

국내 철골골조의 접합부모델에 따른 내진성능 비교

Comparison of Seismic Performance of Steel Moment Frame according to Different Analytic Joint Models

이 준 석* 한 상 환** 이 리 형***
Lee, Jun-Suk Han, Sang-Whan Lee, Li-Hyung

ABSTRACT

The purpose of this study is to compare the seismic resistant capacity inherent in ductile moment resisting frames using two different joint modeling. The difference between these two models is the capability for considering the panel zone deformation. For this purpose, 5 story steel moment frame is designed in compliance to the Korean seismic design provisions and the steel structure design standard. Nonlinear Static Procedure(NSP) and Nonlinear Dynamic Procedure(NDP) of this structure are carried out using two different joint models. Based on the results of NSP and NDP, the sensitivity of the response to analytical modeling is appraised. Also, it is proposed that for the highrise steel structures, the joint deformation should be accounted properly by the analytical model.

1. 서 론

현재 세계적으로 내진설계는 성능에 기초한 설계법으로 이동하고 있으며 골조의 설계와 성능 평가에 있어서 탄성해석뿐 아니라 비선형해석의 연구가 활발하게 진행되고 있다. 철골 모멘트골조에 대한 미국의 내진설계는 지진의 수요와 구조성능의 평가시 내재되어있는 임의성(Randomness)과 불확실성(Uncertainty)을 고려한 수요-저항계수설계(Demand and Resistance Factor Design)¹³⁾를 채택하여 설계·평가기준이 제정되어지고 있다. 이는 1994년 Northridge지진시 손상을 입은 보-기둥접합부, 새롭게 개발된 접합부의 광범위한 실험과 시스템차원에서 내진거동을 규명하기 위한 많은 해석적인 연구를 통한 결과물이라 할 수 있다. 특히 철골 모멘트골조에서는 비선형해석시 접합부 패널존, 접합부 파괴이력모델, 전단연결재, 바닥슬래브, 비구조부재에 대한 모델링기법 등이 발전하였으며 이로 인하여 골조의 내진성능의 평가는 더욱 신뢰성이 증진되었다.

국내 철골 연성모멘트골조의 접합부설계시 초과강도계수(Overstrength Factor)를 고려하지 않으며 규준에서 정하는 횡하중조합시의 불균형모멘트만을 사용한다. 이는 극한 성능으로 볼 때 접합부는 상대적으로 보와 기둥의 성능보다는 낮아서 패널존의 변형이 과대해질 수 있음을 나타낸다. 그러므로 접합부 패널존의 강도와 강성을 명확히 고려한 모델링 방법이 국내 철골골조의 내진성능을 평가시에 사용되어야할 것이다.

* 한양대 건축공학과 석사
** 한양대 건축공학과 조교수
*** 한양대 건축공학과 교수

본 연구에서는 우선 국내규준에 따라 5층 철골 연성모멘트골조를 설계한다. 설계된 철골골조는 건물의 내진보강에 성능설계의 개념을 도입한 FEMA 273의 비선형해석절차(NSP & NDP)를 사용하여 내진성능을 평가한다. 내진성능은 접합부 패널존의 전단강도와 변형특성을 명확히 고려하는 모델과 패널존의 전단강도와 변형특성을 고려하지 못하는 중심선모델을 사용하여 평가된다.

2. 대상골조의 설계

국내 건축물 하중규준·동해설안(1998)과 강구조 한계상태 설계법(1998)에 따라 5층 철골 연성모멘트 골조를 설계하였다. 중력하중과 지진하중에 대하여 설계를 수행하였으며, 고정하중은 외벽에 대하여 147kgf/m², 바닥하중에 대하여 489kgf/m²를 사용하고, 적재하중은 일반층에 250kgf/m², 지붕층에 100kgf/m²를 사용하였다. 또한 설계지진하중 산정시 S₁지반, 지진계수는 0.08을 적용하였고 최종적으로 0.98초의 기본주기에서의 밀면 전단력이 산정되었다. 설계는 상용프로그램인 MIDAS⁶⁾(1998년)를 사용하였다. 접합부의 변형을 고려하기 위하여 부재길이에 접합부크기가 무시된 중심선치수(Centerline Dimension)모델에 근거한 설계를 행하였다.

