

論文 CF 複合パネルによる柱部材の耐震補強工法の開発

鈴木 三馨^{*1}・岡本 修一^{*2}・新藤 竹文^{*3}・竹井 勝美^{*4}

要旨：CF 複合パネルによる柱部材の耐震補強工法は、パネルをセットして既設 RC 柱との間に充填材を注入するだけでよく、従来の炭素繊維シート巻き立て工法に比べ、重機を使用せずに短期間に施工可能な工法である。本研究では、CF 複合パネルによる柱部材の耐震補強に関する正負交番繰返し載荷実験により、CF 複合パネルによる補強が従来の炭素繊維シート補強と同等のせん断補強効果とじん性の向上が得られることが明らかとなった。また、CF 複合パネルを適用する場合に必然的に生じるパネルどうしの接合部の性能評価実験を行い、接合部の引張強度が炭素繊維シートの引張強度の特性値を十分に上回ることを確認した。

キーワード：耐震補強、炭素繊維シート、じん性、せん断補強、CF 複合パネル

1. はじめに

東日本大震災での教訓を踏まえ、首都圏直下型地震に備えるために、駅舎や高架橋の耐震補強への取組みが強化される中、施工性と補強効果に優れた耐震補強工法の開発が急務となっている。

著者らは、写真-1 に示す炭素繊維シートを 2 枚のフレキシブルボード（厚さ 3 mm の繊維強化セメント板）でサンドイッチした薄肉・軽量の成形パネル（以下、CF 複合パネル）を、これまで主にトンネル覆工のリニューアル等の補修・曲げ補強材として適用してきた。従来より汎用されている炭素繊維シート巻き立て工法では、シートの接着の際に母材の入念な下地処理やシートを積層するごとに接着剤が硬化するまで数日の養生日数を必要とするのに対して、この CF 複合パネルは、下地処理作業の省力化や養生時間の大幅な短縮化が可能である。また、CF 複合パネルは軽量であり、電動ドリルやカッターを用いて現地でパネルの切断や穴あけも可能である。したがって、夜間の限られた時間での施工が必要な地下鉄や鉄道施設の中柱の耐震補強工事、大型重機が使えないような作業スペースに制限を受ける場所での施工などへの適用が大いに期待される。

本研究では、鉄道高架橋橋脚の断面を想定し、汎用的な補強量の RC 柱（断面寸法 600 mm×600 mm）と、より大きな補強量を必要とする RC 柱（断面寸法 750 mm×750 mm）の 2 ケースの CF 複合パネルによる柱部材の耐震補強に関する正負交番繰返し載荷実験を行った。さらに、CF 複合パネルを柱部材に適用する場合に必然的に生じるパネルどうしの接合部の性能評価実験を行った。

2. 正負交番繰返し載荷実験の概要

2.1 試験体概要

試験体概要を図-1 に、試験体諸元を表-1 に示す。断面寸法 600 mm×600 mm の RC 柱は、無補強の試験体（No.1）と CF 複合パネルにより補強を行った試験体（No.2）とし、断面寸法 750 mm×750 mm の RC 柱は、炭素繊維シート巻き立て工法により補強を行った試験体（No.3）と CF 複合パネルにより補強を行った試験体（No.4）として、4 体で正負交番繰返し載荷実験を行った。材料試験結果は表-2 に示す通りである。CF 複合パネルに内蔵される炭素繊維シートには引張強度の特性値 3,400 N/mm² 以上のものを使用した。

補強区間は基部から 1,800 mm の区間であり、高さ 900 mm の CF 複合パネルを上下 2 段で取り付けた。載荷直角面に接合部を設けた。また、CF 複合パネルと柱表面の間には約 10 mm の隙間を設けて無収縮モルタルを充填した。

