

# 論文 緊張アラミド繊維ベルトで横補強したコンクリート柱の圧縮性状

中田 幸造<sup>\*1</sup>・山川 哲雄<sup>\*2</sup>・森下 陽一<sup>\*3</sup>・Md. Nafiur RAHMAN<sup>\*4</sup>

要旨：本研究では緊張アラミド繊維ベルトで外部横補強したコンクリート柱の能動・受動的横拘束効果を検証するために中心圧縮実験を行った。この結果，能動側圧が大きくなれば圧縮強度が上昇すること，強度以降の降り勾配は初期緊張ひずみ及び体積比と強い相関があることを示した。これらの圧縮性状を把握した上で，圧縮強度時のアラミド繊維ベルトのひずみで圧縮強度を算定することを提案した。また，Mander 式の各算定式を本実験結果の規則性に従って修正することで，実験結果を概ね推定可能であり，ノンプレストレスト試験体の特徴をも表現可能であることを確認した。

キーワード：プレストレス，アラミド繊維，中心圧縮，応力ひずみ関係

## 1. 序

緊張PC鋼棒や緊張アラミド繊維ベルトを外部横補強材に使用し，地震被災前対策としての耐震補強・改修法や地震被災直後の応急補強・復旧法の研究開発が山川らにより行われている。これらの研究成果は既に数多く発表されており，その耐震補強効果はかなり明らかにされている<sup>1)</sup>。この中で，著者らはPC鋼棒で外部横補強した場合の能動・受動的横拘束効果を解明し，応力ひずみ関係式の提案を行った<sup>2)</sup>。ここで，横拘束効果において「能動的」とは事前に横補強材に緊張力を導入することでコンクリートに与えられる横拘束効果，「受動的」とはコンクリートが膨張することで初めて発揮される横拘束効果である。本研究ではアラミド繊維ベルトを外部横補強材に用いた場合の中心圧縮実験を行い，その能動・受動的横拘束効果を解明し，実験結果を精度よく評価できるよう，既往の応力ひずみ関係式の修正を試みることを研究目的とする。

## 2. 実験概要

代表的な試験体を Fig. 1 に示す。試験体は 250mm 角の正方形断面，高さは 750mm である。

アラミド繊維ベルト（以後ベルトと呼ぶ）による横拘束効果を検証するために試験体中央部には配筋せず，試験体中央部での破壊が先行するように端部 125mm 区間には帯筋を配筋した。ベルトへの緊張力はベルトの端部をカプラーで連結し，ナットを締め付けることで導入した。ひずみゲージは継手と継手の対面にエポキシ樹脂硬化面を製作して貼付し，緊張ひずみを管理した (Fig. 1(b))。使用したベルトは幅が 17mm の

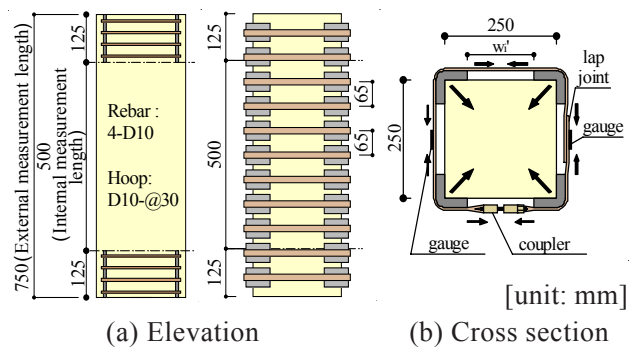


Fig. 1 Specimen details

Table 1 Mechanical properties of aramid fiber belt

Aramid fiber belt	Cross section (mm <sup>2</sup> )	Width (mm)	Thickness (mm)	$\sigma_u$ (MPa)	$\epsilon_u$ (%)	E (GPa)
	10.4	17	0.612	1389	1.53	91.2

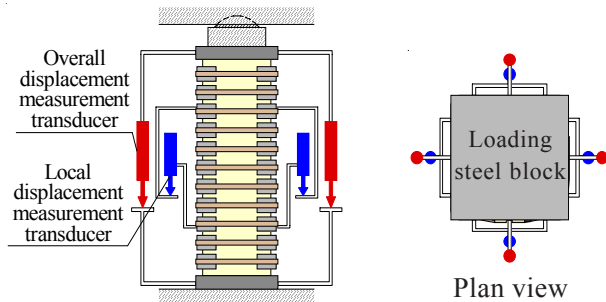
$\sigma_u$ =ultimate strength of aramid fiber belts,  $\epsilon_u$ =ultimate strain of aramid fiber belts, E=Young's modulus of elasticity.

