

論文 UFC パネル接着による RC 部材のせん断補強効果

友村 圭祐*1・森川 英典*2・笠松 大輔*3・川口 哲生*4

要旨: 現在, 初期欠陥や様々な劣化によってせん断破壊により終局に至るおそれのあるコンクリート橋が存在することが明らかとなっている。本研究は従来のせん断補強工法に代わる新たな工法の開発を目的として, 低強度のコンクリートを用いたせん断破壊先行型の RC 部材に対して, 超高強度繊維補強コンクリート(UFC)パネルを接着し, 載荷試験を実施してせん断補強効果について検証した。試験結果より, UFC パネルを接着することによって応力の流れの変化が確認され, ひび割れの伸展およびひび割れ幅の拡大の抑制や破壊形式の変化, 耐力力の向上が確認された。また, UFC パネルが分担したせん断耐力力の算出も行った。

キーワード: せん断補強工法, 超高強度繊維補強コンクリート

1. はじめに

我が国では, 高度経済成長期に膨大な数の RC 橋が建設され, 社会基盤としての役割を果たしてきた。しかし, それから約半世紀が経過した今, RC 橋の劣化が深刻な問題となっており, 適切な維持管理が求められている。一般的に RC 橋は曲げ破壊により終局に至るように設計されているが, 初期欠陥や劣化によりコンクリート強度が低い水準である場合や, 環境条件によりせん断補強筋(以下, スターラップ)の腐食が引張鉄筋よりも顕著になる場合, せん断破壊が支配的になる可能性がある^{1), 2)}。そのため, 鋼板接着工法や繊維シート接着工法といったせん断補強工法が確立されている^{3), 4)}。しかし, 鋼板接着工法は高い補強効果は得られるが, 鋼板が腐食する可能性がある。他方, 繊維シート接着工法は比較的容易に施工できるという特長があるが, 補強効果は鋼板接着工法には及ばない。このように, 既存のせん断補強工法は施工性や耐久性, 補強効果の面で改善の余地がある。

以上の背景より, 著者らは新たなせん断補強工法の開発を目的とし, 超高強度繊維補強コンクリート(以下, UFC)に着目した。パネル状に成型した UFC を低強度の

コンクリートを使用したせん断破壊先行型 RC 部材の側面に接着し, 載荷試験を行うことでせん断補強効果を検証した。UFC は高強度, 高靱性および高耐久性という特徴を有しており, 本手法はせん断補強工法の新たな選択肢となることが期待される。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

本試験に用いた RC 部材の寸法と鉄筋に接着したひずみゲージの位置を図-1 に示す。図-1 に示すように供試体は幅 150mm, 高さ 240mm, 有効高さ 200mm の矩形断面を持つ全長 1500mm, 載荷スパン 1200mm, せん断スパン比 2.5 の RC 部材とした。また, 現在供用されており, 耐力の低下が問題となっている既存橋梁の多くでスターラップに丸鋼が用いられていることを考慮し, 本供試体には $\phi 6$ (降伏強度 338N/mm²) を使用した。しかし, 引張鉄筋にも丸鋼を用いるとコンクリートとの付着が破壊されやすくなり, アーチ作用により余剰の耐力力を発揮する可能性がある。この影響を少なくするために引張鉄筋と圧縮鉄筋には異形鉄筋である D16(降伏強度

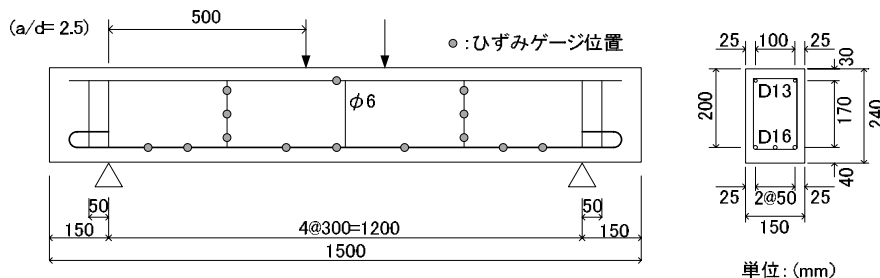


図-1 供試体寸法およびひずみゲージ位置

*1 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 博士前期課程 (正会員)
 *2 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 教授 工博 (正会員)
 *3 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 博士前期課程 (正会員)
 *4 太平洋セメント(株) 中央研究所研究開発1部 工修 (正会員)