평면과 입면이 [그림 1]에 산정된 부재단면과 함께 나타나있으며, 건물 외주부의 페리미터골조가 횡력에 저항하는 시스템이다. 접합부패널존의 설계는 AISC LRFD Manual⁷⁾를 이용하였고 적용된 하중조합은 접합부의 덧판보강을 요구하지는 않았다.

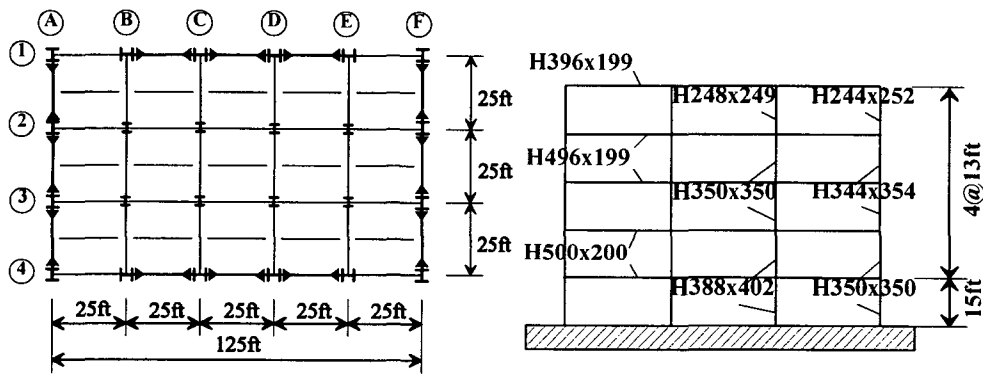


그림 1. 평면, 입면과 산정된 부재치수

3. 비선형해석 모델링

설계된 5층의 철골 페리미터골조에 대하여, Drain-2DX 프로그램¹²⁾을 이용하여 단변방향 페리미터골조에 대한 비선형해석모델링을 수행하였다. 내부기둥에 작용하는 연직하중은 횡하중에 저항하는 외주부의 페리미터골조의 P- Δ 영향을 증대시킨다. 본 연구에서는 내부중력하중으로 인한 부가적인 변위와 하중을 고려하기 위하여 비선형해석 모델링시 골조의 횡강성에 영향을 주지 않는 가상수직기둥을 고려하였다.

철골부재의 강도산정시 골조의 거동을 더 명확히 고려하기 위하여 공칭항복강도를 사용하지 않고 평균항복강도를 산정¹¹⁾하여 사용하였다. 보(SS400)와 기둥(SM490)에 각각 3.26ton/cm²와 3.91ton/cm²를 평균항복강도로 선정하였다. 즉 비선형해석시 적용된 평균항복강도는 공칭항복강도에 비해, SS400은 36%, SM490은 18%정도 큰 값이다.

골조모델에 있어 접합부의 치수를 고려하지 않은 중심선모델과 접합부의 강도와 변형을 고려한 모델⁹⁾을 각각 M1모델과 M2모델로 칭하기로 한다[그림 2].

