アラミドFRPロッドによるRC橋脚の耐震補強効果に関する実験的検討

三井住友建設(株)	正会員	〇安藤	直文
三井住友建設(株)	正会員	藤原	保久
(公財)鉄道総研	正会員	仁平	達也
(公財)鉄道総研		田中	章

Abstract : We developed a new retrofitting method with aramid fiberglass reinforced plastic (AFRP) rods for a RC pier which has a low percentage for longitudinal bar. This new method has we dig concrete from the top of a pier, insert AFRP rods to that holes and tense them for retrofitting bending strength. In this paper, we had a loading test by using the 1/3 scale column which compared with a real size. From this result, we confirmed that , because of AFRP rods , the bending performance after retrofitting is higher than that one before retrofitting. And we confirmed that we can calculate the crack strength, yield strength and maximum strength about the retrofitted column with Bernoulli-Euler theory.

Key words: RC column, Retrofitting method, Aramid FRP rod

1. はじめに

建設年代が古い河川橋脚のなかには、柱軸方向鉄筋比が低い(以下,低鉄筋比という)RC橋脚が存 在する。これらに対し耐震補強を施す場合,橋脚の断面積が増加する工法は河積阻害率が増大するこ とから採用が困難な場合がある。そこで著者らは、これまでに開発した橋脚基部の曲げ補強工法¹⁾を さらに発展させ、橋脚の断面積を増加させることなく曲げ補強が可能な工法を新たに開発した。具体 的には、橋脚天端よりコンクリートを削孔し、緊張材としてアラミドFRPロッド(以下,AFRPロッドと いう)を挿入し、プレストレスを導入することにより、橋脚の曲げ耐力を向上させるものである。本 論文は、低鉄筋比の実橋脚の1/3スケール程度の柱試験体を開発した工法で補強し、正負水平交番載荷 試験を実施した結果をもとに、その補強効果について実験的に検討したものである。

2. 補強工法の概要

2.1 補強工法の手順

本工法は導入したプレストレスが橋脚に軸力として付加されることで、曲げ性能が向上する工法で ある。表-1に補強工法の施工手順を示す。最初に鉄筋位置を探査後、所定の位置に橋脚天端からコン クリートコアを削孔し、両端に定着体を有し束ねられたAFRPロッドを挿入する。その後、定着体位置 を無収縮モルタルで1次充填し、所定の圧縮強度(35N/mm²)以上であることを確認した上で、AFRPロ ッドを緊張する。この際の緊張力は、AFRPロッドの保証耐力Puの60%以下²⁾とする。2次充填はAFRPロッ

ドとコンクリートを一体にし,緊張力を伝達するために 行うものである。2次充填した無収縮モルタルの硬化後, 橋脚天端でAFRPロッドを切断し,表面保護を行う。写真-1にAFRPロッドを示す。図-1にAFRPロッドの充填方法の イメージを示す。

2.2 AFRPロッドの定着性能の確認

本試験で使用したAFRPロッドについて、事前に要素試 験を行いコンクリート部材への定着性能を確認した。本

表-	1 7	长工法	ものが	「「「手順	5
1		F` /4	スマノル	, 	×.

Step	施工内容
1	鉄筋探査
2	コンクリートコア削孔
3	AFRP ロッドの挿入
4	1次充填(定着体位置)
5	緊張 (P _u の 60%以下)
6	2 次充填
7	AFRP ロッド切断, 仕上げ

試験では実構造物での使用を想定した大容量緊張システムとして, AFRP ロッド3 φ7.4用定着体を4本束ねたものを1組の定着体として扱った。図-**2**にAFRPロッド3 ø 7.4用定着体を示す。外径40mm, 厚さ9mmで長さ500mm とする。このシステムの保証耐力は224kN²⁾である。したがって、試験で 用いた4本束ねたシステムの保証耐力は4倍の896kNとなる。

