

국내 저층 철골 모멘트골조의 내진설계

Seismic Design of Low-rise Steel Moment Frames in Korea

김태완¹⁾

Kim, Tae Wan

국문 요약 >> 현재 국내 철골 모멘트골조 접합부는 대부분 공장제작으로 품질관리가 잘 이루어져 연성능력이 상당한 수준이다. 문헌에 의하면 국내 접합부는 미국 철강협회에서 철골 중간모멘트골조에 대해 제시한 성능 기준을 충분히 만족하고 있다. 그런데 이전 설계기준인 KBC2005에서는 철골모멘트골조에 연성모멘트골조 하나만을 제공하였으나 현 KBC2009 기준은 보통, 중간, 특수모멘트골조로 다양하게 제공하고 있다. 여기서 국내 접합부 형식을 그대로 사용했을 때 어떤 시스템이 적합한지 조사할 필요성이 있다. 따라서 본 연구에서는 KBC2005의 연성모멘트골조와 KBC2009의 중간모멘트골조의 거동을 비교하여 국내에 적합한 설계 방법을 찾고자 하였다. 연구 결과 기존 연성모멘트골조의 설계 계수를 따르더라도 성능목표를 충분히 만족하는 것으로 나타났다.

주요어 한국, 접합부, 철골조, 중간모멘트골조, 내진설계

ABSTRACT >> The connection type of steel moment frames in the country is mostly fabricated in factories so that it is fairly ductile due to good quality control. Based on references, the domestic connection satisfies the performance limit for steel intermediate moment frames specified by the AISC. However, the current KBC2009 building code specifies various systems for steel moment frames such as ordinary, intermediate, and special moment frames while the former KBC2005 only did so for a ductile moment frame. This induces the necessity of investigating which system is appropriate in the country when the domestic connection is applied. Therefore, this study was aimed at finding a proper design method by comparing the ductile moment frame in KBC2005 and the intermediate moment frames in KBC2009. The results showed that seismic design parameters for the ductile moment frames can be reasonable for satisfying the performance objective.

Key words Korea, Connection, Steel structure, Intermediate moment frame, Seismic design

1. 서론

국내 내진설계 기준은 1988년에 처음 제정된 이후 AIK2000⁽¹⁾, KBC2005⁽²⁾를 거쳐 현재 KBC2009⁽³⁾가 사용되고 있다. AIK2000에서 KBC2005로 전환될 때 가장 큰 변화는 지진위험도가 500년 재현주기에서 2400년 재현주기로 높아졌다는 것이다. 현 KBC2009의 지진위험도는 KBC2005와 같은 2400년이다. KBC2005에서 KBC2009로 바뀔 때 가장 중요한 변화중의 하나는 지진력저항시스템의 종류가 대폭 증가한 점이다. KBC2005에서는 20가지였으나 KBC2009에서는 55가지로 제공되고 있다. 특히 각 구

조형식별로 특수상세를 가지는 시스템이 도입되어 설계자는 KBC2005에 비해 보다 다양한 선택을 할 수 있게 되었다. 철골구조 및 철근콘크리트구조에서 대표적인 변화를 표 1에 나타내었다.

지진력저항시스템에서 철골구조로서 모멘트골조인 경우 KBC2005에서는 ‘연성모멘트골조’ 한 가지만을 제공하였다. 반면 KBC2009에서는 이를 ‘보통’, ‘중간’ 및 ‘특수’로 세분하여 설계자의 의도에 맞는 시스템을 선택할 수 있도록 하였다. 현 KBC 기준에서 이들 시스템을 구별하는 중요한 계수는 반응수정계수 R, 초과강도계수 Ω , 변위중복계수 C_d 이다. 각 시스템에 대한 계수들을 나타낸 표 2에서 알 수 있듯이 KBC2005의 연성모멘트골조는 KBC2009에서는 중간 모멘트골조와 특수모멘트골조의 중간 정도에 해당하는 값을 가지고 있다. 그런데 이 중 특수상세를 가지는 특수모멘트골조는 상세 및 재료에 대한 엄격한 기준과 설계 시 ‘강기동-약보’를 반드시 지켜야하는 어려움이 있다.

¹⁾ 정회원 · 강원대학교 건축학부, 조교수
(교신저자: tkim@kangwon.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2011년 4월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2010. 9. 17 / 수정일 : 2010. 10. 7 / 게재확정일 : 2010. 10. 8)

〈표 1〉 KBC2005와 KBC2009 지진력저항시스템 비교

	KBC2005	KBC2009
철골구조	연성모멘트골조	보통/중간/특수 모멘트골조
	-	좌골구속가새/강판전단벽
철근 콘크리트 구조	보통/중간 모멘트골조	보통/중간/특수 모멘트골조
	보통 전단벽	보통/특수 전단벽

