

힘材의 靱性改善에 관한 研究

Studies on Improvement of Ductility of Flexural Members

정 일 영*
Chung, Il Young

요 약

콘크리트의 靱性改善을 위하여 橫補強筋을 使用할 수 있으나 普通強度의 鐵筋을 使用하였을 경우에는 조속한 鐵筋의 降伏으로 인한 콘크리트의 靱性改善效果가 급격히 떨어지기 때문에 高強度 橫補強筋에 의한 壓縮靱性 改善效果를 이룬 및 실험으로 고찰하였다. 실험결과 각 공시체의 變形能力을 비교해 보면 普通強度筋의 경우 콘크리트 應力불록係數가 最大일때 콘크리트의 압축단 변형도가 1% 내외인데 비하여 高強度筋으로 橫補強하였을 경우의 콘크리트의 압축변형도는 2%로서 충분한 橫補強筋의 使用으로 콘크리트의 충분한 靱性改善이 可能하다고 볼 수 있다.

Abstract

The use of lateral confinement by high strength hoop reinforcement also enables to improve the compressive ductility of concrete in compressive zone of beam section subjected to pure flexure. In this study, the available limit of extreme compressive fiber strain attained 2% for beams with square spiral hoop reinforcement having high yield strength by 1.0% for that ordinary one.

From the test results, the use of lateral reinforcement having the yield strength more than 8,000kg/cm² is recommended for full improvement of concrete ductility.

Keywords : lateral confinement, ductility improvement, yield strength, high strength hoop reinforcement, ductility ratio, balanced steel ratio

1. 序論

최근에와서는 긴 스패의 보를 많이 사용하게 됨으로써 輻方向力과 힘을 동시에 받는 보-기둥 거동을 고려할 필요가 대두된다. 이러한 철근콘크리트部材는 靱性改善의 필요성이 생기고 콘크리트

를 橫拘束시킴으로써 靱性改善이 가능하다는 것은 많은 實驗研究에서 명백하게 밝혀지고 있다.⁽¹⁻³⁾ 더구나 耐震上의 요구에서 긴밀한 橫拘束筋의 도입은 필요하다. 그러나 콘크리트를 鑿구속하는 과정에서 普通強度筋(降伏強度 $f_y = 2400 \sim$

* 정희원, 서울대학교 건축학과 교수, 공학박사

• 본 논문에 대한 토의를 1994년 3월 31일까지 학회로 보내주시면 1994년 6월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

4000kg/cm²)을 사용하면 降伏이 비교적 조속한 시기에 일어나서 횡구속으로 인한 콘크리트 압축 韌性改善 효과가 급격히 떨어지기 때문에 補強筋의 다량사용만으로 콘크리트의 壓縮韌性改善이 충분하다고 할 수 없다. 본 연구에서는 콘크리트 보를 高強度補強筋으로 橫補強함으로써 壓縮韌性改善效果를 理論과 實驗으로 고찰하고 힘을 받은 보와 역학적으로 유사한 중심축 압축력을 받는 기둥에 관한 실험결과와 비교검토하였다.

2. 理論的 解析

횡보강한 콘크리트 부재의 韌性改善 효과를 고찰하기 위하여 힘 斷面의 모멘트-곡률에 대하여 이론적인 해석을 하였다.

2.1 解析方法

콘크리트 압축단 변형도 ϵ_c 에 대한 콘크리트 應力불복係數 k_1, k_2 및 k_3 를 계산하였고 그림1의 흐름도와 같이 초기의 탄성계수비 n (콘크리트의 탄성계수/철근의 탄성계수)을 0.4로 가정하고 철근의 항복여부에 따라 引長力을 계산한 후 이 값의 壓縮力과의 차이정도에 따라 철근의 탄성계수를 변화시키며 콘크리트 補強材의 모멘트와 곡률을 계산하였다.

