

論文 鉄筋コンクリート造片側そで壁付き柱のひび割れ幅評価法の検証

PHAN Van Quang^{*1}・壁谷澤 寿海^{*2}・金 裕錫^{*3}・石井 貴子^{*1}

要旨：本研究では、鉄筋コンクリート造そで壁付き柱を対象にして、耐震性能評価指針（案）に示されているひび割れ幅の評価法を適用して実験結果により検証したものである。ひび割れ幅は指針の考え方と同様に経験した最大変形と最大ひび割れ幅或いは残留ひび割れ幅に着目して同様に実験結果を再整理した。さらに、鉄筋の降伏状況なども考慮して算定式の仮定の妥当性を検証した。そで壁付き柱の実験は、試験体の断面寸法、载荷方法の異なる4体の片側そで壁付き柱であり、最大ひび割れ幅と部材変形角との関係について計算値を実験値と比較して評価式の妥当性を確認した。

キーワード：鉄筋コンクリート、静的実験、そで壁、ひび割れ幅、部材変形角、降伏ひずみ

1. はじめに

本研究は、片側そで壁付き柱4体の静的加力実験の結果について、ひび割れの発生状況、ひび割れ幅、鉄筋の降伏状況に関する実験データを整理して示して、損傷との関係を検討したものである。ひび割れ幅の評価式に関しては、そで壁付き柱に関しては既往の研究は限られている。一方、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説」¹⁾では梁柱および壁のひび割れ幅と部材変形角との関係に関する評価式が提案されている。これらの評価式を基本にしてそで壁付き柱に適用して、ひび割れ幅と部材の変形角の関係などについて実験結果と比較して、評価法の妥当性を検証した。

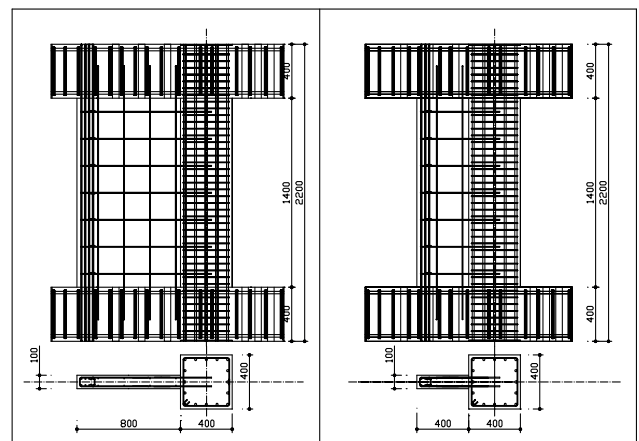
2. 実験の概要

2.1. 試験体の概要

実験対象とした試験体は4体 SWT-L, SWT-LW, SWT-SC, SWT-SV があり、**図-1**に、試験体 SWT-L・SWT-SC・SWT-SV の断面・配筋図、**表-1**に試験体の部材断面・配筋表を表される。**図-1**に表示されない試験体 SWT-LW の断面・配筋図は、試験体 SWT-L の断面・配筋図に、柱・梁のせん断補強筋量の2倍とした試験体である。柱の断面は400mm×400mm、そで壁の水平長さは、SWT-L・SWT-LW を柱のせいとの2倍800mm、SWT-SC・SWT-SV を柱のせいと同じ400mm、柱の内法高さを1400mmとし、実大スケールの約1/2を想定した。

試験体 SWT-L における柱主筋は 16-D16($P_s=2\%$)とし、帯筋は 2-D6@50($P_w=0.32\%$)、そで壁の縦横筋は、複配筋として 2-D6@200($P_{sh}=0.32\%$)、端部縦筋は 8D10 とした。標

準とするこの試験体 SWT-L に対して、柱帯筋とそで壁の縦横補強筋を2倍にした試験体を SWT-LW とする。さらに、片側そで壁の長さを半分にした試験体 SWT-SC, SWT-SV は共通の詳細で配筋した。ただし、そで壁端部の縦筋は 6D10 としている。



a 試験体 SWT-L
b 試験体 SWT-SC
(SWT-LW:SWT-L 補強筋量の2倍) SWT-SV

図-1 試験体断面・配筋図

2.2. 载荷方法

図-2に载荷装置図を示す。加力には容量1000kN、ストローク±200mmの油圧ジャッキにより、水平方向に1台、鉛直方向に2台が使用されている。

*1 東京大学大学院 工学系研究科 建築学専攻 大学院生 (正会員)

