単軸単調圧縮荷重下における軸筋の座屈時ひずみ推定式

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に関する研究 (その2)

EQUATIONS TO ESTIMATE STRAINS AT BUCKLING OF
LONGITUDINAL REINFORCEMENT UNDER UNIAXIAL
AND MONOTONICAL COMPRESSION

Buckling of longitudinal reinforcement arranged in confined concrete (Part 2)

中塚 侑*, 前川 元伸**, 中川 裕史***

Tadashi NAKATSUKA, Motonobu MAEKAWA and Hiroshi NAKAGAWA

Equations to estimate buckling strains of compressive longitudinal reinforcement arranged in confined concrete are derived, through discussions on results of our experimental studies. In the tests of confined concrete with longitudinal reinforcement under uniaxial compressive loading, effects of following factors on the buckling strains were investigated, such as ratios of lateral reinforcement pitches to specimen diameters (S/D), an index of confining stress (p or σ_{sy}), yield strength of the lateral reinforcement (σ_{sy}), shapes of lateral reinforcement, compressive strength of plain concrete (F_o), diameters of longitudinal reinforcement (ϕ) and locations of longitudinal reinforcement.

Comparisons between test results of buckling strains and estimated ones show that the derived equation has successful applicability about $\pm 30\%$.

Keywords: compressive longitudinal reinforcement, equation for estimation, buckling strain,
confined concrete, uniaxial compression

圧縮軸筋、推定式、座屈ひずみ、コンファインドコンクリート、単軸圧縮

1. はじめに

主筋の座屈は、その顕著な屈曲変形による横補強筋の破断、さらには逆方向荷重時に作用する引張力によって主筋自身の破断などを引き起こすため、コンクリート構造部材の終局破壊に対する一つの重要な要因である。

筆者らは既報^{1),2)}において、単軸圧縮応力を受けるコンファインドコンクリート内に配筋された軸筋の座屈がコンファインドコンクリートの特性に依存する傾向のあることを示した。さらに前報(その1)³⁾では、座屈時を軸筋断面における最外縁ひずみの戻り時と定義することによって、座屈時ひずみにおよぼす横補強筋の量、ピッチ、降伏強度および形状、ならびにコンクリート強度などの定性的な影響を明らかにした。

本研究は、円形横補強筋を用いた場合を主に扱った前報¹⁾の実験に加えて、角形横補強筋を用いた場合の実験を行い、それらの結果から、材料強度、横補強筋の量、形状および軸筋位置などの如何にかかわらず座屈時ひずみを広範囲に算定できる推定式の誘導を試みたものである。

2. 実験概要

本報の目的は座屈時ひずみ推定式の誘導であるため、前報³⁾も含めた本研究での試験体概要を表1にまとめて示す。同表中の実験1

および実験2は前報³⁾での円形横補強筋試験体を、実験3は本報での角形横補強筋試験体を示している。取り上げている実験要因は同表中に網掛けした7種、すなわち、横補強筋の間隔比(S/D)、形状(円形、角形)、平均拘束応力指標(p or σ_{sy})、降伏強度(σ_{sy})、軸筋の直径(ϕ)および角形試験体断面での配筋位置(中央、隅角)、ならびにコンクリート強度(F_o)である。

試験体は図1に示すように、直径200mmの円形および一辺200mmの正方形を断面とする、高さ600mmの柱型試験体で、かぶりコンクリートはない。試験区間は試験体中央部の400mm区間で、その上下100mm区間は試験区間よりも密に横補強筋を配している。載荷および測定方法は前報³⁾と同様で、載荷は5MN圧縮試験機で行った。試験体軸ひずみは、試験区間の400mmを検長としてダイヤルゲージ式変位変換器を用いて測定した。また軸筋の横方向変位は、試験区間の数ヶ所でインバー線(長さ>2000mm)とダイヤルゲージ式変位変換器を用いて測定した。

3. 角形試験体(実験3)の結果

試験体の荷重(P)—軸ひずみ(ϵ)関係を図2に例示する。同図中の白抜き記号(○、□、△)は、本研究での定義に従う軸筋の座屈時を示している。

図2(a)は、軸筋の配筋位置のみが異なる試験体の比較例である。

* 大阪大学大学院工学研究科建築工学専攻 助教授・工博

** 竹中工務店 工務

*** 東急建設設計本部構造設計部 工務

Assoc. Prof., Dept. of Architectural Eng., Graduate School of Eng., Univ. of Osaka, Dr. Eng.
Takenaka Corporation, M. Eng.
Dept. of Structure Design, Tokyu Construction Co., Ltd., M. Eng.

