

論文 補強用軸方向鉄筋に SD490 を用いた既存 RC 道路橋橋脚の耐震補強

宮内 克之*1・下枝 博之*2・三島 弘敬*3・後藤 隆臣*4

要旨：既存 RC 道路橋橋脚の曲げ耐力向上型補強において、補強による断面の増し厚をできるだけ少なくすることを目的として、補強用軸方向鉄筋に降伏点の高い SD490 を配置し、ポリマーセメントモルタルを乾式で吹き付ける方法の曲げ耐力向上型補強方法としての有効性について検討した。その結果、提案工法は既存 RC 道路橋橋脚の曲げ耐力向上型の補強方法として極めて効果的であることが確認された。また、提案工法によって補強された既存 RC 道路橋橋脚の耐震性は、道路橋示方書に基づいて評価できることが確認された。

キーワード：SD490, 乾式吹付け, 耐震補強, 曲げ補強, 定着

1. はじめに

既存の鉄筋コンクリート (RC) 道路橋橋脚の補強方法としては、RC 巻き立て工法、鋼板巻き立て工法、連続繊維シート貼付け工法などが主に用いられている。著者らは、これまでに普通強度の鉄筋 SD345 とポリマーセメントモルタル (以下、PCM) の乾式吹付け工法を併用した既存 RC 構造物の耐震補強方法 (乾式吹付耐震補強工法) の開発を行ってきた¹⁾。この工法は一般的な RC 巻き立て工法と比較して、耐久性の向上、少ない断面増し厚量、良好な施工性による大幅な工期短縮などの特徴を有している。道路橋橋脚の多くが水環境や海岸に近い地域にも多く存在すること、河川内橋脚では河積阻害率が問題となることや施工期間が限定されることなどを考慮すると、この工法は道路橋橋脚の補強方法として極めて効果的であると考えられる。

ところで、乾式吹付耐震補強工法の場合、一般的な RC 巻き立て工法の場合の補強による断面の増し厚 250~300 mm と比較すると、補強による増し厚は 100 mm 程度と非常に少なくすることができる。しかしながら、主に中小河川における道路橋橋脚の場合、新設時で既に河積阻害率の上限いっぱいまで建設されているものも少なくない。そこで、補強による断面増を極力少なくする方法の一つ

として、補強用の軸方向鉄筋に従来用いられている SD345 よりも降伏点の高い SD490 を使用することが考えられる。また、降伏点の高い鉄筋を用いることによる使用鋼材の減少および増し厚増の減少によるコンクリート系材料の低減により、温室効果ガス (特に二酸化炭素) の排出量の低減も期待される。

このような背景のもと、本研究は補強用軸方向鉄筋に降伏点の高い SD490 を配置し、PCM を乾式で吹き付ける耐震補強工法 (提案工法) の道路橋橋脚を想定した曲げ耐力向上型補強方法としての有効性について検討した。また、補強設計の前提となる補強断面における平面保持の仮定が成立するか否かについて確認するとともに、提案工法によって補強された既存 RC 道路橋橋脚の耐震性が、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編²⁾ (以下、道路橋示方書または単に道示) に基づいて評価できるか否かに関して、水平力~水平変位関係の計算結果と実験結果との比較において検討したものである。

2. 実験概要

2.1 実験計画

実験計画および柱試験時における既設コンクリート、PCM の圧縮強度を表-1 に、鋼材の力学的特性を表-2

表-1 実験計画

試験体	補強用軸方向鉄筋			補強用 帯強筋	柱脚部 横拘束筋 の体積比	既設コン クリート 圧縮強度 (N/mm ²)	補強用 PCM 圧縮強度 (N/mm ²)
	種類	定着長	定着形式				
N	—	—	—	—	—	37.9	—
ST	D16 (SD490)	30 φ	ストレート筋	D13 (SD295A)	0.0057	49.7	56.8
TN		20 φ	端部 T 形ナット			44.6	52.9

*1 福山大学 工学部 建築・建設学科 教授 博士 (工学) (正会員)

