

RBS 철골모멘트접합부의 내진거동평가를 위한 반복제하 실물대 실험

Cyclic Seismic Testing of Full-Scale RBS (Reduced Beam Section) Steel Moment Connections

이철호* 전상우** 김진호**
Lee, Cheol Ho Jeon, Sang Woo Kim, Jin Ho

ABSTRACT

This paper summarizes the results of full-scale cyclic seismic testing on four RBS (reduced beam section) steel moment connections. Key test variables were web bolting vs. welding and strong vs. medium PZ (panel zone) strength. The specimen with medium PZ strength was specially designed to mobilize energy dissipation from both the PZ and RBS region in a balanced way; the aim was to reduce the requirement of expensive doubler plates. Both strong and medium PZ specimens with web-welding were able to provide sufficient connection rotation capacity required of special moment frames, whereas specimens with web-bolting showed inferior performance due to the premature brittle fracture of the beam flange across the weld access hole. In contrast to the case of web-welded specimens, the web-bolted specimens could not transfer the actual plastic moment of the original (or unreduced) beam section to the column. If a quality welding for the beam-to-column joint is made as in this study, the fracture-prone area tends to move into the beam flange base metal within the weld access hole. Analytical study was also conducted to understand the observed base metal fracture from the engineering mechanics point of view.

1. 서론

철골모멘트골조는 보를 기둥에 강접하여 건조되는 뼈대구조물로서 연성능력이 뛰어난 구조방식으로 간주되어 지진위험도가 높은 지역에서 널리 사용되어 왔다. 그러나 1994년 미국 노스리지 지진과 1995년 일본 효고현 남부(고베) 지진 당시, 보-기둥 용접 모멘트접합부에서 조기 취성파괴가 발생하여 막대한 피해가 야기됨에 따라, 이후 용접 모멘트접합부의 설계법, 상세 및 시공관행을 실물대 실험 등을 통하여 재평가하고 연성능력이 뛰어난 새로운 접합상세들을 제시하려는 시도가 꾸준히 있어 왔다. 그림 1은 RBS(reduced beam section, 일명 dogbone) 접합부라 불리는 상세의 모양과 주요치수를 보여준다. 기둥 플랜지에서 약간 떨어진 위치의 보 플랜지 일부를 절취하여 이 부분이 마치 "structural fuse"와 같이 기능하도록 하여 용접부의 취성파괴를 방지하고 뛰어난 연성능력을 확보하는 접합부이다. 이러한 접합부의 개념은 이미 60년대 말에 미국에서 제시된 바가 있었지만, 본격적으로는 1994년 이후 미국을 중심으로 매우 활발히 진행되어 왔다(Iwankiw 1997, Engelhardt 등1998, SAC 2000). 내진성능의 신뢰도의 측면이나 구조비용의 측면에서 향후 미국의 대표적 고연성 내진상세가 될 가능성이 매우 높다.

본 연구는 국내 여건을 반영한 RBS 모멘트접합부에 대한 실물대 실험을 통하여 설계 가이드라인의 정립에 필요한 기본자료를 확보하기 위한 연구의 일부이다. 국내 압연강재의 특성, 용접을

* 정희원, 경남대학교 건축학부 교수, 공학박사
** RIST 강구조연구소 건축구조연구팀, 공학박사

포함한 시공관행을 고려해야 하고 설계에 영향을 미치는 접합부의 강도 및 변형경화계수 등의 정보도 국내에는 축적된 것이 없었으므로 실제와이 오차를 최소화하고자 실물대 실험으로 진행하였다. 본 실험에서 고려된 변수와 중요사항은 다음장에서 상술한다.

2. 실험 프로그램

2.1 사전 고려사항

- (1) 모든 시험체는 현장용접 작업을 시뮬레이션해서 제작하였다. 고배 지진의 피해를 통해 공장용 접이 접합부 취성과파괴를 막기 위한 층분조건이 아님을 확인하였고, 현장용접 조건으로 제작된 시험체가 우수한 내진성능을 보이는 것으로 입증되면, 보 이음부를 생략할 수 있고 트레일러의 운반에도 유리한 현장용접을 회피할 필요가 없다고 본다.
- (2) 기둥 부재는 SM490 강재, 보 부재는 SS400 강재를 사용하여 철골모멘트 골조의 강한 기둥-약한 보 원칙에 부합되도록 하였다. 철골모멘트 골조의 경우 중층 이상만 되어도 강도보다는 층간변위제한에 의해 휨강성 증대에 대한 요구가 커서 SS400 강재의 단면을 증가시켜 사용하는 것이 일반적이다.
- (3) 보 부재는 H-700급의 대형단면을 사용하였다. 보의 춤이 클수록 보 플랜지의 두께가 증가하므로 그루브 용접에 의한 열영향이 증가하고, 동일 접합부 회전각에 대하여 보의 최외측 섬유에 부과되는 신장량도 상대적으로 크게 되어 춤이 작은 보에 비해 열등한 소성회전능력을 보인다. 따라서 외국에서는 춤이 큰 보의 실험결과를 춤이 작은 부재에 내사하는 것은 보수적인 것으로 인정하지만 반대의 상황은 인정치 않는다. 본 연구의 결과는 보 춤의 10% 그리고 보 단위중량의 15%까지는 실험결과와 외사를 허용하는 AISC(1997)의 내진규정을 따를 때, 약 H-800급 보까지 적용가능하므로 실무적으로 취급되는 거의 모든 보 치수에 대하여 적용될 수 있을 것으로 사료된다.
- (4) 용접봉은 일반 철구조장에서 널리 사용되고 있는 것들을 대상으로 인성값, 용접성, 가격 및 사용경험 등을 고려하여 선정하였다. 1994년 노스리지 지진의 교훈의 하나로서, 용접봉 자체가 접합부 취성과파괴의 절대적 원인은 아니지만 무시할 수 없는 영향이 있는 것으로 인정되고 있다. 사용된 용접봉은 국내 H사에서 생산하는 Supercored 71H로서 연강 및 50kg급 고장력강용 플럭스코아 아크용접 와이어이며(차폐가스는 CO₂), 용접부 인장강도는 5.0ton/cm²(490N/mm²), CVN(샤르피 V노치)값은 현재 SAC(2000)에서 내진용으로 요구되는 최소치 20ft-lbs@-20°F (26.7Joule@-28.9°C)을 확보하고 있다.

