

[2026] 円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリート内に配置された圧縮軸鉄筋の座屈性状

正会員 鈴木計夫 (大阪大学工学部)

正会員 ○中塚 信 (大阪大学工学部)

長田省作 (竹中工務店)

井上和政 (大阪大学大学院)

1. まえがき

コンクリート構造物の耐震設計を、架構の塑性変形によるエネルギー吸収能力に基づいて行う場合、架構ひいては構造部材の十分なじん性が不可欠である。部材のじん性を改善する構造技術としては、日本建築学会プレストレスト鉄筋コンクリート構造設計指針〔1〕などでも示されるように、コンファインド（横拘束）コンクリートを利用する方法が非常に有効である。しかし同方法による高じん性部材の実験例〔2-4〕によれば、十分な横補強筋を有する場合でも終局破壊時には主筋の座屈の起こることが指摘されており、同部材の終局変形能力を明確にしてその設計法を確立していくためには、コンファインドコンクリート内に配筋された圧縮軸筋の座屈性状を明らかにする必要がある。

本研究は、単調単軸圧縮荷重をうける円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリート内の軸筋の座屈性状を調べるため横補強筋間隔、拘束力指標および軸筋径を実験変量とした実験的研究を行い、圧縮軸筋の座屈時ひずみ算定式の誘導を試みたものである。

2. 実験概要

圧縮軸筋の座屈性状に影響を与える要因としては、横補強筋の直径とピッチおよびその巻形状、軸筋径、荷重状態（単軸圧縮荷重、曲げ圧縮荷重、くり返し荷重等）などがある。本研究では、単軸圧縮荷重下での軸筋の座屈に対する主影響要因は、軸筋の横方向変形を拘束する横補強筋のピッチ（ s ）とその拘束力の大きさ（ $As\sigma_s$ ），ならびに軸筋素材の座屈抵抗性に関連する軸筋径（ ϕ ）などであると考ええる立場から、これら3つを実験要因とする表1に示すような実験を行った。なお、前2者の要因はコンファインドコンクリートの応力・ひずみ特性ならびに破壊性状にも大きな影響を与えるものである。また、拘束力大きさの指標として $As\sigma_y$ を用いてい

表1 試験体概要

シリーズ名	軸鉄筋径 ϕ (cm)	ピ ツ チ S (cm)	S/ ϕ	拘束力 (kg)	As σ_y		Fe [*] (kg/cm ²)
					種類	σ_y (kg/cm ²)	
D13シリーズ	1.3	50,23.5	39.4,18.5	260	D10	3900	318
		13,4	10.2,3.15	~	D6	4020	
	—	3,2	2.36,1.57	2770	$\phi 4$	3360	
					$\phi 3.2$	3080	
D19シリーズ	1.9	50,36,20	26.2,18.8,10.5	437	D13	3690	324
				~		3560	
	—	7,5,4	3.66,2.62,2.09	4680	D10	3600	339
						3900	
	—	3,2.5	1.57,1.39		D6	3680	318
					$\phi 4$	4020	
D25シリーズ	2.5	50,25,8	19.7,9.84,3.15	437	D13	3560	324
		5,4,3	1.97,1.57,1.18	~	D10	3900	
	—	2.5	0.98	4520	D6	4020	
					$\phi 4$	3360	

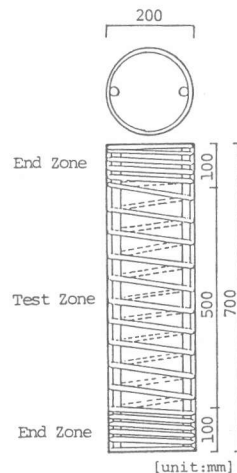


図1 試験体配筋図

る。これは、後述するように軸筋の座屈は、コンファインドコンクリート素材が最大耐力に達した以後に起るので、座屈時点では普通鉄筋による横補強筋は通常降伏している〔6〕ことを考慮したためである。

