

論文 乾式吹付け工法を用いた RC 橋脚の曲げ耐力向上型補強

宮内 克之*1・秋田 政人*2・下枝 博之*3・黒石 吉孝*4

要旨: 補強筋として軸方向鉄筋および帯鉄筋を配置し、特殊ポリマーセメントモルタルを乾式で吹き付ける補強方法が、道路橋橋脚を想定した曲げ耐力向上型の補強工法として適用可能かどうかを、断面寸法 600 mm×600 mm の RC 柱試験体について、正負交番繰返し載荷試験を行い検討した。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工法として、極めて効果的であることが確認された。

キーワード: 耐震補強, 曲げ補強, 補強, 乾式吹付け

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、コンクリート巻き立て工法、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¹⁾。道路橋橋脚の多くが水環境に立地していること、さらに海岸に近い地域にも多く存在することを考慮すると、耐久性の良いポリマーセメントモルタルの乾式吹付け工法を使用した補強方法が効果的と思われる。また、河川内橋脚のように河積阻害率が問題となるような場合では、ポリマーセメントモルタルの乾式吹付け工法を用いることにより、耐久性の面から補強による断面増し厚量を小さくできる利点がある。さらに、乾式吹付け工法を用いることにより、小回りが利くなど施工性が良好なため工期を大幅に短縮することが可能である。

本論文は、断面寸法 600 mm×600 mm の RC 柱に補強筋として軸方向鉄筋および帯鉄筋を配置し、特殊ポリマーセメントモルタル (以下、PCM) を乾式で吹き付けた試験体に対して、正負交番繰返し載荷試験を行い、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提案工

法の有効性について論じたものである。

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 に示す。また、試験体の概要を図-1 に示す。試験体 N1, N2 に関しては別途実験を実施している。これらの試験体の詳細に関しては、文献 2) を参照のこと。

試験体 S1 は、提案工法の有効性を検討するためのものであり、試験体 N1 に対して軸方向鉄筋として一側面あたり D16(SD345) を 3 本、既設の柱面から 50 mm (鉄筋中心位置) 離して配置し、その内の 2 本をアンカー筋として基礎コンクリートに定着している。定着にはエポキシ樹脂を使用し、削孔径 28 mm (アンカー筋の径+12 mm)、定着長 320 mm (20φ, φ: アンカー筋の径) とした。補強の対象となる試験体 N1 は、せん断補強筋が十分でない橋脚を想定したもので、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編³⁾ (以下、道路橋示方書) に基づいて計算した結

表-1 実験計画

試験体	既設帯鉄筋	軸方向鉄筋 アンカー筋	せん断 補強筋	柱脚部 横拘束筋 拘束筋量	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)	備考
N1	φ 9-150 mm	—	—	—	27.8	—	別途実施
N2	D13-75 mm	—	—	—	38.3	—	別途実施
S1	φ 9-150 mm	D16-3 本 定着 2 本	D16-100 mm	D16-75 mm ρ s=0.014	28.3	79.3	N1 を曲げ補強 PCM : t=94 mm
S2	D13-75 mm	D16-3 本 定着 2 本	D13-150 mm	D16-75 mm ρ s=0.016			N2 を曲げ補強 PCM : t=62 mm

* 圧縮強度は、いずれも現場養生試験体による柱試験体実験時材齢における値である。

* コンクリートには、呼び強度「24」のレディーミクストコンクリートを使用。

* PCM : 柱試験体実験時材齢における弾性係数 33.8 kN/mm², 付着強度 (材料規格値) 2.2 N/mm²

*1 福山大学 工学部 建築・建設学科 教授 博士 (工学) (正会員)

