

# 論文 場所打ち可能な UFC で耐震補強した RC 橋脚模型試験体の正負交番 載荷試験

岩本 拓也\*1・小林 聖\*2・曾我部 直樹\*3・山野辺 慎一\*4

**要旨：**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コンクリート (UFC) で置換することで、断面寸法や自重の増加を伴うことなく変形性能を向上させる耐震補強工法の開発を進めている。本工法による補強の有無と軸方向鉄筋比をパラメータとした RC 橋脚模型試験体の正負交番載荷試験を実施し、本工法の補強効果について検証した。その結果、コアコンクリートの損傷や軸方向鉄筋の座屈が抑制されることで、変形性能が向上することを確認した。

**キーワード：**耐震補強, 超高強度繊維補強コンクリート, RC 橋脚, 変形性能

## 1. はじめに

切迫する巨大地震の被害を最小限に留めるため、橋梁の耐震補強が進められているが、様々な制約条件により既存の耐震補強工法の適用が困難な場合がある。例えば、一般的な耐震補強工法である RC 巻立て工法は、既設橋脚よりも断面寸法や自重が増加するため、河積阻害率や既設基礎への負担が増加することが制約となる場合がある。また、鋼板巻立て工法は、重機作業が必要になることから、狭隘な施工条件での適用は困難であった。

以上のような背景より、断面寸法や自重を増やすことなく、狭隘な施工条件下でも容易に施工できる耐震補強工法の開発が求められている。これに対し筆者らは、既設 RC 橋脚の地震時に塑性化する領域のかぶりコンクリートを、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コンクリート (以下、UFC と称する) で置き換えることで、RC 橋脚の変形性能を向上させる耐震補強工法 (以下、本工法と称する) の検討を行っている<sup>1)</sup>。本研究では、本工法による補強の有無と軸方向鉄筋比をパラメータとした RC 橋脚模型試験体の正負交番載荷試験を行い、本工法の補強効果について検証した。

## 2. 耐震補強工法の概要

本工法は、UFC 製プレキャスト型枠を用いた高耐震性 RC 橋脚<sup>2,3)</sup>で得られた知見を、既設 RC 橋脚の耐震補強に応用したものである。図-1 に、本工法の概要を示す。既設 RC 橋脚の塑性ヒンジ部分のかぶりコンクリートを除去した後に、場所打ち可能な UFC とひび割れ誘発目地で置換することで、かぶりコンクリートの圧壊や座屈した鉄筋のはらみ出しが抑制され、かつ、ひび割れ位置を制御して塑性ヒンジを形成させることで、断面寸法を変えずに既設 RC 橋脚の変形性能を向上させることが期待できる。また、UFC に無機系増粘剤を混入し、こて塗りによる場所打ち施工を可能とすることで、大規模な資機材や施工スペースを必要せず、一般的な左官工による施工が可能である<sup>4)</sup>。

