

腹部補強이 없는 鐵筋콘크리트보의 剪斷特性

The Shear Properties of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement

문 제 길* 홍 익 표**
Moon, Je Kil Hong, Ik Pyo

요 약

본 논문은 전단철근을 갖지 않는 비교적 짧은 지간의 철근콘크리트 보에서 전단특성을 규명하고 균열 전단강도와 극한전단강도를 예측하기 위한 것으로 총 30개의 보를 4 series로 나누어 실험을 수행하였다. 실험의 변수는 콘크리트의 강도, 전단지간-유효높이의 비, 인장철근량등이며, 실험과정을 통해 파괴형상, 처짐, 전단강도등을 측정하였다.

실험결과로부터 콘크리트의 강도가 커지고 철근량이 많아질 수록, 그리고 전단지간이 짧아질 수록 철근콘크리트 보의 균열 및 극한전단강도가 증가됨을 밝혔다. 또한, 실험성과를 회귀분석하여 균열전단강도와 극한전단강도 추정식을 제안하였다. 제안된 추정식에 의한 계산값과 실험성과를 비교 검토하여 그 상관성을 확인하였다.

Abstract

Four series of reinforced concrete beams without shear reinforcement were tested to determine their cracking shear strengths and ultimate shear capacities. Results of the tests on 30 reinforced concrete beams are reported. The main variables in the study were concrete compressive strength, shear span-to-depth ratio, and the tensile steel reinforcement.

Test results indicate that the effect of concrete strength on shear capacities is varied with the shear span-to-depth ratio. The results are compared with other test equations and reinforced concrete codes. Based on this investigation, a method for predicting the shear strength of reinforced concrete beams is proposed. The comparison between the predicted values and the test values are shown to validate the proposed equation.

* 정회원, 건국대학교 토목공학과 교수
** 정회원, 안양전문대학 토목과 부교수

• 본 논문에 대한 토의를 1993년 12월 31일까지 학회로 보내주시면 1994년 3월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

Keywords : reinforced concrete beam, cracking shear strength, ultimate shear strength, shear span-to-depth ratio, shear failure, slender beam, deep flexural member, deep beam, reserved shear strength, regression analysis.

.....

1. 서 론

콘크리트의 인장강도를 초과하는 주인장응력이 콘크리트 보의 전단지간에 작용하면 부재의 사방향균열은 복부에 생기게 되며 결국 이는 보를 파괴시키는 원인이 된다. Kani⁽⁸⁾는 전단파괴를 방지하기 위한 철근콘크리트 보의 복부보강방법으로 단순지지보에서 보의 내부에 발생하게 되는 아치작용(arch action)을 증진시키는 것이 필요하다고 주장했다. 철근콘크리트 보에 스티럽을 배근하는 목적은 보의 압축구역을 지지하고 전단파괴에 저항하는 내부 아치작용에 대한 반력을 제공하기 위한 것이다.⁽¹²⁾

철근콘크리트 보에 작용하는 전단력은 1)보의 전단지간에서 압축구역을 가로지르는 전단력, 2) 균열면에서 골재의 맞물림(interlocking) 작용에 의한 수직합성력, 3)인장(종방향)철근의 연결작용(dowel action)에 의한 힘등이 저항한다고 본다.⁽⁴⁾ 이러한 힘들이 보의 전단파괴에 저항하는 효과를 알아보기 위해 Poli등⁽¹³⁾은 골재의 맞물림작용에 관해 연구했고, Batchelor등⁽⁵⁾과 Broms⁽⁶⁾, Krefeld등⁽¹⁰⁾은 전단파괴에 저항하는 종방향철근의 연결작용에 관해 각각의 연구들을 수행하였으나 이들의 효과가 여러 변수들에 따라 크게 좌우되었기 때문에 연구결과를 철근콘크리트 보의 전단특성을 규명하는데 사용하기에 부족하였다.

철근콘크리트 보의 전단강도에 대한 현재 ACI의 규정식⁽³⁾을 보면 보의 전단능력이 콘크리트 압축강도의 1/2승에 비례한다고 추정하고 있다. 그러나 이 규정은 대략 140kg/cm²에서 420kg/cm²에 이르는 비교적 낮은 압축강도의 콘크리트로 만든 수천개의 보를 실험한 결과에 근거한 것이다. 근래에 들어 각종 건설구조물의 시공에 고강도콘크리트의 사용이 급증하는 추세에 따라 종래의 전단설계방식을 고강도콘크리트 보에 그대로 적용시키기 위해서는 기존 식의 적합성을 검토하는 것

이 필요하게 된다.^(9,11,12)

콘크리트의 압축강도가 700kg/cm²에 이르는 철근콘크리트 보의 전단강도를 측정된 실험적 연구⁽¹⁶⁾에서는 보의 전단용량이 콘크리트 압축강도의 1/2승에 비례하는 것 보다 낮은 비율로 증가한다고 지적했으며, 몇몇 연구자들^(4,17,18)은 철근콘크리트 보의 전단강도가 콘크리트 압축강도의 1/3승에 비례한다고 주장했다. 또한 비교적 작은 콘크리트 압축강도를 가지고 실험한 다른 연구들^(14,18)에서는 철근콘크리트 보의 전단강도에 대한 콘크리트 압축강도의 효과가 주로 보의 전단지간 길이에 좌우된다고 보고했는데, 이런 결과는 보에 하중이 작용할 때 하중의 작용위치, 즉 전단지간의 길이에 따라 보의 휨모멘트와 전단력의 크기가 상대적으로 증감되기 때문에 발생하는 전단저항메카니즘의 변화에 따른 것이라 생각된다.

