

### 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（道路整備勘定）

研究期間：平 18～21

担当チーム：耐震研究グループ（耐震）

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、鉄筋コンクリート橋脚を対象に即効性のある復旧工法の効果を評価するために正負繰り返し載荷実験と振動台加震実験を行った。即効性のある復旧工法としては、速乾性の材料を用いた炭素繊維シートによる修復と機械式定着によるポリエステル繊維バンドによる修復を提案し、これらの工法により、被災前の状態に比べて剛性は低下するが曲げ耐力、変形性能ともに損傷前と同程度またはそれ以上の性能が確保できることを示した。

キーワード：橋，鉄筋コンクリート橋脚，応急復旧，正負繰り返し載荷実験，振動台加震実験

#### 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）<sup>1)</sup>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<sup>2)</sup>。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、速乾性の接着剤を用いて貼付した炭素繊維シートの修復効果に関する実験を行った。今年度は軸方向鉄筋の途中定着部において曲げ破壊する鉄筋コンクリート（RC）橋脚を対象として、静的正負繰り返し載荷実験と振動台加震実験を行った。応急復旧工法としては、速乾性の接着剤を用いて炭素繊維シートを貼付する場合とポリエステル繊維バンドを機械的に定着する場合のそれぞれの効果を調べた。

#### 2. 橋脚模型と実験セットアップ

##### 2.1 橋脚模型

今年度は、RC 橋脚の中でも軸方向鉄筋の途中定着部（以下、段落し部と呼ぶ）で曲げ破壊するタイプの橋脚を対象とすることとした。これは、近年の大規模な地震において図-1 に示すようなかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋のはらみ出し、帯鉄筋のゆるみといった損傷がこうした段落し部に生じた事例がみられており<sup>2)</sup>、こうした被害が余震によって倒壊等の甚大な被害につながらないようにするとともに機能回復を図る迅速かつ応急的な復旧工法を開発することが必要なためである。

図-2, 3 に実験模型の柱部の配筋、模型の主要な断面の配筋をそれぞれ示す。模型は、我が国で建設される一般的な都市高架橋の RC 橋脚の約 4 分の 1 のサイズとした。



図-1 過去の地震による RC 橋脚の段落し部の損傷<sup>2)</sup>

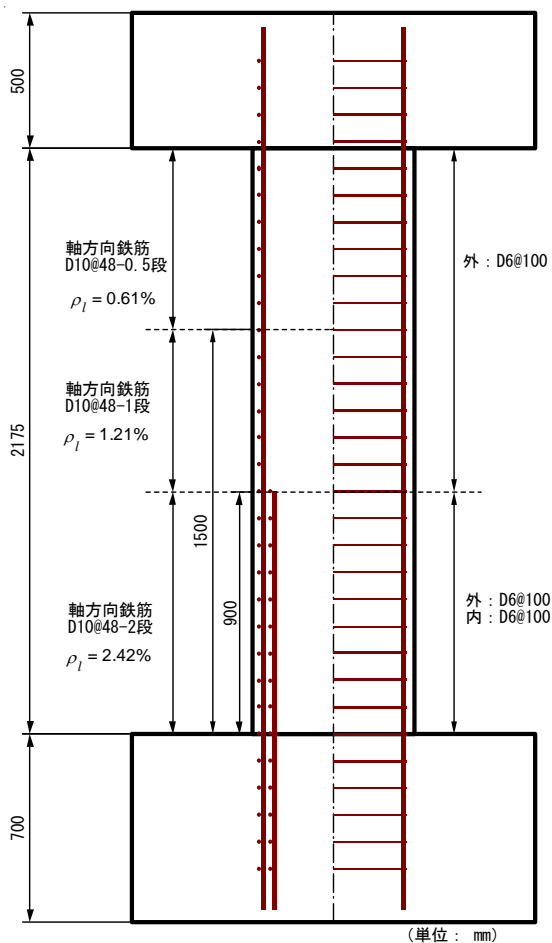


図-2 実験模型橋脚の柱部の配筋

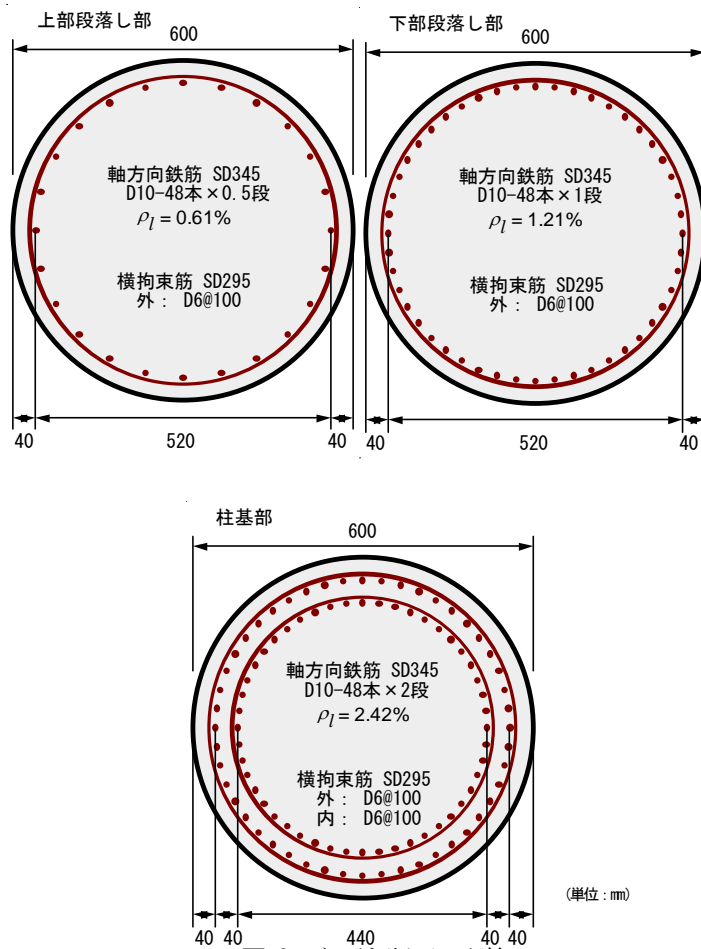


図-3 主要な断面の配筋

表-1 材料試験結果

	弾性係数 (GPa)	圧縮強度/降伏強度 (MPa)
コンクリート(繰返し載荷実験)	26.8	30.8
コンクリート(振動台加震実験)	26.7	31.9
軸方向鉄筋 (D10 SD345)	186.5	394.0
帯鉄筋 (D6 SD295A)	185.2	327.0

橋脚断面の直径は0.6 mであり、柱部の高さは2.175 mである。本模型は、図-1に示したような損傷が生じることを想定して設計したものであり、基部から高さ0.9 mで内側の軸方向鉄筋が、高さ1.5 mで外側の軸方向鉄筋の半分が途中定着(段落し)されている。ここでは、これらをそれぞれ「下部段落し部」、「上部段落し部」と呼ぶ。

柱基部には48本の直径10 mmの異形棒鋼(D10)を2段配筋しており、合計96本のD10を配置している。横拘束筋としては直径6 mmの異形棒鋼(D6)を100 mm間隔で配置している。帯鉄筋は重ね継ぎ手により定着しており、重ね継ぎ手長は170 mmである。以上より、軸方向鉄筋比は柱基部、下部段落し部、上部段落し部でそれぞれ2.42%、1.21%、0.61%となる。また、帯鉄筋比は柱

基部、下部段落し部、上部段落し部でそれぞれ0.49%、0.24%、0.24%となる。

コンクリートの設計基準強度は24 MPaであり、軸方向鉄筋の材質はSD345、横拘束筋の材質はSD295Aである。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正負繰返し載荷実験用の模型、振動台加震実験用の模型に対してそれぞれ31 MPa、32 MPaであった。軸方向鉄筋、帯鉄筋にはいずれの模型にも同じロットから得られた鋼材を用いており、その降伏強度はそれぞれ394 MPa、327 MPaであった。

## 2.2 橋脚模型の曲げ耐力、せん断耐力

本橋脚模型の曲げ耐力、せん断耐力を基部、上下部の段落し部で求めた。その結果を表-2に示す。ここには、材料強度に推定強度を用いて求めた結果を示す。ここで推定強度は、コンクリートの圧縮強度については設計基準強度の1.2倍(28.8 MPa)、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 MPa)、SD295A鋼材(帯鉄筋)の降伏強度については規格値の1.2倍(354 MPa)とした。

せん断耐力の算定の際は、コンクリートの負担できる

表-2 橋脚模型の曲げ耐力・せん断耐力

(a) 定着長を0とする場合

(b) 定着長を0.3 mとする場合

	せん断耐力 (kN)		耐力比 $P_{s0}/P_u$	曲げ耐力 (kN)	
	$P_{s0}$	$P_s$		$P_{y0}$	$P_u$
上部段落し	262	229	1.47	143	179
下部段落し	305	264	1.61	149	189
基部	446	395	2.14	152	208

表-3 橋脚模型の水平力～水平変位の特性

(a) 定着長を0とする場合

(b) 定着長を0.3 mとする場合

(c) 軸方向鉄筋の段落しを考慮しない場合

	Disp. (mm)	Force (kN)
ひび割れ 上部	0.9	28
ひび割れ 下部	1.7	41
ひび割れ 基部	3.3	58
初降伏 上部	13.6	143
初降伏 下部	14.6	149
初降伏 基部	15.4	152
終局 上部	36.0	179
終局 下部	50.2	189
終局 基部	80.6	209

