

# 컬럼-트리 형식 철골모멘트 접합부의 모델링 변수제안

## Modeling Parameters for Column-Tree Type Steel Beam-Column Connections

안희태<sup>1)</sup> · 김태완<sup>2)</sup> · 유은종<sup>3)\*</sup>

An, Heetae<sup>1)</sup> · Kim, Taewan<sup>2)</sup> · Yu, Eunjong<sup>3)\*</sup>

<sup>1)</sup>한양대학교 건축공학과 석사과정, <sup>2)</sup>강원대학교 건축공학과 교수, <sup>3)</sup>한양대학교 건축공학과 교수

<sup>1)</sup>Graduate Student, Department of Architecture Engineering, Hanyang University, <sup>2)</sup>Professor, Department of Architecture Engineering, Kangwon National University, <sup>3)</sup>Professor, Department of Architecture Engineering, Hanyang University

### / A B S T R A C T /

The column-tree type steel beam-column connections are commonly used in East Asian countries, including Korea. The welding detail between the stub beam and column is similar to the WUF-W connection; thus, it can be expected to have sufficient seismic performance. However, previous experimental studies indicate that premature slip occurs at the friction joints between the stub and link beams. In this study, for the accurate seismic performance evaluation of column-tree type moment connections, a moment-slip model was proposed by investigating the previous test results. As a result, it was found that the initial slip occurred at about 25% of the design slip moment strength, and the amount of slip was about 0.15%. Also, by comparing the analysis results from models with and without the slip element, the influence of slip on the performance of overall beam-column connections was examined. As the panel zone became weaker, the contribution of slip on overall deformation became greater, and the shear demand for the panel zone was reduced.

**Key words:** Column-tree type beam-column connection, Splice connection, Moment-slip model, Seismic performance evaluation

## 1. 서론

컬럼-트리 형식 보-기둥 접합부는 우리나라를 비롯한 동아시아에서 강구조 모멘트저항 골조를 구성하기 위해 주로 사용되는 공법이다. 컬럼-트리 공법에서는 보의 일부인 스텐브 보(Stub Beam)를 공장에서 용접으로 기둥과 접합한 후 현장에서 보의 중앙부 나머지 부분에 해당하는 링크 보(Link Beam)와 고력 볼트 이음으로 접합한다. 따라서 현장 용접과 달리 날씨에 의한 영향 없이 품질이 우수한 용접 접합부를 얻을 수 있으며 보 이음부(Splice 부)를 볼트만으로 접합하므로 현장에서의 작업이 용이하여 전체적으로 공기와 고급 노동력을 절감할 수 있는 장점이 있다.

미국에서는 현장에서 용접을 통해 보-기둥 접합부를 구성하므로 날씨의 영향을 많이 받고 용접의 품질확보를 위해 비용이 많이 든다. 따라서 전체 보-기둥 접합부 중 일부(주로 외부)만 모멘트저항 골조로 설계하고 내부 골조는 수직 하중만 저항하도록 설계하는 경우가 많다. 이에 반해 국내에서는

전술한 바와 같이 모멘트를 전달하는 접합부를 쉽게 구성할 수 있어 강구조 구조물의 모든 보-기둥 접합부를 지진력에 저항하는 모멘트접합부로 설계하는 경우가 많다. 컬럼-트리형 접합부 사용에 의한 마찰 접합 이음부의 존재, 기둥의 약축 방향 모멘트접합, 보에 비해 강도가 낮은 패널존 등이 한국에서 건설되는 철골모멘트 골조의 특징이다.

미국에서는 1994년 노스리지 지진과 1995년 일본 고베 지진의 분석결과 철골모멘트골조의 접합부에서 취성파괴가 발생한다는 점을 파악하고 이후 연구를 통해 취성파괴를 방지할 수 있는 충분한 내진 성능을 가진 인중 접합부를 규정함과 동시에 다양한 접합부의 형식별로 내진 성능평가를 위한 성능모델과 허용기준을 제시하였다. 국내의 강구조 구조물의 설계기준 및 내진 성능평가절차도 미국의 AISC와 ASCE 41과 거의 유사하다. 하지만 미국에서 사용되지 않는 컬럼-트리 형식 철골모멘트 접합부는 ASCE 41[1] 및 NIST 17[2]에서 성능모델과 허용기준을 제시하지 않고 있다.

국내의 몇몇 연구자들이 국내의 설계 관행에 따른 철골모멘트 접합부의 성능 확인을 위한 실험적 연구를 수행하였다. Lee and Park[3]는 컬럼-트리 형식의 보-기둥 접합부에서 보 강도에 대한 기둥 패널존의 상대 강도를 주요 변수로 하여 실험을 수행하였다. Oh et al.[4]는 AISC 360-10의 강성 분류에 따라 접합부를 분류하고, 스텐브 보의 길이비, 패널존 보강 여부를

\*Corresponding author: Yu, Eunjong

E-mail: eunjougyu@hanyang.ac.kr

(Received November 9, 2022; Revised November 16, 2022; Accepted November 17, 2022)

변수로 하여 실험을 수행하고 그 결과를 분석하였다. Lee et al.[5]는 Oh et al.[4]의 실험체와 유사한 컬럼-트리 보-기둥 접합부를 대상으로 범용구조 해석 프로그램을 사용하여 구조해석을 수행하고 슬립 거동에 대해 결과를 분석하였다.

컬럼-트리형 철골모멘트 접합부에서 스텐트 보-기둥의 용접 접합부의 상세는 WUF-W와 유사하며 품질확보가 용이한 공장 용접으로 구성되므로 충분한 내진 성능을 가진 것으로 볼 수 있다. 스텐트 보와 링크 보 사이 플랜지의 이음은 하중에 의해 발생하는 인장력을 고력 볼트의 마찰 접합에 의한 접합력으로 저항하도록 설계된다. 기존 연구(Lee et al., 2013)에 따르면 슬립은 설계 미끄럼 강도 도달 이전에 발생하는 것으로 나타났다. 슬립 발생 이후에도 직접 전단 및 지압에 의해 하중을 지지할 수 있으므로 구조적 안전성에는 문제가 없을 것으로 판단되나 정확한 성능평가를 위해서는 슬립 거동을 포함한 컬럼-트리형 보-기둥 접합부의 모델링 절차가 요구된다.

본 연구에서는 앞선 선행 연구의 결과로부터 슬립의 발생 시점과 발생되는 슬립의 크기 등을 분석하고, 내진 성능평가를 위한 컬럼-트리 형식 모델의 모델링 파라미터를 제안하였다. 실험체를 대상으로 제안한 모델을 적용하여 적합성을 확인하였다. 또한 슬립 모델을 포함할 경우와 포함하지 않는 경우 해석결과를 비교하여 슬립 현상이 전체 접합부의 거동에 미치는 영향을 분석하였다.

## 2. 컬럼-트리형 모멘트 접합부에 대한 실험 연구

컬럼-트리 형식 철골모멘트 접합부는 Fig. 1과 같이 스텐트(Stub) 보-기둥 접합부와 보 이음 접합부(splice 부)로 구성된다. 스텐트 보-기둥 접합부는 공장 용접으로, 보 이음부 접합부는 현장에서 보와 보 사이에 고력 볼트와 플레이트를 사용하여 접합한다. 공장에서 용접되는 보-기둥 접합부는 품질이 우수하고 균일하며, 현장에서 볼트 접합으로 보 이음부를 연결하기에 공사 기간 및 노동력을 단축시킬 수 있는 장점이 있다.

국내의 몇몇 연구자들에 의해 컬럼-트리 방식 보-기둥 접합부의 거동 특성에 대한 실험적 연구가 수행되었다. Lee and Park[3]은 보 강도에 대한 기둥 패널존의 상대 강도를 주요 변수로 하여 Table 1과 같이 PZW, PZM, PZS의 3가지의 실험체에 대해 실험을 수행하였다.

