

패널 존의 비탄성거동과 설계강도

Inelastic Behavior and Design Strength of Panel Zones

김동성* · 김기동** · 고만기***

Kim, Dong Sung · Kim, Kee Dong · Ko, Man Gi

Abstract

The design strength of panel zones, which was based on Krawinkler model, was investigated by comparing it with existing test and FEM results. The design strength overestimates of the strength of panel zones with thick column flange while it matches well with the strength of panel zones with thin column flange. More extensive studies are needed to develop a mathematical model which can properly define the inelastic behavior of panel zones with various column flange thicknesses and to determine a more rational design strength.

key words : Panel Zone, Steel Moment Frames, Design Strength, Column flange thickness.

1. 서 론

패널 존은 강재 모멘트 저항 골조의 보와 기둥이 연결되는 부분의 기둥영역을 의미한다. 강재 모멘트 저항 골조에 지진 하중과 같은 큰 횡방향 하중이 가해지면 패널 존에 큰 전단력이 발생하고 이러한 전단력에 의한 패널 존의 전단변형은 골조의 탄성 및 비탄성 거동에 중요한 영향을 미친다. 지난 40여 년간 패널 존에 대한 많은 해석 및 실험적 연구가 수행되었음에도 불구하고 현재까지 합리성에 논란이 되고있는 패널존 설계강도가 사용되고 있다. 현재 사용되고 있는 미국의 설계기준을 살펴보면 ICC(2002)와 AISC(2005)는 패널 존의 소성변형을 고려한 Krawinkler(1971) 모델에 근거하여 패널 존 설계강도를 결정하였고 FEMA-350(2000)의 패널 존 설계강도는 보의 휨 항복과 패널 존의 전단 항복이 동시에 발생하게 하는 개념에 근거 하였다. 우리나라의 건축구조설계기준(2005)의 경우는 AISC의 패널 존 설계강도를 준용하고 있다. FEMA-350의 개념은 이후에 만들어진 AISC규정에 채택되지 않았으며 에너지를 소산시킬 수 있는 패널 존의 소성 변형을 고려하지 않는다는 단점이 지적되었다(Jin and El-Tawil, 2005). 몇몇 연구자들에 의해서 AISC 패널 존 설계강도에 근간이 되는 Krawinkler 모델이 상당히 두꺼운 기둥 플랜지 경우에 비합리적인 결과를 초래하는 것으로 나타났다(Krawinkler, 1978; Kim, 2002). 본 연구에서는 다양한 기둥플랜지 두께를 갖는 패널 존에 대하여 설계기준의 근간이 되는 Krawinkler 모델과 AISC의 패널 존 설계강도를 기존의 실험 및 FEM(Finite Element Method)해석 결과와 비교하여 타당성을 보다 정확하게 조사하고자 하였다.

2. Krawinkler모델과 AISC설계강도

Krawinkler의 모델은 패널 존 유효전단면적(A_{eff})을 $A_{eff} = (d_c - t_{cf})t_{cw}$ 로 고려하여 패널 존의 항복모멘트를 (식 1)과 같이 정의 하였다. 비탄성 영역을 정의하기 위해서 패널 존을 패널 존의 각 모서리에 기둥 플랜지의 강성을 고려한 네 개의 회전 스프링을 갖는 강체로 가정하고, 변형을 경화현상(γ_{sh})이 $4\gamma_y$ 에서 시작된다고 가정하여 두 번째 항복모멘트 M_{sh}^{pa} 를 (식 2)와 같이 정의 하였다. 아래첨자 'c', 'f', 'w'는 각각 기둥, 플랜지, 웹을 나타낸다.

$$M_y^{pa} = \frac{V_y \cdot d_b}{(1-\rho)} = \frac{\tau_y \cdot A_{eff} \cdot d_b}{(1-\rho)} \quad (\text{식 1}), \quad M_{sh}^{pa} = M_y^{pa} + \frac{3.12 \cdot \tau_y \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{(1-\rho)} \quad (\text{식 2})$$

* 정회원 · 공주대학교 건설환경공학부 · 박사과정 · E-mail : dskim93@kongju.ac.kr
** 정회원 · 공주대학교 건설환경공학부 · 교수
*** 비회원 · 공주대학교 건설환경공학부 · 교수

