論文 緊張 PC 鋼棒で横補強した極脆性柱の高軸力下での水平加力実験

森下陽一<sup>\*1</sup>·山川哲雄<sup>\*2</sup>·下濱光太郎<sup>\*3</sup>·倉重正義<sup>\*4</sup>

要旨:通常の軸力(軸力比 0.2)下においては極脆性 RC 柱にも効果的な緊張 PC 鋼棒による 外部横補強法が,高軸力下の極脆性柱でもそのまま適用可能かどうかを検討するために,高 軸力下(軸力比 0.6)での正負繰り返し水平加力実験を行った。その結果,高軸力下では横拘 束効果をさらに増大させることが重要であり,そうすることにより極脆性柱といえどもせん 断破壊から靭性のある曲げ破壊に破壊モードを変換し,高い曲げ強度と靭性に富んだ変形 能力を確保できることが明らかになった。

キーワード:高軸力, PC 鋼棒, 緊張力, 高横拘束, アングル鋼材

#### 1. 序

著者らはこれまでの研究により,PC鋼棒に緊張 力を導入し柱四隅に配置したコーナーブロックを 介して外帯筋状にRC柱を高横補強することに よって,耐震性能が改善することを明らかにして いる<sup>1)</sup>。しかしながら,本補強法では,柱の外周に 沿ってコンクリート表面とPC鋼棒の表面との間 に3mmのクリアランスが確保されている。した がって,高軸力下ではPC鋼棒が帯筋のように主筋 を直接横拘束していないために,隅筋を除いて コーナーブロックの抑えが無い中間主筋の座屈を 抑制できず,柱材軸方向の圧縮ひずみの進行も憂 慮されるため,耐震性能 認することを主な研究目的とする。

2. 実験計画

Table 1 に使用材料の力学的特性を示す。PC 鋼 棒(5.4)はネジ部の断面積が母材よりやや小さく ,PC 鋼棒の母材部分ではなくネジ部で破断するた

**Table 1** Properties of steel materials

Reinforcement		Thickness or section area	σ <sub>y</sub> (MPa)	E (GPa)	σ <sub>u</sub> (MPa)
Rebar	D10	71 mm <sup>2</sup>	412	195	577
Ноор	3.7ф	11 mm <sup>2</sup>	643	199	688
PC bar	5.4ф	23 mm <sup>2</sup>	-	206	1103
Steel plate	-	3.2 mm	277	206	337

Notes :  $\sigma_y =$  yeild strength, E = modulus of elasticity,  $\sigma_y =$  ultimate strength.

の改善がそれほど期待で きない恐れがある。

本研究では, せん断ス パン比1.0の極脆性柱にお いて,(1)高軸力下(N/ (bDo<sub>B</sub>)=0.6)での緊張 PC 鋼棒による外部横補強の 耐震性能を確認すること ,(2)中間主筋の座屈を防 止するための補強法を提 案し, その耐震性能を確



\*1 琉球大学 工学部環境建設工学科助教授 工博 (正会員)

\*2 琉球大学 工学部環境建設工学科教授 工博 (正会員)

\*3 琉球大学大学院 理工学研究科環境建設工学専攻 (正会員)

\*4 高周波熱錬(株)(正会員)



Fig. 2 Details of corner blocks and steel angle

めに破断強度のみを記載している。

試験体一覧を Table 2 に示す。実験に用いた RC 柱試験体は 250 mm の正方形断面で, 柱高さ 500mm, せん断スパン比 1.0 の合計 4 体となって いる。これらの試験体は主筋比が 1.36%, 帯筋比 が 0.08% と, 横補強筋が非常に少なく, 耐震補強 を施さなければ容易に脆性的なせん断破壊を起こ す極脆性 RC 柱試験体である。

試験体の外部補強材の詳細図を Fig. 1 に, コー ナーブロックとアングル鋼材の詳細図を Fig. 2 に 示す。R05S-P0hは基準試験体であり,外部横補強 が施されていない。R05S-P41NhはPC鋼棒を41mm 間隔で配置し,緊張力を導入していない試験体で あり,R05S-P41hは同様に41mm間隔で配置した PC 鋼棒に,ひずみレベルで2450µ(降伏点ひずみ の約1/3)相当の緊張力を導入した試験体である。 このひずみレベルは比較的容易に導入でき,せん 断補強筋と PC 鋼棒の降伏ひずみをできるだけ同 時に迎えられるように設定した。

