

내부 보-기둥 접합부의 전단파괴

Joint Shear Failure of Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joint

이 민 섭*

Lee, Min Sup

홍 성 곁**

Hong, Sung Gul

ABSTRACT

The design of beam column joint is an important part of earthquake resistant design of reinforced concrete moment resisting frames. Beam column joints must provide sufficient stiffness and strength to resist and sustain the loads induced by adjacent beams and columns. This paper investigates the difference of the current design codes which provide a different approach for the design of beam column joint in seismic zone. The model provided by Hitoshi Shiohara(1998) is reviewed in this paper, which provides a good relationship between moment and shear action of interior beam column joint and a role of shear reinforcement according to their position.

1. 서론

최근 건축물의 내진성능에 대한 관심이 높아지면서 각 부재 단위의 연성거동에 대한 연구가 활발히 진행되고 있으며, 보와 기둥의 연성거동은 내진설계에 있어서 중요한 위치를 차지한다. 보-기둥의 접합부는 지진 발생시 보와 기둥이 설계자의 의도에 따라 연성거동을 할 수 있도록 강도, 강성 및 연성을 갖추어야 하며, 이를 위하여 많은 기준들에서 각자의 보-기둥 접합부에 대한 설계방법을 제안하고 있다. 그러나 각각의 보-기둥 접합부에 대한 설계방법은 같은 조건에 대하여 서로 상이한 결과를 보여주고 있으며, 이러한 불일치는 각자의 해석방법에 대한 차이를 감안하더라도 적지 않은 의문점들을 제시하고 있다. 또한 최근의 실험들은 보-기둥 접합부 내부에 위치하는 전단 보강철근의 효과에 대하여 기존의 해석방법에 의해 기대되어지는 효과와는 다르게 많은 양의 전단 보강철근에도 불구하고 접합부의 강도 및 연성거동이 크게 향상되지 않는 것을 보여 주고 있다⁵⁾.

본 논문에서는 최근의 연구결과를 바탕으로 기존의 기준들에서 제시하고 있는 설계방법들에 대하여 예제를 통한 비교, 분석을 시도하였으며, 제시된 모델에서 보여주는 보-기둥 접합부의 모멘트 거동을 고려하여 전단 보강철근의 배근 위치에 따른 접합부의 거동특성에 대하여 고찰해 보았다.

* 정회원, 서울대학교 건축학과 대학원

** 정회원, 서울대학교 건축학과 조교수

2. 현행 규정에 대한 고찰과 문제 제기

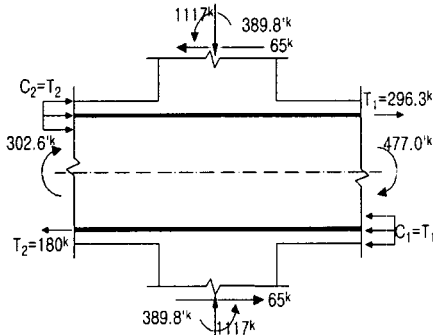


그림 1 접합부 설계 예제

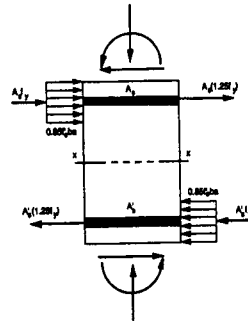


그림 2 접합부 평형관계
(ACI 318-99)

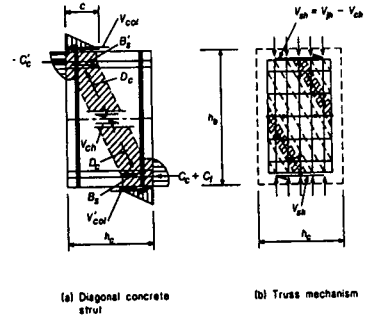


그림 3 접합부 평형관계
(NZS 3101)

표 1 요구되는 접합부 수평철근량에 대한 ACI 318-99 와 NZS3101의 비교

	콘크리트의 전단능력	전단철근량의 계산식	결과값
ACI 318-99	$\phi V_{ch} = \phi \alpha \sqrt{f'_c} A_j$ $\alpha = 20, 15, 12$	$A_{sh} \geq 0.3sh_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$ or $0.09sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}}$ (ACI 318-99 SEC 21.4.4)	$A_{sh} \geq 0.3 \text{ in}^2$
NZS 3101:Part2:1995	$V_{ch} = D_c \cos \alpha$	$A_{sh} = V_{sh} / f_{yh}$ ($V_{sh} = V_{jh} - V_{ch}$) (NZS 3101:Part2:1995 C11)	$A_{sh} \geq 3 \text{ in}^2$
Shyh-Jiann Hwang, Hung-Jen Lee ⁵⁾	$V_{ch} = D_c \cos \theta$ $D_c = \frac{1}{\cos \theta (R_d + R_h + R_v)} V_{jh}$	$A_{sh} = \frac{R_h}{(R_d + R_h + R_v)} \frac{V_{jh}}{f_{yh}}$ (ACI JOURNAL/January-February 2000)	$A_{sh} \geq 1.71 \text{ in}^2$

