5층 철근콘크리트 중간모멘트골조의 반응수정계수에 관한 연구

A Study on the Response Modification Factor for a 5-Story Reinforced Concrete IMRF

강석봉¹⁾ · 임병진²⁾

Kang, Suk Bong · Lim, Byeong Jin

국문 요약 >> 본 논문에서는 푸쉬오버해석을 통해 철근콘크리트 중간모멘트골조의 반응수정계수를 확인하기 위하여 5층 구조물을 KBC2009에 맞게 구조설계 하였다. 보 및 기둥 부재의 휨모멘트-곡률 관계는 화이버 모델로 확인하였으며 보-기둥 접합부 모멘트-회전각 관계는 Simple and Unified Joint Shear Behavior Model과 보-기둥 접합부 모멘트 평형관계를 이용하여 확인하였다. 푸쉬오버해석 결과 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동을 무시하는 경우 구조물의 강도가 과대평가 되었다. 반응수정계수는 내진설계범주 C에 대하여 설계한 경우 평균 7.78, 내진설계범주 D에 대하여 설계한 경우 평균 3.64로 평가되었다.

주요어 철근콘크리트 중간모멘트골조, 반응수정계수, 푸쉬오버해석, 보-기둥 접합부, 전단거동

ABSTRACT >> In this study, the response modification factor for a RC IMRF is evaluated via pushover analysis, where 5-story structures were designed in accordance with KBC2009. The bending moment-curvature relationship for beams and columns was identified with a fiber model, and the bending moment-rotation relationship for beam-column joints was calculated using a simple and unified joint shear behavior model and the moment equilibrium relationship for the joint. The results of the pushover analysis showed that the strength of the structure was overestimated with negligence of the inelastic shear behavior of the beam-column joint, and that the average response modification factor for category C was 7.78 and the factor for category D was 3.64.

Key words RC IMRF, Response modification factor, Pushover analysis, Beam-column joint, Shear behavior

1. 서론

최근 일본, 아이티 및 쓰촨성에서 발생한 강진으로 심각한 인명 및 재산피해가 발생하였다. 국내의 경우에도 잦은 지진 발생으로 우려의 목소리가 높아지고 있다. 어느 때 보 다 내진설계의 중요성이 부각되어 KBC2009에서 내진설계 기준이 한층 강화되었다. 다양한 지진력저항시스템이 추가 되었으며 모멘트-저항골조 시스템의 철근콘크리트 모멘트 골조에서는 기존의 보통모멘트골조 및 중간모멘트골조에 특수모멘트골조가 추가되었다.

철근콘크리트 골조구조물의 비탄성 구조해석의 경우 일반적으로 보-기둥 접합부의 전단변형을 무시하고 보, 기둥 부재 등의 휨 거동만을 고려하는 것이 대부분이다. 하지만 철근콘크리트 골조구조물이 지진하중을 받으면 보-기둥 접합부는 전단변형이 발생하며 파괴될 경우 구조물 붕괴로 이어질 수 있다. 그러므로 보-기둥 접합부의 전단변형 및 파괴 메커니즘을 고려하여 비탄성 구조해석을 수행 할 필요가 있다.

KBC2009에서는 철근콘크리트 보통모멘트골조의 내진 설계범주 D 구조물에 대한 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.

본 연구에서는 내진설계범주 C 및 D에 대한 철근콘크리트 중간모멘트골조를 KBC2009에 맞게 설계하고 비탄성 정적해석인 푸쉬오버해석을 실시하여 철근콘크리트 보-기둥

¹⁾ 정회원·울산대학교 건축학부, 교수
(교신저자: sbkang@ulsan.ac.kr)

²⁾ 학생회원·울산대학교 건축학과, 석사과정

본 논문에 대한 토의를 2012년 12월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2012. 2. 13 / 수정일 1차: 2012. 6. 28, 2차: 2012. 8. 22 / 게재확정일 : 2012. 8. 22)

© 2012EESK www.eesk.or.kr

접합부의 비탄성 전단거동과 횡하중 수직분포가 구조물 거동에 미치는 영향을 살펴보고 해석결과를 활용하여 예제구조물의 반응수정계수를 확인 할 것이다. 비탄성 정적해석 결과 분석을 통해 실무에서 참고 할 수 있는 기초자료를 제시하고자 한다.

