

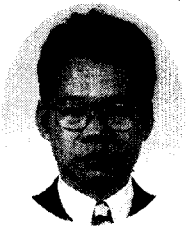
강섬유보강 고강도 철근콘크리트 부재의 인장강성모델 개발

Development of Tension Stiffening Models for Steel Fibrous High Strength Reinforced Concrete Members



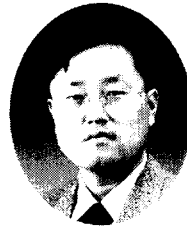
홍창우*

Hong, Chang-Woo



윤경구**

Yun, Kyong-Ku



이정호*

Lee, Jung-Ho



박제선***

Park, Je-Seon

ABSTRACT

The steel fiber reinforced concrete may affect substantially to the tension stiffening at post cracking behavior. Even if several tension stiffening models exist, they are for plain and normal strength concrete. Thus, the development of tension stiffening models for steel fibrous high strength RC members are necessary at this time when steel fiber reinforced and high strength concretes are common in use. This paper presents tension stiffening effects from experimental results on direct tension members with the main variables such as concrete strength, concrete cover depth, steel fiber quantity and aspect ratio. The comparison of existing models against experimental results indicated that linear reduced model closely estimated the test results at normal strength level but overestimated at high strength level. Discontinuity stress reduced model underestimated at both strength levels. These existing models were not valid enough in applying at steel fibrous high strength concrete because they couldn't consider the concrete strength nor section area. Thus, new tension stiffening models for high strength and steel fiber reinforced concrete were proposed from the analysis of experimental results, considering concrete strength, rebar diameter, concrete cover depth, and steel fiber reinforcement.

Keywords : Tension stiffening, High strength concrete, Steel fiber, Concrete cover depth

* 정회원, 강원대학교 산업기술연구소 연구원

** 정회원, 도로연구소 책임연구원

*** 정회원, 강원대학교 토목공학과 교수

• 본 논문에 대한 토의를 2000년 4월 30일까지 학회로 보내 주시면 2000년 6월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서 론

균열이 발생한 철근콘크리트 부재의 해석시 인장강성효과를 고려하지 않은 거동은 실제거동과 상당한 차이를 보일 수 있기 때문에, 균열발생후의 정확한 해석 및 거동의 평가를 위해서는 반드시 인장강성효과를 반영해야 한다. 강섬유는 콘크리트의 취성을 보완하여 콘크리트의 인성을 증가시키고 균열발생에 대한 저항성을 대폭 증가시키며 충격저항성을 증대시키고자 콘크리트에 혼입되어 사용되고 있다. 이와 같은 섬유보강 콘크리트의 인성을 증가시키려는 것은 철근콘크리트 부재의 균열발생 이후의 거동에 상당한 영향을 미치기 때문에 인장강성효과를 고려해야 하나 이에 대한 국내 외 연구는 아직 미흡한 실정이다. 기존에 제안된 인장강성 모델이 있기는 하나 보통강도 콘크리트에 관한 것이 대부분이기 때문에 콘크리트의 고강도화와 강섬유의 이용이 일반화되어 가고 있는 이 시점에서 강섬유보강 고강도 철근콘크리트 부재의 균열발생 후 인장강성효과에 관한 모델의 제시가 절실히 요구된다. 따라서 이 연구에서는 인장강성효과에 영향을 미치는 인자에 대해서 실험적인 분석 및 기존에 제안된 인장강성 모델의 타당성을 분석하고 이에 따른 영향을 고려한 강섬유보강 고강도 철근콘크리트 부재에 대한 인장강성 모델을 제시하고자 한다.

2. 실험

2.1 실험계획

실험은 단순 인장력에 지배를 받는 철근콘크리트 부재를 제작하여 콘크리트의 균열발생 이후의 부재의 인장강성을 정량적으로 규명하기 위해 수행하였다. 실험변수는 콘크리트 강도, 강섬유 혼입량 및 형상비, 콘크리트 피복두께를 선정하였다. 강섬유보강 콘크리트의 배합은 제조시 재료가 분리되지 않고 적당한 워커빌리티를 확보하기 위해서는 강섬유의 균등한 분산과 콘크리트의 밀실한 제조가 선행되어야 한다. 재료 투입순서는 굵은골재, 잔골재를 투입하고 3분간 재료를 혼합한 후 강섬유를 투입하고 시멘트와 물을 혼합하며,

혼화제를 후첨가하는 방법을 사용하였다. 그리고 콘크리트 강도별 배합비 및 강섬유 혼입에 따른 배합방법은 시험배합에 근거하여 최적의 배합방법 및 배합비를 결정하였으며, 배합설계 및 이에 따른 콘크리트의 강도특성은 Table 1과 같다.

2.2 사용재료

고강도 발현을 위해서는 재료의 특성이 매우 큰 영향을 미치므로 사용재료의 선정은 기본 물성 실험을 한 후 선정하였다. 실험에 사용된 굵은골재는 최대치수 19mm의 쇄석을 사용하였으며, 잔골재는 홍천강에서 채취한 강모래를 사용하였다. 고강도 발현을 위해 혼화제로 분말형 실리카흙을 5%와 15%를 사용하였으며, 혼화제는 유동성 확보를 위해 Sulfonated Napthalene계의 고성능 감수제 Mighty 150을 사용하였다. 실험에 사용된 강섬유는 국내 C사의 제품인 양단 Hooked 강섬유로서 강섬유의 길이는 50mm, 직경은 0.6mm인 경우를 채택하였다.

2.3 실험변수

인장강성 효과는 철근의 부착특성, 철근비, 콘크리트 연화현상, 골재의 맞물림 작용 등 여러 인자들에 의한 복합적인 작용으로 발생되는 것이다. 따라서 인장강성효과와 복합적인 인자와의 관계를 규명하고자 인장강성에 가장 큰 영향을 미칠 것으로 판단되는 3부분의 영역으로 나누어 고려하였다. 각 영역의 실험인자는 철근, 콘크리트, 그리고 강섬유에 대한 영향으로 대표될 수 있으며, 첫 번째 철근의 영역에 대해서는 이봉학 등(1998)에 의해 철근의 직경과 강도에 대해서 기 연구한 바 있어, 본 연구에서는 이형철근의 직경을 D19로 고정하여 실험을 수행하였다. 두 번째로 콘크리트 영역에서는 콘크리트 강도에 따른 특성을 고찰하고자 콘크리트의 강도(200, 400, 600, 750kgf/cm²)와 콘크리트 피복두께(20, 50, 70mm)로 하여 강도특성과 콘크리트 표면에서 철근표면까지의 최소두께에 대한 영향을 고려하고자 하였다. 세 번째 영역의 강섬유에 대해서는 강