〈표 2〉 철골모멘트골조의 종류 및 내진설계계수

기준연도	종류	R	Ω_o	C_d
2005	연성	6	3	3.5
	보통	3.5	3	3
2009	중간	4.5	3	4
	특수	8	3	5.5

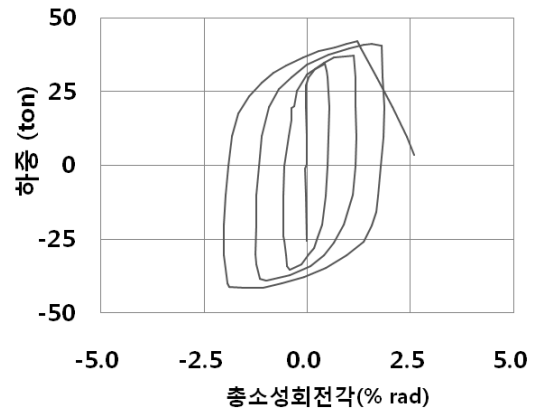
설계자는 반응수정계수가 가장 높아 설계 횡력을 가장 많이 축소할 수 있는 특수모멘트골조를 선택하고 싶지만 위와 같은 이유로 보통 또는 중간모멘트골조로 선회할 가능성이 높다. 두 시스템 중 중간모멘트골조의 반응수정계수가 크기 때문에 중간모멘트골조가 선택될 가능성이 높다. 이러한 배경에서 KBC2005에서 KBC2009로의 변화는 다음과 같은 상황의 원인을 제공하게 된다.

이전 KBC2005에서는 철골모멘트골조를 설계한다면 반응수정계수가 6인 연성모멘트골조로 설계할 수밖에 없었다. 현 KBC2009를 따라 철골모멘트골조를 설계한다면 ‘특수’를 제외하면 반응수정계수가 4.5인 중간모멘트골조로 설계할 것이다. 물론 KBC2005의 연성모멘트골조는 접합부상세에 대한 조항이 없었으나 KBC2009의 중간모멘트골조는 상세에 대한 구체적인 기준이 있다. 따라서 현 KBC2009의 중간모멘트골조는 KBC2005의 연성모멘트골조에 비해 접합부상세의 기준이 까다로워졌고 반응수정계수가 감소하여 설계 횡력이 증가함으로써 구조물량이 증가하는 방향으로 설계하게 된다.

따라서 국내 철골모멘트골조의 특성을 고려했을 때 기존 KBC2005 연성모멘트골조의 내진설계계수는 과연 적절했는지, 그리고 현 KBC2009 중간모멘트골조의 내진설계계수도 적절한지 검토할 필요가 있다. 즉, 전통적인 국내 철골모멘트골조의 제작 및 설계 특성에 맞는 적절한 내진설계계수의 수준은 어느 정도인지 조사할 필요가 있다. 이것이 본 연구의 목표다.

2. 국내 철골모멘트골조의 특성

국내 철골모멘트골조의 특성에 대해 접합부상세와 골조



〈그림 1〉 접합부 실험 결과 (PZ-S, 이철호와 박종원⁵⁾)

구성의 측면에서 살펴보겠다. 전통적으로 국내 철골모멘트골조의 접합부는 공장 제작되며 현장에서 보 및 기둥 부재에 스플라이스를 통해 연결한다. 이 경우 국내 철골모멘트골조 접합부의 품질은 적정하게 관리, 유지되는 것으로 볼 수 있다. 물론 최근 연결철물 등에 따른 비용 상승을 피하고 공기 단축을 위해 접합부 현장 용접을 추진하는 사례가 증가하고는 있다.

이러한 국내 접합부는 형태상으로 FEMA350⁴⁾에서 분류하는 WUF-B(Welded Unreinforced Flange-Bolted Web) 또는 WUF-W(Welded Unreinforced Flange-Welded Web)와 유사하다. 하지만 플랜지에는 용접을 웹에는 볼트 또는 용접을 사용하였다는 이름 그 자체만 유사할 뿐 실제로 용접접근공과 같은 상세는 차이가 분명히 존재한다. 국내 접합부는 보와 기둥 면 사이에 때로는 헌치를 설치하여 성능을 증진하기도 한다.

일반적인 철골 모멘트접합부의 성능에 관한 국내 실험 결과는 여러 문헌에 제시되어 있다. 그 중 이철호와 박종원⁵⁾은 국내 관행을 따라 보 플랜지는 용접, 보 웹은 용접으로 기둥에 연결되는 접합부를 실험했는데, 그 결과 ANSI/AISC341⁶⁾의 철골중간모멘트골조 충족기준인 층간변위율 2%(소성힌지 변형각 1%)까지 충분한 저항능력을 보유하고 있는 것으로 나타났다(그림 1 참조). 그림 1은 이철호와 박종원⁵⁾의 실험 중 패널존의 강도가 보에 비해 충분히 강한 조건의 하중-총소성회전각 관계를 나타낸 것이다. 이 실험체의 최대 총소성회전각은 1.8% radian이다. 패널존의 강도가 보에 비해 약한 실험체의 최대값은 오히려 증가하였다.

