

얇은 절곡단면을 사용한 콘크리트 충전형 합성부재를 위한 관통볼트 단부강판모멘트접합부의 거동

엄태성¹ · 임종진^{2*} · 이정민³

¹부교수, 단국대학교, 건축학부, ²차장, 센벡스, ³석사과정, 단국대학교, 건축학부

Behavior of End Plate Moment Connection with Through Bolts for Concrete Filled Composite Members with Thin-Walled Sections

Eom, Tae Sung¹, Lim, Jong Jin^{2*}, Lee, Jung Min³

¹Associate Professor, Dept. of Architectural Engineering, Dankook University, Yongin, 16890, Korea

²Manager, Senvex, Seoul, 07726, Korea

³Graduate Student (Master's Course), Dept. of Architectural Engineering, Dankook University, Yongin, 16890, Korea

Abstract - This study investigated the behavior of a bolted end plate moment connection for the beam-column joint of filled composite members. To increase the moment resistance at the joint with bolt arrangement limited, U-shaped end plate and high-strength through bolts were used for the connection. Cyclic loading tests of three exterior beam-column connections were performed to investigate the behavior of the proposed end plate connection. Bolt arrangement and the use of the panel zone stiffener were considered as the test parameters. The tests showed that the U-end plate moment connection secured a robust moment transfer at the joint, without significant deformations of the end plate and through bolts. However, the ductility was limited due to the premature rupture at the welded joint to the end plate and low-cycle fatigue failure of thin-walled plates in the beam (i.e. inelastic local buckling and subsequent rupture). The effective stiffness of the specimens were reduced by the slip of through bolts, whereas the panel zone stiffener alleviated stiffness reduction. Based on the test results, design and detailing recommendations of the end plate connection for filled composite members with thin-walled sections were suggested.

Keywords - Bolted joint, End plate, Moment connection, Beam-column joint, Composite structure, Concrete filled composite member

1. 서론

최근 얇은 절곡단면이 사용된 충전형 합성부재(composite members with thin-walled sections, Fig. 1 참조)의 사용이 증가하고 있다. 이들 합성부재는 부재 자체의 우수한 구조성능에도 불구하고(즉, 강관에 의한 내부 콘크리트 횡보강), 보-기둥 접합부에서 강도, 연성 등 내진성능 확보에 주의가 필요하다. 보-기둥 접합부에서 보의 휨모멘트는 기둥

강관에 대하여 면외방향 인발력으로 작용한다. 따라서 보와 기둥 강관의 용접부에서는 응력 집중과 그로 인한 인장 파단이 발생하기 쉽다^{[1],[2]}. 또한 기둥 강관에 발생하는 면외변형은 보 모멘트가 기둥으로 전달되는 것을 저해하며 접합부의 강도 및 강성을 감소시킨다. 따라서 보-기둥 접합부에서는 슬래브를 포함한 수평 부재를 위한 하중전달 경로를 마련하고 주기하중에 대하여 연성거동을 확보하기 위한 접합상세에 주의가 필요하다. 예를 들어, 기둥 강관 내부에서 힘전달의 연속성을 확보하기 위하여 보를 관통시키거나 다이아프램을 설치하는 등 관통형 보강상세를 사용하여 접합부를 보강하는 것이 필요할 수 있다.

강관합성기둥 접합부의 내진성능에 관하여 다수의 실험 연구가 국내에서 수행되었다. Oh *et al.*^[3]은 수평강관과 수직강관을 내다이어프램으로 사용한 각형강관기둥의 외부 접합부에 대한 주기하중실험을 수행하였다. 실험 결과, 내다

Note.-Discussion open until June 30, 2021. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on October 20, 2020; revised November 17, 2020; approved on November 18, 2020.

Copyright © 2020 by Korean Society of Steel Construction

*Corresponding author.

Tel. +82-2-2629-3187 Fax. +82-2-2629-3110

E-mail. jjim@senkuzo.com

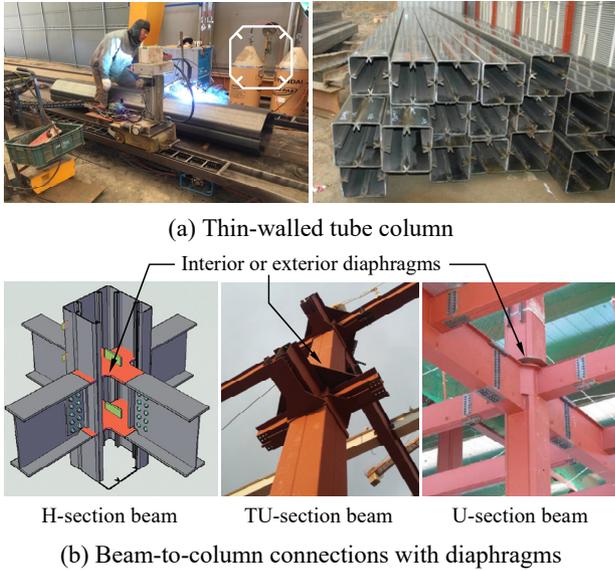


Fig. 1. Concrete-filled thin-walled tube sections and beam-to-column connections

이어프램으로 보강된 각형강관기둥 접합부는 전체 횡변위 비 4% 이상의 변형능력을 보였다. Kim *et al.*^[4]은 얇은 U단면 합성보와 연결되는 강관합성기둥 접합부에 대한 내진실험을 수행하였다. 외다이어프램으로 보강된 접합부에서 기둥 관벽의 면외변형은 크지 않았고 용접부 파단 또한 없었다. 하지만 휨항복 이후에는 U단면 합성보에서 강관 국부좌굴이 발생하였다. Park *et al.*^[5]과 Lee *et al.*^[6]은 콘크리트 피복 강관합성기둥을 위한 접합 상세를 연구하였다. 각형 또는 원형 강관 내부에 다이어프램을 설치하거나 철근을 관통시킴으로써 우수한 강도 및 연성을 확인하였다. Kim *et al.*^[7]은 H단면 강재보가 연결되는 강관합성기둥 접합부의 내진성능을 평가하였다. 강재보의 상하 플랜지를 수평 내다이어프램으로 연속시킨 접합부는 우수한 강도, 강성 및 에너지소산능력을 보였다. 하지만 다이어프램 없이 보 플랜지를 강재 앵커를 사용하여 기둥 콘크리트에 정착시킨 접합부는 얇은 강관벽의 면외변형이 발생하며 강도 및 연성이 현저히 감소하였다. Lim *et al.*^[8]은 강관합성기둥-U단면 합성보 접합부를 위한 관통철근 접합상세를 연구하였다. 관통철근을 사용하여 보 플랜지의 인장력을 기둥 내부 콘크리트로 직접 전달시킨 실험체는 외다이어프램 보강 접합부와 대등한 수준의 강도 및 연성을 보였다. 하지만 얇은 관벽은 휨항복 이후 면외변형과 용접 파단에 취약하였다. Choi *et al.*^[9]은 H형강보가 연결되는 각형 강관합성기둥을 위한 접합부 대안 상세를 연구하였다. T형강을 외다이어프램으로 사용한 접합부에서는, 기둥 강관이 조밀단면임에도 불구하고 보 플랜지 인장

에 의한 강관벽 면외변형이 크게 발생하였고 결국 보 플랜지 접합부에서 취성파단이 발생하였다. 반면 기둥 강관 내부를 관통하는 보강상세를 적용한 접합부에서는, 강관벽 면외변형이 최소화되었고 접합부 변형능력이 5% 이상으로 크게 증가하였다.

강관합성기둥 내부에 보, 플랜지(강판) 또는 강봉을 관통시켜 보-기둥 접합부를 보강하는 방법은 국외에서도 다수 연구되었다. Azizinamini and Prakash^[10]는 보를 강관합성기둥 내부로 직접 관통시키는 접합 상세를 제안하였다. Alostaz and Schneider^[11]는 다양한 유형의 강재 보-강관합성기둥 접합부의 주기거동에 대하여 연구하였다. 실험 결과, 보 관통 상세를 사용한 접합부들은 강도, 연성 등 내진성능이 크게 향상되었다. Azizinamini and Schneider^[12]는 원형 강관합성기둥 접합부의 주기거동을 조사하였다. 기둥 강관 내부로 보 플랜지를 연속시킴으로써 강도를 확보하였지만 과도한 슬립으로 인하여 에너지소산능력이 감소하였다. Beutel *et al.*^[13]은 보 상하 플랜지에 용접된 철근을 기둥 강관 내부의 콘크리트에 매입시킨 관통철근 접합 상세를 제안하였다. Van-Long *et al.*^[14]은 강관 합성기둥을 위한 단부강판 접합 방법을 제안하였다. 보-기둥 접합부에서 기둥 내부를 관통하는 긴 고장력볼트가 보 단부에 용접된 단부강판을 기둥 관벽에 강하게 고정시켰다. 실험 결과, 관통볼트를 이용한 단부강판접합은 우수한 접합성능을 보였다. Sheet *et al.*^[15]은 원형 및 각형 강관합성기둥을 위한 단부강판접합부의 내진상세를 연구하였다. 강봉, 보 또는 그 둘을 기둥 내부로 관통시킴으로써 우수한 접합부 성능을 확보하였다. Lim *et al.*^[2]은 얇은 절곡강관 합성기둥을 위한 관통보 및 관통철근 접합 상세를 연구하였다. 관통상세를 적용하였음에도 불구하고 얇은 기둥 관벽의 면외변형과 관통보의 슬립변형이 주기거동 동안 크게 발생되었고 그 결과 에너지소산능력이 크게 감소하였다.

