

論文 炭素繊維シートによるSRC袖壁付き柱の耐震補強に関する実験的研究

塚越 英夫*1・池谷 純一*2

要旨: 炭素繊維シートとCFアンカーを用いた補強工法の有効性がSRC造袖壁付き柱に対してもあることを検証するため、炭素繊維シート補強層数(目付量 300g/m²: 0~3層)、内蔵鉄骨形状、軸力比(0.3, 0.6)、鉄骨曲げ強度比(0.38~0.51)をパラメータとする9体の静的加力実験を行った。実験の結果から、炭素繊維シートおよびCFアンカーを用いた補強工法は、SRC造袖壁付き柱のせん断補強にも十分に有効であることが確認でき、耐力と変形性能の評価方法の提案が安全側に評価できていることを示した。

キーワード: SRC袖壁付き柱, 炭素繊維シート, CFアンカー, 耐震補強

1. はじめに

筆者らはこれまでにRC造袖壁付き柱のせん断補強について炭素繊維シートとCFアンカーが有効であることを示してきた(例えば1), 2)。一方、SRC造部材のせん断補強については、独立柱や梁についての研究例はあるものの、袖壁付き柱についてはほとんど報告されていない。また、2009年にはSRC造の耐震診断基準³⁾が大改訂され、RC造耐震診断基準に準拠した評価方法となった。本論文はRC造袖壁付き柱に用いた独自の耐力と変形性能の評価方法をSRC造袖壁付き柱にも適用するために行った部材実験とその評価について述べるものである。

2. 試験体

試験体は1/2スケールモデル相当とし、袖壁付き柱を9体とした。これを表-1に示し、配筋状況と補強方法を図-1に示す。内蔵鉄骨のAタイプは4-40×40×3mmの山形鋼を4.5×50mmの平鋼と溶接してフランジとウェブとし、Bタイプは4-40×40×5mmの山形鋼を4.5×50mmの平鋼と溶接した。格子形ウェブは240mmのピッチとした。CタイプはAタイプの鋼材を2方向に組合せて十字形とし、Dタイプは充腹形のH形鋼(H-198×99×4.7×7mm)とした。スタブ内の鉄骨の端部は、定着用の9mm厚のプレートをフランジに隅肉溶接で取付けた。

表-1に示すようにパラメータは炭素繊維シートの補強層数(目付量 300g/m²: 0~3層)、内蔵鉄骨形状、軸力、鉄骨曲げ強度比とした。また、図-1に示すように補強は柱部分に炭素繊維シートを貼り付け、袖壁には100mmピッチで小さい孔を開けてCFアンカーを通して分離している炭素繊維シート同士を繋いだ。CFアンカーの繊維量は炭素繊維シートの1.25倍とした。

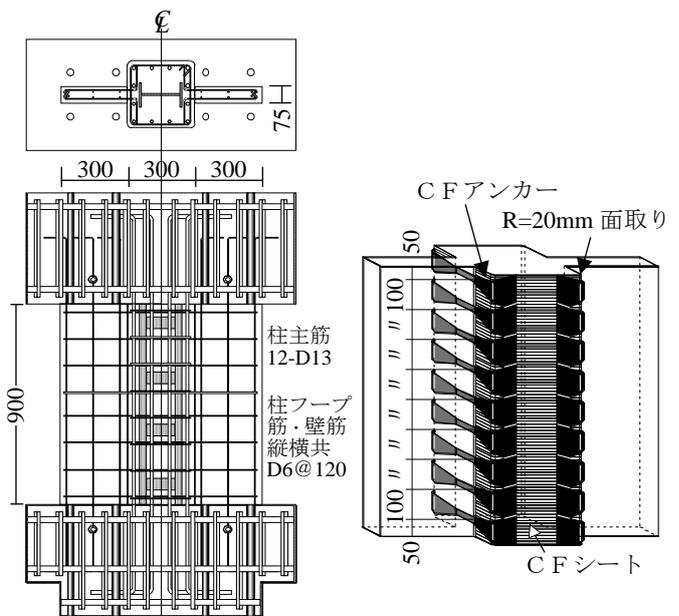
3. 使用材料と加力方法

コンクリートの材料試験結果を表-2に示すが、呼び

表-1 試験体一覧

試験体名	補強層数	鉄骨タイプ	軸力	鉄骨曲げ強度比	備考
CWA-3-0	0	A	0.3bDσ _B	0.38	無補強
CWA-3-1	1	A	0.3bDσ _B	0.38	2層補強
CWA-6-2	2	A	0.6bDσ _B	0.38	標準試験体
CWA-6-3	3	A	0.6bDσ _B	0.38	3層補強
CWB-3-2	2	B	0.3bDσ _B	0.49	フランジが厚い
CWB-6-2	2	B	0.6bDσ _B	0.49	フランジが厚い
CWC-6-2	2	C	0.6bDσ _B	0.38	十字形鉄骨
CWD-3-2	2	D	0.3bDσ _B	0.51	充腹形
CWD-6-2	2	D	0.6bDσ _B	0.51	充腹形

b: 柱幅, D: 柱せい, σ_B: コンクリート圧縮強度



CWA系試験体

図-1 試験体の配筋状況と補強方法

*1 清水建設(株) 技術研究所 生産技術センター 上席研究員 工博(正会員)