김태진 등⁷⁾도 국내 관행을 반영하였으나 보 플랜지는 용접, 보 웹은 볼트로 기둥에 연결되는 접합부를 실험하였으며, 실험 결과 층간변위각 3.5%까지 강도의 저하 없이 저항하는 것으로 나타났다. 한상환과 권건업⁸⁾도 동일한 형태

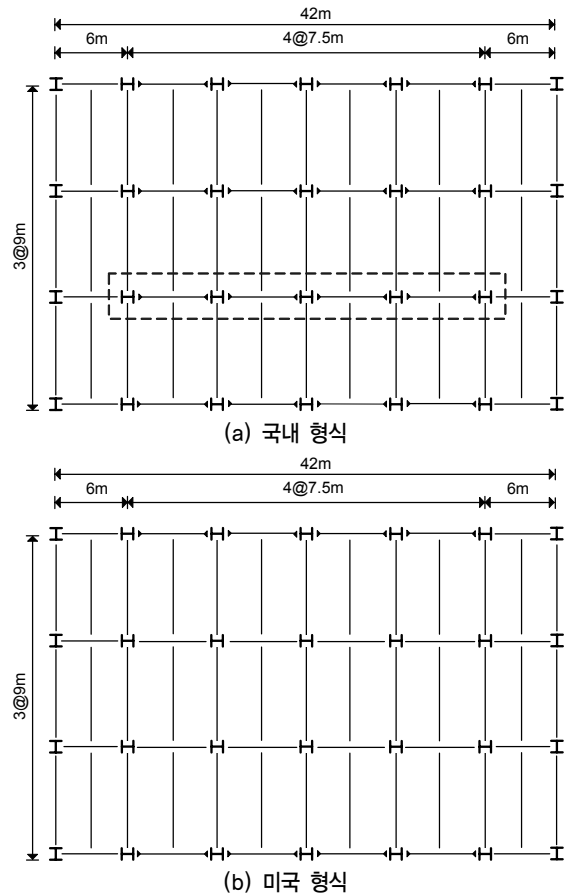
의 접합부(상세는 FEMA350을 따름)를 실험했는데 패널존을 보강했을 때 총소성회전각 1.3% radian을 제외하고는 강기동일 때 3.3% radian, 약기동일 때 4.8% radian의 총소성회전각을 보였다. 패널존 보강이 없을 때 충분히 ANSI/AISC341의 철골중간모멘트골조 기준을 만족하나 한상환과 권건업⁽⁹⁾에서는 보다 나은 성능을 위해 보 웹브의 용접을 권유하고 있다.

이철호와 박종원⁽⁵⁾ 및 김태진 등⁽⁷⁾의 접합부 형식이 국내의 설계 및 제작 특성을 완벽하게 대표한다고 볼 수 없다. 하지만 현재 다양한 변수를 적용하여 전통적인 국내 철골 접합부 형식을 실험한 자료가 많지 않으므로 앞서 언급한 문헌의 결과만을 바탕으로 본 연구를 진행하였다. 국내 접합부는 대부분 패널존 보강을 실시하지 않으므로 언급한 문헌들에 의하면 이 점은 접합부 성능이 증가하는 방향으로 작용할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 국내의 일반적인 모멘트골조 접합부가 ANSI/AISC341의 중간모멘트골조 기준을 충족하는 것으로 가정하고 연구를 진행하였다.

ANSI/AISC341의 중간모멘트골조 기준을 충족한다고 가정했을 때 국내 철골모멘트골조는 ASCE7⁽¹⁰⁾에서 규정하고 있는 설계 계수(반응수정계수=4.5, 시스템초과강도계수=3, 변위중폭계수=4)를 적용하는데 전혀 무리가 없다. ASCE7⁽¹⁰⁾의 규정을 그대로 인용하고 있는 KBC2009의 중간모멘트골조 규정을 적용하는데도 마찬가지로 전혀 문제가 없다. 다만 국내 지진위험도 수준을 고려했을 때 과연 현실 설계계수가 적절한지는 검토가 필요하다. 검토의 필요성은 다음에 언급할 국내 모멘트골조 건물의 골조 구성으로부터 도 기인한다.

국내 철골모멘트골조 건물의 골조 구성은 KBC의 모태인 IBC를 사용하는 미국과 차이점이 있다. 그림 2(a)의 수평방향과 같이 국내는 수평력에 저항하는 모든 골조를 강접합으로 구성한다. 앞서 언급한 바와 같이 접합부를 공작제작하기 때문에 굳이 현장에서 다른 형태의 접합부를 시공하지 않는다. 반면 그림 2(b)의 수평방향에서는 외부 두 개의 골조는 강접합이나 내부 두 개의 골조는 강접합이 아닌 핀접합으로 구성되어 있다. 미국에서는 접합부를 현장 시공하기 때문에 노력과 시간을 많이 필요로 하는 강접합을 되도록 줄이는 방향으로 설계한다. 따라서 동일한 평면을 갖고 있더라도 국내 모멘트골조는 미국보다 여유도(Redundancy)가 클 수밖에 없다. 이런 이유로 동일한 조건이면 국내 모멘트골조의 설계 횡력을 미국보다 낮게 책정할 수도 있을 것이다.

기존 연구(김태완 등⁽¹¹⁾; Kim⁽¹²⁾)의 결과에 의하면 국내



〈그림 2〉 철골모멘트골조 평면 형식

철골모멘트골조 건물은 기본적으로 약기동-강보의 형태로 설계되며 동적 거동 시 패널존의 비선형 변형이 크게 발생하였다. 패널존의 비선형 변형뿐만 아니라 특정 지진에서는 기동에서도 항복 후 비선형 변형이 발생하였다. 일반적인 내진 설계는 보에서 항복하여 비선형 변형이 집중되도록 유도하는 것과는 배치되는 결과다. 하지만 패널존의 비선형 변형은 일정 부분 건물의 지진 거동에 유리한 방향으로 작용하기도 한다. 따라서 국내 철골모멘트골조 건물의 지진 거동을 명확하게 관찰하기 위해서는 패널존을 반드시 해석 모델에 포함시켜야 한다. 그렇지 않으면 패널존은 강체로 거동하는 것과 동일하게 되어 약기동-강보에 따른 비선형 변형의 기동 집중 현상으로 오히려 성능이 불리하게 나타나게 된다.

