

## 論文 緊張PC鋼棒と鋼板で補強した両袖壁付き柱の耐震加力実験と解析

堀田勲<sup>\*1</sup>・山川哲雄<sup>\*2</sup>・森下陽一<sup>\*3</sup>・RAHMAN Md. Nafiur<sup>\*4</sup>

要旨：袖壁付き柱の耐力と靱性の両方を同時に改善する補強方法として、袖壁部分を柱幅と同じ幅になるように増し打ちし、PC鋼棒に緊張力を導入し、鋼板を圧着する方法を提案した。増し打ちコンクリートの部分には、あと施工アンカーを利用して補強鉄筋を配筋する補強方法もあわせて検討した。その上で、増し打ちコンクリート部分における補強筋の有無が、緊張PC鋼棒と鋼板で補強した両袖壁付柱に顕著な耐震補強効果を生じさせるかどうかを、加力実験と解析の両面から検討した。

キーワード：耐震補強，袖壁付柱，緊張力，PC鋼棒，鋼板

## 1. 序

山川・倉重らは、PC鋼棒に緊張力を導入した耐震補強法に関する実験を行ってきた<sup>1)</sup>。柱に袖壁が付随することにより、せん断スパン比が小さくなりせん断破壊しやすい袖壁付き柱に関しても実験を行い、PC鋼棒による2種類の補強法が有効であることを明らかにした<sup>2)</sup>。その1つは柱部分のみを外帯筋状に配置したPC鋼棒で補強する方法である。柱と袖壁の境界にPC鋼棒を貫通させるために設けた小孔により、繰り返し加力回数の増大とともに自動的にスリットが形成され、結果的に補強柱単独の靱性に富んだ曲げの弾塑性挙動を示すことが確認された。

2つめは、耐力と靱性の双方を同時に向上させる補強法で、袖壁部を柱幅と同じになるように壁長さ全体にわたって無収縮コンクリートを打設し、その全体を鋼板で挟み、貫通させておいたPC鋼棒に緊張力を導入し、鋼板を圧着する方法である。すなわち、袖壁という2次壁を柱と一体化することによって、耐震要素化するという積極的な耐震補強法である。この補強法は、文献<sup>2)</sup>によると期待通りの耐力と靱性の大幅な増大が確認されたが、PC鋼棒のパンチングシヤーによる破断が生じた後、大きなせん断ひび割れが生じ、

耐力の低下が確認された。

本研究では、後者に示した補強法でPC鋼棒のパンチングシヤーによる破断を防ぐためにPC鋼棒の径を増大させ(5.4φから13φ)、本数を減少(片側袖壁16本から10本へ)させた上で、この耐震性能を検討すべく加力実験を行った。また、補強部にあと施工アンカーを利用して縦筋を、さらにせん断補強筋をTable 2に示すように配筋することにより、高い耐力と大きな靱性が期待できるとの予測のもとにこれらの補強を併せて行った。ただし、このように補強した両袖壁付き柱も骨組み全体で考える場合には、接続する梁や基礎の回転などに対しても配慮しないと、期待した耐力や靱性を発揮できない恐れがあることに注意する必要がある。

## 2. 実験計画

材料の力学的性質をTable 1に、試験体一覧をTable 2に示す。試験体は袖壁が柱の中心に付いた場合と、袖壁面が柱面と一致するように偏心して付いた場合についてそれぞれ2体計画した。軸圧縮力は柱断面に対し、長期軸力比に相当する $N/(bD\sigma_B)=0.2$ とした。実験は2機のサーボアクチュエーターで、鉛直荷重と加力ビームの水平

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

を制御可能な加力装置を用いて、一定軸圧縮力下の繰り返し水平加力実験を行った。水平加力は部材角 (R) の正負を 1 サイクルとし、部材角 0.5% から 3.0% まで 0.5% ずつ増加させ、同一振幅で 3 サイクルずつ繰り返し、その後は部材角 4.0%, 5.0% を 1 サイクルずつ繰り返し加力した。