\*1 琉球大学 工学部環境建設工学科助手 工修 (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 理工学研究科生産エネルギー工学専攻 工修 (正会員)

**Table 2 Details retrofit and test results**

series	Specimen	Initial tensile strain ( $\mu$ )	Belt interval (mm)	$\sigma_r$ (MPa)	$c\sigma_B$ (MPa)	$c\sigma_{cB}$ (MPa)	$K_{exp}$
1	AC05M-1	-	-	-	22.6	19.4	-
	AC05M-2	-	-	-		19.9	-
	AC05M-A65N	0	65	0		20.6	1.05
	AC05M-A65M	3500	65	1.06		22.5	1.15
	AC05M-A65H	7000	65	2.11		24.9	1.27
	AC05M-A130N	0	130	0		20.3	1.03
	AC05M-A130M	3500	130	0.53		21.7	1.10
	AC05M-A130H	7000	130	1.06		22.7	1.16
2	AC05M-3	-	-	-	21.9	17.2	-
	AC05M-4	-	-	-		19.1	-
	AC05M-Aw65M	3500	65	2.11		21.9	1.21
	AC05M-Aw65H	7000	65	4.23		23.1	1.27
	AC05M-Aw130M	3500	130	1.06		19.6	1.08
	AC05M-Aw130H	7000	130	2.11		19.7	1.09
3	AC05M-5	-	-	-	21.3	14.8	-
	AC05M-6	-	-	-		15.4	-
	AC05M-Aw65N	0	65	0		17.6	1.16
	AC05M-Aw130N	0	130	0		15.1	1.00

Notes: A=single belt (cross section: 20.8mm<sup>2</sup>), Aw=double belt (cross section=41.6mm<sup>2</sup>),  $\sigma_r$ =uniform lateral confining pressure,  $c\sigma_B$ =cylinder strength of concrete,  $c\sigma_{cB}$ =compressive strength of confined concrete,  $K_{exp}$ =strength enhancement of confined concrete ( $K_{exp} = c\sigma_{cB} / \sigma_p$ ,  $\sigma_p$ : compressive strength of plain concrete).



**Fig. 2 Axial measurement setup**

シングルタイプと、これを2本並べた幅34mmのダブルタイプの2種類である。ベルト(アラミド1)の材料特性を Table 1 に示す。使用したコンクリートは旧耐震基準を念頭に呼び強度13.5MPaとし、普通ポルトランドセメント、スランプ18cm、最大粗骨材粒径20mmである。試験体へのコンクリート打設は横打ちである。試験体一覧と主な実験結果を Table 2 に示す。

荷重はコンクリートのみの単調荷重であり、1端固定(下部)、他端ピン(上部)の条件のもとで2000kN万能試験機を用いた。試験体の軸方向ひずみはFig. 2に示す荷重板間のひずみを各面4箇所と試験体中央部分の各面4箇所の計8箇所測定した。圧縮ひずみは圧縮強度までは中央部

