

論文 プレストレスを導入した PC 鋼棒または帯筋と正方形鋼管で二重に高横補強した合成 RC 柱の高軸力下での耐震加力実験

玉寄 幸直*1・山川 哲雄*2・富名腰 泉*3・倉重 正義*4

要旨:打込み型枠兼横補強材としての薄い板厚の正方形鋼管にアンボンドPC鋼棒を中子筋のように貫通させ、コンクリート硬化後にプレストレスを導入した場合と、帯筋と正方形鋼管で二重に高横拘束した合成RC柱の高軸力下での耐震加力実験を行い、これらの弾塑性挙動を実験と解析の両面から検討した。

キーワード:合成RC柱, 二重横拘束, 高軸力, 正方形鋼管, PC鋼棒, プレストレス

1. 序

打込み型枠兼横補強材として正方形鋼管のみを用いた合成RC柱は、主筋量が多くなると横補強効果が不足し、付着滑りが生じはじめ、曲げ強度が発揮されにくくなる。そこで山川らは1990年に帯筋を配筋し、正方形鋼管と二重に横拘束した合成RC柱の提案を行い、耐震性能の改善を明らかにした¹⁾²⁾。この研究をもとに、これら受動的横拘束効果（パッシブコンファインメント）に加えて、PC鋼棒を利用した能動的横拘束効果（アクティブコンファインメント）を利用した合成RC柱を1997年に提案した³⁾。

このように、正方形鋼管と帯筋またはプレストレスを導入したPC鋼棒で二重に高横拘束すれば、RC柱の耐震性能を飛躍的に改善できることがわかってきた。しかし、高軸力、高強度主筋および極短柱などさらにせん断破壊しやすいRC柱においても、このような方法で耐震性能の改善が可能かどうかは、十分に明らかでなかった。

そこで本研究の目的は、一定高軸圧縮応力下（軸力比1/2）のRC短柱（せん断スパン比1.0と1.5）に関しても正方形鋼管と帯筋、または正方形鋼管とプレストレスで高横拘束すれば、やや強度の高い主筋を多量に用いた場合でも、耐震

性能の大幅な改善が期待できるか否かを実験的に明らかにし、これらの有効性を検討することにある。

2. 試験体

試験体の形状、寸法及び配筋図をFig. 1に示す。試験体寸法は250×250×500mmでせん断スパン比1.0が2体、250×250×750mmでせん断スパン比1.5が2体の2シリーズである。せん断スパン比1.0のRC柱についてはせん断破壊先行の試験体、1.5のRC柱については付着割裂破壊先行の試験体である。

試験体は各シリーズごとに鋼管と帯筋で二重に横補強した合成RC柱1体、鋼管で横補強した上に柱頭、柱脚に9.2φのアンボンドPC鋼棒を井型に串刺しにしてプレストレスを導入した合成RC柱1体の合計4体である（Table 1参照）。コンクリート打設時にポストテンションのアンボンドPC鋼棒を埋設した。プレストレスは加力実験前に、降伏点ひずみ（6255μ）の約63%の3950μ（応力度に換算して約790MPaで、PC鋼棒1本当たり52.5kN）前後をトルクレンチを用いて導入した。したがって、PC鋼棒の降伏点強度1251MPaのうち790MPaがプレストレスで能動