*2 清水建設(株) 技術研究所 研究開発支援センター 主査 工博(正会員)

強度 18N/mm²、スランプ 18cm、粗骨材の最大粒径 13mm とした。鉄筋は柱主筋として D13 (SD345) を用い、フープ筋及び壁の縦横筋として D6 (SD295A) を用い、フープ筋のフックは 135 度とした。これらの鉄筋の引張試験結果を表-3 に示す。また、内蔵鉄骨の引張試験結果も併せて示すが、平鋼と 40×40×3mm の山形鋼は異常値となったため、耐力計算にはミルシート値を用いることにした。炭素繊維シートは高強度タイプの目付量 300g/m² を用いたが、そのカタログ値を表-4 に示す。

加力は図-2 に示すように反曲点が試験体中央部に作用するような逆対称とし、正負交番の漸増载荷とした。

表-2 コンクリートの試験結果 (実験前後の平均値)

重量 (g)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ポアソン比	ヤング係数 (kN/mm ²)
3592	22.5	2.28	0.218	26.0

表-3 鋼材の引張試験結果 (3本の平均値)

	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)	ヤング係数 (kN/mm ²)
D13	377	534	24.5	187
D6	306 ¹⁾	490	29.2	193
FB-4.5x50 ²⁾	365	499	38	—
L-40x40x3 ²⁾	345	457	36	—
L-40x40x5	339	476	33.3	202
H フランジ ²⁾	357	488	30.9	199
H ウェブ	304	466	23.6	205

1); 0.2% オフセット値, 2); ミルシート値

表-4 炭素繊維シートの物理的性質 (カタログ値)

品番	目付量 (g/m ²)	設計厚さ (mm)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
FTS-C1-30	300	0.167	3400	230

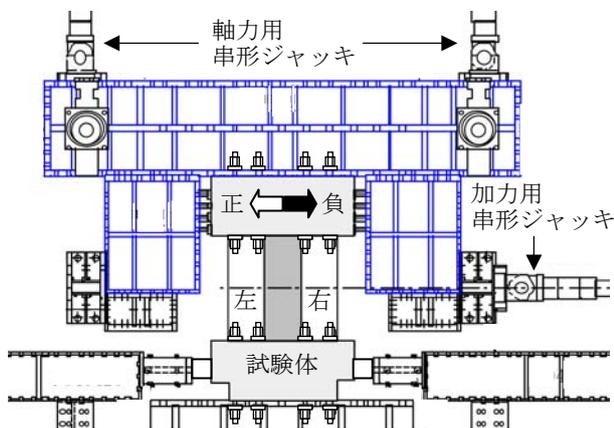


図-2 加力方法 (観察面側)

4. 実験結果

実験から得られたせん断力-部材角関係を図-3 に最終破壊状況の例を写真-1 に示す。

無補強の CWA-3-0 試験体は初曲げひび割れが部材角 1/400 より前に袖壁左上部と右下部に入り、部材角 1/400 までは柱にも入った。部材角-1/400 では左側袖壁縦筋が上部では圧縮降伏し、下部では引張降伏した。部材角 1/200 時にはせん断ひび割れが袖壁から柱に渡り入り、袖壁横筋が降伏した。部材角 1/100 ではせん断ひび割れが多数発生し、袖壁の右上部のコンクリートが圧縮破壊し始めた。また、柱のフープ筋が降伏し、部材角 1/100 に達する前の 1/150 で最大耐力 412kN を記録した。部材角 1/67 になると、せん断系のひび割れ幅や付着系のひび割れ幅が拡がり耐力低下も顕著になり、最終的には付着破壊した。しかし、最終サイクル(部材角 1/25) のピークでも $0.3bD\sigma_B$ の軸力は保持していた。また、柱の主筋と鉄骨フランジの降伏は生じなかった。

