

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

鹿島建設(株) 正会員 ○岩本 拓也 曾我部 直樹

小林 聖 山野辺 慎一

カジマ・リノベイト(株) 正会員 前山 篤史 松本 隆

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震以降、重要度の高い橋梁から耐震補強が積極的に進められているが、様々な制約により既存の工法による耐震補強が難しい橋梁が残されている。例えば河川内の橋脚では、河積阻害率が制約となり、断面寸法を増加させる RC 巻立て工法が適用できない場合がある。また、都市内高架橋の橋脚では、道路に近接するような狭隘部に建設されていることが多いため、施工時に重機作業が必要となる鋼板巻立て工法の適用が困難な場合がある。さらに、地震時における基礎への負担の増加が許容できない場合、橋脚の自重が増えるような耐震補強を行うことができないこともある。以上のような観点から、既設 RC 橋脚の耐震補強工法として、断面寸法や自重を増やすことなく、かつ狭隘な施工環境においても容易に施工できる工法が求められている。

これに対して筆者らは、既設 RC 橋脚において地震時に塑性化する領域のかぶり部を場所打ちが可能な超高強度繊維補強セメント系複合材料（以下、UHPFRC）とひび割れ誘発目地で置き換えることで、地震時における RC 橋脚の変形性能を向上させる耐震補強工法（以下、本工法）の開発を行っている。本稿では、こて塗りした UHPFRC の充填性および既設コンクリートとの一体性を検証した施工実験と、補強効果を検証した RC 橋脚模型実験について述べる。

2. 耐震補強工法の概要

図-1 に本工法の概要を示す。本工法は、既設 RC 橋脚において地震時に軸方向鉄筋が降伏して塑性ヒンジが形成される領域のかぶりコンクリートを除去し、場所打ち可能な UHPFRC とひび割れ誘発目地で置換するものである。UHPFRC には、エトリングライト生成系の UHPFRC¹⁾に粘性を付与した材料²⁾を使用し、大規模な資機材やスペースを要さないこて塗りによる施工を可能としている。ひび割れ誘発目地には、図-1(c)に示すような UHPFRC の鋼繊維を遮断する目地材とその土台となる鋼繊維を含まない超高強度モルタルから構成される目地を用いる。

曲げ圧縮破壊が先行する RC 橋脚では、橋脚基部等の曲げモーメントが卓越する部分において塑性ヒンジが

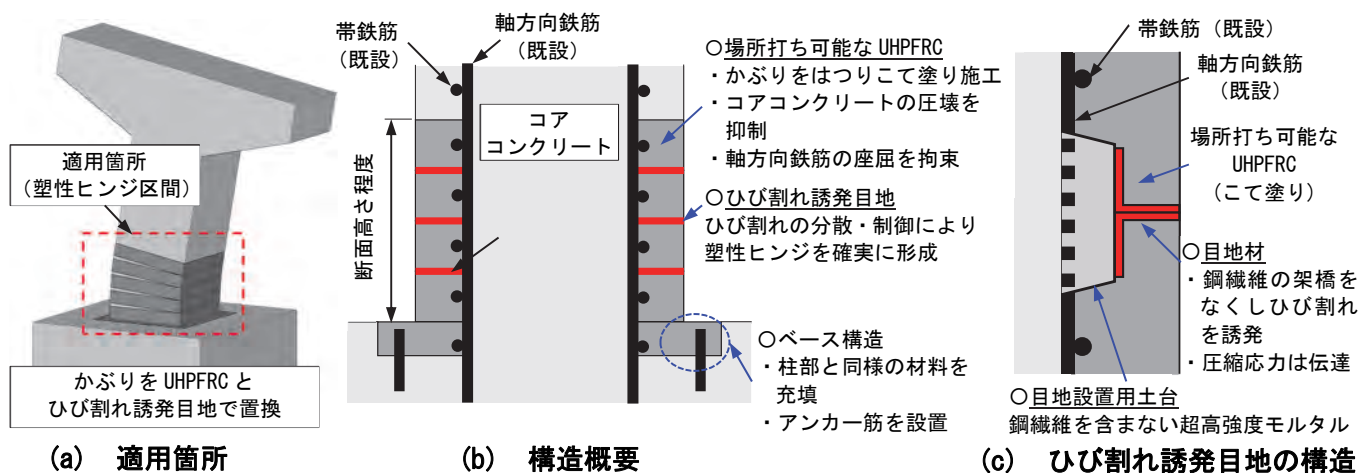


図-1 場所打ち可能な UHPFRC を用いた耐震補強工法の概要

キーワード：耐震補強工法, UHPFRC, RC 橋脚, 変形性能

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

形成され、同部分の軸方向鉄筋が座屈してはらみ出したり、コンクリートが圧壊することで耐荷力が喪失して終局に至る。これに対し、本工法で塑性ヒンジ部が補強された RC 橋脚では、UHPFRC の高い圧縮強度と曲げ靱性によりこうした損傷を抑制することが可能である。また、曲げ強度が高い UHPFRC を補強区間に適用すると、補強区間外との境界部に曲げひび割れが集中することが懸念されるため、ひび割れ誘発目地を併用することで補強区間内に曲げひび割れを分散させ、同部分に塑性ヒンジが確実に形成されるようにしている。以上の特長から、本工法を用いることで、狭隘なスペースでも簡易な施工によって、断面寸法や自重を増やすことなく既設 RC 橋脚の変形性能を高めることが期待できる。