## 3. 実験概要

### 3.1 試験体概要

本工法の補強効果を検証するため、実橋脚を 1/4 に縮小した 3 体の橋脚模型試験体の正負交番載荷試験を行った。試験体概要図を図-2 に、試験ケースおよび試験体

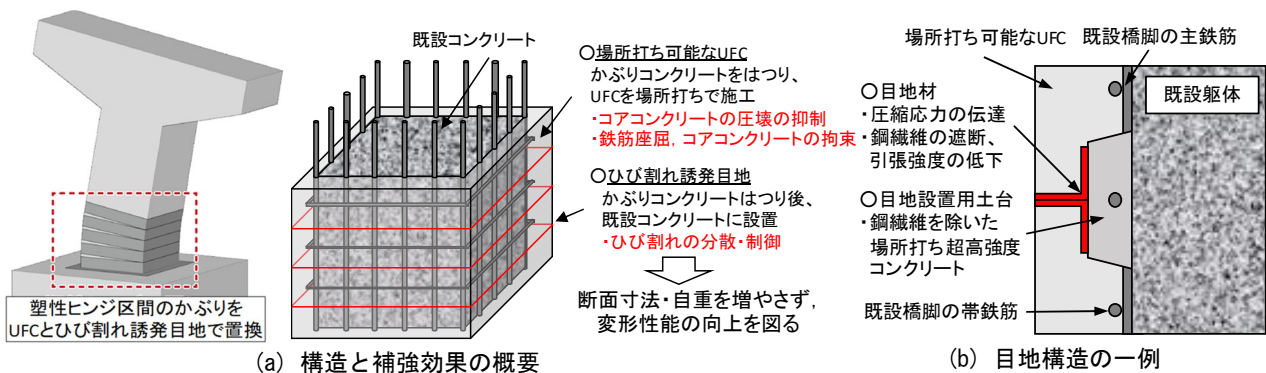


図-1 場所打ち可能な UFC を用いた耐震補強工法

\*1 鹿島建設 (株) 技術研究所 土木構造グループ 研究員 工修 (正会員)  
 \*2 鹿島建設 (株) 技術研究所 土木材料グループ 主任研究員 工修 (正会員)  
 \*3 鹿島建設 (株) 技術研究所 土木構造グループ 上席研究員 工博 (正会員)  
 \*4 鹿島建設 (株) 技術研究所 土木構造グループ 専任部長 工博 (正会員)

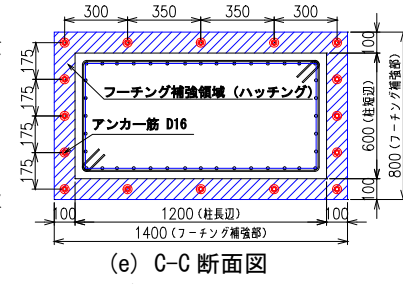
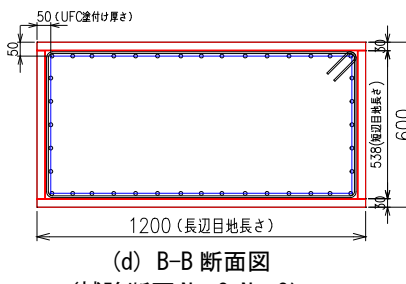
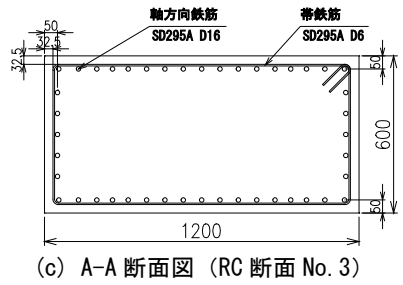
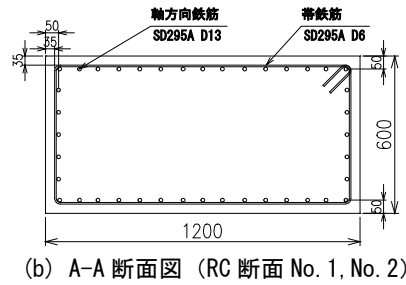
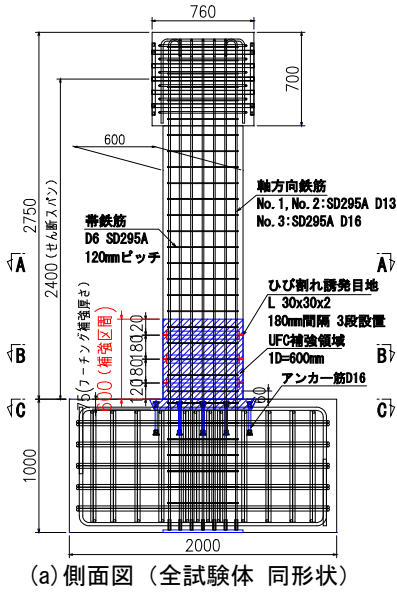


図-2 橋脚模型試験体概要

表-1 試験ケース

試験ケース	補強の有無	軸方向鉄筋		帯鉄筋			断面寸法(mm)		せん断スパン (mm)
		使用鉄筋	軸方向鉄筋比	使用鉄筋	帯鉄筋比	体積比	幅	高さ	
No.1	補強無	SD295A D13	0.7%	SD295A D6	0.04%	0.01%	1200	600	2400 (a/d = 2.4)
No.2	補強有	SD295A D16	1.2%						
No.3									

表-2 材料強度試験結果 (単位: N/mm<sup>2</sup>)

試験ケース	コンクリート 圧縮強度	UFC		軸方向鉄筋 降伏強度	帯鉄筋 降伏強度
		圧縮強度	曲げ強度		
No.1	30.2	—	—	345	362
No.2	31.3	131	18.3	342	398
No.3	28.2	160	24.3		



