

異形PC鋼棒を用いたプレキャストPC柱の力学的挙動に関する実験的研究

(株) ピーエス三菱 正会員 博士(工学) ○福井 剛
 大和ハウス工業(株) 内山 雄太
 日本大学 正会員 工博 浜原 正行
 (株) 日建設計 内田 順子

Abstract : The experiment of post-tensioned precast concrete columns using deformed prestressing steel bars which subjected to bending and shear was conducted. Ultimate flexural strength was able to be evaluated by using lower bound theorem. Ultimate shear strength was able to be evaluated with the modified equation of AIJ code for prestressed concrete. As for the calculation result by both types, failure mode was well in agreement with the experimental result.

Key words : Precast-PC column , Deformed prestressing steel bar , High strength hoop , effective coefficient of concrete

1. はじめに

圧着タイプのプレキャストPC(以後PCaPC)柱のPC鋼材には、付着に乏しい丸棒タイプのPC鋼棒が用いられている。軸方向の鉄筋が部材端部でカットオフされている場合は、トラス機構を形成するのに必要な軸方向筋の力の伝達ができないことが既往の研究により明らかになっている¹⁾。

近年、太径異形PC鋼棒がJISに掲載されたことから、これを用いることによってPCaPC柱においてもトラス機構を形成させて、せん断補強筋による強度、靱性の改善を図る設計コンセプトが適用可能となる道筋が開けたと言える。しかし、異形PC鋼棒を用いたPCaPC柱部材を対象とした実験例は少なく、不明な点が少なくない。本研究は、以上のような現状を勘案し、異形PC鋼棒を用いたPCaPC柱の曲げ性状、せん断性状を実験的に把握しようとするものである。

2. 実験概要

2.1 実験方法

载荷には図-1に示す建研式载荷装置を用いた。水平変位は、上下スタブから伸ばした鋼製ゲージホルダー間の距離の変位を電気式変位計で計測した。加力ルールは、部材角1/600の変位振幅で正負1回、1/300で正負2回繰り返した後、1/150を基準部材角とし、その1, 2, 3, 4, 6, 8倍の変位振幅で、それぞれ正負2回繰り返した。PC鋼棒と帯筋のひずみは、ひずみゲージによって計測した。

2.2 試験体概要

表-1に試験体概要を示す。試験体とスタブは厚さ20mmのモルタル目地を介してPC鋼棒で圧着接合した。軸方向鉄筋は目地部でカットオフした。コンクリートの目標強度は60N/mm²とし、帯筋にはKSS785を用いた。試験体は、せん断破壊先行型(Sシリーズ)8体と、曲げ破壊先行型(Bシリーズ)3体から構成されている。Sシリーズは、せん断スパン比1.5、PC鋼棒は4-D22とし、帯筋比、緊張力レベル、軸力比を実験要因とした。Bシリーズは、せん断スパン比2.0、PC鋼棒は4-D16とし、帯筋比0.6%、緊張力レベル35%に設定し、軸力比を実験要因とした。緊張力レベルは一般的なPCaPC柱より低く設定し、コンクリートの圧縮応力を小さくすることを意図した。軸力比 σ_c は高層建物の外柱における地震時を想定して1/15~1/6とした。なお、軸力とプレストレス力の和によりコンクリートに引張応力は生じていない。試験体柱部分の配筋配筋図を図-2に示す。表-2, 表-3に使用材料の試験結果を示す。