*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 琉球大学教授 工学部環境建設工学科 工博（正会員）

*3 (株)春日構造設計（元琉球大学大学院生）工修

*4 高周波熱錬(株)製品事業部 開発企画部

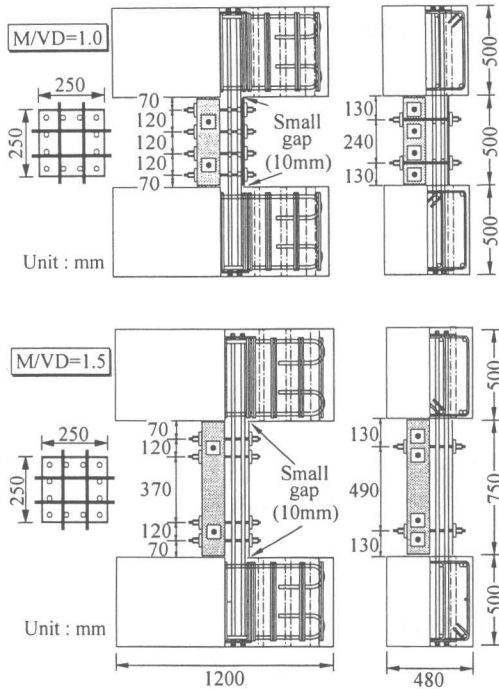


Fig. 1 Detail of the specimen

Table 1 Column specimens

| | H00S-S33h | H00S-S33P | H00M-S33h | H00M-S33P |
|----------------|---|-----------|-----------|-----------|
| M/VD | 1.0 | | 1.5 | |
| Elevation | | | | |
| Column section | | | | |
| σ_B | 51.6(MPa) | | | |
| Common detail | Wall thickness of the steel tube : $t=3.2\text{mm}$ Longitudinal reinforcement : 12-D19, $P_g=5.51\%$ Transverse and Sub-transverse reinforcement : D6-@40, $p_w=1.28\%$ | | | |

的横拘束力として消費され、残りの461MPaが通常の帯筋のように、受動的横拘束力として利用できる。本試験体の場合、この461MPaはTable 2からもわかるように、たまたま帯筋D6の降伏点強度466MPaとはほぼ等しい関係にある。鋼管の板厚は3.2mmで、鋼管には直接軸圧縮力が伝達しないように柱頭、柱脚部に10mm程度のクリアランスを設けている。主筋は12-D19を配筋

Table 2 Properties of steel tube and reinforcement

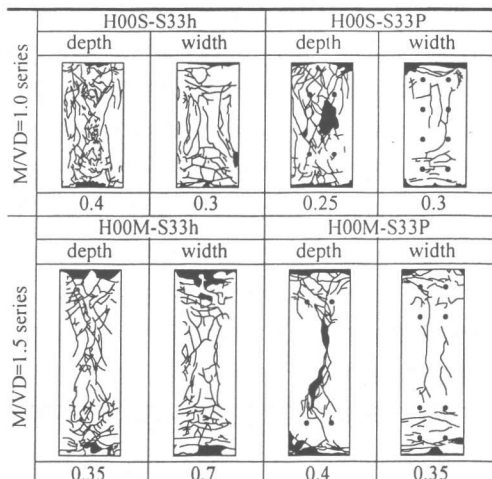
| Type | | B/t | f_y (MPa) | E_y (%) | E_s (GPa) |
|------------|-------------------|-------|-------------|-----------|-------------|
| Steel tube | (250 × 250 × 3.2) | 42 | 286 | 0.19 | 180.8 |
| Rebar | D19 | SD345 | 2.87* | 363 | 0.19 |
| | | SD490 | | 490 | 0.26 |
| Hoop | D6 | 0.32* | 466 | 0.22 | 184.1 |
| PC bar | 9.2 ϕ | 0.66* | 1251 | 0.63 | 200.0 |

Note : The symbol* denotes the nominal cross-sectional area of the deformed steel bars(cm^2). t =thickness of steel tube, B =width of steel tube, f_y =yield strength of steel, E_y =yield strain of steel, E_s =modulus of elasticity of steel.