写真-1 目地の設置

写真-2 UFCの塗付け

諸元を表-1 に示す。使用した材料強度試験結果の一覧を表-2 に示す。

試験体形状は全試験体と同じであり、600×1200mm の長方形断面とせん断スパン長 2400mm を有する。試験ケースは、補強の有無と軸方向鉄筋比をパラメータとした 3 ケースである。No.1 は、平成 2 年度の道路橋示方書<sup>5)</sup> (以下、道示と称する) で設計されたことを想定した無補強試験体であり、No.2 は No.1 を本工法によって補強した試験体である。No.1, No.2 の軸方向鉄筋には SD295 D13 を使用し、かぶりは 50mm、軸方向鉄筋比は 0.7% とした。帯鉄筋には SD295 D6 を使用し、120mm 間隔で配置した。中間帯鉄筋は配置せず、帯鉄筋比は 0.04%、帯鉄筋体積比は 0.01% とした。No.3 は、No.2 の軸方向鉄筋比のみを変更した試験体であり、曲げ破壊が先行する範囲における最大の軸方向鉄筋量として軸方向鉄筋比を 1.2% とした。No.2 と No.3 の実験結果を比較することで、かぶりが負担する圧縮応力や軸方向鉄筋の座屈に伴うはらみ出し力大きい場合の変形性能の向上効果や破壊性状の違いについて検証する。

No.2 と No.3 では、柱基部から 1.0D 区間 (D:断面高さ 600mm) を補強区間とし、表面から 50mm までのかぶり部にひび割れ誘発目地を断面の全周に配置した上で、

UFC を塗り付けることで補強を行った。本工法では、エトリンサイト生成系 UFC に無機系増粘剤を混入することで、こて塗り可能な粘性を付与したものを使用した。UFC の配合や塗付け方法の詳細については、文献 1), 4) を参照されたい。ひび割れ誘発目地にはアングル材 (30×30×2mm) を使用し、2 本のアングル材を用いて、図-1 (b) に示すような目地構造とした。ひび割れ誘発目地の配置間隔は、コンクリート標準示方書<sup>6)</sup> (以下、RC 示方書と称する) 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、補強領域に目地を 3 段設けた。なお、柱基部のフーチングコンクリートについても、橋脚躯体の補強部分で支圧破壊が生じることがないように、橋脚躯体の表面から 100mm の範囲のフーチングの天端を UFC とアンカー筋 (SD345 D16) で補強した。写真-1, 2 には、No.3 の補強作業状況を示す。

### 3.2 荷重方法

写真-3 に荷重装置を示す。水平方向の油圧ジャッキは、2 基のヒンジを介して反力壁に固定し、試験体幅方向に 2 台設置した。鉛直方向の油圧ジャッキは、球座とスライド支承を介して梁フレームに固定し、試験体の曲

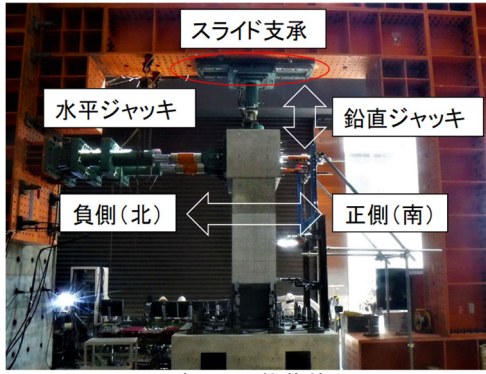


写真-3 載荷装置

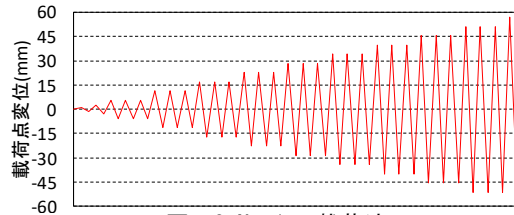


図-3 No.1の載荷波形

表-3 各試験体の  $P_y$  と  $\delta_y$

試験ケース	$P_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)
No.1	219	5.7
No.2	226	6.3
No.3	342	10.6

