

내진성능평가시 횡보강근이 없는 RC 보-기둥 접합부의 전단내력 평가

Seismic Assessment of Shear Capacity of RC Beam-Column Joints Without Transverse Re-bars

이영욱^{1)*}

Lee, Young Wook^{1)*}

¹⁾군산대학교 건축공학과 교수

¹⁾Professor, Department of Architectural Engineering, Kunsan National University

/ A B S T R A C T /

To study the seismic resistance of the shear capacity of the RC beam-column joints of two-story and four-story RC buildings, sample buildings are designed with ordinary moment resisting frame. For the shear capacity of joints, the equations of FEMA 356 and NZ seismic assessment are selected and compared. For comparison, one group of buildings is designed only for gravity loads and the other group is designed for seismic and gravity loads. For 16 cases of the designed buildings, seismic performance point is evaluated through push-over analysis and the capacity of joint shear strength is checked. Not only for the gravity designed buildings but also for seismic designed buildings, the demand of joint shear is exceeding the capacity at exterior joints. However, for interior joint, the demand of joint shear exceeds the capacity only for one case. At exterior joints, the axial load stress ratio is lower than 0.21 for gravity designed buildings and 0.13 for seismic designed buildings.

Key words: RC, beam-column joint, joint shear capacity, seismic performance

1. 서론

국내에서 내진설계가 1988년부터 도입되었지만 5층 이하의 건물을 내진설계 대상에 포함하지 않았으며, 2005년 이후부터 3층 이상으로 내진설계 대상을 확대하였다. 이에 따라 현존하는 국내 건물 중 5층 이하의 많은 건물이 내진 설계가 되지 않았다. 이러한 건물의 대부분은 철근콘크리트(RC) 보통모멘트저항골조(ordinary moment resisting frame) 시스템으로 되어 있다.

국내의 경우 2009년 건축구조기준[1]에서 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 상세를 제시하였으므로 그 이전의 RC 골조는 내진 상세에 따라 접합부내에 횡보강근이 배근되지 않았다. 건축구조기준(2016)[2] 5장 5절에서도 보통모멘트저항골조의 접합부에 철근의 정착을 위해 돌레보강이 필요하며 동일 기준 5장 7절에서 접합부의 4면이 적절히 구속되지 않은 경우에

횡보강 철근의 최소 철근량을 규정하고 있지만, 국내 관행상 접합부에 철근을 배근하지 않고 있는 실정이다.

일반적으로 지진하중 작용시 모멘트 저항골조의 저항 내력은 부재의 휨 파괴 발생이전에 부재 또는 접합부에 전단파괴가 일어나지 않는 것을 가정하고 설계한다. 특히 접합부의 파괴는 구조물의 붕괴로 바로 이어지게 되므로 접합부의 파괴는 철근콘크리트 모멘트저항골조에서 반드시 방지되어야 한다.

보-기둥 접합부의 파괴는 일반적으로 전단파괴 또는 보 철근의 부착 파괴로 구분된다. 접합부 내에 보강 철근이 없는 경우는 일반적으로 전단파괴로 진행되나, 미국의 비내진설계된 골조의 접합부와 같이 보 하부근의 정착 길이가 짧을 때 부착파괴[3]가 발생하기도 한다.

현존하는 국내 건물에서 보-기둥 접합부에 횡보강근이 없는 두 가지 경우는 비내진설계된 경우와 내진설계되었지만 접합부에 전단 보강근이 설계되지 않은 보통모멘트저항골조이다. 본 연구에서는 RC 접합부에 횡보강 철근이 없는 두 가지 건물의 유형에 대하여, 건물이 내진 성능점에 도달하였을 때 접합부의 내력을 평가하고 안정성을 검토하는 방법을 제시하고자 한다.

*Corresponding author: Lee, Young Wook

E-mail: leeyu@kunsan.ac.kr

(Received June 7, 2019; Revised July 12, 2019; Accepted July 17, 2019)

본 연구에서 보-기둥 접합부의 내력 평가식에 대하여서는 2장에 기술하였다. 보와 기둥에 작용하는 부재력으로부터 접합부에 작용하는 접합부 전단력 산정 방법은 3장에서 기술하였다. 또한 4장에서는 국내 기준에 따라 예제 건물들을 설계하고 비선형 정적(Push-over) 해석을 통하여 성능점을 산정하였다. 각 건물의 접합부에 작용하는 내력을 2장에 따라 산정하고, 3장에서 기술된 방법에 따라 접합부의 전단력을 산정하고 전단내력을 검토하였다.

2. 내력 평가식

2.1 접합부 전단강도

국내 철근콘크리트 기준 건축물의 보-기둥 접합부에 대한 전단력 산정은 기존 시설물 내진성능평가요령[4]에서 정의하고 있으며 이러한 내용은 FEMA 356[5]의 내용과 유사하므로, 본 장에서는 국내에서 참조하는 FEMA 356 및 관련 기준들을 고찰하고자 한다.

FEMA 356에서는 접합부 전단강도를 다음 식과 같이 정의하고 있다.

$$V_n = \lambda \gamma \sqrt{f'_c} (MPa) A_j \tag{1}$$

여기서, λ = 보통 콘크리트일 경우 1.0이고 경량콘크리트일 경우 0.75, γ = 접합부 전단강도계수(Table 1 참조), A_j = 접합부의 유효면적이다.

접합부의 유효면적 A_j 은 접합부에서 전단을 유발하는 철근의 면과 평행한 평면으로서 접합부의 유효단면적이다. 접합부의 깊이는 골조 방향으로 기둥의 춤과 같다. 접합부의 유효폭 b_j 는 다음과 같다.

$$b_j = \min [b_c, b_b + h_c, b_b + 2x] \tag{2}$$

여기서 b_c = 기둥의 폭, b_b = 보의 폭, h_c = 접합부 깊이, x = 보의 측면부터 기둥의 측면까지 측정한 거리 중에서 작은 값이다.

FEMA 356의 기존 RC 건물의 대한 내력평가시 접합부의 강도평가는 ATC 40[6]와 동일하게 유지되었다. 산정식에서 사용하는 접합부의 γ 의 값은 Table 1과 같다. Table 1에서 보는 바와 같이 FEMA 356에서는 횡보강 철근비가 0.003미만과 이상인 경우로 구분하고 있으며, 측면의 보가 구속을 하는 정도에 따라 강도를 구분하고 있다.

ACI 352-91[7]의 내용을 보면, Type 1은 고려할만한 비선형 거동이 기대되지 않은 부재를 연결하는 접합부로 중력하중에 대하여 또는 일반적인 바람하중에 대하여 설계된 전형적인 골조의 접합부이다. 한편, Type 2는 반복하중에서 강도가 유지되어 비선형이 거동이 가능하도록 설계된 부재를

연결하는 접합부이다. 즉, 지진하중이 작용하는 경우는 Type 2에 해당되며 내부접합부에는 1.67(≈ 1.7)과 외부접합부에는 1.25를 사용하여 FEMA 356의 횡보강 철근비가 0.003이상과 경우와 동일하다. 다만 FEMA 356에서는 접합부의 측면에 구속하는 보의 유무에 따라 값을 조정하였다. 이후 개정된 ACI 353-02[8]에서도 연속된 기둥에 γ 값을 최대 1.67과 최소 1.0으로 규정하였으며, 불연속된 기둥의 경우에 γ 값을 최대 1.25과 최소 0.67로 규정하여 기존의 값들을 유지하고 있음을 보여준다. 따라서 FEMA 356에서 철근비가 0.003미만에서 사용하는 접합부 전단강도계수는 ACI 352에서 사용하는 값보다는 작음을 알 수 있다.

FEMA 356의 접합부의 강도는 기존건물의 보강에 사용되는 ASCE/SEI 41-17[9]에서도 동일하게 적용되었다. 다만 FEMA 356의 경우는 접합부의 횡보강 철근의 부피비가 0.003 이상과 이하로 전단 강도계수의 값을 구분하고 있으나, ASCE/SEI 41-17에서는 접합부내에 횡보강의 철근 간격이 철근의 접합부 기둥 높이의 1/2를 기준으로 하여 큰 경우를 ‘NC’, 작은 경우를 ‘C’로 구분하고 있다. 따라서 FEMA 356에서 사용하는 접합부의 전단강도계수는 현재까지 ASCE/SEI 41에서도 사용되는 것을 알 수 있다.