表1 試験体概要

試験体	試験体名	数	軸筋位置	軸筋径 ϕ	横補強筋形状	平均拘束応力指標 $(p_s \sigma_{sy})$	S/D	F
実験1	F3Y4C5D19P2C	2	D19	395	—	6.2 391	3.0	—
	F3Y4C5D19P2A	2	D19	395	—	8.4 412	5.7	0.2 40
	F3Y4C5D19P2B	2	D19	395	—	10.1 390	7.8	—
	F3Y4C5D19P2C	2	D13	316	—	8.4 412	5.7	0.2 40
	F3Y4C5D19P2A	2	D25	404	—	—	—	—
	F3Y4C5D19P2B	2	D25	404	—	—	—	—
	F3Y4C5D19P2C	2	P1	—	—	5.9 394	5.4	0.1 20
	F3Y4C5D19P2A	2	P3	—	—	11.1 386	5.3	0.35 70
	F3Y4C5D19P2B	2	P7	—	—	15.7 403	5.6	0.7 140
	F3Y4C5D19P2C	2	P10	—	—	18.7 382	5.2	1.0 200
実験2	F3Y8C5D19P2C	2	D19	392	—	8.4 405	5.5	—
	F3Y8C5D19P2A	2	D19	392	—	6.0 820	5.5	0.2 40
	F3Y8C5D19P2B	2	D19	392	—	4.6 1310	5.3	—
	F6Y8C5D19P2C	2	D19	392	—	8.4 405	5.5	—
	F6Y8C5D19P2A	2	D19	392	—	6.0 820	5.5	0.2 40
	F6Y8C5D19P2B	2	D19	392	—	4.6 1310	5.3	—
	F9Y8C5D19P2C	2	D19	392	—	8.4 405	5.5	—
	F9Y8C5D19P2A	2	D19	392	—	6.0 820	5.5	0.2 40
	F9Y8C5D19P2B	2	D19	392	—	4.6 1310	5.3	—
	F3Y8C5D19P2A	1	D19	392	中央	6.0 820	5.5	—
実験3	F3Y8C5D19P2B	1	D19	392	隅角	6.0 820	5.5	—
	F6Y8C5D19P2A	1	D19	392	中央	8.4 405	5.5	—
	F6Y8C5D19P2B	1	D19	392	隅角	4.6 1310	5.3	—
	F9Y8C5D19P2A	1	D19	392	隅角	8.4 405	5.5	—
	F9Y8C5D19P2B	1	D19	392	隅角	4.6 1310	5.3	—
	F3Y4C5D19P2A	1	D19	385	中央	6.0 324	2.5	—
	F3Y4C5D19P2B	1	D19	385	隅角	8.5 383	5.4	—
	F6Y4C5D19P2A	1	D19	385	隅角	10.8 314	7.1	—
	F6Y4C5D19P2B	1	D19	385	隅角	6.0 324	2.5	—
	F9Y4C5D19P2A	1	D19	385	隅角	8.5 383	5.4	—

試験体名: F3Y4C5D19P2C

横補強筋形状・軸筋位置…A:角形中央, B:角形隅角, C:円形
 横補強筋間隔比(S/D)…P1:0.1, P2:0.2, P3:0.35, P7:0.7, P10:1.0

軸筋径(ϕ)…D13:D13, D19:D19, D25:D25平均拘束応力指標($p_s \sigma_{sy}$)[MPa]…C2:2.5級, C5:5.5級, C8:8.0級横補強筋降伏強度(σ_{sy})[MPa]…Y4:400級, Y8:800級, Y13:1300級コンクリート強度(F_o)[MPa]…F3:30級, F6:60級, F9:90級記号 σ_y : 軸筋降伏強度(MPa), σ_{sy} : 横補強筋降伏強度(MPa), p_s : $(=2a_s/SD)$ 横補強筋面積比, a_s : 横補強筋断面積(cm^2), ϕ : 横補強筋直径(mm), S: 横補強筋ピッチ(mm),D: 試験体直径・一辺長さ(=200mm), F_o : コンクリート強度(MPa)

