

3.5 震災を受けた道路橋の応急復旧技術の開発に関する試験調査

研究予算：運営交付金（一般勘定）

研究期間：平 18～21

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：運上茂樹，堺淳一

【要旨】

被災発見後に余震の影響を適切に考慮して速やかに被災診断を行うとともに、即効性のある復旧工法を用いて迅速かつ合理的に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。今年度は、昨年度に提案した 2 工法を要求性能の観点から整理するとともに、そのうちの 1 つである機械式定着による繊維バンドによる応急復旧工法の復旧設計法を確立するために、せん断破壊タイプの鉄筋コンクリート橋脚模型 2 体に対して正負くり返し載荷実験を行った。実験より、大きな水平変位が生じ、コンクリートが圧壊し、軸方向鉄筋が複雑に座屈するような状態になっても、繊維バンドは破断せず、バンドによるせん断補強効果が期待できることを示し、せん断補強効果の評価方法を提案した。

キーワード：橋，鉄筋コンクリート橋脚，応急復旧，正負くり返し載荷実験，機械式定着

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，兵庫県南部地震の経験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の重要性が再認識されたところである²⁾。また，本震発生後 1 週間程度の間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発生した。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，即効性のある復旧工法を用いて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，即効性のある復旧工法を開発するために，これまでに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，速乾性の材料を用いた炭素繊維巻き立て工法と機械式定着による繊維バンド巻き立て工法を提案し，振動台加震実験等によりその復旧効果を検証した³⁾。今年度は，復旧時における要求性能の観点から，これら工法の優劣を整理し，その上で機械式定着による繊維バンド巻き立て工法が応急復旧工法としては優れていると評価されたため，本工法の復旧設計法を確立するために，せん断破壊タイプの鉄筋コンクリート

橋脚模型 2 体に対して正負くり返し載荷実験を行った。

2. 提案する応急復旧工法の概要とその特徴

2.1 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，脆性的な破壊を防止すること
- b) 施工管理が容易であること
- c) 1 日程度で復旧作業が完了すること
- d) 重機等による施工を必要としないこと
- e) 資材は長期間，備蓄可能なこと

上記の a), b) は耐震性能の観点からの要求性能である。a) の脆性的な破壊を防止するという性能は，せん断破壊を防止すること，あるいは変形性能を確保すること，もしくはその両者により満足される。また，b) は復旧後の性能（品質）を確保するという観点から重要である。c), d) 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。e) 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，例えば橋を管理する事務所や「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。

本研究では，特に c) の要求性能に着目して，以下の 2 工法を提案した。

表-1 要求性能の観点から見た提案工法の特徴

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)-1 耐震性能の確保（せん断補強・脆性的な破壊の防止）	◎ シートを接着するため効果大	○ せん断損傷は生じるが、その後効果を発揮する
a)-2 耐震性能の確保（変形性能）	△ シートの破断のため大きくは期待できない	◎ 高い伸び性能により高い効果あり
b) 施工管理が容易（施工性がよい）	△ 樹脂モルタルは粘性が高く、充填性が悪い	○ セメント系モルタルを使用のため、施工性はよい
c) 1日程度で復旧を完了	○ 8時間程度	◎ 5時間程度
d) 重機を要しない	○ シートは軽量	○ バンドは軽量
e) 長期の備蓄可能	× 樹脂系材料は品質保証期間が6ヶ月程度	○（アラミドを用いる場合は紫外線対策が必要）

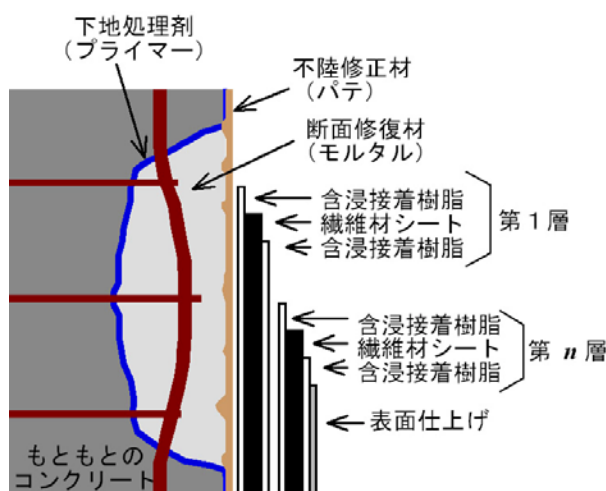


図-1 CFS 巻き立て工法による応急復旧断面

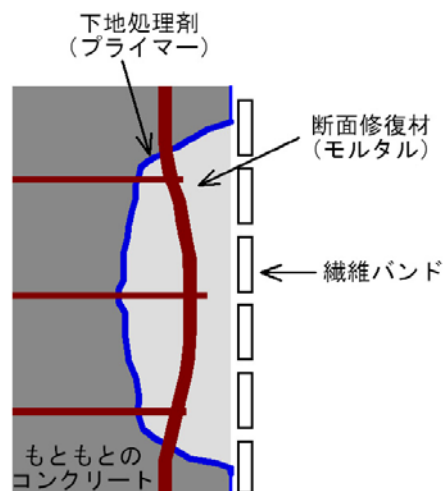


図-2 繊維バンド巻き立て工法による応急復旧断面

2.2 速乾性の材料を用いた炭素繊維巻き立て工法

本工法は、従来型の炭素繊維シート巻き立て工法において、使用する材料に速乾性のメチルメタクリレート（MMA）樹脂を用いて復旧に要する時間を1日以内とする工法である。一般的な工程は以下に示すとおりであり、修復された断面の概要を図-1に示す。

1. 損傷したコンクリートの除去、修復部の清掃
2. 下地処理剤（プライマー）の塗布
3. モルタル等による断面修復
4. 不陸修正材（パテ）等による表面不陸の修正
5. 樹脂系の含浸接着剤によるシートの貼り付け（複数層のシートを巻く場合にはこれをくり返す）
6. 耐候性のための表面仕上げ

提案工法では、断面修復材、下地処理剤（プライマー）、不陸修正材（パテ）、含浸接着剤にMMA樹脂系材料を用いた。

本工法では、炭素繊維シートを接着剤により橋脚躯体に貼り付けるため、十分なせん断補強効果が期待できる。ただし、ある程度の変形が生じると、シートに破断が生

じ³⁾、応急復旧効果を失う場合がある。このため、大きな変形性能は期待できない点に注意が必要である。

断面修復には、樹脂モルタルを用いた。これは、練り混ぜに用いられる水が悪影響を及ぼすことから炭素繊維シートを巻き立てる場合には一般にはセメント系のモルタルは適さないためである。樹脂モルタルは、粘性が高く、手でこねながら損傷断面に塗り込めることから、その充填性はそのたびの施工に依存するため、品質管理が難しいという欠点がある。これより、過年度に行った材料試験では弾性係数、圧縮強度に大きなばらつきが生じた。

短時間に復旧するという点については、過年度に実施した実験では、応急復旧に要した時間は約8時間であり、1日以内に応急復旧を完了できることが示されている。

また、炭素繊維シートは軽いため、施工には重機を要さない点も利点である。

ただし、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、長期の備蓄には不向きである。

2.3 機械式定着による繊維バンド巻き立て工法

本工法は、断面修復は超速硬性無収縮モルタルにより

表-2 繊維バンドの要素試験結果

繊維バンド の材料	素材の特性			バンドの特性									
	弾性係数 (kN/mm ²)	破断強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)	厚 (mm)	幅 (mm)	断面積 (mm ²)	最大荷重・応力		弾性係数 (kN/mm ²)				
							(kN)	(N/mm ²)	$\varepsilon=1\%$	$\varepsilon=2.5\%$	$\varepsilon=5\%$	$\varepsilon=7.5\%$	
ナイロン	1.8	540	30.0	3.69	39.13	144.39	18.3	127	0.08	0.18	0.47	0.57	
ビニロン	4.5	517	11.5	2.06	35.64	73.42	8.0	109	0.09	0.15	0.24	0.28	
アラミド29 (1)	70.5	2920	4.1	1.32	43.27	57.12	39.9	699	0.80	3.24	7.66	11.43	
アラミド29 (2)				1.32	43.27	57.12	37.6	658	-----	-----	-----	-----	
アラミド29 (3)				1.32	43.27	57.12	39.3	689	-----	-----	-----	-----	
アラミド49 (1)	112.4	3000	2.7	1.38	44.85	61.89	33.6	543	0.82	2.07	5.81	11.42	
アラミド49 (2)				1.38	44.85	61.89	32.7	529	-----	-----	-----	-----	
アラミド49 (3)				1.38	44.85	61.89	33.5	541	-----	-----	-----	-----	

行い、断面修復後に繊維バンドを機械式定着によって巻き立てる工法である。一般的な工程は以下に示すとおりであり、修復された断面の概要を図-2に示す。

1. 損傷したコンクリートの除去、修復部の清掃
2. 下地処理剤（プライマー）の塗布
3. モルタル等による断面修復
4. 機械式定着による繊維バンドの巻き立て

本工法では、繊維バンドを橋脚躯体に接着しないため、せん断耐力補強の観点からは炭素繊維シート巻き立て工法よりも劣るが、6に示すように、コンクリートにせん断損傷が生じて、バンドの拘束効果により柱のせん断破壊は防止されて最終的には柱基部に曲げ破壊が生じ、バンドの高い伸び性能により柱は高い変形性能を有するため、所定の補強効果が得られることを確認している。

