
철근콘크리트 원형기둥의 전단철근 유효단면적 평가

Evaluation of Effective Section Area of Shear Steel in Reinforced Concrete Circular Columns



김장훈*

Kim, Jang-Hoon

ABSTRACT

In order to properly evaluate the shear strength of reinforced concrete circular columns due to the transverse shear reinforcement, the average of fractions of forces generated along the circular transverse hoops across the shear failure plane in the loading direction is calculated. For this, the center-to-center diameter of circular transverse hoops, spacing and the crack angle measured to the column longitudinal axis are considered. Using these variables, an equation representing the effective section area of circular transverse shear steel is proposed. The study result shows that the constant parameter, used for the calculation of the effective section area of circular hoops over the last 10 years, should not universally be applied any more. The use of the constant parameter may not seriously do harm to the evaluation of shear strength for circular columns with non-seismically designed transverse hoop reinforcement, since it gives slightly conservative results. However, for well-confined circular columns with close spacing or circular steel jacketing, it gives about 20% overestimation of the shear capacity contributed by the transverse hoop steel.

Keywords : circular columns, circular transverse shear steel, and effective area of circular hoops

* 정회원, 아주대학교 환경도시공학부 조교수

·본 논문에 대한 토의를 1999년 10월 30일까지 학회로 보내
주시면 1999년 12월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서 론

철근콘크리트 구조물에 바람이나 지진과 같은 횡하중을 유발하는 자연현상이 작용하게 되면 기둥과 보에는 휨력과 전단력이 발생하며, 구조부재의 저항력이나 연성이 충분치 않을 경우 구조물은 상당한 손상을 입게 된다. 그러므로 구조물의 안전성을 평가하는데 있어서 작용하중에 의하여 발생하는 구조부재내의 힘과 변위의 요구량(Demand)과 이에 대하여 구조부재가 견디어 줄 수 있는 능력(Capacity)을 적절하게 산출해 내는 것은 매우 중요하다. 그러나 그 저항 메카니즘(Mechanism)이 명확하고 오랜 기간에 걸쳐 여러 엔지니어들에게 받아들여지고 있는 휨(Flexure)과는 달리, 전단저항 메카니즘은 아직도 명확히 규명되지 않았으며 여러 연구자들에 의하여 연구가 진행되고 있다. 최근 들어 Modified Field Theory⁽⁷⁾나 Softened Truss Theory⁽⁸⁾ 등의 이론이 제시되어 휨과 전단의 영향을 함께 고려하여 힘-변형(Force-Deformation) 관계를 예측하고자 하였다. 하지만 이들의 적용범위는 콘크리트 I-Beam의 Web와 같은 Membrane Element에 국한되어 있고, 주근의 항복이후 휨-전단 상호작용(Interaction)을 정확히 고려할 수 없으며, 그 사용법이 매우 복잡하다. Priestley, et al.^(10,11,12)은 기둥의 전단저항 메카니즘을 콘크리트, 전단철근 및 축력에 의한 아취작용의 합력으로 가정하여 전단강도 평가공식을 제안하였는데, 주로 실험에 근거한 것으로서 그 이론적 바탕이 취약하다.

한편, 우리 나라의 극한강도설계법에 의한 철근콘크리트 구조계산 기준⁽¹⁾ 및 미국의 ACI 기준⁽²⁾에 따르면, 철근콘크리트 기둥의 공칭 전단강도 V_n 은 콘크리트에 의한 저항강도 V_c 와 전단철근에 의한 저항강도 V_s 의 합으로 이루어진다. 이는 기둥 축으로부터 45° 사인장 균열각을 가정한 소성 트러스 모델(Plastic Truss Model)을 사용하여 계산된 것이

며, 소성 트러스 모델의 특성상 전단에 의한 변형(Deformation)은 고려치 않는다. 철근콘크리트 기둥의 공칭 전단강도 기준 식을 예시하면

$$V_n = V_c + V_s \quad (1)$$

$$V_c = a \sqrt{f_c'} b_w d \quad (2)$$

$$V_s = A_{sh} f_{yh} \frac{d}{s} \quad (3)$$

여기서 a 는 기둥의 인장철근비로서 작용하는 하중 조건에 따라서 결정되며, f_c' =콘크리트 압축강도, b_w =기둥폭(또는 원형기둥의 경우 직경), d =유효춤으로서 압축연단으로부터 반대측 반원에 있는 중방향 철근 중심까지의 거리 이상, D =기둥의 전체춤(또는 원형기둥의 경우 직경), A_{sh} =전단철근의 유효 단면적, f_{yh} =전단철근의 항복강도, s =전단철근의 배근간격이다.

