

碩士學位論文

鐵筋콘크리트 보의 剪斷에 대한 力學的
舉動에 關한 研究



濟州大學校 産業大學院

建設環境工學科

愼 榮 振

2 0 0 2

碩士學位論文

鐵筋콘크리트 보의 剪斷에 대한 力學的
舉動에 關한 研究

指導教授 殷 熙 昌



濟州大學校 產業大學院

建設環境工學科

愼 榮 振

2 0 0 2

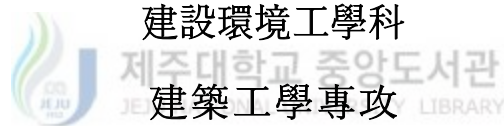
鐵筋콘크리트 보의 剪斷에 대한 力學的 舉動에
關한 研究

指導教授 殷 熙 昌

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



愼 榮 振

愼 榮 振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)

목차

목차	i
Summary	ii
Figure Contents	iii
Table contents	v
I. 서론	1
1. 연구의 배경 및 목적	1
2. 기존연구내용	2
3. 연구내용 및 범위	5
II. 고강도콘크리트 전단거동의 이론적고찰	7
1. Kani 의 이론	7
2. 트러스의 개념	9
3. 콘크리트 보의 전단파괴 거동	10
4. 전단철근이 없는 보의 거동	10
5. 전단철근이 있는 보의 거동	17
6. 기존의 전단거동에 대한 이론	20
7. 기존 기준식 및 제안식	29
III. 역학적 거동 실험	
1. 실험계획	33
2. 실험결과	37
IV. 결론	46
기호	47
참고문헌	48

A Study on Mechanical Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams

Shin, Young-Jin

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

Supervised by Professor Eun, Hee-Chang

Summary

The shear capacity of reinforced concrete beams is characterized by various parameters as the strength of concrete, the shear-span ratio, the strength of shear reinforcement etc. Sixteen specimens were tested with those variables. All specimens showed the shear failure mode to accompany the diagonal shear cracks or the flexural failure. Through the experimental works, it was evidenced that the shear strength depends on the strength of concrete, the shear-span ratio, the confinement index including the strength and spacing of shear reinforcement bars etc. Although part of test results could not distinct the effects of test variables due to the yielding of longitudinal bars, it was shown that they almost satisfy the ACI code except several specimens confined by high-strength shear bars.

Figure Contents

Fig. 1 Shear mechanism of beam by Kani's model	7
Fig. 2 Shear-resisting components	8
Fig. 3 Truss model	9
Fig. 4 Type of inclined shear cracks	11
Fig. 5 Variation in shear capacity according to a/d for rectangular beams	15
Fig. 6 Arch action of deep beam	15
Fig. 7 Failure modes of short shear span, $a/d=1.0$ to 2.5	15
Fig. 8 Failure due to inclined crack	16
Fig. 9 Internal forces in a cracked beam with stirrups	18
Fig. 10 Distribution of internal shear in a beam with web reinforcement	19
Fig. 11 Tooth analogy of concrete	21
Fig. 12 Arch analogy	23
Fig. 13 Collins compression field theory	24
Fig. 14 Regan's shear-compressive theory	26
Fig. 15 Rigid elasto-plastic model	27
Fig. 16 Test set-up of specimen	35
Fig. 17 Failure modes	36
Fig. 18 Load-deflection relation	39
Fig. 19 Shear strength according to concrete strength	41
Fig. 20 Shear strength according to a/d	41
Fig. 21 Shear strength according to shear bar ratio	42

Fig. 22 Shear strength according to the strength of shear reinforcement	43
Fig. 23 Shear strength according to confinement index	43
Fig. 24 Effects of the strength of shear bars	44
Fig. 25 Comparison with the ACI code	45



Table contents

Table 1. Summary of specimen and test results	34
Table 2. Concrete strength	37
Table 3. Mechanical properties of bars	37



I. 서론

1. 연구의 배경 및 목적

철근콘크리트 구조는 철근과 콘크리트의 합성 구조로 이들 재료들의 역학적 특성을 이용하여 구조체를 이루게 된다. 따라서 철근과 콘크리트의 재료적인 특성을 살리고 보완하여야 할 것들을 보완하여 구조체로서의 내력을 확보한다. 철근콘크리트는 크게 내력의 확보와 사용성으로 구분하여 그 특성을 구분지을 수 있다. 구조체의 내력에 관해 설계를 행하고 그 설계 결과에 대한 사용성 검토로 설계가 이루어진다. 그러므로 우선은 부재의 내력 확보가 중요하다.

최근 들어 구조물들은 경량화 및 고강도화 하는 추세에 있다. 고강도화는 부재의 단면을 줄일 수 있으며, 공간을 활용할 수 있는 장점이 있다. 그러나 콘크리트는 취성의 성질이 있으며, 고강도화는 이 취성적인 성질이 보다 심하게 나타나므로 적절한 연성의 확보가 고강도 콘크리트 사용 이전에 고려되어야 한다. 특히 간헐적으로 발생하는 지진이나 돌풍의 영향으로 구조체가 손상을 입으며 나아가 구조물의 붕괴로 이어질 수 있다는 점을 감안한다면 구조물의 내력 외에 연성의 확보가 매우 중요하다고 볼 수 있다.

철근콘크리트 부재의 궁극적인 파괴 양상은 휨 파괴와 전단 파괴로 대별된다. 휨 파괴는 파괴가 진전되는 과정을 육안으로 구별이 가능하므로 대피할 시간적인 여유가 있으나, 전단 파괴는 급격하게 발생하므로 심한 경우에 대형의 인명 피해로 이어질 수 있다. 그러므로 철근콘크리트 구조 설계에서는 기본적으로 궁극적인 파괴가 일어날 경우에 휨 파괴가 일어나도록 기준은 정하고 있다.

전단 변형은 다시 인장과 압축의 합성 작용으로서 콘크리트의 취성적인 성질이 압축력에 의해 발휘되기 때문에 급격한 파괴가 일어나게 된다. 급격한 파괴를 막기 위해선

전단에 대한 내력을 충분히 확보하여 휨 파괴가 선행되도록 설계를 행해야 한다. 철근 콘크리트 보에 작용하는 전단력은 콘크리트와 전단 철근이 각각 부담하며, 이들의 합으로 전단내력이 산정된다. 철근콘크리트 보의 전단내력에 영향을 미치는 요인으로는 콘크리트의 압축강도, 전단경간비, 전단철근에 의한 구속 지수(confinement index), 단면의 크기 등을 들 수 있다.

이와 같이 철근콘크리트 보의 전단 내력은 여러 요인들에 의해 영향을 받으므로 정확히 정량적인 평가를 얻기란 쉬운 일이 아니며, 특히 전단 내력은 이 요인들 상호 관계에 의해 영향을 받으므로 각 보고서나 기준에서는 그 평가를 달리 하고 있다. 이러한 측면에서 많은 누적된 실험 결과들을 분석하고 재평가하는 반복의 과정이 필요하다. 또한 고강도 재료들의 개발로 이에 대한 부재의 내력과의 관계 정립도 필요한 실정이다.

따라서, 본 연구에서는 콘크리트의 압축 강도, 전단 경간비, 그리고 전단철근의 강도를 변수로 철근콘크리트 보에서 전단에 대한 내력 및 거동을 파악하고자 하였다. 또한 그 결과를 현행 기준과 비교하여 기준의 타당성을 검증 하였다.

2. 기존의 연구



철근콘크리트 보의 전단에 대한 역학적인 거동은 각 요인들에 의해 복합적으로 나타나므로 매우 복잡하다. 특히 콘크리트의 강도가 고강도화 됨에 따라 보다 취성적인 콘크리트의 특성을 보완하기 위하여 각 요인들의 역할들이 규명되어야 할 필요가 있다. 그래서 철근콘크리트 보의 전단 내력과 거동을 규명하기 위한 많은 노력이 오래 전부터 있어 왔다. 1968년 Fenwick과 Paulay¹⁵⁾는 보에 균열이 발생함에 따라 전체 전단력을 압축측의 콘크리트가 20~40%, 골재 맞물림 작용에 의해 33~50%, 주철근의 장부작용에 의해 15~25%를 담당한다고 하였다. 1972년 White와 Holley¹⁶⁾는 초기균열이 있고 반복하중의 전단력을 받는 시험체의 실험을 통하여 전단전달거동을 파악하기 위한 연구를 하였고, 전단철근비와 작용하는 전단 응력의 선형 관계식을 제안했다. 또 Dulacska¹⁷⁾는 기존의 실험 결과를 분석 조사하여 비선형 장부 하중-변위 관계를 제안하였으며, 최대 장부력(dowel force)

은 철근이 항복하거나 콘크리트의 파괴에 의해 지배된다고 지적하였다. 1980년 野口 博⁴⁴⁾은 전단저항 메카니즘에 대해 전단력의 분담비율은 콘크리트 압축부분이 53~85%, 장부 작용이 20%, 골재 맞물림 작용이 30%이하이며, 전단철근 증가 효과는 압축부분의 부담분을 감소시키며, 전단 철근의 부담분을 증가시킨다는 점과 전단 철근으로 보강된 보에서는 골재 맞물림 작용의 부담분은 상대적으로 작다라고 지적하였다. Kani⁸⁾는 전단 철근이 없는 철근콘크리트 보에서 전단 경간비가 1.0에서 2.5에 가까울수록 전단파괴하중은 급격히 감소하는데, 이것은 아치 작용에 의한 지지효과가 감소하기 때문이며, a/d 가 2.5부근에서 아치 작용에 의한 지지효과는 거의 없으며 철근콘크리트 부재는 가장 낮은 강도를 갖는다고 하였으며 a/d 가 2.5에서 6으로 증가하면 부재의 파괴형태는 휨전단파괴 형태를 나타내며, 부재의 파괴하중도 점차 증가한다고 하였다.

지난 30여년 동안 전단철근이 없는 철근콘크리트 보의 파괴양상에 관하여 많은 연구가 있었다. 1962년에 Leonhardt와 Walther³⁴⁾, 1966년에 Kani²²⁾는 콘크리트 압축강도가 비교적 낮은 철근콘크리트 보를 대상으로 전단과 휨의 상호작용에 관한 실험을 수행하였다. Kani는 보의 전단 강도에 있어서 콘크리트의 강도는 별로 중요하지 않다고 하였지만, 이때 연구대상으로 사용된 콘크리트의 강도가 17~33 MPa인 보통강도 수준에 불과하였다.

Bresler³²⁾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 철근의 간격이 유효 층의 1/2보다 밀집하게 배근되어 있다면 전단철근 구속력이 3.5 Kgf/cm²처럼 작은 값을 갖더라도 전단종국강도를 증가시키고 부재의 상당한 처짐이 발생할 때까지 전단파괴를 억제시킨다고 하였다.

Zsutty³¹⁾는 콘크리트 압축강도, 전단스팬비의 역수, 인장 철근비를 하나의 변수로 하여 초기 전단크랙 응력과 전단종국 응력의 복합변수의 3체곱에 비례하고, 전단철근 구속력은 전단종국 응력에 직접 비례한다고 하였다. Mattock^{35),36),37)}의 연구에 의하면 초기 전단크랙 응력은 콘크리트 강도의 제곱

근에 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. Smith³⁸⁾는 전단스팬비가 1.0보다 작을 경우 수직 전단철근은 그 효과가 감소하지만, 수평 전단철근은 그 효과가 현저히 증가한다고 하였다. Mphonde와 Frantz^{39),40)}는 콘크리트 강도를 약 1000 Kgf/cm²까지 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 Nilson⁴¹⁾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 영향을 과소, 콘크리트의 압축강도 영향을 과대하게 평가하고 있다고 하였다. 1987년에 Ahmad와 Lue⁴²⁾는 전단보강이 없는 54개의 고강도 철근콘크리트 보에서 주철근비와 전단스팬비를 각각 6가지 변수로하여 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 기준식은 콘크리트 압축강도에 대해서는 과대하게 평가하고 전단스팬비와 주철근비는 과소 평가한다고 보고하였다.

1989년 Mphonde⁴³⁾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 전

단철근을 보강한 것이 ACI식 보다 60% 이상 전단능력이 증가한다고 하였다.

1990년에 고평일¹²⁾, 1989년에 신성우 등¹³⁾에 의한 비교적 고강도인 콘크리트 보의 전단 거동에 관한 연구에서 ACI기준식은 주철근비와 전단 스펠비의 영향은 과소평가하고 있는 반면에 콘크리트 압축강도에 대한 영향은 과대평가하고 있다고 보고하였다. 1994년 윤영수⁴⁾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 보완기준도 개선의 여지가 있음을 지적하였다.