試験体 R05S-P65Ah は主筋の座屈を抑制させる ために,剛性の高いアングル鋼材 (L-50x50x6)を 65mm 間隔で配置し,それを PC 鋼棒の緊張力(ひ ずみレベルで 2450μ 相当)によって柱に圧着させ た試験体である。Fig. 1 のように塑性ヒンジが形 成される箇所の上下端部 2 段のアングル鋼材(以 下,アングルと呼称する)には,PC 鋼棒を各 2 段 ずつ配置している。この際,高さ 50mmのアング ルに2段分のPC鋼棒を配置するため,コーナーブ ロック厚さの薄いType 2 を使用した(Fig. 2 参照, 支圧面積は Type 1 と同じ)。R05S-P41Nh,R05S-P41h,R05S-P65AhのPC 鋼棒の配置段数は計 11 段 組であり,柱高さを PC 鋼棒段数で除した場合の PC 鋼棒補強筋比は同じである。ただし,R05S-P65Ah は横補強材としてアングルを7 段使用して いるので,横補強鋼材料が最も多くなる。以後,試 験体名のR05S-は省略して呼称する。

実験は,建研式加力装置により一定軸力下(N/ (bDσ<sub>B</sub>)=0.6)の正負繰り返し水平加力実験を行っ た。水平加力の制御は水平変位制御で, R=0.125%,0.25%を一回ずつ繰り返し,その後 R=0.5%から0.5%ずつ増加させながら同一振幅で 3回ずつ繰り返しR=3.0%まで行った後, R=4.0%,R=5.0%を1回ずつ正負繰り返す加力プ ログラムとした。

### 3. 実験結果

Fig. 3 に各試験体の実験終了後のひび割れ図を 示し,Fig. 4に計測されたせん断力Vと部材角Rの 関係,および柱中心軸上の平均伸縮ひずみ $\varepsilon_v$ と部 材角Rの関係を示す。また,V-R曲線中の破線 $V_f$ は横拘束効果を無視し,P-δ効果を考慮した多段 配筋柱の曲げ強度略算値<sup>2)</sup>である。

外部横補強を施していない試験体 P0h は R=0.125%でせん断ひび割れが入り,R=0.25%(1回 目正側)の加力途中で脆性的なせん断破壊を起こ し,実験を終了した。PC鋼棒に緊張力を導入して いない試験体 P41Nh は,R=0.5% で最大耐力 (235kN)を正負とも記録して,それ以降は水平耐 力が少しずつ低下した。R=1.5%(3回目正側)の加 力中に中間主筋の座屈を防止できず,柱の膨張に より PC 鋼棒がネジ部で曲げ破断するとともに柱 が曲げ圧縮破壊して,加力実験を終了した。高軸 カ下とは言え,緊張力を導入していないPC鋼棒の みの外部横補強でも,破壊モードを曲げ圧縮破壊 へ移行可能であることを示している。

上記の試験体と横補強タイプが同じで,緊張力 を導入した試験体P41hは,P41Nhに比べ能動的横 拘束効果により水平耐力が増大し,R=1.0%(1回目 正側)で最大耐力331kNを記録した。しかし,水 平耐力が低下し,材軸方向の圧縮ひずみも増加し て劣下が始まった。R=1.5%(3回目正側)加力中に PC鋼棒がネジ部で曲げ破断して加力実験を終了 した。高軸力下の繰り返し水平加力実験では,高 軸力と高せん断力による柱の横膨張を抑制しない 限り,良好な靭性を確保できない。

試験体P65Ahはアングルを配置し、その上でPC 鋼棒に緊張力を導入した試験体である。PC鋼棒に 導入する緊張力により、コーナーブロックがアン グルを柱表面に圧着することになり(Fig.1参照) 、横拘束効果が格段に改善されると考えられる。 その結果、加力実験では正負ともR=2.0%で最大 耐力を記録し、R=2.5%から耐力が若干低下した。 R=4.0%(1 回目正側)加力中のR=2.5%近傍で柱頭 から3段目、4段目のアングルにシングル配筋され ていた PC鋼棒(柱頭から5段組目、6段組目)が引 張り破断したために、加力実験の継続が不可能と なり実験を終了した。また、Fig.4の $\varepsilon_v$ -R中、 の頂点はR=2.0%(2回目終了)時の柱軸ひずみを示 している。図より、横拘束効果の増大に比例して 柱圧縮ひずみの増加は抑制され,これが耐震性能 の改善にも関係することが分かる。高軸力下にお いてせん断破壊を防止し,曲げ破壊に移行した場 合には,如何にして塑性ヒンジ部のコンクリート を高横拘束するかが重要であることを示している。

