

# 콘크리트채움 U형 강재보-강재기둥 합성 내진접합부에 대한 주기하중 실험

## Cyclic Seismic Testing of Concrete-filled U-shaped Steel Beam-to-Steel Column Connections

박 흥 근<sup>1)</sup> · 이 철 호<sup>2)</sup> · 박 창 희<sup>3)</sup> · 황 현 종<sup>4)</sup> · 이 창 남<sup>5)</sup> · 김 형 섭<sup>6)</sup> · 김 성 배<sup>7)</sup>  
*Park, Hong Gun Lee, Cheol Ho Park, Chang Hee Hwang, Hyeon Jong Lee, Chang Nam Kim, Hyoung Seop Kim, Sung Bae*

요약 : 본 논문에서는 콘크리트 채움 U형 강재보와 강재 H단면 기둥으로 구성된 접합부의 내진 성능을 평가하였다. 접합부 내진성능을 평가하기 위하여 세 개의 보-기둥 접합부 실험체를 반복주기하중에 대하여 실험하였다. 합성보는 콘크리트 슬래브와 스티드를 이용하여 일체화 되었으며, 슬래브에는 부모멘트를 위한 철근이 배치되었다. 접합부 상세를 실험 변수로 하였으며, 보 접합부의 강화방안 및 약화방안, 합성효과의 정도를 고려하였다. 합성보의 층은 슬래브 두께를 포함하여 600mm이며, 강재보와 슬래브의 철근은 H형강 기둥과 용접을 통해 접합하였다. 접합부 강화방안은 합성보 플랜지에 덧댐플레이트를 용접하였으며, 약화방안으로서 소성힌지 발생지점에 채움콘크리트 안에 스티로폼을 삽입하였다. 실험 결과 완전합성 실험체는 강도와 변형능력, 에너지 소산에 있어서 우수한 성능을 보여주었다. 변형능력은 특수모멘트골조 기준인 4% 이상의 회전각을 발휘하였다.

ABSTRACT : In this study, seismic resistance of concrete encased U-shaped steel beam-to-steel H-shaped column connections was evaluated. Three specimens of the beam-to-column connection were tested under cyclic loading. The composite beam was integrated with concrete slab using studs. Re-bars for negative moment were placed in the slab. The primary test parameter was the details of the connections, which are strengthening and weakening strategies for the beam end and the degree of composite action. The depth of the composite beams was 600mm including the slab thickness. The steel beam and the re-bars in the slab were weld-connected to the steel column. For the strengthening strategy, cover plates were weld-connected to the bottom and top flanges of the steel beam. For the weakening strategy, a void using styrofoam box was located inside the core concrete at the potential plastic hinge zone. The test results showed that the fully composite specimens exhibited good strength, deformation, and energy dissipation capacities. The deformation capacity of the beam exceeded 4% rotation angle, which is the requirement for the Special Moment Frame.

핵심용어 : 보-기둥 접합부; U형 단면; 내진접합부; 내진성능실험; 특수모멘트골조

KEYWORDS : beam-column connection, U-shaped section, seismic connection, seismic test, special moment frame

### 1. 서론

최근 들어 구조재료의 효율적, 경제적 이용에 대한 요구로 합성구조에 대한 수요가 증대하고 있다. 대표적인 합성보의 형식으로 H형강 강재보와 콘크리트 바닥 슬래브를 전단연결

재로 접합하는 방식이 사용되어 왔다. 근래 들어 다양한 형태의 합성보가 개발되고 있는데, 이러한 형태의 대표적인 것의 하나로서 TSC 보가 있다. TSC 보는 비교적 얇은 강판으로 만들어진 U형 강재단면과 속채움 콘크리트 및 상부슬래브로 구성된다. 강재단면에는 경제성을 위하여 비교적 얇은

- 1) 서울대학교 건축학과 교수(parkhg@snu.ac.kr)
- 2) 교신저자. 서울대학교 건축학과 교수  
(Tel: 02-880-9061, Fax: 02-871-5518, E-mail: ceholee@snu.ac.kr)
- 3) 서울대학교 건축학과 박사과정(changhee1220@naver.com)
- 4) 서울대학교 건축학과 박사과정(hwanguun85@naver.com)
- 5) (주) 센구조연구소 대표이사(cnlee@senkuzo.com)
- 6) (주) 센구조연구소 과장(hskim@senkuzo.com)
- 7) (주) 센구조연구소 소장(sbkim@senkuzo.com)

본 논문에 대한 토의를 2011년 12월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

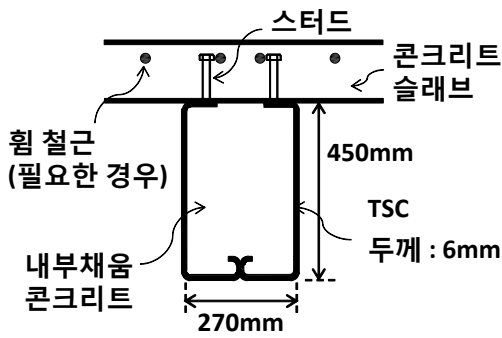


그림 1. 전형적 TSC 보 단면

6mm 두께의 강판이 사용되며 최근에는 강판을 냉간성형하여 U형의 단면을 제작한다.(그림 1) 속채움 콘크리트는 사용 하중상태에서 보의 강성을 크게 증가시키며, 얇은 강판의 좌굴을 억제하는 역할을 한다. 상부슬래브는 보의 춤을 증가시키며, 필요시에는 철근을 배근하여 보-기둥 접합부에서 부모멘트를 전달한다.

이런 형태의 합성보는 정모멘트를 받는 단순지지보에 가장 효율적인 구조부재로 사용될 수 있으나, 최근에는 내진성능이 요구되는 보-기둥 접합부에 적용하기 위한 노력이 진행되고 있다. KBC 2009(대한건축학회, 2010) 및 AISC 341 (AISC, 2005)에서는 보-기둥 접합부의 층간변위각에 대한 요구조건으로서 층간모멘트골조에 대하여 0.02rad, 특수모멘트골조에 대하여 0.04rad.을 요구하고 있다. 이때, 최대변형에서 보의 공칭소성모멘트능력의 80%가 유지되어야 한다.

합성보와 철골기둥의 접합부에 대한 연구는 Leon 등 많은 연구자들(Leon, 1990; Xiao 등, 1994; Anderson 등, 1994)에 의하여 수행되었다. 연구내용은 주로 H 강재보로 구성된 합성보와 철골 기둥사이에 힘을 원활하게 전달하기 위한 접합부의 상세에 초점을 두었다. 기존 연구의 실험결과 접합부에서 기둥 웹 스틱프너 보강, 엔드플레이트 이음길이 연장, 슬래브 철근비 증가가 보-기둥 접합부 강도 및 회전능력을 증가시키는 것으로 나타났으며, 보 강판의 국부좌굴은 하중 재하능력을 갑작스럽게 감소시키지 않으므로 우수한 파괴모드라고 보고하였다. 그러나 반강접합된 접합부의 경우 볼트 이음부의 미끄러짐이 발생하여 연성능력은 일반 강재보-강재기둥 접합부에 비하여 다소 감소되었다.

U형 합성보와 SRC 합성기둥에 대한 내진성능연구는 김성배 등(2006)에 의하여 수행되었다. 실험결과 속채움 콘크리트가 U형 보에 사용되는 얇은 강판의 좌굴을 억제하여, 급격한 하중재하능력의 감소없이 4%의 층간변형능력을 나타냈다. 황현종 등(2011)은 U형 합성보와 콘크리트기둥 접합부 상세 개발 및 내진성능을 연구하였으며, 실험결과 접합부는 4%의 층간변형능력을 나타내었다.