各要因の水準および範囲は、表1に示すように s としては2～50cmの範囲にある6～7種とした。横補強筋としては番線や普通鉄筋の $\phi 3.2$, $\phi 4$, D6, D10, D13を用い、それによる $A_{s\sigma y}$ の範囲は260～4680kgである。軸筋としてはD13, D19とD25の3種を使用した。軸筋を含まないコンファインドコンクリート素材試験体も同時に製作した。試験体数は各種試験体に対しそれぞれ2体とした。

試験体は図1に示すように、コンクリートを最も効率良く拘束する円形横補強筋をもつ、かぶりコンクリートのない外径が20cmの円柱体である。円形横補強筋としては、ピッチが13cm以上の場合にはリング筋を、それ未満では円形スパイラル筋を用いた。試験区間は試験体中央50cmで、その両端には試験区間におよぼす載荷面拘束の影響を緩和し、かつ試験体中の両軸筋ならびにコンファインドコンクリートに均等に荷重が作用するように、ピッチを試験区間より密とした、試験部に連続するスパイラル筋を有する長さ10cmの端部ゾーンが付加されている。なお、端部ゾーンにおいて軸筋とスパイラル筋は点溶接されている。

試験体の製作には、早強ポルトランドセメント、最大粒径が20mmおよび5mmである粗骨材と細骨材を用いた、表2に示す調合をもつレディーミクストコンクリートを使用した。

載荷は図2に示すような方法で行った。単調単軸圧縮荷重は200tonもしくは300ton圧縮試験機で載荷速度を手動調整して加えた。なお、球座は載荷重の偏心を取り除いた後にボルトで固定した。

試験体軸ひずみの測定は、図2に示すように試験体中央の試験区間50cmを検長として、ストロークが200mmのひずみ式しゅう動型変位計を用いて行った。軸筋の局部ひずみは、原則として測定検長をそれぞれ10cmとした4測定区間でストローク10mmのひずみ式しゅう動型変位計、および軸筋に貼付した箔ひずみゲージにより測定した。また、同4測定区間でのそれぞれの上下端間における軸筋の水平方向の相対的な動きを測定するためキャンテイレバー型の変位計を使用した。

3. 実験結果および考察

3.1 破壊性状および座屈長さ

試験体の最終破壊状況およびその荷重－試験体軸ひずみ（試験区間50cmにおける平均ひずみ）関係の例を図3と4に示す。いずれの軸筋の場合でも試験区間に横補強筋を有しな

表2 コンクリートの調合表および強度特性

w/c [%]	Mix (kg/cm ²)			comp F _c (kg/cm ²)	F _t (kg/cm ²)	備考
	C	S	G			
57	335	799	965	324	29.4	D19シリーズ
55	347	788	965	339	29.9	
57	335	799	965	324	24.1	D19, D25シリーズ
55	347	788	965	318	23.2	D13シリーズ

