

[95] 横拘束筋によるプレストレストコンクリート梁の曲げ靱性改善に関する研究

正会員 六車 熙 (京都大学)

渡辺史夫 (京都大学)

田中仁史 (明石工専)

正会員 ○勝田庄二 (京都大学)

§ 1 まえがき プレストレストコンクリート部材は通常のRC部材に比べて曲げじん性が劣り、耐震構造に用いる場合には何らかのじん性改善を行なう事が望ましい。本研究は、横補強筋を用いる事により、プレストレストコンクリート梁の圧縮域コンクリートに十分な圧縮変形能力を付与し、その結果として得られる曲げじん性の改善効果を明らかにする事を目的としており、拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化および横拘束されたプレストレストコンクリート梁の曲げ試験結果とその曲げじん性改善効果に関する評価を行った。

§ 2 拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化

図1にモデル化したコンクリートの応力ひずみ曲線を示す。

曲線OABCは、プレーンコンクリートの応力ひずみ曲線を表わしており、O～A間は、原点での接線弾性係数が E_i である2次曲線とし、コンクリート強度 f'_c を超えてからのA～B間は直線とした。ここで点Bは、矩形応力ブロック係数 $k_1 k_3$ が最大となる時のひずみ(曲げ圧縮限界ひずみと定義)に到達した点である。点Bからコンクリートの圧縮ひずみが1%に達する点Cまでは、直線と仮定した。曲線OADEは、拘束されたコンクリートの応力ひずみ曲線を表わしており、O～A間はプレーンコンクリートと同じとし、A～D間は、点Dに頂点を持つ2次曲線で表わし、D～E間は直線とした。E点は、拘束コンクリートの曲げ圧縮限界ひずみに対応している。

1) プレーンコンクリートの応力ひずみ関係

$$\sigma_c = E_i \epsilon_c + \{(f'_c - E_i \epsilon_m) / \epsilon_m^2\} \epsilon_c^2 \quad \epsilon_c < \epsilon_m \quad \text{--- (1)}$$

$$\sigma_c = \left\{ \frac{\sigma_u - f'_c}{\epsilon_u - \epsilon_m} \right\} (\epsilon_c - \epsilon_m) + f'_c \quad \epsilon_m \leq \epsilon_c \leq 0.01 \quad \text{--- (2)}$$

σ_c : 圧縮応力, ϵ_c : 圧縮ひずみ, E_i : 初期接線弾性係数, f'_c : プレーンコンクリート圧縮強度, ϵ_m : f'_c 時ひずみ, ϵ_u : 曲げ圧縮限界ひずみ, σ_u : ϵ_u 時応力

著者等の研究により E_i , ϵ_m , ϵ_u は次の実験式で得られる。

$$E_i = 231000 \sqrt{f'_c / 200} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{--- (3)}$$

$$\epsilon_m = 0.0013 (1 + f'_c / 1000) \quad \text{--- (4)}$$

$$\epsilon_u = 0.00413 (1 - f'_c / 2000) \quad \text{--- (5)}$$

D～E間の任意点における平均応力 σ_{av} は次式で表わされる。

$$\sigma_{av} = \frac{1}{\epsilon_c} \left\{ S + \frac{\sigma_u - f'_c}{\epsilon_u - \epsilon_m} \cdot \frac{(\epsilon_c - \epsilon_m)^2}{2} + f'_c (\epsilon_c - \epsilon_m) \right\} \quad \text{--- (6)}$$

ϵ_u の定義より、E点では、 $\partial \sigma_{av} / \partial \epsilon_c = 0$ ($\epsilon_c = \epsilon_u$)となり、 σ_u は次式で与えられる。(Sは面積OAE ϵ_m O)

$$\sigma_u = \frac{2(S - f'_c \epsilon_m)}{\epsilon_u + \epsilon_m} + f'_c \quad \text{--- (7)}$$