*2 東京大学 地震研究所 教授 (正会員)

*3 東京大学 地震研究所 助教 (正会員)

表-1 部材断面・配筋表

試験体名	柱			壁				軸力		M/Q	
	断面 (mm ²)	主筋(Ps)	帯筋(Pw)	幅 (mm)	厚さ (mm)	縦横筋	端部鉄筋	正側 (kN)	負側 (kN)	正側 (kN)	負側 (kN)
SWT-L	400×400	16-D16 (2%)	2-D6@50 (0.32%)	800	100	D6@200 Double (0.32%)	8-D10	800			
SWT-LW			4-D6@50 (0.64%)			D6@100 Double (0.64%)	8-D10				
SWT-SC			2-D6@50 (0.32%)	D6@200 Double (0.32%)		6-D10					
SWT-SV						400			400+2Q	900	1100

表-2 鉄筋特性表

鉄筋類	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (10 ³ N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ度 (10 ⁻³)
D6	339.8	173.1	453.3	1.96
D10	362.8	185.8	512.2	1.95
D16	371.9	188.62	557.7	1.97

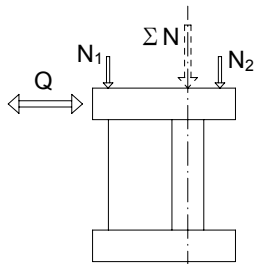
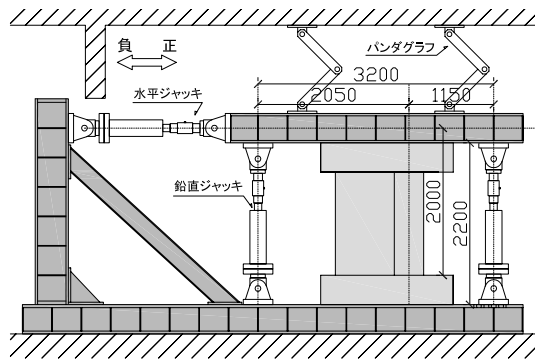


図-2 荷重装置

水平方向には変位制御で正負方向を繰り返して荷重を行った(そで壁引張側が正, 柱引張側が負)。水平方向には, 荷重履歴は部材変形角 $\pm 1/400$, $\pm 1/300$, $\pm 1/200$, $\pm 1/150$, $\pm 1/100$, $\pm 1/75$, $\pm 1/50$, $\pm 1/37.5$, $\pm 1/25$ の順で正負交替繰り返し各1サイクル荷重を行った。鉛直方向には, 両端部の鉛直方向油圧ジャッキにより, 柱芯に鉛直方向に一定の軸力 N を作用させた。ただし, 制御設定のミスより試験体 SWT-L, SWT-LW の加力芯は, 柱中心から正側に 100mm ずれた位置となってしまった。

試験体 SWT-L, SWT-LW, SWT-SC は鉛直方向に合計 800kN の一定軸力を作用させて, 試験体上下の計算曲げ強

度を考慮して試験体の上部で曲げ降伏は生じない範囲で, 曲げ強度時のせん断力ができるだけ高くなるように $M/Q=1000$ mm に設定した。 M/Q は両端の鉛直ジャッキによる付加モーメントを水平力に比例させて制御することにより維持した。

試験体 SWT-SV は, 建物の外柱を想定して水平力 Q (そで壁引張側が正) に比例させて鉛直方向の軸力 N (圧縮側が正) を変動させた。鉛直方向の一定軸力は, 内柱を想定した他の試験体の 1/2 である 400kN として, 想定建物の外柱の変動軸力とせん断力の関係を推定して, $N=400+2Q$ (単位 kN) の関係で変動軸力を制御した。 M/Q は他試験体と同様の考え方で $M/Q=1000$ を基本にしたが, 正負で微調整して, 正側(壁引張側)時の $M/Q=900$ mm, 負側(柱引張側)時の $M/Q=1100$ mm で制御した。表-2 に鉄筋の材料強度を示す。材料試験によるコンクリート強度は目標よりやや高く 32N/mm^2 であった。

