69	14.36	13.70

체로 가정한 경우 보다 지붕층 변위가 감소하였으며 감소한 차이는 내진설계범주 D 구조물에서 C 구조물 보다 크게 나타났다.

5.5.3 층간변위

Level IV의 지진파에서 발생한 층간변위를 Fig. 10에 나타내었고 Table 6에 Level III, IV 지진파에서 발생한 최대층간변위를 정리하였다. Hyougoken 지진파를 제외하면 최대층간변위는 2층에서 발생하였으며 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동을 고려한 경우 접합부를 강체로 가정한 경우 보다 크게 발생하였다. 내진설계범주 D 구조물에서 C 구조물 보다 더 큰 최대층간변위가 발생하였다.

모든 지진파에 대한 구조물의 최대층간변위는 KBC2009 허용층간변위 1.5%를 넘지 않았다.

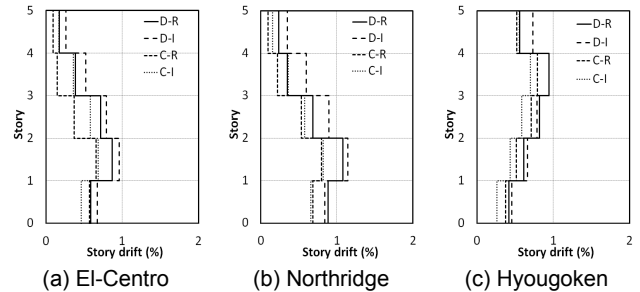


Fig. 10. Story drift (Level IV)

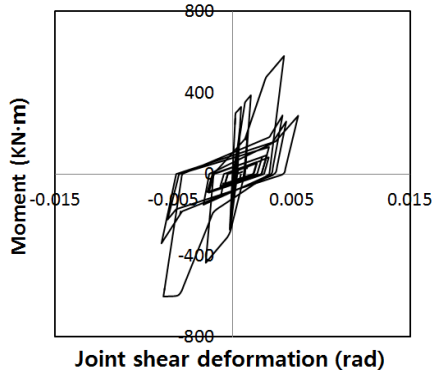
Table 6. Maximum story drift (%)

Earthquake	Level	C-I	C-R	D-I	D-R
El Centro	III	0.47	0.46	0.64	0.64
	IV	0.69	0.66	0.96	0.87
Northridge	III	0.57	0.57	0.81	0.79
	IV	0.82	0.80	1.14	1.08
Hyougoken	III	0.65	0.63	0.85	0.84
	IV	0.70	0.79	0.95	0.94

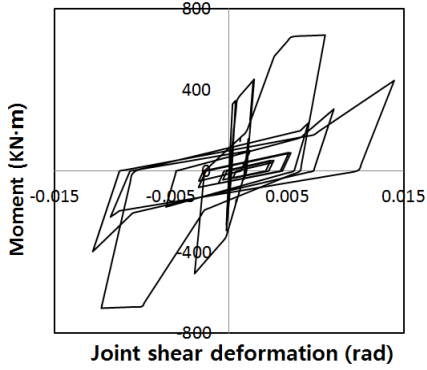
5.5.4 이력거동 및 소성힌지 분포

Level IV의 Northridge 지진파에서 발생한 X2열 1층 내부 보-기둥 접합부와 X2열 2층 내부 보-기둥 접합부 이력거동을 Fig. 11에 나타내었다. 모든 지진파에 대하여 구조물의 보, 기둥 부재 및 보-기둥 접합부에서 한계 변형은 발생하지 않았다.

Level IV 지진파에 대해서 발생한 소성힌지 분포를 Fig. 12~14에 나타



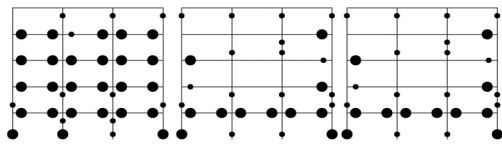
(a) Northridge (C-I)



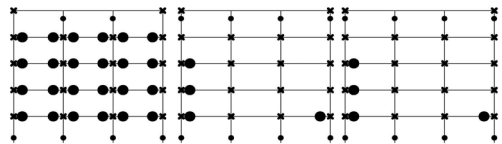
(b) Northridge (D-I)