*2 アキタ建設 (株) 代表取締役

*3 (株) クリテック・ジャパン 代表取締役

*4 日本土建 (株) 土木部次長

果は「せん断破壊型」と判定される試験体である。

試験体 S2 は、提案工法での実施工において、断面の増し厚量をより少なくするために、補強用の軸方向鉄筋を既存橋脚面に近接して設置する場合を想定した試験体である。補強の対象は試験体 N2 である。軸方向鉄筋定着用の削孔は、実施工を考慮して削孔径 82 mm とし、軸方向鉄筋は既設の柱面から 18 mm (鉄筋中心位置) 離して定着用の孔に偏心配置している。定着には無収縮モルタル (S2 試験体実験時材齢の圧縮強度 52.8 N/mm²) を使用した。試験体 N2 は、道路橋示方書によると「曲げ破壊型」と判定される試験体である。

試験体 S1, S2 ともに、せん断補強筋は、2002 年制定土木学会コンクリート標準示方書⁴⁾ (以下、標準示方書) に基づいて計算された、せん断曲げ耐力比が 1.7 程度となるように配置した。また、柱基部から 600 mm (1.0D, D: 柱断面の高さ) の範囲

には、じん性を向上させる目的で横拘束筋として D16(SD345)を 75 mm 間隔で配置した。PCM の吹付け厚さは、かぶり厚 20 mm を考慮し、試験体 S1, S2 で、それぞれ 94, 62 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。既存断面の最外縁軸方向鉄筋が降伏ひずみに達したときの載荷点変位 (実際には、柱基部から 1,460 mm の位置における水平変位。以後、便宜

表-2 鋼材の力学的特性

	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	備考
D25:SD295A	398	589	200	N1, N2 用軸方向鉄筋
	375	557	194	S1, S2 用軸方向鉄筋
φ9:SR235	324	443	192	N, S1 用帯鉄筋
D13:SD295A	343	495	195	N2 用帯鉄筋
	341	513	186	S2 用帯鉄筋
D13:SD345	364	528	—	補強用帯鉄筋
D16:SD345	369	539	195	補強用軸方向鉄筋 補強用帯鉄筋, 拘束筋

