

단조하중을 받는 철골구조물의 접합부 연성도에 관한 연구

A Study on Connection Ductility of Steel Structures Subjected to Monotonic Loading

강 석 봉¹⁾ · 김 진 형²⁾

Kang, Suk-Bong Kim, Jin-Hyoung

요 약 : 6층 비가새 및 20층 가새 철골구조물에서 기하 비선형, 재료 비선형, 접합부 비선형을 고려할 때 극한 횡하중에 대해 요구되는 접합부 연성도를 파악하였다. 재료 비선형을 고려하기 위하여 단면 모멘트-곡률 관계는 Fiber 모델을 이용하고 부재 강성행렬은 유연도 선형분포 해석모델을 이용하여 유도하였다. 강접합부를 반강접합부로 대체한 6층 구조물의 접합부 연성도는 강접합부인 경우 보다 적었고 20층 구조물에서 요구되는 반강접합부 연성도는 전단접합부의 경우와 거의 같고 강접합부는 전단접합부나 반강접합부에 비하여 큰 연성도가 필요하였다.

ABSTRACT : The required connection ductility has been evaluated, considering geometric, material and connection nonlinearity, for 6-story unbraced and 20-story braced steel structures subjected to ultimate lateral load. For material nonlinearity, section moment-curvature relationship and member stiffness matrix have been derived utilizing fiber model and linear flexibility distribution model. In 6-story structure with semi-rigid connections for rigid connection, the required connection ductility is less than that for rigid connection. In 20-story structure, the required connection ductility for semi-rigid connection is almost the same as that for shear connection and the required ductility for rigid connection is larger than that for semi-rigid or shear connection.

핵심용어 : 반강접합부, 재료비선형, 기하비선형, 비선형 구조해석, 접합부 연성도

KEYWORDS : Semi-rigid Connection, Material Nonlinear, Geometric Nonlinear, Nonlinear Structural Analysis, Connection Ductility

1) 정회원, 울산대학교 건축학부 부교수, 공학박사

2) 울산대학교 대학원 건축학과 석사

본 논문에 대한 토의를 2001년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

1. 서 론

철골구조물에서 대 지진시 발생하는 에너지를 방출하는데 필요한 소성변형은 휨에 의해 보가 항복하고 전단에 의해 패널 존이 항복하는 형태로 발생한다고 가정하여 왔는데 이것은 철골구조물 용접부 철골 연성이 비탄성 구조거동을 지지하기에 적합하다는 판단 때문이었다. 그러나 1994년 미국 노스리지 지진과 1995년 일본 고베 지진에서 휨에 저항하는 용접접합부를 가진 철골 골조구조물을 포함한 많은 건물에 상당한 피해가 발생하였다. 이것은 1988년 이래 UBC 규준에 규정된 접합방법이 접합부의 소성거동을 보장할 수 있다는 것과 상반되었다. 본 연구에서는 철골구조물 재료 비선형 그리고 접합부 비선형 관계를 고려할 때 구조물 극한상태에서 요구되는 접합부 연성도 및 접합부별 연성도 특성을 파악하였다.

2. 구조물 설계

2.1 철골 골조구조물

본 연구를 위한 기본(Prototype)구조물은 6층 비가새 골조구조물^(3,4)과 20층 가새 골조구조물

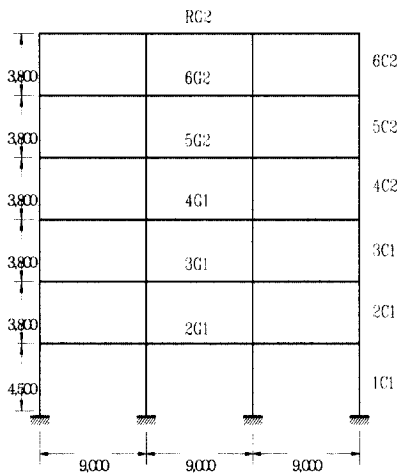


그림 1. 6층 비가새 철골구조물 단면도

(2,3)로 강구조계산규준의 허용응력도법에 맞게 구조설계 되었다.

6층 구조물은 접합부를 강접합부로 가정하여 구조설계 되었고 강접합부를 반강접합부로 대체하여 부재설계한 결과 차이가 났으나 부재 단면 치수를 줄일 수 있는 정도가 아니어서 강접합에 대한 부재를 그대로 사용하였다.

20층 구조물에서 중앙의 코아부분은 가새로 설계되어 횡변위를 제어할 수 있는 구조로 계획되었다. 코아부분과 외부 골조를 연결하는 보의 접합부는 전단접합부로 설계하였고 나머지 접합부는 강접성능을 가지는 모멘트 접합부(그림 2의 ◀ 표시 부분)로 설계하였다.

