論文 極脆性柱に緊張アラミド繊維ベルトを用いた高軸力下の耐震補強法

山川 哲雄^{*1}・佐藤 元^{*2}・玉寄 幸直^{*3}・Mehdi Banazadeh^{*4}

要旨:アラミド繊維ベルトを外帯筋状に巻き立て,カプラーを介してプレストレスを導入 した耐震補強法を高軸力下の極脆性柱に適用した。さらに鋼板を柱表面に4面ともあて,こ れらの鋼板をプレストレスの導入により圧着した場合に関しても実験を行い,それらの弾 塑性挙動を実験と解析の両面から検討した。その結果,本補強法により鋼板を圧着するこ とで,せん断補強と横拘束効果に加えて,主筋の座屈防止効果も加わり,高軸力下におい ても優れた耐震性能を発揮することがわかった。

キーワード:アラミド繊維ベルト,プレストレス,高軸力,鋼板,極脆性柱

1.序

耐震補強としての柱の横補強材に,PC鋼棒に 代わってアラミド繊維ベルト(以下ベルト)を用 いても,PC鋼棒と同様に主筋を直接拘束してい ないので,帯筋のように主筋の座屈防止効果を 期待できない1)。そのために,高軸力下でせん断 破壊は防止できても,曲げ降伏後に曲げ圧壊を 起こし,靭性を失う恐れがある。ただし,ベルト は PC 鋼棒と異なり基本的には膜材であるので, はらみ出してきたコンクリートによる圧力を膜 力(フープテンション)に変換する機能は存在す る。この機能を利用するためには、ベルトとコン クリート表面との隙間を埋める必要がある。あ るいは、ベルトを柱コンクリート表面に直接巻 き付けることも考えられるが、そのためには柱 隅角部の面取りや,プレストレス導入のための カプラーの取り付けなどが困難であるため,現 実的ではない。

一方, PC 鋼棒を横補強材として利用し, プレストレスを導入した一定高軸力下(軸力比 N/(bDG_B)=0.6)の極脆性柱の正負繰り返し水平加力実験の結果, PC 鋼棒を極度に密に配置すれば,耐震性能を維持できることが明らかになった²⁾。
しかし,ベルトは膜剛性がPC 鋼棒の軸剛性に比

較して小さいことに加えて,ベルト幅が比較的 大きいので PC 鋼棒のように密に配置できない。 したがって,鋼板を柱の4面にあて,プレストレ スを導入したベルトとコーナーアングルを利用 して,鋼板がずれないように圧着する方法につ いても高軸力下の加力実験を計画した。高軸力 比として 0.6 を採用した。

2.実験計画

本実験に用いた鉄筋及びベルト(シングル幅 17mm,厚さ0.612mm)の力学特性をTable1に, 試験体一覧をTable2に示す。試験体の寸法は250 ×250×500mmであり,せん断スパン比が1.0で, 帯筋比がpw=0.08%と非常に少ない極脆性柱と なっている。

Table 1 Mechanical properties of material

	a(mm ²) t(mm)		σ u, σ y (MPa)		Eu, Ey (%)		E (GPa)	
Aramid belt (single belt)	a	10.4	σu	2065	Eu	1.75	E	118.0
Steel plate	t	3.2	σу	276	εy		E	208.0
Rebar(D10)	а	71.0	σy	371	εy	0.20	E	185.5
Hoop (3.7¢)	a	11.0	σу	390	εy	0.19	E	205.0

 $\sigma_{v/\epsilon_{u=fracture strength/strain of belt,}}$ a=cross section area, $\sigma_{v/\epsilon_{v=vield strength/strain of steel,}}$ t=thickness of steel plate, E=Young's modulus of elasticity.