断面修復に用いるのはセメント系のモルタルであるため、樹脂系のモルタルに比べて施工性がよく、品質管理も比較的容易である。なお、緊急の復旧工法の観点からは重要度は高くないが、MMA樹脂モルタルよりも廉価な点も利点として挙げられる。

復旧に要する時間は、過年度に実施した実験では5時間程度と炭素繊維シート巻き立て工法による場合よりも短い。

また、繊維バンドも炭素繊維シートと同様に軽いため、施工には重機を要さない点も利点である。

さらに、本工法で用いた材料は、用いる繊維材によっては紫外線による劣化等があるため、備蓄には紫外線を防ぐ等の対策が必要な場合もあるが、こうした対策を施せば、長期間備蓄可能な材料である。

2.4 要求性能から評価した応急復旧工法の特徴

2.1に示した要求性能から、2.2、2.3に示した2つの提案工法を評価した。これらの工法の特徴を要求性能の

観点から比較すると表-1のようになる。

短期的な耐震性能の確保の観点では、せん断損傷を防止し、耐力を確保する観点では炭素繊維シート巻き立て工法の方が優れているが、変形性能を確保する観点では機械式定着工法の方が優れている。施工管理による品質確保の観点からは、樹脂系モルタルを用いない機械式定着工法の方が優れている。復旧時間に関しては、機械式定着工法の方が短い。重機を用いないという観点では、いずれの工法も同じである。長期間の備蓄に関しては、樹脂系の材料の品質保証期間が短いため、樹脂系の材料を用いない機械式定着工法の方がよい。

本研究で特に着目している、損傷の発見から1日以内に応急復旧を完了するという観点からは特にc)、e)が重要であり、これらに関しては、機械式定着工法の方が優れている。このため、今年度の研究では、機械式定着による繊維バンド巻き立て工法を実用化に向けた開発対象とすることとした。

3. 繊維バンドに対する要素試験と材料の選定

提案する復旧工法の巻き立て効果を高めるためには、剛性が高く、かつ高い伸び性能を有する材料を用いることが有効である。そこで、本工法に適切な繊維バンドの材料を選定することおよびその力学的特性を事前に把握することを目的として繊維バンドに対する要素試験を行った。

繊維バンドの材料としては、機械式定着が可能という観点から、ナイロン、ビニロン、アラミド29、アラミド49を選定した。なお、アラミド29は汎用性タイプ、アラミド49は高弾性タイプと呼ばれる材料である。表-2に要素試験の試験体の寸法と試験結果を示す。4種のバンドに対して、バンド単体の試験体をそれぞれ1本ずつ用意した。この中から弾性係数、引張強度が高かった2種のアラミドバンドに対して、さらにバンド単体の試験体を2本追加した。

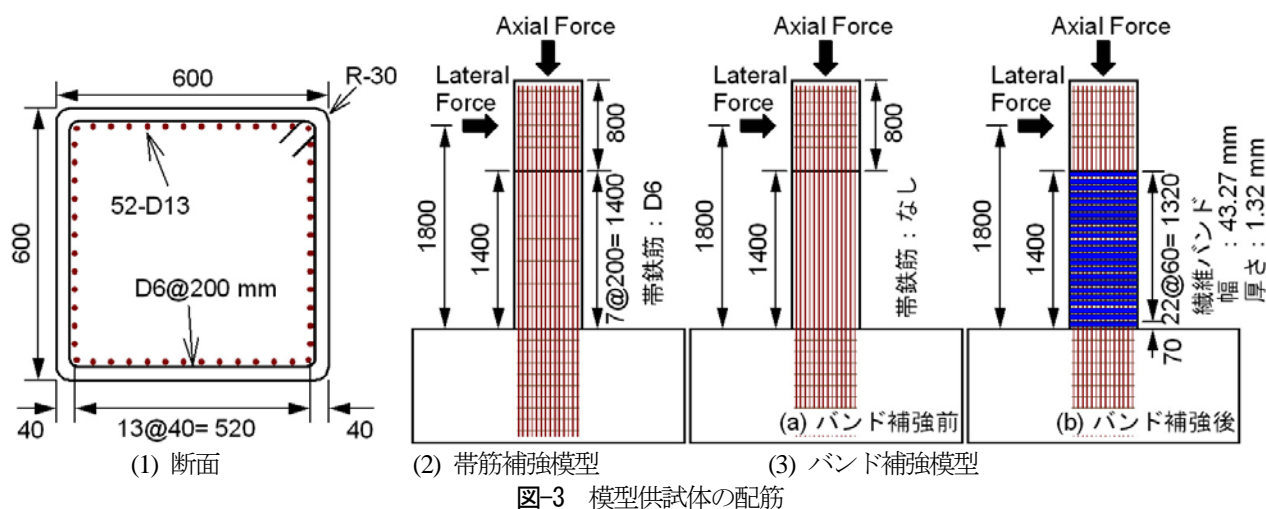


図-3 模型供試体の配筋

表-3 材料試験結果

	弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度/ 降伏強度 (N/mm ²)
コンクリート (帯筋補強模型)	28.8	31.3
コンクリート (バンド補強模型)	28.6	31.3
軸方向鉄筋 (D13 SD345)	185.7	371.0
帯鉄筋 (D6 SD295A)	172.5	326.6

引張試験は、上下部チャック間の初期の距離を 200 mm として実験を行った。軸方向のひずみを計測するために、試験体にひずみゲージを貼付するとともに、载荷版間の変位を計測した。試験体にひずみゲージを貼付する際には、繊維材表面には織り目があるためにひずみゲージを直接貼付できないため、表面に接着剤によるベースを作ってそこにひずみゲージを貼付したが、この接着が十分ではなかったためひずみが正確に測れなかった。一方、計測された载荷版間の変位にはチャックのすべりの影響が含まれている可能性があり、変位計による計測値を初期長さで除して求めたひずみは実際よりも大きい可能性がある。このため、予備実験ではひずみについては十分な計測精度がないが、表-2 には変位計測に基づくひずみを用いて求めた弾性係数を示している。これは、絶対値としては信頼性が低い、用いた材料間の弾性係数の相対的評価をするために示したものである。

後に示す図-6 に示すように繊維材の引張力～変位関係はいずれも下に凸の曲線となり、弾性係数はひずみの増加とともに変化するため、表-2 には引張ひずみが 1%、2.5%、5%、7.5%の段階の接線弾性係数を示している。これによればナイロン、ビニロンともにアラミドを用いる場合に比べて弾性係数、引張破断強度ともに小さい。対象とした中では、アラミド29が弾性係数、引張強度ともに高いため、本実験ではアラミド29を用いることとした。

なお、破断時のバンドの変位量は 20 mm 程度であり、ひずみにして約 10%と、バンドは高い伸び性能を有している。

4. 橋脚模型と実験セットアップ

4.1 橋脚模型

提案する復旧工法は、短期的な耐震性能を確保することを目的としており、その観点ではせん断破壊を防止すること、変形性能を確保することが重要である。このため、繊維バンドで巻き立てられた鉄筋コンクリート (RC) 橋脚の復旧設計法を確立するために、こうした橋脚の降伏後の耐荷力特性、変形性能を調べることとし、せん断破壊するタイプの鉄筋コンクリート (RC) 橋脚模型に対する実験を行った。実験模型は 2 体であり、1 体はせん断補強筋として帯鉄筋を配置した橋脚模型とし、これに対して正負くり返し载荷実験を行って地震による損傷を模擬した損傷を与えた後、提案工法によって修復し、再度正負交番くり返し载荷実験を行い、これにより提案工法の効果を調べることにした。これを帯筋補強模型と呼ぶ。また、もう 1 体は繊維バンドによるせん断補強効果を調べるために、せん断補強筋を配置せず、その代わりに繊維バンドでせん断補強した橋脚模型とした。これをバンド補強模型と呼ぶ。

図-3 に実験模型の柱部の配筋、断面の配筋をそれぞれ示す。橋脚断面は 1 辺が 0.6 m の正方形であり、载荷点高さは 1.8 m とした。せん断支間比は 3 である。バンドを巻き立てるため、隅角部は半径 30 mm の 1/4 円形とした。

配筋は、帯筋補強模型が曲げ損傷からせん断破壊するように決めた。軸方向鉄筋には SD345 材の直径 13 mm の異形棒鋼 (D13) を 52 本配置した。帯鉄筋には SD295A 材の直径 6 mm の異形棒鋼 (D6) を 200 mm 間隔で配置することとした。軸方向鉄筋比は 1.83% であり、帯筋比

表-4 模型の曲げ耐力, 変形性能

(a) 帯筋補強模型					(b) バンド補強模型				
	設計段階		実験時			設計段階		実験時	
	Disp. (mm)	Force (kN)	Disp. (mm)	Force (kN)		Disp. (mm)	Force (kN)	Disp. (mm)	Force (kN)
ひび割れ	0.4	67	0.4	74	ひび割れ	0.4	67	0.4	75
初降伏	5.1	313	5.0	314	初降伏	5.0	314	5.0	314
降伏	6.1	373	5.9	373	降伏	6.0	371	5.9	372
終局 (タイプI)	13.5	356	15.5	364	終局 (タイプI)	11.8	361	13.4	363
終局 (タイプII)	15.8	373	17.1	373	終局 (タイプII)	12.9	371	15.0	372

は 0.12% である。コンクリートの設計基準強度は 24 N/mm² とした。

バンドは、出来る限り設置間隔を狭くすることとしたが、定着金具の横幅が 60 mm 程度あり、これよりもバンドの設置間隔を小さくすることは困難であったため、60 mm とした。

