報文

震災を受けた道路橋の応急復旧工法の提案と振動台加震実験による性能検証

堺　淳一* 運上茂樹**

1. はじめに

地震後の被災調査・被災診断、応急復旧や本復旧工法の選定に関しては、兵庫県南部地震を含む過去の震災経験を反映した道路震災対策便覧（震災復旧編）[1] が活用されているところである。一方、平成16年10月に発生した新潟県中越地震では、橋梁構造物の被災発見後、被災診断、復旧工法の選定、復旧工事の実施に約1週間を要し、この間通行止めを余儀なくされるという事例が見られ、機能回復に要する時間短縮の重要性が再認識された[1), 2)]。また、本震発生後1週間程度の間に規模の大きな余震が頻発したため、応急復旧作業を中断せざるを得ない状況がたびたび生じた。このため、被災発見後に構造物の余震に対する安全性を適切に考慮して速やかに被災診断を行う手法の構築とともに、即効性のある工法により迅速かつ合理的に橋梁構造物の機能回復を図るための応急復旧技術の開発が必要とされている。

こうした背景から、本研究では柱基部で曲げ破壊する鉄筋コンクリート（RC）橋脚を対象として、被災後の余震の影響を調べるとともに、即効性のある応急復旧工法を提案し、その効果を検証するための振動台加震実験を行った。

2. 橋脚模型と実験セットアップ

実験は、表-1、図-1に示すような基部で曲げ破壊する円形断面RC橋脚模型3体を対象として実施した。断面の直径は0.6mである。模型は、昭和55年より前の設計基準によって設計された橋脚を想定しており、帯鉄筋は重ね継手により定着している。表-2に各模型に使用された材料の機械的特性を示す。

模型Aに対しては、余震に対するRC橋脚の耐震性能評価のための実験を行った。模型Bに対しては、兵庫県南部地震の被害を再現するための実験が行われた[3)]。模型Cは、段落し部に対する応急復旧効果実験の後に段落し部を補修・補強し、再実験により柱基部で曲げ損傷を生じさせた模型である。

実験セットアップとしては、写真-1に示すようにおもりを上載した橋脚模型を振動台上にセットし、加震により慣性力を作用させた。ここで、写真-1に示すようにX、Y方向を定義した。

入力地震動には、いずれの模型に対しても兵庫県南部地震においてJR鷹取駅で観測された記録[4)]を用いたが、模型A、Bに対しては水平2方向＋上下方向の3方向加震としたのに対し、模型Cに対しては水平1方向＋上下方向の2方向加震とした。最大加震振幅は、模型A、B、Cに対してそれぞれJR鷹取駅記録の60%、80%、120%である。また、時間軸は相似則により、模型A、B、Cに対して50%、60%、50%に圧縮した。

以上のように、3体の配筋、セットアップ、加震条件は異なるが、写真-2、3 (b)に示すように、加震後の柱基部の曲げ破壊による損傷は同程度であり、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈が生じた。

3. 余震に対する耐震性能評価実験

表-3は、模型Aに対して、本震と同強度の余震が発生することを想定して加震実験を行った結果である。応答変位の増大につれて残留変位が生じたが、ここでは最大振幅を比較するために、前回の加震の残留変位値を基準として、その値からの振幅を最大応答として示している。また、三次元加震のため、表には原点からの距離も示している。表-3には、ホワイトノイズテストの結果から求めた橋脚模型の固有周期の変化も示している。

写真-3には、余震による損傷の進展の例として振幅60%加震における損傷を示す。図-2は振幅50%、60%加震における水平力～水平変位の履歴を示した結果である。ここには、本震を想定した加震と余震を想定した加震を比較した結果を示す。

10%加震後には目視による観察ではひびわれ等は確認されなかった。この後、20%加震において

Shake Table Test for Development of Quick Repair Method for Seismic Damage of Reinforced Concrete Bridge Columns