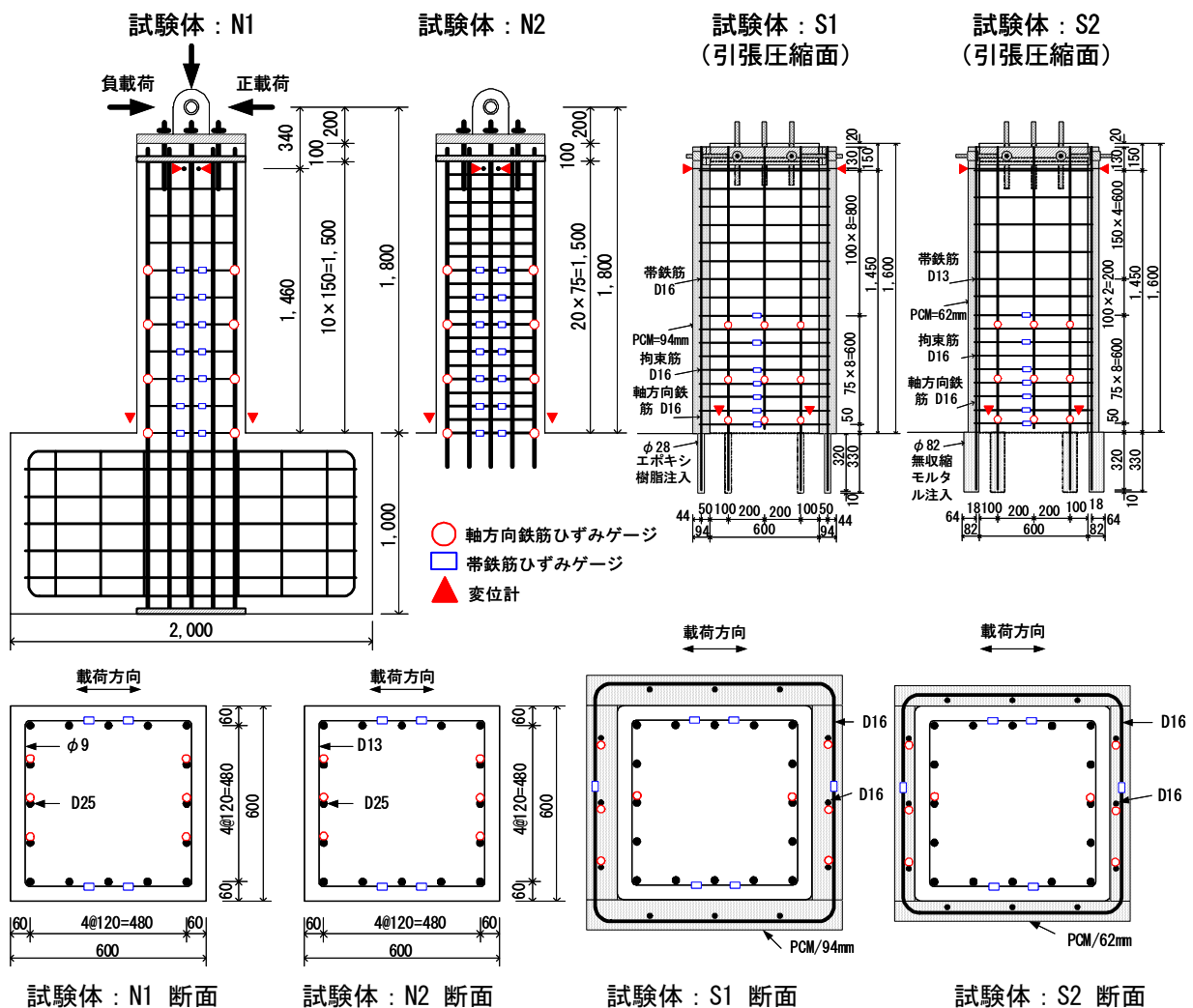


図-1 試験体の概要

上載荷点変位と呼ぶ。) δy を基準として, $\pm 1 \delta y, \pm 2 \delta y, \pm 4 \delta y, \pm 6 \delta y, \pm 8 \delta y, \dots$ と変位制御方式で正負交番繰返し载荷を行った。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 720 kN を载荷した。軸方向応力度は, 既存断面に対して $\sigma = 2.0 \text{ N/mm}^2$ に相当する。

3. 実験結果および考察

3.1 破壊状況

実験により得られた荷重～変位関係を図-2に, 実験結果の一覧を表-3に示す。また, 実験終了後における試験体の破壊状況を写真-1に示す。

(1) 試験体 N1, N2

試験体 N1 は, $\pm 1 \delta y$ の 1 回目の载荷時に X 形のせん断ひび割れが発生した。 $+3 \delta y$ の 1 回目の载荷途中で, せん断ひび割れの幅が大きく拡大し, せん断破壊した。

試験体 N2 は, $\pm 7 \delta y$ での载荷時には, 帯鉄筋のはらみ出しとともに, 圧縮側軸方向鉄筋の座屈が観察されるようになった。 $\pm 8 \delta y$ になると軸方向鉄筋の座屈が更に顕著となった。破壊形式は典型的な柱基部での曲げ破壊であった。

なお, 試験体 N1, N2 の破壊状況等に関しては文献 2) を参照のこと。

(2) 試験体 S1

$\pm 1 \delta y$ の 1 回目载荷時に, 柱脚部から約 1,000 mm の範囲に, 約 200 mm の間隔で曲げひび割れが発生した。その後 $\pm 2 \delta y$ での载荷終了時まで目だった変化は生じなかった。

