

論文 補強用軸方向鉄筋 SD490 を壁際配置した既存 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

要旨: 補強用軸方向鉄筋に SD490 を使用した既存 RC 道路橋橋脚の曲げ耐力向上型補強において、定着長を短くし、なおかつ既存橋脚面に接触配置するために、補強用軸方向鉄筋の定着端部に T 形ナットを配置し、定着孔を斜め削孔する補強方法の有効性について検討した。斜め削孔した場合の定着特性に関する実験と、提案工法で補強した RC 柱試験体の正負交番繰返し載荷試験を実施した。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, 斜め削孔

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)の開発を行なってきた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。

また、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を確認したところである²⁾。

ところで、補強用軸方向鉄筋に降伏点の高い SD490 を使用した場合、普通強度の鉄筋 SD345 と比較して定着長が相当長くなり、施工性が極めて低下することが懸念される。この解決方法の一つとして、補強用軸方向鉄筋の定着端に T 形ナット (写真-1) を配置する方法が考えられる。しかし、T 形ナットにはフランジがあるため、補強用軸方向鉄筋を既存橋脚面に接して設置することが困難となることが予想される。このことへの対処法として、定着用の削孔を斜め削孔することが考えられる (図-1)。しかし、SD490 の定着用削孔を斜め削孔した場合の定着特性は十分に明らかにはなっていない。そこで、

定着端に T 形ナットを配置した SD490 について、定着孔を斜め削孔した場合に関して、定着効果の確認を行った。また、提案工法で補強された RC 柱試験体に関して正負交番繰返し載荷試験を実施し、既存 RC 道路橋橋脚の曲げ耐力向上型の補強方法としての提案工法の有効性を確認した。

さらに、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³⁾ (以下、道路橋示方書) 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。

2. 斜め削孔定着試験体の引抜き試験

2.1 実験計画

補強用軸方向鉄筋の定着端部に T 形ナットを配置し、定着長を 240 mm (15φ, φ: 鉄筋径) とした場合について、軸方向鉄筋定着用の削孔を斜め削孔 (後述の RC 試

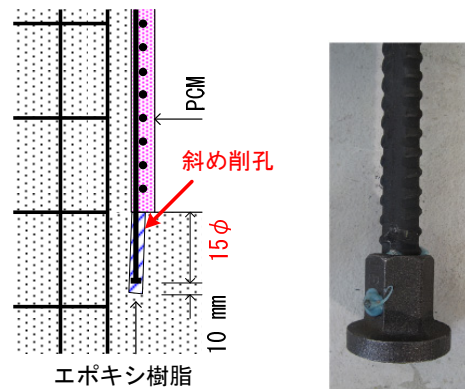


図-1 定着方法の概要 写真-1 定着用 T 形ナット

*1 福山大学 工学部 スマートシステム学科 教授 博士 (工学) (正会員)

*2 StoCretec Japan (株) 代表取締役

*3 三島産業 (株) 代表取締役

験体において、補強用軸方向鉄筋が既存柱面に接して配置されるよう、約 6.5%の傾斜で削孔している。) した場合に関して鉄筋の引抜き試験を行い、定着性能の確認を行った。

基礎部は 800 mm×800 mm 高さ 500 mm とし、基礎部のコンクリートには、大型 RC 試験体と同一配合のコンクリートを使用し、鉄筋は大型 RC 試験体と同一の D16 (SD490) とした。削孔径は 53 mm とし、定着用充填材にはエポキシ樹脂を使用した。また、試験体は 3 体準備した。図-2 に斜め削孔した場合の試験体の概要を示す。コンクリート表面からの深さ方向の鉄筋のひずみ分布を求めるために、コンクリート表面から 40, 80, 120, 160, 200 mm の相対する位置にひずみゲージを貼り付けた。実験時における基礎部コンクリートの圧縮強度は 40.8 N/mm² であった。

2.2 実験結果および考察

破壊形式は、3 体全ての試験体で鉄筋の破断であった。写真-2 に、実験終了後の定着部の破壊状況の一例を示す。実験終了時における定着部の状況は、以下の 3 種類の破壊形式がそれぞれ 1 体ずつであった。①定着用充填剤のエポキシ樹脂のみがコーン状に剥離し、基礎コンクリートにはほとんどコーン状剥離が生じない (写真-2 (a) 参照)。②基礎コンクリートにコーン状剥離が発生。③広い範囲にわたって基礎コンクリートにコーン状剥離が発生 (写真-2 (b) 参照)。