表-1　実験対象とした橋脚模型

	模型A	模型B	模型C
セットアップ	1本柱形式	桁＋支承形式	桁＋支承形式
断面	ϕ600 mm	ϕ600 mm	ϕ600 mm
慣性力載荷点高さ（括弧内はTR方向）	3 m （3 m）	2.5 m （3.65 m）	2.675 m （3.811 m）
上部構造慣性質量（括弧内はTR方向）	27 ton (27 ton)	37.8 ton (26.6 ton)	36.4 ton (25.5 ton)
柱基部軸応力	0.99 N/mm^2	1.04 N/mm^2	1.01 N/mm^2
軸方向鉄筋比（鉄筋径：本数）	1.01% （D10：40本）	2.02% （D10：80本）	2.42% （D10：96本）
帯鉄筋比（鉄筋径：間隔）	0.33% (D6:75 mm)	0.21% (D3:50 mm *)	0.49% (D6:100 mm)
曲げ耐力（LG方向の場合）	95 kN	184 kN	215 kN
初期固有周期（括弧内はTR方向）	0.28秒 （0.27秒）	0.25秒 （0.38秒）	0.28秒 （0.39秒）
相似率	4	3	4
損傷させる実験の入力地震動の振幅	10%, 20%, 30%, 50%, 60%	10%, 80%	10%, 50%, 80%, 120%
修復効果確認実験の入力地震動の振幅	10%, 50%, 60%	10%, 55%, 80%	10%, 80%, 120%

*) 模型Bの帯鉄筋は，柱基部において外側帯鉄筋が50 mm間隔，中側，内側帯鉄筋は100 mm間隔である。

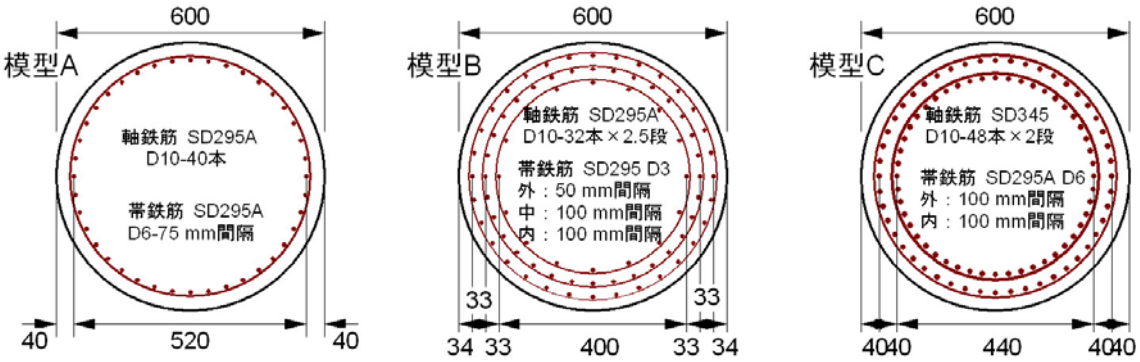
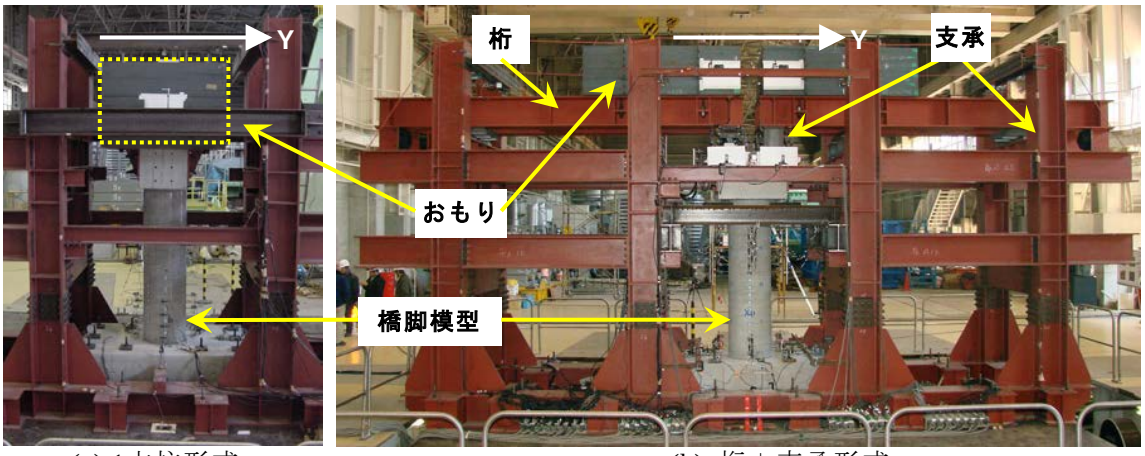