위의 식에 따른 전단강도의 계산은 사각형기둥에 대하여는 그 적용이 분명하지만, 원형기둥에 있어서는 별도의 해석(Interpretation)이나 가정이 필요한데 현행 기준에서는 모호하게 처리되고 있는 실정이다. 즉, 기준대로라면 V_c 를 계산할 때 원형기둥 단면의 유효전단면적(Effective Shear Area)이 식(2)로부터 거의 D^2 이 되는데, 이는 원형기둥의 전체 단면적 ($0.785D^2$) 보다도 크게 되어 모순된다. 따라서 Ang, et al.⁽⁴⁾은 원형기둥의 유효단면적으로서 $0.8A_g$ (여기서 A_g =원형기둥의 전체 단면적)를 사용할 것을 제안했다.

원형기둥의 전단강도 산정에 있어서 기준의 모호함은 여기에서 그치지 않고 V_s 를 계산할 때도 나타나는데, 기준에는 이에 대한 구체적인 언급이 없다. Ang, et al.은 원형 전단보강철근의 유효단면적을 구하고자 철근 한 가닥의 단면적에 일률적으로 $\pi/2$ 를 곱한 값으로 제시하였고, 이후로 여러 엔지니어링 연구에 사용되고 있다.^(5,10,11,12) 원형기둥의 축방향에 대한 사인장 균열각 θ 에 대하여 그들이 제안한 V_s 를 구하는 공식의 형태는

$$V_s = \frac{\pi}{2} A_b f_{sh} \frac{d_c}{s} \cot \theta \quad (4)$$

여기서 A_b =전단보강철근 한 가닥의 단면적, f_{sh}

=전단보강철근내의 응력, d_c =원형 전단보강철근의 중심선 간 직경이다. 식(4)는 철근콘크리트 원형기둥의 사인장 균열각이 θ 일 때 철근에 의한 전단강도 V_s 는 유효단면적이 $(\pi/2)A_b$ 인 전단보강근의 인장력과 사인장균열을 관통하는 전단보강근의 갯수에 의하여 결정된다는 것을 의미한다. 식(3)과 (4)를 비교하여 보면, 사각형기둥의 경우 식(3)은

$$V_s = 2A_b f_{yh} \frac{d}{s} \quad (5)$$

와 같이 되고, 원형기둥에 대한 식(4)는 규준에서 가정한대로 사인장 균열각이 45° 이고 $f_{sh}=f_{yh}$ 일 때

$$V_s = \frac{\pi}{2} A_b f_{yh} \frac{d_c}{s} \quad (6)$$

와 같이 되어 $d \approx d_c$ 이라면, 사각형기둥의 전단보강철근의 유효단면적은 $2A_b$ 이고 원형기둥의 것은 $(\pi/2)A_b$ 를 의미함을 알 수 있다.

본 연구에서는 Ang, et al.이 제안한 $\pi/2$ 라는 계수가 과연 일반적인 원형기둥의 전단보강철근의 유효단면적을 결정짓는 적절한 값인지 조사하여 보고 더욱 포괄적인 계수를 제시하고자 한다.

2. 원형전단철근의 유효단면적

2.1 전단철근의 저항 메카니즘

콘크리트에 의한 전단저항 메카니즘을 규명하는 일은 매우 광범위한 논의를 요하므로 본 논문에서는 논하지 않기로 한다. 원형기둥의 전단보강철근에 의한 저항강도 V_s 를 구하기 위해서는 식(3)의 유효전단철근 단면적 A_{sh} 의 적절한 계산이 필요하다. 기둥단면이 사각형일 때는 앞서 언급한대로 A_{sh} 는 전단철근 한 가닥의 단면적과 사인장 균열면을 관통하는 전단철근 가닥수의 곱으로 간단하게 계산된다. 하지만 원형기둥의 경우, Fig. 1에서 보여주듯이 원형 전단철근내의 인장응력의 하중작용 방향 분력이 위치에 따라 변하므로 유효전단철근 단면적의 계산에 있어서 주의를 요한다. 즉, 원형 전단철근은 사각형 전단보강철근과 달리, 사인장 균열면상의 수직

