

# 論文 緊張アラミド繊維ベルトを用いた短柱を高軸力下で損傷させた後の応急補強実験

新城 良大<sup>\*1</sup>・山川 哲雄<sup>\*2</sup>・藤川 将吾<sup>\*1</sup>・宮城 敏明<sup>\*3</sup>

要旨：緊張アラミド繊維ベルトで粗に外部横補強した短柱を高軸力下で損傷させ、損傷後の柱に緊張アラミド繊維ベルトと鋼板を用いて応急補強を施し、正負繰り返し水平加力実験を行った。外部横補強材としての緊張アラミド繊維ベルトの横拘束効果とせん断補強効果について、高軸力下を含む応急補強以前と以後に分けて、これらの弾塑性挙動を検討した。応急補強以前の高軸力下ではRC短柱のせん断破壊が防止されると、曲げ圧縮破壊が付着劣化を起こしやすくなる。応急補強後は高軸力下でも曲げの弾塑性挙動を示すが、軸ひずみの進展は抑えられないことがわかった。

キーワード：アラミド繊維ベルト、プレストレス、短柱、高軸力、応急補強、曲げ圧壊

## 1. 序

山川らはアラミド繊維ベルトを用いた耐震補強及び応急補強法を提案し、これまでの実験的研究で、長期の軸力（軸力比0.2）を支えうる損傷レベル（損傷度IV）までは応急補強が有効であることを確認している<sup>1)</sup>。それと同時にアラミド繊維ベルトにより補強された柱のせん断強度の評価式も提案している。しかし、これまで本補強を施した上で損傷させた実験は少なく、提案されたせん断強度式による評価が妥当か否かは十分に確認されていない。すなわち、外部横補強材としての緊張アラミド繊維ベルトの横拘束効果およびせん断補強効果と、破壊形式を含む耐震性能との関係がまだ十分に究明されていない。さらに、破壊時や耐力時の緊張アラミド繊維ベルトのひずみ状況についても十分な検討がなされていない。

そこで、本研究では柱試験体をアラミド繊維ベルトで補強を施した上で損傷させ、さらに損傷後の柱でも応急補強実験を行い、靱性指針式等の適用法に関する検討を行った。それと同時に、アラミド繊維ベルトが、高軸力下において柱軸ひずみの進行を抑えることが可能かどうか

確認し、本応急補強法が高軸力下の損傷柱に対しても有効かどうかを、通常軸力下の損傷柱の応急補強実験と併せて検証した。

## 2. 実験計画

本実験で用いた鉄筋、鋼板、及びアラミド繊維ベルト（以下ベルト）の力学的特性をTable 1に、試験体一覧をTable 2に示す。柱試験体の寸法は250mmの正方形断面、柱高さが750mm（せん断スパン比1.5）である。主筋比 $p_g=1.36\%$ 、帯筋比 $p_w=0.08\%$ であり、耐震補強を施さなければ容易にせん断破壊を起こす試験体である。

補強に用いたベルトは幅17mmの基準幅のベルト（以下シングルベルト）と、シングルベルトを2本平行に巻き付けて、幅34mmとしたダブルベルトの2種類である。なお、ベルトはア

Table 1 Mechanical properties of materials

	a (mm <sup>2</sup> ) t (mm)	$\sigma_u, \sigma_y$ (MPa)	E (GPa)
Aramid belt (A single belt)	a   10.4	$\sigma_u$   1389.2	91.2
Steel plate	t   3.2	$\sigma_y$   277.0	206.9
Rebar (D10)	a   71.0	$\sigma_y$   400.7	172.5
Hoop (3.7 $\phi$ )	a   11.0	$\sigma_y$   558.8	190.3

Notes:  $\sigma_u$ =fracture strength of belt, a=cross section area,  $\sigma_y$ =yield strength of steel, t=thickness of steel plate.

