

場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタルで補強された RC 橋脚の変形性能とその評価方法

Deformation Capacity of RC Pier Reinforced with Castable Ultra-High-Strength Fiber-Reinforced Mortar and its Evaluation Method

岩本拓也 曾我部直樹 山野辺慎一 小林聖
藤代勝¹⁾ 松本隆²⁾ 前山篤史²⁾

要 約

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有する場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタルで置換することで、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を開発した。RC 橋脚模型供試体の正負交番載荷実験により、本工法の変形性能の向上効果を検証した結果、コアコンクリートの損傷や軸方向鉄筋のはらみ出しが抑制されることで、変形性能が約 40% 向上することを確認した。また、実験における補強部の挙動に着目し、本工法で補強された橋脚の変形性能評価手法を提案した。変形性能評価手法の妥当性は、実験結果との比較および軸方向鉄筋の塑性座屈解析によって検証し、道路橋示方書に基づいた設計法を開発した。

目 次

- I. はじめに
- II. 耐震補強工法の概要
- III. 橋脚模型供試体による正負交番載荷実験
- IV. 変形性能の評価方法の提案
- V. まとめ

I. はじめに

耐震補強が必要な既設 RC 橋脚の中には、様々な制約により従来の耐震補強工法が適用できないものが残されている。例えば、RC 巻立て工法は、既設 RC 橋脚よりも断面寸法が増えることで、河積阻害率や既設基礎への影響が制約となる

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ため、狭隘な施工条件下での適用が困難な場合があった。

これに対し筆者らは、断面寸法や自重を増加させず、狭隘な施工条件下でも施工可能な耐震補強工法の実現を目指し、場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタルを用いた耐震補強工法（以下、本工法と称する）を開発した。本報では、考案した耐震補強工法の概要、補強効果の検証を目的とした橋脚模型供試体による正負交番載荷実験、および本工法の変形性能の評価方法を検討した内容について述べる。

II. 耐震補強工法の概要

Fig.1 に本工法の概要を示す。本工法は、超高強度繊維補強

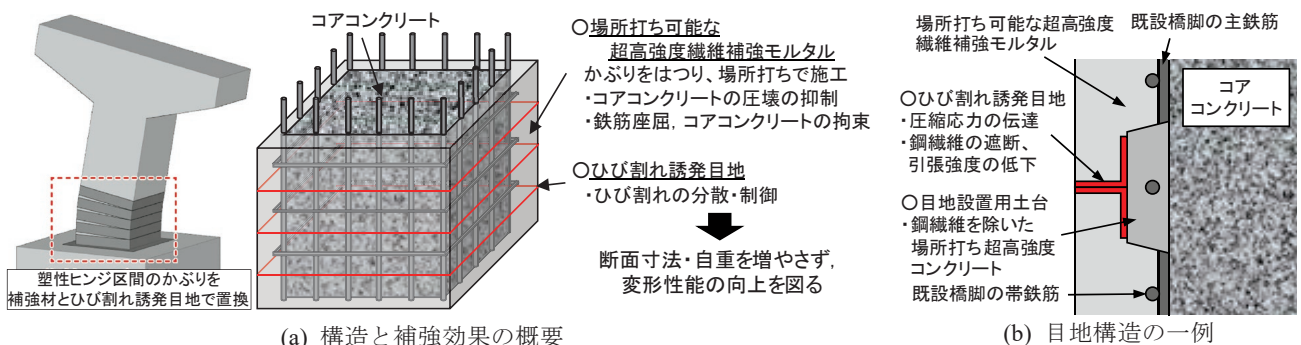


Fig.1 場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタルを用いた耐震補強工法
(Seismic Retrofitting Method for RC Pier Using Castable Ultra High Strength Fiber)

- 1) 土木設計本部 Civil Engineering Design Division
- 2) カジマ・リノベイト (株) Kajima Renovate Corporation

キーワード : 耐震補強, 超高強度繊維補強モルタル, RC 橋脚, 変形性能, 塑性座屈解析

Keywords : seismic retrofitting, Ultra High Strength Fiber Reinforced Mortar, RC pier, deformation capacity, buckling plasticity analysis

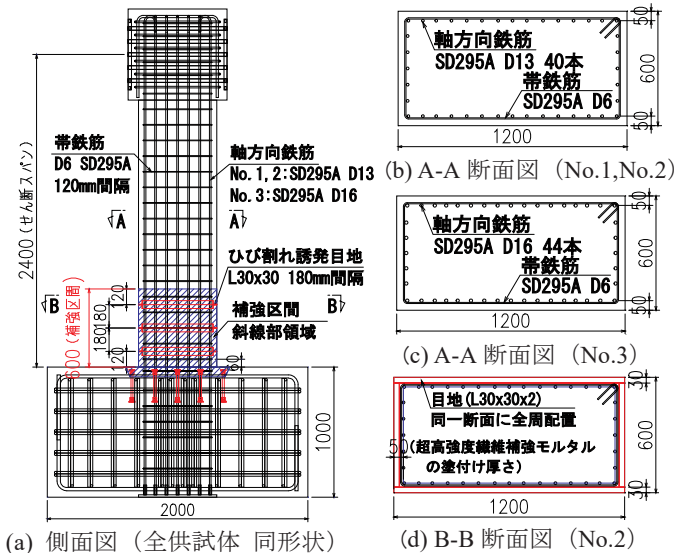


Fig.2 橋脚模型供試体形状図
(Shape of Specimen)

