

강구조물 지지부의 강성도가 구조물 거동에 미치는 영향

Influence of Column Base Rigidity on Behavior of Steel Buildings

권민호† 박문호* 장준호** 박순응***
Kwon, Min-Ho Park, Moon-Ho Chang, Chun-Ho Park, Soon-Eung
(논문접수일 : 2001년 9월 19일 ; 심사종료일 : 2001년 12월 1일)

요 지

일반적으로 모멘트 지지 강구조물은 유한요소법에 의해 이상화되고 해석되어 왔으며 기둥과 기둥의 연결부, 기둥과 보의 접합부의 정확한 비선형 해석 결과를 위해 많은 노력을 해온 반면에 기둥의 지지부에 대한 해석은 고정단 또는 힌지로 간단하게 이루어져 왔다. 그러나 실제로 기둥의 지지부는 고정단도 힌지도 아닌 그 중간인 반강성으로 거동한다. 본 논문에서는 이러한 기둥 지지부를 반강성모델을 이용해서 해석하고 그 결과를 고찰하여 기둥 지지부의 강성 및 강도의 변화가 미치는 영향을 평가하였다. 미국 시방서에 의해 설계된 전형적인 두개의 3층 모멘트지지 강구조물을 이미 개발된 강성도법 및 유연도법에 기초한 fiber 유한 요소를 사용하여 해석하였다. 기둥의 지지부는 고정단과 힌지 사이에 있는 반강성 지지부를 모델하기 위해 다양한 강성도를 갖는 회전 스프링을 사용하였다. 실제의 기둥 지지부와 가깝게 모델된 반강성 지지부를 갖는 구조물의 해석 결과는 고정지지부를 갖는 구조물과 어느 정도 비슷한 결과를 보여주었다. 또한 pushover 해석과 비선형 시간 이력 해석을 통해 기둥 지지부의 강성도가 감소함에 따라 1층 보의 소요 처짐각(rotational demand)이 증가하는 현상이 관찰되었다. 시공상의 문제 및 노화로 인한 기둥 지지부의 강성도 감소는 1층의 접합부에 대한 소요 처짐각의 증가를 유발하고 그것은 곧 soft-story mechanism을 유발하게 된다.

핵심용어 : 기둥 지지부, 반강성 접합부, 모멘트 지지 강구조물, 뼈대구조해석

Abstract

Generally, the steel rigid frame has been analyzed using finite element analysis tools. While many efforts have been poured into the understanding and accurate prediction for the nonlinear behavior of the columns and beam-columns connections, the base of the columns are modeled as simply hinged or fixed. However, the base of the steel columns practically is neither fixed nor hinged. It behaves as semi-rigid. In this paper, the supports of the columns are modeled as semi-rigid and the importance of such approach in moment-resisting columns is evaluated. Two typical buildings designed by the US specification are modeled and analyzed by the finite element based on stiffness method and flexibility method. The column bases of three-story buildings are modeled as rotational springs with a varying degree of stiffness and strength that simulates the semi-rigidity of the base. Depending on the degree of stiffness and strength, the semi-rigidity varies from the hinged to the fixed. Buildings with semi-rigid column bases behaves similarly to the building with fixed bases. It has been numerically observed through the pushover and nonlinear time history analyses that the decrease of the stiffness of the column base induces the rotational demand on the first floor beams. an increase of rotation demands on the first story connections and lead to a soft-story mechanism.

Due often to the construction and environmental effects, undesired reduction of column base stiffness may cause an increase of rotation demands on the first story connections and lead to a soft-story mechanism.

Keywords : column bases, semi-rigid support, steel moment resisting frame, frame analysis

† 책임저자, 정회원 · 경상대학교 공과대학 토목공학과 전임강사
전화: 055-51-5382; Fax: 055-751-5374
E-mail: kwonm@nongae.gsnu.ac.kr

* 정회원 · 경북대학교 공과대학 토목공학과 교수

** 정회원 · 계명대학교 공과대학 토목공학과 전임강사

*** 정회원 · 경북대학교 공과대학 토목공학과 박사수료

• 이 논문에 대한 토론을 2002년 6월 29일까지 본 학회에 보내주시면 2002년 9월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

