

# 고강도 재료가 사용된 철근콘크리트 부재의 전단파괴모드

## Shear Failure Modes of Reinforced Concrete Members with High-Strength Materials

이 정 윤\*  
 Lee, Jung-yoon

김 경 원\*\*  
 Kim, Kyung-won

### 요 약

고강도 재료(고강도 콘크리트, 고강도 철근)가 사용된 철근콘크리트 부재의 전단파괴모드는 보통강도 재료를 사용한 부재의 전단파괴모드와 상이한 결과를 나타낼 수 있다. 고강도 재료가 사용될 경우에 구조설계기준식에서 요구하는 전단보강철근이 먼저 항복한 후에 콘크리트가 압축파괴하는 것과는 다르게, 철근이 항복하기 이전에 콘크리트가 압축파괴할 수 있다. 이 논문에서는 고강도 재료가 사용된 철근콘크리트 부재의 최대철근비를 균형파괴시의 재료의 응력 및 변형을 상태를 이용하여 계산하였다. 제안식에서 최대철근비는 콘크리트의 압축강도와 전단보강철근의 상호관계에 의하여 변화하였다. 제안식은 97개의 철근콘크리트 부재에 대한 실험결과와 비교되었다. 실험결과 및 계산결과는 철근콘크리트 부재의 파괴모드가 전단보강철근의 양과 콘크리트의 압축강도와 밀접한 관계가 있음을 나타내었다.

### Abstract

The shear failure modes of reinforced concrete members using high-strength materials (high-strength concrete and high-strength steel) are different to those of reinforced concrete members using normal-strength materials. The reinforced concrete members using high-strength materials are inclined to fail due to concrete crushing before the shear reinforcing bar reaches its yield strength. This paper presents an evaluation equation to calculate the maximum shear reinforcement ratio based on the material stresses and strains when the reinforced concrete members fail in shear. The maximum shear reinforcement ratio calculated by the proposed equation increases as the compressive strength of concrete increases.

Test results of 97 reinforced concrete members reported in the technical literatures are used to check the validity of the proposed equation. The comparison between the test results and the ratio calculated using the proposed equation indicated that the shear failure modes depended on the interaction between the amount of shear reinforcement and the compressive strength of concrete.

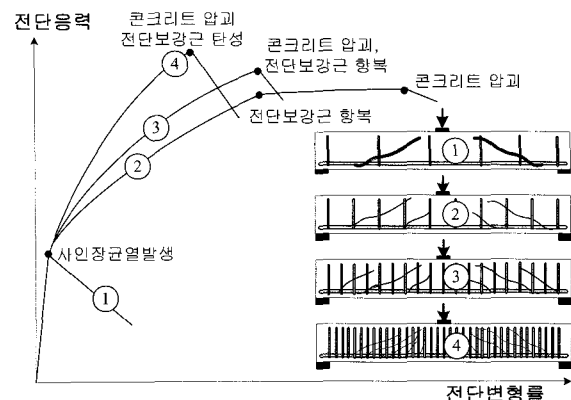
**키워드 :** 철근콘크리트 부재, 고강도 철근, 고강도 콘크리트, 전단파괴모드

**Keywords :** reinforced concrete members; high-strength steel bars; high strength concrete, shear failure modes

## 1. 서 론

전단력에 지배를 받는 철근콘크리트 부재의 파괴모드는 휨에 의하여 지배를 받는 철근콘크리트 부재와 동일하게 철근과 콘크리트의 상호관계에 의하여 <그림 1>과 같이 4가지 파괴모드로 구분된다.

- ① 최소철근파괴 : 전단보강철근의 양이 매우 적은 경우, 철근 콘크리트 부재에 사인장균열이



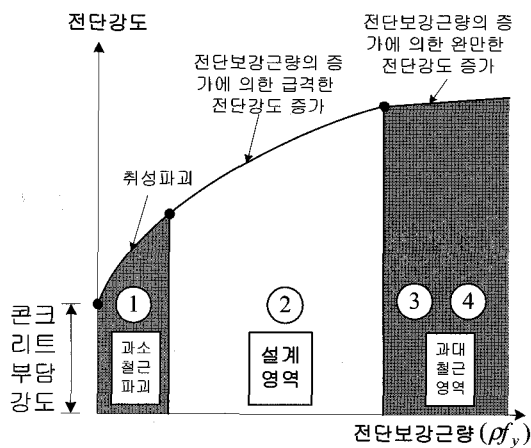
<그림 1> RC 부재의 전단파괴 모드

\* 정희원, 성균관대학교 건축공학과 조교수  
 Tel : 031-290-7564 E-mail : jylee@skku.ac.kr

\*\* 정희원, 성균관대학교 건축공학과 석사과정

- ① 발생함과 동시에 부재가 파괴. (파괴모드 1)
- ② 인장파괴 : 전단보강근비가 최소철근비보다 크지만 균형철근비보다 적은 경우, 전단보강이 항복응력에 도달한 후 콘크리트의 압괴에 의하여 부재가 파괴. (파괴모드 2)
- ③ 균형파괴 : 전단보강철근이 항복함과 동시에 콘크리트가 압괴. (파괴모드 3)
- ④ 압축파괴 : 전단보강비가 균형철근비보다 많은 경우, 철근이 항복하기 이전에 콘크리트가 압괴. (파괴모드 4)

