

UHPFRC を用いた RC 橋脚の補修工法と光ファイバによる損傷評価手法

鹿島建設(株) 正会員 ○Devin Gunawan, 曾我部 直樹, 永島 史晟, 吉村 雄一

1. はじめに

大規模な地震に対して社会的に重要なインフラである橋梁の強靱性を高めるためには、RC 橋脚の耐震性の向上が不可欠である。筆者らは、既設の RC 橋脚において地震時に塑性化する部分のかぶりを、ひび割れ誘発目地を含む場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタル（以下、UHPFRC）で置換することで、橋脚の断面寸法を変えずに变形性能を向上させる工法（以下、本工法（図-1））の開発を進めている^{1)~3)}。本工法は、RC 橋脚の耐震補強工法として開発を進めてきたものであるが、地震によって基部が損傷した RC 橋脚の補修工法としても適用できる可能性がある。断面寸法や基礎への負担を増やさず基部のかぶり部分の補修のみで变形性能を回復、向上できれば、余震や再度の地震に対する強靱性の確保に寄与できる。

本研究では、曲げ載荷で損傷した基部を本工法で補修した RC 橋脚模型試験体に対して正負交番載荷実験を実施し、本工法による補修効果の検証を行った。また、補修した部分のひずみ分布の変化を光ファイバセンサによって計測することで、本工法で補修、補強した RC 橋脚の損傷や残存性能を評価する手法を考案し、その有効性を確認した。

2. UHPFRC を用いた RC 橋脚の補強工法

図-1 に本工法の概要を示す^{1)~3)}。地震時に上部構造の慣性力に起因する曲げモーメントが RC 橋脚に作用すると、橋脚基部等に塑性ヒンジが形成され、同部分の变形性能が橋脚全体の变形性能に大きく影響する。そのため、同部分の变形性能を改善できれば、橋脚全体の耐震性能を向上させることができる。本工法では、既設 RC 橋脚の塑性ヒンジとなる部分のかぶりコンクリートを除去した後に、同部分を場所打ち可能な UHPFRC とひび割れ誘発目地で再構築する。UHPFRC は高い圧縮強度と曲げじん性を有していることから、塑性ヒンジにおける曲げ圧縮応力に伴うかぶりコンクリートの圧壊や、軸方向鉄筋の座屈によるはらみ出しを抑制する効果が期待できる。また、ひび割れ誘発目地を配置することで補強区間における曲げひび割れの位置や間隔が制御でき、同区間内に塑性ヒンジを確実に形成することができる。本工法は、断面寸法や重量の増加を伴うことなく RC 橋脚の变形性能を高めることができるため、基礎の補強が困難な RC 橋脚や河積阻害率の増加が問題となる河川内の RC 橋脚、狭隘な立地となる都市内高架橋の RC 橋脚の耐震補強に適している。

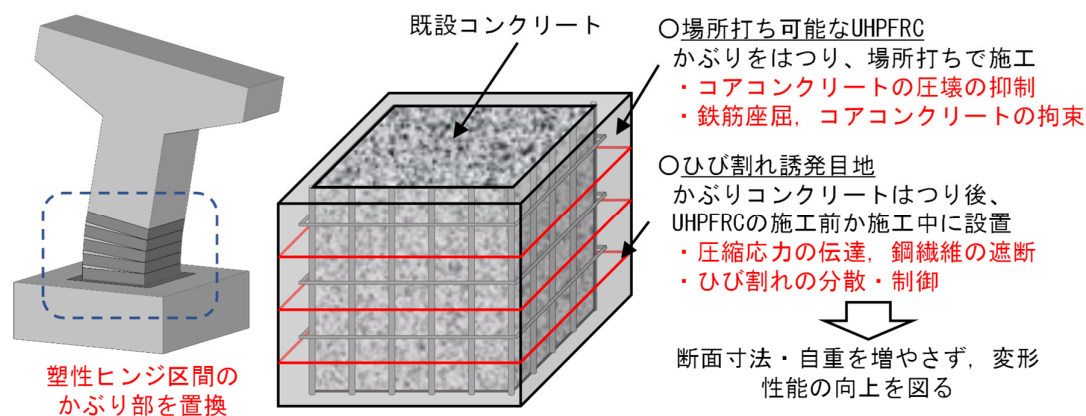


図-1 UHPFRC による補強工法の概要

キーワード 耐震, 補修, RC 橋脚, 変形性能, 損傷評価, 光ファイバ

連絡先 〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1 鹿島建設(株)技術研究所 TEL 042-485-1111

3. 正負交番载荷による補修効果の検証

(1) 実験の概要

補修工法としての本工法の効果を検証することを目的として、RC 橋脚試験体に対する正負交番载荷実験を行った。実験では、RC 橋脚を模擬した試験体に対して正負交番载荷を行い、基部を損傷させたのちに、本工法により補修した。その後、再度、正負交番载荷を行い、補修効果を検証した。