\*1 琉球大学大学院 理工学研究科環境建設工学専攻（正会員）

\*2 琉球大学教授 工学部環境建設工学科 工博（正会員）

\*3 北斗設計株式会社 技術統括部長（琉球大学大学院理工学研究科生産エネルギー専攻）（正会員）

ラミドシートの端部を100mmラップさせエポキシ樹脂を用いて接着し、リング状に試作した。緊張力は、リング状のベルトをコーナアングルを介して柱に周回させ、輪になったベルトの両端をカプラーで連結し、ナットを締め付けることにより導入した (Fig. 1 参照)。

試験体は総数4体である。R04M-A0hは基準試験体であり、外部補強は一切していない。残りの3体は、ベルトに導入する緊張力と軸力比をパラメータとしており、補強方法はまったく同じである。まず、損傷実験ではシングルベルトを130mm間隔で配置した。ベルトに導入する緊張ひずみはER04M-A130Nh/Aw65Shでは $0\mu$ 、ER04M-A130h/Aw65S1とER04M-A130/Aw65S2ではベルト破断ひずみの約2割に相当する $3500\mu$  (応力度に換算して319MPaで、シングルベルト1本当たり6.6kN)である。

軸力比はER04M-A130/Aw65S2が長期軸力比に相当する0.2で、それ以外は0.6となっている。応急補強実験では、損傷した柱の4面に $240 \times 710 \times 3.2\text{mm}$ の鋼板をあてた上で、ダブルベ

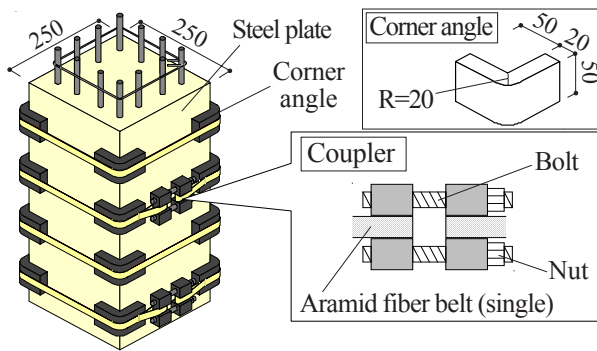


Fig. 1 Details of retrofit

ルトを65mm間隔で巻き付けた。応急補強実験において鋼板を用いた理由は、中間主筋の座屈やカバーコンクリートの剥落を防止し、応急補強試験体の強度と靱性を確保するためである。ベルトに導入する緊張力は $3500\mu$  (ダブルベルト1本当たり13.3kN)、軸力比はER04M-A130Nh/Aw65Shが0.6で、他の2体は0.2である。

荷重は建研式加力装置を用い、一定軸圧縮力のもとで正負繰返し水平加力実験を行った。加力は、部材角0.125%と0.25%を1サイクルずつ行った後、部材角 $R=3.0\%$ まで0.5%ずつ増分させながら3サイクルずつ繰返し、その後も靱性能力が期待できる場合には、部材角4.0%、5.0%を1サイクルずつ繰返した。応急補強実験では、損傷後軸力比を0.2に戻して補強し、その後所定の軸力比まで荷重後、損傷実験で行った最後の部材角から開始した。

### 3. 応急補強以前の加力実験と解析

Fig. 2に損傷実験終了時の各試験体のひび割れ状況を示す。また、Fig. 3に損傷実験のせん断力 $V$ と部材角 $R$ の関係、柱の平均伸縮ひずみ $\epsilon_v$ と部材角 $R$ の関係、及び $N$ - $M$ 関係を解析結果とともに示す。なお、コンクリート強度は寸法効果を考慮し、文献<sup>2)</sup>に倣いシリンダー強度に強度低減係数0.89を乗じた値を用いた。プレストレスによる能動的横拘束効果については平均的な側圧 $\sigma_r$ に換算し、Mander式による拘束効果係数 $k_e$ とRichartの文献<sup>3)</sup>に従って、 $4.1\sigma_r \cdot k_e$

