

수정소성힌지해석을 이용한 강접합 골조와 반강접합 골조의 비교

The Comparison of Frame with Rigid Connections and Semi-rigid Connections using the RPH-2DF*

손 성 용¹⁾ · 이 상 섭²⁾ · 문 태 섭³⁾

Sohn, Seong Yong Lee, Sang Sup Moon, Tae Sup

요 약 : 철골 골조의 비탄성 거동을 해석하는데 있어 많은 고차해석법이 소개되고 있다. 이 해석법들은 부재의 불완전성과 잔류응력과 같은 재료적인 비선형성, 그리고 기하학적 비선형성에 의한 2차 효과를 직접 해석과정에 반영하여 골조의 거동을 좀더 정확히 예측할 수 있다. 이 가운데 비교적 간편하면서도 정확성이 높은 수정소성힌지 해석법을 도입하고 반강접합부의 모델링을 위해 이미 개발하여 제안한 로그 모델을 적용, 해석프로그램(RPH-2DF)을 작성하였다. 이 프로그램의 검증을 위해 두께중복형 접합부를 갖는 골조 실험 결과와 해석 결과를 비교하였다. 또한 강접 골조의 거동과 반강 접합부를 갖는 골조의 거동 차이를 규명하기 위해, MIDAS-GEN v4.2.2로 설계된 10층 가새 골조를 대상으로 RPH-2DF를 이용한 해석결과와 비교하였다.

ABSTRACT : A refined method of analysis, which is called the Advanced Analysis, has been introduced. This method is to consider the initial member imperfection, residual stress and second-order effects so as to estimate the overall behavior of steel frame accurately. Based on the refined plastic hinge method that is more suitable and practical in design practice, the program RPH-2DF is coded using the log model which represents the moment-rotation relationship of connection. The validity of this program is examined by frame test data. Finally, to investigate the difference between behaviors of rigid and semi-rigid frame, the 10-story frame analysis results designed by MIDAS-GEN v4.2.2 are compared with the results by RPH-2DF.

핵 심 용 어 : 수정소성힌지, 반강접, 로그 모델, 2차 효과, 비선형

KEYWORDS : Refined plastic hinge, Semi-rigid, Log model, Second-order effect, Nonlinearity

1) 학생회원, 한양대학교 대학원 석사과정
2) 정회원, 한양대학교 대학원 박사
3) 정회원, 한양대학교 건축공학부 교수, 포철 석좌교수
* RPH-2DF : Refined Plastic Hinge-2Dimensional Frame

본 논문에 대한 토의를 2002년 4월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

1. 서론

철골구조물의 실제적인 보와 기둥의 접합부는 일반적인 해석과 설계에서의 가정과는 달리 그 강성이 강접합과 핀접합의 사이의 값을 가지고 있다. 접합부에 대한 상세 실험은 국외에서는 많은 연구가 이루어져 각각의 접합의 형태에 따른 데이터 베이스가 구축되어 있고, 반강접 접합에 대한 설계법도 개발되어 있지만 반강접 접합부를 가진 골조의 비탄성 거동에 대한 해석 및 실험 연구는 부족한 실정이다.⁽²⁾

골조의 안정성 확보를 위해 기하학적 효과는 적절하게 고려되어야 하며 이에 2차해석의 필요성이 다시 한번 대두된다. 여기에 진일보하여 재료적인 비선형까지 고려하면서 비탄성해석으로의 확대가 요구된다.

실제 구조물은 구조물의 비탄성 강성이나 구조적인 강도보다 과대평가되어진다. 이러한 해석법을 수정하여 구조물의 비탄성 특성을 좀더 잘 반영하며 앞서 제기한 요구사항을 만족하기 위한 해석법으로 수정소성힌지해석⁽¹³⁾을 도용하였다. 본 연구에서는 기존 연구실에서 자체 개발한 로그모델을 C++ 프로그램을 통하여 프로그래밍하고, 이를 토대로 반강접접합부를 가진 골조를 수정 소성힌지해석으로 해석하여, 그 적용의 타당성에 대해 경제성평가를 통해 고찰해 보고자 한다.

2. 수정소성힌지해석

2.1 탄성계수의 수정

압축력을 받는 부재의, 점진적인 소성화에 따른 강성 저하를 각국의 설계식에 어떻게 반영되고 있는지를 비교하고자 한다. 살펴볼 설계공식으로는 한국의 허용응력설계기준⁽⁸⁾, 일본의 강구조한계상태설계기준⁽⁹⁾ 그리고 CRC(Column Research Council)^{(10)~(13)}기준을 대상으로 하였고 미국의 LRFD^{(10)~(13)}는 한국의 강구조한계상태설계기준⁽⁸⁾

에 준하는 것으로 보았다.

· 허용응력설계법($P > 0.6P_y$)

$$\frac{E_t}{E} = \frac{1}{6} \left[\frac{1}{4} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \right] - \frac{0.4}{0.6} \left[\frac{1}{4} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \right]^2 \quad (1a)$$

· 일본의 강구조한계상태설계기준($P > 0.5P_y$)

$$\frac{E_t}{E} = 1.2 \frac{P}{P_y} \left(2.43 - 2.28 \frac{P}{P_y} \right)^2 \quad (1b)$$

· CRC 기준($P > 0.5P_y$)

$$\frac{E_t}{E} = \frac{4P}{P_y} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \quad (1c)$$

· LRFD 기준($P > 0.39P_y$)

$$\frac{E_t}{E} = -2.7243 \frac{P}{P_y} \ln \left[\frac{P}{P_y} \right] \quad (1d)$$