3. 연구내용 및 범위



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

철근콘크리트 보의 전단 내력은 여러 요인들의 영향을 받으므로 정량적으로 평가하기란 쉬운 일이 아니다. 따라서 여러 변수들 중에 다음의 요인들을 실험 변수로 한정하여 총 16개의 보 시험체를 제작 및 실험을 실시하여 전단 내력을 평가하고자 하였다.

- ① 콘크리트의 압축강도
- ② 전단경간비
- ③ 전단철근의 강도

또한 이들 실험 변수들에 의한 실험 결과를 근거로 다음과 같이 철근콘크리트 보의 전단 특성을 분석하였다.

- ① 각 변수들에 따른 철근콘크리트 보의 파괴 양상 비교
- ② 각 변수들에 따른 보의 역학적 거동 비교

③ 기준식과의 비교를 통한 안전율 확보 정도

이러한 내용을 근거로 전단 내력의 부담 정도를 정량적으로 분석하여 기준의 타당성을 검증하며, 전단 철근의 역할 및 지점 변화에 따른 영향을 파악하였다.



II. 철근콘크리트 보의 전단 거동에 대한 이론적 고찰

1. Kani 의 이론

1964년 Kani는 휨균열이 이미 존재한 상태에서 전단하중을 지지하는 철근콘크리트 보의 하중저항 기구를 설명하기 위하여 머리빗(comb)모델을 제안하였다. Fig. 1에서와 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.

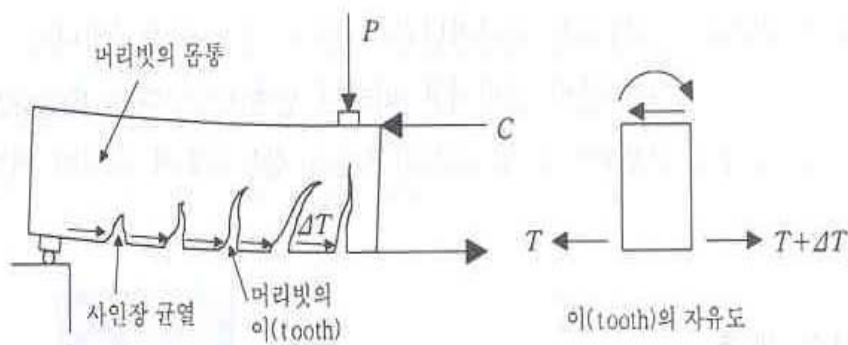


Fig. 1 Shear mechanism of beam by Kani's model

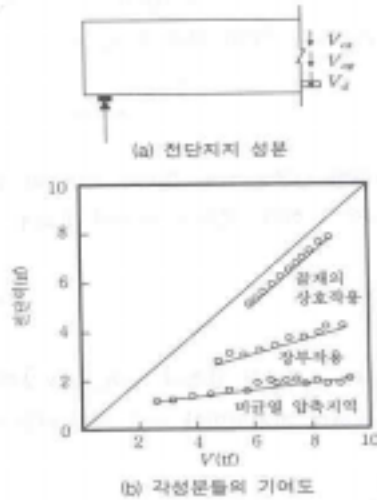


Fig. 2 Shear-resisting components

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

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 비균열 압축지역에 의하여 저항되는 전단력은 전체전단력의 25%정도에 불과하다는 사실을 알게 되었다(Fig. 2). 대부분의 전단력은 비균열 압축지역보다는 Fenwick 및 Panlay가 설명하고 있

는 골재의 맞물림작용 및 하부 인장근의 장부작용에 의하여 저항되는 것으로 나타났다.

2. 트러스 개념

1899년 Ritter는 철근콘크리트 보에 Fig. 3(a)와 같은 트러스 모델을 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 주근으로 대치된 반면에 보의 휨 압축력은 상현재 역할을 한다.

또한, 1902년 Mörsch는 보다 상세한 트러스 모델을 Fig. 3(b)와 같이 제시하였다. Mörsch의 트러스 모델에 의하면 경사방향 압축 응력장은 고려하고자 하는 전단철근 최상단에서 다음 전단철근의 하부까지 반드시 연결될 필요가 없으며 또한, 경사방향 부재를 구성하는 압축응력장에 대하여 불연속적인 형태보다는 연속적인 형태를 취하고 있다.

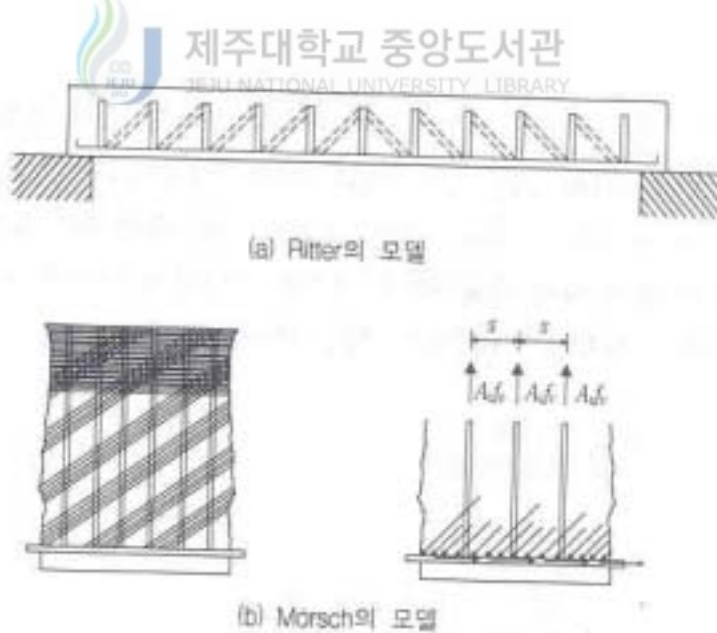


Fig. 3 Truss model

3. 콘크리트보의 전단파괴거동

1) 전단철근이 없는 보의 거동

가. 웹 전단균열과 휨 전단균열

휨에 필요한 주철근을 배근하고 전단철근을 배근하지 않은 보에 있어서는 사인장응력에 의하여 경사진 균열이 발생하며 이러한 경사진 균열은 Fig. 4에 나타난 바와 같이 크게 두 가지 형태로 나타난다. 그 하나는 Fig. 4(a)에서와 같이 휨균열은 발생하지 않았는데 복부에 경사진 균열이 발생하는 경우로서 이러한 형태의 균열을 웹 전단균열이라고 한다. 이 균열은 휨 모멘트가 작고 전단력이 큰 단면에서 발생하는데, 일반적인 철근콘크리트 보에서는 드문 일이고, 복부가 얇고 플랜지가 큰 I형 단면의 프리스트레스트 콘크리트 보에서는 종종 볼 수 있다.



Fig. 4(b)와 같은 경사진 균열은 이미 발생된 휨 균열의 선단에서 시작되고 발달된 균열이며, 이와 같은 균열을 휨 전단균열이라고 한다. 이 균열은 휨모멘트가 크고 전단력도 큰 단면에서 발생하며 철근콘크리트 보나 프리스트레스트 콘크리트 보에서 흔히 볼 수 있는 균열이다. 철근콘크리트 보에서 휨균열은 사용하중 하에서 발생하며, 보의 길이 방향에 대하여 거의 수직으로 발생한다. 그 후 하중이 증가하여 휨 응력과 전단 응력의 조합응력에 의하여 사인장균열로 발전한다.

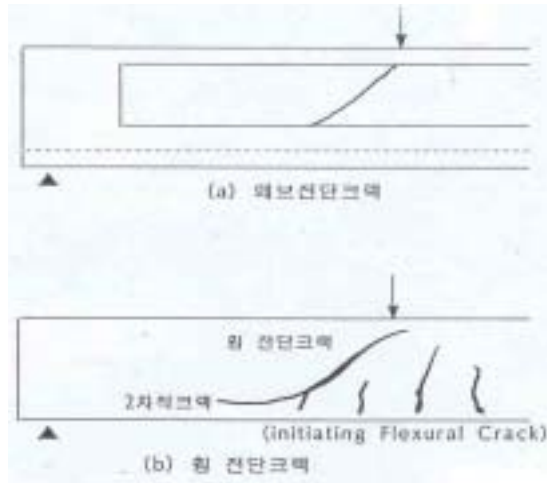


Fig. 4 Type of inclined shear cracks

나. 콘크리트 보의 전단강도에 영향을 미치는 요인

전단철근이 없는 철근콘크리트 보의 전단강도에 영향을 주는 요인은 아주 많고 복잡하다. ASCE-ACI Committee 326의 보고서에 따르면 이러한 주요 요인은 다음과 같다.

- ① 단면형태 : a. 크기
 - b. 비율 : 장방형보의 폭과 유효깊이 비(b/d)
- ② 주인장철근 : a. 철근비
 - b. 항복강도
 - c. 철근표면 : 이형철근, 원형철근
- ③ 전단스팬비(a/d 또는 M/Vd)
- ④ 하중형태 : a. 정적하중
 - b. 동적하중
- ⑤ 콘크리트 : a. 강도
 - b. 골재의 종류와 크기

현재 대부분의 설계시방서에서 사용되는 전단강도식은 콘크리트의 압축강도 (f_{ck}), 철근비(ρ) 그리고 전단스팬비 대 보의 유효높이의 비(a/d)로 표현된다.

(a) 콘크리트 압축강도의 영향

Mphonde와 Frantz는 보통 강도에서 고강도 콘크리트까지의 비교적 짧은 보 ($a/d=3.6$ 이하)에 대한 전단 거동을 연구하였으며, 현재 ACI 전단설계식은 너무 안전측에 둔다고 보고하였다. 그러나 ACI 기준식과 실험치를 비교하면 콘크리트의 강도가 증가할수록 안전율은 1.64에서 1.2로 감소하는 것으로 나타났다. 그리고 a/d 가 3.6인 보의 실험결과치를 회귀분석하고 콘크리트 압축강도의 영향만을 고려한 극한 전단강도식을 제안하였는데 식 (2·1)에 나타난 바와 같다.

$$v_u = 0.3663 f_{ck}^{\beta,5} + 0.49 \quad (\text{MPa}) \quad (2 \cdot 1)$$

그러나 식 (2·1)은 a/d 가 3.6인 보에만 적용이 제한되며, 콘크리트 보의 전단 강도는 콘크리트의 압축강도가 증가함에 따라 증가하는 경향을 잘 반영하고 있으나 주철근비와 a/d 의 영향을 고려치 않아 실용적인 적용에는 문제가 있다. 그리고 Elazanaty 등도 보통강도(20.8 MPa)에서 고강도(83.4 MPa) 콘크리트까지의 철근콘크리트 보를 실험한 결과, 보통강도에서는 ACI 기준식이 안전측이나 고강도로 갈수록 안전율이 감소하여 1 이하가 되는 경우도 있다고 보고하였다.

(b) 전단스팬비(a/d)의 영향

많은 연구자들은 a/d 혹은 M/Vd 가 전단강도에 영향을 미치는 중요한 변수라고 보고하였으며, 이 내용은 ASCE-ACI Committee 426 보고서에 자세히 기술되었다. 이 보고서에 의하면 휨 전단균열이 발생하는 기준은 주응력 계산에 근거하며, 휨응력(f)과 전단응력(v)의 상대적 크기에 의하여 크게 영향을 받는다고

하였다. 여기서 v 와 f 를 정확히 계산하기 어렵기 때문에 장방형단면의 응력 v 와 f 를 다음과 같이 가정하였다.

$$v = k_1 \frac{V}{bd} \quad (2 \cdot 2)$$

$$f = k_2 \frac{M}{bd^2} \quad (2 \cdot 3)$$

여기서, V 는 전단력, M 은 휨모멘트, k_1 과 k_2 는 각각 단면형상과 주철근비에 따른 계수이다. 그러므로, 가정한 장방형단면 보의 f/v 비는 식(2·4)와 같다.

$$\frac{f}{v} = \frac{k_1 M}{k_2 V d} \quad (2 \cdot 4)$$

전단력 V 는 모멘트를 미분한 것이므로, 집중하중을 받는 단순보에서의 전단력 V 는 다음과 같이 쓸 수 있다.



$$V = \frac{M}{a} \quad (2 \cdot 5)$$

따라서, f/v 비는 식(2·6)과 같다.

$$\frac{f}{v} = k_3 \frac{a}{d} \quad (2 \cdot 6)$$

여기서 k_3 는 k_1/k_2 로 주로 철근비와 철근과 콘크리트의 상호 작용에 따라 좌우되는 계수이며, 장방형단면 보의 전단균열형태는 a/d 의 함수라고 생각할 수 있다.

