

다양한 웨브강판 상세에 따른 골조강판벽의 구조성능

Structural Capacity of Steel Plate Walls According to Various Infill Plate Details

박 홍 근¹⁾ · 최 인 략^{2),†} · 전 상 우³⁾ · 김 원 기⁴⁾
Park, Hong Gun, Choi, In Rak, Jeon, Sang Woo Kim, Won Ki

요 약: 웨브강판의 상세에 따른 골조강판벽의 거동특성을 연구하기 위하여 실험 연구를 실시하였다. 실험체는 웨브강판에 스티프너를 사용하지 않은 3층 골조강판벽을 1/3 축소모델로 제작하였다. 주요 실험 변수는 골조와 웨브강판의 연결 상세로서, 용접접합과 볼트접합, 강판의 용접부위 및 길이, 연결강판벽이다. 골조강판벽 실험체들은 대체로 실험변수와 관계없이 우수한 강도, 변형능력 그리고 에너지소산능력을 나타냈다. 다만, 볼트접합을 사용한 강판벽은 강판의 전 모서리를 용접한 강판벽보다 다소 작은 변형능력을 나타냈다. 이러한 결과는 시공성과 경제성 향상을 위해 강판 구조성능의 큰 손실 없이 다양한 상세를 사용할 수 있음을 보여주었다. 본 연구의 실험결과와 해석결과를 토대로 다양한 상세를 갖는 강판벽 실험체의 강도 및 에너지소산능력을 예측할 수 있는 방법을 제시하였다.

ABSTRACT: In this study, we performed an investigation on the variations in the structural capacity of steel plate walls with various infill plate details. Five three-story plate walls with thin web plates were tested. Parameters for the test specimens were the connection details between the moment frame and infill plates, such as weld and bolt connections, the location and length of weld connection, and coupling wall. Regardless of the details of infilled steel plate, the steel plate wall specimens showed excellent initial stiffness, strength, and energy dissipation capacity. However, the wall with bolt-connected infill plates showed slightly low deformation capacity. This result showed that for workability and cost efficiency, various wall details can be used in practice without causing a significant decrease in the structural capacity of steel plate walls. A method for making projections on strength and energy dissipation capacity of steel plate wall specimens with various details was developed.

핵심용어: 강판; 전단벽; 접합; 반복기력 실험; 인장응력장 작용; 에너지소산

KEYWORDS: Steel plates; Shear walls; Connections; Cyclic tests; Tension field action; Energy dissipation

1. 서론

골조강판벽 시스템은 철골 모멘트골조에 끼움 강판을 연결한 횡력 저항 시스템이다. 최근의 연구 결과들은 골조강판벽 시스템이 매우 경제적이면서 구조 안전성 측면에서 효율적인 시스템이라는 것을 입증하고 있다. 골조강판벽은 높은 강성, 연성 능력 및 에너지 소산능력 등 매우 우수한 내진성능을 나타낸다. 또한, 경제적인 측면에서 골조강판벽 시스템은 콘크리트 전단벽에 비해 벽의 두께를 크게 줄일 수 있으므로 유효 건축 면적을 증가시킬 수 있으며, 건물의 자중이 감소하여 지진하중

이 줄어들고 기초를 경량화 할 수 있다. 또한 조립식 구조로 공기단축이 가능하다.

스티프너가 없는 얇은 강판을 사용하는 강판벽은 극한상태에서 강판의 국부좌굴에 의한 인장응력장(tension field action)이 발생하여 우수한 강도 뿐만아니라 연성능력을 발휘할 수 있다. Caccese et al.(1993), 박홍근 등(2006)의 연구에 의하면, 보다 얇은 강판을 사용할 경우 모멘트저항골조와 같이, 전단지배거동을 나타내는 전단지배형 강판벽이 가능하다. 이 전단지배형 강판벽은 소성변형을 건물높이에 따라 고르게 분배함으로써 우수한 강도 뿐만아니라 모멘트저항골조에

1) 정회원, 서울대학교 건축학과 부교수(parkhg@snu.ac.kr)

2) 교신저자, 서울대학교 건축학과 박사과정

(Tel. 02-880-7053, Fax. 02-871-5512, E-mail: inrak78@snu.ac.kr)

3) 정회원, 포항산업과학연구원 강구조연구소 연구원(jswsy@rist.re.kr)

4) 정회원, 호서대학교 건축공학과 교수(wonkikim@office.hoseo.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2007년 8월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

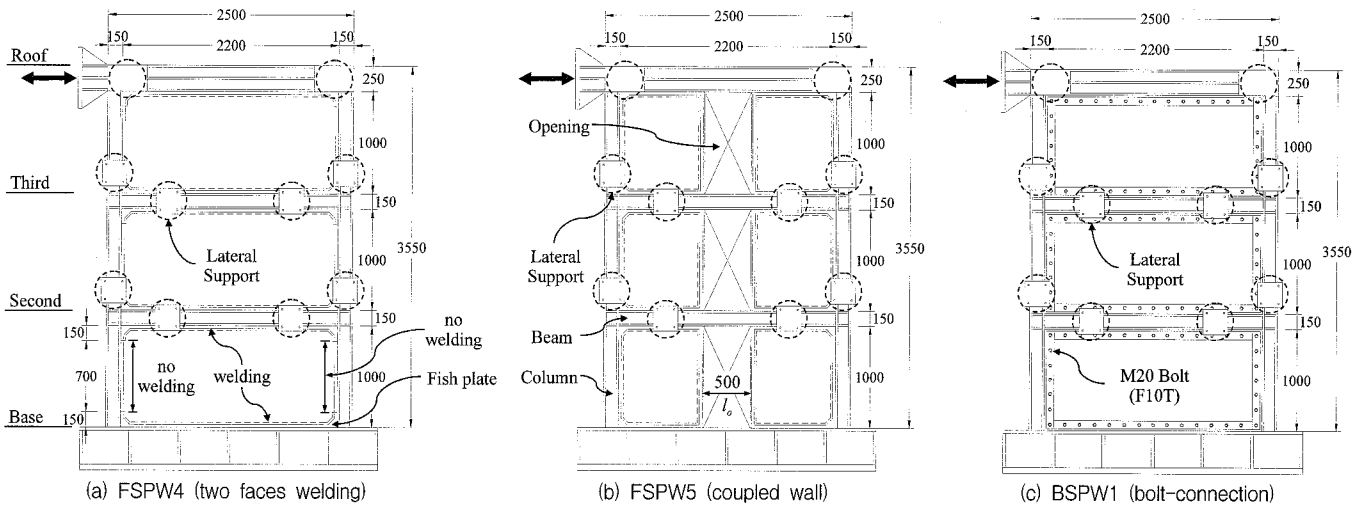


그림 1. 골조강판벽 실험체 (단위 : mm)

버금가는 변형능력을 발휘하는 최적의 내진구조시스템이 가능하다.

얇은 웨브강판을 사용하는 강판벽에 대한 연구는 많은 연구자들에 의하여 수행되어 왔다.(Caccese et al.(1993); Driver et al.(1997); Elgaaly(1998); Lubell et al. (2000); Behbahanifard(2003); 박홍근 등(2004, 2006)) 그러나 강판벽의 적용성과 시공성을 높이기 위해서는 다양한 상세를 갖는 강판벽의 구조성능에 대한 연구가 요구되고 있다.

일반적으로 웨브강판과 모멘트골조의 접합은 용접접합이 사용되고 있다. 그러나 강판의 용접량이 많으므로 시공성이 저하될 우려가 있다. 따라서 시공성 향상을 위하여 볼트접합이 적극적으로 검토될 필요가 있다. Elgaaly (1998)의 1/3 축소 모델 2층 골조강판벽 실험의 경우 실험체는 두께 2.3mm, 가로 1,320mm, 세로 1,115mm의 웨브강판에 6.4mm 직경의 볼트를 25mm 간격으로 배치하여 한 층에 약 200개의 많은 볼트를 사용했다. 따라서 볼트의 개수를 줄이고 경제적으로 시공이 가능한 볼트 접합 상세의 개발이 필요하다. 또한 시공성을 위하여 Xue and Lu(1994)가 제시한 것과 같이 일부구간의 용접을 생략하는 방안을 고려할 수 있다. 일반적인 건물에서 벽체에 창문이나 출입구를 위한 개구부가 설치된다. 개구부가 설치될 경우 개구부주위 강판벽의 보강방법과 강판벽 거동에 대한 개구부의 영향이 연구될 필요가 있다.

본 연구에서는 다음과 같은 다양한 상세를 가진 골조강판벽의 거동특성을 연구하였다. 1) 웨브강판의 용접량 감소를 위해 기둥면에 용접을 하지 않은 강판벽의 거동, 2) 강판벽의 중앙에 개구부가 위치한 연결강판벽의 거동, 3) 시공성 향상을 위한 볼트접합 상세를 사용한 강판벽의 거동. 강판 전 모서리를 용접 접합한 강판벽과의 비교를 통하여 다양한 상세를 가진 강판벽의 내진성능을 평가하였다.

