

論文 炭素繊維複合パネル巻立てによる RC 部材のせん断補強効果の検証

河村 圭亮*1・畑 明仁*2・新藤 竹文*3・細谷 学*4

要旨：著者らは、狭隘な場所での人力施工や短時間での施工が可能な柱部材の耐震補強工法として、炭素繊維シートを2枚のフレキシブルボードで挟み込んだ複合パネルを巻立てる補強工法を開発してきた。本研究では、RC試験体の荷重実験を行い、従来の炭素繊維シート巻立ての場合と同等のせん断補強効果が得られることを確認した。また、実験結果より補強後のせん断破壊進展過程について詳細に検討し、斜めひび割れ発生後はコンクリートと補強材の付着切れが生じるものの、断面を囲い込む補強ではコンクリートのせん断耐荷機構が変化して、負担できるせん断力が増加することを明らかにした。

キーワード：耐震補強, 炭素繊維シート, 複合パネル, せん断補強, 付着, アーチ機構

1. はじめに

将来発生が予想される大規模地震に対する既存インフラ施設の安全性向上は不可欠である。そのため、過去の地震被害を受けて見直されてきた現行の設計基準を満足しない鉄筋コンクリート(以下、RC)柱部材に対しては、耐震補強工事が進められている。その中には様々な施工環境の制約により、狭隘部での施工や短時間での施工が求められる場合もある。また、近年は労働者人口の減少が進み、建設現場では生産性向上が求められているが、その対応策としてプレキャスト化技術は非常に有効である。このような背景の下で、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(繊維強化セメント板)で挟み込んだ三層構造の複合パネル(以下、炭素繊維複合パネル)を巻立てる耐震補強工法を開発してきた。本工法では、柱形状に合わせて工場で作成した炭素繊維複合パネルを周囲にアンカーで固定し、接合部の炭素繊維シートは現地でエポキシ樹脂接着により重ね合わせた後、既設躯体との間に無収縮モルタルを注入して両者を一体化させる。炭素繊維複合パネルはプレキャストの薄肉・軽量化した板材であり、前述のような制約を受ける条件下における施工ニーズに応えることができる。

本工法による耐震補強効果検証のために柱試験体の荷重実験を複数実施し、従来の炭素繊維シート巻立てと同等以上の靱性補強効果が得られることを検証してきた。しかし、これらの実験ではせん断破壊型の柱に対する補強で曲げ破壊型に移行できることは確認しているが、いずれも補強後の曲げ変形性能に着目した実験で、炭素繊維複合パネルが負担できるせん断力を定量的には評価していない。適用対象は柱部材を想定するが、せん断耐力評価を明確に行うため、本研究では側方鉄筋がない配筋のRC梁試験体で荷重実験を実施して、炭素繊維複合パネルによるせん断補強効果を明らかにした。さらに、補強後のせん断破壊進展過程を詳細に分析することで、せん断耐荷機構を検討した。

2. 実験概要

2.1 RC 試験体概要

試験体は計5体で、実験ケースの一覧と諸元を表-1に示す。表中には各材料試験結果を併せて示す。RC試験体の形状は、図-1に示す幅600mm×高さ500mm×全長3,800mmとし、せん断スパン比 $a/d=2.78$ である。使用したコンクリートは呼び強度24(N/mm²)、粗骨材の最大寸法20mmで、主鉄筋比 $p_v=1.76\%$ 、せん断補強鉄筋比 $p_w=0.12\%$ である。

CFP-0は無補強の試験体である。その他の4体は軸方向の中心から支点の外側までの3,200mmの区間に、コの字型の炭素繊維複合パネルを7組(長さ500mmを4組と400mmを3組)設置して補強を行った。フレキシブルボードを用いるのは施工性向上の目的であり、補強材として強度を期待しているのは炭素繊維シートのみである。炭素繊維シートは周方向のみに配置して、連続性を確保するように2面で接合したが、水平方向はパネルど

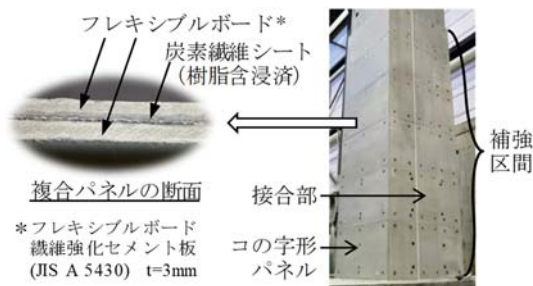


写真-1 炭素繊維複合パネルによる耐震補強

*1 大成建設(株) 技術センター 社会基盤技術研究部 材工研究室 副主任研究員 修(工) (正会員)