3. 예제 건물 설계 및 해석모델 작성

3.1 예제 건물 설계

예제 건물은 3층 및 5층 철골모멘트골조 건물로서 그림 2(a)와 같은 평면 형태를 가진다. 3층 및 5층을 택한 이유는

국내에서 5층을 초과하는 대부분의 건물에 철근콘크리트 전단벽이 포함되기 때문이다. 이 전단벽은 계단실 또는 엘리베이터가 위치한 곳에 주로 적용된다. 이에 따라 5층을 초과하는 경우 국내에서는 순수 모멘트골조 건물을 발견하기는 쉽지 않다.

제시된 평면은 기존 김태완 등⁽¹¹⁾, Kim⁽¹²⁾에서 이미 사용된 것이며, 2장에서 기술한대로 장변 방향으로 4개의 골조가 모두 강접합으로 횡력에 대해 모멘트로 저항한다. 단변 방향은 양쪽 최외각 골조에 가새나 철근콘크리트 전단벽과 같은 횡력저항시스템이 존재하는 것으로 가정하여 본 연구의 논의에서 제외한다. 따라서 본 연구에서는 장변방향의 모멘트골조만을 대상으로 설계한 후 비선형해석을 수행하였으며, 그림 2(a)에서 점선으로 표시된 골조만을 대상으로 2차원 해석을 수행하였다.

예제 건물의 설계는 KBC2009를 따랐으며 지진구역은 I, 중요도계수는 1.0을 사용하였다. 지반 종류는 S_A 지반을 제외한 나머지 S_B에서 S_E까지 각각 적용하였다. 지진력저항시스템의 종류는 표 2에서 KBC2005에서 연성모멘트골조, KBC2009에서 중간모멘트골조를 선택하였다. 지반조건에 따른 설계 스펙트럴 가속도는 KBC2005와 KBC2009가 약간 차이가 있으므로 본 연구의 목적인 적절한 설계 계수값 결정을 위해 KBC2009로 통일하여 적용하였다. 따라서 층수 종류 2, 지반종류 4, 지진력저항시스템 2개로 총 16가지 건물을 설계하였다. 이 때 보 부재는 SS400, 기둥 부재는 SM490을 사용하였다. 설계된 건물에서 기둥 부재 크기만을 표 3과 표 4에 나타내었다. 동일한 층수일 때 당연하지만 반응수정계수가 크면 부재의 크기가 감소하였다.

모멘트골조의 내진설계는 강도와 횡변위 기준을 모두 만족해야한다. 구조물은 중력하중과 지진에 따른 횡하중에 의

〈표 3〉 기둥 부재 크기 (3층 건물)

지반조건	R=4.5	R=6
S _B	H 310×305×15/20	H 300×305×15/15
S _C	H 350×357×19/19	H 310×305×15/20
S _D	H 350×357×19/19	H 344×354×16/16
S _E	H 394×405×18/18	H 350×350×12/19

〈표 4〉 기둥 부재 크기 (5층 건물: 1~3층)

지반조건	R=4.5	R=6
S _B	H 400×400×13/21	H 350×350×12/19
S _C	H 400×408×21/21	H 394×405×18/18
S _D	H 400×408×21/21	H 394×405×18/18
S _E	H 414×405×18/28	H 400×408×21/21

해 발생하는 힘에 저항하는 충분한 강도를 가져야 하고 그 횡하중에 의한 층간변위가 설계기준 이하로 발생하도록 충분한 강성을 가져야 한다. 일반적으로 강진지역에 건설되는 모멘트골조는 중력에 비해 횡하중이 매우 크므로 강도보다는 층간변위 기준에 의해 부재 크기가 결정되는 경우가 많다. 국내 모멘트골조의 경우는 지진에 의한 횡하중이 고정하중과 활하중을 포함하는 수직하중에 비해 상대적으로 크지 않기 때문에 층간변위 기준보다는 강도에 의해 부재가 결정되는 경우가 많다.

표 5는 예제 건물의 설계 제어 모드를 보여주고 있는데 5층 건물에서 R이 4.5, 지반조건이 S_D, S_E인 경우만 횡변위에 의해 결정되고 나머지는 모두 강도에 의해 결정되었다. 이들은 횡하중이 상대적으로 큰 경우다. 표 6과 표 7의 기둥 설계 시 축력 및 모멘트 비를 보면 국내 저층 모멘트골조의 기둥의 설계는 상대적으로 모멘트 보다는 축력의 영향이 크다는 것을 알 수 있다. 이 또한 강도에 의해 설계가 좌우되는 원인을 보여주고 있다. 이 점은 만약 국내에서 저층 철골 모멘트골조를 ‘특수’ 상세를 사용하여 설계했을 때 과도한 축력비로 인해 강기둥-약보 기준을 만족하기 위해서는 기둥

〈표 5〉 예제 건물 설계 제어 모드

지반 조건	3층		5층	
	R=4.5	R=6	R=4.5	R=6
S _B	force	force	force	force
S _C	force	force	force	force
S _D	force	force	disp.	force
S _E	force	force	disp.	force

