

機械式定着繊維バンド巻立て工法による RC 橋脚の 応急復旧効果に関する実験的検討

堺淳一¹・運上茂樹²・星隈順一³

¹ 正会員 博（工） 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（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

² 正会員 工博 国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター 地震災害研究官
（〒305-0804 茨城県つくば市旭 1）

³ 正会員 博（工） 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（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

1. はじめに

大規模な地震が発生した場合、道路橋などのライフライン構造物の被災状況の把握とそれに基づく災害時道路ネットワークの確保は、地震直後の救急救命活動、被災者の避難、救援物資輸送等の震後対応において極めて重要である。道路橋が被災した場合には、まずはその被災を発見するとともに、被災の程度を把握することが重要であり、その後、必要に応じて道路橋の機能を応急的に確保するために修復が行われる。

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。一方、2004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を短縮することの重要性が再認識された¹⁾²⁾。交通止めの期間を短縮するためには、即効性のある工法により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である。

こうした背景から、土木研究所では既往の地震においても被災事例の多い鉄筋コンクリート（RC）橋脚を対象に、即効性のある復旧工法として機械式定着繊維バンド巻立て工法を提案し、これまでに柱基部で曲げ破壊する RC 橋脚に対する振動台加震実験等によりその復旧効果を検証した³⁾⁴⁾。しかし、曲げ損傷よりもせん断損傷の方が致命的な被害に至りやすいため、短期的な応急復旧の目的としてはせん断耐力を確保することが重要である。このため、本工法の復旧設計法を確立するためにはせん

断補強効果を適切に評価できる手法を開発することが必要となる。そこで、本工法によるせん断補強効果を調べるために、せん断破壊タイプの RC 橋脚模型 2 体に対して正負くり返し載荷実験を行った。ここでは、その結果を報告する。

2. 機械式定着繊維バンド巻立て工法の概要

本工法は、断面修復は超速硬性無収縮モルタルにより行い、断面修復後に繊維バンドを機械式定着によって巻立てる工法である³⁾⁴⁾。一般的な工程は以下に示すとおりであり、修復作業の様子を写真-1に示す。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. 機械式定着による繊維バンドの巻立て