본 연구에서는 U형 합성보의 일종인 TSC합성보와 H형강 철골기둥의 실물크기 접합부에 대한 내진성능을 검증하였다. 이를 위하여 다음과 같은 세부적인 연구를 수행하였다:

- 1) TSC 합성보와 철골기둥의 접합부의 내진성능을 향상시키기 위한 보-기둥 접합부 내진상세를 연구하였다.
- 2) 접합부 성능을 검증하기 위하여 주기하중을 받는 세 개의 실험체에 대한 실물 크기 실험을 실시하였다.
- 3) 실험결과와 분석을 통하여, 강도, 변형능력, 에너지소산능력을 평가하고, 개발된 접합부상세가 내진구조로 적합한지를 검토하였다.

표 1. 실험체 구성

실험체		S1	S2	S3
보	(1) 콘크리트 강도 (MPa)	24.0	24.0	25.0
	(2) 슬래브 철근	4-D25 + 6-D10		
	(3) 철근 항복강도 (MPa)	515.6		
	(4) TSC 강판 항복강도 (MPa)	466.1		
	(5) TSC 폭 (mm)	270		
	(6) TSC 춤 (mm)	450		
	(7) TSC 강판 두께 (mm)	6		
	(8) TSC 단면적 (mm <sup>2</sup> )	8351		
	(9) 슬래브 폭 (mm)	1500		
	(10) 슬래브 춤 (mm)	150		
합성 단면	(11) 스틱스 간격 (mm)	2-φ16@100 (완전합성)	2-φ16@300 (부분합성)	2-φ16@100 (완전합성)
	(12) 소성 정모멘트 성능 <sup>1)</sup> $M_p^+$ (kN·m)	1287	912	1287
	(13) 소성 부모멘트 성능 <sup>1)</sup> $M_p^-$ (kN·m)	1009	1009	969
	(14) 소성 정모멘트 성능 <sup>1)</sup> $M_p^+$ (kN·m)	532		
TSC 강판 단면	(15) 소성 부모멘트 성능 <sup>1)</sup> $M_p^-$ (kN·m)	532		
	(16) H형강 공칭 항복강도 (MPa)	330		
기둥	(17) 기둥 치수 (mm)	H - 428 × 407 × 20 × 35		
	(18) 모멘트 성능 (kN·m)	2814		
접합부	(19) 하부플레이트 길이×폭×두께 (mm)	2-150×100×12	2-250×140×12	2-150×100×12
	상부플레이트 길이×폭×두께 (mm)	150×120×6	250×120×12	150×120×6
	(20) 개구부 길이×폭×두께 (mm)	미적용	미적용	200×120×400
(21) 기둥모멘트 성능 / 보모멘트 성능		2.45	2.93	2.49

<sup>1)</sup>재료 실험 결과를 바탕으로 계산한 합성 단면 성능

## 2. 실험 계획

H형강 기둥 스테르브에 U형 합성보를 접합하여 3개의 T형 실험체 S1, S2, S3를 제작하였다(표 1). 그림 2와 3은 실험체의 구성과 상세를 나타내고 있다. 보에는 TSC 합성보가 사용되었으며, 모든 실험체에 동일한 H형강 기둥(H-428×407×20×35)이 사용되었다. TSC 합성보의 설계 및 상세에 대한 자세한 사항은 황현중 등(2011)의 논문에 기술되어 있다. 보의 순길이  $L_b=2582\text{mm}$ 이며, 기둥의 순높이  $H_c=1100\text{mm}$ 이다. 본 연구에서는 보 단부의 소성능력 평가에 중점을 두었으므로 기둥은 짧게 제작되었다. 실험체는 강기둥-약보 설계 개념을 사용하여 설계되었다.(표 1(21))