補強工程を Fig. 1 に示す。鋼板は打ち込み型枠として利用し、水平力と直交する面は鋼板で囲まず、打ち放しの状態である。

試験体の柱と袖壁の形状及び配筋状況は全試験体共通で、その詳細を補強状況と共に Fig. 2 に示す。柱のせん断補強筋は  $\phi 3.7\text{mm}$  の丸鋼 (間隔  $105\text{mm}$  :  $p_w=0.08\%$ ) を配筋し、主筋は 12-D10 ( $p_g=1.36\%$ ) であり、単独柱としてはせん断スパン比が 2.0 に相当し、帯筋比が 0.08% と少ないために容易にせん断破壊を起こすと予想される柱である (Fig. 5 参照)。袖壁の水平長さは柱せいと同じ 250mm, 袖壁の厚さは 50mm とした。補強筋には縦・横筋共に  $\phi 3.7\text{mm}$  の丸鋼を (間隔 :  $105\text{mm}$ ,  $p_s=0.2\%$ ) 配筋しており、耐震壁の最小補強筋比の 0.25% を縦・横筋共に満足していない。袖壁部分に PC 鋼棒を通すための小孔 ( $\phi 23$ ) を、それぞれ 1 列 5ヶ所ずつ片側 2 列の計 20ヶ所設けた。アンカー筋には柱の主筋と同じ D10 を使用し、せん断補強筋も柱の帯筋で使用した  $3.7\phi$  と同じである。アンカー筋を上下スタブに 100mm 慣入し、樹脂カプセルアンカーを用いて定着を図った。鋼板 ( $750 \times 970 \times 3.2\text{mm}$ ) は軸圧縮力を直接負担しないように、鋼板と上下スタブの境界に 15mm の隙間を設け、両面から単に挟んだのみである。増し打ち部には 4 週強度 68-74MPa の無収縮コンク

Table 1 Properties of reinforcement

		a (mm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (MPa)	ε <sub>y</sub> (%)	E <sub>s</sub> (GPa)
Rebar	D10	71	365	0.20	183
Hoop	3.7φ	11	391	0.19	205
PC bar	13φ	132	1220	0.61	200
Steel plate	t=3.2	2400	276	0.14	208

