

지반강성을 고려한 중저층 가새모멘트저항골조의 내진 목표성능평가

Seismic Object Performance Evaluation of Braced Steel Moment Resisting Frames with Low Rise Building under Different Site Stiffness

김수정¹⁾ · 최병정^{2)*} · 박호영³⁾ · 이진우⁴⁾

Kim, Soo Jung¹⁾ · Choi, Byong Jeong^{2)*} · Park, Ho Young³⁾ · Lee, Jinwoo⁴⁾

¹⁾경기대학교 건축공학과 석사, ²⁾경기대학교 건축공학과 교수 ³⁾경기대학교 건축공학과 박사

¹⁾Department of Architectural Engineering, Master, Kyonggi University, ²⁾Department of Architectural Engineering, Professor, Kyonggi University,

³⁾Department of Architectural Engineering, Doctor, Kyonggi University, ⁴⁾Structural Division, KHNP, S. Korea

/ A B S T R A C T /

This study is the compared seismic performance that are difference between the performance of structures on various site classes and beam-column connection. this analysis model was designed the previous earthquake load. To compare the performance levels of the structure was subjected to nonlinear static and nonlinear dynamic analysis. Nonlinear analysis was used to The Perform 3D program. Nonlinear static analysis was compared with the performance point and Nonlinear dynamic analysis was compared the drift ratio(%). Analysis results, the soft site class of the displacement was more increase than rock site classes of the displacement. Also The smaller the displacement was increased beam-column connection stiffness.

Key words: Previous seismic design, Seismic Performance Evaluation, Performance level, Site classes, Beam-Column connection stiffness

1. 서론

최근 국내 및 국외에서 빈번하게 발생하고 있는 지진피해사례로 지진에 대해 구조물의 내진성능에 대하여 관심이 증가하고 있다. 2010년부터 최근 4년동안 발생한 규모 6.0~9.0사이의 지진으로, 2010년 1월의 아이티 지진, 2011년 2월의 뉴질랜드 크라이스트처치 지진, 3월의 동일본 해안 지진, 2012년 3월 칠레 지진, 2014년 페루 지진 등 지속적으로 지진은 발생하고 있다. 과거의 2008년에 발생한 중국 쓰촨성 지진은 사망자 6만여 명, 실종자 1만여 명 등 인명피해와 복구에 필요한 경제적 비용으로 2100억 위안 등이 투입되는 등 경제 손실 또한 막대하였다(YJ Yoo, 2008). 한편 일본에서는 1995년 한신대지진 이후 내진기준을 대폭 강화시켜 건축물의 피해를 최소화 하는데 노력하고 있다. (J. Lee and NS Park, 2013). 국내의 경우 국외에 비해 상대적으로 지진의 발생이나 피해사례는 드물어 지진에 대한

안전지대로 인식하고 있으나, 최근 국내에서 발생한 지진횟수의 증가는 지진으로부터 안전하다고 할 수 없다는 것을 나타내고 있다(Fig. 1). 내진성능개선을 위한 많은 연구를 수행하였지만 그간의 내진성능평가에 관한 연구는 지반상태를 고려한 경우는 많지 않았기 때문에 본 연구에서는 지반조건에 따라 달라지는 지진하중으로 구조물의 성능을 평가하여 보았다. 지반의 강성을 고려하기 위한 기존의 강성의 모델링 기법은 ASCE 41-13을 참고하여 모델링을 실시하여 보았다(ASCE 41, 2013). 구조물은 지반과의 상호작용 때문에 지반의 특성에 따라 구조물의 거동이 달라진다는 연구가 수행된 바 있다. (YS Kim, 2010). 한편 내진성능평가기법에 대한 시뮬레이션 연구를 수행하기 위해서 기존의 건물을 대상으로 연구를 수행하고자 시도 하였다. 우리나라에서는 1990년도 중반에 국내에서는 아파트를 많이 신축하였고 AIK-96에 따라서 설계된 건물이다. 따라서 이에 본 연구에서는 1990년도 중반에 지어진 기존 강구조 건축물의 내진성능 평가를 통해서 내진성능평가의 지반 및 보-기둥접합부에 따른 거동을 평가하기 위해 연구를 수행하였다. 해석모델은 5층 구조물에 대해서, 지반조건이 고정단인 경우와 5개의 지반강성별 내진거동을 상호 비교 평가하였다. 또한 보-기둥접합부 강성의 변화가 지반의 조건별로 내진성능에 어떤 영향을 받는지를

*Corresponding author: Choi, Byong Jeong

E-mail: bjchoi@kgu.ac.kr

(Received July 29, 2015; Revised September 23, 2015; Accepted December 2, 2015)

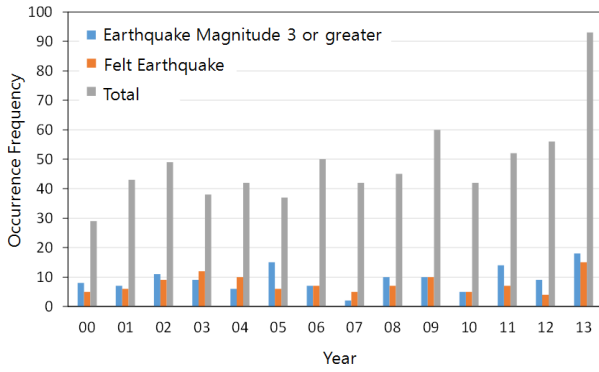


Fig. 1. Since 2000-2013, the Korea earthquake records(KMA 2013)

검토하기 위해서 반강점을 적용시켜 강점일 때와 비교하여 내진성능을 평가하였다. 내진거동을 비교하기 위해 비선형정적해석과 비선형동적해석을 수행하였으며, 비선형정적해석은 ATC-40의 역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Method)과 ASCE41-13(FEMA356-2000)의 변위계수법(Displacement Coefficient Method)을 이용하여 성능점 또는 목표변위로 평가하였으며, 비선형동적해석으로 층간변위비(%)를 비교하여 평가하였다.

2. 내진성능평가

내진성능평가방법으로 국외의 경우 FEMA나 ATC 등에서 내진성능평가방법에 대해 제시하고 있으며, 국내의 경우에는 한국시설안전공단, 소방방재청, 교육청 등에서 내진성능평가방법에 관하여 제시하고 있다. 본 논문의 내진성능평가방법은 국내 한국시설안전공단의 기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령(KISTEC, 2013)과 국외 ASCE 41-13에 따라 내진성능을 평가하였다(ASCE 41-13 and FEMA 356, 2000).

2.1 내진성능평가방법

2.1.1 내진성능평가절차

내진성능평가방법은 예비평가, 1차 상세평가, 2차 상세평가로 나뉘게 되는데, 예비평가의 경우에는 지반의 해당하는 응답스펙트럼가속도에서 단주기 영역의 가속도 상태를 적용하여 간단한 수식을 적용하여 구조물의 지진에 저항하는 능력을 평가하는 방법이다. 1차 상세평가는 예비평가로 구조물을 평가하였을 때, 성능에 대해 부족하다고 판정되었거나 예비평가보다 정밀한 해석방법을 적용하고 싶을 때 사용하는 방법이다. 1차 상세평가는 선형정적해석이나, 선형동적해석 등 선형해석을 수행하며 구조물의 비선형 거동에 대하여 대략으로 해석하는 방법이다. 2차 상세평가는 구조물의 비선형 해석을 수행하는 방법으로 1차 상세평가의 결과 구조물의 성능이 부족하였거나, 구조물의 비선형에 대해 측정하기 위해 수행하는 해석방법이다. 구조물의 피해정도를 예측하기 위해 산정하는 성능점(목표변위)은 비선형정적해석 후 ATC-40의 역량스펙트럼법의 A절차와 FEMA356의 변위계수법을 적용하였다. 비선형동적해석은 시간이력해석이라고 하며, 지진을 직접 입력하여 구조물을 평가하는 방법이다. 지진의

Table 1. Required Performance Level of Korea Infrastructure Safety

Damage patterns	Definition
Immediate Occupancy : IO	Seismic Special grade
Life Safety : LS	Seismic I grade
Collapse Prevent : CP	Seismic II grade
Collapse risk	-

Table 2. Expected Damage and performance levels on the drift ratio of structure

Elements	Type	Collapse Prevention : CP	Life Safety : LS	Immediate Occupancy : IO
Braced Steel Frames	Primary	buckling of braces. Many braces and Connection fail.	braces yield or buckle. but many connection fail	Minor yielding or buckling of braces.
	Secondary	same as Primary	same as Primary	same as Primary
	Drift	2% transient or 2% permanent	1.5% transient, 0.5% permanent	0.5% transient, negligible permanent

특징에 따라 구조물의 거동이 달라지므로, 3개 이상의 지진을 적용하여 구조물에 대해 비선형 동적시간이력해석을 실시하였다.