모든 실험체의 보 이음(splice)부는 보 부재의 공칭 항복 모멘트의 약 1.4 배에 해당하는 예상 보 모멘트 강도에 저항하도록 설계되었다. 실험결과

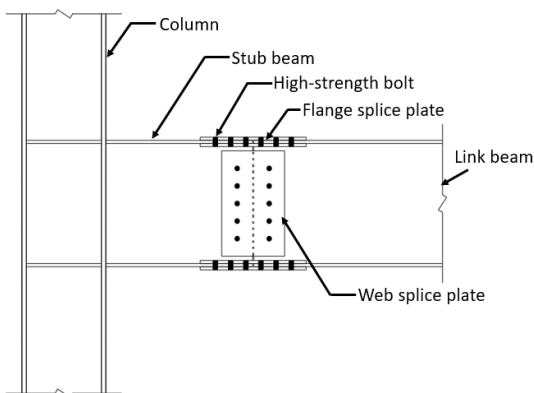


Fig. 1. Typical column-tree type beam-column connection

PZW와 PZS 실험체에서는 보 이음부에서 슬립이 발생하지 않았으며 PZW의 경우 최대 강도의 47% 시점에 약간의 슬립이 발생하였다. 실험체 패널존의 강도비가 작을수록 패널존 부분의 변형 능력이 증가하였다. 전체적인 거동은 AISC에 규정된 WUF\_W형 접합부와 유사하였다. 최종 파괴 모드는 PZW와 PZM의 경우 보 플랜지의 열 영향부 파괴이며, PZS의 경우 기둥 플랜지 뿔힘 파괴이다. Fig. 2는 슬립이 발생한 PZW 모델의 하중-총 소성 회전각 이력 거동 그래프이다.

Oh et al.[4]는 AISC 360-10의 강성 분류에 따라 접합부를 분류하고, 스텐트 보의 길이비, 패널존 보강 여부를 변수로 하여 총 16개의 실험체를 실험하고 그 결과를 분석하였다. Table 2는 이 중 스텐트 보 길이를 변수로 한 실험체 3종과 보 춤을 변경하고 패널존을 보강한 실험체 3종을 나타낸

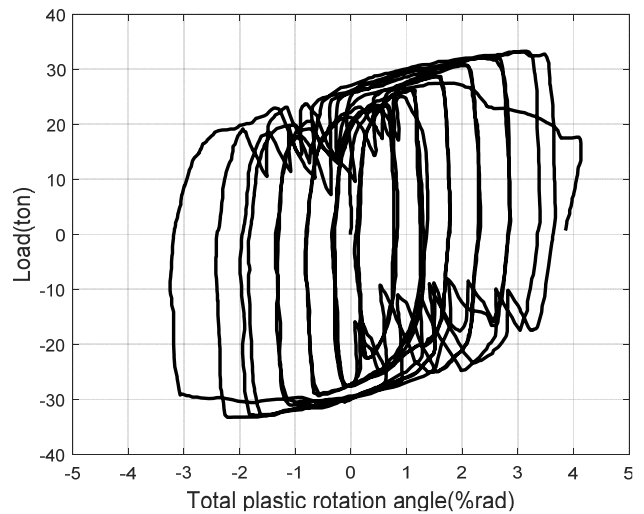


Fig. 2. Load versus total plastic rotation rotation of PZW specimen[3]

Table 1. Test specimens and results in Lee and Park[3]

	PZW	PZM	PZS
Strength ratio (Panel Zone/Beam)	0.72	0.93	1.17
Plastic rotation of panel zone (%)	2.3	1.7	0.6
Plastic rotation of Beam (%)	1.3	1.2	1.6
Failure mode	Fracture of beam flange near the groove weld	Fracture of beam flange near the groove weld	Divot-type pullout failure of the column flange

Table 2. Details of test specimens in Oh et al.[4]

Specimen	Stub beam length (mm)	Stub beam depth (mm)	Strength ratio (Panelzone /Beam)
S-0.80-12.5-100	700	600	0.97
S-0.75-12.5-100	900	600	0.97
S-0.70-12.5-100	1,100	600	0.97
S-0.75-12.5-100-PR	900	600	1.47
S-0.75-15.0-100-PR	900	500	1.50
S-0.75-18.75-100-PR	900	400	1.48

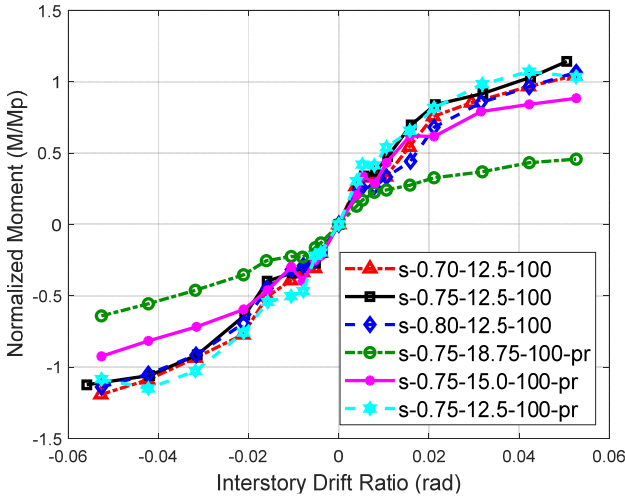


Fig. 3. Envelop curves of test specimens in Oh et al.[4]

것이다. Table 2에 포함된 6종 이외의 실험체는 약축 방향 컬럼-트리 접합부의 거동이나 특수 모멘트 골조에 대한 실험으로 보 이음부의 모멘트 슬립 거동과 큰 상관이 없어 분석에 포함시키지 않았다. 첫 번째 실험체인 S-0.80-12.5-100에서 0.80은 전체 보 길이에 대한 링크 보 길이의 비율을, 12.5는 보 춤대 보 길이비율, 100은 볼트 접합 강도를 의미한다. S-0.80은 스텐브 보의 길이가 기둥 중심부터 900 mm(순경간 700 mm)인 모델이고, S-0.75, S-0.70은 각각 기둥 중심부터 1,100 mm(순경간 900 mm)와 1,300 mm(순경간 1,100 mm)이다. 실험결과 스텐브 보의 길이가 길어질수록 슬립을 발생시키는 하중의 크기는 증가하며, 슬립으로 발생하는 변위는 작아졌다. 그러나 일반적인 스텐브 보의 길이(600~1000 mm)를 초과하면 슬립을 발생시키는 하중의 크기는 감소하였다. 또한 보의 춤이 작아질수록 슬립 발생 하중이 작아졌다.

Fig. 3은 스텐브 보의 길이와 보 춤에 따른 보의 소성 모멘트 강도로 정규화된 모멘트-층간 변위각 포락 곡선이다. 개략적으로 보의 소성 모멘트 강도의 약 40% 정도의 모멘트가 작용할 때 슬립이 발생하며 층간 변위각이 0.02에 도달하기 전에 슬립이 끝나고 다시 강도가 증가하는 것을 볼 수 있다.

