

얇은 강판을 사용한 합성 보-기둥 외부접합부의 반복하중 실험

Cyclic Loading Tests of Exterior Composite Beam-to-Column Connections Using Thin Steel Plates

임종진* 김동관** 이상현*** 엄태성****
 Lim, Jong-Jin Kim, Dong-Kwan Lee, Sang-Hyun Eom, Tae-Sung

Abstract

In the present study, exterior composite beam-to-column connections using thin steel plates were tested under cyclic loading. Octagonal steel tubes and U-section steel beams with a thickness of 6 mm were used for the composite column and beam, respectively. To transfer the tension force of beam flanges to column effectively, a hybrid moment connection using U-bars was developed. The through reinforcement bars were anchored to the concrete infill of column and beam, respectively. Note that, the beam flanges were not welded to the column face to release the stress concentration at the weld joint. Also, cyclic behaviors of hybrid moment connections were compared to the conventional welded moment connection with external diaphragm. The test results showed that the conventional welded moment connection successfully transferred the beam moment to the column. However, in the case of the hybrid moment connection, the strength and ductility were inferior to those of the conventional welded moment connection, with weld joint fracture and out-of-plane deformation of steel tube of column. On the basis of that observations, reasons for the inferior performance of the hybrid moment connection were discussed.

키워드 : 모멘트 접합부, 콘크리트 충전형 강관, 반복하중실험, 합성 모멘트 골조, 합성구조

Keywords : Moment connection, Concrete filled tube, Cyclic test, Composite moment frame, Composite structure

1. 서론

최근 효율적인 합성구조공법으로 충전형 합성기둥 및 합성보의 사용이 증가하고 있다. 대표적인 충전형 합성기둥과 합성보로서 비교적 최근에 개발된 OCFT(Octagonal concrete filled tube)기둥과 TSC(T-type steel concrete composite beam)보를 들 수 있는데, 이들 합성부재를 Fig. 1에 나타내었다. TSC보는 U형 강재단면 내부에 콘크리트를 채우고 그 위에 콘크리트 슬래브를 얹어 제작한 합성보이고, OCFT기둥은 얇은 강판을 절곡하고 용접하여 만든 각형강관의 내부에 콘크리트를 채워 제작한 합성기둥이다. OCFT기둥과 TSC보 모두 얇은 두께의 강판을 단면의 외부에 배치하여 강재와 콘크리트의 합성효과를 최대

화하도록 개발되었다. 하지만, 전통적인 형강 기둥과 보에 비하여 얇은 강판을 사용하므로 보-기둥 접합부에서 모멘트접합을 위한 상세가 까다롭다.

정모멘트가 작용할 때 TSC보의 하부플랜지에는 인장력이 작용된다. 따라서 OCFT기둥 내부에서 보 플랜지가 연속되지 않는 경우, 보 플랜지와 기둥 강관의 용접부에서 취성파단이 조기에 발생할 수 있다. 또한 OCFT기둥에는

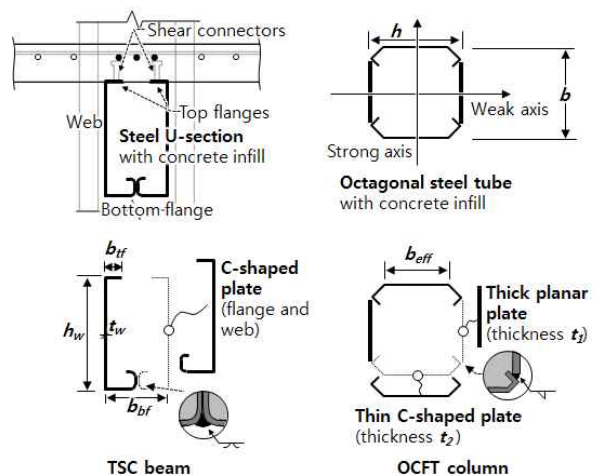


Fig. 1 Concrete-filled composite members: TSC beam and OCFT column

* 단국대 건축구조 대학원 박사과정
 ** 청주대 건축공학과 조교수
 *** 단국대 건축공학과 부교수
 **** 단국대 건축공학과 부교수
 (Corresponding author : Department of Architectural Engineering, Dankook University, tseom@dankook.ac.kr)

본 연구는 2017년도 국토교통과학기술진흥원 기술축진연구사업의 지원을 받아 수행되었습니다.
 (17CTAP-C129747-01-000000)

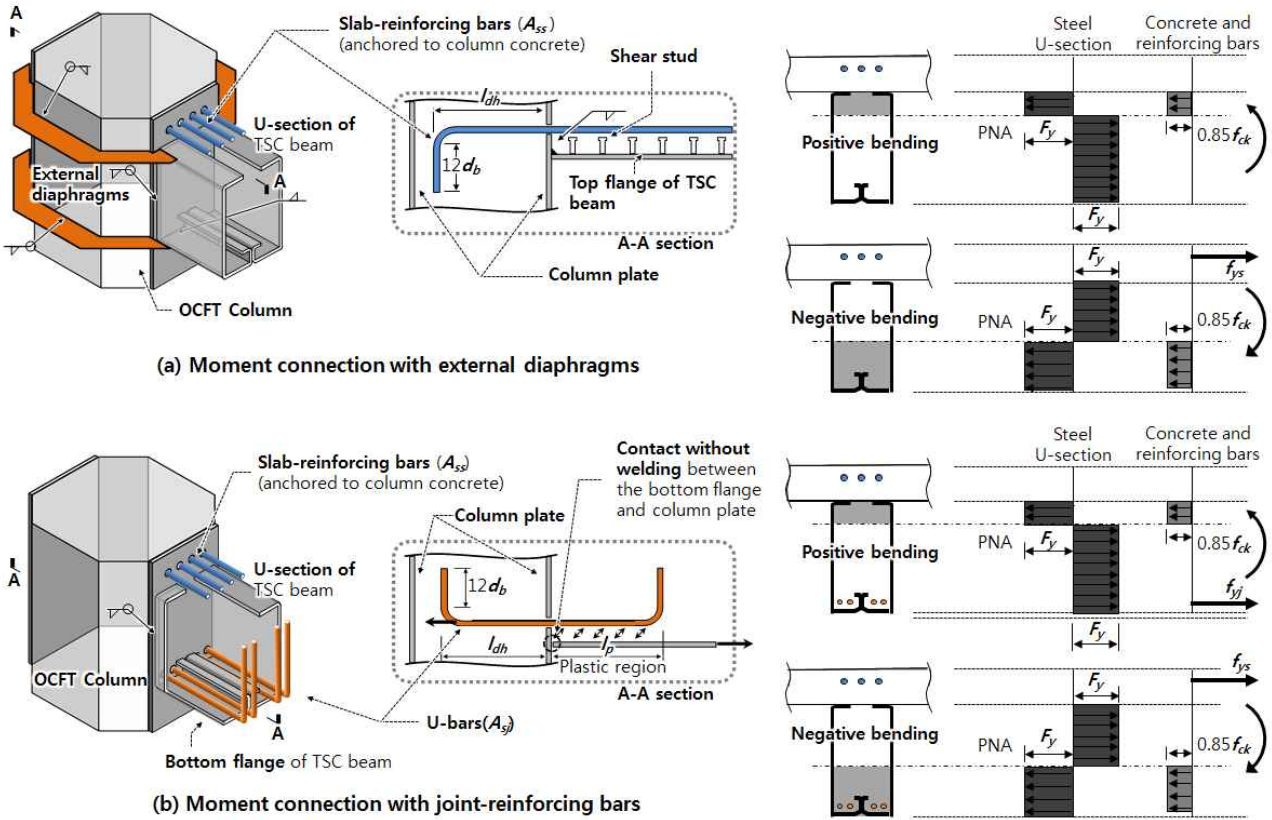


Fig. 2 Moment connection details for exterior TSC beam – to – OCFT column connection