2.2 解析結果

표1은 콘크리트 압축강도 $f'_c=348\text{kg/cm}^2$, 引張鐵筋의 降伏強度 $f_y=4000\text{kg/cm}^2$, 탄성계수 $E_s=2.1 \times 10^4\text{kg/cm}^2$ 인 材料에 대하여 引張鐵筋比와 橫補強筋의 強度를 변화시켜 구성한 供試體의 조합표를 표시한 것이며 그림2는 모멘트 M 과 곡률 ϕ 와의 관계를 모멘트계수 $m=M/bd^2$ 및 유효층 d 와 曲率 ϕ 의 곱 $\phi \cdot d$ 로 표시한 것이다. 그림 가운데서 x 표를 한것은 콘크리트 압축한계변형도 즉 k_1, k_2 최대시의 콘크리트 변형도를 칭한다. 引張鐵筋比 $\rho_s=1\%$ 인 Type 1, $\rho_s=2\%$ 인 Type 2, $\rho_s=3\%$ 인 Type 3등 모든 경우 그림에서 알 수 있듯이 $\phi \cdot d$ 의 값이 거의 0.003인 근방에서 引張철근

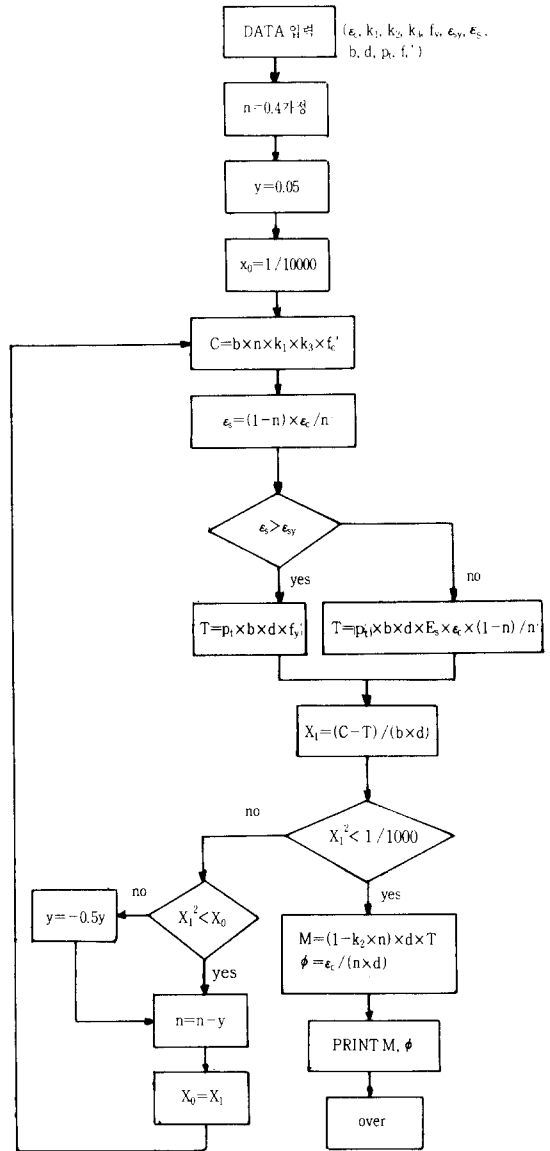


Fig.1 Flow chart

이 降伏하고 M/bd^2 의 값은 거의 증가하지 않는다. 가령 Type 1은 37kg/cm² 전후, Type 2는 70kg/cm² 전후 Type 3은 100kg/cm² 전후에서 降伏하고 거의 일정한 값을 유지한다. 그리고 k_1, k_2 최대시의 曲率은 橫補強筋의 간격및 降伏強度의 差異에 따라 달라진다. 또한 各 斷面에서의 韌性을 비교하는 指標로서의 韌性率 μ 는 k_1, k_2 최대시의

Table 1 Specification for laterally confined concrete beams

TYPE	Spirruct			Longitudinal Reinforcement $\rho_l(\%)$	Other Constant
	pitch (cm)	ρ (%)	yield strength (kg/cm ²)		
TYPE1	BH 1C	5	2.68	10000	1%
	BL 1C	5	2.62	3500	
	BH 2C	10	1.36	10000	
	BL 2C	10	1.32	3500	
	AC	-	-	-	
TYPE2	BH 1C	5	2.68	10000	2%
	BL 1C	5	2.62	3500	
	BH 2C	10	1.36	10000	
	BL 2C	10	1.32	3500	
	AC	-	-	-	
TYPE3	BH 1C	5	2.69	10000	3%
	BL 1C	5	2.62	3500	
	BH 2C	10	1.36	10000	
	BH 2C	10	1.32	3500	
	AC	-	-	-	