〈표 6〉 기둥 설계 시 축력 및 모멘트 비 (3층)

지반 조건	R=4.5			R=6		
	C	B	C+B	C	B	C+B
S _B	0.47	0.37	0.84	0.50	0.32	0.82
S _C	0.39	0.44	0.83	0.40	0.43	0.83
S _D	0.39	0.49	0.88	0.40	0.45	0.85
S _E	0.36	0.54	0.90	0.38	0.48	0.86

C=Compression, B=Bending

〈표 7〉 기둥 설계 시 축력 및 모멘트 비 (5층:1~3층)

지반 조건	R=4.5			R=6		
	C	B	C+B	C	B	C+B
S _B	0.56	0.26	0.82	0.62	0.25	0.87
S _C	0.49	0.34	0.83	0.50	0.33	0.83
S _D	0.49	0.39	0.88	0.50	0.36	0.86
S _E	0.41	0.43	0.84	0.43	0.42	0.85

C=Compression, B=Bending

〈표 8〉 패널존-보 모멘트 강도비 (3층)

지반조건	R=4.5	R=6
S _B	0.37	0.41
S _C	0.51	0.41
S _D	0.49	0.48
S _E	0.53	0.32

〈표 9〉 패널존-보 모멘트강도 비 (5층)

지반조건	R=4.5		R=6	
	1~3층	4~5층	1~3층	4~5층
S _B	0.45	0.32	0.39	0.20
S _C	0.62	0.21	0.62	0.32
S _D	0.62	0.21	0.62	0.33
S _E	0.49	0.33	0.62	0.24

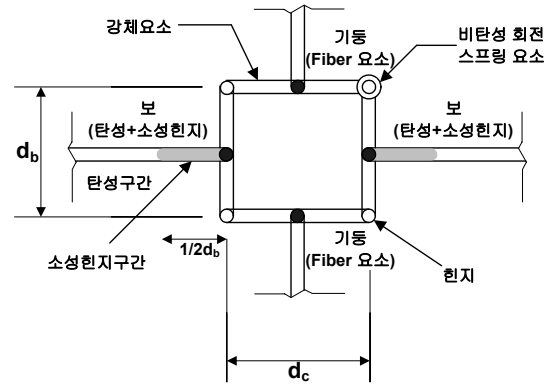
부재가 과도하게 커져 반응수정계수의 증가로 인한 물량 감소의 효과를 상쇄하는 원인이 될 수 있다.

이와 같이 기둥이 모멘트 보다는 축력에 의해 설계가 좌우되므로 패널존이 보에 비해 약하게 설계된다. 패널존-보 모멘트 강도비를 나타낸 표 8과 표 9를 보면 패널존이 보에 비해 매우 낮은 강도를 보유했음을 알 수 있다. 동일한 층수의 건물에서 반응수정계수의 변화에 의한 모멘트 강도비의 차이는 크지 않았다. 물론 반응수정계수가 크면 기둥이 상대적으로 약하게 설계되어 강도비가 감소하지만 앞서 언급한 대로 기둥의 설계는 축력의 영향이 커 반응수정계수의 변화에 강도비는 민감하지 않았다. 더불어 이러한 이유로 층수가 높아지면 패널존-보 모멘트 강도비는 증가하였다.

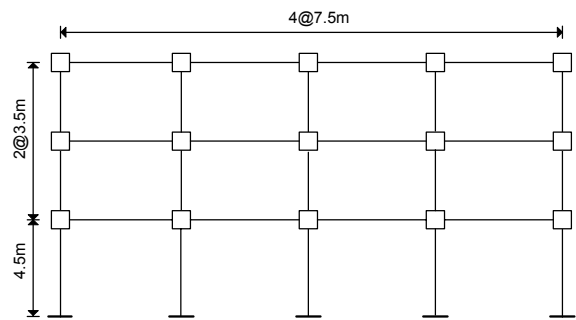
3.2 해석 모델 작성

앞서 기술한대로 국내 철골모멘트골조의 해석을 위해서는 패널존을 반드시 포함해야 한다. 패널존 모델은 Gupta and Krawinkler⁽¹³⁾의 패널존 모델을 차용하였다. 이 모델은 김태완 등⁽¹¹⁾에서 이미 사용되었다. 패널존을 가르는 기둥 깊이, 세로는 보 길이로 구성하고 강제요소들은 힌지로 접합하되 한 곳은 그림 3과 같이 비탄성회전 스프링요소를 사용하여 패널존의 비선형거동을 모사하도록 한다. 기둥은 Fiber요소를 사용하여 축력과 모멘트가 함께 고려되도록 하였고 보는 대부분의 구간을 탄성체로 하고 양단부에 보 길이의 1/2 만큼 소성힌지구간을 지정하여 접합부의 특성을 고려할 수 있게 하였다. 패널존을 포함한 3층 건물의 해석 모델 입면은 그림 4와 같다.