본 연구는 복부보강이 없는 비교적 짧은지간을 갖는 철근콘크리트 보에서 콘크리트 압축강도의 변화에 따른 보의 전단특성을 규명하고자 하는 것이다. 이에 따라 최근 장대지간의 교량이나 고층건물등의 시공에 점차 사용이 확대되고 있는 콘크리트의 고강도화에 따른 철근콘크리트 보의 전단저항능력을 알아보기 위해 콘크리트의 압축강도를 228kg/cm²에서 551kg/cm²에 이르도록 4단계로 나누어 변화시키고, 종래의 여러 연구들^(1,2,7,12,14,15,17,18)에서 아치작용으로 인해 보의 전단저항능력에 큰 영향을 미치는 것으로 알려진 전단지간을 여러가지로 변화시켜 각 series별 실험을 수행하였다.

특히 가장 폭넓게 사용될 수 있는 압축강도 433kg/cm²의 B배합 콘크리트에서는 인장철근량을 변화시켜 인장철근량의 변화에 따른 보의 전단특성 변화추이도 알아 보았다.

총 30개의 보에 대한 실험을 실시하여 전단으로 파괴되는 보의 파괴형상, 하중-처짐 관계, 전단강도등을 측정 및 분석하고 다른 자료들과 비교 검토하였다. 측정된 자료로 회귀분석을 실시하여

철근콘크리트 보의 균열전단강도와 극한전단강도 추정식을 제안하였다. 그리고 계산된 추정값과 본 연구에서 얻어진 측정값을 비교 분석하여 제안된 전단강도 추정공식의 타당성을 확인하였다.

2. 실험

2.1 사용재료

시멘트는 국내에서 생산되는 제1종 보통포틀랜드시멘트로 비중이 3.10이상인 것을 사용하였으며, 잔골재는 비중이 2.59인 한강산 모래로 조립율 2.98의 것을, 굵은골재는 비중이 2.70인 안양산 쇄석으로 조립율 6.36인 것을 사용하였다.

실험용 보의 제작에 사용된 인장철근은 일반적으로 사용되는 SD 30 철근으로 항복강도가 3.148kg/cm²이고 탄성계수가 2.04 x 10⁶kg/cm²였다.

콘크리트의 고강도화와 시공성의 향상을 위해 ASTM C 49 Type F로 규정된 나프타린계 고강도 감수제 DAREX SUPER 20을 사용하였으며 비중은 1.21이었다.

2.2 배합설계

배합은 예비시험을 통해 강도변화에 적합한 물시멘트비를 얻어 이에 따라 180kg의 단위수량을 고정시켜 높은 상태에서 단위시멘트량을 변수로 하여 설계하였으며, 사용된 굵은골재 최대치수 13mm에 적합한 최소의 잔골재율 43%를 사용하였다.

배합은 콘크리트의 강도변화에 따라 A, B, C, D의 4가지 형태로 하였으며, 콘크리트의 고강도화에 따른 워커빌리티의 개선을 위해 고강도콘크리트에 속하는 B, C, D배합에 대해 콘크리트 반죽의 목표슬럼프를 15cm로 하여 실험을 수행하였다. 이에 따른 콘크리트의 압축강도와 활열인장강도는 Table 1과 같다.

Table 1 Properties of concrete

Mix Type	Slump (cm)	W/C (%)	Compressive Strength, σ_{ck} (kg/cm ²)	Ten. Spl. Strength, σ_{sp} (kg/cm ²)
A	8	51	228	24.8
B	17	40	433	37.9
C	16	34	493	45.3
D	14	30	551	44.8

2.3 실험보의 설계

전단지간-유효높이 비(a/d)가 1.0에서 3.4에 이르는 비교적 가늘고 긴(slender) 실험보의 단면형상은 폭(b)이 10cm, 유효높이(d)가 17cm, 총높이(h)가 20cm인 단철근 직4각형보로 부재의 총 길이는 44~125cm이고, 지간(L)은 34~115cm이며, 인장철근량 $A_s = 3.801\text{cm}^2$ (3-D13)를 배치하여 강도설계법에 따른 과소철근보로 설계하였다.

콘크리트의 압축강도가 433kg/cm²인 B배합에는 $A_s = 2.534\text{cm}^2$ (2-D13)인 보를 추가하여 인장철근량의 변화가 전단특성에 미치는 영향을 알아보았다.

복부의 전단보강이 없기 때문에 모든 부재가 전단파괴를 일으키도록 제작되었다. 실험부재의 지간변화는 콘크리트부재의 전단강도에 주요변수로 알려진 a/d를 1.4, 2.4, 3.4등으로 변화시키기 위해서이며, 특히 압축강도 433kg/cm²의 B배합 콘크리트에서는 1.0과 2.0사이의 a/d를 0.1마다 변화시키고 2.2의 a/d도 추가시켰으며, 각 배합마다 a/d가 0.8인 deep beam도 실험에 포함시켜 부재의 전단지간 변화에 따른 전단강도 특성의 변화추이를 알아 보았다. Deep beam의 단면형상은 폭이 10cm, 높이가 30cm, 유효높이가 24cm인 단철근직사각형 보로 부재의 총 길이는 50cm이고 지간은 40cm이며, 인장철근량 $A_s = 5.068\text{cm}^2$ (4-D13)을 배치하여 가늘고 긴 보와 같은 강도설계법상의 과소철근보로 설계하여 각 배합마다 1개씩 총 4개를 제작하였다. Deep beam은 큰 전단용량을 갖게 되므로 철근의 정착을 돕기 위해 그림과 같이 인장철근을 L형강에 아아크(arc)용접하였다.

실험부재의 단면형상, 치수 및 게이지 부착위치 등은 Fig. 1(a) 및 Fig.1(b)와 같으며, 하중재하점

과 지지부에서의 국부적인 지압파괴를 방지하기 위해 강판을 사용하여 실험을 실시하였다.