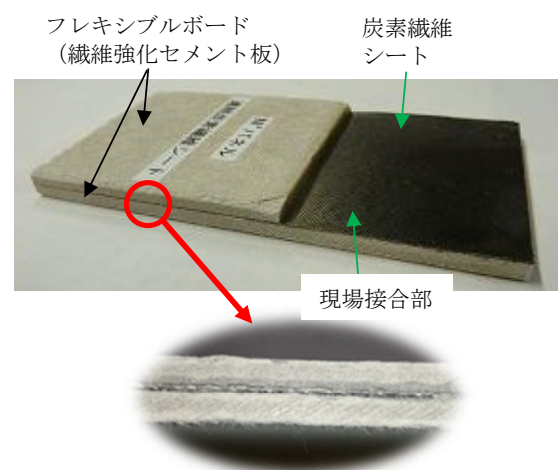


写真-1 CF 複合パネル

*1 大成建設（株）技術センター土木技術研究所土木構工法研究室，工修（正会員）

*2 大成建設（株）土木本部土木技術部橋梁設計・技術室，工修（正会員）

*3 大成建設（株）技術センター土木技術研究所，工博（正会員）

*4 成和リニューアルワークス（株）技術・リニューアル統轄部（非会員）

2.2 正負交番繰返し载荷実験の概要

正負交番繰返し载荷実験の概要を写真-2 に示す。試験体の载荷は、最初に柱基部の軸応力度が表-1 に示す所定の値 (No.1, No.2 では、4.0 N/mm², No.3, No.4 では 3.1 N/mm²) となるように軸力を与えた後、表-1 に示

すせん断スパンになる位置 (No.1, No.2 では、基部から 2050mm, No.3, No.4 では、基部から 2600 mm) に水平力を与え、正負交番繰返し载荷を行った。水平力については、初めに予備载荷として、No.1~No.2 では 100 kN, 300 kN を、No.3~No.4 では、350 kN, 600 kN を正負に