し、その主筋比は $p_g=5.51\%$ である。ただし、H00Sシリーズ(M/VD)=1.0)にはSD345を、H00Mシリーズ(M/VD)=1.5)にはSD490を、それぞれ主筋として用いた。コンクリート、鋼管及び鉄筋の力学的性質を、Table 2にそれぞれ示す。

3. 実験結果

載荷は2台のサーボアクチュエータにより、加力ビームをテストベッドに対して常に平行に維持する加力装置(原理的には建研式加力装置に同じ)を用いて、一定軸圧縮応力($\sigma_B/2$)のもとで正負繰り返し水平力を与えた。加力実験終了後に鋼管を剥いで観察したひび割れ状況をFig. 2に示す。鋼管と帯筋で二重に横拘束した試験体H00S-S33hとH00M-S33hは、主筋に沿っ



Note: 1) Arabic numerals denote maximum crack width (mm).
2) ● : PC bar penetration hole

Fig. 2 Observed cracking patterns after loading test

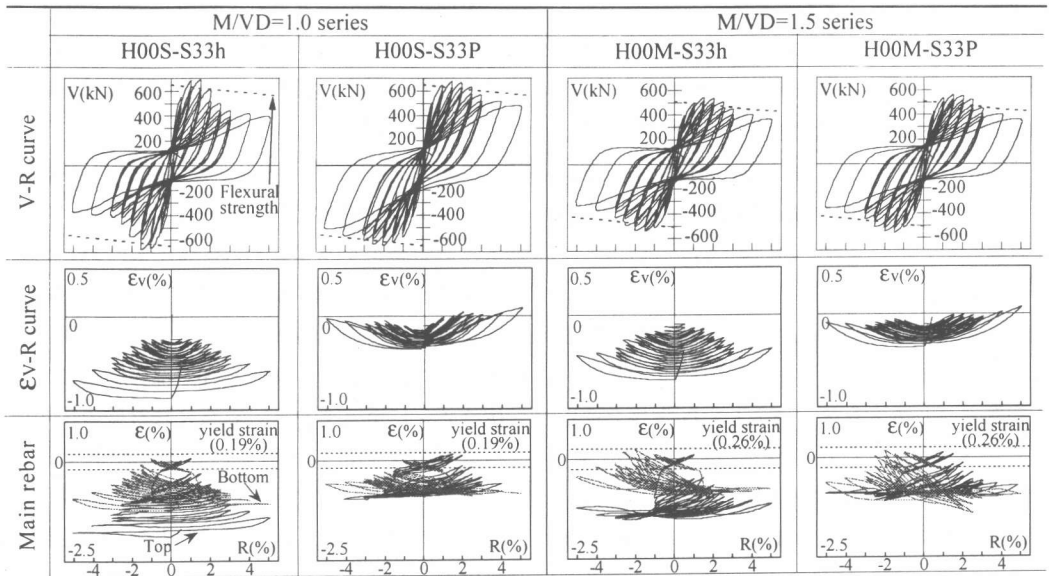


Fig. 3 Measured V-R, ϵ_v -R and ϵ -R relationships

て細く、短いひび割れが多数確認された。鋼管とプレストレスで高横拘束した試験体 H00S-S33P と H00M-S33P については、鋼管と帯筋で二重に横拘束した試験体と比較してひび割れの数は少ないものの、柱中央部に主筋に沿ったひび割れが確認された。ひび割れ幅は総体的にみて H00S-S33h と H00M-S33h よりは細いものであった。

正負繰り返し水平加力実験によって得られた V-R, ϵ_v -R および主筋の ϵ -R 関係の履歴曲線を Fig. 3 に示す。ただし、V はせん断力、R は部材角、 ϵ_v は柱材軸上の平均伸縮ひずみ（鉛直変位を柱高さで除した値）で、 ϵ は柱隅角部の主筋の柱頭と柱脚部の軸ひずみ（同じ図に重ね書き）である。V-R 曲線中の点線は、P- δ 効果を考慮し、最外縁主筋のみの降伏を考慮した慣用の曲げ強度略算値である。

M/(VD)=1.0 シリーズにおいて鋼管と帯筋で二重に横拘束した試験体 H00S-S33h は、R=1.5% の最大耐力を境に耐力が低下したが、R=3% から 5% まではその耐力を維持した。一方、鋼管とプレストレスを併用して高横拘束した試験体 H00S-S33P は、若干の耐力低下がみられるものの H00S-S33h と比較しても分かるよう