395N/mm²)およびD13(降伏強度 359N/mm²)を用いた。

次に、セメントは早強ポルトランドセメントを使用し、細骨材には川砂(密度=2.56g/cm³, 吸水率=1.50%, 粗粒率=3.72), 粗骨材として碎石(密度=2.62g/cm³, 吸水率=0.83%, 粗粒率=6.72)を用いた。混和剤には流動性と空気量を調整するために AE 減水剤と AE 剤を用いた。本試験に用いたコンクリートの示方配合を表-1 に、強度特性を表-2 に示す。ただし、表-2 に示した強度特性は RC 部材の載荷試験時(材齢 4 週)に測定した。圧縮強度試験は JIS A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」に基づいて実施した。また、同時にコンプレッソメータを用いてひずみを測定し JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験法」に基づいて静弾性係数を求めた。引張強度試験は JIS A 1113「コンクリートの割裂引張強度試験方法」に基づいて行った。表-1 および表-2 に示すように、コンクリートの圧縮強度を 16.6N/mm² と低くし、初期欠陥や様々な劣化を生じた RC 橋を模擬した。

2.2 UFC パネル接着方法の概要

表-3 に UFC パネルと接着剤の力学的特性を示す。ここでは、前堀ら⁵⁾ がパネル状の供試体に対して直接引張試験を実施し求めた引張強度を参考として併記した。UFC を薄いパネル状に成型すると 2 次元的に鋼繊維が配向されるため引張強度が上昇することが報告されている。接着剤にはプレキャストコンクリートの接合等に用いられるエポキシ樹脂系接着剤を用いた。UFC パネルの厚さは、同程度の寸法のパネルで検討を行っている既往の研究⁶⁾ でコンクリートとの一体性が良いことが示された 7mm とした。また、応力集中を防ぐ目的で UFC パネル縁には 45 度のテーパを設けた。

図-2 に UFC パネルの接着位置を示す。ただし、コンクリートおよび UFC パネル表面に設置した三軸ゲージの位置も併記してある。図-2 に示すように、UFC パネルの接着位置は A, B および C-type の 3 種類とした。A-type はスターラップの補強を、B-type は支点付近のコンクリートと引張鉄筋の付着割裂を防ぐことを目的としている。C-type は支点付近の付着割裂に加え荷点付近の圧壊も防ぐことを目的としており、最も UFC パネルによる補強面積が大きい。

打設後 2 週間経過し十分に強度発現が得られた RC 部材に対して図-2 に示す位置に UFC パネルを接着剤によって接着し、さらに 2 週間養生を実施した。

2.3 測定項目および載荷試験方法

測定項目は荷重、中央点および支点の変位、コンクリートおよび UFC パネルの主ひずみおよびその角度、各種鉄筋ひずみである。2000kN 万能試験機により単純支持された供試体に対して 2 点に線荷重を静的に載荷した。ひび割れは載荷中に目視により観察し随時記録を行った。

表-1 示方配合

W/C (%)	水 (kg/m ³)	セメント (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	AE減水剤 (ml/m ³)	AE剤 (ml/m ³)
100	175	175	998	836	438	153

表-2 コンクリートの強度特性

	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)
平均値	16.6	2.0	19.0
変動係数(n=3)	0.05	0.08	0.04

表-3 UFC および接着剤の力学的特性

力学的特性	
接着剤	接着強度=5.3N/mm ² , 静弾性係数=3.7kN/mm ²
UFC	圧縮強度=210N/mm ² , 静弾性係数=54kN/mm ²
	割裂引張強度=10.8N/mm ²
	直接引張強度*=16.6N/mm ²