Fig. 11. Hysteretic behavior of beam-column joint (Level IV)

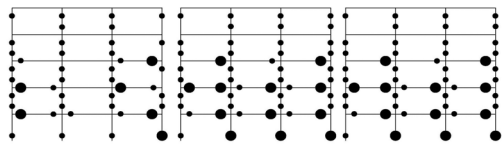
Beam, Column (Crack state: ●, Yield state: ●)
 Beam-Column Joint (Crack state: ×, Yield state: ×)



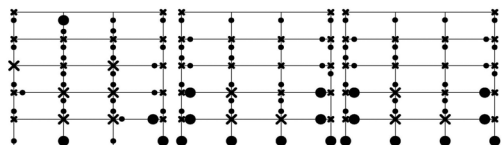
(a) C-R



(b) C-I

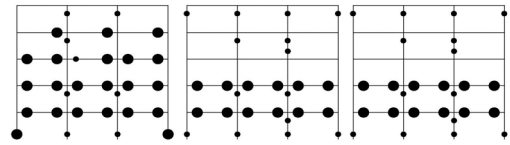


(c) D-R

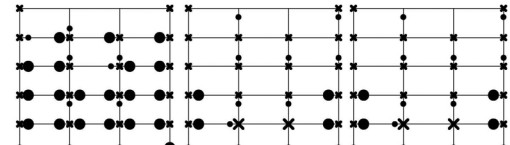


(d) D-I

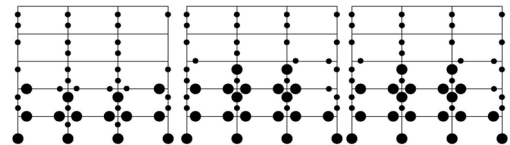
Fig. 12. Plastic hinge (El-Centro, Level IV)



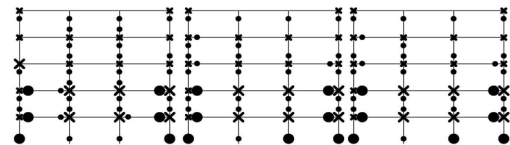
(a) C-R



(b) C-I

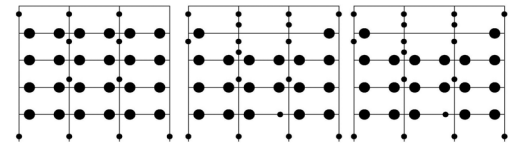


(c) D-R

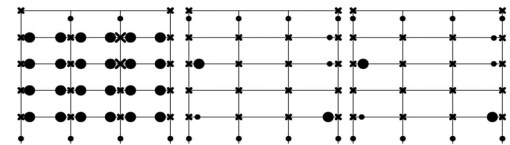


(d) D-I

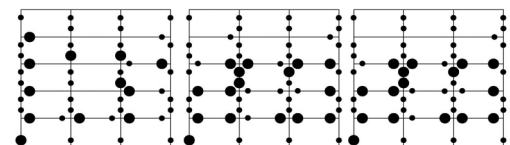
Fig. 13. Plastic hinge (Northridge, Level IV)



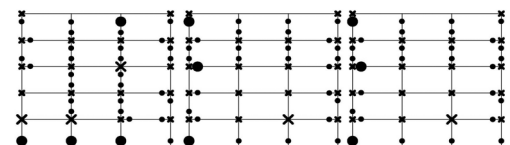
(a) C-R



(b) C-I



(c) D-R



(d) D-I

Fig. 14. Plastic hinge (Hyogoken, Level IV)

내었다. 내진설계범주 C 구조물의 경우에는 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동의 고려 여부와 관계없이 보 단부에 소성힌지가 다수 발생하여 연성적인 거동이 예상된다. 내진설계범주 D 구조물의 경우 1층 기둥 하부에 소성힌지가 다수 발생하였으며 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동을 고려하는 경우

추가로 접합부 균열 및 항복이 구조물 하부에 집중되어 내진설계범주 C 구조물 보다 취성거동이 예상된다.