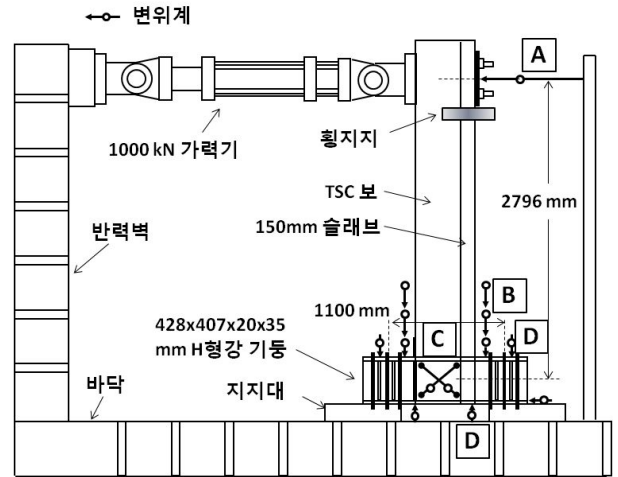


그림 2. 테스트 셋업 개요

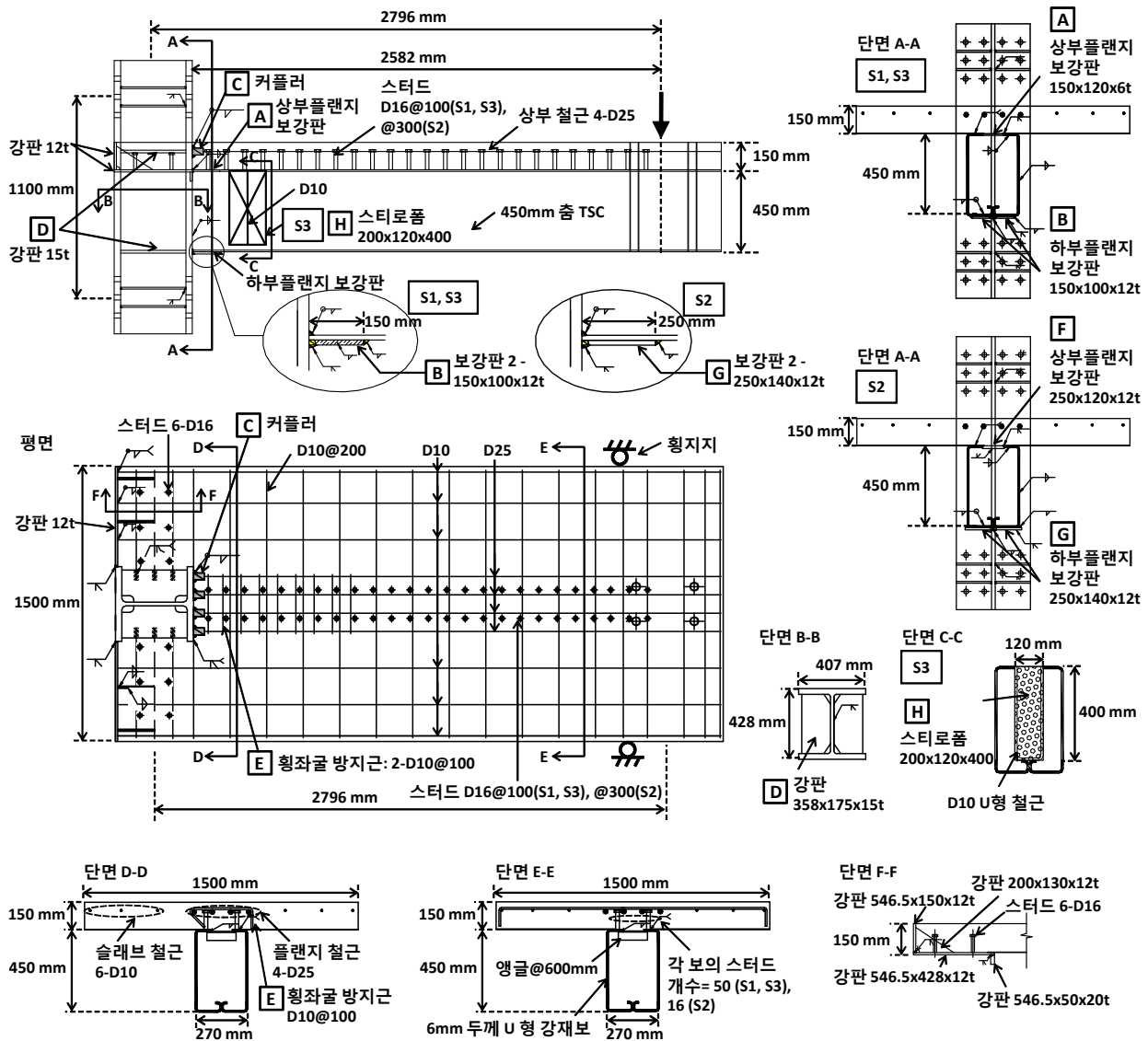


그림 3. 실험체 상세

춤 450mm TSC보에 대해서 6mm 두께의 강판이 사용되었으며, TSC보 상부에는 폭 1500mm, 두께 150mm의 콘크리트 슬래브가 설치되었으며, 슬래브에는 부모멘트를 위한 인장철근이 배근되었다. 참고로 이 TSC합성보의 부모멘트 성능은 H-500×200×10×16(SM 490)의 성능에 해당한다.

주요 실험변수는 접합부 상세와 합성효과이다.(S1: 강화방안, S2: 강화방안+부분합성, S3: 강화방안+약화방안) 실험체 S1, S3는 정모멘트와 부모멘트에 100% 합성효과를 발휘할 수 있도록 스티드를 배치하였다. Vasdravellis 등(2009)은 완전합성(전단연결재를 통한 슬래브와 강재보의 일체화) 요구강도의 40% 이상을 만족하게 스티드를 배치하는 경우 구조물의 에너지 소산이 스티드의 미끄러짐으로부터도 발생하여 접합부에 요구되는 소성변형을 줄여주기 때문에 스티드의 파괴가 발생할지라도 우수한 접합부의 성능을 보인다고 보고하였다. 이와 같은 선행연구 및 합성보 전단스티드의 반복하중 하에서의 실험자료가 최소한 점을 고려하여 실험체 S2는 정모멘트의 63% 수준의 부분합성(전단연결재의 부족으로 인하여 완전합성이 작용하기 전에 전단연결재의 항복 발생)이 되도록 스티드의 수를 1/3로 감소시켜 설계하였다(표 1 (11) 및 표 1 (12) 참고).

실험체 상세는 KBC 2009 강구조 설계기준을 바탕으로 설계되었다. 특히 접합부의 내진성능 확보에 필수적인 보-기둥 용접부, 커플러 용접부, 전단연결재, 기둥 패널존의 전단강도 및 휨강도는 보강단부로 가정한 소성힌지에서 예상되는 실제모멘트강도를 기준으로 역량설계법(capacity design method)에 의해 설계 및 검토되었다. 그림 4는 접합부 설계방안을 나타낸 것이다. 기본개념은 보강단부로 가정한 소성힌지의 변형경

화 소성모멘트를 기둥외주면으로 외사(extrapolation)했을 때의 모멘트보다 접합강도가 크도록 접합부를 보강하는 것이다. 강재, 철근 및 콘크리트의 초과강도계수 및 변형경화계수는 KBC 2009 및 ACI 318-08의 관련 조항에 따라 각각 1.2, 1.25,  $f_c' + 8.3\text{MPa}$ , 1.1로 가정하였다. 모든 실험체의 강재보-기둥 용접부는 먼저 전주 양면모살용접 후에 다음과 같은 보강 또는 약화방안을 고려하였다(그림 3의 상세 참조).

S1은 접합부에서 용접구간의 취성파괴를 방지하고 강재의 국부좌굴을 보강단부의 외측으로 유도하기 위해 TSC보 플랜지 상하부를 길이 150mm, 폭 100mm 강판 2개로서 보강하였다(표 1 (19)). 특히 하부 보강플레이트의 경우 폭을 100mm하여 냉간성형 굴곡부를 피해 노치없이 길이방향 모살용접이 되도록 고려한 것이다. 실험체 계획단계에서 S1에 사용한 사이즈의 보강판의 보강효과(즉 용접부의 취성파괴를 방지하고 국부좌굴을 보강부 외측으로 유도하는 효과)를 100% 장담할 수 없었으므로, S2에서는 보강판의 길이와 폭을 늘려서 (250mm x 140mm) S1보다 보강정도를 더 증가시켰다. 보강판의 폭이 보폭을 약간 벗어나는 관계로 보강판과 TSC보 냉간성형 굴곡부의 사이에 플러 용접 형태로 제작되었다. 또한 보강판 단부의 길이방향 끝단과 횡방향 끝단 접점에 용접이 되지 않은 노치도 불가피하였다. 이미 언급한 것처럼 이 실험체는 정모멘트의 63% 수준으로 전단스티드가 배치되었으므로 적어도 하부 플랜지의 접합강도의 측면에서는 가장 여유가 있다. S3은 S1과 동일하게 플랜지 상하부를 150mm 강판으로 보강하되, 접합면에서 200mm 떨어진 지점에서 TSC보 내부콘크리트에 스티로폼을 삽입하여 채

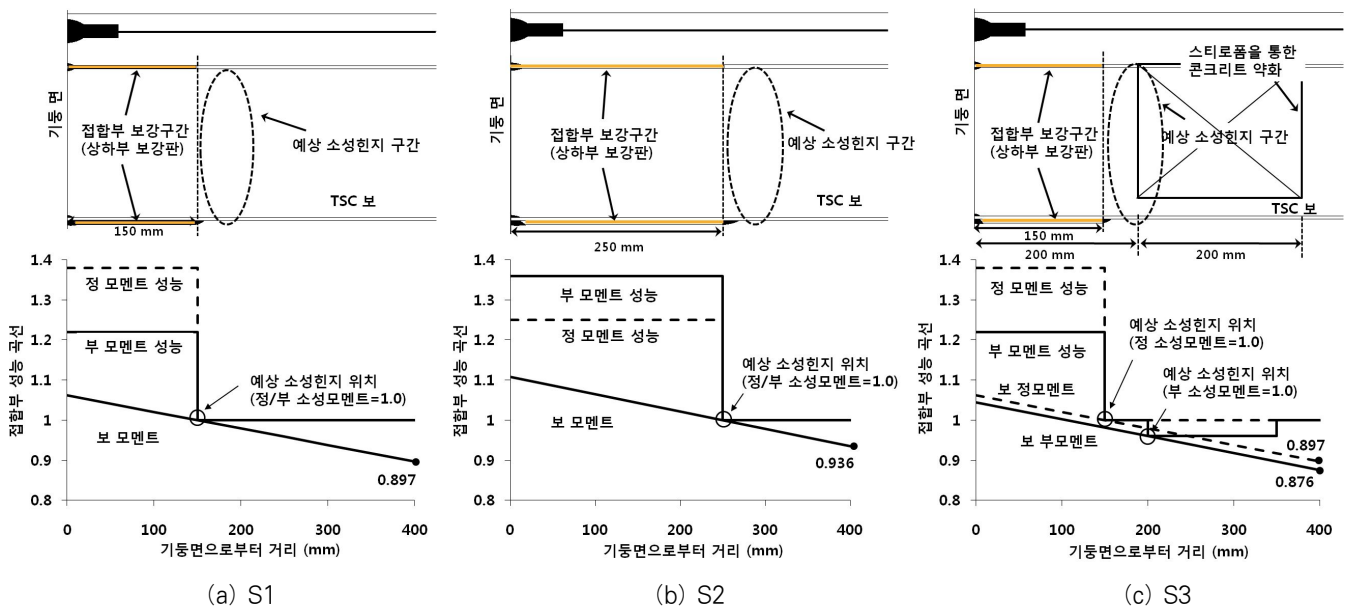


그림 4. 접합부 강화 및 약화방안

움 콘크리트의 단면적을 감소시키는 보단면 약화전략도 포함시켰다. 이는 좀 더 효과적으로 소성힌지를 보강단부의 외측으로 유도하기 위한 상세였다(표 1 (20)). 이 단면감소에 따른 부모멘트 성능의 저하는 크지 않아서 4% 정도 감소되었다. 접합상세와 관련해서는 3장에서 좀 더 설명하기로 한다.