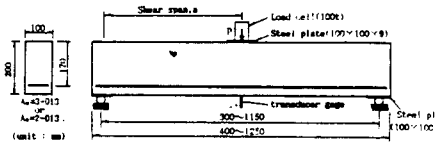


Fig. 1(a) Details of slender beams

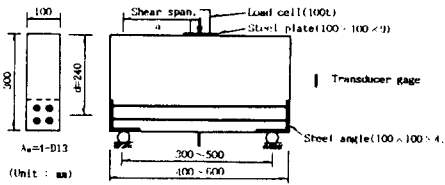


Fig. 1(b) Details of deep beams

2.4 실험체의 제작 및 양생

콘크리트의 반죽은 30ℓ 용량의 회전식 믹서로 굵은골재와 잔골재를 넣고 30초정도 혼합한 후 시멘트를 넣어 각 재료가 충분히 고르게 분산된 뒤에 물을 첨가하여 1분간 다시 혼합하였다. 반죽이 끝난 후 슬럼프가 측정되었으며, 슬럼프값을 측정한 다음에는 이에 알맞은 혼화제량을 첨가하여 충분히 재료가 비벼지면 이를 가지고 다시 슬럼프시험을 실시하였다.

반죽된 콘크리트로 압축 및 활열인장강도 실험용 지름 10cm, 높이 20cm의 원주형공시체를 각 배합마다 3개씩 총 24개, 시간 변화에 따른 전단강도실험용 보 공시체 총 30개를 제작하였다. 전단강도실험용 부재 제작에 사용된 거푸집은 두께 12mm의 강판으로 만들어져 거푸집의 변형이 생기지 않았다. 콘크리트의 타설시에는 붓으로 충분한 다짐을 실시하였으며, 압축 및 활열인장강도 실험용 공시체는 타설 24시간 후에 시멘트풀로 캡핑을 실시하였다. 모든 공시체는 제작 48시간 뒤에 탈형하여 살수한 후 마포를 덮고 비닐로 밀폐시켜 재령 25일까지 습윤양생을 실시하였다. 각 공시체는 재령 25일 후 대기중에 노출시켜 재령 28일에 해당되는 실험을 실시하였다.

2.5 실험장치 및 방법

압축강도와 활열인장강도 실험은 100t용량의 유압식 만능시험기를 사용하여 KS F 2405(콘크리트의 압축강도시험방법)와 KS F 2423(콘크리트의 인장강도시험방법)에 따라 시행하였다. 전단강도실험에서 실험부재의 지지조건은 단순보이며, 3점하중재하방식으로 중앙부에서 연직하중을 가하는데 하중보정을 위해서는 100t용량의 load cell을 이용하고, 하중재하점의 지압파괴와 편심재하를 방지하기 위해 재하점을 Fig.1과 같은 두께 9mm, 폭 10cm의 정4각형 강판으로 보강했다. 실험부재의 중앙점하부에는 처짐측정을 위해 transducer를 설치하여 하중증가에 따른 변위량을 X-Y recorder로 기록하였으며, 각 하중단계마다 균열형상 및 균열폭을 최소독치 0.01mm의 광학균열측정기(eye gage)로 측정하여 기록하였다.

3. 실험결과 및 고찰

3.1 전단거동

3.1.1 파괴형상

실험보에 어떤 일정한 하중이 작용하면 보의 복부에는 전단균열이 발생하는데 초기균열은 대부분 복부의 중앙부에서 생성되었다. 압축강도가 228kg/cm^2 (배합 A)인 보통콘크리트에서 부터 433kg/cm^2 (배합 B), 493kg/cm^2 (배합 C), 551kg/cm^2 (배합 D)에 이르도록 콘크리트의 강도가 증가하면 균열의 폭이 좁아지고 간격도 작아짐을 볼 수 있었는데 이는 매트릭스의 높은 강성(stiffness)으로 인한 낮은 변형 때문이라 생각된다.

실험한 모든 보는 전단으로 파괴되었으며 파괴의 형태는 a/d에 따라 변화되었다. Fig.2(a)는 B배합의 콘크리트를 사용한 a/d 1.0, 2.0, 3.4인 보의 경우로 a/d 1.0에서는 순수전단, a/d 2.0에서는 전단압축, a/d 3.4에서는 전단인장으로 파괴되었다. a/d가 작은 보는 초기전단균열이 형성된 후 아치작용에 의해 많은 추가하중(reserved shear strength)을 받고 파괴되었으며, 이 때 초

기전단균열이 진전되고 확장되는 속도는 매우 느렸다. 그러나 a/d 가 큰 보의 초기사인장균열이 발생된 후 약간의 추가하중만을 받고 파괴되었으며 이 때 보의 파괴형상은 주인장철근을 따라 생기는 축방향 할열이었고 사인장균열의 진행속도는 매우 빨랐다.

Fig.2(b)는 압축강도 $433\text{kg}/\text{cm}^2$ 의 콘크리트로 만들어진 a/d 가 1.4, 2.4, 3.4인 보를 인장철근비 (ρ_s) 0.015와 0.023으로 나누어 비교한 것이다. 여기서 인장철근량이 작은 ρ_s 0.015인 보에 비해 인장철근량이 많은 ρ_s 0.023인 보에 비해 휨균열이 많아지고 균열간격이 좁아짐을 볼 수 있었으며, ρ_s 가 0.

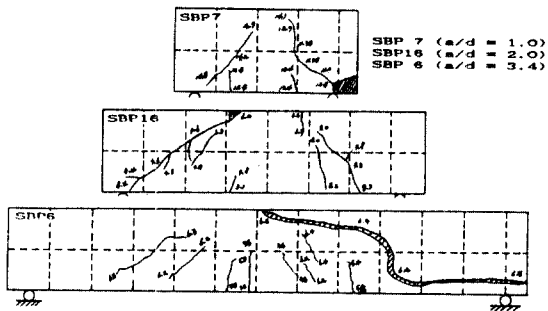


Fig. 2(a) Crack patterns for test slender beams (Mix type "B", $\rho_s = 0.015$)