3. こて塗りされた UHPFRC の充填性と既設コンクリートとの一体性確認実験

本工法では、塑性ヒンジ部のかぶりへ既設コンクリートと一体となるように、UHPFRC が密実に充填される必要がある。UHPFRC はこて塗りで施工することを想定しているが、施工中や硬化過程において UHPFRC にだれが生じることで、既設コンクリートや鉄筋との界面に空隙が生じる可能性がある。そこで、既設 RC 橋脚のはつり後の表面を模擬した供試体に対して UHPFRC を塗り付ける試験施工を実施し、こて塗りされた UHPFRC の充填状況と既設コンクリートとの一体性を検証した。

(1) 実験概要

試験施工で用いた UHPFRC は、エトリンガイト生成系の UHPFRC¹⁾にこて塗りを可能とするために無機系増粘材 (VA) を適切量混入したものである。既往の研究²⁾に基づき、配合は表-1 に示すものとした。

供試体の概要を図-2 に示す。供試体は、既設 RC 橋脚の軸方向鉄筋が周長の半分程度露出するまでコンクリートをはつり、帯鉄筋を全周露出させた状態を模擬したものである。500×500×厚さ 150mm の型枠に普通コンクリートを厚さ 50mm まで打ち込み、表面を目粗した後に、帯鉄筋を模擬した D16 鉄筋を 150mm 間隔で配置した。そして、以下の手順に従い、厚さ 100mm で UHPFRC を塗り付けた。

- 1) はつり面へのプライマーの塗布
- 2) はつり面に薄層 (3mm 程度) の UHPFRC を下地として塗り付け、締め固める (写真-1)
- 3) 金ごてによる目粗しと塗付け面への給水噴霧を行い、直後に薄層の UHPFRC を塗り付ける
- 4) 1層当たりの厚さ分の UHPFRC を塗り付け、締め固める (写真-2)
- 5) 以後、厚さ 100mm まで3)と4)を繰り返す

1層当たりの塗付け厚さの上限値は既往の研究²⁾に基づいて 35mm と設定し、本試験では 1層目 20mm, 2層目 20mm, 3層目 30mm, 4層目 30mm として UHPFRC を塗り付けた。締め固めには写真-2 に示す施工機械を使用し、塗付け完了後には試験体表面にラップフィルムを設置することで封緘養生を行った。

こて塗りされた UHPFRC の充填状況と、既設コンクリートと UHPFRC 間および UHPFRC 同士の打重ね部

表-1 UHPFRC の配合

W/B (%)	Air (%)	単体量(kg/m ³)			SP (kg)	VA (kg)	SF (vol.%)
		W	B	S			
15.2	2.0	195	1284	898	2936	16	2.5

B: 特殊結合材, S: 専用骨材, SP: 特殊高性能減水剤
VA: 無機系増粘材, SF: 鋼繊維 (φ 0.2mm, L=10mm)

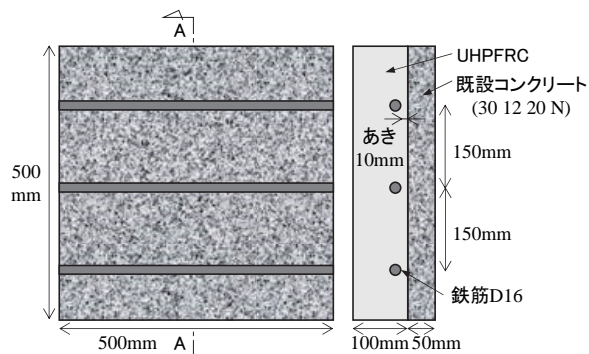


図-2 供試体概要



写真-1 こて塗り状況



写真-2 締め固め状況



における一体性の検証を目的として付着強度を確認した。充填状況の確認は、**図-2**に示す A-A 断面で供試体を切断し、切断面の観察により実施した。付着強度試験は、 $\phi 100\text{mm}$ のコアを採取し、建築研究所式接着力試験機を使用して実施した。

