

論文 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

池谷 純一*1・塚越 英夫*2

要旨：低強度コンクリート ($\sigma_B=7\text{ N/mm}^2$) を用いたRC造袖壁付き柱に対する炭素繊維シートとCFアンカーによる補強工法の有効性を検証するため、軸力比 (0.2~0.6)、袖壁の数 (2あるいは3)、鉄筋の種類 (異形あるいは丸鋼) およびシート補強量 (目付量 300g/m^2 : 0~3層) をパラメータとする計7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、低強度コンクリートを用いたRC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た。

キーワード：低強度コンクリート、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

最近の建築分野では耐震診断案件の増加により、低強度コンクリートの既存建築物に対する構造的な研究が行われ始めている^{例え1)~3)}。しかし、これまでに報告されている研究は、独立柱や梁についてであり、袖壁付き柱についてはほとんど報告されていない。また、耐震診断基準⁴⁾では 13.5N/mm^2 を下回る場合は適用範囲外となり、強度型の補強を推奨するとともに安全率を大きく取るなど、慎重な配慮を要求している。一方、文献5)では、新たな研究結果⁶⁾を用いて適用範囲を 9N/mm^2 以上としているが、データの蓄積が少ないため、せん断終局強度に低減係数を乗じる等の安全な対応を行っている。

これらのことを踏まえ、本論文は 7N/mm^2 の低強度コンクリートからなる袖壁付き柱の柱だけを炭素繊維シート (以下、CFシートと略称する) とCFアンカーを用いて補強した場合の実験結果を示し、構造性能の評価とデータの蓄積を図ることを目的としたものである。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1に試験体一覧を、図-1に試験体の形状をそれぞれ示す。試験体は1/2.5スケールモデル相当とし、b (柱幅) × D (柱せい) は $300\text{mm} \times 300\text{mm}$ 、袖壁は壁厚 75mm 、壁長さ片側に付き 300mm 、内法高さは 900mm とした。パラメータは、CFシートの補強量、軸力比をメインとして、丸鋼と三方向に壁が取り付く試験体も加えた。ここで、丸鋼以外の柱の引張鉄筋比は 0.564% 、せん断補強筋比は 0.178% とした。また、標準試験体の軸力比は、低強度コンクリートのため、柱の断面積換算で $0.4bD\sigma_B$ とした。なお、コンクリートは、試験体を立てた状態で、下部スタブ、袖壁付き柱 (下部スタブの材齢 8日)、上部スタブ (袖壁付き柱の材齢 17日) の順序に打設した。

表-1 試験体一覧

試験体名	CFシート ¹⁾ 層数 (層)	CFストランド ²⁾ 本数 (本)	軸力比 $N/bD\sigma_B$	備考
SW02N	0	0	0.2	無補強
SW12N	1	24	0.2	
SW24N	2	48	0.4	標準試験体
SW26N	2	48	0.6	
SW36N	3	72	0.6	
SW24A	2	48	0.4	丸鋼使用
SW24B	2	48	0.4	直交壁有

注) 1)目付量 300g/m^2

2)CFアンカー中のCFストランド²⁾ (24K, 設計強度 2300MPa , 弾性係数 230GPa) 本数

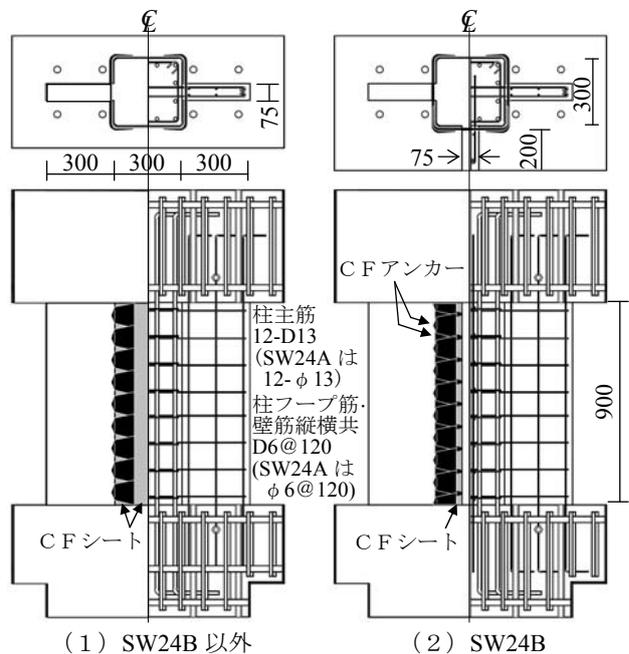


図-1 試験体の形状

2.2 材料特性

表-2に試験部の袖壁付き柱に用いたコンクリート

*1 清水建設 (株) 技術研究所生産技術センター新構工法グループ研究員 (正会員)

