

碩士學位論文

高强度 콘크리트를 사용한  
鐵筋콘크리트 보의  
剪斷 舉動에 關한 實驗的 研究



濟州大學校 産業大學院

建設環境工學科

金 昌 希

2 0 0 2

碩士學位論文

高强度 콘크리트를 사용한  
鐵筋콘크리트 보의  
剪斷 舉動에 關한 實驗的 研究

指導教授 徐 日 教



濟州大學校 産業大學院

建設環境工學科

金 昌 希

2 0 0 2

高强度 콘크리트를 사용한  
鐵筋콘크리트 보의  
剪斷 舉動에 關한 實驗的 研究

指導教授 徐 日 教

이 論文을 工學 碩士學位 論文으로 提出함.

2002年 月 日

濟州大學校 産業大學院

建設環境工學科

建築工學專攻

金 昌 希

金 昌 希의 工學 碩士學位 論文을 認准함.

2002年 月 日

위원장 (印)

위 원 (印)

위 원 (印)

## 목 차

summary -----	ii
Table Contents -----	iii
Figure Contents -----	iv
I. 서 론 -----	1
1. 연구의 배경 및 목적 -----	1
2. 기존연구의 내용 -----	2
3. 연구방법 및 범위 -----	3
II. 이론적 고찰 -----	7
1. 보의 전단거동 -----	7
2. 전단저항기구 -----	14
3. Kani의 이론 -----	15
4. 트러스 개념 -----	16
5. 압축응력장 이론 -----	19
6. 기준에 따른 보의 전단설계 -----	22
III. 전단거동 실험 -----	27
1. 실험 계획 -----	27
2. 실험결과 및 고찰 -----	29
IV. 결 론 -----	40
참고문헌 -----	41

# An Experimental Study on the Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams Using High-Strength Concrete

Kim, Chang-Hee

Department of Construction and Environmental Engineering  
Graduate School of Industry  
Cheju National University

Supervised by Professor Suh, Ill-Gyo



## Summary

The shear capacity of reinforced concrete beam depends on the strength of concrete, the amount and strength of shear reinforcement bars, the support conditions of end points etc. These factors makes the shear behavior or capacity of reinforced concrete beam be complicated. For the purpose of grasping the shear behavior and capacity of reinforced concrete beams, sixteen specimens were tested. Most of specimens showed the shear failure along with the yielding of longitudinal bars or crushing of compressive concrete. The effects on each of test variables were related to the shear capacity of reinforced concrete beams. And, the comparison of the test results and ACI code showed the reasonable agreement.

## Table Contents

Table 1. Summary of specimens-----	29
Table 2. Concrete strength-----	30
Table 3. Mechanical properties of bars-----	30
Table 4. Test results-----	34



## Figure Contents

Fig. 1 Shear cracks-----	8
Fig. 2 Internal force along diagonal crack-----	10
Fig. 3 Shear failure modes-----	13
Fig. 4 Shear mechanism of reinforced concrete beam by Kani-----	15
Fig. 5 Shear resisting Components-----	16
Fig. 6 Truss model-----	17
Fig. 7 Equilibrium of forces on truss model-----	18
Fig. 8 Strain Compatibility of web-----	21
Fig. 9 Shear reinforcement types-----	22
Fig. 10 Strength of shear reinforcements-----	23
Fig. 11 Test set-up of specimens-----	30
Fig. 12 Failure modes-----	31
Fig. 13 Load-deflection relation-----	34
Fig. 14 Shear strength according to concrete strength-----	35
Fig. 15 Shear strength according to Shear bar ratio -----	35
Fig. 16 Shear strength according to the yield strength of Shear bar-----	36
Fig. 17 Comparison with ACI code-----	37
Fig. 18 behavior of Shear reinforcements-----	38

# I. 서 론

## 1. 연구의 배경 및 목적

철근콘크리트 보의 휨에 대한 이론적인 해석은 실험의 결과와 일반적으로 일치하고 있다. 해석에서 사용한 가정이나 그 역학적인 거동이 이론적으로 잘 설명된다고 유추할 수 있다. 그러나, 전단거동에 미치는 영향인자들은 다양하여 이론 해석으로 규명하기에는 어려운 점이 있다. 철근콘크리트 보 부재의 전단 내력은 단지 실험 결과들에 의존하며, 기준도 이를 근거로 작성되었다. 보의 전단 내력에 영향을 미치는 요인은 매우 다양하여 동일한 시험체에 대해서도 동일한 결과를 얻기가 쉽지는 않다. 그러므로 반복된 실험과 이들에 대한 누적된 실험 결과들에 의해 전단 내력을 결정하는 방법을 취하고 있다. 이 역시도 쉬운 일이 아니며, 일관된 정량적인 결과들을 아직 얻지 못하고 있다.

건설 기술의 발달과 경제성을 고려한 각종 연구들이나 현장 적용들이 증가하고 있는 추세에 있다. 이 일환으로 콘크리트의 고강도화 추세에 있으며, 강도 확보 및 공간 활용 측면에서 많은 관심을 받고 있다. 철근콘크리트는 강도와 동시에 연성을 확보할 필요가 있다. 이는 취성적인 콘크리트의 성질을 개선할 목적으로 하며, 가급적 취성적인 급격한 붕괴를 최소한 방지할 목적으로 하고 있다. 그러므로 전단에 의한 파괴 또한 미연에 방지할 필요성이 있으며, 전제 조건으로 철근콘크리트 보의 전단 거동을 명확히 파악할 필요가 있다.

그 동안 철근콘크리트 보의 전단에 대한 많은 연구들이 진행되었으나

대부분이 보통 강도의 콘크리트에 국한되었으며, 따라서 고강도 콘크리트에 적용하는 것은 많은 무리수를 지니고 있다. 현행의 기준들 또한 보통 강도의 콘크리트에 대한 연구 결과들을 근거로 하는 반경험적 식으로 이를 실무에 적용하는 것은 실제로 바람직하지는 않다. 그러므로 이에 대한 많은 연구들이 필요한 실정에 있다.

따라서, 본 연구에서는 고강도 콘크리트를 사용한 철근콘크리트 보의 전단 거동에 대한 특성을 실험적으로 파악하는데 연구의 목적이 있다. 또한 실험 변수들에 대해 철근콘크리트 보에서 전단강도와와의 관계를 분석하고, 본 연구에서 수행한 실험자료와 현행 기준을 비교하여 전단설계를 위한 기초적인 자료를 제공하고자 하였다.

## 2. 기존 연구의 내용

철근콘크리트 보의 전단 거동에 관한 기존에 많은 연구들이 있었으며, 이들 연구의 대부분은 보통 강도의 콘크리트에 국한되었으며, 최근 들어 고강도 콘크리트에 대한 영향을 비교하고 있는 실정이다. 그러므로 철근콘크리트 기준 설계에서도 보통 강도의 콘크리트에 대한 실험 결과들을 고강도 콘크리트에 적용하는 반경험적 설계를 행하고 있는 실정으로 많은 연구들에 의해 고강도 콘크리트에 활용할 수 있는 자료들을 제공할 필요가 있다.

Moody<sup>17),18)</sup>는 콘크리트 강도가  $300 \text{ Kgf/cm}^2$  이하이고, 전단스팬비가 3.5 이하이면 초기 전단크랙 응력은 콘크리트 강도에 직접 비례한다고 하였다. Mathey<sup>19)</sup>는 전단철근이 없는 철근콘크리트 보에서 초기 전단크랙 응력은 콘크리트강도의 제곱근에 비례한다는 것을 추정할 수가 있었다. 또한 그의 연구에 의하면 전단종국강도는 전단스팬비가 1.5인 경우 초기크랙이 발생한 후 응력의 재분배가 생겨 크랙하중의 약 2배의 하중에서 전단과괴 되었고, 전단 스팬비가 3인 경우에는 초기크랙이 발생한 뒤 응력

재분배가 일어나지 않고, 초기 전단크랙은 파괴하중의 약 85%에서 발생되었다고 하였다.

Bresler<sup>20),21)</sup>는 단면이 30 x 55.5 cm인 보 시험체에 인장 철근을 3단 배근한 경우 파괴시 전단강도는 Dowel action 위원회의 제안식보다 약 30% 정도 증가한다고 하였다. 그리고 전단 보강근의 간격이 유효 층의 1/2보다 밀집하게 배근되어 있다면 전단철근 구속력이 3.5 Kgf/cm<sup>2</sup>처럼 작은 값을 갖더라도 전단종국강도를 증가시키고 부재의 상당한 처짐이 발생할 때까지 전단파괴를 억제시킨다고 하였다.

Zsutty<sup>22),23)</sup>는 콘크리트 압축강도, 전단스팬비의 역수, 인장 철근비를 하나의 변수로 하여 초기 전단크랙 응력과 전단종국 응력의 복합변수의 3제곱에 비례하고, 전단철근 구속력은 전단종국 응력에 직접 비례한다고 하였다. Mattock<sup>24),25),26)</sup>의 연구에 의하면 초기 전단크랙 응력은 콘크리트 강도의 제곱근에 비례하고 종국전단강도는 전단철근 구속력에 직접 비례하며, 전단철근 구속력이  $0.06f_{ck}(d/a)^{1/2}$  보다 적을 경우에는 전단철근의 구속력은 1.75배로 전단종국강도에 기여한다고 하였다. Smith<sup>27)</sup>는 전단스팬비가 1.0 보다 작을 경우 수직 전단철근은 그 효과가 감소하지만, 수평 전단철근은 그 효과가 현저히 증가한다고 하였다. Mphonde와 Frantz<sup>28),29)</sup>는 콘크리트 강도를 약 1000 Kgf/cm<sup>2</sup>까지 증가시켜 콘크리트 강도가 전단강도에 미치는 효과를 연구하였는데, 전단철근이 없는 보의 전단종국 강도는 콘크리트 강도의 3제곱에 비례하며 전단철근이 있는 경우의 초기 전단크랙 강도 및 전단 종국강도는 콘크리트 강도의 제곱근에 비례하고, 전단철근 구속력은 1.6배의 비율로 전단종국강도에 기여한다고 보고하였다.

1986년 Elzanaty와 Nilson<sup>30)</sup>은 철근비와 전단스팬비를 변수로 하여 보통강도에서 고강도까지의 철근콘크리트 보를 실험하였다. 그들의 실험결과에 의하면 ACI식에 의한 예측치는 전단스팬비가 증가하고 특히 철근비가 낮으면 현저하게 안전율이 낮아진다고 하였다. 또한 ACI식은 철근비와 전단스팬비의 영향은 과소, 콘크리트의 압축강도 영향은 과대하게 평

가하고 있다고 하였다. 1987년에 Ahmad와 Lue<sup>31)</sup>는 전단보강이 없는 54개의 고강도 철근콘크리트 보에서 주철근비와 전단스팬비를 각각 6가지 변수로 하여 사인장균열 강도 및 극한 전단강도를 측정하였다. 실험결과 주철근량이 적은 고강도 콘크리트 보에서는 ACI식에 의해 산정된 전단강도에 대한 실측된 전단강도의 비가 거의 1.0에 접근하는 것으로 나타났다. 그리고 ACI 규준식은 콘크리트 압축강도에 대해서는 과대하게 평가하고 전단스팬비와 주철근비는 과소 평가한다고 보고하였다.

1989년 Mphonde<sup>32)</sup>는 콘크리트 구조물에서 전단거동을 예측하기 위한 정확한 이론적 모델의 제시는 어렵기 때문에 콘크리트 보의 전단설계는 실험결과에 의존할 수밖에 없다고 주장하였다. 그리고 기존 실험결과에서 나타나는 실제적인 전단철근 능력 이상의 전단력 증가는 현재 이론으로 적당히 설명할 수 없다고 보고하였다. 또한 전단철근을 갖는 콘크리트 보의 전단능력을 계산하기 위하여 콘크리트와 전단철근은 단순 중첩의 원리를 사용했으며, 철근콘크리트 보에 전단철근을 보강한 것이 ACI식 보다 60% 이상 전단능력이 증가한다고 하였다.