표 1 (12), (13), (18)에서 보 모멘트 성능은 재료실험결과를 기반으로 구한 소성모멘트이며, 기둥 모멘트 성능은 공칭재료강도(SM 490)를 사용하여 구한 소성모멘트이다. 강기둥-약보 설계 개념에 의해 상하 기둥 모멘트 강도 합이 보의 모멘트 강도의 1.0이상 이 되도록 하였으며(표 1 (21)), 패널존의 강도는 요구강도의 2.04배가 되도록 하였다.

그림 2는 테스트 셋업 개요를 보여준다. 기둥 좌우는 볼트로 지지대에 고정되어 가급적 접합부에서 보 변형만 발생하도록 하였다. 슬래브의 면내 격막작용을 모사하기 위하여 가력점 부근의 콘크리트 슬래브에 횡지지를 설치하였다.(그림 3) 하중은 보 끝단부에서 최대 용량 1000kN, 최대 스트로크 ±250mm인 서보액츄에이터를 사용하여 반복가력을 하였으며, 가력 프로그램은 KBC 2009 보-기둥모멘트 접합부의 가력방법에 따라 표 2와 같다. 보에 정모멘트(슬래브에 압축력)가 발생할 때를 정(+)의 하중방향으로 약속한다. 변위계를 이용하여 실험체의 전체변위(그림 2의 A) 및 보 단부의 비탄성 휨변형(B), 패널존 변형(C), 지지점의 변위(D)를 측정하였으며, 변형을 게이지를 통하여 TSC보 강판의 변형, 슬래브 철근 변형, 패널존 변형 등을 측정하였다.

### 3. 재료 및 접합부 상세

TSC-RC기둥 접합부에서는 강재보와 RC기둥사이의 미끄러짐 변형을 방지하고 힘을 직접 전달하기 위하여 기둥 타이근에 강재보를 용접하였으며, 슬래브 철근은 접합부를 관통하였다 (황현중 등, 2011). TSC-SRC기둥 접합부는 강재보를 H형강 기둥 플랜지에 용접하고 슬래브 철근은 기둥 플랜지 외곽으로 배근하였다 (김성배 등, 2006). 반면에 TSC-H형강 기둥 접합부에서는 강재보와 슬래브 철근 모두 기둥 플랜지에 용접하였으며, 기둥 접합부 좌굴 방지를 위하여 강판으로 보강하였다.

그림 3은 TSC보-H형강 기둥 실험체 S1, S2, S3의 구성 및 접합부 상세를 나타낸다. 재료실험 결과 콘크리트 강도는 24MPa (S1, S2), 25MPa (S3), 슬래브 철근 항복강도는 515.6MPa, 인장강도는 637.7MPa, TSC 강판의 항복강도는 466.1MPa, 인장강도는 519.4MPa였다. 실험체 S1에서는 소성힌지를 기둥 접합면에서 떨어뜨리기 위하여 TSC 상부 플랜지 중앙부를 보강판(그림 3의 A, SM490)으로 용접

표 2. 실험체 가력 프로그램

반복 가력 횟수	충간 변위각 (%)	변위 (가력기 스트로크), mm
6 사이클	±0.375	±9.7
6 사이클	±0.5	±12.9
6 사이클	±0.75	±19.4
4 사이클	±1.0	±25.8
2 사이클	±1.5	±38.7
2 사이클	±2.0	±51.6
2 사이클	±3.0	±77.5
2 사이클	±4.0	±103.3
2 사이클	±5.0	±129.1
2 사이클	±6.0	±154.9

하여 일체화 시켰으며, 하부 플랜지 좌우에 각각 보강판(B)을 용접하였다. 용접에는 강구조내진기준에서 임계용접부에 요구되는 사르피노치인성(86 joule@ 0℃)값을 만족하는 규격 YFW-C50DR 용접재를 사용하였다. 주기하중을 받는 슬래브 철근의 미끄러짐 변형을 방지하고 힘을 직접 전달하기 위하여 4개의 슬래브 철근(D25, 실제 항복강도=515.6MPa)은 H형강(공칭 항복강도=330MPa) 기둥 플랜지에 커플러(C)를 통하여 직접 연결하였다. 기둥 웨브의 국부항복과 기둥 플랜지의 국부좌굴을 방지하고 원활한 응력전달을 위하여 TSC 하부 플랜지와 슬래브 철근의 위치에 두께 15mm의 연속판(continuity plate, D, SM490)을 기둥에 용접하였다. 황현중 등(2011)의 실험결과를 반영하여 주기하중 재하시 슬래브 철근의 좌굴을 방지하기 위하여, 콘크리트 특수모멘트골조의 횡보강 요건에 따라 기둥면으로부터 TSC보 축의 2배인 900mm 구간을 횡좌굴 방지근(E, D10@100mm)으로 보강하였다.

실험체 S2의 접합부는 상하부 플랜지 보강판과 스티드의 간격을 제외하고는 S1의 상세와 동일하다. 부분합성보인 S2에서는 부분합성작용으로 인하여 강재보에 더 큰 연성능력이 요구될 것으로 예상되어 강재보 연결부를 강화하였다. S2의 보강판(F, G)은 접합면에서 250mm까지 연장되어 150mm만 연장한 S1에 비하여 소성힌지 유발지점을 접합면에서 더 멀리 떨어뜨렸다. 상부플랜지의 보강판(F) 두께는 6mm에서 12mm로 증가시켰으며, 하부플랜지의 보강판(G)은 폭을 100mm에서 140mm로 증가시켜 보강판이 TSC보 웨브 강판 외부로 돌출하였다.

약화 방안을 사용한 실험체 S3의 접합부 상세는 S1과 동일한 상세를 사용하였으며, 접합면에서 200mm 떨어진 지점에 TSC보 내에 스티로폼(H) 삽입을 추가하였다. 스티로폼은 U형 철근에 고정된채로 TSC보 내에 삽입되어 채움콘크리트의 단면적이 감소되었다.(단면 C-C)



내부접합부에서 슬래브의 연속성 및 교차보의 영향을 고려하기 위하여 슬래브 철근 D10은 기둥 위치 슬래브 단부에서 두께 12mm 강판에 용접되었으며, 이 강판은 기둥에 용접되었다.(단면 F-F)

실제 시공시에는 보단부는 기둥과 일체로 브라켓으로 만들어오며, 기둥면에서 떨어진 위치에서 고력볼트 이음을 사용하여 중앙부 TSC보와 연결된다. 이 볼트접합부 위치는 소성힌지 영역에서 벗어나 있으므로 본 실험체 제작에서 볼트 접합부는 생략하였다.

