

고강도 강재를 적용한 겹침이음 접합부의 블록전단거동 및 강도

김근형¹ · 이철호^{2*} · 김대경³ · 안재권⁴

¹사원, (주)GS건설, ²교수, 서울대학교, 건축학과, ³과장, (주)센구조연구소, ⁴수석연구원, 한국건설기술연구원 화재안전연구소

Behavior and Strength of Block Shear in High-Strength Steel Lap Joint

Kim, Keun Hyung¹, Lee, Cheol Ho^{2*}, Kim, Dae Kyung³, Ahn, Jae Kwon⁴

¹Staff, GS E&C Co., Ltd., Seoul, 03179, Korea

²Professor, Department of Architecture and Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul, 08826, Korea

³Manager, SEN Structural Engineers Co., Ltd., Seoul, 07226, Korea

⁴Senior researcher, Department of Fire Safety Research, Korea Institute of Civil Engineering and Building Technology, Hwaseong-si Gyeonggi-do, 18544, Korea

Abstract – Although block shear rupture is one of the critical failure modes of bolted lap joint in steel structures, the failure mechanism and strength capacity have yet to be more clearly established. Further, since existing design formulas in presentative steel design standards were developed based on experimental studies with ordinary steels, it is unclear whether it can be applied to high-strength steels with significantly different post-yield properties. In this study, the behavior of bolted lap joints made of high-strength steel was experimentally investigated and a new design formula was developed. A total of 10 specimens were tested to evaluate the block shear strength depends upon steel grades and bolt arrangements. In addition, finite element analyses have been carried out to investigate the effects of bolt number, bolt spacing, and joint length. The block shear strength equations in the existing design standards is shown to be inconsistent and a new formula applicable to both ordinary and high-strength steels is proposed.

Keywords - Block shear, High-strength steel, Bolted connection, Lap joint, Finite element analysis

1. 서론

볼트접합은 철골구조물에서 널리 사용되는 대표적인 접합 방법 중의 하나이다. 이러한 볼트접합부의 블록전단파단은 접합부의 전단부와 인장부 파괴가 하중 방향으로 동시에 발생하는 것으로, 볼트접합부 설계과정에서 고려해야 하는 치명적 파괴모드 중 하나이다. Fig. 1.은 다양한 형식의 볼트접합부에서 발생가능한 블록전단파단의 예시이다.

일반적으로 설계기준에서는 인장강도와 전단강도의 비교 및 조합을 통한 두 가지 블록전단강도 산정식이 제안되어 있다. 그러

나 여기서 주목할 점은 실제 대부분의 실험결과에 의하면 전단강

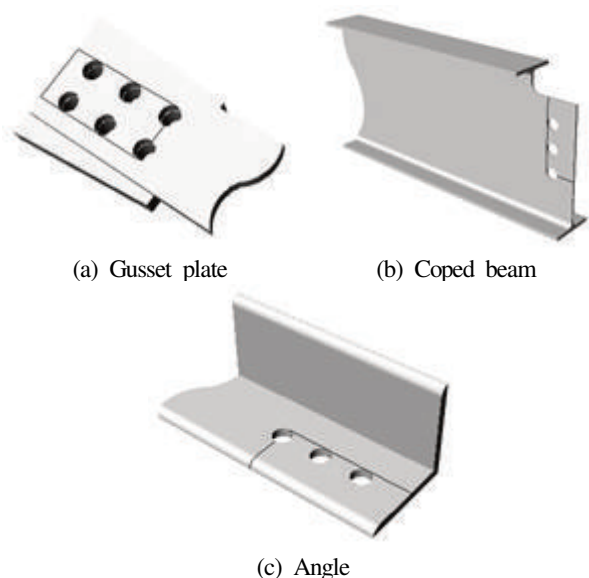


Fig. 1. Examples of block shear in bolted connections

Note.-Discussion open until June 30, 2019. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on July 26, 2018; revised November 28, 2018; approved on November 28, 2018. Copyright © 2018 by Korean Society of Steel Construction

*Corresponding author.

Tel. +82-2-880-9061 Fax. +82-2-871-5518

E-mail. ceholee@snu.ac.kr

도가 인장강도보다 커서 전단면의 전단항복과 인장면의 파단이 블록전단의 지배적인 거동이라는 점이다. 더구나 현행 대부분의 설계기준은 블록전단강도 산정에 있어 인장부와 전단부에 대한 전단면적과 순단면적 적용에 대해 일관성 없이 변화해왔으며, 따라서 이에 대한 명확한 거동 정립의 필요성이 제기되어왔다.

볼트접합부의 블록전단 거동과 관련하여 다양한 실험이 있어 왔지만, 블록전단의 파괴메커니즘을 정확히 설명하는 연구는 드물었다. 블록전단강도 산정식은 AISC 1978에 처음 등장한 이후, AISC 2016에 이르기까지 다양한 형태로 변화되어왔다^{[1]-[4]}. 하지만 가장 최근의 AISC 2016조차도 블록전단강도를 지나치게 보수적으로 산정하고 있을 뿐만 아니라 파괴 모드도 정확하게 예측하지 못하고 있다. 최근 고강도 강재가 설계부터 시공까지의 다양한 장점에 근거하여 폭넓게 사용되고 있다. 기존 블록전단강도 설계식은 일반강재를 이용한 실험들만을 근거로 하였기에 항복 후 물성이 상이한 고강도 강재 볼트접합부에 대한 기존 설계식의 합리적 적용가능 여부가 불분명하였다.

이 연구에서는 인장강도 800MPa급 HSA800 강재를 적용한 볼트접합부의 실험연구를 통하여 블록전단 거동을 심층분석하여 새로운 블록전단설계식 개발의 근거를 마련하였다. 실험을 통하여 강종 및 볼트 배열이 블록전단강도에 미치는 영향을 분석하고, 유한요소해석을 이용한 추가적인 해석연구를 통하여 볼트 수와 간격, 볼트접합부의 길이가 블록전단강도에 미치는 영향을 확인하였다. 이를 바탕으로 일반 강재와 고강도 강재에 범용적으로 활용할 수 있는 새로운 블록전단강도 산정식을 제안하고자 하였다.