얇은 두께의 강판을 사용하는데, 이 경우 플랜지의 인장력에 의하여 기둥 강판에 국부적인 면외변형(out-of-plane deformation of column plate)이 발생하고 그 결과 접합부 내력이 저하될 수 있다. 특히 외다이어프램(external diaphragm)을 설치하여 보-기둥 접합부를 보강하더라도, 보 플랜지와 외다이어프램의 내력 중심이 서로 일치하지 않으므로 기둥 강판에는 여전히 국부적인 면외변형이 발생할 수 있다.

TSC보에 정모멘트가 작용할 때에는 기둥 강판과 콘크리트 슬래브의 접합면에서 콘크리트 압괴(concrete crushing)가 일찍 발생할 수도 있다. 또한 OCFT기둥은 매끄러운 표면을 가지므로, 콘크리트 슬래브와의 측면 접합면에서는 슬립변형(slip deformation)이 발생할 가능성도 높다. 이러한 슬립변형은 OCFT기둥 정면에 발생하는 콘크리트 압괴를 더욱 악화시키고, 결국 슬래브 콘크리트와 기둥 사이의 하중전달을 어렵게 한다. H형강 기둥과 콘크리트 슬래브 사이의 접합부에서는 Eurocode 8의 부록 C에 제시된 바와 같이 지압 작용, 스트럿 작용 등 여러 하중전달 매커니즘이 발생할 수 있지만, OCFT기둥과 슬래브 콘크리트 사이의 하중전달은 제한적일 가능성이 높다 (duPlessis et al., 1973, Tagawa et al., 1989, Lee, 1987)

충전형 합성 보-기둥 접합부의 내진성능에 관한 기존 연구는 주로 기둥 강판의 면외변형과 보 플랜지 용접부의 응력을 완화시키기 위한 연구들이다. 용접접합부의 응력 집중을 완화하는 보강상세로서 스티프너, 외다이어프

램, 덧판(cover plate)등을 보와 기둥 플랜지에 직접 용접하여 사용할 수 있다.(Lee et al., 2008, Park et. al. 2003, Shin et al., 2004, Chen et al., 2004, Shanmugan et al., 1991) 실험결과, 스티프너와 외다이어프램으로 보강된 접합부는 반복하중에 대하여 용접접합부의 조기 취성과 단 없이 기둥 횡변위비 4.0%이상의 우수한 변형능력을 보였다. 하지만 외부 보강재의 용접상세 및 단면형상에 따라 하중전달이 원활하지 않은 경우도 발생하였으며, 이 경우 접합부는 충분한 하중재하능력과 변형능력을 확보하지 못하였다.

합성모멘트접합부의 내진성능을 보다 향상시키기 위해서는, 내다이어프램(internal diaphragm), 관통강판(through-plate), 관통보강근(through-reinforcement bar) 등을 사용하여 보 플랜지의 인장력을 기둥 내부로 직접 전달시키는 것이 좋다. 또한 단부강판(end plate) 혹은 플랜지 앵글(T-stiffener and flange angle)을 기둥 강판에 볼트로 접합하여 용접접합부를 거치지 않고 보 플랜지의 인장력을 기둥으로 직접 전달하는 것도 효과적인 보강방안이 될 수 있다. (Alostaz et al., 1996, Beutel et al., 2002, Azizinamini et al., 1993, Morino et al., 1992, Wu et al., 2005, Mirghaderi et al., 2010)

상기 다양한 접합부 보강상세는 대부분 합성 CFT기둥과 H형 보 접합부를 위한 것이다. 하지만, 이 연구에 사용된 충전형 합성부재 TSC보와 OCFT기둥은 서로 용접되어 모멘트를 직접 전달한다. 또한 두께 10 mm 미만의 얇은 강판이 사용되므로 용접부 응력집중이 더욱 커질 수