이상의 관계식을 그림 1에 도식화하였다. CRC 기준은 초기 결함의 영향을 포함하지 않는 것으로 알려져 있고, 미국의 LRFD가 바탕이 된 대한건축학회의 한계상태설계기준은 초기 결함과 잔류응력을 고려한 것이다. 이 사실로부터 탄성설계인 허용응력설계법에서는 안전율을 통하여 초기 결함을 고려하고 있으나, 상대적으로 다른 기준에 비해 탄성한계를 다소 높게 평가하고 있다. 하지만 일본의 기준은 하중이 증가할수록 접선계수의

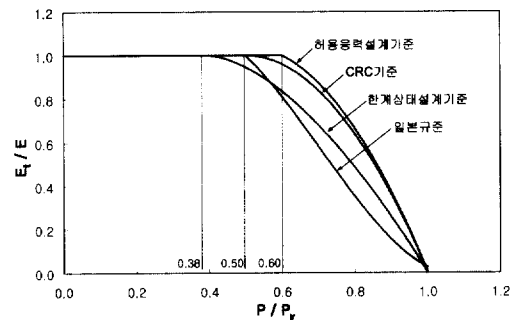


그림 1. 각국의 기준식에 나타난 접선탄성계수의 저하

감소 효과는 떨어지는 것으로 평가하고 있어 평가식에 문제가 있는 것으로 판단된다. 따라서 CRC의 기준이 합리적일 것으로 사료된다.

2.2 소성화

휨에 의한 점진적인 항복효과는 두개의 항복표면을 이용한 강성도를 감소시키는 모델을 이용하여 고려하였다. 따라서, 수정소성힌지법에서는 부재의 강성도는 부재의 단부력이 초기 항복합수를 초과한 후에 포물선형태로 감소하는 것으로 가정하였다. 단면이 소성강도에 도달될 때 소성힌지가 있는 단면은 작용하는 모멘트를 갖는 실제 힌지로서 모델링되었다. 부재의 접선 강도는 소성힌지의 발생을 고려하도록 조절되어 진다. 부재의 강성도 감소를 나타내는 ϕ 의 표현은 간단한 뼈대구조(portal frame)와 보-기둥의 정확한 소성영역해석에 기초하여 다음과 같은 함수로 표시하였다.⁽¹¹⁾

$$\phi_{A \text{ or } B} = \begin{cases} 4q(1-q) & q > 0.5 \\ 1 & q \leq 0.5 \end{cases} \quad (2)$$

여기서, q 는 힘의 상태를 나타내는 매개변수로써 부재의 끝단의 축력(P)과 휨모멘트(M)의 크기를 나타내는 변수로 식으로 표현하면

$$\frac{P}{P_y} \geq \frac{2}{9} \frac{M}{M_p} \quad \text{일 때} \quad q = \frac{P}{P_y} + \frac{8}{9} \frac{M}{M_p} \quad (3a)$$

$$\frac{P}{P_y} < \frac{2}{9} \frac{M}{M_p} \quad \text{일 때} \quad q = \frac{P}{2P_y} + \frac{M}{M_p} \quad (3b)$$

이상의 내용을 그림 2에 정리하였다. 그림에서 알 수 있듯이 휨과 축력의 상관식이 0.5를 유지하는 선을 초기항복선이라 하였고 이 경계면으로부터 완전한 소성힌지가 형성되었다고 할 수 있는 상관식이 1을 유지하는 선까지는 식(3)을 따라 강성이 저하한다고 가정하는 것이다.

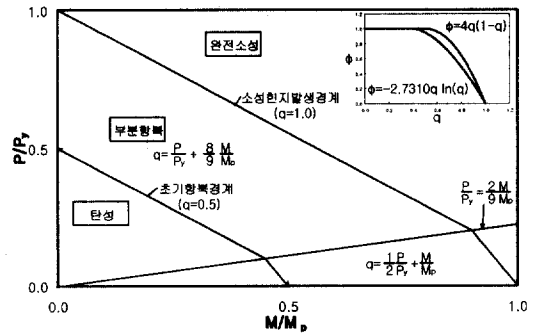


그림 2. 수정소성힌지법의 초기 항복선 설정⁽¹¹⁾

프로그램 상에 반영되어졌던 소성화에 따른 강성 matrix의 수정사항은 다음 식(4)와 같다.

$$\begin{bmatrix} \Delta M_{pCA} \\ \dot{M}_B \\ \dot{P} \end{bmatrix} = EI/L \begin{bmatrix} S_1 & S_2 & 0 \\ S_2 & S_1 & 0 \\ 0 & 0 & A/I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\theta}_A \\ \dot{\theta}_B \\ \dot{e} \end{bmatrix} \quad (4a)$$

A 단에 소성힌지 발생했을 경우

$$\begin{bmatrix} \dot{M}_A \\ \dot{M}_B \\ \dot{P} \end{bmatrix} = EI/L \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & (S_1 - S_2^2/S_1) & 0 \\ 0 & 0 & A/I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\theta}_A \\ \dot{\theta}_B \\ \dot{e} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1 \\ S_2/S_1 \\ 0 \end{bmatrix} \Delta M_{pCA} \quad (4b)$$

3. 로그 모델

접합부의 유연성을 내포하면서 골조의 안정적인 해석을 수행하기 위해서는 $M-\phi$ 관계를 예측할 수 있는 신뢰할만한 모델이 필요하다. 게다가 강성, 강도, 변형능력 등으로 나타나는 접합부의 성능도 $M-\phi$ 곡선으로부터 바로 평가할 수 있다. 접합부의 기하학적 형태와 재료의 역학적 성질에 따른 접합부 거동의 민감성을 고려하면서 전구간에