*2 大成建設(株) 技術センター 社会基盤技術研究部 材工研究室 主席研究員 博(工) (正会員)

*3 大成建設(株) 技術センター 社会基盤技術研究部 荣誉研究員 博(工) (フェロー会員)

*4 大成建設(株) 土木本部 土木技術部 橋梁設計・技術室 部長代理 博(工) (正会員)

表-1 実験ケースの一覧と諸元

| 実験ケース | 部材寸法 | | | 主鉄筋 | | スターラップ | | 炭素繊維複合パネル | | | f_c (N/mm ²) | f_m (N/mm ²) | 検討項目 |
|------------|-------------|-------------|-------|-----------------------|--------------|------------------------|--------------|---------------------|-----------|--------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------|
| | b (mm) | d (mm) | a/d | 規格/ 配置 | p_v (%) | 規格/ 配置 | p_w (%) | 繊維 目付量 | 試験体側面 | p_f (%) | | | |
| CFP-0 | | | | | | | | | 無し | — | 27.2 | — | — |
| CFP-2-N | 600 | 431 | 2.78 | ネジ節 SD490 4-D38 | 1.76 | SD345 D10 @200mm | 0.12 | 200g/m ² | 一般部 | 0.037 | 28.4 | 79.9 | パネルの補強効果 |
| CFP-2-J | | | | | | | | 200g/m ² | 接合部 | 0.037 | 27.0 | 78.7 | 一般部, 接合部の違い |
| CFP-4-N | | | | | | | | 400g/m ² | 一般部 | 0.074 | 27.8 | 81.5 | 繊維目付量の違い |
| CFP-2-N-UB | | | | | | | | 200g/m ² | 一般部, 付着無し | 0.037 | 28.1 | 85.1 | 付着有無の違い |

主鉄筋: $f_y=503\text{N/mm}^2$, $E_s=2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ スターラップ: $f_y=375\text{N/mm}^2$, $E_s=1.87 \times 10^5 \text{N/mm}^2$
 炭素繊維シート(200g/m²): $f_{fu}=4,522\text{N/mm}^2$, $E_f=256,516\text{N/mm}^2$ 炭素繊維シート(400g/m²): $f_{fu}=3,867\text{N/mm}^2$, $E_f=247,964\text{N/mm}^2$
 b : 幅, d : 有効高さ, a/d : せん断スパン比, p_v : 主鉄筋比, p_w : せん断補強鉄筋比, p_f : シート補強量比
 f_c : コンクリート圧縮強度(現場封緘養生, 載荷試験時), f_m : 充填モルタル圧縮強度(現場封緘養生, 載荷試験時)
 f_y : 降伏強度, E_s : 弾性係数, f_{fu} : 引張強度, E_f : 引張弾性率

