

# 論文 P C 鋼棒によりプレストレスを導入した腰壁または壁梁付き柱の耐震補強実験

李 文聰<sup>\*1</sup>・山川 哲雄<sup>\*2</sup>・飯干 福馬<sup>\*3</sup>

**要旨:** 腰壁または壁梁付き柱の柱四隅部分にコーナブロックを配置し, これらを介して P C 鋼棒を外帯筋状に周回させ, プレストレスを導入して耐震補強加力実験を行った。本研究は中低層の R C 造建築物にはよく用いられる腰壁または壁梁付き柱について, 合理的な耐震補強法の確立と, 腰壁や壁梁が柱の耐震補強に与える影響を実験的に検討した論文である。

**キーワード:** 腰壁付き R C 柱, 壁梁, P C 鋼棒, プレストレス, 靱性, 耐震補強

## 1 . 序

著者らは腰壁が付随することにより柱が短柱化し, 脆性的なせん断破壊が生じやすくなった柱に, 新しい耐震補強の 1 つとしてコーナブロックを介して P C 鋼棒を外帯筋状に配置し, プレストレスを導入した腰壁付き R C 柱の耐震性能を検討した<sup>1)</sup>。その実験に採用した腰壁の形状は高さ 500mm, 水平長さ 675mm (両側の腰壁合わせて 1350mm), 厚さ 50mm である。それによると, 耐震補強しなければせん断スパン比 1.0 に相当する内法高さ部分の柱がせん断破壊し, 次にその部分のみ P C 鋼棒 (5.4φ の P C 鋼棒で 41mm 間隔) で補強すると, 今度は腰壁が付随した柱部分が腰壁と共にせん断破壊した。そこで, 腰壁部分にも P C 鋼棒の間隔 (65mm) に応じて 14.5φ の貫通孔を設け, P C 鋼棒で R C 柱部分を壁脚部まで補強すると, 部材角の増大とともに貫通孔がスリット化し, せん断スパン比 2.0 の柱の挙動に近似してくる。その結果耐力は減少するが, せん断破壊が防止され, 靱性が大幅に改善された。

このように腰壁厚さが薄い場合とは異なり, 壁梁も含めて腰壁が厚くなった場合は, 同じ P C 鋼棒を利用するにしてもどのような耐震補強を施した方が合理的であるかを検討するために,

腰壁厚さが 75mm になった場合と, 壁梁を想定した厚さ 125mm の 2 通りについて試験体を用意した。しかも, 前述の壁厚さ 50mm の腰壁付き R C 柱試験体では, 試験体として壁長さが若干不足傾向にあったと思われるので, それより少し長くし, 壁の両端は前回通り自由端扱いとした。

本研究では腰壁, 及び壁梁付き R C 柱試験体 (柱内法高さ部分はせん断スパン比 1.0) 3 体に加え, せん断スパン比 1.0 の極短柱 1 体の計 4 体の実験結果を利用し, 腰壁または壁梁付き R C 柱試験体の耐震補強効果の検討を試みたものである。

## 2 . 実験計画

試験体の形状及び配筋図を Fig. 1 に, 使用材料の力学特性値などを Table 1 に示し, 試験体一覧表を Table 2 に示す。壁厚の大きい腰壁付き柱試験体の加力実験を 3 体計画した。柱の形状は全試験体共通で柱断面は 250mm × 250mm, 柱の高さは 1000mm, 腰壁の形状は高さ 500mm, 水平長さ 800mm (両側の腰壁合わせて 1600mm) である。その中で, 厚さが 75mm の腰壁付き R C 柱試験体が 2 体と, 厚さが 125mm の壁梁付き R C 柱試験体の 1 体である。試験体のせん断スパン比は腰壁などが付随していなければ 2.0 であるが, 柱

\*1 琉球大学大学院 理工学研究科博士後期課程生産エネルギー工学専攻 工修 (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 高周波熱錬 (株) 製品事業部 開発企画部 課長 (正会員)

内法高さに限定すればせん断スパン比は1.0である。この3体の柱内法高さ部分の柱と、極短柱試験体 R99S-P41' の柱四隅に配置したコーナブロックを介して、P C 鋼棒を間隔41mmで同一平

