

### 3.4 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：星隈順一， 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、これまでに開発、提案している機械式定着繊維バンド巻立てによる応急復旧工法の設計法を確立するために、バンドへの初期緊張力及びバンドによる補強量の影響に着目して、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、初期緊張力がなくても所要の補強効果が得られることを示すとともに、必要補強量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）<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，本復旧工事を実施するまでの間の構造物の耐震性（安全性及び供用性）を確保するために，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，即効性のある応急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，振動台加震実験等によりその復旧効果を検証した<sup>3)</sup>。このうち，実用化に適していると考えられる機械式定着による繊維バンド巻立て工法に対して，設計法を確立するために，昨年度はせん断破壊タイプの正方形断面 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。この結果，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，バンドの高い伸び能力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，安定した変形態を確保できることが明らかとなった<sup>4)</sup>。ただし，模型数が少ないこと，結果的に曲げ破壊となったためせん断耐力確保のための必要補強量に関してはまだ知見が十分ではない。このため，今年度は，バンドによって補強される幅が相対的に大きいせん断破壊に対してはさらに厳しい条件である長方形断面 RC 橋脚の短辺方向を載荷方向とした実験を行い，補強量の影響を検討のポイントとして，必要補強量の評価方法および復旧設計法の検討を行った。また，本工法の施工性の向上には，バンドの巻立てに特殊な工具等を用いずに人力で行い，人力による程度の初期緊張力により補強効果が期待できることが望ましいため，実験では初期緊張力を 0 とした場合の補強効果についても調べることにした。

#### 2. 橋脚模型と実験セットアップ

##### 2.1 橋脚模型

提案する応急復旧工法による復旧は，地震により損傷した RC 橋脚に対して本復旧工事を実施するまでの間の耐震性を確保することを目的としている。本工法で対応する損傷レベルとしては，橋脚の軸耐荷力は残存し，柱として自立しており，かつ水平耐力についても著しい低下のない段階までを想定している。これは，曲げ損傷であれば軸方向鉄筋の破断が生じたとしても，少数にとどまっている段階であり，せん断損傷であればせん断ひび割れが進展して顕著なせん断ずれが生じる前までの段階

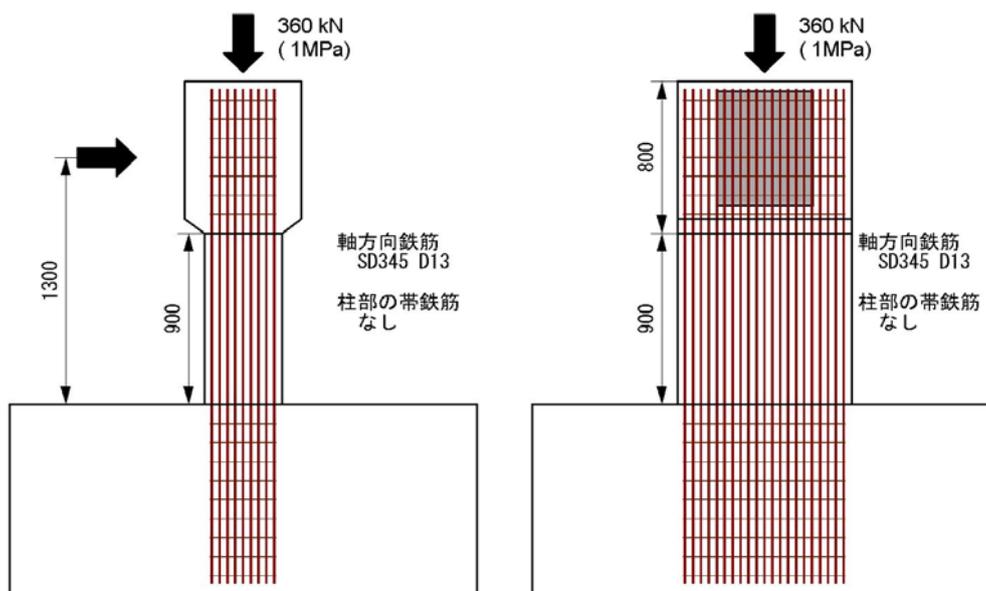


図-1 模型の柱部の配筋

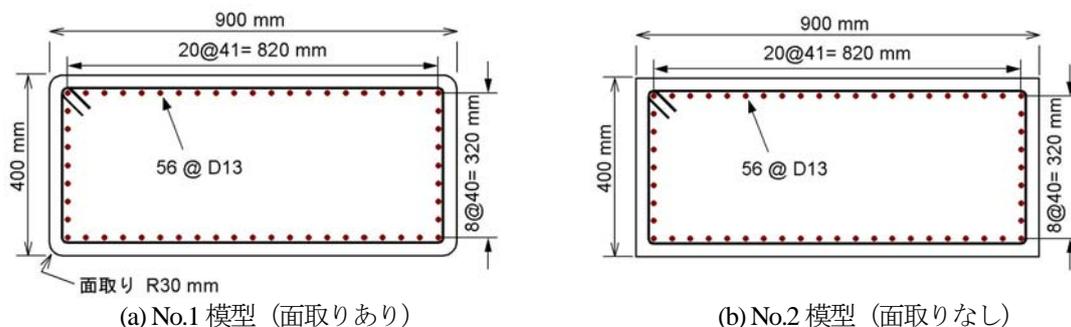


図-2 模型の断面

表-1 実験模型

	損傷実験	修復後実験
No. 1	緊張力あり	ゼブラ巻き
No. 2	緊張力なし	スパイラル巻き

に相当する。このような状態の橋脚の耐震性を確保するという観点では、余震によって損傷がさらに進展し、特にせん断破壊になることを防止することが重要であり、こうした要求事項を満足させるためには、破壊のメカニズムや耐荷力特性を明らかにし、繊維バンドの必要補強量等を定める必要がある。このため、せん断破壊するタイプの鉄筋コンクリート RC 橋脚模型を対象に、損傷した RC 橋脚模型を提案工法で修復した場合の橋脚の降伏後の耐荷力特性、変形能を調べることにした。昨年度の実験では、前述のように正方形断面を対象としたが、今年度はバンドによって補強される幅が相対的に大きいため外周に巻立てる繊維バンドによるせん断補強効果が相対的に低く、せん断破壊に対してより厳しい条件である