(2) 実験結果と考察

写真-3 に、こて塗り完了後の供試体の切断面を示す。打重ね線が一部で確認されたものの、打重ね部や鉄筋の周りに空隙は確認されず、UHPFRC が良好に充填されている様子が確認された。**表-2** に、付着強度試験の結果と試験後の破壊状況を示す。いずれのコアにおいても、UHPFRC の付着界面ではなく、既設コンクリート側で破壊が生じた。UHPFRC のこて塗りによる付着強度は、既設コンクリートと補強材料との良好な一体性を表す基準値として用いられる 1.5N/mm^2 以上³⁾を十分に満足することが確認された。

以上より、実適用時に想定される施工厚さに対し、本章で示す施工方法によって UHPFRC を密実に充填できることと、既設コンクリートとの一体性が良好であることを確認した。

表-2 建研式付着力試験結果

項目	コア 1	コア 2
試験後 コアの写真 $\phi 100\text{mm}$		
付着強度	2.2 N/mm ²	2.3 N/mm ²

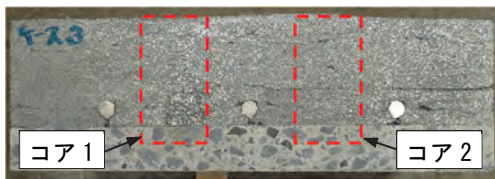


写真-3 供試体切断面

4. 橋脚模型供試体による正負交番載荷実験

本工法による変形性能の向上効果を検証するため、実橋脚の 1/4 スケールの橋脚模型供試体に対し、補強の有無と軸方向鉄筋比をパラメータとした 3 ケースの正負交番載荷実験を行った。

(1) 実験概要

供試体の概要を**図-3**に、材料試験結果の一覧を**表-3**に示す。供試体 No.1 は、平成 2 年道路橋示方書⁴⁾に基づいて設計された耐震補強を必要とする RC 橋脚を想定した無補強供試体である。供試体 No.2 は No.1 を本工

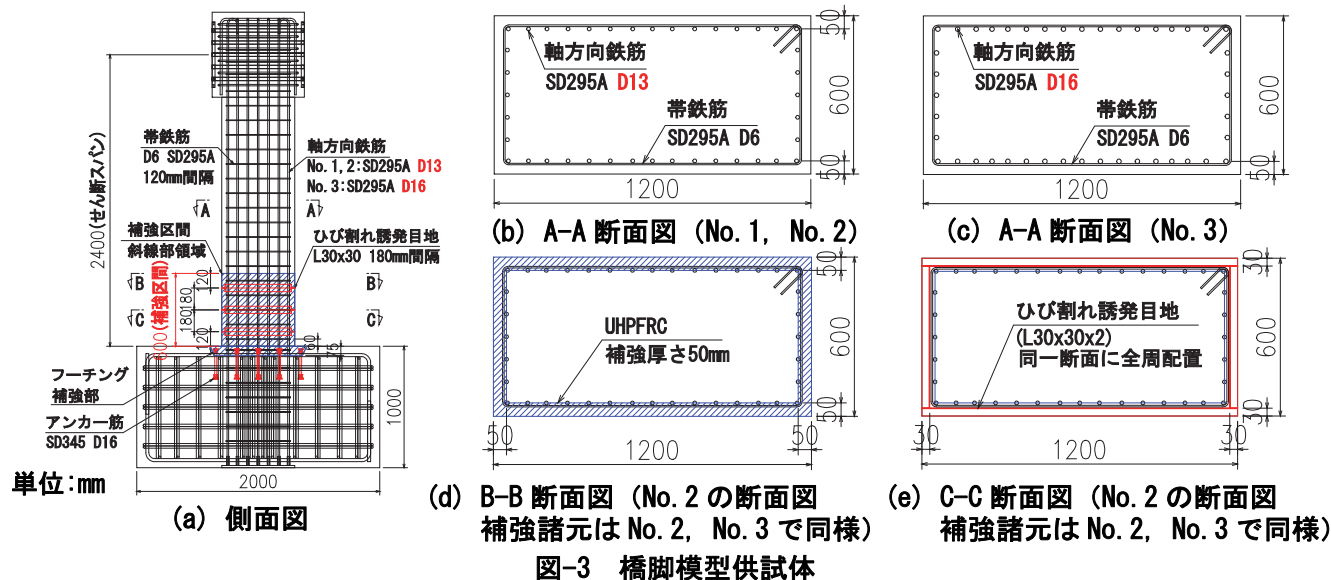


表-3 材料強度試験結果 (実験時強度)

実験 ケース	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	UHPFRC 材料強度 (N/mm ²)			鉄筋降伏強度 (N/mm ²)	
		養生期間/日平均気温	圧縮強度	曲げ強度	軸方向鉄筋	帯鉄筋
No.1	30.2	—	—	—	345(D13)	362(D6)
No.2	31.3	29 日/9.7°C	131	18.3	342(D16)	398(D6)
No.3	28.2	20 日/24.5°C	160	24.6		