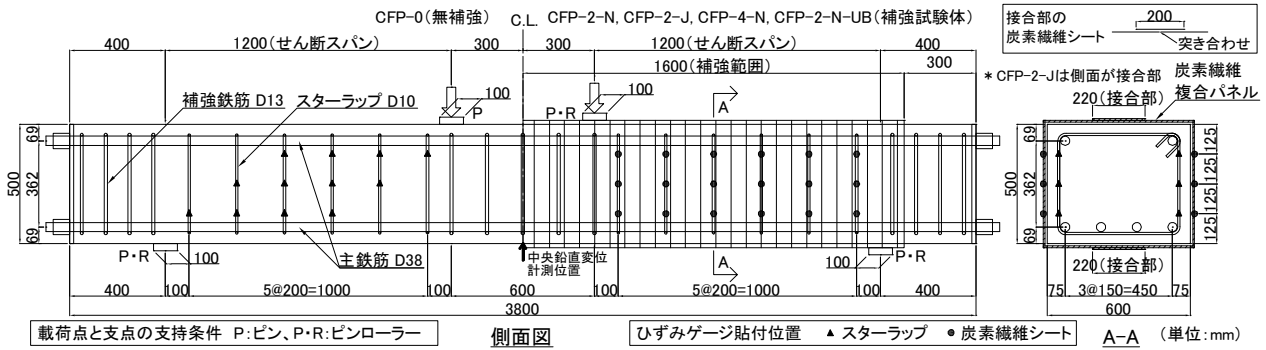


図-1 RC 試験体概要

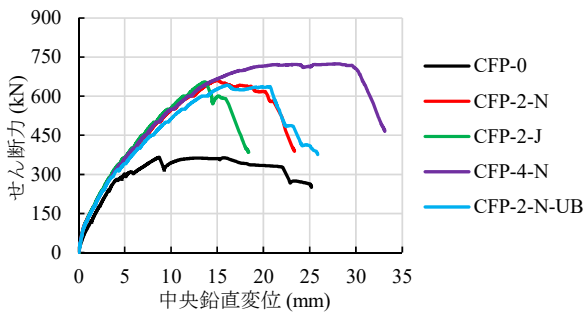


図-2 せん断力-中央鉛直変位関係

うしが突き合わせの状態では一体化していない。炭素繊維複合パネルとコンクリートの間に充填した無収縮モルタルは厚さ 10mm とした。基準とした CFP-2-N は、せん断力を負担する試験体側面が炭素繊維複合パネルの一般部となるように設置し、使用する炭素繊維シートの繊維目付量は 200g/m² (厚さ 0.111mm) とした。CFP-2-J は、試験体側面が接合部となるように設置して、この影響について検討した。CFP-4-N は繊維目付量を 400g/m² (厚さ 0.222mm) とした、この影響について検討した。CFP-2-N-UB は試験体側面のコンクリート表面にグリースを塗布した上で PP シートを貼り付けて、充填材との付着が無い条件とした。炭素繊維シート巻立て補強を行った宮島らの実験²⁾では、斜めひび割れの発生に伴ってシートの剥離による付着切れが生じており、接着方法は異なるが本工法でも同様の事象が生じることが予測され

る。そこで、コンクリートと炭素繊維複合パネルの付着切れが生じた場合の最も厳しい条件として、予め全面剥離が生じた状態とした。

2.2 載荷方法および測定項目

載荷は図-1 に示すように 2 点単調載荷で行い、載荷板および支承板にはそれぞれ幅 100mm の鋼板を用いた。実験では、試験体中央における鉛直変位、およびスターラップと炭素繊維シートのひずみを測定した。ひずみゲージの貼付位置は図-1 に示す通りである。

3. 実験結果およびせん断破壊進展過程についての考察

3.1 せん断耐力および破壊性状

各ケースのせん断力-中央鉛直変位関係を図-2 に示す。無補強の CFP-0 に対して、炭素繊維複合パネルで補強した 4 ケースはいずれも最大せん断力 V_{max} が増加しており、せん断補強効果が確認できた。

せん断破壊が生じたスパンの実験終了後の状況を写真-2 に示す。炭素繊維複合パネルで補強した 4 ケースについては、実験終了後にパネルを除去して確認したコンクリートもしくは充填モルタルの状況を併せて示す。