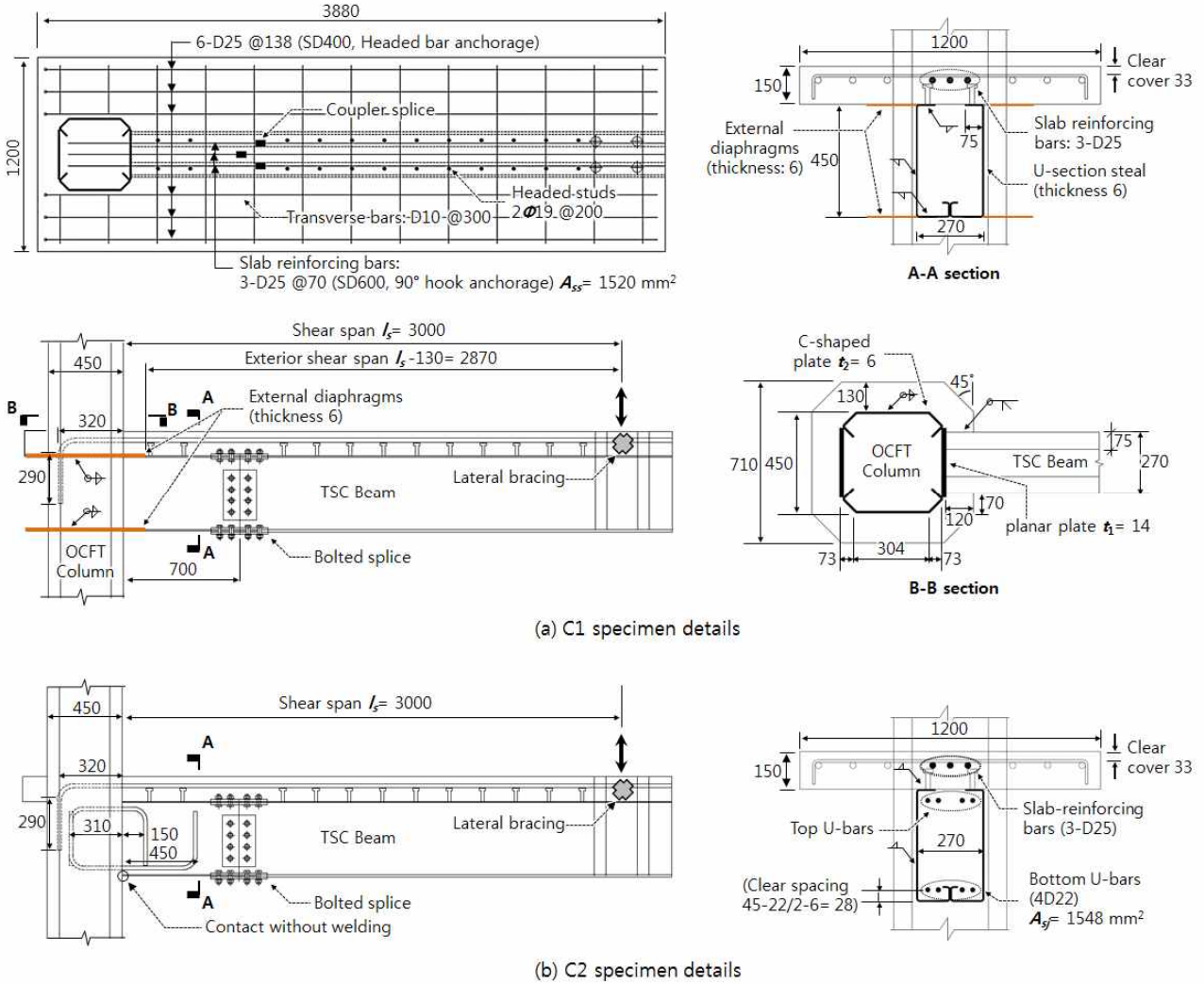


Fig. 3 Moment connection details of specimens (mm)

있다. TSC보-OCFT기둥 접합부의 내진성능을 평가하기 위하여 두 개의 외부 보-기둥 접합부를 제작하였는데, 첫 번째 실험체에는 전통적인 외다이어프램으로 보강한 용접모멘트접합(welded moment connection)을 사용하였고, 두 번째 실험체에는 복합모멘트접합 상세로 시공성을 개선하기 위하여 개발한, 용접과 철근보강을 병용한 복합모멘트접합(hybrid moment connection)을 사용하였다. 반복하중 실험을 통하여 실험체별 하중재하능력, 변형능력, 파괴모드 등을 비교하였다.

2. 모멘트접합상세

Fig. 2(a)에 나타난 바와 같이 외다이어프램을 갖는 용접모멘트접합에서는, TSC보의 플랜지와 웨브 강판을 기둥 강관에 모살용접으로 직접 접합시킨다. 이때 용접접합부의 보강을 위하여 외다이어프램을 설치하는데, 외다이어프램은 TSC보의 플랜지 두께와 동일한 두께를 사용한다. TSC보의 부모멘트강도를 증가시키기 위하여 콘크리트 슬래브에는 길이방향 슬래브 철근(slab-reinforcing

bars, 단면적 A_{ss} 및 항복강도 f_{ys})을 배치하며, 이러한 슬래브 철근은 기둥강관을 관통하여 내부 콘크리트에 90° 갈고리로 정착시켜야 한다. 콘크리트 슬래브와 TSC보 사이의 완전합성거동을 위하여, 충분한 개수의 전단연결재를 상부플랜지에 설치한다.

Fig. 2(b)에 나타난 복합모멘트접합 상세에서는, TSC보의 상부플랜지와 웨브를 기둥 강관에 모살용접으로 직접 접합한다. 하지만 TSC보의 하부플랜지는 기둥 강관에 용접하지 않는데, 이는 하부플랜지에 큰 인장력이 작용할 때 용접접합부가 취성과단에 취약할 수 있기 때문이다. 대신, 용접부를 관통하는 U철근(U-bars, 단면적 A_{sj} 및 항복강도 f_{yj})을 사용하여 하부플랜지의 인장력을 기둥으로 전달시킨다. 즉, TSC보 하부플랜지의 인장력은 콘크리트의 부착에 의하여 U철근으로 전달되고, 다시 U철근을 통하여 TSC보의 정모멘트가 OCFT기둥으로 전달될 수 있다. 일반적으로 플랜지강관과 콘크리트 사이의 부착응력은 크지 않다. 하지만 Fig. 2(b)에서 보는 바와 같이 하부플랜지 중앙부의 나비모양 용접부가 콘크리트 부착강도를 추가적으로 증가시킬 것으로 기대하여 복합모멘트접

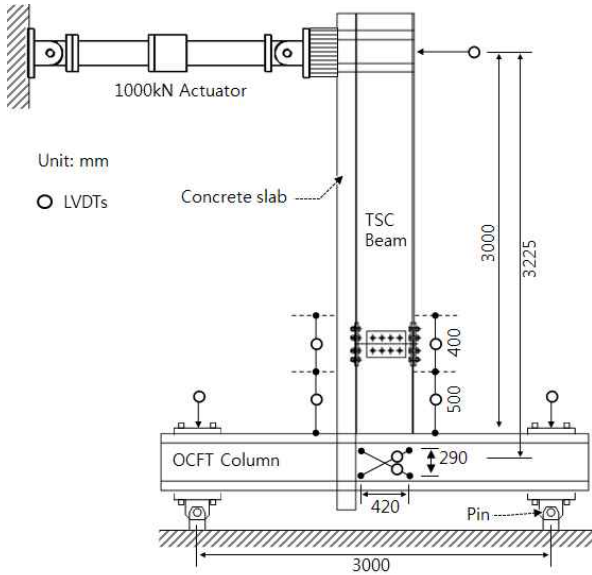


Fig. 4 Test setup and LVDT measurement (mm)

합 상세를 사용하였다.

OCFT기둥으로 전달되는 TSC보의 모멘트강도는 소성응력분포법을 사용하여 계산할 수 있다. 용접모멘트접합에서는, Fig. 2(a)에 나타난 바와 같이 TSC보의 모든 플랜지와 웹 강판이 극한한계상태에서 인장 또는 압축의 항복응력(F_y)을 발휘한다. 부모멘트가 작용하는 때에는 기둥에 정착된 슬래브 철근의 인장저항($= A_{ss}f_{ys}$)을 고려한다. 하지만 정모멘트가 작용할 때에는 슬래브 콘크리트와 철근의 영향을 고려하지 않는데, 그 이유는 Fig. 2(b)에 나타난 바와 같이 슬래브 콘크리트가 조기 압축과괴에 취약하기 때문이다. (AISC 360-10, 2010, AISC 358-10, 2010, Eurocode 8, 2004)

복합모멘트접합에서는, Fig. 2(b)에 나타난 바와 같이 정모멘트에 대하여 TSC보의 상부플랜지와 웹만이 인장 또는 압축의 항복응력(F_y)을 발휘한다. 기둥 강판에 용접되지 않은 하부플랜지의 인장저항을 고려하지 않는 대신, 기둥 내부에 90° 갈고리로 정착된 U철근의 인장저항($= A_{sj}f_{yj}$)을 포함시킨다. 부모멘트에 대해서는 용접모멘트접합과 동일한 소성응력분포를 사용한다. 특히, 접촉을 통한 압축응력 전달을 고려하여 하부플랜지의 압축 항복응력(F_y)을 부모멘트강도 계산에 포함시킨다.