*2 清水建設 (株) 技術研究所生産技術センター新構工法グループ上席研究員 工博

表-2 コンクリートの調合

セメント (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	細骨材1 (kg/m ³)	細骨材2 (kg/m ³)
124	185	807	209
粗骨材 (kg/m ³)	混和剤 (kg/m ³)	水セメント ト比 (%)	細骨材率 (%)
952	1.240	150	52.8

注) 細骨材1: 山砂, 細骨材2: 砕砂,
粗骨材: 砕石, 混和剤: A E減水剤

表-3 使用材料の性質

袖壁付き 柱コンク リート	試験日	圧縮 強度 (MPa)	割裂 強度 (MPa)	ヤング 係数 (MPa)
	加力前 材齢 70 日	6.96	0.80	14,830
	加力後 材齢 94 日	7.00	0.95	13,698
スタブコン クリート	上	20.5	2.10	—
	下	23.2	2.31	—

鋼材 呼び名	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	破断伸び (%)	ヤング係 数 (GPa)
D6 ¹⁾	355 ³⁾	508	29.5	187
D13 ¹⁾	348	503	28.4	188
φ6 ²⁾	292 ³⁾	473	29.7	201
φ13 ²⁾	315	442	33.7	204

C Fシート (ミルシート値)	設計厚さ (mm)	引張強さ (MPa)	ヤング係数 (GPa)
	0.167	4,263	259

注) 1) SD295A, 2) SR235, 3) 0.2%オフセット値

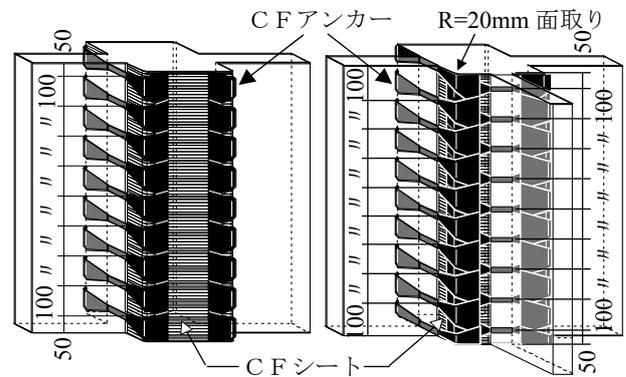
の調合を示す。コンクリートは低強度の普通コンクリートとし、コンクリート強度の呼び強度は 7N/mm² (上下スタブ用コンクリートの呼び強度は 18N/mm²) とした。表-3 に使用材料の性質を示すが、袖壁付き柱に用いたコンクリートの圧縮強度は、試験練りと型枠へ打設した場合の検討を行ったため、加力前および加力終了後の測定値の平均で 6.98N/mm² であった。

2.3 補強方法

図-2 に試験体の補強方法を示す。なお、試験体の補強は、以下の手順で行った。

1) 壁の柱際への削孔 (C Fアンカー貫通用孔), 2) 柱表面のサンドペーパーによる研磨, 3) 柱表面へのプライマー塗布, 4) 柱表面へのパテ材塗布, 5) 柱表面の壁際材軸方向への C Fシート (幅 210mm) 貼付け, 6) 柱表面への補強用 C Fシート貼付け, 7) C Fアンカー (扇部定着長さ 210mm) 取付け。なお、写真-1 に示すように C Fアンカーは、構成材料である炭素繊維ストランド (以下、C Fストランドと称する) を一方向に敷並べ、C Fストランド間を保形糸で連結してばらけないように加工した工場製品を用いた。C Fアンカーの扇幅は 125mm, 取付けピッチは 100mm とし、C Fシート 1 層補強に対しては、幅 125mm に C Fストランドが 24 本配列されたもの (C Fシートの 1.25 倍の炭素繊維量) を、2

