論文　緊張ＰＣ鋼棒を用いた袖壁付き柱の耐震補強法に関する実験的研究

森下　陽一[*1]・山川　哲雄[*2]・小橋川　直史[*3]・堀田 勲[*4]

要旨：外横補強材としてPC鋼棒によりプレストレスを導入して高横拘束する耐震補強法を袖壁付き柱に適用して従来通りの靱性タイプとして利用する方法と，鋼板も利用して耐力と靱性の両方を同時に改善する方法を新たに提案した。これらの方法を袖壁が柱芯に取り付いた場合と，偏心して取り付いた場合にも適用して，一定軸圧縮力下の正負繰り返し水平加力実験を行った。その結果，両方法とも袖壁付き柱の耐震補強法として効果的であることを実験的に明らかにした。

キーワード：耐震補強，袖壁付き柱，プレストレス，PC鋼棒，鋼板

1. 序

山川らによって提案された靭性型耐震補強法の一つとして，既存RC柱の四隅に配置したコーナーブロックを介してPC鋼棒を外帯筋状に架け渡し，プレストレスを導入する乾式工法がある[1)]。ただし，この補強法を袖壁付き柱に適用するためには袖壁にPC鋼棒が貫通できるような小孔を設ける必要があるとともに，コーナーブロックを配置するために柱の四隅を必要とする。しかし，柱表面と袖壁表面が一致し，柱の角が確保できないような偏心袖壁付き柱も既存建築物には多く見られる。このことは梁と床スラブとの関係においても同様である。このような場合にはコーナーブロックを利用できないので，柱と袖壁の同一面にはコーナーブロックに代わって厚めの帯鋼板を用いる方法を提案する。この耐震補強法は袖壁にPC鋼棒を通す小孔を必要とするので，このことが起因して水平力の正負繰り返し回数が増すとともに，柱と袖壁境界部に自動的にスリットが形成される可能性があり，結果的に靭性に富んだ補強単独柱の弾塑性挙動に移行することが考えられる。

一方，靱性のみならず耐力も向上させようとする場合には鋼板で袖壁付き柱を挟み，その上から袖壁にPC鋼棒を貫通させ，その隙間に無収縮モルタルなどを打設する。モルタルが硬化後にプレストレスを導入し，鋼板を圧着する方法を本論文で新たに提案する。この耐震補強法では袖壁に補強する範囲や，あと施工アンカーなどを利用して増し打ちコンクリート部に鉄筋を配筋することなどを適宜に選択することによって，補強袖壁付き柱の耐力や変形能力を境界部材に合わせて自由に制御することも可能になる。あるいは既存の袖壁付き柱を利用して，靭性に富んだ小型耐震壁を骨組内に増設したと見なすこともできる。これら2つの耐震補強法をせん断破壊タイプの袖壁付き柱に適用した場合，部材としての耐震性能を検討すべく加力実験を行ったので，ここに報告する。

2. 実験計画

代表的な袖壁付き柱試験体の形状と配筋図を**Fig. 1**に示す。使用材料の力学特性などを**Table 1**に示す。試験体一覧表を**Table 2**に示す。袖壁が柱芯に両側から均等に取り付いた袖壁付き柱試験体，および一方の壁面が柱面と一致し，偏

*1　琉球大学助教授　工学部環境建設工学科　工博　（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　環境建設工学専攻
*4　琉球大学大学院　理工学研究科　環境建設工学専攻　（正会員）

心して袖壁が取り付いた試験体の一定軸力下の正負繰り返し水平加力実験を6体計画した。軸力は柱断面（250 × 250mm）に対して，長期軸力比に相当する N/(bDσ_B)=0.2 とした。柱と袖壁の形状および配筋は全試験体共通で，これらの詳細は **Fig. 1** と **Table 2** に示す。袖壁は厚さ50mm，袖壁の水平長さは片側で250mmで，この250mmは柱せいや柱幅と同じである。実際の建築物では袖壁厚さが120mm，柱断面や袖壁長さが600mmに相当し，ほぼ標準的なサイズであると思われる。柱の配筋は主筋も帯筋も少なく，特に帯筋が少なく単独柱としてはせん断スパン比が2.0に相当するが，帯筋比が0.08%と少ないためにせん断破壊する柱である。袖壁の配筋もϕ3.7mmの丸鋼が105mmピッチで縦横配筋され，その補強筋比は0.2%になり，耐震壁の最小壁筋比である0.25%を縦横筋ともに満足していない。両袖壁を考慮した袖壁付き柱のせん断スパン比は0.67であり，極脆性柱に相当する。いずれにしても耐震補強していない基準試験体R02WC-P0とR02WE-P0はせん断破壊する試験体である。