Lee et al.[5]은 Oh et al.[4]의 실험체와 유사한 컬럼-트리 보-기둥 접합부를 대상으로 범용구조해석 프로그램인 LS-DYNA(2009)를 사용하여 구조해석을 수행하고 결과를 분석하였다. 해석 시 변수는 보 경간 대 보 춤의 비율이었으며 목적은 고력 볼트의 미끄럼 현상이 이음부의 회전 성능에 미치는 영향 파악이었다. 저자들은 컬럼-트리 형식 접합부의 거동을 3단계로 설명하였다. 즉, 첫 번째 컬럼-트리 방식의 접합부가 하중을 받으면 모재와 이음판의 마찰 접합이 발생하면서 하중을 부담하게 되며, 두 번째 마찰력의 한계를 넘으면 슬립이 발생하게 된다. 세 번째 단계는 슬립 발생 이후 스플라이스부의 모재와 볼트 축부가 접촉하는 곳에서 발생하는 지압 및 직접 전단에 의한 저항이다[5]. 해석 시 기둥 외주부와 면하는 부분은 변위 및 회전을 구속하여 강접합으로 가정하였고, 기둥 외주부로부터 2,500 mm 떨어진 위치에는 면의 좌굴이 발생하지 않도록 횡방향 변형을 구속하였다. 마찰 접합면의 슬립 거동을 모델링 하기 위한 마찰 계수는 건축물 강구조 설계 기준[6]에 따라 강재 표면에 블라스트 처리된 면으로 가정하여 0.5를 적용하였으며, 볼트 체결에 의해 볼트에 작용하는 인장력의 영향은 해석에서 반

Table 3. Analysis case and results in Lee et al.[5]

Specimen detail		Net length (mm)	Stub beam length (mm)	Relative moment strength
H-450x200	L/D=10	2,250	900	0.44
	L/D=15	3,375	900	0.31
	L/D=20	4,500	900	0.24
H-600X200	L/D=10	3,000	900	0.42
	L/D=15	4,500	900	0.28
	L/D=20	6,000	900	0.22
H-900X300	L/D=10	4,500	900	0.48
	L/D=15	6,750	900	0.35
	L/D=20	9,000	900	0.30

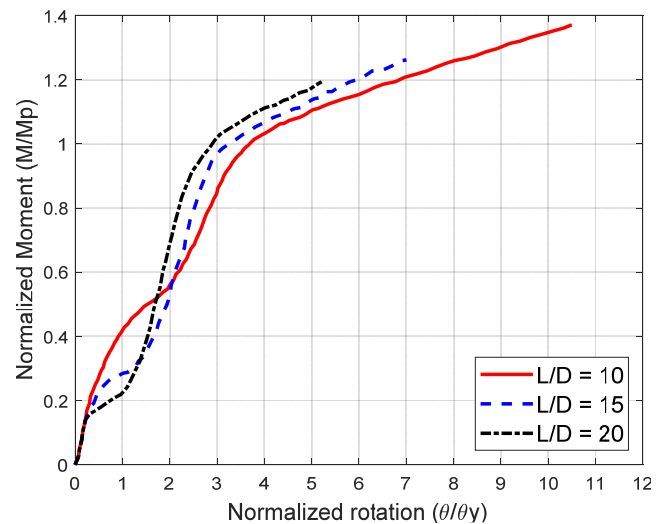


Fig. 4. Normalized moment versus normalized rotation in Lee et al.[5]

영하지 않았다. Table 3은 각 해석 케이스 별 스텐브 보와 전체 보의 길이, 그에 따른 해석결과를 나타낸다. 표의 해석결과는 식 (1)에 의한 항복회전각 시점에서 슬립이 반영된 해석모델의 모멘트 강도를 슬립이 없는 해석모델의 모멘트 강도에 대한 비율을 의미한다.

$$\theta_y = \frac{ZE_{yc}L}{6EI} \tag{1}$$

여기서, Z는 보의 소성 단면 계수,  $F_{yc}$ 는 예상 항복강도, L은 보 순경간, E는 탄성 계수, I는 보의 단면 2차 모멘트이다.

Fig. 4는 H-600x200x11x17인 보가 사용된 경우 보의 춤과 길이비(L/D)=10, 15, 20인 해석 케이스의 하중-변위 관계를 나타낸다. 저자들은 Table 3의 결과와 같이 L/D가 클수록 항복회전각 시점에서 모멘트 강도가 낮으며 또 한 항복회전각도 작아짐을 확인하였다. Lee et al.[5]의 연구는 해석결과이긴 하지만, Oh et al.[4]의 실험과 비교 시 실제 거동을 비교적 정확히 묘사하는 것으로 판단되어 모멘트-슬립 거동의 분석 시 자료로 활용하였다.

Kim and Yu[7]의 경우 앞선 실험 연구의 결과를 토대로 컬럼-트리 형식

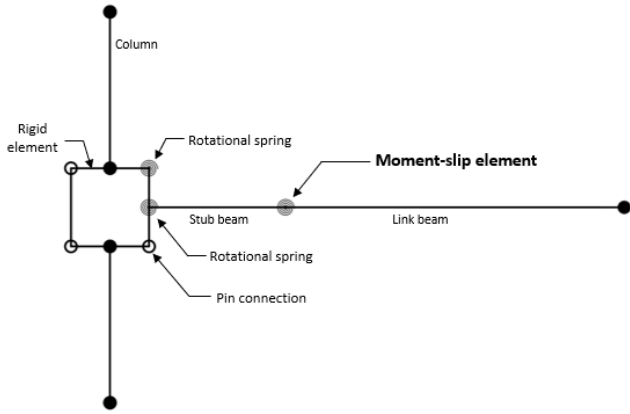


Fig. 5. Analytical Model of sub-assembly including moment-slip element

보-기둥 접합부의 모멘트-슬립 거동을 근사적으로 모델링하고, 국내에서 사용되는 철골모멘트 저항 골조와 미국의 설계 관행에 따른 철골모멘트골조의 내진 성능을 비교하는데 활용하였다. 국내의 경우 컬럼-트리 접합부이면서 접합부 보강이 이루어지지 않아 약한 패널존이고, 또한 모든 접합부가 지진력을 저항하도록 설계된다. 반대로 미국의 경우 현장에서 용접하여 스티브 보 이음부가 없으며 외곽부만 지진력에 저항하고 내부는 수직 하중만 저항하도록 설계된다. 이 연구에서는 보 단부에서 소성 힌지와 슬립 거동이 동시에 발생하도록 모델링 하였고, 슬립 거동은 보 소성 모멘트의 50%에서 시작하는 것으로 개략적으로 근사화하였다. 또한 스티브 보의 길이의 영향은 무시하였다. 모델 건물의 비선형 해석결과 컬럼-트리 형식을 적용하여 보 이음 접합부가 존재하는 경우 슬립 거동이 발생하였고 이러한 슬립 거동은 약한 패널존일 경우 패널존에 요구되는 변형 능력을 경감시키는 효과가 있는 것으로 분석되었다.

### 3. 컬럼-트리형 모멘트접합부의 모델링

강구조 보-기둥 접합부의 거동을 해석하기 위한 해석모델에 사용되는 요소로는 보 요소, 기둥 요소, 패널존 요소와 보-기둥 접합부(용접 접합부)가 있다. 보의 강도에 비해 패널존의 강도가 낮은 경우 반드시 패널존을 별도로 모델링해야한다. 이는 보강판(doubler plate)을 사용하지 않아 패널존의 강도가 낮은 우리나라의 경우 특히 주의할 필요가 있다. 컬럼-트리형 접합부의 경우 현장에서는 스티브 보와 링크 보를 고력 볼트를 이용하여 접합하기 때문에 추가적으로 스티브 보 단부 이음부에서 발생하는 모멘트-슬립 관계를 고려해야 한다.

본 연구에서는 Fig. 5과 같이 실제와 동일한 길이로 스티브 보를 모델링할 경우 스티브 보와 링크 보 사이의 슬립 요소의 모델링 변수를 기존 실험 결과 분석을 통해 제안하였다. 또한 패널존, 보 접합부, 기둥, 보 모델의 경우 ASCE 41[1], NIST 17[2]을 비롯한 선형 연구[3-5],[7]를 참고하여 모델링 방법을 정리하였다.