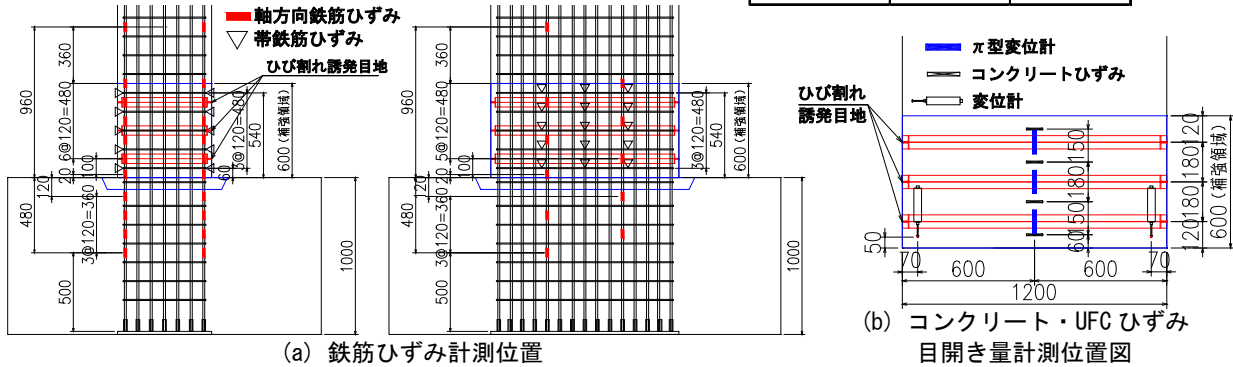


図-4 計測位置図

げ変形を拘束することなく、543kN(軸応力度  $0.75\text{N/mm}^2$ ) の一定の軸力を作用させた。

水平方向には、 $0.25P_y$ 、 $0.5P_y$ 、 $0.75P_y$  ( $P_y$ : 材料強度を用いた軸方向鉄筋降伏荷重計算値) の各荷重で正負1回ずつの繰返し載荷を行った。その後、 $P_y$ まで載荷した際に計測された載荷点変位 $\delta_y$ を基準とした同一振幅の繰返し回数3回の振幅漸増型載荷波形(図-3)を変位制御で作用させた。表-3に、各試験体の  $P_y$  および  $\delta_y$  を示す。

### 3.3 計測項目

水平荷重および鉛直荷重については、ロードセルにより計測した。載荷点変位と軸方向鉄筋の拔出し変位は変位計により計測した。試験体内部の軸方向鉄筋、帯鉄筋にはひずみゲージを設置し、コンクリートおよびUFCの水平ひずみはコンクリートゲージ、目地部における目開き量は $\pi$ 型変位計によって計測した(図-4)。

## 4. 実験結果と考察

### 4.1 水平荷重 - 載荷点変位関係と破壊性状

図-5に各試験体の水平荷重と載荷点変位の関係を示す。写真-4~6には、各試験体の損傷状況を示す。

#### (1) No.1

No.1では、変位7.4mm付近で軸方向鉄筋が降伏ひずみに到達し、変位39.9mmで最大荷重278kNを示した。その後、 $8\delta_y$ (変位45.6mm)の3回目載荷時に、軸方向鉄筋の座屈に伴って基部から200~300mmの範囲のかぶりが剥落し、降伏荷重以下まで水平荷重が低下した。試験終了後、剥落したかぶりを除去し、試験体を観察した

ところ、柱基部のコアコンクリートが圧壊する様子が確認された。

#### (2) No.2

No.2では、変位8.3mm付近で軸方向鉄筋が降伏ひずみに到達し、No.1で荷重が低下した変位45.6mm以降も安定して荷重を保持し、変位50.4mm( $8\delta_y$ )に到達した時点で最大荷重287kNを示した。

補強部の損傷状況を見ると、補強区間内においては、目地部以外に曲げひび割れは確認されず、 $9\delta_y$ までは補強部の顕著な損傷も確認されなかった。10 $\delta_y$ の3回目載荷時に、柱基部から1段目と2段目の目地間における圧縮側補強部がはらみ出し、降伏荷重以下まで水平荷重が低下した。試験終了後、補強部をはつり出して試験体を観察したところ、コアコンクリートにおいても目地設置箇所以外に曲げひび割れは発生しておらず、圧縮側でも健全性を保っていた。また、フーチングの補強部分も健全性を保っていた。

#### (3) No.3

No.3では、載荷点変位11.8mm付近で軸方向鉄筋が降伏ひずみに到達した後に、載荷点変位53.0mm( $5\delta_y$ )に到達した時点で最大荷重424kNを示した。

ひび割れ性状や損傷過程はNo.2と同様であり、補強区間内においては、目地部以外に曲げひび割れは確認されなかった。6 $\delta_y$ の3回目載荷時に、柱基部から1段目と2段目および2段目と3段目の目地間で圧縮側補強部がはらみ出し、降伏荷重以下まで水平荷重が低下した。試験終了後、補強部をはつり出して試験体を観察したとこ