まず、図-3に示すようにコンクリートブロックに挿入した後、定着体 から高さ250mmの位置まで無収縮モルタルを充填して定着した。図-4に 載荷方法を示す。緊張部は、載荷ジャッキに個々の定着体をナット固定 した構造とした。試験体数は2体とし、載荷試験時の圧縮強度は、コンク リートブロックが35.9N/mm². 充填材の無収縮モルタルが75.2N/mm²である。

試験は保証耐力P.の0.6倍以上の荷重載荷を3回繰り返した後に、最大 荷重まで載荷した。図-5に緊張力と緊張側定着体変位の関 係を示す。No.1, No.2にともに、ほぼ同じ挙動を示し、最大 荷重は、No.1が857.1kN, No.2が841.4kNで緊張側の定着体か らAFRPロッドが抜け出して荷重が低下した。以上より、AFRP ロッドのコンクリート部材への定着は、保証耐力の0.94倍以 上の性能を有することを確認した。

3. 載荷試験の概要

3.1 試験体の諸元

図-6に試験体の諸元を示す。補強前の試験体は、低鉄筋 比の河川橋脚の1/3スケール程度の形状とし、幅は2000mm,

110 500 500 400 100 充填材 105 注入用ホース 250 $M39 \times 2.0$ 500 500 無収縮モルタル充填 φ40 定着体 500 () AFRP ロッドの7.4 d 22 46 AFRP ロッド 50 図-2 3 Ø 7.4 用定着体 (単位 mm) 110 1500 1500 b) 平面図 a) 側面図 緊張側定着体 荷重計 試験体形状(単位 mm) 図-3 ヤッキ 載荷フレーム コンクリートブロック 載荷荷重(kN) 1000 P_=896kN - 4 載荷フレ 800 600 0.6P,=538kN AFRP ロッ 400 500 AFRP P ∧ No. 1 固定側定着体 充填材→ 200 1500 1500 No. 2 110 0 5 15 20 25 0 10 30 a) 側面図 b) 平面図 緊張側定着位置変位(mm) 図-4 載荷試験装置(単位 mm) 図-5 載荷荷重と緊張側定着位置変位

写真-1 AFRP ロッド

注入ノズル



AFRP ロッド

_AFRP ロッド

図-1 AFRP ロッドの充填方法

充填材

断面高さは500mm,載荷点中心から基部までの距離は2000mm(せん断スパン比4.4)とした。鉄筋は, 柱軸方向鉄筋,せん断補強鉄筋ともにD10(SD345)を使用し,柱断面の引張鉄筋比は0.07%,せん断補 強鉄筋比は0.05%である。補強に用いるAFRPロッドはφ7.4を3本束ね一つの定着体に固定したものを1 本として用いた。保証耐力は224kNである²⁾。これを芯かぶり50mmの引張鉄筋よりも内側の,芯かぶり 100mmの位置に配置した。破壊モードについては材料の規格値で事前に検討した結果,補強前の試験体 の曲げせん断耐力比が3.8となり,曲げ破壊モードであることを確認している。

補強手順は2.1に準じた。まず, 柱躯体上面か らフーチングまで貫通するようにφ50mmでコンク リートを削孔し, 定着体を有するAFRPロッドを挿 入した。AFRPロッドの定着体外径は40mmである。

挿入したAFRPロッドは、無収縮モルタルを1次 充填し、硬化後に1本あたり112kN(保証耐力Puの 50%)で緊張した。その後、無収縮モルタルを2次 充填した。AFRPロッドは合計12本配置し、試験体 全体で1344kNの軸力を導入した。補強による試験 体の軸圧縮応力は1.3N/mm²で、想定される実橋の コンクリート強度に対して僅かな増加である。

