

철근 콘크리트 연결보의 하중 전달 기구와 변형 능력

The Mechanism of Load Resistance and Deformability of Reinforced Concrete Coupling Beams

홍성걸¹⁾ · 장상기²⁾

Hong, Sung-Gul · Jang, Sang-Ki

국문 요약 >> 콘크리트 부재의 내진설계에 있어 강도와 더불어 변형 능력은 중요한 요소이다. 연결보는 전단 지배 부재임에도 항복 이후 소성 변형을 요구하는 부재인데 본 연구에서는 연결보의 변형 능력에 대한 실험을 통해 변형 모형을 제시하였다. 일반적인 배근 형태를 가진 철근 콘크리트 연결보를 대상으로 단조하중실험을 수행하였다. 경간-깊이비, 휨 철근비, 전단 철근비를 변수로 하여 연결보의 거동을 평가하였다. 전단 지배 부재인 연결보는 아치작용과 트러스 작용으로 전단력에 대해 저항하는데 실험 결과를 통해 전단력을 두 작용의 구분과 항복 강도 발현 이후 소성 변형에 따른 두 작용의 구성비 변화에 대해 분석하였다. 실험결과에 기초한 전단 철근과 휨 철근의 변형률 분포 모형을 이용하여 휨 철근의 응력 상태를 산정하였다. 휨 철근의 부차-미끄러짐에 의해 결정되는 균열폭을 고려하는 연결보의 변형 모형을 제시하였다. 항복 상태는 휨 철근의 항복 시점으로 정의하였고, 극한 상태는 변형 증가에 따른 스트럿의 압축 강도 저하에 의해 결정되었다. 이 변형 모형은 변위기초설계에 활용될 수 있을 것으로 기대된다.

주요어 철근 콘크리트 연결보, 전단 강도, 부차-미끄러짐, 균열폭, 항복 변형, 극한 변형, 변위기초설계

ABSTRACT >> An experimental investigation on the behavior of reinforced concrete coupling beams is presented. The test variables are the span-to-depth ratio, the ratio of flexural reinforcements and the ratio of shear rebars. The distribution of arch action and truss action which compose the mechanism of shear resistance is discussed. The increase of plastic deformation after yielding transforms the shear transfer by arch action into by truss action. This study proposes the deformation model for reinforced concrete coupling beams considering the bond slip of flexural reinforcement. The strain distribution model of shear reinforcements and flexural reinforcements based on test results is presented. The yielding of flexural reinforcements determines yielding states and the ultimate states of reinforced concrete coupling beam are defined as the ultimate compressive strain of struts and the degradation of compressive strength due to principal tensile strain of struts. The flexural-shear failure mechanism determines the ultimate state of RC coupling beams. It is expected that this model can be applied to displacement-based design methods.

Key words R/C coupling beams, shear strength, bond-slip, crack width, yield deformation, ultimate deformation, displacement-based design

1. 서론

차세대 내진설계 개념인 성능기초설계에서는 구조물의 안정성 확보를 위해 각 부재의 강도와 변형 능력의 척도인 연성도를 요구한다. 각 부재에 대한 항복 상태의 강도와 변형 산정과 함께 극한 상태에서의 강도와 변형 능력 확보가 주요 관심사이다. 지금까지의 전단 지배 부재에 관한 연구

는 변형과 무관하게 강도 예측에 중점을 두고 있어 변형에 관한 연구가 부족한 실정이다. 비교적 규칙적이고 균일한 응력 상태를 가지는 휨 부재와 달리 대부분의 전단 지배 부재의 경우 응력교란 구역이 존재하여 변형 상태를 예측하는 것이 쉽지 않다. 본 연구에서는 대표적인 전단 지배 부재인 병렬 전단벽의 철근 콘크리트 연결보에 대해 실험과 해석을 수행하였다. 병렬 전단벽 시스템은 일반 보-기둥 시스템과 같이 연결보 양단에서 소성힌지가 먼저 발생하고 전단벽 하부에서 최종 소성힌지가 형성되는 파괴 기구로 설계되기 때문이다. 일반적으로 연결보는 경간에 비해 깊이가 크고 두께는 얇은 전단 지배 부재이지만 일반적인 보와 같이 소성

¹⁾ 정회원·서울대학교 공과대학 건축학과 부교수 (대표저자: sglhong@snu.ac.kr)

²⁾ 서울대학교 공과대학 건축학과 박사과정

본 논문에 대한 토의를 2006년 8월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

힌지 구간에서 충분한 강도와 변형 능력이 요구된다. 따라서 연결부는 전단 지배 부재이지만 변형 능력이 중요한 요소로 고려되어야 한다.

연결부의 변형 능력을 확보하기 위해서 Paulay⁽¹⁻⁴⁾는 대각 배근을 제안하였고, Galano등⁽⁵⁾은 실험을 통하여 마름모 배근을 제시하였고, Tegos등⁽⁶⁾은 대각 배근에 대한 강도 모형을 제안하였으며, Theodosios등⁽⁷⁾ 또한 다양한 배근 형태에 대하여 실험 연구를 진행하였다. 최근에는 여러 연구자들에 의하여 철제 플레이트, 철골 보를 매입하는 복합 상세들이 제안되고 있다. 그러나 대다수의 연구가 철근 상세나 복합 재료 효과에 국한되어 있어 연결부에 변형 능력을 결정하는 다양한 변수에 대한 체계적인 접근이 필요할 것으로 판단된다.

따라서 본 연구에서는 일반적인 휨 철근과 전단 철근으로 배근된 철근 콘크리트 연결부의 단조하중실험을 통하여 전단 강도와 변형 능력을 중심으로 분석하였다. 각 실험체 대해 휨 철근과 전단 철근의 변형을 계측을 통하여 전단 강도 발현 메커니즘을 분석하였고, 항복 변위, 극한 변위, 수직 인장 변형을 측정하여 변형 능력에 대해 고찰하였다. 분석된 실험 자료를 근간으로 하여 연결부의 하중 전달 기구 모형과 변형 모형을 제시하였다.

2. 단조하중실험

2.1 시험체 상세

시험체는 휨 철근과 전단 철근으로 배근 되어 있고 연결부의 단부 조건을 만족시키기 위하여 상부와 하부가 대칭이 되도록 제작하였다. 그림 1에서와 같이 연결부 부분은 경간 800mm, 깊이 480mm, 두께 150mm 이고, 벽체와 가력부

분을 포함한 시험체 전체 길이는 2m이고, 폭은 1.3m, 두께는 0.8m이다. 재하시 수직 변형을 측정하기 위해서 시험체의 중앙에 직경 6mm, 길이 350mm 전산볼트를 매입하였다. 시험체의 상하부는 각각 가력부 프레임과 실험동의 슬래브와 접합할 수 있도록 직경 50mm, 80mm의 관을 수직 500mm, 수평 500mm 간격으로 설치하였다. 시험체의 벽체 부분의 파괴를 막기 위해서 D13 철근을 양방향 100mm 간격으로 배근하였다.