長方形断面の短辺方向の荷重を対象とした。

橋脚模型は、せん断耐力の評価を行うために、(1) せん断耐力が曲げ初降伏耐力よりも小さいこと、(2) 荷重点高さをせん断支間としたせん断支間比は3程度であること、(3) ディープビームの影響を排除するため、柱高さをせん断支間としたせん断支間比は2.5以上であることを基本として設計した。この結果、図-1に示すように、断面は0.4 m×0.9 mの長方形とし、基部からの荷重点高さは1.3 m、柱部の高さは0.9 mとした。柱部の断面を図-2に示す。提案工法の繊維バンドのせん断補強効果を調べるために、柱部には帯鉄筋、中間帯鉄筋を配置しないこととした。軸方向鉄筋には、SD345材の直径13 mmの異形棒鋼(D13)を56本配置した。軸方向鉄筋比は1.97%である。コンクリートの目標強度は27 N/mm<sup>2</sup>とした。

本模型を2体製作した。この2体に対し無損傷の状態に対する実験(損傷実験)と損傷後に提案工法で修復した状態に対する実験(修復後実験)を行った。実験条件を表-1に示す。損傷実験では、バンドの初期緊張力の影響を調べることにした。一方、修復後実験では、バンド

表-2 材料試験  
(a) コンクリート

		弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1 模型	損傷実験日 (材齢20日)	29.0	28.0
	修復実験日 (材齢26日)	29.1	29.9
No.2 模型	損傷実験日 (材齢33日)	30.6	32.5
	修復実験日 (材齢40日)	31.7	32.8

(b) 軸方向鉄筋

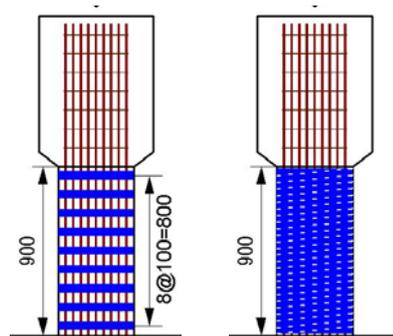
	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
軸方向鉄筋 SD345 D13	187.1	361.5

表-3 断面補修用のモルタルの特性

バッチ	テスト ピース	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	バッチ	テスト ピース	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
1	1-1	42.3	-----	1	1-1	44.5	22.6
	1-2	42.0	-----		1-2	46.5	-----
	1-3	43.8	-----		1-3	39.0	-----
2	2-1	35.7	-----	2	2-1	42.8	-----
	2-2	36.4	-----		2-2	51.9	-----
	2-3	37.9	-----		2-3	50.4	-----
3	3-1	38.2	-----	3	3-1	43.5	25.1
	3-2	37.4	-----		3-2	47.9	-----
	3-3	34.9	-----		3-3	53.5	-----
4	4-1	40.2	20.7	4	4-1	44.1	-----
	4-2	38.2	-----		4-2	44.8	-----
	4-3	41.8	-----		4-3	46.6	-----
5	5-1	37.1	20.6	5	5-1	50.2	-----
	5-2	37.9	-----		5-2	50.1	21.3
	5-3	35.9	-----		5-3	44.6	-----
6	6-1	37.1	21.1	6	6-1	42.0	-----
	6-2	36.2	-----		6-2	48.9	-----
	6-3	34.6	-----		6-3	49.8	22.9
7	7-1	38.2	21.5	平均		46.7	23.0
	7-2	41.0	-----				
	7-3	38.2	-----				
8	8-1	38.7	-----				
	8-2	42.5	-----				
	8-3	40.7	-----				
平均		38.6	21.0				

表-4 繊維材バンドの特性

	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )		引張破断 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	破断荷重 (kN)
	ε=1%	ε=2%		
No. 1	17.9	29.4	619	34.2
No. 2	9.9	15.7	702	38.8
No. 3	12.9	18.9	644	35.6
平均	13.6	21.3	655	36.2



(a) ゼブラ巻き (b) スパイラル巻き  
図-3 繊維バンドの巻立て

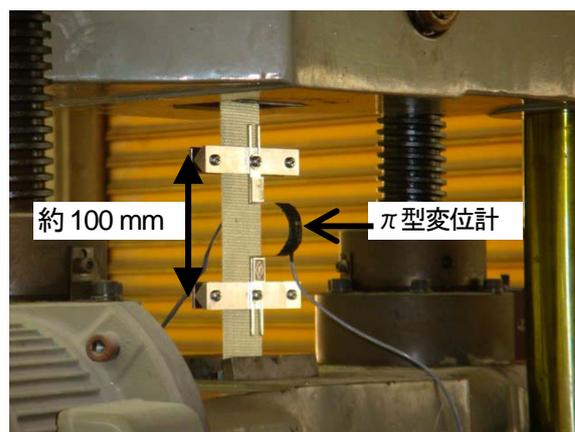


図-4 繊維バンドの引張実験

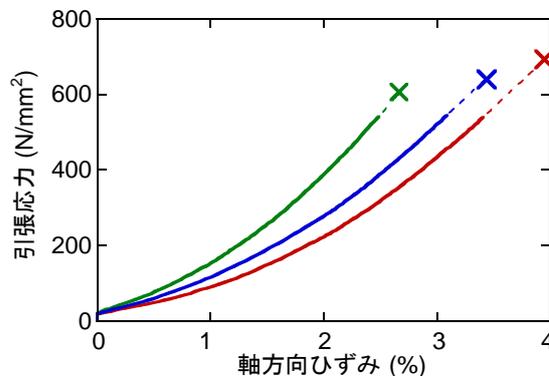


図-5 繊維バンドの力学的特性

による補強量の影響を調べ、その結果をもとに必要補強量の評価方法および補強設計法の検討を行うこととした。

損傷実験においてバンドの初期緊張力の影響を調べるために、No.1 模型は定着装置を用いて締め付けるが、No.2 模型は人力による締め付けとすることとした。No.1 模型に対する緊張力は0.1 kN程度であった。No.1 模型は、締め付ける際に均等に締め付けられるよう隅角部は半径 30 mm の 1/4 円形としたが、No.2 模型については隅角部の面取りは行わなかった。

繊維バンドとしては、昨年度の成果に基づき、今年度

もアラミド繊維バンドを用いることとした。厚さ、幅はそれぞれ 1.3 mm, 幅 42.5 mm のバンドを用いた。バンドの初期緊張力の影響を調べるための実験では、いずれの模型に対してもこのバンドを 100 mm 間隔で設置した。一方、修復後の模型に対しては、補強量の影響を調べるために、No.1 模型には 100 mm 間隔で設置したが、No.2 模型では施工性の向上も考慮して 1 本のバンドをスパイラル状に巻立てて 2 層巻きとすることとした。ここでは、図-3 に示すように 100 mm 間隔で設置する場合をゼブラ巻き、スパイラル状に巻立てる場合をスパイラル巻きと呼ぶ。なお、いずれの場合にも、繊維バンドは人力により巻立てており、初期緊張力は導入していない。