炭素繊維シート 2 層補強の CWA-6-2 試験体は $0.6bD\sigma_B$ (1210kN) の軸力導入で鉄骨フランジに -300μ 、主筋に -500μ 、炭素繊維シートに $50\sim 80\mu$ のひずみが生じたが、鉄骨ウェブとフープ筋にはほとんどひずみが生じなかった (圧縮は負の表示)。部材角 1/400 で曲げひび割れが袖壁に生じ、袖壁右上部縦筋が圧縮降伏し、袖壁横筋が引張降伏した。部材角 1/200 では袖壁左下部縦筋が圧縮降伏し、袖壁右上部のコンクリートが圧縮破壊し始め、最大耐力 533kN を記録した。部材角-1/200 では柱上部主筋が圧縮降伏し、次の部材角 1/200 では袖壁左上部のコンクリートが圧縮破壊し始めた。部材角 1/100 ではフープ筋が降伏し、部材角 1/67 では柱上部鉄骨フランジが圧縮降伏し、柱下部主筋が引張降伏した。変形の進展とともに袖壁のコンクリートの圧縮破壊や柱際での剥落が進展したが、最後まで $0.6bD\sigma_B$ の軸力を保持していた。なお、炭素繊維シートの浮きは、部材角 1/100 頃から生じ始め、最終的には写真-1 に示すように CF アンカーの接着部分も含めて浮いた状態になった。

その他の 7 体の補強試験体の破壊の進展状況は、表-5 に示すように概ね「袖壁のひび割れ⇒袖壁筋の降伏⇒袖壁端部コンクリートの圧縮破壊⇒柱主筋やフープ筋の降伏⇒鉄骨の降伏」の順となっていた。また、全ての試験体で部材角 1/25 でも軸力を保持していた。

5. 最大耐力と靱性指標

各試験体の正加力の最大耐力を実験値と称し、計算値との比較を表-6 に示す。曲げ耐力の計算値は、文献3) に示されている一般化累化強度式を用いて算定している。表-6 の今回の提案式と比較する曲げ耐力はこの式の値を用い、せん断耐力、付着耐力は提案式とし、3つ

