

碩士學位論文

剪斷鐵筋으로 補强된
過大鐵筋 보의 力學的 特性

指導教授 徐 日 教



濟州大學校 產業大學院

建設環境工學科

金 秉 湖

2001

剪斷鐵筋으로 補強된
過大鐵筋 보의 力學的 特性

指導教授 徐 日 教

이 論文을 工學 碩士學位 論文으로 提出함.

2001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 秉 湖

金秉湖의 工學 碩士學位論文을 認准함.

2001年 月 日

委員長 _____ 印

委 員 _____ 印

委 員 _____ 印

목 차

목차	i
Summary	iii
Figure Contents	v
Table Contents	vi
Photo Contents	vii
I. 서 론	1
1. 연구의 배경	1
2. 연구의 목적	2
3. 연구 방법 및 범위	3
4. 기존의 연구	4
II. 철근콘크리트 보의 휨 거동	5
1. 단근 장방형보의 휨 거동	5
2. 보의 파괴 양상 비교	6
3. 단근장방형 보의 최대 휨 내력	8
4. 횡방향철근에 의한 콘크리트의 구속	14
III. 실험	18
1. 시험체 계획	18
2. 사용 재료의 역학적 특성	18
3. 시험체 제작	21
4. 가력 및 측정 방법	27
IV. 실험 결과 및 분석	30
1. 시험체의 휨 거동	30
2. 파괴 양상	32
3. 전단철근의 영향	36

4. 주 철근 및 구속된 콘크리트의 거동	38
5. 전단철근의 거동	38
6. 구속된 과대철근 보의 휨 해석	42
V. 결론	45
참고문헌	46



Mechanical Characteristics of Over-Reinforced Concrete Beams Confined by Shear Reinforcements

Kim, Byung-Ho

Department of Construction and Environmental Engineering
Graduate School of Industry
Cheju National University
Supervised by Professor Suh, Ill-Gyo



This experimental study considers the mechanical behavior of over-reinforced concrete beams confined by shear reinforcements. The structural design of longitudinal steel for reinforced concrete beams generally depends on the flexural moment regardless of the shear force. Thus, most of design specifications for reinforced concrete structures require the under-reinforced design philosophy to result in the flexural failure by the yielding of tensile steel. However, they do not include the influence of the shear reinforcements to do the flexural design. The shear reinforcement maintains the increment of shear strength and flexural ductility. In this study to consider the effects of the shear reinforcements in flexural region, the mechanical behavior of reinforced concrete beams confined by the shear reinforcements is compared with under, balanced, and over-reinforcements, and the confinement effect of the shear reinforcements is investigated in the flexural region. From this experimental and analytical study, we observed the following results.

1. The nominal flexural capacity depends on the amount of longitudinal bars, but the shear reinforcements do not have an effect on the flexural capacity.
2. The rate of increase of flexural capacity decrease as the steel ratio increases. This result indicates the utilization of high strength concrete for the increase of compression force

of beam.

3. The ductility of the specimens with over-reinforcement steel ratio can be maintained by the shear reinforcements of 3.5cm spacing.

4. From the yielding of the shear reinforcements in flexural region, we realized that the shear reinforcements in flexural region have an important role for maintaining the flexural ductility.

5. The analytical results using the stress-strain relation of confined concrete had good agreement with the experimental ones. Also, we observed that the utilization of the stress-strain relation of confined concrete can derive the proper mechanical behavior of reinforced concrete beam confined by the shear reinforcements.



Figure Contents

Fig. 1 Stress and strain distribution according to acting loads	6
Fig. 2 Stress and strain distribution corresponding to ultimate state	7
Fig. 3 Configuration types of shear reinforcement	12
Fig. 4 Force distribution after diagonal crack of reinforced concrete beam with shear reinforcements	12
Fig. 5 Internal distribution of shear force	13
Fig. 6 Mechanical behavior of reinforced concrete column confined by ties or spirals	15
Fig. 7 Tri-axial stress of concrete in spirally confined core concrete	17
Fig. 8 Details of specimen	20
Fig. 9 Stress-strain curves of steels	21
Fig. 10 Measuring equipments for experiment	28
Fig. 11 Load-deflection curves of over-reinforced concrete beam	31
Fig. 12 Load-deflection curves	33
Fig. 13 Flexural capacity of beam according to the spacing of shear reinforcements	37
Fig. 14 Relation of ductility ratio and spacing of shear reinforcements	37
Fig. 15 Load-deflection and -strain curves of over-reinforced concrete beam	39
Fig. 16 Bondage location of strain gage at shear reinforcement	40
Fig. 17 Behavior of shear reinforcement in over-reinforcement beam	41
Fig. 18 Grid of beam cross-section	42
Fig. 19 Comparison of analytic and experimental results	43

Table contents

Table 1 Summary of specimens	19
Table 2 Mechanical properties of steels	21
Table 3 Summary of experimental results	31



Photo contents

Photo 1 Manufacture of forms	22
Photo 2 Bondage of strain gauge	22
Photo 3 Assembling work of steels	23
Photo 4 Assembled steels	23
Photo 5 Placing of assembled steels in forms	24
Photo 6 Placing of concrete by ready mixed concrete	24
Photo 7 Slump test	25
Photo 8 Compact of concrete by vibrator	25
Photo 9 Specimens and cylinders after placing of concrete	26
Photo 10 Demoulding of forms	26
Photo 11 Installation of specimen and experimental equipments	28
Photo 12 Installation of L.V.D.T.	29
Photo 13 Data logger	29
Photo 14 Under-reinforced concrete beam	34
Photo 15 Balanced concrete beam	34
Photo 16 Over-reinforced concrete beam	35
Photo 17 Most over-reinforced concrete beam	35

I. 서론

1. 연구의 배경

철근콘크리트 구조는 콘크리트와 철근 두 재료에 의해 합성되므로 단일재인 철골구조나 목구조와는 그 특성이 매우 다르다. 즉, 콘크리트와 철근은 상이한 성질을 가지고 있으나, 두 재료가 일체가 되어 거동하게 된다. 강도 측면에서 두 재료의 특성을 보면 콘크리트는 압축강도가 강한 반면 인장강도가 약하고, 철근은 인장강도가 큰 반면 압축력을 받으면 좌굴을 피할 수 없다.

철근콘크리트 보의 휨에 저항하여 단면의 크기가 결정되고 주철근의 배근 설계가 이루어진다. 철근콘크리트 구조는 콘크리트가 압축력을 분담하고 철근에 의해 인장력을 분담하는 원리를 근거로 한다. 그리하여 보의 인장측에 주철근을 배근하게 되므로 주철근의 양을 늘리면 주철근에 의한 인장력의 분담 정도가 증가하게 될 것이다. 그러나 보의 설계에서 단면에 작용하는 인장력과 압축력은 동일하여야 하므로 압축측의 영역을 증가시키거나 콘크리트의 강도를 고강도화 시켜야 할 것이다. 반면에, 단면의 크기를 증가시킬 수 없거나 고강도화가 불가능할 경우에 철근의 비는 증가하게 된다.

철근콘크리트 보의 설계에서 단면에 배근하는 주철근은 균형철근비 이하인 과소철근비로 배근하도록 규정하고 있다. 이는 보의 파괴가 일어날 경우에 건축물을 사용하는 사람들이 대피할 수 있는 시간적인 여유를 제공하고자 휨파괴를 유도하고 있다. 즉, 인장측에 배근된 주철근의 항복 이후에 압축측 콘크리트의 압괴에 의한 파괴를 요구하고 있다. 전단파괴나 주철근의 항복 이전에 압축측 콘크리트의 압괴를 일으키는 급격한 파괴는 배제하고 있다. 따라서, 철근비를 증가시켜 균형철근비 이상으로 하는 철근의 배근은 설계에서 배제되고 있다.

국내외 철근콘크리트 구조설계 기준에서는 특별히 많은 연성이 요구하지 않는 경우 $0.75\rho_b$ 의 제한을 두고 있으며, 연속부재와 골조에서 모멘트 재분배를 위한 설계와 같이

더 큰 연성이 요구되는 경우 힌지 부위의 인장철근비는 $0.5\rho_b$ 로 제한하고 있다. 그러나, 층고의 제한으로 인해 층이 한정적인 보에 높은 휨모멘트가 작용하는 경우나 또는 완자력 발전소나 방호건물 등(Krauthammer 등 1987)에는 과대철근보를 적용한 설계가 불가피하다.

전단철근은 부재의 전단력을 부담하여 전단내력을 증진시키고, 주철근의 위치를 고정시키는 역할 외에 휨에 대하여 연성을 개선시켜 소성 힌지의 회전 능력을 크게 향상시킬 수 있다. 이는 전단철근으로 보강된 압축축 코어 콘크리트에 의해 연성이 증진되었기 때문이다. 콘크리트의 외면을 철근에 의해 구속시킨 콘크리트는 내력과 연성을 증진시킨다. 이러한 현상은 전단철근으로 보강된 철근콘크리트 보의 압축 영역에서도 관찰되며, 연성은 증진되나, 피복의 박리 및 압축영역의 감소로 휨 내력은 좀처럼 개선되지 않는다. 특히, 철근콘크리트 보에서 전단철근과 휨 거동에 대한 연구의 부족으로 설계 기준에서는 전단철근이 휨 거동에 미치는 영향은 고려하고 있지 않다.

따라서, 본 연구에서는 주철근비에 따른 전단철근의 배근 간격을 변화시켜 전단철근에 의한 구속 효과를 실험을 통하여 살펴본다. 특히, 과대 철근으로 배근된 철근콘크리트 보에서의 역학적인 거동을 과소 배근된 보와 비교를 실시하여 전단철근에 의한 구속 효과 및 연성의 개선 정도를 평가한다. 그리고 이론 해석을 실시하여 실험 결과와 비교함으로써 이론 해석의 타당성을 입증한다.

2. 연구의 목적

전단철근의 배근은 주로 철근콘크리트 보의 전단내력을 증진시킬 목적으로 배근 설계가 이루어진다. 전단철근은 콘크리트를 구속하여 전단내력 및 연성을 증진시키나, 설계시 휨 거동에 대한 전단철근의 영향을 고려하지 않고 설계가 행해진다. 그러나 전단철근이나 띠철근에 의해 구속된 콘크리트는 최대 압축 응력과 연성의 증진 효과를 나타낸다. 그리하여 철근콘크리트 보에서 압축축 콘크리트를 전단철근에 의해 보강을 행한다면 압축축 콘크리트에 의한 압축력을 증진시킬 수 있으므로 인장축에 배근된 철근의 양을 증가시켜 과대철근 비로 배근하여도 급격한 취성 파괴는 막을 수 있을 것이다.

따라서, 본 연구에서는 전단철근에 의해 압축축 콘크리트를 구속할 목적으로 배근한

전단철근의 배근 간격을 변화시켜 그 구속효과와 파괴양상을 파악하는 것을 목적으로 한다. 이 때, 주철근비를 변화시켜 주철근비에 따른 최대 휨내력을 비교하며, 각 철근비에 대하여 전단철근의 구속 영향을 비교한다. 특히, 과대 철근으로 배근된 철근콘크리트 보에서의 역학적인 거동을 과소 배근된 보와 비교를 실시하여 전단철근에 의한 구속 효과 및 연성의 개선 정도를 평가한다. 그리고 전단철근의 배근 목적인 전단 영역내에 전단철근의 역할과 휨영역에서의 역할을 비교하여 휨 영역에서의 전단철근 사용의 타당성을 검증하며, 이론 해석을 실시하여 실험 결과와 비교함으로써 이론 해석의 타당성을 입증한다. 이 실험 및 이론 해석의 결과는 철근콘크리트 설계에서 배제하고 있는 과대철근으로 배근이 가능함을 보여주며, 나아가 실무나 설계 기준을 위한 기초적인 자료로 활용이 가능할 것이다.

3. 연구의 방법 및 범위

본 연구는 전단철근이 휨 영역에 배근되었을 경우에 철근콘크리트 보의 압축축 콘크리트를 구속하여 보의 휨 거동에 미치는 영향을 파악한다. 그리하여, 주철근비와 전단철근의 배근 간격을 변수로 실험을 실시한다. 전단경간비는 3.7로 동일하게 휨 파괴를 나타내도록 보를 설계하였으며, 순수 휨을 고려하기 위하여 이점재하를 실시하였다. 시험체는 총 10개로 제주대학교 구조실험실에서 직접 제작하여 철골프레임에 의해 가력하였다. 그리고 실험 결과의 타당성을 파악하고자 전단철근에 의한 구속을 나타내는 응력-변형률 관계를 사용하여 보의 휨 거동을 이론적으로 해석하였다. 연구의 내용과 범위는 다음으로 요약된다.

첫째, 주철근비에 따른 보의 최대 휨 내력의 비교

둘째, 전단철근의 배근 간격에 따른 보의 파괴 양상 및 연성의 비교

셋째, 전단영역과 휨영역에서의 전단철근의 역할 비교

넷째, 이론 해석결과와의 비교를 통한 실험 결과의 타당성 검증

4. 기존의 연구

전단철근이 휨에 미치는 영향에 관한 연구로, Base와 Read(1965)는 압축축 콘크리트를 나선철근으로 보강하여 휨 거동을 파악하였으며, 과대철근 보의 소성 회전 능력을 파악하였다. Surendra(1970) 등은 과대철근 보에서 압축철근, 전단철근, 강섬유에 따른 연성의 증진 정도를 실험적으로 비교하였다. Krauthammer(1987) 등은 과소 및 과대철근 보에서 전단철근이 휨 내력에 미치는 영향을 파악하였다. Tomaszewicz(1993)과 Hansen는 전단철근에 의한 압축축 콘크리트를 구속하여 고강도 콘크리트 보의 휨 연성을 개선시킬 수 있음을 보였다. Ziara 등(1993, 1995)은 전단철근에 의한 휨 내력 및 연성의 개선을 파악하여 그 설계 방안을 제시하였다. Pendyala(1996) 등은 철근콘크리트 보에서 전단철근을 배근함으로써 소성 회전 능력을 증진시킬 수 있음을 보였다. Mansur 등(1997)은 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계로부터 과대철근 보의 휨 거동 해석을 실시하였다. 그러나 이들 연구 결과들이나 구속된 콘크리트에 관한 연구 결과들에 의하면 구속된 콘크리트의 역학적인 거동에 영향을 미치는 다양한 요인들로 인하여 명확한 관계가 설정되지 않았으므로 이들에 대한 보다 광범위한 연구의 필요성이 있다.