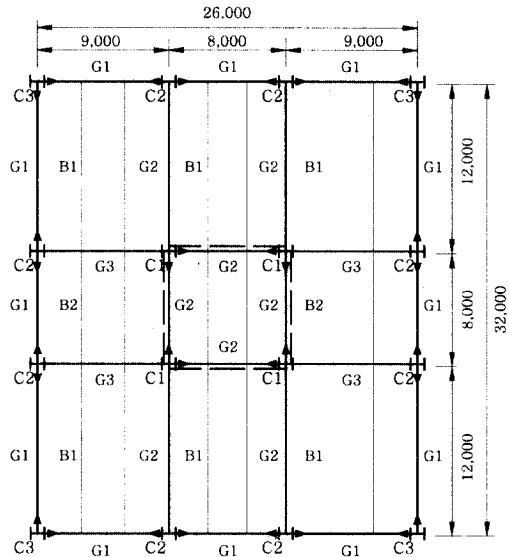


그림 2. 20층 가새 철골구조물 평면도

표 1. 보 및 가새부재

골 조	부재	단면치수(mm)
6 층	G1	H-450×300×11×18(이하H-1)
	G2	H-450×300×10×15(이하H-2)
20 층	G1, G2	H-582×300×12×17(이하H-3)
	G3	H-700×300×15×28(이하H-4)
	G2'	H-390×300×10×16(이하H-5)
	G3'	H-500×300×11×18(이하H-6)
	B1, B2	H-390×300×10×16(이하B-1)
가새	H-200×200×8×12(이하B-2)	

표 1에서 H-3 및 H-4는 양단에 전단접합부를 갖는 보이고 반강접 효과를 고려하여 부재치수를 재조정된 부재가 H-5 및 H-6이다. 보에 전단접합부 대신 반강접 접합부를 사용하는 경우 초기 구조설계의 기둥 단면치수를 그대로 사용하였다.

2.2 보-기둥 접합부

6층 철골구조물에서 강접합부인 Extended End Plate 접합부(이하 EPC)를 반강접합부인 Top and Seat Angle With Double Web Angle 접합부⁽⁵⁾(이하 TSD)로 대체하였고, 20층 철골구조물에서는 강접합부로 EPC를 사용하고 전단접합부인 Double Web Angle 접합부(이하 DWA)

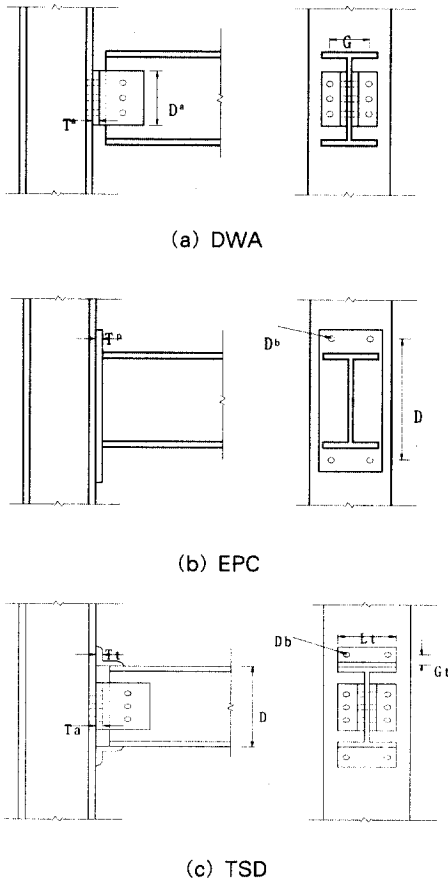


그림 3. 접합부 매개변수

를 TSD로 대체하여 구조해석을 실시하였다.

접합부를 고려한 구조해석 결과를 활용하여 보 부재크기를 재조정하고 이에 맞는 접합부를 선정하여 반강접 접합부 영향을 파악하였다. DWA 극한 모멘트는 보 소성모멘트의 20%, TSD는 70%, EPC는 90%로 하였다. 접합부 매개변수는 표 2에 나타나 있다. 6층 및 20층 구조물 접합부 모멘트-회전각 곡선은 그림 4와 같이 표현할 수 있다.

표 2. 접합부 매개변수 (단위: mm)

구조	구분	보 종류	T_t	D	D_b	T_a	G_t	L_t
6층	TSD	H-1	12.0	450	-	7.00	49.0	300
		H-2	13.0	450	-	6.00	60.0	300
	EPC	H-1	20.0	515	21.5	-	-	-
		H-2	24.0	503	17.5	-	-	-
20층	DWA	H-4	40.0	644	-	-	280	-
		H-3	28.0	548	-	-	280	-
		H-5	30.0	358	-	-	280	-
	TSD	H-4	14.0	700	-	7.00	42.0	300
		H-3	13.0	582	-	7.00	54.0	300
		H-5	9.00	390	-	5.00	34.0	300
	EPC	H-3	20.0	657	21.5	-	-	-

접합부 삼선형(Tri-Linear) 모델링 결과는 표 3과 같으며, 접합부 연성도 검토를 위한 항복회전각도 나타나 있다.