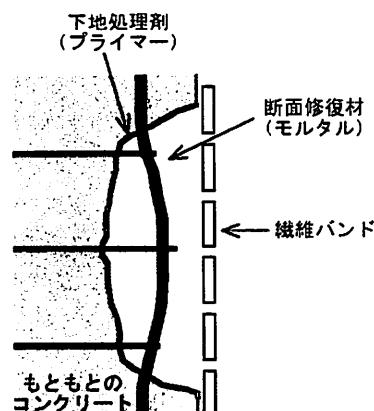


図-1 提案工法による応急復旧後の断面の概要



写真-1 提案工法による応急復旧

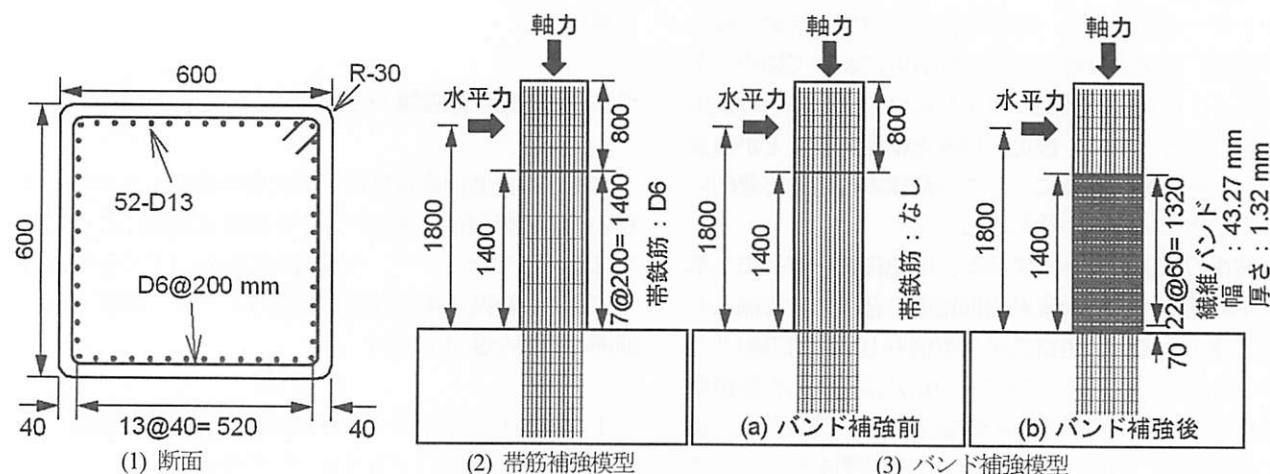


図-2 模型供試体の配筋

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一般的な連続繊維材を接着して巻立てる工法よりも劣ると考えられるが、曲げ破壊する場合には、繊維バンドによる横拘束効果による変形性能の向上が期待できることが明らかとなっている^{3),4)}。

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、連続繊維材を用いた修復に用いられることの多い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。

繊維バンドを巻立てる作業は、簡単な作業であり特殊な技術や工具は要さない。また、繊維バンドは軽いため、施工には重機を要さない点もポイントである。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、一般的には長期間備蓄可能な材料である。

3. 実験模型と実験セットアップ

図-2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、載荷点高さは1.8 mとした。せん断支間比は3である。バンドを巻立てるため、隅角部は半径30 mmの1/4円形として面取りをした。

表-1 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

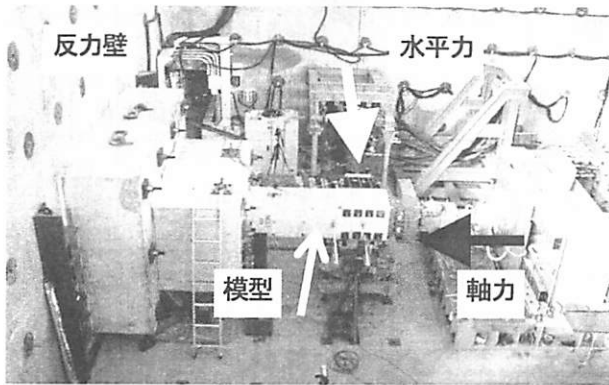


写真-2 実験セットアップ

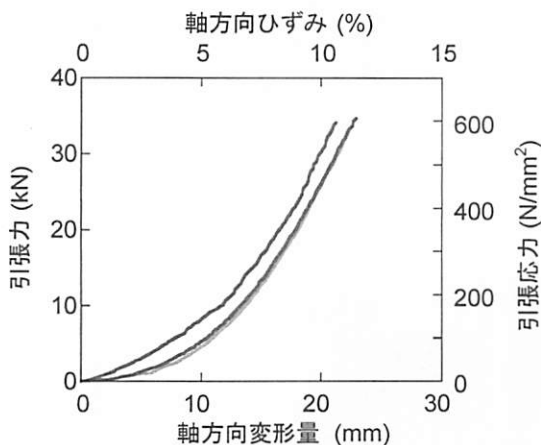


図-3 繊維バンドの引張力～変位関係

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載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載荷実験を行い、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。これを繊維バンド補強模型と呼ぶ。本模型に対する実験により、本工法を耐震補強工法として用いた場合の効果も確認することとした。

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。軸方向鉄筋としてはSD345材のD13を52本配置した。帯鉄筋としてはSD295A材のD6を200mm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。材料試験に基づく強度は表-1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。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。

写真-2に実験セットアップを示す。載荷は1方向載荷とし、基準変位の整数倍の同一振幅におけるくり返し回数を1回とした載荷を行った。ここで、載荷の基準変位 δ_0 としては、計算による降伏変位の25%に相当する1.3 mmとした。柱の上部構造重量による軸力を模擬するために、柱基部の軸力が1 N/mm²となるように、柱の頂部には360 kNの軸力を作用させた。

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に提案工法に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立てた。

