

SRC 기둥-H 형강보 접합부의 전단강도 및 이력거동

Shear Strength and Hysteretic Behavior of SRC Column to Steel Beam Joints

이 승 준¹⁾ · 김 원 기²⁾ · 서 동 훈³⁾
Lee, Seung Joon Kim, Won Ki Seo, Dong Hoon

요 약 : 접합부 패널존의 거동에 영향을 줄 수 있는 변수를 고려하여 SRC 기둥-H형강보 접합부의 역학적 특성에 대해 실험적 연구를 하였다. 7개의 시험체를 제작하여 실험을 수행하였으며 실험으로부터 접합부의 전단강도와 이력거동을 조사하였고 파괴형태에 대하여 분석하였다. 접합부의 이력거동은 약간의 핀칭을 보이는 안정된 거동을 보였다. 이력거동은 최대하중에 도달한 후 변위를 증가할 때 내력이 감소하는 거동을 보였다. 접합부 패널존의 전단강도는 접합부내의 콘크리트 유효면적이 증가함에 따라 증가함을 보였다. 접합부 패널존의 전단강도는 철골기둥 웹의 항복강도, 패널존내의 철골기둥 플랜지의 소성휨강도 그리고 유효콘크리트의 전단강도의 합으로 표현되며 실험결과는 이러한 접합부의 전단강도와 근사한 값을 보였다.

ABSTRACT : To investigate the shear strength and hysteretic behavior of SRC column to H steel beam joints, seven cruciform specimens were fabricated and tested. The test specimens showed stable hysteresis behavior with a little pinching. The strength decreased with increase in deflection after the specimens reached at the maximum strength. The shear strength of panel zones increased with increased in the concrete amount of SRC column sections. The shear strength may conservatively be estimated by the sum of shear yielding strength of steel column web, plastic bending strength of steel column flange and ultimate shear strength of concrete in the panel zone.

핵심용어 : 접합부, 전단강도, 이력거동, SRC기둥, 철골보, 패널존

KEYWORDS : joint, shear strength, hysteresis behavior, SRC column, steel beam, panel zone

1) 정희원, 아주대학교 환경·도시공학부 교수, 공학박사
2) 정희원, 호서대학교 건축학부 교수, 공학박사
3) 아주대학교 대학원 건축학과 석사과정

본 논문에 대한 토의를 1997년 9월 30일까지 학회로 보내주시면, 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서 론

건축물에서 기둥의 구조계획에 의한 공간의 유용성을 높이기 위해 기둥구조는 철골과 철근콘크리트를 합성한 철골철근콘크리트기둥(이하 'SRC기둥'이라 함)을 많이 채택하고 있으며 이러한 SRC기둥은 철골과 콘크리트의 구조적 특성이 잘 조합되어 다른 구조부재에 비하여 내력 및 내진성능등에 유리하다. 그런데 이러한 구조물에 지진 등에 의한 수평하중이 작용하면 기둥-보 접합부에 매우 큰 전단력이 발생하게 되고 접합부의 거동은 구조물 전체의 강성과 내력에 크게 영향을 줄 수 있다.

SRC기둥과 철골보 접합부에서 철골부분과 철근콘크리트 부분이 공동으로 접합부에 발생한 큰 전단력을 저항하게 됨을 기존의 실험결과^(7,9)에서 알 수 있다. 그러나 철골부분의 거동은 비교적 많은 연구결과⁽¹⁾에 의하여 명확하게 밝혀진 반면에 철근콘크리트 패널존의 저항내력에 대하여는 확실히 알려져 있지 않다. 과거 연구내용⁽¹⁾을 보면 철골기둥-보 접합부 거동은 접합부의 전단내력이 기둥웹의 항복과 변형강화 그리고 기둥플랜지의 휨에 의해 결정되었다. 그리고 연성이 매우 크고 이력거동도 안정됨을 보였다. 한편 철근콘크리트 기둥-보 접합부 전단강도는 띠철근과 기둥에 연결된 보의 폭을 증가할 때 패널존의 전단강도가 증가하는 것으로 나타났다.^(7,9) 그러나 이력거동은 핀칭(pinching)을 보여 해석모델을 쉽게 형성하지 못했다. 합성기둥-합성보 접합부의 거동은 철골기둥 웹의 전단강도와 콘크리트 패널존의 전단강도를 합한 것을 합성접합부의 전단내력으로 산정하였다. 그러나 매개변수에 의한 해석적 연구결과와 실험적 연구결과는 상당한 차이를 보이고 있다.