2. 실험체 및 실험 방법

실험체로서 웨브강판에 스티프너를 사용하지 않은 3층 프로토타입 골조강판벽을 1/3 축소모델로 제작하였다. 실험체는 그림 1에 나타나 있다. 실험체별 주요 실험변수는 표 1에 나타난 것과 같이 강판의 접합 방법(용접과 볼트접합), 2면용접, 볼트간격, 중앙개구부를 갖는 연결강판벽이다.

실험체의 웨브강판의 형상비는 일반적인 건물에 적용될 수 있는 형상비인 2.2를 사용하였다.(가로 2200mm, 세로 1000mm) 모든 강판벽 실험체에 대하여 강종 SS400(설계기준항복강도 $F_y = 240\text{MPa}$) 4mm 두께의 강판을 사용하였다. 실험체의 모멘트골조는 SM490강재(설계기준항복강도 $F_y = 330\text{MPa}$)를 사용하여 조립부재(built-up section)로 제작했다. 모든 실험체의 기둥은 H-150×150×22×22 단면을 사용하였다. 강판벽 거동에 대한 기둥 휨강성의 영향을 줄이고 국부좌굴에 의한 조기파괴의 가능성을 없애기 위하여 폭두께비가 작은 판재로 만들어진 기둥 단면을 사용하였다. 1층과 2층 보는 H-150×100×12×20 단면을 사용했고, 지붕층 보는 H-250×150×12×20 단면을 사용했다. 보와 기둥 부재는 모두 AISC-Seismic Provisions(2005)의 골조강판벽 부재의

표 1. 골조강판벽 실험체

실험체 명	강판		실험 변수
	두께	형상비 ¹⁾	
FSPW2	4mm	2.2	용접접합(4면용접, 기준실험체)
FSPW4	4mm	2.2	용접접합(2면용접, 강판의 상하부)
FSPW5	4mm	2.2	중앙개구부를 갖는 연결강판벽
BSPW1	4mm	2.2	볼트접합(F10T M20, 간격 : 150mm)
BSPW2	4mm	2.2	볼트접합(F10T M20, 간격 : 100mm)

1) l_p/h_p , l_p = 웨브강판의 너비, h_p = 웨브강판의 높이

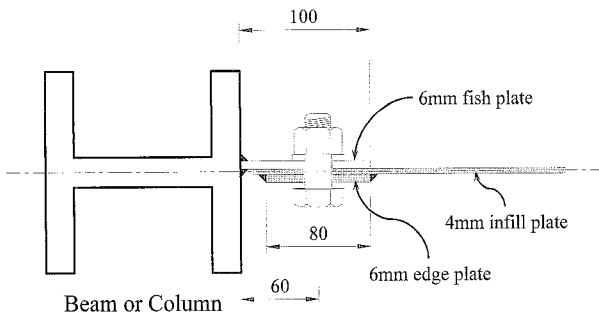


그림 2. BSPW계열 실험체의 접합 상세

폭 두께비 규정을 만족한다.

보-기둥 접합부에는 모두 모멘트 접합을 사용했다. 보 플랜지는 기둥에 완전용입용접을 했고 웨브는 양면에서 모살용접을 했다. 용접접합을 사용한 FSPW계열 실험체들은 두께 = 6mm, 너비 = 50mm의 피쉬플레이트(fish plate)를 모멘트골조에 용접한 후 강판을 피쉬플레이트에 모살용접을 했다. FSPW2는 기준실험체로서, 4mm 웨브강판의 네모서리를 모멘트골조에 용접접합하였다. FSPW4 실험체는 시공성 향상을 위하여 웨브강판을 상하부 보에만 용접하였으며, 기둥에는 연결하지 않았다. 그러나 Xue and Lu(1994)의 해석 결과와 같이 보의 단부는 보 단부 전단력과 웨브강판의 인장응력장 작용으로 인해 응력이 집중되므로 보 단부에서 인접 기둥 상하로 150mm를 추가로 용접하였다.(그림 1(a))

FSPW5 실험체는 그림 1(b)와 같이 웨브강판의 중앙에 500mm 너비의 개구부가 위치하고 있어서 연결보로서 두 개의 강판벽이 연결되었다. 경제성을 위하여 개구부 주위에는 별도의 기둥을 설치하지 않았으며, 웨브강판 개구부 보강을 위하여 개구부 주위에 두께 = 12mm, 너비 = 100mm 플레이트를 강판 모서리에 용접하였다.

볼트접합을 사용한 BSPW계열 실험체의 접합상세는 그림 2와 같다. 피쉬플레이트는 연단거리 확보를 위해 두께 = 6mm, 너비 = 100mm를 사용했으며, 볼트는 F10T M20 고력볼트를 사용했다. 이때 볼트 사용 개수를 줄이고 플레이트 지압강도의 향상을 위하여 웨브강판의 테두리에 두께 = 6mm, 너비

= 80mm의 테두리 플레이트를 용접하였다. 그러나 일반적으로 실무에서는 두께 6mm 이상의 강판을 사용할 것으로 예상되므로 지압강도 향상을 위한 테두리 플레이트는 필요하지 않을 것으로 예상된다.

시공성 향상 및 볼트 개수를 줄이기 위해 볼트는 지압접합(bearing-type connection)으로 설계하였다. 즉, 볼트 구멍의 지압응력이 웨브강판의 인장응력장작용에 의한 인장력보다 크도록 볼트개수를 산정하였다. BSPW1은 150mm 간격으로 층당 40개의 볼트를 배치하였고, 볼트의 과도한 미끄럼 방지를 위하여 BSPW2는 100mm 간격으로 층당 60개의 볼트를 사용하였다. 볼트는 고장력(high-tension)을 가하여 사용 하중에 대하여 볼트의 미끄럼을 방지하는 역할을 기대하였다.

실험체 제작에 사용된 재료의 인장시편 실험결과는 표 2와 같다. 동일한 재료에 대해 각각 세 번의 인장시편 실험을 실시하였다. 실험체 웨브 강판은 모두 4mm(SS400) 강판을 사용했고 강판의 항복강도 및 인장강도는 각각 $F_y = 299\text{MPa}$ 과 $F_u = 372\text{MPa}$ 로 나타났다.

실험은 변위제어 방식으로 진행되었다. 비선형 유한요소 프로그램인 ABAQUS(2003) 해석연구결과 실험체들의 항복변위는 평균 15mm(3층 변위기준)인 것으로 예측되었다. 실험체 가력계획은 예측된 항복변위인 $\delta_y (=15\text{mm})$ 를 기준으로 $\pm 0.2\delta_y, 0.4\delta_y, 0.6\delta_y, 0.8\delta_y, \delta_y, 1.5\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, 4\delta_y, 6\delta_y, 8\delta_y, 10\delta_y, 12\delta_y$ 를 목표변위로 계획하고 동일한 변위에 대하여 3회 반복 가력 하였다.

3. 실험결과

3.1 하중-변위 관계

실험체의 하중-3층변위 관계 및 ABAQUS(2003) 유한요소 해석 결과가 그림 3에 나타나 있다. 유한요소 해석모델에서 웨브강판과 보 기둥 부재는 모두 4절점 쉘 요소(S4R)를 사용했으며, 그림 1과 동일한 위치에서 횡지지하였다. 해석에는 재료비선형과 기하학적 비선형을 모두 고려하였다.