3. 実験結果

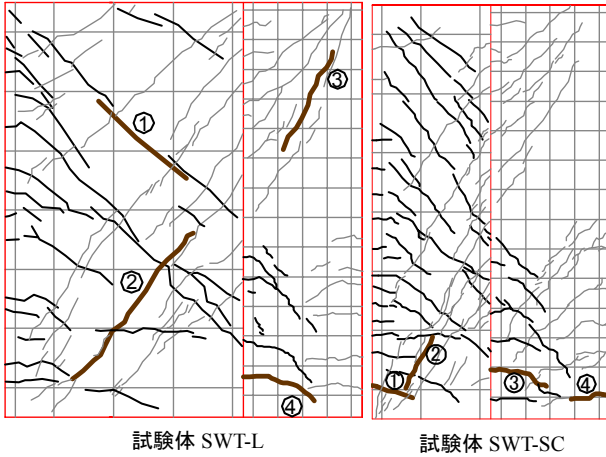
本研究では, ひび割れを主として, ひび割れ発生状況, ひび割れと変形角の関係, 鉄筋の降伏状況, 残留変形等について分析及び考察した。各試験体の荷重-変形関係等については, 既往の文献²⁾に詳述されている。

3.1. ひび割れ発生状況

図-3 は, ($-1/100$ への加力でせん断破壊した) 試験体 SWT-L では変形角が $+1/100$ に達した時点のひび割れ図, 他の試験体では, $-1/100$ に達した時点のひび割れ図を表す。図の左側がそで壁, 右側が柱である。実線は, 正側加力(左から右)により発生したひび割れ, 点線は負側加力により発生したひび割れを示す。太線は, ①・②がそで壁におけるそれぞれ正側・負側加力に対してひび割れ幅が最大となったひび割れ, ③・④はそれぞれ柱における正側・負側加力に対する最大幅のひび割れを示す。SWT-L は, ②, ③のひび割れ面が連続する斜めの破壊面によって, $-1/100$ 付近で, 柱と壁が同時にせん断破壊に至った。他の試験体では, 最大幅のひび割れはそで壁あるいは柱の脚部に発生した。

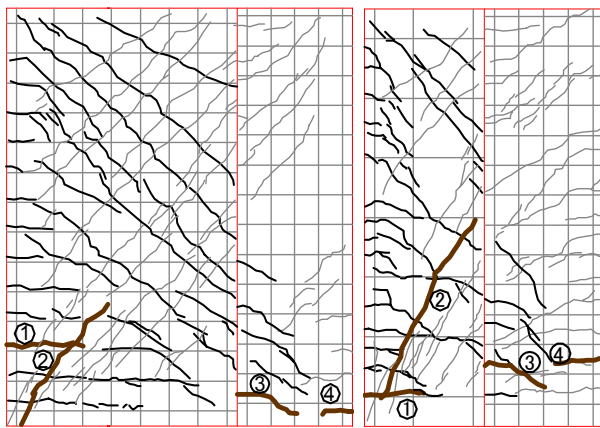
3.2. ひび割れ幅と変形角の関係

図-4 および図-5 には、各試験体について、各変形角の加力サイクルの載荷ピーク時（正負方向）と荷重除荷時におけるそで壁および柱の最大ひび割れ幅と変形角の関係を示した。コンクリートの圧壊以降はひび割れ幅による損傷評価の意義は薄れると考えて、ここでは圧壊が発生し始めた段階までの結果を示した。



試験体 SWT-L

試験体 SWT-SC



試験体 SWT-LW

試験体 SWT-SV

図-3 試験体のひび割れ図

軸力を変動させた試験体 SWT-SV では、引張軸力が生じるため、ひび割れは柱に全面的に分布している。一方、一定軸力の SWT-SC は柱の上下両端に集中して生じた。また、SWT-SC では SWT-SV と比べて、同じ変形角（負方向）では、柱、壁ともに、最大ひび割れ幅が大きい。