(a) 躯体表面の目粗し (b) 目地の設置 (c) ベース部の補強 (d) 柱部の補強

写真-4 補強部の施工状況

法によって補強した供試体であり、No.3 は No.2 の軸方向鉄筋比のみを変更した供試体である。

No.2 と No.3 では、柱基部から 600mm (=断面高さ) までの領域を補強区間とした。同区間では、表面から 50mm までのかぶり部にコンクリートを打込まない状態で供試体を製作し、脱型後に表面を目粗した上でひび割れ誘発目地を断面の全周に配置した。そして、前章で示した施工手順に準じ、厚さ 50mm の UHPFRC を 2 層に分けてこて塗りすることで補強を行った。ひび割れ誘発目地にはアンクル材 (SS400 30×30×2mm) を使用し、鋼繊維を除いた超高強度モルタルからなる土台の上で既設コンクリートに打込んだアンカーと固定することで設置した。目地の配置間隔は、コンクリート標準示方書⁹⁾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。UHPFRC の施工が完了した後は、補強部の表面にラップフィルムを巻くことで封緘養生を行った。柱基部周辺のフーチングコンクリートに対しては、曲げ圧縮や曲げ引張を受けた際に支圧破壊や浮上りが生じることがないように、柱部と同じ UHPFRC とアンカー筋 (SD345 D16) を用いて補強を行った。写真-4 に補強部の施工状況を示す。

写真-5 に荷重装置を示す。柱基部の軸応力度が 0.75N/mm^2 となる一定軸力を作用させた状態で、水平ジャッキにより水平力を与えた。荷重は、最外縁の軸方向鉄筋が降伏する水平荷重の計算値 P_y まで加力した際に計測された荷重点変位 δ_y を基準とし、変位制御による同一振幅における繰返し回数 3 回の振幅漸増型荷重とした。No.1

の P_y は 219kN, δ_y は 5.7mm, No.2 の P_y は 226kN, δ_y は 6.3mm, No.3 の P_y は 342kN, δ_y は 10.6mm であった。

荷重をロードセル、荷重点変位を変位計により計測した。軸方向鉄筋には、ひずみ分布を把握するため供試体高さ方向にひずみゲージを設置した。帯鉄筋と供試体表面のコンクリートならびに UHPFRC には、軸方向鉄筋のはらみ出しに伴い生じる水平ひずみの計測を目的としたひずみゲージを設置した。目地部における目開き量は π 型変位計によって計測した (図-4, 5)。No.3 では、軸方向鉄筋の座屈に対する帯鉄筋と補強部の拘束効果を詳細に検証するため、図-4 および図-5 に示すように、軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著となる位置の供試体両側の帯鉄筋および UHPFRC の表面に、供試体の幅方向にひずみゲージを設置した。