コンクリート製プレキャスト型枠を用いた高耐震性 RC 橋脚りで得られた知見を、既設 RC 橋脚の変形性能の向上を目的とした耐震補強工法に応用したものである。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、場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタル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確実に塑性ヒンジを形成させることで、断面寸法を変えることなく既設 RC 橋脚の変形性能を向上させることが期待できる。また、超高強度繊維補強モルタルの配合を調整することで、左官工法や吹付け工法といった一般的な施工方法による場所打ち施工が可能となり、施工条件に応じて適切な施工方法を選択することができる。補強のメカニズムや施工方法および補強材料の詳細については、既往の研究^{2),3)}を参照されたい。

Ⅲ. 橋脚模型供試体による正負交番荷重実験

1. 実験概要

(1) 供試体

本工法による変形性能の向上効果を検証するため、実橋脚を 1/4 に縮小し、補強の有無と軸方向鉄筋比をパラメータとした 3 体の橋脚模型供試体の正負交番荷重実験を行った。供試体概要図を Fig.2 に、材料試験結果の一覧を Table 1 に示す。供試体形状は全供試体で同じであり、600×1200mm の長方形断面とせん断スパン長 2400mm を有する。供試体 No.1 は、平成 2 年度の道路橋示方書⁴⁾ (以下、道示と称する) で設計された RC 橋脚を想定した無補強供試体であり、供試体 No.2 は No.1 を本工法によって補強した供試体である。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。帯鉄筋は SD295 D6 を 120mm 間隔で配置し、中間帯鉄筋は配置せず、帯鉄筋比は 0.04%、

Table 1 材料試験結果(単位:N/mm²)
(Strength of Materials (Unit:N/mm²))

試験ケース	コンクリート圧縮強度	超高強度繊維補強モルタル		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	SD295 D13	SD295 D6
No.3	28.2	160	24.3	342 SD295 D16	398 SD295 D6



Photo 1 No.3 の製作状況
(Production Situation of No.3)

帯鉄筋体積比は 0.01% とした。供試体 No.3 は No.2 の軸方向鉄筋比のみを変更した供試体であり、曲げ破壊が先行す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 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が多い場合の補強効果や破壊性状の違いを検証する。

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、Fig.2(d)に示すように表面から 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、超高強度繊維補強モルタルを左官工法によって施工した。本実験では、超高強度繊維補強モルタルに無機系増粘剤を混入して粘性を付与することで、左官工法による施工を可能にした材料を補強材料として用いた²⁾。ひび割れ誘発目地にはアングル材 (30×30×2mm) を使用し、Fig.1(b)に示すような目地構造とした。目地の配置間隔は、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、補強区間に目地を 3 段設けた。柱基部のフーチングについても、支圧破壊が生じることがないように、柱部と同じ超高強度繊維補強モルタルを用いて補強を行った。Photo 1 には No.3 の補強部の施工状況を示す。

(2) 荷重方法

Photo 2 に荷重装置を示す。鉛直ジャッキは、球座とスライド装置を介して梁フレームに固定し、543kN (軸応力度 0.75N/mm²) の一定軸力を作用させた。水平ジャッキは、供試体幅方向に 2 台設置し、最外縁の軸方向鉄筋が実降伏する水平荷重の計算値 P_y まで荷重した際に計測された荷重点変位 δ_y を基準とした同一振幅の繰返し回数 3 回の振幅漸増型荷重波形を変位制御で作用させた。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 である。