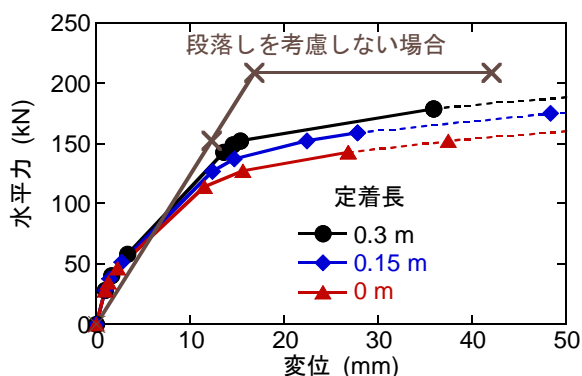


図-4 橋脚模型の水平力～水平変位の特性

平均せん断応力を次式<sup>3)</sup>により求めた。

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

ここで、 $d$ 、 $\sigma_{ck}$ 、 $p_t$ は、それぞれ断面の有効高 (m)、コンクリート強度 (MPa)、軸方向鉄筋比 (%)である。

また、曲げせん断耐力比の分析においては、軸方向鉄筋の定着長をどのように設定するかが重要である。ここでは、0とする場合 (完全定着とする場合)、土木学会のコンクリート標準示方書<sup>4)</sup>の必要定着長の算出式を用いる場合 (=0.15 m)、道路橋示方書IV 下部構造編<sup>5)</sup>による場合 (=0.3 m) の3ケースを考慮した。表-2にはこのうち定着長を0とする場合と0.3 mとする場合を例として示す。ここで、横拘束筋は重ね継ぎ手によるため、終局曲

げ耐力を算定する際のコンクリートの終局ひずみは最大圧縮応力時のひずみとした。

表-2によれば、いずれの定着長を仮定する場合にも、せん断耐力は曲げ耐力に比べて十分大きく、曲げ破壊先行タイプの橋脚であること、上部段落し部の曲げ耐力が下部段落し部、基部の曲げ耐力よりも小さく、上部段落し部で曲げ破壊することが分かる。

表-3、図-4は、道路橋示方書V 耐震設計編<sup>6)</sup>の手法に基づき軸方向鉄筋の途中定着による断面変化を考慮して橋脚模型の水平力～水平変位の特性を求めた結果である。ここでも材料特性は上記と同じ条件を用いている。ここでは、載荷点の高さを柱基部から2.675 mとして求めている。ここには、軸方向鉄筋の段落しを考慮しない場合の結果も示している。これは、後述する振動台加震実験において軸方向鉄筋段落し部を曲げ耐力補強した後の水平力～水平変位の特性に相当する。

軸方向鉄筋の途中定着による断面変化を考慮する場合には、いずれのケースも上部段落し部で最初に終局を迎えるため、これ以降は参考として点線で示している。これによれば、軸方向鉄筋の定着長をどのように考えるかによって載荷点から断面変化点までの距離が異なるために初降伏点、終局点の変位、耐力には違いがあること、軸方向鉄筋が初降伏するのは12～14 mm程度であること、上部段落し部が曲げ終局を迎えるのは30 mm程度であること、曲げ耐力は定着長を0とする場合が最も大きく180 kNとなることが分かる。一方、軸方向鉄筋の段落しを考慮しない場合には、降伏変位、終局変位、曲げ耐力はそれぞれ17 mm、42 mm、209 kNとなる。

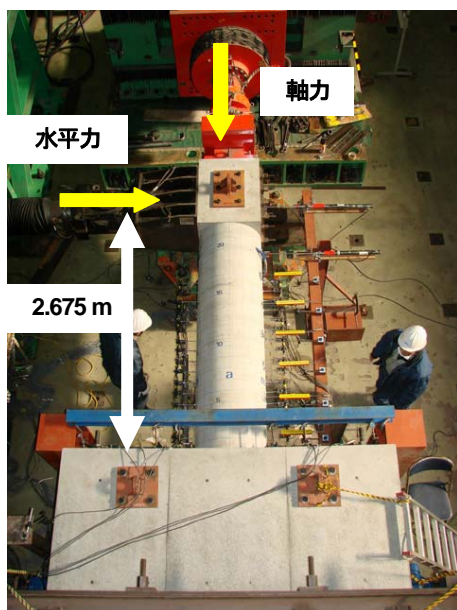


図-5 正負繰り返し載荷実験のセットアップ

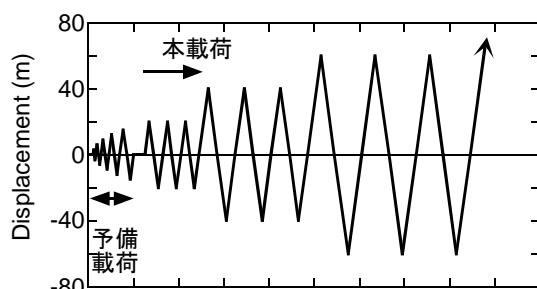


図-6 正負繰り返し載荷実験の載荷変位履歴

### 2.3 繰り返し載荷実験のセットアップと載荷方法

実験は、土木研究所が所有する部材耐震強度実験施設にて行った。正負繰り返し載荷実験の実験セットアップは図-5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2.675 mの位置に取り付けた。ここが水平力載荷点となり、これよりせん断支間比は4.5となる。

載荷は1方向載荷とし、変位制御で行った。載荷変位の履歴を図-6に示す。まず、載荷の基準変位となる降伏変位を決定するために、振幅 $\pm 3$  mm, 6 mm, 9 mm, 12 mm, 15 mmとした載荷を行った。この後、基準変位を振幅で $\pm 20$  mmと決め、同一振幅における繰り返し回数を3回とした載荷を行った。載荷振幅は、実験模型が想定する損傷に達するまで基準変位の整数倍で増加させた。載荷速度は10 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の軸力アクチュエータには柱基部の軸力が1 MPaとなるように、軸力として283 kNを与えた。

### 2.4 振動台加震実験のセットアップと入力地震動

実験は、土木研究所が所有する三次元大型振動台を用いて行った。図-7に振動台加震実験のセットアップを示す。セットアップは、桁と上部の鋼製ブロックによるおもりを実験模型上と両端の端部橋脚上の支承によって支持する構造とした。ここで、橋軸方向、橋軸直角方向をそれぞれY方向、X方向と定義した。支承条件は、図-8に示すように実験模型上では橋軸(Y)・橋軸直角(X)方向ともに固定、回転は自由、端部橋脚上では橋軸(Y)方向は自由、橋軸直角(X)方向は固定、回転は自由である。セットアップの際の桁とおもりの安定性に配慮して、実験模型上の固定支承の両脇に橋軸直角方向に対する転倒防止のための支承を設置した。以上の条件より、橋軸方向には橋脚天端が慣性力作用位置になるが、橋軸直角方向には桁と上部ブロックの重心位置が慣性力の作用位置となる。橋軸方向の慣性力作用位置は高さが2.675 mの位置であり、直角方向には3.811 mである。実験模型上の支承と端部支承の支間は3.6 mである。桁の遊間は、橋軸直角方向の大変位による鉛直軸周りの桁の回転が生じる場合にも桁間における衝突が生じないように0.2 mとした。

桁の重さは2.3 tonで、桁上の橋脚模型に近いところに15.9 tonの鋼製ブロックのおもりを載せた。この結果、橋脚模型に作用する1つの桁による死荷重反力は125 kNである。基部には285 kNの軸力が作用し、軸応力にすると1 MPaとなる。図-8に示した支承条件に基づけば、橋軸(Y)方向には、実験模型が全慣性質量を負担するため、その慣性質量は36.4 tonとなるが、橋軸直角(X)方向には端部支点も慣性力を分担するため、実験模型に作用する橋軸直角(X)方向の慣性質量は25.5 tonとなる。なお、端部橋脚上では橋軸(Y)方向の拘束条件は自由としているが、実際には摩擦係数が20%程度のすべり支承を用いたため、橋軸方向に作用する力が動摩擦力に達するまでは端部橋脚も慣性力を分担することとなる。

加震は基本的には水平2方向+上下方向の三次元加震とし、入力地震動としては、兵庫県南部地震のJR鷹取駅の記録<sup>7)</sup>を用いることとした。X方向にEW成分を、Y方向にNS成分を、Z方向にUD成分を入力することとした。ただし、後述するように基部に損傷を生じさせる実験とその修復実験では基部に確実に損傷を誘導するために橋軸方向+上下方向の2方向加震とした。

実験模型は実橋脚の約4分の1のサイズを想定しているため、相似則<sup>8)</sup>に従い時間軸を50%に圧縮した。加震振幅としては、様々なじん性率における応答特性を調べるために、徐々に振幅を増加することとした。各加震の前にはホワイトノイズを3方向同時入力し、橋脚模型の