材料試験に基づく強度は表-2 に示すとおりであり、実験日におけるコンクリートの圧縮強度は No.1 模型、No.2 模型に対してそれぞれ 28.0 N/mm<sup>2</sup>, 32.5 N/mm<sup>2</sup> であった。軸方向鉄筋の降伏強度は 362 N/mm<sup>2</sup> であった。

損傷したコンクリート断面の修復には、超速硬性無収縮モルタルを用いた。材料試験を表-3 に示す。モルタルは、可使時間が短いため、No.1 模型に対しては計 8 バッチ、No.2 模型に対しては計 6 バッチにわけて練り混ぜを行ったので、この結果をすべて示している。なお、弾性係数については、このうちの 4 つのテストピースに対してのみ計測している。これより、モルタルの弾性係数は 21~25 kN/mm<sup>2</sup> である。圧縮強度は、No.1 模型に用いたモルタルでは 35~44 N/mm<sup>2</sup>, No.2 模型に用いたモルタルでは 39~54 N/mm<sup>2</sup> であり、No.2 模型に用いたモルタルの方が強度が高かった。コンクリートに比べると弾性係数は低い、圧縮強度は大きい。

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/mm<sup>2</sup>, 2920 N/mm<sup>2</sup> である。本工法の効果を定量的に評価するためには、これを織ってバンドとした場合の力学的特性を把握することが重要である。このため、3 本の試験体を作製し、これらに対する引張試験により力学的特性を調べることにした。引張試験のセットアップを図-4 に示す。バンドに作用する力はロードセルにより、変形量はひずみゲージと評点間距離を約 100 mm とした  $\pi$  型変位計により計測した。ひずみゲージは、接着剤によりバンドに貼付することから、その接着剤の伸び性が計測結果に影響を及ぼすと考えられるため、ひずみゲージの計測結果は参考とし、変位計により計測された変位を評点間距離で除して得られた平均ひずみをバンドのひずみとすることとした。試験結果を図-5、表-4 に示す。バンドとして織った繊維材が軸方向変形量の増加とともに締まっていくために徐々に接線剛性が高くなる。この結果、繊維材の引張力~変位関係は下に凸の曲線となる。試験結果にはばらつきがあるが、ひずみが

1%時と 2%時に対して接線弾性係数を求めると、それぞれ 14 kN/mm<sup>2</sup> 程度、21 kN/mm<sup>2</sup> 程度である。破断強度は 619~702 N/mm<sup>2</sup> であった。なお、破断時には変位計のレンジの制約により  $\pi$  型変位計による計測ができなかったため、破断ひずみについては線形補間による外挿により推定することとした。この結果は図中の点線に示す通りであり、これによれば破断ひずみは 3~4% 程度であったと考えられる。なお、ひずみゲージによる破断ひずみは 1% と小さかったが、これは接着剤の拘束の影響のためと考えられる。

## 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、せん断耐力を求めた。表-5 には、ひび割れ点、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。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目標強度を用い、SD345 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/mm<sup>2</sup>）とした。実験日の耐力は表-2 に示した材料試験の結果を用いて評価した。曲げ耐力は、道路橋示方書 V 耐震設計編<sup>9)</sup> 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、終局変位が小さく求められるタイプ I 地震動を想定して求めた結果を示している。これによれば、実験日にはひび割れ変位、初降伏変位はいずれの模型でもそれぞれ 0.3 mm, 4 mm 程度と推定される。曲げ初降伏耐力  $P_{y0}$  は 319~322 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 340 kN 程度である。

表-6 には、せん断耐力の算出結果と曲げせん断耐力比を示す。これも設計段階と実験日の材料特性に対して求めている。ここで、 $P_{y0}$ ,  $P_s$  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。なお、くり返し載荷によるせん断耐力への影響は、参考としてタイプ II 地震動を想定し、荷重繰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  $\tau_c$  (N/mm<sup>2</sup>) を用いる場合と文献 6) 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。

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

表-5 模型の曲げ耐力・変形能

	設計時		No.1 実験時		No.2 実験時	
	Disp. (mm)	Force (kN)	Disp. (mm)	Force (kN)	Disp. (mm)	Force (kN)
ひび割れ	0.3	67	0.3	66	0.3	71
初降伏	4.1	331	4.1	319	4.0	322
降伏	4.4	356	4.4	342	4.3	344
終局 (タイプI)	11.8	356	12.3	342	13.4	344

表-6 模型のせん断耐力

(1) 設計時 (材料強度は推定)

$\tau_c$	せん断耐力 (kN)		曲げ耐力 (kN)		曲げせん断耐力比			
	$P_{s0}$	$P_s$	$P_{y0}$	$P_u$	$P_{s0}/P_{y0}$	$P_s/P_{y0}$	$P_{s0}/P_u$	$P_s/P_u$
道示	175	140	331	356	0.53	0.42	0.49	0.39
式(1)	330	264	331	356	1.00	0.80	0.93	0.74

(2) 実験時

(a) No.1 模型

$\tau_c$	せん断耐力 (kN)		曲げ耐力 (kN)		曲げせん断耐力比			
	$P_{s0}$	$P_s$	$P_{y0}$	$P_u$	$P_{s0}/P_{y0}$	$P_s/P_{y0}$	$P_{s0}/P_u$	$P_s/P_u$
道示	184	147	319	342	0.58	0.46	0.54	0.43
式(1)	334	267	319	342	1.05	0.84	0.98	0.78

(b) No.2 模型

$\tau_c$	せん断耐力 (kN)		曲げ耐力 (kN)		曲げせん断耐力比			
	$P_{s0}$	$P_s$	$P_{y0}$	$P_u$	$P_{s0}/P_{y0}$	$P_s/P_{y0}$	$P_{s0}/P_u$	$P_s/P_u$
道示	185	148	322	344	0.57	0.46	0.54	0.43
式(1)	351	281	322	344	1.09	0.87	1.02	0.81

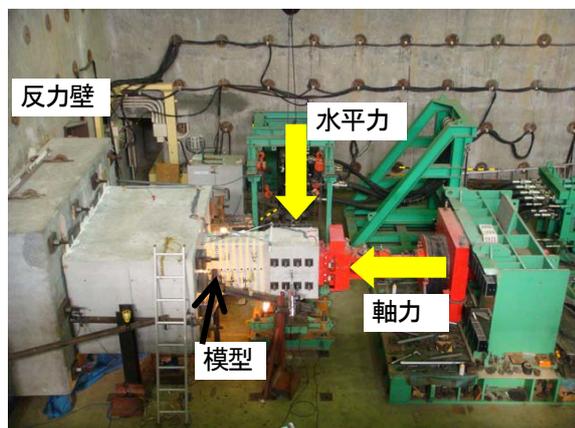


図-6 実験セットアップ

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 (N/mm<sup>2</sup>)、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<sup>9)</sup>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 $\tau_c$ は設計上の安全側の配慮により式(1)の値からおおむね 2 倍の標準偏差を引いた