表-2にコンクリート,表-3に充填材である無 収縮モルタル,表-4に鉄筋,表-5にAFRPロッド の材料諸元を示す。

3.2 載荷方法

載荷方法は、±25kNピッチで1サイクル載荷し た後、150kNまで載荷し、その後、最外縁の鉄筋 が降伏ひずみ(2142 µ)に達した変位を降伏変位

(δ_y)とした,以降は δ_y の整数倍の3回繰返し載 荷を行った。なお、AFRPロッドは鉄筋の ように塑性化する材料ではないため、破 断荷重が最大荷重になること等を考慮し、 明確な荷重低下を確認した以降は、2 δ_y の1回繰返し載荷を行った。

本工法は柱軸方向に配置したAFRPロッドを緊張することでプレストレスを導入 し、軸力を作用させるものである。また、 主として、PC桁やRC桁よりも重量が軽い 開床式の鋼橋を有する橋脚の曲げ補強を 想定している。これらを考慮し、上載荷 重による軸力はON/mm²とした。

4. 載荷試験結果および考察

4.1 損傷状況および荷重-変位関係

表-6に試験中に発生したイベントを示 す。図内の載荷ステップにおいて、例え ば+3 δ_y -1 は、正側 3 δ_y 時の 1 サイクル



図-6 試験体の諸元(単位 mm)

表-2 コンクリートの材料諸元(現場封緘養生)

	圧縮強度	引張強度	弾性係数
	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(kN/mm^2)
柱(材齢 33 日)	24.6	2.37	27.2
フーチング(材齢 25 日)	29.8	2.23	29.0

	圧縮強度(N/mm ²)
1 次充填材(材齢 14 日)	86.0
2次充填材(材齢11日)	85.7

表-4 鉄筋の材料諸元(試験成績表)

	降伏強度	引張強度	ヤング係数
	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(kN/mm^2)
) (SD345)	381	537	178

表-5 AFRP ロッドの材料諸元(試験成績表)

	破断強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	
φ7.4mm(テクノーラ)	1995	53.3	

D10

目を意味する。**写真-2**に試験終了時の損傷状況を示す。図-7に水平荷重 - 水平変位関係を示す。

目視により、正側で+175kN、負側で-155kN において柱基部にひび割れを確認した。柱軸方向鉄筋の ひずみが降伏ひずみに達した時点の変位である,降伏変位(δ,)は正側で 3.4mm, 負側で 3.7mm とな った。以降は、正側と負側の平均値の3.6mm を δ_{v} として2回繰返し載荷で試験を行った。

最大荷重は,+13δ,-1(変位 46.8mm 時)における 315kN となった。以降,明確な荷重の低下は確認 できなかったが、+16δ,-1 で柱軸方向鉄筋の破断に起因すると推察される異音が初めて生じ、+16δ,-3 において異音と同時に荷重が低下した。その後,-17 δ,-3 において,基部の浮きあがり箇所から柱 軸方向鉄筋の破断を目視確認し、+18δ,−1 で柱軸方向鉄筋の破断に起因する異音とともに明確な荷重 低下が確認された。これらより、本試験体における最大荷重を保持できる最大変位(以下、最大荷重 保持点)は15 δ_v となった。19 δ_v 以降は2 δ_v =7.2mmの1回繰返し載荷で試験を行った。これ以降も柱 軸方向鉄筋の破断に起因する異音が確認され(-19δ,-2,-21δ,-1),+25δ,-1の載荷途中において, AFRP ロッドの破断が連続して発生したことに起因し、荷重が大きく低下したため試験を終了した。

