

論文 両袖壁付き柱の耐力・靱性型耐震補強法に関する実験的研究

吉井 大輔^{*1}・山川 哲雄^{*2}・堀田 勲^{*1}・森下 陽一^{*3}

要旨：両袖壁付き柱の耐力と靱性を同時に改善する耐震補強法として、袖壁部分に柱幅までコンクリートを増し打ちし、PC鋼棒に導入する緊張力により鋼板を増し打ち補強した両袖壁付き柱全体に圧着する方法を提案した。増し打ち部分には普通コンクリートと、あと施工アンカーを用いて、補強筋を配筋する補強方法も併せて検討した。その結果、耐震補強後の高い耐力と靱性を確保するためには、あと施工アンカーを用いた補強筋の配筋より増し打ち部に高強度のグラウト材のみが、普通コンクリートに横補強材を配筋した方が望ましいことがわかった。

キーワード：耐震補強，両袖壁付き柱，増し打ち，鋼板，PC鋼棒，緊張力

1. はじめに

袖壁や腰壁など二次壁の耐震補強法としては、壁と柱の間にスリット等を設けることによって両者を切り離し、脆性的なせん断破壊の恐れがある短柱化を防止し、柱のみを耐震補強する工法が多く採用されている。しかし、この工法は靱性の確保のみを主な目的としているため耐力の向上は意図していない。

そこで著者らは、既往の研究で耐力と靱性双方の改善を目的とした耐震補強法を提案してきた¹⁾。それは、建物の補強量を最小限に抑えながらも大きな補強効果を得るために、既存の袖壁を耐震補強の下地材として利用し、袖壁部分を柱幅と同等になるようにコンクリートを増し打ちし、その後、PC鋼棒に導入する緊張力によって鋼板を圧着する工法である。その際、鋼板は型枠、PC鋼棒はフォームタイとしてそれぞれ利用され、増し打ちコンクリート硬化後に鋼板とPC鋼棒は横補強材となる。このような耐震補強法によって、脆性的なせん断破壊をする袖壁付き柱に高い靱性と耐力を付与することができ、安定した弾塑性挙動を示すことが実験で明らかになった²⁾。ただし、このことは要素実験から得られたものであり、実際の建築物では袖壁付き柱

に取り付く梁の弾塑性挙動や、基礎回転などに注意を払う必要がある。

さらに、より高い水平耐力を期待し、増し打ちコンクリート部に、あと施工アンカーを利用して補強筋を配筋したが、定着の不備により期待通りの効果を得ることはできなかった²⁾。

本研究の目的は、高強度のグラウト材に代わって普通コンクリートを用いた増し打ち部分に、あと施工アンカーを用いて配筋した補強筋が耐力の増大と靱性の改善に効果が期待できるか否かを、2003年度の試験体も参照しながら加力実験で照査することにある。

2. 実験計画

実験により補強の差異を確認するために、両袖壁が柱の中心にある場合と、柱面と両袖壁面が一致するように偏心してある場合の2シリーズを計画し、各シリーズ共にコンクリート増し打ち補強部の補強筋の有無と、増し打ちコンクリートの圧縮強度を実験変数として計画した。

実験に用いた材料の力学的性質をTable 1に示す。耐震補強前である原試験体の配筋状況、形状は各シリーズごとに共通であり、詳細をFig. 1に示す。柱は250 × 250mmの正方形断面で、主筋

*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)

にはD10を12本($p_g=1.36\%$), 帯筋には直径3.7mmの丸鋼を105mm間隔($p_w=0.08\%$)で配筋した。袖壁部分には柱の帯筋と同じ直径3.7mmの丸鋼を105mm間隔で縦筋, 横筋共にシングル配筋した($p_s=0.2\%$)。原試験体の柱のみではせん断スパン比2.0に相当するが, 両袖壁を含めると0.67の脆性柱になり, また柱部分は帯筋が $p_w=0.08\%$ と少ないため, 何も補強を施さないと容易にせん断破壊を起こす¹⁾。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。