2. 현행 블록전단 설계강도식 분석

블록전단파단에 대한 현행 설계식과 관련해서는 북미의 AISC (2010)^[3]와 CSA (CSA S16-09)^[5] 기준이 대표적이다. 이 식들은 Birkemoe and Gilmor (1978)^[6]의 연구결과로 시작되어 AISC Specification에 반영된 이후, 지금과 같은 형태로 조금씩 변화해왔다. 국내 현행 설계기준^[7]은 AISC (2010)과 동일하다.

2.1 AISC Specification (1999, 2010)

AISC Specification (1999)^[2]에서는 블록전단파단에 대하여 두 가지 식을 제안하였다. 첫 번째는 전단저항 총단면적의 전단항복과 인장저항 순단면적의 파단이다. 다른 하나는 전단저항 순단면적의 전단파단과 인장저항 총단면적의 항복이다. 이 때 전단항복 강도와 전단파단강도는 각각 인장항복강도와 파단강도의 0.6배로 취한다.

$$F_u A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nv}: R_n = [0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}] \quad (1a)$$

$$F_u A_{nt} < 0.6 F_u A_{nv}: R_n = [F_y A_{gt} + 0.6 F_u A_{nv}] \quad (1b)$$

AISC 2010 및 AISC 2016에서는 단일한 블록전단강도식을 제안하고 있으며, 블록전단계수(U_{bs})를 도입하여 인장력이 균일할 경우 1.0, 불균일할 경우 0.5를 적용하도록 하고 있다(Fig. 1.(b) 또는 Fig. 1.(c)의 경우). 이 강도식은 전단저항 총단면적의 전단항복과 인장저항 순단면적의 인장파단을 조합한 강도를 상한선으로 하고 있다.

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (2)$$

2.2 CSA S16-09 (2009)

캐나다의 과거 설계기준(CSA, 2001)은 AISC 1999와 동일한 블록전단강도식을 적용하였으나, CSA S16-09 (2009)에서는 단일강도식을 적용하고 있다. 이 식의 경우 전단부 파괴에 대하여 전단항복강도와 파단강도의 평균값을 적용한다는 것이 주목할 점이다.

$$R_n = F_u A_{nt} + 0.6 \left(\frac{F_y + F_u}{2} \right) A_{gv} \quad (3)$$

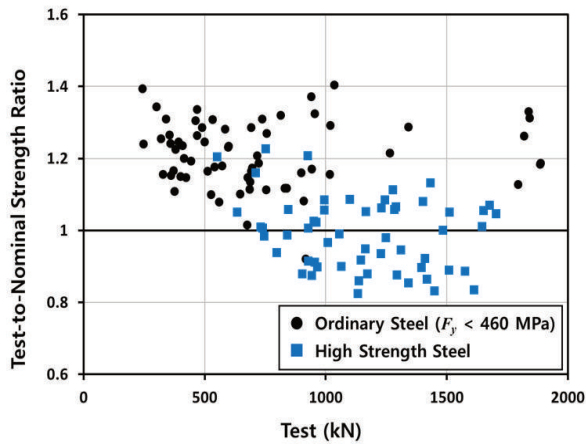
2.3 고강도강 적용성 검토

블록전단파단은 전단항복 및 인장항복 이후 힘의 재분배에 의해 강도가 결정된다. 일반적으로 460 MPa 이상의 항복강도를 갖는 강재를 고강도강으로 분류하는데 일반강과 달리 분명한 항복점과 항복점이 존재하지 않고 항복비(yield ratio)도 증가하여 일반강에 비해 변형능력이 떨어지는 경향이 존재한다^{[8],[9]}. 따라서 고강도강 볼트접합부의 블록전단거동을 실험적으로 규명할 필요가 있다.

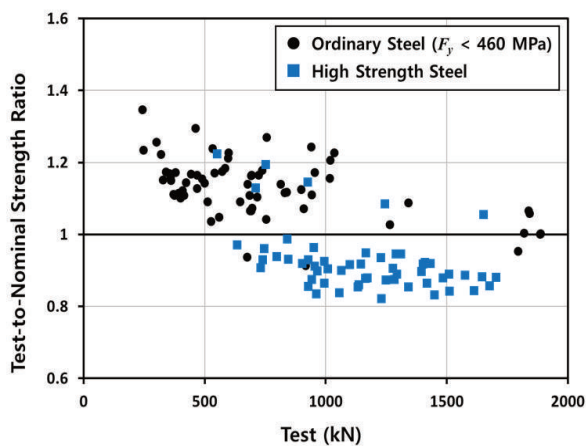
Fig. 2.는 선행실험연구결과에서 설계기준에 의한 예측강도 대비 실험강도의 비를 나타낸 것이다^[10]. AISC 1999 기준의 블록전단 설계강도는 전반적으로 보수적인데 반해, CSA 2009는 비교적 실험과 유사한 강도를 예측하고 있음을 알 수 있다. 다만, AISC 2010(또는 AISC 2016) 및 CSA 2009 두 강도식 모두 고강도강재에 대해서는 여전히 예측강도가 부정확함을 알 수 있다.

3. 실험연구

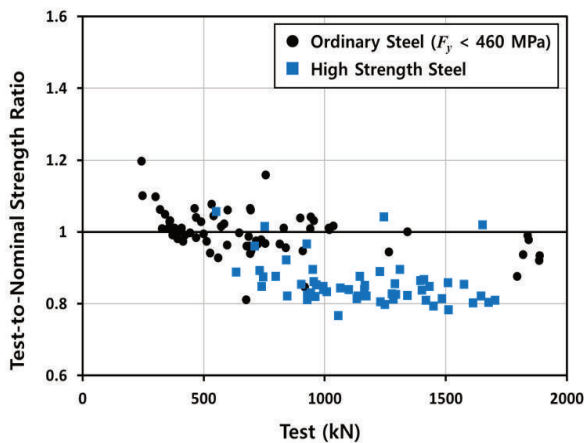
H형강 플랜지의 겹침이음 볼트접합부에 균일한 인장력이 작용



(a) AISC Specification 1999



(b) AISC Specification 2010/2016



(c) CSA S16-09

Fig. 2. Comparison of test-to-nominal strength ratio of block shear strength based on available test data^[10]

하는 조건을 대상으로 하였고(즉 U_{bs} 는 1에 해당), 다양한 접합형태 및 강종이 접합부 거동과 블록전단강도에 어떤 영향을 미치는지 분석하고자 하였다(Table 1 참조).