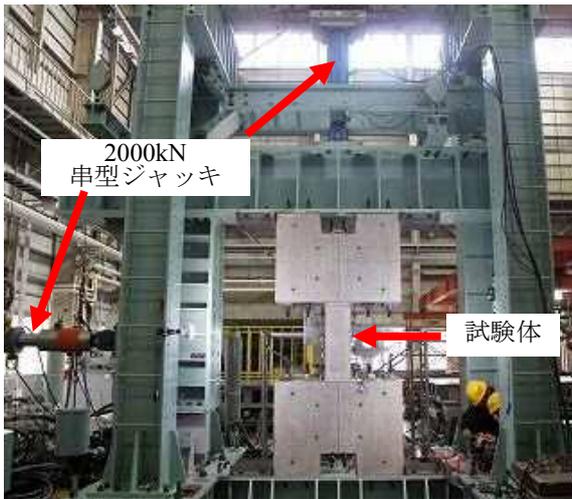


図-1 加力装置

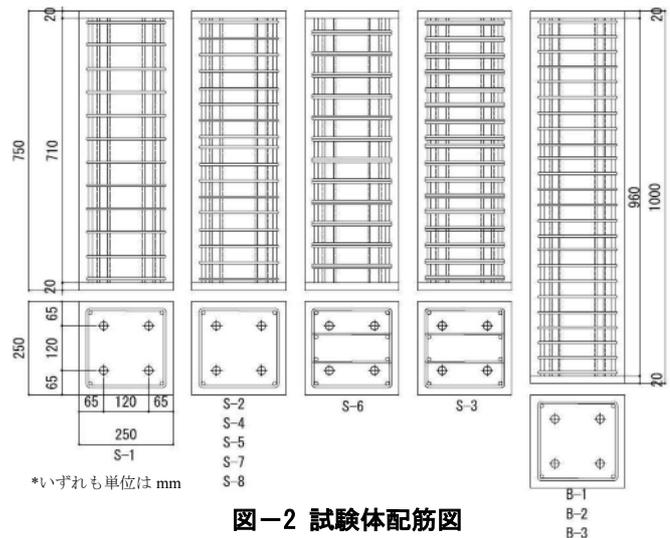


図-2 試験体配筋図

表-1 試験体概要

試験体	a/D	$p_w(\%)$	P_e/T_{pv}	$r\sigma_o$	$r\sigma_g$	$r\sigma_o + r\sigma_g$	
S-1	1.5	0.4	0.35	1/6	0.16	0.32	
S-2		0.6					
S-3		1.2					
S-4		0.6					
S-5		0.6	0.175	-1/15	0.08	0.24	
S-6		0.6					
S-7		0.9					
S-8		0.6					
B-1	2.0	0.6	0.35	1/6	0.07	0.23	
B-2							0
B-3							-1/15

【共通因子】せん断補強筋:S6(KSS785), 組立筋:D10(SD295A), コンクリート強度: $f_c=60\text{N/mm}^2$, PC鋼棒:SシリーズD22(C種) BシリーズD16(B種相当)
 【記号】 p_w :せん断補強筋比(%) P_e/T_{pv} :緊張力レベル P_e :有効プレストレス T_{pv} :降伏荷重 σ_o :軸力比= N/bDF_c a/D :せん断スパン比 σ_g :プレストレスレベル= $P_g/(bDF_c)$

表-2 材料試験結果(コンクリート)

試験体	コンクリート			目地モルタル		PCグラウト	
	σ_B (MPa)	E (GPa)	σ_T (MPa)	σ_B (MPa)	E (GPa)	σ_B (MPa)	E (GPa)
S-1	60.2	35.2	3.70	70.5	28.9	87.3	21.4
S-2	60.8	35.0	3.70	68.2	26.3	81.7	17.4
S-3	63.0	36.0	3.60	64.2	24.9	79.8	14.4
S-4	61.4	35.1	3.60	64.3	24.6	82.9	15.5
S-5	61.8	36.6	3.80	65.7	31.6	65.4	15.8
S-6	52.4	31.9	2.92	70.3	22.8	56.2	13.7
S-7	51.2	31.6	3.30	70.1	25.3	62.7	15.4
S-8	54.5	31.1	3.45	69.8	24.7	67.9	16.0
B-1	61.2	33.4	3.50	61.4	27.7	65.3	15.7
B-2	62.2	36.3	3.70	62.4	26.9	73.4	15.8
B-3	64.6	36.7	3.60	61.2	27.3	60.1	17.4

σ_B =圧縮強度 σ_T =割裂強度 E =ヤング係数

3. 実験結果

3.1 破壊過程及び最終破壊状況

S, Bシリーズ試験体の最終破壊状況写真をそれぞれ図-3, 図-5に示す。

Sシリーズ S-4, S-5, S-7, S-8は部材角1/600, それ以外は1/300で曲げひび割れが発生した。いずれも部材角1/150でせん断ひび割れが発生し, S-5は部材角3/150, その他は部材角2/150で最大荷重に達した。その後, S-1は対角線方向にせん断ひび割れが開口し急激に耐力低下した。S-2はせん断圧縮破壊し, S-3, S-6は端部における圧壊により耐力低下した。S-4, S-5, S-7, S-8はせん断ひび割れの開口によって耐力低下した。