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

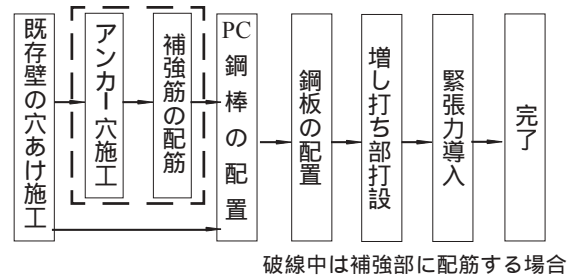


Fig. 1 Retrofit procedure

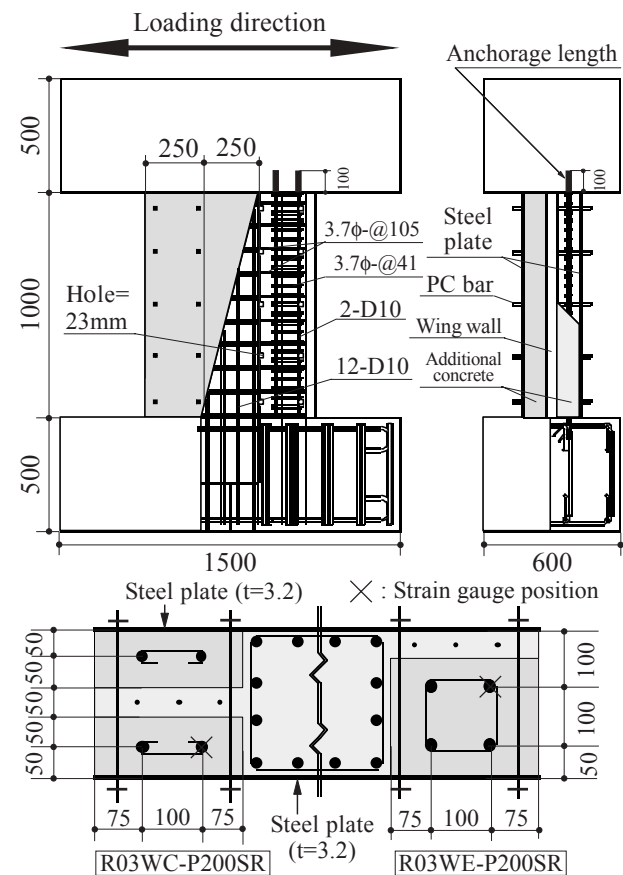


Fig. 2 Details of the specimen

Table 2 Wing-wall column specimens

	R03WC-P200S	R03WC-P200SR	R03WE-P200S	R03WE-P200SR
Cross section	PC bar : 13φ-@200 Steel plate t=3.2	D10 3.7φ-@41 Steel plate t=3.2	PC bar : 13φ-@200 Steel plate t=3.2	D10 3.7φ-@41 Steel plate t=3.2
Additional concrete cylinder strength	74MPa	70MPa	68MPa	72MPa
Common details	M/(VD)=2.0, σ <sub>B</sub> : 19.5MPa, axial compression ratio : N/(bDσ <sub>B</sub> )=0.2, wall thickness=50mm, rebar (column) : 12-D10 (p <sub>g</sub> =1.36%), hoop : 3.7φ-@105 (p <sub>w</sub> =0.08%), reinforcement in wall : 3.7φ-@105 single (p <sub>s</sub> =0.2%), PC bar : 13φ-@200, prestress : 250MPa, steel plate : (750 × 970 × 3.2mm) .			

リートを充填した。鋼板を圧着するPC鋼棒は、断面積の総和が鋼板の水平せん断断面積より大きくなるように $\phi 13\text{mm}$ を20本使用し、増し打ち部のコンクリートの硬化後、PC鋼棒に導入した緊張応力は降伏点強度の1/6強に相当する250MPaであり、全試験体共通である。

### 3. 実験結果と考察

実験終了後、鋼板を取り除いて観察されたひび割れ図を変形した状態でFig. 3に示し、参考まで増し打ちしたコンクリート部に補強した補強筋(縦筋)のひずみ測定結果を、部材角との関係でFig. 4に示す。Fig. 4によると、補強筋(縦筋)のひずみが小さく、補強筋として曲げ強度に有効に寄与していないことがわかる。文献2)より、増し打ち補強する前の袖壁付き柱試験体のV-R曲線を、参考までFig. 5に示す。図中の破線は、せん断スパン比2.0の単独柱曲げ強度略算値を示している。Fig. 6にせん断力Vと部材角R、柱材軸上の平均伸縮ひずみ $\epsilon_v$ と部材角Rの関係を示す。 $\epsilon_v$ は既存柱の材軸端に隣接した上下スタブにピンで接合し、上下両端ピン間の伸縮変位量を常に柱の材軸と平行になるような平行装置を利用し、変位計で測定した。その伸縮変位量を既存柱材長で除して求めた値の平均が伸縮ひずみ $\epsilon_v$ である。Fig. 5とFig. 6を比較すれば、増し打ちコンクリートの補強効果は顕著である。

