論文　高軸力下のせん断柱に緊張ＰＣ鋼棒を用いた耐震補強実験と解析

飯干　福馬[*1]・山川　哲雄[*2]・李　文聰[*3]・仲田　傑[*4]

要旨：ＰＣ鋼棒による能動的横拘束効果が高軸力下(軸力比0.6)のせん断柱（せん断スパン比1.5）の耐力増大と靭性能の向上に寄与し，破壊モードをせん断破壊から曲げ破壊に移行させることが可能かどうかを実験と解析の両面から検討した。その結果，コーナーブロックとプレストレスを導入したＰＣ鋼棒を利用して柱四面に鋼板を圧着すると，せん断補強効果，横拘束効果及び主筋の座屈防止効果により，高軸力下でも大きい耐力と高い靭性を両方とも同時に確保できることが明らかになった。

キーワード：高軸力，せん断柱，ＰＣ鋼棒，プレストレス，鋼板，耐震補強

１．序

山川らが提案したＰＣ鋼棒によりプレストレスを導入した耐震補強法は，帯筋のように主筋を直接拘束していないので，高軸力が作用するとコーナーブロックで圧着される隅筋を除いて中間主筋が座屈しやすい。中間主筋が座屈すると耐震性能が極度に劣化する恐れがある。しかし，2001年度に加力実験を行ったせん断スパン比1.0の極脆性柱では軸力比を0.6に増大させても，補強するＰＣ鋼棒の間隔を極度に縮めることで耐震性能の劣化を防ぐことができた[1)]。ただし，軸縮みはある程度避けられない。

そこで，せん断スパン比1.5のせん断柱が高軸力(軸力比0.6)を受けた場合に，どのような弾塑性挙動を示すかを検討しようとするものである。さらに，主筋の座屈を押さえ込めば高軸力を受けても耐震性能の劣化を防ぐことは可能であると思われるので，薄い鋼板を柱の周辺に4辺ともあて，柱隅角部のコーナーブロックではさみ，ＰＣ鋼棒にプレストレスを導入し，鋼板を柱に圧着する耐震補強法も合わせて検討した。

本研究の目的は，ＰＣ鋼棒にプレストレスを導入した耐震補強法に，鋼板を利用するのみで高軸力下のRC柱にも本補強法が有効に利用できることを示すことにある。

２．実験計画

250×250mmの正方形断面で柱高さ750mmの柱による一定高軸圧縮力下（軸力比=0.6）の正負繰り返し水平加力実験を，建研式加力装置で行った。部材角R=0.5%から0.5%の増分で3回ずつ繰り返し，3.0%まで強制変形を与え，それでも靭性能が期待できる場合にはR=4.0%と5.0%を1回ずつ正負繰り返した。柱試験体総数は4体である。これらの力学的材料定数を主筋や帯筋も含めて**Table 1**に，柱試験体における耐震補強の詳細を**Fig. 1**に，利用したコーナーブロックの詳細図を**Fig. 2**に，試験体一覧表を**Table 2**に各々示す。**Table 2**について，鋼板による補強は今回初めて行うため，鋼板厚は施工性と十分な補強効果が期待できると思われる3.2mmを試験的に用いた。コンクリートの打設は柱を縦置きで行い，4体同時に打設した。加力実験も4体を約1週間で行ったので，コンクリート強度のば

*1 高周波熱錬（株）　製品事業部　開発企画部　課長　（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 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）
*4 琉球大学大学院　理工学研究科環境建設工学専攻　修士課程

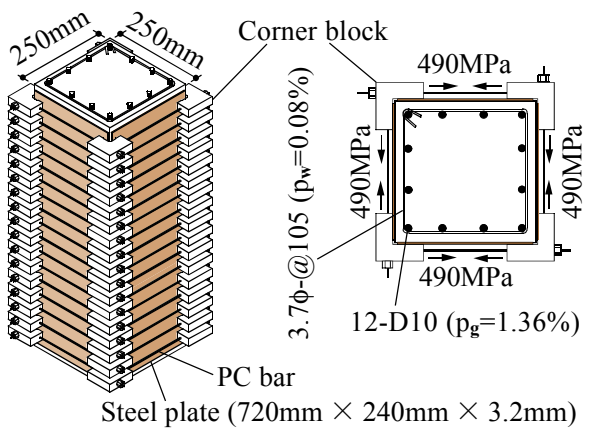

Fig. 1 Details of R02M-P41Sh

Table 1 Mechanical properties of material

Steel bar & Plate		a(cm²)	f_y(MPa)	ε_y(%)	E_S(GPa)
Rebar	D10	0.71	371	0.20	186
Hoop	3.7ϕ	0.11	391	0.19	205
Steel plate	3.2mm	7.68 *	276	—	208
PC bar	5.4ϕ	0.23	1202	0.61	200