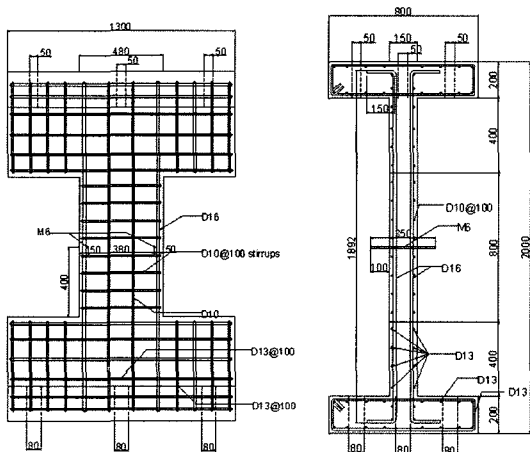
2.2 시험체 변수

현재까지 연결부에 대한 실험 연구들은 강도와 변형 능력을 확보하기 위한 새로운 배근 상세와 복합 재료에 관한 연구가 대부분이어서 연결부의 변형에 대해 체계적인 연구가 미미한 편이다. 본 연구에서는 연결부의 항복 변위와 극한 변위에 대한 분석을 위해 경간-깊이 비, 휨 철근비, 전단 철근비, 보 중심부 철근을 변수로 시험체를 제작하였다.

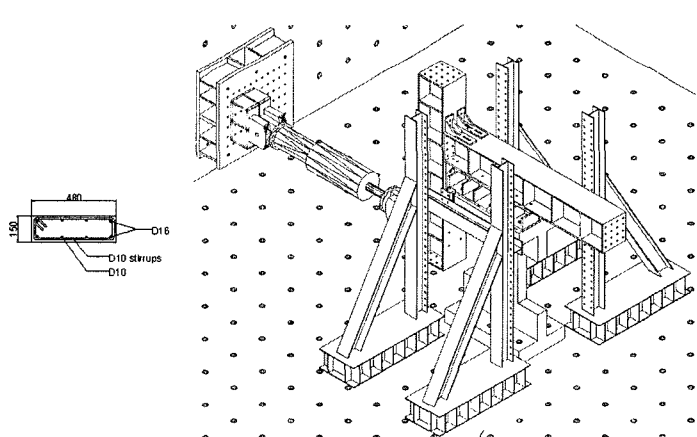
표 2에서와 같이 01MCB16SMM 시험체가 기준 시험체이고, 시험체 명은 시험체번호(01), 재하방법(MCB, 단조하중),

〈표 1〉 콘크리트 공시체와 철근의 재료실험 결과

Concrete Compressive Strength (MPa)	Rebars		
	Types	Yield Strength (MPa)	Tensile Strength (MPa)
28.68	D5.5	516.4	636.61
	D10	519.62	610.72
	D13	510.23	607.83
	D16	475.14	679.84
	D22	502.63	616.23
	D25	460.68	650.23



〈그림 1〉 시험체 상세도면



〈그림 2〉 실험 장치

〈표 2〉 시험체 변수

Coupling Beams	Span (mm)	Depth (mm)	Width (mm)	Span /Depth	Flexural		Shear		Horizontal		Loading	
					rebar	ratio (%)	rebar	ratio (%)	rebar	ratio (%)		
01MCB16SMM	800	480	150	1.67	2-D16	1.19	8-D10	1.05	4-D10	0.47	M	
02MCB13SMM		600		1.33	2-D16	0.94	8-D10	1.05	4-D10	0.37		
03MCB20SMM		400		2.00	2-D16	1.45	8-D10	1.05	4-D10	0.57		
04MCB16MMM		480		150	1.67	2-D22	2.25	8-D10	1.05	4-D10		0.47
05MCB16LMM						2-D25	2.91	8-D10	1.05	4-D10		0.47
06MCB16SSM						2-D16	1.19	8-D5.5	0.32	4-D10		0.47
07MCB16SLM						2-D16	1.19	8-D13	1.77	4-D10		0.47
08MCB16SHM						2-D16	1.19	8-D10	1.05	2-D13		0.39
09MCB16SNM						2-D16	1.19	-	-	4-D10		0.47
10MCB16SMN						2 - D16	1.19	8-D10	1.05	-		-

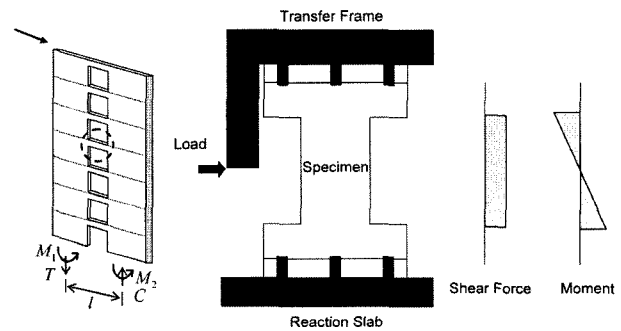
경간-깊이 비(16, 경간-깊이 비: 1.67), 휨 철근비(S, small), 전단철근비(M, medium), 보 중심부 횡철근 유무(M, 유)을 나타낸다. 경간-깊이 비는 연결보의 경간은 800mm로 유지하고 깊이를 480mm, 600mm, 400mm로 변화시켜 제작하였다. 휨 철근비와 전단 철근비는 배근 위치와 철근의 개수는 동일하게 하고 철근의 직경만 변화시켜 가면서 배근하였다. 휨 철근은 D16, D22, D25 철근을 사용하였고 전단 철근은 D5.5, D10, D13 철근을 사용하였다. 보 중심부는 D10 철근을 배근 하였다.

2.3 재료 특성

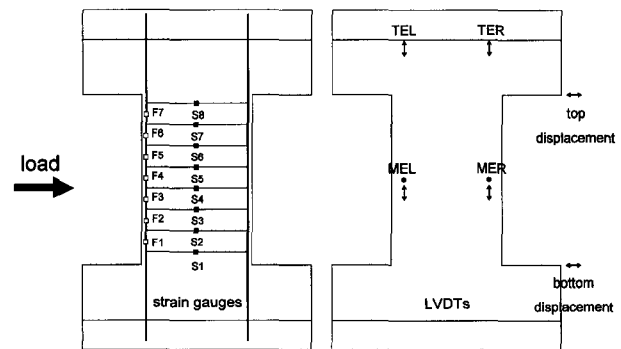
시험체 제작한 사용된 콘크리트 압축강도는 28일 양생한 25개의 콘크리트 공시체(Φ100mm × 200mm)를 시험하여 평균 28.68MPa가 나왔다. 철근의 경우 종류별로 3개의 시편(길이 600mm)을 인장 시험하여 표 1과 같은 항복 강도와 인장 강도를 얻을 수 있었다.

2.4 실험 방법

연결보는 병렬 전단벽 시스템에서 전단력과 휨 모멘트가 발생하는 부재이다. 연결보로 인해 연결된 벽체는 독립적으로 지지하는 휨 모멘트 외에도 각각 압축력, 인장력을 부담하면서 휨 모멘트를 추가로 받게 된다. 그림 3과 같이 연결보는 벽체와 결합하는 두 단부에서 대칭 휨 모멘트와 균일한 전단력이 작용하도록 실험하여야 한다. 이러한 단부 조건을 만족시키기 위해 강성이 비교적 큰 철골 프레임을 이용하여 연결보 시험체의 중심부를 가력 하였다. 우선 연결보의 변형에 관한 특성을 명확하게 파악하기 위해서 50톤 정적가력장치를 사용하여 단조하중에 대한 실험을 수행하



〈그림 3〉 연결보의 단부조건



〈그림 4〉 계측장치

였다. 4개의 횡 지지대를 설치하여 시험체의 뒤틀림을 방지하였다(그림 2).