本研究で最初に提案する袖壁付き柱の耐震補強法は靭性のみを増大させる方法である。それは，山川らによって提案されている単独柱の靭性を確保する耐震補強法[1)]を袖壁付き柱に適用する方法である。試験体R02WC-P65とR02WE-P65では5.4ϕのPC鋼棒を65mmピッチで配置したために，袖壁に約ϕ12.5mmの小孔を65mm間隔で設けた。また，試験体R02WE-P65は袖壁が偏心しており，コーナーブロックが用いることができないため，新たに提案した帯鋼板（31 × 281 × 9mm）を用いている。5.4ϕのPC鋼棒に2450μのプレストレス（1本あたり11.3kN）を導入した。

本研究で新規に提案する2番目の袖壁付き柱の耐震補強法は，靭性と耐力を同時に増大させる方法である。R02WC-SとR02WE-Sは，両袖

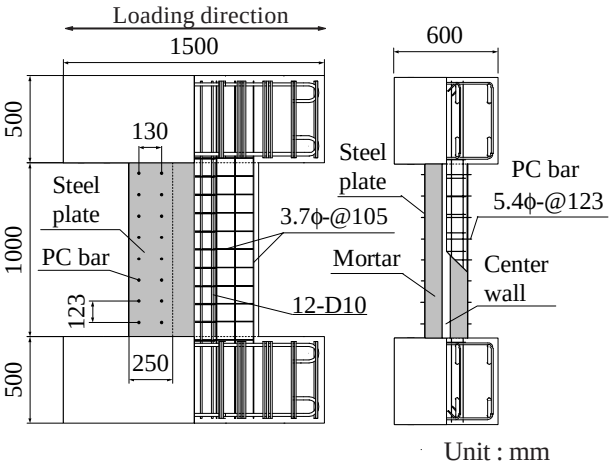


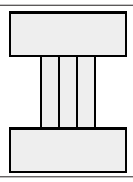
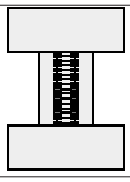
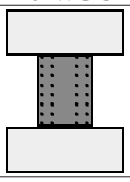
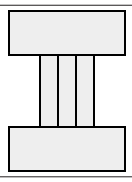
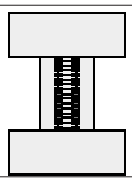
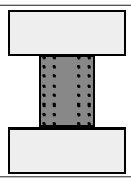
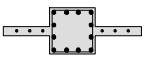
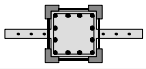
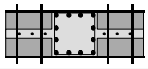
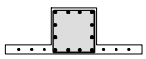
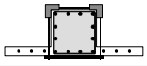
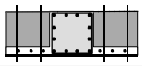
Fig. 1 Detail of the specimen (R02WC-S)

Table 1 Properties of reinforcement

		a (cm^2)	fy (MPa)	εy (%)	Es (GPa)
Rebar	D10	0.71	365	0.20	183
hoop	3.7ϕ	0.11	391	0.19	205
PC bar	5.4ϕ	0.23	1202	0.61	200
Steel band plate	t=9	2.7	302	0.15	201
Steel plate	t=3.2	24.0	255	-	211

Notes : a=cross section area, fy=yield strength of steel, ε_y=yield strain of steel, Es=young's modulus of elasticity.