설계수준인 Level III의 경우 모든 지진파에서 보-기둥 접합부의 소성변형이 거의 발생하지 않아 FEMA-356에서 제시하는 붕괴방지 성능수준을 만족하였으나 2400년 재현주기 수준인 Level IV의 경우 내진설계범주 D 구조물에서 보-기둥 접합부의 소성변형이 발생하여 붕괴방지 성능수준을 만족하지 못하였다.

Level IV 지진파에 대한 시간이력해석 결과의 소성한지 분포는 선행연구[1]의 푸쉬오버해석 결과와 비슷하였다.

6. 해석방법에 따른 결과 비교

선행연구[1]의 푸쉬오버해석 결과와 비탄성 시간이력해석 결과를 비교하여 해석방법에 따른 차이를 비교하였다.

6.1 P-Δ 영향

KBC2009에서는 안정계수 θ 를 산정하여 P-Δ 효과의 고려 여부를 판단하고 있다. 예제구조물의 경우 산정된 안정계수 θ 가 0.1 이하이므로 구조설계 과정에서 P-Δ 효과는 고려하지 않았다. 비탄성 구조해석에서는 P-Δ 영향을 고려하기 위해서 Second-order matrix[19]를 적용하였다.

Fig. 15에 P-Δ 영향을 고려한 시간이력해석 결과를 나타내었다. Level III, IV 지진파에 대하여 발생한 최대지붕층변위에 대한 P-Δ 영향은 미미하였다.

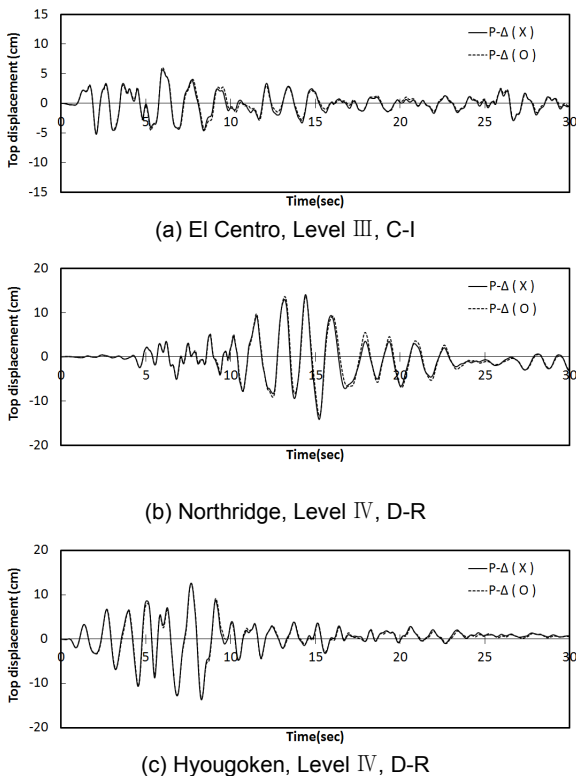


Fig. 15. Time history analysis (P-Δ)

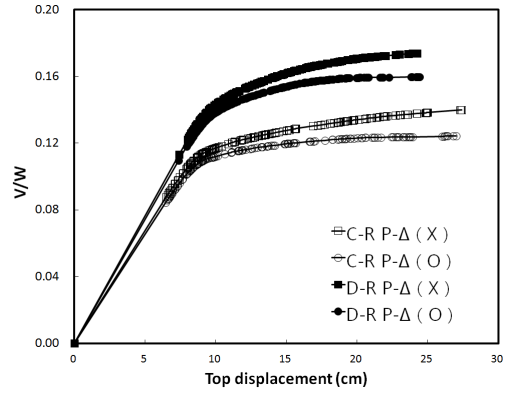


Fig. 16. Pushover analysis (P-Δ)

Fig. 16에 P-Δ 영향을 고려한 푸쉬오버해석 결과를 나타내었다. Fig. 15의 시간이력해석 결과에서 최대지붕층 변위에 대한 P-Δ 영향은 미미하였고 같은 크기의 지붕층변위에 대한 푸쉬오버해석 결과에서 P-Δ 영향에 의해 강도는 9% 감소하였다.