図-3 に、基礎コンクリートの上面から定着長方向の鉄筋のひずみ分布を示す。鉄筋の相対する位置にひずみゲージが貼り付けてあり、図-3 におけるひずみの値は、原則として 2 枚のひずみゲージの値の平均値で示してある。コンクリート表面 (深さ: 0 mm) の位置における鉄筋のひずみの値は、コンクリート表面から上方 70 mm の位置に貼付したひずみゲージの値である。

鉄筋の降伏以前には定着長全体の付着と T 形ナットによる機械的な支圧により引抜き荷重を負担していることがわかる。降伏直後 (図-3 中の◆印) には、深さが約 40 mm より浅い範囲でひずみの値が急増しており、鉄筋と樹脂との付着が切れ、約 40 mm よりも深い部分の付着力と T 形ナットによる機械的な支圧により、引抜き荷重に抵抗しているものと考えられる。さらに、引抜き荷重が最大値に達す直前 (図-3 中の*印) においても、深さが約 80~120 mm よりも深い範囲で付着力が有効に引抜き荷重に抵抗していることがわかる。

以上のことより、鉄筋の定着孔を斜め削孔した場合で、充填剤にエポキシ樹脂を使用した場合の定着長は、鉄筋径の 15 倍 (15φ) で十分であるものと考えられる。

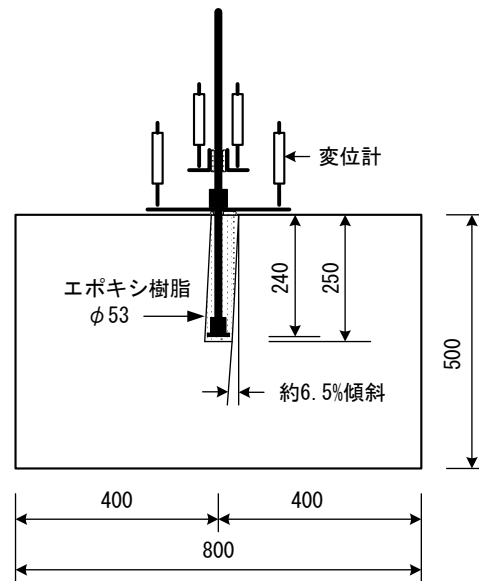
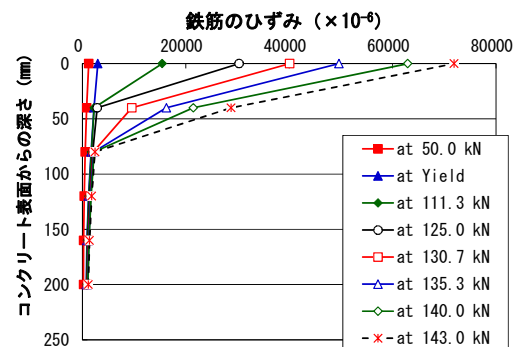


図-2 引抜き試験体の概要
(斜め削孔の場合、単位: mm)

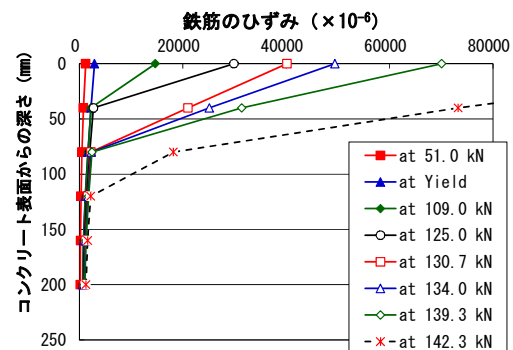


(a) 破壊形式① (b) 破壊形式③

写真-2 定着部の破壊状況 (斜め削孔の場合)



(a) 破壊形式①の試験体



(b) 破壊形式③の試験体

図-3 定着長方向の鉄筋のひずみ分布
(斜め削孔の場合)