*2 (株) クリテック・ジャパン 代表取締役

*3 三島産業 (株) 代表取締役

*4 東京鐵鋼 (株) 開発部 製品開発課

方向鉄筋の端部に T 形ナット (写真-1) を有する定着方法とした。この場合の定着長は、一般的な SD345 を使用した場合の定着長と同じ 20φ (320 mm) とした。

また、組立て用鉄筋および配力鉄筋として、引張圧縮面に 1 本、せん断面に 2 本の D16(SD490) を配置した。

補強用帯鉄筋には D13(SD295A) を 100 mm 間隔で配置した。このときのせん断補強筋の量は、標準示方書³⁾ に基づいて計算されたせん断曲げ耐力比が 2 程度となる量である。

PCM のかぶり厚が補強用帯鉄筋の径と同じ 13 mm となるように、PCM の吹付け厚さは 64 mm とした。

2.2 実験方法

実験は試験体上端をピン機構とした状態で、建研式加力装置を用いて行なった。無補強の試験体あるいは補強試験体のいずれにおいても、断面の最外縁軸方向鉄筋(補強試験体においては補強用軸方向鉄筋) が降伏ひずみに達したときの荷重点変位(実際には、躯体基部から 1,660 mm の位置における水平変位。以後、便宜上荷重点変位と呼ぶ。) δy を基準として、 $\pm 1 \delta y$, $\pm 2 \delta y$, $\pm 4 \delta y$, $\pm 6 \delta y$, $\pm 8 \delta y$, ... と変位制御方式で正負交番繰返し荷重を行った。同一変位での繰返し回数は原則として 3 回とした。軸方向圧縮力として、一定値 640 kN を荷重した。軸方向圧縮応力度は、既存断面に対して $\sigma = 2.0 \text{ N/mm}^2$ に相当する。水平加力に伴う軸方向圧縮力の変動は、 $\pm 5\%$ の範囲に収まるように随時調整した。

3. 実験結果および考察

3.1 破壊状況

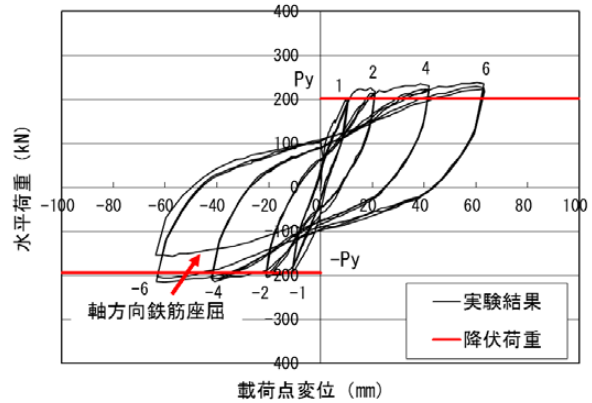
図-2 に荷重～変位関係を示す。なお、図中の数字は繰返し荷重変位 ($\times \delta y$) を表す。写真-2 に一例として実験終了後における試験体 TN の破壊の様子を示す。試験体 N の破壊状況に関しては文献⁴⁾ に詳細に記述されているため、ここでは概要のみを示す。

(1) 無補強試験体 : N

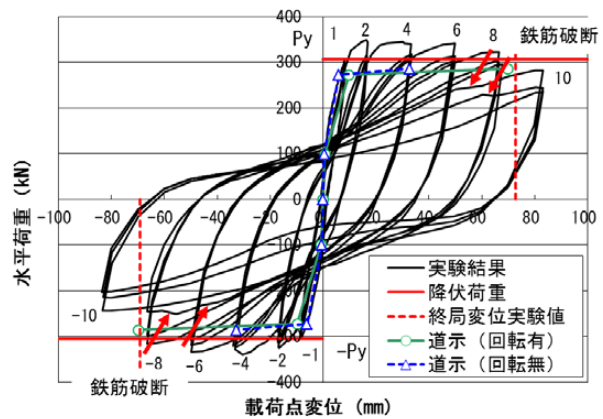
$\pm 6 \delta y$ の荷重時になると圧縮側コンクリートの圧縮破壊が進行し、 $-6 \delta y$ の 3 回目荷重時に圧縮側の軸方向鉄筋が大きく座屈するとともに、基礎から 400 mm の範囲のかぶりコンクリートが剥落して荷重が低下し終局に至った。