試験体の概要図を図-2 に示す。試験体は、平成 2 年度の道路橋示方書⁴⁾で設計される RC 橋脚の 1/4 模型であり、600×1200mm の長方形断面とせん断スパン長 2400mm からなる柱部材である。軸方向鉄筋には SD295 D13 を使用し、芯かぶり厚は 50mm、軸方向鉄筋比は 0.7%とした。中間帯鉄筋は配置せず、帯鉄筋は SD295 D6 を 120mm 間隔で配置した。

同試験体に一度、正負交番载荷を行った後に、UHPFRC による補修を実施した。補修では、柱基部から 1.0D 区間（D：断面高さ 600mm）を対象区間とし、表面から 50mm までのかぶり部を UHPFRC とひび割れ誘発目地で置き換えた。ひび割れ誘発目地は断面の全周に配置し、目地の高さ方向の間隔は、コンクリート標準示方書⁵⁾から算定される曲げひび割れ間隔よりも小さくなるように 180mm とした。また、柱部のかぶりの直下におけるフーチングについても、同部分で支圧破壊が生じないように柱部の表面から 100mm の範囲を UHPFRC で置換して、アンカー筋（SD345 D16）でフーチングに固定した。

補修状況を写真-1 に示す。まず、一度目の载荷にて幅が 2mm 以上残留したひび割れに対して注入工法による補修を行った後、対象区間のかぶりをコンクリートブレーカーで除去した。その後、対象区間をひび割れ誘発目地によって 4 段に分割し、段毎に設置した型枠と内部コンクリートの間に UHPFRC を流し込んで充填した。UHPFRC の配合を表-1 に示す。本実験における施工時のモルタルフロー値は約 280mm であり、流込みによる施工が可能となる流動性を確保した。各段の境界には、幅 32mm×厚さ 0.6mm の SUS プレートを設置して鋼繊維の架橋を防ぐことで、ひび割れ誘発目地を形成した。補修した後の状況（写真-1(c)）からわか

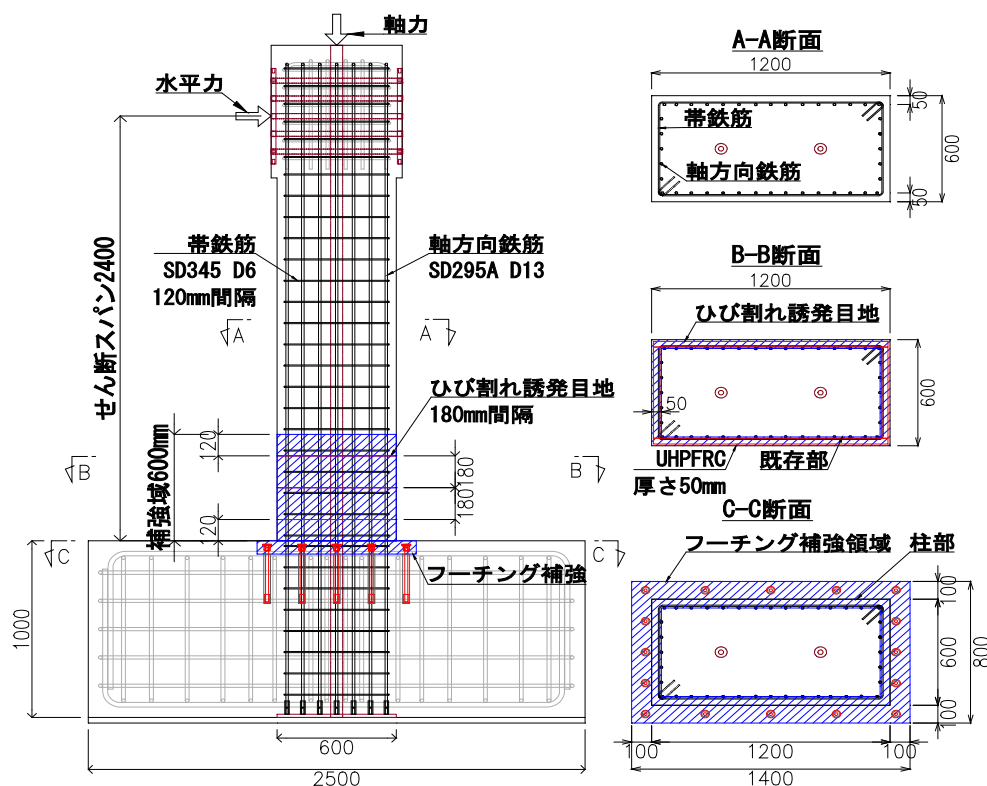


図-2 試験体の概要



(a) かぶり除去



(b) UHPFRC 流込み



(c) 完成

写真-1 補修状況

表-1 UHPFRC の配合表

W/B (%)	Air (%)	単位質量 (kg/m ³)			添加率 (B×%)			SF (Vol%)	鋼繊維 長さ(mm)
		W	B	S	SP	DA	SRA		
15.2	2.0	195	1287	898	2.5	0.5	1.0	2.5	15