変形角 $-1/200$ におけるそで壁の最大ひび割れ幅は、SWT-L では 2.7mm 、SWT-LW では 1mm であった。除荷時の最大ひび割れ幅は、SWT-L が 1.8mm 、SWT-LW が 0.45mm であった。SWT-L の最大ひび割れ幅は SWT-LW の最大ひび割れ幅の約3倍前後であり、また、図-3 に示すように、SWT-L のひび割れ数は SWT-LW のひび割れ数の約1.5倍～2倍で、分散して生じている。SWT-LW の壁筋および帯筋補量は SWT-L の2倍であり、補強筋のひび割れ分散効

果、最大ひび割れ幅の抑制効果が確認された。

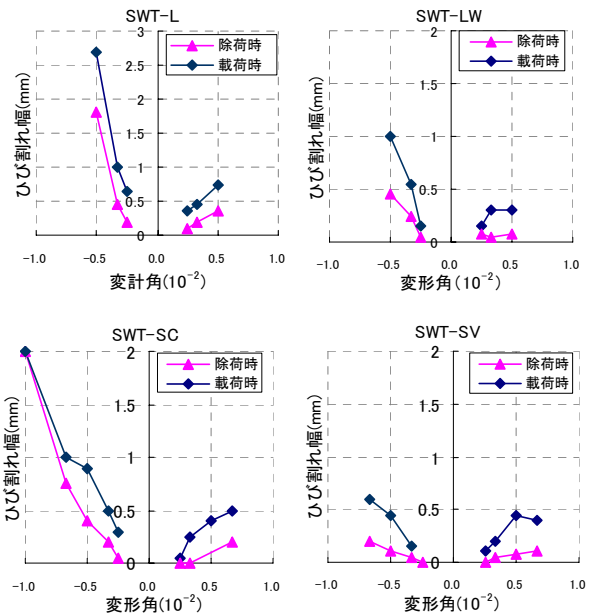


図-4 そで壁の最大ひび割れ幅

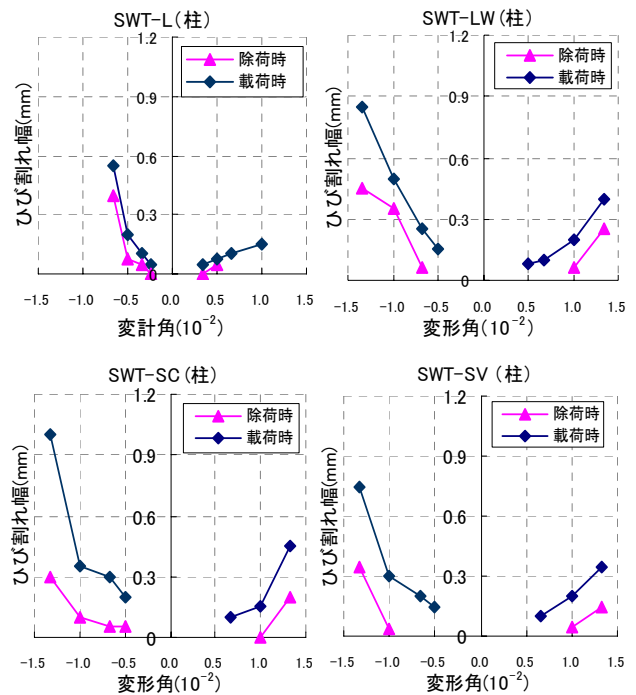


図-5 柱の最大ひび割れ幅

柱、そで壁ともに、いずれの試験体でも、ひび割れ幅は正負の方向で明らかな違いがみられた。すなわち、負側のひび割れ幅（柱引張、そで壁圧縮側）が正側のひび割れ幅より明らかに大きい傾向があった。これは正側（そで壁引張側）では曲げ降伏型の変形モードになって、曲げ変形によるひび割れも支配的であるのに対して、柱主筋が有効になる負側では、せん断変形のモードが卓越するため、大部分

の変形はせん断ひび割れによって生じていた。したがって、
 そで壁および柱で斜め引張力により生じたせん断ひび割れ幅は同じ変形レベルでも負側で大きくなったと考えられる。

