

論文

[2165] 曲げ圧縮応力下のコンファインドコンクリートにおける
横補強筋の拘束機構

正会員○中塚 信 (大阪大学建築工学科)

正会員 鈴木計夫 (大阪大学建築工学科)

斎藤駿三 (東急建設設計部)

溝口 茂 (高周波熱錬製品事業部)

1. 研究目的

構造物の靱性に基盤をおくコンクリート構造設計法では、部材に所要の変形能を付与することが必要であり、そのための構造技術としてコンファインドコンクリートの利用が非常に有効であると指摘されている [1,2]。一方、コンファインドコンクリートの力学的特性については、単軸圧縮応力下の同コンクリートにおける種々の形状の横補強筋の拘束機構が明らかにされ、それに基づいて応力度-ひずみ度特性を統一的に推定できる算定式が提案されている [3]。しかし、曲げ圧縮応力下におけるコンファインドコンクリートの応力度-ひずみ度特性および横補強筋の拘束機構等については、殆ど明らかにされていない。

本研究は、曲げ圧縮応力をうけるコンファインドコンクリートの力学的特性に関する基礎資料を得ようとするもので、横補強筋の形状と降伏強度、コンクリート強度および中立軸深さが異なる各種のコンファインドコンクリートの、曲げ圧縮応力下における応力度-ひずみ度特性ならびに横補強筋の拘束機構を、主および副の偏心軸力を用いる曲げ圧縮試験方法 [5] によって調べるものである。

2. 実験概要

実験は、表1に示すように普通強度のコンクリートと横補強筋を組み合わせたFo=350シリーズと、高強度のコンクリートと横補強筋を組み合わせたFo=500シリーズとで構成されている。それぞれのシリーズの実験要因は、

載荷方法 (曲げ圧縮, 単軸圧縮)、横補強筋の形状 (□、田および囿形) ならびに中立軸深さである。

曲げ圧縮試験体は断面が20×20cmで、長さ3Xn (Xn: 中立軸深さ) の試験区間を持つ全長が(3Xn+50)cmの、図1に示すようなものである。試験体中央の引張側には、深さが(20-1.2Xn)cm、幅が3mmのスリットをもつ引張コンクリート部を有している。単軸圧縮試験体は20x20x40cmの直方体で、曲げ圧縮および単軸のいずれの補強試験体にもかぶ

表1. 試験体概要

シリーズ	試験体名	試験体形状			横補強筋			影響要因							
		DxDx3Xn	試験方法(Xn)	体数	形状	bx(φ)	σsy	αβ ₂ Psσsy	S/D	Fo					
Fo=350	Plain	20x20x40 (x40)	単軸	3	—	—	—	—	—	347					
	MFP		曲げ(13.2)	3	囿	6x6	3260	37.1 (58.7)	0.2						
	MUC	単軸	1												
	MFC1	曲げ(13.2)	1												
MFC2	曲げ(6.6)	1													
Fo=500	Plain	20x20x40 (x40)	単軸	3	—	—	—	—	502						
	HFP		曲げ(13.2)	3	□	(12)	8090	75.9 (229)		0.2					
	HFA		曲げ(13.2)	1											
	HFB		曲げ(13.2)	1							田	(8)	8230	78.8 (155)	
	HFC1		曲げ(13.2)	1											
	HUC		単軸	1											囿

D: 試験体断面の一辺寸法(cm) Xn: 中立軸深さ(cm) H: 単軸試験体の高さ(cm) bx: 横補強筋断面寸法(mm) φ: 横補強筋径(mm) σsy: 横補強筋降伏強度(kg/cm²) α: 有効軸力係数 β₂: 分布拘束力の等価係数 Ps: 横補強筋面積比 S: 横補強筋ピッチ(cm) Fo: 無補強単軸圧縮試験体の圧縮強度(kg/cm²)
注) αβ₂Psσsy の項の () は Psσsy を表す。