Table 2 Details of specimens

	R04M-A0h	ER04M-A130Nh/Aw65Sh	ER04M-A130h/Aw65S1	ER04M-A130/Aw65S2
Specimen				
Pre-tension strain level	-	$0\mu$	$3500\mu$	$3500\mu$
Axial force ratio	0.6	0.6	0.6	0.2
Retrofit details	Non	single-@130	single-@130	double-@65 & steel plate
Common details	$\sigma_B = 26.4\text{MPa}$ , $M/(VD) = 1.5$ Rebar: 12-D10 ( $p_g = 1.36\%$ ), Hoop: $3.7\phi$ -@105 ( $p_w = 0.08\%$ )			

としてシリンダー強度に加算した。受動的横拘束効果については、ベルト破断ひずみ  $\varepsilon_u$  から初期緊張ひずみ  $\varepsilon_p$  を差し引いた分で考え、コンクリート強度に導入した。せん断強度には AIJ 靱性指針式に従って、上記のコンクリート強度のほか、ベルトを帯筋と同様に取り扱った。ただし、 $(\varepsilon_u - \varepsilon_p)$  は文献<sup>4)</sup>に従って  $7000\mu$  を上限とした。本工法は鋼板が無い場合、柱の四隅を拘束しているだけであるので、付着強度については能動的・受動的横拘束効果によるコンクリート強度の上昇のみを考慮した。

基準試験体である R04M-A0h は無補強であり、部材角  $R=0.25\%$  の時にせん断破壊が生じ、水平耐力が急激に低下した。その時の最大せん断ひび割れ幅は  $30\text{mm}$  にも達した。実験値は AIJ 靱性指針式のせん断強度を上回って、曲げ強度計算値に到達している。

ベルトを  $130\text{mm}$  間隔で配置し緊張力を導入していない試験体 ER04M-A130Nh/Aw65Sh は、部材角  $R=0.25\%$  で初期ひび割れが生じ、主筋が圧縮降伏した。  $R=0.5\%$  を正負 1 回ずつ繰り返して、水平力を 0 に戻したところ、残留部材角は  $R=-0.47\%$ 、残留軸ひずみは  $\varepsilon_v=-0.51\%$ 、最大ひ

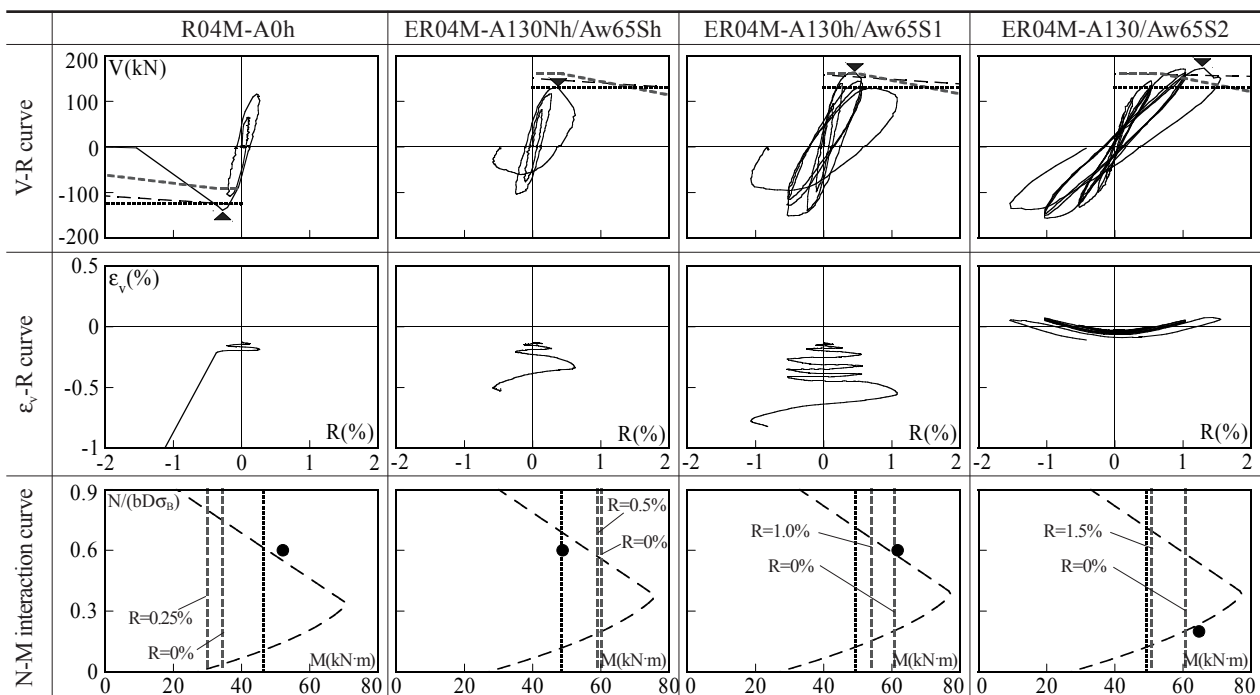
び割れ幅は  $1.3\text{mm}$  であった。破壊形式は曲げ圧縮降伏後の付着破壊である。