각 실험체별 최대하중, 최대변위, 항복점은 표 3에 요약되어 있다. 항복점(δ_y, P_y)은 그림 3(f)와 같이 실험체의 포락곡선(envelope curve)으로 둘러싸인 부분의 면적과 이상화된 탄소성곡선(idealized elasto-plastic curve)으로 둘러싸인 부분의 면적이 같도록 등가에너지 방법(equal-energy method)으로 정의하였다. 초기항복점(δ_{yi}, P_{yi})은 이력거동으로 인하여 실험체에 초기 영구변형이 발생하는 점으로 정의했다. 실험체의 최대 변형능력은 최대강도이후 강도저하가

표 2. 인장시편 실험결과(평균)

강종	두께 (mm)		항복강도 F_y (1) (MPa)	인장강도 F_u (2) (MPa)	항복비 (3)=(1)/(2) (%)	사용부위
	공칭값	측정값				
SS400 ¹⁾	4	3.9	299	372	80	강판
SM490 ²⁾	6	6.1	407	556	73	피쉬플레이트
SM490 ²⁾	12	12.1	377	527	72	보
SM490 ²⁾	20	20.1	353	538	66	보
SM490 ²⁾	22	21.7	348	522	67	기둥

1) SS400(공칭강도): $F_y = 240\text{MPa}$, $F_u = 400 \sim 510\text{MPa}$

2) SM490(공칭강도): $F_y = 330\text{MPa}$, $F_u = 490 \sim 610\text{MPa}$

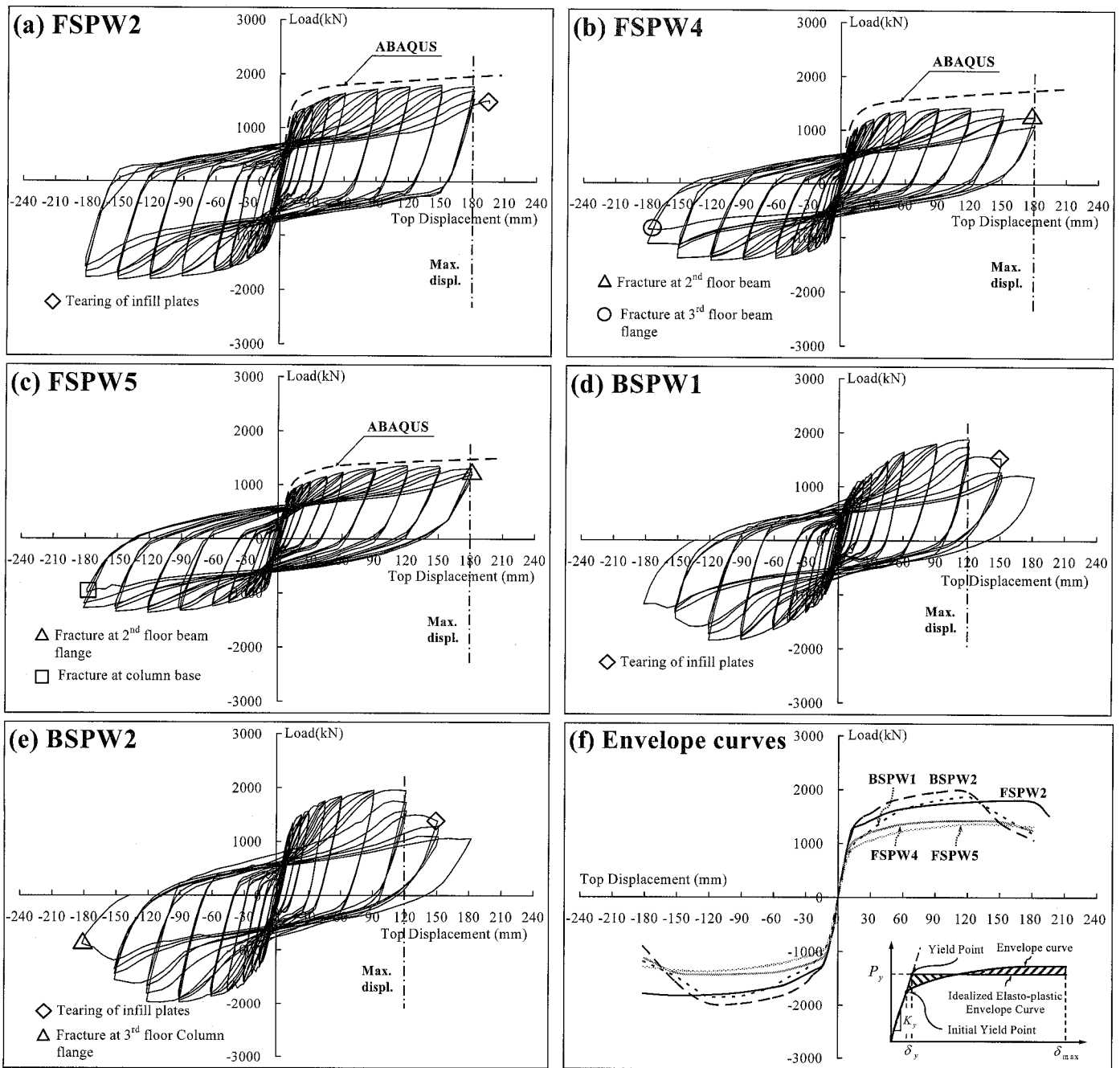


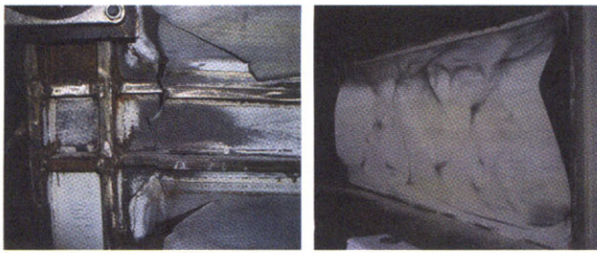
그림 3. 실험체의 하중-3층변위 곡선

일어나는 경우에는 최대강도의 80%에 해당하는 변형으로 정의하였다.

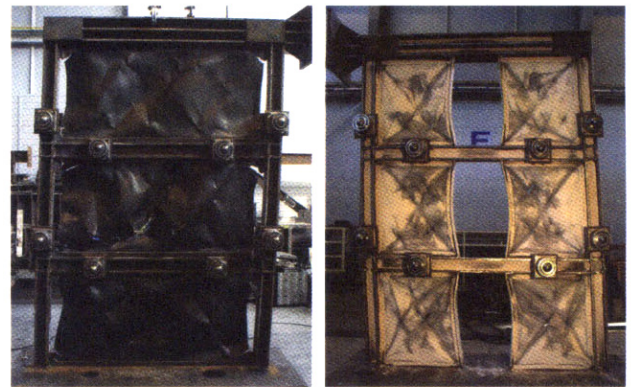
그림 3에 나타난 바와 같이 골조강판벽 실험체들은 대체로 상세와 관계없이 우수한 강도와 변형능력을 나타냈다. 그림 3(f)는 각 실험체의 하중-변위관계의 포락곡선(envelope curve)을 비교하고 있다. 외부 기둥면에 용접하지 않은 FSPW4의 초기강성과 변형능력은 강판의 전 모서리를 용접한 FSPW2와 비슷한 값을 보였으나 하중재하능력은 FSPW2 보다 다소 작은 값을 나타냈다.(그림 3(b)) 이 결과는 시공성 향상을 위해 구조성능의 큰 손실 없이 강판을 기둥면에 접합하지 않은 강판벽을 사용할 수 있음을 나타낸

다. 중앙개구부가 있는 연결강판벽 FSPW5는 FSPW2에 비해 낮은 초기 강성 및 강도를 보였으나 상당한 변형능력이 확보되었다. 이 결과는 개구부주위에 기둥 보강 없이 단부 플레이트 보강만으로도 우수한 구조성능을 발휘할 수 있음을 나타낸다.(그림 3(c))

그림 3(d)와 (e)는 볼트접합을 사용한 실험체들의 실험 결과를 보여주고 있다. BSPW1과 BSPW2의 초기강성은 용접 접합을 사용한 FSPW2와 비슷한 값을 보였으며, 최대강도는 FSPW2 보다 높게 나타났다. BSPW계열 실험체는 볼트의 연단거리 확보를 위해 설치한 너비 100mm 피쉬플레이트의 보강 효과로 인하여 너비 50mm 피쉬플레이트를 사용한



(a) 보-기둥 접합부 파괴 (b) 강판 모서리 찢김(tearing)
그림 4. 강판 및 보-기둥 접합부 파괴(FSPW4)



(a) FSPW4 (b) FSPW5
그림 5. 최종 변형(FSPW4, FSPW5)

FSPW2 실험체 보다 다소 높은 강도를 나타냈다. 그러나 변형능력은 FSPW2에 비하여 다소 감소되었다. 볼트개수를 50% 증가시킨 BSPW2의 항복강성은 BSPW1보다 증가하였으나, 하중재하능력과 변형능력은 차이가 없었다. 이러한 실험 결과는 볼트접합을 사용할 경우 용접접합 강판벽에 비해 30% 정도 연성능력이 저하될 수 있음을 나타낸다.

3.2 파괴 메커니즘

FSPW2 실험체는 180mm 변위(5.3% drift)에 도달할 때 까지 큰 하중의 감소 없이 뛰어난 연성능력을 보였다. 다른 실험체와는 달리 골조 부재에서의 파괴가 발생하지 않았

으며 강판의 심한 찢김(tearing)에 의하여 강도가 감소하였다. 강판의 파괴는 주기하중에 의해서 강판 중심에서 면외방향변위가 증가하면서, 양방향 인장응력장의 교차점인 강판의 중앙에서 나타났다.