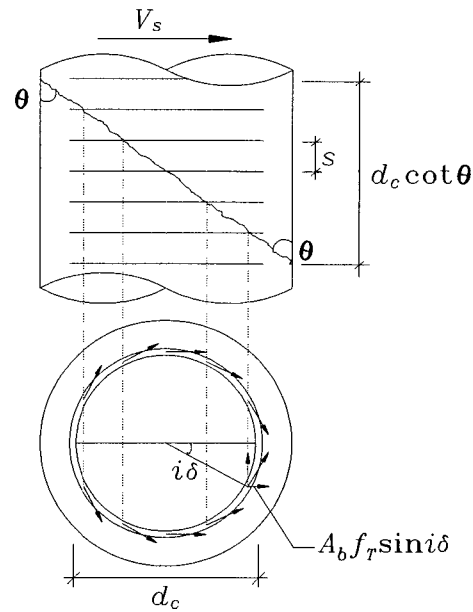


Fig. 1 Shear Resisted by Transverse Hoops of Circular Columns after Ang, et al.⁽⁴⁾

위치에 따라 단면적 및 응력의 하중작용 방향으로의 분력이 달라지게 되므로 전단저항강도 V_s 에 대한 기여도도 달라지게 된다.

2.1 유효단면적의 계산

원형 전단보강철근의 유효단면적의 계산을 위해서 Fig. 1과 같이 기둥축과 θ 를 이루는 사인장 균열면을 고려한다. 그러면 철근에 의한 전단저항강도 V_s 는 사인장 균열면을 관통하는 원형 전단철근의 콘크리트 균열면에서 발생하는 힘의 하중작용 방향 분력의 합으로 계산된다. 문제를 간략하게 하기 위하여 평균 변형율의 개념을 사용하여 균열면을 관통하는 모든 원형 전단철근에 같은 크기의 응력과 변형율이 작용한다고 가정하면, V_s 는

$$\begin{aligned} V_s &= \sum_{i=1}^N 2A_b f_T \sin i\delta \\ &= 2A_b f_T N (\sin i\delta)_{avg} \end{aligned} \quad (7)$$

여기서 f_T =전단철근의 인장응력도, N =사인장 균열면을 관통하는 전단보강근의 수, $i\delta$ =전단보강근이 균열면을 관통하는 지점과 원형기둥의 중심이 이루는 수평각도로서 $\delta=\pi/(N+1)$ 이다. N 및 평균 $\sin i\delta$ 는 다음과 같이 계산된다.

$$N = \frac{d_c}{s} \cot \theta \quad (8)$$

$$(\sin i\delta)_{avg} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \sin i\delta \quad (9)$$

수열의 합을 적용하여 식(9)를 정리하면

$$(\sin i\delta)_{avg} = \frac{1}{N} \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{N}{N+1}\right)}{\sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{1}{N+1}\right)} \quad (10)$$

식(10)을 식(8)과 함께 식(7)에 대입하여 V_s 를 구하면

$$V_s = \frac{2}{N} \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{N}{N+1}\right)}{\sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{1}{N+1}\right)} A_s f_T \frac{d_c}{s} \cot \theta \quad (11)$$

식(11)을 식(3)과 같은 형태로 정리하면

$$V_s = A_{sh} f_T \frac{d_c}{s} \cot \theta \quad (12)$$

여기서 $f_T=f_{sh}$, $d_c=d$, $\theta=45^\circ$ 로 놓으면 식(12)는 식(3)과 동일하게 된다. 그러면 원형 전단철근의 유효단면적은

$$A_{sh} = \frac{2}{N} \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{N}{N+1}\right)}{\sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{1}{N+1}\right)} A_b \quad (13)$$

식(13)에 식(8)을 대입하여 정리하면 유효단면적을 사인장 균열각 θ 의 함수로 나타낼 수 있다. 즉

$$A_{sh} = \frac{2s}{d_c} \tan \theta \frac{\sin\left(\frac{\pi/2}{1 + \frac{s}{d_c} \tan \theta}\right)}{\sin\left(\frac{\pi/2}{1 + \frac{d_c}{s} \cot \theta}\right)} A_b \quad (14)$$