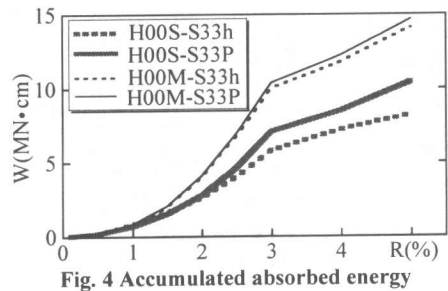


Fig. 4 Accumulated absorbed energy

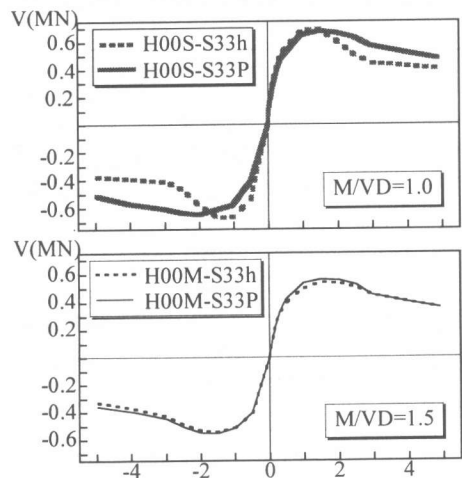


Fig. 5 Measured skeleton curves

に、耐力と靱性などが改善されている。このことは、Fig. 4, Fig. 5 のエネルギー吸収量、スケルトンカーブからも理解でき、耐震性能が確か

に改善されていることがわかる。

M/(VD)=1.5シリーズにおいて鋼管と帯筋で二重に横補強した試験体 H00M-S33h は、R=1.5%の最大耐力を境に耐力は徐々に低下している。一方、鋼管とPC鋼棒を併用して高横拘束した試験体 H00M-S33P も、H00M-S33h と類似した V-R 曲線を示しているが、Fig. 4、Fig. 5 のエネルギー吸収量やスケルトンカーブから耐力、靱性、エネルギー吸収能力ともに若干改善されていることが分かる。

鋼管とプレストレスを導入したPC鋼棒を併用して高横補強した試験体においては、M/(VD)=1.0が1.5の場合よりも靱性改善が大きい。鋼管と帯筋で二重に横補強した試験体は柱全体

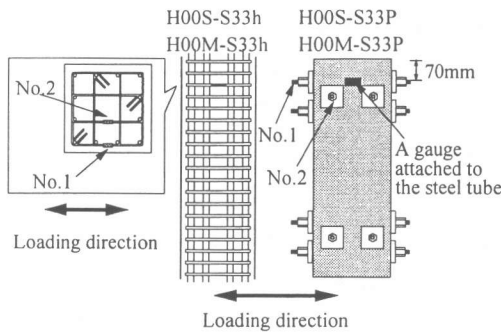


Fig. 6 Location of strain gauges attached to the steel

に帯筋が均等に配置されているが、PC鋼棒を用いるとM/(VD)=1.5は、柱中央部での横補強量が粗となり (Fig. 1 参照)、この差が靱性改善に影響を与えた要因の一つと考えられる。

Fig. 6 に鋼管柱頭、横補強筋およびPC鋼棒のひずみ測定位置を明示し、Fig. 7 にこれらのひずみ測定結果を示す。Fig. 7 に示した鋼管柱頭の横ひずみは柱幅中央面の膨張ひずみである。これより全ての試験体は共通して主筋が圧縮降伏ラインに至っている (Fig. 3 参照)、鋼管も柱頭部が膨張して降伏ラインに至っている。さらに柱材軸の平均伸縮ひずみ ϵ_v にも圧縮ひずみが支配的である (Fig. 3 参照)。このことから、これらの試験体は高軸力下 (軸力比0.5) による曲げ降伏後の圧縮劣化であったと考えられる。また、鋼管と帯筋で二重に横補強した試験体は同じ柱せい方向でも外周筋よりも、中子筋のひずみがより大きい。このことは中子筋がせん断補強筋や横拘束筋として、同じ帯筋でも外周筋より重要な役割をになっていることを意味する。鋼管とPC鋼棒 (プレストレス導入) で高横拘束した試験体については荷重方向に平行なPC鋼棒 (No.1) は、直交するPC鋼棒 (No.2) と比較してひずみが大きく、横拘束筋のみならずせん断補強筋としても働い