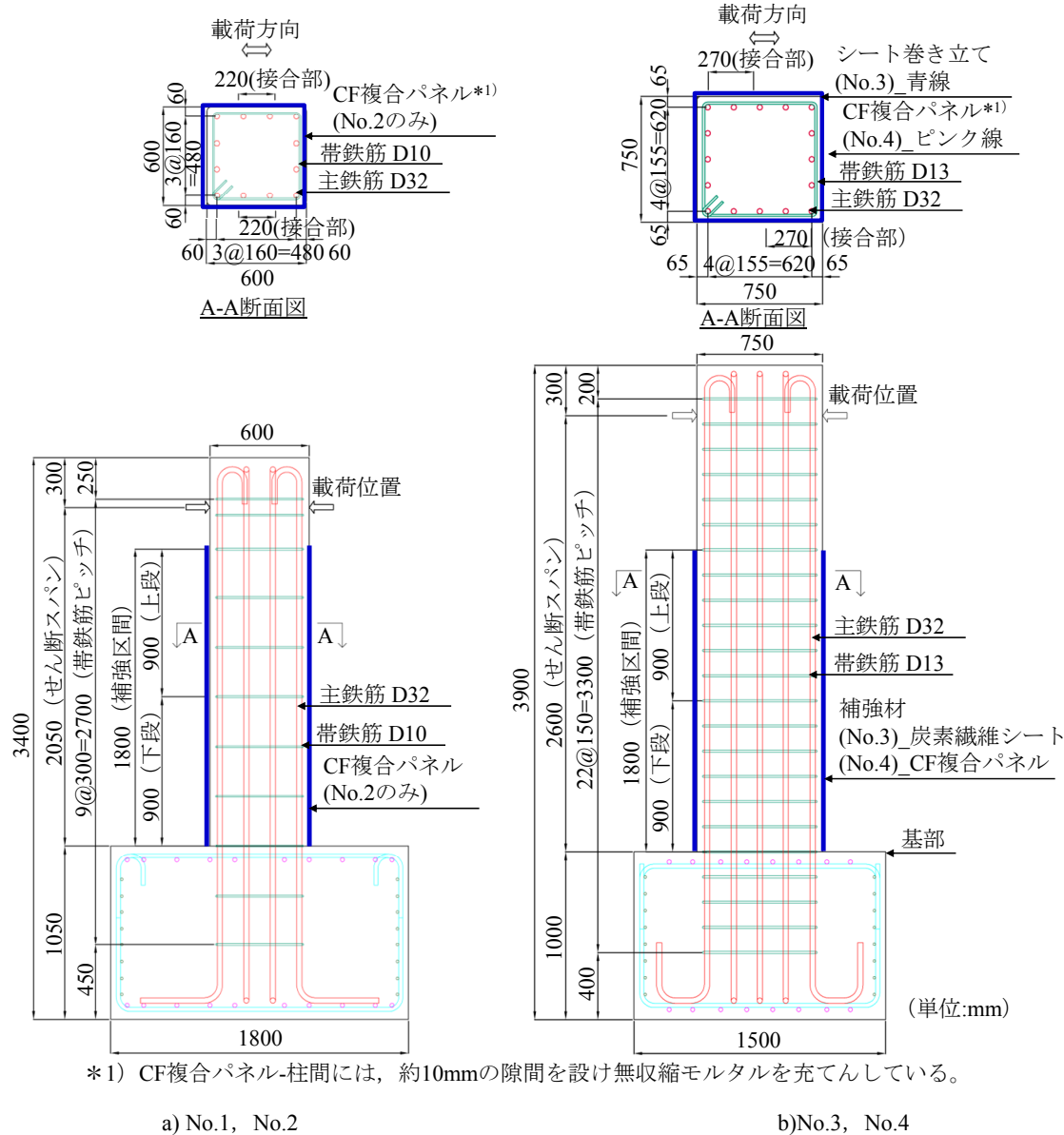


図-1 試験体概要

表-1 試験体諸元

試験体名	No.1	No.2	No.3	No.4
補強方法	無補強	CF複合パネル	炭素繊維シート	CF複合パネル
断面寸法	600×600mm		750×750mm	
せん断スパンa	2050mm		2600mm	
せん断スパン比a/d	3.8			
軸応力度σ _n	4.0N/mm ²		3.1N/mm ²	
帯鉄筋比p _w	0.079%(D10@300mm)		0.225%(D13@150mm)	
炭素繊維シートの 目付量	—	300g/m ² ×2層 (総目付量600g/m ²)	600g/m ² ×2層 (総目付量1200g/m ²)	

1回ずつ载荷した後、本载荷を行った。最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した時の载荷位置における水平変位を降伏変位 δ_y として、 δ_y の整数倍の変位量 ($\pm 1\delta_y$, $\pm 2\delta_y$, ...) で、各3サイクルの载荷を変位制御で行った。

3. 正負交番繰返し载荷実験の結果

3.1 荷重－変位関係

各試験体の補正水平荷重と载荷位置における水平変位の関係を図-2に示す。補正水平荷重は軸力による偏心モーメントを水平荷重に換算した分を水平荷重に加えて求めた。

無補強のNo.1試験体は、 $\pm 1\delta_y$ のサイクルで柱部に複数の斜めひび割れが発生し、 $+2\delta_y$ の1サイクル目で斜めひび割れが開くとともに荷重が急激に低下した。このとき、帯鉄筋は降伏しており、より大きな水平荷重に対する抵抗力が期待できない状況であった。その後、負载荷 ($-2\delta_y$) においても新たな帯鉄筋の降伏が発生し、水平荷重が降伏荷重に達する前に荷重が低下したことから実験を終了した。破壊のモードは、曲げ降伏直後のせん断破壊であった。

CF 複合パネルにより補強した No.2 試験体は、軸方向

鉄筋の降伏後も荷重が増加し、 $\pm 7\delta_y$ のサイクルまではほぼ最大荷重を保持しており、安定した曲げ挙動を示した。その後、 $+8\delta_y$ の1サイクル目でパネル接合部端部の炭素繊維シートが一部破断し、 $-8\delta_y$ の1サイクル目で同じ位置で炭素繊維シートが基部から高さ 600 mm までの範囲で破断するとともに荷重が大きく低下して降伏荷重を下回ったため、実験を終了した。

No.3 と No.4 の試験結果を比較すると、CF 複合パネル補強試験体の荷重変位関係は、炭素繊維シート補強試験体とほぼ同じであり、終局変位も同じ ($8\delta_y$) であり、安