表2. コンクリートの調合および無補強単軸圧縮試験体の力学特性

シリーズ	調 合				力 学 特 性			
	W/C (%)	C (kg/m ³)	S (kg/m ³)	G (kg/m ³)	混和剤 (l/m ³)	Fo (kg/cm ²)	εo (x10 ⁻³)	Eo(x10 ⁵) (kg/cm ²)
Fo=350	41	495	622	957	1.24 ^{*1}	347	2.23	1.21
Fo=500	30	583	641	994	7.29 ^{*2}	502	2.48	1.49

W/C: 水セメント比 C: セメント S: 細骨材 G: 粗骨材
Fo: 圧縮強度 εo: 圧縮強度時ひずみ Eo: 応力度-ひずみ度関係の平均下降勾配
*1: PNo.70 *2: レオビルドSP-9HS

りコンクリートはない。

図2に使用した横補強筋の形状を示す。Fo=350シリーズでは外周筋とサブタイは突き合せ溶接されている。Fo=500シリーズでは、余長が8dの135°フックを両端に持つサブタイ、およびバット溶接部をもつサブフープを外周筋に重ね合わせて使用した。なお、曲げ試験体では、バット溶接部が中立軸位置側にくるように配筋した。試験体の製作には、最大粒径が20mmおよび5mmの粗骨材と細骨材ならびに早強セメントを用いた、表2に示す調合および強度特性(表1中の無補強単軸圧縮試験体の試験結果)をもつレデーミクストコンクリートを使用した。

曲げ圧縮試験は、主荷重(P_1)を圧縮縁から $X_n/3$ の位置に、および中立軸位置を制御するための副荷重(P_2)を試験体引張縁から30cm離れた位置に載荷する、図1に示す試験方法で行った。 P_1 および P_2 の載荷にはそれぞれ500ton圧縮試験機および40ton油圧ジャッキを用いた。単軸圧縮試験は500ton圧縮試験機で行い、載荷にあたっては載荷重の偏心を取り除いた後に球座の回転をくさび等で固定している。

曲げ圧縮試験体の圧縮変形の測定は、図1に示すように、 $3X_n$ および $1.5X_n$ の2種の検長でダイヤルゲージ式変位変換器を用いて行った。中立軸位置の制御は原則として、計画中立軸位置の約 $1.5X_n$ 区間での平均ひずみ度(ワイヤストレインゲージ(W.S.G.)による測定値)が零となるように行った。単軸圧縮試験では検長を38cmとして圧縮ひずみ度を測定した。曲げ圧縮及び単軸圧縮のいずれの試験体においても、横補強筋にはその局部に作用する軸力と曲げモーメントを調べるため、検長2mmの箔ひずみゲージを所定の位置に貼付した。

3. 実験結果および考察

3.1 平均応力度—圧縮縁ひずみ度関係

図3は、Fo=350シリーズの囀形横補強筋を有する試験体の平均圧縮応力度($\sigma_{av}=(P_1+P_2)/bX_n$)と圧縮縁ひずみ度(ϵ_c)との関係を示したものである。同図中には、単軸圧縮試験での応力度—ひずみ度関係を用いて算出した平均応力度—圧縮縁ひずみ度($(\sigma_{av}-\epsilon_c)u$)関係も併記(同図中の囀形(単軸))している。同図によれば、中立軸深さが $2D/3$ (13.2cm)の場合の $\sigma_{av}-\epsilon_c$ 関係は、コンファインドコンクリートおよびプレーンコンクリートのいずれの場合においても、 $(\sigma_{av}-\epsilon_c)u$ 関係と余り大きな差はない。一方、中立軸深さが $D/3$ (6.6cm)の場合の $\sigma_{av}-\epsilon_c$ 関係では、最大平均応力度が $(\sigma_{av}-\epsilon_c)u$ 関係でのそれに比べ大きくなっている。この傾向は、強度が $300\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度のプレーンコンクリートにおよぼす曲げひずみ勾配の影響を示し