ACI 318-99¹⁾와 NZS 3101²⁾에 나타난 내부 보-기둥 접합부의 전단보강 철근량에 대한 규정을 이용하여 다음 그림 1의 예제에서 제시된, 기둥으로부터 1117 kips, 보로부터 0 kips의 축력을 받는 26 in × 26 in × 26 in 크기의 접합부 내부에 배근되어야 하는 전단 철근량을 살펴보면, 동일한 조건하에서 각각의 설계방법에 의해 계산된 전단보강 철근량의 차이가 크게 나타남을 알 수 있다. 이러한 차이는 외부로부터 주어지는 전단력에 저항하는 접합부 콘크리트 영역에 대하여, ACI 318-99의 경우는 접합부 단면 전체로 가정하는데 반하여, Priestley³⁾가 제안한 설계방법을 따르는 NZS 3101의 경우는 대각선 압축대가 차지하는 영역으로 한정하고 그 외의 영역에 존재하는 콘크리트의 저항능력을 무시함으로써 발생한다. 이에 대한 예로써 Hwang⁴⁾의 경우는 Priestley의 대각선 압축대 이외의 콘크리트 영역에 대하여 주어진 전단력에 대한 저항능력을 인정해 줌으로써, 필요한 전단 철근량의 값이 ACI와 NZS 3101에서 계산된 값 사이에 위치하게 됨을 알 수 있다.

그러나 ACI 318-99의 경우, 반복하중으로 인하여 접합부에 발생하는 균열을 무시함으로써 콘크리트의 전단강도를 과대 평가한 면이 있으며, Priestley와 Hwang의 경우는 최근의 실험을 통하여 대각선 압축대의 파괴가 발생한 이후에도 접합부의 전단저항능력이 감소하지 않는 경우^{5),6),7)}가 알려짐으로써, 접합부의 파괴강도를 대각선 압축대의 파괴강도와 동일시하는 것에 대하여 의문점이 제시되고 있다.