袖壁部分には補強のために用いるPC鋼棒(13φ)を貫通させるための小孔(φ23)を, それぞれ1列5ヶ所ずつ片側2列の計20ヶ所設けた。既存の柱や袖壁部と増し打ちコンクリート部の一体化を図るためにPC鋼棒に導入した緊張応力は降伏点強度の1/6強に相当する約250MPaでありこれは手で簡単に導入できる程度の緊張応力である。また, 増し打ちコンクリート部に補強筋を配筋する試験体では, アンカー筋と縦筋にD13を, せん断補強筋にはD6を使用した。ただし, 試験体R03WE-P200SRにはD10と3.7φをそれぞれ用いた。アンカー筋(D13)は樹脂カプセルアン

カーの製品規格に従い穿孔深さを設け, 上下スタブに100mmずつ慣入し, 定着を図った。鋼板(750×970×3.2mm)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の隙間を設けた。また, 水平力と直交する袖壁側面には, 実際の施工の際に窓枠などが存在することを想定し, 鋼板を用いずに打ち放しのままである。R04シリーズの試験体については, 増し打ち部に高強度の無収縮コンクリート(グラウト材)は用いず, 普通コンクリート(25.3MPa)を充填した。R03シリーズにはグラウト材(72-74MPa)を用いた。なお, 増し打ちコンクリートの施工に際して, 柱および袖壁部との打ち継ぎ面には下地処理やスタッドジベルなどを一切施さずに, そ

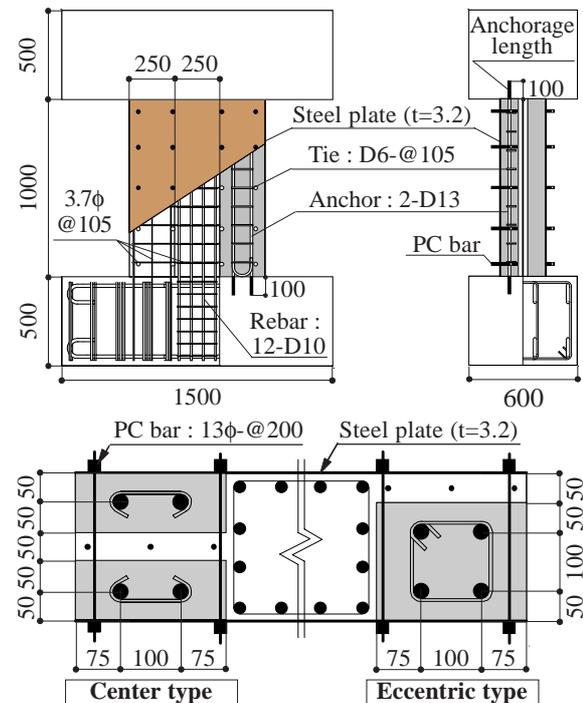


Fig. 1 Details of specimen

Table 1 Properties of reinforcement

		a(mm ²)	σ_y (MPa)	E_s (GPa)	σ_u (MPa)
Rebar	D10	71	401	173	569
Hoop	3.7φ	11	559	190	606
PC bar	13φ	133	1220	200	-
Steel plate	t=3.2	-	286	207	338
Rebar*	D13	127	331	175	522
Hoop*	D6	32	443	164	509

Notes: a=cross section area, σ_y =yield strength of steel, E_s =Young's modulus of elasticity, σ_u =ultimate strength of steel, *=additional reinforcement.

Table 2 Wing-wall column specimens

	R03WC-P200S	R04WC-P200SR	R04WE-P200S	R03WE-P200SR	R04WE-P200SR
Cross section (mm)	Steel plate (t=3.2)	Anchor: 2-D13 Tie: D6-@105	PC bar: 13φ-@200	Anchor: 4-D10 Hoop: 3.7φ-@41	Anchor: 4-D13 Hoop: D6-@105
σ_B	19.5MPa	27.8MPa	27.8MPa	19.5MPa	27.8MPa
$\sigma_{B(Add)}$	74.0MPa	25.3MPa	25.3MPa	72.0MPa	25.3MPa
Additional reinf.	Non	Anchor: 4-D13 Tie: D6-@105	Non	Anchor: 4-D10 Hoop: 3.7φ-@105	Anchor: 4-D13 Hoop: D6-@105
Common details	shear span to depth ratio=2.0, axial compression ratio: $N/(bD\sigma_B)=0.2$, wall thickness=50mm, rebar (column): 12-D10 ($p_g=1.36\%$), hoop: 3.7φ-@105 ($p_w=0.08\%$), reinforcement in wall: 3.7φ-@105 single ($p_s=0.2\%$), PC bar: 13φ-@200, prestress: 250MPa (1225μ), steel plate: (750×970×3.2mm).				