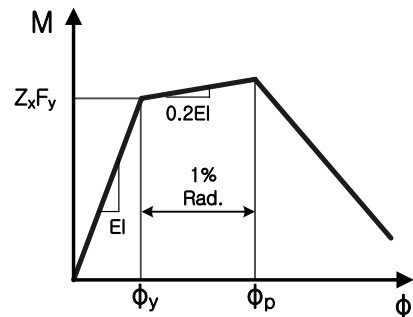
비선형해석을 수행하기 위해 OpenSees⁽¹⁴⁾를 해석프로그램으로 선택하였다. 철골모멘트골조의 각 구조요소들은 OpenSees



〈그림 3〉 패널존 모델링



〈그림 4〉 3층 해석 모델 입면도



〈그림 5〉 보 부재의 이력곡선

에서 제공하는 요소들 중 각각의 거동특성을 가장 잘 표현할 수 있는 요소로 지정하였다. 보는 beamWithHinges, 기둥은 nonlinearBeamColumn, 패널존은 zeroLength 요소를 각각 사용하였다. 기둥에 적용된 nonlinearBeamColumn은 Fiber 요소로 구성되었으며 개별 Fiber 요소의 재료모델은 Steel01을 사용하였다. 보와 패널존을 위한 재료모델은 Hysteretic을 사용하였는데, 보의 경우는 그림 5와 같이 1% radian 소성회전각에 해당하는 곡률에서 강도가 저하하는 모델을 사용하였고 패널존은 Gupta and Krawinkler⁽¹³⁾의 모델을 따라 Tri-linear 형태를 사용하였다. 이들은 앞서 언급한대로 각 구조요소의 특성을 잘 나타낼 수 있다.

4. 해석 결과 및 분석

4.1 해석 절차

OpenSees를 사용하여 비선형해석모델을 작성한 후 비선형정적 푸시오버해석을 통해 각 건물의 성능곡선을 얻었다. 이를 역량스펙트럼법을 사용하여 성능점(Performance Point)을 산정하였다. 역량스펙트럼법은 ATC-40⁽¹⁵⁾에서 처음 제시되어 오랜 기간 사용되었으나 많은 문제점이 지적되어 최근 FEMA440⁽¹⁶⁾에서 개선된 방식을 제시하였다. 본 연구에서는 개선된 방식을 사용하여 성능점을 산정하였다. 요구스펙트럼은 KBC2009의 기준에 따라 각 지반조건에 맞는 스펙트럼을 사용하였다.

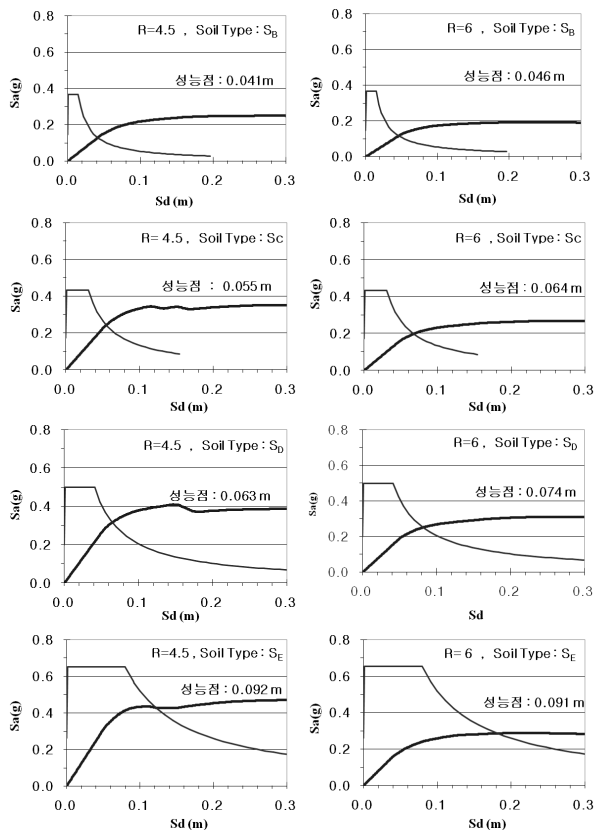
4.2 결과 및 분석

역량스펙트럼법을 이용하여 성능점을 구하기 위해 먼저 성능곡선과 요구스펙트럼을 함께 ADRS(Acceleration Displacement Response Spectrum) 형식으로 나타낸다. 3층 및 5층 건물에 대해 반응수정계수 및 지반조건 별로 ADRS 그래프를 그림 6과 그림 7에 각각 나타내었다. 그림에서 쉽게 알 수 있는 것은 반응수정계수가 4.5일 때 S_E 지반을 제외하고