Table 2 Ductility ratio of laterally confined reinforced concrete beams

TYPE	$\phi_c \cdot d$	curvature at max. k.k. $\phi_{k,kmax} / d$	ductility ratio $\mu = \phi_{k,kmax} / \phi_c$
TYPE1	0.003	BH 1C	62
		BL 1C	26
		BH 2C	21
		BL 2C	18
		AC	10
TYPE2	0.003	BH 1C	32
		BL 1C	13
		BH 2C	12
		BL 2C	10
		AC	5
TYPE3	0.003	BH 1C	20
		BL 1C	8
		BH 2C	7
		BL 2C	6
		AC	3

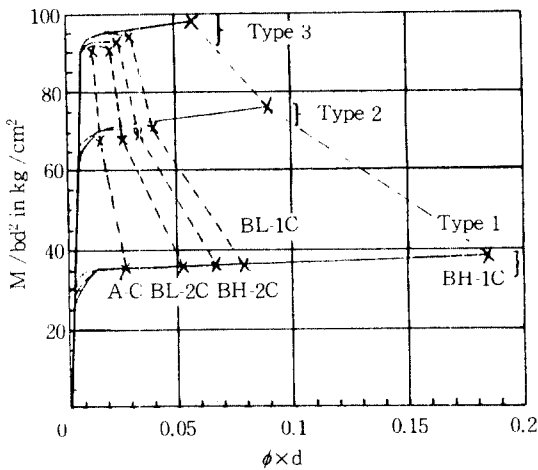


Fig.2 The relationships between moment and curvature

曲率($\phi_{k,kmax}$)을 인장鐵筋 降伏時의 曲率 ϕ_c 로 나누어 계산하여 표2에 표시하였다. 이때 인장철근 항복시의 곡률 ϕ_c 의 값은 모든 단면에서 (0.003/d)로 약산하였다. 그림3은 인장鐵筋比 ρ_l 에

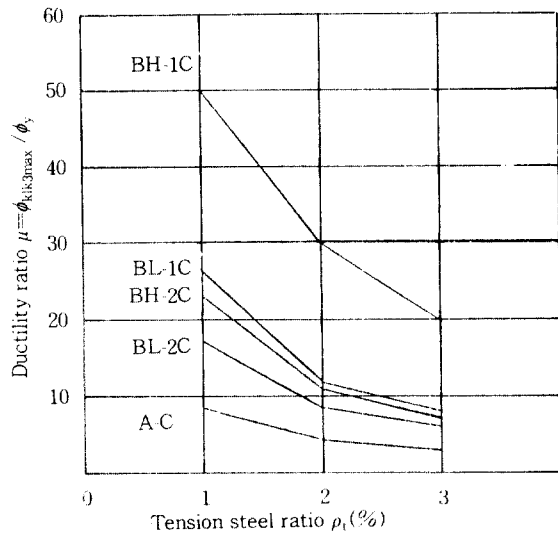


Fig.3 Ductility ratio tendencies due to the effect of main steel ratio

대한 韌性率 μ 를 plot하였다. 도표에서 보면 橫補強筋의 간격이 치밀할수록 또는 같은 간격 條件下에서 橫補強筋의 降伏強度가 클수록 韌性率 μ 는 커진다. 보통 철근 콘크리트 樞架 설계에서는 韌

Table 3 Balanced steel ratio, ρ_b

Yield stress (kg/cm ²)	TYPE				
	BH-1C	BL-1C	BH-2C	BL-2C	A-C
1000	39.89	32.00	28.58	25.94	23.62
2000	19.40	15.24	13.64	12.24	10.65
3000	12.60	9.68	8.75	7.70	6.45
4000	9.24	6.95	6.20	5.48	4.45
5000	7.20	5.30	4.75	4.18	3.28
6000	5.88	4.26	3.78	3.34	2.55
7000	4.90	3.50	3.12	2.72	2.05
8000	4.22	2.96	2.62	2.27	1.66
9000	3.68	2.54	2.26	1.96	1.40
10000	3.24	2.18	1.96	1.69	1.18