写真-2に示すように、試験終了時においても基部付近に損傷が集中し、交差する斜めひび割れはほ とんど生じておらず、明確な塑性ヒンジは形成されなかった。

載荷	水平変位	イベント						
ステップ	(mm)							
+175kN	2.3	基部のひび割れ(負側:-155kN)						
$+1 \delta_{y} - 1$	3.4	正側柱軸方向鉄筋の降伏						
$-1 \delta_{y} - 1$	3.7	負側柱軸方向鉄筋の降伏						
$+7 \delta_{y} - 1$	25.2	柱基部の圧壊						
+13 δ _y -1	46.8	最大荷重 Pm=315kN						
+16 & -1	57.6	柱軸方向鉄筋破断に起因すると思						
+100 _y 1		われる異音が発生、荷重低下						
-17 δ _y -3	61.2	柱軸方向鉄筋破断の目視確認						
+188 -1	64.8	柱軸方向鉄筋破断に起因する異音						
+180 _y 1		とともに明確な荷重低下						
-19 δ _y -2	68.4	柱軸方向鉄筋破断に起因する異音						
-21 δ _y -1	75.6	柱軸方向鉄筋破断に起因する異音						
		載荷途中に AFRP ロッドが連続的						
+25 δ_y -1	δ _y -1 79.0	に破断し、荷重低下						
		(試験終了)						



水平荷重 (kN)

図-7 水平荷重-水平変位関係

100

75



写真-2 試験終了時の損傷状況

写真-3に AFRP ロッドの破断状況を示す。1 軸引張試験時の破断状況と異なり、ロッド表面の節の 部分が解れ、芯材がすだれ状になる等、繰返し応力の影響を受けたことが推察された。

図-8に柱軸方向鉄筋ひずみの分布を示す。測定位置は、試験体の中央位置である。ひずみ値は基部の塑性化以降、増加する範囲は基部に集中した。

荷重-変位関係において,復元力曲線は AFRP ロッドが弾性材料であることや緊張力を導入したこと等に起因し,一般の RC 橋脚の挙動に比べてより原点志向型の挙動を示した。なお,最大荷重保持点以

降の 19 δ_y 以降に荷重の増加が見られた。これは、引張 鉄筋の破断に伴って中立軸位置が上昇し、引張鉄筋より も内側に配された AFRP ロッドがより引張力を負担したこ と等に起因するものと考えられる。

以上より、本試験体の損傷状況は、基部に損傷が集中 する既往の低鉄筋比の RC 柱と正負交番載荷試験と同様の 傾向³⁾となった。

本試験体では、最外縁側に柱軸方向鉄筋、内側に AFRP ロッドを配置した。その結果、外側の柱軸方向鉄筋の破 断により最大荷重が低下した。しかし、躯体図心により 集中して AFRP ロッドを配置した場合は荷重載荷時の AFRP ロッドのひずみ変化が少なく、引張負担力も少なく なると考えられる。したがって、本工法における最大荷 重保持点以降の挙動は載荷履歴の影響だけでなく、AFRP ロッドの配置位置や緊張力の大きさ等の AFRP ロッドの配 置状況の影響を受ける可能性があると考えられる。

4.2 補強効果の確認および評価

実験値を無補強時の計算値と比較することにより、本 工法による補強効果を検討した。具体的には、曲げひび 割れ耐力(P_o),降伏曲げ耐力(P_y),曲げ耐力(P_m)に ついて検討した。無補強時の計算値の算出は、鉄道構造 物設計標準・同解説(コンクリート構造物)⁴⁾に準じ、 表-2と表-4に示すコンクリートと鋼材の材料試験結果 を用い、平面保持を仮定した RC 断面として計算した。

P。の検討にあたっては、目視で確認された荷重値 (+175kN)ではなく、図-9に示す、図-7の荷重-水平変 位関係の包絡線を用いた。図に示すように、115kN 付近 で剛性が変化していることから、115kN を実験値の P。と した。この時点で、目視では確認できない微細なひび割 れが発生していたことが推測される。

表-7に実験値と計算値の検討結果を示す。無補強時の計算値に比べ、曲げひび割れ耐力(P_e)は 1.8 倍、降伏曲げ耐力(P_y)は 3.4 倍、最大耐力である曲げ耐力(P_m)は 4.3 倍となった。以上より、本工法を用いることで各耐力が向上し補強効果が得られることを確認した。次に、補強後の P_e、P_y および P_mの計算値と実験値を