Bシリーズ いずれも部材角1/600で曲げひび割れ, 2/150で曲げせん断ひび割れが発生し, 3/150で最大荷重に達した。最終的にはいずれの試験体も端部のコンクリートの圧壊によって耐力低下した。B-3は部材角8/150のサイクル時にPC鋼棒が破断したが, これはねじ鉄筋を焼き入れたために降伏比が高くなったことに起因していると考えられる。B-2については部材角6/150で柱全域に多数のせん断ひび割れが発生したが耐力低下の原因とはならなかった。

表-3 材料試験結果(鋼材 a)

径(mm)	材種	用途	σ_y (MPa)	σ_B (MPa)	E (GPa)	伸び率 (%)
S6	KSS785	帯筋	1135	1367	204	
D10	SD295A	組立筋	367	508	203	
D22	C種1号	PC鋼材	1197	1304	200	11.0
D16*	B種相当	PC鋼材	1047	1082	200	12.5

$\sigma_y=0.2\%$ オフセット降伏強度 σ_B =引張強度 E =ヤング係数
 *ねじ鉄筋を焼き入れ

(鋼材 a):S-1, S-2, S-3, S-4, S-5, B-1, B-2, B-3 試験体で使用

表-3 材料試験結果(鋼材 b)

径(mm)	材種	用途	σ_y (MPa)	σ_B (MPa)	E (GPa)	伸び率 (%)
S6	KSS785	帯筋	999	1207	202	
D10	SD295A	組立筋	388	539	203	
D22	C種1号	PC鋼材	1197	1294	201	10.0

$\sigma_y=0.2\%$ オフセット降伏強度 σ_B =引張強度 E =ヤング係数

(鋼材 b):S-6, S-7, S-8 試験体で使用

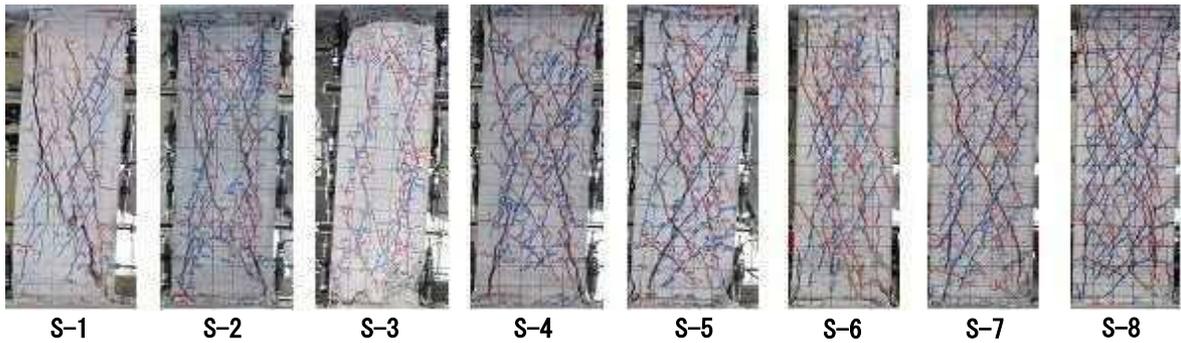


図-3 最終破壊写真(Sシリーズ)