2.2 시험체의 설계 및 제작

2.2.1 RBS 설계

시험체는 모두 4개로 기둥은 H-428X407X20X35(SM490), 보는 H-700X300X13X24(SS400)의 압연 H형강을 사용하였다. 그림 2는 RBS에 소성힌지가 형성되어 변형경화에 도달했을 때의 모멘트 구배를 보여주며 실험전 RBS 소성힌지에서의 변형경화계수를 추정할 국내 자료가 없었기 때문에 최근 외국의 실물대 실험결과를 종합하여 $\alpha=1.1$ 로 가정하였다. SS400 강재의 실제 예상항복 응력도는 김종락 등(2000)이 수행한 연구결과를 기초로 전기로재 압연형강의 평균치 $F_{ye}=3.19\text{ton}/\text{cm}^2(312.8\text{N}/\text{mm}^2)$ 를 사용하였다. 그림 1에 나타난 RBS부의 치수 a 와 b 는 각각 보춤의 25% 및 75%를 택하였고, RBS 소성힌지가 변형경화 상태에 도달했을 때 보-기둥 접합부에 유입되는 휨모멘트의 크기가 보의 전단면 탄성한계 휨강도를($=SF_{ye}$) 초과하지 않도록 보 플랜지 절삭폭을 산정하였으며 관련식이 (1)~(3)식에 나타나 있다. 4개 시험체 모두 보 플랜지 절삭률은 36.7%이고 RBS 최소폭의 소성단면계수는 원단면의 소성단면계수 (Z)의 72% 수준이다.

$$m_p^{act} = \alpha \times Z_{RBS} \times F_{ye} \quad (1)$$

$$S \times F_{ye} \geq M_f = m_p^{act} \times \left(\frac{L_b}{L} \right) \quad (2)$$

$$b_{RBS} \leq \frac{(0.80)Z\left(\frac{L'}{L_b}\right) - t_w\left(\frac{d_b}{2} - t_f\right)^2}{t_f(d_b - t_f)} \quad (3)$$

2.2.2 패널존

현재까지 미국에서 수행된 RBS 접합부 실험은 거의 모두가 강한 패널존을 대상으로 하여 모든 에너지소산이 RBS영역에서 이루어지는 것을 전제로 하고 있다. 패널존이 너무 약하면 보-기둥 그루브 용접부 부근에 국부적인 킨크(kink)를 유발하여 취성파단의 가능성이 높아지고, 패널존 변형이 과도해져서 골조의 횡변위가 증가되고 패널존이 일찍 항복하게 되므로 강진 내습시의 내진 안전성 확보에 핵심요소로 거론되는 시스템 초과강도를 저하시키는 요인이 될 것이다. 또한, 패널존은 기둥의 일부이므로 패널존의 과도한 변형은 기둥의 안정성에 나쁜 영향을 미칠 수도 있다. 그러나, 현재까지 보에 대한 패널존의 적정 상대강도가 얼마인지 정해진 것이 없이 강한 패널존으로만 설계되고 있으므로, 지진 에너지소산에 패널존이 참여할 수 있도록 패널존의 강도를 균형이 잡히도록 설계하면 비용이 많이 드는 패널존 보강판(doubler plate)의 사용빈도를 줄일 수 있을 것으로 기대된다. 본 연구에서는 이런 점에 초점을 맞추어 중간강도(또는 균형)패널존을 갖는 시험체, 즉 RBS 영역이 변형경화 상태에 도달했을 때, 패널존의 전단변형각이 항복치의 4배에 도달하는 패널존강도를 갖는 시험체를 균형패널존 시험체라 이름붙이고(시험체 DB700-MW, DB700-MB), 패널존강도 산정식은 (4)식에 나타난 Krawinkler(1978)의 제안식을 사용하였다. 이와 별도로 (5)식에 표시한 AISC 내진규정(1997)의 패널존 강도식을 사용하여 설계한 시험체를 강한 패널존 시험체라 이름붙였다(시험체 DB700-SW 및 DB700-SB).

$$V_{pz} = (1.0)(0.6F_{yc}d_c t_p) \left[1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (\text{Krawinkler 1978}) \quad (4)$$

$$V_{pz} = (0.75)(0.6F_{yc}d_c t_p) \left[1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (\text{AISC 1997}) \quad (5)$$

단, 위식에서 t_p = (패널존 보강판 두께를 포함한) 기둥 웨브의 두께, d_b = 보의 춤, d_c = 기둥의 춤, b_{cf} = 기둥 플랜지의 폭, t_{cf} = 기둥 플랜지의 두께, F_{yc} = 기둥재의 항복강도를 나타낸다. (4)식을 사용하여 설계하면 패널존 보강판의 두께를 (5)식에 의한 것 보다 33% 얇게 할 수 있다. (4)식을 사용하면 본 시험체의 경우 기둥 패널존을 보강할 필요가 없다(시험체 DB700-MW 및 DB700-MB). (5)식을 사용하면 10mm 두께의 패널존 보강판이 필요하다(시험체 DB700-SW 및 DB700-SB). 패널존 보강판은 AISC(1997)의 상세를 참고하였고, 전단좌굴을 방지하기 위해(한계 두께 11.4mm) 네 모서리에 AWS D1.1:2000의 3.10절 규정에 따라 플러그 용접을 실시하였다.