### 4. 실험결과

#### 4.1 하중-변위 관계

그림 5는 반복하중을 받는 실험체의 보 횡하중과 보 변위 관계를 보여준다. 여기서 변위는 전체변위(그림 2의 A)에서 지지점의 강체변위(D)와 패널존 변형(C)을 모두 제거한 보의 순 변형을 나타낸다. 패널존은 탄성상태에 머물렀으며, 계측결과는 “4.4 변형을 계측 결과”에서 다루도록 한다. 패널존 변형은 다음과 같다.

$$\Delta_{pz} = \gamma_{pz} h_c / 2 \tag{1}$$

여기서  $\gamma_{pz}$ 는 접합부의 전단 비틀림각이며, 그림 2의 기둥 패널존에 X형태로 설치한 2개의 대각 변위계(C)로 계측값  $\delta_j, \delta'_j$ 을 이용하여  $\gamma_{pz} = (\delta_j - \delta'_j) \sqrt{a'^2 + b'^2} / 2a'b'$ 로 구할 수 있다.( $a', b'$ 는 대각 변위계로 구성된 사각형의 가로, 세로 길이)  $h_c$ 는 기둥 축 428mm이다.

그림 5에서  $V_p^+$ 와  $V_p^-$ 는 예측된 실험체 강도를 나타내는 데, 보의 소성모멘트(표 1 (12), (13))를 보의 순길이 2582mm로 나눈 보-기둥 접합부의 횡하중 재하능력이다. 보 회전각은 보의 순변위를 보의 순길이 2582mm로 나눈 값의 의미한다. 그림에 나타난 바와 같이 실험체의 하중 재하능력은 S1, S2, S3 모두 예측하중으로 구한  $V_p$ 를 초과하였다. 모든 실험체는 약 1.5%의 회전각에서 항복하였으며, 2%의 회전각에서 최대 하중에 도달하였다. S1, S3는 4%까지 최대 하중을 유지하였으나, S2는 3% 회전각에서 정방향 하중이 감소하였다. 전반적으로 S1과 S3는 유사한 거동을 보여 주어 S3에 추가로 적용된 보단면 약화방안이 전체 거동에는 큰 영향을 주지 못하였다. S2의 경우 예측하중으로 구한  $V_p^+$ 가 실제 하중 재하능력과 큰 차이를 보였다. 이는 S2를 스티드 개수를 감소시켜서 부분합성으로 설계하였음에도 불구하고

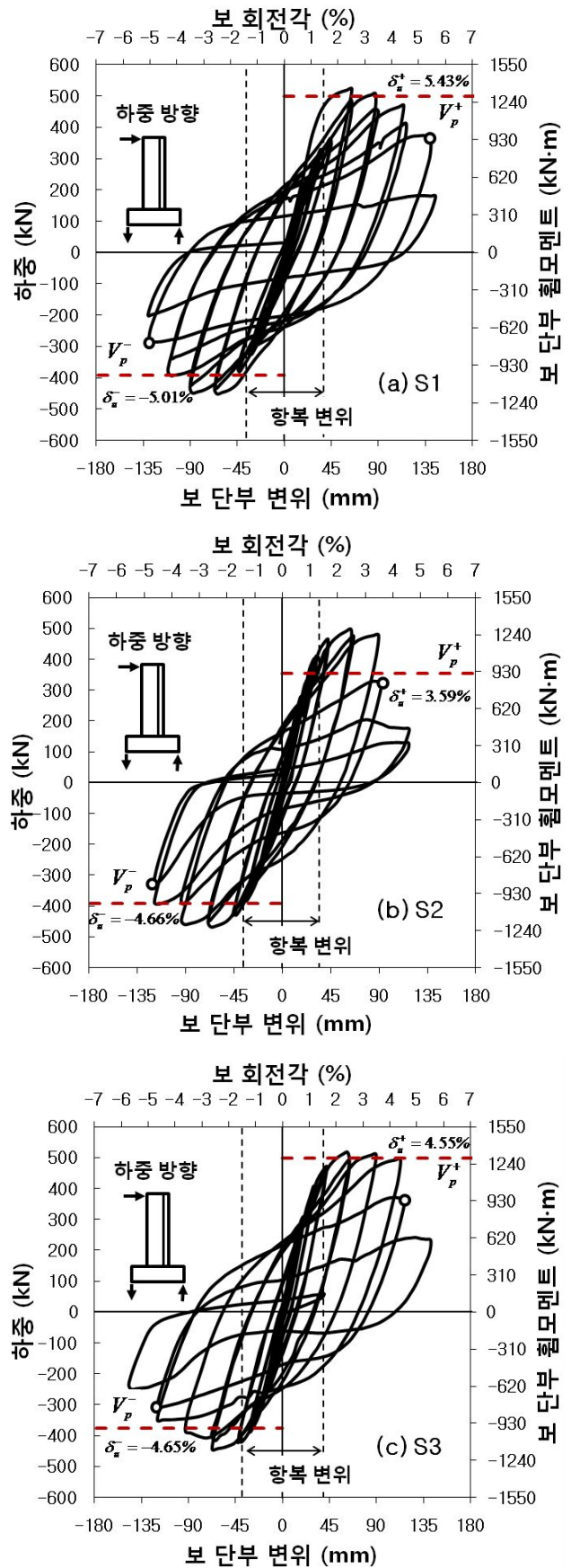


그림 5. 횡하중-층간 변위 관계

고 TSC보 채움 콘크리트와 슬래브 콘크리트가 일체로 타설되었기 때문에 이 부분의 콘크리트 전단력 기여로 인하여 완전합성으로 설계된 보와 동일한 모멘트 성능을 나타내었다. 그러나 보 회전각이 증가하면서 콘크리트가 손상되고 부분합성 효과로 인하여 조기에 하부 플랜지의 파단이 발생하였으며, TSC 합성보의 변형능력이 감소하였다. 본 연구의 모든 실험체의 최종 파괴모드는 보강단부의 웨브-플랜지 굴곡부에 인접한 용접부 근처의 모재에서 발생한 저사이클피로에 의한 보 플랜지의 파단으로서 S1의 경우 5%, S3의 경우 4% 회전각에서 발생하였다. 그러나 3% 회전각이후 정모멘트 작용시 콘크리트의 손상과 더불어 하부 플랜지의 파단으로 급격한 강도저하가 발생하였다. 웨브-플랜지 굴곡부의 모재는 냉간성형 과정에서 가공경화된 부분으로 용접의 열영향이 작용할 경우 재료의 취성화가 가속화될 수 있고, 특히 노치에 의한 응력집중과 합쳐져서 저사이클피로에 의한 파단이 촉진된 것이 아닌가 한다. S2의 조기파단의 원인은 부분합성에 따른 콘크리트의 손상 등과도 관련이 있으므로 좀 더 심도있는 후속연구가 요청된다.

그림 5에 나타나 있듯이 세 실험체는 정모멘트뿐만 아니라 부모멘트에서도 실험체의 하중 재하능력이 발휘되고 반복하중에서 우수한 소성변형을 보여주었다. 이러한 결과는 슬래브 인장철근과 기둥 플랜지와의 커플러를 통한 접합이 효과적으로 하중을 전달했음을 보여준다.