層補強に対しては 48 本配列されたものをそれぞれ用いた。また、3 層補強に対しては、1 層補強用と 2 層補強用の C Fアンカーを重ね貼りした。



(1) SW24B 以外 (2) SW24B

図-2 試験体の補強方法



(1) 搬入時 (2) 使用時

写真-1 C Fアンカーの外観

2.4 加力方法

加力は、所定の軸力を保持した状態で上下スタブを平行に保ちながら、袖壁付き柱部分に逆対称モーメントが加わる、正負交番の漸増载荷 (面内) とした。図-3 に加力方法を、表-4 に加力サイクルをそれぞれ示す。

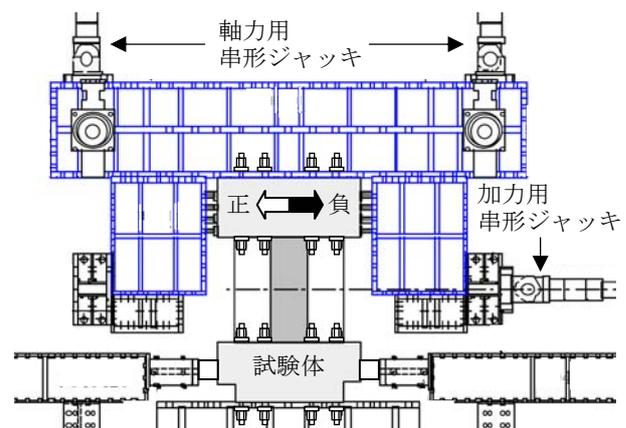


図-3 加力方法

3. 実験結果

3.1 破壊状況

図-4 に試験で得られたせん断力 (Q) - 部材角 (R) 関係を試験体別に示す。また、写真-2 に最終破壊状況の例を示す。ここで、写真-2 中の補強試験体には、最

表-4 加力サイクル

サイクル	部材角 (rad.)	変形量 (mm)	サイクル	部材角 (rad.)	変形量 (mm)
1	±1/400	2.25	6	±1/67	13.50
2	±1/200	4.50	7	±1/67 ¹⁾	13.50
3	±1/200	4.50	8	±1/50	18.00
4	±1/100	9.00	9	±1/50 ¹⁾	18.00
5	±1/100	9.00	10	+1/25 ¹⁾	36.00

注) 1) 無補強試験体 (SW02N) は未実施

終破壊時のCFシートのコンクリートからの「浮き」も併せて図示している。

無補強試験体 (SW02N) は、部材角+1/400のピークまでに袖壁から柱にわたってせん断ひび割れが発生し、部材角+1/200で袖壁右上が圧壊し始めるとともに、壁縦筋が引張降伏して最大耐力に達した。また、部材角+1/100でせん断力は最大耐力の80% (限界部材角) となり、部材角が大きくなるに従い、耐力低下が顕著になり、せん断破壊した。なお、写真-2に示すとおり、壁と柱のせん断ひび割れは、上部で顕著であった。

CFシートおよびCFアンカーで補強した試験体は、いずれも部材角+1/200までに袖壁右上が圧壊し始めるとともに、壁縦筋が引張降伏した。また、SW26NとSW24A以外の試験体は、いずれも部材角+1/100到達前に柱主筋が引張降伏し、その直後に最大耐力を記録した。補強試験体の限界部材角は、SW12NおよびSW24Nは+1/50、

SW26Nは+1/32であったが、その他は+1/25以上であった。なお、CFシートの浮きは、部材角+1/100前後で生じ始め、写真-2に示すように、最終的には柱上部を中心にCFアンカー接着部を含めた領域まで進行した。丸鋼を用いた試験体 (SW24A) は、6サイクルぐらいから柱主筋がスタブから抜け出したため、顕著な降伏は認められなかった。SW24Bの最大耐力は、標準試験体 (SW24N) とほぼ同じであるが、柱のせん断応力度を分担する直交壁が付いているため、耐力低下が少なかった。

すべての補強試験体は、部材角+1/25においても、CFシートの破断およびCFアンカーの剥離・破断が全く生じなかった。このことにより、袖壁の破壊は生じたが、CFシートで補強された柱の損傷は小さく、柱としての構造性能は良好であった。図-4に独立柱としての耐力を記すが、部材角+1/25まで、いずれの補強試験体も柱の耐力を保持していた。また、破壊の顕著な部分は、すべての試験体で袖壁上部であったが、これは水セメント比を150%としたためにブリージングが生じたことに起因するものと考えられる。