2.1.2 층간변위에 따른 피해정도 및 성능수준

구조물의 성능과 관련하여 국내의 한국시설안전공단에서 제시하는 내진성능은 KBC2009의 구조물의 중요도에 따라 다르게 제시하고 있으며, Table 1 과 같다. 구조물의 성능수준은 비구조물과 구조시스템의 성능의 조합으로 산정하게 되지만 본 논문에서는 구조시스템의 성능수준만을 평가하였다. FEMA356에서는 구조물의 층간변위비(%)에 따라 구조물의 성능수준 및 피해정도를 나타내고 있으며, 즉시거주(IO)일 경우는 0.5%, 인명안전(LS)은 1.5%, 붕괴방지(CP)는 2%로 나타내고 있으며 그에 따른 구조물 손상은 Table 2 와 같다. 현 연구에서는 이를 일단 기본으로 하였다.

2.2 비선형정적해석의 성능수준 평가방법

구조물의 피해정도를 산정하기 위해 구조물의 파괴거동까지 볼 수 있는 비선형정적해석인 Pushover 해석과 지진을 직접 입력하여 구조물을 성능을 파악하는 비선형동적해석인 시간이력해석법이 있다. 비선형정적해석은 비선형동적해석에 비해 쉽게 비선형거동을 파악할 수 있으며, 구조물의 파괴거동 또한 파악할 수 있다. 해석시간이 비선형동적해석에 비해 빠른 장점이 있다.

비선형정적해석방법의 절차는 해석구조물을 모델링 한 후 구조물의 고유치해석을 진행한다. 구조물의 고유치해석을 통해 역량스펙트럼법에만 적용할 유효질량계수와 변위계수법과 동일하게 적용할 참여계수를 산정한다. 산정한 후 국가코드에 의해 지정된 지진하중이나 기타 검증된 방법으로 지진하중을 적용하여 Pushover 해석을 수행하게 된다. 비선형정적해석의 결과는 ATC-40의 역량스펙트럼법과 변위계수법으로 해석을 하여 구조물의 성능점 혹은 목표변위를 산정한 후, 해당 성능점(성능점 혹은 목표변위) 일 때의 각부재들의 요구성능 수준을 파악하는 것이다. 본 논문에서는 성능

점에서의 부재의 성능수준을 비교하였다.

2.2.1 역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Method)

역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Method)은 A,B,C 절차 등 3가지가 있으며 해석법이 다양하여 산정한 성능점을 검증할 수 있다. 역량스펙트럼법에서는 Fig. 2와 같이 구조물의 밀면전단력 (V)과 최상층 지붕층변위 (δ_{roof})의 역량곡선(Capacity Curve)을 해당지반 5% 탄성응답스펙트럼으로 가정하였다. 이를 ADRS(Acceleration Displacement Response Spectra) 형식으로 변환하여 해석하였다. ADRS 형식은 스펙트럼 가속도 (S_a) - 스펙트럼 변위(S_d) 형식으로 전환하는 절차이다. ATC-40의 A,B,C 절차들은 유효감쇠비를 이용하여 등가의 감쇠를 통해 구조물의 성능점을 산정하는 방식으로, Fig. 3은 구조물의 이력거동을 이선형으로 가정하였지만 강도저하, 슬립, 핀칭 등에 의한 에너지 소산능력의 저하를 유효감쇠로 반영한 것이다. 여기서, E_D 는 감쇠에 의한 에너지 소산면적, 전체 이력면적은 $4(a_y d_\pi - d_y a_\pi)$, E_S 는 최대 변형 에너지로 $= \frac{a_\pi d_\pi}{2}$, β_0 는 전체 이력면

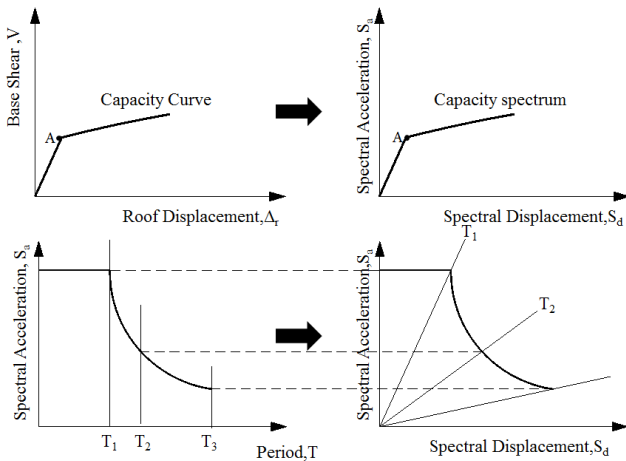


Fig. 2. Conversion to the ADRS format for applying the Capacity Spectrum Method (ATC-40)

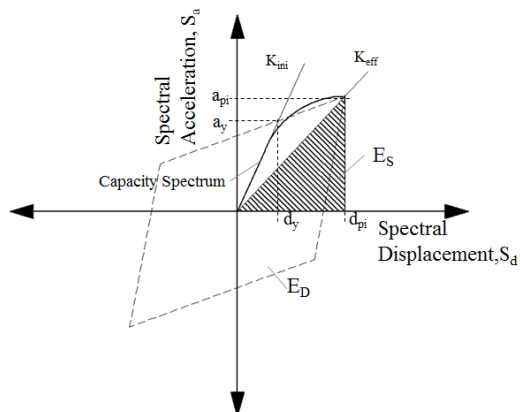


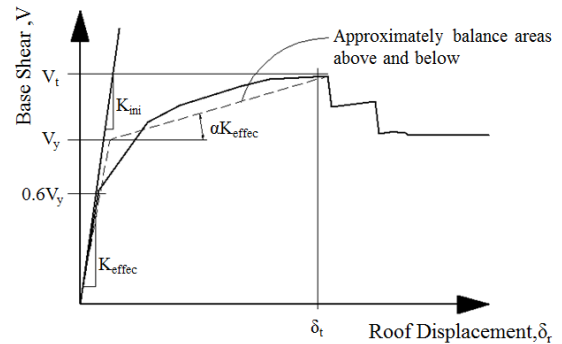
Fig. 3. Effective damping according to the structural behavior (ATC-40)

적과 연관된 등가 감쇠 $= \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S}$, K_{ini} 는 초기강성, K_{eff} 는 유효강성을 의미한다. 유효감쇠비를 이용하여 등가의 감쇠계수를 산정하고 응답스펙트럼에 적용하여 요구스펙트럼을 구한 뒤, 역량스펙트럼과 교차하는 점을 구조물의 성능점(Performance Point)으로 선정하였다.

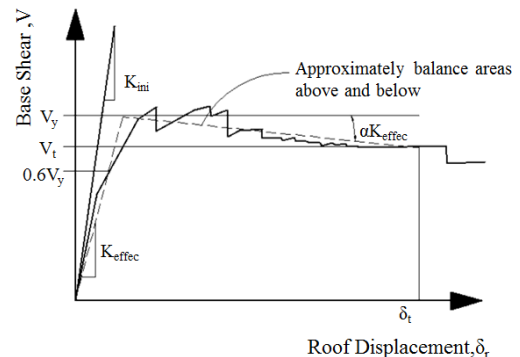
본 연구에서는 역량스펙트럼법과 변위계수법을 모두 사용하여 검증하여 보았다.