식(13)에서 N 이 아주 큰 극한값을 구하여 보면

$$\lim_{N \rightarrow \infty} \frac{2}{N} \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{N}{N+1}\right)}{\sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{1}{N+1}\right)} A_b = \frac{4}{\pi} A_b \quad (15)$$

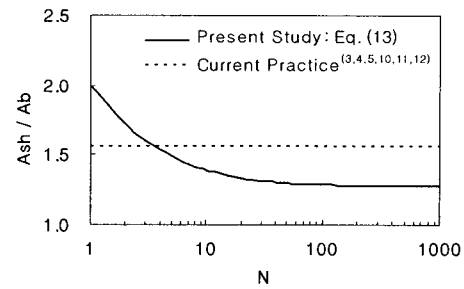


Fig. 2 Effective Section Area of Transverse Shear Steel for Circular Columns

2.3 공식의 의미

식(13)과 (14)로부터 원형기둥 전단보강철근의 유효단면적은 유효다리 수 만큼의 철근 단면적의 합을 의미함을 알 수 있다. 또한 식(13)이 보여주듯이 원형 전단보강철근의 유효단면적은 사인장 균열면을 관통하는 전단철근의 수 N 에 따라서 결정되며, 그 변화는 Fig. 2에 나타난 바와 같다. 식(8)에서 N 은 기둥단면의 크기, 전단보강근의 배근간격 및 사인장 균열각도에 의하여 결정되므로, N 에 대하여 변화하는 원형 전단철근의 유효단면적도 궁극적으로 이들의 크기에 의하여 결정된다고 할 수 있다.

Fig. 2를 살펴보면, 원형 전단보강철근의 유효단면적의 범위는 $(4/\pi)A_b \leq A_{sh} \leq 2A_b$ 임을 알 수 있다. 따라서 단 한 개의 전단철근이 사인장 균열면의 수직 중앙부에 위치하여 있을 때에는 $N=1$ 이 되고 유효단면적은 온전한 전단철근의 단면적 $2A_b$ 가 된다. 만일 최근 미국의 California주에서 유행하는 기존의 기둥에 대한 내진보강법대로 원통형강관(Steel Jacket)^(10,11,12)이 사용된다면, 균열면을 관통하는 강관은 연속체이므로 $N \rightarrow \infty$ 가 되고, 전단 저항에 대한 유효단면적은 $(4/\pi)A_b$ 가 된다. 여기서 $A_b = t_j^2$ 이며 t_j 는 원통형강관의 두께이다.

Fig. 2에는 식(13)에 의하여 계산되는 원형 전단보강철근의 무단위화(Normalized) 한 유효단면적 A_{sh}/A_b (실선으로 표시)와 Ang⁽³⁾ 및 Ang, et al.⁽⁴⁾, Chai, et al.⁽⁵⁾ 그리고 Priestley, et

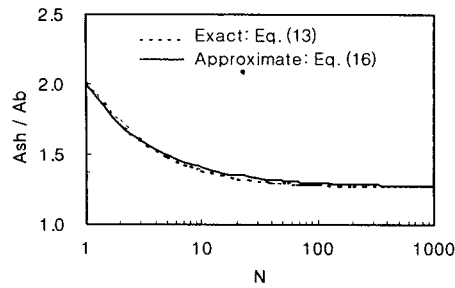


Fig. 3 Approximation of Effective Section Area of Circular Transverse Shear Steel

al.^(10,11,12) 등이 사용하여 온 계수 $\pi/2$ (점선으로 표시)가 비교되어 있다. 이들이 사용한 $(\pi/2)A_b$ 는 전단보강철근의 수직간격이 넓게 설계되는 비내진지역에서는 유효단면적을 안전측으로 여유있게 (Conservatively) 산정하게 되어 전단저항강도 V_s 의 평가에 있어서 경제적이지는 못 할 지라도 안전상 크게 해가 될 것은 없다. 하지만 내진설계 시 전단철근의 간격이 촘촘한(Well-confined) 원형기둥에 대하여는 $(\pi/2)A_b$ 가 실제의 유효단면적 보다 크므로 V_s 를 안전치 못하게(Unconservatively) 예측하게 된다. 극단적인 예를 들어 원통형강관이 사용되는 경우 V_s 는 정확한 값보다 20% 정도 과대평가된다.