콘크리트 패널존의 전단에 대한 저항력은 기둥-보 접합부를 구성하는 기둥의 폭 B_c 와 보의 폭 B_b 의 치수가 기둥-보 접합부의 접속부분을 구속하여 그 거동에 크게 영향을 줄 수 있다. 연구논문⁽⁷⁾에 의하면 기둥-보 접합부 패널존의 전단내력

에 영향을 주는 패널존의 콘크리트부분은 기둥의 폭과 보의 폭의 평균값에 의존함을 볼 수 있다.

본 연구에서는 콘크리트 패널존에 영향을 줄 수 있는 접합부의 변수를 고려하여 기둥-보 접합부의 역학적 특성에 대해 실험적 연구를 하였다.

2. 실험계획 및 실험

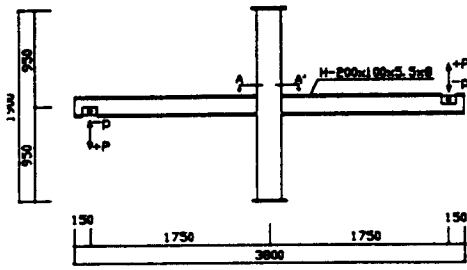
2.1 시험체 설계 및 제작

시험체의 형상은 접합부에 발생하는 전단내력을 평가하기 위해 '약보-강기둥' 형식의 보-기둥 십자형(+) 접합부 모델로 접합부 패널존에서 파괴가 유도되도록 계획하였으며, 형상 및 치수는 그림 1과 표 1에 있다. 여기서 표 1의 기둥의 치수는 실측 치수이다. 실험의 주요변수로는 (1)콘크리트 기둥 크기의 변화, (2)기둥에서의 주철근비의 변화, (3)패널존 내에서의 기둥 타이바의 설치 유무, (4)기둥에서의 축력 유무 그리고 (5)하중의 형태(단조하중,반복하중)로 구분된다. 시험체의 구성부재로 기둥 단면은 H-125×125×6.5×9, 보 단면은 H-200×100×5.5×8의 압연 H형강(SS400)을 사용하였다. 콘크리트의 28일 압축강도(F_c)는 240 kg/cm²으로 계획하였다.

표 1에 보이는 바와 같이 시험체는 총 7개를 제작하였다. 시험체 TEST#2를 기준으로 TEST#1은 단조하중의 영향, TEST#3과 TEST#4는 기둥의 콘크리트 단면의 변화, TEST#5는 기둥에 재하

표 1. 시험체의 명칭 및 치수

시험체명	Dc (mm)	Bc (mm)	주근비 (%)	구분		
				기둥 축력	재하 방법	패널존내 타이바설치
TEST#1	240	250	0.85 (4-D13)	무	단조	무
TEST#2	245	245	0.85 (4-D13)	무	반복	무
TEST#3	245	200	1.04 (4-D13)	무	반복	무
TEST#4	305	245	0.68 (4-D13)	무	반복	무
TEST#5	245	245	0.85 (4-D13)	유	반복	무
TEST#6	240	240	0.88 (4-D13)	무	반복	유 (3-D6)
TEST#7	241	241	2.62 (12-D13)	무	반복	무



A - A' SECTION

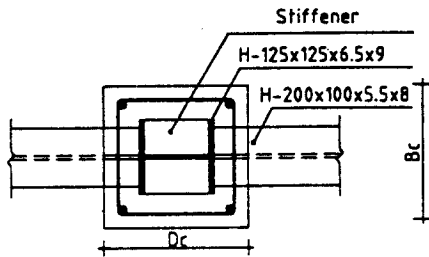


그림 1. 시험체의 형상

되는 압축력의 영향, TEST#6은 패널존내의 타이바의 영향 그리고 TEST#7은 기둥의 주철근의 증가에 따른 영향을 조사하고자 하였다.