Table 1. Tensile Test Results of Steel Plate

Test	Steel Grade	Measured yield strength (MPa)	Measured tensile strength (MPa)	Yield ratio (%)
I	SM490	1 345.2	518.6	67
		2 332.9	516.0	65
		3 339.3	519.4	65
		Aver. 339.1	518.0	65
	SM570	1 551.8	680.6	81
		2 553.4	677.9	82
		3 557.2	681.4	82
		Aver. 554.1	680.0	81
	HSA800	1 841.8	906.1	93
		2 841.1	905.2	93
		3 843.6	907.8	93
		Aver. 842.2	906.4	93
II	SM490	1 342.2	500.8	68
		2 338.3	500.4	68
		3 318.4	499.9	64
		Aver. 333.0	500.3	67
	HSA800	1 756.8	801.8	95
		2 790.1	812.3	97
		3 807.9	828.1	98
		Aver. 784.9	814.1	96

3.1 실험설계 및 셋업

실험은 겹침이음한 강판의 두께에 따라 2차례 수행되었다(Table 2, Fig. 3 및 Fig. 4 참고). 볼트가 완전히 전단파단될 경우 방출된 파단에너지에 의해 파괴된 볼트부가 면외방향으로 튕겨나오므로, 실험 시 안전을 위하여 Fig. 3과 같이 접합부를 비닐로 감싸 주었다.

첫 번째 실험(Test-I)은 총 6개의 실험체를 대상으로 수행되었으며, 겹침이음 강판의 두께가 25mm, 볼트직경은 20mm(볼트구멍 22mm) 및 30mm(볼트구멍 33 mm)이다. 실험체는 두 가지의 볼트 배열로 나뉘는데, 정렬배치와 엇모배치이다. 볼트간 거리는 정렬배치의 경우 60mm, 엇모배치의 경우 40mm이다. 겹침이음 강판은 SM490, SM570, HSA800의 3종이다. 실험체는 기본적으로 AISC 2010의 지압볼트 접합부 설계식을 기반으로 설계되었다.

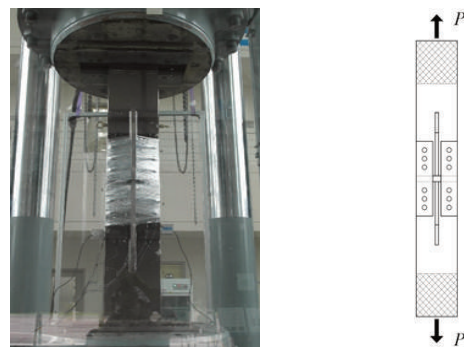


Fig. 3. Test set-up and loading

Table 2. Summary of test specimen information

Specimen		Steel	Plate thickness (mm)	Bolt diameter (mm)	Bolt distance (mm)	Number of bolts	Ultimate load (kN)	Deformation at ultimate load (mm)	Failure mode
Test-I	25-490-3-60	SM490	25	30	60	12	3,416	43.1	Block shear rupture
	25-490-7-40	SM490	25	20	40	28	4,859	56.0	Net section rupture
	25-570-3-60	SM570	25	30	60	12	4,260	31.6	Block shear rupture
	25-570-7-40	SM570	25	20	40	28	4,947	51.3	Gross section rupture
	25-800-3-60	HSA800	25	30	60	12	5,824	17.2	Bolt shear rupture
	25-800-7-40	HSA800	25	20	40	28	5,146	21.3	Bolt shear rupture
Test-II	15-490-3-60	SM490	15	30	60	12	1,974	37.6	Block shear rupture
	15-490-4-60	SM490	15	30	60	16	2,488	32.9	Block shear rupture
	15-800-3-60	HSA800	15	30	60	12	3,139	22.7	Block shear rupture
	15-800-4-60	HSA800	15	30	60	16	3,512	21.9	Block shear rupture