Table 1 Mix proportions and measured strength of concrete

Target comp. strength (kgf/cm ²)	Fiber			W/B (%)	S/a (%)	Proportion by unit weight (kgf/m ³)							Measured Strength (kgf/cm ²)		
	V _f (vol.%)	L (mm)	D (mm)			W	C	S	G	Silica Fume	Adm.	Steel fiber	Comp.	Tensile	Flex.
200	-	-	-	56	45	180	320	823	1031	-	0.96	-	205.8	17.2	33.3
	0.4	50	0.6					818	1026	-	0.96	31.4	245.0	24.1	44.1
	0.7	50	0.6					814	1021	-	0.96	54.9	266.9	29.2	53.6
	1.0	50	0.6					810	1017	-	0.96	78.5	283.5	31.4	65.7
400	-	-	-	35	40	175	500	676	1041	-	5.0	-	409.3	32.6	48.3
	0.4	50	0.6					672	1034	-	5.0	31.4	450.6	38.7	59.3
	0.7	50	0.6					668	1029	-	5.0	54.9	464.2	48.0	70.5
	1.0	50	0.6					665	1024	-	5.0	78.5	489.0	58.6	84.7
600	-	-	-	28	38	180	611	591	991	32.2	14.15	-	580.3	39.6	70.5
	0.4	50	0.6					587	984	32.2	14.15	31.4	612.9	48.8	78.7
	0.7	50	0.6					584	979	32.2	14.15	54.9	633.3	57.5	100.6
	1.0	50	0.6					581	974	32.2	14.15	78.5	654.6	67.8	117.6
750	-	-	-	23	38	160	592	594	996	104.4	17.4	-	735.2	45.5	75.7
	0.4	50	0.6					590	989	104.4	17.4	31.4	742.8	57.9	87.6
	0.7	50	0.6					587	984	104.4	17.4	54.9	751.2	69.1	104.5
	1.0	50	0.6					584	979	104.4	17.4	78.5	775.6	77.7	119.9

섬유 혼입에 따른 강섬유보강 콘크리트의 인장강성효과를 규명하기 위해 강섬유 혼입량(0, 0.4, 0.7, 1.0%)과 강섬유 형상비(83)를 주요 실험 변수로 선정하여 실험을 실시하였다. 각 실험체별 특성은 Table 2와 같다.

2.4 시험체 제작 및 측정방법

철근 콘크리트 인장부재의 시험체 단면은 Fig. 1과 같이 시험체의 길이는 1500mm로 결정하였으며, 단면의 폭은 콘크리트의 피복두께의 영향을 고려하기 위해 59mm, 119mm, 159mm로 결정하였다. 이때 철근의 직경은 19mm로 동일하게 사용하였다. 콘크리트의 타설방향은 시험체를 수평으로 놓인 상태에서 콘크리트를 타설하였다. 실험은 콘크리트의 영향을 배제한 철근만의 인장실험과 철근에 인장력을 가하는 철근 콘크리트 인장시험으로 구분될 수 있다. 철근의 인장실험은 철근 콘크리트 부재의 측정구간과 동일한 길이에 대한 하중-변형도 곡선을 구하기 위해 별도 제작된 지지관을 설치하여 변위계(LVDT) 4개와 변형게이지를 이용해 측정하였다. 그리고 철근 콘크리트 부재의 인장실험은 Fig. 2와 같이 콘크리트 양 단부에 변위계 거치용 지지관을 고정시켜 철근 콘크리트 부재의 하중-변형도 곡선을 변위계를 통

해 측정하였다. 실험체에 하중은 만능 재료시험기를 이용하였으며, 재하속도는 하중제어 방식으로 500kgf/min로 하였다. 이때 인장하중을 측정하기 위해 만능시험기 상부에 로드셀을 설치하기 위해 고정장치를 주문 제작하였으며, 로드셀을 통해 전달되는 하중과 자동변위계에 감응되는 응답은 데이터 로거에 자동으로 기록되게 하였다.

3. 인장거동 특성에 대한 인자분석

3.1 콘크리트강도에 따른 인장강성의 변화

인장강성 특성에 미치는 영향인자에 대해서 하중-변위의 관계로서 고찰하였다. Fig. 3은 콘크리트 피복두께가 50mm인 경우의 콘크리트 강도와 강섬유 혼입률에 따른 거동특성으로서 강섬유를 보강하지 않은 콘크리트의 초기균열하중은 콘크리트 강도 200kgf/cm²인 경우 3.3톤이며 강섬유를 1% 혼입한 경우에는 4.2톤으로 증가되며, 콘크리트 강도 750kgf/cm²인 콘크리트는 5.1톤에서 5.9톤으로 나타났다. 또한 콘크리트의 균열발생 이후의 거동은 강섬유를 혼입하지 않은 콘크리트에 비해 더 높은 인장강성을 나타내었다. 그리고 무보강 콘크리트의 경우 활렬균열이 발생되어 인장강성이 매우 급격히 저하되는 경향을 보였으

Table 2 Details of the reinforced concrete specimens

Specimen	Steel fiber Content (%)	Con. cover depth (mm)	Section (mm × mm × mm)
L-A-0	0	20	59 × 59 × 1500
L-B-0		50	119 × 119 × 1500
L-C-0		70	159 × 159 × 1500
L-B-1	0.4	50	119 × 119 × 1500
L-A-2	0.7	20	59 × 59 × 1500
L-B-2		50	119 × 119 × 1500
L-C-2		70	159 × 159 × 1500
L-A-3	1.0	20	59 × 59 × 1500
L-B-3		50	119 × 119 × 1500
L-C-3		70	159 × 159 × 1500
M-A-0	0	20	59 × 59 × 1500
M-B-0		50	119 × 119 × 1500
M-C-0		70	159 × 159 × 1500
M-B-1	0.4	50	119 × 119 × 1500
M-B-2	0.7	50	119 × 119 × 1500
M-A-3	1.0	20	59 × 59 × 1500
M-B-3		50	119 × 119 × 1500
M-C-3		70	159 × 159 × 1500
H1-A-0	0	20	59 × 59 × 1500
H1-B-0		50	119 × 119 × 1500
H1-C-0		70	159 × 159 × 1500
H1-B-1	0.4	50	119 × 119 × 1500
H1-B-2	0.7	50	119 × 119 × 1500
H1-A-3	1.0	20	59 × 59 × 1500
H1-B-3		50	119 × 119 × 1500
H1-C-3		70	159 × 159 × 1500
H2-A-0	0	20	59 × 59 × 1500
H2-B-0		50	119 × 119 × 1500
H2-C-0		70	159 × 159 × 1500
H2-B-1	0.4	50	119 × 119 × 1500
H2-A-2	0.7	20	59 × 59 × 1500
H2-B-2		50	119 × 119 × 1500
H2-C-2		70	159 × 159 × 1500
H2-A-3	1.0	20	59 × 59 × 1500
H2-B-3		50	119 × 119 × 1500
H2-C-3		70	159 × 159 × 1500