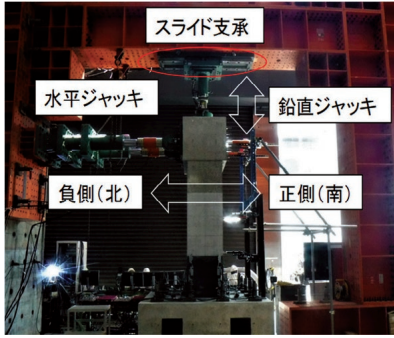


Photo 2 荷装置置図

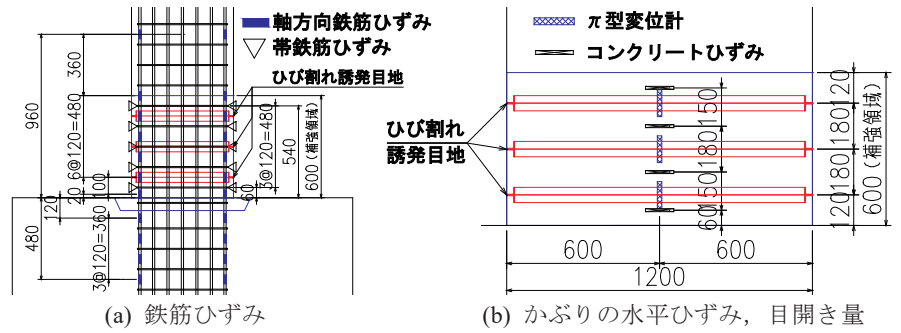
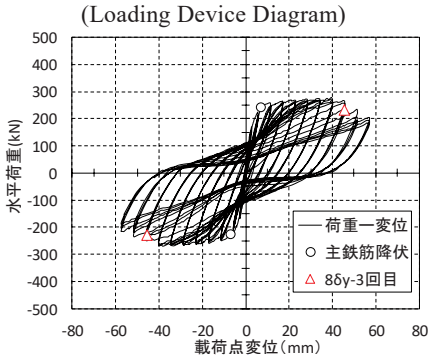
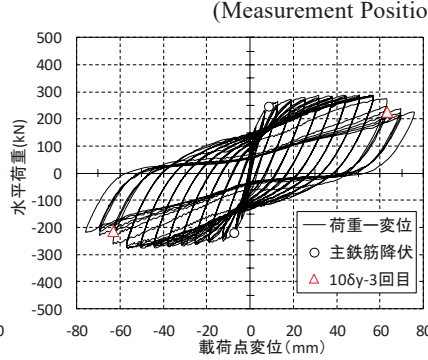


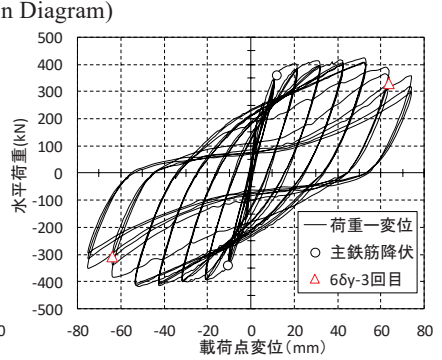
Fig.3 計測位置図



(a) No.1



(b) No.2



(c) No.3

Fig.4 水平荷重－載荷点変位関係
(Load-Displacement Curves)

(3) 計測項目

水平荷重および鉛直荷重をロードセルにより、載荷点変位を変位計により計測した。供試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超高強度繊維補強モルタル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π型変位計によって計測した(Fig.3)。

2. 実験結果と考察

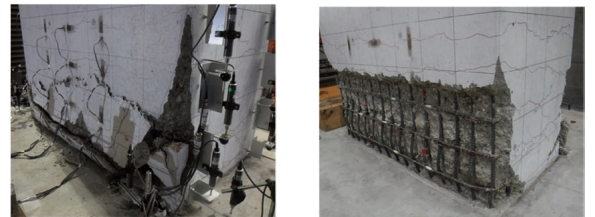
(1) 水平荷重－載荷点変位関係と損傷状況

Fig.4 に各供試体の水平荷重と載荷点変位の関係を、Photo 3 には各供試体の損傷状況を示す。

No.1 では、変位 39.9mm で最大荷重 278kN を示し、変位 45.6mm (8δ_y) 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 の範囲のかぶり剥落して水平荷重が低下した。実験終了後に供試体を観察したところ、柱基部のコアコンクリートが圧壊している様子が確認された。

No.2 では、変位 50.4mm (8δ_y) に到達した時点で最大荷重 287kN を示した。補強区間の損傷状況を見ると、目地部以外の箇所には曲げひび割れは確認されず、9δ_y までは顕著な損傷は確認されなかった。10δ_y (変位 63.0mm) の 3 回目載荷時に、柱基部から 1~2 段目の目地間の圧縮側補強部がはらみ出すことで水平荷重が低下した。実験終了後に供試体を観察したところ、コアコンクリートにおいても目地部以外には曲げひび割れは発生しておらず、圧壊の兆候も確認されなかった。また、フーチングの補強部分も健全性を保っていた。

No.3 では、変位 53.0mm (5δ_y) に到達した時点で最大荷重



(a) No.1 (左: 8δ_y-3 回目 右: 実験終了 かぶり除去後)



(b) No.2 (左: 10δ_y-3 回目 右: 実験終了 かぶり除去)



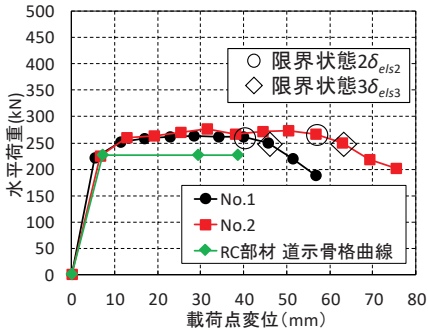
(c) No.3 (左: 6δ_y-3 回目 右: 実験終了 かぶり除去後)

Photo 3 各供試体の損傷状況
(Damages of Each Specimens)