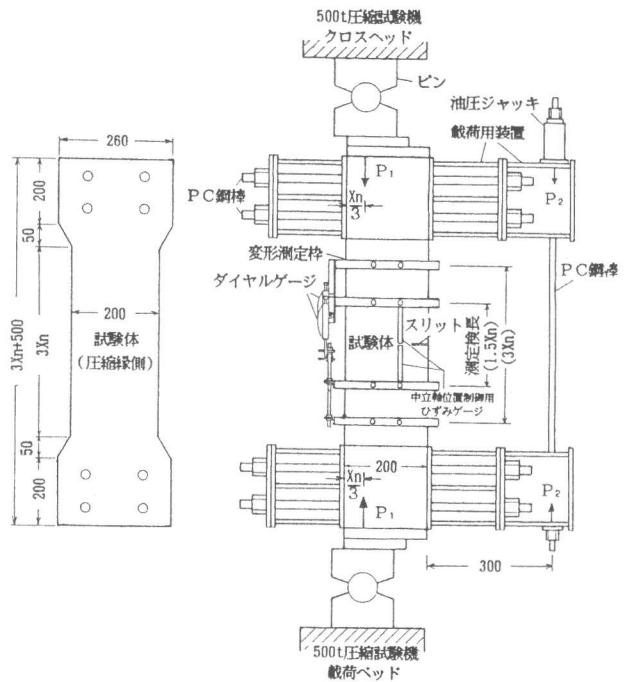


図1 試験体形状および載荷・測定方法

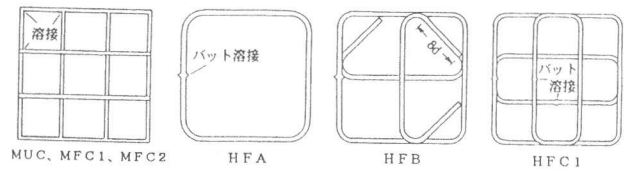


図2 横補強筋の形状

た既往の研究結果 [4] と一致する。なお、 $F_0=500$ シリーズについては、中立軸深さが $D/3$ の場合の実験結果が得られていないので、この点については不明である。

3.2 横補強筋の拘束機構

図4~6および図8~11は横補強筋の拘束機構を考察するため、箔ひずみゲージの測定値から算出した横補強筋の各位置に作用している曲げモーメント (M) と軸力 (N) が、横補強筋断面の降伏 $M-N$ 相関 ($yM-N$) 関係および全塑性 $M-N$ 相関 ($pM-N$) 関係とどのような位置関係にあるかを示したものである。

(1) $F_0=350$ シリーズ

図4は、降伏強度が 3300 kg/cm^2 程度である $F_0=350$ シリーズの円形横補強筋を有する単軸試験体についての結果を示したものである。同図によれば単軸の場合、筆者等の既往の研究結果 [3] と同様、サブタイ (⑫位置) がまず $pM-N$ 関係に達する。続いて隅角部の ③、⑤位置および外周筋中央の ①位置などの断面が $pM-N$ 関係に達して、コンクリートの横膨張変形に対する抵抗剛性がほぼなくなったと考えられる段階 (載荷ステップ6付近) で圧縮強度点に達している。図5は中立軸深さが $2D/3$ である曲げ圧縮試験体の横補強筋についての結果である。同図によれば、圧縮縁ひずみが単軸圧縮試験での圧縮強度時ひずみ程度 (約 0.75%) となる載荷ステップ (第4ステップ近傍) で、サブタイの ⑩、外周筋の ②および ⑤などの位置で $pM-N$ 関係に達しており、この段階で圧縮縁近傍部のコンクリートの横方向膨張に対する抵抗剛性がほぼ零になったと推測される。また図4、5において ①および ⑤位置の $M-N$ 関係をそれぞれ比較すると、その勾配および同程度の圧縮縁ひずみ程度での (M 、 N) 状態はほぼ等しく、 $2D/3$ (13.2 cm) 程度の中立軸深さを持つ場合の横補強筋の拘束作用は単軸の場合のそれとほとんど同様であると推測される。これに対し、図6に示される中立軸深さが $D/3$ と小さい試験体 $MFC2$ の場合、外周筋の