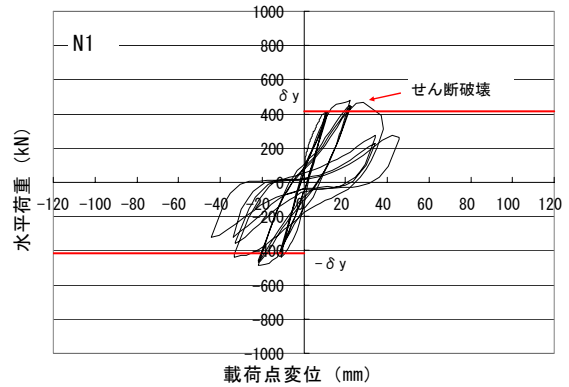
$\pm 4 \delta y$ での载荷時になると, 柱脚部付近に曲げひび割れが集中するようになり, 柱脚部の曲げひび割れ幅が拡大した。 $\pm 6 \delta y \sim \pm 8 \delta y$ での载荷になると, せん断ひび割れが顕著になるとともに, 柱脚部の曲げひび割れ幅が益々拡大した。また, アンカー筋抜出しに伴う基礎コンクリートのひび割れが顕著になった。

$\pm 12 \delta y$ の 1 回目载荷時には, アンカー筋の破断が目視により確認できた。実際の破断時期は, これよりも以前と考えられる。図-2(c)に示す荷重～変位関係における荷重の低下状況から, 正側では $+12 \delta y$ の 1 回目, 負側では $-10 \delta y$ の 1 回目载荷時にアンカー筋が破断したものと考えられる。

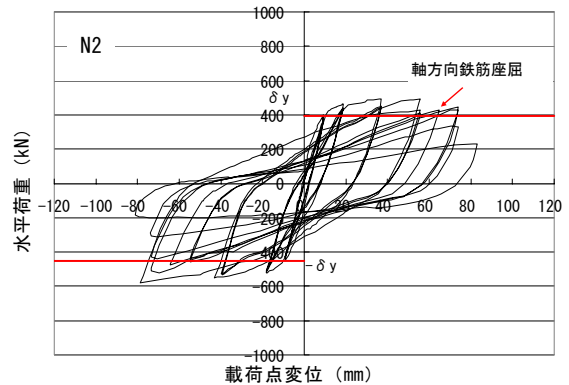
実験終了後の確認によると, 下から 4 段 (300 mm の範囲) の横拘束筋ではらみ出しが見られ, この範囲で PCM の剥落が顕著であった。

(3) 試験体 S2

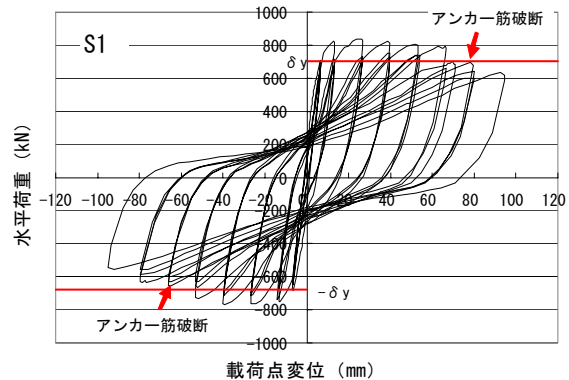
$\pm 1 \delta y$ の 1 回目载荷時には, 柱脚部のみ曲げひび割れが発生した。その後 $\pm 1 \delta y$ の 2, 3 回目载荷時には, 柱脚部以外にも曲げひび割れが発生した。 $\pm 2 \delta y$ での载荷に



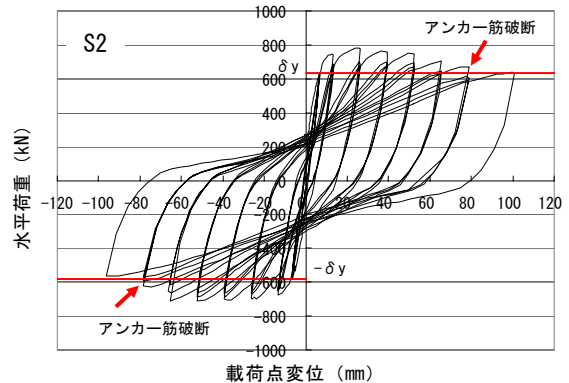
(a) 試験体 N1



(b) 試験体 N2



(c) 試験体 S1



(d) 試験体 S2

図-2 荷重～変位関係

なると、全体的に曲げひび割れが数本発生し、曲げひび割れの一部はせん断ひび割れへと発展した。その後 $\pm 2\delta y$ での載荷終了時まで目だった変化は生じなかった。