여기서, $\rho = (d_b - t_{bf})/H_c$, H_c 는 기둥 높이, V_y 는 패널 존의 항복전단력, $\gamma_y = \tau_y/G$, G 는 전단탄성계수, τ_y 는 전단력과 축력의 상호작용에 기초한 기둥 웹의 항복전단응력으로 다음과 같다.

$$\tau_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1 - (P/P_y)^2} \quad (\text{식 3})$$

여기서, P 와 P_y 는 각각 기둥의 축력과 항복축력, F_y 는 기둥의 항복응력이다. Krawinkler는 $4\gamma_y$ 이후에 시작되는 변형을 경화현상도 정의 하였으나 AISC 패널 존 설계강도에는 고려되지 않았기 때문에 Krawinkler모형을 실험 및 해석결과와 비교하는 과정에는 변형을 경화현상이 고려되지 않았다. AISC 패널 존 설계강도는 패널 존의 소성변형을 고려하지 않은 경우에 유효전단면적을 $A_{eff} = d_c \cdot t_{cw}$ 로 간주하고 (식 1)의 M_y^p 를 전단력으로 변환하기 위해 $(1-\rho)/d_b$ 을 곱하고, (식 3)의 항복전단응력을 정의하는 상수 ' $1/\sqrt{3}$ ' 대신에 ' 0.6 '을 사용하고, 그리고 강도감소계수 0.9를 적용하여 (식 4)와 같이 정의되었다. 소성변형을 고려한 경우는 (식 2)에 $(1-\rho)/d_b$ 을 곱하고, 회전스프링의 강성을 정의하는 상수 ' 3.12 ' 대신 ' 3 '을 사용하고, 그리고 강도감소계수 0.9를 적용하여 (식 5)와 같이 정의되었다.

$$R_n = 0.54 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w \quad (\text{식 4}), \quad R_n = 0.54 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w \left(1 + \frac{3 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_w} \right) \quad (\text{식 5})$$

AISC 패널 존 설계강도는 Krawinkler 모델에 근거 하였으나 기둥플랜지두께(t_{cf})에 의한 유효전단면적 감소를 고려하지 않았기 때문에 강도감소계수 ' 0.9 '를 적용하여도 그 값이 Krawinkler 모델보다 대체적으로 크게 나타나며 t_{cf} 가 증가하면 차이가 더 커지게 된다.

3. FEM 해석모델

다양한 t_{cf} 를 갖는 패널 존에 대하여 AISC의 패널 존 설계강도와 Krawinkler 모델의 타당성을 보다 정확하게 조사하기 위하여 기존에 이루어진 실험의 시험체 중에서 비교적 두꺼운 t_{cf} 를 갖는 시험체를 해석 대상구조물로 선정하여 FEM해석을 수행하였다. 해석결과와 실험결과를 비교하여 해석모델의 타당성을 검증하였고, 검증된 해석모델에 대하여 t_{cf} 를 원래 시험체의 1/2, 3/4, 3/2로 변화시키고 다른 모든 조건은 동일한 다양한 t_{cf} 를 갖는 해석모델을 구성하였다. 이 해석모델들의 해석결과를 AISC의 패널 존 설계강도와 Krawinkler 모델과 비교하였다. 해석대상 구조물로 CR1(Lee et al, 2002) 시험체와 DBWP (Engelhardt, 2000) 시험체를 이용하였으며 FEM해석은 LUSAS프로그램(2002)을 사용하여 수행되었다. CR1 시험체의 보와 기둥은 각각 A992강재 W24X94, W14X283 단면으로 이루어졌고 DBWP 시험체는 RBS(Reduced Beam Section)를 적용한 시험체로 보와 기둥은 각각 A572 Gr.50강재 W36×150, W14×283 단면으로 이루어져 있다. CR1 시험체와 DBWP 시험체의 기하학적 형상 및 하중재하 조건과 단부조건 등은 관련문헌(Lee et al, 2002; Engelhardt, 2000)에 상세히 소개되어 있다. 해석 모델은 20node Solid 요소를 사용하였고 탄성계수는 200GPa, 포아송 비는 0.3을 사용하였다. 항복응력은 대상 구조물의 쿠편시험 결과를 사용하였으며 재료모델은 변형률 경화현상을 배제한 탄성-완전소성을 적용하였다. 메쉬의 크기는 해석결과에 영향을 주지 않도록 세분화 과정을 수행하여 결정하였고 기하학적 비선형을 고려하였으며 해석시간의 절감을 위해 기둥과 보의 웹 중앙면을 기준으로 대칭 경계조건을 적용하여 그림 1과 같이 시험체의 절반만 모델하였다.