3. 유효단면적 계산공식 제안

식(13)과 (14)를 이용하여 원형 전단철근의 유효단면적을 정확하게 예측할 수 있지만 사용하기에는 식의 형태가 길고 복잡하다. 설계나 엔지니어링 실무를 위하여는 보다 간략한 공식이 바람직하다. 그러므로 Curve-Fitting을 통하여 식(13)을 다음과 같이 간략한 근사식으로 나타낼 수 있다.

$$A_{sh} = \left[0.73 N^{-0.74} + \frac{4}{\pi} \right] A_b \quad (16)$$

이 식에서 N 은 식(8)에 의하여 구한다. 식(16)에 의한 근사치(Approximation)는 Fig. 3에 실선으로 나타나 있으며 식(13)의 정확한 값(Exact Values)의 점선과 비교되어 있다. 정확한 값과 근사치가 매우 가까움을 알 수 있다.

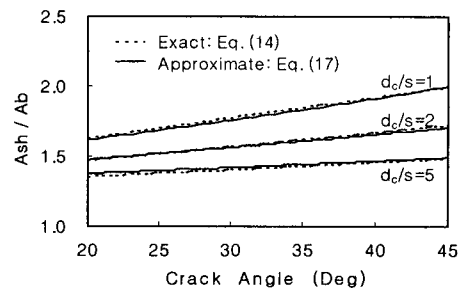


Fig. 4 Effective Section Area of Circular Transverse Shear Steel in terms of Crack Angle

식(14)와 마찬가지로 식(16)을 사인장 균열각도의 함수로 나타낼 수 있다. 이를 위하여 식(8)을 식(16)에 대입하면

$$A_{sh} = \left[0.73 \left(\frac{d_c}{s} \cot \theta \right)^{-0.74} + \frac{4}{\pi} \right] A_b \quad (17)$$

식(17)의 값은 Fig. 4에 d_c/s 와 θ 에 따라서 그려져 있으며, 식(14)의 정확한 값과 비교되어 있다. 다시 한번 근사치와 정확한 값이 매우 가까움을 알 수 있다. 따라서 원형 전단철근의 유효단면적을 구하기 위하여 식(13), (14), (16), (17) 중 어떤 것이라도 사용할 수 있음을 알 수 있다.

그런데 이 식들을 사용하기 위하여는 d_c , s 등 원형 전단철근의 기하학적 값들과 사인장 균열각이 필요하다. 기하학적 계수들은 대개의 경우 어렵지 않게 구할 수 있지만, 사인장 균열각을 정확히 예측하기란 결코 쉽지 않다. 이에 대하여, 기둥의 경우 $\theta = 30^\circ$ 를 사용할 것을 제안한 사례도 있고^(10,11,12), 균열각의 해석적 예측에 대한 공식들을 문헌^(6,9)들로부터도 얻을 수 있다. 단, 실험결과에 대하여 평가할 때에는 관측된 균열각을 사용하면 된다. 기둥의 사인장 균열각(Crack Angle)의 범위는 대개의 경우, 원형기둥이거나 사각형기둥 모두, $20^\circ \sim 40^\circ$ 정도로 분포되는 것으로 보고되어 있다.⁽⁹⁾

Fig. 4를 살펴보면, 사인장 균열각 θ 를 적절히 예측치 못하여 원형 전단철근의 유효단면적 산정 시 발생 가능한 오차는, 규준에 의하여 비내진설계된 기둥($d_c/s=1$)이거나 내진설계된 기둥($d_c/s=2$)

의 경우 모두 균열각 $20^\circ \sim 40^\circ$ 의 범위에서 최대 40% 정도임을 알 수 있다. 만일 $\theta = 30^\circ$ 를 사용하게 되면, 최대 오차는 20% 이내로 떨어지게 된다. 전단철근의 배근간격이 촘촘할수록, 즉 d_c/s 가 커질수록, 균열각도에 따른 유효단면적의 변화가 줄어들어 산정오차가 작아짐을 알 수 있다.