写真−3 AFRP ロッドの破断状況





比較した。各耐力の算出は無補強時と同様であるが、AFRP ロッド 3 ¢ 7.4 は、降伏点のない線形部材 として材料メーカーの試験成績表より表-5 に示す引張強度 1995N/mm²、弾性係数 53.3kN/mm²を与える とともに、導入緊張力(保証耐力の 50%)を考慮し、平面保持を仮定した RC 断面として計算した。

表-8に実験値と計算値の検討結果を示す。P_oは計算値の 0.96 倍, P_yは計算値の 0.97 倍, P_mは計算 値の 0.93 倍となった。なお, P_m計算時において, AFRP ロッドは破断ひずみ(37,430μ)に達してい

ないことを確認している。PyやPmの 実験値が計算値よりも小さくなった のは、軸力を付加しているAFRP ロッ ドが損傷したことや、基部付近の AFRP ロッドのアンボンド領域が増加 したこと等による影響が考えられる。 しかしながら、各耐力に対し平面保 持を仮定した RC 断面として計算する ことで、概ね評価できると考えられ る。

表-7 実験値と無補強時の計算値との比較

実験値(kN)		計算值(kN)			実験値/計算値			
P _y P _m		P _c	Py	Pm	P _c	Py	P _m	
115	202	315	64	60	73	1.80	3.38	4.34

表-8 実験値と補強時の計算値との比較

_								- 18 1	
	実験値 (kN)			計算値 (kN)			実験値/計算値		
ī	P _c	Py	Pm	P _c	Py	Pm	P _c	Py	Pm
	115	202	315	120	209	340	0.96	0.97	0.93

5. まとめ

低鉄筋比の橋脚に AFRP ロッドを挿入する,開発した工法が有する曲げ補強効果について,実橋脚の 1/3 スケール程度の柱試験体を用いた正負交番載荷試験により検討し,以下のことがわかった。

- (1) 最外縁側に柱軸方向鉄筋,内側に AFRP ロッドを配置した本試験体において,損傷は基部に集中し,柱軸方向鉄筋の破断により最大荷重が低下した。また,試験終了時においても明確な塑性ヒンジは確認されず,低鉄筋比の RC 柱の試験体と同様の損傷状況となった。
- (2) 補強後の試験体の耐力について、無補強時の計算値と比較すると、曲げひび割れ耐力は 1.80 倍、 曲げ降伏耐力は 3.38 倍、曲げ耐力は 4.34 倍となり、本工法の補強効果を確認した。
- (3) 補強後の試験体の耐力について、平面保持を仮定した RC 断面として算出した計算値を比較する と、曲げ降伏耐力は計算値の0.97 倍、曲げ耐力は計算値の0.93 倍となり、概ね評価できる。

本工法は、橋脚天端からの作業天端からの作業のみで補強が行えるため、締切りなどの仮設備が不 要で工費、工期の縮減が可能である。また AFRP ロッドは高い付着性能を有するとともに、軽量で柔軟 なため狭隘な足場空間での取扱いに優れることから、本工法の緊張材として適している。これらのメ リットを生かして実施工への展開を図りたい。

参考文献

- 1) 篠崎裕生,藤田学,三上浩:アラミド繊維ロッドを用いた RC 橋脚基部曲げ補強工法の開発,土木 学会第 59 回年次学術講演会, pp. 83-84, 2004.9
- 2) 社団法人土木学会,連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針(案),丸善, 1996.9
- 3) 例えば, 澤松俊寿, 岡田慎哉, 角真恒, 西弘明: 軸方向鉄筋比の小さい鉄筋コンクリート橋脚の水 平方向の抵抗性に関する実験的検討, 構造工学論文集, pp. 144-154, 2014.3
- 4) 財団法人鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物),丸善, 2004.4