ベルトを同じく  $130\text{mm}$  間隔で配置し、緊張力を導入した試験体 ER04M-A130h/Aw65S1 は、  $R=0.5\%$  の正側のピーク手前で最大耐力に達するとともに主筋が圧縮降伏し、水平耐力が徐々に低下した。  $R=1.0\%$  を正負 1 回ずつ繰り返した後に水平力を 0 に戻したところ、残留部材角は  $R=-0.80\%$ 、残留軸ひずみは  $\varepsilon_v=-0.71\%$ 、最大ひび割れ幅は  $1.8\text{mm}$  であった。計算結果ではせん断強度、付着強度が曲げ強度を下回ったが、実験では曲げ強度に到達し主筋が圧縮降伏した後に付着劣化が始まった。破壊形式は曲げ圧縮降伏後の付着破壊と推定される。

R04M-A0h		ER04M-A130Nh/Aw65Sh		ER04M-A130h/Aw65S1		ER04M-A130/Aw65S2	
Depth	Width	Depth	Width	Depth	Width	Depth	Width
V (30mm)		III (1.3mm)		III (1.8mm)		III (1.3mm)	

I ~ V: Damage level, ( ) : max. crack width

Fig. 2 Observed cracking patterns



Notes: ▼ failure point, ● test result(max. strength), - - - flexural strength by simplified Eq., - - - - - shear strength by AIJ Eq., ..... bond strength by Otani & Maeda Eq.<sup>5)</sup>

Fig. 3 Measured V-R and  $\varepsilon_v$ -R, N-M relationships and results of analysis before emergency retrofit

ER04M-A130h/Aw65S1と同じ補強で、軸力比0.2のもとで損傷実験を行った試験体ER04M-A130/Aw65S2は、部材角 $R=1.0\%$ のときに主筋が引張降伏し、 $R=-1.0\%$ のとき初期ひび割れが生じた。そして、1回目の $R=1.5\%$ ピーク手前でせん断破壊が生じた。ベルトのせん断補強効果により帯筋は降伏せず、顕著な水平耐力の低下は見られなかったが、ひび割れ状況からせん断破壊であることが明らかであったので、 $R=1.5\%$ を正負1回ずつ繰り返した後、水平力を0に戻し損傷実験を終了した。残留部材角は $R=-0.8\%$ 、残留軸ひずみは $\varepsilon_v=-0.1\%$ 、最大ひび割れ幅は1.3mmであった。破壊形式は曲げ引張降伏後のせん断破壊である。この試験体でも計算結果は付着破壊となっているが、実験では付着ひび割れは生じなかった。