図1 試験体配筋図

なお同図中には、試験体断面積および横補強筋の拘束効果が違うために少し異なった性状となるが、条件がほぼ同一の実験1における円形試験体の結果も併記している。同図によれば、軸筋位置が中央である試験体の方が大きい軸ひずみ領域で若干大なる荷重低下を示すものの、試験体のP- ϵ 関係は軸筋位置が隅角部の場合のそれとほぼ同様である。これに対し、座屈時ひずみ(ϵ_{Bu})は前者の方

(a) 横補強筋形状・軸筋位置の影響

(b) $p_s \sigma_{sy}$ の影響 (c) F_o の影響 (d) σ_{sy} の影響

図2 角形試験体における諸要因の影響

が後者に比べ格段に小さい。これは4.2(c)でも述べるように、中央部軸筋には、横拘束効果が小さいことによる大きな横方向変位が小さな軸ひずみ段階で作用するため、最外縁ひずみの戻り、すなわち座屈時が早期に生じたことを推測させる。一方、角形横補強筋の隅角部での ϵ_{Bu} は円形試験体のそれに比べ若干小さいものであった。

図2(b)は、平均拘束応力($p_s \sigma_{sy}$)の影響を示した例である。なお軸筋位置が中央(タイプA)の場合、先に述べたように ϵ_{Bu} が小さいため、以下では隅角部(タイプB)の結果を示すが、タイプAでも同様の傾向が見られた。同図によれば、 ϵ_{Bu} は $p_s \sigma_{sy}$ の増大に対して顕著に増加する。また図2(c)および(d)にコンクリート強度(F_o)および横補強筋降伏強度(σ_{sy})の影響をそれぞれ例示するが、 ϵ_{Bu} は F_o および σ_{sy} が大きい場合ほど小さくなる傾向が

図3 ε_{Bu} におよぼす S/D の影響

見られ、これらの結果は前報³⁾の円形試験体の場合と全く符合するものであった。

4. 単調圧縮時の座屈時ひずみ (ε_{Bu}) 推定式の誘導

前報³⁾の円形横補強筋を用いた場合および本報の角形横補強筋を用いた場合における座屈時ひずみに対する定量的考察から、 ε_{Bu} 推定式を誘導する。なお、付録に各試験体の ε_{Bu} 実験値をまとめて示す。

4.1 誘導推定式のための基本式

ブレンコンクリート内に配筋された軸筋の座屈は圧縮強度時直後に生じ、またコンファインドコンクリート内に配筋された軸筋の座屈は、同コンクリートの力学特性に依存して生じることが指摘されている¹⁾³⁾。したがって、 ε_{Bu} 推定式の形式として(1)式を仮定した。すなわち、コンファインドコンクリートの基本的要因である S/D 、横補強筋の $ps \sigma_{sy}$ 、 σ_{sy} および形状、ならびに F_o の効果、さらにはコンファインドコンクリート断面内における軸筋位置などが ε_{Bu} におよぼす効果をそれぞれ独立なものと考え、それら諸要因の影響値の積とブレンコンクリートの圧縮強度時ひずみの累加によって ε_{Bu} は求められるとした。ここで(1)式中、第2項の $f_1(S/D)$ は、横補強筋の形状および角形横補強筋内における軸筋配筋位置の影響を表す関数である。またブレンコンクリートの圧縮強度時ひずみ (ε_o) は、筆者らの実験結果に基づいて、できるだけ簡単な式(2)で与えられるとした。なお同式は、既往の ε_o 算定式⁴⁾の平均的な値を与えるものにもなっている。

$$\varepsilon_{Bu}(\%) = \varepsilon_o(\%) + f_1(S/D) \cdot f_2(ps \sigma_{sy}) \cdot f_3(S \cdot L) \cdot f_4(F_o) \cdot f_5(\sigma_{sy}) \quad (1)$$