*...前堀ら⁵⁾が実施した直接引張試験の結果

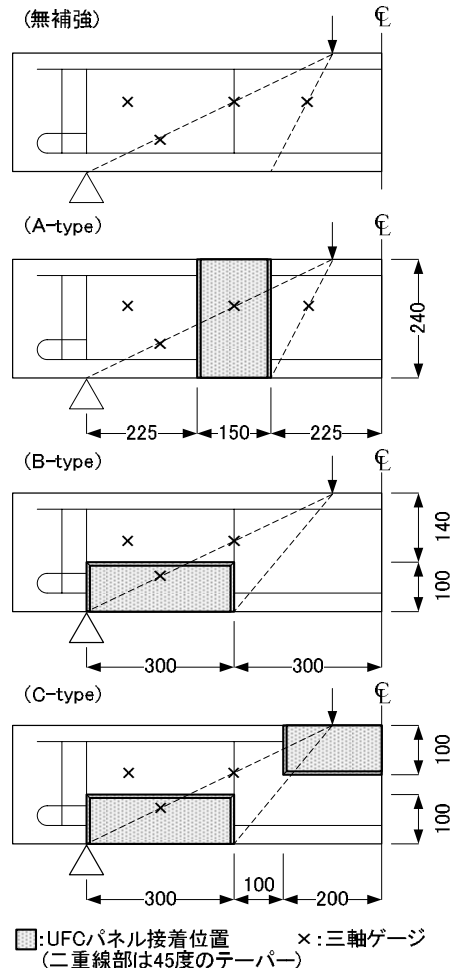


図-2 UFC パネルおよび三軸ゲージの接着位置

3. 実験結果および考察

3.1 最大荷重

表-4 に載荷試験より得られた各供試体の最大荷重を示す。ただし、無補強供試体の示方書式より求めたせん

表-4 最大荷重の測定値

供試体種類	測定値 (kN)	計算値 (kN)	補強効果*
無補強	101.4	95.8	-
A-type	126.9	-	1.25
B-type	127.5	-	1.26
C-type	109.8	-	1.08

*…無補強供試体と補強供試体の測定値の比

断耐荷力の計算値と各補強供試体の補強効果も併記した。表-4 より、無補強供試体の最大荷重の測定値は計算値と比較すると、示方書式よりわずかに大きな値になったことが分かる。また、補強を行った供試体は全て補強効果が見られ、無補強と比較して A-type は 25%、B-type は 26% 程度最大荷重が上昇したことが分かる。しかし、C-type は 8% 程度しか上昇しなかった。

3.2 荷重-たわみ関係

図-3 に各供試体の荷重-たわみ関係を示す。図-3 より、無補強供試体は荷重が 80kN を超えた辺りから剛性が低下し始め、最大荷重を迎えた後は急激に耐荷力が減少している。A および B-type は 80kN を超えても顕著な剛性低下は生じず、共に 110kN 付近から徐々にたわみが大きくなり始める。ただし、最大荷重後において A-type はたわみが 10mm を超えた付近から耐荷力が大きく低下しているが、B-type はたわみが増加しても高い水準の耐荷力を維持しており、緩やかに破壊していることが分かる。他方、C-type は他の補強供試体の剛性が低下し始める 100kN を超えてもたわみ量が小さい。しかし、比較的 maximum 荷重は低く、一定期間は緩やかに耐荷力が減少するが、たわみが 5mm に到達すると急激に耐荷力が低下した。

3.3 ひび割れ性状

図-4 に各供試体のひび割れ図を示す。ただし、図中の四角形で囲んである部位は UFC パネルの接着位置である。また、その部位のひび割れは試験後に UFC パネルを除去して観察した。無補強供試体は荷重が約 50kN の時にスターラップの下部付近のコンクリートにひび割れが発生し、載荷点に向かって伸展した。その後、引張鉄筋に沿って支点方向にひび割れが生じ、せん断引張破壊に至った。A-type は載荷点と支点を結ぶ直線に入ったひび割れにより終局に至った。このひび割れは写真-1 に示すように UFC パネルを貫通しており、A-type は斜め引張破壊が生じたことが分かる。B-type の破壊に対して支配的となったひび割れはスターラップ下部および UFC パネルの上隅から発生し、最大荷重後に載荷点付近など供試体上方にひび割れが大量に発生した。また、荷重を除荷する直前において、母材であるコンクリートの破壊により UFC パネルが剥離した。C-type は下側の UFC パネルの上隅付近からひび割れが発生し、急速に伸展して載荷点よりも外側の供試体上縁を貫通した。また、このひ