面上に外周帯筋のように周回させた上で、P C 鋼棒にプレストレスを導入して柱を高横拘束している。

試験体 R01W-41CW は腰壁部分の柱を腰壁の半分の高さ、すなわち柱せい分を P C 鋼棒65mm 間隔 ( P C 鋼棒用の貫通孔は腰壁に 12.5φ で 65mm 間隔) で補強している (Table 2 参照)。プレストレスは全て降伏点ひずみの約 1/3 強の 2450μ で、P C 鋼棒 (5.4φ) 1 本当たり 11.3kN である。

加力装置は建研式加力装置を用い、水平加力用のジャッキの軸線が柱全体の 1/2 高さ位置に一致するようにジャッキを取り付けた。加力プログラムは、層間変形角 R=0.5% から 0.5% の増分で 3 回づつ繰り返し、3.0% まで強制変形を与え、それでも靱性能が期待できる場合には R=4.0% と 5.0% を 1 回づつ正負繰り返した。

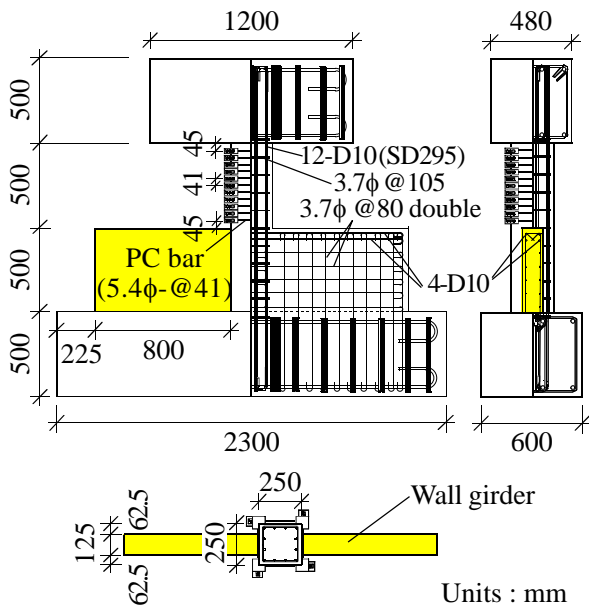


Fig. 1 Detail of R01W-P41G

Table 1 Properties of reinforcement

Reinforcement	a(cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (MPa)	ε <sub>y</sub> (%)	E <sub>s</sub> (GPa)	
Rebar	D10	0.71	371	0.20	186
Hoop*	φ3.7	0.11	333	0.17	196
Hoop	φ3.7	0.11	391	0.19	205
Wall					
PC bar	φ5.4	0.23	1202	0.61	200

Note : \* : Hoop of R99S-P41'.

a=cross section area, f<sub>y</sub>=yield strength of steel, ε<sub>y</sub>=yield strain of steel, E<sub>s</sub>=modulus of elasticity.

### 3 . 実験結果及び考察

#### 3 . 1 腰壁付き柱試験体の耐震補強実験

腰壁付き R C 柱試験体のひび割れ状況を Fig. 2 に示し、せん断力 V と層間変形角 R の関係、及び柱材軸上の平均ひずみ ε<sub>v</sub> と層間変形角 R の関係を Fig. 3 に示す。Fig. 3 に破線で示した直線は、せん断スパン比 1.0 と 1.25<sup>2)</sup> による柱の曲げ強度略算値<sup>3)</sup> である。さらに、腰壁頂部位置の柱の部材角 R<sub>c</sub> と層間変形角 R の関係を Fig. 4 に示す。

腰壁の厚さが 75mm で、P C 鋼棒により柱内法

Table 2 Column specimens

	R01W-P41C	R01W-P41CW	R01W-P41G	R99S-P41'
Specimen				
Wall thickness	75mm		125mm	—
σ <sub>B</sub> (Mpa)	18.6		20.6	20.7
Reinforcement in wall	3.7φ-@65 single		3.7φ-@80 double, 4-D10	—
Common details	Rebar : 12-D10 (p <sub>g</sub> =1.36%), Hoop : 3.7φ-@105 (p <sub>w</sub> =0.08%), PC bars : 5.4φ (Prestress=490MPa, Strain=2450m), Axial compression ratio : N/(bDσ <sub>B</sub> )=0.2, Diameter of penetrating hole : 12.5φ.			