性舉動을 확보하기 위하여 under reinforcement 로 하는데, 軸方向力이 크고 最小斷面으로 보의 軸이 작아질 때에는 over reinforcement로 계획 할 수 밖에 없다. 그러나 콘크리트를 橫補強함으로써 韌性改善의 효과가 발휘될 뿐 아니라 軸方向力이 커도 콘크리트를 橫拘束함으로써 적은 斷面에도 불구하고 콘크리트의 耐力이 증대되어 under reinforcement와 같은 효과를 낼 수 있다. 따라서 콘크리트의 應力불복係數 k_1k_3 가 최대시의 변형도와 引張鐵筋比가 橫補強筋의 有無, 간격의 差異, 鐵筋의 降伏強度의 差異에 따라 변화하는지 조사하였다. 平衡鐵筋比 ρ_b 는 引張鐵筋의 降伏變形度를 ϵ_s 라 할 때 다음식으로 계산하고 표3에 나타냈다.

$$\rho_b = k_1 k_3 \frac{\epsilon_{k1k3max} f_c'}{\epsilon_{k1k3max} + \epsilon_{sy} f_y} \quad (1)$$

그리고 引張鐵筋의 降伏強度 f_y 와 平衡鐵筋比 ρ_b 와의 관계를 그림4에 표시하였다. 도표에서 보면 引張鐵筋의 降伏強度가 $f_y=4000\text{kg/cm}^2$ 이며 橫補強筋을 사용하였을 경우의 平衡鐵筋比 ρ_b 는 5%이고 無補強筋일 때의 ρ_b 는 4.45%이므로 over-reinforcement이다. 따라서 補強筋의 간격을 5cm로 하고 高強度筋으로 橫補強하면 平衡鐵筋比 $\rho_b=9.24\%$ 이며 사실상 under reinforcement 상태이다.

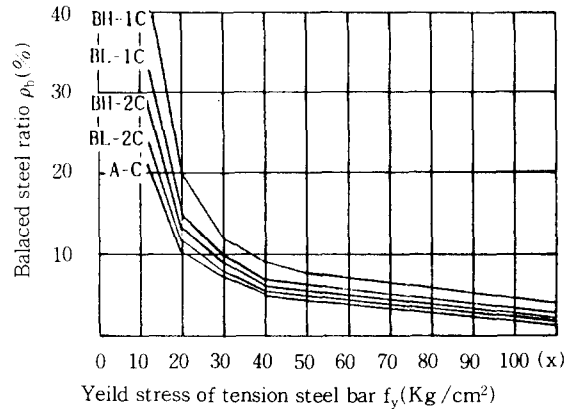


Fig.4 The relationships between yeild strength and balanced steel ratio, ρ_b

3. 實 驗

3.1 材料

시멘트는 早強 포틀랜드 시멘트이며 材令 28日 壓縮強度 475kg/cm^2 , 韌強度 90kg/cm^2 이다. 主骨材는 최대 徑 5mm, 粗粒率 3.32인 강모래이며, 굵은 골재는 최대 徑 20mm, 조립을 6.75인 강자갈이다. 콘크리트의 배합은 중량비로서 1:2.34:3.06, $w/c=60\%$ 이며 材令 28日의 壓縮強度는 293kg/cm^2 , 引張強度는 25.6kg/cm^2 이다. 使用 主鐵筋은 16mm PC強材로서 降伏強度 $f_y=12000\text{kg/cm}^2$ 이며 橫補強筋으로서의 鐵筋의 降伏強度가 $f_y=3500\text{kg/cm}^2$ 이며 $\phi 9.0\text{mm}$ 인 普通強度筋과 降伏強度 $f_y=10,000\text{kg/cm}^2$ 이고 $\phi 9.2\text{mm}$ 인 高強度筋을 사용하였다.

3.2 供試體

실험에 사용된 공시체는 그림5와 같고 60cm 폭

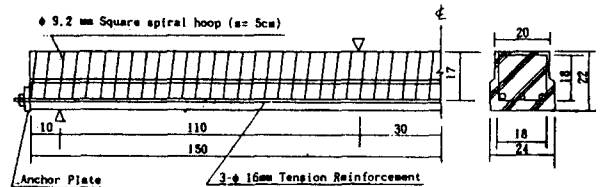


Fig.5 Details of test-specimen(in cm)

을 가진 試驗域인 중앙부에 간격 5cm 또는 10cm로 橫補強한 普通強度의 BL 시리즈와 高強度의 BH시리즈, 그리고 無補強한 A시리즈에 대하여 簡 시험을 하였다. 그리고 후프筋에 의한 콘크리트의 橫拘束의 효과를 定量的評價를 쉽게하기 위하여 各 공시체마다 鐵筋比 $\rho_s = 2\%$, 降伏強度 $f_s = 12000 \text{ kg/cm}^2$ 인 3- $\phi 16 \text{ mm}$ PC引張主筋에 Prestress는 도입하지 않았으나 공시체 양단에 Anchor Plate를 대고 nut로 定着시켰다. 또한 剪斷 스패에도 補強筋을 배치하여 파단을 방지하였다.