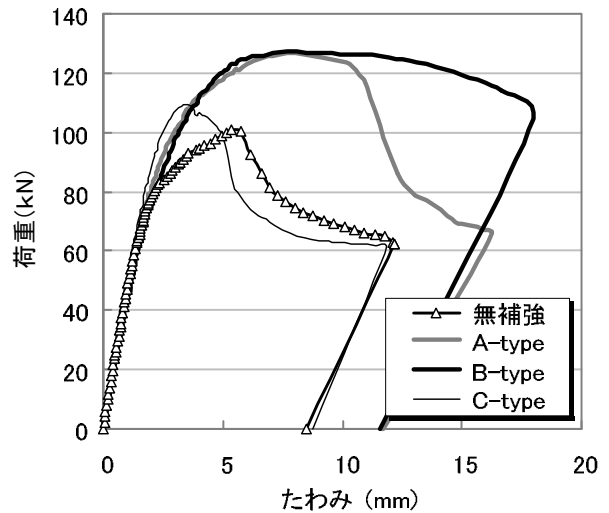


図-3 荷重-たわみ関係

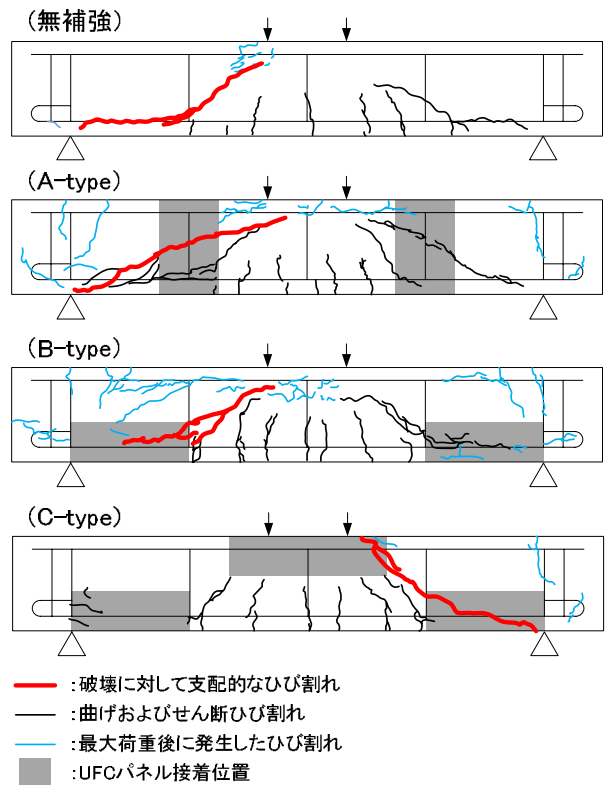


図-4 ひび割れ図 (UFC パネル除去後)

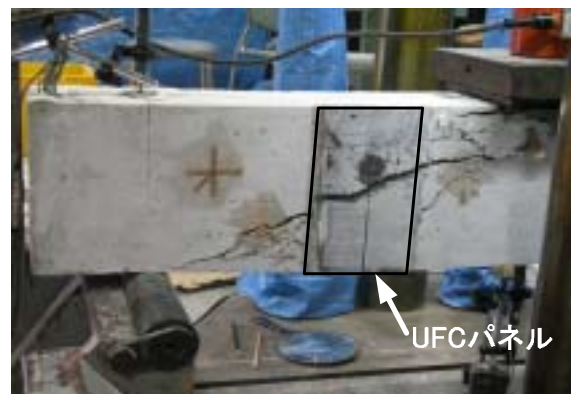


写真-1 UFC パネル上に発生したひび割れ (A-type)

び割れは支点方向にも引張鉄筋に沿って伸展し、下縁に達しており、供試体を二つに分断した。しかし、図-4に示すように、左側の面には供試体を分断する大きなひび割れは生じていないことが分かる。なお、B-typeにおいて生じたUFCパネルの剥離はAやC-typeでは認められず、低強度コンクリートとの接着に問題がなかった。