위와 같은 해석적 방법은 전단균열 하중을 정상적으로는 잘 설명할 수 있으나 사인장균열의 정량적인 거동에는 적절한 해를 제공하지 못한다. 1952년 Ferguson은 보의 전단강도가 a/d 에 따라 크게 변화한다는 것을 보고한 이래

여러 학자들이 a/d 에 따른 극한 모멘트의 실험결과를 발표하였는데, 보의 파괴 모멘트와 a/d 의 개략적인 상관관계는 Fig. 5에 나타낸 바와 같으며, 각각의 특성 및 파괴 형태를 요약하면 다음과 같다.

① a/d 가 약 2.5를 넘으면 사인장 균열강도(V_{cr})가 극한 전단력이 되는데, 사인장균열이 발생한 후 잉여전단력(reserve shear force : $V_r = V_u - V_{cr}$)이 거의 없다. 그리고 a/d 가 약 2.5보다 작으면 V_u 가 V_{cr} 보다 더 크게 되고, a/d 가 감소할수록 V_r 은 점점 더 증가를 한다.

② a/d 의 변화에 따른 파괴 모멘트의 그래프는 두개의 다른 곡선으로 도시되는데, a/d 가 약 2.5에서 두 곡선이 교차한다.

③ a/d 가 6 또는 7을 넘으면 파괴하중은 전단파괴가 없을 때의 휨 내력(full flexural capacity)과 같게 된다.

그리고 a/d 에 따른 보의 일반적인 파괴 형태는 다음과 같이 네 가지로 구분할 수 있다.

④ $a/d \leq 1$ 인 경우

$a/d \leq 1$ 인 깊이가 큰 보(deep beam)에서 보의 사인장 균열이 발생한 후에 타이드아치(tied arch)와 같이 거동을 한다. 즉 압축력은 콘크리트가 지지하고 장력은 축방향철근이 받는다고 보는 것인데, 이러한 형태의 작용을 철근콘크리트 보의 아치작용이라고 하며, Fig. 6에 나타낸 바와 같다.

⑤ $a/d = 1 \sim 2.5$ 정도인 경우

전단강도가 사인장 균열강도보다 크기 때문에 Fig. 7와 같은 전단파괴를 보인다.

⑥ $a/d \leq 2.5 \sim 6$ 정도인 경우

전단강도가 사인장 균열강도와 같아서 Fig. 8과 같은 전단 파괴를 나타낸다.

⑦ $a/d > 6$ 인 경우

전단강도보다 휨 강도에 의해 지배되며, 콘크리트의 압축파괴가 발생한다.

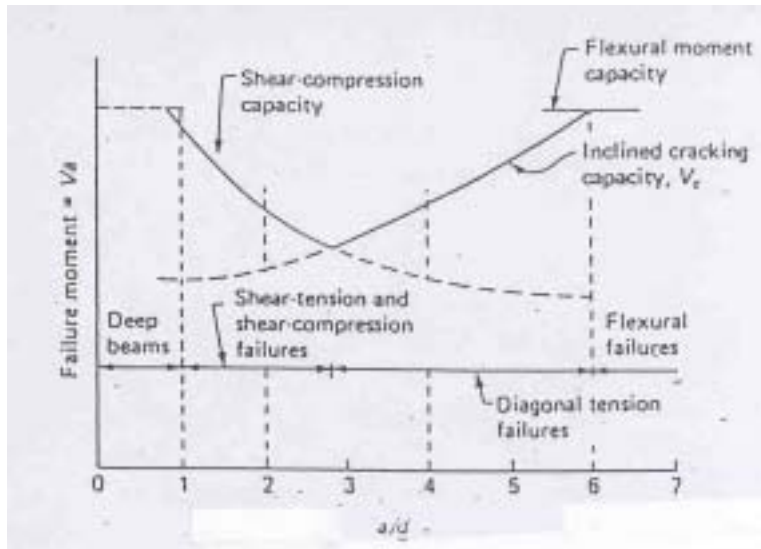


Fig. 5 Variation in shear capacity according to a/d for rectangular beams

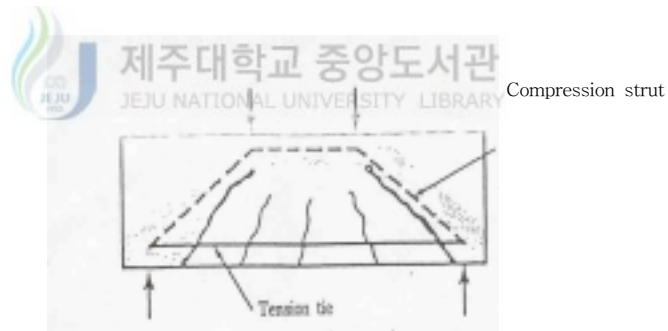


Fig. 6 Arch action of deep beam

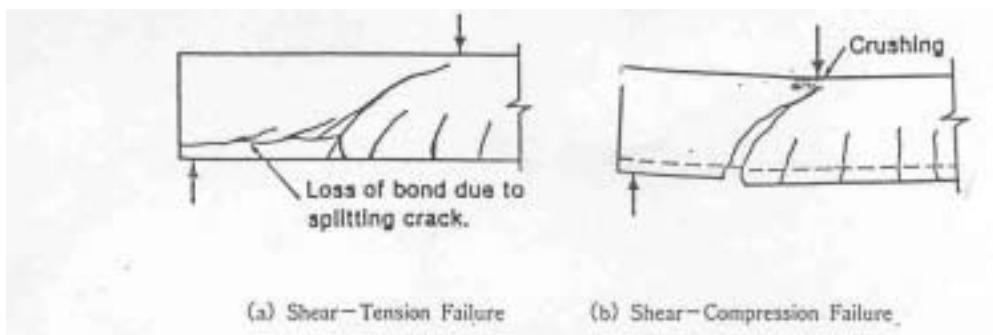


Fig. 7 Failure modes of short shear span, $a/d=1.0$ to 2.5

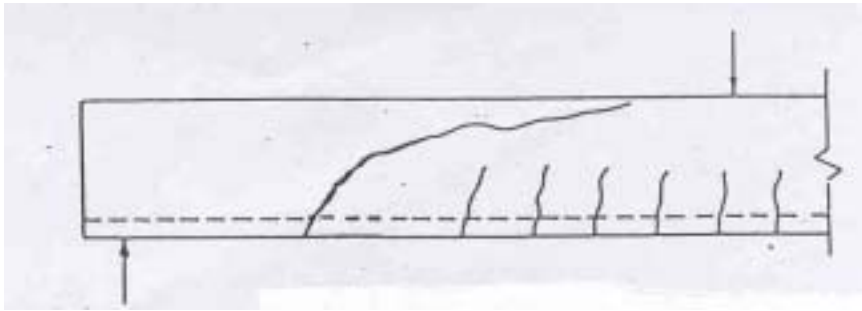


Fig. 8 Failure due to inclined crack

(c) 철근비의 영향

몇몇 학자들은 고강도 철근콘크리트 보의 전단강도에 대해 주철근비의 영향을 실험 보고하였다. Elzanaty는 저강도에서 고강도 철근콘크리트 보까지의 실험결과, 주철근비가 증가하면 ACI식에 의한 전단강도 예측치에 대한 안전율은 증가한다고 하였다. 그러나 주철근비가 낮은 보의 ACI식에 의한 전단강도 예측치는 저강도 철근콘크리트 보다는 고강도일수록 불안전(unconservative)해지고, 특히 a/d 가 증가할수록 이러한 현상은 더욱 심해진다고 하였다.

Rajagopalan과 Ferguson은 철근비가 작으면 전단강도에 심각한 영향을 준다고 하였다. ACI-ASCE 426에서는 주철근비가 1.25% 이하가 되면 ACI식에 의한 전단강도는 과대 추정됨을 주의해야 할 것이라고 하였다. 콘크리트 압축강도가 증가하면, 전단균열강도와 전단파괴일 때의 저항 모멘트 M_u 도 역시 증가할 것이다. 따라서 고강도 콘크리트보에서는 한계철근비 1.25%도 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 증가할 것으로 생각된다. 철근비를 변화시켜서 고강도 철근콘크리트 보의 전단강도에 대한 영향을 연구한 문헌들에 의하면 ACI식에 의한 예측치는 철근비가 낮은 경우 고강도일수록 불안해진다고 하였다.

다. 콘크리트가 부담하는 전단강도

철근콘크리트 보의 전단강도는 콘크리트의 압축강도, 주철근비 및 a/d 에 크

게 영향을 받음을 알 수 있으며, 일반적으로 보의 전단내력을 콘크리트의 전단내력과 전단철근의 전단내력으로 크게 나눌 수 있다. 그 결과 전단철근이 배근되지 않은 콘크리트의 보에서 콘크리트의 전단 내력은 식(2·7)과 같이 나타낼 수 있다.

$$v_c = f(f_{ck}', \rho, a/d) \quad (2 \cdot 7)$$

2) 전단철근이 있는 보의 거동

보의 전단 거동시 사인장균열에 대비하여 보에는 전단철근을 배근하는 것이 보통이다. 전단철근을 배근한 보의 전단거동을 살펴보면 사인장균열이 발생하기 전에는 전단철근은 거의 아무런 힘도 받지 않으며, 사인장균열이 발생한 후에는 유효하게 작용한다. 즉 사인장균열이 발생한 후 전단철근은 전단력의 일부를 받는 동시에 균열의 진행을 억제하며, 균열 폭의 증대를 억제하고 축방향 철근을 결속시키는 역할을 한다.

일단 사인장균열이 발생하면 전단철근의 거동은 아주 복잡해진다. 이것은 사인장균열의 위치, 길이 및 기울기 등에 따라 전단철근의 거동이 달라지기 때문에 이것을 이론적으로 해석한다는 것은 불가능하다. 현재 사용되고 있는 전단 설계방법이 완전히 합리적이라고 할 수 없는 이유가 여기에 있다. 현행 설계방법은 합리적인 해석이 가능한 부분은 이론적 해석에 의하고, 그렇지 못한 부분은 실험으로 보완을 하며, 또 일부는 오랜 시일에 걸친 경험에 의존하여 이루어진 것이다.

Fig. 9는 수직전단철근으로 보강된 보에서 사인장균열이 발생한 경우를 나타낸 것이다. 이 보가 평형 상태에 있다면, 단면의 수직내력은 외력에 의한 단면의 전단력 V 와 평형을 이루어야 한다.

즉,

$$V_{cz} + V_s + V_d + V_{av} = V_n \quad (2 \cdot 8)$$

여기서, V_{cz} : 균열이 발생하지 않는 부분의 콘크리트가 부담하는 전단력
 V_s : 균열면과 교차된 전단철근이 부담하는 전단력
 V_d : 인장철근의 장부작용(dowel action)에 의한 수직내력
 V_{av} : 거친 균열면에서 골재의 맞물림 (aggregate interlocking)에 의한 수직내력

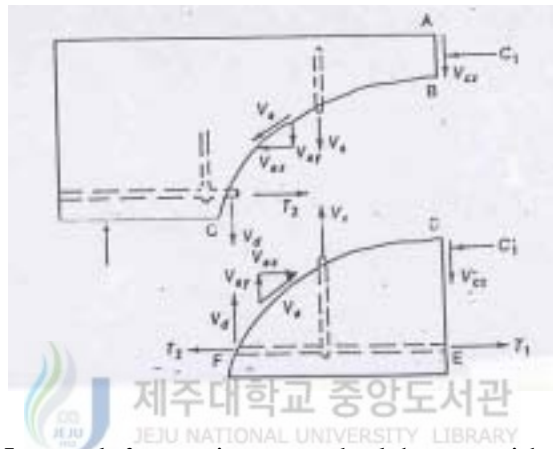


Fig. 9 Internal forces in a cracked beam with stirrups

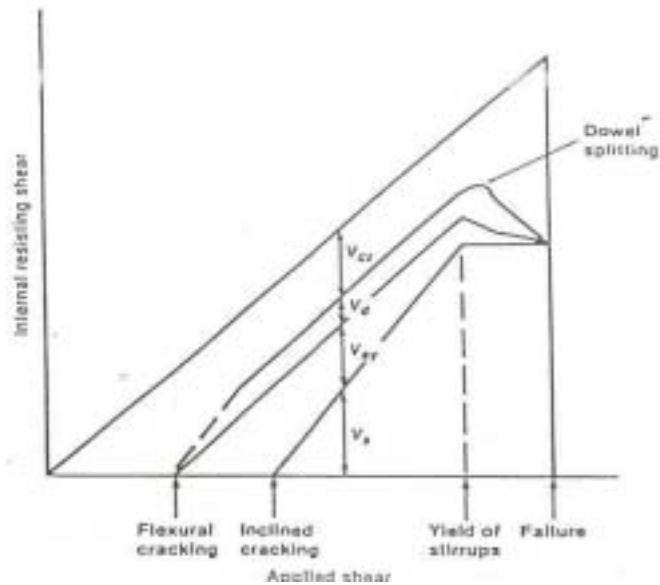


Fig. 10 Distribution of internal shear in a beam with web reinforcement

식 (2·8)의 관계를 보인 것이 Fig. 10이며, 외력에 의한 전단력 V 의 증가에 따라 변화하는 네 개의 분포가 잘 나타나 있다. Fig. 10은 사인장 균열이 발생한 이후 전단철근이 부담하는 전단력 V_s 는 직선적으로 증가하지만, 나머지 세 내력 V_{cz} , V_d , V_{ay} 는 거의 변화하지 않는다는 것을 보여주고 있다. 그리고 전단철근이 항복해도 전단철근의 인장력 V_s 는 일정하게 유지되지만, V_d 와 V_{ay} 는 갑자기 작아지면서 보는 즉시 파괴에 이른다.