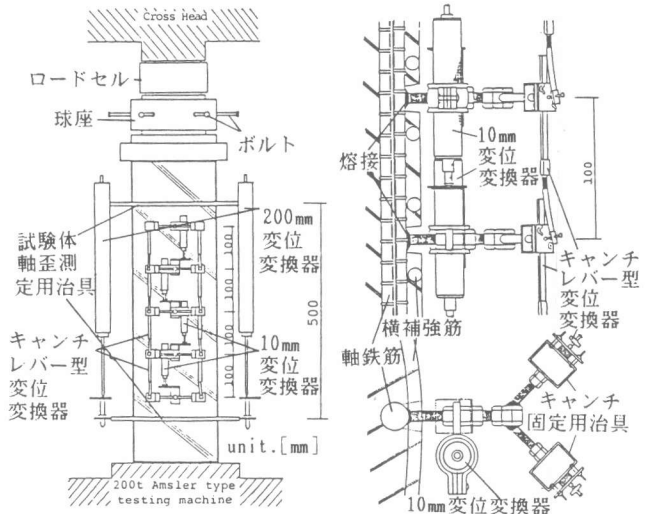


図2 載荷・測定方法

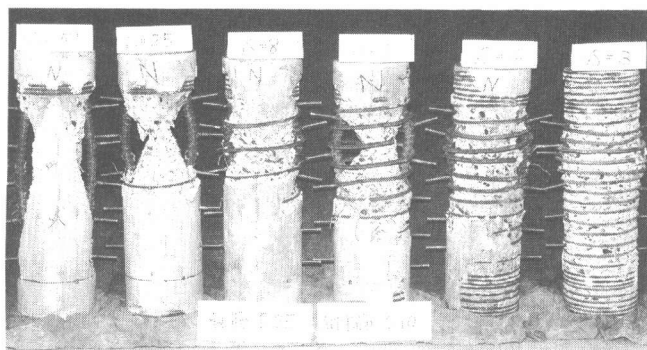


図3 最終破壊状況 (D25シリーズ)

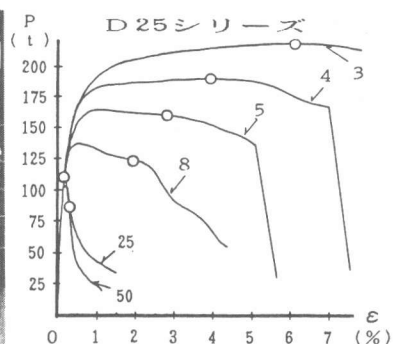


図4 荷重-軸ひずみ関係例

い試験体 ($s = 50\text{cm}$) では、ならびに軸筋が D13, D19 で横補強筋がそれぞれ 23.5, 36cm に配筋された試験体では、最大耐力時に軸筋に沿うひびわれが急速に進展すると同時に、横補強筋をもたない試験では端部ゾーン間において、その他の試験体では 1 横補強区間において軸筋は大きく座屈し、試験体荷重は急落した。また、これら試験体の最大耐力時ひずみは、試験区間に横補強筋と軸筋をもたないプレーンコンクリート試験体の最大耐力時ひずみ (約 0.2%) とほぼ等しい。このことは、それら試験体の軸筋座屈が、 s が大きいためにプレーンコンクリートの力学特性と殆ど変らない 1 横補強区間のコンクリートの破壊によって引き起こされたことを示すと考えられる。これに対し、横補強筋ピッチ s が小になると、横補強筋およびそれによって強度・変形特性が改善されたコンファインドコンクリートで軸筋は拘束されるため、後述の図 8 で示されるように、座屈はコンファインドコンクリート素材の最大耐力時ひずみ以上の軸ひずみ時に生ずる。また、軸筋の座屈は 1 補強区間のみから数補強区間にわたって起るようになる (図 3 参照)。図 5 は試験体載荷終了後に測定した軸筋の座屈長さ (l_k) を縦軸に、 s を横軸にとって示したものである。ここで l_k は図 3 に示すように、コンファインドコンクリートの顕著な破損がみられ、その破損領域の上下端近傍で横補強筋およびコンクリートによって軸筋の横方向変形がほぼ固定されていると観察される区間長さの 2 分の 1 とした。同図中 ⊗ 印の試験体は 1 補強区間 s で座屈を生じた試験体を示しているが、1 補強