2.2.3 보 웨브 접합 및 수평 스티프너

내진접합 상세에 관해 외국에서 성공적으로 진행된 연구는 보의 웨브 및 플랜지 모두를 기둥에 전용접한 시험체를 대상으로 한 경우이나, 본 연구에서는 접합비용을 좀더 줄이는 방안으로 보 웨브는 기둥에 볼트로서 접합하는 방안의 가능성도 검토하고자 하였다. 표준 연단거리 및 피치를 고려하여 고장력 볼트 F10T-M22를 충분히 여유있게 8개 배치하였다(시험체 DB700-MB 및 DB700-SB). 이는 RBS가 변형경화에 도달했을 때 유입되는 보 전단력의 2배 이상을 충분히 전달할 수 있는 볼트의 파단강도 및 보 웨브의 지압강도가 기대되는 볼트 갯수이다. 기둥 웨브의 국부 좌굴을 방지하기 위해 보 플랜지와 동일한 두께의 수평스티프너를 배치하였다.

2.3 기타 고려사항

스캘럽 (scallop, weld access hole), 백업바, 용접탭 등은 응력집중이나 노치효과가 최소화하기 위해 안정적인 형상으로 권장되고 있는 Lehigh스타일 스캘럽(SAC 2000)을 사용하였다. 하부 플랜지의 그루브 용접부는 현재 SAC(2000)에서 권장하는 대로 백바를 열전단에 의해 제거하고 모살 용접으로 보강하여 노치를 제거하였다. 상부 플랜지는 백바의 하부를 단순히 모살용접하여 노치를 제거하였다. 수평 수티프너를 기둥에 용접함에 있어서는 인성이 약한 기둥의 k 영역에서 용접을 피하도록 하였다(실물대 실험에서 이 영역에서의 균열발생이 보고된 바가 있다).

그림 3~6은 시험체 디테일 도면을 나타낸 것이다. 각 시험체의 기호가 나타내는 의미는 DB700-SW: 강한 패널존과 보 웨브 용접, DB700-SB: 강한 패널존과 보 웨브 볼팅, DB700-MW: 균형 패널존과 보 웨브 용접, DB700-MB: 균형 패널존과 보 웨브 볼팅의 조합을 나타낸다.

3. 실험결과와 분석 및 고찰

3.1 테스트 셋업, 가력, 및 계측

본 실험에 사용된 T자형 실물대 시험체의 전형적 테스트 셋업을 그림 7이 보여준다. 보 단부 가력을 위해 사용된 액추에이터의 용량은 200ton(1,961kN), 최대 스트로크는 ±300mm이며, 보의 면외변형을 막기 위한 횡지 브레이스는 기둥 플랜지 외주면에서 2500mm의 거리에 위치하고 있다. 가력방법으로 그림 8에 나타나 것과 같은 SAC(2000)의 내진실험 표준반복하중을 사용하였다. 이 때 변위제어에 사용되는 물리량은 층간변위비(story drift ratio, SDR)이며 모든 시험체에서 기둥 중앙부에서 보 단부까지의 거리는 3800mm정도이므로, 1% 층간변위비에 해당하는 보 단부의 변위는 38mm로 가정하였다. 변위계는 접합부의 총회전각 성분을 패널존, 기둥 및 보 성분으로 분리할 수 있도록 배치되었고 스트레인게이지로 미세거동을 모니터링하였다. 아울러 각 계측장비 부착 후 접합부 주변을 회칠하여 접합부 부근의 소성화 패턴을 육안으로도 쉽게 파악할 수 있도록 조치하였다. 실험이 종료된 후 시험체에서 인장시험편을 채취하여 소재인장시험을 수행하여 모두 강종별 규격치를 만족하는 것을 확인할 수 있었다. 그 인장시험결과는 표 1에 요약되어 있다.

3.2 접합부 내진성능 평가

AISC(1997) 내진규정은 내진설계에 사용된 반응수정계수 R값을 기준으로, 특별연성모멘트골조(SMF, special moment frame, R=8), 중간연성모멘트골조(IMF, intermediate moment frame, R=6), 보통연성모멘트골조(OMF, ordinary moment frame, R=4)의 경우 각각 최소 0.03, 0.02, 0.01radian의 접합부 소성회전각을 확보할 것을 요구하고 있다. SAC(2000)의 경우는 좀더 엄격하여 SMF, IMF를 구분치 않고 양자 모두 공히 0.04radian의 접합부 총회전각을 확보할 것을 요구하고 있다. SAC(2000)의 경우 접합부의 탄성회전각이 대략 0.01radian 내외임을 감안하고 소성회전각 대신 총회전각을 사용한다. SAC(2000)의 의사정적 반복하중 내진성능실험을 통해 특별연성모멘트골조의 접합부로서 인정되기 위해서는, 4% 층간변위수준(또는 0.03radian 소성회전각 수준)을 적어도 1사이클 저항할 수 있어야 하고 동시에 강도가 (RBS 도입 이전)원단면 공칭소성모멘트의 80%이하로 저하되서는 안된다.