図-1　実験対象とした橋脚模型の柱基部の断面



(a) 1本柱形式　　(b) 桁＋支承形式

写真-1　実験セットアップ　（写真手前方向がX方向の正の向き）

表-2　材料特性

	模型A	模型B	模型C
ｺﾝｸﾘｰﾄの弾性係数（kN/mm^2）	28.5	28.8	26.7
ｺﾝｸﾘｰﾄの圧縮強度（N/mm^2）	23.0	27.9	31.9
軸方向鉄筋の弾性係数（kN/mm^2）	182.8	178.3	186.5
軸方向鉄筋の降伏強度（N/mm^2）	391.5	351.4	394.0
帯鉄筋の弾性係数（kN/mm^2）	182.9	212.9	185.2
帯鉄筋の降伏強度（N/mm^2）	380.4	280.4	327.0

曲げひび割れ、50%加震において基部のコンクリートに軽微な剥落、60%加震においてかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋のはらみ出しが生じた。帯鉄筋のゆるみ・はずれは観察されなかった。コアコンクリートの圧壊も一部確認された。初期では0.27秒程度であった固有周期は、60%加震後には0.67～0.85秒まで増加した。

本震の後に余震により本震と同強度の地震力が作用すると、応答変位は増加したり、損傷が進展する場合もあるが、本実験では本震規模の余震によって橋脚の安定性が失われるような損傷は生じ

表-3　模型Aの各加震における応答変位と損傷の進展

		加震前の周期 (秒)		最大振幅 (mm)			損傷状態
		X方向	Y方向	X方向	Y方向	距離	
10%加震	弾性	0.28	0.27	3	4	4	無損傷
20%加震	本震	0.30	0.30	8	14	14	曲げひびわれ
	余震	0.32	0.31	14	16	20	曲げひびわれの進展
30%加震	本震	0.34	0.33	29	42	47	残留ひびわれを確認
	余震	0.56	0.59	36	55	61	縦ひびわれ，コンクリートの浮き
50%加震	本震	0.59	0.60	53	86	93	基部でコンクリートの軽微な剥落
	余震	0.67	0.65	50	82	87	かぶりコンクリートの剥落
60%加震	本震	0.62	0.67	60	101	108	かぶりコンクリートの剥落，軸方向鉄筋のはらみだし
	余震	0.67	0.85	60	114	121	上記の損傷が全周に広がる