고강도 콘크리트에 대한 국내의 연구와 시공실적은 매우 저조하다. 지금까지는 고강도 콘크리트 보에 대한 실험 연구가 주로 재료부분에 국한되었으나 고강도 콘크리트 작업성 재고를 위한 고성능 감수제의 개발로 고층건물이나 장기간 교량 등의 건설에 고강도 철근콘크리트 사용이 증가하게 되었고 최근에 와서는 몇몇 대학과 연구소를 중심으로 부재의 구조역학적인 부분에 대한 연구가 활발하게 진행되고 있다. 프리스트레스트 콘크리트 교량이나 조립식 구조물 등과 일부 신도시 아파트 건설에 압축강도 49 MPa의 콘크리트가 시범 시공되고 있으며, 1993년에 국내건설사가 수주한 말레이시아의 페트로나스타워(92층, 높이446m)는 세계에서 제일 높은 구조물로서 78.5 MPa의 고강도 콘크리트가 사용되었다.

1990년에 고광일<sup>48)</sup>, 1989년에 신성우 등<sup>49)</sup>에 의한 비교적 고강도인 콘크리트 보의 전단 거동에 관한 연구에서 ACI규준식은 주철근비와 전단 스

팬비의 영향은 과소평가하고 있는 반면에 콘크리트 압축강도에 대한 영향은 과대평가하고 있다고 보고하였다. 1994년 윤영수<sup>50)</sup>는 보통강도 및 초고강도 콘크리트 보의 콘크리트 강도 증가에 따른 전단거동을 검토한 결과 고강도 및 초고강도 콘크리트 보의 경우 국내의 콘크리트 시방서에서 규정하고 있는 최소 전단 철근량만으로 보강할 때 유리한 거동을 기대할 수 없으므로 콘크리트 압축강도 증가에 따라 전단철근량도 증가시켜야 한다고 지적하였다. 그리고 현재 콘크리트 강도와 무관하게 일정한 값의 최소 전단철근량을 규정하고 있는 국내 콘크리트 시방서와 콘크리트강도가 68.7 MPa 이상인 경우에 ACI가 규정하고 있는 최소전단철근에 관한 보완규정도 개선의 여지가 있음을 지적하였다.

이러한 많은 연구들에 불구하고 부재의 전단거동에 대해 상이한 결과들을 제시하고 있다. 전단거동에 영향을 미치는 요인으로는 콘크리트 강도, 전단철근의 강도 및 배근간격으로 설명되는 구속지수 및 전단경간비 등을 들 수 있으며, 이들 요인들과 전단거동을 관련짓는 명확한 관계조건을 설정하지 못하고 있다. 따라서 본 연구에서는 이들 요인들을 사용하여 16개의 시험체를 제작 및 실험을 실시하여 철근콘크리트의 전단거동을 규명하고자 하며, 또한 일반적으로 보부재의 실험은 단순지지조건을 사용하나, 실제 구조물에서는 연속인 지지조건이 발생하므로 지점조건은 단순지지와 연속지지단에 따른 영향을 비교하였다.

### 3. 연구 방법 및 범위

철근콘크리트 보의 전단 거동의 특성을 파악하기 위해 여러 변수들 중에 콘크리트의 압축 강도, 전단스팬비, 전단철근의 강도 및 지점의 조건을 주요 변수로 이에 대한 전단 특성을 파악하였다. 제주대학교 구조실험실 소재의 100톤 용량의 철골 프레임을 사용하여 가력을 행했으며, 총 16개의 시험체를 제작하였다. 고강도 콘크리트는 제주도 소재의 세기산업에서

제작한 고강도 콘크리트를 사용하여 가급적 동일한 성질의 콘크리트를 사용하도록 하였다.

실험 결과들은 가력 중에 파악된 균열의 양상과 철근의 변형 및 보의 처짐을 측정하여 그 결과를 분석하였으며, 이들을 현재의 기준과 비교하여 그 타당성을 검증하였다.



## II. 이론적 고찰

### 1. 보의 전단거동

철근콘크리트 보가 Fig. 1과 같이 주로 휨을 지지한다면 주인장응력은 부재축과 평행하게 작용하며, 그 결과 균열을 인장응력이 최대가 되는 바깥쪽 연단으로부터 시작하여 90°방향으로 위쪽으로 진전되어 갈 것이다. 그러나 여기에 추가적인 전단응력이 작용하면 주인장응력의 크기 및 방향은 바뀌어져 경사진 균열, 즉 사인장균열을 유발하게 된다.

#### 1) 사인장 균열



Fig. 1과 같이 사인장균열은 웨브-전단(web-shear) 및 휨-전단(flexure-shear) 균열로 구분한다. 휨응력( $\sigma$ )에 비하여 전단응력( $\nu$ )이 클 경우 최대 주인장응력은 보축에 대하여 45°경사를 갖고 중립축 부근에 발생한다. 그리고 이 값이 허용치를 초과하면 웨브에 균열이 발생하기 시작하는데 이와 같은 균열양상을 웨브-전단균열이라 하며, 춤이 크며 웨브 두께가 얇은 보로써  $M/V$ 가 적은 지역 혹은 연속보의 반곡점 부근에 주로 나타난다. 웨브-전단균열하중은 중립축 부근에 나타나는 주인장응력을 재료의 인장강도 값으로 제한하므로 상대적으로 정확하게 산정할 수 있다. 대다수의 철근콘크리트 보의 사인장균열은 휨균열의 연장 형태를 취하고 있는데, 처음에 휨 균열이 발생하고 다음에 이로 말미암아 전단응력이 증가된다. 그리고 균열의 단부(head of crack)에 사방향 인장응력이 형성되어 최종적으로 사인장균열을 나타내는데, 이러한 균열 양상을 휨-전단균열이라 한다(Fig. 1(c)). 이외에도 가끔씩 Fig. 1(d)와 같이 휨-전단

균열과 더불어 쪼개짐 균열(splitting crack)과 같은 2차균열이 사인장균열에 연장하여 하부 주근을 따라 발생하기도 한다. 이러한 균열은 인장근의 변형과 관련된 쐐기작용(wedge action)에 의하여 발생하는 쪼개짐 응력 및 인장근의 장부작용(dowel action)으로부터 피복 콘크리트에 작용하는 수직력에 기인한다(Fig. 1(e)).

## 2) 전단 저항 성분

콘크리트 부재에서 전단력을 전달하는 기구(shear transfer mechanism)는 여러 가지가 있는데, 그중에서도 가장 대표적인 기구는 다음과 같다(Fig. 2).

- ① 비균열 단면의 전단강도  $V_{cz}$
- ② 균열면사이에 발생하는 전단력  $V_a$ 의 수직성분  $V_{av}$
- ③ 하부 주근의 장부작용에 의한 전단강도  $V_d$
- ④ 전단철근의 기여강도  $V_s$

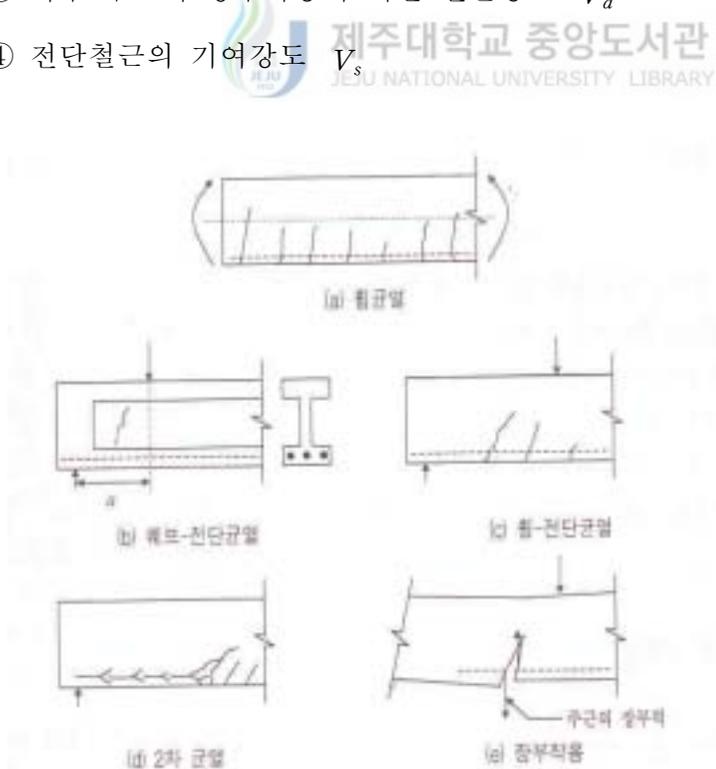


Fig. 1 Shear cracks

골재의 맞물림 전단력  $V_a$ 는 두 균열면의 상대적인 이동에 저항하는 골재의 맞물림 작용(aggregate interlock)에 의하여 균열면의 접선방향에 나타나는 마찰저항을 의미한다. 따라서 만약 균열폭이 너무 크지 않으면, 그 영향 정도는 매우 크다고 할 수 있다. 균열면 사이에서 두 물체의 상대적인 수직방향 이동을 제한하는 장부력은 균열을 관통하는 하부 인장근에 의하여 발생하는 수직방향 저항력을 의미한다. 따라서, 외부에 작용하는 전단력( $V_{ext}$ )과 이를 지지하는 전체요소의 평형조건은 식(2·1)과 같이 표현할 수 있다.

$$V_{ext} = V_{cz} + V_{ay} + V_d + V_s \quad (2 \cdot 1)$$

부재의 종류에 따라 지배하는 전단력 지지요소의 형태는 다르게 나타나며, 더욱이 개개 요소의 상대적인 크기는 하중단계에 크게 의존한다. 따라서, 휨균열 발생 이후에는 내부응력이 재분배되어 골재의 상호작용 및 장부작용에 의하여 어느 정도의 전단력이 지지된다. 또한, 경사방향 균열 발생 이전에는 전단철근의 기여도가 적으나, 그 이후에는 기여도가 증가하게 되므로 상기한 모든 개개 요소들이 전단력을 지지하는데 효율적으로 참여한다. 따라서, 경사방향 균열 이후의 거동, 파괴형태 및 하중은 모든 지지요소의 기여도, 파괴시점 및 응력의 재분배 정도에 따라 결정된다.

### 3) 파괴양상

식 (2·1)에서 보는 바와 같이 최대 주인장응력의 크기 및 방향, 경사방향 균열의 발생정도는 휨 및 전단응력의 상대적 크기에 영향을 받는다.

만약, 단순하게 휨 및 전단응력( $\sigma$  및  $\nu$ )이 각각  $\frac{M}{b_w d^2}$  및  $\frac{V}{b_w d^2}$  에 비례하여 작용한다면, 전단 응력에 대한 휨응력의 비는 식(2·2)와 같다.

$$\frac{F_1 M}{b_w d^2} / \frac{F_2 V}{b_w d} = \frac{F_3 M}{V d} \quad (2 \cdot 2)$$

여기서  $F_1 F_2 F_3$ : 비례상수

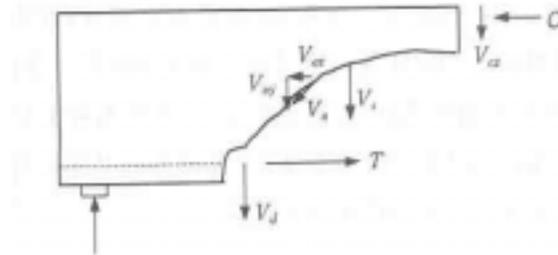


Fig. 2 Internal forces along diagonal crack

식 (2·2)는 상수  $\frac{M}{Vd}$ 가 경사 방향 균열의 발생, 진전, 및 하중에 심각한 영향을 미치고 있음을 나타내고 있다. Fig. 3(a)와 같이 집중 하중을 지지하는 보에서는  $\frac{M}{Vd}$ 는 전단스팬( $a$ )이라 하며, 또한  $\frac{M}{Vd} = a/d$ 를 전단 스패-춤 비라 한다.