이와 같은 4가지 파괴 중 최소철근파괴와 압축파괴는 콘크리트의 파괴에 의하여 부재의 거동이 결정되기 때문에 부재는 취성적이며 국부적인 파괴를 일으킨다. 특히 최소철근파괴를 일으키는 부재는 <그림 1> 과 같이 부재의 복부에 최초의 사인장 균열이 발생할 때의 외력을 철근이 지지하지 못하게 되어 균열이 발생함과 동시에 부재가 파괴되며 균열의 폭도 한곳에 집중되어 매우 커지게 된다. 또한, 과대한 전단보강철근이 배근되는 압축파괴의 경우에도 철근이 항복하기 이전에 콘크리트가 압괴하여 매우 취성적인 파괴를 일으키며 <그림 2>와 같이 전단보강철근의 양이 증가해도 전단강도는 증가하지 않아 비경제적인 설계가 된다. 따라서 설계에서는 전단력에 지배를 받는 철근콘크리트 부재의 취성파괴 및 비효율적 설계를 방지하기 위해 <그림 2>와 같이 설계영역을 인장파괴구간에 국한하여 전단보강철근량의 최대값 및 최소값을 제한하고 있다.



<그림 2> RC 부재의 전단설계 영역

그러나 현행 기준식이 정하고 있는 전단보강철근량의 최대값 및 최소값은 각 기준식마다 다르며, 모든 기준식이 실험결과에 근거하여 결정되었기 때문에 채택된 기준식이 근거로 하고 있는 실험범위를 벗어날 경우 실제의 최대값 및 최소값을 예측하지 못하는 경향이 있다.

이 논문에서는 고강도 재료가 사용된 철근콘크리트 부재의 최대 전단보강철근의 양을 변형률의 적합조건을 이용한 트러스 모델을 이용하여 예측하고자 한다.

## 2. 균형파괴시의 재료조건에 의한 최대철근비

철근콘크리트 부재의 최대전단보강철근비는 균열면에서의 콘크리트의 연직응력 및 전단 응력, 균열 각도, 균열면과 직각되는 방향의 변형률, 부재축방향 변형률 등에 의하여 복합적으로 영향을 받는다. 따라서 보다 합리적인 전단보강철근비 평가식을 제안하기 위해서는 이와 같은 요소의 영향이 고려되어야 한다.

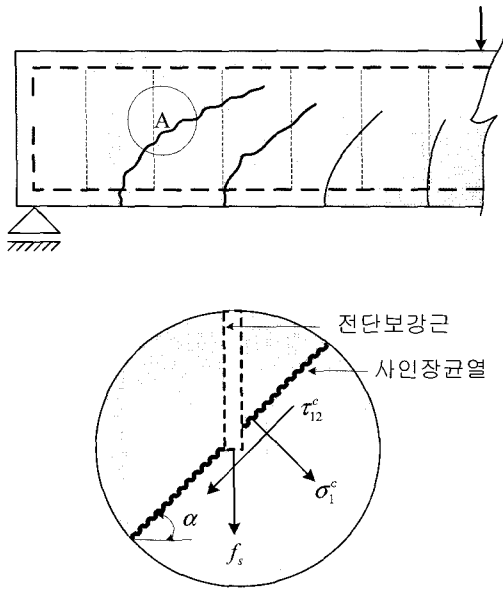
### 2.1 최대 전단보강철근량의 계산

전단 보강된 철근콘크리트 부재에 사인장균열이 발생한 이후에 전단보강철근에 의하여 지지되는 전단저항성분을 트러스이론에 기초하여 계산하면 식 (1)과 같다.

$$V_s = A_s f_s \frac{(\sin\beta + \cos\beta)d}{s} \cot\alpha \quad (1)$$

여기서는  $A_s$  전단보강철근의 단면적,  $f_s$ 는 전단보강철근의 응력,  $\beta$ 는 전단보강철근의 배근방향,  $s$ 는 전단보강철근의 배근간격,  $\alpha$ 는 부재축과 콘크리트 압축대 사이의 각도를 나타낸다.