3.3 載荷裝置 및 測定法

載荷 및 測定裝置는 그림6과 같고 200ton Amsler형 시험기로 載荷하였고 콘크리트 압축 및 인장 변형도는 yoke로 연결된 상, 하단에 檢長 40cm, 1/100精度, Stroke 20mm인 linear tranformer로 측정하였으며 載荷點 위치에서는 $\phi 9 \text{ mm}$ Bolt를 묻어 1/100mm 精度, 檢長 10cm인 dial gage로 하였다. 한편 主鐵筋의 변형도는 중앙

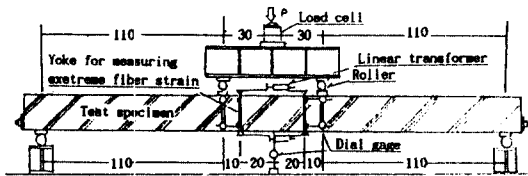


Fig.6 Test setup(in cm)

부와 이를 중심으로하여 좌우로 30cm씩 떨어진 곳에서 상, 중앙, 하단 그리고 후프筋은 콘크리트의 4면의 전후부에 gage length 6mm인 strain gage를 붙이고 0.5ton 내지 1.0ton씩 載荷하였다.

4. 實驗의 結果

10cm간격의 補強筋의 경우 보통 강도 장방형 후프筋인 BL-2를 제외하고는 파괴는 중앙 영역내에서 진행되어 BH-1, BL-1, BH-2 및 A시리즈에서는 yoke의 상, 하단에 붙인 dial gage에 의한 측정치를 사용하여 최대로 심하게 파괴된 단면에서의 콘크리트 압축 변형도, 인장 변형도, 중립축의 軸, 曲率의 값을 계산하였다. 공시체 BL-2에서는 파괴가 yoke와 beded bolt 사이에서 크게 일어나기 때문에 이 부분의 dial gage 측정치를 채택하였다.

4.1 荷重-中央처짐 관계

各 공시체의 하중(M)-중앙 처짐(δ) 관계를 그림7에 표시하였다. 간격 10cm인 후프筋으로 補強된 공시체 BH-2, BL-2에서는 降伏強度의 차이에 의한 橫拘束 효과는 그다지 볼 수 없었으며 처짐 $\delta = 4 \text{ cm}$ 부근에서 최대 耐力에 달하고 이후 천천히 P- δ 曲線이 負勾配로 된다. 그러나 간격 5cm인 BH-1, BL-1을 비교하면 高強度筋으로 橫拘束된 공시체 BH-1이 보통 강도근인 BL-1에 비하면 현저하게 耐力 상승이 보인다. 즉 BL-1의 중앙 처짐

Table 4 Test results of curvature and compressive strain of laterally confined reinforced concrete beams

TYPE	Stirrups			at max. stress				at max. $k_1 k_2$				
	s(cm)	$\rho_s(\%)$	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	Moment (t·m)	Center deflection (cm)	curvature ($\times 10^{-4}$ 1/cm)	$\epsilon_c(\%)$	Moment (t·m)	center deflection (cm)	cunter deflection 1/cm)	$\epsilon_c(\%)$	$k_1 k_2$
BH-1	5	2.69	12000	above 5.5	above 10.5	above 36.0	above 3.1	5.2	8.4	26.2	2.0	0.86
BL-1	5	2.61	3500	4.8	8.8	30.0	2.5	4.5	5.8	17.4	1.2	0.80
BH-2	10	1.35	12000	4.5	3.6	3.6	0.5	3.8	4.0	7.4	0.6	0.69
BL-2	10	1.31	3500	4.5	4.8	7.2	0.9	3.6	5.6	12.2	1.4	0.48
A	-	-	-	4.6	3.6	3.0	0.26	4.5	3.4	3.0	0.24	0.70