철근콘크리트 보의 대표적인 전단파괴 양상 및  $a/d$ 의 영향을 2점 가력 조건의 전단철근이 없는 단순지지 보에 의해 설명된다.

(1) 춤이 매우 깊은보( $a/d < 1$ ):  $a/d < 1$ 인 보에 나타나는 경사방향 균열은 붕의 하중지지 기구를 아치구조(tied-arch)로 전환시키는데, 이러한 아치 구조는 인장하중을 지지하는 하부 주근의 항복이나 정착부의 파괴 또는 압축부위의 파괴로 말미암아 궁극적인 파괴가 발생한다.

(2) 스패이 짧은 보( $1 < a/d < 2.5$ ): 일반적으로  $1 < a/d < 2.5$  정도인 보는 사인 장균열, 특히 휨-전단균열에 의하여 파괴가 발생하는 것이 보통인데, 구체적으로 ① 균열부위 위로 남아 있는 비균열 콘크리트 단면의 압괴(전단

-압축파괴, Fig. 3(b), ② 주근을 따라서 발생하는 2차 균열로 인한 부착 및 정착부위의 파괴(전단-인장파괴, Fig. 3(b))형태로 나타난다.

(3) 상대적으로 스패인이 짧은 보, 즉  $a/d < 2.5$ 인 보는 하중 작용점 및 지지점 부근에 발생하는 수직 압축응력이 경사방향 전단강도를 상당히 증가시키므로, 이러한 효과를 포함하는 보를 춤이 큰 보라 한다.

(4) 보통의 보( $a/d > 2.5$ ) :  $a/d > 2.5$  인 보의 파괴는 휨 혹은 전단에 기인한다. 휨파괴를 구분할 수 있는 기준값  $a/d$ 는 인장 철근비 및 항복강도, 콘크리트의 압축강도 등에 의하여 결정되나, 대개의 경우  $a/d > 6$  이 되면 휨파괴가 지배한다.  $2.5 < a/d < 6$ 인 보에서 휨균열은 초기하중단계에서부터 발생하며 휨 내력을 발휘하기 이전에 휨-전단 사인장균열에 의하여 파괴가 발생한다. 만약 전단철근이 없는 경우에는 Fig. 3(d)와 같이 사인장균열이 보 전체를 관통하는 갑작스러운 파괴를 유발한다. 이러한 형태의 파괴는 매우 취성적인 양상을 나타내므로, 전단철근을 추가 배치하여 전단-압축 혹은 휨 파괴를 유도하도록 하여야 한다.

이외에도 I형 보와 같이 얇은 웨브를 갖는 전단철근이 배치된 부재의 파괴는 Fig. 3(d)와 같이 경사방향 웨브재의 압괴에 의하여 나타날 수도 있다.

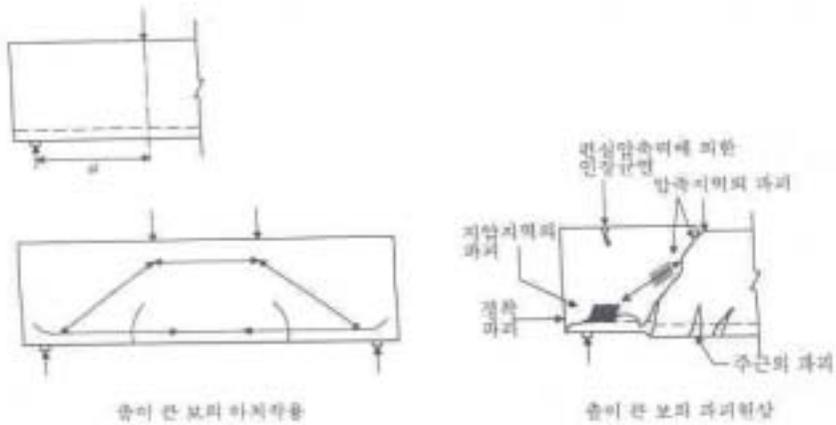
#### 4) 웨브 보강근의 역할

실험으로부터 측정된 전단철근의 변형률 분포는 사인장균열이 발생하기 이전까지는 무시할 정도임을 보여주고 있다. 따라서, 사인장 균열이 발생하는 시점 혹은 어느 위치에 발생하는 지에 대한 전단철근의 영향은 크지 않은 것으로 판단되어, 전단철근이 없는 보로부터 유도된 사인장균열강도 ( $V_{cr}$ )식은 어느 정도 정확도를 유지하고 있음을 알 수 있다.

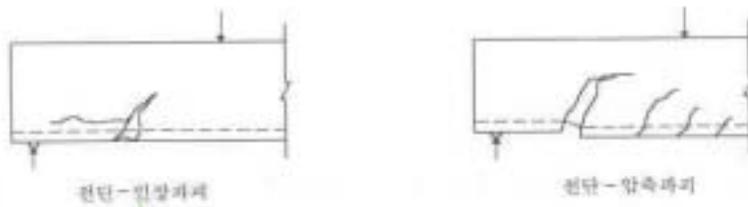
그러나 일단 사인장균열이 발생한 후에는 어느 정도의 전단력은 사인장 균열을 가로지르는 전단철근에 의하여 지지되기 시작하는데, 이 단계에서 4가지의 전단력지지 성분이 유효하게 작용하기 시작하므로 전단내력은 이

들의 합으로 표시된다. 따라서 전단철근의 역할은 ① 직접적으로 전단내력을 증가시킬 뿐만 아니라, ② 간접적으로는 경사방향 균열을 가로 질러 균열 폭이 더 이상 확대되지 않도록 하여 골재 상호작용을 유지하기도 하며, ③ 더 이상 균열이 압축지역으로 진전되는 것을 방지하며, 또한, ④ 전단철근 형태(U형)의 전단철근은 하부 주근의 변형을 제한하므로써 주근의 장부작용에 도움을 주며, ⑤ 충분히 배치된 웨브보강근은 보의 연성 파괴를 유도한다. 이외에도, ⑥ 웨브 보강근에 의하여 구속된(confined) 콘크리트는 향상된 압축강도 및 연성을 나타내기도 하며, 또한 ⑦ 웨브 보강근 자체도 장부작용을 유발시킬 수 있으며, ⑧ 아치작용을 구성하는 경사방향 압축재에 지압지역(bearing zone)을 제공하기도 한다.

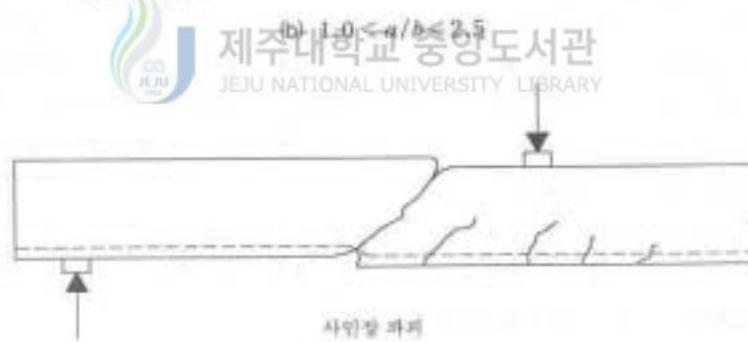
전단철근을 갖는 보는 보강근이 항복할 때 극한상태에 도달하므로 전단철근이 항복함에 따라 더 이상의 하중 증가는 없으나 균열이 심화되어 전단력지지 성분중 어느 하나 혹은 그 이상이 제 기능을 상실하므로써 파괴상태에 도달하게 된다. 따라서, 전단 보강근을 갖는 보의 전단강도 및 파괴양상은 콘크리트 압축강도, 주근비 및 전단 스패-츄비에 추가적으로 전단철근의 양, 배치 및 항복강도 등에 영향을 받는다. 만약, 웨브보강근의 양이 너무 적게 배치된 보의 파괴양상은 보강근이 없는 보와 마찬가지로 갑작스런 파괴를 유발한다. 특히, 적은  $\rho(Vd)/M$  비를 갖는 보의 경우에는 갑작스런 사인장균열의 발생 가능성이 높아 이러한 취성파괴를 배제하기 위하여 최소한의 웨브보강근이 필요하게 된다. 반면에 전단철근이 너무 과다하게 배치된 경우에는 웨브보강근의 항복 이전에 콘크리트 압축지역에 취성적인 전단-압축 파괴를 유발하게 되므로, 이러한 파괴를 배제하기 위하여 웨브보강근 양을 제한하여야 한다. 따라서 적절하게 배치된 웨브보강근을 갖는 보의 파괴는 전단철근이 항복함에 따라 점진적으로 발전되어, 파괴 이전에 균열 폭이 증대되는 등의 충분한 조기 파괴조짐을 나타내는 연성적인 양상을 취한다.



(a)  $a/b < 1.0$



(b)  $1.0 < a/b < 2.5$



(c)  $2.5 < a/b < 6.0$



Fig. 3 Shear failure modes

## 2. 전단저항기구

콘크리트 부재의 두 균열면 사이에 전단력을 전달하기 위하여 발생할 수 있는 대표적인 기구는 크게 두가지로 나눌 수 있다. Kani, Fenwick에 의해 제안된 전달기구는 전단철근이 없는 보의 거동을 설명하고 있으며, 트러스 모델(truss analogy) 보다 최근에 제안된 콘크리트 소성이론(concrete plasticity) 및 압축응력장 이론(compression field theory) 등은 전단철근이 충분히 배치되어 있는 보의 거동을 설명하고 있다. 전단철근이 없는 보에 있어서 콘크리트 소성이론 및 압축응력장 이론과 관련된 트러스 모델의 확장은 여러 문헌들에서 볼 수 있다.

전단철근이 없는 보의 전달기구를 구성하는 세가지 성분(비균열단면의 강도, 골재의 맞물림 작용, 장부작용)중 어느 하나가 유효하지 않으면 곧바로 극한상태에 도달한다. 이러한 보의 하부주근의 변형을 구속하는 전단철근이 존재하지 않으므로 장부작용의 기여도가 매우 낮다. 또한 경사방향 균열폭이 구속되어 있지 않아 하중이 증가함에 따라 점차적으로 골재의 맞물림 작용도 저하된다. 그러나 상대적으로 춤이 깊은 보에서는 경사방향 균열 발생 이후 아치작용으로 인하여 단면의 유효 전단력을 감소시키는 결과를 가져올 수 있다. 이와 같은 여러 불확실한 사실로 인하여 전단 보강근이 없는 보의 균열 발생후 강도 및 거동을 정확하게 예측하기는 어렵다.

이에 반하여 적당한 양의 전단철근을 갖는 경사방향 균열발생 이후에도 보강근이 항복상태에 도달할 때까지는 지속적으로 전단강도를 증가시킨다. 작용하는 전단력의 크기가 증가함에 따라 전달기구를 구성하는 네가지 성분(비균열단면의 강도, 골재의 맞물림 작용, 장부작용, 전단철근의 강도)의 기여도도 증가한다. 그리고 점차적으로 전단철근이 항복상태에 도달하면 균열폭이 확대되어 골재의 맞물림 작용이 감소하게 되고, 궁극적으로 쪼개짐이나 콘크리트 압축지역의 전단-압축 형태로 파괴된다. 이

와 같은 파괴 특성으로 인하여 전단철근을 갖는 보는 어느 정도 연성거동을 나타낸다.

### 3. Kani의 이론

1964년 Kani는 휨균열이 이미 존재한 상태에서 전단하중을 지지하는 철근콘크리트 보의 하중저항 기구를 설명하기 위하여 머리빗(comb)모형을 제한하였다. Fig. 4에서와 같이 이러한 모델은 콘크리트 비균열 단면을 머리빗의 등뼈를 표시하고 있으며, 휨 균열사이의 콘크리트 부분은 머리빗의 이(tooth)로 이상화하고 있다. 하부 철근에 발생하는 부착력은 캔틸레버 이(tooth)에 휨응력을 유발하고, 이로 인한 단부의 휨모멘트가 이(tooth)를 파괴할 만큼 클 때 사인장균열이 발생한다고 간주하였다.