のまま打設を行った。

軸圧縮力は柱断面(250×250mm)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台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を制御可能な加力装置を用いて、一定軸圧縮力下の正負繰り返し水平加力実験を行った。加力は、部材角0.5%から0.5%の増分でそれぞれ3回ずつ繰り返し、 $R=3.0\%$ まで強制変形を与え、まだ靱性能が期待できる場合には $R=4.0\%$ と 5.0% を1回ずつ繰り返した。

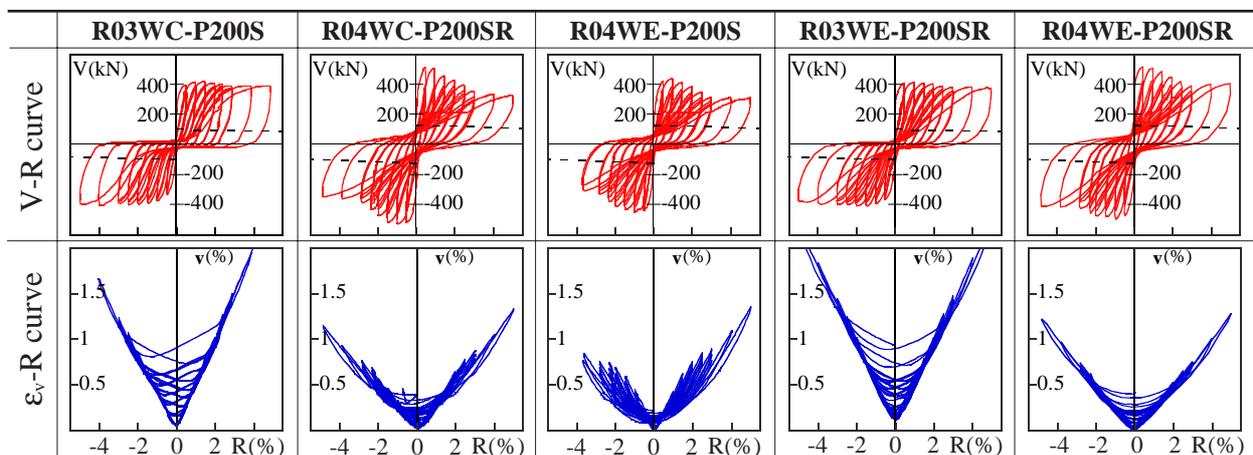
3. 実験結果と考察

Fig. 2に実験で得られたせん断力 V と部材角 R 、柱材軸上の上下端部間の伸縮量を柱内のり高さで除して求めた平均伸縮ひずみ ε_v と部材角 R の関係を示す。 V - R 曲線中の破線は、せん断スパン比2.0の単独柱における多段配筋柱の曲げ強度略算値を示している。なお、試験体 R04WE-P200Sは測定装置の不備により、 $R=-3.0\%$ 以降の負側の部材角では正しく測定できなかった。

Fig. 2でR03シリーズの試験体2体は、既発表の試験体である²⁾。試験体 R03WE-P200SRの増し打ちコンクリート部には補強筋(D10)が配筋されている。しかし、あと施工アンカーの定着不備により、補強筋が配筋されていない試験体 R03WC-P200Sとほぼ同じ弾塑性挙動を示している。また、増し打ちコンクリートにグラウト材を用いたので、72から74MPaと圧縮強度が高く、そのために増し打ちした袖壁外縁部の曲げ圧壊