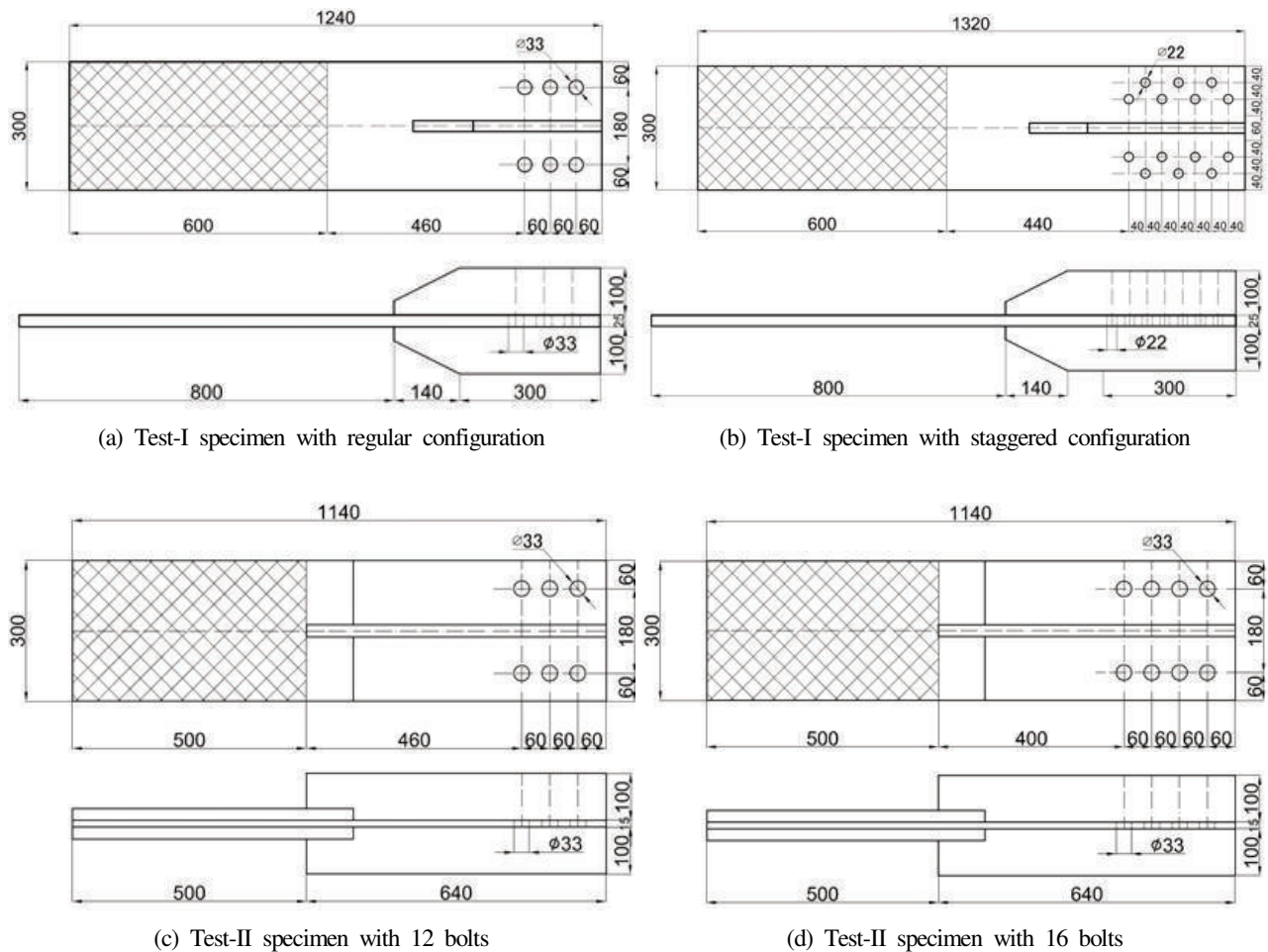


Fig. 4. Specimen details

두 번째 실험(Test-II)은 총 4개의 실험체를 대상으로 하였으며, 접침이음 강판의 두께가 15mm, 볼트직경은 30mm이다. 모든 실험체는 정렬배치이지만, 볼트간 거리가 첫 번째 실험(60mm)과 다르다. 이로 인해 볼트의 개수도 함께 달라진다. 이 실험에서는 SM490와 HSA800의 두 가지 강종이 적용되었으며, 첫 번째 실험과 마찬가지로 기본적으로 AISC 2010의 지압볼트 접합부 설계식을 기반으로 설계되었다.

두 번의 실험 모두 F10T의 고강도볼트를 사용하였으며, 각 실험에서의 강종별 소재시험에 의한 항복 및 인장강도는 아래 Table 1과 같다. SM490 시편은 현행 설계기준의 공칭항복강도(두께 16 mm 이상, 40 mm 미만일 경우 $F_{y,M} = 345 \text{ MPa}$)에 약간 미달하였다. 실험은 10,000 kN 급 UTM을 사용하여 Fig. 3.과 같은 셋업으로 수행되었다.

3.2 실험 결과

Table 2에는 각 실험체 별 최대강도 및 파괴모드를 정리하였다. 실험체 조건에 따라 다양한 형태의 파괴모드가 관찰되었으며, 모든 실험체가 설계블록전단강도를 초과했다. 실제 블록전단파괴는 25-490-3-60을 포함하여 6개 실험체에서만 발생하였다. 먼저 Test-I 결과를 논의하고자 한다.

Fig. 5.는 블록전단파단이 발생한 실험체를 보여준다. 가령, Fig. 5.(a)는 실험체 25-490-3-60(SM490, 정렬배치)의 블록전단 파단 형상이다. 볼트구멍의 변형 형상이 길이방향의 전단변형과 수직방향의 인장변형이 동반되어 블록전단파단으로 이어졌음이 잘 나타나있다. 실제 실험에서는 전단면의 전단항복이 발생한 후, 인장면의 파단으로 이어지는 순으로 파단이 관측되었다. 실험체의 최대강도는 3,416 kN이었고, 최대강도에서의 길이방향 변형량은 43.1 mm이다.



(a) 25-490-3-60



(b) 25-570-3-60



(c) 15-490-3-60

Fig. 5. Specimens showing block shear rupture



(a) 25-490-7-40



(b) 25-570-7-40

Fig. 6. Specimens with gross or net section rupture

실험체 25-570-3-60(SM570, 정렬배치) 고강도강 실험체는 Fig. 5.(b)와 같은 형태의 블록전단파괴가 발생하였으며, 25-490-3-60와 마찬가지로 전단면의 전단항복이 발생한 후, 인장면의 파단으로 이어졌다. 실험체의 최대강도는 4,260 kN이었고,

최대강도에서의 변형은 31.6 mm였다.

반면, 25-490-7-40(SM490, 엇모배치) 실험체의 경우 AISC 2010에 따른 거셋플레이트의 순단면 인장파단강도가 블록전단강도에 비해 약간 높았음에도 불구하고, 거셋플레이트의 순단면파단으로 종국에 이르렀다(Fig. 6.(a) 참조). 실험체 25-570-7-40(SM570, 엇모배치)는 실험설계 의도와 달리 충전장면의 파단으로 실험이 종료되었다(Fig. 6.(b) 참조). 실험체의 인장파단강도는 블록전단파단에 대한 설계강도에 미치지 못하는 수준이었다. 모재의 계측강도가 실험설계 시 고려한 초과강도를 한참 상회하였기 때문으로 사료된다.

실험체 25-800-3-60(HSA800, 정렬배치)는 볼트구멍의 변형은 발생하지 않은 채, 볼트의 전단파단으로 인해 실험이 종료되었다. 모재의 초과강도가 볼트의 전단강도를 초과한 결과로, 이후 고강도강의 실험(Test-II)에서는 강판두께를 15mm로 낮추었다. 실험체의 최대강도는 5,824 kN이었고, 최대강도에서의 변형은 17.2 mm였다. 25-800-7-40(HSA800, 엇모배치) 실험체도 25-800-3-60와 같은 이유로 볼트의 전단파단으로 실험이 종료되었다. 실험체의 최대강도는 5,146 kN이었고 최대강도에서의 변형은 21.3 mm였다.

Test-I에서는 강판두께 및 강도의 영향으로 블록전단파단의 파괴모드가 원하는 대로 유도되지 않았다. Test-II에서는 겹침이음 강판의 두께를 15mm로 실험체를 제작하여 블록전단파괴모드를 용이하게 유도하였다. 이하에서는 Test -II 관측내용을 논의한다.