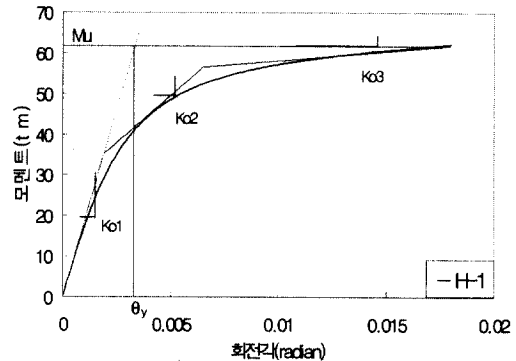


그림 4. 모멘트-회전각 곡선(TSD)

표 3. 접합부 삼선형 모델 및 항복 회전각

골조	구분	보종류	직선변환점			θ_y (rad.)	
			M_{p1}	M_{p2}	M_{p3}		
			θ_{p1}	θ_{p2}	θ_{p3}		
6층	TSD	H-1	35.20 0.0019	56.51 0.0065	61.83 0.024	0.0033	
		H-2	28.20 0.0020	46.67 0.0065	51.38 0.024	0.0034	
	EPC	H-1	40.88 0.0012	68.13 0.0043	85.44 0.024	0.0024	
		H-2	35.87 0.0013	60.02 0.0046	71.78 0.024	0.0026	
	20층	DWA	H-3	25.99 0.0019	42.75 0.0068	48.64 0.024	0.0036
			H-5	16.08 0.0021	22.73 0.0071	26.10 0.024	0.0038
TSD		H-3	47.65 0.0019	76.50 0.0065	87.47 0.024	0.0035	
		H-5	26.20 0.0023	42.30 0.0069	48.31 0.024	0.0037	
EPC		H-3	56.90 0.0012	94.83 0.0043	118.9 0.024	0.0025	

표 5. 예측모형식 매개변수

접합부	α	β	r1	r2	r3
DWA	0.874	30.62	0.300	1.940	0.515
TSD	0.150	9.069	0.320	1.750	0.572
EPC	5.637	231.2	0.19	1.805	0.554

3.2 단순 해석모델

보-기둥 접합부의 비선형 거동을 고려하는 경우 구조해석 과정에서 Overshooting 문제가 발생되고, 부재 기하비선형을 고려하기 위하여 반복법을 사용해야 되며, 구조물 극한하중에 대한 구조물 거동을 파악해야 하므로 다음과 같은 삼선형 해석모델을 제안하였다.

$$K_{d1} = K_0 \quad (2)$$

$$K_{d2} = \left(\frac{1}{4}\right)K_0 \quad (3)$$

$$K_{d3} = \left(\frac{1}{40}\right)K_0 \quad (4)$$

3. 보-기둥 접합부 해석모델

3.1 비선형 해석모델

제안된 비선형 해석모델 중에서 식 (1)⁽⁵⁾과 같은 멱급수 함수식을 선정하여 접합부 비선형 거동을 나타내었다.

$$M = \frac{1}{k} \left\{ \alpha \cdot \theta + \frac{\beta \cdot \theta}{\left[1 + \left(\frac{\theta}{r_1} \right)^{r_2} \right]^{\beta}} \right\} \quad (1)$$

본 연구에서 선정한 접합부에 대한 식(1)의 매개변수는 다양한 실험결과⁽⁸⁾를 활용하여 확인하였고 그 결과가 표 5에 나타나 있다.

표 4. 접합부 표준화 상수 k

접합부	k
DWA	$D^{-1.572} \cdot T_i^{-1.041} \cdot G^{0.575}$
TSD	$T_i^{-1.184} \cdot D^{-1.379} \cdot T_a^{-0.434} \cdot L_i^{-0.955} \cdot G_i^{-1.078}$
EPC	$D^{-1.448} \cdot T_p^{-0.633} \cdot D_b^{-1.225}$

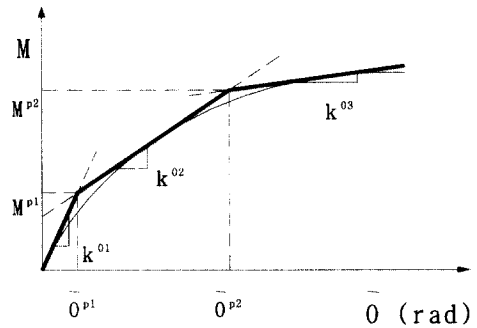


그림 5. 삼선형 해석모델

여기에서 k_0 는 해당 접합부 M- θ 곡선의 초기 기울기이며 직선 변환점은 외접하는 직선의 교점이다.

3.3 단순 해석모델 검증

접합부 비선형 해석모델을 15개의 직선변환점

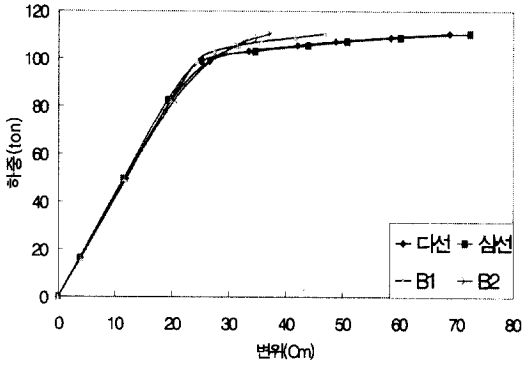


그림 6. 하중-변위 관계(EPC)

으로 나타내는 다선형(Multi-Linear) 해석모델과 삼선형 해석모델을 이용하여 구조물 거동을 비교하였다. 그림 1의 구조물에 설계 수직하중을 재하하고 등가 지진하중인 역삼각형 형태의 횡하중을 구조물 한계상태까지 재하 하였다. 그림 6은 강접합부로 EPC에 대한 다선형 해석모델을 사용한 구조해석 결과이며 극한하중은 110.55 ton이었고 해당변위는 H/34.2이었다.

그림 7과 같이 TSD를 사용한 구조해석 결과는 극한하중이 115.28 ton 이었고 해당변위는 H/36.5이었다.