Table 2 Column specimen with wing wall

	R02WC-series			R02WE-series		
	R02WC-P0	R02WC-P65	R02WC-S	R02WE-P0	R02WE-P65	R02WE-S
Elevation						
Cross section						
PC bar	—	5.4ϕ-@65	5.4ϕ-@123	—	5.4ϕ-@65	5.4ϕ-@123
Prestress	—	490MPa	490MPa	—	490MPa	490MPa
σ_B	25.7MPa			24.4MPa		
Common details	M/(VD)=2.0, wall thickness =50mm, axial compression ratio : N/(bDσ_B)=0.2, rebar : 12-D10 (p_g=1.36%) hoop : 3.7ϕ-@105 (p_w=0.08%), reinforcement in wall : 3.7ϕ-@105 single					

壁に縦123mm，横130mmの間隔で約φ12.5mmの小孔を開け，5.4φのPC鋼棒を貫通させ，柱と両袖壁を750×980×3.2mmの鋼板で挟み込む。その後，袖壁と鋼板との隙間に約66MPa（3週間強度）の無収縮モルタルを充填した。モルタルが硬化後に，R02WC-P65やR02WE-P65と同じ降伏点ひずみの1/3強に相当する2450μのプレストレスをPC鋼棒に導入した。幅250mm，せい750mmの長方形断面で高さ1,000mmの壁柱になる。ただし，補強筋は一切付加していないので，曲げ強度の増大は応力中心間距離の増大に，せん断強度の増大は増し打ちモルタルと鋼板にそれぞれ期待することになる。

加力装置はサーボアクチュエータで鉛直荷重と，加力ビームの床面に対する平行を同時に制御可能な加力装置を用いて，一定軸圧縮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%まで至り，それでも靭性能が期待できる場合にはR=4.0%，5.0%を1回ずつ正負の水平加力を繰り返した。

3. 実験結果と考察

観察された袖壁付き柱試験体の実験後のひび割れ状況を**Fig. 2**に示す。耐震補強を施していない基準試験体R02WC-P0は袖壁から柱を斜めに横断するせん断ひび割れが生じ，R02WE-P0は柱脚部にせん断ひび割れが生じている。柱のみをPC鋼棒で耐震補強を施した試験体R02WC-P65とR02WE-P65は，柱と袖壁境界部にスリットが形成されている。鋼板で柱と袖壁部を一体的に挟んだ上でモルタルを充填し，PC鋼棒で締め付けた試験体R02WC-Sには大きな対角線上のせん断ひび割れが生じている。一方，同様な試験体R02WE-Sにもかなりの損傷が観察される。これらの損傷の多くは鋼板を拘束しているPC鋼棒がパンチングシヤーで破断後に生じたものと推測される。

せん断力Vと層間変形角Rの関係であるV-R曲線と，鉛直方向の平均伸縮ひずみε_vと層間変形角Rの関係であるε_v-R曲線を**Fig. 3**に示す。図中の水平破線は，横拘束効果を無視した単独柱（M/(VD)=2.0, N/(bDσ_B)=0.2）の多段配筋柱の曲げ強度略算値[2)]を示す。

基準試験体R02WC-P0とR02WE-P0の加力実験では，R=0.3%から0.5%にかけて柱や袖壁にせん断ひび割れが次々に発生した。R02WC-P0ではR=-1.0%の1回目で大きなせん断ひび割れが柱頭に生じ，R=1.0%の2回目のサイクルで柱中央にもせん断ひび割れが生じた。R=-1.0%の2サイクルのピークに到達する直前にせん断破壊で加力実験が終了した。一方，R02WE-P0ではR=1.0%で柱脚部にせん断ひび割れが生じ，R=1.0%の正負繰り返しを所定の3回終え，R=1.5%に向かう途中のR=1.2%で柱脚部にせん断破壊が生じ，加力実験を終了した。

試験体R02WC-P65とR02WE-P65の加力実験では，R=0.5%で柱の主筋が降伏し，R=1.0%で柱と袖壁境界部に開けた小孔がお互いに連なり，スリットを形成してきた。R=1.0%が正負3回繰り返し終了後にはスリットがほぼ形成され，袖壁部分にもひび割れが目立ってきた。