#### 3.1 모멘트-슬립 요소

Fig. 1의 그림에서 볼 수 있듯이 보의 이음부는 스티브 보와 링크 보를 맞

Table 4. Details of splice connections

Researcher	Depth of Stub beam	Material and size of bolts	Bolt Tension (kN)	Total Number of bolts at flanges	Thickness of splice plate (mm)
Lee and Park[3]	600 mm	F10T-M22	200	32	19(10,9)*
Oh et al.[4]	600 mm	F10T-M20	165	32	24(12,12)*
	500 mm	F10T-M20	165	32	28(14,14)*
	400 mm	F10T-M20	165	32	22(12,10)*
Lee et al.[5]	900 mm	F10T-M20	165	80	50(25,25)*
	600 mm	F10T-M20	165	32	24(12,12)*
	450 mm	F10T-M20	165	32	26(14,12)*

\* : thickness(inner plate, outer plate)

댄 상태에서 상부 플랜지와 하부 플랜지의 위, 아래쪽에 이음판(splice plate)을 덧댄 후 상부 이음판, 플랜지, 하부 이음판을 관통하는 고력 볼트에 의한 마찰 접합으로 이루어져 있다. Table 4는 Lee and Park[3], Oh et al.[4], Lee et al.[5]의 보 이음부에 사용된 볼트와 이음판에 대한 정보를 정리한 것이다. 사용된 볼트 구멍은 모든 경우 표준구멍이었으며, 마찰 접합이 이루어지는 면은 페인트 없이 블라스트 청소로 표면을 처리하였다. Lee and Park의 경우 F10T-M22를 사용하였으며, Oh et al.[4], Lee et al.[5]의 경우 F10T-M20의 고력 볼트가 사용되었다. 모든 경우 이음판의 공칭 항복강도는 235 MPa로 동일하였으며, 이음판 이외의 필러는 사용되지 않았다.

고력 볼트에 의한 마찰 접합으로 이루어진 이음부에서 미끄러짐이 발생하는 미끄럼 모멘트 강도와 직접 전단에 의한 지압 모멘트 강도는 각각 식 (2)-(3)으로 표현할 수 있다.

$$M_s = (\mu h_f T_o N_s) n (h - t_f) \tag{2}$$

$$M_b = (A_b F_{nv} N_s) n (h - t_f) \tag{3}$$

여기서,  $M_s$ 는 미끄럼 모멘트 강도,  $\mu$ 는 미끄럼 계수,  $h_f$ 는 필러 계수,  $T_o$ 는 볼트 장력,  $N_s$ 는 전단 단면의 수,  $M_b$ 는 지압 모멘트 강도,  $A_b$ 는 볼트 공칭단면적,  $F_{nv}$ 는 볼트의 공칭 전단 강도이다.

한편, 보의 기대 소성 모멘트 강도  $M_{pe}$ 는 식(4)와 같이 산정할 수 있다.

$$M_{p,b} = R_y Z F_y \tag{4}$$

여기서,  $M_{p,b}$ 는 보의 소성 모멘트 강도,  $R_y$ 는 공칭강도 대비 기대 강도의 비를 나타내는 계수,  $Z$ 는 보의 소성 단면 계수,  $F_y$ 는 보 플랜지 항복강도이다.

각 논문에서 기술된 정보를 바탕으로 식 (2)-(3)에 해당하는 모멘트 강도를 산정하면 Table 5와 같다. 이때 미끄럼 계수는 건축물 강구조 설계기준 [6]에서 제시하고 있는 페인트칠 하지 않은 블라스트 처리된 마찰면으로 가정하여 0.5의 값을 사용하였고, 필러를 사용하지 않아 필러 계수는 1.0을 사용하였다. 또한 공칭 전단 강도는 전단 단면이 나사부를 통과하지 않아 500

**Table 5** Moment strength of splice connections

Researcher	Slip-critical Moment strength (kN-m)	Bearing Moment Strength (kN-m)	Maximum moment demand at splice (kN-m)
Lee and Park[3]	932.80	1772.94	479.97
Oh et al.[4]	769.56	1465.24	637.99
	638.88	1216.42	420.64
	383.13	729.48	256.65

MPa를 사용하였다.

Table 5에서 마지막 열에 표시된 이음부의 모멘트 요구량의 최댓값은 보 단부에 작용하는 모멘트가 전소성 모멘트에 도달할 때 보 이음부에 작용하는 모멘트의 크기이다. 표에서 볼 수 있는 것처럼 이음부의 모멘트 요구량이 식 (2)~(3)에 의한 구해진 미끄럼 모멘트 강도와 직접 전단에 의한 모멘트 강도보다 작으므로 실험체의 이음부는 미끄러짐이나 직접 전단에 의한 항복이 발생하지 않도록 설계되었음을 알 수 있다.

Table 6은 식 (2)~(4)를 통해 구한 이음부의 미끄럼 모멘트 강도, 지압 모멘트 강도, 보의 소성 모멘트 강도와 실험 시 슬립이 발생한 시점에서 이음부에 작용하는 모멘트를 비교한 표이다. 또한 슬립 발생 모멘트와 미끄럼 모멘트 강도의 비(① / ②), 슬립 발생 모멘트와 보 소성 모멘트 강도의 비(① / ④)도 함께 표시하였다. 표에서 볼 수 있듯이 대부분의 실험체에서 이음부의 미끄럼 모멘트 강도와 보의 소성 모멘트 강도가 비슷하게 설계되었고, 이음부에 작용하는 모멘트가 언제나 보 단부보다 작다는 점을 고려하면 이론적으로는 슬립이 발생하지 않아야 한다. 하지만 실제 실험결과 슬립 발생 예상 모멘트의 19%~42%에 해당하는 모멘트 작용 시 슬립이 발생하였다. 이러한 현상의 원인은 정확히 규명된 바가 없다. 하지만 실험체 마찰면

의 마찰 계수가 여러 가지 이유에 의해 설계 시 가정과 달라졌거나, 혹은 식 (2)의 수식은 플랜지부에 순수 인장력이 작용할 때의 인장강도를 기초로 한 수식이지만 보 이음부의 경우 인장과 함께 힘이 작용하여 마찰면이 균일한 수직력이 작용하지 않거나 인장을 받는 이음부에 더 큰 축력이 작용하기 때문일 것으로 추정된다. 따라서 스텔브 보의 길이와 보의 춤도 슬립 발생에 영향을 미칠 것으로 추정되어 Table 6의 데이터로부터 슬립이 발생하기 시작하는 모멘트의 크기와 스텔브 보의 춤, 패널존 강도비 등과의 관계가 있는지 확인해 보고자 하였으나 실험체가 대부분 길이가 900 mm이고 춤이 600 mm인 스텔브 보가 사용되어 특별한 연관 관계를 찾을 수 없었다. 향후 실험 결과가 확충되면 이에 대한 분석이 필요할 것으로 생각된다.

Table 6에 수록된 ‘H450x200 L/D-10’ ~ ‘H900x300 L/D-20’은 Lee et al.[5]의 해석적 연구결과를 나타낸다. 저자들은 항복회전각 시점에서 슬립이 있는 컬럼-트리형 보-기둥 접합부의 강도를 슬립이 없는 용접 보-기둥 접합부의 강도에 대한 비율로 표현하였다. 이 값은 정확히 슬립이 발생하는 시점의 모멘트와 보의 소성 모멘트 강도의 비와 같지 않으나 개략적으로 슬립의 발생 모멘트를 나타내는 값으로 보고 분석에 활용하였다. 즉, Lee et al.의 연구결과로 도출된 항복회전각 시점의 컬럼 트리형 접합부의 상대적인 모멘트 강도비를 보의 소성 모멘트 강도 대비 슬립 모멘트 발생 강도비(① / ④)로 가정하고, 보 단부와 이음부에서 발생하는 모멘트의 비를 고려하여 보 이음부에 실제로 작용하는 모멘트로 환산하여 ① / ②의 비율을 산정하였다.