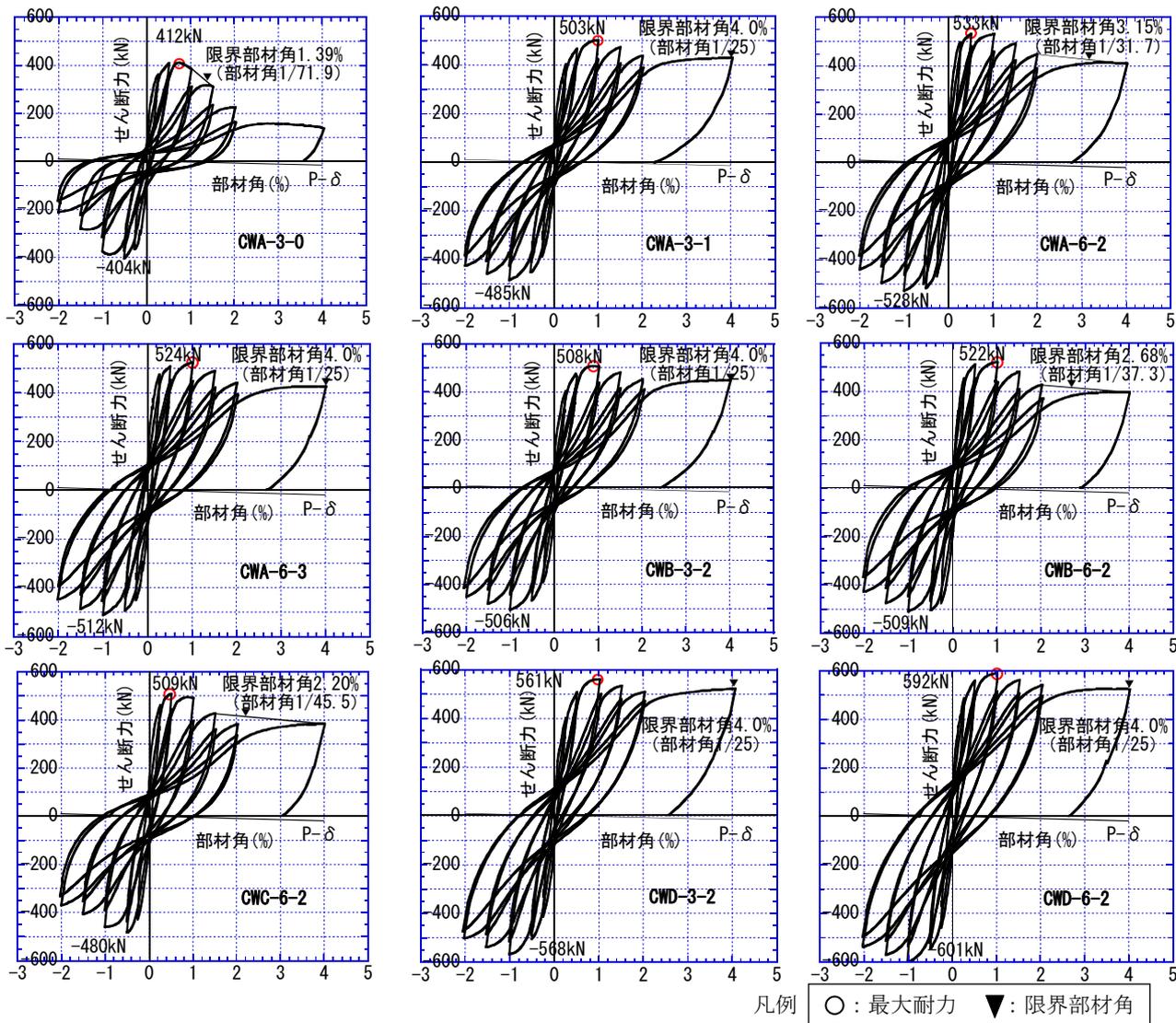


図-3 せん断力-部材角関係

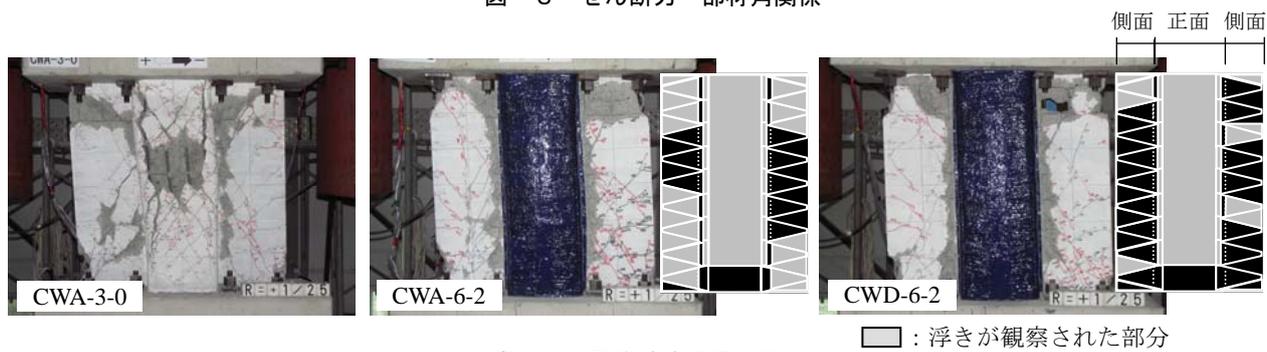


写真-1 最終破壊状況の例

の耐力の最小値を計算値とする。また、SRC耐震診断基準のせん断耐力は参考として示した。曲げで決まった2体の試験体の実験値との対応は表-6に示すように計算値の方が大きくなっている。これは、柱の鉄骨量が多いため、あるいは袖壁の幅が柱幅の1/3と小さかったため、早期に袖壁端部のコンクリートが圧縮破壊したことによる。そこで、圧縮側の袖壁長さを0.8倍とした有効長さとして算定した曲げ耐力を表-6、図-4に示すが、ほぼ良い対応となっていた。

せん断耐力の計算値は日本建築学会の「SRC規準」⁴⁾に示された独立柱の簡略化終局せん断耐力式を、袖壁付き柱に拡張提案した(1)式とする。この式は図-5に示すトラス機構とアーチ機構の和によってRC部分の耐力を算定し、これに鉄骨部分の耐力を単純累化するものである。(1)式のRC部分第1項のトラスの持分は柱部分だけについて炭素繊維シートも加えたせん断補強を評価し、さらにトラスのコンクリートの圧縮束の角度も45度で固定とする。第2項のアーチの持分は柱断面に

表-5 鋼材の降伏サイクルと炭素繊維シートのひずみ

試験体名	柱主筋		フープ	フランジ		ウェブ		袖壁縦筋		袖壁横筋		CFシート 初期歪	CFシート 最大歪
	上	下		上	下	せん断	軸方向	上	下	南	北		
CWA-3-0	×	×	+4	×	×	+8	+8	-1▽	-1	+2	+2	-	-
CWA-3-1	+4	+4	+4	+6	+8	+10	+10	+1▽	-1	+2	+2	30 μ	11651 μ
CWA-6-2	-2▽	+6	+4	+6▽	+10	+10	+10	+1▽	+2▽	+1	+1	79 μ	6325 μ
CWA-6-3	+2▽	+6▽	-6	×	×	-9	-8	+1▽	-1▽	+2	+2	93 μ	4268 μ
CWB-3-2	+4	+4	-6	+8	+10	×	×	+1▽	+1	+2	+2	64 μ	5657 μ
CWB-6-2	+4▽	+5▽	+4	×	×	-7	-7	+1▽	+1▽	+3	+3	100 μ	4264 μ
CWC-6-2	-2▽	+8	+4	-8▽	×	+6	-6*	+1▽	+1▽	+2	+2	62 μ	3529 μ
CWD-3-2	+4	+4	+8	+4	+4	×	+10	+1▽	-1	+2	+2	37 μ	4153 μ
CWD-6-2	+4▽	+5▽	+6	+4	+4	-8	-8	+1▽	+1▽	-1	+2	153 μ	4664 μ