3. 실험계획

3.1 재료강도

OCFT기둥과 TSC보에 사용된 두께 6 mm 및 14 mm의 강재는 항복강도가 각각 $F_y = 426$ MPa 및 372 MPa이다. 슬래브 철근으로 사용된 SD600급 D25철근과 SD400급 D25철근의 항복강도는 각각 $f_{ys} = 673$ MPa 및 550 MPa이다. 또한 접합부를 보강하는 U철근으로 사용된 SD400급 D22 철근의 항복강도는 $f_{yj} = 421$ MPa이다. 실험 당일

에 수행한 압축강도시험으로 구한 콘크리트의 압축강도는 $f_{ck} = 21.3$ MPa이다.

3.2 실험변수 및 단면상세

이 연구에서는 Fig. 3에 나타난 바와 같이 2개의 외부접합부 실험체 C1과 C2를 제작하였다. C1은 외다이어프램으로 보강한 용접모멘트접합 실험체이고, C2는 복합모멘트접합 실험체이다. OCFT기둥의 전체 길이는 3,360 mm이고, TSC보의 전체 길이는 3,300 mm이다. OCFT기둥과 TSC보 단면의 치수 기호는 Fig. 1을 참고한다. OCFT기둥은 한 번의 길이가 450 mm($= h$)인 정사각형 단면에서 네 모서리를 73 mm씩 잘라내어 팔각형태로 제작하였다. ($b_{eff} = 304$ mm) 기둥 강판의 두께는 14 mm ($= t_f$)와 6 mm($= t_2$)를 사용하였다. TSC보는 상부플랜지 폭이 75 mm($= b_{tf}$)이고, 하부플랜지 폭은 270 mm($= b_{bf}$)이다. 또한 TSC보의 높이는 450 mm($= h_w$)이고 두께는 6 mm($= t_f = t_w = t_{bf}$)이다. TSC보의 상부플랜지에는 콘크리트 슬래브의 접합면에는 직경 19 mm의 스티드 전단연결재를 2열 200 mm 간격으로 배치하였다. TSC보는 현장 설치를 고려하여 기둥면으로부터 700 mm 지점에서 마찰볼트를 이용하여 이음하였다.

C1의 경우, Fig. 3(a)에서 보는 바와 같이 TSC보의 모든 플랜지와 웹 강판을 모살용접으로 기둥 강판에 접합하였다. 또한 팔각형의 기둥단면 둘레를 따라 외다이어프램(두께 6 mm)을 120 mm 또는 130 mm의 폭으로 설치하였다.

부모멘트강도를 증가시키기 위한 슬래브 철근으로는 SD600급 고강도 D25철근 3개를 사용하였다. ($A_{ss} = 1520$ mm² 및 $f_{ys} = 673$ MPa). 슬래브 철근은 기둥 강판을 관통하여 그 내부에 90° 갈고리로 정착되었고, 다만 확보된 정착길이는 320 mm로 KCI (2012)에 제시된 요구 정착길이($l_{db} = 490$ mm)보다 작았다. 그 외에 SD400급 D25철근 6개를 슬래브의 좌우 측면에 각 3개씩 길이방향으로 배치하였고(항복응력 $f_y = 421$ MPa), 단부에는 확대머리 정착(head bar anchorage)을 적용하였다. 슬래브의 직각방향 철근으로 SD400급 D10철근을 300 mm간격으로 배치하였다.

복합모멘트접합 상세를 적용한 C2의 경우, Fig. 3(b)에서 보는 바와 같이 Fig. 2(b)의 접합상세를 그대로 적용하였다. OCFT기둥 강판 용접부를 관통하는 U철근으로 SD400급 D22철근 4개($A_{sj} = 1,548$ mm² 및 $f_{yj} = 421$ MPa)를 TSC보의 하부플랜지로부터 45 mm 높이에 매입하였다. U철근과 하부플랜지 사이의 순피복두께는 28 mm이었다. U철근의 단면적($A_{sb} = 1,548$ mm²)은 하부플랜지의 항복하중($F_y b_{bf} t_{bf} = 690$ kN)과 U철근의 항복하중($f_{yj} A_{sj} = 651$ kN)이 거의 동일하도록 설정하였다. 또한 기둥 내부와 보 경간에서 갈고리 연장길이를 각각 310 mm 및 450 mm만큼 확보하여, U철근이 기둥면에서 항복응력을 발휘할 수 있도록 하였다. (SD400급 D22철근의 요구 정착길이

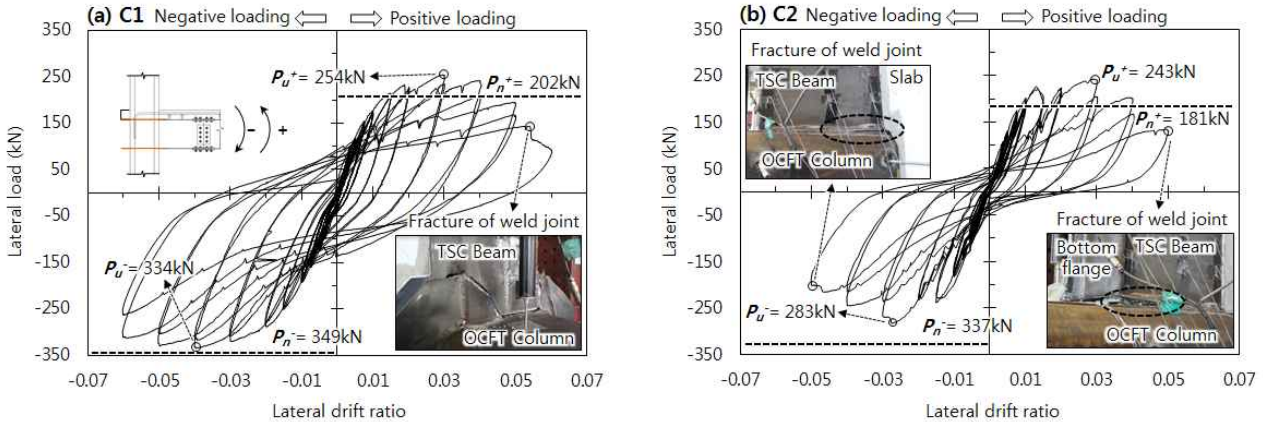


Fig. 5 Lateral load - drift ratio relationships

$l_{dh} = 270$ mm) C2에서는 상부플랜지로부터 45 mm 아래에도 SD400급 D22철근 2개($A_{s,j} = 774$ mm² 및 $f_{yj} = 421$ MPa)를 보강 U철근으로 배치하였다. 다만, TSC보의 부모멘트강도가 지나치게 증가하는 것을 방지하기 위하여, 상부 U철근의 같고리 연장길이는 소요 정착길이($l_{dh} = 270$ mm)보다 작은 150 mm까지만 확보하였다.