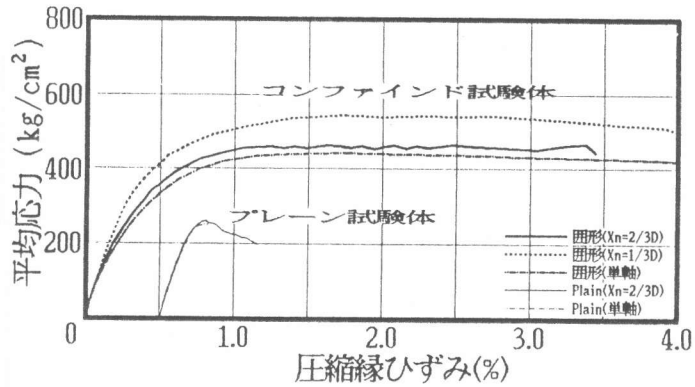


図3 平均応力度—圧縮縁ひずみ度関係におよぼす中立軸深さの影響 ($F_0=350$ シリーズ)

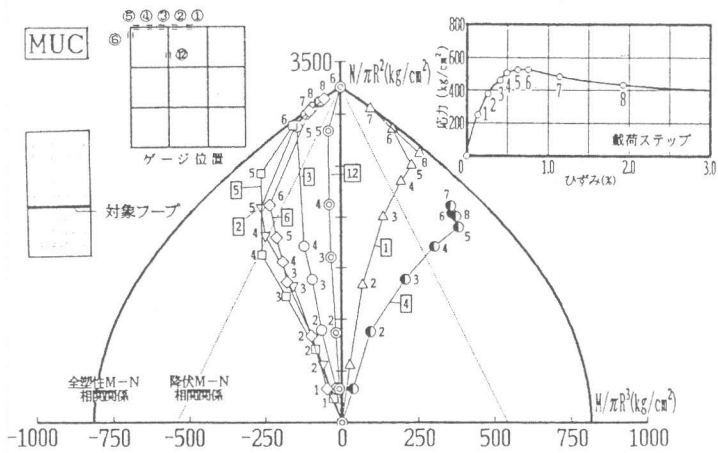


図4 MUC試験体の横補強筋に作用する $M-N$ 関係図

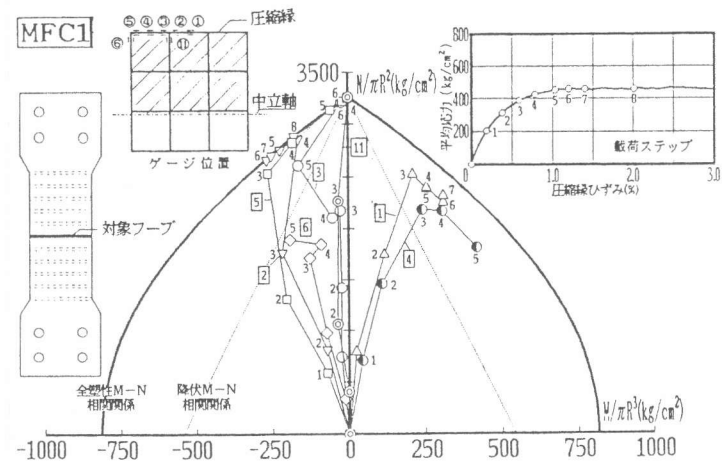


図5 MFC1試験体の横補強筋に作用する $M-N$ 関係図

この段階で圧縮縁近傍部のコンクリートの横方向膨張に対する抵抗剛性がほぼ零になったと推測される。また図4、5において ①および ⑤位置の $M-N$ 関係をそれぞれ比較すると、その勾配および同程度の圧縮縁ひずみ程度での (M 、 N) 状態はほぼ等しく、 $2D/3$ (13.2 cm) 程度の中立軸深さを持つ場合の横補強筋の拘束作用は単軸の場合のそれとほとんど同様であると推測される。これに対し、図6に示される中立軸深さが $D/3$ と小さい試験体 $MFC2$ の場合、外周筋の

各位置でのMの正負の方向およびサブタイに作用する卓越した引張軸力などの状況は、図4、5の場合と同様である。しかし平均応力の最大値近傍では、同程度の圧縮縁ひずみ度時における外周筋の各位置の軸力は、図4、5の場合に比べ若干小さい。これは図7に模式的に示すように、中立軸位置が小なる場合、横補強筋にMおよびNを生じさせる原因となる、コンクリートが顕著に膨張する領域が小さくなることに起因する現象と推測される。

