

WUF-B 접합부의 파단을 고려한 건물의 내진성능 평가

Seismic Performance Evaluation of Buildings with WUF-B Connections Considering Connection Fractures

권 건 업* 한 상 환**
Kwon, Gun Up Han, Sang-Whan

ABSTRACT

The purpose of this study is to model the seismic behavior of Welded Unreinforced Flange and Bolted (WUF-B) connections with post-Northridge details and evaluate the system performance of the buildings with WUF-B connections. For this purpose, based on test results, mathematical model of the connections were developed and compared with test results. This connection model take into account both panel zone deformation and connection fractures. Then, SAC Phase II 3 and 9-story buildings were modeled using the connection model developed in this study. From nonlinear static pushover analysis of the buildings, maximum strength, maximum roof drift, and so forth are investigated for the buildings with post-Northridge details. Analysis results were compared with those of buildings with pre-Northridge details and ductile connections with no fractures.

1. 서 론

최근 많은 실험과 해석적 연구를 통하여 Northridge 지진(1994) 이후 새로이 개발된 연성모멘트골조에 대한 내진성능평가가 광범위하게 진행되었다 (Krawinkler, 1999; FEMA 355D, 2000). 또한, Northridge 지진(1994) 이전의 건물에 대한 내진성능평가와 지진시 거동 예측을 위하여 철골건물의 접합부 파단이 건물의 거동에 미치는 영향에 대해서도 많은 연구가 수행되었다 (Cornell and Luco, 1999). SAC project의 결과로 새롭게 개발된 접합부 중에서 WUF-B 접합부 (그림 1)는 오직 보통모멘트골조에서만 사용이 가능하며, 제한된 소성회전능력으로 인하여 보 이외의 패널존과 기둥의 항복을 허용하고 있다 (FEMA 350, 2000).

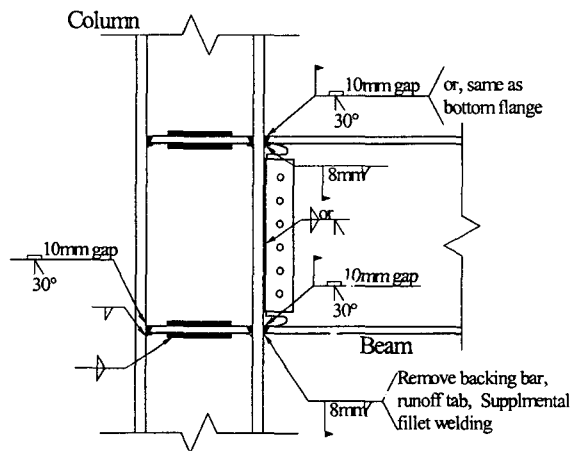


그림 1. WUF-B접합부의 상세 (FEMA 350)

또한, SAC project에서 개발된 새로운 상세를 사용하는 경우에도, WUF-B 접합부는 보플랜지에서의 파단을 피할 수 없다 (Han and Kwon, 2003). 그리고 이러한 WUF-B 접합부의 파괴형태는 (1) 보 웨브와 쉬어

* 한양대학교 건축공학과 석사과정

** 정희원 · 한양대학교 건축공학과 부교수

이 연구는 2001년도 한양대학교 교내연구비 지원에 의한 결과의 일부임.