値となっている。以下では、式(1)による $\tau_c$ を用いて求めたせん断耐力をもとに評価する。

表-6によれば、設計段階においては、せん断耐力が曲げ初降伏耐力よりも小さくなるように設計したが、実際には、コンクリート強度が高く、軸方向鉄筋の強度が低かったため、結果としてせん断耐力の方が曲げ初降伏耐力よりも 5~8%大きいことから、まず曲げ降伏が生じ、その後にせん断破壊が生じる特性を有する模型であったと考えられる。

### 2.3 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-6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 1.3 m 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<sup>7)</sup>が、今回対象とした模型は



(a) プライマーの塗布



(b) モルタルによる断面修復



(c) 繊維バンドの巻き立て（ゼブラ巻き）



(d) 繊維バンドの巻き立て（スパイラル巻き）

図-7 提案工法による応急復旧

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も重要なこと、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特性の評価については重要度が相対的に高くないことから、本実験では基準変位  $\delta_0$  を初降伏変位  $\delta_{y0}$  の約 50% の 2 mm 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。ただし、繊維バンドの巻き立て効果によりせん断破壊せず、大きな変形が出ても破壊しなかったため、基準変位を  $10\delta_0$  を超えた後は  $2\delta_0$  に、 $20\delta_0$  を超えた後は  $5\delta_0$  に、さらに  $30\delta_0$  を超えた後は  $10\delta_0$  に順次大きくした。

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程度の 0.5 mm を基準変位としてひび割れ耐力に達する程度まで載荷を行った。

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。 $12\delta_0$  以降では 2 mm/sec とし、 $25\delta_0$  以降では 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  $1 \text{ N/mm}^2$

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。

### 3. 繊維バンド巻き立てによる応急復旧

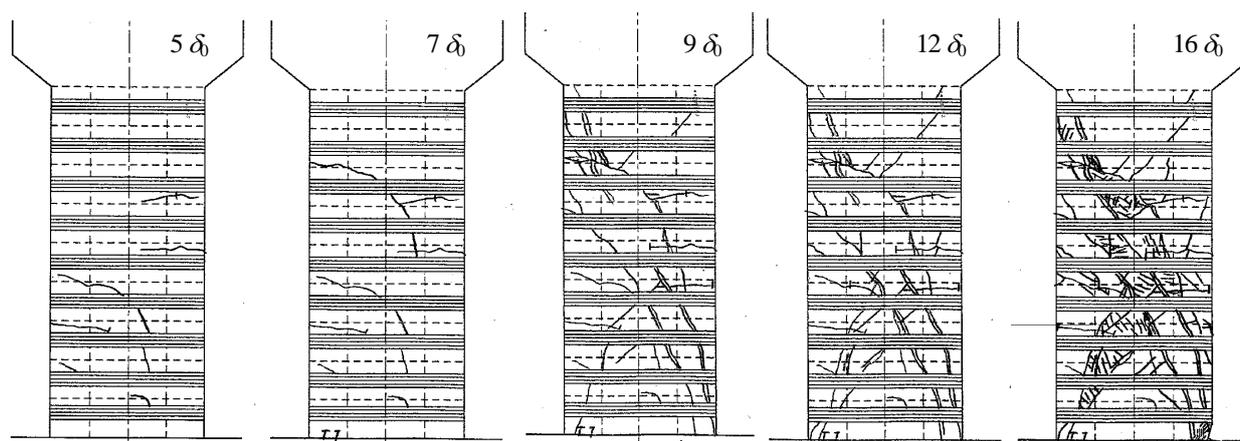
機械式定着による繊維バンド巻き立てには、アラミド繊維バンドと定着金具を用いた。損傷したコンクリート断面の修復にはプライマーとして高分子ポリマーエマルジョンシーラーを、断面修復材として超速硬性無収縮モルタルを用いた。修復は以下の工程により行った。主要な補修作業を図-7 に示す。なお、断面補修の際には隅角部の面取りを行っている。

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

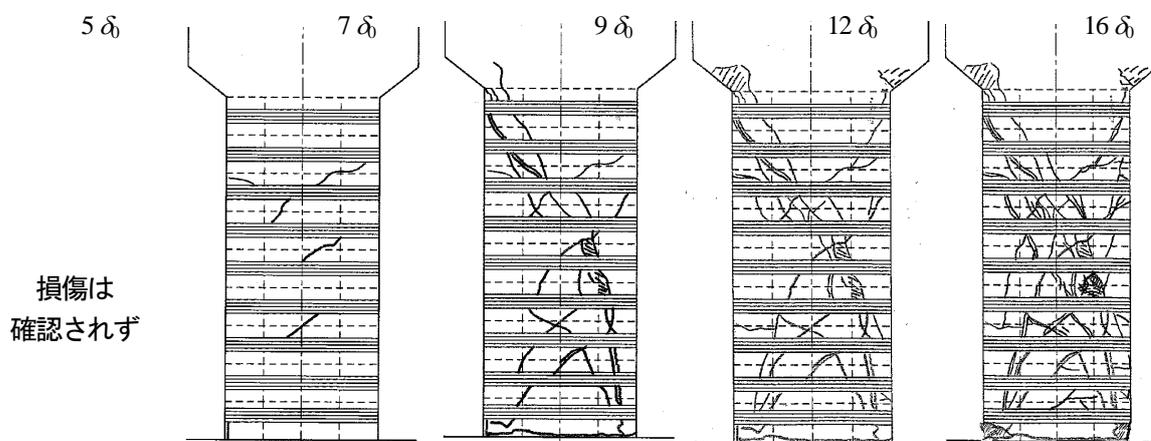
補修に要した時間は 8 時間であり、そのうちの約半分は工程 3 に要している。断面修復の時間をいかに短縮するかが迅速な応急復旧における次なる課題であり、これに関しては施工面からのアプローチが必要である。