식 (1)에서 전단보강철근의 응력( $f_s$ )은 파괴모드에 따라서 달라진다. 파괴모드 4에서는 부재가 전단파괴 할 때 전단보강철근이 항복강도( $f_{sy}$ )에 도달하지 않지만 파괴모드 2에서는 부재가 전단파괴 할 때 전단보강철근은 항복강도에 도달하므로  $f_s = f_{sy}$



〈그림 3〉 균열이 발생한 RC 부재의 응력상태

를 사용하여 전단보강철근의 전단저항분을 계산하여야 한다.

이 논문에서는 파괴모드 2(전단보강철근 선행파괴)와 파괴모드 4(콘크리트 선행파괴)의 경계점, 즉 전단보강철근과 콘크리트 압축파괴가 동시에 발생하는 경계점을 파괴시의 재료의 응력상태에 의하여 구하였다.

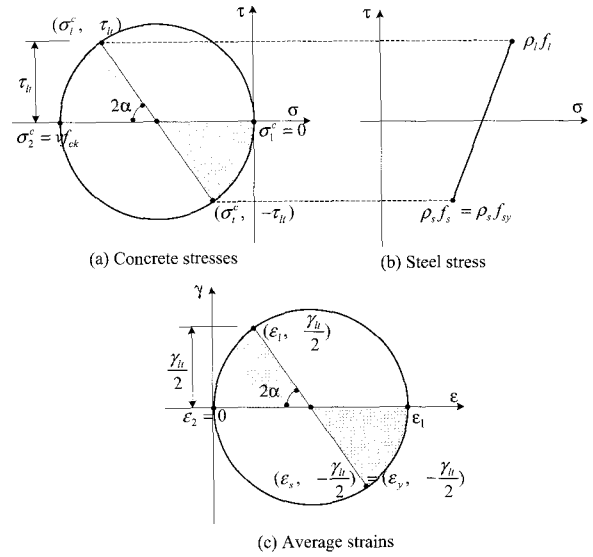
〈그림 3〉과 같이 사인장균열이 발생한 전단보강철근콘크리트 부재의 응력상태에서 식(2)를 유도할 수 있다.

$$0 = \sigma_2^c \sin^2 \alpha + \sigma_1^c \cos^2 \alpha + \rho_s f_s \quad (2)$$

여기서  $\sigma_2^c, \sigma_1^c$ 는 콘크리트의 주압축 및 주인장응력,  $f_s$ 는 전단보강철근의 응력,  $\alpha$ 는 콘크리트 압축대와 부재축의 각도,  $\rho_s$ 는 전단보강철근비이다.

파괴모드 2와 파괴모드 4에서는 전단보강철근이 항복한 후에 콘크리트가 압축파괴하므로 식(2)의 전단보강철근 응력( $f_s$ )은 항복응력( $f_{sy}$ )으로 대체할 수 있다. 따라서 전단보강철근이 항복하면서 콘크리트가 압축파괴할 때의 전단보강철근비는 식(3)과 같다.

$$\rho_{max} = \frac{1}{f_{sy}} (-\sigma_2^c \sin^2 \alpha - \sigma_1^c \cos^2 \alpha) \quad (3)$$



〈그림 4〉 균형파괴시 RC 부재의 응력상태

파괴모드 2와 4의 경계점(균형파괴)은 콘크리트가 압축파괴 함과 동시에 전단보강철근이 항복강도에 도달하게 된다. 두 파괴모드의 경계점에서의 보의 응력과 변형률 상태를 표시하면 <그림 4>와 같다. <그림 4>에서 콘크리트의 주응력  $\sigma_2^c$ 는 유효압축강도  $vf_{ck}$ 에 도달하고 전단보강철근은 항복강도  $f_{sy}$ 에 도달하였다. 또한 전단보강철근 변형률은 항복변형률  $\epsilon_y$ 에 도달하였다. 콘크리트의 인장강도와 압축변형률은 매우 작은 값이므로 무시할 수 있다.

## 2.2 균형파괴시의 균열각도

균형파괴시의 균열각도( $\alpha$ )는 트러스 모델에서 부재축과 이루는 콘크리트 주압축응력의 경사각이다. 균열 각도( $\alpha$ )는 트러스 모델에 대한 평균변형률의 관계와 <그림 4>의 Mohr의 변형률 원에 의하여 구할 수 있다. Mohr의 변형률 원을 이용하여 변형률의 관계를 정리하면 식 (4)와 같다.

$$\epsilon_1 = \epsilon_t + \epsilon_s - \epsilon_2 \quad (4)$$

여기서  $\epsilon_t, \epsilon_s$ 는 각각 부재축방향과 부재축과 직각방향의 평균변형률을 나타내며,  $\epsilon_1, \epsilon_2$ 는 콘크리트의 주인장 및 압축 변형률이다.

