

RC 長方形断面柱の横拘束靱性能の評価

ESTIMATION OF CONFINING DUCTILITY OF R/C RECTANGULAR COLUMNS

益尾 潔 ————— * 1

キーワード：
長方形断面柱、横拘束靱性能、横補強筋、外周筋、中子筋、体積比

Keywords:
Rectangular column, Confining ductility, Transverse reinforcement, Perimeter hoop, Transverse cross tie, Volumetric ratio

1. はじめに

筆者¹⁾は、主として高圧縮軸力を受ける鉄筋コンクリート柱について、ヒンジ領域におけるコアコンクリートの圧縮靱性を考慮すれば、曲げ降伏後の限界部材角を精度良く評価できることを明らかにした。しかし、同評価法は、正方形断面柱を対象としたものであり、そのまま長方形断面柱に適用できない。長方形断面柱のコアコンクリートの圧縮靱性に関しては、壁柱実験³⁾に基づく評価法が文献4)で提案されているが、実務設計への適用は難しい。

以上の背景より、本論文では、文献1)の正方形断面柱コアコンクリートの圧縮強度の算定式を長方形断面柱に拡張し、その妥当性を壁柱実験³⁾との照合によって確認する。また、同式を用い、高圧縮軸力を受ける長方形断面柱の設計限界部材角、ならびに設計限界部材角に対する必要横補強筋量を試算する。

2. コアコンクリートの圧縮強度の算定式

2.1 正方形断面柱の算定式

文献1)では、正方形断面柱について文献2)に基づき簡略化したコアコンクリートの横拘束係数 S_c の式(1)を提案した。同式では、文献2)と同様、図1に示すように、コアコンクリート断面に対して横補強筋で拘束された主筋間のアーチ部(無拘束部)を考慮している。

$$S_c = f_{cc}/f_{co} = 1 + \xi_w \cdot (1 - s/2d_c)^2 \cdot \sqrt{p_{wc} \cdot \sigma_{wy}} / f_{co} \quad (1)$$

$$\xi_w = \alpha \cdot \xi_{wo}, \quad \xi_{wo} = 1 - (nb \cdot C_b^2 + nd \cdot C_d^2) / (5.5 b_c \cdot d_c) \quad (2)$$

ただし、 $\alpha = 8.42 \sqrt{\beta}$ (単位: N/mm²)

ここに、 f_{cc} , f_{co} : コアコンクリートおよびプレーンコンクリートの圧縮強度

b_c, d_c : コアコンクリートの幅およびせい
(外周横補強筋の中心間距離)

$\beta = \rho_s / p_{wc}$: 横補強筋体積比と横補強筋比との換算係数

$p_{wc} = a_w / (b_c \cdot s)$: コアコンクリートに対する横補強筋比

a_w : 1組の横補強筋の断面積, s : 横補強筋の間隔

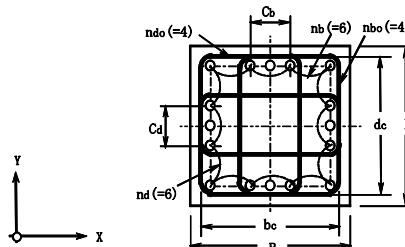
ρ_s : コアコンクリートに対する横補強筋体積比

$nd = 2(n_{do}-1)$, $nb = 2(n_{bo}-1)$: 柱断面内 XY 各方向の横補強筋で拘束された主筋間アーチ部の個数

Kiyoshi MASUO ————— * 1

The author has proposed the formulas for estimating the confining ductility of R/C square columns. However, these formulas are not applicable to rectangular columns. In this paper, estimation method of the confining ductility of such columns is clarified on the basis of past tests result of wall specimens subjected to compressive force. Also, the required transverse reinforcement for ensuring the adequate ductility is shown.

n_{do} , n_{bo} : 柱断面内 XY 各方向に掛け渡された横補強筋本数
 C_d , C_b : XY 各方向に掛け渡された横補強筋で拘束された主筋間距離, σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度

