

場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタルで 耐震補強したRC橋脚の変形性能

岩本 拓也¹・小林 聖¹・曾我部 直樹²・山野辺 慎一²

1正会員 修 (工) 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)

2正会員 博 (工) 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)

1. 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、河積阻害率の増加が許容されない河川内の橋脚や、狭隘な箇所建設された都市内高架橋の橋脚では、断面寸法、重量を増加させるRC巻立て工法や、施工に重機や現場溶接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。

これに対し筆者らは、断面寸法や自重を増加させず、狭隘な場所でも施工可能な耐震補強工法として、場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタル（以下、超高強度FRMと称する）を用いた耐震補強工法（以下、本工法と称する）の開発を行っている¹⁾。ここでは、補強の有無と軸方向鉄筋比をパラメータとしたRC橋脚模型供試体に対する正負交番載荷実験による本工法の変形性能の向上効果の検証、ならびに補強効果の評価方法に関する検討について報告する。

2),3)で得られた知見を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、圧縮強度、曲げ強度が高い超高強度FRMを場所打ちで置換することで、地震時におけるかぶりコンクリートの圧壊や軸方向鉄筋の座屈に伴うはらみ出しを抑制することができる。また、補強区間にはひび割れ誘発目地を設置することで、同区間に確実に塑性ヒンジを形成させる。これにより、断面寸法を変えることなく、高い変形性能を既設RC橋脚に付与することができる。また、補強材である超高強度FRMは、その配合を調整することで、型枠内への打込みだけでなく、左官や吹付けといった各種の方法による場所打ち施工が可能な材料である。なお、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^{1),2),3),4)}を参照されたい。

3. 橋脚模型供試体による正負交番載荷実験

(1) 実験概要

a) 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、補強の有無と軸方向鉄筋比をパラメータとした3体

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、超高強度FRM製プレキャスト型枠を用いた高耐震性RC橋脚