보가 전단파괴될 때 균열선은 보의 전높이에 이르게 될 것이고 균열의 기울기는 45° 로 볼 수 있으며, 전단철근이 간격 s 로 배치되었다면, 균열선과 교차하는 전단철근의 수는 $n=d/s$ 이고, 이 때 전단철근은 항복하므로 V_s 는 식(2·9)와 같이 된다.

$$V_s = nA_v f_y = \frac{d}{s} A_v f_y \quad (2 \cdot 9)$$

나머지 세 내력은 계산으로는 구할 수 없으며 실험에 의존하는 수밖에 없는 값이다. 따라서 이들 세 내력의 합을 식 (2·8)로 주어지는 콘크리트의 균열전단력 V_{cr} 과 같다고 본다.

$$V_{cz} + V_d + V_{ay} = V_{cr} \quad (2 \cdot 10)$$

그리고 Fig. 10에 보인 바와 같이 전단철근이 항복한 이후에는 V_{ay} 와 V_d 가 없어지므로 각각을 0으로 볼 수 있다. 그러므로 전단철근이 항복하는 단계에서는 균열이 발생하지 않는 부분의 콘크리트가 부담하는 전단력은 식(2·11)과 같다.

$$V_{cz} = V_{cr} \quad (2 \cdot 11)$$

결국 수직 전단철근이 배근된 보가 전단파괴할 때의 공칭 전단강도 V_n 은 식 (2·10) 및 식 (2·11)을 식 (2·8)에 대입함으로써 식(2·12)와 같이 된다.

$$V_n = V_{cr} + \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2 \cdot 12)$$

위의 식에서 V_{cr} 은 콘크리트가 부담하는 전단강도이고, $A_v f_y d/s$ 는 수직 전단철근이 부담하는 전단강도이다. 위의 식의 양변을 bd 로 나누면 공칭전단응력 v_n 이 얻어진다.

$$v_n = \frac{V_n}{bd} = v_{cr} + \frac{A_v f_y}{sb} \quad (2 \cdot 13)$$

3) 기존의 전단 거동에 대한 이론

전단파괴 메카니즘을 이해하고 파괴하중을 결정하기 위해서 많은 연구자들은 여러 가지 이론을 제안하였다.

가. 고전적 이론

철근콘크리트 보의 연구가 시작된 이래 학자들은 다른 재료를 연구할 때 얻어진 개념을 이용하여 철근콘크리트 보의 전단 거동의 문제를 해결하려고 시도하였다. 1903년 Morsch는 일련의 보를 실험한 후 균열하중에 대한 고전적인 전단내력식을 만들었다.

$$V_c = v_c bjd \quad (2. 14)$$

여기서, v_c 는 콘크리트 전단강도, b 는 보의 폭, jd 는 내부모멘트 팔길이이다. 콘크리트의 전단강도 v_c 는 콘크리트 압축강도의 함수로서 실험결과로부터 정해진다. 식 (2·14)는 휨의 영향을 전혀 고려하지 않았고, 또한 a/d 와 같은 변수들

을 고려하지 않았기 때문에 실험결과와 잘 맞지 않았다.

나. 치아유사법(Tooth Analogy)

부착력의 작용으로 연속되는 휨 균열 사이의 콘크리트가 보의 압축역에 고정된 캔틸레버와 같이 작용한다고 가정하였다. 1908년 Morsch는 이러한 종류의 작용을 간단히 검토해 보고 이것을 경사전단균열의 주된 원인이 아니라고 하였다. 그러나, 그후 Kani, Fenwick 등은 이러한 종류의 거동을 근거로 하여 전단 파괴이론을 제안하였다.



Fig. 11 Tooth analogy of concrete

Kani는 치아의 양면에서 철근 인장력의 차이(dT)가 하나의 독립된 치아에 작용하는 것으로 보았다. 철근의 인장력이 0인 지점에서 최대의 하중재하점으로 선형 변화한다고 가정하였다. 또한 Kani는 가장 크거나 작은 치아 보다는 평균 치아를 대상으로 하였고 골재의 맞물림이나 췌기작용에 의한 전단력 전달은 무시하였다.

그러나, 콘크리트 치아 캔틸레버의 응력상태에 대한 많은 연구에도 불구하고, 이 이론은 대부분의 전단파괴의 원인이 되는 경사전단균열이 지점에 가장 가까운 휨 균열의 끝 근처에서 시작되는 이유와 경사 전단균열의 발생 원인에 대하여 규명하지 못하였다.

다. 아치 유사법(Arch analogy)

휨과 전단을 받는 철근콘크리트 보의 거동을 나타내는 아치 모델은 일찍이 학자들에 의하여 인식된 모델이며, 균열형태의 관찰로부터 이와 같은 유사법을 제안하였다. 이 유사법의 목적은 실제로 균열이 간 보의 복잡성을 줄이기 위한 것이다. Fig. 12에 나타낸 바와 같이 아치 유사법은 보의 균열된 부분을 제거하고 지지부분이 철근으로 연결되어 타이드 아치(tied arch)로 고려한 것이다. 여기서 주철근의 장부작용은 무시되고 전단력은 임의의 아치경계를 따라서 작용하는 응력성분에 의하여 전달된다고 간주하였다. 아치 리브(arch rib)가 휨을 받지 않고 압축을 받는다면 하중의 전달은 가능하다. 그리고 수직철근이 없다면 짧은 보에서만 타이드 아치(tied-arch)작용이 일어나고, 지간이 길어지면 리브에 휨모멘트가 작용하여 파괴가 일어난다. 그러나 아치유사법은 철근콘크리트 보에 대한 개념상의 이론에 불과하고 정량적인 해석을 할 때는 비실용적이다.

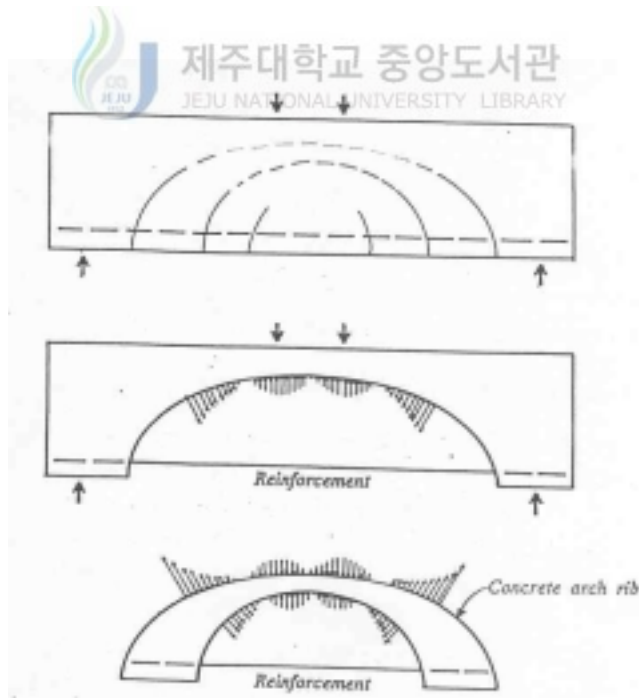


Fig. 12 Arch analogy

라. 압축장 이론(Compression Field Theory)

많은 학자들은 전단보강철근이 있는 철근콘크리트 보가 트러스와 유사한 거동을 한다고 생각하였다. Collins의 압축장 이론은 트러스 유사법에 근거를 두고 있는데, 이 이론은 트러스 유사법보다 정교하고 전단보강철근의 유무에 관계없이 철근콘크리트 보에 적용할 수 있다. 이 이론은 균열이 발생하면 콘크리트가 더 이상 인장력을 받을 수 없다고 가정한다. 또한 경사 전단균열이 발생한 철근콘크리트 보를 거시적인 연속체로 가정하고 Fig. 13과 같은 Mohr의 응력원을 이용하여 전체 적합 조건과 평형조건에 의하여 평균 변형률과 평균 응력을 계산한다.

Mohr의 응력원으로부터 주압축 변형률의 경사각을 구하면 식(2·15)와 같다.

$$\tan^2 \theta = \frac{\varepsilon_l + \varepsilon_d}{\varepsilon_t + \varepsilon_c} \quad (2 \cdot 15)$$

여기서, ε_l 은 평균 수평 변형률(average longitudinal strain), ε_t 는 평균수직 변형률(average transverse strain), ε_c 는 평균 주 압축 변형률(average principal compressive strain)이다.

응력과 변형률의 관계와 재료의 파괴기준을 안다면, 평형 조건과 적합조건을 이용하여 보의 거동은 계산할 수 있을 것이다. 압축장 이론에서의 변형률은 균열간 부재의 평균 변형률이기 때문에, 단순히 압축강도실험에서 얻어진 파괴기준을 적용하는 것은 적절하지 않다. 따라서 Collins 등은 반실험적 방법을 이용하여 새로운 파괴기준을 정하였다.

이 이론에 의하면 전체 평형조건과 전체 적합 조건을 만족시킴으로써 경사각 θ 를 구할 수 있고, 평균 응력과 평균 변형률을 계산할 수 있다. 결국, 보의 파괴는 평균응력이 어떤 한계값에 도달하면 일어난다고 보았다.

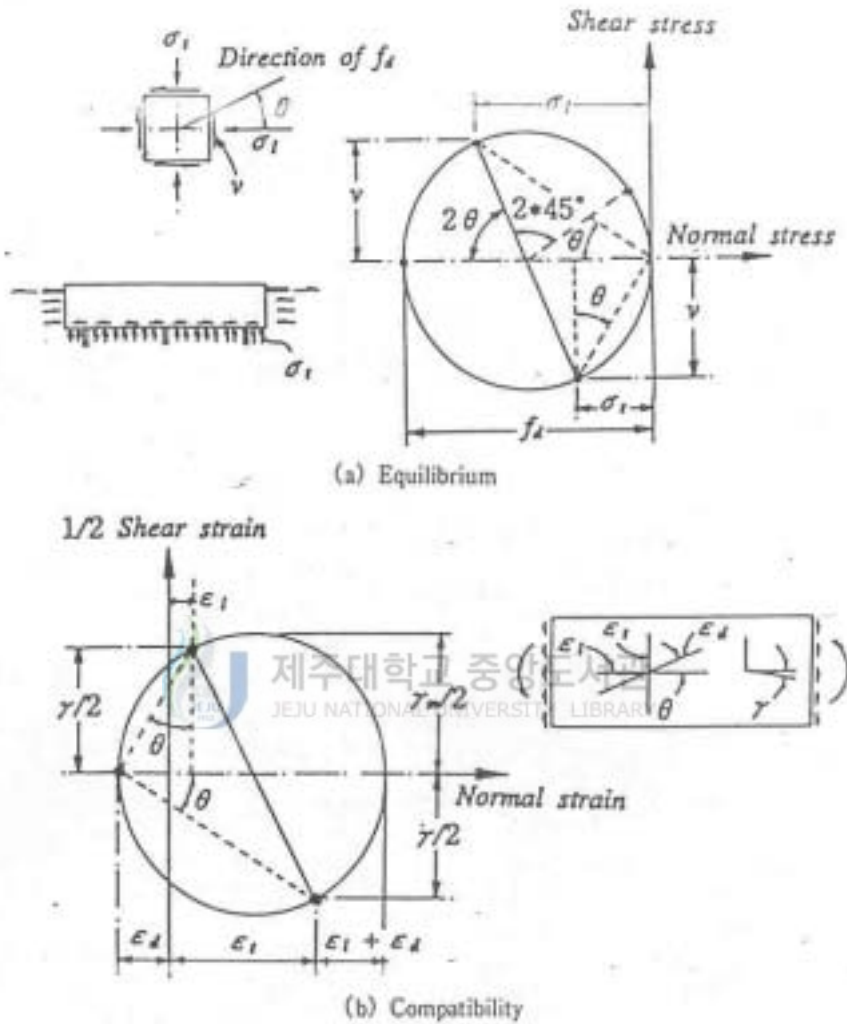


Fig. 13 Collins compression field theory

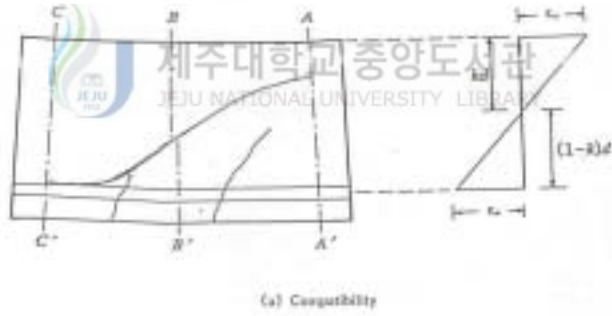
마. 전단-압축이론(Shear-Compression Theory)