FSPW4 실험체는 60mm 변위(1.8% drift)에서 2층 강판의 용접하지 않은 수직 모서리와 보의 경계에서 강판의 수직방향으로 파단이 발생하였으며, 150mm 변위(4.4% drift)에서 보 플랜지 방향으로 파괴가 진행되었다. 180mm

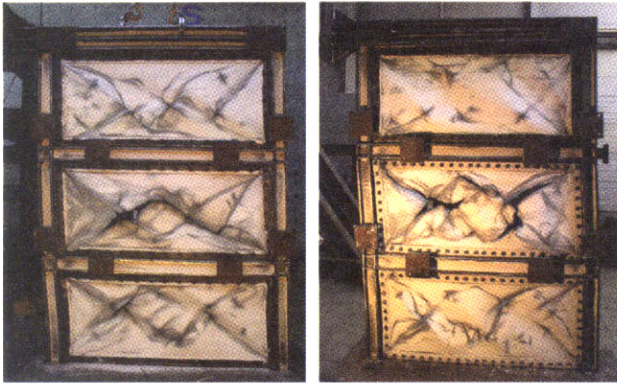
표 3. 실험결과

실험체	최대 하중						최대 변위					
	정방향(+)			부방향(-)			정방향(+)			부방향(-)		
	P_{max} (kN)	δ (mm)	총간변위각(%)	P_{max} (kN)	δ (mm)	총간변위각(%)	P (kN)	δ_{max} (mm)	총간변위각(%)	P (kN)	δ_{max} (mm)	총간변위각(%)
FSPW2	1798	150.9	4.5	-1817	-150.8	4.5	1776	181.3	5.4	-1776	-181.5	5.4
FSPW4	1421	120.6	3.6	-1429	-120.8	3.6	1245	180.1	5.3	-1123	-180.1	5.3
FSPW5	1359	120.7	3.6	-1368	-121.1	3.6	1307	181.2	5.4	-1284	-181.2	5.4
BSPW1	1882	121.0	3.6	-1849	-120.9	3.6	1882	121.0	3.6	-1849	-120.9	3.6
BSPW2	1961	110.5	3.3	-1980	-108.2	3.2	1947	121.0	3.6	-1967	-121.1	3.6

실험체	항복점								P_{max}/P_y		δ_{max}/δ_y (연성도)	
	정방향(+)				부방향(-)							
	P_y (kN)	δ_y (mm)	총간변위각(%)	$k_y^{(1)}$ (kN/mm)	P_y (kN)	δ_y (mm)	총간변위각(%)	$k_y^{(1)}$ (kN/mm)	정방향	부방향	정방향	부방향
FSPW2	1653	15.5	0.46	107	-1651	-15.4	0.46	107	1.09	1.10	11.70	11.78
FSPW4	1324	14.1	0.42	94	-1324	-12.6	0.37	105	1.07	1.08	12.77	14.27
FSPW5	1239	15.3	0.45	81	-1248	-13.6	0.40	92	1.10	1.10	11.84	13.33
BSPW1	1584	15.3	0.45	104	-1603	-14.7	0.44	109	1.19	1.15	7.91	8.22
BSPW2	1798	17.0	0.50	106	-1791	-16.3	0.48	110	1.09	1.11	7.12	7.43

실험체	초기 항복점												강성비	
	정방향(+)				부방향(-)				ABAQUS					
	P_{yi} (kN)	δ_{yi} (mm)	총간변위각(%)	$k_{yi}^{(1)}$ (1) (kN/mm)	P_{yi} (kN)	δ_{yi} (mm)	총간변위각(%)	$k_{yi}^{(1)}$ (2) (kN/mm)	P_{yi} (kN)	δ_{yi} (mm)	총간변위각(%)	$k_{yi}^{(1)}$ (3) (kN/mm)	(1)/(3)	(2)/(3)
FSPW2	984	9.2	0.27	107	-978	-9.1	0.27	107	1141	8.2	0.24	139	0.77	0.77
FSPW4	881	9.4	0.28	94	-955	-9.1	0.27	105	990	7.8	0.23	127	0.74	0.83
FSPW5	767	9.5	0.28	81	-855	-9.3	0.28	92	765	8.3	0.25	92	0.88	1.00
BSPW1	627	6.1	0.18	104	-666	-6.1	0.18	109	-	-	-	-	-	-
BSPW2	986	9.3	0.28	106	-1007	-9.2	0.27	110	-	-	-	-	-	-

1) 탄성강성 $K_y = K_{yi} (= P_{yi}/\delta_{yi})$



(a) BSPW1(볼트간격:150mm) (b) BSPW2(볼트간격:100mm)
그림 6. 최종 변형(BSPW1, BSPW2)

변위(5.3% drift)에서 2층 보의 상·하부 플랜지를 관통하는 파괴(그림 4(a))가 일어났고, 3층 보의 하부 플랜지가 파괴되었다. 웹강판을 용접하지 않은 모서리의 면외방향 변위가 증가하면서 파괴가 촉진되었다.(그림 4(b)) 과도한 면외방향 변위를 방지하기 위해서는 FSPW5와 같이 용접접합하지 않은 강판의 모서리를 플레이트로 보강할 필요가 있는 것으로 판단된다.

중앙부개구부가 있는 연결강판벽 FSPW5는 180mm 변위(5.3% drift)까지 연결보의 파괴 없이 안정적으로 거동하였다. 180mm 변위(5.3% drift)에서 2층 보 하부 플랜지와 기둥의 접합부가 파괴되었다. 개구부에 인접한 웹강판의 단부보강 플레이트는 22.5mm 변위(0.7% drift)에서 인장응력장 방향으로 휨 변형하기 시작하였으며, 180mm 변위에서 1층의 보강 플레이트 중앙에서 42mm의 변형이 발생했다.(그림 5)

BSPW1 실험체는 볼트의 미끄러짐으로 인하여 구조시스템이 조기에 항복하는 거동 형태를 보였다. 90mm 변위(2.7% drift)에서 1층과 2층 강판의 중앙부가 찢어지기 시작하였으며, 180mm 변위(5.3% drift)에서 2층 강판의 3/4 정도가 찢어져 실험체의 강도가 저하되었다.(그림 6(a))

BSPW2 실험체는 BSPW1 실험체와 마찬가지로 90mm 변위(2.7% drift)에서 1층과 2층 강판이 찢어지기 시작하였으며, 180mm 변위(5.3% drift)에서 2층 강판이 대각 방향으로 완전히 찢어졌고, 2층 기둥 상부 플랜지가 파괴되었다.(그림 6(b))

볼트접합 실험체에서 강판의 찢김은 볼트의 미끄러짐에 의한 면외방향 변위의 증가에 의하여 심화되었으며, 이로 인하여 용접접합 강판벽 FSPW2에 비하여 변형능력이 67%로 저하되었다. 또한, 표 3에서 BSPW1 실험체의 초기 항복변위는 6mm (0.18% drift)로 일반적인 변위 사용성 설계기준($h/500$)을 만족하지 못했다. 따라서 지압접합으로 볼트를 설계할 경우에는 사용성 확보를 위해 볼트 사용 개수를 결정

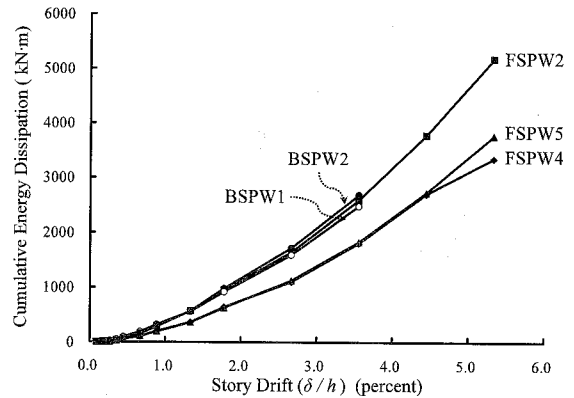


그림 7. 누적 에너지 소산량 비교

할 필요가 있다.

3.3 에너지 소산

그림 7은 각 실험체의 누적 에너지소산량을 나타낸다. 에너지소산량은 그림 3의 실험체별 하중-3층변위 곡선에서 이력곡선 내부의 면적으로 계산하였다. 2면용접 강판벽인 FSPW4 실험체는 인장응력장을 형성하는 강판의 유효 면적이 감소함으로써 웹강판의 전 모서리를 용접한 FSPW2 실험체에 비하여 상대적으로 낮은 에너지 소산능력을 보였다. 연결강판벽인 FSPW5 실험체는 웹강판의 중앙에 위치한 개구부로 인하여 FSPW2 실험체에 비하여 전반적으로 에너지 소산량이 감소하였지만 최대변위인 180mm변위(5.3% drift)까지 안정적인 에너지 소산능력을 보였다. 180mm 변위(5.3% drift)에서 총 에너지 소산량의 비율은 FSPW2 : FSPW4 : FSPW5 = 1 : 0.65 : 0.73 이었다.