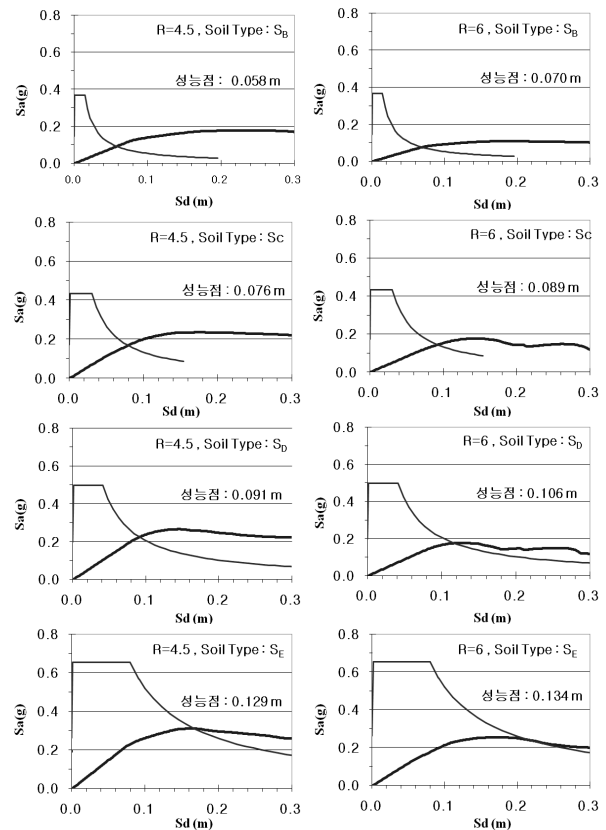
는 모두 탄성거동을 한다는 것이다. 반응수정계수가 6.0일 때도 거의 유사하지만 S_D 지반에서 약간의 비선형거동을 확인할 수 있다. 따라서 S_E 지반일 때를 제외하면 반응수정계수 4.5와 6.0의 차이에 관계없이 유사한 탄성거동을 보이고 할 수 있다.

그림 6과 그림 7에는 역량스펙트럼법으로 구한 성능점도 함께 나타내었다. 이들은 실제 변위가 아닌 S_d, 즉 스펙트럴 변위임을 밝혀둔다. 반응수정계수에 따른 성능점을 살펴보면 반응수정계수가 크면 아무래도 강성 및 강도가 상대적으로 작기 때문에 성능점에서의 스펙트럴가속도는 감소하고 스펙트럴변위는 증가한다. 그림에서 확인할 수 있듯이 반응수정계수가 6.0일 때 성능점에서의 스펙트럴변위가 증가하였으나 증가량은 크지 않았다. 하지만 이러한 증가가 특정한계수준을 초과할 수도 있으므로 이를 검토할 필요가 있다.

성능점 위치에서 철골중간모멘트골조에 해당하는 한계수준을 만족하는지 검토하기 위해 앞서 구한 스펙트럴변위를 실제 지붕층변위로 변환하였다. 비선형정적 푸시오버 해석에 의한 성능곡선 상에서 이 지붕층변위에 해당하는 단계를 찾은 후 그 단계에서 각층의 층간변위율과 패널존 회전각을 구하였다. 각 건물별로 층간변위율과 패널존 회전각 중 최대값을 구하여 표 10과 표 11에 나타내었다.



〈그림 6〉 성능곡선 및 요구스펙트럼 (3층 건물)



〈그림 7〉 성능곡선 및 요구스펙트럼 (5층 건물)

〈표 10〉 성능점에서 최대 층간변위율 및 최대 패널존 변형 (3층 건물)

지반 조건	R=4.5		R=6	
	층간 변위율 (%)	패널 회전각 (rad, %)	층간 변위율 (%)	패널 회전각 (rad, %)
S _B	0.52	0.22	0.60	0.22
S _C	0.67	0.30	0.83	0.58
S _D	0.83	0.44	0.96	0.72
S _E	1.19	0.96	1.20	1.31

〈표 11〉 성능점에서 최대 층간변위율 및 최대 패널존 변형 (5층 건물)

지반 조건	R=4.5		R=6	
	층간 변위율 (%)	패널 회전각 (rad, %)	층간 변위율 (%)	패널 회전각 (rad, %)
S _B	0.58	0.25	0.60	0.63
S _C	0.76	0.74	0.92	0.66
S _D	0.72	0.36	0.88	0.65
S _E	1.11	0.83	1.36	1.49

앞서 언급한대로 이철호와 박종원⁽⁶⁾ 및 김태진 등⁽⁷⁾의 실험체가 국내 모멘트골조 접합부를 완전히 대표한다고 볼 수 없다. 하지만 불확실한 변수들을 고려해 매우 보수적으로 평가한다면 국내 접합부의 성능 한계를 층간변위율 2%로 볼 수 있을 것이다. 이는 문헌들의 실험 결과가 약한 패널존 일 때 강도 저하 없이 저항할 수 있는 층간변위율이 3%에서 4% 이상에 이르는 것으로 나타났기 때문이다. 표에서 알 수 있듯이 S_E 지반일 때 1%를 약간 초과하는 것을 제외하고 모두 1% 이하이다. 따라서 앞서 언급한대로 국내 중간모멘트골조의 한계 층간변위율을 2%로 본다면 이들의 설계에 반응수정계수 4.5 대신에 6.0을 사용할 수 있을 것이다.

층간변위율 뿐만 아니라 패널존의 변형도 함께 고려하였다. FEMA356⁽¹⁷⁾에 의하면 패널존의 변형은 즉시거주, 인명안전, 붕괴방지 수준에 대해 각각 θ_y , $8\theta_y$, $11\theta_y$ 를 만족해야 한다. 여기서 θ_y 는 패널존의 항복변형각이다. Gupta and Krawinkler⁽¹³⁾에서 패널존의 항복시점의 전단변형각 식은 다음과 같다.

$$\gamma_y = F_y / \sqrt{3} G \quad (1)$$

이 식을 따르면 예제 건물의 패널존 항복변형각은 0.24%이다. 따라서 위의 각 수준별로 0.24%, 1.92%, 2.64%를 만족해야 한다. 표에서와 같이 지반조건이 나빠질수록 패널회전각이 증가하나 인명안전 수준을 만족하기에는 충분한 것으로 나타났다. 따라서 성능점에서 최대층간변위율과 최대

패널존 회전각을 검토했을 때 패널존이 붕괴방지 수준을 만족하는데 전혀 문제가 없다는 것을 알 수 있다.