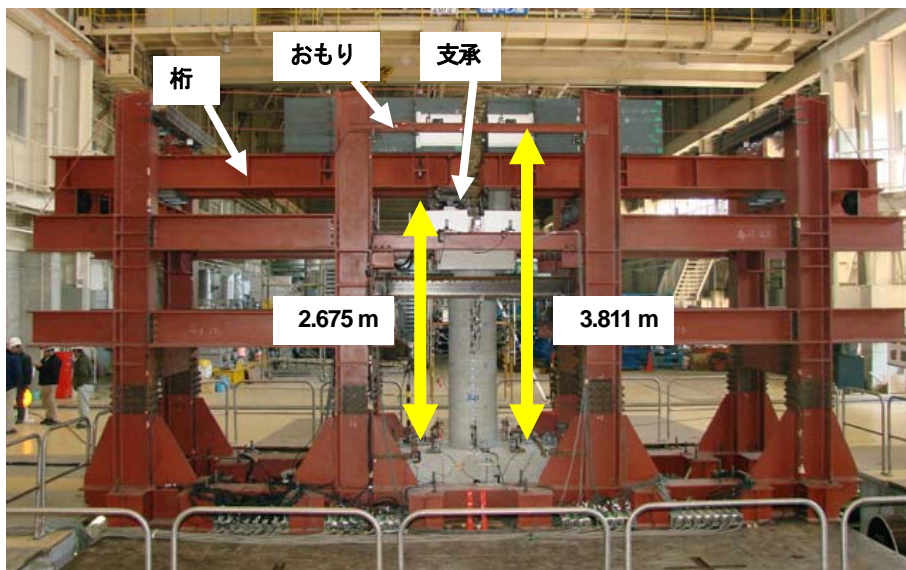


図-7 振動台加震実験のセットアップ

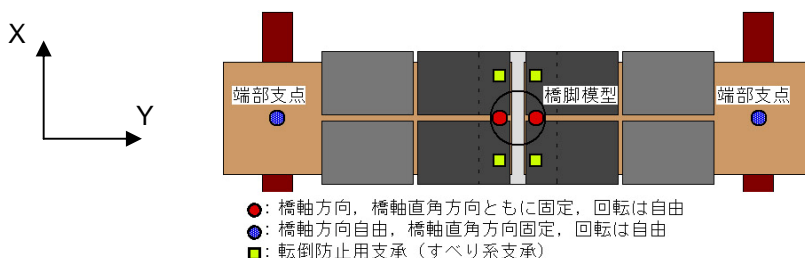
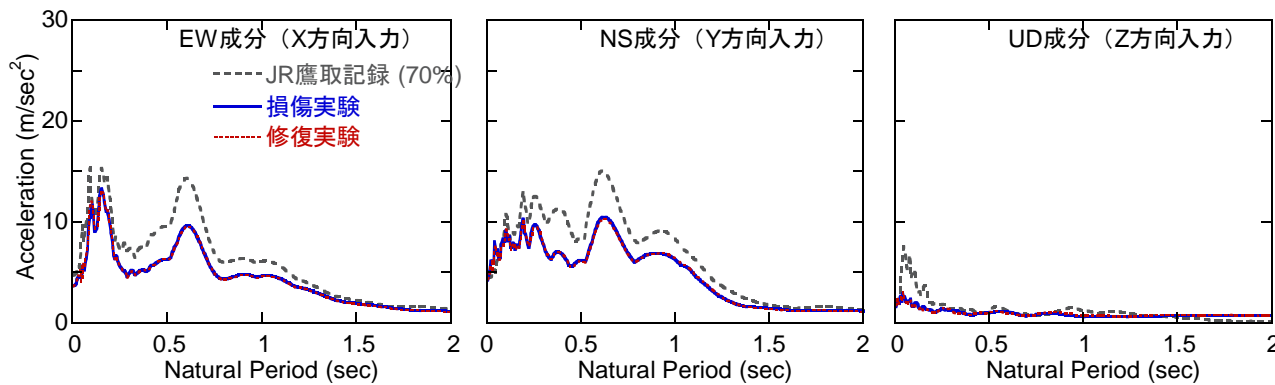
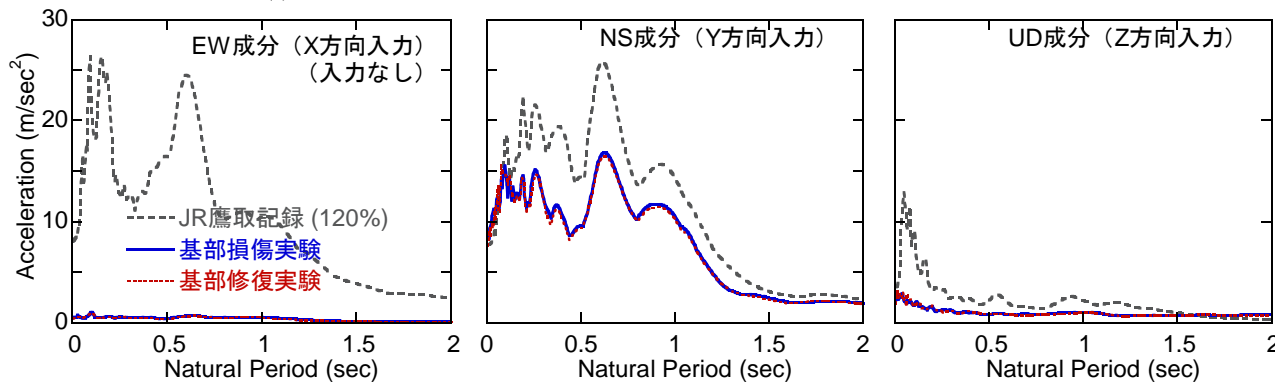


図-8 振動台実験における桁の支持条件



(a) 加震振幅 70%の地震動の加速度応答スペクトル (減衰定数 = 5%)



(b) 加震振幅 120%の地震動の加速度応答スペクトル (減衰定数 = 5%)

図-9 振動台実験による入力地震動の再現性



図-10 曲げ破壊した段落し部の速乾性の材料を用いた炭素繊維シートによる修復

表-4 炭素繊維シートの引張試験結果

	弾性係数 (GPa)	引張強度 (MPa)	破断伸び (%)
CFS(くり返し載荷実験)	255	4330	1.69
CFS(振動台加震実験)	258	4550	1.75

固有周期特性を調べた。ホワイトノイズの成分は、0.1～50 Hz (0.02～10 秒) の領域において振幅  $0.05 \text{ m/sec}^2$  (5 gal) であり、ホワイトノイズ加震の継続時間は60秒間とした。

図-9 は、振動台上で観測された応答加速度による応答スペクトルを、70%加震と120%加震を例に JR 鷹取記録(入力波)と比較した結果である。また、ここでは損傷実験と修復実験における同レベルの加震の応答加速度による結果を比較している。これによれば、本実験における振動台で再現された加速度は JR 鷹取記録よりも小さいこと、同強度の加震においては、振動台上で観測された応答加速度による加速度応答スペクトルは互いにほぼ一致しており、振動台はこれらの加震による結果を比較するに十分な再現性を有していたことが分かる。

### 3. RC橋脚の迅速な応急復旧工法

#### 3.1 炭素繊維シート(CFS)貼付による修復

一般に、連続繊維シートを巻立てる場合には、以下の工程がとられる。

1. 損傷したコンクリートの除去、修復部の清掃
2. 下地剤(プライマー)の塗布

#### 3. モルタル等による断面修復

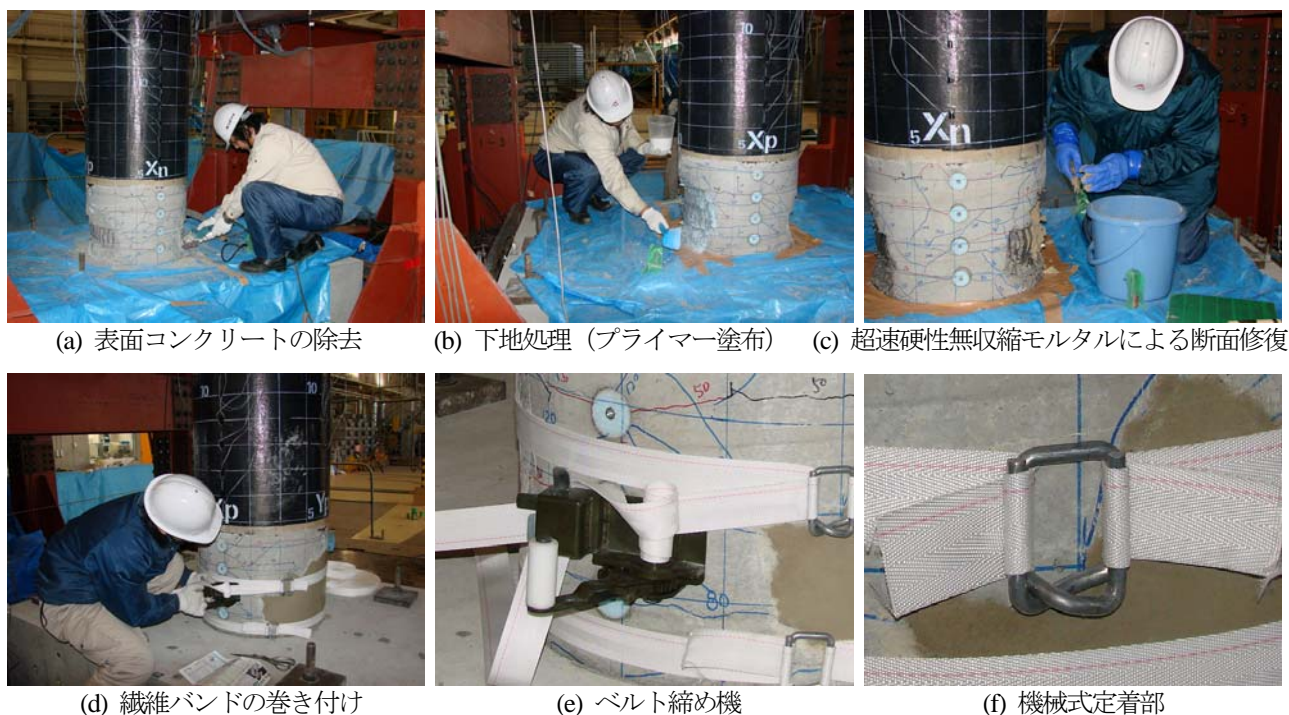
#### 4. エポキシパテ等による表面不陸の修正

#### 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

一般にこうした修復には3～5日程度を要するが、修復に要する時間を1日以内に短縮するために、本研究では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しており、昨年度は柱基部で曲げ破壊するタイプの橋脚に対してその効果を確認した。今年度はこれを柱の軸方向鉄筋の段落し部の修復に適用し、その効果を調べることとした。速乾性の材料としては、昨年度と同様にメチルメタクリレート(MMA)樹脂を用いた<sup>9)</sup>。

正負繰り返し載荷実験用模型の修復に用いた断面修復材(MMA樹脂モルタル)の実験日(材齢1日)における弾性係数、圧縮強度はそれぞれ6 GPa、23.6 MPaである。振動台加震実験用模型の修復に用いたMMA樹脂モルタルの弾性係数、圧縮強度はそれぞれ8 GPa、29.8 MPaである。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、その充填性はそのたびの施工に依存する。このことは、上述の結果に比べると6章に示す一軸圧縮載荷実験結果(表-10)の弾性係数、圧縮強度がいずれも大きく、その差が2倍以上あることから分かる。



(a) 表面コンクリートの除去

(b) 下地処理 (プライマー塗布)