볼트접합을 사용한 BSPW1과 BSPW2 실험체들은 볼트 간격은 다르지만 서로 유사한 에너지소산능력을 나타냈다. BSPW계열 실험체들은 최대변위인 120mm변위(3.6% drift)까지 용접접합을 사용한 FSPW2 실험체와 유사한 에너지 소산능력을 나타냈다. 용접접합 실험체와 볼트접합 실험체들의 총 에너지 소산량의 비율은 FSPW2 : BSPW1 : BSPW2 = 1 : 0.48 : 0.52 로서 용접접합 실험체가 볼트접합 실험체에 비하여 2배 많은 에너지를 소산하였다.

4. 강도 및 에너지소산능력 예측

4.1 인장응력장 각도

Thorburn et al.(1983)에 의하면 횡력을 지지하는 얇은 웹강판은 조기에 좌굴하기 때문에 다수의 핀 지지된 인장 스트립(strip)들로 치환하여 모델링 할 수 있다. 그러나 웹

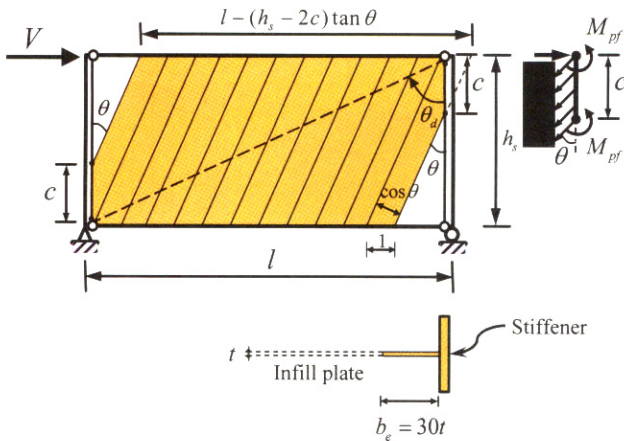


그림 8. 2면용접 강판벽의 인장응력장 각도 예측

강판을 다수의 인장 스트립들로 치환하기 위해서는 강판의 인장응력장의 각도가 먼저 결정되어야 한다. Timler and Kulak(1983)은 최소일의 원리를 적용하여 웨브강판의 전면을 용접한 경우 인장응력장의 각도(α)를 식 (1)과 같이 유도하였다.

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt[4]{\left(1 + \frac{tl}{2A_c}\right) \left[1 + th_s \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h_s^3}{360I_c l}\right)\right]^{-1}} \quad (1)$$

여기서, h_s = 총고, l = 기둥 중심간 간격, t = 강판의 두께, A_b = 보의 단면적, A_c = 기둥 단면적, I_c = 기둥의 단면2차모멘트. 이때 보의 양단은 힌지 접합으로 가정하였으며, 인장응력장은 강판의 전 단면에 균일하게 형성된다고 가정하였다. 캐나다 설계기준(CSA, 2001) 및 AISC-Seismic Provisions (AISC, 2005)에서도 식 (1)을 사용하여 인장응력장의 각도를 계산하고 있다.

식 (1)에서 강판의 단면적에 비하여 보와 기둥의 단면적 그리고 기둥의 기둥의 단면2차모멘트가 증가할수록 인장응력장의 각도는 45° 로 수렴한다. 일반적으로 골조강판벽 시스템의 외부골조는 강판의 인장응력장 작용을 지지하도록 설계되며, 특히 기둥 부재는 중력하중을 부담하기 때문에 충분한 강도 및 휨강성을 갖도록 설계된다. 따라서 강판의 전면에 보와 기둥부재에 접합되어 있는 용접접합이나 볼트접합 강판벽의 인장응력장의 각도는 근사적으로 45° 로 정의할 수 있다. 그러나 웨브강판을 기둥면에 용접하지 않은 2면용접 강판벽이나 웨브강판의 중앙에 개구부가 있는 연결강판벽의 경우에는 인장응력장이 강판의 전 단면에 형성되지 않기 때문에 인장응력장이 형성되는 유효인장응력장 면적을 고려하여 인장응력장의 각도를 계산해야 한다. 이때 보와 기둥부재는 중력하중 및 횡하중을 저항하도록 충분한 강성을 갖도록 설계되기 때문에 보와 기둥 부재가 웨브강판의 인장응력장의 각도에 미

치는 영향은 크지 않으므로 고려하지 않았다.

2면용접 강판벽에서 인장응력장이 형성되는 유효 강판면적은 그림 8과 같이 이상화 할 수 있다. 웨브강판의 용접하지 않은 수직면 일부분을 용접하거나 스티프너로 보강할 때는 수직방향으로 길이 c 만큼 추가적으로 인장응력장이 형성된다고 가정할 수 있다. 스티프너로 보강하는 경우에는 스티프너의 휨강도에 의해 c 가 결정된다. 인장응력장이 형성된 얇은 웨브강판은 언급한 바와 같이 동일한 각도(θ)를 갖는 단 위쪽을 갖는 스트립들로 치환할 수 있다. 각 스트립의 단면적(A_s)은 $t \cos \theta$ 이며, 횡력 V 가 작용할 경우 각 스트립에 작용하는 인장응력(σ_s)은 식 (2)와 같이 계산된다.

$$\sigma_s = \frac{V}{t [l - (h_s - c) \tan \theta] \sin \theta \cos \theta} \quad (2)$$

따라서 강판의 유효인장응력장 면적에 의한 내부일(internal work)은 식 (3)과 같이 정의된다.

$$\begin{aligned} W_s &= \int \frac{\sigma_s^2}{2E} t dA \\ &= \frac{V^2 [lh_s - (h_s - c)^2 \tan \theta]}{2Et [l - (h_s - c) \tan \theta]^2 \sin^2 \theta \cos^2 \theta} \end{aligned} \quad (3)$$

A = 유효인장응력장 면적 ($= lh_s - (h_s - c)^2 \tan \theta$).

최소일의 원리($\partial W_s / \partial \theta = 0$)를 적용하면 인장응력장의 각도(θ)는 형상비(l/h_s)와 수직유효길이비(c/h_s)의 함수로 정리된다.

$$\begin{aligned} &(1 - c/h_s)^3 \tan^4 \theta - 3(1 - c/h_s)^2 (l/h_s) \tan^3 \theta \\ &- [3(1 - c/h_s)^3 - 2(l/h_s)^2] \tan^2 \theta \\ &+ [(5 - c/h_s)(1 - c/h_s)(l/h_s)] \tan \theta - 2(l/h_s)^2 = 0 \end{aligned} \quad (4)$$

여기서, $0 < \theta < \theta_d$, θ_d = 강판의 대각방향 각도 ($= \tan^{-1}(l/h_s)$).

그림 9는 형상비(l/h_s) 1.0, 1.5, 2.0에 대하여 식 (4)를 사용하여 구한 인장응력장의 각도를 수직 유효 길이 비(c/h_s)에 따라 나타내고 있다. 형상비 l/h_s 가 증가할수록 총 강판 면적에 대한 유효인장응력장의 면적 비가 증가하므로 인장응력장의 각도가 증가한다. 또한, 수직유효길이비인

c/h_s 가 증가할수록 인장응력장의 각도는 45° 로 수렴한다. 그림 9의 결과에 근거하여 인장응력장의 각도는 근사적으로 식 (5)와 같이 형상비와 수직유효길이비의 함수로 간단히 정의할 수 있다.

$$\theta = \theta_o + (45^\circ - \theta_o) \sqrt{(c/h_s)^3} \quad (5)$$

θ_o 는 웨브강판을 수직 스티프너로 보강하지 않았을 경우 ($c=0$) 인장응력장의 각도의 근사값으로서 $\theta_o = [0.65 - 0.04(l/h_s)]\theta_d$ (degree). 그림 9의 점선들은 식 (5)에 의한 인장응력장 각도의 예측값을 나타낸다. 형상비에 관계없이 식 (5)가 인장응력장의 각도를 정확히 예측한다.

인장응력장이 형성되는 수직유효길이 c 는 웨브강판을 일부 용접하는 경우에는 용접길이와 같다. 용접길이 없이 수직 스티프너로 설계하는 경우에 수직유효길이 c 는 강판에 보강한 수직 스티프너에 소성힌지가 발생하는 구간의 길이로서, 인장응력장 작용에 의한 등분포하중($f_{py}t \sin\theta$)과 수직 스티프너의 소성휨모멘트(M_{pf})에 대한 모멘트 평형조건으로부터 다음과 같이 정의된다.(그림 8)

$$2M_{pf} - 0.5f_{py}tc^2 \sin^2\theta = 0 \quad (6)$$

$$c = \frac{2}{\sin\theta} \sqrt{\frac{M_{pf}}{f_{py}t}} \quad (7)$$

여기서, f_{py} = 강판의 항복강도, M_{pf} = 휨모멘트에 저항하는 강판 플랜지의 소성휨모멘트. Porter et al.(1975)에 의하면 플레이트거더에서 플랜지와 함께 휨모멘트에 저항하는 웨브강판의 유효춤(b_e , 그림 8)은 근사적으로 $30t$ 로 정의할 수 있다. 식 (7)에서 c 값이 인장응력장의 각도(θ)의 함수이기 때문에 c 값은 식 (5)와 반복계산을 통해 구할 수 있다.