실험체 15-490-3-60(SM490, 정렬배치)는 블록전단파괴 메커니즘이 분명히 나타났다. Test-I에서의 블록전단파단형태와 마찬가지로 전단저항면의 전단항복이 발생한 후, 인장단면의 파단으로 종국에 이르는 형태이다. 실험체의 최대강도는 1,974 kN이었고, 최대강도에서의 변형량은 37.6 mm였다.

실험체 15-490-4-60(SM490, 정렬배치)은 실험체 15-490-3-60와 비교하여 볼트의 개수가 하나씩 더 많은 실험체이다. 이 실험체의 경우에도 전단저항면의 전단항복 발생과 이후 인장단면의 파단으로 종국상태에 이르렀다. 실험체의 최대강도는 2,488 kN, 최대강도에서의 변형량은 32.9 mm였다.

실험체 15-800-3-60(HSA800, 정렬배치)는 15-490-3-60와 비교하여 강판을 고강도강으로 대체한 것이다. 이 실험체 또한 앞선 실험체들에서 나타난 전형적인 블록전단파괴 메커니즘이 발현되었다. 최대강도는 3,139 kN, 최대강도에서의 변형량은 22.7 mm였다.

실험체 15-800-4-60(HSA800, 정렬배치) 또한 고강도강을 적용한 실험체로 블록전단파괴 메커니즘이 잘 나타났다. 최대강도

는 3,512 kN, 최대강도에서의 변형량은 21.9 mm였다.

3.3 실험결과 비교

블록전단파괴는 강판 25mm 두께의 정렬배치 실험체(SM490 및 SM570)와 강판 15mm 두께의 SM490 및 HSA800 정렬배치 실험체에서만 발생하였다. 블록전단파괴가 발생한 모든 실험체는 전단저항면의 전단항복 및 인장저항단면의 파단에 의하여 종국상태에 이르렀다. Table 3은 블록전단 설계강도와 실제 실험결과로 얻어진 강도를 비교한 것이다. AISC 1999 및 2010의 블록전단 설계강도가 상당히 보수적인 설계를 유도하고 있음에 반해, CSA S16-09의 설계강도는 비교적 실험결과와 유사함을 알 수 있다. 하지만 Fig. 2.의 기존 실험결과 및 이 연구의 실험에서 보듯이 CSA S16-09는 고강도강을 적용한 경우에 대하여 비안전측으로 설계를 유도할 우려가 있으므로 이에 대한 설계식의 개선이 필요하다.

Table 3. Comparison of block shear capacity between design strength and test result

Specimen	Steel grade	Test (kN)	Nominal strength (kN)		
			AISC 1999	AISC 2010	CSA S16-09
25-490-3-60	SM490	3,416	2,499	2,408	3,266
25-570-3-60	SM570	4,260	2,907	2,987	3,967
15-490-3-60	SM490	1,974	1,591	1,570	2,112
15-490-4-60	SM490	2,488	1,844	1,822	2,590
15-800-3-60	HSA800	3,139	2,448	2,574	3,393
15-800-4-60	HSA800	3,512	2,837	2,963	4,176

4. 블록전단강도식 제안을 위한 수치해석연구

앞서의 실험연구만으로는 블록전단파괴에 대한 다양한 변수들의 영향을 파악하기 어려우므로, 유한요소해석에 의한 보완 수치해석연구를 수행하였다. 고강도강의 경우를 포함할 수 있도록 기존 설계식을 개선하여 더욱 신뢰성있고 일반성 있는 겹침이음부의 블록전단강도식을 제안하고자 한다.

4.1 유한요소모델링

이 연구에서는 ABAQUS를 이용하여 유한요소해석을 수행하였다. 유한요소모델링에는 재료비선형, 기하비선형이 모두 반영되어 있으며, 겹침이음부의 대칭조건을 반영하여 적절한 경계조건을 설정하였다. 강판에 대하여 C3D8R 솔리드 요소를 적용하여 모델링하였다. 또한 재료의 응력-변형률 관계는 앞서 2장의 인장

시험결과(평균항복강도 및 평균인장강도)를 반영하였다. 볼트군의 변위를 제어하는 방식으로 재하하였다. 볼트의 경우 볼트전단 파괴모드를 배제하기 위하여 강체로 모델링하였다. 해석연구의 초점은 겹침이음부의 블록전단파괴 메커니즘에 근거한 강도성능을 확인하기 위함이기 때문이다.

4.2 유한요소해석 검증

유한요소모델링을 이용한 변수해석에 앞서 25mm 두께 실험체의 실험결과를 바탕으로 유한요소해석의 신뢰성을 검증하고자 하였다. Fig. 7.과 같이 겹침이음부의 대칭성에 근거하여 실험체의 1/4만을 모델링하였다.

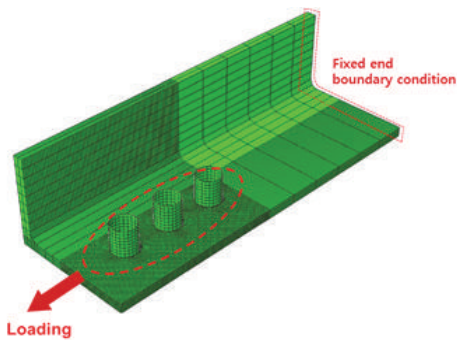
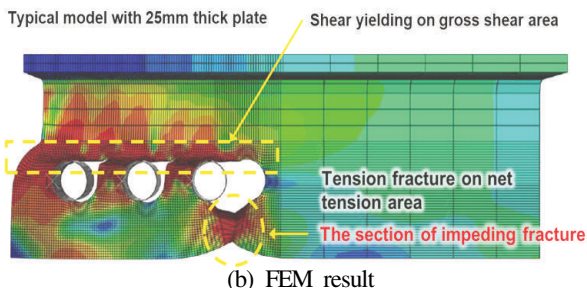


Fig. 7. Finite element modeling



(a) Test result



(b) FEM result

Fig. 8. Comparison of deformed shapes between test and FEM (specimen 25-490-3-60)

Fig. 8.은 실제 실험결과와 유한요소해석에 의한 변형형상을 비교한 것으로 매우 잘 일치하고 있음을 알 수 있다.