(c) 超速硬性無収縮モルタルによる断面修復

(d) 繊維バンドの巻き付け

(e) ベルト締め機

(f) 機械式定着部

図-11 曲げ破壊した柱基部のポリエステル繊維バンドによる修復

炭素繊維シートは、周方向のみの補強とすることとし、目付量が  $200 \text{ g/m}^2$  (厚さ  $0.111 \text{ mm}$ ) のシートを用いることとした。シートの引張試験の結果は表-4 に示すとおりであり、正負繰返し載荷実験用模型の修復に用いたシートの弾性係数、引張強度、破断ひずみはそれぞれ  $255 \text{ GPa}$ 、 $4330 \text{ MPa}$ 、 $1.69\%$  である。また、振動台加震実験用模型の修復に用いたシートの弾性係数、引張強度、破断ひずみは  $258 \text{ GPa}$ 、 $4550 \text{ MPa}$ 、 $1.75\%$  である。

炭素繊維シートの巻立て量は、必要せん断耐力に対する設計を基に決定した。上部段落し部の損傷前のせん断耐力を道路橋示方書 V 耐震設計編<sup>6)</sup> に従って求めると  $176 \text{ kN}$  であるため、これを必要せん断耐力とした。目付量  $200 \text{ g/m}^2$ 、引張強度 (=  $3400 \text{ MPa}$ ) の炭素繊維シートの使用を想定して、必要巻立て総数を求めると  $0.54$  層となる。実際には断面修復材や帯鉄筋がせん断力を負担できることを考慮して、目付量  $200 \text{ g/m}^2$ 、引張強度 (=  $3400 \text{ MPa}$ ) の炭素繊維シートを  $0.5$  層巻立てとすることとし、 $38 \text{ mm}$  幅の炭素繊維シートを  $76 \text{ mm}$  間隔で貼り付けた。この結果、炭素繊維シートの体積比は  $0.037\%$  となる。

修復は、載荷実験の翌日に行った。図-10 に修復作業の様子を示す。修復の際には、断面は基本的に増加させないこととした。砕けたコンクリートは除去したが、修復部分の帯鉄筋ははらみ出した軸方向鉄筋の外側から結束線で留め、断面修復材で再度定着することとした。はらみ出した軸方向鉄筋は整形しないこととしたが、断面の外側にはらみ出した場合には、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。断面修復の際にはひび割れに対する樹脂注入は行っていない。

修復は  $8$  時間程度で完了した。

### 3.2 ポリエステル繊維バンドの機械式定着による修復

今年度の実験では、速乾性の材料を用いた炭素繊維シート貼り付けによる修復よりもより迅速で簡便な工法として、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考案し、この効果を実験的に調べることにした。ここでは、段落し部の損傷に対する速乾性材料を用いた炭素繊維シート貼り付けによる修復効果の確認実験の後、上部段落し部を炭素繊維シートによって曲げ耐力補強し、柱基部に曲げ損傷を生じさせた後に本工法を適用した。なお、本工法は振動台加震実験における橋脚模型に対してのみ適用した。

本工法では、以下の工程で修復を行った。図-11 に修復作業の様子を示す。

1. 損傷したコンクリートの除去、修復部の清掃
2. 下地剤 (プライマー) の塗布
3. モルタル等による断面修復
4. ポリエステル繊維バンドの巻き付け

速乾性の材料を用いた炭素繊維シート貼り付けによる修復では断面修復材として上述のように MMA 樹脂モルタルを用いたが、本工法で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

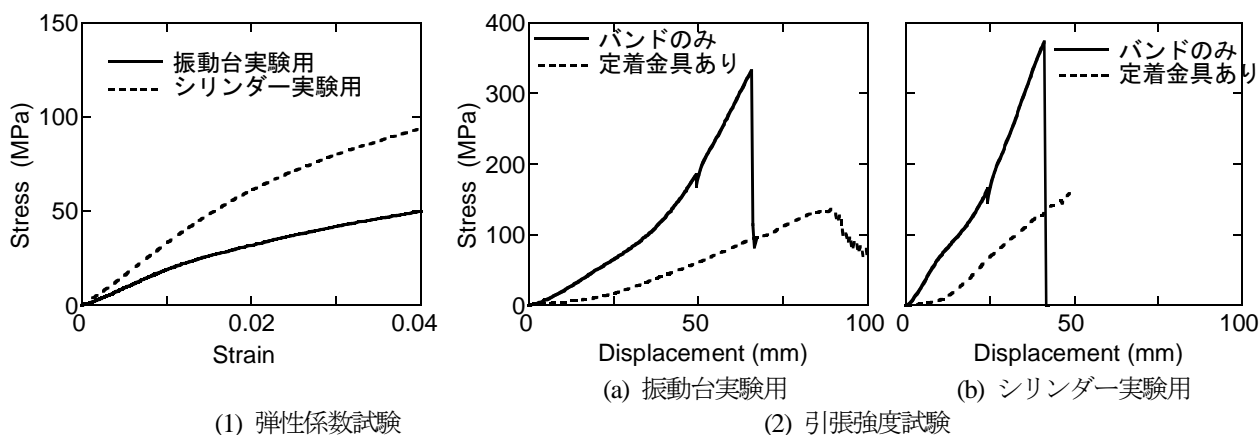


図-12 ポリエステル繊維バンドの材料特性

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性があるが、練り混ぜに水を使うため、効果後に表面に水分が出る場合がある。こうした水分が悪影響を及ぼすために連続繊維シートを巻立てる場合には一般には適さないが、本工法のように表面水分の影響を受けない場合には適用可能である。なお、断面修復の際にはひび割れに対する樹脂注入は行っていない。

断面修復材（超速硬性無収縮モルタル）の実験日（材齢 1 日）における弾性係数、圧縮強度、はそれぞれ 25.1 GPa、56.1 MPa である。MMA 樹脂モルタルに比べていずれも大きい。

修復に用いた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 45 mm、厚さ 1.2 mm、破断荷重（公称値）が 19 kN（2000 kgf）のバンドを用いた。この引張試験結果を図-12 に示す。ここでは、弾性係数を調べる実験と破断強度を調べる実験を行った。破断強度を調べる実験では、バンド単体に対する試験と定着金具のすべりの影響を調べるために金具を含めた実験を行った。ここには後述するシリンダー試験に用いたバンドの結果もあわせて示している。これによれば、振動台実験の修復に用いたバンドの弾性係数は 4 GPa、引張強度は 17.9 kN であり、これを応力として表すと 332 MPa である。破断ひずみは 20～30% 程度である。また、定着金具を含めた実験では、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 7.4 kN、応力にして 136 MPa である。

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 層巻きと同程度とすることとし、45 mm 幅のバンドを 100 mm 間隔で設置した。なお、ポリエステル繊維バンドは断面に接着しないため、せん断耐力については CFS 貼付よりはその効果は小さくなるが、伸び性能が高いため曲げ変形性能の向上には CFS 貼付と同程度かそれ以上の効果が期待される。

ポリエステル繊維バンドの巻立てでは、ベルト締め機を用いて人力で行った。この緊張力は 1.2 kN 程度である。修復は 5 時間程度で完了した。

#### 4. 段落し部に対する CFS 貼付による迅速な応急復旧工法の効果

##### 4.1 正負繰り返し載荷実験

###### 4.1.1 段落し部に曲げ損傷を生じさせる実験

段落し部に曲げ損傷を生じさせる実験を段落し部損傷実験と呼ぶ。表-5、図-13 には、段落し部損傷実験で得られた水平力～水平変位の履歴を示す。ここには比較のために、段落し部を修復した後の実験（以下、段落し部修復実験と呼ぶ）の履歴もあわせて示している。図-14 には損傷実験と修復実験の水平力～水平変位の包絡線を比較した結果を示す。

損傷実験の振幅 ±3 mm の予備載荷における正負の最大変位点を基準に求めた初期剛性は 19 MN/m である。また、振幅 ±9 mm の予備載荷における正負の最大変位点を基準に求めた初期剛性は 15.45 MN/m となる。振幅 ±9 mm の予備載荷の後には柱基部から 0.4 m と 0.9 m 付近に曲げひび割れが生じた。柱基部から高さ 0.9 m は下部の段落し位置に相当する。

本加震における振幅 ±20 mm の載荷においては、上部段落し位置（柱基部から高さ 1.5 m）の軸方向鉄筋のひずみが 0.01 を超える値を示し、降伏したと考えられる。この時、柱基部および下部段落し部（柱基部から高さ 0.9 m）においても一部の鉄筋では 0.002 を超えるひずみが生じており、ここでもわずかに降伏したと考えられる。曲げひび割れは柱の基部から高さ 0.2～1.6 m の範囲に生じるようになり、上部段落し位置（柱基部から高さ 1.5 m）ではひび割れが全周方向に生じた。

この後、振幅 ±40 mm の載荷の 1 サイクル目に最大水平耐力（= 191 kN）に達した。この時には、柱基部から



表-5 正負繰り返し載荷実験による各載荷ステップの最大水平力と最大水平変位

	正側		負側	
	Disp. (mm)	Force (kN)	Disp. (mm)	Force (kN)
予備載荷1	3	52	-2	-42
予備載荷2	6	85	-5	-80
予備載荷3	9	105	-8	-101
予備載荷4	12	121	-11	-120
予備載荷5	15	135	-14	-132
1 $\delta_y$	21	163	-17	-151
2 $\delta_y$	40	185	-37	-191
3 $\delta_y$	60	168	-58	-159

	正側		負側	
	Disp. (mm)	Force (kN)	Disp. (mm)	Force (kN)
予備載荷	0	46	-18	-61
1 $\delta_y$	10	92	-28	-97
2 $\delta_y$	30	135	-48	-149
3 $\delta_y$	49	145	-68	-161
4 $\delta_y$	69	136	-89	-125