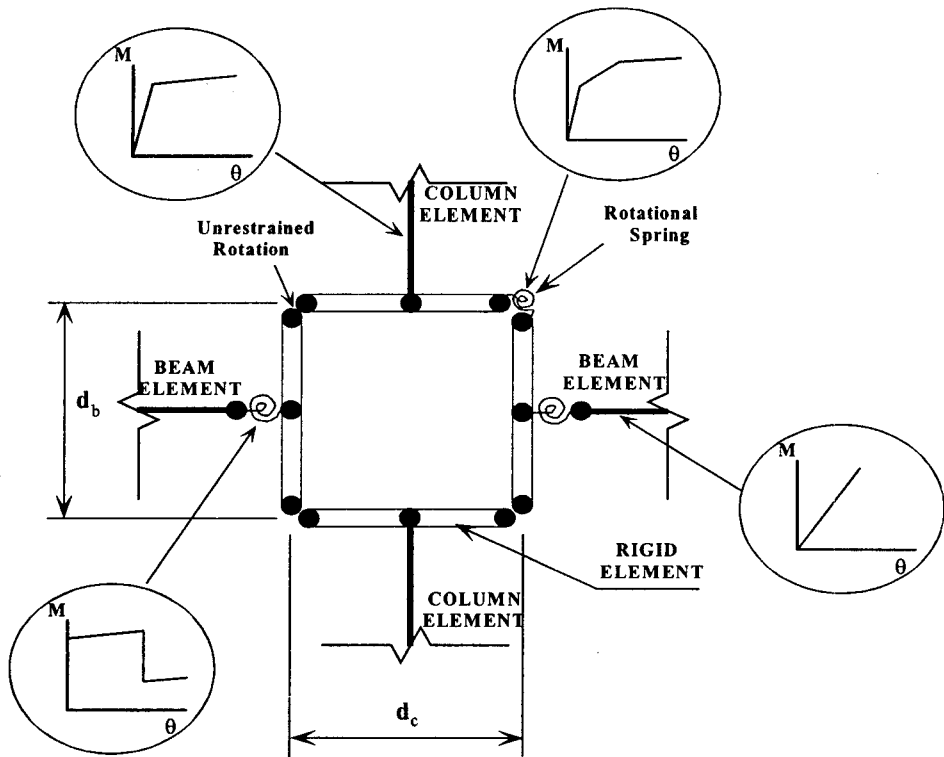


그림 2. 본연구에 사용된 접합부 모델

뱀의 슬립으로 인한 엑세스홀 주위의 응력집중으로 인한 엑세스홀 단부를 지나는 파괴형태와 (2) 패널존의 과도한 변형으로 인하여 용접부 주위의 응력집중으로 인한 열영향부에서의 파단으로 나눌 수 있다.

본 연구에서는 Han and Kwon (2003)의 실험결과를 바탕으로 하여 WUF-B 접합부에 대한 해석모델을 개발하였다. 본 연구에 사용된 접합부 모델은 패널존의 변형과 보 플랜지의 파단의 영향을 동시에 고려한 모델이다. 또한, SAC Phase II의 3층과 9층건물을 대상으로 하여, WUF-B 접합부의 시스템레벨에서의 내진성능을 비선형 정적해석을 통하여 평가하였다.

2. 접합부 모델

본 연구에서 사용된 접합부 모델의 형태는 그림 2와 같다. 접합부 모델의 형태는 Gupta와 Krawinkler (1999)에 의해서 사용된 M2모델과 같다. 이 모델은 실제 치수를 사용하여 패널존을 모델링하고, 패널존 단부에 위치한 두개의 스프링을 사용하여 패널존의 삼선형 거동을 표현한다. 패널존 스프링의 적절한 강도와 강성에 관한 내용은 Gupta and Krawinkler (1999)에 자세하게 제시되어 있다.

또한, 보 단부에 위치한 스프링요소를 사용하여 보의 비탄성 거동, 접합부의 파단등을 표현한다. 접합부의 파단을 고려하기 위하여 사용된 스프링요소는 Fouth와 Shi (1997)에 의해서 개발된 Drain-2DX의 Element 10 요소를 사용하였다.

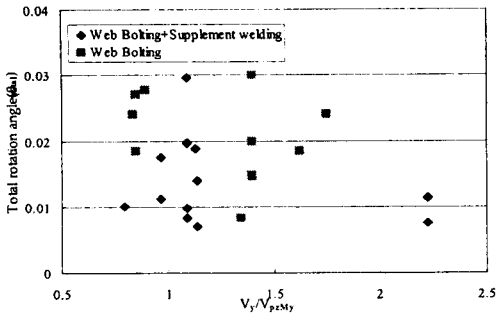


그림 3. 총 회전각 v.s. 패널존 강도비 (Pre-Northridge 접합부)

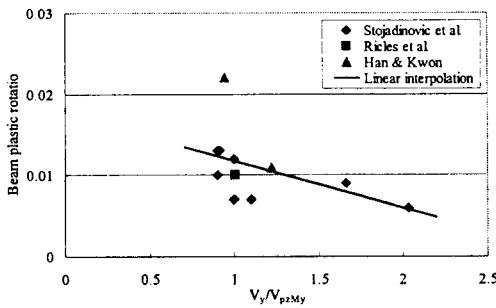


그림 4. 보 소성회전각 v.s. 패널존 강도비 (Post-Northridge 접합부)