Table 6의 데이터에서 해석 연구인 Lee et al.[5]의 연구결과를 제외할 경우 Fig. 6에 나타난 바와 같이 이음부에 작용한 모멘트의 크기와 슬립 모멘트 강도의 비의 평균값은 0.252이며 변동계수는 22.3 %이다. 또한 Lee et al.[5]의 연구결과와 평균값과 변동계수는 0.261, 22.4%로 거의 유사한 값을 보였다. 본 연구에서는 이러한 값을 바탕으로 슬립이 발생하기 시작하

**Table 6.** The experimental load results of bolt-slip by Stub beam length and panel-zone reinforce with beam depth

Specimen	Length of stub beam (mm)	Strength ratio (Panel Zone/Beam)	Moment at splice when slip occurs ① (kN · m)	Slip-critical Moment strength ② (kN · m)	Bearing Moment Strength ③ (kN · m)	Beam plastic moment ④ (kN · m)	Ratio of ① / ②	Ratio of ① / ④
PZW	900	0.72	166.71	932.80	1772.94	701.49	0.179	0.238
s-0.80-12.5	700	0.92	175.28	769.56	1465.24	770.33	0.228	0.228
s-0.75-12.5	900	0.92	224.80	769.56	1465.24	770.33	0.292	0.292
s-0.70-12.5	1,100	0.92	198.52	769.56	1465.24	770.33	0.258	0.258
s-0.75-12.5pr	900	1.47	262.75	769.56	1465.24	770.33	0.341	0.341
s-0.75-15.0pr	900	1.5	187.99	638.88	1216.42	563.50	0.294	0.334
s-0.75-18.75pr	900	1.48	66.46	383.13	729.48	343.81	0.173	0.193
H450x200 L/D-10	900	0.96	-	575.52	1095.79	436.87	0.264	0.440
H450x200 L/D-15	900	0.96	-	575.52	1095.79	436.87	0.227	0.310
H450x200 L/D-20	900	0.96	-	575.52	1095.79	436.87	0.192	0.240
H600x200 L/D-10	900	0.92	-	769.56	1465.24	770.33	0.294	0.420
H600x200 L/D-15	900	0.92	-	769.56	1465.24	770.33	0.224	0.280
H600x200 L/D-20	900	0.92	-	769.56	1465.24	770.33	0.187	0.220
H900x300 L/D-10	900	0.87	-	2877.60	2739.47	2714.25	0.384	0.480
H900x300 L/D-15	900	0.87	-	2877.60	2739.47	2714.25	0.303	0.350
H900x300 L/D-20	900	0.87	-	2877.60	2739.47	2714.25	0.270	0.300

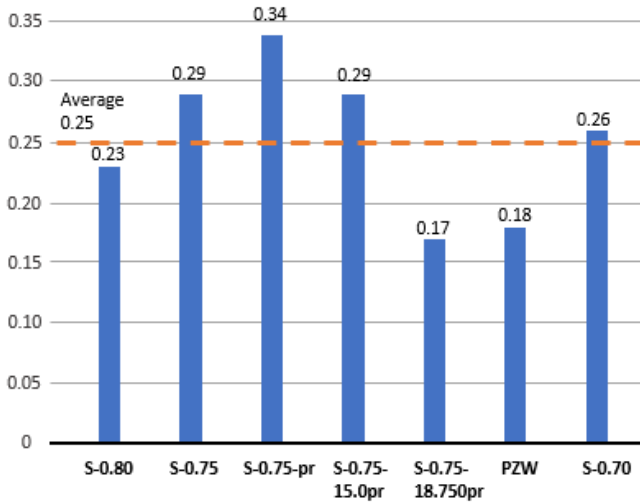


Fig. 6. Ratios of slip moment at splice region to clip-critical moment capacity

Table 7. Amount of slip observed in each specimen

Specimen	Drift when slip starts (%rad) ①	Drift when slip ends (%rad) ②	Length of slip region (%rad) ③=② - ①	Slope of slip region
s-0.80-12.5	0.394	1.473	1.079	1.017
s-0.75-12.5	0.423	1.453	1.031	1.055
s-0.70-12.5	0.380	1.508	1.129	0.68
s-0.75-12.5pr	0.418	1.414	0.996	1.052
s-0.75-15.0pr	0.527	1.596	1.068	1.637
s-0.75-18.75pr	0.698	2.113	1.415	0.66

는 모멘트의 크기  $M_{slip}$ 를 미끄럼 모멘트 강도  $M_s$ 의 25%로 가정하였다.

Fig. 6은 Table 6에서 실험연구 결과를 슬립 발생 모멘트 대 미끄럼 모멘트 비율로 변환하고 그래프로 표현한 것이다.

발생하는 슬립의 크기 또한 실험결과로부터 산정하였다. Table 7은 실험 하중-변위 포락선으로부터 구한 슬립 구간 시작점, 종료 지점, 슬립 구간의 길이 및 기울기를 정리한 것이다. 앞서 슬립 발생모멘트와 마찬가지로 스티브 보의 길이, 보 축, 패널존 강도비 등과 발생한 슬립의 크기 사이의 관계를 분석하였으나 특별한 연관성은 찾을 수 없었다. Table 7에서 슬립 구간 시작점, 종료 지점은 회전각(Drift)으로 표현되었는데 이 값은 실험체의 가력점에 발생한 변위를 보의 전체 길이로 나눈 값이다. 따라서 Fig. 5와 같이 스티브 보와 링크 보 사이에 모멘트-슬립 요소를 모델링하기 위해 보의 전체 길이와 가력점에서 이음부까지의 거리 비를 사용하여 슬립의 크기를 환산하고 평균을 구하면 1.50% rad가 된다. 슬립이 발생한 구간 기울기의 평균값은 1.01로 산정되었다. 이 값은 x축을 % rad 단위의 회전량으로 y축은 슬립 모멘트 강도로 정규화된 슬립 모멘트로 표현할 경우 슬립이 발생하는 부분의 기울기이므로 단위는  $M_s/\text{rad}$ 가 된다.

Fig. 5의 모멘트-슬립 모델은 Fig. 7과 같이 표현할 수 있다. 즉, 슬립이 발생하는 모멘트 강도는  $0.25 M_s$ 이며 슬립 구간의 길이  $\theta_{slip}$ , 즉 슬립이 끝나는 지점의 x좌표는 1.50% rad, 기울기  $\alpha$ 는  $1.01 M_s/\text{rad}$ 이다. 또한 슬립 발생 후 강성  $\beta$ 는 초기 강성(슬립 발생 전)의 60%로 분석되었다. 슬립 발생

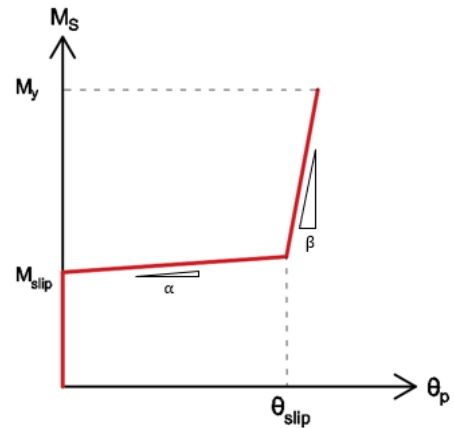


Fig. 7. Moment - slip element

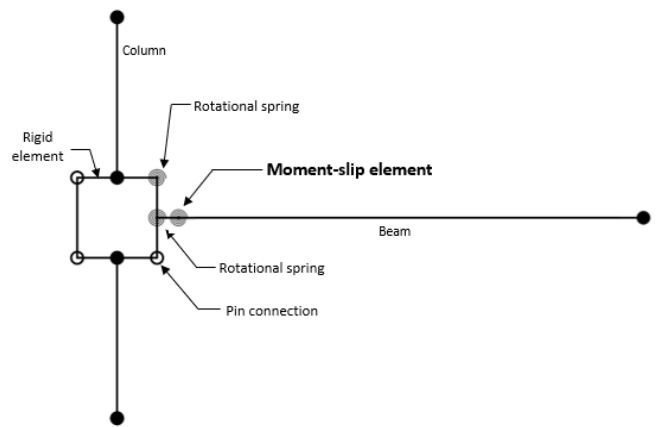


Fig. 8. Alternative Model of sub-assembly including moment-slip element

이후 모멘트-슬립 요소는 보의 항복강도( $M_y$ )까지 증가한다.