$\pm 4\delta y$ の載荷時になると、柱脚部付近に曲げひび割れが集中するようになり、柱脚部の曲げひび割れ幅が拡大した。また、せん断ひび割れが進展し始めた。 $\pm 6\delta y$ での載荷になると、せん断ひび割れが顕著になるとともに、アンカー筋周囲の基礎コンクリートにひび割れが発生した。 $\pm 8\delta y$ の1回目の載荷時には、柱脚部および柱下端から約150 mmの位置における曲げひび割れ幅が益々拡大した。しかし、新たなせん断ひび割れの発生もほとんどなく、せん断ひび割れ幅の拡大も観察されなかった。

$\pm 10\delta y$ の載荷になると圧縮側PCMのはらみ出しが観察されるようになり、 $+12\delta y$ の1回目載荷時には、圧

縮側下200 mmの範囲でPCMのはらみ出しが顕著になり、PCMが剥落した。 $-12\delta y$ の1回目載荷時には、アンカー筋の破断と思われる音が確認されたが、目視による確認には至らなかった。しかし、荷重～変位関係において、 $-12\delta y$ の1回目載荷時に荷重が急激に低下していることを考えると、この時点でアンカー筋の一部あるいは2本とも破断した可能性が強いものと考えられる。 $\pm 12\delta y$ の2回目載荷時には、左右両面のアンカー筋全ての破断が目視により確認できた。