3.3. 鉄筋の降伏状況

本論では、ひび割れ幅の評価法を検討するために実験結果を示したが、鉄筋の降伏状況とひび割れ発生及び進展状況との関係を理解することも有効であると考えられるため、鉄筋の降伏状況を以下のように整理して示した。

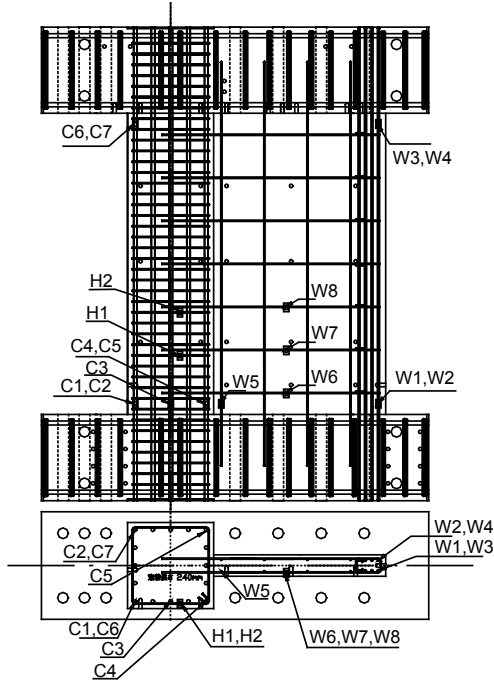


図-6 歪ゲージ設置図

図-6 に示す計測位置で、柱の主筋及び帯筋、壁の縦横筋及び壁端部縦筋の歪みを歪みゲージで計測した。実験に用いた鉄筋の径は D6 (壁筋、帯筋), D10 (壁端部補強筋), D16 (柱主筋) であり、鉄筋の降伏ひずみ度を表-2 (D6 : 1.96, D10 : 1.95, D16 : 1.97×10^{-3}) として以下の降伏の判定をした。図-7 には、これらの計測位置で降伏が生じたと判定されたときの試験体の水平変計角を示した (縦軸が試験体の変形角)。

壁横筋 (ゲージ記号 W6) では、SWT-L, SWT-SC, SWT-SV では降伏せず、SWT-LW では +1/200 (除荷) → -1/200 で降伏した。ゲージ W7 では、SWT-L, SWT-SC が -1/400 (除荷) → -1/400, SWT-LW は +1/300 (除荷) → -1/300, SWT-SV は +1/100 (除荷) → -1/100 の段階に降伏が確認された。ゲージ W8 では、いずれの試験体でも約 -1/400 → -1/200 のほぼ同じ段階に降伏が確認された。壁横筋量の多い SWT-LW でも W6 横筋が早い段階に降伏した。