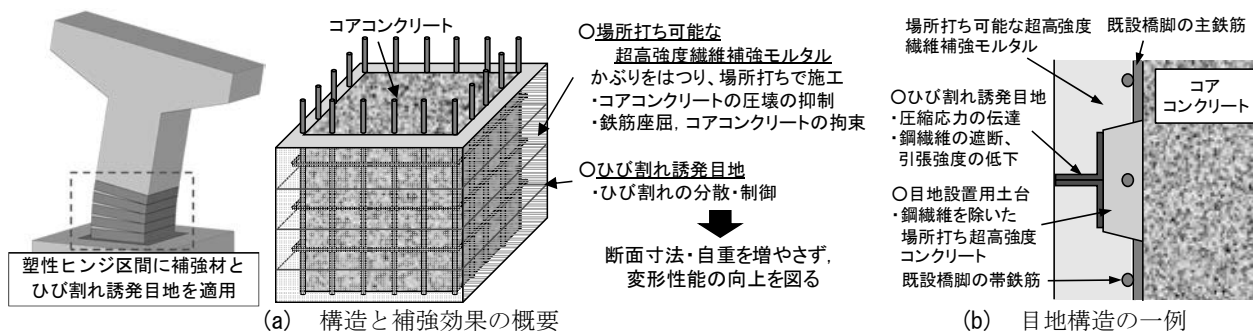


図-1 場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタルを用いた耐震補強工法

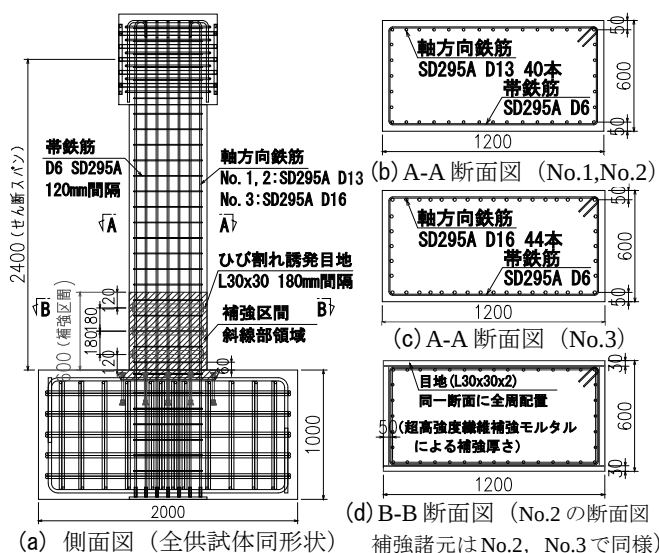


図-2 橋脚模型供試体概要

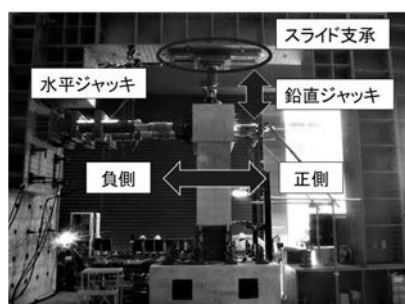


写真-2 荷重装置

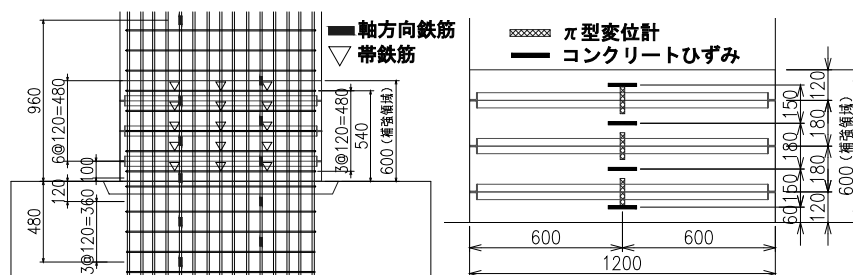


図-3 計測位置図 (左: 鉄筋ひずみ 右: 表面ひずみ・目開き量)

の橋脚模型供試体に対して正負交番荷重実験を行った。供試体の概要図を図-2に、材料試験結果の一覧を表-1に示す。供試体の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。No.1は、平成2年度 道路橋示方書⁵⁾ (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、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%、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が大き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、図-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、無機系増粘剤を添加した超高強度FRM⁴⁾を左官工法によって施工した。

表-1 材料試験結果(N/mm²)

実験 ケース	コンクリート 圧縮強度	超高強度 FRM		鉄筋降伏強度	
		圧縮 強度	曲げ 強度	軸方向 鉄筋	帯鉄筋
No.1	30.2	—	—	345	362
No.2	31.3	131	18.3	342	398
No.3	28.2	160	24.6		



写真-1 No.3 補強部の施工状況

ひび割れ誘発目地は、図-1 (b) に示すように2本のアングル材 (30×30×2mm) を突き合せた形状とし、コンクリート標準示方書⁶⁾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間隔で補強区間に3段、設置した。なお、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FRMで補強した。写真-1にNo.3の補強部の施工状況を示す。

b) 荷重方法

写真-2に荷重装置を示す。鉛直ジャッキは、球座と供試体の水平変形に追従する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) の軸力を作用させた。水平ジャッキは、供試体の幅方向に2台設置し、最外縁の軸方向鉄筋が降伏する水平荷重の計算値 P_y まで荷重した際の荷重点変位 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。

c) 計測項目

水平荷重および鉛直荷重をロードセルにより、荷重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

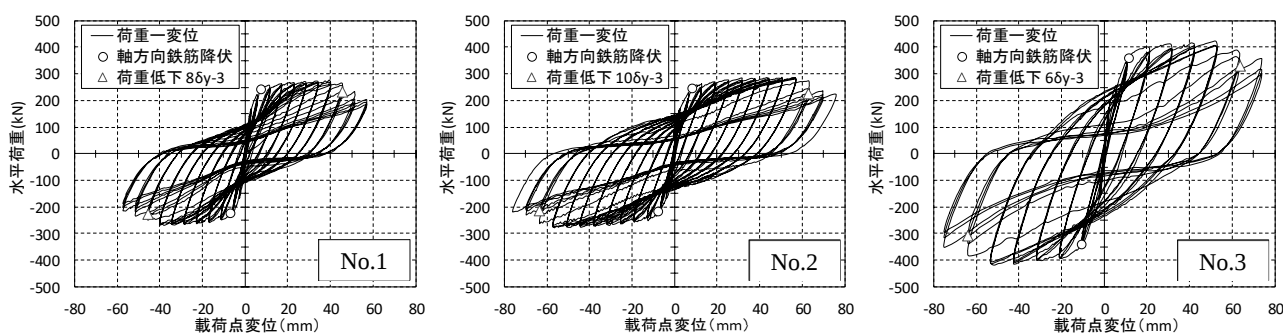


図-4 水平荷重-載荷点変位関係

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(図-3)。

(2) 実験結果

a) 水平荷重-載荷点変位関係と損傷状況

図-4に各供試体の水平荷重と載荷点変位の関係を、写真-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 ($8\delta_y$) 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の範囲のかぶりが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 ($8\delta_y$) 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、 $9\delta_y$ までは顕著な損傷は確認されなかった。 $10\delta_y$ (変位63.0mm) の3回目載荷時に、柱基部から1～2段目の目地間で圧縮側の補強部がはらみ出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、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でも損傷は確認されなかった。