1. 서 론

최근 미국 등에서 내진 설계는 발생 가능한 모든 지진에 대한 건물의 동적 능력을 평가하도록 규정하고 있으며 그 방법으로는 정적 등가 수평 하중 방법, 시간 이력 해석 등의 방법이 널리 사용된다. 단순화된 정적 등가 수평 하중 방법은 소규모의 지진 및 일반적인 구조물에 있어서는 적합한 방법이지만 그 외의 복잡하고 대규모의 지진의 경우에는 시간 이력 해석을 사용한 동적 해석이 필요하게 된다. 어느 해석 방법을 사용하더라도 수치적 해석을 수행하기 위해서는 구조물을 적절한 수학적 모델로 이상화시켜야 한다. 모멘트지지 강구조물은 대체적으로 유한요소법에 의해 개발된 구조해석용 프로그램을 이용하여 모델되고 해석되었다. 그러한 상용 프로그램들을 구조물의 보와 기둥을 모델하기 위한 보-형대의 유한요소들을 내장하고 있으며 몇몇 프로그램들은 선형 탄성해석만 가능하도록 단순히 모델된 것들도 있고 축 방향 하중의 영향을 고려한 비선형 기둥-보 해석이 가능한 프로그램들도 있다.

많은 연구들과 노력들이 보와 기둥 및 보-기둥 연결부의 비선형 거동을 정확히 예측하기 위하여 수행되었지만, 기둥 지지부의 지점 조건에 대한 연구는 상대적으로 미비하였다. 그로 인하여 기둥의 지지부는 아주 간단하게 모델되어 해석에 사용되었다. 즉 1층 기둥의 바닥 절점에 있는 처짐을 구속시킴으로 기둥의 지지부의 지점이 모델되었고 이는 두 가지의 지지부 모델인 완전 고정단 또는 이상적인 힌지로 모델되었다. 그러나 실제 기둥의 지지부는 고정단도 아니며 힌지도 아닌 그 중간의 반강성으로 거동을 한다. 기둥 지지부의 이력곡선의 모양과 강도 및 강성 그리고 변형 능력은 각 기둥의 지지부의 세부적인 요소의 설계 및 시공과정에서 결정된다. 그러나 지금 사용되어지고 있는 시방서에 의해 설계된 기둥의 그러한 역학적인 특성을 반강성 거동해석에 사용되기는 무리가 있다.

본 논문의 목적은 그러한 기둥의 지지부를 반강성으로 모델하여 그것에 따른 구조물의 거동의 변화와 영향을 살펴보는 데 있으며 그것을 위하여 L.A와 Seattle의 지진 영역 대해서 설계된 두 개의 3층으로 설계되고 시공된 모멘트지지 강구조물들을 수치예로 사용하였다. 이 구조물들을 양 끝단에 소성힌지를 가지는 일반적인 보-기둥요소로 모델하여 Taylor등에 의해 개발된 유한 요소프로그램인 FEAP^{1),2)}에 전산화시켜 해

석하였다.

기둥의 지지부는 강성과 강도에 따라서 고정단과 힌지 및 그 중간의 단계인 반강성을 묘사할 수 있는 회전 스프링으로 모델되었다. 이러한 기둥 지지부를 모델하는데 필요한 자료들은 미국 시방서에 의거해서 설계된 기둥의 지지부의 반강성 특성을 규명하기 위한 유한요소 연구 결과³⁾로부터 얻어졌다.

서로 다른 강성의 기둥지지부로 이루어진 구조물의 소성 힌지 발생순서 및 변형과정, 그리고 강성과 강도를 비교하기 위하여 pushover해석을 수행하였고 또한 지진 하에서 반강성의 기둥지지부가 구조물에 미치는 영향을 평가하기 위하여 동적 시간 이력 해석이 수행되었다. 이러한 시간이력해석을 통하여 기둥지지부 모델의 종류에 따른 소성 힌지의 소요 처짐각, 그리고 지붕의 처짐, 각 층간 변위 등의 결과를 얻게 된다.