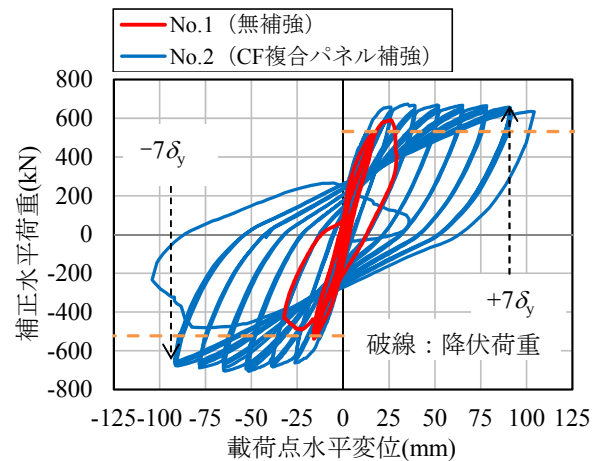


表-2 材料試験結果

コンクリートの圧縮強度	No.1 载荷試験時	30.8N/mm ²
	No.2 载荷試験時	30.9N/mm ²
	No.3 载荷試験時	37.2N/mm ²
	No.4 载荷試験時	36.2N/mm ²
鉄筋の降伏強度	軸方向鉄筋D32(No.1～No.2)	356N/mm ²
	軸方向鉄筋D32(No.3～No.4)	358N/mm ²
	帯鉄筋D10	418N/mm ²
	帯鉄筋D13	392N/mm ²

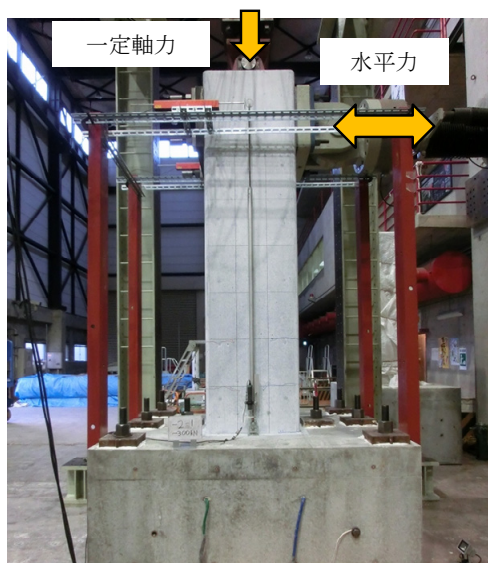


写真-2 正負交番繰返し载荷実験の概要

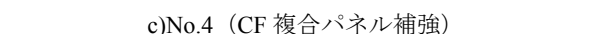
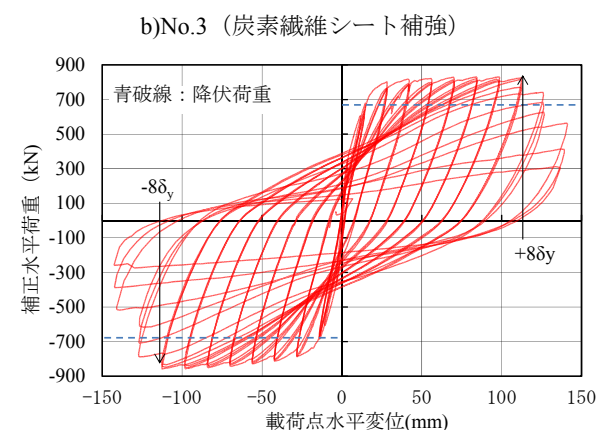
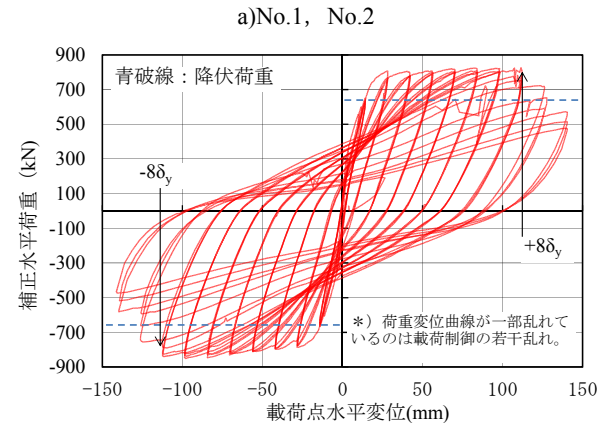