기존 연구의 접합부 보강방법은 크게 다이어프램, 관통보강재, 보 직접 관통으로 나눌 수 있다. 다이어프램 보강은 응력집중을 완화시킬 수 있으나 용접열에 따른 기둥과 보 박판의 초기변형이 발생할 수 있고, 기둥 강관의 면외방향 변형에 따른 내력저하가 나타날 수 있다. 관통 보강재를 보에 직접 용접하거나 보를 직접 관통시키는 상세는 하중을 직접 전달할 수 있으나, 콘크리트 채움형 기둥과 U형 합성보의 접합부에서는 간섭에 의해 설치가 쉽지 않다.

이 연구에서는 얇은 절곡단면 합성보와 합성기둥을 연결하기 위한 단부강판접합 상세를 제안하고 그 거동을 연구하

였다. U형 단부강판을 적용하여 구조성능을 향상시켰고, 긴 고장력볼트를 기둥 내부로 관통시켜 보-기둥 연결시 시공성을 확보하였다. 횡하중 반복가력실험을 통하여 강성, 강도, 연성 등 접합부의 내진성능을 평가하였다. 또한 볼트 변형률, 접합부 변형, 파괴모드 등을 조사하고, 이를 토대로 보-기둥 접합부에 대한 설계방법과 힘전달기구 적합성을 분석하였다.

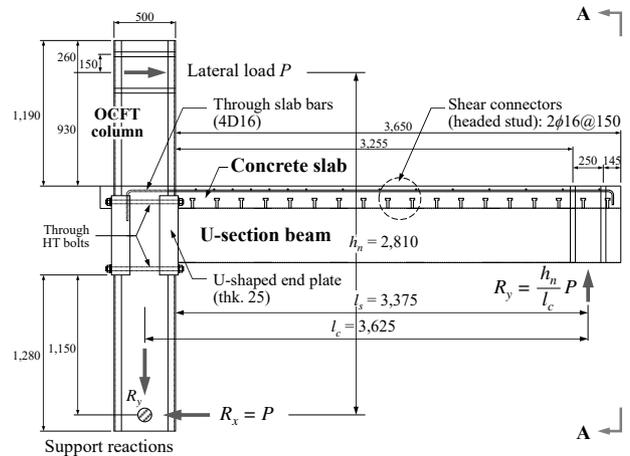
2. 실험계획

2.1 실험변수 및 접합상세

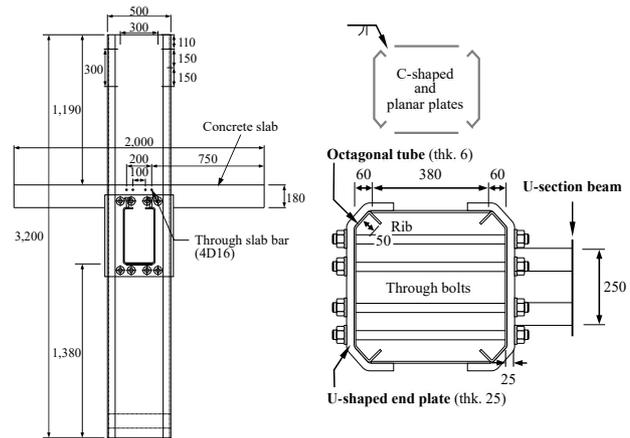
U단면 합성보(TSC보)가 팔각형 강관합성기둥(OCFT기둥)에 연결된 외부접합부 실험체 3개(EC1, EC2 및 EC3)에 대하여 횡하중 반복가력실험을 수행하였다. Fig. 2는 EC1의 형상, 치수 및 접합상세를 보여주는데, EC2, EC3의 경우 보-기둥 접합상세를 제외한 형상·치수 등은 EC1과 동일하다.

Fig. 2(a), Fig. 2(b)에서 보듯이 OCFT기둥의 전체 높이는 3,200 mm이고 상하 지점 사이의 순높이는 $h_n = 2,810$ mm이다. TSC보의 전체 길이는 3,650 mm이고, 기둥면으로부터 지점까지의 순경간은 $l_s = 3,375$ mm이다. Fig. 2(c), Fig. 2(d)에서 보듯이 기둥과 보의 강재 단면은 모두 두께 6 mm의 강판을 절곡/용접하여 제작하였다. 기둥 강관(500 mm × 500 mm)은 2개의 C형 절곡강판과 2개의 평판을 용접하여 제작하였다. 보의 U단면(450 mm × 250 mm)은 2개의 L형 절곡강판과 1개의 평판을 용접하여 제작하였다. Fig. 2(a)에서 보듯이 보 U단면 상부에는 두께 180 mm, 너비 2,000 mm인 콘크리트 슬래브를 설치하였다. 콘크리트 슬래브와 U단면 합성보의 전단접합을 위하여, U단면 상부 플랜지에 직경 16 mm의 확대머리스터드를 250 mm 간격(2열)으로 설치하였다.

Fig. 3(a)는 기준 실험체인 EC1에서 보-기둥 접합부의 단부강판접합 상세를 보여준다. 보 U단면 단부에 두께 25 mm의 강판을 구부려 제작한 U형 단부강판(너비 550 mm × 높이 650 mm)을 용접하였다. U단부강판과 보 U단면 사이 접합부는 모살용접(용접목두께 6 mm)으로 접합하였다. U단부강판과 기둥 강관(두께 6 mm)은 직경 30 mm인 고강도 관통볼트 4개(through bolts 4M30)를 사용하여 밀착조임(snug-tight)으로 체결하였다. 보 U단면 내부에 작업공간이 없으므로, 관통볼트는 보 플랜지의 상부와 하부에 각각 4개씩 배치하였고, 조임 과정에서 얇은 기둥 관벽에 변형이 발생되지 않도록 주의하였다. 슬래브 철근 중 기둥 주변에 배치된 4개(4D16, $A_{fb} = 792 \text{ mm}^2$)는 기둥 관벽에 미리 뚫어놓은 구

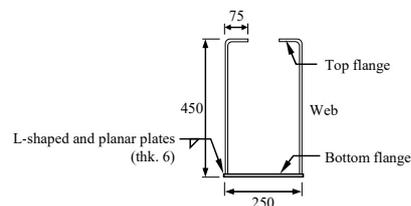


(a) Elevation



(b) A-A view

(c) Octagonal tube and end plate



(d) U-section beam

Fig. 2. Configurations and dimensions of exterior beam-column connection specimen EC1

멍을 통하여 강관 내부 콘크리트에 90° 갈고리로 정착시켰다. 보 U단면 바닥에는 단부강판-플랜지 용접부의 조기 파단을 방지하기 위하여 스티프너(flange wall stiffener, 길이 240 mm, 폭 200 mm 및 두께 10 mm)를 둘레를 따라 모살용접(목두께 7 mm)으로 설치하였다.