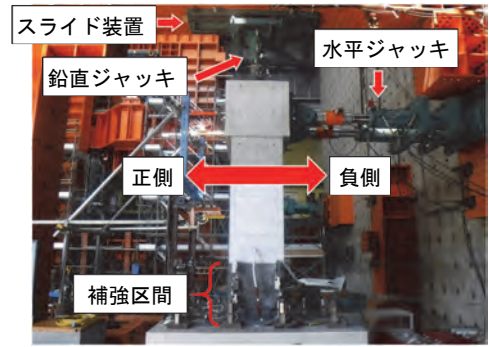


写真-5 荷重装置

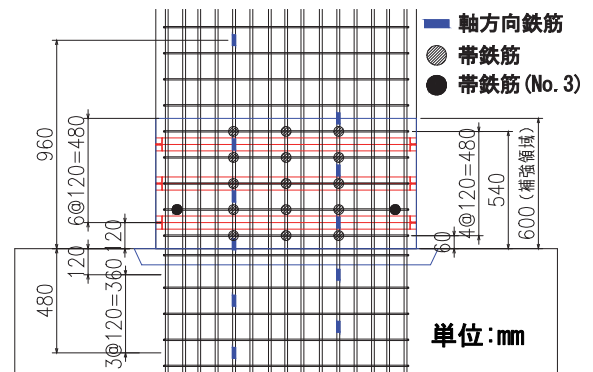


図-4 鉄筋ひずみ計測位置

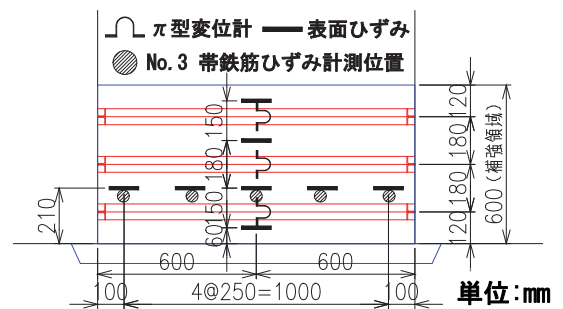
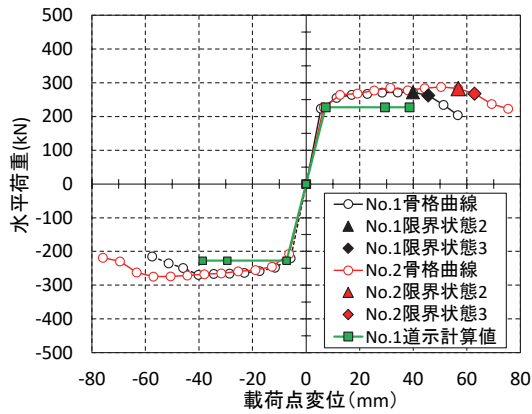
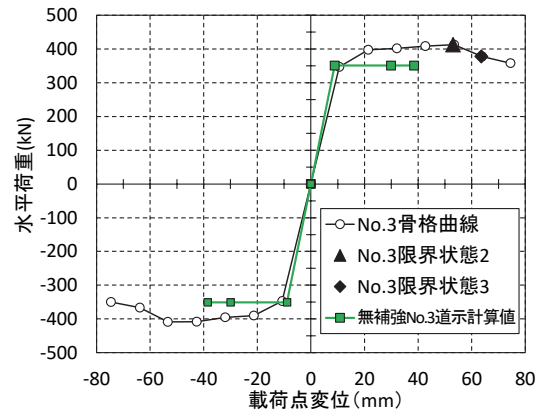


図-5 表面ひずみ、目開き量計測位置



(a) No. 1, No. 2 (軸方向鉄筋比 0.7%)



(b) No. 3 (軸方向鉄筋比 1.2%)

図-6 水平荷重-載荷点水平変位

(2) 実験結果と考察

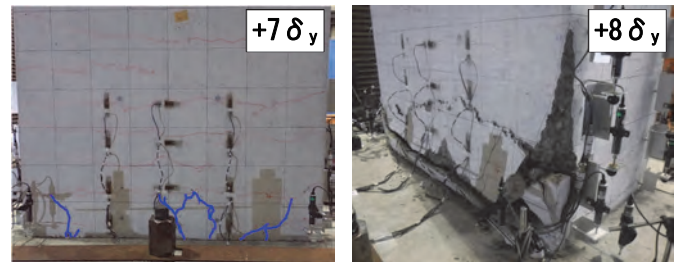
a) 水平荷重-載荷点変位関係と損傷状況

図-6 に各供試体の水平荷重と載荷点変位の骨格曲線を示す。図中には、平成 29 年道路橋示方書⁶⁾により算出したかぶりを通常のコンクリートとした場合の骨格曲線と、限界状態 2 および限界状態 3 に到達した時点のプロットを示す。ここで、限界状態 2 に相当する変位は、繰返し載荷のうち、1 回目と 3 回目載荷時の水平耐力の比率が 0.85 を下回らず、2 回目と 3 回目載荷時の 1 サイクル当たりの履歴エネルギー吸収量の比率が 0.90 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、水平耐力が低下した時点とした。

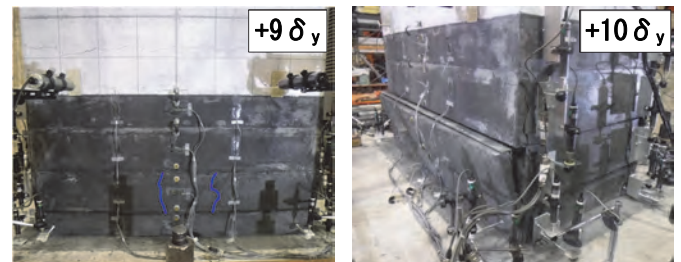
No.1 の限界状態 2 に相当する変位 δ_{els2} は 39.9mm ($7\delta_y$)、限界状態 3 に相当する変位 δ_{els3} は 45.6mm ($8\delta_y$) であり、No.2 では δ_{els2} は 56.7mm ($9\delta_y$)、 δ_{els3} は 63.0mm ($10\delta_y$)、No.3 では δ_{els2} は 53.0mm ($5\delta_y$)、 δ_{els3} は 63.6mm ($6\delta_y$) であった。同一の軸方向鉄筋比を有する No.1 と No.2 の実験結果を比較すると、各限界状態において No.2 の変位は No.1 の 1.4 倍程度向上しており、本工法の適用によって変形性能が約 40% 向上することが確認された。No.3 では、同一諸元の無補強供試体の実験を行っていないが、No.3 の実験結果とかぶりを通常のコンクリートとした場合の計算結果の変位を比較すると、各限界状態において実験結果は計算結果の 1.7 倍程度であった。No.2 における同様の比較でも、実験結果は計算結果の 1.6~1.9 倍程度であることから、No.3 においても、No.2 と同程度の変形性能の向上効果があったと考えられる。