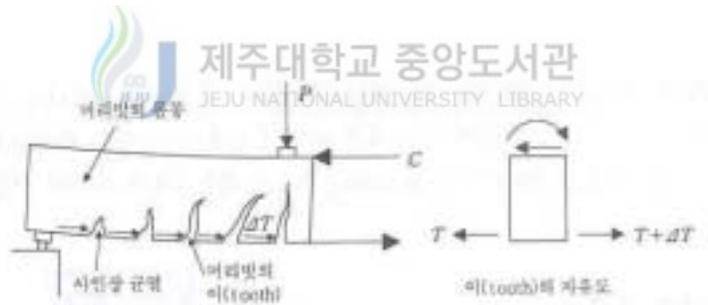


Fig. 4 Shear mechanism of reinforced concrete beam by Kani

Kani의 모델은 전단철근이 없는 부재의 전단거동에 대하여 여러 가지 면을 이해할 수 있도록 한다. 전단철근이 없는 스패-춤비가 큰 보의 사인장균열이 발생한 이후에 갑작스럽게 파괴되지만, 스패-춤비가 작은 보의 사인장균열이 발생된 후에도 하중의 증가를 나타낸다. 이러한 부재에서 머리빗의 등뼈는 이(tooth)가 파괴한 후에도 하중을 지지할 수 있는 강한 아치를 형성하기 때문이다.

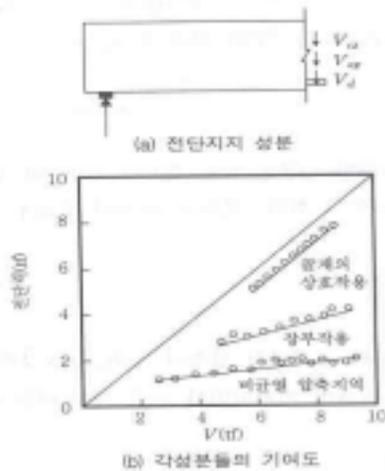


Fig. 5 Shear-resisting components

Kani의 모델은 기본적으로 골재의 맞물림 작용과 같이 휨균열을 가로질러 전달되는 전단응력의 효과를 고려하고 있지 않으므로 많은 연구자들은 어느 정도의 전단이 휨균열을 통하여 전달될 수 있는가에 새로운 의문을 가지게 되었다. 따라서, 이를 결정하기 위한 수많은 실험을 수행하기에 이르렀는데 실험결과에 의하면, 종래의 생각과는 달리 파괴직전까지 비균열압축지역에 의하여 저항되는 전단력은 전체전단력의 25%정도에 불과하다는 사실을 알게 되었다(Fig. 5). 다시 말하면, 대부분의 전단력은 비균열압축지역보다는 Fenwick 및 Panlay가 설명하고 있는 골재의 맞물림작용 및 하부인장근의 장부작용에 의하여 저항되는 것으로 나타났다.

#### 4. 트러스 개념

1899년 Ritter는 철근콘크리트 보에 Fig. 6(a)와 같은 트러스모델을 적용하여 균열발생 후 나타날 수 있는 힘의 흐름을 설명하고자 노력하였다. 콘크리트의 사인장 압축응력장은 트러스의 경사방향 부재로 작용하여, 전단철근은 수직 인장재로 작용한다. 또한 트러스의 하현재는 하부 주근으

로 대치된 반면에 보의 휨 압축력은 상현재 역할을 한다.

또한, 1902년 Mörsch는 보다 상세한 트러스 모델을 Fig. 6(b)와 같이 제시하였다. Mörsch의 트러스 모델에 의하면 경사방향 압축응력장은 고려하고자 하는 전단철근 최상단에서 다음 전단철근의 하부까지 반드시 연결될 필요가 없으며 또한, 경사방향 부재를 구성하는 압축응력장에 대하여 불연속적인 형태보다는 연속적인 형태를 취하고 있다.

Ritter와 Mörsch는 기본적으로 균열 콘크리트의 인장강도를 무시하고 있으며 균열발생 후 경사방향 압축응력도는  $45^\circ$ 로 작용한다고 가정하였다. Ritter와 Mörsch가 사용한 평형조건은 Fig. 7에 요약되어 있다. 전단응력도가 유효 전단면적( $b_wjd$ )에 걸쳐 균등하게 분포되어 있다고 가정하면, 요구되는 주압축 응력의 크기는 Fig. 7(b)의 자유 물체도로부터 얻어질 수 있다. 전체 경사방향 압축력  $\sigma_2 b_wjd/\sqrt{2}$ 는  $\sqrt{2}V$ 와 같아야 하므로, 주압축 응력은 식(2·3)과 같다.

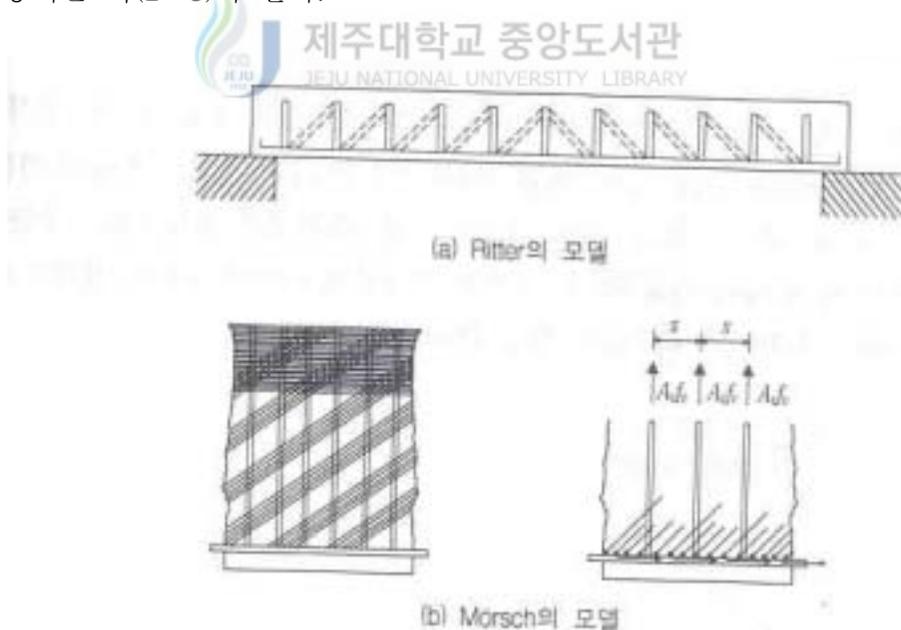


Fig. 6 Truss model

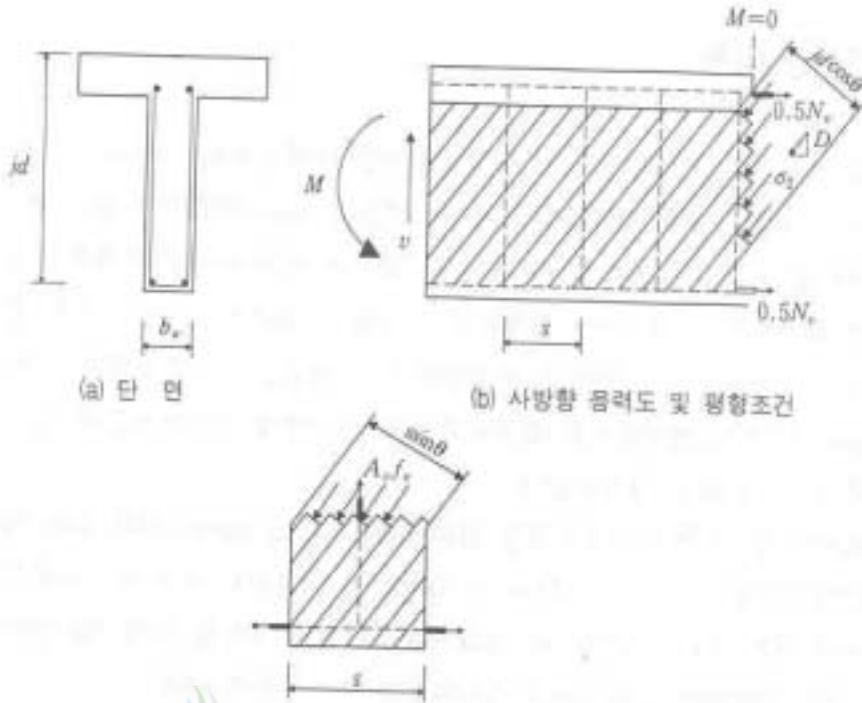


Fig. 7 Equilibrium of forces on truss model

$$\sigma_2 = \frac{2V}{b_w j d} \quad (2 \cdot 3)$$

또한 경사방향 압축력의 길이방향 성분은  $V$ 와 같아야 하며, 이 힘은 주근에서 발생하는 동일한 인장력  $N_v$ 에 의하여 상쇄되어야 한다. 전단에 의하여 유발된 주근의 인장력은 식(2·4)와 같다(Fig. 7(b)).

$$N_v = V \quad (2 \cdot 4)$$

Fig. 7(c)의 자유 물체도로부터 경사방향 압축력  $\sigma_2 b_w j d / \sqrt{2}$ 의 수직성분  $\sigma_2 b_w j d / \sqrt{2}$ 는 전단철근에 발생하는 인장력  $A_v F_v$ 에 의하여 지지되어야 하

며 이는 식(2·5)와 같다.

$$\frac{A_v F_v}{s} = \frac{V}{jd} \quad (2 \cdot 5)$$

여기서,

$A_v$  : 전단철근단면적

$s$  : 전단철근간격

$f_v$  : 전단철근응력

한편, 경사방향 부재의 경사각도를  $45^\circ$  이외에 다른 변화하는 각도  $\theta$ 로 표시한 유사 접근 방법을 변각 트러스 모델(variable angle truss model)이라 하는데  $45^\circ$  트러스 모델과 마찬가지로 아래와 같이 관련식을 유도할 수 있다. 실제 경사방향 압축응력장의 경사각도는 주근량, 전단철근량 및 작용 하중크기 등에 따라 변화하므로 주어진 조건에서 이러한 각도를 정확히 결정하는 것이 부재의 전단거동을 정확하게 예측하는 핵심사항이 된다.

$$\sigma_2 = \frac{V}{b_w jd} \frac{1}{\sin \theta \cos \theta} \quad (2 \cdot 6)$$

$$N_v = V \cot \theta \quad (2 \cdot 7)$$

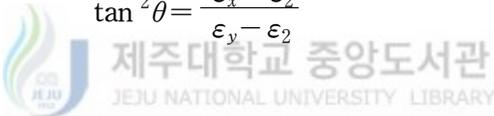
$$\frac{A_v f_v}{s} = \frac{V}{jd} \tan \theta \quad (2 \cdot 8)$$

## 5. 압축응력장 이론

다양한 각도를 갖는 변각 트러스모델의 평형방정식을 부재설계에 적용하기 위해서는 경사방향 압축응력장의 경사각도  $\theta$ 를 결정하여야 한다. 1992년 Wagner는 얇은 웨브를 갖는 금속보의 좌굴 발생 후 전단지지 거

등을 연구하는데 있어서 이와 유사한 문제를 취급한 바 있는데, 좌굴 발생 후 얇은 웨브는 더 이상 압축력에 저항할 수 없으므로, 외부 작용 전단력은 경사방향 인장응력장에 의해서만 지지된다고 가정하였다. 경사방향 인장응력장의 경사각을 결정하기 위하여 Wagner는 계의 변형 조건을 고려하였으며, 경사방향 인장응력장의 경사각은 주인장 변형률의 경사각과 일치한다고 가정하였다.