삼선형 모델이 이선형(Bi-Linear) 모델⁽¹⁾에 비하여 구조물 한계상태에서 극한하중 뿐만 아니라 변위도 정확히 표현할 수 있었다.

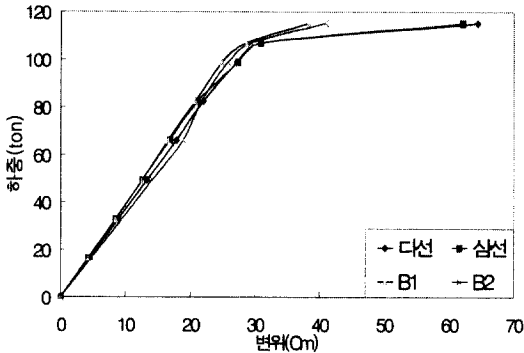


그림 7. 하중-변위 관계(TSD)

3.4 접합부 연성도

본 연구에서는 접합부 연성도를 한계상태 회전각(θ_u)과 항복회전각(θ_y)의 비율로 식(5)와 같이 정의하였다.

$$\mu = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (5)$$

접합부 연성도를 정의하기 위한 접합부 항복회전각(θ_y)⁽⁷⁾은 접합부 모멘트-회전각 곡선의 초기 접선과 접합부 극한 모멘트가 만나는 점의 회전각을 의미한다. 6층 및 20층 철골구조물에서 사용된 접합부의 항복회전각이 표 3에 나타나 있다.

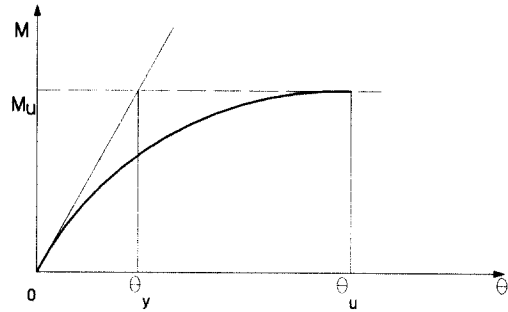


그림 8. 접합부 항복점

4. 비선형 부재 강성행렬

4.1 개론

본 연구에서는 골조 구조물의 거동을 명확히 규명하기 위해서 접합부 비선형, 기하 비선형 문제 및 재료 비선형을 고려할 수 있는 탄소성 구조해석 프로그램^(3,4)을 개발하였다. 단면 모멘트-곡률 관계는 Fiber 모델⁽¹¹⁾을 이용하여 구하고 부재 강성행렬은 유연도 선형분포 해석모델⁽¹¹⁾을 이용하여 유도하였다.

4.2 Fiber 모델

Fiber 모델에서는 변형 전 단면은 변형 후에도 단면을 유지한다는 가정을 기본으로 한다. 그림 9와 같이 단면을 여러 개의 Fiber로 나누고 각 Fiber에서 발생하는 응력은 재료 응력-변형을 관계, 단면 평형조건과 적합조건을 이용하여 구한다. 강재 변형 경화특성은 고려하지 않았다.

i 번째 Fiber 변형율은 다음과 같다.

$$\varepsilon_i = \varepsilon_p + \phi \cdot y_i \quad (6)$$

여기에서

ε_p = 기준점(보통 소성중심이나 단면 축의

1/2점)에서의 변형율

ϕ = 단면의 곡률

y_i = 기준점에서 i 번째 Fiber까지 거리

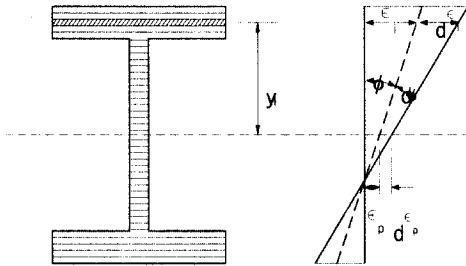


그림 9. 부재단면과 변형율 분포

곡률 증분 $d\phi$ 에 대한 단면의 축력과 모멘트 증분은 다음과 같다.

$$dP_s = \sum A_i \cdot E_i \cdot d\varepsilon_i \quad (7)$$

$$dM_s = \sum A_i \cdot E_i \cdot d\varepsilon_i \cdot y_i \quad (8)$$

여기에서 $A_i = i$ 번째 Fiber 면적

$E_i = i$ 번째 Fiber 현재 강성

위 식에 식 (6)을 대입하면

$$dP_s = \sum A_i \cdot E_i \cdot (-d\varepsilon_p + d\phi \cdot y_i) \quad (9)$$

$$dM_s = \sum A_i \cdot E_i \cdot y_i \cdot (-d\varepsilon_p + d\phi \cdot y_i) \quad (10)$$

따라서 단면 강성 k_s 는 다음과 같다.

$$\begin{pmatrix} dM_s \\ dP_s \end{pmatrix} = k_s \begin{pmatrix} d\phi \\ d\varepsilon_p \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d\phi \\ d\varepsilon_p \end{pmatrix} \quad (11)$$

식 (9)와 식 (10)으로부터

$$a_{11} = \sum A_i \cdot E_i \cdot y_i^2$$

$$a_{12} = a_{21} = \sum A_i \cdot E_i \cdot y_i \quad (12)$$

$$a_{22} = \sum A_i \cdot E_i$$

를 구할 수 있다. 그림 10은 Fiber 모델을 이용하여 부재 H-1의 모멘트-곡률 관계이다.