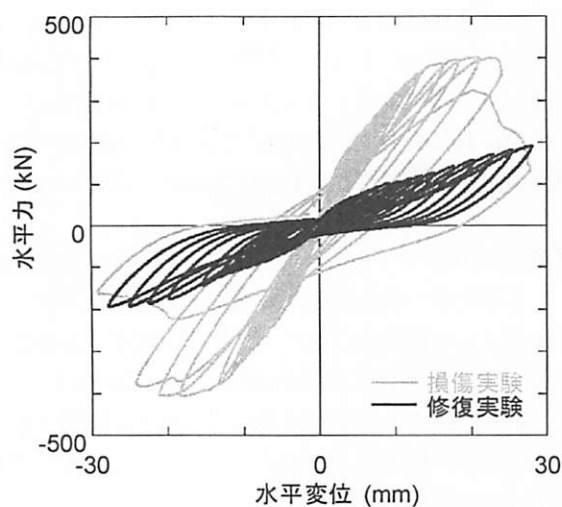
機械式定着による繊維バンド巻立てには、アラミド繊維バンドと定着金具を用いた。帯筋補強模型の損傷後の断面修復にはプライマーとして高分子ポリマーエマルジョンシーラーを、断面修復材として超速硬性無収縮モルタルを用いた。

定着金具には、公称破断強度が20 kNである梱包用ベルトに用いられる市販の金具を用いた。

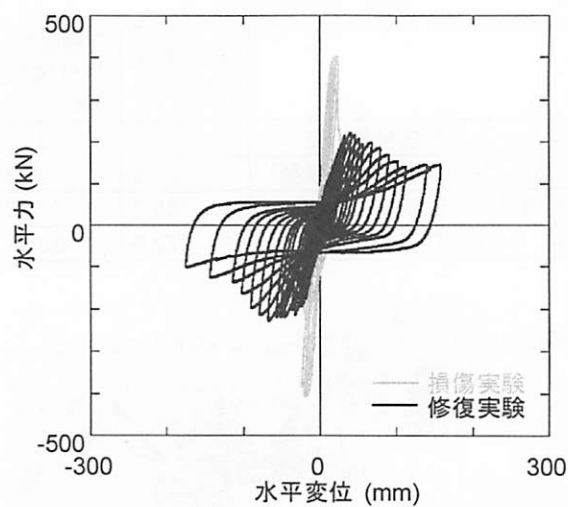
アラミド繊維バンドとしては、施工性等を考慮して文献3)、4)に示した実験で用いた市販のバンドと同じ厚さ、幅とすることとした。厚さ、幅はそれぞれ1.32 mm、幅43.27 mmである。アラミド繊維バンドの素材としての弾性係数、破断強度はそれぞれ70.5 kN/mm²、2920 N/mm²であるが、これを織ってバンドとした場合の力学的特性は3本の試験体に対する引張試験により別途調べた。その結果を図-3に示す。これによれば、繊維材の引張力～変位関係は下に凸の曲線となる。これは、バンドとして織った繊維材が引張力の作用により締まっていくために剛性が高くなるためである。破断強度は約600 N/mm²、破断ひずみは約10%であった。

超速硬性無収縮モルタルの弾性係数、圧縮強度は、材料試験によれば、それぞれ10.7 kN/mm²、27.9 N/mm²であった。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。

本工法のせん断補強効果の検討の第一段階として、本実験では、バンドを1層巻き程度に配置することとした。このため、バンドの設置間隔を出来る限り狭くすることとした。ただし、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間隔で配置した。