Fig. 2(b)는 EC2와 EC3에 사용된 단부강판접합 상세를 보여준다. EC2와 EC3의 경우, 보 U단면의 웹에 직경 330 mm의 접근 구멍(access hole)을 뚫은 다음 작은 직경의 관통볼트(M24)를 U단면 외부 및 내부에 각각 4개 및 2개를

얇은 절곡단면을 사용한 콘크리트 충전형 합성부재를 위한 관통볼트 단부강판모멘트접합부의 거동

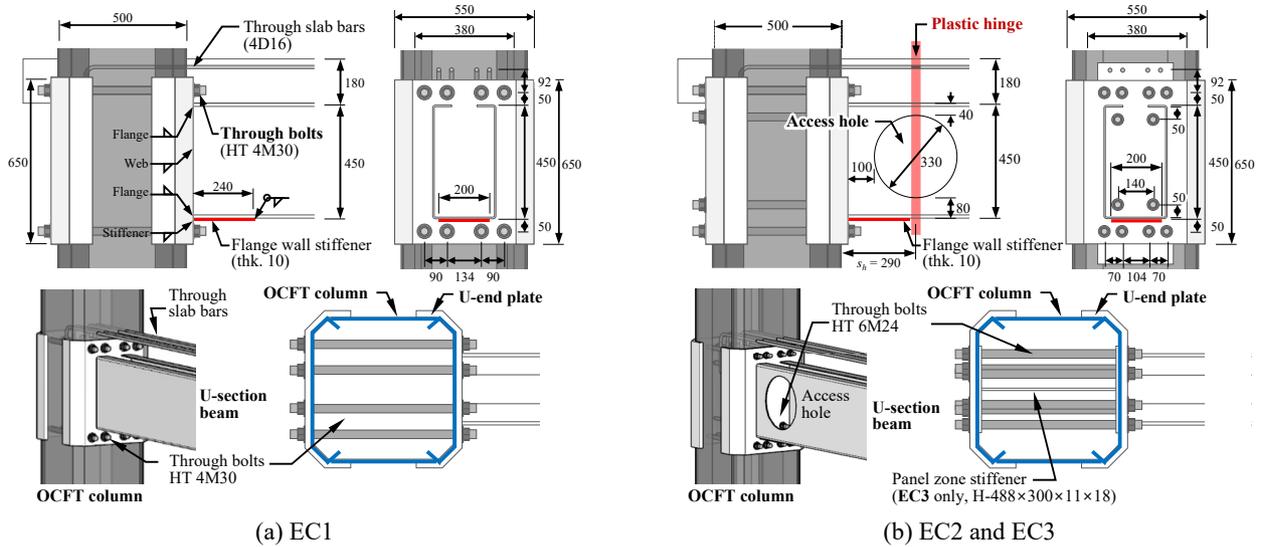


Fig. 3. End plate moment connection details with through bolts at the beam-column joint

설치하였다. 그 외 단부강판의 형상 및 두께, 관통 슬래브 철근, 플랜지 하부 스티프너 설치 등은 EC1과 동일하였다. 기둥 내부에 스티프너를 설치하지 않은 EC2와 달리, EC3에는 H형강(H-488×300×11×18, panel zone stiffener)을 패널 존 내부에 설치하여 (1) 관통볼트 체결 중 시공하중에 대하여 얇은 절곡 강판의 강성을 확보하고 (2) 완공 후 지진하중에 대하여 패널 존을 보강할 수 있도록 하였다.

단부강판접합부는 강구조 모멘트저항골조를 위한 사전 인증 보-기둥 접합부로 널리 사용되는 방법으로서, AISC 358-16^[16], AISC Design Guide 4^[17] 등 기존 설계기준 및 지침에 설계이론과 상세 요구사항이 잘 정리되어 있다. 이 연구에서는 단부강판을 U형 단면으로 개량함으로써, (1) 콘크리트 타설 이전 시공하중에 대하여 얇은 기둥 관벽 접합부의 강성을 확보하고 (2) 항복선메커니즘(yield line mechanism)에 따른 단부강판의 휨저항강도를 증가시킬 수 있도록 고안하였다. 또한 보 U단면에 접근 구멍을 설치함으로써, (3) 관통볼트의 시공성을 개선하였고 (4) 보 소성힌지(또는 위험단면) 위치를 기둥면으로부터 보 경간 내부의 감소 단면 위치로 이동($s_h = 290$ mm)시켜 접합부 연성을 증진시키고자 하였다.

Fig. 4는 콘크리트 슬래브의 배근상세를 보여준다. 길이 방향 보강재로서 폭 2,000 mm인 슬래브 단면에 D16철근을 150 mm 간격으로 배치하였다. 직각방향으로는 D10철근을 300 mm 간격으로 배치하였고, 기둥 주변에는 콘크리트 피복에 균열 및 피복 파괴가 조기에 발생되지 않도록 그 간격으로 120 mm 또는 150 mm로 줄였다.

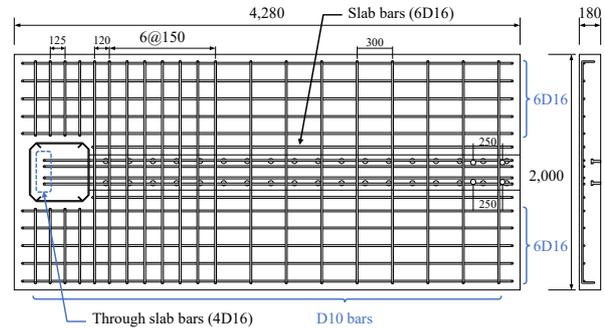


Fig. 4. Reinforcement details in slab (all specimens)

2.2 제작과정 및 재료 강도

Fig. 5는 OCFT기둥-TSC보 외부접합부의 제작과정을 보여준다. 먼저 6 mm 두께의 얇은 강판을 절곡/용접하여 팔각 기둥 강판과 보 U단면을 제작하였다. 그 다음 보-기둥 접합부에서 U형 단부강판을 기둥 관벽에 붙인 후 관통볼트로 밀착조임함으로써 기둥 강판과 보 U단면을 연결하였다. 마지막으로 슬래브에 거푸집을 설치하고 철근을 배치한 다음, 콘크리트를 타설하였다.

Table 1과 Fig. 6은 실험체 제작에 사용된 재료의 인장 특성과 응력-변형률 관계를 보여준다. 재료별 각각 3개의 시편에서 가장 낮은 값을 기준으로 정리하였다. 기둥 강판 및 보 U단면에 사용된 두께 6 mm SM355 등급 강판의 항복강도(F_y)는 432 MPa, 단부강판으로 사용된 두께 25 mm SM355 등급 강판의 항복강도는 377 MPa, 관통볼트로 사용된 고장력 F8T M24 및 F10T M30 볼트의 극한강도(F_u)는 각각 815 MPa 및 1,010 MPa, 슬래브 보강재로 사용된 SD400 등

급 D10 및 D16 철근의 항복강도(f_y)는 각각 430 MPa 및 439 MPa이었다. 기둥, 보 및 슬래브 콘크리트의 압축강도(f_{ck})는 27.5 MPa이었다.

2.3 가력 및 계측

Fig. 7은 횡하중 반복가력을 위한 외부 접합부 실험체의

셋업을 보여준다. 기둥 상부에 1,000 kN의 유압식 가력기를 설치하여 횡하중(P)을 가하였다. 기둥 하부에서는 수직 및 수평 변위를 구속하였고, 보 하부에서는 수직변위를 구속하였다. 다만, 핀과구멍 사이의 유격으로 인하여 기둥 및 보 하부의 지점에서 슬립(즉, Δ_{s1} , Δ_{s2} 및 Δ_{s3} , $\neq 0$)이 발생할 수 있다. 따라서 실험 내내 이들 지점의 슬립을 계측하였다.

실험은 AISC 341-16의 실험방법에 따라 기둥의 횡변위

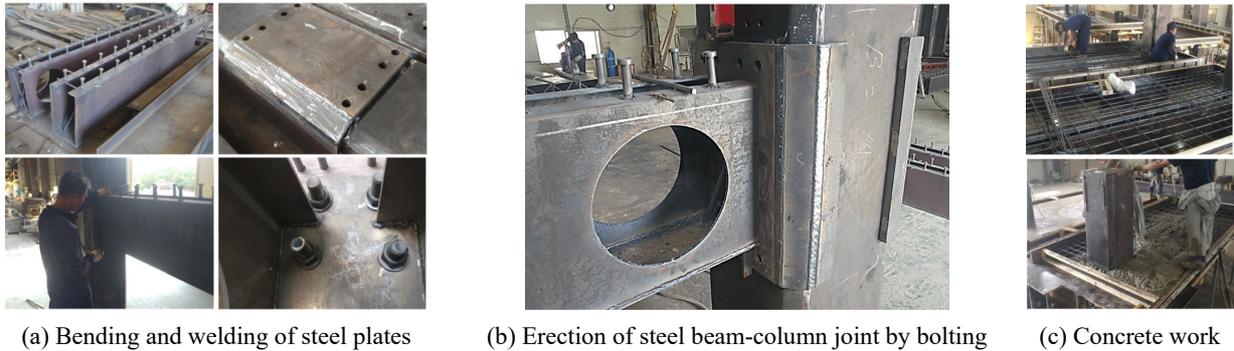


Fig. 5. Fabrication of exterior TSC beam-to-OCFT column connection specimens

Table 1. Mechanical properties of materials

Type		Yield strength (MPa)	Ultimate strength (MPa)	Elong. (%)
Column tube beam U-section	6 mm (SM355)	432	483	36
End plate	25 mm (SM355)	377	555	44
High-strength bolts	M24(F8T)	680	815	14
	M30(F10T)	913	1,010	21
Slab reinforcing bars (SD400)	D10	430	580	23
	D16	439	642	22
Concrete infill	$\phi 100 \times 200$	Compressive strength 27.5 MPa		