▽は圧縮降伏, ×は未降伏 (2000 μ 未満) * ; 弱軸方向のせん断降伏
 サイクルと部材角の関係は, 1(1/400), 2,3(1/200), 4,5(1/100), 6,7(1/67), 8,9(1/50), 10(1/25)

おいては鉄骨の側面の分割されたコンクリート断面で評価し (図-5のハッチ部分), 袖壁においては有効長さで評価する。鉄骨部分の耐力はウェブの負担せん断力とし, 文献3)に示された鉄骨の接合形式による低減係数 k_s を用いて算定する。今回の9体の試験体はせん断で耐力が決まるものはなかった。

付着耐力の計算値は文献4)に示された独立柱のせん断付着耐力式を, 袖壁付き柱に拡張提案した(2)式とする。図-6に示すように付着割裂面は文献4)に準拠して考え, 引張側のフランジ端に発生し, (2)式の rQ_{a2} はこの部分を横切るフープ筋+炭素繊維シートの強度と分割された

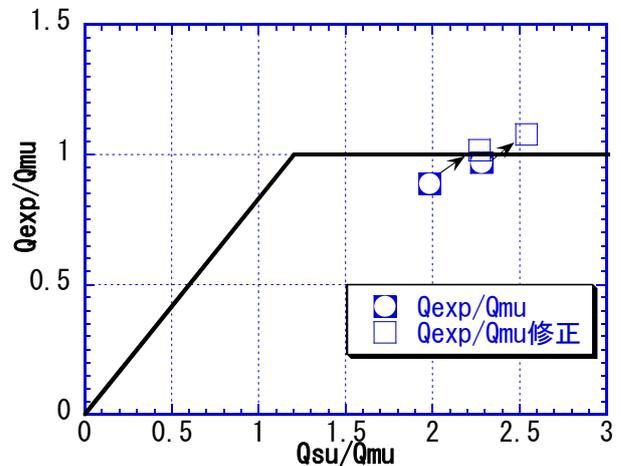


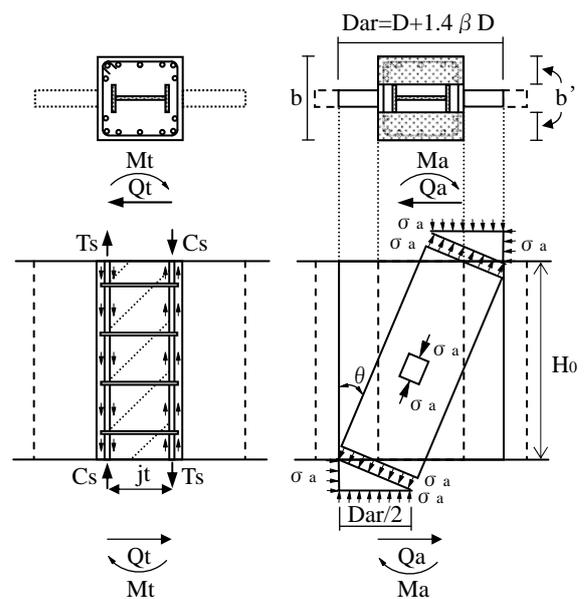
図-4 曲げ耐力の実験値と計算値の比較

表-6 最大耐力の実験値と計算値 (単位 kN)

試験体名	実験値 (推定破壊 モード)	今回の提案式		SRC 耐震診断基準	
		せん断 耐力	付着 耐力	曲げ 耐力	せん断 耐力
CWA-3-0	412 (付着)	501	340	504	244
CWA-3-1	503 (付着)	577	405	504	287
CWA-6-2	533 (付着)	618	422	591	344
CWA-6-3	524 (付着)	629	422	591	371
CWB-3-2	508 (付着)	618	422	540	325
CWB-6-2	522 (付着)	618	422	626	349
CWC-6-2	509 (付着)	618	422	592	344
CWD-3-2	561 (曲げ)	1321	1105	579/520*	439
CWD-6-2	592 (曲げ)	1321	1105	666/582*	465