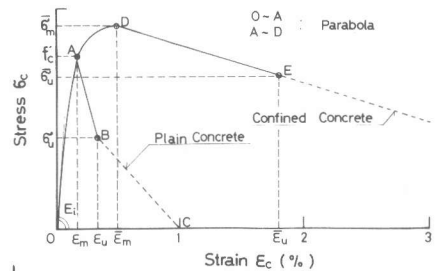


図1. 応力-ひずみ曲線のモデル化

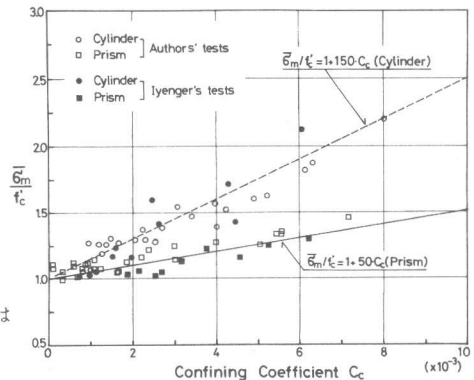


図2. $\bar{\sigma}_m / f'_c - C_c$ (拘束係数) 関係

ii) 拘束コンクリートの応力ひずみ関係

OA間は、プレーンコンクリートと同じで(1)式となる。

$$\sigma_c = \frac{(f'_c - \bar{\sigma}_m)}{(\bar{\epsilon}_m - \bar{\epsilon}_m)^2} (\epsilon_c - \bar{\epsilon}_m)^2 + \bar{\sigma}_m \quad \epsilon_m \leq \epsilon_c < \bar{\epsilon}_m \quad (8)$$

$$\sigma_c = \frac{(\bar{\sigma}_u - \bar{\sigma}_m)}{(\bar{\epsilon}_u - \bar{\epsilon}_m)} (\epsilon_c - \bar{\epsilon}_m) + \bar{\sigma}_m \quad \bar{\epsilon}_m \leq \epsilon_c \quad (9)$$

$\bar{\sigma}_m$: 拘束コンクリートの圧縮強度, $\bar{\epsilon}_m$; $\bar{\sigma}_m$ 時ひずみ, $\bar{\epsilon}_u$; 拘束コンクリートの曲げ圧縮限界ひずみ, $\bar{\sigma}_u$; $\bar{\epsilon}_u$ 時応力
 $\bar{\sigma}_m$, $\bar{\epsilon}_m$, $\bar{\epsilon}_u$ の値は、横拘束効果を表わす拘束係数 C_c を用いて、既往の実験結果⁴⁾にもとづいて決定した。ここで、 C_c は実験結果の統計分析より以下のごとくに定義した。

$$C_c = \rho_s \frac{\sqrt{f_y}}{f'_c} (1 - 0.5 \frac{s}{w}) \quad (10)$$

ρ_s ; 横拘束筋の体積比, f_y ; 横拘束筋降伏強度 (kgf/cm²), s ; 横拘束筋の間隔, w ; 拘束コア断面の最小寸法

図2~図4は著者らがφ15×30cmの円柱供試体と19.4×19.4×40cmの角柱供試体について行った拘束コンクリートの圧縮試験から得られた $\bar{\sigma}_m$, $\bar{\epsilon}_m$, $\bar{\epsilon}_u$ の値を拘束係数 C_c に対してプロットしたものである。同図にはイエンガーらの実験結果も併記してある。これらの図から $\bar{\sigma}_m/f'_c$, $\bar{\epsilon}_m/\epsilon_m$, および $\bar{\epsilon}_u/\epsilon_u$ の値は拘束係数 C_c と線型な関係にあるといえるので、各値を以下のように実験的に定めた。

(a) 円形スパイラルフープで拘束した円柱供試体

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_m &= (1 + 150 C_c) f'_c \\ \bar{\epsilon}_m &= (1 + 1460 C_c) \epsilon_m \\ \bar{\epsilon}_u &= (1 + 990 C_c) \epsilon_u \end{aligned}$$

(b) 矩形スパイラルフープで拘束した角柱供試体

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_m &= (1 + 50 C_c) f'_c \\ \bar{\epsilon}_m &= (1 + 450 C_c) \epsilon_m \\ \bar{\epsilon}_u &= (1 + 450 C_c) \epsilon_u \end{aligned}$$

$\bar{\sigma}_u$ の値については、プレーンコンクリートの場合と同様に

$$\bar{\sigma}_u = \frac{2(\bar{S} - \bar{\sigma}_m \bar{\epsilon}_m)}{\bar{\epsilon}_m + \bar{\epsilon}_u} + \bar{\sigma}_m$$

\bar{S} : ピーク荷重までの拘束コンクリートの応力ひずみ

曲線が囲む面積 (OAD $\bar{\epsilon}_m$ O)