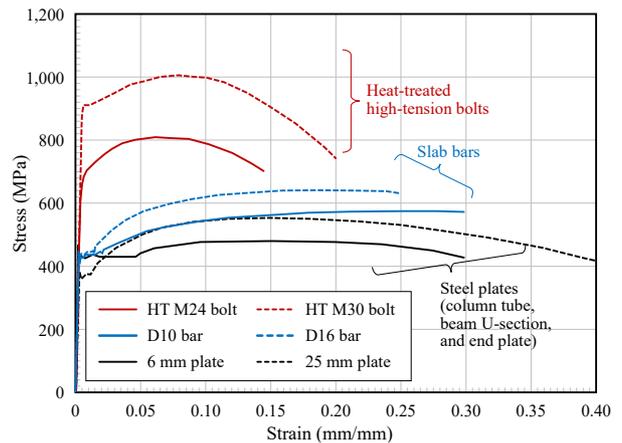
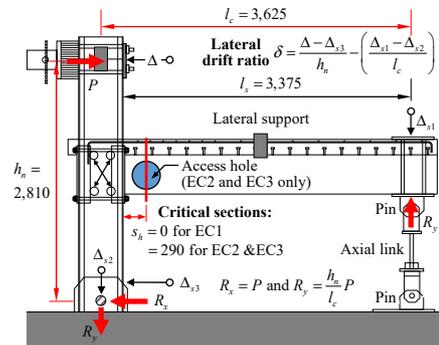


Fig. 6. Stress-strain relationships of steel plates, high-tension bolts, and reinforcing bars



(a) Test setup for lateral loading of exterior beam-column connection



(b) Calibration of lateral drift ratio in consideration of slips at the supports

Fig. 7. Test setup and calibration of lateral drift ratio

비(Δ/h_n)를 제어하면서 수행하였다. 다만, Fig. 7(b)에 나타난 바와 같이 기둥 및 보 하부 지점의 슬립으로 인하여 보-기둥 접합부의 횡변위비(δ)는 Δ/h_n 와 다르다. 따라서 Fig. 7(b)의 보정 방법에 따라 재하단계별 접합부의 횡변위비(δ)를 재계산하여 Table 2에 나타냈다.

Table 2. Lateral drift ratio at each loading step (Unit: %)

Step no.	No. of cycles	EC1		EC2		EC3	
		-*	+*	-	+	-	+
1	6	Null**	Null	Null	Null	Null	Null
2	6	Null	0.35	0.22	0.30	0.02	0.27
3	6	0.02	0.56	0.34	0.48	0.17	0.46
4	4	0.43	0.95	0.71	0.90	0.51	0.86
5	2	0.83	1.38	1.06	0.91	0.91	1.27
6	2	1.66	2.21	2.27	2.60	1.75	2.11
7	2	2.51	3.10	3.18	3.54	2.64	3.00
8	2	3.46	N/A	4.09	4.50	N/A	N/A

*The symbols - and + indicate negative and positive loadings, respectively. All specimens were loaded in the negative direction first and then in the positive direction.

**'Null' indicates that calibrated values were invalid (i.e. negative).

3. 실험결과

3.1 하중-변형 관계 및 파괴모드

Fig. 8은 외부 접합부 실험체의 하중-변형($P-\delta$) 관계와 파괴모드를 보여준다. 하중(P)은 기둥의 횡하중(전단력)을 가리키고, 변형(δ)은 Fig. 7(b)에서 보듯이 기둥 및 보 하부 지점의 슬립의 영향이 제거된 외부 접합부의 순횡변위비를 가리킨다. 정방향 및 부방향은 각각 합성보에 정모멘트 및 부모멘트가 발생하는 가력 방향을 의미한다. 각 변형단계마다 부방향으로 먼저 가력한 다음 재하방향을 바꾸어 정방향으로 가력하였으므로, 이후 기술되는 초기 탄성강성과 항복 변위비는 부방향 횡변위비를 중심으로 설명하였다.

기준 실험체의 EC1의 경우(Fig. 8(a) 및 Fig. 8(b) 참조), 첫 가력방향인 부방향으로 약 $\delta = -1.0\%$ 에서 휨항복이 발생하였고 이후 -3.46% 까지 가력하였다. 이와 달리, 정방향으로는 약 $\delta = +1.5\%$ 에서 항복하였고 이후 $\delta = +3.10\%$ 까지 가력하였다. $\delta = -2.51\%$ 에서 슬래브의 불연속 단부에서 콘크리트 균열 및 파단이 발생하였다. 이후 $\delta = -3.46\%$ 의 첫 번째 사이클에서 보 U단면과 단부강판 사이 용접부에서 파

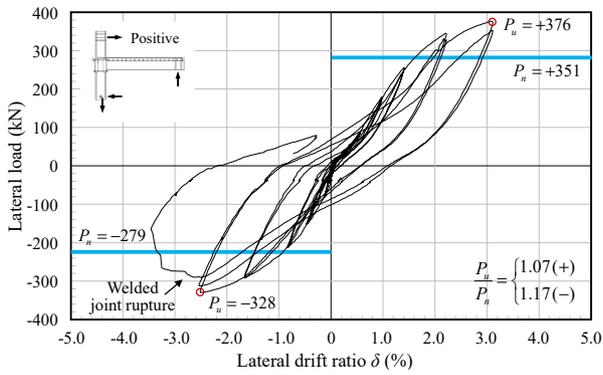
단이 발생되며 강도가 급격히 저하되었다. (즉, 부모멘트에 의한 상부 플랜지 및 웹 상단의 용접부 파단, Fig. 8(b) 참조) 용접부 파단에도 불구하고 U형 단부강판과 관통볼트에는 어떠한 손상 또는 변형도 육안으로 관찰되지 않았다.

보 U단면에 접근 구멍을 설치한 EC2의 경우, Fig. 8(c)에서 보듯이 EC1과 비교하여 강도는 감소하였지만 변형능력이 증가된 주기거동을 보였다. Fig. 8(d)에서 보듯이 대부분의 손상은 기둥면보다는 U단면 단면적이 감소된 접근 구멍 주변의 보 소성힌지에 집중되었다. 첫 가력방향인 부방향으로 약 $\delta = -1.0\%$ 에서 항복이 발생하였으며 $\delta = -4.09\%$ 까지 가력하였다. 반면 정방향으로는 약 $\delta = +1.5\%$ 에서 항복하였고 이후 $\delta = +4.5\%$ 까지 가력하였다. $\delta = -2.5\%$ 에서 보 U단면 하부 플랜지에서 휨압축에 의한 비탄성 좌굴변형이 관찰되었다. 이후 $\delta = +3.5\%$ 에서 보 U단면의 웹-하부플랜지 용접부에서 파단이 발생하기 시작하였으며, 결국 반복거동에 의하여 U단면의 하부 플랜지가 파단되었다.

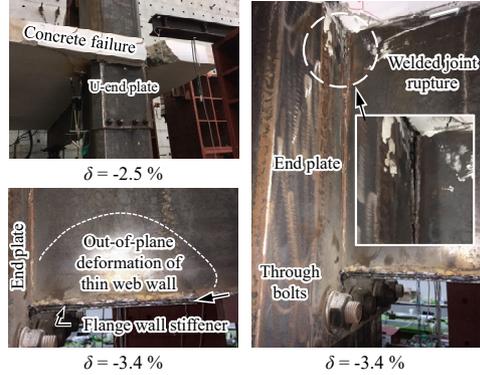
기둥 강관 내부에 패널 존 스티프너(panel zone stiffener, H-488×300×11×18)를 설치한 EC3는, Fig. 8(e)에서 보듯이 EC2와 비교하여 초기강성과 최대강도가 증가하였지만 변형능력이 감소된 거동을 보였다. 부방향(첫 가력방향) 및 정방향 모두 약 $\delta = 1.0\%$ 에서 항복이 발생하였으며 $\delta = -2.64\%$ 까지 가력하였다. 정방향으로는 약 $\delta = -1.0\%$ 에서 항복이 발생하였으며 $\delta = -2.64\%$ 및 $+3.00\%$ 까지 가력하였다. Fig. 8(f)에서 보듯이 EC3는 접근 구멍 주변의 U단면 웹과 플랜지에서 국부좌굴 및 용접부 파단으로 인한 강판의 저주파 피로파괴(low-cycle fatigue)가 발생하였다.