Note :a=cross section area, f_y=yield strength of steel, ε_y=yield strain of steel, E_S=Young's modulus , * =240mm(width)×3.2mm(thickness).

らつきは小さいものと推定される。**Table 2** のコンクリートシリンダー強度σ_B=22.3MPaは最初の1体における加力直前の強度である。

プレストレスを導入する際は，あらかじめ手締めで41mm間隔にＰＣ鋼棒を柱全体に配置し，その後上端から順にＰＣ鋼棒の降伏点強度の約1/3強にあたる490MPa(約2450μ)を四隅から同時に導入した。R02M-P41Shの場合は鋼板と圧着ブロックの界面にズレが生じないように，柱上端で鋼板をプレストレスにより固定し，一段ずつ補強を行った。その後，さらにすべてのＰＣ鋼棒のひずみが一様になるように調整した。

３．実験結果及び考察

観察された各柱試験体のひび割れ状況(R02M-P41Shについては鋼板取り外し後の状況）を **Fig. 3** に示す。柱試験体のせん断力Ｖと部材角Ｒ，及び柱材軸上の平均ひずみε_vと部材角Ｒの関係に関する実験結果を **Fig. 4** に示す。**Fig. 4** のV-R曲線図に破線で示した直線は，横拘束効果を一切無視した多段配筋柱の曲げ強度略算値[2)]である。全部のＰＣ鋼棒についてひずみを測定したが，その中で**Fig. 5**に示した位置のＰＣ鋼棒に関するひずみ測定結果を **Fig. 6** に示す。

本シリーズのせん断スパン比1.5の試験体4体は全て軸力比0.6の高軸力下で，水平力を正負繰返し載荷した。ＰＣ鋼棒による補強を施していない単独柱試験体R02M-P0hは，多段配筋柱の曲げ強度略算値に到達する寸前のR=0.3%の載荷時にせん断破壊を起こし，急激な耐力低下がみられた(**Fig. 4** 参照)。

ＰＣ鋼棒の配置間隔41mmでプレストレスを導入した試験体R02M-P41h1は，水平耐力が多段配筋柱の曲げ強度略算値に到達し，R=0.5%で柱頭に曲げひび割れが生じ，柱頭の最外縁及び中段主筋が降伏した。R=1.5%近くになるとカバーコンクリートがはらみだし，ＰＣ鋼棒と接し始めた。R=2.5%近くになると，柱頭でコンクリートの圧壊及び圧縮主筋の座屈により耐震性能が

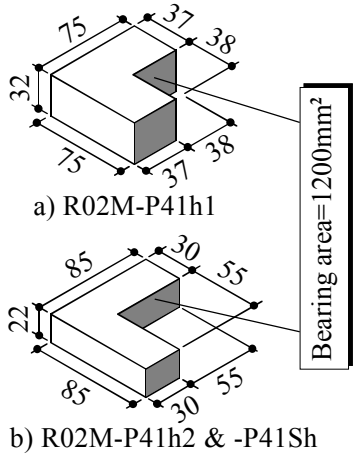

Fig. 2 Details of corner block

Table 2 Column specimens

	R02M-P0h	R02M-P41h1	R02M-P41h2	R02M-P41Sh
Specimen	750, 250	≠41	≠41	≠41, Steel plate (t=3.2mm)
PC bar		5.4ϕ-@41		
Prestress		490MPa		
Common details	N/(bDσ_B)=0.6, Hoop : 3.7ϕ-@105 (p_w=0.08%), σ_B=22.3MPa, Rebar : 12-D10 (p_g=1.36%). Unit : mm			