材料試験に基づく強度は表-3 に示すとおりであり、コンクリートの圧縮強度はいずれの模型に対しても 31.3 N/mm² であった。これら 2 体の橋脚模型は、同日にコンクリートを打設しており、コンクリートの特性がほぼ同じであるのは当然の結果である。なお、帯筋補強模型、バンド補強模型の実験日の材齢はそれぞれ 33 日、41 日であった。軸方向鉄筋、帯鉄筋の降伏強度はそれぞれ 371 N/mm²、327 N/mm² であった。

4.2 橋脚模型の曲げ耐力, せん断耐力

表-4 には、ひびわれ点、初降伏点、降伏点、終局点における載荷点の水平変位と水平耐力を示す。曲げ耐力は、道路橋示方書 V 耐震設計編⁴⁾ に示される手法に基づき求めた。後述のように模型はせん断破壊タイプもしくは曲げ損傷からせん断破壊に移行するタイプのため、本手法により推定される終局変位は、実際の模型の終局限界状態とは異なるが、参考として、タイプ I 地震動、タイプ II 地震動に対して求めた結果を示している。ここには、設計段階における結果と実験日の実耐力を推定した結果を示す。ここで、設計段階では、材料強度を推定しており、その推定強度は、コンクリートの圧縮強度については設計基準強度を用い、SD345 鋼材 (軸方向鉄筋) の降伏強度については規格値の 1.1 倍 (380 N/mm²)、SD295A 鋼材 (帯鉄筋) の降伏強度については規格値の 1.2 倍 (354 N/mm²) とした。実験日の耐力は表-3 に示した材料試験の結果を用いて評価した。これによれば、ひび割れ変位、初降伏変位、降伏変位はいずれの模型でもそれぞれ 0.4 mm、5 mm、6 mm と推定される。曲げ初降伏耐力 P_{y0} は 313~314 kN であり、曲げ終局耐力 P_u は曲げ降伏耐力 P_y と同じで 370 kN 程度である。

表-5 には、せん断耐力の算出結果と曲げせん断耐力比を示す。せん断耐力を求める際には、コンクリートの負担するせん断耐力、鉄筋の負担するせん断耐力は、道路橋示方書 V 耐震設計編に示される手法に基づいており、ここでも設計段階と実験日の材料特性に対してせん断耐力をそれぞれ求めた。ここで、 S_{c0} 、 S_s 、 S_{band} はそれぞれ、コンクリートの負担するせん断耐力、鉄筋の負担するせん断耐力、繊維バンドの負担するせん断耐力であり、 P_{s0} 、 P_s はくり返しの影響を考慮しない場合とする場合の部材のせん断耐力である。ここで、くり返し載荷によるせん断耐力への影響は、タイプ II 地震動を想定し、荷重繰り返し作用の影響に関する補正係数 $c_c = 0.8$ として求めた。

コンクリートの負担するせん断耐力を求める際のコンクリートの負担できる応力度は、道路橋示方書に規定されるコンクリートの負担できる平均せん断応力度 τ_c (N/mm²) を用いる場合と文献 5) において提案される次式を用いる場合に対してそれぞれ求めている。

$$\tau_c = 0.72 \times d^{-0.33} \times \left(\frac{24}{\sigma_{ck}} \right)^{-1/3} \times \left(\frac{1.2}{P_t} \right)^{-1/3} \quad (1)$$

ここで、 d 、 σ_{ck} 、 p_t は、それぞれ断面の有効高 (m)、コンクリート強度 (N/mm²)、軸方向鉄筋比 (%) である。式(1)は道路橋示方書 V 耐震設計編に示されるコンクリートの負担できる平均せん断応力度の根拠資料となった合計 34 体の大型 RC はりに対する実験結果⁵⁾ から得られたせん断応力の平均値を近似的に表す式であり、道路橋示方書に示される平均せん断応力 τ_c は設計上の安全側の配慮により式(1)の値から 2 倍の標準偏差を引いた値となっている。

また、繊維バンドの負担するせん断耐力 S_{band} (N) は、帯鉄筋によるせん断耐力の評価式と同様にトラスモデルの考え方にに基づき、次式から求めた。

表-5 模型のせん断耐力の評価

(1) 帯筋補強模型

(a) 設計段階

τ_c	せん断耐力 (kN)				曲げ耐力 (kN)		曲げせん断耐力比		
	S_{c0}	S_s	P_{s0}	P_s	P_{y0}	P_u	P_{s0}/P_{y0}	P_s/P_{y0}	P_s/P_u
道示	175	55	230	195	313	373	0.73	0.62	0.52
式(1)	274	55	328	274	313	373	1.05	0.88	0.73

(b) 実験時

τ_c	せん断耐力 (kN)				曲げ耐力 (kN)		曲げせん断耐力比		
	S_{c0}	S_s	P_{s0}	P_s	P_{y0}	P_u	P_{s0}/P_{y0}	P_s/P_{y0}	P_s/P_u
道示	188	50	238	200	314	373	0.76	0.64	0.54
式(1)	299	50	350	290	314	373	1.12	0.92	0.78

(2) バンド補強模型

(a) 設計段階

バンド補強	τ_c	せん断耐力 (kN)				曲げ耐力 (kN)		曲げせん断耐力比		
		S_{c0}	S_{band}	P_{s0}	P_s	P_{y0}	P_u	P_{s0}/P_{y0}	P_s/P_{y0}	P_s/P_u
考慮しない	道示	175	0	175	140	314	371	0.56	0.45	0.38
	式(1)	274	0	274	219	314	371	0.87	0.70	0.59
考慮	道示	175	19	194	159	314	371	0.62	0.51	0.43
	式(1)	274	19	292	238	314	371	0.93	0.76	0.64

(b) 実験時

バンド補強	τ_c	せん断耐力 (kN)				曲げ耐力 (kN)		曲げせん断耐力比		
		S_{c0}	S_{band}	P_{s0}	P_s	P_{y0}	P_u	P_{s0}/P_{y0}	P_s/P_{y0}	P_s/P_u
考慮しない	道示	188	0	188	150	314	372	0.60	0.48	0.40
	式(1)	299	0	299	239	314	372	0.95	0.76	0.64
考慮	道示	188	70	257	220	314	372	0.82	0.70	0.59
	式(1)	299	70	369	309	314	372	1.17	0.98	0.83

$$S_{band} = \frac{A_{band}\sigma_{band}d}{1.15a} \quad (2)$$

ここで、 A_{band} はバンドの断面積 (mm^2)、 σ_{band} はバンドの有効応力 (N/mm^2)であり、 d 、 a はそれぞれせん断耐力を算定する方向に平行な方向の橋脚断面の有効高さ (mm)、バンドの間隔 (mm)である。

表-5によれば、設計段階においては、帯筋補強模型の曲げ初降伏耐力は式(1)を用いて求めたせん断耐力よりも小さく、曲げ終局耐力はせん断耐力よりも小さいため、まず曲げ降伏が生じ、その後せん断破壊が生じると推定される。なお、道路橋示方書の τ_c を用いると、せん断耐力はこれよりも小さめに評価されるため、本模型はせん断破壊タイプと判定される。なお、実験時の材料強度を用いても、この関係は変わらない。

一方、バンド補強模型については、バンドの補強効果を見込まない場合と見込む場合に対して曲げ耐力とせん断耐力を評価した。これによれば、バンドの補強効果を

見込まない場合には設計段階では式(1)を用いて求めたせん断耐力は曲げ降伏耐力よりも小さく、せん断破壊すると評価された。また、材料強度に実際の強度を用いると、せん断耐力は曲げ降伏耐力に近くなったが、それでもこの方法に基づけば、本模型はせん断破壊すると評価される。

バンドの補強効果を見込む場合には、バンドの有効応力は 40N/mm^2 として試算した。これは、後述するバンドの引張試験においてバンドのひずみが1%時の応力が 40N/mm^2 であったことに基づいている。ここで、ひずみを1%としたのは過年度の実験結果³⁾において終局限界状態におおむね達した段階におけるバンドのひずみが1%程度であったことに基づくものである。ただし、過年度の実験では曲げ破壊タイプの模型を対象としており、今年度に対象としたせん断破壊タイプとは破壊形態が異なるが、ここではひとつの目安としてこれを用いたものである。これによれば、バンドによるせん断耐力はコンクリートのせん断耐力よりも相対的に小さいため、補強効果を