연결강판벽의 인장응력장의 각도도 개구부 주위의 양 패널을 2면 용접된 하나의 패널로 치환하여 간략히 계산할 수 있다. 즉, 식 (5)에서 기둥 중심간 거리 l 대신 개구부의 너비(l_o)를 제외한 $l-l_o$ 를 사용하여 계산할 수 있다.

4.2 강도

박홍근 등(2004)에 의하면 웨브강판의 모서리 전면을 용접한 골조강판벽 시스템의 강도는 전단성능(V_s)과 휨성능(V_f) 중 작은 값으로 결정할 수 있다. 웨브강판의 전면을

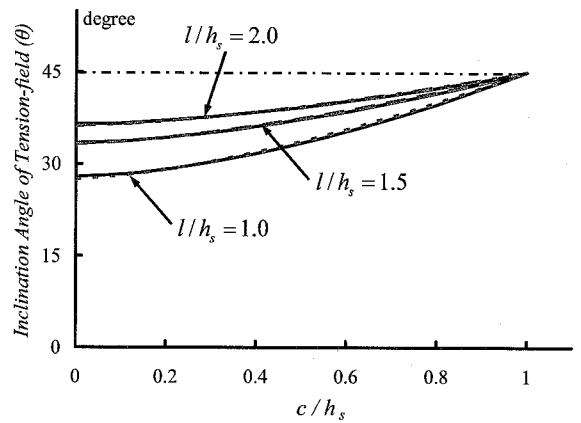


그림 9. 인장응력장의 각도 예측

용접한 골조강판벽 시스템의 전단성능(V_s)은 웨브강판의 전단성능(V_{sp})과 모멘트골조의 전단성능(V_{sf})의 합으로 구할 수 있다. 실험체 FSPW2에 대해,

$$V_s = V_{sp} + V_{sf} \quad (8)$$

$$V_{sp} = \frac{1}{2} f_{py} t l \sin 2\theta \quad (9)$$

$$V_{sf} = 2(M_{pc1} + M_{pb2} + M_{pb3} + M_{pcR})/h \quad (10)$$

여기서, M_{pb1} , M_{pci} = 골조의 소성메커니즘에 의하여 발생하는 i 층 보와 기둥의 소성휨모멘트, h = 가력점의 높이.

골조강판벽 시스템의 휨성능(V_f)은 시스템의 캔틸레버거동에 의한 강도로 중력하중에 의한 $P-\Delta$ 효과를 고려하여 근사적으로 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$V_f = \frac{A_c f_{cm} l}{h} - \frac{P_g \delta}{h} \quad (11)$$

여기서, f_{cm} = 기둥의 최대 허용응력(= $f_{cy} - P_g/2A_c$), P_g = 중력하중, δ = 지붕층 횡변위.

본 연구에서 실험한 볼트접합 강판벽, 2면용접 강판벽 및 연결강판벽의 강도도 각각의 전단성능(V_s)과 휨성능(V_f) 중 작은 값으로 결정할 수 있다. 볼트접합 강판벽(BSPW1, BSPW2)은 웨브강판의 전면을 모멘트골조에 접합하였기 때문에 용접접합 강판벽과 같이 식 (8~11)을 사용하여 강도를 예측할 수 있다.

2면용접 강판벽(FSPW4)은 실험 결과 외부 모멘트골조의 소성 메커니즘이 웨브강판의 전면을 용접한 강판벽의 모멘트골조와 유사하기 때문에 모멘트골조의 전단성능(V_{sf})과 강판벽의 휨성능(V_f)은 용접접합 강판벽과 같이 식 (10)과 (11)을 이용하여 계산할 수 있다. 웨브강판의 전단성능

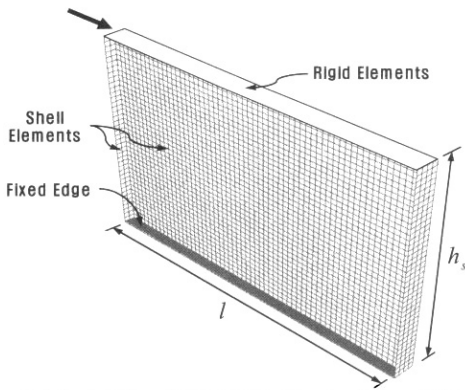


그림 10. 강판의 전단성능 검증을 위한 유한요소 해석 모델(ABAQUS)

(V_{sp})은 인장응력장이 형성되는 유효인장응력장 면적을 고려하여 강도 예측이 가능하다. 즉, 식 (9)에서 인장응력장이 형성되는 수평길이 l 대신에 2면용접 강판의 유효수평길이 $l - (h_s - 2c)\tan\theta$ 를 삽입하여 구할 수 있다.(그림 8)

$$V_{sp} = \frac{1}{2} f_{py} t [l - (h_s - 2c)\tan\theta] \sin 2\theta \quad (12)$$

유효인장응력장 면적을 고려한 강판의 전단강도(식 (12))를 검증하기 위해 비선형 유한요소 프로그램인 ABAQUS (2003)를 이용하여 변수 연구를 수행했다.(그림 10) 주요 변수는 강판의 두께와 형상비 그리고 수직 스티프너의 두께이다. 해석모델의 높이(h_s)는 1m로 동일하다. 강판과 수직 스티프너는 강판의 좌굴을 고려하기 위해 4절점 쉘요소 (S4R)를 사용했다. 가력부에는 응력이 집중되기 때문에 상

표 4. 변수별 유한요소 해석 결과

형상비	강판 두께 (mm)	스티프너 두께 (mm)	c/h_s	θ	V_{ABAQUS} (kN)	V_{pred} (kN)	$\frac{V_{pred}}{V_{ABAQUS}}$
1.0	2	9	0.23	29	195	179	0.92
1.0	2	12	0.26	30	200	188	0.94
1.0	2	15	0.30	30	206	199	0.97
1.0	4	9	0.35	31	481	435	0.90
1.0	4	12	0.36	31	483	442	0.91
1.0	4	15	0.37	31	485	451	0.93
1.5	2	9	0.20	34	330	305	0.92
1.5	2	12	0.23	35	336	316	0.94
1.5	2	15	0.26	35	344	328	0.95
1.5	4	9	0.31	35	723	698	0.97
1.5	4	12	0.32	35	724	706	0.98
1.5	4	15	0.33	36	730	717	0.98
2.0	2	9	0.19	37	470	441	0.94
2.0	2	12	0.22	37	480	453	0.94
2.0	2	15	0.25	37	490	467	0.95
2.0	4	9	0.30	38	1027	977	0.95
2.0	4	12	0.30	38	1033	986	0.95
2.0	4	15	0.32	38	1039	997	0.96

부 플레이트는 강체요소(rigid element)로 모델링 했으며, 해석에는 재료 비선형과 기하학적 비선형을 모두 고려했다. 각 변수별 유한요소 해석 결과는 표 4와 같다. 형상비에 관계없이 제안된 식 (12)가 해석결과를 근사적으로 예측하고 있다.

중앙 개구부가 있는 연결 강판벽의 소성 메커니즘은 개구부가 없는 강판벽과 다소 차이가 있다. 그림 11(a)는 지붕층 변위 90mm에서 연결강판벽에 대한 ABAQUS(2003) 해석 결과를 나타낸 것이다. 웨브강판 양쪽 패널의 인장응력장 형성과 모멘트골조의 기둥 하부 및 보 단부에서 소성힌지가 생성되는 전단거동과 좌우 강판벽의 커플링 효과로 인한 휨 거동이 복합적으로 나타났다. 따라서 유효인장응력장 면적을 고려한 두 개의 웨브강판의 전단성능(V_{sp})은 다음과 같이 계산된다.

$$V_{sp} = \frac{1}{2} f_{py} t [(l - l_o) - (h_s - 2c)\tan\theta] \sin 2\theta \quad (13)$$

모멘트골조의 전단성능은 모멘트골조의 소성모멘트와 연결보의 소성모멘트의 기여도의 합으로 구할 수 있다.(그림 11(b))

$$V_{sf} = 2(M_{pc1} + M_{pb2} + M_{pb3} + M_{pcR})/h + 2(M_{cb2} + M_{cb3} + M_{cbR})/h \quad (14)$$

여기서, $M_{cbi} = i$ 층 연결보의 휨모멘트로서 $V_{cpi}l_o/2$ 와 M_{cbpi} 중 작은 값으로 정의된다. $V_{cpi} =$ 보의 소성전단성능, $M_{cbpi} =$ 보의 소성모멘트.