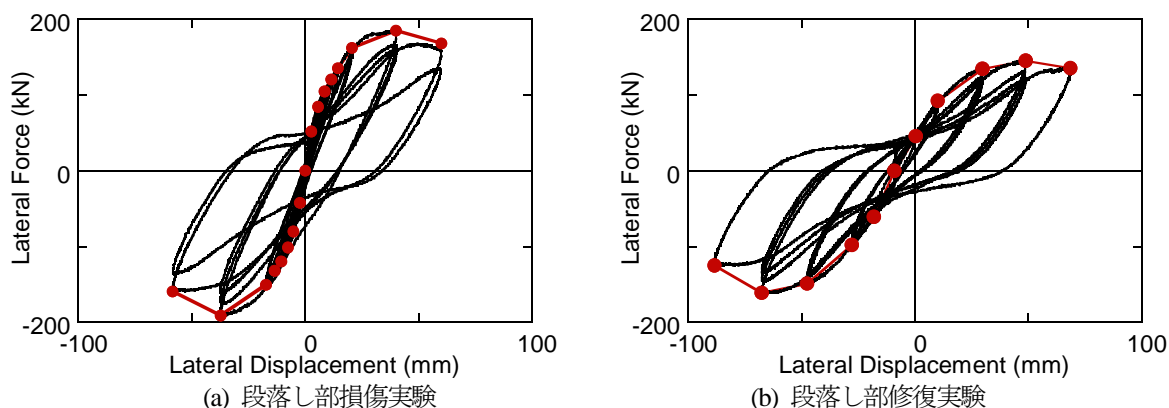


図-13 正負繰り返し載荷実験による水平力～水平変位の履歴

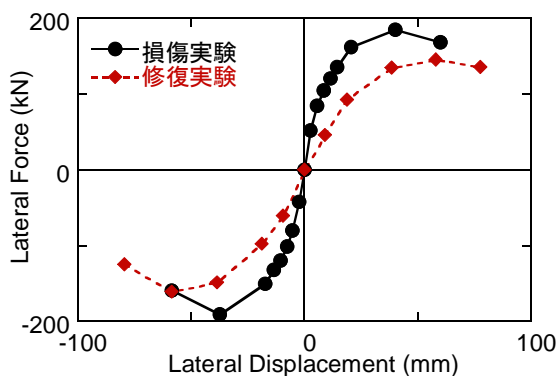


図-14 水平力～水平変位の包絡線

0.3 m と下部段落し部位置の軸方向鉄筋ひずみも 0.01 を超えており、柱基部、下部段落し部も降伏したと考えられる。ただし、損傷は上部段落し付近の 1.3~1.6 m に集中しており、ここにかぶりコンクリートの浮きが確認された。

振幅±60 mm では1 サイクル目において水平耐力が低下し始め、2 サイクル目において水平耐力が最大耐力の 70%程度 (136 kN) まで低下したため、ここで載荷を打ち切った。図-15 は、上部段落し部の損傷の様子である。損傷が生じたのは 1.3~1.6 m の約 0.3m の範囲であり、か

ぶりコンクリートが剥落した箇所では軸方向鉄筋のはらみ出しと帯鉄筋のゆるみが観察された。

なお、実験後には水平変位を 0 とした段階で 39 kN の水平力が作用していたため、水平アクチュエータを 9 mm 引いて水平力を 0 とした。

#### 4.1.2 段落し部の修復効果の実験

こうした損傷を 3.1 に示した工法で修復した。修復後の様子を図-16 に示す。

修復後の実験では、振幅±9 mm の予備載荷のあと、本載荷を行った。予備載荷による最大変位点を基準に求めた初期剛性は 5.78 MN/m であり、初期の健全な状態の剛性から剛性が半分以下に低下している。これは、鉄筋のはらみ出しや断面修復材の弾性係数が小さいこと等の影響が考えられる。また、これは振動台加震実験の場合の初期剛性よりも小さいが、上述のように MMA 樹脂モルタルは施工性が比較的悪く、このためにきちんと充填されていない可能性もある。

本加震における振幅±20 mm の載荷では、繊維材を貼ってない箇所の表面の樹脂の斜め方向の割れが観察された。水平耐力としては修復前の 60%程度である。振幅±40 mm の載荷でも斜め方向の割れが進展した。水平耐力は修復前の 80%程度である。

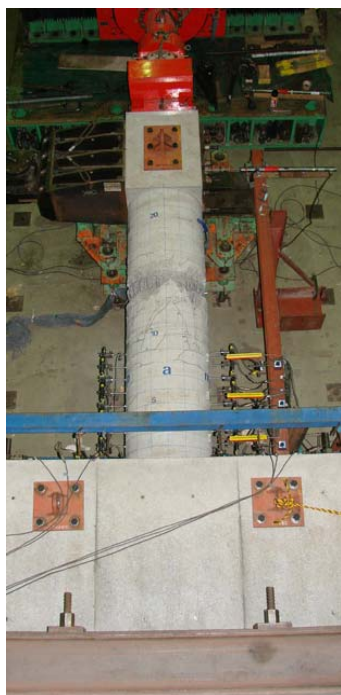


図-15 正負繰り返し载荷実験による段落し部の曲げ損傷

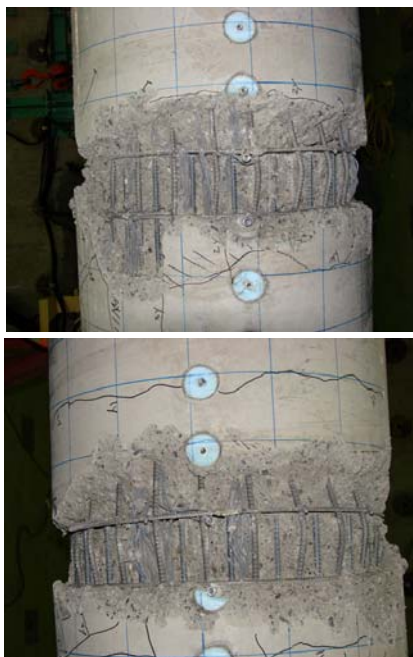


図-16 段落し部の修復後

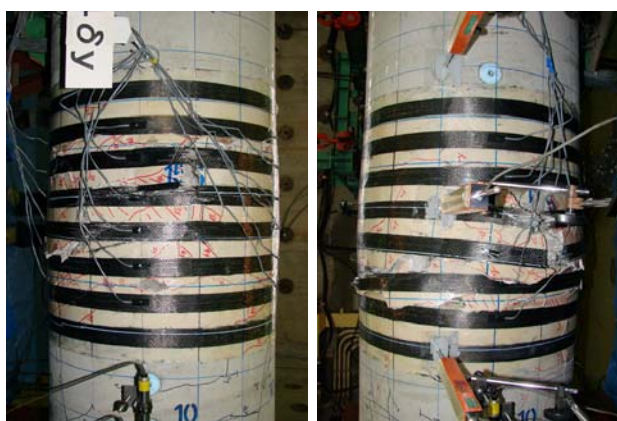


図-17 段落し部の修復後の再実験後のシートの破断

振幅±60 mmの载荷では、上部段落し部付近の断面修復材がはらみ出し、シート2本が破断した。変位が60 mmにおける水平耐力としては修復前と同程度である。

振幅±80 mmの载荷では、1サイクル目に断面修復材の損傷とシートの破断が進んだため、载荷を打ち切った。この時の水平耐力は136 kNであった。

段落し部の損傷状況を図-17に示す。柱基部から高さ1.3 m～1.6 mの範囲の炭素繊維シートが破断し、断面修復材が損傷した。

図-14に示した水平力～水平変位の包絡線の比較によれば、初期剛性、曲げ耐力は小さくなるが、修復後の変形性能を確保でき、本工法によって応急的な耐震性能を確保することは可能と考えられる。

## 4.2 振動台加震実験

### 4.2.1 段落し部に曲げ損傷を生じさせる実験

ここでも、段落し部に曲げ損傷を生じさせる実験を段落し部損傷実験と呼ぶ。表-6には振動台加震実験における加震前の模型の固有周期、加震実験の最大応答変位と損傷の進展をまとめた結果である。図-18, 19は加震振幅10%, 50%, 70%を例として、橋脚天端の応答変位と水平力～水平変位の履歴をそれぞれ示した結果である。ここには比較のために後述する修復後の実験（段落し部修復実験）による結果もあわせて示している。

実験前の固有周期は橋軸方向に0.28秒であり、これから初期剛性を求めると19 MN/mである。これは、正負繰り返し载荷実験で得られた初期剛性とほぼ一致する。一方、橋軸直角方向に0.39秒である。

加速度振幅30%加震まではひび割れ等の損傷は目視では確認できなかった。加速度振幅40%加震において、段落し部に相当する高さ1.5 m, 0.9 m付近に曲げひび割れが生じた。この後、加速度振幅50%加震において、曲げひび割れが進展した。この時の最大応答変位は40 mmであるが、正負繰り返し载荷実験ではコンクリートの浮きが確認されたのに対し、振動台実験では曲げひび割れ程度と損傷の度合いは小さい。加速度振幅60%加震においては、上部段落し部の損傷が進展し、コンクリートの圧縮破壊の兆候である縦ひび割れも生じた。加速度振幅70%加震において、図-20に示すように上部段落し部においてかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈、帯鉄筋のゆるみ等の損傷が生じたため、ここで実験を打ち

表-6 段落し部損傷加震実験における各加震ステップの固有周期, 最大応答変位と損傷状況

加震振幅	加震前の周期 (s)		応答変位 (mm)			水平力 (kN)		損傷状況
	直角 X	橋軸 Y	直角 X	橋軸 Y	距離	直角 X	橋軸 Y	
10%加震	0.39	0.28	2.5	1.6	2.5	31	42	ひび割れなし
30%加震	0.40	0.29	11.9	5.3	11.9	67	78	ひび割れなし
40%加震	0.44	0.29	27.9	18.5	33.5	93	111	上下部段落し部に水平ひび割れ発生
50%加震	0.55	0.33	33.3	24.2	40.3	89	129	上下部段落し部の水平ひび割れ進展
60%加震	0.62	0.35	39.1	34.3	51.2	87	140	上部段落し部に縦ひび割れ発生
70%加震	0.67	0.39	51.3	54.6	74.6	81	141	上部段落し部のかぶりコンクリート剥落 軸方向鉄筋座屈, 帯鉄筋ゆるみ
終了後	0.65	0.35						