2.5 계측

연결보는 일반적인 보 이론을 적용하기 어려운 경간-깊이 비를 지니므로 하중 전달 경로와 변형 특성을 파악하기 위해서 그림 4와 같이 계측 장치를 설치하였다. 하중 전달 경로를 조사하기 위해 휨 철근에 7개, 전단 철근에 8개의 스트레인 게이지를 설치하였고, 변형특성을 파악하기 위해 LVDT

를 사용하여 연결부의 중앙부와 상단부에서 수직 변형을, 상단부와 하단부에서 수평 변위를 측정하였다. 시험체의 수평 변위는 실험 시 발생할 수 있는 미끄러짐에 대비하기 위해서 상단부와 하단부의 LVDT 계측 값의 차를 이용하였다. 모든 스트레인 게이지와 LVDT의 위치는 전 시험체에서 동일하게 설치하여 실험 결과 분석의 편의성과 일관성을 도모하였다.

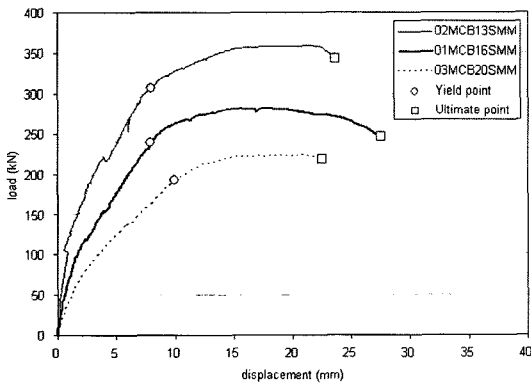
2.6 실험 결과

그림 6과 그림 7에서 보는 바와 같이 4번, 5번, 6번, 9번 시험체는 아치 스트럿의 압축 파괴로 인해 휨강도에 도달하지 못하고 파괴하였고, 나머지 시험체는 휨강도 도달 이후 트러스 스트럿의 압축 파괴로 항복 이후 전단 파괴하였다. 항복 강도 도달하지 못한 시험체는 대체로 전단 철근량이 45도 트러스 모델에서 필요한 휨 철근 대비 전단 철근량보다 작은 경우 발생하였다. 항복 강도에 도달한 이후에는 연결부 부분의 콘크리트가 압괴하면서 사인장 균열 방향으로 파괴하였다.

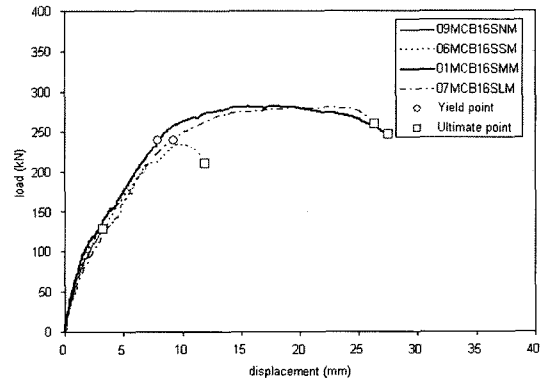
그림 5에서 보는 바와 같이 경간-스팬비가 클수록 큰 강성을 지니고, 변형 능력은 작은 것을 알 수 있다. 3번 시험체의 경우 1번과 2번에 비해 상대적으로 큰 휨 철근비로 인

해 변형 능력이 작게 측정되었다. 휨 철근비에 의한 거동은 같은 단면을 지니므로 거의 유사한 강성을 보이고 있고, 변형 능력은 휨 철근비가 작을수록 증가 것을 알 수 있다(그림 6). 그림 7은 전단 철근비에 대한 영향을 보여주는데 전단 철근의 전반적인 거동에는 영향이 적으나, 전단 철근비가 클수록 변형 능력이 다소 증가함을 보여주고 있다. 하중-변위 관계에서 주목할 만한 현상은 연결부의 항복 강성이 휨 지배 보에 비해 매우 작다는 것이다. 그림 8은 중앙부 구속 철근에 대한 연성도를 나타내는데 10번 시험체는 이 철근을 배근하지 않았다. 따라서 1번 시험체에 비해 휨 강도가 감소한 것을 알 수 있으며 연성도는 증가한 것을 볼 수 있다. 중앙부 철근은 균열이 집중되어 발생하지 돕는 역할이외에 연성도에는 크게 기여하지 않는 것으로 판단된다.

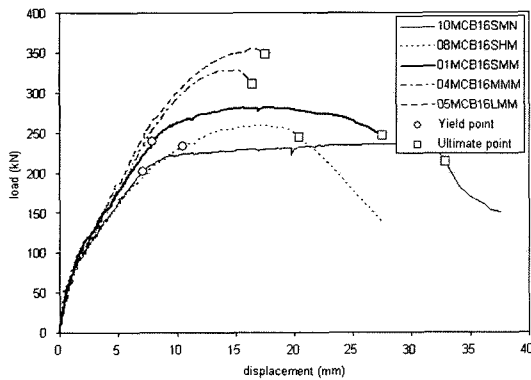
그림 9에서처럼 연결보의 작은 경간비와 단부조건에 의해 균열이 부채꼴 모양(fan shape)으로 공통적으로 발생하는데 이것은 휨 균열에 비해 전체적으로 변형을 증가시키고 있다. 연결보 단부 주변의 주철근의 정착부에서도 균열이 발생하여 강성 저하에 기여하고 있다. 변형 능력은 경간-깊이비, 전단 철근비에는 비례하고, 휨 철근비에는 반비례하는 것을 알 수 있다. 그림 10은 변위에 따른 전단 철근의 변형률 분포를 보여주고 있다. 일반 보에서는 전단 철근



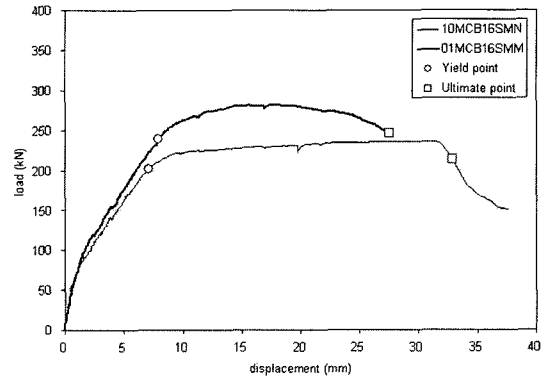
〈그림 5〉 하중변위곡선(경간-깊이비)



〈그림 7〉 하중변위곡선(전단 철근비)



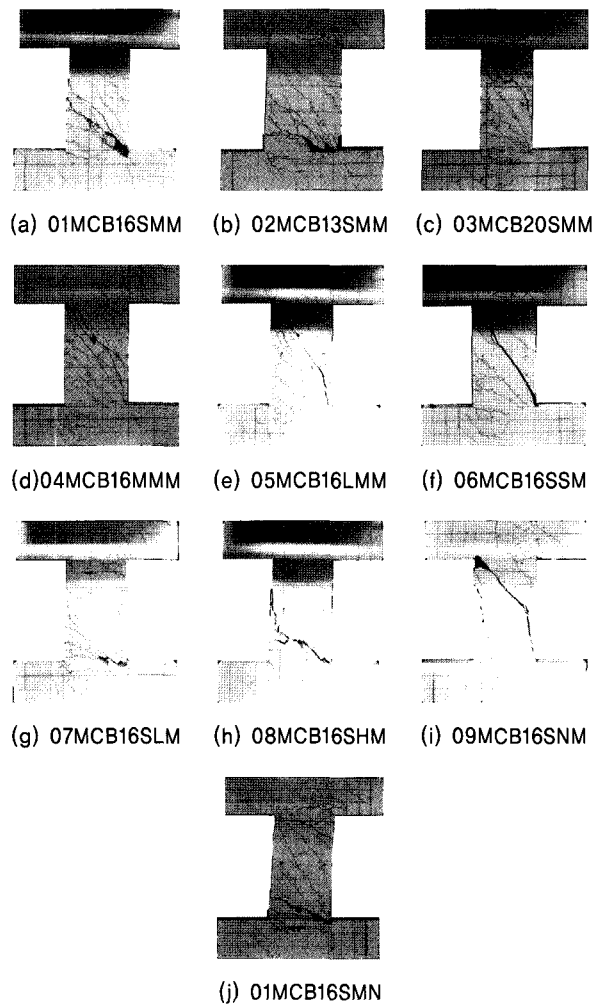
〈그림 6〉 하중변위곡선(휨 철근비)