(2) 補強試験体 : ST : ストレート筋定着

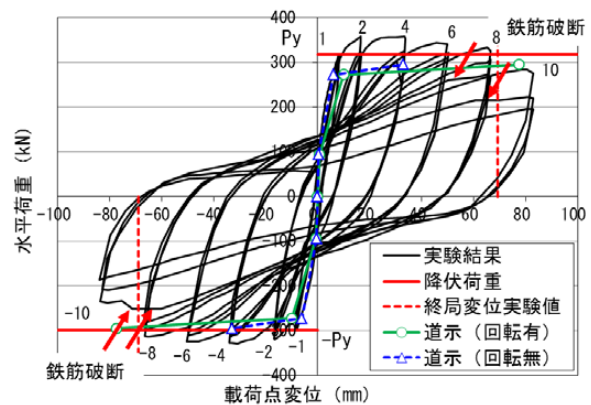
$\pm 6 \delta y$ の 2 回目荷重になると、基礎から 150~200 mm の範囲で圧縮側の PCM のはらみ出しが確認できるようになった。 $\pm 8 \delta y$ の 1 回目荷重になると、基礎から約 250 mm の範囲で PCM の剥離が顕著となり、 $-8 \delta y$ の 2 回目荷重時には、補強用軸方向鉄筋の座屈が目視により確認された。 $-8 \delta y$ の 3 回目荷重時には、引張側の補強用軸方向鉄筋が相次いで 2 本破断した。その後、 $+10 \delta y$



(a) N



(b) ST



(c) TN

図-2 荷重～変位関係

の 1 回目荷重時に引張側の補強用軸方向鉄筋が 1 本破断し、残り 1 本の補強用軸方向鉄筋も $+10 \delta y$ の 2 回目荷重時に破断し、荷重が低下した。実験終了後の目視では、初引張側 ($+1 \delta y$ の 1 回目荷重時に引張になる側) で基礎から 350 mm までの帯鉄筋で、初圧縮側 ($+1 \delta y$ の 1 回目荷重時に圧縮になる側) で基礎から 150 mm までの帯鉄筋で、はらみ出しが確認された。補強用軸方向鉄筋の座屈長は 250 mm 程度であった。また、打音検査では、初引張側で基礎から 650 mm の範囲で、初圧縮側で基礎