1990년대 초에 미국에서 NCEER 연구의 일환으로 중력하중에 대하여 설계된 RC 골조의 내진저항 능력에 대한 연구[3, 10]가 진행되었다. 연구 결과에서 접합부의 γ 을 NCEER 보고서[3]의 Fig. 5-4에 다음과 같이 보고하였다. 외부 접합부의 γ 값은 5~10(psi 단위 일 때며, MPa 단위일 때는 0.42~0.83, Fig. 8 참조)으로 나타났으며, 내부 접합부의 경우는 9~14(psi 단위 일 때며, MPa 단위일 때는 0.75~1.17)에 분포하고 있다. 이러한 실험 값을 FEMA 356과 비교하면, Table 1에서 외부접합부일 때 직교 보의 유무에 따라 0.5과 0.67이고 내부접합부일 때 0.83과 1.0 이므로 NCEER 실험 결과의 γ 값은 FEMA 356의 기준치보다 작거나 크게 분포하고 있다. 이러한 이유는 NCEER의 실험은 Fig. 1과 같은 중력에 대하여 설계된 부분 골조 실험에서 보 하부 철근의 정착길이가 짧은 경우를 포함하였기 때문이다.

이를 더 보완 설명할 수 있는 연구로, PEER[11]에서 2002년에 실험결과가 보고되었다. 실험체는 Fig. 2와 같으며, 외부접합부의 철근배근의 형상과 축력의 변화에 따른 내진이력 특성을 연구하였다. 수행된 실험에서 외부접합부 주철근 배근에서 상부철근은 갈고리 형태로 접합부내에 정착되어 모든 시험체에 동일하나, 하부의 철근은 정착길이가 6”(152 mm, 실험체 1과 2)와 14”(356 mm, 실험체 3과 4) 경우와 갈고리 형태로 접합부내에 정착(실험체 5과 6)되는 3가지 그룹으로 구분하였다. 각각 그룹은 Table 2와 같이 단면의 축하중능력비, $P/(f'_c A_g)$ 이 0.1과 0.25인 두 가지 경우에 대하여 실험을 수행하였다. 여기서 P 는 실험체 기둥에 작용하는 축력이고 f'_c 는 콘크리트의 강도, A_g 는 기둥 단면의 면적이다. 시험체 1과 2에서는 하부 철근의 인장에 의한 정착파괴가 발생하였으며, 3번 이상 시험체에서

Table 1. Value of γ for Joint Strength Calculation (FEMA 356)

ρ''	Interior		Ext. Joint		Knee joint
	w/h transverse beam	w/o transverse beam	w/h transverse beam	w/o transverse beam	
<0.003	1.00	0.83	0.67	0.50	0.33
≥ 0.003	1.7	1.25	1.25	1.00	0.67

ρ'' = volumetric ratio of horizontal confinement reinforcement in the joint

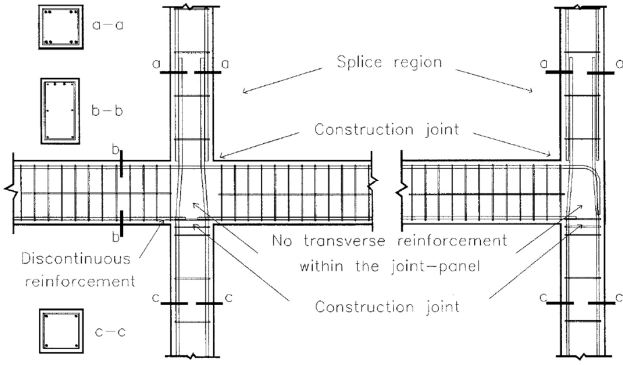


Fig. 1. Specimens of Joint for gravity designed frame of NCEER [3]

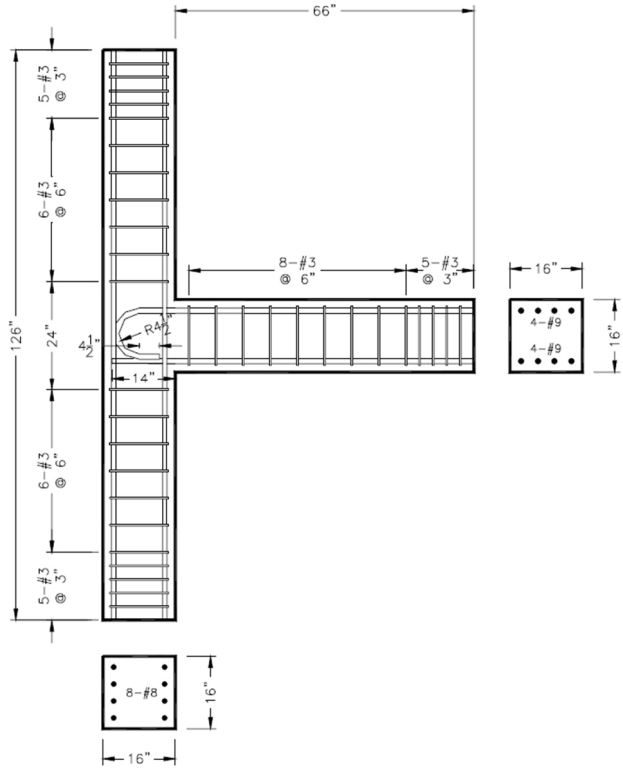


Fig. 2. Test units 3 and 4 Specimens of PEER [11]

는 접합부에 전단파괴가 발생하였다. 하부 철근의 정착과 축력 변화에 따른 γ 의 값과 변형비는 Table 2와 같다. Table 2에서 하부 철근이 인장력을 받는 경우의 γ 의 값이 상부철근이 인장력을 받는 경우보다 작게 나타났다. 또한 축하중응력비가 0.1보다는 0.25에서 γ 의 값이 증가하였음을 볼 수 있다. 이러한 경향은 NCEER의 실험결과[3]에서도 동일하게 나타났다.

PEER[11] 실험체 1과 2는 NCEER[3]의 연구의 실험체와 유사하므로 γ 의 값이 유사하게 나타났다. 그러나 Fig. 3(수직축은 psi 단위로 MPa 단위로 변환하려면 12로 나눔)과 Table 2에서 보듯이 시험체 3에서 6번의 γ 의 값은 0.8~1.0에 분포하는데, 이에 대한 주요 이유는 하부 인장철근의 정착길이의 증가 및 후크형으로 정착이 개선되었기 때문이다.

PEER의 실험에서 외부 접합부 γ 의 값은 정착길이가 부족한 경우는 0.6 이하의 값을, 정착이 내부로 같고리가 된 경우는 모두 0.8 이상의 값을 보였다. PEER의 실험결과를 FEMA 356의 외부접합부의 값을 비교하면, 주근

Table 2. Experiment results of Exterior joint of PEER [11]

Test No	$\frac{f_a}{f_c}$ *	Upward (tension at bottom bar of beam)			Downward (tension at top bar of beam)		
		Drift(%)	γ **	Peak Load (kN)	Drift (%)	γ **	Peak Load (kN)
1	0.1	1.5	0.43	20.7	1.5	0.89	43.1
2	0.25	1.5	0.58	28.3	1.5	0.87	42.5
3	0.1	2	0.86	42.2	1.5	0.84	41.0
4	0.25	2	0.92	45.1	1.5	0.97	47.5
5	0.1	2	0.93	44	1.5	0.80	38.2
6	0.25	2	0.95	45	1.5	0.91	43.1

* axial stress ratio to concrete strength

** the coefficient when concrete strength used in MPa unit

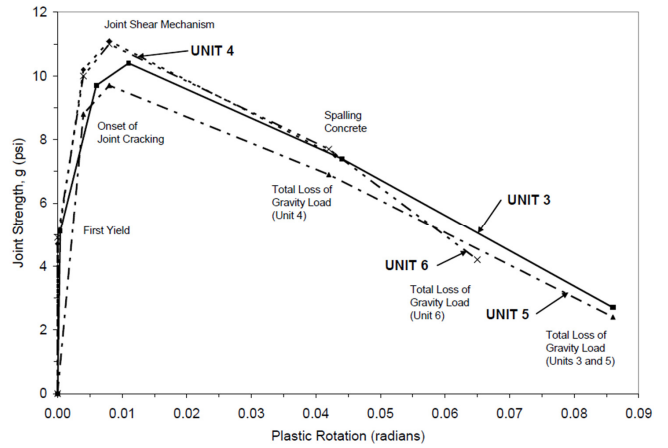


Fig. 3. Joint strength-rotations of Units 3 to 6 of PEER [11]

이 접합부 내부로 충분한 정착길이 14"인 경우와 같고리로 정착된 경우의 γ 는 FEMA 356 제안치인 0.67보다 크게 나타났다.