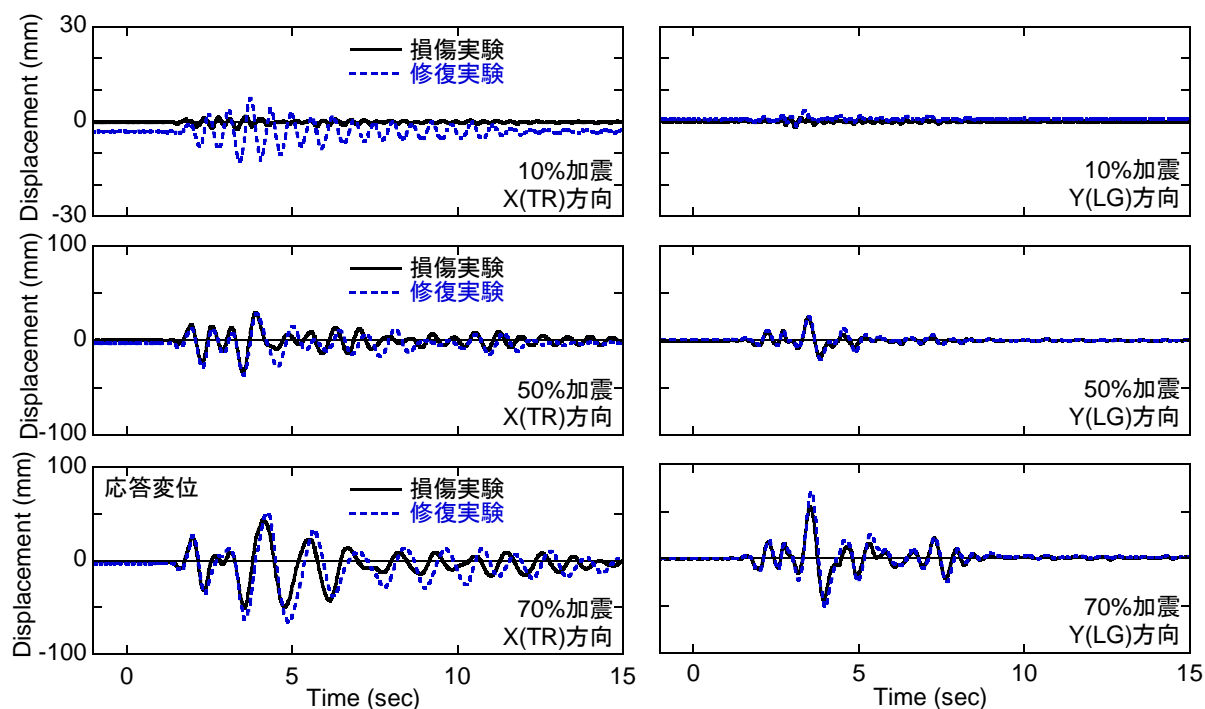


図-18 橋脚天端の応答変位 (段落し部の損傷・修復実験)

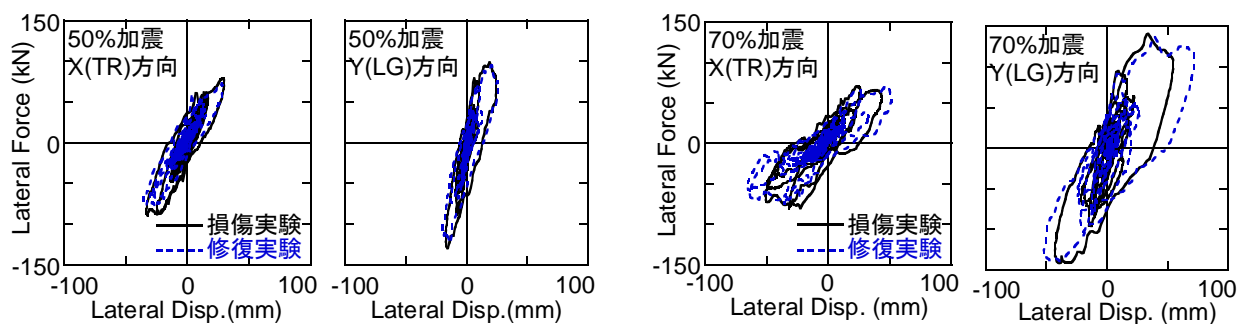


図-19 橋脚天端における水平力～水平変位の履歴 (段落し部の損傷・修復実験)

切った。損傷は主に橋軸直角 (X) 方向の面に生じた。この時の最大応答変位は 75 mm であり、損傷の程度は正負繰り返し載荷実験における振幅±60 mm 載荷後よりも軸方向鉄筋のはらみ出しの程度は大きく、損傷範囲もやや大きめとなった。

#### 4.2.2 段落し部の修復効果の実験

こうした損傷を 3.1 に示した工法で修復した。修復後の様子を図-21 に示す。修復後の固有周期は橋軸方向に

0.31 秒であり、これから初期剛性を求めると 15 MN/m であり、剛性低下は 20%程度にとどまっている。橋軸直角方向の固有周期は 0.48 秒であり、ここから剛性低下率を求めると 34%となる。正負繰り返し載荷実験と比べて剛性の低下度合いが小さいが、これは正負繰り返し載荷実験では前述のように断面修復材の充填性に問題があったためと考えられる。

修復後の実験は加震振幅 10%の入力によって弾性レベ

表-7 段落し部修復加震実験における各加震ステップの固有周期, 最大応答変位と損傷状況

加震振幅	加震前の周期 (s)		応答変位 (mm)			水平力 (kN)		損傷状況
	直角 X	橋軸 Y	直角 X	橋軸 Y	距離	直角 X	橋軸 Y	
10%加震	0.48	0.31	12.5	3.5	12.8	41	22	なし
50%加震	0.53	0.33	36.4	25.6	43.4	78	122	シート 1 本破断, 樹脂の割れ・浮き
70%加震	0.60	0.33	65.8	71.0	95.2	76	139	シート 3 本破断, 断面修復材の剥落
終了後	0.67	0.33						修復部より下の曲げひび割れ進展



図-20 振動台加震実験による段落し部の曲げ損傷

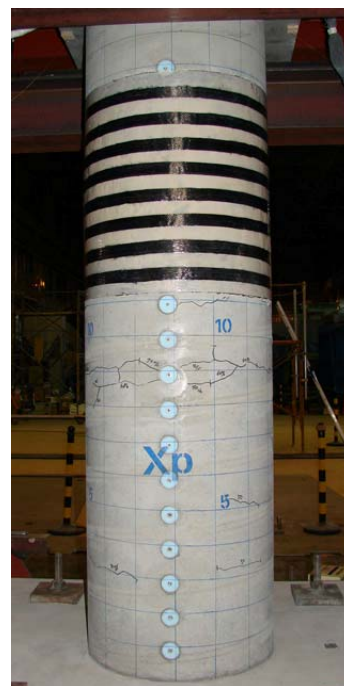


図-21 段落し部の修復後

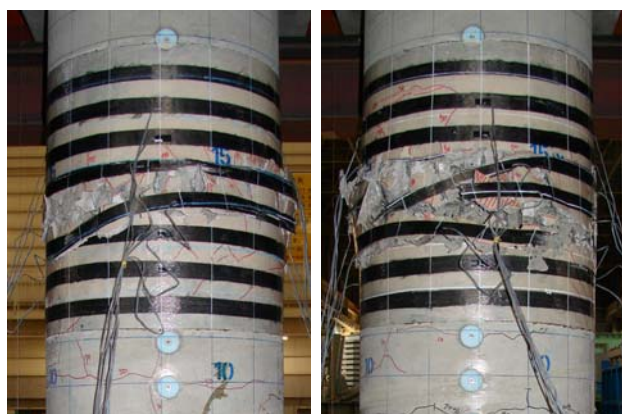


図-22 段落し部の修復後の再実験後のシートの破断



図-23 段落し部の曲げ耐力補強後

ルの応答特性の変化を調べた後、4.2.1に示した実験(損傷前の実験と呼ぶ)における最大加震振幅(70%)を本震による地震動と仮定し、これの70%に相当する地震動(加震振幅50%)と本震と同等の強度の地震動(加震振幅70%)を入力地震動として加震実験を行った。この結果を表-7に示す。

加震振幅10%の実験では、応答変位は最大で10mmを

超えた。これは損傷前の4倍以上に相当する変位である。加震振幅50%の実験では、損傷前の実験の50%加震と同程度の応答変位が生じた。この結果、基部から高さ1.4mの位置の炭素繊維シート1本が破断した。さらに70%加震を行うと、応答変位は損傷前実験を28%上回り、この結果、1.3~1.5mに貼付したシートが3本破断した。

50%加震時, 70%加震時の水平力~水平変位の履歴の比

表-8 基部損傷加震実験における各加震ステップの固有周期, 最大応答変位と損傷状況

加震振幅	加震前の周期 (s)		応答変位 (mm)			水平力 (kN)		損傷状況
	直角 X	橋軸 Y	直角 X	橋軸 Y	距離	直角 X	橋軸 Y	
10%加震	0.45	0.30	10.6	3.2	10.9	33	21	なし
50%加震	0.46	0.32	37.3	24.2	43.7	119	139	基部の水平ひび割れの進展
80%加震	0.59	0.33	50.0	44.3	65.8	126	194	基部の水平ひび割れの進展 柱・梁の接合部のかぶりコンクリートの剥落
80%加震	0.74	0.40	8.2	55.0	-----	7	240	ほとんど変化なし
100%加震	0.68	0.39	10.2	101.4	-----	11	270	基部にかぶりコンクリートの軽微な圧壊
120%加震	0.67	0.42	12.3	154.8	-----	17	273	基部のかぶりコンクリートの剥落 軸方向鉄筋の座屈
終了後	0.77	0.46						