* ; 圧縮側の袖壁の有効長さを 0.8 倍した場合の値
 $0.6bD\sigma_B$ の軸力でも袖壁を考慮すると釣合い軸力以下となる

コンクリート断面の強度の和としている。フープ筋と炭素繊維シートによる等価せん断補強筋比はひび割れ幅を考慮して 0.6%以下としている。これにせん断耐力に用いたものと同一の鉄骨ウェブの負担分の強度を単純



トラス機構によるせん断抵抗 分割アーチ機構によるせん断抵抗

図-5 せん断耐力のトラス機構とアーチ機構

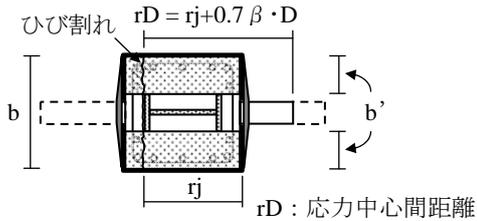


図-6 せん断付着耐力のモデル化

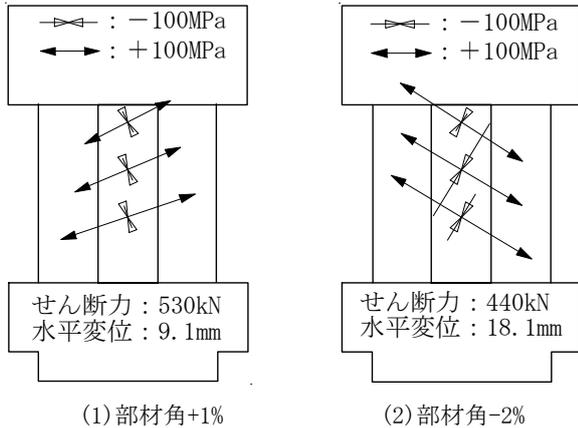


図-7 CWA-6-2 試験体の主応力の大きさと方向

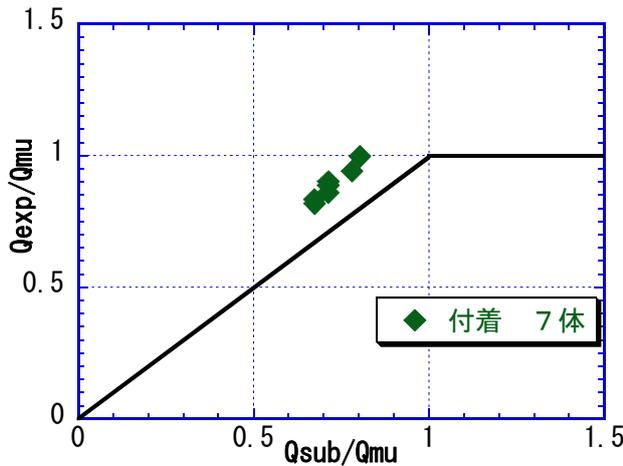


図-8 付着耐力の実験値と計算値の比較

累化して算定する。格子形ウェブの場合は安全側の評価として強度を無視することもあるが、実験では図-7に示すようにせん断力を顕著に負担していたため考慮することにした。このウェブの負担力はCWA-6-2試験体で8kNと付着耐力全体の422kNに対して小さい。図-8に実験値と計算値の比較を示すが、付着耐力で決まった7体の試験体はいずれも実験値の方が高く、安全側の評価となっていることが判る。

表-6に示すように、非充腹形鉄骨の試験体は全て付着で耐力が決まっていた。また、炭素繊維シート補強が2層以上の場合には等価せん断補強筋比が0.6%以上となるため付着耐力が同一になっている。このためフランジ

の板厚を厚くしたCWB系の試験体の付着耐力は、板厚の薄いCWA系の試験体と同じ計算値となった。実験値も軸力が $0.6bD\sigma_B$ の試験体は、ほぼ同じ値となっている。一方、十字形鉄骨を内蔵したCWC-6-2試験体の実験値は、CWA系に比べて耐力が低くなった。この一因として、柱の内蔵鉄骨量が多いために、袖壁端部のコンクリートが早期に圧縮破壊したことが挙げられる。