実験終了後の確認によると、基礎から400 mm程度の範囲でPCMが剥落し、特に基礎から300 mm程度の範囲でPCMの剥落が顕著であった。

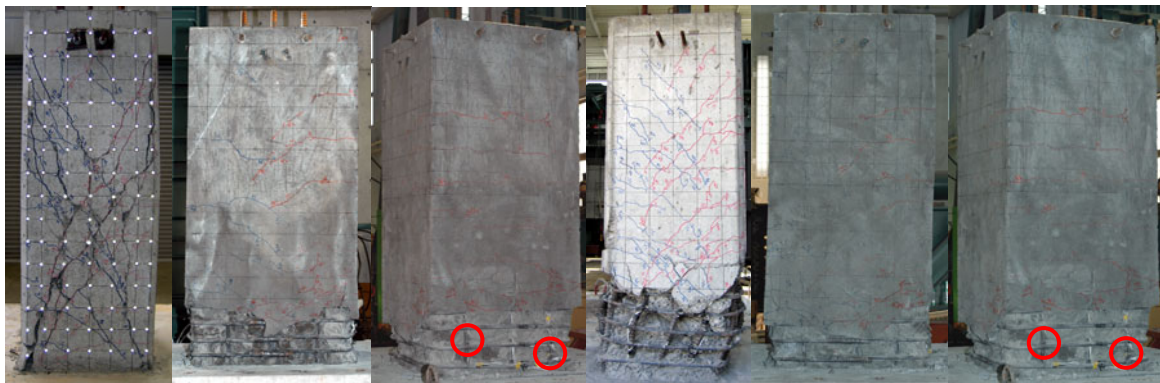
3.2 じん性率による補強効果の検討

試験体N1とS1および試験体N2とS2との荷重～変位

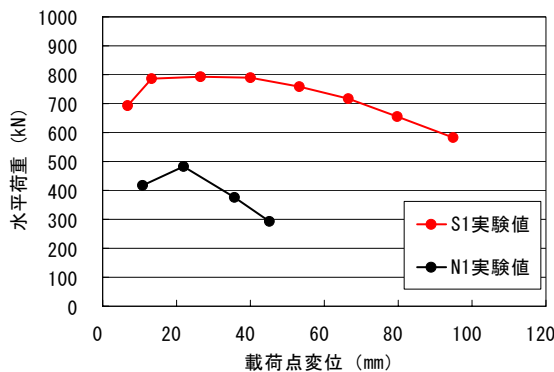
表-3 実験結果一覧表

試験体	降伏荷重 P_y (kN)	降伏変位 δ_y (mm)	最大荷重 P_{max} (kN)	最大荷重時変位 (mm)	終局変位 δ_u (mm)	じん性率 μ
N1	417	10.8	483	21.9	30.4	2.8
N2	423	9.2	522	40.1	75.1	8.2
S1	692 (1.66)	6.7	803 (1.66)	32.6	69.1	10.4 (3.71)
S2	607 (1.43)	6.6	746 (1.43)	39.2	93.4	14.2 (1.73)

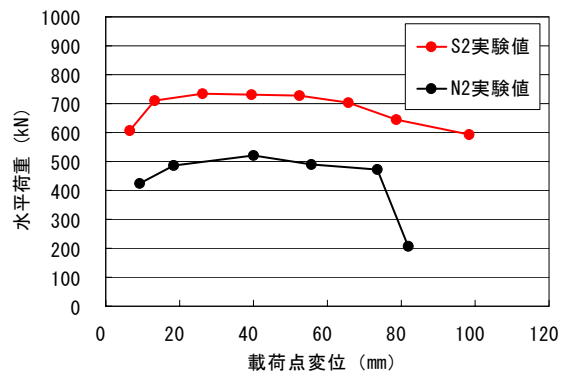
*()の値は、S1/N1, S2/N2を表す。



N1 : せん断面 S1 : せん断面 S1 : 引張圧縮面 N2 : せん断面 S2 : せん断面 S2 : 引張圧縮面
写真-1 破壊の様子 (○ : アンカー筋破断位置)



(a) N1とS1の比較



(b) N2とS2の比較

図-3 荷重～変位関係の比較 (包絡線)

関係の包絡線の比較を図-3に示す。包絡線は正負荷荷の平均値で示してある。また、表-3において終局変位は、荷重～変位曲線の包絡線において、荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位とした。

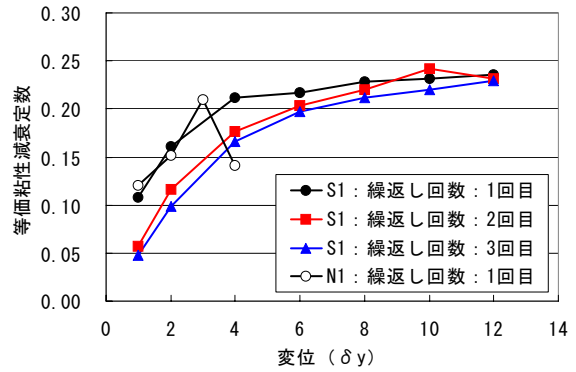
提案工法により補強した試験体 S1 は、補強前の試験体 N1 と比較して、曲げ耐力が約 1.6 倍に向上しており、提案工法により曲げ耐力向上型の補強を施したことの効果が現れている。また、試験体 N1 は $3\delta y$ での繰返し荷荷になるとせん断破壊によって荷重が大きく低下し、極めてじん性に乏しい。これに対して、試験体 S1 は、 $\pm 10\delta y$ での繰返し荷荷においても水平荷重は降伏時の荷重を上回っており、じん性率が補強前に比較して約 3.7 倍 ($\mu=10.4$) となり、大きくじん性が向上した。

実施工を考慮して、大きめに削孔した孔内にアンカー筋を偏心配置し、提案工法により補強した試験体 S2 は、補強前の試験体 N2 に比較して、曲げ耐力が約 1.4 倍に向上した。また、試験体 N2 は $8\delta y$ を過ぎると荷重が大きく低下したが、試験体 S2 は、 $\pm 14\delta y$ での繰返し荷荷においても水平荷重は降伏時の荷重をほぼ維持した。じん性率は補強前に比較して約 1.7 倍 ($\mu=14.2$) となり、非常にじん性が向上したことがわかる。このことより、提案工法による実施工においては、アンカー筋を定着孔に偏心配置する方法によって曲げ耐力向上型の補強を行なっても、所要の補強効果が得られることが確認できた。