- 주) L : Compressive strength of concrete (200kgf/cm²)
 M : 400kgf/cm²
 H1 : 600kgf/cm²
 H2 : 750kgf/cm²
 A : Concrete cover depth (20mm)
 B : 50mm
 C : 70mm
 0 : plain concrete
 1 : SFRC, Aspect ratio (l/d) 83, 0.4% content
 2 : SFRC, Aspect ratio (l/d) 83, 0.7% content
 3 : SFRC, Aspect ratio (l/d) 83, 1.0% content

나 강섬유 혼입량과 콘크리트의 강도가 증가할수록 할렬균열은 발생되지 않았다. 강섬유보강 콘크

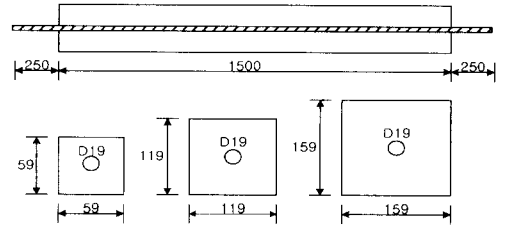


Fig. 1 Details of the reinforced concrete specimens (unit : mm)

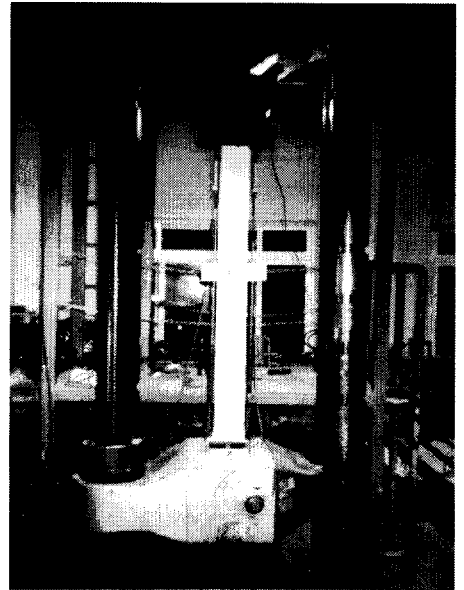


Fig. 2 Tension test device for RC members

리트에 있어서 콘크리트 강도가 낮은 경우에는 콘크리트 균열발생 이후에 강성이 다소 증가하다가 감소되는 반면에 고강도 콘크리트의 경우에는 급속도로 강성이 감소되는 것으로 나타났다. 그리고 보강재인 철근의 항복이후 거동에 있어서도 무보강 콘크리트와 다른 양상을 보였다. 무보강 콘크리트의 경우에서 철근이 항복한 이후에는 철근의 거동과 일치하지만, 강섬유를 보강한 콘크리트는 철근 항복이후에도 강성이 증가하였다. 이와 같은 결과는 콘크리트에 균열이 발생된 이후에도 균열과 균열사이를 교차하는 강섬유에 의해 응력이 분산되어 나타나는 결과로 판단된다. 따라서 콘크리트 강도가 인장강성에 미치는 영향은 고강도 콘크리트일수록 전체적인 인장강성 효과는 크게 발생하나, 콘크리트의 균열발생 이후 인장강성

은 보통강도 콘크리트에 비해 상대적으로 빠르게 감소되며, 활렬균열이 발생한 이후 거동은 콘크리트 강도에 영향을 받지 않는 것으로 나타났다.

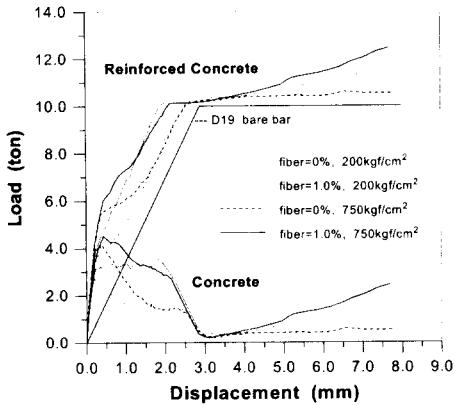
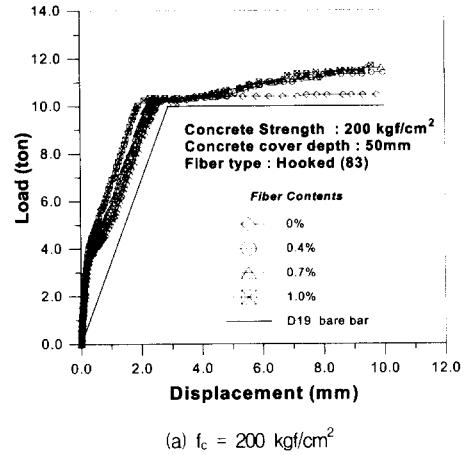


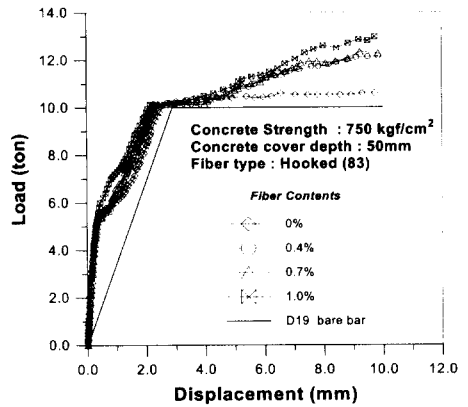
Fig. 3 Influence of fiber content and concrete strength on tension stiffening

3.2 강섬유 혼입률에 따른 인장강성

강섬유 혼입률에 따른 철근콘크리트 인장부재의 거동은 혼입률이 증가할수록 콘크리트의 인장 거동 특성이 다른 양상을 보인다. 즉 강섬유 혼입률이 증가하면 초기균열 발생이후 인장강성이 서서히 감소되며, 철근 항복이후에서도 콘크리트 인장강성이 강섬유의 연결역할로 인해 증가하였다. Fig. 4는 강섬유 혼입률, 0, 0.4, 0.7, 1.0%에