한편, Priestley[12]는 주응력의 값을 사용하여 접합부의 강도식을 다음과 같이 제안하였다. 접합부에 기둥의 축응력 f_a 와 전단응력 v_{jh} 가 작용할 때 최대 전단응력 τ 와 주인장 응력 p_t 는 식 (3)과 같다.

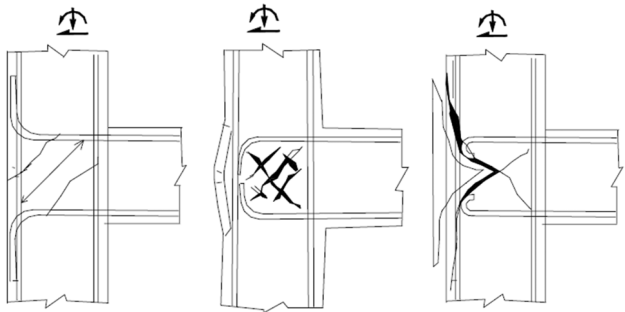
$$\tau = \sqrt{\left(\frac{f_a}{2}\right)^2 + v_{jh}^2} \quad (3)$$

또한 최대 주인장 응력 p_t 는

$$p_t = \frac{f_a}{2} + \tau \quad (4)$$

식(3)을 식(4)에 대입하고 수평 전단응력 v_{jh} 에 대하여 정리하면 식(5)와 같이 유도된다.

$$v_{jh} = p_t \sqrt{1 - \frac{f_a}{p_t}} \quad (5a)$$



(a) beam bars bent away (b) beam bars bent in (c) end-hook anchorage
Fig. 4. Alternative damage mechanisms for exterior tee-joints [12]

$$V_{jh} = p_t \sqrt{1 - \frac{f_a}{p_t}} b_j h \quad (5b)$$

여기서, $V_{jh} = v_{jh}/b_j h$, 수평 전단력, $f_a = N/A_g =$ 축하중(압축일 때 (-)/기동단면적.

외부접합부에 대하여 Priestley[12] 는 보 주철근이 접합부 코어 밖으로 갈고리가 된 경우(Fig. 4(a) 참조)에 최대 주인장 응력 $p_t = 0.29 \sqrt{f_{ck}}$, 접합부 안쪽으로 정착된 경우(Fig. 4(b) 참조)의 $p_t = 0.42 \sqrt{f_{ck}}$ 로 Fig. 5와 같이 제안하였다. FEMA 356의 식과 비교하면 p_t 의 값은 작지만, 축력의 증가에 따라 식(5)의 전단내력은 증가한다. Fig. 5에서 T1과 T2의 표시는 외부접합부에 보의 원형 철근이 갈고리이고 접합부내에 정착되어 썸기형태로 접합부가 파괴될 때에 파괴 강도[13]를 표시한 것으로 상대적으로 낮게 나타남을 볼 수 있다.

또한, Priestley[12]는 기존의 연구 결과를 정리하면서 내부 접합부의 강도식을 다음과 같이 정리하였다. 접합부가 주인장 응력에 의하여 파괴가 되는 경우로서, 최대 주인장 응력은 $p_t = 0.29 \sqrt{f_{ck}}$ 로 외부 접합부에서 외부로 주철근이 정착된 경우와 동일하다. 또 다른 경우는 접합부내의 발생하는 주압축 응력에 내력이 결정되는 경우로서, 주압축 응력 p_c 는 주인장 응력 p_t 의 경우와 같이 다음과 같이 산정할 수 있다.

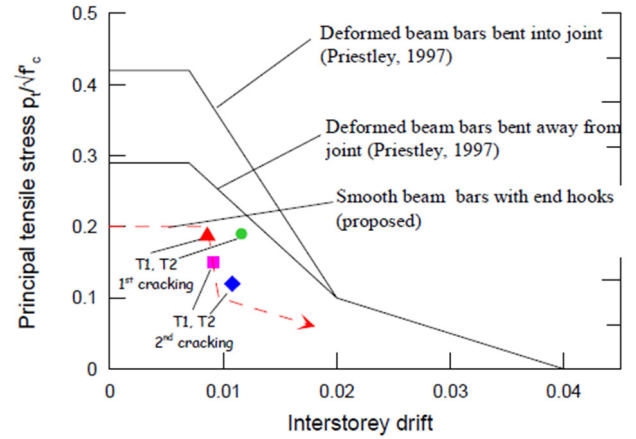
$$p_c = \frac{f_a}{2} - \tau \quad (6)$$

일반적으로 일 방향 접합부의 경우 $p_c = 0.5 f'_c$ 이고, 이 방향 접합부의 경우 $p_c = 0.45 f'_c$ 이다. 식(3)에 식(6)를 대입하고 수평전단력 v_{jh} 에 대하여 정리하면

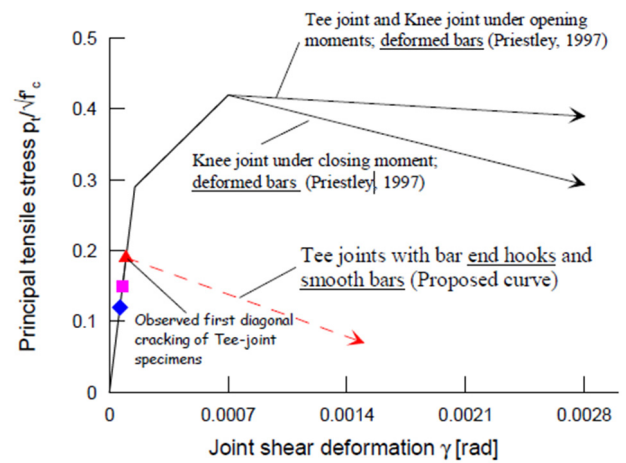
$$v_{jh} = p_c \sqrt{1 - \frac{f_a}{p_c}} \leq 1.7 \sqrt{f'_c} \quad (7a)$$

$$V_{jh} = p_c \sqrt{1 - \frac{f_a}{p_c}} b_j h \quad (7b)$$

뉴질랜드의 기존 건물의 내력평가(이하 ‘NZ 평가식’)[14] 시 횡보강근이 없는 외부 및 내부 접합부의 예측되는 수평 전단저항력은 식(8)과 같으



(a) Principal tensile stress - interstorey drift



(b) Principal tensile stress - joint shear deformation

Fig. 5. Strength degradation curve for exterior joints [13]

며 Priestly의 제안식과 유사하다.

$$V_{prob,jh} = 0.85 v_{prob,ch} b_j h \leq 1.92 \sqrt{f'_c} b_j h \quad (8a)$$

$$v_{prob,ch} = \sqrt{(k_j \sqrt{f'_c})^2 + k_j \sqrt{f'_c} \frac{N^*}{A_g}} \quad (8b)$$

여기서 $v_{prob,ch}$ = 접합부를 관통하는 대각선 압축 스트럿 메커니즘에 따라 예상되는 접합부 전단 응력, h = 기둥의 춤, k_j = 접합부 전단능력 산정 계수로서 내부 접합부의 경우 0.8(내부 보-기둥 접합부에 인장파괴보다는 압축 파괴 가능성이 지배적일 때), 외부 접합부에서 이형철근이 후크의 형태로 접합부 내부로 정착된 경우 0.4, 외부 접합부에서 이형철근이 접합부 중심으로부터 바깥으로 휘어 정착된 경우 0.3이다. 식(7)에서 0.85의 값은 휨 파괴기구에 비하여 전단파괴 기구의 불확실성을 보정하기 위한 값이다. b_j 는 접합부의 유효폭으로 일반적으로 기둥의 폭과 일치한다. 또한 N^* 는 압축력으로 압축일 때 (+)의 값이다.