2.2 재료의 강도

접합부 시험체를 구성하는 강재와 콘크리트의 재료에 대한 실험 결과는 표 2와 표 3과 같다. 강재의 인장시편은 플랜지와 웨브로부터 각각 3개의

표 2. 강재의 인장실험 결과

시험체명	플랜지			웨브			
	Fy (ton/cm ²)	Fu (ton/cm ²)	Fy / Fu	Fy (ton/cm ²)	Fu (ton/cm ²)	Fy / Fu	
보	3.26	4.34	0.75	3.93	4.70	0.84	
기	TEST#1	2.91	4.04	0.72	3.52	4.23	0.83
	TEST#2	2.92	4.14	0.71	3.56	4.10	0.87
	TEST#3	3.05	4.21	0.72	3.60	4.41	0.82
	TEST#4	2.81	4.01	0.70	3.73	4.25	0.88
둥	TESR#5	2.89	4.09	0.71	3.77	4.48	0.84
	TEST#6	3.03	4.21	0.72	3.82	4.48	0.85
	TEST#7	3.12	4.29	0.73	3.93	4.75	0.83

인장시편을 제작하여 실험하였다. 표 2에 보이는 바와 같이 인장강도는 플랜지와 웨브가 유사하였으나 항복강도는 웨브가 크게 나타났다. 따라서 항복비 F_y/F_u 는 보와 기둥 모두 플랜지보다 웨브가 더 크게 나타났다. 연신율은 플랜지의 경우 보가 27.86%, 기둥이 23.2%로 나타났으며 웨브의 경우 보가 17.07%, 기둥이 15.9%로 나타났다.

표 3. 콘크리트의 28일 압축강도실험 결과

시험체명	TEST						
	#1	#2	#3	#4	#5	#6	#7
압축강도 (kg/cm ²)	251	270	253	269	257	248	278

표 3은 콘크리트의 28일 압축강도를 보여준다. 실험결과 콘크리트의 28일 압축강도는 설계기준강도를 약 8.7% 상회하는 것으로 나타났다.

2.3 실험방법 및 측정

실험은 그림 2와 같이 시험체 기둥의 상하단에 힌지(Hinge)를 사용하였으며 이는 상, 하층의 기둥 중간높이에 반곡점이 있다고 가정하였다. 보의 양단부에도 회전이 일어날 수 있도록 가력용 힌지를 부착하였다. 보단부에 재하되는 하중은 단조하중과 반복하중으로 구별된다. 하중은 탄성범위내에서는 하중의 크기에 의해 제어하였고 비탄성범위에서는 보단부의 변위에 의해 제어하였다. 시험체 TEST#5의 경우 SRC기둥에 단면내력($P_u = A_s F_c + A_s F_y$)의 40%로 일정축력을 재하한 상태에서 보단부의 하중을 점진적으로 증가시켰다. 그림 3은 시험체의 실험전경을 보여주고 있다. 시험체는 기둥이 수평이 되게 설치하였다. 하중재하장치는 30ton 용량의 유압잭과 유압펌프, 150ton 용량의 유압잭으로 구성하였다.

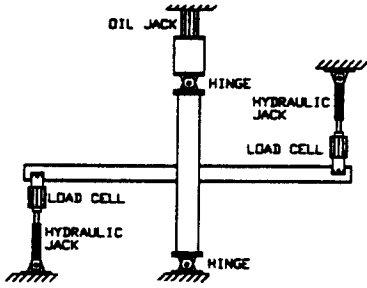


그림 2. 시험체의 가력 및 측정상황



그림 3. 시험체의 실험전경

그림 4는 시험체의 보단부에 가해지는 반복하중의 프로그램을 나타낸다. 탄성영역과 비탄성영역으로 구분된다. 탄성영역에서는 우선 시험체의 탄성한계(P_y)를 예측한다. 이 탄성한계를 5개의 단계($P_y/5$)로 나누어 탄성범위에서의 하중 증가량으로 정한다. 이렇게 5단계의 재하가 끝난후에 하중의 증가는 보단부의 변위크기에 의해 제어된다. 탄성한계의 하중(P_y)을 재하하였을 때의 변형(Δ_y)

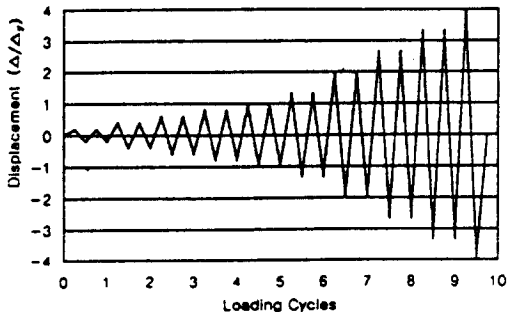


그림 4. 하중재하 프로그램

이 비탄성영역에서의 변형의 증가량이 된다. 각 단계는 탄성영역에서와 같이 반복되며 실험은 시험체에 파괴가 일어날 때까지 계속 수행한다.