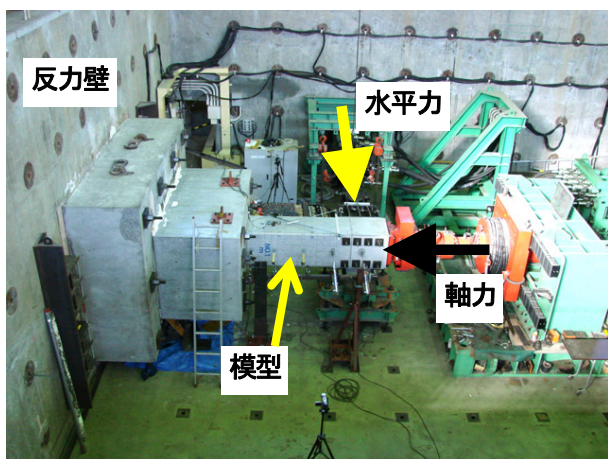


図-4 実験セットアップ

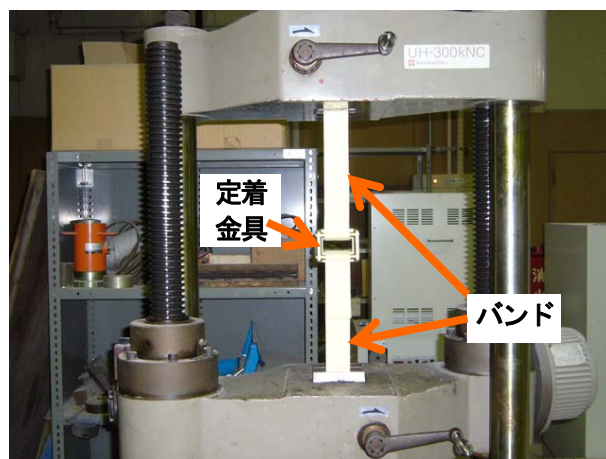


図-5 バンドの引張試験（金具付きの場合）

は大きくなく、バンド補強をしても本模型の破壊形態は変わらない。

また、実験時のせん断耐力は、後述する実験結果から推定されたバンドの有効応力（ $=150 \text{ N/mm}^2$ ）を用いて求めた。ここでは、コンクリートとバンドのせん断耐力を足しあわせて評価しており、これによれば、本模型は曲げ損傷からせん断破壊移行タイプと判定される。しかし、ここに示すせん断耐力 P_{s0} 、 P_s はコンクリートのせん断耐力 S_{c0} とバンドによるせん断耐力 S_{band} を単純に足しあわせた結果を示しているが、実験結果によれば、まず、コンクリートにせん断損傷が生じ、その後バンドによる補強効果が顕れることから、これらのせん断耐力はバンド補強模型の実際のせん断耐力を推定したものではない。バンドにより補強された模型の耐力の評価と破壊形態およびこれらに基づく必要補強量の算定については、今後の検討が必要である。

4.3 くり返し載荷実験のセットアップと載荷方法

実験は、独立行政法人土木研究所が所有する部材耐震強度実験施設において行った。正負くり返し載荷実験の実験セットアップは図-4に示すとおりであり、橋脚模型を横に寝かせた状態で実験した。水平アクチュエータは柱基部から1.8mの位置に取り付けた。

載荷は1方向載荷とし、変位制御で行った。こうした実験では、降伏変位を基準変位として、基準変位の整数倍の同一振幅におけるくり返し回数を3回とした載荷が行われるのが一般的である⁹⁾が、今回対象とした模型はせん断破壊タイプであることから、降伏変位を超えるとすぐに破壊する可能性があること、降伏変位に達する前の挙動の評価が重要なこと、バンド補強は応急復旧工法であるのため載荷くり返しを受ける場合の性能評価は重要ではないことから、本実験では基準変位 δ_0 を初降伏変位 δ_{y0} の25%とし、基準変位の整数倍の同一振幅にお

るくり返し回数を1回とした載荷を行った。ただし、実験では計画時の想定よりも変形性能が大きくなったため、 $10\delta_0$ ($2.5\delta_{y0}$ に相当) を超えた後は、基準変位を $2\delta_0$ に変更し、さらに $20\delta_0$ ($5\delta_{y0}$ に相当) を超えた後はさらに基準変位を大きくした。載荷の基準変位 δ_0 とした $0.25\delta_{y0}$ は、表-4に示した計算による降伏変位の25%に相当する1.3mmとしたが、実際には、セットアップにおける載荷装置と模型のなじみやフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出し等の影響により計算による降伏変位時には軸方向鉄筋は降伏していなかった。

なお、ひび割れ前の段階の挙動を調べるために、 $1\delta_0$ の載荷を行う前に、計算によるひび割れ変位（ $=0.4 \text{ mm}$ ）を基準変位としてひび割れ耐力に達するまで載荷を行った。4倍のひび割れ変位（ $=1.6 \text{ mm}$ ）に達する段階でおおむねひび割れ耐力に達した。このことからセットアップにおける載荷装置と模型のなじみによる変位が1mm以上あったことが推測される。

また、載荷装置の特性として、くり返し載荷を行うと、正方向に徐々に残留変位が生じたため、一定の残留変位が生じると残留変位を0にし、その補正分は載荷振幅に加算して、実質の最大載荷振幅が基準変位ごとに増えるようにした。

載荷速度は 1 mm/sec を基本としたが、載荷変位が大きくなる段階では、載荷速度を大きくした。 $20\delta_0$ を超えると 2 mm/sec とし、 $40\delta_0$ を超えると 5 mm/sec とした。

柱の上部構造重量による軸力を模擬するために柱の頂部には軸力アクチュエータには柱基部の軸力が 1 N/mm^2 となるように、軸力として 360 kN を与えた。

データの収録周波数は 25 Hz (0.04秒ごと) とした。

5. 繊維バンド補強と繊維バンドによる応急復旧

帯筋補強模型に対しては、後述のようにせん断破壊が生じた後、機械式定着による繊維バンド巻き立て工法に

表-6 修復に用いた材料の試験結果

(a) 無収縮モルタル

	弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)
No. 1	10.5	26.1
No. 2	10.1	30.1
No. 3	11.5	27.6
平均	10.7	27.9

(b) 繊維バンド (金具なし)

	弾性係数 (kN/mm ²)		引張破断 強度 (N/mm ²)	破断荷重 (kN)
	$\epsilon=1\%$	$\epsilon=2\%$		
No. 1	4.65	7.65	578	33.0
No. 2	3.99	7.30	606	34.6
No. 3	5.31	9.47	599	34.2
平均	4.65	8.14	595	34.0

(c) 金具付き繊維バンド

	引張最大 強度 (N/mm ²)	最大荷重 (kN)
No. 1	393	22.4
No. 2	385	22.0
No. 3	386	22.0
平均	388	22.2

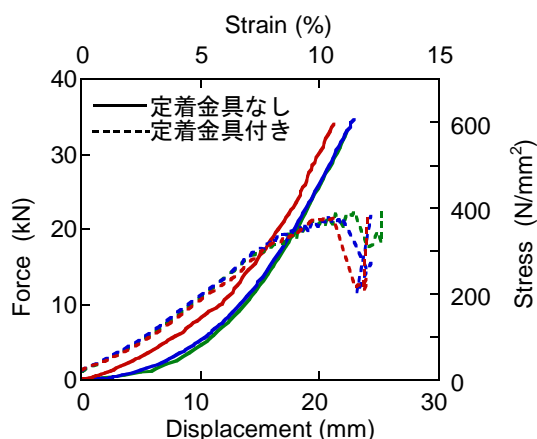


図-6 バンドの引張力～変位関係

よる応急復旧を行った。一方、繊維バンド補強模型に対しては、帯筋の配置されていない無損傷の模型に対して繊維バンドを機械式定着により巻き立てた。以下にその概要と材料試験結果を示す。

機械式定着による繊維バンド巻き立てには、アラミド繊維バンドと定着金具を用いた。帯筋補強模型の破壊後の断面修復にはプライマーとして高分子ポリマーエマルジョンシーラーを、断面修復材として超速硬性無収縮モルタルを用いた。

定着金具に対する試験は行わなかったが、これには市販の梱包用ベルトに用いられる金具を用いており、公称破断強度は20 kNである。

アラミド繊維バンドは、金具のサイズ、強度から厚さと幅を決定し、それぞれ1.32 mm, 43.27 mmとした。アラミド繊維バンドの素材としては、3に示した結果に基づきアラミド29を用いることとした。アラミド29の繊維材としての弾性係数、破断強度はそれぞれ70.5 kN/mm², 2920 N/mm²であるが、これを織ってバンドとした場合の力学的特性を調べるために、3に示した事前試験とは別に、改めて引張試験を行った。ここで、繊維バンドに対しては、機械式定着による場合には、バンドの破断よりも定着具からのバンドのはずれによってバンド巻き立ての効果がなくなるため、2本のバンドを定着具によって

つないで1本にした試験体に対しても試験を行った。図-5に定着金具付きバンドに対する試験状況を示す。

表-6, 図-6に本工法に用いた材料に対する試験結果を示す。超速硬性無収縮モルタルの弾性係数、圧縮強度はそれぞれ10.7 kN/mm², 27.9 N/mm²であり、圧縮強度はコンクリートと同程度であるが、弾性係数が低い。

バンドの引張試験では、軸方向のひずみを計測するために、試験体にひずみゲージを貼付するとともに、載荷版間の変位を計測した。ひずみゲージは予備試験と同様に接着剤によるベースの上に貼付した。なお、後述のようにひずみゲージによる計測結果と変位計による計測から求めたひずみは、後者の方が2倍程度大きい結果が得られた。これは、変位計の計測には、チャックのすべりの影響が含まれるためにひずみを大きめに評価すること、接着剤によりゲージを貼付した箇所の繊維材が固化されて実際よりもひずみが小さめに評価されることの影響が考えられる。ここでは、ひずみゲージによる計測結果をもとに弾性係数を求めたが、上述の理由から、実際には弾性係数はこれより小さかった可能性もある。材料の力学的特性は、復旧設計の際の重要なデータであるため、今後、バンドの力学的特性を正確に評価できる試験法について検討が必要である。