3.3 가력 및 계측계획

Fig. 4에서 보는 바와 같이, OCFT기둥은 수평방향으로 설치하고 양단부의 지점을 힌지로 고정하였다. 지점 사이의 기둥 순길이는 $l_c = 3,000$ mm이었다. TSC보는 수직으로 세우고 그 상단에 액츄에이터를 수평으로 연결하였다. 액츄에이터 중심으로부터 기둥면까지의 전단경간은 $l_s = 3,000$ mm이었다. 횡하중 가력을 위한 액츄에이터의 횡변위는 AISC (2005a)의 SAC 프로토콜을 따랐다.

4. 실험 결과 및 분석

4.1 하중-변위비 관계 및 파괴 모드

Fig. 5은 액츄에이터 횡하중-횡변위비($P-\delta$)관계를 보여준다. 횡변위비 δ 는 액츄에이터가 설치된 위치에서 횡변위 Δ 를 전단경간 $l_s (= 3,000$ mm)로 나누어 구하였다. 그림에서 정방향 및 부방향 횡하중은 각각 합성보에 정모멘트와 부모멘트를 발생시킨다. 실험 최대하중(P_u^+ 및 P_u^-)은 원형표식으로 나타내었다. 또한 실제 재료강도를 사용하여 구한 공칭강도(P_n^+ 및 P_n^-)는 수평점선으로 나타내었는데, P_n^+ 및 P_n^- 는 Fig. 2에 나타난 소성응력분포로부터 구한 합성보의 모멘트강도를 전단경간 $l_s (= 2,870$ mm (C1) 또는 3,000 mm (C2), Fig. 3 참조)로 나눈 값이다. 특히 C1의 경우 외다이어프램의 치수를 고려하여 감소된 유효전단경간을 사용하였다 (Fig. 3(a) 참조). 횡변위비별 실험체의 주요 파괴모드는 Fig. 6에 나타났다.

Fig. 5(a)에 나타난 외다이어프램을 사용한 C1에서는, 약 $\delta = 1\%$ 에서 보 플랜지 항복에 의한 강성저하가 시작되

어 $\delta = 3\% \sim 4\%$ 에서 최대강도에 도달하였고, 이후 하중재하능력이 점진적으로 감소하며 약 $\delta = 6\%$ 에서 파괴되었다. Fig. 6(a)에서 보는 바와 같이, $\delta = -3\%$ 에서 압축을 받는 하부 외다이어프램에 국부좌굴이 발생하였고, 그 결과 보 하부플랜지와 외다이어프램 사이의 용접부에서 취성파단이 발생하였다. 이후 $\delta = +4\%$ 에서는 Fig. 6(b)와 (c)에서 보는 바와 같이, 하부플랜지 인장으로 인하여 기둥 강관의 면외변형이 관찰되었고, 결국 하부플랜지와 기둥 강관 사이의 용접접합부에서도 취성파단이 발생하였다. 이러한 파괴모드는 최대하중 이후의 강도저하가 용접접합부의 파단에 의한 것임을 보여준다. 최종적으로는 Fig. 6(c)에 나타난 바와 같이, 용접부의 파단이 TSC보의 하부플랜지 및 웹 강관으로 확산되면서 C1이 파괴되었다. Fig. 5(a)에서 보는 바와 같이 부방향의 강도저하는 정방향보다 상대적으로 크지 않았는데, 이는 콘크리트 슬래브와 기둥에 정착된 슬래브 철근의 영향으로 상부플랜지에서는 외다이어프램 좌굴 및 용접부 취성파단이 거의 없었기 때문이다.

복합모멘트접합을 사용한 C2의 경우, Fig. 5(b)에서 보는 바와 같이 약 $\delta = 1\%$ 부터 강성저하가 나타났다. 정방향 재하의 경우, $\delta = +2\%$ 에서 웹 강관 하부에서 용접부 취성파단이 일찍 시작되었고, Fig. 6(d)에 나타난 바와 같이 $\delta = +3\%$ 에서 용접부 파단이 크게 확대되면서 하중재하능력이 급격히 저하되었다. 또한 부방향 재하에서도 Fig. 5(e)에 나타난 바와 같이 $\delta = -4\%$ 에서 웹 강관 상부에서 용접부 취성파단이 발생하여 하중재하능력이 크게 저하되었다. 전체적으로 C1과 비교하여 C2는 하중재하능력이 작았고 주기거동 동안 편칭이 발생하여 에너지 소산능력 또한 크게 저하되었다. 이러한 하중재하능력 및 에너지소산능력의 저하 원인은 4.3절 및 4.4절에서 상세히 논하였다.

4.2 슬래브의 콘크리트 압괴 및 철근 변형률

C1의 슬래브 균열 및 파괴 양상을 Fig. 7(a)에 나타냈다. C2의 슬래브 파괴 양상은 C1과 거의 비슷하였다. 슬래브 콘크리트가 압축을 받는 정방향 재하에서는, 기둥