결쳐서 모멘트-회전관계를 표현할 수 있는 모델로써 로그 모델에 제안되었다.⁽⁴⁾

$$M = \alpha [\ln(n \cdot 10^3 \cdot \theta_r + 1)]^n \quad (5a)$$

α, n : 형상계수

또한 위의 식을 θ 에 대해 한번 미분한 접선강성은 다음과 같다.

$$k_t = n \cdot \alpha [\ln(n \cdot 10^3 \cdot \theta + 1)]^{n-1} \frac{n \cdot 10^3}{n \cdot 10^3 + 1} \quad (5b)$$

4. RPH-2DF (Refined Plastic Hinge-2Dimensional Frame)

4.1 일반 사항

본 프로그램에는 해석방법으로 완전탄소성 해석방법과 수정소성 해석방법 중 선택하도록 하였으며 접선강성 저하 방법은 CRC와 한계상태설계기준(LRFD) 중 선택할 수 있도록 하였다. 하중은 초기 단계에서는 일정 증가량을 가지고 증가하다가 소성힌지가 발생하거나 트러스 부재가 파괴(좌굴, 항복)될 때 자동으로 20%만큼만 증가하도록 계획하였고(Scale Down), 또한 강성행렬의 행렬식이 음이 되는 경우도 같은 방법으로 하중을 조절하였다. 프로그램의 종료는 주어진 하중 단계를 모두 반복하거나 하중의 증가비가 한계값 이하일 경우 정상적인 종료를 하도록 하였고, 강성도 행렬에서 역행렬을 구할 수 없을 경우와 행렬식이 음이 나와 하중을 5번 조정할 경우 강제적으로 종료하도록 하였다.

역행렬은 LU분해법을 이용하도록 하였으며 구체적으로 상삼각행렬 U의 대각선 원소를 모두 1이 되도록 하여 하삼각행렬 L의 대각선 원소의 곱이 곧 행렬식의 값(determinant)이 되도록 하는

Crout법을 적용하였다.⁽⁶⁾

소성힌지의 형성은 부재의 경우 식(3)의 모멘트-축력의 응력비를 검토하여 $\alpha=1$ 이상이 되는 경우로 보았고 접합부의 경우 입력된 최대모멘트에 도달하였을 때 형성되는 것으로 보았으나 이웃한 부재의 강도보다 접합부의 최대모멘트가 큰 경우 만약 이웃한 부재에 대해서도 동시에 검토하여 소성힌지가 형성되었다면 접합부에 소성힌지가 형성된 것으로 간주하였다.

이상의 주요 특징을 갖는 RPH-2DF(Refined Plastic Hinge-2Dimensional Frame)라 이름 붙인 2차원 구조물을 해석하기 위한 수정소성해석프로그램의 실행화면은 다음 그림 3과 같다.

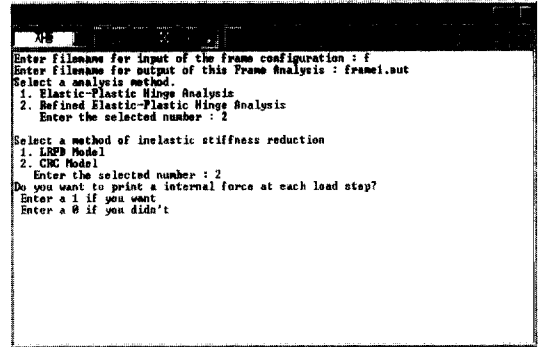


그림 3. 실행화면

4.2 프로그램의 검증

해석 프로그램의 타당성을 검증하고자 두께 중북형 골조 실험결과를 이용하고자 한다.⁽¹⁾

4.2.1 접합부의 모델링

접합부의 비선형 강성을 골조해석에 반영하기 위해 접합부의 모멘트-상대회전각을 기존연구⁽⁴⁾에서 개발한 식(4)의 2변수 로그 모델을 이용하여 모델링하였다. 그 결과 로그 모델에서 α 와 n 값은 각각 550과 0.3으로써 초기강성과 항복모멘트 등에서 그림 4와 같은 대응을 보이는 것으로 나타났다.

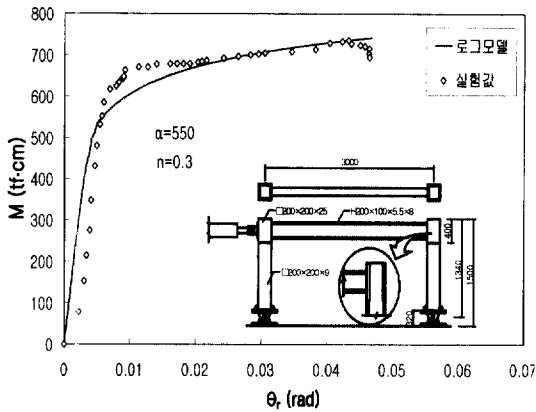


그림 4. 로그모델을 이용한 접합부 모델링

$$M = 550 [\ln(0.3 \cdot 10^3 \cdot \theta_r + 1)]^{0.3} \quad (6)$$

4.2.2 해석결과와 실험과의 비교

앞서 모델링한 반강접합부를 토대로 RPH-2DF를 이용한 수정소성해석과 실험결과를 비교해 보았다. 해석 결과에서 수평 변위는 실험결과처럼 큰 변형을 하지 못하고 대략 40mm 정도에서 종료되고 있는데 이것은 이 변위를 보이는 상태에서 골조가 가지고 있는 강성이 매우 낮아져 강성도 행렬이 0이나 음수를 갖거나 피벗팅하는 과정에서 피벗요소가 0에 가까운 값이 되어 하중 증분을 자동으로 축소시켜 수렴 조건을 만족시키다가 반복 횟수 제한에 걸려 종료되기 때문이다.