表-1 実験計画

試験体	補強用軸方向鉄筋			補強用帯鉄筋	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		
	種類	定着長	定着形式				圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
N	—	—	—	—	—	37.9	—	—	—
TNS	D16 (SD490)	15φ	端部 T 形ナット	D13 (SD295A)	0.0057	43.7	67.1	5.71	26.9

3. 補強試験体の正負交番繰返し载荷試験

3.1 実験計画

実験計画および試験時における既設コンクリート、PCMの強度特性を表-1に、鋼材の力学的特性を表-2に示す。また、試験体の概要および補強の詳細を図-4に示す。

試験体 N は、既存の RC 道路橋橋脚を想定したものであり、材料強度の規格値を用いて、2007 年制定土木学会コンクリート標準示方書⁴⁾に基づいて算定したせん断曲げ耐力比は約 1.2 である。また、道路橋示方書に基づいて計算した結果は「曲げ破壊型」と判定される試験体である。

補強試験体 TNS は、試験体 N に対して引張圧縮面に D16(SD490)を 2 本、既設の躯体面に接して配置し、基礎コンクリートに定着したものである。定着用の削孔は斜め削孔とし、削孔径は T 形ナットのフランジ径+10 mm の 53 mm とした。定着用充填剤にはエポキシ樹脂を使用した。定着方法は、補強用軸方向鉄筋の端部に T 形ナットを有する定着方法とし、定着長は 15φ (240 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

表-2 鋼材の力学的特性

鋼材の種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
D16(SD345)	414	606	195
D13(SD295A)	355	532	201
D10(SD295A)	382	552	203
D16(SD490)	547	712	196

た。このときのせん断補強筋の量は、標準示方書⁴⁾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 のかぶり厚が最外縁の鉄筋径以上となるように、補強用帯鉄筋の径と同じ 13 mm を採用し、PCM の吹付け厚さは 42 mm とした。

3.2 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载荷点変位(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、便宜上载荷点変位と呼ぶ。) δy を基準として、±1 δy, ±2 δy, ±4 δy,

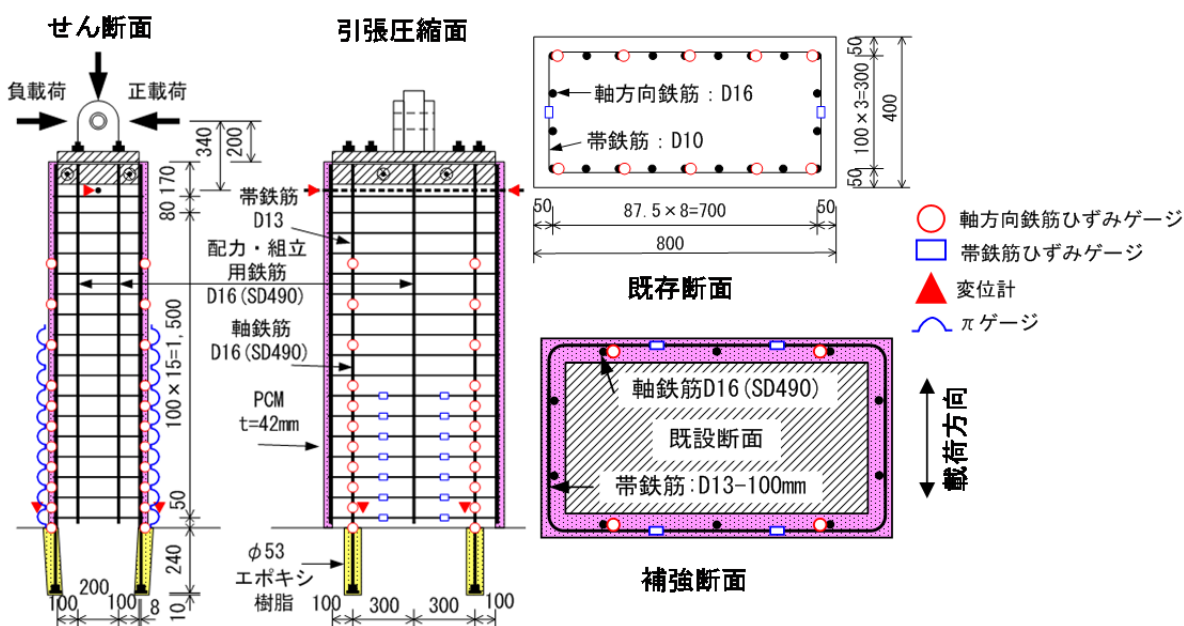


図-4 試験体の概要および補強の詳細 (単位: mm)