2.2.2 변위계수법(Displacement Coefficient Method)

변위계수법은 FEMA356에서 제시하는 방법으로 기존의 자료들을 통계치에 의한 경험론적인 수식을 사용하여 최대변위를 예측하는 방법이다. 변위계수법은 역량스펙트럼법과 같이 형식의 변환이 필요없어, Pushover 해석으로 나온 밀면전단력 (V)과 최상층 지붕층 변위(δ_{roof})의 역량곡선(Capacity Curve)만을 이용하여 산정하게 된다. 목표변위를 산정하기 수식에 적용되는 계수로, 구조물의 모드응답과 관련된 모드응답계수, 최대변위에 영향을 미치는 비탄성응답변위계수, 구조물의 반복이력에 관련한 반복이력거동계수, 항복 후 구조물의 거동과 관련한 거동계수 등의 보정계수가 사용된다. 이러한 보정계수를 이용하여 역량곡선을 Fig. 4와 같이 이선형으로 이상화하여 구조물의 목표변위를 산정하게 되며, 구조물의 목표변위는 한번에 찾게되는 경우도 있지만, 그렇지 않은 경우도 있어 여러 번의 시행착오를 통해 찾았다. Fig. 4의 (a)와 (b)는 목표변위를 산정함에 있어 이상화한 이선형 곡선이 '+'일 때와 '-'일 때의 차이를 나타낸 것이다.



(a) Positive post-yield slope of the Target Displacement



(b) Negative post-yield slope of the Target Displacement

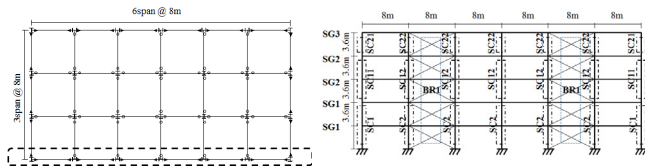
Fig. 4. Idealized curves of the bilinear for the Displacement Coefficient Method (FEMA356)

3. 내진성능평가 해석모델

본 논문에 사용된 해석구조물은 96년 건축법(AIK96)의 내진설계를 기준으로 MIDAS Gen을 이용하여 5층 주거용 철골모멘트 가새골조를 설계하였다. 한편 가새골조가 있는 모멘트저항골조에서는 가새골조가 횡력을 부담하고, 모멘트골조는 횡력을 부담하지 않도록 설계하는 개념이다. 즉 모멘트골조는 중력하중을 부담하도록 하여, 강접이든 반강접 등의 접합상세조건이 없어도 되는 개념의 설계이다. 본 연구에서는 가새골조가 횡력의 100%를 부담하여야 하는 여러 시리즈로 설계를 하였으나, 우선적으로 횡력의 75퍼센트를 가새골조가 받고 모멘트골조 또한 횡력의 25퍼센트를 받는 이중골조시스템의 개념이 도입되었다. 현 연구에서는 철골모멘트의 설계후, 강기둥-약보 조건을 적용하여 2차 설계를 수행하였다. 2차 설계 후 가새를 추가하여 지진하중에 대해 구조물이 저항하도록 설계하였다. 따라서 횡력을 받지 않아도 되는 가새면 이외의 모멘트골조도 강접합 및 부분접합의 개념을 도입하여 구조물의 내진안전성을 검토한 일부의 결과를 검토하고자 하였다.

3.1 해석모델의 일반사항

해석모델은 Fig. 5(a) 와 같이 스패간격은 가로 및 세로 모두 8 m로 가정하였고, 6x3스팬을 계획하였다. 구조물의 층고는 3.6 m로 모두 동일하게 설계하였으며, 평면의 외부프레임이 횡력에 저항하며, 내부 프레임은 중력하중에 저항하도록 하였다. 횡력에 저항하는 부재에 대한 평가를 위해 외부설계한 외부프레임 부재는 Table 3과 같으며, 2D로 구조물을 해석하였다. 해석구조물의 위치는 수도권에 위치하였으며, 5층 이상의 철골모멘트저항골조로 계획하였다. 해석구조물의 지반 상태는 암반까지의 거리는 60 m



(a) Structure plan (b) Structure elevation

Fig. 5. Plan and Elevation of the Analysis Model

Table 3. Model Properties

Member	Story	Location	Naming	Member Size
Column	1~2F	Exterior	SC1	H-388×402×15×15
		Interior	SC2	H-350×350×12×19
	3~4F	Exterior	SC11	H-350×350×12×19
		Interior	SC12	H-350×350×12×19
5F	Exterior	SC21	H-344×348×10×16	
	Interior	SC22	H-304×301×11×17	
Girder	1~2F	All	SG1	H-404×201×9×15
	3~4F	All	SG2	H-404×201×9×15
	5F	All	SG3	H-396×199×7×11
Braces	All	All	BR1	H-200×200×8×12

내로 단단한 모래나 자갈로 이루어진 것으로 가정하였다.

3.2 지반강성 입력

지반조건에 따른 구조물의 거동을 비교하기 위해 지반조건 모델링은 FEMA356에서 제시하는 방법으로 지반강성을 산정하였다. FEMA356에서는 지반조건 반영시 다음과 같은 가정사항을 제시하고 있다. 지반을 고려한 해석에서 지진으로 인한 기초지반의 지내력 손실은 민감하지 않으며, 지진에 의한 반복하중에 따라 강성과 강도가 크게 저하하지 않는다. 지반은 일반적으로 상당한 연성능력이 있는 것으로 가정하며 이러한 가정 사항을 근거로 기초의 능력을 평가하였다. 지진하중에 의해 계속된 반복하중으로 기초지반의 점진적인 침하가 발생할 수 있으나, 기초지반의 침하의 경우 대부분 미비하며, 기초 변형은 상대적으로 작다.

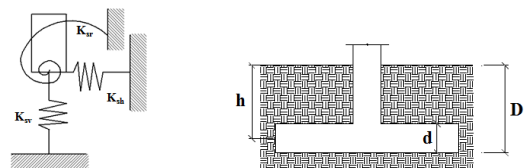
따라서 FEMA356에 따라 지반강성을 고려하기 위한 지반의 전단탄성계수(G)는 식 (1)과 같이 지반의 밀도(γ)와 전단파속도(v_s)를 이용하여 구할 수 있으며, 전단파 속도는 KBC2009에 제시된 지반조건별 전단파 속도범위 중 최소값을 적용하여 지반의 전단탄성계수를 Table 4와 같이 산정하였다.

$$G = \frac{\gamma v_s^2}{g} \quad (1)$$

지반조건을 반영한 기초강성을 산정하기 위해 해석구조물에 적용할 기초 크기는 구조물의 가장 불리한 하중조건에서의 지점반력을 이용하여 부재설계용 프로그램인 BeST Basic을 이용하여 기초크기를 결정하였다. 기초 크기는 2.5 m × 2.5 m × 0.5 m로 모든 지점에 동일하게 적용했으며, 기초의 묻힘깊이(D)는 동결심도를 고려하여 2 m로 가정하였다. FEMA356의 지반조건을 고려한 기초강성은 Fig. 6(a)과 같이 지반강성을 고려한 스프링모델을 제시하고 있으며(여기서, K_{sv} 는 수직강성, K_{sh} 는 수평강성, K_{sr} 은 회전강성), 기초의 강성은 기초표면강성을 산정 후 묻힘계수를 곱하

Table 4. Shear Modulus on the Site Classes

Site Class	Density(kN/m ³)	Shear Wave Velocity(m/s)	Shear Modulus (MPa)
SA type	20.58	1500	4722.11
SB type	20.58	760	1212.22
SC type	20.58	360	271.99
SD type	17.64	180	58.28
SE type	15.68	90	12.95