이러한 Wagner는 접근방법을 인장응력장 이론(tension field theory)이라 하며 이를 콘크리트에 적용하면 균열발생 후 콘크리트는 더 이상 인장력에 저항하지 못하므로 전단력은 경사방향 압축응력장에 의해 지지된다고 가정 할 수 있다. 이렇게 하여 유도된 경사방향 압축응력장의 경사각은 식(2·9)와 같이 표현되며, 압축응력장 이론의 핵심사항이 된다.

$$\tan^2 \theta = \frac{\epsilon_x - \epsilon_2}{\epsilon_y - \epsilon_2} \quad (2 \cdot 9)$$


여기서,  $\epsilon_x$  : 수평방향 변형률(인장, +)

$\epsilon_y$  : 수직방향 변형률(인장, +)

$\epsilon_z$  : 주압축 응력

경사각  $\theta$ 에 대한 식 (2·9)는 3개의 변형률( $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_y$  및  $\epsilon_z$ ) 사이의 적합 조건으로 생각할 수 있다. 3방향에서의 변형률을 모두 알고 있으면 기하학적 조건을 설명하는 모아의 원(Moht's circle)을 사용하여 원하는 방향에서의 변형률을 산정할 수 있다. Fig. 8은 이를 요약 설명하고 있다.

모아의 원으로부터 웨브에 작용하는 주인장 변형률 및 전단 변형률은 식 (2·10), 식(2·11)과 같다.

$$\epsilon_1 = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_2 \quad (2 \cdot 10)$$

$$\gamma_{xy} = 2(\epsilon_x - \epsilon_2) \cot \theta \quad (2 \cdot 11)$$

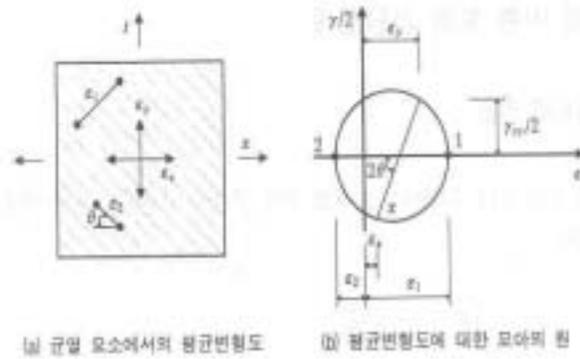


Fig. 8 Strain compatibility of web

압축응력장 이론은 이러한 변형률 적합조건에 의하여 사인장균열의 경사각을 결정하고 있으며, 동시에 주어진 경사방향에서의 압축 및 인장력, 수직 보강근력 사이의 평형조건에 의하여 부재의 전체 응력-변형률 응답을 결정한다. 균열 발생 후 균열면에 발생하는 국부 응력상황을 직접적으로 취급하기 보다는 균열지역과 비균열지역에 발생하는 응력상황을 평균적으로 취급하고 있으며, 후에 균열면에 발생하는 국부응력 상황만을 별도로 검토하는 간접적인 방법을 포함하고 있다. 또한 이를 위하여 균열방향은 하중의 크기에 따라 변화하며, 주응력 방향은 주 변형방향과 일치한다는 기본가정을 전제로 하고 있다. 그러나 이러한 방법은 주어진 변형률에 해당하는 응력을 결정하고 최대 응력을 한정하는 재료의 구성모델과 연결되어야 하는데, 압축응력장 이론은 인장-압축 상태의 응력상황을 고려하고자 하는 방향의 압축변형률 및 이에 수직한 방향의 인장변형률의 함수로 표시하고 있다. 이러한 균열 콘크리트의 재료모델은 수많은 철근콘크리트 전단패널 실험결과로부터 유도된 합리적인 콘크리트 응력-변형률 관계로서 주인장 변형률의 크기에 따라 압축강도가 저하하는 연화현상 (softening of compression strength)을 종래와는 달리 간편식으로 표현하고 있다.

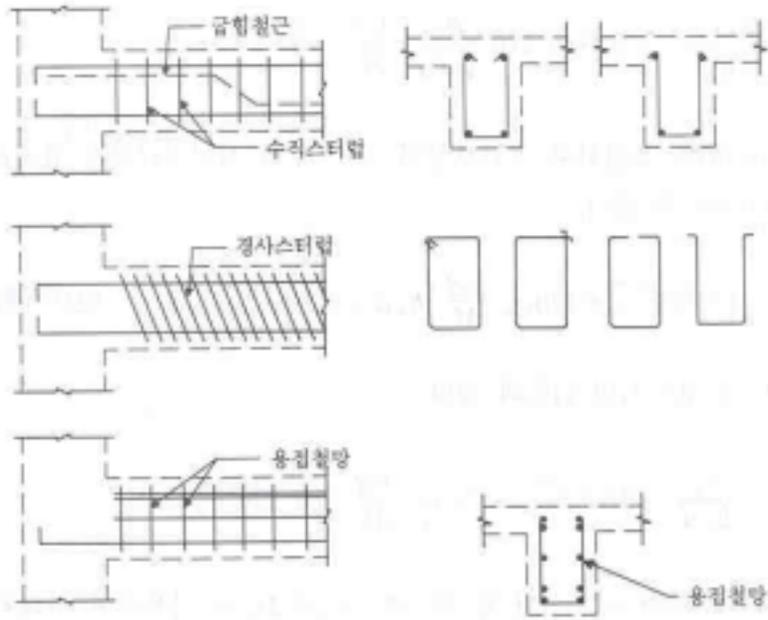


Fig. 9 Shear reinforcement types  
 제주대학교 중앙도서관  
 JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

## 6. 기준에 따른 보의 전단설계

### 1) 콘크리트 전단

여러 기준에서는 웹-전단 균열이 발생하는 평균 전단응력을 식(2·12)와 같이 표현하고 있다.

$$v_{cw} = \frac{V_{cw}}{b_w d} = 0.93 \sqrt{f_{ck}} \quad (2 \cdot 12)$$

예측하기 어려운 복잡한 거동을 결합하는 휨-전단균열하중을 결정하기 위하여 기준에서는 많은 실험결과에 근거하여 아래와 같이 제시하고 있다. 만약, 사인장균열이 발생하는 위치에서 주인장응력이 콘크리트 인장강도( $\sigma_{ct}$ )와 같다고 하면, 관계식은 식(2·13)과 같이 표현할 수 있다.

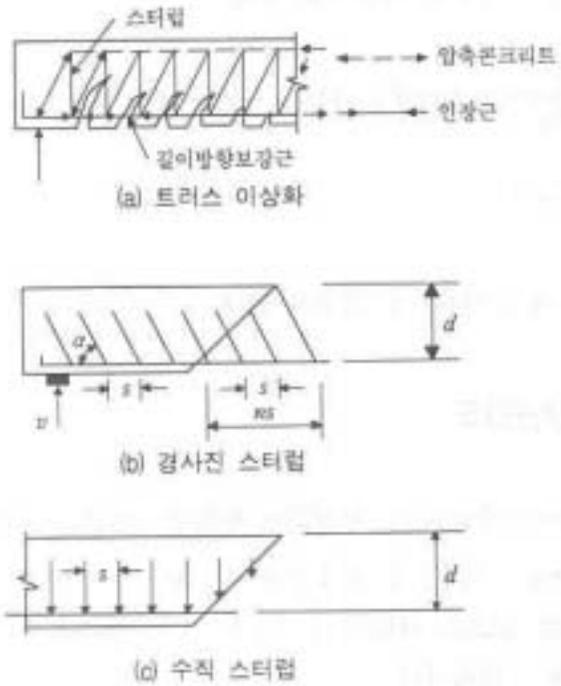


Fig. 10 Strength of shear reinforcements

$$\sigma_{ct} = \frac{1}{2} \sigma_x + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \sigma_x\right)^2 + v^2} \quad (2 \cdot 13)$$

또한 휨인장응력( $\sigma_x$ )이 주근의 응력( $\sigma_s$ )에 비례하고 전단응력( $v$ )이 평균 전단응력에 비례한다고 가정하면, 전단응력은 식(2·14)와 같다.

$$\sigma_x \propto \frac{\sigma_s}{n} = F_1 \frac{M}{n \rho_w b_w d^2}$$

$$v = F_2 \frac{V}{b_w d} \quad (2 \cdot 14)$$

여기서,  $F_1$ ,  $F_2$  : 비례상수

$E_s$ ,  $E_c$  : 보강근 및 콘크리트의 탄성계수

$$n = E_s / E_c$$

$\rho_w$  : 인장철근비 ( $A_s/b_wd$ )

식 (2·14)에서  $\sigma_x$ 와  $v$ 를 대입하고  $\sigma_{ct}$  및  $E_c$ 를  $\sqrt{f_{ck}}$ 의 함수로 표시하면 식 (2·14)는 식(2·15)와 같이 두 개의 변수로 나타낼 수 있다.

$$X = \rho_w \frac{Vd}{\sqrt{f_{ck}}} M, \quad Y = \frac{V}{b_w d} \sqrt{f_{ck}} \quad (2 \cdot 15)$$

실험결과를 근거로 하여 X 및 Y에 대한 상관관계를 표시하면 식(2·16)과 같다.

$$\frac{V_{cr}}{b_w d} \sqrt{f_{ck}} = 0.50 + 176 \frac{\rho_w}{\sqrt{f_{ck}}} \frac{Vd}{M} \quad (2 \cdot 16)$$

다시 식 (2·12)와 (2·16)을 조합하여 전단보강이 없는 보의 사인장균열을 표시하는 공칭전단강도를 식(2·17)과 같이 나타낼 수 있다.

$$V_c = (0.50\sqrt{f_{ck}} + 176 \rho_w \frac{Vd}{M}) b_w d \leq 0.93\sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (2 \cdot 17)$$

이를 전단응력  $V_c$ 로 표시하면 식(2·18)과 같다.

$$v_c = \frac{V_c}{b_w d} = 50\sqrt{f_{ck}} + 176 \rho_w \frac{Vd}{M} \leq 0.93\sqrt{f_{ck}} \quad (2 \cdot 18)$$

이와 같은 배경에서 기준에서는  $Vd/M$ 대신에  $V_u d/M$ 을 사용하여 식(2·19)와 같이 다시 표시하고 있으며, 반곡점에서는 모멘트가 0이므로 이러한 지역의 전단응력  $V_c$ 를 제한하기 위하여 최대  $V_u d/M$ 값을 1.0으로 제한하고 있다.

$$v_c = \frac{V_c}{b_w d} = 50\sqrt{f_{ck}} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \leq 0.93\sqrt{f_{ck}} \quad (2 \cdot 19)$$

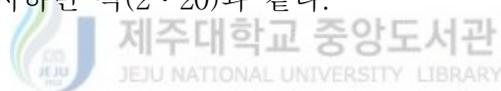
$$\frac{V_u d}{M_u} \leq 1,0$$

여기서  $V_u, M_u$ : 계수전단력 및 모멘트 하중

## 2) 보강근의 전단강도

Fig. 9와 같이 전단철근은 ① 부재축에 수직인 전단철근, ② 하부 주근과 45° 혹은 그 이상의 각도를 갖는 경사진 전단철근, ③ 용접철망, ④ 30° 혹은 그 이상의 각도를 갖는 벤트근, ⑤ 전단철근과 벤트근의 조합 등으로 나타낼 수 있다. 이중 가장 널리 사용되는 전단철근 형태는 부재축에 수직인 U자형 전단철근이다.

전단철근을 갖는 보의 강도는 식 (2·1)로 나타낼 수 있으며 다시 공칭 전단강도로서 표시하면 식(2·20)과 같다.



$$V_n = V_c + V_s \quad (2 \cdot 20)$$

여기서,  $V_c$ : 파괴시 콘크리트에 의해 지지되는 전단력(=  $V_{cz} + V_{ay} + V_d$ )

$V_s$ : 파괴시 보강근에 의해 지지되는 전단력

비록  $V_c$ 성분의 상대적인 크기는 하중단계, 균열정도에 따라 변화하나 이들의 합은 사인장 균열발생 하중과 일치하는 일정한 값으로 가정할 수 있다.