시험체에 대한 실험결과를 측정하기 위하여 다음과 같은 측정기를 설치하였다. 보 단부에는 재하되는 하중의 크기를 측정하기 위해 20ton용량의 로드셀(Load Cell)을 사용하였고, 기둥에 재하되는 하중은 압력계를 사용하여 측정하였다. 보단부의 변위와 지점의 이동을 측정하기 위해 변위측정기를 설치하였다.

또한 접합부 패널존의 전단변형을 측정하기 위해 그림 5와 그림 6에 보이는 것과 같이 패널존의 대각선 방향으로 특수 제작된 변위측정기를 설치하였다. 그리고 접합부 부위에서 보와 기둥의 플랜지 및 패널존의 변형률을 측정하기 위해 많은 수의 스트레인 게이지를 부착하였다.

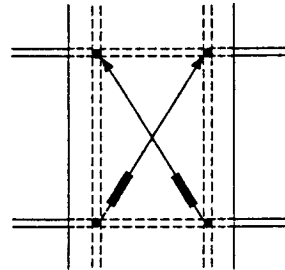


그림 5. 패널존 전단변형 측정기 계획

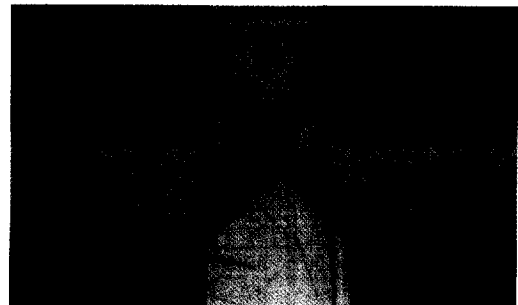


그림 6. 패널존 전단변형 측정기 설치 전경

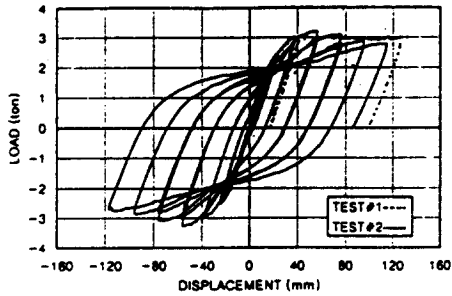


그림 7. 하중-변위곡선

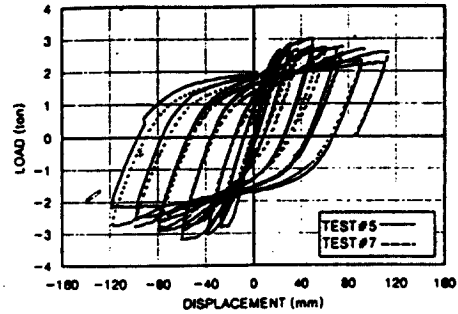


그림 8. 하중-변위곡선

3. 실험결과

3.1 하중-변위곡선

그림 7은 동일하게 제작된 TEST#1과 TEST#2의 하중-변위 곡선을 보여주고 있다. TEST#1은 단조하중을 재하한 경우의 하중-변위곡선을 보여주고 있는데, 하중-변위곡선은 전체적으로 탄성-완전소성의 형태를 보였다. TEST#1은 약 2.2ton에서 패널존에 콘크리트의 균열 발생이 시작되었고 기울기는 감소하기 시작하여 3.02 ton에서 최대하중에 도달하였다. 뚜렷한 소성상태를 보인 후 하중의 감소없이 변형은 계속 증가하였다. TEST#2는 반복하중을 재하한 경우의 하중-변위곡선을 보여주고 있는데, 반복하중을 받는 다른 시험체의 하중-변위곡선도 TEST#2의 하중-변위곡선과 유사한 형태를 보였다. 전체적으로 반복하중-변위곡선은 약간의 편칭을 보이고 있으며 안정된 이력거동을 보였다. 다만 반복하중을 받을 때 하중은 변위가 약 55mm일 때까지 지속적으로 증가하였으나 그 후 변위가 증가함에 따라 하중이 감소하였다. 그러나 이러한 하중의 감소현상은 시험체에 따라 차이를 보였다. 그림 8은 이러한 현상을 보인 TEST#5와 TEST#7의 하중-변위 곡선을 비교하여 보여주고 있다. TEST#5의 경우 최대하중에 도달한 후 변위가 증가할 때 하중이 가장 크게 감소하는 현상을 보였다.