3. 해석모델의 제시

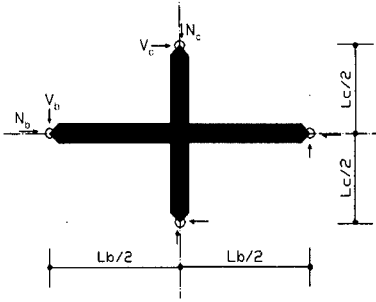


그림 4 외부하중의 작용

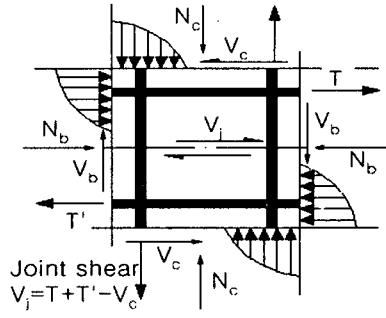


그림 5 접합부에 작용하는 하중요소

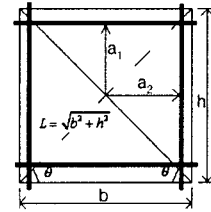


그림 6 접합부 단면

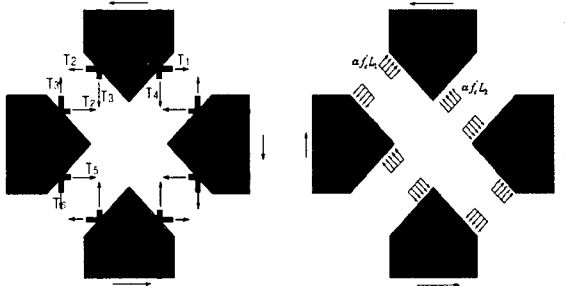


그림 7 네 개의 강체거동으로 가정한 접합부의 힘-모멘트 평형관계

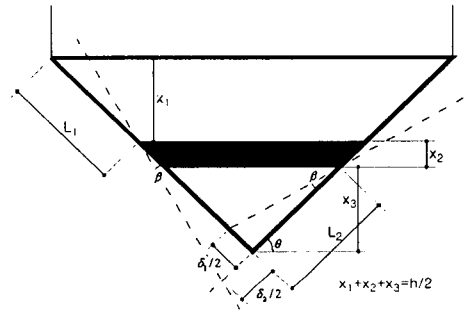


그림 8 강체거동으로 인한 접합부 내부의 인장, 압축 영역

지진으로 인한 반복하중을 받는 보-기둥 접합부는 지진하중으로 인하여 대각선 균열이 발생하게 되며, 대각선 균열이 발생한 이후의 접합부는 네 개의 영역으로 나뉘어 강체거동을 하는 것으로 볼 수 있다⁷⁾. 따라서 보-기둥 접합부는 균열발생 이전의 일체거동을 무시한다면 그림 7에서 보이는 것처럼 균열면을 따라 나뉘어진 네 개의 강체가 서로간의 상호작용을 통하여 지진에 의한 반복하중에 저항하는 것으로 볼 수 있다. 제시된 그림 7의 모델에 대하여 다음과 같은 가정을 도입하였다.

- (1) 접합부 내부의 거동은 상호 대칭적인 것으로 가정한다.
- (2) 보와 기둥의 주근에 대하여 다우얼 거동은 발생하지 않으며, 접합부의 중심에 대하여 대칭적으로 배근되어 있는 것으로 본다.
- (3) 압축을 받는 영역에 대하여 압축력은 파괴면에 대하여 수직으로 작용하는 것으로 보았으며, 그 길이를 각각 L_1, L_2 로 두었다.
- (4) 선형적이지 않은 콘크리트의 압축강도에 대하여, 작용하는 압축력의 크기가 압축면에 대하여 일정하게 작용하는 것으로 보기 위하여 강도저감계수 $\alpha = 0.85$ 를 사용하였다.
- (5) 철근과 콘크리트의 부착파괴는 일어나지 않는 것으로 본다.
- (6) 최근의 내진설계의 방향에 맞추어, 보의 인장철근의 강도는 극한강도를 사용하였다.
- (7) 인장력을 양의 값으로 본다.

위의 가정을 이용하여 그림 7과 8에 제시된, 두께가 t 인 모델의 상단과 좌측에 해당하는 강체의 힘

과 모멘트 평형방정식을 구해보면 다음과 같다.

$$T_1 - T_2 + \alpha t f'_c L_1 \sin \theta - \alpha t f'_c L_2 \sin \theta + V_c = 0 \quad (1)$$

$$-T_3 - T_4 + \alpha t f'_c L_1 \cos \theta + \alpha t f'_c L_2 \cos \theta - N_c = 0 \quad (2)$$

$$V_c \frac{L_c}{2} + (T_1 - T_2)a_1 + (T_4 - T_3)a_2 + \alpha t f'_c L_1 \left(\frac{L}{2} - \frac{L_1}{2}\right) - \alpha t f'_c L_2 \left(\frac{L_2}{2}\right) = 0 \quad (3)$$

$$-T_5 - T_2 + \alpha t f'_c L_1 \sin \theta + \alpha t f'_c L_2 \sin \theta - N_b = 0 \quad (4)$$

$$T_6 - T_3 + \alpha t f'_c L_1 \cos \theta - \alpha t f'_c L_2 \cos \theta + V_b = 0 \quad (5)$$

$$V_b \frac{L_b}{2} + (T_5 - T_2)a_1 + (T_6 - T_3)a_2 + \alpha t f'_c L_1 \left(\frac{L}{2} - \frac{L_1}{2}\right) - \alpha t f'_c L_2 \left(\frac{L_2}{2}\right) = 0 \quad (6)$$

보 주근에 발생하는 인장력 T_1, T_5 는, 보의 소성거동을 중요시하는 최근의 내진설계 개념에 따라 배근된 철근이 모두 극한강도를 발휘한다고 볼 수 있으며, 보와 기둥으로부터 전달되어지는 축력 V_c, N_c 와 접합부의 단면과 골조의 치수인, $L_b, L_c, a_1, a_2, h, b, L, \theta, t$ 는 설계시 주어지는 값이 된다. 그러므로 위의 연립방정식은 여섯 개의 미지수, $T_2, T_3, T_4, T_6, L_1, L_2$ 에 대한 연립방정식이 됨을 알 수 있다.