이 해석 결과에서 본 프로그램 RPH-2DF는 완전적인 측면에서 최대내력 및 초기강성값을 제시해 주고 있다고 할 수 있으며 무엇보다도 정확한 해석이 되기 위해 접합부의 모델이 중요하며 접선 탄성계수의 강성저하와 잔류응력 등을 고려해 넣어야 한다는 것을 알 수 있었다.

5. 강접합과 반강접합부의 경제성 비교

반강접합부가 실제 건물에 사용되었을 때 거동을 파악하고 강접합인 경우와 비교하기 위해 일반적인 철골조 10층 건물을 가정하여 설계하였다.

표 1. 해석 방법에 따른 결과와 실험결과의 비교

해석방법 비교항목	1차 탄성해석 (강접합부)	2차 탄성해석 (반강접합)	수정소성 한지해석 (반강접합)	실험 결과
수평강성 (tf/cm)	8.5 (1.42)	5.5 (0.92)	5.4 (0.90)	6.0 (1.00)
최대하중 (tf)	-	11.97 (1.10)	10.24 (0.93)	10.98 (1.00)

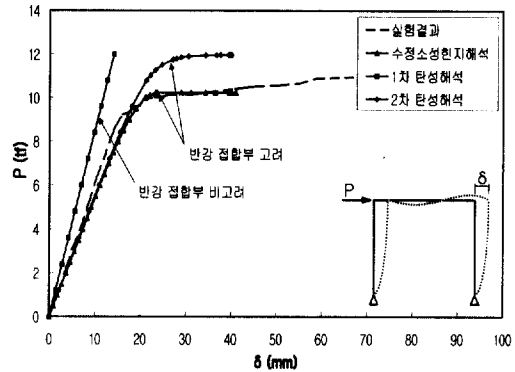


그림 5. 수정소성한지 해석결과와 실험결과의 비교

설계는 우선 범용 프로그램인 MIDAS GEN v4.2.2⁽³⁾상에서 대상 건물을 3차원으로 모델링하여 해석을 실시하였다. 범용 프로그램을 사용하여 건물을 미리 설계해 본 이유는 본 연구에서 해석 대상인 평면 골조에 현실성을 부여하고 단면 설계의 반복 과정을 줄여 해당 하중에 최적화된 단면을 얻기 위함이었다. 연구에 사용된 MIDAS 프로그램의 요소 수의 제약을 최대한 사용하는 범위 내에서 모델링을 실시하였다.

이를 통해 얻은 단면을 대상으로 개발한 RPH-2DF를 이용하여 반강접 골조인 경우와 강접 골조인 경우로 나누어 각각 해석을 실시하였고 해석 결과를 축력과 모멘트의 조합 응력비를 비교하여 반강접 골조를 사용했을 때 얻을 수 있는 경제성을 조사해 보았다.

5.1 설계 과정

5.1.1 골조 계획 및 가정 사항

그림 6은 계획된 사무소 건물의 구조평면도를 나타낸다. 골조는 규칙적이고 대칭으로 계획하여 비틀림의 효과는 무시되도록 하였다. 기본평면은 가로 5칸 세로 3칸으로 계획되었다. 평면상의 가로방향 스패ンは 8.0m, 세로방향은 10.0m 간격으로 설계하였다.

층고는 1층은 4.8m, 나머지 층은 3.6m로 계획하였다. 횡하중에 대한 저항 시스템으로는 가새를 이용하였다. 현실성을 고려한다면 전단벽 혹은 내력벽으로 구성된 코아를 배치하여 이중골조 방식으로 하는 경우가 일반적이겠지만 이미 언급한 대로 MIDAS프로그램의 요소 수를 제한하는 문제점으로 비교적 단면이 큰 가새를 인장력이 작용하는 방향으로 배치하여 저항하도록 계획하였다.

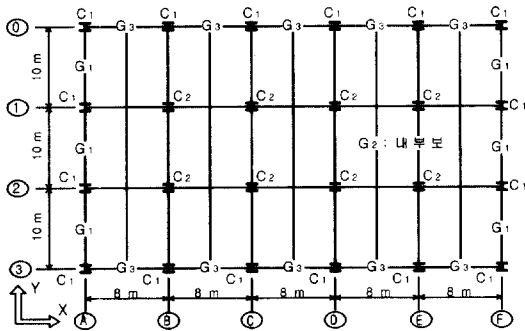


그림 6. 10층 사무소 건물의 평면도

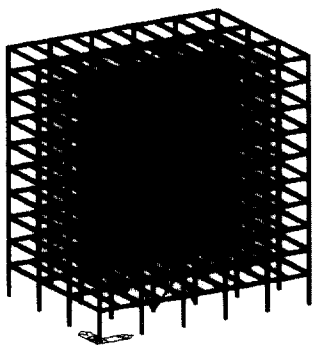


그림 7. 설계 대상 10층 사무소 건물

풍하중 및 지진하중은 2000년 '대한 건축학회 건축물 하중기준'(7)을 따라 계산하였다. 모든 보와 기둥은 부담면적에 해당하는 고정하중과 적재하중에 대하여 설계되고, 고정하중과 적재하중의 합과 횡하중의 합에 대하여 검토되었다.