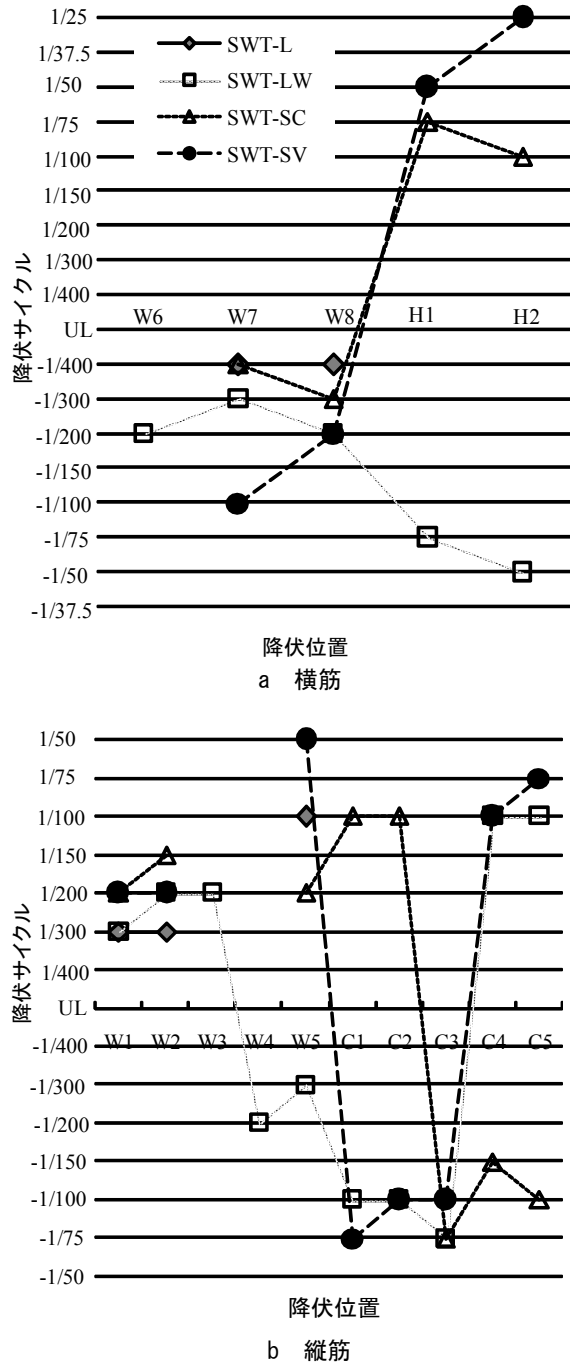


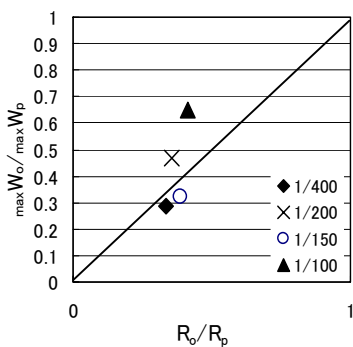
図-7 鉄筋降伏状況

柱帯筋 (ゲージ H1, H2) では、SWT-L では、せん断破壊面が柱の上部に生じたため降伏しなかったが、SWT-SV などは曲げ破壊となった場合は比較的遅い段階に降伏が生じた。壁縦筋は頂部 (W3, W4) では SWT-LW 以外降伏しなかったが、脚部 (W1, W2, W5) 縦筋は、全ての試験体で、早い段階で降伏した。試験体 SWT-L では柱主筋降伏前にせん断破壊が生じたが、他の試験体では脚部で主筋 (C1, C2, C3, C4, C5) が全て降伏した。柱頂部 (C6, C7) は降伏していない。

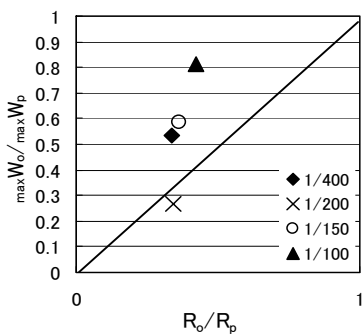
3.4. 最大ひび割れ幅と残留ひび割れ幅の関係

各試験体における残留変形に対するピーク時の変形の割合は、正側の場合では概ね2~4となる一方、負側では10倍~100倍あるいはそれ以上となった。負側では、水平力が0に近づくとともに、変形も原点に戻る傾向があった。

図-8には、正側各サイクルにおける部材変形に対する残留変形の割合 (R_o/R_p) とピーク時最大ひび割れに対する残留ひび割れの割合 ($\max W_o/\max W_p$) との関係を示した。 $\max W_o/\max W_p$ の大きさは変形角の比 R_o/R_p に対して概ね $\max W_o/\max W_p=R_o/R_p$ に近い比例関係にあるが、変形が大きい場合には $\max W_o/\max W_p$ が R_o/R_p よりは大きくなる傾向があることがわかる。



a 試験体 SWT-L



b 試験体 SWT-LW

図-8 $\max W_o/\max W_p$ と R_o/R_p の関係

4. 最大ひび割れ評価法

4.1. 最大ひび割れ幅と部材角との関係を表す式

文献¹⁾によると、梁における曲げ及びせん断ひび割れ幅 $\max W_f, \max W_s$ と部材角 R との関係は式(1)及び式(2)で与えられる。

$$\max W_f = \frac{1}{n_f} \alpha (D - x_n) R \quad \text{式(1)}$$

$$\max W_s = \frac{(1 - \alpha)L}{n_s \cos \theta} R \quad \text{式(2)}$$

ここで、

R : 部材変形角

D : 梁のせい

x_n : 断面の圧縮縁から中立軸までの距離(簡単に $0.2D$ としても良い)