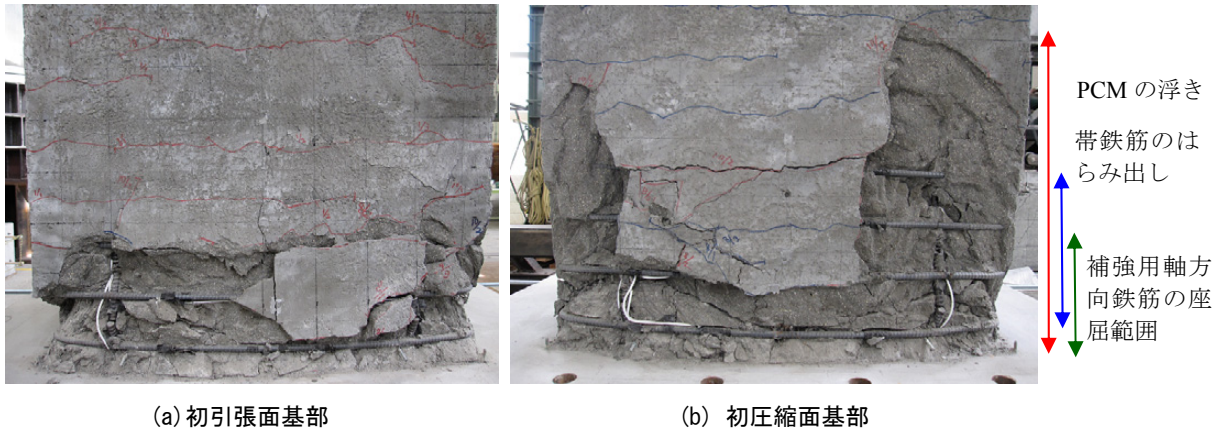


写真-2 破壊の様子（実験終了後：TN）

表-3 実験結果一覧表

試験体	降伏荷重 P_v (kN)	降伏変位 δ_v (mm)	最大荷重 P_{max} (kN)	終局変位 δ_u (mm)	じん性率 μ
N	197	10.6	227	60.4	5.7
ST	306	8.4	345	69.9	8.4
TN	309	8.3	344	69.1	8.3

から 400 mm の範囲で、かぶり PCM の浮きまたは剥落が確認された。なお、実験終了時まで補強用軸方向鉄筋を基礎コンクリートに定着するための充填モルタルの基礎からの抜出しは観察されなかった。

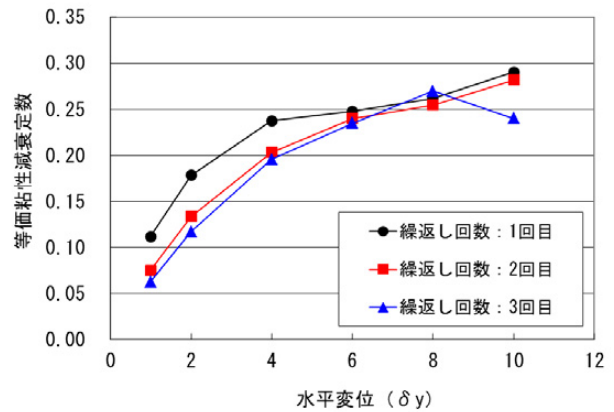
(3) 補強試験体：TN：T形ナット定着

$\pm 6 \delta y$ の 1 回目の荷重時になると基礎から約 200 mm の範囲における曲げひび割れの幅が著しくなった。 $\pm 6 \delta y$ の 2 回目荷重以降、圧縮側での PCM のはらみ出しが確認できるようになり、 $\pm 8 \delta y$ の 1 回目荷重時になると、基礎から約 200 mm の範囲の PCM が剥落し、圧縮側で補強用軸方向鉄筋の座屈が目視により確認された。 $+8 \delta y$ の 3 回目の荷重時に、引張側の補強用軸方向鉄筋が破断した。その後、 $-10 \delta y$ の 1 回目荷重時に 2 本、 $+10 \delta y$ の 2 回目荷重時に残り 1 本の補強用軸方向鉄筋が破断し、荷重が低下した。実験終了後の目視では、初引張側で基礎から 250 mm までの帯鉄筋で、初圧縮側で基礎から 350 mm までの帯鉄筋で、はらみ出しが確認された。補強用軸方向鉄筋の座屈長は、ストレート筋定着の試験体 ST と同様 250 mm 程度であった。また、打音検査では基礎から 600 mm の範囲でかぶり PCM の浮きまたは剥落が確認された。なお、実験終了時まで補強用軸方向鉄筋を基礎コンクリートに定着するための充填モルタルの基礎からの抜出しは観察されなかった。

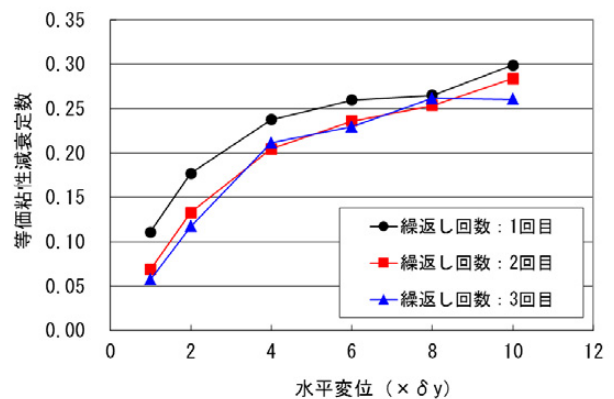
3.2 耐震性の検討

表-3 に実験結果および各試験体のじん性率を示す。終局変位は、荷重～変位関係の包絡線において、荷重が降伏荷重を下回らない最大変位とした。また、図-4 に等価粘性減衰定数の推移を示す。