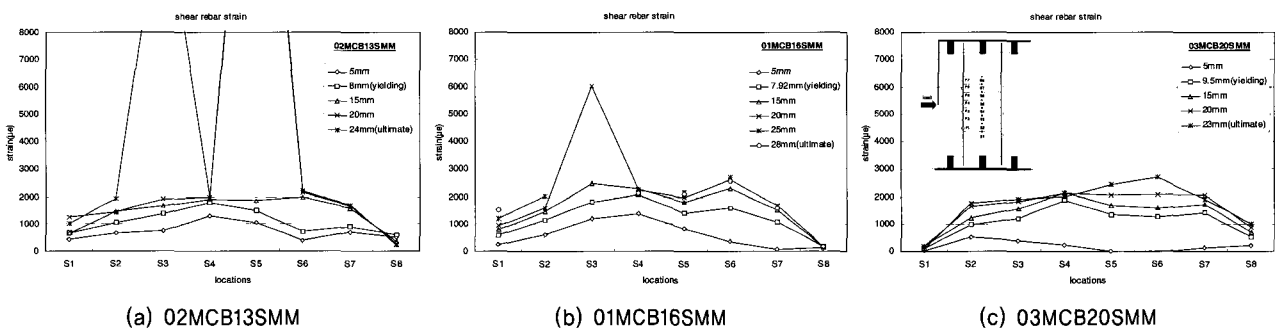
〈그림 8〉 하중변위곡선(중심부 철근)

은 각 전단 철근의 위치에 무관하게 비교적 일정한 변형률 분포를 보이지만 연결보는 중앙부의 변형률이 큰 것을 확인할 수 있다. 항복에 이르기 전까지 전단 철근의 변형률이 중앙부에서 최대의 변형률을 지니고 항복 강도 이후에는 중앙부 전단 철근의 항복이후 주변부 전단 철근의 변형률도 증가하였다. 이 현상은 항복이후 변위 증가에 따라서 전단 철근에 의한 전단력 전달의 크기가 변화하는 것을 의미한다. 전단 저항을 트러스 작용과 아치 작용으로 분류할 때 변형 증가에 따라 트러스 작용이 증가한다고 할 수 있다. 그림 10의 (a),(b),(c)를 비교해보면 경간비가 작을수록 전단 철근의 변형률 분포가 불균일한데 이 역시 부채형 균열에 의한 것으로 판단된다. 균열각이 단부에서는 다양하게 변화하므로 단부 전단 철근의 변형률이 다를 것으로 예상된다.

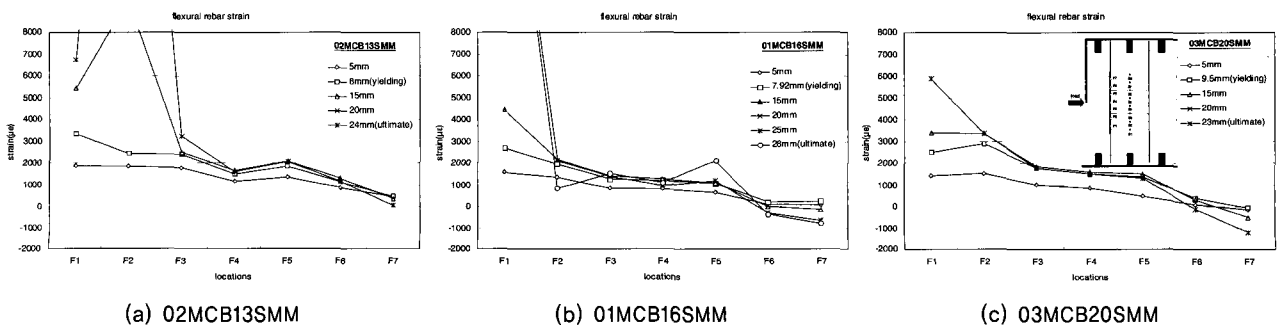
변형 상태에서 따른 힘 철근의 변형률 분포는 그림 11과 같다. 힘 철근의 응력 분포는 위에서 언급한 전단 철근의 변형률의 영향을 반영하고 있다. 연결보는 단부에서 모멘트를 부담하는 양단 고정보이지만 그림 11과 같이 힘 철근의 대부분의 영역이 인장 상태에 있다. 힘 철근의 응력은 전단 철근의 응력에 비례하여 변화하는데 단부에서 전단 철근의 응력이 중앙부에 비해 작으므로 상대적으로 힘 철근은 대부분이 인장영역에 있게 된다. 1번과 2번 시험체를 비교하면 경간비가 작을수록 소성힌지가 길어지는 것을 알 수 있고 3번 시험체의 경우 1번과 2번 시험체에 비해 힘 철근량이 많아서 경간-깊이비에 비해 소성힌지가 짧은 것으로 판단된다.



〈그림 9〉 최종파괴균열상태



〈그림 10〉 변위에 따른 전단 철근 변형률



〈그림 11〉 변위에 따른 힘 철근 변형률

트러스 작용에 의한 전단 저항 성분은 경간-깊이비, 전단 철근비에는 비례하고, 휨 철근비에는 반비례하는 것을 알 수 있었다. 따라서 종합해 보면 트러스 작용에 의한 전단 저항이 클수록 변형 능력이 증가하는 것을 확인할 수 있다.