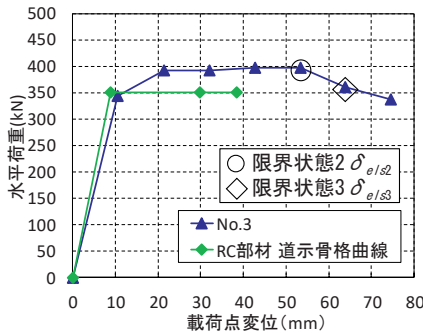
424kN を示した。ひび割れ性状や損傷過程は No.2 と同様であり、補強区間では目地部以外に曲げひび割れは確認されなかった。6δ_y (変位 63.6mm) の 3 回目載荷時に、柱基部から 1~2 段目および 2~3 段目の目地間の圧縮側補強部がはらみ

Table 2 限界状態変位の実験結果と計算結果の比較
(Comparison between Experimental and Calculation Results of Ultimate Displacement)

実験 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 δ_{els2}	計算結果 δ_{ls2}	$\delta_{els2}/\delta_{ls2}$	No.2 δ_{els2} / No.1 δ_{els2}	実験結果 δ_{els3}	計算結果 δ_{ls3}	$\delta_{els3}/\delta_{ls3}$	No.2 δ_{els3} / No.1 δ_{els3}
No.1	39.9 (7 δ_y)	29.5	1.35	—	45.6 (8 δ_y)	38.6	1.18	—
No.2	56.7 (9 δ_y)		1.92	1.42	63.0 (10 δ_y)		1.63	1.38
No.3	53.0 (5 δ_y)	29.9	1.77	—	63.6 (6 δ_y)	38.5	1.65	—



(a) No.1, No.2



(b) No.3

Fig.5 骨格曲線の実験結果と計算結果

(Experimental and Calculation Results of Load-Displacement Curves)

出すことで、水平荷重が低下した。実験終了後に供試体を観察したところ、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。

(2) 変形性能の評価

Fig.5に、各供試体の骨格曲線と平成29年度の道示⁹⁾により算出した骨格曲線を示す。Table2には、各限界状態に相当する変位の実験結果と道示式による計算結果の一覧を示す。ここで、限界状態2に相当する変位は、繰返し载荷のうち、1回目と3回目载荷時の水平耐力の比率が0.85を下回らず、かつ2回目と3回目载荷時の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、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⁷⁾。

No.1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39.9mm (7 δ_y)と45.6mm (8 δ_y)であるのに対し、計算結果はそれぞれ29.5mmと38.6mmであった。1~2 δ_y 程度の差異はあるものの、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。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56.7mm (9 δ_y)と63.0mm (10 δ_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に対する補強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53.0mm (5 δ_y)と63.6mm (6 δ_y)であった。No.3と同一諸元の無補強の供試体の実験は実施していないため、そ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の実験結果は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と同程度に補強によって変形性能が向上したと考えられる。

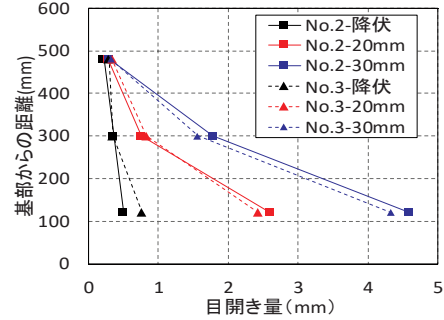


Fig.6 各载荷点変位での目開き量分布
(Distributions of Joint Opening Width)

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。

(3) ひび割れ誘発目地の挙動

Fig.6に、No.2とNo.3の各水平変位時における目地の目開き量分布を示す。両供試体ともに、No.1でかぶりが剥落した基部から300mm程度の範囲に設置した1段目と2段目の目地で、目開きが生じていることが分かる。このことから、ひび割れ誘発目地が想定した機能を果たすことにより、曲げ変形が基部や補強部と既設部の境界などに集中することなく、No.1と同様の塑性領域が形成されることが確認された。

(4) 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、帯鉄筋の整数倍で整理した値で評価されている。本検討においても同様の手法で各供試体の塑性ヒンジ長を評価した。

No.1とNo.2の塑性ヒンジ長はともに240mm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、前述のとおり、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。通常の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⁷⁾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。

(5) 軸方向鉄筋のはらみ出しに対するかぶりの拘束効果

Fig.7に、No.1とNo.2において、かぶりのはらみ出しが顕著となった位置で計測した帯鉄筋と供試体表面の水平ひずみの各载荷サイクルでの最大値を示す。No.1では限界状態2の1 δ 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、この時点でかぶりの拘束効果は減少していたと考えられる。これに対してNo.2では、補強部の高い曲げ靱性により、限界状態2の1 δ 手前の時点においても補強部および帯鉄筋のひずみは小さく、両者が一体となり軸方向鉄筋のはらみ出しを拘束していたと推察される。そのため、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。一方、Photo 4に示すとおり、限界状態3以降では、両供試体ともにかぶりが剥落し、帯鉄筋やかぶりのひずみが増加していることから、終局時におけるかぶりの抵抗力は、両供試体で同等であったと推察される。そのため、終局時の軸方向鉄筋のはらみ出し長から評価される塑性ヒンジ長も、補強の有無に拘わらず同等になったと考えられる。