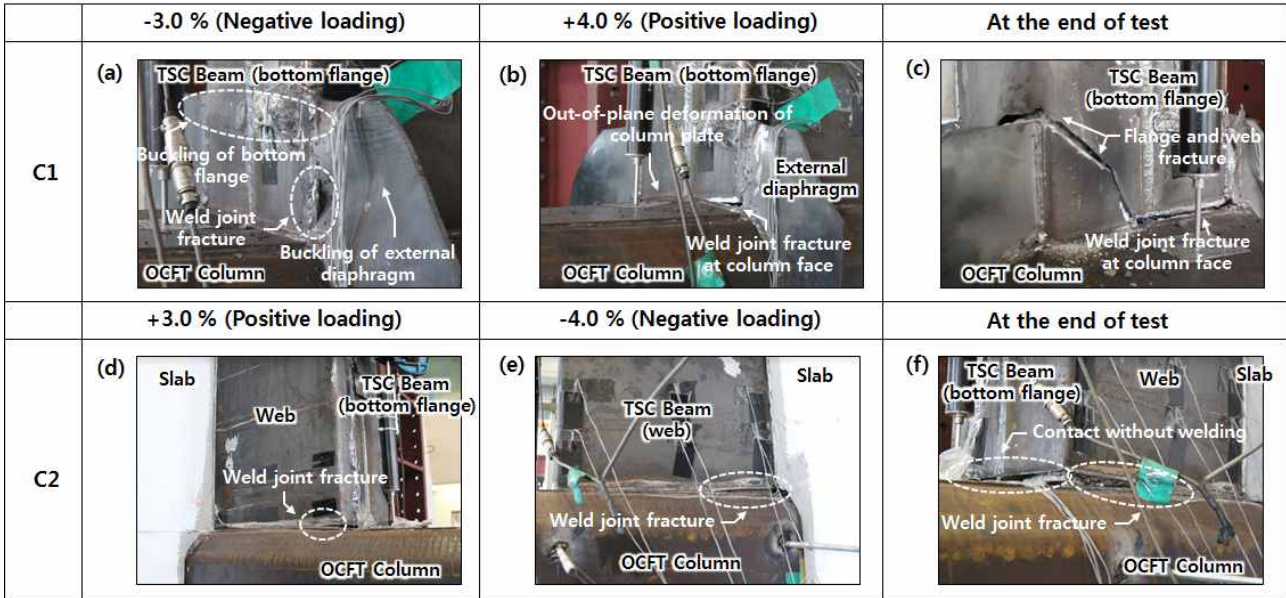


Fig. 6 Failure modes at beam-to-column moment connection

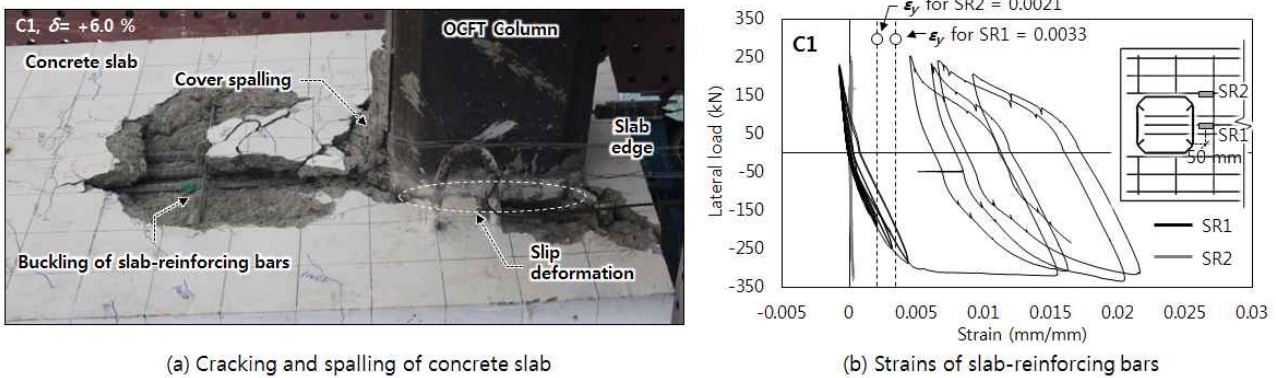


Fig. 7 Concrete damage and reinforcing bar strains in slab

강관과 슬래브 콘크리트가 맞닿은 접합면에서 콘크리트 피복파괴가 $\delta = +1\%$ 부터 시작되었다. 이러한 콘크리트 파괴는 OCFT기둥 폭(= 450 mm)과 거의 동일한 폭으로 발생하였다. 결국 $\delta = +4\%$ 에서는 콘크리트 피복이 완전히 파괴되어 기둥에 정착된 슬래브 보강철근이 노출되었고, 노출된 슬래브 철근에는 좌굴이 발생하였다.

OCFT기둥의 측면에서는 피복파괴가 없었지만 콘크리트와 강관 사이의 슬립변형이 크게 발생하였다. 결국 슬래브 가장자리(slab edge)의 콘크리트에는 슬립변형으로 인하여 기둥 모서리로부터 시작되는 대각 균열이 발생하였고, 결국 $\delta = +2\%$ 에서 가장자리 콘크리트가 완전히 떨어져 나갔다.

길이방향 슬래브 철근에서 측정한 변형률을 Fig. 7(b)에 나타냈다. SR1은 기둥 내부에 정착시킨 SD600급 고강도 철근(항복변형률 $\epsilon_y = 673 \text{ MPa} / 200 \text{ GPa} = 0.0033$)으로부터, SR3은 슬래브 단부에 정착한 SD400급 철근($\epsilon_y = 421 \text{ MPa} / 200 \text{ GPa} = 0.0021$)으로부터 측정한 변형률이다. 기둥에 정착하지 않은 SR3에서는 철근 변형률이 거의 발생하지 않았던 것과 달리, 기둥에 정착된 SR1에서는 부방향

재하에서 철근 변형률이 ϵ_y 보다 훨씬 컸다. 이는 슬래브 철근의 90° 갈고리 연장길이(= 320 mm)가 요구 정착길이(= 490 mm)보다 작았음에도 불구하고 고강도 SD600 슬래브 철근이 충분히 항복하였음을 보여준다. 특히 SR1은 슬래브가 압축을 받는 정방향 재하에서도 소성잔류변형의 영향으로 인장변형률을 보였는데, 이는 슬래브 철근이 인장변형률에서 압축응력을 받고 있음을 의미한다. 그 결과 Fig. 7(a)에서 보는 바와 같이 슬래브에서 콘크리트 피복파괴 및 철근 좌굴이 조기에 발생한 것으로 판단된다.

4.3 TSC보의 플랜지와 웨브 변형률

TSC보의 플랜지와 웨브 강관에서 측정한 변형률을 Fig. 8에 나타냈다. 실험체별 변형률 측정위치 또한 Fig. 8에 나타냈다. Fig. 8(a)~(d)에서 보는 바와 같이, C1의 경우 플랜지와 웨브 모두 항복변형률 $\epsilon_y (= 426 \text{ MPa} / 205 \text{ GPa} = 0.0021)$ 보다 큰 인장변형률을 보였다. 이는 외다이 어프램 보강을 통하여 플랜지는 물론 웨브가 충분히 항복하였음을 보여준다.