3.2 CFシートのひずみ性状

図-5に部材角+1/100時と部材角+1/25時におけるCFシートのひずみ分布を示す。ひずみは試験体の柱裏面中央上下方向にCFシートの繊維方向に沿って貼り付けたひずみゲージによって計測した (写真-2参照)。

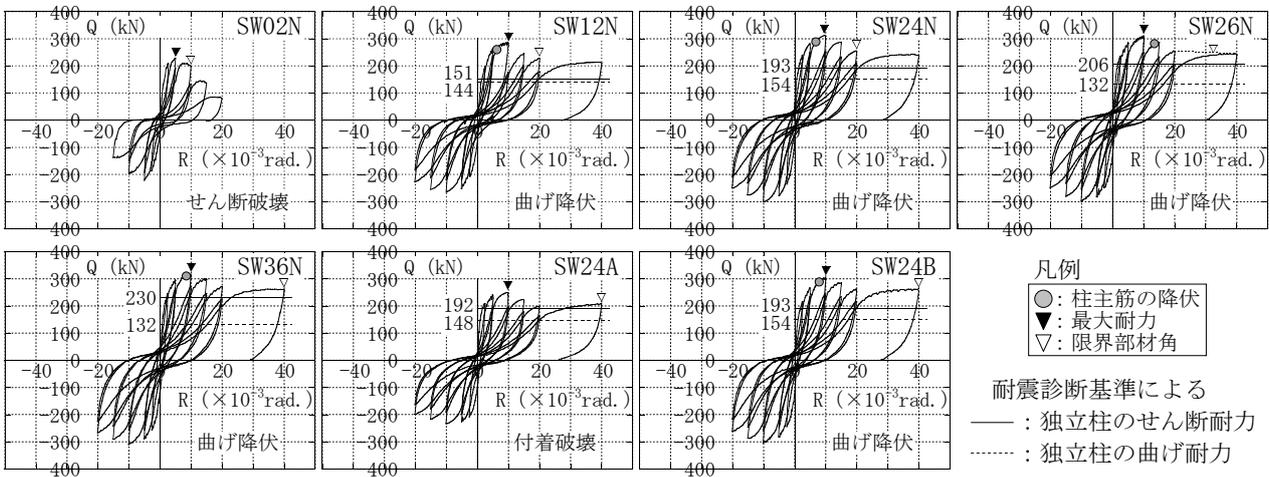
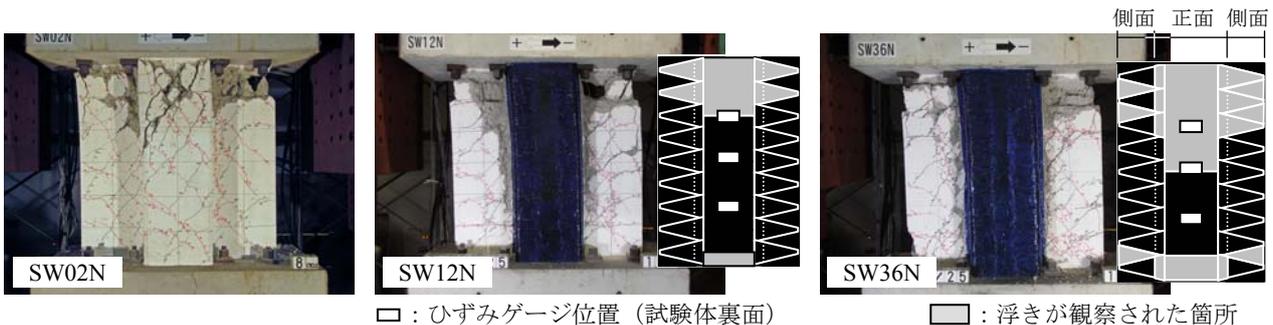


図-4 せん断力-部材角関係



□ : ひずみゲージ位置 (試験体裏面)