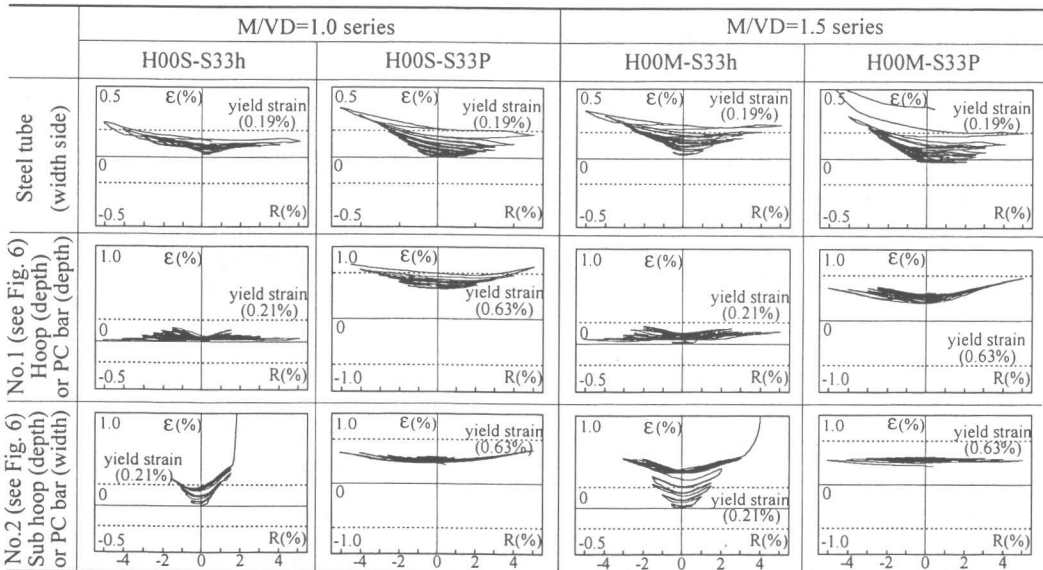


Fig. 7 Measured strains of steel tube, hoop and PC bar versus drift angle R relationships

ていると推測される。

4. 解析的検討

コンファインドコンクリートの構成則は崎野・孫式⁴⁾を採用した。鋼管とPC鋼棒で高横拘束されたコアコンクリートには崎野・孫式に、プレストレスによる能動的横拘束圧としてRichartらの静水圧 σ_r による $4.1\sigma_r$ ⁵⁾をコンクリート強度に加算した。また、水平力に平行な面と、水平力に直交する面ではPC鋼棒による横拘束量が異なるため (Fig. 1参照), 少ない面 (加力方向とプレストレス力が直交する面) のプレストレス力をその面全体の面積で除して平均化したものを横拘束圧 (静水圧) とした。これらの構成則を用いて計算した応力とひずみの関係を Fig. 8 に示す。参考のためアンコンファインドコンクリートの構成則を、コンクリートシリ