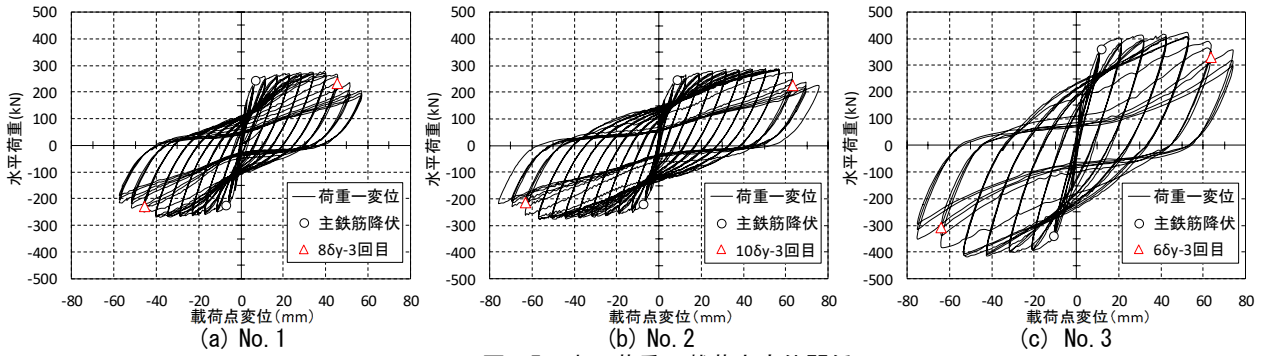


図-5 水平荷重-載荷点変位関係

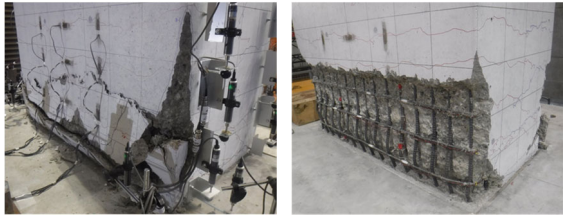


写真-4 No. 1 (左: 8δ<sub>y</sub>-3 右: 試験終了)

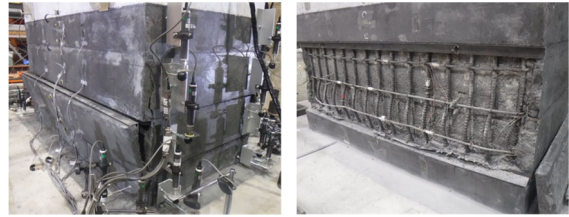


写真-5 No. 2 (左: 10δ<sub>y</sub>-3 右: 試験終了)

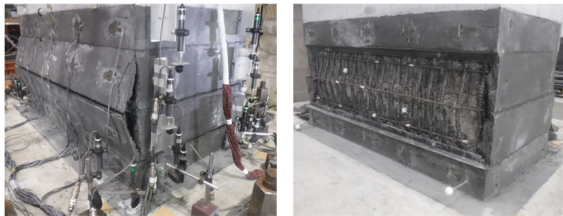


写真-6 No. 3 (左: 6δ<sub>y</sub>-3 右: 試験終了)

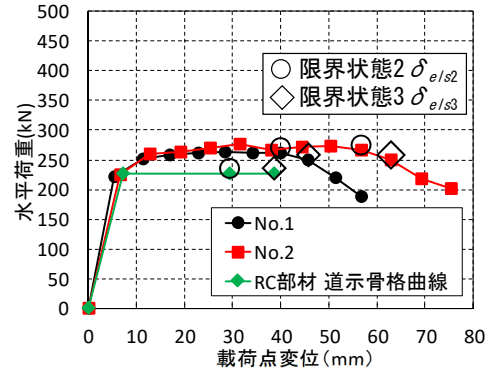
ろ、No.2 と同様に、コアコンクリートやフーチング補強部は健全性を保っていた。

#### 4.2 変形性能の評価

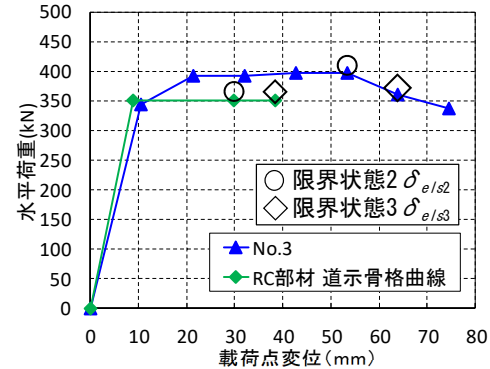
図-6 に、各試験体の骨格曲線の実験結果と平成 29 年度道示<sup>7)</sup>により算出した骨格曲線を示す。表-4 には、各限界状態変位の実験結果と道示式による計算結果の一覧を示す。