전단철근에 의해 지지되는 전단력  $V_s$ 는 다음과 같이 산정할 수 있다. Fig. 10은 사인장 균열에 의하여 분리된 보의 한 부분을 나타내고 있다. 사인장균열과 부재축이 이루는 각도를  $\theta$ 라 하고 웨브보강근이 부재축에  $\alpha$ 의 각도를 가지고 s간격으로 배치되었다고 가정하자. 또한 전단철근 면

적을  $A_v$ , 작용하는 응력을  $\sigma_v$ 라 할 때 전단철근에 작용하는 수직력은  $A_v f_v \sin \theta$  이다. Fig. 10(b)로부터 사인장균열을 가로 지르는 전체  $n$ 개의 전단철근은 식(2·21)로 계산된다.

$$n = \frac{d(\cot \theta + \cot \theta)}{s} \quad (2 \cdot 21)$$

또한  $n$ 개의 전단철근에 작용하는 수직력은 식(2·22)와 같다.

$$V_s = n A_v f_v \sin \alpha = \frac{A_v f_v d}{s} \sin \alpha (\cot \theta + \cot \alpha) \quad (2 \cdot 22)$$

부가적으로 사인장균열 각도를  $45^\circ$ 라 하고 파괴시 전단철근이 항복상태에 도달한다고 가정하면 식 (2·22)는 식(2·23)과 같이 다시 표현할 수 있다. 그리고 전단철근의 항복에 대한 가정은 전단철근양을 제한하여 만족시킨다.



$$V_s = A_v f_y \frac{d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (2 \cdot 23)$$

한편  $\alpha=90^\circ$ 인 경우에 식 (2·23)은 식(2·24)와 같으며 이 식은 또한 전술한 트러스 모델로부터 유도된 식과 동일함을 알 수 있다.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2 \cdot 24)$$

만약, 전단철근이 하부 주근의 벤트 형태로 배치되었을 때 단일 혹은 그룹 벤트근이 지지하는 전단력은 식(2·25)와 같다.

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \quad (2 \cdot 25)$$

또한 이러한 벤트근은 경사진 부위의 3/4만이 유효한 것으로 간주한다.

### Ⅲ. 전단 거동의 실험

#### 1. 실험 계획

철근콘크리트 보에서 전단에 의한 역학적 거동을 파악할 목적으로 Table 1에서와 같이 총 16개의 시험체를 제작하여 실험을 실시하였다. 콘크리트의 압축 강도, 전단 경간비, 전단철근의 강도 및 지점의 조건을 실험 변수로 사용하였다. 콘크리트의 예상 강도는 210, 400, 600kgf/cm<sup>2</sup>를, 전단 경간비는 2와 3을, 강도가 4500과 9000kgf/cm<sup>2</sup>인  $\phi 10$ 의 전단철근을 시험체 별로 배근 간격을 정하였다. 또한 단면은 20×30cm장방형, 길이 240cm로 지점 조건을 단순지지와 연속지지 조건으로 구분하였으며, 휨에 의한 파괴를 막고자 4-D19로 배근하였다. 시험체는 Fig. 11과 같은 형태로 제작되었으며, 가력은 전단 경간을 고려하여 2점 재하를 실시하였다.

시험체에 콘크리트 타설과 동시에 콘크리트 압축 강도 측정용 공시체를 제작하여 시험체와 동일한 조건에서 양생을 실시하였다. 동일 콘크리트에 대하여 5개의 공시체를 제작하여 4주 후 실험시에 측정된 압축 강도를 Table 2에 나타내고 있다. 전단철근의 위치 고정을 위해  $\phi 10$ 인 압축철근을 사용하였다. 사용된 철근의 역학적인 특성을 Table 3에 나타내었다.

가력은 변위 제어에 의하였으며, 급격한 내력 저하가 일어나거나 파괴 정도가 너무 심하여 더 이상 하중가력이 불가능하다고 판단될 때까지 가력하였다. 하중은 프레임에 부착된 로드 셀에 의해 측정하였으며, 전단 구간 내에서 전단 철근의 변형을 측정하기 위하여 변형 게이지를 부착하였다. 시험체의 처짐을 측정하고자 Fig. 11에서 보는 바와 같이 L.V.D.T.를 설치하였으며, 이들을 데이터 로거에 연결시켜 일정한 시간 간격으로 하중, 변형을 및 변위를 측정하였으며, 매 하중 증가에 따라 시험체의 균열 양상을 육안으로 관찰 기록하였다.

Table1. Summary of specimens

specimen	$f_{ck}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	shear bar			$a/d$	support condition
		$s_v$ (cm)	$\rho_w$	$f_{yh}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		
L3NOO		-	0.0	-		
L3LNO		7	0.0112			
L3LWO	284	14	0.0056	3,500		
L3HWO		16	0.0049	9,000		
M3NOO		-	0.0	-		
M3LNO		7	0.0112		3.0	simple
M3LWO	585	14	0.0056	3,500		
M3HWO		16	0.0049	9,000		
H3NOO		-	0.0	-		
H3LNO		7	0.0112			
H3LWO	680	14	0.0056	3,500		
H3HWO		16	0.0049	9,000		
L2NOT	284	-	0.0	-		
L2LNT	284	7	0.0112	3,500	2.0	continue
L2LWT	284	14	0.0056			
L2HWT	284	16	0.0049	9,000		

\*L2NOO

- ┌ Spacing of shear bar : O(without shear bar), N( $s_v=7\text{cm}$ ), W( $s_v=14\text{cm}$ )
- └ Yield strength of shear bar :  
N( $f_{yh}=3500\text{kgf/cm}^2$ ), H( $f_{yh}=9000\text{kgf/cm}^2$ )
- └ Shear span ratio : 2( $a/d=2.0$ ),  
3( $a/d=3.0$ )
- └ Concrete strength : L( $f_{ck}=280\text{kgf/cm}^2$ ),  
M( $f_{ck}=580\text{kgf/cm}^2$ ), H( $f_{ck}=680\text{kgf/cm}^2$ )

Table 2. Concrete strength

Design strength (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cylinder strength (kgf/cm <sup>2</sup> )
210	284.2
400	585
600	679.6

## 2. 실험 결과 및 고찰

실험 결과를 Table 4에 요약하였다. Fig. 12는 시험체들의 파괴 양상을 나타내고 있다. 이들 파괴 양상들에서 보는 바와 같이 대부분의 시험체들에서 사인장 균열을 나타내었으며, 휨 주철근의 항복에 의한 휨 파괴가 선행하는 시험체들도 관찰할 수 있었다. 모든 시험체들은 전단에 의한 파괴가 선행되도록 설계되었으나, 예상된 전단 파괴 하중 보다 작은 값에서 파괴되었기 때문이라 사료된다.

또한, 지점 상태에 따른 영향을 고려하여 단순지지와 연속지지 조건에서의 시험체는 다른 거동을 나타내었으나, 전단 균열에 의한 파괴는 동일하게 나타났다. 전단 철근으로 과보강된 시험체는 주철근의 항복이나 압축축 콘크리트의 압괴에 의한 파괴 양상을 나타내기도 하였다.

Table 3. Mechanical properties of bars

bar	yield strength ( kgf/cm <sup>2</sup> )	strain at yield(%)	Young's modulus ( kgf/cm <sup>2</sup> )
D10	5,280	0.199	2.04×10 <sup>6</sup>
D19	4,976	0.252	1.95×10 <sup>6</sup>
φ10	3,520	0.243	1.9×10 <sup>6</sup>
φ10	9,040	0.235	1.97×10 <sup>6</sup>



Fig. 11 Test set-up of specimens



(a) M3LNO



(b) M3NOO



(c) H3NOO



(d) H3LWO



제주대학교 중앙도서관  
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

Fig. 12 Failure modes

(1) 지점에 상태에 따른 하중과 처짐 관계

Fig. 13은 하중과 처짐 관계를 나타내고 있다. 이 그림에서 전단 철근으로 보강되지 않은 시험체(Fig. 13(a))는 최대 내력 후에 급격한 전단 파괴를 일으킴을 볼 수 있다. 그러나 전단 철근으로 보강된 시험체는 전단에 대한 저항 능력이 증가하여 급격한 전단 파괴는 막을 수 있었으며, 휨에 의한 파괴가 지배하는 양상을 나타내고 있다.

지점은 양단 단순 지지와 연속지지 조건으로 구분되며, 그림에서 보는 바와 같이 지점 조건에 따라서 파괴 양상에 차이를 나타냈으며, 단순지지보에서는 전단 철근으로 보강에도 불구하고 급격한 전단 파괴를 일으켰다.

(2) 전단 내력에 영향을 미치는 요인 분석

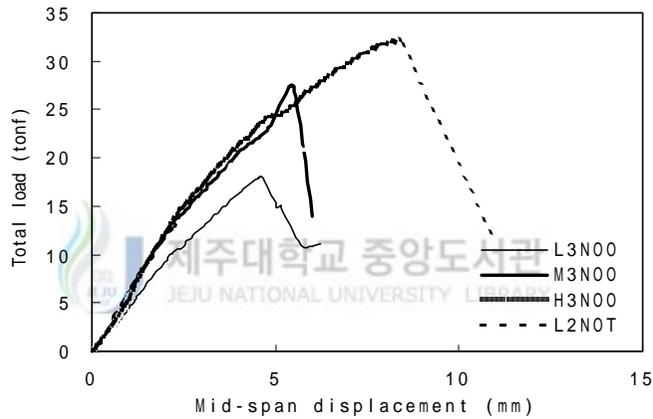
Fig. 14는 콘크리트 강도와 전단 내력과의 관계를 나타내고 있다. 이 그림에서 콘크리트 강도의 증가는 콘크리트가 분담하는 전단 내력의 증가로 전체적으로 전단 내력의 증가를 나타내었다. 그러나, 전단 철근과 콘크리트 강도를 동시에 증가시킬 경우에 전단 내력의 증가율은 둔화하는 경향이 나타났다. 이는 전단 철근에 의한 전단 내력의 분담율의 감소로 이해되나, 휨이 지배하지 않을 경우에는 전단 철근에 의한 전단 내력의 분담 정도가 크게 증가할 것으로 판단된다.

Fig. 15는 전단 철근비와 전단 내력과의 관계를 나타내고 있다. 전단 내력은 전단 철근으로 보강되지 않은 시험체의 전단 내력으로 무차원화 시켰다. 이 그림에서 전단 철근에 의한 보강은 전체적으로 전단 내력이 증가함을 알 수 있다. 그러나 전단 철근비를 0.005에서 0.011로 증가시킬 경우에 고강도 콘크리트 보를 제외한 기타의 시험체들에서 전단 내력의 증가를 거의 볼 수 없다. 이는 휨 철근의 항복이 전단 파괴를 선행하여 발생하였기 때문으로 고강도 콘크리트의 사용은 휨 주철근 항복을 지연시켜 전단 파괴를 일으킨 것으로 판단된다.