各試験体のPC鋼棒のひずみ状況をR=1.0%(1回 目)ごとに,Fig.5に示す。縦はPC鋼棒の段数で あり,試験体は3体とも計11段組のPC鋼棒で外 部横補強されている。試験体P41Nhは緊張力を導 入していないためにひずみの進行が早く,それに 比例して柱の圧縮ひずみが増大する。また,試験 体P41NhとP41hは終局状態(PC鋼棒が破断する 直前)でPC鋼棒に大きなひずみが発生している が,これは柱の膨張による曲げ引張りひずみであ る。試験体P65AhのPC鋼棒は剛性の高いアング



Fig. 3 Observed cracking patterns at final drift angle



Fig. 4 Experimental V-R and ε<sub>v</sub>-R relationships



Fig. 5 Measured strain of PC bars

ルの存在により,引張りひずみのみが発生するの で,その値も小さくなる傾向にある。

各試験体のスケルトンカーブを Fig. 6 に示す。 図中の破線は各試験体の限界部材角(最大平均水 平耐力 80%時の部材角)である。P65Ah について は,実験終了直前(最大平均水平耐力の86%時)の 部材角である。Fig. 6 より,基準試験体 P0h と P41Nhの相違はせん断破壊が防止されたことによ るものである。PC鋼棒に緊張力を導入すると,受 動的横拘束効果だけではなく能動的横拘束効果が 加わり,コンクリートの圧縮強度が大きくなるこ とで,P41hの最大耐力は P41Nh に比べて増大す る。また試験体 P41Nh,P41hの靭性能はほぼ等し いことが分かる。一方,試験体 P65Ah は



Fig. 6 Comparisons of experimental skeleton curves

P41Nh,P41h と比べて靭性能が大きく改善されて いる。これは,高軸力下において,塑性ヒンジ部 の高横拘束に加えて中間主筋の座屈防止が重要で あることを示している。また,限界部材角に注目 すると,横補強量の増加に比例して試験体の限界 部材角が増大することが分かる。

# 4. 解析値と実験値の比較

# 4.1 拘束コンクリート強度の推定

高軸力下のRC柱の 曲 げ 耐 力 は コ ン ク リート 強度の影響を 大きく受けるため, 拘 束コンクリート 強度 の推定は重要である。 PC 鋼棒を用いた試験 体 P41Nh と P41h は, PC 鋼棒による外部横 補強法の圧縮強度式<sup>3)</sup> により 拘 束 コ ン ク リート強度を求めた。



Fig. 7 Model for calculation of confinement effect by steel angle

次に,アングルを併用した試験体P65Ahはアング ルの寄与分を累加することで,拘束コンクリート 強度を求めた。アングルを併用したモデルをFig. 7に,そのモデルから得られた側圧の算定式を式 (1)に示す。まず,実験で測定されたひずみゲージ による値を用いて曲げ応力度を求め, Fig. 7 のような単純支持モデルを仮定することで,等価な等分布荷重wを逆算した。次に,wをアングルの間隔sで除し,側圧<sub>Ao</sub>σ,を算出した。

$$A_{A_{B}}\sigma_{r} = w/s = 8 \cdot Z \cdot E \cdot \varepsilon / (b^{2} \cdot s)$$
(1)

ここで,E:鋼材のヤング係数,E:ひずみゲージ測 定値,Z:アングルの断面係数。式(1)には,松村ら に従い拘束係数12.24)を乗じる。横拘束圧算定式 に角形鋼管コンクリートのヒンジモデルによる拘 束係数を用いたのは,現時点では実験資料が少な く拘束係数を新たに提案できないため,12.2をそ のまま採用し,曲げ剛性の高いアングルの断面係 数のみの差異として表現した。このようにして求 めた PC 鋼棒とアングルを併用した場合の強度上 昇率を次式のように求めた。

$$c\sigma_{cB}/\sigma_{p} = \frac{1.03\sqrt{p\sigma_{e}/\sigma_{p}} + 1.0}{\chi m 3} + \frac{12.2 \cdot A_{g}\sigma_{r}/\sigma_{p}}{7 \times 7 \mu}$$
 (2)

ここで,<sub>c</sub> $\sigma_{cB}$ : 拘束コンクリート強度,  $\sigma_{p}$ : プレーン コンクリート強度( $_{0.89} \cdot \sigma_{B}^{5}$ )), $\sigma_{B}$ : コンクリートの シリンダー強度,  $_{p}\sigma_{e}$ : 圧縮強度時の PC 鋼棒による 平均側圧である。