2. 연구범위 및 방법

본 연구는 내진설계범주 C 및 D의 철근콘크리트 중간모멘트골조에 대한 보-기둥 접합부 및 횡하중 수직분포가 구조물 거동에 미치는 영향을 푸쉬오버해석을 통해 확인하고 해석결과를 활용하여 반응수정계수를 확인하는데 목적이 있다.

KBC2009에 맞게 설계된 예제구조물에 대하여 자체개발한 비탄성 정적 및 동적 구조해석 프로그램을 활용하여 푸쉬오버해석을 실시하였다. 보 및 기둥 부재의 휨모멘트-곡률 관계는 화이버 모델을 이용하고 보-기둥 접합부의 전단 응력-전단변형률 관계는 Simple and Unified Joint Shear Behavior Model을 이용하여 확인하였다. 횡하중 수직분포는 KBC2009 등가정적해석법 횡하중과 Kim⁽³⁾과 Freeman⁽⁶⁾이 각각 제시한 방법으로 고려하였다.

철근콘크리트 중간모멘트골조에 대한 보-기둥 접합부 및 횡하중 수직분포의 영향을 고려한 푸쉬오버해석을 실시하여 강성도, 강도, 층간변위, 소성힌지 분포와 반응수정계수 등에 대한 구조물 내진성능을 평가하였다.

3. 구조설계

KBC2009와 KCI2007을 참고하여 설계된 철근콘크리트 중간모멘트골조 구조평면도를 그림 1에 나타내었다. 5층 규모의 업무시설 용도로 층고는 동일한 4m이며 중력하중은 고정하중 4.5kN/m^2 , 적재하중 2.5kN/m^2 로 고려하였으며

〈그림 1〉 평면도

지역계수 0.22, 내진등급 I을 적용하였다. X, Y방향 모두 지진하중에 의해 횡력이 결정되었으며 단면정보는 X1열과 X6열이 같고 X2열, X3열, X4열, X5열이 같다.

지진력저항시스템은 모멘트-저항골조시스템 중 내진설계범주 D에서 KBC2009의 경우 사용 가능한 철근콘크리트 중간모멘트골조를 선정하였으며 반응수정계수는 5이다. 지반종류 S_B 내진설계범주 C와 지반종류 S_D 내진설계범주 D의 두 가지 중간모멘트골조로 구조설계를 실시하였다. 구조설계는 MIDAS Gen을 이용하였으며 결과는 표 1, 2에 나타내었다.

〈표 1〉 단면 자료 (내진설계범주 C)

부재	층수	단면(mm)	주철근	스트립&횡철근
보 (단부)	1-5	G1	상부	8-D19
			하부	3-D19
		G2	상부	5-D19
			하부	3-D19
		G3	상부	6-D19
			하부	3-D19
			상부	4-D19
			하부	3-D19
기둥	1-5	C1	8-D22	D10@150 (단부)
		C2		
		C2A		
		C3		

〈표 2〉 단면 자료 (내진설계범주 D)

부재	층수	단면(mm)		주철근		스트립&횡철근	
보 (단부)	1-5	G1	400×600	상부	11-D19	D10@100	
				하부	4-D19		
		G2		상부	9-D19		
				하부	6-D19		
		G3	300×600	상부	8-D19		
				하부	3-D19		
				G4	상부		7-D19
					하부		4-D19
기둥	1	C1	500×500	16-D22		D10@150 (단부)	
		C2		12-D22			
		C2A					
		C3		10-D22			
	2-5	C1		8-D22			
		C2					
		C2A					
		C3

〈그림 2〉 휨모멘트-곡률 (기동)

〈그림 3〉 Simple and Unified Joint Shear Behavior Model

4. 구조해석모델

4.1 보 및 기둥

철근콘크리트 보 및 기둥 단면의 휨모멘트-곡률 관계는 화이버 모델을 이용하여 확인하였다. 외부콘크리트에는 Modified Hognestad Model⁽⁹⁾과 내부콘크리트에는 Hoshikuma Model⁽¹⁰⁾을 적용하여 횡방향 철근의 구속효과를 고려하였다. 화이버 모델에서 구한 비선형 거동은 오버슈팅 문제가 발생하며 기하비선형 고려시 반복법을 사용해야 하므로 그림 2와 같이 삼선형 해석모델을 이용하여 단순화 하였다. 화이버 모델에서 급격한 강도 저하가 발생하는 곡률을 한계상태로 그림 2에 나타내었다.