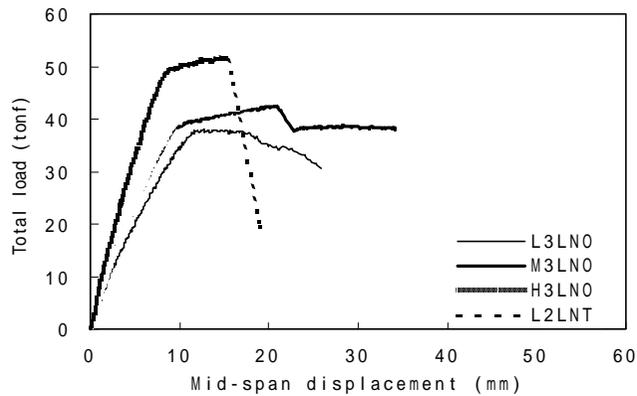
Table 4. Test results

specimen	$V_n$ (tonf)	ACI		$(V_n)_{\text{Test}}/(V_n)_{\text{ACI}}$	$(M_n)_{\text{Test}}/(M_n)_{\text{ACI}}$
		$V_n$ (tonf)	$M_n$ (tf · m)		
L3NOO	9.04	4.97	9.5	1.82	0.73
L3LNO	18.95	23.19	9.5	0.82	1.52
L3LWO	18.41	14.98	9.5	1.23	1.48
L3HWO	17.11	23.19	9.5	0.74	1.38
M3NOO	13.7	6.84	10.6	2.00	0.98
M3LNO	20.47	26.86	10.6	0.76	1.47
M3LWO	21.96	16.85	10.6	1.30	1.58
M3HWO	18.36	29.36	10.6	0.63	1.32
H3NOO	14.62	7.32	10.8	2.00	1.04
H3LNO	22.76	27.34	10.8	0.83	1.61
H3LWO	19.8	17.33	10.8	1.14	1.40
H3HWO	21.56	29.84	10.8	0.72	1.53
L2NOT	15.91	5.31	9.5	3.00	0.85
L2LNT	25.63	23.53	9.5	1.09	1.37
L2LWT	24.43	15.32	9.5	1.60	1.31
L2HWT	23.5	23.53	9.5	1.00	1.26

Fig. 16은 전단 철근의 항복 강도가 전단 내력에 미치는 영향을 비교하였다. 이 그림에서 전단 철근의 항복 강도는 전단 내력에 크게 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다. Fig. 16(b)는 배근 간격이 14cm이며, 항복 강도가 보통인 전단 철근이 부담하는 전단 내력으로 무차원화 시킨 것이다. 이 그림에서 보는 바와 같이 동일한 구속 지수에 대하여 전단 철근의 강도를 증가시키고 그 배근 간격을 줄일 경우에 전단 내력은 증가함을 알 수 있다. 즉, 전단 철근의 강도를 증가시키는 것보다는 배근 간격을 줄이는 것이 효율적으로 전단 내력을 증진시킬 수 있음을 알 수 있다.



(a) specimens without shear bars



(b) specimens with shear bars

Fig. 13 Load-deflection relation

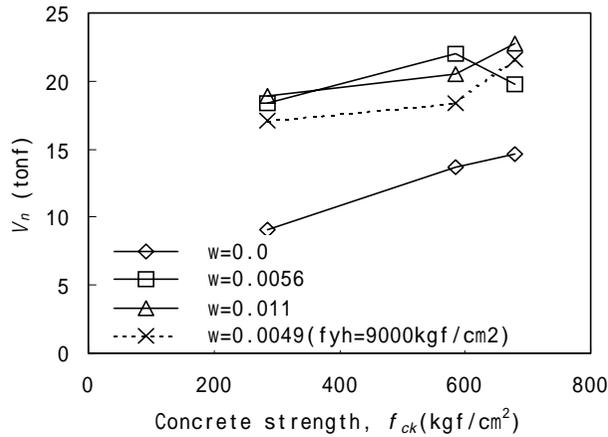


Fig. 14 Shear strength according to concrete strength

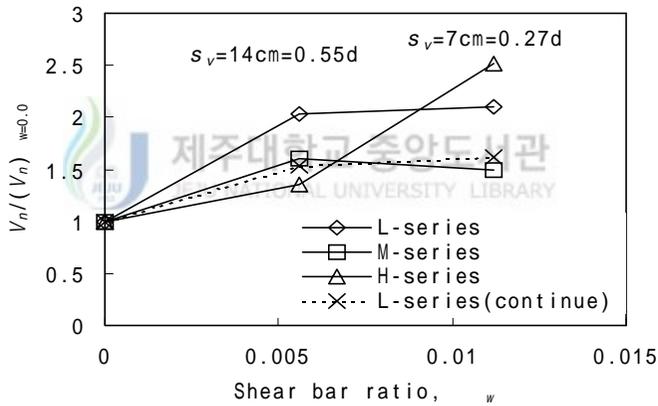


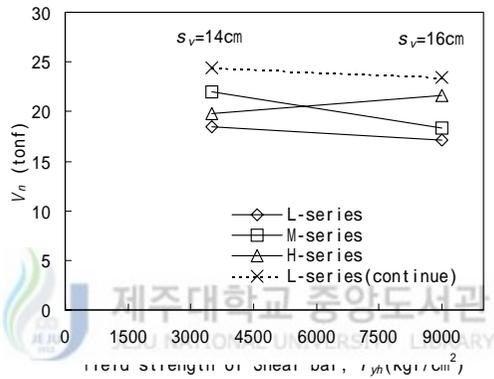
Fig. 15 Shear strength according to shear bar ratio

### (3) ACI 기준과의 비교

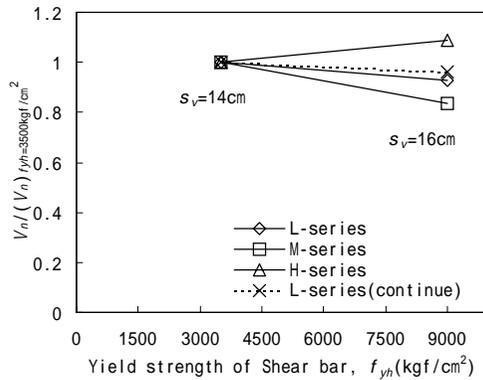
ACI 기준은 사용 전단 철근의 항복 강도를  $4000 \text{ kgf/cm}^2$  이하로 규정하고 있으며, 보통 강도의 콘크리트에 대한 실험식들을 고강도 콘크리트에 적용하여 설계에 반영하고 있다. 따라서, 이들이 변수인 본 실험에서 그 타당성을 ACI 기준과 비교하였다.

Fig. 17(a)는 휨내력을 비교하였다. 모든 시험체들은 ACI 기준보다 큰 모멘트 저항 능력을 가지고 있음을 볼 수 있다. 즉, 기준을 따르면 적절한 휨 내력 및

설계가 가능하다고 판단된다. Fig. 17(b)는 전단 내력을 비교하였다. 이 그림에서 전단 철근의 강도가  $4000\text{kgf/cm}^2$  이하인 시험체에서는 기준에서 정하는 전단 내력을 상회하나, 고강도 철근인 경우는 전단 내력이 기준 이하의 값을 보인다. 따라서, 전단 내력을 증진하기 위하여 전단 철근의 강도를 고강도화 하는 것은 바람직하지 않음을 알 수 있다. 이는 Fig. 17(c)에서 전단 철근만에 의한 전단 내력을 산정한 결과로부터 명확히 알 수 있다. 즉, 고강도 철근을 사용할 경우에 전단 내력은 기준 보다 작은 내력을 보임을 알 수 있다.

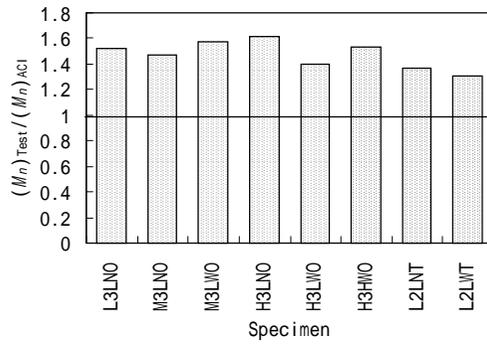


(a) dimensional shear strength

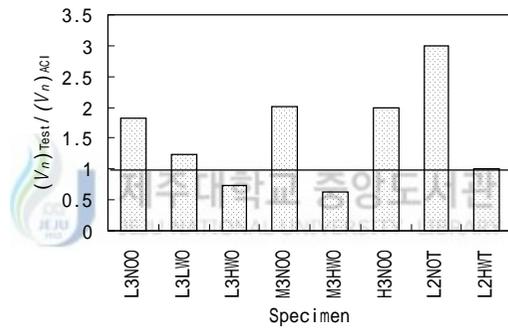


(b) dimensionless shear strength

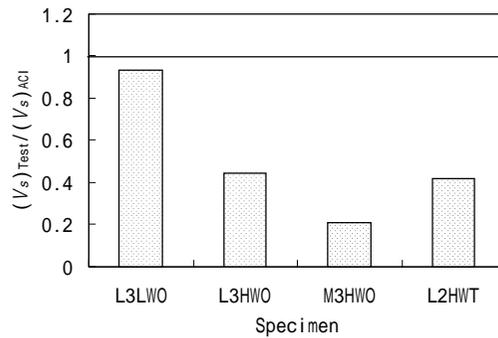
Fig. 16 Shear strength according to the yield strength of shear bars



(a) flexural capacity

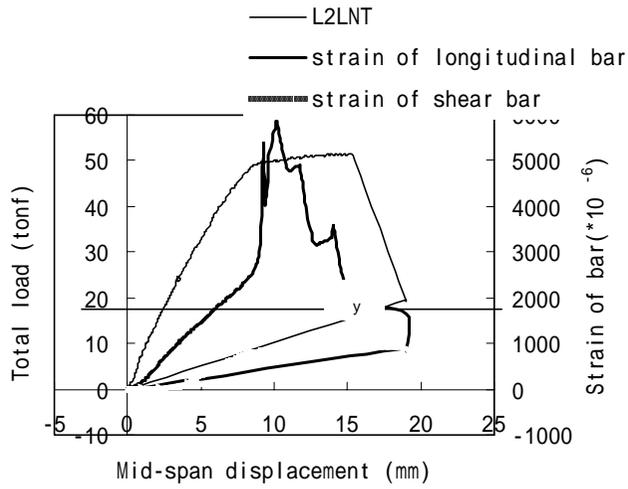


(b) shear capacity

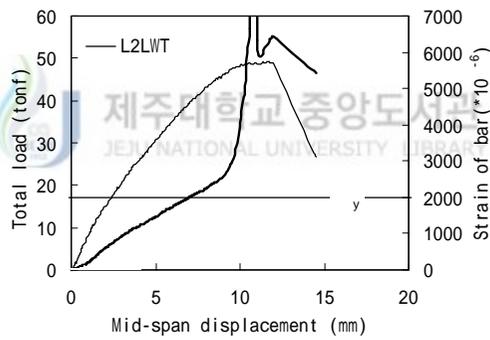


(c) shear contribution of shear bars

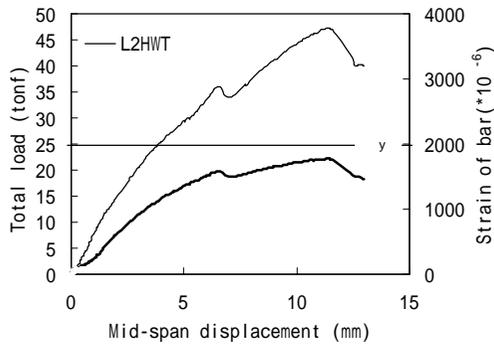
Fig. 17 Comparison with ACI code



(a) L2LNT



(b) L2LWT



(c) L2HWT

Fig. 18 Behavior of shear reinforcements

또한 Fig. 18은 각 시험체의 거동을 요약하고 있다. Fig. 18(a)에서 L2LNT 시험체는 주철근의 항복 후에 전단에 의한 파괴를 나타내고 있다. 그러나 전단 철근은 항복 이전에 있음을 볼 수 있다. 주철근의 항복이후에 급격한 내력의 저하를 보이지 않았으며, 오히려 힘에 의해 지배가 된 것으로 판단된다. (b)의 시험체 L2LWT는 지점이 연속지지 조건일 경우로 시험체가 최대 내력에 도달하기 이전에 주철근의 항복을 나타내었으므로 전단에 의한 급격한 파괴는 나타나지 않았다. 그러나 전단 철근은 항복하지 않은 것으로 미루어 전단 내력을 극대화시키지는 않은 것으로 판단된다. (c)의 시험체 L2HWT는 주철근과 전단 철근 모두 항복하지 않고 최대 내력에 달하였으며 최대 내력에 달하여 압축측 콘크리트의 압괴와 전단 파괴를 나타내었다.

## IV. 결 론

본 연구에서는 철근콘크리트 보의 전단 내력에 영향을 미치는 요인들을 근거로 콘크리트의 강도, 지점의 상태, 전단 철근의 강도 등을 변수로 총 16개의 시험체를 제작하여 실험을 실시하여 그 영향을 파악하였다. 실험 결과 대부분의 시험체들에서 사인장 균열을 나타내었으며, 휨 주철근의 항복에 의한 휨 파괴가 선행하는 시험체들도 관찰할 수 있었다. 실험 결과로부터 다음의 결론을 얻었다.