3. 하중전달기구

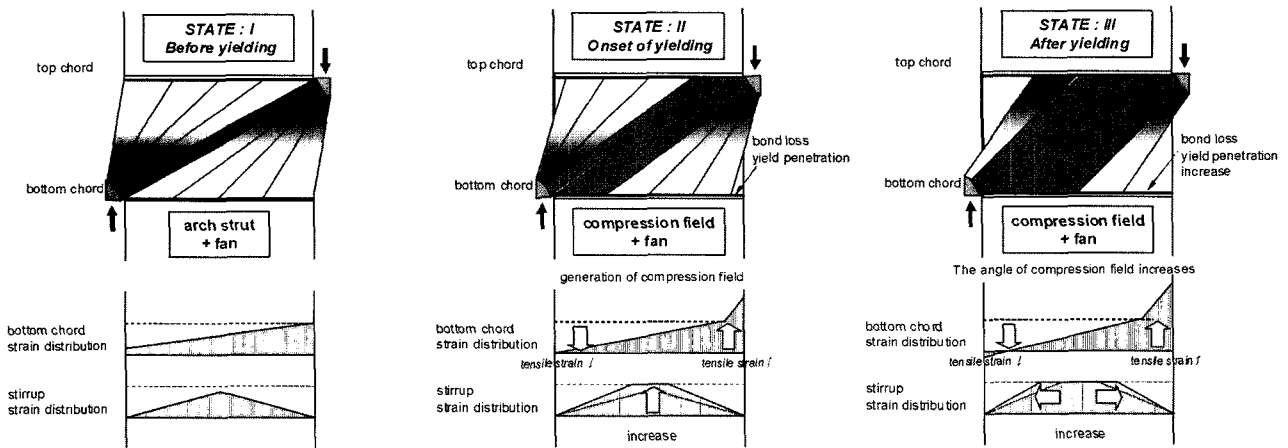
3.1 변형 단계에 따른 하중전달기구의 변화

실험 결과를 근간으로 하여 그림 12와 같은 변형 정도에 따른 응력 분포 모형을 생각할 수 있다. 휨 철근 항복이전에는 연결보에 하중이 작용하면 아치 작용과 트러스 작용에 의해 전단력이 전달된다. 이 때 균열은 그림 12(a)와 같이 형성되고 이에 따라 전단 철근의 변형은 중앙부가 최대 변형을 하는 삼각형 분포를 가진다. 휨 철근은 힘의 평형 관계를 이용하여 단부 최대하중을 시작으로 점차 작아지게 된다. 항복 이후 변형률의 증가로 아치 스트럿 강도가 작아지게 되면 아치 작용으로 부담하던 전단력이 트러스 작용으로 전가된다. 이에 따라 전단 철근의 응력이 증가 되고 이것은 부채꼴의 응력장(fan region)도 감소하게 된다. 이에 전단 철근의 항복에 따라 균일 압축장이 생성되고 휨 철근의 변형률도 더불어 증가한다. 변형 증가에 따라 균일 압축장의 강

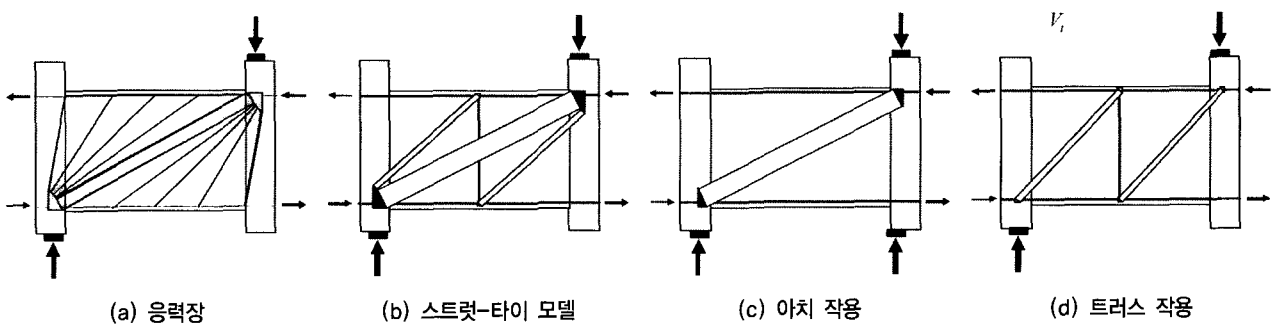
도가 저하되어 균일 압축장의 기울기가 증가하다가 균일 압축장의 강도가 결국 파괴 강도에 도달하여 극한 상태에 이르게 된다.

3.2 아치 작용과 트러스 작용

실험 결과를 보면 연결보는 항복이전에는 아치 작용의 스트럿의 전단 압축파괴하고, 항복 이후에는 균일 압축장의 트러스 작용의 스트럿이 압축 파괴하였다. 항복이전에 아치 작용과 트러스 작용이 공존하고 항복 이후에는 아치 작용이 점차 축소되어 트러스 작용만이 존재함을 의미한다. 항복 이전의 휨 철근과 전단 철근의 응력 분포를 결정하기 위해서는 아치 작용과 트러스 작용을 분리해야 한다. 그런데 그림 13(b)와 같이 연결보 스트럿-타이 모델은 부정정이므로 평형조건만으로 아치작용과 트러스 작용을 결정할 수 없다. CEB-FIP MC 90⁽⁸⁾에서는 전단 경간-깊이비에 따른 아치 작용과 트러스 작용의 설계식을 제시하고 있으나 실험결과와 비교결과 극한 상태에서는 비교적 정확하였으나 항복 상태에서는 합리적인 결과를 얻을 수 없었다. 본 연구에서는 그림 14와 같이 연결보에 아치 작용만이 존재하는 트러스 모형과 트러스 작용만 존재하는 45도 트러스 모형에 대해 가상일의 원리를 통해 각각 강성을 구하였다.



〈그림 12〉 변형상태에 따른 응력분포의 변화



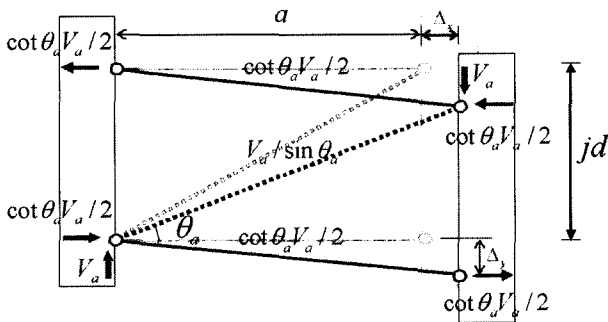
〈그림 13〉 시험체 상세

다음과 같이 각 부재의 단면적과 기울기로 강성을 구할 수 있다.

$$k_a = \frac{\sin^2 \theta_a \cos \theta_a E_c A_{ca} E_s A_s}{(2E_s A_s + \cos^3 \theta_a E_c A_{ca})a} \quad (1)$$

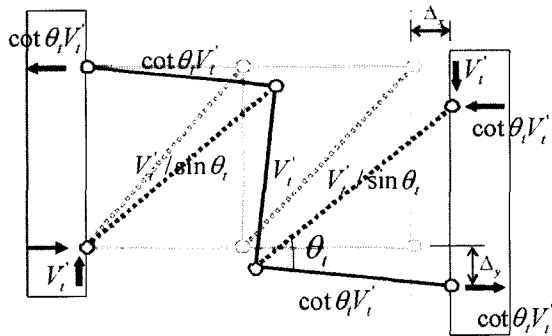
$$k_t = \frac{2\sin^2 \theta_t \cos \theta_t E_s E_c A_{ct} A_s A_v}{(4\cos^3 \theta_t E_c A_{ct} A_v + \sin^3 \theta_t E_c A_{ct} A_s + 2E_s A_s A_v)a} \quad (2)$$

이 강성을 이용하여 트리스 작용에 전달되는 전단력 V_t 를 다음과 같이 구할 수 있다.



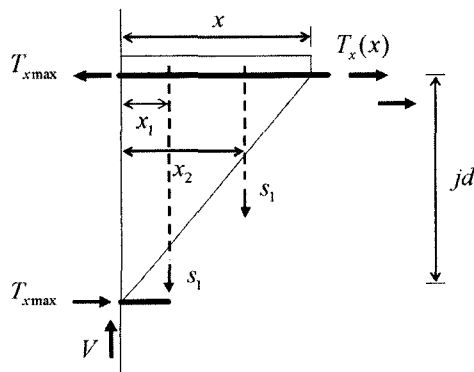
k_a = stiffness of arch action

<그림 14> 아치 작용의 강성



k_t = stiffness of truss action

<그림 15> 트리스 작용의 강성



<그림 16> 균열면에서의 평형관계

$$V_t = \frac{k_t j d / a}{(k_a + k_t j d / a)} V \quad (3)$$

여기서, $j d / a$ 는 트리스 작용에 작용하는 전단력이 45도 트리스 모델에 의해 산정된다고 가정하여 나온 값이다.

3.3 전단 철근과 휨 철근의 응력 분포

3.1에서 언급한 규칙에 의해 기본적인 전단 철근의 응력이 결정된다. 다만 모든 전단 철근이 항복하는 경우에도 부채꼴 영역(fan region)에 존재하는 전단 철근의 경우에는 다음과 같이 계산된다.

$$s_i = \frac{V_t}{n} \left(\frac{a}{j d} \right) \frac{x}{j d} \quad (4)$$

단부에 가까워져서 철근에 작용해야 할 응력이 분산되는 것으로 판단하였다. 이 식은 실험에서 관찰된 값과 비교적 유사하다.