그림 9는 4개 시험체의 내진성능을 보여주는 이력곡선을 정리한 것이다. 여기서 층간변위는 보 단부의 총변위를 기둥중심에서 보 단부까지의 거리로 나눈 것에 100을 곱하여 %단위로 표기하였다. 또한 접합부 소성회전각은 AISC 내진규정(1997)의 방식에 따라 보 단부의 소성변위를 기둥 플랜지 외주면에서 보 단부까지의 거리로 나눈 것이다. 보 웨브를 용접한 경우, 강한 패널존 시험체 DB700-SW 및 균형 패널존 시험체 DB700-MW는 모두 특별연성모멘트골조에 필요한 내진성능을 발휘하고 있음을 알 수 있다. 이에 따라 RBS 영역이 변형경화 상태에 도달했을 때, 패널존의 전단변형각이 항복치의 4배에 도달하도록 목표를 둔 균형 패널존의 개념을 도입하여 설계에 수반되는 패널존 보강의 비용을 보강을 줄일 수 있는 가능성이 보였다. 4개의 시험체 모두에서 보-기둥 그루브 용접부 자체는 양질로 시공되어 전혀 문제가 발생하지 않은 것으로 나타났다. 그러나 보 웨브를 볼팅한 시험체 DB700-SB 및 DB700-MB는 각각 2% 및 3% 층간변위 레벨에서 용접접근구멍을 가로 지르는 모재의 취성과판이 발생하였다(그림 10, 11 참조). 이 실험결과는 RBS를 도입해도 보 웨브를 볼팅한 경우는 내진성능이 크게 향상되지 않음을 보여준다. 이에 대한 좀더 자세한 고찰은 다음 절에서 논의하기로 한다.

시험체 DB700-MW 및 DB700-SW의 소성형지 패턴은 각각 그림 12 및 13에서 볼 수 있다. 시험체 DB700-MW의 경우는 패널존의 항복이 DB700-SW에 비해 훨씬 완연하다. 4% 층간변위 레벨의 제2사이클에 관측된 횡비틀림좌굴(LTB)의 진폭은 각각 15mm(DB700-MW) 및 53mm(DB700-SW)로서 패널존 항복이 허용될수록 LTB의 값은 작아지는 경향을 보인다. 시험체 DB700-MW는 내진성능 만족 후, 5% 층간변위 레벨의 최초 정모멘트 사이클에서, 저사이클 피로(low cycle fatigue) 및 응력집중과 관련된 것으로 보이는, 보 하부 플랜지 스캘러를 관통하는 모재의 파단이 발생하였다. 시험체 DB700-SW는 6% 층간변위 레벨에 이르기까지 접합부의 파괴가

발생치 않는 가장 뛰어난 내진성능을 보여주었다.

그림 14는 접합부의 강도를 비교한 것으로 종축은 접합부에 작용한 최대 휨모멘트를 표1의 인장 시험결과를 근거로 계산된 전단면의 실제소성모멘트로서 나누어 표시한 것이다. 웨브를 용접한 시험체는 전단면의 실제소성모멘트 이상을 전달할 수 있으나, 웨브를 볼팅한 시험체는 전단면의 실제소성모멘트 이하에서 파단됨을 알 수 있다. 양자의 강도 차이는 15% 정도에 불과하나 최종의 연성능력의 차이에는 절대적 영향을 미침을 알 수 있다. 그림 15는 에너지 소산량을 비교한 것이다. DB700-MW 시험체의 패널존에서 소산된 에너지는 전체의 40% 선이므로 패널존의 에너지 소산능력 부담이 두드러지는 반면, DB700-SW의 경우는 거의 전적으로 보에서 (90% 이상) 에너지를 소산시킨다. DB700-SB, DB700-MB 시험체는 접합부의 조기 취성과파단으로 인해 매우 열등한 에너지소산능력을 보여 DB700-SB의 에너지소산량은 DB700-SW의 약 1/10 수준에 불과하다. 그림 16은 시험체 DB700-MW 및 DB700-SW의 응답이력을 보와 패널존 성분으로 분리하여 나타낸 것이다. DB700-SW의 패널존은 거의 탄성상태에 있었음을 알 수 있다(소성회전각은 0.005~0.0026radian에 불과). 반면 DB700-MW의 패널존에서 제공된 소성회전각은 약 0.01~0.013radian 정도로서 전체의 1/3을 분담하고 있다. 그림 17은 시험체 DB700-MW의 패널존과 보에서의 에너지 소산량의 누적치를 각 층간변위 레벨에서 비교한 것이다. 패널존이 먼저 항복하므로 초기 3% 층간변위까지는 패널존에서 분담하는 에너지 소산의 크기가 상대적으로 크다. 이후 패널존의 변형경화에 따른 강도증진에 따라 점점 보 쪽에서의 항복이 심화되어 보의 에너지 소산량이 증대되는 거동을 알 수 있다. 그림 18은 실험에서 관측된 RBS부의 변형경화계수 α 를 층간변위 레벨에 따라 정리한 것이다. 일반적으로 소성한지의 위치는 RBS부의 최소폭 위치로 가정한다. 변형경화계수 α 는 다음의 (6)식으로 계산한 것이다.

$$\alpha = \frac{M_{max,RBS}}{(Z_{RBS,f} \times F_{yef} + Z_{RBS,w} \times F_{yew})} \quad (6)$$

위식에서 $M_{max,RBS}$ 는 실험에서 관측된 RBS부의 최소폭 위치에 작용한 최대 휨모멘트, $Z_{RBS,f}$ = RBS 최소폭 단면의 플랜지 소성단면계수, $Z_{RBS,w}$ = RBS 최소폭 단면의 웨브 소성단면계수이다. F_{yef} , F_{yew} 는 각각 보 플랜지와 웨브의 항복강도로서 표1의 인장시험결과를 사용하였다. 그림 18에서 보듯이 α 값은 4% 층간변위까지는 항복 후의 변형경화에 따라 점점 증가한다. 본 실험에서 얻어진 최대값은 약 1.35정도이다. 이후에는 보 웨브 및 플랜지의 국부좌굴, 그리고 횡비틀림좌굴의 영향이 더욱 지배적이 되어 α 값은 감소하는 경향을 보인다.