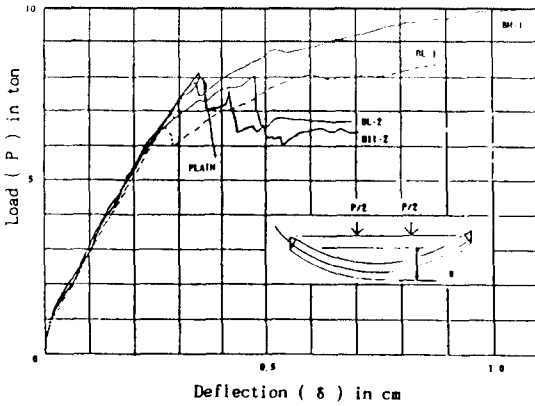


Fig.7 The relationships between load and deflection at midpoint in laterally confined reinforced concrete beams

$\delta=6\text{cm}$ 부근에서 荷重 P 가 거의 일정하게 되는데 있어서 BH-1은 시험 완료시인 $\delta=11\text{cm}$ 까지 荷重 P 는 증가하고 전자의 약 1.2배까지 달한다. 표4에 표시된 실험결과에서 알 수 있듯이 최대 耐力시의 曲率 및 콘크리트의 압축 변형도 모두 공시체 BH-1이 BL-1의 약 1.2배 이상이며 BH-1에서는 콘크리트의 압축 변형도 3%에 달할 때까지 계속 상승한다. 후프筋의 量과 強度를 높임으로 콘크리트의 靱性은 물론 耐力도 크게 改善된다는 것을 알 수 있다.

4.2 拘束 콘크리트의 靱性 變形度

그림8은 콘크리트의 모멘트 M -壓縮 變形度 ϵ_c 의 관계이며 공시체 상 및 하단에 있는 yoke에 붙인 檢長 400mm인 dial gage에 의한 측정 변위를 각각 y_1, y_2 라할때 $n \cdot d$ 와 콘크리트의 압축 변형도 ϵ_c 및 曲率 φ 는 다음 식으로 계산한다.

$$n \cdot d = \frac{29.35y_1 - 7.35y_2}{y_1 + y_2} \quad (2)$$

$$\epsilon_c = \frac{29.35y_1 - 7.35y_2}{400 \times 36.7} \quad (3)$$

$$\varphi = \frac{y_1 + y_2}{400 \times 36.7} \quad (4)$$

여기서 k_1, k_2 최대시 콘크리트의 압축 한계변형도를 공시체의 변형 능력, 靱性 改善의 指標로서 橫補強筋의 간격이 5cm인 BH-1, BL-1을 비교

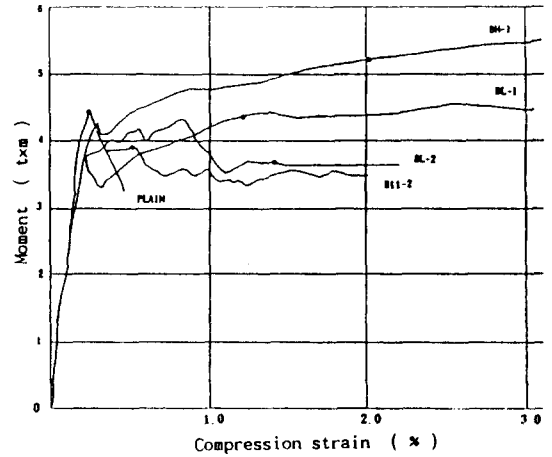


Fig.8 The relationships between moment and compressive strain of laterally confined reinforced concrete beams

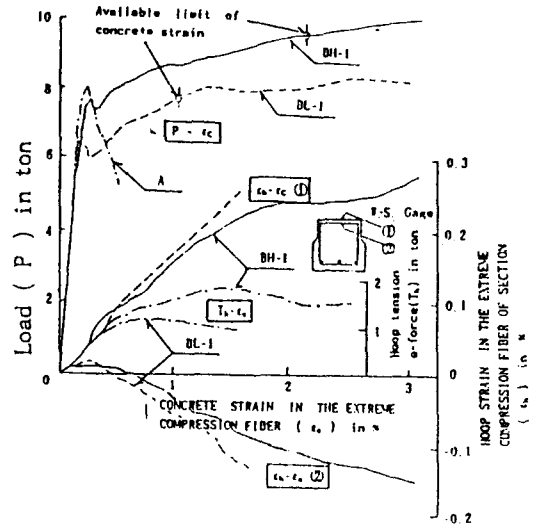


Fig.9 Load-displacement relationships of laterally confined reinforced concrete beams