다음으로 휨 철근의 응력 분포는 그림 16에서 평형 조건에서 다음과 같이 구할 수 있다.

$$T(x) = \frac{V a}{2 j d} - \frac{\sum x_i s_i}{j d} \quad (5)$$

휨 철근의 전 영역이 인장 상태에 있고 균열 발생 이후를 고려하므로 장부 작용(dowel action)과 골재 맞물림 작용에 의한 하중 전달은 제외하였다.

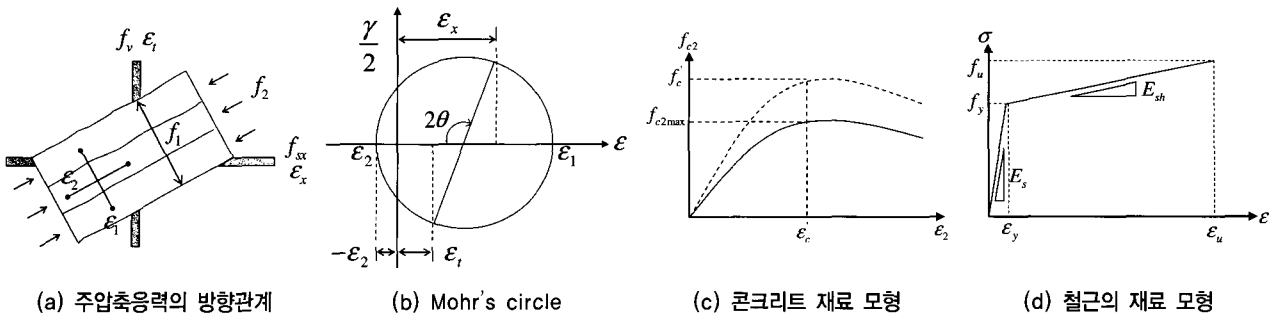
4. 변형모형

4.1 재료 모델

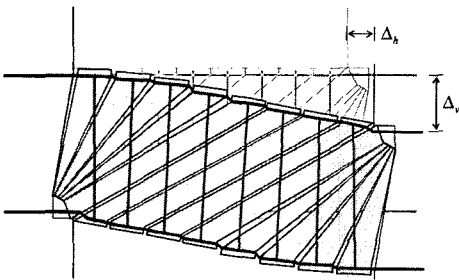
연결보의 전단강도의 저하는 변형에 따르는 콘크리트의 압축강도 감소에 기인한다. 소성 변형에 의한 보의 수평 방향 변형률은 압축강도 저하를 유발하는 콘크리트 스트럿의 주인장 변형률을 증가시킨다. 콘크리트 응력과 변형률의 관계는 그림 17(c)와 같이 Vecchio와 Collins⁽⁹⁾의 순수 전단 부재 실험식을 사용하였다. 실험 연구에서 콘크리트의 주압축 응력 f_2 은 주압축 변형률 ϵ_2 뿐만 아니라 주인장 변형률 ϵ_1 에 관한 함수임을 보여주고 있다. 콘크리트 변형률의 적합 조건과 구성 방정식은 다음과 같다.

$$\tan^2 \theta = \frac{\epsilon_v - \epsilon_2}{\epsilon_s - \epsilon_2} \quad (6)$$

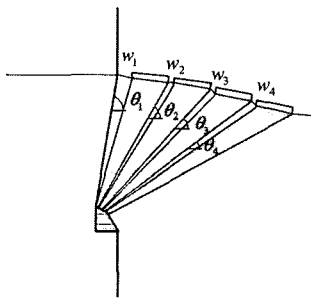
$$f_{2max} = \frac{1}{0.8 + 170\epsilon_1} \left(2 \left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon_c'} \right) - \left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon_c'} \right)^2 \right) f_c' \quad (7)$$



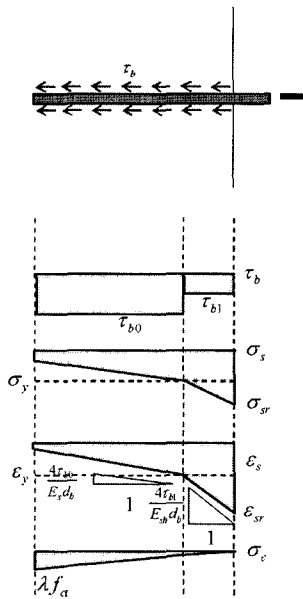
〈그림 17〉 재료 모델



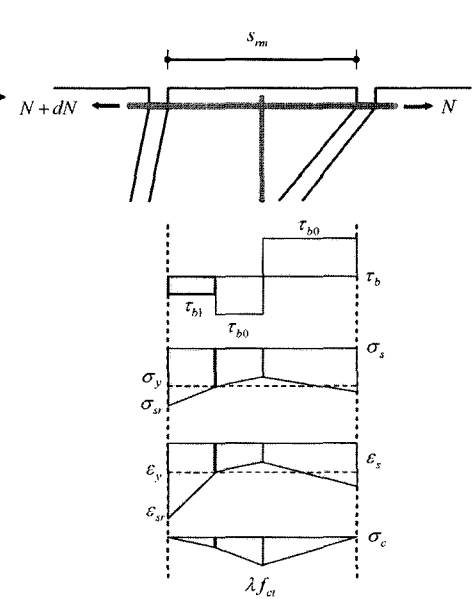
〈그림 18〉 연결보의 균열 형태



〈그림 19〉 균열폭과 변위관계



〈그림 20〉 정착부에서 균열폭



〈그림 21〉 연결보의 균열폭

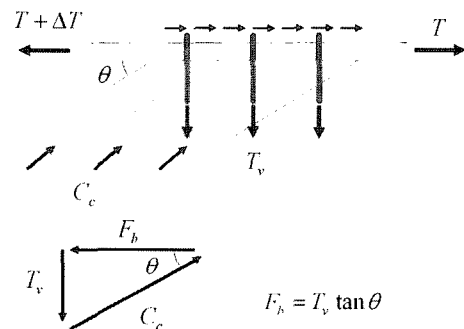
철근은 인장 경화를 고려하여 그림 17(d)와 같이 2선형 모델을 사용하였다.

4.2 균열폭을 이용한 변형산정

기존의 휨 강성과 유효 단면을 고려한 변형의 계산은 전단 지배 부재의 경우 사용할 수 없다. 본 연구에서는 그림 19와 같이 균열폭을 이용하여 변형을 산정하였다. 균열 간격은 전단 철근의 간격으로 하였고 철근은 균열면에 수직으로 변형한다고 가정하였다. 연결보의 수평 변위와 수직 변위를 다음과 같은 식으로 계산할 수 있다.

$$\Delta_v = \left(\sum_{i=1}^n \frac{w_i}{j d \sin \theta_i} \right) a \tag{8}$$

$$\Delta_h = \sum_{i=1}^n w_i \sin \theta_i \tag{9}$$



〈그림 22〉 부차응력과 스트럿 응력의 평형

4.3 정착부와 휨 철근의 변형산정

그림 19에서 첫 번째 균열 폭은 정착부에서 부차-미끄러짐에 의한 폭(그림 20)과 연결보 내부의 휨 철근의 부차-미끄러짐에 의한 폭(그림 21)의 합으로 표현되고 나머지 균열 폭은 휨 철근에 의한 값으로 결정하였다. 균열폭의 산정은 Marti등⁽¹⁰⁾의 Tension chord model을 사용하였다. 부차 강

도는 철근의 항복 이전과 이후로 각각 $\tau_{b0} = 2f_{ct}$, $\tau_{b1} = f_{ct}$ 로 가정하고 부착력에 기초하여 철근의 응력, 변형률, 균열폭을 산정하였다. 철근의 항복에 여부에 따라 다음 식에 의해 균열폭이 계산된다.