図1 RC柱コア断面のモデル¹⁾

文献1)では、正方形断面柱の限界部材角実験値と比較するために、表1に示すように、式(1)で求めた5種類の横補強筋配置の補正係数 ξ_w を与えている。同表中、横補強筋本数(n_{bo} , n_{do})は、Type1～Type4ではXY両方向ともに同じであり、Type5では、実験と同様、加力平行方向(n_{bo})4本、加力直交方向(n_{do})2本としている。

式(1)は、コアコンクリートに対する横補強筋比 p_{wc} の関数としているが、文献2)と同様、横拘束筋の体積比 ρ_s の関数でもある。

そのため、Type5の補正係数 ξ_w はType1とType3の中間値となる。これらの補正係数 ξ_w を用いて求めた限界部材角計算値は、実験値に対して精度良く評価される¹⁾。

表1 横補強筋配置の補正係数 ξ_w

	Type1	Type2	Type3	Type4	Type5	(単位)
n_b (n_d)	2	4	6	10	6(2)	
C_b (C_d)	d_c	$d_c/2$	$d_c/3$	$d_c/5$	$d_c/3(d_c)$	
ξ_w	3.2	7.6	9.0	10.2	5.3	(N/mm ²)

2.2 長方形断面柱の算定式

2.1節で前述したように、式(1)の横拘束係数 S_c は、横補強筋体積比 ρ_s の関数であるので、加力平行方向と加力直交方向の横補強筋本数が異なる場合にも適用できる。これらより、式(1)を拡張し、

¹⁾ (一社) 建築構造技術支援機構 代表理事・工博
(〒564-0052 大阪府吹田市広芝町3-29)

¹⁾ Supporting Association for Building Structural Technology, Dr. Eng.

長方形断面柱の横拘束係数 S_c を式(3)で算定する。

$$S_c = f_{cc}/f_{co} = 1 + 8.42 \xi_{wo} \cdot (1 - s/2b_c) \cdot (1 - s/2d_c) \cdot \sqrt{\rho_s \cdot \sigma_{wy}} / f_{co} \quad (3)$$

$$\rho_s = (n_{do} \cdot d_{c} + n_{no} \cdot b_c) \cdot A_w / (b_c \cdot d_c \cdot s) \quad (4)$$

ここに, A_w : 横補強筋 1 本の断面積

式(3)によれば、式(1)と同様、長方形断面柱の横拘束係数 S_c を簡単に算定できる。横補強筋による拘束寸法比が $C_b/b_c = C_d/d_c = 1, 1/2, 1/3, 1/4$ の場合について、コア断面辺長比 (d_c/b_c) を変化させて求めた式(3)中の横補強筋配置の補正係数 ξ_{wo} を図 2 に示す。

これによると、コア断面辺長比 (d_c/b_c) の増加に伴い補正係数 ξ_{wo} が減少する。特に外周筋のみの $C_b/b_c = C_d/d_c = 1$ の場合、 ξ_{wo} の減少度合いが大きい。

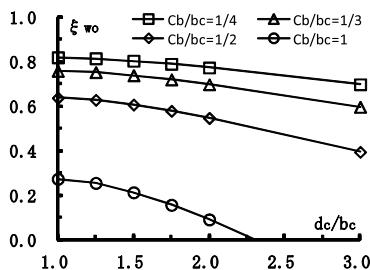


図 2 補正係数 ξ_{wo} —コア断面辺長比 (d_c/b_c) 関係

3. 長方形断面柱コアコンクリートの圧縮強度の検証

3.1 検討対象試験体

長方形断面柱コンファインドコンクリートの圧縮韌性に関する実験は少なく、Mander ら³⁾による箱型断面柱における壁柱部の実験しか見当たらない。ここでは、同実験による壁柱コンファインドコンクリートの圧縮強度および圧縮強度時ひずみについて検討する。

試験体は、図 3 に示すように、断面寸法 700mm × 150mm、高さ 1200mm の壁柱であり、外周筋のかぶり厚さを 25mm とし、壁柱主筋および横補強筋を配置している。実験因子は、表 2 に示すように、コンクリート強度、主筋直径、横補強筋直径および横補強筋の配置と間隔であり、試験体数は 12 体である。