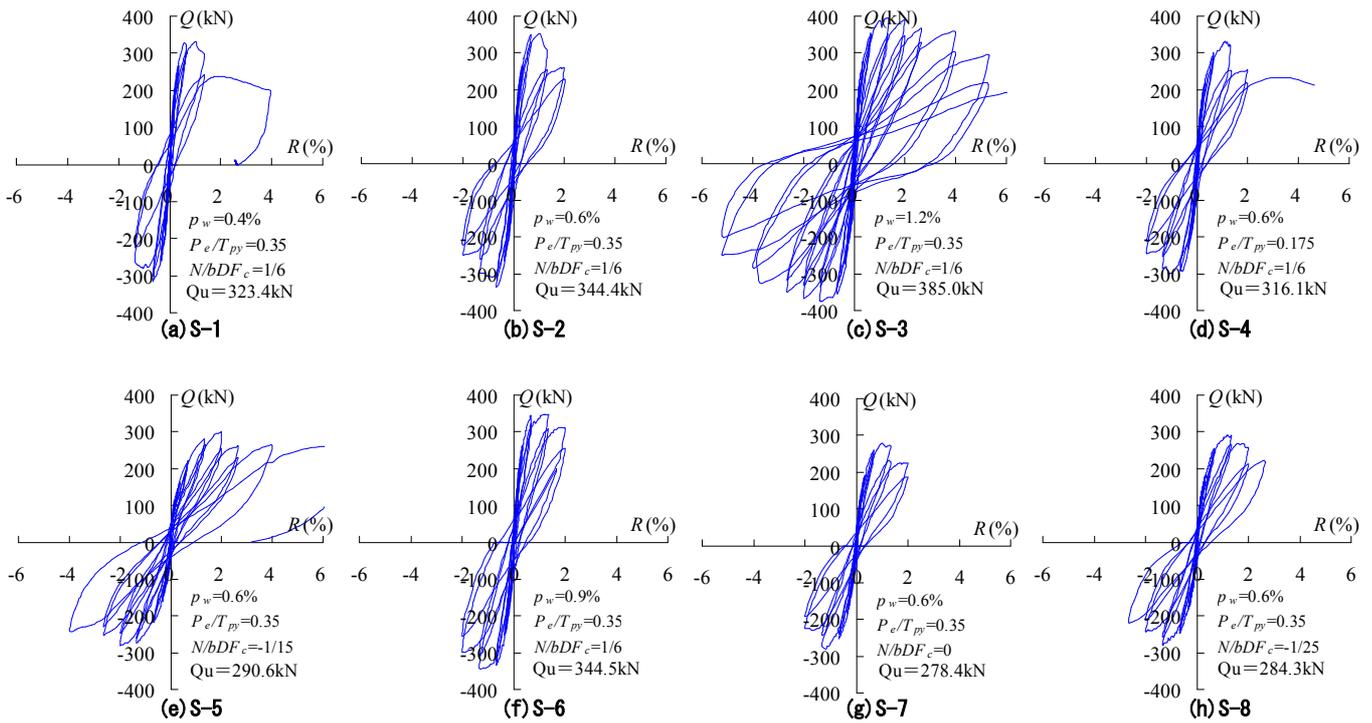


図-4 荷重-部材角関係(Sシリーズ)

3.2 荷重-部材角関係

図-4(a)～(h)はSシリーズ試験体、図-6(a)～(c)はBシリーズ試験体の荷重-部材角関係(P- Δ 関係は非考慮)を示したものである。これらの図よりSシリーズBシリーズにおいて以下のことが指摘できる。

3.2.1 Sシリーズ試験体

最大荷重 帯筋比 p_w をパラメータとしたS-1($p_w=0.4\%$)、S-2(0.6%)、S-6(0.9%)、S-3(1.2%)では、帯筋比の上昇にしたがい耐力、靱性とも上昇している。S-2(0.6%)、S-6(0.9%)の最大荷重に差が出なかった点に関しては、S-6(0.9%)のコンクリート強度が低かったことに起因していると考えられる。緊張力レベルが35%(S-2)から17.5%(S-4)に低下すると、最大荷重は約8%低下した。

軸力比 r_σ をパラメータとしたS-2($r_\sigma=1/6$)、S-7(0)、S-8(-1/25)、S-5(-1/15)では、軸力比が+1/6(S-2)から-1/15(S-5)に低下すると、最大荷重は約15%減少したが、S-7(0)、S-8(-1/25)の2体はS-5(-1/15)の最大荷重を下回った。これは帯筋比の結果同様、コンクリート強度が低かったことに起因していると考えられる。S-7(0)、S-8(-1/25)間では、引張軸力を負荷したS-8が、軸力ゼロのS-7よりわずかではあるが最大荷重が大きくなった。これもコンクリート強度の影響であると考えられる。

履歴性状 いずれの試験体も部材角1/150までの変位振幅ではエネルギー消費能力に乏しいS字型ループを描いている。部材角2/150～3/150の変位振幅では紡錘型、その後S-1、S-2、S-4、S-6、S-7、S-8は部材角3/150で最大荷重の90%以下に耐力低下した。顕著な耐力低下を示さなかったS-3、S-5は部

材角4/150以降に逆S字型ループを描き、部材角8/150まで緩やかに耐力が低下していった。全般的にPCaPC曲げ部材に見られる原点復帰傾向の強い履歴性状は見られなかった。