$\pm 6 \delta y$, $\pm 8 \delta y$, …と変位制御方式で正負交番繰返し
 載荷を行った。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 を載荷した。
 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。

3.2 破壊状況

図-5 に荷重～変位関係を示す。なお、図中の数字は
 繰返し載荷変位 ($\times \delta y$) を表す。写真-3 に実験終了後
 における試験体 TNS の柱脚部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 5) 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

$\pm 6 \delta y$ の載荷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 回目載荷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：TNS：斜め削孔 T 形ナット定着

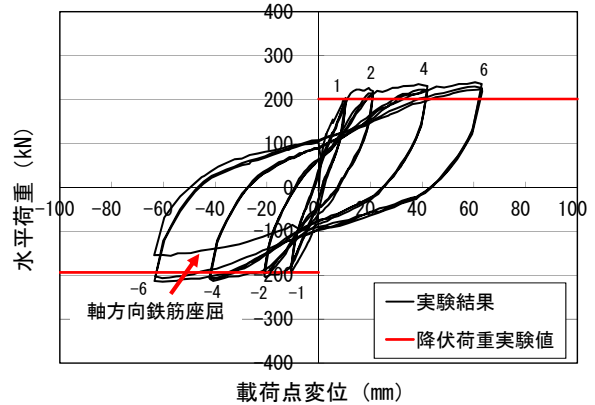
$\pm 2 \delta y$ の載荷時になると、基礎から 1,200 mm の範囲
 で約 200 mm 間隔で曲げひび割れが発生した。 $\pm 6 \delta y$ の
 載荷時になると、補強用軸方向鉄筋の伸びが大きくなり、
 躯体基部における曲げひび割れの幅が著しくなった。

$-8 \delta y$ の 1 回目載荷以降、圧縮側の基礎から約 200 mm
 の範囲で PCM のはらみ出しが確認できるようになった。
 この段階で補強用軸方向鉄筋が座屈を開始したものと推
 察される。 $-10 \delta y$ の 1 回目載荷時になると基礎から約
 650 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。

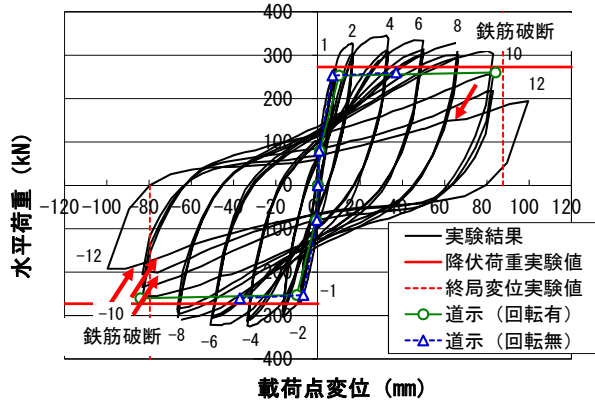
$-10 \delta y$ の 3 回目の載荷時に、引張側の補強用軸方向
 鉄筋 1 本が破断した。その後、 $+12 \delta y$ の 1 回目載荷時
 に 1 本、 $-12 \delta y$ の 1 回目載荷時に残り 2 本の補強用軸
 方向鉄筋が破断した。鉄筋 SD345 で補強した場合と比較
 して、SD490 を使用した場合、座屈から破断に至るまで

の過程が多少早く感じられる。これは、SD490 の伸び率
 が SD345 と比較して多少小さいことが影響している可能
 性がある。

実験終了後の目視では、初引張側、初圧縮側ともに基
 礎から 250 mm (基礎から 3 段目) までの帯鉄筋で、大き
 なはらみ出しが確認された。補強用軸方向鉄筋の座屈長
 は 200 mm 程度であった。また、既存軸方向鉄筋の座屈
 も確認された。さらに、打音検査では基礎から約 650 mm
 の範囲でかぶり PCM の浮きまたは剥落が確認された。