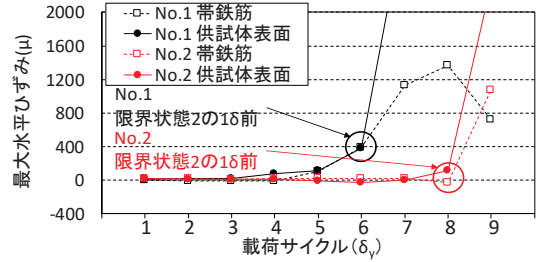


Fig.7 帯鉄筋と供試体表面の水平ひずみ

(Horizontal Strains of Hoop Reinforcement and Specimen Surface)



(a) No.1

(b) No.2

Photo 4 終局時のかぶりの損傷状況

(Damages of Cover at Failure)

$$\beta_{c0} = 0.01c_0 \quad (6)$$

IV. 変形性能の評価方法の提案

本章では、本工法の補強部の特徴を道示の限界状態の評価式に反映することで、本工法の変形性能の評価方法を提案し、その妥当性について検証を行った。

1. 道路橋示方書に基づく変形性能の評価方法の提案

(1) 道路橋示方書における限界状態の評価方法

平成29年度の道示⁶⁾では、式(1)および式(2)によって塑性ヒンジ長 L_p および限界状態2に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみ ε_{st} を算出し、これらを用いてRC橋脚の限界状態に相当する変位 δ_{is} を式(3)により算出することが規定されている。

$$L_p = 9.5\sigma_{sy}^{1/6}\beta_n^{-1/3}\phi \quad (1)$$

$$\varepsilon_{st} = C \cdot L_p^{0.15}\varphi^{-0.15}\beta_s^{0.2}\beta_{c0}^{0.22} \quad (2)$$

$$\delta_{is} = k \cdot (\delta_{yE} + (\phi_{ls} - \phi_y)L_p(h - L_p/2)) \quad (3)$$

ここで、 σ_{sy} は軸方向鉄筋の降伏強度(N/mm²)、 ϕ は軸方向鉄筋の直径(mm)、 β_n は軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数(N/mm²)、 β_s は帯鉄筋の拘束を表すばね定数(N/mm²)、 β_{c0} はかぶりの拘束を表すばね定数(N/mm²)、 C は定数(限界状態2の場合0.025、限界状態3の場合0.035)、 k は補正係数で1.3、 δ_{yE} は降伏変位(mm)、 ϕ_{ls} は軸方向鉄筋の引張ひずみが ε_{st} に達するときの曲率(1/mm)、 ϕ_y は降伏曲率(1/mm)、 h は載荷点高さ(mm)である。

式(1)および式(2)で用いられる軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表す各種ばね定数は、以下により算定される。

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{c0} \quad (4)$$

$$\beta_s = 384E_0I_h/(n_s d^3 s) \quad (5)$$

ここで、 E_0 は帯鉄筋の弾性係数(N/mm²)、 I_h は帯鉄筋の断面2次モーメント(mm⁴)、 d' は塑性ヒンジ長を算出するための帯鉄筋の有効長さ(mm)、 s は帯鉄筋の配置間隔(mm)、 n_s は d' が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数、 c_0 は軸方向鉄筋の最外面からコンクリート表面までの距離(mm)である。

(2) 補強後の変形性能の評価方法

通常のRC橋脚では、限界状態2における軸方向鉄筋の引張ひずみの制限値と、終局時の軸方向鉄筋のはらみ出し長からなる塑性ヒンジ長の評価において、かぶりの拘束を表すばね定数として式(6)が適用される。一方、前述したように本工法で補強したRC橋脚では、かぶりが健全である限界状態2の時点と、かぶりがRC橋脚と同様に剥落した後の終局時でかぶりの拘束効果が異なることが確認されている。そのため、補強後の変形性能を評価するためには、これらのばね定数を個別に設定することが必要であると考えられる。

前述のとおり、補強供試体であるNo.2の補強部の損傷過程をみると、限界状態2に到達するまでは、補強部と帯鉄筋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考えられる。そのため、この時点での補強部の拘束を表すばね定数は、式(5)に示す帯鉄筋のばね定数に準じて設定できると考えた。式(5)は、帯鉄筋が両端固定梁として軸方向鉄筋を拘束するモデル⁸⁾に基づいており、補強部が同様に軸方向鉄筋のはらみ出しを拘束するモデルを考えた場合、補強部のばね定数 β_{c0}' は式(7)により算出することができる。

$$\beta_{c0}' = 384E_c I_c / (n_s d^3 s) \quad (7)$$

Table 3 塑性ヒンジ長と限界状態に相当する鉄筋引張ひずみ (Plastic Hinge Lengths and Ultimate Rebar Strains)

実験 ケース	塑性ヒンジ長			限界状態に相当する鉄筋引張ひずみ		
	ばね定数	計算値 (mm)	実験結果 (mm)	ばね定数	限界状態2 (μ)	限界状態3 (μ)
No.1	β_{co}	360	280	β_{co}	10478	14669
No.2		360	280		β_{co}'	18726
No.3		360	360	16626		23276