3.3 접합부 취성과파괴에 대한 해석적 고찰

본 절에서는 보 웨브를 볼팅한 경우 실험에서 관측된 접합부 취성과파괴를 해석적 측면에서 고찰해 보고자 하였다. SAP(2000) 프로그램을 사용하여 시험체를 3차원 8절점 Solid 유한요소로서 모델링 한 후 실험시 관측된 시험체 DB700-SB의 파단하중 51.95ton(509.5kN)을 가하여 용접접근구멍 근처의 보 플랜지의 휨응력도 및 전단응력도 분포를 고찰하였다.

그림 19 (a)에 도시한 응력분포는 보 웨브를 볼팅한 경우 슬립으로 인해 웨브를 통한 응력전달이 전혀 없다고 극단적으로 불리하게 가정한 것이다. 보 웨브를 소정의 볼트장력을 도입하여 고력 볼트로서 체결해도 볼트의 슬립을 막는 것은 거의 불가능하다. 실제로 실험 중에도 볼트의 슬립이 관측되며 특히 웨브 볼트를 통한 모멘트전달은 기대하기 어려운 것으로 보고 있다(Bruneau 등 1998). 그림 19 (b)의 응력분포는 보 웨브를 통한 응력전달 100% 유효한 경우를(즉 용접한 경우를) 시뮬레이션한 것이다. 우선 이 두 그림에서 알 수 있는 것은 평면유지의 가정에 의한 초등휨이론이 타당치 않음을 알 수 있다. 보 플랜지의 중앙부에 상당한 응력집중이 발생하는 것을 볼 수 있다. 초등휨이론에 의한 휨응력도의 예측치는 $3.24\text{ton}/\text{cm}^2(318\text{N}/\text{mm}^2)$ 이지만 유한요소해석결과는 이를 훨씬 상회한다. 소재인장실험결과에 의할 때 보 플랜지의 인장강도는 $4.64\text{ton}/\text{cm}^2(455\text{N}/\text{mm}^2)$ 인 것으로 얻어졌다(표1 참조). 그러나 그림 19 (a)의 경우 주응력의 크기는 $5.65\text{ton}/\text{cm}^2(554\text{N}/\text{mm}^2)$ 로서 보 플랜지 중앙부의 상당 부분에서 소재인장강도를 훨씬 크게 상회한다. 그림 19 (b)의 경우도 거의 소재인장강도와 비슷한 한계점에 있다. 보 웨브를 볼트로서 접합한 실제의 상황은 양 극단으로 볼 수 있는 그림 19 (a)와 그림 19 (b)의 사이에 존재할 것이다. 따라서 가장 간단한 취성과파괴이론인 “maximum tensile strength criterion”의 관점에서, 보 웨브를 볼팅한 경우는 용접한 경우에 비해 용접 접근구멍 부근의 보 플랜지 파단 가능성이 매우 높을 것

으로 기대할 수 있다. 최근에 수행된 Dexter-Melendrez(2000)의 T-조인트 접합강도에 관한 실험 연구에 의하면, 본 연구에서와 같이 그루브 용접부가 양질로 시공만 된다면, A-A'면에 존재하는 3축구속효과로 인해 용접 조인트 자체의 파단 가능성은 거의 없는 것으로 보고하고 있다. 이런 연구결과 및 그림 19의 응력집중을 동시에 고려하면, 취성과파괴에 노출된 취약부는 B-B' 또는 C-C' 부근으로 예상할 수 있다. 또 한가지 상기할 점은 B-B' 및 C-C' 부근은 그루브 용접시 및 용접 접근구멍 제작시의 열절단 작업에 의한 열영향으로 인해 재료의 취성화가 가장 심화된 부분으로 볼 수 있다. 본 실험에서 관측된 취성과파단의 현상은 이러한 관점에서 이해될 수 있다. 당연히 드릴링과 열절단 작업을 병행하여 만들어지는 용접접근구멍의 프로필에 노치가 없도록 세심한 주의가 필요할 것이다.

마지막으로 전달력의 전달메카니즘에 대해 간략히 언급하고자 한다. 그림 19 (b)의 전단응력도를 적분하여 A-A' 또는 B-B' 에 위치의 보 플랜지 한쪽이 전달하는 전달력의 크기를 계산하여 보면 무려 보 전달력의 40% 가까이를 전달하고 있다. 즉 용접접근구멍 부근의 보 플랜지의 과응력(overstress) 상태가 불가피함을 알 수 있다. 초등휨이론에 의할 때 보 전달력은 보 웨브가 대부분을 전달하는 것으로 예측되는데, 접합부 근처에서는 이 예측이 타당치 않을 수 있음이 이미 지적된 바가 있다(Lee-Yoon 1999). 참고로 헌치나 리브로서 보강한 접합부의 경우에도 응력전달메카니즘이 초등휨이론에 의한 예측과 전혀 다르다(가령 Lee-Uang 1997, 2001, Lee 2002).

4. 결론

보 웨브의 접합방식과 기둥 패널존 강도를 주요 실험변수로서 수행한 RBS접합부의 내진거동에 관한 본 연구의 결론을 요약하면 다음과 같다.

(1) 보 웨브를 그루브 용접한 시험체는 모두 특별연성모멘트골조에 요구되는 내진성능을 발휘하였다. 반면 접합비용의 감소를 기대하여 보 웨브의 볼트접합 방식을 채용했을 경우, RBS를 도입해도 접합부의 조기 취성과파괴를 방지하기가 어려우며 보 원단면의 실제 소성모멘트를 전달하지 못한다. 비록, 접합부 강도의 차이는 15% 정도이지만 연성능력의 발휘에 결정적 영향을 미치므로 보 웨브를 그루브 용접하는 것이 내진신뢰성이 있는 접합부 확보를 위해 바람직하다.