表-6, 図-6によれば、繊維材の引張力～変位関係はいずれも下に凸の曲線となる。これは、バンドとして織った繊維材が引張力の作用により締まっていくために剛性が高くなるためである。破断強度は600 N/mm²程度(破断荷重にして30 kN程度)と事前材料試験とほぼ同程度の結果が得られた。弾性係数としては、引張ひずみが1%, 2%の段階に対して、ひずみゲージの計測に基づくひずみから求めた接線弾性係数を示している。これによれば、それぞれ4.7 kN/mm², 8.1 kN/mm²である。また、引張ひずみが1%, 2%の時の応力はそれぞれ39 N/mm², 104 N/mm²である。なお、定着金具を付けた試験の最大強度は定着金具の公称破断強度20 kNを超えている。

復旧の手順は2.3に示したとおりである。帯筋補強模型がせん断損傷した後の超速硬性無収縮モルタルによる断面修復では、断面欠損部にモルタルを詰めるとともに

表-7 帯筋補強模型の損傷実験結果

	目標 振幅 (mm)	正側		負側		軸方向鉄筋 の最大引張 ひずみ	帯鉄筋の 最大引張 ひずみ	損傷状況 特記事項	
		Disp. (mm)	Force (kN)	Disp. (mm)	Force (kN)				
予備载荷1	0.4	-0.1	12	-0.5	-18	90	68		
予備载荷2	0.8	0.4	38	-0.7	-29	99	71		
予備载荷3	1.2	0.6	53	-1.0	-48	128	83		
予備载荷4	1.6	0.9	74	-1.2	-61	180	90		
1	1 δ_0	2.5	1.7	112	-1.8	-94	317	101	
2	2 δ_0	3.9	2.9	160	-2.7	-140	542	113	曲げひび割れ確認
3	3 δ_0	5.2	4.2	192	-3.5	-167	861	120	
4	4 δ_0	6.5	5.6	224	-4.3	-188	1155	208	
5	5 δ_0	8.3	6.5	245	-6.4	-240	1499	225	斜めひび割れを確認
6	6 δ_0	9.7	7.9	273	-7.5	-264	1574	197	斜めひび割れが増える
7	7 δ_0	11	9.0	296	-8.5	-285	1761	229	
8	8 δ_0	12.3	10.4	323	-9.6	-306	1971	384	軸筋降伏相当
9	9 δ_0	13.6	11.8	345	-10.6	-326	2181	647	
10	10 δ_0	15	13.2	367	-11.5	-343	2449	1007	斜めひび割れの幅0.04 mm程度
11	12 δ_0	17.6	16.4	390	-13.3	-376	12889	1770	斜めひび割れの幅0.06 mm程度
12	14 δ_0	21.3	18.4	399	-18.6	-405	計測不能	7073	斜めひび割れの幅0.1 mm程度 高さ0.6-1mの帯筋が降伏
13	16 δ_0	23.9	21.1	406	-21.3	-406	計測不能	12849	斜めひび割れの幅0.3 mm程度 最大耐力
14	18 δ_0	26.6	24.1	402	-24.3	-383	計測不能	24369	斜めひび割れの幅4 mm程度
15	20 δ_0	29.2	27.8	325	-29.3	-224	計測不能	61438	せん断破壊 鉄筋(帯鉄筋?)の破断音あり

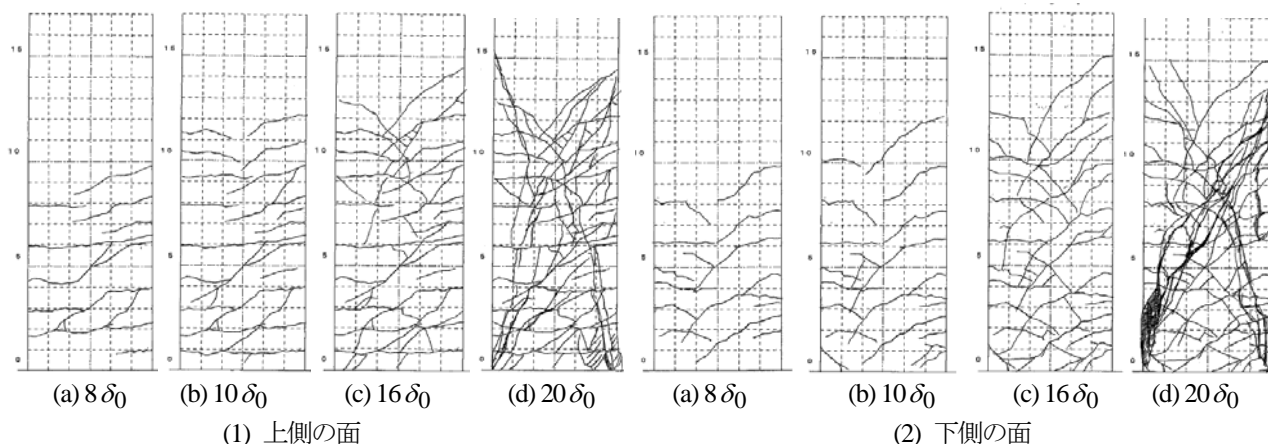


図-7 帯筋補強模型の損傷実験の損傷の進展

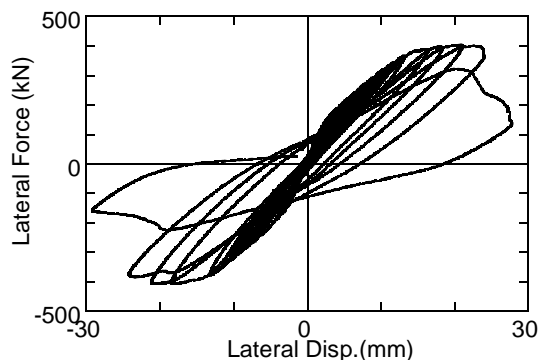


図-8 帯筋補強模型の損傷実験の履歴

载荷方向に平行な面に厚さ 5 mm 程度のモルタルを全体に塗布した。これは、コンクリートとバンドの力の伝達をスムーズにして、バンドのせん断補強効果を高めるためである。なお、载荷方向に平行な面に塗ったモルタルには乾燥収縮によって表面にひび割れが生じた。コンクリートとバンドの力の伝達に関しては問題ないと考えられるが、作業時間の短縮や費用の面からも载荷方向に平行な面へのモルタルの塗布は不要であったと考えられる。

バンドは、上述のように金具幅の制約から決まる最小の間隔である 60 mm 間隔で設置した。

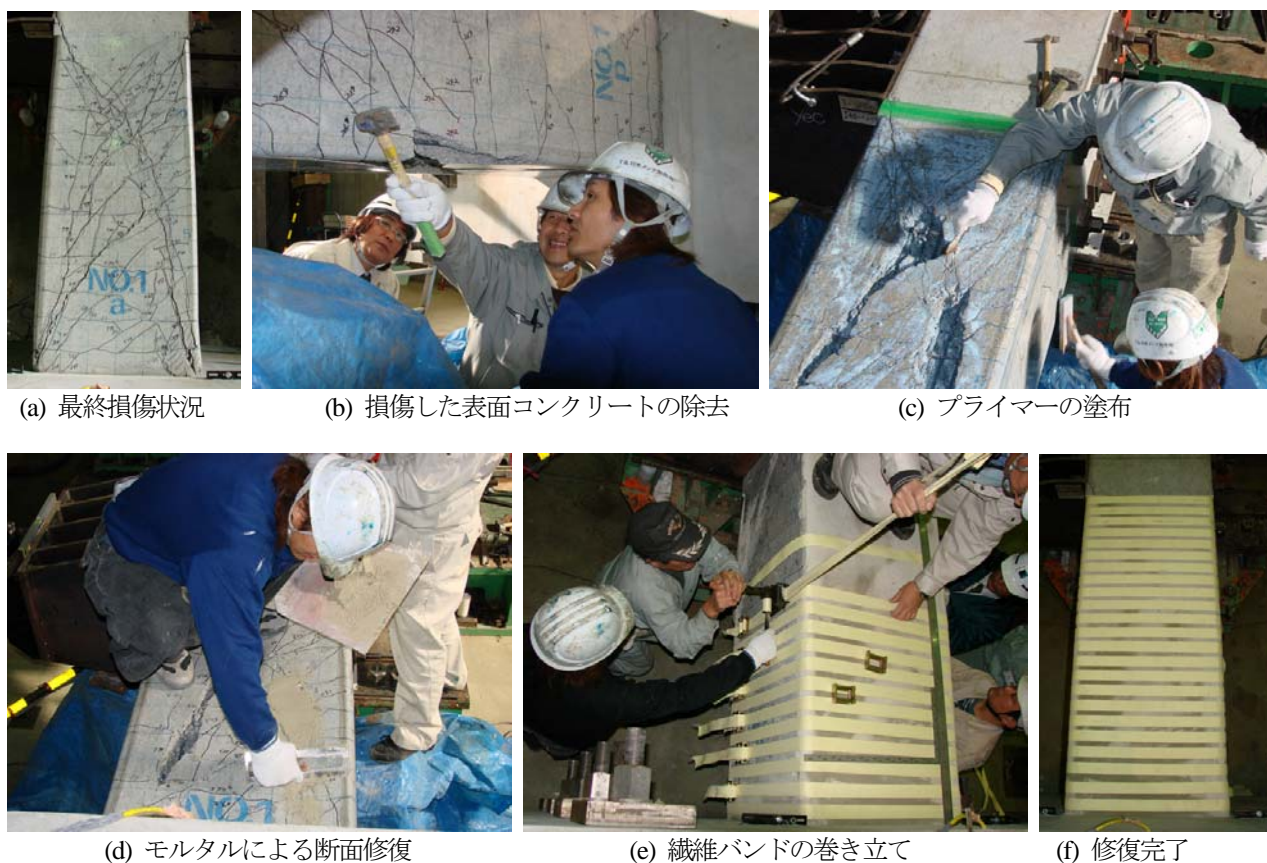


図-9 帯筋補強模型の提案工法による応急復旧

6. 載荷実験による性能評価

6.1 帯筋補強模型に対する実験

(1) せん断損傷を生じさせる実験とその応急復旧

帯筋補強模型に対する損傷を生じさせる実験（以下、損傷実験と呼ぶ）の損傷の進展を図-7に、水平力～水平変位の履歴を図-8に示す。表-7はこれらの結果をまとめたものである。なお、水平変位は載荷点位置において計測された値をそのまま用いている。