식 (4)에서 콘크리트의 주압축변형률( $\epsilon_2$ )은 다른 변형률에 비하여 매우 작으므로  $\epsilon_2 = 0$ 로 가정할 수

있으며, 전단보강철근 변형률( $\epsilon_s$ )은 항복변형률 ( $\epsilon_y$ )로 대체할 수 있다.

$$\epsilon_1 = \epsilon_t + \epsilon_y \tag{5}$$

Mohr의 변형률 원에서 콘크리트 균열각도를 구할 수 있다.

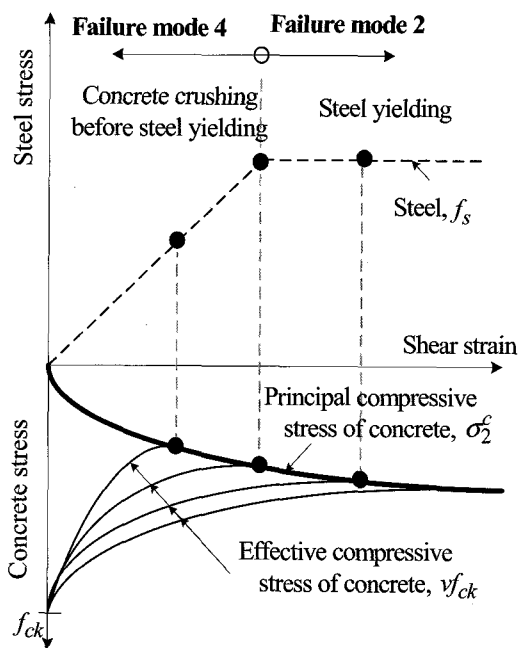
$$\cos^2 \alpha = \frac{-\epsilon_t + \epsilon_1}{\epsilon_1 - \epsilon_2} \tag{6}$$

식(6)에서  $\epsilon_2 = 0$ 로 가정하고 식(5)를 대입하면 각도  $\alpha$ 는 다음 식과 같다.

$$\cos^2 \alpha = \frac{\epsilon_y}{\epsilon_t + \epsilon_y} \tag{7}$$

### 2.3 콘크리트 주압축응력 및 주인장응력

<그림 5>는 전단파괴시의 전단변형률의 변화에 의한 전단응력, 철근의 응력, 콘크리트의 주 압축응력 및 유효압축강도의 변화를 나타낸다. 전단보강된 RC 부재의 최종적인 파괴는 콘크리트의 주압축응력( $\sigma_2^c$ )이 콘크리트의 유효압축강도( $vf_{ck}$ )에 도달함으로써 발생

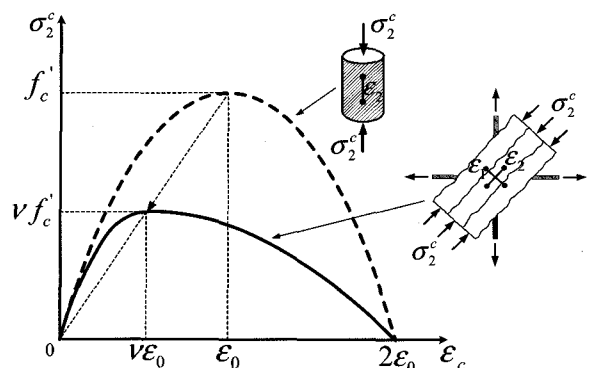


<그림 5> 전단변형률과 철근 및 콘크리트 응력의 관계

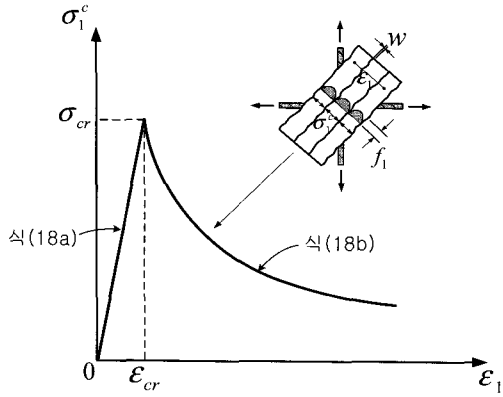
한다. 주압축응력( $\sigma_2^c$ )은 전단변형률이 증가함에 따라서 증가하지만 유효압축강도( $vf_{ck}$ )는 전단변형률이 증가함에 따라서 감소한다. 따라서 철근콘크리트 부재는 어느 시점에서  $\sigma_2^c$ 가  $vf_{ck}$ 에 도달하여 파괴 하게 된다. 파괴모드 4에서는  $\sigma_2^c = vf_{ck}$ 이며  $\epsilon_s < \epsilon_y$ 이다. 그러나 파괴모드 2와 4의 경계점은 전단보강철근이 항복함과 동시에 콘크리트가 압축파괴하는 점이다. 그러므로 콘크리트 압축대에 발생한 주압축응력( $\sigma_2^c$ )는 콘크리트의 유효압축강도 ( $vf_{ck}$ )에 도달하게 된다. 또한 전단보강철근은 항복강도에 도달하여  $\epsilon_s = \epsilon_y$ 이다.