CFP-0 は、載荷点から支点に向かう 1 本の斜めひび割れが大きく開口し、斜め引張破壊が生じた。

補強した 4 ケースは、外側のフレキシブルボードに多数の微細な斜めひび割れが見られ、コンクリートの斜めひび割れに対応した位置で炭素繊維シートの破断が生じ

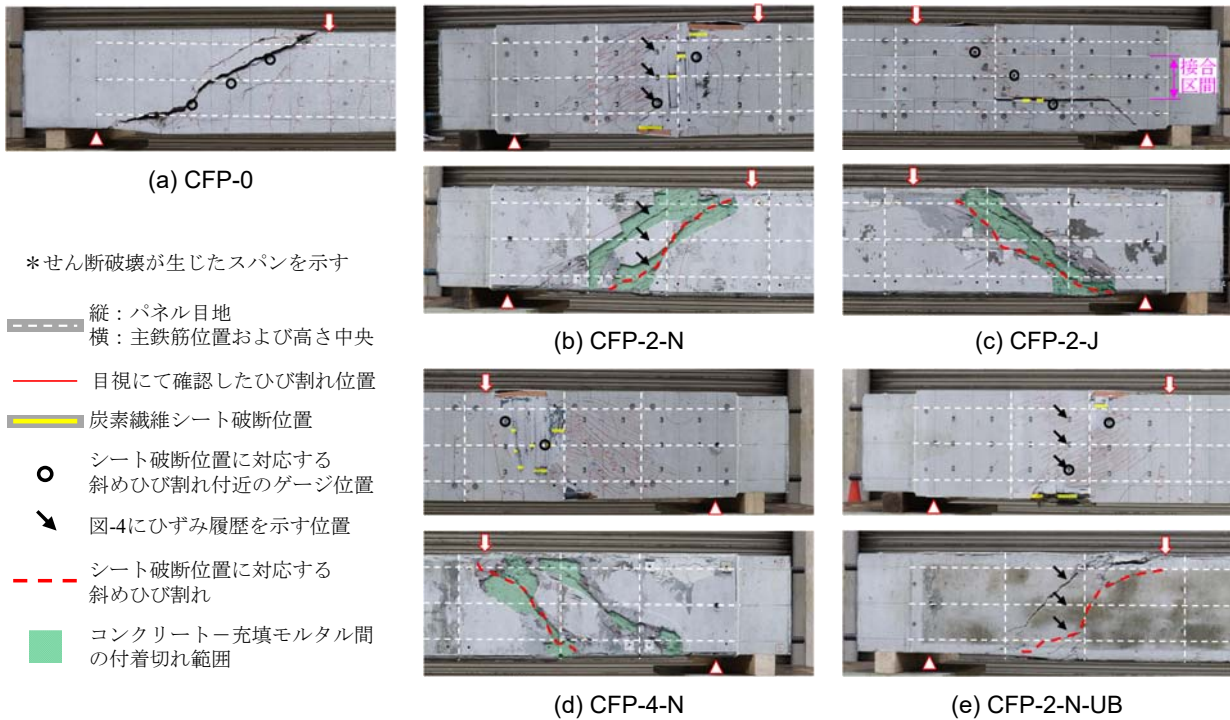


写真-2 実験終了後の試験体状況（上）と炭素繊維複合パネル除去後の試験体状況（下）

た。載荷点付近では V_{max} 時点で上面外側のフレキシブルボードがせり上がり、内部ではコンクリートが圧縮破壊している状況が確認されたことから、せん断圧縮破壊のモードであったと言える。これはCFP-0でのコンクリートの破壊形態とは異なるものである。コンクリート標準示方書[設計編]⁹⁾では、せん断圧縮破壊のモードにならないせん断補強鉄筋量の上限値は、降伏強度を f_y として、 $p_w f_y / f'_c$ が0.1程度とされている。CFP-2-Nの条件で、炭素繊維シートの引張強度 f_{fu} を用いて、スターラップ+炭素繊維シート分での値を算出すると0.075である。そのため、補強によりせん断破壊モードに変化が生じたのは、単純に鉛直引張材の量が増加しただけでなく、断面を囲い込む炭素繊維複合パネルがコンクリート中の応力分布に影響を及ぼしていると推察される。

コンクリートと充填モルタルの付着がある3ケースで、載荷実験中に打音にて確認した結果、斜めひび割れ発生後から炭素繊維複合パネルの浮きが生じ始め、斜めひび割れ位置に沿って徐々にその範囲が拡大し、 V_{max} 時点では上端から下端までの全体に広がっていた。コンクリートには幅が比較的大きい斜めひび割れが2本ずつ発生し、これらを含む領域でコンクリートと充填モルタルの付着切れが生じていた。この領域は打音にて浮きを確認した範囲と対応している。

3面補強などの場合は補強材の剥離によって終局に至る⁹⁾が、本工法のように断面を囲い込む補強では剥離が生じてコンクリートとの一体性が失われてもせん断補強効果を発揮できることが明らかとなった。

3.2 各材料のせん断力負担割合

実験における各材料のせん断力負担割合について算出を試みた。ここでは、CFP-0は最もひび割れ幅が大きい斜めひび割れ、補強した4ケースは炭素繊維シートが破断した位置に対応する斜めひび割れをそれぞれせん断破壊に対して支配的な斜めひび割れと仮定した。このひび割れ近傍のひずみゲージの値にヤング係数と断面積を乗じた値の総和を補強材が負担するせん断力とした。なお、スターラップ負担分は降伏後一定値とした。フレキシブルボードの引張強度は 15N/mm^2 程度で、せん断力負担には寄与しないと考えられることから、炭素繊維複合パネルの断面積は軸方向のゲージ間隔である200mm区間の炭素繊維シート断面積とした。補強材の負担せん断力算出に用いたひずみゲージの位置を写真-2中に丸印で示す。また、コンクリート負担分 V_c は、全体のせん断力 V からスターラップ負担分 V_s および炭素繊維シート負担分 V_f を差し引いて算出した。算出した各材料の負担せん断力と中央鉛直変位の関係を図-3に示す。

無補強のCFP-0は、斜めひび割れ発生後、 V_c が増加するが、スターラップ降伏後は一定値となり V_{max} に達している。 V_c が斜めひび割れ発生後に低下した後、再び増加する挙動は中村・渡辺の実験結果⁹⁾と同様であり、アーチ機構による負担が増加したためと推察される。