표 6은 본 연구에서 사용된 구조부재의 모멘트-곡률 관계를 3개의 구간으로 표현한 직선변환점

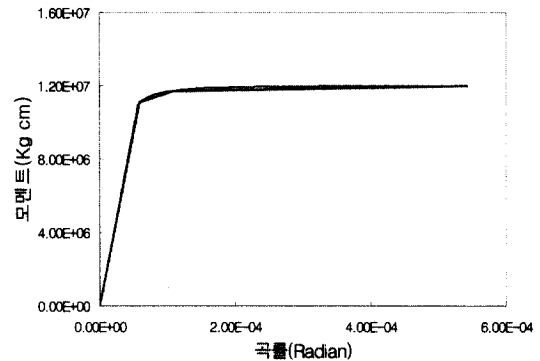


그림 10. 모멘트-곡률 관계(H-1)

표 6. 직선 변환점 모멘트

골 조	보종류	직선변환점 모멘트(t m)		
		단계 1	단계 2	단계 3
6 층	H-1	85.5	89.4	91.0
	H-2	71.3	75.7	77.0
20 층	H-3	111.0	119.0	120.0
	H-5	58.7	62.8	64.3

을 나타낸 것이다. 단계 1은 첫 번째 직선변환점까지의 탄성구간이며 단계 3은 완전소성구간이다. 단계 2는 탄성구간과 완전소성구간 사이를 나타낸다.

4.3 부재 강성행렬

유연도 선형분포 해석모델⁽¹¹⁾에서는 그림 11과 같이 단면 유연도 계수(1/EI)가 단부와 변곡점 사이에서 선형으로 변한다고 가정한다.

이에 대한 부재 유연도(Flexibility) 행렬은 다음과 같이 표현된다.

$$\begin{pmatrix} \theta_a \\ \theta_b \end{pmatrix} = L \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} M_a \\ M_b \end{pmatrix} \quad (13)$$

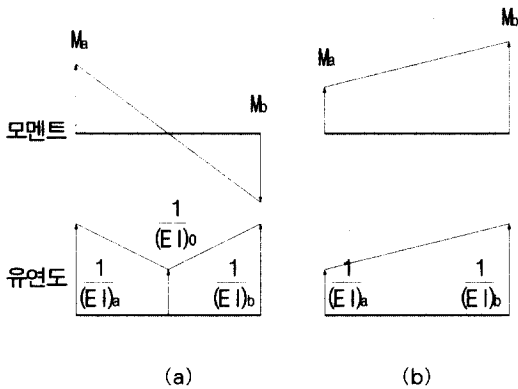


그림 11. 모멘트 및 유연도 분포

a)의 경우:

$$\begin{aligned} f_{11} = & \frac{1}{12(EI)_a} (6\alpha - 4\alpha^2 + \alpha^3) \\ & + \frac{1}{12(EI)_b} (1 - 3\alpha + 3\alpha^2 - \alpha^3) \\ & + \frac{1}{12(EI)_o} (3 - 3\alpha + \alpha^2) \end{aligned} \quad (14)$$

$$\begin{aligned} f_{12} = f_{21} = & \frac{1}{12(EI)_a} (-2\alpha^2 + \alpha^3) \\ & + \frac{1}{12(EI)_b} (-1 + \alpha + \alpha^2 - \alpha^3) \\ & + \frac{1}{12(EI)_o} (-1 - \alpha + \alpha^2) \end{aligned} \quad (15)$$

$$\begin{aligned} f_{22} = & \frac{1}{12(EI)_a} \alpha^3 + \frac{1}{12(EI)_b} (3 - \alpha - \alpha^2 - \alpha^3) \\ & + \frac{1}{12(EI)_o} (1 + \alpha + \alpha^2) \end{aligned} \quad (16)$$

b)의 경우:

$$f_{11} = \frac{1}{4(EI)_a} + \frac{1}{12(EI)_b} \quad (17)$$

$$f_{12} = f_{21} = -\frac{1}{12(EI)_a} - \frac{1}{12(EI)_b} \quad (18)$$

$$f_{22} = \frac{1}{12(EI)_a} + \frac{1}{4(EI)_b} \quad (19)$$

여기에서 $\alpha = \frac{M_a}{M_a + M_b}$ 이다. 부재 휨강성 행렬은 유연도 행렬의 역행렬이다.

$$[k_s] = \frac{1}{L(f_{11} * f_{22} - f_{12} * f_{21})} \begin{bmatrix} f_{22} & -f_{12} \\ -f_{21} & f_{11} \end{bmatrix} \quad (20)$$

보 양단의 전단력을 V_a 와 V_b 라 하면 부재 평형조건으로부터

$$[V_a \ M_a \ V_b \ M_b]^T = [R_B] [M_a \ M_b]^T \quad (21)$$

여기에서

$$[R_B] = \begin{bmatrix} -1/L & 1 & 1/L & 0 \\ -1/L & 0 & 1/L & 1 \end{bmatrix}^T \quad (22)$$

따라서 보 부재에 대한 강성방정식은

$$[V_a \ M_a \ V_b \ M_b]^T = [K_b] [v_a \ \theta_a \ v_b \ \theta_b]^T \quad (23)$$

이며 부재 강성행렬 $[K_b]$ 는

$$[K_b] = [R_B] [K_s] [R_B]^T \quad (24)$$

로 구할 수 있다.