*1 琉球大学教授 工学部 環境建設工学科 工博 (正会員)

```
*2 横浜ゴム(株)研究本部(正会員)
```

*3 大城組 (株)(正会員)

*4 琉球大学大学院 理工学研究科 生産エネルギー工学専攻 工修 (正会員)

Table 2 Column specimens							
	R02S-Aw65	R02S-Aw65Nh	R02S-Aw65h	R02S-Aw65Sh			
Specimen M/(VD)=1.0	500			Steel plate (t=3.2mm)			
Aramid belt	2ply-w-@65	2ply-w-@65	2ply-w-@65	2ply-w-@65			
Prestress	7000µ(826MPa)	Non 7000µ(826MPa)		26MPa)			
Axial force ratio	0.2	0.2 0.6					
σ	25.2MPa						
Common	Longitudinal reinforcement: 12-D10(pg=1.36%),						
details	Transverse reinforcement: 3.7φ -@105(pw=0.08%), σ y=390MPa						

Aw 65 と,試験体 R 0 2 S -Aw 65h (軸力比 0.6),及びノ ンプレストレスの R 0 2 S -Aw 65Nh (軸力比 0.6) である。 なお,ノンプレストレスの 試験体に関しては,ベルト が柱から落ちない程度(ひず みにして 100µ 前後)に手締 めをした。残りの 1 体は中 間主筋の座屈抵抗を支援す るために鋼板(470 × 240 ×

本試験体には全て通常のシングル幅のベルト (17mm幅,厚さ0.612mm)を2本平行に並べて試 作したダブル幅のベルト(17mm×2=34mm幅)を 用いた。なお、ベルトの補強間隔は全て65mmと なっている。ベルトは1枚の帯状繊維シートの 端部どうしをエポキシ樹脂を用いて接着して試 作した。プレストレスの導入方法は,リング状に なったベルトを,重ねた状態でコーナーアング ルを介して柱の外側に周回させ,カプラ-を用 いて閉鎖形にするとともに,カプラ-を結合す るボルトを介してプレストレスを導入した(Fig. 1参照)。導入したひずみは、これまでの本研究 室の実験³(6000µと8000µ)と,文献⁴⁾によるせん 断補強効果としての有効ひずみが 7000μ である ので,それを1つの指標として7000μ(応力度に 換算して826MPaで,ダブル幅ベルト1本当たり 34.4kN)前後のひずみを与えた。ベルトひずみ の測定にはストレインゲージ(貼付位置にはエポ キシ樹脂を含浸)を用いた。

試験体の内訳はプレストレスを導入し,軸力 比0.2の下で加力を行った基準試験体R02S-



Fig. 1 Column specimen (R02S-Aw65Sh) & its detail

3.2)を柱の4面に設置し、プレストレスを導入し たベルトによって圧着した試験体 R02S-Aw65Sh (軸力比0.6)である。なお、鋼板には軸力が直接 伝達しないように、約10mmのクリアランスを設 けた。鋼板の厚さ3.2mmは実柱で6~9mm程度 になるように採用した。

載荷は建研式加力装置を用いて,一定軸圧縮 応力のもとで正負繰り返し水平加力実験を行っ た。加力は部材角Rを0.5% ずつ増加させ,同一 振幅で3サイクルずつ繰り返し,3.0% まで行っ た。また,部材角が3.0% まで至っても,加力が 可能であれば,部材角4% 及び5% で正負1回繰 り返し,耐震性能の確認を行った。

3.実験結果と考察

試験体のせん断力Vと部材角Rの履歴曲線,及 び柱の平均伸縮ひずみɛv(柱の鉛直変位量を変位 計で測定し,柱の内法高さで除したもの)と部材 角Rの関係をFig.2に,スケルトンカーブによる 比較をFig.3に示す。なお,V-R曲線中の破線は 横拘束効果を一切無視し,P-δ効果のみを考慮し た多段配筋柱の曲げ強度略算式である。軸力比 0.2の下で加力実験を行った試験体R02S-Aw65 は,R=1.0%で水平耐力が曲げ強度略算値に到達 した。R=0.5%で曲げひび割れが生じ,R=1.0%の サイクルのときにせん断ひび割れが発生したが, 0.2という比較的小さい軸力比に対してベルトに よる補強量が多くなっているため,その後は R=2.0%まで耐力を維持した。R=2.5%を境に耐 力が低下し始めたが,低下の度合いも緩やかで, 大変形域のR=5.0%(正側)でも耐力の低下は約 30%程度であり,比較的安定した挙動を示した。