写真-6 に限界状態 2 および 3 に相当する時点における各供試体の圧縮側かぶりの損傷状況を示す。

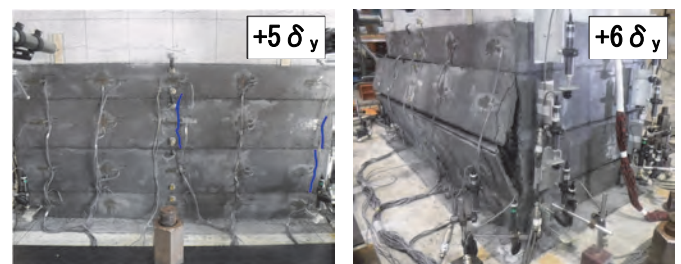
No.1 では、限界状態 2 の時点で柱基部に縦方向のひび割れが複数発生しており、かぶりのがはらみ出す兆候が確認された。限界状態 3 の時点で軸方向鉄筋の座屈に伴い、基部から 200~300mm の範囲のかぶりが剥落した。



(a) No. 1 (左: 限界状態 2 右: 限界状態 3)



(b) No. 2 (左: 限界状態 2 右: 限界状態 3)



(c) No. 3 (左: 限界状態 2 右: 限界状態 3)

写真-6 各限界状態時 圧縮側かぶりの損傷状況

No.2 では、限界状態 2 の時点で柱基部から 1~2 段目の目地間の圧縮側補強部に縦方向のひび割れが確認されたものの、No.1 のような顕著な損傷ではなかった。限界状態 3 の時点で同箇所が大ききはらみ出し、限界状態 3 以降の载荷中に同箇所が剥落した。

No.3 における損傷過程は No.2 とほぼ同様であった。限界状態 2 の時点で柱基部から 1~2 段目および 2~3 段目の目地間の圧縮側補強部に縦方向のひび割れが確認され、限界状態 3 の時点で同箇所がはらみ出し、その後の载荷により同箇所が剥落した。

c) 軸方向鉄筋ひずみ分布とひび割れ誘発目地の挙動

図-7 に、载荷点変位が+30mm に到達した時点における軸方向鉄筋ひずみの分布図を示す。図中の黒線で囲われた領域は、UHPFRC の補強区間を示す。図-8 には、各载荷点変位時における No.2 および No.3 の目地の目開き量分布を示す。

No.1 のひずみ分布を見ると、塑性化している領域が柱基部付近に限定されていることが分かる。No.2 および No.3 のひずみ分布を見ると、柱基部から 300mm 程度までの範囲のひずみが降伏ひずみを超過しており、塑性化している領域は No.1 よりも広範囲に及ぶことが確認された。図-8 に示すように、両供試体ともに基部から 300mm 程度の範囲に設置した 1 段目と 2 段目の目地に目開きが生じていることから、ひび割れ誘発目地が想定どおりに機能したためと考えられる。ひび割れ誘発目地を設けない、あるいは配置間隔が大きい場合は、曲げ変形が柱基部近傍に集中し、同部分の軸方向鉄筋のひずみが局所的に増加したと推定されるが、ひび割れ誘発目地の配置間隔をコンクリート標準示方書で算出される曲げひび割れ発生間隔⁹⁾以下とすることで、補強区間内、あるいは補強区間外との境界部における曲げ変形の局所化を抑制できることが確認できた。

b) 塑性ヒンジ長の評価

既往の研究⁸⁾では、RC 柱部材の塑性ヒンジ長は、座屈に伴う軸方向鉄筋のはらみ出し長を目視で計測し、帯鉄筋の配置間隔の整数倍で整理した値で評価している。本検討では写真-7 に示すように、軸方向鉄筋のはらみ出しの開始および終了位置を目視で判断し、2 点間の距離を塑性ヒンジ長として評価した。なお、No.2 と No.3 では、フーチングと柱の境界部では軸方向鉄筋がはらみ出す様子は確認できず、1 段目の目地付近からはらみ出しが生じていたことから、はらみ出しの開始位置を基部から 120mm の位置である 1 段目の目地の位置とした。

No.1 と No.2 の塑性ヒンジ長は、それぞれ 250mm と 280mm であった。一般に、軸方向鉄筋の周囲に巻立てコンクリートや鋼板等の拘束体を設けるとはらみ出し長は小さくなる⁹⁾が、そのような傾向は確認されなかった。これは、ひび割れ誘発目地が機能することで、No.2 が No.1 と同様の曲げ挙動を示したことから、および軸方