3.4 引張鉄筋のひずみ分布

図-5に各供試体の引張鉄筋のひずみ分布を示す。ただし、補強供試体において灰色で塗られている区間はUFCパネル接着位置である。図-5より、無補強供試体は荷重が70kNまでは端部にはほとんどひずみが生じていないが、90kNになると急激に増加しており、最大荷重時は中央部よりも大きな値を示した。したがって、ひずみ分布からも無補強供試体は引張鉄筋端部で付着割裂破壊が生じたことが分かる。一方、A-typeではUFCパネル間ひずみの大きさは無補強と同程度を示したが、パネルの外側においては直接的に補強していないのにも関わらず、比較的小さい値を示した。UFCパネルを両端部直上に接着

することで直接的に補強を行っているB-typeおよびC-typeはかなり高い荷重まで端部のひずみを抑制している。また、両者を同じ荷重段階で比較するとほぼ同等のひずみとなった。ただし、B-typeは最大荷重時に両端部のひずみが急激に増大しているが、C-typeにおいてはそのような現象は見られない。これは、C-typeが引張鉄筋端部での付着破壊が生じる前に他の要因により破壊したことを示している。

3.5 スターラップの荷重-ひずみ関係

各供試体のスターラップの荷重-ひずみ関係を図-6に示す。本試験では全ての供試体において、スターラップの降伏は下部から開始した。そこで、図-6には破壊に対して支配的となったひび割れの発生した面のスターラップ下部に設置したひずみゲージ(図-1参照)の値を使用した。図-6より、無補強供試体は約10kNとかなりの初期段階からスターラップのひずみが増加していることが分かる。補強供試体は比較的スターラップのひずみの増加が開始する荷重が大きく、その傾向は特にA-typeで顕著