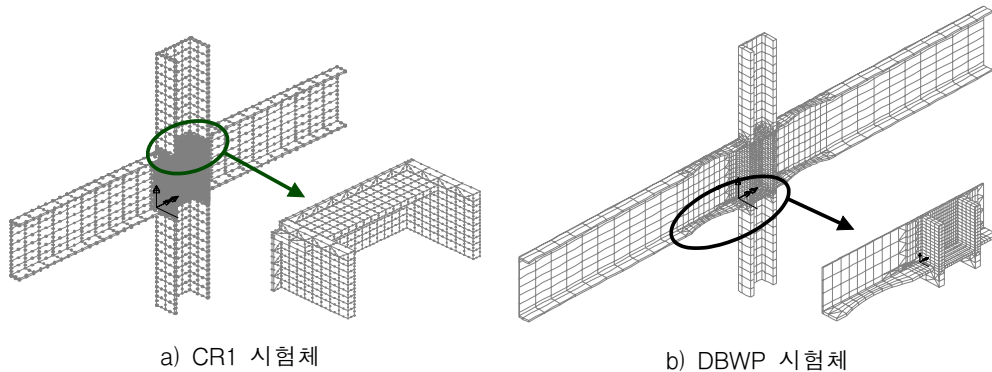


그림 1. FEM 해석 모델

4. Krawinkler 모델과 AISC 패널 존 설계강도의 평가

실험 및 다양한 t_{cf} 를 갖는 해석모델의 FEM해석 결과와 Krawinkler 모델 그리고 AISC 패널 존 설계강도의 비교가 그림 2와 3에 나타나 있다. 그림 2는 시험체에 가해진 하중과 패널 존의 전단 변형율과의 관계, 그림 3은 패널 존 모멘트와 전단변형율의 관계를 나타낸다. 그림 2, 3의 (c)를 살펴보면 변형을 경화현상이 일어나기 전 까지 FEM해석결과와 실험결과의 상관관계가 매우 좋다는 것을 알 수 있으며 Krawinkler 모델 과 AISC 패널 존 설계강도가 $4\gamma_y$ 위치에서 패널 존의 강도를 과대평가한다는 것을 알 수 있다. 그림 2와 3의 (a), (b), (d)에는 t_{cf} 만 원래 시험체의 1/2, 3/4, 3/2로 변화시킨 해석대상 구조물에 대한 해석결과와 Krawinkler 모델 그리고 AISC 패널 존 설계강도와와의 비교가 각각 나타나 있다. t_{cf} 가 비교적 얇은 $t_{cf}=26.3\text{mm}$ 경우에는 Krawinkler 모델 과 AISC 패널 존 설계강도가 FEM해석결과와 유사하였지만 t_{cf} 가 두꺼워질수록 Krawinkler 모델 과 AISC 패널 존 설계강도가 패널 존의 강도를 점점 더 과대평가한다는 것을 알 수 있다. 따라서 상당히 두꺼운 t_{cf} 를 갖는 강재 모멘트 골조가 AISC 패널 존 설계강도에 근거하여 설계된다면 지진하중하에서 AISC 패널 존 설계강도에 상응하는 패널 존 소성변형 $4\gamma_y$ 보다 훨씬 큰 소성변형이 발생될 가능성이 있고 이렇게 큰 패널 존 소성변형은 강재 모멘트 골조에 예상치 못한 파괴형태를 야기할 우려가 있다.