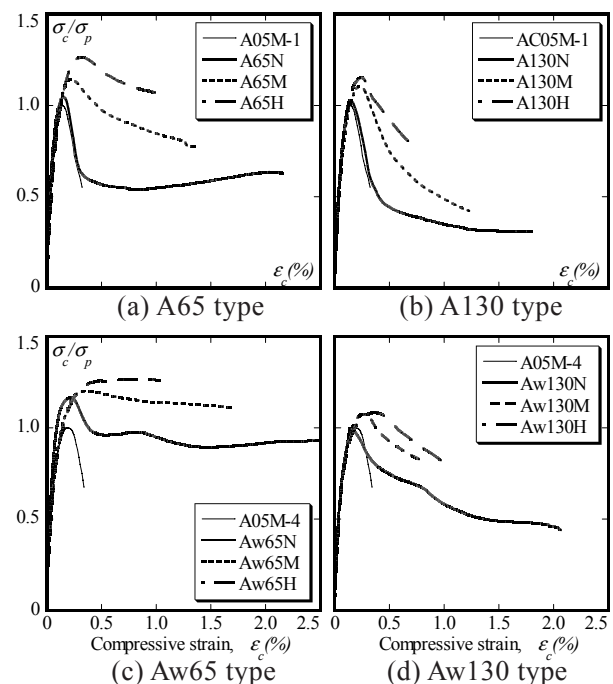
変位計で測定されたひずみ、圧縮強度以降は荷重板間で測定されたひずみを用いた。

3. 実験結果 (N, mm)

3.1 応力ひずみ関係

Fig. 3に応力ひずみ関係の実験結果を示す。縦軸は圧縮応力度を各シリーズのプレーンコンクリート強度 $\sigma_p$ の平均値で基準化した値、横軸は圧縮ひずみである。プレーンコンクリート試験体はそれ自体の圧縮強度で除した。各シリーズのシリンダー強度に対する $\sigma_p$ 平均値の比はシリーズ1が87%、シリーズ2が83%、シリーズ3が71%である。シリーズ1では全ての試験体でベルトが破断するまで実験を継続した。シリーズ2及び3では基本的に破断するまでは実験を継続しなかったが、Aw65NとAw65Hではベルトが破断した。Fig. 3より、A65タイプとA130タイプのノンプレストレスト試験体では圧縮強度に達した後、プレーンコンクリート試験体のように圧縮応力度が急激に低下し、その後、ベルトの拘束力の増大により (Fig. 4参照)、圧縮応力度は緩やかに低下するか上昇に転じている。Aw65とAw130タイプのノンプレストレスト試

$\sigma_c$ =compressive stress,  
 $\sigma_p$ =compressive strength of plain concrete.



**Fig. 3 Stress- strain curves of confined concrete**

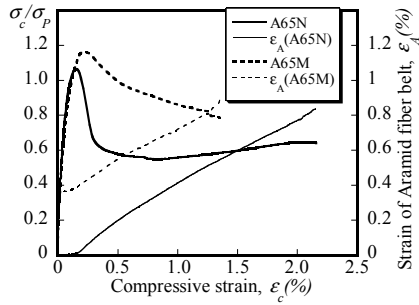


Fig. 4 Strain of aramid fiber belts versus compressive strain of concrete

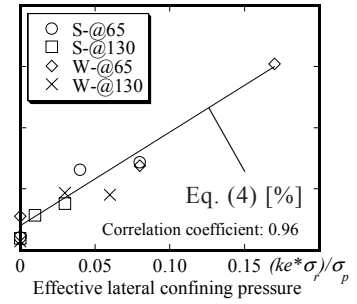
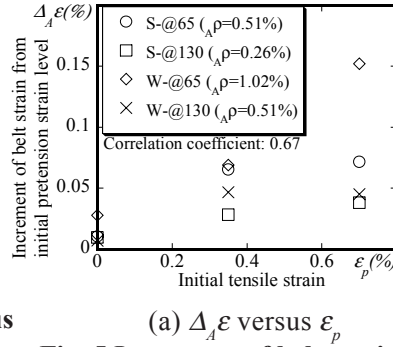


Fig. 5 Increment of belt strain from initial tension strain level

験体についても A65, A130 タイプほどではないが、ほぼ同様のことが言える。プレストレスを導入した試験体では、試験体へのプレストレス導入量が大きくなれば圧縮強度が上昇し、強度時ひずみも大きくなり、また導入量により降勾配の改善具合が異なる (Fig. 3 参照)。