横補強筋の配置は、外周筋と壁柱中間部のサブタイ形式の中子筋を組み合せた場合を基本とし、中子筋本数を変化させている。

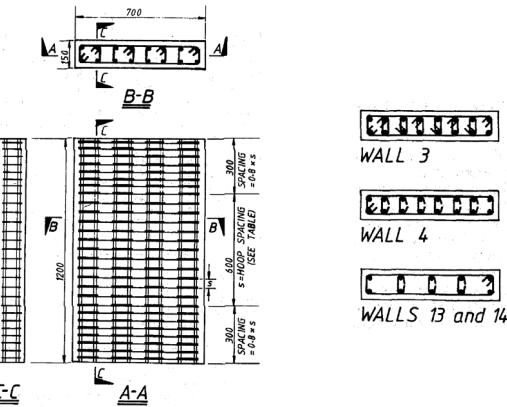
表 2 Mander らの試験体構造諸元³⁾

試験体	f_{co} (N/mm ²)	壁柱 主筋	横補強筋								
			呼び名	本数		s (mm)	σ_{wy} (N/mm ²)	p_{wx}	p_{wy}	ρ_s	
Wall11	26	R6		10	25	310	1.5%	1.6%	4.2%		
						340	0.8%				
		R10	20	50	310	1.5%	1.3%	3.8%			
			8	25	72	0.5%	0.6%	1.4%			
		R6	42	330	2.5%	2.7%	7.1%				
			10	25	340	1.5%	1.6%	4.2%			
Wall11	43	R6	16-D16	50		0.8%	0.8%	2.1%			
				42		360	2.5%	2.7%	7.1%		
			R10	5	30	340	3.5%	1.9%	7.9%		
				D12	R6						

f_{co} : ブレーンコンクリートの実圧縮強度, D12, D16: 異形鉄筋, R6, R10: 丸鋼

$p_{wx}=a_w/B \cdot s$, $p_{wy}=a_w/D \cdot s$: 横補強筋比, ρ_s : 横補強筋体積比

s : 横補強筋間隔, a_w : 横補強筋 1 組の断面積, σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度



(a) 試験体 Wall11, 2, 5, 6, 9~12 (b) 試験体 Wall13, 4, 13, 14

図 3 Mander らの試験体配筋詳細³⁾

3.2 壁柱コンファインドコンクリートの圧縮強度

文献 3)による壁柱コンファインドコンクリートの拘束係数増分の実験値 (ΔS_c)_{test} と計算値 (ΔS_c)_{cal} の関係を図 4 に示す(表 3 参照)。 $\Delta S_c=S_c-1$ とした。これによると、式(3)による ΔS_c の計算値と実験値との相関係数は 0.94 であり、相関性は良好である。また、実験値は計算値の 1.5 倍程度であり、計算値は安全側に評価される。

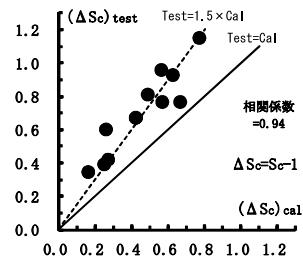


図 4 拘束係数増分 ΔS_c の実験値と計算値の関係

表 3 壁柱コンファインドコンクリート実験値と計算値一覧³⁾

試験体	$(S_c)_{cal}$	$(f_{cc})_{cal}$ (N/mm ²)	$(f_{cc})_{test}$ (N/mm ²)	$(f_{cc})_{test} / (f_{cc})_{cal}$	$(S_c)_{test}$	$(\epsilon_{cm})_{test}$ (× ⁻³)
Wall11	1.66	43.2	46.0	1.06	1.77	14.0
Wall12	1.62	47.0	56.0	1.19	1.93	17.0
Wall13	1.56	40.7	46.0	1.13	1.77	13.0
Wall14	1.56	40.5	51.0	1.26	1.96	19.0
Wall15	1.27	33.0	37.0	1.12	1.42	7.5
Wall16	1.77	46.0	56.0	1.22	2.15	21.0
Wall19	1.42	61.0	72.0	1.18	1.67	8.2
Wall110	1.42	61.0	72.0	1.18	1.67	7.6
Wall111	1.25	53.6	60.0	1.12	1.40	5.2
Wall112	1.48	63.8	78.0	1.22	1.81	10.2
Wall113	1.26	54.0	69.0	1.28	1.60	6.5
Wall114	1.16	49.8	58.0	1.16	1.35	4.6