표 3은 실험체의 공칭 강도, 최대 강도, 항복 변위, 최대 변위, 연성도, 할선 강성을 보여준다. 그림 6은 표 3의 항복 변위와 최대 변위를 정의한 방법을 나타낸다.(Park, 1988; KBC 2009) 여기서 항복 변위는 최대 하중의 75%를 지나는 할선 강성이 최대 하중에 도달할 때의 변위로 정의하며, 공칭 소성모멘트강도의 80%의 변위를 최대 변위로 정의한다. 실험체 S1과 S3의 최대 강도는 비슷하였으나 S2의 정모멘트 방향인 +방향 최대 강도는 부분합성으로 설계되어 S1에 비하여 다소 작은 값을 보였다. 세 실험체 모두 항복 변위는 1.4% ~1.5%로 비슷하였으나 최대 변위는 S1이 +5.43%로 가장 컸다. 이에 따라 연성도도 3.71(소성 변형 3.97%)로 가장 컸으며, S3, S2 순으로 감소하였다. 할선 강성은 + 방향은

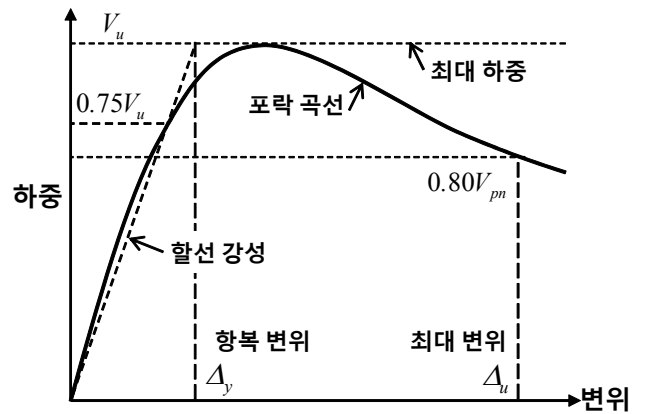
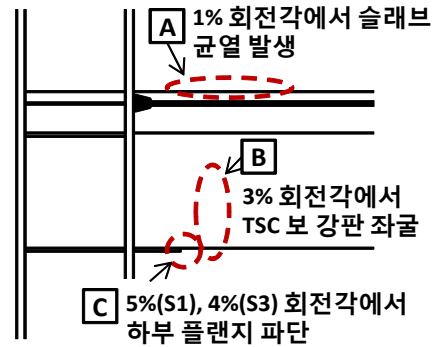
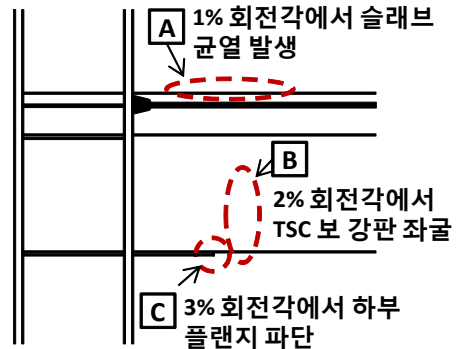


그림 6. 항복 및 최대 변위 정의



(a) S1, S3



(b) S2

그림 7. 실험체의 파괴 양상

약 13~14kN/mm, - 방향은 약 12kN/mm으로 세 실험체 모두 비슷한 결과를 보였다.

표 3. 실험 결과 요약

실험체	공칭 강도, kN	최대 강도, kN	항복 변위 $\Delta_y$ , mm (%)	최대 변위 $\Delta_u$ , mm (%)	연성도 $\mu = \Delta_u/\Delta_y$	할선 강성, kN/mm	
S1	+ 방향	386.1	521.4	37.7 (1.46)	140.0 (5.43)	3.71	13.82
	- 방향	-301.9	-451.8	-37.4 (-1.45)	-129.3 (-5.01)	3.46	12.09
S2	+ 방향	297.3	497.4	34.5 (1.34)	92.5 (3.59)	2.68	14.41
	- 방향	-301.9	-467.2	-37.4 (-1.45)	-120.3 (-4.66)	3.22	12.50
S3	+ 방향	386.1	515.8	39.1 (1.52)	117.3 (4.55)	3.00	13.18
	- 방향	-287.2	-444.3	-37.4 (-1.45)	-120.0 (-4.65)	3.21	11.88

### 4.2 실험체 파괴 양상

그림 7(a)는 S1, S3의 파괴 양상을 보여준다. 1% 회전각에서 TSC보 웹 강판과 하부 플랜지의 좌굴(B)이 발생하였에서 슬래브에 균열(A)이 발생하기 시작하였으며, 3% 회전각다. 6mm두께의 박판재임에도 콘크리트의 채움에 따른 구속효과로 인해 양단지지 수직골단면에 요구되는 내진폭두께비를 만족하여 국부좌굴이 충분히 지연되었으며, 국부좌굴 이후에도 큰 강도저하로 이어지지 않았다. S1의 경우 5%, S3의 경우 4% 회전각에서 TSC보 하부 플랜지 보강판 끝 용접부에서 하부 플랜지 파단(C)이 발생하여 하중 재하능력이 감소하였다. S2의 파괴 양상은 S1과 유사하였으나, 부분 합성작용으로 인하여 S1과 동일한 변위에서도 TSC 강재보에 더 큰 소성 회전각이 발생하였다. 이로 인하여 2% 회전각에서 조기에 TSC보 강판 좌굴(B)이 발생하였으며, 3% 회전각에서 TSC보 하부 플랜지 보강판 용접부에서 하부 플랜지 파단(C)이 발생하여 하중 재하능력이 감소하였다. (그림 7(b)) 세 실험체 모두 기둥 플랜지에 용접된 슬래브 철근 커플러의 파단이나 철근의 좌굴은 발생하지 않았다.

### 4.3 에너지 소산능력

그림 8은 각 실험체에서 하중 단계별 첫 번째 싸이클의 에너지 소산능력을 보여준다. 세 실험체는 소성변형이 발생하기 시작한 1.5% 변위각 이후 에너지 소산이 급격히 증가하였으며, 3% 변위각까지 동일한 에너지 소산을 하였다. 이후 S2는 하부 플랜지의 파단으로 인하여 4% 변위각에서 에너지 소산이 감소하였으며, S3는 5% 변위각에서 에너지 소산이 감소하였다. S1은 5% 변위각까지 에너지 소산이 증가하였으며, 이는 S1의 접합부 상세가 큰 하중 감소없이 연성능력을 발휘하였기 때문이다.

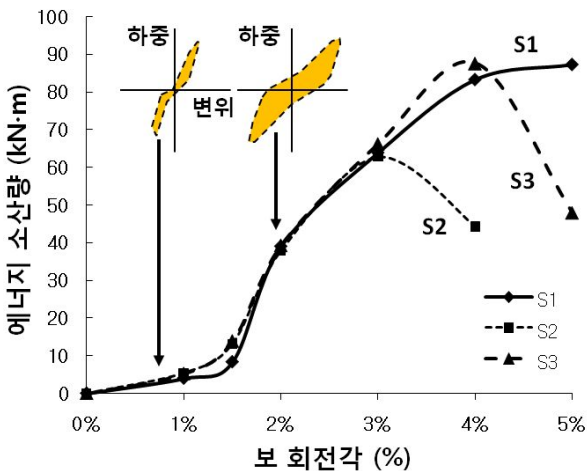
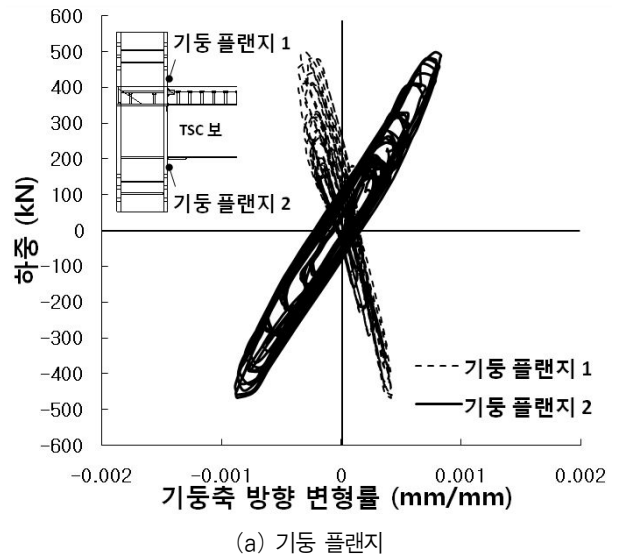