부재 비탄성 강성도 행렬은 단부와 변곡점 사이에서 부재 강성도가 선형으로 분포한다고 가정하는 유연도 선형분포 모델을 이용하여 유도하였다. 부재의 요소 개수는 선행연구⁽¹⁾를 통해 확인한 적절한 개수를 적용하여 오차 및 해석시간을 줄였다.

4.2 보-기둥 접합부

4.2.1 Simple and Unified Joint Shear Behavior Model

Simple and Unified Joint Shear Behavior Model⁽⁷⁾은 J.M. Lafave와 J.H. Kim에 의해 발표된 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 전단응력-전단변형률 관계를 나타내는 확률 모델이다. 이 모델은 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 면내 기하학적 조건(Interior, Exterior, Knee), 면외 기하학적 조건(2면구속, 3면구속, 4면구속), 편심률, 콘크리트강도, 인접한 보의 주철근비, 접합부내 횡철근량 등을 변수로 하여 접합부에서 발생하는 전단응력-전단변형률 관계를 나타낼 수 있다. 전단응력-전단변형률 관계에서 보-기둥 접합부의 대

〈표 3〉 Simple and Unified Joint Shear Behavior Model

Developed model	
$\nu_j(A) = 0.442 \times E_q$	(1)
$\gamma(A) = 0.0197 \times E_q$	(2)
$\nu_j(B) = 0.890 \times E_q$	(1)
$\gamma(B) = 0.362 \times E_q$	(2)
$\nu_j(C) = \alpha_t \beta_t \eta_t \lambda_t (JI)^{0.15} (BI)^{0.30} (f'_c)^{0.75}$	(1)
$\gamma(C) = \alpha_{\gamma t} \beta_{\gamma t} \eta_{\gamma t} \lambda_{\gamma t} BI (JI)^{0.10} \left(\frac{E_q(1)}{f'_c} \right)^{-1.75}$	(2)
$\nu_j(D) = 0.90 \times E_q$	(1)
$\gamma(D) = 2.02 \times E_q$	(2)

α_t : In-plane geometry parameter
 β_t : Out-of-plane geometry parameter
 η_t : Joint eccentricity parameter
 λ_t : Adjusting factor
 $\alpha_{\gamma t}$: In-plane geometry parameter
 $\beta_{\gamma t}$: Out-of-plane geometry parameter
 $\eta_{\gamma t}$: Joint eccentricity parameter
 $\lambda_{\gamma t}$: Adjusting factor
 JI : Joint transverse reinforcement index
 BI : Beam reinforcement index
 f'_c : Concrete compressive strength

각균열(A), 횡방향 철근의 항복(B), 최대강도(C)와 최대 전단변형(D)을 확인할 수 있다. 보-기둥 접합부 전단응력-전단변형률 관계를 삼선형 해석모델로 단순화하여 해석에 적용하였다. 그림 3에 Simple and unified joint shear behavior model을 이용하여 X2열 외부 보-기둥 접합부에 대한 전단응력-전단변형률 관계를 나타내었다.

표 3의 식 (1), (2)는 그림 3의 C점으로 보-기둥 접합부 최대응답에 대한 전단응력과 전단변형률을 나타낸다. D점의 전단변형은 보-기둥 접합부의 한계변형을 나타낸다.

4.2.2 보-기둥 접합부 모멘트 평형관계

Simple and Unified Joint Shear Behavior Model에서

유도된 보-기둥 접합부 전단응력-전단변형을 관계는 Ghobarah and Biddah⁽⁸⁾의 보-기둥 접합부 모멘트 평형관계를 활용하면 보-기둥 접합부 자유물체도의 기둥 수평전단력과 보 모멘트 평형으로부터 보-기둥 접합부에 작용하는 등가 모멘트-회전각 관계로 나타낼 수 있다.

4.2.3 보-기둥 접합부 해석모델

본 연구에서는 선행연구^{(1),(2)}의 보-기둥 접합부 해석모델을 이용하였다. 그림 4와 같이 등가 모멘트-회전각 관계의 회전 스프링을 기둥 중심선 양쪽에 위치시키고 보-기둥 접합면에서 발생하는 양단 합 모멘트를 추적하여 동일한 회전각이 발생하도록 하고 접합부 내 강체 요소로 전단변형을 제외한 추가적인 변형이 발생하지 않도록 하였다.