L : 梁の内法スパン

θ : せん断ひび割れと材軸とのなす角度

α : 部材全変形 R に対する曲げ変形 R_f の割合

$$\alpha = \frac{R_f}{R}$$

n_f : $\max W_f$ に対する $\sum W_f$ の比 (せん断ひび割れの等

価本数)

n_s : $\max W_s$ に対する $\sum W_s$ の比 (せん断ひび割れの等価本数)

$\sum W_f$: 梁部材の上端面あるいは下端面での曲げひび

割れ幅の材軸方向への合計

$\sum W_s$: せん断ひび割れ幅の合計

4.2. せん断ひび割れ本数の算定式

文献³⁾の梁における n_s の評価式に基づくと、そで壁におけるせん断ひび割れ等価本数 n_s を次式で定められる。

$$n_s = \frac{D \cos \theta + L \sin \theta}{S_{m\theta}} \quad \text{式(3)}$$

文献¹⁾に基づき、せん断ひび割れにそで壁縦筋の影響を無視すれば、 $S_{m\theta}$ は下式で計算することができる。

$$S_{m\theta} = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{S_{ml}} + \frac{\cos \theta}{S_{mv}}} \quad \text{式(4)}$$

$$S_{ml} = 2 \left(c_l + \frac{S_l}{10} \right) + 0.1 \frac{d_b}{p_l} \quad \text{式(5)}$$

$$S_{mv} = 2 \left(c_v + \frac{S}{10} \right) + 0.1 \frac{d_{bv}}{p_w} \quad \text{式(6)}$$

ここで、

c_l : 主筋から断面中心までの距離

S_l : 主筋の間隔

d_b : 主筋径

p_w : 引張り鉄筋比

c_v : せん断補強筋から断面中心までの距離

S : せん断補強筋の間隔

d_{bv} : せん断補強筋径

p_w : せん断補強筋比

表-4 計算値と実験値の比較

試験体	c_t (mm)	S_t (mm)	d_s (mm)	p_t	c_v (mm)	S (mm)	d_{ov} (mm)	p_w	D (mm)	L (mm)	S_{m1} (mm)	S_{mv} (mm)	$S_{m\theta}$ (mm)	n_s	n_s (実験値1/300)	n_s (実験値1/200)
SWT-L	200	200	6	0.0032	40	200	6	0.003	800	2000	627.5	307.5	291.9	7	4	3
SWT-LW	200	100	6	0.0064	40	100	6	0.006	800	2000	513.8	193.8	199.0	10	6	7
SWT-SC	100	200	6	0.0032	40	200	6	0.003	400	2000	427.5	307.5	252.9	7	4	5

4.3. 実験値と計算値の比較

式(1)及び式(2)は逆対称モーメントの加力を受ける梁の最大ひび割れ幅と部材角との関係を表している式であるので、シアスパン比は梁の長さの半分とみなして、 L 、 D 、 x_n 、 θ を以下のように仮定する。

$$L = \text{せん断スパン} \times 2$$

D = そで壁幅 (正側載荷時のそで壁のひび割れ幅と部材角との関係に及ぼす柱の影響が小さいと判断)

$$x_n = 0.2D$$

$$\theta = 45^\circ$$

せん断ひび割れと曲げひび割れとの区別については、水平方向となす角が $15^\circ : 165^\circ$ であるひび割れをせん断ひび割れとみなして、水平方向となす角が $0^\circ : 15^\circ$ 、 $165^\circ : 180^\circ$ であるひび割れを曲げひび割れとみなした。

また、実験結果²⁾を参考して、 $n_f = 2$ 、 $n_s = 4$ 、 $\alpha = 0.7$ を仮定し、式(1)及び式(2)に代入し、そで壁における $\max W_f$ 、 $\max W_s$ を計算し、実験値との比較を行った。