3.2.2 Bシリーズ試験体

最大荷重 最大荷重は圧縮軸力を負荷したB-2が最も大きく、引張軸力を負荷したB-3が最も小さく、軸力比 $r\sigma_o=1/6$ (B-2) から0 (B-1) に低下すると約30%低下し、 $-1/15$ (B-3) に低下すると約50%低下した。靱性は、軸力比1/6のB-2が一番乏しく、軸力比0のB-1と $-1/15$ のB-3では顕著な差は見られない。

履歴性状 軸力比 $r\sigma_o=0$ のB-1は部材角2/150まではS字型ループを描き、その後は逆S字型に転じている。軸力比1/6のB-2は部材角4/150まではエネルギー消費能力に乏しいS字型ループを描いたが、部材角4/150以降の試験体中央部にひび割れが進行してからは紡錘型の履歴ループとなっておりループ幅も増大している。軸力比 $-1/15$ のB-3では初期の段階からS字型傾向は見られず、部材角2/150から顕著な逆S字型ループを描いている。部材角8/150のサイクル時にPC鋼棒が破断した際には、顕著な耐力低下が見られた。軸力比0のB-1、軸力比 $-1/15$ のB-3は共に部材角6/150の1回目のループまでは最大耐力の9割を保持していた。

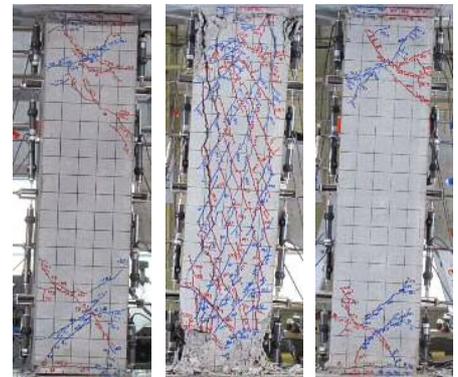


図-5 最終破壊写真(Bシリーズ)

4. 曲げ終局強度

曲げ終局強度は図-7の応力状態を仮定し、下界定理に基づいた(1)式により算定した。

$$Q_{bu} = \frac{D}{H} \left[2T_{py} \{d_{p1} + \lambda(1-d_{p1})\} + N - \{(1+\lambda)T_{py} + N\}^2 / N_o \right] \dots (1)$$

$$\partial M_u / \partial \lambda = 0 \text{ より, } \lambda = \{N_o(1-d_{p1}) - N\} / T_{py} - 1$$

ここに $N_o = b \cdot D \cdot \sigma_B$, $1 \geq \lambda \geq 0$

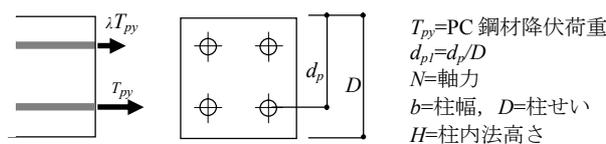


図-7 圧縮側PC鋼棒の応力算定

表-4に(1)式による計算精度 Q_u/Q_{bu} を示す。 Q_u は正負最大荷重の平均値とした。これより、Sシリーズの実験値は計算値を下回っており破壊モードに対応していること、Bシリーズについては実験値/計算値が1.01~1.03の範囲で、計算精度が比較的良好であることが分かる。

5. せん断終局強度

5.1 既往のせん断終局強度式の計算精度

表-4に、 Q_u と(2)式に示すPC規準式²⁾によるせん断終局強度 Q_{su1} 、および(3)式に示すNewRC式³⁾によるせん断終局強度 Q_{su2} の計算精度を示す。両式において j_p は引張側と圧縮側のPC鋼材間距離とした。

$$Q_{su1} = b \cdot j_p \cdot p_w \cdot f_y + \{b \cdot D \cdot (v \cdot \sigma_B - 2p_w \cdot f_y) / 2\} \tan \theta \dots (2)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(H/D)^2 + 1} - (H/D) \quad , \quad v = \alpha \cdot L_r \cdot (1 + r\sigma_o + r\sigma_g)$$