$(S_c)_{cal}$: 式(3)の拘束係数計算値, $(f_{cc})_{cal}=(S_c)_{cal} \times f_{co}$

$(f_{cc})_{test}$: 文献3)によるコンファインドコンクリートの圧縮強度実験値

$(S_c)_{test}=(f_{cc})_{test}/f_{co}$, $(\epsilon_{cm})_{test}$: $(f_{cc})_{test}$ 時ひずみ実験値

3.3 壁柱コンファインドコンクリートの圧縮強度時ひずみ

文献 3)による壁柱コンファインドコンクリート圧縮強度時ひずみ実験値 (ϵ_{cm})_{test} と拘束係数増分計算値 (ΔS_c)_{cal} の関係を図 5 に示す。同図中には、式(5)によるコンファインドコンクリートの圧縮強度時ひずみ計算値 ϵ_{cm} および式(6)による限界圧縮ひずみ計算値 ϵ_{cu} を 1 点鎖線および破線で示した。

式(5)は、Richart ら⁵⁾による静水圧を受ける円柱コンファインドコンクリートの圧縮強度時ひずみ ϵ_{cm} の算定式であり、Mander ら⁴⁾

は同式を長方形断面材にも応用している。式(6)は、文献1)で提案した軸力と逆対称曲げせん断を受けるRC柱の限界部材角 R_u の算定に用いる限界圧縮ひずみ ϵ_{cu} の算定式である。

$$\epsilon_{cm} = \epsilon_{co} \cdot (1 + 5 \Delta S_c) \quad (5)$$

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{pu} \cdot (1 + 5 \Delta S_c) \quad (6)$$

ここに、 ϵ_{co} ：プレーンコンクリートの圧縮強度 f_{co} 時ひずみ

図5中の $(\epsilon_{cm})_{cal}$ は ϵ_{co} の材料試験値(2.1×10^{-3})を用いて計算した。

$\epsilon_{pu}=4 \times 10^{-3}$ ：プレーンコンクリートの限界圧縮ひずみ

図5に示すように、圧縮強度時ひずみ実験値 $(\epsilon_{cm})_{test}$ は、圧縮強度時ひずみ計算値 ϵ_{cm} と限界圧縮ひずみ計算値 ϵ_{cu} の中間値となる。

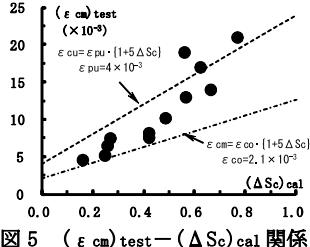


図5 $(\epsilon_{cm})_{test} - (\Delta S_c)_{cal}$ 関係

文献1)では、図6に示すように、逆対称曲げせん断を受ける正方形断面柱の材端部1D(D:柱せい)区間での変位測定値を用いて材端部・圧縮鉄筋位置のひずみ ϵ_c を求め、その限界部材角 R_u 時ひずみをコアコンクリートの限界圧縮ひずみ実験値 $(\epsilon_{cu})_{test}$ としている。限界部材角 R_u は最大耐力の80%低下時部材角である。

図7に、文献1)と文献6)の柱実験のうち、材端部に降伏ヒンジ発生が推定された正方形断面柱の曲げ破壊型44体の $(\epsilon_{cu})_{test} - (\Delta S_c)_{cal}$ 関係を示す。これによると、 $\epsilon_{pu}=4 \times 10^{-3}$ とし、式(6)で算定した限界圧縮ひずみ ϵ_{cu} は、実験値の概ね下限となる。また、図7の $(\epsilon_{cu})_{test}$ は、図5の $(\epsilon_{cm})_{test}$ と同様、 $(\Delta S_c)_{cal}$ に概ね比例して増加するとともに、 $(\epsilon_{cm})_{test}$ よりも大きくなる。これらより、長方形断面柱コンファインドコンクリートの限界圧縮ひずみ計算値 ϵ_{cu} は、式(6)で算定してもよいと考えられる。