강재의 재질은 SS400을 이용하였고 기둥의 구획은 시공상의 현실성을 충분히 고려하여 2~3개 층을 한 절로 내·외부를 구분하고, 보의 구획은 내·외부를 구분하여 가정하였다.

유효좌굴길이는 층고를 유효좌굴길이로 하여 계산하도록 하였고, 기초는 고정된 것으로 가정하여 주각 부분의 고정도는 설계 대상에서 제외시켰다. 평면상 보와 보의 접합은 핀접합으로 가정하였다.

5.1.2 하중 계산

설계에 적용된 고정하중 및 적재하중은 표 2에 보는 바와 같다.

풍하중은 설계기준 풍속 30m/sec, 노풍도 A를 사용하여 각 층의 풍하중을 산정하였고, 지진하중은 2000년 대한 건축학회 건축물 하중 기준에 의해 지진구역 중요도 계수 1.2, 지역계수 0.11, 지반계수 1.0을 가정하여 건물의 중량에 따른 밀면 전단력을 산정한 후 각층의 등가정적하중으로 치환되었다. 풍하중과 지진하중 중에서 큰 밀면

표 2. 작용 하중 가정

층	사용재료	고정하중 (kgf/m ²)	적재하중 (kgf/m ²)	
지붕	누름콘크리트	230	617 ↓ 620	200
	방수	15		
	고름모르타	20		
	메탈데크슬래브	332		
	천정마감	20		
일반층 (2~9층)	경량칸막이벽	100	502 ↓ 510	250
	바닥마감	50		
	메탈데크슬래브	332		
	천정마감	20		
1층	바닥마감	120	520	400
	메탈데크슬래브	380		
	천정마감	20		
외벽	curtain wall, 외주 등을 포함한 외부벽면의 평균	200		

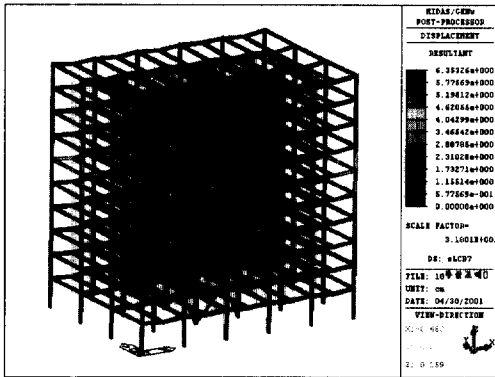


그림 8. MIDAS를 이용한 해석 결과

표 3. 최초 가정 단면과 MIDAS를 통해 최적 설계된 부재

층	부재	단면 ID	부재		최대 용력비
			최초 가정 단면	최적화된 단면	
1~3	외부기둥	C1(1-3)	H-428×407 ×20/35	H-428×407 ×20/35	0.963
	내부기둥	C2(1-3)	H-498×432 ×45/70	H-498×432 ×45/70	0.939
4~6	외부기둥	C1(4-6)	H-414×405 ×18/28	H-414×405 ×18/28	0.837
	내부기둥	C2(4-6)	H-458×417 ×30/50	H-458×417 ×30/50	0.743
7~8	외부기둥	C1(7-8)	H-400×408 ×21/21	H-400×408 ×21/21	0.749
	내부기둥	C2(7-8)	H-400×400 ×13/21	H-400×400 ×13/21	0.870
9~R	외부기둥	C1 (9-R)	H-394×398 ×11/18	H-394×398 ×11/18	0.795
	내부기둥	C2 (9-R)	H-310×305 ×15/20	H-300×300 ×10/15	0.858
전층	외부보 (단면)	G1	H-400×200 ×8/13	H-390×300 ×10/16	0.777
	내부보	G2	H-390×300 ×10/16	H-440×300 ×11/18	0.835
	외부보 (장면)	G3	H-340×250 ×9/14	H-450×200 ×9/14	0.906
	가새	BR	H-200×200 ×8/12	H-200×200 ×8/12	0.368

표 4. 평면 가새골조의 부재 단면

층	부재	단면 ID	단면종류	강재종류
1~3	외부기둥	C1(1-3)	H 428×407×20/35	SS400
	내부기둥	C2(1-3)	H 498×432×45/70	SS400
4~6	외부기둥	C1(4-6)	H 414×405×18/28	SS400
	내부기둥	C2(4-6)	H 458×417×30/50	SS400
7~8	외부기둥	C1(7-8)	H 400×408×21/21	SS400
	내부기둥	C2(7-8)	H 400×400×13/21	SS400
9~R	외부기둥	C1(9-R)	H 394×398×11/18	SS400
	내부기둥	C2(9-R)	H 300×300×10/15	SS400
전층	보	G2	H 440×300×11/18	SS400
	가새	BR	H 200×200×8/12	SM490

전단력을 택하여 풀조해석에 이용하였다. 본 연구에서 횡력은 풍하중에 의해 지배되었다. 모든 부재에 대한 해석의 결과는 AIK-LSD 97의 하중조합에 의해 검증되도록 하였고 해석결과 X방향 수평변위는 3.768cm, Y방향 수평변위는 4.247cm로 모두 사용성 측면에서 건물높이의 1/400 (=9.3cm)이하의 제한치를 만족하고 있다. 부재의 검토 메뉴에서 프로그램에 있는 최적화 기능을 이용하여 표 3에 표시한 단면을 얻을 수 있었다.