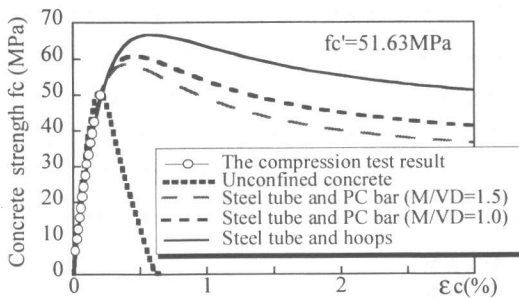


Fig. 8 Calculated stress - strain curves for concrete

ンダー (100φ × 200mm) の圧縮試験結果とともに示す。

Fig. 9 に、スケルトンカーブに関する実験結果と計算結果の比較を示す。ただし、曲げ強度にはファイバーモデルと、最外縁主筋のみの降伏を考慮した慣用の曲げ強度略算値を用い、せん断強度にはAIJの靱性指針式⁶⁾を適用した。計算では曲げ強度略算値を除いて、プレストレスによる能動的拘束効果として $4.1\sigma_r$ がコンクリートシリンダー強度に常に加算されている。M/(VD)=1.0の試験体については、計算上、ごくわずかにせん断破壊先行となっているが (Figs. 9, 10参照), 実験結果はファイバーモデルで計算したV-R曲線をほぼとらえており、さらに主筋も降伏していることから (Fig. 3参照), 曲げ破壊であったと考えられる。またM/(VD)=1.5の試験体については、両試験体とも実験で得られたスケルトンカーブがファイバーモデルで計算したV-R曲線をほぼとらえており、計算値と実験値は概ね対応している。

5. せん断強度に関する検討

Fig. 10からFig. 11に既存の設計式による計算値を示す。せん断強度式として修正荒川 min 式⁷⁾とAIJ靱性型指針式⁶⁾のどちらが本設計式に

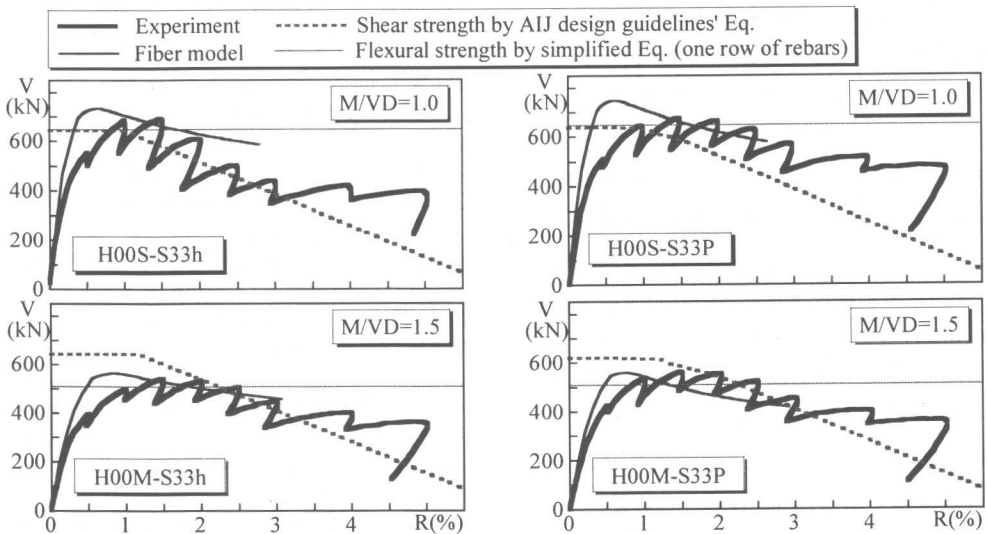


Fig. 9 Measured skeleton curves and calculated strength

■ : H00S-S33h ● : H00M-S33h V_u = shear strength by AIJ design guidelines' Eq.
 □ : H00S-S33P ○ : H00M-S33P $V_f - I$ = flexural strength by simplified Eq. (one row of rebars)