$$\varepsilon_o(\%) = 0.19 + F_o \times 10^{-3} \quad (2)$$

4.2 諸要因の影響の定式化

a) 拘束応力の分布性状 (S/D) の影響

図3は、 S/D のみを変化させた円形試験体 ($F_o=30\text{MPa}$ 級、 $\sigma_{sy}=400\text{MPa}$ 級、 $ps \sigma_{sy}=5.5\text{MPa}$ 級および $D19$ 軸筋) の結果を用いて、 ε_{Bu} におよぼす S/D の影響を調べたものである。同図によれば、縦軸の ($\varepsilon_{Bu} - \varepsilon_o$) 値は S/D の増加につれて直線的に減少し、 $S/D > 0.75$ ではほぼ零となる傾向が見られた。これは、前報³⁾で明らかにされたように S/D が大きくなって横補強筋間隔が広くなると横補強筋の拘束効果が発揮されにくくなり、 $S/D > 0.75$ では横拘束効果が得られずにブレンコンクリートと同様な性状を示すことに対応すると考えられる。それ故、 ε_{Bu} におよぼす S/D の影響を、次式で表される $S/D=0.75$ で折れ曲がる図中の直線 (式(3)) で近似する

図4 ε_{Bu} におよぼす $ps \sigma_{sy}$ の影響

こととした。なお、 $S/D < 0.1$ の範囲は実験を行っておらず、また施工性からあまり実際のでないと考えたため適用外とした。

$$f_1(S/D) = \begin{cases} 3.6 - 4.8S/D & (0.1 \leq S/D \leq 0.75) \\ 0 & (S/D > 0.75) \end{cases} \quad (3)$$

b) 平均拘束応力 ($ps \sigma_{sy}$) の影響

$ps \sigma_{sy}$ の増大は座屈に直接関係するコンファインドコンクリートの横方向変形を顕著に改善する。図4は、 $F_o=30\text{MPa}$ 級、 $\sigma_{sy}=400\text{MPa}$ 級、 $S/D=0.2$ および軸筋が $D19$ で、 $ps \sigma_{sy}$ のみが異なる各種試験体の結果を用いて、 ε_{Bu} におよぼす $ps \sigma_{sy}$ の影響を調べたものである。同図を見ると、その増加の度合は、横補強筋の形状および軸筋の位置に影響を受けるが、いずれの横補強筋形状および軸筋位置の場合でも、縦軸の ($\varepsilon_{Bu} - \varepsilon_o$) 値は $ps \sigma_{sy}$ が増加するにつれて2次曲線的に増加する傾向が見られる。それ故ここでは、 ε_{Bu} におよぼす $ps \sigma_{sy}$ の影響を表す式(1)中の $f_2(ps \sigma_{sy})$ を、原点を通る式(4)で表現することとした。

$$f_2(ps \sigma_{sy}) = (ps \sigma_{sy})^2 \quad (4)$$

c) 横補強筋形状および軸筋位置の影響

図4において、同じ $ps \sigma_{sy}$ であっても、 ε_{Bu} は横補強筋形状および軸筋位置に影響を受けることが示された。具体的には、 ε_{Bu} は、円形横補強筋よりも角形横補強筋の方が小さく、また軸筋が角形横補強筋の隅角部にある場合よりも一辺の中央部に位置する場合の方が極端に小さくなることが示された。これは横補強筋の拘束機構を調べた既報³⁾からも分かるように、コンクリートの横方向変形が、円形横補強筋ではフープテンションによって、また角形横補強筋の隅角部では2方向の拘束力によって拘束されるのに対し、一辺中央部では角形横補強筋の曲げ変形のために十分に拘束されないことに起因していると思われる。 ε_{Bu} におよぼす横補強筋形状および軸筋位置の影響は式(1)の係数 $f_3(S \cdot L)$ で表されるが、式(5)に示すように、円形横補強筋の場合を1として、角形横補強筋の隅角部では0.9、一辺中央部では0.18とすると、図4中に各種曲線で示すように実験結果を良好に近似できた。

$$f_3(S \cdot L) = \begin{cases} \text{円形} & : 1.0 \\ \text{角形隅角} & : 0.9 \\ \text{角形中央} & : 0.18 \end{cases} \quad (5)$$