損傷が防止され、部材角が増大しても水平耐力が低下していない。しかし、スタブと袖壁との水平境界における曲げひび割れの影響により、エネルギー吸収性に乏しく、原点付近で絞られた V - R 曲線を示すことは避けられない。また、 ε_v - R 曲線からもわかるように、柱断面(250×250mm)のコンクリート強度の20%に相当する軸圧縮力が作用しているにも関わらず、シャープな引張ひずみが生じている。以上より、耐震補強された袖壁付き柱が変形能力に富んだ曲げ性状を呈していることがわかる。したがって、増し打ちコンクリートの高い圧縮強度が袖壁外縁部の曲げ圧壊損傷を防止し、高い変形能力の確保に貢献している。その結果、袖壁の取り付け位置のいかんに関わらず、増し打ちコンクリート部が無補強配筋である本試験体の水平耐力は、ほぼ400kNを維持しているとみなすことができる。

R04シリーズの試験体は、増し打ちコンクリートの圧縮強度が原試験体と同程度の25.3MPaの普通コンクリートを用いたことと、あと施工アンカーの定着に注意を払い、増し打ちコンクリート部に補強筋(D13)を配筋したことが特徴である。その結果、補強筋を配筋した試験体 R04WC-P200SRと R04WE-P200SRは、補強筋を配筋していない試験体 R04WE-P200Sと比較して、初期水平耐力が増大している。その中で、試験体 R04WC-P200SRと R04WE-P200Sは部材角 R の増大に伴い水平耐力が低下し、300kN近くまで落ち込んでいる。しかし、試験体 R04WE-



--- Flexural strength of column only (shear span to depth ratio=2.0).

Fig. 2 Measured V - R and ε_v - R relationships

P200SRのみは部材角 R=3.0% までに水平耐力が 400kN まで落ち込むが、それ以降の部材角の増大に対しては 400kN を維持している。このことは、コンクリートを増し打ちした袖壁外縁部の曲げ圧壊損傷を防止できたか否かに依存していると考えられる。すなわち、R03 シリーズと異なり、R04 シリーズは増し打ちコンクリート部の圧縮強度が低いので曲げ圧壊損傷を生じやすい。しかし、試験体 R04WE-P200SR のようにコンクリート増し打ち部を閉鎖型の横補強筋で横拘束すると (Table 2 参照)、コンクリート強度が低くても曲げ圧壊損傷を防止でき、Fig. 2 に示すような V-R 曲線が得られたものと推定される。一方、補強筋が配筋されているにも関わらず部材角 R の増大とともに水平耐力が低下している試験体 R04WC-P200SR は、横補強筋が閉鎖型に配筋されていないために、横拘束効果が期待できないからと考えられる。

4. 解析的検討

袖壁の取り付け位置に関わらず、耐震補強後の試験体に関する水平耐力や靱性などの耐震性能に及ぼす影響は小さい。また、袖壁の取り付け方まで簡易的な解析に反映させるのは困難であるため、本解析では、袖壁の取り付け方は考慮しないことにする。したがって、3 節で集約した 2 つの課題、すなわち、1) 増し打ちコンクリート部のあと施工アンカーと補強筋の効果、2) 増し打ちコンクリート強度と横拘束効果の 2 点に絞って解析的な検討を行う。なお、本試験体に採用したあと施工アンカーは接着系アンカーであり、上下スタブにそれぞれ樹脂カプセルアンカーにより定着させた。

4.1 あと施工アンカーの引張耐力 T_a

袖壁のコンクリート増し打ち部に用いたあと施工アンカーの引張耐力 T_a を、日本建築防災協会の耐震改修設計指針³⁾に基づいて評価する。この指針式では 1) 鋼材の引張耐力 T_{a1} 、2) コンクリートのコーン状破壊耐力 T_{a2} 、3) 接着系アンカーの付着力 T_{a3} のうち、最小強度により、あと

$$T_a = \min [T_{a1}, T_{a2}, T_{a3}] \cdots (1)$$

ただし、

$$T_{a1} = \sigma_y \cdot a_0$$

$$T_{a2} = 0.23 \sqrt{\sigma_B} \cdot \pi \cdot l_e (l_e + d_a)$$

$$T_{a3} = 10 \sqrt{\sigma_B / 21} \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e$$