그림 9와 그림 10은 하중의 각 사이클마다 최대값의 하중-변위를 연결한 곡선을 보여주고 있다. TEST#2를 기준으로 다른 시험체의 결과를 좀 더 명확하게 비교하기 위해 2개의 그림으로 나누었다. TEST#4에 가장 큰 하중을 재하하였음을 볼 수 있다. 그리고 그림에서 TEST#5가 최대하중에 도달한 후의 하중의 감소가 가장 컸으며 TEST#7은 하중의 감소가 가장 작은 하중-곡선을 보이고

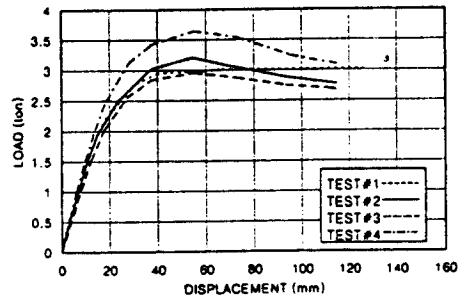


그림 9. 하중-변위곡선

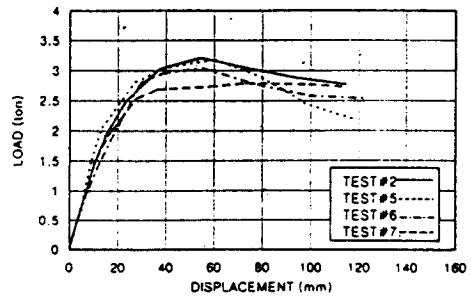


그림 10. 하중-변위곡선

있음을 또한 알 수 있다. 기타 시험체의 경우 하중은 유사한 감소량을 보였다. 표 4는 각 시험체에 재하된 최대하중과 최대하중시의 변위를 나타내고 있다.

표 4. 시험체의 최대하중과 최대변위

시험체명	TEST						
	#1	#2	#3	#4	#5	#6	#7
최대하중 (ton)	3.02	3.27	2.96	3.65	3.18	3.04	2.79
최대변위 (mm)	126.0	54.7	55.4	55.1	60.3	55.2	73.0

3.2 패널존의 전단력-전단변형 곡선

그림 11 - 그림 14는 각 시험체의 패널존의 전단력-전단변형의 곡선을 보여주고 있다. 그림 11은 동일하게 제작된 TEST#1과 TEST#2의 패널존의 전단력-전단변형 곡선을 비교하여 보여주고 있다. TEST#1의 경우 전체적으로 하중-변위곡선

과 유사한 형태로서 탄성-완전소성의 형태를 보였다. TEST#1은 30.7ton의 전단력에서 균열의발생이 시작되었고 기울기가 감소하기 시작하여 46.5ton에서 최대전단력에 도달하였다. 그 후 소성상태를 보이며 전단력의 증가없이 변형은 계속 증가하였다.

반복하중을 받은 패널존의 전단력-전단변형 곡선은 그림 11과 그림 12에 보이는 바와 같이 2가지 경우로 분류할 수 있다. 한가지는 TEST#2, #3 그리고 #4의 경우인데 정(+)방향의 전단력을 받는 경우와 부(-)방향의 전단력을 받을 때의 이력곡선이 유사한 형태를 보이는 시험체의 실험결과이다. 그러나 TEST#5, #6 그리고 #7은 전단력-전단변형 곡선이 한 방향으로 치우치는 현상을 보였다. 그림 12는 이러한 현상을 보인 TEST#3과 TEST#6의 전단력-전단변형 곡선을 비교하여 보여주고 있다. 그림 13과 그림 14는 7개 시험체에 대한 패널존의 전단력-전단변형을 각 싸이클마다 최대하중점을 연결한 곡선을 비교하여 보여주고 있으며 표 5는 최대전단력과 최대전단변형을 보여주고 있다.