3.2 슬래브의 파괴모드 및 철근 변형률

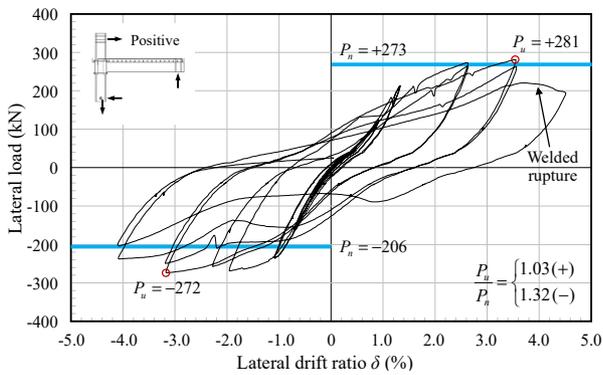
Fig. 9는 기준실험체인 EC1에 사용된 슬래브의 콘크리트 파괴와 철근 변형률 계측결과를 보여준다. 슬래브 콘크리트는 주로 정방향으로 가력하는 동안 기둥 관벽 주변에서 균열 및 파열이 조기에 발생하였다. 슬래브 철근의 경우 Fig. 9(b)에서 보듯이 위치 및 정착조건에 따라 큰 차이를 보였다. 기둥 관벽을 관통하여 내부 콘크리트에 정착된 관통 슬래브 철근(TR)의 경우 항복변형률($\epsilon_{yr} = 0.0022 \text{ mm/mm}$)을 초과하는 큰 인장변형률을 보였다. 압축변형률 또한 ϵ_{yr} 을 초과하여 항복상태에 도달하였다. 이와 달리 불연속 슬래브 단부에 정착된 슬래브 철근(SR)의 경우에는 인장 및 압축변형률이 탄성상태에 머물렀다. 슬래브에서 관찰된 콘크리트 파괴모드와 철근 변형률은 다음과 같은 시사점을 보여준다.



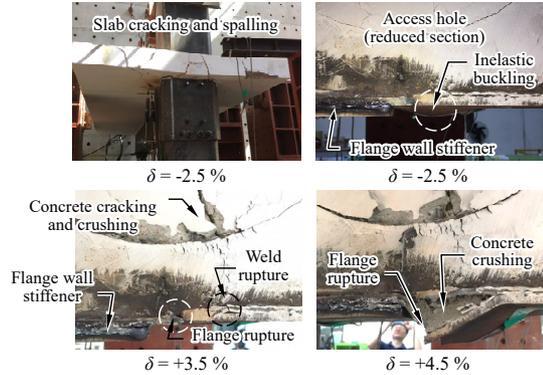
(a) Lateral load-drift ratio relationship (EC1)



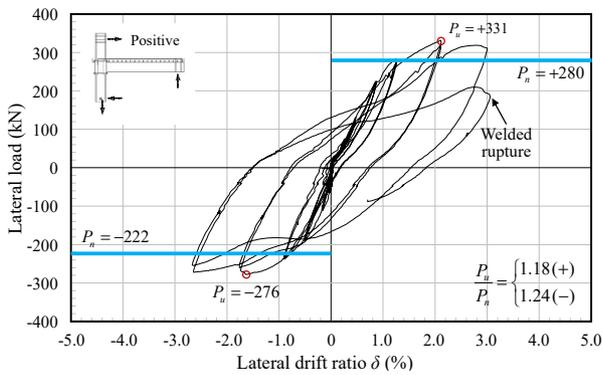
(b) Failure mode (EC1)



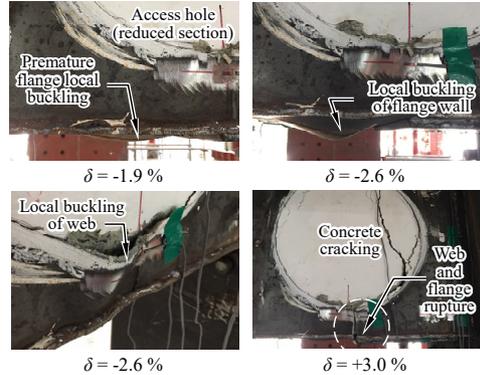
(c) Lateral load-drift ratio relationship (EC2)



(d) Failure mode (EC2)

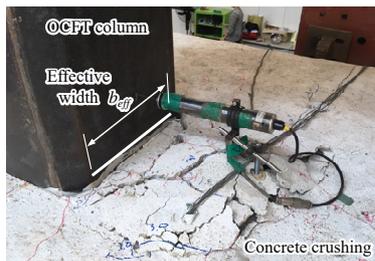


(e) Lateral load-drift ratio relationship (EC3)

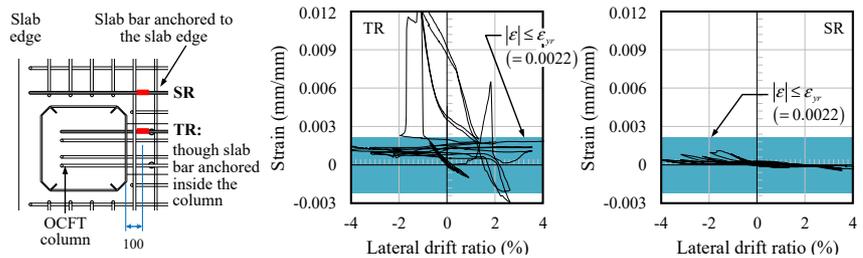


(f) Failure mode (EC3)

Fig. 8. Lateral load-drift ratio relationships and failure modes



(a) Concrete failure and effective slab width



(b) Strains of slab reinforcing bars: TR and SR

Fig. 9. Concrete failure and reinforcing bar strains of concrete slab in TSC beam (EC1)

첫째, TSC 합성보의 정방향 휨강도에 대한 콘크리트 슬래브의 기여는 제한적이다. 즉, Fig. 9(a)에서 보듯이 슬래브 유효폭 b_{eff} 는 평평한 기둥 관벽의 폭(= 380 mm, Fig. 2 참조)을 사용하여야 한다. 둘째, TSC 합성보의 부방향 휨강도에 대한 슬래브 철근의 기여는 강관벽을 관통하여 기둥 내부에 정착시킨 철근(TR)으로 한정하여야 한다.

3.3 관통볼트 변형률

Fig. 10은 EC1과 EC2에서 계측한 관통볼트의 변형률을 보여준다. 단부강판모멘트접합부에서 보 모멘트에 의한 인장력과 압축력은 각각 관통볼트 인장저항과 기둥 벽면의 지압

저항에 의하여 전달된다. 따라서 관통볼트에는 인장변형률만이 계측되었다. U단면의 바깥에만 관통볼트를 배치한 EC1과 접근 구멍을 통하여 U단면 내부에도 관통볼트를 배치한 EC2 모두 볼트 위치에 관계 없이 TSC 합성보의 휨모멘트에 의하여 모든 볼트에 대체로 균일한 변형률이 발생되었다.

3.4 보 U단면 변형률

Fig. 11은 EC1 및 EC2에서 계측한 보 U단면의 강판 변형률을 보여준다. EC1의 경우, Fig. 11(a)부터 Fig. 11(d)에서 보듯이 강판 변형률은 상부에서는 기둥 관벽 주변에서 증가하였지만 하부에서는 플랜지벽 스티프너(flange wall stiff-

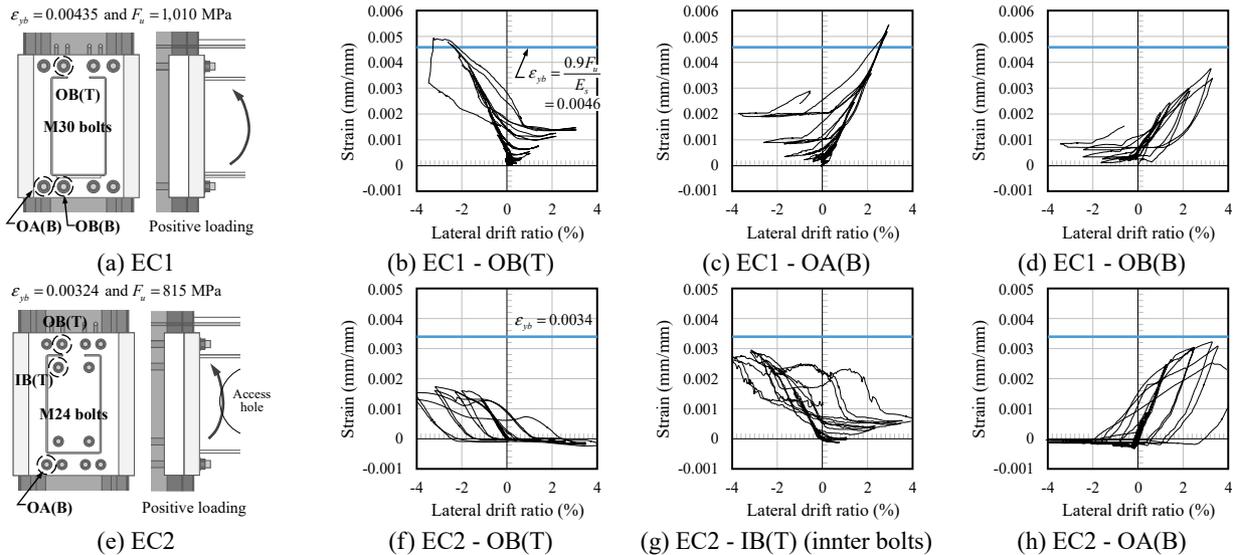


Fig. 10. Strains of through high-tension bolts (EC1 and EC2)