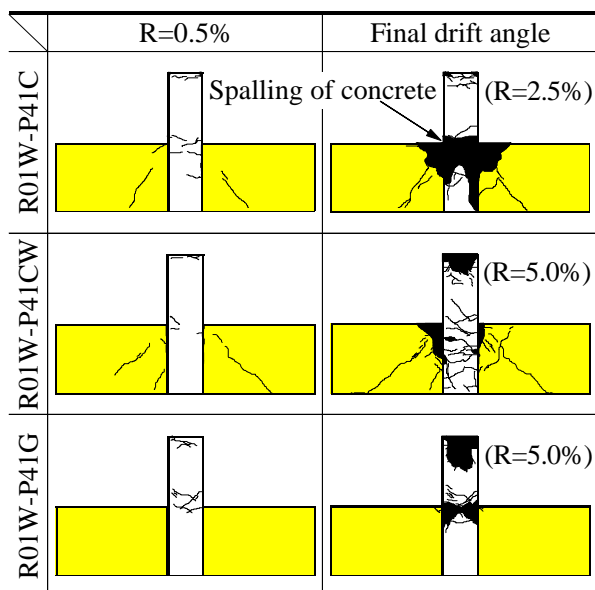


Fig. 2 Observed cracking patterns

高さ部分のみ補強した試験体R01W-P41Cと、腰壁部分の半分の高さまで柱を補強した試験体R01W-P41CWは、どちらでも層間変形角 $R=0.2\%$ 前後で柱頭と腰壁頂部の柱に曲げひび割れが生じ、続いて腰壁と柱の境界に縦ひび割れ、次いで腰壁にせん断ひび割れが順に生じた (Fig. 2 参照)。層間変形角の増大と共に、両試験体とも柱頭と腰壁頂部の主筋が $R=1\%$ 前後で降伏した。腰壁は腰壁部の柱の水平変形を抑制し、腰壁頂部に位置する柱中央部の変位角 $R_c$ は層間変形角 $R$ より小さくなっている (Fig. 4 参照)。しかし、その曲げ耐力がせん断スパン比1.0による多段配筋柱の曲げ強度略算値には到達していない (Fig. 3 参照)。このことから、厚さが75mmの腰壁の水平剛性は十分ではなく、柱の実際のせん断スパン比は1.0より大きいことがわかる。

試験体R01W-P41Cは $R=1.0 \sim 1.5\%$ の時に腰壁頂部と柱の境界付近では、腰壁の圧縮破壊が見られ始め、その結果、柱内法高さ部分が長くなり層せん断耐力が低下した。最後に腰壁と柱の境界のコンクリートの圧縮破壊により、腰壁が柱の水平変形を抑制できなくなり、その部分の柱に顕著なせん断ひび割れが生じ、 $R=2.5\%$ 時に腰壁部分の柱がせん断破壊した。このことは、Fig. 2に示した最終破壊状態のひび割れ状況、及