(a) Spring model of the foundation (b) Embedded foundation

Fig. 6. Foundation Model of the Soil stiffness(FEMA356)

Table 5. Foundation stiffness for site class

Site Class	Type	FEMA356		
		K_{sur}	β	βK_{sur}
S _A type	K_{sh} (N/mm)	3.194.E+07	2.33	7.443.E+07
	K_{sv} (N/mm)	3.963.E+07	1.38	5.467.E+07
	K_{sr} (N-mm)	5.312.E+13	2.01	1.069.E+14
S _B type	K_{sh} (N/mm)	8.200.E+06	2.33	1.911.E+07
	K_{sv} (N/mm)	1.017.E+07	1.38	1.403.E+07
	K_{sr} (N-mm)	1.364.E+13	2.01	2.744.E+13
S _C type	K_{sh} (N/mm)	1.840.E+06	2.33	4.287.E+06
	K_{sv} (N/mm)	2.283.E+06	1.38	3.149.E+06
	K_{sr} (N-mm)	3.060.E+12	2.01	6.158.E+12
S _D type	K_{sh} (N/mm)	3.943.E+05	2.33	9.187.E+05
	K_{sv} (N/mm)	4.892.E+05	1.38	6.748.E+05
	K_{sr} (N-mm)	6.557.E+11	2.01	1.320.E+12
S _E type	K_{sh} (N/mm)	8.762.E+04	2.33	2.041.E+05
	K_{sv} (N/mm)	1.087.E+05	1.38	1.499.E+05
	K_{sr} (N-mm)	1.457.E+11	2.01	2.932.E+11

여 산정하게 된다. Fig. 6(b)는 문힘계수를 산정하기 위해 필요한 치수로, 기초 깊이, 기초두께, 지반으로부터 기초두께 중심까지의 길이 등이 필요하다.

글로벌 X, Y, Z축에 대한 기초표면강성은 다음 식 (2)부터 (4)를 이용하여 산정할 수 있다. $K_{x,sur}$ 는 X축 방향의 기초표면강성, $K_{z,sur}$ 는 Z축 방향의 기초표면강성, $K_{yy,sur}$ 는 Y축의 고정기초표면강성을 의미한다.

$$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-v} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.12 \right] \quad (2)$$

$$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-v} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right] \quad (3)$$

$$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-v} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right] \quad (4)$$

여기서, B, L 은 기초의 x축y축 길이, d 는 기초의 두께, h 는 지표면에서 기초 중심두께까지의 거리, D 는 기초문힌 깊이, v 는 흙의 포아송비를 나타낸다.

각 축에 대한 기초표면 강성 산정 후 다음 식을 이용하여 문힘보정계수를 산정한다. 다음 식 (5)에서 (7)은 문힘보정계수를 구하는 식이며, β_x 는 x축 방향의 문힘보정계수, β_z 는 z축 방향의 문힘보정계수, β_{yy} 는 y축 회전방향의 문힘보정계수를 의미한다.

$$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \times \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)^{0.4}}{BL^2} \right) \right] \quad (5)$$

$$\beta_z = \left(1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right) \times \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right] \quad (6)$$

$$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \times \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right] \quad (7)$$

위의 식을 적용하여 지반조건에 따라 암반지반에 해당하는 S_A type 지반으로부터 연약지반에 해당하는 S_E type 지반까지 Table 5는 지반조건을 반영한 스프링 모델의 기초강성을 나타낸다.

3.3 반강접 접합부 설계

국내 철골구조물설계의 접합부는 해석과 설계의 편리성을 위해 강접합과 핀접합을 주로 사용한다. 강접합 형식의 예는 브라켓을 이용한 접합부이며, 핀접합은 거셋타입을 이용해서 사용할 수 있다. 하지만 강접합의 경우 하중전달의 연속성이나 공장생산을 통해 품질향상이 우수하나, 브라켓 등에 의한 운반 제한과 용접을 사용할 때 열에 의한 변형 등의 문제가 발생한다(DY Kim et al, 2001). 시공상 문제와 구조적 효율성을 위해 반강접 접합부 연구가 국내외 많이 진행되어 왔었다. 반강접 접합부를 해석모델링에 고려한 성능평가를 해보는 것은 의미 있는 일이나 현재 다양한 접합부가 제시되어 있지 않기 때문에 다양한 접합부의 제시는 개선해 나갈 필요가 있다.

반강접모델은 Fig. 7의 Chen et al(1996)에서 다양한 모델들을 제시하고 있으며, Fig. 8은 접합부별 성능을 제시하고 있다. 본 해석모델에서는 FEMA356의 Top and Bottom Clip Angle을 적용하였으며, 이는 Fig. 7(d)의 Top and seat angles with double web angle 와 같은 방식이다.

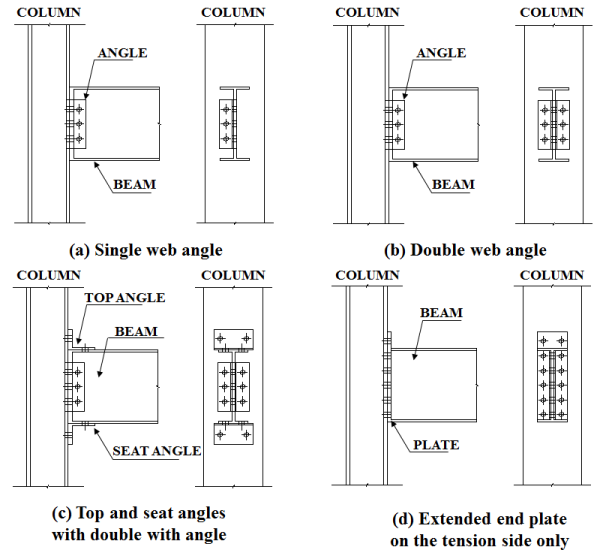


Fig. 7. Semi-rigid connection Model of the Beam-Column

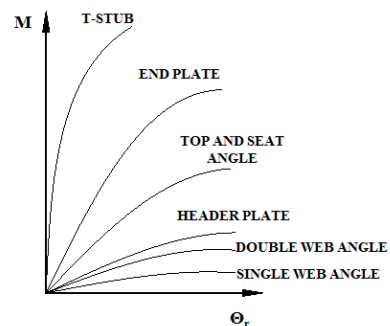


Fig. 8. Semi-rigid connection model for Performance

3.3.1 반강접합부 적용

Fig. 9는 접합부의 모멘트-회전각을 Beam-Line을 이용하여 설계한 것을 나타낸 것이다. 보의 양단이 완전 고정(Fixed)된 상태일 때의 단부모멘트(M_F)와 단순보일 때의 처짐각(θ_{bo})을 연결한 직선과 반강접합부의 비선형 모멘트-회전각곡선에 의해 생기는 교차점이 반강접합부의 회전강성(R_{ki})이 된다. 횡지지골조와 비횡지지 골조에 따라서 회전강성을 산정하게 되는데, 횡지지골조의 초기회전강성을 R_{ki} , 비횡지지골조의 수정된 회전강성을 R_{ko} , 구조물의 보 단부에 발생하는 실제 모멘트를 반영한 비횡지지골조의 회전강인 R_{kb} 로 나누게 된다.

접합부 휨모멘트는 구속정도에 따라 분류하며, 구속정도가 90%이상이면 FR(fully restrained) type1, 구속정도가 20% 이하이면 PR(partially restrain) type2, FR과 PR의 사이는 PR type3 인 반강접으로 본 연구에서는 분류하였다. 접합부의 회전강성은 보의 강성과 상대강성의 상관관계(R_s)를 통해 도출할 수 있으며, 해석모델의 보의 단부모멘트(M_F)를 이용하여 접합부의 모멘트(M_c)와 회전각(θ_c)을 산정할 수 있다. 본 해석구조물은 가장 불리한 하중조건일 때를 이용하여 보의 단부 모멘트를 산정하였으며, 보와 접합부 강성의 상관관계를 이용하여 접합부의 회전강성과 모멘트를 산정하여 Table 6과 같이 나타내었다.