하면 보통강도 橫補強筋을 사용한 BL-1에서는 $\epsilon_{k1k2max}=1.2\%$ 인데 대하여 高強度筋을 사용한 BH-1은 $\epsilon_{k1k2max}=2\%$ 이며 간격이 5cm일 때 高強度筋으로 橫補強할 때 공시체의 변형 능력이 현저하게 증대함을 알 수 있다. 그림9는 공시체 BL-1, BH-1의 荷重 P -콘크리트 압축 변형도 ϵ_c 의 관계를 나타낸 것이다. 공시체 BL-1에서는 콘크리트 압축 변형도가 0.8%부근에서 후프筋 靱性 降伏을 시작하는

동시에 引張力이 떨어진다. 한편 高強度 후프筋인 BH-1에서는 콘크리트 압축 변형도가 1.5%까지 후프筋의 引張力은 크게 增大하고 있다.

4.3 후프筋이 拘束 效果에 미치는 영향

그림10 및 그림11은 공시체 BH-1과 BH-1C 및 BL-1과 BL-1C의 M-φ 曲線을 나타낸 것이다. 그림 중의 破線 및 點鎖線으로 표시한 曲線은 yoke로 실측한 콘크리트 변형도 분포는 중심 축방향력 및 偏心 축압축 시험에서 얻은 拘束 콘크리트의 應力 σ-變形度 ε 關係를 적용하여 계산한 모멘트 M-曲率 φ의 理論值이다. 중심축 방향 시험에서 얻은 拘束 콘크리트의 σ-ε 關係를 근거로 하여 계산한

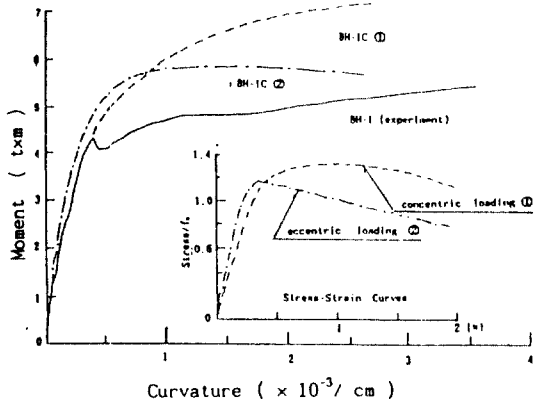


Fig.10 Moment-curvature curves of laterally confined reinforced concrete beam(BH-1)

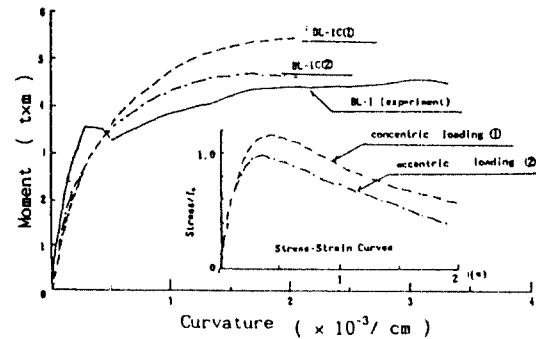


Fig.11 Moment-curvature curves of laterally confined reinforced concrete beams(BH-1C)

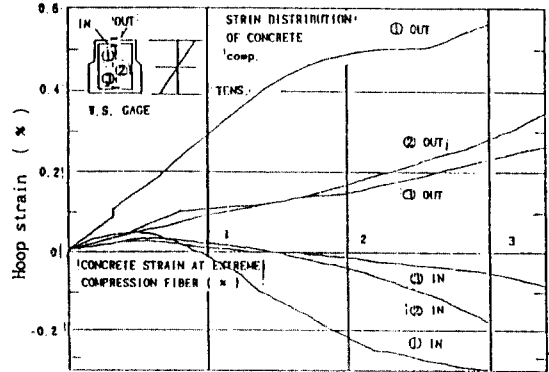


Fig.12 Strain of laterally confined reinforced concrete beam(BH-1)