콘크리트의 유효압축강도는 여러 연구자들<sup>1-5)</sup>에 의하여 균열과 직각방향의 변형률(주인장변형률)과 밀접한 관계가 있어서 주인장변형률이 증가함에 따라서 콘크리트의 유효압축강도는 감소함이 지적되었다. 철근콘크리트 부재의 전단위험요소에서 콘크리트는 압축응력과 인장응력을 동시에 받는다. Belarbi와 Hsu<sup>2)</sup>는 철근콘크리트 패널실험을 수행하여 가력방식이 콘크리트 압축응력-변형률 관계에 미치는 영향을 증명하였으며, 압축응력과 인장응력을 동시에 받는 보의 경우 <그림 6>과 같이 압축응력의 연화 뿐만 아니라 변형률의 연화도 함께 고려하여야 함을 지적하였다. 철근콘크리트 요소는 콘크리트 주 압축 응력  $\sigma_2^c$ 가 연화된 콘크리트 강도  $vf_{ck}$ 에 도달하였을 때 최대전단응력에 도달한다. 본 연구에서는 콘크리트의 압축응력-변형률 관계를 상승곡선식을 사용하였으며, 콘크리트 연화계수  $\nu$ 는 Collins 등<sup>1)</sup>이 제안한 식(8)을 사용하였다.

$$\sigma_2^c = vf_{ck} = \frac{1}{0.8 + 170\epsilon_1} f_{ck} \tag{8}$$



<그림 6> 연화된 콘크리트의 평균 압축응력-변형률 관계



<그림 7> 콘크리트의 평균 인장응력-변형률 관계

여기서  $v$ 는 콘크리트의 유효압축강도계수이다. 콘크리트의 주인장응력( $\sigma_1^c$ )은 사인장균열이 발생한 직후 급격히 감소한다. 주인장응력( $\sigma_1^c$ )에 대해서 Collins 등<sup>1)</sup>, Hsu 등<sup>2)</sup>이 철근콘크리트 패널실험에 근거한 평가식을 제안하였다. 패널실험에 의하면  $\sigma_1^c$ 는 균열발생이후 주인장변형률( $\epsilon_1$ )이 증가함에 따라서 급격하게 감소한다. 이 논문에서는 사인장균열 발생이후의  $\sigma_1^c$ 를 Hsu 등<sup>2)</sup>의 제안식에 식(5)를 적용하여 구하였다.

$$\sigma_1^c = f_{cr} \left( \frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_l + \epsilon_y} \right)^{0.4} \quad (9)$$

여기서,  $f_{cr}$ 은 콘크리트 인장균열강도,  $f_{cr} = 0.33 \sqrt{f_{ck}}$ 이며  $\epsilon_{cr}$ 은 인장균열 발생시의 콘크리트 인장 변형률,  $\epsilon_{cr} = 0.00008$ 이다.

### 2.4 부재축방향 변형률

사인장균열이 발생한 전단보강 철근콘크리트 보에 대하여 <그림 3>과 같이 힘의 평형을 이용하여 식(10)를 유도할 수 있다.

$$0 = \sigma_2^c \cos^2 \alpha + \sigma_1^c (1 - \cos^2 \alpha) + \rho_l f_l + \rho_s f_s \cos \beta \quad (10)$$

여기서  $f_l$ 는 부재축방향 철근의 인장응력,  $\rho_l$ 은 부재축방향의 철근비이다.

파괴모드 2와 4는 주인장철근이 항복하기 이전에 전단파괴하는 부재의 파괴모드이므로 식(10)의  $f_l$ 은

탄성계수( $E_s$ )와 부재축방향 변형률( $\epsilon_l$ )로 표현할 수 있다.

$$0 = \cos^2 \alpha (\sigma_2^c - \sigma_1^c) + \sigma_1^c + \rho_l E_s \epsilon_l + \rho_s f_s \cos \beta \quad (11)$$

식(11)에 식(7), (8), (9)를 대입하여 정리하면 아래와 같이 부재축방향 변형률( $\epsilon_l$ ) 계산식을 유도할 수 있다.

$$\frac{\epsilon_y}{\epsilon_l + \epsilon_y} \left( \frac{f_{ck}}{0.8 + 170(\epsilon_l + \epsilon_y)} - f_{cr} \left( \frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_l + \epsilon_y} \right)^{0.4} \right) + f_{cr} \left( \frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_l + \epsilon_y} \right)^{0.4} + \rho_l E_s \epsilon_l = 0 \quad (12)$$