3.1 보 스프링의 모델링 (Pre-Northridge 접합부)

그림 3은 pre-Northridge 접합부에 대한 실험결과(SAC, 2000)를 패널존의 강도비 (V_y/V_{pzM_y})와 총 회전각 (θ_{total})의 그래프로 나타내었다. 여기서 V_y 는 패널존의 항복강도, V_{pzM_y} 는 보가 항복할 때 패널존에 전달되는 전단력을 나타낸다. 그림에서 보는바와 같이 WUF-B 접합부의 상세를 가지는 pre-Northridge 접합부에서는 패널존의 강도비와 접합부의 총소성회전각과는 특별한 관계를 찾을 수 없다. 이것은 pre-Northridge 접합부의 경우, 접합부의 소성회전능력은 패널존의 강도비뿐만 아니라, 용접상세, 용접재료, 엑세스홀 형태 등의 여러 가지 원인에 의해서 영향을 받기때문인 것으로 판단된다. 따라서, Pre-Northridge 접합부의 경우, 아래측 플랜지는 접합부의 강도가 보의 소성모멘트 M_p 에 도달하면 파단이 발생하는 것으로 가정하였다 (Foutch and Yun, 2002). 그러나 이러한 경우, 패널존에서 소성회전이 발생하지 않는다면 접합부에서는 전혀 소성회전이 발생하지 않는다. 따라서, 패널존의 항복강도 V_y 가 보가 소성모멘트에 도달할 때 패널존에 전달되는 전단력 V_y/V_{pzM_y} 보다 클 경우에는 보에서 0.01rad의 소성회전이 발생하는 것으로

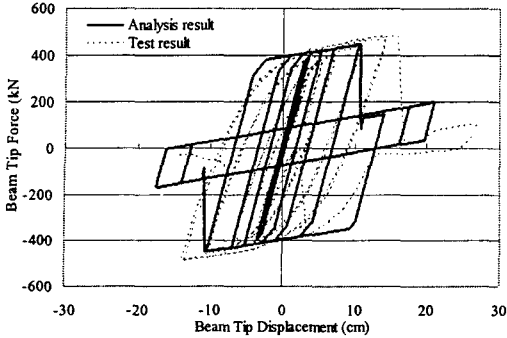
가정하였다. 이 값은 SAC에서 실시한 pre-Northridge 접합부의 실험결과와도 일치한다 (Cornell and Luco, 1999).

Pre-Northridge 접합부는 일반적으로, (+)방향보다 (-)방향의 소성회전능력이 더 큰 것으로 알려져 있다. 그러나, 위쪽플랜지에서 파단이 발생한 접합부의 실험결과는 거의 없다 (Cornell and Luco, 1999). 따라서, 본연구에서는 (-)방향으로는 패널존의 강도비와는 상관없이 보 단부의 스프링의 소성회전각이 0.01rad에 도달하면 파단이 발생하는 것으로 가정하였다.

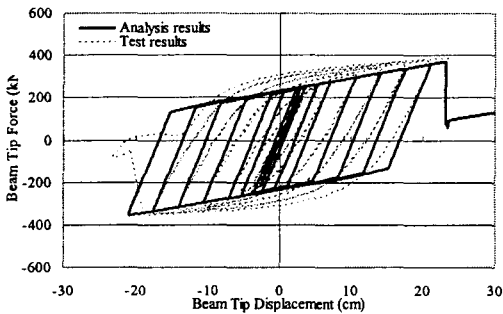
3.2 보 스프링의 모델링 (Post-Northridge 접합부)

Post-Northridge 접합부의 상세를 가지는 WUF-B 접합부의 경우는 기존의 실험결과를 바탕으로 하여 접합부 패널존의 강도비와 보의 소성회전능력의 관계를 회귀분석을 통하여 도출하였다.