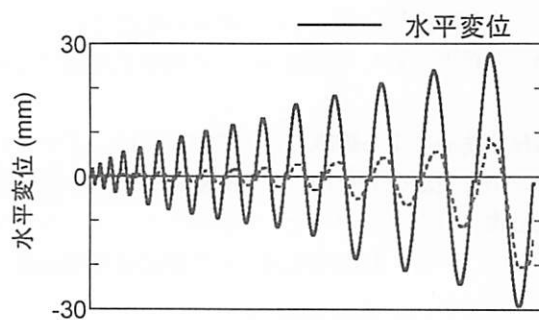


(a) 振幅 $20\delta_0$ までの履歴

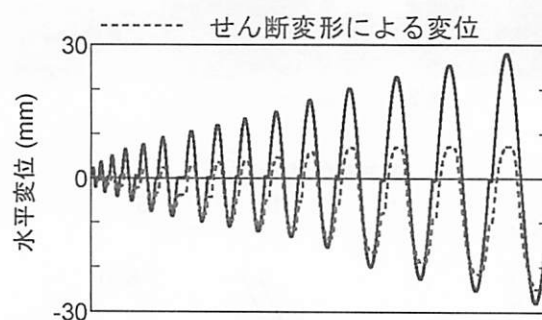


(b) 載荷終了までの履歴

図-4 帯筋補強模型の水平力～水平変位の履歴

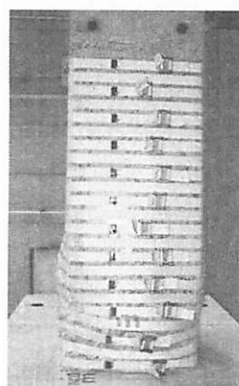


(a) 損傷実験

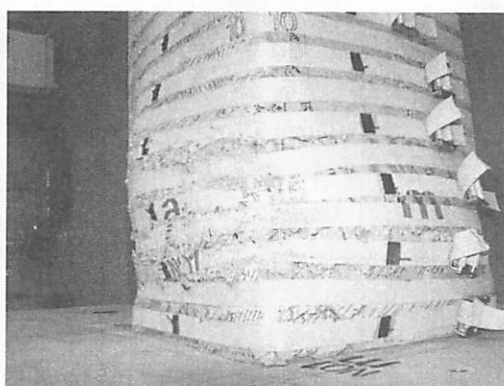


(b) 修復実験

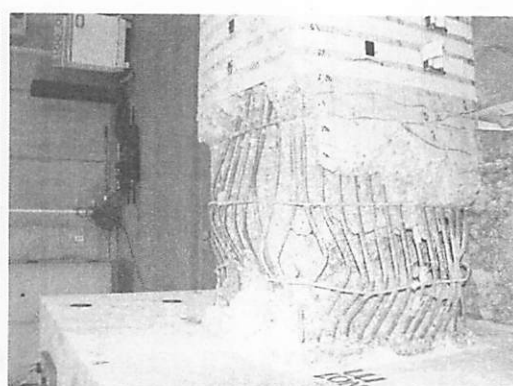
図-5 帯筋補強模型の水平変位にしめるせん断変形の割合 (振幅 $20\delta_0$ まで)



(a) 柱全体の損傷



(b) 柱基部の損傷



(c) 柱基部の内部の損傷

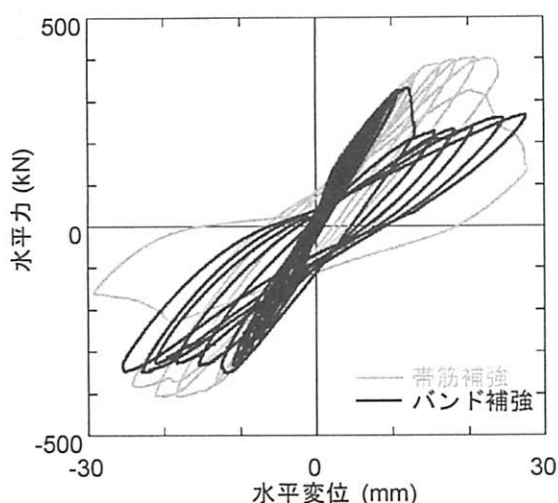
写真-3 帯筋補強模型の修復実験後の最終損傷状況

実験では、載荷点における水平力、水平変位、柱部（基部から高さ 1.4 m までの区間）のせん断変形、軸方向鉄筋、帯鉄筋、繊維材バンドのひずみを計測した。ここで、せん断変形量は、フーチング上と高さ 1.4 m に固定点を設置し、この対角線の変位量を計測し、これをもとに三平方の定理から求めた。