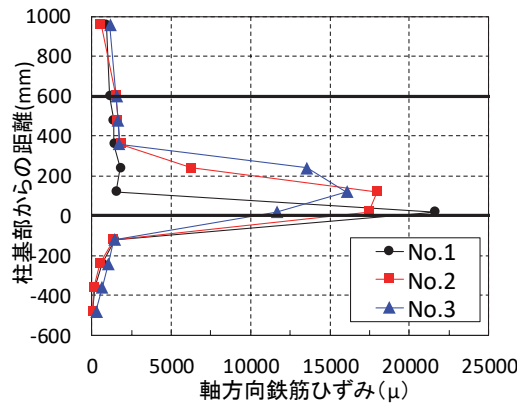


図-7 軸方向鉄筋ひずみ分布

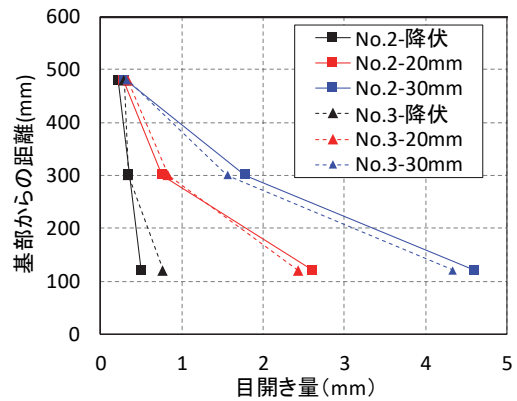


図-8 各载荷点変位での目開き量分布

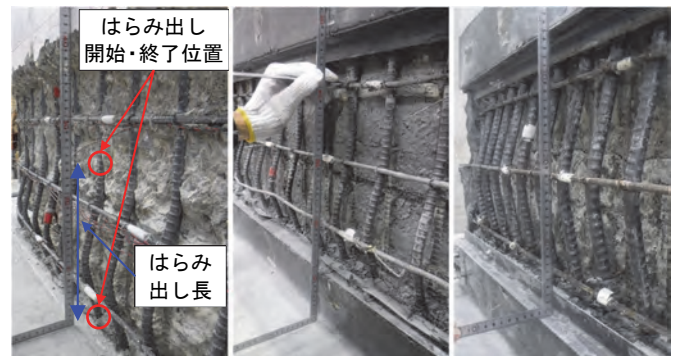


写真-7 はらみ出し長の計測

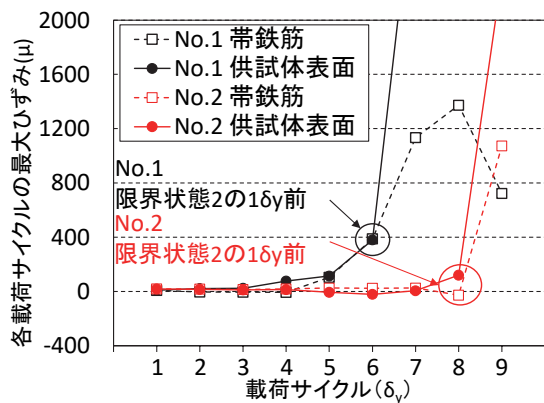


図-9 帯鉄筋と供試体表面のひずみ (No. 1 No. 2)

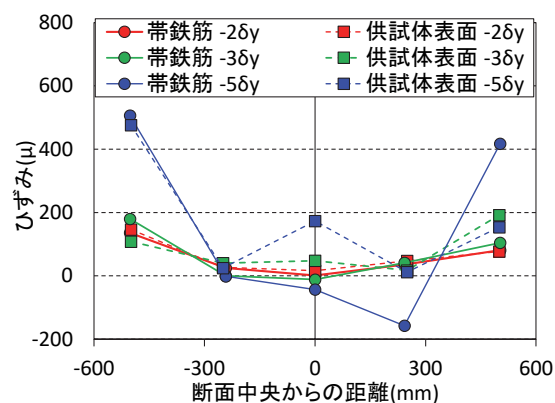


図-10 帯鉄筋と供試体表面のひずみ分布 (No. 3)

向鉄筋が座屈してはらみ出した後は No.1 と同様にかぶりが剥落し、補強部による拘束効果が喪失していたためと考えられる。No.3 の塑性ヒンジ長は No.2 よりも大きく、360mm であった。一般に RC 柱部材では、軸方向鉄筋の径が大きくなると塑性ヒンジ長は大きくなる傾向⁷⁾があるが、本工法で補強した供試体でも同様の傾向が確認された。