表-7 No.1 模型の損傷実験の結果

	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)		載荷軸方向	直角方向		
予備載荷1	0.5	0.3	28	-0.2	-10	0.01	0.01	0.01		
予備載荷2	1.0	0.6	53	-0.6	-30	0.01	0.01	0.01	載荷後に残留水平力(10kN)を0に	
予備載荷3	1.5	0.8	59	-1.2	-71	0.02	0.01	0.01		
1	1 $\delta_0$	2	1.1	87	-1.4	-88	0.02	0.01	0.01	載荷後に残留水平力の調整なし
2	2 $\delta_0$	4	2.5	154	-2.9	-163	0.05	0.01	0.01	
3	3 $\delta_0$	6	4.2	208	-4.5	-209	0.09	0.01	0.01	
4	4 $\delta_0$	8	6.0	255	-6.0	-254	0.12	0.02	0.01	
5	5 $\delta_0$	10	8.0	301	-7.7	-296	0.15	0.03	0.01	斜めひび割れ発生
6	6 $\delta_0$	12	9.9	339	-9.3	-331	0.18	0.04	0.01	軸方向鉄筋降伏相当
7	7 $\delta_0$	14	12.0	367	-11.0	-363	0.22	0.06	0.02	せん断ひび割れ大きく進展
8	8 $\delta_0$	16	14.3	364	-12.9	-379	0.25	0.16	0.07	せん断破壊 載荷中にミシミシという音
9	9 $\delta_0$	18	17.6	317	-14.9	-342	0.23	0.66	0.25	柱基部付近 コンクリートが圧壊
10	10 $\delta_0$	20	19.8	260	-17.1	-327	0.23	0.89	0.30	柱の上下端のせん断ずれが顕著
11	12 $\delta_0$	24	24.3	245	-21.7	-279	0.19	1.20	0.46	
12	14 $\delta_0$	28	29.0	217	-25.8	-276	0.46	1.57	0.67	
13	16 $\delta_0$	32	33.5	177	-30.0	-267	-----	1.84	0.81	



(a) No.1 模型 (初期緊張力あり)



(b) No.2 模型 (初期緊張力なし)

図-8 損傷実験における損傷の進展

表-8 No.2 模型の損傷実験の結果

	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)		載荷軸方向	直角方向		
予備載荷1	0.5	0.5	33	-0.2	-9	0.01	0.01	0.01		
予備載荷2	1.0	0.9	63	-0.4	-26	0.01	0.01	0.00	載荷後に残留水平力(17kN)を0に	
予備載荷3	1.5	1.0	71	-0.9	-63	0.01	0.01	0.00		
1	1 $\delta_0$	2	1.6	100	-1.3	-81	0.02	0.01	0.00	載荷後に残留水平力(12kN)を0に
2	2 $\delta_0$	4	2.9	163	-2.9	-167	0.05	0.01	0.01	
3	3 $\delta_0$	6	4.7	218	-4.4	-212	0.08	0.01	0.01	
4	4 $\delta_0$	8	6.4	263	-6.0	-257	0.12	0.01	0.01	
5	5 $\delta_0$	10	8.2	307	-7.7	-299	0.15	0.01	0.01	
6	6 $\delta_0$	12	10.1	347	-9.4	-339	0.19	0.01	0.01	軸方向鉄筋降伏相当
7	7 $\delta_0$	14	12.1	369	-11.2	-373	0.24	0.01	0.01	斜めひび割れ発生
8	8 $\delta_0$	16	14.2	372	-13.2	-377	1.74	0.02	0.01	斜めひび割れ進展 柱基部にひび割れ
9	9 $\delta_0$	18	18.3	368	-15.1	-374	1.49	0.61	0.25	正側載荷時にせん断破壊 載荷中にメリメリという音
10	10 $\delta_0$	20	20.8	126	-17.8	-350	1.35	0.93	0.66	
11	12 $\delta_0$	24	25.2	126	-22.7	-226	1.21	1.29	1.04	
12	14 $\delta_0$	28	29.7	133	-27.2	-184	-----	1.58	1.51	
13	16 $\delta_0$	32	33.9	133	-31.4	-181	-----	-----	1.83	

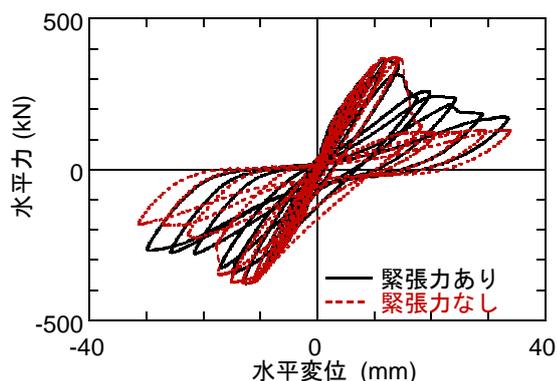


図-9 損傷実験における水平力～水平変位の履歴

## 4. 載荷実験

### 4.1 バンドの初期緊張力の影響

バンドの初期緊張力の影響を調べるために行った実験の損傷の進展を図-8に、水平力～水平変位履歴の比較を図-9に示す。表-7、表-8はNo.1模型とNo.2模型に対してこれらの結果をまとめたものである。本実験は無損傷の状態の模型に対して実施している。なお、水平力は加振機のロードセルの計測値を、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。

損傷としては、まず曲げひび割れが生じたと推測されるが、軸圧縮力を作用させているため実際にはひび割れは観察されなかった。最初にひび割れが観察されたのは、No.1模型、No.2模型ともに振幅  $6\delta_0$  において軸方向鉄筋

の降伏が生じた段階付近であり、いずれも斜めひび割れであった。いったん斜めひび割れが生じると、載荷振幅の増加に従ってこれが進展し、せん断破壊に至った。せん断破壊が生じたのはNo.1模型の方が  $1\delta_0$  分だけ早い。せん断破壊が生じたのは、水平耐力の低下の度合いは、初期緊張力を導入したNo.1模型の方が緩やかである。鉄筋コンクリート部材のせん断破壊特性には一般にばらつきが大きく、本結果にも模型ごととのばらつきの影響はあると考えられるが、初期緊張力を導入した方が、水平耐力の低下の度合いを緩やかにし、脆性的な破壊を防止できる可能性があり、無損傷の状態の模型に本工法を適用する場合には、初期緊張力を導入するほうが補強効果が高いと言える。

模型の最終損傷状況を図-10に示す。初期緊張力を導入しなかったNo.2模型の方が、コンクリートのせん断すべり面が顕著にでており損傷が大きい。載荷方向に直交する面のコンクリートの剥落範囲は、No.1模型の方が大きく、この結果、上述したように補修に用いたモルタルの量もNo.1模型の方が多くなっている。

### 4.2 バンド補強量の影響

長方形断面に対する本工法の効果及びバンドの補強量の影響を調べるために、損傷を受けた模型を提案工法により修復した後の模型に対して行った実験の損傷の進展を図-11に、水平力～水平変位履歴の比較を図-12に示す。表-9、表-10はNo.1模型とNo.2模型に対してこれらの結