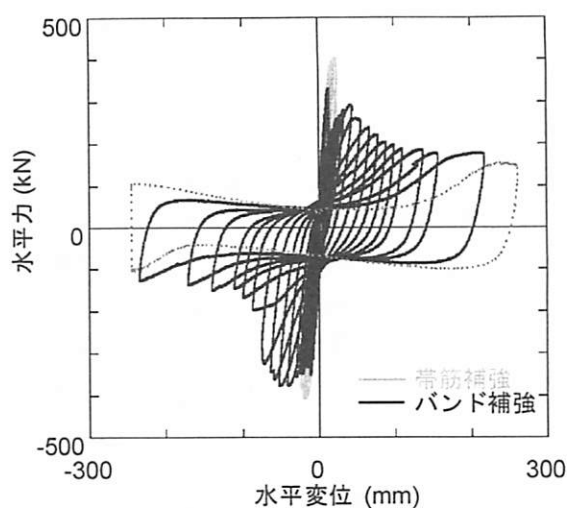
4. 載荷実験による性能評価

(1) 帯筋補強模型

帯筋補強模型に対する損傷を生じさせる実験（損傷実験）と修復後の模型に対する実験（修復実験）で得られた水平力～水平変位の履歴の比較を図-4 に示す。また、図-5 には全体の水平変位にしめるせん断変形による変位の割合を示す。写真-3 は修復実験後の最終損傷状況を示した結果である。



(a) 振幅 $20\delta_0$ までの履歴

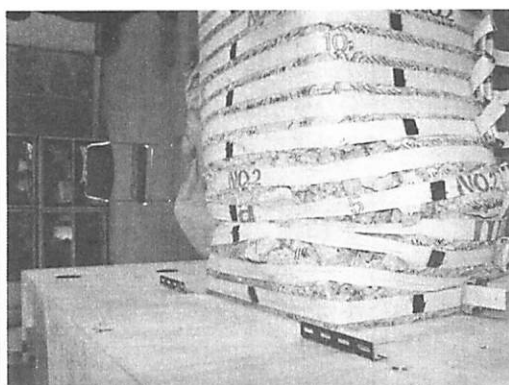


(b) 載荷終了までの履歴

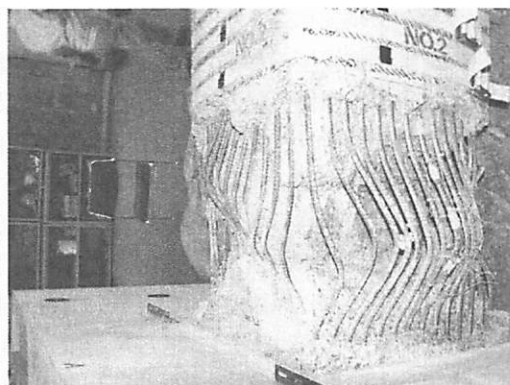
図-6 バンド補強模型の水平力～水平変位の履歴



(a) 柱全体の損傷



(b) 柱基部の損傷



(c) 柱基部の内部の損傷

写真-4 バンド補強模型の実験後の損傷状況

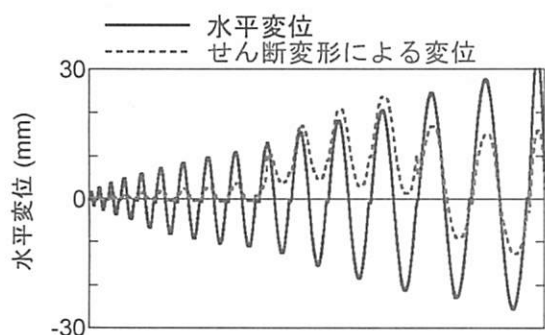


図-7 バンド補強模型実験のせん断変形の割合
(振幅 $20\delta_0$ まで)

健全な状態の帯筋補強模型の初期段階の剛性は 60 kN/mm であった。 $2\delta_0$ の載荷の後、初めて曲げひび割れが観察され、 $5\delta_0$ の載荷の段階で斜めひび割れが顕著に生じた。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。最大荷重に達したのは $16\delta_0$ の載荷時で、この時の水平耐力は 406 kN であった。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。このときの最大変位点における水平力は正側、負側でそれぞれ 130 kN 、 150 kN であった。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。せん断変形による変位は、 $5\delta_0$ の載荷時には全体の変位の 10% 程度であったが、その割合が徐々に増加し、 $10\delta_0$ の載荷時にはこれが 20% 程度まで増加した。せん断破壊が生じた $20\delta_0$ の載荷時は正側で 28%、負側には 70% に達しており、これより負側のせん断損傷が大きかったことが推測される。