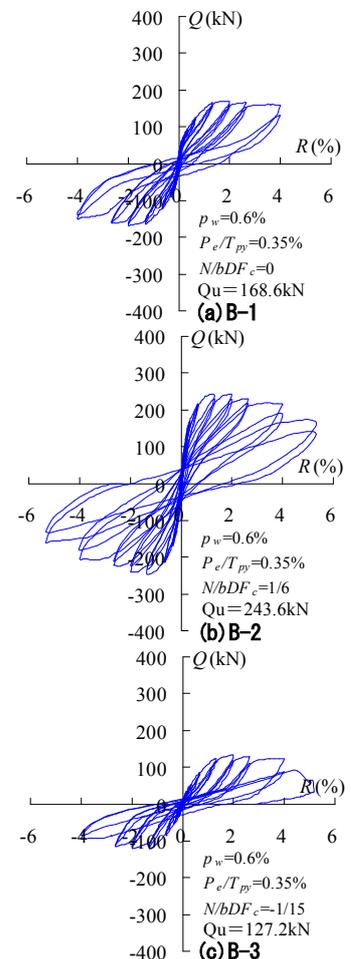


図-6 荷重-部材角関係 (Bシリーズ)

ここに、 $r\sigma_o$: 軸力比, $r\sigma_g$: プレストレスレベル, wf_y : 帯筋降伏強度($wf_y \leq 295 \text{ N/mm}^2$)

$$\alpha = \sqrt{60/\sigma_B}, \quad L_r = H/(4D) \quad \text{ただし, } 1 \geq \nu \geq 0.65 \quad \alpha \leq 1 \quad L_r \leq 1$$

$$Q_{su2} = b \cdot j_p \cdot p_w \cdot wf_y \cot \phi + \{ \nu \cdot \sigma_B \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D / 2 \} \tan \theta \quad \dots (3)$$

ここに、 $\beta = (1 + \cot^2 \phi) \cdot p_w \cdot wf_y / (\nu \cdot \sigma_B)$, $\nu \cdot \sigma_B = 1.7 \cdot (1 + 2r\sigma_o) \cdot \sigma_B^{2/3}$, $\cot \phi = \min(A, B, C) \geq 1$

$$A = 2 - 3r\sigma_o, \quad B = j_p / (2 \cdot D \cdot \tan \theta), \quad C = \sqrt{\{ \nu \cdot \sigma_B / (p_w \cdot wf_y) \} - 1} \quad \text{ただし, } p_w \cdot wf_y \leq \nu \cdot \sigma_B / 2$$

表-4より以下のことが指摘できる。

表-4 最大荷重および各式の計算精度

	Q_u (kN)	Q_u/Q_{bu} (1式)	Q_u/Q_{su1} PC 規準	Q_u/Q_{su2} NewRC
S-1	323.4	0.72	0.99	1.21
S-2	344.4	0.76	1.02	1.13
S-3	385.0	0.83	1.02	0.88
S-4	316.1	0.69	0.99	1.03
S-5	290.6	0.85	1.01	1.18
S-6	344.5	0.82	1.08	0.96
S-7	278.4	0.76	1.04	1.12
S-8	284.3	0.81	1.05	1.18
B-1	168.6	1.03	0.61	0.56
B-2	243.6	1.01	0.87	0.82
B-3	127.2	1.02	0.45	0.43

1) Sシリーズの Q_u / (2)式による計算値は0.99~1.08であり、計算精度は比較的良好であると言える。

2) Sシリーズの Q_u / (3)式による計算値は、帯筋比 $p_w=0.4\%$ のS-1で1.21, 0.6%のS-2で1.13, 0.9%のS-6で0.96, 1.2%のS-3で0.88となっており、NewRC式は帯筋比が大きいものほどせん断耐力を過大評価する。このことは、帯筋降伏強度の上限値が高く設定されていることに起因していると考えられる。