W : 水道水, B : 特殊セメント (密度 2.98g/cm³), S : 砕砂 (表乾密度 2.62g/cm³), SP:高性能 AE 減水剤, DA : 消泡剤, SRA : 収縮低減剤, SF : 鋼繊維 (径 0.2mm, 密度 7.85 g/cm³)

るように、補修対象区間に UHPFRC が良好に充填されていることを確認した。本実験では流込みにより UHPFRC を打ち込んだが、既往の検討では、UHPFRC の配合を調整することでこて塗りや吹付けなどによっても施工できることを確認している^{6),7)}。

荷重装置を写真-2 に、荷重波形を図-3 に示す。実験では、543kN (軸応力度 0.75N/mm²) の一定の軸力を作用させた状態で、水平方向の正負交番荷重を行った。補修前の事前の荷重として、最大変位が $5\delta_y$ (δ_y : 軸方向鉄筋が突降伏する荷重計算値を荷重した時点の水平変位 (本実験では 7mm)) となる範囲で漸増、漸減荷重を行った。補修後の荷重では、補修前の荷重で得られた δ_y を基準に、同一振幅の繰返し回数 3 回の振幅漸増型波形による正負交番荷重を行った。なお、実験時には、水平力、軸力を荷重計で計測し、荷重点の水平変位を変位計で計測した。また、軸方向鉄筋には高さ方向に複数のひずみゲージを設置してひずみ分布の変化を計測するとともに、補修後のひび割れ誘発目地にはパイ型ゲージを設置して、その開口幅を計測した。表-2 に荷重実験時における各材料の強度試験結果を示す。

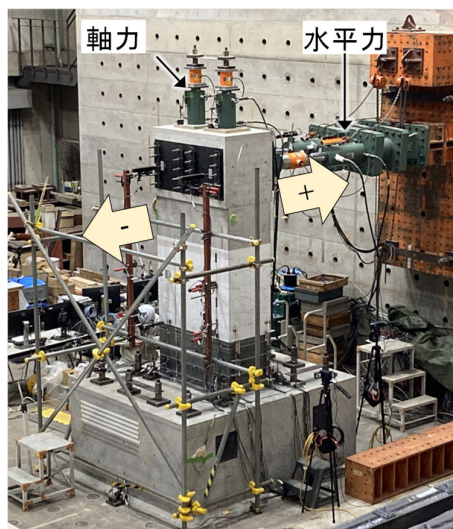


写真-2 荷重装置

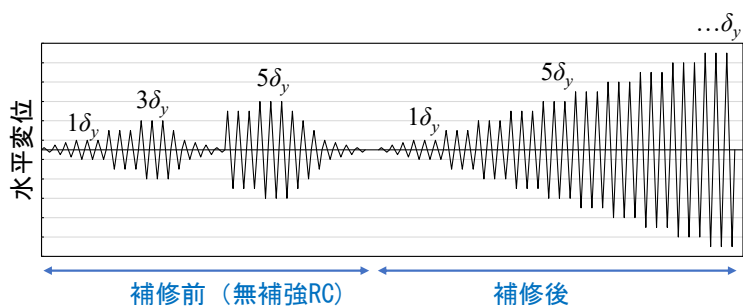


図-3 荷重波形

表-2 材料強度試験結果

	コンクリート 圧縮強度	UHPFRC		軸方向鉄筋 (D13) 降伏強度	帯鉄筋 (D6) 降伏強度
		圧縮 強度	曲げ 強度		
補修前	31.8	-		342	417
補修後	38.5	135	34.8		