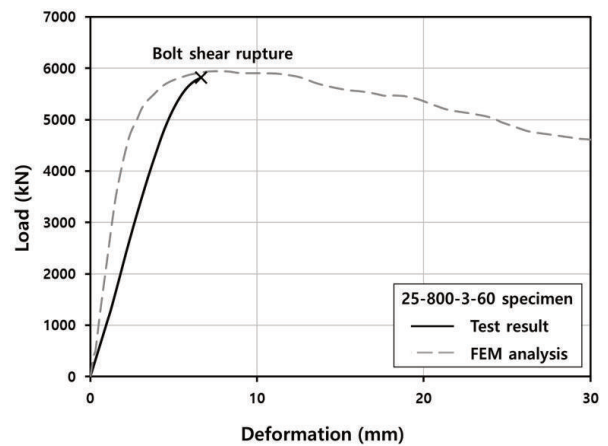
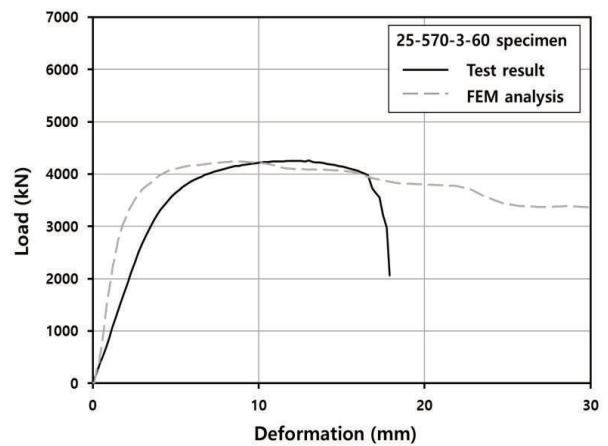
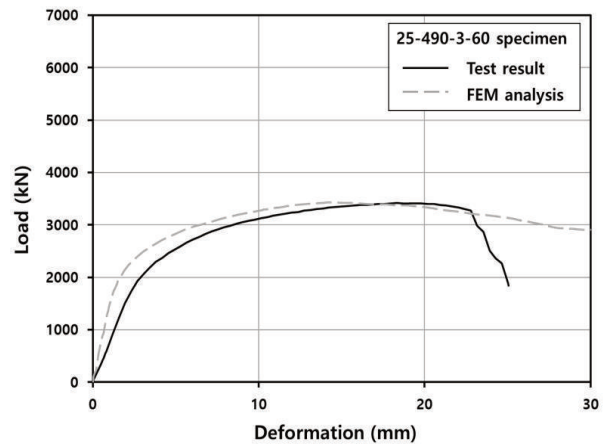


Fig. 9. Comparison of the load-deformation relationships from test and FEM results

또한 Fig. 9.는 실험 및 유한요소해석에 의한 하중-변형 관계를 비교한 것이다. 이 연구의 수치해석 모델은 초기강성은 약간 실험 값에 비해 과대평가 하지만 가장 중요한 실험에서의 최대 블록전단강도는 적절히 예측할 수 있음을 알 수 있다. 해석에 의한 하중-

변형 관계에서 초기 강성이 실험에 비해 다소 높게 나타나는데, 이는 앞서 언급한 볼트의 전단변형 및 슬립 변형이 해석모델에는 포함되지 않았기 때문이다. 그러나 겹침이음부의 블록전단내력을 파악하는 것에는 영향이 없음이 Fig. 9.에 잘 드러난다.

4.3 변수해석

겹침이음부 유한요소해석의 변수는 강판의 두께, 강종, 볼트수와 볼트간 거리(접합부 길이)를 적용하였으며, 총 75개의 해석모델을 검토하였다.

5 mm 강판을 적용한 유한요소모델에는 총 11가지의 볼트접합 상세를 검토하였다. 볼트간 거리가 60 mm 인 경우에는 볼트 개수가 2~6개, 80 mm 인 경우 2~4개, 100 mm 인 경우 2~3개, 75 mm 인 경우는 3개이다. 검토대상 강재는 SM490, SM570, HSA800강이다(총 해석모델의 수는 33개). 15 mm 강판의 경우 총 14가지의 볼트접합 상세를 고려하였다. 각각의 볼트 개수는 볼트간 거리가 60 mm 인 경우 2~7개, 80mm 인 경우 2~5개, 100 mm 인 경우 2~4개, 75 mm 인 경우 3개이다. 25 mm일 때와 마찬가지로 SM490, SM570, HSA800강이 고려대상이므로 총 해석모델의 수는 42개이다. 해석결과 모든 해석모델에서 전단항복에 이은 인장파단으로 이어지는 블록전단파괴 변형이 재현되었다.

4.4 접합부 길이 효과

Fig. 10.은 동일 접합길이를 갖는 상세에 대한 유한요소해석결과이다. 여기서 접합부 길이라 함은 최내측 볼트구멍중심에서 연단부까지의 거리를 의미한다. 접합부 전체 길이가 같은 경우 볼트 개수에 상관없이(즉 가력방향 순단면적과 상관없이) 유사한 블록전단강도를 가지는 것을 알 수 있다.

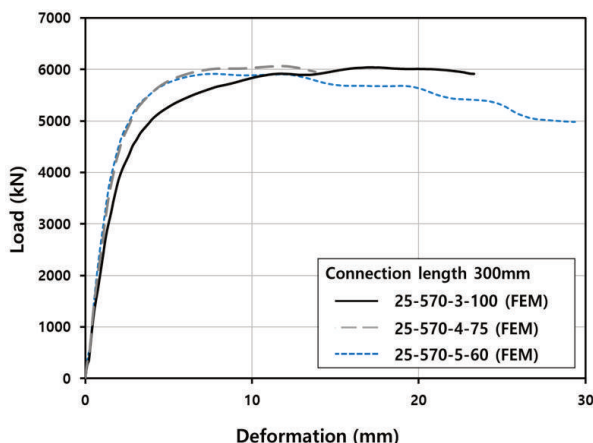


Fig. 10. Relationship between connection length and block shear strength

이 같은 거동은 다른 해석모델에서도 일관성 있게 관측되었다. 이는 블록전단파괴에 있어서 전단항복면은 순단면적이 아닌 총 전단면적을 적용하는 것이 합리적임을 의미한다. 실험이나 해석 모두에서 가력방향 순단면을 가로지르는 전단파단면은 관측되지 않고 Fig. 8.과 같이 총단면 전단항복선이 관측된다.