2. 반강성 기둥지지부의 거동

1998년 Fahmy³⁾는 연결부에 있어서의 힘의 흐름과 변형의 원인 그리고 이들이 기둥지지부에 미치는 영향을 평가하기 위해서 미국 시방서에 의해 설계된 전형적인 기둥 지지부에 대한 정밀 유한요소해석을 시도하였다. W360×262(W14×176)로 만들어진 기둥의 지지부는 4개의 앵커 볼트로 지지되도록 설계되었고 기둥지지부 판의 두께는 75mm이었다. 유한 요소 프로그램인 ABAQUS⁴⁾의 쉘 요소를 이용하여 기둥과 바닥판이 모델되었고 앵커 볼트는 봉 요소로 모델하였다. 그리고 콘크리트 기초는 비선형 스프링 요소로 모델되었다.

기둥지지부의 거동에 대한 바닥판의 두께가 미치는 영향을 조사하기 위하여 pushover 해석을 실시하였고 바닥판의 두께의 변화에 따른 해석 결과가 그림 1에 도식화 되어있다.

그래프에서 각 축은 모멘트와 회전각에 의해 정상화되었다. 또한 유로코드 3⁵⁾에 포함된 강성과 힌지 거동의 한계를 그림에 포함하였다. 그림에서 Mp는 기둥단면의 소성 모멘트, Ic는 기둥의 단면 2차 모멘트, 그리고 Lc는 기둥지지부와 기둥의 변곡점까지의 거리를 의미하고 본 연구에서 이 변곡점의 위치는 층 높이의 절반으로 가정되었다. 바닥판이 12.5mm인 경우(실제적으로 존재하지 않는)에만 완전한 힌지로 거동을 하였다. 한편으로 바닥판의 두께를 200mm로

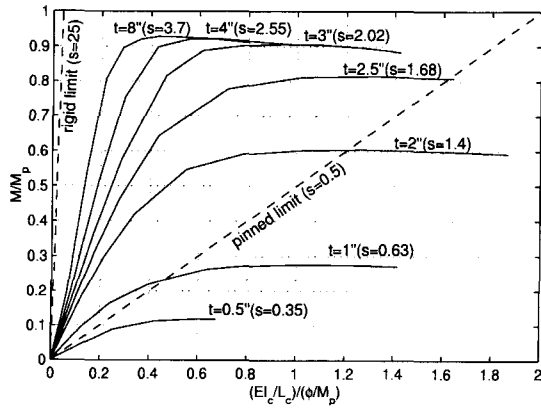


그림 1 기둥 지지부의 반강성거동(1inch=25mm)

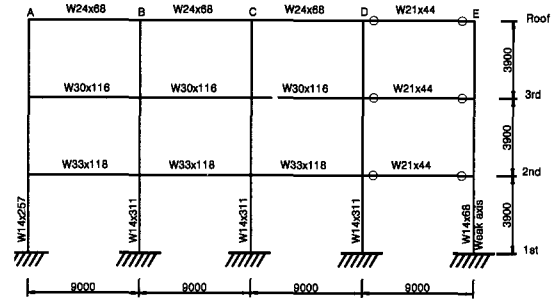
정하더라도 완전 고정단으로 분류될 정도의 강성이 나오지는 않음을 알 수 있다. 실제 바닥판 두께인 25mm와 100mm사의 바닥판으로 이루어진 기둥지지부의 거동은 반강성 지지부로 분류되어야함을 그림1의 그래프로 알 수 있다.

3. 모멘트지지 강뼈대 구조물

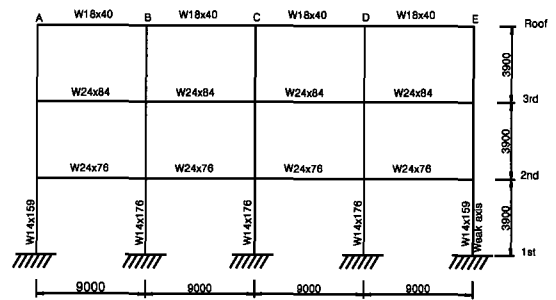
두 개의 전형적인 3층 모멘트지지 강뼈대 구조물의 지진 거동을 연구하였다. 이 구조물들은 SAC Joint Venture 프로그램⁶⁾에 적합한 미국 시방서를 사용하여 설계되었고 두 건물중 하나는 L.A에 위치해있고 다른 하나는 Seattle에 위치해있다. 건물 설계당시에 기둥지지부를 고정단으로 보고 설계를 하였고 이 뼈대 구조물은 4경간을 가지는 모멘트지지 뼈대 구조물로 남북 방향으로 시공되었다. 두 개의 모멘트지지 구조물(그림 2)은 FEAP¹⁾을 이용하여 모델되었고, 특히 L.A에 위치한 건물은 보와 기둥을 강성도법에 근거한 유한 요소에 탄소성의 모멘트-처짐각 힌지를 갖는 보-기둥 요소로 모델되었다. 힌지의 항복 강도는 단면의 탄성 특성들에 의해 결정된 반면에 경화강성은 탄성강성의 2%를 취하였다. Seattle에 위치한 모멘트지지건물은 유연도법에 근거한 fiber 요소⁷⁾로 모델되었고 각 fiber에는 탄소성 구성 모델을 사용하였으며 L.A 구조물과 동일하게 경화강성은 탄성강성의 2%를 취하였다.