### 3.2 アラミドベルトのひずみ

Fig. 4 は A65N と A65M のベルトひずみと拘束コンクリート圧縮ひずみの関係である。ベルトひずみは試験区間の平均値である。グラフには応力ひずみ関係も併記した。Fig. 4 より、ベルトひずみは特に圧縮強度以降に著しく増大すること、この増大は圧縮強度以降に顕著になるコンクリートの膨張を、ベルトが横拘束しているためであり、これが応力ひずみ曲線の降勾配を改善していると考えられる。次に拘束コンクリートの圧縮強度上昇率の推定に必要な圧縮強度時のベルトひずみについて考察する。Fig. 5 (a), (b) の縦軸は圧縮強度時のベルトひずみ増分 (初期緊張ひずみからのひずみ増分) である。横軸は Fig. 5 (a) が初期緊張ひずみ、(b) が能動側圧  $\sigma_r$  に拘束効果係数  $k_e$  を乗じ、 $\sigma_p$  で基準化した値 (有効能動側圧と呼ぶ) である。Fig. 5 (b) には回帰分析結果も示した。  $k_e$  を乗じる理由は 3.3 節で述べる。  $\sigma_r$ ,  $k_e$  は、次式で計算した。

$$\sigma_r = \frac{1}{2} A_p \cdot \sigma_{pt} \quad (1), \quad A_p = \frac{4 \cdot A}{b \cdot A_s} \quad (2)$$

$$k_e = \left\{ 1 - \sum_{i=1}^N \frac{(w_i')^2}{6 \cdot b^2} \right\} \left( 1 - \frac{s'}{2 \cdot b} \right)^2 \quad (3)$$

ここで、 $A_p$ : ベルト体積比、 $A$ : ベルト断面積、 $b$ : 柱幅、 $A_s$ : ベルト補強間隔、 $\sigma_{pt}$ : ベルトの緊張応力度、 $w_i'$ : 有効支持長さ (Fig. 1 参照)、 $s'$ : コー

ナーアングル隙間間隔。 Fig. 5 (a) よりベルトひずみ増分は初期緊張ひずみと相関が認められ、各緊張ひずみレベルでは体積比が大きい場合、あるいは体積比が同じ場合は補強間隔が狭い場合に  $\Delta_A \varepsilon$  が大きいことがわかる (図示していないが体積比とも相関が認められた)。 Fig. 5 (b) の有効能動側圧については強い相関を示している (相関係数 0.96)。そこで、Fig. 5 (b) に対して回帰分析を行うと次式を得る。

$$\Delta_A \varepsilon = 8.3 \times 10^{-3} \cdot \left( \frac{k_e \cdot \sigma_r}{\sigma_p} \right) + 1.0 \times 10^{-4} \quad (4)$$

ゆえに、圧縮強度時のベルトひずみ  $\varepsilon_{A,T}$  は次式で算定できる。

$$\varepsilon_{A,T} = \varepsilon_p + \Delta_A \varepsilon \quad (5)$$

ここで、 $\varepsilon_p$ : 初期緊張ひずみである。

### 3.3 拘束コンクリートの圧縮強度上昇率

Fig. 6 (a) は強度上昇率実験値 ( $\sigma_p$  からの上昇率) と能動側圧  $\sigma_r$  の関係である。図には Richart<sup>4)</sup> による拘束係数 4.1 による予測線も示している。 Fig. 6 (a) のように  $\sigma_r$  が大きくなると圧縮強度も上昇すること、拘束係数が 4.1 では実験結果を予測できないことがわかる。 Fig. 6 (b) は強度上昇率実験値と補強間隔の関係を同じ  $\sigma_r$