σ_y : アンカー筋の降伏点強度
 a_0 : アンカー筋の断面積、 d_a : アンカー筋の直径
 σ_B : アンカー定着部のコンクリート強度
 l : コンクリート穿孔深さ、 l_e : 有効埋め込み深さ

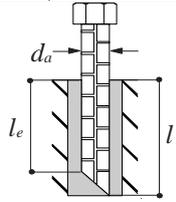


Table 3 Calculated tensile strength of steel anchor

	d_a (mm)	l_e (mm)	T_{a1} (kN)	T_{a2} (kN)	T_{a3} (kN)
R03WE-P200SR	10	80 20	25.9	23.0 1.9	24.2 6.1
R04WE-P200SR	13	87	42.0	33.1	40.9

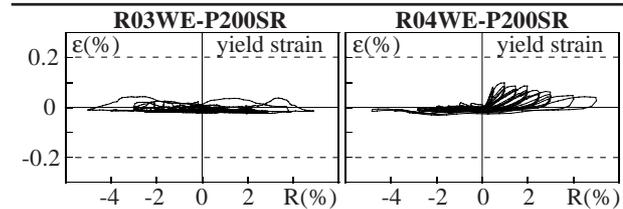


Fig. 3 Measured strain of steel anchor

施工アンカーの引張耐力 T_a を評価する。これらの評価式を文献³⁾から、(1) 式に転記する。

R03 シリーズの試験体では、あと施工アンカーの穿孔深さを 90mm で計画したが、実際は最小で 30mm、最大で 50mm であった。計画した穿孔深さ 90mm ($l_e=80$ mm) と実際の最小穿孔深さ 30mm ($l_e=20$ mm) での計算結果を Table 3 に示す。また、計画通りの穿孔深さ 100mm ($l_e=87$ mm) で施工した R04 シリーズについても同様に示す。Table 3 から、R03 シリーズは、コンクリートのコーン状破壊耐力 T_{a2} で決まり、R04 シリーズも同様に T_{a2} で決まる。実験においても、樹脂カプセルアンカーの製品規格に従って穿孔深さ 100mm で配筋したが、コーン状破壊とみられる現象が観察され、大きな補強効果をあまり期待できなかった。試験体 R03WE-P200SR と R04WE-P200SR の柱側 (Fig. 4 に印で示す) におけるアンカー筋のひずみに関する実験結果を、参考までに Fig. 3 に示す。試験体 R03WE-P200SR では、アンカー筋が殆ど引張力を負担していないが、R04WE-P200SR ではある程度負担している。

4.2 曲げおよびせん断強度の算定

実験結果は袖壁の取り付け方に影響されず、3 つのグループに分類されるので (3 節参照)、解析

の対象とする試験体は以下の3体とする。あと施工アンカーもなく補強筋も配筋していないが、部材角Rが増大しても初期の水平耐力400kNがそのまま保持されている試験体R03WC-P200S、水平耐力が300kN近くまで低下する試験体R04WE-P200S、コンクリート増し打ち部に、あと施工アンカーを利用して補強筋を配筋した試験体で、部材角Rが増大しても400kNの水平耐力を保持している試験体R04WE-P200SRの計3体である。

これらの曲げ強度算定時のコンクリート強度は、耐震補強前の原試験体と増し打ち補強部のコンクリートシリンダー強度をそれぞれ使い、この強度にスケール効果に伴う強度低減係数 $0.89^4)$ を乗じた値を用いる。このコンクリート強度を用い、Mander式 $^5)$ により求めた拘束、非拘束およびカバーコンクリートの構成則をFig. 5に示す。ただし、拘束コンクリートの強度計算にあたっては、PC鋼棒による能動的横拘束効果はRichartの $4.1\sigma_r^6)$ により、また有効拘束効果係数 k_e は、Fig. 4に斜線で示す有効拘束面積を用いてMander式 $^5)$ により求めた。