많은 학자들은 전단파괴를 휨 압축파괴로 생각했으며, 이 이론은 경사 휨전단 균열 상부 끝 부분인 전단압축영역의 한 점에 대하여 모멘트의 평형조건을 고려한 것이다. Regan은 압축응력에서 수직응력에 의하여 보가 파괴된다고 하였다. 그리고 이 수직응력을 평형 방정식과 근사 적합조건으로부터 구하였다. 즉,

Fig. 14의 A-A'단면에서 중립축비 k 를 간단한 적합조건에 의하여 구하면, 식 (2·16)과 같다

$$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{yz}} = \frac{k}{1-k} \quad (2 \cdot 16)$$

여기서, ϵ_{cc} 는 A-A'단면에서 압축측 가선의 변형률, ϵ_{yz} 는 주철근의 변형률, k 는 중립축비이다. 식 (2·16)을 이용하여 k 를 결정한 후 평형조건식을 이용하여 극한 강도를 구할 수 있다. 이 방법은 다양한 경우의 k 값을 구하기 위하여 수치적분을 해야 하고, 극한 전단력을 구하는 결과식이 너무 복잡하여 비실용적이다. Moody 등도 전단-압축이론을 이용하여 반실험식을 제안하였는데 전단파괴는 압축-휨파괴와 유사하다고 생각했다. 전단압축 파괴이론은 항상 콘크리트의 파쇄에 의하여 파괴되나 마우 하트오 이론은 이러한 가정과는 다른 형태로 파괴가 된다



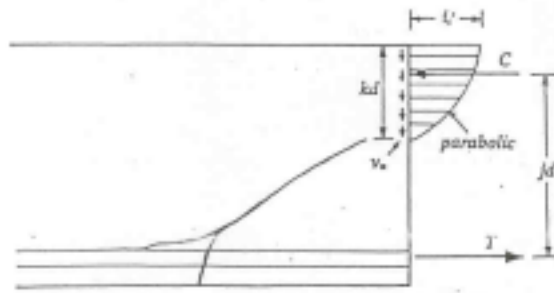


Fig. 14 Regan's shear-compressive theory

바. 강탄소성 모델(Rigid Elasto-Plastic model)

강탄소성이론은 보의 전단해석을 위해 Moore가 제안하였는데 Fig. 15와 같이 힌지로 연결된 3개의 강체로 구성되어 있다. 또한 이 강체들은 압축력을 나타내기 위하여 탄소성 스프링으로 연결되어 있다고 가정한다. 이 모델은 인접한 강체 요소들의 각 쌍들 사이에 회전의 자유도가 두개이며 연결요소의 항복 또는 파괴기준을 갖는 최소에너지 이론을 이용하여 해를 구한다. 한 요소의 파괴가 전체계의 파괴를 유발한다고 볼 수 없기 때문에, 이 에너지 식은 약한 연결 부위의 연속적인 파괴에 대하여 검토되어야 한다.

이 모델은 중립축 위치변화, 부착 및 균열형상의 가정 등을 무시한 많은 문제점을 가지고 있으나 강탄소성 이론에 의한 여러 연구가 많이 있었다. 예를 들면 이 모델은 긴 보의 경우 사인장 균열하중을 넘어서 추가하중을 받지 못하는 이유를 설명하고 있다.

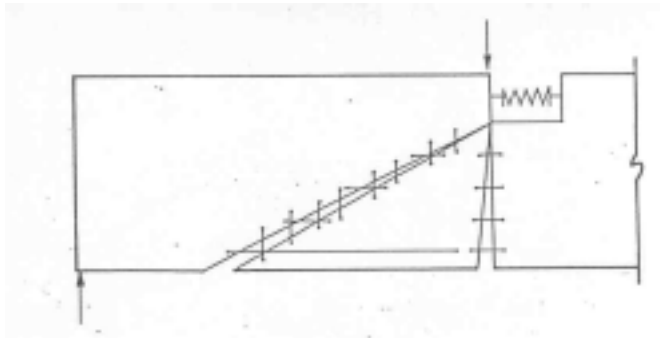


Fig. 15 Rigid elasto-plastic model

사. Zsutty의 통계학적 해석

여러 학자들은 철근콘크리트 보의 전단파괴내력에 영향을 미치는 요인들에 대하여 통계학적인 연구를 하였다. 철근콘크리트 보의 전단실험결과를 통계처리하여 연구한 결과, 휨 전단균열에 가장 크게 영향을 미치는 요인은 콘크리트의 인장강도(f_t) 주인장철근비(ρ), 전단스팬비(a/d)라고 하였다. Zsutty는 통계학적인 방법에 의하여 전단보강철근이 없는 철근콘크리트 보의 전단강도 예측식을 제안하였다. 그는 차원해석기법, 즉 Buckingham의 P_i 이론을 이용하였고, 미지의 계수는 회귀분석하여 결정하였다.

아. Kim & White's Model

Kim & White's Model은 전단철근이 없는 철근콘크리트 보에서 전단파괴는 메카니즘의 근본 성질을 더욱 잘 이해하기 위해서 철근콘크리트 보에서 생기는 경사전단균열의 발생과 진전의 주된 원인을 조사하였다. 균열 크기가 다를 때 보의 정량적인 응답으로 파괴역학을 도입한 유한요소법을 이용하여 검토하였다.

이렇게 균열의 진전을 모의 실험하여 분석한 결과 균열의 크기가 다를 때의 응력상태에 관한 정보를 얻을 수 있었고, 이 분석결과를 바탕으로 하여 전단균열의 발생과 진전의 주된 원인을 도출하였다. 분석 결과를 통하여 도출된 주된

원인을 실험으로도 증명하였다. 결과적으로 철근콘크리트 보의 전단파괴 메카니즘에 관한 새로운 이론을 제안하게 되었는데 이 이론을 정리하면 다음과 같다.

① 경사전단균열의 주된 발생원인은 휨균열이 발생한 후 철근과 콘크리트의 부착력으로 인해 전단응력이 크게 확대되기 때문이라 하고,

② 경사전단균열이 압축역으로 진전되는 주된 원인은 수평균열이다. 경사전단균열이 보가 파괴에 이르게 하지만 경사전단균열의 진전은 전단파괴 메카니즘에서 부차적인 현상이라고 하였으며,

③ 휨 전단파괴하는 보의 전단지간에서 전단력은 보의 파괴를 지배하지 않는다. 철근콘크리트 보의 전단파괴라고 하는 것은 휨 파괴의 일종이다. 철근과 콘크리트의 복합작용이 응력집중을 발생시키고, 이 응력집중이 불완전한 휨 파괴를 유발시킨다. 따라서 전단파괴에 관한 기준의 관례적인 인식들을 재검토할 필요가 있다고 하였다.

Kim & White's Model에서 특이한 점은 휨전단 파괴거동에서 수평균열을 1차적 균열이라고 하였고, 경사 전단균열을 오히려 2차적 균열이라고 한 점이다. 또한, 휨 균열 발생 후 철근과 콘크리트의 부착효과와 보의 아치작용에 따른 국부 응력집중을 고려하여 집중하중을 받는 단순보의 전단균열위치와 전단균열 강도를 구하는 식을 유도하였고, 그 식들은 각각 식(2·17)과 같다.

$$a_c = [p(d/a)^2 / (1 - \sqrt{p})^2]^{1/3} a$$

$$V_{cr} = 9.4 [\sqrt{p} (1 - \sqrt{p})^2 (d/a)]^{1/3} \sqrt{f_{ck}} bd \quad (1b) \quad (2 \cdot 17)$$

상기의 식은 전단균열강도를 비교적 잘 예측하는 식으로 알려져 있다.

Kim & White's Model은 집중하중을 받는 단순보의 전단균열강도 추정식을 유도하는 과정이 이론적인 전체에 근거를 두고 있기 때문에, 이 모델을 집중하중을 받는 단순보와 상이한 전단력과 모멘트 분포를 갖는 보에도 확장하여 적용할 수 있는 가능성이 있다. 또한 임계 전단균열위치(임계거리)를 추정하는 식

을 처음으로 제안한 것도 특이할 만한 점이다.

4) 기존 기준식 및 제안식

전단 설계에 대한 각국의 기준식은 대부분이 실험에 의해 공인된 이론이나 실험결과식에 의존하고 있고, 위의 이론 연구가 접목되고 있는 실정이며 완전한 이론식으로는 발전하지 못하고 있다. 이는 아직까지 철근콘크리트 보의 휨-전단균열의 발생과 진전에 대한 메카니즘이 완전히 규명되지 않았기 때문이다. 하지만 전단에 대한 지속적인 실험연구는 많은 부분을 규명하였고, 현재에도 활발하게 진행되고 있다.

가. ACI 기준식

현재의 ACI318-89에서 사용되는 철근콘크리트 보의 전단 기준식은 1963년 식을 그대로 사용하고 있으며, 콘크리트의 압축강도를 비교적 낮은 14~41 MPa의 범위에서 사용한 시험체의 결과에 기초한 것으로, 공칭 전단강도(nominal shear strength)는 콘크리트 압축강도의 제곱근에 비례하는 것으로 산정하고 있다. 그리고 지간이 5d보다 클 경우는 일반적인 보로 취급하여 사인장 균열강도를 공칭 전단강도로 하며, 전단철근의 효과계수를 1로 일정하게 극한 전단강도를 산정한다. 지간이 5d보다 작은 경우는 깊은 보(deep flexural members)로 취급하여 사인장균열 이후에 아치거동을 고려한 극한 전단강도를 공칭 전단강도로 하며, 전단철근의 효과는 수평철근과 수직철근의 분담으로 나누어 전단강도를 산정하고 있다.

a. 일반 보(Slender Beam)

$$v_{cr} = 0.1578\sqrt{f_{ck}} + 17.25 p_w (Vd/M) \text{ (MPa)} \quad (2 \cdot 18)$$

$$v_u = (0.1578\sqrt{f_{ck}} + 17.25 p_w (Vd/M)) - \frac{A_v f_y}{sb} \quad (2 \cdot 19)$$

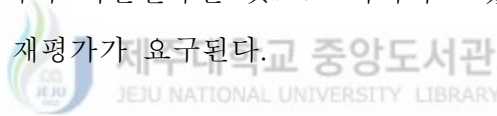
여기서, s 는 전단철근의 간격, A_v 는 전단철근의 단면적, f_y 는 전단철근 철근의 항복강도, p_w 는 주철근의 인장철근비이다.

b. 깊은 보(Deep Flexural member)

$$v_{cr} = [3.5 - 2.5(M/Vd)] \times [\text{식 (2·18)}] \quad (2 \cdot 20)$$

$$v_u = v_{cr} + \frac{A_u}{s} \left(\frac{1 + l_n/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{11 - l_n/d}{12} \right) \frac{f_y}{b} \quad (2 \cdot 21)$$

여기서, $3.5 - 2.5(M/Vd) \leq 2.5$ 이며, 위험단면 ; $a/2 \leq d$, l_n 은 지지점 사이의 순스팬거리, s , s_2 는 각각 수직 전단철근과 수평 전단철근의 간격이며, A_v , A_{vh} 는 각각 수직전단철근과 수평전단철근의 단면적이다. 위 식은 상당히 안전측인 식이나, 실험 데이터와 상당한 분산을 보이고 있다. 콘크리트가 고강도화하고 주철근비가 낮아짐에 따라 비안전측인 것으로 나타나고 있어, 전단 내력에 영향을 미치는 변수들의 재평가가 요구된다.