補強試験体においては、 $6 \delta y$ を過ぎた辺りから徐々に荷重が低下したが、じん性率は両試験体とも 8 以上の値を示した。また、等価粘性減衰定数は大変形においても 0.25 を上回る値を示し、繰返し荷重に伴う等価粘性減衰定数の低下もほとんどなく、耐震性に富んだものであ



(a) ST



(b) TN

図-4 等価粘性減衰定数の推移

った。

これらのことより、提案工法は耐震補強方法として効果的であるものと考えられる。

3.3 軸方向鉄筋のひずみ分布

図-5に、初引張側に配置された補強用軸方向鉄筋のひずみの躯体部高さ方向の分布を示す。2 δy の载荷以後、躯体基部においてひずみの値が急激に大きくなっている様子がわかる。変形が大きくなると、必ずしもひずみの値が正確に測定できているとは限らないが、終局時には基礎からの高さが約600~700 mmの範囲で補強用軸方向鉄筋が降伏しているものと考えられる。

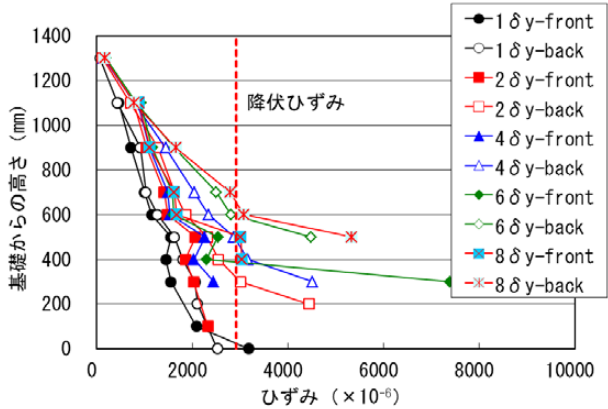
図-6に、曲げひび割れ発生時、初降伏時および+2 δy 時の躯体基部断面内(+2 δy 時は基部から100 mmの位置)における既存軸方向鉄筋(塗りつぶし記号)および補強用軸方向鉄筋(白抜き記号)のひずみ分布を示す。また、道路橋示方書に基づいて計算した初降伏時および終局時の中立軸の位置を併せて示す。図-6より、初降伏時までは断面内における鉄筋のひずみ分布はほぼ直線を示しており、平面保持の仮定が成り立っているものと考えられる。また、中立軸の位置も道路橋示方書に基づいた計算結果とよく一致している。+2 δy 時においても、ばらつきはあるものの、鉄筋のひずみ分布はほぼ直線的であるといえる。このことから、提案工法で補強された橋脚躯体断面においても、平面保持の仮定が成り立つものと考えてよさそうである。

3.4 補強用帯鉄筋のひずみ

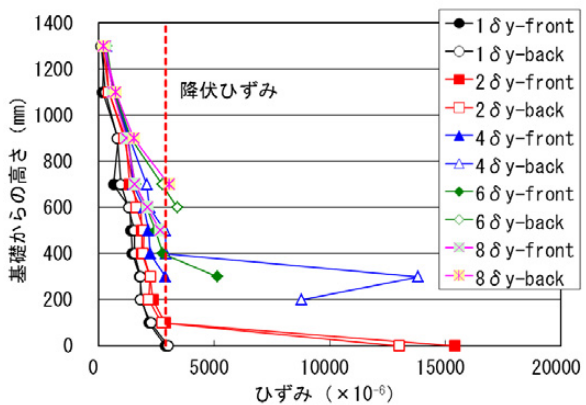
負荷荷時の圧縮側における補強用帯鉄筋のひずみの推移を、6~8 δy の载荷時に関して図-7に示す。-6 δy の3回目载荷時以降、基礎から50 mmおよび150 mmの位置に配置された帯鉄筋のひずみが急激に増大しており、この時期に補強用軸方向鉄筋が座屈をしたことを伺わせている。また、この時期は、圧縮側PCMのはらみ出しや補強用軸方向鉄筋の座屈が確認された時期とよく一致している。