II. 철근콘크리트 보의 휨 거동

1. 단근 장방형보의 휨거동

철근콘크리트 보가 휨모멘트를 받을 때 인장측에만 철근이 배근되어 있고 압축측에는 콘크리트만이 휨을 받는 보를 단근보라고 하며, 만약 압축측에 압축철근이 배근되어 있으면 복근보라 한다.

철근콘크리트 휨부재에 초기 하중으로부터 점점 증가하는 하중을 가하면, 응력의 비선형 상태 그리고 파괴에 이르는 극한 하중 상태에 이르며, 이들 각각의 휨거동 (flexural behavior)을 요약하면 Fig. 1과 같다. 초기 재하단계인 Fig. 1(a)에서 중립축은 거의 부재 중심에 위치하고, 응력-변형률은 탄성 거동을 하는 선형상태로 아직 인장균열은 발생하지 않았고, 대략 항복 모멘트의 20% 이하인 초기 거동을 나타낸 것이다. 하중이 증가하여 응력-변형률 관계가 탄성 범위를 벗어난 Fig. 1(b)는 압축 응력 분포가 비선형 상태로, 인장 균열이 생기고 중립축은 압축측으로 이동하며, 균열은 이미 부재 중심부근까지 진전된 경우이다. 이 때, 압축응력 분포는 비선형을 나타내고 있지만 직선분포로 가정하여 설계하는 것이 허용응력 설계법이다.

하중을 보다 증가시켜 극한 상태의 응력 분포를 나타낸 것이 Fig. 1(c)이다. 중립축은 압축측으로 더 접근하고, 이 때는 철근이 항복하게 된다. 이 때가 극한강도 설계법에 해당되어 항복 강도에 철근 단면적을 곱한 인장력과 같은 크기의 압축력 사이의 우력이 내부 저항 모멘트가 되어 작용하중에 의한 모멘트와 평형을 이루게 된다. 이전 단계에서도 인장과 압축력의 합이 0이 되고, 이 두 힘에 의한 우력 모멘트가 외부 모멘트와 평형을 이루게 된다. 그리하여 인장측의 철근의 단면적을 늘리거나 고강도 철근을 사용하게 된다면 인장력의 증가를 유도하므로 압축측 콘크리트의 강도나 압축 영역을 증가시킬 필요가 있다. 역으로 고강도 콘크리트의 출현은 압축력을 증가시키므로 인장측에 고강도 철근의 사용이나 철근의 단면을 증가시킬 수 있으며, 혹은 보의 단면적을 줄일 수 있을 것이다. 이러한 설계법들은 인장측 철근의 항복을 전제로 설계가 이루어

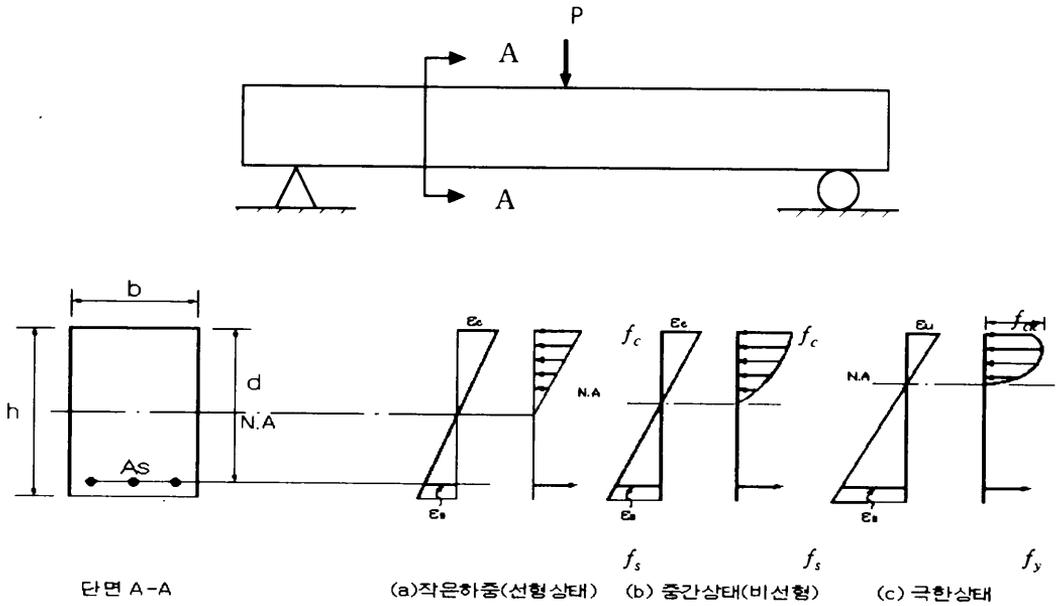


Fig. 1 Stress and strain distribution according to acting loads

지며, 다음과 같은 보의 파괴 양상을 고려할 수 있다.

2. 보의 파괴 양상 비교

철근콘크리트 보는 철근과 콘크리트에 의해 힘을 전달하는 휨 부재로, 휨에 의해서 유발되는 압축측에서 콘크리트, 인장측에서 철근에 의해 각각 힘을 부담하므로 재료적인 역학적 한계에 의해 그 거동이 결정된다. 그러므로 콘크리트나 철근 중에 선행되는 재료적인 파괴에 의해 그 파괴 양상이 결정된다. 즉, 동일 단면과 콘크리트를 사용할 경우에 철근의 배근량에 따라 보가 파괴되는 양상은 크게 다음 3가지로 요약할 수 있다.

(1) 과소철근 : 압축연단 콘크리트가 극한 변형률에 달하기 전에 인장철근이 항복하는 경우로 적은 양의 철근 배근을 말한다. 항복 이후에 철근의 인장 변형은 증가하여 인장 균열폭은 커지고 중립축도 상당히 올라가고 동시에 처짐도 커진다. 이 때의 처짐

은 압축측 콘크리트가 극한 변형률에 달하여 파괴가 발생할 때까지 증가한다. 이러한 일련의 휨거동은 큰 연성(ductility)을 유지하므로 파괴에 이르는 적절한 보 설계를 행할 수 있다.

(2) 과대철근 : 과소철근과는 반대로 많은 양의 철근을 배근하므로 철근 항복이전에 압축연단의 콘크리트가 극한 변형률에 달하여 취성(brittleness)파괴를 일으킨다. 따라서 처짐은 작으며 예고 없이 급격하게 파괴를 일으킨다. 물론 부재 내력은 크지만 파괴시 위험성이 있어 설계시 배제하게 된다.

(3) 최소철근 : 철근량이 너무 적어 콘크리트 인장균열과 동시에 철근이 항복하는 경우의 철근 배근을 말한다. 과대철근 단면의 취성파괴와 마찬가지로 너무 철근이 적어도 처짐의 예고도 없이 갑자기 인장파괴하는 휨거동을 나타내므로 이 또한 설계시 배제하게 된다. 이처럼 취성파괴를 피하기 위하여 기준에서는 최소 철근 단면적 A_s 를 다음 값 이상으로 배근하도록 정하고 있다.

$$A_{s \min} = \frac{0.8\sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d \quad (2 \cdot 1)$$

여기서, f_{ck} 는 콘크리트의 압축강도를, f_y 는 철근의 항복 강도를, b_w 는 보의 폭을, d 는 보의 유효 깊이를 각각 나타낸다. 단, 부재의 모든 단면에서 해석상 필요한 철근량보다 1/3이상 인장철근이 배근된 경우는 식 (2·1)의 규정을 적용하지 않아도 된다.

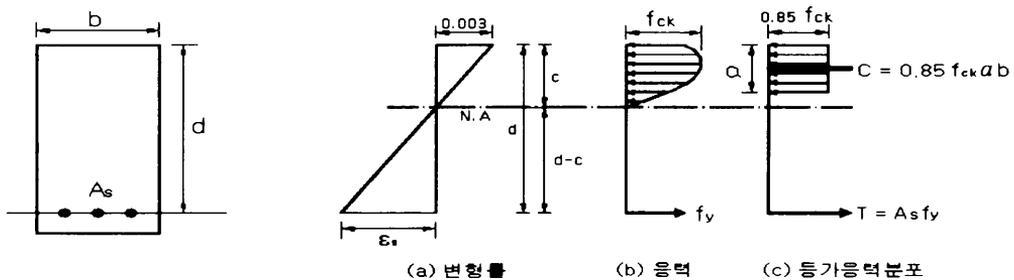


Fig. 2 Stress and strain distribution corresponding to ultimate state

3. 단근장방형 보의 최대 휨 내력

1) 등가 응력 블록

극한 상태에서의 휨저항 모멘트를 계산하기 위해 Fig. 2와 같이 변형률과 응력 관계를 모델화 한다. 보의 설계 모멘트는 인장측 인장력 T 와 압축측의 압축력 C , 그리고 응력 중심간 거리를 사용하여 계산된다.

인장력 T 는 콘크리트 인장 응력이 무시되므로 철근의 단면적과 항복 응력의 곱으로 한다.

$$T = A_s f_y \quad (2 \cdot 2)$$

여기서, A_s 는 인장철근의 단면적, f_y 는 철근의 항복 응력이다.

압축력 C 는 압축측 콘크리트의 응력분포가 비선형이므로 합력을 구하기 어렵기 때문에 비선형 응력블록을 등가 응력 블록으로 바꾸어 계산한다. 이때 실제 압축응력분포 면적과 장방형 응력 블록의 면적은 같아야 하고 도심 역시 같은 위치에 있어야 한다.

이 등가 응력 블록의 압축응력의 크기는 $0.85f_{ck}$ 이며, 블록 깊이 a 는 다음으로 계산된다.

$$a = \beta_1 c \quad (2 \cdot 3)$$

여기서, c 는 실제 압축응력 분포의 압축연단으로부터 중립축까지의 거리이며, β_1 은 장방형 블록으로 환산된 응력 블록의 깊이 a 를 산정하는 계수로 콘크리트 강도에 따라 $f_{ck} = 280 \text{ kgf/cm}^2$ 까지는 0.85이고, 이 압축강도를 10 kgf/cm^2 초과할 때마다 0.007씩 감소시켜 $\beta_1 = 0.65$ 까지로 한다.

$$f_{ck} \leq 280 \text{ kgf/cm}^2 \text{ 일 경우 } \beta_1 = 0.85$$

$$f_{ck} > 280 \text{ kgf/cm}^2 \text{ 일 경우 } \beta_1 = 0.85 - 0.007 \frac{f_{ck} - 280}{10} \geq 0.65 \quad (2 \cdot 4)$$

압축력 C 는 일정한 압축응력 $0.85f_{ck}$ 가 보 폭 b , 깊이 a 의 단면에 작용하는 직육면체의 체적으로 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$C = 0.85 f_{ck} a b \quad (2 \cdot 5)$$

혹은

$$C = 0.85 f_{ck} \beta_1 b c \quad (2 \cdot 6)$$

2) 균형보

극한강도 설계법에서 균형보(balanced beam)는 압축연단의 콘크리트가 극한 변형률인 0.003에 도달함과 동시에 인장 철근이 항복 (ϵ_y)하도록 설계된 보를 말한다. 그러나, 허용응력 설계법에서는 압축측 콘크리트와 인장측 철근이 동시에 허용응력에 도달하도록 설계된 보를 일컫는다.

극한강도 설계법에서 균형보의 철근비를 균형 철근비라고 하며, 이 철근비가 최대 인장 철근비를 정하는 기준이 된다. Fig. 2(a)의 변형률 분포관계에서 $\epsilon_s = \epsilon_y$ 와, 삼각형의 닦은 비를 이용하여 중립축 위치를 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$c_b = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} d \quad (2 \cdot 7)$$

철근의 탄성계수 (E_s)는 강도 f_y 값에 관계없이 $E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 을 사용하면 균형 상태에서의 중립축 위치는 다음과 같다.

$$c_b = \frac{6,000}{6,000 + f_y} d \quad (2 \cdot 8)$$

식 (2·2)의 인장력과 식 (2·6)의 압축력에 대해 힘의 평형조건을 부여하고, 이를 식 (2·8)에 대입하면 균형 철근비 ρ_b 를 다음과 같이 얻는다.

$$\rho_b = \frac{0.85 f_{ck} \beta_1 b c_b}{f_y b d} = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \left(\frac{6,000}{6,000 + f_y} \right) \quad (2 \cdot 9)$$

식 (2·9)의 균형 철근비는 이론상 콘크리트와 철근이 동시에 파괴될 때의 철근량을 나타내는 것이다. 만약 ρ_b 보다 많이 배근된 과대 철근의 단면 보는 압축측 콘크리트의 파괴가 철근 항복보다 선행하여 취성 파괴되므로 위험하기 때문에 이 균형 철근비를 초과 배근하지 못하도록 하는 의미로 최대 철근비라 부르기도 한다. 따라서, 설계시에는 예고 없이 폭발적으로 파괴되는 취성 파괴를 방지하기 위해 철근 항복이 콘크리트 파괴보다 선행하여 처짐으로 파괴가 예측 가능한 연성 파괴를 유도하는 과소철근 단면

으로 설계한다. 이상과 같은 이유 때문에 설계용 최대 허용철근비는 균형 철근비보다 작은 철근비로 배근되도록 기준에서는 최대 철근비를 $0.75\rho_b$ 로 정하고 있다.