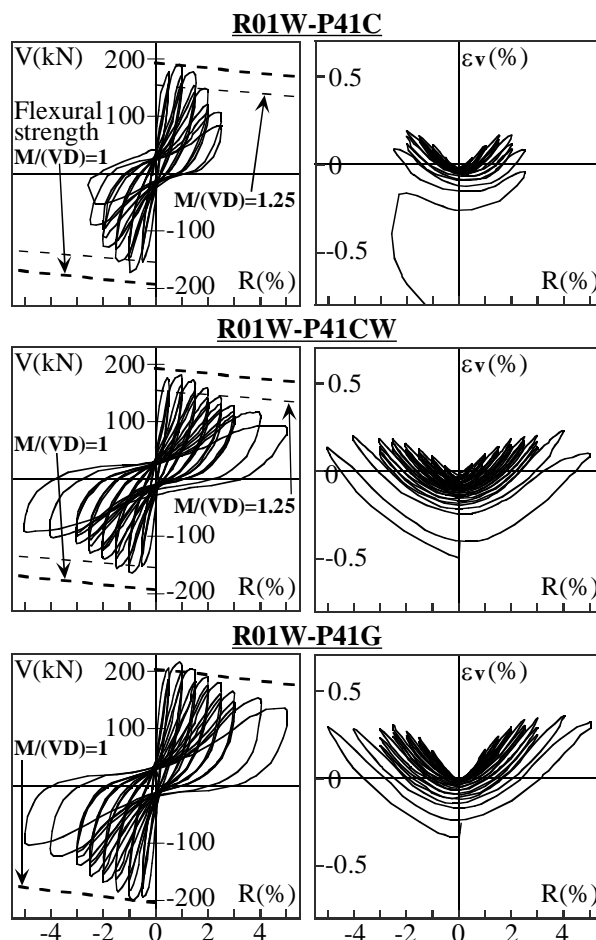


Fig. 3 Measured V-R and  $\varepsilon_v$ -R relationships

びFig. 3に示した柱材軸上の平均鉛直伸縮ひずみ $\varepsilon_v$ と層間変形角 $R$ の関係からも明白である。また、 $R=1.5\%$ 以降腰壁頂部の柱のカバーコンクリートがはらみだしてきて、測定した $R_c$ - $R$ 関係は乱れ始めた (Fig. 4 参照)。

一方、試験体R01W-P41CWは $R=1.0\%$ から、層間変形角の増大と共にP C鋼棒用貫通孔部に縦ひび割れが生じ、次いでその縦ひび割れが上下に連結し、スリットを形成してきた。腰壁頂部と柱の境界付近では、腰壁のコンクリートも圧縮破壊し、せん断スパン比が大きくなり、層せん断耐力が次第に低下してきた。しかし、腰壁部の柱に補強したP C鋼棒によるせん断補強作用及びプレストレスのおかげで、柱のせん断破壊が抑制されている。加力実験は $R=5.0\%$ まで続けられ、本試験体R01W-P41CWの靱性はR01W-P41Cより改善されていることが分かった。腰壁が多少厚くなくても、腰壁が付随した柱部分を腰壁

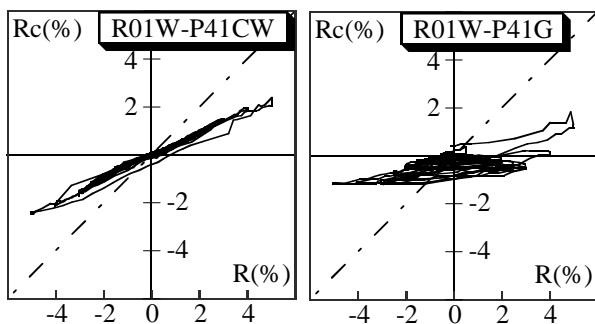
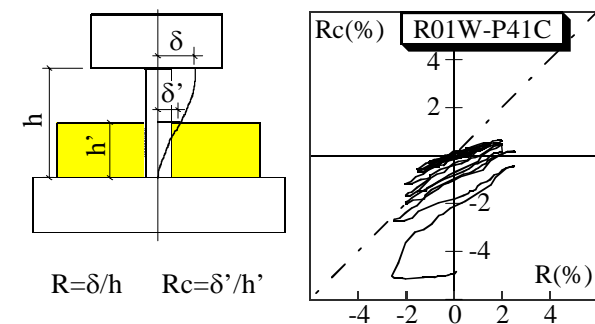


Fig. 4 Relationship between intermediate drift angle  $R_c$  and story drift angle  $R$

頂部から柱せい程度までP C 鋼棒で耐震補強した方が靱性の改善に効果的である。

壁梁の厚さが125mmで、P C 鋼棒により柱内法高さ部分のみ補強した試験体 R01W-P41G は、層間変形角 $R=0.1\%$ 付近で柱頭と壁梁頂部の柱に初期曲げひび割れが生じ、続いて $R=1.0\%$ 前後で両端の主筋が降伏強度に達した。試験体 R01W-P41G の層せん断耐力はせん断スパン比 1.0 の曲げ強度略算値に到達した(Fig. 3 参照)。しかし、本試験体は $R=1.5\%$ から壁梁頂部の柱の四隅の主筋の座屈が始り、カバーコンクリートがはらみだした。その結果、耐力が徐々に低下してきた。壁梁が厚い腰壁として付随した耐震補強 R C 柱試験体でも、層間変形角が増大してくると P C 鋼棒で補強した柱内法高さ部分を除いて、壁梁で拘束されていない腰壁部分の柱隅角部で損傷が生じ、その部分の主筋が局部的に座屈する。このことが腰壁付き柱全体の耐震性能劣化に大きな影響を与えることにはならないが、さらなる靱性の改善には損傷の防止が望ましい。加力実験は $R=5.0\%$ まで続けられたが、壁梁部にひび割れがほとんど生じていない(Fig. 2 参照)。測定した $R_c$ - $R$ 曲線は柱四隅のカバーコンクリートのは