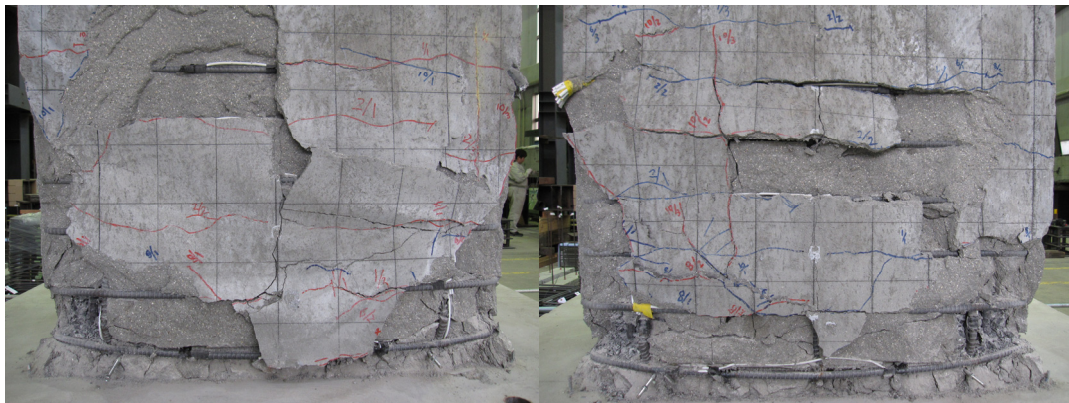


(a) N



(b) TNS

図-5 荷重～変位関係



(a) 初引張面基部

(b) 初圧縮面基部

写真-3 破壊の様子 (実験終了後：TNS)

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エポキシ樹脂の基礎からの抜出しは観察されなかった。

3.3 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-6 に試験体 TNS の等価粘性減衰定数の推移を示す。

試験体 TNS においては、 $8\delta_y$ 辺りから徐々に荷重が低下したが、じん性率は 10 以上の値を示した。また、等価粘性減衰定数は大変形域においても 0.25 を上回る値を示し、繰返し载荷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。

3.4 軸方向鉄筋のひずみ分布

図-7 に、初引張側に配置された補強用軸方向鉄筋 SD490 の、各载荷変位 1 回目正载荷時におけるひずみの躯体部高さ方向の分布を示す。補強用軸方向鉄筋は片側 2 本アンカー筋として基礎コンクリートに定着されている。図-7 において、「front」は前側の補強用軸方向鉄筋に、また「back」は後ろ側の補強用軸方向鉄筋に貼られたひずみゲージのひずみ値であることを示す。

$2\delta_y$ 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おり、躯体基部で塑性化が進行し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 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。この範囲は、実験終了後の打音検査で、PCM の浮きまたは剥離が確認された範囲約 650 mm とほぼ同じ範囲であった。

図-8 に、曲げひび割れ発生時、初降伏時および $+2\delta_y$ 時の躯体基部断面内 ($+2\delta_y$ 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-8 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。 $+2\delta_y$ 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られ、補強設計においては、新設の鉄筋コンクリート構造物を設計する際に適用される一般的な曲げ理論が適用可能であるものと考えられる。

表-3 実験結果一覧表

試験体	降伏荷重 P_y (kN)	降伏変位 δ_y (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
TNS	273	8.3	336	84.6	10.2