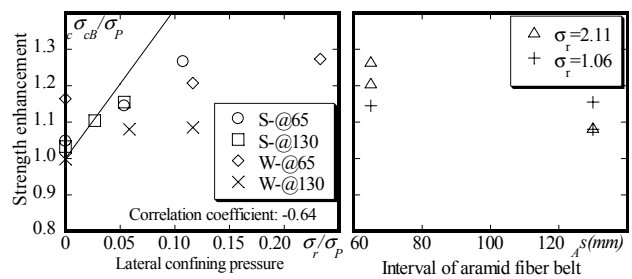


Fig. 6 Strength enhancement by lateral confining pressure



Photo 1 Effective confining area

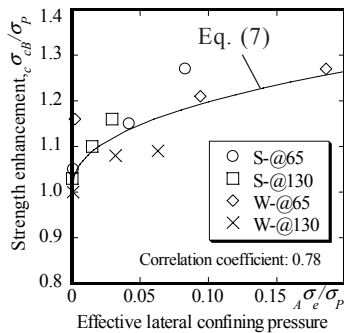


Fig. 7 Strength enhancement versus effective lateral confining pressure

で比したものである。Fig. 6 (b) のように同じ  $\sigma_r$  であっても強度上昇率は補強間隔の影響を受けている。次に、実験終了後の水平断面の写真を Photo 1 に示す。試験体は明瞭な有効拘束領域を示している。故に、本研究では横拘束圧には有効拘束領域を与える拘束効果係数  $k_e$ <sup>3)</sup> を乗じて評価する。Fig. 7 には強度上昇率実験値と式 (6) を使用して求めた圧縮強度時の有効横拘束圧  $\sigma_e$  の関係を示している。

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \cdot k_e \cdot \rho_A \cdot E_A \cdot \epsilon_T \quad (6)$$

ここで、 $E_A$ : ベルトのヤング係数 (118GPa)、Fig. 7 のデータに回帰分析を施すと強度上昇率算定式として次式を得る。

$$K = \frac{\sigma_{cB}}{\sigma_p} = 0.52 \left( \frac{\sigma_e}{\sigma_p} \right)^{0.42} + 1.0 \quad (7)$$

### 3.4 降り勾配

Fig. 8 (a), (b) の縦軸は応力ひずみ曲線の降り勾配であり、値が小さいほど降り勾配が緩やかであることを示している。横軸は Fig. 8 (a) がベルトの体積比、Fig. 8 (b) が緊張ひずみレベルである。降り勾配は Fig. 3 の応力ひずみ曲線において、圧縮強度時と圧縮ひずみ 0.76% のデータを使用して Fig. 9 の関係を用いた (圧縮ひずみ 0.76% は最終圧縮ひずみの一番小さな試験体に合わせた)。Fig. 8 (a) より、降り勾配は体積比が大きいくほど緩やかであり、体積比と強い負の相関を示している。また、各体積比で初期緊張ひずみとも強い負の相関があるが、本論では各体積比での初期緊張ひずみによる降り勾配の差が Fig. 8 (a) ほど大きくないことから、降

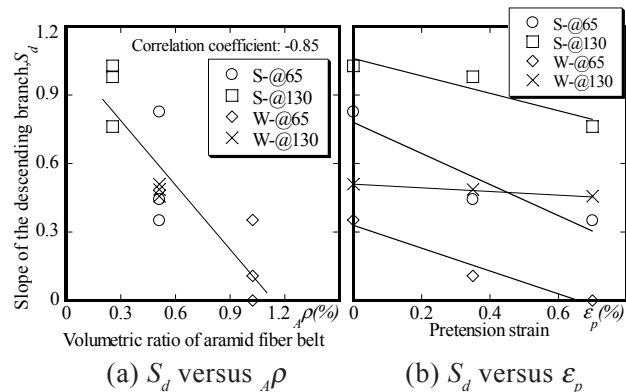


Fig. 8 Variation of descending branch slope with volumetric ratio and initial tesile strain