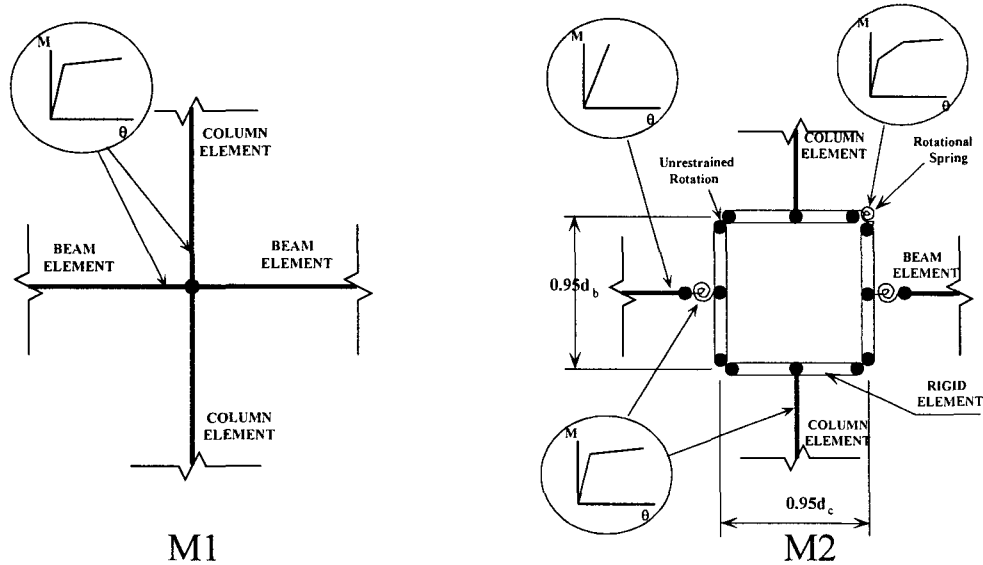


그림 2. 해석시 사용한 접합부모델

M2모델은 접합부의 모서리의 스프링요소로써 패널존의 삼선형거동을 나타내며, 전단강도와 변형특성은 식(1)~(4)로 산정한다⁸⁾.

$$V_y = 0.55F_{ye}d_c t_w \quad \text{----(1)} \quad \gamma_y = \frac{F_{ye}}{\sqrt{3}G} \quad \text{----(2)}$$

$$V_u = 0.55F_{ye}d_c t_w \left(1 + \frac{3.45b_c t_c^2}{d_b d_c t_w}\right) \quad \text{----(3)} \quad \gamma_u = 4\gamma_y \quad \text{----(4)}$$

단 V_y : 전단항복강도, V_u : 전단극한강도, γ_y : 전단항복변형각, γ_u : 전단극한변형각
 F_{ye} : 평균항복강도, d_c : 기둥의 춤, t_w : 기둥웹브의 두께, t_c^f : 기둥플랜지 두께
 d_b : 보춤, G : 전단탄성계수

접합부모서리의 회전스프링에 작용하는 휨모멘트는 식(5)와 같다.

$$M_{applied} = \sum M_b - V_c d_b \quad \text{----(5)}$$

단 $M_{applied}$: 접합부 스프링 모멘트, M_b : 보단부의 모멘트, V_c : 기둥의 전단력

본 연구에서 모든 부재는 비탄성거동이 부재단부에서 발생하며, 강도나 강성저하가 발생하지 않는 이선형 또는 삼선형모델이다. 항복후 부재의 이차강성은 탄성강성의 3%¹¹⁾를 적용하였다.

모든 부재의 탄소성특성을 모델링한 후 비선형정·동적해석을 수행하기전 1.1D.L.+0.275L.L.의 중력하중을 모델골조에 적용하였다¹¹⁾.

4. 비선형해석

4.1. 지진기록의 선정

국내의 재현주기별 위험도계수(H_a)⁴⁾를 사용하여 475년과 2373년의 재현주기를 가지는 지진기록에 대한 중간값+표준편차(Median+ σ)의 응답스펙트럼을 건교부에서 제안한 선형탄성설계응답스펙트럼(LEDRS)과 함께 [그림 3]과 [그림 4]에 나타내었다. 선정된 22개의 지진기록⁵⁾은 S_1 지반에 대한 것이며, 해석시 475년, 2373년의 재현주기에 대하여 PGA를 각각 0.07g와 0.14g로 조정하여 사용하였다.