柱既往実験	注) n=N/(σ_Bd)			
	SD345	SD490	785N/mm ² 級	1275N/mm ² 級
n≤0.35	×	□	○	△
n>0.35	なし	■	●	▲

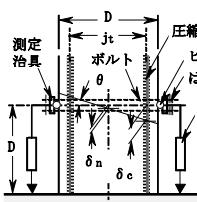


図6 材端部変位

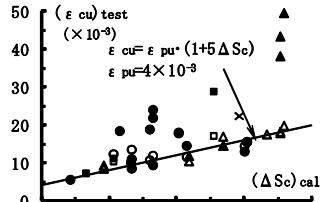


図7 $(\epsilon_{cu})_{test} - (\Delta S_c)_{cal}$ 関係

4. 長方形断面柱の限界部材角および必要横補強筋量

4.1 限界部材角の算定式

(1) 基本式

文献1)によると、軸力と逆対称曲げせん断を受ける曲げ降伏先行型RC柱の場合、両材端部にヒンジ領域が形成され、部材角 R はヒンジ領域の回転角 θ に概ね等しくなるため、限界部材角 R_u は式(7)で算定できる。

$$R_u = \theta_u = \Phi_u \cdot l_p \quad (7)$$

ここで、 θ_u ：ヒンジ領域の限界回転角

Φ_u ：ヒンジ領域の限界曲率、 l_p ：ヒンジ領域長さ

文献1)では、ヒンジ領域長さ l_p は下式⁷⁾で算定している。

$$l_p=0.5(M/QD) \cdot d, \quad 1.5 \leq M/QD \leq 3 \quad (8)$$

ここに、 M/QD ：柱のせん断スパン比、 d ：柱の有効せい

逆対称加力実験では $2M/QD=h_0/D$ となる。 h_0 ：柱内法高さ

(2) 限界曲率の算定式

ヒンジ領域の限界曲率 Φ_u は、コアコンクリート最外縁ひずみの限界圧縮ひずみ ϵ_{cu} 到達時と定義し、平面保持仮定に基づく理論解の近似解を下式で与えている¹⁾。

$$\begin{aligned} n \geq \alpha_c \text{ の時}, \quad j_t \cdot \Phi_u &= \{2[1+(s\mu_g)_c - \alpha_c] \cdot \epsilon_{cu} \cdot (\epsilon_{cu}-1)\} \\ &/ \{n \cdot (\epsilon_{cu}+1) + [1+(s\mu_g)_c] \cdot (\epsilon_{cu}-1) - 2\alpha_c \cdot \epsilon_{cu}\} \end{aligned} \quad (9)$$

$$n < \alpha_c \text{ の時}, \quad j_t \cdot \Phi_u = 2\alpha_c \cdot \epsilon_{cu}/n \quad (10)$$

ここに、 $n=N/(f_{cc} \cdot A_{cc})$ 、 N ：軸力、 j_t ：最外縁主筋の中心間距離

$\alpha_c=0.25$ ：コンクリート質点の断面積比

f_{cc} ：コアコンクリートの圧縮強度

$A_{cc}=b_e \cdot d_c$ ：コアコンクリートの断面積

$$(s\mu_g)_c=(a_g/A_{cc}) \cdot (\sigma_{sy}/f_{cc}), \quad \epsilon_c=\epsilon_{cu}/\epsilon_{co}$$

a_g ：主筋の全断面積、 σ_{sy} ：主筋の降伏強度

ϵ_{co} ：プレーンコンクリートの圧縮強度 f_{co} 時ひずみ

(3) 限界部材角の実験値と計算値

図7と同じ正方形断面柱の曲げ破壊型44体の限界部材角 R_u の実験値と計算値の関係を図8に示す。これによると、柱高さ比 $h_0/D=2.0$ の1体を除き、実験値 $(R_u)_{test}$ は計算値 $(R_u)_{cal}$ の概ね1~2倍となり、計算値 $(R_u)_{cal}$ は安全側に評価される。