単位 : N/mm²

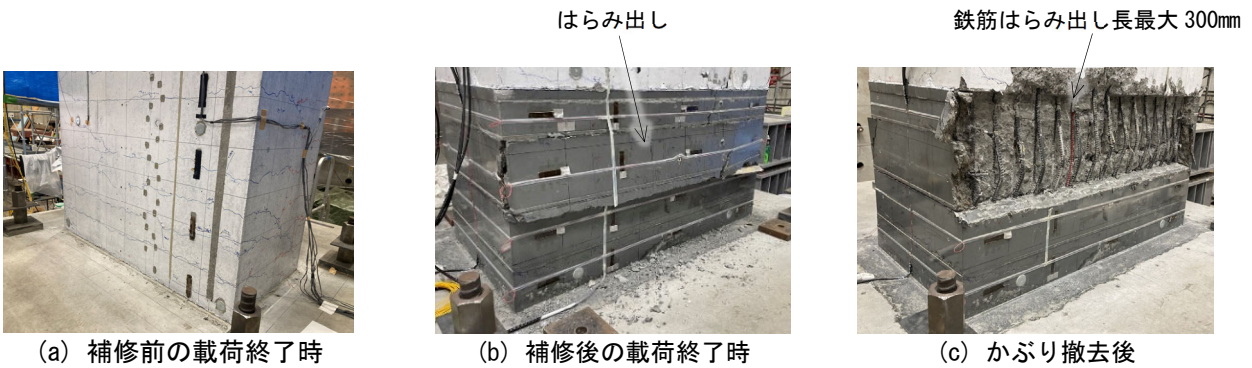


写真-3 基部の損傷状況

(2) 実験結果

a) 荷重—変位関係と破壊形状

写真-3 に補修前後の載荷実験による基部の損傷状況、図-4 に水平荷重と載荷点変位との関係を示す。補修前の載荷では $1 \sim 2\delta_y$ で軸方向鉄筋が降伏ひずみを超え、 $5\delta_y$ の時点では同鉄筋に沿った縦ひび割れが生じていたが、かぶりコンクリートの圧壊や軸方向鉄筋の座屈は確認されず、曲げ耐力は安定していた（写真-3(a)）。補修後の載荷では、 $4\delta_y$ 付近で最大荷重 308.7kN を示した後、荷重を保持しながら水平変位が増加した。 $9\delta_y$ の負側の載荷時に、軸方向鉄筋の座屈に伴って基部から 2 段目と 3 段目の目地間における圧縮側のかぶり部がはらみ出し、水平荷重が低下した。載荷終了後と、かぶり部を除去した後の基部の損傷状況を写真-3(b)(c) に示す。

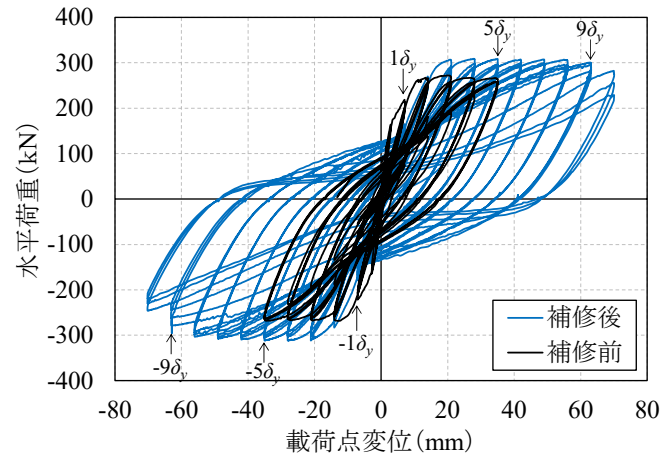


図-4 水平荷重—載荷点変位関係

図-4 から分かるように、補修後の最大耐力は補修前より大きくなったが、 $1\delta_y$ までの剛性については、補修前の $5\delta_y$ に比べると回復しているものの、補修前の $1\delta_y$ までの結果と比べると小さくなっている。これは、補修前の載荷で生じた曲げひび割れや、フーチング内部の軸方向鉄筋の付着劣化に伴う拔出し量の増加による影響であると考えられる。

b) 軸方向鉄筋のひずみ、目地の開口、塑性化領域

図-5 に補修前の載荷における軸方向鉄筋ひずみの分布を示す。基部から 400mm の高さの範囲における軸方向鉄筋に降伏ひずみを超えるひずみが生じており、同区間に塑性ヒンジが形成されていることが分かる。また、基部から 200mm の位置に大きなひずみが生じているが、その近傍に幅が大きい曲げひび割れが生じていたことも確認された。

図-6 に補修後の載荷におけるひび割れ誘発目地の開口の変化を示す。図に示すようにいずれの目地にも開口が生じていることから、ひび割れ誘発目地が想定通りに機能したものと考えられる。 $3\delta_y$ 以降は、基部から 300mm 位置のひび割れ誘発目地の開口が急増し、終局時には同付近を中心として軸方向鉄筋の座屈に伴うはらみ出しが生じている（写真-3(b)(c)）。当該目地は、補修前の載荷で鉄筋ひずみが大きく生じた箇所（図-5 の 200mm）と近接しており、補修後の載荷において同部分の曲げ変形が先行しやすい状況であったことが要因であると考えられる。なお、同部分の曲げ変形が先行する一方で、基部の曲げ変形は UHPFRC で拘束され、見かけ上のせん断スパンが小さくなったことが、補修後の曲げ耐力の増加にも影響しているものと考えられる。