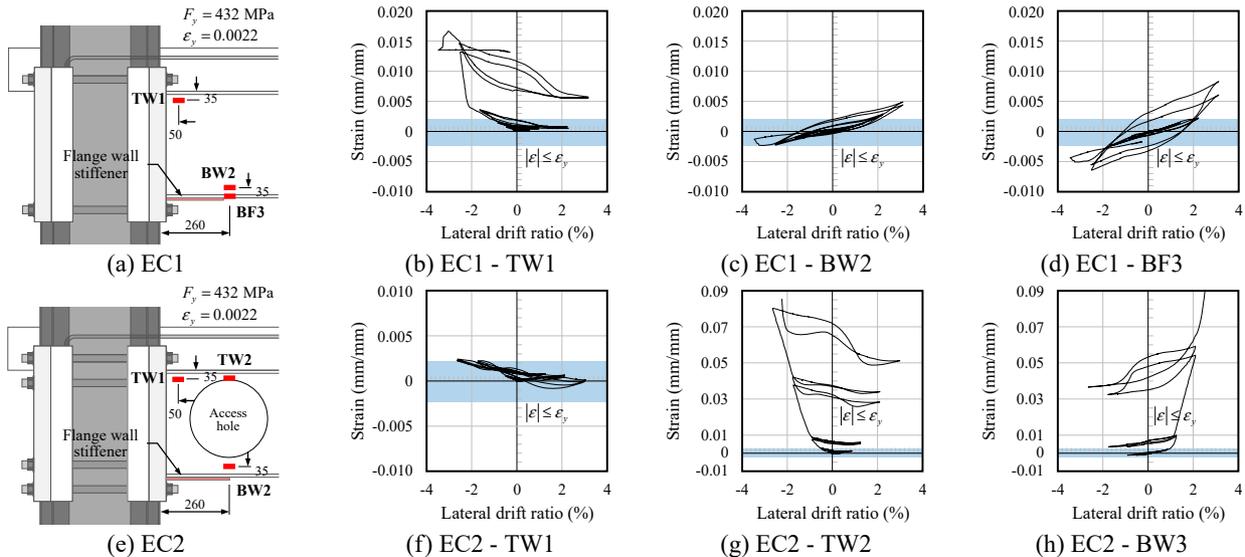


Fig. 11. Steel strains of U-section beam (EC1 and EC2)

ener)의 영향으로 인하여 기둥면으로부터 260 mm 이격된 위치에서 증가하였다. 반면 접근 구멍으로 웹 단면을 감소시킨 EC2에서는 TSC 합성보의 위험단면(또는 소성힌지)이 기둥 벽면으로부터 260 mm만큼 보 경간 내부로 이동하였고, 그 결과 Fig. 11(e)부터 Fig. 11(h)에서 보듯이 U단면의 강판 변형률은 주로 접근 구멍 주변에서 크게 증가하였다. 특히 접근 구멍 주변에서 U단면의 플랜지 및 웹 강판은 비탄성 국부좌굴을 보였는데(Fig. 8(d) 및 Fig. 8(f) 참조), 그로 인하여 강판에는 주기거동 동안 인장변형률이 누적되었다.

4. 접합부 강도 평가

4.1 합성보의 휨강도

AISC 360-16 및 건축구조기준 0709에 규정된 소성응력 분포법을 사용하여 TSC 합성보(슬래브 포함)의 공칭휨강도를 계산하였다. Fig. 12는 정모멘트 및 부모멘트에 대한 합성보 단면의 소성응력 분포를 보여준다. 휨강도 산정 시 3절의 실험결과를 토대로 다음 사항을 가정하였다.

첫째, 휨강도 산정시 유효한 합성보 단면으로 다음을 포함한다. (1) 강제 U단면(단, EC2 및 EC3과 같이 소성힌지에 접근 구멍이 있는 경우 이를 강제 단면에서 제외), (2) U단면 내부 콘크리트, (3) 슬래브 유효폭(b_{eff}) 내의 콘크리트 및 슬래브 철근(기둥 관벽을 관통하지 않은 슬래브 철근 제외).

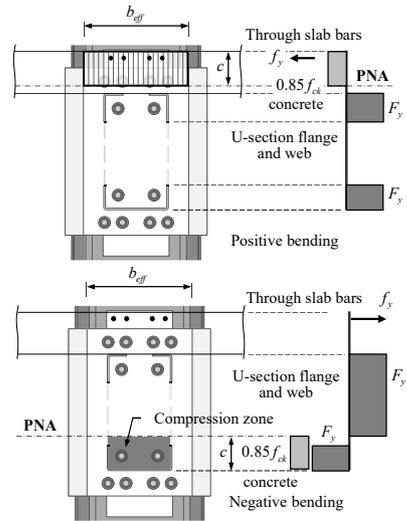
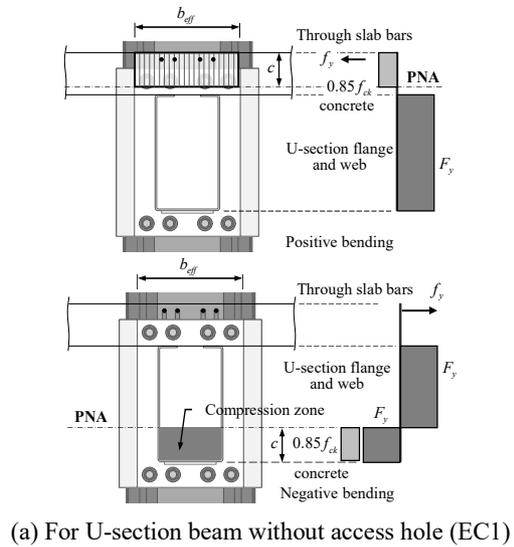
둘째, 콘크리트 슬래브의 유효폭(b_{eff})은 팔각 기둥 강판의 폭($b = 500$ mm)에서 모따기 부분을 제외한 평탄부의 폭($= 380$ mm, Fig. 2 참조)을 사용한다. 정모멘트에는 슬래브 유효폭 내 콘크리트 및 철근의 압축저항을 고려하고, 부모멘트에는 유효폭 내 관통 슬래브 철근의 인장저항을 고려한다.

셋째, 콘크리트 및 슬래브 철근의 소성응력으로 $0.85f_{ck}$ 와 항복강도 f_y 를 각각 적용한다. U단면 플랜지 및 웹의 소성응력은 항복강도 F_y 를 적용한다. Fig. 8에서 보듯이 얇은 두께의 U단면 플랜지와 웹 강판은 비탄성 국부좌굴을 보였지만, 그로 인한 압축응력의 저하를 고려하지 않는다.

실제 재료강도를 사용하여 계산한 TSC 합성보의 정방향 및 부방향 휨강도(M_{nTSC})는 Table 3에 나타났다.

4.2 단부강판접합부의 휨강도

Fig. 13은 TSC 합성보가 연결된 단부강판모멘트접합부에서 관통볼트와 슬래브 철근(관통철근)에 의한 휨강도(M_{nb})를 보여준다. 정모멘트의 경우, Fig. 13(a)와 Fig. 13(b)에서



(a) For U-section beam without access hole (EC1)

(b) For U-section beam with access hole (EC2 and EC3)

Fig. 12. Calculation of flexural strength of U-section composite beams by plastic stress distribution method

Table 3. Calculation of strengths (Unit: kN·m, kN)

Strength	EC1		EC2		EC3	
	-	+	-	+	-	+
TSC composite beam, M_{nTSC}	693	977	482	602	482	602
End plate connection, M_{nb} *	1,270	1,260	978	923	978	923
Nominal strength, P_n **	265	374	201	252	201	252
Test strength, P_u	328	376	272	281	276	331
P_u/P_n	1.24	1.01	1.35	1.12	1.37	1.31

* M_{nb} is the moment strength resisted by through bolts and slab bars. $h_U = 450$ mm, $h_{sc} = 180$ mm, $h_{sr} = 138$ mm, $p_{fo} = p_{fi} = 50$ mm, $n_o = 5$, $n_i = 2$, and $n_{sr} = 4$.
 ** $l_s = 3,375$ mm, $l_c = 3,625$ mm, $h_n = 2,810$ mm, and $s_n = 0$ for EC1 and 290 mm for EC2 and EC3.