(2) $F_0=500$ シリーズ

図8に、曲げ圧縮試験体HFAの口形横補強筋の各位置におけるM-N関係を示す。同図によれば、各隣接位置間における同じ荷重ステップでのM差が隅角部付近で大きいことから、横補強筋がコンクリートにおよぼす拘束力はこの付近に集中していること、また、試験体側面の外周筋には圧縮縁に直交する方向の横膨張が小さいため圧縮縁位置に比べ小さい軸力しか生じていないこと、などが分かる。また、 ϵ_c が2.5%程度の大ひずみ領域においても横補強筋のいずれの位置の(M, N)もpM-N関係には達していない。

図9はHFB試験体についての結果である。端部に135°フックを持ち外周筋に重ね合せただけのサブタイには、初期段階の荷重ステップからMが生じ、若い数字の荷重ステップの段階ではMおよびNが急増する。しかし、第5ステップ($\epsilon_c=1.8\%$ 程度)以降になると、 ϵ_c が増大してもサブフープの⑦位置での(M, N)状態はほとんど変化しない。一方、外周筋の①、②位置ではサブタイの存在によって横方向膨張変形が拘束されるため、初期段階におけるそのM-N関係は、サブタイのないHFA試験体のそれに比べ軸力が卓越する急な勾配をもつ関係となる。しかし、先述の第5ステップ以降になると①、②の位置では軸力は増加しなくなってMのみが漸増し、④位置では軸力のみが増加する現象がみられる。これは、サブタイの⑦位置での(M, N)状態がpM-N関係に極めて近いことから、⑦位置近傍においてサブタイの伸びとフック角度の拡大を引き起こす回転が生