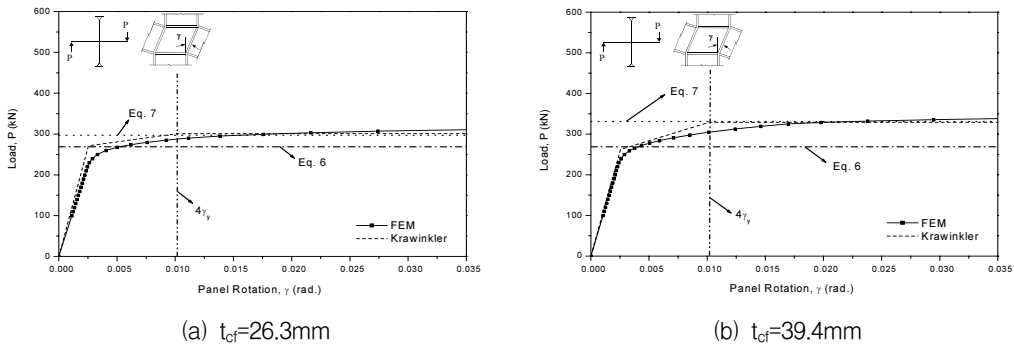
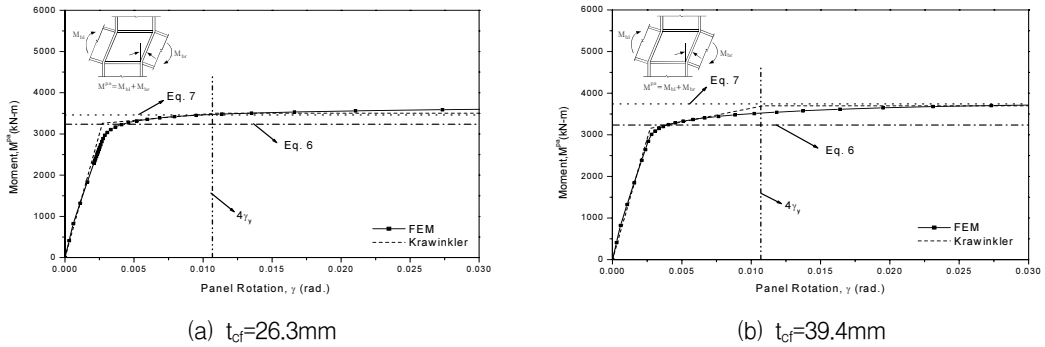
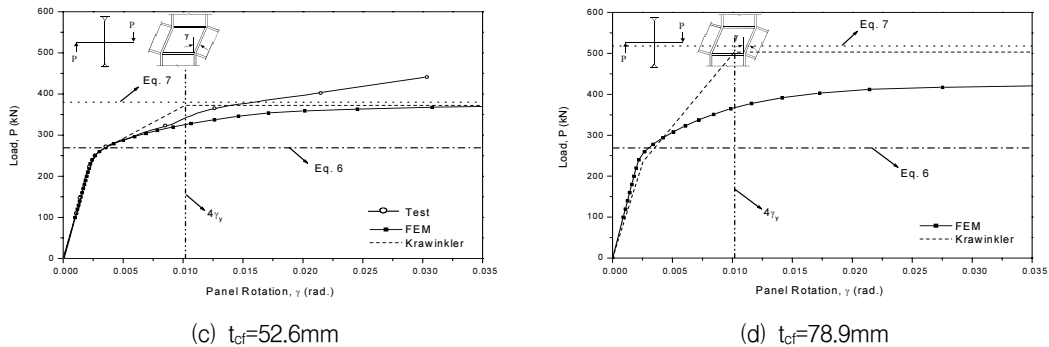


그림 2. CR1 시험체에 3대 한 해석결과와 Krawinkler 모델의 비교



(a) $t_{cf}=26.3\text{mm}$ (b) $t_{cf}=39.4\text{mm}$



(c) $t_{cf}=52.6\text{mm}$ (d) $t_{cf}=78.9\text{mm}$

그림 3. DBWP 시험체에 대한 해석결과와 Krawinkler 모델의 비교(계속)