(a) $f_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$



(b) $f_c = 750 \text{ kgf/cm}^2$

Fig. 4 Relationship of load-displacement with different fiber contents

Table 3 Strain energy variation according to fiber contents

Specimen	Fiber contents	Strain energy (t · mm)			Strain energy ratio	
		R.C.	Concrete	Steel	(Con./R.C.)	Relative Ratio(%)
L-B-0	0%	19.1344	4.6844	14.45	0.2448	100.0
L-B-1	0.4%	19.7270	5.277	14.45	0.2675	103.1
L-B-2	0.7%	20.4704	6.0204	14.45	0.2941	107.0
L-B-3	1.0%	22.4298	7.9798	14.45	0.3558	117.2
M-B-0	0%	19.5330	5.0830	14.45	0.2602	100.0
M-B-1	0.4%	20.6268	6.1768	14.45	0.2995	105.6
M-B-2	0.7%	20.6854	6.2354	14.45	0.3014	105.9
M-B-3	1.0%	22.6192	8.1692	14.45	0.3612	115.8
H1-B-0	0%	20.4786	6.0286	14.45	0.2944	100
H1-B-1	0.4%	21.5378	7.0878	14.45	0.3291	105.2
H1-B-2	0.7%	22.3274	7.8774	14.45	0.3528	109.0
H1-B-3	1.0%	23.3836	8.9336	14.45	0.3821	114.2
H2-B-0	0%	20.4831	6.0331	14.45	0.2945	100.0
H2-B-1	0.4%	21.2478	6.7978	14.45	0.3199	103.7
H2-B-2	0.7%	21.6001	7.1501	14.45	0.3310	105.5
H2-B-3	1.0%	22.8601	8.4101	14.45	0.3679	111.6

대한 하중과 변위의 관계이다. 강섬유 혼입에 따른 인장강성에 미치는 영향은 균열발생전의 거동은 거의 동일하며, 균열발생이후의 거동은 높게 나타났다. 철근만의 하중-변위곡선으로부터 철근의 항복변위를 구한 후, 이를 사용하여 철근콘크리트 부재의 변형에너지를 구하였으며, 강섬유 혼입률에 따른 변형에너지는 Table 3과 같다. 변형에너지 계산결과 강섬유 혼입률 0%를 기준하면 콘크리트 강도 200kgf/cm²에서는 혼입률 증가에 따라 3.1~17.2%로 증가하고 콘크리트 강도가 750kgf/cm²인 경우는 3.7~11.6%로 나타났다. 강섬유 혼입률이 증가함에 따른 균열형상은 혼입률 0, 0.4%에서는 활렬균열이 중앙과 단부에서 발생되었으며, 혼입률이 0.7, 1.0%에서는 단부에서만 활렬균열이 발생되었다. 콘크리트강도가 750kgf/cm²인 경우에 강섬유를 혼입한 경우에는 활렬균열이 발생되지 않았다. 즉, 콘크리트 강도가 750kgf/cm²인 경우 인장강성을 감소시키는 활렬균열이 발생되지 않았음에도 불구하고 변형에너지가 상대적으로 적게 증가되는 이유는 콘크리트의 취성적인 특성이 강섬유 혼입에 의한 영향을 적게 받기 때문이다.

3.3 콘크리트 피복두께에 따른 인장강성

콘크리트 피복두께가 증가할수록 변형에너지는 증가하였으며, 실험결과는 Table 4와 같다. 무보강 콘크리트일 때 변형에너지는 피복두께가 50mm인 경우가 20mm에 비해 콘크리트 강도가 증가할수록 18~26%증가하였고, 혼입률이 1%인 경우 34~50%증가하였다. 그리고 피복두께가 70mm로 증가하면 28~32%, 59~63%로 증가하였다.

그러나 강섬유를 1.0% 혼입한 경우에 콘크리트 강도가 증가할수록 콘크리트 피복두께 20mm인 경우에 대한 변형에너지는 감소되어 콘크리트가 고강도화 될수록 피복두께의 영향이 적은 것으로 나타났다. 콘크리트 피복두께 변화에 따른 철근콘크리트 부재의 하중-변형 관계는 Fig. 5~6과 같다. 강섬유 혼입률이 증가할 때 피복두께가 콘크리트 균열발생 이후의 거동에 미치는 영향은 피복두께가 증가할수록 초기균열하중이 증가하며 균열이 발생한 이후에도 선형적으로 증가하였다. 그러나 강섬유를 혼입하지 않은 콘크리트는 피복두께가 70mm인 경우 균열발생이후 급격하게 강성이 감소하였다. 이와 같은 현상은 무보강 콘크리트의 경우 피복두께가 증가할수록 활렬균열이 중앙과 단부에서 발생하는 반면에 강섬유를 혼입한 경우에는 활렬균열이 형성되지 않고 강섬유에 의해서 균열과 균열사이에 응력이 전달되기 때문이다. 강섬유 혼입률 0%, 피복두께 70mm인 시험편의 경우 초기균열하중은 콘크리트 강도증가에 따라 4.5, 4.9, 5.0, 6.9톤이며, 혼입률 1%인 경우 6.2, 8.6, 9.7, 10.4톤으로 나타났다. 즉, 강섬유보강 콘크리트에서 섬유의 충분한 배향성이 이루어질 수 있도록 콘크리트의 면적이 확보되면 구조체의 강성이 증가되며, 모재인 콘크리트의 균열특성을 제어할수 있을 것으로 판단된다. 실험인자에 따른 균열형상과 초기균열하중, 활렬균열하중 및 균열간격은 Table 5와 같다. 콘크리트 강도와 피복두께가 증가할수록 평균균열 간격은 증가하였다. 그리고 콘크리트 피복두께와 강도에 따른 영향을 고려한 결과 평균균열간격은 강섬유를 혼입한 경우에는 피복두께의 2배, 무보강 콘크리트는 평균균열간격이 3배로 나타났다.

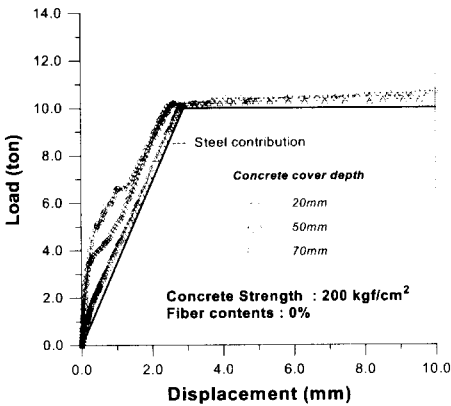
Table 4 Strain energy according to concrete cover depth

Concrete strength (kgf/cm ²)	Fiber contents (%)	Strain energy			Ratio of c-50/c-20	Ratio of c-70/c-20
		cover depth 20mm (c-20)	cover depth 50mm(c-50)	cover depth 70mm(c-70)		
200	0	16.1527	19.1344	20.7185	1.1846	1.2827
	1.0	14.9376	22.4298	24.4018	1.5016	1.6336
400	0	16.0483	19.5330	20.9000	1.2171	1.3023
	1.0	15.5729	22.6192	25.4014	1.4525	1.6311
600	0	16.2302	20.4786	21.0211	1.2618	1.2952
	1.0	16.4136	23.3836	26.4740	1.4246	1.6129
750	0	16.8543	20.9000	22.3241	1.2400	1.3245
	1.0	17.0000	22.8601	27.0880	1.3447	1.5934