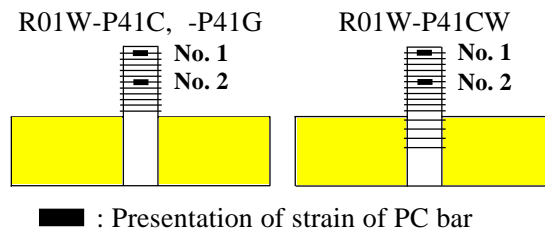


Fig. 5 Presentation of measured strain of PC bars

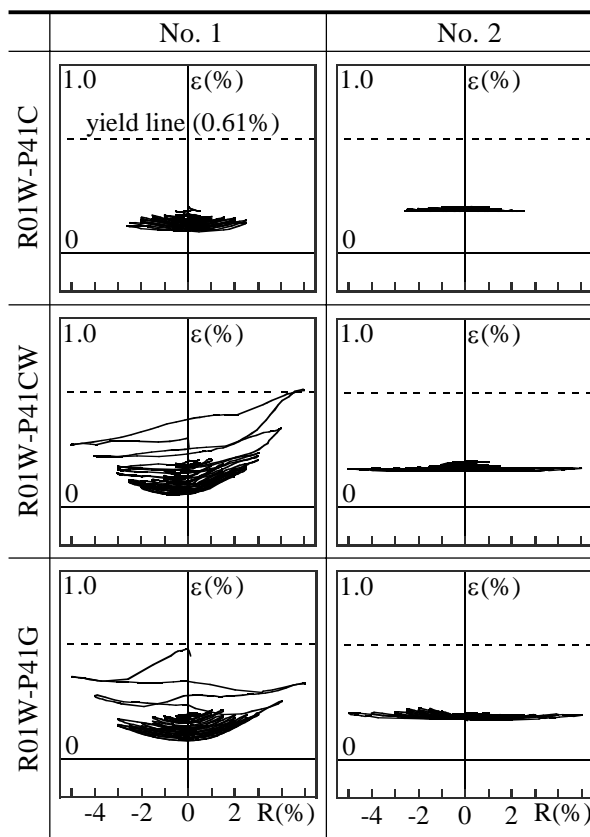


Fig. 6 Measured strain of PC bars

らみだしによって乱れ始める前は、ほぼ水平に変化し(Fig. 4 参照)、厚さが125mmの壁梁は不動体に近い挙動を示していることが分かった。

厚いことを理由に柱内法高さのみをP C 鋼棒によりプレストレスを導入して耐震補強しても、壁と柱境界部分の圧壊や、それに伴う腰壁部分の柱のせん断破壊、または柱の損傷や主筋の座屈などにより耐震性能が確保できないおそれがあることが、本加力実験で明らかになった。

Fig. 5にP C 鋼棒のひずみ測定位置(黒く塗りつぶした部分)を、Fig. 6にこれらの測定結果を示す。層間変形角が大きくなると主筋の座屈と共に、柱頭のカバーコンクリートが押し出され、カバーコンクリートがP C 鋼棒に接し、P C 鋼

棒が分布横荷重を直接受けることになる。その結果、P C 鋼棒が曲げによる降伏ひずみに近づく傾向にある。柱内法高さ中央のP C 鋼棒のひずみ変化は層間変形角が増大しても見られないので、柱内法高さ部分はP C 鋼棒によるプレストレス補強によって剛体に近い挙動を示していると考えられる。