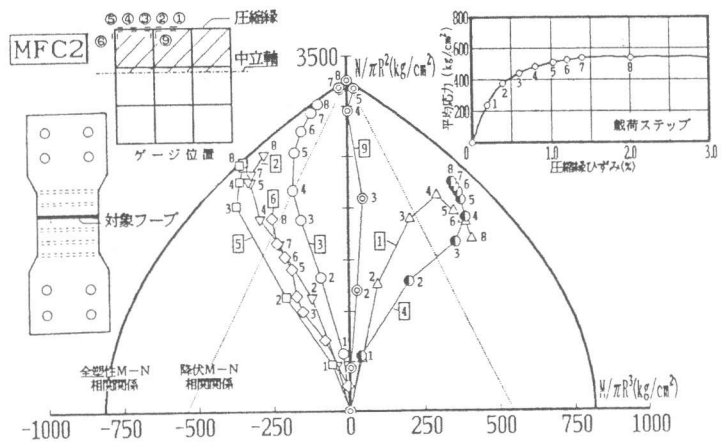


図6 MFC2試験体の横補強筋に作用するM-N関係図

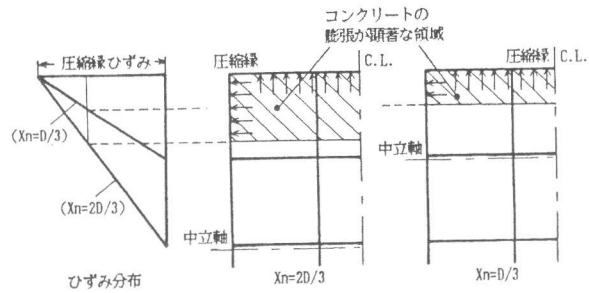


図7 M-N関係におよぼす中立軸深さの影響(模式図)

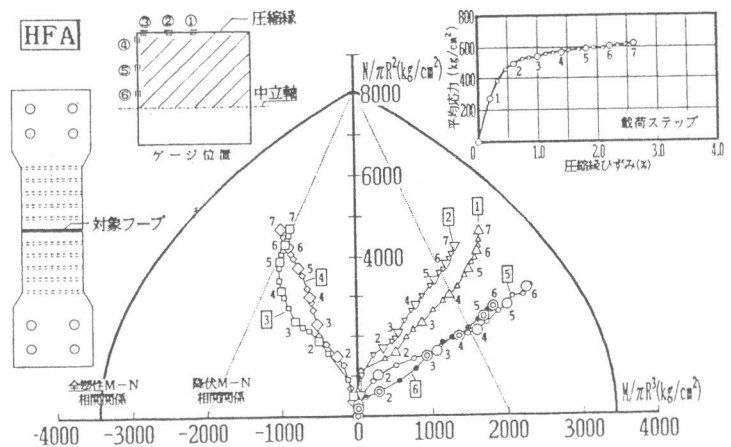


図8 HFA試験体の横補強筋に作用するM-N関係図

じて、コンクリートの横膨張変形に対するサブタイの拘束力が上限に達したことを示唆するものと思われる。なお、圧縮縁ひずみ度が3%の大ひずみ領域であっても、外周筋の各位値の(M、N)状態はpM-N関係には到達していない。

次に、外周筋にサブフープを重ねさせた円形横補強筋を有する、中立軸深さが2D/3の試験体HFC1試験体についての結果を示した図10によれば、サブフープの⑨位置には載荷の初期段階から曲げモーメントと同時に、大きな軸力が卓越して生じており、このことから、外周筋とラップ配筋されただけのサブフープの有効な拘束作用が推定される。圧縮縁ひずみ度が2%程度となる第5ステップ付近になると、サブフープの⑨位置はpM-N関係にはほぼ到達する。その結果、サブタイはコンクリート横方向膨張に対する抵抗剛性をなくし、これに起因して⑦位置での(M、N)状態の停滞や、平均応力度-圧縮縁ひずみ度関係における最大平均応力度の出現などが生じたものと推測される。しかしサブタイを除けば、 ϵ_c が2%を超える大ひずみ領域となっても外周筋のいずれの位置の(M、N)状態もpM-N関係には達していない。一方、圧縮縁と平行なサブタイ(⑫位置)では、本試験体のように中立軸深さが大きい場合、大なる ϵ_c 領域においてpM-N関係にも到達し、曲げ圧縮コンクリートのコンファイ

ンド補強には圧縮縁と平行なサブタイが有効であることを示している。

図11は、バット溶接部の先行破断を起こした $F_0=500$ シリーズの単軸圧縮試験体のうち、比較的大ひずみ領域までのデータが得られたHUC試験体(中子筋のバット溶接部の破断は載荷ステップ3の直後に起こった)の結果を、参考までに示したものである。卓越した軸力をうけるサブタイに続いて、外周筋の端部位置がpM-N関係に到達して試験体の最大耐力に達したと推測されるが、この点は、外周筋端部位置でpM-N関係への到達がみられなかった曲げ圧縮応力下