各試験体の限界状態変位は、星限ら<sup>8)</sup>の手法を参考に、新設 RC 橋脚と同様の考え方で評価した。ここで、限界状態 2 に相当する変位は、繰返し回数 3 回の荷重のうち、1 回目荷重時と 3 回目荷重時の水平耐力の比率が 0.85 を下回らず、かつ、図-7 に示すとおり、2 回目荷重時と 3 回目荷重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。各限界状態変位の計算値は、No.1 と No.3 を未補強 RC 橋脚と仮定し、道示で規定される RC 橋脚の荷重-変位関係<sup>7)</sup>に基づいて算出した。

No.1 の限界状態 2 に相当する変位の実験結果は  $\delta_{els2}=39.9\text{mm}$  ( $7\delta_y$ )、計算結果は  $\delta_{s2}=29.5\text{mm}$  であり、限界状態 3 に相当する変位の実験結果は  $\delta_{els3}=45.6\text{mm}$  ( $8\delta_y$ )、計算結果は  $\delta_{s3}=38.6\text{mm}$  であった。実験結果と計算結果では、1~2 $\delta_y$  程度の差異があるものの、道示式によって変形性能を概ね評価できていると言える。



(a) 試験体 No. 1, No. 2 (軸方向鉄筋比 0.7%)



(b) 試験体 No. 3 (軸方向鉄筋比 1.2%)

図-6 骨格曲線 実験結果と計算結果

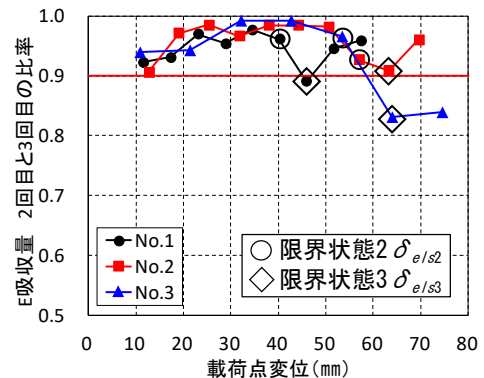


図-7 2, 3 回目荷重時のエネルギー吸収量の比率

表-4 限界状態変位の実験結果と計算結果

試験ケース	限界状態2				限界状態3			
	変位(mm)		比率		変位(mm)		比率	
	実験結果 $\delta_{els2}$	計算結果 $\delta_{ls2}$	$\delta_{els2} / \delta_{ls2}$	No.2 $\delta_{els2} /$ No.1 $\delta_{ls2}$	実験結果 $\delta_{els3}$	計算結果 $\delta_{ls3}$	$\delta_{els3} / \delta_{ls3}$	No.2 $\delta_{els3} /$ No.1 $\delta_{ls3}$
No.1	39.9 (7 $\delta_y$ )	29.5	1.35	—	45.6 (8 $\delta_y$ )	38.6	1.18	—
No.2	56.7 (9 $\delta_y$ )		1.92	1.42	63.0 (10 $\delta_y$ )		1.63	1.38
No.3	53 (5 $\delta_y$ )	29.9	1.77	—	63.6 (6 $\delta_y$ )	38.5	1.65	—

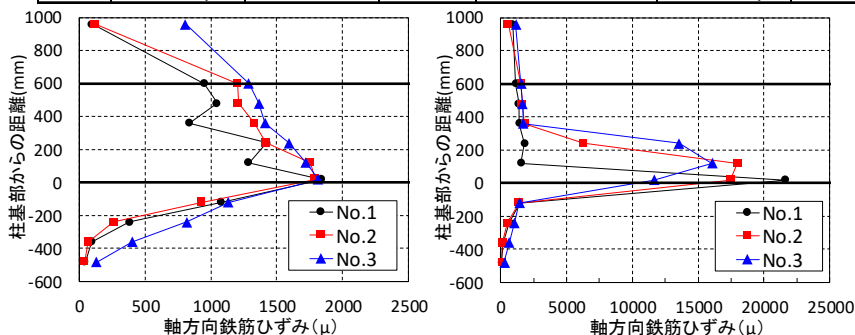


図-8 軸方向鉄筋のひずみ分布 (左: 初降伏時 右: 載荷点変位 30mm 到達時)

No.2の限界状態2および3に相当する変位の実験結果は、それぞれ $\delta_{els2}=56.7\text{mm}$  (9 $\delta_y$ ) と $\delta_{els3}=63.0\text{mm}$  (10 $\delta_y$ )であった。No.1の実験結果と比較すると、各限界状態で1.4倍程度変位が大きくなっており、No.1の諸元では、本工法で補強することで、変形性能が約40%向上することが確認された。