4. 기둥지지부의 모델링

그림 1에 보여진 상세 유한요소해석의 결과에 의하여



(a) L.A에 위치한 뼈대 구조물



(b) Seattle에 위치한 뼈대 구조물

그림 2 L.A와 Seattle의 모멘트지지 뼈대 구조물

기둥의 지지부를 8개의 다른 형태로 모델하였다. 즉 기둥의 지지부를 힌지와 고정단 거동 사이에 있는 6개의 반강성모델로 모델하였고(표 1). 각 모델 SR2, SR3, SR4 그리고 SR5는 실제 기둥의 지지부에 25, 50, 75 그리고 100mm의 바닥판 두께를 갖고있는 것을 의미한다.

FEAP¹⁾에 사용된 이력 모델은 표 1에 나타난 값들을 사용하여 결정되었다. 본 연구에서는 탄소성 이력 모델

표 1 기둥지지부 모델

지지부 모델	강도(Mp)	강성(EI _c =L _c)
PIN	0	0
SR1	0.30	0.50
SR2	0.70	1.50
SR3	0.80	1.75
SR4	0.90	2.00
SR5	0.95	3.00
SR6	0.95	4.00
FIX	1.00	1.00

주) 기둥의 강도는 소성 모멘트에 대한 비율로 계산하였고 강성은 단위 처짐강성(EI_c=L_c)의 곱으로 계산 하였음

을 기둥의 지지부의 반복 거동을 묘사하기 위해 사용되어졌다. 좀더 정확하고 실제적인 거동을 묘사하기 위해서는 이력해석에서 미끄러짐(pinching)등을 포함한 정밀한 모델이 사용되어야 하지만 본 연구에서는 pinching이 고려되지 않은 모델을 사용하여 해석하였다.

5. Pushover 해석

두 개의 건물들에 대한 각각 다른 지지부를 가지는 8개의 뼈대 구조 모델들을 생성하였고 고유 주기를 계산하였다(표 2). 고유 주기 값들은 UBC⁸⁾에 제안된 총 전단력(base shear) 계산에 필요한 계수들과 각각 뼈대 모델의 등가 수평 하중을 계산하기 위해서 사용되었다($R_w=12, I=1.0, S=S_1=1.0$).

L.A와 Seattle의 뼈대 구조 모델에 대한 pushover 해석결과는 그림 3과 4에 도시되었다. 반강성 지지부

표 2 뼈대구조물의 고유 주기

T ₁ (sec)	L.A구조물	Seattle 구조물
PIN	1.54	1.96
SR1	1.30	1.70
SR2	1.19	1.60
SR3	1.18	1.51
SR4	1.16	1.49
SR5	1.14	1.45
SR6	1.12	1.42
FIX	1.07	1.34