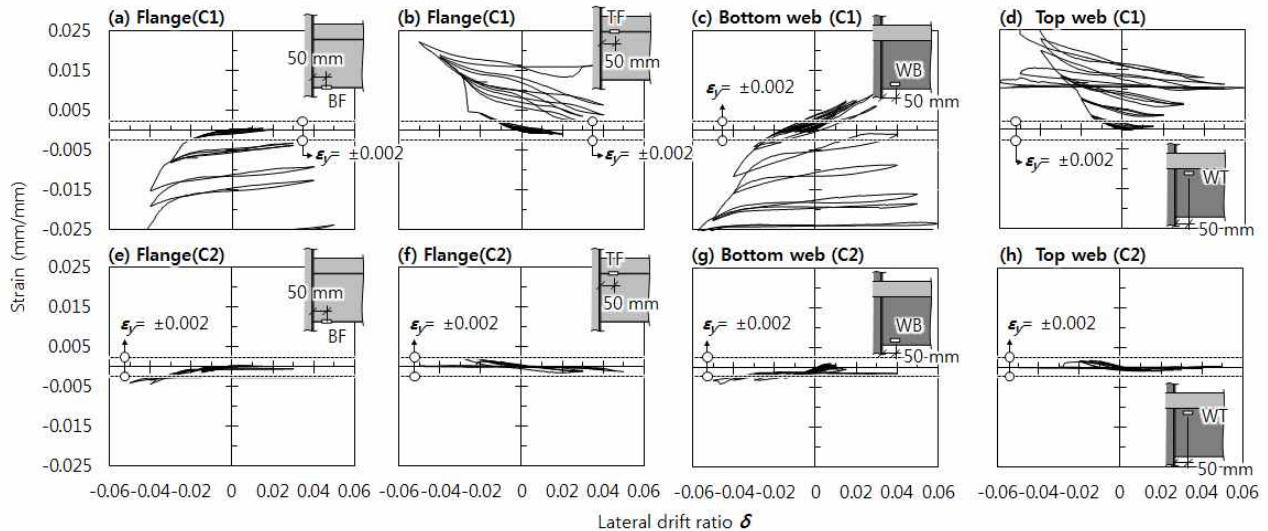


Fig. 8 Strains of TSC beam flange and web

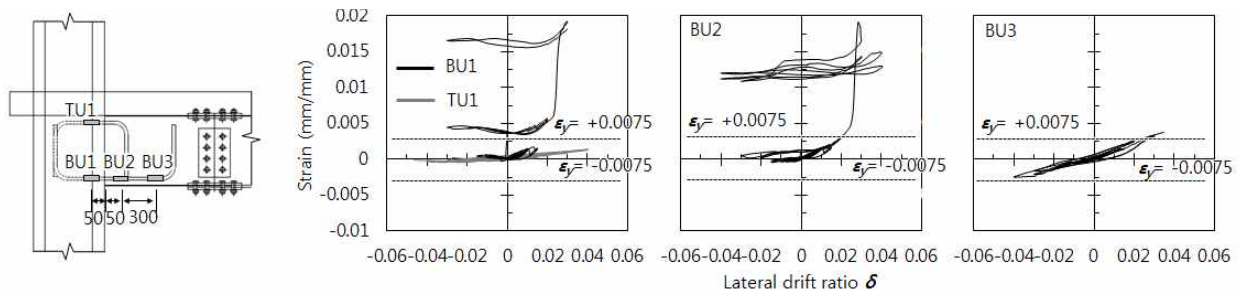


Fig. 9 Strains of U-bars in C2

이와 달리, C2에서는 전체적으로 변형률이 C1보다 매우 작았다. Fig. 8(f)에서 보는 바와 같이, 기둥 강관에 용접된 상부플랜지(TF)는 부방향 재하 초기인 $\delta = -2\%$ 에서 ϵ_y 에 도달하였으나 이후 변형률이 크게 감소하였다. 이는 상부플랜지 용접접합부에서 취성과단이 조기에 발생하였음을 가리킨다. 하부플랜지(BF)는 Fig. 8(f)에 나타난 바와 같이 기둥에 용접되지 않았으므로 정방향 재하시 인장변형률이 0에 가까웠으며, 오직 부방향 재하시에만 압축변형률이 ϵ_y 보다 크게 증가하였다. Fig. 8(f)~(h)에 나타난 웨브의 변형률 또한 대체로 ϵ_y 보다 작은 변형률을 보였는데, 이는 Fig. 6(d)~(f)에서 보는 바와 같이 웨브 상부와 하부에서 용접부 취성과단이 조기에 발생하였기 때문이다.

4.4 조인트 보강철근의 변형률

복합모멘트접합 실험체 C2으로부터 측정한 접합부 보강 U철근의 변형률을 Fig. 9에 나타냈다. BU1, BU2, BU3는 하부 U철근으로부터 측정한 변형률이고, TU는 상부 U철근으로부터 측정한 변형률이다. 상부 U철근은 주기하중 동안 항복변형률 미만의 작은 변형률을 보였다. 이는 상부 U철근에 의한 접합부 보강효과가 거의 없었음을 의미하는데, 그 이유는 표면이 매끈한 상부플랜지와 U형 철근 사이에 콘크리트 부착을 통한 하중전달이 거의 없었고 정착길이가 또한 부족하였기 때문이다.

이와 달리, 하부 U철근은 기둥 표면으로부터 50 mm 및 350 mm 떨어진 지점에서 각각 항복변형률($= 0.0021$)보다 큰 인장변형률을 보였다. 하지만 정모멘트에서 큰 인장소성변형이 발생한 이후 재하방향이 부모멘트로 역전되더라도 U철근의 변형률은 거의 변화되지 않았는데, 그 이유는 갈고리 보강철근과 콘크리트 사이에 슬립이 발생하였기 때문으로 판단된다. 즉, TSC보 하부플랜지 내부에 형성된 나비모양의 돌기가 콘크리트 부착저항을 증가시키므로 처음에는 U철근으로의 인장하중 전달이 이루어지지만, 이후 반복되는 주기하중 동안에는 슬립변형이 누적되면서 하중전달이 거의 이루어지지 않았던 것으로 판단된다.

4.5 접합부 내부 콘크리트 충전 불량

Fig. 5(b)에 나타난 바와 같이 기둥을 관통하는 U철근으로 보강한 복합모멘트접합부는 외다이어프램으로 보강한 용접모멘트접합부에 비하여 하중재하능력 및 변형능력이 크게 감소하였다. 이는 복합모멘트접합부의 내부 관통철근이 효과적으로 보 플랜지의 인장력을 기둥 내부로 전달시켜주지 못하였음을 뜻한다.

이러한 내부 관통철근의 부족한 하중전달능력의 원인을 분석하기 위하여 실험 후 보 단부의 강관을 잘라내어 내부 콘크리트의 파괴상태를 확인하였다. C1의 경우 기둥면 보 내부에 콘크리트가 균질하게 채워졌고, 뚜렷한

콘크리트 압괴가 나타나지 않았다. 반면 보 내부 U철근을 매입한 C2는 Fig. 10에서 보는 바와 같이 관통철근을 감싸는 콘크리트의 압괴가 관찰되었다. 이러한 콘크리트의 압괴는 반복가력 동안 심화되었고, 콘크리트와 평평한 보 플랜지 사이의 부착슬립변형도 발생하였다. 따라서 보 플

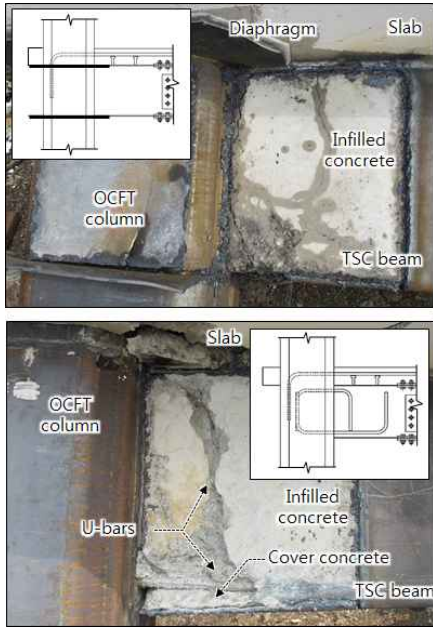


Fig. 10 Failure aspects of infilled concrete

랜지-기둥 강판 용접부 파단 이후, 보 플랜지의 인장력이 콘크리트 부착을 통해 관통철근으로 효과적으로 전달되지 못하였다.