図-2 補正水平荷重－载荷位置水平変位関係

定した曲げ挙動を示した。荷重低下が生じ始める大きなはらみ出しも同じタイミング（ $8\delta_y$ の 3 回目以降）で生じた。No.4 試験体では、はらみ出しによる荷重の低下後、 $9\delta_y$ の負荷荷の 3 回目で試験体角部の CF 複合パネルの破断が生じた。No.3 試験体の炭素繊維シートの破断は生じなかった。

3.2 損傷状況

No.3 と No.4 の試験体について、終局時と実験終了時の損傷状況をそれぞれ写真-3～写真-4 に示す。また、両試験体の基部付近の炭素繊維シート、CF 複合パネルおよび剥離したコンクリートを除去した試験体の実験終了時の状況を写真-5 に示す。

終局時（ $8\delta_y$ ）の目視での損傷状況は両試験体ともほぼ同じである。実験終了時は、CF 複合パネル補強試験体では、軸方向鉄筋の大きなはらみ出しにより荷重が低下したあとの $9\delta_y$ の 2 回目載荷時にシートの破断が生じたことから、差異が生じている。

実験終了後、シートを除去し、人力でコンクリート塊を除去した状況は、いずれもコンクリートの圧壊が部材内部まで及んでいた。

3.3 せん断補強効果

実強度を用いて計算した曲げせん断耐力比（曲げ耐力に達する時の水平荷重に対するせん断破壊するときの水平荷重の比率）は、無補強の No.1 が 0.81、CF 複合パネルにより補強した No.2 が 1.93 である。ここで、設計せん断耐力 V_{fyd} は「連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針」¹⁾の式(1)～式(10)を用いた。部材係数を 1.0 として算定し、CF 複合パネル負担分は、炭素繊維シートを直接接着させる場合と同様とした。

$$V_{fyd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{fd} \quad (1)$$

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (2)$$

$$V_{sd} = [A_w \cdot f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s] \cdot z / \gamma_b \quad (3)$$

$$V_{fd} = K \cdot [A_f \cdot f_{fyd} (\sin \alpha_f + \cos \alpha_f) / s_f] \cdot z / \gamma_b \quad (4)$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ ただし, } f_{vcd} \leq 0.72 \quad (5)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \text{ (d:m)} \text{ ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ の場合 } 1.5 \quad (6)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_w} \text{ ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ の場合は } 1.5 \quad (7)$$

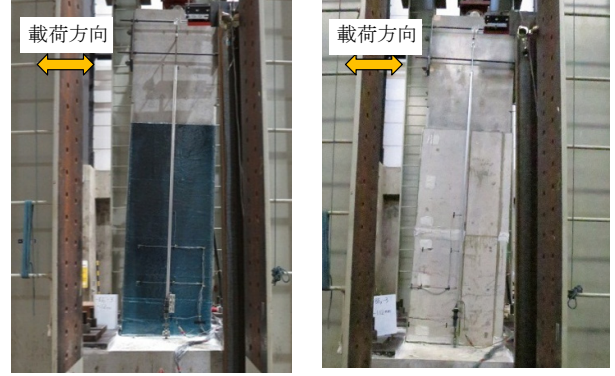
$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \text{ (} N'_d \geq 0 \text{ の場合)} \\ \text{ただし, } \beta_n > 2 \text{ の場合は } 2 \text{ とする} \quad (8)$$

$$\beta_n = 1 + 2M_0 / M_d \text{ (} N'_d < 0 \text{ の場合)} \\ \text{ただし, } \beta_n < 0 \text{ の場合は } 0 \text{ とする}$$

$$K = 1.68 - 0.67R \text{ ただし, } 0.4 \leq K \leq 0.8 \quad (9)$$

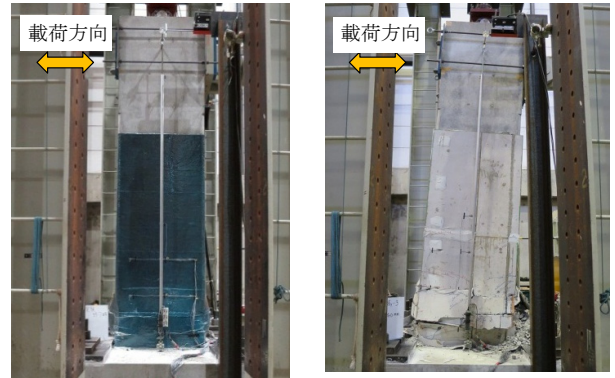
$$R = (\rho_f \cdot E_f)^{1/4} (f_{fyd} / E_f)^{2/3} (1 / f'_{cd})^{1/3} \quad (10)$$