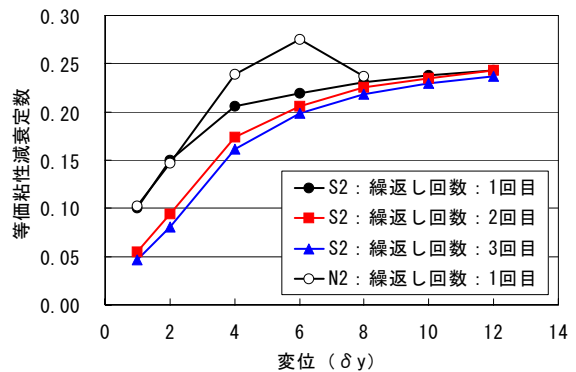
3.3 等価粘性減衰定数による補強効果の検討

図-4 は、補強前後の試験体 N1 と S1 および試験体 N2 と S2 との等価粘性減衰定数の比較を示したものである。また、補強試験体 S1, S2 の各変位での繰返し回数ごとの等価粘性減衰定数の推移を併せて示す。

提案工法により補強した試験体 S1, S2 の場合、 $\pm 12\delta y$ での繰返し荷荷においても等価粘性減衰定数の値は 0.24 程度を維持しており、非常に耐震性に優れていることがわかる。また、大変形での繰返しにおいても、繰返し回数の増加に伴う等価粘性減衰定数の減少がほとんど見られず、提案工法によって補強することにより、非常に安



(a) 試験体 S1



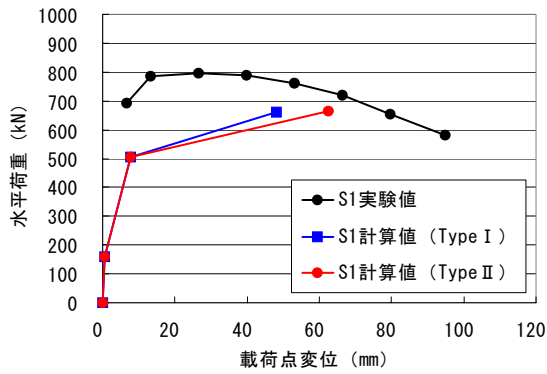
(b) 試験体 S2

図-4 等価粘性減衰定数の比較

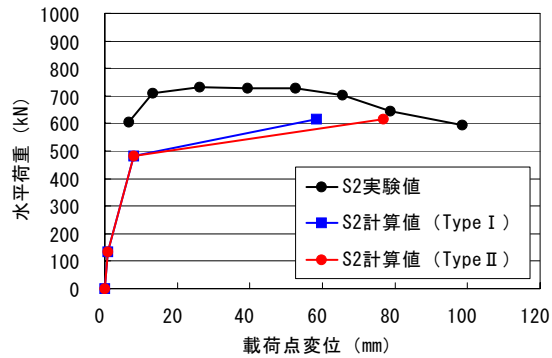
表-4 道路橋示方書に基づく計算結果 (耐震性能 2)