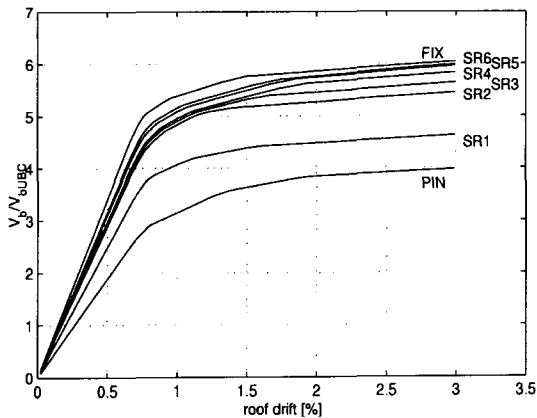


그림 3 L.A 뼈대 구조물의 Pushover 해석 결과

를 갖는 뼈대 모델의 거동은 예상한대로 고정단일 경우(맨위의 곡선)와 힌지일 경우(맨 아래의 곡선)의 거동들 사이에 위치한다. 좀더 실제적인 기둥지지부를 갖도록 모델된 반강성 뼈대 구조 모델(SR2~SR4)는 고정 지지부의 경우와 비슷한 결과를 보여주고 있다. L.A 뼈대 구조 모델들의 과대 강도 지수는 5.5와 6경도이며 Seattle 뼈대 구조 모델의 경우는 8.75과 9.5 사이로 훨씬 높은 값이 나왔다. 반강성 지지부 모델과 고정지지부 모델의 고유주기를 비교해보면 L.A 구조물의 경우 강성도를 최고 10%까지 감소시키며 Seattle 구조물의 경우 최고 16%까지 감소시킨 것으로 나타났다. 그럼에도 불구하고 반강성지지부를 가지는 뼈대구조물은 UBC에서 제안하고 있는 층간 변위 규정을 만족하고 있다

관측된 소성 힌지의 형성과정은 그림 5에 나타난 것 같이 3가지로 분류되어지는데 고정지지부를 가지는 뼈대구조물의 소성힌지는 F패턴을 따르며, 반강성지지부를 가지는 뼈대구조물SR6에서 SR2는 S패턴을 따라 소성힌지가 형성되었다. 이 두 가지의 힌지 형성 패턴은 매우 비슷하며(두 번째와 세 번째 힌지 형성 순서가 바뀌는 것을 주목할 만하다) 내진 설계의 관점에서 바람직한 패턴을 보여준다. 즉 이 구조물들은 강한 기둥과 약한 보의 형태로 설계되어 있음을 보여주고 있다. 힌지지지부 및 SR1의 반강성 지지부를 갖는 뼈대 구조물은 소성힌지가 패턴 P에 따라 형성되고 있는데 힌지 형성과정 마지막에 1층에서 기둥의 상부에 소성힌지가 형성되었다. 이것은 바로 1층에 발생하지 않아야 하는 soft-story mechanism이 발생한 것을 암시한다.

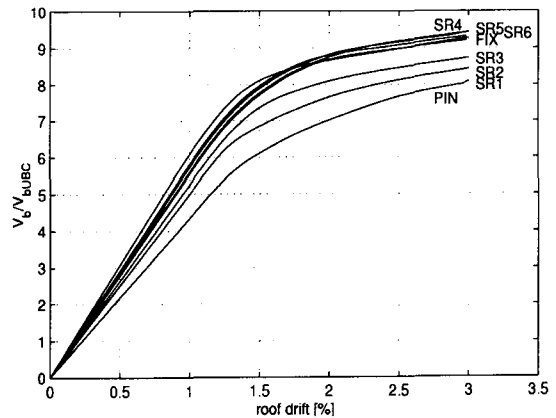
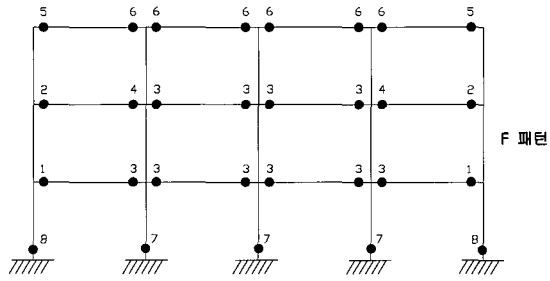
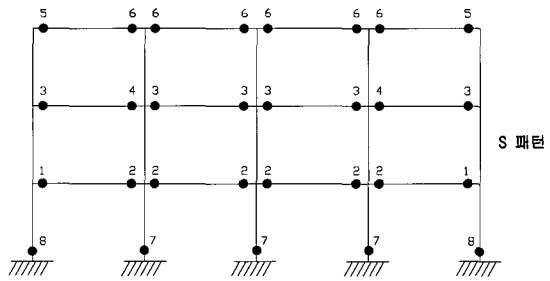