$$\text{ただし, } 0.5 \leq R \leq 2.0$$



a)No.3（炭素繊維補強） b)No.4（CF 複合パネル補強）

写真-3 終局（ $8\delta_y$ ）時の損傷状況



a)No.3（炭素繊維補強） b)No.4（CF 複合パネル補強）

写真-4 試験終了時の損傷状況



写真-5 はつり後の基部の損傷状況

ここで、

V_{cd} : せん断補強鋼材および連続繊維シートを用いない棒部材の設計せん断耐力, V_{sd} : せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力, V_{fd} : 連続繊維シートにより受け持たれる棒部材の設計せん断耐力, N'_d : 設計軸方向圧縮力, M_d : 設計曲げモーメント, M_0 : 設計曲げモーメント M_d に対する引張り縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント, b_w : 腹部の幅, d : 有効高さ, $p_w=A_s/(b_w \cdot d)$, A_s : 引張側鋼材の断面積, f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²), γ_b : 部材係数, A_w : 区間 s_f におけるせん断補強鉄筋の総断面積, f_{wyd} : せん断補強鉄筋の設計引張降伏強度 (N/mm²), α_s : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度, s_s : せん断補強鉄筋の配置間隔, z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材の図心までの距離 (= $d/1.15$), K : 連続繊維シートのせん断補強効率, ρ_f : 連続繊維シートのせん断補強率 (= $A_f/(s_f B) = 2 \cdot n_f t_f s'_f / (s_f B)$), A_f : 区間 s_f における連続繊維シートの総断面積 (mm²), s_f : 連続繊維シートの配置間隔 (mm), t_f : 連続繊維シート 1 枚の厚さ (No.2 では 0.167, No.3~No.4 では 0.333 とした) (mm), n_f : 連続繊維シートの枚数, s'_f : 連続繊維シートのシート幅 (mm), f_{fid} : 連続繊維シートの設計引張強度 (=3400 とした) (N/mm²), E_f : 連続繊維シートの弾性係数 (=245 とした) (kN/mm²), α_f : 連続繊維シートが部材軸となす角度

実験では、曲げせん断耐力比が 1 以下である No.1 は曲げ降伏直後にせん断破壊したが、No.2 は曲げ破壊のモードになり大きな変形でも荷重を保持できていることから、CF 複合パネルを用いることでせん断補強効果が得られていることが示された。

3.4 じん性補強効果

じん性率 (降伏変位に対する降伏荷重を下回らない最大変位の比率) については、実験結果と参考文献 1) による算定値を比較した。連続繊維シートにより補強された部材のじん性率 μ_{fd} を式(11)に示す¹⁾。なお、部材係数は 1.0 とした。

$$\mu_{fd} = \left[1.16 \cdot \frac{(0.5 \cdot V_c + V_s)}{V_{mu}} \cdot \left\{ 1 + \alpha_0 \frac{\varepsilon_{fu} \cdot \rho_f}{V_{mu}/(B \cdot z)} \right\} + 3.58 \right] / \gamma_{bf} \quad (11)$$

ここで、

V_{mu} : 部材が現有曲げ耐力 M_u に達するときの最大せん断力, γ_{bf} : μ_{fd} 算出に用いる部材係数, ε_{fu} : 連続繊維シートの終局ひずみで連続繊維シートの設計引張強度を弾性係数の特性値で除した値 (= $f_{fuk}/\gamma_{mf}/E_f$), f_{fuk} : 連続繊維シートの引張強度の特性値 (N/mm²), γ_{mf} : 連続繊維シートの材料係数, α_0 : 部材のじん性率の算出に用いる係数 (= E_s (2.0×10^5 とした))