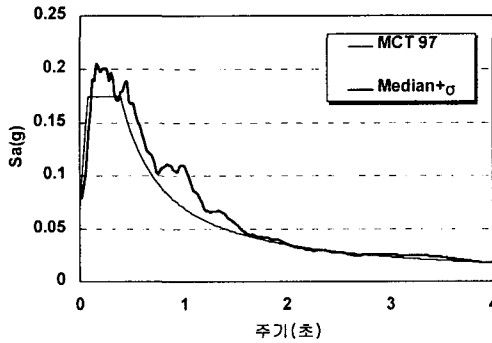


그림 3. 응답스펙트럼 (재현주기:475년)

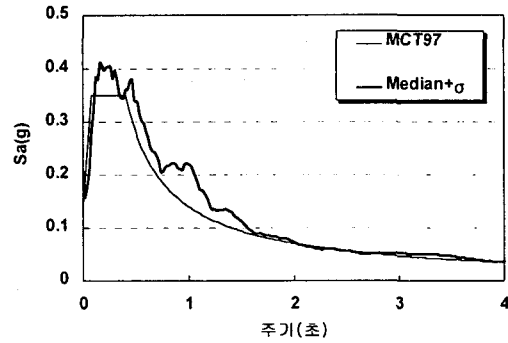


그림 4. 응답스펙트럼(재현주기:2373년)

4.2. 비선형정적해석

해석대상골조의 기본주기는 M1모델은 2.42초, M2모델은 2.53초이며, M2모델에 대하여 M1모델은 주기를 4.35% 작게 나타냈다.

본 연구에서 비선형정적해석시 사용되는 횡하중의 형태는 규준의 등가횡하중분포⁹⁾이며 정규화된 밀면전단력-지붕층변위에 대한 관계를 [그림 5]에 나타내었다. 접합부패널존이 보의 소성모멘트내력을 발휘하지 못하고 조기항복하여 골조의 강성이 M1모델에 비하여 조기에 저하되었기 때문에 접합부의 변형을 고려한 M2모델은 M1모델보다 낮은 보유강도와 강성을 가지고 있음을 알 수 있다.

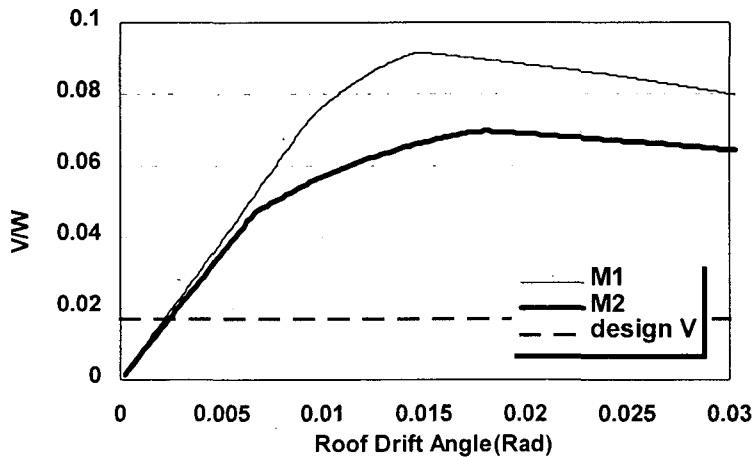


그림 5. 정규화된 밀면전단력-지붕층변위각 관계

즉 접합부패널존의 강도가 연결되는 보기등부재의 강도보다 작은 골조에서, M1모델은 보와 기둥에서, M2모델에서는 접합부 패널존에서 소성힌지가 발생하여 각 해석모델이 상이한 소성힌지 발생위치를 나타낸다. 그러므로 이러한 골조의 비탄성거동을 평가하려면 접합부 패널존의 강도와 변형을 비선형해석시 명확히 고려하여야 함을 알 수 있다.

즉 접합부패널존의 강도가 연결되는 보기등부재의 강도보다 작은 골조에서, M1모델은 보와 기둥에서, M2모델에서는 접합부 패널존에서 소성힌지가 발생하여 각 해석모델이 상이한 소성힌지 발생위치를 나타낸다. 그러므로 이러한 골조의 비탄성거동을 평가하려면 접합부 패널존의 강도와 변형을 비선형해석시 명확히 고려하여야 함을 알 수 있다.