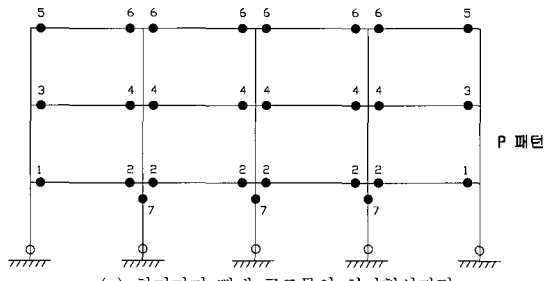
그림 4 Seattle 뼈대구조물의 pushover 해석 결과



(a) 고정지지 뼈대 구조물의 힌지형성과과정



(b) 반강성지지 뼈대 구조물의 힌지형성과과정



(c) 힌지지지 뼈대 구조물의 힌지형성과과정

그림 5 소성힌지 형성 과정의 형태

즉 기둥이 보보다 약해짐으로써 전체 구조물의 안정성이 무너지게 되는 현상이 발생한 것을 보여준다.

L.A 구조물의 바깥 기둥에 연결된 보에서의 소요 소성 처짐각이 표 3에 정리되어 있다. 소요 처짐각의 분포는 기둥의 지지부가 뼈대 구조물의 거동에 어떠한 영향을 미치는지 다른 각도에서 설명해주고 있다. 고정 지지된 뼈대구조물은 건물의 높이에 따라 균일한 소요 처짐각의 분포를 나타내고 있으며 기둥의 지지부가 점점 약 강성이 되면서 소요 처짐각은 1층으로 집중되어 나타난다. 힌지지지 구조물의 경우 1층에서의 소요 처짐각은 지붕의 보에서 보다 2.5배 가량 큰 값을 가지며 이러한 결과는 Hasegawa^{9),10)}에 의해 보고된 것과 일치한다.

표 3 L.A 구조물의 기둥선 A(외부기둥)에 연결된 보의 소요 소성처짐각과 지지조건(층간변위가 3%)

ϕ_{pl} (rad)	지붕	3층	2층	1층
PIN	0.011	0.016	0.027	
SR1	0.015	0.019	0.026	0.026
SR2	0.020	0.023	0.025	0.016
SR3	0.021	0.023	0.024	0.013
SR4	0.022	0.024	0.024	0.011
SR5	0.023	0.025	0.024	0.011
SR6	0.023	0.025	0.024	0.011
FIX	0.023	0.025	0.024	0.015

6. 비선형 시간 이력 해석

L.A와 Seattle 구조물의 지지 조건 다른 16개의 모델들 중 대표적인 모델 3개에 대하여 시간 이력 해석을 수행하였다. 즉 고정지지부 구조물, SR4 반강성 지지 구조물, 그리고 힌지 지지부 구조물에 대하여 시간이력해석을 실시하였고 L.A 건물에는 질량에 비례하는 2% 감쇄비를 사용하였고 Seattle 건물에는 감쇄를 무시하고 해석을 하였다. 3개의 L.A 뼈대구조물은 New Hall에서 기록된 1994년의 Northridge지진데이터를 스케일링하지 않고 해석에 사용하였고, 3개의 Seattle 구조물은 SAC Joint Venture⁶⁾에서 인위적으로 합성된 지진 데이터인 SE01를 사용하여 해석하였다. 이 지진 데이터들이 선택된 것은 다른 지진 데이터들보다 해석에 사용된 건물이 존재하는 곳의 지리학적 특성에 맞는 전형적인 지반운동을 보여주는 지진 데이터들이기 때문이다.

L.A 건물의 시간 이력해석 결과는 그림 6에 나타나 있다. New Hall에서 기록된 지진 데이터는 약 4.5초 정도에서 강한 펄스를 가지고 있는데 이 펄스에 의해 3개의 L.A의 뼈대 구조물에서는 한쪽 방향으로 아주 큰 비선형 변형을 만들어 내고 있다.

그러므로 이 변형은 회복되지 않을 뿐 아니라 고정 지지부를 가지는 모델에서는 그 값이 더욱 더 커지게 되는데 이는 구조물의 강성도가 크므로 인하여서 나타나는 현상이다. 즉 구조물의 강성이 커지면 이력곡선의 면적이 작아지게 되고 이에 따른 에너지의 흡수도 감소되기 때문이다. Seattle 건물의 뼈대 모델들도 비슷한 반응을 보여주지만 훨씬 작은 잔류변위를 보여준다. 시간 이력해석들을 통한 최대 변위와 층간 변위가 그림 7