これらによれば、ひび割れ耐力におおむね達した載荷振幅±1.6 mmの載荷後にもひび割れは観察されなかった。初期段階の剛性として、振幅 $1\delta_0$ のときの最大点と最小点の割線剛性として求めた剛性は 60 kN/mm であった。初めてひび割れが観察されたのは、 $2\delta_0$ の後である。このひび割れは曲げによるもので、まだ斜めひび割れは観察されなかった。この後は曲げひび割れが増加した。斜めひび割れが顕著になったのは、 $5\delta_0$ の段階である。この後は、載荷方向に平行な面においてせん断ひび割れが進展した。 $8\delta_0$ の載荷において、軸方向鉄筋に貼ったゲージのひずみが降伏ひずみにおおむね達した。このときの水平耐力は 320 kN 程度であり、計算上の初降伏耐力とおおむね一致する。さらに載荷を続けると、斜めひび割れが進展し、残留ひび割れ幅が増加する。最大荷重に達したのは $16\delta_0$ の段階で、この時の水平耐力は 406 kN と

計算上の降伏耐力よりも9%大きい。なお、本模型のせん断耐力 P_{50} は表-5に示したように 349 kN と評価されたが、実際にはせん断耐力はこれよりも大きく、 400 kN 程度であったと推測される。最終的には、 $20\delta_0$ の最大振幅への載荷途中に載荷変位が 20 mm を超えた段階でせん断ずれが生じ、水平耐力が大幅に低下し、せん断破壊した。この際、鉄筋の破断音がしたため、帯鉄筋1本が破断したと推測される。振幅が $20\delta_0$ の載荷における最大耐力は表-7に示したとおり、正側に 325 kN 、負側に 224 kN であるが、最大変位時の水平耐力はこれより小さく、正側、負側でそれぞれ 130 kN 、 150 kN であった。

模型の最終損傷状況と復旧状況を図-9に示す。軸方向鉄筋の破断はなかったが載荷方向に直角な面の基部において、軸方向鉄筋がわずかに座屈し、かぶりコンクリートが浮き上がった。修復は実験の翌日に行った。修復に要した時間は7時間程度であるが、これには載荷方向に平行な面に厚さ 5 mm のモルタルを塗った作業時間も含まれており、これを除けば5時間程度であった。

(2) 応急復旧後の実験

応急復旧後の実験は応急復旧を行った翌日に実施した。この実験（以下、復旧実験と呼ぶ）の損傷の進展を図-10に、水平力～水平変位の履歴を図-11に示す。表-8はこれらの結果をまとめたものである。

表-8 帯筋補強模型の修復実験結果

	目標 振幅 (mm)	正側		負側		バンドの 最大引張 ひずみ	損傷状況 特記事項	
		Disp. (mm)	Force (kN)	Disp. (mm)	Force (kN)			
予備載荷1	0.8	0.4	23	-0.9	-11	90	載荷前からモルタルにひび割れ	
予備載荷2	1.6	1.2	35	-1.4	-21	206		
1	1 δ_0	2.5	2.3	49	-2.0	-31	559	
2	2 δ_0	3.9	3.7	64	-3.1	-47	1095	
3	3 δ_0	5.2	5.1	74	-4.1	-58	1504	モルタルの割れ, 浮き, 剥離
4	4 δ_0	6.5	6.5	86	-5.1	-67	1320	
5	5 δ_0	8.3	7.6	94	-7.4	-86	1463	
6	6 δ_0	9.7	9.2	104	-8.6	-94	1532	モルタル片の剥落
7	7 δ_0	11	10.6	108	-9.8	-100	1774	
8	8 δ_0	12.3	12.1	115	-10.9	-107	1849	(損傷実験の軸筋降伏相当)
9	9 δ_0	13.6	13.5	121	-12.0	-113	2070	
10	10 δ_0	15	15.0	129	-13.2	-122	2205	
11	12 δ_0	17.6	17.7	144	-15.5	-142	2449	
12	14 δ_0	21.3	20.3	159	-20.0	-175	3169	
13	16 δ_0	23.9	22.9	173	-22.5	-185	3771	柱基部で曲げ圧縮破壊の兆候
14	18 δ_0	26.6	25.5	183	-25.1	-193	4639	
15	20 δ_0	29.2	28.0	194	-27.9	-194	5796	(損傷実験の最終載荷)
16	24 δ_0	34.5	32.9	217	-33.2	-213	7399	
17	28 δ_0	39.8	41.0	224	-36.8	-201	8895	ほぼ最大耐力
18	32 δ_0	47.1	46.1	219	-46.6	-218	9979	ほぼ最大耐力
19	36 δ_0	52.4	51.5	209	-52.1	-218	10881	
20	40 δ_0	57.7	56.8	196	-57.5	-219	12619	
21	48 δ_0	68.3	67.9	200	-68.3	-227	14989	帯鉄筋の破断
22	56 δ_0	78.9	79.0	187	-79.4	-213	16189	柱基部の断面が丸くなり始める
23	64 δ_0	89.5	90.1	171	-90.7	-197	17509	帯鉄筋の破断
24	72 δ_0	100.1	101.9	156	-102.1	-162	17961	
25	80 δ_0	110.7	112.5	143	-113.7	-136	23250	
26	100 δ_0	137.2	139.4	148	-143.9	-124	61438	
27	120 δ_0	163.7	157.7	147	-175.5	-100	61438	帯鉄筋2本の破断

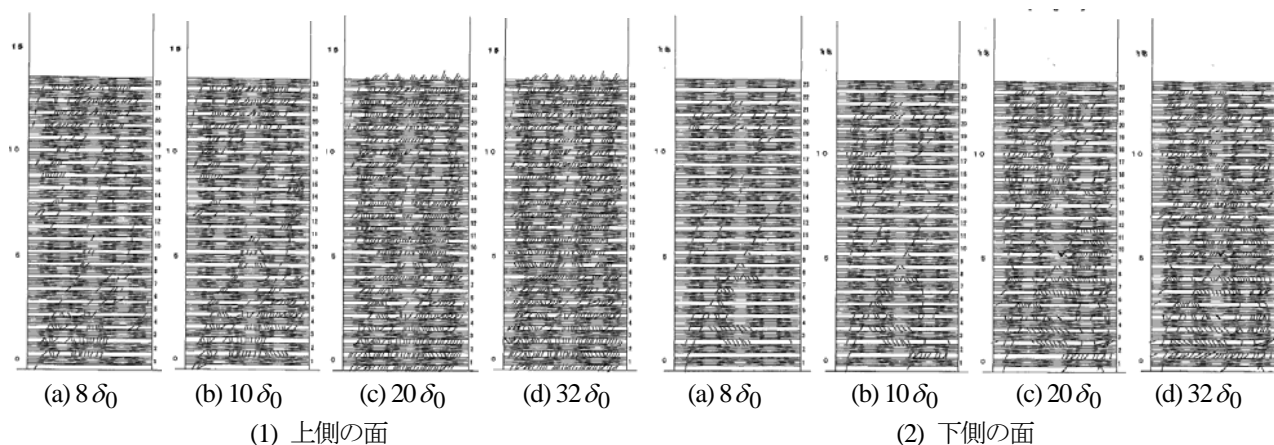


図-10 帯筋補強模型の修復実験の損傷の進展

初期段階の剛性として、振幅 $1\delta_0$ のときの最大点と最小点の割線剛性として求めた剛性は 19 kN/mm であり、健全な状態に対する実験で得られた剛性の 30% 程度にま