보 단부의 스프링은 매우 큰 탄성강성을 가지고, 보의 소성모멘트에 도달하면 항복이 발생하는 것으로 가정하였다. 보가 항복모멘트 M_y 에 도달하였을때, 패널존의 변형이 항복강도의 4배, 즉, 4γ , 이상일 경우, 보의 플랜지는 소성모멘트 M_p 의 90%에 도달하면 파단이 발생하는 것으로 가정하였다. 즉, V_{pzM_y} 가 V_n 이상일 경우, 보 플랜지는 $0.9M_p$ 에 도달하면 파단이 발생하는 것으로 가정하였다. 만약, V_{pzM_y} 가 V_n 보다 작을 경우에는 보에서 소성회전이 발생하는 것으로 가정하였다. Post-Northridge 접합부의 상



(a) 보단부 변위 v.s. 보 단부 하중
(실험체 SC, Han and Kwon, 2003)



(b) 보단부 변위 v.s. 보 단부 하중
(실험체 WC, Han and Kwon, 2003)

그림 5. 실험결과와 해석결과의 비교

3.3 접합부모델의 검증

접합부 모델의 타당성을 검증하기 위하여 접합부 모델을 기존의 실험결과 (Han and Kwon, 2003)와 비교하였다. 여기서, 보단부 스프링의 회전능력은 실험결과에서 나온 값을 사용하였다.

Drain-2DX를 사용하여 Han과 Kwon (2003)의 Specimen SC를 모델링하여 SAC(SAC, 1997; FEMA 350, 2000))에서 제시하는 하중이력을 사용하여 해석을 실시하였다. 실험결과와 해석결과는 그림 5에 나타나 있다. 그림에서 보는 바와 같이, 본연구에서 제시된 접합부 모델을 바탕으로 한 해석결과는 초기강성이 실험결과보다 조금 크다. 실험체 SC의 경우는 실험결과보다 해석시 보 플랜지의 파단이 좀 더 일찍 발생하였다. 실험체 WC의 경우에는 해석시 보플랜지의 파단이 실험결과보다 조금 늦게 발생하였다. 여기서, 실험체 WC는 V_{pzM} 가 V_n 이상인 실험체, 즉, 패널존이 아주 약하게 설계된 실험체이다.

4. 시스템 내진성능 평가

4.1 골조의 설계 및 모델링

WUF-B 접합부로 설계된 건물의 내진성능을 평가하고, 기존의 pre-Northridge 접합부로 설계된 건물과 비교분석하기 위하여 SAC Phase II의 3층과 9층 건물의 Drain-2DX로 모델링하여 비탄성 정적해석을 실시하였다 (Krawinkler, 1999; FEMA 350, 2000). 중력하중에 의한 P-delta 효과를 고려하기 위하여 가상의 기둥

세로 제작된 WUF-B 접합부의 실험결과를 바탕으로 하여, 보 단부의 스프링의 소성회전능력을 결정하였다. 그림 4은 Stojadinovic et al. (2000), Ricles et al. (2002), Han and Kwon (2003)의 실험결과를 패널존의 강도비 V_y/V_{pzM} 와 보의 소성회전각 $\theta_{p, beam}$ 의 그래프로 나타낸 것이다. 그림에 나타난 모든 실험체는 보 플랜지에서 파단이 발생하였고, V_{pzM} 가 V_n 보다 작다. 회귀분석을 통하여 패널존의 강도비와 보의 소성회전능력 사이의 관계를 다음의 식 1과 같이 나타내었다.

$$\theta_{p, beam} = 0.0175 - 0.0057 V_{pzM}, \quad (1)$$

식 1은 그림 4에서 보는 바와 같이, Han and Kwon (2003)의 실험결과에 비하여 보의 소성회전능력을 안전측으로 평가한다. 이것은 회귀분석이 Stojadinovic (2000)의 실험결과에 많이 의존하고 있기때문인 것으로 판단된다. Stojadinovic (2000)의 실험체는 액세스홀의 형태가 FEMA 350에서 제시된 액세스홀과 다른 형태를 사용하고 있다 (Stojadinovic, 2000; Han and Kwon, 2003). 보는 항복 이후, 초기강성의 3% 크기의 항복후 강성을 가지도록 하였고, 파단이후는 M_p 의 20%의 강도를 가지도록 모델링하였다.