§ 3 プレストレストコンクリート梁の曲げ靱性改善

i) 試験体

試験体は16×21cmの矩形断面でφ21mmPC鋼棒を偏心距離3.5cmの位置に配し、矩形スパイラルフープで横補強しており、拘束コンクリートコアの寸法は14×19cmである。図5に試験体の詳細を示す。試験体の種類は、横補強筋の降伏強度が3060kg/cm²と1740kg/cm²の2種類、横補強筋のピッチが25, 50, 75mmの3種類、合計6種類である。コンクリートの配合は1:2.17:2.65(重量比)で水セメント比45%とした。コンクリ

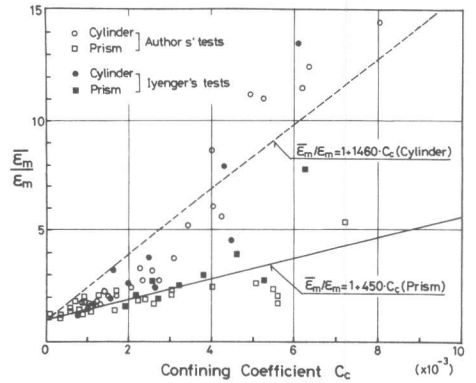


図3 $\bar{\sigma}_m / \epsilon_m - C_c$ (拘束係数) 関係

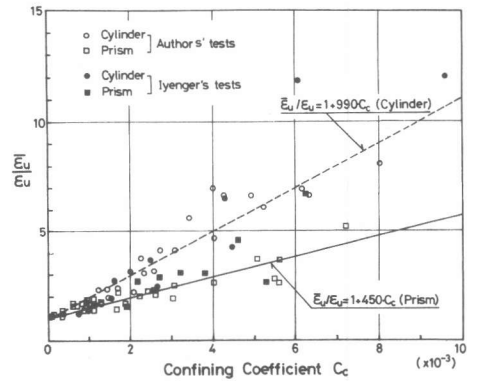


図4 $\bar{\epsilon}_u / \epsilon_u - C_c$ (拘束係数) 関係

表1 PC鋼棒と横補強筋の機械的性質

	Nominal diameter (mm)	Nominal sectional area (cm ²)	Yield* stress (kgf/cm ²)	Tensile strength (kgf/cm ²)	Elastic modulus (kgf/cm ²)
Prestressing, steel bar	21	3.46	10600	11500	2010000
High yield strength confining reinforcement	6	0.283	11700	12200	1880000
Ordinary yield strength confining reinforcement	6	0.283	3060	---	1970000

*Yield stress is 0.2% off-set stress

表2 使用コンクリートの性質

	At prestressing (at two weeks)	At beam tests (at five weeks)
Compressive strength (kgf/cm ²)	311	354
Tensile splitting strength (kgf/cm ²)	29.8	33.6
Modulus of elasticity (kgf/cm ²)	233000	240000

ート打設後、湿潤養生し材令2週でプレストレスを導入し、直後に水セメント比45%のセメントペーストでグラウトした。全試験体とも導入時プレストレス力は19.4ton（公称）である。表1、表2に使用材料の特性を示す。

ii) 荷重および測定方法 図5に示すInstron Typeの試験によって、単調および高応力繰り返し荷重を行った。繰り返し荷重のルールは、各サイクル毎のたわみ増分が15mmとなるように設定した。たわみは、スパン中央でストローク100mmの電気式変位計を用いて測定し、圧縮縁ひずみおよび引張縁ひずみは梁中央部曲げモーメント一定域にて測定した（G.L.=50cm）。PC鋼棒及び横補強筋歪は、抵抗線歪計により検出した。

iii) 単調荷重の下での挙動 高強度横補強筋、普通強度横補強筋を用いた試験体より得られたモーメント曲率関係を図6、図7に示す。これらの図から横補強筋の体積比が増加するにつれて、靱性改善の効果が大きくなることがわかる。横補強筋のピッチが75mmおよび50mmの場合には、高強度筋による横補強も普通強度筋によるものも、顕著な差は見られないが、ピッチが25mmの場合には、高強度筋を使用したものは、ピーク後も耐力力が減少せず非常に大きな変形能力を示すことがわかる。このような大きな変形能力は高強度横補強筋を用いたことにより、コンクリートの圧縮変形能力が大巾に改善されたためと考えられる。実際、横補強筋のひずみの変化をみると、BN25Mの試験体では曲率が $1.2 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$ 付近で降伏しているのに対して、BH25Mの試験体では横補強筋は降伏していない。この差が変形能力の差に現われたと推察できる。図6および図7には、実験から求めたモーメント曲率関係とともに、解析から求めたモーメント曲率関係も併記した。解析に於ては、前項でモデル化した拘束コンクリートの応力ひずみ曲線を用いており、これは図5に示す断面に対して表1、表2に掲げる材料に対して計算した拘束係数 C_c に基づくもので、図8a)、b)に示すとおりである。ただし、カバーコン