5.2 最大荷重時の帯筋ひずみ分布

図-8は最大荷重時の帯筋ひずみに及ぼす帯筋比の影響を調べたものである。この図より、いずれの試験体も帯筋は降伏ひずみ(5500 μ)に達していないことが分かる。

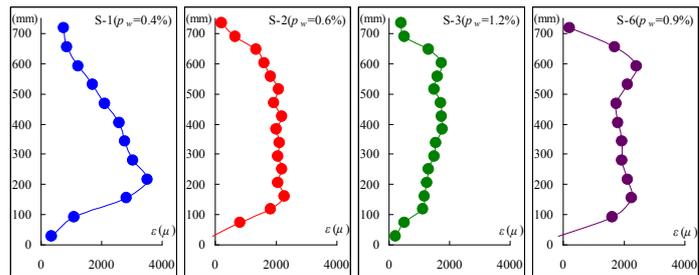


図-8 最大荷重時における帯筋ひずみ分布

5.3 帯筋の寄与分と実験結果による比較

Sシリーズ試験体の帯筋は最大荷重時においていずれも降伏ひずみに達していないため、せん断終局強度の評価に際してはその上限を定める必要がある。ここでは、各試験体の最大荷重から求まる帯筋の寄与分 Q_w と帯筋比0.4%のS-1のそれとの差 ΔQ_w を用いて帯筋の上限応力に対する考察を行う。帯筋の寄与分 Q_w は、PC規準式に実験における最大荷重 Q_u を代入することにより(4)式で表すことができる。

$$Q_w = Q_u - \nu \cdot \sigma_B \cdot \tan \theta \cdot b \cdot D / 2 \quad \dots (4)$$

図9は縦軸に ΔQ_w , 横軸に帯筋比を取りこの平面上にS-1, S-2, S-3, S-6の4体の(4)式による帯筋の寄与分を示したものである。図中の実線および破線は(5)式により $wf_y=295$ および 490 N/mm^2 として算定した ΔQ_w の計算値を示している。

$$\Delta Q_w = (p_w - p_{w(S-1)}) \cdot wf_y \cdot b \cdot D (j_{p1} - \tan \theta) \quad \dots (5)$$

ここに、 $j_{p1} = j_p / D$ $p_{w(S-1)}$: S-1の帯筋比

この図より以下のことが指摘できる。

1) 帯筋降伏応力をPC規準の上限値 295 N/mm^2 とす

ると実験値から得られる ΔQ_w を過小評価していることがわかる。PC規準ではコンクリート圧縮強度の有効係数は、軸力比 $r\sigma_o$ とプレストレスレベル $r\sigma_g$ の和に比例する。表-4で(2)式が実験結果と比較的よく一致したのは、トラス機構の過小評価と、軸力比とプレストレスレベルの和に比例するとした有効係数によるアーチ機構の過大評価が相殺したためであると考えられる。

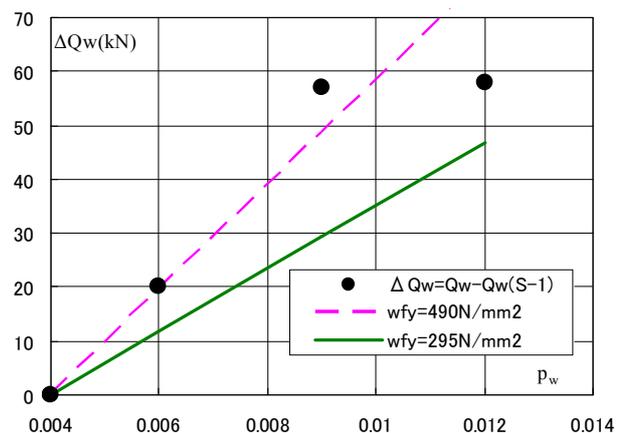


図-9 $\Delta Q_w - p_w$ 関係

2) $p_w=0.6\%$ (S-2), $p_w=0.9\%$ (S-6) の計算結果は比例関係にあるが, $p_w=1.2\%$ (S-3) では頭打ちの傾向が見られる。また, $f_y=490 \text{ N/mm}^2$ とすると, $p_w=1.2\%$ (S-3) では実験値を過大評価する。 $p_w=1.2\%$ のS-3は端部のコンクリート圧壊によって耐力低下を生じていることから, 十分なトラス機構を発揮することなく最大耐力を迎えたと考えられる。このことを考慮すると帯筋の上限応力は 490 N/mm^2 近傍で, 帯筋による頭打ちがある可能性があることから, $p_w \cdot f_y$ による歯止めをかける必要があると考えられる。そこで, 従来のPC規準式に $f_y \leq 490 \text{ N/mm}^2$ かつ $p_w \cdot f_y \leq 5$ という条件を加えて計算値 Q_{su3} を算定し, 最大耐力を再評価する。これらの計算精度を表-5に示す。