6.2 밀면전단력 - 지붕층 변위

Fig. 17, 18에 선행연구[1]의 KBC2009 횡하중 수직분포 형태에 대한 한계상태 푸쉬오버곡선과 Level III, IV 수준 별 최대지반가속도의 모든 지진파에 대한 최대밀면전단력 - 최대지붕층변위를 나타내었다.

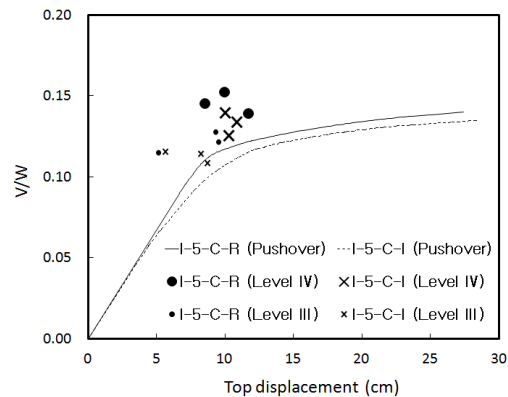


Fig. 17. Top displacement (category C)

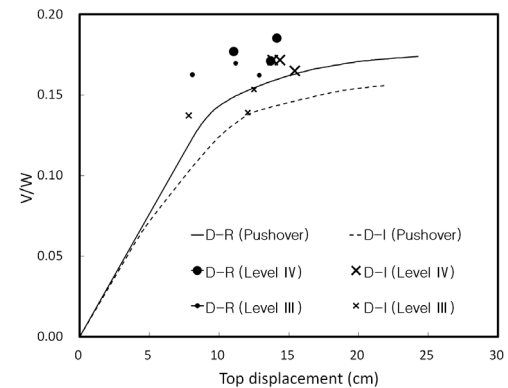


Fig. 18. Top displacement (category D)

두 가지 해석결과 최대밀면전단력은 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동을 고려한 경우에서 접합부를 강제로 가정한 경우 보다 최대밀면전단력이 적게 발생하였다. 그러나 동일한 밀면전단력에 대한 지붕층변위는 푸쉬오버 해석 결과에서 시간이력해석 결과 보다 크게 평가되었다.

7. 결론

본 연구에서는 지반종류 S_B 내진설계범주 C와 지반종류 S_D 내진설계범주 D의 두 가지 5층 철근콘크리트 중간모멘트골조에 대하여 3개 지진파의 설계수준 및 2400년 재현주기 수준에 대한 최대지반가속도를 적용하여 비탄성 시간이력해석을 실시하였다. 그에 따른 결론은 다음과 같다.

- 1) 내진설계범주 C 경우 Level IV 최대지반가속도에 대하여 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동에 관계없이 구조물 비탄성 변형은 기둥 및 접합부 보다 보 단부에서 많이 발생하였으며 최대지붕층변위 및 최대층간변위는 비슷하였다. 최대층간변위는 KBC2009의 허용층간변위 1.5%를 넘지 않았으며 접합부 소성회전각도 거의 발생하지 않아 FEMA 356 붕괴방지 성능수준을 만족하였다고 평가된다. 그러므로 내진설계범주 C의 중간모멘트골조 구조설계 과정에서 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동을 고려하지 않아도 문제가 없을 것으로 판단된다.
- 2) 내진설계범주 D 경우 Level IV 최대지반가속도에 대하여 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동을 고려하는 경우 보 및 기둥의 비탄성 변형은 감소하고 접합부의 균열 및 항복이 발생하였다. 접합부 비탄성 전단거동에 관계없이 최대지붕층변위 및 최대층간변위는 비슷하였으며 최대층간변위는 KBC2009의 허용층간변위 1.5%를 넘지 않았다. 그러나 보-기둥 접합부에 과도한 소성회전각이 발생하여 FEMA 356의 붕괴방지 성능수준을 만족하지 못하였으며 선행연구[1]의 푸쉬오버해석에서 내진설계범주 D 예제구조물의 반응수정계수는 KBC2009의 5 보다 작았다. 따라서 IBC2000에서 적용을 제한하고 있는 내진설계범주 D 철근콘크리트 중간모멘트골조의 적용 여부를 검토할 필요가 있다.
- 3) 푸쉬오버해석 결과에서는 횡변위가 증가함에 따라 P- Δ 영향이 증가하였지만 2400년 재현주기 위험도수준에 해당하는 최대지반가속도에 대한 비탄성 시간이력해석 결과에서 P- Δ 영향이 나타나지 않았다. 그러므로 내진설계범주 C 및 D의 예제구조물 중간모멘트골조 구조설계 과정에서 P- Δ 효과를 고려하지 않아도 문제가 없을 것으로 판단된다.