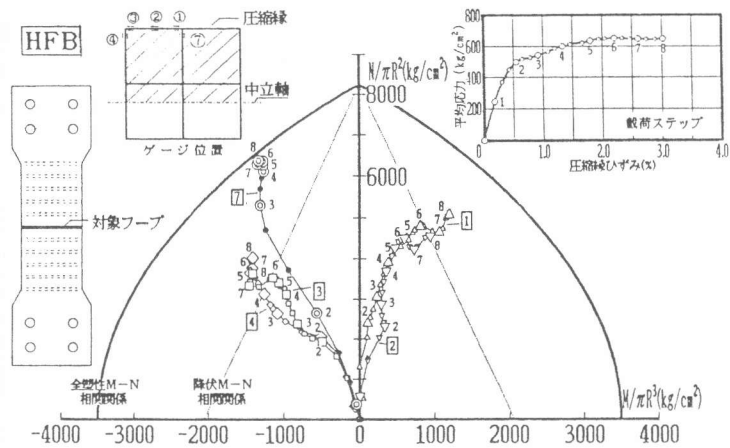


図9 HFB試験体の横補強筋に作用するM-N関係図

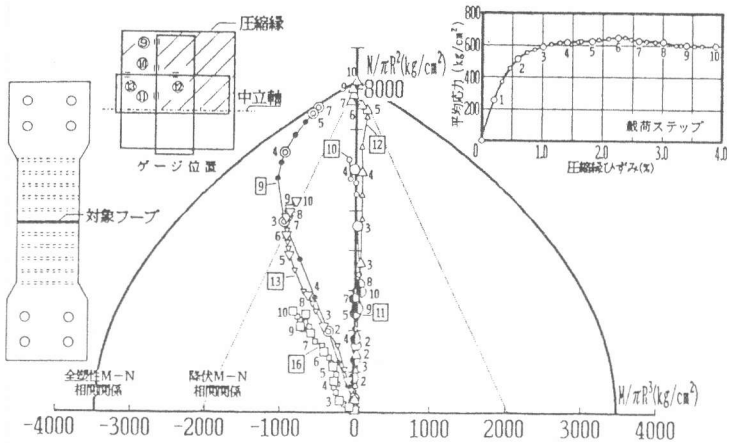
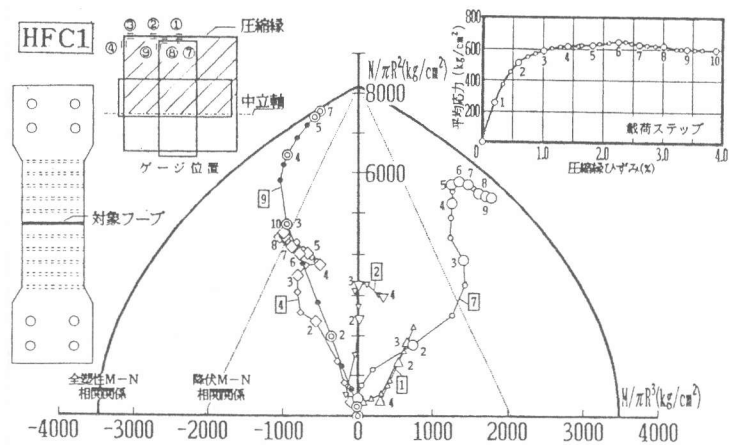


図10 HFC1試験体の横補強筋に作用するM-N関係図

での結果と異なっている。

4. まとめ

(1) $F_0=350$ シリーズでは、曲げ圧縮試験体の平均応力度—圧縮縁ひずみ度関係が中立軸深さによって異なるものとなった(図3参照)。

(2) 普通強度の材料を用いた場合($F_0=350$ シリーズ)と高強度材料を用いた場合($F_0=500$ シリーズ)とでは、サブタイおよび外周筋の隅角部付近断面に作用する曲げモーメント(M)、軸力(N)が同断面