No.3の限界状態2および3に相当する変位の実験結果は、それぞれ $\delta_{els2}=53.0\text{mm}$  (5 $\delta_y$ ) と $\delta_{els3}=63.6\text{mm}$  (6 $\delta_y$ )であった。No.3と同一諸元のRC試験体の試験は実施していないため、同一諸元のRC試験体の計算結果と比較すると、実験結果は計算結果の1.7倍程度であった。No.2では、実験結果はNo.1の計算結果の1.6~1.9倍程度であったことから、No.3においても、No.2と同程度に変形性能が向上したと考えられる。以上より、軸方向鉄筋比0.7%~1.2%の範囲においては、軸方向鉄筋比に拘らず、本工法によって同程度の変形性能の向上効果が期待できることが確認された。

4.3 軸方向鉄筋ひずみ分布と塑性化領域

図-8に、正側載荷時に軸方向鉄筋が初降伏した時点および載荷点変位が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、UFCの補強区間を示す。No.1では、柱基部付近のみが降伏しており、塑性化領域は同箇所限定されている。No.2, No.3では、軸方向鉄筋が降伏した時点では、No.1と顕著な差異は確認されなかった。載荷点変位30mmの時点では、柱基部から300mm程度までの領域が塑性化しており、塑性化領域は補強区間内に限定されていた。

試験終了後に、軸方向鉄筋の座屈長を目視で計測し、帯鉄筋間隔の整数倍で整理した結果を表-5に示す。No.1とNo.2を比較すると、座屈長は同じであった。一般的に、軸方向鉄筋の周囲に巻立てコンクリートや鋼板

表-5 軸方向鉄筋の座屈長

試験ケース	座屈長 (mm)
No.1	240 (帯鉄筋間隔120×2)
No.2	240 (帯鉄筋間隔120×2)
No.3	360 (帯鉄筋間隔120×3)

等の拘束体を設けると、拘束の度合いに応じてひずみの局所化が生じる<sup>9)</sup>が、そのような傾向は確認されなかった。また、No.2とNo.3を比較すると、No.3の座屈長の方が大きい。通常のRC柱部材では、道示の塑性ヒンジ長の算定式<sup>7)</sup>から分かるように、軸方向鉄筋の径が大きくなると軸方向鉄筋の座屈長は大きくなるが、本工法で補強した試験体でも同様の傾向が確認された。

以上より、本実験においては、本工法により補強されたRC柱部材の塑性化領域は、通常のRC柱部材と同等とみなすことができる。

4.4 ひび割れ誘発目地の挙動

図-9に、No.2とNo.3の各載荷時点における目地の目開き量分布を示す。両試験体ともに、柱基部から1段目と2段目の目地で目開きが生じており、柱基部から300mm程度の領域で曲げ変形が生じていたと考えられる。前節において、本工法で補強された柱部材の塑性化領域は通常のRC部材と同等であることを示したが、これは、ひび割れ誘発目地が存在することで、曲げ変形が柱基部に局所化しなかったためと考えられる。

図-10に、No.2の各目地の目開きと鉄筋応力度との関係を示す。目開きに対応する鉄筋応力度は、目地近傍の鉄筋ひずみゲージの値を材料試験結果に基づいて応力に換算したものである。同図中には、RC示方書の曲げひび割れ幅算定式<sup>9)</sup>から算出した曲げひび割れ幅を破線で示す。柱基部から2段目と3段目の目地では、目開き量は計算値以下であった。しかし、柱基部から1段目の目地の目開き量は、計算値よりも大きくなった。これは、RC示方書では、軸方向鉄筋のフーチングからの拔出しが考慮されていないためと考えられる。そこで、実験で計測したフーチング内の軸方向鉄筋ひずみを積分することで、軸方向鉄筋の拔出し量を考慮したひび割れ幅を図-10に黒実線で示す。軸方向鉄筋の拔出しを考慮することで、