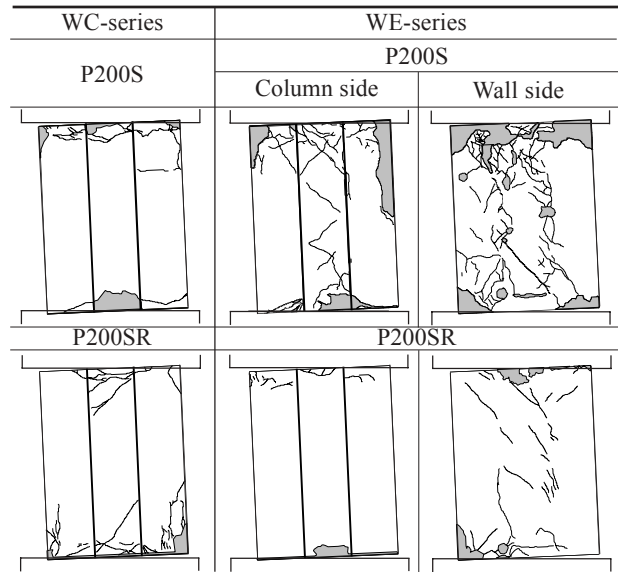


Fig. 3 Observed cracking patterns

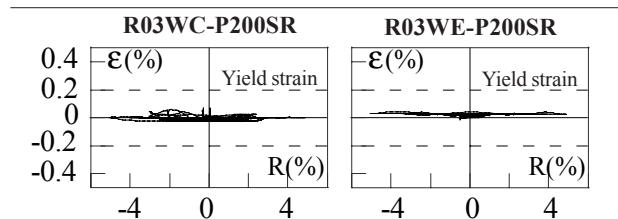


Fig. 4 Measured strain of additional steel bars used in wing-wall region

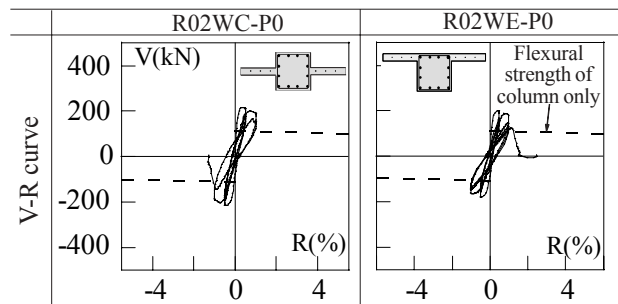


Fig. 5 Measured V-R relationship<sup>2)</sup>

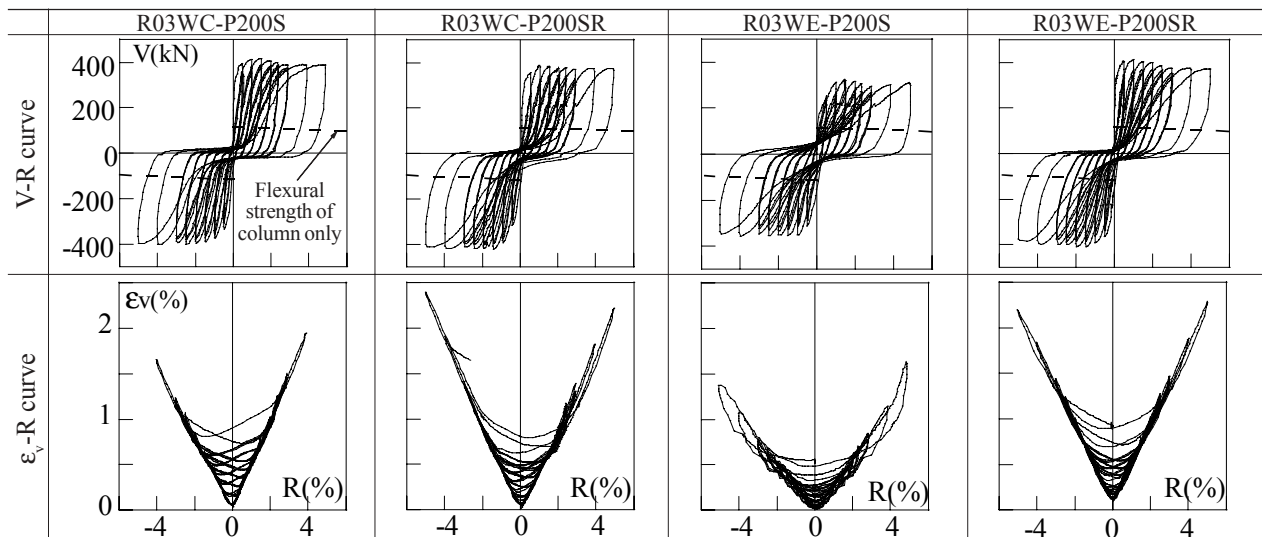


Fig. 6 Measured V-R and  $\epsilon_v$ -R relationships

袖壁が柱中心に付き、増し打ち部に補強筋を配筋していない試験体 R03WC-P200S では、部材角 0.5% 時に柱主筋が降伏し、上下スタブと試験区間上下端部の境界に隙間(貫通した水平ひび割れ)が生じた。部材角 1.0% で最大耐力を記録し、以降安定した曲げ挙動を示した。次に前述の試験体の増し打ち部分に補強筋を配筋した試験体 R03WC-P200SR では、部材角 0.5% の加力時、上下スタブと試験区間の境界に隙間(水平ひび割れ)が発生し、柱主筋の降伏も確認された。前述の試験体と同様に、部材角の増加と共に上下スタブと試験区間との境界に徐々に隙間が広がり、部材角 3.0% 付近で増し打ち部分に配筋した、あと施工アンカーがスタブより引き抜かれる現象が顕著になってきた。これは、アンカーの定着長さが充分ではなかったためと考えられる。