(a) 円形試験体

(b) 角形試験体

 図5 ϵ_{Bu} におよぼす F_o の影響

d) コンクリート強度 (F_o) の影響

図5は、円形および角形試験体において、 $p_s \sigma_{sy} = 5.5 \text{ MPa}$ 級、 $S/D = 0.2$ および軸筋が D19 で、 F_o のみが異なる各種試験体の結果から、 ϵ_{Bu} におよぼす F_o の影響を調べたものである。横軸に F_o 、縦軸に $(\epsilon_{Bu} - \epsilon_o)$ をとり、 σ_{sy} をパラメータとして示している。同図によれば、いずれの形状および σ_{sy} の試験体の場合でも $(\epsilon_{Bu} - \epsilon_o)$ の値は、 σ_{sy} によってその減少の割合は異なるが、 F_o が大きくなるにつれて双曲線的に減少し、 F_o が 100 MPa 以上では殆ど零となる傾向が見られた。それ故ここでは、 ϵ_{Bu} におよぼす F_o の影響を式(6)の双曲線関数で表示することとした。なお F_o のこの影響は、高強度コンクリートになるほど破壊が脆性的となって圧縮強度以降に横方向変位が急増するため、同じ横補強筋でも普通コンクリートの場合に比べ十分に横拘束できないことに起因している^{9,7)}と考えられる。

$$f_4(F_o) = \begin{cases} \frac{110}{F_o} - 1 & (30 \leq F_o \leq 110 [\text{MPa}]) \\ 0 & (F_o > 110 [\text{MPa}]) \end{cases} \quad (6)$$

e) 横補強筋降伏強度 (σ_{sy}) の影響

図6は、 $p_s \sigma_{sy} = 5.5 \text{ MPa}$ 級、 $S/D = 0.2$ および軸筋が D19 で、 σ_{sy} のみが異なる円形および角形の各種試験体の結果を用いて、 ϵ_{Bu} におよぼす σ_{sy} の影響を調べたものである。すなわち、 ϵ_{Bu} 実験値および式(2)~(6)より求まる各要因の影響値を式(1)に代入して算出した各試験体の $f_3(\sigma_{sy})$ の値を縦軸にとり、横軸に σ_{sy} 、パラメータに F_o をとって示したものである。同図によれば、 $f_3(\sigma_{sy})$ の値は F_o に関わらず、 σ_{sy} が大きくなるにつれて双曲線的に減少する傾向が見られた。それ故ここでは、 ϵ_{Bu} におよぼす σ_{sy} の影響を表す係数 $f_3(\sigma_{sy})$ を式(7)として、双曲線的に減少する図6中の曲

 図6 ϵ_{Bu} におよぼす σ_{sy} の影響

線で近似することとした。なお σ_{sy} による上記の影響は、 σ_{sy} が高くなるほど降伏ひずみは大きく、また同じ $p_s \sigma_{sy}$ 下では補強筋断面積が小となって、コンクリートの横方向膨張に対する横補強筋の抵抗性が低下したこと起因している^{9,7)}と考えられる。

$$f_3(\sigma_{sy}) = \left(\frac{600}{\sigma_{sy}} + 0.5 \right) \cdot 10^{-2} \quad (\sigma_{sy} \geq 400 [\text{MPa}]) \quad (7)$$