5. 결론

본 연구에서는 저층 철골모멘트골조를 KBC 기준에 따라 설계한 후 국내 접합부 형태에 대한 실험 결과를 토대로 접합부의 거동 특성을 고려한 해석 모델을 작성하여 비선형정적 푸시오버 해석을 수행하였다. 연구를 통해 얻는 결론은 다음과 같다.

1. KBC 기준에 따라 저층 철골모멘트골조를 설계하면 건물 전체적으로 주로 힘에 의해 설계가 지배되고, 기둥에서는 축력비 보다 모멘트비가 더 크게 나타나며, 패널존보 모멘트강도비 0.6 이하의 약한 패널존으로 설계된다.
2. 역량스펙트럼법에 의한 성능점 산정 결과 국내 철골중간모멘트골조의 층간변위율은 보수적인 한계값인 2%보다도 매우 낮은 값을 보였다. 패널 회전각 또한 FEMA356 기준으로 인명안전 수준을 여유 있게 만족하는 것으로 나타났다.
3. 전통적인 국내 철골 모멘트골조는 기존 KBC2005의 연성모멘트골조로 설계하더라도 내진성능을 충분히 확보할 수도 있음을 알 수 있었다. 따라서 국내 철골 모멘트골조를 중간모멘트골조로 설계하되 KBC2009의 해당 반응수정계수 보다 큰 값을 사용할 있는 가능성을 확인하였다.

본 연구에서는 국내 문헌을 참고하고 여러 불확실성을 고려하여 국내 철골중간모멘트골조의 한계 층간변위율을 2%로 가정하였으나 국내 문헌의 철골 모멘트골조 접합부 실험체가 국내 특성을 완벽하게 대표한다고 볼 수는 없다. 따라서 내진 성능평가에서 가장 중요한 한계 성능에 대한 명확한 정의가 필요하다. 더불어 강재 종류에 따른 항복 강도 편차나 접합부 제작 형식에 따른 패널존 및 접합부 전체의 변형 능력의 편차 등의 영향을 고려한 해석도 필요하다.

또한 본 연구에서는 비선형정적 푸시오버 해석만을 수행하여 철골모멘트골조의 특성을 조사하였다. 하지만 실제 지진이 발생했을 때 건물은 비선형동적거동을 하므로 비선형동적해석도 필요하다. 특히, 중간모멘트골조는 패널존이 약하고, 약기둥-강보로 설계되기 때문에 패널존의 에너지 소산, 약층의 발생 등과 같은 비선형동적해석으로 파악할 수 있는 문제들이 있다. 앞으로 본 연구의 성과를 참고하고 고려하지 못한 주제들에 대한 연구를 진행하여 국내 철골중간

모멘트골조의 적절한 내진설계계수를 제시할 계획이다.

감사의 글

본 논문은 2008년도 강원대학교 학술연구조성비로 연구하였음.

참고 문헌

1. 대한건축학회, 건축물하중기준 및 해설, 대한건축학회, 서울, 2000.
2. 대한건축학회, 건축구조설계기준, 대한건축학회, 서울, 2005.
3. 대한건축학회, 건축구조설계기준, 대한건축학회, 서울, 2009.
4. FEMA350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000
5. 이철호, 박종원, "반복재하 실물대 실험에 의한 컬럼-트리 (Column-Tree) 형식 철골 모멘트 골조 접합부의 내진거동 연구," 한국강구조학회논문집, 제10권, 제4호, 629-639, 1998.
6. ANSI/AISC341, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 2005.
7. 김태진, 김은석, 김진구, "중저층 철골건물 보-기둥 접합부의 내진 및 붕괴저항 성능평가," 대한건축학회논문집, 제23권, 제10호, 59-66, 2007.
8. 한상환, 권건업, "WUF-B 접합부의 내진성능평가 (1) WUF-B 접합부의 반복가력 실험," 대한건축학회논문집, 제19권, 제11호, 33-40, 2003.
9. 한상환, 권건업, "WUF-B 접합부의 내진성능평가 (2) WUF-B 접합부의 성능 평가," 대한건축학회논문집, 제19권, 제11호, 41-47, 2003.
10. ASCE7, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2005.
11. 김태완, 은희창, 민광현, "강기둥-약보 적용이 모멘트 골조의 거동에 미치는 영향," 2009년 학술발표회 논문집, 한국지진공학회, 287-294, 2009.
12. Kim, T.W., "Behavior of Steel Moment Resisting Frames Designed by Korean Building Code 2005," 2009 *ANCER Workshop*, 2009.
13. Gupta, A. and Krawinkler, H., Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures (SAC Task 5.4.3), *John A. Blume Earthquake Engineering Research Center Rep. No. 132*, Stanford University, 1999.
14. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L., et al., Open System for Earthquake Engineering Simulation, User Command-Language Manual, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2006. <http://opensees.berkeley.edu>.
15. ATC40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, California Seismic Safety Commission, 1996.
16. FEMA440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2005.
17. FEMA356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000.