靱性指標(F)は図-9に示すように袖壁付き柱の終局耐力 ${}_{wc}Q_u$ 、柱部分の終局耐力 ${}_cQ_u$ 、袖壁付き柱の終

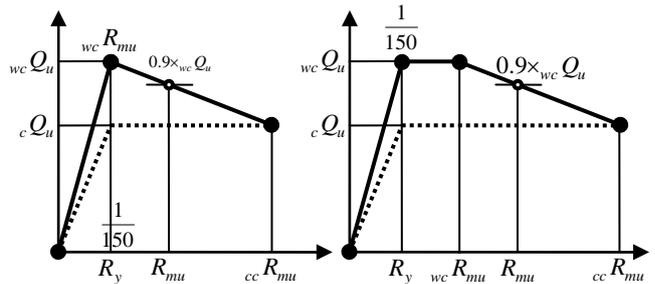


図-9 袖壁付き柱の耐力と終局変形角

表-7 靱性指標の実験値と計算値

試験体名	実験値		計算値 (F値)	
	限界部材角	F値	今回の提案	SRC診断
CWA-3-0	1.39%	2.15	(1.17)	1.00
CWA-3-1	>4.00%	>3.40	1.90	1.00
CWA-6-2	3.15%	3.14	1.90	1.00
CWA-6-3	>4.00%	>3.40	1.98	1.00
CWB-3-2	>4.00%	>3.40	1.95	1.00
CWB-6-2	2.68%	2.95	1.27	1.00
CWC-6-2	2.20%	2.71	1.55	1.00
CWD-3-2	>4.00%	>3.40	3.20	1.27
CWD-6-2	>4.00%	>3.40	3.20	1.27

()内は無補強なので適用範囲外

限界部材角はせん断力が最大耐力の80%となった時の部材角

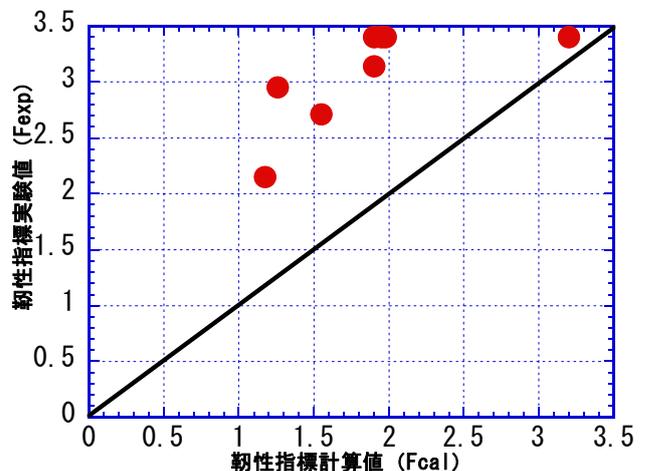


図-10 靱性指標の実験値と計算値の比較

局変形角 ${}_{wc}R_{mu}$ 、柱部分の終局変形角 ${}_{cc}R_{mu}$ から求まる袖壁付き柱の終局時層間変形角 R_{mu} の降伏変形角に対する比率、すなわち塑性率となる柱部分の塑性変形角 ${}_sR_{mp}$ ³⁾ を使って評価する。具体的には柱部分は炭素繊維シートによって補強されるとその効果により曲げ先行降伏になりやすい。この場合は柱部分の ${}_{cc}R_{mu}$ と袖壁付き柱の ${}_{wc}R_{mu}$ を結んだ線上の $0.9 \times {}_{wc}Q_u$ となる変形角を R_{mu} とする。非充腹形の曲げ柱で靱性能がある場合の評価式を(3)式に示す。また、9体の袖壁付き柱の実験値と計算値の比較を表-7、図-10に示すが、全ての試験体で実験値の方が大きくなり安全側の評価となっている。なお、試験体の中には軸力が柱断面に対して $0.6 b D \sigma_B$ としたものもあるが、この場合の柱の塑性変形角 ${}_sR_{mp}$ を求めるための曲げ耐力 (図-9の ${}_cQ_u$) は、つりあい軸力時の値を用いて算定した。また、独立柱部分の軸耐力については、炭素繊維シートで外側を拘束されていることより、全断面を有効としている。

【せん断耐力】

$$Q_{su} = {}_rQ_{u1} + k_s \cdot {}_sQ_{u1} \quad (N) \quad \dots\dots\dots (1)$$

$${}_rQ_{u1} = b \cdot j_i \cdot \sum (p_w \sigma_w) + \tan \theta \cdot (1 - \beta' \cdot b' / b) \cdot \mu \cdot A_{ar} \cdot \sigma_B / 2$$

$$\left. \begin{aligned} {}_sQ_{u1} &= {}_sA_w \cdot \sigma_y / \sqrt{3} \quad (\text{充腹形の場合}) \\ &= A_d \cdot \sigma_y \cdot \sin \varphi \quad (\text{ラチス形の場合}) \\ &= {}_s a_w \cdot \sigma_y \cdot b_w / s_w / \sqrt{3} \quad (\text{格子形の場合}) \end{aligned} \right\}$$