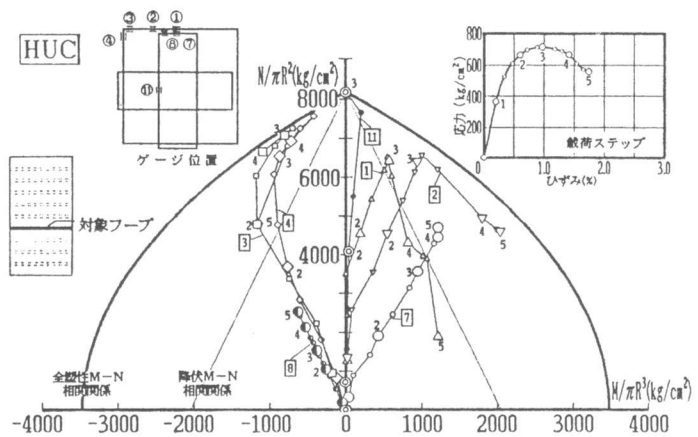


図11 HUC試験体の横補強筋に作用するM—N関係図

の全塑性M—N(pM—N)関係に到達する状況に差が見られた。すなわち、 $F_0=350$ シリーズの場合、単軸圧縮応力下では試験体の圧縮強度付近において(pM—N)関係に達した。また、曲げ圧縮応力下の $x_n=2D/3$ のケースにおいては圧縮縁ひずみ度が単軸応力下での圧縮強度時ひずみ度程度になる段階において達し、 $x_n=D/3$ のときにはより大きな圧縮縁ひずみ度の段階となったが到達した。これに対し $F_0=500$ シリーズでは、pM—N関係への到達は、単軸圧縮応力下においては $F_0=350$ シリーズの場合と同様に生じた。しかし、 $x_n=2D/3$ の曲げ圧縮応力下の場合には、サブタイにおいて生じたものの、外周筋端部位置ではみられなかった。(図4~11参照)。

(3) 単軸圧縮応力下のコンファインドコンクリートにおけるサブタイ、ならびに曲げ圧縮応力下での圧縮縁に直交するサブタイは、溶接型、ラップ型のいずれの場合でも、載荷の初期段階からコンクリートの横膨張変形を拘束し、試験体の大ひずみ領域においてはそのpM—N関係に到達する程の有効な拘束補強を示す。曲げ圧縮応力下での圧縮縁に平行なサブタイも、その位置でのひずみ度がかなり大となるような場合にはpM—N関係に達するため、曲げ圧縮部コンクリートを大ひずみ領域まで有効に拘束補強するためには同サブタイは不可欠である(図10参照)。

[謝辞] 本研究は、建設省総プロ・New—RC(委員長:青山博之東大教授、高強度鉄筋分科会主査:森田司郎京大教授)の一貫として行ったものである。また、本研究の遂行に当たっては大阪大学大学院修了生・正田隆啓君(現新日本製鉄)の多大な助力を得た。記して謝意を表する。

[参考文献]

- 1) 鈴木計夫、中塚 信他:コンファインドコンクリートを利用する高靱性PRC曲げ部材の基礎力学性状、プレストレストコンクリート、pp.18-33, 1986.6
- 2) 日本建築学会:建築耐震設計における保有耐力と変形性能、1990, pp.507-525
- 3) 鈴木計夫、中塚 信他:角形横補強筋によるコンファインドコンクリートの拘束機構と強度・変形特性、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.11, No.2, pp.449-454, 1989
- 4) 鈴木計夫、中塚 信他:曲げ圧縮部コンクリートの終局域特性に関する実験的研究、日本建築学会大会講演 概集、pp.1613-1614, 1984
- 5) 森田司郎、足立直行:曲げ圧縮部におけるコンクリートの性質、材料、pp.59-66, 1981.