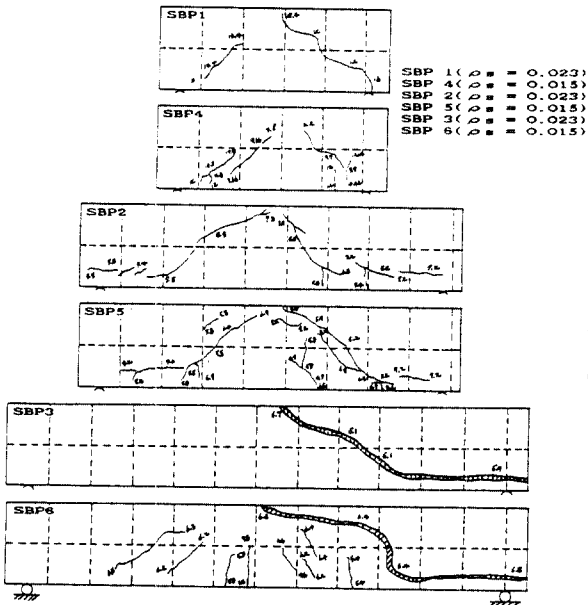


Fig. 2(b) Crack patterns for test slender beams (Mix type "B")

015인 SBP6보의 경우에 다른 보와는 달리 사인장균열이 발생하기 전에 휨균열이 먼저 발생하였다. 이는 ρ_s 가 작아짐에 따라 철근콘크리트 보의 휨저항능력이 현저하게 감소한다는 것을 보여주는 것이다.

3.1.2 하중-처짐 관계

모든 실험보들은 균열전단하중에 이르기까지 거의 선형거동을 했으나, 그 이후부터 극한전단하

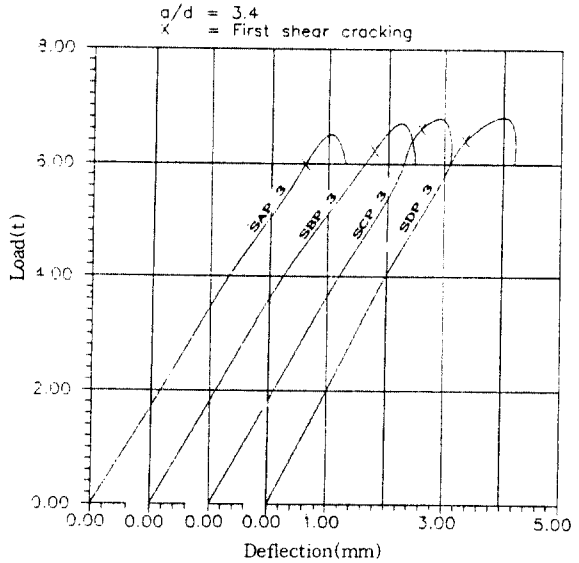


Fig. 3(a) Load versus central deflection curves

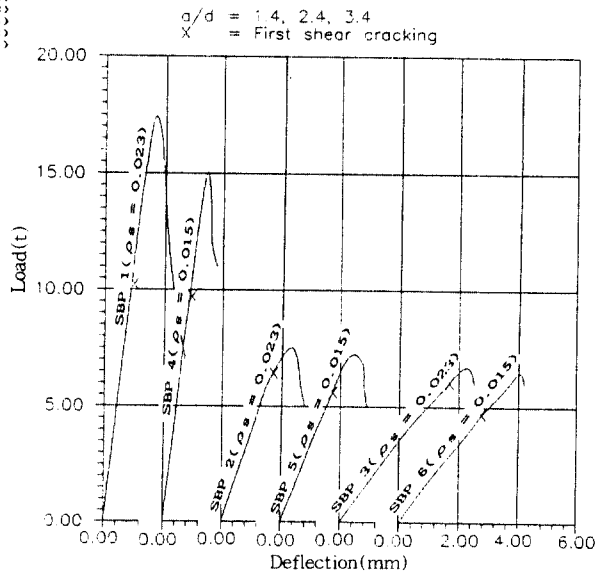


Fig. 3(b) Load versus central deflection curves

중에 도달될 때 까지의 변형은 비선형에 가까운 것이었다.

Fig.3(a)는 콘크리트의 압축강도 변화에 따른 보의 실험결과로서 동일한 a/d를 가진 보가 콘크리트의 강도가 낮은 A배합에서 고강도인 B,C,D 배합에 이를수록 콘크리트의 강도가 증가함에 따라 강성이 커져 처짐이 점차 작아짐을 나타낸다. Fig.3(b)는 압축강도 433kg/cm²을 갖는 콘크리트 보에서 a/d가 1.4, 2.4, 3.4일 때 인장철근비 ρ_s를 0.015와 0.023으로 나누어 비교한 경우로서 ρ_s가 작아지면 모든 경우에 처짐이 많아지는 경향을 보였다.

3.2 전단강도

각 보의 실험에서 초기전단균열이 발견되었을 때의 전단하중을 보의 유효단면적(b·d)으로 나누어 균열전단강도 v_{co}라 하고, 최대전단하중을 받았을 때 이 전단하중을 보의 유효단면적으로 나누어 극한전단강도 v_{uo}라 하여 Table 2에 나타내었다. 모든 보의 균열전단강도와 극한전단강도 실험값은 콘크리트의 강도, 전단지간비 a/d, 인장철근비 ρ_s에 현저한 영향을 받는다.

ACI 규준식⁽³⁾에서 보면 철근콘크리트 보에 하중이 작용하여 초기전단균열이 발생하면 콘크리트의 전단강도는 전부 소진된다는 가정 하에 a/d가 2.5이상인 가늘고 긴 보(slender beam)의 콘크리트가 부담하는 공칭전단강도 v_{cn}에 대한 기본식으로 다음을 규정하고 있다.

$$v_{cn} = 0.50\sqrt{\sigma_{ck}} + 176 \rho_s (d/a) \leq 0.93\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (1)$$

또한, 1 ≤ a/d < 2.5의 조건을 갖는 높이가 큰 보(deep flexural member)의 콘크리트가 부담하는 공칭전단강도는 균열을 발생시키는 균열전단강도보다 보의 공칭전단강도가 더 크다고 보는 다음식을 규정하고 있다.

$$v_{cn} = [3.5 - 2.5(\frac{M}{V \cdot d})] \cdot Eq.(1) \leq$$

$$1.60\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (2)$$

여기서, V는 극한전단력이고, M은 위험단면에서 V와 동시에 일어나는 극한모멘트이다.