3) 설계 모멘트

균형보에서 설명한 것처럼 단근 장방형보는 최대 철근비와 식 (2·1)의 최소 철근비 범위내에서 설계되어야 한다. 철근콘크리트 단근 장방형보에서 압축측에는 콘크리트만에 의한 압축력 $C=0.85f_{ck}ab$ 와 인장측 인장철근만에 의한 인장력 $T=A_s f_y$ 는 평형을 이루므로

$$0.85f_{ck}ab = A_s f_y \quad (2 \cdot 10)$$

으로 쓸 수 있다. 식 (2·10)으로부터 등가 응력 블록의 깊이 a 는 다음과 같이 된다.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85f_{ck}b} \quad (2 \cdot 11)$$

그러므로 단면의 공칭모멘트는 Fig. 2(c)로부터 다음과 같이 유도된다.

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2 \cdot 12)$$

식 (2·12)에 식 (2·11)을 대입하면

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{0.59 A_s f_y}{f_{ck} b} \right) \quad (2 \cdot 13a)$$

혹은

$A_s = \rho b d$ 를 사용하면

$$M_n = \rho b d^2 f_y \left(1 - \frac{0.59 \rho f_y}{f_{ck}} \right) \quad (2 \cdot 13b)$$

를 얻는다.

식 (2·13)은 철근콘크리트 보의 휨 내력을 나타내며, 이 식에서 보는 바와 같이 휨 내력은 단지 단면의 크기, 주철근의 양, 그리고 콘크리트 강도에 의해 산정됨을 알 수 있다.

4) 전단철근의 역할

전단철근은 콘크리트에 사인장균열이 발생한 후 효과를 발휘하며 이후 전단철근이 항복하게 되면 전단파괴가 임박하게 된다. 일단, 균열이 발생하면 균열의 깊이, 경사, 균열 위치에 따라 보의 거동은 복잡해지고 합리적인 해석을 위하여 실험결과와 경험 등이 중요하게 된다.

여러 가지 전단철근의 형태를 Fig. 3에 나타내고 있으며, 주인장응력에 의한 사인장균열에 직각이 되도록 경사지게 배근하는 것이 효과적이나 지진이나 풍하중처럼 건물의 앞과 뒤에서 작용하는 하중에 의한 전단력을 고려하여 일반적으로 보의 재축방향에 수직으로 배근한다. 수직 전단철근으로 전단보강된 보에 Fig. 4와 같은 균열이 발생하였을 때 균열에 작용하는 힘 V_{ext} 는 다음과 같은 수직분력과 평형을 이룬다.

$$V_{ext} = \sum V_{int} = V_{cz} + V_d + V_{iy} + V_s \quad (2 \cdot 14)$$

여기서,

V_{iy} : 발생 균열의 폭이 좁은 경우 균열표면 골재의 맞물림이 분담하는 전단력 V_i 의 수직분력

V_{cz} : 비균열 압축측 콘크리트 부위가 분담하는 전단력

V_d : 장부하중(dowel force)

V_s : 균열 발생 부위의 전단철근이 분담하는 전단력 ($nA_v f_v$)

식 (2·14)에서의 $V_s = nA_v f_v$ 는 Fig. 5에서와 같이 사인장균열 발생 후 전단력크기에 따라 부담능력이 직선적으로 증가하나 나머지 $V_{cz} + V_d + V_{iy}$ 는 거의 일정한 값을 유지한다. 경사균열이 더욱 확장되어 전단철근이 항복하면 V_d 와 V_{iy} 는 급격히 감소한다. 전단철근이 항복한 후 3개의 분담 전단력 $V_{cz} + V_d + V_{iy}$ 의 크기는 정량적으로 구하기 어려우며 균열전단력 $V_c(V_c)$ 의 크기와 같다고 가정한다. 전단철근이 너무 작게 배근되었을 경우에는 사인장균열의 발생 즉시 전단철근의 항복으로 보가 파괴한다. 반면에 너무 많이 배근되었을 경우에는 전단철근의 항복이전에 콘크리트의 전단압축파괴를 일으킨다. 따라서, 적정 전단철근의 배근은 사인장균열 발생 후, 전단철근의 항복이 발생할 때까지 하중을 분담하여 연성과파괴를 유도할 수 있어야 한다. 보의 공칭 전단강도 V_n

은 콘크리트가 분담하는 전단강도 V_c 와 전단철근 항복시에 전단철근이 분담하는 하중 V_s 의 합으로 다음과 같이 표현된다.

$$V_n = V_c + V_s = V_c + \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2 \cdot 15)$$

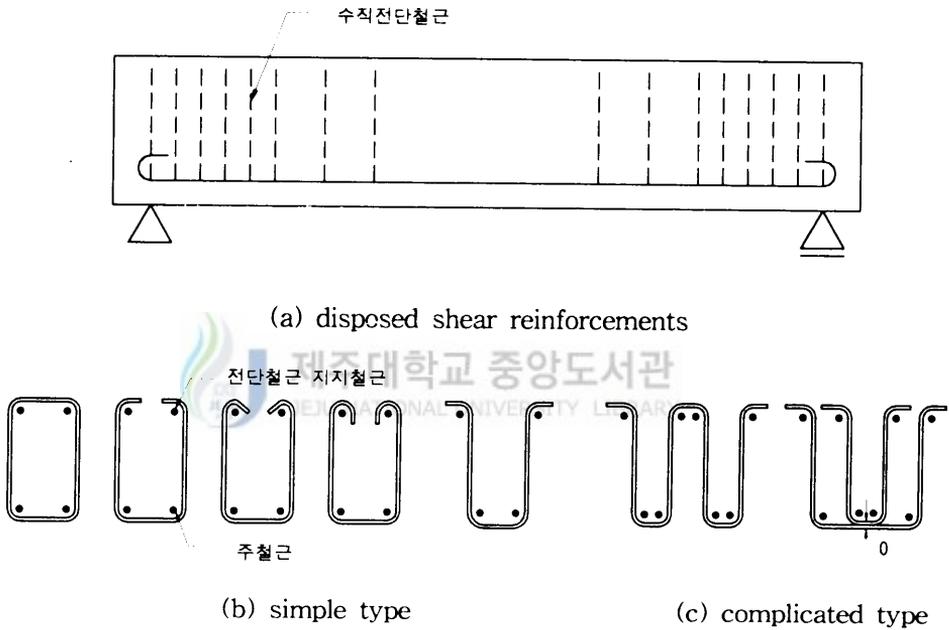


Fig. 3 Configuration types of shear reinforcement

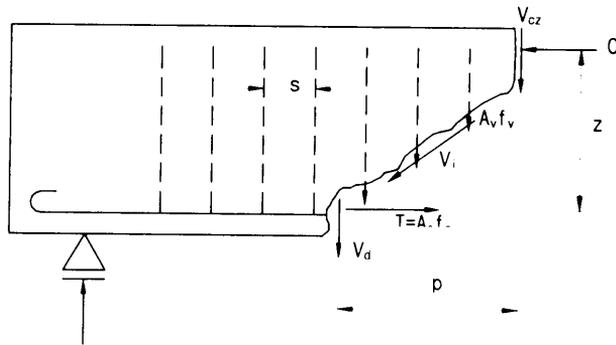


Fig. 4 Force distribution after diagonal crack of reinforced concrete beam with shear reinforcements

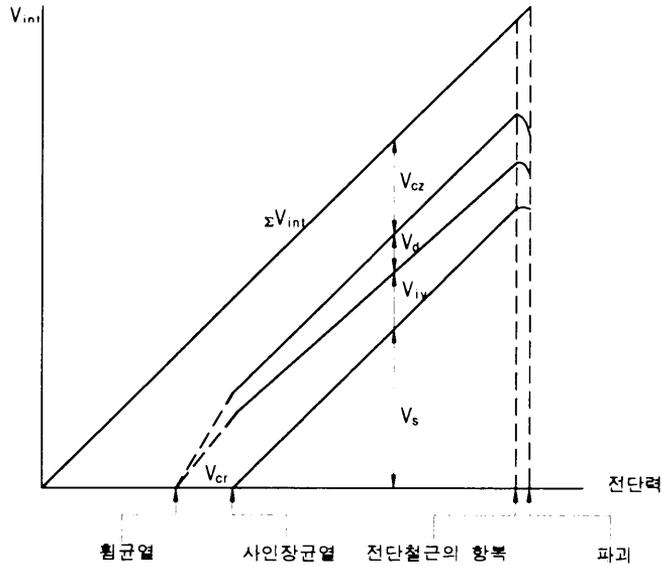


Fig. 5 Internal distribution of shear force.

식 (2·15)의 양변을 bd 로 나누어서 평균의 공칭전단응력 v_n 을 구할 수 있다.

$$v_n = \frac{V_n}{bd} = v_c + \frac{A_v f_y}{bs} \quad (2 \cdot 16)$$

5) 전단철근의 설계

전단력은 콘크리트와 전단철근에 의해서 분담한다. 전단철근이 분담하는 하중은 $\phi V_s = V_u - \phi V_c$ 이며, V_s 는 $2.12\sqrt{f_{ck}}b_w d$ 이하이어야 한다. 만약 이 조건을 만족하지 않는다면 단면의 재설계가 필요하다. 전단철근의 분담 하중 크기와 적절한 크기의 전단철근이 선택되면 다음의 식 (2·17)를 이용하여 전단철근 배근 설계가 가능하다.

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad (2 \cdot 17)$$

식 (2·17)에 의해 설계된 전단철근은 다음의 전단철근의 간격 제한 조건을 만족하여야 한다. 계수전단력 V_u 가 콘크리트가 부담하는 전단강도 ϕV_c 의 1/2를 초과하는 휨부재에서 전단철근이 항복한다고 가정하여 전단철근의 최소단면적을 다음과 같이 구할 수 있다.

$$A_{vmin} = 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad (2 \cdot 18)$$

여기서,

s : 전단철근의 수평간격 (cm)

f_y : 전단철근의 항복강도 (kg/cm^2)

A_{vmin} : 길이 s 내의 전단철근의 최소 총단면적 (cm^2)

식 (2·18)에서 보는 바와 같이 전단철근은 전단 내력의 증진을 목적으로 설계 기준을 정하고 있다.

4. 횡방향철근에 의한 콘크리트의 구속

전단철근이 압축측 콘크리트를 감싸서 내부의 코어 콘크리트를 구속한다는 점에서 횡방향철근으로 볼 수 있다. 이러한 측면에서 횡방향철근인 띠철근이나 나선철근에 의해 보강된 철근콘크리트 기둥에서의 역학적 거동을 고려할 수 있다. 즉, 순수 축압축력을 받는 횡방향철근에 의해 보강된 철근콘크리트 기둥의 역학적 거동을 보면, Fig. 6에서 보는 바와 같이 횡보강철근에 의한 콘크리트의 구속은 연성의 증진에 효과적이며, 띠철근에 비하여 나선철근이 그리고 나선철근의 배근 간격이 조밀할수록 효과적임을 알 수 있다. 그러나 철근콘크리트 기둥의 설계에 있어서도 횡방향철근에 의한 보강 효과를 고려하지 않고 있다. 즉, 철근콘크리트 구조 설계에 있어서 주철근만에 의한 재하능력을 평가할 뿐 보조 철근에 의한 보강 효과는 고려하고 있지 않음을 알 수 있다.

횡방향철근에 의한 구속 효과는 나선철근에 의해 구속된 시험체로부터 알 수 있다. Fig. 7(a)는 횡방향철근으로 나선철근으로 감싸인 심부 콘크리트를 나타낸다. 축압축력의 작용하에 종방향으로 f_1 의 압축응력이 발생하며, 푸아송비에 의해 횡방향으로 팽창하게 된다. 이 코어 부분의 횡방향 팽창은 Fig. 7(b)와 같이 나선 철근에는 인장응력(f_{sp})이, 콘크리트에는 압축응력 f_2 가 발생한다. 결과적으로 Fig. 7(c)에서와 같이 심부내에 임의의 정방형 입체에는 3축 압축이 작용하여 콘크리트의 강도는 다음과 같이 증진된다.

$$f_1 = f_{ck} + 4.1 f_2 \quad (2 \cdot 19)$$

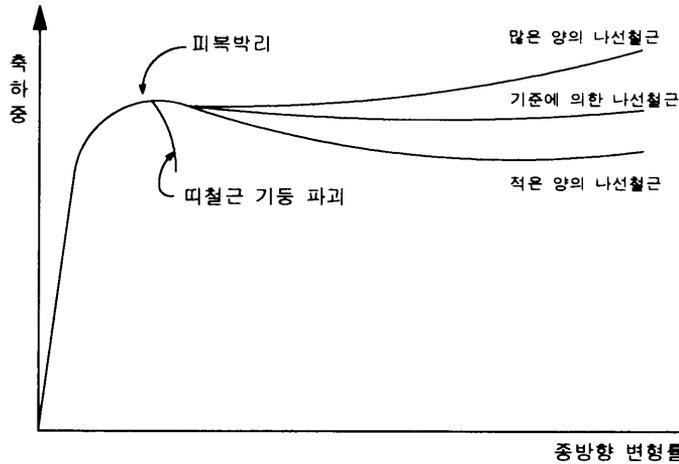


Fig. 6 Mechanical behavior of reinforced concrete column confined by ties or spirals

Fig. 7(a)를 참고하여 나선철근의 양은 나선철근의 바깥선으로 둘러싸인 심부 콘크리트의 체적에 대한 나선철근의 체적비 ρ_s 로 표현된다.

$$\rho_s = \frac{A_{sp} l_{sp}}{A_c s} \quad (2 \cdot 20)$$

여기서,

A_{sp} : 나선철근의 단면적 = $\pi d_{sp}^2 / 4$

d_{sp} : 나선철근의 지름

l_{sp} : 나선철근의 1회전의 길이 = πD_c

D_c : 나선철근의 바깥으로 이루어진 심부의 지름

A_c : 심부의 면적 = $\pi D_c^2 / 4$

s : 나선철근의 피치

위의 정의들을 식 (2·20)에 사용하면

$$\rho_s = \frac{4 A_{sp}}{s D_c} \quad (2 \cdot 21)$$

을 얻는다. Fig. 7(b)에서 힘의 평형조건을 사용하면

$$2f_{sp}A_{sp} = f_2 D_c s \quad (2 \cdot 22)$$

이 되며, 식 (2·21)과 (2·22)로부터

$$f_2 = \frac{f_{sp}\rho_s}{2} \quad (2 \cdot 23)$$

가 된다. 피복부분의 박리 전후에 최대 축내력은 각각

$$P_o = 0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (2 \cdot 24)$$

$$P_2 = 0.85 f_1(A_c - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (2 \cdot 25)$$

이 된다. 만약, $P_o = P_2$ 를 충족하기 위해서는

$$0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) = 0.85 f_1(A_c - A_{st}) \quad (2 \cdot 26a)$$

혹은

$$f_1 = \frac{f_{ck}(A_g - A_{st})}{A_c - A_{st}} \quad (2 \cdot 26b)$$

의 조건을 만족하여야 한다. 그러나 기둥과 심부의 단면적에 비하여 철근의 단면적은 무시할 정도로 작으므로

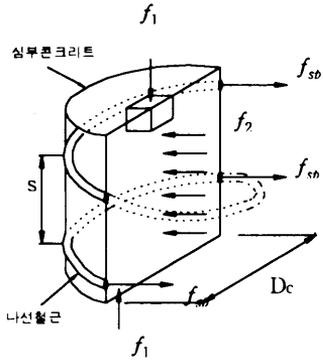
$$f_1 = \frac{A_g f_{ck}}{A_c} \quad (2 \cdot 27)$$

으로 표현이 가능하다. 식 (2·23)과 (2·27)을 식 (2·19)에 대입하고, 나선철근이 항복하였다 가정하여 기준에서는 다음과 같이 나선철근비를 규정하고 있다.