앞에서 기준식과 실험결과를 정리하여 보면, FEMA 356의 횡보강근이 없는 접합부 강도식은 접합부 내부로 보의 철근의 정착이 잘 된 경우의 결과를 반영한 값을 알 수 있으며, 국내의 관행과 같이 보의 하부 철근이 부적

절하게 정착되는 경우를 고려하지 않고 있다.

또한 NCEER와 PEER의 실험결과는 축력의 증가에 따라 전단강도가 증가하고 있으나 FEMA 356의 평가식은 이를 반영하지 않았다. 그러나 접합부에 발생하는 주응력을 기반으로 하는 Priestley 와 NZ 평가식에서는 축하중의 영향을 고려하고 있다.

축하중이 있는 경우의 전단강도는 콘크리트 강도와 축하중응력비의 영향을 받으므로 축하중이 없는 경우의 γ 와 직접 비교가 어려우므로, 다음절에서 제한적인 범위의 값들을 대입하여 비교하기로 한다.

2.2 강도식의 비교

FEMA 356과 Priestly 및 NZ 평가식을 이용하여 접합부의 전단력의 크기를 고찰하였다. 산정식을 비교할 때 콘크리트의 강도는 내진성능평가요령[4]에서 제시된 콘크리트의 강도 f_{ck} 의 하한치 18 MPa와 평균 강도인 24 MPa의 두 가지 경우에 대하여 비교하였다.

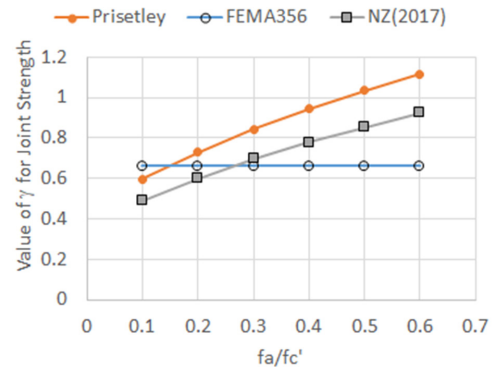
앞에서 언급한 기준식들을 이용하여 콘크리트의 강도가 두 가지인 경우에 접합부 강도를 비교하여 Fig. 6부터 Fig. 8에 나타내었다. 그림에서 가로축은 축하중응력비로서 축응력을 콘크리트 강도로 나눈 값이며, 세로축은 접합부의 전단응력으로서 내력을 의미한다. 그림에서 보듯이 국내기준과 동일한 FEMA 356의 경우는 축응력의 증가에 따라 전단력이 일정하나 Priestley와 NZ 평가식에서는 압축력의 증가에 따라 전단응력이 증가한다.

Fig. 6(a)는 보의 주근이 외부 접합부 내부로 정착된 경우로서, NZ 평가식과 Priestley의 식은 유사하나 NZ 평가식이 보수적임을 알 수 있다. $f_{ck} = 18$ MPa의 경우 축하중응력비가 0.3을 초과하면 FEMA 356의 값이 NZ 평가식보다 작게 된다. Fig. 6(b)에서 콘크리트 강도가 24 MPa로 증가함에 따라 접합부의 모든 평가식의 전단내력은 증가하며, 경향은 $f_{ck} = 18$ MPa의 경우와 유사하다.

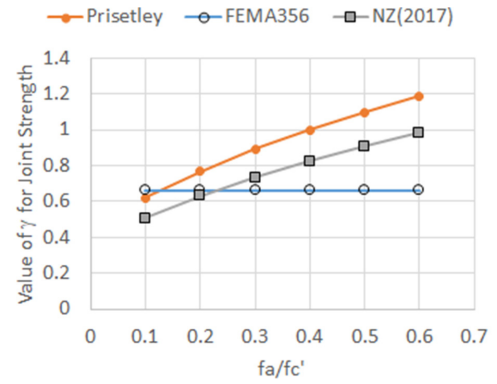
Fig. 6(c)는 외부 접합부에서 정착 주근이 외부로 정착된 경우로서, Fig. 6(b)와 비교할 때 NZ의 평가식에 비하여 FEMA 356이 전단내력을 과대평가하는 축하중응력비 구간이 증가하였음을 볼 수 있다. 즉, 축하중응력비가 낮은 0.25 이하의 경우에 FEMA 356의 값은 NZ의 값보다 전단강도를 과대평가함을 알 수 있다. 이는 국내의 관행과 같이 Fig. 4의 (a)의 형태로 주근이 접합부 외부로 정착되고, 축하중응력비가 낮은 경우에는 접합부의 내력을 과대평가할 수 있음을 시사한다.

Fig. 7은 내부접합부의 내력을 비교한 것이다. $f_{ck} = 24$ MPa일 때 Priestley의 제안식 (7)에 따라 접합부가 주압축 응력에 의하여 파괴되는 경우를 계산하면 축하중응력비의 분포 0.1부터 0.6까지 모두 상한치의 값 1.7을 초과하여 수평선으로 나타났다. NZ 평가식은 축하중응력비가 0.2 이상에서는 FEMA 356의 값보다 동등하거나 그 이상으로 나타났다. 따라서 내부 접합부에서 주압축응력을 받아 파괴에 이르는 Priestley의 제안식은 지나치게 전단내력을 크게 평가하는 것으로 나타났음을 알 수 있으며, 횡보강근이 없는 경우의 내부 접합부의 강도 산정에는 적합하지 않을 수 있다.

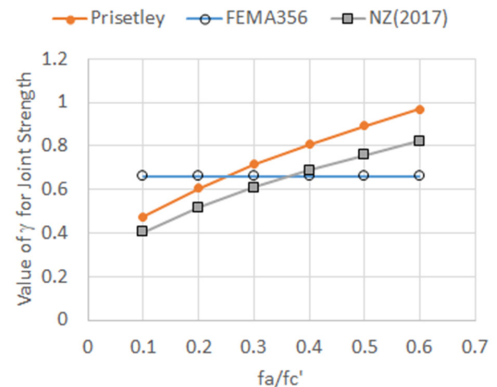
Fig. 8은 외부 접합부의 경우에 대한 NCEER과 PEER, 국내 실험[15] 결과를 앞의 각 제안식과 같이 그린 것으로 축하중응력비에 대하여 γ 의 값을 나타낸 것이다. 그림에서 NCEER의 값은 14개 외부접합부 실험결과의 최대값과 최소값의 분포를 나타낸 것이다. 그림에서 FEMA 356는 축하중



(a) Bent in bar ($f'_c = 18$ MPa)



(b) Bent in bar ($f'_c = 24$ MPa)



(c) Bent away bar ($f'_c = 24$ MPa)

Fig. 6. Joint shear stress of exterior joint

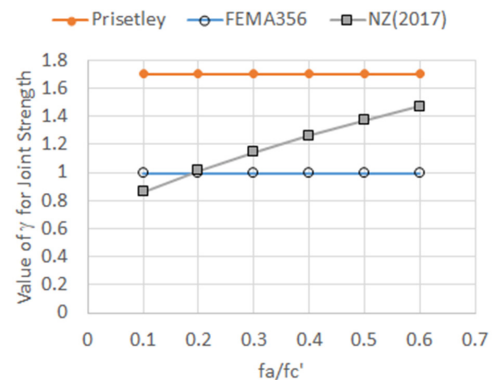


Fig. 7. Joint shear stress of interior joint, $f'_c = 24$ MPa

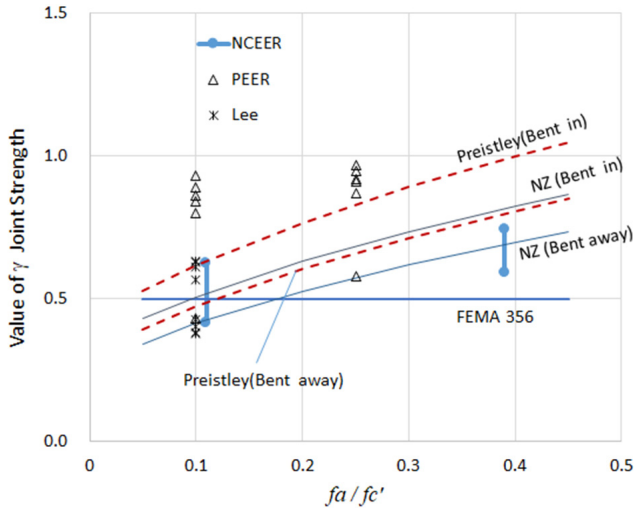


Fig. 8. Experimental value of γ compared with equations (for external joint)