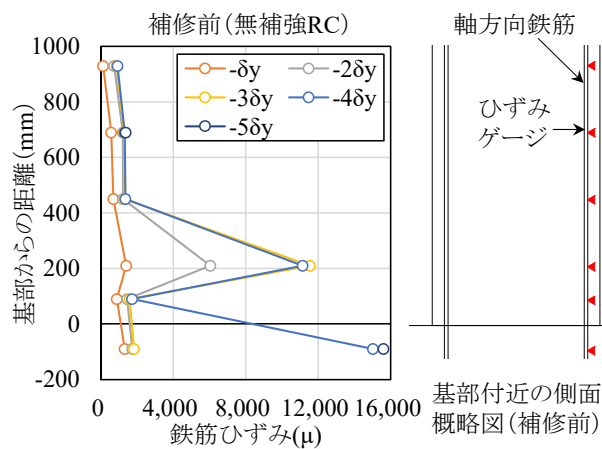


図-5 補修前の軸方向鉄筋ひずみ

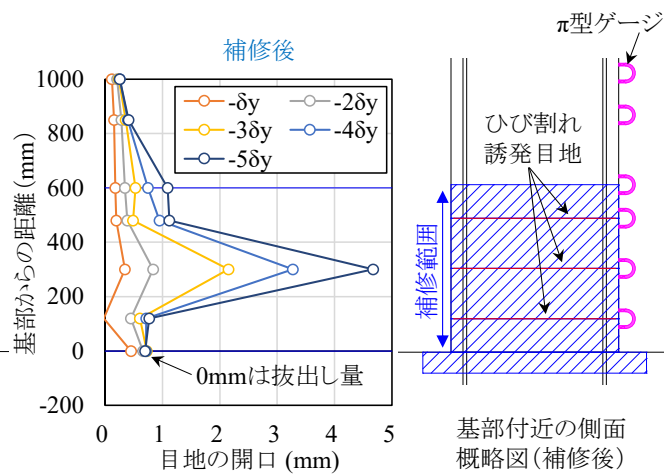


図-6 補修後の目地とひび割れの開口

軸方向鉄筋が座屈してはらみ出した領域は、UHPFRC で補修した範囲内であり、その長さは最大で 300mm 程度であった。また、補修範囲より上の領域では、曲げひび割れが生じたものの、その幅は小さく、実験終了まで大きく増加することは無かった。以上のことから、補修後の試験体では、塑性ヒンジ内におけるひずみ分布や軸方向鉄筋の座屈の状況が、補修前の損傷の影響で若干変化したものの、断面高さ相当に設定した補修の範囲内で塑性ヒンジが形成されていると評価できる。

c) 補修による変形性能の向上

図-7 に補修後の骨格曲線と、同様の寸法と配筋で本工法による補修、補強を行っていない試験体（以下、無補強試験体）の正負交番載荷実験^{2),3)}で得られた骨格曲線を示す。また、各限界状態に対応する変位を道路橋示方書⁸⁾と星隈ら⁹⁾の手法を参考として、実験で得られた水平荷重と載荷点変位の関係を用いて評価した。限界状態 2 に相当する変位は、繰返し回数 3 回の載荷のうち、1 回目載荷時と 3 回目載荷時の水平耐力の比率が 0.85 を下回らず、かつ、2 回目載荷時と 3 回目載荷時のエネルギー吸収量の比率が 0.9 を下回らないことを目安とした。限界状態 3 に相当する変位は水平耐力が保持できなくなった時点とした。

表-3 に各限界状態に対応する変位をまとめる。同表から分かるように、本工法で補修した後の各限界状態に相当する変位は、無補強試験体と比べて 1.4 倍程度大きくなっている。既往の検討^{2),3)}では、損傷していない RC 橋脚の基部のかぶりを UHPFRC で置き換えることによって、軸方向鉄筋の座屈が拘束され橋脚全体の変形性能が向上したことが報告されているが、損傷した RC 橋脚に対する補修として適用した場合にも、同様のメカニズムによって損傷前を上回る変形性能を期待できることが確認できた。

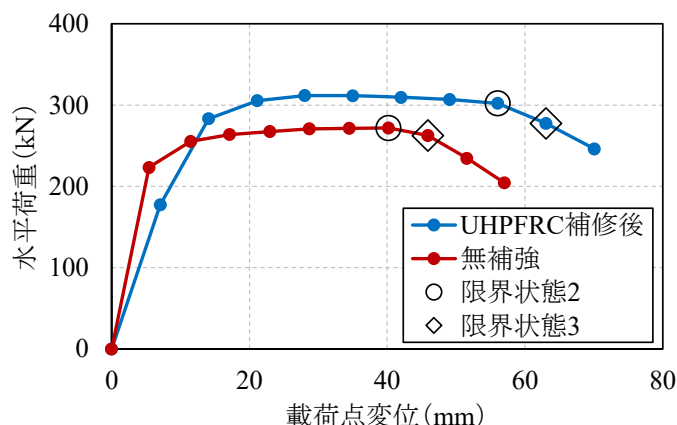


図-7 骨格曲線と各限界状態の変位

表-3 限界状態の変位

試験体	限界状態 2 (mm)	限界状態 3 (mm)
A.無補強 ^{2),3)}	39.9	45.6
B.UHPFRC 補修後	56.0	63.0
B/A 比率	1.40	1.38

4. 光ファイバによる損傷評価手法

(1) 損傷評価手法の概要

損傷評価手法の概要を図-8に示す。既往の検討^{1)~3)}と前述の実験から分かるように、本工法で補修・補強されたRC橋脚は、UHPFRCで構築された塑性ヒンジ区間のかぶり部が曲げによる軸方向鉄筋の座屈とはらみ出しを拘束することで、変形性能が向上する。そのため、本工法を適用したRC橋脚において地震による損傷を評価するためには、軸方向鉄筋の座屈の兆候を検知することが重要となる。