### 3.2 単独RC極短柱との比較

腰壁や壁梁が付いた本RC柱試験体において壁頂部より上部は、せん断スパン比1.0の単独柱に等しい。特に壁厚が厚い壁梁付きRC柱試験体に至っては、Fig. 4に示すように壁梁は水平方向に圧縮ひずみによる若干の移動はあるが、ほとんど不動体に近い。したがって、Fig. 3に示した水平軸上の層間変形角Rは、柱内法高さに限定すれば柱の部材角の1/2倍に相当する。すなわち、壁梁付き柱試験体はせん断スパン比1.0の単独柱から見れば、部材角10%まで加力実験を続けたことに相当する。

そこで、1999年度に行ったせん断スパン比1.0の単独極短柱試験体 R99S-P41' <sup>4)</sup> と、壁梁付き

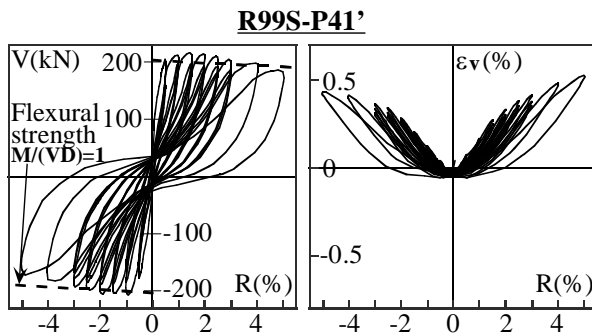


Fig. 7 Measured V-R and  $\epsilon_v$ -R relationships of extreme short column specimen R99S-P41'

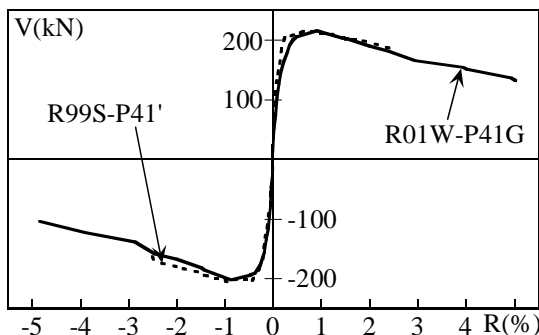


Fig. 8 Measured skeleton curves

柱試験体にR01W-P41Gのスケルトンカーブを比較する。ただし、R99S-P41'をR01W-P41Gに合わせるために、R99S-P41'の層間変形角を1/2倍して、Fig. 8に示す。Fig. 8によれば、両者のスケルトンカーブは壁梁付き柱試験体R01W-P41Gの層間変形角R=2.5%までほぼ等しいことがわかる。すなわち、Fig. 3によればR01W-P41Gは靱性に欠けるように見えるが、実はFig. 8に示す単独柱試験体 R99S-P41' とほぼ同じ弾塑性挙動を示していることになる。壁梁は剛体と同じ役割をはたしている。しかし、加力実験においては壁梁の拘束外となる柱隅角部の主筋はその部分のかぶりコンクリートが剥落し、かつ座屈現象を示している。さらなる靱性を期待するためには、柱に接した腰壁部分が柱面に一致するようにコンクリートを増し打ちし、その部分を鋼板でサンドイッチした上でP C 鋼棒を貫通させてプレストレスを導入するなどの対策が必要である。

### 4. 解析的検討

P C 鋼棒にプレストレスを導入による能動的横拘束効果(アクティブコンファインメント)はRichartの提案式<sup>5)</sup>により、 $4.1\sigma_r$  ( $\sigma_r$ =プレストレスによる平均側圧)をコンクリート強度に加算する方法を採用する。受動的横拘束効果(パッシブコンファインメント)は崎野・孫式<sup>6)</sup>に基づいて考慮し、コンファインドコンクリートの応力-ひずみ曲線を計算した。これを用いてファイバーモデルでV-R曲線を計算した。AIJ靱性指針式による柱のせん断強度 $V_u$ <sup>7)</sup>、付着破壊時のせん断信頼強度 $V_{bu}$ <sup>7)</sup>を実験で得られたスケルトンカーブと比較し、Fig. 9に示す。

試験体 R01W-P41C と R01W-P41CW は、実験から得られたスケルトンカーブがせん断スパン比1.0のファイバーモデルによる曲げ強度 $V_f$ に到達していない。しかし、実験では主筋が降伏し、曲げ強度に到達している。したがって、せん断スパン比が実際は1.0より大きいことを示している。また、せん断スパン比1.0のせん断強度 $V_u$ と付着強度 $V_{bu}$ を計算すると、曲げ強度 $V_f$ が最も