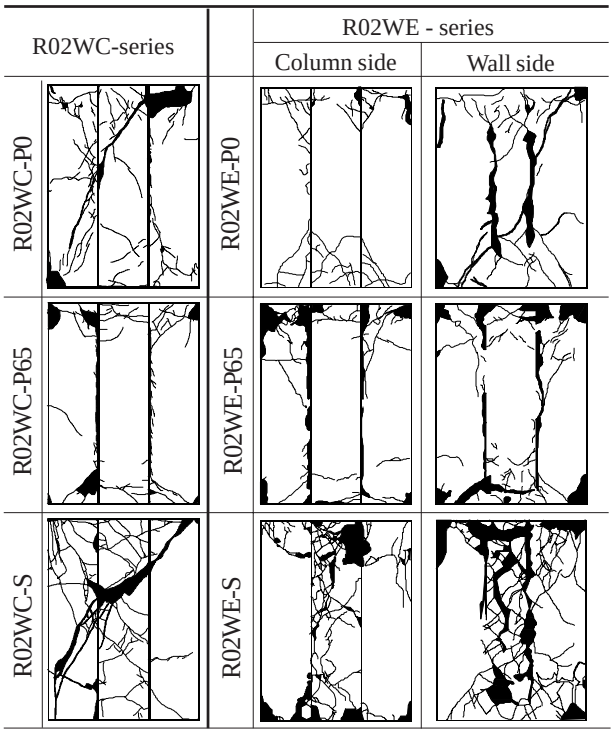


Fig. 2 Oberved cracking patterns after cyclic loading test

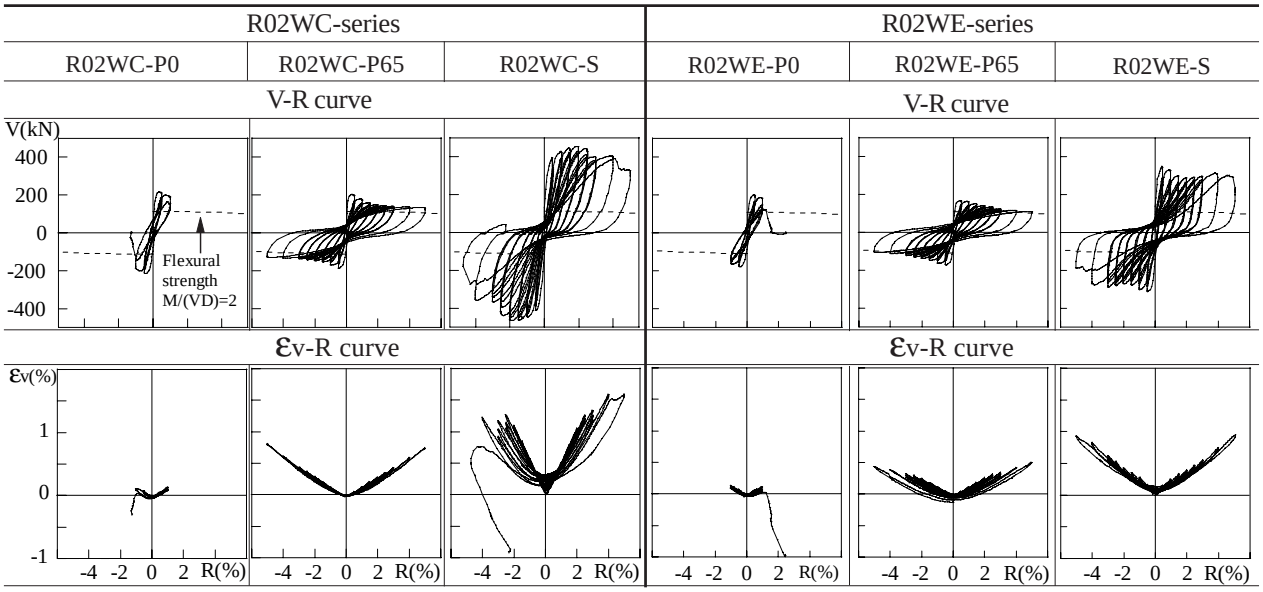


Fig. 3 Measured V-R and εv-R relationships

R=1.5%~2.0% 以降からはせん断スパン比 2.0 の単独柱に相当する弾塑性挙動が卓越し，せん断力が一定になってきた。ただし，P-δ 効果による水平耐力の低下はわずかに観察される程度である。袖壁も独立したせん断スパン比 2.0 の長方形断面柱として機能しているが，壁の縦筋も少なく曲げ強度も小さいので，せん断力の負担も小さい。したがって，横筋も少ない袖壁がせん断破壊を起こすことなく，R=5.0% の大変形まで追随できたものと推定される。両試験体ともほぼ同じような弾塑性挙動を示している。