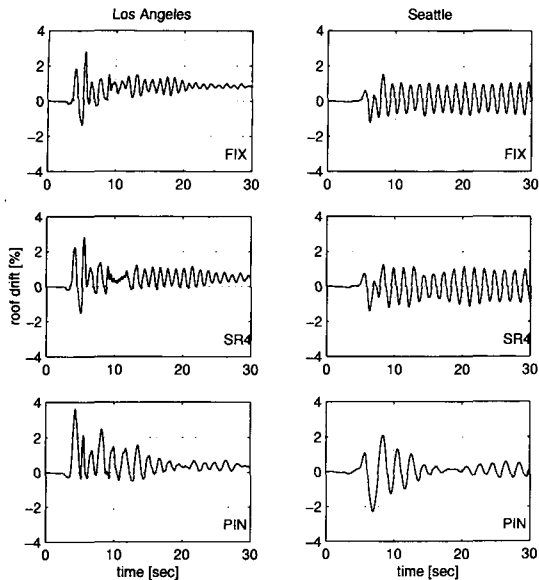


그림 6 L.A와 Seattle 구조물의 시간이력 해석 결과

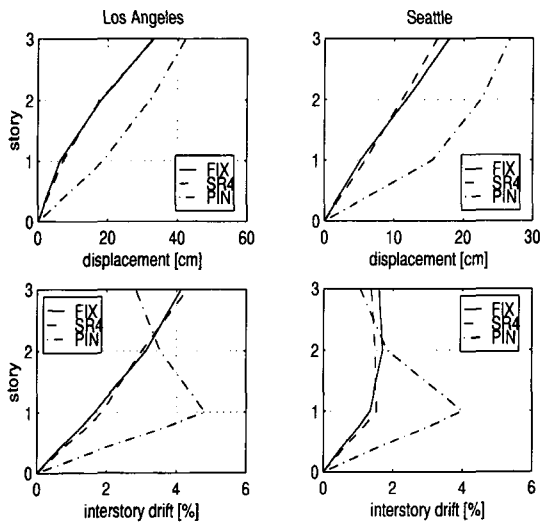


그림 7 L.A와 Seattle 건물의 시간 이력 해석에서 계산된 층간 변위와 최대 변형

에 도시되었고 처짐에 관한 그래프는 구조물들이 첫 번째 진도모드에 의해서 압도적으로 변형이 일어났음을 보여준다.

비록 L.A 건물들의 층간 변위의 크기가 상당히 크게 나왔지만 이는 New Hall에서 발생한 지진의 높은 집중 및 강도로 기인한 결과이며 Seattle 구조물에서는 반대로 층간 변위가 상대적으로 작게 나타나는데 이

표 4 내부 기둥선 B에 연결된 보의 소요 처짐각(L.A 구조물, 1994 New Hall 지진)

ϕ_{pl} (rad)		지붕	3층	2층	1층
보	PIN	0.018	0.022	0.031	
	SR4	0.036	0.029	0.016	
	FIX	0.034	0.028	0.015	
기둥	PIN	0	0	0.003	
	SR4	0.002	0.002	0	0.01
	FIX	0	0	0	0.007

는 지진 SE01의 강도가 New Hall 지진보다 작은 것을 의미한다.

Pushover 해석을 근거로 예측했듯이, 층간변위의 분포는 기둥에서의 소성힌지가 고정지지 및 반강성 지지된 SR4 구조물에서는 형성되지 않았음을 보여주고 있다. 그러나 힌지로 지지된 구조물에서는 층간 변위의 분포가 명확히 2층 기둥에서의 소성 힌지가 발생했음을 보여주고 있다. 게다가 표 4에 나타난바와 같이 New Hall 지진의 시간 이력해석과정 중의 L.A 건물의 B선에 위치한 기둥들의 소요 소성 처짐각이 아주 작은 값을 알 수 있다. 이는 지진 중에 그림 5에 있는 패턴 P의 소성힌지 형성에서 7번 힌지와 같은 소성 힌지가 발생했음을 보여주는 것이다. 이는 보에서의 소요처짐각이 기둥 B로 전이되어감으로 힌지에 가깝게 거동하는 반강성 지지 구조물들에서 1층 보들의 소성 힌지에 대한 소요 처짐각을 증가시키게 되었음을 명백히 보여준다.