損傷実験の試験体において、ベルトに導入する初期緊張ひずみとコンファインドコンクリート強度および曲げ強度、せん断強度、付着強度の関係をFig. 4に示す。曲げ強度はコンファインドコンクリート強度に影響され、軸力が高くなるほどその影響は強くなる。緊張ひずみ8200 $\mu$ までは曲げ強度やせん断強度は上昇するが、高軸力の場合曲げ強度の上昇率の方が大きいため結果的にせん断余裕度は低くなってい

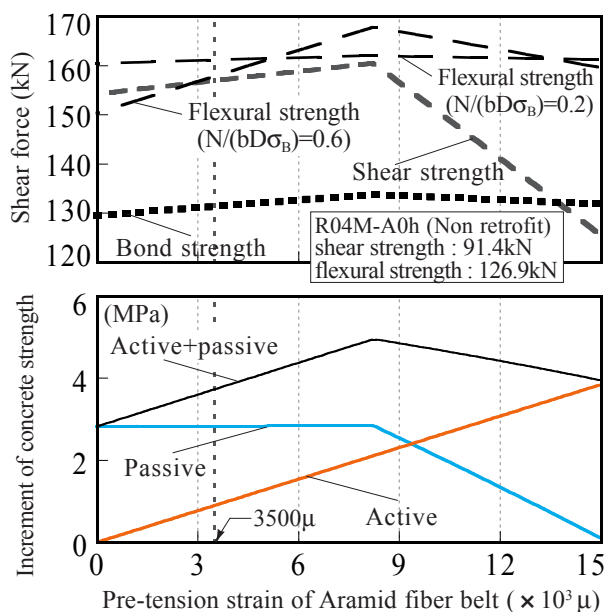
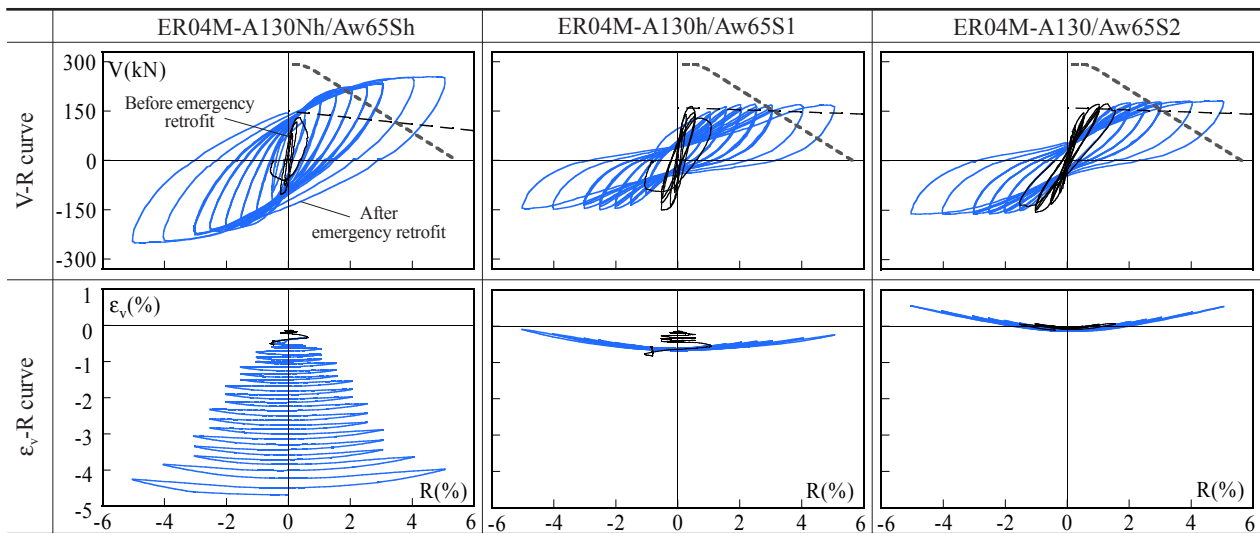