/ 감사의 글 /

본 논문은 2011년도 한국연구재단 기초연구사업 일반연구자지원사업(2011-0005279)의 재원으로 수행되었습니다. 이에 감사드립니다. 이 논문은 한국과학기술정보연구원/슈퍼컴퓨팅센터로부터 슈퍼컴퓨팅 자원과 기술지원을 받아 수행된 연구성과임.

/ REFERENCES /

1. Kang SB, Lim BJ. A Study on the Response Modification Factor for a 5-Story Reinforced Concrete IMRF. *Earthquake Engineering*

Society of Korea. 2012 Oct;16(5):13-21.

2. Kim TY, Kang SB. Structural Analysis Model for Reinforced Concrete Moment-Resisting Frame Systems. *Proceedings of the Korea Concrete Institute*. 2010 Nov;22(2):307-308.

3. Kim TY, Kang SB. Analytical Model for Reinforced Concrete Beam-Column Joint. *Proceedings of the Korea Concrete Institute*. 2010 Nov;22(2):309-310.

4. Lee JY, Kang SB. Three-Parameter Model for Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joint. *Proceedings of the Korea Concrete Institute*. 2011 Nov;23(2):501-502.

5. Oh JH, Kang SB. Three-Parameter Model for Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Beam and Column. *Proceedings of the Korea Concrete Institute*. 2011 Nov;23(2):511-512.

6. Ministry of Construction & Transportation. Research of Seismic Design Code (I). *Earthquake Engineering Society of Korea*, Seoul, Korea, 1996.

7. Ministry of Construction & Transportation. Research of Seismic Design Code (II). *Earthquake Engineering Society of Korea*, Seoul, Korea, 1997.

8. Minister of Land, Transport and Maritime Affairs, Korean Building Code. *Architectural Institute of Korea*, Seoul, Korea, 2009.

9. Minister of Land, Transport and Maritime Affairs. *Concrete Structural Design Code*. Korea Concrete Institute, Seoul, Korea, 2007.

10. Kim J, LaFave JM. Joint Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Connections subjected to Seismic Lateral Loading. *NSEL Report Series*. 2009 Nov; Report No. NSEL-020.

11. Ghobarah A, Biddah A. Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Frames Including Joint Shear Deformation. *Engineering Structures*. 1999 Nov;21(11):971-987.

12. Hoshikuma J, Kawashima K. Stress-strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers. *Journal of Structural Engineering*. 1997 May;123(5):624-633.

13. MacGregor JG, Wight JK. *Reinforced Concrete*. 4th ed. New Jersey: Pearson Prentice Hall; 2005:1132 p.

14. Satake N, Suda K. Damping Evaluation Using Full-Scale Data of Buildings in Japan. *Journal of Structural Engineering*. 2003 Apr;129(4):470-477.

15. Goel RK, Chopra AK. Period Formulas for Moment-Resisting Frame Buildings. *Journal of Structural Engineering*. 1997 Nov;123(11):1454-1461.

16. Amanat KM, Hoque EA. Rationale for Determining the Natural Period of RC Building Frames Having Infill. *Engineering Structures*. 2006 Mar;28(4):495-502.

17. Sadjadia R, Kianousha MR, Talebib S. Seismic Performance of Reinforced Concrete Moment Resisting Frames. *Engineering Structures*. 2007 Sep;29(9):2365-2380.

18. Park YJ, Reinhorn AM, Kunnath SK, IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame Shear wall Structures. National Center for Earthquake Engineering Research. 1987; Technical Report NCEER-87-0008.

19. Paz M, Leigh W. *Structural Dynamics*. 4th ed, Massachusetts: Kluwer Academic Publishers, 1997:812 p.