M-φ 理論值과 實測值를 비교하면 BL-1, BH-1 모두 初期 剛性은 비교적 일치하고 있으나 큰 曲率에 대해서는 모멘트 理論值가 비교적 실측치를 上廻하고 있다. 그림12는 공시체 BH-1의 단면내 각 면에 있어서의 후프筋 변형도의 실측한 예이다. 그림에서도 알 수 있듯이 콘크리트 斷面內 압축단의 후프筋은 콘크리트의 압축 변형도의 증대와 더불어 비교적 큰 引張 變形度를 일으키지만 같은 단면내 引張端 후프筋의 변형도는 비교적 늘어나지 않고 앞뒤로 붙인 2장의 gage의 평균치는 거의 0.1%이하이다. 여기서 壼 材의 후프筋의 橫拘束 效果는 Poisson 效果에 의한 콘크리트 단면의 橫 방향 변형도가 큰 領域 즉 壓縮端 근방에 집중되었다고 생각한다. 이것에 반하여 중심축 압축 시험에서 후프筋의 변형도는 단면내 각면에서 균일하게 일어나고 서로 대응하는 콘크리트 압축 변형도에 대해 압축역에서 측정한 후프筋의 변형도의 약 2배에 달한다. 중심축 압축 시험과 壼 시험의 경우 단면내 변형도 勻配의 영향에 의한 Plain concrete 자체 σ-ε 關係의 차이에 덧붙여 후프筋에 의한 橫拘束 機構가 다르기 때문에 후프筋의 拘束 效果를 단순히 비교한다는 것은 곤란하지만 본 시험의 解析值에서 본다면 중심축 압축 시험에서 얻은 후프筋의 콘크리트 橫拘束 效果에 비해 壼 시험에서의 拘束 效果는 적다.

5. 結論

휨 시험에서 얻은 후프筋 拘束效果는 중심축 압축에서 얻는 것보다 적지만 高強度 補強筋일 때는 충분히 휨 압축 靱性 改善이 가능하다. 각 공시체의 변형 능력을 비교하는 指標로서 콘크리트 應力 블록係數 k_1, k_3 가 최대일 때 콘크리트의 압축단 변형도 $\epsilon_{k1k3max}$ 를 계산한 결과 간격 5cm인 橫補強筋의 경우 降伏強度의 差異에 의한 차이를 보이며 高強度 補強筋 BH-1에서는 $\epsilon_{k1k3max}=2\%$ 보통 강도 보강근 BL-1에서는 $\epsilon_{k1k3max}=1.2\%$ 로서 高強度 補強筋의 경우가 優位하다는 것을 알 수 있다. 간격 10cm인 BH-2, BL-2에서는 양자 모두 $\epsilon_{k1k3max}$ 는 1%전후이며 橫補強筋의 降伏強度차이로 인한 차이는 볼 수 없었다. 無補強筋인 경우는 $\epsilon_{k1k3max}$ 는 0.2%전후로서 콘크리트의 압축 한계 변형도 0.3%보다 약간 적은 값을 기록하였다.

本 研究는 서울大學校 工科大學 教育研究財團 研究費에 의하여 修行된 것이다.

참 고 문 헌

1. For Instance, K.T.S.R.Iyenger et al. "Maga-

zine of concrete reserch" Vol.22, No.72, Sept., pp173-184,(1970)

2. F.E. Richart et al, "University of Illinois Engineering Experiment Station Bulletin "No.90, Urbana, April, (1929)
3. Taylor, Frederick W., Thompson, Sanford E., and Smulski, Edward, "Concrete-Plain and Reinforced", 4th Ed., John Wiley & Sons, New York, 1931
4. Hognestad, Eivind, "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 2, Control of Flexural Cracking", Journal. PCA Research and Development Lab. V.4, No.1, Jan., 1962
5. Nawy, Edward G., "Flexural Cracking Behavior of Pretensioned and Post-Tensioned Beams the-State-of-the-Art", ACI Journal, Proceedings v.82, No.6, Nov.-Dec. 1985
6. 構造體 콘크리트 強度에 關する 研究의 動向と 問題点, 日本建築學會, 1989

(접수일자 : 1993. 5. 14)