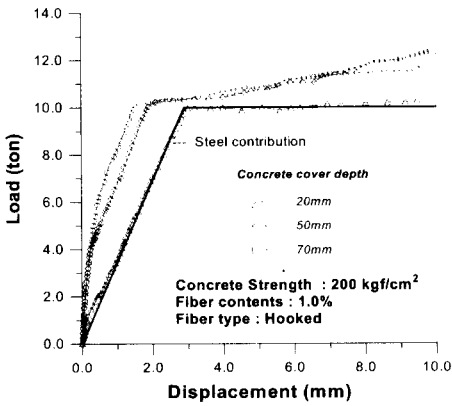
따라서 강섬유보강 고강도 콘크리트에서는 강 섬유를 혼입함으로 인해 미세균열을 유도할 수 있고, 부착력의 급격한 감소를 가져오는 철근방향의 균열인 활렬균열이 억제됨으로 인해 콘크리트의 균열제어가 가능한 것으로 나타났다.

4. 인장강성모델 제안

철근콘크리트 부재에 있어서 콘크리트 균열 발생 이후의 인장강성 거동을 기존모델과 비교하여 모델의 타당성을 검증하고자 하였다. 무보강 콘크리트에 대한 비교모델로서는 구성방정식으로 나타낸 의사구성모델(Pseudo Constitutive Model)인 Schnobrich(1985)의 선형감소모델과

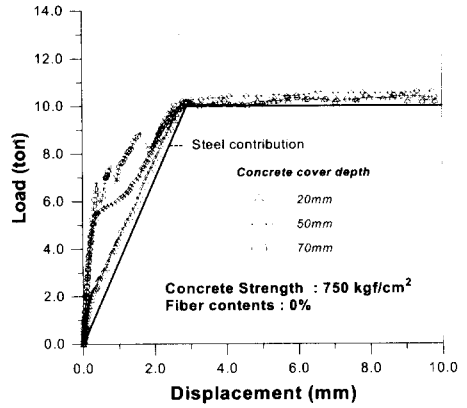


(a) $V_f = 0\%$

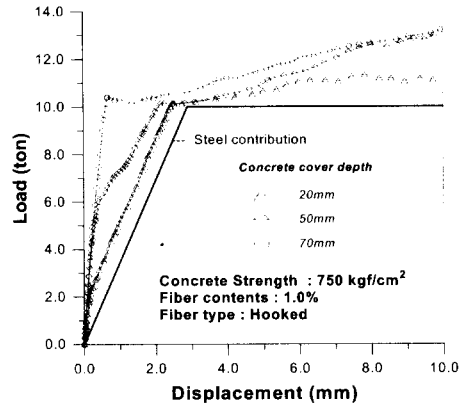


(b) $V_f = 1.0\%$

Fig. 5 Influence of concrete cover depth on load-deformation relation ($f_c=200\text{kgf/cm}^2$)



(a) $V_f = 0\%$



(b) $V_f = 1.0\%$

Fig. 6 Influence of concrete cover depth on load-deformation relation ($f_c=750\text{kgf/cm}^2$)

Gilbert와 Warner(1978)의 불연속 응력 감소모델, 그리고 Suzuki와 Koshika(1985)의 모델을 실험한 결과와 콘크리트 강도 변화에 따라 비교하여 철근의 직경에 대한 콘크리트 피복두께의 비(c/d_b)가 2.63(a, c), 3.68(b, d)인 경우를 분리하여 Fig. 7에 나타내었다. 이때 콘크리트응력은 철근콘크리트부재의 하중-변위곡선을 구한후 철근만의 거동을 제거하여 계산한 것이다. 여기서 x축은 균열변형률에 대한 콘크리트의 변형률의 비이며, y축은 콘크리트의 균열응력에 대한 콘크리트의 평균응력이다. c/d_b 가 2.63인 경우 실험결과와 비교한 결과, Schnobrich의 선형감소 모델은 콘크리트 강도가 200kgf/cm^2 인 경우는 비

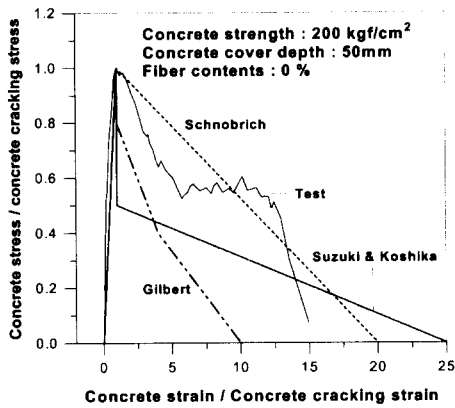
Table 5 Crack patterns and cracking loads

Specimen	Crack patterns	Splitting crack position	Initial Cracking load (ton)	Splitting cracking load (ton)	Average transverse crack spacing (mm)	Maximum transverse crack spacing (mm)
L-A-0	T	-	2.0	-	79	105
L-B-0	T, S	C	3.3	4.9	150	205
L-C-0	T, S	C, E	4.5	9.5	214	250
L-B-1	T, S	E	3.4	7	136	200
L-A-2	T	-	2.5	-	88	130
L-B-2	T, S	E	3.8	9.6	125	210
L-C-2	T, S	E	5.5	9.3	167	250
L-A-3	T	-	2.0	-	88	120
L-B-3	T, S	C, E	4.2	9.1	125	200
L-C-3	T, S	C	6.2	7.7	150	203
M-A-0	T	-	2.0	-	71	100
M-B-0	T, S	E	4.0	6.9	167	220
M-C-0	T, S	E	4.9	8.8	250	370
M-B-1	T, S	E	4.3	8.8	150	180
M-B-2	T, S	E	4.6	9.6	136	230
M-A-3	T	-	1.7	-	71	140
M-B-3	T	-	5.0	-	125	190
M-C-3	T, S	E	8.6	9.7	150	180
H1-A-0	T	-	1.9	-	79	100
H1-B-0	T, S	C, E	4.2	7.3	188	220
H1-C-0	T, S	C, E	5.0	9.6	300	380
H1-B-1	T, S	E	5.1	8.1	136	195
H1-B-2	T, S	E	5.5	10	125	150
H1-A-3	T	-	1.8	-	107	190
H1-B-3	T	-	5.8	-	85	110
H1-C-3	T	-	9.7	-	150	270
H2-A-0	T	-	2.1	-	83	160
H2-B-0	T, S	C, E	5.1	7.6	214	280
H2-C-0	T, S	C, E	6.9	8.2	375	440
H2-B-1	T	-	5.2	-	125	170
H2-A-2	T	-	2.9	-	88	160
H2-B-2	T	-	5.3	-	115	200
H2-C-2	T	-	9.5	-	150	240
H2-A-3	T	-	2.3	-	83	140
H2-B-3	T	-	5.9	-	115	200
H2-C-3	T	-	10.4	-	150	240