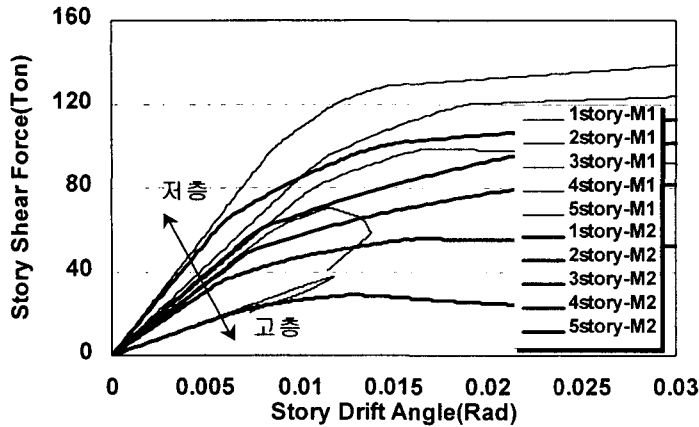


그림 6. 층전단력-층간변위각의 관계

층전단력-층간변위각의 관계로부터 국내규준안에 따라서 설계된 골조의 비탄성거동은 접합부를 현실적으로 모델링한 M2모델을 사용하는 것이 타당함을 또한 확인할 수 있다[그림 6]. M1모델은 횡하중이 증가함에 따라 저층의 층간변위가 꾸준히 증가한 반면 4층과 5층의 층간변위는 오히려 줄어들며 탄성강성을 회복함을 알 수 있다. 그러나 M2모델은 탄성강성을 회복하지 못하고 모든 층에서 층간변위가 증대됨을 알 수 있다.

비선형정적해석으로부터 각 모델의 붕괴모드를 파악할 수 있다. 증분횡하중을 메카니즘형성시까지 작용시켰을 때 M1골조의 경우 지반에 맞닿은 기둥의 저면의 항복발생으로 인한 붕괴모드가 발생하였으며 M2골조의 경우 접합부의 항복으로 인한 2층에서의 붕괴메카니즘을 나타낸다. 즉 M1모델은 패널존의 낮은 강도를 고려하지 않았으므로 인하여 부정확한 수요(Demand)의 예측이 예상된다.

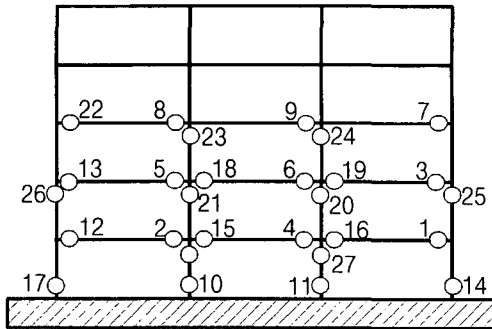


그림 7. 소성힌지 발생위치(M1)

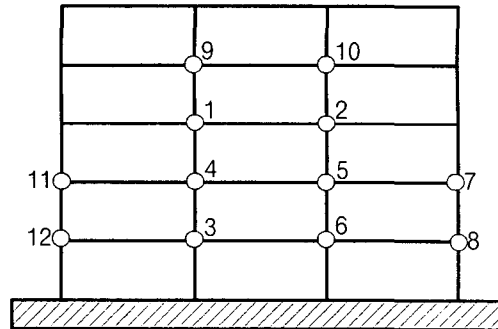


그림 8. 소성힌지 발생위치(M2)

4.3. 비선형동적해석

비선형동적해석시 골조의 첫 두 모드에 대하여 2%의 감쇠율을 적용한 Rayleigh 감쇠를 사용하였다.

층간 변위는 지붕층변위와 같은 골조의 거동과 부재의 소성회전요구와 같은 국부적인 거동을 동시에 표현할 수 있는 평가변수이다. 현재 성능설계에 있어서 층간변위각이 성능을 평가하는 주된 변수¹³⁾¹⁴⁾로 사용되므로 5층 철골골조에서도 층간변위각로부터 M1모델과 M2모델의 내진성능을 비교평가하였다. [그림 9]와 [그림 10]은 각각 재현주기를 고려한 M1모델과 M2모델의 해석결과로부터 산정된 층간변위각을 중간값(Median)과 중간값+표준편차(Median+σ)로 나타낸 것이다. [그림 11]에서 M1모델과 M2모델의 층간변위각을 함께 비교하였다.