여기서, L_1, L_2 의 값은 제시된 모델에서 보여주는 것처럼 0과 $L/2$ 사이에 존재해야하며, 이 범위를 벗어나면 보-기둥 접합부는 파괴를 일으키는 것으로 볼 수 있다.

또한, 압축면의 길이 L_1, L_2 는 접합부의 중심부가 일으키는 압축 및 인장변위와 관계를 가지며, 접합부의 외부에서 작용하는 힘과 모멘트로 인하여 접합부의 강체가 일으키는 회전각도와도 관계를 가지게 된다. 그림 8에 제시된 모델을 통하여 압축면의 길이 L_1, L_2 와 접합부 중심의 압축 및 인장변위 δ_1, δ_2 , 그리고 회전각 β 와의 관계식을 구하면 다음과 같다.

$$L_1 = \frac{L}{2} - \frac{\delta_1}{2\beta} \quad (7)$$

$$L_2 = \frac{\delta_2}{2\beta} \quad (8)$$

따라서, 접합부의 강도 및 강성은 접합부를 구성하는 네 개의 강체가 하중의 작용에 의해 일으키는 변위에 의해 영향을 받음을 알 수 있다.

4. 파괴모드

그림 9와 10에서 보여지는 것처럼 철근콘크리트 골조 내부의 보-기둥 파괴는 2가지로 분류할 수 있다. 주어진 조건하에서 $\alpha \geq 0, L_1 \geq 0, L_2 \cong 0$ 인 경우, 외부에서 작용하는 하중에 대하여 접합부의 네 강체가 휨거동에 의해서 저항하게 되며, 이 때의 파괴모드는 강체의 바깥쪽에서 발생하는 모멘트에 의한 압축파괴 양상을 보인다.

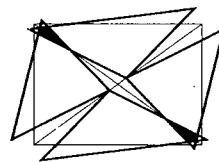


그림 9 파괴모드
 $\alpha \geq 0, L_1 \geq 0, L_2 \cong 0$

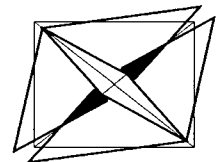


그림 10 파괴모드
 $\alpha \geq 0, L_1 \cong 0, L_2 \geq 0$

$\alpha \geq 0, L_1 \cong 0, L_2 \geq 0$ 의 경우에 있어서는 외부의 하중을 강체 내부에서 발생하는 압축력으로 저항하게 되며, 이 때의 파괴모드는 강체의 내부에서 발생하는 전단 및 압축에 의한 파괴양상을 보인다. 그러므로 반복하중에 대한 접합부 설계는, 접합부에 작용하는 외부하중에 의해 발생하는 휨과 전단 및 압축, 각각에 대하여 고려해 주어야 한다.

5. 전단 보강근

일반적으로 접합부에 배근되는 전단 보강근은 접합부 내부에 작용하는 전단력에 대하여 저항하는 것으로 판단되어 왔다. 하지만 그림 10에서 보이는 것처럼 전단 보강근은 배근되는 위치에 따라 각기 다른 역할을 함을 알 수 있다. 예를 들면 1.과 같이 보의 주근과 동일한 방식으로 인장 및 압축을 받도록 배근된 철근의 경우, 접합부 내부의 휨강도는 증가되지만 오히려 전단력을 증가시킴으로써, 전단력이나 압축력의 영향을 크게 받는 접합부의 전단파괴를 유발할 수 있다. 또한 2.와 같이 강체의 압축영역을 지나지 않도록 배근된 철근의 경우, 양단에 걸리는 인장력의 크기를 같다고 본다면, 접합부의 전단강도 및 휨강도에 아무런 영향도 미치지 못하는 것을 알 수 있다. 마지막으로 3.과 같이 보의 주근과 반대의 방식으로 인장 및 압축을 받도록 배근된 전단 보강근의 경우는 접합부 내부의 전단강도는 커지지만 휨의 영향을 크게 받는 접합부에 대하여서는 적게나마 접합부의 휨저항 능력을 감소시키는 것을 볼 수 있다. 그러므로, 접합부의 전단 보강근에 대한 설계는 접합부에 작용하는 휨과 전단력 중에서 그 영향이 큰 하중에 대하여 휨보강과 전단보강이 적절하게 이루어져야 함을 알 수 있다.