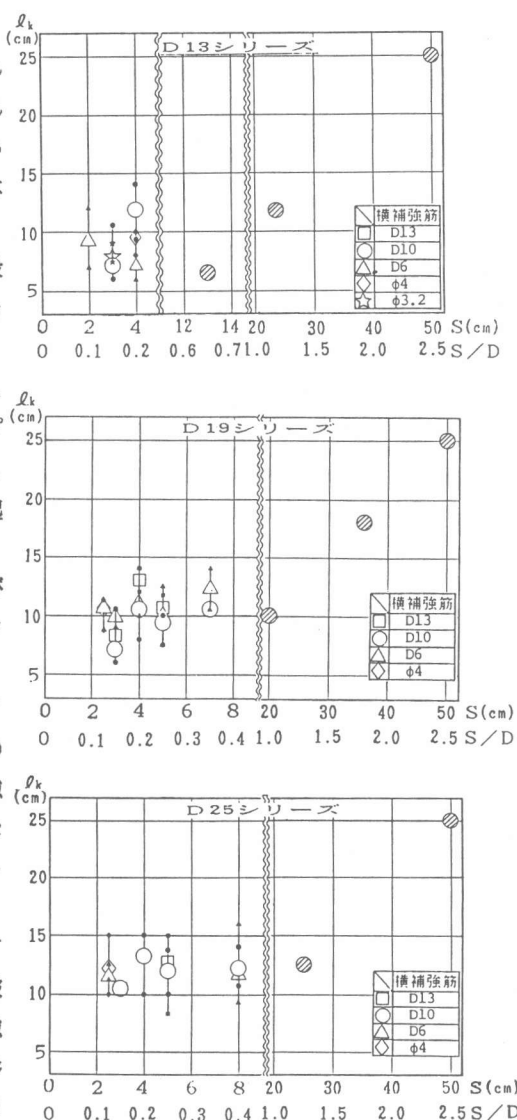


図5 座屈長さ-ピッチ関係

区間で座屈が起る s の限界は、同図の結果ならびに横補強筋が降伏する限界の s を調べた既往の研究結果[6] から $0.7D$ (D : 試験体直径) 程度と考えられる。これに対し、 s が上述の限界値より小になると、軸筋の座屈は数補強区間にわたって起り、その範囲での座屈長さは軸筋が太くなると若干大きくなる傾向を示すが、図5中の白抜記号で示す平均値から分るように、いずれの試験体の場合でもほぼ10cm前後の値となっている。このことは1kの定義から、軸筋の座屈ならびにコンファインドコンクリートの集中的な破損が、 s の小なる範囲では s に関係なく、いずれの軸筋、横補強筋の場合でも約20cm、すなわちほぼ D に等しい区間で起ることを示している。

3.2 座屈時の定義

図6は、試験体中の軸筋の载荷中における動きを調べたキャンティレバー形変位計の測定結果を示したものである。同測定結果は、軸筋に直接点溶接した測定棒先端での変位測定であるため軸筋の曲げ変形等の影響をうけ、試験体軸に直交する平面内での軸筋の動きを正確に示すものではないが、同図によれば、軸筋は载荷初期から微動し、その動きには屈折、反転等がみられる。これらの屈折・反転時点は軸筋の座屈と何らかの関連を有すると思われるが、いずれの時点を座屈時とするかの判断は困難である。したがって本研究では、軸筋の座屈が部材の力学性質におよぼす最も大きな影響は耐力低下であると考えた立場から軸筋の座屈時を定義する。すなわち、コンファインドコンクリート、軸筋、ならびにそれら両者を累加した場合の荷重-ひずみ関係を模式的に示した図7から分るように、軸筋の座屈によって累加荷重-変形関係には次の特性点が生ずると予想される。(i) コンファインドコンクリートの耐力下降勾配の絶対値(a)が軸筋のひずみ硬化域勾配のそれ(b)より小さく、軸筋座屈も遅くなるケースでは、累加した荷重-変形関係の最大耐力点が生ずる。(ii) コンファインドコンクリートの耐力下降勾配(a')が(b)より大きくて、軸筋座屈も早期に起る場合には、累加荷重-ひずみ関係の耐力低下域で

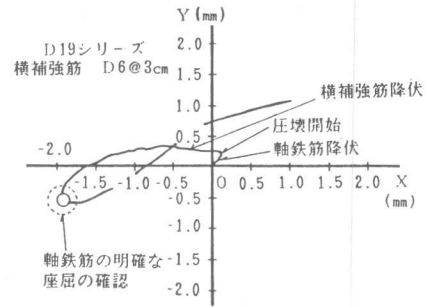


図6 軸筋の水平移動測定例

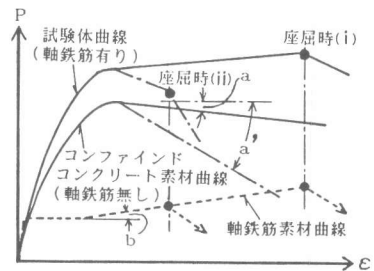


図7 座屈時の定義 (模式図)