전단저항면에 작용하는 유효전단강도는 전단파단강도와 전단항복강도 사이의 값에 존재하는 값이다. 이는 겹침이음부가 짧은 경우에 유효전단강도가 전단파단강도에 접근하는 경향이 있다. 한편, 겹침이음부가 긴 경우에는 유효전단강도는 전단항복강도에 접근하는 경향이 있다. Hardash와 Bjorhovde는 이러한 점에 착안하여 유효전단강도를 접합부 길이의 함수로 제안한 바 있다^[11].

고강도강의 경우 상대적으로 강재 본연의 연성능력이 일반강에 비해 덜 하지만, 실험 및 유한요소해석결과에 의하면 파괴형상은 유사한 파괴형상이 관측되었다. Fig. 11.은 이 연구의 결과 및 기존 실험결과를 토대로 작성한 것으로, 겹침이음부의 길이와 유효전단강도 사이에 유의미한 상관관계가 존재함을 잘 보여주고 있다.

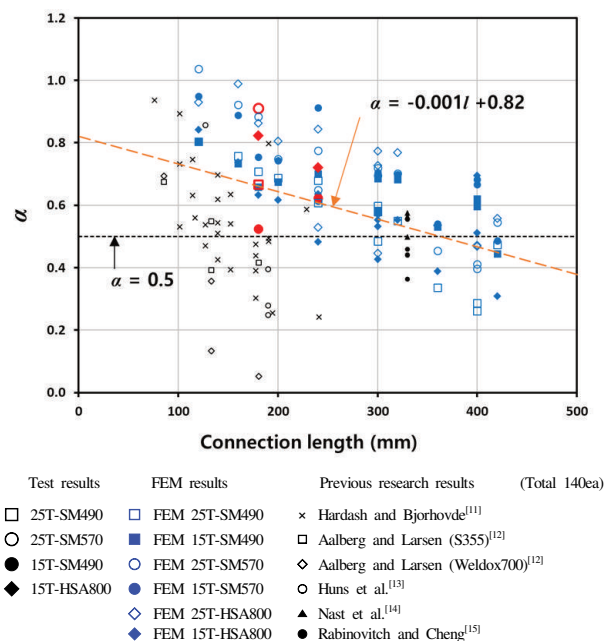


Fig. 11. Relationship between connection length and length effect coefficient α ^{[11]-[15]}

5. 블록전단강도 제안식

이 연구에서는 블록전단강도를 평가하기 위해서 일차적으로 겹침이음부의 실험결과 및 유한요소해석결과를 바탕으로 회귀분석을 통하여 접합부 길이(유효전단저항 면적을 반영)에 따른 유효

인장강도(항복강도와 인장강도의 조합)를 산정하고자 하였다. 이 연구에서는 겹침이음접합부 길이에 따른 유효인장강도계수(α)를 다음 식 (4a)와 같이 제시하고 블록전단강도를 다음 식 (5)와 같이 제안하고자 한다.

$$\alpha = -0.001l + 0.82 \quad (4a)$$

$$F_{eff} = \alpha F_u + (1 - \alpha) F_y \quad (4b)$$

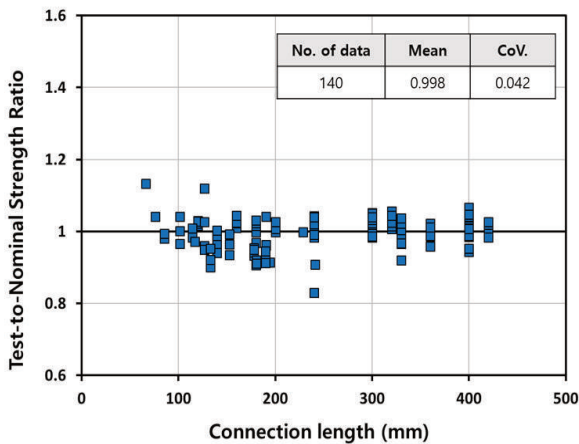


Fig. 12. Test-to-design strength ratio for the proposed design equation

$$R_n = U_{bs} F_u A_{nt} + 0.6 F_{eff} A_{gv} \quad (5)$$

Fig. 12.는 제안식에 의한 블록전단강도와 실험결과를 비교한 것이다. CSA S16-09의 경우 평균은 1.016, CoV.는 0.044로서 이 연구결과와 유의미한 차이는 없었으나, 기존 AISC 설계식들에 (Fig. 2.의 기존 식에 의한 평가참조) 비해 상당히 신뢰성있는 예측 강도를 제시할 수 있음을 알 수 있다.

6. 결 론

이 연구에서는 겹침이음접합부의 블록전단파괴에 대한 실험 및 해석적 연구를 수행하였다. KBC, AISC, CSA와 같은 현행 설계기준들은 고강도강의 블록전단강도를 신뢰성 있게 제시하고 있지 못함을 확인하고 이를 대체할 수 있는 방안을 실험 및 해석으로 검토하였다.

1. AISC 설계기준의 블록전단강도 설계식은 상당히 보수적임을 확인하였다. CSA S16-09의 경우 실험강도와 유사하였으나 고강도강 실험체의 경우 설계강도가 비안전측일 수 있는 우려가 나타났다.

2. 일반강 및 고강도강 겹침이음 볼트접합부의 블록전단강도를 평가하기 위한 실험연구를 수행하였다. 두께가 25 mm 인 실험체에서는 재료 초과강도로 인해 다양한 유형의 파괴모드가 나타났다. 그 중 SM490, SM570의 정렬배치 실험체에서 블록전단파괴가 발생하였으며, HSA800을 포함한 15 mm 두께의 실험체는 모두 블록전단파괴가 발생하였다. 고강도강 실험체 또한 전단항복에 이은 인장파단으로 이어지는 블록전단파단이 관측되었다.