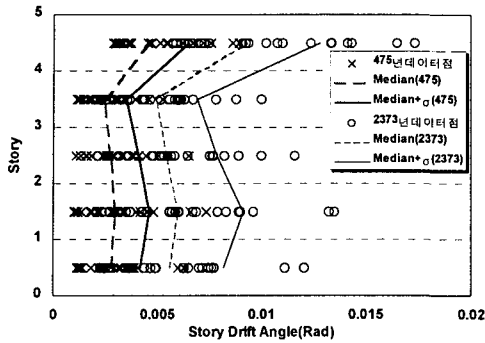


그림 9. M1모델의 층간변위각

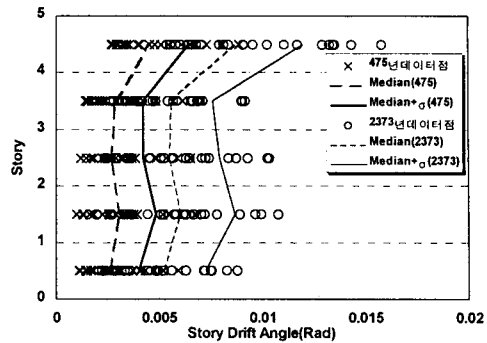


그림 10. M2모델의 층간변위각

475년 재현주기에 대한 비선형동적해석결과 M1모델은 0.0035~0.0064(Median+ σ), M2모델은 0.004~0.0064(Median+ σ)의 층간변위각을 보이며, 규준에서 정의하는 허용층간변위각 0.015의 23%~43%범위내에 속한다. 이는 475년의 설계지진시 M1모델은 탄성거동, M2모델은 5층의 일부 접합부에서만 약간의 비탄성거동을 보였기 때문에 사료된다. 또한 2373년 재현주기에 대하여 M1모델은 0.0069~0.0128(Median+ σ), M2모델은 0.0072~0.012(Median+ σ)의 층간변위각의 분포를 나타내었다.

중간값+표준편차(Median+ σ)에 대한 층간변위각(475년재현주기)/층간변위각(2373년재현주기)의 비는 각 층에서 M1모델에 대하여 1.9~2.0, M2모델에 대하여 1.79~1.9의 범위를 나타내었다.

M2모델에 비하여 M1모델은 4층에서 층간변위각을 작게 평가하는 것으로 나타났다[그림 11].

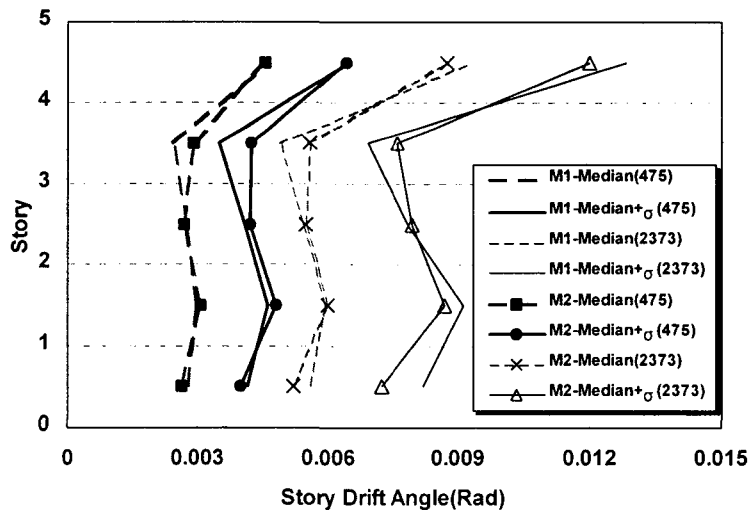


그림 11. M1과 M2모델의 층간변위각 비교

본 연구에서는 순골조(bare frame)만을 고려하였기 때문에 해석시 고려되지 않은 비구조재, 내부충격기 등 골조의 강성에 영향을 미치는 요소들을 생각하면 지진으로 인한 건물의 요구(demand)는 가변적이라 할 수 있다. 또한 국내 철골 연성모멘트골조는 고층화될수록 M1모델에 대한 M2모델의 부가강도의 감소율은 커

지고 비탄성거동시 M1모델은 접합부 패널존에 대한 하중요구(Demand)를 예측하는 것이 불가능하므로¹⁵⁾ 고층 철골골조에 대한 설계와 내진성능평가시에는 접합부 패널존의 변형을 적절히 고려하여야 한다.