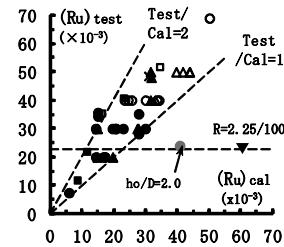


図8 $(R_u)_{test} - (R_u)_{cal}$ 関係

(4) プレーンコンクリートの圧縮強度時ひずみ

図8の $(R_u)_{cal}$ の計算では、プレーンコンクリートの圧縮強度 f_{co} 時ひずみ ϵ_{co} は円柱供試体の材料試験値とした。一方、4.2節の設計限界部材角の算定では、材料試験値との対応がよい下式⁸⁾を用いる。図8と同じ曲げ破壊型44体のコンクリートの材料試験値 $(\epsilon_{co})_{test}$ と式(11)の計算値との関係を図9に示す。

$$\epsilon_{co} = 0.93 f_{co}^{1/4} \times 10^{-3} \quad (11)$$

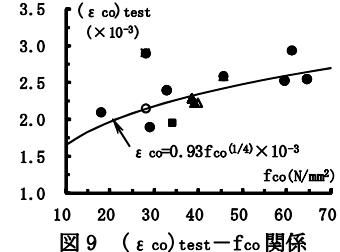


図9 $(\epsilon_{co})_{test} - f_{co}$ 関係

4.2 設計限界部材角の試算

図 10 の崩壊機構における最下階柱脚部降伏を想定し、下記の計算条件下で、柱断面内 XY 各方向の横補強筋本数($n_{bo}=n_{do}$)を 2, 3, 4, 5 本とし、柱断面辺長比(D/B)が 1, 1.5, 2 の場合について、式(7)の設計限界部材角 R_u を試算する。

【計算条件】

柱断面寸法($B \times D$) : 1000 × 1000, 1500, 2000mm

コンクリート設計基準強度(F_c) : 30N/mm²

軸力比(σ_o/F_c) : 0.4, せん断スパン比(M/QD) : 2.0

柱主筋 : 16-D35 (SD390, $\sigma_{sy}=390N/mm^2$)

柱主筋中心かぶり厚さ : $dt=90mm$

横補強筋 : D13 ($\sigma_{wy}=685N/mm^2$), 横補強筋間隔(s) : 100mm

図 11 に示すように、 $D/B=1, 1.5$ の場合、 $n_{bo}=n_{do} \geq 4$ 本とすれば、式(7)の設計限界部材角 R_u は、韌性保証型指針⁹⁾に示された降伏ヒンジ柱の終局部材角目安値(1/67)の 1.5 倍以上となる。

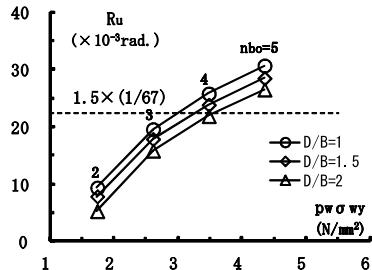


図 11 $R_u-p_w \sigma_{wy}$ 関係

4.3 必要横補強筋量の試算

ここでは、下記の計算条件下で、柱断面辺長比(D/B)=1, 2 の場合について、 $R_u=1.5 \times (1/67)$ となる必要横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ を試算する。

【計算条件】

柱断面寸法($B \times D$) : 1000 × 1000, 2000mm

コンクリート設計基準強度(F_c) : 30, 40, 60N/mm²

軸力比(σ_o/F_c) : 0.2~0.6

柱断面内 XY 各方向の横補強筋本数($n_{bo}=n_{do}$) : 4 本

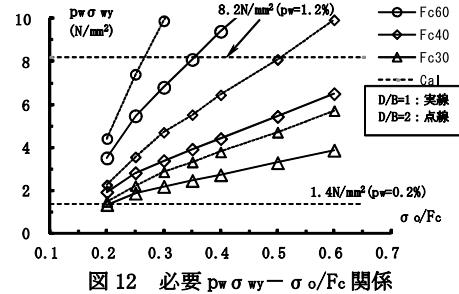
せん断スパン比(M/QD)、柱主筋、柱主筋中心かぶり厚さ、横補強筋の各諸元は、4.2 節の試算と同じとする。