5. 비탄성 정적해석(푸쉬오버해석)

5.1 골조 해석모델

푸쉬오버해석 과정에서 강체 다이어그램 거동을 고려하여 그림 5와 같이 X1열~X6열을 연결한 연결골조에 대해서 구조해석을 실시하였다. 중력하중은 FEMA-273을 참고하여 고정하중 100% 적재하중 25%를 초기하중으로 고려하였다.

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

〈그림 4〉 보-기둥 접합부 해석모델

〈그림 5〉 연결골조

C - I
① ②

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

5.2 고차모드를 고려한 횡하중 수직분포

푸쉬오버해석에서는 고차모드를 고려한 횡하중에 대한 구조물 거동을 분석하여 고차모드 영향을 알아볼 수 있다. 그림 6에 KBC2009 등가정적해석법 횡하중, Kim 횡하중과 Freeman 횡하중의 수직분포를 나타내었다. Kim⁽³⁾이 제안한 방법은 층하중을 층전단력으로 바꾼 다음 각 모드별 층전단력을 SRSS법으로 조합 하였으나 Freeman⁽⁶⁾이 제안한 방법은 층하중을 그대로 각 모드별로 조합 하였다.

5.3 변형능력을 고려한 한계상태

구조물 한계상태는 구조물의 최대변위, 층간변위, 부재의 변형 등 다양한 방법으로 규정할 수 있다. 본 연구에서는 FEMA-356에서 제시한 철근콘크리트 골조구조물의 붕괴방지 성능수준인 최대층간변위 4%와 부재 및 보-기둥 접합부의 한계변형을 고려한 최대변위 중 작은 값이 발생하는 경우를 구조물 한계상태로 정의하였다.

보 및 기둥 부재의 한계변형은 그림 2의 휨모멘트-곡률 관계에서 급격한 강도저하가 발생하는 곡률이며 보-기둥 접합부는 Simple and Unified Joint Shear Behavior Model의 최대전단변형을 한계변형으로 설정하였다.

그림 7과 같이 내진설계범주 C와 D에서 최대층간변위 4% 이전에 1층 기둥과 보-기둥 접합부에서 한계변형을 초과한 변형이 발생하였다. C-I에서는 X2열 1층 내부 접합부

〈그림 6〉 횡하중 수직분포

와 기둥, C-R에서는 X2열 1층 내부 기둥, D-I에서는 X1열 내부 접합부와 내부 기둥, D-R에서는 X2열 1층 내부 기둥

에서 가장 먼저 한계변형이 발생하였다. 다음의 ‘5.4 구조해석 결과’는 구조물 한계상태에 대한 결과이다.

5.4 구조해석 결과

5.4.1 밀면전단력 - 지붕층 변위

횡하중 수직분포 형태에 따른 밀면전단력-지붕층 변위를 그림 8에 나타내었다. 내진설계범주 C와 D에서는 횡하중이 설계밀면전단력에 도달하기 전에 보-기둥 접합부에 대각균열이 발생하였으며 균열 발생 후 횡력에 대한 구조물 강성도가 감소하였다.

비탄성 보-기둥 접합부의 경우 KBC2009와 Kim 횡하중 수직분포 형태에 대하여 구조물의 강성도 및 강도가 비슷하였다. KBC2009 횡하중 보다 Freeman 횡하중에 대한 구조물의 강도는 평균 1.14배 크며 최대지붕층변위는 평균 0.84배 적었다. 3가지 횡하중에 대하여 내진설계범주 D의 강도는 C에 비해 평균 1.16배 컸다.

〈그림 7〉 지붕층 변위 (한계상태, KBC2009)

(a) C-I

(b) C-R

(c) D-I

(d) D-R

〈그림 8〉 밀면전단력 - 지붕층 변위

〈그림 9〉 층간변위

〈그림 10〉 층변위

5.4.2 층간변위 및 층변위

하중별 층간변위를 그림 9에 나타내었다. Freeman 횡하중에 대한 구조물의 변형이 저층부에 집중되어 1층에서 최대층간변위가 발생하였다. KBC2009와 Kim 횡하중에 대한 구조물의 층간변위는 비슷하다.

C-I에서는 1, 2층에서 2.04%, D-I에서는 2층에서 1.58%의 최대층간변위가 발생하였다. D-I에서 C-I 보다 최대층간변위가 작은 이유는 1층 보-기둥 접합부에서 한계상태가 빨리 발생하였기 때문이다. 보-기둥 접합부를 강체로 가정한 경우도 위와 비슷한 결과를 보였다.