7. 결 론

본 연구의 결과 고정지지부를 갖는 뼈대구조물의 거동은 실제 반강성 지지부를 갖는 구조물의 거동을 대표하는 것으로 나타났다. 그러므로 모멘트지지 강구조물에 있어서 기둥의 지지부를 고정단으로 모델하는 것이 정당한 것으로 판명이 되었다. 하지만 고정 지지된 뼈대 구조물은 반강성 지지된 뼈대 구조물에 비해 층간 변위 3%에서 약 총 전단력(base shear)이 약 10% 정도 과도하게 예측을 하였고 UBC의 설계 등가 수평 하중에 대해서는 10%적인 층간 변위를 예측하였다. 그러므로 고정 지지된 뼈대 구조물의 시간 이력해석에서 계산된 소요 소성 처짐각과 층간변위 그리고 최대 변형은 내진 설계에서 일반적으로 받아들여지는 정확

도내에서 실제에 가까운 반강성 지지된 뼈대구조모델에 의해 계산된 결과들과 어느 정도 일치 해야한다.

기둥의 지지부의 강성과 강도의 감소에 따라 1층에서의 소요 처짐각이 증가하는 것이 pushover 해석 중에 관측되었고 이는 시간이력해석을 통하여 다시 확인되었다. 비록 기둥 지지부의 연결이 세부규정과 설계가시방서에 부합하도록 설계되었다 하더라도 의도하지 않은 기둥지지부의 강성의 감소가 발생할 가능성이 있고 이는 주로 장기간에 걸친 변형과 기초 콘크리트의 부식, 그리고 시공상의 결함 등에 의해 발생할 수 있으며 기둥의 강성과 강도의 감소는 바로 1층의 보의 소성 힌지 및 연결부에 대한 소요 처짐각의 증가를 유발로 이어진다. 최악의 경우 소요 처짐각의 분포가 기둥으로 전가됨으로 인해 모멘트지지 구조물의 1층 기둥에 소성힌지를 발생시켜 구조물 자체가 붕괴되는 현상을 일어 날 가능성이 커진다.(Soft-story mechanism).

그러므로 설계자와 시공자는 반드시 기둥의 지지부의 강성을 확인 할 뿐 아니라 1층 기둥의 크기를 증가시켜야할 것이다. 기둥의 크기 증가 정도는 기둥지지부의 반강성지지 특성에 근거해서 결정되어야 한다.

이를 위하여 국내 또는 미국의 기둥 지지부에 대한 여러 실험과 미끄러짐(pinching)등을 포함한 정밀한 해석모델 통하여 기둥지지부의 반강성 특성들을 조사하는 연구가 필요하다. 이러한 연구를 통하여 모멘트지지 강구조물의 좀더 실제적인 지진해석모델 및 설계지침등이 개발 될 것이다.

참 고 문 헌

1. O. C. Zienkiewicz and R. L. Taylor. *The Finite Element Method. Volume 1 : Basic Formulation and Linear Problems*, McGraw Hill, 4th edition, 1989
2. O. C. Zienkiewicz and R. L. Taylor. *The Finite Element Method. Volume 2: Solid and Fluid Mechanics, Dynamics and Non-Linearity*, McGraw Hill, 4th edition, 1991
3. M. Fahmy, B. Stojadinovi'c, S. C. Goel, and T. Sokol. "Load path and deformation mechanism of moment-resisting steel column bases", In *Proceedings, Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. EERI, 1998
4. HKS Inc., *ABAQUS, ver5.5 User's Manual*, 1996
5. ENV : Design of Steel Structures, *European Prenorm, Commission of The European Communities*, Part 1.1, 1992
6. SAC Joint Venture. 1997
<http://quiver.eerc.berkeley.edu:8080/>
7. E. Spacone, F. C. Filippou, and F. F. Taucer. "Fiber beam-column model for nonlinear analysis of R/C frames. Part I: Formulation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1996, pp.711~725
8. International Conference of Building Officials, Uniform Building Code, *ICBO*, Whittier, Calif., 1994
9. Hasegawa. "Inelastic response behavior of beam fractured steel building structure suffered from the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake", *Journal of Structural and Construction Engineering, Transactions of the AIJ*, August 1997
10. T. Hasegawa. "Influence of strength of column base on seismic damage of steel frames", *Annals of the Building Research Institute*, 1997