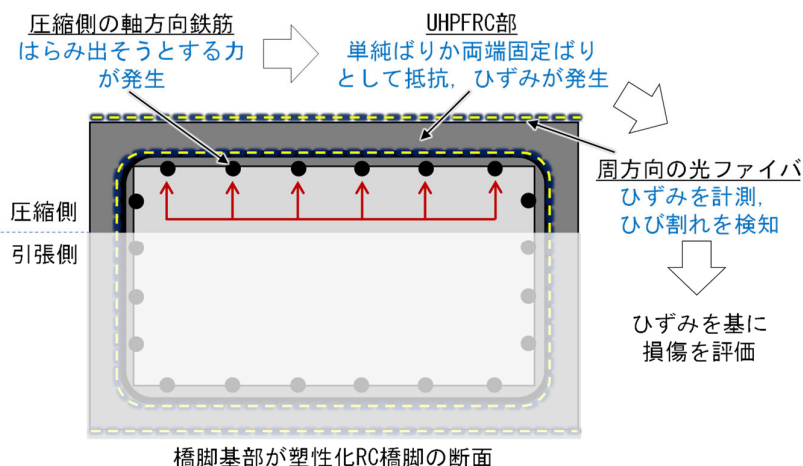


図-8 光ファイバによる損傷評価手法の概要

図-8に示すように、本工法を適用した区間では、圧縮側の軸方向鉄筋がはらみ出そうとする力がUHPFRCによるかぶり部を断面の外側に曲げるように作用することから、同部分の断面周方向にひずみが発生することになる。このひずみは、橋脚の変形が大きくなり、軸方向鉄筋の座屈が進むほど増加する。また、かぶり部には、同ひずみに対して大きな復元力を作用させる要素が無いことから、地震後においてもひずみの一部が残留すると考えられる。そこで、UHPFRCで補修・補強した区間に対して周方向に光ファイバを設置し、地震後におけるひずみ分布の変化を計測することで軸方向鉄筋の座屈の兆候や地震による損傷の程度を評価することを考えた。

(2) 正負交番載荷実験による検証

考案した損傷評価手法の有効性を検証するために、前述の正負交番載荷実験において本手法を適用した。光ファイバは、UHPFRCで補修した区間の各層の高さ中央付近に対して断面の周方向に設置した。設置した光ファイバは2種類であり、UHPFRCを打ち込む前に帯鉄筋付近に配置して埋設したゴム被覆のもの（以降、UHPFRC内部）と、UHPFRCの硬化後にエポキシ接着剤で表面に貼り付けたもの（以降、UHPFRC表面）である。それぞれの配置状況を図-9に示す。