부재가 전단파괴할 때 콘크리트의 주인장변형률은 균열발생변형률( $\epsilon_{cr}$ )보다 매우 크므로 식(12)의 주인장응력( $\sigma_1^c$ )은 0에 가까워진다. 따라서 식(12)의  $\sigma_1^c$ 에 대한 항목을 무시할 수 있다.

$$\frac{\epsilon_y}{\epsilon_l + \epsilon_y} \left( \frac{f_{ck}}{0.8 + 170(\epsilon_l + \epsilon_y)} \right) + \rho_l E_s \epsilon_l = 0 \quad (13)$$

## 3. 최대 전단보강철근 평가식 및 분석

### 3.1 철근콘크리트 부재의 최대 전단보강철근비 평가식

식(3)에 제안된 최대 전단보강철근비( $\rho_{max}$ ) 평가식은 2장에서 설명된 식(7), (8), (9) 및 (12)를 대입하여 구할 수 있다. 이 중에서 전단파괴시의 콘크리트의 인장응력은 압축응력에 비하여 매우 작으므로 무시할 수 있으므로 최대전단보강철근의 양은 식(14)와 같이 계산할 수 있다.

$$\rho_{max} f_y = \left( - \frac{f_{ck}}{0.8 + 170(\epsilon_l + \epsilon_y)} \frac{\epsilon_l}{\epsilon_l + \epsilon_y} \right) \quad (14)$$

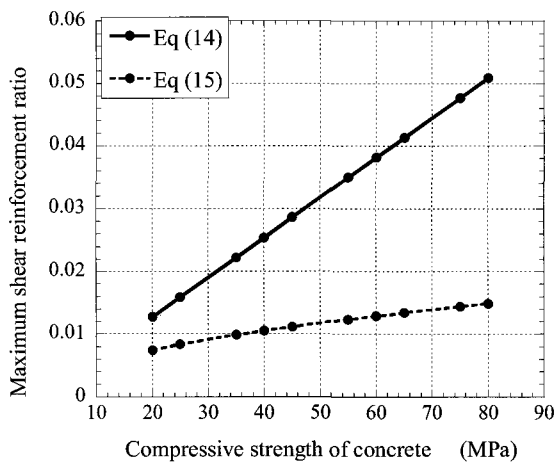
식(14)에서 최대 전단보강철근비( $\rho_{max}$ )는 콘크리트의 압축강도( $f_{ck}$ ), 전단보강철근비의 항복강도( $f_y$ ) 등에 따라서 변화한다. 콘크리트의 압축강도가 증가함에 따라서 최대 전단보강철근비는 증가한다.

현행 ACI 318-02 구조설계기준식에서는 전단보강철근에 의한 전단저항성분을 식(15)와 같이 제안하고 있다.

$$\rho_t f_{ty} \leq \frac{2}{3} \sqrt{f_{ck}} \quad (15)$$

식(15)의 전단철근양의 제한은 첫째, 전단보강철근이 항복하기 이전에 콘크리트가 압축파괴하는 취성파괴를 방지하기 위함이다. 둘째, 전단보강철근의 양이 어느 한계점 이상 증가하면 사인장 균열각도가 변화하여 부재의 전단강도가 전단철근의 양과 선형적으로 비례하여 증가하지 않기 때문이다. 셋째, 사인장균열의 폭이 증가하여 사용상에 문제가 발생하기 때문이다. ACI 318-02 구조설계기준식에서는 전단연결철근의 전단저항성분을 식 (15)로 제한함으로써 전단연결철근의 응력( $f_s$ )을 항복응력( $f_y$ )으로 대치할 수 있게 하였다. 만일 식 (15)가 없다면 트러스 이론에서 유도되는  $f_s$ 를  $f_y$ 로 단순하게 대치할 수 없게 된다.

<그림 8>은 콘크리트의 압축강도가 증가함에 따라 변화하는 제안식(14)와 식(15)에 의한 결과를 비교하고 있다. 그림에서 식(14)와 식(15)에 의하여 계산된 최대 전단보강철근량은 큰 차이가 있음을 알 수 있다. 이와 같이 큰 차이가 나는 이유는 콘크리트의 유효압축강도 때문이다. ACI 기준식에서는 전단보강철근이 항복하거나 항복한 직후의 콘크리트의 유효압축강도를 사용한다. 따라서 철근 항복변형률(일반적으로 0.002)에 대한 콘크리트의 유효압축