5. 결 론

본 연구에서는 국내 5층 철골 연성모멘트골조를 두 가지 해석모델을 사용하여 내진성능을 평가하였다.

비선형정적해석의 결과로서 M1모델과 접합부변형을 명확히 고려한 M2모델은 골조가 비탄성거동시 M1골조는 보기동부재에 소성거동이 발생한 반면 M2골조는 조기에 접합부패널존에 소성거동이 발생하여 M1모델은 M2모델과 상이한 거동을 나타냈다. 비선형동적해석으로 얻어진 국내의 지진위험도에 대한 층간변위각은 M1모델과 M2모델의 골조는 4층을 제외하고는 유사한 거동을 보이거나 골조의 비탄성변형이 증가되면 각 모델의 층간변위각의 형상은 건물높이에 따라 형상의 변화가 발생하였다.

본 연구에서는 5층의 순골조(Bare Frame)만을 고려하였다. 즉 해석시 고려되지 않은 횡강성에 영향을 미치는 요인을 고려하면 지진으로 인한 건물의 요구(Demand)는 가변적이라 할 수 있다. 그러므로 현 국내 철골골조에서 모델링되지 않은 부재가 건물의 강성과 강도에 미치는 영향, 진동주기 측정 등의 동특성 연구를 수행함과 동시에 접합부모델을 사용한 고층 철골골조의 성능평가에 대한 연구가 이루어져야 한다.

감사의 글

이 연구는 건교부97 건설기술연구개발사업의 지원으로 진행된 것으로 이에 감사드립니다.

참고문헌

- [1] 건축물 하중규준·동해설(안), 건설교통부,(1998).
- [2] 강구조 한계상태 설계기준 및 해설, 대한건축학회, (1998).
- [3] 이철호의 1인. (1998). "반복재하 시험을 통한 철골 모멘트 접합부의 내진거동 연구", 한국과학재단.
- [4] 한국지진공학회, 한국건설기술연구원(1997.12), "내진설계기준연구(Ⅱ)," 1, 2권, 건설교통부
- [5] 이현호(1999.12), "내진설계를 위한 지진하중 산정방법," 박사학위논문, 한양대학교
- [6] Midas Gen User's Manual(Version 3.5)(1998). 포스코개발주식회사
- [7] AISC(1994). Manual of steel Construction(LRFD). American Institute of Steel Construction, Illinois.
- [8] Krawinkler, H.(1978). "Shear Design of Steel Frame Joints," E.J., AISC, Vol. 15, No. 3.
- [9] Krawinkler, H. and Gupta, A. (1993). "Story Drift Demands for Steel Moment Frame Structure in Different Seismic Regions", 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering.
- [10] Prakash, V., Powell, G. H., and Filippou, F. C.(1993). "DRAIN-2DX," Report No. UCB/SEMM 92/29, Univ. of Calif.
- [11] BSSC(1997). "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings." FEMA 273, Washington, D.C.
- [12] Shan Shi, (1997). Evaluation of connection fracture and hysteresis type on the seismic response of steel buildings. Ph.D thesis
- [13] R. O. Hamburger, D. A. Foutch & C. A. Cornell(2000). "Performance Basis Guideline for Evaluation, Upgrade and Design of Moment-resisting Steel Frames", 12th World Conference on Earthquake Engineering.
- [14] N. Luco & C. A. Cornell.(2000.1) "Effects of Connection Fractures on SMRF Seismic Drift Demands", ASCE ST. Vol. 126, No. 3.
- [15] 이준석(1999.12), "철골 연성모멘트골조의 모델에 따른 비선형응답의 비교," 석사학위논문, 한양대학교