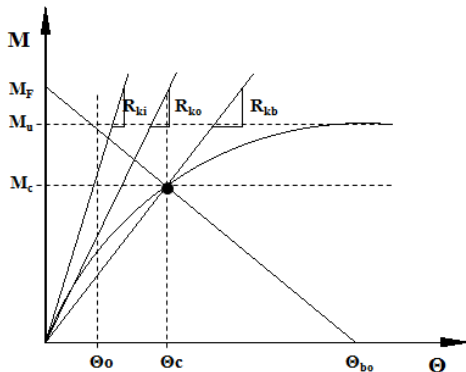


Fig. 9. Semi-rigid connection rotation stiffness

Table 6. Semi rigid connection design example

Rs	R_{kb} (N·mm/rad)	EI_c/L (N/mm)	M_c/M_F	M_c (N·mm)	θ_c (rad)
0.5	3.52.E+09	7.05.E+09	0.20	5.59E+07	1.59E-02
1	7.05.E+09	7.05.E+09	0.33	9.31E+07	1.32E-02
1.5	1.06.E+10	7.05.E+09	0.43	1.20E+08	1.13E-02
2	1.41.E+10	7.05.E+09	0.50	1.40E+08	9.91E-03
2.5	1.76.E+10	7.05.E+09	0.56	1.55E+08	8.81E-03
3	2.11.E+10	7.05.E+09	0.60	1.68E+08	7.93E-03
3.5	2.47.E+10	7.05.E+09	0.64	1.78E+08	7.21E-03
4	2.82.E+10	7.05.E+09	0.67	1.86E+08	6.61E-03
4.5	3.17.E+10	7.05.E+09	0.69	1.93E+08	6.10E-03
5	3.52.E+10	7.05.E+09	0.71	2.00E+08	5.66E-03
18	1.27.E+11	7.05.E+09	0.90	2.51E+08	1.98E-03

Table 7. Member criteria

Component	Deformation Controlled Action	Force Controlled Action
Moment Frames - Girder - Column - Connection	Moment Moment Moment	Shear Axial and Shear Shear
Shear Wall	Moment and Shear	Axial
Braced Frames - Braces - Girder - Column - Shear Link	Axial - - Shear	- Axial Axial Axial and Moment
Connection	All Load	All Load

*All Load : Axial + Shear + Moment

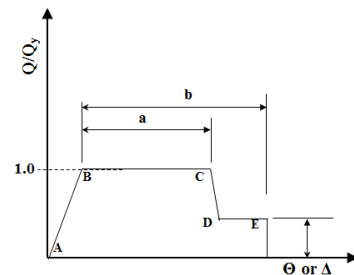


Fig. 10. Plastic hinge Model(FEMA356)

3.4 부재거동분류

모든 부재는 거동에 따라 변형지배거동과 하중지배거동으로 분류하여 부재의 소성힌지모델링을 실시하였다. 부재의 소성힌지모델링에 따라 구조물의 전체적인 거동이 달라지므로, 부재를 분류하는 것은 중요한 작업이다. Table 7은 부재분류 조건을 나타낸 것이다. Fig. 10은 부재의 소성힌지 모델링을 나타낸 것이며, 소성힌지모델링에 적용될 a, b, c는 각 부재 조건에 따라 다르게 적용된다. 소성힌지 모델링에 적용될 값들은 한국시설안전공단과 FEMA356 및 ASCE 41에서 제시하고 있는 값을 Table 8과 같이 사용하였다. 이 모델링패러미터를 범용프로그램인 Perform 3D에 입력할 때는 보의 경우, 콤팩트단면과 비콤팩트단면을 입력하도록 되어 있다. 또한 부재의 정확한 단면의 성능을 입력하고, 항복 및 소성모멘트값을 입력하면 되기 때문에 이에 대한 그래프는 별도로 필요하지 제시하지 않았다. ASCE 41-13에 이에 대한 모델패러미터가 더 상세히 제시되어 있어, 반강접을 포함하여 모든 비선형동적해석에 ASCE 41-13 모델링값을 적용하였다. 기둥부재의 경우 축력비에 따라서 하중지배거동과 변형지배거동으로 분류하였고, 변형지배거동부재로 분류되면 m계수를 적용하여 성능을 판정하였다.

3.5 비선형동적해석

90년도 중반에 설계(개정이전 내진설계)한 것으로 가정한 해석모델의 내진성능을 평가하기 위해 KBC2009의 지반조건 중 가장 유사한 지반조건을 적용하여 평가하고자 하였다. 개정이전 내진설계에서의 지반상태는

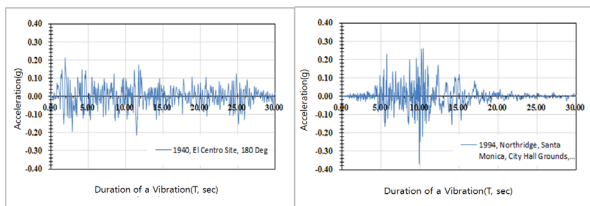
Table 8. Steel Structure Modeling Parameters(FEMA356)

Component	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic rotation (rad.)		Residual strength ratio c	IO	Principal member	
	a	b			LS	CP
Moment Frames						
Girder	Compact section	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$6\theta_y$
	Non Compact section	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$
Column ① ($P/PCL < 0.2$)	Compact section	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$6\theta_y$
	Non Compact section	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$
Column ② ($0.2 < P/PCL < 0.5$)	Compact section	$11k_p\theta_y$	$17k_p\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$8k_p\theta_y$
	Non Compact section	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$0.5\theta_y$
Column ($0.5 < P/PCL$)	Force Controlled Action					
Braces in Compression						
H Shape, I Shape	$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$5\Delta_c$	
Top and bottom Clip angle Connection						
Flexural failure of angle	0.042	0.084	0.2	0.010	0.025	

* $k_p = 1 - 1.7P/P_y$

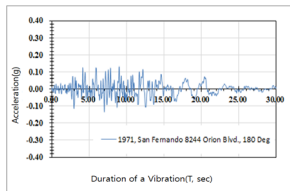
* Δ_c : Axial deformation at expected buckling load

* Δ_T : Axial deformation at expected tensile yielding load



(a) EQ 1. Elcentro

(b) EQ 2. Northridge



(c) EQ 3. San Fernando

Fig. 11. Earthquake data

압반위의 매우 단단한 모래 자갈 또는 점토에 해당하는 것으로 가정하였으며, 이는 Sc type의 매우 조밀한 토사 지반 또는 연암지반과 매우 유사하여 Sc type을 기준으로 성능점 및 목표변위를 산정하였다. 비선형동적해석은 지진기록의 특성에 따라 구조물의 거동의 영향을 미치기 때문에 FEMA356 나 KBC2009에서는 3개이상의 지진기록을 사용하도록 제시하고 있다.