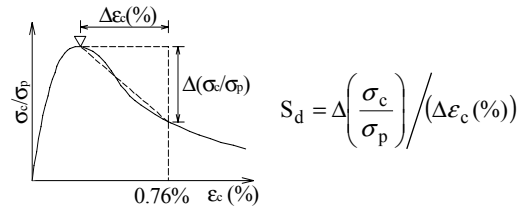


Fig. 9 Explanation of the descending branch slope

り勾配は体積比で評価することを考える。

## 4. Mander 式による応力ひずみ曲線の推定

### 4.1 強度時ひずみ算定式

本章では応力ひずみ関係式の構成が比較的シンプルな Mander 式を用いて実験結果の推定を試みる。応力ひずみ曲線を適切に推定するには圧縮強度、圧縮強度時ひずみ、強度以降の降り勾配を精度良く評価せねばならない。圧縮強度に関しては式 (7) で算定する。Fig. 10 は強度時ひずみ上昇率と強度上昇率実験値の関係である。Fig. 10 には Mander らによる強度時ひずみ計算値<sup>3)</sup>と実験データの回帰分析結果も示している。Fig. 10 より、強度時ひずみ算定式は修正が必要であり、従って、回帰分析結果である式 (8) で強度時ひずみ  $\epsilon_{cB}$  の推定を行う。

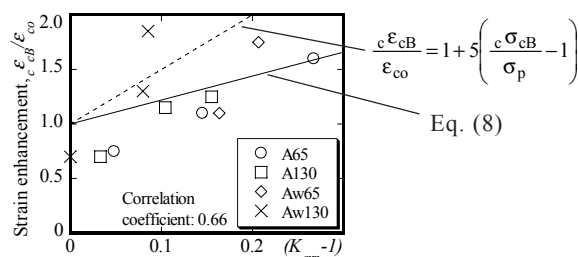


Fig. 10 Strain corresponding to maximum stress of confined concrete



$$\frac{c\epsilon_{cB}}{\epsilon_{co}} = 1 + 2.2 \left( \frac{c\sigma_{cB}}{\sigma_p} - 1 \right) \quad (8)$$

ここで、 $\epsilon_{co} = 0.002$ 。

#### 4.2 係数 $r$ の修正

Mander 式を式 (9) ~ (12) に示す。

$$\frac{\sigma_c}{c\sigma_{cB}} = \frac{x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (9)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{c\epsilon_{cB}} \quad (10), \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (11)$$

$$E_c = 5000 \cdot \sqrt{\sigma_p} \quad (12), \quad E_{sec} = \frac{c\sigma_{cB}}{c\epsilon_{cB}} \quad (13)$$

Mander 式の応力ひずみ曲線の形状 (式 (9)) はコンファインドコンクリートの強度上昇率に大きく影響され、その特徴を曲線に反映させているのは係数  $r$  である。Fig. 11 は係数  $r$  と強度上昇率の関係である。図中の曲線は式 (11) により算定した。また、図には後述する方法で求めたプレストレスト試験体の  $r$  実験結果も示している。即ち、強度上昇率が大きくなれば係数  $r$  は小さくなり、降り勾配は緩やかになることを Fig. 11 は示している。式 (11) による  $r$  計算値を用いた場合の実験結果と計算結果の比較をシリーズ 1 について Fig. 12 に示す。Fig. 12 は式 (11) による  $r$  算定値では実験結果の推定が困難であることの傍証である。帯筋の場合に比べて、ベルトによる外部横補強は強度上昇率による降り勾配の改善具合が異なっており、換言すればこれが特徴であり、応力ひずみ曲線を推定するには、係数  $r$  を圧縮強度以降修正の必要があることを Fig. 11, 12 は示している。この原因はベルトによる拘束メカニズムの帯筋との相違、即ち、

(1) コーナアングルを介しての断面 4 隅からのみの補強、(2) 膜挙動により最後まで引張り弾性材として機能するベルトの特性、によると考えられる。特に Fig. 12 のノンプレストレスト試験体の推定精度は悪い。本論では圧縮強度までは式 (11) を用い、強度以降の係数  $r$  の修正を行う。なお、ノンプレストレスト試験体は圧縮ひずみの進行と共に圧縮応力度が再び上昇する可能性があることを考慮し、プレストレスト試験体とは別に評価する。また、係数  $r$  は実験結果を