クリート部分に対しては、プレーンコンクリートの応力ひずみ曲線を適用している。曲げ靱性改善の程度を量的に比較するために、拘束コンクリートコアの圧縮縁ひずみが、曲げ圧縮限界ひずみ（即ち図8

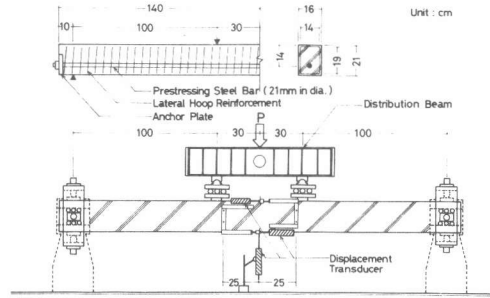


図5 試験体および荷重，測定装置の詳細

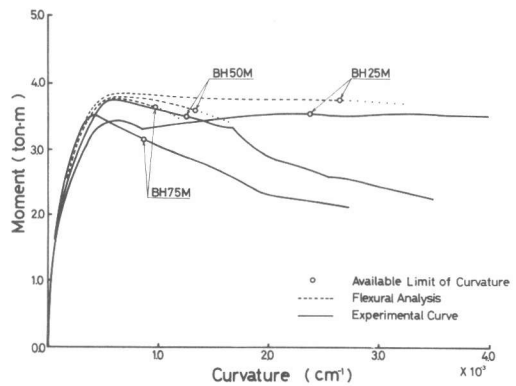


図6 モーメント曲率曲線（高強度横補強筋使用）

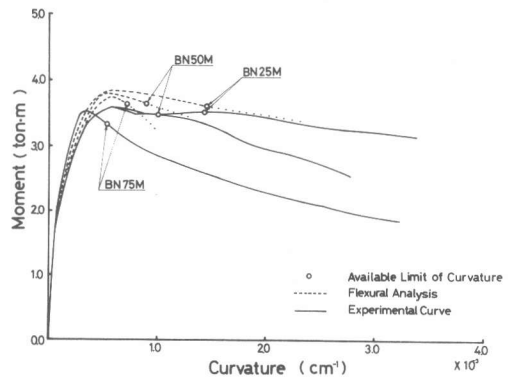


図7 モーメント曲率曲線（普通強度横補強筋使用）

表3 限界曲率および靱性率（限界曲率／断面降伏時曲率）

Beam No.	Confining reinforcement		Curvature at yielding		Available limit of curvature		θ_a/θ_y	θ_{ac}/θ_{yc}
	pitch cm	f_y^* kgf/cm ²	θ_y (observed) $\times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$	θ_{yc} (calculated) $\times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$	θ_a (observed) $\times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$	θ_{ac} (calculated) $\times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$		
BH25M	2.5	11700	0.58	0.695	2.32	2.63	4.00	3.78
BH50M	5	11700	0.56	0.540	1.20	1.33	2.14	2.46
BH75M	7.5	11700	0.43	0.476	0.83	0.97	1.93	2.04
BN25M	2.5	3060	0.58	0.565	1.42	1.47	2.45	2.60
BN50M	5	3060	0.58	0.476	1.03	0.91	1.78	1.91
BN75M	7.5	3060	0.37	0.494	0.55	0.73	1.49	1.48

* 0.2% off-set stress

に示す曲げ解析に適用した拘束コンクリートの応力ひずみ曲線上での、圧縮限界ひずみに到達した時を限界曲率と定義し、図6図7中に示す。この限界曲率を

比較すると、高強度

筋で横補強すれば、大きく曲げ靱性を改善できることがわかる。表3に限界曲率および靱性率等を示す。また、解析から求めたモーメント曲率関係は、実験結果と比較的よく一致している。とくに限界曲率および靱性率など変形に関する点では、実験と解析はよく一致している。