이상과 같은 콘크리트 시방서의 식(1)과 식(2)는 철근콘크리트 보의 전단강도를 콘크리트 압축강도의 1/2승에 비례하는 것으로 나타낸 것이다. 그러나 현재 철근콘크리트 보의 비교적 정확한 전단강도 추정식이라고 일반적으로 인정되고 있는 것이 Zsutty^(17,18)의 식이다. a/d가 2.5이상인 가늘고 긴 보 151개의 실험결과를 회귀분석하여 만든 이 식은 철근콘크리트 보의 전단강도 v_c를 합리적인 지수형태로 다음과 같이 나타내었다.

$$v_c = k(\sigma_{ck} \cdot \rho_s \cdot d/a)^{1/3} \quad (3)$$

여기서 k는 무차원 계수로서 균열전단강도 추정시에는 10.0, 극한전단강도 추정시에는 10.8이다.

또한 a/d가 2.5보다 작은 높이가 큰 보의 전단강도 추정식으로 Zsutty⁽¹⁸⁾는 아직작용을 고려한

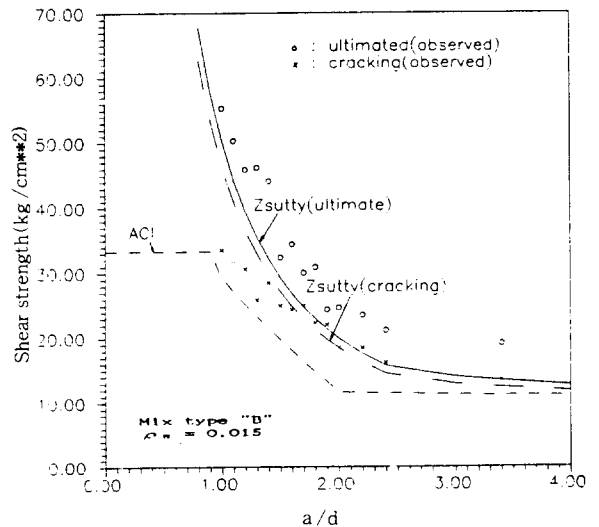


Fig. 4 Relationship between shear strength and a/d

다음 식(4)를 제안했다.

$$v_c = \left(\frac{2.5}{a/d} \right) \cdot \text{Eq. (3)} \quad (4)$$

이와 같은 Zsutty의 식(3)과 식(4)는 콘크리트 시방서의 식(1),(2)와는 달리 철근콘크리트 보의 전단강도가 콘크리트 압축강도의 1/3승에 비례하는 것으로 되어 있다.

Fig.4는 a/d의 변화에 따른 보의 전단강도를 나타낸 것으로 현행 콘크리트 시방서의 전단강도

에 대한 규정이 Zsutty의 식이나 본 연구의 실험 결과들과 비교할 때 매우 안전측임을 보여준다. 이 그림에서 Zsutty의 식과 실험값의 관계를 보면 균열전단강도에서는 Zsutty의 식에 의한 값이 실험값보다 전반적으로 과대평가됨을 나타내나 극한전단강도는 오히려 전체적으로 과소평가됨을 알 수 있었다.

3.2.1 균열전단강도

실험보에서 각 변수들이 보의 균열전단강도에 미치는 영향은 Fig.5와 같다. Fig.5(a)는 콘크리

Table 2 Beam details and test results

Series No.	Beam No.	Mix type	L (cm)	d	ρ	Observed Shear Strength (kg/cm ²)		Zsutty Eq. (3) or (4)(kg/cm ²)		Predicted Shear Strength (kg/cm ²)		V _{test} /V _c	V _{test} /V _u	V _{test} /V _{sp}	V _{test} /V _{up}
						V _{test}	V _{sp}	V _c	V _u	V _{sp}	V _{up}				
1	DAP 1	A	40	8	.021	35.00	53.96	36.74	61.28	41.08	66.38	.62	.88	.85	.81
	SAP 1	A	47	1.4	.023	27.06	40.59	27.73	29.95	24.20	39.21	.96	1.36	1.12	1.04
	SAP 2	A	81	2.4	.023	17.65	20.00	13.52	14.60	14.12	22.88	1.31	1.37	1.25	.87
	SAP 3	A	115	3.4	.023	17.06	19.12	11.55	12.48	9.66	16.15	1.48	1.53	1.71	1.18
2	DBP 1	B	40	8	.021	39.58	73.75	70.26	75.88	50.88	82.45	.56	.97	.78	.89
	SBP 1	B	47	1.4	.023	30.39	51.18	34.34	37.09	29.97	48.56	.89	1.38	1.02	1.05
	SBP 2	B	81	2.4	.023	19.12	22.06	16.74	18.08	17.48	28.33	1.14	1.22	1.09	.78
	SBP 3	B	115	3.4	.023	17.94	19.71	14.31	15.45	12.34	20.60	1.25	1.28	1.45	.99
	SBP 4	B	47	1.4	.015	28.53	44.12	29.78	32.17	25.99	42.11	.96	1.37	1.10	1.05
	SBP 5	B	81	2.4	.015	16.18	21.18	14.52	15.68	15.16	24.57	1.11	1.35	1.07	.86
	SBP 6	B	115	3.4	.015	13.53	19.12	12.41	13.40	10.70	17.34	1.09	1.43	1.26	1.10
	SBP 7	B	34	1.0	.015	33.53	55.29	46.64	50.38	36.38	58.96	.72	1.10	.92	.94
	SBP 8	B	37	1.1	.015	31.47	50.29	41.08	44.36	33.08	53.60	.77	1.13	.95	.94
	SBP 9	B	40	1.2	.015	30.59	45.88	36.56	39.50	30.32	49.13	.84	1.16	1.01	.93
	SBP10	B	44	1.3	.015	25.88	46.18	32.88	35.51	27.09	45.35	.79	1.30	.92	1.02
	SBP11	B	51	1.5	.015	25.00	32.35	27.17	29.34	24.26	39.31	.92	1.10	1.03	.82
	SBP12	B	54	1.6	.015	24.41	34.41	24.93	26.92	22.74	36.85	.98	1.28	1.07	.93
	SBP13	B	57	1.7	.015	25.00	30.00	22.99	24.83	21.40	34.68	1.09	1.21	1.17	.87
	SBP14	B	61	1.8	.015	22.35	30.88	21.30	23.01	20.21	32.75	1.05	1.34	1.11	.94
	SBP15	B	64	1.9	.015	22.06	34.41	19.82	21.41	19.15	31.03	1.11	1.14	1.15	.79
	SBP16	B	68	2.0	.015	18.53	24.71	18.51	19.99	18.19	29.48	1.00	1.24	1.02	.84
SBP17	B	74	2.2	.015	18.53	23.53	16.30	17.61	16.54	26.80	1.14	1.34	1.12	.88	
3	DCP 1	C	40	8	.021	48.75	88.96	73.37	79.24	53.13	86.09	.66	1.12	.92	1.03
	SCP 1	C	47	1.4	.023	39.41	58.53	35.86	38.73	31.29	50.71	1.10	1.51	1.26	1.15
	SCP 2	C	81	2.4	.023	20.00	22.35	17.48	18.88	18.25	29.58	1.14	1.18	1.10	.76
	SCP 3	C	115	3.4	.023	19.12	20.00	14.94	16.14	12.88	20.88	1.28	1.24	1.48	.96
4	DDP 1	D	40	8	.021	51.67	112.71	76.14	82.23	55.13	89.34	.68	1.37	.94	1.26
	SDP 1	D	47	1.4	.023	39.71	67.06	37.22	40.19	32.47	52.62	1.07	1.67	1.22	1.27
	SDP 2	D	81	2.4	.023	21.17	26.47	18.14	19.59	18.94	30.70	1.17	1.35	1.12	.86
	SDP 3	D	115	3.4	.023	18.24	22.06	15.50	16.75	13.37	21.67	1.18	1.32	1.36	1.02