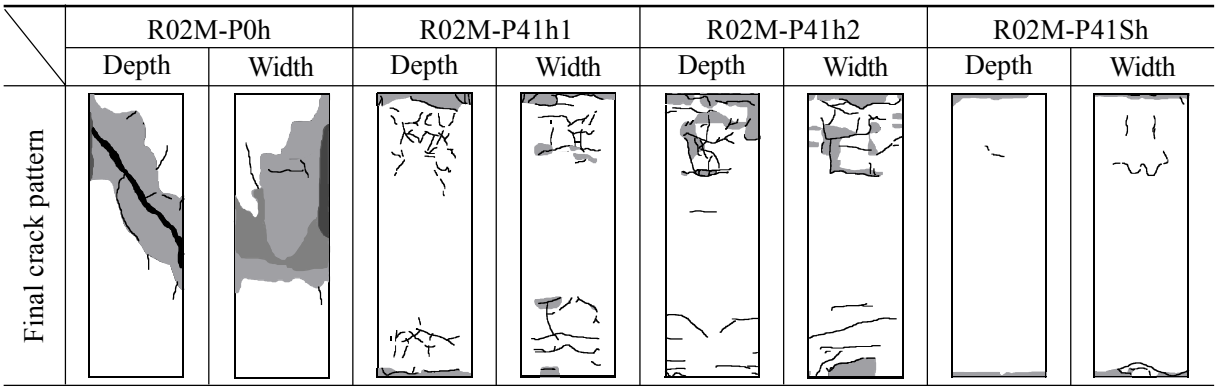

Fig. 3 Observed cracking patterns

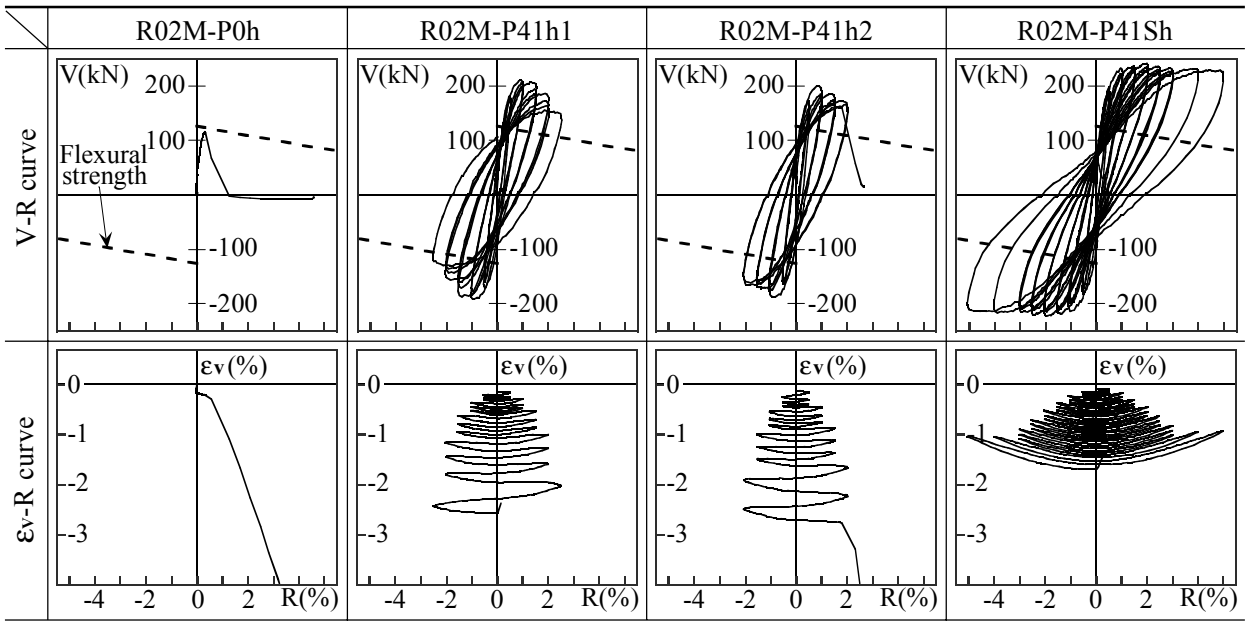

Fig. 4 Measured V-R and ε_v-R relationships

劣化した。ε_v-R曲線をみるとRが増大するにつれ,圧縮ひずみも大きくなっており,ひび割れ状況などから曲げ圧縮破壊であると推測できる。

R02M-P41h2はR02M-P41h1と同じ補強条件で，使用するコーナーブロックの形状のみを変えた試験体である（**Fig. 2**参照)。**Fig. 2 a**に示したコーナーブロックの支圧面積は一定のまま幅を小さくして，その分ウイングを長くしたコーナーブロックを使用している(**Fig. 2 b**参照)。水平耐力は曲げ強度略算値に到達しており，R=1.5%近くになるとはらみだしたカバーコンクリートがＰＣ鋼棒と接触し，R=1.8%で破断するＰＣ鋼棒が柱頭にみられた。破断後もＰＣ鋼棒はコーナーブロックと一体となっており，破断した面を除いた三面は連結されているため，ＰＣ鋼棒の飛散はなかった。本試験体の破壊モードも曲げ圧縮破壊である。R02M-P41h1と比較すると耐力，靭性とも顕著な差異はみられない。

無補強柱試験体R02M-P0hがせん断破壊するのに対し，補強柱試験体R02M-P41h1とR02M-P41h2はＰＣ鋼棒のせん断補強効果と能動的横拘束効果により，そのせん断強度を大幅に引き上げ，耐力もR=2.0%程度までは維持している点では本補強法の効果が現われている。