□ : 浮きが観察された箇所

写真-2 最終破壊状況

表-5 試験体の各種耐力

試験体名	実験値	益尾らの提案式による計算値					耐震診断基準による計算値		
	最大耐力	曲げ耐力	せん断耐力	せん断耐力 ($v_c=1.0$)	付着耐力	付着耐力 ($v_c=1.0$)	曲げ耐力 Q_{mu}	せん断耐力 Q_{su}	$\frac{exp Q_{max}}{cal Q_u}$
SW02N	228.5	—	—	—	—	—	252.6	190.9	1.20
SW12N	285.7	252.6	167.1	243.2	141.2	191.0	252.6	231.7	1.23
SW24N	312.5	280.8	167.1	248.1	148.6	198.4	280.8	275.8	1.13
SW26N	310.5	275.3	167.1	248.1	148.6	198.4	275.3	288.4	1.13
SW36N	317.1	275.3	167.1	249.0	156.0	205.8	275.3	315.1	1.15
SW24A	249.7	277.3	167.1	246.8	109.0	158.8	277.3	271.1	0.92
SW24B	305.0	280.8	167.1	248.1	148.6	198.4	280.8	275.8	1.11

注) 1) $exp Q_{max}$: 最大耐力実験値, $cal Q_u$: 耐震診断基準による計算値 $< \min(Q_{mu}, Q_{su}) >$

C F シートの設計強度は益尾らの提案式では 2300N/mm², 耐震診断基準式では 1610 N/mm²

図-5より、1層補強のCFシートのひずみは、2層補強に比べて1.5~2倍程度大きく、補強効果の確認ができた。また、軸力比が0.6の2層と3層のCFシートのひずみは、部材角+1/100, +1/25時には、その差がほとんどない。このことより、CFシートの層数の差の分だけ、補強効果の違いが認められる。補強試験体の部材角+1/25時のCFシートのひずみは、概ね柱の上方から250mmの位置が大きく、無補強試験体(SW02N)でひび割れが集中していた箇所と一致している。このことより、補強試験体もSW02Nと同様に、袖壁だけでなく、柱も上部のコンクリートが損傷していたことを伺わせる。また、このことは、写真-2に示す最終破壊時のCFシートの浮きが柱上部で際だっていたこととも合致する。一方、丸鋼を用いたSW24AのCFシートのひずみは、測定位置の違いによらず、部材角+1/100時および部材角+1/25時ともに、2000μ以下と小さい値であった。これは、SW24Aが主筋の付着で最終破壊に至ったため、トラス機構による負担力が少なかったことによると考えられる。また、SW24Aの柱正面の最終破壊時のCFシートの浮きは、柱上端から150mmまで、下端から50mmまでと他の補強試験体より狭い範囲に限られていた。なお、CFシートのひずみの実測値より、最大部材角時にCFシート

に作用していた引張力は、最大のSW12Nでも1600N/mm²程度と、CFアンカーの設計強度2300N/mm²より小さく、CFアンカー扇部が剥離しなかったことを裏付けている。

4. 実験結果の検討

4.1 最大耐力と変形性能

表-5に各種耐力の、表-6に靱性指標(F)値の実験値と計算値をそれぞれ示す。表-5に示すように、異形鉄筋を用いた試験体の最大耐力は、耐震診断基準のせん断耐力式で安全側に評価できる。しかし、丸鋼を用いた試験体(SW24A)の最大耐力は、変形の増大に伴って主筋がスタブから拔出したため、計算値より低い値となった。

一方、益尾らの提案⁷⁾によるせん断耐力と付着耐力の算定のためのモデル化を図-6に、設計式を式(1)および(2)に示す。式(1)および(2)は、終局強度型耐震設計指針⁸⁾のA法に準拠しており、トラス機構におけるCFシートの補強効果をコンクリートの圧縮強度の有効係数 v_c によって頭打ちすることとしている。これにより、低強度コンクリートではCFシート補強の効果をほとんど評価できず、計算値は実験値よりかなり低い値となった。そこで、実験での最大耐力は部材角1/100近傍で得られていることより、CFシートで拘束されている柱のコンクリートは圧縮強度を喪失していないとして、 $v_c=1.0$ とした場合の値を表-5に示す。この結果は実験値に近づいたが、耐震診断基準式より安全側の評価となった。

また、益尾らの提案する靱性指標(F)値では、曲げ終局時層間変形角 R_{mu} は袖壁付柱の耐力と終局変形角、ならびに袖壁を無視した独立柱の耐力と終局変形角による式(3)で算定し、この値を用いて耐震診断基準に準じて靱性指標を求めている(図-7参照)。このときに、袖壁付柱としての終局変形角 $wc R_{mu}$ は独立柱と同様に算定し、独立柱の終局変形角 $cc R_{mu}$ は耐震診断基準に準拠して算定するが、柱の曲げ終局変形角の上限 $c R_{max}$ は