*DAP 1, SAP 1 등은 다음을 의미한다.

D: Deep beam, A: Mix type "A", P: Plain concrete, 1: a/d에 따른 일련번호, S: Slender beam.

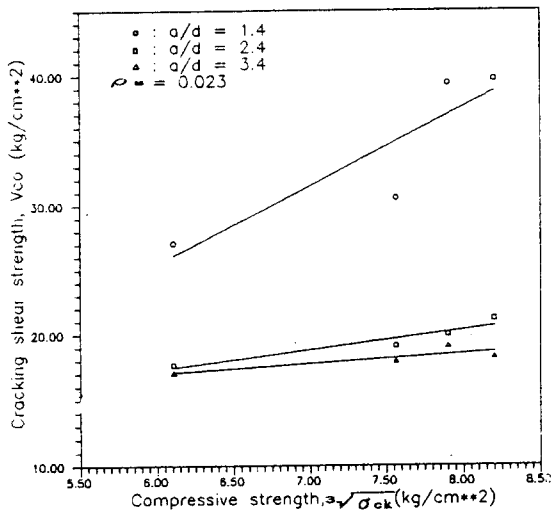


Fig. 5(a) Cracking shear strength plotted against compressive strength

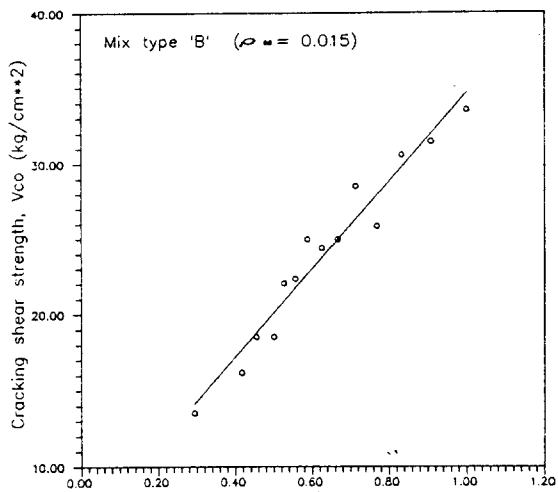


Fig. 5(b) Cracking shear strength plotted against shear-span ratio

트의 압축강도가 증가됨에 따라 균열전단강도가 증가하는 것을 보여 준다. Fig.5(b)는 433kg/cm²의 압축강도를 갖는 B배합 콘크리트 보에서 d/a가 증가함에 따라 균열전단강도가 거의 선형적으로 증가함을 나타냈다. 인장철근비가 철근콘크리트 보의 균열전단강도에 미치는 영향을 알아보기 위해 총 3종의 ρ_s를 가지고 실험을 수행하였으나 보의 단면이 다른 deep beam이 포함되었기 때문에 이것 만으로는 인장철근량을 보의 균열전단강

도 예측을 위한 독립된 변수로 사용하기에 부족하였다.

이상과 같은 본 연구의 실험결과들을 종합해 볼 때 σ_{ck}와 d/a등이 철근콘크리트 보의 균열전단강도에 현저한 영향을 미치는 것으로 관찰되었으므로 본 연구의 실험결과와 기존의 식들을 근거로 실험된 총 30개 보의 성과를 회귀분석하여 철근콘크리트 보의 균열전단강도를 예측할 수 있는 다음 식을 제안하고자 한다.

$$v_{cp} = C(\sigma_{ck} \cdot \rho_s)^{1/3} \cdot d/a \quad (5)$$

여기서, C는 19.5의 무차원계수이며, 이 식을 이용한 결과와 실험된 보의 성과는 0.894의 상관계수를 가졌다.

Fig.6은 실험에서 측정된 균열전단강도 v_{co}와 식(5)로 얻은 균열전단강도 v_{cp}를 비교한 것이다.