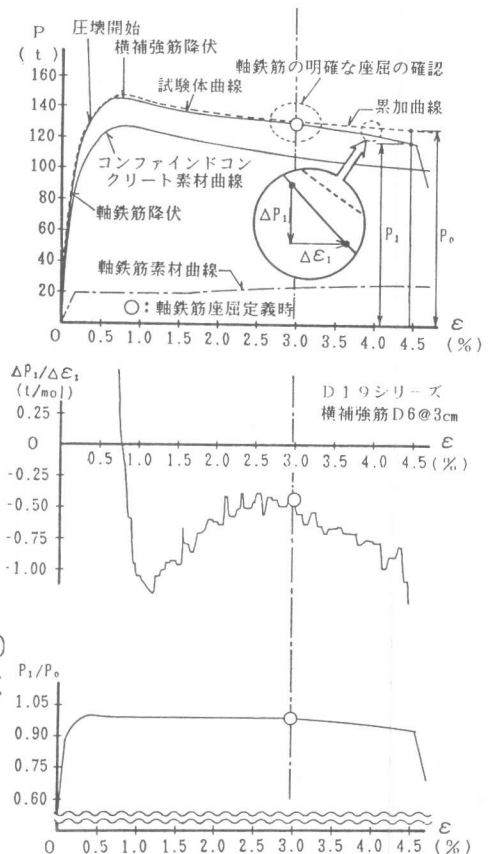
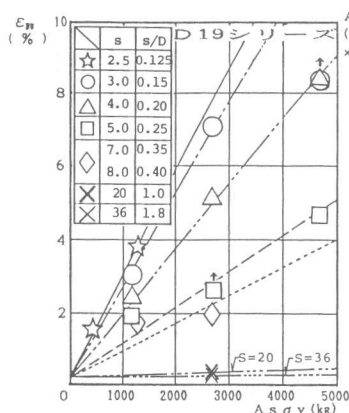


図8 座屈時の具体例

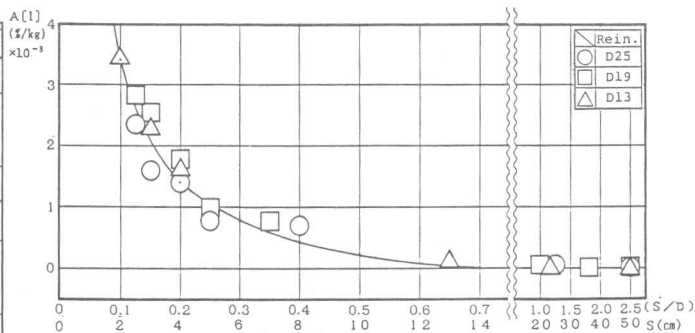


(a) 拘束力指標の影響

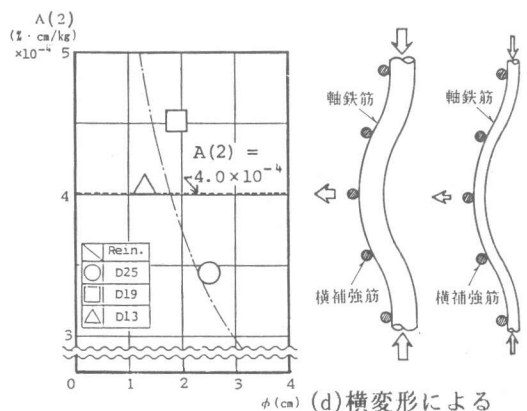
急激な耐力低下点が生ずる。したがって、それら諸点を各ケースでの軸筋座屈時と定義した。なお、第2のケースでの座屈時の判断には、具体例を図8に示すように、軸筋を有する試験体についての実荷重-ひずみ関係と累加荷重-ひずみ関係との同一ひずみでの耐力比(P_i/P_o)の低下性状も参考にしている。また、試験区間に横補強筋をもたない試験体と同様の破壊性状を示した試験体では、破壊性状の項でのべたように、その最大耐力時を座屈時点とした。