(2) 균형 패널존 강도 시험체(본 연구에서 RBS 영역이 변형경화 상태에 도달했을 때, 패널존의 전단변형각이 항복치의 4배에 도달하는 패널존 강도를 갖도록 설계한 시험체) 역시 약 40%의 에너지 소산을 패널존에서 부담하면서 뛰어난 내진성능을 발휘하였다. 이 결과는 최근 외국에서 요구하는 강한 패널존 설계요건을 보다 완화하여 패널존을 보강할 수도 있는 가능성 보여준다.

(3) 보-기둥 그루브 용접부를 본 연구의 경우와 같이 양질로서 시공하면 그루브 용접부 자체의 파단은 거의 발생하지 않지만, 취성과파괴 발생의 문제가 용접 접근구멍 내의 보 플랜지(모재)로 옮겨지는 경향이 관측되었다. 보 플랜지 파단에 대한 3차원 유한요소해석 결과가 시사하듯이 일차적 원인은 초등역학에 의한 예측과는 매우 상이한 휨 및 전단응력의 집중으로 보인다. 그루브 용접 및 용접접근구멍 제작시의 열절단 작업에 의한 열영향으로 인한 재료의 취성화 또한 악영향을 미친 것으로 사료된다. 따라서 용접 접근구멍 주변은 취성과파괴에 가장 크게 노출된 영역이므로 용접 시공 및 가공이 양질이 되도록 유의해야 할 것이다.

표 1. 소재 인장시험 결과

	Yield stress(ton/cm^2)	Tensile strength(ton/cm^2)	Elongation(%)	Yield ratio(%)
Beam flange(F_{yef})	3.10 (304)*	4.64 (455)	30.6	66.9
Beam web(F_{yew})	3.71 (364)	4.90 (480)	27.4	75.6
Column flange	3.50 (343)	5.22 (512)	28.7	67.1
Column web	3.65 (358)	5.31 (520)	24.1	68.8

* N/mm^2 단위.

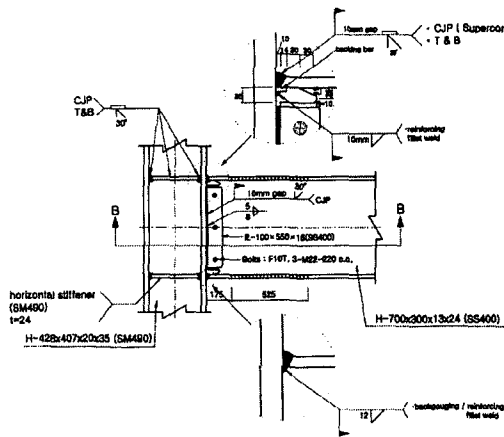


그림 4 시험체 DB700-MW의 상세

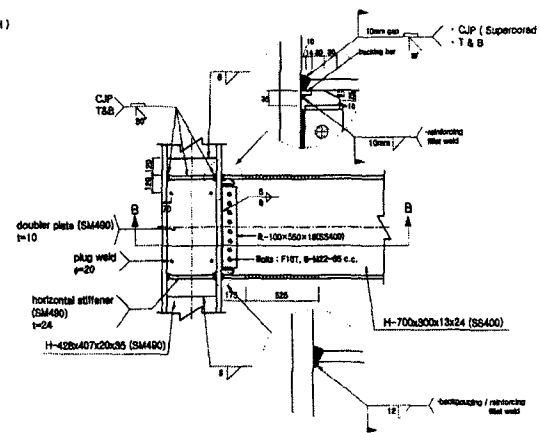


그림 5 시험체 DB700-SB의 상세

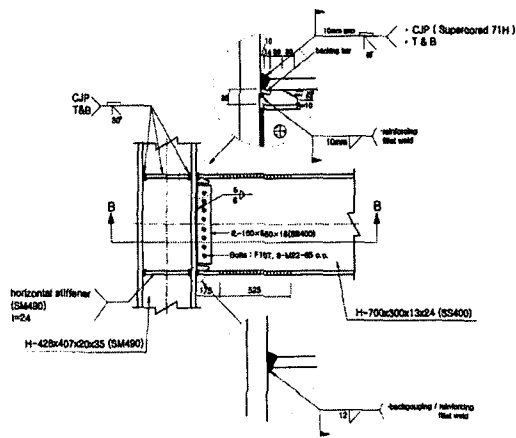


그림 6 시험체 DB700-MB의 상세

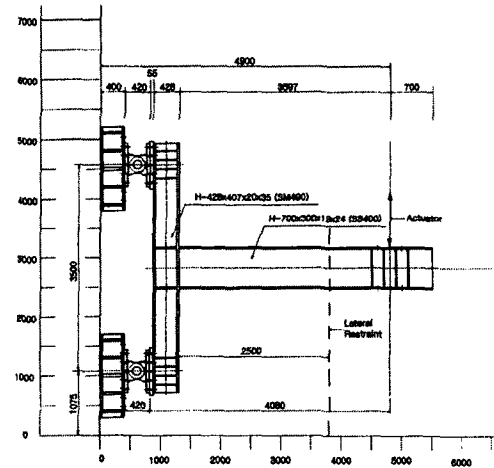
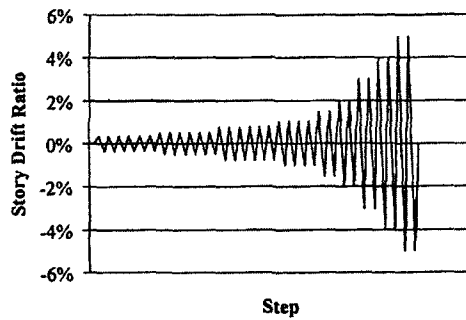