以上より、本実験の範囲においては、本工法で補強された RC 柱部材の塑性ヒンジ長は通常の RC 柱部材と同様であることが分かった。

d) 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する UHPFRC の拘束効果

図-9 に、No.1 と No.2 で計測した帯鉄筋および供試体表面の水平ひずみの各載荷サイクルでの最大値を示す。計測位置は、かぶりのはらみ出しが顕著となった位置の断面幅方向中央とし、No.1 では柱基部から 60mm の位置、No.2 では 1~2 段目の目地間である柱基部から 210mm の位置とした。No.1 では、限界状態 2 の $1\delta_y$ 手前の時点でコンクリートおよび帯鉄筋のひずみが増加しており、この時点でかぶりによる拘束効果は減少し、帯鉄筋の負担が増加したと考えられる。これに対して No.2 では、UHPFRC による補強部が高い曲げ靱性を有することで、限界状態 2 の $1\delta_y$ 手前の時点においても供試体表面および帯鉄筋のひずみは小さく、両者が一体となって軸方向鉄筋のはらみ出しを拘束していたと推察される。

図-10 には、No.3 の各載荷サイクルの 1 回目負側載荷時に、図-4 および図-5 に示す 1~2 段目の目地間で計測した圧縮側の帯鉄筋と供試体表面の水平ひずみ分布を示す。 $-3\delta_y$ までは、帯鉄筋と供試体表面のひずみ分布形状はほぼ一致しており、補強部が帯鉄筋と一体となって軸方向鉄筋を拘束していたと考えられる。一方、 $-5\delta_y$ の時点では、供試体表面と帯鉄筋のひずみの大きさに相違が生じていることが分かる。これは、写真-6(c) に示すとおり、同時点で補強部に縦方向のひび割れが確認されていることから、UHPFRC が負担していた曲げ応力が解放された箇所が生じたためと推察される。しかしながら、ひずみの分布形状は $-3\delta_y$ の時点までとほぼ同様であることから、限界状態 2 付近で補強部に縦ひび割れが生じていても、UHPFRC の高い曲げ靱性によって直ちに補強部の拘束効果が喪失することなく、帯鉄筋と一体となって軸方向鉄筋を拘束していたことが示唆される。そのため、補強供試体である No.2、No.3 では、無補強供試体で耐力が喪失した領域においても、曲げ圧縮応力がかぶりが損傷せず、かつ軸方向鉄筋の座屈がかぶりの UHPFRC により拘束されることで安定した曲げ挙動を示し、橋脚全体としての変形性能が向上したと考えられる。

5. まとめ

場所打ち可能な UHPFRC とひび割れ誘発目地を用いた耐震補強工法の開発として、こて塗りで施工された UHPFRC の充填性や既設コンクリートとの一体性を検証する施工実験を実施した。また、本工法で補強した RC 橋脚模型供試体の正負交番載荷実験を行い、補強効果を検証した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 補強部のかぶりを模擬した塗付け厚さ 100mm の供試体に対して施工実験を行った結果、こて塗りによって UHPFRC を密実に施工できることと、既設コンクリートや UHPFRC の打重ね層において良好な一体性

を確保できることを確認した。

- 2) 本研究の検証範囲である 0.7%~1.2%の軸方向鉄筋比において、本工法によって RC 橋脚の変形性能を約 40%向上させる効果が期待できることを確認した。
- 3) ひび割れ誘発目地を併用することで補強区間に塑性ヒンジが形成され、UHPFRC の高い圧縮強度と曲げじん性によって、同部分における曲げ圧縮応力度と軸方向鉄筋の座屈に抵抗することで、RC 橋脚の変形性能を向上できることを確認した。

本研究では、こて塗りによる施工の検討を行ったが、補強工事の規模や施工条件に応じて最適な施工方法を選択できるように、こて塗り以外の施工方法の確立が望まれる。今後は、吹付けや流込みといった場所打ち施工に適した UHPFRC の配合を検討し、試験施工によりそれぞれの施工方法を確立する予定である。また、本工法の設計法の確立や実適用に向けて、UHPFRC の材料特性値や品質管理に関する検討も引き続き進める予定である。

謝辞

本研究は、鹿島建設と国立研究開発法人土木研究所との共同研究として実施した「既設部材への影響軽減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り、御指導頂いた関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) サクセム研究会：サクセム設計・施工マニュアル（案），2014.3
- 2) 小林聖，高木智子，渡邊有寿，曾我部直樹，柳井修司，山野辺慎一，白木浩，松本隆：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.
- 3) (株)高速道路総合技術研究所：構造物施工管理要領，p.III-25，2020.7
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.62-77，1990.2
- 5) (社)土木学会：コンクリート標準示方書，設計編，pp.231-234，2017.3
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.171-199，2017.11
- 7) 星隈順一，堺淳一，小森暢行，坂柳皓文：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，第 4262 号，2013.3
- 8) 浅津直樹，運上茂樹，星隈順一，近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究，土木学会論文集，No. 682/I-56, pp. 177-194, 2001.7
- 9) 井ヶ瀬良則，緒方則夫，田村陽司：壁式橋脚の耐震補強工法に関する試験検討，構造工学論文集，Vol. 43A, pp. 1295-1300, 1997.3