しかし，ＰＣ鋼棒は直接主筋を拘束しておらず，粗な帯筋(p_w=0.08%)では主筋の座屈防止効果も期待できない。そのため，高軸力下においては，部材角が増大してくると曲げ圧壊も進行し，コーナーブロックで圧着されていない柱頭及び柱脚部分の中間主筋は座屈傾向にあり，軸縮みの増大は不可避であった。そのため，カバーコンクリートがはらみだし，ＰＣ鋼棒に接すると，その分布横荷

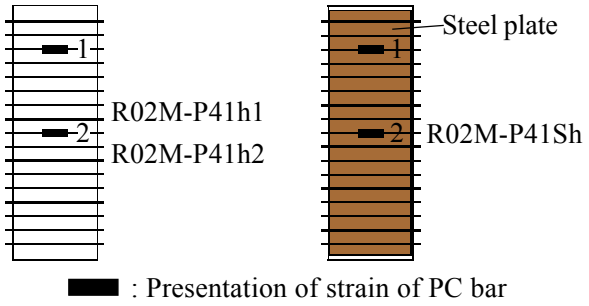

Fig. 5 Presentation of measured strain of PC bars (Depth side)

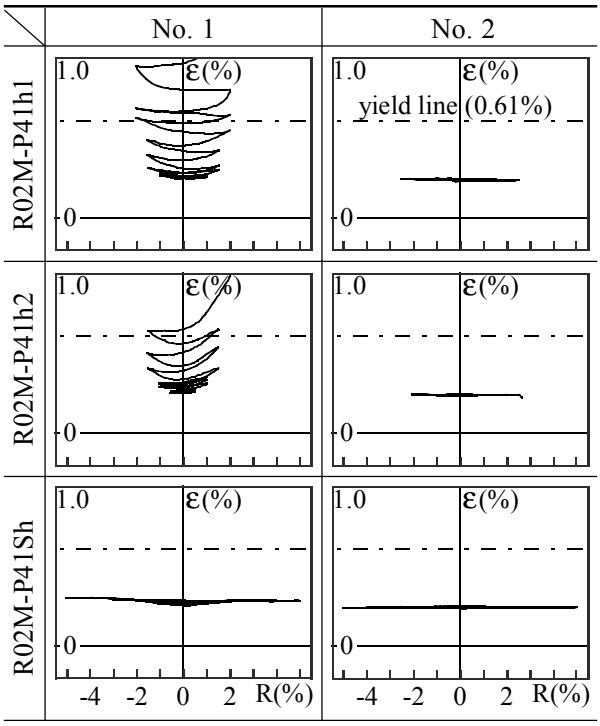

Fig. 6 Measured strain of PC bars

重がＰＣ鋼棒に直接作用するため，柱頭のＰＣ鋼棒は曲げ降伏する傾向がみられ(**Fig. 6** 参照)，コーナーブロックにもズレが生じた。

このような課題に対処するため，R02M-P41ShではR02M-P41h2と同様の補強に加え，柱隅角部のコーナーブロックの圧着作用を利用し，中間主筋の座屈を押さえ込むために，柱四面に720mm(高さ)×240mm(幅)×3.2mm(厚さ)の鋼板（降伏点強度＝276MPa)を圧着する補強も施した。鋼板のひずみについては測定していないので記載していない。本試験体はR=0.5%で柱頭，柱脚に曲げひび割れが生じ，主筋が降伏し，曲げ耐力は多段配筋柱の曲げ強度略算値(横拘束効果は一切無視)より，かなり高めの実験結果が