軸力比0.6の下で加力実験を行ったノンプレス トレスの試験体 R02S-Aw65Nh は部材角が R=0.1%から R=0.2% に至る間にせん断破壊を起 こし、ベルトによるせん断補強効果が発揮され ないまま変形が一気に R=1.5% 近くまで進行し, 加力が不可能となったため実験を終了した。こ れは高軸力が作用している上に、ベルトのヤン グ係数が鋼材の半分程度であるため(Table 1 参 照)、受動的横拘束効果が働くまで、より大きな ひずみを必要とするからである。

一方,プレストレスを導入し,同じ高軸力比 0.6で加力実験を行った試験体R02S-Aw65hは部 材角R=0.5%,1.0%において曲げ強度略算値を上 回っているが,R=1.5%において曲げ圧縮破壊に より耐力が7割ぐらいまで一気に低下した。ま た,主筋の座屈も始まり,せん断破壊の傾向もみ られたためこれ以上の加力は困難であると判断 し,実験を終了した。以上の結果より,高軸力下 では主筋の座屈防止をしなければ,プレストレ スを導入しても脆性的な曲げ圧縮破壊や,せん 断破壊を防ぐことはできないことがわかった。

プレストレスを導入したベルトと鋼板 (t=3.2mm)を併用し,高軸力比0.6にした試験体 R02S-Aw65Sh は R=0.5% で曲げ強度略算値を大 幅に上回っており、その後の耐力低下もほとん どなく, R=5.0% まで安定した挙動を示した。こ のことは、Fig. 3に示したスケルトンカーブの比 較からも明らかである。大変形域のR=4.0%~ 5.0% にかけて耐力が若干上昇しているが、これ は主筋のひずみ硬化に加えて、主筋の座屈に よってはらみ出してきた鋼板が柱頭でベルトに 接触し、ベルトに横分布力として作用したこと で横拘束効果が増大したためであると考えられ る。実験終了後に柱頭・柱脚部のはらみ出しを測 定したところ,柱頭部では片側で20mm前後,柱 脚部では10mm前後はらみ出していた。しかし, 軸力比が0.6と高いため,柱の平均伸縮ひずみは











Fig. 4 Measured strain of aramid fiber belt of column specimens

圧縮ひずみが支配的であり,しかも部材角Rの増 大とともに圧縮ひずみが次第に増加しているこ とには注意が必要である。

ベルトの繊維方向(水平加力方向の柱せい面) におけるひずみの測定結果をFig.4に示す。グラ フ中の破線は初期プレストレスによるひずみ, または7000µのひずみを示す。軸力比0.2の試験 体R02S-Aw65は柱中央部のひずみに比べて柱頭 部のひずみが大きい。これは柱頭・柱脚部に曲げ による損傷が集中し,すなわちプラスチックヒ ンジが形成され,柱が剛体回転するため柱中央 付近の損傷が進行しないからである。ノンプレ ストレスの試験体R02S-Aw65Nhはせん断破壊後 のベルトのひずみが,配置位置とは無関係に一



Fig. 5 Steel plate and expansion of concrete (R02S-Aw65Sh)

気に5000µ前後まで上昇している。ベルトと鋼板 を併用した試験体R02S-Aw65Shは主筋の座屈に よる鋼板のはらみ出しが柱頭・柱脚(特に柱頭 部)に集中しており,柱中央部はほとんどはらみ 出していない(Fig.5参照)。それにも関わらず, 柱頭と柱中央部におけるベルトのひずみに大き な差が無い。これは,はらみ出しによる圧力が鋼 板によって均一化され,コーナーアングルを一 様に外に押し出そうとするからではないかと推 測される。