부분골조 실험체와 같은 단순한 해석모델의 경우 스티브 보와 링크 보를 분리하여 모델링 하여도 해석에 부담이 없으나 전체 건물을 모델링할 경우와 같이 부재의 수가 많은 경우 요소의 수가 증가하여 실용적이지 않다. 이 경우에는 스티브 보의 위치를 Fig. 8과 같이 보 단부 쪽으로 이동시키거나 보 소성 한지 모델과 결합된 모델을 사용할 수 있다. 이 경우에는 실제 슬립 요소와 해석모델의 슬립 요소의 위치가 달라지므로 이를 고려하여 모멘트-슬립 요소의 모델링 변수를 조정할 필요가 있다. 즉, 보 단부에 슬립 요소를 설치할 경우 슬립 발생 모멘트는 식 (5)를 통해, 슬립의 양은 식 (6)을 통해 보정한다.

$$M'_{slip} = \frac{L}{L-L_s} M_{slip} \tag{5}$$

$$\theta'_{slip} = \frac{L-L_s}{L} \theta_{slip} \tag{6}$$

여기서,  $M'_{slip}$ 와  $\theta'_{slip}$ 는 보 단부에 설치되는 슬립 요소의 슬립 발생 모멘트와 슬립의 양을 나타낸다.  $L$ 은 보의 전체 길이,  $L_s$ 는 스티브 보 길이이다.

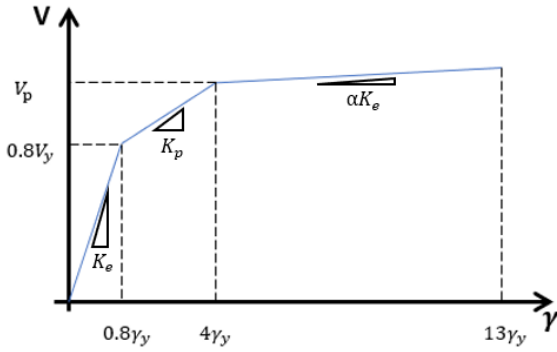


Fig. 9. Panel zone element

### 3.2 패널존 요소

ASCE 41-13[1]에서는 철골모멘트 골조에서 패널존을 모델링하지 않아도 되는 경우는 패널존의 예상 전단 강도가 보-기둥 접합부에서 보의 휨 강도보다 크거나, 패널존의 강성이 보의 휨 강성보다 10배 이상 클 경우로 규정하고 있다. 우리나라에서는 컬럼-트리 방식으로 보-기둥 접합부를 구성하면서 패널존의 보강은 거의 이루어지지 않아 보의 강도가 패널존의 강도보다 강하여 약한 패널존인 경우가 많으며 이 경우 반드시 패널존 요소를 모델링 해야 한다.

NIST[2]에서는 패널존 모델로 Krawinkler 모델, Altoontash 모델, Scissors 모델의 3가지를 소개하고 있다. Altoontash 모델은 모델링에 필요한 노드 수와 자유도가 적지만, 스프링 요소를 많이 사용하게 되어 접합부에 사용할 스프링 요소와 겹치게 된다. Scissors 모델은 NIST[2]에 따르면 다른 두 모델과 달리 패널존의 변형을 제대로 다룰 수 없다. 따라서 본 연구에서는 이러한 3가지 모델 중 Krawinkler 모델을 적용하여 패널존을 모델링 하였다. Krawinkler 모델에서는 4개의 강체 보와 3개의 힌지, 하나의 비선형 회전스프링을 사용하여 접합부와 동일한 크기의 사각형을 구성한다.

패널존의 비선형 거동은 3선형으로 모델링 하였다. 즉, 원점에서 최초 항복점까지의 기울기는 패널존 부분의 탄성 전단 변형을 나타내며, 첫 번째 항복 후의 강성은 기둥 플랜지에 의한 강도증가를 나타내며, 두 번째 항복 후 기울기는 변형 경화의 영향을 반영한 것이다. 모델링 파라미터, 즉 각 지점의 위치는 ASCE-41, AISC[8] 및 기존 연구[7]를 참고하여 설정하였다. 우선, 극한 전단 변형  $\gamma_{ult}$ 는 ASCE 41에 따라 항복 전단 변형의 12배로 설정하였다. 하지만 실제 해석 시  $13\gamma_y$  이후 강도 저감은 모델링되지 않았으므로 해석 후 결과를 확인하여 패널존의 전단 변형이  $13\gamma_y$ 을 초과하지 않는 범위까지만 활용하였다.

패널존의 전단 강도  $V_p$ 는 식(7)과 같다. 이 식은 AISC 제시된 수식으로 Krawinkler[9]의 실험과 패널존 실험의 논문[10, 11]들을 근거로 하고 있다.

$$V_{p,ASCE} = 0.6F_y d_c t_w \left( 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (7)$$

여기서,  $d_c$ 는 기둥 깊이,  $t_w$ 는 패널 영역의 두께,  $b_{cf}$ 는 기둥 플랜지의 폭,  $t_{cf}$ 는 기둥 플랜지의 두께,  $d_b$ 는 기둥에 대한 보 프레임의 깊이,  $F_y$ 는 기둥 웨브의 항복강도이다.

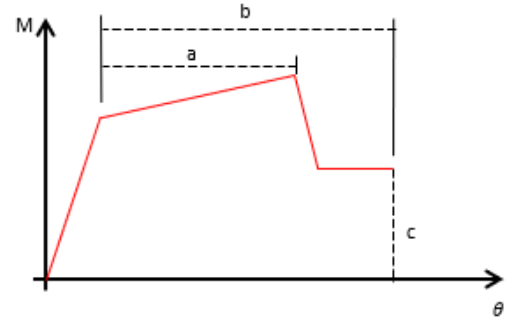


Fig. 10. Column and Beam element in ASCE 41

식(7)에서  $0.6F_y d_c t_w$ 는 패널존의 전단 항복강도를 의미하며 괄호 속 수식은 기둥 플랜지에 의한 강도증가분을 의미한다. 즉, 항복강도와 그때의 전단 변형은 식(8)~(9)와 같으며 Krawinkler가 제안한 3선형 모델에서 첫 번째 구간은 원점에서 항복점까지의 구간이다.

$$V_y = 0.6F_y d_c t_w \quad (8)$$

$$\gamma_y = F_y / \sqrt{3} G \quad (9)$$

여기서,  $F_y$ 는 기둥 웨브의 항복강도,  $d_c$ 는 기둥 깊이,  $t_w$ 는 패널 영역의 두께,  $G$ 는 기둥의 전단 탄성 계수이다.

위의 수식에 의한 항복점은 Krawinkler et al.[10] and Bertero et al.[11]와 같이 굵이 작은 단면이 사용된 경우 실험결과와 부합하지만, Kim and Yu[7]에서 분석된 바와 같이 기둥의 단면이 큰 경우 항복강도와 변위를 과대평가하는 경향이 있다. 본 연구에서는 Kim and Yu[7]의 제안과 같이 패널존 요소의 탄성 구간을 원점에서  $0.8\gamma_y$ 까지 가정하고 모델링 하였다. Fig. 9는 항복강도를 저감시킨 패널존 요소의 비선형 거동을 표현한 것이다. NIST[2]에서는 항복 후 강성을 나타내는 변형 경화비  $\alpha$ 에 대해 0.01과 0.02 사이의 값을 권장하고 있다. 하지만 해석 시 수렴에 문제가 있는 경우 상한값인 0.02보다 큰 0.03을 사용하였다.

### 3.3 기둥 및 보 부재

기둥 및 보 부재의 비선형 거동은 Fig. 10과 같이 ASCE 41에 제시된 형태로 가정하였다. 각 부재의 모델링 파라미터  $a, b, c$ 는 ASCE 41를 따랐다.