(1) 전단 철근으로 보강되지 않은 시험체는 최대 내력 후에 급격한 전단 파괴를 일으킴을 볼 수 있다. 그러나 전단 철근으로 보강된 시험체는 전단에 대한 저항 능력이 증가하여 급격한 전단 파괴는 막을 수 있었으며, 휨에 의한 파괴를 동반하였다.

(2) 콘크리트 강도의 증가는 콘크리트가 분담하는 전단 내력의 증가로 전체적인 전단 내력의 증가를 나타내었다. 그러나, 전단 철근의 배근양이 증가할수록 콘크리트 강도 증가에 의한 전단 내력의 증가율의 둔화를 나타냄을 볼 수 있다.

(3) 전단 철근에 의한 보강은 전체적으로 전단 내력의 증가를 나타내고 있다. 그러나 전단 철근비가 0.005에서 0.011로 증가시킬 경우에 고강도 콘크리트 보를 제외한 기타의 시험체들에서 전단 내력의 증가를 거의 볼 수 없었다. 이는 휨 철근의 항복이 전단 파괴에 선행하여 발생하였기 때문으로 고강도 콘크리트의 사용은 휨 주철근 항복을 지연시켜 전단 파괴를 일으켰기 때문이라 사료된다.

(4) 동일한 구속 지수에 대하여 전단 철근의 강도를 증가시키고 그 배근 간격을 줄일 경우에 전단 내력은 증가함을 볼 수 있다.

(5) 모든 시험체들은 ACI기준보다 큰 모멘트 저항 능력을 가지고 있음을 볼 수 있다. 즉, 기준에 의하여 적절한 휨 내력 및 설계가 가능하다고 판단된다. 그리고, 전단 내력을 증진하기 위하여 전단 철근의 강도만을 고강도화 하는 것은 바람직하지 않은 것으로 판단되었다.

## 참고문헌

- 1) R. C. Mathey, 1963, Shear strength of beam without web reinforcement containing deformed bars of different yield strengths. ACI journal.
- 2) G. N. J. Kani, 1964, The riddle of shear failure and it's solution. ACI journal.
- 3) T. C. Zsutty, 1971, Shear strength prediction for separate categories of simple beam tests. Vol. 62, No. 2.
- 4) H. S. Chung, 1983, Experimental Study on the Behavior of Reinforced High Strength Concrete Members Subjected to Bending Moments, Shear Force and Axial Force. Report of the Research Laboratory of Engineering Materials. Tokyo Institute of Technology.
- 5) Cusson, D. and paultre, P., 1995, Stress Strdin M. del For ConfinedHigh-Strength Concrete, Journal of Structural Engineening, ASCE.
- 6) Hansen, E. A., and Tomaszewicz, A. 1993, Effect of Confinement on the Ductility of Structural Members with High-Strenght Concrete, Proceedings of High-Strength Concrete, pp. 184-191.
- 7) Kent, D. C., Park, R., 1971, Flexural Members with Confined Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, VOL. 97, NO. ST7, pp. 1969-1990.
- 8) Mansur, M. A., Chin, M. S., and Wee, T. H., 1997, Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams, ACI Structural Journal, V. 94, No. 6, pp. 663-674.

- 9) Mohamed M. Ziard, David Haldane, and Atallah S. Kuttub, 1995, Flexural Behavior of Beams with Confinement, ACI Structural Journal, V. 92, No. 1, pp. 103-114.
- 10) Park, p., Priestly, M. J. N. , Gill, W. D., 1982, Ductility of Square-Confined Concrete, Columns, Journal of the Structural Division, VOL. 108, No. ST4, pp. 929-950.
- 11) Saatcioglu, M., Sala,at, A. H., and Razvi, S. R., 1995, Confined Columns Under Eccentric Loading, Journal of the Structural Engineering. ASCE, VOL. 121, No. 11, pp. 1547-1556.
- 12) Saatcioglu, M., Razvi, S. R., 1999, Confinement Model for High-Strength Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, VOL. 125, No. 3, pp. 281-289.
- 13) Soliman, M. T., Yu, c. W., 1967, Flexural Stress-Stain Relationship of Concrete Confines by Rectangular Transverse Reinforcement, Magazine of Concrete Research, VOL. 19, N. 61, pp. 223-238.
- 14) Surendra, O. Shah and Nijay Rangan, 1970, Effect of Reinforcements, on Ductility of Concrete , J. of the Structural Eng., ASCE, VOL. 96, No. ST6, pp. 1167-1184.
- 15) Yong, Y. K., Nour, M. G., Nawy, E. G., 1988, Behavior of Laterally Confined High-Strength Concrete Under Axial Load, Journal of Structural Engineering, ASCE, VOL. 114, No. 2, pp. 333-351.
- 16) Ziara, M. M., Halolane, D., Kuttub, A. S., 1993, Shear and Flexural Strength Rosuting from Coonfinement of the Compression Regions in Circular Section Structural Concrete Beams, Magazine of Concrete Research, V. 45, No. 164, pp. 221-219.
- 17) Moody, K.G. and Viest, I.M., 1954, "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Part I - Tests of Simple Beams," ACI Journal Proceedings, Vol. 51, No. 4, Dec. pp. 317~332.

- 18) Moody, K.G. and Viest, I.M., "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Part 2 - Tests of Restrained Beams, Without Web Reinforcements," ACI Journal, Proceedings, Vol. 51, Jan. 1955, pp. 417~436.
- 19) Mathey, R.G. and Watstin, D., "Shear Strength of Beams Without Web Reinforcement Containing Deformed Bars of Different Yield Strengths," ACI Journal, Proceeding, Vol. 60, No. 2.
- 20) Bresler B. and Scordelis, A.C., 1963, "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams," ACI Journal, Jan. pp. 183~207.
- 21) Bresler, B. and Pister, 1958, "Strength under Combined Stress," ACI Journal, Vol.. 55.
- 22) Zsutty, T.C., 1968, "Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data," ACI Journal, Nov. pp. 943~951.
- 23) Zsutty, T.C., 1971, "Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests," ACI Journal, Feb. pp. 138~143.
- 24) Mattock, A.H., 1969, "Diagonal Tension Cracking in Concrete Beams with Axial Forces," ASCE, Sept. pp. 1887~1900.
- 25) Mattock, A.H. etc., 1971, "Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams With Axial Force," ASCE, pp. 2277~2297.
- 26) Mattock, A.H. and Zuhua Wang, 1984, "Shear Strength of Reinforced Concrete Members Subjected to High Axial Compressive Stress," ACI Journal, pp. 287~289.
- 27) Smith, K.H. and Vantsiotis, A.S., 1982, "Shear Strength of Deep Beams," ACI Journal.
- 28) Mphonde, A.G. and Franze, G.C., 1984, "Shear Tests of High and Low Strength Concrete Beams Without Stirrups," ACI Journal, pp. 350~357.
- 29) Mphonde, A.G. and Frantz, G.C., 1985, "Shear Tests of High and Low Strength Concrete Beams With Stirrups," ACI SP-87, pp. 350~357.

- 30) Elzanaty, A.H., Nilson, A.H., and Slate F.O., "Shear-Critical High-Strength Concrete Beams," Report No. 85-1, Dept. of Structural Eng., Cornell Univ., Ithaca, NY, No. 4:216.
- 31) Ahmad, S.H. and Lue, D.M., 1987, "Flexural-Shear Interaction of Reinforced High-Strength Concrete Beams," ACI Structural Journal, 84(4), pp. 330~340.
- 32) Mphonde, A.G., 1989, "Use of Stirrup Effectiveness in Shear Design of Concrete Beams," ACI Structural Journal, 86(5), pp. 541~545.
- 33) 荒川 卓 D. 落合正雄, 1980, 鐵筋 斷抵抗 機構 關 研究, 第2回 工學年次 講演會講演論文集, pp. 441-444.
- 34) 은 희창 외 4인, 2000, 철근콘크리트 구조설계, 태림문화사.
- 35) 박 기철, 1992, 고강도 철근콘크리트 부재의 내력 및 변형 성상에 관한 실험적 연구, 중앙대학교 대학원 박사학위논문.
- 36) 기진호, 2001, 전단철근의 철근콘크리트 보의 연성에 미치는 영향에 관한 실험적 연구, 제주대학교 산업대학원 석사학위 논문
- 37) 이영재, 1995, 전단철근이 있는 고강도 및 보통강도 철근콘크리트 보의 전단거동에 미치는 영향에 관한 실험적 연구, 경상대학교 농공학과 박사학위 논문
- 38) 김제원, 1995, 고강도 철근콘크리트보의 전단거동에 관한 연구, 전남대학교 석사학위 논문
- 39) 윤석훈, 1991, 고강도 전단 보강근을 사용한 철근콘크리트 보의 전단성상에 관한 실험적 연구, 중앙대학교 건설대학원 석사학위 논문
- 40) 홍경옥, 1999, 전단철근비 및 압축강도에 따른 철근콘크리트보의 전단 강도 및 전단피로해석, 서울대학교 토목공학과 박사학위 논문
- 41) 박연동, 1993, 고강도 철근콘크리트 보의 전단강도에 관한 연구, 한국과학기술원.
- 42) 염환식, 1993, 전단 보강근이 없는 철근콘크리트 보의 전단거동에 관한 연구, 전남대학교 석사학위 논문.

- 43) 부척량 외 1인, 철근콘크리트 보의 변형성상에 관한 연구, 공업기술연구지, 전남대학교 석사학위 논문
- 44) 권영호, 이광수, 오정근, 1989, 전단보강이 없는 고강도 철근콘크리트 보의 전단 역학적 거동에 관한 연구, 한국콘크리트 학회지.
- 45) 권영호, 이광수, 오정근, 신성우, 1989, 전단보강이 있는 고강도 철근 콘크리트 부재의 전단강도에 관한 연구, 한국건축학회 학술발표 논문집.
- 46) 권영호, 1990, 고강도 철근콘크리트보의 전단거동에 관한 연구, 한양 대학교 대학원 석사학위 논문
- 47) 한국콘크리트학회, 1994, 최신콘크리트공학.
- 48) 고광일, 1990, “고강도 철근콘크리트 보의 전단 강도에 관한 연구,” 전남대학교 대학원 토목공학과 박사학위논문.
- 49) 신성우, 이광수, 권영호, 오정근, 1990, “전단보강이 없는 고강도 철근 콘크리트 보의 전단역학적 거동에 관한 연구,” 콘크리트 학회지, 제2권 1호, pp. 91~100.
- 50) 윤영수, 1994, “철근콘크리트 보의 고강도화에 따른 전단 거동에 관한 연구,” 콘크리트 학회지, 제6권 6호, pp. 190~198.

## 감사의 글

논문이 완성되기까지의 세심한 배려와 정성으로 지도하여 주신 서일교 지도교수님께 깊은 감사를 드립니다.

또한 실험과정을 처음부터 끝까지 함께 지켜봐 주시고 지도 하여주신 은희창 교수님과 알찬 논문이 될 수 있도록 세심하게 지도 하여주신 김태일 교수님, 박철민 교수님, 최동호교수님, 나수연교수님께 존경과 감사의 마음을 드립니다.

그 동안 어려운 여건 속에서도 학업에 정진 할 수 있도록 서로 격려를 아끼지 않았던 신영진, 장원영, 김봉수, 하성훈 동기생과 선후배 원생 여러분께 진심어린 고마움을 전합니다.

끝으로 항상 변함없는 마음으로 내조해준 아내 정 순옥과 아들 철후 그리고 딸 유미의 격려가 있었기에 가능한 일이었음을 다시 한번 감사하게 생각하며 이 조그마한 기쁨을 사랑하는 주위의 모든 가족 여러분과 함께 하고 싶습니다.

2002년 12월

김 창 희 드림