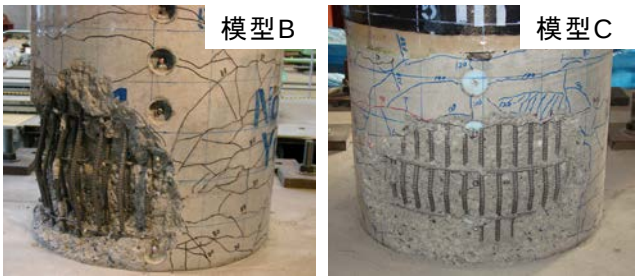
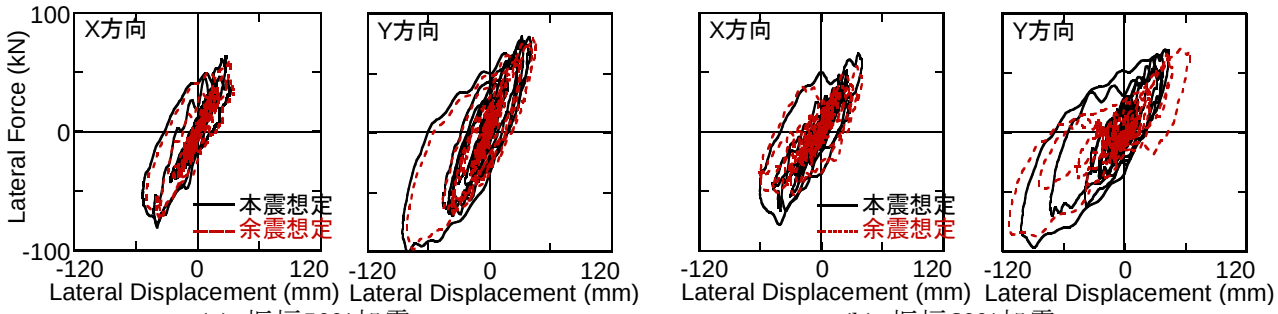


写真-2　加震後の損傷状況（補修前の状況）

(a) 本震加震後　　(b) 余震加震後

写真-3　模型Aの損傷状況（振幅60%加震）



(a) 振幅50%加震　　(b) 振幅60%加震

図-2　本震および本震と同強度の余震に対する模型Aの応答

なかった。これは今回の損傷では帯鉄筋のゆるみやはずれがなく、また、コアコンクリートの圧壊も限定的であったためと考えられる。基部で曲げ破壊するタイプのRC橋脚は、帯鉄筋の拘束が有効であれば、軸方向鉄筋が破断する前の段階では本震規模の余震に対しても耐震性能が大きく低下しないと推定される。

4. RC橋脚の迅速な応急復旧工法

4.1 応急復旧工法の要求性能

本研究で提案する応急復旧工法に対する要求性能は以下の通りとした。

a) 余震に対する応急的な安全性の確保のため、短期的なせん断耐力を確保すること

b) 1日程度で復旧作業が完了すること

c) 重機等による施工を必要としないこと

d) 資材はある程度の長期間、備蓄可能なこと

上記のa)は耐震性能の観点からの要求性能である。b)、c)は応急復旧の実作業において迅速、簡便であることを要求するものである。d)は平成16年の新潟県中越地震の例では修復資材の調達にもある程度の時間を要したという報告がある[1)]ことから、震災後にすぐに利用できるように、例えば「道の駅」等に資材を長期間備蓄できるようにするための要求性能である。

こうした観点から、以下に示す2つの工法を提案した。それぞれの工法の特性を要求性能の観点から比較すると表-4のようになる。

4.2 速乾性材料を用いた炭素繊維シート（CFS）貼付による修復

連続繊維シート巻立てにより修復する場合には、使用する断面修復材、接着剤等の固化に時間を要

表-4　提案する応急復旧工法の特性

要求性能	速乾性材料 CFS巻立	機械式定着繊維バンド巻立
a) 短期的なせん断耐力の確保	優れる	やや劣る
b) 1日程度で復旧を完了	優れる	特に優れる
c) 重機を要しない	優れる	優れる
d) 長期の備蓄可能	劣る	優れる

表-5　応急復旧材料の特性

	模型A	模型B	模型C
断面修復材の弾性係数（kN/mm^2）	19.5	8.6	25.1
断面修復材の圧縮強度（N/mm^2）	63.3	28.4	56.1
繊維材の弾性係数（kN/mm^2）	240.0	240.0	4.0
繊維材の引張破断強度（N/mm^2）	3950.0	3950.0	332.0