## 4. 제안모델을 활용한 비선형 해석 및 결과분석

### 4.1 보-기둥 접합부 실험체의 비선형 해석

4장에서 제안된 해석모델을 사용하여 Oh et al.[4]의 실험체를 대상으로 해석을 수행하고 그 결과를 비교하였다. 비선형 해석에는 OpenSees[12]를 사용하였다. 3절에 기술된 바와 같이 보와 기둥 부재는 ASCE-41에 따라 비선형 힌지 속성을 정의하였으며 패널존 요소도 3.2에 기술한 바와 같이 4개의 강체 보와 3개의 힌지, 1개의 비선형 스프링으로 실제 부재와 동일

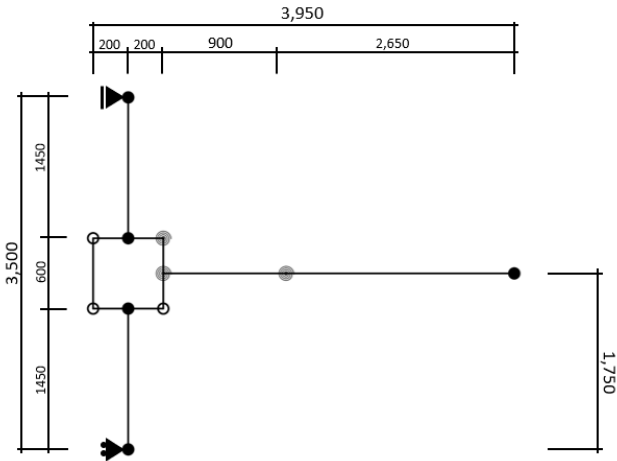


Fig. 11. Analytical model for test specimen

한 치수가 되도록 모델링 하였다. Fig. 11은 해석모델의 치수를 나타낸다. 패널존과 보 단부에는 hysteretic 요소와 Zero -Length 요소를 활용하여 비선형 힌지 특성을 부여하였고 보 이음부의 모멘트-슬립 요소는 3.1과 같이 이음부의 슬립 모멘트 강도의 25%에서 최초 슬립이 발생하고 슬립의 크기는 1.50% rad가 되도록 모델링 하였다.

Fig. 12는 Table 8에 나타난 세 종류의 실험체의 실제 거동과 제안된 모델에 의한 해석결과를 비교한 그래프이다. 그래프에서 볼 수 있듯이 해석값이 실험결과보다 약간 크게 나타나는 경향이 있으나 거동은 거의 유사한 것을 볼 수 있다. 약한 패널존인 S-0.75-12.5의 경우 실제 슬립 발생 하중은 79.7 kN, 해석결과는 78.5 kN로 거의 유사한 값이 구해졌다. 실제 항복 하중은 197 kN, 해석결과는 215 kN로 약간 크게 발생하지만, 최대 변위에서 하중의 차이는 1 kN 로 매우 근사하였다. 최대 변위각에서 하중도 거의 비슷하게 해석되었다. 패널존 강도비가 1.47인 S-0.75-12.5-pr 실험체의 경우 해석에 의한 슬립 발생 하중은 실험값보다 20 kN 정도 낮게 예측되었다. 최대 변위에서 하중의 차이는 2 kN 로 매우 근사하였다. S-0.75-18.75-pr 실험체의 경우 보의 굽이 400 mm로 가장 작다. 이 실험체의 경우 부방향 가력 시 최대 변위에서 해석값이 실제 거동보다 30 kN 낮게 나왔다. 항복 하중 부근에서 부방향 가력 시 항복 해석값과 실험값의 차이가 보이지만 이는 실험결과가 비대칭이기 때문이며 정방향의 경우 거의 비슷한 값을 보였다.

4.2 슬립 거동의 영향 분석

이상과 같이 모멘트 슬립 요소가 포함된 해석모델을 사용하여 실제 구조물의 거동과 유사한 해석결과를 얻었다. 본 절에서는 슬립을 고려할 경우와 슬립을 무시할 경우, 즉 컬럼-트리형 접합부가 사용된 경우와 일체식 보가 사용된 경우 거동의 차이를 비교하였다.

Table 9는 보의 강도에 비해 패널존의 강도가 낮은 경우(PZW), 비슷한 경우(PZM), 큰 경우(PZS)를 대상으로 각각 슬립을 고려할 경우와 고려하지 않는 경우의 해석결과를 비교한 것이다. 해석모델의 형상은 Fig. 13과 같다. 두 해석모델 모두 보는 H-600x200x11x17을 사용하고 기둥의 경우 PZW는 H-394x398x11x18을 사용하고, PZM과 PZS는 H-400x400x13x21을 사용하였다. 단, PZS의 경우 2PL-4.5x566x358을 사용하여 패

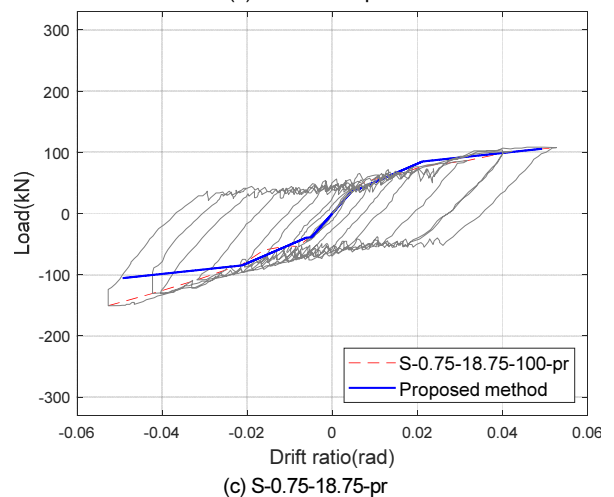
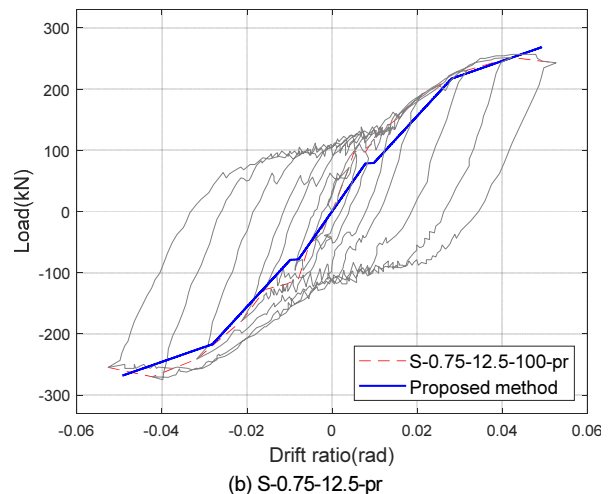
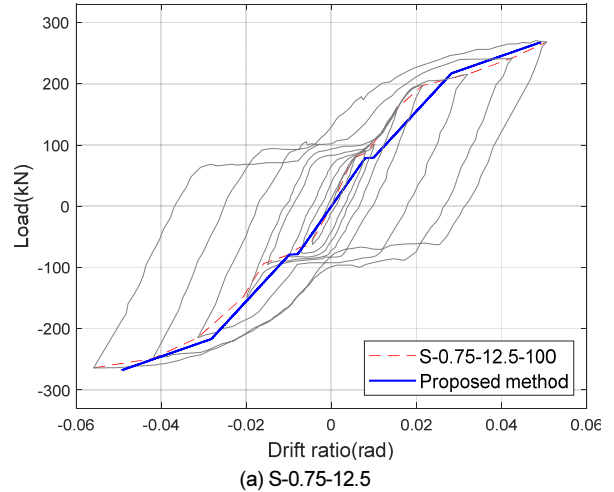