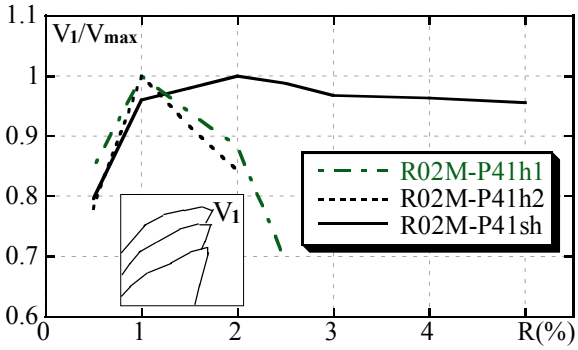

Fig. 7 Decreasing ratio of shear force

得られた。試験体R02M-P41Shは繰返し荷重による耐力低下が非常に小さく，履歴特性は紡錘形に近い安定したループを描いており，望ましい曲げ挙動を示している。ε_v-R曲線における圧縮ひずみの進展も他の試験体に比べ緩慢であり，鋼板による主筋の座屈防止効果が現われている。

Fig. 6 から試験体 R02M-P41Sh は鋼板により，カバーコンクリートのはらみだしが押さえられているため，柱頭のＰＣ鋼棒のひずみはほとんど変化していない。柱中央のＰＣ鋼棒のひずみに各試験体とも変化がみられないことから，曲げヒンジを形成する柱頭，柱脚を除く柱全体はほぼ剛体的回転挙動を示していると理解することも可能である。

各試験体毎に、同一変位繰返しの1サイクル目の水平耐力V_1を最大水平耐力V_{max}で除した耐力低下率を **Fig. 7** に示す。なお，無補強試験体R02M-P0hは，耐力低下が生じる前にせん断破壊に至ったため **Fig. 7** での表示を省いた。**Fig. 7** において，試験体R02M-P41h1とR02M-P41h2の耐力低下率V_1/V_{max}はR=2.0%まで概ね一致している。試験体 R02M-P41Sh の耐力が緩やかに低下し，耐震性能が大幅に改善されていることが分かる。

以上の実験結果及び考察から，柱が長柱化するにつれ柱端部におけるヒンジゾーンの主筋の座屈による耐震性能の劣化に関する高軸力下の課題も，鋼板の圧着により対処できうるという見通しが得られた。

４．解析的検討

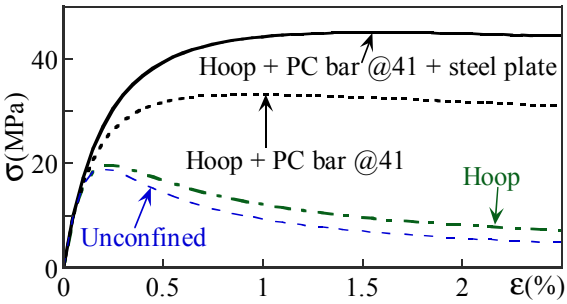

Fig. 8 σ-ε curves for concrete by Mander

Mander式[3)]で計算したコンクリートの構成則を**Fig. 8**に示す。プレストレスによる能動的横拘束効果に関しては，柱四隅のコーナーブロックを介して，柱断面の対角線方向に作用する横拘束力を平均的な等価静水圧(σ_r= 静水圧)に換算する。その後，Manderによる有効拘束係数k_e[3)]とRichartの文献[4)]にしたがって，この等価静水圧を4.1・(k_e・σ_r)としてプレーンコンクリート強度(シリンダー強度の85%)に加算する。この方法では正方形断面に対して，等価静水圧を過大評価の傾向にあると思われるが，本論では一つの試みとして採用する。