しかし，コーナーブロックに代わって帯鋼板を利用した試験体R02WE-P65がR02WC-P65に比較して若干耐震性能が劣る程度である。それは，部材角が増大していくと帯鋼板も変形し，膨らんで横拘束効果が減少してくるからと推測される。**Fig. 4** に示すように，柱頭の帯鋼板は水平ひずみが降伏領域に達している。

試験体 R02WC-S と R02WE-S は，幅が 250mm，せいが 750mm，高さ 1,000mm の長方形断面柱である。配筋は基準試験体と同じである。増し打ちされた袖壁部分が，柱と共に長方形断面を形成し，かつ圧着された鋼板と一体となり，上下端を除き剛体的な挙動に追随する必要がある。しかも，曲げ耐力に伴うせん断力を負担しなければならない。このような観点から，PC 鋼棒のせん断耐力（パンチングシヤー）

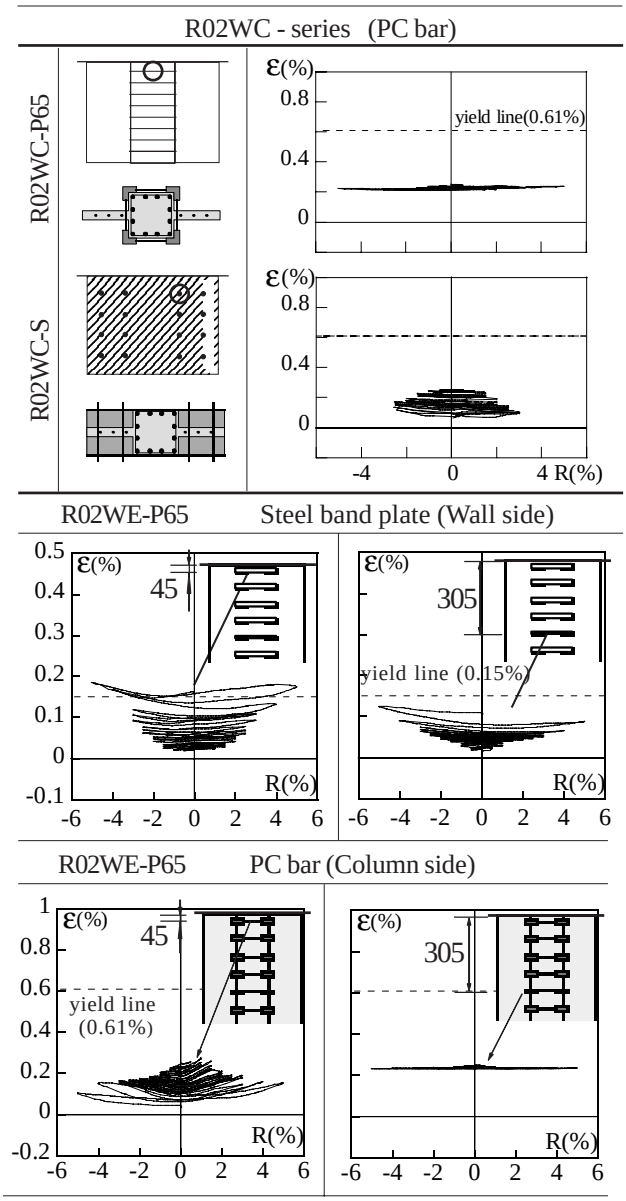


Fig. 4 Measured strain of steel band plate and PC bar

が鋼板の水平せん断耐力（水平断面積×降伏せん断応力度）以上になるように，PC鋼棒の本数を決定した。しかし，PC鋼棒に導入したプレストレスや高い降伏点強度をPC鋼棒のパンチングシヤー強度にどのように反映させたらよいのかなど検討すべき課題もある。全部で32本あるPC鋼棒が均等にせん断力を負担すればよいが，せん断力の負担が不均等になるとPC鋼棒がせん断力で個別破断する恐れがある。**Fig. 3**に見られるように，V-R曲線とεv-R曲線においてR=3%前後から水平耐力が低下したり，R=0でεvが原点に戻らず引張りひずみが残留している原因はPC鋼棒の破断に起因する。R=5.0%で加力実験が終了した段階では多い面で32本中11本(R02WC-S)と20本(R02WE-S)のPC鋼棒が破断していた。その結果，**Fig. 2**のひび割れ図にも見られるように，試験体R02WC-Sに大きなせん断ひび割れが生じ，R02WE-Sの損傷もかなり大きく生じている。