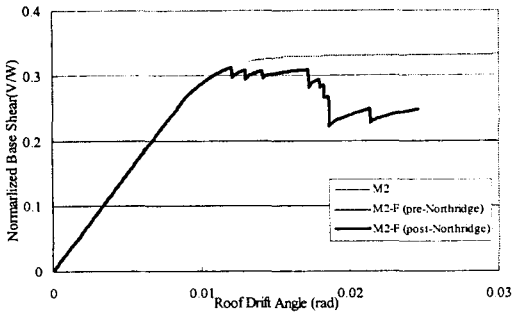


그림 6. 3층건물의 Pushover 해석결과

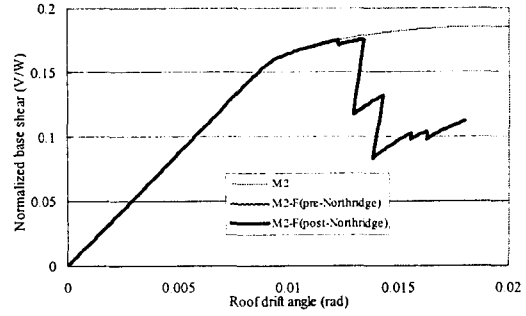


그림 7. 9층건물의 Pushover 해석결과

을 사용하여 모델링하였고, 중력골조에 의한 횡하중 저항능력은 본 연구에서 고려하지 않았다. 하중분포는 건물의 층 질량과 1차모드의 모드형상의 곱의 비율에 따라서 분배하고, 지붕층 변위제어를 통하여 Pushover 해석을 실시하였다.

4.2 Pushover 해석결과 및 관찰

3층골조의 경우, pre-Northridge 접합부 (M2F-pre 모델)와 post-Northridge 접합부 (M2F-post 모델)로 이루어진 건물 모두 3%의 지붕층 변위에 도달하지 못하였다. 접합부의 파단을 고려하지 않은 연성 접합부 (M2 모델)로 설계된 건물의 해석결과를 비교를 위하여 그림 6에 같이 나타내었다. 예상과는 달리, M2F-pre 모델이 M2F-post 모델에 비하여 높은 강도를 나타내었다. 이것은 pre-Northridge 접합부에서 패널존이 항복하지 않는 접합부의 경우, SAC의 실험결과와 평균값을 보의 소성회전능력으로 결정하였기 때문으로 판단된다. 비록 M2F-post 모델에서 낮은 강도를 보였지만, M2F-pre 모델에 비하여 점진적인 강도의 감소를 보였다. 반면에 M2F-pre 모델의 경우는 최대강도 이후 갑작스러운 강도의 감소를 보였다. 최대강도의 80%에서의 변위를 최대변위로 정의하면 (ATC-40, 1996), M2F-post 모델은 22%의 최대변위의 증가를 보였다.

9층골조의 경우, M2F-pre model와 M2F-post 모델로 이루어진 건물 모두 2%의 지붕층 변위에 도달하지 못하였다. Pushover 해석결과와 비교를 위하여 M2 모델의 결과를 그림 7에 나타내었다. M2F-pre 모델의 경우, 항복이후 저층부에서 갑작스런 강도의 저하를 관찰할 수 있었다. 반면에, M2F-post 모델의 경우에는 항복이후 어느정도 안정적인 비탄성 거동을 보였다. 1.22%의 지붕층변위에서 저층부의 접합부에서 파단이 발생하였다. 하나의 접합부에서 파단이 발생하면, 다른 접합부에서 추가적인 하중을 분담해야 하며, 이러한 결과로 많은 접합부에서 동시에 파단이 발생하게 된다. M2F-post 모델에서 지붕층변위 1.34%에서의 갑작스런

강도의 감소는 많은 접합부에서 동시에 파단이 발생한 것으로 판단할 수 있다. 지붕층 변위 1.34% 이후에는 프로그램에서 신뢰할 수 있는 결과를 얻을 수 없었다. 따라서 지붕층 변위 1.34%에서 건물이 붕괴한 것으로 가정하였다. M2F-post 모델에서는 M2F-pre 모델보다 11.4%의 강도의 증가를 나타내었고, 8.4%의 최대변위의 증가를 나타내었다. 3층과 9층건물에 대한 M2F-pre 모델과 M2F-post 모델의 비탄성 정적 해석 결과를 서로 비교하여 표 1에 나타내었다.