나. Zsutty의 예측식

Zsutty는 기존의 실험 데이터를 통계분석하여 아래와 같은 통계식을 제안하였다. 철근콘크리트 보의 공칭전단강도를 $f_{ck}^{1/3}$ 에 비례하고, 전단스팬비(a/d)를 2.5로 기준으로 짧은 보와 일반 보로 나누어 아치작용에 대한 영향을 고려하였다.

a. 전단 철근이 없는 경우

① $a/d \geq 2.5$ 인 경우

$$v_u = 2.1746(f_{ck}' p_w d/a)^{1/3} \quad (2 \cdot 22)$$

② $1.5 < a/d < 2.5$ 인 경우

$$v_u = [\text{식 (2·24)}](2.5/(a/d)) \quad (2 \cdot 23)$$

b. 전단 철근이 있는 경우

① $a/d \geq 2.5$ 인 경우

$$v_u = 2.1746(\sqrt{f_{ck}} b_w d/a)^{1/3} + A_v f_y / sb \quad (2 \cdot 24)$$

② $1.5 < a/d < 2.5$ 인 경우

$$v_u = [2.1746(\sqrt{f_{ck}} b_w d/a)^{1/3}](2.5/(a/d)) + A_v f_y / sb \quad (2 \cdot 25)$$

윗 식은 비교적 낮은 강도의 콘크리트를 사용한 부재실험에 기초한 것이다. 콘크리트 강도의 전단에 대한 기여를 1/3지수로 평가하여 고강도 콘크리트에도 비교적 잘 일치하고 있다.



c. 박연동의 예측식

박연동은 부재의 크기 효과를 고려하여 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$v_u = 19.4 f_{ck}^{a/3} b^{3/8} (0.4 + d/a) \left(\frac{1}{\sqrt{d}} + 0.07 \right) bd \text{ (MPa)} \quad (2 \cdot 26)$$

여기서, $a/d \geq 3$ 인 경우 $a=1$, $1 \leq a/d \leq 3$ 인 경우 $a=2-(a/d)/3$ 이다.

d. Mphonde와 Frantz의 예측식

Mphonde와 Frantz는 전단철근이 부담하는 전단강도를 기존에 제안식보다 60% 더 크게 산정하는 예측식을 제안하였으며, 식 (2·27)에 나타난 바와 같다.

a) 전단철근이 없는 경우

$$v_u = (0.12625\sqrt{f_{ck}} + 0.93133) \quad (2 \cdot 27)$$

b) 전단철근이 있는 경우

$$v_u = (0.1254\sqrt{f_{ck}} + 0.6209) + 1.6 \frac{A_v f_v}{bs} \quad (\text{MPa}) \quad (2 \cdot 28)$$



Ⅲ. 역학적 거동 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, 그리고 전단철근의 강도를 실험 변수로 사용하였다. 콘크리트의 예상 강도는 210, 400, 600kgf/cm²를, 전단 경간비는 2와 3을, 강도가 4500과 9000kgf/cm²인 $\phi 10$ 의 전단철근을 사용하였으며, 전단 철근의 배근 간격을 변수로 하였다. 시험체는 단면 20×30cm, 길이 240cm, 휨에 의한 파괴를 막고자 4-D19로 배근하였으며, Fig. 16과 같은 형태로 제작되었고, 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 파괴정도가 너무 심하여 더 이상 가력이 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. 16에서 보는 바와 같이 L.V.D.T.를 설치하였으며, 이들을 데이터 로거에 연결시켜 일정한 시간 간격으로 하중, 변형률 및 변위를 측정하였으며. 매 하중 증가에 따라 시험체의 균열 양상을 육안으로 관찰 기록하였다.

Table 1 Summary of specimen and test results

specimen*	f_{ck} (kgf/cm ²)	shear bar		V_n (tonf)	failure mode**
		ρ_w	$\rho_w f_{yh}$		
L2NOO		0.0	0.0	10.9	F-S
L2LNO		0.0112	39.25	18.92	F-S
L2LWO		0.0056	19.62	17.84	S
L2HWO		0.0049	44.15	18.05	F-S
L3NOO	284	0.0	0.0	9.04	S
L3LNO		0.0112	39.25	18.95	S
L3LWO		0.0056	19.62	18.41	S
L3HWO		0.0049	44.15	17.11	S
M2NOO		0.0	0.0	14.52	F-S
M2LNO		0.0112	39.25	22.36	F-S
M2LWO	585	0.0056	19.62	22.71	S
M2HWO		0.0049	44.15	24.58	S
H2NOO		0.0	0.0	15.68	F-S
H2LNO		0.0112	39.25	24.83	F-S
H2LWO	680	0.0056	19.62	24.8	S
H2HWO		0.0049	44.15	24.23	S

*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($f_{ck}=680\text{kgf/cm}^2$)

** failure mode : F-S : flexure-shear failure,
S : Shear failure

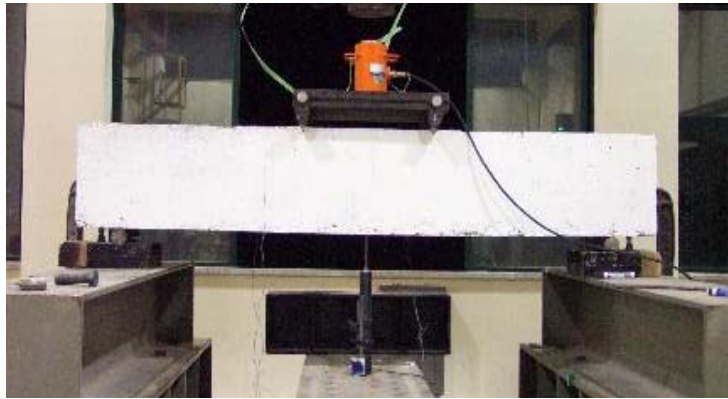


Fig. 16 Test set-up of specimen



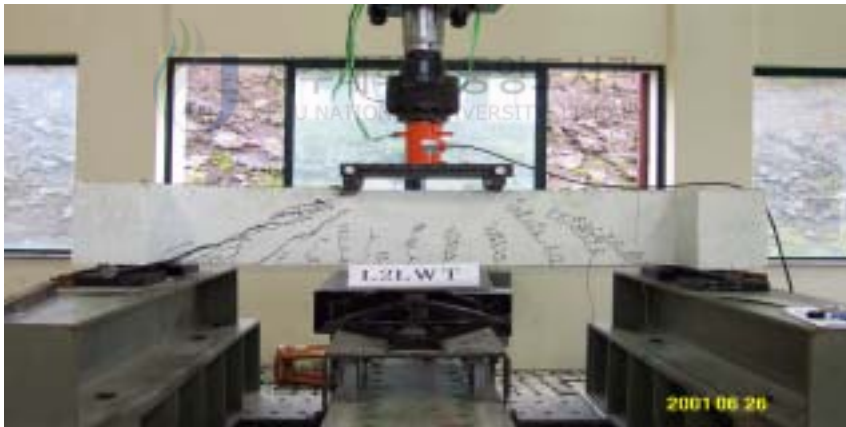
(a) L3HWO



(b) M3LWO



(c) M3NOO



(d) L2LWT

Fig. 17 Failure modes

Table 2. Concrete strength

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

Table 3 Mechanical properties of bars

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

2. 실험 결과

(1) 파괴 양상

Fig. 17은 실험이 끝난 시험체의 파괴 양상을 나타내고 있다. 이들 그림에서 보는 바와 같이 모든 시험체는 전단에 의한 사인장 파괴를 동반한 전단 파괴 양상을 나타냈다. 가력의 초기 단계에서 휨 균열이 발생한 후에 균열이 지점 방향으로 진전되었으며, 사인장 균열이 발생한 후에 급격한 전단 내력의 저하와 함께 전단 파괴가 발생하였다. 전단 경간비가 2에서는 압축측 콘크리트의 압괴를 동반하였으며, 인장측의 주철근은 항복 전에 있었다. 전단 경간비가 3인 시험체에서는 인장측 주철근의 항복을 나타내었다.

콘크리트의 강도가 고강도화 됨에 따라 파괴는 보다 급격하게 발생하였다. 전단 내력

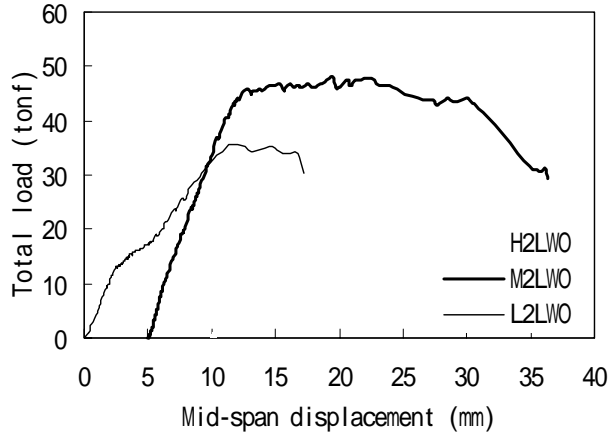
은 전단 철근과 콘크리트에 의해 분담하므로 콘크리트의 강도가 증가함에 따라서 전단 철근의 역할이 상대적으로 감소하여 변형률이 감소하는 것을 볼 수 있었다.

전단 철근의 구속 지수는 전단 철근의 체적과 전단 철근의 항복강도의 곱으로 표현된다. 즉, 동일한 구속 지수에 대하여 고강도의 전단 철근을 사용한다면 배근 간격을 증대시킬 수 있다. 철근콘크리트 설계 기준에서는 전단 철근의 강도를 4000kgf/cm^2 이하로 규정하고 있으나, 본 연구에서는 전단 철근의 강도에 의한 구속 효과를 비교하고자 항복 강도가 9000kgf/cm^2 인 전단 철근을 사용하여 전단 내력 관계를 파악하였다. 그러나 고강도의 전단 철근은 항복 이전에 최대 내력에 달하여 전단 철근의 고강도화는 전단 내력 증진에 효과가 거의 없음을 알 수 있었다.

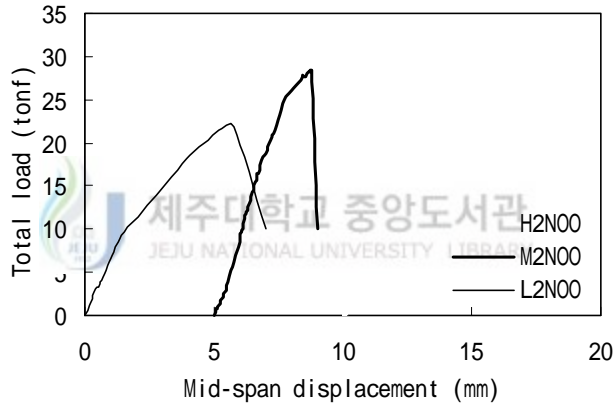
(2) 하중-처짐 관계

Fig. 18은 하중과 처짐 관계를 나타내고 있다. (a)는 전단철근으로 보강된 시험체를, (b)는 무보강된 시험체를 나타낸다. 이들 그림에서 무보강된 시험체는 최대 내력 후에 급격한 내력의 저하와 함께 파괴를 보이고 있다. 그러나 전단철근으로 보강된 시험체에서는 전단철근에 의해 내력이 확보되며, 주철근의 저항으로 급격한 휨 내력의 저하를 나타내지 않았으며, 전단 파괴외에 휨에 의한 파괴 양상을 나타내었다. 이는 주철근의 항복으로 전단에 의한 저항이라기 보다는 휨 저항이 지배적인 것으로 해석될 수 있다.

콘크리트의 강도 증가는 최대 내력의 증가를 나타내었으나, 콘크리트 강도 증가비와 비례하여 전단 내력의 증진을 나타내지는 않았다. 즉, 콘크리트 강도만의 증가로 전단 내력을 증진시킬 수 없으며, 콘크리트 강도의 증가율이 전단 내력의 증가율과 선형으로 비례하지 않음을 의미한다.