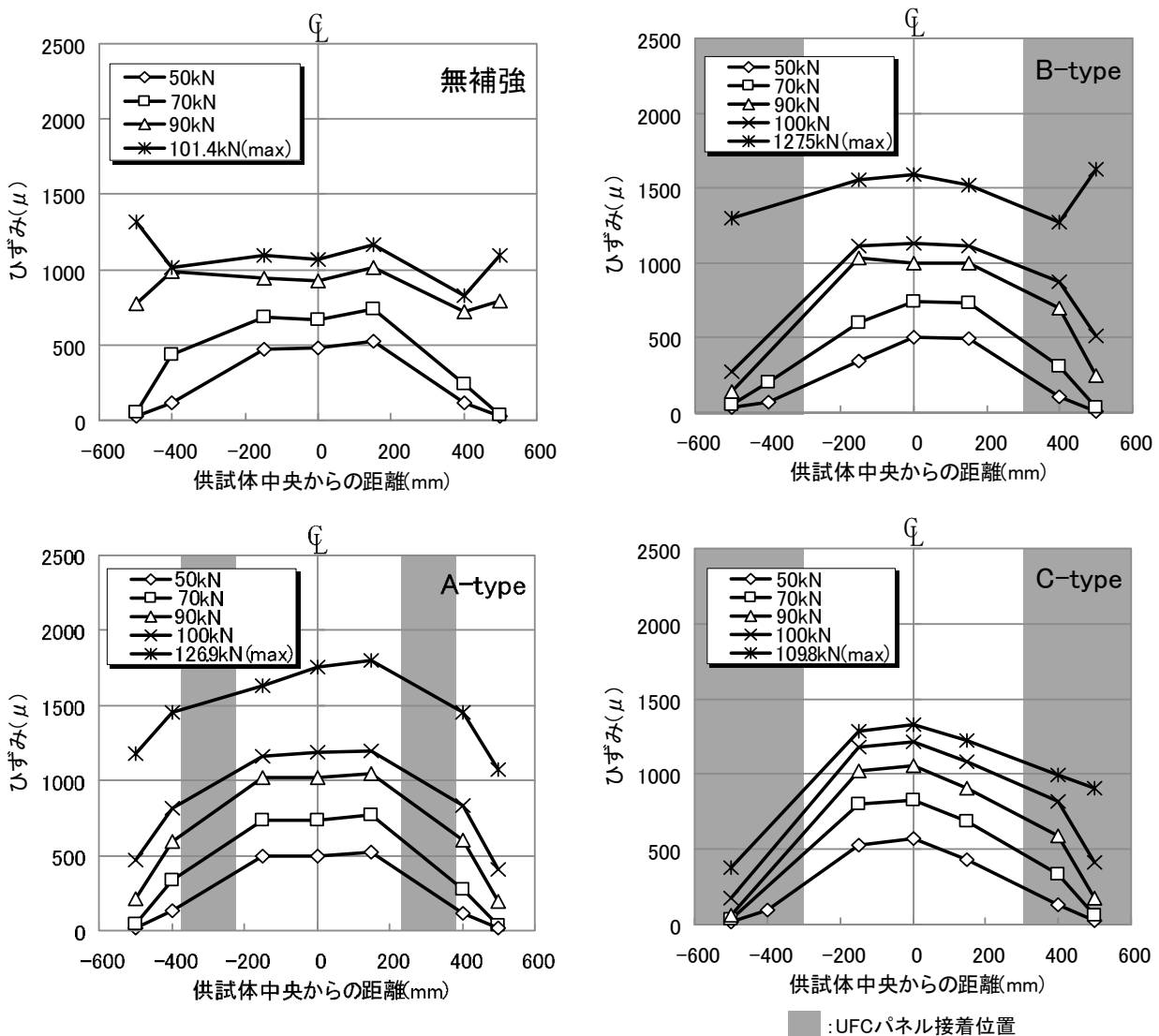


図-5 引張鉄筋のひずみ分布

である。

3.6 主ひずみの分布

図-7 に各供試体の荷重が 50kN の時の主ひずみ分布を示す。50kN は全ての供試体において曲げひび割れが発生し、且つせん断ひび割れが発生していない段階の荷重である。ただし、一部の三軸ゲージが载荷中に測定不能となったため、その結果については図-7 では省略している。また、計測点に向かう矢印が圧縮ひずみを、外向きの矢印が引張ひずみを示しており、ひずみの大きさは矢印の長さで表現している。図-7 より、A-type は無補強供試体と比較すると、左右の UFC パネルの間の領域のひずみが大きくなっているが、その外側の領域のひずみは小さくなっているのが分かる。また、B-type は支点付近の UFC パネルで補強してある部位のひずみが低減されている。C-type は無補強部分のコンクリートのひずみが大きいという特徴がある。

3.7 破壊性状についての考察

前述の結果の説明を基に各供試体の破壊性状について考察する。無補強供試体は引張鉄筋のひずみ分布やひび割れ性状より、せん断耐荷機構がアーチ作用に移行していたと推察される。それに伴って余剰の耐荷力が若干発揮されたことで耐荷力が計算値よりも増加したが、コンクリート強度が低かったことから、引張鉄筋端部において付着割裂破壊が生じたと考えられる。

A-type はスターラップ直上に接着した UFC パネルが荷重を分担することで、スターラップ下部より発生するひび割れの伸展や拡大が低減されている。また、左右の UFC パネルの外側の領域に働く応力が減少したことで、引張鉄筋端部での付着割裂破壊が抑制されている。その代わりにウェブせん断ひび割れが卓越し、A-type は斜め引張破壊が生じたと考えられる。本来、斜め引張破壊は脆性的な破壊であるが、A-type は UFC パネル中の繊維の架橋効果により最大荷重後も高い耐荷力を維持し、パネルの破断とともに終局を迎えている。

B-type の引張鉄筋端部において、最大強度付近で引張鉄筋の端部のひずみが大きくなっていることから、付着割裂破壊が進んでいたと推察される。しかし、UFC パネルを接着していたため緩やかに破壊が進行し、その間に载荷点付近で圧壊が生じてせん断圧縮破壊に至ったと考えられる。UFC パネルにより急激な破壊が抑制されたことから、アーチ作用による余剰の耐荷力が大きく発揮され、最大耐荷力が増加したと推察される。

C-type は本試験の補強形式の中では最も UFC パネルによる補強面積が大きかったことから剛性の増加が顕著であり、B-type と同様に付着割裂破壊の抑制効果もある。しかし、UFC パネル間の距離が小さいため、無補強部分に応力集中が生じ早期に終局を迎えたと考えられる。