5.2 강접합 평면골조와 반강접 평면골조의 거동 비교

5.2.1 대상 평면 골조

앞서 MIDAS GEN v4.2.2를 통해 설계된 최적화 단면의 10층 골조에서 Y축 방향 16m 지점(㉔)의 가새가 있는 평면골조를 앞으로의 연구 대상 골조로 선택하도록 한다. 이 위치의 평면골조를 선택한 이유는, 개발한 해석 프로그램 RPH-2DF는 2차원의 골조만을 해석할 수 있기 때문이다. 사용성 문제에 관련하여 3차원적으로 수평변위를 계산해 내지 못해 반강접합부를 사용한 비가새 평면골조의 수평변위를 과대평가하게 된다는 문제점이 있다. 한편 X축 방향의 가새 평면골조의 경우 간사이가 비교적 짧아 건물의 수평강성은 대부분 기둥에 의한 것이 되어 가새의 설치 여부에 관계없이 거의 유사한 거동을 보이기 때문에 연구 대상 골조에서 제외되었다. 일반적으로 반강접합부를 가진 평면골조는 가새 보강 또는 강성이 큰 부재 사용 혹은 강접합부와 혼용하는 방법으로 수평변위를 제어하는 것이 유리하다고 알려져 있다. 따라서 수평하중과 수직하중이 작용할 때 기둥, 보, 접합부, 그리고 가새 등 모든 건물의 요소가 하중에 저항하는 상태가 되어 강접일 때와 반강접일 때 그 차이를 볼 수 있는 그림 8와 같은 ㉔ 단면의 평면 가새골조를 연구의 대상으로 선택한 하였다. 연구 대상 골조의 제원/입면은 표 4 및 그림 9와 같다.

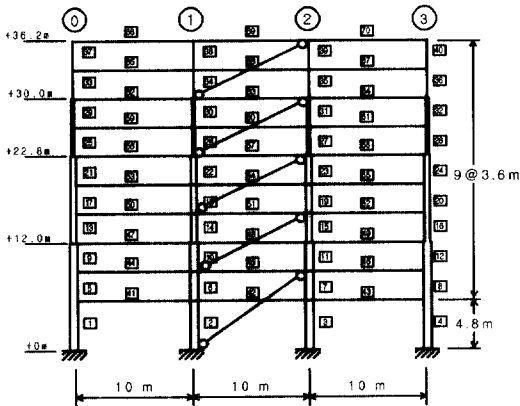


그림 9. 연구대상 평면 가새골조 입면도

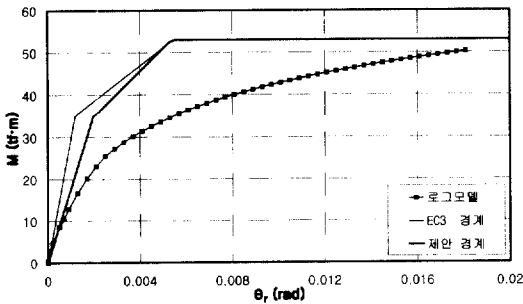


그림 10. 접합부의 모멘트-회전각 관계

5.2.2 반강접합부 모델

대상 골조에 적용할 반강접합부를 모델링하기 위하여 가상의 접합부를 가정하고 반복과정을 통하여 그림 10에서 보는 바와 같이 제안한 분류 경계 및 EC3에서의 접합부 분류 기준을 만족하고 본 연구에 적용할 로그 모델을 이용하여 반강접합부를 선정하게 되었다. 선정된 반강접합부의 제원은 다음과 같다. 식(4)에, 적용할 로그 모델의 형상계수를 대입한 값은 다음과 같다.

$$M = 25 [\ln(0.72 \cdot 10^3 \cdot \theta, + 1)]^{0.72} \quad (\text{단위 } \text{tf.m}) \quad (7)$$

5.2.3 해석 결과

골조에서 수평하중과 수평변위의 관계를 살펴보기 위하여 설계하중인 풍하중을 기준으로 수평변위가

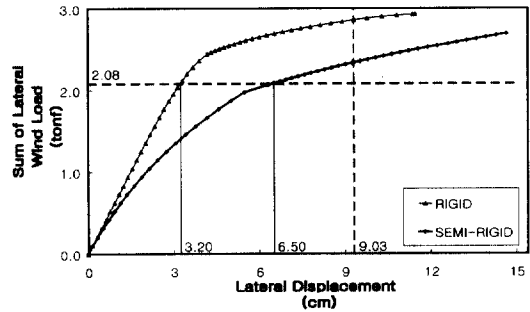


그림 11. 최상층의 수평하중-수평변위 관계

가장 큰 지점 즉, 풍하중이 가해지는 최상층 기둥 상단의 절점에서 수평변위를 비교 대상으로 하였다.

이 대상 골조의 하중 부담면적을 고려하여 MIDAS 해석시 검토한 AIK-LSD 97의 하중조합 가운데 최악의 조건으로 볼 수 있는 1.2DL+0.5LL+1.3WL을 따라 하중을 계산하였다.

본 프로그램에서는 계산한 하중에 대해 일정 반복 횟수로 나는 하중 증분값을 매 회마다 증가시켜가도록 하고 있다. 해석 진행 중 문제나 소성현상이 발생하면 자동적으로 하중증분을 20%씩 감소시키도록 하고 있기 때문에 비교 절점에 가해진 하중이 계수하중값의 98%~102%(최종하중단계)일 때 사용성 한계를 검토하였다.

참고로 비교 절점의 계수 풍하중은 2.08tf이고 최종하중단계일 때 최대 수평변위는 그림 11에서 보는 바와 같이 강접합 골조인 경우 3.2cm로 사용성 한계인 9.3cm (H/400)를 만족하는 것으로 나타났다. 반강접합부를 사용하였을 경우는 최대 수평변위가 6.29cm로써 사용성 한계값인 9.3cm까지는 충분한 부재 내구성을 잠재적으로 보유하고 있는 것으로 나타났다.