3.5 道路橋示方書に基づいた補強効果の検討

試験体 TN に関して、レベル2地震動について、道路橋示方書に基づいて計算した水平力~水平変位関係の計算結果を表-4に示す。計算にあたって、材料強度等は表-1, 2に示す値を用いている。また、PCMの応力~ひずみ関係は、コンクリートの応力~ひずみ関係に準じた。初降伏時は補強用軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した時点とした。また、補強試験体の塑性ヒンジ長 L_p に関しては、道路橋示方書による計算値に0.8を掛けている⁵⁾。このようにして算定した塑性ヒンジ長は、目視により確認された補強用軸方向鉄筋の座屈長や図-7に示す補強用帯鉄筋のひずみの伸びから推察される塑性ヒンジ長とよく一致している。

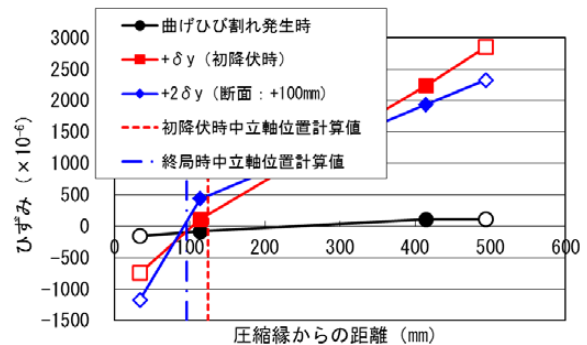


(a) ST

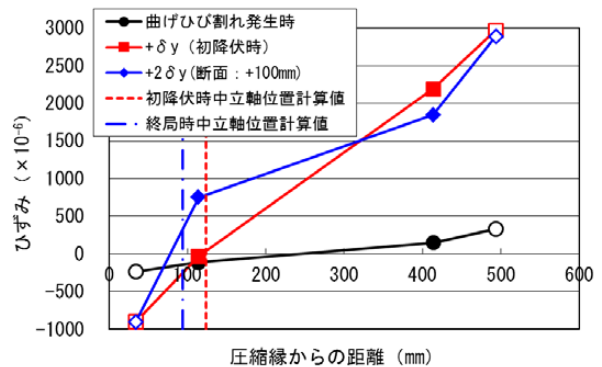


(b) TN

図-5 補強用軸方向鉄筋のひずみ分布

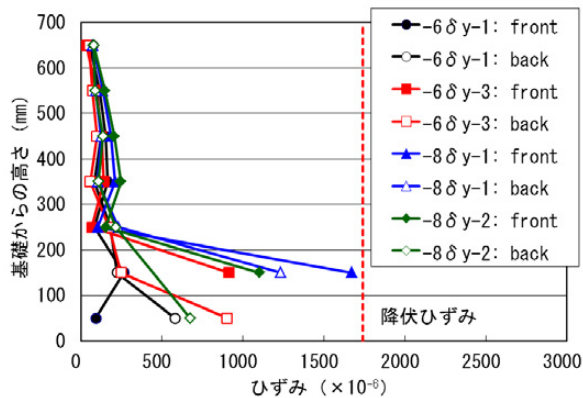


(a) ST

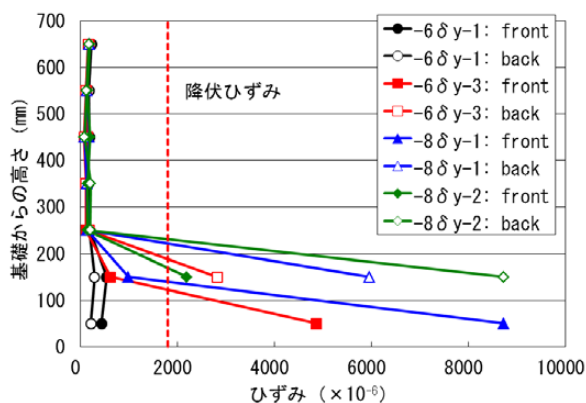


(b) TN

図-6 躯体断面内におけるひずみ分布



(a) ST



(b) TN

図一七 補強用帯鉄筋のひずみ

前出の図一 二に道路橋示方書による水平力～水平変位関係の計算結果を実験結果と併せて示す。実験試験体の場合には、軸方向鉄筋の基礎からの抜出しに伴う躯体部の剛体回転による変位成分が相対的に大きくなる⁶⁾。ここでは実験時に、基礎から 30 mm の位置と、基礎との間で計測した鉛直方向の相対変位から求めた、鉄筋等の抜出しに伴う剛体回転による変位成分を計算値(試験体 TN については表一 四の値)に加算した結果についても示している。試験体 NT において終局変位の実験値が剛体回転を加えた計算値よりも若干小さくなっているが、曲げ耐力および終局変位の実験結果は剛体回転を含まない計算結果をともに上回っており、提案工法によって補強された既存 RC 道路橋橋脚の耐震性は、道路橋示方書に基づいて評価できるものと考えられる。

4. まとめ

既存 RC 道路橋橋脚の曲げ耐力向上型補強において、補強による断面の増し厚をできるだけ少なくすることを目的として、補強用軸方向鉄筋に降伏点の高い SD490 を配置し、ポリマーセメントモルタルを乾式で吹き付ける方法の曲げ耐力向上型補強方法としての有効性について