Fig. 5に示したコンクリートの構成則と鉄筋に関する完全弾塑性仮定を用いて、ファイバーモデルで補強試験体の曲げ強度を計算し、実験結果と比較する。曲げ強度の評価は、あと施工アンカーにより補強筋を配筋した試験体においては、補強筋がいずれもコーン状破壊をしていると考えられるので(Table 3参照)、その時の補強筋の降伏点強度をコーン状破壊時の引張強度計算値から求まる261MPaと見なした。また、Fig. 4に示す最外縁のアンカー筋は、コーン状破壊によりほとんど効いていないと考えられるため無視

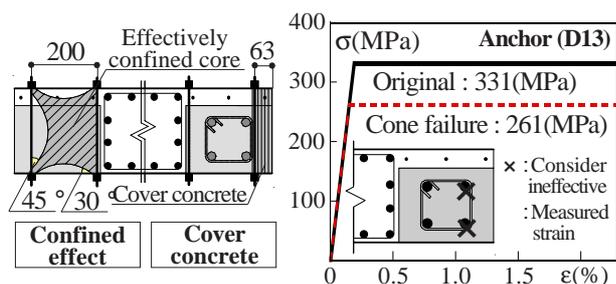


Fig. 4 Assumptions for concrete and rebar to calculate flexural strength

した。R04シリーズ試験体は、増し打ち部に普通コンクリートを用いたため、圧縮強度が小さく、実験では、部材角Rが増大するにつれて袖壁外縁部のコンクリート、すなわちカバーコンクリートに相当する部分が曲げ圧壊することにより、えぐれるように剥離・剥落し、外縁部のPC鋼棒があらわになった。よって、Fig. 4に縦線で示す部分(アンカーの帯筋外縁まで)をカバーコンクリートとみなし、Fig. 5に示すカバーコンクリートの構成則を適用する。

せん断強度は、補強袖壁付き柱の両面にPC鋼棒で圧着されている鋼板を、アーチ作用におけるコンクリート斜材を拘束する横補強材と見なす。なお、これらの計算にあたっては、補強試験体を $250 \times 750\text{mm}$ の長方形断面と見なし、AIJ靱性指針式 $^7)$ のアーチ理論を適用する。

せん断強度算定に用いたコンクリート強度は、曲げ強度評価時と異なり、原試験体部と増し打ち補強部を、その支配面積で平均化したシリンダー強度に、スケール効果に伴う強度低減係数 $0.89^4)$ を乗じたものを用いた。鋼板やPC鋼棒などの横拘束効果は曲げ強度評価と異なり、鋼板が緊張PC鋼棒により圧着され一体化しているため、アーチ機構による圧縮ストラットに直交して生じる引張力を鋼板が負担し、コンクリートに生じるひび割れが抑制されると考えられる。さらに、緊張PC鋼棒による鋼板の圧着で柱も増し打ちコンクリート部も横拘束されるので、局部的にシリンダー強度以上の圧縮応力が発生しても許容できることになる。したがって、コンクリート圧縮強度の有効係数を $v_0=1.0$ と仮定する。これにより曲げ破壊先行型の破壊モードをうまく表現することが可能になった。しかし、せん断