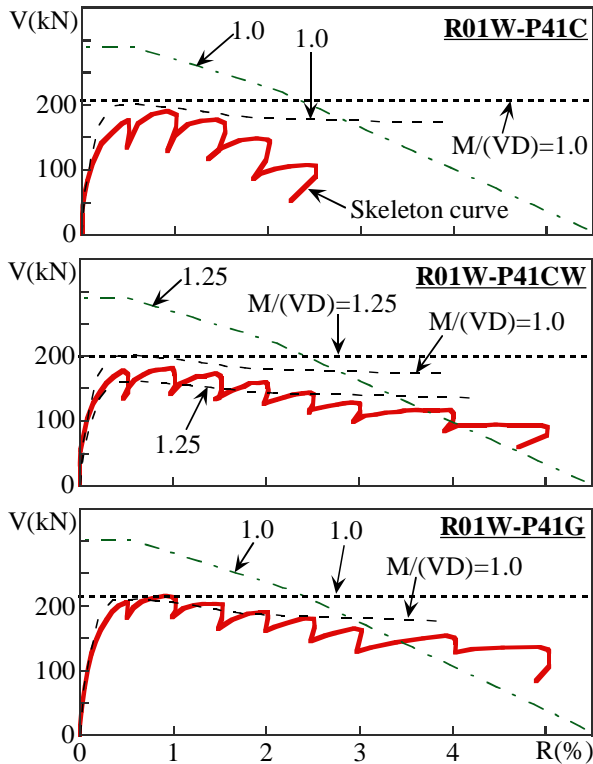
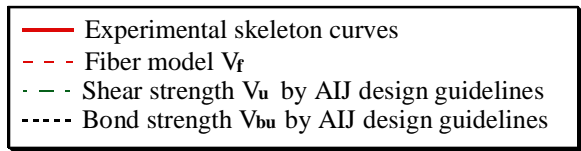


Fig. 9 Calculated and experimental results

低いので、両試験体とも曲げ降伏先行と判断できる。Rの増大と共に試験体R01W-P41Cは腰壁の圧壊によって、無補強部分の柱のせん断強度が最も低くなり、せん断破壊が生じた。

一方、試験体R01W-P41CWは腰壁と柱境界にスリットが形成され、かつ腰壁部分の圧壊の影響でRの増大と共に耐力が低下し、実験で得られたスケルトンカーブはせん断スパン比1.25<sup>2)</sup>の $V_f$ 曲線に近づく傾向にある。せん断スパン比1.25の場合、せん断、付着、曲げ強度の中では、曲げ強度 $V_f$ が最も低い。したがって、本試験体は韌性に富んだ曲げ破壊と判定できる。

試験体R01W-P41Gの壁梁は剛体に近い挙動を示しているため、せん断スパン比1.0の補強極短柱の曲げ、せん断、付着強度を示した。本試験体も $V_f$ が最も小さい。また、 $V_f$ 曲線は実験で得られたスケルトンカーブをほぼとらえ、曲げ破壊と判定できる。

## 5. 結論

(1) 腰壁厚さが厚くなくても腰壁部分の柱にも一部耐震補強を施さないと、十分な韌性を確保できない。

(2) 腰壁厚さがウォールガーダーレベルの厚さまで厚くなると、柱内法高さ部分の柱の弾塑性挙動が卓越し、単独補強極短柱と類似の挙動を示してくる。

謝辞：本研究に関して2001年度竹中育英会建築研究助成金を受けました。

## 参考文献：

- 1) 李文聰, 山川哲雄, 張愛暉, 川満じゅん: P C 鋼棒にプレストレスを導入して外帯筋状に耐震補強した腰壁付き R C 柱の解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 1, pp. 907-912, 2001.
- 2) 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指針・施工指標, 日本建築防災協会, 1999.9.
- 3) 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.
- 4) 田川利郎, 山川哲雄, 鴨川茂義, 飯干福馬: P C 鋼棒にプレストレスを導入した R C 極短柱の耐震補強実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22, No. 3, pp. 1639-1644, 2000.
- 5) 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.
- 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: 鉄筋コンクリート造建築物の韌性保証型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1999.8.