그림 7 시험체 전형적 테스트 셋업



SAC standard loading history

그림 8 SAC(2000) 표준 반복재하 이력

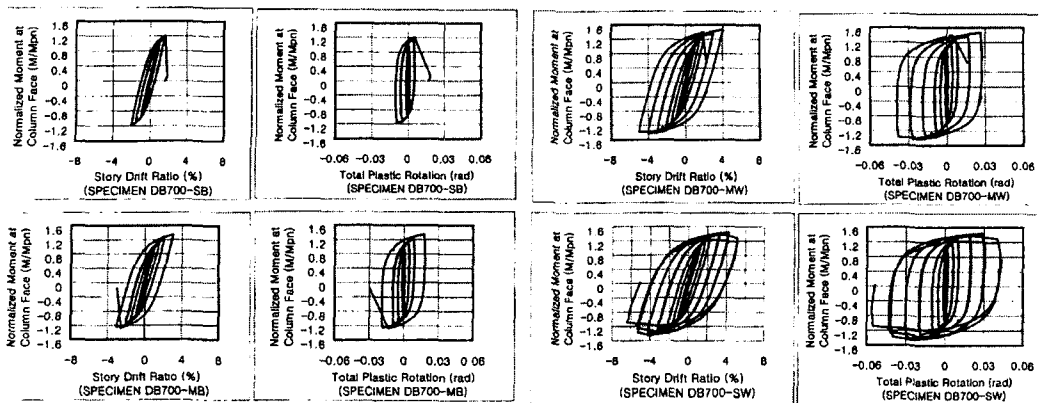


그림 9 각 시험체의 층간변위 및 소성회전각 이력곡선

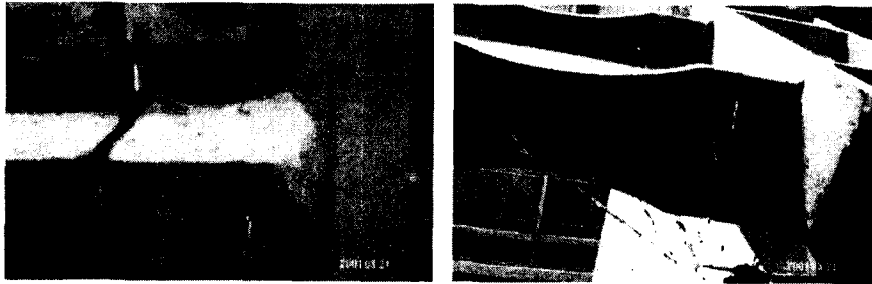


그림 10 2% 층간변위에서 보 하부 플랜지 취성파단(시험체 DB700-SB)

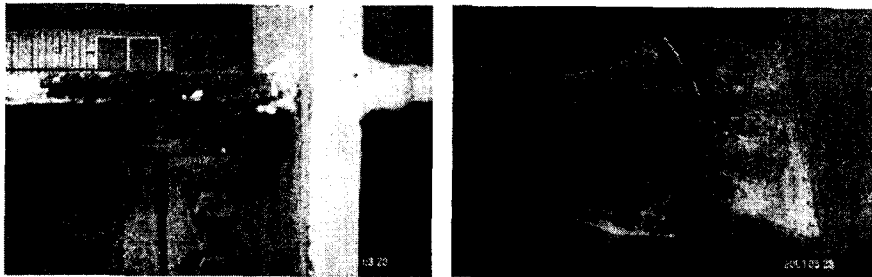


그림 11 3% 층간변위에서 보 상부 플랜지 취성파단(시험체 DB700-MB)

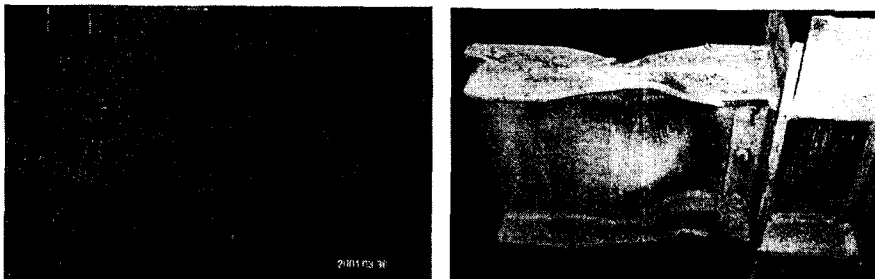


그림 12 5% 층간변위에서 소성힌지 패턴(시험체 DB700-MW)

그림 13 6% 층간변위에서 소성힌지 패턴(시험체 DB700-SW)