Table 9. Using the analysis earthquake data

Earthquake No.	Earthquake	Peak Acceleration (A/g)	3step PGA		
			0.2g	0.3g	0.4g
EQ1	1940, El Centro Site, 180 Deg.	0.214	0.93	1.40	1.87
EQ2	1994, Northridge, Santa Monica, City Hall Grounds, 0 Deg.	0.370	0.54	0.81	1.08
EQ3	1971, San Fernando 8244 Orion Blvd., 180 Deg.	0.134	1.49	2.24	2.98

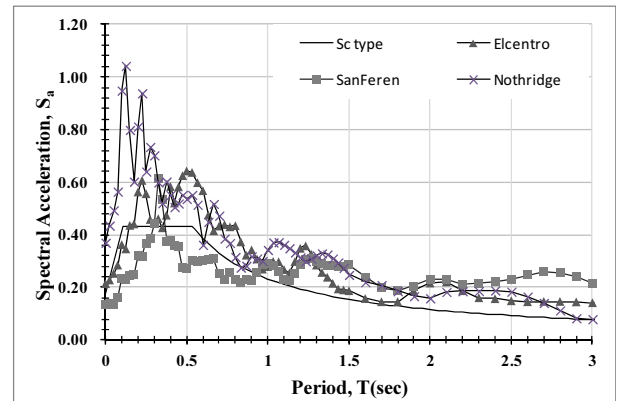


Fig. 12. Compare Design Spectrum with 5% Damping Response Spectrum

국내의 경우 중·약진지역에 해당하므로, 설계스펙트럼과 유사한 El Centro, Northridge, San Fenando 등 3개의 지진을 선택하였다. Fig. 11 은 Elcentro, Northridge, San Fenando 의 지진 가속도를 나타낸 것이며, Table 9는 최대가속도가 0.2 g, 0.3 g, 0.4 g 가 되도록 조절한 지진동을 연구에 사용하였다. 스케일을 조절하기 전 Sc type 일 때의 설계스펙트럼과 지진데이터들의 응답스펙트럼은 Fig. 12에 나타내었다.

4. 해석결과 및 분석

각 지반조건과 보-기둥 접합부를 반강접으로 적용한 모델을 갖고 비선형 해석을 수행하였고 이를 통해 구조물의 성능수준을 비교하였다. 비선형 정적해석에서는 성능점과 목표변위를 산정하여 구조물의 변위로 구조물의 성능을 비교하였으며, 비선형동적해석은 각 지진운동에 따라 산정한 최대 층간변위비(%)에 따라 구조물의 성능수준을 ASCE 41의 가이드라인에 따라서 비교하였다. 성능수준은 내진설계된 경우와 내진설계되지 않은 경우에 대해서 각각 구분되어 있으며, 본 연구에서는 내진설계된 철골모멘트저항골조의 경우 IO는 0.7, LS는 2.5, CP는 5.0을 한계층간변위를 설정하였다. 하중조건은 계수고정하중, 계수재하중, 및 계수지진하중을 포함하여 해석에 반영하였다.

4.1 지반조건에 따른 강접 및 반강접접합부 모델의 성능점

4.1.1 비선형정적해석결과

Fig 13(a), (c)는 역량스펙트럼법으로 산정한 성능점을 나타내며, Fig 13(b), (d)는 변위계수법으로 산정한 목표변위를 나타낸 것이다. 보-기둥 접합부가 강접인 것은 Fig. 13의 (a), (b)이며, 반강접을 적용한 것은 (c), (d)이다. 역량스펙트럼의 성능점은 스펙트럼값이므로, 이를 실제 지붕층 변위로 변환하여 Table 10과 같이 나타내어 목표변위와 비교하였다.

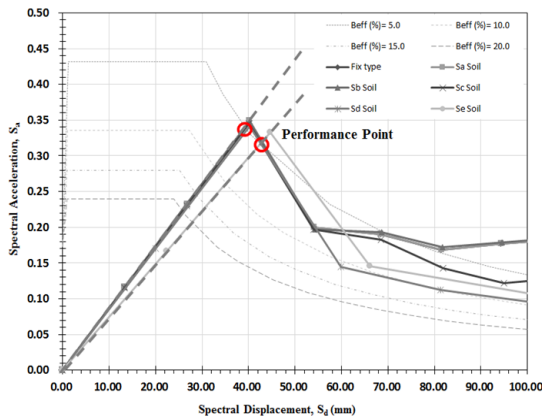
비교 결과 보-기둥 접합부가 강접인 경우, S_A부터 S_C지반 조건의 성능점은 약 52 mm로 매우 유사한 것으로 나타났으며, 연약지반인 S_E지반일 때는 약 56 mm로 변위가 증가하는 것으로 나타났다.

보-기둥 접합부가 반강접인 경우, S_A부터 S_C지반 조건의 성능점은 약 54 mm로 매우 유사하였으며, S_E지반일 때는 약 58 mm로 변위가 증가하는 것으로 나타났다.

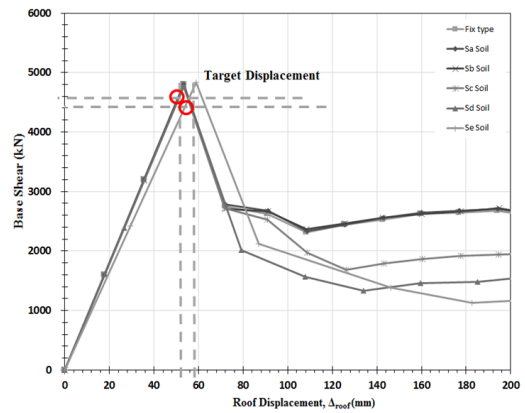
본 해석구조물의 경우 가새로 인한 구조물의 강성이 지배적으로 나타나, 성능점이 초기강성에 형성되었기 때문에 성능점의 좌표는 크게 다르지 않는 것으로 나타났다. 하지만 접합부의 강성에 의해 구조물의 거동이 달라지므로, 성능점이 형성되는 것에는 차이가 나타났다. 아래의 Fig. 13에서 나타난 것처럼 가새거동이 나타나는 이유는, 가새골조가 모든 횡력을 지지하지 않도록 가정한 설계조건으로 인해서 가새거동이 나타나는 것으로 풀이된다.

Table 10. Nonlinear static analysis result with soil conditions

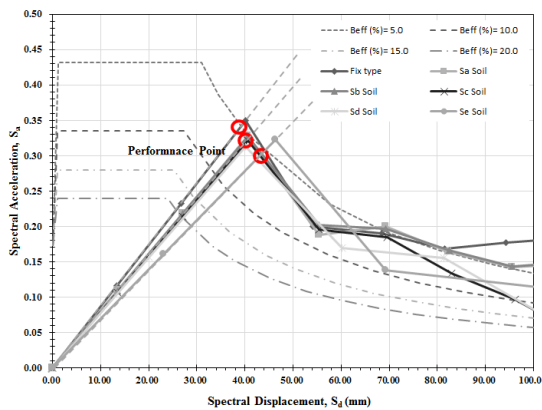
Site Classes	Displacement type	Capacity Spectrum Method		Displacement Coefficient Method	
		Procedure A(mm)		Target displacement(mm)	
		Rigid Model	Semi-rigid Model	Rigid Model	Semi-rigid Model
S _A Type	Spectrum displacement, S _d	39.24	40.63	-	-
	Roof displacement Δ _{roof}	52.11	54.12	51.98	54.17
S _B Type	Spectrum displacement, S _d	39.16	40.19	-	-
	Roof displacement Δ _{roof}	52.01	53.48	52.06	54.19
S _C Type	Spectrum displacement, S _d	39.32	40.56	-	-
	Roof displacement Δ _{roof}	52.18	54.03	52.09	54.31
S _D Type	Spectrum displacement, S _d	39.43	40.20	-	-
	Roof displacement Δ _{roof}	52.28	53.51	52.74	54.88
S _E Type	Spectrum displacement, S _d	42.81	44.03	-	-
	Roof displacement Δ _{roof}	56.29	58.18	54.95	57.14
S _E - S _A	Δ	4.18	4.06	2.97	2.97
average		4.12		2.97	



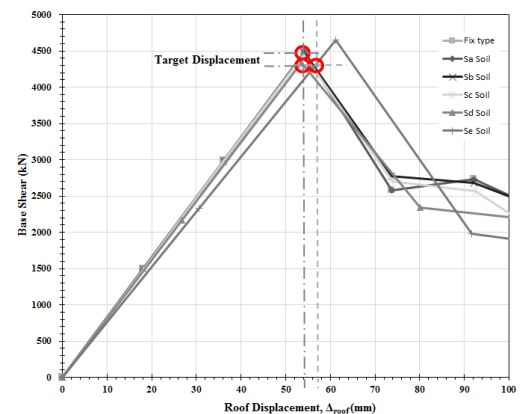
(a) Procedure A(Rigid Connection)