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{4\tau_{b0}}{d_b E_s} \left(1 + \frac{E_c}{E_s} \frac{\rho}{1-\rho} \right) \quad (10-1)$$

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{4\tau_{b0}}{d_b E_{sh}} \left(1 + \frac{E_c}{E_{sh}} \frac{\rho}{1-\rho} \right) \quad (10-2)$$

4.4 항복상태과 극한 상태

항복 변형과 극한 변형은 강도 설정이후 전단 철근과 휨 철근의 변형률을 기초로 한 균열폭을 이용하여 결정된다. 항복 강도는 휨 철근의 항복강도에 의해 다음 식과 같이 계산된다.

$$V_y = 2A_s f_{sy} \frac{jd}{a} \quad (11)$$

극한 강도는 균일 압축장이 파괴하는 것으로 정의하였다. 균일 압축장 파괴시 그림과 같이 휨 철근의 부착력, 전단 철근력, 콘크리트 스트럿의 압축력이 평형을 이루고 있다. 이를 이용하면 극한 상태에서의 스트럿 각도 θ 를 전단 철근 응력 f_{vu} 와 부착 응력으로 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\cot\theta = \frac{A_w f_{vu}}{s n \pi d_b \tau_b} \quad (12)$$

여기서 부착응력 τ_b 는 휨 철근이 항복했기 때문에 f_{ct} 로 가정하였다.

그리고 콘크리트 스트럿의 적합 조건을 이용하면 스트럿 각도와 스트럿의 수직 변형률이 다음과 같이 표현 된다.

$$\varepsilon_{vu} = \cot^2\theta (\varepsilon_{s_u,av} + 0.002) - 0.002 \quad (13)$$

적합조건에서 스트럿의 압축 변형률을 -0.002로 설정하였다.

식 (12), (13)을 이용하면 스트럿 각도와 전단 철근의 응력을 구할 수 있다. 이를 토대로 다음과 같이 극한 강도를 결정하였다.

$$V_u = \frac{A_w f_{vu}}{\tan\theta} \frac{jd}{s} \quad (14)$$

4.5 모형의 검증

휨 항복이후 전단 파괴한 시험체에 대하여 여러 규준 (ACI318-02⁽¹¹⁾, CSA A23.3-04⁽¹²⁾, NZS3101:1995⁽¹³⁾)과 제시한 변형 모형을 이용하여 항복 상태와 극한 상태를 비교 검토하였다. 표 3에서와 같이 ACI318-02는 강성의 35%만을 고려하고 있고, CSA A23.3-04, NZS3101:1995는 연결보의 깊이와 경간을 고려하여 유효강성을 제시하고 있다. 그러나 표 4에서와 같이 규준에 의한 극한 변형은 실험결과와는 상이한 결과를 보이고 있다. 일반적인 강성의 저감만으로는 극한 변형을 효과적으로 표현하지 못하는 것을 알

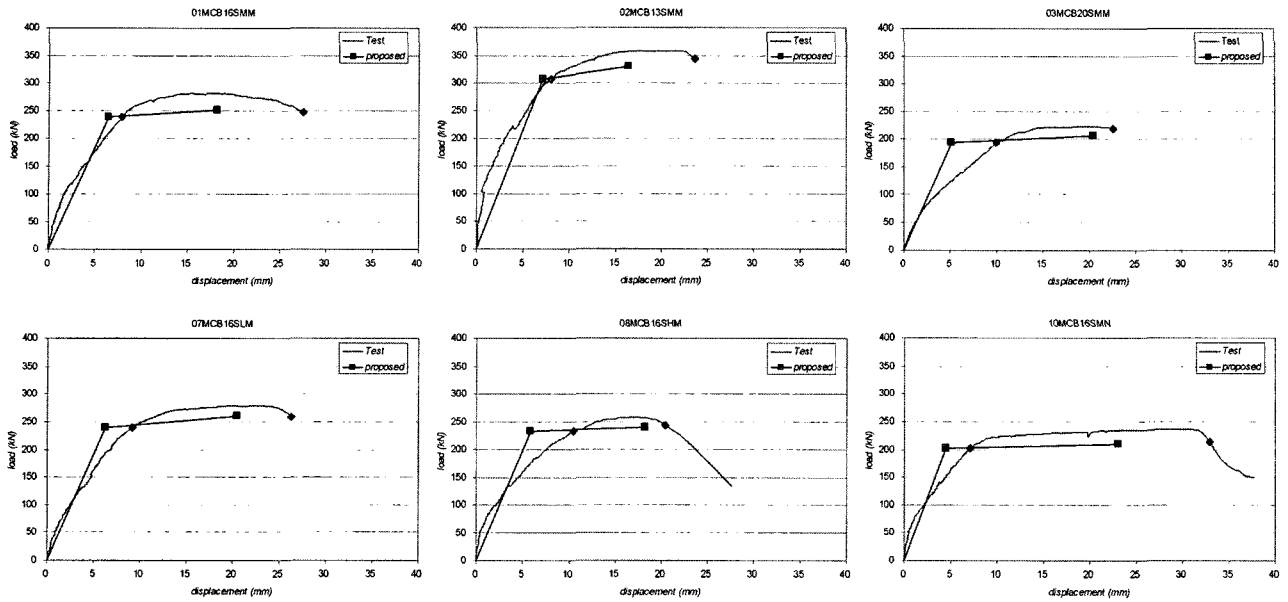
〈표 3〉 규준에 따른 연결보의 강성

Member	ACI318-02	CSA A23.3-04	NZS3101		
			$\mu = 1.25$	$\mu = 3$	$\mu = 6$
Conventional reinforced beams	0.35EI	$\frac{0.20EI}{1+3(h_b/l_b)^2}$	$\frac{EI}{1+5(h_b/l_b)^2}$	$\frac{0.70EI}{1+8(h_b/l_b)^2}$	$\frac{0.40EI}{1+8(h_b/l_b)^2}$

Deformation of R/C coupling beams : $\Delta_u = \frac{L^3}{12(EI_{eff})} V_u$

〈표 4〉 비교 및 검증

Specimen	Yield displacement Δ_y (mm)			Ultimate strength V_u (mm)			Ultimate displacement Δ_u (mm)					
	Test	Proposed	Proposed /test	Test	Proposed	Proposed /test	Test	ACI 318-02	CSA A23-3	NZS 3101	Proposed	Proposed /test
01MCB16SMM	7.92	6.51	0.82	247.04	250.10	1.01	27.51	1.24	4.52	4.22	18.20	0.66
02MCB13SMM	8.00	7.18	0.90	343.57	330.12	0.96	23.63	2.34	7.17	7.18	16.42	0.69
03MCB20SMM	9.95	5.14	0.52	218.63	205.01	0.94	22.59	0.44	2.05	2.42	20.35	0.90
07MCB16SLM	9.24	6.32	0.68	259.54	260.42	1.00	26.33	1.05	3.84	4.19	20.54	0.78
08MCB16SHM	10.49	5.78	0.55	244.48	240.27	0.98	20.43	1.03	3.75	3.87	18.21	0.89
10MCB16SMN	7.12	4.54	0.64	213.38	211.24	0.99	32.93	0.89	3.25	3.54	23.08	0.70



〈그림 23〉 모형의 검증

수 있다.