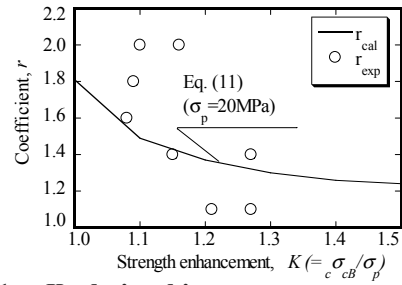


Fig. 11  $r$ - $K$  relationship

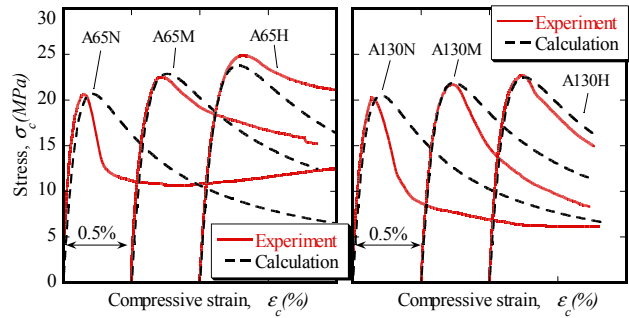


Fig. 12 Comparison of experimental and calculated  $\sigma$ - $\epsilon$  curve of confined concrete (before modified)

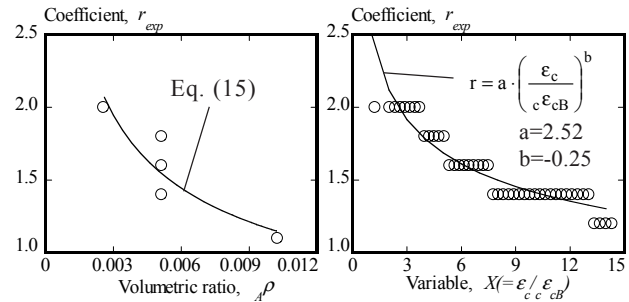
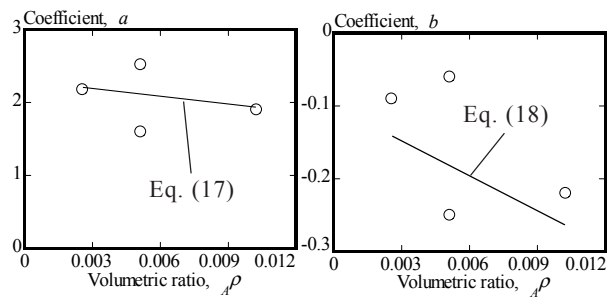


Fig. 13  $r_{exp}$  -  $\rho$  relationship

Fig. 14  $r_{exp}$  -  $X(= \epsilon_c / \epsilon_{cB})$  relationship



(a) Coefficient  $a$  versus  $\rho$  (b) Coefficient  $b$  versus  $\rho$   
Fig. 15 Regression coefficient  $a$  and  $b$

考慮し、ベルト体積比と関連付ける。Fig. 13 には式 (14) により圧縮強度以後の誤差の平方和が最小となるように求めたプレストレスト試験体の係数  $r$  とベルト体積比の関係を示している。