補強したCFP-2-Nは、斜めひび割れ発生後、 V_s と V_f が同時に増加し始めた。CFP-0と比較すると V_s の増加勾配が緩やかなのは、 V_f と分担して引張抵抗しているためと考えられる。また、 V_c はCFP-0と異なり低下することな

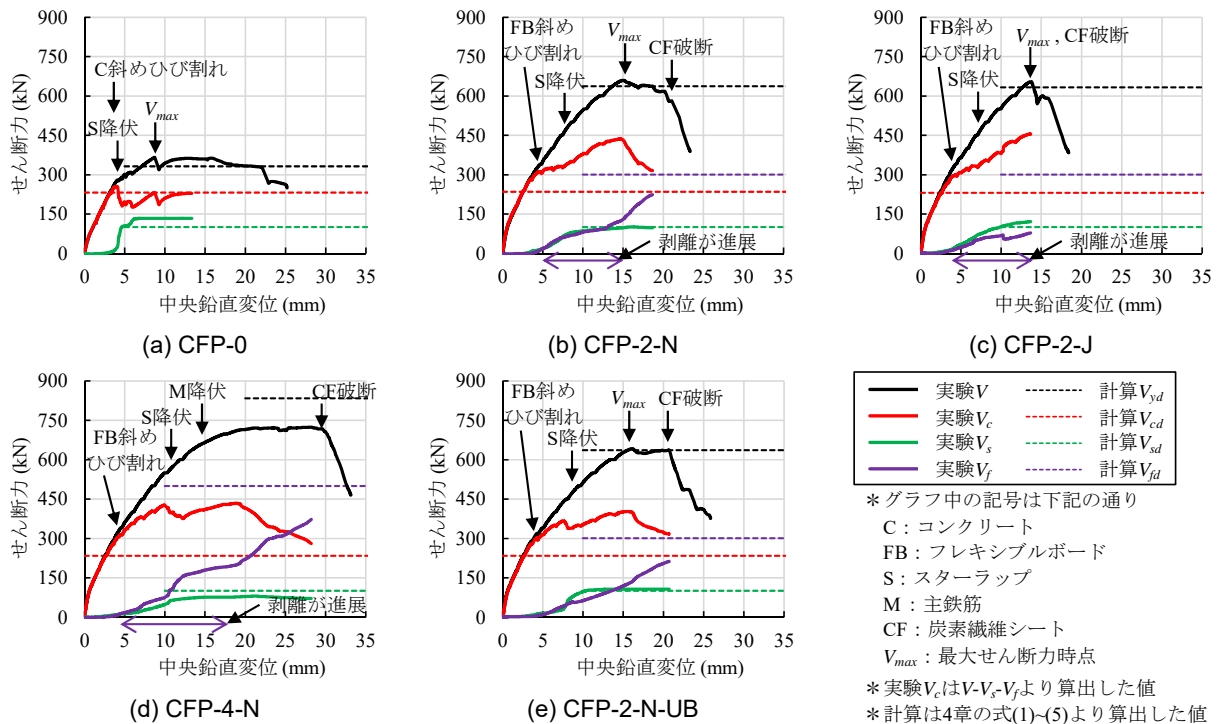


図-3 各材料の負担せん断力-中央鉛直変位関係

く増加し続けている。スターラップ降伏後も部材変形の増加に伴って V_f は増加した。最終的に変位 15mm で V_c が低下した時点が V_{max} となった。その後も V_f は増加し続けたが、変位 21mm で斜めひび割れに対応した位置で炭素繊維シートが破断して V が大きく低下した。

側面にパネル接合部を設けた CFP-2-J は、CFP-2-N とほぼ同様の挙動を示したが、炭素繊維シートの破断と同時に V が低下しており、シート破断がコンクリートのせん断圧縮破壊よりも若干早く生じたものと推察される。接合区間端部に炭素繊維シートが破断している（写真-2(c)）ことから、応力集中が生じやすい剛性変化点の影響も示唆されるが、 V_{max} は CFP-2-N と同等であるため、その影響は僅かであると考えられる。

繊維目付量 400g/m^2 の CFP-4-N は、炭素繊維シート断面積の増加により、特にスターラップ降伏後に V_f が CFP-2-N よりも大きくなった。そのため、主鉄筋が降伏して曲げ破壊型の挙動となり、最終的に変位 30mm で炭素繊維シートが破断して V が大きく低下した。

試験体側面の付着がない CFP-2-N-UB は、斜めひび割れ発生直後の V_f の立ち上がりが CFP-2-N より緩やかになった。その他はほぼ同様の挙動であり、破壊状況も類似している。