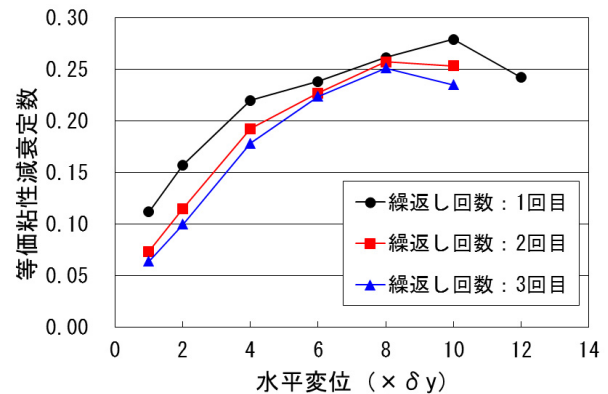


図-6 等価粘性減衰定数の推移：TNS

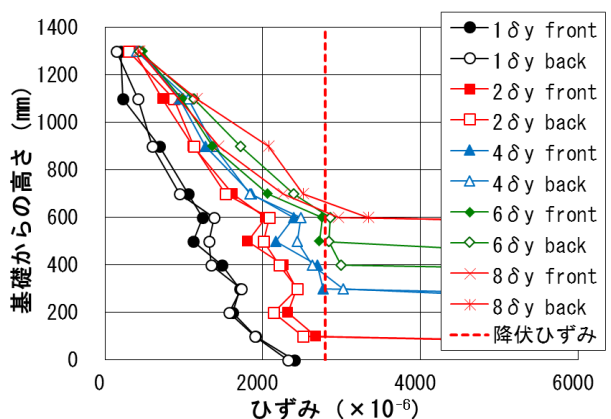


図-7 補強用軸方向鉄筋のひずみの推移

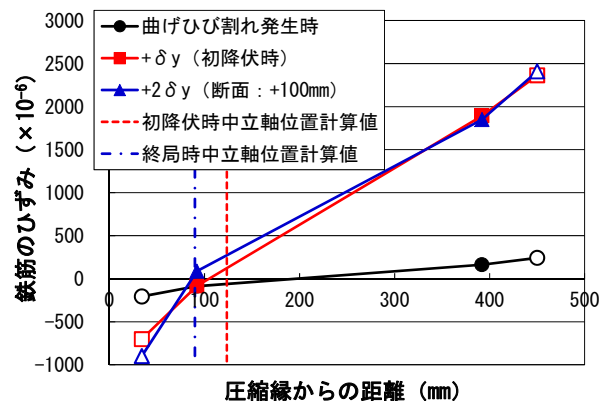


図-8 躯体基部断面内ひずみの分布

3.5 道路橋示方書に基づいた補強効果の検討

試験体 TNS 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。補強試験体の塑性ヒンジ長 L_p に関しては、文献 6) において、一般に RC 巻き立てによる補強の場合、新設橋脚の場合と比較して、塑性ヒンジ長が短くなるということが知られているとして、道路橋示方書による計算値に 0.8 を掛けている。本論文においても、これを参考として、道路橋示方書による計算値に 0.8 を掛けている。このようにして算定した塑性ヒンジ長 240 mm は、目視により確認された補強用軸方向鉄筋の座屈長 (200 mm 程度) から推察される塑性ヒンジ長とよく一致している。

前出の図-5 (b) 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拔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⁷⁾。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、鉄筋等の拔出しに伴う剛体回転による変位成分を計算値 (表-4 の値) に加算した結果についても示している。試験体 TNS の負荷荷側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

補強用軸方向鉄筋に SD490 を使用した既存 RC 道路橋橋脚の曲げ耐力向上型補強において、定着長を短くし、なおかつ既存橋脚面に接触配置するために、補強用軸方向鉄筋の定着端部に T 形ナットを配置し、定着孔を斜め削孔する補強方法の有効性をについて検討した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 鉄筋 SD490 の定着孔を斜め削孔した場合で、充填剤にエポキシ樹脂を使用した場合の定着長は、鉄筋径の 15 倍 (15 ϕ) で十分であった。
- (2) 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。
- (3) 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。したがって、提案工法によって補強された既存 RC 道路橋橋脚

表-4 道路橋示方書に基づく計算結果：試験体 TNS

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)	79.9
	δ_c (mm)	0.522
初降伏時	Py0 (kN)	253.0
	δ_{y0} (mm)	6.883
降伏時	Py (kN)	253.0
	δ_y (mm)	7.082
終局時 (ST2)	Pu (kN)	260.3
	δ_u (mm)	36.945
塑性ヒンジ長	Lp (mm)	240

の補強設計においては、新設の鉄筋コンクリート構造物を設計する際に適用される一般的な曲げ理論が適用可能である。

- (4) 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耐震補強の設計計算を行えば、安全側で評価できるものと考えられる。

謝辞 本研究で使用した鉄筋 SD490 および T 形ナットは東京鐵鋼 (株) 後藤隆臣氏よりご提供いただきました。ここに記して感謝の意を表します。

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) 宮内克之, 下枝博之, 三島弘敬, 後藤隆臣: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1351-1356, 2013.7
- 3) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.3
- 4) (社) 土木学会: 2007 年制定コンクリート標準示方書 [設計編], 2007
- 5) 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
- 6) (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
- 7) 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