図 12 に示すように、 $D/B=2$ の必要横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ は、 $D/B=1$ の 1.5 倍程度となる。長方形断面柱では、設計限界部材角 R_u を保証するためには、XY 各方向の必要横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ の確保が重要である。また、 $D/B=1, 2$ ともに、軸力比(σ_o/F_c)が増加すると、必要横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ も増加し、コンクリートの設計基準強度 F_c が高くなると、必要横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ が急増する。

この計算例では、685N/mm² 級高強度せん断補強筋を用いており、この場合、高強度コンクリートと組み合せると、必要横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ が増加するので、過密配筋防止のための横補強筋比 $p_w(1.2\%)$ を超えないように注意が必要である。

一方、式(1)および式(6)によると、コアコンクリートの横拘束係数 S_c は、横補強筋比と横補強筋降伏強度の積 $p_w \sigma_{wy}$ の関数であり、

表 2 の $p_w \sigma_{wy}$ と $p_w \sigma_{wy}$ の実験範囲はそれぞれ 1.5~9.55N/mm² 程度である。図 12 に示すように、685N/mm² 級高強度せん断補強筋の $p_w \sigma_{wy}$ の上限は $685 \times 1.2\% = 8.2 N/mm^2$ であり、実験範囲内となる。



5. まとめ

本論文で得られた知見を以下に示す。

- 1) 長方形断面柱コアコンクリートの圧縮強度 f_{cc} は、正方形断面柱の式(1)を拡張した式(3)で算定でき、その妥当性は壁柱の実験³⁾との照合によって確認された。
- 2) 長方形断面柱コアコンクリートの限界圧縮ひずみ ϵ_{cu} は、図 5 の壁柱コアコンクリートの圧縮強度 f_{cc} 時ひずみ(ϵ_{cm})_{test} と図 7 の正方形断面柱コアコンクリートの限界圧縮ひずみ(ϵ_{cu})_{test} との関連性より、式(6)で算定してもよいと考えられる。
- 3) 高圧縮軸力を受ける長方形断面柱の設計限界部材角、ならびに設計限界部材角に対する必要横補強筋量の試算結果によると、長方形断面柱では、設計限界部材角 R_u を保証するためには、XY 各方向の必要横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ の確保が重要である。

参考文献

- 1) 益尾潔：曲げ降伏先行型鉄筋コンクリート柱の限界部材角の評価、日本建築学会構造系論文報告集、第 447 号、pp. 119~128, 1993.5
- 2) Sheikh, S. A., Uzumeri, S. M.: Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns, ASCE, Vol. 108, ST12, pp. 2703~2722, Dec. 1982
- 3) Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R.: Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete, ASCE, Vol. 114, ST8, pp. 1827~1849, Aug. 1988
- 4) Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, ASCE, Vol. 114, ST8, pp. 1804~1826, Aug. 1988
- 5) Richart, H. E. et al: A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses, University of Illinois Eng., Bulletin No. 185, 1928
- 6) 市岡有香子, 田川浩之, 足立将人, 益尾潔: SD490 および 785N/mm² 級横補強筋を用いた RC 柱の構造性能, GBRC Vol. 35, No. 3, pp. 16~23, 2010.7
- 7) 吉岡研三, 岡田恒男, 武田寿一: 鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究 第 2 報、日本建築学会論文報告集 No. 282, pp. 37~45, 1979.8
- 8) 加藤大介, 芝譲, 松田壮史: 変動軸力を考慮した RC 柱の変形能の評価法、日本建築学会構造系論文集、No. 506, pp. 155~161, 1998.4
- 9) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の韌性保証型耐震設計指針・同解説、1999

[2013年2月6日原稿受理 2013年4月22日採用決定]