で低下している。

本模型は上述のように載荷前からモルタルに割れが生じていたが、載荷によるモルタルの損傷が観察されたの

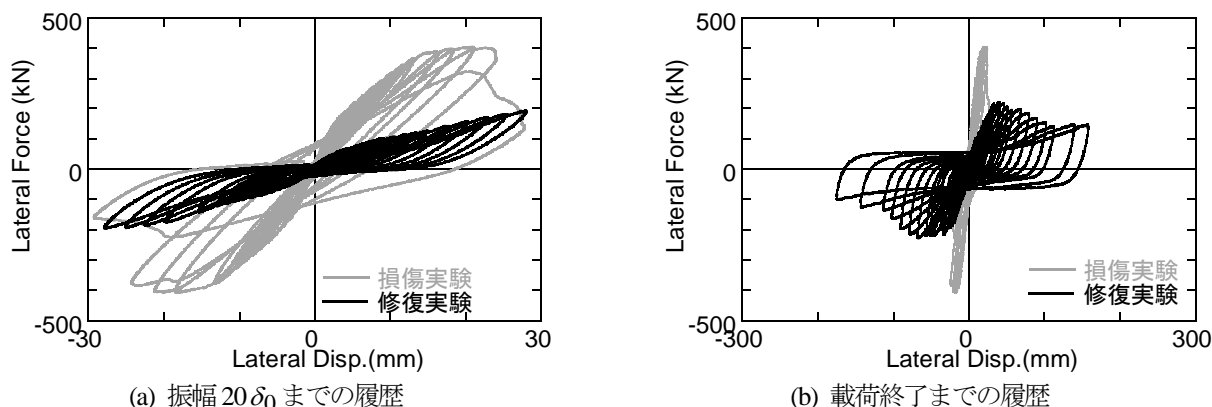


図-11 帯筋補強模型の修復後の水平力～水平変位の履歴



(a) 柱全体の損傷

(b) 柱基部の損傷

(c) 柱基部の内部の損傷

図-12 帯筋補強模型の修復実験後の損傷状況

は振幅が $3\delta_0$ の段階である。このあと、載荷振幅の増加にともないモルタルの損傷は徐々に進展したが、水平耐力は増加し続けた。振幅が $14\delta_0$ の段階で修復前の最終段階の載荷における耐力 (130 kN , -150 kN) を上回ったため、これより後の耐力の増加は繊維バンドによる補強効果であると言える。この段階でも繊維バンドのひずみは最大でも 0.32% 程度であった。このあと、 $16\delta_0$ の段階では、載荷方向に直角な面の基部付近の修復モルタルに曲げ圧縮力による損傷が観察された。これは、バンド巻き立てによりせん断破壊タイプから曲げ損傷タイプに破壊形態が変化しつつあったことを示している。この後も、振幅の増加とともに耐力が増えた。コンクリートの損傷の進展によりコンクリートのせん断耐力は低下するが、バンドによるせん断耐力が増加しており、この増加の方が大きかったためであると考えられる。

損傷実験において、せん断破壊した載荷変位 ($20\delta_0$) を超えても橋脚模型の損傷に大きな変化はなかった。最大耐力に達したのは $32\delta_0$ の載荷の段階で、このときの耐力は 220 kN 程度であり、修復前の最終段階の載荷における耐力 (130 kN , -150 kN) からは 80 kN ほど耐力が増加した。これは、繊維バンドによるせん断耐力補強によるものと考えられ、また、コンクリートが負担するせん断

耐力は損傷により低下したと考えられるため、実際には 80 kN 以上の補強効果があったと推測される。このとき、繊維バンドには 1% のひずみが生じた。

この後は、緩やかに耐力が低下し、載荷振幅 $48\delta_0$ において、鉄筋の破断音がしたため、帯鉄筋が破断したと考えられるが、それでも耐力の大きな低下はなかったことから、せん断耐力はバンドによって確保されていたと推測される。さらに載荷を進めて、最終的には載荷振幅が $120\delta_0$ に達した段階で載荷を終了した。このときの耐力は正側に 147 kN 、負側に 100 kN であった。バンドのひずみはゲージの破断により計測不能だったが、図-12 に示すように柱断面がほぼ円形に近いような状態になっても、バンドは破断することはなかった。また、損傷は柱基部に集中していることから、バンド巻き立てによる応急復旧により破壊形態は曲げ破壊タイプに変化し、かつ大きな変形性能が確保されたことが分かる。

図-12 には実験後に柱基部付近のバンドを切断した後の模型の損傷状態も示している。軸方向鉄筋はバンドによる拘束によって特に角部で複雑に座屈した。柱基部では修復モルタルが圧壊して、ぼろぼろになっていた。

表-9 バンド補強模型の実験結果

	目標 振幅 (mm)	正側		負側		軸方向鉄筋 の最大引張 ひずみ	バンドの 最大引張 ひずみ	損傷状況 特記事項	
		Disp. (mm)	Force (kN)	Disp. (mm)	Force (kN)				
予備载荷1	0.4	-0.2	-1	-0.5	-19	84	62		
予備载荷2	0.8	-0.1	13	-0.9	-40	99	64		
予備载荷3	1.2	0.6	52	-0.8	-37	99	62		
予備载荷4	1.6	0.9	72	-1.1	-53	158	69		
1	1 δ_0	2.5	1.6	104	-1.6	-86	285	75	
2	2 δ_0	3.9	2.7	146	-2.5	-137	578	105	曲げ・斜めひび割れ発生
3	3 δ_0	5.2	3.8	175	-3.6	-166	840	137	斜めひび割れの進展
4	4 δ_0	6.5	4.9	202	-4.6	-193	1050	165	斜めひび割れの進展
5	5 δ_0	8.3	5.9	227	-6.6	-241	1254	311	
6	6 δ_0	9.7	7.2	258	-8.1	-267	1464	456	
7	7 δ_0	11.0	8.5	284	-9.2	-290	1633	600	
8	8 δ_0	12.3	9.7	307	-10.4	-314	1832	761	
9	9 δ_0	13.6	10.8	327	-11.1	-332	1976	923	軸筋降伏相当
10	10 δ_0	15.0	13.0	331	-12.6	-349	2218	5522	せん断破壊, ひび割れが急増
11	12 δ_0	17.6	15.6	229	-15.5	-332	2104	9705	斜めひび割れの開き 柱基部で曲げ圧縮破壊の兆候
12	14 δ_0	20.3	18.2	234	-18.6	-326	計測不能	11181	ひび割れが増加 コンクリートの剥離, 剥落
13	16 δ_0	22.9	20.5	238	-21.3	-327	計測不能	12949	
14	18 δ_0	25.6	24.6	261	-23.1	-348	計測不能	12748	
15	20 δ_0	28.2	27.6	267	-25.6	-346	計測不能	14190	(損傷実験の最終载荷)
16	24 δ_0	33.5	33.2	282	-31.0	-355	計測不能	15591	
17	32 δ_0	44.1	43.8	294	-41.9	-376	計測不能	16943	正側が最大耐力
18	40 δ_0	54.7	55.1	263	-52.9	-377	計測不能	19479	負側が最大耐力
19	48 δ_0	65.3	66.3	240	-64.1	-361	計測不能	20569	
20	56 δ_0	75.9	77.5	223	-75.5	-325	計測不能	20749	
21	64 δ_0	86.5	88.4	206	-87.5	-197	計測不能	20743	
22	72 δ_0	97.1	99.1	199	-99.4	-167	計測不能	22185	
23	80 δ_0	107.7	109.8	189	-110.9	-146	計測不能	19500	
24	100 δ_0	134.2	136.6	188	-140.3	-150	計測不能	21619	
25	120 δ_0	160.7	156.5	180	-171.6	-136	計測不能	21154	
26	160 δ_0	213.7	217.4	180	-233.5	-126	計測不能	26949	
27	200 δ_0	266.7	261.2	156	-245.1	-104	計測不能	29235	