袖壁が偏心して付き、増し打ち部分に補強筋を配筋していない試験体 R03WE-P200S では、部材角 0.5% で柱主筋が降伏し、部材角 1.0% 付近で最大耐力を示した。部材角が増加しても耐力の低下は確認されず、安定した挙動を示したが、最大耐力は袖壁が中心に付いた試験体より低い値を示した。次に増し打ち部分に補強筋を配筋した試験体 R03WE-P200SR では、部材角 1.0% 付近で最大耐力を記録した。部材角 3.0% 付近から若干の耐力低下も見られたが、安定した挙動を示し部材角 5.0% まで加力した。WE シリーズの中でも試験体 R03WE-P200SR は R03WE-P200S より耐力が大きく、補強部に配筋した補強筋効果が若干表れている。しかし、この試験体でも WC シリーズと同様に、変形が進むと補強部に施工したアンカーの引き抜きが見られた。

#### 4. 解析的検討

実験は袖壁が柱中心に付いた WC シリーズと、袖壁が柱に偏心して付いた WE シリーズに関して行ったが、簡便な耐力計算法ではその差異を計算することはできないので、WC シリーズを中心に増し打ちコンクリート部の補強筋の有無について、2 種類の計算結果を示す。コンクリートの

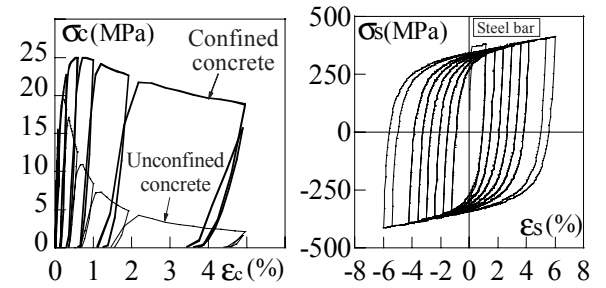


Fig. 7 Concrete and steel hysteretic constitutive laws<sup>4)</sup>

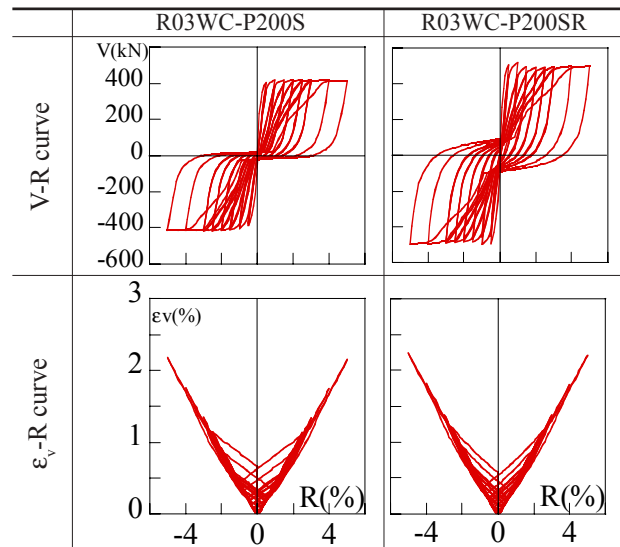


Fig. 8 Calculated V-R and  $\epsilon_v$ -R by fiber model

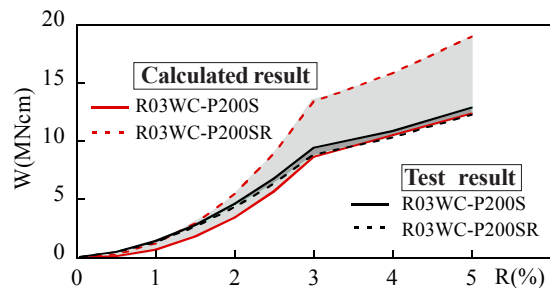


Fig. 9 Accumulated absorbed energy

強度は増し打ちコンクリート強度を無視して、袖壁付き柱試験体のコンクリートシリンダー強度 19.5MPa (Table 2 参照) を、増し打ちしたコンクリートを含めた長方形断面 (250 × 750mm) に一様に採用した。

このコンクリート強度を用いて、Mander 式<sup>4)</sup>で計算したコンファインドコンクリート(増し打ち部コンクリートを含めて全体を鋼板で両面から挟み、PC 鋼棒で緊張している)と、アンコンファインドコンクリートの構成則を Fig. 7 に示す。鉄筋に関しては、座屈を無視した文献<sup>5)</sup>の構成則を同じ Fig. 7 に示す。これらの構成則を用いて、ファイバーモデルによる正負繰り返し計算