하중 별 층변위를 그림 10에 나타내었다. KBC2009와 Kim 횡하중에 대한 구조물의 각 층변위는 비슷하며 Freeman 횡하중에 대한 구조물의 최대지붕층변위가 가장 작게 발생하였다.

5.4.3 소성힌지 분포

횡하중 수직분포 형태에 따른 구조물의 소성힌지 분포를

그림 11~13에 나타내었다. 대칭구조물로 X1열~X3열까지 나타내었고 보 및 기둥 부재와 보-기둥 접합부의 소성힌지는 균열상태와 항복상태로 나타내었다.

Kim과 KBC2009 횡하중에 대한 소성힌지 분포는 유사하며 Freeman 횡하중에 대해서는 저층부에 변형이 집중되어 상층부 부재 및 접합부가 항복하기 전에 1층 하부기둥과 보-기둥 접합부가 한계변형에 도달하였다.

내진설계범주 C 구조물에서는 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동의 고려여부와 관계없이 보 단부에 소성힌지가 다수 발생하여 연성적인 거동이 나타났다. D-R에서는 기둥에 소성힌지가 다수 발생하며 D-I에서는 보-기둥 접합부에서 균열 및 항복이 다수 발생하였다. 소성힌지 분포에서 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동이 구조물에 미치는 영향은 내진설계범주 C 구조물 보다 D 구조물에서 크게 나타났다. 내진설계범주 D 구조물에서 비탄성 변형이 하부 층에 집중되어 내진설계범주 C 구조물 보다 D 구조물이 취성거동을 보였다.

보, 기둥(균열 상태: ●, 항복 상태: ●)
 보-기둥 접합부(균열 상태: ×, 항복 상태: ×)

〈그림 11〉 소성힌지 분포 (KBC2009)

〈그림 12〉 소성힌지 분포 (Kim)

〈그림 13〉 소성힌지 분포 (Freeman)

5.5 반응수정계수

반응수정계수는 일반적으로 설계밀면전단력(V_D)와 보유 강도(V_Y)의 비인 강도계수(R_s), 항복변위(Δ_Y)와 최대변위(Δ_U)의 비인 연성계수의 곱으로 나타낼 수 있다. 본 연구에서는 그림 14와 같이 구조물 한계상태까지의 밀면전단력-지붕층변위 관계를 등가에너지 개념을 적용해 이선형으로 이상화하여 강도계수(R_s)와 연성계수(R_μ)를 산정하였다.

표 4와 그림 15에 강도계수, 연성계수와 반응수정계수를 나타내었다. 비탄성 보-기둥 접합부에 대한 구조물의 강도계수 및 연성계수는 강체 접합부에 대하여 평균 90%, 110%로 평가되었다.

Freeman 횡하중에 대한 구조물의 강도계수는 Kim과 KBC2009 횡하중에 대한 경우 보다 크게 평가되지만 연성계수 및 반응수정계수는 가장 작게 평가되었다.

내진설계범주 C의 반응수정계수는 C-R에서 평균 7.61, C-I에서 평균 7.94로 C-I에서 크게 평가되었다. 내진설계범주 D의 반응수정계수는 D-R에서 평균 3.72, D-I에서 평균 3.57로 D-I에서 작게 평가되었다.

IBC2000에서 적용을 제한하고 있는 내진설계범주 D의 철근콘크리트 중간모멘트골조에 대한 반응수정계수는 평균 3.64로 KBC2009의 5 보다 작다. 내진설계범주 D에서 철근콘크리트 중간모멘트골조의 적용 여부를 검토할 필요가 있다.

비탄성 정적해석인 푸쉬오버해석으로 강도계수, 연성계수와 반응수정계수 등의 설계계수를 확인할 수 있으나 실제 지진이 발생하였을 경우에 대한 구조물의 비탄성 동적 특성을 파악하는데 한계가 있어 수준별 최대지반가속도에 대한 비탄성 시간이력해석을 추가적으로 실시할 필요가 있다고 판단된다.