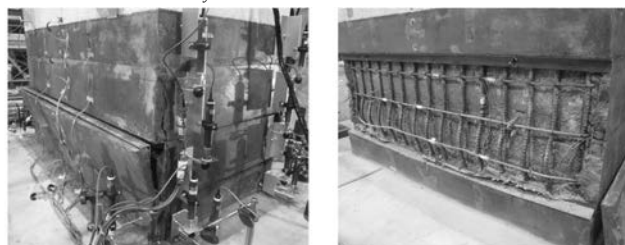
No.3では、変位53.0mm ($5\delta_y$) に到達した時点で最大荷重424kNを示した。ひび割れ性状や損傷過程はNo.2と同様であり、補強区間では目地部以外に曲げひび割れは確認されなかった。 $6\delta_y$ (変位63.6mm) の3回目の載荷時に、柱基部から1～2段目および2～3段目の目地間で圧縮側の補強部がはらみ出して水平荷重が低下した。実験終了後に供試体を観察したところ、No.2と同様に、コアコンクリートやフーチング補強部は健全性を保っていた。

b) 変形性能の評価

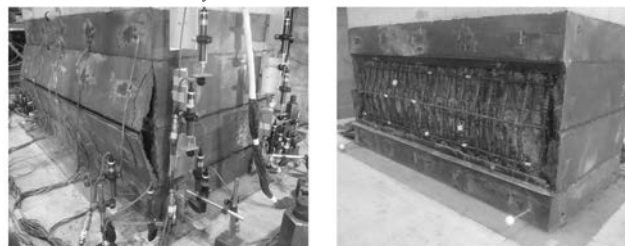
図-5に、各供試体の骨格曲線と平成29年度道示⁷⁾により算出した骨格曲線を示す。表-2には、各限界状態に相当する変位の実験結果と道示式による計算



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



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



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

写真-3 各供試体の損傷状況

結果の一覧を示す。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、かつ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、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⁸⁾。

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 ($7\delta_y$) と45.6mm ($8\delta_y$) 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 ($9\delta_y$) と63.0mm ($10\delta_y$) 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

表-2 限界状態変位の実験結果と計算結果の比較

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 $\delta_{els2} / \text{No.1 } \delta_{ls2}$	実験結果 δ_{els3}	計算結果 δ_{ls3}	$\delta_{els3} / \delta_{ls3}$	No.2 $\delta_{els3} / \text{No.1 } \delta_{ls3}$
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	—

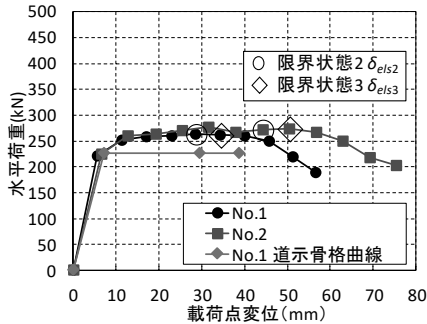


図-5 骨格曲線 実験結果と計算結果 (左: No.1, No.2 右: No.3)

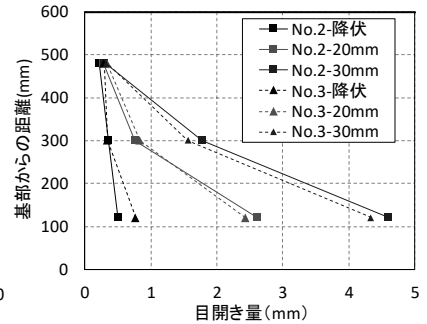
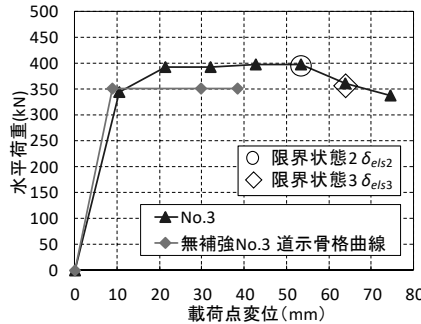


図-6 目開き量分布

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、道示による無補強の供試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。実験におけるNo.2の限界状態2, 3に相当する変位は、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でもNo.2と同程度の補強効果が得られたと考えられる。