응력비에 관계없이 0.5로 일정하나, Priestley와 NZ 제안식은 압축하중응력비의 증가에 따라 증가한다. NCEER과 PEER, 국내 실험에 사용된 콘크리트 강도의 범위가 24~31.7 MPa이므로, 그림에서 Priestley와 NZ 제안식 작성을 위하여 NCEER 실험시 사용된 콘크리트 강도 24 MPa를 채택하여 도시하였다. Fig. 8에서 보는 바와 같이 축하중응력비가 낮은 영역(0.2 이하)에서 실험값이 FEMA 356의 값보다 낮은 경우가 다수 발생함을 볼 수 있는데 이러한 요인은 앞에서 언급한 바와 같이 보의 하부 철근이 부적절하게 정착된 경우에 발생하였다. 따라서 외부 접합부에서 보의 주철근이 부적절하게 정착된 경우에 축하중응력비가 0.2 이하의 구간에서 FEMA 356의 값은 접합부의 내력을 과대평가할 수 있다. 반면에 NZ 평가식에서 외부로 정착된 경우의 값을 사용한다면, 축하중응력비가 0.2 이하의 낮은 구간에서도 비교적 안정적으로 강도를 평가하고 있음을 알 수 있다.

2.3 변형능력

PEER[12]의 외부접합부의 시험체의 결과인 Fig. 3에서 고찰하면 소성회전비 0.01 rad 이전에 손상이 발생하면서 내력이 급속히 감소함을 볼 수 있다.

Priestley의 제안식과 Fig. 5(a)에서 보면 접합부의 층간 변위비가 0.01 이전에서 접합부 강도가 감소하고 있으며, 이것은 앞의 PEER의 실험결과와 일치한다. Fig. 5의 (b)는 접합부의 전단변형도와 전단강도를 나타낸 것으로 외부접합부의 경우에 전단 변형도가 0.001 rad에 도달하기 전에 최대 전단내력이 도달하고 곧 이어서 내력이 감소함을 보여주고 있다.

Akanshu Sharmaa[16]의 외부접합부에 대한 해석 연구 중에서 주인장응력과 변형도의 관계식을 보면, 최대 주인장응력에 도달할 때 전단변형도를 0.002 rad으로 정의하고 0.005 rad 이상이 되면 강도가 감소하는 모델을 사용하여 기존의 실험 결과와 잘 일치함을 보여 주었다. 이 때 최대 전단 변형도는 0.025 rad으로 제한하였으며, 접합부 내부로 적절하게 정착되지 않은 경우에는 0.015로 제한하였다.

FEMA 356의 Tables 6-9에서 골조가 주 구조 요소인 경우에는 소성 변

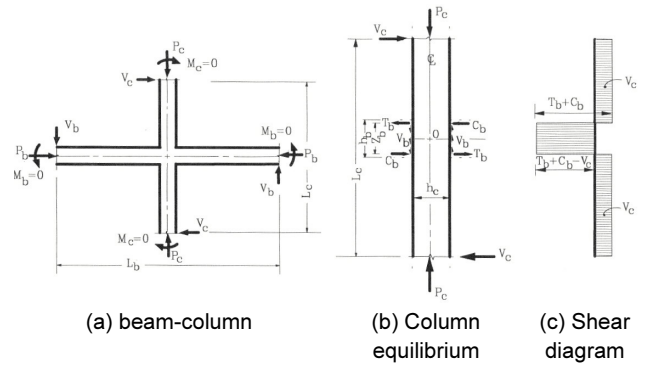


Fig. 9. Equilibrium of interior beam-column subassembly [10]

형을 전형 허용하지 않고 있으나, 부차적으로 골조가 사용될 때에 약간의 소성 변형을 허용하고 있다. 그러나 ASCE/SEI 41-17[9]는 FEMA 356의 변형제한 조건을 대부분은 그대로 가져왔지만 보-기둥 접합부의 내용을 약간 조정하여 ASCE/SEI 41의 Tables 10-11에 주 골조에서도 소성변형 제한을 일부 완화하는 것으로 허용하였다. 예를 들면, 인명안전에 대하여 축하중응력비가 0.4의 경우에 0.005 rad의 값을 허용치로 정하고 있다.

접합부의 변형능력에 연구 결과를 정리하여 보면, 파괴 시점의 전단 변형도는 거의 무시할 만하며, 일단 회복강되지 않은 접합부가 전단 인장 파괴에 도달하면 급속히 파괴가 진행되므로 주요 골조로 사용되는 접합부의 허용 소성 변형도를 최소한으로 제한하고 있음을 알 수 있다.

3. 접합부에 작용하는 전단력

내부 접합부의 전단력 산정을 위하여 Hoffmann[10] 등이 사용하였던 모델을 사용하기로 한다. 이 모델은 Fig. 9와 같이 지진중이 작용하는 경우 변곡점이 생기는 점을 기둥과 보부재의 중앙부라 가정한 ‘+’ 자형 부분 골조이다. 이 부분골조의 내부 접합부에 발생하는 수평 전단력 $V_{j,h,I}$ 는 다음과 같다.

$$V_{j,h,I} = C_b + T_b - V_c \tag{9}$$

여기서 C_b 는 Fig. 9의 보의 휨 M_b 에 의하여 단면에 발생하는 압축력, T_b 는 M_b 에 의하여 단면에 발생하는 인장력이다. Hoffman은 보가 공칭휨모멘트, M_n 에 도달할 때 C_b 와 T_b 의 값을 산정하였으나, 일반적으로 성능점에 도달하거나 또는 구조물의 허용 최대내력에 도달하는 경우에 보가 M_n 에 도달하지 않을 수도 있다. 따라서 본 연구에서는 접합부의 내력을 산정할 때에는 보에 실제로 작용하는 모멘트, M_1 에 의해 발생하는 C_b 와 T_b 값을 사용하기로 한다.

이 경우 C_b 와 T_b 의 값을 산정하기 위하여 보의 단면을 Layered model [17]에 따라 N개의 레이어(layer)로 가정하여 M_1 을 산정한다. 단면의 곡률을 증가시키에 따라 변형도가 증가하고 이에 따라 모멘트가 증가하는데, M_1 에 도달할 때 까지 곡률을 증가시키고 그 때의 C_b 와 T_b 의 값을 취한다. 이 때 사용하는 콘크리트의 모델은 수정된 Park[14]의 모델을 사용하고 철근은 이선형 모델을 사용한다.

외부접합부에 작용하는 수평방향과 수직방향의 전단력은 내부 접합부와 동일한 방법으로 구하면 식 (10)과 (11)와 같다.

$$V_{jh,E} = T_b - V_c \tag{10}$$

기둥의 축방향으로 발생하는 접합부 전단력 V_{jv} 은 수평전단력과 동일한 방법으로 계산하면 식 (11)과 같다.

$$V_{jv,I} = C_c + T_c - V_b \tag{11}$$

여기서 C_c 와 T_c 는 접합부 단면에 작용하는 기둥의 압축력과 인장력이며, V_b 는 보에 작용하는 전단력이다.

4. 예제 건물의 내력평가

4.1 개요

일반적인 사무실 건물을 가정하여 국내 기준에 따라 설계를 진행하고 내진 성능을 평가하였다. 설계는 중력하중에 대하여서만 설계된 경우[18]와 지진하중을 포함하여 설계된 두 가지 경우[2]로 나누어 진행하고, 각각의 설계 건물에 대하여 내진성능평가를 수행하였다.

평가를 위한 건물의 설계 변수는 적용 하중이외에 Table 3과 같이 건물의 층수와 토질의 종류 및 건물의 중요도를 설정하였다. 건물의 층수는 저층을 대표할 수 있는 2층과 4층으로 하였으며, 토질은 기반암의 깊이가 15 m로 가정하고 S₂와 S₃ 두 가지의 경우[19]를 고려하였다. 건물의 중요도는 저층형 건물에 일반적으로 적용되는 중요도 I과 II의 경우를 가정하였다.