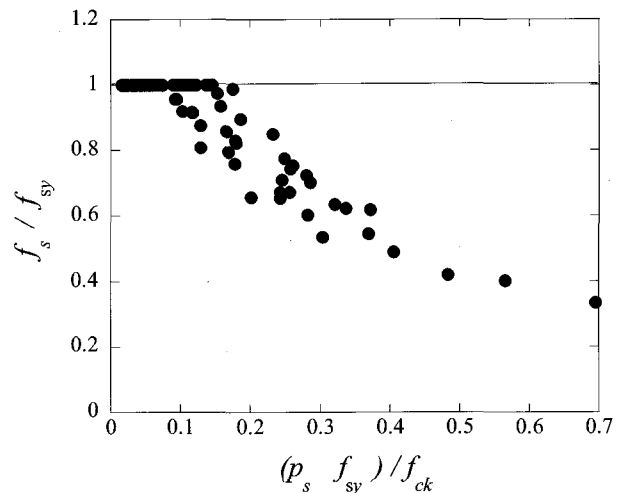
<그림 8> 제안식과 ACI 318-02식의 비교

강도가 상대적으로 크기 때문에 두 계산식에 의한 결과는 콘크리트의 압축강도가 증가함에 따라서 차이가 커진다.

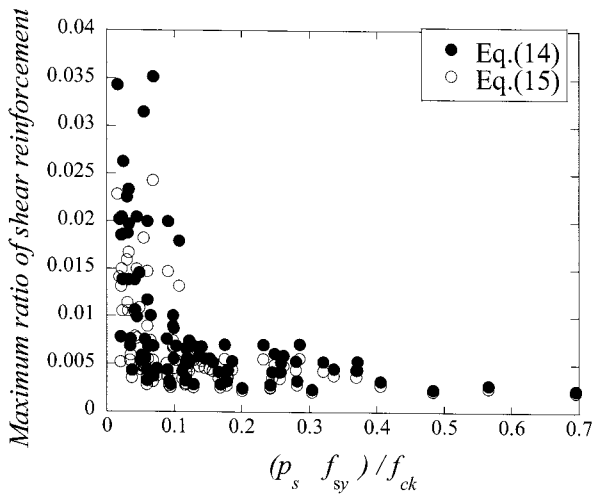
### 3.2 기존 실험 결과와 최대 전단보강 철근의 양 및 전단강도의 비교

기존 연구자들에 의하여 실시된 전단보강 철근콘크리트 부재의 실험값<sup>6-17</sup>을 이용하여 제안된 최대 전단보강철근비를 평가하였다. 비교된 실험체의 총 수는 97개 이며 콘크리트의 압축강도는 20MPa에서 140 MPa로 변화하고, 전단보강철근의 양 ( $\rho_s f_{sy}$ )은 0.66 MPa에서 18.23 MPa까지 변화하였다. 주인장 철근의 양 ( $\rho_f f_{ty}$ )은 11.27 MPa에서 42.44 MPa까지 변화하였다. 실험체는 모두 전단 파괴하였으며 휨항복이 선행한 실험체는 비교에서 제외하였다.

<그림 9>는 전단보강철근의 양을 콘크리트의 압축강도로 나눈 값( $\rho_s f_{sy}/f_{ck}$ )과 전단보강철근의 항복강도를 전단파괴시의 철근의 도달응력으로 나눈 값( $f_s/f_{sy}$ )의 관계를 나타낸다. 그림에서  $f_s/f_{sy}$ 이 '1'보다 작은 실험체는 전단보강철근이 과대하게 배근되어 전단보강철근이 항복하기 이전에 콘크리트가 압괴하는 실험체 (파괴모드 4)이며,  $f_s/f_{sy}$ 이 '1'인 실험체는 전단보강철근이 항복한 후에 콘크리트가 압괴하는 실험체 (파괴모드 2)이다. 그림에서 전단파괴모드는 콘크리트의 양과 전단보강철근의 양의 상대적인 차이에 의하여 달라짐을 알 수 있다.



<그림 9>  $\rho_s f_{sy}/f_{ck}-f_s/f_{sy}$ 의 관계



〈그림 10〉 비교 실험체에 대한 제안식과 ACI 기준식의 비교

$\rho_s f_{sy}/f_{ck}$  값이 클 경우에 실험체의 파괴모드는 4가 되며, 값이 작을 경우에 파괴모드는 2를 나타낸다. 두 파괴모드의 경계점은 약  $\rho_s f_{sy}/f_{ck} \approx 0.13$ 이었다.

〈그림 10〉은 97개의 실험체에 대하여 제안식 (14)와 ACI 318-02에 의한 식 (15)에 의하여 계산한 결과를 나타낸다. 그림에서 두 식에서 계산된 결과는  $\rho_s f_{sy}/f_{ck}$ 에 따라서 서로 상이한 값을 나타냄을 알 수 있다. 특히  $\rho_s f_{sy}/f_{ck}$ 의 값이 작은 경우에 두 계산식에는 상당한 차이를 나타내었다.

#### 4. 결 론

이 논문에서는 고강도 재료를 사용한 철근콘크리트 부재의 파괴모드 평가식을 제안하였으며, 그 결과는 다음과 같다.