3.3 スターラップと炭素繊維シートのひずみ変化

付着の有無を比較した CFP-2-N と CFP-2-N-UB について、写真-2 に矢印で示す荷点側から 3 列目でのスターラップと炭素繊維シートのひずみ変化を図-4 に示す。

スターラップは、斜めひび割れに近い位置の S1, S3

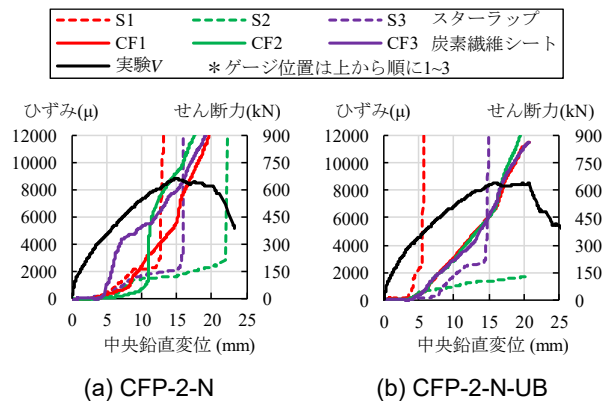


図-4 スターラップと炭素繊維シートのひずみ変化

のひずみが斜めひび割れ発生後から徐々に増加し、 V_{max} 前後までに降伏して急増している。

炭素繊維シートは、付着有りの CFP-2-N は、斜めひび割れ発生後、変位約 10mm までは斜めひび割れ付近の CF3 のみひずみが大きくなり、徐々に CF2 や CF1 も CF3 と近い値になっていった。これは、最初は付着作用により斜めひび割れ付近で局所的に伸びが生じていたが、徐々に剥離が進展して V_{max} 時点では全体が平均的に伸びていることを示している。図-3 より V_{max} 時点の V_f は付着無しの CFP-2-N-UB とほとんど差がないことから同じことが言える。付着無しの CFP-2-N-UB は、斜めひび割れ発生直後から部材高さ全長で均一な伸びが生じるため、3 点がほぼ同じ値で推移している。CFP-2-N では、炭素繊維複合パネルの剥離進展によりコンクリートとの付着性状が時々刻々と変化したため、同じ位置のスター

ラップと炭素繊維シートのひずみの大小関係に明確な傾向は見られなかった。

3.4 補強後のせん断破壊進展過程

実験結果より、炭素繊維複合パネルでせん断補強した RC 部材の各材料の負担せん断力は、図-5 に示すように推移していると考えられる。これより、補強後のせん断破壊進展過程は①～⑦の領域に分類すると、次の通りである。

弾性変形領域の①、曲げひび割れ発生後の②では、ほぼ V_c のみでせん断抵抗している。斜めひび割れ発生後の③では、スターラップと炭素繊維複合パネルが鉛直引張材として抵抗し、 V_s と V_f が増加している(A)。スターラップ降伏後の④では、 V_s は一定となる(B)。斜めひび割れ部を起点としてコンクリートと充填材の界面での剥離が生じて徐々に進展するため、④では V_f の増加勾配が小さくなる(C)。この付着が最初から無い場合には、斜めひび割れの開口に対して炭素繊維シートの伸びが生じる区間が長くなり V_f の増加勾配が緩やかになる(D)。剥離が進展した後の⑤以降では、部材高さ全長で炭素繊維シートの伸びが生じて斜めひび割れの開口に対して抵抗することで再び V_f の増加勾配が大きくなる(E)。斜めひび割れ発生後の③～⑤では、炭素繊維複合パネルで囲い込んだ影響により、 V_c は緩やかに増加する(F)。その後の⑥では、最大せん断力 V_{max} 到達後、載荷点付近のコンクリートが圧縮に対して抵抗できなくなり、せん断圧縮破壊が生じることで V_c が低下する(G)。ここでは V_f はまだ増加するが、部材の変形が大きくなることで炭素繊維シートが破断した後の⑦では、部材全体のせん断力 V が大きく低下する。

4. 既存のせん断耐力算定式による評価

炭素繊維シート巻立てでせん断補強した RC 部材のせん断耐力算定式として、土木学会の「FRP 接着による構造物の補修・補強指針(案)」⁹⁾に式(1)~(5)が示されている。