(b) Target Displacement(Rigid Connection)



(c) Procedure A(Semi-Rigid)



(d) Target Displacement(Semi-Rigid)

Fig. 13. Nonlinear static analysis Result

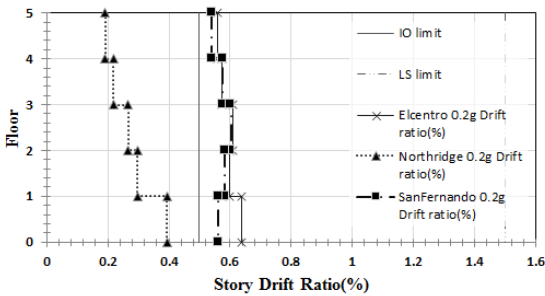
한편, 구조물의 보-기둥 접합부에 상관없이 지반 조건에 따라 구조물의 항복 후 거동이 암반지반에서 연약지반으로 갈수록 내력이 떨어지는 것을 확인 할 수 있었다. 보-기둥 접합부가 강접일 때, 지반조건을 고정단으로 한 경우는, S_A, S_B 지반에서는 항복후 가장 최저내력이 2400 kN 이었지만, S_C 지반에서는 1790 kN, S_D 지반에서는 1330 kN, 1120 kN으로 감소하는 것을 확인 할 수 있었다.

반강접일 때는 S_A, S_B 에서는 1968 kN 이었지만 나머지 지반은 500kN 으로 떨어져 지반 조건뿐만 아니라 보-기둥 접합부 조건에 따라서 내력이 달라지는 것을 확인 할 수 있었다.

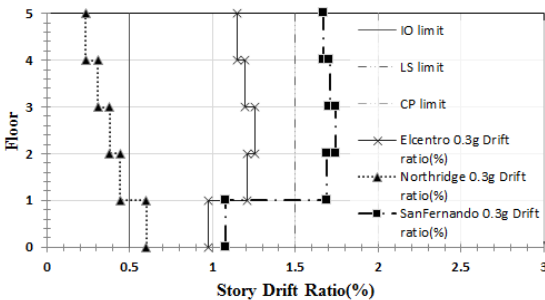
4.1.2 비선형동적해석결과

각 지반조건별로 강접해석모델과 반강접해석모델에 대해 비선형 동적 해석을 수행하였다. 반강접 모델의 경우 지반조건 S_E 에 대해서 PGA 0.4g 를 이용한 층간변위를 Fig. 14에 나타냈다. 이 결과들의 종합적인 값은 Table 11과 Table 12에 정리하였다.

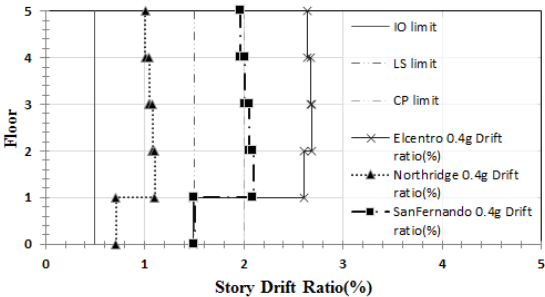
강접합 성능기반 해석 모델의 경우 지반조건에 따라 3개의 지반운동을 적용하여 비선형 동적해석을 수행한 결과로서 최대층간변위비(%)를



(a) Story drift(%) of the Ground motion 0.2 g



(b) Story drift(%) of the Ground motion 0.3 g



(c) Story drift(%) of the Ground motion 0.4 g

Fig. 14. Story Drift Ratio for Semi Rigid Model with Soil Type S_E

Table 11에 나타냈다. 지반의 조건에서 암반의 경우에 해당하는 S_A 지반부터 S_C 지반 까지는 유사한 층간변위비(%)가 나타났지만, 연약지반인 S_E 지반 조건에서는 최대층간변위비(%)가 가장 크게 발생하는 것을 확인 할 수 있었다. 반강접합 성능기반 해석 모델의 경우, 지반조건에 따라 발생한 최대층간변위비(%)는 Table 12에 나타냈다. FEMA356에서 제시한 층간변위비(%)에 따라 구조물의 성능수준을 분류하였을 때, 본 해석구조물의 경우 주거용 구조물로 본다면, 인명안전 이상의 성능수준인 1.5% 이내의 층간변위의 성능을 발휘하여야 하지만, 지반에 따라 인명안전(LS)성능의 최대층간변위비인 1.5%를 넘거나, 심한 경우에는 붕괴방지(CP)의 성능수준을 초과하는 경우도 나타났다.

보-기둥 접합부가 강접인 경우, S_A 지반부터 S_C 지반 까지는 0.2 g, 0.3 g, 0.4 g 까지 모든 지반운동에 대해 최대 층간변위비가 1.37%로, 1.5% 이내의 층간변위비가 발생하였다. 하지만 연약지반인 S_E 지반에서는 가속도

Table 11. Nonlinear Dynamic Analysis for Rigid Model with Soil Conditions

Beam-Column Connection Rigid								
Earthquake data	PGA	Maximum drift ratio(%)						(a)/(f) (%)
		Fixed type (a)	S_A type (b)	S_B type (c)	S_C type (d)	S_D type (e)	S_E type (f)	
El Centro	0.2g	0.39	0.39	0.39	0.39	0.46	0.67	1.73
Northridge		0.35	0.35	0.35	0.34	0.33	0.36	1.05
San Fernando		0.52	0.52	0.52	0.50	0.47	0.53	1.02
El Centro	0.3g	1.18	1.17	1.17	1.17	1.16	1.75	1.49
Northridge		0.58	0.58	0.57	0.57	0.51	0.54	0.92
San Fernando		0.60	0.64	0.62	0.44	1.10	1.49	2.50
El Centro	0.4g	1.48	1.48	1.47	1.48	1.10	1.75	1.19
Northridge		0.71	0.71	0.71	0.71	0.73	0.79	1.12
San Fernando		1.36	1.37	1.34	1.37	1.43	1.82	1.34

Table 12. Nonlinear Dynamic Analysis for Semi-Rigid Model with Soil Conditions

Beam-Column Connection Semi-Rigid								
Earthquake data	PGA	Maximum drift ratio(%)						(a)/(f) (%)
		Fixed type (a)	S_A type (b)	S_B type (c)	S_C type (d)	S_D type (e)	S_E type (f)	
El Centro	0.2 g	0.736	0.745	0.736	0.747	0.749	0.639	0.87
Northridge		0.303	0.338	0.338	0.336	0.327	0.394	1.30
San Fernando		0.385	0.385	0.386	0.389	0.404	0.603	1.57
El Centro	0.3 g	0.904	0.894	0.894	0.880	0.802	1.253	1.39
Northridge		0.519	0.511	0.514	0.510	0.430	0.602	1.16
San Fernando		1.679	1.992	1.709	2.025	1.738	1.744	1.04
El Centro	0.4 g	0.877	0.861	0.785	0.904	0.714	2.682	3.06
Northridge		1.144	1.146	1.142	0.823	1.180	1.102	0.96
San Fernando		2.005	2.009	2.031	2.014	2.036	2.097	1.05

가 0.2 g 일 때는 최대층간변위비가 0.67%로 인명안전 수준을 만족 하였지만, 0.3 g 일 때는 최대 1.75%, 0.4 g 일 때는 최대 1.82%로 구조물의 허용 수준을 초과하는 것으로 나타났다. 보-기둥 접합부가 반강접의 경우 0.2 g 의 지반운동에 대해 최대층간변위비가 0.67%로 인명안전(LS)에 해당하는 성능을 나타냈지만, 0.3 g 일 때는 최대층간변위비가 1.74%로 인명안전을 초과하였으며, 0.4 g 일 때는 2.10%로 인명안전(LS)을 초과하는 붕괴방지 (CP)수준이 나타나기도 하였다. 상기의 내용을 살펴볼 때 강접합과 반강접합 조건인 모멘트골조의 접합부특성이 다양한 지진하중의 특성에 따라서 성능수준이 달라질 수 있음을 확인하였다. 일반적으로는 강접합에서 반강 접합 조건으로 갈 때 전반적인 변위 성능은 더 크게 나왔으나, 이는 지진하 중의 최대지반가속도, 주기빈도수, 장주기효과 및 지반강성의 영향에 따라 서 달라질 수도 있다. 따라서 이 결과는 본 연구에 한정하여야 할 것으로 판 단되며, 향후 더 많은 지진파를 이용한 층간변위특성을 파악해야 한다고 생 각된다.