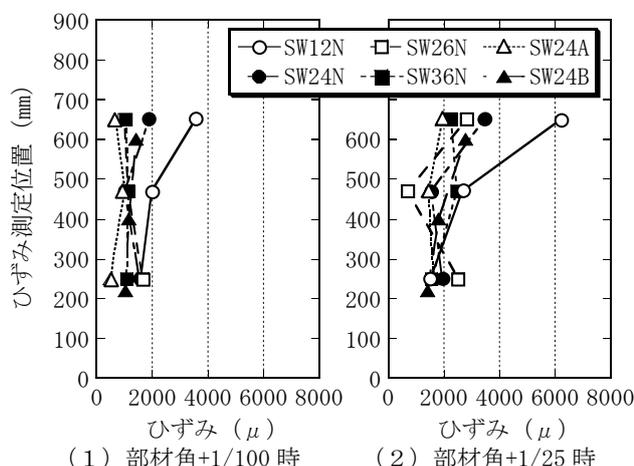


図-5 CFシートのひずみ分布

軸力について考慮することにした。なお、図-7は脆性的に破壊する場合を除く、靱性型と中間型における R_{mu} の算定方法を示している。

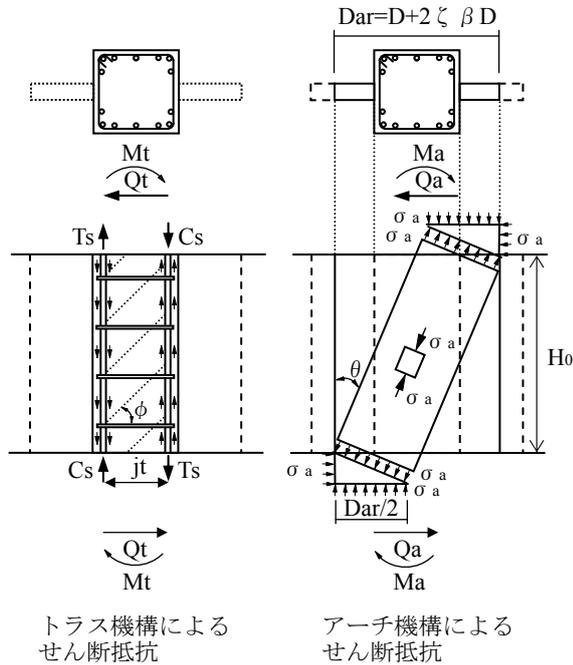


図-6 益尾らの提案によるモデル化

・せん断耐力 Q_{su}

$$Q_{su} = b j_t \sum (p_w \sigma_w) \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta_s) A_{ar} v_c \sigma_B / 2 \quad (1)$$

ただし、 $\sum (p_w \sigma_w)$ が $v_c \sigma_B / 2$ を超える場合は $\sum (p_w \sigma_w) = v_c \sigma_B / 2$ とする。

・付着耐力 Q_{sub}

$$Q_{sub} = \tau_{bu} \sum \psi j_t + \tan \theta (1 - \beta_b) A_{ar} v_c \sigma_B / 2 \leq b j_t v_c \sigma_B / 2 \quad (2)$$

$\tan \theta = \sqrt{\{(Ho/Dar)^2 + 1\}} - Ho/Dar$, θ : アーチ機構の角度
 $\beta_s = \{(1 + \cot^2 \phi) \sum (p_w \sigma_w)\} / (v_c \sigma_B)$
 $\beta_b = 2 \tau_{bu} \sum \psi / (v_c \sigma_B b)$
 v_c, σ_B : コンクリートの有効係数(=0.7- $\sigma_B/200$)および圧縮強度
 p_w, σ_w : せん断補強筋比および降伏強度
 j_t : 主筋の重心間距離
 ϕ : トラス機構のコンクリート圧縮束の角度
 b, Ho : 柱の幅および内法高さ
 τ_{bu} : 森田・藤井式による付着割裂強度
 ψ : 主筋の周長 β : 片側袖壁長さ/D
 A_{ar} : コンクリート・アーチの断面積($bD + 2 \xi \beta D$)
 ξ : 袖壁のせん断有効係数=0.7とする