注）断面修復材：MMA樹脂モルタル（模型A、B）
：超速硬性無収縮モルタル（模型C）
繊維材：炭素繊維シート（模型A、B）
：ポリエステル繊維バンド（模型C）

写真-4　速乾性材料によるCFS巻立て

写真-5　機械式定着による繊維バンド巻立て

するため、一般には3～5日程度を要する[5]が、本研究では、修復に要する時間を1日以内に短縮するために、速乾性の断面修復材および接着剤を活用することを提案する。速乾性の材料としては、メチルメタクリレート（MMA）樹脂を用いた[6]。本工法を模型A、Bの修復に適用した。

修復は、加震実験の翌日に行った。写真-4に修復作業の様子を示す。修復の際には、ひびわれに樹脂注入等は行わず、また、断面寸法は増加させなかった。砕けたコンクリートは除去し、補修部分の帯鉄筋も除去した。補修部分の横拘束およびせん断補強はCFSに期待できるため、補修部分には新たな帯鉄筋は配置しなかった。座屈した軸方向鉄筋は整形しないこととしたが、模型Bでは高さ200～450mmにおいて座屈した軸方向鉄筋が断面の外側にはらみ出していたため、これらについては、ハンマーにより変形を修正して断面の内側におさまるようにした。断面修復後にCFSを貼付するという工程で、2層巻きの場合にも養生、硬化時間まで含めて8時間で完了した。

表-5に断面修復材（MMA樹脂モルタル）の実験日（材齢1日）における材料特性を示す。ここには後述する超速硬性無収縮モルタル、炭素繊維シート、繊維バンドの材料特性試験結果もあわせて示している。樹脂モルタルは、粘性が高く、手でこねながら修復断面に塗りつけること、バイブレータ等による締固めは出来ないことから、その充填性は施工に依存する。材料試験用のシリンダーにも施工の影響により、2体の模型に用いた断面修復材の材料特性に大きな差異が生じた。

炭素繊維シートは、周方向のみの補強とすることとし、目付量200g/m^2（厚さ0.111mm）のシートを用いた。シートの引張破断強度は3950N/mm^2、弾性係数は240kN/mm^{2}である。CFSの巻立て数の影響を調べるために、模型A、Bに対してそれぞれ1層巻き、2層巻きとしており、炭素繊維シートの体積比 ρ_{CF} はそれぞれ0.074%、0.148%となる。

なお、一般には樹脂系の材料は品質保証期間が6ヶ月程度とされており、本工法は4.1に示した要求性能d)を十分満足できないことが考えられる。

4.3 繊維バンドの機械式定着による修復

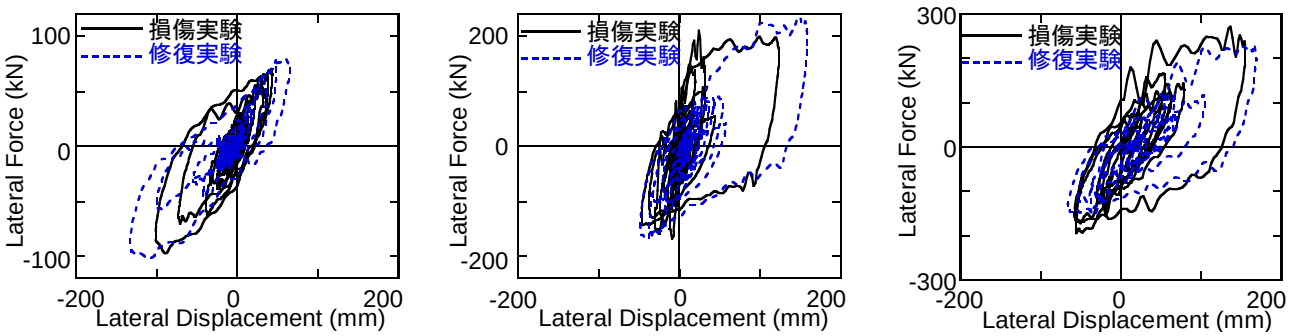
もうひとつの工法としては、ポリエステル繊維バンドを機械式に定着することにより応急復旧する工法を提案した。本工法は、樹脂系の材料を用いないため、長期の備蓄が可能であること、機械式定着のために作業が簡便であり、CFS工法よりもより迅速に修復作業を完了できることが特徴である。本研究では、本工法の効果を実験的に調べることとし、これを、模型Cの柱基部の曲げ損傷の修復に適用した。なお、模型Cに対しては、柱基部の補修効果の実験の前に段落し部の損傷とその修復に関する実験を行っている。