4.2 N-M相関曲線

N-M 相関曲線の算定は(2)式や (2)式でアング ルの項を除いた拘束コンクリートの応力ひずみ関 係3)を用い、ファイバーモデルにより計算した。 Fig.8に計算結果と実験結果を示す。なお、図中の 縦の破線は試験体POhのAIJ靭性指針式<sup>7)</sup>によるせ ん断耐力計算値である。試験体 P0h はせん断破壊 となり、実験結果と一致する。試験体 P41Nh と P41hのN-M相関曲線に注目すると、試験体の釣り 合い軸力(N-M曲線状の プロット)は載荷軸力の 線よりも低くなっていることが分かる。横拘束効 果の不足により、これらの試験体の釣り合い軸力 は載荷軸力を上回らずに曲げ圧縮破壊を起こした と考えられ,実験による破壊モードとほぼ一致し ている。P65AhはPC鋼棒とアングルによる高横補 強により横拘束効果が増大したため,試験体の釣 り合い軸力は他の試験体に比べて上昇し,載荷軸 力の線よりも高くなったと考えられる。耐力を R=3.0%まで確保できたのは,試験体の釣り合い軸



Fig. 8 Calculated N-M interaction diagrams by fiber model and experimental results

力が載荷軸力以上となるような高横拘束を与えた 結果であると考えられる。

4.3 計算結果と実験結果の対応

**Fig.** 8の<sub>N-M</sub>相関曲線では曲げ破壊試験体 P41Nh,P41h,P65Ahの計算結果は実験値を過大評 価している。高軸力下では拘束コンクリート強度 の推定精度が曲げ耐力計算結果に影響を与える。

拘束コンクリート強度を算定する場合,文献3) では,プレーンコンクリート強度(250mm正方形断 面柱の場合は,シリンダー強度に寸法効果係数 0.89<sup>5)</sup>を乗じた値)からの上昇で評価している。故 に,拘束コンクリート強度の推定にはプレーンコ ンクリート強度を精度良く評価する必要がある。

Fig.9は基準試験体 POhのプレーンコンクリート強度の推定を試みたものである。図中の太い実





線は実験値で,設定軸力(N/(bDog)=0.6)を載荷す るまでの測定データから主筋負担軸力を除いたコ ンクリートのみの負担応力であり,横軸は柱の圧 縮ひずみである。この太い実線を崎野・孫式<sup>(4)</sup>(破 線)が通過するようにシリンダー強度に低減係数を 乗じることで0.89に代わる係数を求めた。この結 果,低減係数は0.76となり,0.89よりも小さな値 となった。このようにコンクリート強度が低下し た原因として考えられることは,コンクリート縦 打ちによるブリージングやバイブレーター等の影 響が考えられ,曲げ耐力計算値の過大評価はコン クリート強度の過大評価に起因している。

# 4.4曲げ強度の評価

Fig. 10に前節で得られた低減係数0.76を採用した場合と,寸法効果係数0.89の場合のファイバーモデルにより計算した曲げ強度を,実験結果のスケルトンカーブと共に示す。基準試験体POhはせん断破壊試験体である。曲げ圧縮破壊に破壊モードが移行した試験体P41Nh,P41hは,崎野・孫式により推測した低減係数0.76が実験結果をよく捉えている。一方,アングルを使用した試験体P65Ahは依然過大評価であるが,これは拘束コンクリート強度推定がまだ十分でないことを示している。

## 5. 結論

(1)高軸力下と言えどもPC鋼棒による横拘束によ りせん断破壊が防止でき,かつそれに緊張力を導 入すれば最大耐力が上昇する。しかし,いずれも 靭性能に欠けた曲げ圧縮破壊が生じる。 (2)PC鋼棒とアングル鋼材を併用すれば,中間主筋の座屈を防止することができ,かつ高い横拘束効果により柱は良好な曲げ挙動を呈する。
(3)高軸力下においては,拘束コンクリート強度を精度良く評価することが重要である。そうすれば,ファイバーモデルにより実験値を精度良く捉えることが出来る。

### 参考文献:

 山川哲雄ほか:プレストレスを導入した PC 鋼 棒で外帯筋状に横補強した RC 柱の耐震補強法に 関する実験的研究,日本建築学会構造系論文集, No. 526, pp. 141-145,1999.12
 日本建築学会:建築耐震性能における保有耐力 と変形性能,日本建築学会,pp.159-160,1988
 中田幸造ほか:緊張 PC 鋼棒を用いた拘束コンク リート柱の構成則に関する実験的研究,コンク リート工学年次論文集,vol.27,No.2,pp121-126,2005
 松村弘道ほか:角形鋼管に充填されたコンク
 リートの圧縮強度,日本建築学会大会学術講演梗 概集,pp.1627-1628,1989
 崎野健治ほか:コンクリート充填円形鋼管柱の

236,2002 6) 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 7) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造物の靭性 保証型耐震設計指針・同解説,日本建築学会 ,pp.142-162,175-192,1999.8

中心圧縮耐力,構造工学論文集,vol.48B,pp231-