표 1 Pushover 해석결과와의 비교

구 분		Max. strength (V/W)	Max. roof drift ratio (rad)
3-story building	Pre-Northridge	0.321	0.153
	Post-Northridge	0.312	0.186
	Increase (%)	-2.7	21.5
9-story building	Pre-Northridge	0.158	0.120
	Post-Northridge	0.176	0.130
	Increase (%)	11.4	8.3

5. 결 론

(1) WUF-B 접합부는 접합부에서의 파단을 피할 수 없다. 따라서 WUF-B 접합부의 수학적 모델링시, 접합부의 파단을 고려하는 것이 바람직한 것으로 판단된다.

(2) Post-Northridge 접합부의 상세를 갖는 WUF-B 접합부의 수학적 모델링시, 보의 소성회전능력은 패널 존의 강도비와의 관계를 고려하여 결정하는 것이 적절한 것으로 판단된다. 본 연구에서 제시된 모델은 기존의 실험결과와 비교해본 결과, 초기 강성은 약간 높게, 최대강도는 약간 낮게 평가하였다. 또한, 패널존의 강도가 아주 약한 경우를 제외하면, 해석결과는 실험결과를 안전측으로 평가하였다.

(3) 접합부에서 파단이 발생하는 건물의 경우, 파단이 발생하지 않는 연성적인 접합부로 이루어진 건물에 비하여 강도와 변형능력에서 접합부 파단의 영향을 많이 받는 것으로 판단된다. 따라서 WUF-B 접합부와 같이 접합부에서 파단이 발생할 수 있는 접합부로 설계된 건물의 경우, 접합부의 파단의 영향을 충분히 고려하여 모델링하는 것이 바람직하다.

(4) 접합부에서 파단이 발생하는 WUF-B 접합부로 설계된 건물의 경우, 접합부에서 파단이 발생하지 않는 건물에 비하여 충분한 연성을 가지지 못한다. 그러나 post-Northridge 상세를 가지는 WUF-B 접합부로 설계된 건물은 pre-Northridge WUF-B 접합부로 설계된 건물보다 향상된 소성변형 능력을 가지는 것으로 나타났다. 특히, 접합부에 파단이 발생한 이후에 pre-Northridge WUF-B 접합부로 설계된 건물에 비하여 안정된 거동을 하는 것으로 나타났다.

6. 참고문헌

1. Cornell C. A., Luco, N. (1999). "The effect of connection fractures on steel moment resisting frame seismic demand and safety (SAC Task 5.4.3).", Dept. Civil Engrg., Stanford University.
2. FEMA. (2000). "State of the art report on systems performance of steel moment frames subjected to earthquake ground shaking.", FEMA-355-C, SAC Joint Venture, Richmond, Calif.
3. Foutch, D. A., Yun, S. Y. (2002). "Modeling of steel moment frames for seismic loads." J. Constructional Steel Research, ELSEVIER, Vol. 58, Issue 5-8, 2002.
4. Gupta, A., Krawinkler, H. (1999). "Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures (SAC Task 5.4.3)." John A. Blume Earthquake Engineering Research Center Rep. No. 132, Dept. Civil Engrg., Stanford University.
5. Ricles, J.M., Mao, C., Lu, L.W., Fisher, J.W. (2002). "Inelastic cyclic testing of welded unreinforced moment connections." J. Struct. Engrg., ASCE, Vol. 128, No. 4, April, 2002.
6. SAC. (1997). "Protocol for fabrication, inspection, testing, and documentation of beam-column connection tests and other experimental specimens." Rep. No. SAC/BD-97/02, SAC Joint Venture, Richmond, Calif.
7. SAC. (2000). "Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings.", FEMA-350, SAC Joint Venture, Richmond, Calif.
8. Shi S., Foutch, D. A. (1997). "Evaluation of connection fracture and hysteresis type on the seismic response of steel buildings.", Ph. D dissertation, University of Illinois at Urbana-Champaign, October 1997.
9. Stojadinovic, B., Goel, S.C., Lee, K.H., Margarian, A.G., Choi, J.H. (2000). "Parametric tests on unreinforced steel moment connections." J. Struct. Engrg., ASCE, Vol. 126, No. 1, January, 2000.
10. 권건업, 한상환 (2003). "WUF-B 접합부의 내진성능평가." 대한건축학회 춘계학술발표대회 2003년, 4월