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

$$V_{fd} = K \cdot [A_f \cdot f_{rud} (\sin \alpha_f + \cos \alpha_f) / s_f] z / \gamma_b \quad (2)$$

$$K = 1.68 - 0.67R \quad \text{ただし、} 0.4 \leq K \leq 0.8 \quad (3)$$

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

ただし、 $0.5 \leq R \leq 2.0$

$$p_f = A_f / (b_w \cdot s_f) \quad (5)$$

ここに、 V_{fyd} : 補強用 FRP により補修・補強された棒部材の設計せん断耐力(N)、 V_{cd} : せん断補強鋼材および補強用 FRP を用いない棒部材の設計せん断耐力(N)⁹⁾、 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(N)⁹⁾、 V_{fd} : 補強用 FRP により受け持たれる設計せん断耐力(N)、 K : 補強用 FRP のせん断補強効率、 A_f : 区間 s_f における補強用 FRP の総断面積(mm²)、 s_f : 補強用 FRP の配置間隔(mm)、 f_{rud} : 補強用 FRP の設計引張強度(N/mm²)、

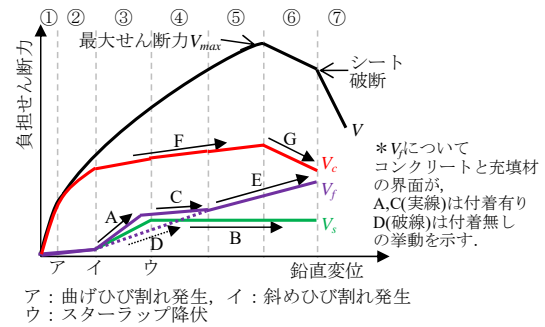


図-5 各材料の負担せん断力-中央鉛直変位関係

E_f : 補強用 FRP のヤング係数(kN/mm²)、 α_f : 補強用 FRP が部材軸となす角度、 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(mm)、 γ_b : 部材係数、 f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²)、 b_w : 腹部の幅(mm)

この式は、連続繊維シート巻立てによる補強効果検証実験結果を回帰することで得られたものである⁷⁾。 V_{cd} と V_{sd} は修正トラス理論によるものとし、 V_{fd} は引張強度を用いて圧縮斜材角を 45° としたトラス理論によって算出される値に補強効率 K を乗じて評価する手法である。

炭素繊維複合パネルによる補強でも、せん断力増加に寄与するのは炭素繊維シートのみと考えられることから、これと同じ式を用いて補強効率の評価が可能であるか検討することとした。各種安全係数を 1 として、コンクリート、鉄筋、炭素繊維シートの実強度を用いて式(1)より算出したせん断耐力 V_{cal} を、実験の最大せん断力 V_{max} と併せて図-6 に示す。なお、本稿では計算値を表す場合は添字 d をつけて表記する。補強したケースの K は、CFP-4-N が 0.78、その他は 0.80 となる。主鉄筋が曲げ降伏した CFP-4-N を除いて、実験値の計算値に対する比率は 1.01~1.10 であることから判断すると、炭素繊維複合パネルによる補強では、炭素繊維シート巻立ての場合と同等のせん断補強効果が得られることが明らかとなった。

V_{cd} の計算には斜めひび割れ発生時のせん断力を用いているが、これは実験結果に対して過小評価している。 V_c が計算値よりも大きくなるのは、炭素繊維複合パネルで囲い込んだ影響によってアーチ機構が卓越する挙動になっているためと考えられる。Nakamura ら⁸⁾はせん断補強鉄筋を有する RC 梁のせん断抵抗メカニズムについて、斜めひび割れ発生後のコンクリートのせん断抵抗力はアーチ機構が支配的になり、これとトラス機構による V_s の単純和が成立することに言及している。今回の実験では、炭素繊維複合パネルで補強した場合に破壊モードが変化しており、その影響でアーチ機構の挙動がより顕著に表れた可能性が示唆される。ただし、今回の実験よりも p_f が小さい場合は、せん断破壊モードの変化が生じない可能性もある。また、今回は p_w が比較的小さい条件での実験であるが、 p_w もアーチ機構負担分が変化する要因になる⁸⁾

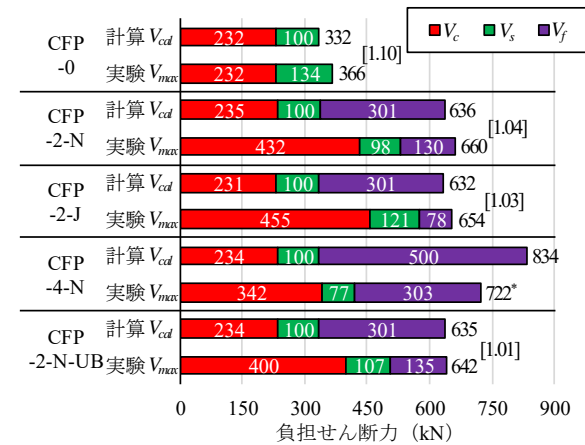


図-6 各材料の負担せん断力

ため、炭素繊維複合パネルの効果に影響を及ぼす可能性もある。これらの点についてはさらなる検討が必要である。

V_{sd} は計算上、圧縮斜材角を 45° としてスターラップの降伏を仮定したもので、ひび割れ発角度の影響による若干の差はあるものの実験結果とほぼ一致している。