帯筋，ＰＣ鋼棒及び鋼板は横補強筋として，従来の受動的横拘束効果のみを考慮したMander式に代入する。**Fig. 8**からわかるように，横補強量が多くなるにつれて，コンクリートの応力-ひずみ曲線が改善されている。

Fig. 8に示したコンクリートの構成則を利用して，ファイバーモデルで曲げ強度V_fを計算した。せん断強度式には，せん断強度に関するAIJ靭性指針式V_u[5)]を用いた。V_uを計算する時には，能動的横拘束効果を考慮したコンクリートの強度を用い，ＰＣ鋼棒と鋼板は帯筋比に算入した。計算値V_f，V_uと実験結果で得られたスケルトンカーブとの比較を**Fig. 9**に示す。

試験体R02M-P0hではせん断強度V_uがファイバーモデルによる曲げ強度V_fより低い値となっており，せん断破壊と判断した。試験体R02M-P41h1，R02M-P41h2ではＰＣ鋼棒による能動的及び受動的横拘束効果により，せん断強度が曲げ強度より高くなっている。R02M-P41h1の曲げ強度に関する計算値V_fと実験値はほぼ一致して

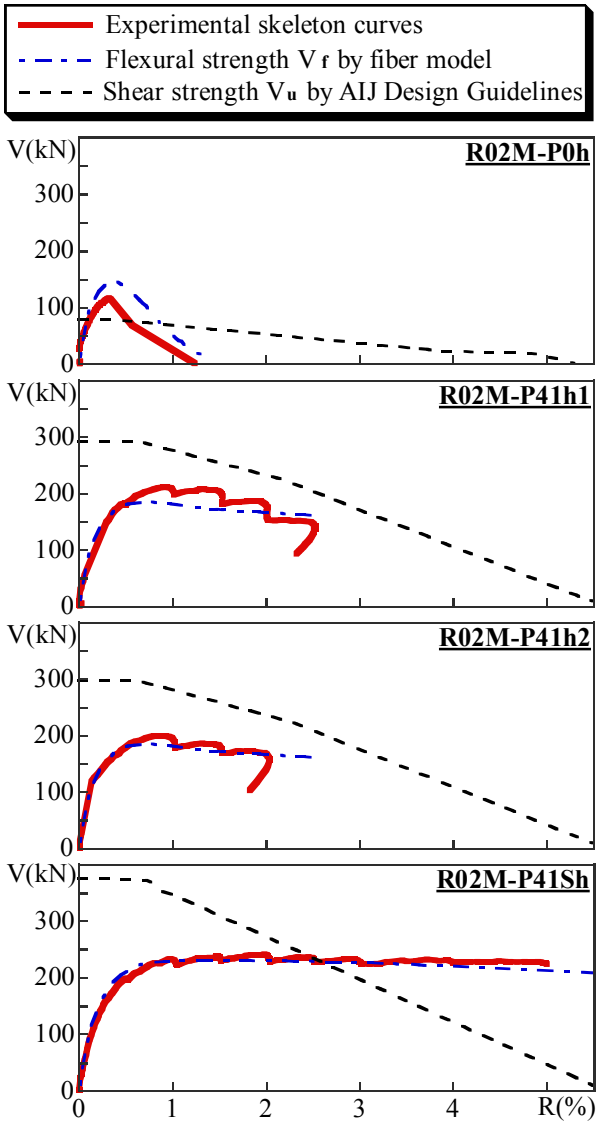

Fig. 9 Calculated and experimental results

おり，R02M-P41h2でもこの傾向は同じであり，せん断破壊を回避しているのがわかる。試験体R02M-P41Shは，鋼板のせん断補強効果と受動的横拘束効果が加わり，せん断強度が増大し，曲げ強度も微増している。しかも，計算値V_fが実験結果であるスケルトンカーブと大変形領域までよく一致しているので，本試験体は靭性に富んだ曲げ破壊と判断できる。

Fig. 8の構成則を利用して，**Fig. 10**に示しているN-M曲線をファイバーモデルで計算した。**Fig. 10**により，補強量が増大するにつれて，N-M曲線が外に向かって広がり，曲げ耐力が増大している。また，曲げ破壊した試験体の実験結果も対応するN-M曲線の近傍にあり，実験結果と解析結果は概ね一致している。