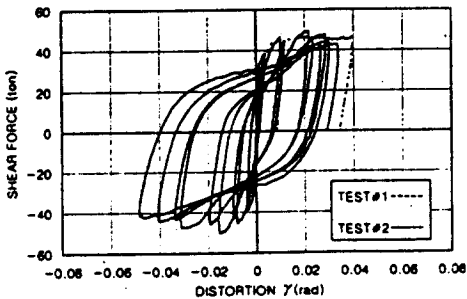


그림 11. 패널존의 전단력-전단변형 곡선

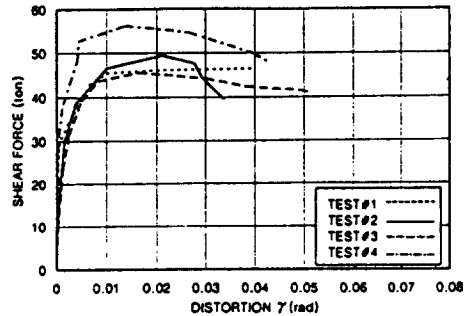


그림 13. 패널존의 전단력-전단변형 곡선

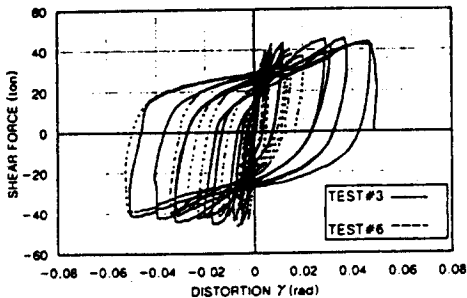


그림 12. 패널존의 전단력-전단변형 곡선

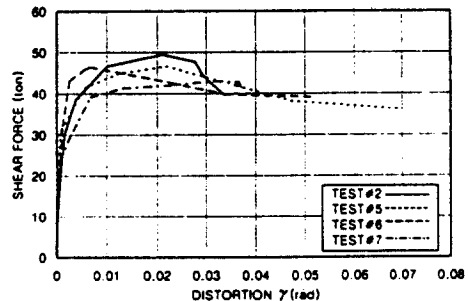


그림 14. 패널존의 전단력-전단변형 곡선

표 5. 패널존의 전단강도 및 최대변형

시험체명	TEST						
	#1	#2	#3	#4	#5	#6	#7
최대전단력 (ton)	46.5	50.3	45.6	56.2	46.6	46.5	43.0
최대전단 변형(rad)	0.043	0.048	0.051	0.043	0.070	0.052	0.037

3.3 시험체의 균열진전 및 파괴형태

그림 15는 실험종료후에 단조하중을 받은 TEST#1의 균열파괴 상황을 보여주고 있다. 부(-)방향으로 하중을 가했을 때 전단변형이 시계방향으로 생기기 때문에 균열은 패널존의 중앙부에서 한쪽 대



그림 15. TEST#1의 패널존 균열상태

각선 방향으로, 기둥부에서는 주철근의 방향으로 진행되었다. 그림 16은 실험종료후에 반복하중을 받은 TEST#7의 균열파괴 상황을 보여주고 있는데, 균열방향은 양쪽 대각선 방향으로 대칭적으로 진행되었다. 반복하중을 받은 다른 시험체의 패널존 콘크리트 균열파괴 형태는 이 사진의 형태와 매우 유사하였다.

그림 17은 기둥에 일정한 압축력을 재하하고 보단부에 반복하중을 재하한 TEST#5의 균열파괴 상황을 보여주고 있다. 패널존의 콘크리트가 균열한 후에 기둥의 주철근이 좌굴하는 현상을 나타냈다. 전체적으로 시험체의 총변형은 패널존의 전단변형에 크게 의존하고 있음을 알 수 있었다.

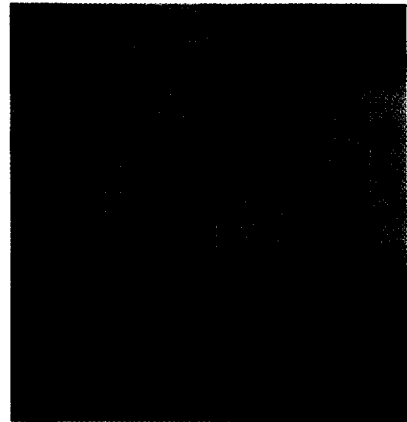


그림 17. TEST#5의 패널존 균열상태

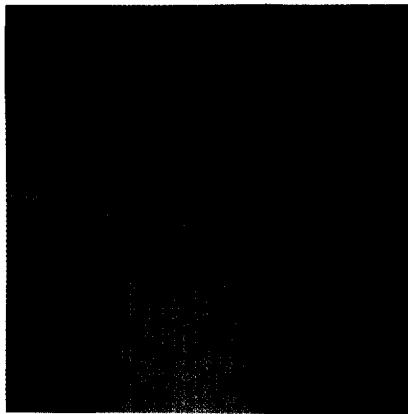


그림 16. TEST#7의 패널존 균열상태

4. 실험결과의 고찰

4.1 시험체의 이력거동

표 6은 TEST#2를 기준으로 정하고 TEST#2의 최대하중과 각 시험체의 최대하중을 비교하여 보여주고 있다. 또한 각 시험체에 대하여 최대하중에 도달한 후 변위가 증가함에 따라 하중이 감소하는 것을 비교하기 위해 최대하중과 최종단계의 하중의 차이를 최대하중시의 변위와 최종단계의 변위의 차이로 나눈 감소기울기를 비교하여 보여

주고 있다.