연결강판벽의 휨성능 V_f 는 연결보가 전달하는 전단력에 의하여 결정된다.(그림 11)

$$V_f = (V_{cb2} + V_{cb3} + V_{cbR})(l - l_o)/h \quad (15)$$

여기서, 연결보의 전단력 V_{cbi} 는 $2M_{cbpi}/l_o$ 와 V_{cpi} 중 작은 값으로 결정된다.

본 연구에서 제시한 강도예측 결과를 검증하기 위하여 본 연구 및 다른 연구자들의 실험 결과를 예측 강도와 비교하였다.(표 5) 2면용접 강판벽 및 연결강판벽 실험은 다른 연구자들에 의해 수행되지 않았기 때문에 비교를 위하여 Elgaaly (1998)의 4면 볼트접합 실험 결과만을 비교에 포함하였다. 2면용접 강판벽인 FSPW4 실험체는 강판을 스티프너로 보 강하지 않았지만 보 단부의 응력집중을 방지하기 위하여 보

표 5. 강도 예측 결과

연구자	실험체명	층수	중력하중 (kN)	V_{exp} (kN)	V_{pred} (kN)	$\frac{V_{pred}}{V_{exp}}$
박홍근 등 (본연구)	FSPW4	3	-	1421	1372	0.97
	FSPW5	3	-	1359	1338	0.98
	BSPW1	3	-	1849	1730	0.94
	BSPW2	3	-	1961	1730	0.88
Elgaaly (1998)	SWT11	2	445	370	427	1.15
	SWT15	2	445	426	434	1.02

의 상·하로 강판 모서리를 150mm 길이만큼 기둥에 용접했기 때문에 c 값은 보의 춤을 고려하여 $c=225\text{mm}$ 를 사용했다. Elgaaly (1998)의 실험에서 실험체의 보-기둥 접합부는 힌지접합을 사용했기 때문에 모멘트골조의 전단성능(V_{sf})은 기둥 하부의 소성힌지만 고려하였다. 표 5에 나타난 바와 같이 예측강도 대 실험강도의 비(V_{pred}/V_{exp})는 평균 0.99로서 제안된 방법이 실험강도를 근사적으로 예측하고 있다. SWT11 실험체는 2.09% drift에서 기둥의 좌굴로 실험이 종료되어 실험강도가 예측강도에 비해 낮게 나타났다.

4.3 에너지 소산량

전단거동을 보이는 골조강판벽 시스템의 에너지 소산량은 웨브강판과 모멘트골조에 의한 에너지 소산량의 합으로 계산할 수 있다.(박홍근 등, 2006) 전단거동 형태를 보인 2면용접 강판벽이나 연결강판벽, 볼트접합 강판벽도 웨브강판과 모멘트골조에 의한 에너지 소산량의 합으로 에너지 소산량을 예측할 수 있다. 웨브강판의 에너지 소산량 예측시에는 모멘트골조와 피쉬플레이트를 제외한 소성변형을 나타내는 얇은 강판면적($l_p \times h_p$)만을 고려하였다. l_p = 웨브강판의 너비, h_p = 웨브강판의 높이.

2면용접 강판벽의 웨브강판이 소산하는 에너지는 그림 12(a)와 같이 유효인장응력장 면적을 고려한 단순모델을 이용하여 계산할 수 있다. 웨브강판은 조기에 국부좌굴하여 인장응력장을 형성하기 때문에 강판은 인장응력만을 전달하는 인장 스트립(strip)들로 치환하였다.(그림 12(b)) 각 인장 스트립에 작용하는 변형률(ϵ_i)은 다음과 같다.

$$\epsilon_i = \frac{\delta_s \cos \theta}{h_p} = \frac{\delta_i \sin \theta \cos \theta}{h_p} \quad (16)$$

한 주기하중 당 각 인장 스트립이 소산하는 단위 변형에너지(u_s)는 다음과 같이 계산된다.

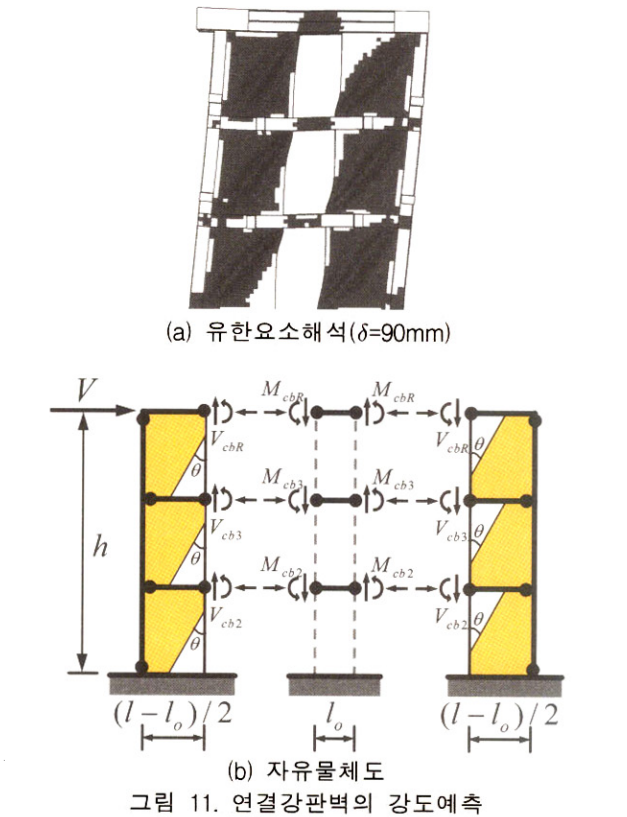


그림 11. 연결강판벽의 강도예측

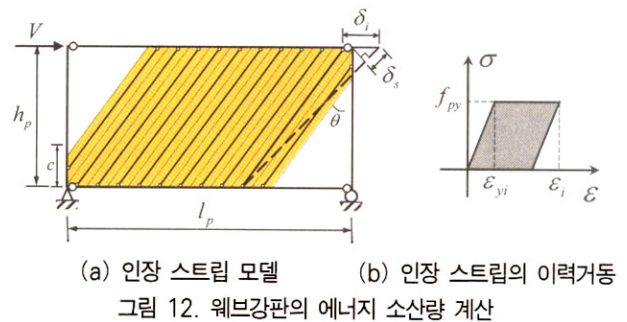


그림 12. 웨브강판의 에너지 소산량 계산

$$u_s = 2(\epsilon_i - \epsilon_{yi})f_{py} \quad (17)$$

$\epsilon_{yi} = f_{py}/E$. 모든 인장 스트립의 변형에너지가 동일하다고 가정하면 강판의 변형에너지(u_p)는 식 (17)에 유효인장응력장 면적을 곱하여 구할 수 있다.

$$u_p = 2 \left(\frac{\delta_i \sin 2\theta}{2h_p} - \frac{f_{py}}{E} \right) f_{py} t [l_p h_p - (h_p - c)^2 \tan \theta] \quad (18)$$

본 연구에서 실험한 2면용접 강판벽은 모든 층의 강판이 소성변형을 나타냈으므로 웨브강판의 한 주기하중 당 에너지 소산량은 다음과 같이 계산된다.

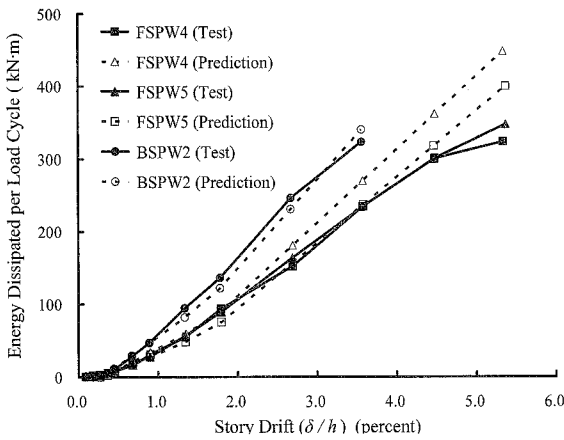


그림 13. 에너지소산량 예측

$$E_{DP} = \sum u_p = 3 u_p \quad (19)$$

언급한 바와 같이 2면용접 강판벽의 모멘트골조는 웨브강판의 전면을 용접한 경우와 동일한 소성 메커니즘을 보였기 때문에 모멘트골조에 의한 에너지소산량은 박홍근 등(2006)이 제시한 방법과 동일하게 계산할 수 있다. 즉, 모멘트골조에 의한 에너지 소산은 각 부재 단부의 소성힌지에서 발생하므로 각 소성힌지를 탄성-완전 소성 거동으로 가정하여 소성힌지에서의 에너지 소산량의 합으로 계산하였다.

$$E_{DF} = 4 [2(M_{pc1} + M_{pb1} + M_{pb2} + M_{pc3})] \theta_p \quad (20)$$

여기서, $\theta_p =$ 소성힌지의 회전각($=(\delta - \delta_e)/h$), $\delta =$ 지붕층 횡변위, $\delta_e =$ 모멘트골조의 탄성변형
 $\left(= \sum \frac{V_{sf} h_s^2}{12 E} \left(\frac{l}{I_{bi}} + \frac{h_s}{2 I_{ci}} \right) \right)$, I_{bi} , $I_{ci} =$ 각각 i 층 보와 기둥의 단면2차모멘트.