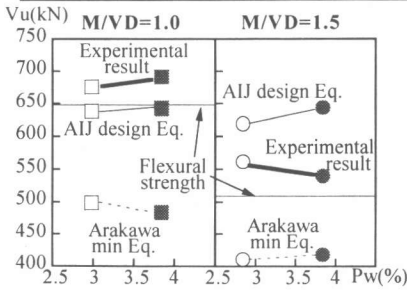


Fig. 10 Calculated shear strength

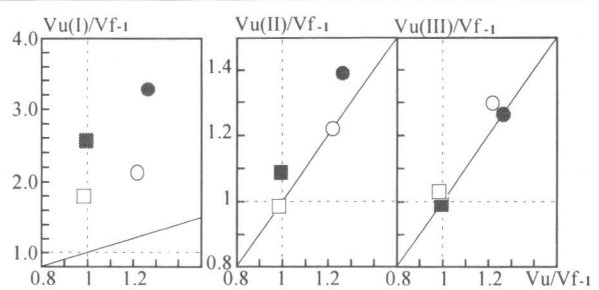


Fig. 11 Shear strength by AIJ design guidelines' Eq.

は適切であるかを検討するため、両者のせん断強度 V_u の比較をせん断スパン比毎に、しかもせん断補強筋比 p_w を横軸に採用し Fig. 10 に示す。 p_w は鋼管と帯筋または PC 鋼棒を加えたものとした。PC 鋼棒に関しては、せん断スパン比による柱中央の横補強量の違いから、せん断補強筋としての効果を期待できる加力方向に平行な PC 鋼棒 8 本の断面積をその面全体で除した値を p_w に算入した。さらに、PC 鋼棒は 2 項で述べたように、プレストレスが能動的横拘束力として採用されているので、残りの 461MPa を降伏点強度として用いた。曲げ強度 $V_f - I$ は最外縁主筋のみの降伏を考慮した慣用の曲げ強度略算式により計算した。

Fig. 10 より、せん断補強量が多いので、修正荒川 min 式より AIJ 靱性型指針式が、実験結果との整合性はよいことがわかる。AIJ 靱性型指針式によるせん断強度式はトラス作用とアーチ作用が共存するせん断補強筋が少ない領域 ($V_u(I)$ とする) から始まって、トラス作用のみとしてせん断補強筋が降伏する領域 ($V_u(II)$ とする)、そして最後に、せん断補強筋が多いためにトラス作用の圧縮ストラットのみが圧壊する領域 ($V_u(III)$ とする) の 3 つの部分で求められ、その中で最も小さい値を設計値として採用する。Fig. 11 にそれぞれの領域で計算されたせん断強度 $V_u(I), (II), (III)$ と、せん断余裕度計算値 $V_u/V_f - I$ の関係を示す。Fig. 11 より、鋼管と PC 鋼棒補強試験体は領域 II で、鋼管と帯筋補強試

験体はせん断補強量が計算上さらに多くなり、領域 III で決まっていることが分かる。

6. 結論

正方形鋼管と帯筋、または正方形鋼管とプレストレスを導入した PC 鋼棒で高横拘束したせん断スパン比 1.0 と 1.5 の合成 RC 柱の実験結果に、横拘束効果を考慮したファイバーモデルや AIJ 靱性型指針式等を適用してこれらの耐震性能を検討した。その結果、曲げ破壊先行に移行することはできたものの、今回のような高軸力下においては、曲げ降伏後の圧縮劣化による耐力低下を完全に免れることは出来なかった。

参考文献：

- 1) 山川哲雄, 山田義智, 崎野健治: 鋼管と帯筋で二重に横補強した RC 短柱の弾塑性性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 13, No. 2, pp. 957-962, 1991.6
- 2) 山川哲雄, 郝洪涛, 村中圭介: Elastoplastic Behavior of Doubly Confined R/C Columns in Steel Tube and Hoops, 日本建築学会構造系論文集, pp. 83-90, 1997.1.0
- 3) 山川哲雄, 村中圭介, 倉重正義: 鋼管とプレストレスで高横拘束した RC 柱の耐震性能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. 19, No. 2, pp. 1437-1442, 1997.6
- 4) 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
- 5) Richart, F.E. et al.: A study of the Failure of Concrete under Compressive Stress, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Bulletin No. 185, 1928
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1999.8
- 7) 李正浩, 清水泰: 鉄筋コンクリート柱部材の終局せん断耐力式に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, No. 483, pp. 121-128, 1996.5