5.4 コンクリート有効係数の修正

表-5より, ばらつきは小さいが全試験体において計算値 Q_{su3} が実験値を上回っていることがわかる。これは, コンクリートの有効係数 ν の算定に際して圧縮軸力による増大効果を過大評価していることに起因している。PC規準におけるコンクリート有効係数 ν の評価式では, 軸力比 σ_o とプレストレスレベル $r \sigma_g$ を単純累加しているが, これを(6)式に修正する。

$$\nu = \alpha \cdot L_r (1 + 3 \cdot r \sigma_o + r \sigma_g) \dots (6)$$

ここに, $\alpha = \sqrt{60/\sigma_B}$ $L_r = H/(4D)$

ただし, $1 \geq \nu \geq 0.65$, $\alpha \leq 1$, $L_r \leq 1$, $r \sigma_o > 0$ のとき $r \sigma_o = 0$

表-5に(2)式中の f_y を 490 N/mm^2 (ただし $p_w \cdot f_y \leq 5$) に設定し, コンクリート有効係数 ν を(6)式とした計算値 Q_{su4} の計算精度を示す。計算値は軸力を負荷しなかったS-7を除く試験体では1を上回っており, 全体的に最大耐力を精度良く評価することができた。Bシリーズではいずれも1を下回っており, 破壊モードとの対応も良い。図-10は, Sシリーズ, Bシリーズに対する計算精度を評価するために, 縦軸に実験値, 横軸に(6)式によるPC規準修正式計算値の, それぞれ(1)式による曲げ終局強度の無次元値 Q_u/Q_{bu} , Q_{su4}/Q_{bu} を取り, すべての実験結果をプロットしたものである。この図からも, Sシリーズ, Bシリーズ共に最大耐力および破壊モード共に精度良く評価できていることがわかる。

6. まとめ

1) せん断破壊が先行したSシリーズ試験体については, 帯筋比の上昇に伴い耐力が増加したが, (S-6を除く)帯筋は未降伏であった。緊張力レベルが35%から17.5%に低下すると約8%耐力低下した。また軸力比が1/6から-1/15に低下すると約15%耐力低下した。

2) 曲げ降伏が先行したBシリーズ試験体については, 軸力比が1/6から-1/15に低下すると約50%耐力低下した。靱性に関しては, 圧縮軸力を受ける試験体が一番乏しく, 軸力ゼロと引張軸力を受ける試験体は同程度であった。

3) 下界定理に基づいて圧縮側PC鋼棒の応力を定める曲げ終局強度式は, 実験結果を精度よく評価することができた。

4) PC規準式の帯筋降伏強度および補強量に頭打ちを設定し, コンクリート有効係数の軸力項を修正することにより実験値を精度良く評価することができた。

【参考文献】1)湯浅ほか「プレキャストプレストレストコンクリート部材におけるトラス機構の構成条件に関する実験的研究,2001年」2)日本建築学会:プレストレストとコンクリート構造設計施工規準・同解説,1998年 3)建設省総合技術開発プロジェクト:鉄筋コンクリート造建物の超軽量・超高層化技術の開発,線材WG報告書,V6-9,1993,5

表-5 f_y および ν を修正した PC 規準式による計算精度

	Q_u (kN)	Q_u/Q_{su3}	Q_u/Q_{su4}
S-1	323.4	0.941	1.058
S-2	344.4	0.955	1.067
S-3	385.0	0.943	1.037
S-4	316.1	0.920	1.033
S-5	290.6	0.934	1.034
S-6	344.5	0.976	1.054
S-7	278.4	0.959	0.959
S-8	284.3	0.968	1.032
B-1	168.6	0.552	0.552
B-2	243.6	0.789	0.789
B-3	127.2	0.408	0.451

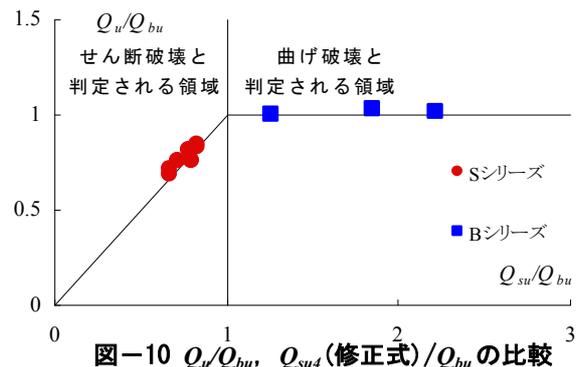


図-10 Q_u/Q_{bu} , Q_{su4} (修正式)/ Q_{bu} の比較