表一 四 道路橋示方書に基づく計算結果：試験体 TN

設計地震動：レベル 2		
耐震性能：耐震性能 2		
ひび割れ発生時	Pc (kN)	94.5
	δc (mm)	0.40
初降伏時	Py0 (kN)	273.1
	$\delta y0$ (mm)	6.08
降伏時	Py (kN)	295.8
	δy (mm)	6.58
終局時 (ST2)	Pu (kN)	295.8
	δu (mm)	32.88
塑性ヒンジ長	Lp (mm)	240.0

検討した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) じん性率および等価粘性減衰定数から、提案工法は耐震補強工法として効果的であるものと考えられる。
- (2) 提案工法で補強された橋脚躯体断面においても、平面保持の仮定が成り立つものと考えられる。
- (3) 提案工法によって補強された既存 RC 道路橋橋脚の耐震性は、道路橋示方書に基づいて評価できるものと考えられる。
- (4) 降伏点の高い SD490 を補強用軸方向鉄筋に用いる場合の基礎コンクリートへの定着長は 30 ϕ で十分であった。また、鉄筋端部に T 形ナットを用いる定着方法の場合、定着長は 20 ϕ で十分であった。なお、2 つの定着方法の違いによる補強効果への影響は見られなかった。

参考文献

- 1) 宮内克之, 秋田政人, 下枝博之, 黒石吉孝: 乾式吹付け工法を用いた RC 橋脚の曲げ耐力向上型補強, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.973-978, 2009.7
- 2) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.3
- 3) (社) 土木学会: 2007 年制定コンクリート標準示方書 [設計編], 2007
- 4) 宮内克之, 秋田政人, 下枝博之: 炭素繊維グリッドと乾式吹付け工法を用いた既存 RC 橋脚の曲げ耐力向上型補強, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1369-1374, 2010.7
- 5) (財) 海洋架橋・橋梁調査会: 既設橋梁の耐震補強工法事例集, 2005.4
- 6) 星隈順一ほか: 載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.877-888, 1998.3