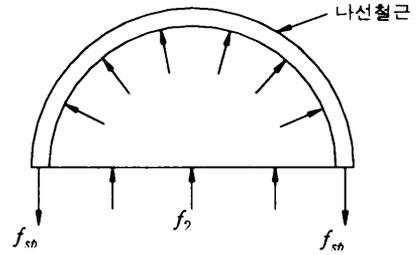
$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_y} \quad (2 \cdot 28)$$

단, 나선철근의 설계기준 항복강도 f_y 는 $4,000 \text{ kgf/cm}^2$ 이하로 한다.

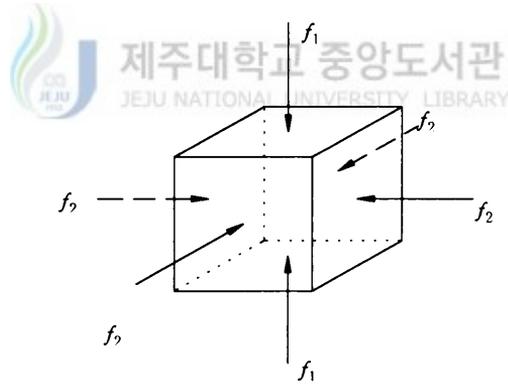
위 관계식은 지진과 같은 횡력에 저항하여 철근콘크리트 구조의 취약점인 취성적인 성질을 연성적으로 개선하고 내력의 증진 효과를 기대할 수 있을 것이다. 유사하게 이러한 개념을 철근콘크리트 보의 압축축 콘크리트의 연성 개선에 적용한다면 과대철근으로 보를 설계가 가능할 것이다.



(a) Stress distribution at core



(b) Equilibrium of force at spiral level



(c) Tri-axial stress

Fig. 7 Tri-axial stress of concrete in spirally confined core concrete

Ⅲ. 실험

1. 시험체 계획

전단철근에 의한 철근콘크리트 보의 휨 구속 효과를 파악하고자 시험체가 계획되었다. 즉, 전단철근에 의한 휨 내력의 보강 효과와 연성의 증진 정도를 파악하고자 동일 콘크리트 강도와 단면에 대해 주철근을 과소철근, 균형철근, 및 과대철근으로 배근하여 전단철근에 의한 압축측 콘크리트의 구속 정도를 파악하였다. 그리하여 시험체는 전단 파괴가 일어나지 않도록 계획되었으며, 소정의 결과를 얻도록 철근비가 선정되었다. 또한, 압축측 콘크리트의 구속 정도는 전단철근의 구속정도인 배근 간격과 밀접한 관계가 있으므로 전단철근의 배근간격을 주요 실험 변수로 삼았다.

Table 1에서와 같이 시험체는 총 10개를 제작하였으며, 2점 재하에 의한 순수 휨 영역을 실험구간으로, 전단영역 외에 이 구간에도 전단철근을 배근하였으며, 전단경간 비는 3.7로 하였다. Fig. 8은 시험체의 단면 및 배근형상을 나타내고 있다.

사용 콘크리트의 배합 강도는 210kgf/cm^2 으로서, 콘크리트의 균일한 성질을 얻기 위하여 레미콘으로 타설하였으며, 진동기에 의해 충분한 다짐을 실시하였다. 사용 철근은 주철근비를 고려하여 D13~D22를 변화시켜 사용하였으며 전단철근은 D10을, 전단철근의 위치 고정을 위해 압축철근은 $\phi 8$ 을 사용하였다. 주철근의 정착 길이를 확보하기 위하여 받침점을 지나 갈고리를 두어 충분히 정착시켰다. 전단경간 구간에서는 극한강도 기준에서 제한하고 있는 최대 전단철근 간격(본 시험체인 경우 9.47cm)을 넘지 않도록 모든 시험체에서 10cm로 동일하게 배근하였다.

2. 사용 재료의 역학적 특성

사용 콘크리트의 배합 강도는 210kgf/cm^2 이나, 공시체에 의한 4주 압축강도는

Table 1. Summary of specimens

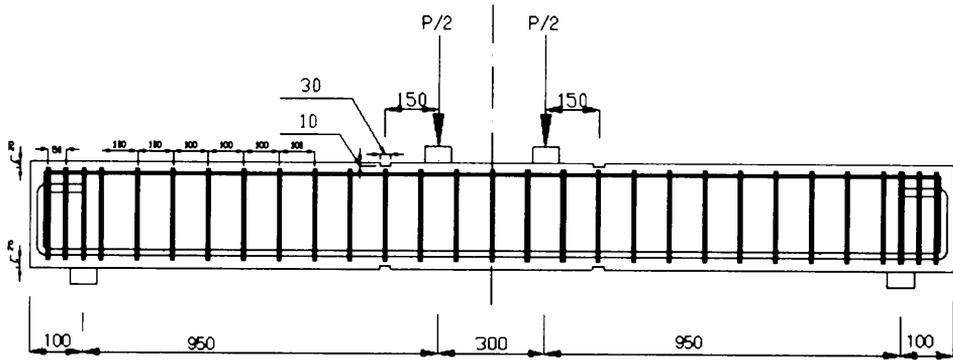
시험체명	fy (kgf/cm ²)	ρ	ρ/ρ _b	s (cm)	ρ _s	ω
L-U10	4,960	0.007 (3-D13)	0.347	10	0.014	0.147
L-B10	4,710	0.022 (4-D19)	1.05	10	0.014	0.448
L-B5.5			1.05	5.5	0.026	0.448
L-B3.5			1.05	3.5	0.041	0.448
L-O10	4,710 4,540	0.026 (2-D19, 2-D22)	1.25	10	0.014	0.530
L-O5.5			1.25	5.5	0.026	0.530
L-O3.5			1.25	3.5	0.041	0.530
L-MO10	4,540	0.03 (4-D22)	1.434	10	0.014	0.610
L-MO5.5			1.434	5.5	0.026	0.610
L-MO3.5			1.434	3.5	0.041	0.610

$$\rho : \text{주철근비}, \quad \rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \left(\frac{6,000}{6,000 + f_y} \right),$$

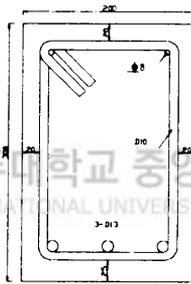
$$\rho_s : \text{전단철근 체적비}, \quad \omega = \frac{\rho f_y}{f_{ck}}$$

L - U10

- └─ L : 순 휨구간에서 전단철근 배근 간격(10, 5.5, 3.5cm)
- └─ U : 과소철근비(Under-reinforcement ratio)
- └─ B : 균형철근비(Balanced-reinforcement ratio)
- └─ O : 과대철근비(Over-reinforcement ratio)
- └─ MO : 극대철근비(Most over-reinforcement ratio)
- └─ L : 콘크리트 배합강도



(a) Shape of specimen



(b) Cross-section of specimen
Fig. 8 Details of specimen

235kgf/cm²을 보였다. 콘크리트의 압축 강도도 또한 주요 실험 변수가 될 수 있으나 콘크리트 강도의 증가는 단면의 크기를 증가시키거나 고강도 철근을 사용하여야 하는 어려움으로 배제하였다. 슬럼프는 18cm로 시공성은 양호하였으나, 철근의 과다 배근으로 인하여 굵은 골재가 시험체 전반에 걸쳐 골고루 혼합시키기 위하여 진동기를 세심하게 사용하였다.

철근은 철근비를 고려하여 D13~D22를 변화시켜 사용하였으며, 전단철근은 D10을 사용하였다. 이론적으로 얻은 철근비를 가급적 접근시키기 위하여 다른 지름의 철근을 사용하였다. 철근의 인장 실험은 제주대학교 소재의 100톤 용량의 만능시험기를 사용하여 측정하였다. 사용된 철근의 역학적인 특성을 Table 2에, 응력-변형률 관계를 Fig. 9에 각각 나타내었다.

Table 2. Mechanical properties of steels

철근	항복강도 (kgf/cm ²)	항복 변형률(%)	탄성계수 (kgf/cm ²)	인장강도 (kgf/cm ²)
D10	4,070	0.199	2.04×10^6	5630
D13	4,970	0.252	1.95×10^6	6050
D19	4,650	0.243	1.6×10^6	6500
D22	4,570	0.235	1.62×10^6	6330
φ8	3,120	0.170	1.83×10^6	4650

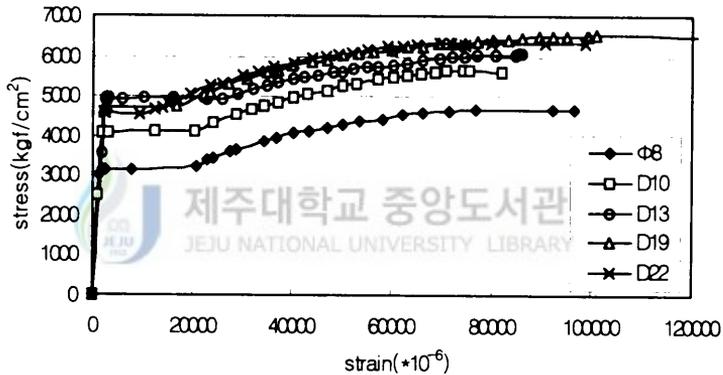


Fig. 9 Stress-strain curves of steels

3. 시험체 제작

시험체는 제주대학교 구조실험실에서 직접 제작되었다. 재사용이 가능하도록 특수 합판을 사용하여 거푸집이 제작되었다(Photo 1). 시험체 내에 주철근과 전단철근 및 코아 외면의 압축측 콘크리트의 변형을 측정하고자 스트레인 게이지를 부착하였다(Photo 2). 절단되어 가공된 철근들은 정밀성을 기하고자 세심하게 배근 조립하였다. 실험의 정밀성을 기하고자 세심하게 배근이 이루어졌다(Photo 3). 조립된 철근(Photo 4)을 기제작된 거푸집 내에 설치하였으며, 콘크리트 타설시에 거푸집이 벌어지는 현상을 방지하고자 목재에 의해 보강되었다(Photo 5).

콘크리트 타설은 레미콘(Photo 6)에 의해 일괄적으로 실시하였으며, 슬럼프 측정



Photo 1 Manufacture of forms



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY



Photo 2 Bondage of strain gauge



Photo 3 Assembling work of steels

JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY



Photo 4 Assembled steels



Photo 5 Placing of assembled steels in forms



Photo 6 Placing of concrete by ready mixed concrete



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

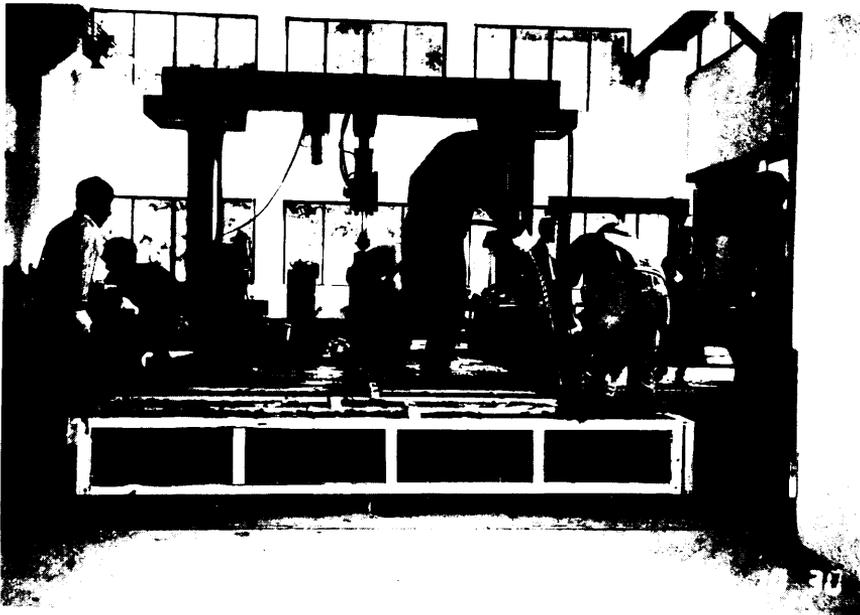


Photo 8 Compact of concrete by vibrator



Photo 9 Specimens and cylinders after placing of concrete



Photo 10 Demoulding of forms

(Photo 7) 및 진동 다짐을 실시(Photo 8)하여 시험체 및 공시체(Photo 9)를 제작하였으며, 타설 후 3일 후에 거푸집을 제거(Photo 10)하고 대기 중에 28일 동안 양생을 실시하였다.