IV) 高応力繰り返し载荷の下での挙動

図9および図10に、各々ピッチ25mmの高強度筋と普通強度筋で横補強した試験体の高応力繰り返し荷重下でのモーメント曲率履歴関係を示す。図中、破線は同タイプの試験体について単調载荷を行なった時のモーメント曲率関係をスケルトンとして示したものである。試験結果から高応力繰り返し荷重の下でも、横補強筋を密に配するとかなり曲率靱性を改善できることがわかる。図9および図10の履歴曲線を比較すると、繰り返し高応力荷重の下では、高強度横補強筋と普通強度横補強筋の靱性改善効果の差が一層顕著に現われてくる。図10のBN25Rの場合第三サイクルですでにフープ筋は降伏しているのに対し、図9のBH25Rの場合フープ筋の降伏は第8サイクル時に生じている。このフープ筋の降伏の違いにより、靱性改善の効果に大きな差を生じたものと考えられる。

§ 4 結論

横拘束筋を用いることにより、単調および繰り返し高応力を受けるプレストレストコンクリート梁の曲げ靱性は大きく改善される。とくに高強度横補強筋を用いた場合には、靱性改善効果は著しい。また曲げ解析と実験結果が比較的よく一致したことにより、拘束係数 C_c に基いた拘束コンクリートの応力ひずみ曲線モデルの妥当性が示された。

- (参考文献) 1) 六車, 長井: 「コンクリートの圧縮ひずみに関する研究」 セメント技術年報 1976 2) 六車, 桜井: 「横補強コンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線モデル化」 建築学会近畿支部報告集(構造系) 1979 3) K.T. S. R. Iyengar, P. Desay & K. N. Peddy, Stress strain characteristics of concrete confined in steel binders, Magazine of concrete Research Sept. 1970 4) H. Murguruma et al, Effect of confinement by high yield strength hoop reinforcement upon the compressive ductility of concrete, Proc. of the Twenty-Second Japan Congress on Materials Research Kyoto

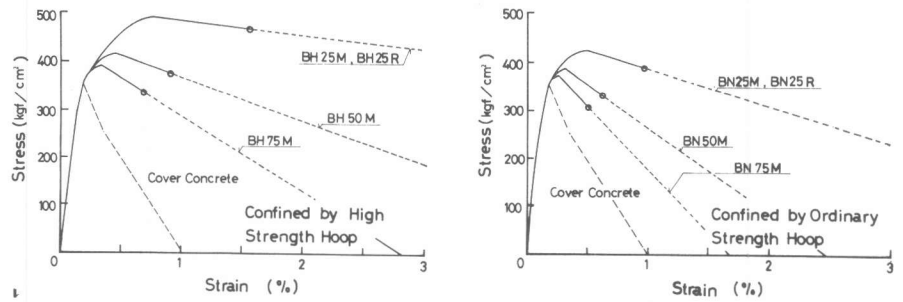


図8 断面の曲げ解析に用いた拘束コンクリートの応力ひずみ曲線

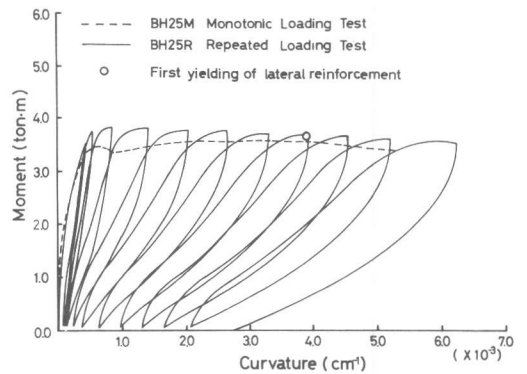


図9 モーメント曲率履歴曲線(BH25R)

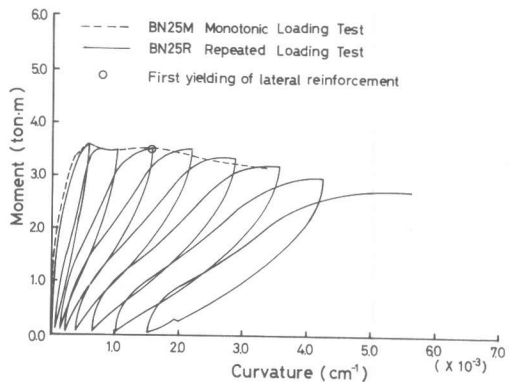


図10 モーメント曲率履歴曲線(BN25R)