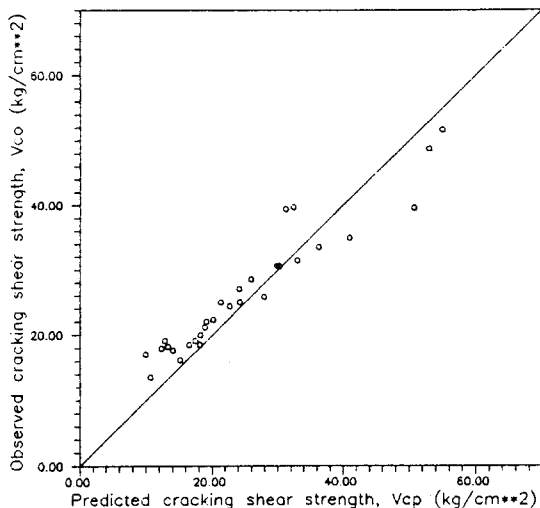


Fig. 6 Observed cracking shear strength versus predicted values using the proposed Eq.(5)

3.2.2 극한전단강도

실험에서 보에 하중이 증가함에 따라 초기전단 균열이 발생한 후 모든 실험보는 추가하중을 저항하고 파괴되었다. 추가하중은 a/d가 작아지면 많아지는 것으로 나타났는데 이와 같은 현상은 다른 연구들^(7,12,14,15)과 같은 경향을 보이는 것이다.

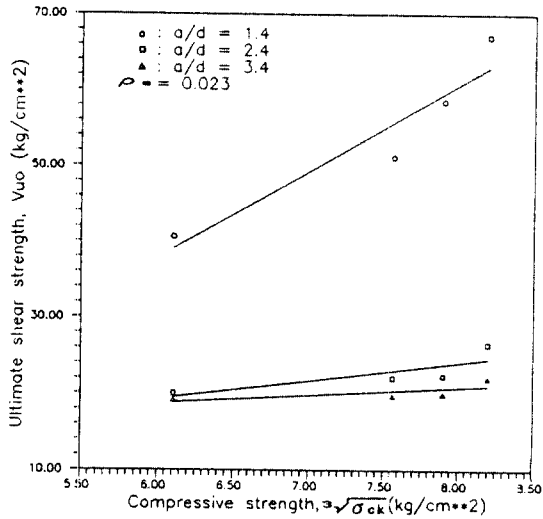


Fig. 7(a) Ultimate shear strength plotted against compressive strength

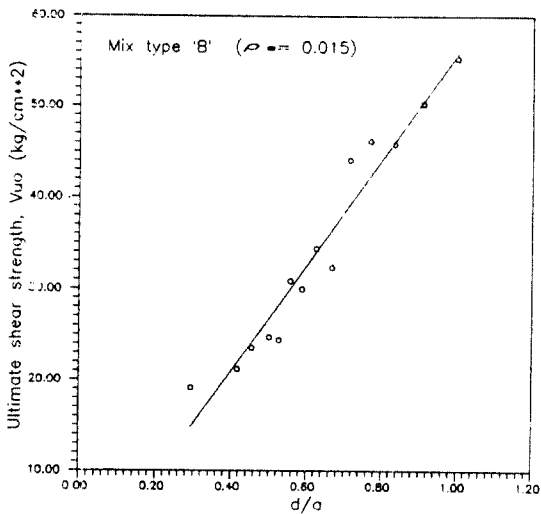


Fig. 7(b) Ultimate shear strength plotted against shear-span ratio

실험된 보에서 각 변수들이 미치는 영향은 Fig. 7과 같다. Fig.7(a)는 콘크리트의 압축강도가 커짐에 따라 극한전단강도가 증가하는 것을 나타내는 것으로 a/d 1.4의 경우 매우 큰 증가를 보였다. Fig.7(b)는 a/d가 1.0에서 3.4에 이르는 압축강도 433kg/cm²을 갖는 보에서 d/a가 증가함에 따라 극한전단강도가 거의 선형적인 증가를 나타냈다. 인장철근의 영향은 균열전단강도 추정식에서와 마찬가지로 실험결과를 독립된 변수로 사

용하기에 부족하였으므로 이상의 결과를 가지고 실험된 총 30개 보의 극한전단강도 추정값을 회귀 분석하여 식(5)와 같은 형태를 갖는 철근콘크리트 보의 극한전단강도 추정식을 다음과 같이 제안하고자 한다.

$$v_{up} = U(\sigma_{ck} \cdot \rho_s)^{1/3} \cdot d/a \quad (6)$$

여기서, U는 무차원계수로 31.6의 값을 가지며, 이 식(6)을 이용해 계산한 값은 실험성과 비교해 0.953의 높은 상관계수를 보였다.

본 연구의 결과로부터 제안된 식 (5)와 (6)은 d/a와 거의 직선적으로 비례하는 것으로 나타났는데, 이는 ACI규준식⁽³⁾이나 비교적 작은 a/d를 갖는 보를 실험한 다른 연구들^(4,6)의 결과와 유사한 것이었다.

Fig.8은 실험에서 측정된 극한전단강도 v_{uo} 와 식(6)으로 계산된 극한전단강도 v_{up} 를 비교한 것이다.

Fig.9는 a/d 3. 4인 보에서 콘크리트의 압축강도 변화에 따른 각 식들의 전단강도 변화추이를 나타낸 것으로 콘크리트 시방서에 규정된 전단강도의 안전율이 콘크리트의 압축강도가 증가함에 따라 점차 작아지기 때문에 일정한 안전율이 유지되지 못함을 보여주었다.