地震動のタイプ		Type_I				Type_II			
試験体		N1	N2	S1	S2	N1	N2	S1	S2
ひび割れ発生時	Pc	95.9	105.9	159.2	135.3	95.9	105.9	159.2	135.3
	δc	0.56	0.53	0.31	0.36	0.56	0.53	0.31	0.36
初降伏時	Py0	417.5	426.9	506.3	481.4	417.5	426.9	506.3	481.4
	$\delta y0$	5.73	5.42	3.84	4.42	5.73	5.42	3.84	4.42
降伏時	Py	450.8	468.7	661.9	615.8	450.0	470.2	663.9	615.8
	δy	6.19	5.95	5.02	5.65	6.17	5.97	5.03	5.65
終局時	Pu	450.8	468.7	661.9	615.8	450.0	470.2	663.9	615.8
	δu	12.52	20.79	15.76	19.22	16.38	34.35	30.23	37.70
塑性ヒンジ長	Lp	300	300	225	230	300	300	225	230
せん断耐力	Ps(Ps0)	304.0	660.8	1134.1	1067.1	304.0	700.0	1182.2	1106.2
破壊形式	—	Ps0<Pu せん断破壊型	Ps>Pu 曲げ破壊型	Ps>Pu 曲げ破壊型	Ps>Pu 曲げ破壊型	Ps0<Pu せん断破壊型	Ps>Pu 曲げ破壊型	Ps>Pu 曲げ破壊型	Ps>Pu 曲げ破壊型
地震時保有水平耐力	Pa	304.0	468.7	661.9	615.8	304.0	470.2	664.4	615.8
許容塑性率	μa	1.00	1.83	1.71	1.80	1.00	4.17	4.34	4.78

*単位：Pc, Py0, Py, Pu, Ps(Ps0), Pa : kN $\delta c, \delta y0, \delta y, Lp$: mm



(a) 試験体 S1



(b) 試験体 S2

図-5 道路橋示方書による計算値と実験値との比較

定した耐震性を付与できていることがわかる。

3.4 道路橋示方書に基づいた補強効果の検討

レベル2地震動(耐震性能2)に関して、道路橋示方書に基づいて計算した結果を表-4に示す。計算にあたって材料強度等は規格値ではなく、表-1, 2に示す実際の値を用いている。また、PCMの応力~ひずみ関係等が定量化されていないことから、PCMによる断面増の部分は、既設コンクリートの特性で置き換えている。補強試験体S1, S2における初降伏時は、最外縁の軸方向鉄筋(補強試験体では補強用アンカー筋)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⁾。

提案工法によって補強された試験体の破壊形式は「曲げ破壊型」となっており、地震時保有水平耐力および許容塑性率も向上していることがわかる。また、実験においてPCMの剥落が顕著であった区間の長さは、表-4に示す塑性ヒンジ長の計算値よりも多少大きい値となり、道路橋示方書による計算値とほぼ等しかった。

図-5に補強試験体S1, S2に関して実験結果と計算結果との比較を示す。実験試験体の場合には、軸方向鉄筋およびアンカー筋の基礎からの拔出しに伴う柱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100mmの位置と、基礎との間で計測した相対変位から求めた、拔出しに伴う変位成分を計算値に加算して比較している。実験結果は計算値よりも安全側に位置しており、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耐震設計計算を行えば、安全側で評価できるものと考えられる。

4. まとめ

補強筋として軸方向鉄筋および帯鉄筋を配置し、特殊

ポリマーセメントモルタルを乾式で吹き付ける補強方法が、道路橋橋脚を想定した曲げ耐力向上型の補強工法として適用可能かどうかを検討した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 提案工法によって曲げ耐力向上型の補強を施した試験体は、補強前の試験体と比較して、曲げ耐力およびじん性が大きく向上した。また、大変形での繰返し載荷においても等価粘性減衰定数の値は低下することではなく、非常に優れた耐震性を示した。
- (2) 提案工法による実施工においては、アンカー筋を定着孔に偏心配置する方法によって曲げ耐力向上型の補強を行なっても、所要の補強効果が得られる。
- (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V耐震設計編に基づいて耐震設計計算を行えば、安全側で評価できる。

参考文献

- 1) (社)日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の震災復旧・耐震補強技術と事例，1998.8
- 2) 宮内克之，清水健蔵：乾式吹付けと炭素繊維グリッドを併用した補強方法の耐震補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.1597-1602，2007.7
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.3
- 4) (社)土木学会：2002年制定コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，2002
- 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