Fig. 4 Strength and confinement versus pre-tension strain of Aramid fiber belt

く。逆に軸力比が低い場合は、せん断強度の上昇率の方が大きいため、せん断余裕度は大きくなっていく。本試験体ではせん断余裕度が、R04M-A0h ER04M-A130/Aw65S2 ER04M-A130h/Aw65S1 ER04M-A130Nh/Aw65Shと順次増大していく。実験結果はせん断余裕度の低いR04M-A0hとER04M-A130/Aw65S2が最終的にせん断破壊を起こし、残りの2体は最終的に付着破壊となった。ER04M-A130h/Aw65S1とER04M-A130/Aw65S2では付着強度は計算上同じであるにも関わらず、ER04M-A130h/Aw65S1だけが付着破壊へ移行している。この理由は、軸力比0.6の場合は軸力比0.2の場合よりも曲げ強度とせん断強度が接近しており (Fig. 4 参照)、ER04M-A130/Aw65S2に比べてせん断破壊へ移行しにくいいためである。

#### 4. 応急補強以後の加力実験と解析

Fig. 5に応急補強前後の加力実験の $V-R$ 及び $\varepsilon_v-R$ 曲線を、Fig. 6に応急補強後の加力実験で得られたベルトのひずみを、Fig. 7に $N-M$ 相関曲線をそれぞれ示す。図中には解析結果も破線で示してある。なお、損傷柱のコンクリート強度は文献<sup>6)</sup>に従い、最大ひび割れ幅より損傷度を決定し、損傷度に応じた係数をシリンダー強度に乗じて求めた。今回の実験では3体とも損傷度IIIであり (Fig. 2 参照)、コンクリート強度は $0.35\sigma_B$ となる。なお、基準試験体R04M-A0hは損傷が大きかったため (損傷度V) 応急補強実験をしていない。応急補強は、損傷実験終了後軸力比を0.2のまま行い、柱4面に鋼板(240 × 710 × 3.2mm)をあて、ベルトに3500 $\mu$ の緊張力を導入した。その後、試験体ER04M-A130Nh/Aw65Shは軸力比を0.6に、残りの2体は軸力比0.2のまま水平加力実験を行った。試験体ER04M-A130h/Aw65S1の軸力比を損傷実験時よりも低く設定した理由は、破壊形式、損傷度が試験体ER04M-A130Nh/Aw65Shとほぼ同じ (付着破壊、損傷度III)であったため、異なる軸力比で応急補強後の修復状況の比較検



Notes: - - - flexural strength by simplified eq., ..... shear strength by AIJ eq.