なお、ポリエステル繊維バンドによるRC柱の耐震補強に関しては、これまでにも研究成果[7)~9)]があり、実用化されている。

本工法による修復作業の様子を写真-5に示す。修復の際には、ひびわれに樹脂注入等は行わず、

(a) 模型A（CFS1層巻き）　(b) 模型B（CFS2層巻き）　(c) 模型C（繊維バンド巻立て）

写真-6　修復効果確認実験後の損傷状況



(a) 模型A（CFS1層巻き）　(b) 模型B（CFS2層巻き）　(c) 模型C（繊維バンド巻立て）

図-3　本震と同強度の余震が生じた場合の水平力～水平変位の履歴（橋軸(Y)方向）

また、断面は増加させず、座屈した軸方向鉄筋の整形も行わなかった。本工法では後述のようにせん断耐力の補強効果が相対的に小さいことが考えられたため、補修部分の帯鉄筋はそのまま再配置した。砕けたコンクリートは除去した。断面修復後にポリエステル繊維バンドを巻立てた。作業はベルト締め機を用いて人力で行った。緊張力は1.2kN程度である。作業は5時間程度で完了した。

断面修復材には、超速硬性無収縮モルタルを用いた。超速硬性無収縮モルタルは、MMA樹脂モルタルに比べてワーカビリティが良く、材料費も低廉であるという特徴がある。超速硬性無収縮モルタルの実験日（材齢1日）における圧縮強度、弾性係数は、表-5に示したとおり、それぞれ56.1N/mm^2、25.1kN/mm^{2}である。

ポリエステル繊維バンドは、一般には荷締め用ロープとして用いられる材料であり、本研究では幅45mm、厚さ1.2mm、破断荷重（公称値）が19kN（2000kg）のバンドを用いた。引張試験によれば、バンドの弾性係数は4kN/mm^{2}であり、引張破断強度は17.9kNである。引張破断強度を応力として表すと332N/mm^{2}である。また、定着金具を含めた試験では、繊維材の破断よりも金具部におけるすべりが先行した。これによれば、引張強度は7.4kN、応力にして136N/mm^{2}であった。ポリエステル繊維バンドによる補強量は、炭素繊維シート0.5層巻きに相当する程度とし、45mm幅のバンドを100mm間隔で設置した。なお、ポリエステル繊維バンドは定着金具により定着し、接着剤は使用しなかった。以上より、ポリエステル繊維バンドによる修復の場合、材料の剛性が小さいこと、材料を躯体に接着しないことから、巻立て数にもよるが、一般にせん断耐力の補強効果はCFS巻立て工法よりは小さいと考えられる。

5. 実験模型の破壊性状と地震応答特性

最終損傷状況を写真-6に示す。図-3には各模型の最大強度の加震の際の水平力～水平変位の履歴を示す。ここでは、同じ地震動強度を入力させた場合の損傷を生じさせた実験と修復後の実験の履歴を比較している。

速乾性材料によるCFS巻立て工法の場合には、その巻立て層数に関わらず本震の70%強度の余震を想定した加震によってシートに軽微な破断が生じた。本震と同強度の加震では写真-6に示すようにCFSが破断し、断面修復材が圧壊、剥落した。

一方、機械式定着による繊維バンド巻立て工法の場合には本震の70%強度の余震により断面修復材にひび割れが生じ、繊維バンドのひずみが最大で0.01に達し、バンドがわずかにはらみだした。