그림 8. 주기 하중 당 에너지 소산능력

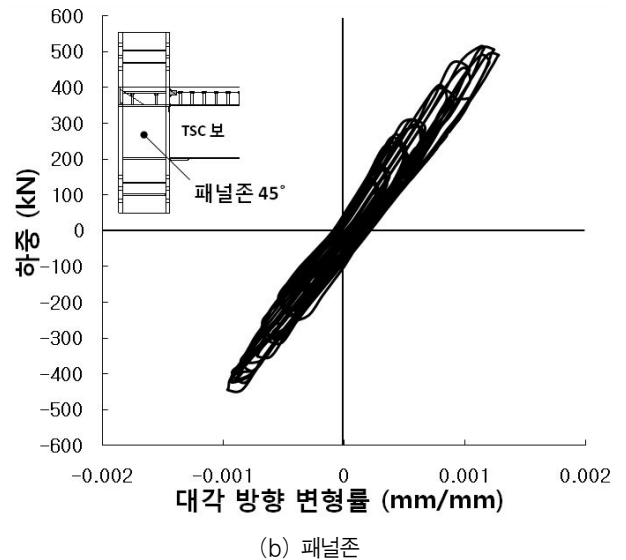
### 4.4 변형률 계측 결과

그림 9는 S3의 변형률 게이지로 계측된 기둥 플랜지와 패널존의 변형률의 변화를 보여준다. 그림 9(a)는 TSC보 접합면 기둥 플랜지의 변형률을 나타낸다. 기둥 플랜지는 최대 변형률이 0.001로 탄성상태에서 거동하였다. 슬래브 피복두께로 인하여 철근에 비하여 TSC보 하부 플랜지 보강판이 기둥 플랜지 변형률 계측위치와 인접하였기 때문에 기둥 플랜지 2의 변형률이 상대적으로 더 크게 계측되었다. 그림 9(b)는 패널존의 대각방향 변형률로 최대 변형률이 0.001로 탄성상태에서 거동하였다. 실험체 S1, S2의 변형률도 S3과 동일하였으며, 기둥과 패널존이 모두 탄성거동에 따라 에너지 소산은 모두 보 단부에서 발생하였다.

그림 10은 실험체 S1에 대해 변형률 게이지로 계측된 하



(a) 기둥 플랜지

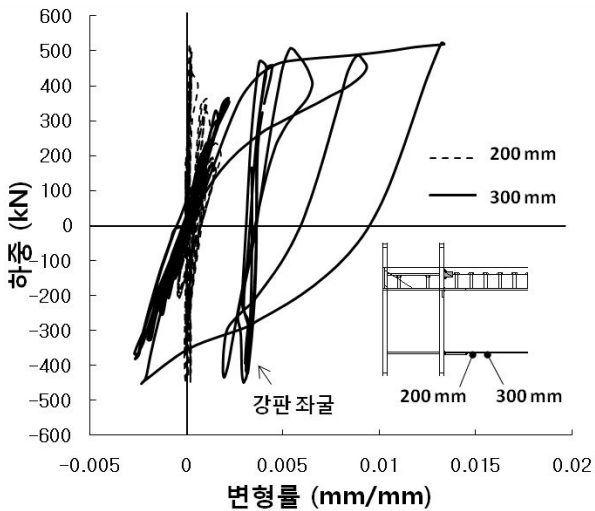


(b) 패널존

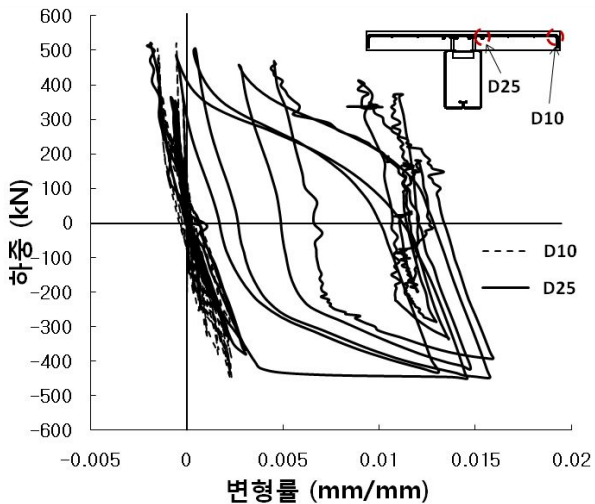
그림 9. S3의 기둥 플랜지 및 패널존의 변형률



부 플랜지와 슬래브 철근의 변형률을 보여준다. 그림 10(a)는 접합면에서 200mm, 300mm 떨어진 위치에서의 하부 플랜지 변형률을 나타낸다. 200mm 지점에서는 하부 플랜지가 탄성거동을 보였으며, 300mm 지점의 하부 플랜지는 강판 좌굴 및 큰 소성변형과 에너지 소산량을 보여주었다. 이는 초기 설계 의도대로 하부 플랜지 보강에 의해 소성힌지가 접합면에서 떨어져서 발생하였음을 나타낸다. 그림 10(b)는 소성힌지 예상 발생지점인 기둥면에서 250mm 떨어진 위치에서의 슬래브 철근 변형률을 보여준다. 기둥 플랜지 내에 위치하는 D25 철근은 큰 소성변형과 에너지 소산량을 보여주었다. 반면에 D10 철근은 T형보의 유효폭내에 있음에도 불구하고 최대 변형률이 0.0023으로 항복에만 도달하고 소성변형은 발생하지 않았다. 이는 소성거동에서는 슬래브 철근의 휨인장력이 불균등하게 분포됨을 의미하며, S2, S3에서도 동일한 변형률 변화를 보였다.



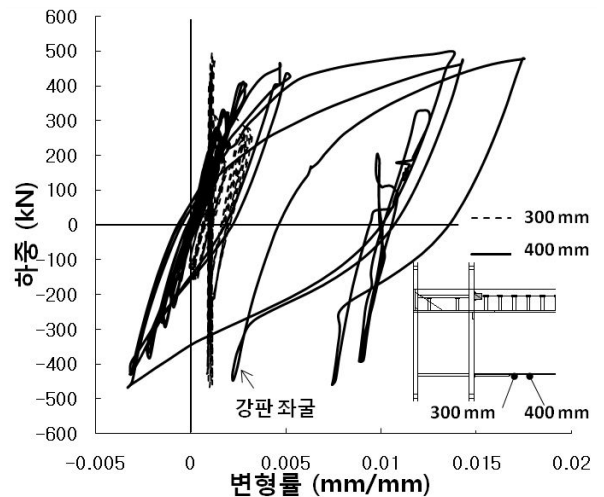
(a) 하부 플랜지 (기둥 표면에서 200mm, 300mm 위치)



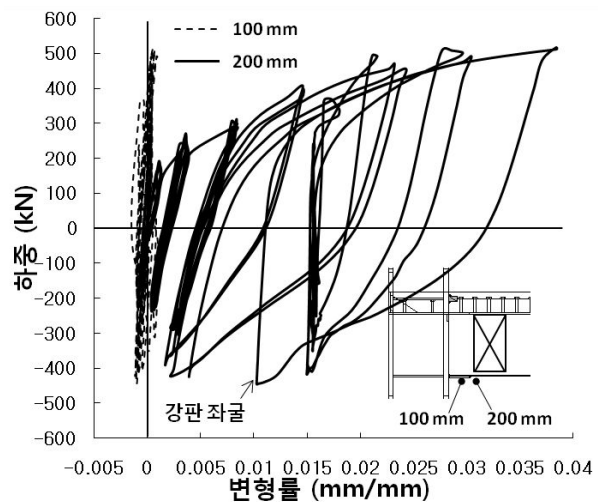
(b) 슬래브 철근 (기둥 표면에서 250mm 위치)