4 . 解析的検討

ベルトで横補強された拘束コンクリートの構 成則に関して, 崎野・孫式⁵⁾に加え, 本研究室で 行ったベルト(ダブル幅)を用いた中心圧縮実験 の結果から, プレストレスによる能動的横拘束 圧として4.1 × 0.35 × or を採用した。ここで, 4.1:Richart⁶⁾らの側圧係数, 0.35:中心圧縮実験⁷⁾ より得られた係数, or:ベルトによる側圧であ る。or の計算方法は式(1)に示す。

$$\sigma_{\rm r} = \frac{2\sigma_{\rm a} \times a_{\rm a}}{\rm s \times D} \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad (1)$$

ここで,σa:ベルトのプレストレス,aa:ベルト 断面積,s:ベルトピッチ,D:柱せいである。側圧 はコーナーアングルの支圧面のみで伝達されて いるため,柱全体にそのまま適用すると過大評 価であると考えられる。そのため,Mander式⁸⁾に よって拘束効果を受けない領域(Fig.6参照)を低 減させるための係数keを式(2)より算出し,能動 的横拘束圧に乗じて計算をした。



Fig. 6 Effectively confined concrete core for aramid fiber belt

ke =
$$\left(1 - \sum_{i=1}^{n} \frac{(w'_i)^2}{6b^2}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2b}\right)^2 \cdots (2)$$

構成則のコンクリート強度への適用方法は式 (3)に示す通りである。ここで, σ_{B} :拘束コンク リートの強度, σ_{B} :シリンダー強度, σ_{ac} :プレス トレスの導入により上昇したコンクリート強度 (=4.1 × 0.35 × ke × or), σ_{pc} :崎野・孫式によっ て算出したベルト,鋼板,帯筋の受動的横拘束効 果により増加したコンクリート強度である。た だし,ベルトの受動的横拘束効果に関しては,加 力実験時における最大水平耐力時のベルトのひ ずみの増分が最大でも0.1%前後であったため, 0.1%時の応力(118MPa)を用いて計算した。ま た,鋼板は崎野・孫式で鋼管として考慮し,計算 を行った。拘束コンクリートの強度増加の内訳 を Table 3 に示す。

以上の構成則を用いて得られた拘束コンク リートの強度を多段配筋柱の曲げ強度略算値, 及びAIJ靭性設計指針式⁹⁾によるせん断強度式に 適用した。なお、ベルトのせん断補強効果に関し ては、ひずみが0.7%時⁴⁾の応力(826MPa)を用い て計算した。その結果をFig.7に、N-M 相関曲 線をFig.8に示す。N-M 相関曲線中に示した各

$$\sigma_{\rm B}' = \sigma_{\rm B} + \sigma_{\rm ac} + \sigma_{\rm pc} \quad \cdots \quad \cdots \quad (3)$$

Table 3 Increment of concrete strength

		8		
	$\sigma_{\rm B}^{,i}$	σ _B	σ_{ac}	σ_{pc}
R02S-Aw65	29.7	25.2	4.2	0.3
R02S-Aw65Nh	25.5	25.2	0	0.3
R02S-Aw65h	29.7	25.2	4.2	0.3
R02S-Aw65Sh	31.8	25.2	4.2	2.4
			U	nit: MPa



Fig. 7 Measured skeleton curve and calculated strength

点は実験により得られた最大水平耐力値である。

試験体 R02S-Aw65 は計算上曲げ強度がせん断 強度より低くなっており,実験結果と比較して もこの試験体は曲げ破壊であることがわかる。 また,軸力比が低い試験体は横拘束効果による 曲げ強度への影響が小さくなることが,Fig.8に 示した N-M 相関曲線からわかる。