4. 가력 및 측정 방법

·28일 후에 제작된 철근콘크리트 보 시험체를 제주대학교 소재 100톤 용량의 철골 프레임에 설치하고 2점 재하를 실시하였다. 가력은 변위 제어에 의하였으며, 급격한 내력 저하가 일어나거나 파괴정도가 너무 심하여 더 이상 가력이 불가능하다고 판단될 때까지 가력하였다. 하중은 프레임에 부착된 로드 셀로 측정하였다(Photo 11 참조). 코아 콘크리트의 연단변형률을 측정하기 위하여 압축측 전단철근 하부에 매립용 콘크리트 게이지를 부착하였다. 휨구간 내에 압축측 콘크리트 구속의 효과와 전단경간내에 전단의 영향을 파악하기 위하여 최대 휨 내력구간의 압축측과 사인장 균열이 예상되는 구간에 배근된 전단철근에 스트레인 게이지를 각각 부착하였다. 그리고, 압축측 피복콘크리트의 박리와 주철근의 거동을 파악하기 위하여 임계단면에 스트레인 게이지를 부착하였다.

시험체의 처짐 및 곡률을 측정하고자 Fig. 10에서 보는 바와 같이 L.V.D.T.를 설치(Photo 12)하였으며, 이들을 데이터 로거에 연결(Photo 13)시켜 일정한 시간 간격으로 하중, 변형률 및 변위를 측정하였다.

시험체의 가력과 함께 균열의 진전상황을 파악하기 위하여 미리 시험체에 백색 페인트로 도색하였으며 가력 중 시험체에 발생하는 균열은 육안으로 식별하여 균열의 진전상태를 시험체에 나타내었다. 전단철근에 의한 압축측 콘크리트의 구속 효과를 파악하고자, 과대철근에 의한 압축측 콘크리트의 압괴 및 피복 박리 이후에도 가력하여 연성을 측정하였다.

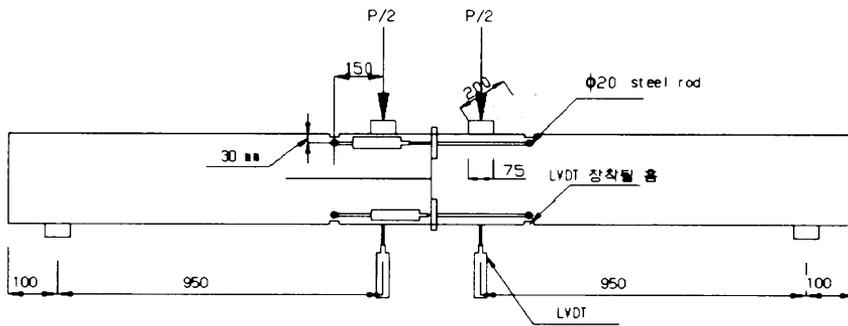


Fig. 10 Measuring equipments for experiment

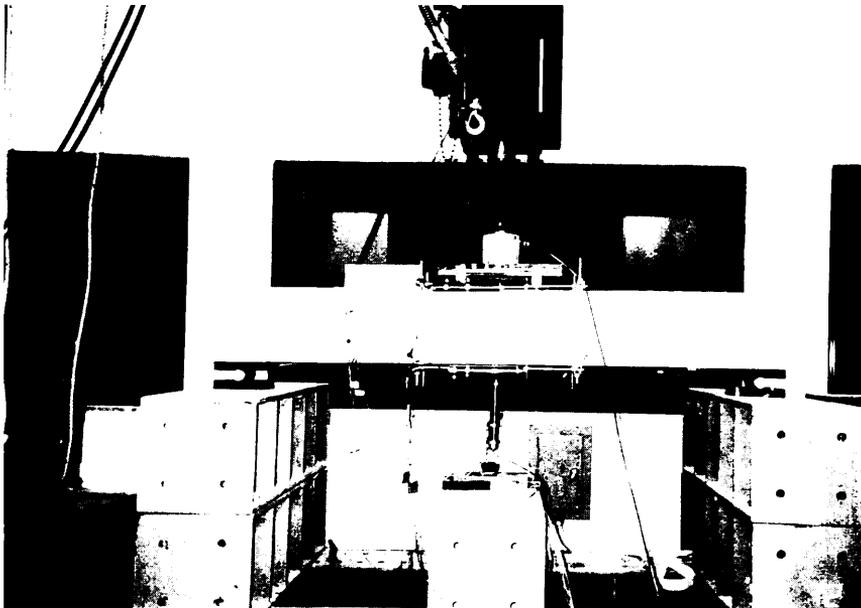


Photo 11 Installation of specimen and experimental equipments

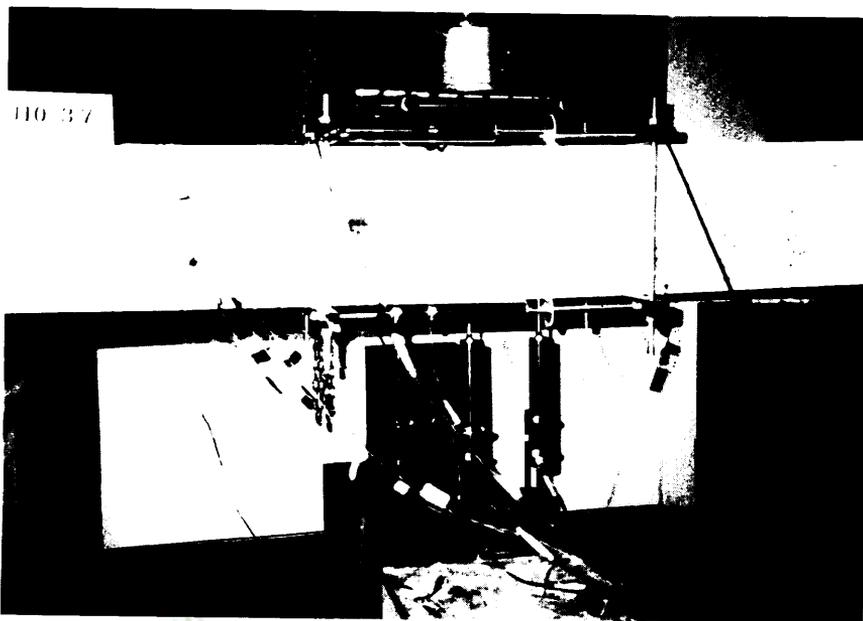


Photo 12 Installation of L.V.D.T.



Photo 13 Data logger

IV. 실험 결과 및 분석

1. 시험체의 휨 거동

모든 시험체에 대하여 초기 재하단계로부터 종국적으로 파괴에 이르는 동안에 그 거동을 관찰하였다. 시험체의 최대 휨 내력은 압축측 전단철근 외측의 피복 콘크리트의 박리와 함께 저하되며, 주철근비가 클수록 피복 콘크리트의 박리 시점이 빠르고 내력저하가 급격히 발생하는 취성적인 거동을 보였다. 그러나, 전단철근에 의해 압축측이 구속된 콘크리트 보의 휨 내력은 주철근의 항복 또는 피복 콘크리트 박리와 함께 내력이 저하되지만 구속력의 효과와 주철근의 경화현상의 영향으로 다시 휨 내력이 상승한다. 이러한 현상은 휨영역 내에 전단철근의 배근 간격이 조밀할수록 보다 현저하게 나타났다.

특히, 설계에서 배제되고 있는 과대철근 보에서의 휨 거동은 전단철근에 의해 연성이 어느 정도 확보가 됨을 알 수 있었다. Fig. 11에 구속된 과대철근 보의 전형적인 하중-변위 관계를 나타내었다. 이 그림에서 전단철근에 의한 압축 콘크리트의 구속은 연성의 증진에 효과적인 것으로 나타내고 있으나, 최대 휨 내력에는 큰 영향을 미치지 않음을 볼 수 있다. 시험체에 대한 연성 평가를 목적으로 본 연구에서는 하중-처짐 관계로부터 변위 연성비를 식 (4·1)과 같이 정의하였다. 일반적으로 과대철근 보에서 인장 주철근은 압축측 피복 콘크리트 박리 이후에 항복에 도달하므로 극한강도 설계기준인 압축 연단변형률이 0.003 또는 주철근의 항복 중에 빨리 발생하는 시점을 항복 변위로 하였다.

$$\mu_d = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4 \cdot 1)$$

여기에서, μ_d : 변위 연성비

Δ_u : max1 또는 max2에서의 변위

Δ_y : 주철근의 항복시 또는 콘크리트 압축 연단변형률이 0.003일 때의 변위

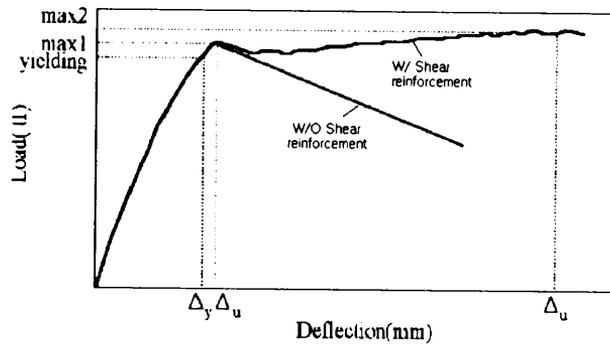


Fig. 11 Load-deflection curves of over-reinforced concrete beam

Table 3 Summary of experimental results

시험 체명	초기 휩 균열 모멘트 M_{σ} (tf · m)	주철근 항복시 모멘트 M_y (tf · m)	M_{max} (tf · m)			변위연성 비 (μ)
			해석치*	실험치	실험치/해 석치	
L-U10	1.19	4.4	4.98	4.99	1.00	6.04*
L-B10	0.81	10.1	9.96	10.4	1.04	1.59
L-B5.5	0.67	10.4	10.32	10.7	1.04	3.19
L-B3.5	0.85	10.4	11.27	11.4	1.01	5.6*
L-O10	0.57	12.0	11.44	12.1	1.06	1.42
L-O5.5	0.66	11.4	11.44	11.8	1.03	1.48
L-O3.5	0.81	11.2	12.1	12.6	1.04	5.26*
L-MO10	0.90	-	10.98	12.4	1.13	1.18
L-MO5.5	0.66	11.7	12.3	12.9	1.05	1.3
L-MO3.5	0.81	12.4	13.1	13.3	1.01	5.1*

여기서 해석치는 정 현수 등(2000)이 제안한 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계를 사용하여 해석된 값임.

* 실험 종료시까지도 휩 내력저하가 생기지 않은 시험체로서 실험 종료시의 변위를 사용하여 변위연성비를 산정하였음

각 시험체에 대한 실험 결과를 Table 3에 요약하였다. 과소철근비로 배근된 L-U10은 주철근이 항복한 후 연성에 의해 급격한 파괴를 나타내지 않았다. 오히려, 철근의 경화 현상으로 최대 휨 내력이 증가하였다. 균형철근비 이상으로 배근된 시험체의 거동은 최대 휨 내력을 나타내는 압축측 콘크리트의 압괴 이후, 전단철근에 의해 영향을 받을 수 있다. 즉, 전단철근이 10cm 간격으로 배근된 시험체에서는 주철근이 항복시에 휨 내력과 최대 내력 사이에 차이를 거의 볼 수 없었다. L-MO10은 주철근의 항복 이전에 최대 휨내력에 달한 것을 알 수 있다. 그러나 전단철근의 간격이 감소함에 따라 구속에 의한 압축측 콘크리트의 강도 증가 및 주철근의 경화 현상에 의해 항복 후에 휨 내력의 증가를 보이고 있다. 전단철근의 구속으로 인한 휨 내력의 뚜렷한 증가는 거의 보이지 않고 있지만 최대 내력 이후 뚜렷한 연성의 증가를 보이고 있다. 특히, 전단철근이 조밀한 간격으로 배근된 시험체일수록 피복콘크리트 박리이후 다시 내력이 상승하여 두 번째 최대 내력점을 나타내고 있다.

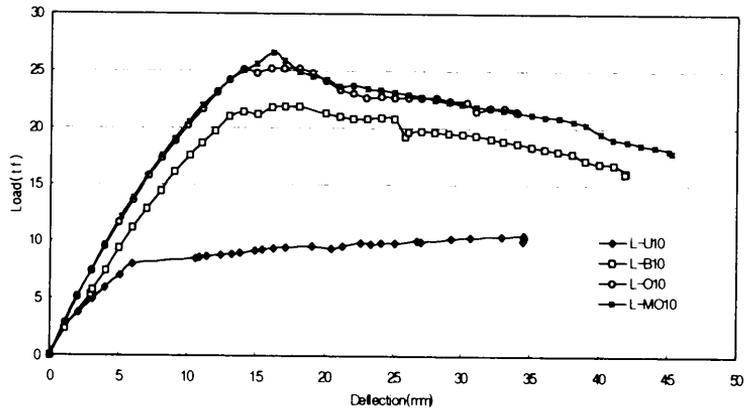
2. 파괴 양상



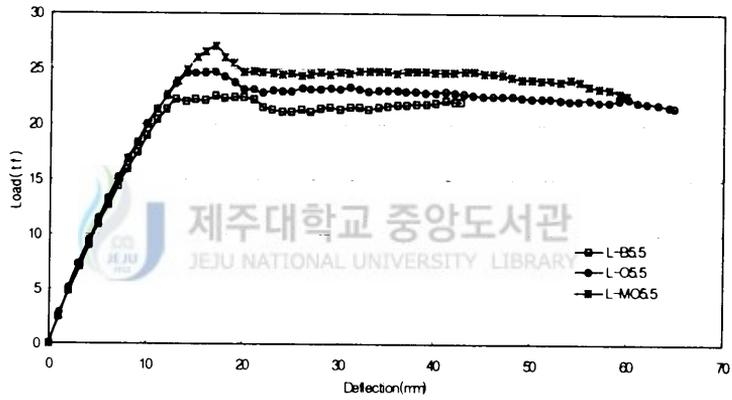
주철근이 과소 철근으로 배근되고 전단철근이 10cm간격으로 배근된 시험체 L-U10은 초기 휨 균열이 발생한 후, 균열들이 양쪽 지지점과 단면의 상부로 점차 진행되며 주철근이 항복한 후에 이들에 의한 연성을 보이며 궁극적으로 휨 파괴되었다(Photo 14).