ここで、 E_c は補強部の弾性係数 (N/mm²)、 I_c は断面のせいを補強部のかぶり厚さ、断面の幅を帯鉄筋間隔とした断面2次モーメント (mm⁴) である。

一方、No.2 は、終局時には無補強供試体である No.1 と同様に補強部が剥落し、塑性ヒンジ長も No.1 と同程度であったことから、終局時における補強部の拘束力は通常の RC 橋脚のかぶりと同程度であったことが推察される。そのため、塑性ヒンジ長の評価に用いるかぶりのばね定数は、通常の RC 橋脚と同様に式(6)によるものが適用できると考えられる。

そこで、式(6)によるかぶりのばね定数を用いて通常の RC 橋脚と同様に塑性ヒンジ長を算定し、かぶりが健全である時点の補強部の状況をモデル化した式(7)によるかぶりのばね定数を用いて限界状態に相当する鉄筋引張ひずみを算定した上で、道示式によって変形性能を評価する方法を提案した。

(3) 提案する評価方法の精度の検証

Table 3 に、No.1~No.3 の塑性ヒンジ長および限界状態に相当する鉄筋引張ひずみを算出した結果を示す。No.1 は道示による手法、No.2 および No.3 は提案する手法によって算出した。これらの結果を基に、各供試体の限界状態に相当する変位を算出した結果を Table 4 に示す。表中の括弧内には実験結果と計算結果との比率を示す。No.1 の実験結果と計算結果の比率は 0.75~0.86 であるのに対し、No.2 では 0.78~0.94、No.3 では 0.80~0.87 であった。このことから、提案する手法により、道示の手法で評価した No.1 と同等の精度で、No.2 および No.3 の変形性能を評価できていると言える。

以上より、塑性ヒンジ長を通常の RC 橋脚と同様に設定した上で、限界状態に相当する鉄筋引張ひずみを、かぶりを両端固定梁としてモデル化したばね定数を用いて算定することで、本工法で補強された RC 橋脚の変形性能を評価できる可能性が確認された。

2. 補強部の拘束を表すばね定数の妥当性の検証

既往の研究⁸⁾では、正負交番載荷を受ける RC 橋脚を対象に、幾何学的非線形性を考慮した軸方向鉄筋の塑性座屈解析によってはらみ出し長を評価することで、帯鉄筋やかぶりによる抵抗特性のモデル化の妥当性が検証されており、これらの研究成果に基づいて道示における限界状態の評価手法が確立されている。そこで、本研究でも同様の手法により、幾何学的非線形性を考慮した軸方向鉄筋の塑性座屈解析を行うことで、前述した補強部におけるかぶりによる拘束効果のモ

Table 4 限界状態に相当する変位の実験結果と計算結果 (Experimental and Calculated Results of Ultimate Displacements)

実験 ケース	限界状態2に相当する変位		限界状態3に相当する変位	
	実験結果 (mm)	計算結果 (mm)	実験結果 (mm)	計算結果 (mm)
No.1	39.9	29.9(0.75)	45.6	39.1(0.86)
No.2	56.7	44.2(0.78)	63.0	59.0(0.94)
No.3	53.0	42.3(0.80)	63.6	55.6(0.87)

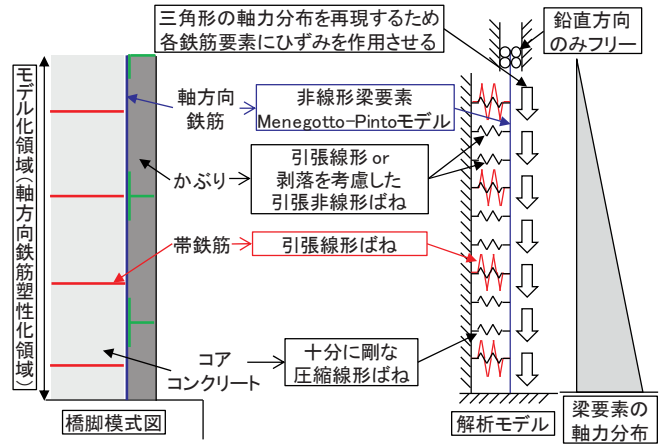


Fig.8 軸方向鉄筋の座屈塑性解析の概要 (Outline of Buckling Plasticity Analysis of Longitudinal Bar)

デル化の妥当性を検証した。

(1) 解析概要

Fig.8 に解析モデルの概要を示す。軸方向鉄筋はファイバー要素、帯鉄筋、かぶりおよびコアコンクリートは各抵抗特性を表すばね要素とした。解析ケースは、No.1 と No.2 を解析対象とした2ケースとし、かぶりのばね特性を変えることで各供試体をモデル化した。

軸方向鉄筋のモデル化する長さは、既往の研究⁸⁾を参考にして算出した塑性化領域の高さを帯鉄筋間隔の整数倍で近似し、480mm とした。軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係には、降伏後剛性をゼロとした Menegotto-Pinto モデルを用い、軸方向鉄筋の高さ方向の要素分割は 5mm とした。