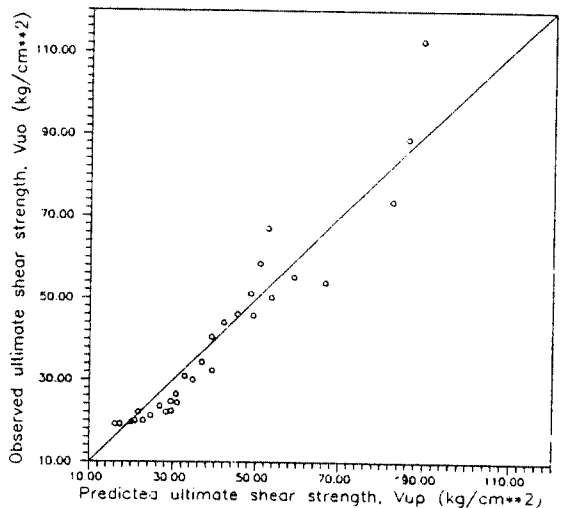


Fig. 8 Observed ultimate shear strength versus predicted value using the proposed Eq.(6)

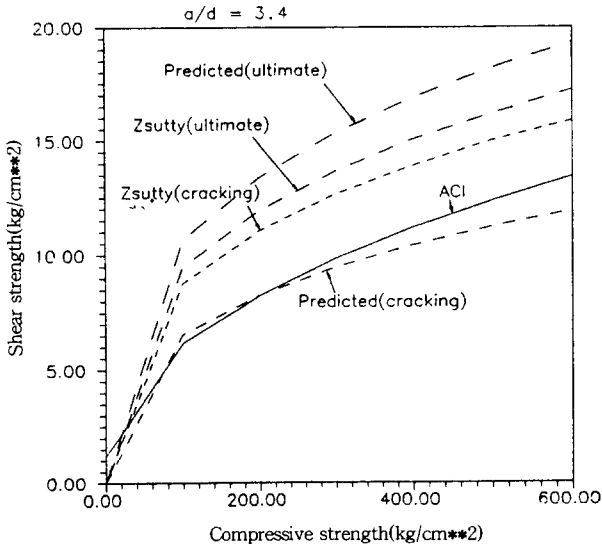


Fig. 9 Relationship between shear strength and compressive strength

4. 결론

본 연구는 실험을 통해 콘크리트의 강도, 전단지간, 인장철근량의 변화에 따른 복부보강이 없는 철근콘크리트 보의 전단특성을 알아보고자 수행하였다.

비교적 짧은 전단지간-유효높이 비를 갖는 보의 전단실험결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. 보의 파괴는 a/d 에 따라 순수전단, 전단압축, 사인장등으로 변화했으며, 치짐은 콘크리트의 강도와 인장철근량이 작아지면 증가된다.
2. 초기균열발생 후 보의 추가하중은 a/d 가 작을수록 많아지며, 균열 및 극한전단강도는 d/a 와 인장철근량이 증가하면 커진다.
3. a/d 가 0.8인 실험된 4개의 deep beam은 초기균열발생 후 매우 큰 추가하중을 받고 파괴된다.
4. 실험성과를 근거로 a/d 가 1.0에서 3.4에 이르는 비교적 짧은 전단지간을 갖는 철근콘크리트 보의 균열전단강도와 극한전단강도 추정식을 제안했으며 제안된 식은 실험결과와

잘 일치했다.

참 고 문 헌

1. 고광일, 김 우, "고강도 철근콘크리트 보의 전단강도에 관한 연구", 대한토목학회 논문집, 제 9권 4호, 1989. 12, pp. 63-71.
2. 신성우, 문정일, 박희민, 이승훈, 오정근, 임남재, "전단-스팬비가 작은 고강도 철근콘크리트 보의 전단성능에 관한 실험적 연구", 한국콘크리트학회 논문집, 제 4권 4호, 1992. 12, pp. 171-179.
3. ACI 318-89, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", ACI, 1989, pp. 103.
4. ASCE-ACI Committee 426, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members", ASCE Struct. Journal, Vol. 99, No. ST6, June 1973, pp. 1091-1187.
5. Batchelor, V. and Kwun, M. , "Shear in RC Beams without Web Reinforcement", ASCE Struct. Journal, Vol. 107, No. ST5, May 1981, pp. 907-921.
6. Broms, B. B., "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams", ASCE, Vol. 95, No. ST6, June 1969, pp. 1339-1358.
7. Hara, T. and Kitada, Y., "Experimental Comparison for the Shear Failure of Reinforced Concrete Cantilevers with Smaller a/d Ratios", Transactions of the JCI, Vol.5, 1983, pp. 247-254.
8. Kani, G. N. J., "A Rational Theory for the Function of Web Reinforcement", ACI Journal, Vol. 66, No. 3, Mar. 1969, pp. 185-197.
9. Kotsovos, M. D., "Mechanisms of 'Shear' Failure", Magazine of Concrete Research, Vol. 35, No. 123, June 1983, pp. 99-106.
10. Krefeld, W. J. and Thurston, C. W., "Contribution of Longitudinal Steel to Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, Vol. 63, No. 3, March 1966, pp. 325-344.

11. Mphonde, A. G. and Frantz, G. C., "Shear Tests of High-and Low-Strength Concrete Beams with Stirrups", ACI SP 87-10, 1985, pp. 179-196.
12. Mphonde, A. G. and Frantz, G. C., "Shear Tests of High-and Low-Strength Concrete Beams", ACI Struct. Journal, July-Aug. 1984, pp. 350-357.
13. Poli, S. D., Gambarova, P. G. and Karakos, C., "Aggregate Interlock Role in R. C. Thin-Webbed Beams in Shear", ASCE Journal (Struct. Eng.), Vol. 113, No. 1, Jan. 1987, pp. 1-19.
14. Sarsam, K. F. and Al-Musawi, J. M. S., "Shear Design of High-and Normal Strength Concrete Beams with Web Reinforcement", ACI Struct. Journal, Vol. 89, No. 6, Nov.-Dec. 1992, pp. 658-664.
15. Thorenfeldt, E. and Drangsholt, G., "Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams", ACI SP 121-8, 1990, pp. 129-154.
16. Van den Berg, F. J., "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Web Reinforcement (Part 2-Factors Affecting Load at Diagonal Cracking)", ACI Journal, Vol. 59, No. 11, Nov. 1962, pp. 1587-1600.
17. Zsutty, T. C., "Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data", ACI Journal, Title No. 65-71, Nov. 1968, pp. 943-951.
18. Zsutty, T. C., "Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests", ACI Journal, Feb. 1971, pp. 138-143.

(접수일자 : 1993. 3. 13)