3.3 座屈時ひずみ算定式の誘導

各種軸筋の座屈時ひずみ (ϵ_{Bu}) におよぼす横補強筋の拘束力指標 ($As\sigma_y$)、ピッチ (s) (ピッチ巻径比 (s/D)) および軸筋径 (ϕ) の影響に関する実験結果の例を図9に示す。なお、 ϵ_{Bu} としては試験体軸ひずみを用いている。いずれの軸筋の場合も同様であったが、同図(a)によれば ϵ_{Bu} は $As\sigma_y$ の増加に従ってほぼ直線的に増加し、その増加率には s (s/D) の影響がみられる。それ故、 ϵ_{Bu} の算定式を求めるため、まず s (s/D) が同一である試験体の $\epsilon_{Bu}-As\sigma_y$ 関係を(1)式で表す直線で近似し、同式中の係数 $A(1)$ におよぼす s (s/D) の影響について検討した。なお(1)式では、 $As\sigma_y=0$ 、すなわち横補強筋を有しない場合、座屈は前述のように、プレーンコンクリートの最大耐力時ひずみにほぼ等しい時点で生ずるため、 $As\sigma_y=0$ での ϵ_{Bu} は 0.2% と仮定した。図9(b)は式(1)中の係数 $A(1)$ におよぼす s (s/D) の影響に関する実験結果を示したものである。同図より $A(1)$ は s (s/D) の増加に従って双曲線的に減少し、 s (s/D) がある値以上になると $A(1)=0$ になる傾向が認められる。 $A(1)=0$ すなわち $\epsilon_{Bu}=0.2\%$ となる s (s/D) 値は、同図によれば $s=14\text{cm}$ ($s/D=0.7$) 前後と推定され、この結果は、前述の座屈長さの項で述べた、1補強区間で座屈が起こる限界の s (s/D) と対応する。換言すれば、 $s/D>0.7$ で軸筋座屈が1補強区間で生ずる場合、 ϵ_{Bu} は 0.2% 程度と考えてよいことを示している。従って $\epsilon_{Bu}=0.2\%$ となる限界の s/D 値を 0.7 として $A(1)-s/D$ 関係の近似式を(2)式のように定めた。



(b) ピッチ (s/D) の影響



(c) 軸筋径の影響

(d) 横変形による 押出し力 (模式図)

図9 各種要因の影響

$$\begin{aligned} \epsilon_{Bu} &= A(1) \cdot A_{s\sigma y} + 0.2 \quad (\%) \quad (1) \\ \begin{cases} A(1) = A(2) \cdot \left(\frac{D}{s} - \frac{1}{0.7} \right) & (0 < s/D < 0.7) \\ A(1) = 0 & (0.7 \leq s/D) \end{cases} \quad (2a) \\ A(2) &= 4.0 \times 10^{-4} \quad (3) \\ \begin{cases} \epsilon_{Bu} = 4.0 \times 10^{-4} \cdot \left(\frac{D}{s} - \frac{1}{0.7} \right) \cdot A_{s\sigma y} + 0.2 \quad (\%) & (4a) \\ \epsilon_{Bu} = 0.2 \quad (\%) & (4b) \end{cases} \end{aligned}$$

なお、(2a)式は s でなく s/D の関数とした。これは、 $s/D < 0.7$ の範囲では軸筋の座屈が、複数の補強区間にわたる D にほぼ等しい区間で起こるため、ピッチ s を要因とするよりも軸筋の座屈区間での補強筋数の逆数に対応する s/D を用いる方が合理的であると考えたためである。次に (2a) 式中の係数 $A(2)$ は以下のような理由から軸筋が太い場合