4.4 해석모델 검증

재료 비선형 해석모델 검증을 위한 실험 구조물은 그림 12의 구조물⁽⁶⁾이다. 재료 항복을 고려한 골조 비탄성 영역까지 실험을 실시하였다. 강재는 ASTM-A441을 사용하였으며 단부는 고정단이고 접합부는 강접합으로 설계되어 있다. 수직하중은 $W = 20\text{kips}$, 수평하중은 $H = 16.9\text{kips}$ 까지 재하 되었다.

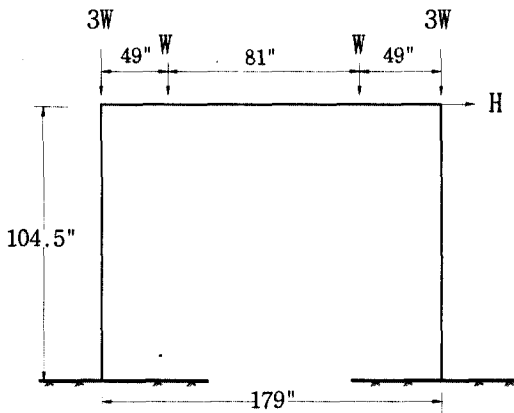


그림 12. 실험 구조물

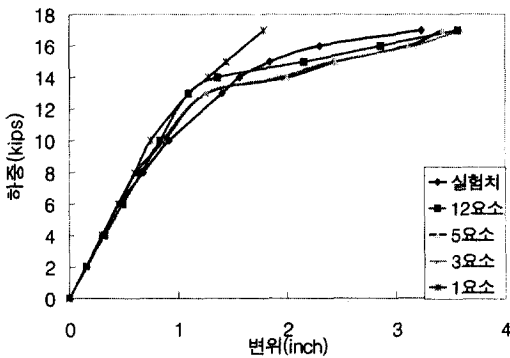


그림 13. 하중-변위 관계

그림 13에 실험결과와 접합부를 강접합부로 가정한 탄소성해석 프로그램의 구조해석 결과가 나타나 있다. 본 연구에서 정의된 반강접 접합부 연성도는 구조물의 초기 기울기와 종국강도의 영향

을 받는다. 실험구조물의 초기 기울기는 하나의 부재를 하나의 요소로 나타내어도 충분하지만 구조물의 종국강도는 하나의 부재를 최소 3개의 요소로 나타내는 것이 필요하여 본 연구에서는 1개의 부재를 3개의 요소로 표현하였다.

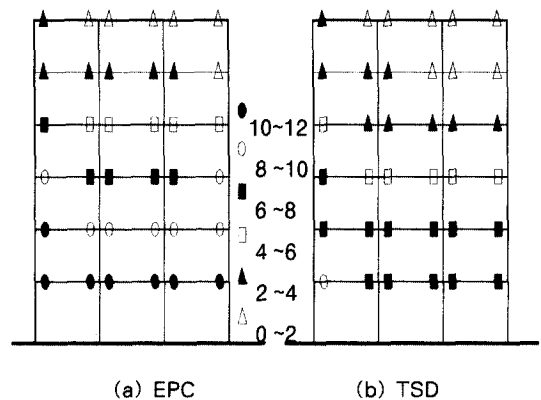
5. 구조해석 결과 및 분석

본 연구를 위한 기본구조물인 6층 및 20층 구조물에 설계 수직하중을 재하한 다음 등가 지진하중인 역삼각형 형태의 횡하중을 구조물 한계상태까지 증가시켜 접합부 종류에 따른 접합부 연성도와 보 단부에 발생하는 휨-모멘트를 확인하였다. 이 과정에서 P-delta 효과는 고려하지 않았다. Bjorhovde⁽⁷⁾는 바람직한 접합부 연성도 6을 제시하였다.

5.1 6층 비가새 철골구조물

6층 구조물에서 강접합부는 EPC로 반강접합부는 TSD로 구조해석을 실시하였다.

구조물 최대 횡변위가 $H/50$ 가 되도록 횡하중을 증가시킨 경우의 접합부 연성도가 그림 14에 나타나 있다. EPC 경우 1.0~11.9, TSD 경우 0.9~8.4의 접합부 연성도를 보였다. TSD를 사

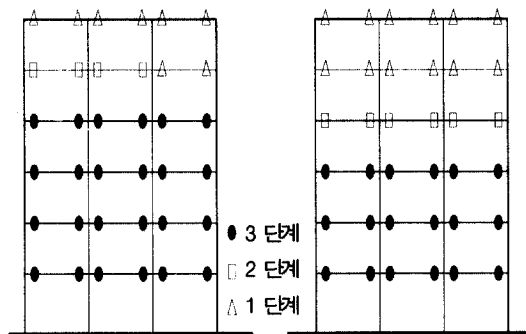


(a) EPC (b) TSD

그림 14. 접합부 연성도(H/50)

용하여 최대 접합부 연성도가 6이 되는 횡하중에 대한 최대 횡변위는 H/65이었고 이런 횡변위에 대한 EPC는 최대 8.2의 접합부 연성도를 보였다.