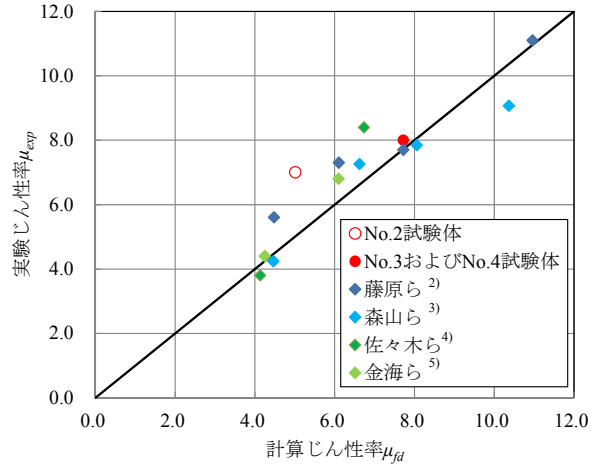


図-3 じん性率の実験値と計算値の比較

同指針に示される式において、コンクリートと鉄筋の実強度および炭素繊維シートの引張強度の規格値を用い、部材係数を 1.0 とした算定したじん性率は 5.0 (No.2), 7.7 (No.3 および No.4) である。実験では、計算値を上回る $\pm 7\delta_y$ (No.2), $\pm 8\delta_y$ (No.3 および No.4) のサイクルまでほぼ最大荷重を保持している。

図-3 に既往の炭素繊維シート巻き立て工法における実験結果 2)~5) と連続繊維シート補修補強指針による算定値との比較を示し、これに本実験の結果を併記した。連続繊維シート補修補強指針による算定値は実験結果に対し平均的な値であり、実験自体のばらつきにより算定値を上回ったり下回ったりする。CF 複合パネル補強した試験体は、既往の実験結果のばらつきに対してもほぼ上限に位置していることから、CF 複合パネルを用いることで、炭素繊維シートを直接接着させる場合と同様なコンクリートおよび鉄筋を拘束する効果があり、同等のじん性補強効果が得られているものと考えられる。

4. 接合部の性能評価実験

4.1 接合部引張実験の概要

CF 複合パネルを柱部材に適用する上で生じる接合部の性能評価のため、接合部の引張試験を行った。引張試験方法は、JIS A 1191「コンクリート補強用連続繊維シートの引張試験方法」に準拠した。接合部引張試験片の概要を図-4 に示す。600 g/cm² × 2 層の接合部の場合、接合部の応力集中を緩和するために、接合区間を 270 mm と長くし、他の繊維シートに比べて目付量が 200 g/m² と少ない 2 方向繊維シートを接合区間 270 mm の範囲に接着した。接合区間は最大で 600 g/m² 目付けのシートが 4 層と 200 g/m² 目付けのシートが 1 層重ねられている。600 g/m² 目付けの炭素繊維シート 1 枚の厚さは、0.333 mm であり、引張試験片の幅は平均で 12.9 mm であった。総試験片数は 5 片とした。

4.2 接合部引張実験の結果

接合部引張実験の結果を図-5 に示す。接合部の引張強度の平均値は $4,017 \text{ N/mm}^2$ であり、炭素繊維シートの引張強度の特性値 ($3,400 \text{ N/mm}^2$) を十分に上回った。

引張試験の破断状況を写真-6 に示す。引張試験片の破断状況は、1 本が接合区間の内部にて破断し、残りの 4 本が接合区間の端部で破断した。

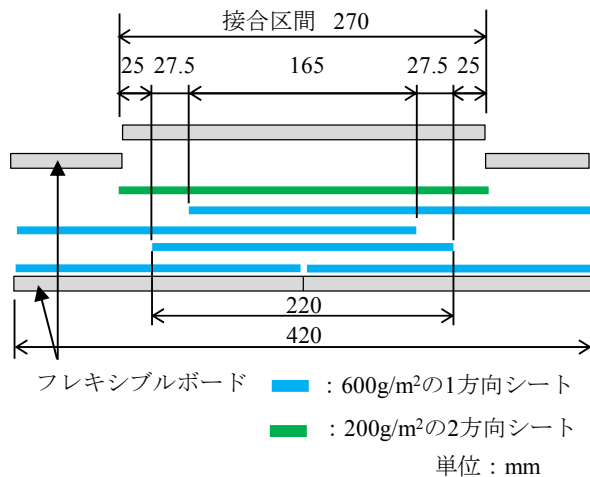


図-4 接合部引張試験片の概要
($600 \text{ g/m}^2 \times 2$ 層の接合部の場合)