4. 계산 예

Ang, et al.⁽⁴⁾이 실험한 원형기둥 Unit 9를 예로 들어 위에서 유도된 공식들을 사용해 보도록 한다. 주어진 기둥의 조건을 보면, 직경이 400mm, 피복두께 15mm, 전단보강근은 직경이 6mm이고 배근간격이 30mm이며, 항복강도는 372MPa이다. 콘크리트의 강도는 29.9MPa가 사용되었으며 주근은 항복강도 448MPa의 철근이 20-D16으로 배근되었다. 기둥은 550mm×450mm 크기의 보에 역 T자형 Cantilever로 건립되어 $P/f_c'A_g = 0.2$ 의 축하중하에 횡방향으로 유사정적하중 (Quasi-Static Loading)이 가하여졌다. 실험을 통하여 관찰된 사인장 균열각은 45° 인 것으로 보고되었다. 먼저 전단보강근의 중심선 간 직경을 구하면

$$d_c = 400\text{mm} - 2 \times 15\text{mm} - 6\text{mm} = 364\text{mm}$$

균열면을 관통하는 전단철근의 개수는

$$N = \frac{364}{30} \times \cot 45^\circ = 12.1 \text{ ea}$$

계산된 N 을 식(13) 또는 (14)에 대입하면 원형 전단철근의 정확한 유효단면적이 계산된다. 즉

$$A_{sh} = 1.37 A_b$$

또 N 을 식(16) 또는 (17)에 대입하면 근사치가 계산된다. 즉

$$A_{sh} = 1.39 A_b$$

정확한 값과 근사치가 매우 가까움을 다시 한번 확인할 수 있다. 만일 기존의 방식대로 $A_{sh} = (\pi/2)A_b$ 를 사용할 경우, 본 예제에서는 원형 전단철근의 유효단면적이 14% 정도 과하게 계산되며, 결과적으로 저항강도 V_s 도 과대평가되어 안전상 문제를 일으킬 수도 있다.

5. 결론 및 추후연구

5.1 결론

원형 전단철근의 유효단면적을 계산하기 위하여 Ang⁽³⁾ 및 Ang, et al.⁽⁴⁾이 제안한 모델을 이용하여 그들이 제안한 계수보다 더 일반적이고 명확한 계산 공식이 유도되었으며, 엔지니어링 실무에 적용하기 위하여 간략한 근사식 또한 제안되었다. 원형기둥의 전단철근 유효단면적은 원형전단철근의 중심선 간 지름, 전단철근의 배근간격 및 사인장 균열각도에 의하여 결정된다. 이는 원형기둥의 전단보강근에 의한 저항강도 V_s 를 구하는 데에 널리 사용되어 온 상수 계수 $\pi/2$ 가 모든 경우에 일률적으로 적용될 수 없음을 보여주는 것이다. 굳이 $\pi/2$ 를 사용하려 한다면, 4개의 전단보강철근이 사인장 균열면을 관통하는 경우로 국한시켜야 할 것이다. 본 연구를 통하여 원형 전단철근의 유효단면적은 $(4/\pi)A_b$ 와 $2A_b$ 사이에 분포되는 것으로 나타났으며, 여기서 $2A_b$ 는 단 한 개의 원형 전단철근이 균열면을 관통하는 경우이고, $(4/\pi)A_b$ 는 전단철근이 매우 촘촘히 배근되어 있거나 원통형강관을 사용했을 경우이다.

원형 전단철근의 유효단면적을 위한 계산 공식의 사용에 있어서 사인장 균열각의 예측이 매우 중요함이 지적되었다. 그러나 사인장 균열각의 정확한 예측은 쉽지 않은 문제이므로, 이의 예측이 여의치 않을 때에는, 엔지니어링 실무를 위하여 $\theta = 30^\circ$ 를 사용함으로써 균열각도에 따른 오차를 줄이는 방안도 채택될 수 있다. Fig. 4로부터 전단보강철근의 배근간격이 좁을수록 균열각도에 따른 유효단면적 산정 오차는 줄어드는 것을 알 수 있다.