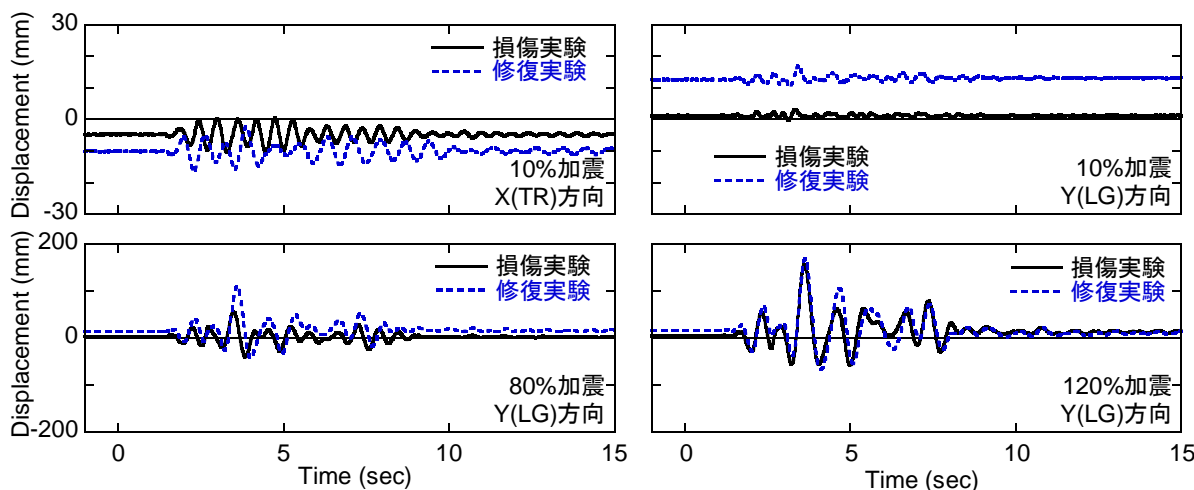


図-24 橋脚天端の応答変位 (基部の損傷・修復実験)

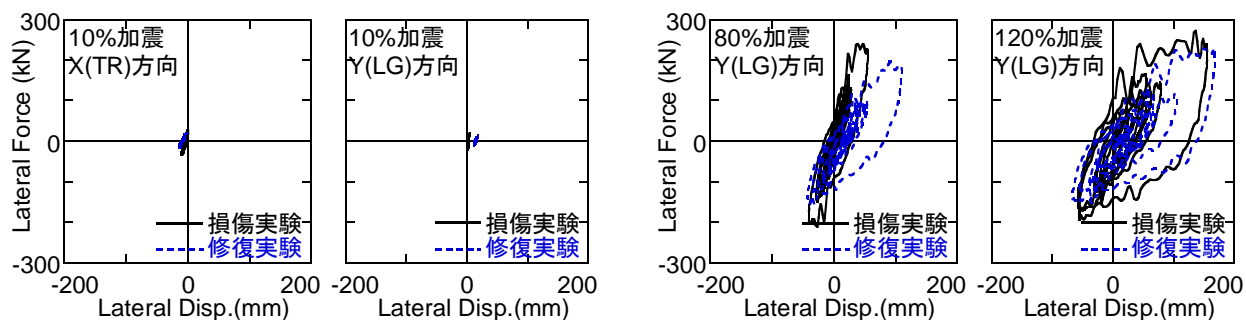


図-25 橋脚天端における水平力～水平変位の履歴 (基部の損傷・修復実験)

較によれば、修復後の曲げ耐力は修復前の加震と同程度は確保されていること、本実験では結果的に応答変位は大きくなったが、それでも修復された段落し部の再損傷によって橋脚の安定性を損なうような損傷には至らなかったことから、本工法によって応急的な耐震性能を確保することは可能と考えられる。

## 5. 柱基部に対する繊維バンドの機械式定着による迅速な応急復旧工法の効果

### 5.1 柱基部に曲げ損傷を生じさせる振動台加震実験

4.2.2の実験の後、柱基部から高さ0.5~2 mの範囲に炭素繊維シートを縦方向に貼り付けて、上下部段落し部に対して曲げ耐力補強した。柱基部に曲げ損傷を生じさ

せる実験（柱基部損傷実験）の前の状態を図-23に示す。柱基部には、4.2.2の実験の際に生じた曲げひび割れがすでに生じており、実験前の固有周期は橋軸方向、橋軸直角方向にそれぞれ0.3秒、0.45秒であり、剛性は初期状態からそれぞれ13%、26%低下している。橋軸直角方向の応答による損傷が大きかったため、橋軸直角方向の剛性低下度合いが大きい。

実験は加震振幅10%の入力によって弾性レベルの応答特性の変化を調べた後、表-8に示すように加震振幅を増加させて、目標とする損傷を生じさせることとした。ただし、80%加震において、橋軸直角方向の慣性力作用位置が高いことによって柱頂部に損傷が生じたため、柱基部に損傷を確実に生じさせるためにこれ以降は橋軸方向

表-9 基部修復加震実験における各加震ステップの固有周期，最大応答変位と損傷状況

加震振幅	加震前の周期 (s)		応答変位 (mm)			水平力 (kN)		損傷状況
	直角 X	橋軸 Y	直角 X	橋軸 Y	距離	直角 X	橋軸 Y	
10%加震	0.66	0.38	16.4	17.0	-----	22	18	なし
80%加震	0.69	0.39	12.3	110.4	-----	18	197	断面修復材の割れ，バンドの伸び
120%加震	0.76	0.47	15.1	168.2	-----	13	231	断面修復材の割れ，一部剥落 バンドの伸び（破断せず）
終了後	0.75	0.49						



図-26 振動台加震実験による柱基部の曲げ損傷



図-27 ポリエステル繊維バンドによる柱基部の修復



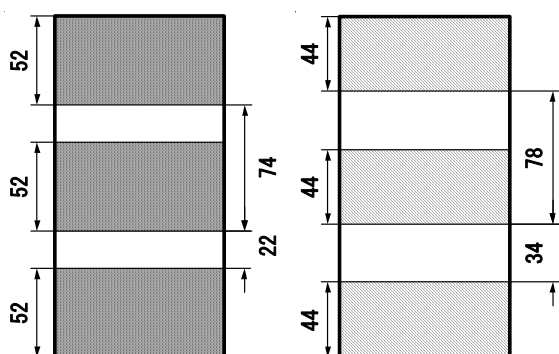
図-28 柱基部の修復後の再実験による修復部の損傷

と上下方向の2方向加震とした。図-24, 25 は加震振幅10%, 80%, 120%を例として，橋脚天端の応答変位と水平力～水平変位の履歴をそれぞれ示した結果である。ここには比較のために後述する基部修復後の実験（基部修復実験）による結果もあわせて示している。

加震振幅80%の実験までは曲げひび割れの進展が観察された。この時の最大応答変位は56mmである。加震振幅100%の実験の後にはかぶりコンクリートの軽微な剥落が生じた。加震振幅120%の実験において，図-26に示すように柱基部～0.35mの範囲でかぶりコンクリートが

表-10 コンクリートと断面修復材に対する一軸圧縮実験

材料	補修材料	初期高さ (mm)	初期弾性係数 (GPa)	最大圧縮応力 (MPa)	最大圧縮応力 時のひずみ	最大圧縮応力時 の周方向ひずみ
コンクリート	なし	197	24.11	36.2	0.002437	0.002010
	炭素繊維シート	197	26.36	39.6	0.002871	0.002516
	ポリエステル繊維バンド	198	28.36	38.6	0.002558	0.001234
MMA樹脂モルタル	なし	193	17.66	67.0	0.009591	0.008085
	炭素繊維シート	192	18.23	74.4	0.013603	0.013746
	ポリエステル繊維バンド	194	19.37	69.0	0.008308	0.001449
超速硬性無収縮モルタル	なし	181	28.72	80.6	0.004391	0.006113
	炭素繊維シート	189	26.99	88.6	0.008622	0.008037
	ポリエステル繊維バンド	199	26.81	81.5	0.006268	0.002487



(a) 炭素繊維シート (b) ポリエステル繊維バンド  
図-29 シリンダーに対する補強

剥落し、軸方向鉄筋がはらみ出した。橋軸方向のみの加震であるため、損傷は橋軸直角方向の面にのみ生じており、帯鉄筋の重ね継ぎ手の位置が損傷位置になかったため、帯鉄筋のゆるみは軽微であった。最大応答変位は155 mmであった。

## 5.2 基部の修復効果の実験

こうした損傷を3.2に示した工法で修復した。修復後の様子を図-27に示す。修復後の固有周期は橋軸方向、橋軸直角方向にそれぞれ0.38秒、0.66秒であり、これから橋軸方向には剛性が37%低下していることが分かる。

修復後の実験（基部修復実験）は加震振幅10%の3方向入力によって弾性レベルの応答特性の変化を調べた後、5.1に示した実験（基部損傷前の実験と呼ぶ）における最大加震振幅（120%）を本震による地震動と仮定し、これの約70%に相当する地震動（加震振幅80%）と本震と同等の強度の地震動（加震振幅120%）を入力地震動として加震実験を行った。80%加震実験と120%加震実験はともに橋軸方向+上下方向の2方向加震とした。この結果を表-9に示す。

加震振幅80%の実験では、基部損傷前の実験の80%加震の2倍に相当する応答変位が生じた。この結果、断面修復材に多数の割れが生じた。この時、繊維バンドには

最大で0.01近いひずみが生じた箇所もあったが、目視の範囲では僅かにはらみ出した程度であり破断はなかった。さらに120%加震を行うと、応答変位は基部損傷前実験をわずかに上回る程度であった。この結果、図-28に示すように断面修復材の損傷はさらに進展し、割れ目が大きく開いたが、バンドは伸び性能が高く破断しなかったため、断面修復材の剥落もなかった。