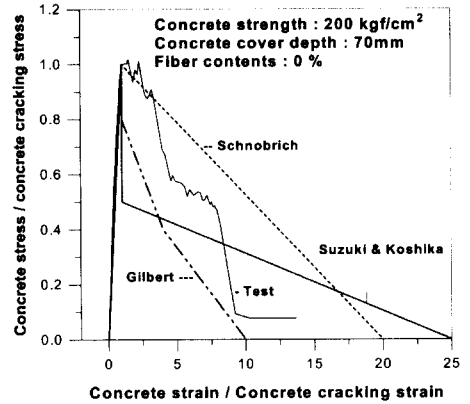
주) T : Transverse crack, S : Splitting crack, C : Center position, E : End position

교적 타당성이 있으나 콘크리트 강도가 증가함에 따라 매우 높게 평가되어 고강도 콘크리트의 경우에는 타당성이 떨어지는 것으로 나타났고, Gilbert와 Warner의 불연속 감소모델은 고강도 콘크리트일수록 비교적 만족되었으나, 대체적으로 강성이 낮게 평가되었다. 그리고 Suzuki와 Koshika모델은 콘크리트에 균열발생 후 급격한 인장강성이 저하된 후 선형적으로 감소되는 모델

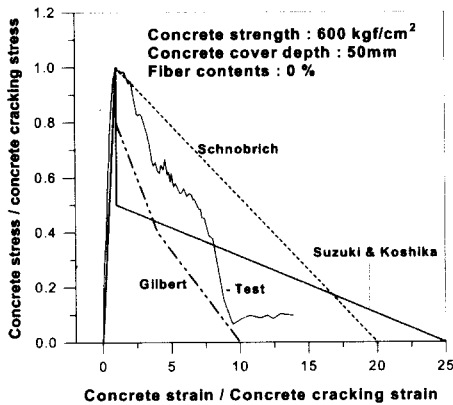
로서 본 실험결과와는 많은 차이를 보였다. 그리고 c/d_b 가 3.68로 증가됨에 따라 콘크리트의 균열발생 이후 강성은 매우 급격하게 감소되며, 기존모델과 비교한 결과 비교적 Gilbert와 Warner의 불연속 감소모델이 유사한 경향을 보이나 인장강성은 대체적으로 낮게 평가되었다. 실험결과 콘크리트의 강도가 고강도화 될수록 재료의 취성적 파괴에 기인해 균열발생후 인장강성이 상



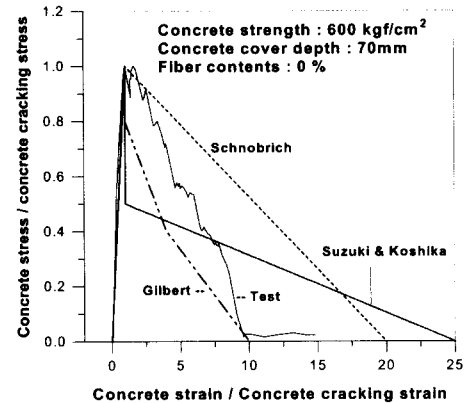
(a) L-B-0



(b) L-C-0



(c) H1-B-0



(d) H1-C-0

Fig. 7 Comparison of tension stiffening model

대적으로 급격하게 저하되기 때문에 콘크리트 강도에 관한 영향을 인장강성 모델에 고려되어야 할 것으로 판단된다. 이와 같은 결과를 종합하여 볼 때 콘크리트 강도와 c/d_b 의 값과, 철근의 영향을 고려한 인장강성 모델이 요구되며, 기존의 제안된 인장강성 모델은 이와 같은 영향을 고려하지 못하고 있다. 따라서 이 연구에서는 인장강성에 영향을 주는 인자를 고려한 인장강성 모델을 Fig. 8와 같이 제안하였다. 제안된 인장강성 모델은 해석에 용이하게 이용할 수 있는 응력-변형률의 관계로 나타내었으며, 콘크리트에 균열이 발생한 이후에는 선형적으로 감소하는 모델로 제시하였다. 여기서, x 축은 콘크리트의 균열변형률에 대한 콘크리트의 변형률의 비이며, y 축은 균열 응력에 대한 콘크리트의 응력의 비이다. 이 연구

에서 제안된 모델은 식(1)과 같이 인장강성계수(T.S)로서 나타내어지며, 콘크리트 강도와 철근의 직경에 대한 콘크리트 피복두께의 영향(c/d_b)을 α_1 과 α_2 로 고려한다. 여기서 α_1 은 철근의 직경(d_b)에 대한 콘크리트 피복두께(c)의 영향을 고려하기 위한 것으로서 c/d_b 의 값에 따라 제시하였다. 그리고 α_2 는 콘크리트 강도의 영향을 고려한 것이다. 그리고 인장강성계수의 기울기는 콘크리트의 균열변형률을 1로 나타내었을 때 이때의 감소기울기를 의미한다.

$$T.S = 15 \alpha_1 \cdot \alpha_2 \quad (1)$$

$$\text{여기서, } \alpha_1 = 1.0, \text{ for } \frac{c}{d_b} \leq 2.63, \\ 0.8, \text{ for } 2.63 < \frac{c}{d_b} \leq 3.68$$

$$\alpha_2 = 1.0, \text{ for } f_c \leq 300 \text{ kgf/cm}^2$$

0.8, for $300 \text{ kgf/cm}^2 < f_c \leq 600 \text{ kgf/cm}^2$
 0.65, for $f_c > 600 \text{ kgf/cm}^2$

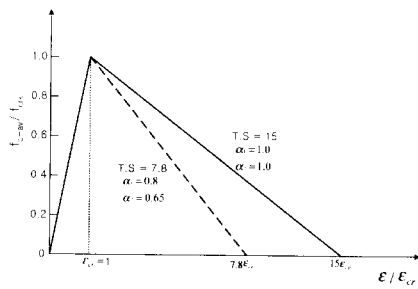
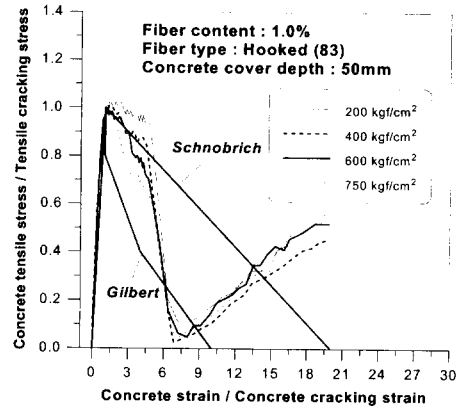
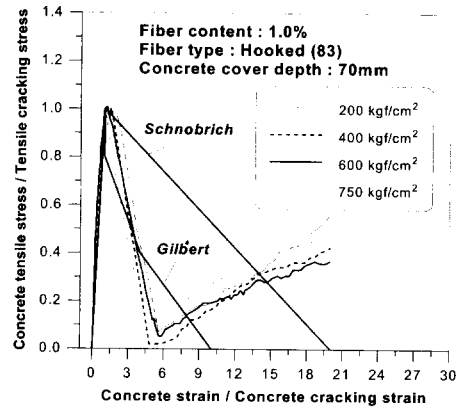