5.2 추후연구

원형 전단철근의 유효단면적 산정을 위하여 유도된 이론적 공식에 대한 실험적 검증이 필요하다. 하지만 앞서 언급한대로 기둥의 전단저항강도는 콘크

리트에 의한 부분과 전단철근에 의한 부분 및 축력에 기인한 아취작용에 의한 부분의 합에 의하여 결정되므로, 전단철근만에 의한 저항강도의 측정을 위한 방안이 강구되어야 한다. 또한 유도된 공식을 제대로 사용하기 위하여 철근콘크리트 기둥의 사인장 균열각의 예측에 대한 이론 및 실험적 연구가 요구된다.

감사의 글

이 논문은 1998학년도 아주대학교 연구비 지원에 의하여 연구되었음을 밝히며, 여러 가지 지원에 감사드린다. 또한 본 연구를 수행하는데 도움이 된 뉴욕주립대학교 Buffalo대학 (SUNY at Buffalo) 토목공학과와 Dr. John B. Mander의 조언에 감사드린다.

참고문헌

1. 대한건축학회, "극한강도 설계법에 의한 철근콘크리트 구조계산규준 및 해설", 1994.
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary", ACI 318-95, American Concrete Institute, 1995.
3. Ang, B.G., "Seismic Shear Strength of Circular Bridge Piers", Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1985.
4. Ang, B.G., Priestley, M.J.N. and Paulay, T., "Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns", ACI Structural Journal, No. 86-S6, pp.45-59, Jan.-Feb., 1989.
5. Chai, Y.H., Priestley, M.J.N. and Seible, F., "Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance", ACI Structural Journal, V. 88, No.5, pp. 572-584, Sept.-Oct., 1991.
6. Chang, G.A. and Mander, J.B., "Seismic Energy Based Damage Analysis of Bridge Columns, Part I: Evaluation of Seismic Capacity", NCEER-94-0006, National Center for Earthquake Engineering Research", State

University of New York at Buffalo, New York, 1994.

7. Collins, M.P. and Mitchell, D., "Prestressed Concrete Structures", Prentice-Hall, Inc., 1991.
8. Hsu, T.T.C., "Toward A Unified Nomenclature for Reinforced Concrete Theory", ASCE Journal of Structural Engineering", Vol. 122, No. 3, pp. 275-283, March, 1996.
9. Kim, J.H., "Seismic Evaluation of Shear-Critical Reinforced Concrete Columns and Their Connections", Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, State University of New York at Buffalo, New York, 1996.
10. Priestley, M.J.N., Seible, F., Xiao, Y. and Verma, R., "Steel Jacket Retrofitting of Reinforced Concrete Bridge Columns for Enhanced Shear Strength - Part 1: Theoretical Considerations and Test Design", ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 4, pp. 394-405, July-August, 1994.
11. Priestley, M.J.N., Seible, F., Xiao, Y. and Verma, R., "Steel Jacket Retrofitting of Reinforced Concrete Bridge Columns for Enhanced Shear Strength - Part 2: Test Results and Comparison with Theory", ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 5, pp. 537-551, September-October, 1994.
12. Priestley, M.J.N., Verma, R. and Xiao, Y., "Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 8, pp. 2310-2329, August, 1994.

요 약

원형 철근콘크리트 기둥의 전단보강철근에 의한 저항강도의 평가를 위하여 전단에 의한 사인장 균열면을 관통하는 원형 전단보강철근의 횡하중 작용방향의 평균 인장력을 산정하였다. 이를 위하여 원형 전단보강철근이 이루는 원의 중심선간 직경, 수직 배근간격 및 기둥축 방향에 대한 사인장 균열면을 고려하였으며, 이들 변수들을 이용하여 원형 전단보강철근의 유효단면적을 계산하는 공식을 제안하였다. 연구결과, 원형 전단보강철근의 유효단면적 계산을 위하여 근 10년간 사용되어 온 상수 계수가 모든 경우에 일률적으로 사용될 수 없음을 보여주고 있다. 즉, 기존에 사용되는 원형전단철근 유효단면적은 기둥의 전단저항강도의 계산에 있어서, 전단철근의 배근간격이 비교적 넓은 비내지진 지역에서는 안전측의 예측을 하게 되어 구조물의 안전상 큰 문제가 없지만, 배근간격이 촘촘하거나 원통형강관을 사용하게 되는 내진 지역에서는 기둥의 전단저항강도를 실제보다 20% 정도 과하게 예측하여 구조물의 안전에 좋지 않은 결과를 낳을 수도 있다.

(접수일자 : 1999. 2. 2)