(a) 荷終了後 (b) 損傷コンクリート除去後  
 (1) No.1 模型 (初期緊張力あり)



(a) 荷終了後 (b) 損傷コンクリート除去後  
 (2) No.2 模型 (初期緊張力なし)

図-10 損傷実験後の損傷状況

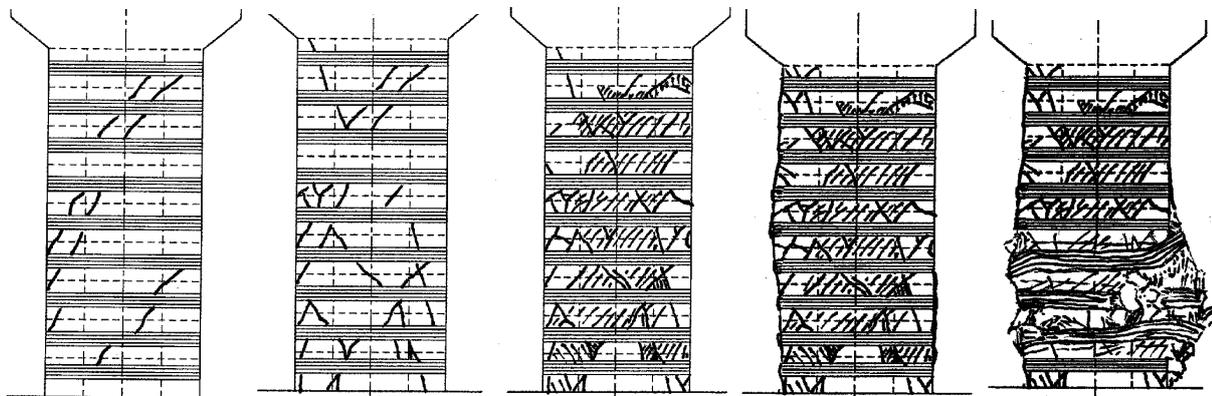
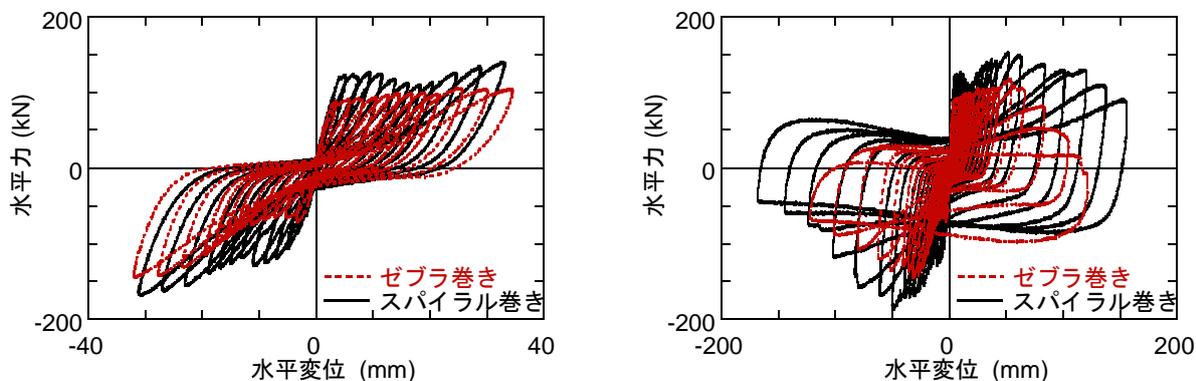


図-11 修復後実験における No.1 模型の損傷の進展



(a) 振幅  $16\delta_0$  間での履歴 (b) 荷終了までの履歴

図-12 修復後実験における水平力～水平変位の履歴

表-9 No.1 模型の修復後実験の結果

	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)	載荷軸方向	直角方向		
予備載荷1	0.5	0.4	40	-0.4	4	0.01	0.01		
予備載荷2	1.0	1.0	54	-0.5	-5	0.02	0.01	載荷後に残留水平力(27kN)を0に	
予備載荷3	1.5	1.3	51	-1.1	-34	0.02	0.01	柱基部のモルタルに縦ひび割れ	
1	$1 \delta_0$	2	1.9	65	-1.3	-42	0.03	0.01	載荷後に残留水平力(12kN)を0に
2	$2 \delta_0$	4	3.5	90	-3.5	-71	0.06	0.02	負側の載荷時にせん断ひび割れ 負側載荷時にボンという鈍い音
3	$3 \delta_0$	6	5.8	92	-5.5	-65	0.18	0.08	正側にもせん断ひび割れ 正側載荷時にバツンバツンという音
4	$4 \delta_0$	8	8.2	93	-7.4	-65	0.32	0.16	
5	$5 \delta_0$	10	10.6	94	-9.4	-69	0.41	0.21	モルタルのひび割れ進展, 浮き 負側の最大変位時にバキという音
6	$6 \delta_0$	12	12.6	97	-11.5	-75	0.47	0.26	
7	$7 \delta_0$	14	14.6	100	-13.8	-81	0.53	0.31	
8	$8 \delta_0$	16	16.9	100	-15.8	-93	0.57	0.37	柱基部付近に圧壊の兆候
9	$9 \delta_0$	18	19.2	101	-17.7	-103	0.64	0.45	
10	$10 \delta_0$	20	21.5	99	-19.7	-114	0.71	0.52	
11	$12 \delta_0$	24	25.7	106	-23.7	-132	0.89	0.67	
12	$14 \delta_0$	28	30.1	105	-27.8	-143	1.08	0.87	
13	$16 \delta_0$	32	34.5	106	-32.2	-145	1.28	1.06	
14	$18 \delta_0$	36	38.8	107	-36.6	-138	1.39	1.24	
15	$20 \delta_0$	40	43.3	107	-41.0	-130	1.46	1.43	
16	$25 \delta_0$	50	54.5	118	-51.9	-136	1.77	1.72	
17	$30 \delta_0$	60	65.9	109	-62.9	-120	1.86	2.04	柱基部の曲げ破壊が顕著に
18	$40 \delta_0$	80	84.0	82	-80.7	-108	1.96	2.14	
19	$50 \delta_0$	100	104.6	54	-101.6	-90	1.94	2.69	軸方向鉄筋のはらみ出し 基部が丸みを帯びる
20	$60 \delta_0$	120	121.5	21	-122.3	-99	-----	2.72	繊維バンド1本が破断