ノンプレストレスの試験体R02S-Aw65Nhは計 算上は曲げ破壊先行の試験体であるが,せん断 破壊を起こしている。これはベルトのヤング係 数が鋼材の約半分であるため,高軸力下のノン プレストレスの試験体では横拘束効果を発揮す る前に,せん断破壊を起こしてしまうからであ る。このことを確認するために無補強の基準試



Fig. 8 N-M curves

験体のせん断強度を合わせて示したところ,ス ケルトンカーブが無補強の基準試験体のせん断 強度とほぼ一致している。このことから,この試 験体は脆性的なせん断破壊であったことがわか る。

試験体 R02S-Aw65h は拘束コンクリートの強 度を用いた曲げ強度略算値とせん断強度との差 が小さく,R=1.0% まではせん断破壊の様相は見 られなかったが,R=1.5% における急激な耐力の 低下,主筋の曲げ圧縮降伏に加え,Fig.7の計算 結果より破壊モードはせん断破壊であると推測 される。このことから,この試験体は曲げ圧縮降 伏後のせん断破壊であったと考えられる。

R02S-Aw65Sh は柱表面に圧着された鋼板には 座屈防止効果だけでなく, せん断補強効果が期 待できるため, せん断強度式に鋼板のせん断補 強効果をそのまま帯筋量に換算してAIJ式⁹に適 用した。その結果, せん断強度が曲げ強度略算値 を大幅に上回っており, 実験結果からも本試験 体が曲げ破壊であることがわかる。

5.結論

1)高軸力下ではアラミド繊維ベルトにプレス トレスを導入するだけではなく,主筋の座屈防 止にも配慮しない限り,アラミド繊維ベルトに よる耐震補強効果を十分に発揮できない。

2)プレストレスを導入したアラミド繊維ベルトとコーナーアングルを利用して鋼板を圧着す

ると,せん断補強効果と横拘束効果のみならず, 主筋の座屈防止も期待できる。その結果,軸力比 が0.6という高軸力下でも望ましい耐震性能を確 実に得ることができた。ただし,軸力比が一定 (0.6)で部材角が大きくなると,柱の軸圧縮ひず みが増大することには留意する必要がある。

謝辞:本研究は平成13年度科学研究費補助金(基盤 研究(B),(展開)13555159研究代表者:山川哲雄) を受けた。

引用文献:

1) 玉寄幸直,山川哲雄,佐藤元:アラミド繊維ベル トによりプレストレスを導入した極短柱の耐震・応急 補強法,コンクリート工学年次論文集,Vol. 24, No. 2, pp. 1261-1266, 2002

2) 飯干福馬,山川哲雄,李文聰:PC鋼棒によりプレ ストレスを導入した極短柱の耐震補強法に関する実験 と解析,コンクリート工学年次論文集,Vol. 24, No. 2, pp. 1231-1236, 2002

3) N. Nesheli K., Tetsuo YAMAKAWA, Hajime SATOH, Haruka INABA :Experimental Investigation of RC Columns Retrofitted by Prestressed Aramid Fiber Belts as External Transverse Reinforcement, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol. 23, No. 1, pp. 961-966, 2001

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) 崎野健治,孫玉平:直線型横補強材により拘束さ れたコンクリートの応力ひずみ関係,日本建築学会構 造系論文集, No. 461, pp. 95-104, 1994.7

6) Richart, F. E. et al: A Study of the Failure of Concrete under Conbined Compressive Stress, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Bulletin, No 185, 1928

7) 中田幸造,山川哲雄,舛田尚之,森下陽一:アラ ミドベルトによりプレストレスを導入したコンクリー ト柱の中心圧縮性状(その1,その2),日本建築学 会九州支部研究報告,第42号,pp.549-556.2003.3

8) Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," J. of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, Aug. 1988

9) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造の靭性保証型 耐震設計指針・同解説,日本建築学会,1999.8