균형 철근비로 배근된 B시리즈의 시험체는 과소 철근 배근된 시험체와 유사하게 초기 휨 균열이 발생하고 이들 균열들이 양단부와 단면의 압축측으로 점차 확대되었으며, 휨 전단 균열을 관찰할 수 있었다. 그리고 압축측 콘크리트의 압괴로부터 전단철근에 의해 구속된 코아 콘크리트 부분을 제외한 피복의 박리가 점점 인장측으로 확대됨을 볼 수 있었다(Photo 15). 전단철근의 배근은 휨내력에 영향을 미치지 못하나 전단철근의 간격이 조밀해짐에 따라 연성이 증진됨을 관찰할 수 있었다.

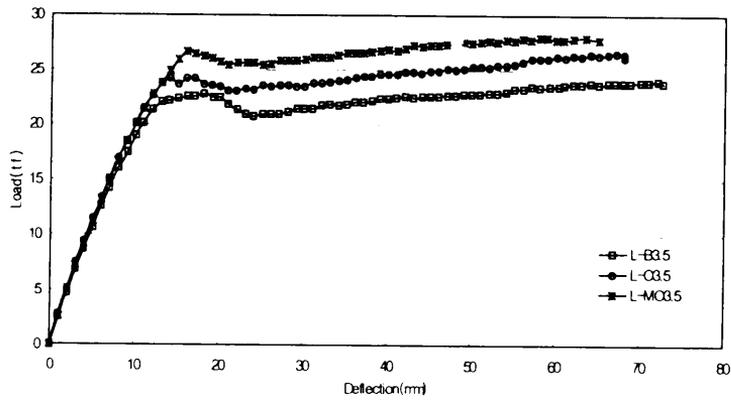
이외에 과대 배근된 O, MO시리즈의 시험체의 경우에도 전단철근은 휨 내력에 영향



(a) Specimens of 10cm space



(b) Specimens of 5.5cm space



(c) Specimens of 3.5cm space
Fig. 12 Load-deflection curves

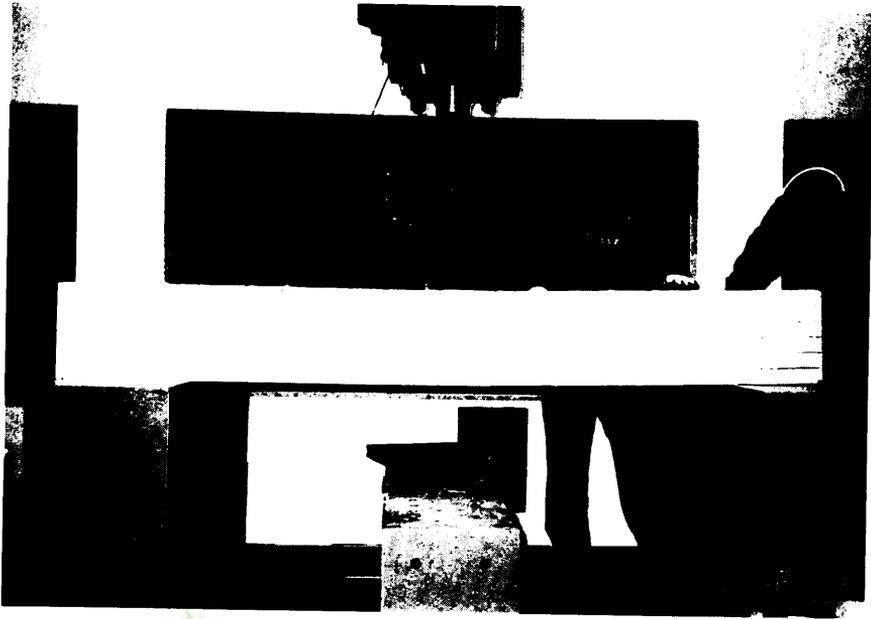


Photo 14 Under-reinforced concrete beam



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

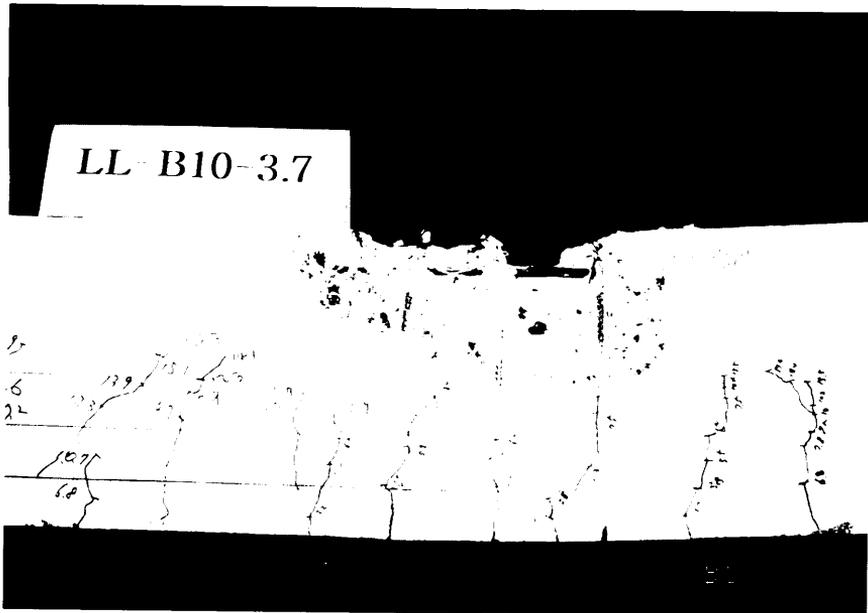


Photo 15 Balanced concrete beam

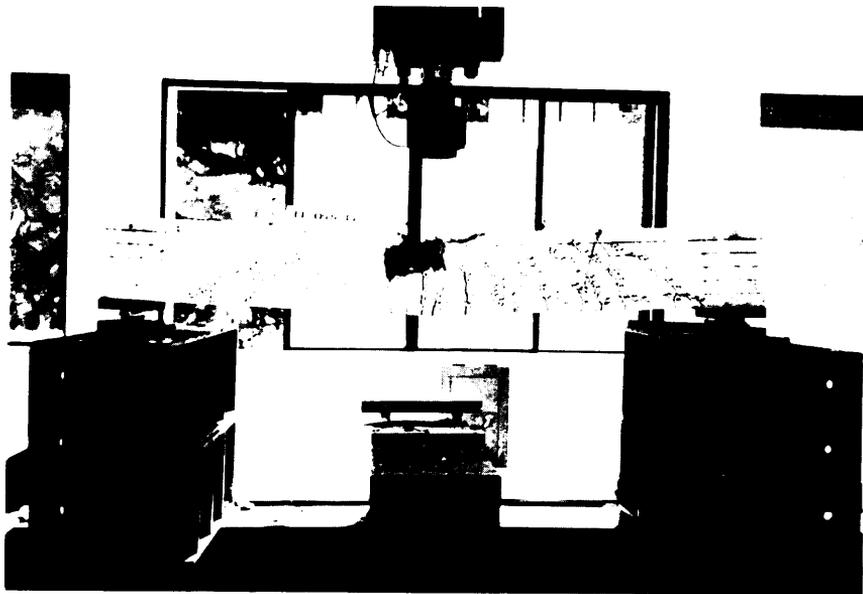


Photo 16 Over-reinforced concrete beam.



Photo 17 Most over-reinforced concrete beam

을 미치지 못하였다. 그러나 전단철근의 배근은 압축측 콘크리트의 압괴 및 피복의 박리에도 불구하고 구속된 콘크리트에 의해 연성이 확보되었으며, 전단철근의 배근 간격이 감소함에 따라 이러한 현상이 보다 현격하게 나타남을 관찰할 수 있었다(Photo 16,

17). 그리고 전단철근의 배근 간격이 조밀하여 압축측 콘크리트의 구속 효과가 큰 시험체에서는 전단철근 배근을 위해 배근된 압축 철근의 부착 파괴가 지점 부근의 단부에서 관찰되었다.

Fig. 12(a)는 전단철근이 10cm로 배근된 각 시험체의 하중과 처짐 관계를 나타내고 있다. 이 그림에서 주철근의 배근 정도가 재하 능력 및 연성에 영향을 미치는 것으로 나타났다. 즉, 과대철근으로 배근될 경우에 강성 및 최대 재하 능력은 증가하나 연성은 저하됨을 볼 수 있다.

Fig. 12(c)는 전단철근이 조밀하게 배근된 시험체에서 압축측 피복 콘크리트의 박리 이후에도 구속력의 영향 및 주철근의 경화현상으로 다시 내력이 상승하는 것을 보여주고 있다. 즉, 균형철근비 이상으로 배근되고 전단철근의 구속 효과가 발휘된다면 연성 및 최대 재하 능력이 증진됨을 알 수 있다. Fig. 12(b)는 균형철근비로 배근된 철근콘크리트 보의 거동 나타내고 있으며, 과소철근과 과대철근 보의 중간적인 거동을 나타내고 있음을 볼 수 있다.



3. 전단철근의 영향

1) 휨 내력

Fig. 13에 전단철근의 배근 간격에 따른 휨 내력을 나타내고 있다. 이 그림에서 초기 휨 균열 하중은 전단철근 간격에 거의 영향을 받지 않고 있는 것을 알 수 있다. 또한, 과대철근 보에서 초기 휨 균열 내력은 주철근 양에 거의 영향을 받지 않고 있다.

최대 휨 내력은 주철근 양이 많을수록 증가하고 있지만, 과대철근으로 갈수록(B→O→MO 시리즈) 최대 휨 내력 증가율은 감소하고 있다. 이는 과대철근 보의 최대 휨 내력은 압축측 피복콘크리트의 박리시점에서 결정되며, 주철근의 인장력(T)은 구속정도에 관계없이 일정하게 있기 때문이다. 그리고, 최대 휨 내력은 전단철근 간격의 영향은 거의 받지 않지만 전단철근이 3.5cm로 배근된 시험체는 압축측 피복 콘크리트 박리 후 구속의 영향으로 휨 내력 상승효과를 보여주고 있다.

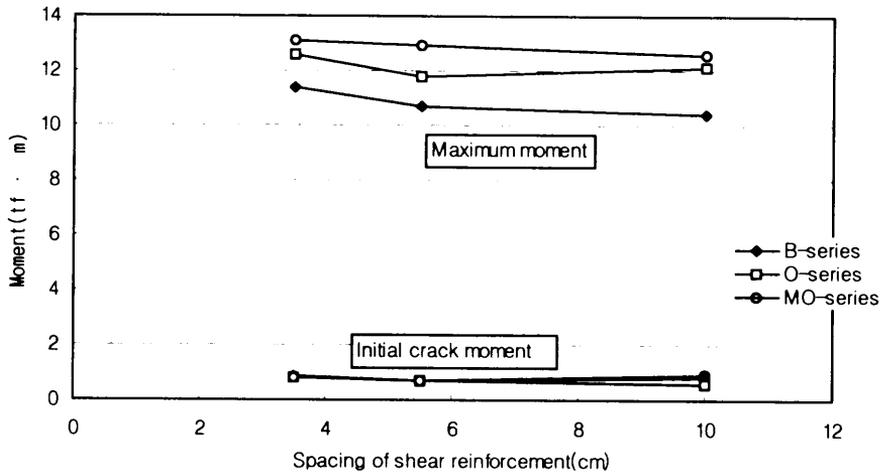


Fig. 13 Flexural capacity of beam according to the spacing of shear reinforcements

2) 휨 연성

Fig. 14에 전단철근 간격과 휨 연성의 관계를 나타내었다. 일반적으로 과대철근 보일 수록 휨에 저항하는 중립축 이상의 압축 영역이 증가되어 주철근이 항복에 도달하기 이전에 압축측 콘크리트의 압괴에 의해 취성적인 파괴거동을 보인다. 그러므로 과대철근 보에서 압축측 콘크리트를 구속하여 콘크리트의 내력과 연성을 증가시킨다면 과대철근 보의 연성을 확보 할 수 있을 것이다. Fig. 14에서 주철근 양이 많을수록 연성은

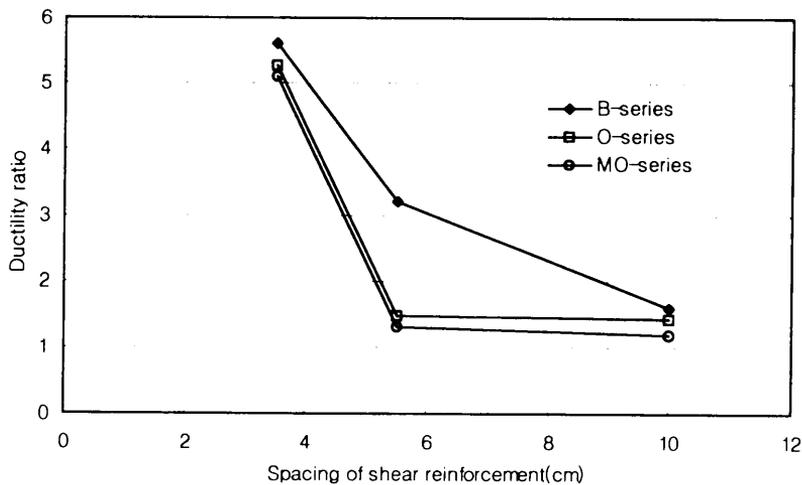


Fig. 14 Relation of ductility ratio and spacing of shear reinforcements

저하하며 전단철근 간격이 좁을수록 휨 연성은 증가하는 경향을 보이고 있다. 특히, 과대철근 보인 경우 과소철근 보만큼의 휨 연성을 확보하기 위해서는 전단철근 간격을 $D/8$ ($\approx 3.5\text{cm}$) 이하로 배근할 필요가 있다고 사료된다. 그리고, 전단철근으로 충분히 구속할 경우 과대철근 보로 설계하여 휨 내력과 연성을 모두 높일 수 있다고 사료된다.