4. 3 座屈時ひずみ (ϵ_{Bu}) 推定式

a) ϵ_{Bu} 推定式

以上の式(3)~(7)を式(1)に代入することから、単軸単調圧縮荷重を受ける軸筋の座屈時ひずみ (ϵ_{Bu}) 推定式として次式を得る。

$$\epsilon_{Bu} (\%) = \epsilon_o + f_3(S \cdot L) \cdot (3.6 - 4.8 S/D) \cdot \left(\frac{110}{F_o} - 1 \right) \cdot \left(\frac{600}{\sigma_{sy}} + 0.5 \right) \cdot 10^{-2} \cdot (p_s \sigma_{sy})^2 \quad (8)$$

b) 推定式の適合性

図7は、誘導した ϵ_{Bu} 推定式による計算値と各試験体の ϵ_{Bu} の実験値とを比較したものである。同図によれば、推定値は実験値を $\pm 30\%$ 程度の精度で推定するものとなっている。

c) 各種要因の影響度

図8は、本推定式において、 ϵ_{Bu} におよぼす各種要因の影響度ならびに ϵ_{Bu} 値の概略をみるための1つの算定例である。角形横補強筋を用い、 $S/D = 0.2$ 、D19 軸筋を隅角部に配筋した場合について、縦軸に ϵ_{Bu} 推定値、横軸に $p_s \sigma_{sy}$ をとって示している。同図によれば、 $F_o = 30 \text{ MPa}$ 、 $\sigma_{sy} = 400 \text{ MPa}$ の場合の ϵ_{Bu} に対して、 σ_{sy} のみを 800 および 1300 MPa にすると、 ϵ_{Bu} は大略 2/3 および 1/2 程度になる。また、 $\sigma_{sy} = 400 \text{ MPa}$ で F_o のみを 60 MPa、90 MPa にすると、 ϵ_{Bu} はそれぞれ約 1/3、約 1/6 程度になり、とくに $F_o = 90 \text{ MPa}$ ではこの程度の横補強量ではほとんど ϵ_{Bu} は改善されないことなどが分かる。一方、各要因の影響は独立としていることから、 $F_o = 30 \text{ MPa}$ 、 $\sigma_{sy} = 400 \text{ MPa}$ の組み合わせに対して、 $F_o = 60 \text{ MPa}$ 、 $\sigma_{sy} = 800 \text{ MPa}$ の組み合わせとすると、 ϵ_{Bu} は両者の影響度の積 $((2/3) \times (1/3))$ から概数として約 2/9 程度になると推定される。

5 まとめ

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に

図7 ϵ_{Bu} 推定値と実験値との比較

およぼす諸要因の影響を定性的に明らかにした前報（その1）³⁾の円形横補強筋の場合に引き続き、本報では角形横補強筋の場合の座屈について調べた。さらに、座屈時ひずみ（ ϵ_{Bu} ）を材料強度、横補強筋の量、形状および軸筋位置の如何にかかわらず算定できる推定式の誘導を試み、以下のような結果を得た。

1. 角形横補強筋の場合、軸筋位置が中央での ϵ_{Bu} は、円形筋の場合に近い値を示す隅角部の時のそれに比べ格段に小さいものとなった。また、諸要因が ϵ_{Bu} におよぼす影響の傾向は円形の場合とほぼ同様であった。
2. 円形および角形横補強筋の場合の ϵ_{Bu} に対する定量的検討から、座屈時ひずみ推定式を誘導し、同式が実験値に対し±30%程度の精度を有するものであることを示した。

なお、本研究での結果を耐震設計に対するより有効な資料としていくためには、今後、繰り返し荷重をうけるコンファインドコンクリートおよび軸筋の特性をさらに明らかにする必要がある⁸⁾。

また、本座屈時ひずみ推定式は実験結果に基づいて誘導されたものであるため、その適用範囲は表1に示す実験範囲である。

謝辞

本研究に際しご助力を得た、阪井由尚氏（現 東急建設）、岩井潔氏（現 竹中工務店）ならびに横補強筋製作について多大なご援助を賜った高周波熱練（株）に謝意を表します。

参考文献

- 1) 鈴木計夫、中塚信、長田省作、井上和政：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筋の座屈性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.9、No.2、pp.151-156、1987
- 2) 鈴木計夫、中塚信、山口善史、正田隆啓：各種の形状の横補強筋を用いたコンファインドコンクリート内における圧縮軸筋の座屈性状、日本コンクリート工学協会、コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集、pp.61-68、1990.5
- 3) 中塚信、中川裕史、阪井由尚：単軸圧縮応力を受ける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におよぼす諸要因の影響、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に関する研究（その1）、日本建築学会構造系論文集、pp.141-148、1997.7
- 4) 日本建築学会：高強度コンクリートの技術の現状、pp.90-91、1991
- 5) 中塚信、阪井由尚、菅田昌宏、齋藤駿三、鈴木計夫：コンファインドコ