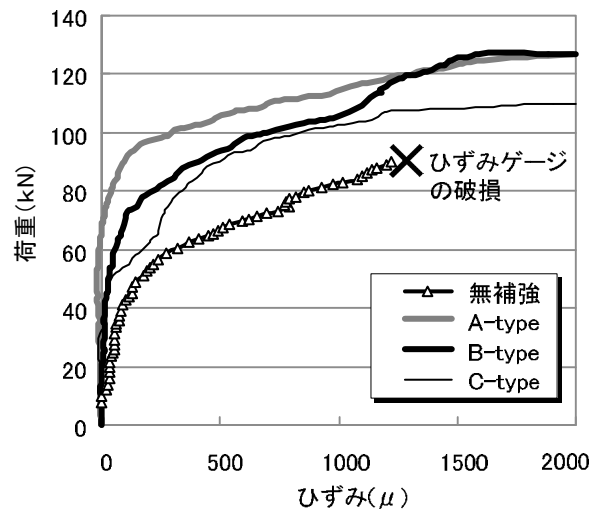


図-6 スターラップの荷重ひずみ関係

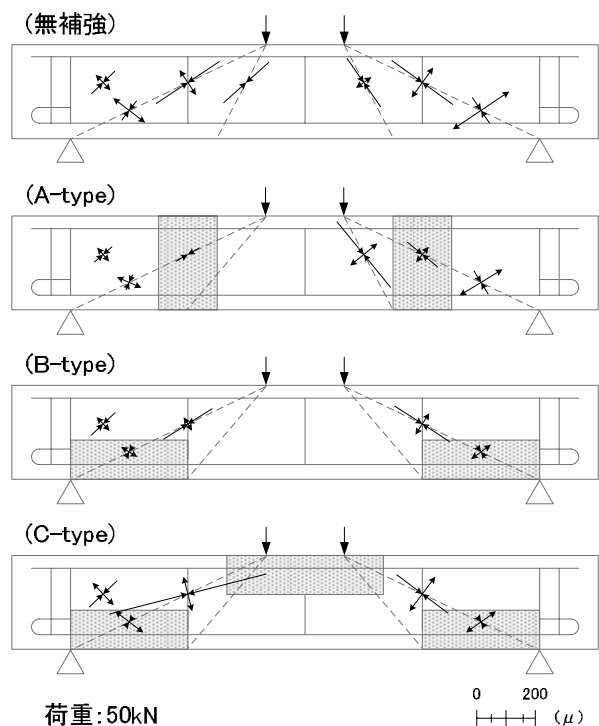


図-7 主ひずみ分布図

4. UFC パネル分担せん断力

A-type は最終的に UFC パネルが破断し終局を迎えていることから、UFC パネルが荷重を負担していると考えられる。本章では A-type における UFC パネルの分担せん断力の計算値を求め、実験値と比較する。

コンクリート構造物の補強指針(案)において、鋼板・FRP シート接着による補強効果はトラス理論により算定されている。本研究における補強工法もこれらに近いものと考えられるため、トラス理論により分担荷重の算定を行った。図-8 にひび割れ面(A-A' 断面)に働く引張応力(f_t)を示す。ただし、ひび割れ角度は一般的な 45° ではなく、実際に UFC パネルに生じたひび割れ角度(θ)

$\theta_e=17.8^\circ$)とした。また、 f_t は A-A' 断面に対して法線方向($\alpha_e=72.2^\circ$)に作用し、UFC パネルの引張強度(f_{tye})に達した時に破断すると仮定すると、UFC パネルの分担荷重の理論値($V_{UFC,e}$)は式(1)で求めることができる。

$$V_{UFC,e} = x \cdot t \cdot f_{tye} \cdot \sin \alpha_e \quad (1)$$

ここで、 t は両側面の UFC パネルの厚さの合計を、 f_{tye} は UFC パネルの引張強度の測定値を示している。今回の検討では、前堀⁵⁾らが算出した直接引張強度(16.6N/mm^2)を f_{tye} とした。UFC を薄いパネル状に成形すると 2 次元的に鋼繊維が配向し、その引張強度は割裂引張強度より大きくなると考えられる。前堀らが算出した引張強度は薄い UFC(厚さ 6mm)から求めたものであり、本検討における引張強度として妥当であると考えた。また、 x は図-8 で示すように UFC パネル上に生じたひび割れ長さを示しており、式(2)より算出した。