Fig. 5 Measured V-R and  $\epsilon_v$ -R relationships after emergency retrofit

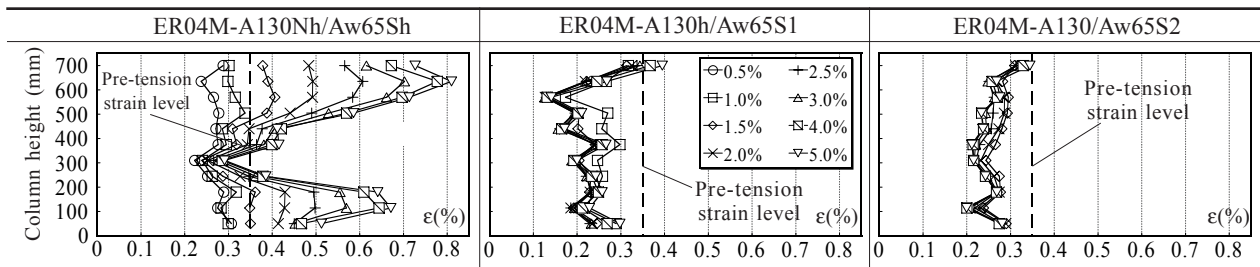


Fig. 6 Strain of Aramid fiber belts after emergency retrofit

討を行うためである。

軸力比 0.6 で実験を行った試験体 ER04M-A130Nh/Aw65Sh は、エネルギー吸収の大きな紡錘形の V-R 曲線を描いた。水平耐力の低下は見られず、逆に部材角の増加とともに耐力が上昇していく現象が見られた。しかし、ベルトと鋼板では、主筋の座屈を抑えることができず、軸ひずみも徐々に進展して最終的に  $\epsilon_v = -5\%$  近くまで及んだ。実験値は曲げ強度計算値を大きく上回った (Figs. 5,7 参照)。高軸力による柱の縮みと横方向への膨張により、鋼板を介して作用する柱端部の横拘束圧が部材角の増大とともに大きくなった (Figs. 5,6 参照)。すなわち、横拘束効果が高まり、見かけ上のコンクリート強度が上昇したと考えられる。その結果、部材角の増加とともに水平耐力が上昇し、曲げ強度計算値を大きく上回ったと思われる。

このことを検証するために、Fig. 6 に示したベルトのひずみを参考に横拘束効果を考慮したコンクリート強度  $\sigma_{cB}$  と柱の部材角の関係を

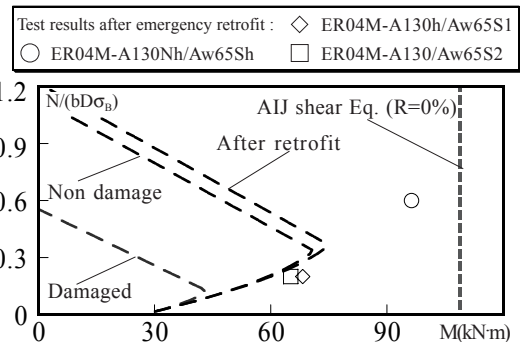


Fig. 7 N-M interaction curve after emergency retrofit

Fig. 8-(a) に示す。各部材角ごとのコンクリート強度をファイバーモデルに適用して、そのつど V-R 曲線を求める。その曲線から先の部材角に対応したせん断力 V を読み取り、この値を各部材角ごとに連結して作成した V-R 曲線を、実験値と比較した図が Fig. 8-(b) である。Fig. 8 から計算値は実験値をよく表現しており、前述の説明を裏付ける結果になっている。