〈그림 14〉 반응수정계수 개념

〈표 4〉 설계계수

	하중형태	R_s	R_μ	R
C-I	KBC2009	2.67	3.02	8.07
	Kim	2.73	3.03	8.26
	Freeman	2.84	2.64	7.49
C-R	KBC2009	2.77	2.85	7.89
	Kim	2.83	2.78	7.86
	Freeman	2.93	2.42	7.08
D-I	KBC2009	1.58	2.28	3.59
	Kim	1.61	2.22	3.56
	Freeman	1.68	2.12	3.55
D-R	KBC2009	1.76	2.25	3.95
	Kim	1.79	2.10	3.75
	Freeman	1.84	1.89	3.48

(a) 강도계수 (R_s)

(b) 연성계수 (R_μ)

(c) 반응수정계수 (R)

〈그림 15〉 설계계수

6. 결 론

KBC2009에서는 내진설계범주 D의 철근콘크리트 중간모멘트골조에 대해 시스템과 높이 제한 없이 반응수정계수 5로 허용하고 있으나 IBC2000에서는 시스템 적용을 제한하고 있다. 본 연구에서는 지반종류 S_B 내진설계범주 C와 지반종류 S_D 내진설계범주 D의 두 가지 5층 철근콘크리트 중간모멘트골조에 대해 반응수정계수를 확인하고 보-기둥 접합부의 비탄성 전단거동과 고차모드를 고려한 횡하중 수직분포 형태가 구조물에 미치는 영향을 살펴보기 위해 푸쉬오버해석을 수행하였다. 그에 따른 결론은 다음과 같다.

1. 비탄성 보-기둥 접합부의 경우 횡하중이 설계밀면전단력에 도달하기 전에 접합부 비탄성 변형이 발생하였으며 강체 접합부의 경우에 비해 내진설계범주 D 구조물에서 비탄성 변형은 보 및 기둥에서 감소하고 접합부에 집중되는 반면 내진설계범주 C 구조물에서는 보 및 기둥에서 변화가 없었다. 구조물 비탄성 변형은 내진설계범주 C 경우 보다 내진설계범주 D 경우에 하부 층에 집중되었다. 반응수정계수는 내진설계범주 C 경우 평균 7.78이지만 내진설계범주 D 경우 평균 3.64로 KBC2009의 5 보다 작았다. 따라서 IBC2000에서 적용을 제한하고 있는 내진설계범주 D 철근콘크리트 중간모멘트골조의 적용 여부를 검토할 필요가 있다.
2. 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동에 관계없이 구조물 비탄성 변형은 KBC2009 및 Kim의 경우 보다 Freeman 횡하중 수직분포에서 하부층에 집중되어 연성계수와 반응수정계수가 가장 작게 평가 되었다.
3. 비탄성 정적해석은 강도계수, 연성계수, 반응수정계수 등의 설계계수는 확인할 수 있으나 지진하중에 대한 구조물의 비탄성 동적특성을 파악하기에는 한계가 있어 비탄성 시간이력해석을 추가적으로 실시할 필요가 있다고 판단된다.

감사의 글

본 논문은 2011년도 한국연구재단 기초연구사업 일반연구자지원사업(2011-0005279)의 재원으로 수행되었습니다. 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. 김태용, 강석봉, “철근콘크리트 모멘트-저항골조 시스템을 위한 구조해석모델,” 한국콘크리트학회 가을 학술대회 논문집, 제22권, 제2호, 307-308, 2010.
2. 김태용, 강석봉, “철근콘크리트 보-기둥 접합부를 위한 해석모델,” 한국콘크리트학회 가을 학술대회 논문집, 제22권, 제2호, 309~310, 2010.
3. 김진우, 송진규, 정성진, 송영훈, 이승창, “비선형 정적해석을 통한 횡저항 시스템의 보유성능 평가 및 설계방안 연구,” 한국지진공학회 논문집, 제10권, 제1호, 9~16, 2006.
4. 대한건축학회, 건축구조기준, 2009.
5. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준, 2007.
6. Freeman, S., Sasaki, K., Paret, T., “Multi-mode pushover procedure(MMP) a method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis,” Proceedings of the 6th National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Seattle, Washington, 1998.
7. Kim, J. and LaFave, J. M., Joint Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Connections subjected to Seismic Lateral Loading, NSEL Report Series Report No. NSEL-020, 2009.
8. Ghobarah A. and Biddah, A., “Dynamic analysis of reinforced concrete frames including joint shear deformation,” Engineering Structures, Vol. 21, 971~987, 1999.
9. MacGregor, J. G. and Wight, J. K., Reinforced Concrete, 4th Ed, Pearson Prentice Hall, pp.71, 2005.
10. Hoshikuma, J. and Kawashima, K., “Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers,” Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 5, pp. 624~633, 1997.
11. International Code Council, Inc., International Building Code, Falls Church, VA, 2000.