Fig. 12. Comparison of test results and analysis by proposed method

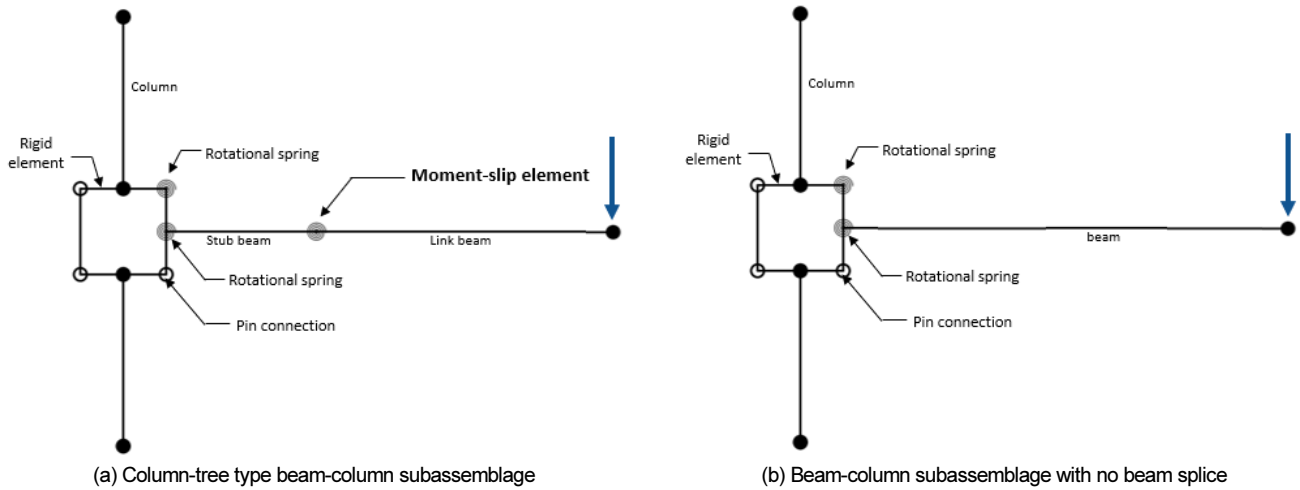
Table 8. Details of selected test specimens

Specimen	Length of stub beam (mm)	Stub beam	Strength ratio (Panel zone /Beam)
S-0.75-12.5	900	H-600x200x11x17	0.92
S-0.75-12.5-pr	900	H-600x200x11x17	1.47
S-0.75-18.75-pr	900	H-400x200x8x13	1.48



**Table 9.** Comparisons of analysis results with slip element and without slip element

Analysis case	Strength ratio (Panel zone/ Beam)	Applied load (kN)	Shear deformation of panel zone (%)	Curvature at beam hinge (%rad/mm)	Rotation at slip element (%)
PZW with slip	0.72	251.1	4.11	11.7	1.5
PZW without slip		254.0	5.06	12.6	0
PZM with slip	0.92	259.5	0.20	14.1	1.5
PZM without slip		264.4	0.21	15.6	0
PZS with slip	1.47	259.8	0.03	14.3	1.5
PZS without slip		264.8	0.03	15.7	0



**Fig. 13.** Analytical models with and without moment-slip element

널존 보강을 하였다. 보 및 기둥 부재의 길이는 Fig. 11과 동일하다. 가력부에서 기둥표면까지의 길이는 3,550 mm이고, 컬럼-트리 형식 접합부에서 스텐드 보의 길이는 900 mm이다. 모든 해석은 변위 제어로 수행했으며 표에 나타낸 결과는 전체 변위각이 4.0%인 시점의 값이다.

가력하중의 크기는 슬립의 고려 여부와 패널존 강도비의 변화에 영향이 없이 거의 유사한 값을 나타내었다. 하지만 패널존의 전단 변형량, 보 단부 소성 힌지의 곡률, 슬립 요소의 회전각은 해석 케이스 별로 뚜렷하게 구별되는 특징을 나타내었다. 예상과 같이 패널존 소성변형량은 보와 패널존 강도비에 의해 큰 차이를 보였다. 즉, PZW의 경우 4~5%의 전단 변형이 발생하는데 반면, PZS에선 전단 변형이 거의 발생하지 않았다. 대신, 보 단부 힌지에서 발생하는 곡률의 크기는 이와 반대되는 경향을 나타내었다.

슬립 요소가 추가될 경우 보 단부 힌지의 소성변형이 상대적으로 감소하였다. 또한 패널존의 변형도 감소하는데 이러한 효과는 패널존 강도비가 낮은 PZW에서 두드러지게 나타났다. 따라서 컬럼-트리 형식 모멘트접합부에서 이음부의 미끄러짐 변형은 중국 상태에서 패널존에 입력되는 전단력을 감소시키는 효과가 있음을 알 수 있다. 우리나라와 같이 약한 패널존을 가진 보-기둥 접합부의 경우 정확한 성능평가를 위해서는 이러한 거동을 고려할 필요가 있다고 판단된다.

## 5. 결론

컬럼-트리형 철골모멘트 접합부는 우리나라를 비롯한 동아시아에서 모

멘트저항 골조를 구성하기 위해 사용되는 방법이다. 이 접합부의 스텐드 보와 기둥의 용접 접합부의 상제는 WUF-W와 유사하여 충분한 내진 성능을 가진 것으로 볼 수 있으나 기존 실험 연구결과 스텐드 보와 링크 보의 이음부에서 조기에 슬립이 발생하는 것으로 나타났다.

본 연구에서는 선행 실험 연구의 결과로부터 슬립의 발생 시점과 발생하는 슬립의 크기 등을 분석하고, 내진 성능 평가를 위한 모멘트-힌지 모델의 모델링 파라미터를 제안하고, 실험체를 대상으로 제안한 모델을 적용한 해석결과와의 비교하여 적합성을 확인하였다. 실험결과와 분석결과를 마찰 접합 이음부에서는 설계 미끄럼 모멘트 강도의 25%에서 최초 슬립이 발생하며 발생하는 슬립에 의한 회전각은 0.15%rad인 것으로 나타났다. 이러한 수치는 지금까지 수행된 실험체의 실험결과에 근거한 것으로 향후 실험결과가 추가될 경우 스텐드 보의 길이 및 보의 춤을 변수로 추가 분석이 필요하다.

또한 슬립 모델을 포함할 경우와 포함하지 않는 경우 해석결과를 비교하여 슬립 현상이 전체 접합부의 거동에 어떠한 영향을 미치는지 분석하였다. 패널존의 강도가 서로 다른 접합부를 대상으로 슬립을 포함한 경우와 포함하지 않는 경우의 해석결과를 분석한 결과 패널존이 약할수록 이음부의 슬립이 패널존에 전달되는 전단력의 크기를 저감시키는 것으로 분석되었다.

## / 감사의 글 /

본 논문은 국토교통부/국토교통과학기술진흥원의 지원으로 수행되었음(과제번호 RS-2021-KA163162).

/ REFERENCES /

1. ASCE/SEI, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (41-17), c2017.
2. NIST, Guidelines for nonlinear structural analysis for design of buildings, part IIa steel moment frames, NIST GCR 17-917-46v2, prepared by the Applied Technology Council for the National Institute of Technology and Standards, Gaithersburg, MD. c2017.
3. Lee CH, Park JW, Cyclic seismic testing of full-scale column-tree type steel moment connections, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, 1998;10(4):629-639.
4. Oh KY, So JH, Ha HJ, Lee KM, Seismic performance evaluation of Korean column-tree steel moment connections. *International Journal of Steel Structures*, 2016 Dec;16(4):1287-1298.
5. Lee KK, Chae BS, Kim S, Rotation Capacity Evaluation of Column-Tree Type Steel Moment Connection with Bolt-Slip. *Journal of the Korean Society of Hazard Mitigation*, 2015 Feb;15(1): 39-45.
6. KDS, Design criteria for steel structures in buildings (41-31-00), c2019, Available from: <http://www.kcsc.re.kr>
7. Kim TW, Yu EJ, Seismic analysis of steel moment frames with column-tree connections, *Journal of Constructional Steel Research*, 2020 May;168:105871.
8. ANSI/AISC 360, Specification for structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, c2016.
9. Krawinkler H, Shear in beam-column joints in seismic design of steel frames, *Engineering Journal*, 1978;15(3).
10. H. Krawinkler, V.V. Bertero, E.P. Popov, Inelastic Behavior of Steel Beam-to-Column Subassemblages, Report No. EERC-71/7, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, c1971.
11. V.V. Bertero, H. Krawinkler, E.P. Popov, Further Studies on Seismic Behavior of Steel Beam-Column Sub-Assemblages, Report No. EERC-73/27, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, c1973.
12. OpenSees, open system for earthquake engineering simulation, Available from: <http://opensees.berkeley.edu>.