구조물 극한하중에 대하여 보-기둥 접합부를 강접합부인 EPC로 설계하는 경우 반강접합부인 TSD 보다 약 1/3 정도 더 큰 접합부 연성도가 요구된다. 내진설계 개념으로 보면 같은 구조물에 유연한 접합부를 사용하게 되면 설계 밀면 전단력이 적게 되어 요구되는 구조물 연성도는 커지게 된다. 이 때문에 유연한 접합부는 더 큰 접합부 연성도가 요구된다. 그러나 6층 구조물의 경우 강성도가 높은 접합부에 더 큰 접합부 연성도가 발생하게 되어 구조물 극한하중에 대하여 접합부 손상 가능성이 높게 되었고 이것은 노스리지 지진이나 고베 지진에서 발생한 많은 용접접합부 손상의 배경을 설명하여 준다. EPC 대신 반강접합부인 TSD로 구조설계하는 경우 설계하중에 대하여 보의 단면치수를 줄일 정도의 경제성을 확보할 수는 없었지만⁽⁴⁾ 구조물 극한하중에 대해 접합부나 보 부재에서 요구되는 연성도는 안전 측에 속하였다.



(a) EPC (b) TSD

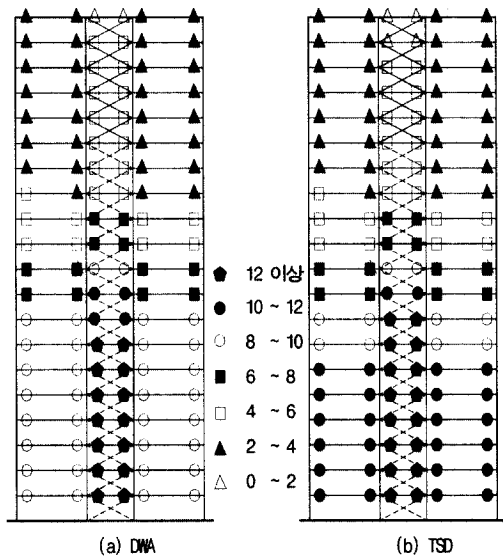
그림 15. 보 단부 휨 모멘트(H/50)

최대 횡변위가 H/50인 경우 모든 기둥은 탄성 구간인 단계 1에 있었으며 보 단부 단면에 발생한 휨-모멘트는 단계 1, 2, 3로 그림 15에 나타내었다. EPC를 사용하는 경우 4층까지의 보가

단계 3에 있었으나 TSD의 경우 3층까지의 보만 단계 3에 있었다. TSD 경우보다 EPC 경우에 많은 보가 단계 3에 있게 된 이유는 강성도가 큰 EPC가 보 단부에 큰 모멘트를 분배시켰기 때문이다.

5.3 20층 가새 철골구조물

20층 가새 철골구조물에서 강접합부는 EPC로, 전단접합부는 DWA로, 그리고 전단접합부를 반강접합부로 구조설계하는 경우 TSD로 구조해석을 실시하였다.



(a) DWA (b) TSD

그림 16. 접합부 연성도(H/50)

그림 16에는 최대 횡변위 H/50에 대한 접합부 연성도가 나타나 있다. 전단접합부가 DWA 인 경우 DWA는 2.6~9.6, 가새가 설치된 코아부분 보의 강접합부인 EPC는 3.6~13.2의 접합부 연성도를 보였다. 전단접합부를 반강접합부인 TSD로 구조설계한 경우 TSD는 2.4~10.4, 코아부분의 EPC는 3.5~14.7의 접합부 연성도를 나타내었다. 최대 횡변위가 발생할 때 좌굴이 발생한 가새가 점선으로 나타나 있다. 전단접합부인 DWA

에 접합부 연성도가 6이 발생하는 횡하중에 대하여 횡변위는 H/67이었으며 EPC의 접합부 연성도는 8.5였다. 같은 최대 횡변위에 대하여 TSD는 6.2, EPC는 8.4의 접합부 연성도를 보였다.

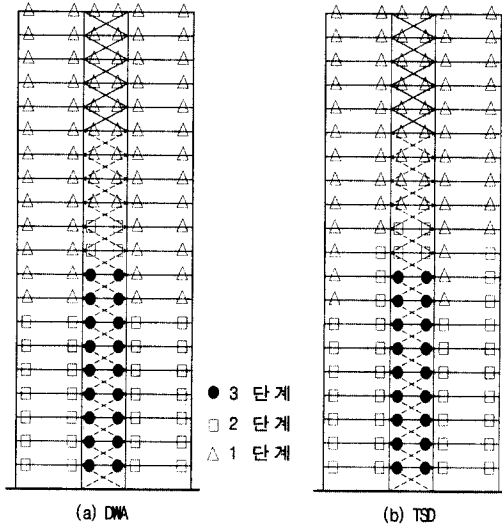


그림 17. 보 단부 휨 모멘트(H/50)

구조물 극한하중에 대하여 보-기둥 접합부를 전단접합부인 DWA 대신 반강접합부인 TSD로 설계하는 경우 요구되는 접합부 연성도에서는 거의 차이가 없었다. 두 접합부의 경우에 대하여 코아부분의 EPC에서는 DWA 또는 TSD 보다 약 1/3 정도 더 큰 접합부 연성도가 요구되었다. 이것은 고층 철골구조물에서 횡변위를 제어하기 위해 사용되는 강접합부의 높은 파괴 가능성을 보여 주고 있다. 가새와 같이 횡변위를 제어하기 위한 구조시스템이 있는 구조물에서 전단접합부를 반강접합부로 구조설계하는 경우 설계하중에 대해 보 단면치수를 줄일 수 있어⁽²⁾ 경제성을 확보할 수 있고 구조물 극한하중에 대해 요구되는 접합부 연성도는 전단접합부나 거의 같아 반강접합부가 횡방향의 극한하중에 대해서 합리적인 대안이 될 수 있다.