설계된 건물의 내진성능평가는 비선형 정적지진(Push-over) 해석에 기반한 수정된 능력-스펙트럼(Modified Capacity-Spectrum)법[20]을 사용하였다. 성능점 산정 후, 성능점에 도달한 상태에서 각 부재에 작용하는 힘을 확인하여 접합부에 작용하는 전단력을 앞의 3장에 따라 산정하였다. 접합부의 내력은 2장의 FEMA 356과 NZ 산정식을 사용하였다.

4.2 예제 건물의 설계

예제 건물의 평면은 Fig. 10과 같이 가로축인 X 방향으로 5 스패인이고 세로축인 Y 방향으로 3 스패인의 보통모멘트저항골조로 가정하였다. X 방향의 스패의 길이는 6 m, Y 방향의 스패 길이는 7.5 m, 각 층의 층고는 3.3 m 이다. 기준층 바닥의 고정하중은 4.8 kN/m², 활하중은 2.5 kN/m², 외곽 보에

Table 3. Symbols for designed building models

Design loads		Story		Soil type		I _E *Level
GO*	-	2	-	S2	-	I1
EO**	-	4	-	S3	-	I2

* GO : OMRF designed only for gravity loads
 ** EO : OMRF designed for earthquake & gravity loads
 * I_E : Seismic importance level

작용하는 벽체의 자중은 5.5 kN/m로 가정하고 강도설계법에 따라 보와 기둥부재의 설계를 수행하였다.

중력하중에 대하여 설계된 경우는 건축구조기준(이하 ‘기준’) 2006[18], 지진하중을 고려한 경우는 기준 2016[2]에 따라 설계를 수행하였다. 기준 2006에서 고정하중에 대한 하중계수는 1.4과 활하중 계수는 1.7이지만, 기준 2016에서는 고정하중에서는 1.2, 활하중에서는 1.6으로 변경되었다. 기준 2006에서 내진설계시 보의 접합면에서 정모멘트의 강도는 부모멘트의 강도의 1/3 이상이 되어야 한다는 제한조건이 있으나 기준 2016에서는 이 제한은 중간모멘트저항골조에만 해당되는 것으로 변경되었다. 설계결과 의 보와 단면의 크기와 배근은 Table 4와 같다. 설계시 모든 보의 단면과 층은 300과 500 mm로 가정하였다. 기둥의 단면은 하중에 따라 설계하였으며, 1층과 2층의 기둥 설계결과는 Table 5와 같이 나타났다. 표에서 건물의 층수가 높아지거나 지진하중이 커질수록 단면크기와 철근의 양은 증가함을 볼 수 있다.

4.3 성능평가

앞의 4.1에서 언급한 바와 같이, 설계된 건물에 대하여 내진성능평가요령[4]과 수정 능력-스펙트럼법[20]에 따라 성능평가를 수행하였다. 성능점 산정시 감쇠비와 유효주기는 수정 능력-스펙트럼법[20]의 일반적인 수식을 사용하였다. 인명안전수준을 내진성능 목표로 하였으며, 국내 기준[19]에 따라 건물의 중요도 I의 경우에는 재현주기 1400년, 중요도 II의 경우에 1000년 재현주기의 지진하중을 사용하였다. 비선형 정적해석시 수직하중의 하중조합[9, 21]은 고정하중은 1.0배와 활하중은 0.25배를 적용하였다.

총 16가지 경우에 대하여 비선형 정적해석을 수행하였으며 산정된 성능점과 그래프의 최대 층간변위비를 Table 6에 나타내었다. 성능과 수요곡선이 만나는 성능점은 크게 두가지 유형으로 나타났는데, Fig. 11(a)와 같이 비선형 영역으로 들어간 경우와 Fig. 11(b)와 같이 탄성영역에서 성능점이 잡힌 경우이다. 대부분 비내진설계된 경우는 Fig. 11의 (a) 유형을 나타내었으며 내진설계된 경우는 Fig. 11의 (b) 유형을 나타냈다.

Table 6에서 내진성능평가시 최대 지붕층 변위비는 GO4-S3-11에서 0.82%로 나타났고, 이때 층간 변위는 1.1%로 나타났다. 2층 건물 그룹에서, 비내진설계된 GO2와 내진설계된 EO2모델의 최대 층간변위비가 근사하게 나타나는데, 이는 Table 5에서 보듯이 두 그룹의 기둥과 보의 단면 크

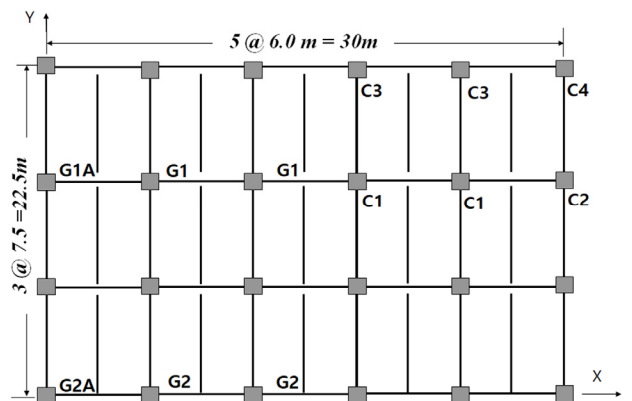


Fig. 10. Building plan of sample design models

기가 유사하기 때문이다. 그러나 4층 건물의 경우는 GO4 모델에 비하여 EO4 모델의 최대 층간변위비가 감소하는데, Table 6에 나타난 바와 같이 지진하중을 고려한 설계에서 기둥 단면의 크기가 증가하였기 때문이다.

4.4 접합부의 내력평가

총16개의 성능점에 도달하는 범위에서 접합부 전단력을 3장에 따라 산정하였다. FEMA 356의 경우와 NZ의 평가방법에 따라 접합부의 내력에

Table 4. Beam design results of building models (Main re-bar : D22)

ID*	Location	Re-bar	GO2	GO4	EO2-S2		EO2-S3		EO4-S2		EO4-S3	
					I1	I2	I1	I2	I1	I2	I1	I2
G1	End	Tob bar	4	4	5	5	5	5	8	7	8	8
		Bot. bar	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3
	Cent	Tob bar	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
		Bot. bar	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
G1A	Ext. End	Tob bar	4	4	5	5	5	5	8	7	8	8
		Bot. bar	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3
	Cent	Tob bar	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
		Bot. bar	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	Int. End	Tob bar	5	5	5	5	6	5	8	7	8	8
		Bot. bar	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3
G2	End	Tob bar	3	3	4	4	4	4	7	6	7	6
		Bot. bar	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3
	Cent	Tob bar	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
		Bot. bar	2	2	2	2	2	2	3	2	3	3
G2A	Ext. End	Tob bar	3	3	4	4	4	4	7	6	7	6
		Bot. bar	2	2	2	2	2	2	4	2	4	2
	Cent	Tob bar	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
		Bot. bar	2	2	2	2	2	2	4	2	4	4
	Int. End	Tob bar	3	3	4	4	4	4	7	6	7	6
		Bot. bar	2	2	2	2	2	2	4	2	4	2

* Beam ID : refer to Fig. 10. For all beams, section size (breadth x height) = 300x500, stirrup = D10@200.