한편 층간변위 제한값은 「건축물의 구조기준 등에 관한 규칙(1992)」에 명시하고 있는 층고의 0.015배인 제한 기준에 따라 일반층에서는 5.4cm, 1층에서는 7.2cm로 계산된다. 여기서 강접인 경우는 최대 0.54cm, 반강접인 경우 최대 1.27cm으로 제한값을 모두 만족하고 있다.

또한 보의 처짐의 경우 EC3의 규준에 따라 지붕층에서는 스패의 1/200, 일반층에서는 스패의 1/250 이라는 제한 기준을 따르면 그 제한값은 각각 5.0cm와 4.0cm로 여기서는 사용하중에 대해 검토한 것이 아니라 하중계수가 곱해진 경우에 대해 검토한 결과 반강접인 경우 지붕층에서 최대 5.0cm, 일반층에서 4.0cm로 역시 모두 만족하고 있다.

따라서 이 절점에서 수평하중-수평변위 관계 선상에서 보여진 부재의 여력을 단면 감소로 환산하여 반복 작업을 통한 단면 변환을 시도하였다.

5.2.4 단면 변환

해석결과를 바탕으로 식(8)의 축력과 휨모멘트의 조합 응력비로 가새를 제외한 모든 부재를 검토하여 최대 하중 작용시 성능 발현을 확인해 보았다. 조합 응력비가 1이면 단면이 가지고 있는 성능을 100% 발휘하고 있는 것이고 0.8이하인 경우 단면 개선의 여지가 있는 것으로 볼 수 있다.

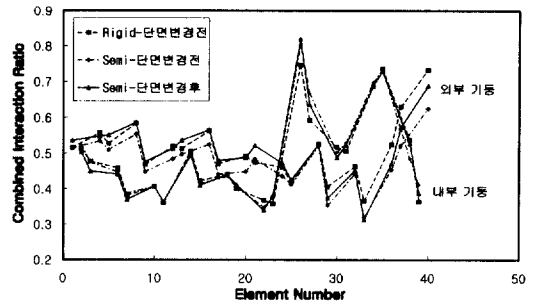
여기서는 단면구획(zoning)을 통해 동일 단면을 사용하고 있는 부재 가운데서 최대 조합 응력비가 1을 넘지 않아야 한다는 전제 조건하에 반복작업을 통해 최적 단면을 확보해 나갔다.

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + \frac{P_u}{\phi P_n} = \text{Comb.} \quad (8)$$

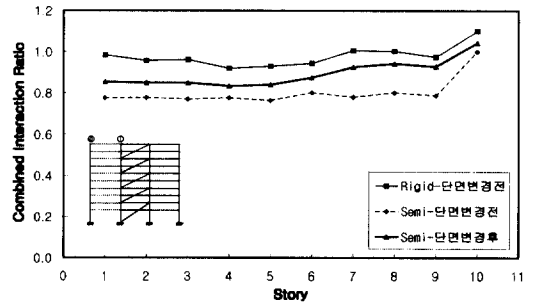
그림 12에는 단면 변경전의 강접합인 경우와 반강접합인 경우 기둥과 보에 대한 조합 응력비 및 단면 변경후의 조합 응력비를 함께 비교해 놓았다.

그림 13은 보와 기둥의 모멘트와 축력의 응력비를 각각 산정하여 단면 변경전과 변경 후의 전반적인 응력비 분포를 나타내었다.

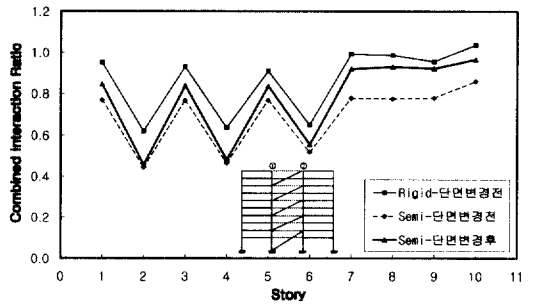
기둥 부재의 경우 단면 변경후라도 초기항복면 근처에 집중하게 되는 형태를 이루고 보의 경우 항복면 근처로 이동하는 모습을 볼 수 있다.