表-3 計算値と実験値の比較

試験体	R	計算値			実験値			①	②	③
		α	$\max W_f$	$\max W_s$	α	$\max W_f$	$\max W_s$	/	/	/
		①	②	③	④	⑤	⑥	④	⑤	⑥
SWT-L	1/400	0.7	0.56	0.53	0.32	0.15	0.35	2.2	3.7	1.5
	1/300	0.7	0.75	0.71	0.32	0.25	0.45	2.2	3.0	1.6
	1/200	0.7	1.12	1.06	0.26	0.55	0.75	2.7	2.0	1.4
SWT-LW	1/400	0.7	0.56	0.53	0.30	0.06	0.15	2.3	9.3	3.5
	1/300	0.7	0.75	0.71	0.42	0.15	0.25	1.7	5.0	2.8
	1/200	0.7	1.12	1.06	0.52	0.30	0.30	1.3	3.7	3.5
SWT-SC	1/300	0.7	0.28	0.71	0.26	0.05	0.25	2.7	5.6	2.8
	1/200	0.7	0.42	1.06	0.40	0.10	0.40	1.8	4.2	2.7

表-3 に正側載荷時における最大ひび割れ幅の計算値と実験値を表す。SWT-L と SWT-LW では計算値は同じになるが、当然ながら実験値は異なる。この計算では補強筋の効果が反映されていないので、SWT-L、SWT-LW ともに $n_s = 4$ で与えられる。計算結果は実験結果と大きな差を示しており、大半の検討結果では計算結果が実験結果を過大評価している。今回のそで壁付き柱の実験結果、とくにせん断補強筋の影響は、耐震性能評価指針に示された式では評価できなかった。

表-4 には、式(3)～式(7)を用いて計算した各試験体のせん断ひび割れ等価本数 n_s を示す。この計算方法では、せん断ひび割れ等価本数は、SWT-L のせん断等価本数は SWT-SC のせん断等価本数とほぼ同じであり、SWT-LW のせん断ひび割れ等価本数は、SWT-L のせん断ひび割れ等価本数の約 1.5 倍になり、補強筋の効果を反映することが

分かる。 n_s の実験値は、最大せん断ひび割れ幅に対するそで壁全せん断ひび割れ幅の合計の比 ($\sum W_s / \max W_s$) で得られ、また、ひび割れ線数が安定になる状態である +1/300、+1/200 の変形角の時にとった値である。実験の結果より変形角が変化すれば n_s も変化するのに対して、計算式では n_s は変形角に関係しないと仮定している。また、 n_s は実験結果では計算の仮定より小さめであり、これにより計算結果は一般に過大評価になる傾向がある。

5. まとめ

そで壁付き柱の最大ひび割れ幅と変形に関する実験結果を示し、耐震性能評価指針(案)による評価法を適用して実験結果と比較し、以下を明らかにした。

- ひび割れ数は補強筋量に比例する傾向があり、その結果、同じ変形角の最大ひび割れ幅は補強筋量が多い試験体では小さい。
- 同じ変形角のそで壁のせん断ひび割れ幅は、一般に壁が圧縮側になる負方向加力で明らかに大きくなる傾向があった。
- 正側各サイクルにおける部材変形に対する残留変形の割合 (R_o / R_p) が大きくなると、 $\max W_o / \max W_p$ も大きくなる傾向があった。
- 指針による最大経験変形角から最大ひび割れ幅を推定する評価式は、計算結果と実験結果の差は大きい場合があり、一般に計算結果は実験結果を過大評価した。指針の算定方法はそで壁付き柱部材にそのまま適用するには精度は十分ではなく、別の算定法を検討する必要があると考えられる。

参考文献

- 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説、pp155-161, 2001.1
- 裴根國・壁谷澤寿海・金裕錫・壁谷澤寿一・PHAN Van Quang・石井貴子：鉄筋コンクリート片側そで壁付き柱の終局強度に関する実験的研究、Journal of Structural Engineering, Vol.55B, pp385-390, 2009.3
- S.B.Bhide, M.P.Collins: Influence of Axial Tension on the Shear Capacity of Reinforced Concrete Members, ACI Structural Journal, Sep.-Oct.,1989, pp.570-581