提案工法による修復後には、初期段階の剛性は、健全な状態に対する実験で得られた剛性の 30% 程度にまで低下した。振幅が $14\delta_0$ (振幅 20 mm) の段階で修復前の最終段階の載荷における最大変位時の耐力を上回ったため、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考えられる。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。この段階におけるせん断変形による変位の割合は正側では損傷実験の時と同程度であったが、負側では 85% を超えていた。損傷実験

によるせん断損傷が非対称であったため、修復後にもこのような偏りが生じたものと考えられる。最大耐力に達したのは $32\delta_0$ （振幅47 mm）の载荷の段階で、このときの耐力は220 kN程度であり、修復前の最終段階の载荷の最大変位時における耐力からは80 kNほど耐力が増加した。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、最終的には载荷振幅が $120\delta_0$ （振幅167 mm）に達した段階で载荷を終了した。この段階では、写真-3(b)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いたが、バンドが破断したり、定着金具からはずれることはなかった。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十分な変形性能が確保されたことが分かる。

(2) 繊維バンド補強模型

繊維バンド補強模型の水平力～水平変位の履歴を帯筋補強模型に対する損傷実験の履歴と比較した結果、全体の水平変位にしめるせん断変形による変位の割合、最終損傷状況をそれぞれ図-6、7および写真-4に示す。

初期剛性は帯筋補強模型と同程度であった。初めてひび割れが観察されたのは、 $2\delta_0$ の载荷後であり、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、载荷初期の段階では、バンドのひずみも小さく、バンドのせん断補強の効果は小さかったことを示している。せん断変形による変位は、 $5\delta_0$ の载荷時には全体の変位の20%程度と帯筋補強模型の2倍に相当するせん断変形が生じたことから、初期の段階からせん断損傷が進んだことが分かる。

振幅 $9\delta_0$ の载荷において、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。この直後の振幅 $10\delta_0$ の载荷の正側の载荷中に、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。载荷振幅が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 $9\delta_0$ の载荷における最大ひずみ（0.1%）から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。ただし、図-3によればこのひずみレベルではバンドには引張力はほとんど生じておらず、この段階のバンドによるせん断耐力はほぼ0と推測される。このとき、せん断変形の割合は80%近くに達した。なお、負側の载荷では、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、载荷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した。バンドのひずみは振幅 $14\delta_0$ の载荷時に1%を超えた。こ

の後も耐力は増加し、振幅 $32\delta_0$ の载荷時に2回目の正側のピークを迎えた。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、実際にはコンクリートの負担できるせん断耐力が損傷により低下したことも考えられるため、バンドによるせん断補強効果は少なくとも74 kNはあったと推測される。

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たが、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 $200\delta_0$ まで载荷した。最終損傷状況は、帯筋補強模型の復旧後の実験と同様であった。

以上より、コンクリートがせん断破壊する直前の段階では機械式定着による繊維バンド巻立て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、十分な変形性能を確保できており、本工法によるせん断補強効果が示された。

5. 結論

本研究では機械式定着繊維バンド巻立て工法のせん断補強効果を調べるために、せん断破壊タイプのRC橋脚に対する正負交番载荷実験を行った。以下に本研究で得られた結論を示す。

- 1) せん断破壊した橋脚模型を提案工法によって修復すると破壊形態は曲げ破壊に変化し、バンドの高い伸び性能により内部のコンクリートが激しく損傷した状態でも脆性的な破壊は生じず、安定した変形性能を確保できた。
- 2) 耐震補強として本工法を用いる場合、コンクリートがせん断破壊する段階では繊維バンド巻立てによるせん断補強効果は大きくないが、その後は、脆性的な破壊を防止し、柱基部の曲げ破壊タイプに破壊形態が変化した上で、十分な変形性能を確保できた。
- 3) 今後は、本結果をもとに提案工法のせん断補強設計法について検討していく予定である。

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：平成16年（2004年）新潟県中越地震土木施設災害調査報告，土木研究所報告，No.203，2006。
- 3) 堺淳一，運上茂樹：震災を受けた道路橋の応急復旧技術の開発に関する振動台加震実験，土木技術資料，50-9，pp.32-35，2009。
- 4) 堺淳一，運上茂樹：地震により曲げ破壊した鉄筋コンクリート橋脚に対する緊急復旧工法の提案，土木学会地震工学論文集，Vol.30，2009。