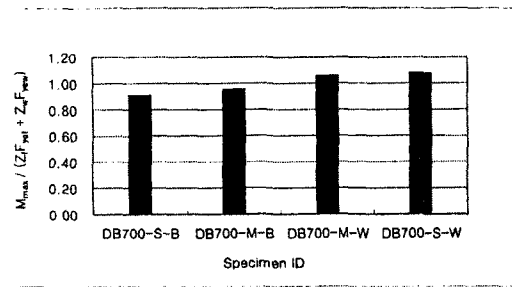


그림 14 접합부 휨강도 비교

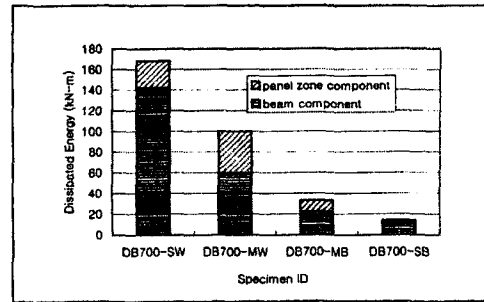


그림 15 최종 에너지 소산량 비교

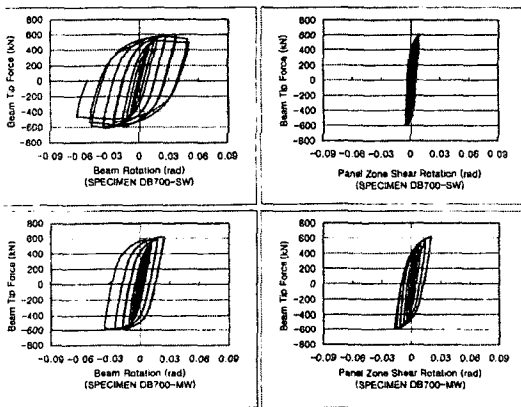


그림 16 보 및 패널존의 응답이력

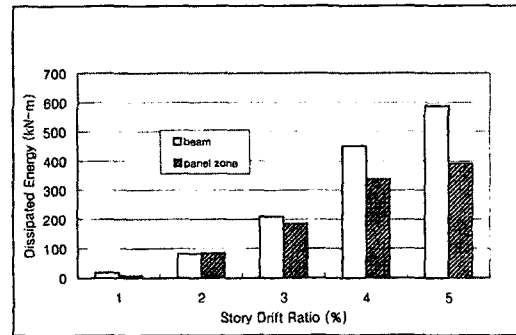


그림 17 시험체 DB700-MW의 보 및 패널존에서의 누적에너지 소산량 비교

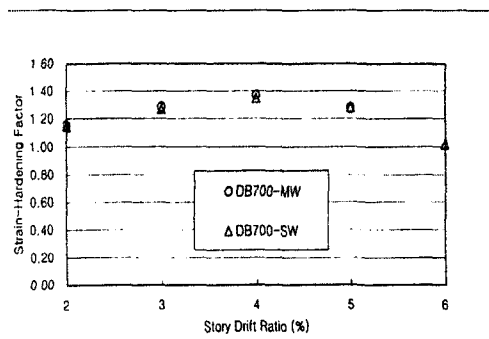


그림 18 RBS 중앙부에서의 변형경화계수

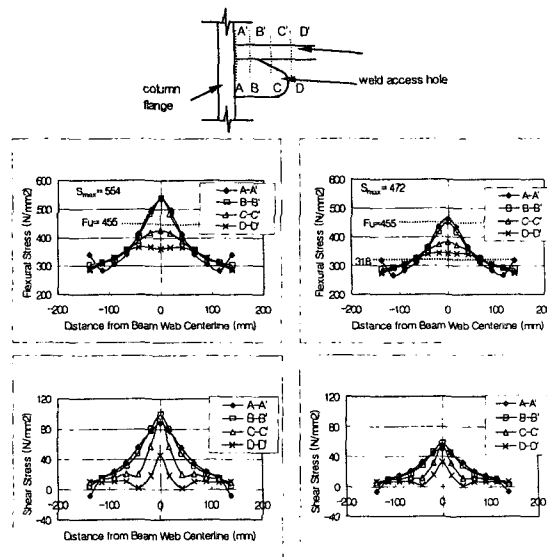


그림 19 파단하중에서의 보 그루브 용접부 부근의 응력분포

참고문헌

1. 김종락 등 (2000). "SS400 강판재와 전기로 H형강재의 제성질에 관한 통계적 연구, 한국강구조학회 학술발표논문집, 157-162
2. Structural Welding Code-Steel (2000). AWS D1.1: Section 3.10, American Welding Society,
3. Bruneau, M., Uang, C.-M., and Whittaker, A. (1998), Ductile Design of Steel Structures, *Design of ductile moment-resisting frames*, McGraw-Hill, New York, NY., 273-380.
4. Dexter, R. J. and Melendrez, M. I. (2000). Through-thickness Properties of Column Flanges in Welded Moment Connections. *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 126(1), 24-31.
5. Engelhardt, M. D., Winneberger, T., Zekany, A. J., Potyraj, T. J., 1998, *Experimental Investigations of Dogbone Moment Connections*. Engineering Journal, Fourth Quarter
6. Iwankiw, N. (1997). Ultimate Strength Consideration for Seismic Design of the Reduced Beam Section (Internal Plastic Hinge). *Engrg. J.*, AISC, First Quarter, 3-16.
7. Krawinkler, H. (1978). Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames. Engineering Journal, Third Quarter, 82-91
8. Lee, C.-H. (2002). "Seismic Design of Rib-Reinforced Steel Moment Connections Based on Equivalent Strut Model." accepted by *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Jan. 2002 (in press).
9. Lee, C.-H. and Uang, C.-M. (2001). Analytical Modeling and Seismic Design of Steel Moment Connections with Welded Straight Haunch. *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 127(9), 1028-1035.
10. Lee, C.-H. and Uang, C.-M. (1997). Analytical Modeling of Dual Panel Zone in Haunch Repaired Steel MRFs. *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 123(1), 20-29.
11. Lee, C.-H. and Yoon, T.-H. (1999). Analytical Reexamination of Shear Transfer Mechanism in Welded Steel Moment Connection. Proc. of SEEBUS 1999, Oct. 29, 1999, Seoul, Korea, 119-128
12. *Load and Resistance Factor Design Specification(LRFD)*. (1993). 2nd ED., AISC, Chicago, IL.
13. Plumier, A. (1997). The Dogbone: Back to the Future. *Engineering Journal*, AISC, 2nd Quarter, 34 (2).
14. SAC (2000). Seismic Design Criteria for New Moment-Resisting Steel Frame Construction. *Report No. FEMA 350*, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.
15. SAP (1997). SAP200 Analysis Reference, Ver. 6. 1, Computers & Structures, INC
16. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. (1997). 2nd Ed., AISC, Chicago, IL.