그림 10. S1의 철근 및 보 강판의 변형률

그림 11은 실험체 S2, S3에 대해 변형률 게이지로 측정된 하부 플랜지의 변형률을 보여준다. 그림 11(a)는 S2 접합면에서 300mm, 400mm 떨어진 위치에서의 하부 플랜지의 변형률을 나타낸다. 300mm 지점에서는 탄성거동을 보였으며, 400mm 지점에서 강판의 좌굴 및 소성거동을 보였다. 이는 S1과 유사하게 하부 플랜지 보강판이 끝나는 지점에서 150mm정도 떨어진 지점(S1: 보강길이= 150mm, 좌굴위치 = 300mm, S2: 보강길이= 250mm, 좌굴위치= 400mm)에서 강판 좌굴로 인한 소성힌지가 발생하였음을 나타낸다. 그림 11(b)는 S3 접합면에서 100mm, 200mm 떨어진 위치에서의 하부 플랜지의 변형률을 나타낸다. S1과 동일한 보강상세임에도 불구하고 200mm 지점에서 하부플랜지 강판 좌굴 및 소성거동이 발생하였다. 이는 200mm 지점에서 보채움콘크리트 단면적 감소로 인하여 부모멘트의 중립축이 올라감에 따라 하부플랜지에 더 큰 압축 변형률로 인하여 좌굴이 200mm 지점에서 더 쉽게 발생했기 때문이다.



(a) S2 (기둥 표면에서 300mm, 400mm 위치)



(b) S3 (기둥 표면에서 100mm, 200mm 위치)

그림 11. S2, S3의 보 강판의 변형률

## 5. 결론

U형 단면을 갖는 강재보의 일종인 TSC 합성보와 철골기둥 접합부의 내진성능을 연구하였다. TSC 강재보는 채움콘크리트, 슬래브콘크리트 및 슬래브철근과 합성작용을 하도록 설계되었으며, 강재기둥으로서는 H형강 기둥을 사용하였다. 주기하중을 받는 보-기둥 접합부의 변형능력을 최대화하기 위하여 취성파단, 콘크리트의 압괴 등 다양한 한계상태를 제어할 수 있도록 상세를 설계하고 제작하였다. 450mm 축의 TSC 보를 사용한 실험크기의 접합부 상세가 각기 다른 3개의 실험체에 대하여 주기하중에 대한 실험을 실시하였다. S1은 TSC보 플랜지 상하부를 보강판으로 보강하고 완전합성 상세를 적용하였으며, S2는 폭이 늘어난 보강판으로 보강하고 부분합성 상세를 적용하였다. S3는 S1과 동일한 상세를 사용하였으며, 접면에서 200mm 떨어진 지점에 스티로폼을 삽입하여 채움 콘크리트 단면적을 감소시켰다. 이로 인하여 실험체에서 소성힌지는 접합면에서 200mm~400mm 떨어져서 발생하였다. 실험 결과는 다음과 같이 요약할 수 있다.

- (1) 모든 실험체는 강기둥-약보, 강한 패널존 개념으로 설계되어 기둥과 패널존은 탄성상태로 거동하였으며, 보에서 소성힌지가 발생하였다. 이로 인하여 접합부는 우수한 에너지소산 능력을 나타내었다.
- (2) 모든 실험체는 2% 변위각에서 현행기준으로 예측된 예상 강도를 초과하는 하중 재하능력을 나타냈다. 실험체 S1과 S3는 회전각 4% 이상의 변형능력을 나타냈으며, 보 단부 소성회전각은 3% 이상이었다.
- (3) TSC 하부 플랜지에서 큰 소성변형이 발생하였으며, 최종 파괴모드는 실험체의 파괴는 보강단부 용접부 근처의 모재(하부 플랜지)의 저사이클피로에 의한 파단에 의하여 발생하였다.
- (4) 속채움콘크리트는 TSC보에 사용된 6mm 강판의 조기 좌굴을 억제하여 3% 이상의 회전각에서도 하중재하능력을 유지하였다.
- (5) 소성힌지 구간내에 배치한 횡구속철근은 슬래브 철근의 좌굴 및 이로 인한 파단을 방지하였다.
- (6) 부분합성으로 설계한 실험체 S2의 경우 3% 회전각이후 정모멘트 작용시 하부 플랜지의 파단으로 급격한 강도저하가 발생하였다. 이의 원인에 관해서는 부분합성의 영향, 용접열영향, 노치효과, 저사이클피로 등이 복합된 것이다. 노치효과가 발생하지 않는 실험체 S1이나 S3의 상세를 사용하면서 80% 부분합성을 한다면, TSC 합성보의 변형능력을 증가시킬 가능성이 있으며, 이에 관한 좀 더 심도있는 보완연구가 요청된다.

위와 같은 실험결과를 본 연구에서 적용한 세가지 상세 중 실험체 S1의 상세가 가장 단순하면서도 우수한 변형능력을 발휘할 수 있음을 나타내고 있다. S1의 상세는 4% 이상의 변형능력과 3% 이상의 소성변형능력을 보여주어 이 상세를 사용한 TSC보-H형강 기둥 접합부의 내진성능이 KBC 2009 및 AISC 341의 요구조건을 만족하므로 특수모멘트골조로서 사용될 수 있음을 나타내고 있다. 그러나 다른 상세의 합성보를 사용하는 경우에는 추가적인 실험연구가 필요하다.

## 감사의 글

본 연구는 (주)센벡스 및 센구조연구소의 지원 및 중소기업청의 “2010년도 산학연 공동기술개발사업”의 일련으로 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

## 참고 문헌

- 김성배, 함정태, 이창남, 김상섭(2006) SRC 기둥-TSC 보접합부의 거동에 관한 연구, 대한건축학회논문집, 대한건축학회, 제22권, 제6호, pp.55-62.
- 대한건축학회(2010) 건축구조기준 및 해석 (KBC 2009) 기문당.
- 황현중, 박홍근, 이철호, 박창희, 이창남, 김형섭, 김성배 (2011) 콘크리트채움 U형 강재보 - 콘크리트 기둥 접합부의 내진성능, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제23권, 제1호, pp.83-97.
- American Concrete Institute (ACI). (2008) Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary, ACI Committee 318.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2005) *Seismic provisions for structural steel buildings*, Chicago.
- Anderson, D. and Najafi, A.A. (1994) Performance of Composite Connections: Major Axis End Plate Joints, *Journal of Constructional Steel Research*, ELSEVIER, Vol. 31, No. 1, pp.31-57.
- Leon, R.T. (1990) Semi-Rigid Composite Construction, *Journal of Constructional Steel Research*, ELSEVIER, Vol. 15, No. 1, pp.99-120.
- Leon, R.T. (1998) Composite connections, *Structural Engineering and Materials*, Construction Research Communications, Vol. 1, No. 2, pp.159-169.
- Park, R. (1988) State-of-the Art Report: Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing, *Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 8, pp.605-616.
- Vasdravellis, G., Valente, M., and Castiglioni, C.A.

(2009) Dynamic response of composite frames with different shear connection degree, *Journal of Constructional Steel Research*, ELSEVIER, Vol. 65, No. 10, pp.2050-2061.

Xiao, Y., Choo, B.S., and Nethercot, D.A. (1994) Composite Connections in Steel and Concrete. I.

Experimental Behavior of Composite Beam-Column Connections, *Journal of Constructional Steel Research*, ELSEVIER, Vol. 31, No. 1, pp.3-30.

(접수일자 : 2011. 1. 3 / 심사일 2011. 1. 5 /  
심사완료일 2011. 5. 20)