を行い、V-R曲線と $\epsilon_v$ -R曲線に関する計算結果をFig. 8に示す。ただし、これらの増し打ちした試験体では、補強筋の有無にかかわらず軸力比(0.2/3=0.067)が小さい上に、圧縮側コンクリートに余裕があるので、釣り合い軸力比以下になる(Fig. 10参照)。したがって、増し打ちした試験体の曲げ耐力は鉄筋で支配されることになるので、コンクリートの構成則はFig. 7のいずれの構成則を利用してもほとんど同じ計算結果を得る。この中でコンクリート増し打ち部に補強筋がない場合の計算結果は、Fig. 6に示す試験体R03WC-P200Sの実験結果とほぼ同じである。このことは、Fig. 9に示すエネルギー吸収量の比較においても同様に言える。

増し打ちコンクリート部に補強筋が配筋されたR03WC-P200SRでは、その分だけ曲げ耐力が増大し、V-R曲線も少し紡錘形になり、エネルギー吸収量も計算では増加する。しかし、実験ではFigs.6,9に示すようにR03WC-P200SとR03WC-P200SRでは、補強筋の有無に差異があるにもかかわらず曲げ耐力や履歴曲線性状も、エネルギー吸収量もほとんどかわらない。これは前述したように、引っ張り側(あと施工アンカー部)でコンクリート増し打ち部の補強筋に定着部の、引き抜き現象が生じたためである。なお、計算では補強筋が上下スタブに完全に定着されているものと仮定している。

単調载荷用の曲げ強度はコンクリートと鉄筋の単純累加強度計算法<sup>2)</sup>、ACIのストレスブロックを用いた計算法<sup>6)</sup>、さらにファイバーモデル<sup>7)</sup>で計算する。ここでのファイバーモデルは、Mander式<sup>4)</sup>による単調载荷のアンコンファインドコンクリートの構成則と、鉄筋に関する完全弾塑性を仮定して計算した<sup>7)</sup>。せん断強度は増し打ちしてできた上記の長方形断面に、AIJ靱性指針式<sup>3)</sup>のアーチ理論を適用する。ただし、増し打ちした試験体に両面から挟んだ鋼板がPC鋼棒でコンクリート壁面に圧着されているので、増し打ちしたコンクリートは既存の両袖壁付柱と一体となり、アーチ機構に寄与するものと仮定す

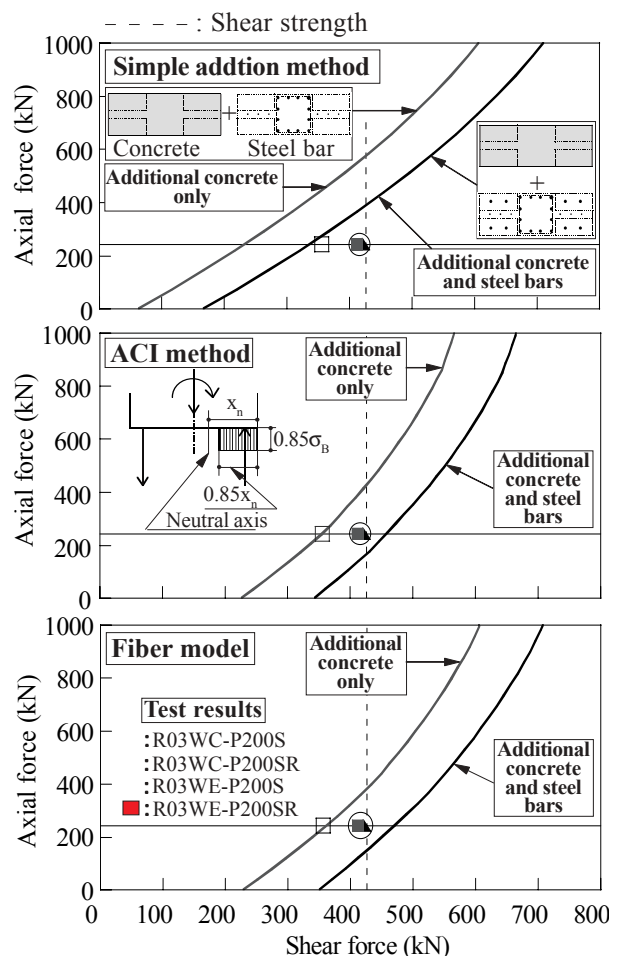


Fig. 10 Comparisons of test and calculated results

る。したがって、250 × 750mmの一体となった長方形断面を有し、高さ1000mmの壁柱として取り扱う。既存柱のトラス機構は無視する。これらの計算式は文献2)を参照されたい。これらの計算結果をN-V曲線に、実験結果とともにFig. 10のように整理する。ただし、横軸は曲げ強度に代って、曲げ強度と等価なせん断強度で表示する。