V_{fd} の計算値は実験結果に対して過大評価している。これには斜めひび割れ発生後のコンクリートとの剥離挙動が大きく影響していると考えられる。すなわち、スターラップのようにコンクリートとの付着作用によって斜めひび割れ近傍で局所的な伸びが生じて引張抵抗するのではなく、斜めひび割れの開口に対して部材高さ全長で均一な引張力が生じて抵抗する状態となっており、後者の方がひび割れ近傍における炭素繊維シートのみずみ小さいため、 V_f は小さくなったと考えられる。なお、部材高さ全長に剥離が進展すると仮定した場合、同じひび割れ幅でも部材高さが高くなるほど炭素繊維シートのみずみが小さくなることで、 V_f の計算値に対する比率が小さくなる可能性がある。そのため、部材高さとは適用範囲については、さらに検討する必要があると考えられる。

これより、式(1)を準用した場合、せん断耐力は概ね一致するものの V_{cd} や V_{fd} は実験値との差が大きい。式(1)は V_{cd} が補強により変化しない仮定で、せん断耐力の実験値から V_{cd} と V_{sd} を引いた分を V_{fd} とする考え方によるものであるため、仮に炭素繊維シートで囲い込むことで V_{cd} の向上があった場合でも、その分は V_{fd} に含めて評価されていたことになる。一方で、今回の実験では炭素繊維シートののみずみなどから V_f を測定したことにより、炭素繊維複合パネルで囲い込むことで V_c が向上したことが確認された。そのため、せん断耐力は計算値と変わらないが、その内訳が変わったと思われる。そこで、実現象のメカニズムに即した耐力評価法として、 V_{cd} はアーチ機構に基づく手法、 V_{fd} は剥離を考慮した手法の検討を進めているところである。

5. まとめ

本研究では、炭素繊維複合パネルによるせん断補強効果について明らかにするため、RC 試験体の載荷実験を実施した。得られた知見は以下に示す通りである。

- (1) 炭素繊維シート巻立ての場合と同等のせん断補強効果が得られることが明らかとなった。
- (2) 今回の実験条件では、炭素繊維複合パネルで囲い込んだ影響によってコンクリートのせん断圧縮破壊モードが、斜め引張破壊からせん断圧縮破壊に変化し、コンクリートが負担できるせん断力が増加する付加的な効果があると考えられる。
- (3) 最大せん断力時には、コンクリートと充填モルタルの付着切れが生じ、部材高さ全体で炭素繊維シートの伸びが生じて抵抗することが明らかとなった。

謝辞

本研究は国立研究開発法人土木研究所と大成建設株式会社の共同研究として実施した「既設部材への影響等に配慮した耐震補強技術に関する共同研究」の一環として実施したものである。ここに関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 河村圭亮, 新藤竹文, 松岡康訓, 菅野道昭: 連続繊維複合パネルによる大断面柱部材の耐震補強効果に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.1141-1146, 2017.
- 2) 宮島英樹, 幸左賢二, 杉岡弘一, 阿部弘典: RC 梁における炭素繊維シートせん断補強の定量評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1513-1518, 2006.
- 3) 土木学会: 2017 年制定コンクリート標準示方書[設計編], 2018.
- 4) Colalillo, A. M. and Sheikh, A. S.: Behavior of Shear-Critical Reinforced Concrete Beams Strengthened with Fiber-Reinforced Polymer — Experimentation, ACI Structural Journal, Vol.111, No.6, pp.1373-1384, 2014.
- 5) 中村英佑, 渡辺博志: せん断補強鉄筋を有する RC はりのせん断耐荷機構に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.731-741, 2008.
- 6) 土木学会: 複合構造シリーズ 09 FRP 接着による構造物の補修・補強指針 (案), 2018.
- 7) 中井裕司, 岡野素之, 睦好宏史, 丸山久一: 連続繊維シートで補強した棒部材のせん断耐力の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.1, pp.493-498, 2000.
- 8) Nakamura, H. et al.: Shear Resistance Mechanism Evaluation of RC Beams Based on Arch and Beam Actions, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.16, No.11, pp.563-576, 2018.