단조하중시와 반복하중시의 강도값을 비교하면 TEST#1의 최대하중은 TEST#2의 최대하중보다 7.7% 작았다. 그리고 하중-변위곡선을 비교하면 TEST#1은 전체적으로 완전 탄성-소성의 거동을 보였으나 TEST#2는 약간의 편칭을 보이며 안정된 이력거동을 보였다.

시험체의 형상에 따른 거동의 비교는 표 6에 나와있는 시험체의 최대하중과 하중감소를 통해 할 수 있다. 패널존의 콘크리트 기둥의 크기가 미치는 영향을 보면, 콘크리트 기둥의 춤 D_c 을 줄인 TEST#3의 최대하중은 TEST#2의 최대하중보다 10.38% 작게 나왔고 TEST#3의 감소기울기는 TEST#2의 감소기울기보다 0.53배 작았음을 알 수 있다. 그리고 콘크리트 기둥의 춤 D_c 을 크게한 TEST#4의 최대하중은 TEST#2의 최대하중보다 11.6% 크게 나왔고 TEST#4의 감소기울기는 TEST#2와 유사함을 보였다. 기둥에 작용하는 압축력의 영향을 보면 TEST#5의 최대하중은 TEST#2의 최대하중보다 2.77% 작게 보였으며 TEST#5의 감소기울기는 TEST#2보다 매우크게(1.87배) 나타났다. 이 시험체에 작용한 압축력은 항복압축력의 40%로서 매우 큰 압축력이다. 따라서 기둥의 압축력은 접합부의 최대내력을 증가하기보다는 다소 감소시키는 작용을 하였다고 할 수 있다. 패널존의 타이바 유무에 따른 영향을 보면 TEST#6의 최대하중이 TEST#2보다 7.64% 작게 나타나 예상한 것과는 반대의 현상을 보였으며 추후 보완적인 실험연구가 필요하다고 생각된다. 기둥 주근비의 변화에 따른 영향을 살펴보면 TEST#7의 최대하중이 TEST#2의 최대하중보다 16.96% 작게 나타나 주철근의 양이 접합부의 내력을 저하시키는 것

으로 나타났다. 주철근의 양이 접합부의 강도에 미치는 영향에 대하여도 추후 추가적인 연구가 필요하다고 하겠다.

4.2 패널존의 전단강도

표 7은 각 시험체 패널존의 최대 전단강도를 이론적인 전단강도와 비교하여 보여주고 있다. SRC기둥의 패널존의 전단강도는 다음 식(1)과 같이 철골부분의 전단강도와 콘크리트 부분의 전단강도를 합한 전단강도로서 제시할 수 있다.

$$V_{pu} = \frac{A_w}{\sqrt{3}} F_y + 8 \frac{M_{bf}}{d_b} + \tau_u A_{ec} \quad (1)$$

여기서 A_w : 철골기둥의 웨브면적

F_y : 철골기둥 웨브의 항복강도

M_{bf} : 철골기둥 플랜지의 소성휨강도

$$= \frac{b_c t_f^2}{4} F_{yf}$$

d_b : 철골보의 춤

τ_u : 콘크리트의 전단강도

A_{ec} : 콘크리트 패널존의 유효면적

상기 식(1)의 첫 번째 항은 철골기둥 웨브의 전단항복강도이고, 두 번째항은 철골기둥 패널존의 주위에 있는 플랜지의 소성휨강도에 의한 전단강도의 증가함을 나타내며 마지막 항은 전단에 유효한 패널존의 유효콘크리트가 나타내는 전단강도이다. 여기서 콘크리트의 전단강도는 $0.4F_c$ 이고 콘크리트 패널존의 유효폭은 기둥 폭의 1/2이며 유효춤은 기둥 주철근사이의 간격이다.