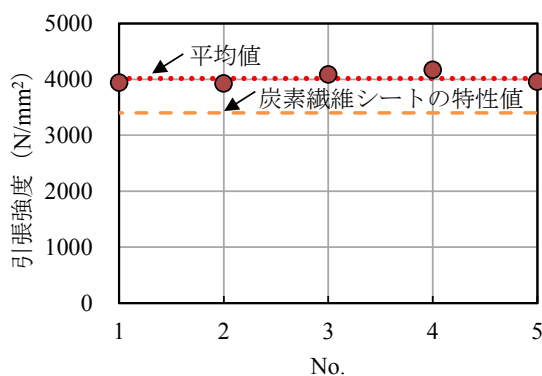


図-5 接合部の引張強度

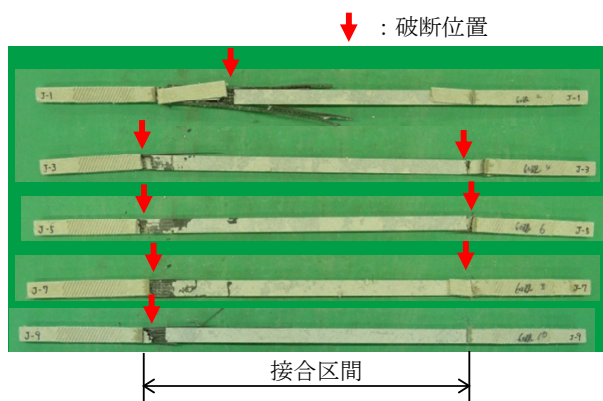


写真-6 引張試験片の破断状況

5. まとめ

本研究では、鉄道高架橋橋脚の断面を想定し、汎用的な補強量の RC 柱を対象に、CF 複合パネルによる補強の有無をパラメータとし、正負交番繰返し載荷実験を行った。無補強の試験体との比較、および連続繊維シート補修指針に示される算定式との比較から、本実験においては炭素繊維シート内蔵の CF 複合パネルを用いることで、せん断補強効果およびじん性補強効果が得られることが明らかとなった。

また、これまで実施されている従来の炭素繊維シート巻き立て工法³⁾よりも断面寸法の大きな試験体を用いて、かつ所要の炭素繊維補強量を大きくした RC 柱について、CF 複合パネル、および、炭素繊維シートで補強した RC 柱試験体の正負交番繰返し載荷実験を行った。その結果、CF 複合パネルによる補強は、従来の炭素繊維シート補強と同等のじん性の向上が得られることが明らかとなった。

さらに、CF 複合パネルの接合部の性能評価のため、接合部引張実験を行い、接合部の引張強度が炭素繊維シートの引張強度の特性値を十分に上回ることを確認した。

したがって、CF 複合パネルによる補強は、従来の炭素繊維シート補強と同等のせん断補強効果とじん性の向上が得られることから、CF 複合パネルは有効な耐震補強としての適用できることが検証された。

以上のとおり、CF 複合パネルの耐震補強工法への適用性は極めて高く、特に、鉄道施設の駅舎などに見られるような断面積 2 m^2 程度以下の比較的小断面の RC 柱への適用が有効であるといえる。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリートライブラリー101 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，2000.
- 2) 藤原祐一郎，島村貞夫，松村誠：炭素繊維シートによる既存 RC 橋脚の耐震補強，土木学会第 52 回年次学術講演会概要集，V-308，pp.616-617，1997.9
- 3) 森山智明，岡野素之，松本信之，涌井一：炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱のじん性補強に関する実験的研究，土木学会第 52 回年次学術講演会，V-154，pp.308-309，1997.9
- 4) 佐々木協一，袴田文雄，前川順道，星隈順一：炭素繊維シートを用いた RC 橋脚補強の実験的検討，第 24 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.777-780，1997.7
- 5) 金海鉦，袴田文雄，井上晋，小林和夫：耐力補強に着目した炭素繊維シートによる RC 橋脚補強の実験的検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，pp.243-248，1997.