本震と同強度の加震では断面修復材の損傷は大きくなったが、バンドの伸び性能が高く、破断しなかったため、断面修復材は剥落しなかった。

橋脚模型の固有周期は損傷によって1.5～2.6倍に増大するが、これを上記の工法により修復すると剛性が多少回復するため、固有周期は健全な状態の1.3～1.7倍となる。ただし、補修後にもその剛性は損傷前の健全な状態の50%に満たない。図-3によれば、いずれの工法の場合にも、大きな塑性変形が生じた段階（例えば、水平変位が100mm程度の段階）では、損傷実験と修復実験における水平力は同程度であるため、曲げ耐力としては健全な状態と同程度の耐力が確保されると言える。応答変位としては、損傷を生じさせた実験よりも30%程度大きくなるケースもあるが、修復された橋脚はいずれも安定した地震応答を示しており、こうした応急復旧により損傷前とほぼ同程度の耐震性能を確保できたと考えられる。

6. 結論

本研究では柱基部で曲げ破壊するRC橋脚を対象として、被災後の余震の影響を調べるとともに、即効性のある応急復旧工法を提案し、その効果を検証するための振動台加震実験を行った。復旧工法としては、速乾性材料によるCFS巻立て工法と機械式定着による繊維バンド巻立て工法を提案した。以下に本研究で得られた結論を示す。

1) 本震の後に余震により本震と同強度の地震力が作用すると、応答変位は増加したり、損傷が進展する場合もあるが、柱基部で曲げ破壊するタイプの橋脚では、帯鉄筋の拘束が有効であれば、本震規模の余震によって橋脚の安定性が失われるような損傷の進展は生じなかった。

2) 提案する工法により1日以内でのRC橋脚の応急復旧を可能にした。

3) 速乾性材料によるCFS巻立て工法により修復された橋脚模型では、本震の70%強度の余震を想定した加震によってシートに軽微な破断が生じ、本震と同程度の加震ではCFSが破断し、断面修復材が圧壊、剥落した。

4) 機械式定着による繊維バンド巻立て工法により修復された橋脚模型では、本震と同強度の加震においても、バンドの高い伸び性能のために破断せず、断面修復材の剥落もなかった。

5) これらの2つの工法で修復された橋脚模型は、剛性が健全な状態に比べて50%以上低下するが、曲げ耐力は健全な状態と同程度が確保される。応答変位としては大きくなる場合もあるが、地震応答性状は安定しており、提案工法により損傷前とほぼ同程度の耐震性能を確保できる。

今後は、機械式定着工法におけるせん断耐力の補強効果の向上に関して検討する予定である。

参考文献

1) （社）日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編）、2007
2) 国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所、独立行政法人建築研究所：平成16年（2004年）新潟県中越地震被害に係わる現地調査概要、2005
3) 堺淳一、運上茂樹、右近大道：兵庫県南部地震におけるRC橋脚の被災再現のための振動台実験、地震工学論文集、土木学会、Vol.29、pp. 934-943、2007
4) Nakamura, Y.: Waveform and its analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, JR Earthquake Information No. 23c, Railway Technical Research Institute, Japan, 1995
5) 堺淳一：地震後の迅速な道路交通啓開を目指して～被災した鉄筋コンクリート橋脚の迅速な機能回復技術の開発～、土木技術資料、Vo.49、No.2、pp.11-12、2007
6) 土木用MMA樹脂工法研究会：<http://www.mma.or.jp/>
7) 田村玲、田才晃、壁谷澤寿海、五十嵐俊一：ポリエステル製繊維シートによりせん断補強されたRC柱の構造性能、コンクリート工学年次論文集、Vo.25、No.2、pp.1507-1512、 2003
8) 稲熊弘、関雅樹：鉄道高架橋柱のポリエステル繊維巻き耐震補強に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.50A、pp.515-526、2004
9) 岩田秀治、関雅樹：想定地震を考慮した鉄道高架橋柱の省力化を図った耐震補強、第9回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.77-84、2006

堺　淳一*

独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ
主任研究員，博(工)
Dr.Junichi SAKAI

運上茂樹**

独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ
上席研究員，工博
Dr.Shigeki UNJOH