(a) 載荷終了後

(b) 損傷コンクリート除去後

図-13 No.1 模型 (ゼブラ巻き) の修復後実験後の損傷状況

果をまとめたものである。なお、スパイラル巻きにした No.2 模型ではモルタルやコンクリートの損傷状況は観察できなかったため、損傷の進展を示していない。また、載荷振幅が大きくなり模型の破壊が顕著になると、載荷点高さが変化するため加振機が水平ではなかったため、大振幅領域の水平力を適切に評価するためにはこの分の

補正が必要と考えられるが、図-12 には、この領域の水平力はそれほど重要ではないため、計測結果をそのまま示している。

これらによれば、バンドによる補強量に関わらず振幅  $2\delta_0$  に達すると、水平力は一定となる。このとき、ゼブラ巻きの No.1 模型の水平力は 100 kN 程度であるが、ス

表-10 No.2 模型の修復後実験の結果

	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)	載荷軸方向	直角方向		
予備載荷1	0.5	0.3	15	-0.4	-15	0.01	0.01		
予備載荷2	1.0	0.7	32	-0.8	-28	0.01	0.01		
予備載荷3	1.5	1.2	49	-1.1	-38	0.01	0.00		
1	1 $\delta_0$	2	1.8	66	-1.4	-47	0.01	0.01	載荷後に残留水平力(10kN)を0に
2	2 $\delta_0$	4	3.2	100	-3.4	-85	0.02	0.01	負側載荷時に小さな音
3	3 $\delta_0$	6	5.2	124	-5.2	-107	0.05	0.03	負側載荷時に小さな音
4	4 $\delta_0$	8	7.4	125	-7.2	-120	0.11	0.06	正側載荷時にメリメリという音
5	5 $\delta_0$	10	9.4	127	-9.1	-125	0.17	0.09	正側最大変位時にバキという音
6	6 $\delta_0$	12	11.6	125	-11.2	-130	0.21	0.13	正側最大変位時にバキという音
7	7 $\delta_0$	14	14.0	118	-13.2	-119	0.26	0.15	
8	8 $\delta_0$	16	16.2	113	-15.2	-126	0.29	0.17	
9	9 $\delta_0$	18	18.4	111	-17.1	-133	0.31	0.19	
10	10 $\delta_0$	20	20.5	113	-19.1	-140	0.34	0.21	
11	12 $\delta_0$	24	24.6	126	-23.1	-156	0.41	0.26	
12	14 $\delta_0$	28	28.9	135	-27.1	-163	0.50	0.36	
13	16 $\delta_0$	32	33.1	141	-31.3	-169	0.58	0.49	柱基部のふくらみが目立ち始める
14	18 $\delta_0$	36	37.3	145	-35.5	-170	0.68	0.63	
15	20 $\delta_0$	40	41.6	143	-39.7	-172	0.77	0.75	バンドの締め付け度があがる
16	25 $\delta_0$	50	52.0	154	-50.3	-188	0.96	0.91	
17	30 $\delta_0$	60	63.0	150	-61.2	-169	1.21	1.05	
18	40 $\delta_0$	80	84.1	138	-83.3	-158	1.57	1.28	はらみ出しが顕著に
19	50 $\delta_0$	100	101.4	130	-102.5	-119	-----	1.41	
20	60 $\delta_0$	120	120.2	131	-124.2	-84	-----	1.51	
21	70 $\delta_0$	140	137.1	111	-144.9	-82	-----	1.50	
22	80 $\delta_0$	160	155.5	92	-168.3	-86	-----	1.50	
23	90 $\delta_0$	180	166.6	77	-204.3	-94	-----	1.49	



(a) 載荷終了後

(b) 損傷コンクリート除去後

図-14 No.2 模型 (スパイラル巻き) の修復後実験後の損傷状況

スパイラル巻きの No.2 模型の水平力は 120 kN を超えており、補強量が多いと水平耐力は大きくなるのが分かる。

この後は、無損傷の状態に比べると耐力は 30% 程度と小さいが、安定して耐力を維持する。このとき、バンドには 0.4%~1% 程度のひずみが生じている。ただし、これはひずみゲージによる計測値であり、バンドに対する引

張試験の結果において考察したように、接着剤の影響により実際よりも小さな値となっている可能性がある。いずれの模型のバンドも初期緊張力を導入していないが、これらの模型でも安定して耐力を維持できたことから、初期緊張力がなくても十分な補強効果が得られることが分かる。耐力が下がり始めるのは、両模型とも振幅  $40\delta_0$

表-11 修復後の模型のせん断耐力

模型		2008 帯筋補強模型	2009 No.1 模型	2009 No.2 模型	
コンクリート	式(1)による $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.89	1.08	1.03	
	低減係数 $c_r$	0.25			
	せん断耐力 $S_{cr}$ (kN)	74.8	87.7	83.4	
帯鉄筋	強度 (N/mm <sup>2</sup> )	326.6	-----	-----	
	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	63.3	-----	-----	
	間隔 (mm)	60.0	-----	-----	
	せん断耐力 $S_s$ (kN)	50.4	0	0	
繊維バンド	有効強度 (N/mm <sup>2</sup> )	50.0			
	1本の断面積 (mm <sup>2</sup> )	57.1	55.3	55.3	
	巻立て層数	1	1	2	
	間隔 (mm)	60.0	100.0	40.0	
	せん断耐力 $S_{band}$ (kN)	46.4	17.3	86.5	
	せん断耐力 $P_{cr}$ (kN)	171.5	105.0	169.9	
実験結果	最大値 (kN)	正側	223.6	118.2	154.1
		負側	-226.8	-144.8	-187.7
	損傷実験でせん断破壊した変位レベルの水平力 (kN)	正側	193.8	106.1	140.8
		負側	-193.6	-144.8	-169.0
		平均	193.7	125.5	154.9

表-12 修復後の模型の繊維バンド補強量

	2008 帯筋補強模型	2009 No.1 模型	2009 No.2 模型
断面	600×600 mm	450×900 mm	450×900 mm
帯鉄筋の配置	D6 200 mm間隔	なし	なし
初期緊張力	あり	なし	なし
巻立て方法	ゼブラ巻き	ゼブラ巻き	スパイラル巻き
バンドの断面	1.32×43.27 mm	1.3×42.5 mm	1.3×42.5 mm
バンドの断面積	57.1 mm <sup>2</sup>	55.3 mm <sup>2</sup>	55.3 mm <sup>2</sup>
巻立て層数	1層	1層	2層
バンドの配置間隔	60 mm	100 mm	40 mm
バンドの有効長	600 mm	900 mm	900 mm
バンドの体積比	0.635%	0.246%	1.228%