軸力比 0.2 で実験を行った残りの 2 体においても水平耐力の低下は見られず、非常に安定した挙動を示し、曲げ強度計算値ともほぼ整合し

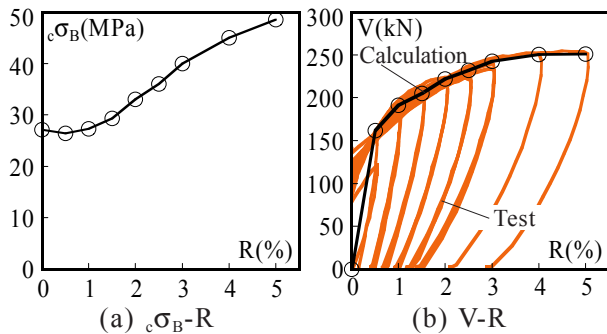


Fig. 8 Test result versus calculation of ER04M-A130Nh/Aw65Sh

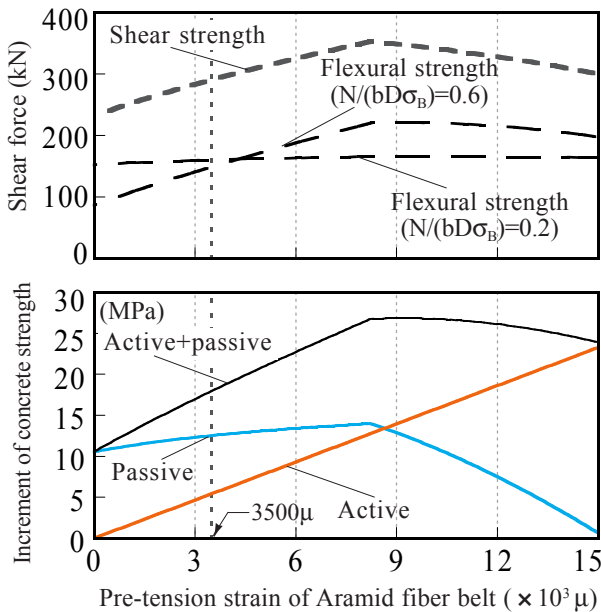


Fig. 9 Strength and confinement versus pre-tension strain of Aramid fiber belt

ている。柱の軸ひずみも部材角の増大とともに立ち上がっており、好ましい形状となっている。特に、試験体 ER04M-A130h/Aw65S1 では応急補強以前と以後で軸力比が 0.6 → 0.2 となっており、高軸力の損傷実験時に進行した軸ひずみが応急補強で柱を締め付けることにより  $\varepsilon_v = -0.71\% \rightarrow -0.61\%$  と回復した。応急補強実験終了時でも軸ひずみはほとんど進行していない。ベルトのひずみは初期緊張ひずみレベルを下回っている。これは、軸力比が低いうえでコンクリートが損傷実験で損傷しているため、柱の横膨張力よりもベルトの締め付け力が大きくなり、逆に柱が横方向に縮むからと思われる。

応急補強実験の試験体において、ベルトに導入する初期緊張ひずみとコンファインドコンクリート強度および曲げ強度、せん断強度の関係

を Fig. 9 に示す。損傷実験と比べ、横補強量が多いため、横拘束効果によるコンクリート強度の上昇分が大きいことがわかる (Fig. 4 参照)。その結果、せん断強度は曲げ強度を大きく上回った。Fig. 5 のせん断強度計算値は塑性ヒンジを形成後、ヒンジ部コンクリートの劣化を考慮すると次第に減少する。しかし、せん断強度計算値が実験値を下回っても、損傷実験時の ER04M-A130/Aw65S2 のようにせん断破壊へ移行することはなかった。この原因は、柱のヒンジ領域がベルトと鋼板によって高横拘束されているためにコンクリートが劣化せず、せん断強度を維持できているからである。

## 5. 結論

- 1) せん断強度は AIJ 靱性指針式で説明可能である。ベルトにより柱のヒンジ領域が十分に横拘束されている場合は、ヒンジ部コンクリートの劣化は起こらず、せん断強度は低下しない。
- 2) 本応急補強法は、損傷柱の破壊形式または軸力の大小によらず十分な水平耐力を確保することが可能である。しかし、高軸力の場合は軸ひずみの進展に注意する必要がある。

## 参考文献

- 1) 藤川将吾, 山川哲雄ほか: 損傷極脆性柱に緊張アラミド繊維ベルトを用いた耐震応急補強実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No. 2, pp. 1759-1764, 2003
- 2) 崎野健治, 山口達也, 中原浩之, 向井昭義: コンクリート充填円形鋼管短柱の中心圧縮耐力, 構造工学論文集, Vol. 48B, pp. 231-236, 2002.3
- 3) Richart, F.E. et al: A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Bulletin, No. 185, 1928
- 4) 日本建築防災協会: 連続繊維補強材を用いた既存鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計・施工指針, 日本建築防災協会, 1999.9
- 5) 小谷俊介, 前田匡樹: 異形鉄筋とコンクリートの付着応力伝達機構に基づいた付着割裂強度式 (その 1, その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp. 655-658, 1994.9
- 6) 山川哲雄, 宮城敏明: 緊張力を導入した PC 鋼棒と鋼板を用いたせん断損傷 RC 柱の応急補強法, 日本建築学会構造系論文集, No. 586, pp. 171-178, 2004.12