20층 구조물에서도 최대 횡변위 H/50에 대해 모든 기둥은 탄성구간에 있었다. DWA와 EPC를

사용한 경우 외부 골조의 보는 7층까지 단계 2에 있었으며, 7층 이상의 보는 단계 1에 있었다. 반면 코아부분의 보는 9층까지 단계 3에 있었고 10~11층은 단계 2, 그 이상의 층에서는 단계 1에 있었다. TSD와 EPC를 사용하는 경우에도 거의 비슷한 거동을 보였다. 외부 골조의 보는 10층까지 단계 2에 있었으며, 코아부분의 보는 DWA와 EPC를 사용하였을 경우와 같았다. DWA나 TSD 보다 강성도가 높은 EPC는 보 단부에 큰 모멘트를 분배시켰다.

6. 결 론

철골구조물 보-기둥 접합부의 비선형 휨모멘트-회전각 관계, 부재 기하 비선형 및 재료 비선형을 고려할 수 있도록 개발된 탄소성 해석 프로그램⁽³⁾을 활용하여 6층 비가새 철골구조물 및 20층 가새 철골구조물의 한계상태에서 요구되는 접합부 연성도를 비교 분석한 결과는 다음과 같다.

- (1) 구조물 극한상태에 대해 요구되는 접합부 연성도는 Bjorhovde⁽⁷⁾와 다르게 접합부별 다양한 접합부 연성도가 요구되었으며 구조물 극한상태를 최대 횡변위 H/50으로 하는 경우 6보다 큰 접합부 연성도가 요구되었다.
- (2) 구조물 극한상태에 대하여 강접합부인 EPC는 전단접합부인 DWA나 반강접합부인 TSD보다 큰 접합부 연성도가 요구되어 대 지진시 강접합부가 파괴될 확률이 높다.
- (3) 중저층 구조물인 6층 구조물에서 강접합부를 반강접합부로 대체하는 경우 설계하중에 대하여 보 단면치수를 줄일 수는 없었지만 극한하중에 대하여 요구되는 접합부 연성도에서는 유리하였다.
- (4) 고층구조물인 20층 구조물에서 전단접합부를 반강접합부로 대체하는 경우 극한하중에 대하여 요구되는 접합부 연성도는 거의 비슷하나 설계하중에 대하여 부재 단면크기를 줄일 수 있어 경제적인 구조설계가 가능하였다.

(5) 본 연구는 단조가력에 대한 연구결과이므로 반복하중을 받는 반강접 접합부에 대한 추가적인 연구가 필요하다.

감사의 말

본 연구는 한국과학재단 특정기초연구 “건축물 구조설계에서 반강접 접합부의 실용화(과제번호 96-062-03-01-3)”의 지원으로 수행되었으며 이에 깊은 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

(1) 강경원, 강석봉, “철골구조물의 반강접 보-기둥 접합부 해석모델의 단순화에 관한 연구”, 대한건축학회 학술발표회 논문집 제17권 2호, 1997.

(2) 강석봉, 김진형, “20층 가새 철골구조물의 반강접 접합부에 관한 해석적 연구”, 한국 강구조학회 논문집, 논문집 제12권 제1호, 2000.

(3) 김진형, “재료 비선형을 고려한 반강접 접합 철골 구조물의 거동에 관한 연구”, 울산대학교 건축학과 석사 학위논문, 1999.

(4) 김진형, 강석봉, “6층 비가새 철골구조물의 반강접 접합부에 관한 해석적 연구”, 한국 강구조학회 논문집 제11권 제4호, 1999.

(5) 임상민, 강석봉, “철골구조물 반강접 접합부 거동에 대한 해석모델에 관한 연구”, 대한건축학회 학술발표회 논문집 제19권 2호, 1999.

(6) P. Arnold, P.F. Adams, L-W Lu, “Strength and Behavior of An Inelastic Hybrid Frame”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 94(1), 1968.

(7) Reidar BJORHOVDE, Andre COLSON, Jacques BROZZETTI, “Classification System for Beam-to-Column Connections”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 116(11), 1990

(8) W.F. Chen, Y. Goto, J.Y.R. Liew, “Stability Design of Semi-Rigid Frames”, John Wiley & Sons, Inc., 1995.

(9) W.F. Chen, E.M. Lui, “Semi-Rigid Connections in Steel Frames”, McGraw-Hill, 1993.

(10) W.F. Chen, E.M. Lui, “Stability Design of Steel Frame”, CRC Press, Inc, 1991.

(11) Y.J. Park, A.M. Reinhorn, S.K. Kunnath, “IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame - Shear-wall Structures”, NCEER - 87 - 0008, SUNY at Buffalo, July 1987.

(접수일자 : 2000년 1월 31일)