- 1) 부재가 전단 파괴할 때의 재료의 응력 및 변형률 상태를 이용하여 최대 전단보강철근비 평가식을 제안하였다. 제안된 평가식을 이용하여 전단파괴하는 철근콘크리트 부재의 압축파괴와 인장파괴를 구별할 수 있었다.
- 2) 제안식에 의하여 최대 전단보강철근비는 전단보강철근의 양과 콘크리트 압축강도의 상대적 차이에 의하여 영향을 받고 있음을 알 수 있었다.
- 3) 고강도 재료가 사용된 97개 철근콘크리트 부재를 이용하여 실험에서 관찰된 전단파괴모드와

제안식 및 ACI 기준식을 비교하였다. 비교에서 제안식과 ACI 기준식에는 큰 차이가 있음을 알 수 있었으며, 특히  $\rho_s f_{sy}/f_{ck}$ 의 값이 작은 경우에 두 계산식은 상당한 차이를 나타내었다.

- 4) 실험에 의하여 제안된 최대 전단보강철근비 예측식을 직접적으로 검증해야 할 것으로 판단된다.

#### 감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 2003년도 건설핵심기술연구개발사업(03산학연C04-01) 지원으로 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

#### 참고문헌

1. Collins, M. P. and Mitchell, D., *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1991, pp.766.
2. Belarbi, A. and Hsu, T. T. C., "Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.4, July-Aug. 1994, pp.465~474.
3. Belarbi, A. and Hsu, T. T. C., "Constitutive Laws of Softened Concrete in Biaxial Tension-Compression," *ACI Structural Journal*, Vol.92, No.5, Sep.-Oct. 1995, pp.562~573.
4. Watanabe, F. and Lee, J.-Y. "Theoretical Prediction of Shear Strength and Failure Mode of Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, 1998, 95, No. 6, 749~757.
5. Mohamad, Y. M, Lee, J.-Y., and Hsu, T. T. C. "Cyclic Stress-Strain Curves of Concrete and Steel Bars in Membrane Elements," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2001. 127, No. 12, 1402~1411.
6. Iwai, I., Enomoto, H., Watanabe, F., and Muguruma, H., "Shear Strength of High-Strength Concrete Beams, Part 1 and Part 2,"

- Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, 1991, pp. 269~272.
7. Simokaichi, T., "Research on Shear Transfer Mechanism of Reinforced Concrete Members," MSc thesis, Dept. of Architectural Engineering, Kyoto University, Japan, 1994.
  8. Fukuhara, M., and Kokusho, S., "Effectiveness of High Tension Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Members," Journal of Structural Construction Engineering, AIJ, No. 320, 1982, pp.12~20.
  9. Kokusho, S., Kobayashi, K., Mitsugi, S., and Kumagai, H., "Ultimate Shear Strength of RC Beams with High Tension Shear Reinforcement and High-Strength Concrete," Journal of Structural Construction Engineering, AIJ, No. 373, 1987, pp.83~91.
  10. Takagi, H., Okude, H., and Nitta, T., "Shear Strength of Beam Depending on Strength of Web Reinforcements," JCI Proceedings, V. 17, No.2, 1989, pp.75~80.
  11. Enomoto, H., Iwai, I., Kakita, Y., Watanabe, F., and Muguruma, H., "Shear Strength of High-Strength Concrete Beams, Part 1," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, 1990, pp.287~288.
  12. Matsuzaki, Y., Nakano, K., Iso, M., and Watanabe, H., "Experimental Study on Shear Characteristic of RC Beams with High Tension Shear Reinforcement," JCI Proceedings, V.12, No.2, 1990, pp.325~328.
  13. Kagami, Y., Mazuhara, H., Takagi, H., and Karino, Y., "Splitting Bond Failure of Dabble Reinforced Concrete Beam, Part 1," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, 1991, pp. 353~354
  14. Nishiura, N., Makitani, E., and Shindou, K., "Shear Resistance of Concrete Beams with High-Strength Web Reinforcements," JCI Proceedings, V. 15, No.2, 1993, pp.46~466.
  15. Sakakuti, N. et al, "Flexural and Shear Strength of Short Span Beams Using Ultra High-Strength Reinforced Concrete, Part 2 Shear Behavior of Beams," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, 1987. 10, pp.69~70.
  16. Clark, A. P., "Diagonal Tension in Reinforced Concrete Beams," ACI Journal Proceedings V.48, No. 2, Oct. 1952, pp.145~156.
  17. Mattock, A. H., and Wang, Z., "Shear Strength of Reinforced Concrete Members Subjected to High Axial Compressive Stress," ACI Structural Journal, Vol.81, No.3, 1984, May-June., pp.287~298.