5. 결론

기존건물에 대해서 내진성능평가 기법을 적용해보기 위해서 AIK-96 내진설계기준으로 설계한 5층의 주거용 철골모멘트가새골조를 설계하였 으며, 비선형해석프로그램인 Perform 3D를 이용하여 지반 조건별 구조물 의 내진거동을 비교하였다. 또한 완전가새모멘트저항골조의 설계가 아닌 이중골조의 개념이 도입된 가새모멘트저항골조를 대상으로 하였다. 접합 부의 강성은 보의 강성에 대한 접합부의 강성이 0.5가 되는 경우를 가정하 였는데, 이는 상대강성비 2에 해당한다. 따라서 아래의 결론은 보의 상대강 성의 변화 및 가새골조가 완전히 횡력을 지지하지 않도록 한 설계의 조건으 로 인해 가새거동에 의해서 목표성능이 정해진 점을 고려해야 한다고 판단 된다. 지반 조건별 비선형정적해석의 결과는 성능점의 변위로 비교하였으 며, 비선형동적해석의 경우 지반운동에 의한 최대층간변위비(%)로 성능수 준으로 비교하였다. 해석결과 다음과 같은 결론을 유추할 수 있었다.

- 1) 지반조건을 반영한 기초강성을 산정하여 모델링을 해석한 결과 비선형 정적해석의 경우 암반지반에 해당하는 S_A 지반 부터 S_C 지반까지의 성능 점은 유사하게 나타났으나, 연약지반인 S_E 지반에서는 변위가 증가하는 것으로 나타났다. 역량스펙트럼법 에 대해 강접해석모델의 경우 암반지 반에서 연약지반의 최상층 변위(mm)는 52.11에서 56.29로 증가하였 다. 반강접해석모델의 경우 최상층 변위(mm)는 54.12에서 58.18로 증 가하였다. 이는 약 4.12 mm가 증가한 값이었고, 변위계수법에서도 변 위는 2.96이 증가함으로써 비슷한 경향의 패턴을 나타냈다.
- 2) 보-기둥 접합부에 따라 구조물의 성능점 차이가 나타났으며, 접합부가 강접일 때와 반강접일 때를 비교하면, 접합부의 강성이 줄어들수록 성 능점의 변위가 증가하는 것으로 나타났다. 강접에서 반강접해석모델로 변할 때 최상층변위는(mm)는 역량스펙트럼의 경우 56.29에서 58.18 로 증가하였고 변위계수법을 사용한 경우에도 54.95에서 57.14 증가 하였다. 이는 본 연구의 연구조건에 한하여 모든 지반조건의 경우 다 비 슷하게 나타났다.
- 3) 보-기둥 접합이 강접일 때, 구조물의 최대층간변위는 0.2 g, 0.3 g, 0.4 g

에 대해서 연약지반인 S_E 지반을 제외하고 모두 거주용으로 가정하였을 때의 허용최대층간변위비인 1.5%이내를 만족하였다. 지점을 암반으로 가정하였을 때 최대지반가속도(PGA)가 0.2 g에서 0.4 g로 갈수록 최 대층간변위비(%)가 0.52에서 1.36으로 나타났다. 반면 반강접은 0.76 에서 2.0으로 나타나는 등 보-기둥 접합부의 강성에 따라서 접합부의 강성이 클수록 최대층간변위비는 감소하는 것으로 나타났다. 따라서 내 진성능의 평가에 있어서 접합부의 강성이 중요한 역할을 하고 있음을 알 수 있었다.

- 4) 보-기둥 접합이 강접일 때는 지반조건과 상관없이 대부분 인명안전을 만족하는 층간변위비를 만족하였지만, 반강접일 때 구조물의 최대층간 변위비는 0.2 g 일 때는 모두 만족하는 결과를 얻을 수 있었지만, 0.3 g 에서부터는 모든 지반조건에 대해 1.5%인 인명안전을 초과하였고, 0.4 g에서는 붕괴방지에 해당하는 최대층간변위비 2%가 발생하는 것으로 나타났다.

/ 연구의 한계 /

본 연구는 접합부상대강성비가 2에 해당되는 값으로서의 반강접합에 해당한다. 따라서 접합부와 보의 상대강성비가 단순접합부로부터 완전고 정으로 변함에 따라서 그 거동특성은 변할 수 있다고 판단된다. 또한 지반의 조건은 있는 그대로 범용프로그램에 입력하여 비교적 정확한 목표변위를 예측해야 한다고 판단된다. 본 연구는 특정지반으로 구조물을 해석해야 한 다는 연구도출을 하기 위한 것은 아니고, 그 층간변위 특성을 파악하고자 한 연구로서 제한하고자 한다.

/ 감사의 글 /

본 연구는 한국연구재단에서 지원하는 일반연구자지원사업(NRF-2013R1A1A2013061)의 지원으로 수행되었습니다. 또한 이 연구는 국토 교통부 건설교통기술촉진연구사업의 연구비 지원(12첨단도시 D06)에 의 해 수행되었습니다. 이에 감사드립니다.

/ REFERENCES /

1. Yoo YJ, China, Sichuan earthquake damage into industry trends and recovery projects, Korea Trade-Investment Promotion Agency, c2008.
2. Lee J, Park NS, Macroscopic analysis of the tsunami and evacuation behavior: Japan Tohoku Region Earthquake Case Study 3.11, Transportation Technology and Policy 2013 Feb;10(1):46-52.
3. American Society of Civil Engineering, 2013, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, ASCE441-13, Standards ASCE/SEI 1-13.
4. KMA, Since 2000-2013, the Korea earthquake records, Available from: <http://www.kma.go.kr/weather/earthquake/domestictrend.jsp>
5. Kim YS, Structure-Soil Interaction and Seismic Analysis, Goomibook, c2010.

6. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korea Building Code, c1996.
7. KISTEC, Existing facilities (buildings) Seismic Performance Tips, 2013.
8. FEMA356-2000, Prestandard and commentary of the seismic rehabilitation of buildings, ASCE, November 2000, Washington D.C.
9. CALIFORNIA SEISMIC SAFETY COMMISSION, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings Volume1, ATC 1996.
10. Kim TW, Eun HC, Min GH, Effect of Strong Column-Weak Beam Consideration to Behavior of Moment Frames In most seismic design codes, strong column and weak beam, EESK, Earthquake Eng. c2009.
11. Nam WH, Song JG, Evaluation of displacement response of Multi-Span bridges using displacement coefficient method . KSCE J, Civil Engineering, 2007 May;27(3): 367-384.
12. MidasGen, Steel Buildings Structural Analysis and Design apply KBC2009. Available from: www.midasit.com
13. BeST Basic, Foundation design. Available from: <http://www.bestuser.com/xel/>
14. Kim DY, Kim JY, Kim SD, A study on the application of semi-rigid connections for steel structures in Korea, KSSC J, korean society of steel construction, 2001 December;13(4):71-81.
15. Chen WF, Goto Yoshiaki, Liew J.Y, Richard, Stability design of semi-rigid frames, 1995, Wiley-Interscience, c1995.
16. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korea Building Code, c1996, c2009.
17. COMPUTER & STRUCTURES INC, PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures USER GUIDE, CSI, c2006.
18. Kim HJ, Kim SM, Special Issue : Basic concepts and procedure of performance-based design of steel structures, J. of KSSC, 2013 August;25(4):7-12.