3. 유한요소해석모델은 실험결과를 강도측면에서 잘 묘사하는 것을 확인하였다. 접합부의 길이, 볼트 개수, 볼트간 거리를 변수로 하여 총 75개의 추가 해석을 수행하였다. 실험에서와 마찬가지로 해석결과 또한 일반강과 고강도강은 유사한 블록전단파괴 거동을 나타내었다. 블록전단강도는 볼트 개수 및 볼트간 거리에 관계없이 접합부의 길이에 주로 영향을 받았다. 또한 전단저항면의 경우 순전단면보다는 총전단면을 적용하는 것이 합리적임을 확인하였다.

4. Hardash and Bjorhovde^[11]의 연구결과에서와 마찬가지로 겹침이음접합부의 길이가 짧을수록 전단저항면의 유효전단강도는 강재의 전단파단강도에 가까워짐을 확인하였다. 따라서 이 연구에서는 Hardash와 Bjorhovde의 연구결과에 착안하여 접합길이에 따른 유효전단강도식을 제안하였다. 제안한 유효전단강도를 반영할 시 기존 설계기준강도보다 일반강 및 고강도강 모두에 대하여 신뢰성 있는 블록전단강도를 제공하는 것으로 나타났다.

이 연구에서는 인장력이 균등한 경우만을 대상으로 하였고 비균등 인장응력 상태(가령 편심축하중을 받는 앵글접합부 등)에 대한 평가는 수반하지 못하였다. 실제 구조물에서는 비균등 인장력을 받는 경우가 더 많이 발생하므로, 후속연구로서 편심하중이 작용하는 볼트접합부의 블록전단강도에 대한 평가가 수반되어야 한다.

감사의 글

이 연구는 포스코 전문연구교수 사업의 지원으로 이루어진 것으로 이에 감사드립니다.

참고문헌(References)

- [1] American Institute of Steel Construction (1978) *Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings* (AISC S326: 1978), USA.
- [2] American Institute of Steel Construction (1999) *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural*

- Steel Buildings*, USA.
- [3] American Institute of Steel Construction (2010) *Specification for Structural Steel Buildings* (ANSI/AISC 360-10), USA.
 - [4] American Institute of Steel Construction (2016) *Specification for Structural Steel Buildings* (ANSI/AISC 360-16), USA.
 - [5] Canada Standards Association (2009) *Design of Steel Structures* (CSA-S16-09), Canada.
 - [6] Birkemoe, P.C., and Gilmor, M.I. (1978) Behavior of Bearing Critical Double-Angle Beam Connections. *Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Vol. 15, No.4, pp.109-115.
 - [7] 대한건축학회(2016) 건축구조기준 및 해설, 기문당. Architectural Institute of Korea (2016) Korean Building Code and Commentary, Kimundang, Korea (in Korean).
 - [8] Kim, D.-K., Lee, C.-H., Han, K.-H., Kim, J.-H., Lee, S.-E., and Sim, H.-B. (2014) Strength and Residual Stress Evaluation of Stub Columns Fabricated from 800MPa High Strength Steel, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol.102, pp.111-120.
 - [9] Lee, C.-H., Han, K.-H., Uang, C.-M., Kim, D.-K., Park, C.-H., and Kim, J.-H. (2013) Flexural Strength and Rotation Capacity of I-Shaped Beams Fabricated from 800-MPa Steel, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.139, No.6, pp.1043-1058.
 - [10] Driver, R.G., Gondin, Y.G., and Kulak, G.L. (2006) Unified Block Shear Equation for Achieving Consistent Reliability, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol.62, No.3, pp.210-222.
 - [11] Hardash, S.G., and Bjorhovde, R. (1985) New Design Criteria for Gusset Plates in Tension, *Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Vol.22, pp.77-94.
 - [12] Aalberg, A., and Larsen, P.K. (2000) Strength and Ductility of Bolted Connections in Normal and High Strength Steels, *Structural Failure and Plasticity (IMPLAST 2000)*, Elsevier Science, Australia, pp.487-494.
 - [13] Huns, B.B.S., Grodin, G.Y., and Driver, R.G. (2002) *Block Shear Behaviour of Bolted Gusset Plates*, Structural Engineering Report No. 248, University of Alberta, Canada.
 - [14] Nast, T.E., Grondin, G.Y., and Cheng, R.J.J. (1999) *Cyclic Behavior of Stiffened Gusset Plate-Brace Member Assemblies*, Structural Engineering Report No. 299, University of Alberta, Canada.
 - [15] Rabinovitch, J.S., and Cheng, J.J.R. (1993) *Cyclic Behavior of Steel Gusset Plate Connections*, Structural Engineering Report No. 191, University of Alberta, Canada.

요 약 : 블록전단 파단은 전단부와 인장부의 파괴가 수직인 방향으로 동시에 발생하는 것으로, 볼트접합부 설계과정에서 고려해야 하는 다양한 파괴 모드 중 하나이다. 다양한 볼트접합부의 블록전단 실험결과가 존재하지만 블록전단의 파괴메커니즘을 정확히 설명하는 연구는 드물다. AISC 2010은 블록전단 너무 보수적으로 예측하고, 파괴 모드도 정확하게 예측하지 못하고 있다. 또한 기존 블록전단 강도 설계식은 일반강재를 이용한 실험을 바탕으로 하였기에 고강도강에 적용가능 여부가 불분명하였다. 이 연구에서는 인장강도 800MPa급 HSA800 강재를 적용한 볼트접합부의 거동을 실험적으로 평가하고 새로운 설계법 개발의 근거를 제시하고자 하였다. 강종 및 볼트 배열을 따른 블록전단 강도를 평가하고자 실험을 진행하였으며 상용 유한요소해석 프로그램 ABAQUS를 이용하여 볼트접합부의 수치해석 연구를 진행하였다. 실험에서 반영하지 못한 볼트의수와 간격에 따른 볼트접합부의 길이에 따른 블록전단 강도를 유한요소 해석을 이용하여 확인하고자 하였다. 이 연구에서 기존의 실험결과와 유한요소해석에 의한 데이터를 바탕으로 일반강재와 고강도 강재 모두에 적용 가능한 새로운 블록전단 강도 산정식을 제안하였다.

핵심용어 : 블록전단, 고강도강, 볼트접합부, 겹침이음, 유한요소해석