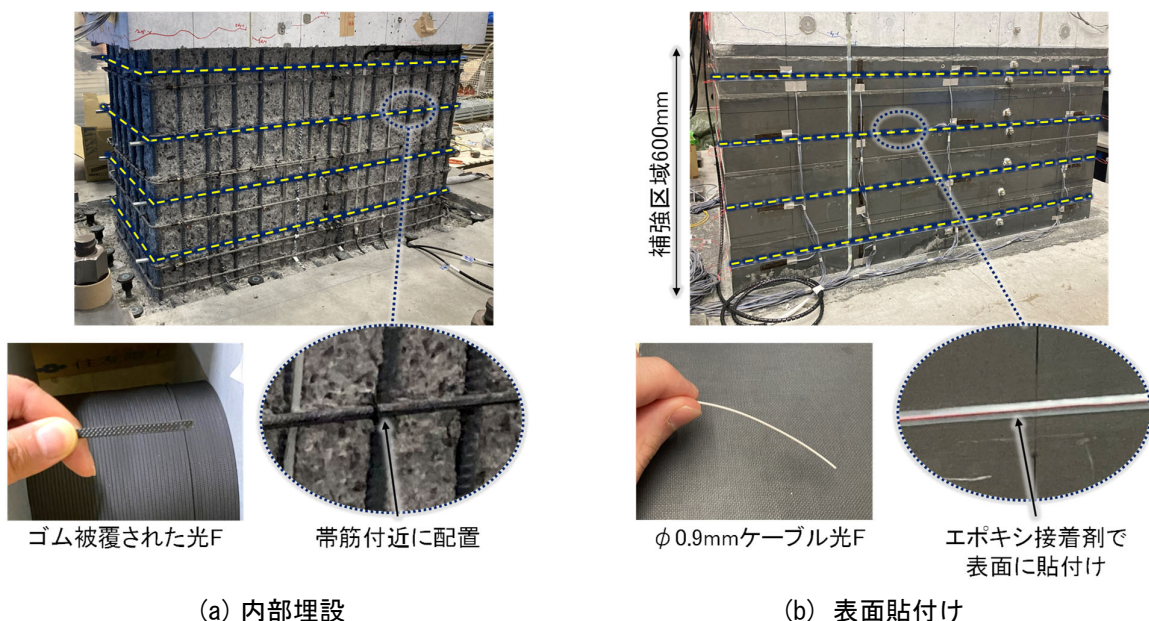


図-9 断面周方向に配置した光ファイバ

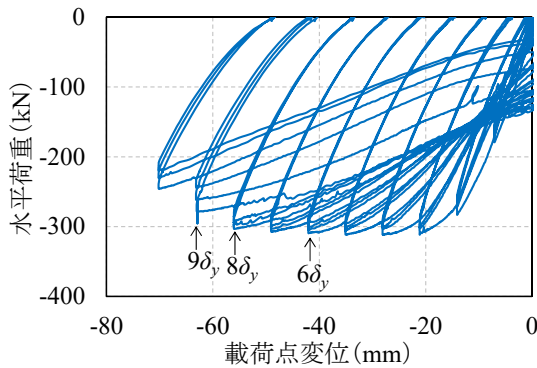


図-10 負側載荷における荷重－変位関係

光ファイバによるひずみ計測は、高い精度と空間分解能でひずみ分布を計測できる PNC-OFDR システム¹⁰⁾を用いて、各載荷ステップの載荷時とその直後の除荷時に実施した。なお、計測間隔は 10mm、空間分解能は 20mm とした。図-10 に、軸方向鉄筋のはらみ出しと、荷重低下が先行して生じた負側の載荷における水平荷重と載荷点変位の関係を示す。写真-4 に、破壊箇所（基部から 2 段目と 3 段目の目地間）の終局時の状況と、同箇所付近の光ファイバの設置位置を示す。

図-11 に、 $6\delta_y$ と $8\delta_y$ ステップの 1 サイクル目において写真-4 に示した光ファイバで計測したひずみ分布を示す。UHPFRC 内部では断面の角部で引張ひずみが生じているのに対して、表面では角部に圧縮ひずみ、中央部に引張ひずみが発生している。これは、軸方向鉄筋のはらみ出しに対して、UHPFRC 部が両端固定ばりに近い状態で抵抗していることを示す結果であると考えられる（図-12）。なお、除荷した後も加力時とほぼ同じ大きさ、形状のひずみ分布が残留している。また、 $8\delta_y$ ステップに大きなひずみが発生した内部の左角部と表面の中央部は、曲げ耐力が低下した時点でひび割れが大きく開口した箇所（写真-4）と概ね一致した。

図-13 に、各ステップの除荷後に計測したひずみ分布において、ひずみ値が大きかった付近（内部は -600～-500mm、表面は 330～430mm）の平均値の推移を示す。UHPFRC 内部と表面のひずみは、 $3\delta_y$ から増加し始め、 $6\delta_y$ 、 $7\delta_y$ 付近で増加の度合いが徐々に大きくなっている。なお、同変形状態において光ファイバと直交する縦ひび割れが、UHPFRC の表面に生じたことを目視で確認している。その後、内部のひずみが急増して、最大荷重が低下してはらみ出しが確認さ

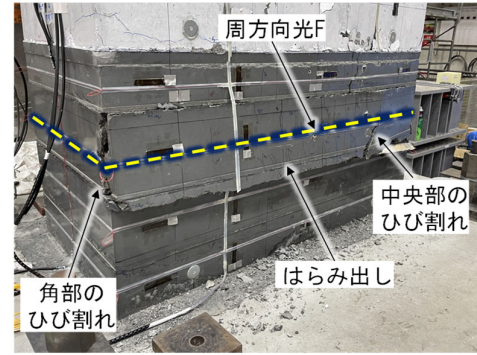


写真-4 破壊箇所と光ファイバの位置
(負側載荷時の圧縮側)