Fig. 8 Proposed tension stiffening model of plain concrete

강섬유 보강 콘크리트의 균열발생 이후의 인장 강성 거동에 대한 실험결과와 Schnobrich모델, Gilbert와 Warner의 불연속 감소모델, 그리고 Gupta와 Maestrini모델과 비교한 결과 Fig. 9~10과 같다. 무보강 콘크리트의 경우에는 콘크리트에 균열발생이 한도에 도달하면 균열폭이 확대되고 더 이상의 콘크리트 강성이 존재하지를 않지만, 강섬유 보강콘크리트의 경우에는 강섬유의 연결역활로 인해 콘크리트의 균열과 균열사이의 단면 내에서 강성의 재분배가 이루어지기 때문이다. Fig. 9(a)는 강섬유 혼입률이 1%이고 콘크리트 피복두께가 50mm인 경우, 콘크리트 강도변화에 따른 실험결과와 Schnobrich모델과 Gilbert와 Warner모델을 비교한 것으로서 Schnobrich의 선형감소모델은 균열변형률의 4배 정도의 범위까지는 비교적 일치하나 그 이후에는 실험결과와 상이한 결과를 도출하였으며, Gilbert와 Warner모델은 실험결과에 비해 낮게 평가되었다. Fig. 9(b)는 콘크리트의 피복두께가 70mm인 경우로서 콘크리트의 균열발생 이후에 강성이 선형적으로 급격하게 감소되었으며, Gilbert와 Warner모델은 비교적 실험값에 근접하는 것을 알 수 있다. 즉 콘크리트의 피복두께가 매우 크게 되면 철근의 항복점 이후까지 강성이 증가하다가 철근과 콘크리트의 부착과괴로 인해 강성이 급격하게 감소되는 것이다. Fig. 10은 Gupta와 Maestrini(1990)의 콘크리트의 유효 인장응력과 변형률의 관계로 나타낸 모델과 비교한 것으로서 보통강도 콘크리트의 경우는 비교적 일치하



(a) Concrete cover depth 50mm



(b) Concrete cover depth 70mm

Fig. 9 Tension stiffening model of steel fiber reinforced concrete ($V_f=1.0\%$, $c=50\text{mm}$)

였으나, 콘크리트 강도가 증가함에 따라 실험결과에 비해 낮게 평가되었으며, 철근항복이후의 강성의 증가는 나타내지 못했다. 이와 같이 강섬유보강 콘크리트는 콘크리트의 균열발생 이후의 인장 거동이 무보강 콘크리트의 경우와는 매우 다른 양상을 보이기 때문에 무보강 콘크리트의 모델을 적용하는 것은 타당하지 못한 것으로 나타났다. 따라서 이 연구에서는 강섬유보강 콘크리트의 인장강성 모델을 식(2)와 (3)과 같이 철근의 직경에 대한 콘크리트의 피복두께(c/d_b)의 영향에 따라 선형감소모델과 tri-bilinear형태의 모델로 Fig. 11와 같이 제안하였다. 제안된 모델의 x축은 균열변형률에 대한 콘크리트의 변형률의 비이며, y축은 인장균열응력에 대한 콘크리트의 인장응력의 비이다.

$$+ \frac{c}{d_b} \leq 2.63 \quad (2)$$

A점 : (1, 1)

B점 : ($7 \epsilon_{cr}$, $0.7 f_{c-av} / f_{crk}$)

C점 : ($9 \epsilon_{cr}$, $0.1 f_{c-av} / f_{crk}$)

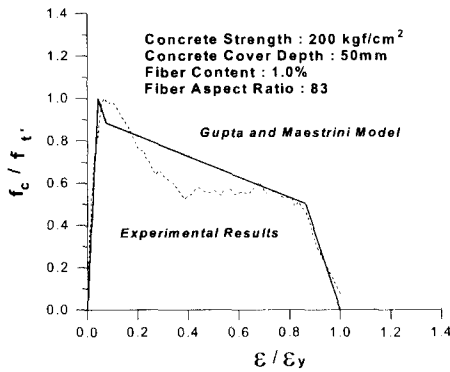
D점 : ($25 \epsilon_{cr}$, $0.5 f_{c-av} / f_{crk}$)

$$2.63 < \frac{c}{d_b} \leq 3.68 \quad (3)$$

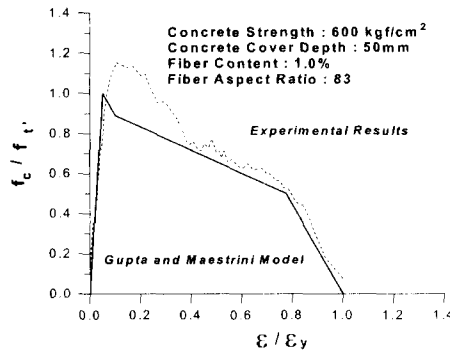
A점 : (1, 1)

E점 : ($6 \epsilon_{cr}$, $0 f_{c-av} / f_{crk}$)

D점 : ($25 \epsilon_{cr}$, $0.5 f_{c-av} / f_{crk}$)



(a) Concrete strength 200kgf/cm²



(b) Concrete strength 600kgf/cm²

Fig. 10 Comparison of Gupta and Maestrini model (SFRC, $f_c = 600 \text{kgf/cm}^2$)