帯鉄筋は、帯鉄筋の配置位置の軸方向鉄筋要素に引張線形ばねを1本ずつ配置することでモデル化し、式(5)に帯鉄筋間隔 120mm を乗じた値をばね定数として用いた。

コアコンクリートは、軸方向鉄筋の内部への変形に抵抗する剛な線形圧縮ばねとしてモデル化し、全ての軸方向鉄筋要素に配置した。

かぶりは、全ての軸方向鉄筋要素にばね要素を配置することでモデル化した。No.1 を解析対象としたケースでは、式(6)に鉄筋要素長を乗じた値 K_{co} をばね定数とする既往の研究⁸⁾と同様の引張線形ばねを用いた。No.2 を解析対象としたケースでは、ばねに作用する荷重が補強部の剥落荷重 P_c に到達するまでは、式(7)に鉄筋要素長を乗じた値 K_{co}' をばね定数とし、 P_c に到達した後は、かぶりの拘束効果が終局時に No.1 と同じになるように、一定の軟化勾配で K_{co} までばね定数が低

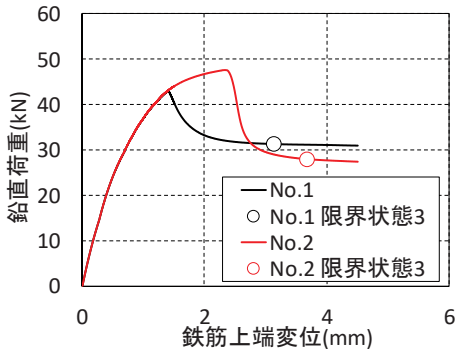
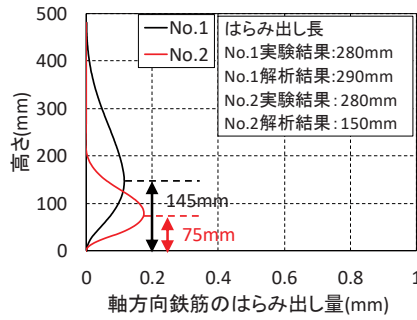
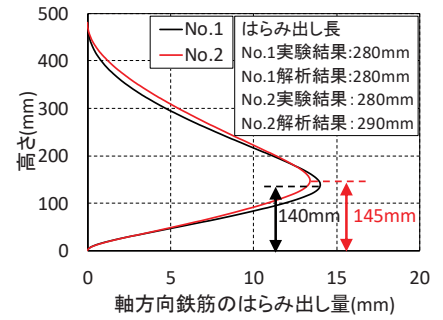


Fig.9 鉛直荷重と鉄筋上端変位の関係 (Load-Displacement of Longitudinal Bar)



(a) 最大荷重時



(b) 限界状態3相当時

Fig.10 各段階における軸方向鉄筋のはらみ出し量 (Lateral Deflection of Longitudinal Bar)

下する非線形ばねを用いることで、提案するかぶりのばね定数の設定方法を再現した。 P_c は、両端固定梁でモデル化した補強部の引張応力度が超高強度繊維補強モルタルの引張強度 σ_{ck} に到達する時点の荷重とし、既往の研究⁸⁾を参考にした式(8)により算出した。なお、本実験では σ_{ck} を直接求めているため、超高強度繊維補強コンクリートの設計・指針(案)¹⁰⁾を参考にした式(9)に、材料試験で得られた曲げ強度 σ_b を代入することで σ_{ck} を算出した。

$$P_c = 24I_c \sigma_{ck} / (n_s d' c_0) \quad (8)$$

$$\sigma_{ck} = (\sigma_b - 1.54) / 2.59 \quad (9)$$

なお、ばね定数の軟化勾配は、後述の解析における限界状態3相当時にばね定数が K_{c0} まで低下するように、本検討では $-1/10 K_{c0}'$ とした。

軸方向鉄筋への载荷は、正負交番载荷の過程で座屈が生じることを踏まえ、引張载荷の後に圧縮载荷を行った。引張载荷は、既往の研究⁸⁾と同様に軸方向鉄筋の下端で4%のひずみが作用する引張ひずみ分布を仮定し、各軸方向鉄筋要素の接点に鉛直上向きの変位を与えることで行った。圧縮载荷は、軸方向鉄筋に三角形分布の軸力が作用するように、変位制御で鉄筋に圧縮ひずみを与えることで行った。境界条件は、軸方向鉄筋の下端要素を完全固定とし、上端要素は鉛直方向の変形のみを許容した。なお、軸方向鉄筋にはらみ出しを生じさせるため、解析モデルの中央で水平方向変位が解析モデル長の 10^{-5} となるように放物線分布の初期不整を与えた⁸⁾。

(2) 解析結果

Fig.9に、軸方向鉄筋下端の鉛直反力と上端の鉛直変位との関係を示す。図中には、軸方向鉄筋が実験における限界状態3相当時までにはらみ出した時点をプロットしている。ここで、限界状態3相当時とは、実験における限界状態3の時点の帯鉄筋のひずみより、帯鉄筋に作用するはらみ出し力を算出し、解析における帯鉄筋のばねに作用する力がこのはらみ出し力に到達した時点として定義した。