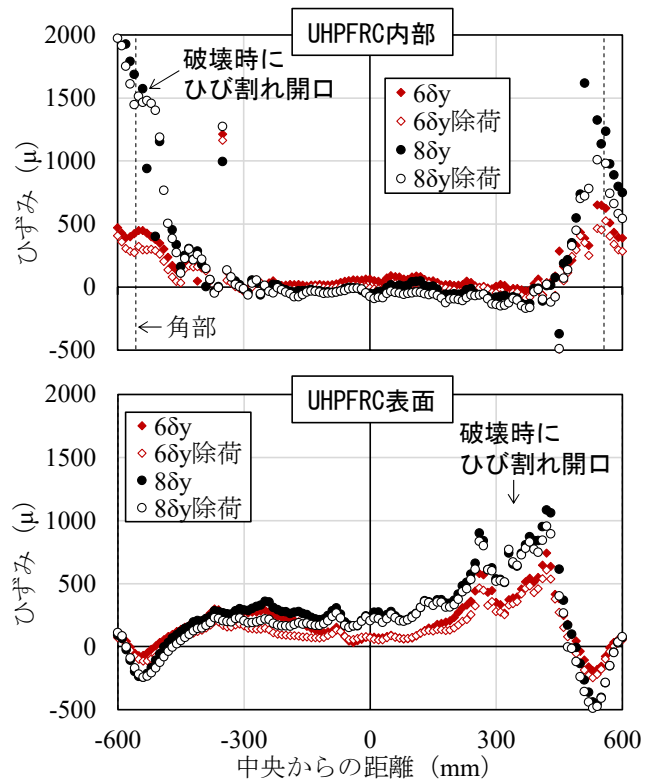


図-11 破壊箇所の周方向ひずみ分布

かぶり内の周方向曲げモーメント分布（予想）

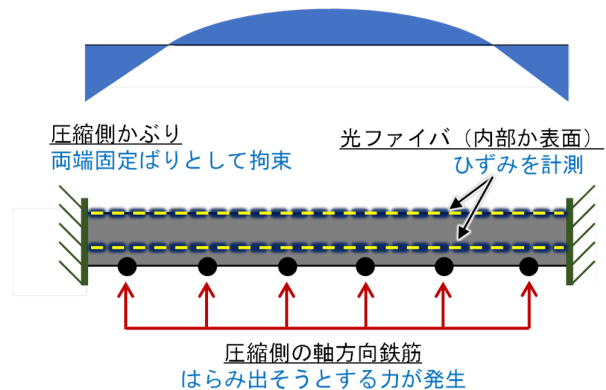


図-12 かぶり内のモーメント分布図

れた $9\delta_y$ において降伏ひずみを大きく超える結果となった。このことから、UHPFRC で補修、補強した部分における軸方向鉄筋の座屈とそれによる損傷過程が、同部分の周方向のひずみの変化と深く関連していることが分かる。特に、帯鉄筋の降伏ひずみと UHPFRC 内部に残留するひずみの大きさを比較することで、地震による軸方向鉄筋の座屈の兆候や、それによる曲げ破壊までの裕度を評価できる可能性がある。

5. まとめ

本研究では、地震によって損傷した RC 橋脚の塑性ヒンジ区間におけるかぶりを場所打ち可能な UHPFRC とひび割れ誘発目地で補修することによる効果を、正負交番載荷実験で確認した。また、本工法を適用した区間の断面周方向のひずみ分布を光ファイバで計測することによる損傷評価手法を考案し、その有効性について検証した。本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) RC 橋脚の塑性化した部分に対して本工法で補修を行うことで、初期剛性や塑性ヒンジ区間内における曲げ変形が若干変化するものの、損傷前を超える変形性能を確保できることを確認した。今回の実験では、補修区間のかぶりの損傷や軸方向鉄筋の座屈が抑制されることで、損傷前と比較して 40% 程度の変形性能の向上効果が得られた。
- (2) 本工法で補修、補強した区間では、軸方向鉄筋の座屈の進行に伴って断面周方向のひずみ分布が変化する。特に、帯鉄筋付近のひずみの大きさが同鉄筋の降伏ひずみを超える時点で、座屈によるはらみ出しが生じて曲げ耐力が低下する傾向が正負交番載荷実験で確認された。この変化を光ファイバで計測することによって、本工法を適用した RC 橋脚における軸方向鉄筋の座屈の兆候や、曲げ破壊までの裕度を評価できる可能性がある。

参考文献

- 1) 大住ら：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，土木研究所資料，第 563 号，2023.
- 2) 岩本ら：場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタルで耐震補強された RC 橋脚の変形性能の評価手法，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 78, No. 2, 243 - 253, 2022.
- 3) 岩本ら：場所打ち可能な UHPFRC を用いた RC 橋脚の耐震補強工法の開発，2022 年度土木建設技術発表会，IV-11，2022.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1990.
- 5) (社)土木学会：コンクリート標準示方書，設計編，2022
- 6) 小林ら：超高強度繊維補強コンクリートの左官工法への展開に関する実験的検討，土木学会第 73 回年次学術講演会，V-104，2018.
- 7) 前山ら：RC 橋脚の耐震補強における吹付け可能な超高強度繊維補強モルタルの適用性，土木学会第 76 回年次学術講演会，I-357，2021.
- 8) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.
- 9) 星隈ら：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究，土木研究所資料 No.4262，2013.
- 10) 吉村ら：PNC-OFDR 方式を用いた分布型光ファイバセンサによる静・動ひずみ計測，土木学会 77 回年次学術講演会講演概要集，CS9-41，2022.

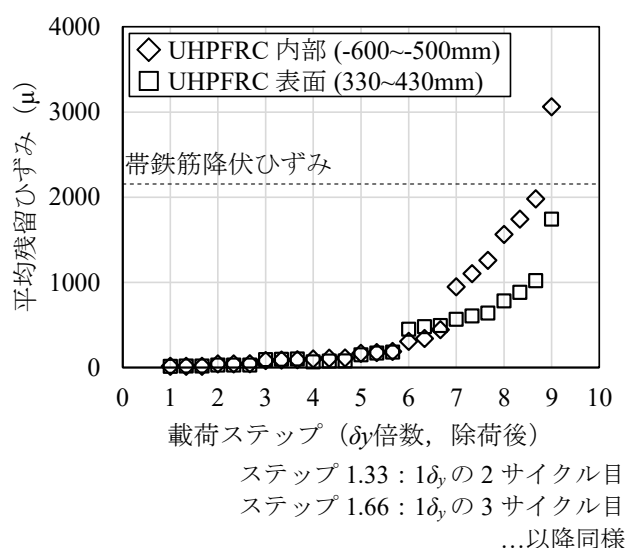


図-13 各载荷ステップ除荷時のひずみ推移