5. 결론

강섬유 보강 철근콘크리트 부재의 인장강성의 거동을 고찰하고 모델을 제안하기 위해 강섬유

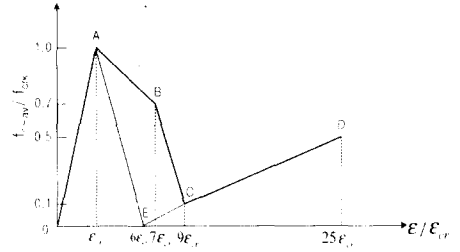


Fig. 11 Proposed tension stiffening model of SFRC

혼입률, 종류 및 형상비, 콘크리트 강도 및 피복 두께에 따라 인장실험을 수행하고 분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 고강도 콘크리트일수록 전체적인 인장강성 효과는 크게 나타나나, 콘크리트 균열발생 이후 인장강성이 상대적으로 빠르게 감소하는데, 이것은 콘크리트의 취성적인 특성에 기인된 것이다. 강섬유를 혼입하지 않은 고강도 콘크리트에 있어서는 콘크리트에 균열이 발생되면 에너지가 급격하게 소산되는 반면에 강섬유를 혼입한 경우에는 급격한 에너지 감소는 나타나지 않으며, 이와 같은 경향은 강섬유의 연결역할 때문에 나타난 것으로 판단된다.
- 2) 강섬유 혼입이 인장강성에 미치는 영향은 균열발생전의 거동에서는 거의 동일하며, 균열발생 이후의 거동은 상대적으로 높은 인장강성을 나타내었다. 강섬유 혼입률에 따른 변형 에너지는 강섬유 혼입률 0%를 기준하여 비교하면 콘크리트 강도 200kgf/cm²에서는 혼입률 증가에 따라 3.1~17.2%로 증가하고 콘크리트 강도가 750 kgf/cm²인 경우는 3.7~11.6%로 나타났다.
- 3) 콘크리트의 피복두께가 증가할수록 변형에너지는 증가하는 것으로 나타났으며, 강섬유 혼입률이 콘크리트 균열발생 이후의 거동에 미치는 영향은 강섬유 혼입률과 피복두께가 증가할수록 초기균열하중이 증가하며 균열이 발생한 이후에도 선형적으로 증가하는 것으로 나타났다. 그리고 콘크리트 피복두께와 콘크리트 강도의 관계는 고강도화될수록 피복두께의 영향이 적게 미치는 것으로 나타났다.
- 4) 무보강 콘크리트에 대해서 의사구성모델과 실험결과를 비교한 결과, Schnobrich의 선형감

소모델은 콘크리트 강도가 200kgf/cm²인 경우는 비교적 타당성이 있으나 고강도 콘크리트의 경우에는 높게 평가되었다. 그리고 Gilbert와 Warner의 불연속 감소모델은 대체적으로 강성을 낮게 평가하였다.

- 5) 강섬유 보강 콘크리트의 균열발생 이후의 인장강성 거동에 대한 실험결과와 기존모델을 비교한 결과 Schnobrich의 선형감소모델은 균열변형률의 4배정도의 범위까지는 비교적 일치하나 그 이후에는 실험결과보다 매우 높게 나타났으며, Gilbert와 Warner모델은 실험결과에 비해 낮게 평가되었다. 그리고 Gupta와 Maestrini(1990)의 콘크리트의 유효 인장응력과 변형률의 관계로 나타낸 모델과 비교한 결과 보통강도 콘크리트의 경우는 비교적 일치하였으나, 콘크리트 강도가 증가함에 따라 실험결과에 비해 낮게 평가되었다.
- 6) 인장강성 거동에 영향을 미치는 인자 및 기존 모델에 대해서 고찰한 결과 콘크리트 강도와 (c/d_b)의 값과, 철근의 영향을 고려한 인장강성 모델이 요구되며, 기존의 제안된 인장강성 모델은 이와 같은 영향을 고려하지 못하고 있다. 따라서 이 연구에서는 콘크리트 강도와 c/d_b의 영향을 고려한 무보강 콘크리트의 선형감소모델과 강섬유보강 콘크리트의 trilinear형태의 모델과 선형감소모델로 인장강성 모델을 제시하였다.

참고문헌

1. 홍창우, "강섬유보강 고강도 철근콘크리트 부재의 인장강성모델 개발 및 비선형해석", 강원대학교 박사학위논문, 1999.
2. Abrishami, H. H., and Mitchell, D.(1997). "Influence of Steel Fibers on Tension Stiffening", ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 6, November, pp. 769~776.
3. Abrishami, H. H., and Mitchell, D.(1996). "Influence of Splitting Cracks on Tension Stiffening", ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 6, November, pp. 703~710.
4. Gilbert, R. I., and Warner, R. F.(1978). "Tension Stiffening in Reinforced Concrete Slabs", ASCE, Vol. 104, No. ST12, December, pp. 1885~1900.
5. Gupta, A. K., and Maestrini, S. R.(1990). "Tension-Stiffness Model for Reinforced Concrete Bars", Journal of structural engineering, Vol. 116, No. 3, March, pp. 769~790.
6. Schnobrich, W. C.(1985). "The Role of Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures", Proceedings of ASCE, May, pp. 1~24.
7. Suzuki, N., Koshika, N.(1985). "Analysis of Shear Wall Based on Collins Panel Test", Proceedings of ASCE, May, pp. 288~299.
8. Vecchio, F. J., and Collins, M. P.(1986). "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Element Subjected to Shear", ACI Journal, Vol. 83, No. 2, March, pp. 219~231.

요약

강섬유보강은 철근콘크리트 부재의 균열발생 이후의 거동에 상당한 영향을 미치기 때문에 인장강성효과에도 큰 영향을 미칠 것으로 판단된다. 기존에 제안된 인장강성 모델이 있기는 하나 보통강도 콘크리트에 관한 것이 대부분이기 때문에 콘크리트의 고강도화와 강섬유의 이용이 일반화되어 가고 있는 이 시점에서 강섬유보강 고강도 철근콘크리트 부재의 균열발생 후 인장강성효과에 관한 모델의 제시가 절실히 요구된다. 이 연구에서는 강섬유보강 고강도 철근콘크리트 부재의 인장거동 및 균열발생 후에 영향을 미치는 주요인자를 밝히고자 콘크리트 강도와 피복두께, 강섬유 혼입량 및 형상비를 주요 실험변수로 하여 철근콘크리트 인장부재를 제작하여 실험을 수행하였다. 인장강성에 대한 기존모델과 실험결과를 비교한 결과, 선형감소모델은 보통강도 콘크리트에서는 비교적 타당성이 있었으나 고강도 콘크리트의 경우에는 과대 평가되었고, 불연속 감소모델은 대체적으로 낮게 평가되는 것으로 나타났다. 이와같은 기존모델은 콘크리트 강도와 단면적에 대한 영향이 고려되지 않았기 때문에 강섬유보강 고강도 콘크리트에 적용하는 것은 타당성이 떨어진다. 따라서, 실험결과를 분석하여 콘크리트 부재의 인장거동을 예측하는 기존의 인장강성모델이 고강도 콘크리트 및 강섬유보강 콘크리트에서도 타당한지에 대해 검토하여, 콘크리트 강도와 철근직경, 콘크리트 피복두께의 영향을 고려한 무보강 콘크리트와 강섬유보강 콘크리트의 인장강성 모델을 제시하였다.

(접수일자 : 1999. 8. 13)