を超える段階であり、この段階では、柱基部付近を中心に全体がふくらみ出して丸みを帯びた。内部で軸方向鉄筋がはらみ出しているものと推測される。No.1 模型は振幅  $60\delta_0$  の載荷時にバンドが破断して水平耐力が大きく低下したが、補強量の多い No.2 模型はさらに載荷を進めてもバンドの破断は生じず、最終的には載荷装置及び計測機器の制約のために振幅  $90\delta_0$  の載荷後に実験を終了した。

図-13, 14 に最終損傷状況と実験後にすべてのバンドを除去した後の模型の損傷状態を示す。いずれも、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。

### 5. 繊維バンドの必要巻立て量の検討

2008 年度の実験結果および今年度の結果より、本工法によるせん断補強効果を考察する。

せん断補強効果を検証するために、次式のようにコンクリート、帯鉄筋、繊維バンドの負担するせん断耐力  $S_{cr}$ 、 $S_s$ 、 $S_{band}$  をそれぞれ求め、その和として修復後の部材のせん断耐力  $P_{sr}$  を求めた。ここで、修復されたコンクリートのせん断耐力は健全なコンクリートのせん断耐力とは異なると考えられるため  $S_{cr}$  としている。この結果を表-11 に示す。

$$P_{sr} = S_{cr} + S_s + S_{band} \quad (2)$$

ここで、それぞれのせん断耐力は以下より求めた。まず、ひずみゲージによる繊維バンドのひずみは耐力

が安定している段階では 1%程度であった。図-5 に示した引張試験結果とは単純に比較はできないが、少なくとも 50 N/mm<sup>2</sup> 程度の応力は生じていたと推測される。繊維バンドの負担するせん断耐力  $S_{band}$  (N) を、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、次式から求めることとすると、2008 模型では 46 kN、今年度のゼブラ巻きの No.1 模型では 17.3 kN、スパイラル巻きの No.2 模型では 86.5 kN のせん断耐力をバンドが負担していたと考えられる。

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

ここで、 $A_{band}$  はバンドの断面積 (mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_{band}$  はバンドの有効応力 (N/mm<sup>2</sup>) 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。

また、2008 模型には D6 の帯鉄筋が 200 mm 間隔で配置されており、帯鉄筋が負担できるせん断耐力はトラスモデルに基づき 50 kN となる。ここで、帯鉄筋には破断がなく、健全な状態と同じ耐力を負担できると仮定している。

最後に、修復されたコンクリートの負担するせん断耐力であるが、損傷後に修復された模型であり、コンクリート及び断面補修材により負担できるせん断応力  $\tau_c$  はほぼ 0 と考えられるが、繊維バンドに巻立てられることによって、部材としてはある程度は水平耐力を負担できると仮定し、その負担できるせん断応力については、実験結果におおむね合うように設定することとした。表-11 では式(1)によるせん断応力  $\tau_c$  に 0.25 の低減係数を乗じて求めている。

以上の仮定によれば、対象とする 3 体の水平耐力はおおむね推定できている。

しかし、本研究で対象とした部材は損傷後に補修された模型であり、トラスモデルを適用できる耐荷力機構であるかどうかはまだよく分からないこと、バンドの力学的特性からバンドのひずみに応じて剛性が変わるため、バンドによるせん断耐力を定めることが難しいことから、本研究ではバンドの巻立て量の観点からも検討することとした。バンドの巻立て量としては、コンクリートに対する体積比とし、以下より求めた。

$$\rho_{band} = \frac{4A_{band}}{ab} \quad (3)$$

ここで、 $b$  はバンドにより拘束されるコンクリートの載荷方向に直交する面の辺長、すなわち断面幅 (帯鉄筋

の場合には、有効長  $d$  が用いられる) である。これより求めた繊維バンド体積比  $\rho_{band}$  を表-12 に示す。これより、繊維バンド体積比  $\rho_{band}$  が最も小さいのは今年度のゼブラ巻きの No.1 模型であり、その体積比は 0.25% である。この場合にも、模型は安定した曲げ破壊性状を示したことから、この程度の補強量で所要の効果が得られると考えられる。

今後、より規模の大きな模型等に対する実験データの蓄積は必要と考えられるが、ここでは、以上の検討結果をもとに、設計上の安全余裕度も考慮してバンドの必要巻立て量を暫定的に、0.5% とすることを提案する。

これによれば、たとえば、断面幅  $b$  が 3 m の実大橋脚に対しては、厚さ 1.8 mm のバンドを 2 層のスパイラル巻きにすれば、 $\rho_{band} = 0.5\%$  を確保できる。断面幅  $b$  が 4 m の場合には、厚さ 2.4 mm のバンドが必要となるが、いずれも、現実的に対処可能な補強量であり、本工法により損傷後にも迅速に応急復旧でき、脆性的な破壊を防止できるため、所要の耐震性を確保することが可能と考えられる。

## 6. 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、提案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長方形断面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) バンドの巻立てにおける初期緊張力については、特に無損傷の状態の模型に本工法を適用する場合には、初期緊張力がある方が、水平耐力の低下の度合いを緩やかにする効果を期待できる。一方、損傷した模型を修復した後の模型に対する実験から、初期緊張力がなくても所要の補強効果が得られることを明らかにした。
- 2) 長方形断面の場合には断面幅が大きいいため、外周に巻立てるバンドによるせん断補強効果はあまり高くないと考えられるが、繊維バンドの巻立て量が体積比にして 0.25% の場合にも脆性的な破壊を防止できるため、所要の効果が得られることを示した。
- 3) 本工法における繊維バンドの必要巻立て量としては、実験結果及び設計上の安全余裕度を考慮して 0.5% とすることを提案した。

## 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) 塚淳一，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，地震工学論文集，Vol. 30，pp. 306-316, 2009.
- 4) 塚淳一，運上茂樹，星隈順一：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，第13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，（社）土木学会，pp. 53-58, 2010.
- 5) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002.
- 6) 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.
- 7) 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

**Budgeted** : Grants for operating expenses

General account

**Research Period** : FY2006-2009

**Research Team** : Bridge and Structural Technology  
Research Group

**Author** : HOSHIKUMA Jun-ichi & SAKAI Junichi

**Abstract** : The objective of this study is to develop a rapid repair method of seismic damage of bridge structures. In FY 2009, a series of quasi-static cyclic loading tests was conducted to evaluate the effectiveness of the proposed method with mechanical-anchored fiber band jacketing. The tests revealed that the specimen repaired by the proposed methods showed sufficient seismic performance even if the initial post-tensioning force was not induced in the fiber bands, and if the volumetric ratio of band to concrete was as low as 0.25%. Based on the results from the tests, a design method for the proposed rapid repair was proposed.

**Key words** : bridge, reinforced concrete column, rapid repair, mechanical-anchored fiber band jacketing