80%加震時、120%加震時の水平力～水平変位の履歴の比較によれば、修復後の曲げ耐力は修復前の加震と同程度は確保されていること、橋脚模型の固有周期と地震動の特性にも関係するが80%加震時に応答変位は結果的に大きくなったが、本震レベルの加震においても修復された基部の損傷が進展して橋脚の安定性を損なうような損傷には至らなかったことから、本工法によって応急的な耐震性能を確保することは可能と考えられる。

## 6. 炭素繊維シートおよび繊維バンドで横拘束されたシリンダーの応力～ひずみ関係

本研究で修復に用いたMMA樹脂モルタルおよび超速硬性無収縮モルタルの基本的物性や炭素繊維シート、ポリエステル繊維バンドによる横拘束効果を調べるために、高さ200mm、直径100mmのコンクリートシリンダーに対して一軸圧縮載荷実験を行った。実験ケースを表-10に示す。ここには後述する実験結果も示している。

炭素繊維シートおよび繊維バンドの巻立て量は、補強による横拘束力が同程度となるようにした。これを図-29に示す。炭素繊維シートで補強する場合には目付量が100 g/m<sup>2</sup>、幅52mmのシートをシリンダーの高さ方向の中央部に巻き立てた。一方、繊維バンドには幅44mm、厚さ0.7mm、破断荷重（公称値）が9.8kN（1000kg）のバンドを用いることとし、これをシリンダーの高さ方向の中央部に巻き立てた。いずれも1本あたりの破断荷重は9.8kNとしている。シリンダーの上下で破壊することを避けるために同じものをシリンダーの上下端に設置した。これによれば、炭素繊維シートの配置間隔は74mmとなり

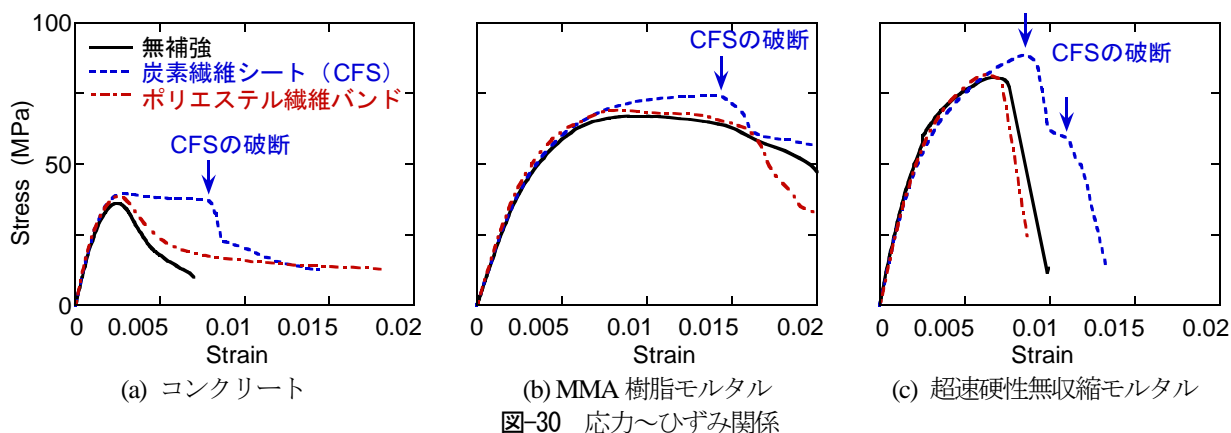


図-30 応力～ひずみ関係

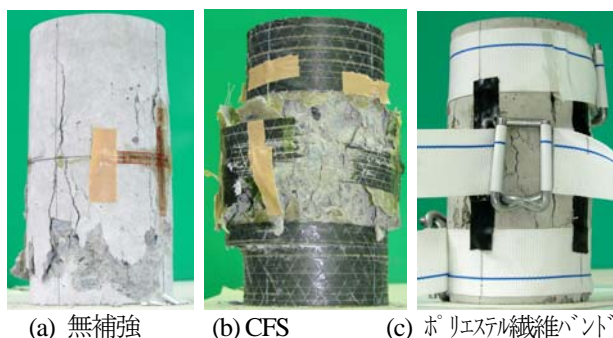


図-31 コンクリートの場合の最終損傷状況

これより炭素繊維シートの体積比を求めると 0.16%と、これは橋脚模型に対する補強量の 4.2 倍に相当する。なお、繊維バンドの体積比は 1.58%である。なお、炭素繊維シート巻き立てでは初期張力は導入されないが、ポリエステル繊維バンドの場合には巻き立て時に張力が導入される。この緊張力は振動台実験の場合と同様に 1.2 kN 程度である。

炭素繊維シートの弾性係数は 269 GPa、引張強度は 4539 MPa である。図-12 に示したように、本実験に用いた繊維バンドの弾性係数は 6.9 GPa、引張強度は 372 MPa と、いずれも振動台加震実験に用いたバンドより大きい。なお、上述のように最終的にはバンドの破断よりも金具のすべりが先行するが、この時の応力は 159 MPa である。

図-30 は一軸圧縮荷重実験から得られた軸方向の応力～ひずみ関係を示した結果である。ここで、応力はロードセルで計測された荷重を初期断面積で除して求めた。軸方向ひずみは、最大荷重に達するまではひずみゲージによる計測値を用い、最大荷重以後はひずみが局所化してひずみゲージによる計測値が使えないため、変位計によって計測した変形量を初期高さで除して平均ひずみとして求めている。また、図-31 はコンクリートの場合を例に最終損傷状況を示している。

これらより、炭素繊維シートで巻き立てる場合には、いずれの材料の場合にも無補強供試体よりも最大圧縮応

力がわずかに大きくなること、その時のひずみも大きくなること、炭素繊維シートの破断によって応力が大きく低下することが分かる。シートの破断までは十分な横拘束効果が期待できるが、軸方向ひずみが 0.01～0.015 程度でシートが破断する点に注意が必要である。

また、ポリエステル繊維バンドで巻き立てる場合には、その横拘束効果は限定的であり、最大圧縮応力時まででは無補強の場合と比べてもその特性に大きな差はない。最大圧縮応力度時に生じた繊維材バンドのひずみは、無補強の場合にコンクリートやモルタルに生じた周方向ひずみよりも小さく、コンクリートやモルタルの周方向の膨張に対して十分に拘束できていないことが分かる。これは、シリンダー試験体が小さく、ポリエステル繊維バンドの定着が十分でなかった可能性があるが、ポリエステル繊維バンドの弾性係数が小さく、この程度の周方向ひずみでは最大圧縮応力時には十分な横拘束力が発揮できなかった可能性もある。ただし、最終状況においてもバンドは破断しておらず、図-30(a)に示した結果からも分かるように応力下降域の耐力低下後にバンドは横拘束効果を発揮したと考えられる。ただし、超速硬性無収縮モルタルの場合には最大応力度を過ぎた段階から耐力が急激に低下しており、ここではポリエステル繊維バンドの効果が顕著には現れていないが、これはシリンダー試験体が小さかったことによりポリエステル繊維バンドの定着が十分でなかったためと考えられる。

## 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ために、本研究では静的正負繰り返し荷重実験と振動台加震実験を行った。本研究により得られた主な成果は以下の通りである。1) 速乾性の材料を用いた連続繊維シートによる修復ではせん断耐力の確保が期待できる。一方、繊維バンドを用



いた修復では主に曲げ変形性能の確保が期待できる。修復方法としては、繊維バンドを用いる方が材料費も低く、施工も簡単で修復に要する時間は短い。

2) RC 橋脚の軸方向鉄筋の途中定着部（段落し部）における曲げ破壊に対して、速乾性の材料を用いた連続繊維シートにより修復し、その効果を正負繰り返し載荷実験および振動台実験から評価した。これより、損傷により初期剛性は低下するが修復後の曲げ耐力は修復前と同程度は確保されること、応答変位が大きくなるとシートが破断するが、修復前と同等またはそれ以上の変形性能があることを明らかにした。

3) RC 橋脚の柱基部の曲げ破壊に対して機械式定着によるポリエステル繊維バンドにより修復し、その効果を振動台加震実験から評価した。この結果、損傷による剛性の低下はあるが、修復後の曲げ耐力は修復前の加震と同程度は確保されていること、変形性能も修復前と同等またはそれ以上確保されていること、繊維バンドは伸び性能が高く破断しないため断面修復材は剥落しないことが明らかとなった。

4) 一軸圧縮載荷実験より、炭素繊維シートで巻き立てる場合には、いずれの材料の場合にも無補強供試体よりも最大圧縮応力度がわずかに大きくなること、その時のひずみも大きくなること、炭素繊維シートの破断によって応力が大きく低下することを示した。一方、ポリエステル繊維バンドで巻き立てる場合には、最大圧縮応力時に

おける横拘束効果は限定的であるが、応力下降域の耐力低下後に変形性能を発揮する。これにより修復した橋脚においても変形性能が確保できると考えられる。

#### 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) 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.
- 4) (社) 土木学会：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕，2002.
- 5) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，2002.
- 6) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 7) Nakamura, Y.: Waveform and its analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, *JR Earthquake Information No. 23c*, Railway Technical Research Institute, Japan, 1995.
- 8) Krawinkler, H. and Moncarz, P. D.: Similitude requirements for dynamic models, *Dynamic Modeling of Concrete Structures SP 73-1*, ACI, pp. 1-22, Detroit, Michigan, 1982.
- 9) 土木用 MMA 樹脂工法研究会：<<http://www.mma.or.jp/>>

## DEVELOPMENT OF QUICK REPAIR METHODS FOR SEISMIC DAMAGE OF BRIDGE STRUCTURES

The objective of this study is to develop quick repair methods of seismic damage of bridge structures. In FY 2007, a series of quasi-static cyclic loading tests and shake table tests was conducted to evaluate the effectiveness of quick repair method using quick hardening mortar and resin, and that with mechanical-anchored polyester fiber bands. The tests revealed that the both proposed methods can recover the seismic performance of the reinforced concrete columns within 8 hours.

**Keywords:** bridge, reinforced concrete column, quick repair, cyclic loading test, shake table test