Table 5. Column design results of building models (only for 1st and 2nd floor, Main re-bar : D25)

ID ⁺	Description		GO2	GO4	EO2-S2		EO2-S3		EO4-S2		EO4-S3	
					I1	I2	I1	I2	I1	I2	I1	I2
C1	Size	(BxH)* mm	300x400	400x400	400x400	400x400	400x400	400x400	600x600	550x550	600x600	550x550
	Re-bar	(layer-T.N.B)^	2-4	3-8	3-8	2-4	3-8	3-8	5-14	4-12	6-18	5-16
	Hoop	D10@	300	400	400	400	400	400	400	400	400	400
C2	Size	(BxH)	300x400	400x400	400x400	400x400	400x400	400x400	550x550	500x500	550x550	500x500
	Re-bar	(layer-T.N.B)	3-6	2-4	3-8	3-8	3-10	3-8	3-12	3-10	3-14	3-10
	Hoop	D10@	300	400	400	400	400	400	400	400	400	400
C3	Size	(BxH)	300x400	400x400	400x400	400x400	400x400	400x400	550x550	500x500	550x550	500x500
	Re-bar	(layer-T.N.B)	2-4	2-4	3-8	2-6	3-8	3-8	3-12	3-10	3-12	3-12
	Hoop	D10@	300	400	400	400	400	400	400	400	400	400
C4	Size	(BxH)	300x400	400x400	400x400	400x400	400x400	400x400	550x550	500x500	550x550	500x500
	Re-bar	(layer-T.N.B)	3-8	2-4	3-8	3-8	3-8	3-8	5-14	4-12	5-16	3-12
	Hoop	D10@	300	400	400	400	400	400	400	400	400	400

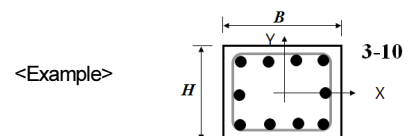
+ : Coulmn ID : refer to Fig. 10

* : B means breadth (X-dir) of column (refer to right example and directions are same as in Fig. 10)

H means height (Y dir) of column

^: layer means the number of layer in X dir. for T.N.B (refer to right example)

T.N.B = the total number of bars



대한 전단력의 비율을 Table 6의 (3)과 (4)열에 나타냈다. 내력 평가시 각 층에서 최대 하중이 발생하는 보를 포함한 접합부에서 보와 기둥에 작용하는 휨 모멘트와 전단력과 축하중을 추출하여 식(9)와(10)에 따라 수평전단력을 산정하였다.

비선형 정적해석시 외부 접합부의 경우에 보의 상부근에 인장이 발생하는 부모멘트는 크게 나타났지만 하부근에 인장이 발생하는 부모멘트의 값은 작게 나타났으므로, 보에 작용한 부모멘트에 대하여 외부 접합부의 내력을 평가하였다. 외부 접합부에서 부모멘트가 작은 이유는 수직하중에 의하여 초기에 보 단부에 발생한 부모멘트의 영향 때문이다.

Table 6에서 보면 2층 모델에서는 모든 경우에 1층에서 외부 접합부의 내력을 초과하였다. 4층 모델에서 비내진설계된 모델 GO4에서는 2층에서

부터 외부 접합부에서 내력이 초과되었으나, 내진설계된 EO4 모델에서는 3층에서부터 내력이 초과되었다. 전체적으로 내부접합부에서는 접합부 전단 내력을 초과하는 경우가 EO4 모델에서만 한번 나타났으나, 외부접합부는 모든 경우에 나타났다. 주로 외부 접합부에서 전단파괴가 발생하였으므로, 외부접합부 파괴시 보에 소성힌지가 발생 유무를 Table 6 (5)열에 표시하였다. 표에서 B-J는 전단파괴시 보에 소성힌지가 동시에 발행한 경우이고, J는 전단파괴가 나타난 경우이다. 총 16개의 해석에서 5개의 경우에만 보에 소성힌지가 발생하였다.

예상한 바와 같이 외부접합부에서 FEMA 356에 따른 평가 보다는 NZ 평가식에 따른 전단내력 초과비가 크게 나타났다. 외부접합부에서 FEMA 356에 따르면 13개의 모델에서 내력을 초과하는 것으로 나타났고, NZ 평

Table 6. Beam-column joint DCR of building models at seismic performance point

ID	(1) Imp. Level	(2) Floor	Demand to Capacity Ratio of Joint				(5)* Failure Pattern for Ext. Joint	Performance Point					
			(3) FEMA 356		(4) NZ			(6) Axial load stress ratio		(7) Sa(g)	(8) Roof		(9) Max. Story Drift Ratio (%)
			Int. J	Ext. J	Int. J	Ext. J		Int. J	Ext. J		Drift(m)	Drift ratio	
GO2-S2	I1	1	0.73	1.10	0.71	1.27	J	0.22	0.16	0.216	0.038	0.58%	0.61%
	I2	1	0.69	1.08	0.66	1.24	J	0.22	0.16	0.212	0.032	0.48%	0.52%
GO2-S3	I1	1	1.02	1.25	0.98	1.43	J	0.22	0.16	0.220	0.043	0.65%	0.73%
	I2	1	1.00	1.07	0.96	1.22	J	0.22	0.16	0.214	0.036	0.55%	0.55%
GO4-S2	I1	2	0.90	1.16	0.84	1.26	B-J	0.24	0.19	0.131	0.095	0.72%	0.94%
	I2	2	0.76	1.05	0.71	1.14	J	0.24	0.18	0.114	0.080	0.61%	0.79%
GO4-S3	I1	2	1.03	1.18	0.93	1.24	B-J	0.27	0.21	0.144	0.108	0.82%	1.10%
	I2	2	0.86	1.13	0.80	1.23	B-J	0.24	0.19	0.127	0.090	0.68%	0.88%
EO2-S2	I1	1	0.78	1.05	0.82	1.30	J	0.16	0.13	0.297	0.041	0.62%	0.64%
	I2	1	0.76	1.04	0.79	1.28	J	0.16	0.13	0.287	0.041	0.62%	0.64%
EO2-S3	I1	1	0.97	1.2	1.01	1.46	B-J	0.16	0.13	0.338	0.047	0.71%	0.76%
	I2	1	0.79	1.05	0.82	1.29	J	0.16	0.13	0.281	0.039	0.59%	0.64%
EO4-S2	I1	3	0.61	0.85	0.67	1.13	J	0.13	0.10	0.179	0.071	0.54%	0.70%
	I2	3	0.77	1.08	0.80	1.34	J	0.16	0.12	0.114	0.080	0.61%	0.79%
EO4-S3	I1	3	0.69	0.91	0.76	1.20	B-J	0.13	0.10	0.201	0.080	0.61%	0.76%
	I2	3	0.71	0.94	0.74	1.21	J	0.16	0.11	0.156	0.073	0.55%	0.70%

* Failure pattern is B-J when joint shear failure and beam plastic hinge has occurred and J only when joint failure occurs at performance point.

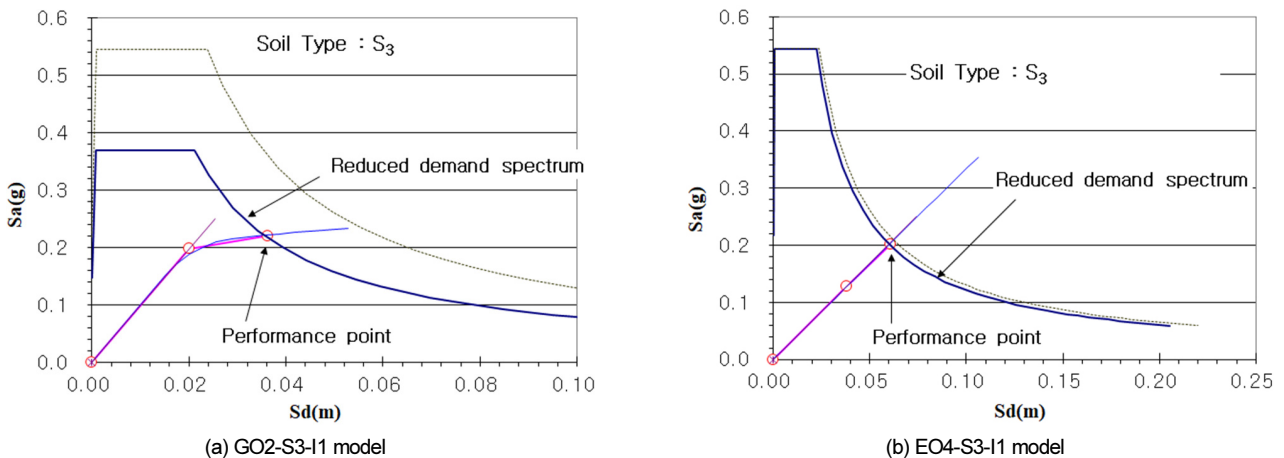


Fig. 11. Performance point of sample buildings

가식에 따르면 16개 모든 경우에 내력이 초과하는 것으로 나타났다.