이때 바우싱거효과(Bauschinger effect)에 의한 에너지 소산능력의 감소는 이력거동에 따른 강도 강화 현상(cyclic hardening)에 의해 상쇄되므로 고려하지 않았다.(박홍근 등, 2006)

연결강판벽의 에너지 소산량도 웨브강판과 모멘트골조에 의한 에너지 소산량의 합으로 구할 수 있다. 웨브강판의 에너지 소산량은 개구부 주위의 양 패널을 2면 용접된 하나의 패널로 치환하여 간략히 계산 할 수 있다. 이때 에너지를 소산하는 강판의 너비는 양쪽 기둥 내부 플랜지 사이의 거리(l_p)에서 개구부의 너비(l_o)를 제외한 길이가 된다. 따라서 식 (18)에서 l_p 대신 ($l_p - l_o$)를 사용하여 웨브강판의 에너지 소산량을 구할 수 있다.

연결강판벽의 모멘트골조에 의한 에너지 소산은 그림 11과

같이 각 부재 단부와 연결보의 소성힌지에서 발생한다. 언급한 바와 같이 모멘트골조의 에너지 소산량은 각 소성힌지의 소성 휨모멘트와 회전각에 의해 결정된다. 본 실험체에서는 연결보의 소성휨모멘트는 골조 보 단부의 소성휨모멘트와 같고, 연결보의 소성변형각과 골조 보의 소성변형각의 합은 $\theta_p = (\delta - \delta_e)/h$ 이므로 식 (20)을 사용하여 연결강판벽의 모멘트골조가 소산하는 에너지를 구할 수 있다.

볼트접합 강판벽은 웨브강판의 전면이 모멘트골조와 접합되어 있기 때문에 용접접합 강판벽과 동일한 거동 형태를 보였다. 따라서 볼트접합 강판벽의 에너지 소산량도 용접접합 강판벽과 동일하게 계산할 수 있다. 즉 볼트접합 강판벽의 웨브강판의 에너지소산량은 박홍근 등(2006)이 제시한 것과 같이 다음과 같이 계산된다.

$$E_{DP} = 6 \left(\frac{\delta_i \sin 2\theta}{2 h_p} - \frac{f_{vy}}{E} \right) f_{vy} t l_p h_p \quad (21)$$

볼트접합 강판벽의 모멘트골조가 소산하는 에너지는 용접접합 강판벽과 동일하게 식 (20)을 사용하여 계산할 수 있다.

그림 13은 제안된 방법을 사용하여 2면용접 강판벽, 연결강판벽 및 볼트접합 강판벽의 한 주기하중 당 에너지 소산량 예측 결과를 나타낸다. 2면용접 강판벽인 FSPW4 실험체는 60mm 변위(1.8% drift)부터 강판의 수직방향 용접면에서 파괴가 발생하여 보 플랜지 방향으로 진행되었기 때문에 90mm 변위(2.7% drift) 이후에 에너지 소산량이 예측값에 비하여 감소하는 경향을 보였다. 연결강판벽(FSPW5)과 볼트접합 강판벽(BSPW2) 실험체는 제안한 방법이 에너지 소산량을 비교적 정확히 예측하였다.

5. 결론

골조강판벽 시스템의 경제적 설계를 위해서는 실무에 반영할 수 있는 다양한 상세를 가진 강판벽의 구조성능에 대한 검증이 필요하다. 본 연구에서는 다양한 웨브강판 상세에 대한 구조성능을 파악하기 위하여 실험 및 해석연구를 수행하였다. 주요 실험 변수는 강판의 용접접합 길이, 중앙개구부를 갖는 연결강판벽, 볼트접합이다. 본 실험 및 해석결과를 토대로 접합상세에 따른 강판벽 실험체의 강도와 에너지소산 능력을 예측할 수 있는 방법을 제시하였다. 실험체에 대한 실험 및 해석 연구로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 웨브강판의 기둥 접합면을 용접하지 않은 2면용접 강판벽은 전면을 용접한 강판벽과 유사한 구조성능을 나타냈

다. 용접하지 않은 모서리를 단부플레이트로 보강한다면 더 좋은 구조성능이 기대된다.

- (2) 웨브강판에 중앙개구부가 위치한 연결강판벽은 개구부 주위의 단부 플레이트 보강만으로도 우수한 에너지 소산능력과 변형능력을 발휘하였다.
- (3) 지압 볼트접합 강판벽은 용접접합 강판벽과 비슷한 초기 강성 및 하중재하능력을 나타냈으나, 극한 상태에서 볼트의 미끄러짐에 의한 과도한 강판의 찢어짐으로 인하여 변형능력은 용접접합에 비해 67%로 저하되었다.
- (4) 볼트 개수를 50% 증가시키는 경우 초기항복강성은 증가하였으나 변형능력은 향상되지 않았다.
- (5) 2면용접 및 연결강판벽의 강도 및 에너지소산능력은 인장응력장이 형성되는 유효강판면적을 고려하여 예측이 가능하며, 볼트접합 강판벽은 용접접합 강판벽과 동일한 방법으로 예측할 수 있다.

위의 실험결과는 구조성능의 큰 손실 없이 다양한 접합방법을 사용한 강판벽과 개구부가 있는 연결강판벽을 사용할 수 있음을 보여주었다.

감사의 글

본 연구는 포항산업과학연구원(RIST)의 2004년도 연구과제와 건설교통부 2005년도 건설핵심기술연구개발사업(과제번호 C105A1050001-05A0505-00210)에 의한 재정적 지원을 받아 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

박홍근, 광재혁, 전상우, 김원기. (2004). "주기하중을 받는 골조 강판벽의 실험연구" 강구조학회 논문집 16(6)(통권 73호)

박홍근, 최인락, 전상우, 김원기. (2006). "전단지배 강판벽의 연성능력" 강구조학회 논문집 18(4)(통권 83호)

American Institute of Steel Construction (AISC). (2005). *Seismic provisions for structural steel buildings*, Chicago

Behbahanifard, M.R. (2003). "Cyclic behavior of unstiffened steel plate shear walls." PhD Dissertation, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.

Caccese, V., Elgaaly, M., and Chen, R. (1993).

"Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load." *J. Struct. Eng.*, 119(2), 573-587

Canadian Standards Association (CSA). (2001). *Limit states design of steel structures*, CAN/CSA S16-01, Canadian Standards Association, Willowdale, Ont., Canada.

Driver, R. G., Kulak, G. L., Kennedy, D. J. L., and Elwi, A. E. (1997). "Seismic behavior of steel plate shear walls." *Structural Engineering Rep. No. 215*, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.

Driver, R. G., Kulak, G. L., Kennedy, D. J. L., and Elwi, A. E. (1998). "Cyclic test of a four-storey steel plate shear wall." *J. Struct. Eng.*, 124(2), 111-120

Elgaaly, M. (1998). "Thin steel plate shear walls behavior and analysis." *Thin-Walled Struct.*, 32, 151-180

Hibbitt, Karlsson, and Sorenson Inc. (HKS). (2003). *ABAQUS standard*, Version 6.4, HKS, Pawtucket, RI.

Lubell, A. S., Prion, H. G. L., Ventura, C. E., and Rezai, M. (2000). "Unstiffened steel plate shear wall performance under cyclic loading." *J. Struct. Eng.* 126(4), 453-460

Porter, D. M., Rockey, K. C., and Evans, H. R. (1975). "The collapse behavior of plate girders loaded in shear." *Struct. Eng.* 53(8), 313-325

Thorburn, L. J., Kulak, G. L., and Montgomery, C. J. (1983). "Analysis and design of steel shear wall system." *Structural Engineering Rep. No. 107*, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Alberta, Canada.

Timler, P. A., and Kulak, G. L. (1983). "Experimental study of steel plate shear walls." *Structural Engineering Rep. No. 114*, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Alberta, Canada.

Xue, M. and Lu, L. W. (1994) "Interaction of infilled steel shear wall panels with surrounding frame members", *Proc., Struct. Stability Res. Council Annu. Tech. Session*, Bethlehem, PA., 339-354
(접수일자 : 2006. 7. 14 / 심사일 2006. 8. 7 / 심사완료일 2006. 11. 21)