(a) $a/d=2$, with shear reinforcements



(b) $a/d=2$, without shear reinforcements

Fig. 18 Load-deflection relation

(3) 콘크리트 강도의 영향

콘크리트의 강도 증가에 따른 시험체의 전단 내력을 Fig. 19에 비교하였다. 이 그림에서 콘크리트 강도 증가에 따라 전단 내력이 증진함을 볼 수 있다. 전단 철근의 배근은 전단 내력의 증진은 보이나, 전단 내력은 전단 철근의 양에 의해 크게 지배되지 않는 것을 볼 수 있다. 그리고 콘크리트 강도의 증가에 따라 전단 내력의 증가율은 전단 철근의 배근양에 관계없이 일정하게 증가함을 볼 수 있다.

(4) 전단 경간비의 영향

전단 경간비에 따른 시험체의 전단 내력 관계를 Fig. 20에 나타내고 있다. 이 그림에서 전단 철근으로 보강되지 않은 시험체에서는 전단 경간비가 증가함에 따라 전단 내력의 저하를 볼 수 있다. 그러나 전단 철근으로 보강된 시험체에서는 전단 경간비에 대한 영향이 거의 없음을 볼 수 있다. 전단 경간비는 철근콘크리트 보의 전단 내력에 큰 영향을 미치는 것으로 보고되고 있다. 본 실험의 결과에서는 전단 경간에 대한 영향이 거의 없는 것으로 나타났으나, 이는 전단에 대한 최대의 저항 능력을 발휘하기 이전에 휨에 의한 주철근의 항복이나 인장 주철근의 항복에 의한 휨 파괴 양상을 보였기 때문이라 판단된다. 이와 같이 전단에 의해 지배적으로 파괴가 발생하지 않을 경우에는 휨에 의한 능력이 보의 내력을 지배할 수 있을 것이라 사료된다.

(5) 전단 철근비에 대한 영향

전단 철근의 배근양에 따른 전단 내력 관계를 Fig. 21에 나타내고 있다. 이 그림에서도 볼 수 있는 바와 같이 전단 철근에 의한 보강은 전단 내력의 증가를 나타내나, 0.0056 이상 전단 철근을 배근한다면 전단 내력에는 크게 영향을 미치지 않는 것을 볼 수 있다. 그리고 전단 경간비에 대해서도 영향이 없음을 볼 수 있다. 일반적으로 전단 경간비가 감소하면 전단 내력은 증가한다. 그러나 이들 관계에서 전단 내력이 거의 일정한 것으로 나타난 이유는 전단 경간비가 감소하여도 휨에 의한 영향이 발생한 것으로 전단 내력이 일정하게 나타난 것으로 판단된다.

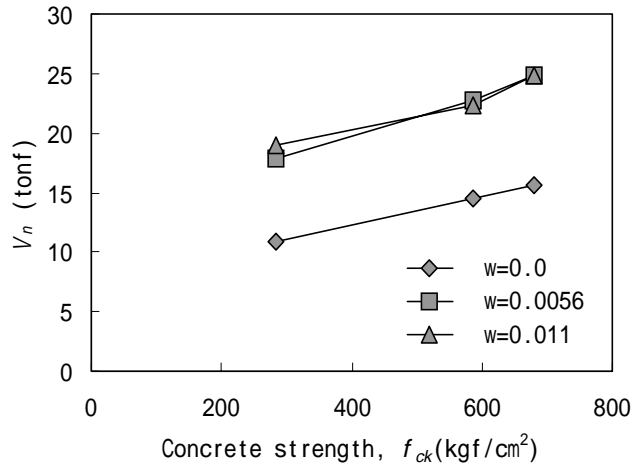


Fig. 19 Shear strength according to concrete strength

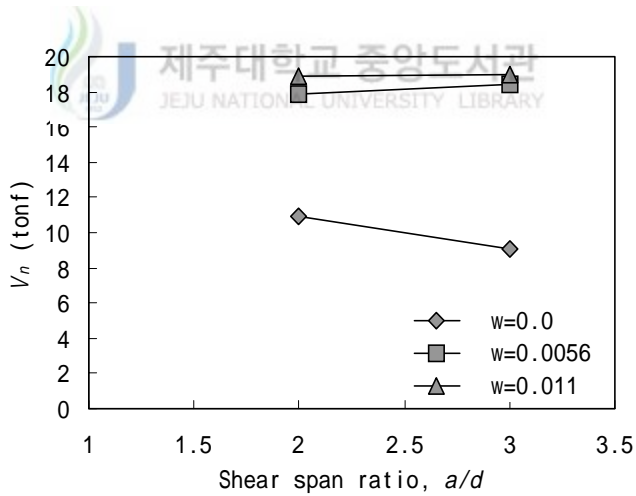


Fig. 20 Shear strength according to a/d

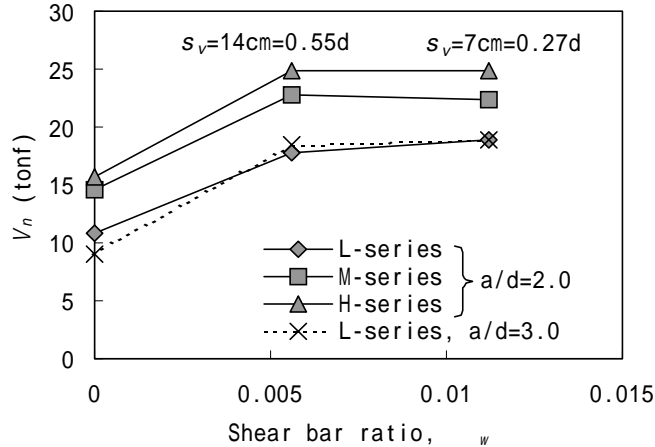


Fig. 21 Shear strength according to shear bar ratio

(6) 전단 철근의 강도에 대한 영향

전단 철근의 강도 증가에 따른 전단 내력을 Fig. 22에 나타내고 있다. 이 그림에서는 전단 철근의 강도 증가에 따라 전단 내력은 거의 일정한 것을 볼 수 있다. 즉, 전단 철근의 강도 변화는 전단 내력에 그다지 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다. 전단 철근의 강도를 4000kgf/cm^2 이하로 규정하고 있는 철근콘크리트 구조 설계 기준과 부합되는 결과라고 볼 수 있다. 그러므로 전단 철근의 강도만을 증가시켜 전단 내력을 증진시킬 수는 없다.

전단 철근에 의한 구속 지수는 전단 철근의 배근량과 전단 철근의 강도의 곱으로 표현된다. Fig. 23은 구속 지수와 전단 내력과의 관계를 나타내고 있다. 이 그림에서 볼 수 있는 바와 같이 구속 지수에 의한 영향은 거의 없음을 볼 수 있으며, 단지 콘크리트 강도의 증가로 내력의 증진만을 보일 뿐이다. 그 이유는 전단외에 휩에 의한 파괴가 선행하여 전단 철근의 구속력이 극대화 되지 않았기 때문이라 판단된다.

전단 철근의 최적 설계는 최대 전단 내력에 달할 때까지 전단 철근에 의한 구속이 이루어져 궁극적으로 항복을 할 경우에 해당한다. Fig. 24는 하중에 따른 전단 철근의 변형률 관계를 나타내고 있다. 이 그림에서 보통 강도의 전단 철근은 최대 하중시에 이미 항복을 한 것으로 보아 적절하게 구속이 이루어졌음을 볼 수 있다, 반면에 고강도의 전단 철근을 사용할 경우에는 항복 이전에 최대 하중에 달하였으며, 파괴에 이를 때까지

도 전단 철근은 항복하지 않는 것으로 보아 전단 철근의 배근 설계가 적절하지 않음을 알 수 있다.

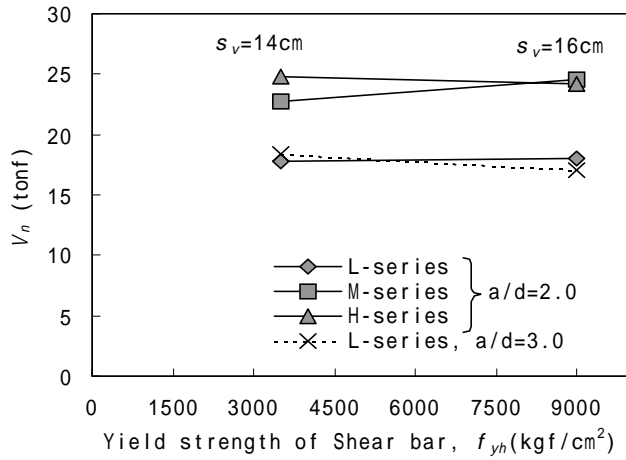


Fig. 22 Shear strength according to the strength of shear reinforcement

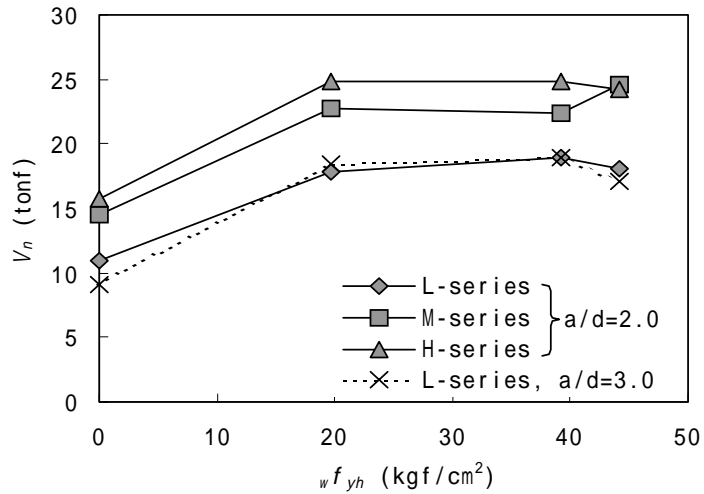
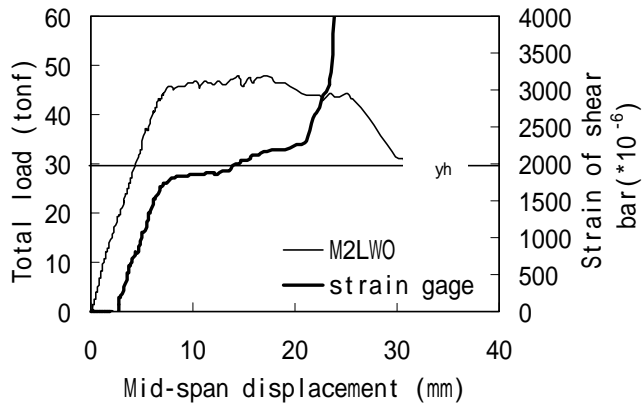
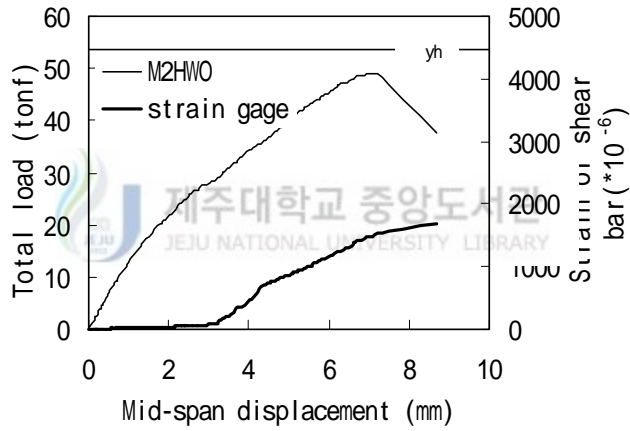


Fig. 23 Shear strength according to confinement index



(a) normal-strength shear bar



(b) high-strength shear bar

Fig. 24 Effects of the strength of shear bars

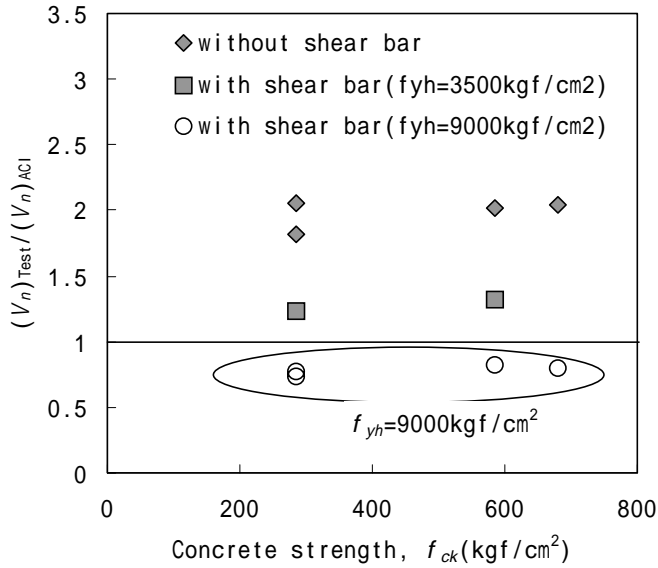


Fig. 25 Comparison with the ACI code

(7) ACI 기준과의 비교



Fig. 25은 실험 결과를 ACI 기준과 비교하고 있다. 기준에서는 전단 철근의 강도 상한을 4000kgf/cm^2 이하로 규정하고 있으므로 고강도의 전단 철근은 ACI 기준을 만족하지 않는 것으로 나타났다. 그러나 보통 강도의 전단 철근을 사용할 경우에는 기준을 충족하고 있음을 볼 수 있다.