図8 本推定式による算定例

ンクリートにおける角形横補強筋の拘束機構、日本建築学会構造系論文集、pp.61-68、1997.2

- 6) 中塚信、阪井由尚、中川裕史、鈴木計夫：高強度材料による円形コンファインドコンクリートの強度・変形特性、日本建築学会構造系論文集、pp.129-138、1996.5
- 7) 中塚信、阪井由尚、中川裕史：コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式、日本建築学会構造系論文集、pp.93-99、1998.3
- 8) 齋藤格、中塚信、前川元伸、中川裕史、溝口茂：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時ひずみ（その2）圧縮・引張繰返し載荷時における軸筋の座屈時ひずみに及ぼす諸要因の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.301-302、1998.9

付録

表A1 実験結果一覧

試験体名	軸筋		横補強筋		D_s/σ_{sy}	S/D	F_u	※ ϵ_{Bu} (%)			
	ϕ	位置	ϕ	σ_{sy} 形状							
F3Y4C2D19P2C	D19	—	6.2	391	○	3.0	0.2	39	0.833		
F3Y4C5D19P2C			8.4	412		5.7			3.185		
F3Y4C8D19P2C			10.1	390		7.8			6.840		
F3Y4C5D13P2C	D13	—	8.4	412	○	5.7	0.2	39	3.867		
F3Y4C5D25P2C	D25	—	—	—		—	—		3.745		
F3Y4C5D19P1C	D19	—	5.9	394		5.4	0.1		3.420		
F3Y4C5D19P3C			11.1	386	5.3	0.35	1.963				
F3Y4C5D19P7C			15.7	403	5.6	0.7	0.568				
F3Y4C5D19P10C			18.7	382	5.2	1.0	0.375				
F3Y4C5D19P2C			8.4	405	○	5.5	38	2.607			
F3Y8C5D19P2C	6.0	820	2.278								
F3Y13C5D19P2C	4.6	1310	1.455								
F6Y4C5D19P2C	D19	—	8.4	405	○	5.5	0.2	68	1.435		
F6Y8C5D19P2C			6.0	820					0.875		
F6Y13C5D19P2C			4.6	1310					0.603		
F9Y4C5D19P2C			8.4	405	○	5.5	99	0.483			
F9Y8C5D19P2C			6.0	820				0.423			
F9Y13C5D19P2C			4.6	1310				0.398			
F3Y8C5D19P2A			D19	中央	6.0	820	□	5.5	0.2	37	0.385
F6Y8C5D19P2A					—	—				—	61
F9Y8C5D19P2A	—	—			—	88				0.350	
F3Y8C5D19P2B	D19	隅角	6.0	820	□	5.5	0.2	37	1.995		
F6Y8C5D19P2B			—	—				—	61	1.010	
F9Y8C5D19P2B			—	—				—	88	0.325	
F6Y4C5D19P2A	D19	中央	8.4	405	□	5.5	61	—			
F6Y13C5D19P2A	D19	隅角	4.6	1310		5.3		0.335			
F6Y4C5D19P2B			8.4	405		5.5		61	1.630		
F6Y13C5D19P2B			4.6	1310	5.3	—	0.835				
F3Y4C2D19P2A	D19	中央	6.0	324	□	2.5	0.2	31	0.440		
F3Y4C5D19P2A			8.5	383		5.4		33	0.530		
F3Y4C8D19P2A			10.8	314		7.1		29	1.445		
F3Y4C2D19P2B	D19	隅角	6.0	324	□	2.5	—	31	—		
F3Y4C5D19P2B			8.5	383		5.4		33	2.853		
F3Y4C8D19P2B			10.8	314		7.1		29	4.989		

※ ϵ_{Bu} は、1体につき2本配筋されている各種試験体の全軸筋（試験体数が2体では4本、1体では2本）についての平均値。
—は、測定不良のためデータが得られなかったことを示す。

(1998年5月7日原稿受理、1998年9月8日採用決定)