Table 6에서 평가된 전단내력 초과비는 성능점에서 산정된 것이므로 실제로 전단파괴가 나타나는 것은 성능점 이전임을 예측할 수 있다. 비선형 정적해석시 접합부에서 전단내력을 초과하기 시작하는 지붕층 변위를 정확하게 구하기 위하여서는 접합부의 비선형 거동을 나타내는 모델을 사용하여 비선형해석을 수행하여야 한다. 그러나 단순하게 해석 단계별 부재력을 이용하여 접합부의 파괴 유무만을 검토할 수 있다. 예를 들어 내진설계된 2층 건물 모델 EO2-S3-I1의 경우에 전단내력이 초과하기 시작하는 지붕층 변위는 0.024 m(최대 층간변위비 0.39%)로 성능점시의 변위 0.047 m에 비하여 0.59배로 감소한다. 또 내진설계된 4층 건물 모델 EO4-S3-I1의 경우에 전단내력이 초과하기 시작하는 지붕층 변위는 0.054 m(최대 층간변위비 0.55%)로 성능점시의 변위 0.08 m에 비하여 0.68배로 감소한다. 이와 같이 실제로 접합부 전단내력을 초과하기 시작하는 시점은 성능점의 변위보다 훨씬 이전에 발생하고 있음을 예측할 수 있다.

현존하는 2층 및 4층의 비내진 또는 내진설계된 보통모멘트저항골조의 내진 성능을 평가할 때, 대부분 경우에 외부 접합부의 전단내력이 내력을 초과함을 고찰하였다. 특히 해석에서 외주접합부의 축하중응력비 0.21 이하로 나타났으며, 이와 같이 축하중응력비가 0.2 이하인 경우에 접합부의 내력 평가 모델 선정에 신중함이 필요함을 알 수 있다. 그러나 전단내력 초과시에 접합부의 소성변형 능력 특성에 따라 전체적인 구조물의 붕괴 기구가 변동될 수 있으므로 정확한 예측을 위하여서는 합리적인 접합부 모델을 포함한 비선형 해석이 필요하다.

5. 결론

국내 건물에서 보-기둥 접합부에 횡보강근이 없는 두가지 경우, 즉 비내진설계된 경우와 내진설계된 보통모멘트저항골조에 대하여 내진성능평가시 접합부의 전단내력을 검토하였다. 성능점 산정은 수정 능력-스펙트럼법을 사용하였다. 접합부의 내력 모델은 국내에서 사용하는 FEMA 356 제안식과 뉴질랜드의 산정식을 사용하였다. 또한 이러한 산정식의 합리성을 판단하기 위하여 기존 실험결과와 다른 연구자의 제안식과 비교하였다. 접합부에 작용하는 전단력은 Hoffmann[10]의 방법을 따랐으나 사용된 휨모멘트, 전단력과 축력은 비선형 정적해석 결과로부터 추출한 값을 이용하였다. 접합부 전단내력을 산정하기 위하여, 휨 모멘트로부터 발생하는 보 단면의 철근의 인장력은 콘크리트 단면을 레이어(layer) 모델을 이용하여 계산하였다. 본 연구에서 횡보강근이 없는 접합부를 갖는 RC 건물에 대하여, 변수를 내진설계와 비내진설계된 경우, 2층과 4층, 지반의 조건은 S₂와 S₃, 내진 중요도는 I 등급과 II 등급의 16가지 경우에 대하여 건물을 설계하고 내진성능평가를 수행하여 접합부의 내력 평가에 대한 고찰 결과는 다음과 같다.

본 연구에서 비내진설계된 건물은 비탄성 거동 이후에 성능점이 산정되었으나 내진설계된 건물은 탄성의 영역에서 대부분 성능점이 산정되었다. 내진성능평가시 내부 접합부는 한 가지 경우에만 내력을 초과하였으나 외부 접합부에서는 16개 모든 경우에 내력을 초과하는 것으로 나타났다. 이는 비내진설계된 경우뿐만 아니라 내진설계된 보통모멘트저항골조의 외부접합부에도 손상이 발생할 수 있음을 시사한다. 따라서 보통모멘트골조의 내진설계시에 외부 접합부에 대하여 1장에서 언급된 관련 기준들에 따라 횡

보강근 설치를 검토하여야 한다.

기존 실험과 연구 결과를 고찰한 결과, FEMA 356의 평가식은 축하중 응력비가 0.2 이하인 구역에서는 접합부의 내력을 과대평가할 수 있으며 축력을 고려하는 NZ 평가식은 비교적 안전측의 평가를 하는 것으로 나타났다. 또한 본 연구의 16개 모델의 내진성능평가에서 외부접합부 축하중응력비는 중력하중에 대하여 설계된 경우에 0.21 이하로 나타났으며, 지진하중에 대하여 설계된 경우에는 0.13 이하로 나타났다. 따라서 현존하는 건물에서 외부접합부의 축하중응력비가 0.2 이하가 될 가능성이 높은 것을 감안할 때 축하중응력비가 낮은 건물에 대한 내진성능평가시에 축력을 고려한 접합부 전단내력 평가식을 사용하는 것이 바람직하다고 판단된다.

본 연구를 통하여 RC 골조의 내진성능평가시 접합부의 내력에 대한 평가가 필요하며 특히 외부 접합부에 대한 평가의 필요성을 알 수 있었다. 그러나 전단내력 초과시에 접합부의 소성변형 능력 특성에 따라 전체적인 구조물의 붕괴 기구가 변동될 수 있으므로 정확한 예측을 위하여서는 합리적인 접합부 모델을 포함한 비선형 해석이 필요하다. 이를 위한 해석 모델의 개발에 대한 연구가 필요하다. 또한 본 연구는 건물이 한가지 유형의 평면과 2층과 4층의 경우에 대한 연구로 모델의 제한성이 있으므로 스페인과 중층 등의 변화에 대한 고려도 필요하다. 한편 국내의 철근 관행에 따른 전단내력 검증을 위하여서는, 철근배근 상세와 축력의 변화에 따른 접합부의 실험이 필요한 실정이다.

/ 감사의 글 /

이 논문은 행정안전부장관의 방재안전분야 전문인력 양성사업으로 지원되었습니다.

/ REFERENCES /

1. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korean Building Code. c2009.
2. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korean Building Code. c2016.
3. Beres A, El-Borgi S, White RN, Gergely P. Experimental results of repaired and retrofitted beam-column joint tests in lightly reinforced concrete frame buildings. Technical Report NCEER-92-0025, NCEER. c1992.
4. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Seismic Assessment of Existing Buildings. c2013.
5. FEMA, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356). c2000 Nov.
6. ATC, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC 40. c1996.
7. ACI-ASCE Committee 352, Recommendations for design of beam-column joints in monolithic reinforced concrete structures, ACI 352R-91, American Concrete Institute. c1991.
8. ACI-ASCE Committee 352, Recommendations for design of beam-column joints in monolithic reinforced concrete structures, ACI 352R-02, American Concrete Institute. c2002.

9. ASCE, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-17, c2017.
10. Hoffmann GW, Kunnath SK, Reinhorn AM, Mander JB, Gravity-load-designed reinforced concrete buildings: Seismic evaluation of existing construction and detailing strategies for improved seismic resistance, Technical Report NCEER-92-0016, NCEER, c1992.
11. Pantelides CP, Hansen J, Nadauld J, Assessment of reinforced concrete building exterior joints with substandard details, PEER Report 2002/18, Pacific Earthquake Engineering Research Center, c2002 May.
12. Priestley MJN, Displacement based seismic assessment of existing reinforced concrete moment resisting frames, Pacific Conference of Earthquake Engineering, 1995 Nov;2:225-244.
13. Pampanin S, Calvi GM, Moratti M, Seismic behavior of R,C. beam-column joints, designed for gravity loads, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 726, Elsevier Science, c2002.
14. The Seismic Assessment of Existing Buildings, Part C5, Concrete Buildings, NZ, 2017, Available from <http://www.eq-assess.org.nz/>
15. Lee YW, Park HK, Experiments of lateral loading capacity of exterior joints of non-seismically designed RC frames in Korea, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2010; Aug;14(4):29-36.
16. Sharma A, Eligehausen R, Reddya GR, A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam-column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints, Engineering Structures, 2011;33:1034-1051.
17. Park R, Paulay T, Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, c1975.
18. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korean Building Code, c2006.
19. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, KDS 41 17 00 : 2019, Seismic Design Code for Building, c2019.
20. FEMA, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, FEMA 440, c2005.
21. Ministry of Education, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing School Buildings, c2019.