部材角がそれほど大きくない領域ではコンクリートと鋼板が一体となり，水平ひび割れが多く発生した上下端を除き，剛体回転的な曲げ挙動を示した。その曲げ挙動に伴う大きなせん断力に鋼板とコンクリートが一体となり抵抗していたと思われるが，部材角が次第に大きくなるにつれて鋼板にせん断力を伝達していたPC鋼棒がせん断力で破断して曲げ機構を喪失すると共に，鋼板が負担していたせん断力が急激に減少し，その分袖壁付RC柱に負担がかかりせん断破壊したものと推測される。なお，R02WC-Sの耐力がR02WE-Sのそれよりも大きい理由として，増し打ちしたモルタルの袖壁に対する二面せん断と一面せん断，及び袖壁と鋼板間の二面と一面のモルタル充填によるグラウト効果の差異が考えられる。

試験体R02WCシリーズとR02WEシリーズの代表的なPC鋼棒のひずみを**Fig. 4**に示す。**Fig. 4**のR02WC-Sについては，実験中データロガーの不具合により，部材角Rが3%までしか示されていない。部材角が増大し，コンクリートの損傷が拡大していくと，PC鋼棒のひずみが減少する傾向がある。しかし，損傷したカバーコンクリート等がはらみ出してPC鋼棒や帯鋼板に接してくると曲げ応力が発生し，これによるひずみが顕著になってくる。

4. 解析的検討

袖壁が柱芯に取り付いた場合も，偏心して取り付いた場合も解析上区別して取り扱うことは，有限要素法解析を除いて現状では困難であり，また同じ計算結果しか得られない。したがって，本解析では袖壁が柱芯に取り付いたR02WCシリーズの3体についてのみ，解析結果を示すことにする。本解析では，曲げ強度に関