以上より、軸方向鉄筋比0.7%~1.2%の範囲において、本工法によって約40%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。

b) ひび割れ誘発目地の挙動

図-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で、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と同様の塑性ヒンジ領域が補強部内に形成されることが確認された。

c) 塑性ヒンジ長の評価

既往の研究⁹⁾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

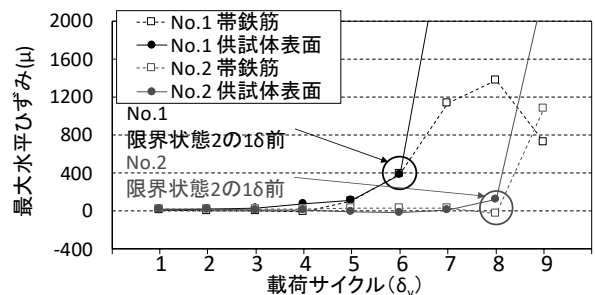


図-7 帯鉄筋と供試体表面の水平ひずみ

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で、最終的に軸方向鉄筋の座屈によるはらみ出しが顕著となった段階では、補強部が剥落してその拘束効果を喪失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小さくなる⁹⁾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) 軸方向鉄筋に対するかぶりの拘束効果

図-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の表面における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_y 手前の時点でコンクリートおよび帯鉄筋のひずみが急増しており、この時点でかぶりの拘束効果が低下したと考えられる。これに対してNo.2では、超高強度FRMの曲げ靱性が高いことから、限界状態2の1 δ_y 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で軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著となり、耐力が大きく低下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、限界状態3以降では帯鉄筋やかぶりのひずみが増加し、また、写真-3に示すとおり、最終的に両供試体ともにかぶりが剥落していることから、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。

4. 変形性能の評価に関する検討

ここでは、本工法の補強部の特性を道示の限界状態の評価式に反映することで、本工法で補強されたRC橋脚の変形性能の評価を試みる。

(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⁷⁾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_{ls} を式(3)により算出することが規定されている。

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

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

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

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_{co} 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。

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

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

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

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の両方で、かぶりの拘束を表すばね定数として式(6)が共通して適用される。一方、本工法で補強したRC橋脚では、超高強度FRMによるかぶりが健全である限界状態2の時点と、RC橋脚と同様にかぶりが剥落した後の終局時では、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としたモデル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_{co}' は式(7)により算出することができる。

$$\beta_{co}' = 384E_cI_c/(n_s d'^3 s) \quad (7)$$

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、終局時には通常のRC橋脚を模擬した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による拘束力は、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

表-3 塑性ヒンジ長と限界状態に相当する鉄筋引張ひずみ

実験 ケース	塑性ヒンジ長(mm)			限界状態に相当する 鉄筋引張ひずみ (μ)		
	ばね定数	計算結果	実験結果	ばね定数	限界状態 2	限界状態 3
No.1	β_0	360	280	β_0	10478	14669
No.2	β_0	360	280	β_0'	18726	26216
No.3	β_0	360	360	β_0'	16626	23276

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、道示式による変形性能の評価を試みた。

(3) 提案する評価方法の精度の検証

表-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は前述した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表-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、考案した手法により、道示式で評価した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。

6. まとめ

本研究では、場所打ち可能な超高強度FRMとひび割れ誘発目地で補強した橋脚模型供試体の正負交番荷重実験を実施し、本工法による変形性能の向上効果を検証した。そして、本工法で補強されたRC橋脚の変形性能の評価方法を考案し、その精度について検証した。得られた結論を以下に示す。

- 1) 軸方向鉄筋比が0.7～1.2%の範囲において、本工法によって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。
- 2) 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、各限界状態におけるかぶりの拘束に応じて個別に設定する方法を考案した。考

表-4 限界状態に相当する変位

実験 ケース	限界状態 2 に 相当する変位(mm)		限界状態 3 に 相当する変位(mm)	
	計算結果	実験結果	計算結果	実験結果
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)

案した手法に基づき、補強供試体の限界状態2、3に相当する変位を評価したところ、無補強供試体に対する従来の道路橋示方書の変形性能の評価と同等の精度で評価できることを確認した。

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) 岩本拓也，小林聖，曾我部直樹，山野辺慎一：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.967-972，2019.
- 2) 山野辺慎一，曾我部直樹，家村浩和，高橋良和：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) 山野辺慎一，河野哲也，齋藤公生，榎本恵太，茂呂拓実，楯岡衛：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.
- 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
- 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