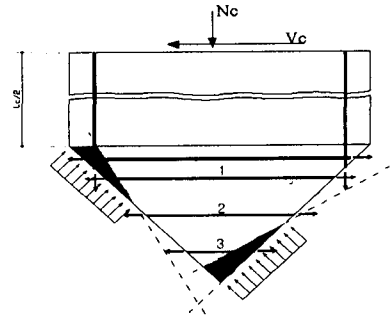


그림 11 전단 보강근의 배근

6. 해석

앞서의 그림 1 예제에서 보인 접합부에 대하여 제시된 모델을 이용하여 계산을 수행하였다. 이 때, 추가적으로 필요한 값들과, 결과값은 다음과 같다.

표 2 필요한 변수값 (단위: in, kips)

L_c	L_b	a_1	a_2	V_b
144	112	11.5	11.5	-65

표 3 제시된 모델을 이용한 그림 1 예제의 해석 결과 (단위: in, kips)

결과값	T_2	T_3	T_4	T_6	L_1	L_2
	450.77	-152.94	-333.28	-307.42	6.8	3.2

여기서, 계산된 T_2, T_3, T_4, T_6 의 값이 배근된 철근의 극한강도를 넘지 않는다면, 주어진 L_1, L_2 의 값은 $L/2 (=18.385 \text{ in})$ 의 값 내에 위치하므로 전단 혹은 모멘트에 대한 추가적인 철근의 배근은 필요하지 않다. 다만, 접합부의 변위제어를 위한 구속철근으로서 기둥의 전단철근량 정도의 철근배근이 필요한 것으로 여겨지며, 이것은 ACI 318-99의 설계방법을 통하여 계산된 결과값과 유사하다.

그러나, T_2, T_3, T_4, T_6 의 값이 배근된 철근의 극한강도를 넘는다면, 산출된 T_2, T_3, T_4, T_6 의 값에 대한 보정을 통하여 재해석을 수행해야하며, 이 때의 L_1, L_2 의 값이 주어진 범위 내에 존재하는지 살펴보아야 한다.

7. 결론

보-기둥의 접합부는 최근에 관심을 모으고 있는 내진설계에 있어서 기둥의 변위 제어에 크게 영향을 미치는 단위 부재이다. 그러나, 기존의 기준에서 제시된 설계방법들은 접합부를 구성하는 유효 콘크리트 영역에 대한 이해의 차이로부터 서로 다른 결과값을 가지게 되는 것을 알 수 있었다. 본 논문에서는 기존의 설계방법에 대한 하나의 대안으로서, 대각선 균열이 발생한 이후의 접합부를 네 개의 강체영역으로 나누어 각각의 강체에 작용하는 힘과 모멘트의 평형관계를 이용하여 해석을 시도하였으며, 제시된 모델을 통하여 접합부의 내부에 배근되는 전단 보강근은 배근되는 위치에 따라 각기 다른 역할을 하는 것을 알 수 있었다. 따라서, 반복하중에 대한 접합부의 내진설계는 접합부의 거동에 영향을 미치는 휨 및 전단력 중에서 접합부에 대한 영향력이 더 큰 외부하중에 대한 세밀한 고려가 이루어져야 함을 알 수 있다.

참고문헌

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirement for Structure Concrete and Commentary (ACI 318-99/ACI 318R-99)," America Concrete Institute, Farmington Hill, Mich., 1999.
2. NZS 3101, "Concrete Structures Standard: Part 1 - The Design of Concrete Structures," New Zealand Standard., 1995.
3. T. Paulay and M. J. N. Priestley, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building," John Wiley & Sons, Inc., 1992.
4. Shyh-Jiann Hwang and Hung-Jen Lee, "Analytical Model for Predicting Shear Strength of Interior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance," ACI Structural Journal, V. 97, No. 4, January-February 2000, pp. 35-44.
5. Tomohiko Kamimura, Shinji Takeda, and Makodo Tochio, "Influence of Joint Reinforcement on Strength and Deformation of Interior Beam-Column Subassemblages," 12th World Conference Earthquake Engineering, Proceedings., 2000.
6. Hideo Murakami, Shigeru Fujii, Yasuhiro Ishiwata, and Shiro Morita, "Shear Strength and Deformation Capacity of Interior R/C Beam-Column Joint Subassemblage," 12th World Conference Earthquake Engineering, Proceedings., 2000.
7. Hitoshi Shiohara "A New Model for Joint Shear Failure of Reinforced Concrete Interior Beam Column Joints," Journal of The School of engineering, The University of Tokyo, Vol. XLV., 1998.
8. T. T. C. Hsu, "Unified Theory of Reinforced Concrete," CRC Press, Inc., 2000 Corporate Blvd., N.W., Boca Raton, Florida., 1993.