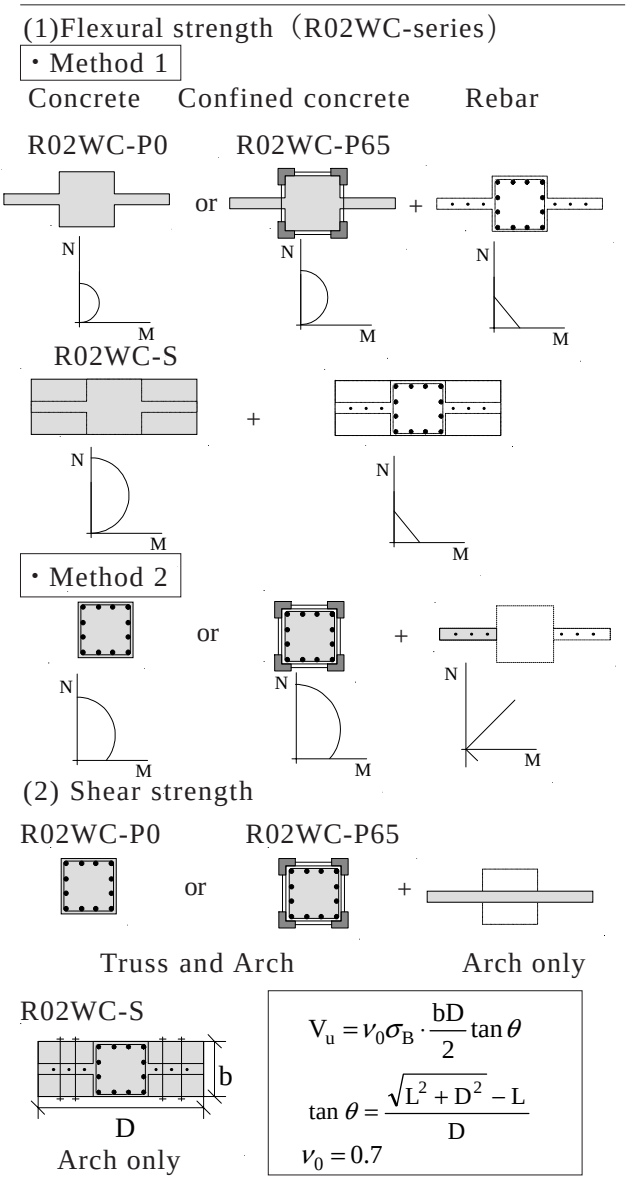


Fig. 5 Calculation methods

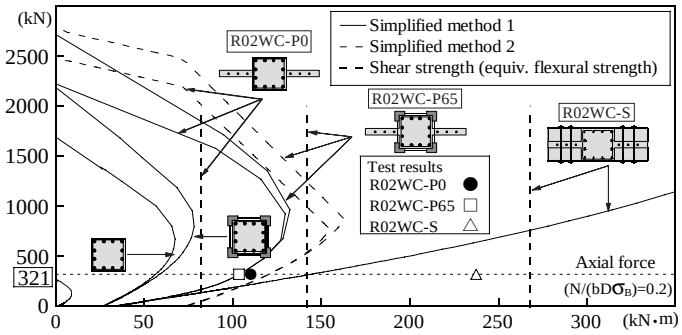


Fig. 6 Caluculated flexural and shear strength by smplified equation

してはAIJ略算式[2)]を，せん断強度に関してはAIJ靱性指針式[3)]をそれぞれ用いる。その上で，簡便な強度計算法として累加強さ法[4)]を適用する。**Fig. 5** に示す要領で計算した結果を **Fig. 6 に** N-M曲線でまとめて示す。ただし，せん断強度は袖壁付き柱と同じ高さ 1,000mm の両端で曲げヒンジが生じた時の等価な曲げ強度に換算して，**Fig. 6** に合わせて示す。

Fig. 6 より，試験体 R02WC-P65 と R02WC-S は与えられた軸力のもとで曲げ破壊が先行し，かつ曲げ耐力としての実験値と計算値がほぼ一致していることがわかる。耐震補強を施していない基準試験体R02WC-P0は計算からもせん断破壊が予測され，せん断耐力としての実験値と計算値もほぼ近いことがわかる。このような簡便な計算からも袖壁付き柱の耐力を予測することは可能である。柱のみを耐震補強した R02WC-P65 は最大耐力に到達後，さらに変形が進むと PC 鋼棒を通すためにあけた孔がそれぞれ連なり，柱と袖壁の境界にスリットが形成される。その結果，柱と袖壁がそれぞれ独立した挙動を始め，耐震補強を施していない袖壁の損傷が次第に大きくなって，水平耐力が若干低下するとともに柱単独の弾塑性挙動に近づく。

5. 結論

1) 袖壁付き柱において柱のみを PC 鋼棒で補強した時，正負の水平加力を繰り返すにつれ，柱と袖壁の境界部分にスリットが形成され，単独柱の曲げ挙動に類似してくる。

2) 偏心袖壁付き柱の靱性補強法として，コーナーブロックが利用できない場合に，代用として帯鋼板を利用することができる。しかし，変形しやすいので帯鋼板の曲げ剛性確保に留意する必要がある。この帯鋼板は袖壁のみならず，床スラブと梁の関係等にも応用できる。

3)袖壁部分を柱面まで増し打ちし，その両面をPC鋼棒にプレストレスを導入して鋼板を圧着する耐震補強法では，耐力・靭性ともに大幅に増大し，十分な耐震補強効果がある。増し打ち部分に補強筋を配筋し，また PC 鋼棒の軸断面積を増大させて，PC 鋼棒のパンチングシヤーによる破断を防ぐことができれば，さらに高い耐震性能を期待できる。ただし，この袖壁付き柱に取り付く梁などとの関係で耐力や靭性が支配されやすくなるので，構造物として総合的な検討が必要となる。

4) 略算式としての累加強さ法は有用である。

謝辞：本研究は平成 14 年度科学研究費補助金（基盤研究 (B) 14350306，研究代表者　山川哲雄）を受けた。北九州市立大学の津田恵吾教授から文献をはじめ，貴重なご教授を頂きました。また，高周波熱錬（株）や（株）沖縄コンクリート診断センターの協力を得ました。

参考文献

1) 山川哲雄，鴨川茂義，倉重正義：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

2) 日本建築センター：建築物の構造規定，日本建築センター，pp.335-336，1997.12

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

4) 日本建築防災協会：既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，日本建築防災協会，pp.148-150，1999.6