$$x = b / \cos \theta_e \quad (2)$$

ここで、 b は UFC パネルの幅を示している。

本研究では無補強供試体と A-type は破壊形式が異なるため、単純に両者の差を UFC パネル分担荷重の実験値として定義できない。そこで、無補強供試体が斜め引張破壊を生じた場合のせん断耐荷力、すなわちコンクリート標準示方書において示されているせん断耐荷力算定式より求めた値と A-type のせん断耐荷力との差を UFC パネル分担荷重の実験値($V_{UFC,e}$)と定義した。ただし、この場合には UFC パネル分担荷重を過大に評価しているため今後の検討が必要である。以上より、分担荷重を算出すると、 $V_{UFC,e}=15.5\text{kN}$ 、 $V_{UFC,c}=34.9\text{kN}$ となり、実験値と理論値に大きな差が生じた。これは、UFC パネルの縁付近では十分な定着長が確保できていないため全断面が荷重の分担に寄与せず、図-9 に示すような有効幅(x_{ef})が存在するためである。実験値と理論値が一致する様に式(1)、(2)から幾何学的に逆算したところ、有効幅は 70.2mm となった。今後は UFC パネルの寸法や接着枚数等を変え様々なパターンの実験を実施する必要がある。

5. まとめ

本研究では、新たなせん断補強工法の開発を目的とし、せん断引張破壊を生じる低強度 RC 部材に対して UFC パネルを用いて 3 種類の形式の補強を行い、載荷試験を実施した。以下に本研究で得られた知見を示す。

(1) せん断破壊先行型の RC 部材側面に UFC パネルを接着することでひび割れの伸展およびひび割れ幅の拡大の抑制や応力の流れの変化が生じ、せん断耐荷力が

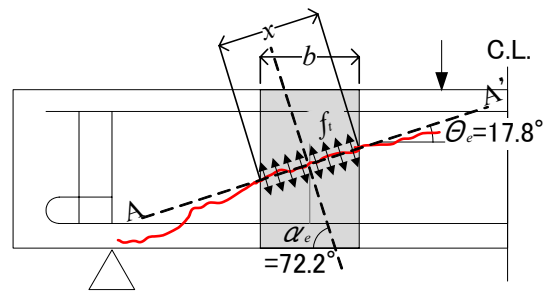


図-8 ひび割れ面に働く引張応力

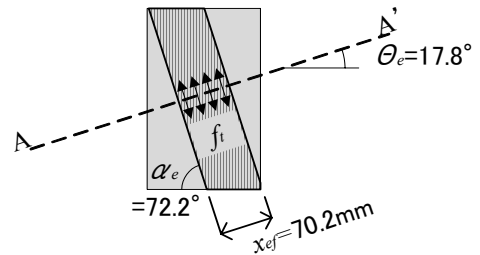


図-9 有効幅モデル

8~26%程度増加した。

- (2) C-type の場合、接着した UFC パネルの間隔が狭いため、無補強部分に応力が集中し早期に破壊が生じる。
- (3) UFC パネルは全断面で荷重を分担せず、有効幅が存在する。

UFC パネル接着によるせん断補強効果はパネルの長期にわたる接着性の保持に依存すると考えられる。これについては今後の課題として検討していく。

参考文献

- 1) 森川英典, 宮本文穂, 竹内和美: 統計的解析に基づく既存コンクリート橋の安全性および寿命評価, 土木学会論文集, No.502/V-25, pp.53-62, 1994.11
- 2) 狩野裕之, 森川英典, 湯浅康史: 現場試験に基づいた塩害劣化 RC 橋のせん断安全性評価と特性分析, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文集, 第 8 巻, pp.154-152, 2008.10
- 3) 土木学会: コンクリート構造物の補強指針(案), コンクリートライブラリー-95, 1999.9
- 4) 土木学会: 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, コンクリートライブラリー 101, 2000.7
- 5) 前堀伸平, 上田宣人, 片桐誠, 下山善秀: 超高強度繊維補強コンクリートの引張特性に対する検討, 土木学会第 59 回年次学術講演会, pp.605-606, 2004.9
- 6) 笠松大輔, 森川英典, 高田裕介, 川口哲生: 超高強度繊維補強コンクリートパネル接着による RC 部材の補強効果の検討, 土木学会第 63 回年次学術講演会, pp.997-998, 2008.9