5. 결 론

이 연구에서는 TSC보-OCFT 기둥 합성모멘트접합부를 위하여 U형의 관통철근으로 보강한 복합조인트상세를 개발 하였다. 기존 외다이어프램 및 복합조인트 상세가 적용된 외부접합부에 대하여 반복가력실험을 수행하고 내진성능을 비교하였다.

(1) 기존 모멘트접합상세인 C1은 외다이어프램 보강으로 인한 보-기둥 플랜지 용접부의 응력 집중이 완화된 결과, 충분한 하중재하능력과 함께 $\delta = 6.0\%$ 이상의 우수한 변형능력을 보였다. 하지만 보 플랜지-기둥 강판 용접부 및 보 플랜지-외다이어프램 용접부에서 $\delta = 3.0\%$ 부터 취성파단이 발생하였다. 또한, 외다이어프램의 국부좌굴과 함께 보 플랜지 인장력에 의한 기둥 강판의 면외방향 변형도 관찰되었다. 최종적으로, 보-기둥 용접부가 완전히 파단되면서 하중재하능력을 상실하였다.

(2) 복합모멘트접합을 사용한 C2는 U철근이 보 플랜지의 인장력을 기둥으로 효과적으로 전달시키지 못하면서, 하중재하능력 및 변형능력이 C1에 비하여 크게 감소하였다. 보-기둥 용접부 취성파단이 $\delta = 2.0\%$ 부터 일찍 발생하

였고, 용접부 파단 이후 강성 및 강도저하와 함께 펀칭 현상으로 접합부의 에너지소산능력이 크게 감소하였다. 보 하부 U철근은 항복하였으나, 부착 슬립으로 인하여 이후 재하방향이 역전되어도 변형률변화가 거의 없었다.

(3) C1과 C2의 최종파괴모드는 용접부 파단으로 유사하게 나타났다. 이는 얇은 강판에 콘크리트를 채운 형태의 합성 보-기둥 모멘트 접합부에서, 얇은 강판 용접부의 응력집중이 커질 수 있음을 뜻한다. 또한, 합성 슬래브 및 내부 콘크리트는 중립축 상승 등에 따른 효과로 용접부 응력집중을 더욱 키울 수 있다. 단, 외다이어프램은 초기 용접부의 응력집중을 완화시켰고, 그 결과 플랜지 및 웨브가 항복변형률 이상의 큰 변형률을 보이며 접합부는 충분한 하중재하능력을 보였다. C2의 경우 하부 플랜지는 용접하지 않았지만, 갈고리 철근의 본드 슬립으로 인해 플랜지의 인장력을 기둥으로 충분히 전달시켜주지 못했고 웨브 용접부 파단이 조기에 발생하였다.

(4) 모든 실험체는 정방향 $\delta = 1.0\%$ 부터 OCFT 기둥면 슬래브 콘크리트의 균열 및 압괴가 발생하였다. 이는 합성모멘트 접합부에서 슬래브 콘크리트가 합성보의 정모멘트 강도 기여에 제한적임을 보여준다. 이와 달리, 기둥에 직접 정착된 고강도 슬래브 보강철근은 항복변형률 이상의 큰 변형률을 보이며 부모멘트 강도에 기여하였다. 하지만, 기둥에 직접 정착되지 않은 슬래브 철근은 항복 변형률 미만의 작은 변형률을 보이며 합성보의 휨저항에 거의 영향을 주지 않았다.

REFERENCES

1. duPlessis, D. P., & Daniels, J. H. (1973). Strength of composite beam-to-column connections, *Fritz Laboratory Reports*. Paper 2035.
2. Tagawa, Y., Kato, B., & Aoki, H. (1989). Behavior of Composite Beams in Steel Frame Under Hysteretic Loading, *Journal of Structural Division*, ASCE, 115(8), 2029~2045.
3. Lee, S. J. (1987). Seismic Behavior of Steel Building Structures with Composite Slabs, ph. D. Dissertation, Department of Civil Engineering, Lehigh University, Bethlehem.
4. Alostaz, Y.M., & Schneider, S.P. (1996). Connections to concrete-filled steel tubes, *A report on research sponsored by the National Science Foundation*, University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois.
5. Lee, S. h., Jung, H. M., Kim, D. J., Kim, J. H., & Choi, S. M. (2008). Structural Characteristic of Welded Built-up Square CFT Column to Beam Connections with External Diaphragm, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, 11(1), 711~723.
6. Park, J. H., Kang, S. M., & Kim, U. J. (2003). Seismic Performance of Weld Flange Beam-to-Concrete Filled Tube Column Joints with Stiffening Plates around the Column, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, 15(2), 167~175.

7. Shin, K. J., Kim, Y. J., Oh Y. S., & Moon, T. S. (2004). Behavior of welded CFT column to H-beam connections with external stiffeners, *Journal of Engineering Structures*, 26(13) 1877~1887
8. Chen, C.-C., Lin, C.-C., & Tsai, C.-L. (2004). Evaluation of reinforced between steel beams and box columns, *Journal of Engineering Structures*, 26, 1889~1904.
9. Shanmugan, N.E., Ting, L.C., & Lee, S.L. (1991). Behavior of I-beam to box-column connections stiffened externally and subjected to fluctuating loads, *Journal of Constructional Steel Research*, 20(2), 129-148.
10. Beutel, J., Thambiratnam, D., & Perera, N. (2002). Cyclic behavior of concrete filled steel tubular column to steel beam connections, *Journal of Engineering Structures*, 24(1), 29~38.
11. Azizinamini, A. & Prakash, B. (1993). A tentative Design Guidelines for a New Steel Beam Connection Detail to Composite Tube Columns, *AISC Engineering Journal*, 3rd quarter, 108~115.
12. Morino, S., & Tsuda, K. (2003). Design and construction of concrete-filled steel tube column system in Japan, *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, 4(1), 51~73.
13. Wu, L.Y., Chung, L.L., & Tsai, S. F. (2005). Seismic behavior of bolted beam-to-column connections for concrete filled steel tube, *Journal of Constructional Steel Research*, 61(10), 1387-1410.
14. Mirghaderi, S.R., Torabian, S., & Keshavarzi, F. (2010). I-beam to box-column connection by a vertical plate passing through the column, *Journal of Engineering Structures*, 32(8), 2034~2048.
15. America Institute of Steel Construction (2010). Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-10, Chicago, IL.
16. America Institute of Steel Construction (2010). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, ANSI/AISC 358-10, Chicago, IL, 2010.
17. The European Standard (2004). Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, BS EN 1988-1.
18. Korea Concrete Institute (2012). Design Code for Concrete Structures.

(Received Apr. 17 2017 Revised Jul. 3 2017 Accepted Jul. 18 2017)