IV. 결 론

본 연구는 철근콘크리트 보의 전단에 대해 영향을 미치는 다양한 요인들 중 콘크리트의 압축강도, 전단경간비, 전단철근의 강도, 전단철근의 간격을 변수로 하는 총 16개의 시험체를 제작하여 실험을 실시해 전단 내력을 평가하였다. 그 결과 모든 시험체들은 전단 파괴외에 시험체 일부에서는 휨 파괴를 동반하였으며, 이 실험을 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1) 전단철근으로 보강된 시험체에서는 전단철근에 의해 내력이 확보되며, 일부 시험체에서는 전단 파괴외에 휨에 의한 파괴 양상을 나타내었다.

2) 콘크리트의 강도 증가는 최대 내력의 증가를 나타내었으나, 콘크리트 강도 증가비와 비례하여 전단 내력의 증진을 나타내지는 않았다.

3) 전단 철근의 배근은 전단 내력의 증진은 보이나, 전단 철근의 배근양을 증가시킬 때, 콘크리트의 강도의 영향은 그다지 크지 않음을 알 수 있다.

4) 전단 철근으로 보강되지 않은 시험체에서는 전단 경간비가 증가함에 따라 전단 내력의 저하를 볼 수 있다. 그러나 전단 철근으로 보강된 시험체에서는 전단 경간비에 대한 영향이 거의 없음을 알 수 있었으며, 이는 휨에 의한 파괴가 선행하여 전단에 저항 범위를 벗어났기 때문이라 사료된다.

5) 전단 철근에 의한 보강은 전단 내력의 증가를 나타내나, 0.0056 이상 전단 철근을 배근한다면 전단 내력에는 크게 영향을 미치지 않았다.

6) 전단 철근의 강도를 4000kgf/cm^2 이하로 규정하고 있는 철근콘크리트 구조 설계 기준과 부합되는 결과를 얻었다.

7) 기준에서는 전단 철근의 강도 상한을 4000kgf/cm^2 이하로 규정하고 있으므로 고강도의 전단 철근은 ACI 기준을 만족하지 않는 것으로 나타났다. 그러나 보통 강도의 전단 철근을 사용할 경우에는 기준을 충족하고 있음을 볼 수 있다.

기 호

- a : 전단스판
b : 단면폭
d : 단면 유효 춤
 E_c : 콘크리트 탄성계수
f : 휨응력
 f_{cc} : 구속된 콘크리트의 최대 강도
 f_{ck} : 구속되지 않은 콘크리트의 최대 강도
 f_y : 주철근의 항복강도
n : 탄성계수
 p_u : 극한 하중
s : 전단철근 간격
t : 철근의 인장력
v : 전단력
 v_c : 콘크리트 전단강도
 v_{cr} : 경사 균열 전단력
 v_n : 전단내력
 v_s : 균열면과 교차된 스트립이 부담하는 전단력
 ρ_s : 전단철근 체적비
 β : 극한강도 설계기준에서 응력블록 춤 계수
 β_1 : 구속된 코아 콘크리트서 응력블록 춤 계수
 ϵ_y : 주철근의 항복 변형률
k : 증립축 비
 ρ : 주 인장 철근비
 ρ_b : 극한강도 설계기준에 의한 평형철근비
 ρ_{max} : 구속된 철근콘크리트 보의 최대 철근비
 ρ_w : 인장 철근비
 $\rho_{wf_{y,h}}$: 구속지수



참고문헌

- 1) 은 희창 외 4인 2000. 철근콘크리트 구조설계. 태림문화사.
- 2) 정현수, 박기철, 이영호 1988. “철근콘크리트 보의 전단강도 예측에 관한 연구.” 대한건축학회 학술발표논문집. 제8권 제1호. pp. 483~486.
- 3) 김진근, 박연동. 1993. “스터럽이 없는 고강도 철근 콘크리트보의 전단강도 특성에 관한 실험적 연구”. 한국콘크리트학회지. 5(1) : pp. 103-113
- 4) 권영호. 1990. “고강도 철근 콘크리트 보의 전단거동에 관한 연구”. 한양대학교대학원 건축공학과 석사학위논문 : p. 112
- 5) 고광일, 김 우. 1989. “고강도 철근 콘크리트 보의 전단강도에 관한 연구”. 대한토목 학회 논문집. 9(4) : pp. 63-71.
- 6) 신성우, 이광수, 권영호, 오정근. 1989. “전단보강이 없는 고강도 철근 콘크리트 보의 전단 역학적 거동에 관한 연구”. 한국콘크리트학회지. 1(1) : pp. 67-74.
- 7) 권영호, 이광수, 오정근, 신성우. 1989. “전단보강이 있는 고강도 철근 콘크리트 부재의 전단강도에 관한 연구”. 한국건축학회 학술발표논문집 9 : pp. 479-482.
- 8) 윤영수. 1994. “철근 콘크리트 보의 고강도화에 따른 전단거동에 관한 연구”, 한국콘크리트 학회지. 6(6) : pp. 193-194.
- 9) 건설부. 1986. 콘크리트 표준시방서 : pp. 103-328.
- 10) 문정일, 박희민, 신성우, 오정근, 이승훈, 임남재. 1992. “전단-스팬비가 작은 고강도 철근 콘크리트 보의 전단성능에 관한 실험적 연구”. 한국콘크리트학회지. 4(4) : pp. 171-179.
- 11) 박연동. 1994. “고강도 콘크리트의 재료 특성 및 철근 콘크리트 보의 전단 강도에 관한 연구”. 한국과학기술원 토목공학과 박사학위논문 : p. 150.
- 12) 고광일. 1990. “고강도 철근콘크리트 보의 전단 강도에 관한 연구,” 전남대학교 대학원 토목공학과 박사학위논문.
- 13) 신성우, 이광수, 권영호, 오정근. 1990. “전단보강이 없는 고강도 철근콘크리트 보의 전단역학적 거동에 관한 연구,” 콘크리트 학회지, 제2권 1호, pp. 91~100.

- 14) 윤영수. 1994. "철근콘크리트 보의 고강도화에 따른 전단 거동에 관한 연구," 콘크리트 학회지, 제6권 6호, pp. 190~198.
- 15) R. C. Fenwick and T. Pauley 1968. Mechanism of Shear Resistance of Concrete Beams. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 94, No.ST10, pp.2235~2350.
- 16) R. N. White and M. J. Holley 1972. Experimental Studies of Membrane Shear Transfer. Journal of Structural Division, ASCE, pp.1835~1865.
- 17) H. Dulacska 1972. Dowel Action of Reinforcement Crossing Cracks in Concrete. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 69, No.ST12, pp. 754~757.
- 18) G. N. J. Kani 1964. The Riddle of Shear Failure. ACI Journal
- 19) 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.
- 20) ACI committee 318. 1989. building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89). American Concrete Institute. Detroit : p. 353.
- 21) Kim. W. 1987. "Shear-Critical cracks in Reinforced Concrete Beams Without Web Reinforcement": their Initiation and Propagation, PhD dissertation, Structural Engineering Department, Cornell University Ithaca, New York :pp. 185-225.
- 22) Kani, G.N.J. 1966. "Basic Facts Concerning Shear Failure". ACI Journal. Proceedings 63(6) : pp. 675-692.
- 23) ACI11 Committee 363. 1984. State-of-the Art Report on High-strength concrete.1 (ACI1 363R-84). American Concrete Institute. Detroit : p. 48
- 24) 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.
- 25) Norweigan Code NS 3473. 1989. Concrete Structuress. Design Rules : p. 275.

- 26) ACI-ASCE Committee 326. 1962. Shear and Diagonal Tension. Part 2-Beams and Frames. ACI Journal. Proceedings 65(2) : pp. 277-311.
- 27) Mphonde, A.G. and Frantz. G.C. 1984. "Shear Strength of High Strength Reinforced Concrete Beams". Report CE84-157. University of Connecticut. Storrs : p. 260.
- 28) ASCE-ACI Committee 426. 1973. The Shear Strength of Reinforced Concrete Members. Journal of the Structural Division. ASCE. 99(6) : pp. 1091-1188.
- 29) Collins, M.P. 1978. "Toward a Rational Theory for RC Members in Shear". Journal of the Structural Division. ASCE. 104(4) : pp. 649-666.
- 30) Taylor, H.P.J. 1960. "Some Shear Tests on Reinforced Concrete Beams without Shear Reinforcement". Magazine of Concrete Research. 12(36) : pp. 145-154.
- 31) Zsutty, T.C. 1971. "Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beams Tests". ACI Journal. Proceeding 68(20) : pp. 138-143.
- 32) Bresler, B. and Scordelis. A. C. 1963. "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams". ACI Journal. Proceedings 60(1) : pp. 51-74.
- 33) Johnston, B. and Cox. K. C. 1939. "High Yield Point steel as tension Reinforcement in Beams". ACI Journal. proceedings 36(1) : pp. 65-80.
- 34) Leonhardt, F. and Walther, R. "Contribution to the Treatment of Shear Problems in Reinforced Concrete," Beton-und-Stahl-betonbau(Berlin) ; p 57.
- 35) Mattock, A.H. 1969. "Diagonal Tension Cracking in Concrete Beams with Axial Forces," ASCE, pp. 1887~1900.
- 36) Mattock, A.H. etc. 1971. "Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams With Axial Force," ASCE, pp. 2277~2297.
- 37) Mattock, A.H. and Zuhua Wang 1984. "Shear Strength of Reinforced Concrete Members Subjected to High Axial Compressive Stress," ACI Journal, pp. 287~289.

- 38) Smith, K.H. and Vantsiotis, A.S. 1982. "Shear Strength of Deep Beams," ACI Journal.
- 39) Mphonde, A.G. and Franze, G.C. 1984. "Shear Tests of High and Low Strength Concrete Beams Without Stirrups," ACI Journal, pp. 350~357.
- 40) 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.
- 41) 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.
- 42) 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.
- 43) Mphonde, A.G. 1989. "Use of Stirrup Effectiveness in Shear Design of Concrete Beams," ACI Structural Journal, 86(5), pp. 541~545.
- 44) 野口 博, 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.

감 사 의 글

“시작이 반이다.” 라는 주위분들의 격려에 힘입어 공부를 시작한 게 어제 일 같은데 벌써 2년 여의 시간이 지났습니다.

그동안 바쁜 직장생활 속에서도 제가 학업에 열중할 수 있도록 많은 용기와 도움을 주신 모든 분들께 진심으로 감사를 드립니다.

무엇보다 이 논문이 완성되기까지 아낌없는 격려와 정성으로 지도해주신 은희창교수님께 깊은 감사를 드리며, 입학에서 졸업때까지 많은 격려와 용기를 주셨던 서일교교수님, 김태일교수님, 박철민교수님, 최동호교수님, 나수연교수님께 고개 숙여 감사를 드립니다.

또한 어려운 환경에서도 서로 돕고 격려해 준 학우들에게 고마움을 전하며 그들의 앞날에 무궁한 발전과 행운이 함께하기를 기원합니다.

그리고 제가 학업에 열중할 수 있도록 배려해 주신 아산종합건설(주) 현승헌 사장님을 비롯한 동료 및 후배들에게도 감사드립니다.

끝으로 늘 제 편에 서서 모든 일에 큰 힘이 되어주시는 장모님과 곁에서 묵묵히 내조해 준 아내, 그리고 학업에 바쁜 아버지를 누구보다 자랑스럽게 여겨준 사랑스러운 세 아들 유완, 지완, 장완이와 함께 이 기쁨을 나누고 싶습니다.

2002년 12월

신 영 진 올 립