$$\sum \left( Y_i - \frac{X_i \cdot r}{r - 1 + X_i^r} \right)^2 \quad (14)$$

ここで、 $Y_i = \sigma_c / c\sigma_{cB}$  (実験値)。データへ回帰分析

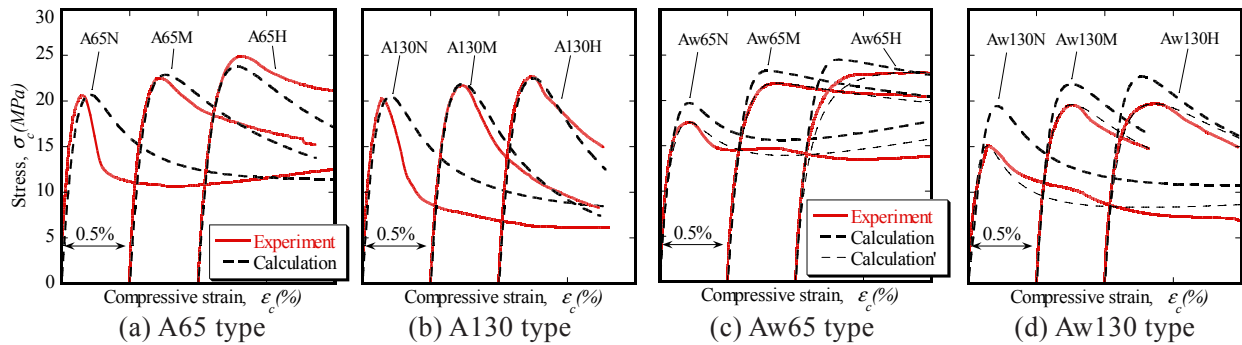


Fig. 16 Comparison of experimental and calculated  $\sigma$ - $\varepsilon$  curve of confined concrete ( after modified )

を施すとプレストレスト試験の  $r$  算定式として式 (15) を得る。

$$r = 0.16 \cdot A_p \rho^{-0.43} \quad (15)$$

ノンプレストレスト試験体では、圧縮強度以降の各測定値に最も良く適合する  $r$  を逆算し、式 (10) と関連付けることで各ノンプレストレスト試験体の  $r$ - $x$  関係を求めた。Fig. 14 には代表して A65N について  $r$ - $x$  関係を示す。この  $r$ - $x$  関係の回帰係数 ( $a$ ,  $b$ ) を体積比で結びつけてノンプレストレスト試験体の  $r$  算定式を求めた (Fig. 15 (a), (b), 式 (16) ~ (18))。

$$r = a \cdot \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cB}} \right)^b \quad (16)$$

$$a = -35.4 A_p \rho + 2.3 \quad (17)$$

$$b = -16 A_p \rho - 0.1 \quad (18)$$

#### 4.3 実験結果と計算結果の比較

Fig. 16 に実験及び計算結果を示す。Fig. 16 (c), (d) では  $\sigma_p$  の実験値が寸法効果係数  $0.89^{\circ}$  を下回っていたため、圧縮強度計算値を用いた結果 (太い破線) が過大評価である。本節では推定式の曲線の適合性を確認するため、Fig. 16 (c), (d) では圧縮強度と強度時ひずみの実験値を入れた場合も細い破線で示している。図のように係数  $r$  を修正することで、プレストレスト試験体の実験結果の推定が概ね可能であること、ノンプレストレスト試験体のピーク後の応力上昇を表現できる見通しを得た。

#### 5. 結論

- (1) 試験体に導入する能動側圧が大きくなれば圧縮強度が上昇する。
- (2) 圧縮強度時のベルトひずみ増分は能動側圧

に拘束効果係数を乗じた有効能動側圧と強い相関があることを示し、これにより、圧縮強度時のベルトひずみは式 (5) で推定できる。

(3) 強度上昇率は圧縮強度時の有効横拘束圧と強い相関があり、式 (7) で推定できる。

(4) 降り勾配は実験変数である初期緊張ひずみ、体積比と強い相関がある。

(5) Mander 式において、係数  $r$  をベルトの体積比の関数とすればプレストレスト試験体の実験結果の推定が概ね可能であり、ノンプレストレスト試験体についてはピーク後の応力上昇を表現できる見通しを得た。

今後、実験データを増やし、提案した式の精度を高める必要がある。

#### 謝辞

本研究は日本建築学会九州支部沖縄支所の研究助成を受けた。実験では卒論生森潤一郎氏の協力を得た。関係各位に深く感謝致します。

#### 参考文献

- 1) 山川哲雄ほか：Seismic or emergency retrofit of RC short columns by use of prestressed aramid fiber belts as external hoops, 日本建築学会構造系論文集, No. 550, pp 135-141, 2001.12.
- 2) 中田幸造ほか：緊張 PC 鋼棒を用いた拘束コンクリート柱の構成則に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, pp. 121-126, 2005.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 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.