그림 23과 같이 본 연구에서 제시한 모형과 비교하여 보면 휨 철근에 의해 강도가 결정되므로 정확한 예측 결과를 나타내고 있고 항복 변형과 극한 변형은 기준들에 비해서 정확한 결과를 보이지만 실험결과보다 약간 작은 값을 예측하고 있다. 휨 철근에서 발생하는 균열폭과 더불어 전단 철근의 인장 변형과 콘크리트 스트럿의 압축변형을 추가로 고려해야할 것으로 예상된다.

5. 결론

본 연구에서는 경간-깊이비, 휨 철근비, 전단 철근비가 다른 10개 철근 콘크리트 연결보에 대해 단조하중실험을 수행하여 다음과 같은 거동 특성을 파악하였고, 그에 따른 하중 전달 기구와 변형 모형을 제시하였다.

- (1) 연결보의 변형 능력은 경간-깊이비, 전단 철근비에 비례하고, 휨 철근비에 반비례하는 것을 확인하였다.
- (2) 연결보의 아치 작용에 의한 전단 저항은 휨 항복 이후 점차 감소하여 트러스 작용에 의한 전단 저항으로 전이되는 것을 알 수 있다.
- (3) 경간-깊이비와 휨 철근비, 전단 철근비를 고려할 수 있는 트러스 작용과 아치 작용을 구분하는 해석식을 제시하였다.
- (4) 연결보의 변형을 휨 철근의 부착강도에 기초한 균열 폭을 산정하여 결정하였다.

기 호

본 논문에 사용된 기호는 다음과 같다.

- a : 연결보의 경간(mm)
- A_s : 휨 철근량(mm²)
- $A_{c,a}$: 아치 작용의 스트럿 단면적(mm²)
- $A_{c,t}$: 트러스 작용의 스트럿 단면적(mm²)
- A_v : 전단 철근량(mm²)
- d_b : 휨 철근의 직경(mm)
- E_c : 콘크리트의 탄성계수(MPa)
- E_s : 철근의 탄성계수(MPa)
- E_{sh} : 철근의 인장 경화 계수(MPa)
- f_{2max} : 스트럿의 최대응력(MPa)
- f'_c : 콘크리트 압축강도(MPa)
- f_{ct} : 콘크리트 인장강도(MPa)
- F_b : 전단 철근 간격 사이에서의 휨 철근 부착력 (N)
- h_b : 연결보의 깊이(mm)
- jd : 연결보의 유효 깊이(mm)
- k_a : 아치 작용의 강성(mm/N)
- k_t : 아치 작용의 강성(mm/N)
- l_b : 연결보의 경간(mm)
- n : 휨 철근의 개수
- s : 전단 철근 간격(mm)
- s_i : i 번째 전단 철근력(N)
- T_v : 전단 철근력(N)

- V : 전단력(N)
- V_a : 아치 작용이 부담하는 전단력(N)
- V_t : 트러스 작용이 부담하는 전단력(N)
- V_t' : 트러스 작용에서 전단철근이 부담하는 전단력(N)
- V_u : 극한 상태에서의 전단력(N)
- V_y : 항복 상태에서의 전단력(N)
- w_i : i 번째 균열의 폭(mm)
- x_i : 단부에서 i 번째 균열까지의 거리(mm)
- ϵ_s : 휨 철근의 변형률
- $\epsilon_{su,av}$: 극한 상태 균일 압축장 영역에서 휨 철근의 변형률
- ϵ_v : 전단 철근의 변형률
- ϵ_{vu} : 극한 상태 전단 철근의 변형률
- ϵ_1 : 콘크리트 스트럿의 주인장 변형률
- ϵ_2 : 콘크리트 스트럿의 주압축 변형률
- ϵ_c' : 콘크리트 최대 강도 발현 변형률
- θ : 극한 상태 콘크리트 스트럿 각도
- θ_a : 아치 작용의 콘크리트 스트럿 각도
- θ_i : i 번째 균열의 각도
- θ_t : 트러스 작용의 콘크리트 스트럿 각도
- τ_b : 철근의 부착 강도(MPa)

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 지원, 지진공학센터(KEERC)(과제번호:R11-1997-045-11002-0)와 특정기초연구개발사업(과제번호:R01-2004-000-10290-0)의 연구비 지원에 의하여 이루어 졌음을 밝히며 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. Paulay, T., "Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams," *Journal of the structural Division*, American Society of Civil Engineers, V. 97, NO. ST9, 1971, pp. 2407-2419.
2. Paulay, T., "Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls," *Journal of the structural Division*, American Society of Civil Engineers, V. 97, NO. ST3, 1971, pp. 843-862.
3. Paulay, T. and Santhakumar, A. R., "Ductile Behavior of Coupled Shear Walls," *Journal of the structural Division*, American Society of Civil Engineer, V. 102, NO. ST1, 1976, pp. 93-108.
4. Paulay, T., "The Displacement Capacity of Reinforced Concrete Coupled Walls," *Engineering Structure*, V. 24,

- NO. 9, 2002, pp. 1165-1175.
5. Galano, L., and Vignoli, A., "Seismic Behavior of Short Coupling Beams with Different Reinforcement Layouts," *ACI structural Journal*, V. 97, NO. 6, 2000, pp. 876-885.
6. Tegos, I. A. and Penelis, G., "Seismic Resistance of Short Columns and Coupling Beams Reinforced With Inclined Bars," *ACI structural Journal*, V. 85, NO. 1, 1985, pp. 82-88.
7. Theodosios, P. T., Marina, M. and Antonios, B., "On the Behavior and Ductility of Reinforced Concrete Coupling Beams of Shear Walls," *ACI structural Journal*, V. 93, NO. 6, 1996, pp. 711-720.
8. Comite Euro-International du Beton, *CEB-FIP Model Code 1990 : design code*, London : T. Telford, 1993, 437pp.
9. Vecchio, F. J., and Collins, M. P., "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *ACI structural Journal*, V. 83, NO. 2, 1986, pp. 219-231.
10. Marti, P., Alvarez, M., Kaufmann, W. and Sigrist, V., "Tension Chord Model for Structural Concrete," ETH, Zurich, Swiss, 1998.
11. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-02/318R-02)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2002.
12. Canadian Standard Association, *A23.3-04 Design of Concrete structures*, CSA, 2004, 214pp.
13. New Zealand Standard, *NZS 3101:1995 concrete structures standard*, NZS, 1999.
14. Lee, S. G., and Hong, S. G., "Strut-and-tie Models for Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joints with Required Ductility," *the 5th SEEBUS*, 2003.
15. Lee, S. G., "Deformation Dependent Strut-and-tie Model", PhD dissertation, Seoul National University, 2004.
16. Macgregor, J. G., *Reinforced Concrete*, Prentice Hall, 1997, 939pp.
17. Park, R. and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley and Sons, 1972, 769pp.
18. Paulay, T., and Priestley, M. J. N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building*, John Wiley and Sons, 1992, 744pp.
19. Priestley, M. J. N., Verma, R. and Xiao, Y., "Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Column," *Journal of structural Engineering*, American Society of Civil Engineer, V. 120, NO. 8, 1994, pp. 2310-2329.
20. Shakir, A. and Rogowsky, D. M., "Evaluation of Ductility and Allowable moment redistribution in reinforced concrete structures," *Canadian journal of civil engineering*, V.27, 2000, pp. 1286-1299.