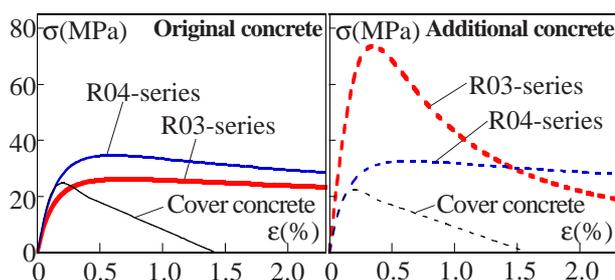


Fig. 5 σ - ϵ curves for concrete by Mander

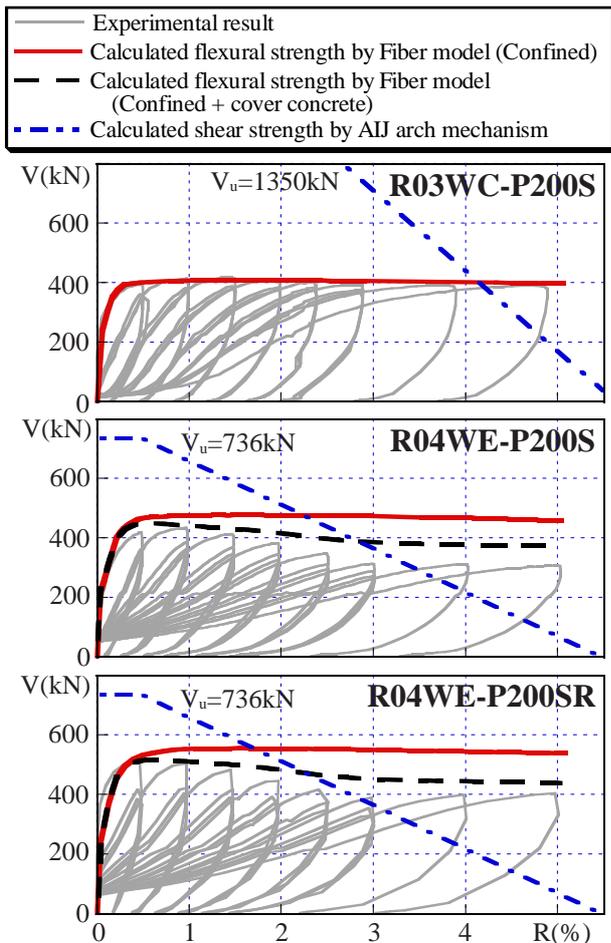


Fig. 6 Calculated and experimental results

強度の適切な評価に関しては、更なる検討が必要である。

Fig. 6 に実験結果とともに計算結果を示す。なお、試験体 R03WC-P200S は増し打ち部のコンクリート強度が極めて高いので、全断面コンファインドコンクリートとして計算した。試験体 R04WE-P200S と R04WE-P200SR は、全断面コンファインドコンクリートとして計算した場合と、カバーコンクリートを考慮した場合の 2 ケースについて計算した。その結果、R04 シリーズではカバーコンクリートを考慮した曲げ強度計算値でも、実験結果より大きく評価する傾向にある。これは、試験体 R04WE-P200S は、コンクリート増し打ち部が無補強配筋にも関わらず、試験体 R04WE-P200SR と同様に補強部に配筋した帯筋最外縁より外側を、カバーコンクリートと仮定して計算を行ったためである。すなわち、カバーコンクリートの考慮範囲が小さい。一方、試験体 R04WE-P200SR は、アンカー筋のコーン状破壊

を、靱性に欠けるにも関わらず、補強筋として Fig. 4 に示す完全弾塑性タイプの構成則に置き換えたためであると考えられる。

5. 結論

- 1) 柱に取り付く袖壁の位置に関わらず、増し打ちしたコンクリートに緊張 PC 鋼棒を利用し、鋼板を圧着する本耐震補強法は、高耐力・高靱性型耐震補強法として効果的である。
- 2) あと施工アンカーの定着長さにはコーン状破壊や付着破壊しないように、十分な配慮が必要である。
- 3) 部材角が増大しても水平耐力の低下を防止し、高い靱性を確保するためには袖壁部に増し打ちするコンクリート外縁の曲げ圧壊を防止することが重要である。そのためには、圧縮強度が高いグラウト材を利用するか、普通コンクリートに横補強筋を閉鎖型に配筋する方が望ましい。

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、高周波熱練（株）と（株）沖縄コンクリート診断センターの協力を得た。

参考文献

- 1) 森下陽一ほか：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報告集 Vol.25, No.2, pp.1513-1518, 2003.
- 2) 堀田勲ほか：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，コンクリート工学年次論文集，Vol.26, No.2, pp.1309-1314, 2004.
- 3) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，日本建築防災協会 2001.
- 4) 崎野健治ほか：コンクリート充填円形鋼管短柱の中心圧縮耐力，構造工学論文集，Vol.48B, pp.231-236, 2002.
- 5) 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.
- 6) Richart, F. E. et al.: A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stress, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Bulletin, No. 185, 1928.
- 7) 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.