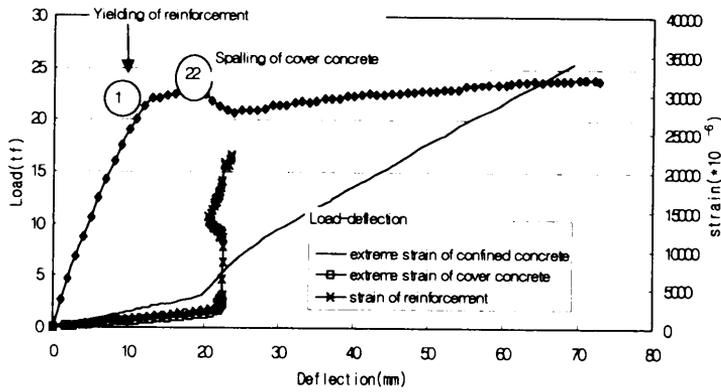
4. 주철근 및 구속된 콘크리트의 거동

Fig. 15에 구속된 과대철근 보의 하중-처짐 관계와 구속된 코아 콘크리트 및 주철근의 거동을 나타내었다. 모든 시험체에서 압축측 피복 콘크리트 박리전까지는 피복콘크리트와 코아 콘크리트는 거의 비슷한 거동을 보인다. 그러나, 피복 콘크리트 박리 시점부터 코아 콘크리트는 구속에 의한 내력증진을 보이고 있다. 특히 전단철근 간격이 좁고 주철근 양이 많은 L-MO3.5시험체(Fig. 15(b))에서 구속의 영향이 크게 나타나고 있음을 알 수 있다.

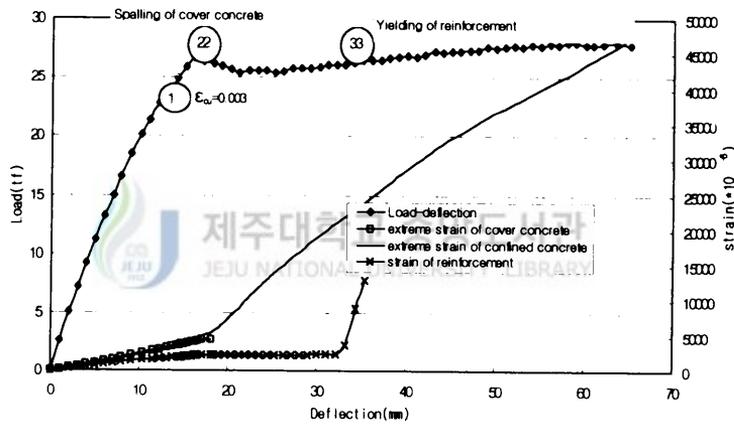
균형철근 보(Fig. 15(a))인 경우 주철근의 항복직후 압축측 피복 콘크리트 박리가 발생하고 있으나, 과대철근 보인 경우 주철근의 항복은 피복 콘크리트 박리 이후 큰 처짐 상태에서 발생하고 있다. 그리고, 전단철근 간격이 좁을수록 주철근의 경화현상이 뚜렷이 나타나고 있으며, 큰 변형에서 피복 콘크리트 박리 범위가 넓게 발생하였지만 코아 콘크리트는 계속해서 내력을 유지하고 있었다.

5. 전단철근의 거동

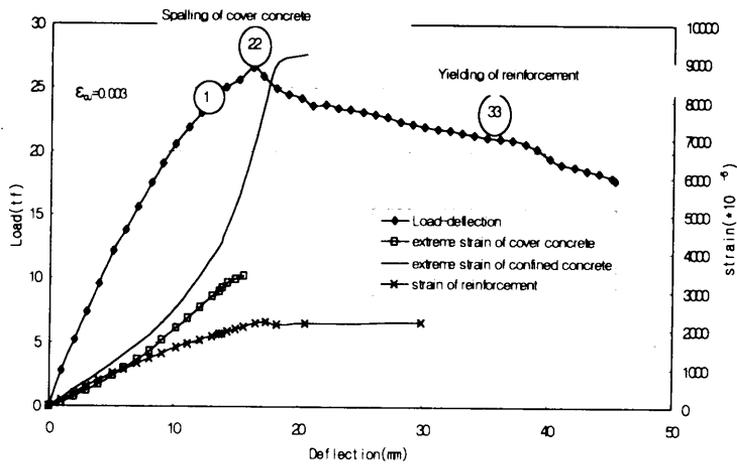
전단철근은 철근콘크리트 보의 전단내력 증진, 압축측 콘크리트 구속, 압축철근 배근의 목적으로 배근된다. 본 실험에서는 순수 휨만을 받는 시험체의 중앙부에서의 전단철근의 변형을 측정하였다. 전단철근에 의한 압축측 콘크리트의 구속은 단면의 바깥 방향으로 내압이 작용하여 전단철근에는 인장 응력이 발생한다. 전단철근이 콘크리트 구속에 미치는 영향을 측정하고자 Fig. 16에서와 같이 경간 중앙부에 스트레인 게이지를 부착하였다. 그리고, 큰 변형상태에서 전단철근으로서의 역할을 파악하기 위하여 가력점과 지점을 연결하는 선과 교차하는 위치 및 사인장 균열이 예측되는 위치에서 2~3



(a) L-B3.5 specimen

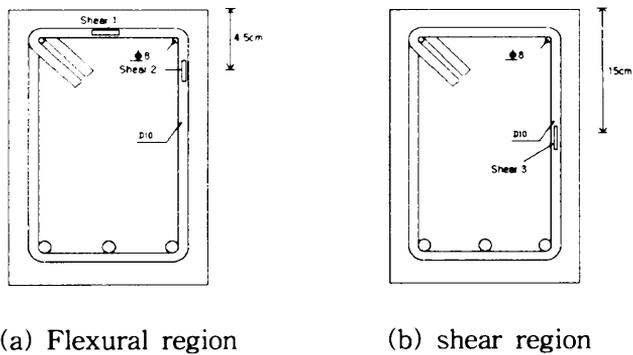


(b) L-MO3.5 specimen



(c) L-MO10 specimen

Fig. 15 Load-deflection and -strain curves of over-reinforced concrete beam



(a) Flexural region (b) shear region
 Fig. 16 Bondage location of strain gage of shear reinforcement

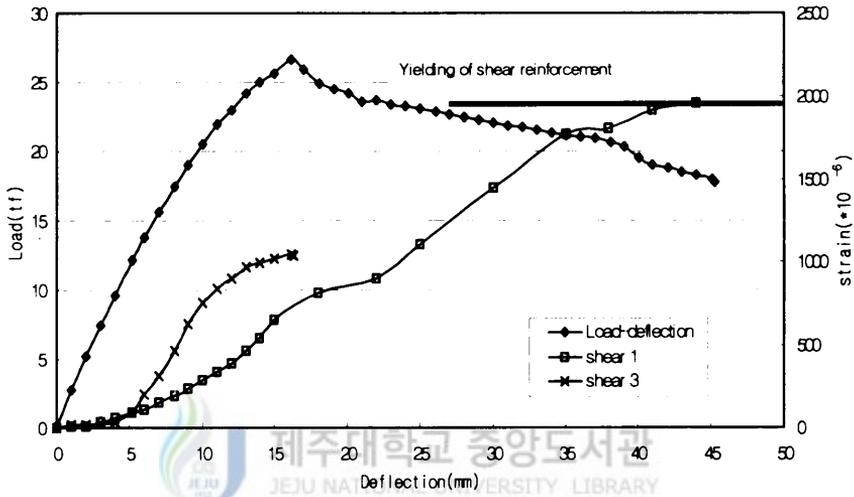
개의 스트레인 게이지를 부착하여 전단철근으로서의 역할을 파악하였다. 즉, 휨 지배 영역에서는 Shear 1과 2를 휨과 전단을 받는 단부에는 Shear 3을 각각 부착하였다.

Fig. 17은 과대철근 보에서 하중의 증가와 함께 전단철근이 각 위치에서의 거동을 나타내고 있다. L-MO10 시험체인 경우 실험종료시까지 경간 중앙부의 전단철근은 항복하지 않았지만 L-MO3.5 시험체인 경우 압축측 피복 콘크리트 박리와 함께 급격히 응력이 발휘되며 항복에 이르렀다. 전단철근이 항복한 이후, 압축측 피복 콘크리트 박리 범위가 중립축을 향해 점진적으로 진전되며 철근콘크리트 보의 처짐이 또한 증가하나, 동일한 내력 이상을 계속 유지하였다. 그리고 처짐의 증가와 함께 전단 경간내에서 웹 휨전단균열의 수와 크기가 증가하였으며, 부재각이 1/15 이상의 큰 처짐에서는 경간 중앙부 압축철근의 좌굴과 전단철근의 배부름 현상을 볼 수 있었다. 즉, 과대철근 보에서 전단철근을 충분히 배근할 경우에 전단철근의 항복에도 불구하고 전단철근의 구속력 발휘에 의해 연성증가를 기대할 수 있다.

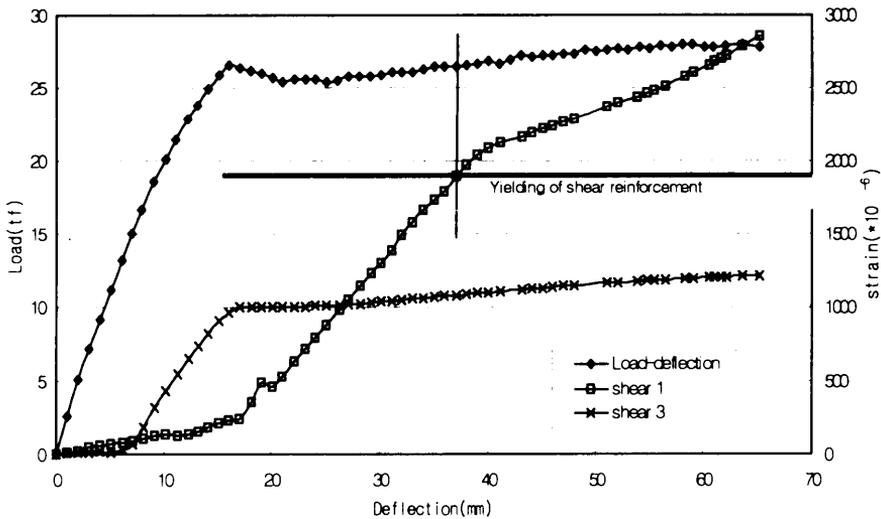
현 극한강도 설계기준에서는 철근콘크리트 보의 극한상태에서 전단철근이 항복을 일으키기 전에 콘크리트 압축영역에서 먼저 콘크리트 유효 압축강도에 도달하여 콘크리트 파괴를 일으키며 콘크리트의 제한된 인성능력으로 보가 취성적인 파괴로 발전할 우려가 있기 때문에 최대 전단철근 양에 대해 제한을 두고 있다. 본 연구의 모든 시험체에서 전단경간에 배근된 전단철근 간격을 10cm로 최대 전단철근에 근접하게 배근하였다.

Fig. 17에서 알 수 있듯이 모든 시험체에서 전단경간 내에서 전단철근은 항복하지

않았는데, 이는 최대 전단철근양에 가까울 정도로 많이 배근되었기 때문이라 사료된다. 또한 실험종료시까지 전단경간내의 웨브 콘크리트의 압괴 현상도 발생하지 않았다. 최대 전단철근양과 웨브 콘크리트의 압괴와의 관계에 대해서는 전단경간비와 함께 더 많은 실험적 연구가 필요하다고 사료된다.



(a) L-MO10 specimen



(b) L-MO3.5 specimen

Fig. 17. Behavior of shear reinforcement in over-reinforcement beam

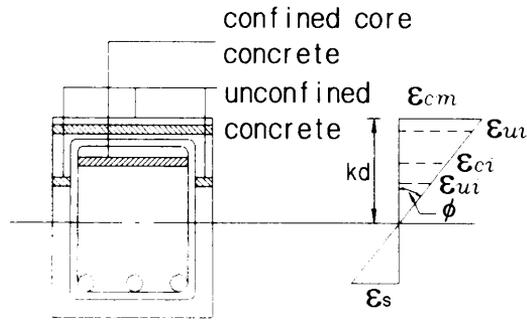


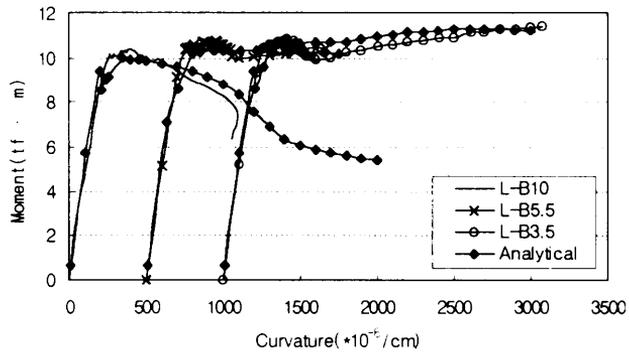
Fig. 18 Grid of beam cross-section

6. 구속된 과대철근 보의 휨 해석

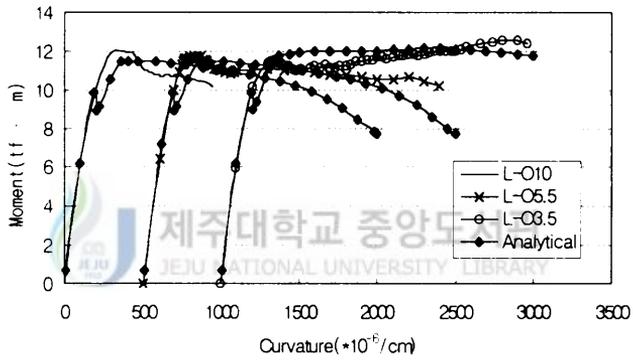
구속된 과대철근 보의 휨 거동을 예측하기 위해서는 구속된 콘크리트의 응력-변형률 모델, 무근 콘크리트의 응력-변형률 모델, 주철근의 응력-변형률 모델이 필요하다. 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계는 기존의 연구들 중 중앙대학교 구조 연구실에서 수행한 구속된 콘크리트의 응력-변형률 모델(2000)이 실험치를 잘 유추하고 있다고 판단되어 본 연구에서는 정 현수 등(2000)의 응력-변형률 모델을 이용하였다. 무근 콘크리트의 응력-변형률 모델은 Hognestad(Park과 Paulay, 1975)의 모델을, 철근의 응력-변형률 관계는 Park(1975)의 모델을 이용하였으며 철근의 경화현상을 고려하였다.