実験結果はいずれも増し打ちしたコンクリートのみと、さらに補強筋を配筋した場合についての計算結果の間に入っている。ただし、このことはACIの方法とファイバーモデルで計算した場合に限定される。単純累加強度計算では、実験値がいずれも増し打ちしたコンクリートに補強筋を配筋した計算結果を上回っている。小さい軸力比レベル(この場合0.067)では、単純累加強度による計算値は常に過小評価の傾向が強い。これは、中立軸が圧縮側にかなり偏在し、軸力がたとえ零でも引っ張り鉄筋と釣り合う圧縮応力がコンクリートに生じ、圧縮側コンクリートが

コンクリートとして曲げ強度を負担するにもかかわらず，単純累加強度計算法では軸力が零の場合，コンクリートの曲げ強度負担は零と見なすからである。すなわち，鉄筋とコンクリートで別々に N-M 曲線を計算し，そのうちコンクリートでは軸力に釣り合う分の曲げ強度しか，コンクリートに負担させないからである。したがって，軸力が小さいとコンクリートが負担する曲げ強度も小さくなり，軸力が零または小さい範囲で，しかも壁柱のように細長い長方形断面になるほど単純累加強度計算法では過小評価の傾向が強くなる。

ストレスブロックを仮定した ACI に基づく方法<sup>6)</sup>で，ファイバーモデル<sup>7)</sup>と区別ができないほど類似した解を得ている。これは曲げ耐力が釣り合い軸力比以下で，かつ引っ張り鉄筋で支配されているので，圧縮側コンクリートの応力分布の差異が大きな影響を与えないからである。また，コンクリート増し打ち部に補強筋を配筋すると，あと施工アンカーが上下スタブに確実に定着されている限り，補強筋量に比例して曲げ強度が増大する。この程度の軸力レベルでは，AIJ 靱性指針式のアーチ機構に基づいて計算したせん断強度が曲げ強度を上回り，曲げ破壊先行を可能にしている。鋼板のせん断強度や，既存柱のトラス機構なども考慮すると，さらにせん断強度が増大するが，せん断強度の適切な評価に関してはさらなる検討が必要である。

## 5. 結論

1) 本研究で行った耐震補強法は PC 鋼棒がパンチングシャーで破断しない限り，耐力，靱性の増大に効果的である。また，増し打ちコンクリート補強部に補強筋を配筋すれば耐力の増大が，計算上さらに期待できる。しかし，加力実験では補強筋の定着アンカー部の引き抜けにより，計算上の曲げ耐力を得ることができなかった。したがって，アンカーに生じる引っ張り応力を十分に伝達できるような定着法を今後検討する必要がある。

2) ファイバーモデルを用いた正負繰り返し計算で，実験結果を説明することができた。単純累加強度計算法は試験体の曲げ強度を過小評価するが，ACI のストレスブロックを用いた曲げ強度計算法は簡便で精度が高いことがわかった。せん断強度の評価に関しては鋼板や，既存柱部も含めてさらなる検討が必要である。

謝辞：本研究は平成 14 年度科学研究費補助金（基礎研究（B）14350306，研究代表者 山川哲雄）を受けた。試験体製作に関して，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) 森下陽一，山川哲雄，小橋川直史，堀田勲：緊張 PC 鋼棒を用いた袖壁付柱の耐震補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.1513-1518，2003
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建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) Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, 1988
- 5) Menegotto, M. and Pinto, P.E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frame Including Changes in Geometry and Nonelastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending IABSE Symp. on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-defined Repeated Loads, Final report, Lisbon, 1973.
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，日本建築学会，1988.
- 7) 中山耕一，山川哲雄：FIBER モデルを用いた RC 柱の弾塑性解析に関する一検討，日本建築学会大会学術講演梗概集 C（東海），pp.337-338，1994.9