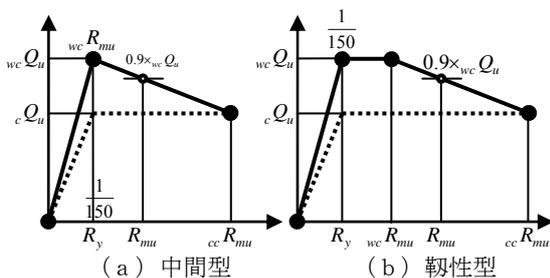


図-7 袖壁付柱の耐力と終局変形角

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

かつ $R_{mu} \leq {}_{cc} R_{mu}$ (3)

ここに、 ${}_{wc} Q_u, {}_{wc} R_{mu}$: 袖壁付柱の終局耐力と終局変形角
 ${}_{cc} Q_u, {}_{cc} R_{mu}$: 袖壁部破壊以降の柱部の終局耐力と終局変形角

表-6に示すとおり、すべての試験体の限界部材角時のF値は、益尾らの提案式および耐震診断基準式のいずれにおいても安全側に評価できることが分かる。また、Cシートで補強した試験体の限界部材角は、いずれも無補強試験体(SW02N)より大きく、普通強度のコンクリート試験体同様、柱のみの補強でも袖壁付き柱の変形性能を大きく向上できることが確認できた。

表-6 試験体の変形性能

試験体名	実験値			計算値	
	最大耐力時の部材角	限界部材角 ¹⁾	限界部材角時のF値	F値 ²⁾	F値 ³⁾
SW02N	1/199	1/100	1.75	1.00	1.00
SW12N	1/107	1/50	2.59	1.27	1.00
SW24N	1/104	1/50	2.59	1.27	1.00
SW26N	1/100	1/32	3.13	1.00 ⁴⁾	1.00 ⁴⁾
SW36N	1/106	>1/25	>3.20	1.00 ⁴⁾	1.00 ⁴⁾
SW24A	1/102	>1/25	>3.20	1.27	1.00
SW24B	1/101	>1/25	>3.20	1.27	1.00

注) 1)最大耐力の80%となった部材角 2)益尾らの提案式 3)耐震診断基準 4)つり合い軸力時の曲げ耐力を使用

4.2 等価粘性減衰定数

図-8にSW02N, SW12N および SW36N の処女載荷時の等価粘性減衰定数と部材角の関係を示す。図-8に示すとおり、いずれの試験体の等価粘性減衰定数も、部材角 1/100 以降、低下する傾向を示している。この傾向は、通常強度のコンクリート試験体で得られる結果とは異なっている。この理由として、コンクリートの圧縮強度が低いことにより、補強していない袖壁の破壊が早期