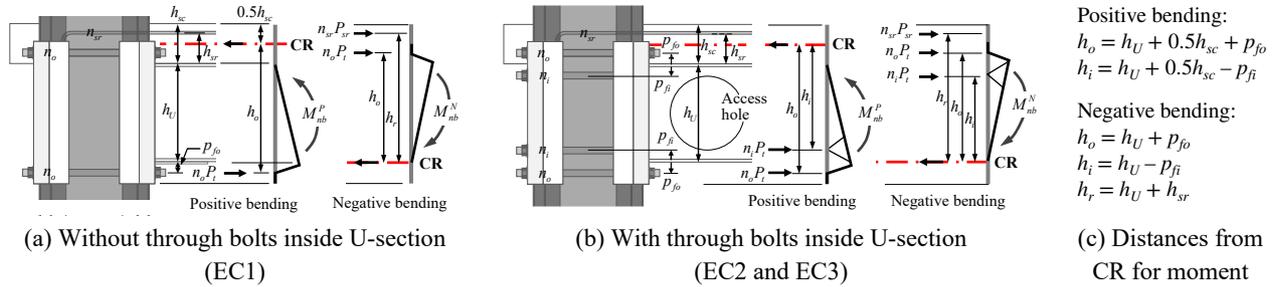


Fig. 13. Moment resistance of through high-tension bolts and slab reinforcing bars at the end plate moment connection

보듯이 U단면 하부 플랜지 주변에 배치된 1개열(EC1) 또는 2개열(EC2 및 EC3)의 관통볼트가 인장에 저항하고, 모멘트 회전중심은 근사적으로 슬래브 두께(h_{cs})의 중앙에 위치하는 것으로 가정하였다. 부모멘트의 경우, 관통 슬래브 철근과 U단면 상부 플랜지 주변에 배치된 1개열(EC1) 또는 2개열(EC2 및 EC3)의 관통볼트가 인장에 저항하고, 모멘트 회전중심은 하부 플랜지 중심에 위치하는 것으로 가정하였다.

- Without through bolt inside U-section

$$M_{nb} = n_o P_t h_o \quad (\text{positive})$$

$$= n_o P_t h_o + n_{sr} P_{sr} h_r \quad (\text{negative}) \quad (1)$$
- With through bolt inside U-section

$$M_{nb} = n_o P_t h_o + n_i P_t h_i \quad (\text{positive})$$

$$= n_o P_t h_o + n_i P_t h_i + n_{sr} P_{sr} h_r \quad (\text{negative}) \quad (2)$$

여기서, n_o 및 n_i = U단면 외부 및 내부에 배치된 관통볼트 개수, n_{sr} = 슬래브에 배치된 관통철근 개수, P_t = 관통볼트의 인장저항강도(= $0.75F_u A_b$), F_u = 고장력볼트의 극한강도, A_b = 볼트 1개의 공칭단면적, P_{sr} = 슬래브 철근의 인장저항강도(= $f_y A_{sr}$), f_y = 철근 항복강도, A_{sr} = 철근 1개의 단면적이다. 식(1)과 식(2)에서 h_o , h_i 및 h_r 은 각각 외부볼트, 내부볼트 및 슬래브 철근으로부터 모멘트 회전중심까지의 거리로서 Fig. 13을 참고한다.

4.3 외부접합부의 강도 및 안전성 검토

기둥의 횡하중으로 표현되는 외부 보-기둥 접합부의 공칭휨강도(P_n)는 Fig. 7(b)에 나타난 외부하중과 지점 반력의 모멘트 평형 조건으로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$P_n = \frac{M_{nTSC}}{l_s - s_h} \left(\frac{l_c}{h_n} \right) \quad (3)$$

여기서, M_{nTSC} = U단면 합성보의 휨강도, l_s = 보 지점으로부터

터 기둥면까지의 길이로 정의되는 전단경간, s_h = 기둥면으로부터 보 위험단면까지의 거리, l_c = 보 지점으로부터 기둥 단면중심까지의 길이, h_n = 기둥 상하 지점 사이의 순높이이다.

식(3)에 의하여 계산된 보-기둥 접합부의 공칭휨강도(P_n)를 Table 3 및 Fig. 8(수평 실선)에 나타냈다. 모든 실험체에서 공칭휨강도는 정부 방향에 대하여 10% - 30% 수준의 안전 여유를 확보하였다($1.12 \leq P_u/P_n \leq 1.37$). 다만, EC1의 정부방향 휨강도는 안전 여유가 없는데, 이는 U단면 합성보의 휨항복 및 소성거동이 발생되기 이전에 용접 파단이 일찍 발생하였기 때문이다.

식(3)에 의한 외부접합부 휨강도(P_n)는 합성보가 항복하더라도 U단부강판 및 관통볼트로 연결된 보-기둥 접합부에서는 변형 또는 파괴 없이 보 모멘트를 기둥으로 전달한다는 ‘강한 접합부(rigid joint) 거동’ 가정에 근거한 것이다. 예를 들어, Table 3에서 접합부에서 관통볼트 휨강도(M_{nb})는 U단면 합성보 휨강도(M_{nTSC})보다 크므로 강한 접합부 거동에 부합한다. 또한 Fig. 8과 같이 U단부강판은 실험 내내 거의 변형이 없었는데, 이 역시 강한 접합부 거동을 뒷받침한다.

5. 내진설계 및 상세 권고사항

제안된 단부강판접합방법이 얇은 절곡강판 합성부재에 사용되는 경우 다음과 같은 이유로 제한된 연성이 요구되는 보통모멘트골조에 적용하는 것이 바람직하다. 첫째, 단단하고 두꺼운 U단부강판과 얇은 두께의 U단면 사이 용접부는 Fig. 8에서 보듯이 조기 파단에 취약하다. 둘째, U단면의 얇은 강판은 인장 또는 압축의 항복상태에 도달한 이후 비탄성 국부좌굴이 발생하며, 결국 저주파피로에 의한 용접부 및 강재 파단이 조기에 발생할 수 있다. 예를 들어 EC1 - EC3의 U단면 하부 플랜지와 웨브는 각각 AISC 360-16 Table II.1b에 규정된 조밀 및 비조밀 압축요소에 해당하지만, 보 휨항복 이후 비탄성 국부좌굴이 일찍 발생하였다.

Fig. 8에서 보듯이 모든 실험체는 정모멘트에 대하여 초기부터 슬립이 발생하며 강성이 저하되었다. 이러한 강성 저하는 관통볼트를 이용하는 단부강판접합부의 힘전달기구와 관련된다. Fig. 10에서 보듯이 횡하중이 증가함에 따라 관통볼트에는 인장변형률이 발생되는데, 이러한 인장변형률은 부착성능이 크지 않은 관통볼트의 전체 길이에서 거의 균일하게 발생한다. 이러한 관통볼트의 인장변형률은 기둥면에 다음과 같은 정착슬립(anchorage slip, Δ_{bs})을 발생시킨다.

$$\Delta_{bs} = \epsilon_b h_c \tag{4}$$

여기서, ϵ_b = 관통볼트의 인장변형률, h_c = 기둥의 단면깊이이다. 예를 들어, EC1에서 관통볼트는 항복변형률 (= 0.00455 mm/mm)에 도달하였는데, 이는 관통볼트에 $\Delta_{bs} = 0.0045 \text{ mm/mm} \times 500 \text{ mm} = 2.27 \text{ mm}$ 의 슬립을 유발한다.

이러한 정착 슬립은 기둥면에서 합성보에 추가적인 회전 변형(δ_{bs})을 만드는데, 이는 다음과 같다(Fig. 13 참조).

$$\delta_{bs} \approx \frac{\Delta_{bs}}{h_U + 0.5h_{sc}} \tag{5}$$

식 (5)에서 δ_{bs} 는 정착 슬립의 위치를 보 U단면 하부 플랜지로 두고 회전 중심을 상부 콘크리트 슬래브의 중심으로 가정하여 계산한 값이다. EC1에 대하여 계산한 정착 슬립에 의한 회전변형은 $\delta_{bs} = 2.27/(450 + 90) = 0.00421 \text{ rad}$ (또는 변위비 0.421 %)으로 상당히 큰 값인데, 부방향 항복 변위비($\approx 1.5 \%$)의 약 30 % 수준에 해당한다. 다만, 정착 슬립에 의한 접합부 강성 저하는 부방향 재하에서는 거의 관찰되지 않았다. 그 이유는 기둥 강관을 관통하여 내부 콘크리트에 정착시킨 관통 슬래브 철근이 정착 슬립에 의한 보 회전변형을 저감시켰기 때문으로 판단된다.