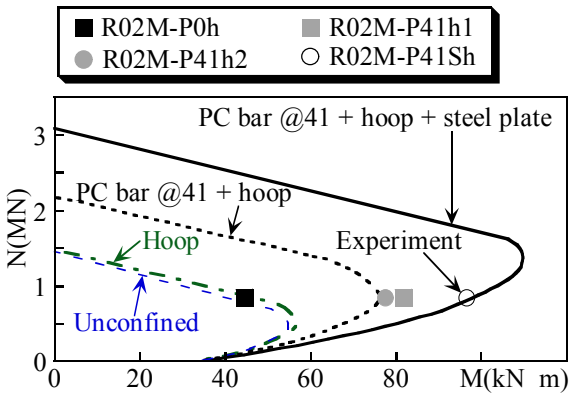

Fig. 10 Calculated N-M interaction diagrams and experimental results

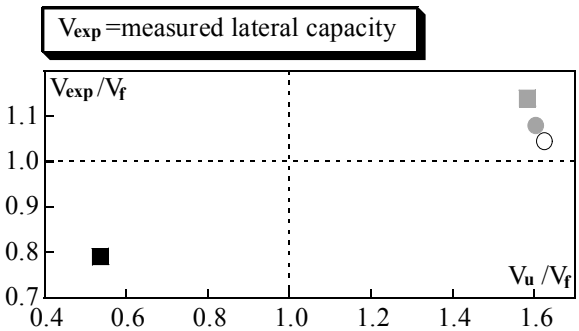

Fig. 11 V_{exp}/V_f - V_u/V_f relationships

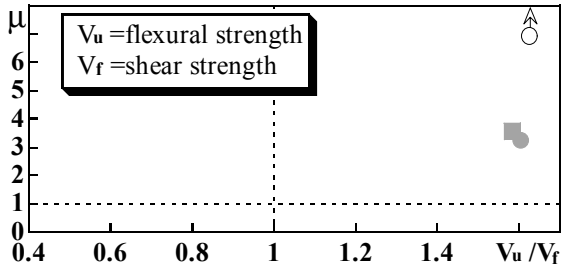

Fig. 12 Ductility factor μ versus V_u/V_f

Fig. 11 に実験から得られた最大耐力 V_{exp} を，ファイバーモデルで計算した曲げ強度 V_f で除してせん断余裕度との関係で示す。試験体 R02M-P0h はせん断余裕度が0.54で，実験値が曲げ強度 V_f の 0.79 であり，せん断破壊と判断できる。なお，試験体 R02M-P41h1，R02M-P41h2，R02M-P41Sh は，せん断余裕度が 1.0 を超え，実験結果も曲げ強度 V_f まで到達し，曲げ降伏先行と判断できる。

Fig. 12 に塑性率μとせん断余裕度 V_u/V_f の関係を示し，図中の矢印は塑性率がそれ以上期待できることを示す。これは加力実験が最大R=5.0%で強制的に終了しているからである。なお，塑性率の定義は文献[5] にしたがい，限界部材角実験値 R_f を降伏強度時の部材角 R_y で除して求めた。**Fig. 12** により，曲げ圧縮破壊した試験体 R02M-P41h1 と R02M-P41h2 の塑性率に顕著な差異はみられない。靭性に富んだ曲げ破壊した試験体 R02M-P41Sh の塑性率が最も大きくなっている。

5．結論

（1）ＰＣ鋼棒による能動的拘束効果は高軸力下において，せん断柱の破壊モードをせん断破壊から曲げ降伏後の曲げ圧縮破壊に移行させることができた。しかし，主筋の座屈を防止できず，高い靭性能を維持することはできなかった。

（2）コーナーブロックとプレストレスを導入したＰＣ鋼棒を利用して，柱四面に鋼板を圧着すると，高軸力下においても鋼板の受動的横拘束効果により主筋の座屈とカバーコンクリートのはらみだしを抑制して，曲げ圧縮破壊を防止し，高い靭性能が期待できることがわかった。

謝辞：本研究は平成 14 年度科学研究費補助金（基盤研究(B)，（一般） 14350306，研究代表者：山川哲雄）を受けた。

参考文献：

1)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. 6.

2)日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，日本建築学会，pp．159-160，1981．

3)Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park. R. :Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 144, No. 8, pp. 1804-1826, Aug. 1988.

4)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.

5)日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1999.8.