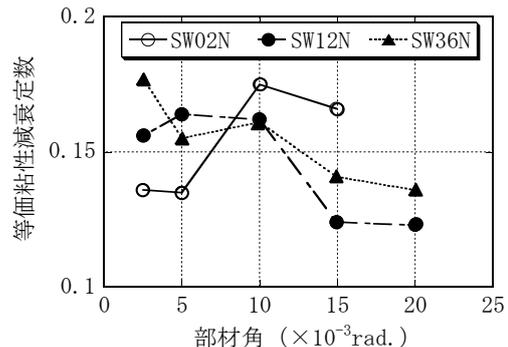


図-8 等価粘性減衰定数一部材角関係

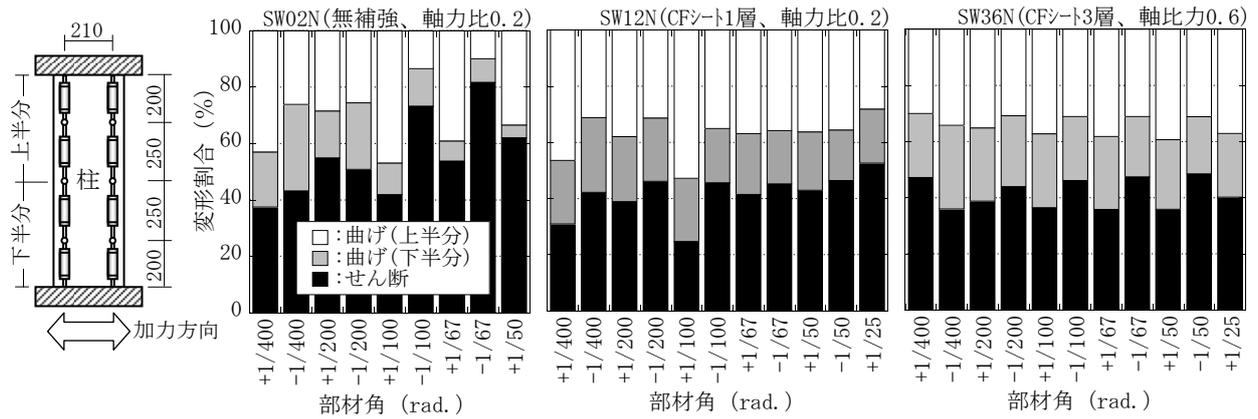


図-9 変形割合—部材角関係

に始まり、袖壁圧縮縁の減少によるピンチング効果が支配的となったため、エネルギー吸収能が小さくなったことが挙げられる。

4.3 柱部分のせん断・曲げ変形割合

図-9に示す変形割合は、SW02N、SW12N および SW36N の柱材軸方向に2列に配置した変位計から求めた、処女載荷時ピーク値の変形割合と部材角の関係を示したものである。曲げ変形は材軸方向中央部を固定端として各区間の平均曲率を積分して、上下それぞれの値を求めた。せん断変形は、全体変形から上下の曲げ変形を引いて求めた。図-9に示すとおり、SW02Nのせん断変形割合は、部材角が増すに従って増加し、部材角-1/67で約80%に達しており、典型的なせん断破壊を示した。一方、SW12Nのせん断変形割合は、部材角が増してもほぼ一定値を示し、部材角+1/25でも約50%程度と小さかった。このことは、図-4に示すように、CFシート補強により柱部材がせん断破壊型から曲げ破壊型に改善されたことを伺わせている。また、SW36Nのせん断変形割合も、SW12Nと同様に、部材角が増してもほぼ一定値を示し、その最大値は、部材角-1/50で約50%である。SW36Nの最終破壊は柱主筋の引張降伏後の袖壁上部の直接せん断的なすべり破壊⁹⁾であったが、柱はほぼ健全であったため、耐力低下も少なく、高軸力にもかかわらず、良好な構造性能を示した。

5. まとめ

低強度コンクリートを用いたRC造袖壁付き柱のCFシートおよびCFアンカーを用いた補強実験の結果から、以下の知見が得られた。

- (1) 低強度コンクリートからなるRC造袖壁付き柱のCFシートとCFアンカーによる補強効果は、普通強度のコンクリートに対するものと同様であることが確認できた。
- (2) 耐震診断基準や益尾らの提案式による耐力と靱性指標は低強度コンクリートに対しても安全側に

評価している。

- (3) CFシートによる補強は柱のみとしたため、袖壁の早期破壊の影響がせん断力—部材角関係に現れ、エネルギー吸収能の乏しい性状となった。
- (4) 補強した柱はせん断破壊せず、CFシート2層以上の補強であれば、部材角1/25でも $0.6D\sigma_B$ の軸耐力を喪失していなかった。

益尾らの提案式では、耐力を十分に評価できていないことから、CFシートによる柱の拘束効果を考慮した、設計式の見直しを行う必要があり、今後の課題としたい。

参考文献

- 1) 田才晃ほか: 高軸力下における低強度コンクリートRC柱の炭素繊維シートによる補強効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1231-1236, 2007.7
- 2) 根口百世ほか: 低強度コンクリートを用いた丸鋼を主筋とするRC柱のせん断破壊性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.157-162, 2007.7
- 3) 荒木秀夫ほか: 低強度コンクリートを用いたRC部材の耐震性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.931-936, 2007.7
- 4) 日本建築防災協会編: 2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準, 耐震改修設計指針・同解説, 2001
- 5) 建築研究振興協会編: 既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2003年版—増補版2007年—, 2007
- 6) 山本泰稔: 地震と補強-耐震改修における低強度コンクリートの問題点, 第30回建築士事務所全国大会埼玉大会分科会, pp.77-91, 2005.9
- 7) 益尾潔ほか: 袖壁貫通型アンカーを用いた柱のみのCFRP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
- 8) 日本建築学会編: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- 9) 青山博之他: 鉄筋コンクリート耐震壁の骨組壁板境界面の直接せん断抵抗機構(その1)~(その5), 日本建築学会大会学術講演梗概集構造系59(構造系), pp.2221-2230, 1984.10