보-기둥 접합부에서 어느 정도의 정착 또는 부착 슬립은 피하기 어렵다. 정착 또는 부착 슬립은 강재 보를 관통시키는 경우에도 발생할 수 있고^{[2],[12]}, 또한 철근콘크리트 보-기둥 접합부에서도 흔히 관찰된다. 따라서 단부강판접합부 설계 시에는 (1) 관통볼트 길이를 작게 하여 슬립을 줄이고 (2) 하중 제하시 변형 복원이 가능하도록 탄성상태에서 거동하도록 설계하는 것이 바람직하다.

6. 결론

이 논문에서는 얇은 절곡강판을 이용한 충전형 합성접합부(즉, U단면 합성보-팔각 강관합성기둥 접합부)를 위한 단

부강판접합 상세를 제안하고, 반복가력실험을 통하여 내진 성능을 평가하였다. 주요 결과는 다음과 같다.

- (1) ‘강한 접합부(rigid joint)’ 거동을 보이도록 설계된 U형 단부강판을 고장력 관통볼트로 접합한 단부강판 접합부는 과도한 접합부 변형없이 합성보의 전모멘트를 기둥으로 전달하였다.
- (2) 강건한 단부강판접합부 거동과 달리, 얇은 절곡강판으로 제작된 합성보의 U단면은 웨브와 플랜지에서 주기거동 동안 비탄성 국부좌굴 및 용접부 파단을 수반한 저주파피로에 의하여 일찍 파괴되었다. 그 결과 합성 보-기둥 접합부의 연성 수준은 중간모멘트 골조 요구성능 이하로 나타났다.
- (3) 얇은 절곡강판의 비탄성 국부좌굴에도 불구하고 U단면 합성보의 소성휨강도에 근거한 접합부의 공칭 강도(기둥 휨강도)는 실험강도와 잘 부합하였다. 다만, 합성보의 정방향 휨강도에 기여하는 슬래브의 유효폭은 기둥면에 직각으로 맞닿은 너비로 한정되었고, 부방향 휨강도에 기여하는 슬래브 인장철근은 기둥 관벽을 관통하여 심부 콘크리트에 직접 정착된 철근만이 유효하였다.
- (4) 기둥을 관통하여 설치한 관통볼트에는 주기거동 내내 인장변형 및 정착 슬립이 발생하였고, 그 결과 보-기둥 접합부의 항복 이전 유효강성이 감소하였다. 다만, 패널 존 스티프너로 보강된 실험체는 강성 저하가 상대적으로 크지 않았다.
- (5) 모든 실험체에서 반복가력 실험동안 단부강판의 변형은 거의 없었고, 보 단부에 변형이 집중되었다. 이에 따라, U형 단부강판의 형상, 용접 보 단면의 형상, 볼트 설치위치에 따른 단부판의 항복선 메커니즘에 대한 추후 연구가 필요하다.

감사의 글

이 연구는 국토교통부 국토교통기술촉진연구사업의 지원(20CTAP-C157615-01)에 의하여 수행되었습니다.

참고문헌(References)

[1] Mirghaderi, S.R., Torabian, S., and Keshavarzi, F. (2010) I-Beam to Box-Column Connection by a Vertical Plane Passing Through the Column, *Engineering Structures*,

- Elsevier, Vol.32, No.8, pp.2034-2048.
- [2] Lim, J.-J., Eom, T.-S., Kim, J.-W., and Ha, T.-H. (2019) Cyclic Loading Tests of Interior Beam-Column Connections for Concrete-Filled Thin-Walled Tube Columns, *Engineering Structures*, Elsevier, Vol.190, pp.20-30.
- [3] Oh, H.K., Kim, S.H., and Choi, S.M. (2013) Experimental Study on Two-Seam Cold Formed Square CFT Column to Beam Connections with Asymmetric Diaphragms, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.25, No.1, pp.35-45 (in Korean).
- [4] Kim, S.B., Kim, S.S., and Ryu, D.S. (2013) Study on the Cyclic Seismic Testing of U-Shape Hybrid Composite Beam-to-Composite Column Connections, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.25, No.1, pp.47-59 (in Korean).
- [5] Park, H.G., Lee, H.J., Park, S.S., and Kim, S.B. (2014) Cyclic Loading Test for Beam-to-Column Connections of Concrete Encased CFT Column, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.26, No.1, pp. 55-68 (in Korean).
- [6] Lee, H.J., Park, H.G., and Choi, I.R. (2017) Cyclic Loading Test for Composite Beam-Column Joints Using Circular CEFT Columns, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.29, No.6, pp. 411-422 (in Korean).
- [7] Kim, S.H., Yom, K.S., and Choi, S.M. (2014) Seismic Performance of Built-up Concrete Filled Square Composite Column-to Beam Connection with Through Diaphragm, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.26, No.5, pp.431-439 (in Korean).
- [8] Lim, J.J., Kim, D.G., Lee, S.H., Lee, C.N., and Eom, T.S. (2016) Cyclic Loading Tests of Concrete-Filled Composite Beam-Column Connections with Hybrid Moment Connections, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.28, No.5, pp.345-354 (in Korean).
- [9] Choi, I.R., Kim, Y.H., Chung, K.S., and Choi, H.S. (2019) Cyclic Loading Test for CFT Column Connection Using T-Type Exterior Diaphragm and Embedded H-Type Connection Detail, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.31, No.2, pp.97-106 (in Korean).
- [10] Azizinamini, A., and Prakash, B. (1993) A Tentative Design Guidelines for a New Steel Beam Connection Detail to Composite Tube Columns, *AISC Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Vol. 30, No.3, pp.108-115.
- [11] Alostaz, Y.M., and Schneider, S.P. (1998) Connections to Concrete-Filled Steel Tubes, *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, International Association for Earthquake Engineering, Mexico, Paper No. 748.
- [12] Azizinamini, A., and Schneider, S.P. (2004) Moment Connections to Circular Concrete-Filled Steel Tube Columns, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.130, No.2, pp.213-222.
- [13] Beutel, J., Thambiratnam, D., and Perera, N. (2002) Cyclic Behavior of Concrete Filled Steel Tubular Column to Steel Beam Connections, *Engineering Structures*, Elsevier, Vol.24, No.1, pp.29-38.
- [14] Van-Long, H., Jean-Pierre, J., and Jean-François, D. (2015) Extended End-Plate to Concrete-Filled Rectangular Column Joint Using Long Bolts, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol.113, pp.156-168.
- [15] Sheet, I.S., Gunasekaran, U., and MacRae, G.A. (2013) Experimental Investigation of CFT Column to Steel Beam Connections Under Cyclic loading, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol.86, pp. 167-182.
- [16] American Institute of Steel Construction (2016) *Pre-qualified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications* (ANSI/AISC 358-16), USA.
- [17] Murray, T.M., and Sumner, E.A. (2003) *Extended End-Plate Moment Connections: Seismic and Wind Applications (Steel Design Guide 4)*. American Institute of Steel Construction, USA.

요약: 이 논문은 충전형 합성부재의 보-기둥 접합을 위한 볼트접합 단부강판접합부의 거동을 연구하였다. 볼트 배열이 제한된 접합부에서 모멘트 저항을 높이기 위하여, U형 단부강판 및 고장력 관통볼트가 접합을 위하여 사용되었다. 제한된 단부강판접합부의 거동을 조사하기 위하여, 3개의 외부 보-기둥 접합부에 대하여 주기하중 실험을 수행하였다. 볼트 배열과 패널 존 스티프너 사용 여부를 실험변수로 고려하였다. 실험 결과, U단부강판접합부는 강판 및 관통볼트의 큰 변형 없이 강건한 모멘트 접합강도를 확보하였다. 하지만 단부강판 용접부의 조기 파단과 얇은 절곡강판 저주기피로파괴(즉, 비탄성 국부좌굴 및 강판 파단)로 인하여 보-기둥 접합부의 연성은 크지 않았다. 유효강성은 관통볼트의 슬립에 의해 감소하였지만, 패널 존 스티프너는 강성 감소를 완하시켰다. 실험결과를 토대로, 얇은 절곡단면을 사용한 합성부재의 단부강판접합의 상세 및 설계 고려사항을 제안하였다.

핵심용어: 볼트접합, 단부강판, 모멘트접합, 보-기둥 접합부, 합성기둥, 콘크리트 채움형 합성부재