ほど小になると考えられる。軸筋が太い場合 (i) $s/D < 0.7$ の範囲では座屈長さが長くなる傾向がある。(ii) 軸筋が、座屈定義時に以前に微少な横方向変位を起している場合、図9(d)に模式的に示すように、軸筋を横方向に押し出す力は大きくなり座屈の進行が促進されると予想される。しかし図9(c)に示す今回の実験結果からはその明確な傾向が得られなかったため本報告では $A(2)$ は(3)式のように一定値とした。 ϵ_{Bu} 算定式は(3)式を(2)式に、(2)式を(1)式へ順次代入することによって、(4)式のように得た。

図10は本算定式の適合性を、普通鉄筋によるコンファインドコンクリートを用いた高じん性梁および柱に関する筆者等の研究で得られた圧縮主筋の ϵ_{Bu} の結果[2~4]を用いて検討したものである。同図の算定値では座屈区間長さ D にかえて、梁、柱試験体の曲げ圧縮部コンクリートが顕著に破壊した主破壊領域の長さ[7]の測定値を用いている。 ϵ_{Bu} の測定方法、単調か繰返し載荷かの荷重条件およびそれによる破壊領域 (= 座屈領域) 大きさや鉄筋の残留伸び変形などの影響が考えられるため、簡単に比較できないが、とくに断面が円形である柱試験体から得られた結果は、同図中・印で示された、(4)式誘導の原データである本実験結果に比べかなり安全側に推定される傾向がみられた。

4. まとめ

本研究で得られた主な知見を以下に示す

1. 軸筋の座屈は、横補強筋のピッチ s が $0.7D$ (D : 試験体直径) 程度以上では1補強区間で生じた。 s がそれ以下の場合には、試験体の破壊が集中的に生じたほぼ D に等しい数補強区間にわたって起った。座屈長さは前者で $s/2$ 、後者では軸筋の太い場合の方が若干大きくなる傾向がみられるが、いずれの拘束力指標 $A_{s\sigma y}$ およびピッチ s (s/D) の場合でも、ほぼ $D/2$ であった(図3, 5参照)。

2. 軸筋の座屈時ひずみ (ϵ_{Bu}) は $A_{s\sigma y}$ の増加にたいしてほぼ直線的に、 s/D の減少にたいしてはほぼ双曲線的に増大する傾向を示したので、これら諸要因の影響を定量化して、 ϵ_{Bu} 推定式(4)式を得た(図9参照)。

参考文献

- [1] 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート構造設計・施工指針・同解説，1986
- [2] 鈴木計夫、中塚信、平松一夫、長田省作：コンファインドコンクリート(横拘束コンクリート)を曲げ圧縮部に適用したPRC梁の高靱性挙動，第7回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.485-488，1985
- [3] 鈴木計夫、中塚信、中田浩之、蔡 健：円形スパイラル筋を有するPRC柱の高靱性・高復元性特性，第8回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.509-512，1986
- [4] 鈴木計夫、中塚信、蔡 健：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的性状，プレストレストコンクリート，pp.18-33，12.1986
- [5] 鈴木計夫、中塚信、長田省作、峯勝彦：コンクリート系部材における圧縮軸筋の座屈に関する基礎研究，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.64-72，1986
- [6] 鈴木計夫、中塚信、吉田晴彦：円形補強筋を用いたコンファインドコンクリートの強度および変形特性，材料，pp.33-39，1.1985
- [7] 鈴木計夫、中塚信、蔡 健・三輪正樹：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，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.29-32，1984

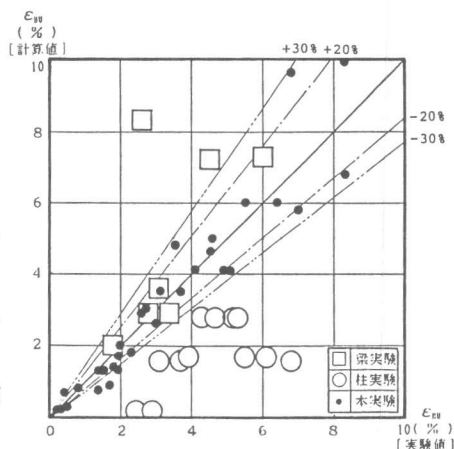


図10 ϵ_{Bu} 算定式の適合性