両解析において、軸方向鉄筋のはらみ出しとともに鉛直荷

重の低下が始まった。鉛直荷重の最大値はNo.2の方が大きいことから、補強部におけるかぶりの拘束によって軸方向鉄筋のはらみ出しが抑制されていることが確認できる。

Fig.10に、Fig.9の最大荷重点と限界状態3相当時における軸方向鉄筋の水平変位を示す。ここで、解析におけるはらみ出し長は、はらみ出し量が0の点からはらみ出し量が最大となる点までの高さの2倍として評価した。

No.1のはらみ出し長の解析結果は、限界状態2に相当する最大荷重時で290mm、限界状態3相当時で280mmであり、ほぼ同じであった。また、実験終了後に計測したはらみ出し長280mmとほぼ一致することから、本解析によって軸方向鉄筋のはらみ出し挙動を妥当に評価できていると言える。No.2では、最大荷重点におけるはらみ出し長は150mmでありNo.1よりも短いことから、かぶりの拘束によってはらみ出しが抑制されていることが分かる。これに対し、限界状態3相当時では、ばねの抵抗力がNo.1と同等まで低下することではらみ出し長が大きくなり、実験結果とほぼ同等の290mmとなった。

以上より、補強部におけるかぶりの拘束効果をモデル化したばね特性を用いたNo.2の解析において、限界状態2時点で補強部が軸方向鉄筋のはらみ出しを抑制する挙動と、限界状態3以降における最終的なはらみ出し長を評価できることが確認された。このことから、提案する手法によって塑性ヒンジ長と限界状態に相当する鉄筋ひずみを算出した上で、本工法で補強されたRC橋脚の変形性能を評価することが妥当であることが示唆された。

V. まとめ

本研究では、場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタルとひび割れ誘発目地によって補強した橋脚模型供試体の正負交番载荷実験を実施し、本工法の補強効果を検証した。そして、補強部の挙動に着目して本工法で補強されたRC橋脚の変形性能の評価方法を提案し、軸方向鉄筋の座屈塑性解析によりその妥当性を検証した。得られた結論を以下に示す。

a. 本工法は、軸方向鉄筋比が0.7~1.2%の範囲において、

RC 橋脚の変形性能を約 40%向上する効果が期待できることが確認された。軸方向鉄筋のはらみ出しを補強部が拘束し、補強部の高い圧縮強度によってコアコンクリートの損傷が抑制されたことに加え、塑性ヒンジ長が通常の RC 橋脚と同等であったことが変形性能の向上に寄与したと考えられる。

- b. 本工法で補強された RC 橋脚の変形性能の評価方法として、限界状態に相当する鉄筋引張ひずみと塑性ヒンジ長を算定する際に用いるかぶりのばね定数を、かぶりの拘束状態に応じて個別に設定する方法を考案した。また、正負交番荷重実験および塑性座屈解析によってその妥当性を検証し、考案した手法で本工法による補強効果を評価できる可能性を確認した。

本工法は、これまでの検討で基本的な施工方法が確立され、本研究において補強効果とその評価方法が検証されたことで、耐震補強工法としての基礎的な検討は完了したと考えている。本工法については、従来の耐震補強工法の適用が困難であった既設 RC 橋脚への適用が期待されており、今後、実工事を想定した設計、施工に関する検討を進める予定である。

謝 辞

本研究は、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) 山野辺慎一ほか；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.2，2008，pp.317-332.
- 2) 岩本拓也ほか；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集，Vol.41，No.2，2019，pp.967-972.
- 3) 小林聖ほか；超高強度繊維補強コンクリートによる橋脚の耐震補強技術，セメント・コンクリート，No.876，2020，pp.4-7.
- 4) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1990.
- 5) 土木学会；コンクリート標準示方書，設計編，2018.
- 6) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.
- 7) 星隈順一ほか；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.
- 8) 星隈順一ほか；軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の推定手法に関する研究，土木研究所資料，第 4257 号，2013.
- 9) 井ヶ瀬良則ほか；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，1997，pp.1295-1300.
- 10) 土木学会；超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2004.

Deformation Capacity of RC Pier Reinforced with Castable Ultra-High-Strength Fiber-Reinforced Mortar and its Evaluation Method

Takuya Iwamoto, Naoki Sogabe, Shinichi Yamanobe, Satoru Kobayashi, Masaru Fujishiro, Takashi Matsumoto and Atsushi Maeyama

We are developing a seismic retrofitting method that improves the deformation capacity of RC piers without increasing the cross-sectional size and weight by replacing the cover of the base of the RC pier with ultra-high-strength fiber-reinforced mortar. As a result of verifying the effect of improving the deformation capacity of this method by cyclic loading tests of RC pier model specimens, it was confirmed that the deformation capacity was improved by about 40% by suppressing damage to the core concrete and extrusion of longitudinal bars. In addition, we proposed a method for evaluating the deformation capacity of RC piers reinforced by this method, focusing on the behavior of the reinforcement in the experiment, and verified its validity by comparison with the experimental results and plastic buckling analysis of longitudinal bars. We then developed a design method based on the Specifications for Highway Bridges.