구속된 철근콘크리트 보 단면의 모멘트-곡률 관계는 단면을 분할하여 산정되었다(Fig. 18). 해석을 위한 기본적 가정으로는 (1) 평면은 휨 변형 후에도 평면이다. (2) 콘크리트의 인장 응력은 무시한다. (3) 피복 콘크리트의 박리시 변형률은 0.003이다. 곡률을 증분하여 각 변형단계에서 응력을 산정하고 이들 응력과 분할 면적을 곱하여 압축력과 인장력을 계산하고 힘의 평형 조건과 Bi-section method를 이용하여 중립축 위치를 결정하며 최종으로 모멘트를 산정하였다.

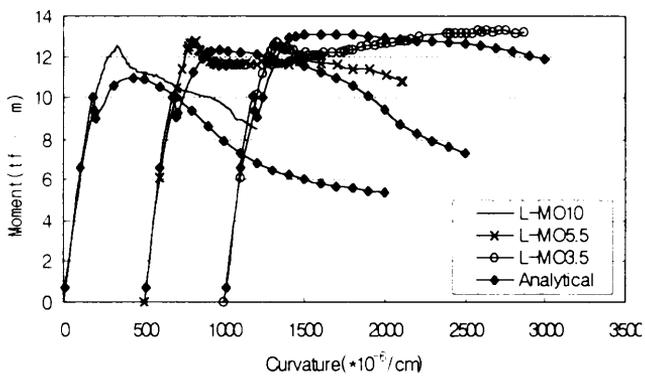
Fig. 19에 구속된 과대철근 보의 모멘트-곡률 관계에 대한 실험치와 해석치의 비교를 나타내었다. 실제 실험치에서 압축측 피복 콘크리트의 박리는 0.003~0.004 변형률에서 시작되었으며 일부 시험체에서는 큰 변형에서 전단철근을 배근하기 위한 압축철근의 좌굴로 인한 내력저하도 보였다. 그러나, 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계를 이용한 해석치는 최대 휨 내력 및 그 이후의 거동을 비교적 잘 유추하고 있다고 사료된다.



(a) B series specimens



(b) O series specimens



(c) MO series specimens

Fig. 19 Comparison of analytic and experimental results

따라서 구속된 과대철근 보의 최대 휨 내력을 산정시 구속된 콘크리트의 응력-변형률 모델을 실제 설계에 적용하기 간편한 응력 블록을 적용하여 설계가 가능하므로 이에 대해서는 추후 연구가 필요하다고 사료된다. 또한 전단경간비의 변화에 따른 과대철근 보의 거동을 파악하여 철근콘크리트 보의 최대 휨 내력 및 연성을 향상시키기 위한 일련의 연구가 더 필요할 것이다.



V. 결 론

전단철근은 부재의 전단력을 부담하여 전단내력을 증진시키고, 주철근의 위치를 고정시키는 외에 휨에 대하여 연성을 개선시켜 소성 힌지의 회전 능력을 크게 향상시킬 수 있다. 따라서, 본 연구에서는 전단철근에 의한 보강이 휨에 미치는 영향을 실험을 통하여 진행되었다. 총 10개의 시험체를 제작하였으며, 주철근을 과소, 균형 및 과대 철근으로 배근하여, 순 휨 구간에서 전단철근의 배근 간격을 실험 변수로 고려하였다. 실험으로부터 주철근과 전단철근에 의한 휨 거동을 파악하였으며, 실험 결과를 이론 해석 결과와 비교하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 철근콘크리트 보의 휨 내력은 주철근의 배근 양에 의해 결정되며, 전단철근은 영향을 크게 미치지 못하는 것으로 나타났다. 균형철근비 이상으로 배근된 시험체에서는 구속에 의한 압축측 콘크리트의 내력증가 및 인장측의 주철근의 경화로 인하여 피복 콘크리트 박리 이후 최대 휨 내력의 증가를 보였다.

(2) 최대 휨 내력은 주철근 양이 많을수록 증가하고 있지만, 과대철근으로 갈수록 최대 휨 내력 증가비는 감소하고 있다. 이는 압축력을 분담하는 콘크리트의 내력 부족으로 고강도 콘크리트를 사용함으로써 내력의 증가율을 증가시킬 수 있을 것이다.

(3) 과대철근 보인 경우 과소철근 보에서와 같은 휨 연성을 확보하기 위해서는 전단철근 간격을 $D/8$ ($\approx 3.5\text{cm}$) 이하로 배근해야 하며, 전단철근으로 충분히 구속할 경우 과대철근 보로 설계해서 휨 내력과 연성을 모두 높일 수 있을 것이라 사료된다.

(4) 과대철근 보에서 압축측 피복 콘크리트 박리와 함께 휨 구간내에 배근된 전단철근 및 주철근의 응력이 급격히 증가하여 항복에 이르렀으며 전단철근 간격이 좁을수록 이 현상은 크게 나타났다. 이는 전단철근이 휨 거동에도 영향을 미침을 의미한다.

(5) 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계를 이용한 과대철근 보의 휨거동 예측은 실험치와 잘 일치하고 있으며 구속된 과대철근 보의 최대 휨 내력을 산정시 구속된 콘크리트의 응력-변형률 모델을 실제 설계에 적용하기 간편한 응력 블록에 대한 연구가 필요하다고 사료된다.

참 고 문 헌

1. Base, G. D. and Read, J. B. , 1965, Effectiveness of Helical Binding in the Compression Zone of Concrete Beams, *Journal of ACI*, Vol. 62, pp. 763-781.
2. Cusson, D. and Paultre, P., 1994, High-Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties, *Journal of the Structural Engineering, ASCE*, VOL. 120, No. 3, pp.783-804.
3. Cusson, D. and Paultre, P., 1995, Stress-Strain Model For Confined High-Strength Concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, VOL. 121, No. 3, pp.468-477.
4. Cusson, D., de Larrard, C. Boulay, P. Paultre, 1996, Strain Localization in Confined High-Strength Concrete Columns, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, VOL. 122, No. 9, pp.1055-1061.
5. Hansen, E. A., and Tomaszewicz, A. 1993, Effect of Confinement on the Ductility of Structural Members with High-Strength Concrete, *Proceedings of High-Strength Concrete*, pp. 184-191.
6. Kent, D.C., Park, R., 1971, Flexural Members with Confined Concrete, *Journal of the Structural Division, ASCE*, VOL. 97, No. ST7, pp.1969-1990.
7. Krauthammer, T., Shahriar, S. and Shanaa, H., 1987, Analysis of Reinforced Concrete Beams Subjected to Severe Concentrated Loads, *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 6, pp. 473-480.
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. Ziara, 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, R., Priestley, 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. Raghu Pendyala, Priyan Mendis, and Indubhushan Patnaikani, 1996, Full-Range Behavior of High-Strength Concrete Flexural Members : Comparison of Ductility Parameters of High and Normal-Strength Concrete Members, *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 1, pp. 30-35.
 12. Saatcioglu, M. and Razvi, S.R., 1992, Strength and Ductility of Confined Concrete, *Journal of the Structural Engineering, ASCE*, VOL. 118, No. 6, pp.1590-1607.
 13. Saatcioglu, M., Salamat, 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.
 14. Saatcioglu, M. and Razvi, S.R., 1999, Confinement Model For High-Strength Concrete, *Journal of the Structural Engineering, ASCE*, VOL. 125, No. 3, pp.281-289.
 15. Scott, S.R., Park, R., Priestley, M.J.N., 1982, Stress-Strain Behavior of Concrete by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, *ACI Journal*, pp.13-26.
 16. Sheikh, S.A., Uzumeri, S.M., 1980, Strength and Ductility of Tied Concrete Columns, *Journal of the Structural Division*, VOL. 106, No. ST5, pp.1079-1101.
 17. Sheikh, S.A. and Uzumeri, S.M., 1982, Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns, *Journal of the Structural Division, ASCE*, VOL. 108, No. ST12, pp.2703-2722.
 18. Sheikh, S.A. and Yeh, C.C., 1990, Tied Concrete Columns under Axial Load and Flexure, *Journal of the Structural Engineering, ASCE*, VOL. 116, No. 10, pp.2780-2800.
 19. Soliman, M.T. and Yu, C.W., 1967, Flexural Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Rectangular Transverse Reinforcement, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 19, No. 61, pp.223-238.
 20. Surendra, P. 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.

21. Yong, Y.K., Nour, M.G., Nawy, E.G., 1988, Behavior of Laterally Confined High-Strength Concrete Under Axial Loads, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, VOL. 114, No. 2, pp.333-351.
22. Ziara, M.M., Halolane, D., and Kuttub, A.S., 1993, Shear and Flexural Strength Resulting from Confinement of the Compression Regions in Circular Section Structural Concrete Beams, *Magazine of Concrete Research*, V. 45, No. 164, pp, 211-219.
23. 六車 熙・光枝良・井上弘行, 1983年 9月, 横補強による高强度コンクリートの靱性改善に 關する研究(その1、2), 日本建築學會大會學術講演梗概集, pp.1913-1916.
24. 六車 熙・光枝良, 1987年 10月, 横補強筋による高强度コンクリートの靱性に對する帶筋の拘束効果, 日本建築學會大會學術講演梗概集
25. 崎野健治, 孫玉平, 1993年, 高强度材料を用いた鐵筋コンクリート柱の靱性改善に關する實驗的研究, コンクリート工學年次論文報告集, Vol. 15, No. 2, pp.719-724
26. 崎野健治・孫玉平, 1994年 7月, 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの應力 - ひずみ 關係, 日本建築學會構造 論文集, 第461号, pp. 96-104.
27. 崎野健治・孫玉平・田福勝・大庭央久・池之野 陽一, 1997年 9月, 拘束RC柱の安定限界軸力に關する研究(その1,2,3), 日本建築學會大會學術講演梗概集, pp59-64.
28. 崎野健治・田福勝・孫玉平・大庭央久, 1998年, RC柱の安定限界軸力比に及ぼす横補強筋の影響, コンクリート工學 年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.499-504.
29. 고 유신 외 4인, 2000, 철근콘크리트 보에서 전단철근이 휨내력에 미치는 영향, 제주 대학교 공과대학 산업기술연구소 제11권 2호 pp 151-159.
30. 기 진호 외 5인, 2000, 전단철근이 철근콘크리트 보의 연성에 미치는 영향에 관한 실험적 연구, 대한건축학회 지회 연합회 2권 3호 pp 53-60.
31. 김 병호 외 5인, 2000, 전단철근으로 보강된 과대철근 보의 역학적 특성, 대한건축학회 16권 11호 pp. 83-90.
32. 양 근혁, 1998, 횡보강근으로 구속된 철근콘크리트 기둥의 휨 내력과 연성에 관한 연구, 중앙대학교 대학원 석사학위논문.
33. 정헌수, 2000, 축압축력을 받는 고강도 R.C. 기둥의 내력 및 연성에 관한 연구, 한

국 과학재단.

34. 정 현수 외 4인, 2000, 철근콘크리트 구조 설계, 태림문화사.

35. R. Park, and T. Paulay, 1975, Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York, N.Y.



感謝의 글

2년여의 기간이었지만 나이가 들어 공부를 한다는 것이 결코 쉬운 일은 아닌 것 같습니다.

그러나 주위에 있는 여러분들의 아낌없는 激勵과 勇氣를 주시고 獻身적인 도움을 주신 모든 분들께 眞心으로 感謝를 드립니다.

바쁘신 업무중에서도 論文이 完成되기까지 면밀한 檢討와 指導를 아끼지 않으신 徐日敎 指導敎授님께 깊은 감사를 드리오며 세심하게 논문을 바로 잡아주신 金泰一 敎授님, 崔棟皓敎授님, 朴哲民敎授님께 감사를 드립니다.

또한 옆에서 實驗材料의 準備에서부터 實驗課程과 각종 데이터의 整理를 도와주신 殷熙昌敎授님, 중앙대학교 박사과정의 양근혁님, 같이 공부한 기진호, 고유신께도 감사를 드립니다.



공무원 생활을 하면서 늦게나마 자기 전공에 대한 충전의 기회를 갖도록 배려해 주신 行政自治部와 教育人的資源部の 관계자 여러분과 주경야독의 어려움을 이해해 주시고 학업을 할 수 있도록 도와주신 경상대학교 金正浩, 崔奎一局長님, 시설과 文炳均係長과 동료직원, 제주대학교의 시설과 직원여러분께도 감사를 드립니다.

오늘이 있기까지 큰 힘이 되어주신 어머니와 이모님, 작년에 타계하신 장모님, 그리고 친지들께 감사드리며 아내 이경순과 아들 성욱, 며느리 이보라, 사위 고영관, 딸 애라, 대학생인 남희, 규희 그리고 새 가족이 된 손녀 소연이와 외손자 상혁이 에게도 고맙다는 말과 함께 이 기쁨을 함께 나누고자 합니다.

2001년 8월

金秉湖 드림