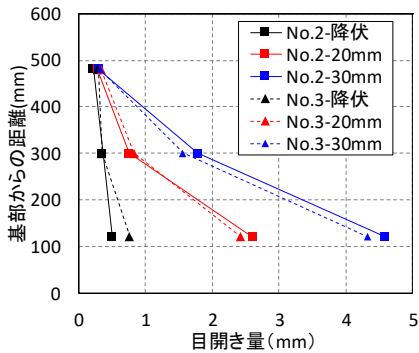


図-9 各載荷点変位での目開き量分布

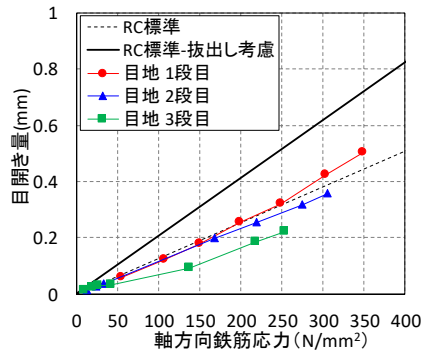


図-10 目開き量と軸方向鉄筋応力

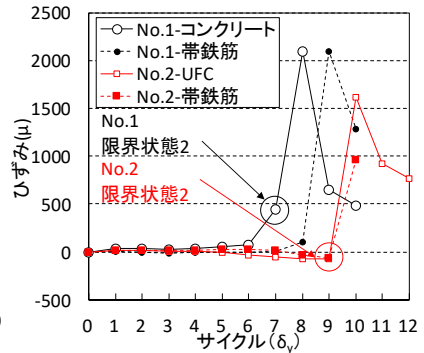


図-11 帯鉄筋・かぶりの水平ひずみ

ひび割れ幅は計算値以下となり、RC 示方書によってひび割れ幅を推定できる可能性が示された。

#### 4.5 補強部の拘束効果

図-11 に、No.1 と No.2 において、かぶりのはらみ出しが顕著な位置で計測した帯鉄筋ひずみとかぶり表面の水平ひずみの載荷サイクルとの関係を示す。No.1 では、限界状態 2 の  $7\delta_r$  に到達した時点でコンクリートの水平ひずみがひび割れ発生ひずみを超え、その後、軸方向鉄筋の座屈変形が大きくなるに従い、帯鉄筋ひずみが増加した。No.2 では、限界状態 2 の  $9\delta_r$  に時点における UFC と帯鉄筋のひずみは小さく、 $10\delta_r$  の時点で、軸方向鉄筋のはらみ出しによる力が UFC の曲げ強度を超えたことで、UFC の拘束力が喪失したと考えられる。No.1 とは異なり、軸方向鉄筋の座屈変形が小さい段階では UFC と帯鉄筋が一体となって軸方向鉄筋を拘束していたため、No.1 で耐力が喪失した領域においても安定した曲げ挙動を示したと考えられる。

#### 5. 結論

本研究では、場所打ち可能な UFC とひび割れ誘発目地によって補強した橋脚模型試験体の正負交番載荷試験を実施し、本工法の補強効果について検証した。得られた結論を以下に示す。

- (1) 本工法により、道路橋示方書で規定される RC 柱部材の限界状態変位が約 40% 向上した。軸方向鉄筋比が 0.7~1.2% の範囲においては、軸方向鉄筋比に拘らず、変形性能の向上効果がある可能性が示された。
- (2) 補強試験体の補強区間では、曲げひび割れは目地部以外で確認されなかった。また、コアコンクリートの損傷が抑制されていた。
- (3) ひび割れ誘発目地によってひび割れが分散し、曲げ変形が柱基部に局所化しないため、本実験においては、本工法により補強された RC 柱部材の塑性化領域は、通常の RC 柱部材と同等とみなすことができる。
- (4) ひび割れ誘発目地の曲げひび割れ幅は、軸方向鉄筋の拔出しを考慮することで、RC 示方書に従って算出できる可能性が示された。

- (5) 本工法で補強した試験体では、軸方向鉄筋の座屈を UFC と帯鉄筋が拘束することによって、大きな変形領域においても安定した曲げ挙動を示したと考えられる。

#### 謝辞

本研究は、国立研究開発法人土木研究所と鹿島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。

#### 参考文献

- 1) 岩本, 小林ら: 場所打ち可能な UFC を用いた RC 橋脚の耐震補強工法の基礎的検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.41, No.2, pp.967-672, 2019
- 2) 山野辺, 曾我部ら: 高性能塑性ヒンジ構造を適用した高耐震性 RC 橋脚の開発, 土木学会論文集, Vol.64, No.2, pp.317-332, 2008.
- 3) 山野辺, 河野ら: 超高強度繊維補強コンクリート製型枠を用いた高耐震性橋脚の適用-阪神高速大和川線三宝ジャンクション-, 橋梁と基礎 Vol.46, No.5, pp.19-24, 2012.5.
- 4) 小林, 高木ら: 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.
- 5) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1990.
- 6) (社)土木学会: コンクリート標準示方書, 設計編, 2018
- 7) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017.
- 8) 星隈, 堺ら: 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.
- 9) 井ヶ瀬, 緒方ら: 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.