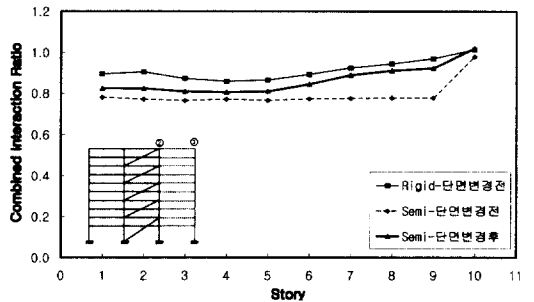
(a) 기둥



(b) 외측보 ①-①



(c) 내부보 ①-②



(d) 외측보 ②-③

그림 12. 보와 기둥의 조합 응력비

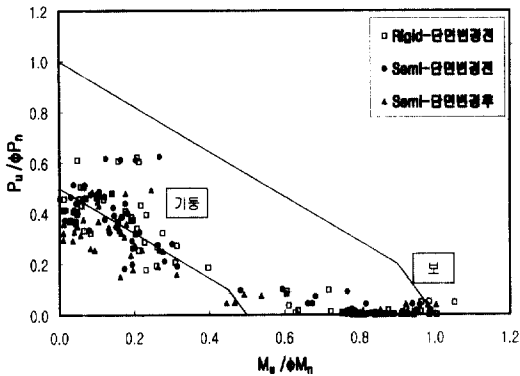


그림 13. 보와 기둥의 모멘트-속력 비

표 5. 반강접합부 사용으로 인한 강재 감소량

단면 번호	길이당중량 (kgf/m)		부 재 수	부재 길이 (m)	중 량 (kgf)		감소량 (kgf)
	강접 합	반강 접			강접합	반강접	
1	283	232	2	4.8	2716.80	2227.20	489.6
	283	232	4	3.6	4075.20	3340.80	734.4
2	605	605	2	4.8	5808.00	5808.00	0
	605	605	4	3.6	8712.00	8712.00	0
3	232	197	6	3.6	5011.20	4255.20	756
4	415	415	6	3.6	8964.00	8964.00	0
5	197	172	4	3.6	2836.80	2476.80	360
6	172	172	4	3.6	2476.80	2476.80	0
7	147	140	4	3.6	2116.80	2016.00	100.8
8	94	94	4	3.6	1353.60	1353.60	0
10	124	107	30	10.0	37200.00	32100.00	5100
12	49.9	49.9	1	13.1	651.69	651.69	0
	49.9	49.9	4	12.3	2459.47	2459.47	0
합계					84382.37	76841.56	7540.8

응력비 검토에서 보는 바와 같이 반강접합부를 가진 골조의 단면 변경 후의 응력비는 대체로 단면변경전의 반강접합부의 응력비와 강접합부의 응력비 사이값을 가짐으로써 적절한 단면 변경이 이루어졌음을 확인할 수 있었다.

최종적으로 표 5에 반강접합부를 사용으로 인한 강재 감소량을 계산해 보았다. 그 결과 최종적인

단면 변경을 통해 반강접합부를 사용했을 때 강접합부를 사용한 경우에 대해 줄어든 량의 비는 약 9%정도로 계산되었다. 이것은 강재량만을 비교한 경제성 평가로 강접합으로 만들기 위해 소요되는 제작비를 고려한다면 반강접합부를 사용하여 얻는 경제적 이득은 더욱 클 것으로 판단된다.

그리고 차후 연구를 통하여 다음과 같은 사항을 더 보완하여야 할 것으로 사료된다.

- (1) 좀더 많은 실험 결과 및 이론 해석을 통하여 반강접합부 모델링을 일반화하여 적용.
- (2) 다양한 강도의 반강접합부를 적용하여 강재의 증감량 파악.
- (3) 사용된 반강접합부의 디테일을 데이터베이스에서 확인
- (3) 여러 건물을 대상으로 한 경제성 검토.(가새의 유무, 다양한 건물층수 등)
- (4) 최종 강재량을 확인하는 과정까지 프로그램상에 반영.

6. 결 론

이상의 연구를 통해 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 수정소성힌지 방법은 실용적인 측면에서 유한요소해석에 비해 우수하며 반강접 골조 해석에 적당한 방법이다.
- (2) 골조의 접합부가 반강접합일 때 1차 탄성 해석의 경우 강성을 과대 평가할 수 있으며 접합부 비탄성 거동을 고려한 2차 탄성 해석의 경우 최대 내력이나 항복내력을 과대 평가할 우려가 크다
- (3) 수정소성힌지법에 기초해 개발한 RPH-2DF는 반강접합부를 사용한 골조 해석에 실용 가능성이 충분히 있다고 판단한다.
- (4) 사용성을 만족하는 범위 내에서 반강접합부를 사용한다면 강접합부를 사용했을 때 보다 골조 전반에 걸쳐 부재의 조합 응력비가 증가하여 부재 능력의 낭비를 막을 수 있다.

감사의 글

본 연구는 포항제철(주)의 석좌교수기금과 한양대학교 초대형구조시스템 연구센터(STRESS)의 지원으로 수행한 연구입니다.

참고 문헌

1. 정상민, "두께중복형 접합부를 갖는 각형강관 골조에 관한 연구", 한양대학교 석사학위 논문, 1994. 12.
2. 김상대, 홍원기, "비탄성해석의 최근 연구동향", 강구조학회, 제 9권 4호, 12/1997. pp 48~56.
3. 포스코개발주식회사, "MIDAS GEN User's Manual", 1998
4. 류홍식, "반강접 접합부에 대한 모멘트 회전각 모델에 관한 연구", 한양대학교 석사학위 논문, 2000. 12.
5. 대한건축학회, "강구조 한계상태 설계기준 및 해설", 기문당, 1998.
6. 문태섭, 이명재, 오영석, 전대한, "매트릭스 구조해석", 기문당, 1999.
7. 대한건축학회, "건축물 하중기준 및 해설", 태림문화사, 2000.
8. 한국강구조학회, "강구조의 설계", 구미서관, 2000.
9. 日本建築學會, "鋼構造塑性設計指針" 11/昭和 50
10. Lui, E. M And Chen, W. F, "Analysis And Behavior Of Flexibly Jointed Frames", Engineering Structures, Vol. 8, 1986. pp 456~462.
11. Wu, F.S And W.F Chen, "A Design Model For Semi-Rigid Connections", Engineering Structures, Vol. 12, 1990. pp 235~245.
12. W. F Chen & E. M Lui, "Stability Design Of Steel Frames", CRC Press, 1991.
13. W. F Chen & S. Toma, "Advanced Analysis Of Steel Frames", CRC Press, 1994.

(접수일자 : 2001년 5월 17일)