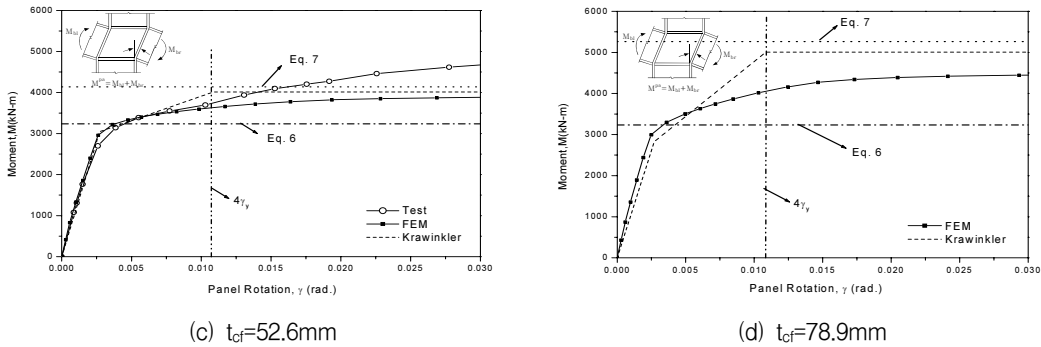


그림 3. DBWP 시험체에 대한 해석결과와 Krawinkler 모델의 비교

5. 결론

설계기준에 근간이 되는 Krawinkler 모델과 AISC의 패널 존 설계강도를 기준에 수행된 실험 과 FEM 해석 결과와 비교하여 평가하였다. Krawinkler 모델과 AISC의 패널 존 설계강도는 얇은 t_{cf} 를 갖는 패널 존의 강도를 적절하게 정의하였지만 비교적 두꺼운 t_{cf} 를 갖는 경우에 대해서는 상당히 과대평가 하는 것으로 나타났다. Krawinkler 모델이 개발된 후에 더 나은 대안이 없는 상태에서 지금까지 AISC 패널 존 설계강도의 근간으로 사용 되고 있으나 지진하중 하에서 이에 근거하여 설계된 두꺼운 t_{cf} 를 갖는 강제모멘트 골조에 예기치 못한 파괴형태를 발생시킬 우려가 있다. 아울러 다양한 t_{cf} 에 대한 패널 존의 비탄성 거동을 정확하게 정의할 수 있는 수학적 모델의 개발과 합리적인 패널 존 설계강도의 결정을 위해서 보다 광범위한 연구가 필요하다고 판단된다.

참고문헌

1. 대한건축학회 (2005). "건축구조설계기준"
2. American Institute of Steel Construction (AISC). (2005). "Seismic provisions for structural steel buildings" American Institute of Steel Construction, Chicago.
3. Engelhardt, M.D., Fry, G.T., Jones, S., Venti, M. and Holliday, S., (2000). "Behavior and Design of Radius-Cut Reduced Beam Section Connections" *Report No. SAC/BD-00/17*, SAC Joint Venture.
4. Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2000). "Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings" FEMA-350, Prepared by SAC Joint Venture for FEMA.
5. International Code Council (ICC) (2002). "International Building Code" ICC, Birmingham, AL
6. Jin, J. and El-Tawil, S. (2005). "Evaluation of FEMA-350 seismic provisions for steel panel zones" *J. Struct. Eng.* Vol. 131, No. 2, 250-258.
7. Lee et al. (2002) "Column Stiffener Detailing and Panel Zone Behavior of Steel Moment Frame Connections" *Report No. ST-01-3.2*, University of Minnesota.
8. LUSAS(Ver.13.4) (2002) "Modeller User Manual, Element Library, Theory Manual 1,2 & MYSTRO Command Reference 1,2" FEA Ltd.
9. Kim, K.D. and Engelhardt, M.D. (2002). "Monotonic and cyclic loading Models for panel zones in steel moment frames" *J. Const. Steel Research* 58 605-635.
10. Krawinkler, H. (1978). "Shear in beam-column joint in seismic design of steel frames." *Engineering Journal*, AISC, Vol. 15, No. 3, pp. 82-91.
11. Krawinkler, H., Bertero, V.V., and Popov, E.P. (1971). "Inelastic behavior of steel beam-to-column subassemblages" *EERC Reports No. 71-1*, University of California, Berkeley.