Q_{su} : せん断耐力 (N), ${}_rQ_{u1}$: RC 部分の耐力 (N)
 k_s : 鉄骨の接合形式による低減係数
 ${}_sQ_{u1}$: 鉄骨ウェブの負担せん断力 (N)
 b : 柱の幅 (mm), j_i : 外側主筋間距離 (mm)
 $\sum (p_w \sigma_w)$: フープ筋と炭素繊維シートのせん断補強応力度 (N/mm²)
 θ : アーチ機構の角度, $\beta' : 2 \sum (p_w \sigma_w) \cdot (b/b') / \sigma_B \leq 1.0$
 b' : 鉄骨フランジ位置でのコンクリートの有効幅 (mm)
 $\mu : = (0.5 + b'/b) \leq 1.0$, D : 柱の全せい (mm)
 A_{ar} : コンクリートアーチの断面積 (mm²) = $bD + 1.4 \beta Dt$
 β : 袖壁(片側)の長さ/D, t : 袖壁の厚さ (mm)
 σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
 ${}_sA_w$: せん断力が作用する方向の充腹形鉄骨ウェブの断面積 (mm²), ${}_s\sigma_y$: 鉄骨ウェブの引張強度 (N/mm²)
 A_d : 鉄骨ラチス材の断面積 (mm²)
 φ : 鉄骨ラチス材の材軸となす角度 (°)
 ${}_s a_w$: せん断力が作用する方向の格子形ウェブの断面積 (mm²),
 b_w : 帯板の幅 (mm), s_w : 格子形ウェブのピッチ (mm)
 Q_{sub} : 付着耐力 (N), ${}_rQ_{u2}$: RC 部分の耐力 (N)
 ${}_r j$: RC 柱部分の応力中心間距離で $7 \cdot r_d / 8$,
 ${}_r d$: RC 柱部分の有効せい (mm)
 p'_w : 等価せん断補強筋比 $\leq 0.6\%$
 ${}_r \sigma_{wy(s)}$: せん断補強筋の引張強度 (N/mm²)
 ${}_r D$: 袖壁も含めた RC 部分の応力中心間距離 (mm)
 $F_s := \min(0.15 \cdot \sigma_B, 2.25 + 4.5 \cdot \sigma_B / 100)$ コンクリートのせん断強度 (N/mm²)

【付着耐力】

$$Q_{sub} = {}_rQ_{u2} + k_s \cdot {}_sQ_{u1} \quad (N) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$${}_rQ_{u2} = b \cdot ({}_r j \cdot p'_w \cdot \sigma_{wy(s)} + {}_r D \cdot F_s \cdot b' / b)$$

【靱性指標】

$$F = \frac{\sqrt{2 \cdot R_{mu} / R_y - 1}}{0.75 \cdot (1 + 0.05 R_{mu} / R_y)} \quad \text{かつ} \quad F \leq 3.2 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$R_{mu} = {}_{wc}R_{mu} + 0.1 \times \frac{{}_{cc}R_{mu} - {}_{wc}R_{mu}}{{}_{wc}Q_u - {}_cQ_u} \times {}_{wc}Q_u$$

かつ $R_{mu} \leq {}_{cc}R_{mu}$

6. まとめ

SRC造袖壁付き柱9体について炭素繊維シートによる補強実験を行った結果、以下の知見を得た。

- 1) 袖壁付き柱の場合の一般化累化強度式による曲げ終局強度は、実験値を安全側に評価していなかった。これは袖壁のコンクリートが早期に圧縮破壊するためであり、袖壁の有効長さを0.8倍とするとほぼ妥当な計算値となった。袖壁の厚さと有効長さの評価が今後の課題である。
- 2) 炭素繊維シートとCFアンカーを用いて補強した袖壁付き柱は0.6bDσ_Bの高軸力でも十分な変形性能と軸力保持能力を有している。
- 3) 充腹形H形鋼を内蔵した袖壁付き柱は、構造性能が良かった。
- 4) 十字形鉄骨を内蔵した袖壁付き柱は、鋼材量が多いため圧縮側袖壁のコンクリートの損傷が大きく、耐力低下が顕著であった。
- 5) 今回提案した独立柱のせん断付着耐力式を拡張した付着耐力式は、実験値を安全側に評価している。
- 6) RC造と類似の評価手法を用いた靱性指標は、実験値を安全側に評価している。

参考文献

- 1) 益尾潔ほか: 袖壁貫通型アンカーを用いた柱のみの炭素繊維シート巻き付け工法による袖壁付きRC柱の補強効果, 日本建築学会構造系論文集, No. 536, pp. 121-128, 2000. 10
- 2) 池谷純一, 塚越英夫: 低強度コンクリートからなる袖壁付き柱の炭素繊維シートによる耐震補強に関する実験的研究, コンクリート工学論文集, Vol. 30, No. 3, 2008. 7
- 3) (財) 日本建築防災協会: 2009年改訂版既存SRC造建築物の耐震診断基準・同解説, 2009. 12
- 4) (社) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2001. 1