표 7. 시험체 패널존의 전단강도 비교

표 6. 시험체의 최대하중과 하중감소 비교

시험체명	TEST						
	#1	#2	#3	#4	#5	#6	#7
P_{nux}	0.923	1.0	0.906	1.116	0.973	0.929	0.855
$P2_{nux}$	0.721	0.917	0.485	0.925	1.716	0.736	0.158

시험체명	TEST						
	#1	#2	#3	#4	#5	#6	#7
(1) 시험체 전단강도	46.5	50.3	45.6	56.2	46.6	46.5	43.0
(2) 이론적 전단강도	42.7	45.0	39.6	53.5	44.7	43.3	46.6
(1) / (2)	1.09	1.12	1.15	1.05	1.04	1.07	0.93

5. 결 론

참 고 문 헌

본 연구에서 실험된 7개의 시험체에 대한 실험 결과를 조사한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다. 다만 실험변수에 비해 시험체의 수가 적어서 제한된 시험체에 대한 결론이다.

(1) SRC 기둥 - H 형강보 접합부 거동은 반복 하중을 재하하는 경우 단조하중을 재하하는 경우보다 강도가 다소 증가함을 보였다.

(2) 하중-변위곡선의 이력거동은 안정된 거동을 보였으나 최대하중에 도달한 후 변위의 증가에 따라 하중이 감소하는 경향을 보였다. 그리고 철골 기둥에 비해 콘크리트의 양이 증가하면서 편칭이 더욱 뚜렷하게 나타났으며 기둥에 큰 압축력을 재하한 경우 패널존부분의 기둥 주철근이 좌굴하면서 편칭현상이 커졌다.

(3) 패널존은 전단력이 증가함에 따라 콘크리트의 균열이 대칭적으로 대각선 방향으로 발생하였다. 패널존의 이력거동은 하중의 증가에 따라 먼저 발생한 콘크리트의 균열에 따라 한 쪽으로 치우치는 현상을 보였다.

(4) 패널존의 전단강도는 기둥의 콘크리트 양이 증가함에 따라 증가함을 보였다. 패널존의 전단강도는 철골기둥의 웨브의 전단항복강도, 철골기둥 플랜지의 소성휨강도 그리고 콘크리트 유효면적의 전단강도의 합으로 안전적으로 표현된다.

(5) 패널존의 전단강도를 증가하는 것으로 알려진 기둥의 압축력과 타이바의 영향은 반대로 전단강도를 감소하는 것으로 나타났다. 좀더 보완적인 연구가 필요하다고 판단된다.

감사의 글

이 논문은 1994년도 한국학술진흥재단의 공모 과제 연구비에 의해 연구되었음.

- (1) Krawinkler, H., Bertero, V. V. and Popov, E. P.: 1975.11, Shear Behavior of Steel Frame Joints, J. of the Structural Division, ASCE Vol.101, No ST11, pp2317-2336
- (2) ACI-ASCE Committee 352: 1985. May, Recommendations for Design of Beam Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, ACI Journal, Title No.82-23, pp266-283.
- (3) Deierlein, G. G., Sheikh, T. M., Yura, J. A. and Jirsa, J. O.: 1989.11, Beam-Column Moment Connections for Composite Frames: part 2, J. of the Structural Division, ASCE Vol.115, No.11, pp2877-2896.
- (4) Sheikh, T. M., Deierlein, G. G., Yura, J. A. and Jirsa, J. O.: 1989.11, Beam-Column Moment Connections for Composite Frames: part 1, J. of the Structural Division, ASCE Vol.115, No.11, pp. 2858-2876.
- (5) Matsui, C., Hamao, A. and Wakabayashi, M.: 1987.5, Strength and Behavior of SRC Beam-to-Column Connections Using High-Strength Steel, International Symposium on Composite Steel Concrete Structures, Bratislava, Vol.2, pp.27-30
- (6) Minami, K.: 1985, Beam to Column Stress Transfer in Composite Structures, Composite and Mixed Constructions, Edited by Roeder, C.W. pp. 215-226.
- (7) Nishimura, Y., Minami, K. and Wakabayashi, M.: 1986.7, Shear Strength of Composite Steel and Reinforced Concrete Beam-to-Column Connections, Trans. Architectural Institute of Japan, 365, pp87-98, (in Japanese)
- (8) Lee, S. J. and Lu, Le-Wu.: 1989.8, Cyclic Tests of Full Scale Composite Joints Subassemblies, J. of the Structural Engineering, ASCE Vol.115, No.8
- (9) Kim, W.: 1991, Seismic-Response Analysis and Design of Composite Building Structures, Ph.D. Thesis, Lehigh University

(접수일자 : 1997. 5. 19)