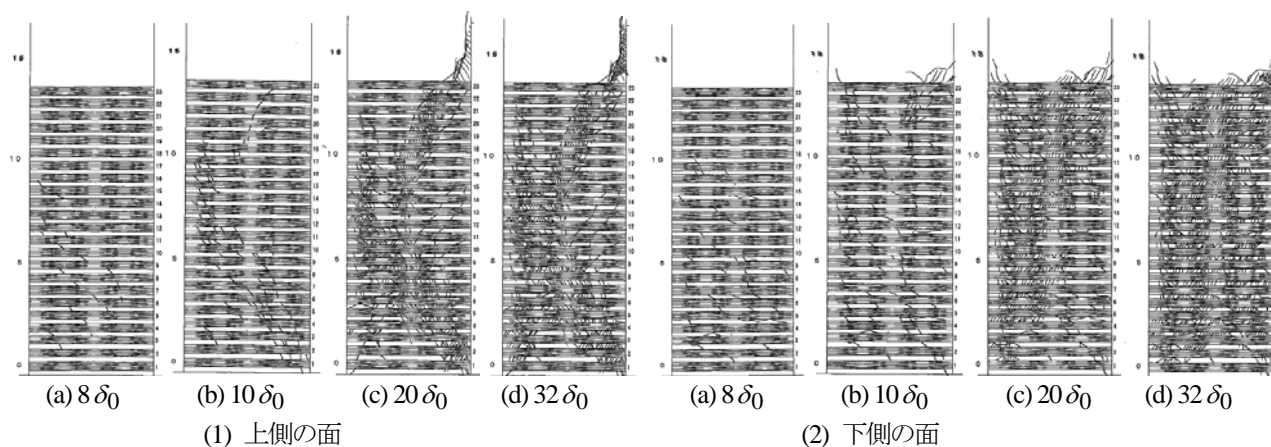


図-13 バンド補強模型の損傷の進展

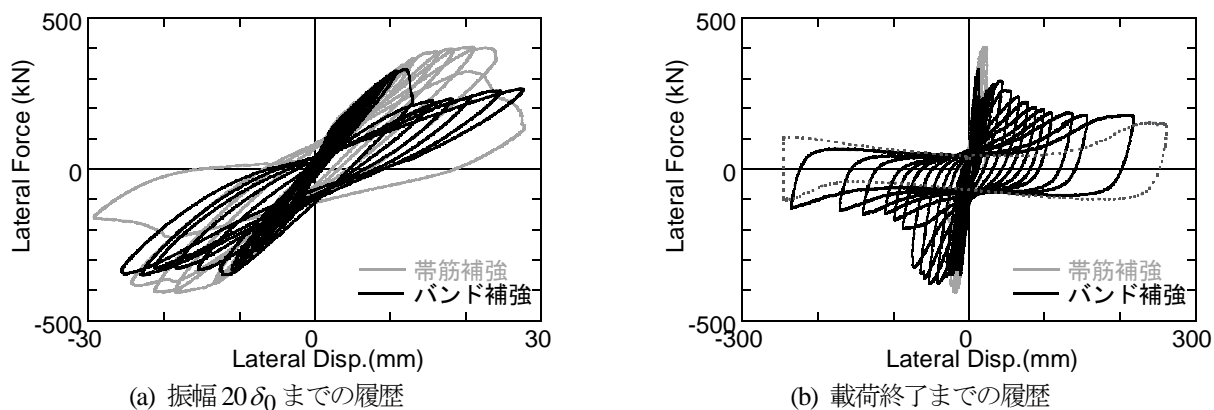


図-14 バンド補強模型の水平力～水平変位の履歴



図-15 バンド補強模型の実験後の損傷状況

6.2 バンド補強模型に対する実験

バンド補強模型に対する実験の損傷の進展を図-13に、水平力～水平変位の履歴を図-14に示す。表-9はこれらの結果をまとめたものである。

ひび割れ耐力におおむね達した荷重振幅 $\pm 1.6\text{ mm}$ の荷重後にもひび割れは観察されなかった。初期段階の剛性として、振幅 $1\delta_0$ のときの最大点と最小点の割線剛性として求めた剛性は 60 kN/mm であり、これは帯筋補強模型の初期剛性と同一である。初めてひび割れが観察されたのは、 $2\delta_0$ の後であり、曲げひび割れと斜めひび割れが観察された。この後は斜めひび割れが増加した。これは、先に曲げひび割れが進展した帯筋補強模型とは異なる点であり、荷重初期の段階では、バンドのひずみも小さく、バンドのせん断補強の効果は大きくないことを示している。

振幅 $9\delta_0$ の荷重において、軸方向鉄筋に貼ったゲージのひずみが降伏ひずみにおおむね達した。このときの水平耐力は、 330 kN 程度であり、計算上の初降伏耐力とおおむね一致する。この直後の振幅 $10\delta_0$ の荷重の正側の荷重中に、変位が 12 mm を超えた段階で、最大耐力(331 kN)に達し、そこから耐力が急激に低下した。荷重振幅が 13 mm に達した段階の耐力は 220 kN となるが、このときに

バンドのひずみは 0.55% を超えるレベルまで急増しており、バンドがせん断補強効果を発揮し始めたことを示している。負側の荷重では、耐力の大きな低下はなかったため、負方向にはコンクリートはまだせん断抵抗力を有していたと考えられる。

この後、荷重振幅が増加するとともに、バンドのひずみが増加し、それにつれて正側の耐力も再び増加する。バンドのひずみは振幅 $14\delta_0$ の荷重時に 1% を超える。この後も、耐力は増加し、振幅 $32\delta_0$ の荷重時に2回目の正側のピークを迎える。このときの耐力は 294 kN 、バンドのひずみは 1.7% であった。コンクリートにせん断破壊が生じて耐力が下がった段階からは 74 kN の耐力が増加しており、これがバンドによるせん断補強効果であると推測される。

この後は、コンクリートの損傷による耐力の低下が大きくなるため、水平耐力は下がり始めるが、バンドの破断、急激な耐力の低下がなかったため、最終的には振幅 $200\delta_0$ まで荷重した。

図-15に最終損傷状況と実験後に柱基部付近のバンドを切断した後の模型の損傷状態を示す。帯筋補強模型を応急復旧した模型に対する実験と同様に、柱断面がほぼ円形に近いような状態になっており、軸方向鉄筋はバン

ドによる拘束によって特に角部で複雑に座屈した。柱基部ではコンクリートが圧壊して、ぼろぼろになっていた。

以上より、コンクリートがせん断破壊する段階ではバンドの効果は大きくないが、その後は、脆性的な破壊を防止し、柱基部に損傷が生じ、曲げ破壊タイプに破壊形態が変化した上で、大きな変形性能を確保できており、繊維バンド巻き立てによる補強効果が示された。

6.3 バンド補強効果

以上より、帯筋補強模型の応急復旧後の実験においても、また、バンド補強模型においても、バンド補強効果により最低 70 kN のせん断補強効果があったことが実験より示された。なお、上述のように、載荷振幅の増加とともに、コンクリートが負担するせん断耐力は損傷により低下したと考えられるため、実際にはこれ以上の補強効果があったと推測される。

バンドによるせん断補強効果を定量化するために、バンドの有効応力 σ_{band} を式(2)から推定することとした。バンドによるせん断耐力 S_{band} を 70 kN とすると、バンドの有効応力 σ_{band} は 151 N/mm² となる。図-6 に示した結果に基づけば、応力が 150 N/mm² 程度の時のひずみは 2.3~2.7% に相当するが、模型の実験において、バンドが効き始めた後に供試体の耐力が最大に達するときのひずみは 1~1.7% と比較的小さい。これは、局所的なひずみの影響等が考えられるが、その理由はよく分からない。要素実験の項でも述べたように、バンドの力学的特性の評価試験法も含めて、これについては今後の課題であるが、ここでは、復旧設計における安全率を考慮してバンドの有効応力は 100 N/mm² とすることを提案する。ただし、これは 2 体の模型実験の結果に基づくものであり、今後、実験データの蓄積や力学的特性の評価方法の検討を踏まえて精査していく値であるため、ここでは暫定提案とする。また、復旧設計においては補強により耐力をどの程度上げる必要があるかを定めることが重要である。これについては、破壊形態をせん断破壊から曲げ破壊にすることがポイントであるが、破壊によってどの程度、曲げ耐力およびせん断耐力が低下したかを評価することが必要であり、この点についての検討も今後の課題である。

7. まとめ

大規模な地震により RC 橋脚に損傷が生じた場合に、即効性のある復旧工法を用いて迅速かつ合理的に機能回復を図るための応急復旧技術を開発することを目的として、今年度は、昨年度に提案した 2 工法を要求性能の観点から整理するとともに、そのうちの機械式定着による繊維バンドによる応急復旧工法の復旧設計法を確立する

ために、せん断破壊タイプの鉄筋コンクリート橋脚模型 2 体に対して正負くり返し載荷実験を行った。本研究により得られた主な成果は以下の通りである。

- 1) 応急復旧工法に求められる要求性能を整理した。要求性能は 5 つあり、それらは、短期的な耐震性能の確保、施工性がよいこと、1 日程度で復旧作業を完了すること、重機等による施工を必要としないこと、資材が長期備蓄可能であることとした。これに基づき、提案する工法の評価を行い、機械式定着による繊維バンドによる応急復旧工法が実用化には適していることを示した。
- 2) 繊維バンドの要素試験から弾性係数、破断強度が高い材料を選ぶこととし、アラミド 29 材をバンドの素材として選定した。ただし、その力学的特性を評価するための要素試験方法が確立されていないため、今後の検討課題である。
- 3) せん断破壊した RC 橋脚を機械式定着による繊維バンドにより復旧し、その効果を正負くり返し載荷実験から評価した。この結果、損傷による剛性の低下はあるが、バンドによるせん断補強効果により耐力は破壊直後に比べて 80 kN ほど増加した。破壊形態は、基部の曲げ破壊タイプとなった。
- 4) せん断破壊タイプの RC 橋脚に繊維バンドで補強した模型に対する実験から、コンクリートがせん断破壊する段階ではバンドの効果は大きくないが、バンド補強により脆性的な破壊を防止し、柱基部に損傷が生じ、曲げ破壊タイプに破壊形態が変化した上で、大きな変形性能を確保できた。バンドによる効果により、せん断破壊後に耐力が 74 kN 増加した。
- 5) 実験結果をもとに、復旧設計に用いるバンドの有効応力は 100 N/mm² とすることを提案した。これと式(2)からバンドの必要補強量を定めることとする。ただし、これは 2 体の模型実験の結果に基づくものであり、今後、実験データの蓄積や力学的特性の評価方法の検討を踏まえて精査していく値であるため、ここでは暫定提案とする。

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：地震により損傷した RC 橋脚の迅速な応急復旧工法の開発に関する振動台加震実験，土木学会第 63 回年次学術講演会，CD-ROM 5-501，2008.
- 4) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 5) 河野広隆，渡辺博志，菊森佳幹：大型 RC はり供試体のせん

断強度に関するデータ集, 土木研究所資料, 第 3426 号, 1996.

- 6) 運上茂樹, 星隈順一, 西田秀明: 橋の耐震性能の評価に活用
する実験に関するガイドライン(案)(橋脚の正負交番載荷
実験方法及び振動台実験方法), 土木研究所資料, 第 4023 号,
2006.

DEVELOPMENT OF RAPID REPAIR METHOD FOR SEISMIC DAMAGE OF BRIDGE STRUCTURES

Abstract: The objective of this study is to develop a rapid repair method of seismic damage of bridge structures. In FY 2008, two rapid repair methods that were proposed in FY 2007 were evaluated based on performance requirements, and the method with mechanical-anchored fiber band jacketing was selected. A series of quasi-static cyclic loading tests was conducted to evaluate the effectiveness of the method with mechanical-anchored fiber band jacketing. The tests revealed that the failure mode changes from shear failure mode to flexure failure mode by the fiber band jacketing, and thus, the specimen with jacketing had sufficient ductility capacity. Based on the results from the tests, a design method for the rapid repair was proposed

Keywords: bridge, reinforced concrete column, rapid repair, cyclic loading test, mechanical-anchored fiber band jacketing